

FELIPE CORREA DA SILVA

Interpretação de provas de carga dinâmicas em estacas hélice contínua

Guaratinguetá - SP
2016

Felipe Correa da Silva

Interpretação de provas de carga dinâmicas em estacas hélice contínua

Trabalho de Graduação apresentado ao Conselho de Curso de Graduação em Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia do Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, como parte dos requisitos para obtenção do diploma de Graduação em Engenharia Civil.

Orientador: George de Paula Bernardes

Guaratinguetá - SP
2016

S586i

Silva, Felipe Correa da

Interpretação de provas de carga dinâmicas em estacas hélice contínua
/ Felipe Correa da Silva – Guaratinguetá, 2016.

134 f. : il.

Bibliografia : f. 57-58

Trabalho de Graduação em Engenharia Civil – Universidade
Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá, 2016.

Orientador: Prof. Dr. George de Paula Bernardes

1. Materiais - Testes dinâmicos
2. Estacaria (Engenharia civil)
3. Confiabilidade (Engenharia) I. Título

CDU 624.042.8

FELIPE CORREA DA SILVA

ESTE TRABALHO DE GRADUAÇÃO FOI JULGADO ADEQUADO COMO
PARTE DO REQUISITO PARA A OBTENÇÃO DO DIPLOMA DE
"GRADUADO EM ENGENHARIA CIVIL"

APROVADO EM SUA FORMA FINAL PELO CONSELHO DE CURSO DE
GRADUAÇÃO EM NOME DO CURSO


Prof. Dr. George de Paula Bernardes
Coordenador

BANCA EXAMINADORA:


Prof. Dr. GEORGE DE PAULA BERNARDES
Orientador/UNESP-FEG


Milton César Marques
UNESP-FEG


Msc. Eng. Nelio José Bastos
USP - São Carlos

DADOS CURRICULARES

FELIPE CORREA DA SILVA

NASCIMENTO	17.03.1991 – Arujá / SP
FILIAÇÃO	Valmir Correa da Silva Silvânia Márcia Penteado da Silva
2006/2008	Ensino médio completo Escola Técnica Estadual Presidente Vargas

dedico este trabalho aos meus pais, pois sem eles, todos estes anos de graduação não teriam sido possíveis.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus, por sempre me sustentar, me renovar e nunca desistir de mim

Ao meu orientador, *Prof. Dr. George de Paula Bernardes* pela paciência ao me orientar e explicar e por me impulsionar a sempre aprofundar mais neste trabalho e em minha graduação.

À minha família, meus pais *Silvânia e Valmir*, minha irmã *Camila* e meus avós, *Bento e Hermelinda* que ao longo de toda minha graduação me proporcionaram suporte emocional, psicológico, físico, espiritual, financeiro, ... sem os quais nunca teria conseguido finalizar este trabalho, meu intercâmbio ou mesmo minha graduação.

Aos meus amigos *Maurício, Rafael, João, Fernando, Otávio, Jonathan, Leonardo, Luis Henrique, Bruna, Jéssica, Gabi, Gian, Patrícia e todos mais que tive a felicidade de conhecer* pela amizade, pela companhia em momentos de alegria ou desespero, comemorações ou tristezas, seja no Brasil ou na França, ao longo desses anos.

Aos meus amigos do *Pocket Dunamis, Marcelo, Matheus, Osvaldo, Jessé e todos integrantes desse grupo* pelas orações, pela amizade, pelos conselhos e por fazerem parte de uma importante transformação na minha vida.

E finalmente à minha namorada *Natália*, amor da minha vida, companheira para todos os momentos, que me escutou em todas as minhas crises, que sentou comigo e me ajudou a escrever, que me cobrou, me acalmou, me amou, me incentivou, me suportou e possibilitou a finalização deste trabalho.

“Aquele que não ama não conhece a Deus; porque Deus é amor.”

1 João 4:8

RESUMO

As provas de carga dinâmica representam um grande avanço no nível de confiabilidade das fundações, dando respaldo ao engenheiro em suas próximas decisões ao longo de todo empreendimento. Este trabalho estuda a interpretação de resultados provenientes de ensaios de carregamentos dinâmicos realizados em dez estacas hélice contínua do empreendimento Jm 600 Office & Mall localizado no município de Arujá. Foram realizados inicialmente previsões de capacidade de carga através dos métodos de Décourt-Quaresma e Urbano alonso baseando-se em cinco ensaios SPT executados no terreno para comparação com a curva obtida pelo método CAPWAP. A partir dos dados fornecidos pelo PDA foram extrapoladas curvas carga-recalque pelo método Van Der Veen (1953) modificado por Aoki (1979) no intuito de se encontrar a capacidade de carga pela aplicação do método fornecido pela NBR 6122/2010 e do método utilizado na norma inglesa BS 8004. Pode-se dizer, ao comparar-se os resultados finais com as previsões que as provas de carga dinâmica descreveram bem a resistência real das estacas e que o método de análise CAPWAP utilizado pelo aparelho garante um bom nível de confiabilidade para os ensaios.

PALAVRAS-CHAVE: prova de carga dinâmica. capwap. capacidade de carga

ABSTRACT

The dynamic load tests represent a major breakthrough in the level of reliability for foundations, they give support to the engineer in the upcoming decisions throughout the enterprise. This paper studies the interpretation of results from a dynamic test carried out in ten continuous flight auger piles from the JM 600 Office & Mall located at Arujá. Initially they were made load capacity forecasts by the methods of Décourt-Lent and Urban Alonso, based on five SPT tests performed on the ground, for comparison with the curve obtained by the CAPWAP method. From the data provided by the PDA load-settlement curves were extrapolated by the method Van Der Veen (1953) modified by Aoki (1979) in order to meet the load capacity for the application of the method provided by the NBR 6122/2010 and the method used the British standard BS 8004. It can be said, with the comparison between the final results and the forecasts that the dynamic load tests described well the real strength of the piles and the CAPWAP analysis method used by the device ensures a good level of reliability for this tests.

KEYWORDS: dynamic load tests. capwap. bearing capacity.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Método executivo para estacas de hélice contínua	15
Figura 2 - Detalhe de um TARACORD	16
Figura 3 - Resultados de uma sondagem SPT	19
Figura 4 - Cargas ao longo de uma estaca	20
Figura 5 - Estacas de um mesmo tipo em diferentes situações	21
Figura 6 - Sensores conectados a uma estaca	26
Figura 7 - Ensaio de Prova de carga dinâmica em estaca de hélice contínua.....	27
Figura 8 - Condições básicas para prova de carga dinâmica.....	27
Figura 9 - Pile Driving Analyser (PDA).....	28
Figura 10 - Pile Driving Analyzer® Model 8G.....	29
Figura 11 - Exemplos de curva carga-recalque.	31
Figura 12 - Critério de Terzaghi para encontrar Q_0	34
Figura 13 - Vista do alto das Torres	35
Figura 14 - Localização dos Ensaios (Escala 1:400).....	36
Figura 15 - Execução de estaca hélice contínua do JM 600 Office & Mall	37
Figura 16 - Execução de estaca hélice contínua do JM 600 Office & Mall	37
Figure 17 - localização das estacas em estudo	38
Figura 18 - Previsões da mobilização do atrito lateral ao longo do fuste da estaca 114B	41
Figura 19 - Previsões da mobilização do atrito lateral ao longo do fuste da estaca 106	42
Figura 20 - Aproximação linear pelo método Van Der Veen (1953) para estaca 106	44
Figura 21 - Aproximação linear pelo método Van Der Veen (1953) para estaca 114B.....	44
Figura 22 - Carga última - estaca P106	45
Figura 23 - Carga última - estaca P109A	46
Figura 24 - Carga última - estaca P114B.....	47
Figura 25 - Gráficos resultantes do método CAPWAP p/ estaca 106	49
Figura 26 - Gráficos resultantes do método CAPWAP p/ estaca 114B	50
Figura 27 - Mobilização do atrito lateral P106.....	51
Figura 28 - Mobilização do atrito lateral P114B	52
Figura 29 - Mobilização do atrito lateral P112A.....	53
Figura 30 - Mobilização do atrito lateral P122A.....	53

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Coeficientes α_{DQ} para correção da carga de atrito lateral da estaca.	23
Tabela 2 - Coeficientes β_{DQ} para correção da carga de ponta da estaca.	23
Tabela 3 - Coeficiente k_{DQ} do método Décourt-Quaresma	23
Tabela 4 - Coeficiente α_U para correção da resistência ao atrito lateral por tipo de estaca	24
Tabela 5 - Coeficiente β_U de correção da carga de ponta em função do solo para hélice contínua	24
Tabela 6 - Características das estacas	39
Tabela 7 - Características dos ensaios	40
Tabela 8 - Resultados da Prova de Carga para estaca P106	42
Tabela 9 - Resultados da Prova de Carga para estaca P114B	43
Tabela 10 - Resultados do CAPWAP para todas as estacas	48
Tabela 11 - Q_p e Q_L em previsões e CAPWAP	52
Tabela 12 - Resumo de Q_0 (kN)	54

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	14
2.1	FUNDAÇÕES PROFUNDAS	14
2.1.1	Estacas hélice contínua	14
2.2	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	17
2.2.1	Ensaio SPT	17
2.3	CAPACIDADE DE CARGA.....	20
2.3.1	Métodos de Previsão da capacidade de carga.....	22
2.3.1.1	Décourt-Quaresma	22
2.3.1.2	Urbano Alonso	23
2.4	PROVAS DE CARGA DINÂMICA	25
2.4.1	Execução do ensaio dinâmico em hélice contínua	25
2.4.2	Medição	28
2.4.3	Análise dos dados	29
2.4.3.1	Metodologia CAPWAP de análise dos dados	30
2.4.3.2	Metodologia para encontrar a carga última.....	30
2.4.3.2.1	<i>Extrapolação da Curva Carga-recalque.....</i>	<i>31</i>
2.4.3.2.2	<i>Método da Norma brasileira 6122.....</i>	<i>32</i>
2.4.3.2.3	<i>Método da Norma Inglesa.....</i>	<i>33</i>
3	CARACTERÍSTICAS DO EMPREENDIMENTO EM ESTUDO.....	34
3.1	ESTACAS EM ESTUDO	36
4	ENSAIO DINÂMICO NAS ESTACAS	39
4.1	INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO DINÂMICO	40
4.1.1	Extrapolação das curvas Q x r	42
4.1.2.	Métodos de obtenção da carga Q última.....	44
4.1.2.1	Norma Inglesa e NBR 6122	44
4.1.2.2	Análise CAPWAP	47
4.1.3.	Comparação entre os métodos de obtenção de Q₀	51
5	CONCLUSÃO	55
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	57
	ANEXO A - ENSAIOS SPT.....	59
	ANEXO B - REPROCESSAMENTO DE SINAIS.....	66

ANEXO C - ANEXO C - APROXIMAÇÕES LINEARES	80
ANEXO D - RESULTADOS CAPWAP	85
ANEXO E - COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS DE OBTENÇÃO DE Q_0.....	127
ANEXO F - PROJETO DE FUNDAÇÕES DO JM 600 OFFICE & MALL	133

1 INTRODUÇÃO

Muitas vezes, no Brasil, as fundações são projetadas a partir de pouca investigação geotécnica com a intenção de economizar recursos e agilizar o início da obra. É muito comum confiar apenas nos resultados de alguns ensaios SPT e no conhecimento adquirido das construções vizinhas, mesmo em áreas de grande extensão e complexidade. Isso pode ser extremamente arriscado, logo que a informação existente do local pode não ser suficiente para um correto desenvolvimento de um projeto de fundações. Como diz Marinho (2005), as consequências de um estudo prévio incompleto incluem *"projetos inadequados, atrasos na obra, aumento de custos por modificações de última hora e remediação, problemas ambientais e até mesmo a ruptura da obra"*.

Assim, os testes de carga são muito importantes, pois asseguram com grande confiança a estabilidade das fundações executadas, dando segurança ao engenheiro para que as decisões seguintes sejam tomadas com menor incerteza.

As provas de carga vêm sendo aperfeiçoadas de diversas maneiras ao longo da história. Acidentes e novas tecnologias impulsionaram o estudo no sentido de aprimorar a segurança, a facilidade de execução e a quantidade de dados coletados. Incidentes como o da ponte Rio-Niterói, quando oito pessoas morreram durante um teste de carga, mostraram que havia muito a se avançar ainda, e hoje, mesmo estando mais seguro e desenvolvido, há com certeza muito a se descobrir nesta área.

Como consequência desse desenvolvimento, houve o surgimento do ensaio de prova de carga dinâmica. Este teste pode avaliar a reação da estaca ao longo de todo o seu comprimento e ser realizado em um maior número de estacas, dado o seu baixo custo e curto tempo de aplicação. Assim seus métodos de análise se dão de forma bem mais complexa, mas fornecem com maior confiabilidade a real capacidade de carga da fundação.

Este trabalho aborda a interpretação da prova de carga dinâmica com aplicação em um empreendimento real localizado no município de Arujá. O projeto é constituído por duas torres de salas comerciais cuja fundação é composta majoritariamente por estacas de hélice contínua cravadas até, em média, uma profundidade quinze metros.

Neste terreno foram aplicados cinco ensaios SPT e foram feitas provas de carga dinâmica em 10 estacas de diâmetros 80 e 90cm. Estes ensaios dinâmicos foram conclusivos e descrevem de forma clara a capacidade da fundação em suportar a solicitação da superestrutura.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

As fundações profundas são utilizadas quando a carga admissível oferecida pelas camadas superficiais do solo não é o suficiente para a carga solicitada. Há, portanto, a necessidade de transmitir essas cargas para camadas mais profundas do terreno.

A carga de solicitação se divide no solo conforme o contato com o mesmo. De acordo com a NBR 6122 (2010), uma fundação profunda pode ser definida como ” *elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas* ”.

Esse tipo de fundação pode ser dividido em dois grupos:

- Estaca: É executada por cravação a percussão, escavação, injeção, entre outros meios e pode ser de diversos formatos e extensões de acordo com as necessidades da estrutura;
- Tubulão: Possui forma cilíndrica, e diferente da estaca, exige a descida de um operário durante sua execução;

Os grupos se diferenciam por metodologias, e dimensionamentos próprios. Em geral, as estacas são o tipo mais escolhido, pois oferecem uma gama muito grande de formatos, tamanhos e aplicações, o que as possibilitam oferecer diversas soluções para obras de engenharia. O projetista do empreendimento deve definir a melhor estaca de acordo com as necessidades do empreendimento e características do local. (VELLOSO; LOPES 1998).

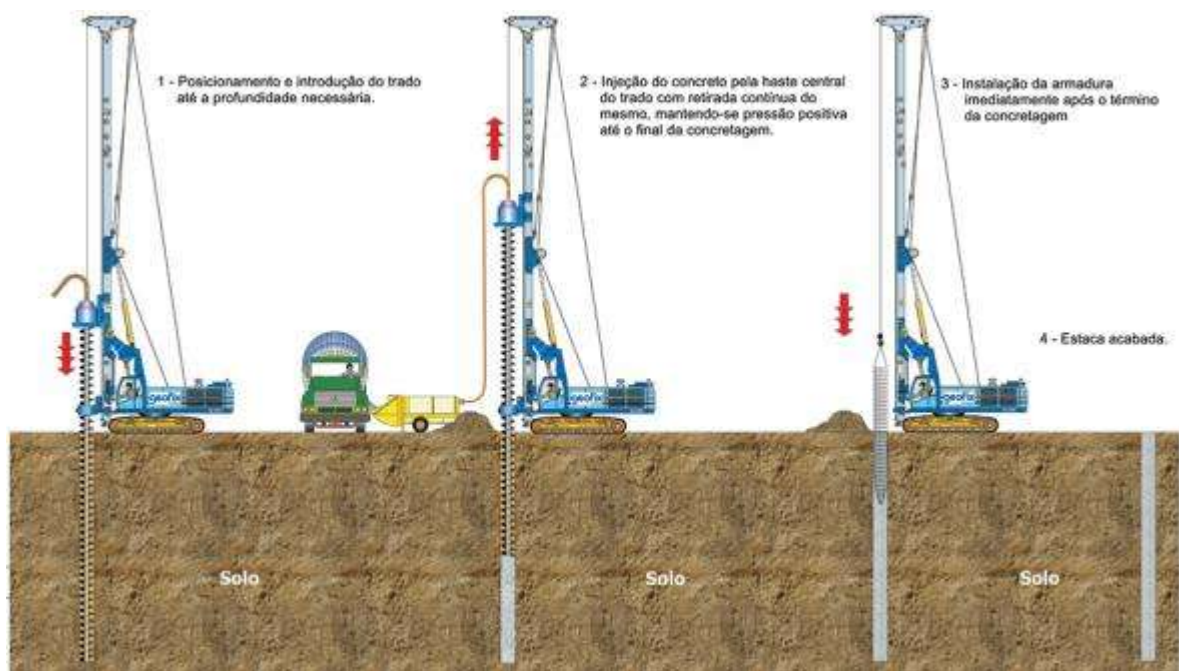
2.1.1 Estacas hélice contínua

A chamada hélice contínua é uma estaca moldada "in loco" e começou a ser utilizada em meados de 1950 nos EUA através de guindastes com torre acoplada que portavam uma mesa perfuradora, já no início dos anos 70 esse processo se espalhou pelo resto do mundo. Ao longo dos anos os métodos e equipamentos continuaram a se popularizar e se desenvolver refletindo em avanços no controle de perfuração, monitoração, prumo, profundidade e concretagem. (PENNA et al, 1999).

Só em 1987 começaram a ser realizadas esse tipo de estaca no Brasil, sendo a primeira publicação sobre o tema apenas em 1989, a qual descreve as pesquisas iniciais brasileiras feitas na Universidade de São Paulo. Os equipamentos nesta época ainda eram bem precários, pois não existia ainda no país a tecnologia adequada destinada a execução, e assim só eram permitidas estacas de até 15 m.

Foi só na década de 90 que se iniciaram as importações de equipamentos próprios para a execução das estacas possibilitando profundidades de até 24 m e diâmetros de até 800 mm. Atualmente, com a crescente evolução da tecnologia as estacas podem alcançar 1200 mm de diâmetro e 32 m de comprimento, valores esses que continuam aumentando. (ANTUNES; TAROZZO, 1998). A Figura 1 resume os principais equipamentos utilizados.

Figura 1 - Método executivo para estacas de hélice contínua



Fonte: (Geofix fundações, 2012)

- **Equipamento para perfuração:** Uma hélice contínua é responsável pela perfuração e retirada de solo, no centro desta hélice existe uma haste tubular por onde será injetado o concreto. (NETO, 2002).
- **Sistema de monitoração:** O controle do processo de execução foi uma das principais inovações do processo. Isto se dá usualmente por um aparelho denominado TARACORD (Figura 2), que tem como função gerenciar a produção das estacas avaliando a profundidade, tempo e velocidade de penetração e rotação e a inclinação da torre em relação a um referencial, controlando com isso a inclinação da própria estaca. (PENNA et al, 1999).

Figura 2 - Detalhe de um TARACORD



Fonte: (MUCHETI, 2008)

Penna et al (1999) oferecem o seguinte roteiro, também ilustrado na Figura 2:

- **Introdução da Hélice:** Com o sistema de monitoramento ligado e programado, faz - se a introdução por rotação do trado contínuo até a profundidade definida em projeto, com a geração de um torque cujo valor máximo será em função do tipo de equipamento e do diâmetro do trado. Há uma tampa metálica provisória para que não haja entrada de solo ou água na haste tubular, sendo expelida e então recuperada na fase de concretagem;
- **Concretagem:** Se inicia quando a profundidade desejada é atingida, e ocorre através de um bombeamento de concreto ao longo do interior da haste central do trado. Ao mesmo tempo o trado é erguido cerca de 30cm a fim de expulsar a tampa provisória. Em seguida, ocorre a retirada do trado de forma lenta e contínua para que até o final da concretagem a pressão sobre o consumo de concreto seja maior ou igual a zero;
- **Colocação da armadura:** A armadura é então inserida manualmente ou com o auxílio de um peso, este se apoiará sobre a mesma e será empurrado pela perfuratriz ou pela pá carregadeira. Deve-se cuidar para que existam sempre espaçadores que garantam o cobrimento da armadura ao longo de todo o fuste.

2.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Uma sondagem do terreno é realizada com o objetivo de determinar propriedades geotécnicas e características do solo relevantes para o projeto de fundações, como resistência ao cisalhamento, estratificação do maciço e teor de saturação. Bowles (1997) aconselha a elaborar um projeto em que seja possível obter a máxima quantidade de informação com mínimo investimento, pois, segundo ele, inicialmente, ainda que um projeto de fundações conservador sem grandes programas de exploração mais sofisticados possa parecer mais econômico, se isso resultar numa incerteza tal que haja necessidade de se tomar medidas para garantir a segurança, pode-se culminar até mesmo em prejuízo. Um bom planejamento e gerenciamento em uma exploração geotécnica é a chave para a obtenção de dados suficientes e corretos para o projeto estrutural (DEPARTMENT OF PUBLIC WORKS AND SERVICES GOVERNMENT OF THE NORTHWEST TERRITORIES, 2010).

Os engenheiros Decourt e Artur Quaresma Filho afirmam que "*é inconcebível fazer fundações sem uma boa sondagem*" (CORREA et al 2004). Eles são defensores da utilização do torquímetro durante o ensaio, de maneira a conhecer o atrito lateral entre o amostrador e o solo (Ensaio SPT-T).

No Brasil, e no mundo em geral, o ensaio mais utilizado é o SPT (sondagem a percussão) ou variações deste, devido ao custo mais atrativo e ao baixo nível de complexidade, porém em alguns casos ainda pode ser aplicado um ensaio CPT e/ou CPT-U, os quais são mais precisos e de custo parecido, mas que exigem um pouco mais de habilidade dos seus executores (QUARESMA et al, 1998).

2.2.1 Ensaio SPT

A NBR 6484 (2001) define o ensaio de sondagem à percussão, conhecido como SPT, como uma perfuração e cravação dinâmica de amostrador padrão, a cada metro, resultando na determinação do tipo de solo e de um índice de resistência, bem como da observação do nível do lençol freático.

Este tipo de investigação pode ser considerada vantajosa em se tratando de economia e praticidade pois não exige uma mão-de-obra muito especializada, entretanto a falta de manutenção ou mau manuseio dos equipamentos pode resultar em erros graves nos resultados finais.

Correa et al (2004) dividem o processo de sondagem a percussão em:

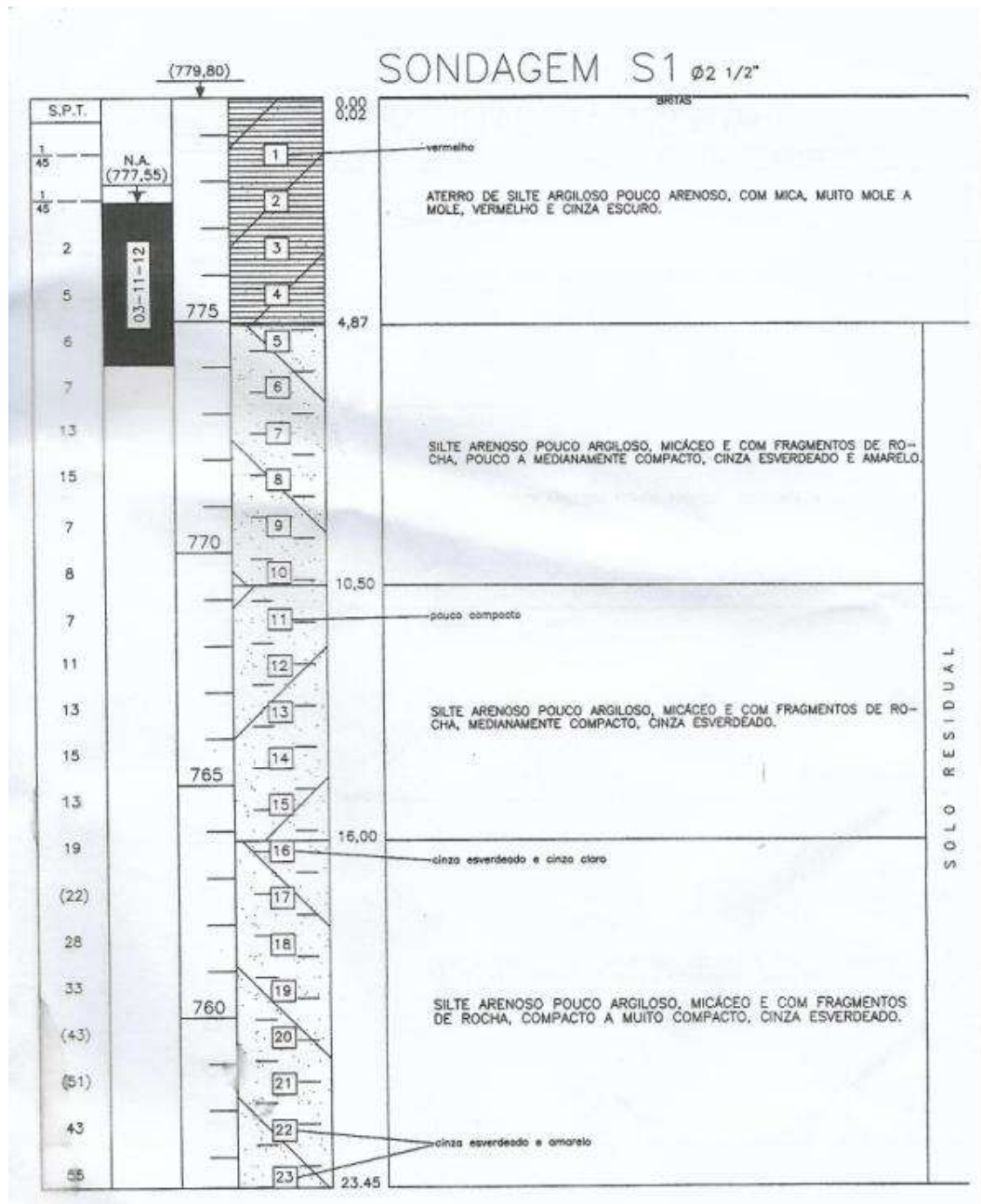
- Perfuração: feita através de trados manuais, não sendo permitido o uso do martelo para auxiliar no processo (NBR 6484, 2001);
- Marcações: As hastes do amostrador de 45cm são marcadas com giz a cada 15cm, de modo que seja possível registrar o número de quedas do martelo necessárias para a cravação dos últimos 30cm, chamado de Nspt;
- Coleta de amostras: Uma amostra de solo é retirada a cada metro de profundidade com devida identificação e registro do Nspt respectivo para análise em laboratório.

Qualquer alteração na altura, peso etc. pode alterar a energia envolvida no processo e, portanto, o resultado final. Se, por exemplo, o peso é solto de uma altura menor, provavelmente será preciso mais golpes para atravessar o mesmo trecho. Por isso, é de extrema importância a contratação de empresas idôneas, as quais seguirão as exigências normativas na execução dos ensaios.

O perfil de solo (Figura 3) demarca com profundidades cada horizonte, e é, segundo Wolle e Hachich et al (1998), como uma radiografia para um ortopedista. Assim este documento permite a visualização das características do maciço, as camadas de solos sensíveis e a diferença do comportamento de solos previamente compactados.

Todas as camadas encontradas precisam ser exibidas no relatório gráfico oferecido pela sondagem, bem como, o nível d água, o número de golpes N necessários à cravação dos 30 últimos centímetros do amostrador e quaisquer informações relevantes que forem observadas.

Figura 3 - Resultados de uma sondagem SPT



Fonte: (EKO Empreendimentos Imobiliários, 2014)

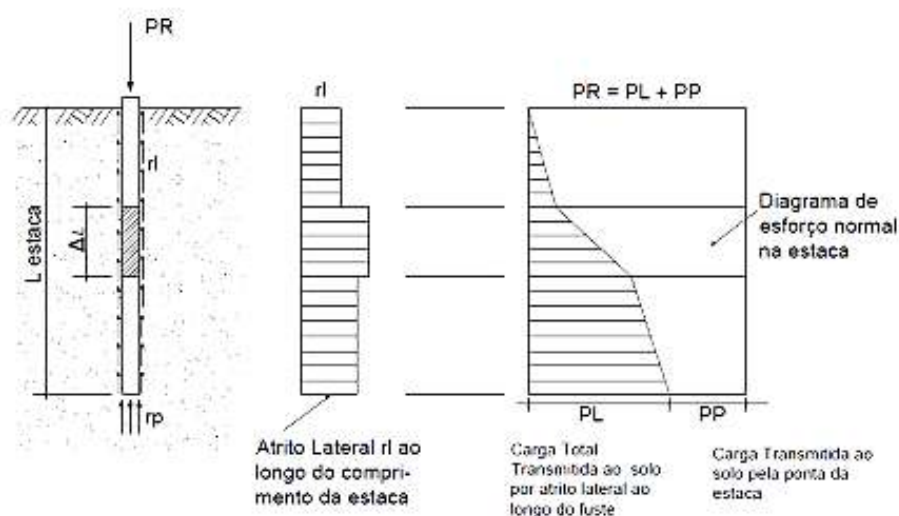
2.3 CAPACIDADE DE CARGA

A carga de ruptura de fundações profundas, responsável pelo colapso ou o escoamento do solo, é definida pelo menor de dois valores: a resistência estrutural do material, calculada com base nas dimensões e no material da estaca, e a resistência do solo que lhe confere sustentação (MARANGON, 2009).

Enquanto uma fundação rasa é avaliada de acordo com o tipo de solo, carregamento e alguns outros fatores, a experiência mostra que o solo com uma fundação profunda sucumbe sempre da mesma maneira, o que pode ser descrita como uma perfuração sob a fundação acompanhada ou precedida pela falha cisalhante ao longo do fuste (VESIC, 1975).

Quando o sistema estaca-solo é submetido a uma carga vertical, a transferência dessas solicitações é feita ao longo de seu fuste pelo cisalhamento (R_L) e na sua ponta pelas tensões normais (R_p) como visto na Figura 4.

Figura 4 - Cargas ao longo de uma estaca



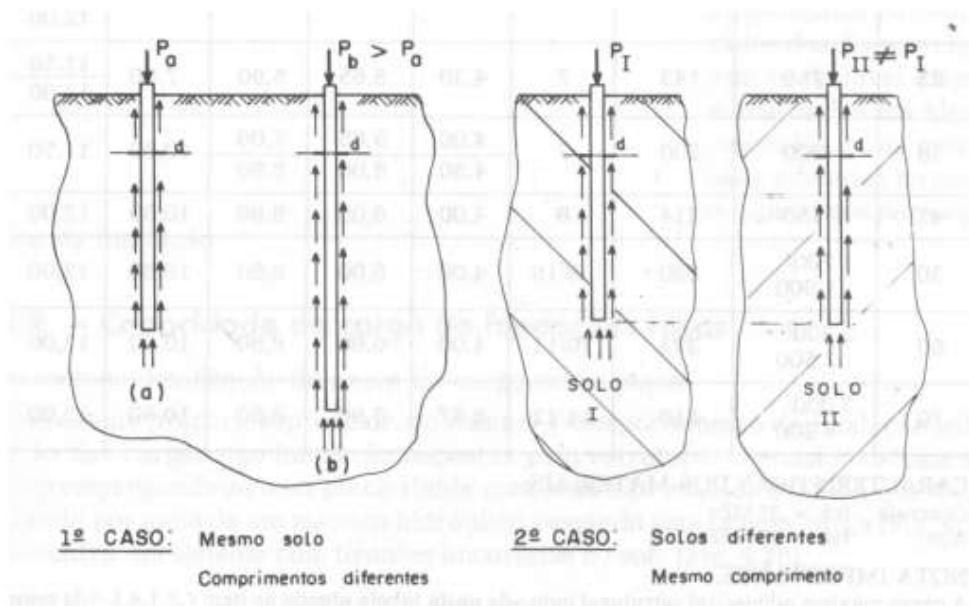
Fonte: (FERREIRA et al, 2014).

Assim, a carga máxima de suporte de todo esse conjunto é denominada capacidade de carga Q_0 (FERREIRA et al, 2014).

Pode-se observar na Figura 5 duas situações, com estacas do mesmo tipo.

- Primeiro caso: As estacas foram executadas em um mesmo solo, entretanto como possuem comprimentos distintos entre si, suas capacidades de carga são diferentes;
- Segundo caso: As estacas possuem o mesmo comprimento, porém estão inseridas em solos diferentes, logo, suas capacidades de carga também podem ser diferentes.

Figura 5 - Estacas de um mesmo tipo em diferentes situações



Fonte: (MARANGON, 2009).

Este exemplo mostra que não é prudente determinar Q_0 de um elemento de fundação exclusivamente a partir da resistência estrutural do material, uma vez que esta carga ainda dependerá do solo, da profundidade de implantação, além do tipo da estaca (MARANGON, 2009).

Aoki (1993) afirma que é possível determinar este valor para uma estaca em particular a partir do conhecimento da curva carga-recalque do elemento estrutural, desde o zero até a carga última de ruptura.

Assim, a partir dos dados extraídos das sondagens do terreno, a capacidade de carga Q_0 encontrada irá definir a profundidade final da estaca. Existem diversos métodos semiempíricos para previsão da capacidade de carga, os quais são apresentados a seguir. Em cada método objetiva-se encontrar Q_0 primeiramente encontrando as resistências de ponta (R_p) e lateral (R_l) de forma que:

$$Q_0 = R_p + R_L \quad (01)$$

2.3.1 Métodos de Previsão da capacidade de carga

2.3.1.1 Décourt-Quaresma

O método foi apresentado por Décourt em 1978 no Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Mais tarde, em 1982, no European Symposium of Penetration test, em Amsterdã ele previu com sucesso a ruptura de uma estaca cravada de 25 x 25cm e 14,12m de profundidade em um concurso que envolvia engenheiros de diversos países, muitos destes ficaram chocados com o feito pois, de acordo com Décourt, "*não acreditavam no SPT*" (DINIS; AGNELO, 2013).

Este método se baseia no número N_{spt} obtido nas sondagens a percussão e em coeficientes de majoração α_{DQ} (Tabela 1) e minoração β_{DQ} (Tabela 2) fornecidos por Decourt (1982, apud Dinis e Agnelo, 2013, p. 125).

$$Q_0 = \alpha_{DQ} \cdot \left(\frac{\overline{N}_l}{3} + 1 \right) \cdot 10 \cdot u \cdot \Delta L + \beta_{DQ} \cdot k_{DQ} \cdot N_p \cdot A_p \quad (02)$$

- Q_0 : Carga última da estaca (kPa);
- α_{DQ} : Coeficiente de correção da resistência lateral;
- $\overline{N}_l$: Média do N_{spt} acima da ponta referente a camada de espessura de 3 vezes o diâmetro da estaca;
- u : Perímetro da estaca;
- ΔL : Extensão da camada considerada;
- β_{DQ} : Coeficiente de correção da resistência de ponta;
- k_{DQ} : Fator de correlação Décourt-Quaresma entre índice de resistência à penetração do ensaio SPT com tensão normal de compressão na ponta da estaca (Tabela 3);
- N_p : Media do índice de resistência à penetração na ponta da estaca, o valor imediatamente inferior e o valor imediatamente superior.

Tabela 1 - Coeficientes α_{DQ} para correção da carga de atrito lateral da estaca.

Solo	Cravadas	Escavadas s/ uso de fluido estabilizante	Escavadas c/ uso de fluido estabilizante	Hélice Contínua	Raiz
Argila	1,00	0,80	0,90	1,00	1,50
Solo Intermediário	1,00	0,65	0,75	1,00	1,50
Areias	1,00	0,50	0,60	1,00	1,50

Fonte: (DECOURT, 1982, apud DINIS;AGNELO, 2013, p. 126).

Tabela 2 - Coeficientes β_{DQ} para correção da carga de ponta da estaca.

Solo	Cravadas	Escavadas s/ uso de fluido estabilizante	Escavadas c/ uso de fluido estabilizante	Hélice Contínua	Raiz
Argila	1,00	0,85	0,85	0,30	0,85
Solo Intermediário	1,00	0,65	0,60	0,30	0,60
Areias	1,00	0,50	0,50	0,30	0,50

Fonte: (DECOURT, 1982, apud DINIS;AGNELO, 2013, p. 126).

Tabela 3 - Coeficiente k_{DQ} do método Décourt-Quaresma

Solo	Cravadas	Escavadas s/ uso de fluido estabilizante	Escavadas c/ uso de fluido estabilizante	Hélice Contínua	Raiz
Argila	1,00	0,85	0,85	0,30	0,85
Solo Intermediário	1,00	0,65	0,60	0,30	0,60
Areias	1,00	0,50	0,50	0,30	0,50

Fonte: (DECOURT, 1982, apud DINIS;AGNELO, 2013, p. 125).

2.3.1.2 Urbano Alonso

O método do engenheiro Urbano Alonso se baseia no ensaio SPT-T (ensaio SPT com utilização do torquímetro). Este método foi inicialmente proposto para a Bacia Sedimentar Terciária da cidade de São Paulo, e foi adaptado em 2000 para duas novas regiões geotécnicas, estas são: formação Guabirotuba e os solos da cidade de Serra-ES (MANTUANO, 2013).

Segundo MACIEL (2009), o município de Arujá é situado na região denominada "Soleira de Arujá", limite da Bacia Sedimentar de São Paulo, por isso na aplicação deste método não foi necessário a adaptação do cálculo devido a geologia.

A previsão segue a Eq. 03 (ALONSO ,1996, apud DINIS, 2013, p. 123):

$$Q_0 = \alpha_U \cdot u \cdot (6,59 \cdot \sum N) + \beta_U \cdot \frac{T_{min1} + T_{min2}}{2} \cdot A_p \quad (03)$$

- Q_0 : Carga última da estaca (kPa);
- α_U : Coeficiente de correção da resistência lateral (Tabela 4);
- N : Índice Nspt naquela profundidade;
- u : Perímetro da estaca;
- β_U : Coeficiente de correção da resistência de ponta (Tabela 5);
- T_{min1} : Torque mínimo 1 (Eq 04);
- T_{min2} : Torque mínimo 2 (Eq 05);
- A_p : Area da ponta da estaca.

Tabela 4 - Coeficiente α_U para correção da resistência ao atrito lateral por tipo de estaca

Tipo de Estaca	α_U
Pré-moldada	0,6667
Escavada com fluido estabilizante	0,5882
Raiz	1,1500
Hélice Contínua	0,6500

Fonte: (ALONSO, 1996, apud DINIS, 2013, p. 123).

Tabela 5 - Coeficiente β_U de correção da carga de ponta em função do solo para hélice contínua

Tipo de Solo	$\beta_U \left(\frac{kPa}{Nm} \right)$
Argilas	10
Siltes	15
Areias	20

Fonte: (ALONSO, 1996, apud DINIS, 2013, p. 124).

Para ensaios SPT sem medição do torque, Dinis (2013) fornece as equações 04 e 05 para o torque mínimo.

$$T_{min1} = 10 \cdot f_{N1} \leq 400Nm \quad (04)$$

$$T_{min2} = 10 \cdot f_{N2} \leq 400Nm \quad (05)$$

- f_{N1} : A média do Nspt a cada camada acima da ponta de espessura igual 3 vezes o diâmetro da estaca;
- f_{N2} : A média do Nspt a cada camada abaixo da ponta de espessura igual 8 vezes o diâmetro da estaca

2.4 PROVAS DE CARGA DINÂMICA

O ensaio de prova de carga dinâmica é, como diz Aoki (1993), uma forma de comprovar o valor da carga última, ele ainda argumenta que é uma maneira de garantir ao cliente que ele receberá um produto de qualidade como manda o Código de Defesa do Consumidor, ou seja, é o teste que tem como objetivo medir a carga que certa estaca realmente pode suportar com segurança.

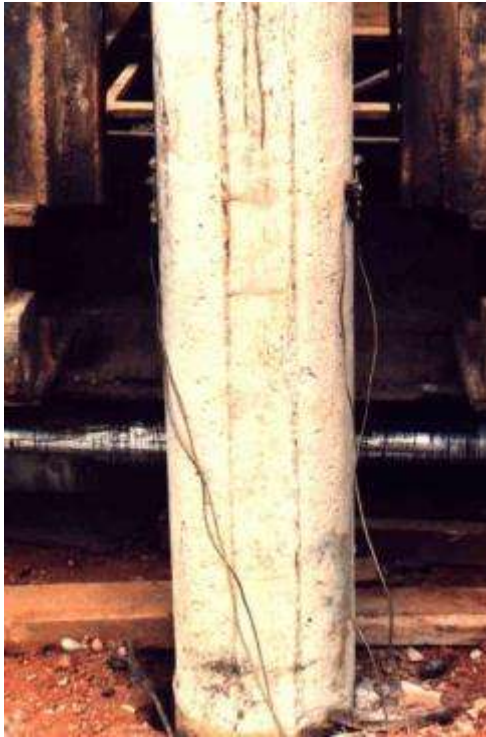
Em 1964, na cidade de Cleveland nos EUA, um projeto de pesquisa que estudava os efeitos dinâmicos em estacas através de quedas de martelos de alto impacto gerou o chamado "Método de Case", em referência ao "Case Institute of Technology ". Os mesmos pesquisadores, o Prof G.G. Goble e os engenheiros F. Rausche e G. Likins lançaram mais tarde os equipamentos P.D.A (PILE DRIVING ANALYSER) , P.I.T (PILE INTEGRITY TESTER) juntamente com os respectivos softwares de análise de dados (PENNA et al, 1999).

2.4.1 Execução do ensaio dinâmico em hélice contínua

Penna et al (1999) sugere o início dos ensaios em, pelo menos, 7 dias após a estaca estar pronta e uma resistência mínima de 20MPa para o concreto da mesma e de 35kPa para o do bloco de coroamento.

Os sensores precisam ser posicionados no fuste da estaca, e não no bloco (Figura 6). Dois pares de sensores são utilizados. Um constitui um transdutor de deformação específica e outro, um acelerômetro. Esse último gera uma tensão proporcional à aceleração das partículas da estaca (VALVERDE, 2010).

Figura 6 - Sensores conectados a uma estaca



Fonte: Site da PDI Engenharia

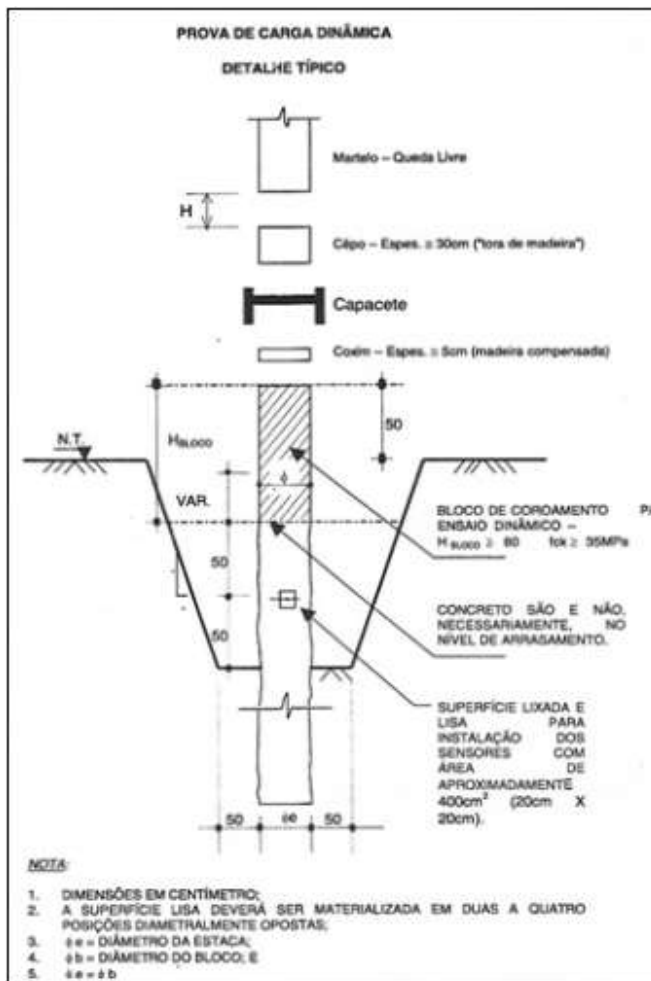
A execução consiste na aplicação de golpes de um martelo (Figura 7) com alturas variáveis e transferência de energia preferencialmente crescente. Os transdutores de força devem ser calibrados para medição de 2% da carga de trabalho prevista para a estaca (NBR 13208, 2007). Para que haja amortecimento dos golpes, é necessário a instalação de chapas de madeira compensada, podendo ser colocadas sobre uma chapa metálica (VALVERDE, 2010). No topo do bloco de coroamento precisa ser instalado um capacete de aço provido de cêpo e coxim para que as tensões ali sejam equalizadas (Figura 8) (PENNA et al, 1999).

Figura 7 - Ensaio de Prova de carga dinâmica em estaca de hélice contínua



Fonte: Site da PDI Engenharia

Figura 8 - Condições básicas para prova de carga dinâmica



Fonte: (PENNA et al, 1999)

O P.D.A. (Figura 9) é operado por um engenheiro treinado que vai até o local com o equipamento onde a estaca é preparada. Recentemente, os próprios operários responsáveis pelas cravações do ensaio têm realizado essas preparações (RAUSCHE et al, 2000). A NBR 13208 (2007) regulamenta o ensaio quanto a sua execução e instrumentação.

Figura 9 - Pile Driving Analyser (PDA)



Fonte: Site da PDI Engenharia.

2.4.2 Medição

A medição exige um conjunto de equipamentos que compõe acelerômetros ultrasensíveis, transdutores de deformação e um processador para aquisição de dados, e por isso podem ser empregadas várias configurações (VALVERDE, 2010).

O equipamento mede os sinais de força x velocidade, e assim, baseando-se na Teoria da Propagação de Onda Unidimensional o software gera os resultados para análise (PENNA, 1999). A velocidade da onda é fixa e dependente apenas das características do material. Desta forma o sinal de cada um dos transdutores de deformação é multiplicado pela impedância do material afim de obter a evolução da força em relação ao tempo. O PDA, então, precisa detectar e compensar os efeitos da excentricidade do golpe e para isso calcula a média dos sinais de força. (VALVERDE, 2010).

