

**LETÍCIA REZENDE DE ALMEIDA
VIRGÍNIA LUCCHESI MASET**

**ESTUDO DOS CRITÉRIOS TÉCNICO-ECONÔMICOS E
LOGÍSTICOS DO PROJETO DE FUNDAÇÕES POR ESTACAS
ESCAVADAS COM FLUIDO ESTABILIZANTE NA BAIXADA
SANTISTA**

Projeto de Formatura apresentado à
Escola Politécnica da Universidade de
São Paulo, no âmbito do Curso de
Engenharia Civil

São Paulo
2014

**LETÍCIA REZENDE DE ALMEIDA
VIRGÍNIA LUCCHESI MASET**

**ESTUDO DOS CRITÉRIOS TÉCNICO-ECONÔMICOS E
LOGÍSTICOS DO PROJETO DE FUNDAÇÕES POR ESTACAS
ESCAVADAS COM FLUIDO ESTABILIZANTE NA BAIXADA
SANTISTA**

Projeto de Formatura apresentado à
Escola Politécnica da Universidade de
São Paulo, no âmbito do Curso de
Engenharia Civil

Orientador: Prof. Waldemar C. Hachich

São Paulo
2014

Almeida, Letícia Rezende de

Estudo dos critérios técnico-econômicos e logísticos do projeto de fundações por estacas escavadas com fluido estabilizante na Baixada Santista / L.R. de Almeida; V. L. Maset. -- São Paulo, 2014. 78 p.

Trabalho de Formatura - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Fundações profundas 2.Fundações por estacas I.Maset, Virgínia Lucchesi II.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica III.t.

AGRADECIMENTOS

Acima de tudo, aos meus pais e ao meu irmão, por serem sempre meus maiores admiradores e incentivadores.

Ao Prof. Waldemar Hachich, por acreditar em nosso trabalho e por ser minha referência na fase final da graduação.

À Virgínia, pelo convite e pela amizade incondicional.

À ZF pelo fornecimento dos dados e a todos os profissionais que contribuíram de alguma maneira para a conclusão do trabalho.

Aos familiares e amigos, que sempre estão presentes de alguma maneira.

Letícia

Aos meus pais e à Jô, por todo o amor e paciência durante os anos da graduação.

À Letícia, pela dedicação e amizade.

Ao prof. Waldemar Hachich, por fazer com que eu me apaixonasse pela geotecnia.

Aos companheiros da ZF, cuja contribuição serviu de alicerce para a elaboração deste trabalho.

Virgínia

SUMÁRIO

1	Introdução	11
2	Objetivos	12
2.1	Objetivos Gerais.....	12
2.2	Objetivos Específicos	12
3	Justificativa e Metodologia	13
3.1	Motivação	13
3.2	Organização dos dados	13
4	Banco de dados	15
4.1	Características das estacas ensaiadas	15
4.1.1	Conselheiro Nébias (CN)	17
4.1.2	Coronel Joaquim Montenegro (CJM)	17
4.1.3	Praça Fernandes Pacheco (PçaFP)	17
4.1.4	Terrazas Residence (Terr_50 e Terr_54)	17
4.1.5	Ville de France (VdF_1 e VdF_2)	18
4.1.6	Corporate (Corp_1 e Corp_2)	18
4.1.7	Legend/Clube sírio (Leg_1 e Leg_2)	18
4.1.8	The Blue/Pinhal (TB_1 e TB_2)	19
4.2	Resultado das provas de carga.....	19
4.2.1	Conselheiro Nébias (CN)	20
4.2.2	Coronel Joaquim Montenegro (CJM)	22
4.2.3	Praça Fernandes Pacheco (PçaFP)	23
4.2.4	Terrazas Residence (Terr_50 e Terr_54)	24
4.2.5	Ville de France (VdF_1 e VdF_2)	26
4.2.6	Corporate (Corp_1 e Corp_2)	29
4.2.7	Legend / Clube sírio (Leg_1 e Leg_2)	32
4.2.8	The Blue/Pinhal (TB_1 e TB_2)	34
5	Características geotécnicas da região	36
6	Análises tradicionais: ELU.....	38
6.1	Interpretação das curvas carga x recalque	38
6.2	Previsão de carga de ruptura	41
6.3	Interpretação x previsão	43
6.4	Refinamento do critério de ELU	45
6.4.1	Metodologia de cálculo	45
6.4.2	Utilização de resultados das provas de carga não instrumentadas	46
6.4.3	Utilização de resultados das provas de carga instrumentadas	49
6.4.4	Considerações finais	53
7	Modelo de cálculo Empírico baseado em ELS	54
7.1	Introdução	54
7.2	Hipóteses e aproximações	54
7.3	Dados de entrada.....	59
7.3.1	Parâmetros dos solos	60
7.3.2	Dados da estaca e hipóteses do modelo	62
7.3.3	Dados reais da prova de carga.....	63
7.3.4	Dados reais da prova de carga.....	63
7.4	Resultados obtidos.....	65
7.5	Considerações finais.....	66
8	Outros fatores condicionantes do projeto final e possíveis soluções para economia.....	67
8.1	Influência da prova de carga prévia no custo das fundações.....	67

8.1.1	Volume de concreto.....	68
8.1.2	Peso de aço para armação.....	69
8.1.3	Metros lineares de perfuração	69
8.1.4	Volume de escavação	70
8.1.5	Volume de lama.....	71
8.1.6	Dias ociosos de equipamento + mão-de-obra para a execução das estacas para a prova de carga prévia	71
8.1.7	Considerações finais	72
8.2	Lama bentonítica x lama polimérica	72
9	Conclusões	74
10	Referências bibliográficas	76

RESUMO

O presente trabalho trata de um tipo específico de fundações - estacas escavadas de grande diâmetro com auxílio de fluido estabilizante - executado em um subsolo mais específico ainda, o da Baixada Santista. Busca-se, através de diferentes análises, entender e questionar as abordagens realizadas pelas rotinas de projeto mais comuns. Para tal, dispõe-se de um banco de dados de 13 provas de cargas estáticas e 5 provas de carga instrumentadas, realizadas em estações de 8 diferentes obras na orla de Santos.

Suspeita-se que a abordagem feita, que trata estações analogamente a outros tipos de estacas e se dá através de análises baseadas em estados limite últimos (ELU), não seja adequada, devido às altas cargas suportadas e aos pequenos recalques observados nesse tipo de fundação profunda. Tais análises resultariam em projetos demasiadamente conservadores e anti-econômicos.

Em um primeiro momento, analisa-se as provas de carga disponíveis através de critérios consagrados de dimensionamento baseados em ELU e, em um segundo momento, procura-se refinar tais critérios.

Em uma segunda etapa, busca-se a criação de um modelo empírico baseado em estados limite de serviço (ELS) para estimativa de recalques. Por fim, analisam-se possibilidades de economia no projeto e na obra.

Palavras-Chave: estaca escavada de grande diâmetro com fluido estabilizante; Baixada Santista; prova de carga estática.

ABSTRACT

This paper is about a very specific type of foundation - large diameter drilled piles with stabilizing fluid - executed in an even more specific type of soil, the Baixada Santista region. Through different analyzes, it is pursued to understand and to question the different approaches of the most common project routines. For such, it's presented a database consisted of thirteen static pile load test results and five pile load tests with instrumentation in large diameter piles of eight different construction sites in the city of Santos, Brazil.

There's the generalized notion that the current approach, which treats large diameter piles like many other types of pile and consists of analyzes based on Ultimate Limit State routines, isn't accurate because of the very high loads supported by and the low settlement values observed in this type of deep foundation. Such analyzes lead to very conservative and anti-economic foundation projects.

At first, the pile load tests are analyzed using established criteria based in Ultimate Limit State routines and, after that, it's sought to refine such criteria.

In a second attempt, it is pursued to develop an empirical model based on Serviceability Limit State, with the objective of estimating the pile settlement. Finally, different possibilities of economy with the foundation project and the construction site are analyzed.

Key-words: large diameter pile with stabilizing fluid; Baixada Santista; static pile load test.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: localização das obras em vista aérea da cidade de Santos/SP.	15
Figura 2: perfil da SP-05 e curva carga x recalque da prova de carga CN.	20
Figura 3: distribuição de carga x profundidade da prova de carga CN.	21
Figura 4: perfil da SP-05 e curva carga x recalque da prova de carga CJM.	22
Figura 5: perfil SP-07 e curva carga x recalque da prova de carga PçaFP.	23
Figura 6: perfil SP-03 e curva carga x recalque da prova de carga Terr_50.	24
Figura 7: perfil SP-06 e curva carga x recalque da prova de carga Terr_54.	25
Figura 8: perfil SP-03 e curva carga x recalque da prova de carga VdF_1.	26
Figura 9: perfil SP-08 e curva carga x recalque da prova de carga VdF_2.	27
Figura 10: distribuição de carga x profundidade da prova de carga VdF_1.	28
Figura 11: distribuição de carga x profundidade da prova de carga VdF_2.	28
Figura 12: perfil SP-01 e curva carga x recalque da prova de carga Corp_1.	29
Figura 13: perfil SP-01 e curva carga x recalque da prova de carga Corp_2.	30
Figura 14: distribuição de carga x profundidade da prova de carga Corp_1.	31
Figura 15: distribuição de carga x profundidade da prova de carga Corp_2.	31
Figura 16: perfil SP-08 e curva carga x recalque da prova de carga Leg_1.	32
Figura 17: SP-02 e curva carga x recalque da prova de carga Leg_2.	33
Figura 18: perfil SP-5A e curva carga x recalque da prova de carga TB_1.	34
Figura 19: perfil SP-07 e curva carga x recalque da prova de carga TB_2.	35
Figura 20: perfil geotécnico sintético da orla de Santos (Fonte: adaptado de Teixeira (1994) por Massad (2003)).	37
Figura 21: comparação entre os resultados das interpretações das provas de carga.	39
Figura 22: aplicação do método de Mazurkiewicz à prova de carga Terr_50.	40
Figura 23: comparação entre o método de Van der Veen aplicado às provas de carga Terr_50 e VdF_1, respectivamente.	40
Figura 24: comparação entre os resultados de previsão de capacidade de carga.	42
Figura 25: comparação entre os valores de ruptura dados por Aoki-Veloso e Massad.	43
Figura 26: comparação entre os valores de ruptura dados por Décourt-Quaresma e Massad.	43
Figura 27: comparação entre os valores de ruptura dados por Pedro Paulo Velloso e Massad.	44
Figura 28: comparação entre os valores de ruptura dados por David Cabral e Massad.	44
Figura 29: perfil do solo da prova de carga CN, com a espessura e N_{SPT} médio de cada camada, além dos níveis de cada strain gage.	49
Figura 30: perfil do solo da prova de carga VdF_1, com a espessura e N_{SPT} médio de cada camada, além dos níveis de cada strain gage.	50
Figura 31: perfil do solo da prova de carga VdF_2, com a espessura e N_{SPT} médio de cada camada, além dos níveis de cada strain gage.	50
Figura 32: perfil do solo das provas de carga Corp_1 e Corp_2, com a espessura e N_{SPT} médio de cada camada, além dos níveis de cada strain gage.	50
Figura 33: leis de Cambefort simplificadas por Cassan.	55
Figura 34: modelo de cálculo.	55
Figura 35: curva para consideração do atrito lateral.	56

Figura 36: curva para o atrito lateral com a consideração da sensibilidade das argilas marinhas.....	57
Figura 37: curva para a tensão normal na ponta.....	58
Figura 38: Exemplo de planilha de cálculo para um nível de carregamento.	64
Figura 39: comparação entre as curvas carga x recalque real e obtida pelo modelo (VdF_2).	65
Figura 40: quantidades de estacas da obra CJM, de acordo com a emissão inicial (29/02/2012) e a última revisão (25/07/2012) do projeto de fundações.	67

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: características das provas de carga e das estacas ensaiadas.....	16
Tabela 2: cargas de ruptura pela extrapolação da curva carga x recalque, em tf.	39
Tabela 3: carga de ruptura das estacas, segundo métodos de previsão, em tf.	42
Tabela 4: comparação entre os resultados obtidos para a prova de carga VdF_2, em tf.	45
Tabela 5: valores de K_{ponta} utilizados no método de Falconi-Perez (2007).	46
Tabela 6: sondagem SP-08 da prova de carga CN, separada de acordo com suas camadas.....	47
Tabela 7: resultados da regressão linear múltipla aplicada às provas de carga não instrumentadas.....	48
Tabela 8: medições em cada strain gage referentes ao último estágio de carregamento para as 5 provas de carga instrumentadas.	51
Tabela 9: resultado de α_{AREIA} para cada intervalo entre <i>strain gages</i> , utilizando as provas de carga instrumentadas.	51
Tabela 10: transcrição do perfil de sondagem de acordo com as profundidades relativas à estaca.	60
Tabela 11: perfil de sondagem simplificado de acordo com as aproximações do modelo.	61
Tabela 12: parâmetros de entrada dos solos - resistência de atrito.	62
Tabela 13: cálculo de $q_{n,\text{últ}}$ por Décout-Quaresma.	62
Tabela 14: dados de entrada da estaca e do modelo.	62
Tabela 15: dados de entrada da prova de carga.....	63
Tabela 16: exemplo do primeiro cálculo da planilha para um dos níveis de carregamento.	63
Tabela 17: dados das provas de carga real e simulada pelo modelo.....	65
Tabela 18: consumo de concreto da emissão inicial do projeto da obra CJM.....	68
Tabela 19: consumo de concreto da última revisão do projeto da obra CJM.	68
Tabela 20: consumo de aço da emissão inicial do projeto da obra CJM.....	69
Tabela 21: consumo de aço da última revisão do projeto da obra CJM.....	69
Tabela 22: metros lineares de perfuração segundo a emissão inicial do projeto da obra CJM.....	69
Tabela 23: metros lineares de perfuração segundo a última revisão do projeto da obra CJM.....	70
Tabela 24: volume de terra de escavação segundo a emissão inicial do projeto da obra CJM.....	70
Tabela 25: volume de terra de escavação segundo a última revisão do projeto da obra CJM.....	70
Tabela 26: consumo de lama polimérica segundo a emissão inicial do projeto da obra CJM.....	71
Tabela 27: consumo de lama polimérica segundo a última revisão do projeto da obra CJM.....	71

LISTA DE SIMBOLOS

N_{SPT} = número de golpes necessários para cravar 30cm do amostrador, após uma cravação inicial de 15cm

L = comprimento da estaca

D = diâmetro da estaca

ρ = recalque medido no topo da estaca

α = coeficiente que, multiplicado pelo N_{SPT} médio da camada de solo, resulta em sua adesão.

f_s = adesão da camada de solo

U = perímetro da estaca

A = área da seção transversal da estaca

A_c = área da seção da ponta da estaca

K_{ponta} = coeficiente do solo da ponta da estaca utilizado no método Falconi-Perez

β = coeficiente do solo da ponta da estaca

e = espessura da camada de solo

E = módulo de elasticidade do concreto

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto

P_0 = carga aplicada no topo da estaca

P_n = carga que chega à ponta da estaca

i = elemento de discretização da estaca

ΔL = comprimento do elemento i

$\tau_{l,ult}$ = resistência de atrito do solo no fuste

$\tau_{l,i}$ = atrito lateral mobilizado no elemento i

$\tau_{l,s}$ = resistência de atrito das argilas amolgadas

k_i = parâmetro relacionado à curva de atrito lateral da camada e aos parâmetros da estaca

q_n = tensão mobilizada na ponta

$q_{n, \text{últ}}$ = resistência do solo da ponta

w_i = recalque médio entre o topo e a base do elemento i

w_n = recalque no elemento da ponta

$w_{n, \text{últ}}$ = recalque na ponta em que a tensão mobilizada é igual à resistência

w_y = recalque em que o atrito mobilizado é igual à resistência de atrito

K = encurtamento elástico da estaca

λ = porcentagem do diâmetro equivalente ao recalque em que a tensão na ponta é máxima

S = sensibilidade das argilas

FF = fator de forma da curva de atrito lateral

1 INTRODUÇÃO

A cidade de Santos, há tempos, se tornou conhecida por seus edifícios inclinados, presentes em praticamente toda a orla. Tal inclinação, na maioria das vezes perceptível a olho nu, é resultado dos recalques diferenciais dos pilares do edifício, e é ainda mais evidente na chamada faixa crítica da orla, entre os canais 3 e 6. Recalques menos significativos e nem sempre visíveis ocorrem no bairro da Ponta da Praia, localizado depois do canal 6.

Tais recalques são resultado do adensamento de uma espessa camada de argila marinha mole, localizada abaixo da camada superficial de areia compacta. Segundo Silva (2010), o fato de a camada superficial de areia ser compacta, com tensão admissível de 250 a 300 kPa, levou construtores da época a executar edifícios com mais de 12 pavimentos apoiados em fundação direta, a 1,5 ou 2,0m de profundidade, por exemplo.

Com o aumento da população da cidade e, conseqüentemente, do número de edifícios e do número de pavimentos destes, os recalques passaram a ser cada vez mais significativos, exigindo que fossem adotadas novas soluções em fundações.

Teixeira (1994) e Massad (2003), em seus respectivos trabalhos, traçaram perfis de toda a orla de Santos, sintetizando a ocorrência das camadas de areia e argila. Massad procurou adaptar o perfil traçado por Teixeira, com maiores especulações a respeito das camadas mais profundas e questionando a espessura da camada de areia no bairro da Ponta da Praia.

Para superar o problema da espessa camada de argila mole, as estacas escavadas de grande diâmetro com fluido estabilizante têm sido uma solução muito utilizada para edifícios de grande porte na Baixada Santista. Conhecidas como “estacões” ou “barretes”, dependendo tanto de sua forma como do equipamento utilizado na escavação, tais estacas são capazes de suportar cargas muito elevadas e são ideais para locais com nível d’água elevado e presença de solos moles, como é o caso da região estudada. As estacas escavadas com fluido estabilizante de seção circular, que são escopo deste trabalho, serão tratadas apenas como estacões.

Ainda hoje, existe a suspeita de que tais soluções sejam conservadoras e que os critérios de dimensionamento consagrados levem a projetos superdimensionados. havendo assim a necessidade de estabelecerem-se métodos mais arrojados. Além disso, devido à complexidade da execução de um projeto de fundações por estacões e à quantidade de fatores incluídos, pensa-se que diversos outros parâmetros podem ter influência no resultado e no custo final da obra, além do dimensionamento propriamente dito.

2 OBJETIVOS

Estão no escopo desse trabalho estudos da influência de diversos fatores no projeto de fundações por estações como um todo, relacionados exclusivamente ao perfil da Baixada Santista ou não: técnicos, econômicos e logísticos.

2.1 Objetivos Gerais

Em geral, o objetivo do trabalho é estudar a relação entre o produto final e os condicionantes de obra e de projeto. Busca-se entender a influência de cada um dos diversos fatores envolvidos, estejam eles diretamente relacionados ao dimensionamento ou não, a fim de se avaliar a possibilidade de economias e melhorias no projeto como um todo.

2.2 Objetivos Específicos

O objetivo principal desse trabalho é avaliar as diversas possibilidades de economias no projeto executivo de estações na Baixada Santista, onde os condicionantes são particularmente específicos e decisivos. Dessa maneira, indiretamente, busca-se alcançar projetos mais econômicos e menos conservadores.

Em grande parte, o desenvolvimento do trabalho é focado nos métodos de dimensionamento em si. Procura-se avaliar métodos disponíveis e usuais, compará-los com outros e, em outro momento, propor métodos novos. Além disso, dá-se especial atenção aos critérios em que tais métodos se baseiam: se em estados limites últimos (ELU) ou de serviço (ELS).

Para o desenvolvimento do trabalho, são analisadas 13 provas de carga estáticas executadas em estações escavados com lama bentonítica ou polímero na região da Baixada Santista. Todos os dados analisados nessa etapa foram fornecidos pela ZF & Engenheiros Associados S/S, responsável pelo projeto de fundações das obras estudadas.

3 JUSTIFICATIVA E METODOLOGIA

3.1 Motivação

O projeto e a execução de estacas escavadas com fluidos estabilizantes são especialmente complexos, devido à quantidade de fatores envolvidos. Primeiramente, devido às altas cargas a que esse tipo de fundação está submetido, os projetos resultam em estacas bastante longas e robustas, o que torna os projetos mais específicos e dispendiosos.

Além do aspecto relacionado ao dimensionamento em si, existe também a dificuldade advinda da execução, tanto devido à grandiosidade citada anteriormente quanto à utilização de fluidos estabilizantes, principalmente lamas bentoníticas. Tais obras resultam em canteiros de obras bastante complexos, com equipamentos maiores e mais numerosos com relação a outros tipos de estacas, além da presença das centrais de armazenamento e descarte dos fluidos.

Os aspectos citados anteriormente fazem com que o projeto de estações seja diferenciado com relação ao projeto de outros tipos de estacas, menores e menos complexas, e mereça atenção especial. A complexidade envolvida faz com que diversas áreas do conhecimento devam ser empregadas para a correta concepção, o que torna o assunto interessante e atrativo para pesquisas.

Além disso, embora as estações se diferenciem de outros tipos de estacas quanto ao seu comportamento mecânico, ainda são muito usuais rotinas de projeto baseadas em estados limite último (ELU). Nesses, é aplicado um fator de segurança global àquela que seria a carga de ruptura, como para os demais tipos de estaca. Porém, é sabido que o ELU não é limitante no projeto de estações devido às grandes cargas suportadas por esse tipo de fundação profunda e aos pequenos recalques observados, reforçando-se a necessidade do desenvolvimento de um critério consagrado baseado em estados limite de serviço (ELS).

Aliadas a tudo isso estão as questões das características geológicas da Baixada Santista, amplamente conhecida e estudada devido às suas peculiaridades, e do banco de dados disponível, de 13 provas de carga, inclusive instrumentadas. Apesar de previstas na revisão da norma NBR 6122 feita em 2010, provas de carga em estações ainda são pouco executadas, devido ao seu alto custo. Assim, considera-se o acervo fornecido muito significativo e atual, podendo ser considerado o principal motivador do trabalho.

3.2 Organização dos dados

Como citado anteriormente, a base para o desenvolvimento do trabalho são 13 provas de carga, entre elas 5 instrumentadas, realizadas em estações na Baixada Santista. Assim, o primeiro passo para o início das atividades foi a elaboração de um banco de dados confiável das provas de carga que pudesse ser utilizado sem dúvidas ou pendências.

Em um primeiro momento, foi feito um trabalho exaustivo de coletar, reunir, organizar e classificar os resultados de todas as provas de carga, incluindo-se não somente os relatórios dos ensaios propriamente ditos, mas também a análise de cada projeto, das sondagens executadas para cada um deles, entre outros aspectos pertinentes.

4 BANCO DE DADOS

4.1 Características das estacas ensaiadas

Ao todo, o banco de dados conta com resultados gerados por 13 provas de cargas estáticas, sendo 5 delas instrumentadas, realizadas em 8 obras distintas, todas localizadas na Baixada Santista. A Figura 1 ilustra a localização de todas as obras em questão. A fim de simplificação, cada uma delas será mencionada no relatório sob forma de abreviações, que serão detalhadas a seguir.

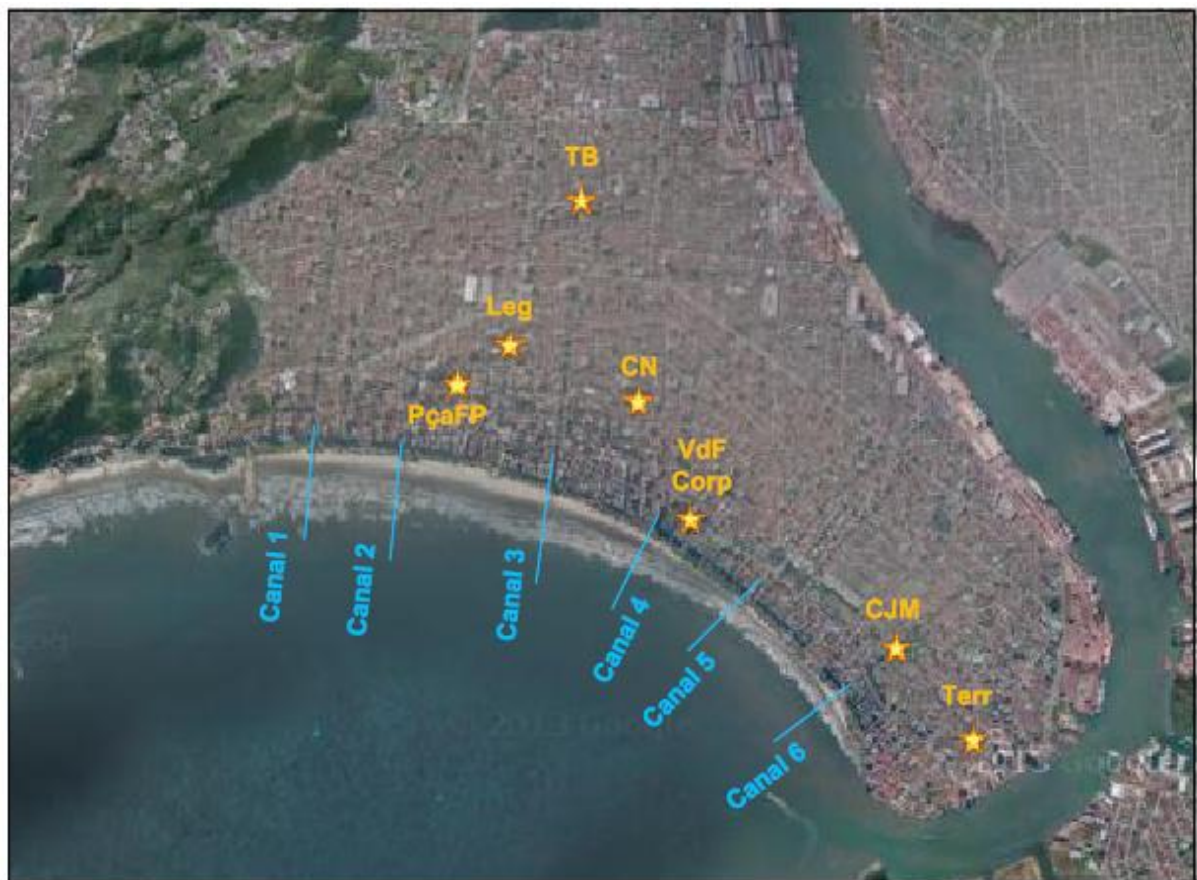


Figura 1: localização das obras em vista aérea da cidade de Santos/SP.

Na Tabela 1 é apresentado um resumo de todas as provas de cargas e respectivas obras, com as principais informações que serão utilizadas durante todo o trabalho. Mais à frente, cada uma das provas de carga será analisada individualmente e com mais detalhes.

Tabela 1: características das provas de carga e das estacas ensaiadas.

