



ANÁLISE NUMÉRICA DE EXPERIMENTO PARA AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DE SOBRECARGAS ASSIMÉTRICAS EM ESTACAS

Fernando da Silva Oliveira

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Francisco de Rezende Lopes

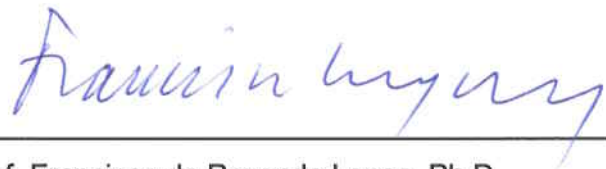
Rio de Janeiro
Dezembro de 2015

ANÁLISE NUMÉRICA DE EXPERIMENTO PARA AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DE
SOBRECARGAS ASSIMÉTRICAS EM ESTACAS

Fernando da Silva Oliveira

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE)
DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:



Prof. Francisco de Rezende Lopes, Ph.D.



Prof. Márcio de Souza Soares Almeida, Ph.D.



Profª. Bernadete Ragoni Danziger, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

DEZEMBRO DE 2015

Oliveira, Fernando da Silva

Análise Numérica de Experimento para Avaliação dos Efeitos de Sobrecargas Assimétricas em Estacas/
Fernando da Silva Oliveira. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2015.

XI, 358 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Francisco de Rezende Lopes

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2015.

Referências Bibliográficas: p. 334-340.

1. Efeito Tschebotarioff. 2. Efeitos de sobrecargas assimétricas em estacas. 3. Estacas. 4. Argila mole.
I. Lopes, Francisco de Rezende. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

“Infelizmente, poucos engenheiros percebem o quão pouco confiáveis são suas técnicas de previsão e como são geralmente pobres os dados utilizados em suas previsões. Ainda pior, poucos engenheiros sabem qual a extensão de seu trabalho que é baseada em condições previstas. Além disso, como o engenheiro raramente verifica suas previsões na prática, ele geralmente constrói uma confiança injustificável em seus procedimentos.”

Thomas William Lambe, 1972

AGRADECIMENTOS

À família.

Ao orientador Prof^o Francisco Lopes e aos avaliadores, Prof^a Bernadete Danziger e Prof^o Márcio Almeida, pela leitura do trabalho e pelas correções e sugestões.

Aos colegas de profissão da GEOCONSULT, Hugo França e Prof^o Uberescilas Polido, pela iniciativa pioneira no Brasil neste tipo de experimento, pelo fornecimento dos dados do experimento sem nenhum tipo de restrição e pela disponibilidade para esclarecer minhas dúvidas.

Aos companheiros de trabalho da MECASOLO: Jean Pierre Rémy, pelos ensinamentos transmitidos, muitos dos quais foram aplicados neste trabalho, pela disponibilização de toda a estrutura do escritório (inclusive do programa *PLAXIS 3D*) para realização deste trabalho, pela leitura do texto e sugestões para sua melhoria; Vitor Aguiar, pela ajuda na interpretação do comportamento dos solos argilosos moles; Leandro Cortázio, pela ajuda na compreensão do comportamento estrutural das estacas de concreto; Matheus Torres e Alexandre Silva, que fizeram grande parte das ilustrações deste trabalho; Thatiana Coelho e Marina Mattos pela formatação do texto.

Aos colegas de turma e aos professores do curso de mestrado em Geotecnia da COPPE.

Ao Prof^o Leonardo Becker, da Escola Politécnica da UFRJ, pela orientação nas atividades de iniciação científica no curso de graduação, sem a qual provavelmente não teria seguido pela área da Mecânica dos Solos.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

ANÁLISE NUMÉRICA DE EXPERIMENTO PARA AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DE SOBRECARGAS ASSIMÉTRICAS EM ESTACAS

Fernando da Silva Oliveira

Dezembro/2015

Orientador: Francisco de Rezende Lopes

Programa: Engenharia Civil

Análises numéricas tridimensionais pelo Método dos Elementos Finitos têm se mostrado ferramentas de projeto promissoras para avaliar os efeitos em estacas devidos a sobrecargas aplicadas de forma assimétrica no terreno. Entretanto, toda modelagem numérica possui limitações devido a diversos fatores. Uma das melhores maneiras de aumentar a confiança ou de identificar limitações nestes programas de análise é modelar obras ou experimentos reais e comparar os resultados com aqueles apontados pela instrumentação. Neste trabalho utilizou-se o programa *PLAXIS 3D* para modelar um experimento em escala real realizado na Vila dos Atletas dos Jogos Olímpicos Rio 2016, na Baixada de Jacarepaguá, Rio de Janeiro/RJ. O experimento era composto por estacas pré-moldadas de concreto armado, $\varnothing 50$ e $\varnothing 60$ cm, com comprimento em torno de 25m, que atravessavam uma camada de argila muito mole com cerca de 10m de espessura, ao lado das quais um aterro foi executado até uma altura de 6,7m ao longo de 6 semanas, sendo a instrumentação monitorada por mais 1 mês. As estacas foram instrumentadas apenas com tubos de inclinômetro. Foram testadas basicamente duas opções para a modelagem das estacas: 1ª) elementos de barra linear-elásticos e 2ª) elementos de volume elasto-plásticos. Os perfis de deslocamento horizontal, curvatura e momento fletor fornecidos pela 2ª opção se ajustaram bem ao indicado pelas medições de inclinômetro nas estacas. A 1ª opção só funcionou bem para baixos carregamentos, para os quais o concreto não fissurou significativamente e a aproximação linear-elástica é satisfatória.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

NUMERICAL ANALYSIS OF AN EXPERIMENT FOR EVALUATION OF THE EFFECTS OF ASYMMETRIC SURCHARGES ON PILES

Fernando da Silva Oliveira

December/2015

Advisor: Francisco de Rezende Lopes

Department: Civil Engineering

Three-dimensional numerical analysis by Finite Element Method have proven to be promising design tools to evaluate the effects on piles due to overloads applied asymmetrically on the ground. However, all numerical modeling has limitations due to several factors. One of the best ways to increase confidence in these analysis' software or to identify their limitations is to model works or real experiments and compare the results with those raised by the instrumentation. In this work it was used the *PLAXIS 3D* software to model a full-scale experiment conducted in the Athletes' Village from Rio 2016 Olympic Games, in the Jacarepaguá Lowlands, Rio de Janeiro/RJ, Brazil. The experiment was composed of concrete precast piles, $\varnothing 50$ and $\varnothing 60$ cm, with a length around 25m, crossing a very soft clay layer about 10m thick, besides which an embankment was constructed to a height of 6,7m in a period of 6 weeks long, and the instrumentation was yet monitored for 1 month more. The piles were instrumented only with inclinometer casings. Basically two options for modeling the piles were tested: 1st) linear-elastic bar elements and 2nd) elastic-plastic volume elements. Horizontal displacement, curvature and bending moment profiles provided by the 2nd option fitted well the measurements indicated by the inclinometers in piles. The 1st option only worked well for low loads, for which the concrete did not significantly crack and linear-elastic approach was satisfactory.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	RELEVÂNCIA DO TEMA E MOTIVAÇÕES	1
1.2	OBJETIVOS	3
1.3	METODOLOGIA	4
1.4	ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	5
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
2.1	OS EFEITOS DE SOBRECARGAS ASSIMÉTRICAS EM ESTACAS	7
2.1.1	Introdução	7
2.1.2	Principais fatores de influência	10
2.2	O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	15
2.2.1	Métodos numéricos em Engenharia	15
2.2.2	O básico sobre o Método dos Elementos Finitos (MEF) em análises tensão-deformação	16
2.2.3	Sobre o uso de métodos numéricos em Geotecnia	21
2.3	O PROGRAMA PLAXIS 3D	25
2.3.1	Introdução	25
2.3.2	Tipos de análise	26
2.3.3	Tipos de drenagem (comportamento drenado ou não drenado)	31
2.3.4	Modelagem do solo	32
2.3.5	Modelagem de elementos estruturais	56
2.3.6	Modelagem de estacas	58
2.4	COMPORTAMENTO DE ELEMENTOS LINEARES DE CONCRETO ARMADO CARREGADOS TRANSVERSAL E AXIALMENTE	69
2.4.1	Vigas linear-elásticas carregadas transversalmente	69
2.4.2	Elementos lineares de concreto armado carregados transversal e axialmente	73
3	ESTUDO DE CASO: DESCRIÇÃO DO EXPERIMENTO	82
3.1	LOCALIZAÇÃO DO ATERRO EXPERIMENTAL	82
3.2	CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DA BAIXADA DE JACAREPAGUÁ	83
3.2.1	Introdução	83
3.2.2	Sequência de eventos geológicos na área	86

3.3	CONFIGURAÇÃO DO ATERRO EXPERIMENTAL	93
3.3.1	Introdução.....	93
3.3.2	Maciço de aterro	94
3.3.3	Estaqueamento.....	100
3.3.4	Instrumentação	105
3.4	INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS DISPONÍVEIS	117
3.4.1	Introdução.....	117
3.4.2	Sondagens a percussão.....	119
3.4.3	Ensaio de palheta	120
3.4.4	Ensaio de piezocone.....	121
3.4.5	Amostras indeformadas.....	121
3.5	HISTÓRICO DE INTERVENÇÕES NA ÁREA DO ATERRO EXPERIMENTAL	123
3.5.1	Introdução.....	123
3.5.2	Intervenções anteriores ao início das obras da Vila dos Atletas	124
3.5.3	Intervenções posteriores ao início das obras da Vila dos Atletas	126
4	MODELO GEOMECÂNICO DO TERRENO	134
4.1	INTRODUÇÃO.....	134
4.2	DIVISÃO DO TERRENO EM CAMADAS	135
4.3	PESO ESPECÍFICO DAS CAMADAS.....	151
4.4	INVESTIGAÇÕES DISPONÍVEIS EM CADA CAMADA DO MODELO.....	155
4.4.1	Considerações iniciais.....	155
4.4.2	Ensaio de laboratório em amostras indeformadas	155
4.4.3	Ensaio de piezocone.....	159
4.5	MODELOS DE COMPORTAMENTO ADOTADOS PARA OS SOLOS E ESTIMATIVA DE PARÂMETROS	169
4.5.1	Introdução.....	169
4.5.2	Camadas com modelo “Soft Soil Creep”	174
4.5.3	Camadas com modelo Hardening Soil	198
5	MODELAGEM DO MACIÇO DE ATERRO E DO ESTAQUEAMENTO	212
5.1	MACIÇO DE ATERRO E BOTA-FORA	212
5.2	ESTACAS	213
5.2.1	Introdução.....	213

5.2.2	Estacas metálicas.....	214
5.2.3	Estacas pré-moldadas de concreto	215
5.3	GRELHA	223
6	ANÁLISES NUMÉRICAS INICIAIS PARA AJUSTE DO MODELO DO SOLO..	225
6.1	INTRODUÇÃO.....	225
6.2	LIMITES DO MODELO E CONDIÇÕES DE CONTORNO.....	226
6.3	SEQUÊNCIA DE ANÁLISE	228
6.4	ANÁLISES DE SENSIBILIDADE COM MODELO 2D.....	232
6.5	AJUSTE DOS PARÂMETROS DO SOLO.....	236
6.5.1	Introdução.....	236
6.5.2	Sobre a acurácia dos perfis de deslocamentos horizontais obtidos com os inclinômetros	237
6.5.3	Resultados da análise ajustada.....	243
6.5.4	Parâmetros ajustados.....	254
6.5.5	Análise de malha	256
7	ANÁLISES NUMÉRICAS COM DIFERENTES OPÇÕES DE MODELAGEM DAS ESTACAS.....	259
7.1	ANÁLISE DOS DADOS DISPONÍVEIS DE MONITORAMENTO DAS ESTACAS	259
7.2	OPÇÕES UTILIZADAS PARA MODELAGEM DAS ESTACAS	279
7.3	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DAS OPÇÕES DE MODELAGEM DAS ESTACAS.....	282
7.3.1	Apresentação dos resultados das análises	282
7.3.2	Análise dos resultados.....	307
7.4	COMPORTAMENTO A LONGO PRAZO	312
8	SÍNTESE, CONCLUSÕES E SUGESTÕES	322
8.1	SÍNTESE E CONCLUSÕES.....	322
8.2	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	332
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	334

Anexo 1: Leituras das placas de recalque e da cota do topo do aterro e informações obtidas a partir das mesmas.....	341
Anexo 2: Leituras dos piezômetros elétricos	349
Anexo 3: Leituras das cotas dos pinos de recalque e valores de recalque correspondentes.....	356

1 INTRODUÇÃO

1.1 RELEVÂNCIA DO TEMA E MOTIVAÇÕES

Em diversas situações da Engenharia Civil o terreno onde estacas estão instaladas sofre deslocamentos horizontais, sujeitando-as a esforços e deslocamentos adicionais àqueles provocados pelas cargas que originalmente atuavam em sua cabeça.

Por diferentes motivos estes esforços e deslocamentos precisam ser estimados, seja para o dimensionamento de estacas a serem executadas, seja para o estudo de soluções que limitem os deslocamentos do terreno de fundação de estacas já instaladas, de forma que se garanta a segurança estrutural e a funcionalidade da estrutura que se assenta sobre as mesmas.

O engenheiro civil que se depara com este tipo de problema encontra na literatura técnica diversos trabalhos com estudos de caso e variados métodos teóricos, semi-empíricos e empíricos para estimativa dos esforços nas estacas, porém:

- dificilmente encontrará um caso semelhante ao problema que tem em mãos, visto que é grande o número de variáveis envolvidas (ver Item 2.1.2), resultando em um enorme número de combinações possíveis,
- os métodos disponíveis para estimativa de esforços conduzem a resultados muito discrepantes entre si, e
- praticamente não há métodos teóricos e semi-empíricos para estimativa dos deslocamentos horizontais das estacas,

de forma que, após muito tempo de pesquisa e análise, dificilmente o engenheiro se sentirá confiante de que chegou a uma solução segura e ao mesmo tempo econômica.

Programas computacionais de análise tensão-deformação bidimensional pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) vêm sendo utilizados para estudar este tipo de problema. Estas análises são um avanço em relação aos métodos teóricos, semi-empíricos e empíricos no que diz respeito à possibilidade de modelar mais fielmente a

complexidade do problema real, superando em grande parte as dificuldades relativas à diversidade de configurações possíveis apontada anteriormente.

Ainda assim, o carregamento transversal de estacas é um problema essencialmente tridimensional. Por um lado, as estacas influem nos deslocamentos do terreno, o que dá ensejo para que sejam incluídas no modelo 2D. Por outro, na análise 2D uma linha de estacas é representada por uma parede contínua e perpendicular ao plano de análise, se distanciando do comportamento real da interação estaqueamento-solo, o que motivaria não incluí-las no modelo.

A capacidade dos computadores que se tem disponíveis atualmente tornou viável o desenvolvimento de programas de análise tridimensional pelo MEF para uso comercial. É de se esperar que estes programas permitam uma modelagem mais realista do problema de sobrecargas assimétricas em estacas que os programas 2D.

Assim como todo programa de modelagem computacional, aqueles aplicados à Geotecnia também têm suas limitações, ocasionadas, por exemplo, pelo nível de representatividade de seus modelos constitutivos para o solo e para os elementos estruturais, pela maneira como a interação solo-estrutura é modelada e por erros numéricos e de programação. Estas limitações são visíveis pelas constantes atualizações sofridas pelos programas para melhoramentos e correções de erros.

Uma das melhores maneiras de aumentar a confiança nos resultados destes programas consiste na sua utilização para modelar obras ou experimentos geotécnicos reais, em verdadeira grandeza, que tenham sido bem caracterizados e instrumentados, e comparar os resultados obtidos através do programa com aqueles apontados pela instrumentação.

Sob este ponto de vista, a motivação do autor para o presente trabalho é poder contribuir com a verificação da adequabilidade, ou com a identificação de limitações, do *PLAXIS 3D*, programa de análise tridimensional pelo MEF pertencente a um dos mais difundidos pacotes de programas para projetos geotécnicos, para o caso específico de estacas submetidas a sobrecarga lateral em profundidade. Isso foi feito através da modelagem de um estaqueamento experimental instrumentado ao lado do qual foi executado um aterro.

Já sob o ponto de vista pessoal, o interesse do autor está em alcançar um maior entendimento deste tipo de problema, e na oportunidade de se exercitar na modelagem numérica de problemas geotécnicos, requisito fundamental para adquirir maior consciência nesta atividade, como indicado nos trechos traduzidos a seguir:

“Modelagem numérica é uma habilidade que é adquirida com tempo e experiência. Simplesmente adquirir um programa computacional não faz imediatamente da pessoa um modelador proficiente. Tempo e prática são necessários para entender as técnicas envolvidas e aprender como interpretar os resultados.” (KRAHN, 2004)

“A acurácia com a qual a realidade é aproximada depende fortemente da perícia do usuário levando em consideração a modelagem do problema, o entendimento dos modelos de solo e de suas limitações, a seleção dos parâmetros do modelo, e a habilidade para julgar a confiabilidade dos resultados computacionais. Portanto, o PLAXIS deve ser utilizado apenas por profissionais que possuam a perícia supracitada.” (PLAXIS, 2015)

1.2 OBJETIVOS

O objetivo básico do presente trabalho é verificar se o *PLAXIS 3D*, programa de análise tensão-deformação-tempo tridimensional pelo MEF pertencente a um dos mais difundidos pacotes de programas geotécnicos, é capaz de reproduzir satisfatoriamente o comportamento real de um estaqueamento experimental submetido a carregamento lateral em profundidade devido a um aterro construído em apenas um dos seus lados.

Os resultados das análises a serem comparados com os de campo são aqueles obtidos a partir da única instrumentação instalada nas estacas, que foram tubos de inclinômetro, a saber:

- os perfis de deslocamentos horizontais das estacas,
- os perfis de curvatura das estacas, e
- os diagramas de momentos fletores estimados das estacas.

1.3 METODOLOGIA

A metodologia do trabalho teve a seguinte ordem:

1º) Levantamento do histórico de movimentos de terra na área do aterro experimental antes de sua execução.

2º) Análise das investigações geotécnicas disponíveis na área.

3º) Definição da geometria do modelo geomecânico do subsolo.

4º) Definição do modelo de comportamento a ser adotado para cada camada do subsolo, dentre aqueles disponibilizados pelo *PLAXIS 3D*.

5º) Estimativa inicial dos parâmetros das camadas do subsolo com base nas investigações geotécnicas.

6º) Definição da sequência de eventos a serem modelados na análise, antes e durante o período de execução e monitoramento do aterro experimental.

7º) Análises da sensibilidade dos resultados (recalques, deslocamentos horizontais e excessos de poropressão no terreno) aos parâmetros das camadas do subsolo utilizando o programa *PLAXIS 2D*, de análise bidimensional pelo MEF. As estacas não são modeladas nestas análises.

8º) Análise da sensibilidade dos resultados ao nível de refinamento da malha de elementos finitos no *PLAXIS 3D*.

9º) Análises iniciais com o *PLAXIS 3D* para ajuste do modelo do subsolo, buscando a coincidência dos resultados das análises com o comportamento do terreno (não das estacas) indicado pela instrumentação, a saber: tubos de inclinômetro no terreno, placas de recalque na base do aterro e piezômetros elétricos nas camadas argilosas sob o aterro.

10º) Com o modelo do subsolo ajustado, realização de análises testando diferentes opções para a modelagem das estacas no *PLAXIS 3D*.

11º) Comparação dos resultados das análises do 10º item com o comportamento das estacas indicado pela instrumentação nelas instalada, que consistiu apenas em tubos de inclinômetro.

1.4 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Capítulo 1 - Introdução onde são apresentados: a relevância, os objetivos, a metodologia e a organização do trabalho, bem como as motivações do autor.

Capítulo 2 - Revisão bibliográfica com: uma breve revisão dos efeitos de sobrecargas assimétricas em estacas; o básico sobre a utilização do MEF em análises tensão-deformação; uma descrição um pouco mais detalhada do programa *PLAXIS 3D*, abordando os modelos de comportamento adotados para solo, elementos estruturais e estacas, e os tipos de análise utilizados; uma revisão do comportamento de elementos lineares de concreto armado carregados transversal e axialmente.

Capítulo 3 - Apresenta-se o estudo de caso de forma detalhada: a localização do aterro experimental, as características geológicas da região, a configuração do aterro experimental (aterro, estacas, instrumentação), as investigações geotécnicas disponíveis e o histórico de movimentações de terra no local.

Capítulo 4 - A definição do modelo geomecânico do subsolo é apresentada em detalhes: a geometria das camadas, a definição dos modelos de comportamento, e a estimativa inicial dos parâmetros a partir das investigações geotécnicas.

Capítulo 5 - São definidas as opções utilizadas para a modelagem dos demais componentes do modelo: o maciço de aterro, as estacas pré-moldadas e as de perfil metálico, e as vigas de travamento da cabeça das estacas.

Capítulo 6 - São apresentadas as análises numéricas iniciais para o ajuste do modelo do subsolo, sem as estacas: definição dos limites e condições de contorno do modelo, definição da sequência de análise, as análises de sensibilidade com o modelo 2D e o ajuste dos parâmetros do solo.

Capítulo 7 - Finalmente apresentam-se os resultados das análises numéricas 3D das diferentes opções de modelagem das estacas, que são discutidos e comparados com

o comportamento das estacas em campo indicado pela instrumentação. A expectativa de comportamento a longo prazo também é analisada.

Capítulo 8 - Neste capítulo estão sintetizados o desenvolvimento do trabalho e as conclusões obtidas, e são apresentadas sugestões para pesquisas futuras.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 OS EFEITOS DE SOBRECARGAS ASSIMÉTRICAS EM ESTACAS

2.1.1 Introdução

Qualquer intervenção de engenharia que provoque deslocamentos horizontais do solo na proximidade de estacas irá sujeitá-las a esforços internos e deslocamentos adicionais àqueles provocados pelos carregamentos transversais aplicados originalmente em sua cabeça. Na Figura 2.1 estão ilustrados alguns exemplos dessas intervenções: aterro, escavação e cravação de estacas muito próximas entre si.

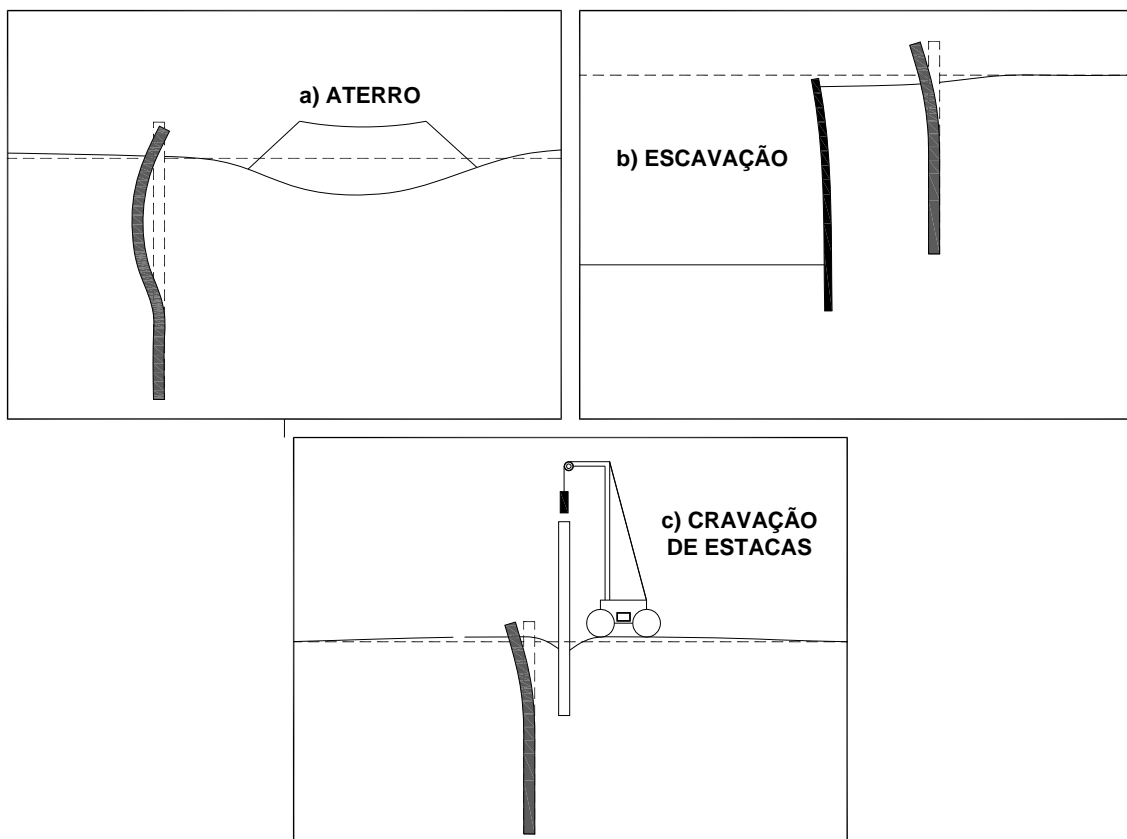


Figura 2.1 Algumas intervenções de engenharia provocando deslocamentos horizontais do terreno na proximidade de estacas

No estudo de estacas carregadas transversalmente costuma-se dividir o assunto em dois casos: o de estacas “ativas” e o de estacas “passivas”. São ditas “ativas” as estacas cujos esforços e deslocamentos são gerados por um carregamento transversal atuante na sua cabeça. São classificadas como “passivas” as estacas

submetidas ao tipo de solicitação ilustrado na figura 2.1, onde o agente que provoca esforços e deslocamentos é o solo se deslocando transversalmente contra o fuste da estaca.

No presente estudo o evento que provoca os deslocamentos horizontais do terreno no local do estaqueamento experimental é um aterro construído em apenas um de seus lados (assimétrico em relação às estacas), que é o caso (a) da Figura 2.1. São os efeitos oriundos deste tipo de carregamento em específico que se chamam de “*efeitos de sobrecargas assimétricas em estacas*”, e que no Brasil costuma-se chamar de “*efeito Tschebotarioff*”, que teria sido o primeiro autor (TSCHEBOTARIOFF, 1962) a descrever em detalhes este fenômeno, observado por ele em encontros de pontes estaqueados.

Existe uma enorme quantidade de trabalhos publicados a respeito de estacas sob carregamento lateral em profundidade. TI *et al.* (2009) fizeram um levantamento das principais publicações sobre este assunto ao longo de 40 anos e as organizaram da maneira apresentada na Tabela 2.1.

Observação: Existem muitos trabalhos que não foram contemplados na Tabela 2.1 de TI *et al.* (2009), como pode ser observado ao se verificar as referências bibliográficas de outros autores, como DANZIGER (1990), DAO (2011) e FRANÇA (2014).

Tabela 2.1 Classificação dos trabalhos publicados sobre carregamento lateral em estacas passivas (TI *et al.*, 2009)

Estacas sujeitas à movimentação horizontal do solo	Estacas para estabilização de taludes	Estacas para suporte de aterros	Estacas adjacentes a escavações
1. Elementos finitos Desai e Appel, 1976 Shie e Brown, 1991 Brown e Shie, 1992 Pan <i>et al.</i> , Jul.2002 Miao <i>et al.</i> , 2006	1. Resultados de campo De Beer <i>et al.</i> , 1970 Ito e Matsui, 1975 Sommer, 1977 Wang <i>et al.</i> , 1979 Bulley, 1965 Taniguchi, 1967 Offenberger, 1981 Fukuoka, 1977	1. Solução empírica De Beer e Wallays, 1972 Begemann e De Leeuw, 1972 Tschebotarioff, 1973 Franke, 1977 Oteo, 1977	1. Elementos finitos Poulos e Chen, 1996 Chow e Yong, 1996
2. Solução analítica Wang, 1986 Chen e Poulos, 1997 Xu e Poulos, 2001 Chaudhuri, 2005	2. Ensaio em modelo Thompson, 2004 Thompson e White, 2005	2. Solução analítica Poulos, 1973 Ito e Matsui, 1975 Poulos e Davis, 1980 Randolph, 1981 Carter, 1982 Randolph e Houlsby, 1984 Terzaghi <i>et al.</i> , 1996 Poulos, 1996	2. Ensaios de campo Finno <i>et al.</i> , 1991 Goh <i>et al.</i> , 2003
3. Ensaios em modelos Poulos <i>et al.</i> , 1995 Chen <i>et al.</i> , 1997 Pan <i>et al.</i> , 2002	3. Solução analítica Viaggiani, 1981 Reese <i>et al.</i> , 1992 Poulos, 1995 Chow, 1995 Lee <i>et al.</i> , 1995 Hassiotis <i>et al.</i> , 1997 Jeong <i>et al.</i> , 2003 Won <i>et al.</i> , 2006 Guo, 2006	3. Ensaio em centrífuga e Elementos finitos Springman, 1989 Springman e Bolton, 1990 Stewart, 1992 Stewart <i>et al.</i> , 1993 Stewart <i>et al.</i> , 1994 Bransby, 1995 Bransby e Springman, 1996 Bransby, 1996 Bransby e Springman, 1999 Ellis, 1997 Ellis e Springman, 2001	3. Ensaios em centrífuga Leung <i>et al.</i> , 2000 Leung <i>et al.</i> , 2003 Ong <i>et al.</i> , 2006 Leung <i>et al.</i> , 2006
	4. Elementos finitos Rowe e Poulos, 1979 Hassiotis e Chameau, 1984 Laudeman e Chang, 2004		

O aterro experimental objeto do presente trabalho já foi analisado por FRANÇA (2014) no que diz respeito à comparação do comportamento observado das estacas com o que é indicado na literatura, tanto sob o ponto de vista qualitativo quanto aos esforços estimados por métodos teóricos, semi-empíricos e empíricos.