Esses dados são avaliados primeiramente pelo engenheiro, e então o próprio programa verifica a existência de cabos desconectados e resultados desproporcionais, se forem encontrados problemas um aviso é emitido para que se tome devidas providências. Uma vez que os dados são considerados satisfatórios o engenheiro os interpreta em campo e deixa seus conselhos e opiniões em relação a estrutura (RAUSCHE et al, 2000).

Ainda de acordo com Rausche et al (2000) as versões mais recentes (Figura 10) possuem alguns avanços tecnológicos. Constituem aparelho menores, com tela touchscreen, bateria recarregável suficiente para um dia inteiro de operação e cartão de memória removível, além disso o engenheiro pode ainda operar o PDA pelo celular a distância.

Figura 10 - Pile Driving Analyzer® Model 8G



Fonte: Site da PDI Engenharia.

2.4.3 Análise dos dados

Como diz Silva (2014), "provas de carga não fornecem respostas, apenas dados a interpretar". Essa interpretação ainda é controversa, pois existem diversos estudos em relação a ruptura da estaca. Muitos destes fornecem métodos gráficos e/ou numéricos para extrapolação de resultados mais claros (AOKI 1997, apud SILVA, 2014).

O P.D.A. mede a nível dos sensores (PENNA et al, 1999):

- DMX: Máximo Deslocamento;
- EMX: Máxima Energia Transferida;

- FMX: Máxima Força de Compressão (no impacto do martelo).

Utilizando o "Método Case", o aparelho ainda calcula a chamada Máxima Capacidade de Carga (RMX). Este método é simples, de modo que pode ser calculado instantaneamente, ou seja, entre as batidas do martelo, o que possibilita a plotagem dos resultados (ROBINSON, RAUSCHE et LIKINS 2003). O aparelho plota, portanto, a curva que relaciona os valores de RMX e DMX para cada nível de energia (AOKI, 1993).

2.4.3.1 Metodologia CAPWAP de análise dos dados

Dá-se o nome de análise CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program) ao método numérico que tem como objetivo encontrar a distribuição e intensidade das forças de resistência do solo ao longo do fuste para então separá-las em estática e dinâmica. O programa aprimora de forma iterativa o modelo de solo até obter a chamada solução CAPWAP para a estaca em análise (PENNA et al, 1999).

O método CAPWAP foi desenvolvido e publicado no Case Western Reserve University sob a direção do Dr G. G. Goble. Este modelo é similar ao clássico de porém com a consideração do descarregamento do elemento estrutural. A maioria dos dados se originou em estacas de ferro predominantes em Ohio, mas testes adicionais demonstraram precisão em estacas de madeira e concreto (RAUSCHE, 2004).

Rausche (2004) ainda observa que avaliações estatísticas de diversos estudos mostram que a análise CAPWAP em resultados de provas de carga dinâmica em estacas é precisa na determinação da capacidade de carga de estacas cravadas e moldadas "in loco" e conclui que dado o baixo custo desse tipo de prova de carga e com tal confiança fornecida pelo método CAPWAP a sua aplicação é "justificável tanto de forma econômica como de forma técnica".

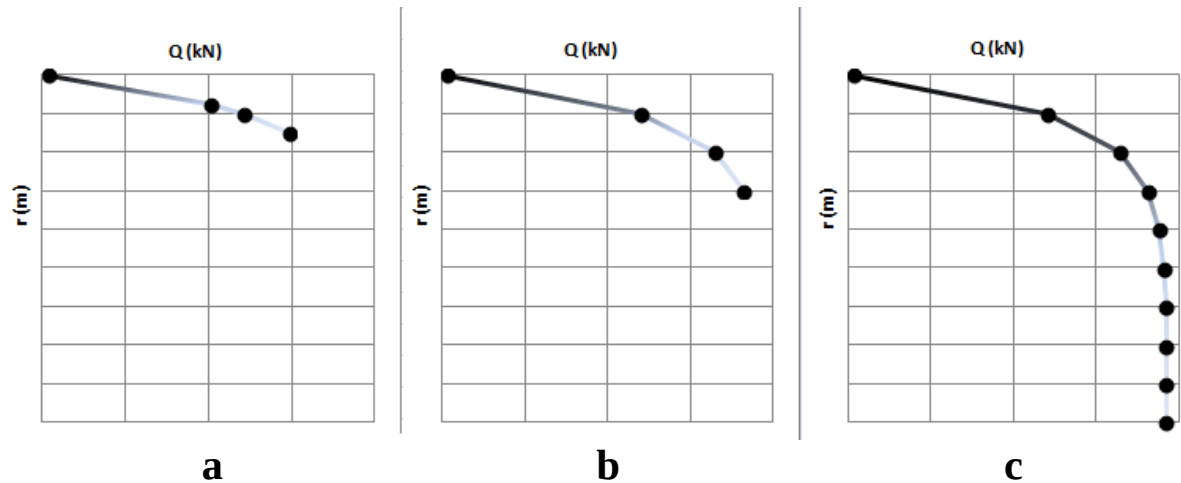
2.4.3.2 Metodologia para encontrar a carga última

A partir da curva carga-recalque gerada pelo P.D.A. pode ser muito difícil de se determinar qual seria a carga última da estaca. A Figura 11 exibe três possibilidades de resultados (MAGALHÃES, 2005):

- Figura 11a: Os dados obtidos formam uma reta que indica um trecho ainda elástico do carregamento, isso dificulta muito a determinação da carga última apenas pela observação direta do dados;

- Figura 11b: Os pontos alcançam o início da plastificação do sistema estaca-solo e assim a carga-última pode ser encontrada mais facilmente, com a utilização de um método de extrapolação da curva;
- Figura 11c: Neste caso, a ruptura é nítida e portanto a determinação da carga-última depende apenas da análise direta dos resultados.

Figura 11 - Exemplos de curva carga-recalque.



Fonte: Produção do próprio autor.

Os métodos a seguir procuram determinar a carga-última da estaca a partir de curvas carga-recalque e foram utilizados neste trabalho na análise dos dados resultantes dos ensaios de prova de carga dinâmica das estacas estudadas.

2.4.3.2.1 Extrapolação da Curva Carga-recalque

Segundo AMANN (2010), este método foi proposto por Van der Veen em 1953 e se baseia no processo de ajuste linear da seguinte equação:

$$Q = Q_{rup} (1 - e^{-(\alpha\delta)}) \quad (6)$$

Onde:

- Q_{rup} : é a carga última da estrutura;
- α : é um índice de redução estabelecido por Van der Veen;
- δ : é o recalque respectivo.

De acordo com Velloso e Lopes (2012), em 1976 Aoki observou que a reta obtida não passa necessariamente pela origem do gráfico, logo, existe um intercepto linear que foi chamado de β . Deste modo, ao se aplicar β na Eq. 06, tem-se:

$$Q = Q_{rup} (1 - e^{-\alpha\delta + \beta}) \quad (7)$$

Velloso e Lopes (2012) comentam que se a Eq. 07 for seguida de maneira rigorosa, a curva carga-recalque extrapolada não se inicia na origem, devido ao intercepto β , eles afirmam que mesmo que pareça uma incoerência, é preciso lembrar que o solo é um material viscoso e que a cada velocidade de carregamento, apresenta também uma resistência viscosa.

Esta estrapolação é realizada primeiramente isolando-se o termo ' $\alpha x + \beta$ ' de modo que a equação fique no formato da equação de uma reta $y = ax + b$:

$$y = -\ln\left(1 - \frac{Q}{Q_{rup}}\right) = \alpha\delta + \beta \quad (8)$$

Arbitra-se então valores para Q_{rup} com o objetivo de plotar um gráfico y x δ . O processo é repetido até que obtenha-se a melhor aproximação linear possível, ou seja, quando o R^2 da regressão linear for o mais próximo possível de 1. Assim, os valores de α e β encontrados são aplicados na Eq. 07 para extrapolação da curva carga-recalque.

2.4.3.2.2 *Método da Norma brasileira 6122*

De acordo com Silva (2014) este método é baseado no método de Davisson (1972), cuja ruptura "é caracterizada pelo recalque devido ao encurtamento elástico da estaca sob carga de compressão, somando-se $D/30$ ".

De acordo com Magalhães (2005) é necessário considerar "*a natureza do terreno, a velocidade de carregamento e a estabilização dos recalques*" durante a interpretação desta prova de carga e assim a capacidade de carga se define quando a ruptura do sistema estaca-solo acontece.

A norma determina que quando os resultados não são suficientes para determinação deste valor, como evidenciado na Figura 11b, o seguinte método deve ser aplicado:

$$\rho = \frac{Q \cdot L}{A \cdot E_p} + \frac{D}{30} \quad (9)$$

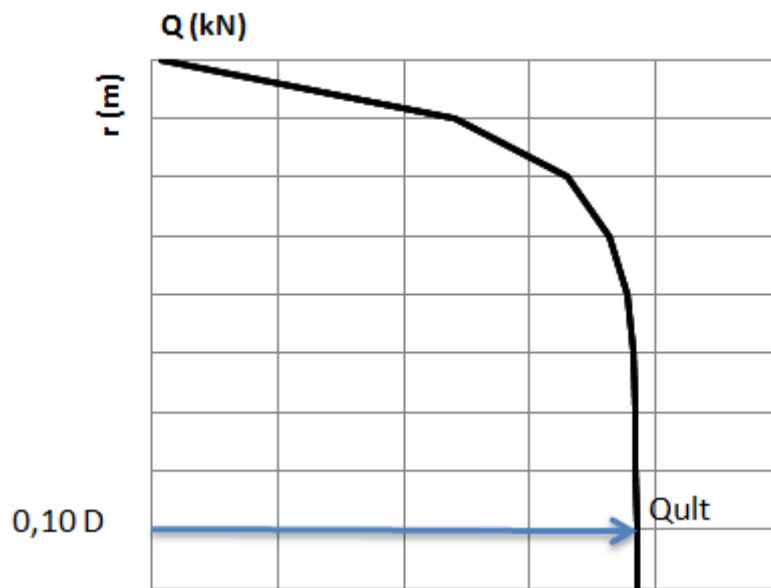
- ρ = recalque (em mm);
- Q = carga aplicada;
- L = comprimento da estaca;
- A = área da seção transversal da estaca;
- E_p = módulo de elasticidade do material da estaca;
- D = diâmetro da estaca (em mm).

A primeira parcela da Eq. (9) representa o encurtamento elástico da estaca e a segunda o recalque máximo do solo (MAGALHÃES, 2005).

2.4.3.2.3 Método da Norma Inglesa

Este método, usado na norma inglesa BS 8004, considera o critério de Terzaghi, em que a carga de ruptura resulta no recalque de 10% do diâmetro da estaca estudada (Figura 12). Amann (2010) o avalia como "*bastante simples e conservador*", e ainda alerta pela necessidade de um fator de segurança para a utilização do método e que esse seja adequado para o tipo da estaca, logo que "*estas definições não consideram o encurtamento elástico da estaca, que pode ser substancial para estacas longas, enquanto é desprezível para estacas curtas*" (FELLENIOUS, 1980).

Figura 12 - Critério de Terzaghi para encontrar Q_0

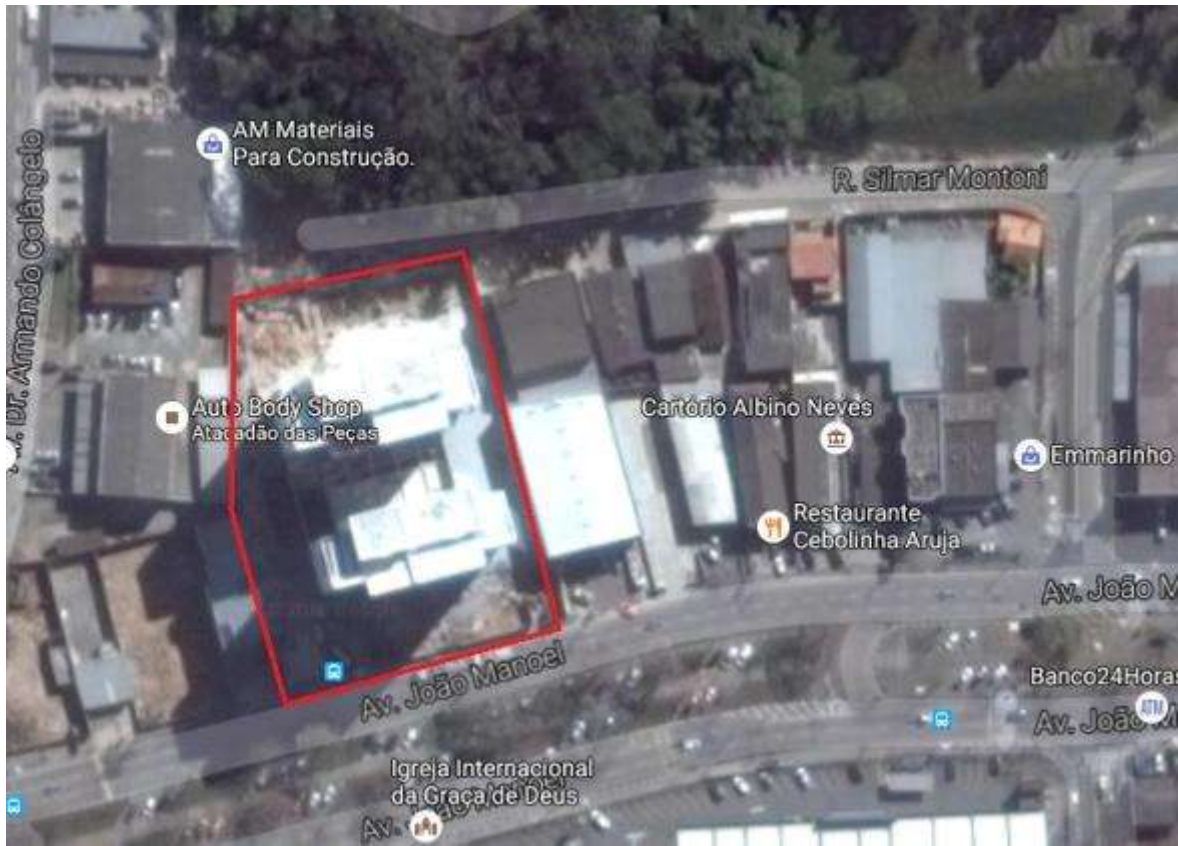


Fonte: Produção do próprio autor

3 CARACTERÍSTICAS DO EMPREENDIMENTO EM ESTUDO

O empreendimento "JM 600 Office & Mall" é responsabilidade da construtora "EKO Empreendimentos Imobiliários" e se encontra na Avenida João Manuel, número 600, no município de Arujá (Figura 13).

Figura 13 - Vista do alto das Torres

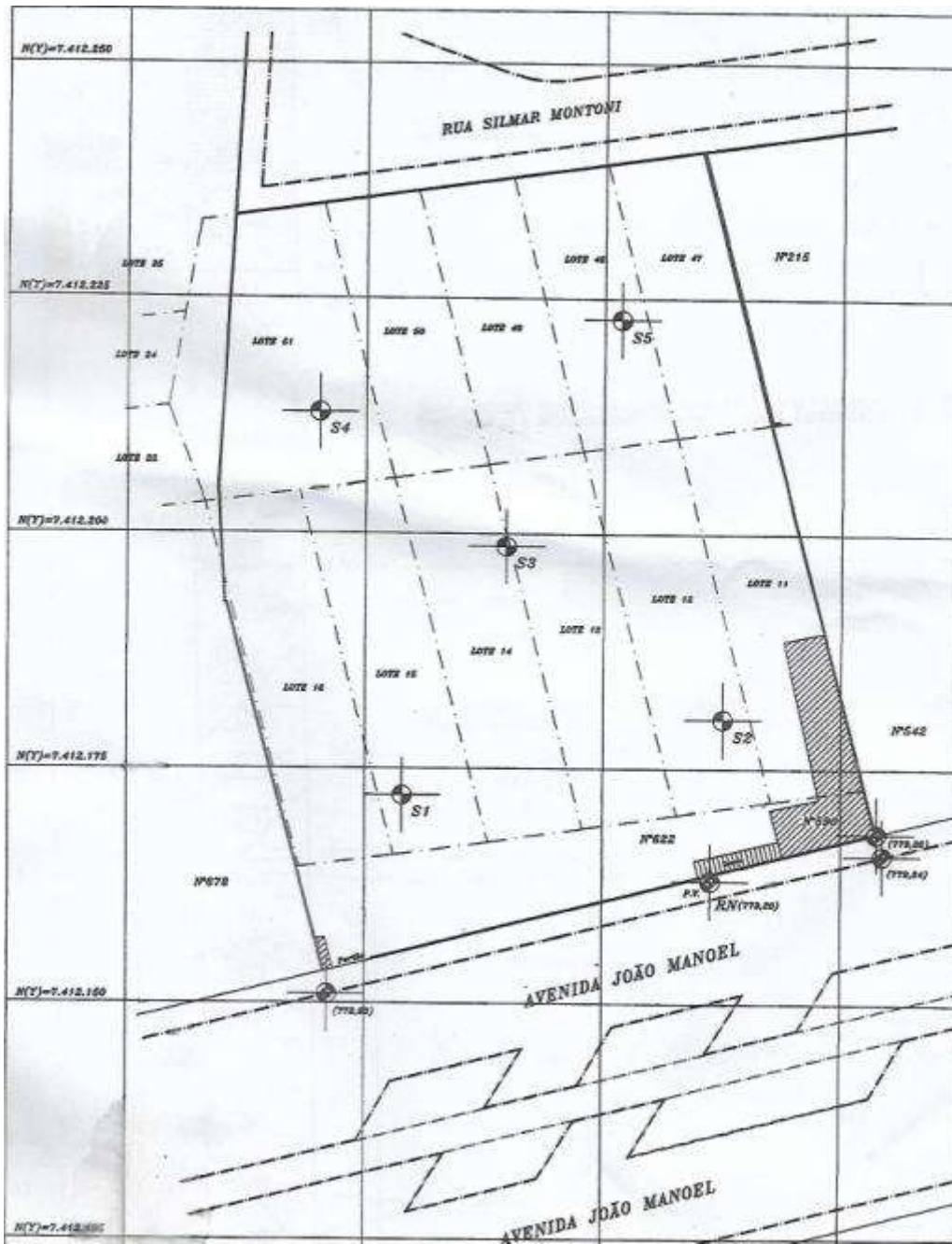


Fonte: (Modificado de Google Maps, 2016)

São duas torres com 12 pavimentos cada, 10 pavimentos compostos por salas comerciais, 2 pavimentos destinados a lojas/salão de eventos, e 2 subsolos para estacionamento.

Para essas torres foram realizados no terreno 5 ensaios SPT distribuídos como mostra a Figura 14. Os ensaios podem ser analisados no ANEXO A e mostram um solo composto em geral por argila / silte argiloso nas camadas de até 5m (em média) e por um solo residual nas camadas abaixo.

Figura 14 - Locação dos Ensaios (Escala 1:400)



Fonte: (EKO Empreendimentos Imobiliários, 2014)

3.1 ESTACAS EM ESTUDO

A fundação é composta majoritariamente por estacas hélice contínua (Figuras 15 e 16), além de estacas strauss e parede diafragma. As estacas atingem uma profundidade média de 15m com variação muito baixa de comprimentos.

Figura 15 - Execução de estaca hélice contínua do JM 600 Office & Mall



Fonte: (EKO Empreendimentos Imobiliários, 2014)

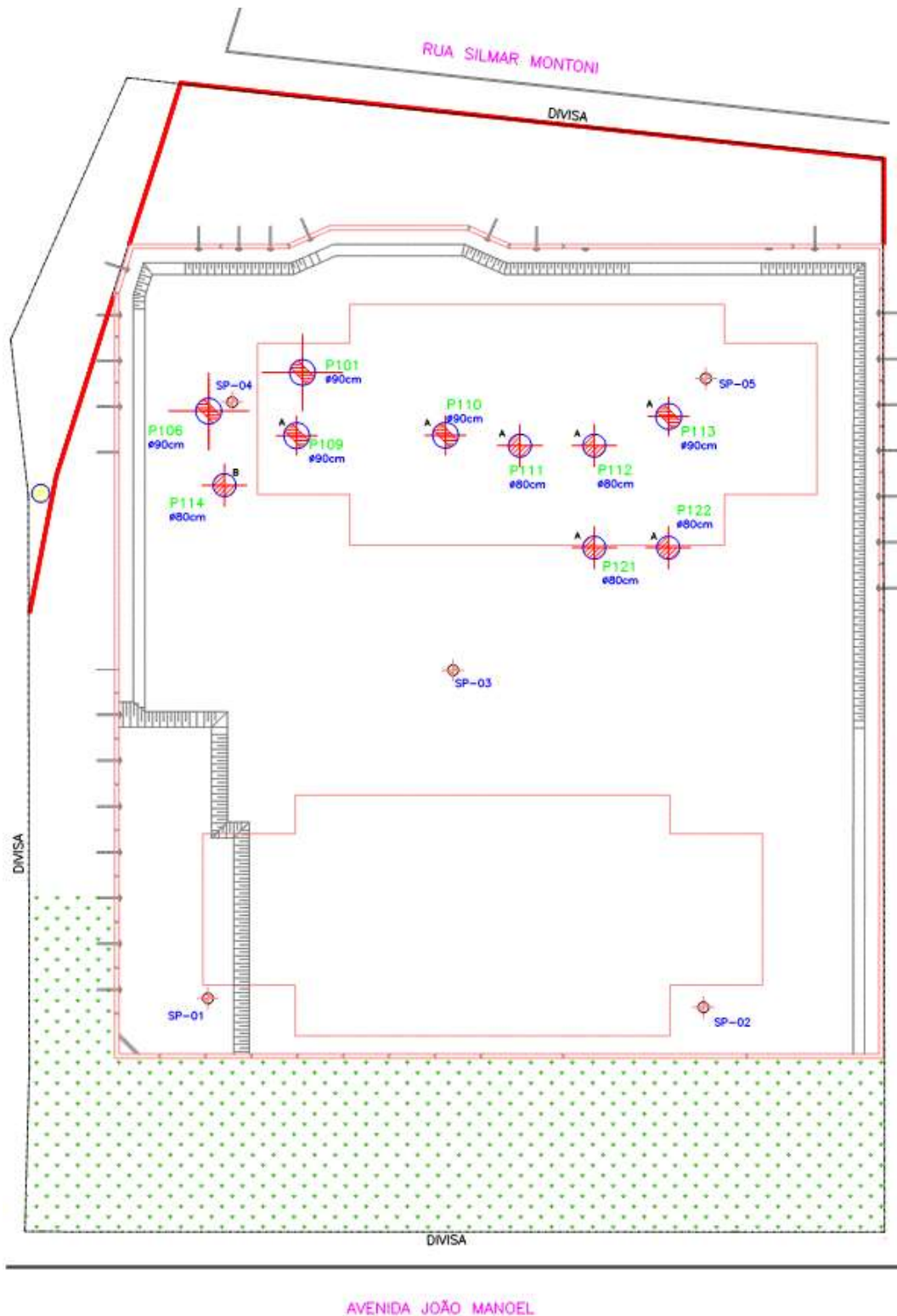
Figura 16 - Execução de estaca hélice contínua do JM 600 Office & Mall



Fonte: (EKO Empreendimentos Imobiliários, 2014)

O grupo de estacas estudado aqui (Figura 17) é composto por 10 estacas hélice contínua 80/90 cm, elas podem ser analisadas no Projeto de Fundações no ANEXO F e suas características podem ser observadas na Tabela 06.

Figure 17 - locação das estacas em estudo



Fonte: (Modificado de EKO Empreendimentos Imobiliários, 2014)

Tabela 6 - Características das estacas

Estacas	Diâmetro (cm)	Comprimento total (m)	Abaixo dos sensores (m)	Cravado no solo (m)	Módulo elástico (tf/cm ²)
P101	90	17,50	16,15	15,30	392
P106	90	17,60	16,25	15,40	317
P109A	90	17,50	16,15	15,30	300
P110A	90	17,50	16,15	15,30	335
P111A	80	17,50	16,30	15,30	353
P112A	80	17,50	16,30	15,30	353
P113A	90	17,50	16,15	15,30	353
P114B	80	17,50	16,30	15,30	353
P121A	80	17,20	16,00	15,00	283
P122A	80	17,20	16,00	15,00	353

Fonte: (PDI ENGENHARIA Modificado, 2014)

4 ENSAIO DINÂMICO NAS ESTACAS

Os resultados dos ensaios dinâmicos realizados nas estacas do JM 600 Office & Mall foram fornecidos pelos Eng. Afonso Fazio e Eng. Herbert Ribeiro.

Foram realizados 10 ensaios de prova de carga dinâmicas na estacas pela empresa PDI Inc. A Tabela 7 detalha para cada estaca as cravações realizadas, bem como as características de cada uma quando cada ensaio ocorreu.

Tabela 7 - Características das ensaios

Estacas	Recravação (dias)	Data do ensaio	Martelo (tf)	Nº de golpes	Velocidade da onda (m/s)	Quedas do Martelo (cm)
P101	42	08/10/2014	11,00	4	4000	52 / 72 / 92 / 112
P106	42	07/10/2014	11,00	5	3600	45 / 65 / 85 / 105 / 125
P109A	40	08/10/2014	11,00	4	3500	40 / 80 / 120 / 140
P110A	40	08/10/2014	11,00	6	3700	40 / 70 / 90 / 110 / 130 / 160
P111A	44	08/10/2014	7,00	3	3800	40 / 80 / 120
P112A	44	08/10/2014	7,00	2	3800	40 / 80
P113A	45	10/10/2014	7,00	3	3800	40 / 80 / 120
P114B	44	08/10/2014	11,00	5	3800	21 / 41 / 61 / 81 / 101
P121A	56	10/10/2014	7,00	3	3400	45 / 90 / 125
P122A	56	10/10/2014	7,00	4	3800	40 / 80 / 120 / 160

Fonte: (PDI ENGENHARIA Modificado, 2014)

O ANEXO B apresenta os gráficos resultantes do P.D.A que representam as ondas medidas pelos sensores em cada cravação para as estacas estudadas. Essas curvas exibem, então, os valores de RMX, EMX e DMX para cada queda do martelo.

4.1 INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO DINÂMICO

Primeiramente foram feitas as previsões de capacidade de carga para cada estaca através dos métodos de Décourt-Quaresma (Décourt, 1982 apud DINIS, 2013) e Urbano Alonso (ALONSO, 1982 apud DINIS, 2013).

As Figuras 18 e 19 abaixo exibem as curvas Carga 'Q' (kN) x Profundidade 'Z' (m) e fornecem a previsão da mobilização do atrito lateral para as estacas P114B e P106.

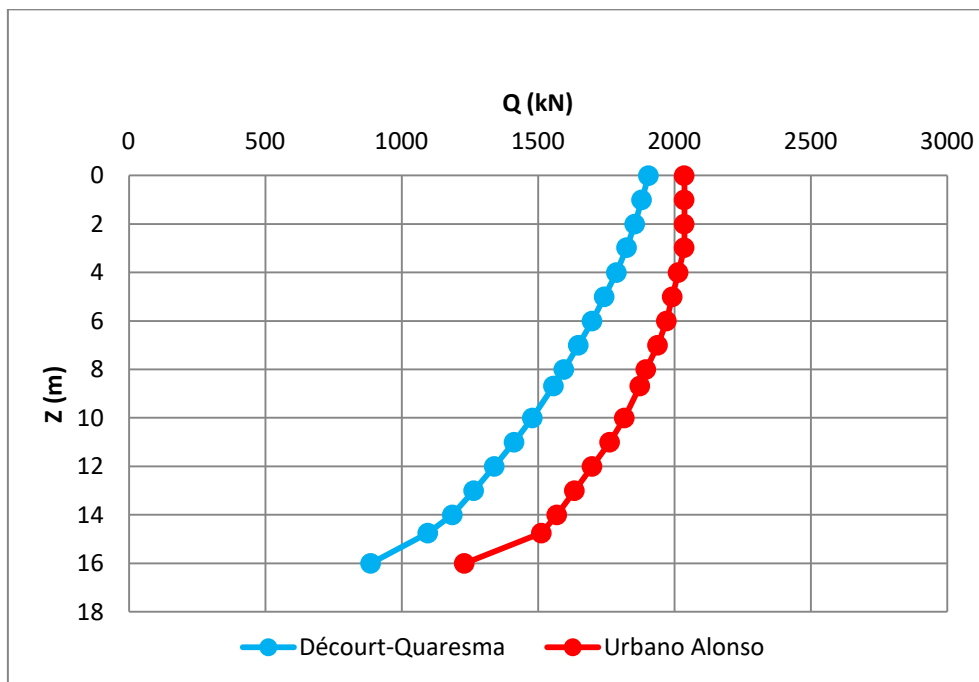
Para a estaca P114B, a carga última Q_0 é 2035,96 kN pelo método Urbano Alonso e 2100,79 kN pelo método Décourt-Quaresma. Para a estaca P106, a carga última Q_0 é 2704,90 kN pelo método Urbano Alonso e 2488,08 kN pelo método Décourt-Quaresma.

Os resultados das previsões para estas duas estacas mostram como o método de Décourt-Quaresma é mais conservador, fornecendo valores mais modestos de resistência. As duas curvas parecem ter o mesmo formato, ou seja, os dois métodos prevêm de formas muito próximas a mobilização do atrito lateral. Na estaca 114B A resistência Q_L mobilizada é de

806.13 por Urbano Alonso enquanto que por Décourt-Quaresma é de 1214,11 kN, já para a estaca 106 os valores são 1148,40 kN e 1365,87 kN respectivamente.

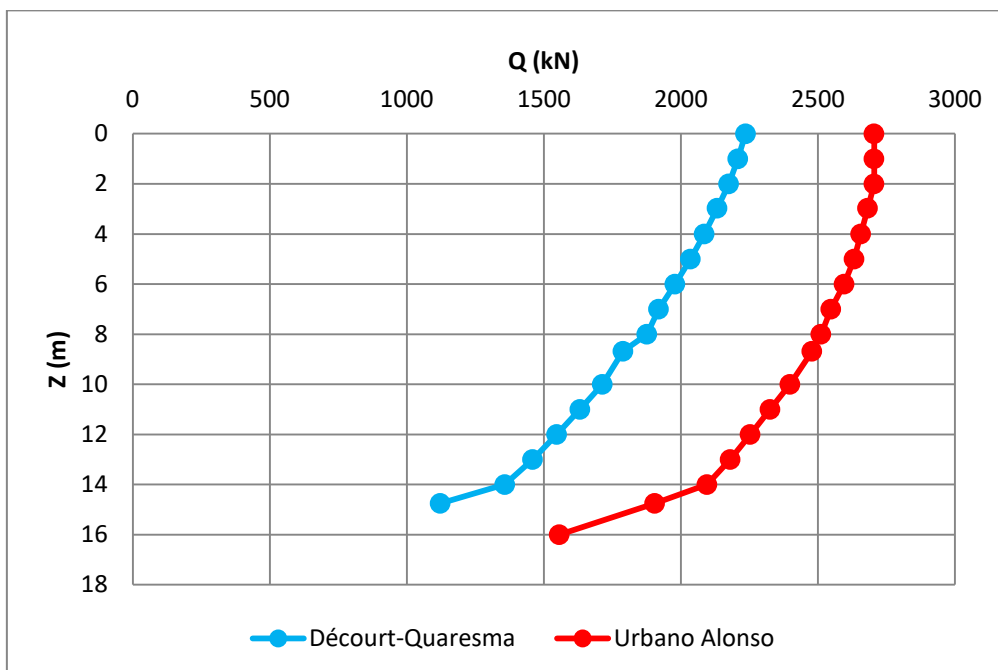
Ou seja, enquanto os dois métodos diferem bastante quanto a intensidade da resistência total prevista, são muito próximos para prever a mobilização do atrito lateral resultando em curvas muito parecidas, porém, distantes. Estes comportamentos, se repetem, em geral, para o restante das estacas, o que pode ser observado no ANEXO E.

Figura 18 - Previsões da mobilização do atrito lateral ao longo do fuste da estaca 114B



Fonte: Produção do próprio autor

Figura 19 - Previsões da mobilização do atrito lateral ao longo do fuste da estaca 106



Fonte: Produção do próprio autor

4.1.1 Extrapolação das curvas Q x r

Os dados do PDA (ANEXO B) permitem a plotagem dos pontos RMX x DMX que resumem os dados obtidos pelos ensaios dinâmicos.

Como já discutido, os dados fornecidos pelo PDA não são suficientes para obtenção da carga última através de uma simples observação direta, e portanto foi necessária a utilização do método de VAN DER VEEEN (1953) modificado por AOKI (1979) para extrapolação da curva carga-recalque.

Tabela 8 - Resultados da Prova de Carga para estaca P106

Altura de queda do martelo (cm)	DMX (m)	RMX (tn)	RMX (kN)
45	0.00669	296.14	2904.126524
65	0.00881	359.77	3528.120482
85	0.01183	411.22	4032.670052
105	0.01376	429.58	4212.719228
125	0.01427	533.04	5227.310064

Fonte: Produção do próprio autor

Tabela 9 - Resultados da Prova de Carga para estaca P114B

Altura de queda do martelo (cm)	DMX (m)	RMX (tn)	RMX (kN)
21	0.0074	236.25	2316.80925
41	0.00788	335.32	3288.349112
61	0.01018	311.74	3057.109484
81	0.01403	352.33	3455.159378
101	0.01572	451.77	4430.327682

Fonte: Produção do próprio autor

Como exemplificado no item 2.4.3.2.1, estimou-se valores para Q_0 de tal modo que aplicando-se os valores de DMX (m) e RMX (kN) de cada estaca o gráfico obtido para Eq. 09 correspondente fosse a melhor aproximação linear, como mostra as Figuras 20 e 21 abaixo.

Os valores encontrados para α e β para as estacas 106 e 114B foram:

$$\alpha_{106} = 67,61;$$

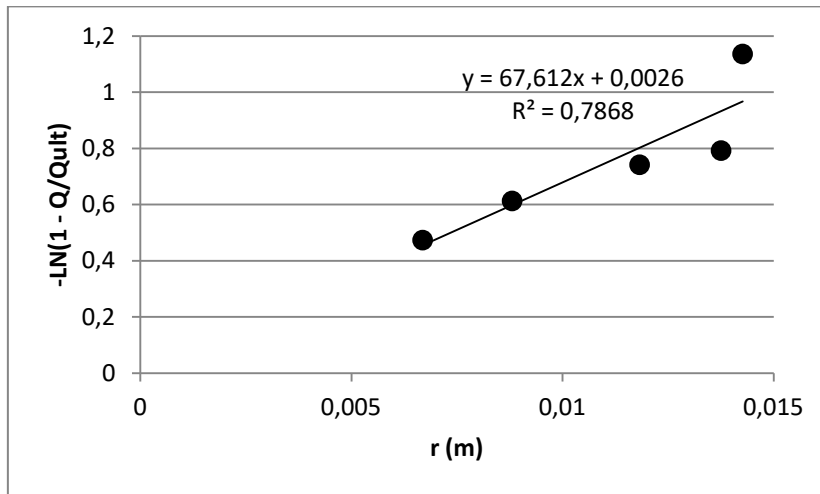
$$\beta_{106} = 0,0026;$$

$$\alpha_{114B} = 144,63;$$

$$\beta_{114B} = -0,3377.$$

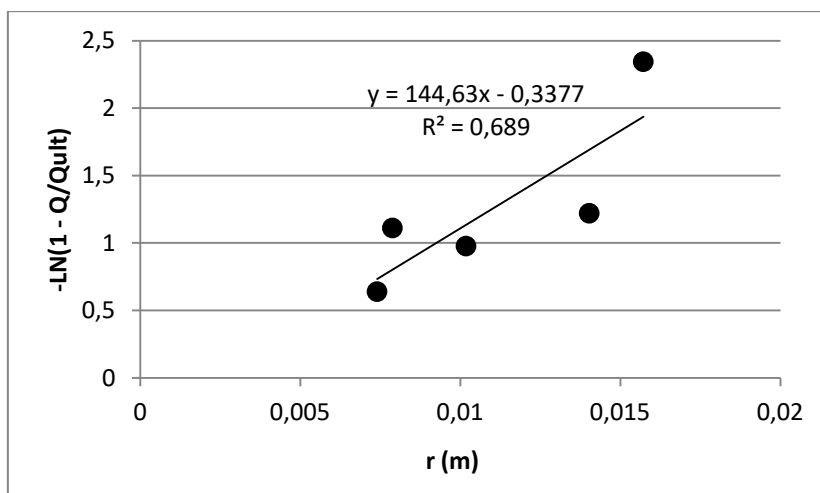
Este método precisou ser aplicado em todas as estacas aqui estudadas com exceção da estaca P112A cujos dados fornecidos não foram suficientes para extrapolação pelo método uma vez que os sensores falharam em três dos cinco golpes aplicados resultando em apenas 2 valores para análise, o que impossibilita a extrapolação da curva carga-recalque. Para as demais estacas, os gráficos referentes a extrapolação dos dados podem ser encontrados no ANEXO C.

Figura 20 - Aproximação linear pelo método Van Der Veen (1953) para estaca 106



Fonte: Produção do próprio autor

Figura 21 - Aproximação linear pelo método Van Der Veen (1953) para estaca 114B



Fonte: Produção do próprio autor

4.1.2. Métodos de obtenção da carga Q última

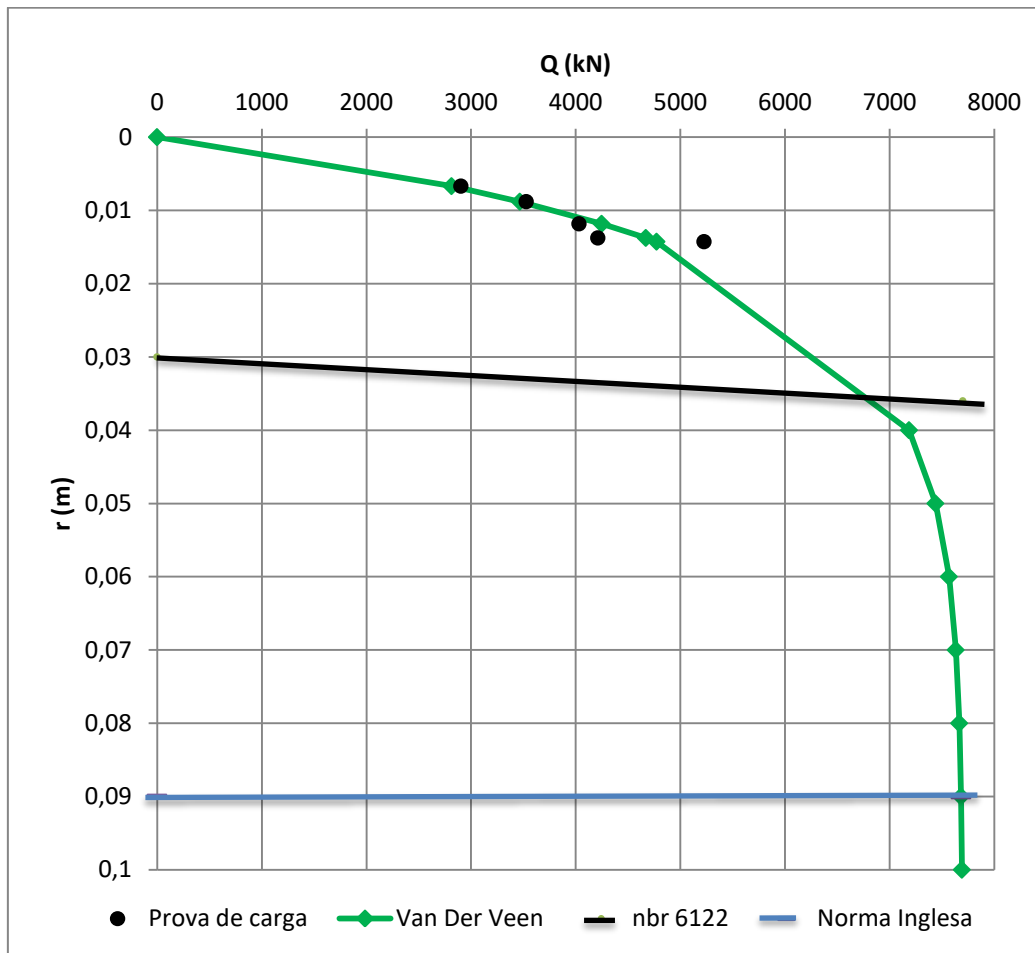
4.1.2.1. Norma Inglesa e NBR 6122

Com os valores obtidos de α e β foi possível então aplicar os dados na Equação 07 obtendo-se a curva carga recalque extrapolada. Foram utilizados em seguida dois métodos para obtenção da carga última: Método exposto na norma NBR 6122 e o critério de Terzaghi utilizado na norma inglesa BS 8004.

Abaixo é possível observar uma comparação entre os métodos aplicados (Figuras 22 a 24). Os pontos derivados da prova de carga mostram que os gráficos podem ser classificados

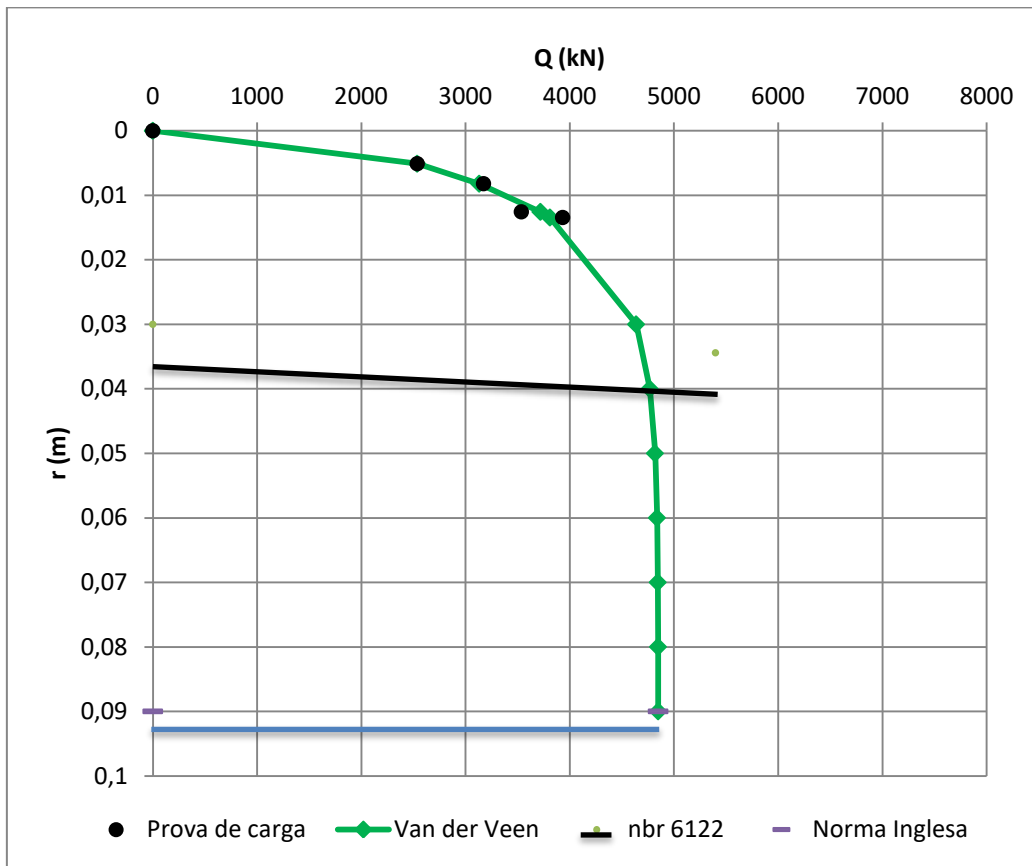
como semelhantes a Figura 11b, em que pode-se ver o início do trecho plástico da curva, mas ainda não representa a curva completa, fazendo-se necessário o uso do método de extrapolação.

Figura 22 - Carga última - estaca P106



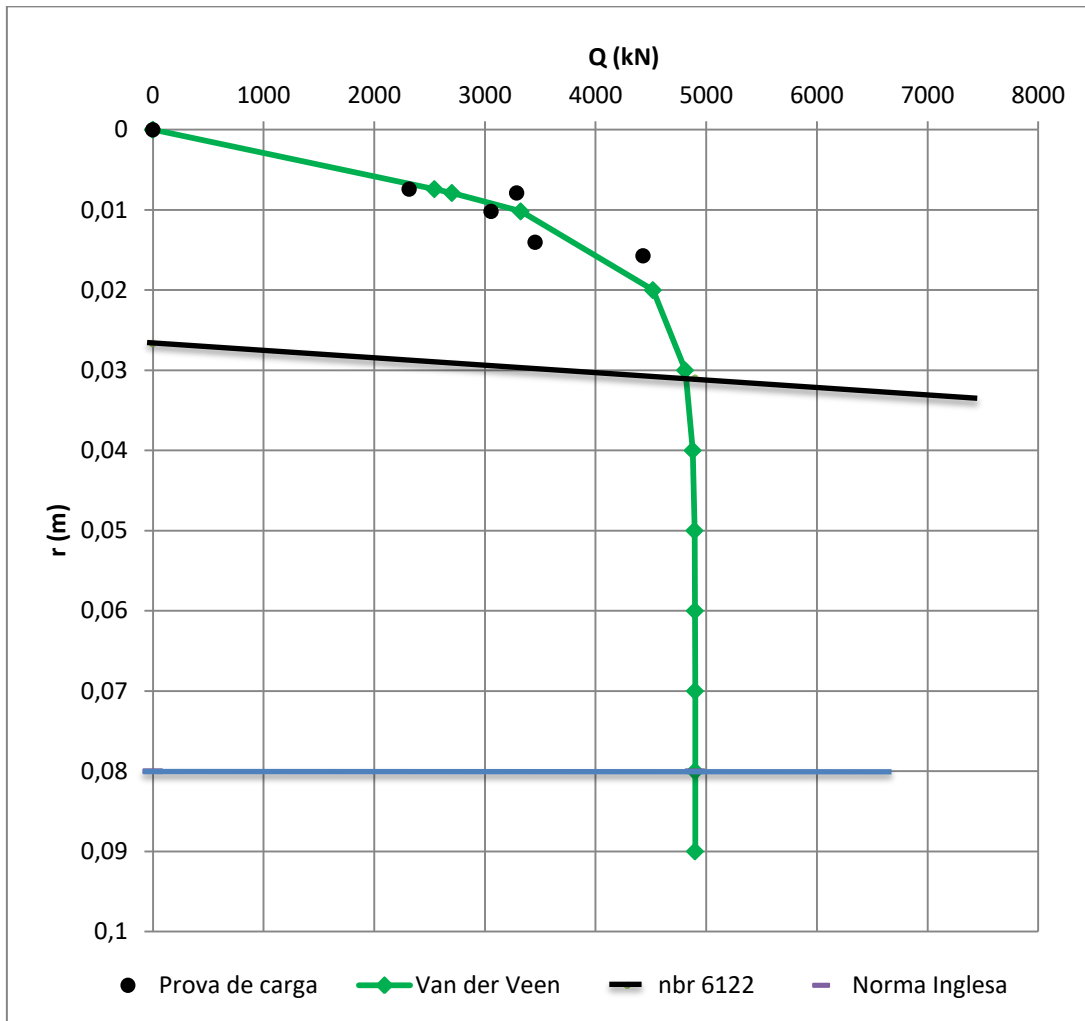
Fonte: Produção do próprio autor

Figura 23 - Carga última - estaca P109A



Fonte: Produção do próprio autor

Figura 24 - Carga última - estaca P114B



Fonte: Produção do próprio autor

Os resultados para as estacas P101, P111 e P113 estão mais próximos da Figura 11a, e por isso é muito difícil definir uma curva carga-recalque completa mesmo com a aplicação de Van Der Veen, logo que os pontos plotados ainda estão no trecho elástico e se aproximam de uma reta.