Construtora	Obra/Prova de carga	Abreviação	Instrumentada	Data de execução da PC	Fluido estabilizante	Diâmetro da estaca (cm)	Comprimento da estaca (m)	Cota do terreno (m)	Cota de arrasamento (m)	Cota da ponta da estaca (m)	Distância até a sondagem mais próxima (m)
Macuco	Conselheiro Nébias	CN	SIM	22/03/10	Polímero	100	54,0	0,00	-2,00	-56,0	11,70
	Cel. Joaquim Montenegro	CJM	NÃO	19/10/12	Polímero	100	53,4	0,00	-1,70	-55,1	3,70
	Praça Fernandes Pacheco	PçaFP	NÃO	10/08/10	Polímero	100	51,0	0,00	-1,12	-52,1	3,50
Miramar	Terrazas	Terr_50	NÃO	26/04/12	Lama bentonítica	100	55,0	100,49	98,00	43,0	23,10
		Terr_54	NÃO	23/06/12	Lama bentonítica	100	55,0	100,59	98,00	43,0	5,90
	Ville de France	VdF_1	SIM	18/06/11	Lama bentonítica	100	57,5	0,00	-2,50	-60,0	6,70
		VdF_2	SIM	21/10/11	Lama bentonítica	100	57,0	0,00	-3,07	-60,1	7,40
	Corporate	Corp_1	SIM	29/08/12	Lama bentonítica	100	60,0	100,31	100,31	40,3	-
		Corp_2	SIM	31/08/12	Lama bentonítica	100	60,0	100,31	100,31	40,3	-
Odebrecht	Legend / Sírio Libanês	Leg_1	NÃO	05/01/13	Polímero	80	51,3	-1,60	-2,40	-53,7	8,05
		Leg_2	NÃO	06/05/13	Polímero	80	51,1	0,00	-3,00	-54,1	22,90
	The Blue	TB_1	NÃO	02/01/12	Lama bentonítica	80	52,4	0,00	-3,65	-56,1	9,00
		TB_2	NÃO	05/01/12	Lama bentonítica	80	52,4	0,00	-3,65	-56,1	10,20

4.1.1 Conselheiro Nébias (CN)

A prova de carga, instrumentada, foi realizada no dia 22 de março de 2010 na estaca escavada P12-13 A, de 1,0 m de diâmetro e 54m de comprimento, que fará parte das estruturas de fundação do futuro edifício localizado à Avenida Conselheiro Nébias, 701 – Santos/SP.

A sondagem mais próxima é a SP-02, que foi realizada a 11,7 metros de distância da estaca. A ponta da estaca está apoiada em solo de areia fina e média pouco siltosa com mica, muito compacta, cinza e marrom, com SPT próximo de 55.

4.1.2 Coronel Joaquim Montenegro (CJM)

Em 19 de Outubro de 2012 foi executada uma prova de carga à compressão na obra denominada Edifício Castell Due Monti, situada na Av. Coronel Joaquim Montenegro nº 117 – Santos/SP. A estaca ensaiada foi a P 24 C, com diâmetro de 1,0m e comprimento de 53,4m.

A sondagem mais próxima é a SP-05, que foi realizada a 3,7 metros de distância da estaca. A ponta da estaca está apoiada em solo de areia média com pedregulhos de granulação variada, compacta a medianamente compacta, de cor cinza e SPTs da ordem de 30.

4.1.3 Praça Fernandes Pacheco (PçaFP)

Foi executada uma prova de carga à compressão na obra localizada à Rua Mal. Deodoro nº 16 – Santos/SP, no dia 10 de agosto de 2010. A estaca ensaiada foi a P 03 B, com diâmetro de 1,0m e comprimento de 51,0m.

A sondagem mais próxima é a SP-07, que foi realizada a 3,5 metros de distância da estaca. A ponta da estaca está apoiada em solo de areia fina e média siltosa, pouco argilosa, pouco caulínica, compacta a medianamente compacta, cinza clara e branca, com SPT da ordem de 20.

4.1.4 Terrazas Residence (Terr_50 e Terr_54)

Nas obras da construção do empreendimento residencial situado à Rua Senador Cesar Lacerda de Vergueiro, nº 71 - Santos/SP, foram realizadas duas provas de carga estáticas. A primeira foi executada na estaca P19 + P18B, de 1,0m de diâmetro, 55,0m de comprimento, e 390 tf de carga de trabalho; a outra da obra foi realizada na estaca P39 + P38 E, de 1,0m de diâmetro e 55,0m de comprimento.

A ponta da estaca da primeira prova de carga está apoiada em solo de areia fina siltosa com mica, medianamente a muito compacta, cinza e marrom, de SPTs altos, da ordem de 60. A sondagem mais próxima é a SP-03, a 23,1 metros de distância. A ponta da estaca da segunda prova de carga está apoiada 4 metros abaixo do limite da sondagem mais próxima, a SP-06, que teve que ser interrompida em virtude da ocorrência de camada impenetrável à ferramenta de percussão.

4.1.5 Ville de France (VdF_1 e VdF_2)

Foram realizadas três provas de carga instrumentadas no edifício localizado à Av. Eptácio Pessoa, 495 - Santos/SP. As duas primeiras, das quais apenas uma obteve resultados satisfatórios (na primeira houve problemas com o macaco hidráulico, então a segunda foi chamada VdF_1), foram realizadas na estaca escavada P32B, de 1,0m de diâmetro e 57,5m de comprimento, com 425 tf de carga de trabalho. A terceira prova de carga da obra (chamada aqui de VdF_2) foi realizada dia 21 de outubro de 2011, na estaca 69 B, de 1,0m de diâmetro e 57,0m de comprimento.

A ponta da estaca do primeiro ensaio está apoiada em solo de silte arenoso, pouco argiloso, pouco caulínico, com pedregulhos finos, medianamente compacto, cinza claro, com SPT de 9. A sondagem mais próxima é a SP-03, a 6,7 metros de distância. A ponta da estaca do segundo ensaio está apoiada em solo de silte pouco arenoso, pouco argiloso, pouco caulínico, pouco compacto, cinza claro e branco, de SPT da ordem de 15. A sondagem mais próxima é a SP-08, a 7,4 metros.

4.1.6 Corporate (Corp_1 e Corp_2)

Foram realizadas duas provas de carga nos dias 29 e 31 de agosto de 2012, ambas na estaca "P13B" - de 1,0m de diâmetro e 60m de comprimento - da fundação do futuro edifício à Av. Eptácio Pessoa, 495 - Santos/SP. Apesar de o endereço ser o mesmo, esta não é a mesma obra que a do item anterior. Vale ressaltar que a estaca que foi chamada "P13B", na verdade, não fez parte do projeto de fundações da obra, e foi executada apenas para a realização da prova de carga prévia.

Sua ponta está apoiada em solo de areia fina e média siltosa, pouco argilosa, pouco caulínica, com pedregulhos de granulação variada (quartzo), medianamente compacta a compacta, cinza clara, com SPT de aproximadamente 20. A sondagem mais próxima é a SP-01, cuja distância não consta no relatório de execução da prova de carga.

4.1.7 Legend/Clube sírio (Leg_1 e Leg_2)

Foram realizadas duas provas de carga nas fundações do futuro edifício localizado à Av. Ana Costa, 473 - Santos/SP. O primeiro ensaio foi executado na estaca P12 A, com diâmetro de 80cm e comprimento de 52,07m a partir da cota do terreno. O segundo ensaio foi executado na estaca P27 B + P22 C, com diâmetro de 80cm e comprimento de 51,91m a partir da cota do terreno.

Vale que ressaltar que, no primeiro ensaio, foram feitos dois ciclos de carregamentos seguidos, em um intervalos de tempo pequeno, o que não justifica a divisão do ensaio em duas curvas distintas. Porém, ambos os resultados serão mostrados mais adiante.

A ponta da estaca do primeiro ensaio está apoiada em solo de silte arenoso com mica, compacto a medianamente compacto, cinza, de SPT em torno de 20. A sondagem mais próxima nesse caso é a SP-08, a 8,05 metros. A ponta da estaca do segundo ensaio está apoiada em areia média pouco argilosa, pouco caulínica, com

pedregulhos finos e médios, medianamente compacta, cinza clara, com SPT de 14. Já nesse caso, a sondagem mais próxima é a SP-02, a 22,91 metros de distância.

4.1.8 The Blue/Pinhal (TB_1 e TB_2)

Duas provas de carga realizadas nos dias 02 e 05 de janeiro de 2012 na obra localizada à Av. Senador Feijó, n° 576 - Santos/SP. A primeira foi realizada na estaca P33 + P30 + P34, com diâmetro de 80cm e comprimento de 52,4m a partir da cota do terreno. A segunda foi realizada na estaca P81 + P83 + P84, com diâmetro de 80cm e comprimento de 52,4m a partir da cota do terreno.

A ponta da estaca do primeiro ensaio está apoiada em solo de areia fina siltosa, com pouca mica e fragmentos de rocha, muito compacta, cinza e branca, de SPT entre 30 e 40. A ponta da estaca do segundo ensaio está apoiada em solo de areia fina e média siltosa, com mica e fragmentos de rocha, muito compacta, cinza, de SPT maior que 50. No primeiro caso a sondagem mais próxima é a SP-07, a 9m, e no segundo, a SP-05, a 10,2 metros de distância.

4.2 Resultado das provas de carga

A seguir, são apresentadas as curvas carga x recalque das provas de carga realizadas juntamente com o perfil da sondagem mais próxima e os resultados das provas de carga instrumentadas, quando existentes.

4.2.1 Conselheiro Nébias (CN)

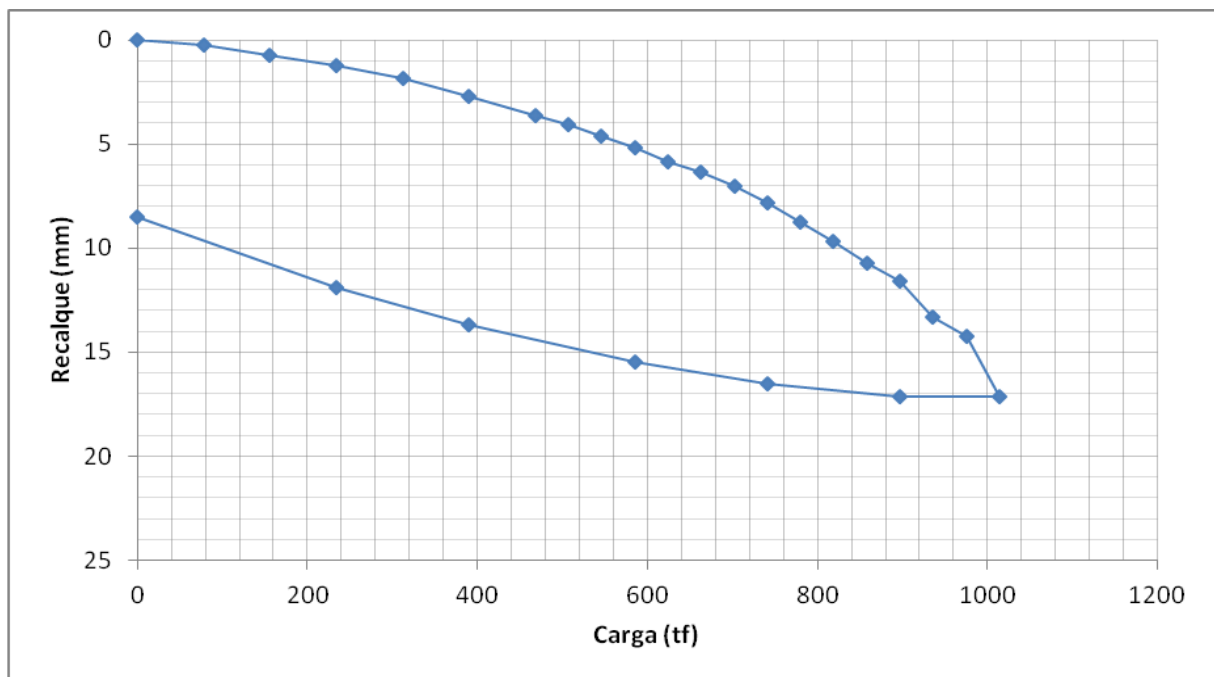
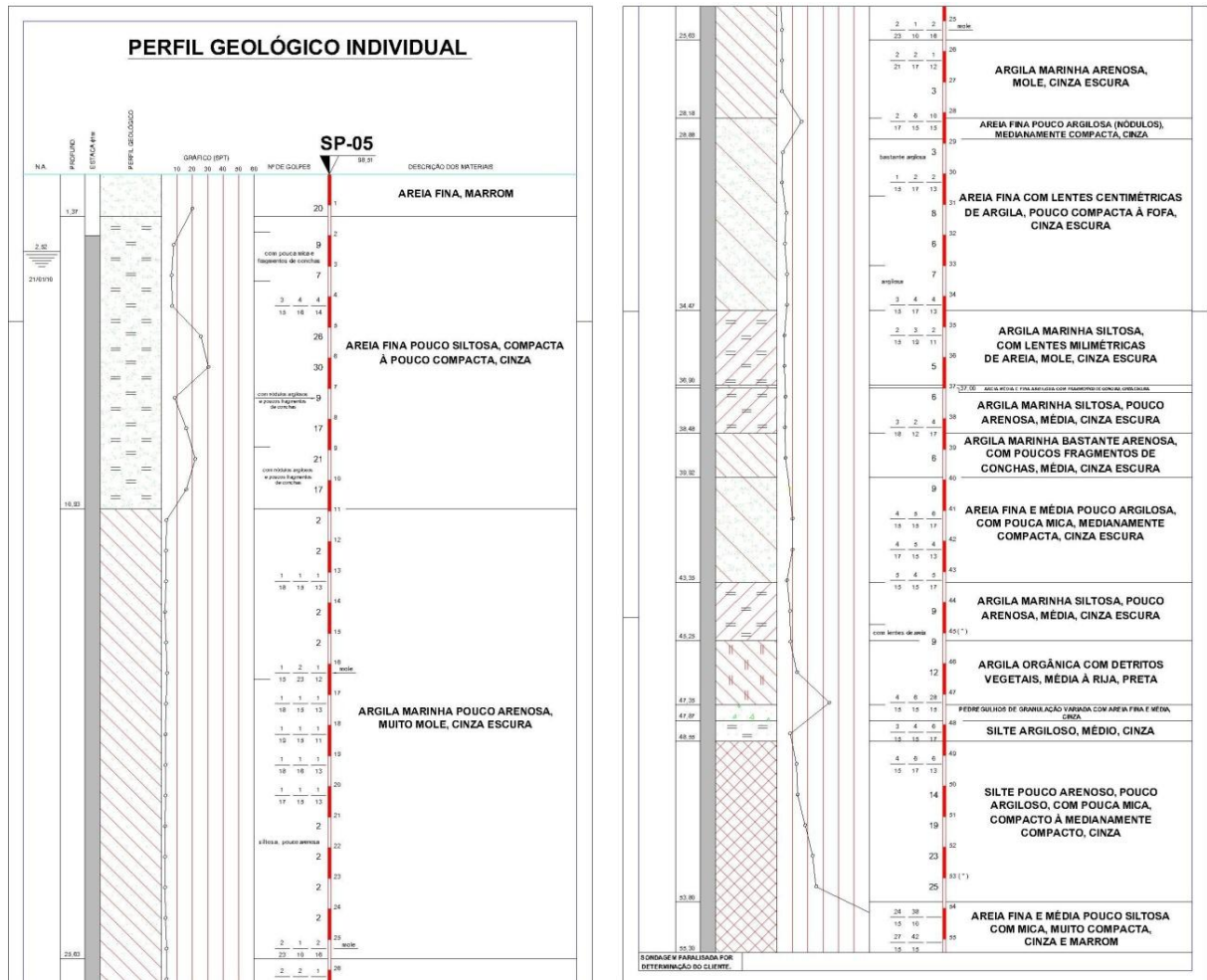


Figura 2: perfil da SP-05 e curva carga x recalque da prova de carga CN.

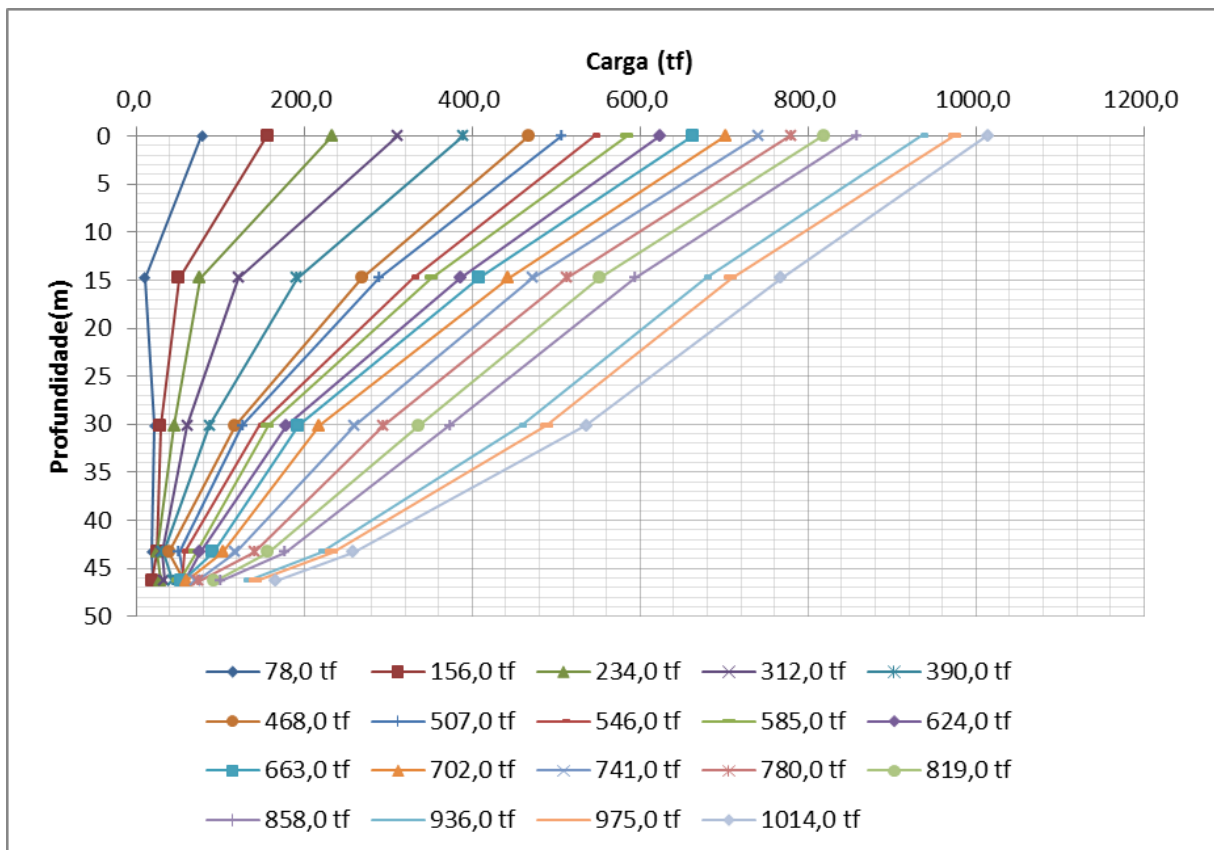


Figura 3: distribuição de carga x profundidade da prova de carga CN.

4.2.2 Coronel Joaquim Montenegro (CJM)

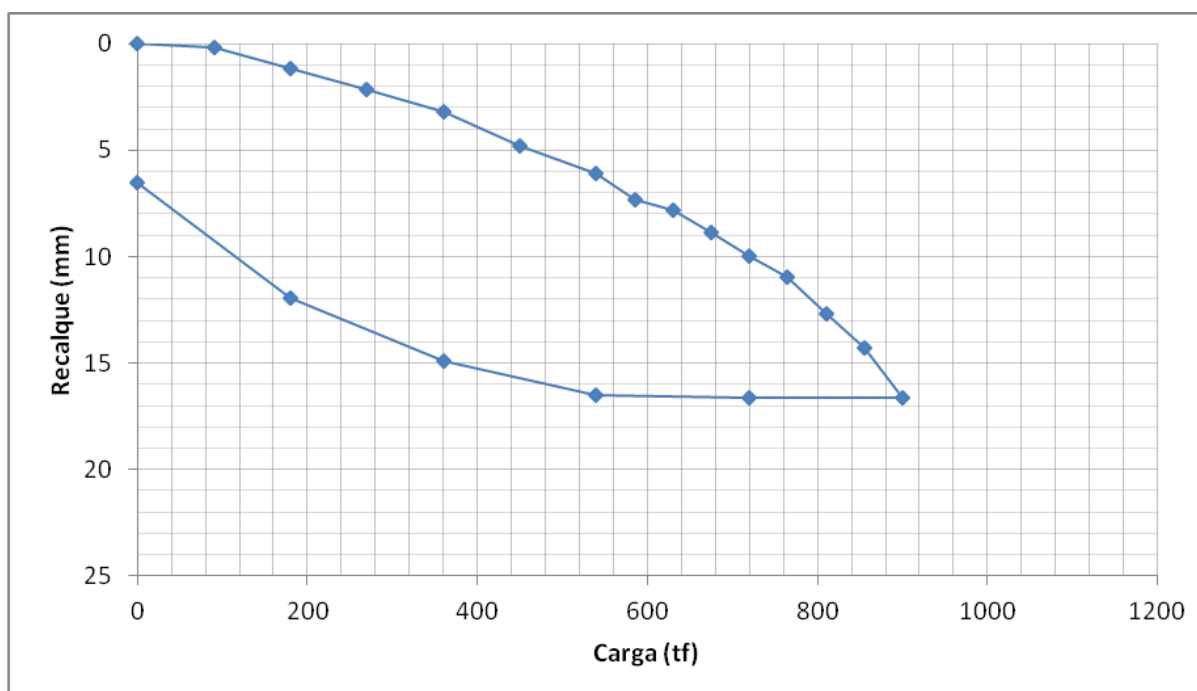
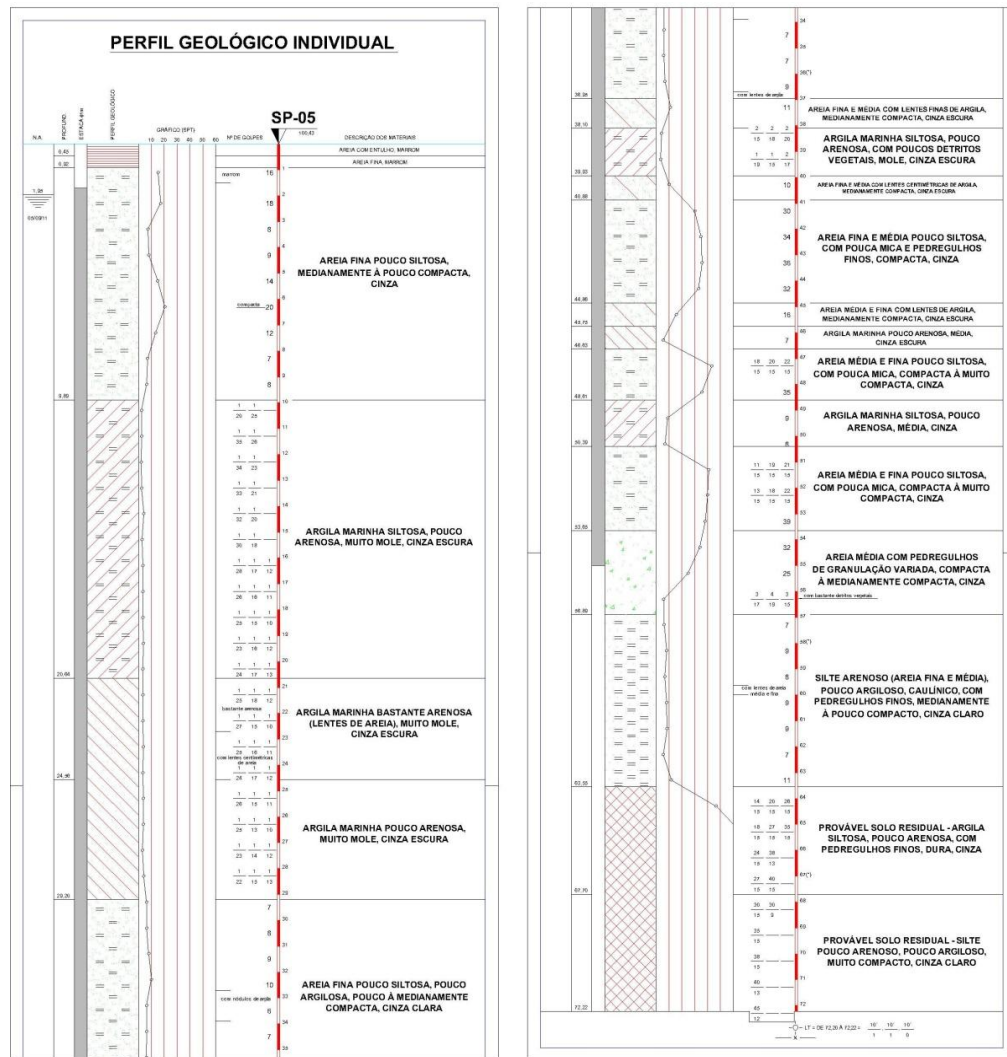


Figura 4: perfil da SP-05 e curva carga x recalque da prova de carga CJM.

4.2.3 Praça Fernandes Pacheco (PçaFP)

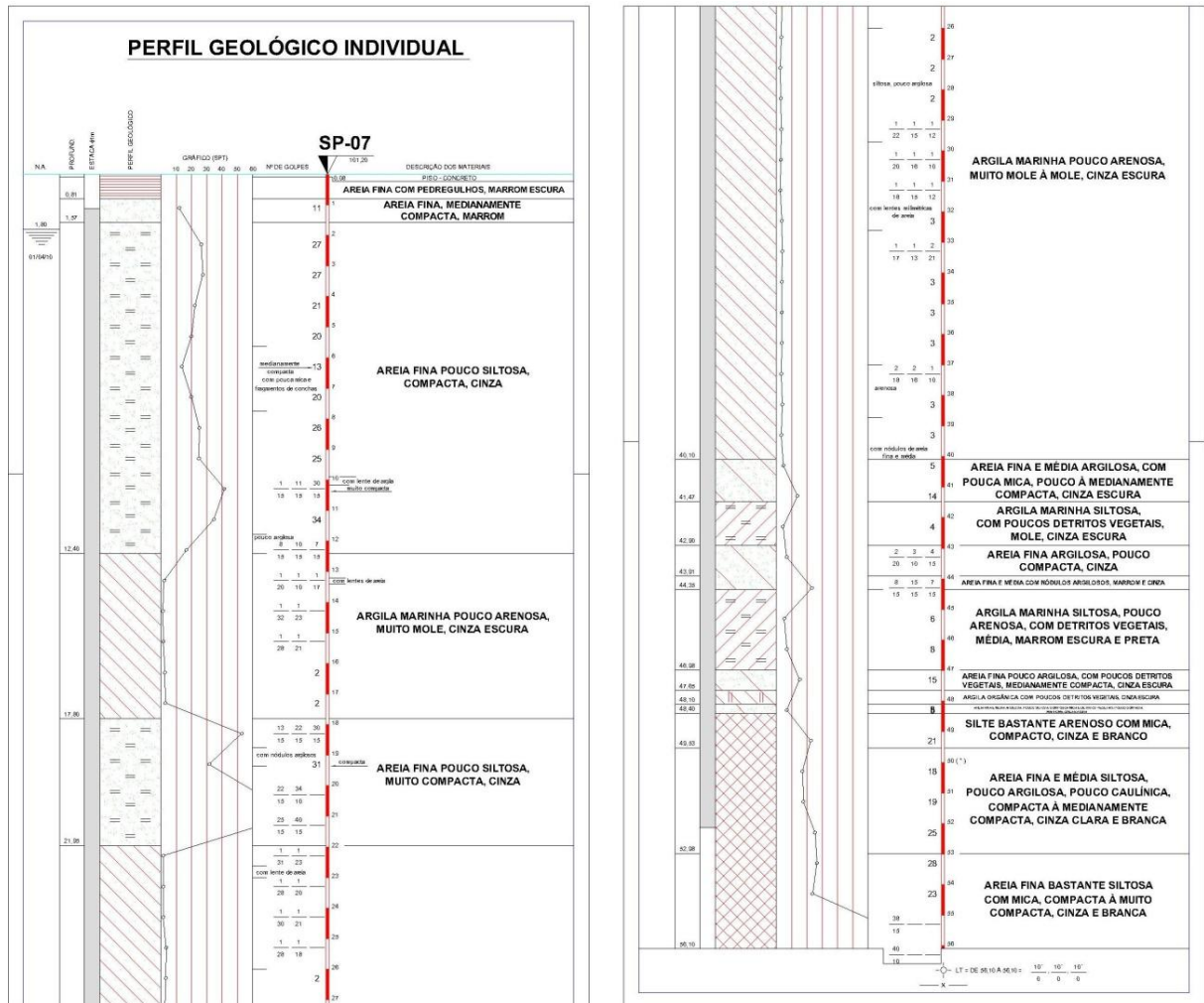


Figura 5: perfil SP-07 e curva carga x recalque da prova de carga PçaFP.