O presente trabalho está focado na modelagem numérica 3D pelo MEF do experimento e sua comparação com o comportamento real indicado pela instrumentação. Desta forma, a presente referência bibliográfica limitou-se a abordar

estritamente o material consultado para se atingir este fim (materiais sobre modelagem no *PLAXIS 3D* e sobre o comportamento de elementos lineares de concreto armado sob carregamento transversal e axial).

Desta forma, não foi feita uma revisão dos trabalhos apresentados na Tabela 2.1. No subitem a seguir abordaram-se apenas os principais fatores que influenciam os efeitos de sobrecargas assimétricas em estacas, ainda assim de forma bem geral.

2.1.2 Principais fatores de influência

A seguir são apresentados sucintamente os principais fatores que influenciam os efeitos de sobrecargas assimétricas em estacas. Para isso consultou-se principalmente DANZIGER (1990) e a revisão bibliográfica mais atualizada realizada por FRANÇA (2014).

a) Intensidade do carregamento

Quanto maior o nível de carregamento maiores são as deformações horizontais do subsolo e os esforços gerados nas estacas. É possível que exista um valor alto de sobrecarga acima do qual não haveria mais aumento de esforços nas estacas pois o solo já teria se plastificado no entorno delas (fluxo do solo mole ao redor das estacas).

b) Fator de segurança

Em geral o fator de segurança a que se faz referência neste assunto é o correspondente a superfícies potenciais de ruptura que interceptam o local das estacas e que são analisados pelo método de equilíbrio limite. No cálculo deste FS não deve ser incluída a resistência oferecida pelas estacas, a não ser que haja recomendação em contrário.

Logicamente quanto mais o FS se aproxima de 1, maiores serão os deslocamentos do terreno e os esforços nas estacas.

Alguns autores citam valores limites de FS acima dos quais os esforços provocados nas estacas seriam pequenos, ou não haveria necessidade de serem considerados, ou a partir dos quais seria necessário utilizar outro método, menos conservativo, para estimativa dos esforços. Mas estes valores limites de FS não são unânimes, entre outros motivos, certamente porque:

- essas recomendações são vagas e muito pessoais, o que um engenheiro considera como pequeno ou desprezível pode não ser para outro, e

- o próprio valor calculado de fator de segurança pode variar consideravelmente de um método de equilíbrio limite para outro, e também com a época em que foi realizado, pois os programas computacionais de hoje são capazes de, em segundos, testar milhares de superfícies potenciais de ruptura, chegando-se a FS críticos menores do que os obtidos testando-se umas poucas superfícies. Estas discrepâncias tornam-se mais importantes conforme se aumenta a complexidade do subsolo.

Também é comum se apresentar na literatura valores limites da razão $\Delta\sigma_v/s_u$ (carga do aterro / resistência não drenada da camada compressível) acima dos quais os esforços nas estacas seriam apreciáveis. Mas para geometrias mais complexas do subsolo esses valores limites de $\Delta\sigma_v/s_u$ também se tornam bastante questionáveis.

c) Distância das estacas à sobrecarga

Logicamente, quanto mais próximo uma estaca isolada estiver da borda da sobrecarga, maiores serão os esforços e os deslocamentos da mesma.

A profundidade na qual ocorre o máximo acréscimo de tensão horizontal ao longo de uma vertical tende a aumentar com sua distância ao aterro.

d) Características da camada compressível

Quanto mais compressível for o subsolo, maiores serão os deslocamentos horizontais do solo e a sollicitação nas estacas, motivo pelo qual as camadas de solos argilosos moles constituem-se na principal preocupação quanto aos efeitos de sobrecargas assimétricas em estacas.

Quanto à resistência, se por um lado, para um mesmo carregamento, solos mais resistentes estarão mais longe da ruptura e solicitarão menos as estacas, por outro lado, caso o carregamento seja suficientemente alto, um solo mais resistente tem capacidade de provocar maiores empuxos nas estacas ao se plastificar no entorno delas. Por exemplo, uma argila mole com $s_u = 40\text{kPa}$ quando se plastifica no entorno da estaca é capaz de exercer maior empuxo contra seu fuste que uma argila mole com $s_u = 10\text{kPa}$.

A espessura da camada compressível também é importante, pois os momentos fletores são aproximadamente proporcionais ao quadrado do vão da estaca submetido ao carregamento lateral.

e) Tempo

Conforme já comentado, os solos argilosos moles são os mais propensos a provocar problemas de sobrecargas assimétricas em estacas. Este tipo de solo tem como características a elevada compressibilidade e a baixa permeabilidade, o que se traduz na expulsão lenta de uma grande quantidade de água dos vazios do solo quando carregado e, conseqüentemente, em deformações ocorrendo por um longo período. Somam-se a isso as deformações provocadas pelo adensamento secundário.

FRANÇA (2014) mostra que na literatura existem relatos ou expectativas de comportamentos opostos no que diz respeito ao efeito do tempo nos esforços provocados nas estacas, a saber:

1º) O adensamento do solo sob o aterro provocaria deslocamentos horizontais no sentido estacas→aterro, ou seja, oposto aos deslocamentos não-drenados ocorridos logo após a aplicação da sobrecarga no sentido aterro→estacas, de forma que os esforços nas estacas diminuiriam com o tempo.

2º) Ainda que durante o adensamento haja diminuição da razão entre os deslocamentos horizontais e os recalques, não chegaria a ocorrer a inversão do sentido dos deslocamentos horizontais, de forma que os esforços nas estacas aumentariam conforme o adensamento progride.

f) Características das estacas

As principais características das estacas que influenciam os esforços são:

- o módulo de rigidez à flexão da seção transversal ($E.I$),
- a largura B da estaca na direção perpendicular à direção de deslocamento do solo, e
- a inclinação da estaca.

Se por um lado as estacas mais rígidas têm um maior momento de plastificação (momento resistente) e se deformam menos, por outro, elas absorvem mais carga para uma mesma deformação.

Estacas mais largas terão uma maior área submetida ao empuxo lateral, de forma que a força de “arraste” resultante será maior, aproximadamente proporcional à largura B . Por outro lado essa maior largura proporciona uma maior resistência de embutimento no solo competente.

Se a estaca não for vertical, não somente os deslocamentos horizontais do solo irão provocar esforços, como também os deslocamentos verticais. Estes esforços podem vir a se somar ou se subtrair daqueles provocados pelos deslocamentos horizontais, dependendo da orientação da estaca.

g) Efeito de grupo

São raros os casos onde se tem estacas isoladas como mostrado na Figura 2.1. Em regra as estacas encontram-se em grupos e suas cabeças são ligadas entre si através de blocos de coroamento, lajes ou vigas (cintas), como mostrado na Figura 2.2.

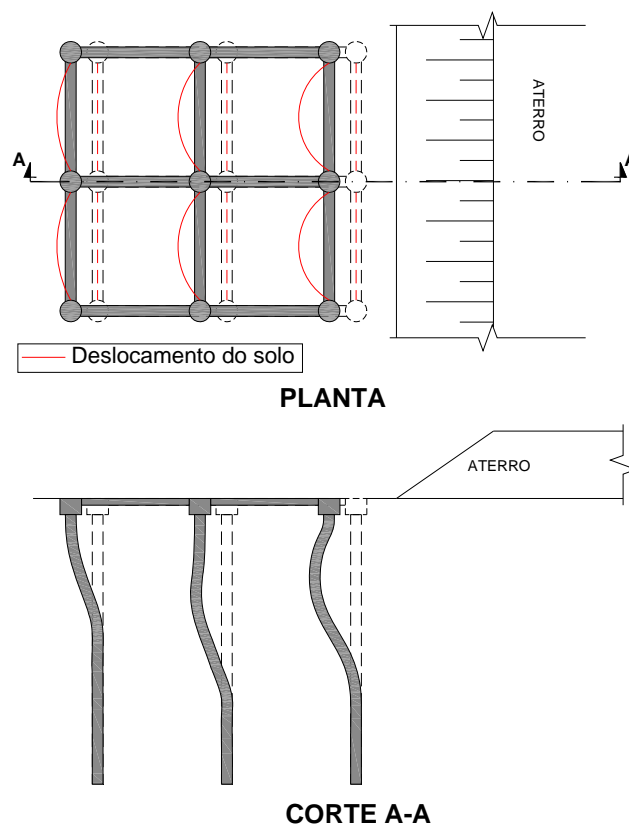


Figura 2.2 Grupo de estacas sob carregamento lateral em profundidade

Na Figura 2.2 pode-se observar a complexidade para analisar este problema de forma analítica, pois, como em todo problema de interação solo-estrutura, os deslocamentos e esforços da estrutura dependem dos deslocamentos e esforços do solo e vice-versa.

Poderia se classificar as estacas da linha mais próxima ao aterro como “*passivas*” e analisá-las através dos métodos disponíveis para este tipo de condição. Mas o que dizer das estacas das linhas posteriores? Seus fustes também sofrem a ação do deslocamento horizontal do terreno, mas as suas cabeças também recebem carregamento horizontal transmitido pela(s) primeira(s) linha(s) de estacas. Como analisar estas estacas que têm características de “*passivas*” e “*ativas*” ao mesmo tempo?

FRANÇA (2014) mostra que na literatura existem relatos opostos no que diz respeito ao aumento ou à diminuição dos esforços nas estacas de um grupo de acordo:

- com a posição da linha de estacas, se mais próxima ou mais afastada do aterro, e
- com o espaçamento entre as estacas, se mais ou menos espaçadas entre si.

2.2 O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

2.2.1 Métodos numéricos em Engenharia

Segundo LOPES (2006), os principais métodos numéricos utilizados em engenharia são, em ordem de aparecimento:

- Método das Diferenças Finitas (MDF)

“Consiste na substituição da equação diferencial que governa o fenômeno em estudo por uma equação algébrica, que relaciona o valor da variável do problema em um ponto aos valores em 4 pontos vizinhos, situados sobre duas linhas ortogonais. Assim, ... é necessário traçar uma malha ortogonal, sendo a solução obtida nos pontos de interseção da malha” (Figura 2.3b).

- Método dos Elementos Finitos (MEF)

“Consiste na divisão do domínio do problema em elementos - cujo comportamento pode ser facilmente formulado em função de sua geometria e propriedades - conectados apenas em alguns pontos através dos quais interagem entre si” (Figura 2.3c).

- Método dos Elementos de Contorno (MEC)

“O MEC difere do MEF na medida em que apenas a fronteira do domínio precisa ser dividida em elementos (daí o nome “elementos de contorno”)” (Figura 2.3d).

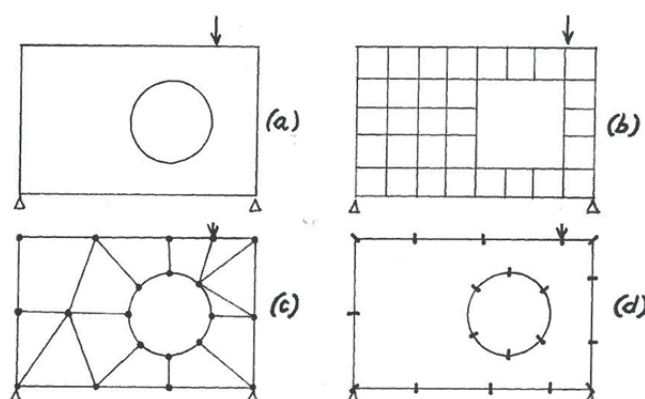


Figura 2.3 Esquema de solução de um problema - apresentado em (a) - por (b) MDF, (c) MEF e (d) MEC (LOPES, 2006)

O MEF tem muitas vantagens sobre os outros métodos: *“como a divisão do domínio pode ser qualquer, este método apresenta grande vantagem no tratamento de casos com geometria complexa. Ainda, cada elemento pode ter propriedades próprias, o que permite resolver casos heterogêneos. O MEF é hoje aplicado a inúmeros fenômenos, inclusive não lineares (plasticidade) e dependentes do tempo (viscosidade e adensamento)”* (LOPES, 2006).

2.2.2 O básico sobre o Método dos Elementos Finitos (MEF) em análises tensão-deformação

- Introdução

A idéia básica do MEF é a de dividir algo grande e complexo em vários elementos pequenos e simples para que se possa entendê-lo. O MEF tem origem no Cálculo Matricial de Estruturas. É uma técnica para se resolver de forma aproximada um problema governado por equação diferencial através de um sistema de equações algébricas que relacionam a variável procurada em um número finito de pontos.

LOPES (2006) apresenta o seguinte procedimento para resolução de um problema pelo MEF:

“(1) Inicialmente divide-se o domínio do problema em um número de subdomínios, denominados “elementos finitos”, conectados entre si através de um número finitos de pontos, denominados “pontos nodais” ou “nós”.

(2) A distribuição da variável cuja solução é procurada (variável primária) é aproximada, no interior do elemento, por uma função particular, chamada “função de interpolação”.

(3) A partir dessa função é possível relacionar o valor da variável do problema nos nós de cada elemento com a geometria e propriedades do elemento, dando origem ao sistema de equações do elemento. Este sistema de equações é apresentado na forma matricial, sendo a matriz dos coeficientes denominada “matriz de comportamento do elemento”.

(4) Considerando a conexão dos elementos através dos pontos nodais é possível se associar as equações dos elementos, montando um sistema global de equações para o problema.

(5) Introduzem-se valores conhecidos da variável primária do problema (introdução das condições de contorno).

(6) Resolve-se o sistema de equações global, obtendo-se os valores da variável do problema nos pontos nodais.

(7) Caso se deseje o valor de outras variáveis (chamadas “variáveis secundárias”), um cálculo complementar é feito (p. ex., na análise estrutural, a variável primária é o deslocamento e as variáveis secundárias são a deformação e a tensão).”

Ainda de acordo com LOPES (2006), uma vez desenvolvido um programa para a execução dos Itens (2) a (7), o trabalho do engenheiro fica focado no Item (1) (geração da malha, fornecimento de propriedades dos materiais e condições de contorno) e, após a execução do programa, na interpretação dos resultados. É necessário, entretanto, o conhecimento de tudo aquilo que é feito pelo computador (Itens 2 a 7).

- Métodos de resolução

Na solução de um problema tensão-deformação, duas condições devem ser satisfeitas em todo o domínio de análise: o equilíbrio de forças e a compatibilidade dos deslocamentos.

No MEF estas duas condições são satisfeitas dentro do elemento. Já a maneira pela qual essas condições são garantidas entre os elementos diferencia dois métodos de resolução do problema:

- o “Método dos Deslocamentos”: a compatibilidade dos deslocamentos é satisfeita, e a solução do método fornece imediatamente os deslocamentos nodais.

- o “Método das Forças”: o equilíbrio de forças é satisfeito, e o método fornece as forças nodais.

- Funções de interpolação

A função de interpolação, que relaciona os deslocamentos (forças) de um ponto qualquer no interior do elemento com os deslocamentos (forças) nodais, é dada: (a) como um simples polinômio ou, (b) em termos de funções de forma. Funções de forma são funções que têm valor nulo em todos os nós de um elemento que não sejam o nó considerado, e valor unitário no nó considerado.

- Tipos de elementos finitos para análises bidimensionais

Na Figura 2.4 estão ilustrados diferentes tipos de elementos finitos desenvolvidos para análises bidimensionais.

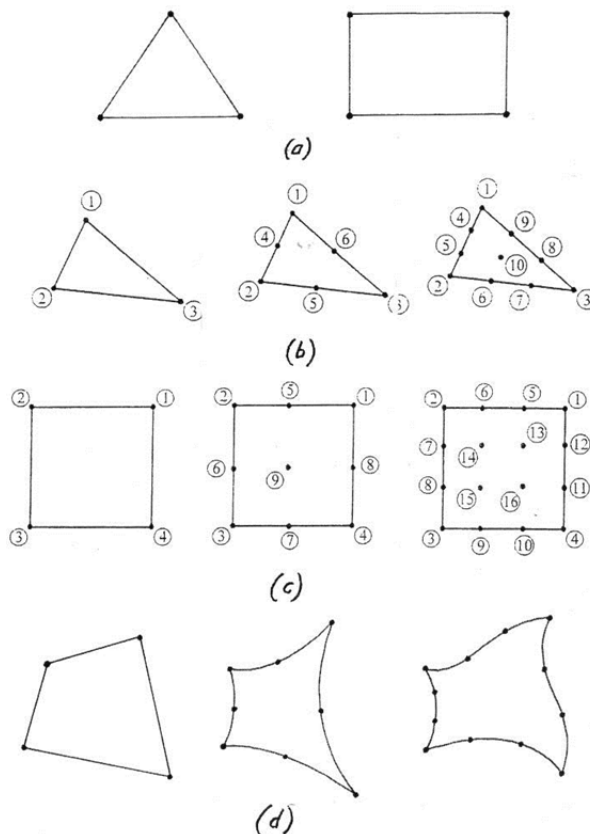


Figura 2.4 Elementos utilizados na análise bi-dimensional (plana): (a) elementos CST e CSQ, (b) três primeiros elementos triangulares (linear, quadrático e cúbico), (c) idem, quadrangulares da família Lagrange e (d) idem, quadrangulares isoparamétricos da família Serendipity (LOPES, 2006)

Os primeiros elementos finitos formulados foram o triangular de 3 nós (“*constant strain triangle*”, CST) e o retangular de 4 nós (“*constant strain quadrangle*”, CSQ) - ver Figura 2.4 (a).

Em seguida foram formulados elementos que permitiam campos de tensão e deformação com variação linear ou quadrática no interior do elemento (Figuras 2.4b e 2.4c).

Posteriormente surgiram os elementos mapeados da família *Serendipity* (Figura 2.4d). Elementos mapeados são aqueles que apresentam forma simples num dado sistema de coordenadas mas que pode ser mapeado para uma forma distorcida em outro sistema (Figura 2.5). Estes elementos são utilizados para modelagem de problemas cuja geometria apresenta contornos curvos. Os elementos desta família se tornaram os mais utilizados no MEF.

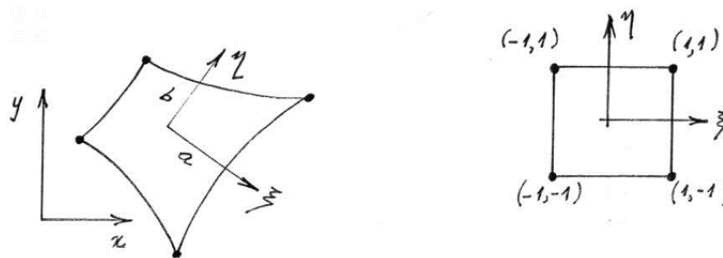


Figura 2.5 Mapeamento de um elemento (LOPES, 2006)

- Relações tensão-deformação

Além do equilíbrio de forças e da compatibilidade de deslocamentos, outra condição que deve ser atendida é a lei constitutiva que relaciona as tensões e as deformações do material.

No caso de um material elástico com relação tensão-deformação linear, tem-se a Lei de Hooke Generalizada. No caso particular de materiais isotrópicos, a Lei de Hooke se reduz à Equação 2.5, apresentada adiante.

A solução básica pelo MEF considera uma relação linear elástica entre tensões e deformações, o que é expresso pela matriz de rigidez do elemento (ver modelo “*Linear Elastic*” do PLAXIS no Item 2.3.4d).

A relação entre tensões e deformações pode ser não-linear devido a:

- não-linearidade geométrica = mudança da geometria do elemento (grandes deformações do elemento), e/ou
- não linearidade do material = mudança das propriedades do material (propriedades não lineares).

Para resolução de problemas com materiais de modelo não-linear através do MEF são utilizados principalmente algoritmos dos tipos ilustrados na Figura 2.6 e listados em seguida.

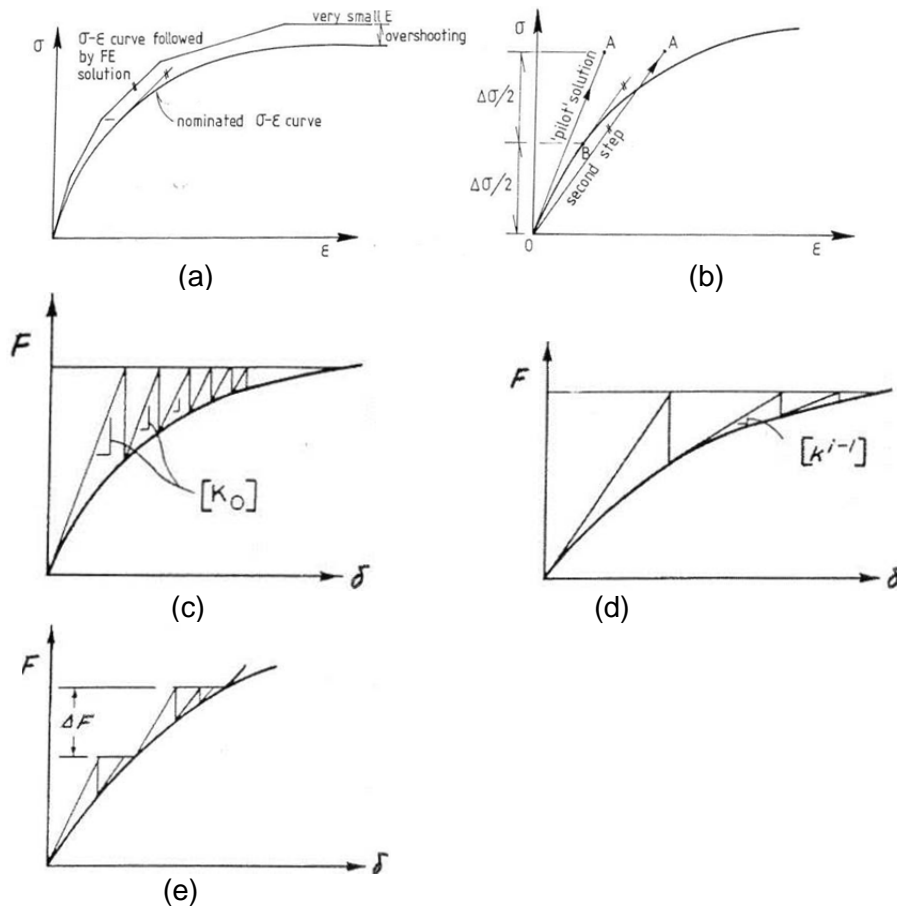


Figura 2.6 Acompanhamento da curva tensão-deformação nos algoritmos: (a) incremental com rigidez tangente, (b) incremental de 2 passos por incremento, (c) iterativo de rigidez constante, (d) iterativo de rigidez variável, (e) incremental-iterativo (LOPES, 2006)

(i) Incremental

- rigidez tangente ou Euler-Cauchy (Figura 2.6a)
- 2 passos por incremento ou Runge-Kutta (Figura 2.6b)

(ii) Iterativo

- rigidez constante (Figura 2.6c)
- rigidez variável (Figura 2.6d)

(iii) Misto ou incremental-iterativo (Figura 2.6e).

Quanto à não linearidade geométrica, alguns programas a consideram através da atualização da malha de elementos finitos conforme a mesma se deforma.

Existem modelos que consideram ainda a plastificação do material, ou seja, que calculam as suas deformações não reversíveis. No Item 2.3.4 os modelos deste tipo disponíveis no programa *PLAXIS 3D* são tratados em maior detalhe.

2.2.3 Sobre o uso de métodos numéricos em Geotecnia

No presente item, ao invés de se focar em questões teóricas sobre modelagem numérica em Geotecnia, serão abordados alguns aspectos práticos.

KRAHN (2004) apresenta algumas observações importantes sobre a utilização de modelagem numérica da área de Geotecnia. A seguir estão sintetizadas as ideias expostas pelo referido autor.

a) O que é modelagem numérica

A modelagem numérica é uma simulação matemática de um processo físico real. Por exemplo, num programa para análise tensão-deformação de solos modela-se matematicamente a variação de forma e de volume que o solo sofre quando se variam suas tensões.

Os modelos numéricos possuem limitações, algumas numéricas e outras quanto à representatividade dos modelos matemáticos utilizados para simular o comportamento físico real.

b) Para que serve modelagem numérica

Antes de iniciar uma modelagem numérica deve-se ter claro em mente quais são os objetivos a serem alcançados. Algumas das principais razões para se modelar são:

- Fazer previsões quantitativas

Este é um dos objetivos mais difíceis de alcançar, pois, assim como em qualquer outro método numérico, em geral os valores previstos de algumas variáveis são muito dependentes das propriedades dos materiais. Por exemplo, na simulação da aplicação de um carregamento na superfície de um terreno, os incrementos de tensão calculados não são tão dependentes dos parâmetros de deformabilidade do material, mas os incrementos de deformação já o são.

- Comparar alternativas

Modelagens numéricas são muito úteis para identificar o impacto que determinado componente do modelo tem nos resultados. Isso pode ser feito mantendo-se todas as características do modelo iguais e variando apenas uma, por exemplo, a inclinação de um talude ou o comprimento da ficha de uma parede diafragma, e verificando-se o impacto nos resultados.

- Identificar parâmetros dos materiais que comandam determinado comportamento

Também muito útil para essa finalidade, esta análise pode ser feita de maneira semelhante àquela exposta no item anterior.

- Entender algum processo ou mecanismo

A previsão do comportamento de alguns fenômenos ou mecanismos mais complexos pode fugir do bom senso ou da experiência do engenheiro. A modelagem numérica pode ser útil para, partindo de uma situação simplificada, que se comporte como

esperado, e adicionando complexidade aos poucos, possa se entender o comportamento de uma situação mais complexa.

c) Como modelar

Abaixo estão algumas recomendações para uma modelagem numérica confiável e eficiente.

- Planejar a modelagem

Modelagem numérica requer tempo para um planejamento cuidadoso, assim como se faz para planejar um programa de investigações ou instrumentação geotécnica. Não pode ser encarada como um pequeno componente que pode ser feito fácil e rapidamente.

- Fazer uma previsão inicial do resultado

Antes de se iniciar a modelagem deve-se fazer uma estimativa grosseira dos resultados esperados para a análise. Caso o engenheiro não tenha nenhuma idéia de como o resultado deva parecer isso pode ser devido a:

- inexperiência ou falta de entendimento do processo físico fundamental envolvido: deve-se rever os conceitos básicos, pesquisar trabalhos publicados a respeito, discutir o problema com engenheiros mais experientes na área,

- modelo muito complexo: deve-se começar com um modelo simplificado, para o qual se consiga fazer alguma previsão, e adicionar complexidade aos poucos.

- Começar simples e modelar apenas componentes essenciais

Os modelos numéricos precisam ser uma abstração simplificada das condições reais. Incluir todos os detalhes de um problema desde o início de uma modelagem, seja quanto à geometria seja quanto ao modelo de comportamento dos materiais, é uma metodologia pouco eficiente. Quando os resultados parecem pouco razoáveis, o que ocorre com frequência, o usuário passa a se questionar o que está causando o problema: a geometria está muito complexa? algum parâmetro de algum material está

errado? as condições de contorno são inadequadas? Então passa a simplificar o modelo aos poucos até conseguir isolar a fonte de erro.

O método mais eficiente consiste em iniciar com um modelo de geometria simplificada (um único material, por exemplo) e modelos de comportamento igualmente simples para os materiais (linear elástico, por exemplo), de forma que se possa estimar grosseiramente o comportamento esperado antes de realizar a análise. Uma vez realizada esta análise simplificada, verifica-se se os resultados estão coerentes com a previsão inicial, caso não, busca-se entender o porquê. Na próxima análise adiciona-se então algum detalhe, buscando prever a diferença que este detalhe vai provocar em relação à análise anterior. Analisam-se os resultados desta análise. Seguindo-se assim, adicionando complexidade aos poucos e interpretando os resultados também aos poucos, certamente se chegará com confiança a um resultado consistente em menor tempo.

Frente a um prazo curto para a execução de uma modelagem, é muito comum se passar por cima do procedimento exposto acima, alegando-se que não há tempo o suficiente, sendo necessário já realizar as análises com o modelo final. Em geral essa forma de encarar o problema recai em resultados nos quais se tem pouca confiança, muitas vezes nem se conseguindo chegar a algum resultado. Então o usuário finalmente se vê obrigado a seguir o procedimento correto e percebe que o que fez até o momento lhe serviu pouco ou de nada, atrasando-o mais ainda.

- Relembrar o mundo real

Muitas vezes aquele que está modelando se apega a determinados detalhes de seu modelo (geometria, parâmetros de materiais) sem questionar a confiabilidade deles. Em geral as informações de campo são bastante limitadas e muitas vezes pouco confiáveis, o que se reflete no modelo criado. Portanto, é importante testar como o modelo se comporta variando estes detalhes dentro de faixas mais prováveis.