4.1.2.2 Análise CAPWAP

Este método possibilita, como já discutido, a obtenção da distribuição do atrito lateral ao longo do fuste.

As figuras 25 e 26 exemplificam para as estacas 106 e 114B os resultados obtidos através do CAPWAP. Primeiramente podemos ver a descrição da onda emitida e então os dados calculados pelo método numérico de Case, entre esses a "CAPWAP Capacity"

(Capacidade de carga obtida pelo método CAPWAP) e a resistência "at Toe" (na ponta), ou seja, resistência Q_p resultante após toda mobilização do atrito lateral ao longo do fuste. E por fim, a descrição das parcelas de atrito lateral Q_L a cada 2m de profundidade.

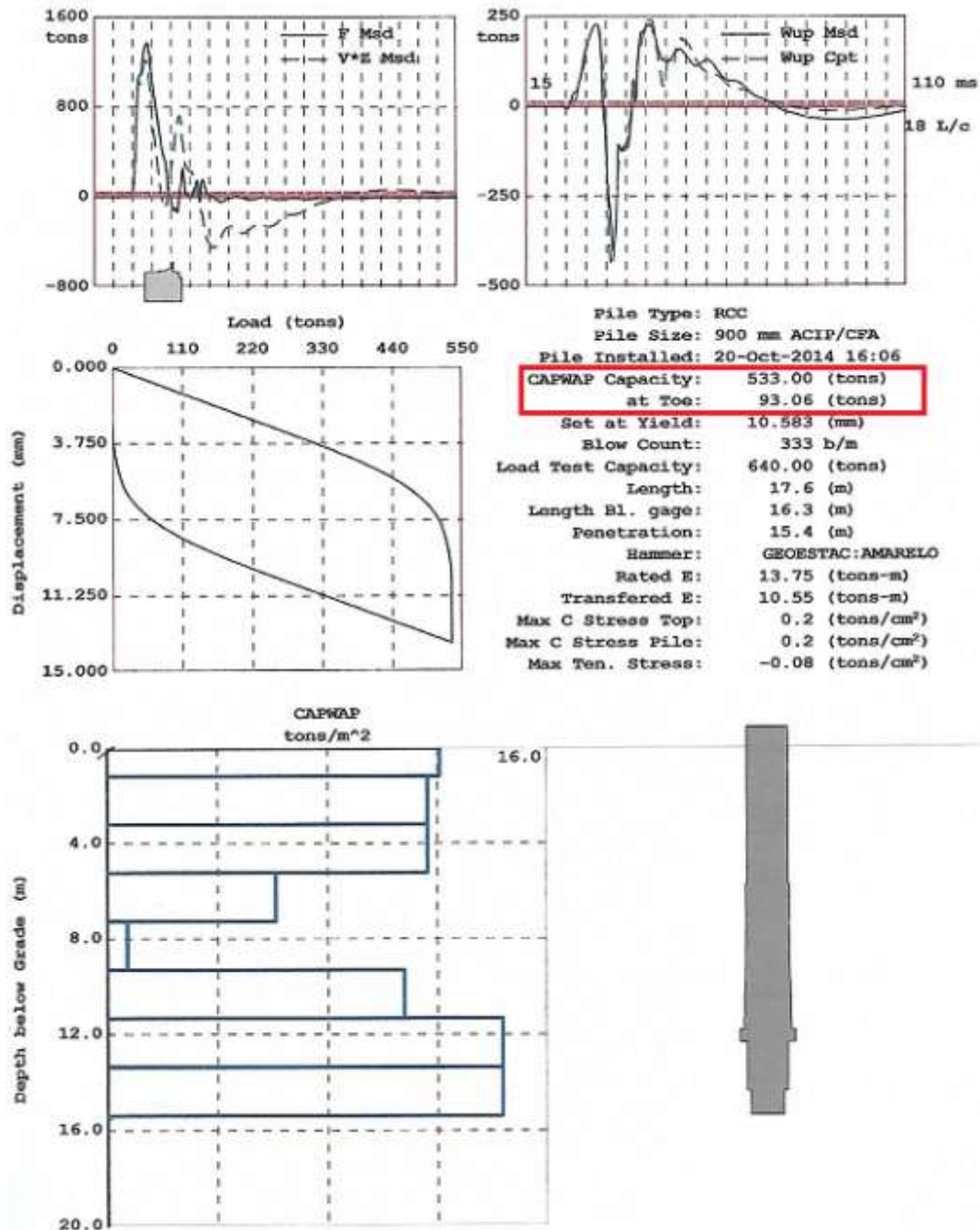
Todos os resultados fornecidos pelo CAPWAP deste ensaio podem ser observados na Tabela 10 abaixo e no ANEXO D.

Tabela 10 - Resultados do CAPWAP para todas estacas

ESTACA	Q_0 (kN)	Q_p (kN)	Q_L (kN)
101	5478,95	739,42	4739,53
106	5717,25	912,60	4804,65
109A	3933,13	477,97	3455,16
110A	5830,02	1076,47	4753,55
111A	4292,45	1999,96	2292,49
112A	3837,91	1118,93	2718,98
113A	5932,01	2837,54	3094,47
114B	4430,33	1038,32	3392,00
121A	4030,41	553,29	3477,13
122A	3011,02	561,62	2449,39

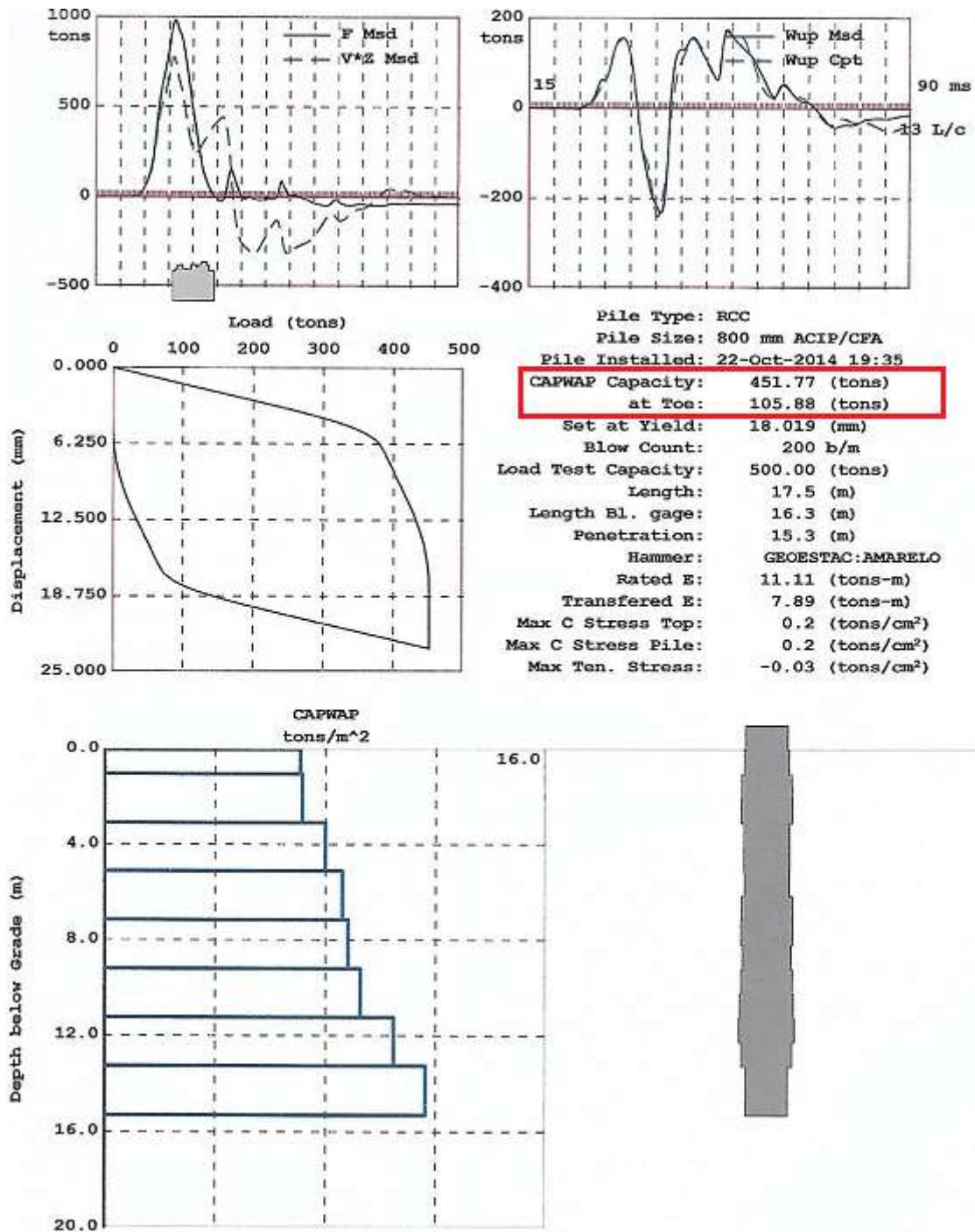
Fonte: Produção do próprio autor.

Figura 25 - Gráficos resultantes do método CAPWAP p/ estaca 106



Fonte: (PDI ENGENHARIA, 2014)

Figura 26 - Gráficos resultantes do método CAPWAP p/ estaca 114B



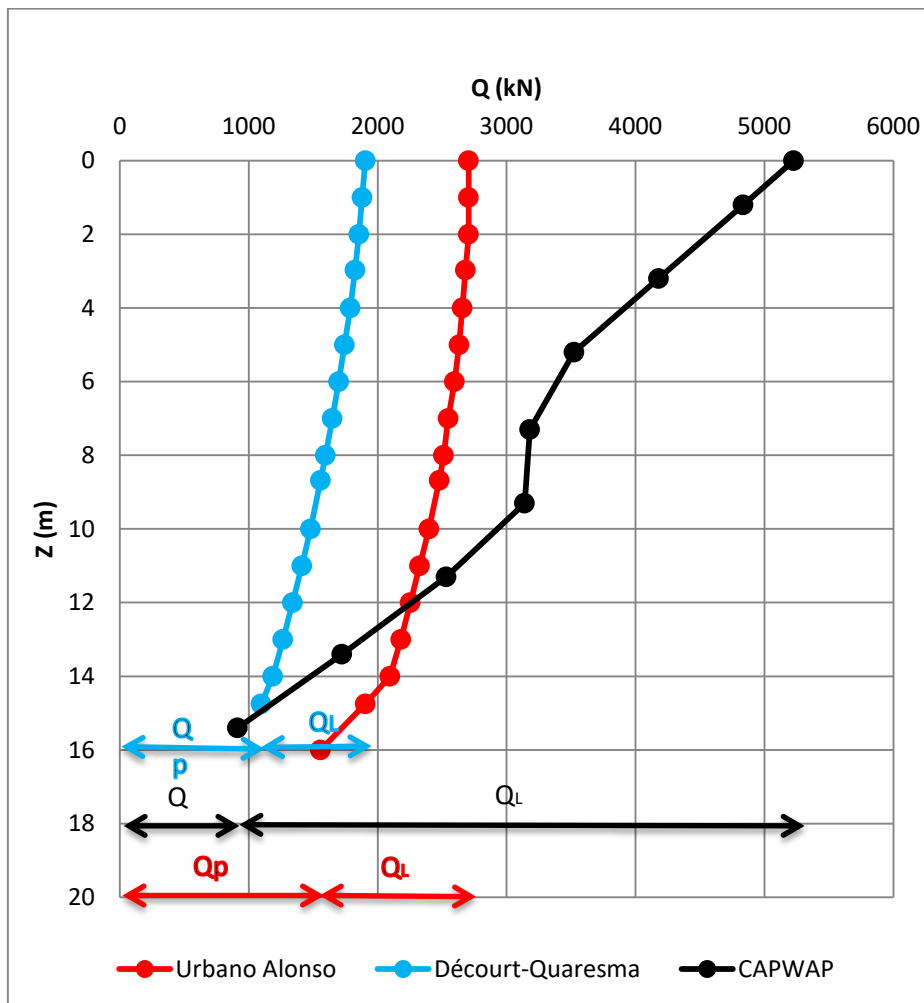
Fonte: (PDI ENGENHARIA, 2014)

4.1.3. Comparação entre os métodos de obtenção de Q_0

As Figuras 27 e 28 exemplificam mostram a mobilização do atrito lateral calculada a partir das previsões de capacidade de carga e a curva calculada a partir dos dados fornecidos pelo CAPWAP.

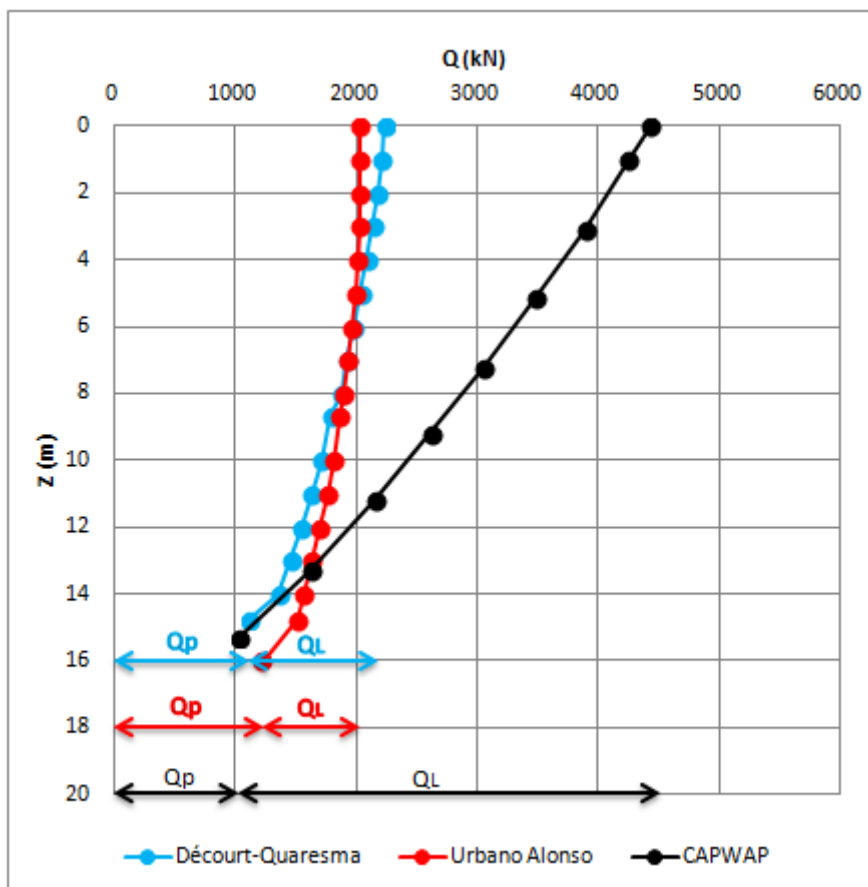
As estacas P101, P106, P109A, P110A e P114B mostram previsões conservadoras para ambos os métodos em relação a $Q_{última}$, com uma mobilização de Q_L muito inferior ao fornecido pela prova de carga, como pode ser observado na Tabela 11 abaixo:

Figura 27 - Mobilização do atrito lateral P106.



Fonte: Produção do próprio autor

Figura 28 - Mobilização do atrito lateral P114B



Fonte: Produção do próprio autor

Tabela 11 - Qp e QL em previsões e CAPWAP

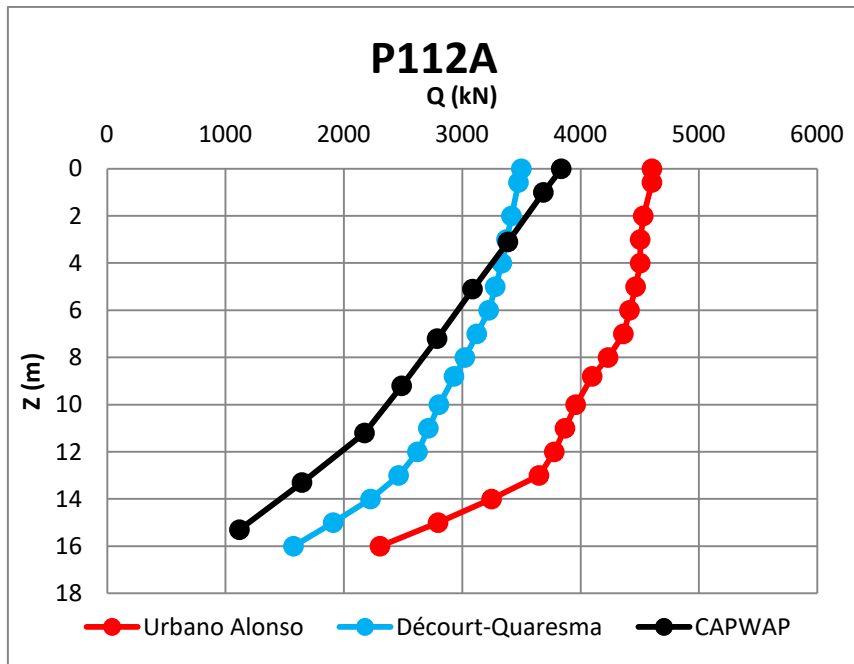
Estaca	Décourt - Quaresma (kN)		Urbano Alonso (kN)		CAPWAP* (kN)	
	Qp	QL	Qp	QL	Qp	QL
P101	1122,21	1365,87	1556,50	1148,39	5478,95	4739,53
P106	1122,21	1365,87	1556,50	1148,39	5717,25	4804,65
P109A	1122,21	1365,87	1556,50	1148,39	3933,13	3455,16
P110A	1122,21	1365,87	1556,50	1148,39	5830,02	4753,55
P111A	1575,82	2199,96	2306,47	2333,98	1999,96	2292,49
P112A	1575,82	2199,96	2306,47	2333,98	1118,93	2718,98
P113A	1994,40	2474,95	2919,13	2560,82	2837,54	3094,47
P114B	886,68	1214,11	1229,83	806,13	4430,33	3392,00
P121A	928,91	1826,92	1683,89	1513,00	553,29	3477,13
P122A	1575,82	2199,96	2306,47	2333,98	561,62	2449,39

Fonte: Produção do próprio autor

* Analisado a partir do último golpe de cada estaca

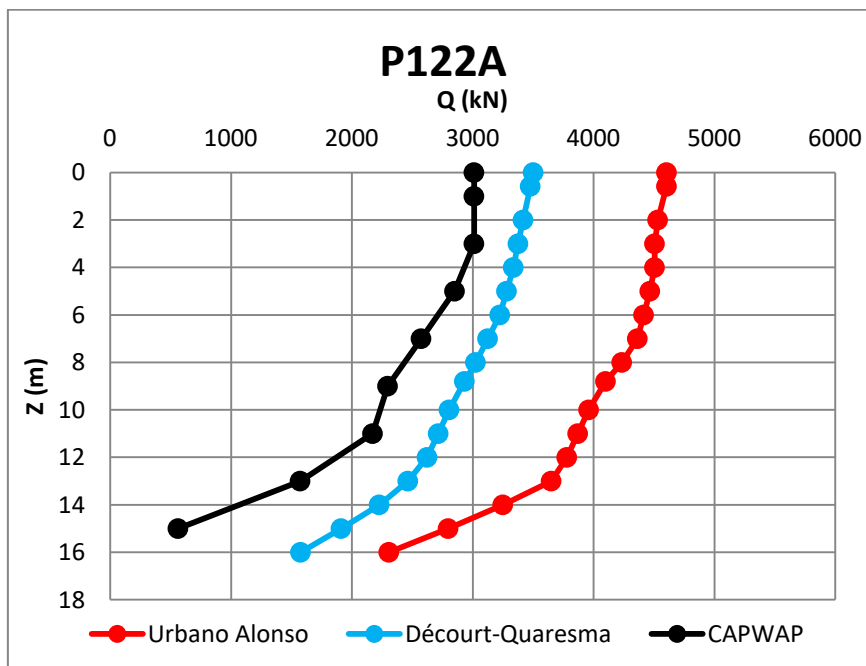
As outras 5 estacas mostram um comportamento lateral muito semelhante entre as previsões e a prova de carga e cargas Últimas mais próximas. As estacas 112A e 122A foram excessões, pois o método Urbano Alonso previu valores mais altos de resistência que os resultados da prova de carga (Figuras 29 e 30).

Figura 29 - Mobilização do atrito lateral P112A



Fonte: Produção do próprio autor

Figura 30 - Mobilização do atrito lateral P122A



Fonte: Produção do próprio auto

Todos os gráficos de comparações de Q_L podem ser observados no ANEXO E.

A Tabela 12 resume os valores obtidos para carga última para cada estaca. Como já dito não foi possível aplicar o método de extrapolação para a estaca P112A, pois houve o registro de apenas 2 quedas de martelo durante o ensaio.

Os métodos de análise das curvas extrapoladas encontraram valores muito próximos entre eles e, em geral, mais próximos do método CAPWAP, comportando-se, então, como valores obtidos de uma medição.

Tabela 12 - Resumo de Q_0 (kN)

Estaca	Previsão (kN)		Prova de Carga (kN)		
	Décort-Quaresma	Urbano Alonso	Norma Inglesa*	NBR 6122*	CAPWAP**
P101	2488.08	2704.90	6500	6500	5478.90
P106	2488.08	2704.90	7682.52	6800	5226.90
P109A	2488.08	2704.90	4849.33	5000	3933.10
P110A	2488.08	2704.90	6599.98	6550	5830.00
P111A	3775.78	4640.46	4700	4700	4292.40
P112A	3775.78	4640.46	-	-	3837.90
P113A	4469.35	5479.95	6000	6000	5932.00
P114B	2100.79	2035.96	4899.9	4800	4430.30
P121A	2755.83	3196.89	4600	4600	4030.4
P122A	3775.78	4640.46	3799.9	3700	3011.00

Fonte: Produção do próprio autor

* Interpretação segundo interpolação da curva carga-recalque.

** Analisado a partir do último golpe de cada estaca.

5 CONCLUSÃO

Amann (2010) lembra que a extrapolação coloca bastante em dúvida a avaliação dos métodos de obtenção da carga última, uma vez que não há plena certeza de como seria a curva real. Por isso, é muito importante a existência do método CAPWAP, pois quando comparado com as previsões, seu comportamento é similar ao que se espera de valores medidos e não meramente empíricos. Isto é, mesmo que descreva a mobilização da carga ao longo do fuste de forma muito semelhante às previsões, obtém valores de $Q_{\text{última}}$ em geral superiores.

No entanto, houveram exceções entre as curvas, como a estaca P122A, que, apesar de demonstrar uma semelhança muito grande na mobilização de Q_L , apresentou valores de $Q_{\text{última}}$ muito superiores nas previsões, o que pode ter ocorrido devido a quantidade de dados não substancial fornecida pelo PDA, ou mesmo devido a particularidades dos métodos de análise.

Em contra partida, o método de Décourt-Quaresma foi criado para estacas cravadas e necessita de coeficientes para utilização em outras estacas. Estes coeficientes são considerados por vários autores muito conservadores, o que se repetiu neste trabalho e dão assim, mais respaldo aos valores obtidos pelas provas de carga.

Segundo Silva (2014), o método da NBR 6122 (2010) deveria incluir, como já citado, "uma estimativa mais realística do encurtamento elástico e adotar um deslocamento de ponta maior". As estacas aqui estudadas possuem mais de 15m de profundidade, logo, esse fator pode influenciar a análise numérica.

O mesmo pode se considerar para a metodologia da Norma Inglesa, que utiliza o critério de Terzaghi, ou seja, o carregamento correspondente a 10% do diâmetro da estaca, e não leva em consideração o comprimento da estaca.

Deste modo, a interpretação das provas de carga ainda precisa de muito desenvolvimento, pois mesmo o CAPWAP tem dificuldade de analisar dados quando a curva carga-recalque produzida por dados de RMX e DMX não caracterizam ainda o trecho de início da mobilização de Q_L , o trecho plástico da curva.

Ao se comparar os resultados de Q_0 calculados para as previsões e os obtidos pelo CAPWAP observa-se para estacas P101, P106, P109A, P110A e P114B uma diferença muito expressiva. O CAPWAP exhibe estacas muito mais resistentes do que as previsões mostraram necessárias para aquele solo.

Assim, estudos futuros têm ainda a missão de aperfeiçoar a metodologia de provas de carga dinâmica, não só quanto a interpretação, mas também quanto a sua execução no intuito de minimizar o nível empírico dos valores finais.

REFERÊNCIAS

- AMANN, K. A. P. **Metodologia semiempírica unificada para a estimativa da capacidade de carga de estacas**. 2010. 430 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas e Geotecnia) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.
- ANTUNES, W R; TAROZZO, H. Estacas tipo hélice contínua. In: PINI, E. (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 1. São Paulo, SP, 1998. p.345-348.
- AOKI, N.; ALONSO, U. R. Previsão e comprovação da carga admissível de estacas. **Engenharia Revista do Instituto de Engenharia** (Engenho), p. 17-26, 1993.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13208: Ensaio de carregamento dinâmico. Rio de Janeiro, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações - procedimento. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.
- BOWLES, J. E. **Foundation Analysis and design**. 5 ed. Singapura: McGraw-Hill, 1997.
- CANADA Department of Public Works and Services. **Geotechnical Site Investigation Guidelines for Building Foundations in Permafrost**. Holubec, jan. 2010.
- CORREA, C.N. et al. Projetos: Sondagem. São Paulo: **Revista técnica**, ed. 83, 2004.
- DINIS, A. E.; AGNELO D. P. Uso de ferramentas computacionais para análise da interação solo-estrutura. In: PRÊMIO OAS/MACKENZIE INOVAÇÃO: Produtividade e empreendedorismo na engenharia civil. 2013, São Paulo: D'lemons Publish design. 2013. p. 121-138.
- FELLENIUS, B. H. The Analysis of results from routine pile load tests. **Ground Engineering**, p. 19-31, set. 1980.
- FERREIRA, T. R.; DELALIBERA, R.G.; SILVA, W. A. Rotina computacional para previsão da capacidade de carga em estacas. **REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, vol. 8, n.3, p. 38-50, jun. 2014.
- GEOFIX FUNDAÇÕES. **Hélice Contínua monitorada**. São Paulo, jun. 2012. 20 p.
- MACIEL, D. L. P. **Aplicação de parâmetros morfométricos de elementos de drenagem para a caracterização da soleira de Arujá e a análise de processos neotectônicos**. 2009. 193 f. Dissertação (Mestrado em Análise Geoambiental) – Universidade Guarulhos, Guarulhos, 2009.
- MAGALHÃES, P. H. L. **Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalque de estacas hélice contínua via provas de carga**. 2005. 243 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental) - Faculdade de Tecnologia, Universidade De Brasília, Distrito Federal, 2005.
- MANTUANO, R. P. **Comparação entre os métodos de dimensionamento e influência do processo executivo no comportamento de estacas hélice**. 2013. 87 f. Trabalho de Graduação (Graduação em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

MARANGON, M. **Geotecnia de fundações**. Notas de Aula. 47 p.

MARINHO, F. A. M. **Investigação Geotécnica Para Quê?** In: COBRAE, 2005. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos solos e Engenharia Geotécnica, 2005. p. 343-347.

MUCHETI, A. S. **Estacas hélice segmentada: Execução, verificação de integridade e estudo do comportamento**. 2008. 123 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

NETO, J. A. A. **Análise do desempenho de estacas hélice contínua e ômega - aspectos executivos**. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Solos) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

PDI ENGENHARIA. Disponível em: < <http://pdiadm.webfactional.com /static /site /photos/ simetria.JP G> >. Acesso em out. 2016.

PENNA, A. S. D. et al. **Estaca Hélice contínua a experiência atual**. São Paulo: ABMS/ABEF Instituto de Engenharia, ago. 1999.

QUARESMA et al. Investigações Geotécnicas. In: PINI, E. (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 1. São Paulo, SP, 1998. p.119-162.

RAUSCHE, F.; LIKINS, G. E. Correlation of CAPWAP with static load tests. In: PROCEEDINGS OF THE SEVENTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESSWAVE THEORY TO PILES. 2004. p. 153-165.

RAUSCHE, F.; LIKINS, G. E.; GOBLE, G. G. High strain dynamic pile testing, equipment, and practice. In: PROCEEDINGS OF THE SIXTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES. 2000, Rotterdam. 2000. p. 327-333.

ROBINSON, B.; LIKINS, G. E.; RAUSCHE, F. Analysis results of dynamic pile measurements taken in september. In: INTERNATIONAL PREDICTION EVENT ON THE BEHAVIOR OF BORED, CFA, AND DRIVEN PILES, 2003, Porto: University of Porto, 2003. p. 307-321.

SILVA, A. D. L. **Análise do controle de energia em estacas hélice contínua pela metodologia SCCAP**. 2014. Dissertação (Trabalho de Conclusão de Curso) - Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

VALVERDE, Marcelo. Ensaio de carregamento dinâmico, 2010. Disponível em:< http://pdiengenharia.com/technical_info/1/ >. Acesso em: set. 2016.

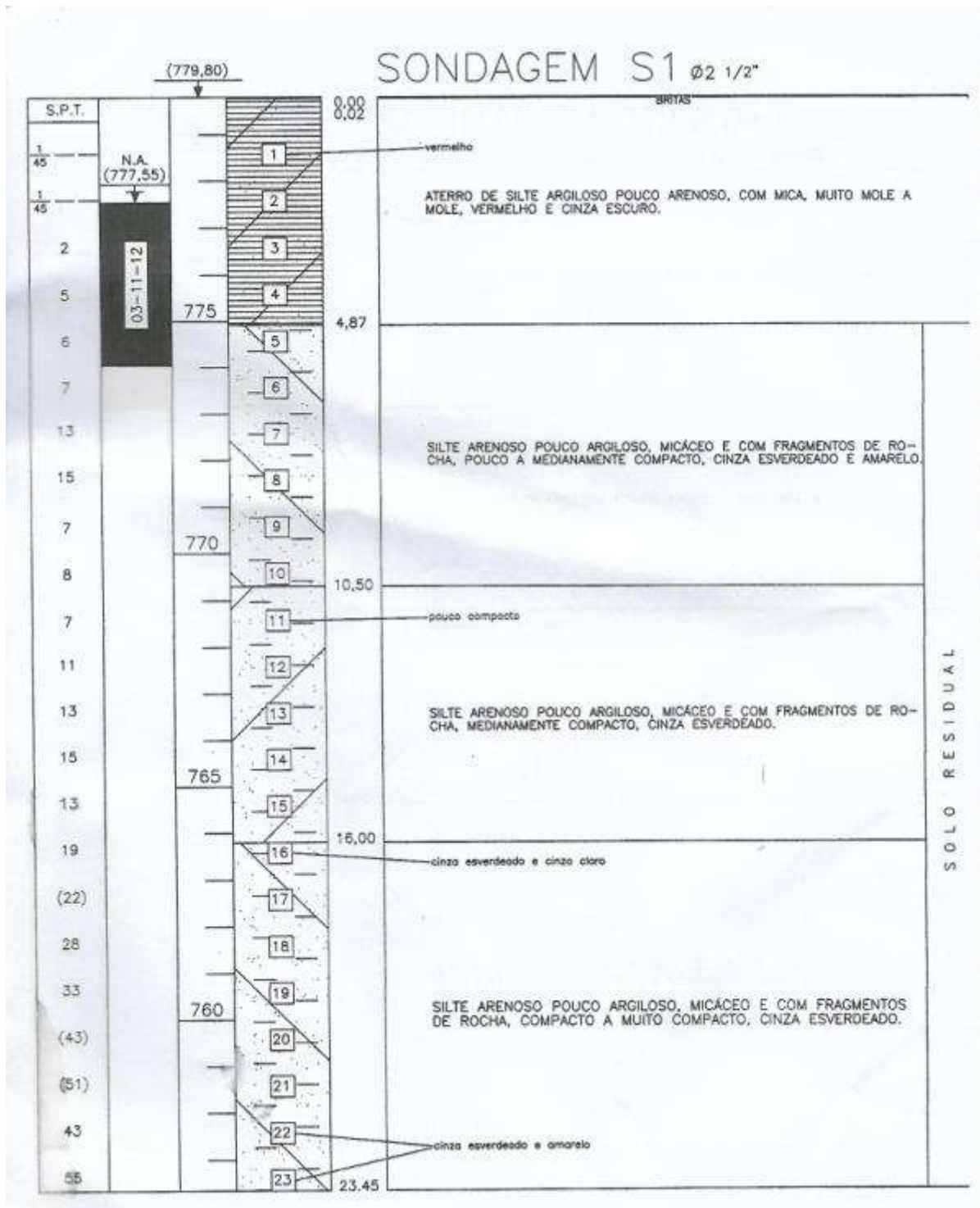
VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: Critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 583 p.

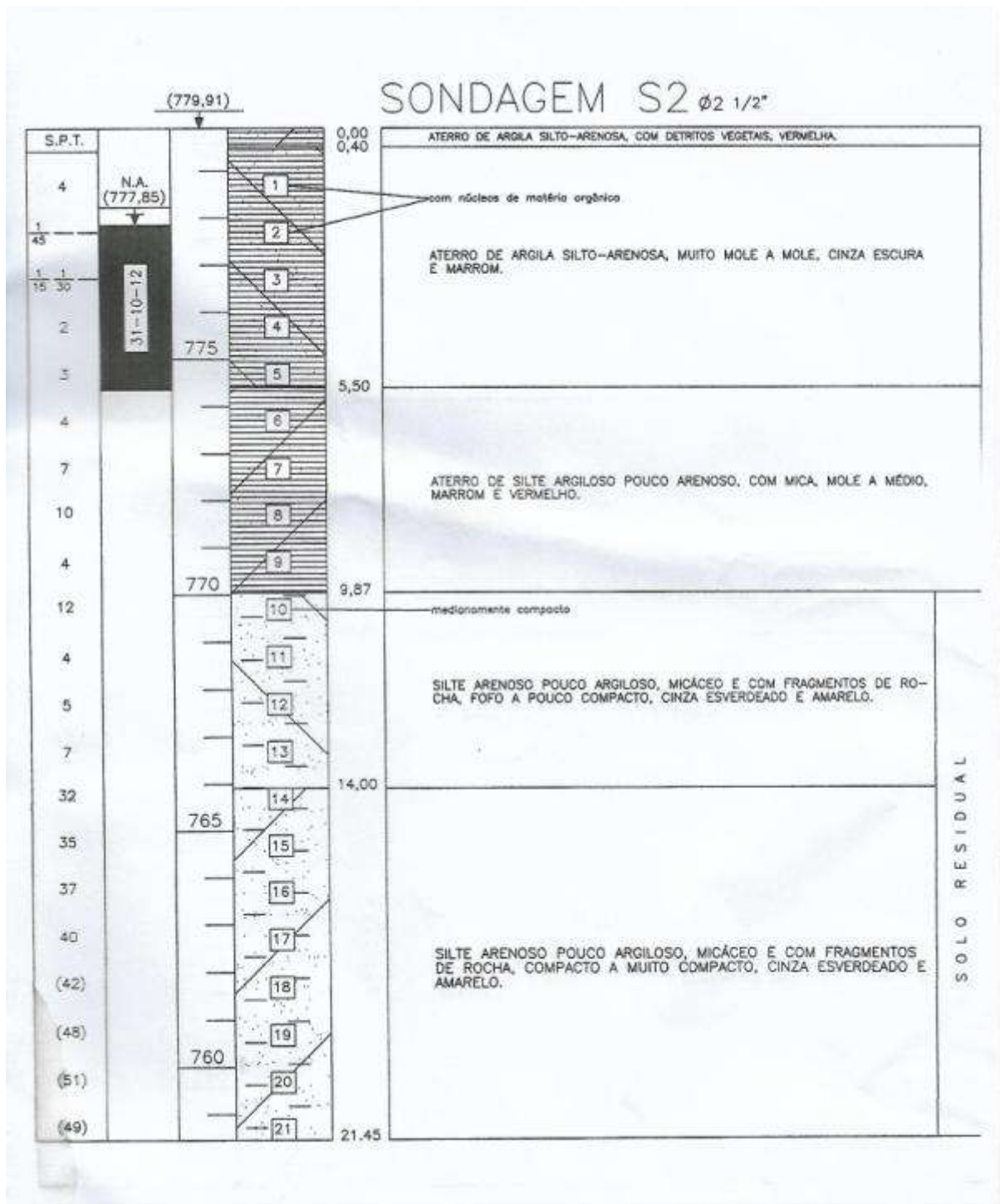
VELLOSO, D; LOPES, F. Concepção de obras e fundações. In: PINI, E. (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 1. São Paulo, SP, 1998. p.211-226.

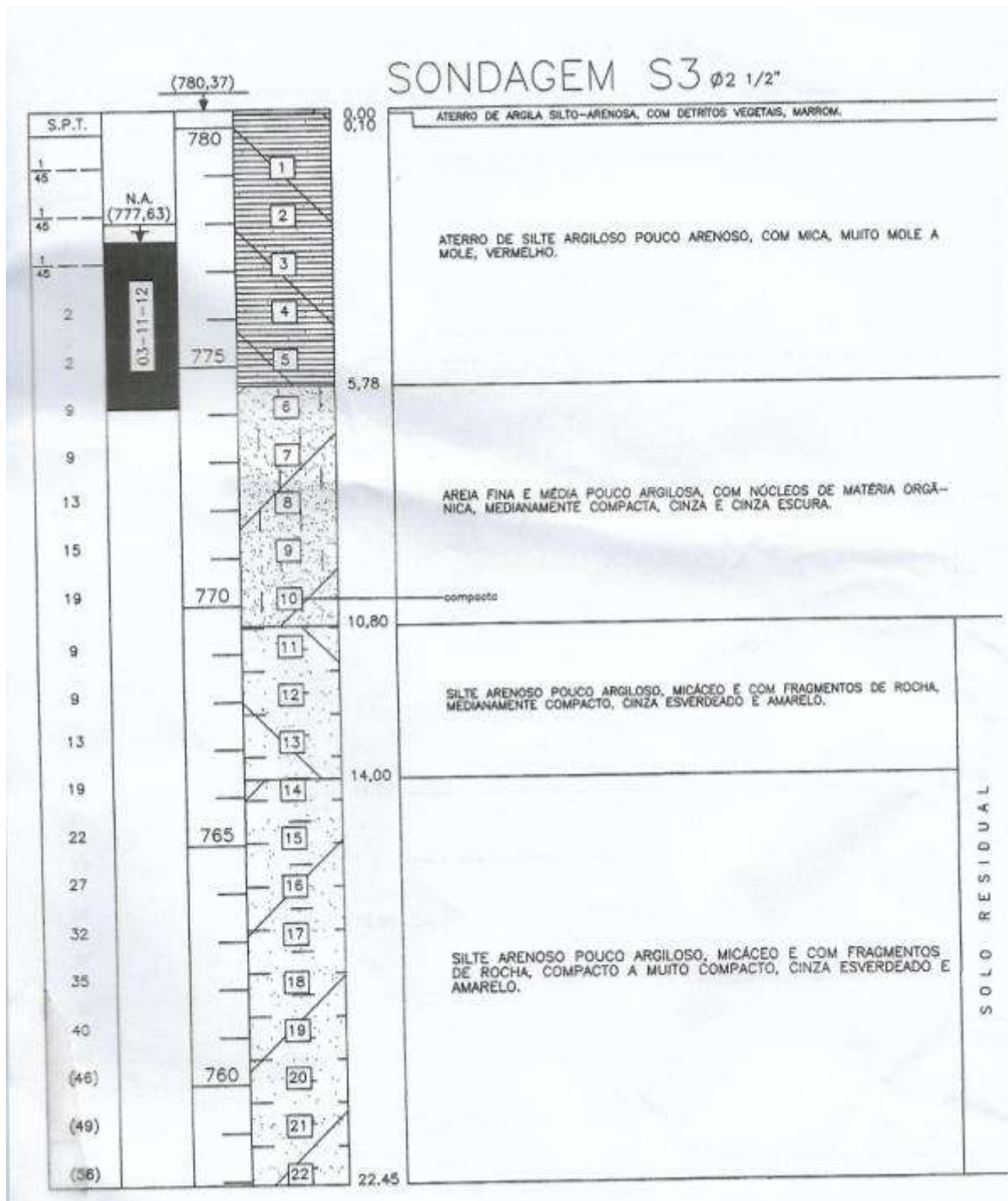
VESIC, A. S. **Principles of Pile Foundation Design**. Soil Mechanics Series No. 38, Durham: School of Engineering, Duke University, 1975.

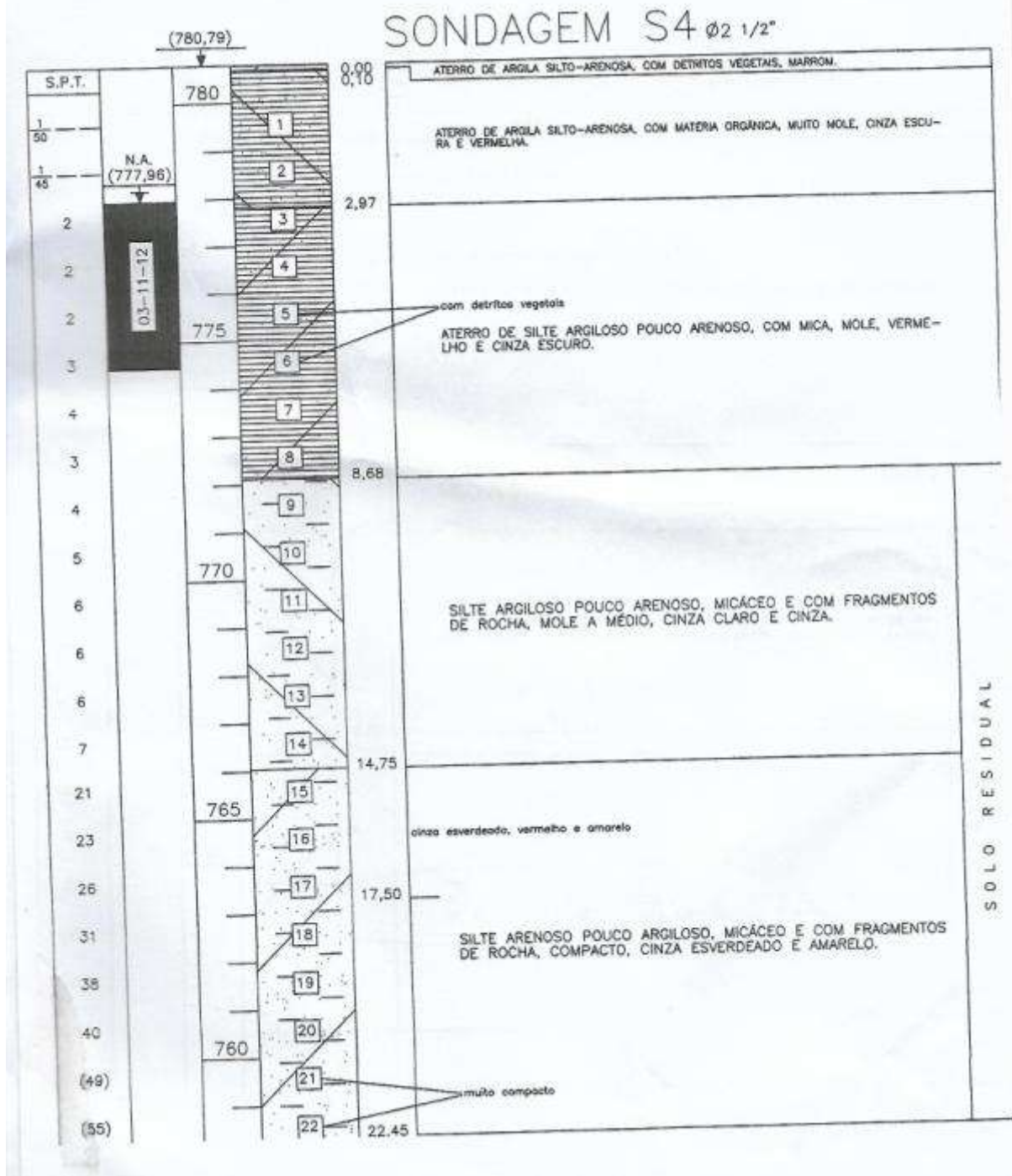
WOLLE, C. M; HACHICH, V. F. Requisito da qualidade das fundações. In: PINI, E. (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 1. São Paulo, SP, 1998. p.693-722.