4.2.4 Terrazas Residence (Terr_50 e Terr_54)

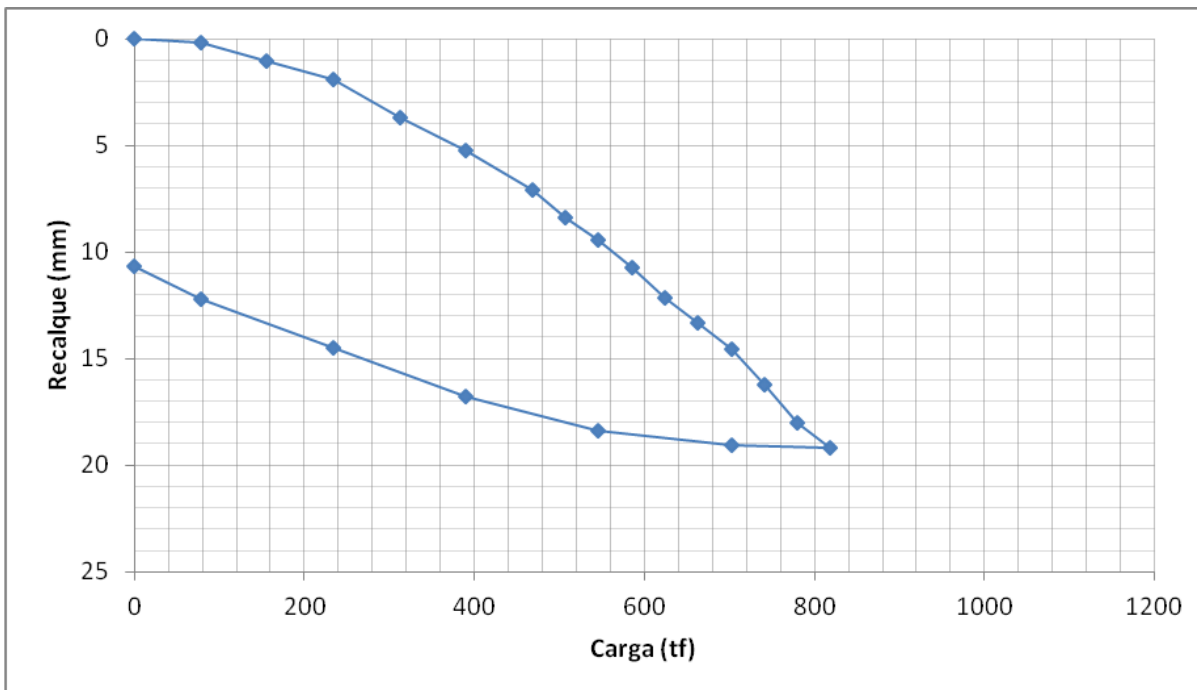
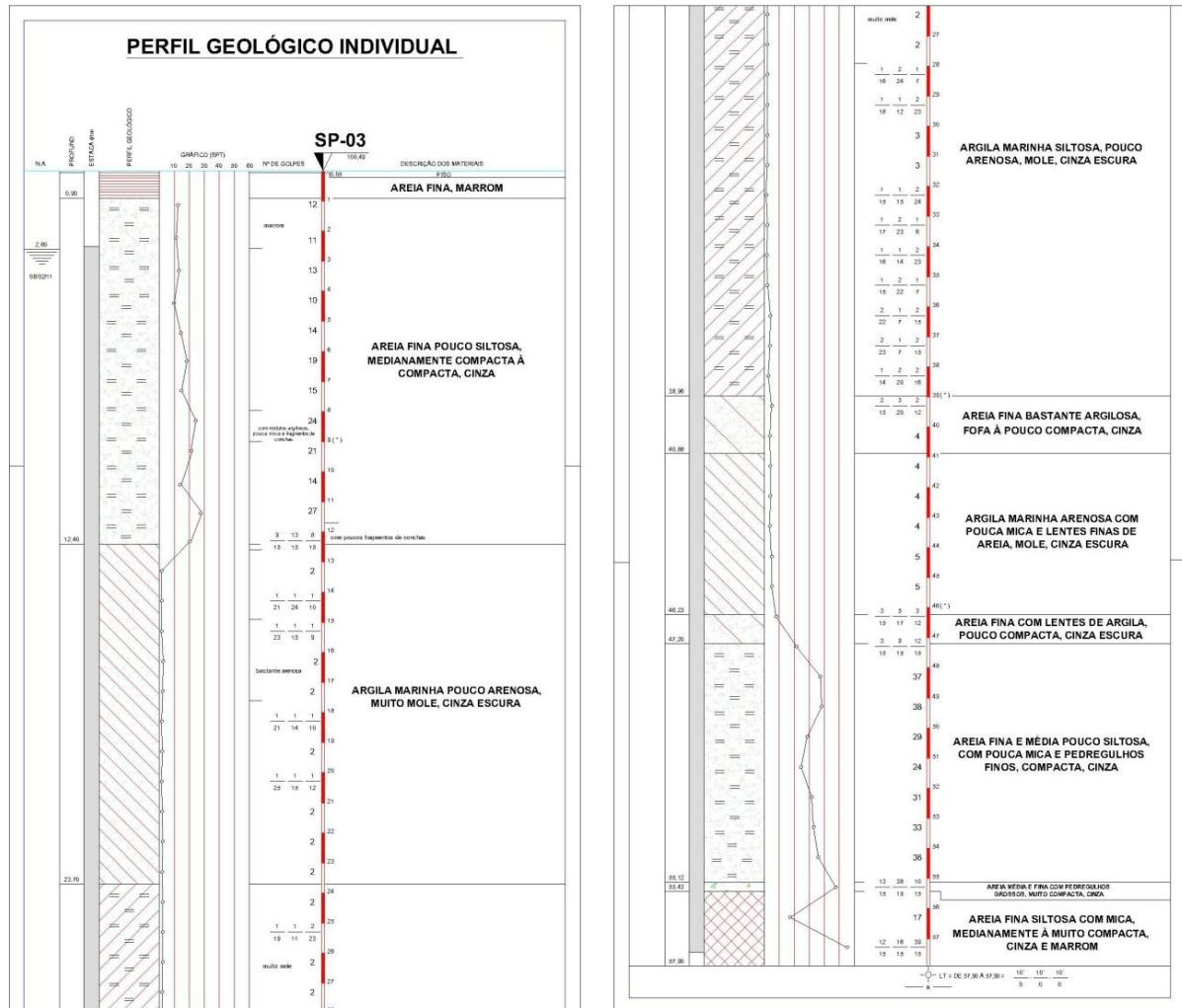


Figura 6: perfil SP-03 e curva carga x recalque da prova de carga Terr_50.

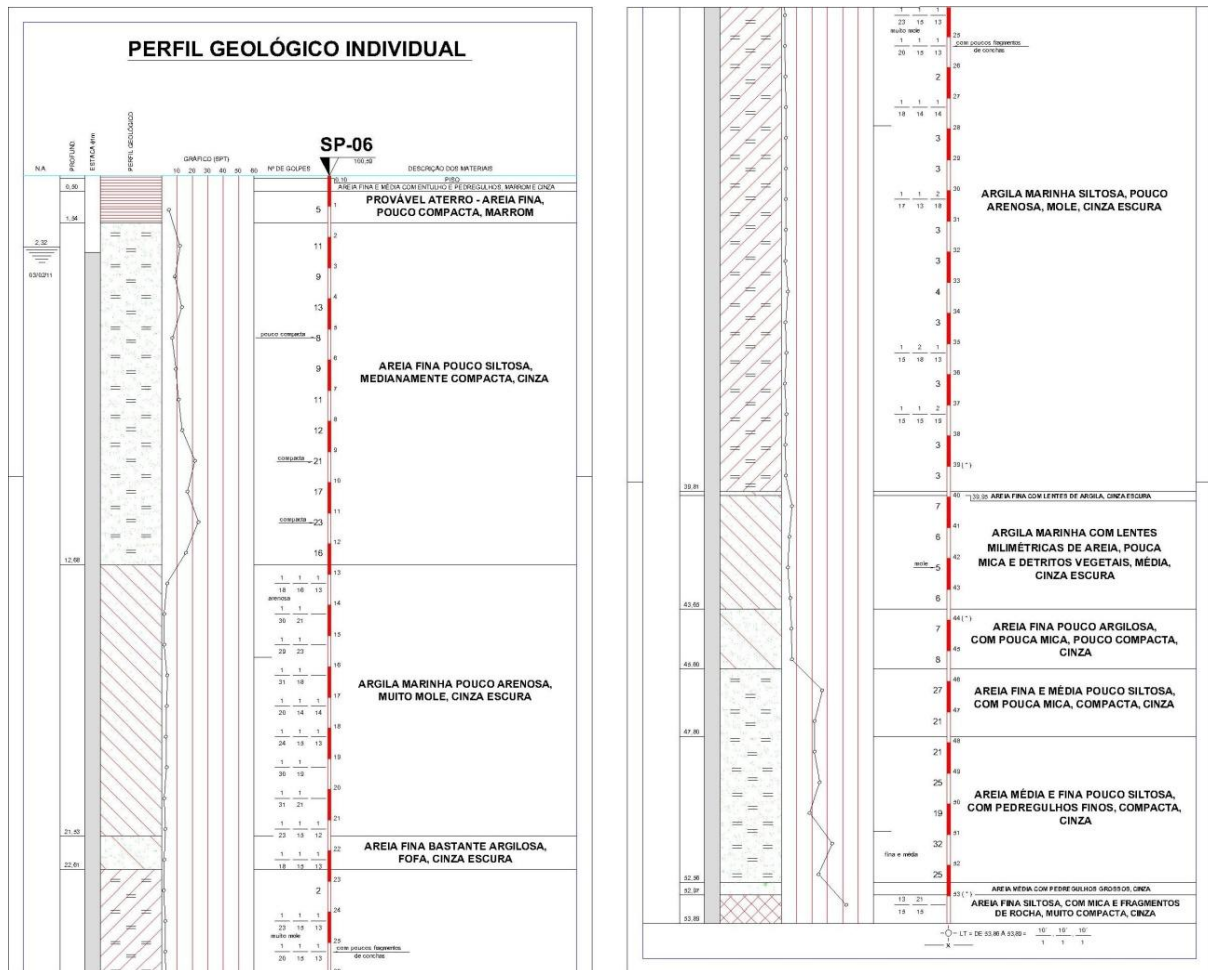


Figura 7: perfil SP-06 e curva carga x recalque da prova de carga Terr_54.

4.2.5 Ville de France (VdF_1 e VdF_2)

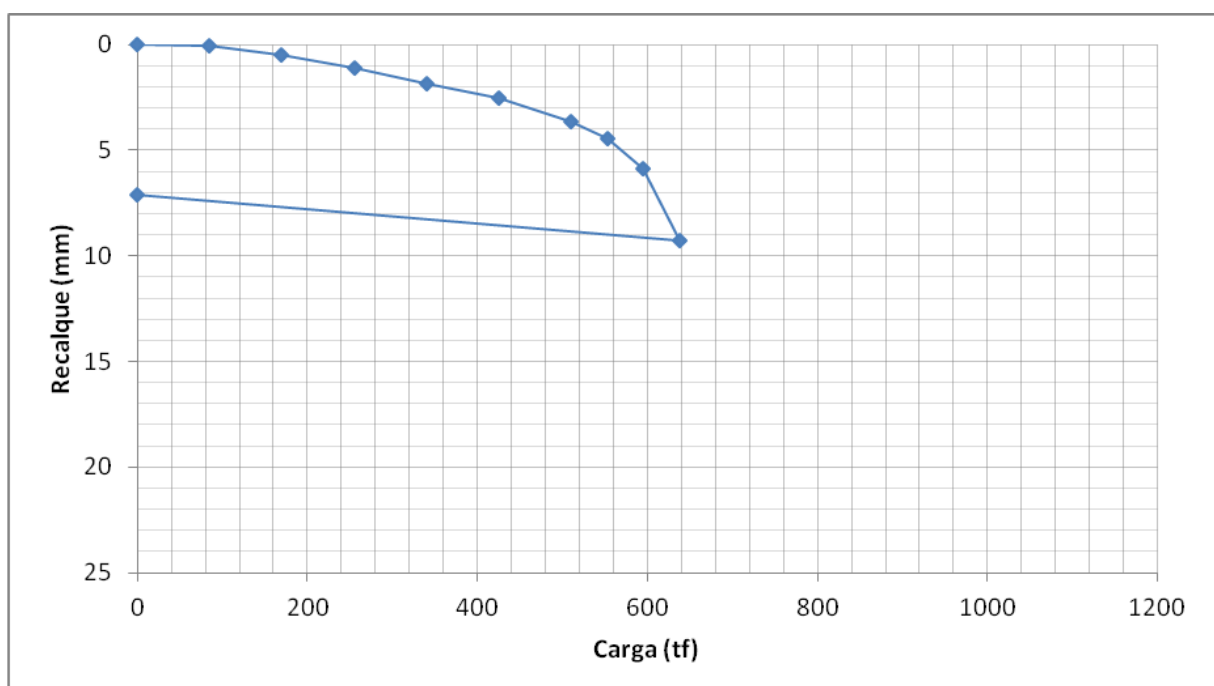
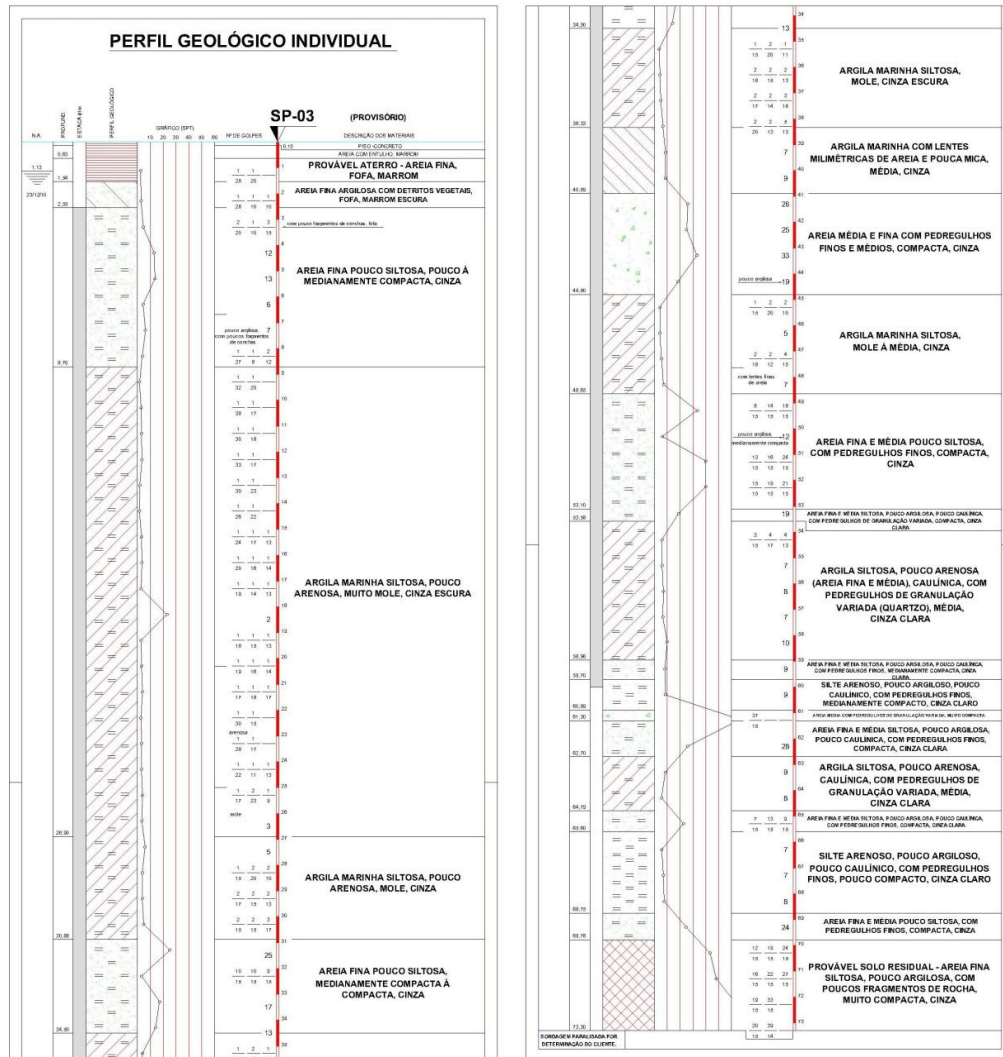


Figura 8: perfil SP-03 e curva carga x recalque da prova de carga VdF_1.

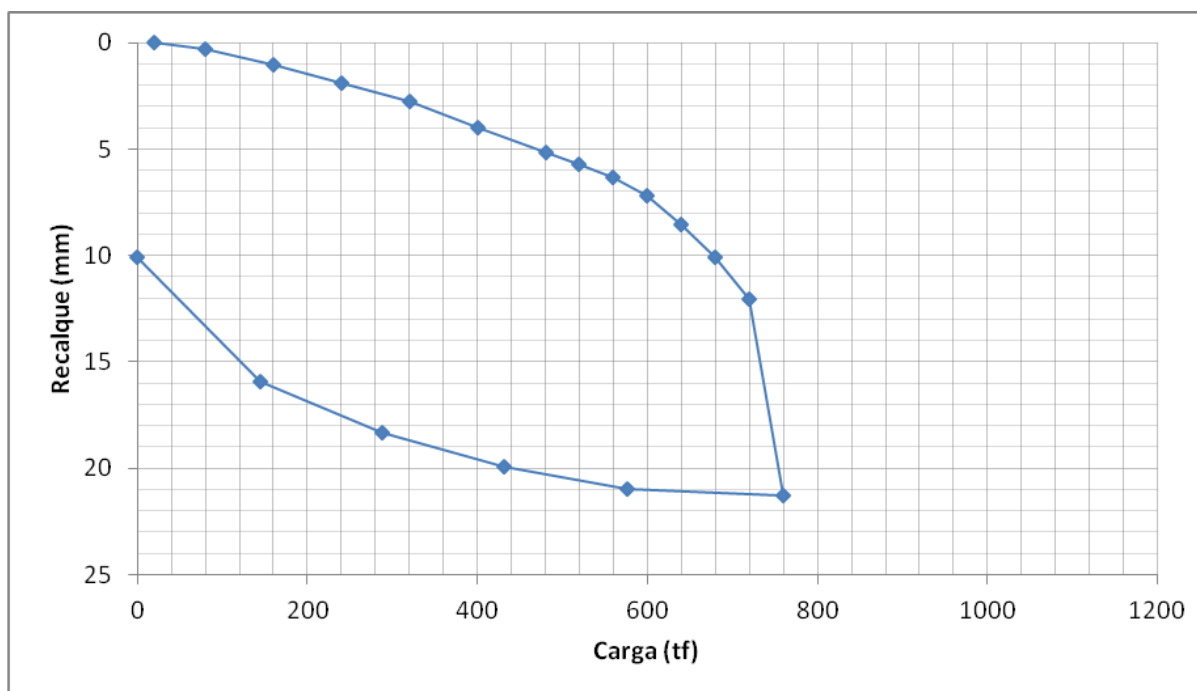
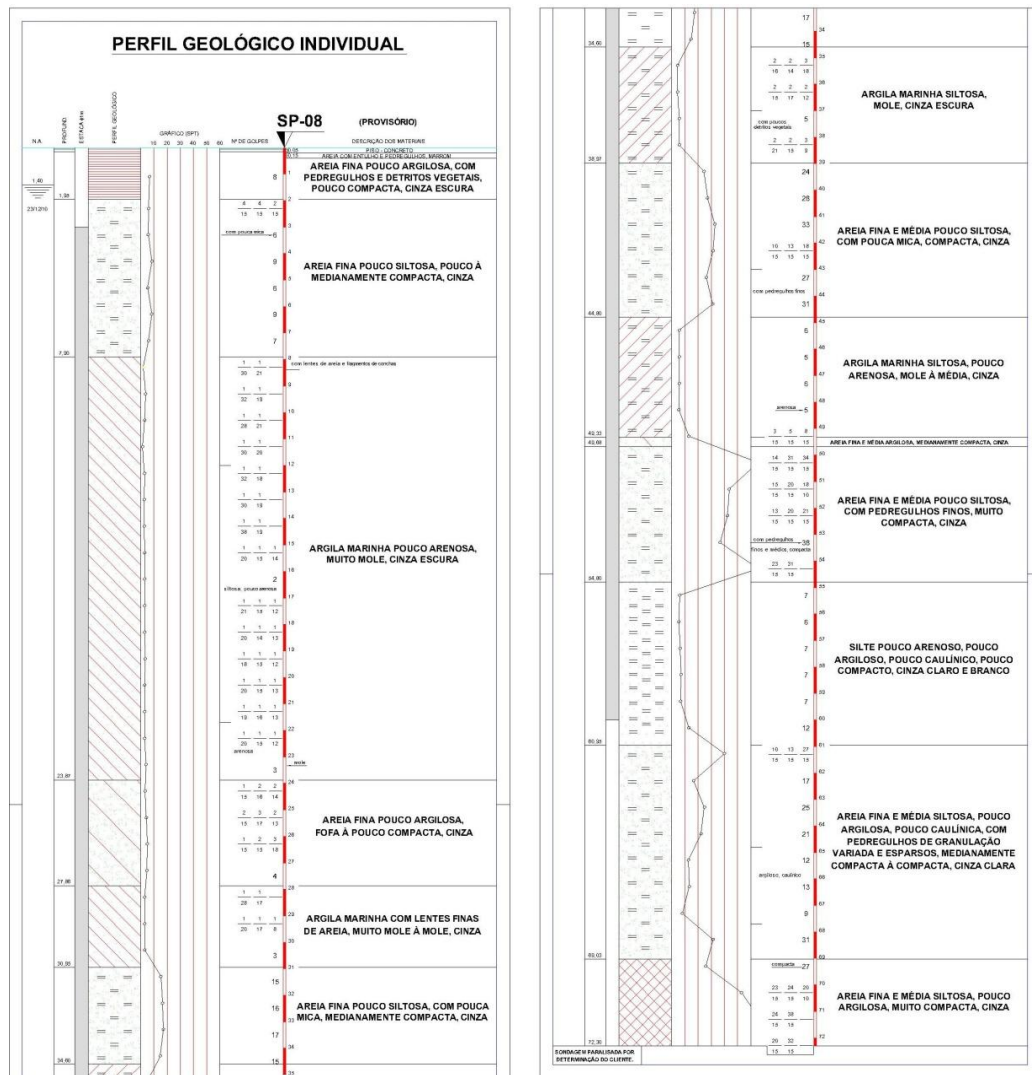


Figura 9: perfil SP-08 e curva carga x recalque da prova de carga VdF_2.

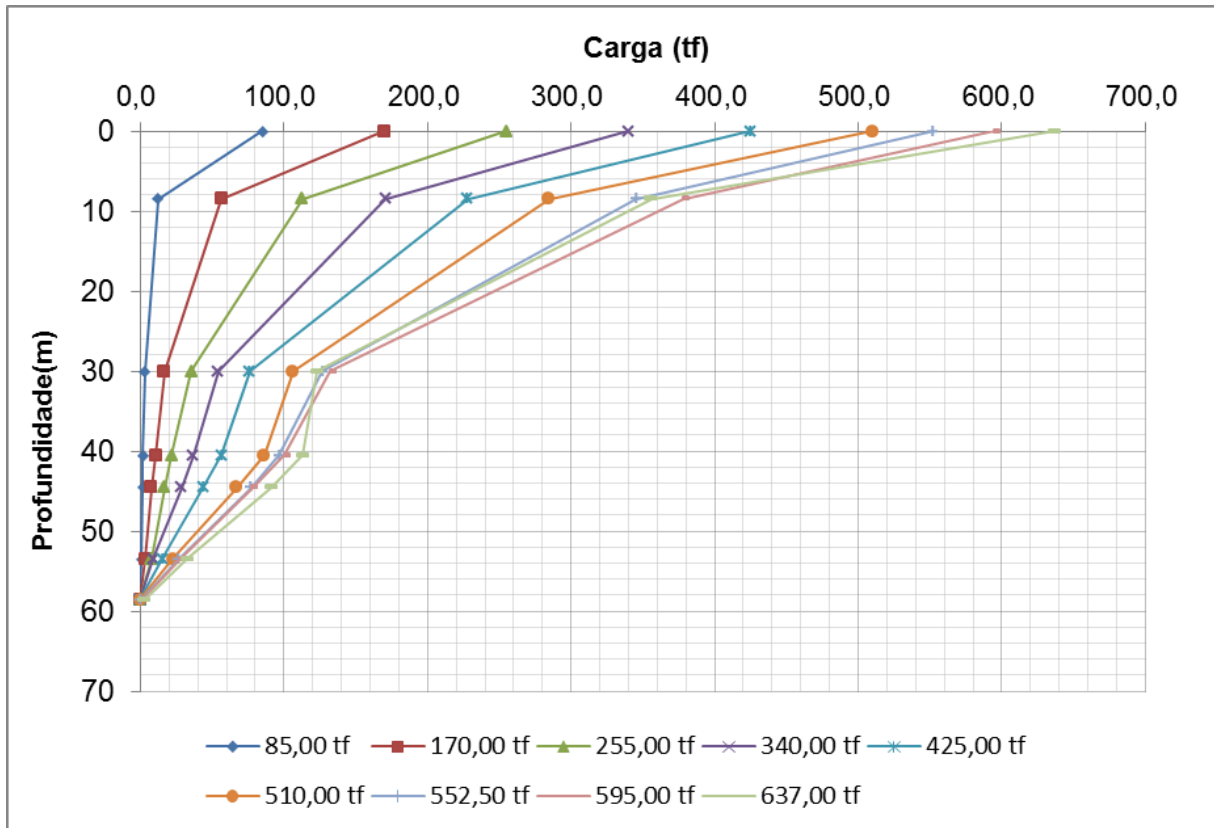


Figura 10: distribuição de carga x profundidade da prova de carga VdF_1.