2.3 O PROGRAMA *PLAXIS 3D*

2.3.1 Introdução

A seguir está apresentada uma linha do tempo do desenvolvimento dos programas de elementos finitos da linha *PLAXIS*.

-1987 - Início do desenvolvimento do programa *PLAXIS* na *Delft University of Technology*, Holanda. O objetivo inicial era criar um código de elementos finitos 2D de fácil uso para a análise de diques sobre solos moles.

-1993 - Criação da empresa *Plaxis bv*.

-1998 - Lançado o primeiro *PLAXIS 2D* para Windows.

-2001 - Lançado o *3DTunnel*, programa de elementos finitos 3D para análise de túneis.

-2004 - Lançado o *3DFoundation*, para análise 3D de fundações.

-2010 - Lançado o *PLAXIS 3D*, programa de elementos finitos totalmente tridimensional que superou limitações do *3DTunnel* e do *3DFoundation*.

Atualmente os programas desenvolvidos pela *Plaxis bv* são uns dos mais difundidos comercialmente na área de projetos em Geotecnia, o que se deve, em grande parte, à sua facilidade de manuseio (definição da geometria, geração de malha, definição das condições de contorno, sequência construtiva etc.) quando comparado a outros programas.

O *PLAXIS 3D*, fundamentalmente, é um programa de elementos finitos para análises tridimensionais tensão-deformação. É composto pelos sub-programas:

- *Input*: pré-processador para definição da geometria do problema, das condições de contorno e das propriedades dos materiais, para criar a malha de elementos finitos e para definir as fases de cálculo, e

- *Output*: pós-processador para inspecionar os resultados dos cálculos em vistas tridimensionais ou em seções transversais, e para gerar gráficos de saída de variáveis de pontos ou linhas selecionados.

O *PLAXIS 3D* possui ainda módulos separados para a análise de fluxo (*3D PlaxFlow*) e para análises dinâmicas (*3D Dynamics*).

A resolução do problema pelo *PLAXIS 3D* é pelo Método dos Deslocamentos, ou seja, a compatibilidade dos deslocamentos é satisfeita, e os resultados primários obtidos são os deslocamentos nodais.

Nos subitens a seguir são apresentados maiores detalhes sobre o uso e a formulação do *PLAXIS 3D*. Todas as informações apresentadas foram consultadas no manual do programa (PLAXIS, 2015), exceto quando indicado o contrário.

2.3.2 Tipos de análise

A seguir são descritos os tipos de análise disponíveis no *PLAXIS 3D* que foram utilizados no presente trabalho.

a) Geração das tensões iniciais

O *PLAXIS 3D* dispõe de 2 tipos de análise exclusivos para a geração das tensões iniciais do modelo: o “*K0 Procedure*” e o “*Gravity Loading*”.

- *K0 Procedure*

Este método é baseado no conceito de “*tensões geostáticas*” ou de “*condição de repouso*”, onde a compressão imposta ao maciço por seu peso próprio é unidimensional (vertical), não havendo deformações horizontais.

Na condição de repouso a tensão vertical efetiva σ'_{v0} em um ponto é calculada apenas em função do peso de solo acima do mesmo, e a tensão horizontal efetiva σ'_{h0} é obtida através da seguinte expressão:

$$\sigma'_{h0} = K_0 \cdot \sigma'_{v0} \quad (2.1)$$

onde K_0 é o coeficiente de empuxo no repouso.

O valor de K_0 depende das características do material e da história de tensões do depósito.

Para um solo normalmente adensado ($OCR = 1$) o coeficiente de empuxo no repouso correspondente $K_{0,nc}$ é geralmente correlacionado com o ângulo de atrito ϕ' através da expressão de JAKY (1944), a saber,

$$K_{0,nc} = 1 - \text{sen}\phi' \quad (2.2)$$

que é o padrão utilizado pelo *PLAXIS 3D*, embora o usuário possa especificar outro valor.

Para o solo sobreadensado ($OCR > 1$) o valor de K_0 é maior que o $K_{0,nc}$. Na Figura 2.7 está ilustrado o comportamento típico do K_0 em um ensaio edométrico, onde o solo inicialmente sofre uma compressão virgem ($OCR = 1$) e posteriormente é descarregado, gerando um sobreadensamento ($OCR > 1$).

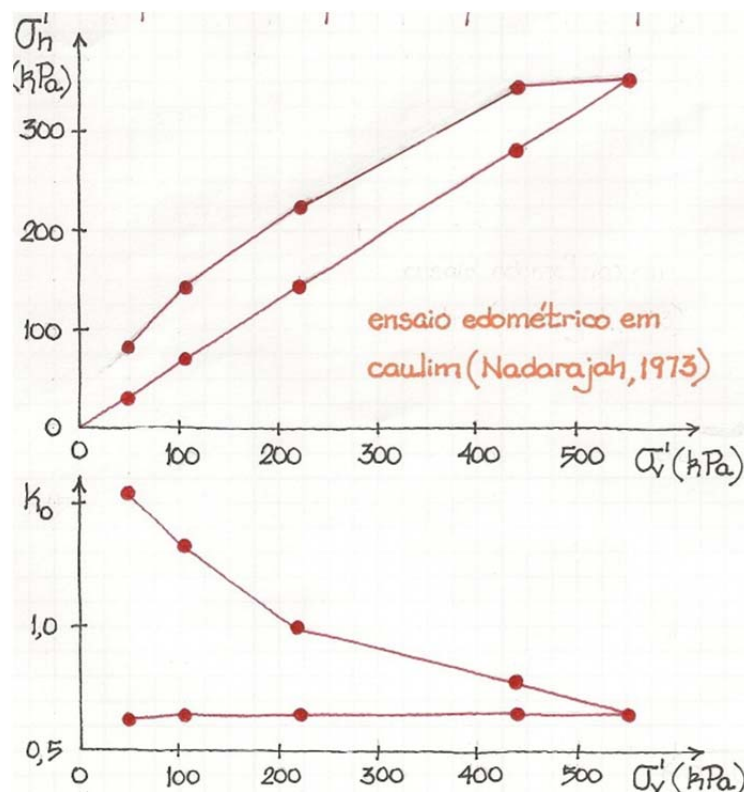


Figura 2.7 Comportamento típico do coeficiente de empuxo no repouso K_0 no ensaio edométrico (MARTINS, 2011)

No que diz respeito ao *PLAXIS 3D*, a influência da história de tensões no valor de K_0 depende do modelo de solo utilizado.

O modelo *Mohr-Coulomb* (linear elástico perfeitamente plástico, ver Item 2.3.4e) não leva em consideração a história de tensões do solo. Caso se queira considerá-la na geração das tensões iniciais, o usuário deve especificar o valor de K_0 adequado.

Para os modelos avançados (*HS*, *HSS*, *SS*, *SSC* e *MCC* - ver Item 2.3.4b) o programa calcula automaticamente um valor de K_0 baseado no valor de K_0^{nc} e também no valor de *OCR* ou *POP* (tensão de pré-carregamento) especificado. O valor de K_0 calculado é obtido simulando um aumento de σ'_v até a tensão de pré-adensamento σ'_{vm} e posterior redução ao valor de σ'_{v0} , de modo que seja gerado o *OCR* ou *POP* especificado. Durante o descarregamento considera-se que o solo se comporta elasticamente. A fórmula resultante é:

$$K_{0,x} = K_{0,y} = K_0^{nc} \cdot OCR - \frac{v_{ur}}{1-v_{ur}} \cdot (OCR-1) + \frac{K_0^{nc} \cdot POP - \frac{v_{ur}}{1-v_{ur}} \cdot POP}{|\sigma_{zz}^0|} \quad (2.3)$$

Obs.: Caso o usuário especifique um valor de *OCR* o programa considera automaticamente $POP = 0$. Caso se especifique o *POP*, o programa considera $OCR = 1$.

O usuário também tem a opção de especificar um K_0 diferente do calculado acima.

Dependendo do valor de K_0 utilizado, os estados de tensões gerados ao longo do modelo podem violar o critério de ruptura do material. Nestes casos o programa automaticamente ajusta a tensão horizontal de forma a obedecer ao critério de ruptura. Mas ao fazer este ajuste, é possível que o campo de tensões gerado no modelo não esteja em equilíbrio, o que, de preferência, deve ser evitado.

A “*condição de repouso*” só existe quando a superfície do terreno, as camadas de solo e os níveis freáticos são horizontais. Desta forma é recomendável que o *K0 Procedure* só seja utilizado nestas condições ou em condições muito próximas a esta. Caso contrário, não se pode garantir o equilíbrio de tensões horizontais do modelo. Caso o campo de tensões iniciais gerado esteja fora de equilíbrio é recomendável adicionar uma fase de análise sem nenhum carregamento apenas para que as tensões sejam reequilibradas.

- Gravity Loading

É um tipo de cálculo *Plastic* no qual as tensões iniciais são geradas com base no peso volumétrico do solo. As tensões iniciais são estabelecidas aplicando o peso próprio do solo na primeira fase de cálculo.

Para o modelo *Mohr-Coulomb*, o valor equivalente de K_0 resultante da análise *Gravity Loading* depende do coeficiente de Poisson ν especificado, e é dado por:

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (2.4)$$

Caso seja necessário especificar um valor de ν pouco realista para atender ao valor de K_0 resultante desejado, é possível mudar o material do solo nas fases seguintes para um que tenha o valor correto de ν .

No caso dos modelos avançados, o valor equivalente de K_0 resultante após o *Gravity Loading* corresponde ao K_0^{nc} especificado, ou seja, o solo é considerado normalmente adensado, desconsiderando valores de $OCR > 1$ ou $POP > 0$ eventualmente especificados.

Caso se queira simular um sobreadensamento num modelo através do *Gravity Loading*, pode-se utilizar alguns artifícios, a saber:

- aplicação de carregamento externo vertical e posterior remoção na fase seguinte (gera OCR variável ao longo da profundidade),
- aumento do $\Sigma Mweight$ (fator de multiplicação do peso específico do solo) para um valor igual ao OCR desejado e retorno ao valor igual a 1 na fase seguinte (gera OCR constante ao longo do modelo), ou
- simulação do OCR por efeito de envelhecimento ("*aging*") através do modelo *Soft Soil Creep* (gera OCR constante ao longo da camada modelada com o SSC).

b) Plastic

Utilizado para realizar uma análise tensão-deformação elástica e/ou plástica na qual não é necessário levar em conta as variações de poropressão com o tempo. Apesar de se poder especificar um intervalo de tempo para uma determinada fase, este tipo de análise não leva em consideração os efeitos do tempo, exceto quando se utiliza o modelo “*Soft Soil Creep*” (ver Item 2.3.4h).

É utilizado para simular os seguintes casos extremos de comportamento:

- completamente não drenado (opções de drenagem *Undrained (A)*, *Undrained (B)* ou *Undrained (C)* para o material, ver Item 2.3.3), para simular carregamentos rápidos frente à velocidade de drenagem do solo,
- ou completamente drenado (opção de drenagem *Drained* para o material), para simular deformações a tempo infinito. Embora não leve em conta o caminho de tensões real seguido pelo solo até a completa dissipação dos excessos de poropressão, os resultados são razoavelmente acurados.

c) Consolidation

Utilizado para analisar o desenvolvimento e/ou a dissipação de excessos de poropressão em solos saturados. Fases de análise deste tipo precisam ter especificado um intervalo de tempo diferente de 0. Pode ser realizada:

- sem aplicar nenhum carregamento adicional durante a fase, apenas para dissipação dos excessos de poropressão existentes ao final da fase anterior,
- aplicando carregamento adicional durante a fase. Nestes casos a variação do carregamento é linear ao longo do intervalo de tempo, atingindo a configuração especificada ao final da fase.

Para o caso de não se aplicar carregamento durante a fase, também existe a possibilidade de, ao invés de especificar um intervalo de tempo, deixá-la “rodar” até que:

- os excessos de poropressão sejam todos inferiores a um valor especificado, ou
- se atinja um valor especificado de “*grau de adensamento*” $p_{max}/p_{max,init}$, onde p_{max} é o valor máximo de excesso de poropressão no modelo, e $p_{max,init}$ é o valor máximo de excesso de poropressão no modelo existente no início da fase de cálculo.

2.3.3 Tipos de drenagem (comportamento drenado ou não drenado)

As condições de drenagem são controladas através do tipo de comportamento especificado para cada material, e não através da atribuição de um tipo de comportamento a uma fase de análise ao qual todos os materiais do modelo deveriam obedecer. Por exemplo, numa determinada fase de análise pode-se especificar que alguns materiais se comportem de forma não drenada enquanto outros se comportem de forma drenada.

No caso de análises do tipo *Consolidation*, todos os materiais devem ser especificados como drenados (“*Drained*”) e devem ser atribuídos coeficientes de permeabilidade k do solo saturado aos mesmos.

O comportamento não drenado pode ser modelado nas análises do tipo *Plastic*, especificando-se para o material um dos seguintes tipos de drenagem:

- *Undrained (A)*: Análise em tensões efetivas. Parâmetros de rigidez e de resistência em termos de tensões efetivas.
- *Undrained (B)*: Análise em tensões efetivas. Parâmetros de rigidez em termos de tensões efetivas e parâmetros de resistência não drenados (s_u).
- *Undrained (C)*: Análise em tensões totais. Parâmetros de rigidez e de resistência não drenados (E_u , s_u).

2.3.4 Modelagem do solo

a) Características dos elementos finitos e do procedimento de cálculo numérico

Os volumes de solo são modelados no *PLAXIS 3D* por meio de elementos finitos tetraédricos de 10 nós, conforme ilustrado na Figura 2.7.

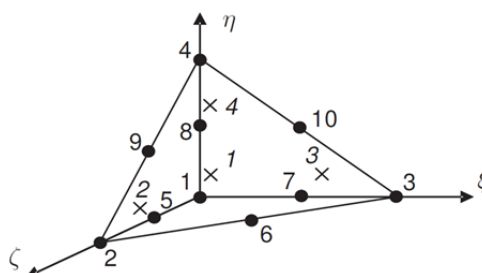


Figura 2.8 Numeração e posicionamento local dos nós (•) e dos pontos de integração (×) de um elemento tetraédrico de 10 nós (PLAXIS, 2015)

Este tipo de elemento possibilita uma interpolação quadrática dos deslocamentos no interior do elemento e uma variação linear das deformações. Utiliza-se um sistema de coordenadas local (ξ , η , ζ). A interpolação se dá através de 10 funções de forma N_i , uma para cada nó i , que têm a propriedade de serem iguais a 1 no nó i e iguais a 0 nos demais nós.

Os elementos têm 3 graus de liberdade por nó (u_x , u_y , u_z). A integração ao longo do volume do elemento é numérica, utilizando-se o processo de Gauss baseado em 4 pontos de integração (ver Figura 2.8).

O programa possui um algoritmo interno para a geração da malha de elementos finitos, sendo possível ao usuário interferir em apenas algumas características, como o grau de refinamento da malha nos elementos geométricos que compõem o domínio de análise e algumas características de angulação dos elementos.

O procedimento numérico utilizado é o incremental-iterativo. O carregamento a ser aplicado numa determinada fase é dividido em incrementos (“steps”), e cada incremento é calculado de forma iterativa.

O programa dispõe de algumas técnicas para otimização do cálculo numérico. É permitido ao usuário controlar alguns parâmetros relativos à divisão do carregamento em incrementos, ao processo iterativo e aos erros tolerados.

b) Aplicabilidade dos modelos de comportamento do solo disponíveis

O *PLAXIS 3D* (versão AE 2015) disponibiliza 11 modelos de comportamento “*tensão - deformação - tempo*” para solos e rochas, além da possibilidade do próprio usuário criar um modelo. No manual do programa (PLAXIS, 2015) constam indicações da aplicabilidade de cada modelo disponível em função:

- do tipo de material (ver Tabela 2.2),
- do tipo de obra/aplicação (ver Tabela 2.3), e
- do tipo de solicitação/caminho de tensões (ver Tabela 2.4).

As Tabelas 2.2 a 2.4 foram traduzidas do manual citado (exceto os nomes dos modelos). Nelas constam a indicação da aplicabilidade de cada modelo em função das variantes acima, atribuindo-se uma nota de A a C com os seguintes significados:

- A: o melhor modelo do *PLAXIS* para esta aplicação
- B: modelagem razoável
- C: aproximação de primeira ordem (grosseira)

Tabela 2.2 Aplicabilidade dos modelos em função do tipo de material (PLAXIS, 2015)

Modelo	TIPO DE MATERIAL							
	Concreto	Rocha	Pedregulho	Areia	Silte	Argila sobre-adsensada	Argila norm. adsensada	Turfa (solo orgânico)
<i>Linear Elastic</i>	C	C	-	-	-	-	-	-
<i>Mohr-Coulomb</i>	A	B	C	C	C	C	C	C
<i>Hardening Soil</i>	-	-	B	B	B	B	B	-
<i>HS small</i>	-	-	A	A	A	A	B	-
<i>Soft Soil Creep</i>	-	-	-	-	-	-	A*	A*
<i>Soft Soil</i>	-	-	-	-	-	-	A*	A*
<i>Jointed Rock</i>	-	A**	-	-	-	-	-	-
<i>Modified Cam-Clay</i>	-	-	-	-	-	-	C	C
<i>NGI-ADP</i>	-	-	-	-	-	-	A*	A*
<i>Hoek-Brown</i>	-	A**	-	-	-	-	-	-

* Caso o comportamento no tempo seja importante, usar *Soft Soil Creep*. No caso de análises de curto prazo onde se conhece apenas a resistência não-drenada usar *NGI-ADP*.

** No caso de anisotropia e estratificação usar *Jointed Rock*. Para rochas em geral usar *Hoek-Brown*.

Tabela 2.3 Aplicabilidade dos modelos em função do tipo de obra (PLAXIS, 2015)

Modelo	TIPO DE APLICAÇÃO							
	Fundação	Escavação	Túnel	Aterro	Talude	Barragem	"Off-shore"	Outro
<i>Linear Elastic</i>	-	-	C	-	-	-	-	-
<i>Mohr-Coulomb</i>	C	C	C	C	C	C	C	C
<i>Hardening Soil</i>	B	B	B	B	B	B	B	B
<i>HS small</i>	A	A	A	A	A	A	A	A
<i>Soft Soil Creep</i>	B	B	B	A	A	B	B	B
<i>Soft Soil</i>	B	B	B	A	A	B	B	B
<i>Jointed Rock</i>	B	B	B	B	B	B	B	B
<i>Modified Cam-Clay</i>	C	C	C	C	C	C	C	C
<i>NGI-ADP</i>	B	B	B	A	A	B	A	B
<i>Hoek-Brown</i>	B	B	B	B	B	B	B	B

Tabela 2.4 Aplicabilidade dos modelos em função do caminho de tensões (PLAXIS, 2015)

Modelo	TIPO DE CARREGAMENTO						
	Compressão virgem	Descarregamento/ Recarregamento	Cisalhamento/ Tensão desviadora	Não drenado	Cíclico	Compressão + Cisalhamento	Extensão + Cisalhamento
<i>Linear Elastic</i>	C	C	-	-	-	-	-
<i>Mohr-Coulomb</i>	C	B	C	C	-	C	C
<i>Hardening Soil</i>	A	B	B	B	C	A	A
<i>HS small</i>	A	A	A	B	B	A	A
<i>Soft Soil Creep</i>	A	B	B	B	C	A	B
<i>Soft Soil</i>	A	B	B	B	C	A	B
<i>Jointed Rock</i>	B	B	B	-	-	B	B
<i>Modified Cam-Clay</i>	C	C	C	C	C	C	C
<i>NGI-ADP</i>	B	B	B	A	C	B	B
<i>Hoek-Brown</i>	B	B	B	-	-	B	B

Para visualização dos tipos de carregamento, na Figura 2.9 estão representados esquematicamente os caminhos de tensões efetivas de carregamento/descarregam. E de compressão/descompres. em ensaios triaxiais drenados.

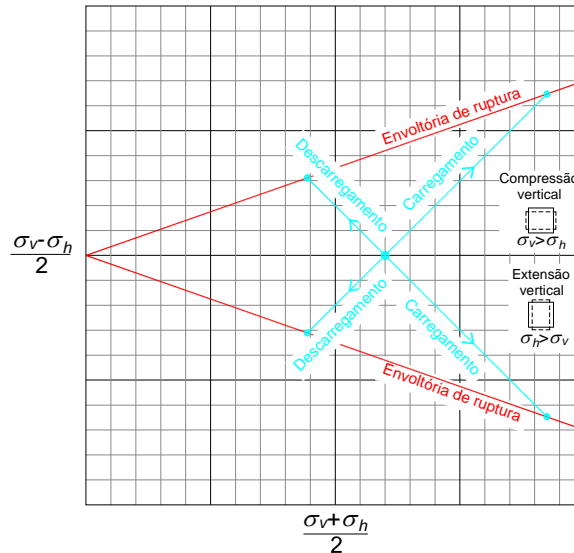


Figura 2.9 Caminhos de tensão em ensaios triaxiais

Nos subitens a seguir são descritos os modelos utilizados no presente estudo, mas antes discute-se um pouco sobre os conceitos de *ruptura* e de *plastificação*.

c) Conceitos de ruptura e de plastificação

Como muitas vezes estes conceitos são confundidos, abaixo estão as suas definições de acordo com o que é considerado na formulação do programa.

- Ruptura:

Considera-se que um elemento de solo encontra-se rompido quando não é capaz de suportar uma tensão desviadora σ_d maior que a corrente, mantida a tensão octaédrica σ'_{oct} com a qual se encontra. Por exemplo, num ensaio de compressão triaxial drenado, ao se atingir a ruptura, o aumento da deformação vertical ε_1 imposta pelo pistão não provocaria um aumento de tensão desviadora σ_d , a não ser que se aumentasse a tensão confinante σ'_3 .

Os estados de tensões em que a situação de ruptura ocorre definem o que se chama de “envoltória de ruptura” do material. Desta forma, os pontos correspondentes aos estados de tensões de ruptura pertencem à envoltória.

Como será mostrado adiante, no espaço $\sigma'_1:\sigma'_2:\sigma'_3$ a envoltória de ruptura corresponde a uma superfície. Ela separa a região de estados de tensões possíveis (“dentro” da envoltória) dos estados de tensões não possíveis (“fora” da envoltória).

O que foi apresentado acima se refere à resistência ao cisalhamento. No que diz respeito à resistência à tração, a tensão principal menor σ'_3 não pode ser inferior à resistência à tração σ_t do material. Esta condição limita a parte da envoltória de ruptura para tensões de tração.

- Plastificação:

Deformações plásticas são ditas deformações irreversíveis. As deformações plásticas são tais que, ao se variar o estado de tensões de um elemento de solo e depois se retornar ao estado de tensões de partida, o estado de deformações é diferente do que se tinha inicialmente.

Portanto, quando durante um carregamento um elemento de solo sofre deformações plásticas (irreversíveis), mesmo que também ocorram deformações elásticas (reversíveis), diz-se que ele plastificou.

Na teoria da plasticidade existe uma função de escoamento f , função das tensões e das deformações, que define quando ocorre ou não plastificação. A plastificação está associada à condição $f = 0$, que no espaço $\sigma'_1:\sigma'_2:\sigma'_3$ corresponde a uma superfície. Para estados de tensões representados por pontos internos à superfície de escoamento o comportamento é puramente elástico.

- Ruptura x Plastificação:

É comum se dizer que um elemento de solo que atingiu a ruptura plastificou. Esta afirmação não está errada. Mas a recíproca nem sempre é verdadeira, pois um elemento de solo que plastificou não necessariamente se rompeu. Por exemplo, num ensaio de compressão edométrica ou de compressão isotrópica, apesar do solo poder sofrer deformações plásticas, ele nunca atinge a ruptura.

d) O modelo “Linear Elastic”

O modelo *Linear Elastic* é o mais simples disponibilizado pelo *PLAXIS 3D*.

Ele permite apenas a modelagem de deformações elásticas no material, ou seja, sem a ocorrência de deformações plásticas.

O modelo também desconsidera a possibilidade de ruptura do material, não sendo necessário, portanto, estabelecer um critério de ruptura.

A relação entre a variação do estado de tensões efetivas e a variação do estado de deformações é dada pela Lei de Hooke para materiais isotrópicos, a saber:

$$\begin{bmatrix} \dot{\sigma}'_{xx} \\ \dot{\sigma}'_{yy} \\ \dot{\sigma}'_{zz} \\ \dot{\sigma}'_{xy} \\ \dot{\sigma}'_{yz} \\ \dot{\sigma}'_{zx} \end{bmatrix} = \frac{E'}{(1-2\nu')(1+\nu')} \begin{bmatrix} 1-\nu' & \nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & 1-\nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & \nu' & 1-\nu' & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/2-\nu' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/2-\nu' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/2-\nu' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_{xx} \\ \dot{\varepsilon}_{yy} \\ \dot{\varepsilon}_{zz} \\ \dot{\gamma}_{xy} \\ \dot{\gamma}_{yz} \\ \dot{\gamma}_{zx} \end{bmatrix} \quad (2.5)$$

onde:

- E' e ν' são o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson, ambos em termos de tensões efetivas, os 2 únicos parâmetros do modelo além do peso específico, e
- o ponto acima das componentes de tensão (σ) e de deformação (ε, γ) indica que são incrementos,

que pode ser reescrita em forma matricial como:

$$\underline{\underline{\dot{\sigma}'}} = \underline{\underline{M}} \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}} \quad (2.6)$$

onde:

$\underline{\underline{\dot{\sigma}'}}$ = vetor de acréscimo de tensões,

$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}$ = vetor de acréscimo de deformações, e

$\underline{\underline{M}}$ = matriz de rigidez do material.

No modelo *Linear Elastic* a matriz de rigidez é única (constante) para o material. Desta forma, não é possível modelar, por exemplo, a diferença de rigidez que o solo apresenta entre o domínio de recompressão e o domínio virgem, ou a variação da rigidez com o nível de tensão.

Na Figura 2.10 estão representados, de forma esquemática, os resultados de 2 ensaios de laboratório drenados simulados com o modelo *Linear Elastic*, a saber, um ensaio triaxial ($\Delta\sigma'_x = \Delta\sigma'_y = 0$) e um ensaio edométrico ($\Delta\varepsilon'_x = \Delta\varepsilon'_y = 0$), onde se impõe um valor de σ'_z que aumenta (carregamento) e depois diminui (descarregamento) até o valor inicial ($\Delta\sigma'_{z,final} = 0$).

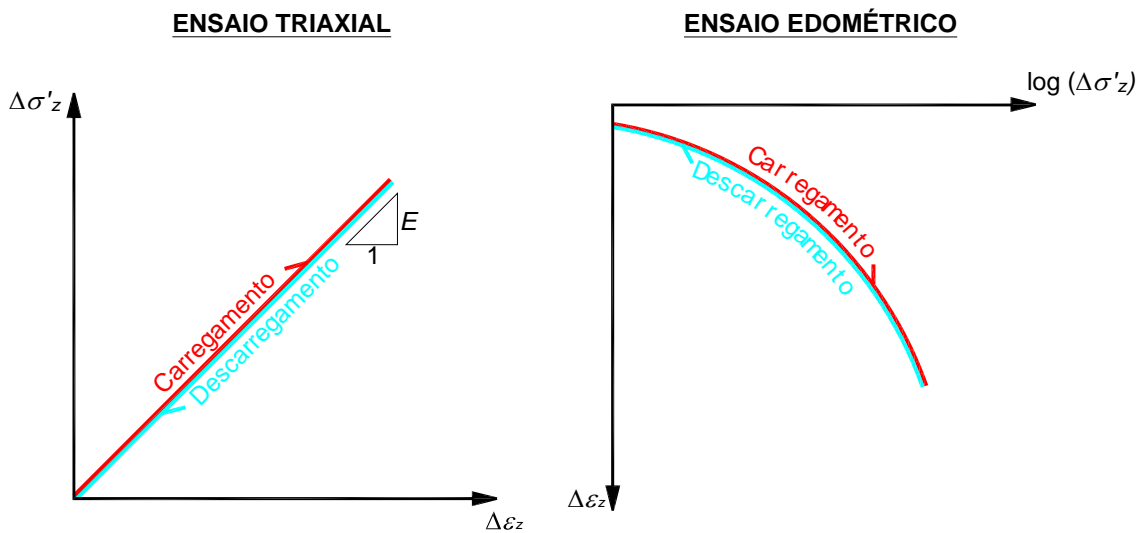


Figura 2.10 Simulação de ensaios drenados em material com modelo *Linear Elastic*

Embora seja um modelo relativamente simples, a formulação do *Linear Elastic* serve de base a modelos mais complexos.

e) O modelo “*Mohr-Coulomb*”

O *Mohr-Coulomb* é um modelo linear elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

Ele possibilita a modelagem tanto de deformações elásticas (reversíveis) quanto plásticas (irreversíveis) no material, o que pode ser expresso por:

$$\Delta\varepsilon = \Delta\varepsilon^e + \Delta\varepsilon^p \quad (2.7)$$

onde:

$\Delta\varepsilon$ = acréscimo de deformação total

$\Delta\varepsilon^e$ = acréscimo de deformação elástica

$\Delta\varepsilon^p$ = acréscimo de deformação plástica

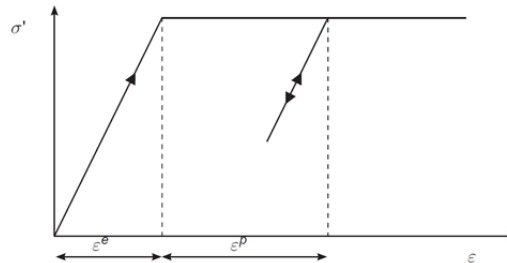


Figura 2.11 Concepção básica de um modelo linear elástico perfeitamente plástico (PLAXIS, 2015)

O comportamento elástico ocorre em separado do plástico, o que caracteriza o comportamento “perfeitamente plástico”.