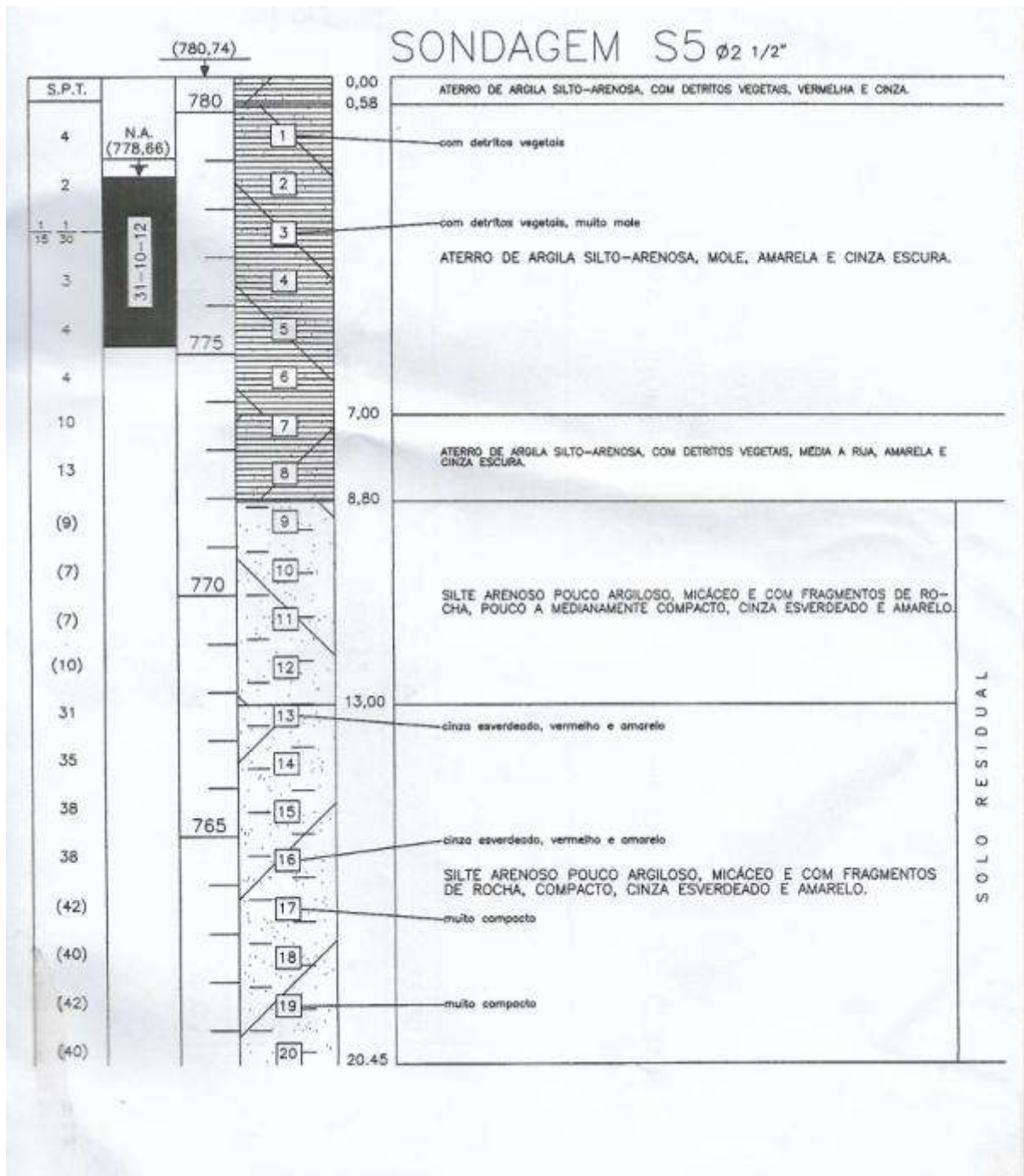
ANEXO A - ENSAIOS SPT











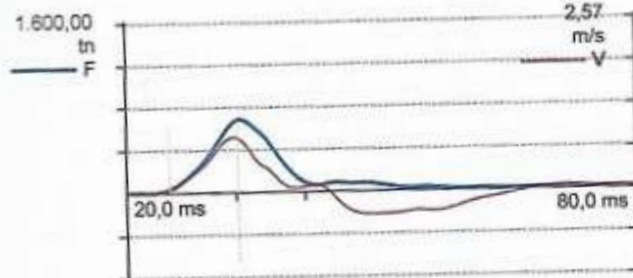
OBS.:

- S.P.T.—STANDARD PENETRATION TEST
- () AMOSTRA NÃO RECUPERADA.
- PLANO DE LOCAÇÃO E NÚMERO DE SONDAGENS DETERMINADOS PELO CLIENTE.

SOND. (nº)	REVEST. (m)	AVANÇO	A (m)	TRADO	AVANÇO	POR (m)	LAVAGEM
1	4,50	0,00	α	3,00	3,45	α	23,00
2	5,50	0,00	α	3,00	3,45	α	21,00
3	6,50	0,00	α	3,00	3,45	α	22,00
4	6,50	0,00	α	3,00	3,45	α	22,00
5	5,50	0,00	α	3,00	3,45	α	20,00

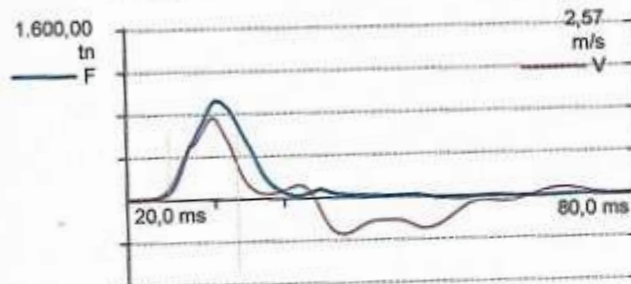
ANEXO B - Reprocessamento de Sinais

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P101
 Description: D 90 cm - Rec 42 dias
 Operator: Engº Junior



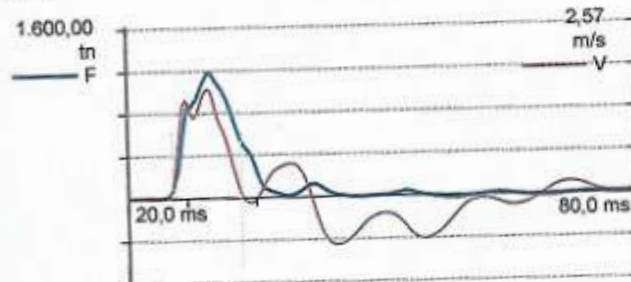
BN 1
 08/10/2014 12:43:14
 LP 15,30 m LE 16,15 m
 RMX 271,23 tn AR 6.361,73 cm²
 DMX 6,33 mm EM 392 t/cm²
 EMX 2,99 tn-m SP 2,40 t/m³
 CSX 10,4 MPa WS 4.000,0 m/s
 CSI 21,8 MPa WC 3.987,7 m/s
 TSX 0,9 MPa JC 0,65 []
 USR 0,52 m 2L/c 8,10 ms
 ETH 52,28 (%) EA/c 622,8 tn-s/m
 FMX 674,43 tn FR 10,000 kHz
 CSB 8,2 MPa
 SET 1,80 mm

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P101
 Description: D 90 cm - Rec 42 dias
 Operator: Engº Junior



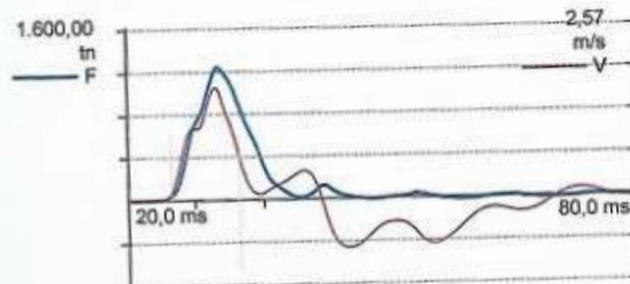
BN 2
 08/10/2014 12:49:54
 LP 15,30 m LE 16,15 m
 RMX 318,66 tn AR 6.361,73 cm²
 DMX 8,01 mm EM 392 t/cm²
 EMX 4,91 tn-m SP 2,40 t/m³
 CSX 14,0 MPa WS 4.000,0 m/s
 CSI 20,1 MPa WC 3.987,7 m/s
 TSX 1,9 MPa JC 0,65 []
 USR 0,72 m 2L/c 8,10 ms
 ETH 62,01 (%) EA/c 622,8 tn-s/m
 FMX 910,12 tn FR 10,000 kHz
 CSB 9,8 MPa
 SET 1,80 mm

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P101
 Description: D 90 cm - Rec 42 dias
 Operator: Engº Junior



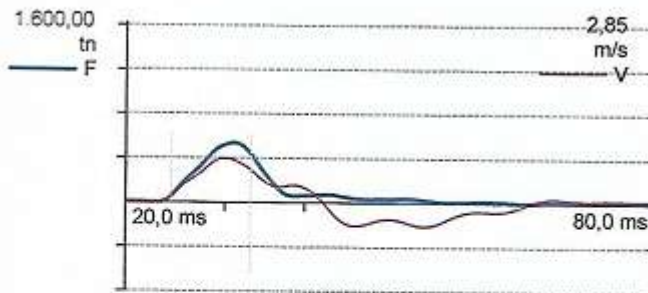
BN 3
 08/10/2014 12:56:08
 LP 15,30 m LE 16,15 m
 RMX 558,66 tn AR 6.361,73 cm²
 DMX 10,59 mm EM 392 t/cm²
 EMX 7,70 tn-m SP 2,40 t/m³
 CSX 17,9 MPa WS 4.000,0 m/s
 CSI 22,2 MPa WC 3.987,7 m/s
 TSX 2,7 MPa JC 0,65 []
 USR 0,92 m 2L/c 8,10 ms
 ETH 76,06 (%) EA/c 622,8 tn-s/m
 FMX 1.163,50 tn FR 10,000 kHz
 CSB 10,9 MPa
 SET 3,00 mm

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P101
 Description: D 90 cm - Rec 42 dias
 Operator: Engº Junior - Comment: Sinal ruim



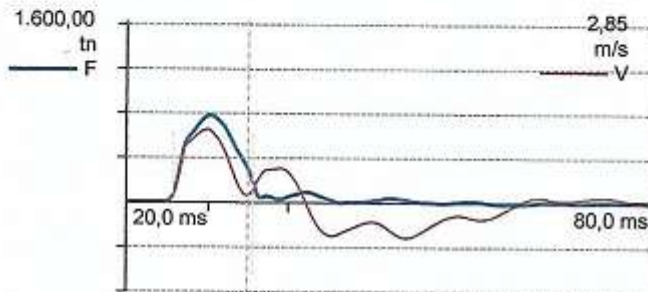
BN 4
 08/10/2014 13:18:18
 LP 15,30 m LE 16,15 m
 RMX 460,14 tn AR 6.361,73 cm²
 DMX 10,91 mm EM 392 t/cm²
 EMX 8,17 tn-m SP 2,40 t/m³
 CSX 18,8 MPa WS 4.000,0 m/s
 CSI 23,4 MPa WC 3.987,7 m/s
 TSX 2,4 MPa JC 0,65 []
 USR 1,12 m 2L/c 8,10 ms
 ETH 66,34 (%) EA/c 622,8 tn-s/m
 FMX 1.222,70 tn FR 10,000 kHz
 CSB 10,4 MPa
 SET 0,00 mm

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P106
 Description: D 90 cm - Rec 42 dias
 Operator: Engº Junior



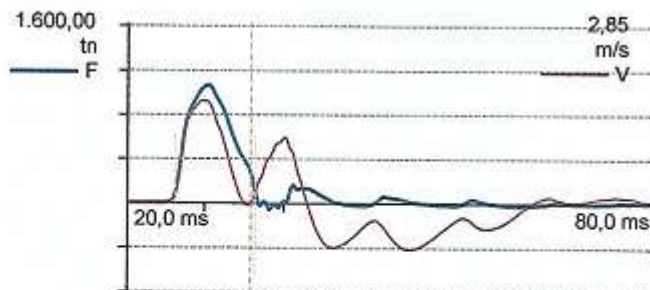
BN 1
 07/10/2014 16:09:30
 LP 15,40 m LE 16,25 m
 RMX 296,14 tn AR 6.361,73 cm²
 DMX 6,69 mm EM 317 t/cm²
 EMX 2,28 tn-m SP 2,40 t/m³
 CSX 8,2 MPa WS 3.600,0 m/s
 CSI 8,3 MPa WC 3.611,1 m/s
 TSX 1,0 MPa JC 0,50 []
 USR 0,45 m 2L/c 9,00 ms
 ETH 46,10 (%) EA/c 560,5 tn-s/m
 FMX 529,15 tn FR 10,000 kHz
 CSB 5,8 MPa
 SET 2,00 mm

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P106
 Description: D 90 cm - Rec 42 dias
 Operator: Engº Junior



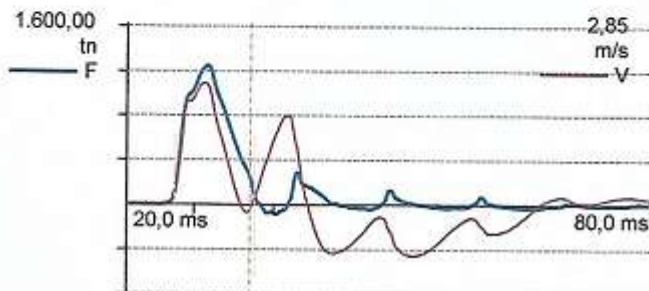
BN 2
 07/10/2014 16:16:32
 LP 15,40 m LE 16,25 m
 RMX 359,77 tn AR 6.361,73 cm²
 DMX 8,81 mm EM 317 t/cm²
 EMX 4,14 tn-m SP 2,40 t/m³
 CSX 11,9 MPa WS 3.600,0 m/s
 CSI 13,3 MPa WC 3.611,1 m/s
 TSX 1,4 MPa JC 0,50 []
 USR 0,65 m 2L/c 9,00 ms
 ETH 57,86 (%) EA/c 560,5 tn-s/m
 FMX 769,74 tn FR 10,000 kHz
 CSB 7,1 MPa
 SET 2,00 mm

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P106
 Description: D 90 cm - Rec 42 dias
 Operator: Engº Junior



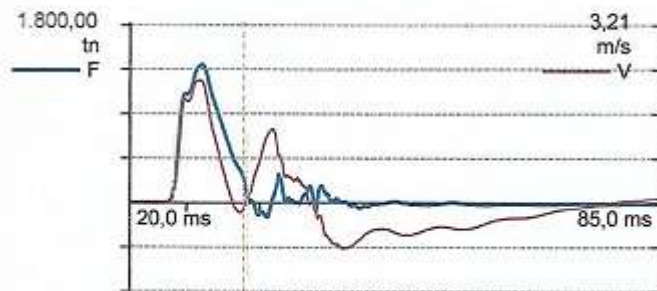
BN 3
 07/10/2014 16:21:57
 LP 15,40 m LE 16,25 m
 RMX 411,22 tn AR 6.361,73 cm²
 DMX 11,83 mm EM 317 t/cm²
 EMX 6,99 tn-m SP 2,40 t/m³
 CSX 16,2 MPa WS 3.600,0 m/s
 CSI 16,6 MPa WC 3.611,1 m/s
 TSX 3,0 MPa JC 0,50 []
 USR 0,85 m 2L/c 9,00 ms
 ETH 74,76 (%) EA/c 560,5 tn-s/m
 FMX 1.051,18 tn FR 10,000 kHz
 CSB 8,9 MPa
 SET 2,00 mm

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P106
 Description: D 90 cm - Rec 42 dias
 Operator: Engº Junior



BN 4
 07/10/2014 16:27:52
 LP 15,40 m LE 16,25 m
 RMX 429,58 tn AR 6.361,73 cm²
 DMX 13,76 mm EM 317 t/cm²
 EMX 8,77 tn-m SP 2,40 t/m³
 CSX 18,9 MPa WS 3.600,0 m/s
 CSI 19,6 MPa WC 3.611,1 m/s
 TSX 5,2 MPa JC 0,50 []
 USR 1,05 m 2L/c 9,00 ms
 ETH 75,92 (%) EA/c 560,5 tn-s/m
 FMX 1.226,14 tn FR 10,000 kHz
 CSB 8,3 MPa
 SET 3,00 mm

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P106
 Description: D 90 cm - Rec 42 dias
 Operator: Engº Junior

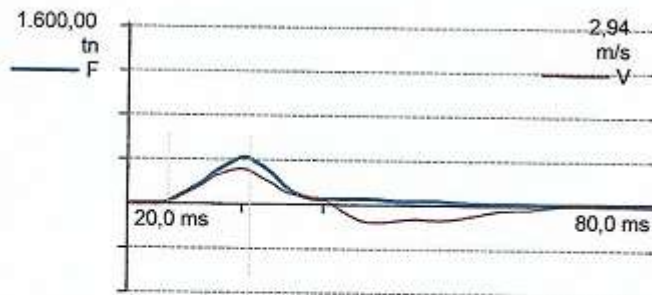


BN 5

07/10/2014 16:44:49

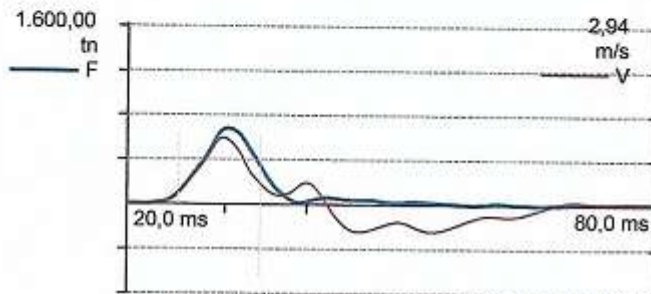
LP	15,40 m	LE	16,25 m
RMX	533,04 tn	AR	6.361,73 cm ²
DMX	14,27 mm	EM	317 t/cm ²
EMX	10,67 tn-m	SP	2,40 t/m ³
CSX	21,2 MPa	WS	3.600,0 m/s
CSI	21,7 MPa	WC	3.611,1 m/s
TSX	5,5 MPa	JC	0,50 []
USR	1,25 m	2L/c	9,00 ms
ETH	77,62 (%)	EA/c	560,5 tn-s/m
FMX	1.373,99 tn	FR	10,000 kHz
CSB	14,0 MPa		
SET	3,00 mm		

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P109A
 Description: D 90 cm - Rec 40 dias
 Operator: Engº Junior



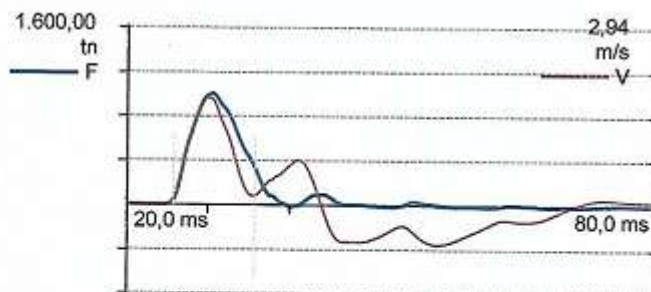
BN 1
 08/10/2014 10:19:14
 LP 15,30 m LE 16,15 m
 RMX 258,80 tn AR 6.361,73 cm²
 DMX 5,51 mm EM 300 t/cm²
 EMX 1,54 tn-m SP 2,40 t/m³
 CSX 6,4 MPa WS 3.500,0 m/s
 CSI 10,9 MPa WC 3.510,9 m/s
 TSX 0,4 MPa JC 0,37 []
 USR 0,40 m 2L/c 9,20 ms
 ETH 34,95 (%) EA/c 544,9 tn-s/m
 FMX 414,18 tn FR 10,000 kHz
 CSB 4,9 MPa
 SET 0,60 mm

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P109A
 Description: D 90 cm - Rec 40 dias
 Operator: Engº Junior



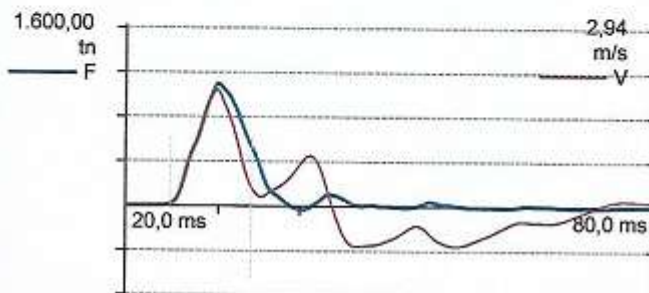
BN 2
 08/10/2014 10:24:33
 LP 15,30 m LE 16,15 m
 RMX 323,65 tn AR 6.361,73 cm²
 DMX 8,20 mm EM 300 t/cm²
 EMX 3,43 tn-m SP 2,40 t/m³
 CSX 10,3 MPa WS 3.500,0 m/s
 CSI 12,9 MPa WC 3.510,9 m/s
 TSX 1,0 MPa JC 0,37 []
 USR 0,80 m 2L/c 9,20 ms
 ETH 38,94 (%) EA/c 544,9 tn-s/m
 FMX 667,84 tn FR 10,000 kHz
 CSB 6,6 MPa
 SET 1,00 mm

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P109A
 Description: D 90 cm - Rec 40 dias
 Operator: Engº Junior



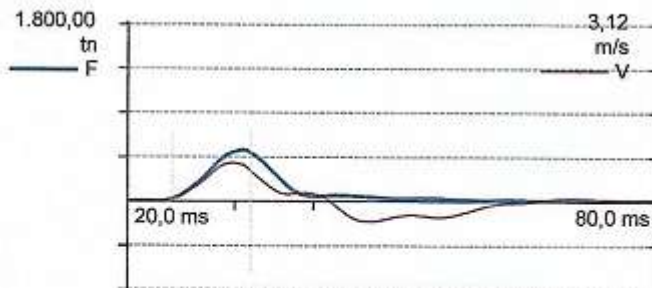
BN 3
 08/10/2014 10:28:30
 LP 15,30 m LE 16,15 m
 RMX 360,68 tn AR 6.361,73 cm²
 DMX 12,56 mm EM 300 t/cm²
 EMX 7,29 tn-m SP 2,40 t/m³
 CSX 15,2 MPa WS 3.500,0 m/s
 CSI 17,6 MPa WC 3.510,9 m/s
 TSX 1,7 MPa JC 0,37 []
 USR 1,20 m 2L/c 9,20 ms
 ETH 55,24 (%) EA/c 544,9 tn-s/m
 FMX 986,72 tn FR 10,000 kHz
 CSB 8,7 MPa
 SET 1,50 mm

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P109A
 Description: D 90 cm - Rec 40 dias
 Operator: Engº Junior



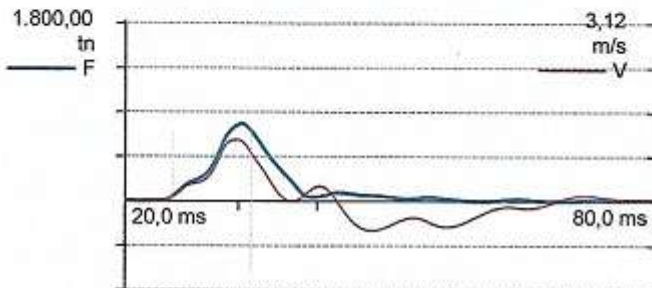
BN 4
 08/10/2014 10:40:04
 LP 16,00 m LE 16,15 m
 RMX 401,07 tn AR 6.361,73 cm²
 DMX 13,44 mm EM 300 t/cm²
 EMX 8,05 tn-m SP 2,40 t/m³
 CSX 16,6 MPa WS 3.500,0 m/s
 CSI 23,3 MPa WC 3.510,9 m/s
 TSX 1,6 MPa JC 0,37 []
 USR 1,40 m 2L/c 9,20 ms
 ETH 52,29 (%) EA/c 544,9 tn-s/m
 FMX 1.079,07 tn FR 10,000 kHz
 CSB 7,1 MPa
 SET 2,50 mm

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P110A
 Description: D 90 cm - Rec 40 dias
 Operator: Engº Junior



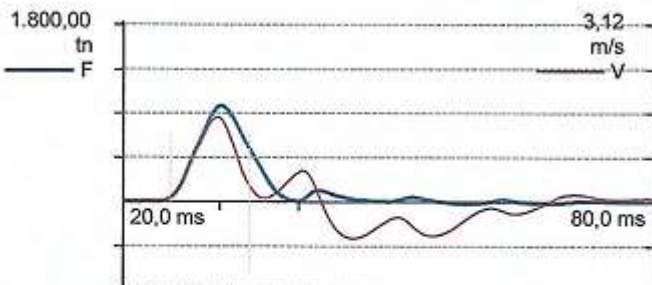
BN 1
 08/10/2014 14:54:31
 LP 15,30 m LE 16,15 m
 RMX 291,96 tn AR 6.361,73 cm²
 DMX 5,53 mm EM 335 t/cm²
 EMX 1,94 tn-m SP 2,40 t/m³
 CSX 7,9 MPa WS 3.700,0 m/s
 CSI 12,7 MPa WC 3.629,2 m/s
 TSX 0,8 MPa JC 0,38 []
 USR 0,40 m 2L/c 8,90 ms
 ETH 44,05 (%) EA/c 576,1 tn-s/m
 FMX 512,58 tn FR 10,000 kHz
 CSB 5,4 MPa
 SET 1,00 mm

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P110A
 Description: D 90 cm - Rec 40 dias
 Operator: Engº Junior



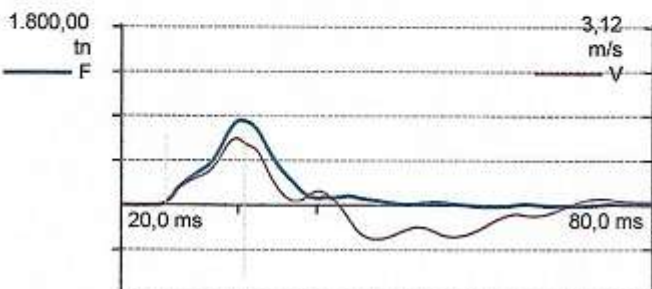
BN 2
 08/10/2014 15:00:13
 LP 15,30 m LE 16,15 m
 RMX 366,77 tn AR 6.361,73 cm²
 DMX 7,60 mm EM 335 t/cm²
 EMX 3,82 tn-m SP 2,40 t/m³
 CSX 11,8 MPa WS 3.700,0 m/s
 CSI 20,2 MPa WC 3.629,2 m/s
 TSX 1,3 MPa JC 0,38 []
 USR 0,70 m 2L/c 8,90 ms
 ETH 49,57 (%) EA/c 576,1 tn-s/m
 FMX 768,63 tn FR 10,000 kHz
 CSB 8,1 MPa
 SET 1,50 mm

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P110A
 Description: D 90 cm - Rec 40 dias
 Operator: Engº Junior



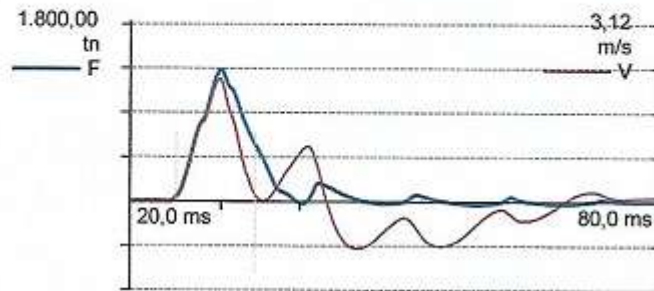
BN 3
 08/10/2014 15:06:13
 LP 15,30 m LE 16,15 m
 RMX 381,62 tn AR 6.361,73 cm²
 DMX 9,74 mm EM 335 t/cm²
 EMX 5,79 tn-m SP 2,40 t/m³
 CSX 14,8 MPa WS 3.700,0 m/s
 CSI 18,6 MPa WC 3.629,2 m/s
 TSX 2,0 MPa JC 0,38 []
 USR 0,90 m 2L/c 8,90 ms
 ETH 58,44 (%) EA/c 576,1 tn-s/m
 FMX 961,17 tn FR 10,000 kHz
 CSB 5,9 MPa
 SET 2,00 mm

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P110A
 Description: D 90 cm - Rec 40 dias
 Operator: Engº Junior



BN 4
 08/10/2014 15:10:44
 LP 15,30 m LE 16,15 m
 RMX 427,27 tn AR 6.361,73 cm²
 DMX 9,46 mm EM 335 t/cm²
 EMX 5,27 tn-m SP 2,40 t/m³
 CSX 12,9 MPa WS 3.700,0 m/s
 CSI 14,6 MPa WC 3.629,2 m/s
 TSX 1,6 MPa JC 0,38 []
 USR 1,10 m 2L/c 8,90 ms
 ETH 43,53 (%) EA/c 576,1 tn-s/m
 FMX 839,81 tn FR 10,000 kHz
 CSB 9,4 MPa
 SET 2,00 mm

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P110A
 Description: D 90 cm - Rec 40 dias
 Operator: Engº Junior

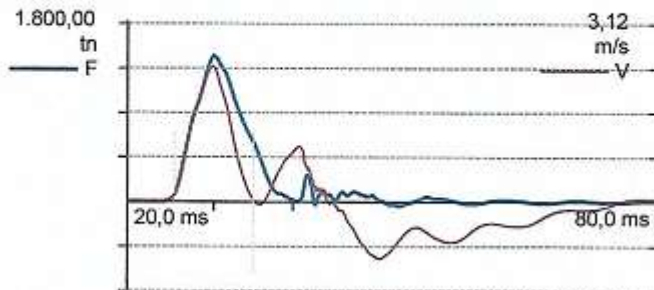


BN 5

08/10/2014 15:18:38

LP	15,30 m	LE	16,15 m
RMX	462,57 tn	AR	6.361,73 cm ²
DMX	13,55 mm	EM	335 t/cm ²
EMX	9,89 tn-m	SP	2,40 t/m ³
CSX	20,2 MPa	WS	3.700,0 m/s
CSI	21,6 MPa	WC	3.629,2 m/s
TSX	2,8 MPa	JC	0,38 []
USR	1,30 m	2L/c	8,90 ms
ETH	69,16 (%)	EA/c	576,1 tn-s/m
FMX	1.309,77 tn	FR	10,000 kHz
CSB	8,2 MPa		
SET	3,00 mm		

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P110A
 Description: D 90 cm - Rec 40 dias
 Operator: Engº Junior

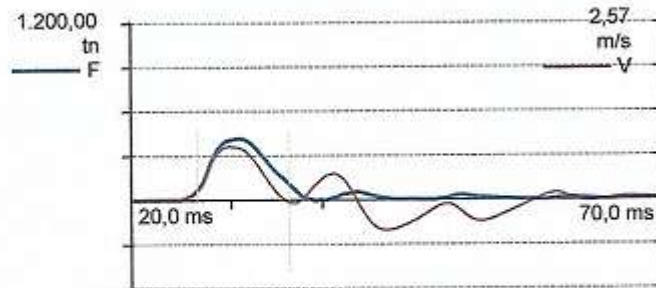


BN 6

08/10/2014 15:24:11

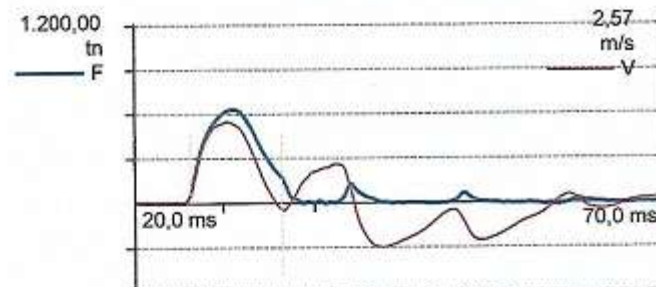
LP	15,30 m	LE	16,15 m
RMX	594,50 tn	AR	6.361,73 cm ²
DMX	14,69 mm	EM	335 t/cm ²
EMX	12,71 tn-m	SP	2,40 t/m ³
CSX	22,3 MPa	WS	3.700,0 m/s
CSI	28,8 MPa	WC	3.629,2 m/s
TSX	2,2 MPa	JC	0,38 []
USR	1,60 m	2L/c	8,90 ms
ETH	72,21 (%)	EA/c	576,1 tn-s/m
FMX	1.449,34 tn	FR	10,000 kHz
CSB	10,9 MPa		
SET	3,00 mm		

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P111A
 Description: 80 cm - Rec 44 dias
 Operator: Engº Junior



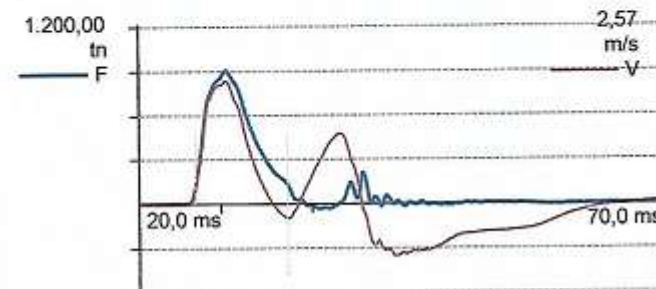
BN 1
 09/10/2014 15:10:32
 LP 15,30 m LE 16,30 m
 RMX 189,56 tn AR 5.026,55 cm²
 DMX 5,22 mm EM 353 t/cm²
 EMX 1,37 tn-m SP 2,40 t/m³
 CSX 8,0 MPa WS 3.800,0 m/s
 CSI 11,9 MPa WC 3.790,7 m/s
 TSX 1,6 MPa JC 0,32 []
 USR 0,40 m 2L/c 8,60 ms
 ETH 48,82 (%) EA/c 467,5 tn-s/m
 FMX 409,76 tn FR 10,000 kHz
 CSB 4,4 MPa
 SET 2,00 mm

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P111A
 Description: 80 cm - Rec 44 dias
 Operator: Engº Junior



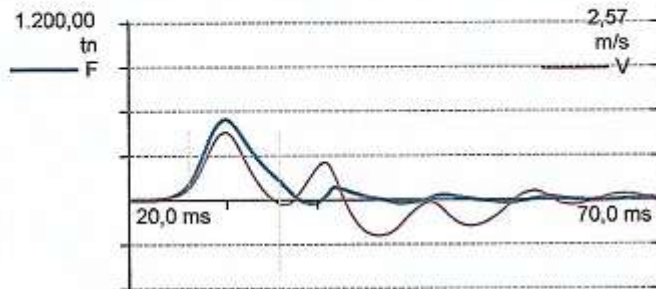
BN 2
 09/10/2014 15:13:39
 LP 15,30 m LE 16,30 m
 RMX 261,71 tn AR 5.026,55 cm²
 DMX 8,28 mm EM 353 t/cm²
 EMX 3,15 tn-m SP 2,40 t/m³
 CSX 12,1 MPa WS 3.800,0 m/s
 CSI 12,7 MPa WC 3.790,7 m/s
 TSX 2,9 MPa JC 0,32 []
 USR 0,80 m 2L/c 8,60 ms
 ETH 56,20 (%) EA/c 467,5 tn-s/m
 FMX 617,79 tn FR 10,000 kHz
 CSB 6,4 MPa
 SET 2,00 mm

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P111A
 Description: 80 cm - Rec 44 dias
 Operator: Engº Junior



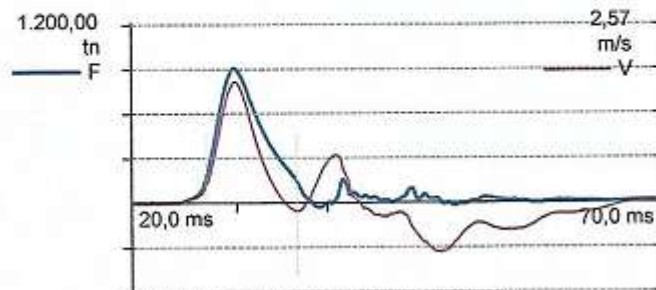
BN 3
 09/10/2014 15:16:06
 LP 15,30 m LE 16,30 m
 RMX 437,71 tn AR 5.026,55 cm²
 DMX 10,70 mm EM 353 t/cm²
 EMX 5,33 tn-m SP 2,40 t/m³
 CSX 17,4 MPa WS 3.800,0 m/s
 CSI 18,2 MPa WC 3.790,7 m/s
 TSX 4,6 MPa JC 0,32 []
 USR 1,20 m 2L/c 8,60 ms
 ETH 63,42 (%) EA/c 467,5 tn-s/m
 FMX 890,39 tn FR 10,000 kHz
 CSB 11,5 MPa
 SET 2,00 mm

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P112A
 Description: D 80 cm - Rec 44 dias
 Operator: Engº Junior



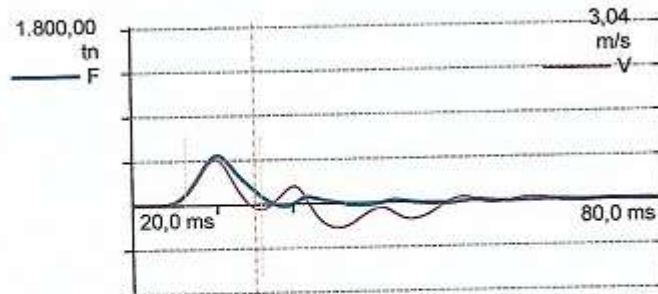
BN 1
 09/10/2014 16:00:13
 LP 15,30 m LE 16,30 m
 RMX 212,77 tn AR 5.026,55 cm²
 DMX 5,80 mm EM 353 t/cm²
 EMX 1,81 tn-m SP 2,40 t/m³
 CSX 10,4 MPa WS 3.800,0 m/s
 CSI 12,5 MPa WC 3.835,3 m/s
 TSX 2,2 MPa JC 0,34 []
 USR 0,40 m 2L/c 8,50 ms
 ETH 64,72 (%) EA/c 467,5 tn-s/m
 FMX 534,27 tn FR 10,000 kHz
 CSB 5,4 MPa
 SET 2,00 mm

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P112A
 Description: D 80 cm - Rec 44 dias
 Operator: Engº Junior



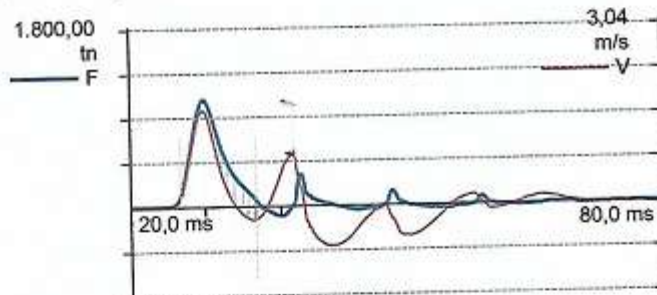
BN 2
 09/10/2014 16:03:19
 LP 15,30 m LE 16,30 m
 RMX 391,36 tn AR 5.026,55 cm²
 DMX 8,35 mm EM 353 t/cm²
 EMX 4,60 tn-m SP 2,40 t/m³
 CSX 17,4 MPa WS 3.800,0 m/s
 CSI 26,1 MPa WC 3.835,3 m/s
 TSX 2,7 MPa JC 0,34 []
 USR 0,80 m 2L/c 8,50 ms
 ETH 82,20 (%) EA/c 467,5 tn-s/m
 FMX 892,13 tn FR 10,000 kHz
 CSB 11,7 MPa
 SET 2,00 mm

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P113A
 Description: D 90 cm - Rec 45 dias
 Operator: Engº Junior



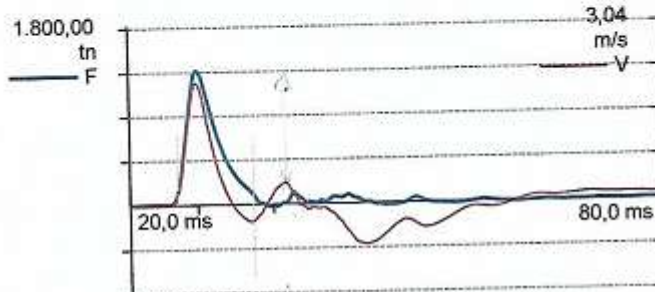
BN 1
 10/10/2014 09:11:24
 LP 15,30 m LE 16,15 m
 RMX 220,12 tn AR 6.361,73 cm²
 DMX 3,97 mm EM 353 t/cm²
 EMX 1,27 tn-m SP 2,40 t/m³
 CSX 7,6 MPa WS 3.800,0 m/s
 CSI 9,4 MPa WC 3.800,0 m/s
 TSX 1,6 MPa JC 0,46 []
 USR 0,40 m 2L/c 8,50 ms
 ETH 45,34 (%) EA/c 591,6 tn-s/m
 FMX 492,07 tn FR 10,000 kHz
 CSB 4,4 MPa
 SET 0,80 mm

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P113A
 Description: D 90 cm - Rec 45 dias
 Operator: Engº Junior



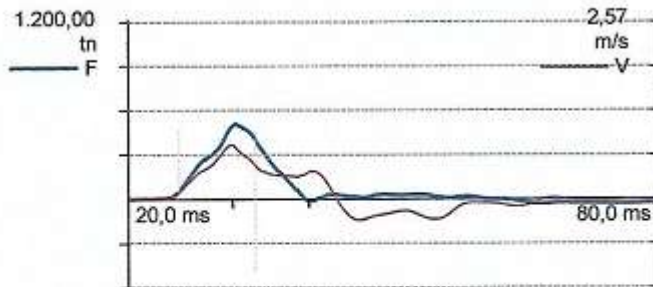
BN 2
 10/10/2014 09:14:11
 LP 15,30 m LE 16,15 m
 RMX 328,83 tn AR 6.361,73 cm²
 DMX 6,84 mm EM 353 t/cm²
 EMX 4,27 tn-m SP 2,40 t/m³
 CSX 16,4 MPa WS 3.800,0 m/s
 CSI 19,0 MPa WC 3.800,0 m/s
 TSX 4,7 MPa JC 0,46 []
 USR 0,80 m 2L/c 8,50 ms
 ETH 76,33 (%) EA/c 591,6 tn-s/m
 FMX 1.065,85 tn FR 10,000 kHz
 CSB 10,6 MPa
 SET 1,50 mm

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P113A
 Description: D 90 cm - Rec 45 dias
 Operator: Engº Junior



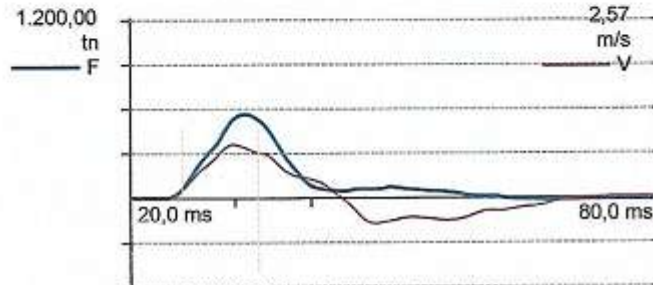
BN 3
 10/10/2014 09:16:23
 LP 15,30 m LE 16,15 m
 RMX 604,90 tn AR 6.361,73 cm²
 DMX 6,48 mm EM 353 t/cm²
 EMX 6,43 tn-m SP 2,40 t/m³
 CSX 20,6 MPa WS 3.800,0 m/s
 CSI 25,3 MPa WC 3.800,0 m/s
 TSX 2,3 MPa JC 0,46 []
 USR 1,20 m 2L/c 8,50 ms
 ETH 76,61 (%) EA/c 591,6 tn-s/m
 FMX 1.337,40 tn FR 10,000 kHz
 CSB 16,2 MPa
 SET 2,00 mm

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P114B
 Description: D 80 cm - Rec 44 dias
 Operator: engº Junior



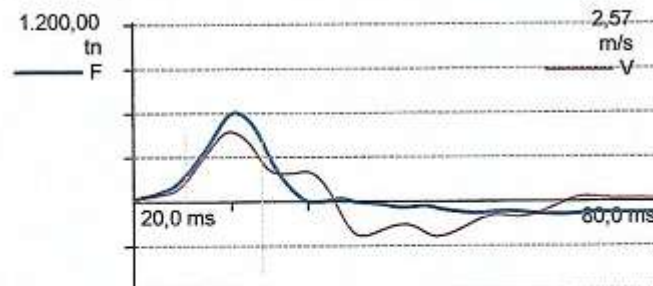
BN 1
 08/10/2014 08:30:25
 LP 15,30 m LE 16,30 m
 RMX 236,25 tn AR 5.026,55 cm²
 DMX 7,40 mm EM 353 t/cm²
 EMX 2,00 tn-m SP 2,40 t/m³
 CSX 9,7 MPa WS 3.800,0 m/s
 CSI 21,6 MPa WC 3.790,7 m/s
 TSX 1,0 MPa JC 0,20 []
 USR 0,21 m 2L/c 8,60 ms
 ETH 86,79 (%) EA/c 467,5 tn-s/m
 FMX 497,61 tn FR 10,000 kHz
 CSB 4,7 MPa
 SET 3,00 mm

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P114B
 Description: D 80 cm - Rec 44 dias
 Operator: engº Junior



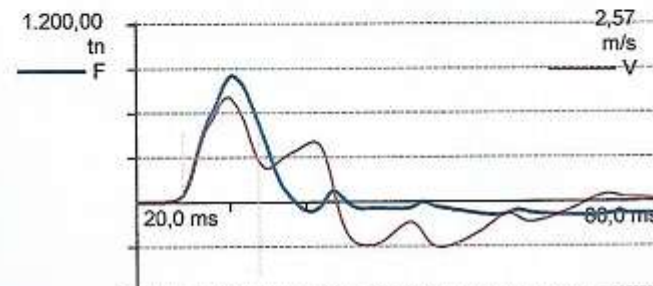
BN 2
 08/10/2014 08:39:14
 LP 15,30 m LE 16,30 m
 RMX 335,32 tn AR 5.026,55 cm²
 DMX 7,88 mm EM 353 t/cm²
 EMX 2,91 tn-m SP 2,40 t/m³
 CSX 10,8 MPa WS 3.800,0 m/s
 CSI 24,2 MPa WC 3.790,7 m/s
 TSX 0,9 MPa JC 0,20 []
 USR 0,41 m 2L/c 8,60 ms
 ETH 64,51 (%) EA/c 467,5 tn-s/m
 FMX 554,25 tn FR 10,000 kHz
 CSB 6,1 MPa
 SET 3,00 mm

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P114B
 Description: D 80 cm - Rec 44 dias
 Operator: engº Junior