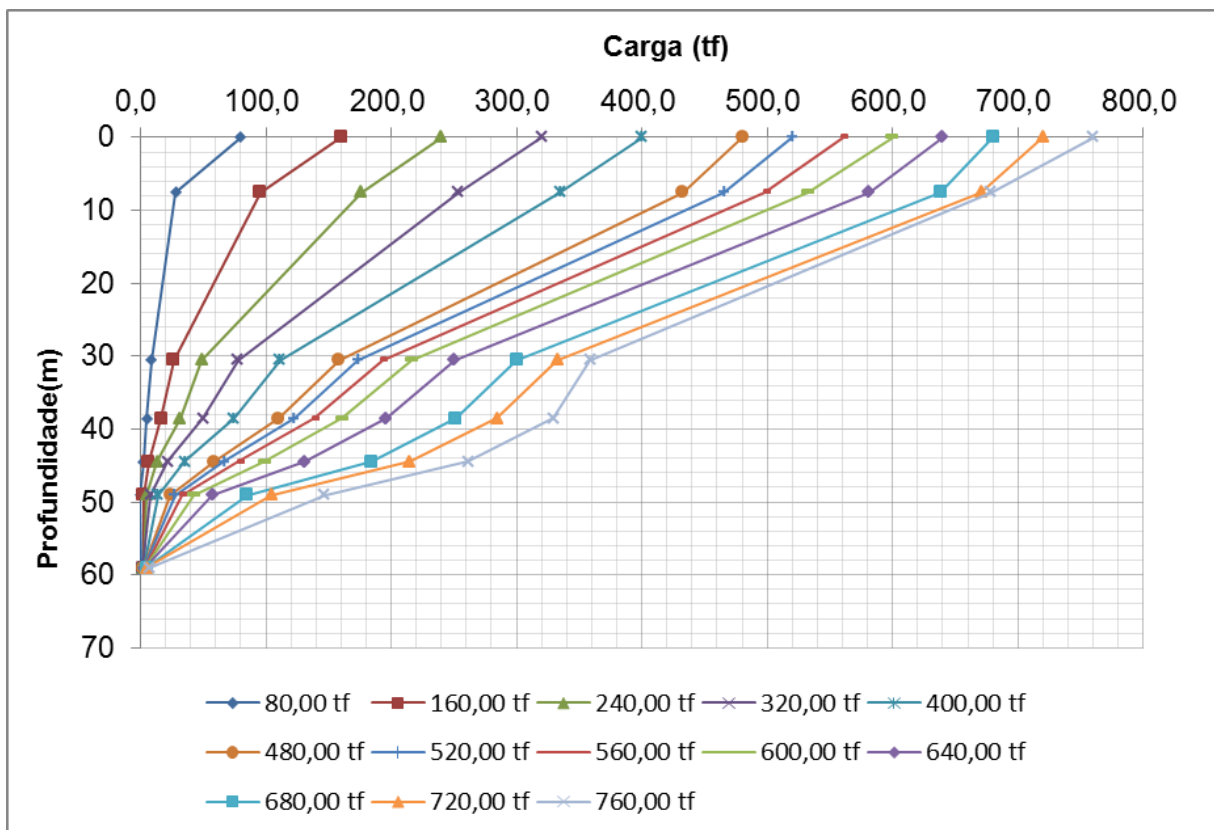


Figura 11: distribuição de carga x profundidade da prova de carga VdF_2.

4.2.6 Corporate (Corp_1 e Corp_2)

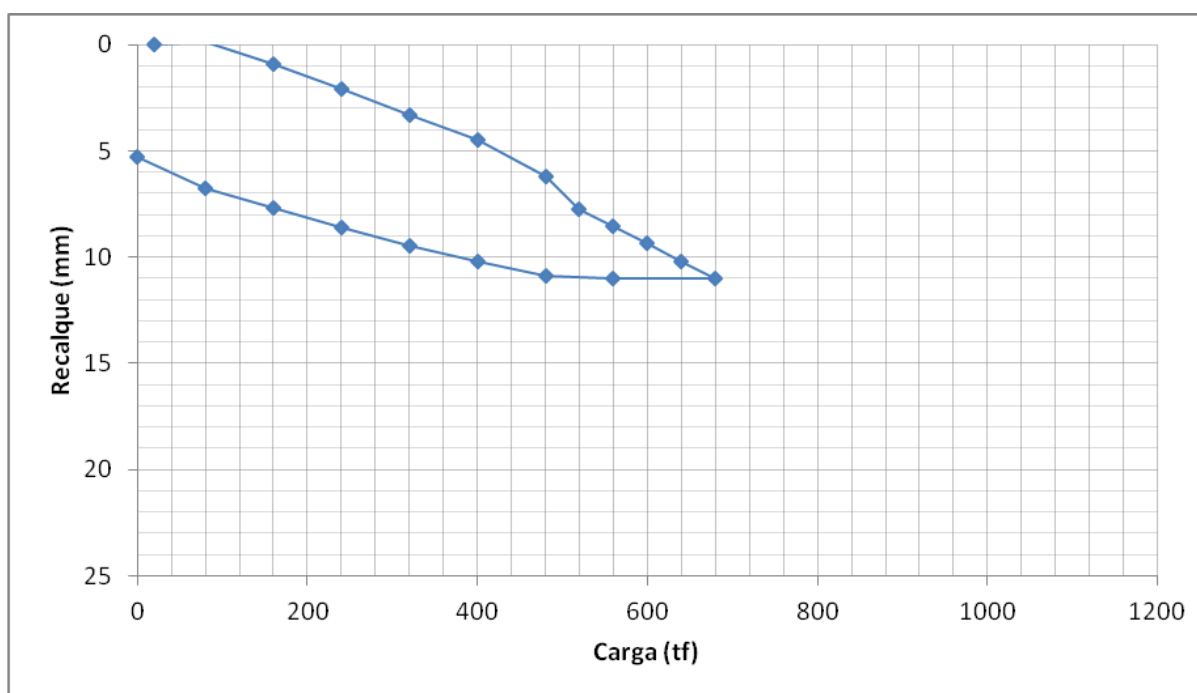
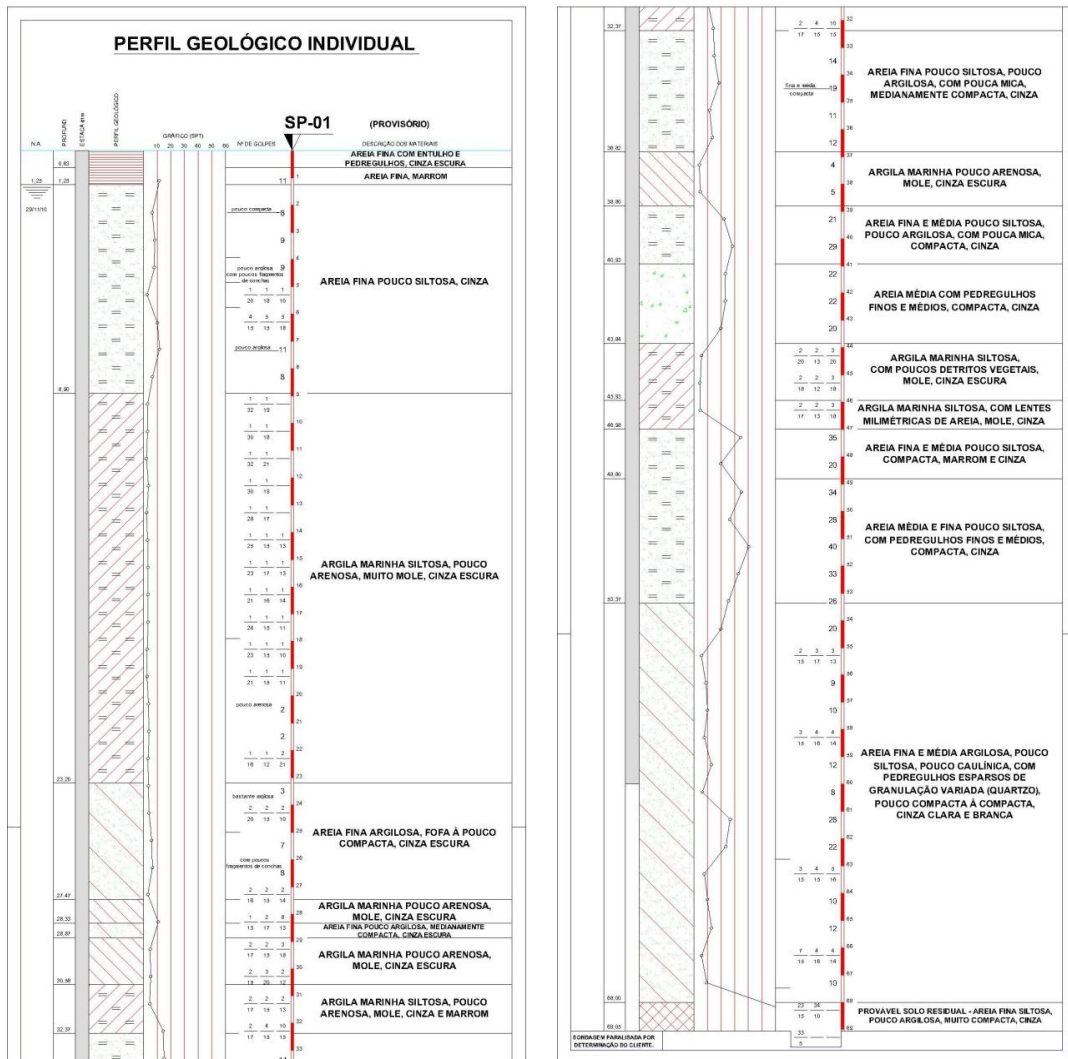
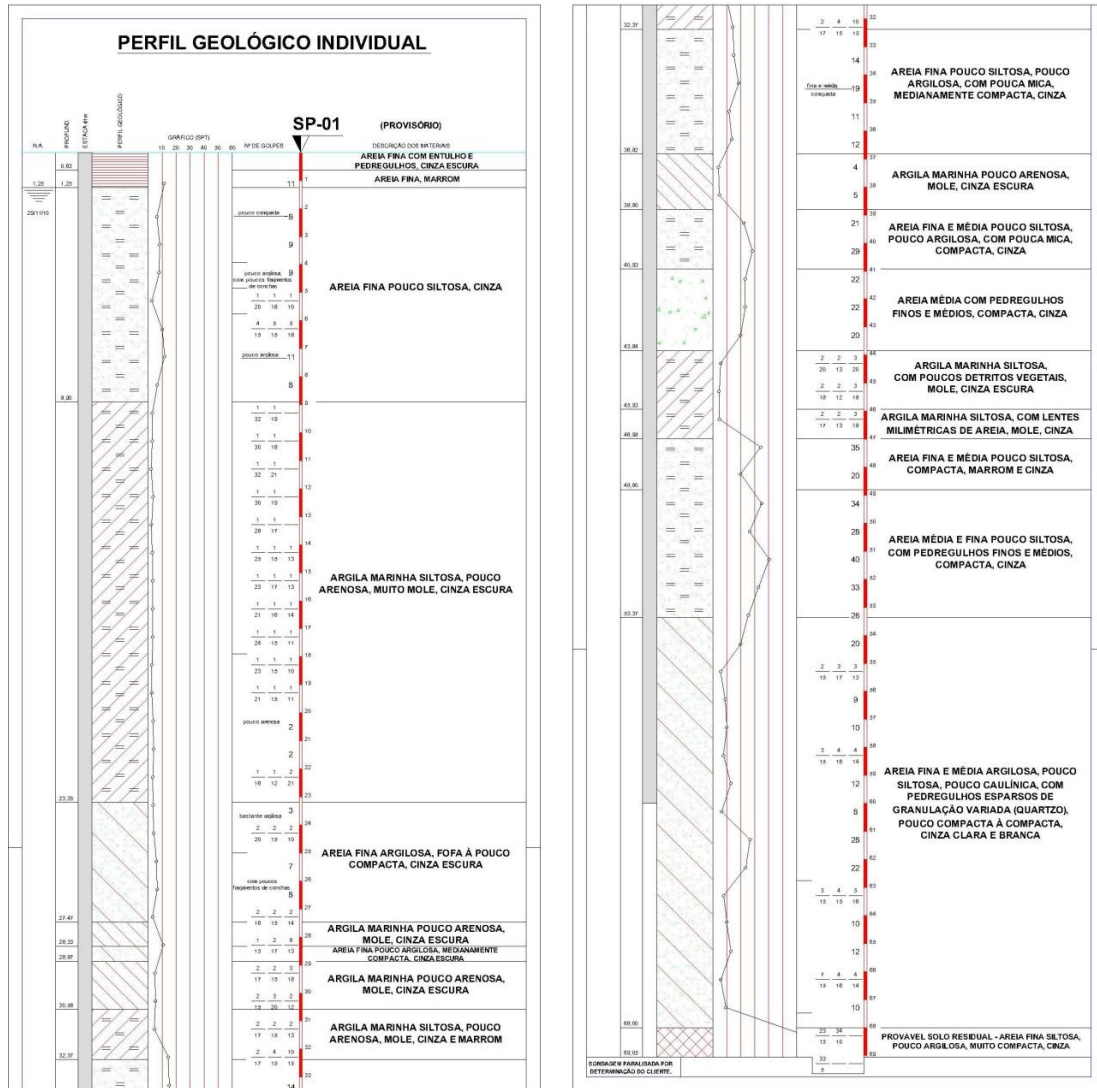


Figura 12: perfil SP-01 e curva carga x recalque da prova de carga Corp_1.



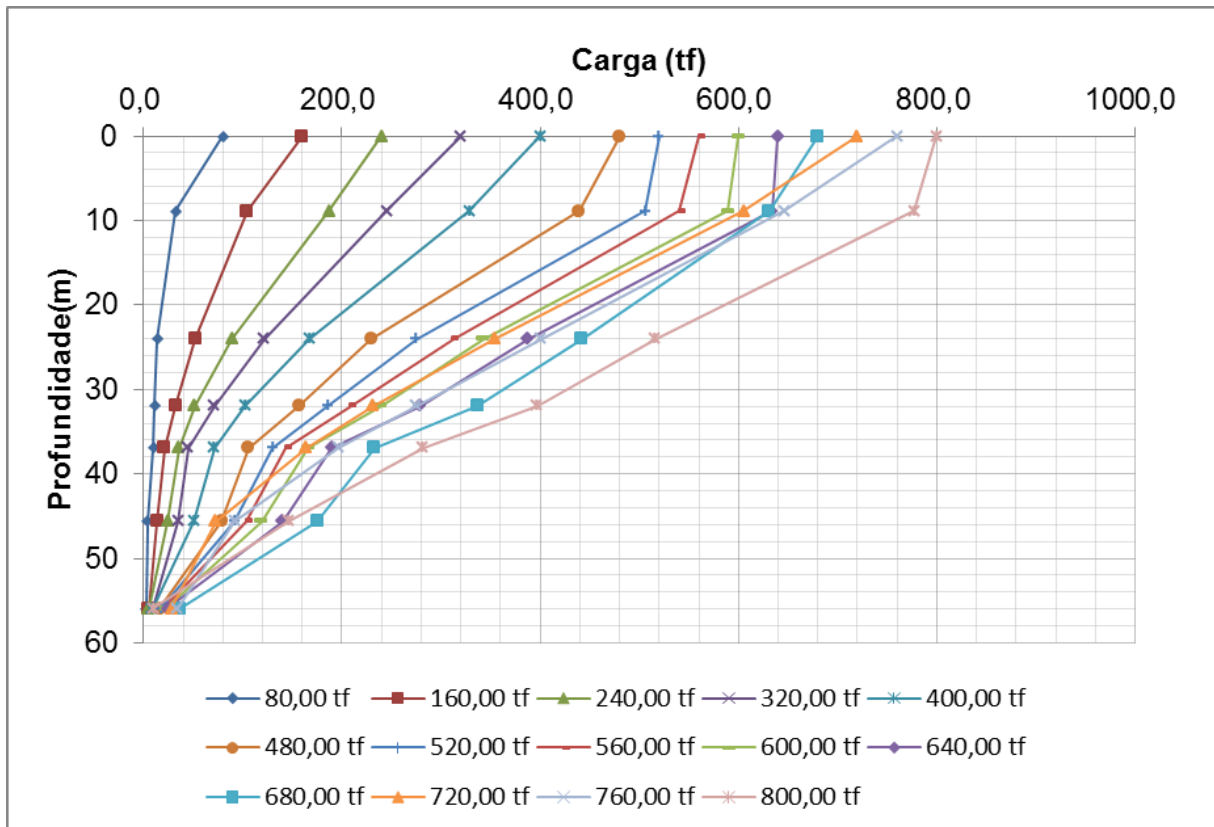


Figura 14: distribuição de carga x profundidade da prova de carga Corp_1.

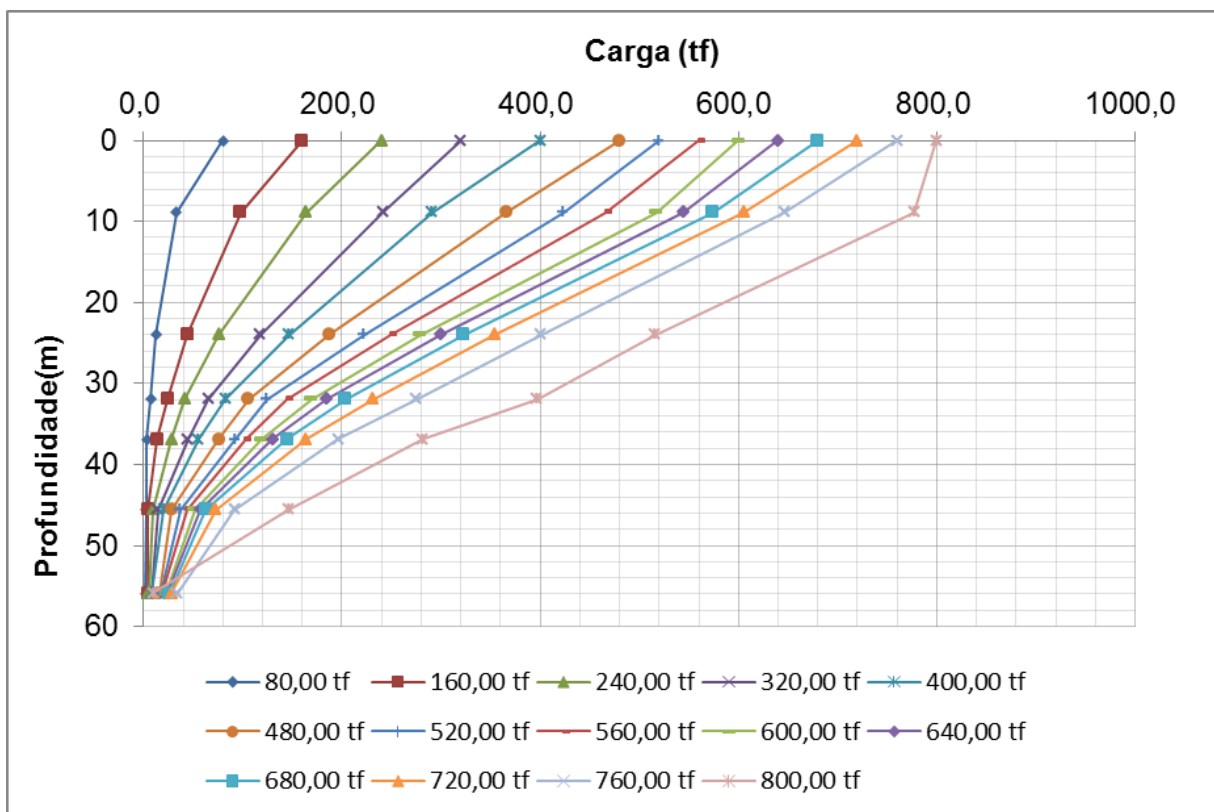


Figura 15: distribuição de carga x profundidade da prova de carga Corp_2.

4.2.7 Legend / Clube sírio (Leg_1 e Leg_2)

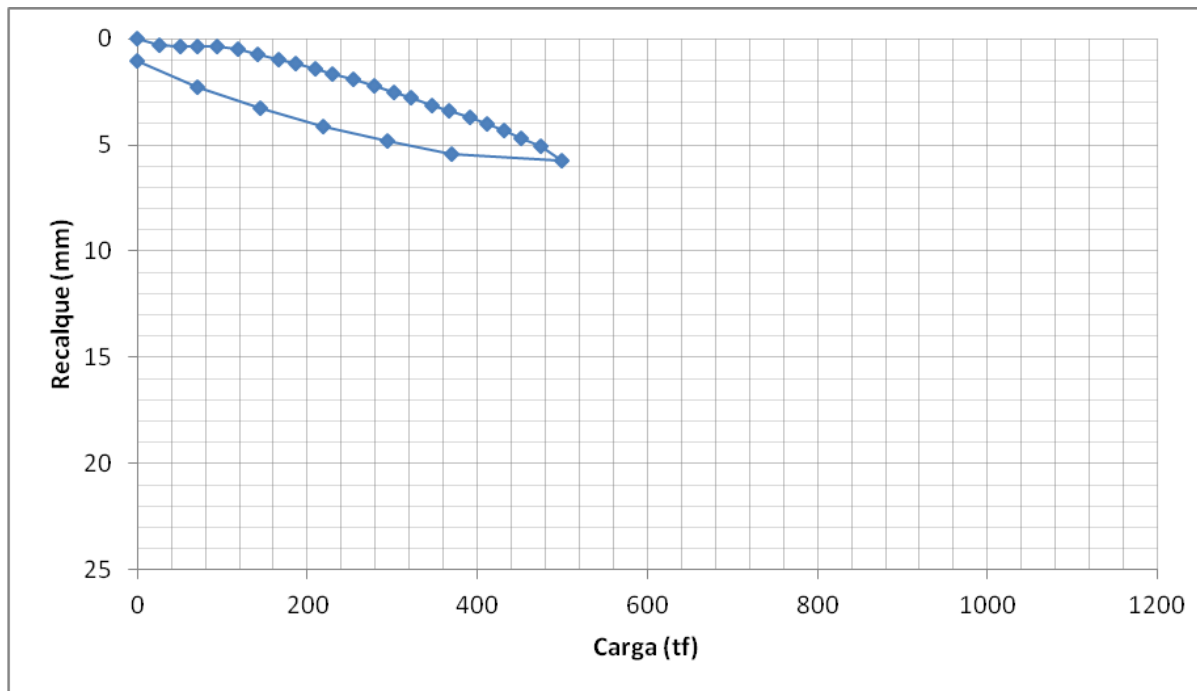
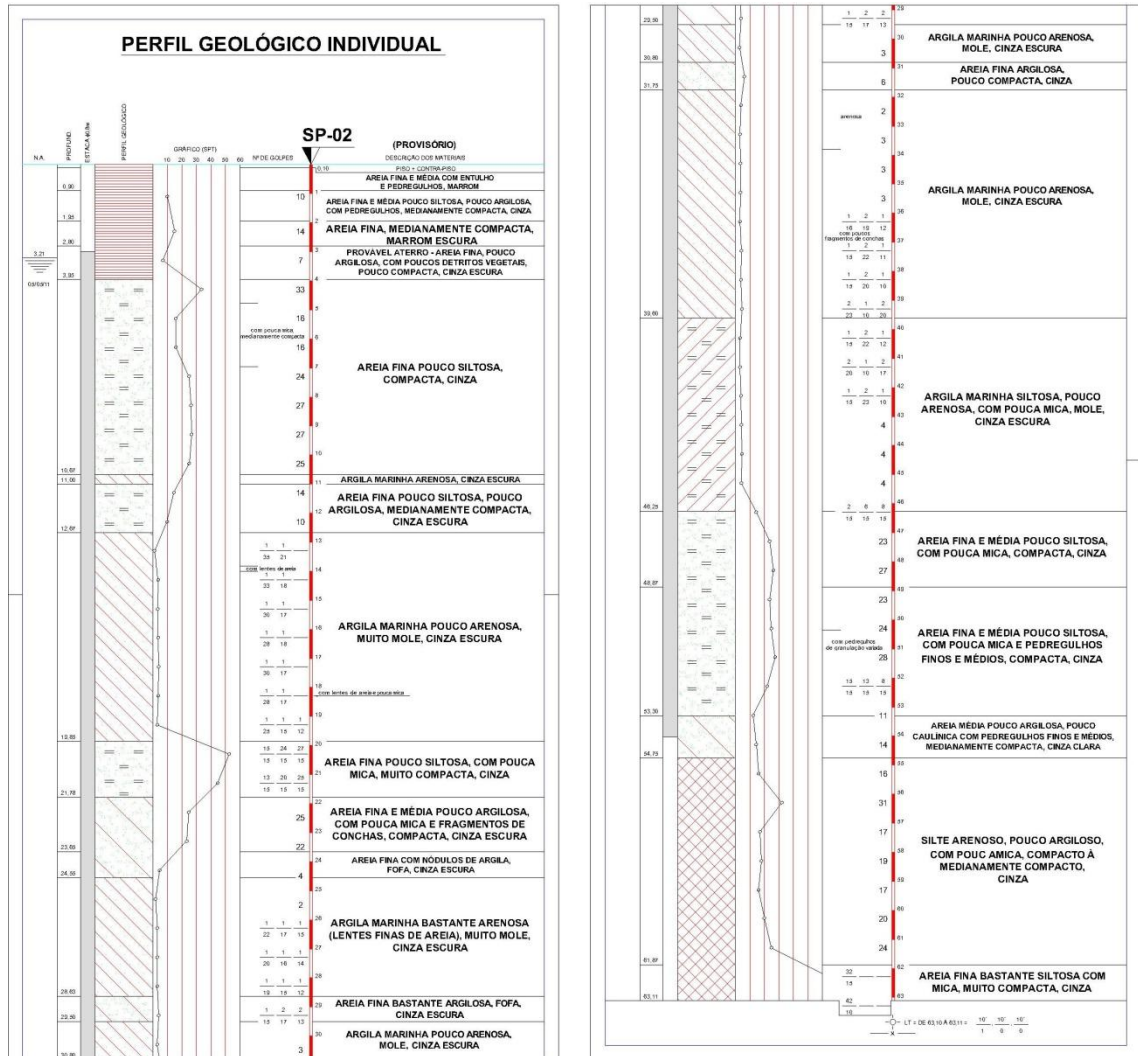


Figura 17: SP-02 e curva carga x recalque da prova de carga Leg 2.