Na fase elástica a modelagem do comportamento tensão-deformação segue aquela do modelo *Linear Elastic* (ver Item d), e é controlada pelos parâmetros E' e ν' .

A fase perfeitamente plástica segue a teoria clássica da plasticidade.

A superfície de escoamento, definida pela função de escoamento f , é a própria superfície de ruptura definida pelo critério de Mohr-Coulomb, que no espaço $\sigma'_1:\sigma'_2:\sigma'_3$ é representada por um cone hexagonal, conforme o exemplo da Figura 2.12.

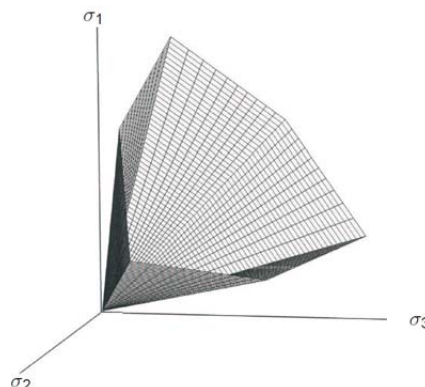


Figura 2.12 Superfície de ruptura e escoamento do modelo *Mohr-Coulomb* no espaço de tensões principais para solo sem coesão [adaptado de (PLAXIS, 2015)]

As 6 funções f que definem a superfície acima são uma extensão do critério de Coulomb, a saber,

$$s = c' + \sigma' \cdot \text{tg} \phi' \quad (2.8)$$

onde:

s = tensão resistente ao cisalhamento num plano,

σ' = tensão efetiva normal ao plano,

c' = intercepto de coesão em termos de tensões efetivas, e

ϕ' = ângulo de atrito em termos de tensões efetivas,

para um estado de tensões geral, de forma que este critério é atendido para qualquer plano num elemento de solo.

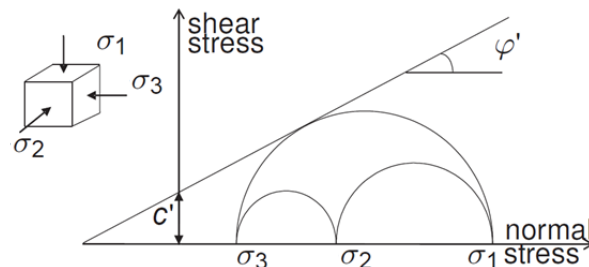


Figura 2.13 Critério de ruptura de Mohr-Coulomb [adaptado de PLAXIS (2015)]

Desta forma, a superfície de escoamento/ruptura é definida pelos parâmetros de resistência c' e ϕ' , além de uma resistência à tração σ_t que não pode ser ultrapassada pela tensão principal menor.

Em resumo, para estados de tensão representados por pontos:

- interiores à superfície → comportamento elástico, e
- na superfície → comportamento perfeitamente plástico,

não sendo possível pontos exteriores à superfície.

Neste modelo, ao contrário dos modelos avançados do programa, a superfície de escoamento é fixa, não sendo afetada pelo aumento das deformações plásticas.

As funções de escoamento f nos dizem quando ocorre ou não a plastificação do solo, mas nada dizem sobre a relação entre as deformações volumétricas plásticas ε^p e as deformações cisalhantes plásticas γ^p . Para isso servem as “funções potenciais plásticas” g .

Assim como as funções f , no modelo MC , também são 6 as funções g . A título de ilustração, abaixo está uma das funções g :

$$g_{1a} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_2 + \sigma'_3) \cdot \text{sen} \psi \quad (2.9)$$

Conforme se observa, o único parâmetro a ser especificado para as funções g é o ângulo de dilatância ψ .

O fenômeno da dilatância é a tendência que o solo apresenta de aumentar de volume quando cisalhado. É tanto maior quanto mais compacta a areia ou mais sobreadensada a argila. A título de ilustração, na Figura 2.14 estão representados de forma esquemática os resultados de ensaios de compressão triaxial drenados em uma areia: (1) com comportamento dilatante, e (2) com comportamento “contrátil”, durante o cisalhamento.

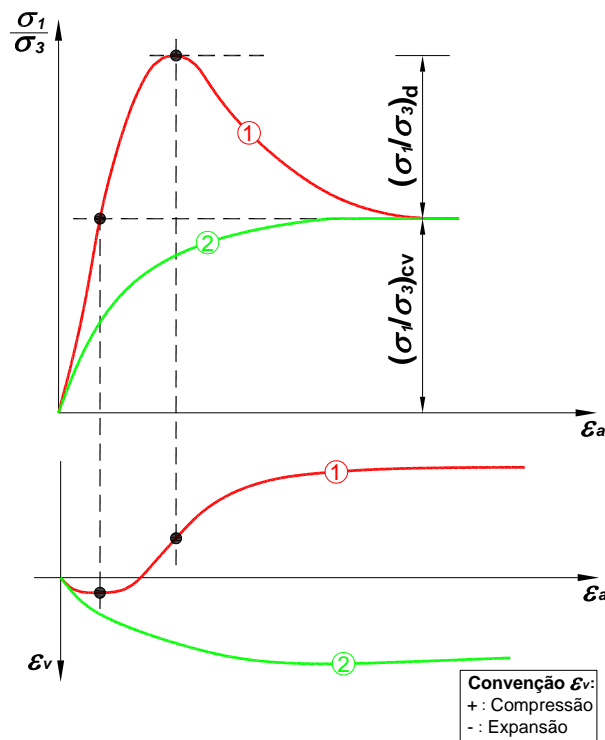


Figura 2.14 Resultados de ensaios de compressão triaxial drenados em uma areia: (1) com comportamento dilatante, e (2) com comportamento “contrátil” [adaptado de MARTINS (2013)]

No modelo *Mohr-Coulomb* a dilatância ($\Delta\epsilon_v$ devido a $\Delta\gamma$) só ocorre quando o solo plastifica, de forma que no regime elástico as tensões cisalhantes provocam unicamente distorção (ver ensaio de cisalhamento simples drenado na Figura 2.16).

Quanto ao parâmetro ângulo dilatância ψ , é difícil encontrar na literatura autores que se proponham a defini-lo ampla e claramente. Em geral é definido para configurações de carregamento específicas. Por exemplo, BOLTON (1986) define o ângulo de dilatância de pico ψ^{ps} para o estado plano de deformações pela equação:

$$\text{sen}\psi^{ps} = -\frac{\Delta\varepsilon_1 + \Delta\varepsilon_3}{\Delta\varepsilon_1 - \Delta\varepsilon_3} \quad (2.10)$$

Voltando-se ao que o *PLAXIS 3D* efetivamente considera, na Figura 2.15 está apresentada esquematicamente, no espaço $\tau, \Delta\gamma^p : \sigma, \Delta\varepsilon^p$, a “superfície potencial plástica” (definida pelas funções g citadas anteriormente) correspondente a um determinado valor de $\psi > 0^\circ$.

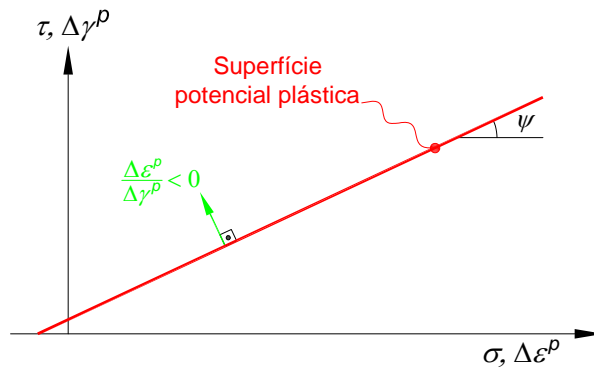


Figura 2.15 “Superfície potencial plástica” no espaço $\tau, \Delta\gamma^p : \sigma, \Delta\varepsilon^p$ correspondente a $\psi > 0^\circ$ - Modelo *Mohr-Coulomb* [adaptado de SCHWEIGER (2011)]

A “superfície potencial plástica” tem a propriedade de que, para um par de valores (σ, τ) , representado por um ponto sobre a superfície da Figura 2.15, a relação entre $\Delta\gamma^p$ e $\Delta\varepsilon^p$ é dada pelo vetor normal à superfície neste ponto.

Desta forma, quando se tem $\psi > 0^\circ$, ao solo se plastificar as deformações cisalhantes provocam deformações volumétricas negativas (expansão na convenção do *PLAXIS*), pois $\Delta\varepsilon^p / \Delta\gamma^p < 0$. Já para $\psi = 0^\circ$, as deformações cisalhantes não provocam deformações volumétricas, uma vez que $\Delta\varepsilon^p / \Delta\gamma^p = 0$.

Na Figura 2.16 estão apresentadas as influências de ψ nas deformações volumétricas em ensaios drenados de cisalhamento simples e de compressão triaxial segundo o modelo *Mohr-Coulomb*.

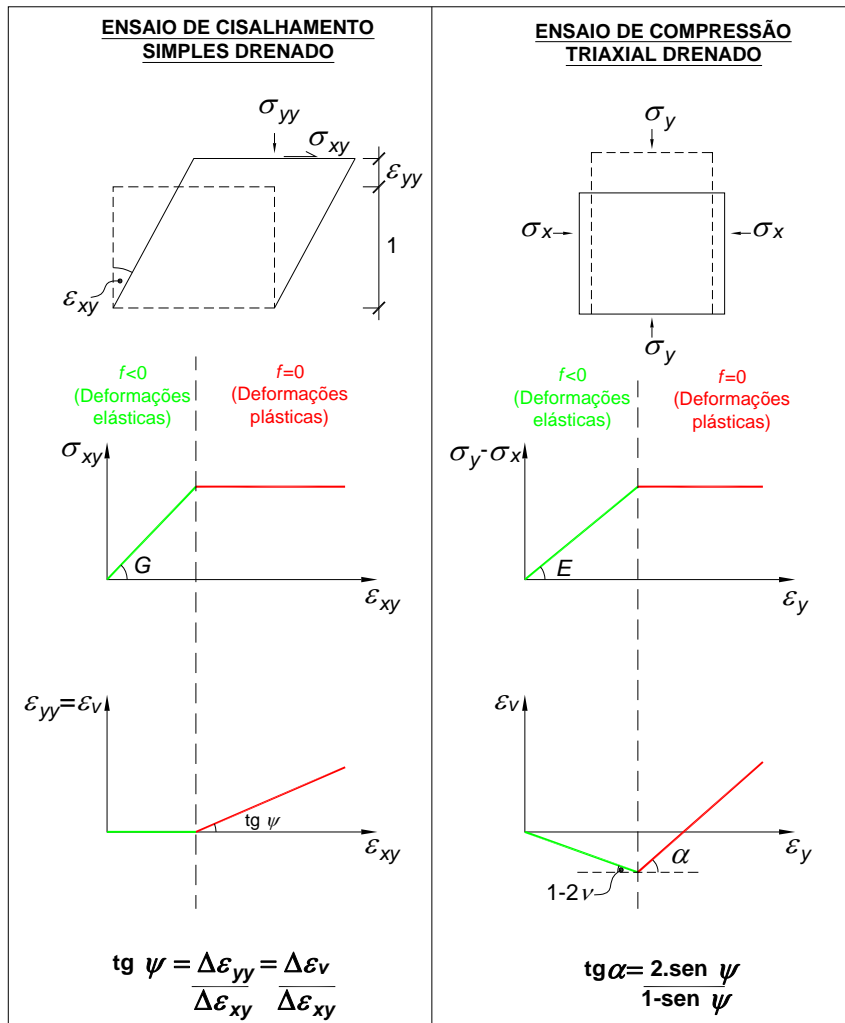


Figura 2.16 Influência de ψ em ensaios drenados de cisalhamento simples e de compressão triaxial de acordo com o modelo *Mohr-Coulomb* [adaptado de SCHWEIGER (2011)]

Ao contrário do que realmente ocorre, no modelo *Mohr-Coulomb* o aumento de volume devido à dilatância ocorre indefinidamente enquanto houver acréscimo de deformações cisalhantes, não existindo a opção de limitá-lo como ocorre nos modelos *HS* e *HSS* (apenas estes dois modelos do *PLAXIS 3D* permitem especificar um valor de “*dilatancy cut-off*” - ver Item *f*).

Para finalizar, na Figura 2.17 estão representados, de forma esquemática, os resultados de 2 ensaios de laboratório drenados simulados com o modelo *Mohr Coulomb*, a saber, um ensaio triaxial ($\Delta \sigma'_x = \Delta \sigma'_y = 0$) e um ensaio edométrico ($\Delta \varepsilon'_x = \Delta \varepsilon'_y = 0$), onde se impõe um valor de σ'_z que aumenta (carregamento) e depois diminui (descarregamento) até o valor inicial ($\Delta \sigma'_{z,final} = 0$). No triaxial se atinge a

ruptura/plastificação, mas no caso de solitação edométrica, na qual não ocorre ruptura, o modelo *MC* não permite plastificação.

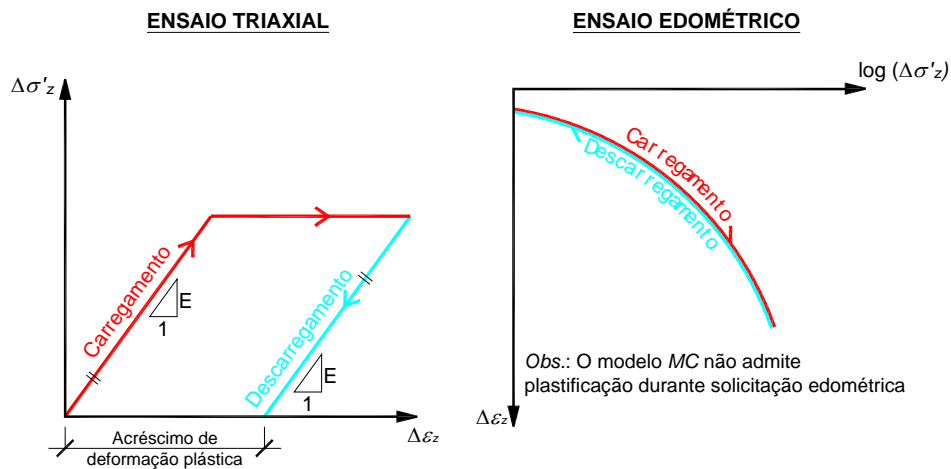


Figura 2.17 Simulação de ensaios em material com modelo *Mohr-Coulomb*

Observações finais:

- Os parâmetros do modelo *MC* são os seguintes: γ , E' , ν , c' , ϕ' , σ_t e ψ .
- O programa permite que E' e c' cresçam linearmente com a profundidade.

f) O modelo “Hardening Soil”

- Ruptura e plastificação

Da mesma forma que o modelo *Mohr-Coulomb*, o *Hardening Soil* possibilita a modelagem tanto de deformações elásticas (reversíveis) quanto plásticas (irreversíveis), e adota como critério de ruptura uma extensão do critério de *Mohr-Coulomb* a estados gerais de tensões, definido pelos parâmetros c' e ϕ' . Entretanto, a similaridade entres estes modelos para por aí.

Para ilustrar o significado do termo “*hardening*”, que em português seria enrijecimento, considere na Figura 2.18 a curva de compressibilidade esquemática de um solo obtida em um ensaio edométrico.

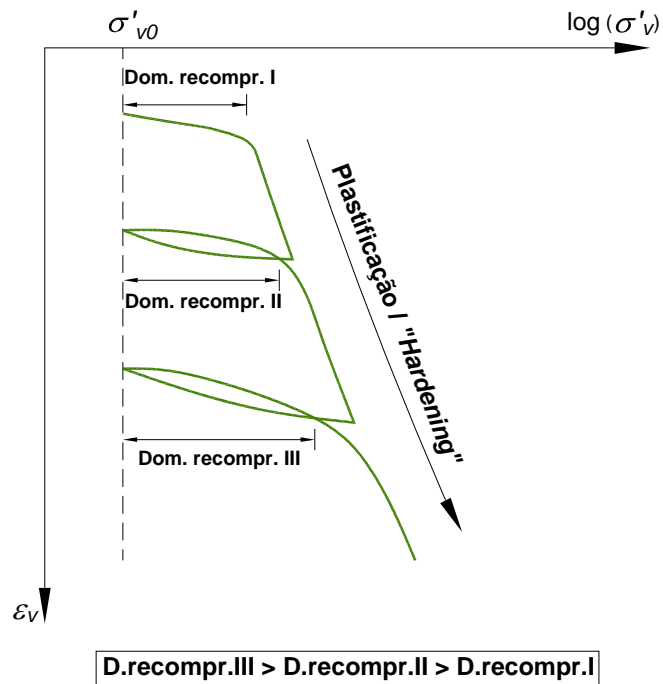


Figura 2.18 Curva de compressibilidade de um solo em ensaio edométrico

As duas principais características que se observam nesta curva são:

- que o solo se comporta de forma mais rígida nos domínios de descompressão e recompressão do que no domínio virgem, e
- que nos domínios de descompressão e recompressão as deformações são predominantemente elásticas enquanto no domínio virgem predominam as deformações plásticas.

Observa-se também que, quanto mais se carrega o solo no domínio virgem, ou seja, quanto mais se plastifica o solo, maior fica o seu domínio de recompressão.

Utiliza-se o termo *“hardening”* para se referir a este efeito de expansão do domínio de recompressão, ou seja, da faixa de tensões na qual o comportamento do solo é mais rígido e preponderantemente elástico, conforme ele se plastifica.

Este efeito é análogo ao processo de encruamento a frio realizado em metais, que consiste em provocar deformações plásticas no material de forma que ele se comporte de forma predominantemente elástica e com maior rigidez para níveis de tensão maiores que o inicial.

Diferentemente do modelo *MC*, o *Hardening Soil* permite a modelagem deste efeito, pois ele “guarda” o nível máximo de tensões a que o solo foi submetido, e considera rigidezes diferentes para os domínios de descompressão/recompressão e de compressão virgem.

O modelo *HS* contempla dois tipos de “*hardening*”, a saber:

- o “*compression hardening*”, utilizado para modelar deformações plásticas devido a carregamentos virgens durante compressões edométricas e compressões hidrostáticas, e

- o “*shear hardening*”, para modelar deformações plásticas devido a incrementos virgens de tensão desviadora.

Na Figura 2.19 está representada de forma esquemática a superfície de plastificação do modelo *HS* no espaço $\sigma'_1:\sigma'_2:\sigma'_3$ para um determinado nível de deformações.

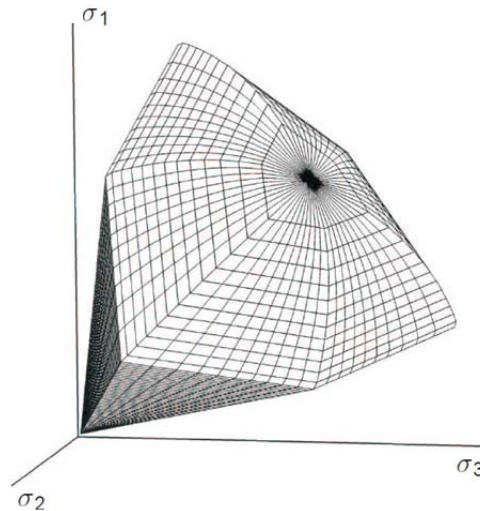


Figura 2.19 Superfície de escoamento do modelo *HS* para determinado nível de deformações e $c'=0$ [adaptado de PLAXIS (2015)]

Diferente do modelo *MC*, no *HS* a superfície de escoamento não é fixa, variando com o nível de deformações, o que é uma outra forma de descrever o fenômeno de “*hardening*”. O cone hexagonal da Figura 2.19 está relacionado ao “*shear hardening*” enquanto a superfície que fecha o cone, chamada “*cap*”, está relacionada ao “*compression hardening*”.

Na Figura 2.20 está representado o processo de “*shear hardening*”, mostrando-se sucessivas posições da superfície de plastificação no espaço $p':q$ conforme se aumentam as deformações cisalhantes, sendo limitada pela superfície de ruptura de Mohr-Coulomb.

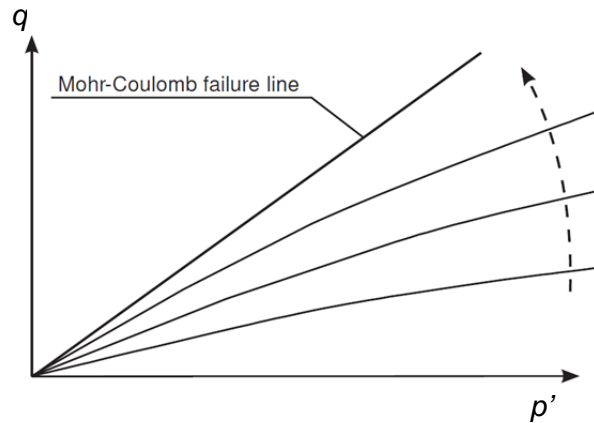


Figura 2.20 Sucessivas posições da superfície de escoamento [adaptado de PLAXIS (2015)]

Estados de tensões representados por pontos internos à superfície das Figuras 2.19 e 2.20 apresentam comportamento elástico.

- Comportamento tensão-deformação

O modelo *HS* se baseia no modelo hiperbólico de DUNCAN E CHANG (1970). Na Figura 2.21 está apresentada de forma esquemática uma curva $\sigma_d \times \varepsilon_1$ relativa a um ensaio de compressão triaxial drenado num solo normalmente adensado de acordo com o modelo hiperbólico.

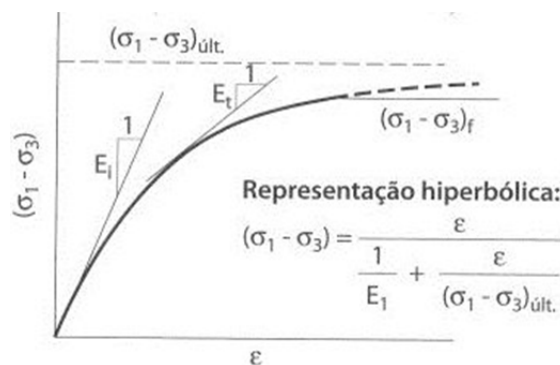


Figura 2.21 Representação hiperbólica de uma curva tensão-deformação de um ensaio de compressão triaxial drenado (EHLICH E BECKER, 2009)

Entretanto, o modelo *HS* supera o hiperbólico nos seguintes aspectos:

- utilização da teoria da plasticidade, ao invés da teoria da elasticidade,
- consideração da dilatância do solo, e
- introdução do “*cap*” de escoamento (escoamento em compressão hidrostática/edométrica).

O modelo *HS* exige a definição de 3 valores de módulo de elasticidade: E_{ur} , E_{50} e E_{oed} . Assim como no modelo hiperbólico, no *HS* a rigidez é dependente do nível de tensões. Desta forma, o usuário também precisa especificar o valor de tensão de referência p^{ref} em relação ao qual os valores de módulo E_{ur}^{ref} , E_{50}^{ref} e E_{oed}^{ref} foram especificados.

As equações abaixo dão a variação destes módulos com o nível de tensão.

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos \phi + \sigma'_3 \cdot \text{sen} \phi}{c \cdot \cos \phi + p^{ref} \cdot \text{sen} \phi} \right)^m \quad (2.11)$$

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos \phi + \sigma'_3 \cdot \text{sen} \phi}{c \cdot \cos \phi + p^{ref} \cdot \text{sen} \phi} \right)^m \quad (2.12)$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos \phi + \frac{\sigma'_3}{K_0^{nc}} \cdot \text{sen} \phi}{c \cdot \cos \phi + p^{ref} \cdot \text{sen} \phi} \right)^m \quad (2.13)$$

Na Figura 2.22 estão ilustrados os módulos E_{ur} e E_{50} numa curva $\sigma_d \times \varepsilon_1$ relativa a um ensaio triaxial drenado de acordo com o modelo *HS*.

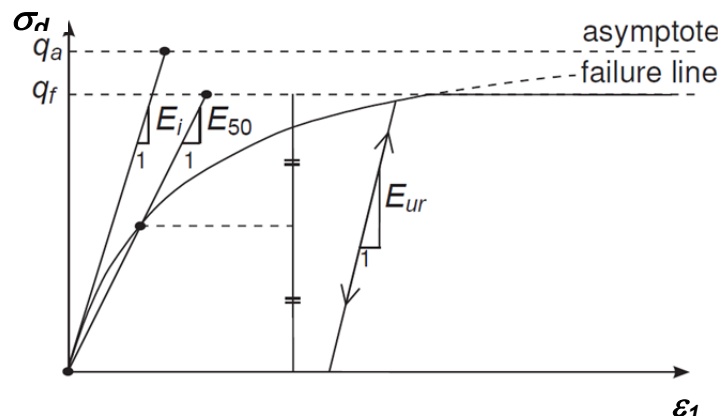


Figura 2.22 Relação tensão-deformação correspondente a um ensaio triaxial drenado de acordo o modelo hiperbólico [adaptado de PLAXIS (2015)]

E_{ur}^{ref} é o módulo de descarregamento/re-carregamento obtido na curva “ $\sigma_d \times \varepsilon_a$ ” de um ensaio triaxial drenado (ver Figura 2.22), para o valor da tensão confinante $\sigma'_3 = p^{ref}$.

E_{50}^{ref} é o módulo secante obtido na curva “ $\sigma_d \times \varepsilon_a$ ” de um ensaio triaxial drenado a 50% do σ_d de ruptura (ver Figura 2.22), para o valor da tensão confinante $\sigma'_3 = p^{ref}$.

E_{oed}^{ref} é o módulo edométrico tangente obtido no trecho virgem da curva “ $\varepsilon_v \times \log(\sigma'_v)$ ” de um ensaio de compressão edométrica, para o valor de $\sigma'_v = p^{ref}$.

Nas Equações 2.11, 2.12 e 2.13 aparece um expoente m . É ele que define o nível de dependência da rigidez em relação ao nível de tensões. Quanto menor m , menor a dependência de E em relação ao estado de tensões. Se $m = 0$, a rigidez independe do nível de tensões. O valor de m igual a 1 corresponde à relação tensão-deformação logarítmica típica de argilas moles. Para areias, em geral, se recomenda a utilização de $m = 0,5$ (PLAXIS, 2015).

Voltando à curva da Figura 2.22, para $q < q_f$ a relação tensão-deformação é dada por

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \cdot \frac{q}{1 - q/q_a} \quad (2.14)$$

O valor q_a corresponde à assíntota da hipérbole da Equação 2.14. No modelo o valor de q_a é definido em função da tensão desviadora de ruptura q_f pela equação

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (2.15)$$

onde R_f é a razão de ruptura que, logicamente, deve ser menor que 1.

Quanto maior o valor de R_f maiores são as deformações do solo antes da ruptura. O valor padrão de R_f utilizado pelo *PLAXIS 3D* é de 0,9. Pouca informação existe para estimativa de R_f no caso de não se dispor de ensaios triaxiais drenados.

Ao invés de se entrar com os parâmetros E_{ur}^{ref} , E_{50}^{ref} e E_{oed}^{ref} , o programa permite que se forneça alternativamente o índice de compressão C_C e o índice de descompressão C_S , que são correspondentes a solicitações edométricas, além de um valor qualquer

de tensão de referência p^{ref} , e a conversão para os valores de E é feita através das seguintes equações:

$$E_{oed}^{ref} = \frac{1 + e_{init}}{C_C} \cdot p^{ref} \cdot \ln(10) \quad (2.16)$$

$$E_{ur}^{ref} = \frac{1 + e_{init}}{C_S} \cdot p^{ref} \cdot \ln(10) \cdot \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}{(1 - \nu)} \cdot \frac{1}{K_0} \quad (2.17)$$

$$E_{50}^{ref} = 1,25 \cdot E_{oed}^{ref} \quad (2.18)$$

Observações:

- (1) Nestes casos o programa atribui automaticamente ao expoente m um valor igual a 1.
- (2) A Equação 2.16 é teoricamente exata.
- (3) A Equação 2.17 é aproximada. Quanto ao valor de K_0 , ele varia durante o descarregamento (ver Figura 2.7), e o *PLAXIS* considera automaticamente um valor único e igual a 1 na Equação 2.17.
- (4) A Equação 2.18 é uma estimativa adotada automaticamente pelo programa.