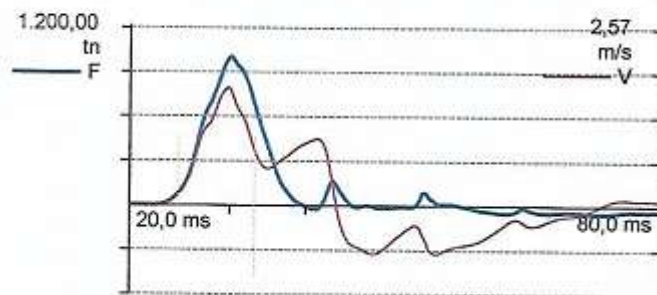
BN 3
 08/10/2014 08:47:19
 LP 15,30 m LE 16,30 m
 RMX 311,74 tn AR 5.026,55 cm²
 DMX 10,18 mm EM 353 t/cm²
 EMX 3,85 tn-m SP 2,40 t/m³
 CSX 11,6 MPa WS 3.800,0 m/s
 CSI 13,4 MPa WC 3.790,7 m/s
 TSX 2,7 MPa JC 0,20 []
 USR 0,61 m 2L/c 8,60 ms
 ETH 57,37 (%) EA/c 467,5 tn-s/m
 FMX 593,60 tn FR 10,000 kHz
 CSB 6,9 MPa
 SET 3,00 mm

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P114B
 Description: D 80 cm - Rec 44 dias
 Operator: engº Junior



BN 4
 08/10/2014 08:52:29
 LP 15,30 m LE 16,30 m
 RMX 352,33 tn AR 5.026,55 cm²
 DMX 14,03 mm EM 353 t/cm²
 EMX 6,49 tn-m SP 2,40 t/m³
 CSX 16,3 MPa WS 3.800,0 m/s
 CSI 23,4 MPa WC 3.790,7 m/s
 TSX 3,3 MPa JC 0,20 []
 USR 0,81 m 2L/c 8,60 ms
 ETH 72,80 (%) EA/c 467,5 tn-s/m
 FMX 837,43 tn FR 10,000 kHz
 CSB 6,5 MPa
 SET 4,00 mm

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P114B
 Description: D 80 cm - Rec 44 dias
 Operator: engº Junior

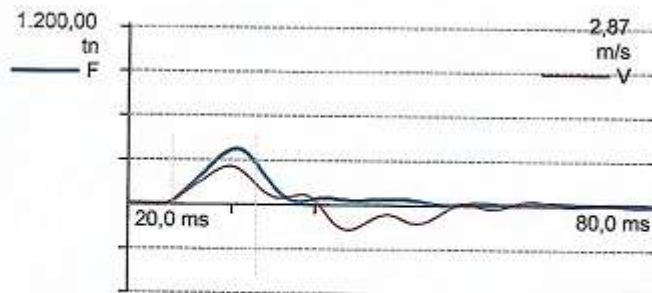


BN 5

08/10/2014 08:59:31

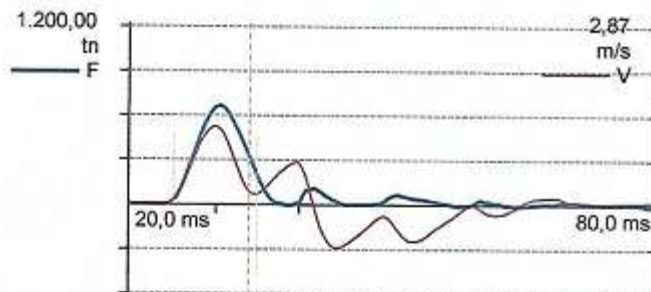
LP	15,30	m	LE	16,30	m
RMX	451,77	tn	AR	5.026,55	cm ²
DMX	15,72	mm	EM	353	t/cm ²
EMX	7,86	tn-m	SP	2,40	t/m ³
CSX	19,2	MPa	WS	3.800,0	m/s
CSI	25,6	MPa	WC	3.790,7	m/s
TSX	2,5	MPa	JC	0,20	[]
USR	1,01	m	2L/c	8,60	ms
ETH	70,70	(%)	EA/c	467,5	tn-s/m
FMX	985,39	tn	FR	10,000	kHz
CSB	10,1	MPa			
SET	5,00	mm			

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P121A
 Description: d 80 cm - Rec 56 dias
 Operator: Engº Junior



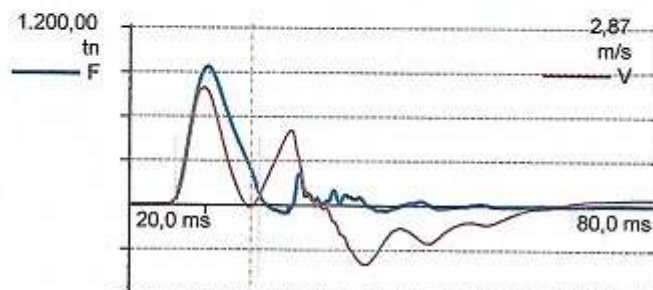
BN 1
 10/10/2014 10:04:33
 LP 15,00 m LE 16,00 m
 RMX 267,06 tn AR 5.026,55 cm²
 DMX 4,87 mm EM 283 t/cm²
 EMX 1,20 tn-m SP 2,40 t/m³
 CSX 7,2 MPa WS 3.400,0 m/s
 CSI 8,6 MPa WC 3.404,3 m/s
 TSX 0,9 MPa JC 0,36 []
 USR 0,45 m 2L/c 9,40 ms
 ETH 38,11 (%) EA/c 418,3 tn-s/m
 FMX 370,15 tn FR 10,000 kHz
 CSB 5,3 MPa
 SET 2,00 mm

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P121A
 Description: d 80 cm - Rec 56 dias
 Operator: Engº Junior



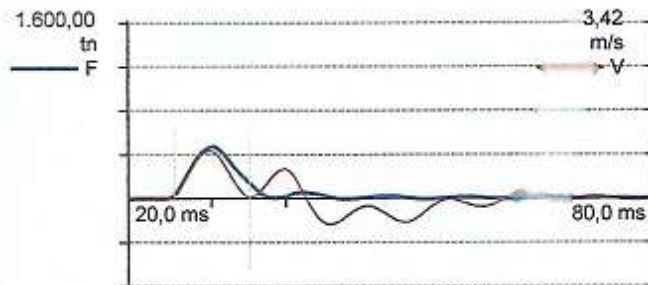
BN 2
 10/10/2014 10:08:10
 LP 15,00 m LE 16,00 m
 RMX 401,09 tn AR 5.026,55 cm²
 DMX 9,31 mm EM 283 t/cm²
 EMX 3,37 tn-m SP 2,40 t/m³
 CSX 12,8 MPa WS 3.400,0 m/s
 CSI 15,1 MPa WC 3.404,3 m/s
 TSX 1,9 MPa JC 0,36 []
 USR 0,90 m 2L/c 9,40 ms
 ETH 53,50 (%) EA/c 418,3 tn-s/m
 FMX 654,07 tn FR 10,000 kHz
 CSB 8,1 MPa
 SET 3,00 mm

Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P121A
 Description: d 80 cm - Rec 56 dias
 Operator: Engº Junior



BN 3
 10/10/2014 10:12:52
 LP 15,00 m LE 16,00 m
 RMX 410,99 tn AR 5.026,55 cm²
 DMX 11,85 mm EM 283 t/cm²
 EMX 5,75 tn-m SP 2,40 t/m³
 CSX 18,0 MPa WS 3.400,0 m/s
 CSI 18,9 MPa WC 3.404,3 m/s
 TSX 3,7 MPa JC 0,36 []
 USR 1,25 m 2L/c 9,40 ms
 ETH 65,73 (%) EA/c 418,3 tn-s/m
 FMX 921,70 tn FR 10,000 kHz
 CSB 9,9 MPa
 SET 4,00 mm

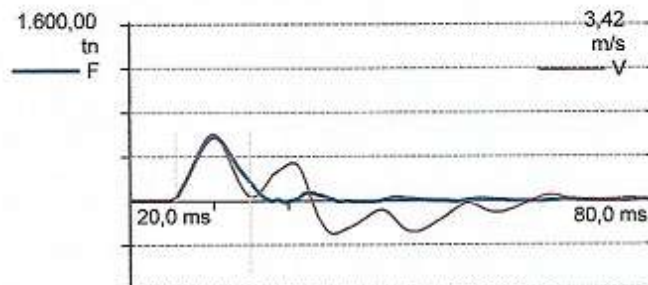
Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P122A
 Description: D 80 cm - Rec 56 dias
 Operator: Engº Junior



BN 1
 10/10/2014 10:45:31

LP	15,00	m	LE	16,00	m
RMX	213,61	tn	AR	5.026,55	cm ²
DMX	6,54	mm	EM	353	t/cm ²
EMX	1,69	tn-m	SP	2,40	t/m ³
CSX	9,1	MPa	WS	3.800,0	m/s
CSI	16,2	MPa	WC	3.764,7	m/s
TSX	1,8	MPa	JC	0,57	[]
USR	0,40	m	2L/c	8,50	ms
ETH	60,30	(%)	EA/c	467,5	tn-s/m
FMX	466,60	tn	FR	10,000	kHz
CSB	4,1	MPa			
SET	2,00	mm			

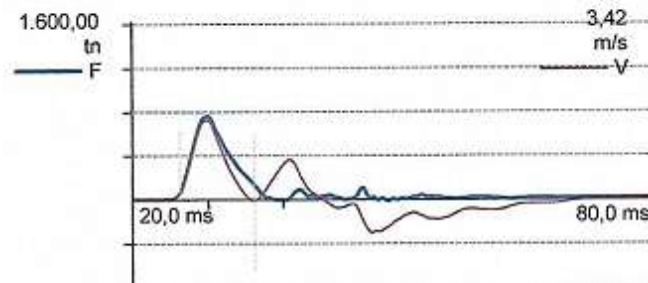
Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P122A
 Description: D 80 cm - Rec 56 dias
 Operator: Engº Junior



BN 2
 10/10/2014 10:48:08

LP	15,00	m	LE	16,00	m
RMX	250,71	tn	AR	5.026,55	cm ²
DMX	9,05	mm	EM	353	t/cm ²
EMX	2,69	tn-m	SP	2,40	t/m ³
CSX	11,1	MPa	WS	3.800,0	m/s
CSI	13,0	MPa	WC	3.764,7	m/s
TSX	2,3	MPa	JC	0,57	[]
USR	0,80	m	2L/c	8,50	ms
ETH	48,02	(%)	EA/c	467,5	tn-s/m
FMX	568,53	tn	FR	10,000	kHz
CSB	5,2	MPa			
SET	2,00	mm			

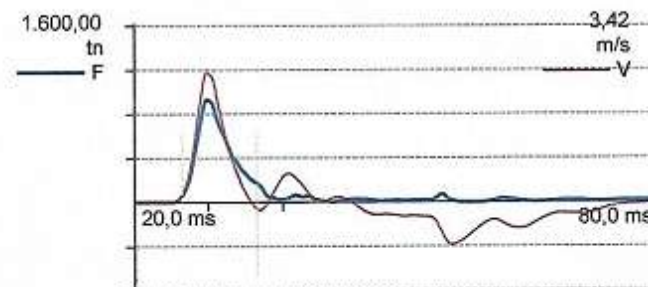
Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P122A
 Description: D 80 cm - Rec 56 dias
 Operator: Engº Junior



BN 3
 10/10/2014 10:52:37

LP	15,00	m	LE	16,00	m
RMX	323,05	tn	AR	5.026,55	cm ²
DMX	9,06	mm	EM	353	t/cm ²
EMX	3,64	tn-m	SP	2,40	t/m ³
CSX	14,6	MPa	WS	3.800,0	m/s
CSI	21,2	MPa	WC	3.764,7	m/s
TSX	2,5	MPa	JC	0,57	[]
USR	1,20	m	2L/c	8,50	ms
ETH	43,32	(%)	EA/c	467,5	tn-s/m
FMX	747,13	tn	FR	10,000	kHz
CSB	9,2	MPa			
SET	3,00	mm			

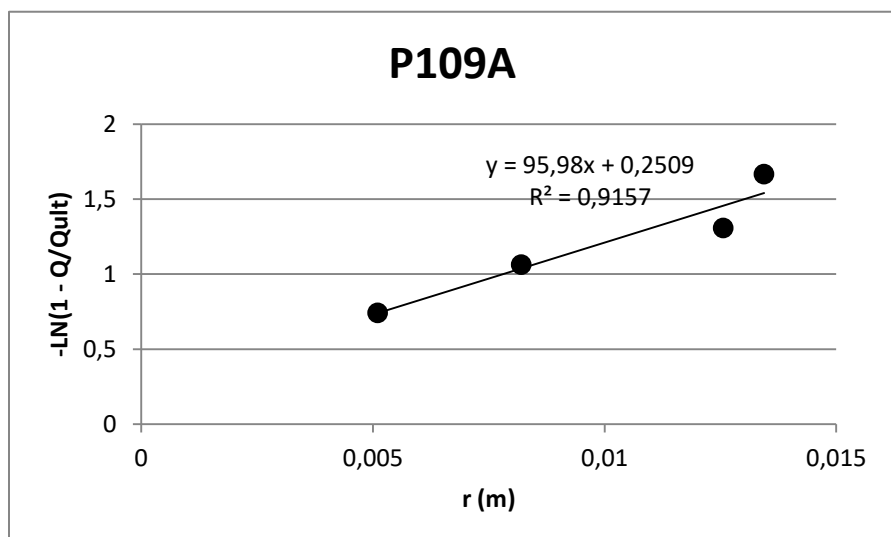
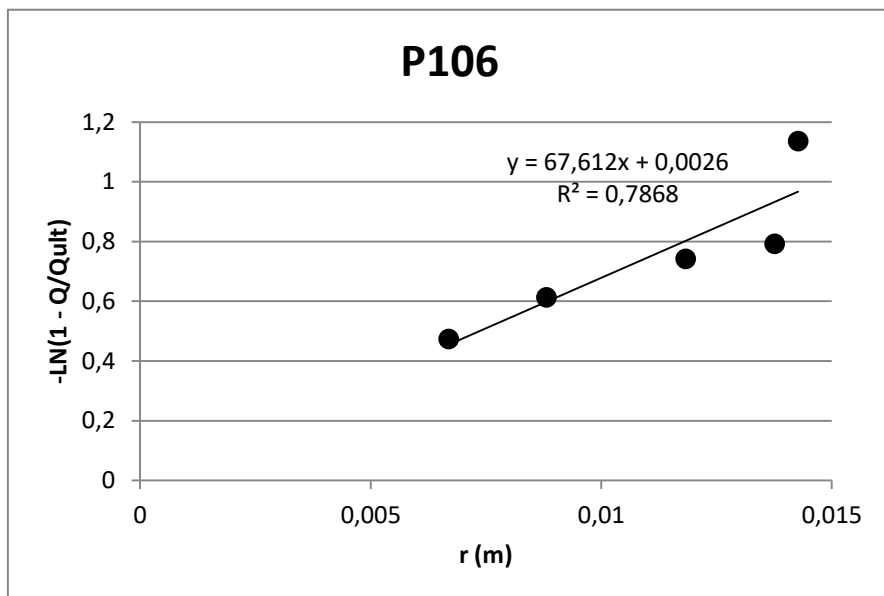
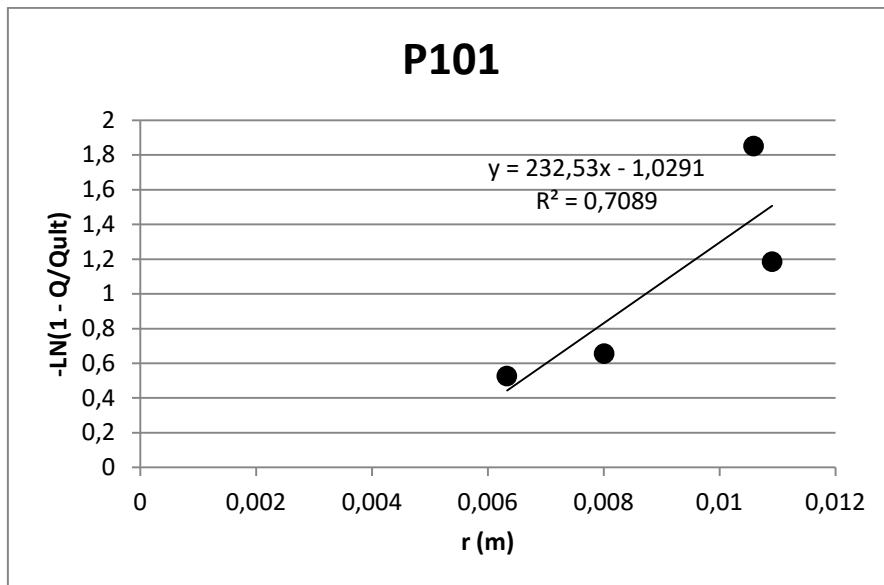
Project: Eko Construtora - JM600 Office & Mall - Arujá
 Pile: Estaca P122A
 Description: D 80 cm - Rec 56 dias
 Operator: Engº Junior

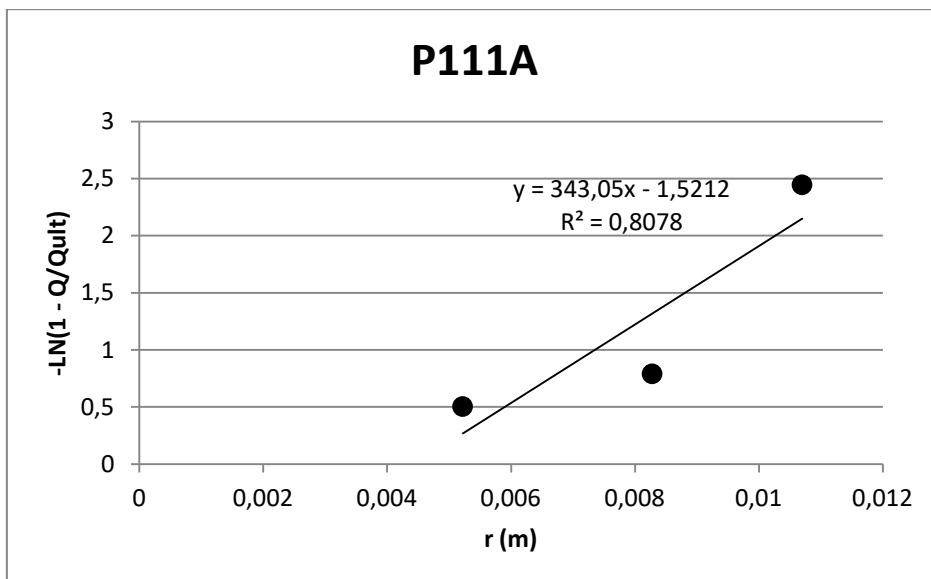
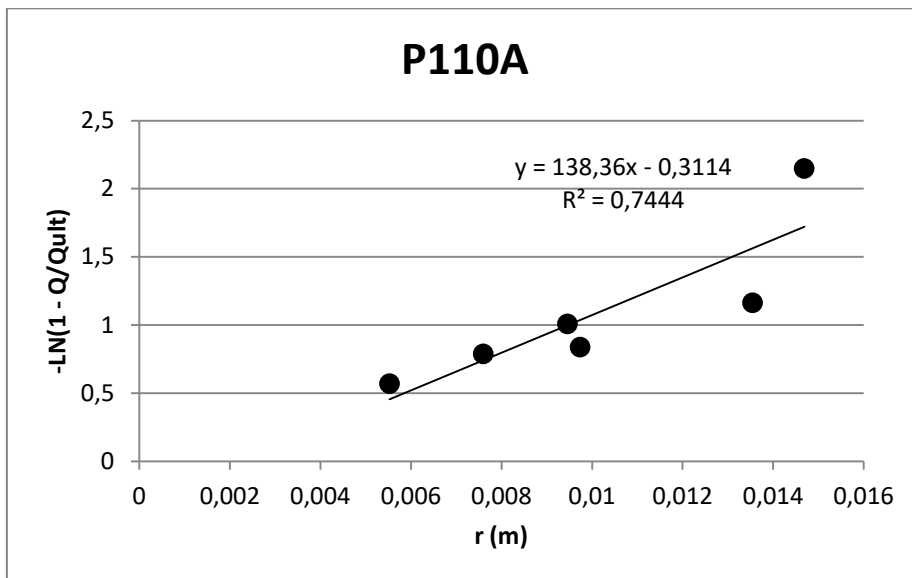


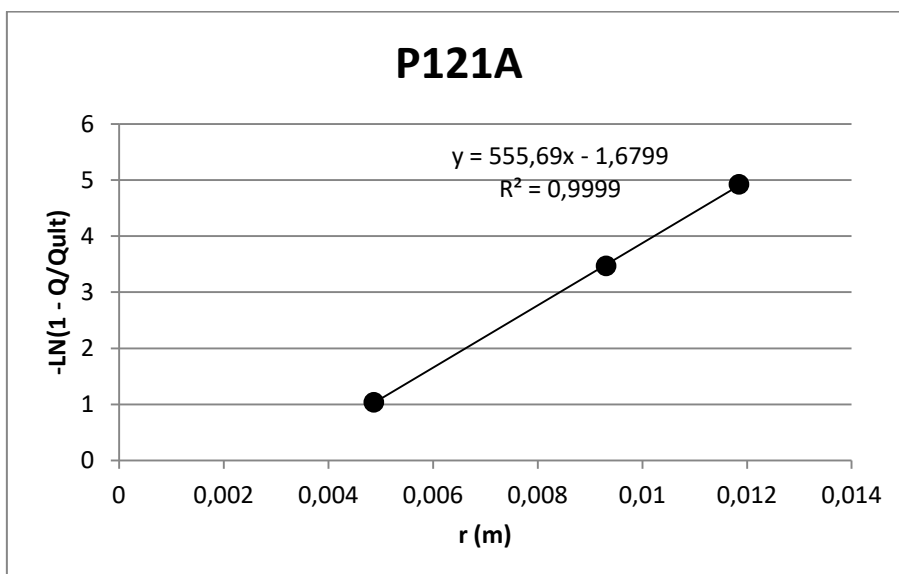
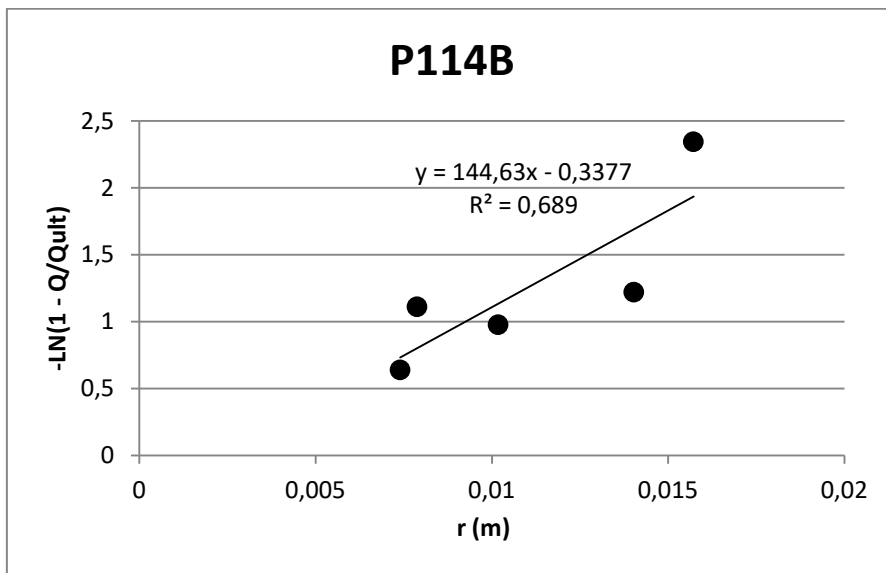
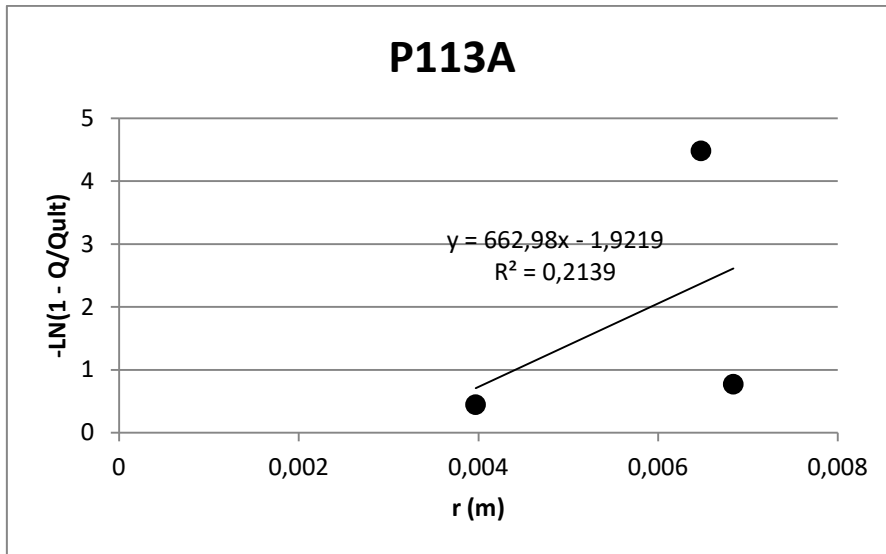
BN 4
 10/10/2014 10:55:39

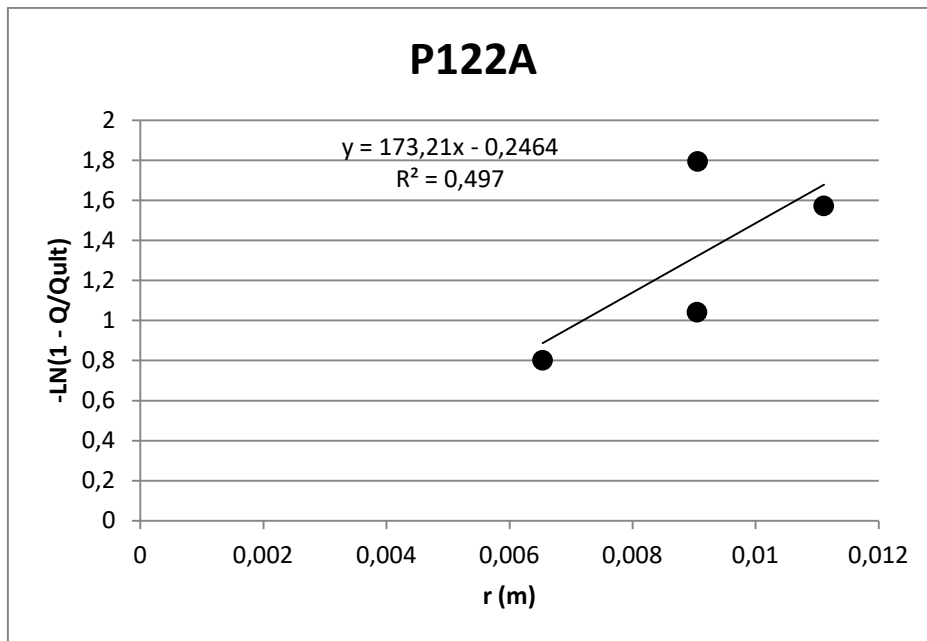
LP	15,00	m	LE	16,00	m
RMX	307,04	tn	AR	5.026,55	cm ²
DMX	11,11	mm	EM	353	t/cm ²
EMX	6,23	tn-m	SP	2,40	t/m ³
CSX	17,8	MPa	WS	3.800,0	m/s
CSI	24,8	MPa	WC	3.764,7	m/s
TSX	1,9	MPa	JC	0,57	[]
USR	1,60	m	2L/c	8,50	ms
ETH	55,61	(%)	EA/c	467,5	tn-s/m
FMX	913,95	tn	FR	10,000	kHz
CSB	14,4	MPa			
SET	4,00	mm			

ANEXO C - ANEXO C - APROXIMAÇÕES LINEARES









ANEXO D - RESULTADOS CAPWAP

Resultados das análises CAPWAP®

Descrição

Página 1

Contem os dados referentes ao modelo adotado para o solo: valores de resistência estática, "quakes" e "dampings" para cada um dos elementos de solo ao longo do fuste e para a ponta, assim como os valores totais e as resistências unitárias. São informados também os parâmetros de descarregamento e outros elementos utilizados para modelar o comportamento do solo

Páginas 2 e 3

Contem os valores extremos de forças, tensões, deslocamentos e energias ao longo da estaca, durante o golpe analisado. Contem uma tabela com os valores de capacidade de carga calculados para diversos fatores de amortecimento dinâmico "J". Contem também uma tabela com os parâmetros usados para modelar a estaca. Inclusive eventuais "slacks" (fissuras) e variações de impedância da seção da estaca e um resumo dos parâmetros da Análise CAPWAP®.

Página 4 (3 gráficos)

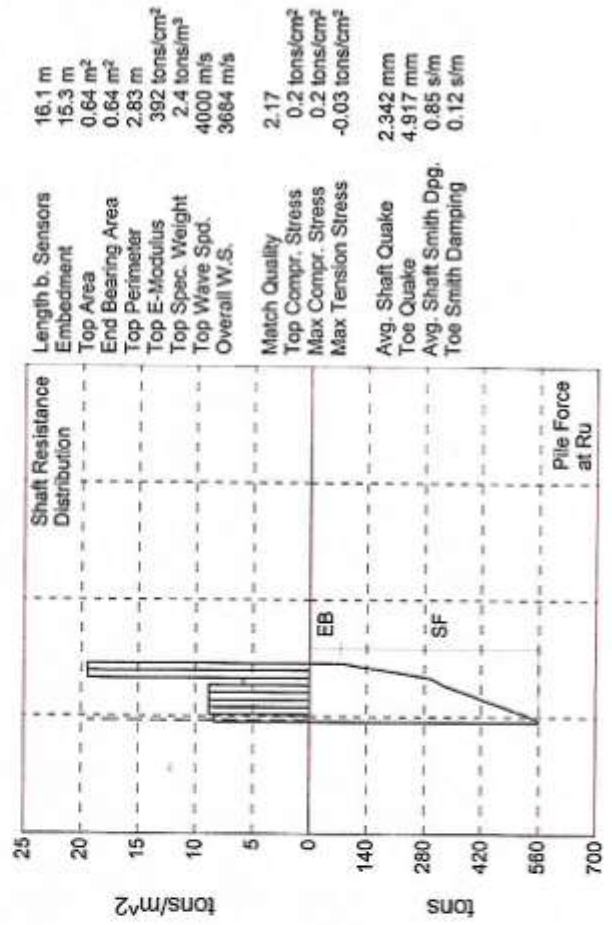
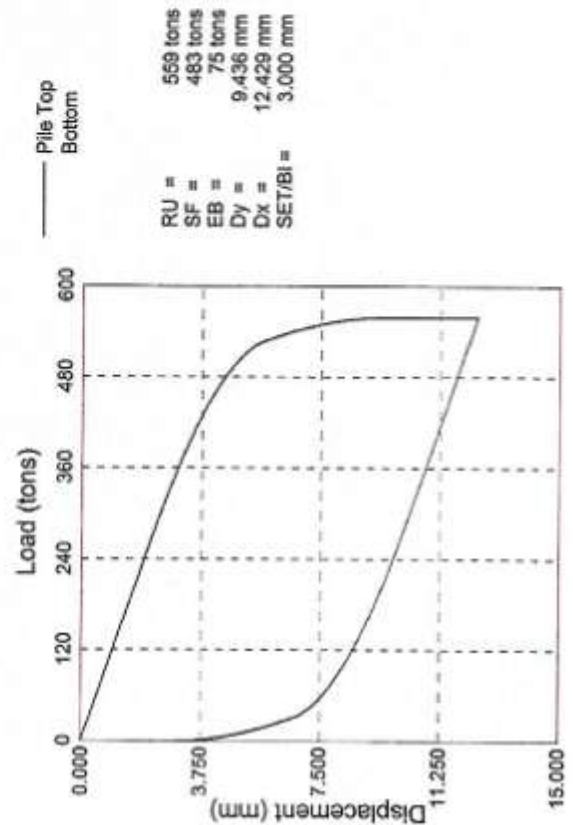
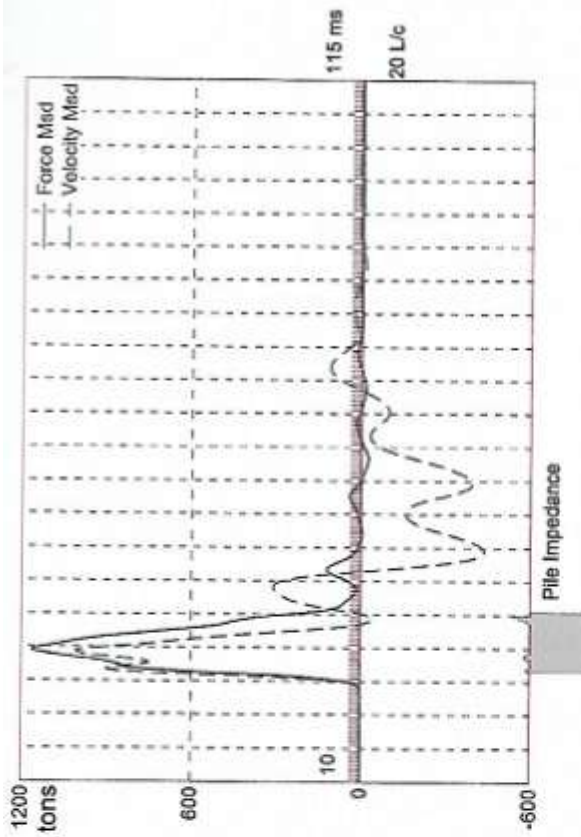
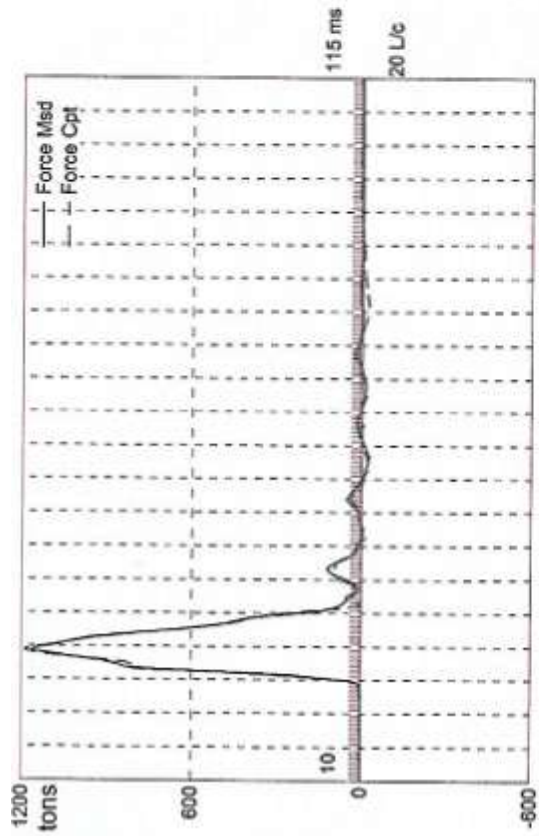
- Esquerdo: o gráfico de resistência estática mobilizada ao longo da profundidade.
- Central: gráficos de fatores de amortecimento de Smith e de quakes ao longo da profundidade.
- Direito: gráficos de resistência por atrito lateral e por metro de fuste ao longo da profundidade

Página 5 (4 gráficos)

- Acima esquerdo: gráfico comparando a força medida com a força calculada. Esse gráfico demonstra a validade dos modelos estimados, através da boa coincidência entre as duas curvas.
- Acima direito: as curvas de força e velocidade obtidas pelo PDA no campo com o método CASE®.
- Abaixo esquerdo: gráfico carga-recalque na cabeça e na ponta da estaca, numa prova de carga estática simulada.
- Abaixo direito: gráfico de barras referente à distribuição de atrito e diagrama de esforços normais ao longo do fuste da estaca

Estaca P101 - Hélice 90 cm

Recravação de 42 dias - 3ª golpe - H_{queda} 92 cm



ECO-0M500; File: P101
 RECRAVACAO; Blow: 3
 Jorge Beim

Test: 08-Oct-2014 12:56
 CAPWAP (R) 2014-1
 OP: ENG. JUNIOR

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 558.70; along Shaft 483.30; at Toe 75.40 tons

Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Quake mm
				558.7				
1	2.1	1.2	28.80	529.9	28.80	23.70	8.38	2.334
2	4.1	3.2	50.20	479.7	79.00	24.95	8.83	2.342
3	6.1	5.2	50.20	429.5	129.20	24.95	8.83	2.342
4	8.1	7.3	50.20	379.3	179.40	24.95	8.83	2.342
5	10.1	9.3	50.20	329.1	229.60	24.95	8.83	2.342
6	12.1	11.3	32.90	296.2	262.50	16.35	5.78	2.342
7	14.1	13.3	110.30	185.9	372.80	54.82	19.39	2.342
8	16.1	15.3	110.50	75.4	483.30	54.92	19.43	2.342
Avg. Shaft			60.41			31.59	11.17	2.342
Toe			75.40				118.52	4.917

Soil Model Parameters/Extensions

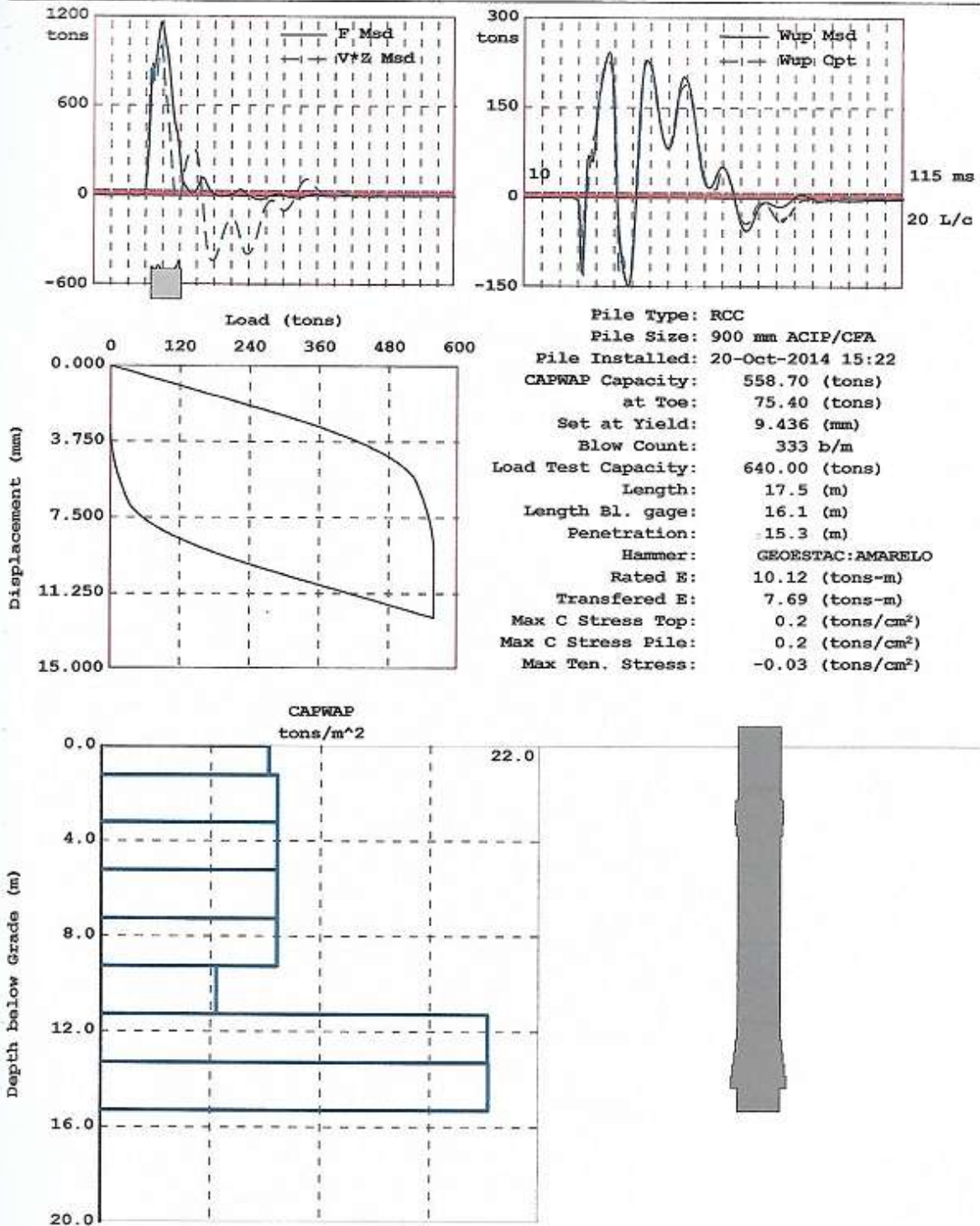
	Shaft	Toe
Smith Damping Factor	0.85	0.12
Case Damping Factor	0.66	0.01
Damping Type	Viscous	Smith
Unloading Quake	(% of loading quake)	297
Reloading Level	(% of Ru)	100
Unloading Level	(% of Ru)	59
Resistance Gap (included in Toe Quake) (mm)		3.787
Soil Plug Weight	(tons)	2.924
Soil Support Dashpot		0.600
Soil Support Weight	(tons)	2.90

CAPWAP match quality = 2.17 (Wave Up Match) ; RSA = 0
 Observed: Final Set = 3.000 mm; Blow Count = 333 b/m
 Computed: Final Set = 3.719 mm; Blow Count = 269 b/m
 Transducer F3(I756) CAL: 94.0; RF: 1.00; P4(I830) CAL: 93.8; RF: 1.00
 A3(K1228) CAL: 340; RF: 1.00; A4(K1085) CAL: 340; RF: 1.00

max. Top Comp. Stress = 0.2 tons/cm² (T= 29.7 ms, max= 1.034 x Top)
 max. Comp. Stress = 0.2 tons/cm² (Z= 2.1 m, T= 30.1 ms)
 max. Tens. Stress = -0.03 tons/cm² (Z= 6.6 m, T= 37.4 ms)
 max. Energy (EMX) = 7.69 tons-m; max. Measured Top Displ. (DMX)=10.591 mm

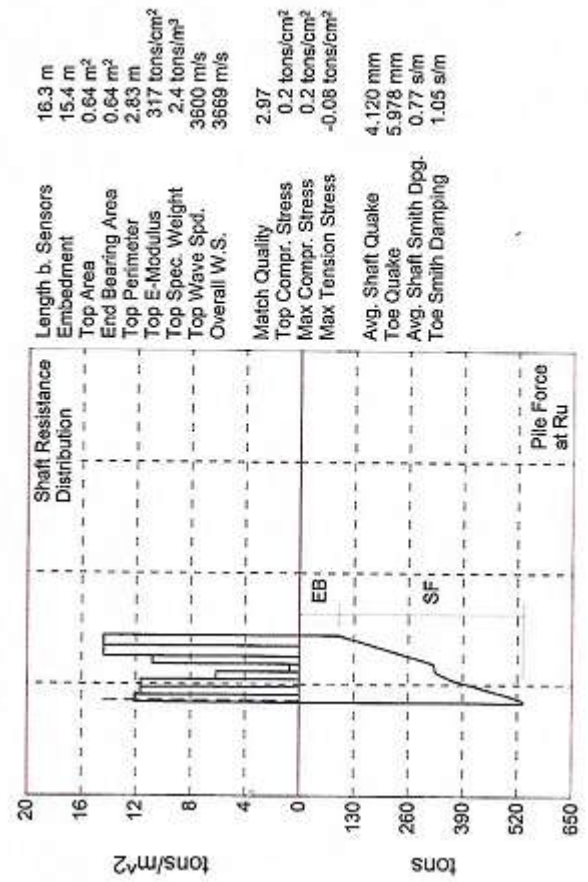
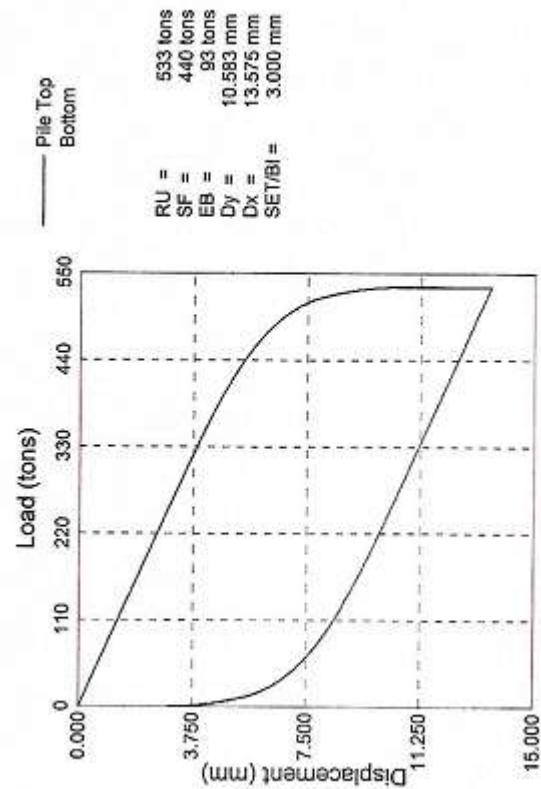
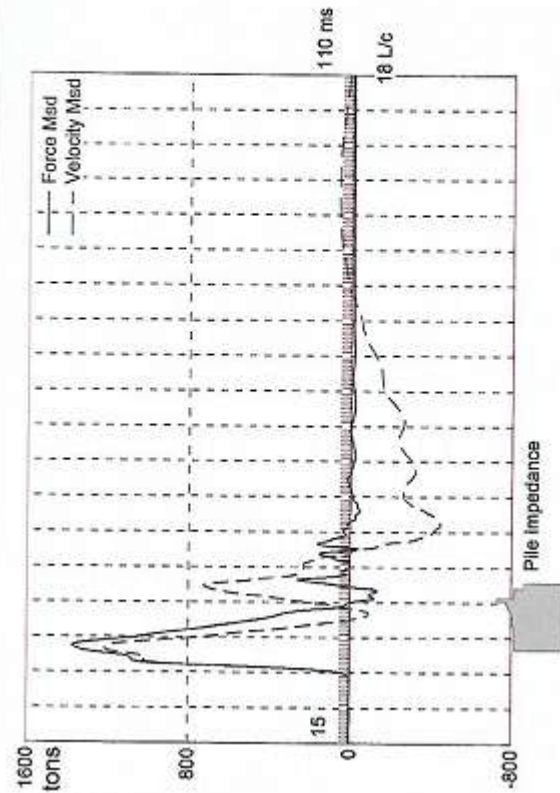
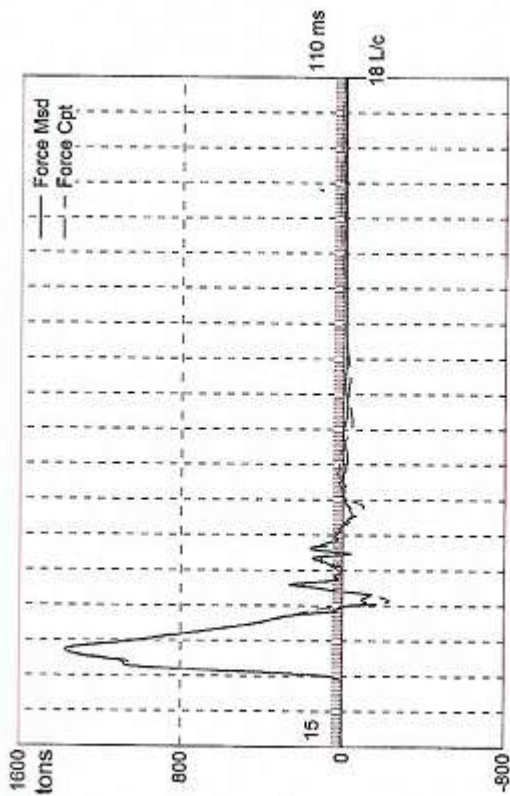
ECO-JM500; File: P101
 REGRAVACAO; Blow: 3
 Jorge Beim