4.2.8 The Blue/Pinhal (TB_1 e TB_2)

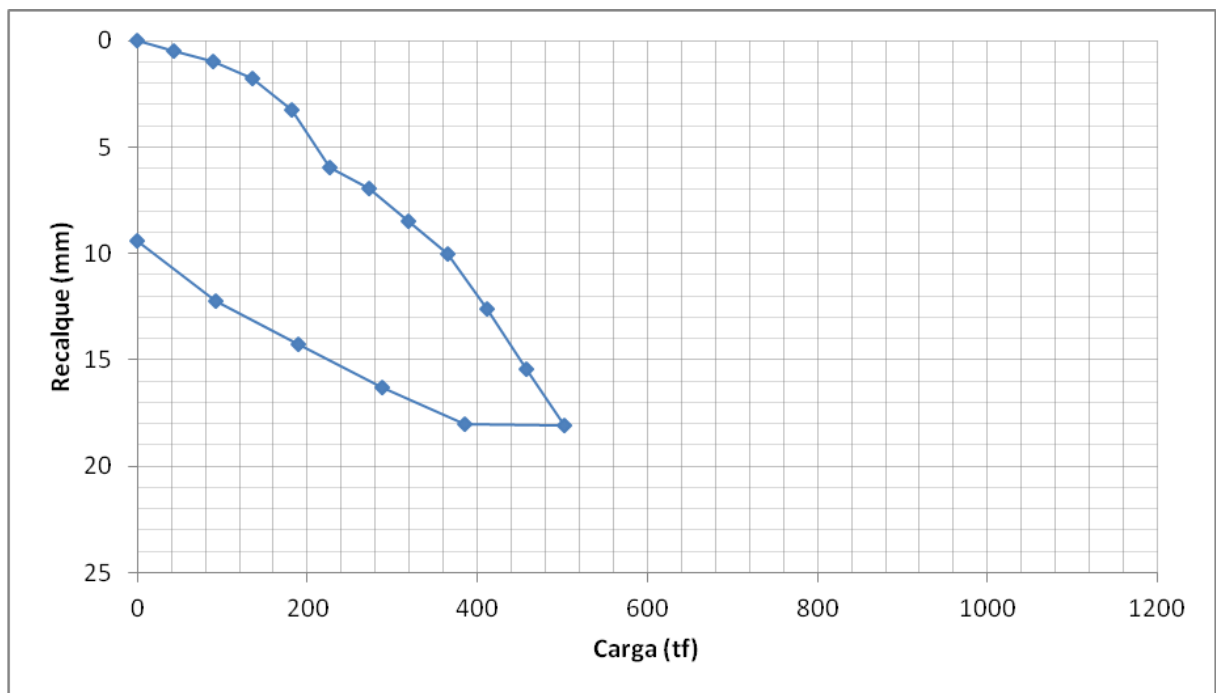
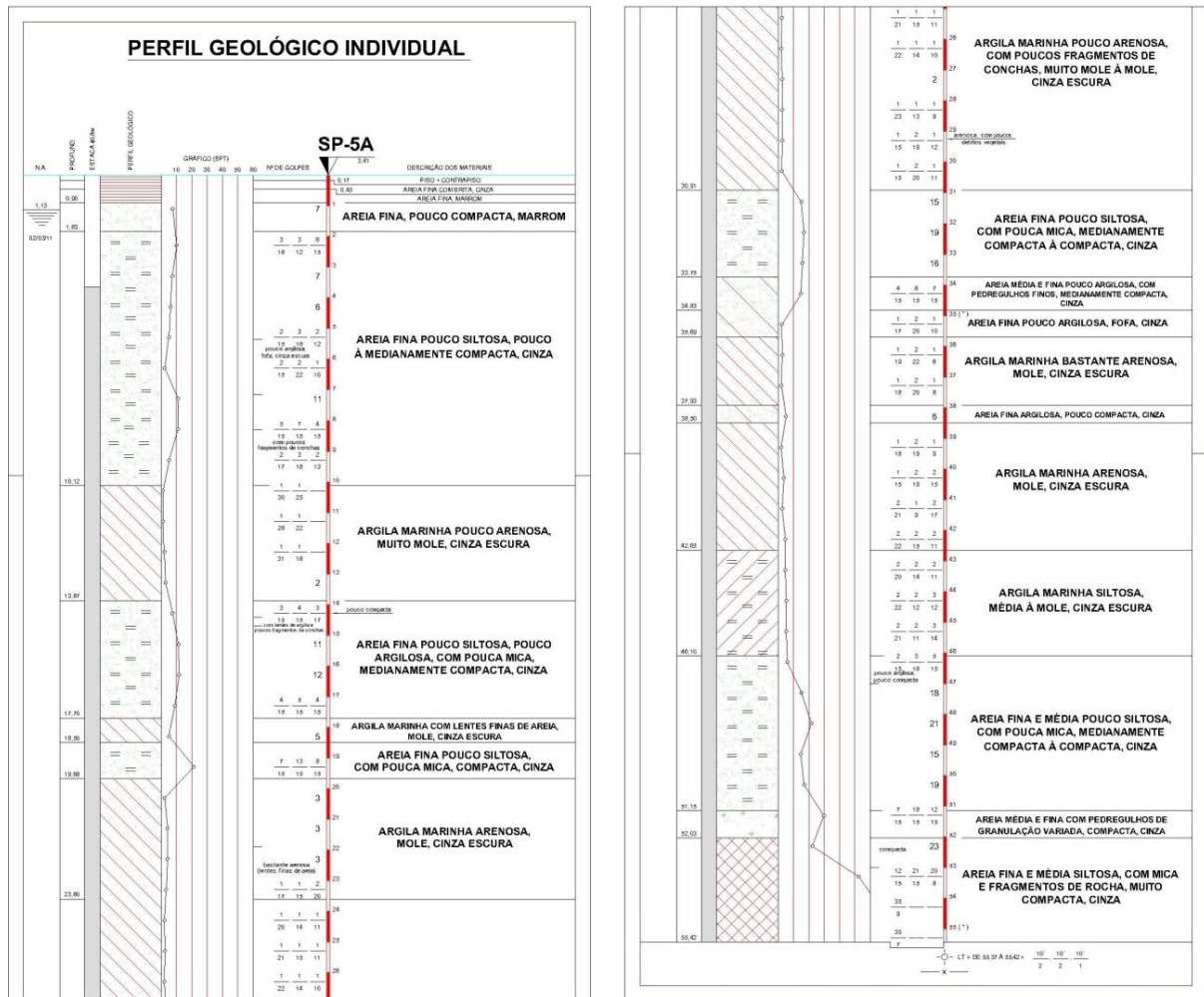


Figura 18: perfil SP-5A e curva carga x recalque da prova de carga TB_1.

5 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DA REGIÃO

Todas as provas de carga analisadas neste trabalho foram executadas em obras da cidade de Santos, no litoral do estado de São Paulo. Nesse local, ocorre um perfil típico, que tem sido objeto de estudos desde a década de 1930 (Massad, 2010), e que, sabe-se hoje, foi formado no período quaternário.

Tal perfil geotécnico típico é marcado pela presença de uma camada superficial de areia fina, de espessura de 8 a 12 metros, e SPT variando entre 8 e 35; apoiada em uma camada de argila marinha mole, de espessura bastante variável (entre 3 e 20 metros) e SPTs muito baixos, que é responsável pelos altos recalques diferenciais em edifícios executados sob fundação direta na cidade. A partir dessa camada de argila, ha uma alternância entre camadas de areia fina ou media, de SPT similar à camada superficial, e de argila marinha, um pouco mais resistente, que apresenta SPTs superiores a 5 golpes.

Esse perfil é resultado de depósitos sedimentares que se formaram nos últimos 120.000 anos por processos fortemente influenciados por variações no nível do mar. Tais depósitos podem ser diferenciados em dois tipos.

O primeiro é conhecido como Transgressão Cananéia, depositado há 100.000 – 120.000 anos. É o processo que deu origem às Argilas Transicionais e Areias Transgressivas. O nome “Transicional” é devido ao ambiente misto, continental - marinho de sua formação. Como consequência da regressão ocorrida, em que o nível do mar abaixou 110m em relação ao atual, os sedimentos apresentam-se fortemente sobreadensados por peso total. (Massad 1985 e 1999).

O segundo, chamado de Transgressão Santos, deu origem a Sedimentos Flúvio-Lagunares e de Baías (SFL). Essa formação, mais recente se deu cerca de 7000 – 5000 anos. O nome “SFL” é devido ao fato de às vezes os depósitos se formarem pelo retrabalhamento dos sedimentos da Formação Cananéia e outras por sedimentação em Lagunas e Baías. (Massad 1985 e 1999).

A Figura 20 ilustra o perfil típico citado, traçado por Massad (2003) através de uma adaptação do perfil traçado anteriormente por Teixeira (1994).

Diversos estudos feitos por Massad tratam de propriedades específicas e comuns a cada um dos tipos de argilas: AT e SFL. Entre elas estão as respectivas adesões e sensibilidade, que serão tratadas mais à frente.

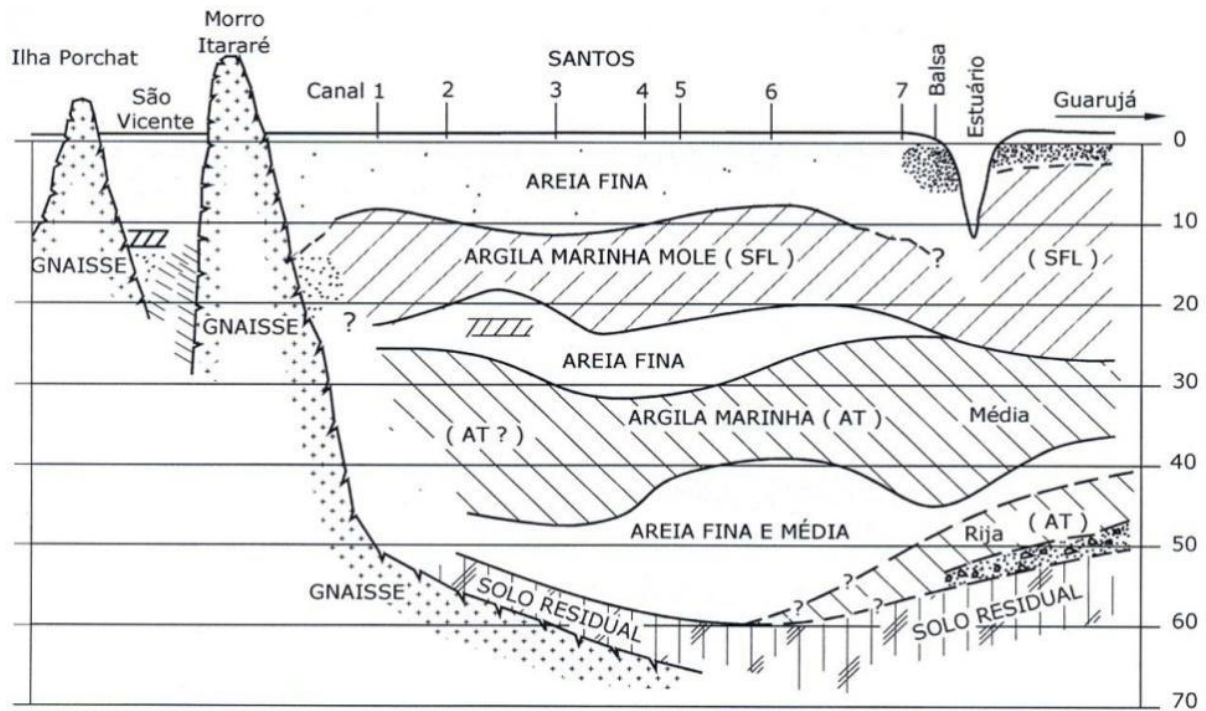


Figura 20: perfil geotécnico sintético da orla de Santos (Fonte: adaptado de Teixeira (1994) por Massad (2003)).

6 ANÁLISES TRADICIONAIS: ELU

Ainda são muito usuais, para estacas escavadas de grande diâmetro, rotinas de projeto baseadas em estados limite último (ELU). Nesses, é aplicado um fator de segurança global àquela que seria a carga de ruptura, como para os demais tipos de estaca.

Porém, sabe-se que o ELU não é limitante no projeto de estações, devido às grandes cargas suportadas por esse tipo de fundação profunda e devido aos pequenos recalques observados, reforçando-se a necessidade do desenvolvimento de um critério consagrado baseado em estados limite de serviço (ELS).

Apesar disso, devido à falta de tal critério consagrado, decidiu-se por tentar, em um primeiro momento, entender melhor os processos de ELU existentes, comparando-os com os resultados das provas de carga e avaliando a sua aderência à realidade.

6.1 Interpretação das curvas carga x recalque

Foram analisados quatro métodos de interpretação cujo princípio é o de que a curva carga x recalque de uma prova de carga pode ser ajustada por uma curva com formulação conhecida - no caso, uma exponencial (métodos de Van der Veen (1953), Mazurkiewicz (1972) e Massad (1986)) ou uma hipérbole (método de Chin (1970)). Os resultados obtidos através de cada um dos métodos foram comparados entre si e, no caso da prova de carga na qual foi atingida a ruptura, com o valor real da carga última.

Um dos objetivos desse ajuste é a estimativa daquela que poderia ser a carga de ruptura nas provas de carga nas quais não se configurou ruptura nítida. Para casos similares, ainda que não exatamente iguais, a NBR 6122:2010 (ABNT, 2010) preconiza que a carga de ruptura seja dada pelo cruzamento entre a curva da prova de carga e a reta que, a partir do ponto $p = D/30$ e $P_0 = 0$, tem declividade $P_0 L / EA_c$, em que P_0 é a carga aplicada, L o comprimento da estaca, E o módulo de Young do material da estaca, A a seção transversal e D o diâmetro da estaca.

Isso equivale a caracterizar a ruptura como um deslocamento do topo da estaca representado pela deformação elástica do fuste (admitido uniformemente comprimido) acrescida de um deslocamento de 3,3% do diâmetro da base. Pensou-se em aplicar também esse procedimento, mas em nenhuma das provas de carga analisadas foi atingido tal valor de recalque.

A Tabela 2 reúne os resultados das interpretações de todas as provas de carga de acordo com os quatro processos supracitados. A comparação gráfica está apresentada na Figura 21.

Tabela 2: cargas de ruptura pela extrapolação da curva carga x recalque, em tf.

	Chin	Van der Veen	Mazurkiewicz	Massad
CN	1429	-	1170	1062
CJM	1250	1100	-	1017
PçaFP	1250	1400	-	993
Terr_50	1000	-	-	848
Terr_54	1000	-	-	923
VdF_1	714	650	-	663
VdF_2	1000	770	810	808
Corp_1	1000	-	-	743
Corp_2	1429	-	850	1054
Leg_1	714	650	480	624
Leg_2	909	-	550	605
TB_1	714	650	565	580
TB_2	1111	550	-	550

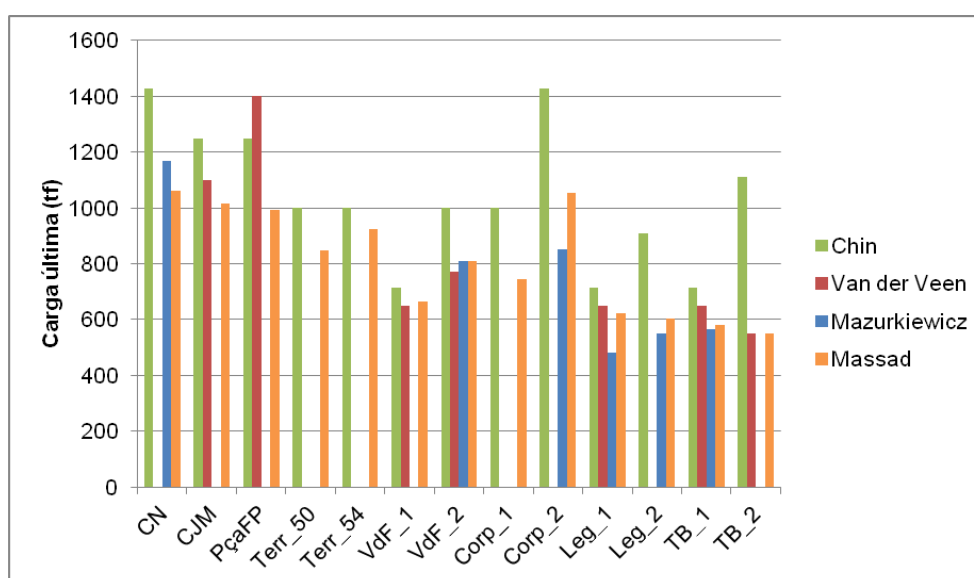


Figura 21: comparação entre os resultados das interpretações das provas de carga.

Como os métodos de Chin e Massad são numéricos, ambos apresentaram resultados em todas as situações, independente de a prova de carga aproximar-se da ruptura ou não. Já os métodos de Mazurkiewicz e Van der Veen não foram aplicados para todos os ensaios. Estes métodos dependem fortemente de interpretação visual e, em curvas que não se aproximam da ruptura - ou seja, que se mantêm praticamente lineares - eles levam a resultados muito distantes da realidade. Um exemplo disso é a figura a seguir, da prova de carga *Terr_50*:

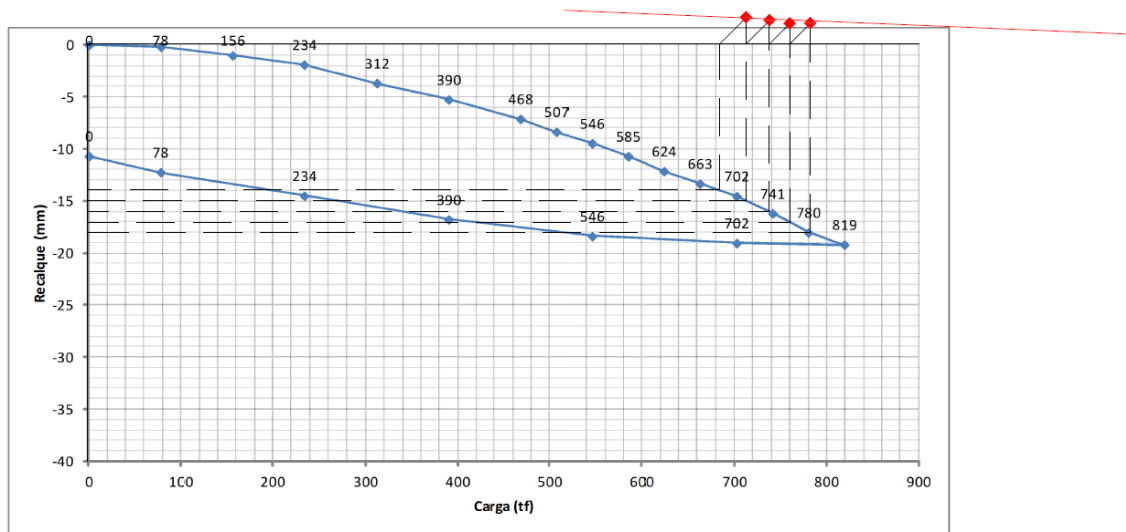


Figura 22: aplicação do método de Mazurkiewicz à prova de carga Terr_50.

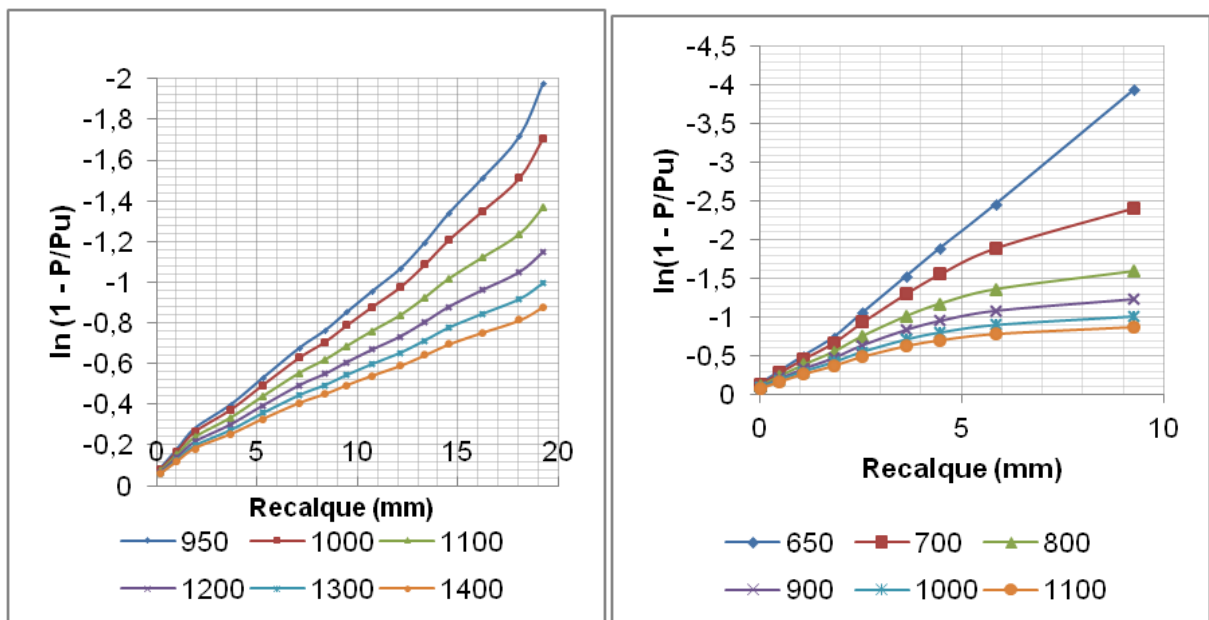


Figura 23: comparação entre o método de Van der Veen aplicado às provas de carga Terr_50 e VdF_1, respectivamente.

Observa-se, na Figura 22, que, ao aplicar-se o método de Mazurkiewicz ao trecho final da curva carga x recalque, a reta de aproximação resulta quase paralela ao eixo, o que leva a uma carga de ruptura infinita. Na Figura 23, referentes ao método de Van der Veen, observa-se que a tendência do gráfico $\ln(1 - P/P_u)$ x recalque à esquerda é de difícil interpretação, já que nenhuma das curvas se aproxima a uma reta. Já no gráfico à direita, pode-se perceber que a curva referente à carga de 650tf está próxima de uma reta, e, portanto, permite a aplicação do método.

As discrepâncias entre as cargas de ruptura calculadas utilizando cada um desses dois métodos se dão principalmente por conta de sua subjetividade - cada pessoa que aplicar um dos métodos em uma mesma prova de carga pode chegar a resultados diferentes. No método de Mazurkiewicz, a subjetividade se dá por conta da escolha do intervalo de recalque e da quantidade de pontos; no de Van der

Veen, é subjetiva a interpretação de qual das curvas se aproxima mais de uma reta. Massad apresenta um novo método, também baseado na simplificação da curva da prova de carga por uma exponencial, em que essa subjetividade é eliminada.

Analizando a Figura 21, percebe-se que a carga de ruptura calculada por Chin é, em quase todos os casos, muito mais alta que as calculadas pelos outros métodos. Isto se dá, provavelmente, porque não se pode, nestes casos, associar uma hipérbole à curva carga-recalque. Como confiar em valores mais altos para a carga de ruptura da estaca vai contra a segurança, o método de Chin não é muito recomendado para o caso analisado neste trabalho.

Levando-se em conta a superioridade do método de Massad, que elimina a subjetividade da interpretação, conclui-se que este método é o mais adequado para a determinação da carga de ruptura de estacas deste trabalho. Recomenda-se, então, utilizá-lo, na prática, em substituição aos métodos de Van der Veen, Mazurkiewicz e Chin.

6.2 Previsão de carga de ruptura

Realizou-se o cálculo da capacidade de carga das estacas, baseando-se no perfil do solo determinado pela sondagem mais próxima a cada uma delas. Para isso, foram necessárias as informações de cotas de topo e ponta das estacas, além de seu diâmetro. Há vários métodos de cálculo de capacidade da estaca e, para este trabalho, foram utilizados os de Aoki-Veloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Pedro Paulo Velloso (1981) e David Cabral (1986).

Todos estes métodos utilizam resultados de ensaios de campo como base para o cálculo da capacidade de carga das estacas. A maioria deles, com exceção de Décourt-Quaresma, foram originalmente concebidos para utilizar resultados de ensaio de cone CPT. Como em obras no Brasil este ensaio é pouco utilizado e a sondagem de simples reconhecimento (SPT) é muito mais comum, foram realizadas correlações através de coeficientes numéricos entre os resultados de ensaios SPT e CPT.

Vale ressaltar também que nenhum destes métodos foi originalmente concebido para estações: Décourt-Quaresma foi para estacas pré-moldadas de concreto; David Cabral, para estacas raiz. Novamente, são utilizadas correlações para adequar os resultados a cada tipo de estaca. Estes fatores contribuem para que os resultados apresentem grande disparidade entre si. Os resultados obtidos são apresentados a seguir:

Tabela 3: carga de ruptura das estacas, segundo métodos de previsão, em tf.

	Aoki-Veloso	Décourt-Quaresma	Pedro Paulo Velloso	David Cabral
CN	1659	1503	987	1336
CJM	1331	1045	764	1204
PçaFP	978	993	907	970
Terr_50	1807	1478	1155	1476
Terr_54	1832	1536	1242	1481
VdF_1	522	973	617	822
VdF_2	660	835	786	795
Corp_1	944	855	781	939
Corp_2	944	855	781	939
Leg_1	588	570	539	497
Leg_2	510	578	564	719
TB_1	838	758	682	907
TB_2	1131	995	796	1089

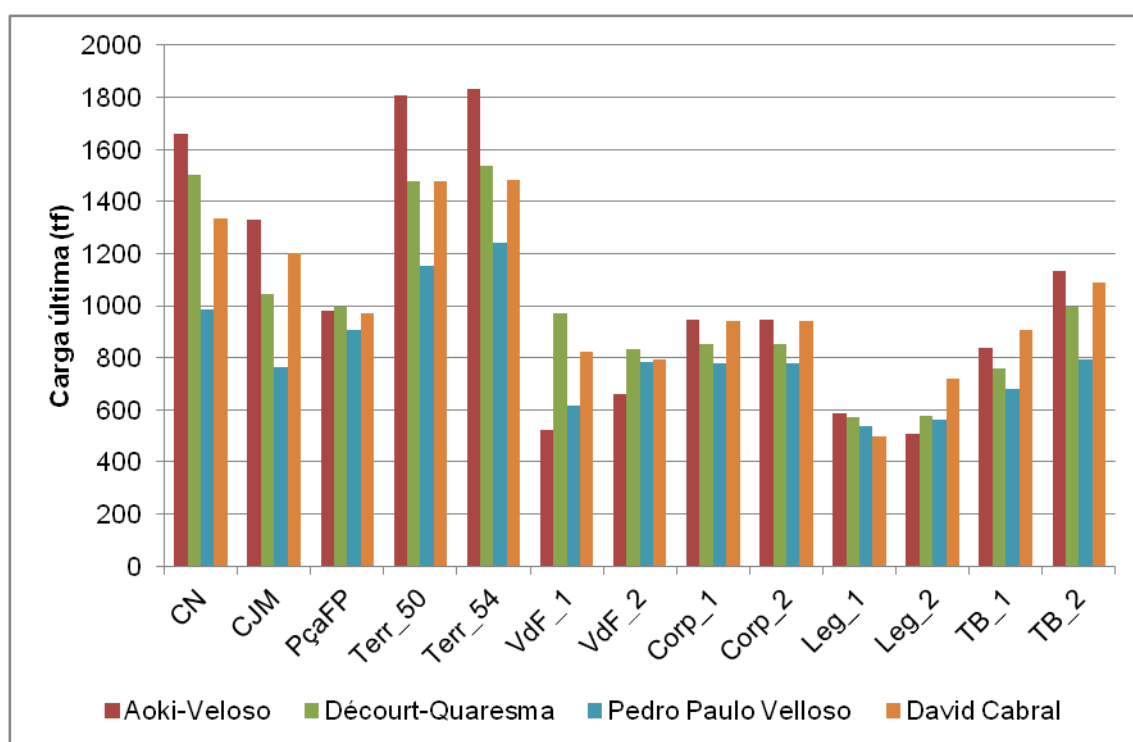


Figura 24: comparação entre os resultados de previsão de capacidade de carga.

Pode-se perceber que, para valores abaixo de 1000 tf, os resultados são muito mais consistentes entre si do que para cargas maiores, nas quais a variação é muito grande.

6.3 Interpretação x previsão

Inicialmente, um dos objetivos da análise das provas de carga era determinar, dos métodos mais utilizados para cálculo da capacidade de carga, qual é o mais adequado para as estacas que são escopo deste trabalho - estações em Santos. Como já foi determinado anteriormente que o método de interpretação mais confiável é o de Massad, serão comparados os resultados de previsão de capacidade de carga com a interpretação por Massad, que é o valor que, teoricamente, mais se aproxima da realidade.

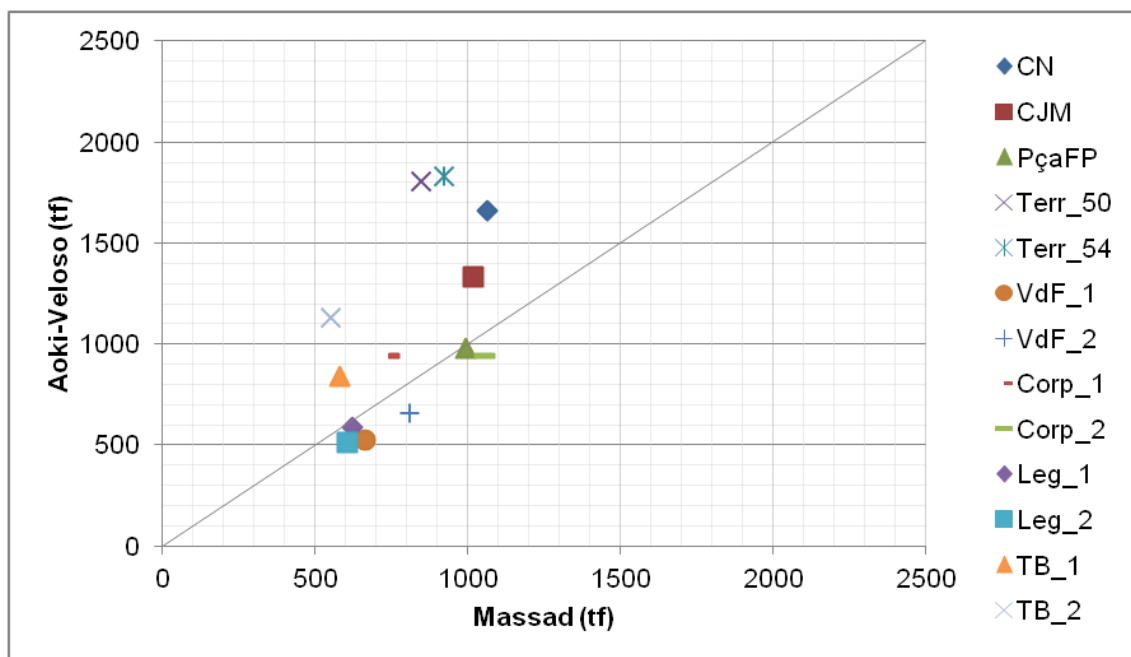


Figura 25: comparação entre os valores de ruptura dados por Aoki-Veloso e Massad.