Quanto ao ângulo de dilatância ψ , ele é utilizado no cálculo das deformações volumétricas plásticas $\Delta\varepsilon_v^p$ devido às deformações cisalhantes plásticas $\Delta\gamma^p$, conforme a seguinte equação:

$$\Delta\varepsilon_v^p = \text{sen}\psi_m \cdot \Delta\gamma^p \quad (2.19)$$

onde ψ_m é o ângulo de dilatância mobilizado. O ângulo de dilatância especificado ψ deve ser o ψ de pico.

Já o ψ_m é dependente do ângulo de atrito mobilizado ϕ_m (Equação 2.21), conforme as seguintes equações:

- Para $\text{sen}\phi_m < 3/4 \cdot \text{sen}\phi$ $\rightarrow \psi_m = 0^\circ$
- Para $\text{sen}\phi_m \geq 3/4 \cdot \text{sen}\phi$ e $\psi > 0^\circ \rightarrow \text{sen}\psi_m = \max\left(\frac{\text{sen}\phi_m - \text{sen}\phi_{cv}}{1 - \text{sen}\phi_m \cdot \text{sen}\phi_{cv}}; 0\right)$ (2.20)
- Para $\text{sen}\phi_m \geq 3/4 \cdot \text{sen}\phi$ e $\psi \leq 0^\circ \rightarrow \psi_m = \psi$
- Se $\phi = 0^\circ \rightarrow \psi_m = 0^\circ$

onde:

- ϕ = ângulo de atrito especificado, que deve ser o ϕ de pico,

- ϕ_m = ângulo de atrito mobilizado, dado por $\text{sen}\phi_m = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3 - 2 \cdot c \cdot \cot g\phi}$ (2.21)

- ϕ_{cv} = ângulo de atrito a volume constante, dado por $\text{sen}\phi_{cv} = \frac{\text{sen}\phi - \text{sen}\psi}{1 - \text{sen}\phi \cdot \text{sen}\psi}$ (2.22)

Em uma situação real, após cisalhar o suficiente, o material chega a um índice de vazios crítico e a dilatância chega ao fim. O modelo *HS* permite modelar este fim da dilatância selecionando-se a opção “*dilatancy cut-off*” e especificando-se um valor de índice de vazios máximo e_{max} acima do qual o programa considera $\psi_m = 0^\circ$.

O modelo exige ainda a definição de:

- ν_{ur} = coeficiente de Poisson para descarregamento/recarregamento,
- K_0^{nc} = coeficiente de empuxo no repouso para o solo normalmente adensado,
- *OCR* ou *POP* = razão de sobreadensamento ou tensão de pré-carregamento.

- Observações finais

- Os parâmetros do modelo *HS* são os seguintes: γ , c' , ϕ , σ_t , ψ , e_{max} , p^{ref} , $\{E_{ur}^{ref}, E_{50}^{ref}, E_{oed}^{ref}\}$ ou $\{C_C, C_S\}$, m , R_f , ν_{ur} , K_0^{nc} , $\{OCR\}$ ou $\{POP\}$.

g) O modelo “Soft Soil”

- Introdução

O modelo *Soft Soil* tem como origem o modelo *Cam-Clay*. As suas principais características são:

- rigidez dependente do nível de tensões (comportamento logarítmico para compressão),
- distinção entre carregamento virgem e descarregamento/recarregamento,
- memória da tensão de pré-adensamento,
- critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

- Ruptura e plastificação

A função de escoamento f para esforços de compressão (hidrostática, edométrica) é representada por uma elipse no plano $p':\tilde{q}$, como ilustrado na Figura 2.23.

Observação: \tilde{q} é uma medida especial para a tensão desviadora: $\tilde{q} = \sigma'_1 + (\alpha - 1) \cdot \sigma'_2 - \alpha \cdot \sigma'_3$, onde $\alpha = (3 + \text{sen}\phi)/(3 - \text{sen}\phi)$.

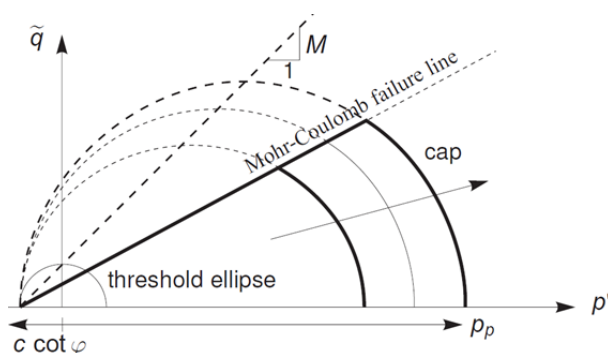


Figura 2.23 Expansão da superfície de escoamento do modelo SS no plano $p':q$ (PLAXIS, 2015)

O parâmetro M define a altura da elipse. Diferentemente da teoria dos estados críticos, no modelo SS o parâmetro M não está relacionado ao estado crítico (ruptura), mas sim ao coeficiente de empuxo no repouso do solo normalmente adensado K_0^{nc} . No SS a superfície de ruptura é determinada pelos parâmetros c' e ϕ' do critério de Mohr-Coulomb, e pode não corresponder à linha M .

Na realidade, no programa o parâmetro M não é um dado de entrada, é calculado em função de outros parâmetros, sendo que o K_0^{nc} é o que mais influencia.

Na Figura 2.23 está representado o processo de “*compression hardening*”, que consiste na expansão do “*cap*” conforme o solo se plastifica por esforços de compressão (hidrostática, edométrica).

No que diz respeito à função de escoamento para esforços cisalhantes, ela corresponde a uma superfície de escoamento fixa e igual à superfície de ruptura de Mohr-Coulomb, de modo que se tem uma função de escoamento perfeitamente plástica. No espaço $p':\tilde{q}$ ela é representada por uma linha reta, como indicado na

Figura 2.23. Desta forma, diferentemente do modelo *Hardening Soil*, no SS não há o “*shear hardening*”.

Para estados de tensões gerais, o comportamento plástico no modelo SS é determinado pela combinação da função de escoamento na compressão (“*cap*”) e as funções de escoamento de Mohr-Coulomb, conforme se observa na Figura 2.24, onde está apresentada a superfície de escoamento no espaço $\sigma'_1:\sigma'_2:\sigma'_3$.

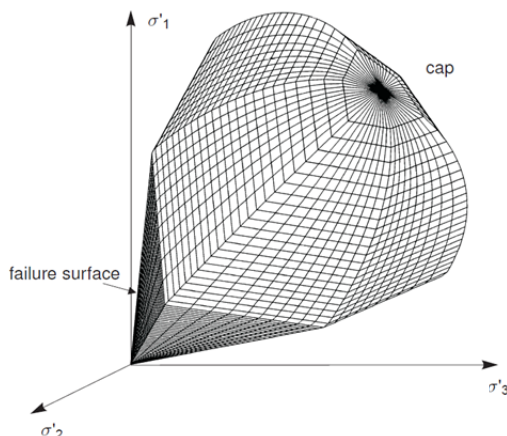


Figura 2.24 Superfície de escoamento do modelo SS para determinado nível de deformações e $c'=0$ [adaptado de PLAXIS (2015)]

Caminhos de tensão interiores a esta superfície só produzem deformações elásticas.

- Comportamento tensão-deformação

Os parâmetros de deformabilidade a serem especificados são aqueles relativos ao comportamento em solicação hidrostática, conforme ilustrado na Figura 2.25.

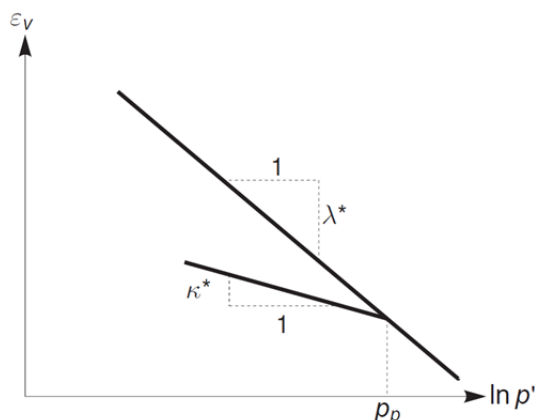


Figura 2.25 Relação logarítmica entre deformação volumétrica e tensão média durante solicação hidrostática (PLAXIS, 2015)

O λ^* é a inclinação da reta de compressão virgem no gráfico “ $\ln(p') \times \varepsilon_v$ ”, conforme indicado na Figura 2.25. Alternativamente o programa permite entrar com o índice de compressão C_C , correspondente a um ensaio edométrico, sendo convertido para λ^* pela equação **exata**:

$$\lambda^* = \frac{C_C}{\ln(10) \cdot (1 + e_{init})} \quad (2.23)$$

Analogamente, o κ^* é a inclinação das retas de descompressão e recompressão no gráfico “ $\ln(p') \times \varepsilon_v$ ”, assumidas iguais no modelo, conforme indicado na Figura 2.25. Da mesma forma, o programa permite entrar com o índice de descompressão C_S , correspondente a um ensaio edométrico, sendo convertido para κ^* pela equação **aproximada**:

$$\kappa^* \cong \frac{2 \cdot C_S}{\ln(10) \cdot (1 + e_{init})} \quad (2.24)$$

Ressalta-se aqui ser importante verificar se o programa está considerando o valor esperado de C_S através da simulação de um ensaio edométrico para o nível de tensões em questão pois a conversão realizada é aproximada. Embora não haja demonstração, no manual do programa afirma-se que a fórmula 2.24 é obtida assumindo-se que o K_0 durante o descarregamento é igual a 1, enquanto na realidade ele varia com o nível de descarregamento (ver Figura 2.7).

O modelo exige ainda a definição de:

- ν_{ur} = coeficiente de Poisson para descarregamento/re-carregamento,
- K_0^{nc} = coeficiente de empuxo no repouso para o solo normalmente adensado,
- OCR ou POP = razão de sobreadensamento ou tensão de pré-carregamento.

- Observações finais

- Os parâmetros do modelo SS são os seguintes: $\gamma, c', \phi', \sigma_t, \psi, \{\lambda^*, \kappa^*\}$ ou $\{C_C, C_S\}, \nu_{ur}, K_0^{nc}, \{OCR\}$ ou $\{POP\}$.
- Embora seja possível especificar um ângulo de dilatância ψ , raramente os solos para os quais se utiliza este modelo (argilas levemente sobreadensadas) exibem comportamento dilatante.

h) O modelo “Soft Soil Creep”

O *creep* ou adensamento secundário é o fenômeno pelo qual os solos sofrem deformações lentas sem variação de seu estado de tensões efetivas.

O modelo *Soft Soil Creep* exige apenas mais um parâmetro em relação ao modelo *Soft Soil*, que é o coeficiente de *creep* modificado μ^* .

O μ^* está relacionado ao coeficiente de adensamento secundário em compressão edométrica C_α pela seguinte expressão:

$$\mu^* = \frac{C_\alpha}{\ln(10) \cdot (1 + e_{init})} \quad (2.25)$$

Observação: C_α é obtido na curva “ $e \times \log t$ ” correspondente a um incremento de carga num ensaio edométrico.

Não se entrará aqui na teoria do modelo de *Creep* utilizado, sendo destacadas apenas as suas principais características em termos qualitativos:

- baseada em teoria de *creep* unidimensional, sendo estendida para um estado geral de tensões,
- o *creep* ocorre concomitantemente ao adensamento primário,
- o *creep* está sempre presente, tanto em condições drenadas quanto em não drenadas e durante o adensamento,
- o *creep* reduz logaritmicamente com o tempo, mas nunca para,
- o *creep* aumenta com o nível de tensões,
- o *OCR* por efeito de envelhecimento pode ser obtido simulando a história do depósito, partindo-se de um $OCR = 1$ e inserindo uma fase com um intervalo de tempo necessário para que seja gerado o *OCR* desejado.

2.3.5 Modelagem de elementos estruturais

a) Elementos do tipo “Beam”

Elementos do tipo “beam” (viga, em português) foram concebidos para modelar estruturas “unidimensionais” (uma dimensão prepondera sobre as duas demais) com rigidez axial e à flexão.

As vigas são compostas por elementos de linha com 3 nós, cada um apresentando 3 graus de liberdade quanto à translação e 3 graus de liberdade quanto à rotação. Estes elementos se baseiam na teoria de Mindlin para vigas, onde as deflexões do elemento se devem tanto aos esforços de flexão quanto aos esforços cortantes, e os elementos podem sofrer deformação axial. Estes elementos não suportam esforços de torção.

Quando um elemento “beam” está conectado a outro elemento estrutural, eles compartilham todos os graus de liberdade no nó de conexão, o que significa que a ligação é rígida, podendo-se, entretanto, controlar quais graus de liberdade serão compartilhados.

Na Figura 2.26 está apresentado o sistema de eixos local de um elemento “beam” e a convenção do programa para os esforços internos positivos.

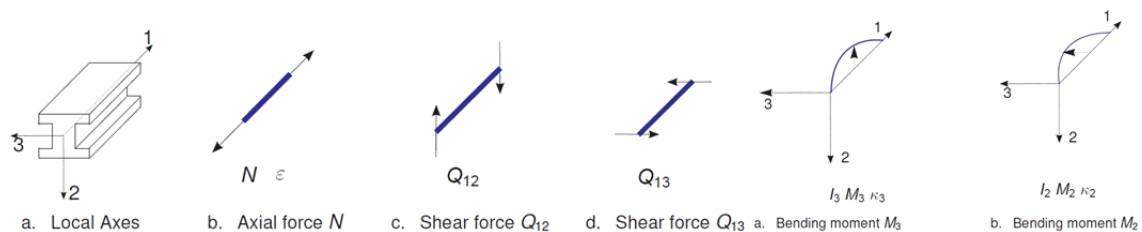


Figura 2.26 Conveções do programa para os esforços internos positivos em “beams” (PLAXIS, 2015)

Os parâmetros a serem especificados para estes elementos são:

- A = área da seção transversal perpendicular à direção axial da viga
- γ = peso específico (força/volume)
- E = módulo de elasticidade
- I_2 = momento de inércia da seção em relação ao eixo 2
- I_3 = momento de inércia da seção em relação ao eixo 3

Conforme se observa, o programa considera o material destes elementos como elástico, não sendo capaz de modelar a sua plastificação.

b) Elementos do tipo “Plate”

Elementos do tipo “plate” (placa, em português) foram concebidos para modelar estruturas “bidimensionais” (duas dimensões preponderam sobre uma) com rigidez axial e à flexão.

As placas são compostas por elementos triangulares com 6 nós, cada um apresentando 3 graus de liberdade quanto à translação e 3 graus de liberdade quanto à rotação. Estes elementos se baseiam na teoria de Mindlin para placas, onde as deflexões do elemento se devem tanto aos esforços de flexão quanto aos esforços cortantes, e os elementos podem sofrer deformação axial.

Na Figura 2.27 está apresentado o sistema de eixos local de um elemento “plate” e a convenção do programa para os esforços internos positivos.



Figura 2.27 Conveções do programa para os esforços internos positivos em “plates” (PLAXIS, 2015)

Os parâmetros a serem especificados para estes elementos são:

- d = espessura da placa
- γ = peso específico (força/volume)
- E_1 e E_2 = módulo de elasticidade na direção dos eixos 1 e 2, respectivamente
- ν_{12} = coeficiente de Poisson

Conforme se observa, o programa considera o material destes elementos como elástico, não sendo capaz de modelar a sua plastificação.

2.3.6 Modelagem de estacas

No *Plaxis 3D* existem basicamente as 2 opções para a modelagem de estacas, que são apresentadas nos subitens a seguir.

a) Elementos do tipo “*Embedded Beam*”

Introdução

Tratam-se de elementos do tipo “*beam*”, mas que interagem com o solo através de elementos de interface especiais.

O elemento “*beam*” não faz parte da malha, ele é superposto a ela. A ligação do elemento “*beam*” com os nós do solo é feita através destes elementos de interface especiais, que representam a interação estaca-solo. Na Figura 2.28 está representado esquematicamente o princípio dos elementos “*embedded beam*”.

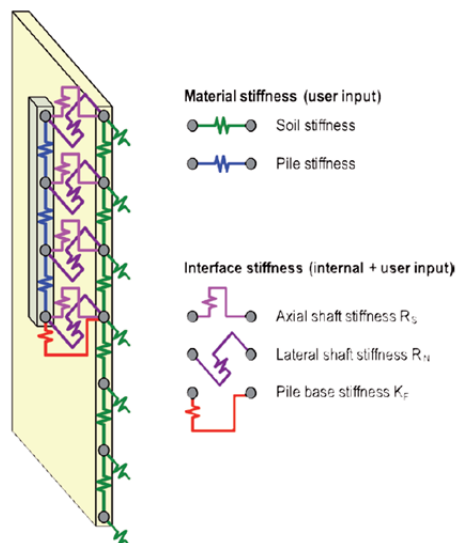


Figura 2.28 Princípio dos elementos do tipo “*embedded beam*” (SLUIS, 2012)

Na posição dos nós dos elementos “*beam*” são criados nós virtuais no elemento de volume de solo. A interface especial faz a ligação entre os nós da viga e estes nós virtuais e, conseqüentemente, com todos os nós do elemento de volume de solo.

Esta interação envolve uma resistência por atrito lateral e uma resistência de ponta, cuja mobilização é determinada pelo deslocamento relativo entre a estaca e o solo.

Os parâmetros que devem ser atribuídos às estacas dividem-se:

- nos parâmetros estruturais do elemento de viga (ver Item 2.3.5a), e
- nos parâmetros das interfaces do fuste e da ponta da estaca com o solo.

Interação do fuste da estaca com o solo

A interação do fuste da estaca com o solo é descrita por uma relação linear elástica perfeitamente plástica para as tensões cisalhantes, e linear elástica para as tensões normais.

Na Figura 2.29 está representada esquematicamente a maneira como o programa considera a rigidez dos elementos de interface do fuste de uma estaca.

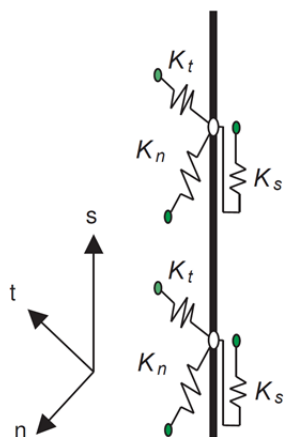


Figura 2.29 Rigidez dos elementos de interface no fuste da estaca (PLAXIS, 2015)

As equações constitutivas que definem a relação tensão-deformação dos elementos de interface no regime elástico são as seguintes:

$$t_s = K_s \cdot (u_s^p - u_s^s) \tag{2.26}$$

$$t_n = K_n \cdot (u_n^p - u_n^s) \tag{2.27}$$

$$t_t = K_t \cdot (u_t^p - u_t^s) \tag{2.28}$$

onde:

- t_s = tensão cisalhante na direção axial da estaca (direção s),
- t_n e t_t = tensões normais nas direções n e t , transversais à estaca (as tensões normais permanecem sempre no regime linear-elástico),
- u^p e u^s = deslocamentos da estaca e do solo, respectivamente,

- K_s = rigidez ao cisalhamento na direção axial da estaca do elemento de interface,
- K_n e K_t = rigidez normal nas direções n e t .

O programa informa que os valores de K_s , K_n e K_t são definidos automaticamente de forma que a rigidez dos elementos de interface não influenciem a rigidez elástica total da estrutura solo-estaca, a saber:

$$K_s \gg G_{soil} \text{ (} G_{soil} \text{ é o módulo cisalhante do solo) e } K_n = K_t = \frac{2(1-\nu)}{1-2\nu} \cdot K_s$$

Quanto à resistência ao cisalhamento da interface utilizou-se a opção da mesma ser dependente da resistência ao cisalhamento das camadas de solo em contato com a estaca.

A resistência ao cisalhamento da interface t_s , até a qual a relação tensão-deformação do elemento de interface permanece no regime elástico, é dada pela equação:

$$t_s = \pi \cdot D \cdot (\sigma_n^{avg} \cdot \text{tg}\phi_i + c_i) \quad (2.29)$$

onde:

- D = diâmetro ou diâmetro equivalente da estaca ($D_{eq} = 2 \times \text{máximo} \left\{ \sqrt{\frac{A}{\pi}}, \sqrt{\frac{I_2 + I_3}{A}} \right\}$,

- σ_n^{avg} = tensão normal média com que o solo atua no fuste da estaca, dada por

$$\sigma_n^{avg} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_{xx} + \sigma_{zz}), \text{ no caso de estaca vertical,}$$

- ϕ_i = ângulo de atrito do elemento de interface, dado por $\text{tg}\phi_i = R_{inter} \cdot \text{tg}\phi_{soil}$, onde R_{inter} é o fator de redução da resistência da interface especificado pelo usuário e ϕ_{soil} é o ângulo de atrito interno do solo,

- c_i = intercepto de coesão do elemento de interface, dado por $c_i = R_{inter} \cdot c_{soil}$, onde c_{soil} é o intercepto de coesão do solo.

No presente trabalho adotou-se para todas as camadas de solo R_{inter} igual a 2/3.

Para evitar valores de resistência irreais devido a eventuais ruídos numéricos no cálculo das tensões de contato com a estaca, deve-se definir ainda um valor máximo $T_{máx}$ de resistência ao cisalhamento da interface que não pode ser ultrapassado.

Interação da ponta da estaca com o solo

A interação da ponta da estaca com o solo é descrita por uma relação linear elástica perfeitamente plástica do elemento de interface. Na Figura 2.30 está representada esquematicamente a maneira como o programa considera a rigidez do elemento de interface da ponta de uma estaca.

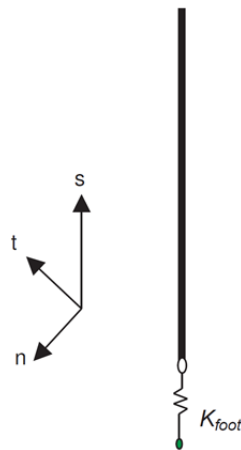


Figura 2.30 Rigidez do elemento de interface na ponta da estaca (PLAXIS, 2015)

A equação constitutiva que define a relação tensão-deformação do elemento de interface no regime elástico é a seguinte:

$$F_{foot} = K_{foot} \cdot (u_{foot}^p - u_{foot}^s) < F_{max} \tag{2.30}$$

onde:

- F_{foot} = força normal mobilizada pela ponta da estaca,
- u^p e u^s = deslocamentos da estaca e do solo, respectivamente,
- K_{foot} = rigidez normal da interface da ponta da estaca.

Forças de tração na ponta da estaca não são permitidas. A resistência de ponta máxima da estaca F_{max} , até a qual a relação tensão-deformação do elemento de interface permanece no regime linear-elástico, é definida pelo usuário.

Da mesma forma que para os elementos de interface do fuste da estaca, o programa define automaticamente um valor de K_{foot} muito maior que G_{soil} para que a rigidez dos elementos de interface não influenciem a rigidez elástica total do conjunto solo-estaca.

Para garantir que valores reais de capacidade de carga sejam calculados, o programa define uma zona dos elementos de solo no entorno da estaca na qual não se permite qualquer plastificação (zona elástica), com um diâmetro dado por $D_{eq} = 2 \times \text{máximo} \left\{ \sqrt{\frac{A}{\pi}}, \sqrt{\frac{I_2 + I_3}{A}} \right\}$, como indicado na Figura 2.31.

$$\sqrt{\frac{A}{\pi}}, \sqrt{\frac{I_2 + I_3}{A}} \}, \text{ como indicado na Figura 2.31.}$$

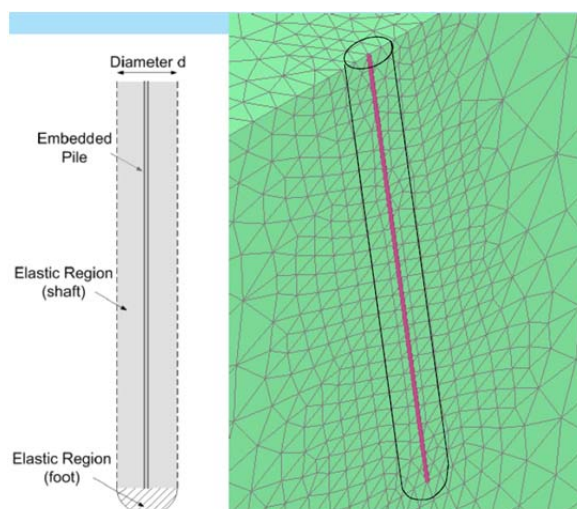


Figura 2.31 Região sem plastificação no entorno do elemento “*embedded beam*” (BRINGREVE, 2014)

Observações finais

- Os efeitos de instalação da estaca no terreno não são levados em consideração. Por isso no manual do programa se diz que os elementos “*embedded beam*” devem ser utilizados primordialmente para modelar estacas cuja instalação cause pouca perturbação do solo ao redor, como estacas escavadas, mas não estacas cravadas.

- A interação do solo com a estaca é modelada no eixo da estaca ao invés de na circunferência.

- Assim como os elementos “*beam*”, os elementos “*embedded beam*” não têm rigidez à torção.

- Nestes elementos a interface não permite o deslizamento relativo entre a estaca e o solo lateralmente, há uma ligação total, de forma que o comportamento destes elementos sob carregamento lateral é satisfatório apenas para pequenos deslocamentos (até cerca de 25% do diâmetro da estaca) e quando o contato estaca-solo é rugoso (ligação total) (WATERMAN, 2015).

b) Elementos do tipo “Volume Pile”

Consiste em representar as estacas por elementos de volume associados a elementos de interface para modelar a interação entre a estaca e o solo.

Por exemplo, uma estaca maciça cilíndrica é modelada como um cilindro, ao qual se atribui as propriedades do material da estaca, e na face deste cilindro são criados elementos de interface.

A vantagem de se modelar as estacas como “*volume piles*” ao invés de “*embedded beams*” é que se tem um comportamento mais representativo, tanto sob carga axial quanto sob carga lateral (os elementos de interface permitem o deslizamento relativo entre a estaca e o solo lateralmente, ao contrário do que ocorre com elementos do tipo “*embedded beam*”).

A desvantagem dos “*volume piles*” está na necessidade da malha de elementos finitos ser fina, aumentando bastante o esforço computacional, de forma que o número de estacas que se pode utilizar é limitado para que a análise seja viável, no máximo cerca de 30 estacas (WATERMAN, 2015).

c) Trabalhos sobre a modelagem de estacas no PLAXIS 3D

Validação dos elementos “*embedded beam*” para carregamentos axiais

No que diz respeito ao comportamento dos elementos do tipo “*embedded beam*” sob esforços axiais de compressão e de tração, existem alguns trabalhos de validação deste modelo através da simulação de provas de carga reais. Por exemplo, ENGIN *et al.* (2007) modelaram duas provas de carga estáticas à tração em estacas escavadas instaladas em areias cimentadas. Os resultados apresentados na Figura 2.32 mostram

que o elemento “*embedded beam*” modelou bem o comportamento real das estacas, neste caso em específico a interação entre seus fustes e o solo.

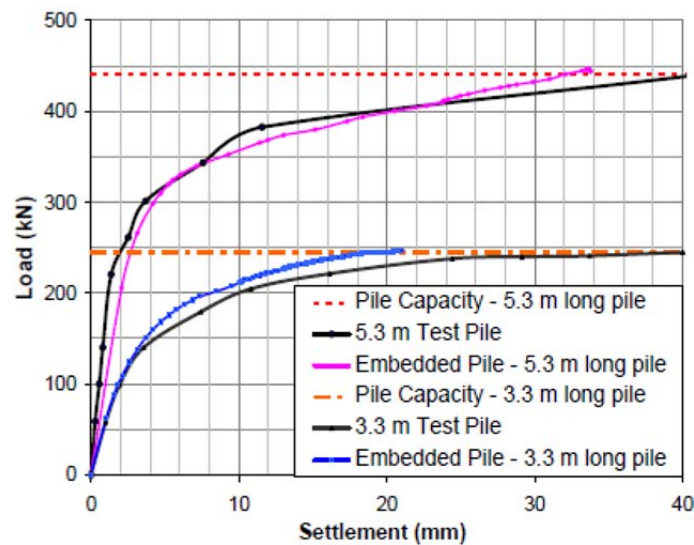


Figura 2.32 Modelagem de duas provas de carga estáticas à tração reais utilizando elementos do tipo “*embedded beam*” no PLAXIS (ENGIN *et al.*, 2007)

ENGIN *et al.* (2007) também modelaram uma prova de carga estática à compressão numa estaca escavada de grande diâmetro instalada em argilas sobreadensadas, instrumentada com uma célula de carga em sua ponta. Os resultados apresentados na Figura 2.33 também mostram que o elemento “*embedded beam*” modelou razoavelmente bem o comportamento real da estaca.