Test: 08-Oct-2014 12:56
 CAPWAP (R) 2014-1
 OP: ENG. JUNIOR



Estaca P106 - Hélice 90 cm

Recravação de 42 dias - 5^a golpe - H_{queda} 125 cm



REC-JM600; File: P106
 RECRAVACAO; Blow: 5
 Jorge Beim

Test: 07-Oct-2014 16:44
 CAPWAP(R) 2014-1
 OP: ENG. JUNIOR

CAPWAP SUMMARY RESULTS

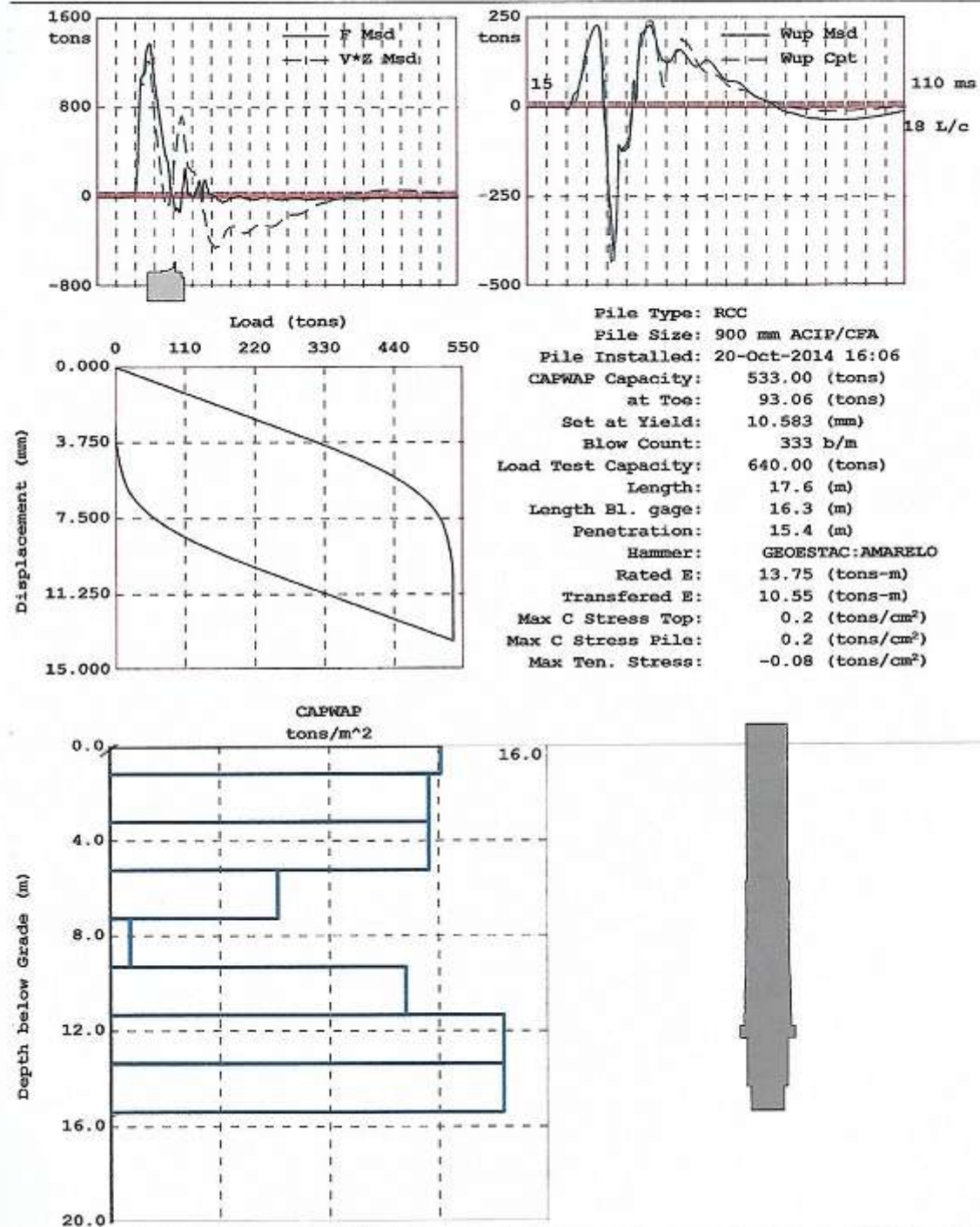
Total CAPWAP Capacity: 533.00; along Shaft 439.94; at Toe 93.06 tons							
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²
				533.0			
1	2.0	1.2	39.93	493.1	39.93	34.13	12.07
2	4.1	3.2	66.87	426.2	106.80	32.89	11.64
3	6.1	5.2	66.87	359.3	173.67	32.89	11.64
4	8.1	7.3	35.06	324.3	208.73	17.25	6.10
5	10.2	9.3	4.13	320.1	212.86	2.03	0.72
6	12.2	11.3	61.96	258.2	274.82	30.48	10.78
7	14.2	13.4	82.56	175.6	357.38	40.61	14.37
8	16.2	15.4	82.56	93.1	439.94	40.61	14.37
Avg. Shaft			54.99			28.57	10.11
Toe			93.06				146.28

Soil Model Parameters/Extensions		Shaft	Toe
Smith Damping Factor		0.77	1.05
Quake	(mm)	4.120	5.978
Case Damping Factor		0.60	0.18
Damping Type		Sm+Visc	Sm+Visc
Unloading Quake	(% of loading quake)	300	234
Reloading Level	(% of Ru)	100	100
Unloading Level	(% of Ru)	51	
Resistance Gap (included in Toe Quake)	(mm)		4.978
Soil Plug Weight	(tons)	0.198	0.937
Soil Support Dashpot		0.600	0.000
Soil Support Weight	(tons)	2.93	0.00

CAPWAP match quality = 2.97 (Wave Up Match) ; RSA = 0
 Observed: Final Set = 3.000 mm; Blow Count = 333 b/m
 Computed: Final Set = 2.000 mm; Blow Count = 500 b/m
 Transducer F3(I756) CAL: 94.0; RF: 1.00; F4(I830) CAL: 93.8; RF: 1.00
 A3(K1228) CAL: 340; RF: 1.00; A4(K1085) CAL: 340; RF: 1.00
 max. Top Comp. Stress = 0.2 tons/cm² (T= 28.8 ms, max= 1.031 x Top)
 max. Comp. Stress = 0.2 tons/cm² (Z= 2.0 m, T= 29.3 ms)
 max. Tens. Stress = -0.08 tons/cm² (Z= 4.6 m, T= 34.9 ms)
 max. Energy (EMX) = 10.55 tons-m; max. Measured Top Displ. (DMX)=14.268 mm

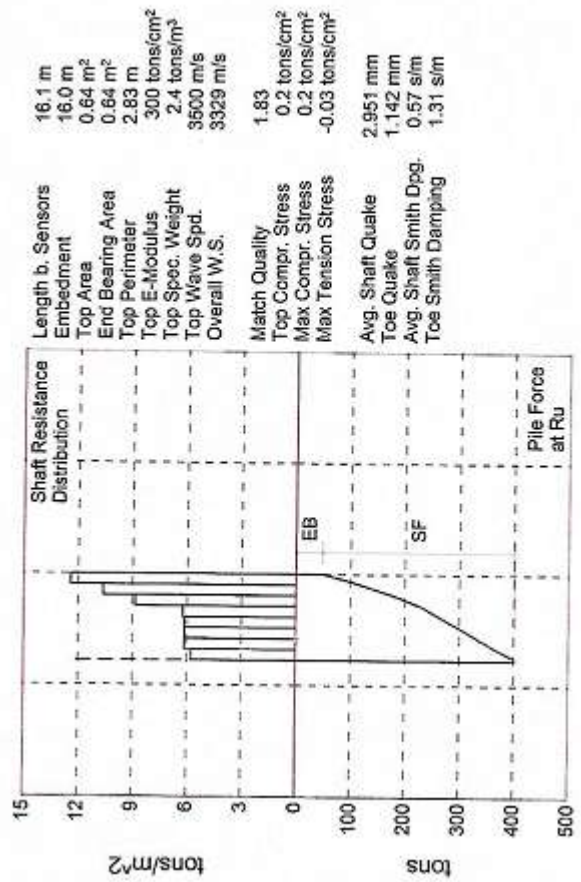
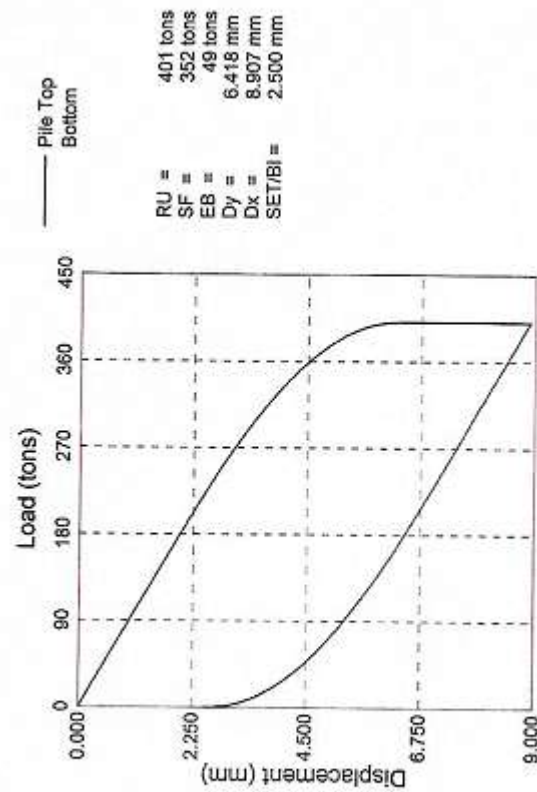
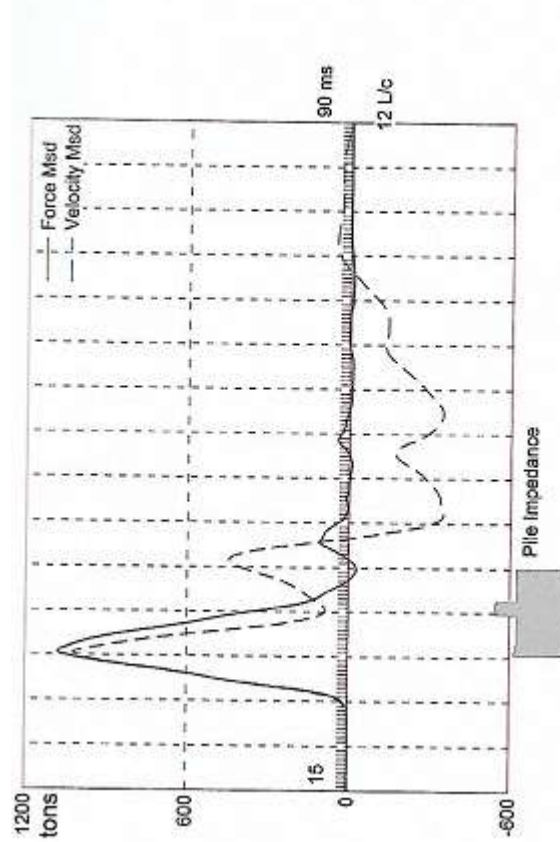
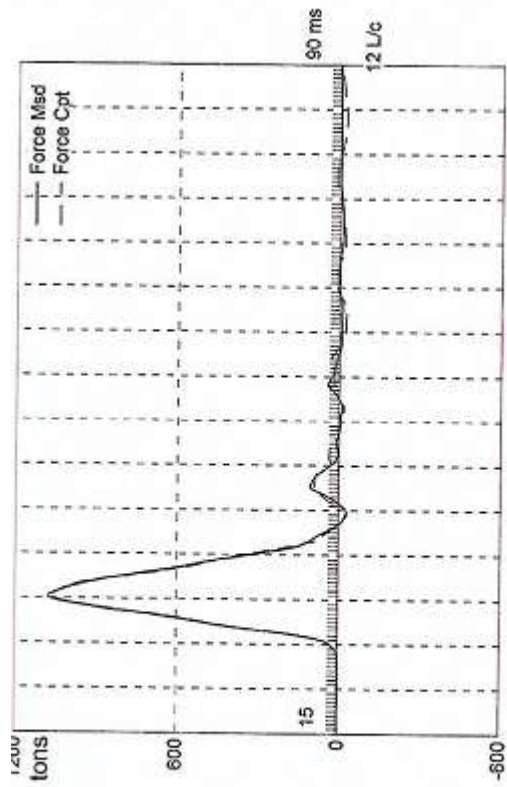
EKO-JM600; File: P106
 RECRAVACAO; Blow: 5
 Jorge Beim

Test: 07-Oct-2014 16:44
 CAPWAP (R) 2014-1
 OP: ENG. JUNIOR



Estaca P109A - Hélice 90 cm

Recravação de 40 dias - 4^a golpe - H_{queda} 140 cm



EKO-JM600; File: P109A
 RECRAVACAO; Blow: 4
 Jorge Beim

Test: 08-Oct-2014 10:40
 CAPWAP (R) 2014-1
 OP: ENG. JUNIOR

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 401.07; along Shaft 352.33; at Toe 48.74 tons							
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²
				401.1			
1	2.1	1.9	30.91	370.2	30.91	16.25	5.75
2	4.1	3.9	34.90	335.3	65.81	17.33	6.13
3	6.1	5.9	34.90	300.4	100.71	17.33	6.13
4	8.1	7.9	34.90	265.5	135.61	17.33	6.13
5	10.1	10.0	35.35	230.1	170.96	17.55	6.21
6	12.1	12.0	50.38	179.7	221.34	25.02	8.85
7	14.1	14.0	60.45	119.3	281.79	30.02	10.62
8	16.1	16.0	70.54	48.7	352.33	35.03	12.39
Avg. Shaft			44.04			22.02	7.79
Toe			48.74				76.61

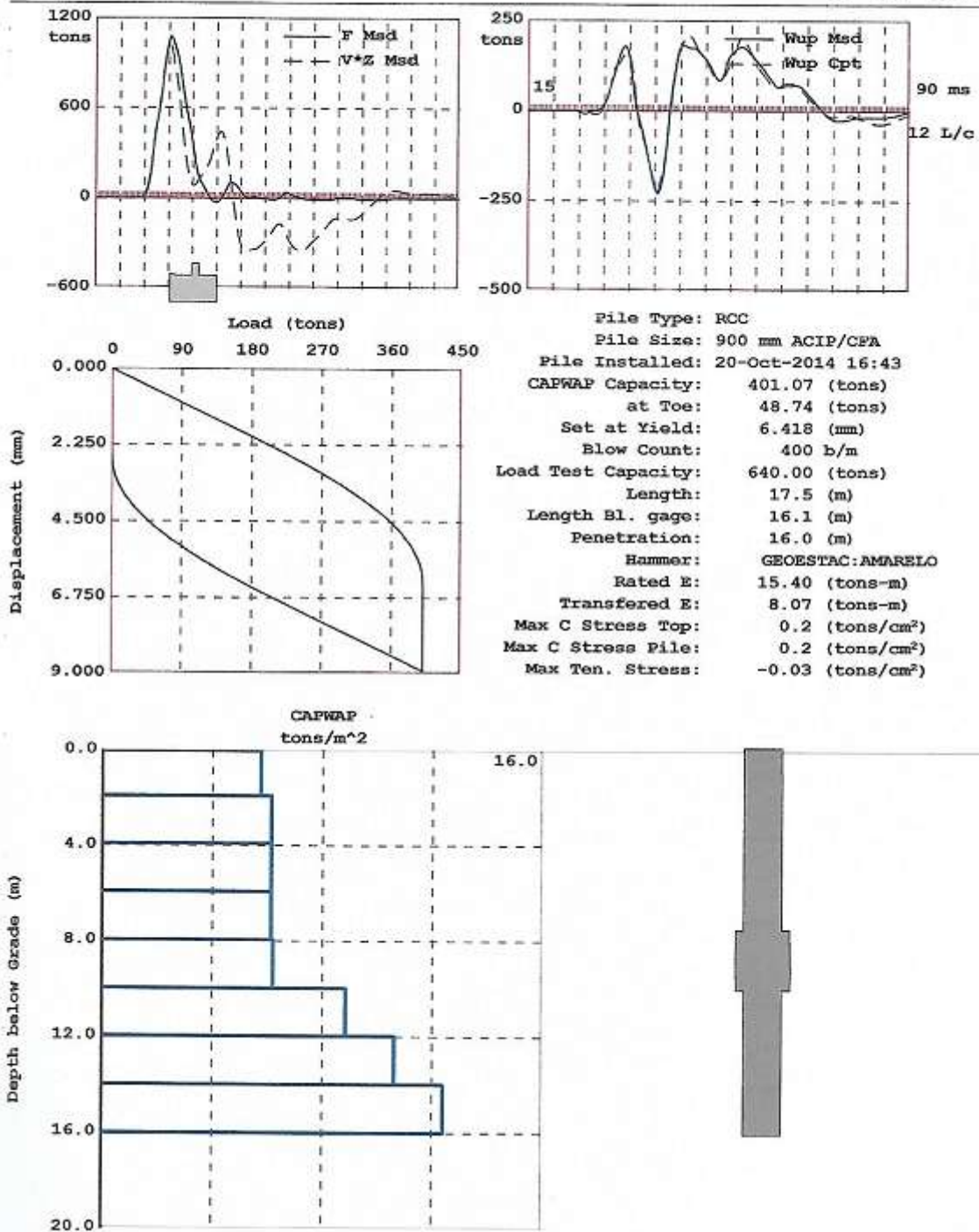
Soil Model Parameters/Extensions		Shaft	Toe
Smith Damping Factor		0.57	1.31
Quake	(mm)	2.951	1.142
Case Damping Factor		0.37	0.12
Damping Type		Sm+Visc	Sm+Visc
Unloading Quake	(% of loading quake)	300	95
Reloading Level	(% of Ru)	100	100
Unloading Level	(% of Ru)	50	
Resistance Gap (included in Toe Quake) (mm)			0.142
Soil Plug Weight	(tons)		0.185
Soil Support Dashpot		0.706	4.835
Soil Support Weight	(tons)	2.90	2.90

CAPWAP match quality = 1.83 (Wave Up Match) ; RSA = 0
 Observed: Final Set = 2.500 mm; Blow Count = 400 b/m
 Computed: Final Set = 3.178 mm; Blow Count = 315 b/m
 Transducer F3(I756) CAL: 94.0; RF: 1.00; F4(I830) CAL: 93.8; RF: 1.00
 A3(K1228) CAL: 340; RF: 1.00; A4(K1085) CAL: 340; RF: 1.00

max. Top Comp. Stress = 0.2 tons/cm² (T= 30.5 ms, max= 1.050 x Top)
 max. Comp. Stress = 0.2 tons/cm² (Z= 2.1 m, T= 31.1 ms)
 max. Tens. Stress = -0.03 tons/cm² (Z= 6.6 m, T= 38.4 ms)
 max. Energy (EMX) = 8.07 tons-m; max. Measured Top Displ. (DMX)=13.435 mm

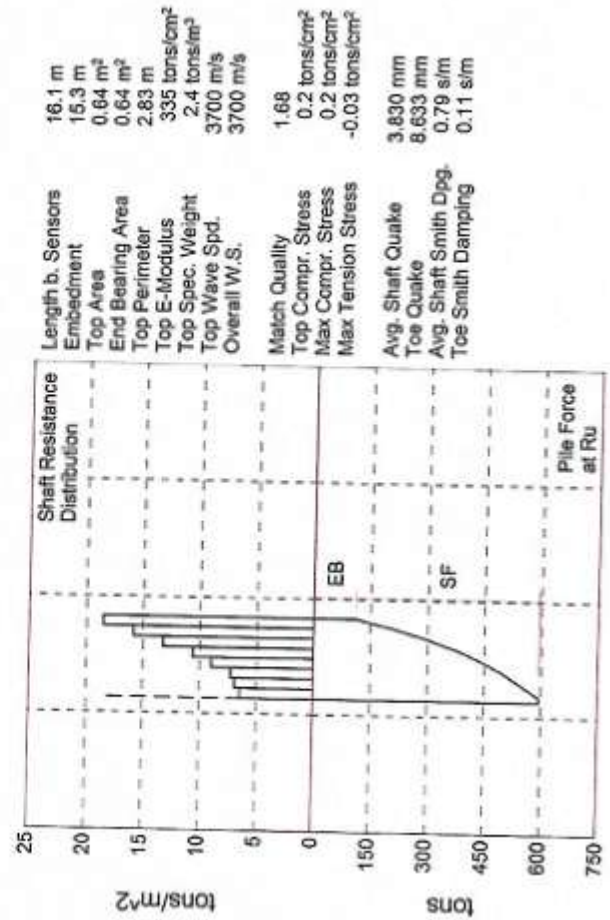
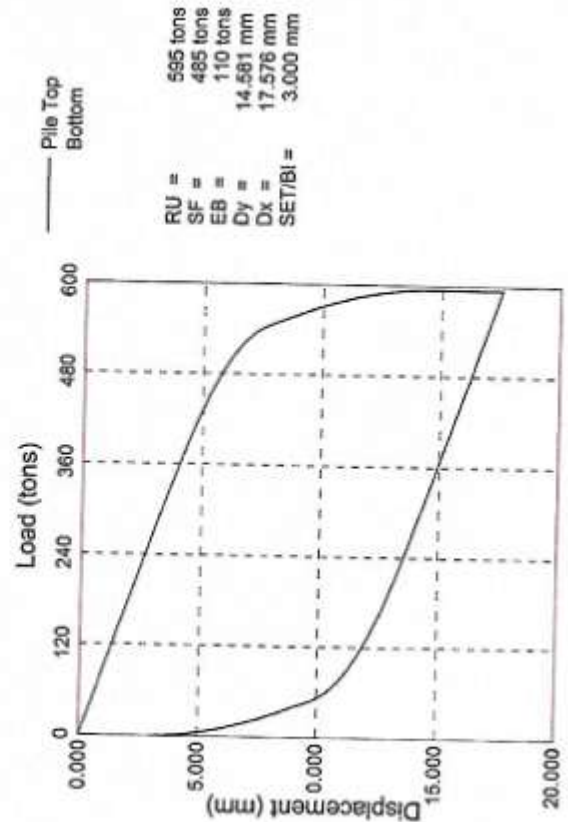
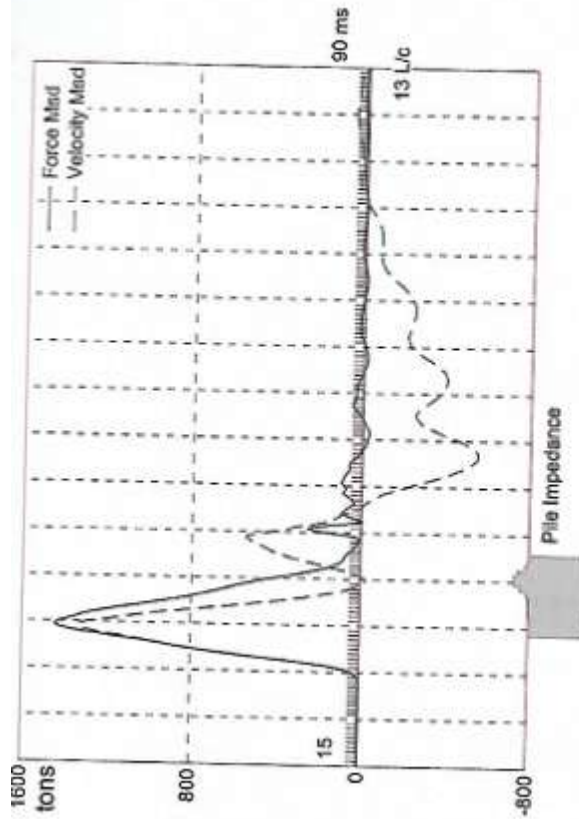
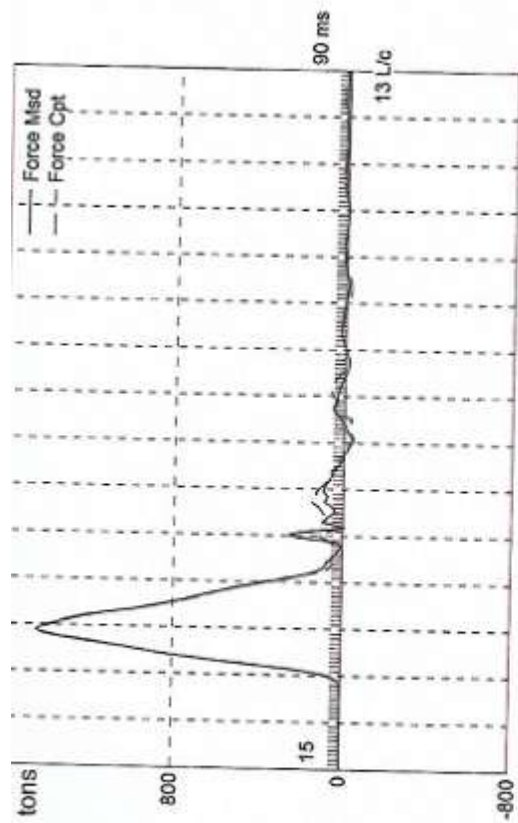
EKO-JM600; Pile: P109A
 RECRAVACAO; Blow: 4
 Jorge Beim

Test: 08-Oct-2014 10:40
 CAPWAP(R) 2014-1
 OP: ENG. JUNIOR



Estaca P110A - Hélice 90 cm

Recravação de 40 dias - 6ª golpe - H_{queda} 160 cm



EXO-JM500; Pile: P110A
 REGRAVACAO; Blow: 6
 Jorge Beim

Test: 08-Oct-2014 15:24
 CAPWAP (R) 2014-1
 OP: ENG. JUNIOR

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 594.50; along Shaft 484.73; at Toe 109.77 tons							
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²
				594.5			
1	2.0	1.2	21.29	573.2	21.29	18.22	6.44
2	4.0	3.2	39.41	533.8	60.70	19.52	6.90
3	6.1	5.2	41.43	492.4	102.13	20.52	7.26
4	8.1	7.2	51.18	441.2	153.31	25.35	8.97
5	10.1	9.2	60.25	380.9	213.56	29.85	10.56
6	12.1	11.3	75.35	305.6	288.91	37.33	13.20
7	14.1	13.3	90.40	215.2	379.31	44.78	15.84
8	16.1	15.3	105.42	109.8	484.73	52.22	18.47
Avg. Shaft			60.59			31.68	11.21
Toe			109.77				172.55

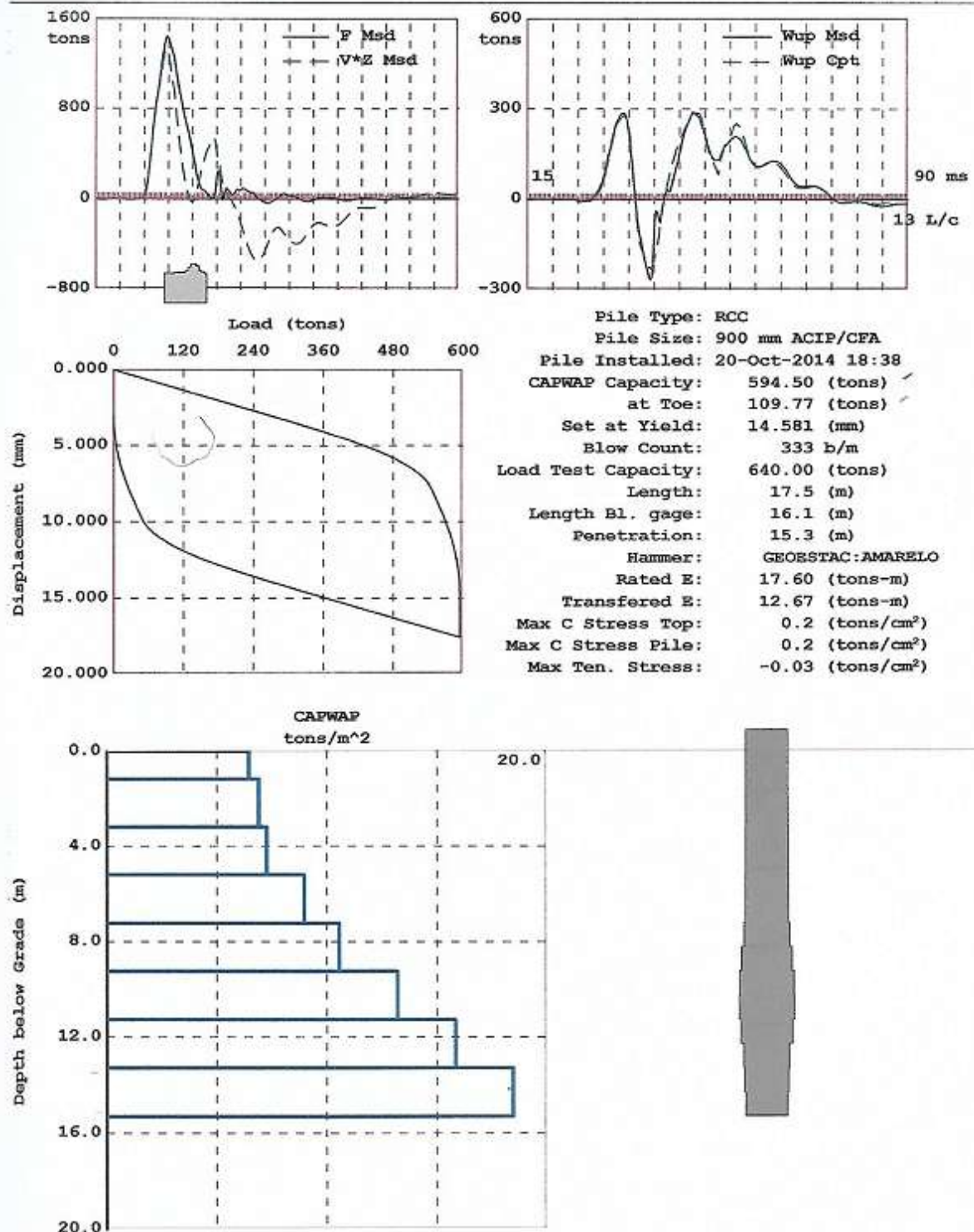
Soil Model Parameters/Extensions

	Shaft	Toe
Smith Damping Factor	0.79	0.11
Quake	3.830	8.633
Case Damping Factor	0.66	0.02
Damping Type	Sm+Visc	Sm+Visc
Unloading Quake	300	30
Reloading Level	100	100
Unloading Level	50	
Soil Plug Weight		2.785
Soil Support Dashpot	1.152	0.000
Soil Support Weight	2.91	0.00

CAPWAP match quality = 1.68 (Wave Up Match) ; RSA = 0
 Observed: Final Set = 3.000 mm; Blow Count = 333 b/m
 Computed: Final Set = 2.178 mm; Blow Count = 459 b/m
 Transducer F3(I756) CAL: 94.0; RF: 1.00; F4(I830) CAL: 93.8; RF: 1.00
 A3(K1228) CAL: 340; RF: 1.00; A4(K1085) CAL: 340; RF: 1.00
 max. Top Comp. Stress = 0.2 tons/cm² (T= 30.0 ms, max= 1.051 x Top)
 max. Comp. Stress = 0.2 tons/cm² (Z= 4.0 m, T= 30.8 ms)
 max. Tens. Stress = -0.03 tons/cm² (Z= 7.1 m, T= 37.6 ms)
 max. Energy (EMX) = 12.67 tons-m; max. Measured Top Displ. (DMX)=14.688 mm

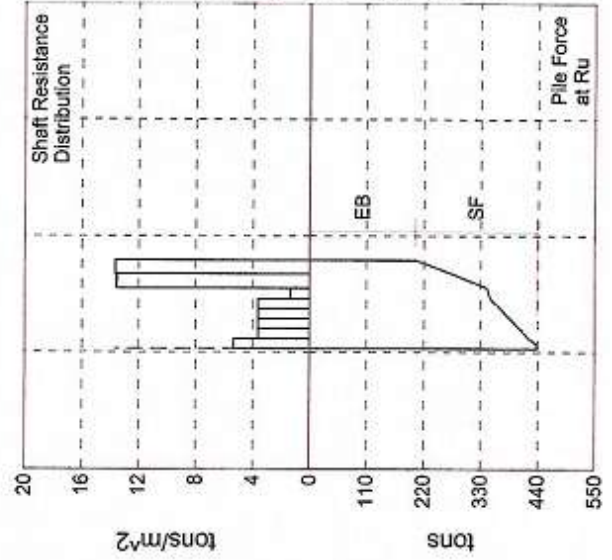
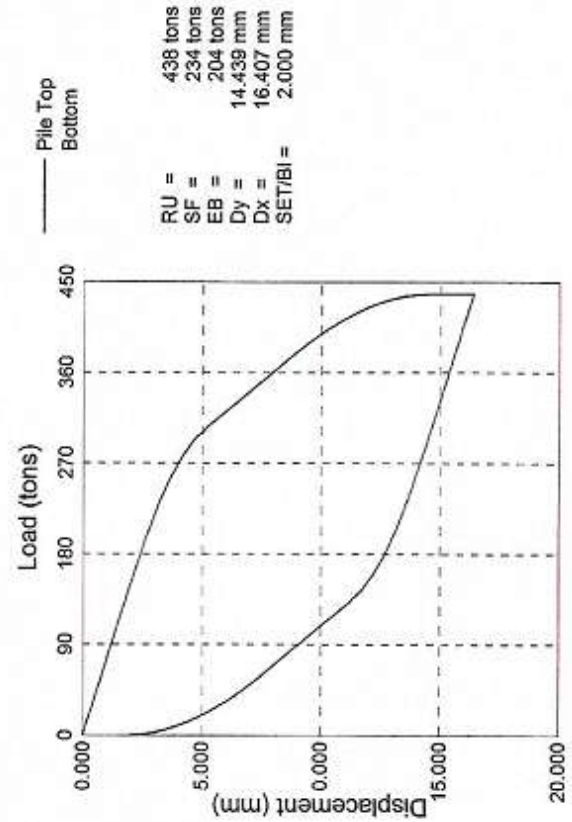
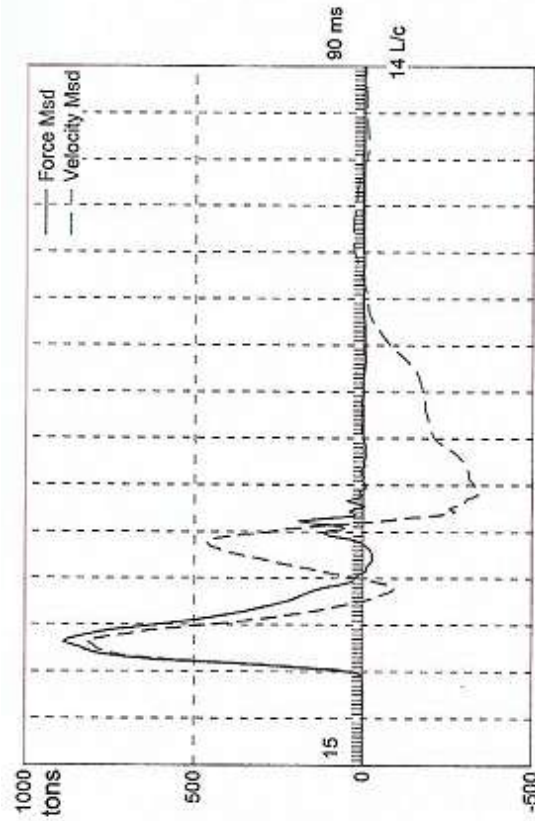
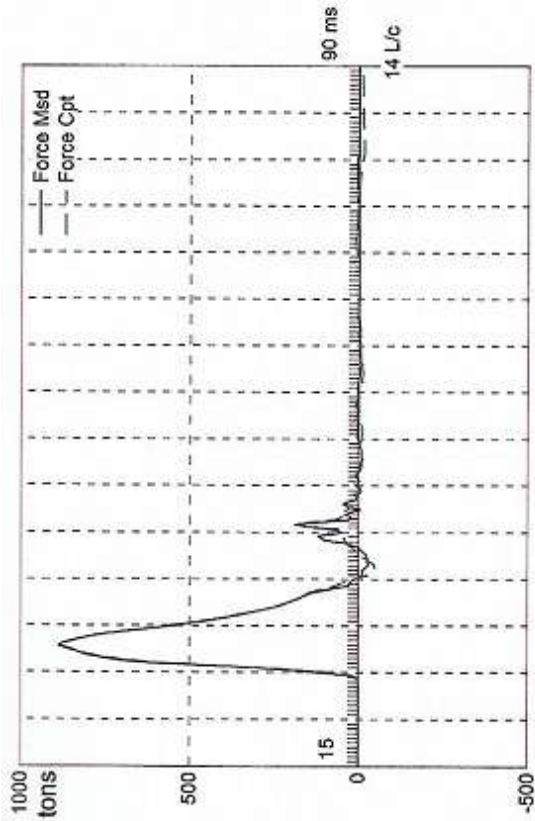
EKO-JM600; Pile: P110A
 REGRAVACAO; Blow: 6
 Jorge Beim

Test: 08-Oct-2014 15:24
 CAPWAP (R) 2014-1
 OP: ENG. JUNIOR



Estaca P111A - Hélice 80 cm

Recravação de 44 dias - 3^a golpe - H_{queda} 120 cm



Length b. Sensors	16.3 m
Embedment	15.3 m
Top Area	0.50 m ²
End Bearing Area	0.50 m ²
Top Perimeter	2.51 m
Top E-Modulus	353 tons/cm ²
Top Spec. Weight	2.4 tons/m ³
Top Wave Spd.	3800 m/s
Overall W.S.	3800 m/s
Match Quality	2.07
Top Compr. Stress	0.2 tons/cm ²
Max Compr. Stress	0.2 tons/cm ²
Max Tension Stress	-0.05 tons/cm ²
Avg. Shaft Quake	2.282 mm
Toe Quake	8.465 mm
Avg. Shaft Smith Dpg.	1.31 s/m
Toe Smith Damping	1.30 s/m

ECO-JM600; Pile: P111A
 RECRAVACAO; Blow: 3
 Jorge Seim

Test: 09-Oct-2014 15:16
 CAPWAP(R) 2014-1
 OP: ENG. JUNIOR

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity:		437.71; along Shaft	233.77; at Toe	203.94 tons			
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²
				437.7			
1	2.0	1.0	13.86	423.8	13.86	13.36	5.32
2	4.1	3.1	18.48	405.4	32.34	9.07	3.61
3	6.1	5.1	18.48	386.9	50.82	9.07	3.61
4	8.2	7.2	18.48	368.4	69.30	9.07	3.61
5	10.2	9.2	18.48	349.9	87.78	9.07	3.61
6	12.2	11.2	7.06	342.9	94.84	3.47	1.38
7	14.3	13.3	69.24	273.6	164.08	33.98	13.52
8	16.3	15.3	69.69	203.9	233.77	34.20	13.61
Avg. Shaft			29.22			15.28	6.08
Toe			203.94				405.73

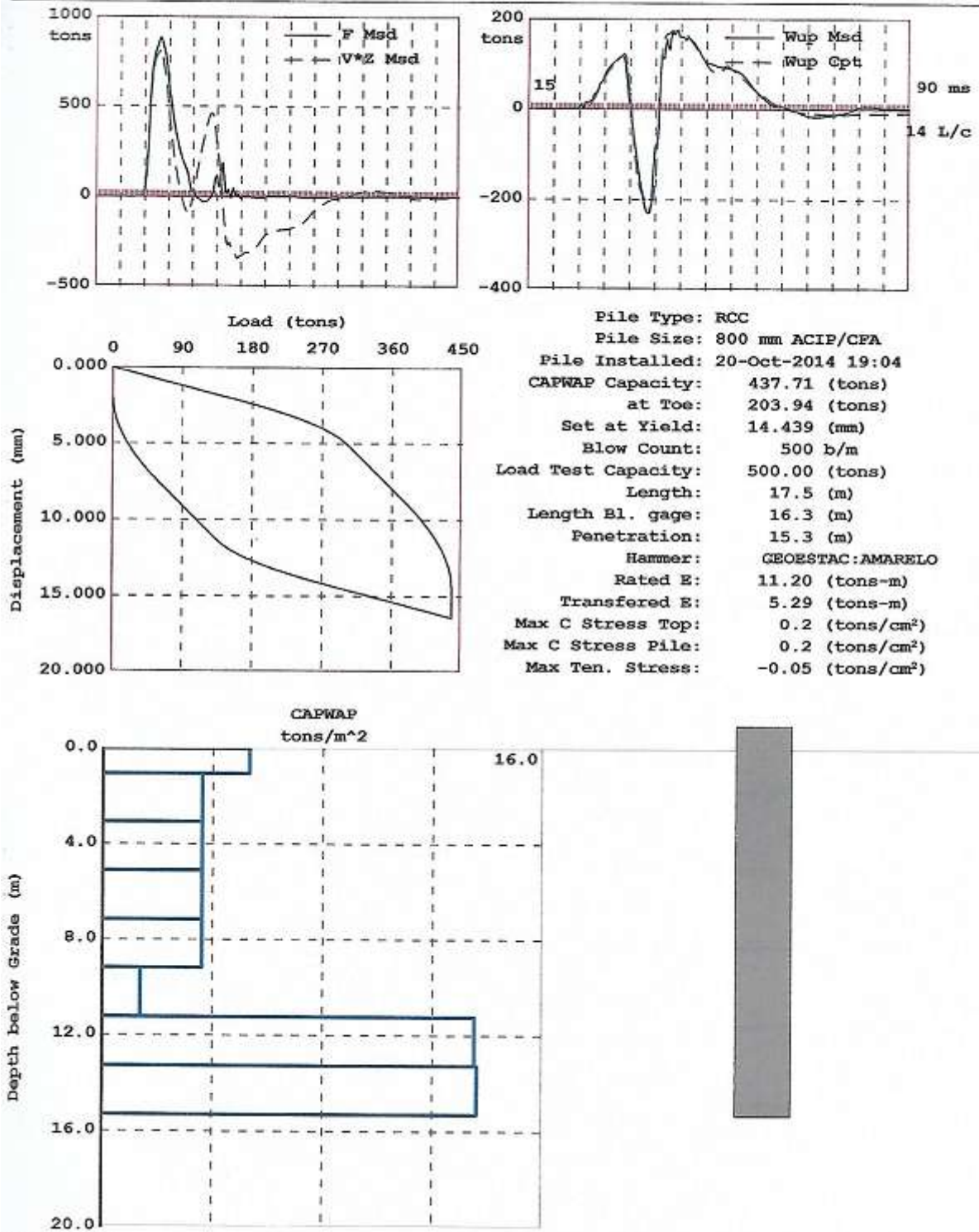
Soil Model Parameters/Extensions

	Shaft	Toe
Smith Damping Factor	1.31	1.30
Quake (mm)	2.282	8.465
Case Damping Factor	0.66	0.57
Damping Type	Viscous	Sm+Visc
Unloading Quake (% of loading quake)	300	361
Reloading Level (% of Ru)	100	100
Unloading Level (% of Ru)	66	
Resistance Gap (included in Toe Quake) (mm)		6.475
Soil Plug Weight (tons)	0.160	0.751
Soil Support Dashpot	0.803	0.000
Soil Support Weight (tons)	2.61	0.00

CAPWAP match quality	=	2.07	(Wave Up Match) ; RSA = 0
Observed: Final Set	=	2.000 mm;	Blow Count = 500 b/m
Computed: Final Set	=	2.039 mm;	Blow Count = 490 b/m
Transducer	F3(I756) CAL: 94.0; RF: 1.00; F4(I830) CAL: 93.8; RF: 1.00		
	A3(K1228) CAL: 340; RF: 1.00; A4(K1085) CAL: 340; RF: 1.00		
max. Top Comp. Stress	=	0.2 tons/cm ²	(T= 28.4 ms, max= 1.013 x Top)
max. Comp. Stress	=	0.2 tons/cm ²	(Z= 2.0 m, T= 28.7 ms)
max. Tens. Stress	=	-0.05 tons/cm ²	(Z= 7.1 m, T= 36.9 ms)
max. Energy (EMX)	=	5.29 tons-m;	max. Measured Top Displ. (DMX)=10.696 mm