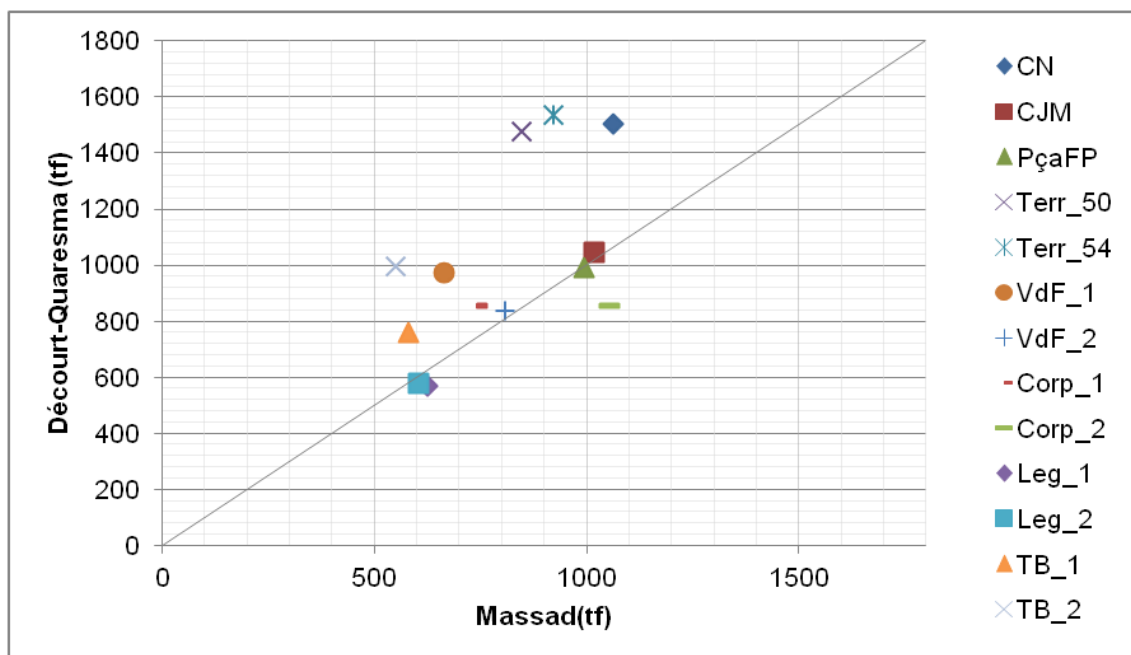


Figura 26: comparação entre os valores de ruptura dados por Décourt-Quaresma e Massad.

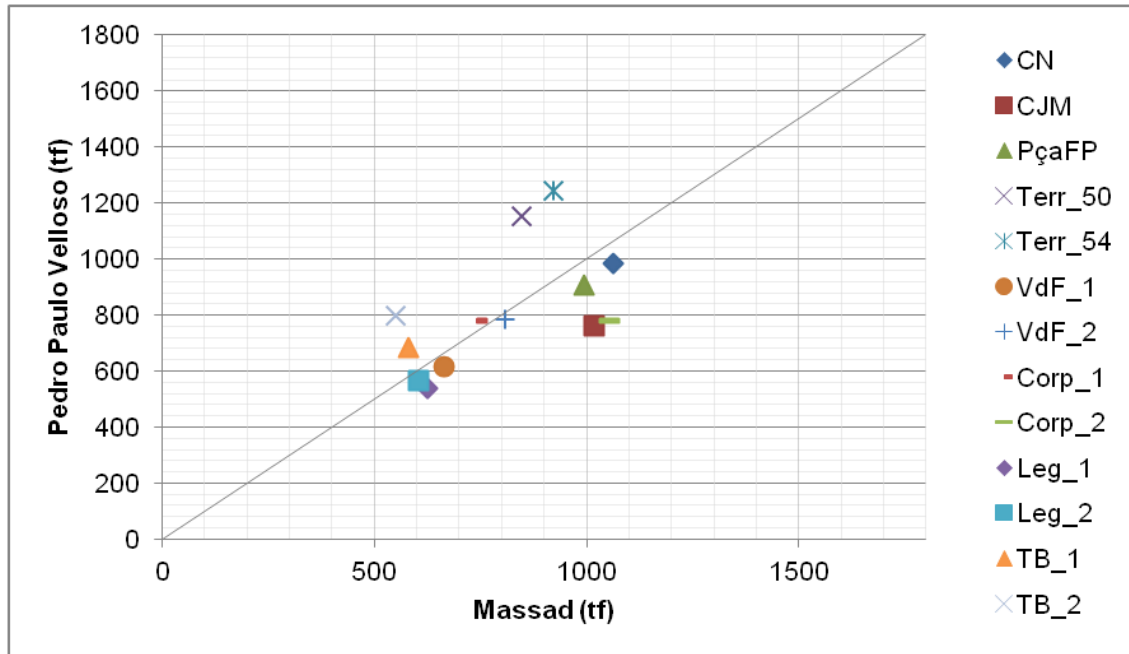


Figura 27: comparação entre os valores de ruptura dados por Pedro Paulo Velloso e Massad.

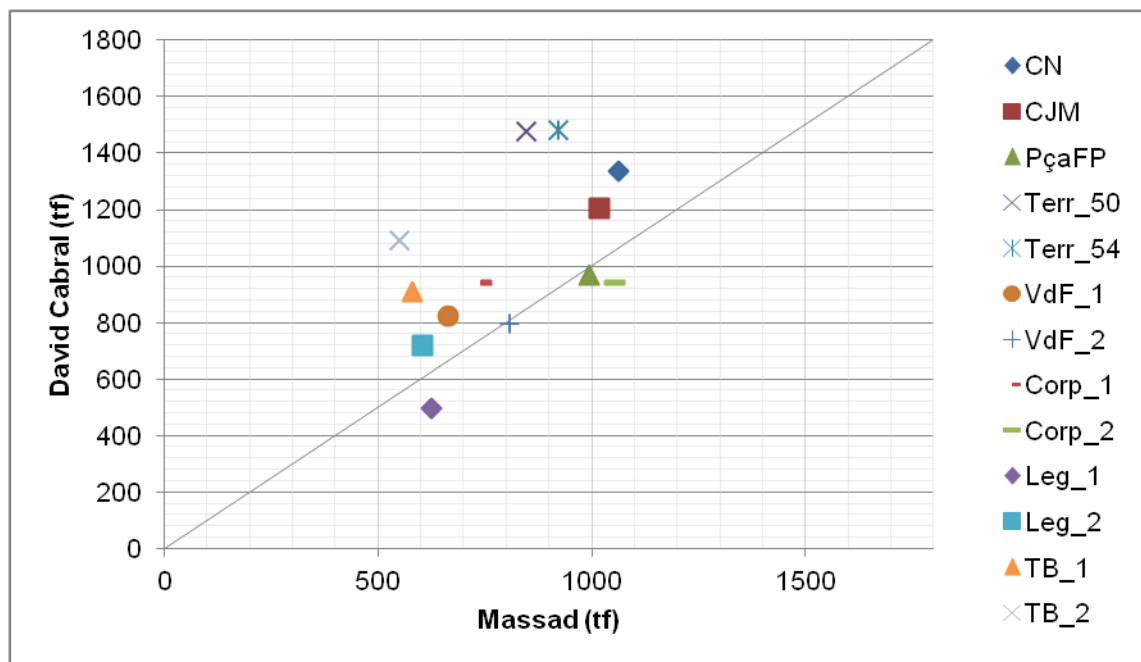


Figura 28: comparação entre os valores de ruptura dados por David Cabral e Massad.

Visualmente, percebe-se que o método que apresentou melhores resultados foi o de Pedro Paulo Velloso. Ao estabelecer-se o critério de que a diferença entre os dois valores não ultrapasse 10% do valor estabelecido pelo método de cálculo, comprova-se a superioridade do método de Pedro Paulo Velloso, sendo que, através dele, 6 das 14 previsões foram consideradas boas.

O método de cálculo que resultou nos piores resultados foi o de Aoki-Veloso - apenas 3 dos 14 foram considerados bons. Décourt-Quaresma e David Cabral

deram resultados intermediários, e sempre contra a segurança, quando comparados com Pedro Paulo Velloso. Vale ressaltar também que, na única prova de carga em que ocorreu ruptura (em VdF_2 a estaca rompeu a 760 tf), a previsão por Pedro Paulo Velloso foi a que mais se aproximou do valor da carga última, superando até mesmo a interpretação da prova de carga por Massad, como se pode verificar a seguir:

Tabela 4: comparação entre os resultados obtidos para a prova de carga VdF_2, em tf.

	Massad	Aoki- Velloso	Décourt- Quaresma	Pedro Paulo Velloso	David Cabral
VdF_2	808	660	835	786	795

6.4 Refinamento do critério de ELU

6.4.1 Metodologia de cálculo

Em um estudo publicado em 1985, Massad classificou as argilas moles do subsolo da Baixada Santista em duas categorias. Em profundidades entre 10 e 30 metros há a ocorrência de argila SFL, com SPT menor que 4. Abaixo dos 20 metros de profundidade, são encontradas as argilas AT, com SPT superior a 5. Esta separação foi considerada neste trabalho, pois a mobilização de carga por atrito lateral será diferente para cada tipo de solo. Massad (2009) afirma que as adesões das argilas de Santos, em situação de ruptura, tem valores entre 2 e 3 tf/m² para argilas SFL e entre 6 e 8 tf/m² para argilas AT.

Em um artigo publicado em 2007, Falconi e Perez introduziram um método de cálculo de carga de ruptura em estacas metálicas utilizadas em obras da cidade de Santos. O método foi concebido através da análise empírica de resultados de provas de carga, instrumentadas e não, em estacas deste tipo, e pode ser resumido da seguinte maneira:

Carga de ruptura total: $PR = PL + PP$

Atrito lateral: $PL = U \sum e \cdot fs$

Ponta: $PP = A_c \cdot K_{ponta}$

(Equação 1)

(Equação 2)

(Equação 3)

fs : adesão da camada de solo (no caso de areias e siltes: $fs = \alpha \cdot N_{SPT \text{ médio}}$).

e : espessura da camada de solo.

U : perímetro da estaca (no caso de estacões: $U = \pi \cdot D$)

A_c : área circunscrita à estaca (no caso: $A_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$)

K_{ponta} : constante que varia em função do N_{SPT} médio do solo em que a estaca está apoiada.

Os autores utilizaram os resultados das provas de carga, principalmente as instrumentadas, para determinar o coeficiente α que, multiplicado pelo SPT médio da camada de areia, resultasse em uma boa estimativa do atrito lateral dissipado pela estaca ao longo daquela camada. O valor determinado por eles foi 0,21. Tomando o método como referência, tentou-se fazer algo similar, mas utilizando os resultados das provas de carga em estacões. Para as argilas, baseando-se nos estudos de Massad, foram adotadas as adesões de 3 e 6 tf/m² para argilas SFL e AT, respectivamente.

A diferença principal entre as provas de carga em perfil metálico e em estacão é o fato de que, nos perfis, praticamente todas atingiram a ruptura geotécnica. Ou seja: estava-se de posse das medições de recalque e carga em profundidade no momento da ruptura. No caso dos estacões, apenas um dos treze ensaios atingiu a ruptura geotécnica. Em todos os outros casos, há medições em um estágio elevado de carga, mas não na ruptura em si.

No método Falconi-Perez, para a consideração da ponta, foi utilizado um coeficiente K_{ponta} , ponderado em função do SPT médio da ponta e de um metro abaixo, de acordo com a Tabela 5.

Tabela 5: valores de K_{ponta} utilizados no método de Falconi-Perez (2007).

N_{SPT}	K_{ponta} (tf/m ²)
$10 < N < 30$	200 a 400
$N > 40$	1000 a 4000

Porém, em estacões, sabe-se que a ponta é responsável por uma parcela quase insignificante da carga de ruptura; portanto, resta a dúvida de como essa parcela deve ser considerada. Neste trabalho, o coeficiente multiplicador da parcela da ponta será chamado de β , e não de K_{ponta} , em função de não estar-se seguindo a mesma convenção, e sim tentando-se estimar o valor empiricamente.

6.4.2 Utilização de resultados das provas de carga não instrumentadas

Disponha-se de 5 provas de carga instrumentadas e 13 provas de carga regulares. Inicialmente, optou-se por utilizar os resultados das PCs regulares para tentar-se estimar o coeficiente que, multiplicado pelo SPT médio de camada de areia, resultaria em sua adesão.

O processo adotado prosseguiu da seguinte maneira:

- separou-se cada uma das sondagens mais próximas às estacas em camadas, com espessuras e N_{SPT} médios de cada uma;
- para cada uma das provas de carga foi aplicada a Equação 1; como PR (objetivo), utilizou-se a carga de ruptura extrapolada por Massad;
- com todas as equações montadas, aplicou-se regressão linear múltipla para tentar alcançar os resultados.

A seguir, segue o exemplo do desenvolvimento de cálculo para a prova de carga CN.

Tabela 6: sondagem SP-08 da prova de carga CN, separada de acordo com suas camadas.

CN			
Profundidade (m)	e (m)	Solo	N _{SPT} médio
10,93	9,56	Areia	17
28,18	17,25	Argila SFL	-
34,47	6,29	Areia	7
39,92	5,45	Argila AT	-
43,35	3,43	Areia	10
47,35	4,00	Argila AT	-
47,87	0,52	Areia	34
53,8	5,93	Silte	17
55,45	1,65	Areia	60
Cota de ponta + 1m abaixo			51

Para as camadas de areia, obteve-se a seguinte expressão para a adesão:

$$f_{s_{areia}} = \sum(e_{areia} \cdot N_{SPTmédio_{areia}}) \cdot \alpha_{areia}$$

$$f_{s_{areia}} = 357,53 \alpha_{areia} \text{ tf/m}^2$$

$$f_{s_{silte}} = \sum(e_{silte} \cdot N_{SPTmédio_{silte}}) \cdot \alpha_{silte}$$

$$f_{s_{silte}} = 100,81 \alpha_{silte} \text{ tf/m}^2$$

Como a adesão das camadas de argila não depende do SPT médio da camada, e sim do tipo de argila, as espessuras das camadas de argila foram separadas:

$$\sum e_{argilaSFL} = 17,25m$$

$$\sum e_{argilaAT} = 9,45m$$

A expressão para a carga mobilizada por atrito lateral, utilizando a Equação 2, é a seguinte:

$$PL = (357,53\alpha_{areia} + 100,81\alpha_{silte} + 17,25f_{s_{SFL}} + 9,45f_{s_{AT}})\pi D$$

A expressão para a carga dissipada na ponta da estaca, utilizando a Equação 3, é a seguinte:

$$PP = (51\beta_{ponta})\pi D^2/4$$

Portanto a capacidade total da estaca ensaiada é dada pela expressão, utilizando a Equação 1:

$$PR = (357,53\alpha_{areia} + 100,81\alpha_{silte} + 17,25f_{s_{SFL}} + 9,45f_{s_{AT}})\pi D + (51\beta_{ponta})\pi D^2/4$$

$$1062 = (357,53\alpha_{areia} + 100,81\alpha_{silte} + 17,25f_{s_{SFL}} + 9,45f_{s_{AT}})\pi D + (51\beta_{ponta})\pi D^2/4$$

O processo foi repetido para todas as demais estacas. Sendo assim, ao final do processo, havia 12 equações (as provas de carga Corp_1 e Corp_2 foram feitas na mesma estaca, gerando apenas uma equação) e 5 incógnitas.

Como o processo de regressão linear múltipla é relativamente automatizado, foram feitas várias tentativas utilizando os mesmos parâmetros, mas com diferentes condições e incógnitas. Os resultados das tentativas estão representados nas tabelas a seguir.

Tabela 7: resultados da regressão linear múltipla aplicada às provas de carga não instrumentadas.

fs_{SFL} e fs_{AT} incógnitas							
RLM	n° equações	fs_{SFL}	fs_{AT}	α_{silte}	α_{areia}	β	R²
Todas as PCs	12	-0,28026	1,562427	0,438794	1,02539	3,830744	0,988415
Todas as PCs; α_{areia} = α_{silte} ^[1]	12	-0,16626	1,274552	0,44411286		4,786942	0,984743
Sem PCs com silte ^[2]	8	-4,02938	1,576057	0,653884	-	-0,70831	0,994059
PCs com tendência de ruptura ^[3]	6	3,30757	3,706641	0,234958	0,136303	10,9573	0,994259

fs_{SFL} e fs_{AT} fixos							
RLM	n° equações	fs_{SFL}	fs_{AT}	α_{silte}	α_{areia}	β	R²
Todas as PCs	12	3	6	0,268214	0,927522	1,71841	0,942861
Todas as PCs; α_{areia} = α_{silte} ^[1]	12	3	6	0,276115889		2,565634	0,930048
Sem PCs com silte ^[2]	8	3	6	0,325699	-	-1,30617	0,929739
PCs com tendência de ruptura ^[3]	6	3	6	0,209278	0,170242	9,978596	0,983884
PCs com tendência de ruptura ^[3], α_{areia} = α_{silte} ^[1]	6	3	6	0,210179925		9,712885	0,983848

[1] Nesta tentativa, foi considerado que o multiplicador α é o mesmo para os siltes e as areias de Santos, conforme considerou o método Falconi-Perez (2007). Esta opção é válida e não interfere muito no resultado final pois não há a presença de camadas de silte em todas as sondagens e, quando há, suas espessuras não são muito grandes.

[2] Nesta tentativa foram utilizadas somente as provas de carga cujas sondagens mais próximas não apresentavam camadas de silte. Isto elimina uma incógnita do problema.

[3] Nesta tentativa foram utilizadas somente as provas de carga que apresentavam tendência um pouco mais acentuada de ruptura, ou seja, a curva dava uma espécie de "mergulho" ao final do ensaio. Isso porque, nessas curvas carga x recalque, há mais chances de as cargas de ruptura obtidas pelo método de Massad (1986) serem próximas da realidade.

Como pode ser observado, os resultados obtidos não foram consistentes entre si. Ao considerar as adesões das argilas de Santos como incógnitas do problema, chegou-se a valores absurdos como, por exemplo, adesão negativa para as argilas SFL -

vale ressaltar que a única tentativa em que se obteve valores razoáveis de adesão das argilas foi a utilizando apenas as curvas com tendência de ruptura.

Fixados os valores de adesão das argilas como 3 e 6, os resultados foram um pouco menos inconsistentes, mas ainda assim contestados - com exceção de uma das tentativas, em que o coeficiente da ponta resultou negativo. Nas últimas duas tentativas, cujos resultados estão representados nas duas últimas linhas da tabela, o problema reside no valor do coeficiente da ponta. O método de regressão linear múltipla para encontrar-se a solução de um problema com mais equações do que incógnitas é, por si só, puramente matemático.

Os valores dados pelo método podem até ser os que melhor se ajustam às equações, porém, não necessariamente estes valores correspondem à realidade. Isto fica evidente atentando-se aos valores de β obtidos. Utilizando ainda a Equação 3 para a obra CN, para $\beta=9,71$:

$$PP = (51\beta)\pi D^2/4 = 51.9,71.\pi.(1)^2/4 = 388,94tf$$

Ou seja: dos 1062tf atingidos na prova de carga, aproximadamente 389 foram mobilizados pela ponta da estaca. Observando-se a Figura 3, percebe-se rapidamente que este dado não corresponde à realidade. Sendo assim, os resultados não foram considerados satisfatórios.

6.4.3 Utilização de resultados das provas de carga instrumentadas

Após a tentativa utilizando os resultados das provas de carga convencionais, tentou-se lançar mão dos resultados das provas de carga instrumentadas para tentar estimar os valores de α . O processo foi o seguinte:

- informações: profundidade de cada *strain gage*, a sondagem mais próxima, e a medição de carga em cada *strain gage* no último estágio de carregamento;
- separou-se a sondagem em várias parcelas, uma para cada intervalo entre *strain gages*;
- a diferença entre as medições de 2 *strain gages* consecutivos será a mobilização do atrito lateral nas camadas de solo entre estes dois SGs.

Esta metodologia elimina do problema justamente a incógnita referente à parcela de ponta.

e (m)	Solo	N _{SPT} médio	Nível do solo
8,93	Areia	17	SG01
2,45	Argila SFL	-	
13,38	Argila SFL	-	SG02
1,92	Areia	10,00	
4,37	Areia	7,25	SG05
5,83	Argila AT	-	
3,05	Areia	9,67	SG06
2,95	Argila AT	-	

Figura 29: perfil do solo da prova de carga CN, com a espessura e N_{SPT} médio de cada camada, além dos níveis de cada strain gage.

e (m)	Solo	N _{SPT} médio	Nível do solo
6,2	Areia	8	SG01
18,4	Argila SFL	-	
3,1	Argila AT	-	SG02
0,88	Argila AT	-	
3,62	Areia	19	
6,39	Argila AT	-	SG03
3,91	Areia	26	SG04
3,85	Argila AT	-	
4,93	Areia	29	SG05
5,38	Argila AT	-	SG06

Figura 30: perfil do solo da prova de carga VdF_1, com a espessura e N_{SPT} médio de cada camada, além dos níveis de cada strain gage.

e (m)	Solo	N _{SPT} médio	Nível do solo
4,5	Areia	8	SG01
16,37	Argila SFL	-	
3,99	Areia	5	
2,64	Argila AT	-	SG02
4,1	Areia	16	
3,9	Argila AT	-	SG03
6	Areia	29	SG04
4,5	Argila AT	-	SG05
5,8	Areia	49	
4,2	Silte	8	SG06

Figura 31: perfil do solo da prova de carga VdF_2, com a espessura e N_{SPT} médio de cada camada, além dos níveis de cada strain gage.

e (m)	Solo	N _{SPT} médio	Nível do solo
8,9	Areia	7	SG01
14,3	Argila SFL	-	
0,8	Areia	4	SG02
3,47	Areia	8	
4,9	Argila AT	-	SG03
4,45	Areia	3	SG04
1,98	Argila AT	-	
5,04	Areia	15	
2,09	Argila AT	-	SG05
1,05	Argila AT	-	
8,92	Areia	25,88	SG06

Figura 32: perfil do solo das provas de carga Corp_1 e Corp_2, com a espessura e N_{SPT} médio de cada camada, além dos níveis de cada strain gage.

As medições referentes ao último estágio de carregamento de cada uma das provas de carga estão na tabela a seguir:

Tabela 8: medições em cada strain gage referentes ao último estágio de carregamento para as 5 provas de carga instrumentadas.

Obra	Topo (tf)	SG01 (tf)	SG02 (tf)	SG03 (tf)	SG04 (tf)	SG05 (tf)	SG06 (tf)
CN	1014,0	767,98	536,23	-	-	258,81	165,77
VdF_1	637,00	355,69	123,10	113,28	91,38	32,56	3,02
VdF_2	760,00	678,57	358,99	329,22	261,36	146,66	7,88
Corp_1	680,00	630,85	441,73	336,66	232,90	175,12	37,21
Corp_2	800,00	777,07	515,71	396,64	281,50	146,22	10,07

A seguir, da mesma forma que para o item anterior, será detalhado o cálculo para a dissipação entre o topo da estaca e o primeiro nível de *strain gage* para a prova de carga CN, na tentativa de determinação da adesão da camada de areia.

Dissipação de carga: **$1014 - 767,98 = 246,02\text{tf}$**

$$PL = ((8,93.17)\alpha_{\text{areia}} + 2,45fs_{\text{SFL}})\pi D$$

$$(151,81\alpha_{\text{areia}} + 2,45fs_{\text{SFL}})\pi D = 246,02$$

Admitindo a adesão da argila SFL como sendo 3 tf/m²:

$$(151,81\alpha_{\text{areia}} + 2,45.3)\pi D = 246,02$$

$$\alpha_{\text{areia}} = 0,47$$

Repetiu-se o processo para todos os intervalos entre *strain gages*, para todas as provas de carga instrumentadas.

Tabela 9: resultado de α_{AREIA} para cada intervalo entre *strain gages*, utilizando as provas de carga instrumentadas.

Obra	Intervalo	Carga dissipada (tf)	α_{AREIA}
CN	0 - SG01	246,02	0,47
	SG01 - SG02	231,75	1,75
	SG02 - SG05	277,42	1,68
	SG05 - SG06	93,04	0,40

Obra	Intervalo	Carga dissipada (tf)	α_{AREIA}
VdF_1	0 - SG01	281,31	1,81
	SG01 - SG02	232,59	_[¹]
	SG02 - SG03	9,82	-0,50
	SG03 - SG04	21,90	0,07
	SG04 - SG05	58,82	0,25
	SG05 - SG06	29,54	_[¹]

Obra	Intervalo	Carga dissipada (tf)	α_{AREIA}
VdF_2	0 - SG01	81,43	0,72
	SG01 - SG02	319,58	1,84
	SG02 - SG03	29,77	-0,21
	SG03 - SG04	67,86	0,12
	SG04 - SG05	114,70	_[¹]
	SG05 - SG06	138,78	0,14

Obra	Intervalo	Carga dissipada (tf)	α_{AREIA}	Obra	Intervalo	Carga dissipada (tf)	α_{AREIA}
Corp_1	0 - SG01	49,15	0,25	Corp_2	0 - SG01	22,93	0,12
	SG01 - SG02	189,12	5,41		SG01 - SG02	261,36	12,59
	SG02 - SG03	105,07	0,15		SG02 - SG03	119,07	0,31
	SG03 - SG04	103,76	2,47		SG03 - SG04	115,14	2,75
	SG04 - SG05	57,78	-0,08		SG04 - SG05	135,28	0,25
	SG05 - SG06	137,91	0,16		SG05 - SG06	136,15	0,16

[1] Não se aplica, pois o intervalo em questão não apresenta camadas de areia.

Houve uma variação muito grande entre os valores de α_{AREIA} determinados desta maneira. Possíveis razões:

- o último estágio de carregamento, do qual foram retirados os valores de dissipação de cargas, não caracterizavam ruptura geotécnica;
- adesão das argilas de Santos não é exatamente 3 e 6 tf/m² para argila SFL e AT, respectivamente;
- danificação nos *strain gages* durante a concretagem das estacas podem gerar medidas imprecisas;
- camadas de solo não são exatamente as da sondagem mais próxima.

Em dois casos, só havia argila AT entre duas camadas consecutivas de *strain gages*. Assim, havia uma oportunidade de se estimar a adesão da camada de argila, baseando-se em resultados reais de medição de carga.