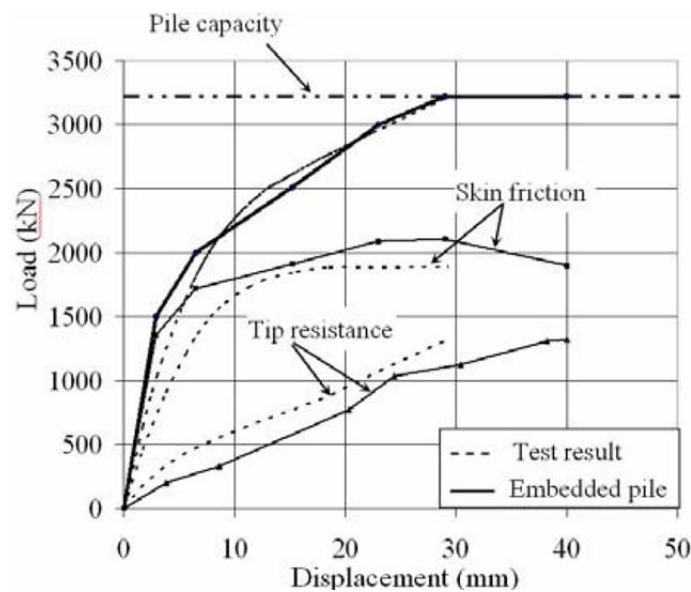


Figura 2.33 Modelagem de prova de carga estática à compressão real utilizando elemento do tipo “*embedded beam*” no PLAXIS (ENGIN *et al.*, 2007)

Comparação dos elementos “*embedded beam*” com elementos “*volume pile*” sob carregamento lateral através de modelo simplificado

Quanto ao comportamento sob carregamento lateral, DAO (2011) realizou um estudo de validação dos elementos do tipo “*embedded beam*” nestas condições de carregamento, tanto para o caso de estacas ativas quanto para o de estacas passivas.

Em uma das análises, o autor citado fez uma comparação entre “*embedded beams*” e “*volume piles*” modelando no *PLAXIS 3D* o caso hipotético de um segmento de estaca com 1m de comprimento e 0,70m de diâmetro ao qual foi imposto um deslocamento horizontal de 0,20m. O solo foi modelado com o modelo *Mohr-Coulomb* e foram permitidas tensões de tração no mesmo. Foram realizadas 3 análises que se diferenciaram pela maneira como o segmento de estaca foi modelado, a saber:

- **EB:** “*embedded beam*”, com refinamento da malha de elementos finitos do solo no seu entorno, de forma a se ter uma “densidade” de malha semelhante à modelagem com “*volume pile*”,
- **VP-SI:** “*volume pile*” sem elementos de interface, de modo a se aproximar da modelagem com “*embedded beam*”, cujos elementos especiais de interface não permitem o deslizamento do solo transversalmente à estaca, e
- **VP-CI:** “*volume pile*” com elementos de interface ($R_{inter} = 0,5$), permitindo, portanto, o deslizamento do solo transversalmente à estaca.

A Figura 2.34 mostra as curvas “carga horizontal x deslocamento horizontal” obtidas nas 3 análises.

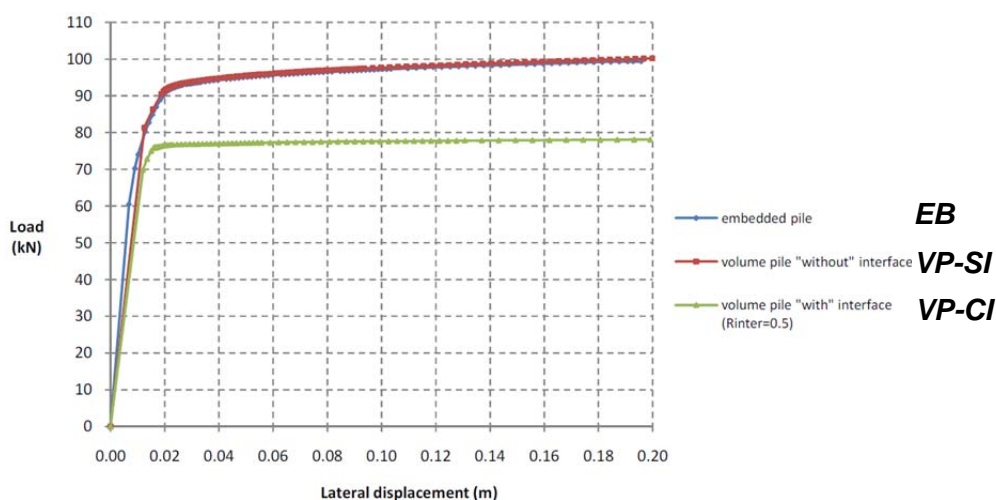


Figura 2.34 Curvas “carga x deslocamento horizontal” obtidas com as diferentes opções de modelagem das estacas no *PLAXIS 3D* (DAO, 2011)

Portanto, dentre as 3 modelagens, apenas a *VP-CI* permite o deslizamento relativo entre o solo e a estaca na direção transversal.

Observa-se que enquanto a interface do *VP-CI* permanece no regime elástico e não há, portanto, deslizamento relativo entre a estaca e o solo, os resultados das 3 modelagens são semelhantes.

Quando a interface do *VP-CI* passa a plastificar, ele mobiliza uma carga lateral menor que as duas modelagens que não permitem deslocamento relativo entre a estaca e o solo na direção transversal. Já as cargas mobilizadas pelas opções *EB* e *VP-SI* coincidem.

Deve-se observar que, embora nas opções *EB* e *VP-SI* não seja permitido o deslocamento relativo entre a estaca e o solo na direção transversal, o solo no entorno da estaca se plastifica, como se observa pela redução da rigidez com o aumento dos deslocamentos. Na Figura 2.35a podem-se observar, em vermelho, os nós do solo que plastificaram no modelo *EB*.

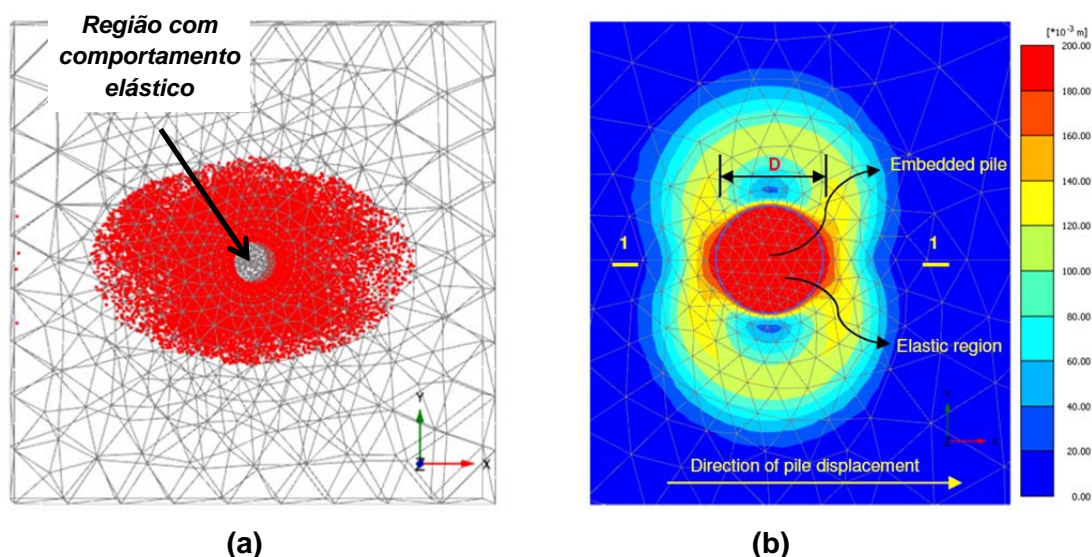


Figura 2.35 Modelagem com “*embedded beam*”. Visão em planta (a) dos nós do solo que plastificaram - em vermelho, e (b) dos deslocamentos horizontais (DAO, 2011)

Na Figura 2.35a também pode ser observada a região com o diâmetro equivalente da estaca criada no entorno do “*embedded beam*” onde não se permite a plastificação do material. Na Figura 2.35b os deslocamentos horizontais uniformes no interior desta região mostram que ela acaba se comportando como um corpo rígido.

Conforme já comentado, na modelagem *EB* foi feito um refinamento da malha do solo no entorno do “*embedded beam*”. Entretanto, na prática este refinamento não é feito em análises, uma vez que a vantagem do “*embedded beam*” é justamente não requerer um refinamento excessivo da malha de elementos finitos. Para verificar o efeito deste “não-refinamento”, DAO (2011) comparou a curva “carga x deslocamento horizontal” de um modelo com “*embedded beam*” sem refinamento com um modelo com “*volume pile*” sem interface, conforme apresentado na Figura 2.36.

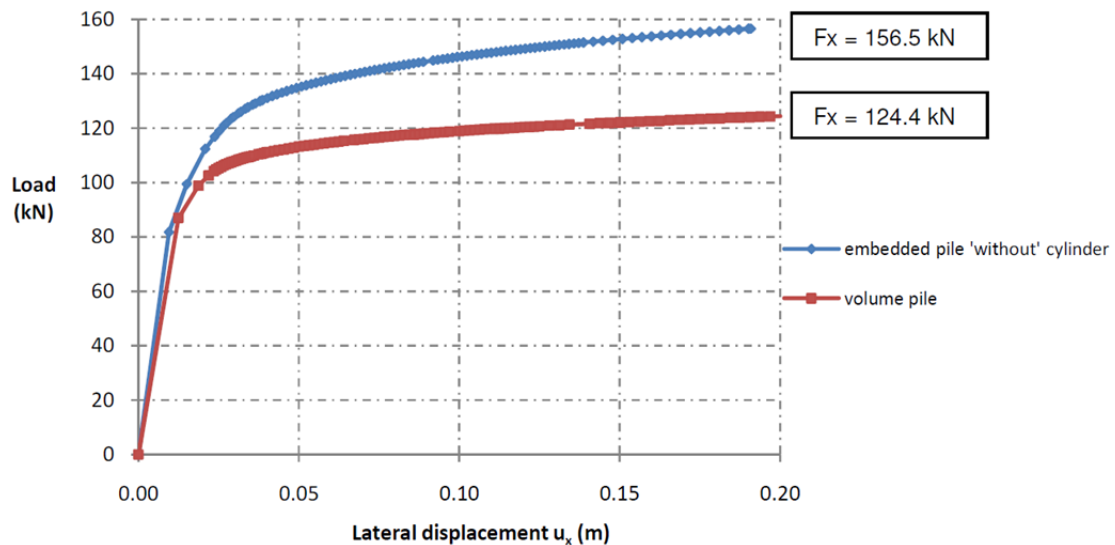


Figura 2.36 Comparação de “*embedded beam*” sem refinamento da malha do solo com um “*volume pile*” sem interface (DAO, 2011)

Observa-se que o fato de não refinar a malha do solo no entorno do “*embedded beam*” resultou numa carga lateral mobilizada maior que a do modelo de referência com “*volume pile*” (cerca de 35% maior).

Modelagem de uma estaca passiva de um ensaio em centrífuga real através de elementos “*embedded beam*” e de elementos “*volume pile*”

DAO (2011) também modelou no *PLAXIS 3D* um ensaio em centrífuga feito para estudar uma estaca no pé de um aterro, conforme o modelo indicado na Figura 2.37. O ensaio foi feito na escala 1:100. A estaca foi instrumentada com medidores de deformação específica (“*strain-gauges*”), que permitiram estimar seu digrama de momentos fletores.

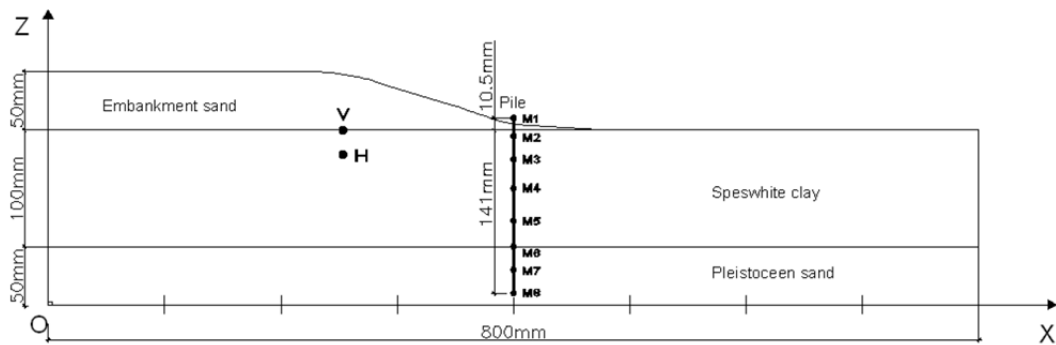


Figura 2.37 Ensaio em centrífuga real modelado no *PLAXIS 3D* (DAO, 2011)

No ensaio em centrífuga e na modelagem do *PLAXIS 3D* o alteamento do aterro foi feito em etapas. Os recalques e deslocamentos horizontais do terreno foram monitorados no ensaio. O comportamento do terreno modelado *PLAXIS 3D* se ajustou razoavelmente bem às medições, mas não durante todo o intervalo de tempo. Na Figura 2.38 estão apresentadas as comparações entre os diagramas de momentos fletores apenas para o instante em que o comportamento do terreno modelado no *PLAXIS 3D* está mais próximo do medido no ensaio.

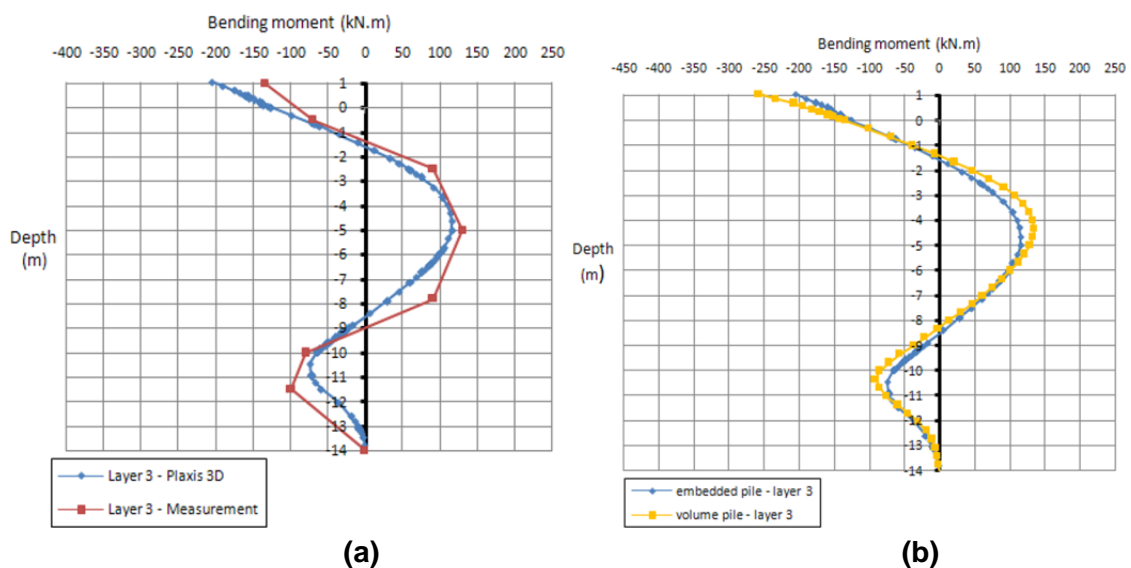


Figura 2.38 Comparação entre os diagramas de momentos fletores: (a) “Medido x Embedded Beam”; (b) “Embedded Beam x Volume Pile” (DAO, 2011)

Observa-se que os momentos fletores calculados no modelo com “*embedded beam*” se ajustaram razoavelmente bem às medições do ensaio. A modelagem com “*volume pile*” resultou em valores absolutos de momento um pouco superiores à modelagem com “*embedded beam*”. Há de se destacar, entretanto, que na modelagem com “*embedded beam*” foi feito o refinamento da malha do solo no entorno da estaca, o que na prática não é feito nas análises.

2.4 COMPORTAMENTO DE ELEMENTOS LINEARES DE CONCRETO ARMADO CARREGADOS TRANSVERSAL E AXIALMENTE

Inicialmente, no Item 2.4.1, relembra-se o conceito de “Equação Diferencial da Linha Elástica”, estudada na Resistência dos Materiais, que relaciona os momentos fletores com a geometria deformada de uma viga de material linear-elástico (sem ruptura) sob carregamento transversal (esforço axial nulo).

No Item 2.4.2 trata-se do caso de elementos lineares de concreto armado carregados transversal e axialmente, material cuja relação “tensão x deformação” não é linear, nem elástica e cujas propriedades geométricas da seção transversal variam com o nível de sollicitação devido à fissuração do concreto.

2.4.1 Vigas linear-elásticas carregadas transversalmente

A teoria apresentada neste subitem foi consultada em TIMOSHENKO (1967).

Antes de tratar de vigas carregadas transversalmente, analisa-se a relação entre o momento fletor M e a curvatura κ em uma seção de uma viga sob flexão pura.

Diz-se que uma seção transversal de uma viga encontra-se sob “flexão pura” quando o único esforço interno nela atuante é um momento fletor M , não atuando nela esforços normais, cortantes e nem de torção.

Na Figura 2.39 está ilustrada a configuração deformada de uma viga sob flexão pura.

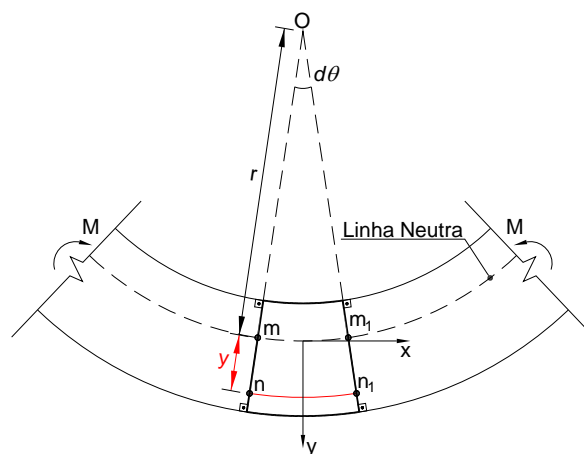


Figura 2.39 Configuração deformada de um trecho de viga sob flexão pura

A hipótese básica da teoria de vigas sob flexão pura é a de que as seções transversais da viga na sua configuração indeformada permanecem planas e perpendiculares às fibras longitudinais da viga quando deformada.

Na Figura 2.39, as fibras longitudinais do lado côncavo sofrem contração e as do lado convexo distensão. A linha longitudinal tracejada, chamada “*Linha Neutra*”, é aquela que não sofre deformação axial durante a flexão.

A deformação específica ε_x de qualquer fibra longitudinal a uma distância y da LN é obtida geometricamente, analisando os comprimentos dos arcos compreendidos por um setor circular com ângulo central $d\theta$, na profundidade da LN e na da fibra analisada, a saber:

$$\varepsilon_x = \frac{nn_1 - mm_1}{mm_1} = \frac{(r + y) \cdot d\theta - r \cdot d\theta}{r \cdot d\theta} = \frac{y}{r} \therefore \quad (2.31)$$

$$\varepsilon_x = \kappa \cdot y$$

onde:

- r é o raio de curvatura da seção deformada, e
- $\kappa = \frac{1}{r}$ é a curvatura da seção deformada.

Como o material da viga é linear-elástico, aplica-se a Lei de Hooke para se obter a tensão normal σ_x correspondente ao ε_x a um profundidade y da LN, resultando em:

$$\sigma_x = \kappa \cdot E \cdot y \quad (2.32)$$

Na Figura 2.40 está ilustrada, em vermelho, a distribuição de tensões normais σ_x numa seção transversal de uma viga sob flexão pura.

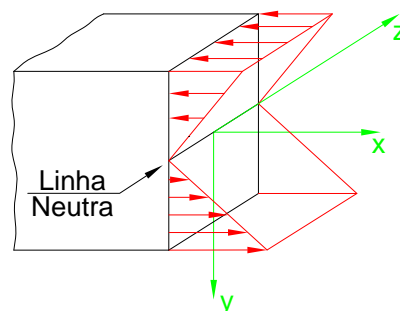


Figura 2.40 Distribuição de tensões σ_x em seção transversal de viga sob flexão pura

A posição da LN e a curvatura κ , que são as duas incógnitas quando se conhece o momento M , são obtidas através das duas seguintes equações de equilíbrio da seção.

a) O somatório de tensões normais σ_x atuantes na área da seção deve ter o mesmo valor do esforço normal N atuante na seção, ou seja, igual a 0:

$$\int \sigma_x dA = \int \kappa \cdot E \cdot y dA = \kappa \cdot E \cdot \int y dA = 0 \quad (2.33)$$

Desta forma, como o momento estático $\int y dA$ da seção deve ser nulo, a LN deve passar pelo centro de gravidade da seção.

Observar que, caso houvesse uma força normal N atuante na seção (flexão composta), a LN não passaria por seu CG.

b) O somatório de momentos em relação à LN provocado pelas tensões normais σ_x atuantes na área da seção deve ter o mesmo valor do momento fletor M atuante na seção:

$$\int y \cdot \sigma_x dA = \int \kappa \cdot E \cdot y^2 dA = \kappa \cdot E \cdot \int y^2 dA = M \therefore$$

$$M = \kappa \cdot E \cdot I_z \quad (2.34)$$

onde:

- $I_z = \int y^2 dA$ é o momento de inércia da seção em relação à LN.

- o produto $E \cdot I_z$ é chamado “*módulo de rigidez à flexão*”.

Observar que, caso houvesse uma força normal N atuante na seção (flexão composta), a Equação 2.34 permaneceria válida, desde que se mantivesse a definição de momento inércia I_z em relação à LN, e não em relação ao CG da seção.

Em síntese, a Equação 2.34 dá a relação entre o momento M e a curvatura κ numa seção de uma viga de material linear-elástico sob flexão pura. Embora esta equação tenha sido desenvolvida para este caso em específico, ela também pode ser utilizada para o caso de vigas carregadas transversalmente (cortante $\neq 0$ na seção). Neste caso, assume-se que a curvatura da linha elástica em qualquer ponto se deve somente ao

momento M naquele ponto, e que o efeito da força cortante na curvatura é pequeno e pode ser desprezado.

Agora, é de interesse obter a relação entre a curvatura κ ao longo do comprimento de uma viga e o formato da viga deformada sob um carregamento transversal. Esta relação é obtida no tópico da Resistência dos Materiais que trata da “Equação Diferencial da Linha Elástica”. Na Figura 2.41 está apresentado o esquema utilizado para dedução da equação diferencial da linha elástica.

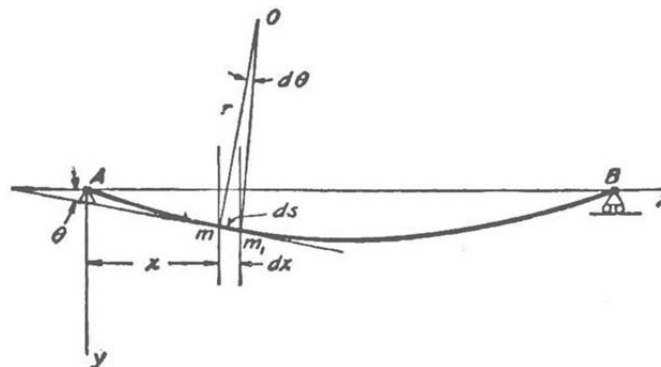


Figura 2.41 Esquema para de dedução da equação diferencial da linha elástica

Por trigonometria se obtém a expressão exata que relaciona a curvatura κ com a geometria da viga deformada, a saber:

$$\kappa = -\frac{\frac{d^2 y}{dx^2}}{\left[1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right]^{3/2}} \quad (2.35)$$

Esta relação é puramente geométrica e independe do material da viga. Com exceção do caso de barras muito delgadas, em geral o termo $(dy / dx)^2$ é pequeno em relação à unidade, podendo ser considerado igual a 0, resultando na expressão aproximada

$$\kappa = -\frac{d^2 y}{dx^2} \quad (2.36)$$

que substituída na Equação 2.34 conduz à “Equação Diferencial da Linha Elástica”, a saber,

$$M = -E \cdot I_z \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} \quad (2.37)$$

2.4.2 Elementos lineares de concreto armado carregados transversal e axialmente

Na dedução da Equação Diferencial da Linha Elástica (Equação 2.37) estão embutidas uma série de hipóteses. As que entram em confronto com o comportamento de elementos de concreto armado carregados transversal e axialmente são as seguintes:

- o comportamento “tensão x deformação” do material é linear-elástico,
- a geometria da seção transversal do elemento é constante, não se alterando com o nível de esforços (o material não rompe),
- o esforço axial no elemento é nulo.

O concreto armado é um material de construção composto por concreto e aço. RÜSCH (1981) destaca, entre outros, os seguintes motivos para o sucesso da utilização destes dois materiais em conjunto:

- “1. A elevada resistência à compressão do concreto, unida à elevada resistência à tração do aço.*
- 2. A ação conjunta do concreto e do aço, assegurada pelas propriedades de aderência destes materiais.”*

Apesar desse bom trabalho em conjunto, o comportamento e as propriedades de rigidez e de resistência destes materiais são bastante distintas entre si. Além disso, o comportamento não linear do concreto, bem como sua resistência à tração muito inferior à resistência à compressão, tornam necessárias simplificações caso se deseje modelar o concreto armado como um material linear elástico único.

A seguir, nos subitens (a) e (b), analisam-se o comportamento e as propriedades do aço e do concreto em separado. No Item (c) descreve-se como são obtidas as relações entre os momentos fletores M e as curvaturas κ em elementos lineares de concreto armado sob carregamento transversal e axial.

a) Comportamento e propriedades do aço para armaduras

As armaduras longitudinais das estacas do presente estudo são em aço CA-50. Na Figura 2.42 está apresentado o “diagrama tensão-deformação para aços de

armaduras passivas” indicado na norma brasileira ABNT NBR 6118:2003 para cálculo nos estados limites de serviço e último.

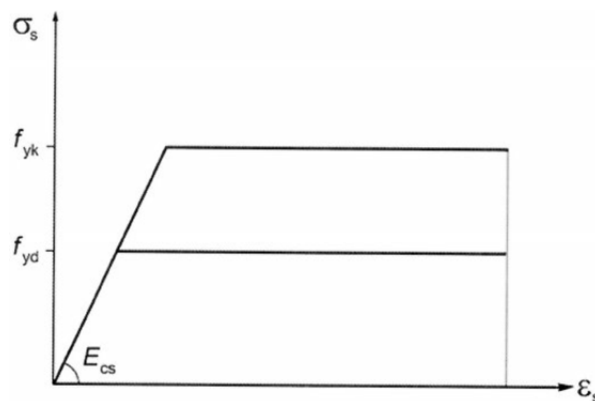


Figura 2.42 Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas (ABNT NBR 6118:2003)

Conforme se observa na figura, o comportamento tensão-deformação do aço pode ser aproximado como linear elástico perfeitamente plástico.

A norma indica, na ausência de ensaios ou de informações do fabricante, a utilização do módulo de elasticidade igual a 210GPa, tanto em tração quanto em compressão.

A tensão de escoamento característica $f_{y,k}$ do aço CA-50 é de 500MPa.

A variabilidade destas características de resistência e deformabilidade é muito pequena quando comparada à do concreto.

b) Comportamento do concreto simples sob compressão e sob tração

Dado um concreto com determinada composição, suas características de resistência e deformabilidade dependem de uma série de fatores, entre eles:

- a sua idade,
- o tipo de sollicitação (compressão, tração, corte, e suas combinações),
- o formato do elemento estrutural ou corpo de prova (efeito de forma),
- a duração da sollicitação (efeito de fluência),
- a variabilidade da sollicitação, se estática ou alternada (efeito de fadiga).

Em geral, a única informação que se tem sobre o concreto de elementos estruturais é seu f_{ck} , sendo os parâmetros de deformabilidade estimados a partir dele.

O f_{ck} é definido como a resistência à compressão simples f_c abaixo da qual se situam apenas 5% dos corpos de prova ensaiados de um determinado concreto. Em termos probabilísticos, assume-se que a distribuição das resistências de um conjunto de corpos de prova de um concreto seja normal, podendo ser aproximada por uma curva de Gauss. Na Figura 2.43 estão apresentadas, de forma esquemática, duas distribuições normais diferentes com o mesmo valor de f_{ck} (quantil de 5% = $f_{c,5\%}$).

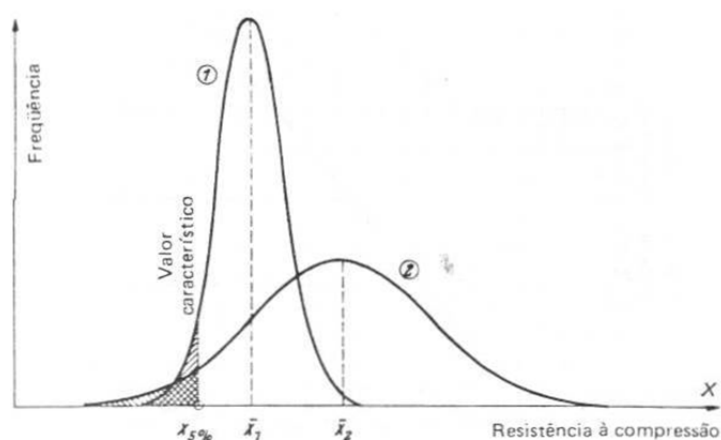


Figura 2.43 Duas distribuições normais de resistência à compressão do concreto com mesmo f_{ck} (resistência característica) e desvios padrão diferentes (RÜSCH, 1981)

Assumindo a distribuição normal dos valores de f_c , existe a seguinte relação:

$$f_{c,5\%} = f_{ck} = f_{cm} - 1,64 \cdot s \quad (2.38)$$

onde:

f_{cm} é o valor médio dos valores de f_c , e
 s é o desvio padrão dos valores de f_c .