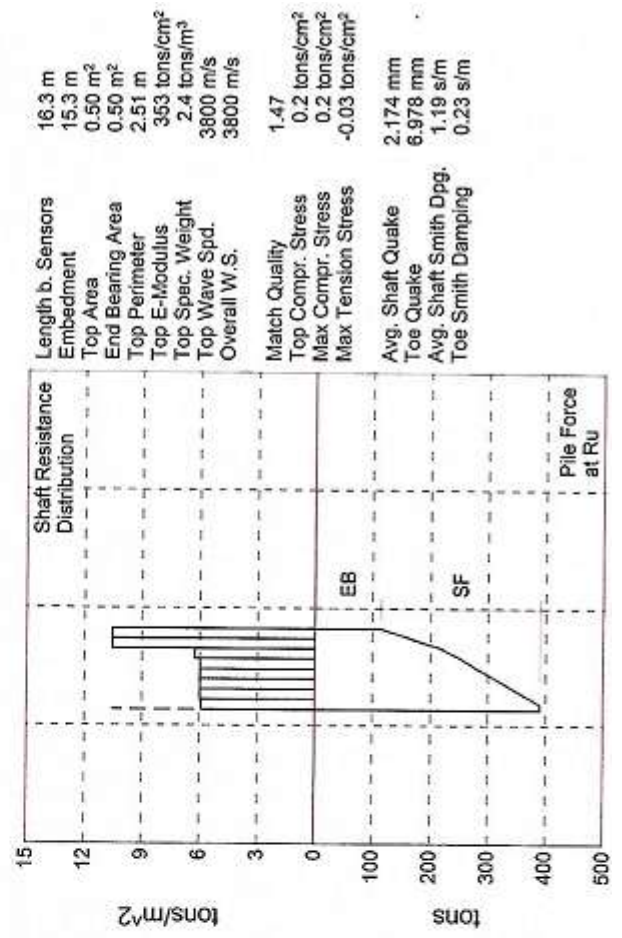
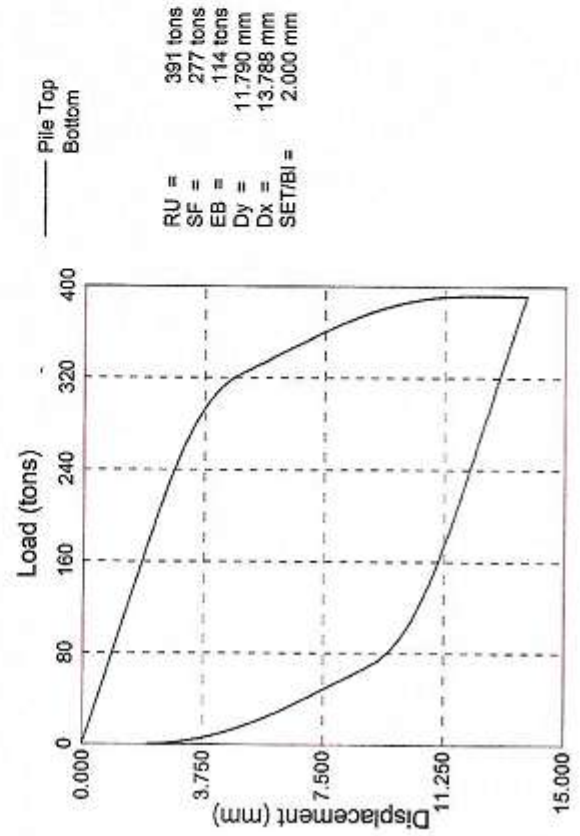
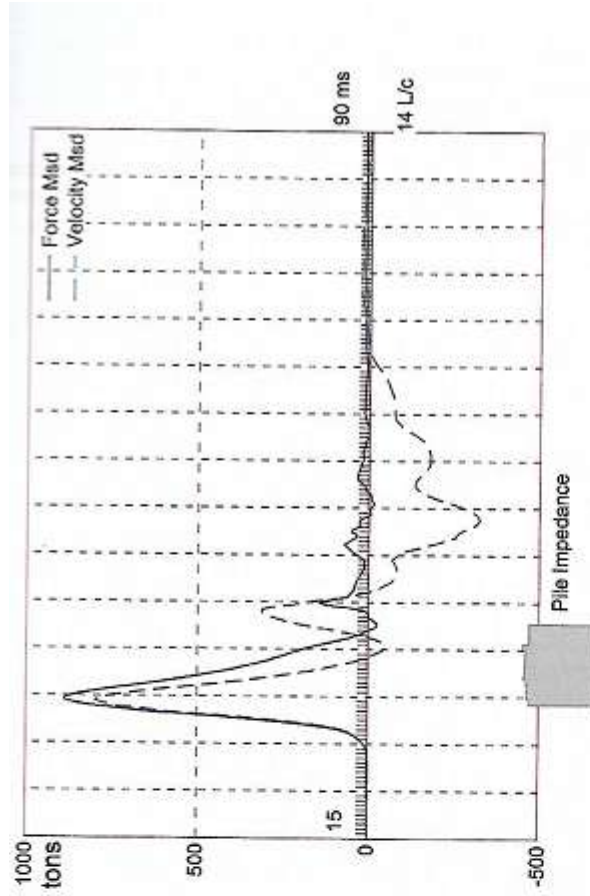
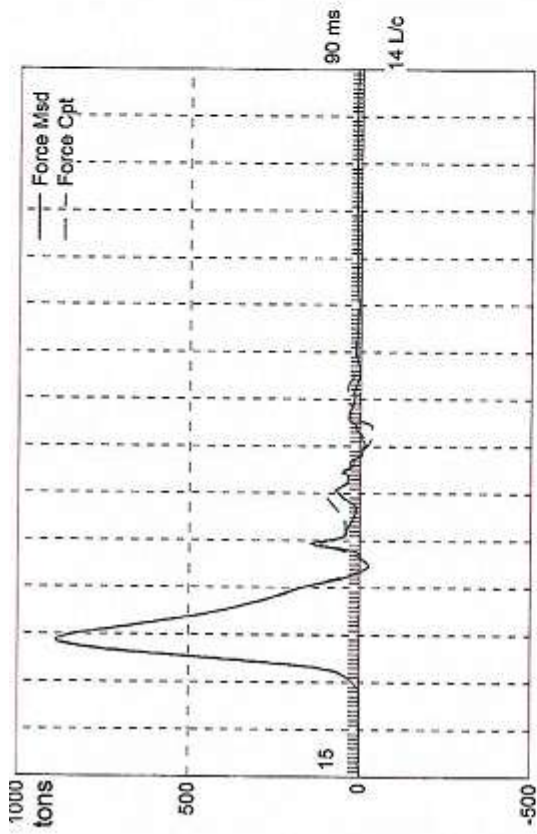
EKO-JM600; File: P111A
 RECRAVACAO; Blow: 3
 Jorge Beim

Test: 09-Oct-2014 15:16
 CAPWAP (R) 2014-1
 OP: ENG. JUNIOR



Estaca P112A - Hélice 80 cm

Recravação de 44 dias - 2º golpe - H_{queda} 80 cm



HEO-JMS00; File: P112A
 REGRAVACAO; Blow: 2
 Jorge Beim

Test: 09-Oct-2014 16:03
 CAPWAP (R) 2014-1
 OP: ENG. JUNIOR

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 391.36; along Shaft 277.26; at Toe 114.10 tons							
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in File tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²
1	2.0	1.0	15.40	391.4	15.40	14.84	5.91
2	4.1	3.1	30.52	376.0	45.92	14.98	5.96
3	6.1	5.1	30.52	345.4	76.44	14.98	5.96
4	8.2	7.2	30.52	314.9	106.96	14.98	5.96
5	10.2	9.2	30.52	284.4	137.48	14.98	5.96
6	12.2	11.2	32.00	253.9	169.48	15.71	6.25
7	14.3	13.3	53.89	221.9	223.37	26.45	10.52
8	16.3	15.3	53.89	168.0	277.26	26.45	10.52
Avg. Shaft			34.66			18.12	7.21
Toe			114.10				227.00

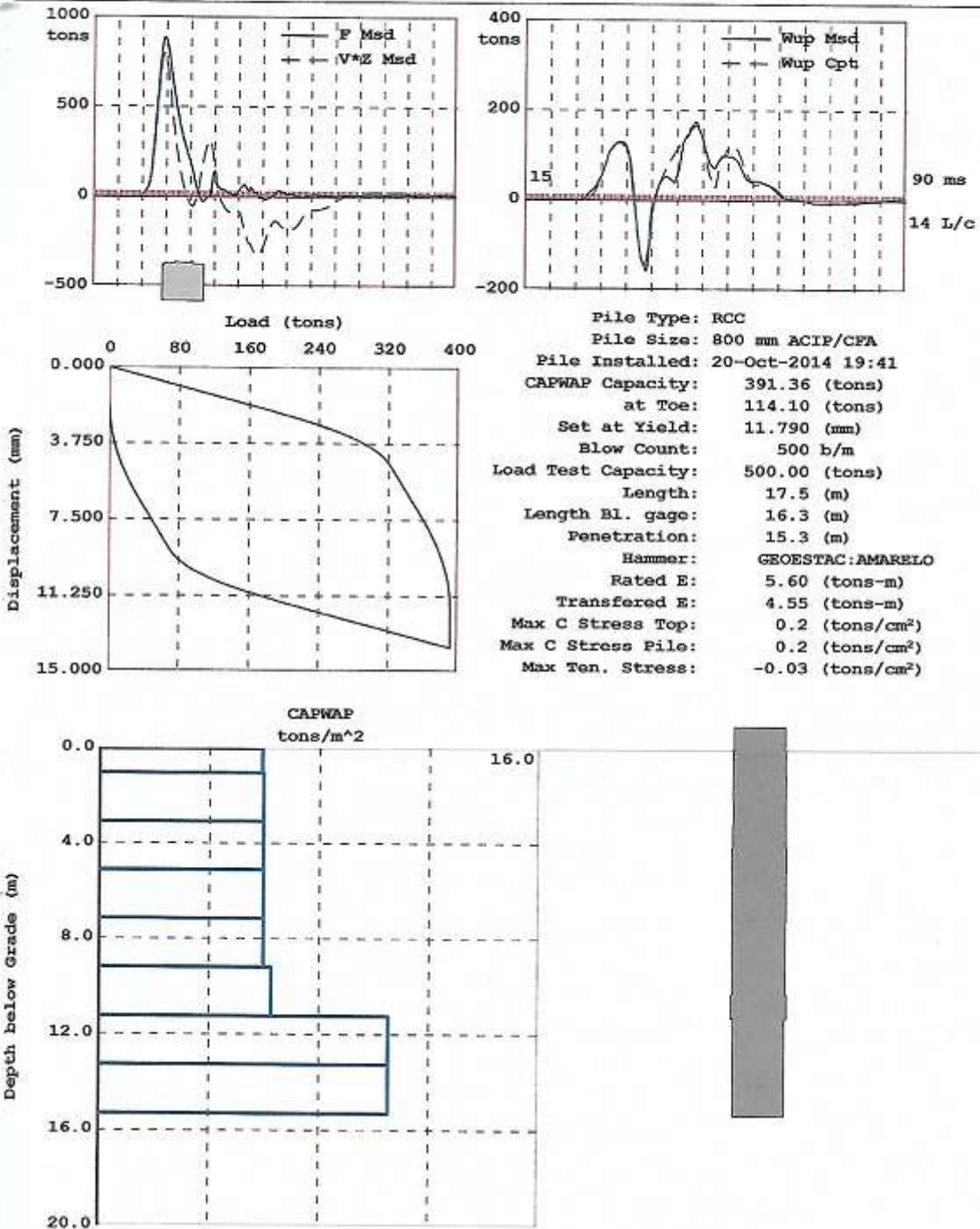
Soil Model Parameters/Extensions		Shaft	Toe
Smith Damping Factor		1.19	0.23
Quake	(mm)	2.174	6.978
Case Damping Factor		0.70	0.06
Damping Type		Viscous	Viscous
Unloading Quake	(% of loading quake)	300	98
Reloading Level	(% of Ru)	100	100
Unloading Level	(% of Ru)	83	
Resistance Gap (included in Toe Quake)	(mm)		0.667
Soil Plug Weight	(tons)		0.189
Soil Support Dashpot		0.400	0.000
Soil Support Weight	(tons)	2.61	2.61

CAPWAP match quality = 1.47 (Wave Up Match) ; RSA = 0
 Observed: Final Set = 2.000 mm; Blow Count = 500 b/m
 Computed: Final Set = 2.040 mm; Blow Count = 490 b/m
 Transducer F3(I756) CAL: 94.0; RF: 1.00; F4(I830) CAL: 93.8; RF: 1.00
 A3(K1228) CAL: 340; RF: 1.00; A4(K1085) CAL: 340; RF: 1.00

max. Top Comp. Stress = 0.2 tons/cm² (T= 30.0 ms, max= 1.021 x Top)
 max. Comp. Stress = 0.2 tons/cm² (Z= 2.0 m, T= 30.3 ms)
 max. Tens. Stress = -0.03 tons/cm² (Z= 5.1 m, T= 37.3 ms)
 max. Energy (EMX) = 4.55 tons-m; max. Measured Top Displ. (DMX) = 8.350 mm

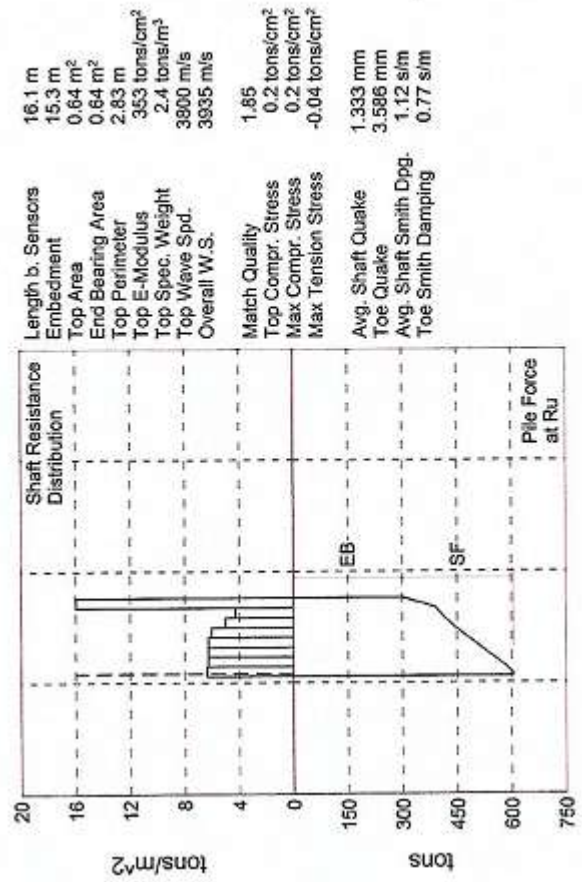
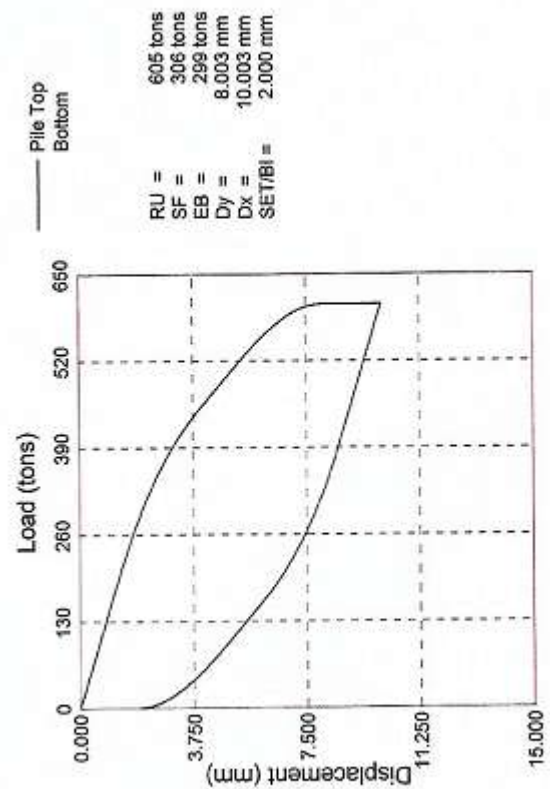
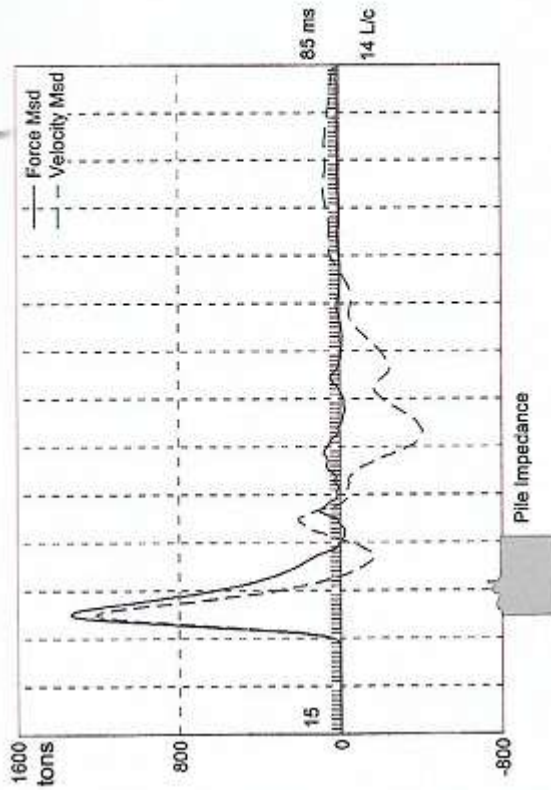
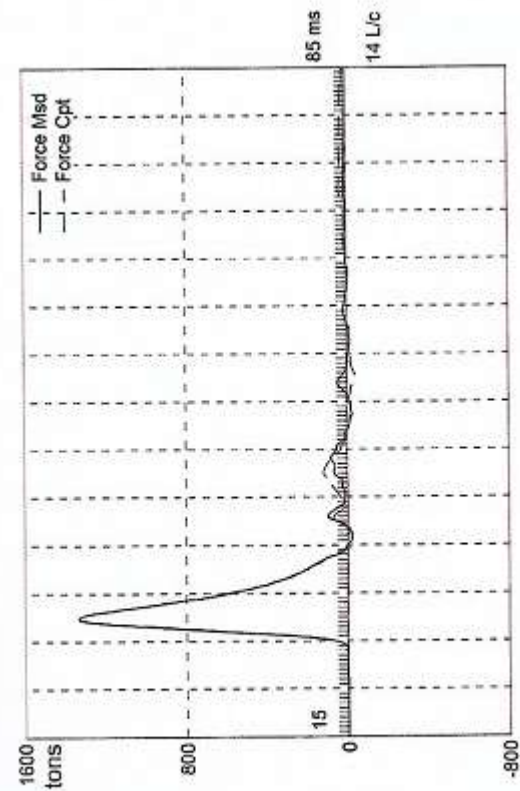
EKO-JM600; Pile: P112A
 REGRAVACAO; Blow: 2
 Jorge Beim

Test: 09-Oct-2014 16:03
 CAPWAP (R) 2014-1
 OP: ENG. JUNIOR



Estaca P113A - Hélice 90 cm

Recravação de 45 dias - 3º golpe - H_{queda} 120 cm



REC-0600; File: P113A
 REGRAVACAO; Blow: 3
 Jorge Beim

Test: 10-Oct-2014 09:16
 CAPWAP (R) 2014-1
 OP: ENG. JUNIOR

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 604.90; along Shaft 305.55; at Toe 299.35 tons

Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in File tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Quake mm
				604.9				
1	2.0	1.1	20.55	584.4	20.55	17.90	6.33	1.328
2	4.0	3.2	35.63	548.7	56.18	17.62	6.23	1.333
3	6.0	5.2	35.63	513.1	91.81	17.62	6.23	1.333
4	8.1	7.2	35.63	477.5	127.44	17.62	6.23	1.333
5	10.1	9.2	34.30	443.2	161.74	16.97	6.00	1.333
6	12.1	11.3	28.47	414.7	190.21	14.08	4.98	1.333
7	14.1	13.3	24.19	390.5	214.40	11.96	4.23	1.333
8	16.2	15.3	91.15	299.4	305.55	45.08	15.95	1.333
Avg. Shaft			38.19			19.97	7.06	1.333
Toe			299.35				470.55	3.586

Soil Model Parameters/Extensions

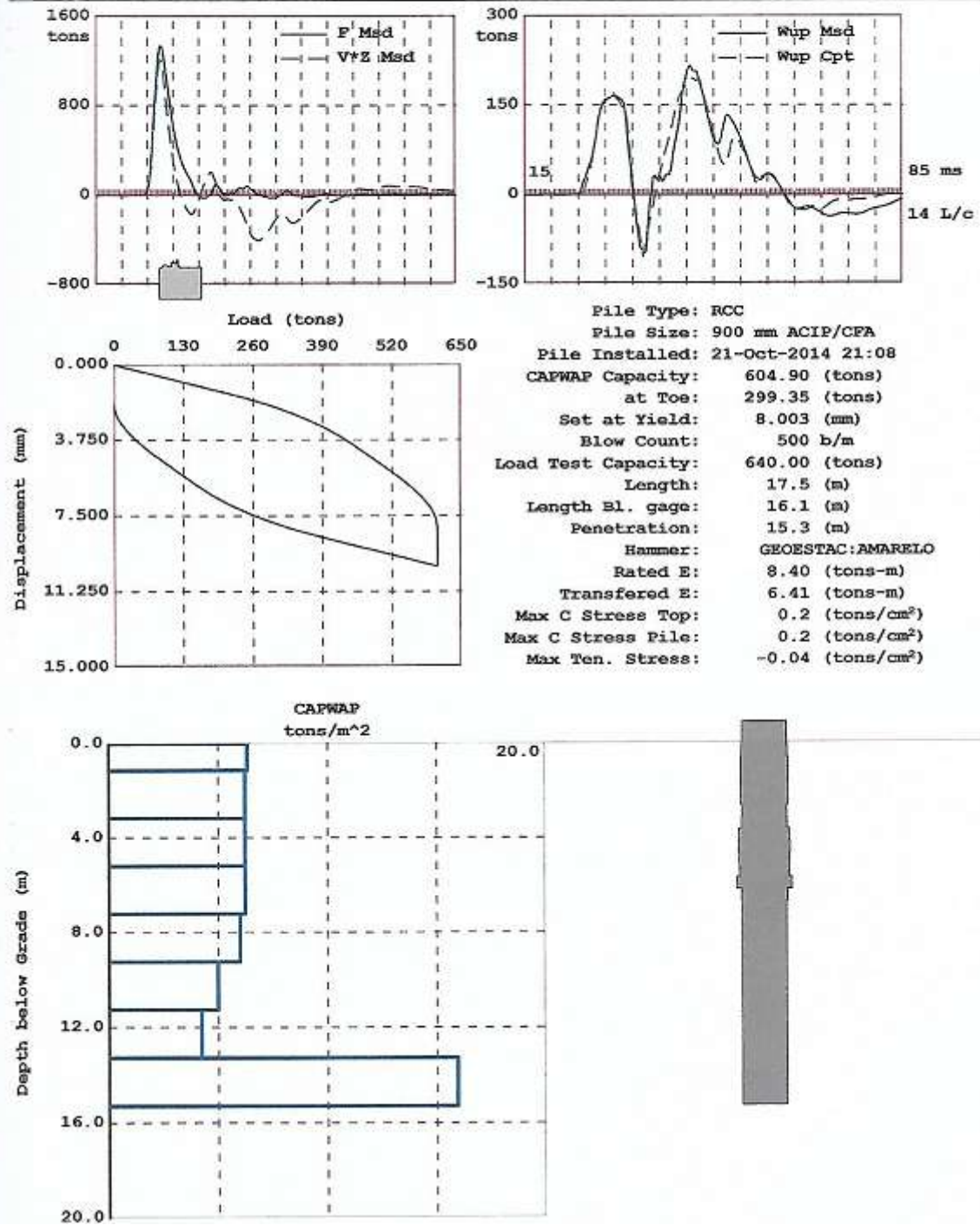
	Shaft	Toe
Smith Damping Factor	1.12	0.77
Case Damping Factor	0.58	0.39
Damping Type	Sm+Visc	Sm+Visc
Unloading Quake	(% of loading quake)	300
Reloading Level	(% of Ru)	100
Unloading Level	(% of Ru)	49
Resistance Gap (included in Toe Quake) (mm)		0.035
Soil Plug Weight	(tons)	1.467
Soil Support Dashpot		0.546
Soil Support Weight	(tons)	2.92

CAPWAP match quality = 1.85 (Wave Up Match) ; RSA = 0
 Observed: Final Set = 2.000 mm; Blow Count = 500 b/m
 Computed: Final Set = 2.756 mm; Blow Count = 363 b/m
 Transducer R3(I756) CAL: 94.0; RF: 1.00; F4(I830) CAL: 93.8; RF: 1.00
 A3(K1228) CAL: 340; RF: 1.00; A4(K1085) CAL: 340; RF: 1.00

max. Top Comp. Stress = 0.2 tons/cm² (T= 27.7 ms, max= 1.035 x Top)
 max. Comp. Stress = 0.2 tons/cm² (Z= 2.0 m, T= 28.1 ms)
 max. Tens. Stress = -0.04 tons/cm² (Z= 4.5 m, T= 35.3 ms)
 max. Energy (EMX) = 6.41 tons-m; max. Measured Top Displ. (DMX) = 6.482 mm

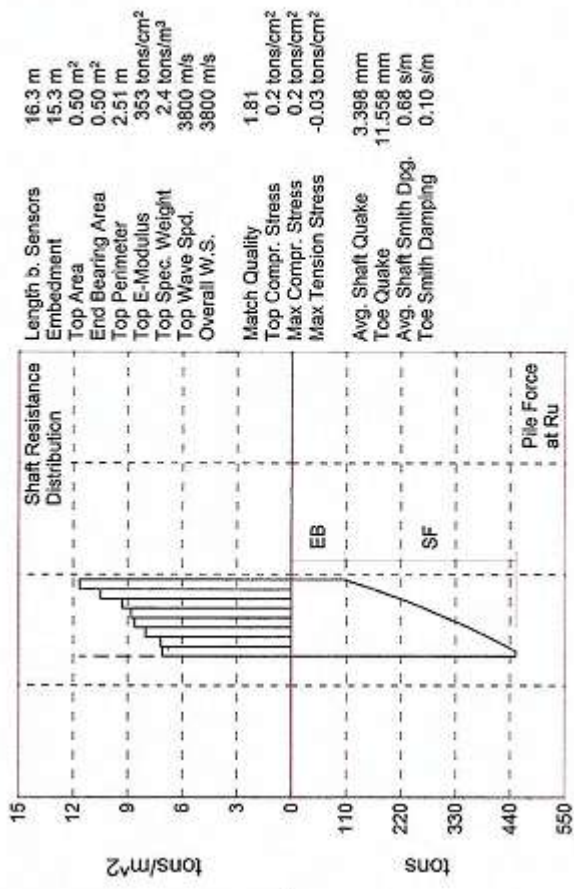
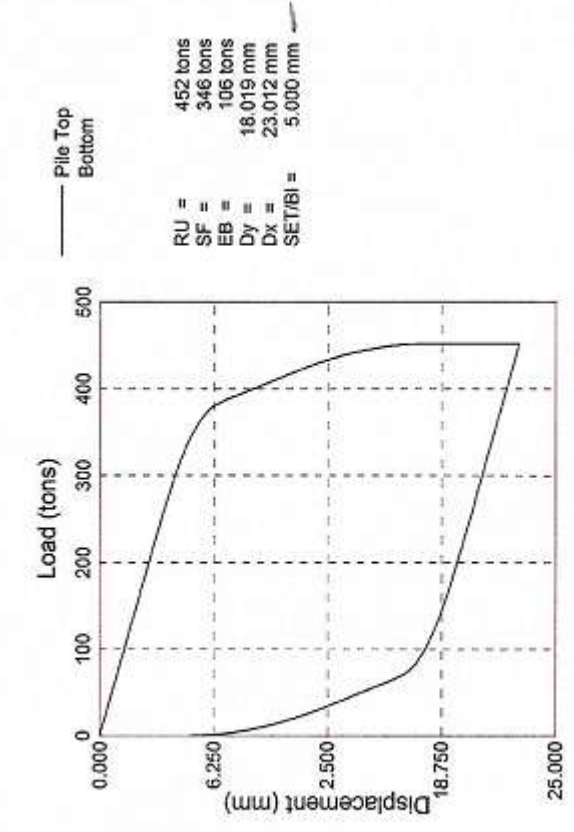
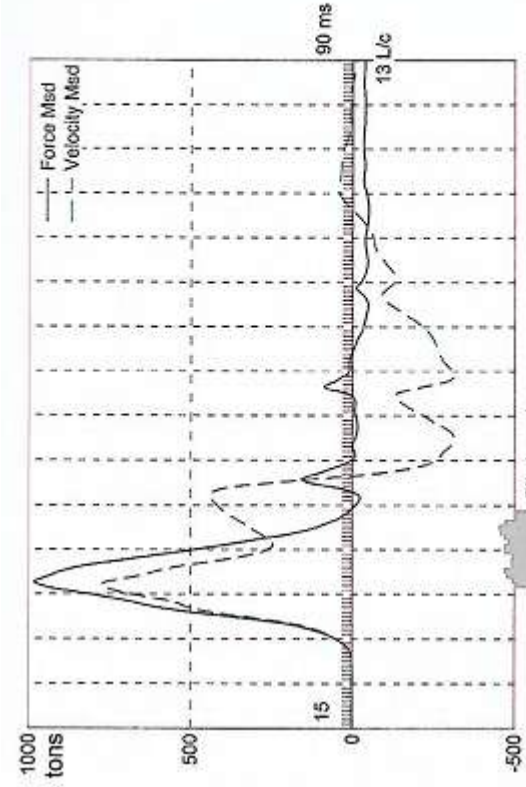
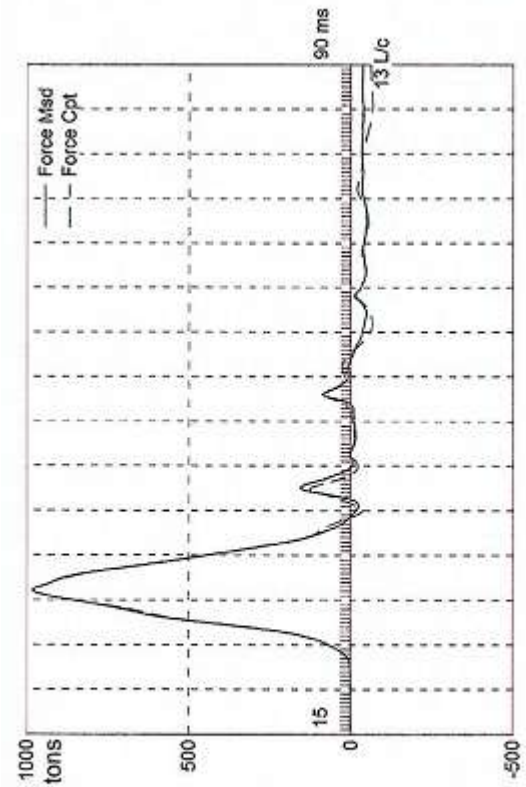
EXO-JM600; File: P113A
 RECRAVACAO; Blow: 3
 Jorge Beim

Test: 10-Oct-2014 09:16
 CAPWAP (R) 2014-1
 OP: ENG. JUNIOR



Estaca P114B - Hélice 80 cm

Recravação de 44 dias - 5º golpe - H_{queda} 101 cm



EKO-JM600; File: P114B
 RECRAVACAO; Blow: 5
 Jorge Beim

Test: 08-Oct-2014 08:59
 CAPWAP (R) 2014-1
 OP: ENG. JUNIOR

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 451.77; along Shaft 345.89; at Toe 105.88 tons							
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²
1	2.0	1.0	18.47	433.3	18.47	17.80	7.08
2	4.1	3.1	36.66	396.6	55.13	17.99	7.16
3	6.1	5.1	40.96	355.7	96.09	20.10	8.00
4	8.2	7.2	44.09	311.6	140.18	21.64	8.61
5	10.2	9.2	45.13	266.5	185.31	22.15	8.81
6	12.2	11.2	47.43	219.0	232.74	23.28	9.26
7	14.3	13.3	53.59	165.4	286.33	26.30	10.47
8	16.3	15.3	59.56	105.9	345.89	29.23	11.63
Avg. Shaft			43.24			22.61	9.00
Toe			105.88				210.64

Soil Model Parameters/Extensions

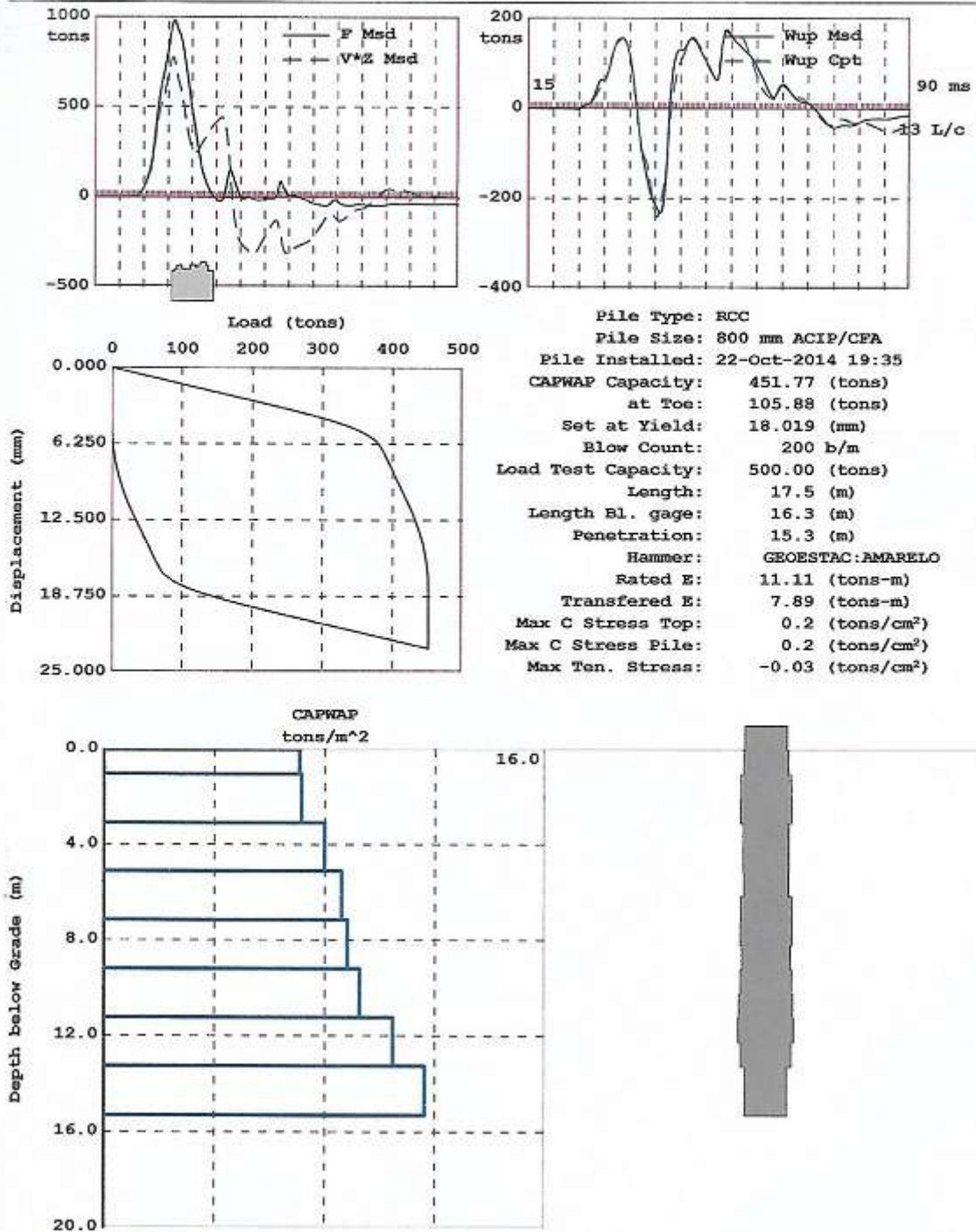
	Shaft	Toe
Smith Damping Factor	0.68	0.10
Quake (mm)	3.398	11.558
Case Damping Factor	0.50	0.02
Damping Type	Sm+Visc	Viscous
Unloading Quake (% of loading quake)	209	52
Reloading Level (% of Ru)	100	100
Unloading Level (% of Ru)	40	
Resistance Gap (included in Toe Quake) (mm)		10.558
Soil Plug Weight (tons)	0.588	0.282
Soil Support Dashpot	0.525	0.000
Soil Support Weight (tons)	2.61	0.00

CAPWAP match quality = 1.81 (Wave Up Match) ; RSA = 0
 Observed: Final Set = 5.000 mm; Blow Count = 200 b/m
 Computed: Final Set = 5.791 mm; Blow Count = 173 b/m
 Transducers F3(I756) CAL: 94.0; RF: 1.00; F4(I030) CAL: 93.8; RF: 1.00
 A3(K1228) CAL: 340; RF: 1.00; A4(K1085) CAL: 340; RF: 1.00

max. Top Comp. Stress = 0.2 tons/cm² (T= 31.6 ms, max= 1.017 x Top)
 max. Comp. Stress = 0.2 tons/cm² (Z= 2.0 m, T= 31.9 ms)
 max. Tens. Stress = -0.03 tons/cm² (Z= 7.1 m, T= 38.6 ms)
 max. Energy (EMX) = 7.89 tons-m; max. Measured Top Displ. (DMX)=15.724 mm

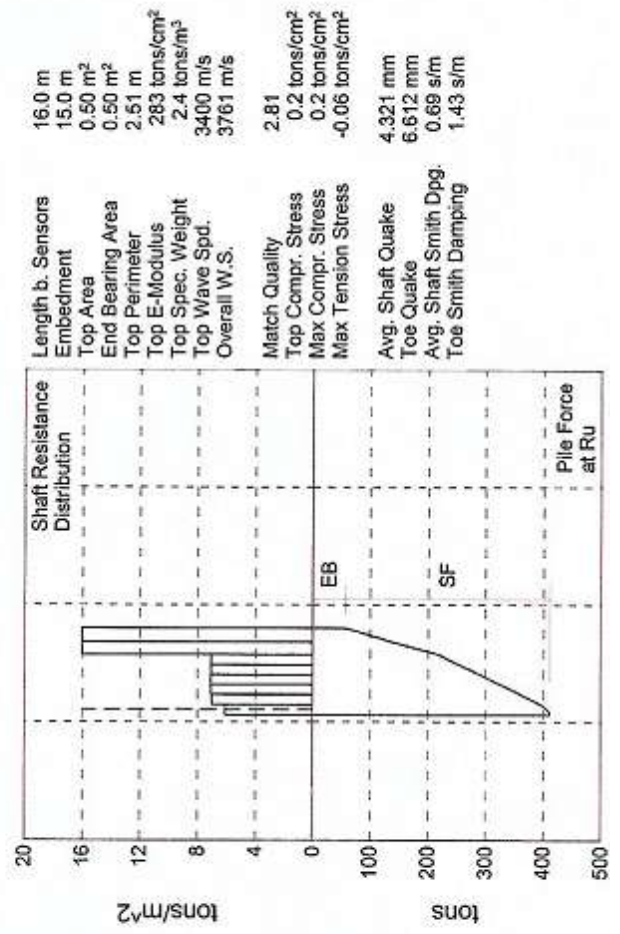
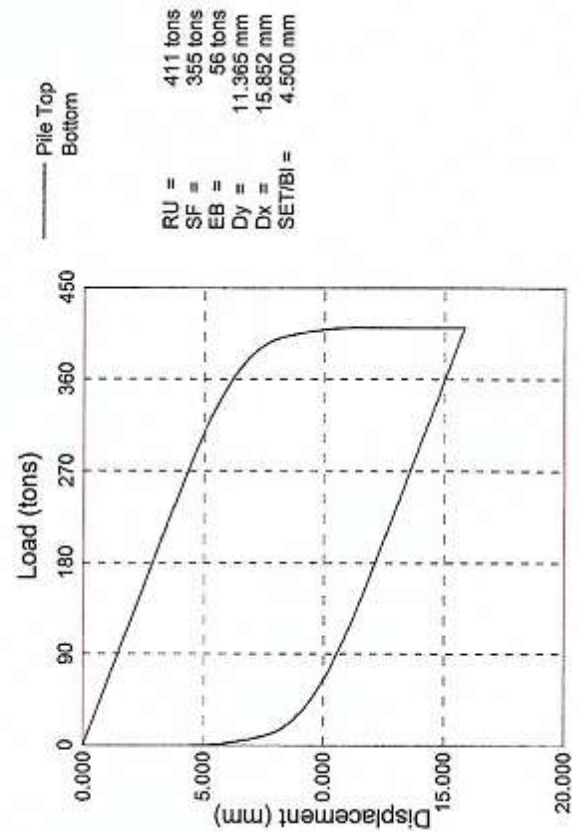
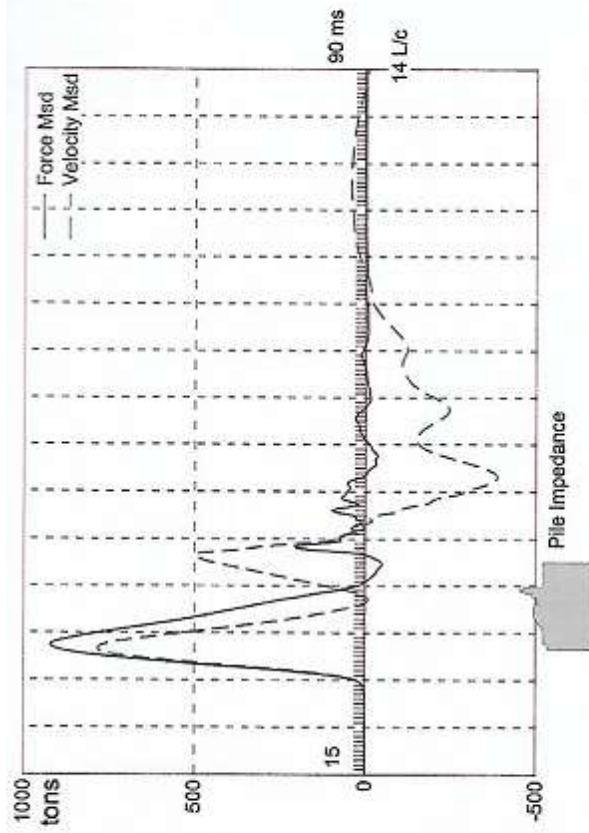
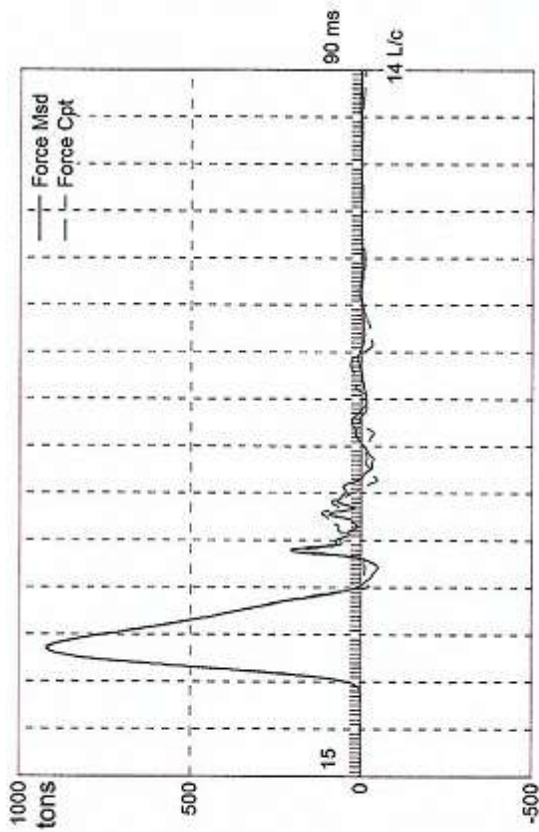
EKO-JM600; File: P114B
 RECRAVACAO; Blow: 5
 Jorge Beim

Test: 08-Oct-2014 08:59
 CAPWAP (R) 2014-1
 OP: ENG. JUNIOR



Estaca P121A - Hélice 80 cm

Recravação de 56 dias - 3ª golpe - H_{queda} 125 cm



EKO-JM600; Pile: P121A
 RECRAVACAO; Blow: 3
 Jorge Beim

Test: 10-Oct-2014 10:12
 CAPWAP (R) 2014-1
 OP: ENG. JUNIOR

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 410.99; along Shaft 354.57; at Toe 56.42 tons							
Soil Sgmnt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²
1	1.9	0.9	14.05	396.9	14.05	15.25	6.07
2	3.9	2.9	35.44	361.5	49.49	17.62	7.01
3	5.9	4.9	35.77	325.7	85.26	17.79	7.08
4	8.0	7.0	35.77	290.0	121.03	17.79	7.08
5	10.0	9.0	35.77	254.2	156.80	17.79	7.08
6	12.0	11.0	35.77	218.4	192.57	17.79	7.08
7	14.0	13.0	81.00	137.4	273.57	40.27	16.03
8	16.0	15.0	81.00	56.4	354.57	40.27	16.03
Avg. Shaft			44.32			23.64	9.41
Toe			56.42				112.24