VdF_1

			SG05	SG05: 32,56 tf
				SG06: 3,02 tf
5,38	Argila AT	-	SG06	dissipação = 29,54 tf
				$\pi D\alpha = 29,54$
				$\pi \cdot 1 \cdot \alpha \cdot 5,38 = 29,54$
				$\alpha = 1,7 \text{ tf/m}^2$

VdF_2

			SG04	SG04:261,36 tf
				SG05: 146,66 tf
4,5	Argila AT	-	SG05	dissipação = 114,70 tf
				$\pi D\alpha = 114,70$
				$\pi \cdot 1 \cdot \alpha \cdot 4,5 = 114,70$
				$\alpha = 8,1 \text{ tf/m}^2$

Como se pode ver, tais valores resultaram bastante distintos. Uma possível explicação é a de que as camadas de argila, por serem mais profundas, ainda não sofreram ruptura. Novamente, destaca-se o empecilho de não haver muitas medições em situação de ruptura.

6.4.4 Considerações finais

Como se pôde perceber, as tentativas de se estimar a adesão das areias para se estabelecer um novo método de cálculo de carga de ruptura por ELU não foram bem sucedidas. Não se conseguiu convergir para nenhum valor de forma que os resultados fossem condizentes.

Face a essa situação, vale o questionamento: quão válido é tentar estimar uma carga de ruptura para estacões em Santos, e tentar estabelecer um critério de dimensionamento por ELU, sendo que, quando ocorre ruptura, ela se dá a cargas muito superiores às que as estacas estarão submetidas durante sua vida útil? Ou seja: se ruptura não é limitante, por que dimensionar por ela?

Levando isso em consideração, no próximo capítulo, será feita uma tentativa de estabelecer-se um modelo de dimensionamento baseado não em ruptura, mas sim nos recalques máximos admissíveis - ou seja, ELS.

7 MODELO DE CÁLCULO EMPÍRICO BASEADO EM ELS

7.1 Introdução

Como citado anteriormente, suspeita-se que o critério de ELU não seja o mais adequado para a análise de estações, devido às altas cargas suportadas e aos pequenos recalques observados. Dessa maneira, acredita-se que a abordagem feita por rotinas de projetos usuais, que tratam estacas escavadas de grande diâmetro da mesma maneira que outros tipos de estacas, leve a projetos conservadores e antieconômicos.

Assim, espera-se que rotinas de projeto baseadas em ELS possam levar a projetos mais econômicos, nos quais o limitante seria o recalque admissível. A suspeita é de que, mesmo limitados apenas pelos recalques, os projetos resultariam em estacas adequadas à carga de trabalho.

Para entender-se o comportamento das estacas nesse sentido busca-se a criação do modelo de maneira que, para um dado carregamento, seja possível estimar-se o recalque que ocorreria no topo. Para isso, busca-se a reprodução, empiricamente, de curvas carga x recalque semelhantes àsquelas geradas por provas de cargas reais.

7.2 Hipóteses e aproximações

Para o desenvolvimento do modelo, considera-se uma estaca vertical isolada, compressível, submetida a um carregamento axial. Além disso, considera-se a hipótese de rupturas progressivas, ou seja, de que a resistência última não ocorre necessariamente simultaneamente em todos os pontos da estaca e as tensões (de ponta ou atrito lateral) mobilizadas são diferentes em cada um deles, em função do recalque.

Para tais hipóteses, podem-se utilizar as relações propostas por Cambefort, que dizem respeito aos deslocamentos verticais de ponta e de fuste necessários em um ponto para mobilizar a resistência última de uma estaca. A representação das leis de Cambefort em sua forma simplificada por Cassan (1978), são mostradas nas figuras a seguir, apenas a título de ilustração. Vale ressaltar que neste trabalho serão utilizadas curvas cujas ideias são semelhantes, mas não necessariamente iguais às propostas por Cassan (1978).

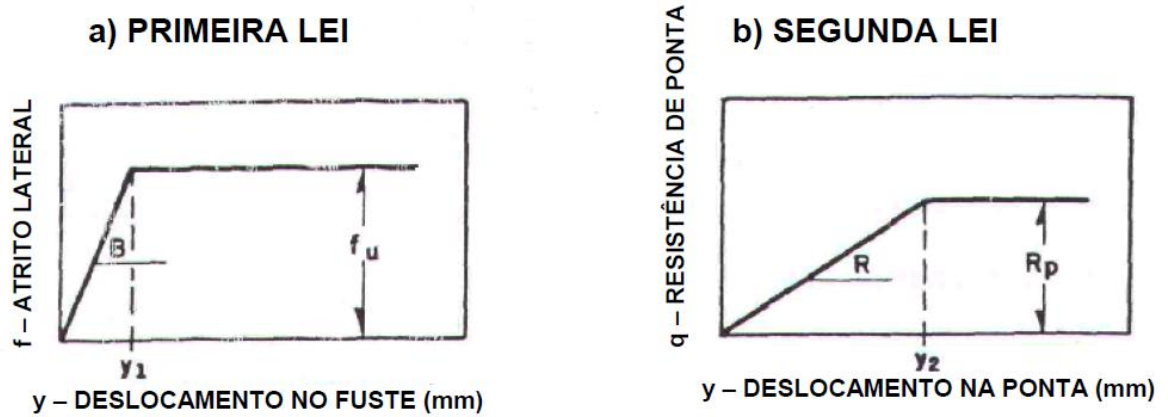


Figura 33: leis de Camberfort simplificadas por Cassan.

Para a análise da distribuição de carga ao longo da estaca, será feita a abordagem ilustrada na Figura 34. Considerar-se-á a estaca como n elementos de comprimento ΔL e mesmo diâmetro da estaca, D .

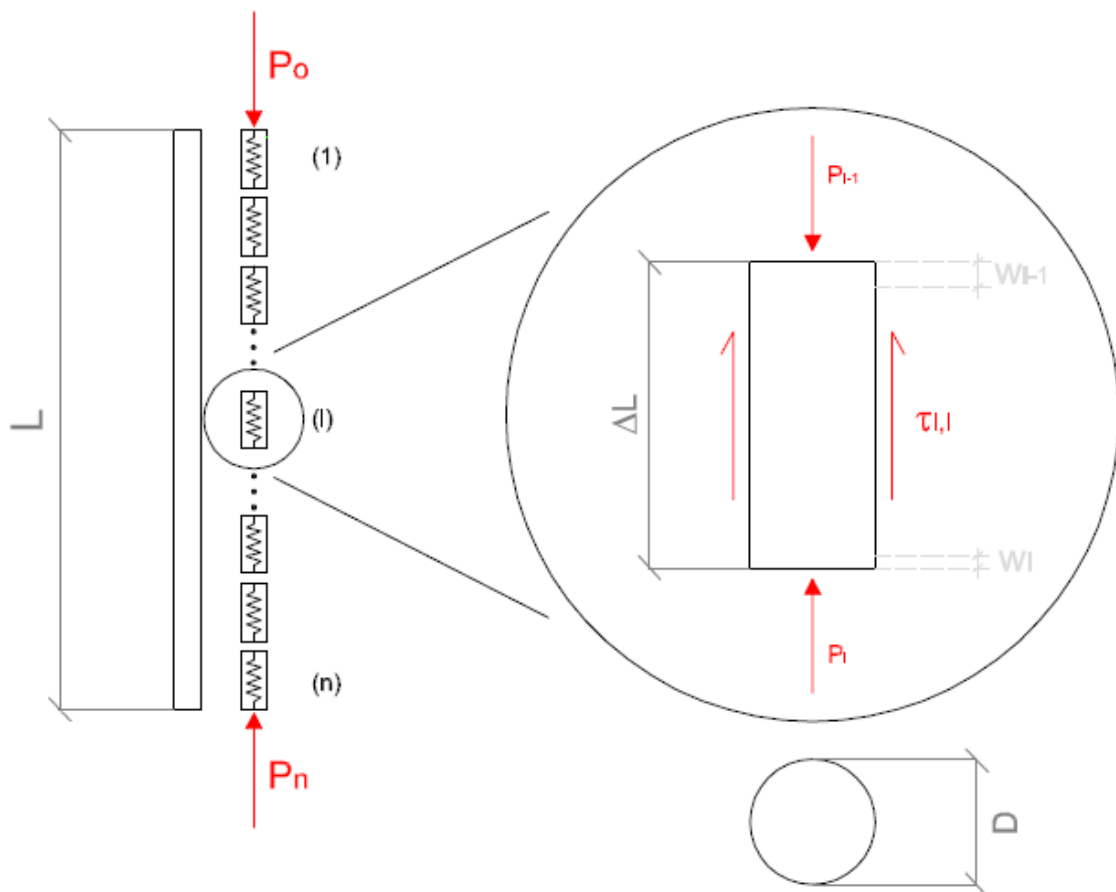


Figura 34: modelo de cálculo.

Considera-se a estaca como a junção de n elementos, sendo o elemento 0 o topo e n o último elemento. Pode-se perceber que ΔL já pode ser indicada como uma das variáveis que definirá a precisão do modelo.

O elemento i é considerado em equilíbrio, isto é, a carga recebida do elemento acima é compensada pela carga de reação do elemento abaixo e pelo atrito lateral em todo o seu perímetro. w_{i-1} e w_i são os recalques que ocorrem no topo e na base do elemento, sendo w_m o recalque médio.

Da compatibilidade dos deslocamentos no elemento i , tem-se:

$$\frac{w_{i-1} - w_i}{2} = w_m = \frac{P_{i-1} + P_i}{2} \times \frac{\Delta L}{EA} \quad (\text{Equação 4})$$

Sendo E , o módulo de elasticidade do concreto e A , a área da seção transversal da estaca. Do equilíbrio do elemento i , tem-se:

$$P_{i-1} = P_i + \pi D \Delta L \times \tau_{l,i} \quad (\text{Equação 5})$$

O parâmetro $\tau_{l,i}$ corresponde ao atrito lateral mobilizado, que depende das propriedades da camada de solo em contato com o elemento de fuste. A mobilização do atrito lateral pode ser descrita como ilustrado na Figura 35, em que $\tau_{l,i}$ varia em função do recalque no elemento até atingir a resistência de atrito do solo, $\tau_{l,ult}$. Na curva a seguir, w_y corresponde ao recalque para o qual tal resistência é atingida.

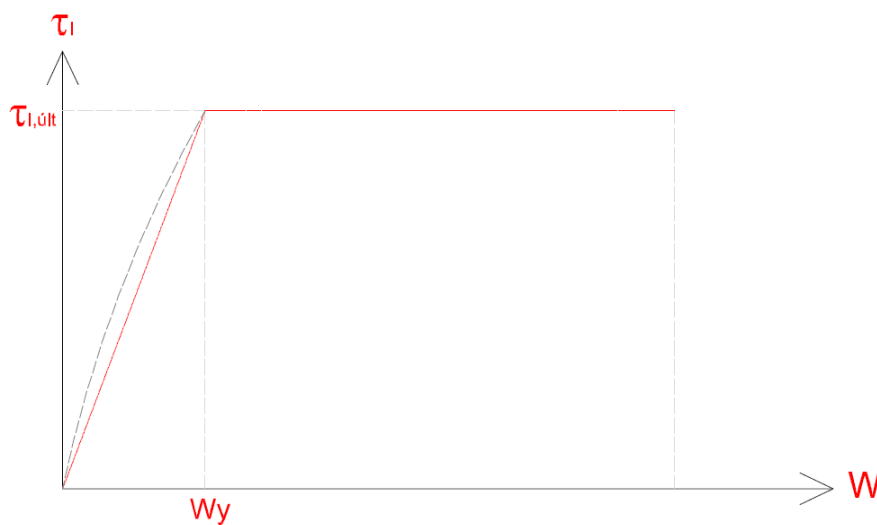


Figura 35: curva para consideração do atrito lateral.

Da Figura 35, pode-se tirar que:

$$w < w_y \Rightarrow \tau_{l,i} = \frac{w_m}{w_y} \times \tau_{l,ult}$$

(Equação 6)

$$w > w_y \Rightarrow \tau_{l,i} = \tau_{l,ult}$$

Porém, sabe-se que as argilas possuem uma propriedade chamada “sensibilidade”, que é a perda de resistência do solo devido à destruição de sua estrutura original e é medida pela razão entre a resistência da amostra em seu estado original e a sua resistência após a ruptura do solo. No caso das argilas marinhas, sabe-se que a sua sensibilidade está próxima a 3.

Dessa maneira, no caso das camadas em que ocorrem argilas, a curva do atrito lateral deve ser considerada como indicada na Figura 36.

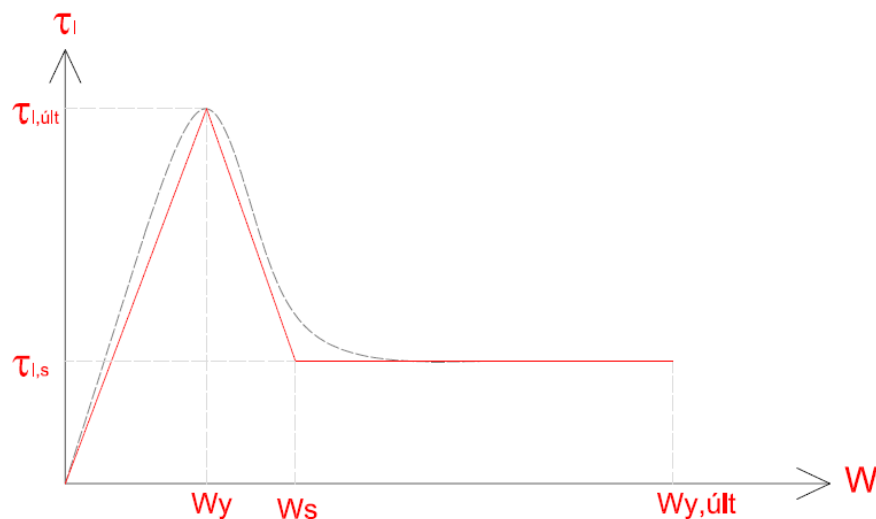


Figura 36: curva para o atrito lateral com a consideração da sensibilidade das argilas marinhas.

A curva é semelhante à anterior, com a exceção de que, nesse caso, após o atrito mobilizado atingir a resistência, seu valor decai até atingir $\tau_{l,s}$, em uma proporção S , correspondente à sensibilidade. W_s corresponde ao recalque em que a resistência após a perda é atingida e permanece constante, e é função da forma da curva ou, mais especificamente, do “Fator de forma”, que relaciona a razão entre W_s e $W_{y,últ}$

Assim, nesse caso, tem-se que:

$$\begin{aligned}
 w < w_y &\Rightarrow \tau_{l,i} = \frac{w_m}{w_y} \times \tau_{l,ult} \\
 w_y < w < w_s &\Rightarrow \tau_{l,i} = (\tau_{l,ult} - \tau_s) \times \frac{(w_s - w_y)}{(w_s - w_m)} + \tau_s \\
 w < w_s &\Rightarrow \tau_{l,i} = \frac{w_m}{w_y} \times \tau_{l,s}
 \end{aligned}
 \tag{Equação 7}$$

Assim, dessas primeiras considerações, temos:

$$\text{Aproximações} \left\{ \begin{array}{l} \bullet \text{ Forma da curva} \\ \bullet \underline{w_y} \\ \bullet \underline{\tau_{l,ult}} \end{array} \right.$$

Sendo que, no fator “forma da curva”, estão inclusos tanto a aproximação linear dos trechos da curva, que será feita no caso desse trabalho, quanto o fator de forma escolhido. Além disso, diferentes métodos e análises podem ser utilizados para a determinação da resistência de atrito dos solos, dependendo da precisão requerida e dos dados disponíveis.

No caso da ponta, sabe-se que o comportamento é diferente. Sendo o elemento n o elemento da ponta, P_n a parcela da carga aplicada que chega à ponta e q_n a tensão nessa região da estaca, tem-se:

$$P_n = q_n \times \frac{\pi D^2}{4}
 \tag{Equação 8}$$

Embora a tensão de ruptura ($q_{n,ult}$) seja uma propriedade que depende das propriedades da camada de solo em contato com o elemento, bem como $\tau_{l,ult}$, o valor de q_n , a tensão normal na ponta, se desenvolve como indicado na Figura 37.

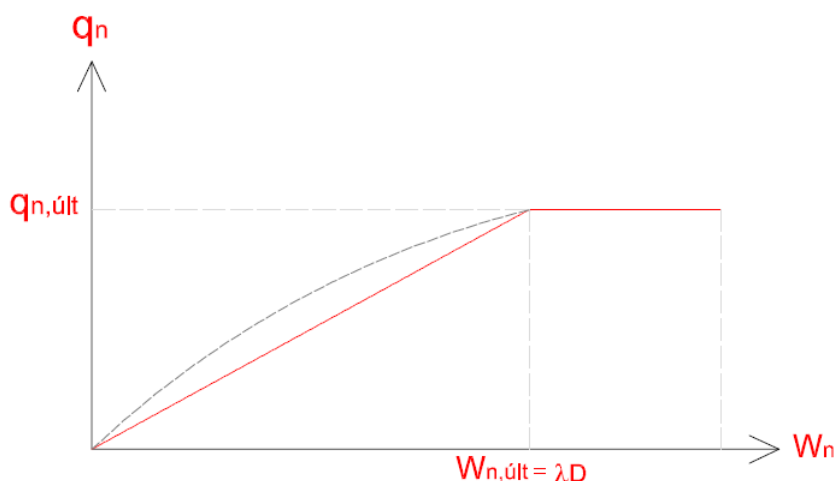


Figura 37: curva para a tensão normal na ponta

Nesse caso, pode-se fazer as seguintes aproximações:

$$\text{Aproximações} \left\{ \begin{array}{l} \bullet \text{ Forma da curva} \\ \bullet \underline{q_{n,ult}} \\ \bullet \lambda \end{array} \right.$$

Como no caso anterior, do atrito lateral, nesse caso também se pode variar a forma da curva, de acordo com nível de precisão desejado e com as informações disponíveis. Nesse caso também se adotará trechos lineares. Além disso, pode-se determinar λ , que multiplicado pelo diâmetro da estaca, resulta em $W_{n,ult}$, o deslocamento para o qual a tensão de ruptura é atingida.

Sendo w_n o recalque que ocorre na ponta, ainda da curva da Figura 37 e da Equação 8, tem-se que:

$$w_n = \frac{P_n}{\frac{\pi D}{4\lambda} \times q_{n,ult}} \quad \text{(Equação 9)}$$

Diferentemente do caso anterior, no caso da ponta, não se determina uma curva para cada camada de solo em contato com a estaca, dado que apenas uma camada de solo estará em contato com essa região. Dessa maneira, para todo o modelo, haverá apenas um valor de tensão normal de ruptura, que, novamente, poderia ser determinada de diversas maneiras.

Através da formulação feita, é possível, possuindo-se parte dos dados, determinar outros, fazendo-se apenas o tratamento matemático das equações apresentadas. Pode-se ainda, a fim de se simplificar os cálculos seguintes, determinar-se o parâmetro ki , que será igual para uma mesma camada:

$$ki = \frac{\pi D \Delta L}{4} \times \frac{\tau_{l,ult}}{w_y} \quad \text{(Equação 10)}$$

7.3 Dados de entrada

Nesse item, todas as análises feitas foram consideradas para a prova de carga VdF_2, do empreendimento *Ville de France*. Opta-se pelos dados citados por ter sido o único ensaio em que se atingiu a ruptura e apenas para uma primeira calibração do modelo, em que se pretende analisar a sensibilidade da formulação feita a cada um dos parâmetros.

7.3.1 Parâmetros dos solos

Antes de tudo é preciso definir-se o perfil do solo em que a estaca estará inserida, para se chegar aos parâmetros dos solos, os primeiros dados de entrada do modelo. No caso da obra em questão, têm-se as seguintes informações:

- Sondagem mais próxima: SP-08
- Cota da sondagem = 0,0
- Cota de arrasamento da estaca = -3,7m

Dessa maneira, parte-se sempre do preceito de usar a sondagem mais próxima à estaca na qual foi realizada a prova de carga, fazendo-se a estratificação do perfil. Além disso, vale atentar para as diferentes cotas de realização do ensaio e de arrasamento da estaca, de maneira que as profundidades presentes no boletim de sondagem devam ser corrigidas.

Vale ressaltar também que, no caso desse trabalho, adotou-se a discretização da estaca em elementos com $\Delta L = 1$, devido a simplificações e, principalmente, devido às informações dos ensaios da sondagem de simples reconhecimento, que são fornecidos com a mesma precisão.

Tal parâmetro deve ser definido logo de início, para que a precisão possa ser determinada e para que as camadas possam ser estratificadas como indicado na Tabela 11. Na Tabela 10 são indicados os resultados obtidos para a sondagem SP-08, utilizada nesse exemplo, fazendo-se a transcrição das informações presentes no boletim apenas com a correção das profundidades.

Tabela 10: transcrição do perfil de sondagem de acordo com as profundidades relativas à estaca.

Profundidades (m)		Camadas	Profundidades relativas (m)	
0,00	1,95	Areia fina pouco argilosa, com pedregulhos e detritos vegetais	0,00	0,00
1,95	7,90	Areia fina pouco siltosa	0,00	4,20
7,90	23,78	Argila marinha pouco arenosa	4,20	20,08
23,78	27,96	Areia fina pouco argilosa	20,08	24,26
27,96	30,95	Argila marinha com lentes finas de areia	24,26	27,25
30,95	34,60	Areia fina pouco siltosa	27,25	30,90
34,60	38,97	Argila marinha siltosa mole	30,90	35,27
38,97	44,80	Areia fina a média pouco siltosa	35,27	41,10
44,80	49,33	Argila marinha siltosa pouco arenosa	41,10	45,63
49,33	49,60	Areia fina e média pouco siltosa com pedregulhos	45,63	45,90
49,60	54,80	Areia fina e média pouco siltosa com pedregulhos finos	45,90	51,10
54,80	60,95	Silte pouco arenoso pouco argiloso	51,10	57,25
60,95	69,03	Areia fina e média siltosa pouco argilosa com pedregulhos	57,25	65,33
69,03	72,30	Areia fina e média siltosa pouco argilosa	65,33	68,60

Como simplificação e para que os dados gerados ao longo desse mesmo trabalho possam ser utilizados, considera-se que, para o modelo de cálculo, as camadas possam ser de apenas quatro tipos: areias, siltes, argilas SFL e argilas AT. Dessa maneira, quaisquer variações além dessas citadas são desconsideradas.

Assim, a estratificação simplificada e já com as profundidades corrigidas, fica como indicado na Tabela 11, que servirá de base para o desenvolvimento dos cálculos.

Tabela 11: perfil de sondagem simplificado de acordo com as aproximações do modelo.

Camadas	Profundidades relativas (m)	
AREIA	0	5
ARGILA SFL	5	21
AREIA	21	25
ARGILA AT	25	28
AREIA	28	31
ARGILA AT	31	36
AREIA	36	42
ARGILA AT	42	46
AREIA	46	52
SILTE	52	58
AREIA	66	69

Definidas as camadas nas quais a estaca estará inserida, pode-se definir os parâmetros dos solos necessários ao modelo, descritos no item 7.2. Como citado anteriormente, a resistência de atrito é uma propriedade de cada camada e deve-se adotar uma maneira de determiná-la. Nesse caso, adotam-se duas aproximações para o seu valor:

- Para as argilas, utilizam-se os valores de adesão descritos por Massad (1985):
 - Adesão das argilas SFL = 3 tf/m²
 - Adesão das argilas AT = 6 tf/m²
- Para areia e siltes, utilizam-se parâmetros adimensionais α , que multiplicados pelo N_{SPT} médio das camadas, resultam em sua adesão. Utilizam-se os valores obtidos no item 6 do trabalho (penúltima linha da Tabela 7).
 - $\alpha_{AREIA} = 0,17$
 - $\alpha_{SILTE} = 0,21$

Sendo f_s a adesão das camadas em tf/m², tem-se:

Tabela 12: parâmetros de entrada dos solos - resistência de atrito.

Camadas	Profundidades relativas (m)		S	α	f_s (tf/m ²)
AREIA	0	5	1	0,17	
ARGILA SFL	5	21	3	-	3
AREIA	21	25	1	0,17	
ARGILA AT	25	28	3	-	6
AREIA	28	31	1	0,17	
ARGILA AT	31	36	3	-	6
AREIA	36	42	1	0,17	
ARGILA AT	42	46	3	-	6
AREIA	46	52	1	0,17	
SILTE	52	58	1	0,21	
AREIA	66	69	1	0,17	

Ainda, no caso da ponta, optou-se por utilizar o modelo proposto por Décourt-Quaresma, em que a tensão de ruptura é estimada através de um coeficiente adimensional que multiplica a média de 3 valores de N_{SPT} (da ponta, um acima e um abaixo) para resultar na tensão, em tf/m². Nesse caso, o coeficiente (C) é igual a 20, dado que a estacada é de substituição e a ponta da estaca está apoiada sobre uma camada de areia.

Tabela 13: cálculo de $q_{n,ult}$ por Décourt-Quaresma.

C (tf/m ²)	20
N*	14
$q_{n,ult}$ (tf/m ²)	280,0

7.3.2 Dados da estaca e hipóteses do modelo

O segundo passo é a definição dos dados da estaca, bem como do concreto utilizado, e a definição das aproximações que serão feitas para parâmetros como λ e W_y . Os valores utilizados nos cálculos são indicados a seguir.

Tabela 14: dados de entrada da estaca e do modelo.

Parâmetros da estaca	D (m)	1,0
	L (m)	57,0
	A (m ²)	0,785
Parâmetros do concreto	fck (MPa)	20
	E (MPa)	30000
Hipóteses	ΔL (m)	1
	λ	0,15
	$w_{n,ult}$ (mm)	150
	w_y (mm)	7,0

7.3.3 Dados reais da prova de carga

Na terceira etapa dos cálculos, de acordo com a metodologia definida para o modelo, utilizam-se os dados reais da prova de carga executada. Isso, porque se define como primeiro dado para os cálculos em si, a estimativa da carga e do recalque na ponta, para que o cálculo possa ser feito de cima para baixo, isto é, sendo os dados de saída a carga e o recalque no topo, que serão plotados e comparados com os dados reais.

Nesse caso, o dado que entra equivale a P_n/P_0 , ou seja, à porcentagem da carga aplicada que chega efetivamente na ponta. Nesse mesmo trabalho, verificou-se que tal parcela é muito pequena e, para uma primeira aproximação, foi adotada como 1%. A Tabela 14 apresenta os valores do ensaio realizado.

Tabela 15: dados de entrada da prova de carga.

VdF_2	
P ₀ (tf)	W ₀ (mm)
20	0,00
80	0,32
160	1,02
240	1,90
320	2,74
400	4,00
480	5,14
520	5,70
560	6,35
600	7,22
640	8,52
680	10,10
720	12,07
760	21,26

Assim, para cada nível de carregamento, que nesse caso são adotados como os níveis utilizados na prova de carga real, pode-se calcular W_n (Equação 8) e P_n (1%P₀).

Tabela 16: exemplo do primeiro cálculo da planilha para um dos níveis de carregamento.

TOPO		PONTA		
P ₀ (tf)	W ₀ (mm)	W _n (mm)	P _n /P ₀ (%)	P _n (tf)
760	21,26	4,49	1,0%	7,6

7.3.4 Dados reais da prova de carga

Tendo-se todos os parâmetros e formulações citados nos itens anteriores, pode-se dar entrada na planilha de cálculo propriamente dita. Lembrando que a planilha de cálculo realiza os cálculos para cada nível de carregamento desejado, podendo haver quantas planilhas forem necessárias para a geração do recalque e da carga no topo. Na figura a seguir é indicado um exemplo de uma planilha de cálculo, com os dados de entrada e saída em destaque, para o nível de carregamento máximo.