RÜSCH (1981) apresenta valores típicos de desvio padrão s variando de 30 a 90kg/cm², com um valor de 70kg/cm² para concretos executados “com um controle normal e em condições normais”. Desta forma, dispondo-se do valor de f_{ck} , é possível estimar o f_{cm} a partir da Equação 2.38 e da estimativa do desvio padrão s .

Quanto à resistência à tração, a NBR 6118:2003 indica que o seu valor médio $f_{ct,m}$ pode ser avaliado pela equação

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (2.39)$$

com as variáveis expressas em MPa.

Quanto ao comportamento tensão-deformação, RÜSCH (1981) destaca:

“A Teoria da Elasticidade, com as simplificações usuais na sua utilização, serve geralmente de base para o cálculo das tensões. Contudo, o concreto só se comporta elasticamente dentro de certos limites, e sofre deformações plásticas consideráveis, principalmente quando próximo à ruptura, que alteram a distribuição de tensões. Por este motivo, quando se tenta, por meio da teoria da elasticidade, deduzir as tensões de ruptura a partir da carga de ruptura determinada em ensaios, nem sempre se obtêm valores próximos da realidade”.

Para ilustrar o comentário acima, na Figura 2.44a está reproduzido o “diagrama tensão-deformação idealizado” do concreto sob compressão indicado na norma brasileira ABNT NBR 6118:2003 como uma das alternativas para análise no estado limite último.

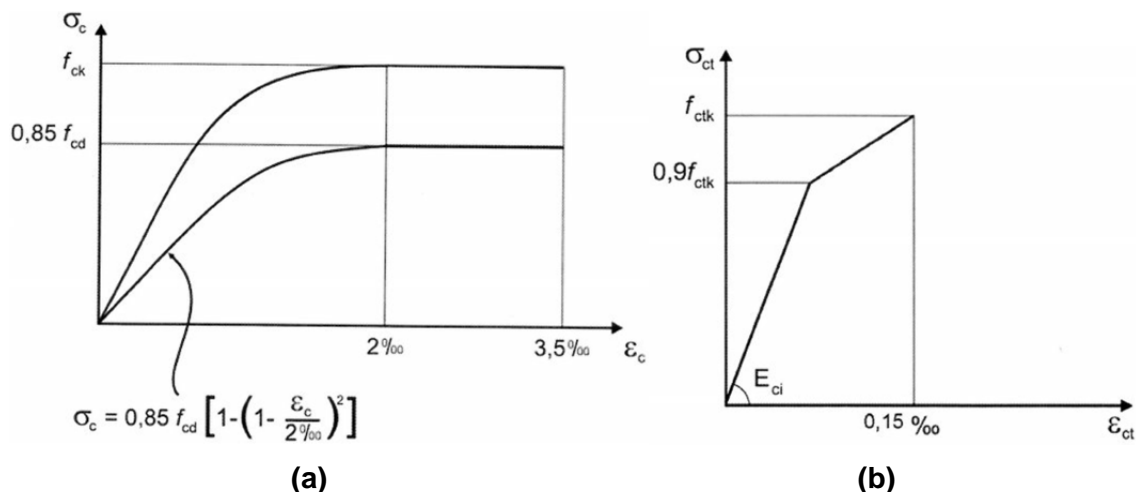


Figura 2.44 Diagramas tensão-deformação do concreto: (a) na compressão; (b) na tração (ABNT NBR 6118:2003)

Na Figura 2.44b está reproduzido da mesma norma o “*diagrama tensão-deformação bilinear na tração*” indicado para o concreto não fissurado.

Com base no exposto acima, conclui-se que ao se tentar modelar o concreto como linear elástico ou linear elástico perfeitamente plástico, é de se esperar uma variabilidade considerável dos parâmetros de deformabilidade e/ou resistência, devido tanto a questões de composição, idade etc., quanto ao próprio comportamento não linear do mesmo e variável conforme o tipo de solicitação.

A norma ABNT NBR 6118:2003 faz as seguintes considerações a respeito do módulo de elasticidade do concreto a ser utilizado em análises estruturais:

“Quando não forem feitos ensaios e não existirem dados mais precisos sobre o concreto usado na idade de 28d, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade usando a expressão:

$$E_{ci} = 5600 f_{ck}^{1/2}$$

onde E_{ci} e f_{ck} são dados em megapascal.

...

O módulo de elasticidade secante a ser utilizado nas análises elásticas de projeto, especialmente para determinação de esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviço, deve ser calculado pela expressão:

$$E_{cs} = 0,85 E_{ci}$$

Na avaliação do comportamento de um elemento estrutural ou seção transversal pode ser adotado um módulo de elasticidade único, à tração e à compressão, igual ao módulo de elasticidade secante (E_{cs})”.

Segundo a mesma norma “*para tensões de compressão menores que $0,5f_c$ e tensões de tração menores que f_{ct} , o coeficiente de Poisson ν pode ser tomado como igual a 0,2*”.

c) Elementos lineares em concreto armado sob carregamento transversal e axial

Do que foi exposto acima, a aplicação da Equação Diferencial da Linha Elástica (Equação 2.37) a elementos lineares de concreto armado carregados transversal e axialmente esbarra fundamentalmente nas seguintes questões:

- Por o comportamento “tensão x deformação” do concreto não ser linear, a Lei de Hooke não se aplica (Equação 2.32) e, conseqüentemente, a distribuição de tensões normais σ_x na seção não é linear com a profundidade da fibra como apresentado na Figura 2.40, o que invalida as deduções baseadas nesta hipótese.
- Devido à resistência à tração do concreto ser baixa em relação a sua resistência à compressão (cerca de 1/10), dependendo do esforço axial atuante na seção, facilmente a capacidade à tração é superada, o concreto passa a fissurar e a geometria da seção varia. Desta forma, ainda que o material fosse linear elástico, a Equação 2.37 não seria aplicável porque o momento de inércia I_z da seção variaria com o nível de esforço.
- A aplicação de esforço axial N no elemento faz com que a posição da LN varie com o valor de N , e também, conseqüentemente, o momento de inércia I_z , que é relativo à LN e não ao CG.

Desta forma, a Equação 2.37 só é válida para o concreto armado quando se tem níveis de solicitação suficientemente baixos para que o comportamento “tensão x deformação” do concreto possa ser considerado linear-elástico e a seção não apresente fissuração. Deve-se lembrar que o momento de inércia I_z é relativo à LN, e não ao CG.

Para solicitações maiores, é mais adequado fazer uso de relações “momento x curvatura” não lineares e dependentes do nível de esforço axial no concreto.

Utiliza-se no presente trabalho o tipo de relação “momento x curvatura” baseado nas recomendações da norma brasileira ABNT NBR 6118:2003, comumente utilizado para a análise estrutural de pilares em concreto armado. Utilizou-se o programa *PCalc 1.4*, desenvolvido por CARDOSO JÚNIOR (2014), para estimativa das relações “momento x curvatura” das estacas pré-moldadas estudadas.

Segundo CARDOSO JÚNIOR (2014), as hipóteses básicas no desenvolvimento destas relações são:

“- A seção permanece plana após a deformação, resultando em uma distribuição linear das deformações;

- Admite-se a aderência perfeita entre o concreto e o aço, com isso, as armaduras vão estar sujeitas a mesma deformação do concreto que as envolve;

- As tensões de tração no concreto são desprezadas.”

Com base nas hipóteses acima, e ao se admitir o “diagrama tensão-deformação idealizado” do concreto sob compressão indicado na NBR 6118 (Figura 2.44), a distribuição de tensões numa seção de concreto armado submetida à flexão composta oblíqua seria semelhante ao apresentado na Figura 2.45.

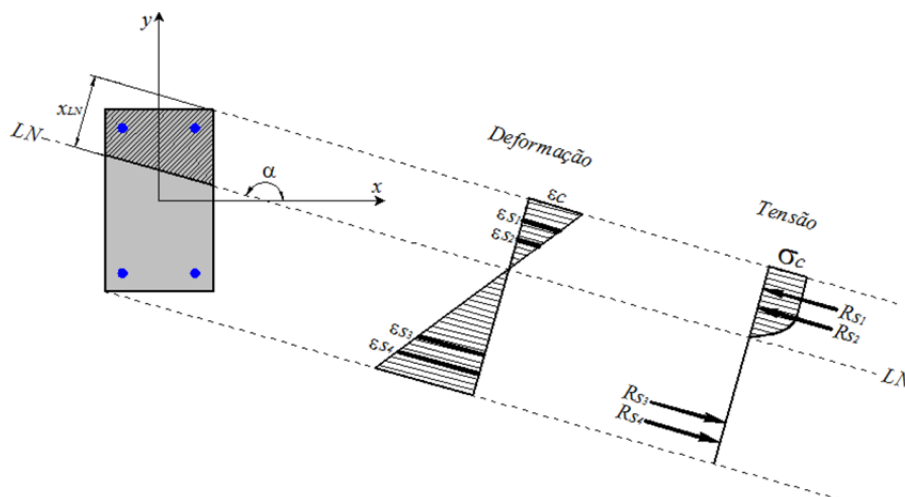


Figura 2.45 Seção de concreto armado submetida à flexão composta oblíqua (CARDOSO JÚNIOR, 2014)

Ao invés do diagrama da Figura 2.44a, o programa faz uso do diagrama retangular simplificado da Figura 2.46, que, de acordo com a NBR 6118, conduz a resultados próximos e aceitáveis.

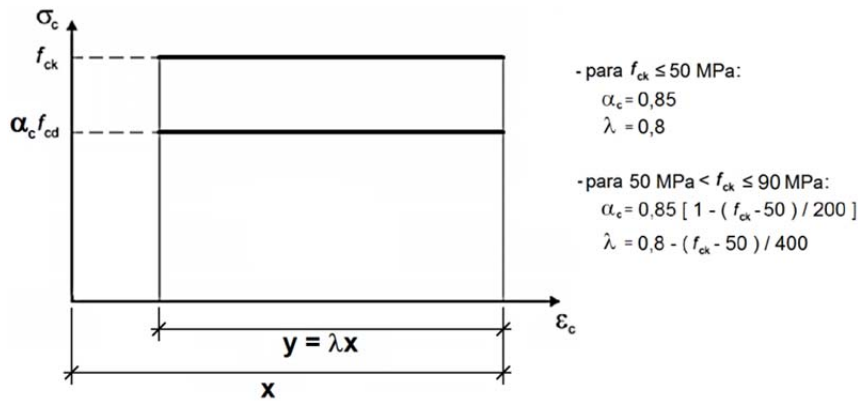


Figura 2.46 Diagrama simplificado para concreto à compressão (CARDOSO JÚNIOR, 2014)

Para o aço utiliza-se o diagrama simplificado apresentado na Figura 2.42.

Quanto ao esgotamento da capacidade resistente da seção de concreto armado, de acordo com a NBR 6118 a condição de estado limite último é caracterizada quando a distribuição das deformações é dada por uma reta que passa por um dos pontos A, B ou C da Figura 2.47, podendo a ruptura ocorrer tanto pelo esmagamento plástico do concreto quanto pela deformação plástica excessiva da armadura.

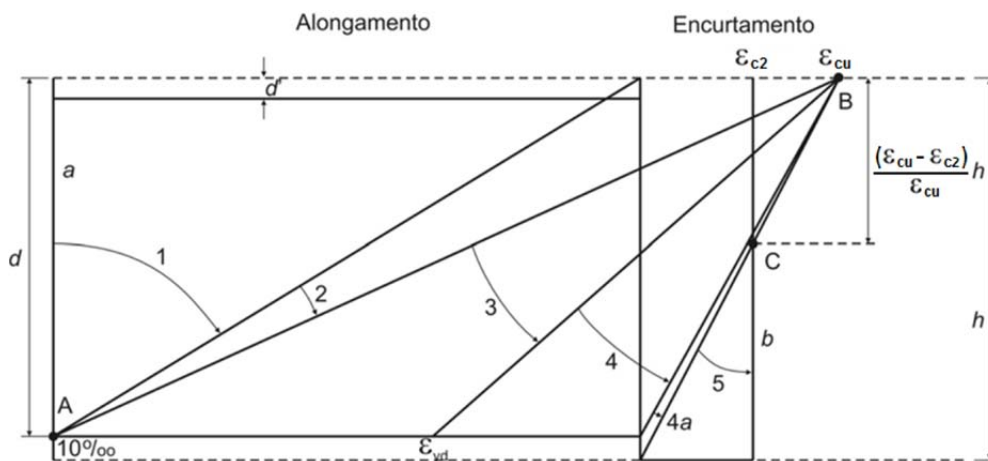


Figura 2.47 Domínios de estado limite último de uma seção transversal (ABNT NBR 6118:2003)

O momento fletor correspondente ao esgotamento da capacidade da seção (momento de plastificação) em função do esforço axial nela aplicado costuma ser representado através das chamadas "Curvas de Iteração". Na Figura 5.1 estão apresentadas as curvas de iteração correspondentes às estacas pré-moldadas $\varnothing 50$ e $\varnothing 60$ cm estudadas no presente trabalho.

As curvas de iteração referem-se à ruptura. Já a relação entre momento e curvatura antes do esgotamento da capacidade da seção, para um dado esforço axial N , é obtida fazendo variar a curvatura κ da seção, e calculando o momento M correspondente através de equações de equilíbrio de momentos e esforços axiais semelhantes às Equações 2.33 e 2.34, levando em consideração as hipóteses apresentadas até aqui. Nas Figuras 5.2 e 5.3 estão apresentadas estas relações para as estacas pré-moldadas $\varnothing 50$ e $\varnothing 60$ cm estudadas no presente trabalho.

3 ESTUDO DE CASO: DESCRIÇÃO DO EXPERIMENTO

3.1 LOCALIZAÇÃO DO ATERRO EXPERIMENTAL

O aterro experimental foi executado na área da Vila dos Atletas dos Jogos Olímpicos Rio 2016, no bairro do Camorim, circundado pelos bairros de Jacarepaguá, Barra da Tijuca, Recreio dos Bandeirantes, Vargem Pequena e Vargem Grande, na região do município do Rio de Janeiro/RJ conhecida como Baixada de Jacarepaguá, conforme indicado na Figura 3.1.

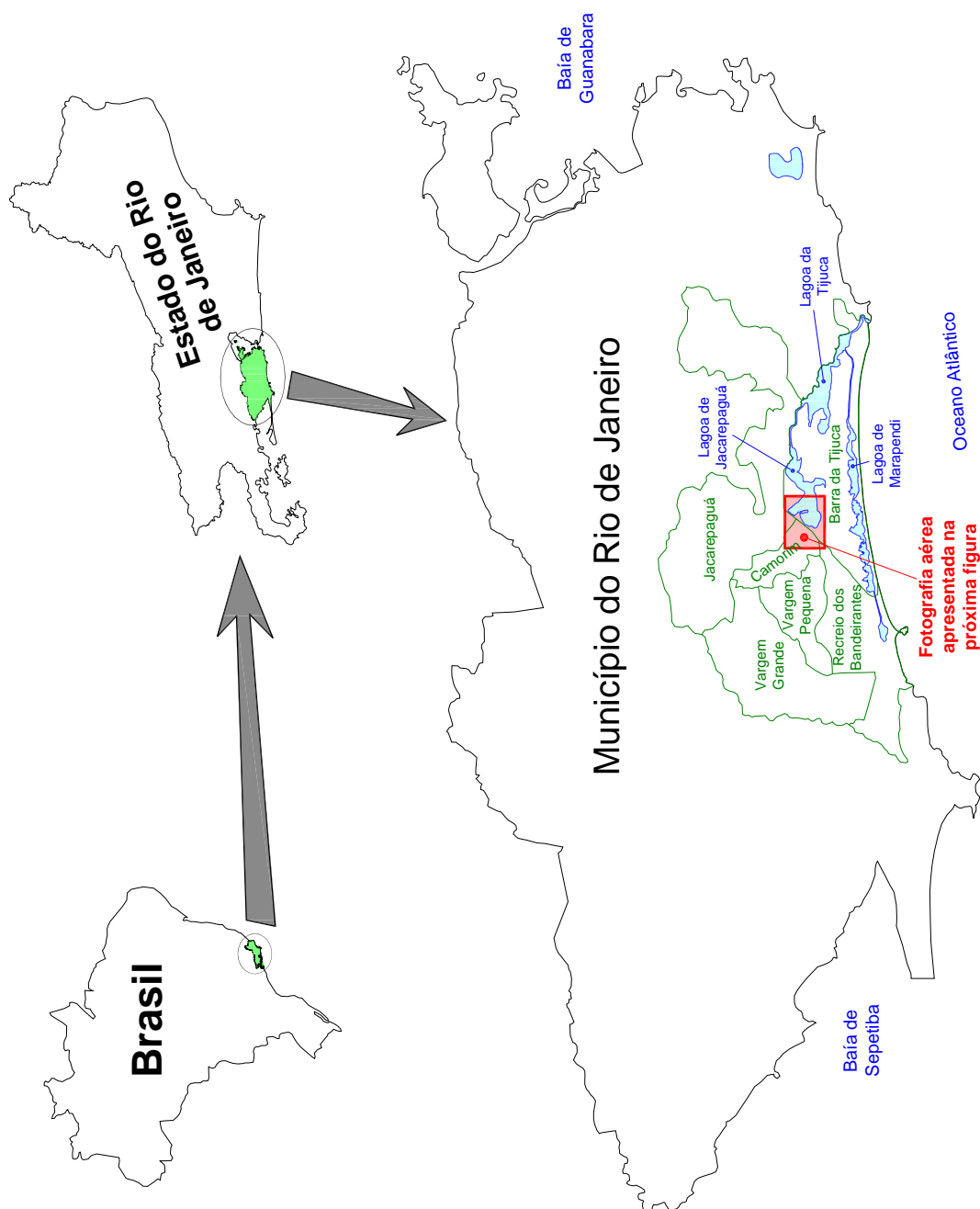


Figura 3.1 Localização geográfica da região do aterro experimental estudado

Na Figura 3.2 está apresentada a localização aproximada do aterro experimental sobre uma fotografia aérea de 2004, anterior a qualquer intervenção na área para a implantação da Vila dos Atletas, correspondente à região destacada na Figura 3.1.

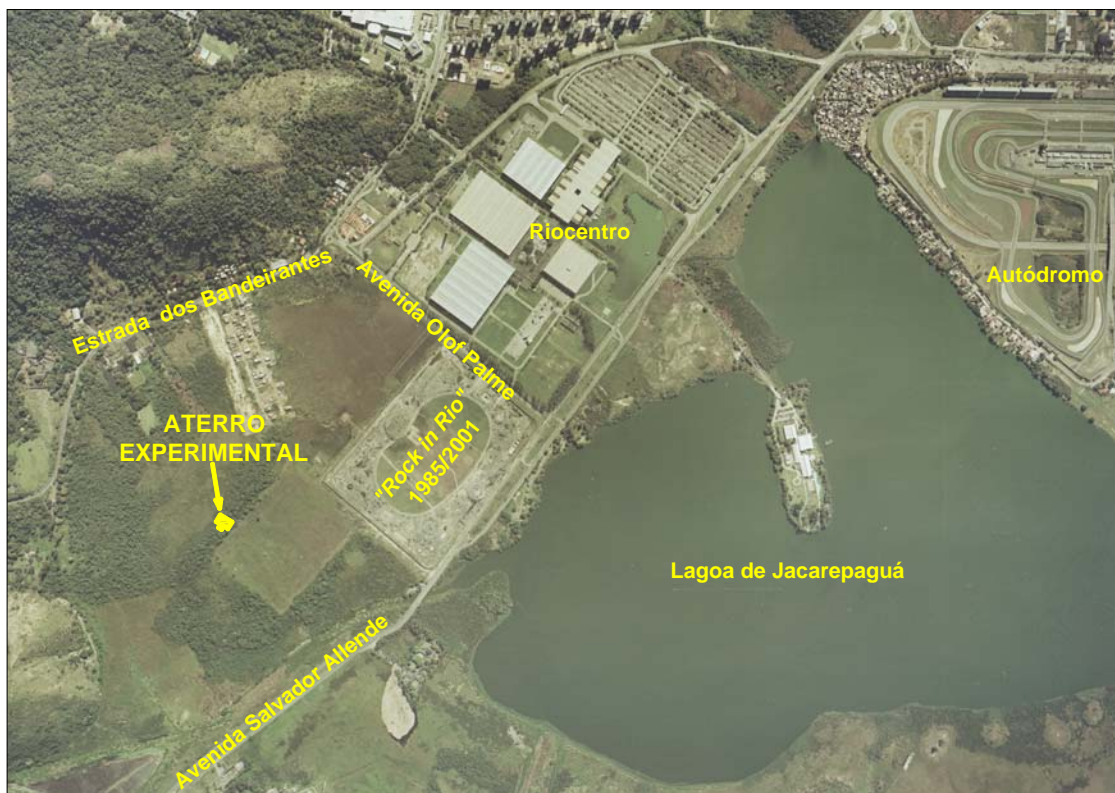


Figura 3.2 Foto aérea de 2004 da região do aterro experimental estudado (IPP)

A Vila dos Atletas está no quarteirão limitado pela Avenida Salvador Allende, pela Estrada dos Bandeirantes e pela Avenida Olof Palme. Dentro deste quarteirão também está localizada a área ocupada nos shows de 1985 e de 2001 do “Rock in Rio”. No lado oposto da Avenida Olof Palme está o Riocentro, e no lado oposto da Avenida Salvador Allende está a Lagoa de Jacarepaguá.

3.2 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DA BAIXADA DE JACAREPAGUÁ

3.2.1 Introdução

Para facilidade de compreensão do que segue, na Tabela 3.1 está apresentada uma escala de tempo geológico (CPRM, 2015).

Tabela 3.1 Escala de tempo geológico (CPRM, 2015)

Era	Período	Termo informal	Época	Início (anos atrás)
Cenozóica	Neogeno	Quaternário	Holoceno	11.500
			Pleistoceno	1.806.000
		Terciário	Plioceno	5.322.000
	Mioceno		23.030.000	
	Oligoceno		33.900.000	
	Eoceno		55.800.000	
	Paleogeno	Paleoceno	65.500.000	
Mesozóica	-	-	-	251.000.000
Paleozóica	-	-	-	542.000.000
Pré-Cambriano	-	-	-	4.600.000.000

A Baixada de Jacarepaguá é uma planície costeira limitada ao sul pelo Oceano Atlântico, a oeste e ao norte pelo Maciço da Pedra Branca, e a leste pelo Maciço da Tijuca. Na direção leste-oeste possui cerca de 22km de extensão, contra 4 a 6km na direção norte-sul, totalizando em torno de 120km² de área.

RONCARATI E NEVES (1976) distinguem nesta área as 4 províncias geomórficas da Figura 3.3, descritas em seguida.

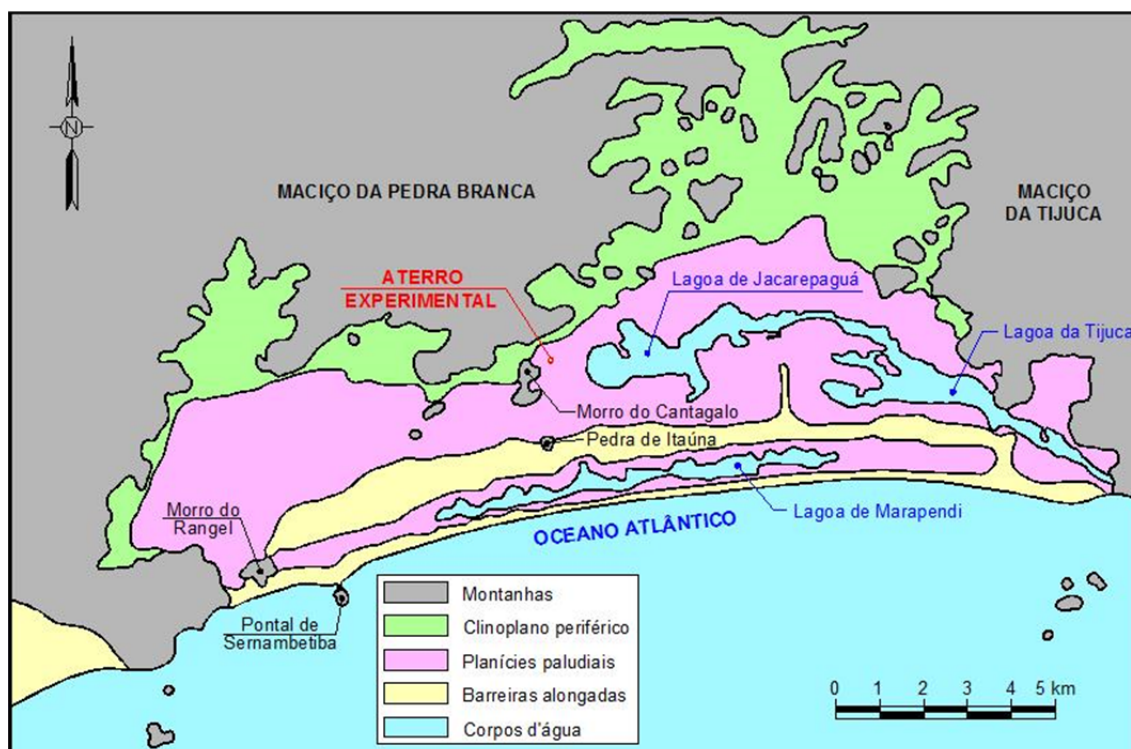


Figura 3.3 Províncias geomórficas da Baixada de Jacarepaguá e adjacências [adaptado de RONCARATI E NEVES (1976)]

I) Montanhas: formadas por rochas do embasamento cristalino (elevações pré-cambrianas com até 1025m de altitude), que constituem o Maciço da Pedra Branca e o Maciço da Tijuca, além de alguns afloramentos no meio de outras províncias.

II) Clinopiano periférico: zona de transição entre as montanhas e as planícies paludiais.

III) Planícies paludiais: duas planícies com cotas máximas de 3m a 4m e mínimas próximas ao nível do mar.

IV) Barreiras alongadas: constituídas de areias depositadas por correntes litorâneas sob a forma de restingas, erguendo-se como obstáculos alongados entre o mar e as planícies paludiais, com cotas máximas de 6,5m a 11m e mínimas de 3m a 4m.

Na Figura 3.4 está reproduzida uma seção transversal esquemática da Baixada de Jacarepaguá na direção norte-sul apresentada pelos mesmos autores.

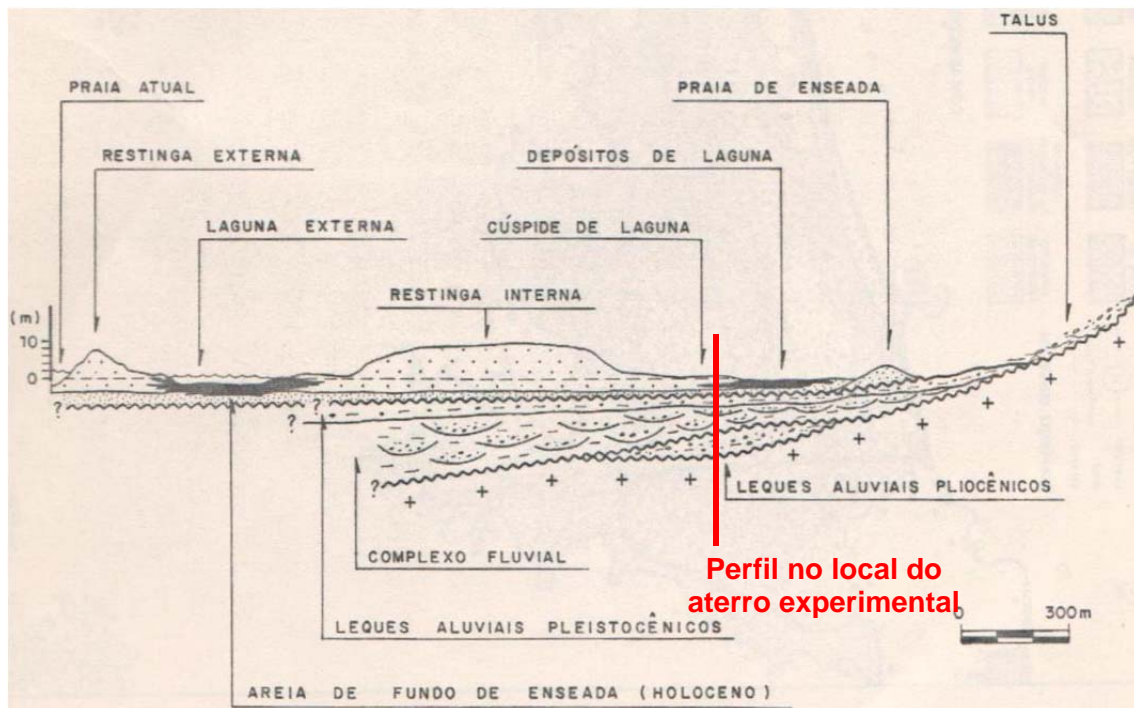


Figura 3.4 Seção transversal esquemática da Baixada de Jacarepaguá [adaptado de RONCARATI E NEVES (1976)]

A Vila dos Atletas localiza-se dentro das planícies paludiais. É interessante destacar a seguinte observação feita pelos mesmos autores à época:

“A ocupação humana atual (1976) localiza-se principalmente nas áreas de topografia um pouco mais elevada, cerca de quatro metros acima do nível do mar, as quais abrangem as faixas mais próximas às encostas das montanhas e os cordões litorâneos. A região central, onde dominam condições paludiais, é de difícil ocupação humana, limitando-se seu uso a atividades agrícolas e pastoris. Esta área possui drenagem incipiente e está permanentemente saturada de água”.