Soil Model Parameters/Extensions

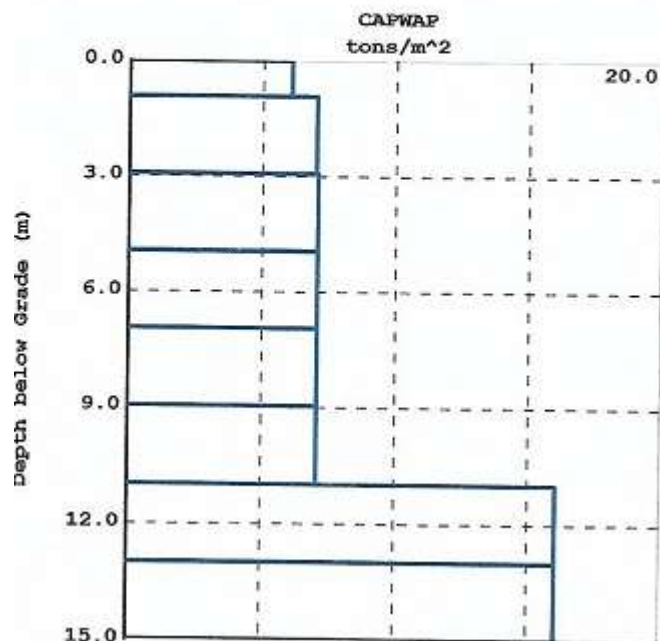
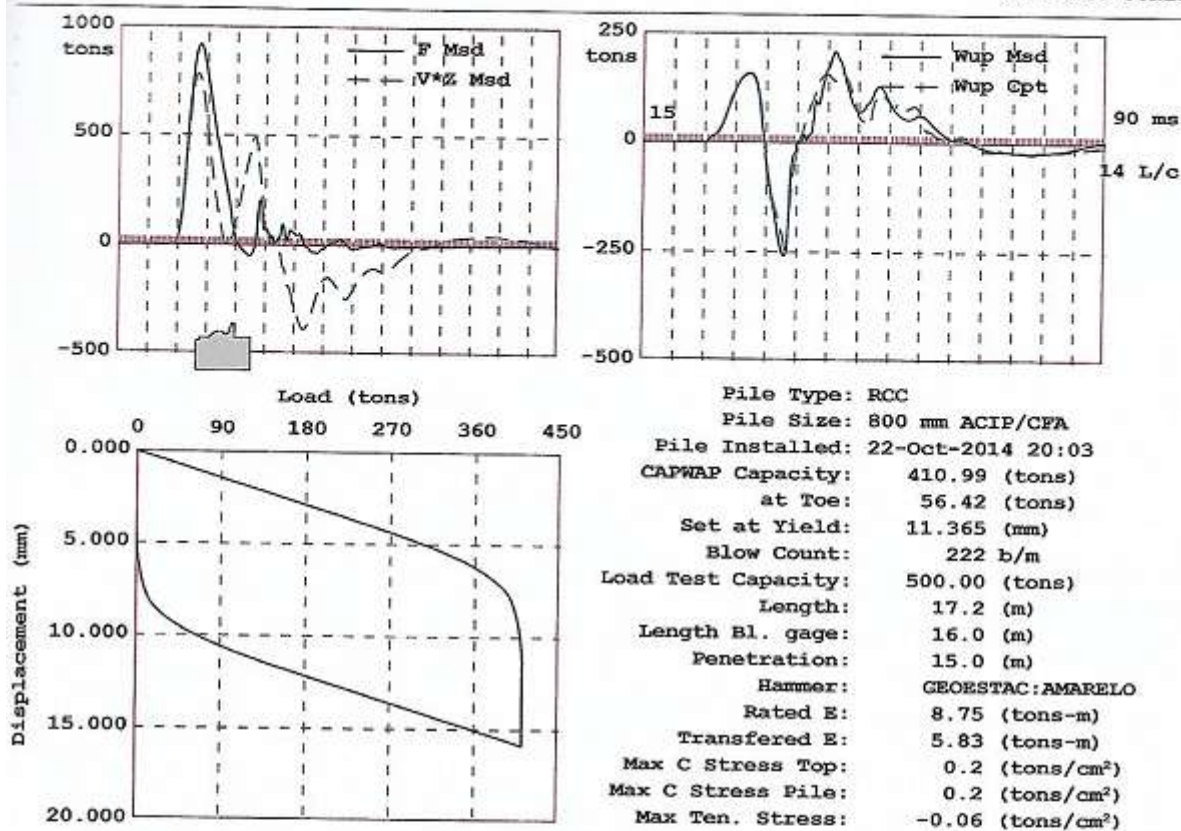
	Shaft	Toe
Smith Damping Factor	0.69	1.43
Quake (mm)	4.321	6.612
Case Damping Factor	0.58	0.19
Damping Type	Sm+Visc	Sm+Visc
Unloading Quake (% of loading quake)	142	126
Reloading Level (% of Ru)	100	100
Unloading Level (% of Ru)	49	
Resistance Gap (included in Toe Quake) (mm)		5.324
Soil Plug Weight (tons)	0.314	0.527
Soil Support Dashpot	0.700	0.000
Soil Support Weight (tons)	2.58	0.00

CAPWAP match quality = 2.81 (Wave Up Match) ; RSA = 0
 Observed: Final Set = 4.500 mm; Blow Count = 222 b/m
 Computed: Final Set = 5.482 mm; Blow Count = 182 b/m
 Transducer F3(I756) CAL: 94.0; RF: 1.00; F4(I830) CAL: 93.8; RF: 1.00
 A3(K1228) CAL: 340; RF: 1.00; A4(K1085) CAL: 340; RF: 1.00

max. Top Comp. Stress = 0.2 tons/cm² (T= 28.9 ms, max= 1.059 x Top)
 max. Comp. Stress = 0.2 tons/cm² (Z= 3.9 m, T= 29.8 ms)
 max. Tens. Stress = -0.06 tons/cm² (Z= 4.4 m, T= 35.8 ms)
 max. Energy (EMX) = 5.83 tons-m; max. Measured Top Displ. (DMX)=11.914 mm

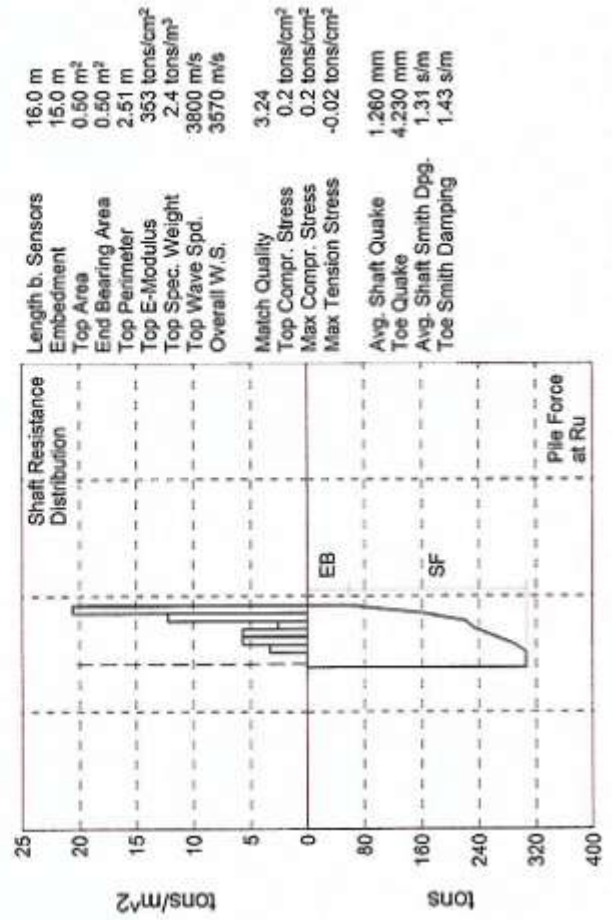
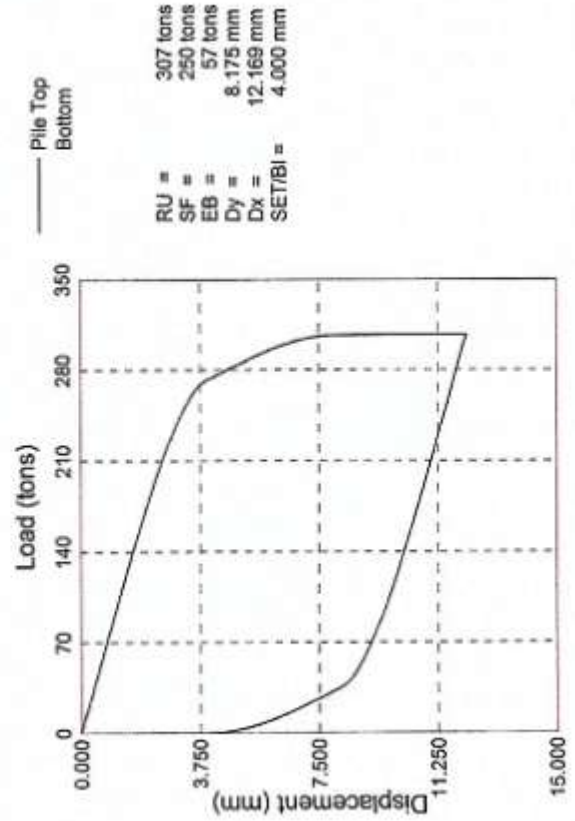
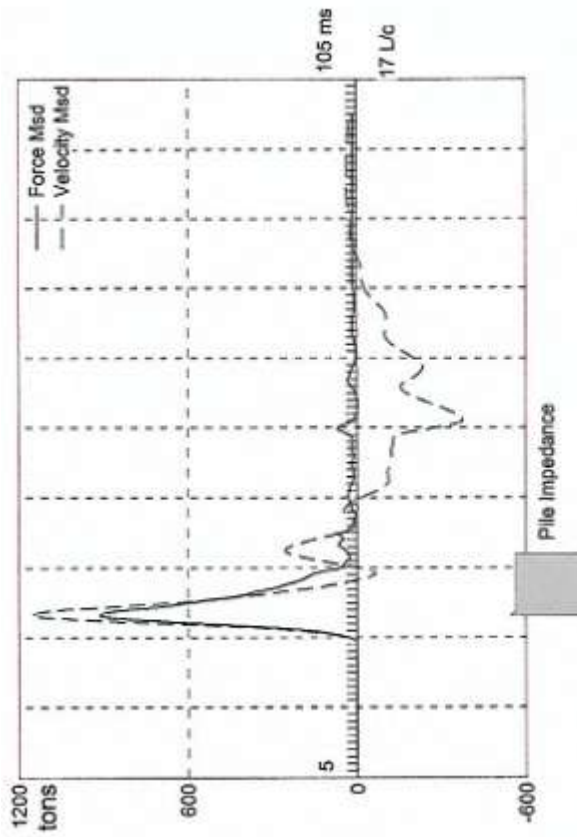
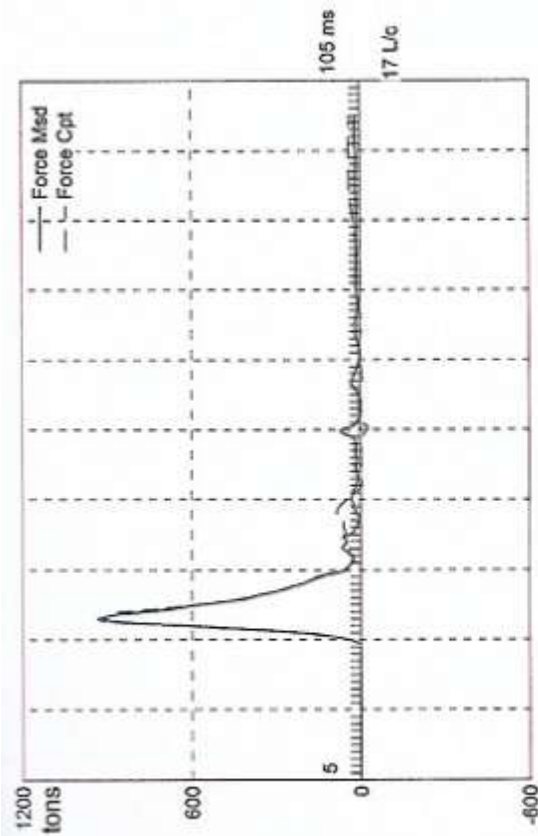
ECO-JM600; Pile: P121A
RECRAVACAO; Blow: 3
Jorge Beim

Test: 10-Oct-2014 10:12
CAPWAP (R) 2014-1
OP: ENG. JUNIOR



Estaca P122A - Hélice 80 cm

Recravação de 56 dias - 4º golpe - H_{queda} 160 cm



EKO-JM600; File: P122A
 RECRAVACAO; Blow: 4
 Jorge Beim

Test: 10-Oct-2014 10:55
 CAPWAP (R) 2014-1
 OP: ENG. JUNIOR

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 307.04; along Shaft 249.77; at Toe 57.27 tons

Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in File tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				307.0					
1	2.0	1.0	0.00	307.0	0.00	0.00	0.00	0.00	1.258
2	4.0	3.0	0.00	307.0	0.00	0.00	0.00	0.00	1.260
3	6.0	5.0	16.36	290.7	16.36	8.21	3.27	1.31	1.260
4	8.0	7.0	28.27	262.4	44.63	14.18	5.64	1.31	1.260
5	10.0	9.0	28.27	234.1	72.90	14.18	5.64	1.31	1.260
6	12.0	11.0	12.67	221.5	85.57	6.36	2.53	1.31	1.260
7	14.0	13.0	61.12	160.3	146.69	30.66	12.20	1.31	1.260
8	16.0	15.0	103.08	57.3	249.77	51.70	20.57	1.31	1.260
Avg. Shaft			31.22			16.65	6.63	1.31	1.260
Toe			57.27				113.94	1.43	4.230

Soil Model Parameters/Extensions

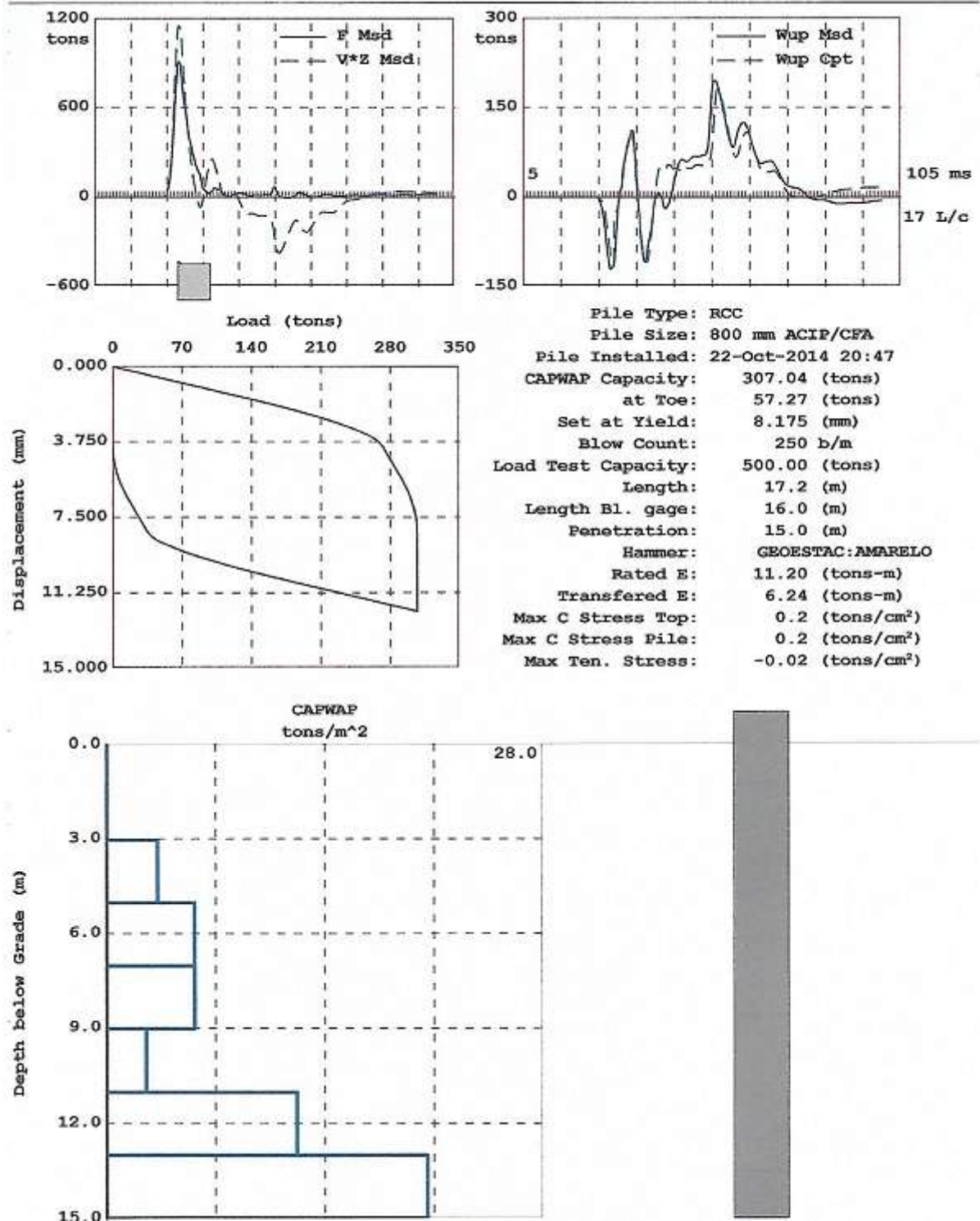
	Shaft	Toe
Case Damping Factor	0.70	0.18
Damping Type	Sm+Visc	Sm+Visc
Unloading Quake (% of loading quake)	30	30
Reloading Level (% of Ru)	100	100
Unloading Level (% of Ru)	34	
Resistance Gap (included in Toe Quake) (mm)		1.652
Soil Plug Weight (tons)	0.083	
Soil Support Dashpot	0.550	3.000
Soil Support Weight (tons)	2.56	2.56

CAPWAP match quality = 3.24 (Wave Up Match) ; RSA = 0
 Observed: Final Set = 4.000 mm; Blow Count = 250 b/m
 Computed: Final Set = 7.274 mm; Blow Count = 137 b/m
 Transducer F3 (I756) CAL: 94.0; RF: 1.00; F4 (I830) CAL: 93.8; RF: 1.00
 A3 (K1228) CAL: 340; RF: 1.00; A4 (K1085) CAL: 340; RF: 1.00

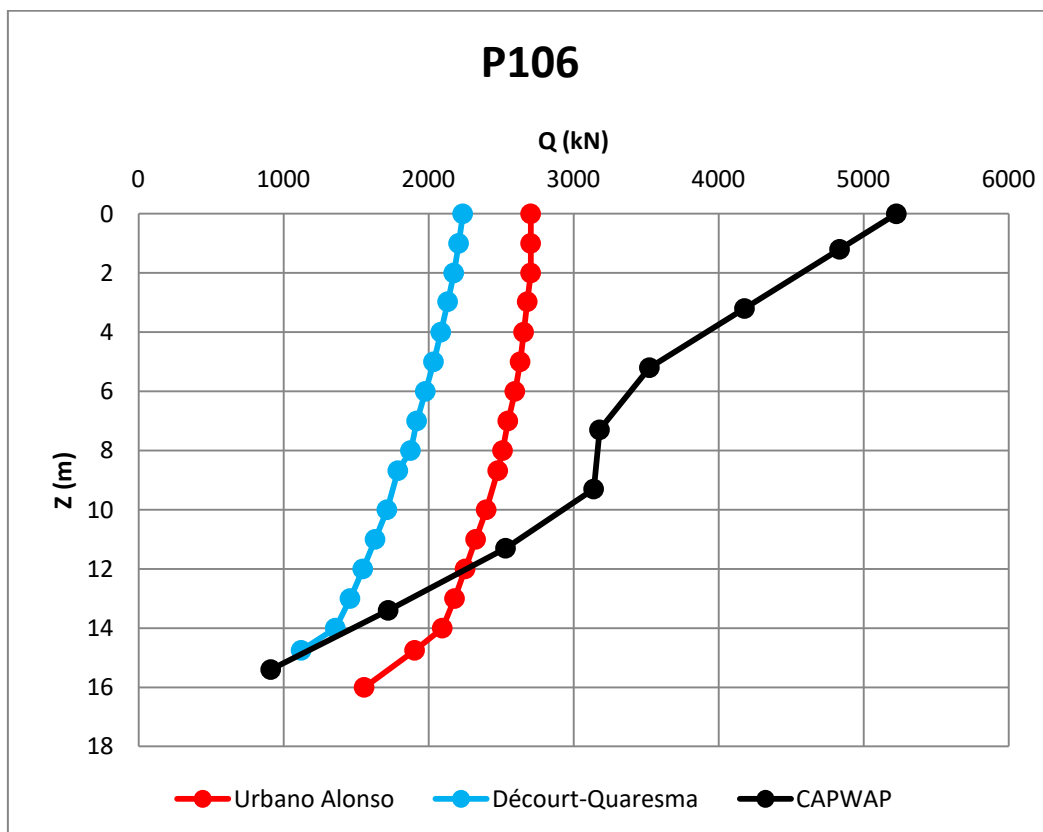
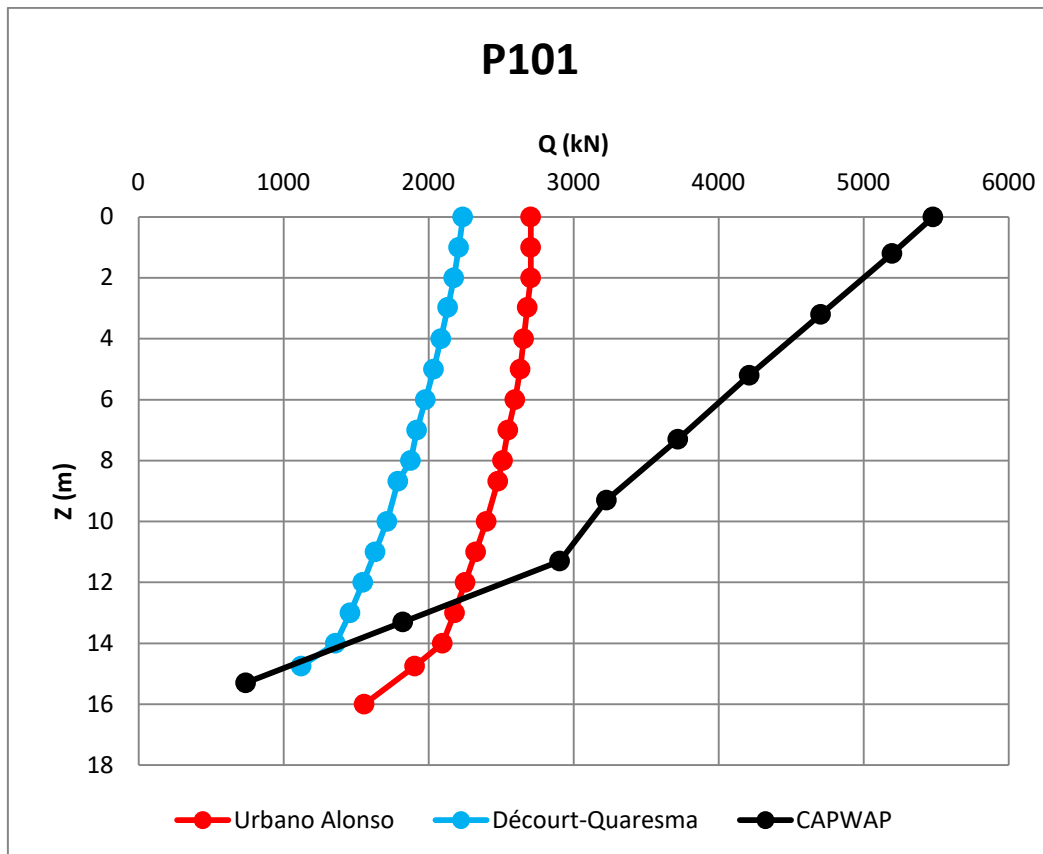
max. Top Comp. Stress = 0.2 tons/cm² (T= 29.0 ms, max= 1.109 x Top)
 max. Comp. Stress = 0.2 tons/cm² (Z= 6.0 m, T= 30.2 ms)
 max. Tens. Stress = -0.02 tons/cm² (Z= 6.5 m, T= 36.3 ms)
 max. Energy (EMX) = 6.24 tons-m; max. Measured Top Displ. (DMX)=11.107 mm

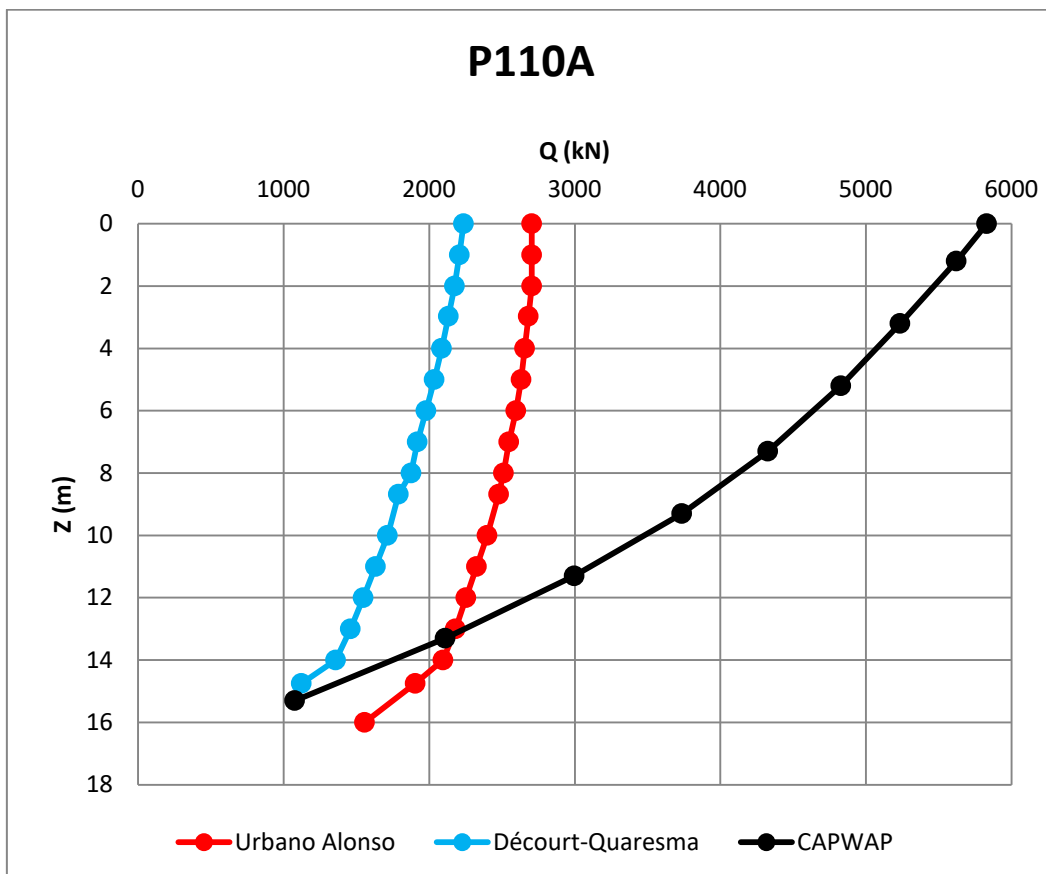
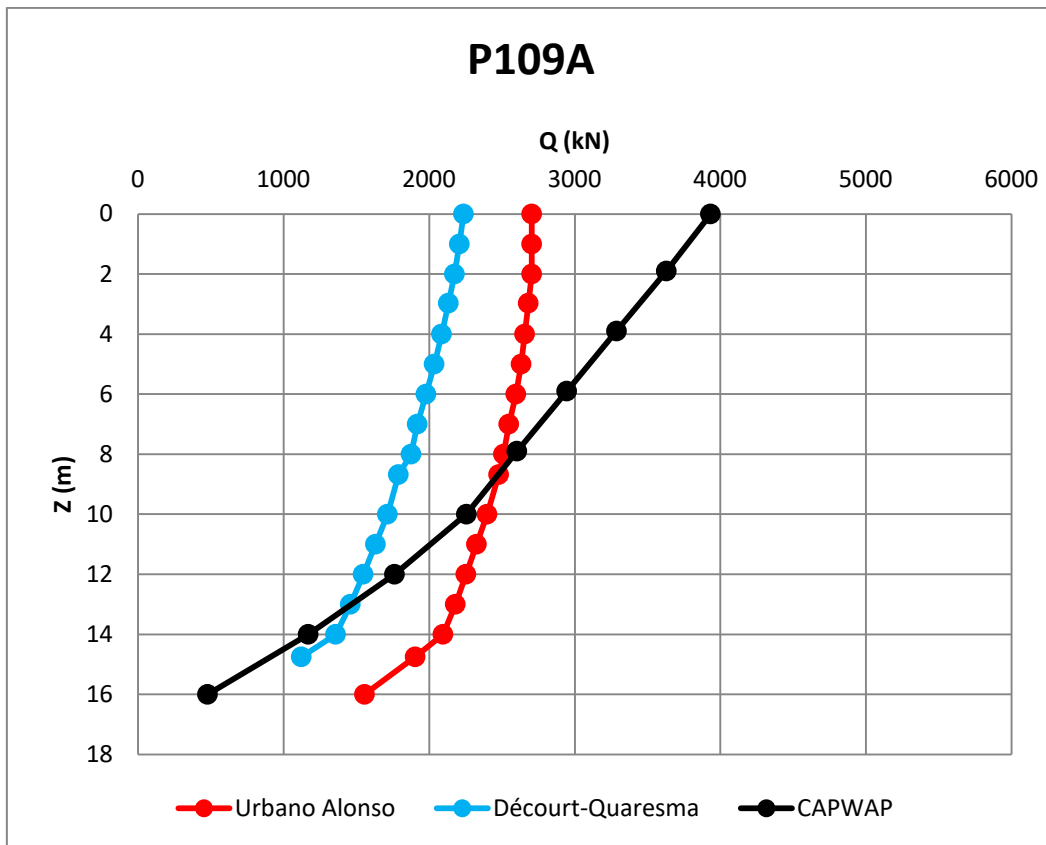
EKO-JM600; Pile: P122A
 REGRAVACAO; Blow: 4
 Jorge Beim

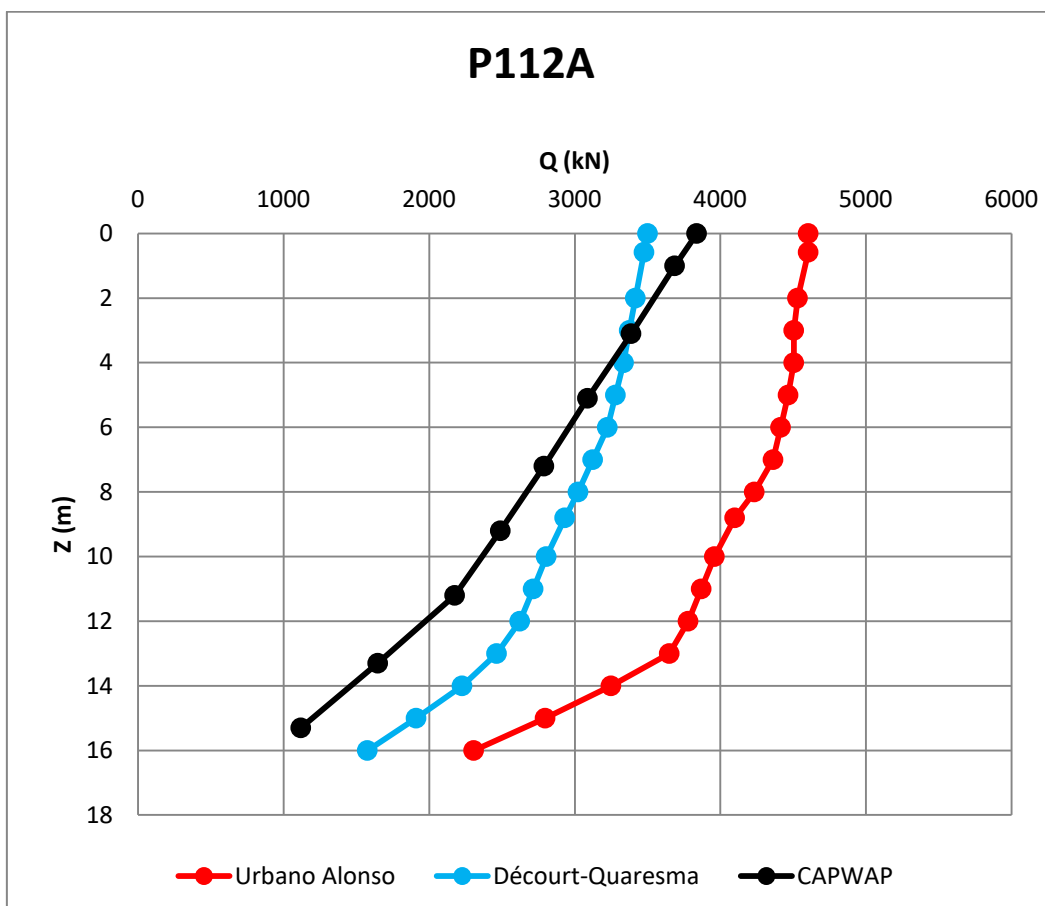
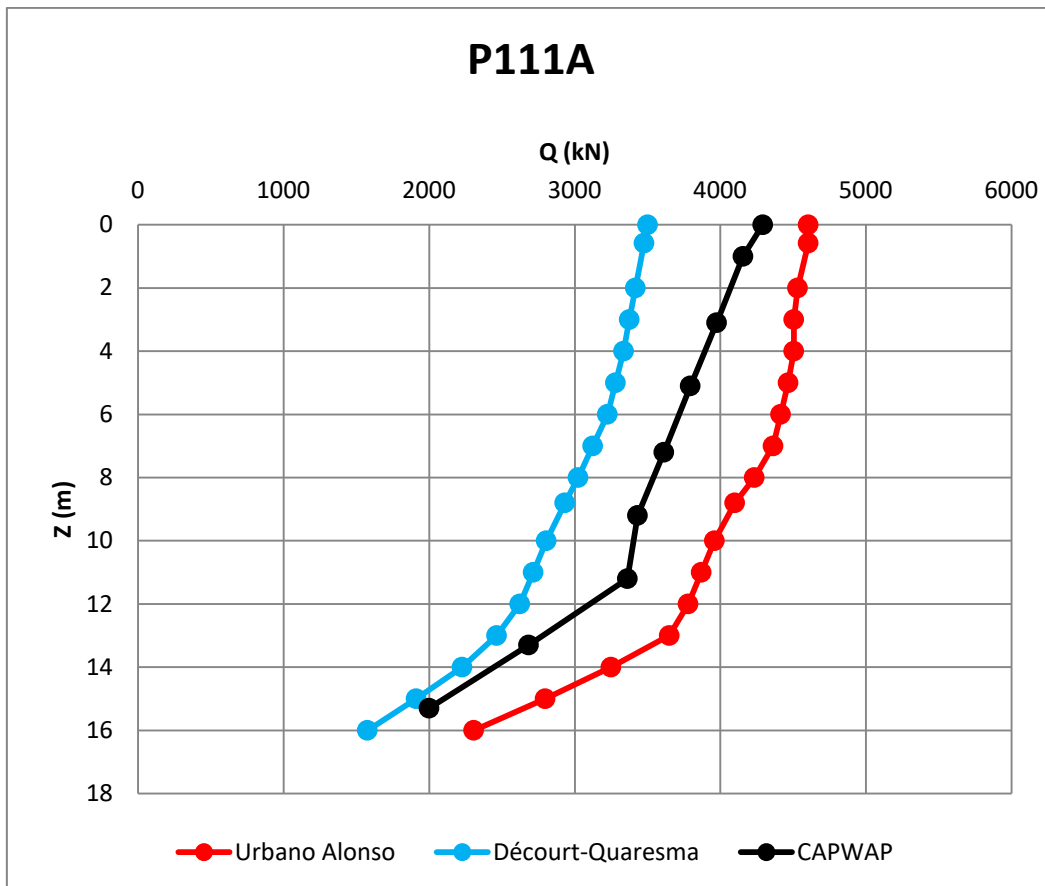
Test: 10-Oct-2014 10:55
 CAPWAP (R) 2014-1
 OP: ENG. JUNIOR

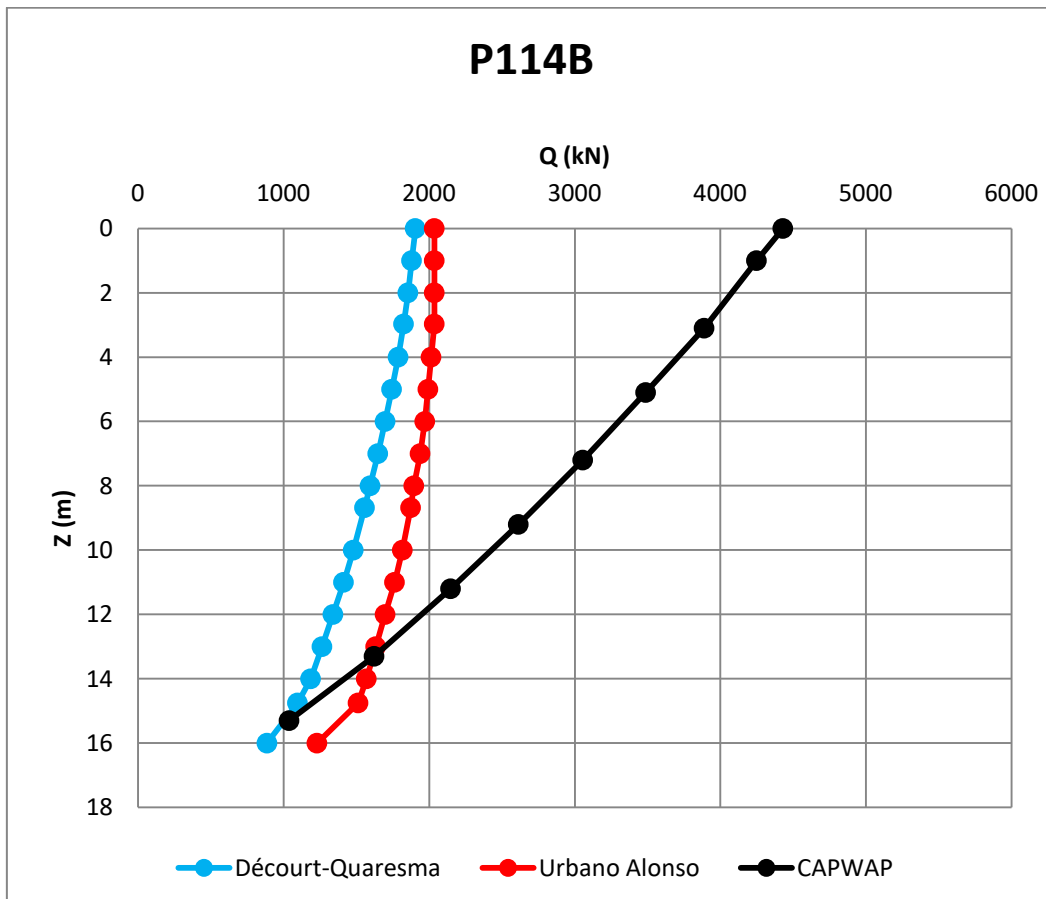
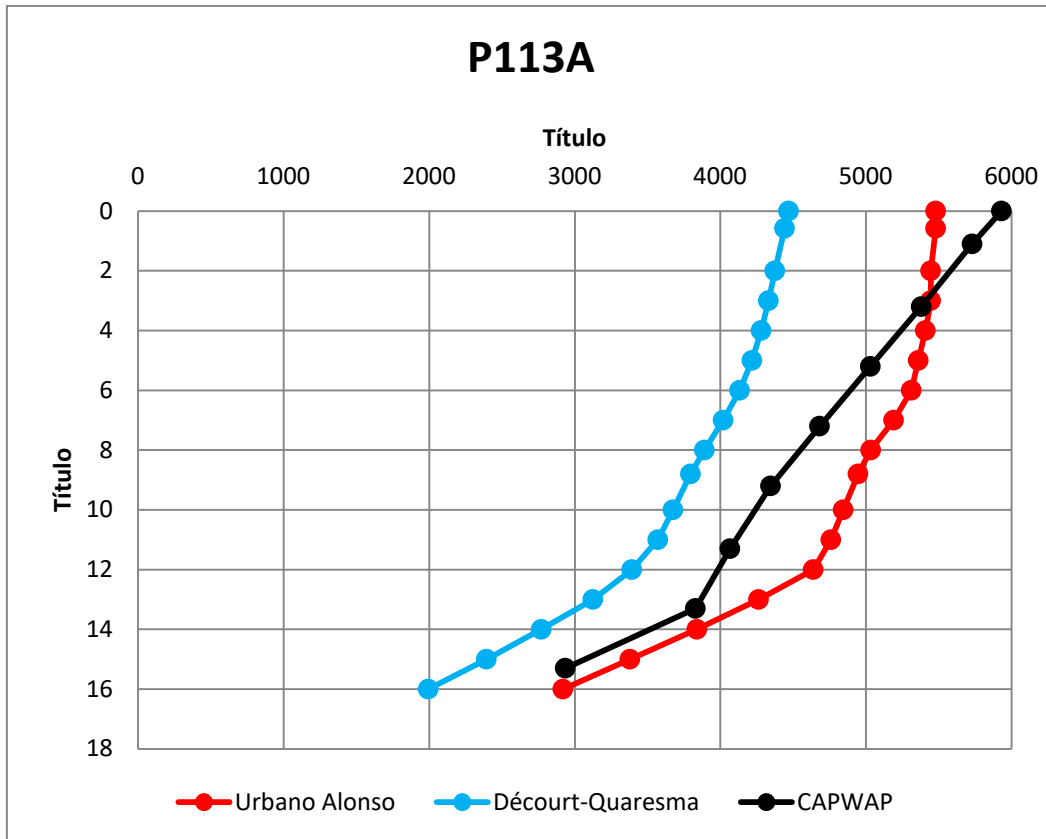


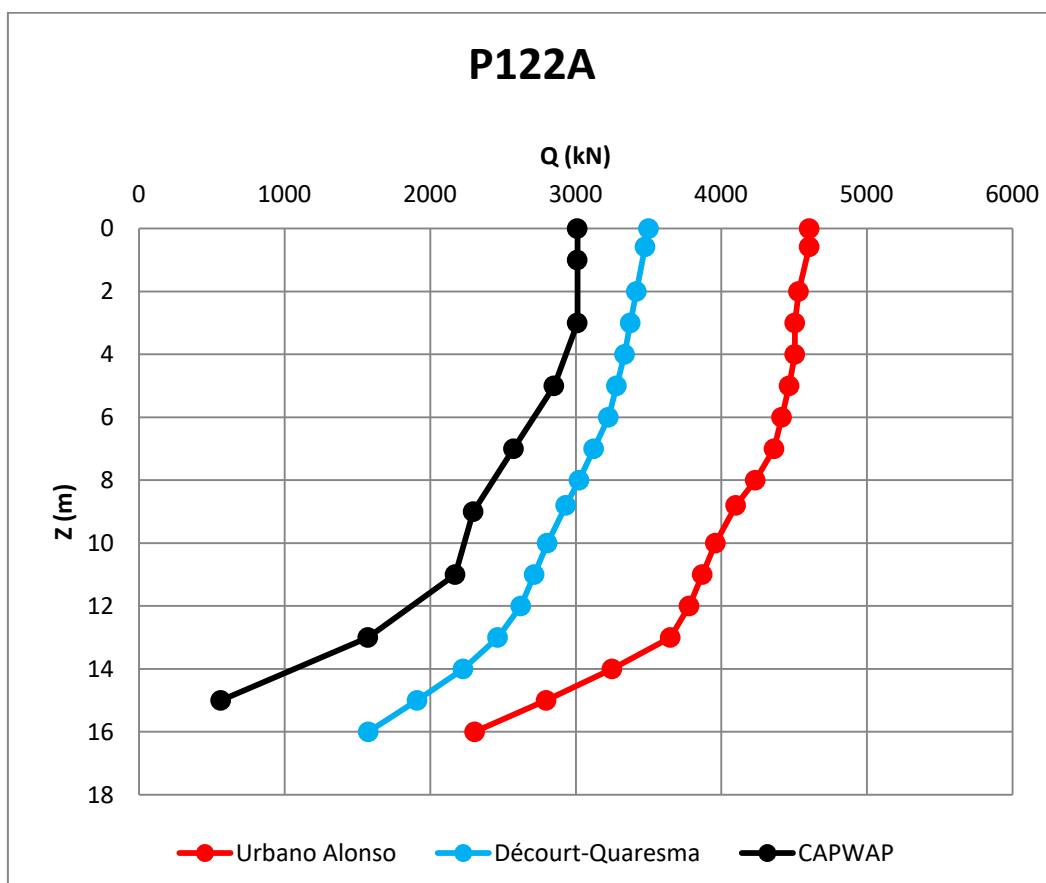
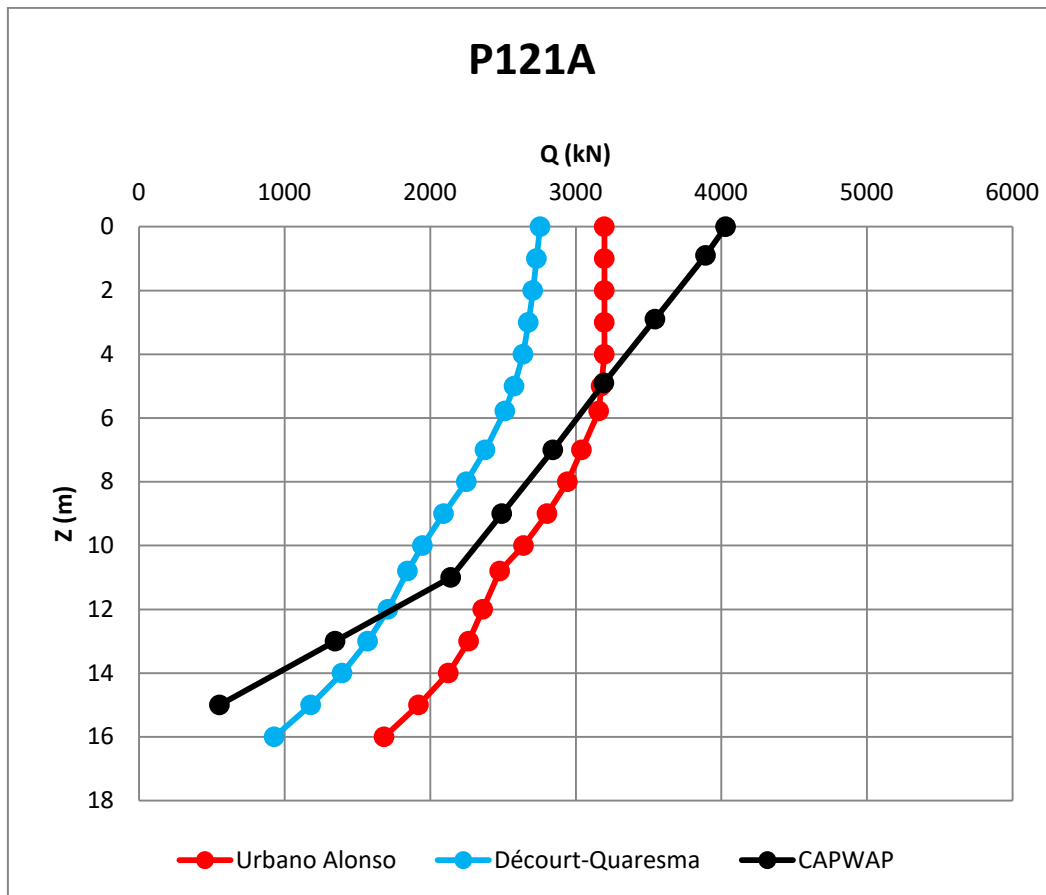
ANEXO E - COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS DE OBTENÇÃO DE Q_0











ANEXO F - PROJETO DE FUNDAÇÕES DO JM 600 OFFICE & MALL