Elemento i	P _i (tf)	W _i (mm)	W _y (mm)	Camada	N _{SPT}	N _{SPT} médio	τ _{l,últ} (tf/m²)	S	k _i (tf/mm)
0	703	14,54			6				
-1	700	14,24			9				
-2	697	13,95	7	Areia	6	7	1,3	1	0,14
-3	694	13,65			9				
-4	690	13,36			7				
-5	687	13,07			1				
-6	679	12,78			1				
-7	670	12,49			1				
-8	662	12,21			1				
-9	653	11,93			1				
-10	645	11,65			2				
-11	636	11,38			2				
-12	627	11,11	7	Argila SFL	2	2	3,0	3	0,34
-13	617	10,85			2				
-14	608	10,59			2				
-15	599	10,33			2				
-16	589	10,08			2				
-17	580	9,83			2				
-18	570	9,59			2				
-19	560	9,35			2				
-20	550	9,11			3				
-21	540	8,88			4				
-22	538	8,65	7	Areia	5	5	0,8	1	0,09
-23	536	8,43			5				
-24	533	8,20			4				
-25	531	7,97			1				
-26	510	7,75	7	Argila AT	2	2	6	3	0,69
-27	490	7,54			3				
-28	469	7,34			15				
-29	460	7,14	7	Areia	16	16	2,7	1	0,31
-30	451	6,94			17				
-31	443	6,76			15				
-32	434	6,57			5				
-33	413	6,39	7	Argila AT	4	5	6,0	3	0,69
-34	392	6,22			5				
-35	371	6,06			5				
-36	350	5,90			24				
-37	333	5,76			28				
-38	316	5,62	7	Areia	33	29	4,9	1	0,56
-39	299	5,49			31				
-40	282	5,37			27				
-41	265	5,25			31				
-42	248	5,14			6				
-43	228	5,04			5				
-44	207	4,95	7	Argila AT	6	7	6,0	3	0,69
-45	187	4,87			5				
-46	167	4,79			13				
-47	148	4,72			65				
-48	124	4,67			38				
-49	101	4,62	7	Areia	42	43	7,3	1	0,83
-50	78	4,58			38				
-51	54	4,55			31				
-52	31	4,53			7				
-53	27	4,52			6				
-54	22	4,51	7	Silte	7	8	1,6	1	0,29
-55	17	4,50			7				
-56	12	4,50			7				
-57	8	4,49			12				
-58	0				40				
-59	0		7	Areia	17	27,3	4,6	1	0,53
-60	0				25				

Figura 38: Exemplo de planilha de cálculo para um nível de carregamento.

7.4 Resultados obtidos

Os resultados obtidos para os parâmetros e aproximações citados anteriormente são indicados a seguir. Tais parâmetros foram aqueles que geram a melhor aproximação da curva carga x recalque gerada pelo modelo com relação àquela gerada pela prova de carga real, mas diversas possibilidades são possíveis.

Tabela 17: dados das provas de carga real e simulada pelo modelo.

	Dados reais		Dados do modelo	
Pontos	P0 (tf)	W0 (mm)	P0 (tf)	W0 (mm)
1	20	0,00	43	-0,58
2	80	-0,32	168	-2,31
3	160	-1,02	317	-4,51
4	240	-1,90	434	-6,52
5	320	-2,74	520	-8,30
6	400	-4,00	583	-9,85
7	480	-5,14	629	-11,19
8	520	-5,70	648	-11,79
9	560	-6,35	663	-12,35
10	600	-7,22	675	-12,86
11	640	-8,52	685	-13,34
12	680	-10,10	693	-13,77
13	720	-12,07	699	-14,17
14	760	-21,26	703	-14,54

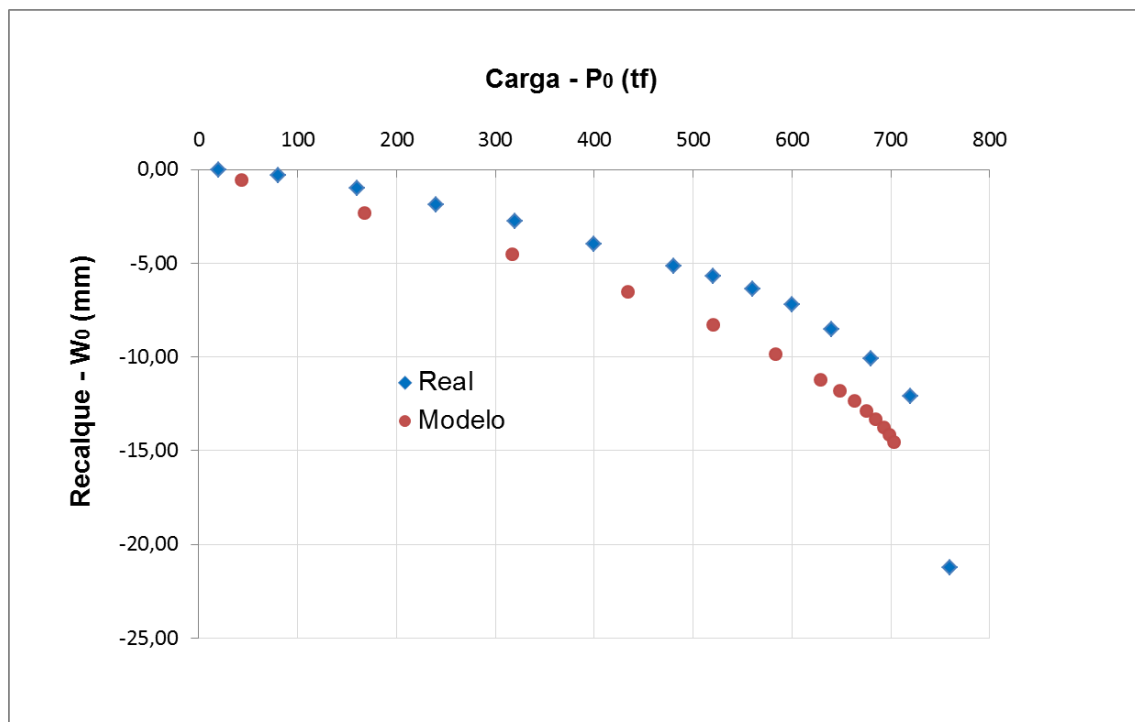


Figura 39: comparação entre as curvas carga x recalque real e obtida pelo modelo (VdF_2).

7.5 Considerações finais

Primeiramente, é preciso levar em consideração a aderência e a calibração do modelo, isto é, embora os resultados obtidos sejam entusiasmantes, os cálculos foram feitos para apenas uma obra e uma prova de carga, podendo-se questioná-los. Apesar disso, um dos objetivos iniciais foi atingido: conseguiu-se reproduzir uma curva carga x recalque semelhante àquela gerada por ensaios reais, apenas utilizando-se de formulação matemática, aproximações e planilhas de cálculo simples.

Além disso, o modelo possui sensibilidades diferentes aos diferentes parâmetros e aproximações que podem ser alterados facilmente na planilha de cálculo. Assim, para o resultado final (curva), existem infinitas combinações possíveis, sendo o mais “adequado” àquele que mais se encaixa nas necessidades de cada caso. No caso dessa estaca, o modelo mostrou-se muito mais sensível à compressibilidade da estaca e à porcentagem de carga que chega à ponta do que aos parâmetros dos solos.

Vale ressaltar também que o objetivo final não é gerar um modelo de cálculo que se adeque a qualquer tipo de estaca ou perfil geológico e sim criar um modelo que seja adequado às necessidades pertinentes a obras de estações em Santos.

Futuramente, planeja-se o desenvolvimento do modelo, sempre visando sempre ao aperfeiçoamento de sua calibração, aplicando-o aos outros dados disponíveis e analisando os resultados obtidos com os resultados reais.

8 OUTROS FATORES CONDICIONANTES DO PROJETO FINAL E POSSÍVEIS SOLUÇÕES PARA ECONOMIA

8.1 Influência da prova de carga prévia no custo das fundações

Todos os projetos de fundações das obras cujas provas de carga são objeto de estudo deste relatório foram feitos pela ZF & Engenheiros Associados S/S. No caso das obras CN, CJM, PçaFP e Corp, foi realizada prova de carga prévia, e o projeto foi elaborado considerando-se um fator de segurança menor que 2,0. Nas outras obras foram executadas provas de carga de comprovação de desempenho, posteriores à execução de toda a fundação do prédio, e o projeto foi elaborado com o fator de segurança 2,0, como é feito tradicionalmente.

Para a obra CJM, foi feita uma análise dos custos inerentes à execução das fundações entre os projetos feitos anterior e posteriormente à realização do ensaio. A emissão inicial do projeto executivo foi feita com as estacas para carga convencional, caracterizadas por uma tensão de 500tf/m². Após a execução da prova de carga prévia, foi possível eliminar o diâmetro de 160cm e utilizar as estacas para cargas maiores, da seguinte maneira: se a prova de carga atinge 2 vezes a carga de trabalho sem que ocorra ruptura, como foi o caso, as estacas são dimensionadas para esta carga, aplicado um fator de segurança de 1,6. Ou seja: uma estaca de 100cm que, originalmente, é dimensionada para 390tf, pode ser dimensionada para 487,5tf. Por conveniência, no projeto em questão, após a prova de carga estática, as estacas foram dimensionadas para a carga de trabalho convencional da estaca de diâmetro imediatamente superior.

A seguir estão representadas as quantidades de estacas inicial (à esquerda) e final (à direita) do projeto.

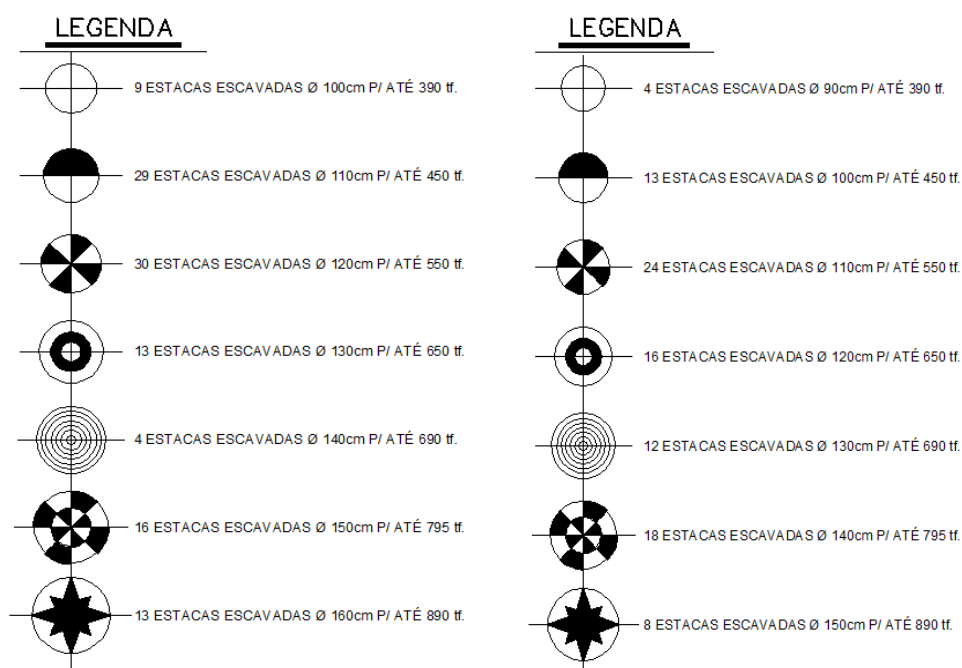


Figura 40: quantidades de estacas da obra CJM, de acordo com a emissão inicial (29/02/2012) e a última revisão (25/07/2012) do projeto de fundações.

Os aspectos que influenciam no custo da execução das fundações na obra considerados nesta análise são:

- volume de concreto para estacas;
- peso de aço para armação;
- metros lineares de perfuração;
- volume de terra de escavação;
- consumo e descarte de lama;
- dias ociosos de equipamento e mão de obra para execução das estações da prova de carga prévia.

Vale ressaltar que, para os cálculos dos volumes, não serão considerados valores de sobreconsumo e empolamento, já que eles existirão em ambos os casos, e, percentualmente, possuirão grandezas equivalentes.

8.1.1 Volume de concreto

Tabela 18: consumo de concreto da emissão inicial do projeto da obra CJM.

ϕ (cm)	Quantidade	Comprimento (m)	Volume (m ³)
100	9	52,00	367,57
110	29	52,00	1433,10
120	30	52,00	1764,32
130	13	52,00	897,27
140	4	52,00	320,19
150	16	52,00	1470,27
160	13	52,00	1359,18
Total			7611,89

Tabela 19: consumo de concreto da última revisão do projeto da obra CJM.

ϕ (cm)	Quantidade	Comprimento (m)	Volume (m ³)
90	4	54,00	137,41
100	13	54,00	551,35
110	24	54,00	1231,63
120	16	54,00	977,16
130	12	54,00	860,11
140	18	54,00	1496,28
150	8	54,00	763,41
Total			6017,34

8.1.2 Peso de aço para armação

Tabela 20: consumo de aço da emissão inicial do projeto da obra CJM.

ϕ (cm)	Quantidade	Armação	N1 ^[1] (kg/m)	N2 ^[2] (kg/m)	N3 ^[3] (kg/m)	Comprimento (m)	Peso (kg)
100	9	14 ϕ 20mm	34,52	3,1	6,36	6,00	263,88
110	29	16 ϕ '20mm	39,46	3,4	6,98	6,00	299,04
120	30	16 ϕ 20mm	39,46	3,71	7,6	6,00	304,62
130	13	18 ϕ 20mm	44,39	4,01	8,22	6,00	339,72
140	4	20 ϕ 20mm	49,32	4,31	8,84	6,00	374,82
150	16	22 ϕ 20mm	54,25	4,61	9,46	6,00	409,92
160	13	22 ϕ 20mm	54,25	4,92	10,08	6,00	415,5
Total							2407,5

Tabela 21: consumo de aço da última revisão do projeto da obra CJM.

ϕ (cm)	Quantidade	Armação	N1 ^[1] (kg/m)	N2 ^[2] (kg/m)	N3 ^[3] (kg/m)	Comprimento (m)	Peso (kg)
90	4	12 ϕ 20mm	29,59	2,8	5,74	6,00	228,78
100	13	14 ϕ 20mm	34,52	3,1	6,36	6,00	263,88
110	24	16 ϕ '20mm	39,46	3,4	6,98	6,00	299,04
120	16	16 ϕ 20mm	39,46	3,71	7,6	6,00	304,62
130	12	18 ϕ 20mm	44,39	4,01	8,22	6,00	339,72
140	18	20 ϕ 20mm	49,32	4,31	8,84	6,00	374,82
150	8	22 ϕ 20mm	54,25	4,61	9,46	6,00	409,92
Total							2220,78

[1] Armação longitudinal da estaca.

[2] Armação transversal da estaca: estribos ϕ 12,5mm a cada 100cm.

[3] Armação transversal da estaca: estribos ϕ 8mm a cada 20cm.

8.1.3 Metros lineares de perfuração

Os custos de perfuração das estacas são contabilizados por metros lineares. Os comprimentos dos furos serão considerados iguais ao de concretagem mais 1,0m, em função do arrasamento das estacas.

Tabela 22: metros lineares de perfuração segundo a emissão inicial do projeto da obra CJM.

ϕ (cm)	Quantidade	Comprimento (m)
100	9	53,00
110	29	53,00
120	30	53,00
130	13	53,00
140	4	53,00
150	16	53,00
160	13	53,00
Total		6042,00

Tabela 23: metros lineares de perfuração segundo a última revisão do projeto da obra CJM.

φ (cm)	Quantidade	Comprimento (m)
90	4	55,00
100	13	55,00
110	24	55,00
120	16	55,00
130	12	55,00
140	18	55,00
150	8	55,00
Total		5225,00

8.1.4 Volume de escavação

O volume de terra retirado proveniente da escavação das estacas deve ser removido para bota-foras. Seu volume será considerado numericamente igual ao volume de concreto necessário para a concretagem das estacas, e o custo da remoção será contabilizado pelo número de caminhões necessários para o transporte, considerando-se que cada caminhão tem capacidade de 10m³.

Tabela 24: volume de terra de escavação segundo a emissão inicial do projeto da obra CJM.

φ (cm)	Quantidade	Comprimento (m)	Volume (m³)
100	9	53,00	374,63
110	29	53,00	1460,66
120	30	53,00	1798,25
130	13	53,00	914,53
140	4	53,00	326,35
150	16	53,00	1498,54
160	13	53,00	1385,32
Total			7758,27

Tabela 25: volume de terra de escavação segundo a última revisão do projeto da obra CJM.

φ (cm)	Quantidade	Comprimento (m)	Volume (m³)
90	4	55,00	139,96
100	13	55,00	561,56
110	24	55,00	1254,44
120	16	55,00	995,26
130	12	55,00	876,03
140	18	55,00	1523,99
150	8	55,00	777,54
Total			6128,78

Para transportar a quantidade inicial de terra, seriam necessários 776 caminhões; já na versão final de projeto, seriam necessários 613 (sem considerar empolamento). Assim, a redução do fator de segurança do projeto de fundações economiza 21% no número de caminhões.

8.1.5 Volume de lama

O adequado descarte da lama utilizada para estabilização da escavação na execução das estacas é imprescindível e, infelizmente, bastante oneroso para a obra. Esses custos variam com o tipo de fluido estabilizante: se é lama bentonítica ou polímero. Uma análise sobre as vantagens e desvantagens de cada uma delas será feita no item 8.2. deste trabalho. No caso da obra em estudo, foi utilizada lama polimérica.

A lama polimérica, ao contrário da bentonítica, pode ser reutilizada quantas vezes for necessário, desde que as condições necessárias para a estabilização do furo, como densidade e viscosidade adequadas, sejam atendidas - para tanto, pode ser que precisem ser utilizados aditivos incorporados à lama.

O volume de lama polimérica utilizado será considerado igual ao volume de perfuração da estaca de maior diâmetro e maior comprimento da obra, e esse volume será reutilizado quantas vezes for necessário até o término da execução das estacas.

Tabela 26: consumo de lama polimérica segundo a emissão inicial do projeto da obra CJM.

ϕ (cm)	Comprimento (m)	Volume (m ³)
160	53,00	106,56

Tabela 27: consumo de lama polimérica segundo a última revisão do projeto da obra CJM.

ϕ (cm)	Comprimento (m)	Volume (m ³)
150	55,00	97,19

O sobreconsumo da lama polimérica utilizada na estabilização dos furos é de cerca de 30%. Porém, como mencionado anteriormente, este valor não será considerado no cálculo, uma vez que está presente em ambos os casos analisados, e não fará diferença na análise comparativa.

8.1.6 Dias ociosos de equipamento + mão-de-obra para a execução das estacas para a prova de carga prévia

Quando a prova de carga é feita posteriormente à execução da fundação, como forma de comprovação de desempenho, ela não interfere no cronograma da obra. Porém, no caso da prova de carga prévia, o bloco a ser ensaiado deve ser executado com antecedência. Deve-se aguardar até o concreto atingir a resistência de 20MPa para, então, montar-se a estrutura de reação e realizar o ensaio. Para utilizarem-se os resultados do ensaio, deve-se adiar a execução do restante das fundações até a sua conclusão. Durante este tempo, o equipamento de execução das fundações deve estar presente na obra, gerando custos.

No caso da obra em análise, as estacas da prova de carga foram executadas entre os dias 18 e 19 de setembro, e a prova de carga foi realizada dia 19 de outubro. No caso desta obra, foi solicitado pela construtora a elaboração do projeto de fundações considerando resultado favorável da prova de carga. Assim, o momento de realização do ensaio, já se dispunha do projeto com o fator de segurança reduzido, e a execução do restante das fundações foi iniciada imediatamente após o resultado favorável da prova de carga. Portanto, houve um intervalo de 30 dias entre a execução da última estaca da prova de carga e a retomada da execução das estacas - 30 dias de equipamento e mão de obra ociosos.

Vale ressaltar que poderia-se utilizar um concreto especial para as estacas da prova de carga, para que elas atinjam o fck de 20MPa com 7 dias, em vez de 28. O custo-benefício dessa alternativa deve ser analisado frente às demais condições da obra, principalmente por causa de complicadores como a necessidade de utilizar-se aditivos retardadores de pega em função do tempo de concretagem.

8.1.7 Considerações finais

Analisando-se os valores para a obra CJM, chega-se aos seguintes números:

- economia de concreto para as estacas: 21%
- economia de aço: 8%
- economia em perfuração: 14%
- economia no transporte de terra de escavação proveniente da execução das estacas: 21%
- economia em volume de lama polimérica: 9%
- ociosidade de equipamento + mão de obra: 30 dias

Sem mencionar valores, é impossível avaliar se a economia com os materiais compensa os custos de ociosidade. A intenção deste trabalho é fazer apenas uma análise qualitativa, destacando os critérios que devem ser analisados quando se for fazer essa avaliação. A experiência diz que a prova de carga prévia compensa quando a quantidade de estacas da obra é superior a 100. Assim, para a obra CJM, provavelmente, a realização da prova de carga prévia sai mais onerosa que a execução das fundações com fator de segurança 2,0 e posterior realização da prova de carga de comprovação de desempenho.

Porém, outros fatores também devem ser levados em conta. A prova de carga prévia pode até não reduzir o custo das fundações, porém, de posse de seu resultado, é certo que o projeto resultará o mais seguro possível. Se o resultado da prova de carga for favorável, ele poderá ser utilizado para diminuir os custos com as fundações, como já explicitado. Porém, se o resultado for desfavorável, ainda há tempo de modificar o projeto de fundações. Quando a prova de carga é feita depois de toda a execução da fundação, e seu resultado é desfavorável, há a necessidade de reforçar as fundações, o que gera custos muito maiores. Sendo assim, do ponto de vista da otimização do projeto de fundações, a realização da prova de carga prévia é recomendada pois elimina imprecisões de cálculo inerentes aos métodos utilizados no dimensionamento das fundações.

8.2 Lama bentonítica x lama polimérica

A lama bentonítica começou a ser utilizada na construção civil no início do século passado. Por causa de seu uso já consagrado, ela é a mais utilizada para a estabilização de escavações de estacas e paredes diafragma atualmente, e suas características são previstas por norma. Porém, progressivamente, a lama bentonítica vem sendo substituída por uma lama à base de polímeros, principalmente a poliacrilamida.

O principal motivo para essa tendência é o problema do descarte dos solos de escavação impregnados com lama bentonítica. Esse material, devido à sua baixa permeabilidade, pode infiltrar-se no solo e formar uma película, impedindo a passagem de água e alterando o regime geo-hidrológico local. Por causa disso, seu descarte é bastante complicado, e só pode ser feito em aterros adequados. Em

grandes centros urbanos, há cada vez menos oferta desses aterros, o que torna o descarte da lama bentonítica problemático e oneroso para a obra.

Entre as vantagens do fluido polimérico, pode-se citar:

- é biodegradável, pode ser descarregado diretamente nas galerias de águas pluviais;
- a floculação rápida do material elimina a necessidade do desarenador;
- é muito mais leve (menos denso) que a lama bentonítica;
- maior rendimento e capacidade de reutilização.

O problema das lamas à base de polímeros é a sua composição - não é uma tecnologia consagrada, e as diferentes formulações são consideradas segredos industriais pelos fabricantes. O material é mais caro que a lama bentonítica - porém, os custos podem ser compensados pela facilidade e redução nos custos do descarte.

9 CONCLUSÕES

A pesquisa desenvolvida durante o trabalho visava sempre o questionamento da abordagem feita pelas rotinas de projeto atuais aplicadas a estações, especificamente na Baixada Santista, analisando a influência conjunta das características geotécnicas locais.

Da primeira suspeita de que tais elementos constituíam casos particulares de estacas, que não deveriam ser tratadas como as outras, surgiu o primeiro questionamento: sobre a validade das rotinas de projeto baseadas em estados limite últimos (ELU). Em um primeiro momento, analisou-se tal validade e, em um segundo momento, na falta de um método consagrado baseado em estados limite de serviço (ELS), procurou-se refinar o primeiro.

Da análise da extrapolação e interpretação das provas de carga, concluiu-se que o método de Massad, por partir dos mesmos princípios que os métodos de Mazurkiewicz e Van der Veen, mas com a vantagem de não haver subjetividade em sua interpretação, é a mais adequada.

Até o presente momento, infelizmente, não se conseguiu estabelecer um método confiável de previsão de ruptura baseando-se nos resultados das provas de carga realizadas em estações na cidade de Santos. Empecilhos como a falta de dados em ruptura franca, as incertezas inerentes aos processos de extrapolação de curvas e cálculo de capacidade de carga, entre outros, colaboraram para este resultado. Mesmo sem um resultado concreto, o trabalho exaustivo de análise dos dados das provas de carga já é considerável.

Buscou-se também, como alternativa, a elaboração de um modelo de cálculo empírico baseado em ELS, para o cálculo de recalques que poderiam, futuramente, ser a principal abordagem no dimensionamento dessas estacas. O objetivo inicial pôde ser atingido, isto é, conseguiu-se reproduzir uma curva carga x recalque semelhante àquela gerada pela prova de carga analisada. Dessa maneira, seria possível ter-se uma estimativa do recalque que seria observado para um dado carregamento.

Porém, vale ressaltar que o modelo não está totalmente calibrado. Seria necessária a análise da sua aplicabilidade aos outros dados disponíveis, para melhorar a sua aderência e as aproximações feitas. Apesar disso, já se pôde concluir, mesmo com resultados preliminares, que o modelo proposto é muito sensível à deformabilidade da estaca e pouco sensível à estratificação do perfil geológico. Além disso, reforçou-se a hipótese, já levantada na etapa anterior, de que, em Santos, a parcela da carga que chega à ponta das estacas é extremamente baixa.

Por fim, sem entrar no mérito do dimensionamento em si, procurou-se analisar a possibilidade de elaboração de projetos menos conservadores e mais econômicos com a execução de prova de carga prévia. Considerando critérios inerentes à execução de fundações em estação, foi feita uma comparação entre o projeto feito com o fator de segurança 2,0 e o feito lançando-se mão dos resultados do ensaio para diminuir este fator. Chegou-se a percentuais razoáveis de economia de material

e mão-de-obra - porém, essa economia deve ser comparada com os custos inerentes à execução de prova de carga prévia, como a ociosidade de equipamentos e serviços enquanto aguarda-se a execução do ensaio. Fica a recomendação de que, frente à possibilidade de elaboração de um projeto mais econômico e seguro, seja feita a análise do custo-benefício da execução da prova de carga previamente à execução das fundações, utilizando-se os parâmetros considerados neste trabalho como guia.

10 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010. 91 p.

_____. **NBR 12131**: Estacas – Prova de carga estática – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2006. 6p.

CHIN, F. K. **Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure**. In: SOUTHEAST ASIAN CONFERENCE ON SOIL ENGINEERING, 2, Singapore, 1970. p. 81-90.

DIAS, M.S. **Análise do comportamento de edifícios apoiados em fundação direta no bairro da Ponta da Praia na cidade de Santos**. 2010. 145p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

FALCONI, F.F.; PEREZ, W. **Prova de carga estática instrumentada em estaca metálica de seção decrescente com a profundidade na Baixada Santista - análise de desempenho e critérios de dimensionamento**. In: Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, 3, Coimbra, 2008. v. 4, p. 147-154.

GHILARDI, M.P. **Comparação entre desempenho de estacas metálicas tubadas de ponta aberta e fechada na baixada santista**. 2005. 88 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

MASSAD, F. **Notes on the interpretation of failure load from routine pile load tests**. Solos e Rochas, v. 9, n. 1, São Paulo, 1986. p. 33-38.

_____. **As argilas quaternárias da Baixada Santista: características e propriedades geotécnicas**. 1986. 250p. Tese de livre-docência apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1986.

_____. **Solos marinhos da Baixada Santista: características e propriedades geotécnicas**. 1ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2009. 247 p.

_____. **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. 2ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 215 p.

MAZURKIEWICZ, B.K. **Test loading of piles according to polish regulations**. Royal Sw. Acad. of Engng. Sciences, Commission on Pile Research, Report No. 35, Stockholm, 1972. 20p.

TEIXEIRA, Alberto H. **Solos do Litoral de São Paulo**. Livro editado pela ABMS. São Paulo, 1994.

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