Quatro décadas depois esta se tornou uma das poucas áreas de expansão imobiliária disponíveis no município do Rio de Janeiro, sendo escolhida para a implantação da Vila dos Atletas, entre outros empreendimentos.

3.2.2 Sequência de eventos geológicos na área

Apresenta-se aqui, em ordem cronológica, uma tentativa de reconstituição da sequência de eventos geológicos na Baixada de Jacarepaguá segundo os trabalhos de RONCARATI E NEVES (1976) e MAIA *et. al* (1984).

a) Sedimentação pliocênica

Segundo RONCARATI E NEVES (1976) os primeiros sedimentos teriam se depositado na Baixada de Jacarepaguá no Terciário, provavelmente no Plioceno (1,8 a 5,3 milhões de anos atrás), e seriam relacionados aos da Formação Barreiras.

Os vales fluviais previamente entalhados no embasamento cristalino teriam sido preenchidos inicialmente por conglomerados basais contendo seixos de rochas ígneas e metamórficas e, posteriormente, por areias com matriz argilosa.

Estes sedimentos se apresentam na forma de leques aluviais, cujos mecanismos de transporte teriam sido por enxurradas, corridas de lama e fluxo de detritos, por ocasião de chuvas de curta duração e de grande intensidade.

b) Sedimentação pleistocênica

Antes da deposição dos sedimentos pleistocênicos teria ocorrido um período de erosão intensa que entalhou profundamente as rochas do embasamento cristalino bem como os depósitos pretéritos, reduzindo os sedimentos pliocênicos aos que hoje existem.

Durante o Pleistoceno (~11.500 a 1.806.000 de anos atrás), possivelmente durante a última glaciação (*Wurm*, ~10.000 a 110.000 anos atrás), o mar teria recuado bastante da linha de costa atual. Durante este período a baixada de Jacarepaguá e a área lindeira sul, sofreu um novo ciclo de deposição continental.

Este ciclo se iniciou com depósitos de sedimentos fluviais constituídos por conglomerados e areias de canais fluviais, ao lado de argilas de planície de inundação, exibindo características de uma rede de drenagem anastomosada (redes de canais que se bifurcam e se recombinaem em vários pontos, formando ilhas).

Durante o final da deposição dos sedimentos de complexo fluvial, o clima originalmente úmido teria mudado gradativamente para um clima mais seco.

Durante enxurradas e fluxos de lama esporádicos depositaram-se leques aluviais coalescentes (aderentes, entremeados) sobre os sedimentos anteriores, resultando em um pacote de areias grosseiras, mal selecionadas e imersas em matriz argilosa, que afloram em toda a periferia da baixada.

Após a deposição destes leques aluviais as condições climáticas teriam mudado novamente para mais úmidas, ocorrendo durante este período uma sedimentação espessa, mas de distribuição restrita à área nordeste do Baixada (o aterro experimental se encontra ao norte), onde foram depositadas as camadas de “areias pretas” também como leques aluviais (matriz argilosa com material carbonoso).

c) Sedimentação holocênica

No fim do Pleistoceno (~11.500 anos atrás) iniciou-se uma transgressão (elevação) do mar que, no seu avanço sobre o continente, retrabalhou a camada superficial dos sedimentos depositados anteriormente. Estes sedimentos forneceram o material para o terceiro e último ciclo deposicional, ativo até o presente.

Reproduz-se na Figura 3.5 as variações do nível médio do mar durante os últimos 7.000 anos na costa do sudeste brasileiro segundo MARTIN *et al.* (1979).

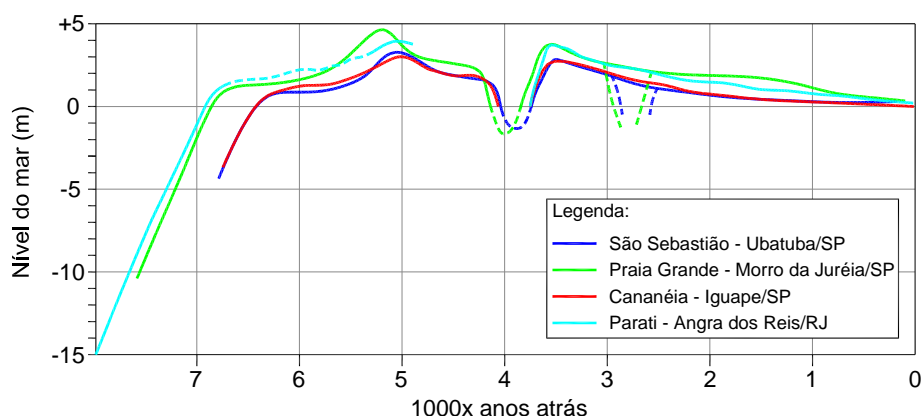


Figura 3.5 Variações do nível médio do mar no sudeste brasileiro nos últimos 7.000 anos (adaptado de MARTIN *et al.*, 1979)

MAIA *et al.* (1984) reconstruíram os estágios evolutivos holocênicos da Planície de Jacarepaguá baseados em estudos sobre o Quaternário costeiro de Bahia, São Paulo e Rio de Janeiro, bem como em datações radiométricas com carbono-14 em amostras coletadas na região. Foram considerados os quatro estágios apresentados a seguir.

Estágio I

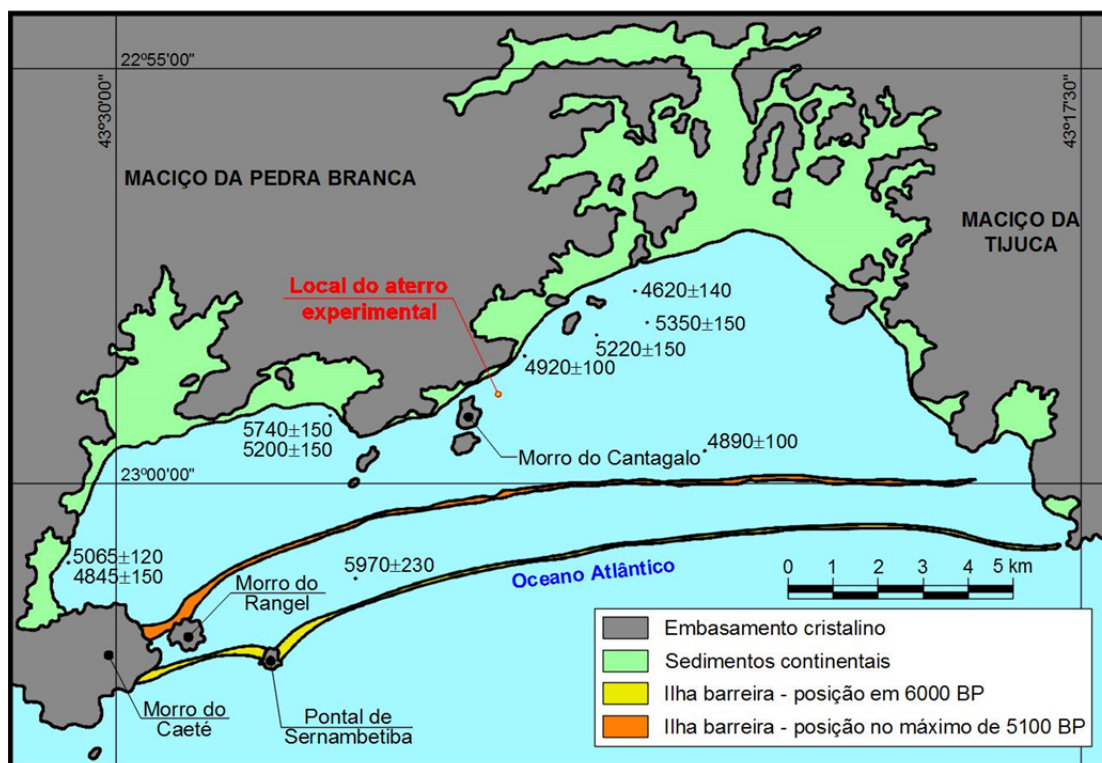


Figura 3.6 Estágio I - 7.000 a 5.000 anos atrás - Estabelecimento da 1ª ilha-barreira e da 1ª zona lagunar [adaptado de MAIA *et al.* (1984)]

Por volta de 17.000 anos atrás, quando o mar encontrava-se cerca de 120m abaixo do nível atual, iniciou-se a última grande transgressão, que teve seu ápice há cerca de 5.100 anos, atingindo a cota +4m a +5m.

Entre 7.000 e 6.000 anos atrás, no final desta fase de transgressão, formou-se uma ilha barreira que isolou do mar uma ampla laguna, com sua raiz a oeste, junto ao Morro do Caeté, passando pelo Pontal de Sernambetiba. Esta ilha-barreira migrou em direção ao continente conforme o nível do mar aumentava, estabilizando-se há cerca de 5.100 anos na posição ocupada atualmente pela restinga interna, com raiz junto ao Morro do Caeté e ao Morro do Rangel.

Durante as fases transgressivas são formados cordões de praia, que são erodidos conforme o nível do mar aumenta. Na Planície de Jacarepaguá afloram cordões atingindo entre as cotas +4m e +6m, formados na época deste máximo transgressivo, indicando o nível máximo atingido pelo mar.

Estágio II

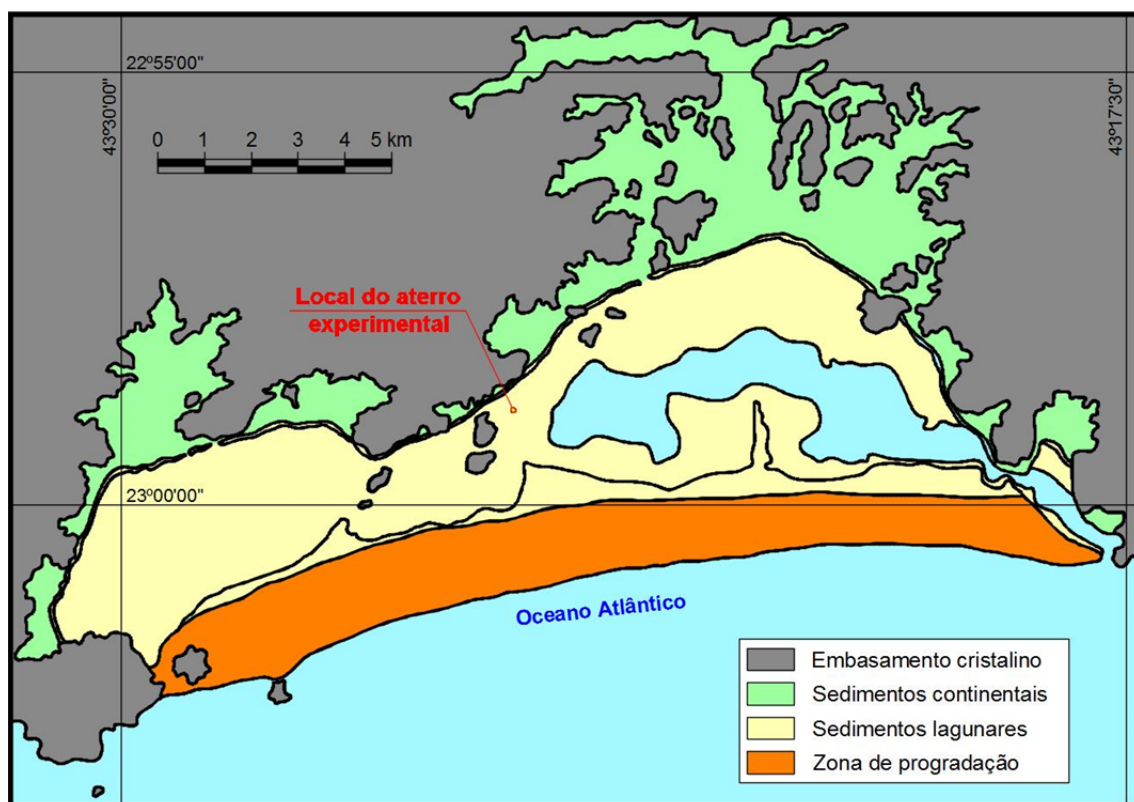


Figura 3.7 Estágio II - 5.100 a 3.800 anos atrás - Regressão do mar - Construção da 1ª zona de progradação [adaptado de MAIA *et al.* (1984)]

Após o mar ter atingido um nível máximo há cerca de 5.100 anos, iniciou-se uma nova fase regressiva, durante a qual a ilha-barreira sofreu uma progradação (ampliação da praia) formando a restinga interna.

Estágio III

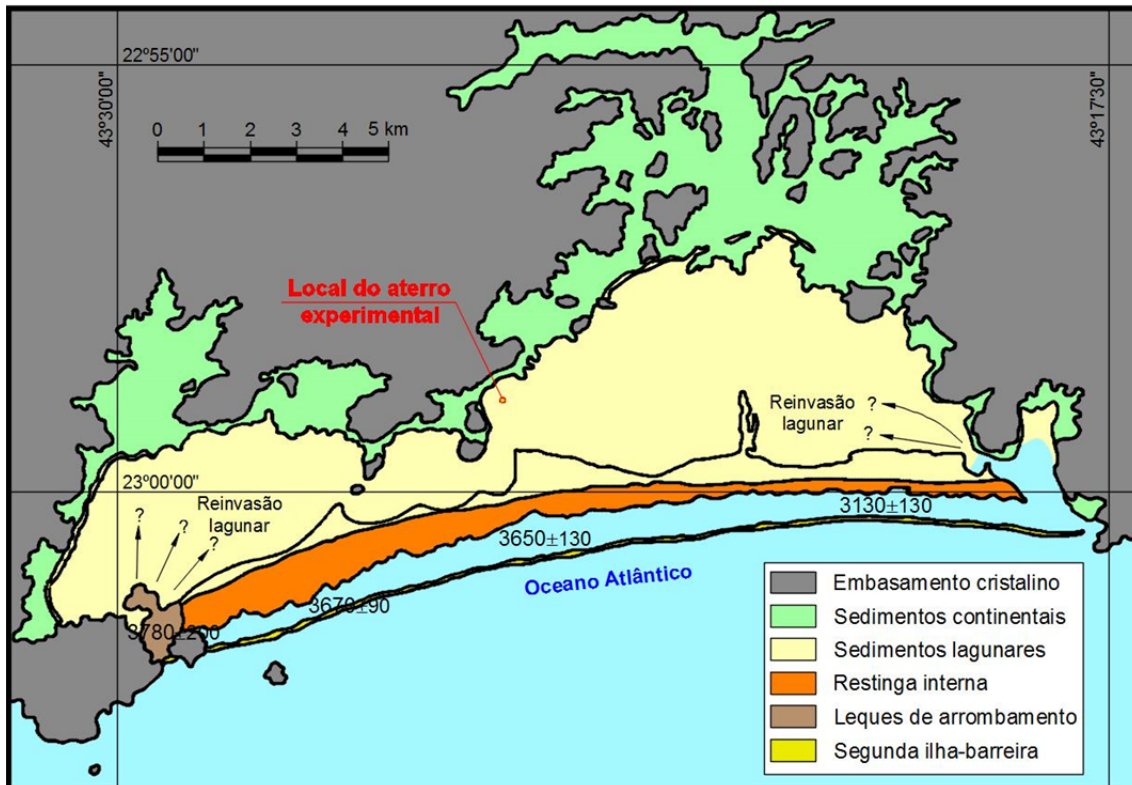


Figura 3.8 Estágio III - 3.500 anos atrás - Nível máximo do mar - Estabelecimento da 2ª ilha-barreira e da 2ª zona lagunar [adaptado de MAIA *et al.* (1984)]

Por volta de 3.800 anos atrás iniciou-se uma nova fase de elevação do mar que atingiu o nível máximo há cerca de 3.500 anos. Durante esta transgressão a restinga interna foi parcialmente erodida. A oeste, junto ao Morro do Rangel, a restinga foi arrombada pelo mar, formando depósitos de leques de arrombamento.

Há cerca de 3.700 anos, antes do máximo transgressivo, já havia se formado uma segunda ilha-barreira, que isolou do mar uma nova laguna, desta vez bem menor que a primeira.

Estágio IV

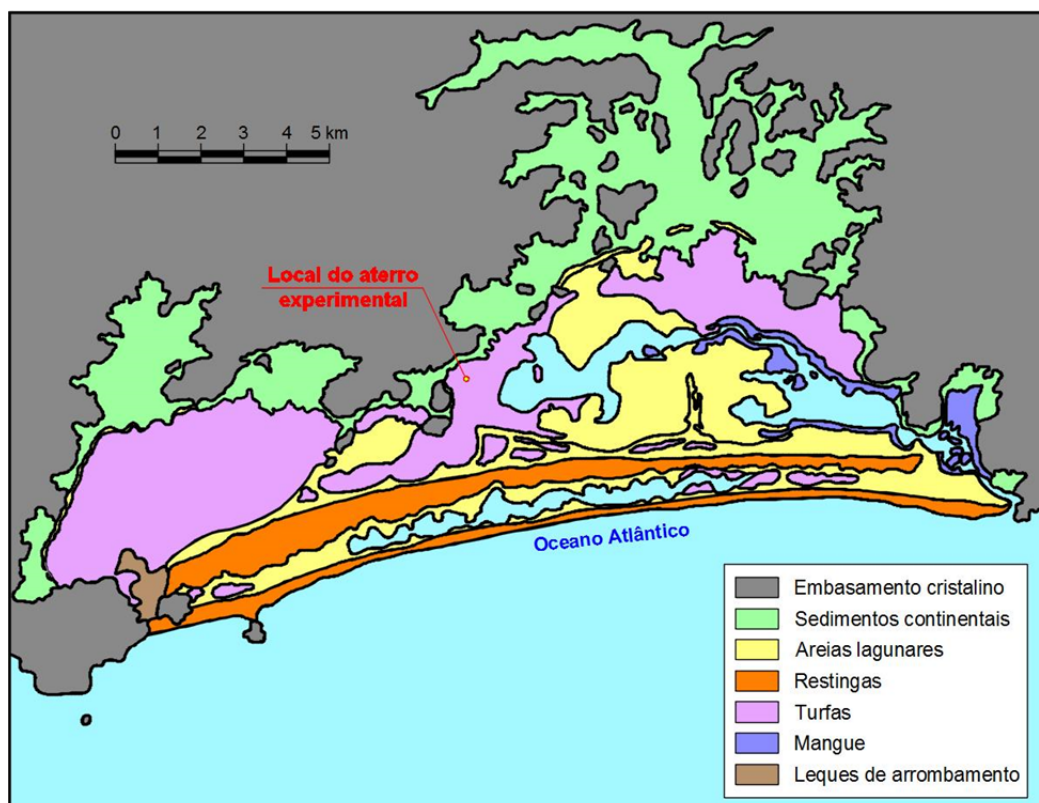


Figura 3.9 Estágio IV - 3.500 anos atrás até o presente - Construção da 2ª zona de progradação [adaptado de MAIA *et al.* (1984)]

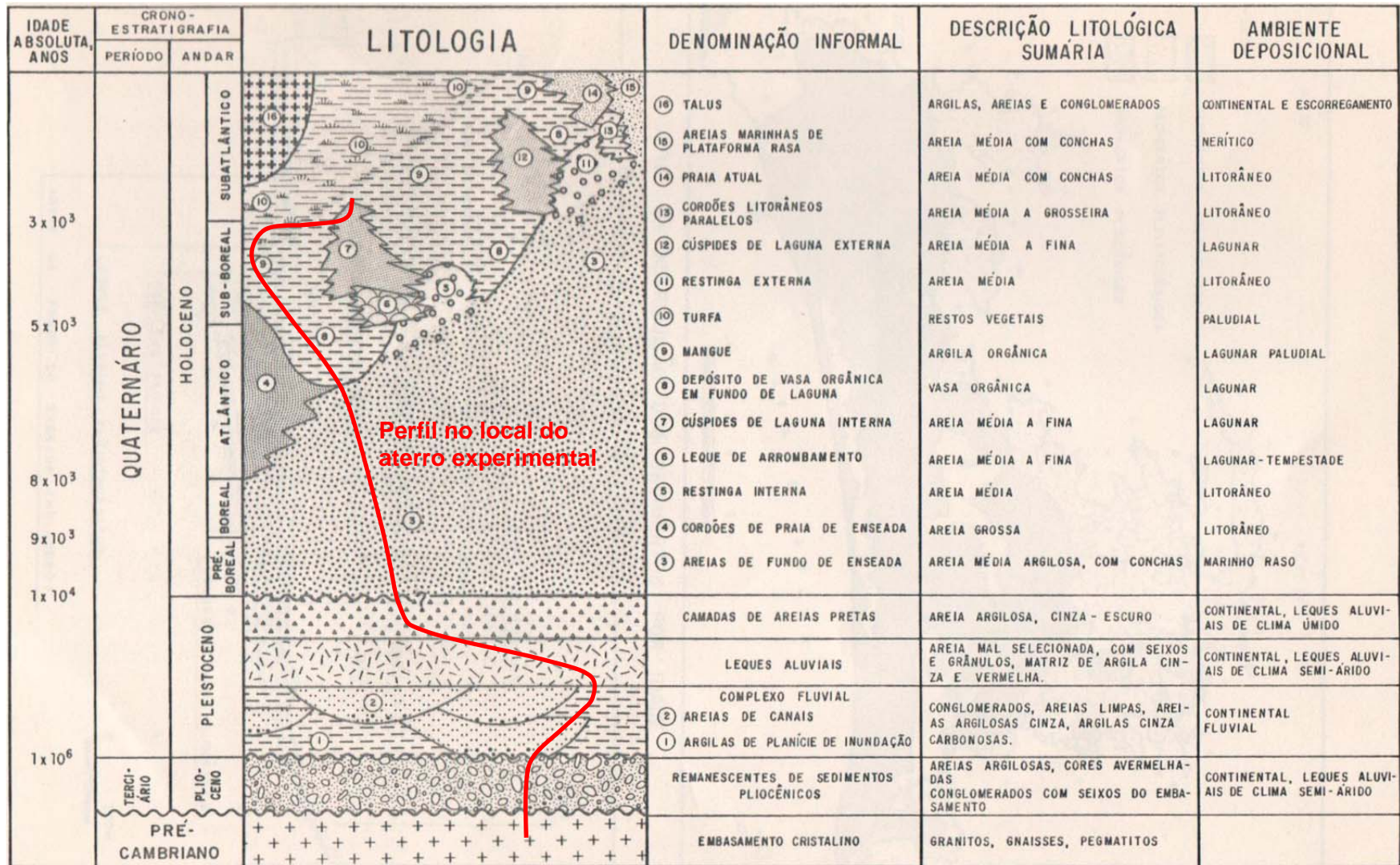
Após atingir o nível máximo há cerca de 3.500 anos, o mar voltou a baixar lentamente até atingir o nível atual. A segunda ilha-barreira também sofreu progradação, mas consideravelmente menor que a primeira. Deste processo resultou a formação de uma restinga estreita, chamada restinga externa.

d) Observações finais sobre o assoreamento das lagunas

O assoreamento das lagunas ocorreu, predominantemente, devido à redução de seu nível d'água, acompanhando o nível do mar durante as fases regressivas, que se transformavam em áreas pantanosas, onde ocorria a deposição de sedimentos de origem biodetrítica, como a vasa orgânica nas partes mais profundas, turfas nas margens mais rasas e de água doce, e depósitos de mangues nas de água salobra.

Na Figura 3.10 está reproduzida a coluna estratigráfica da área apresentada por RONCARATI E NEVES (1976).

No Item 4.2, onde são definidas as camadas do modelo do subsolo, é feita uma correlação destas camadas com a evolução geológica da Baixada de Jacarepaguá.



Perfil no local do aterro experimental

Figura 3.10 Coluna estratigráfica generalizada da Baixada de Jacarepaguá [adaptado de RONCARATI E NEVES (1976)]

3.3 CONFIGURAÇÃO DO ATERRO EXPERIMENTAL

3.3.1 Introdução

FRANÇA (2014) apresenta toda a motivação para a construção do aterro experimental, que foi concebido basicamente para a avaliação dos efeitos de carregamento lateral em estacas atuante em profundidade provocado por sobrecargas aplicadas na superfície do terreno de forma assimétrica em relação à estaca.

Na Figura 3.11 estão apresentadas em planta as configurações do maciço de aterro em sua altura máxima, do estaqueamento, e da instrumentação instalada.

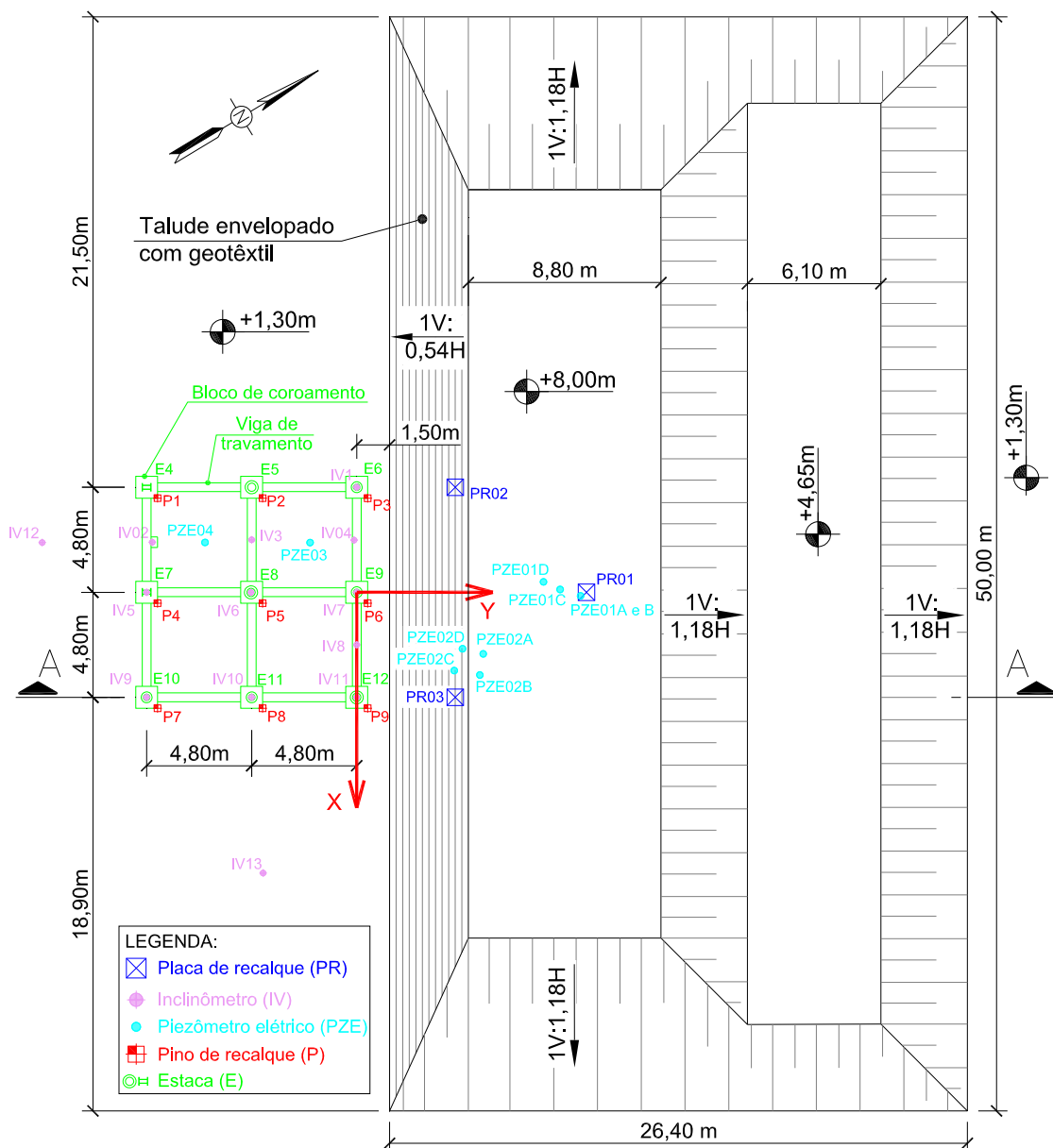


Figura 3.11 Planta de localização do aterro, do estaqueamento e da instrumentação

Na Figura 3.12 está apresentado o corte vertical AA indicado na Figura 3.11.

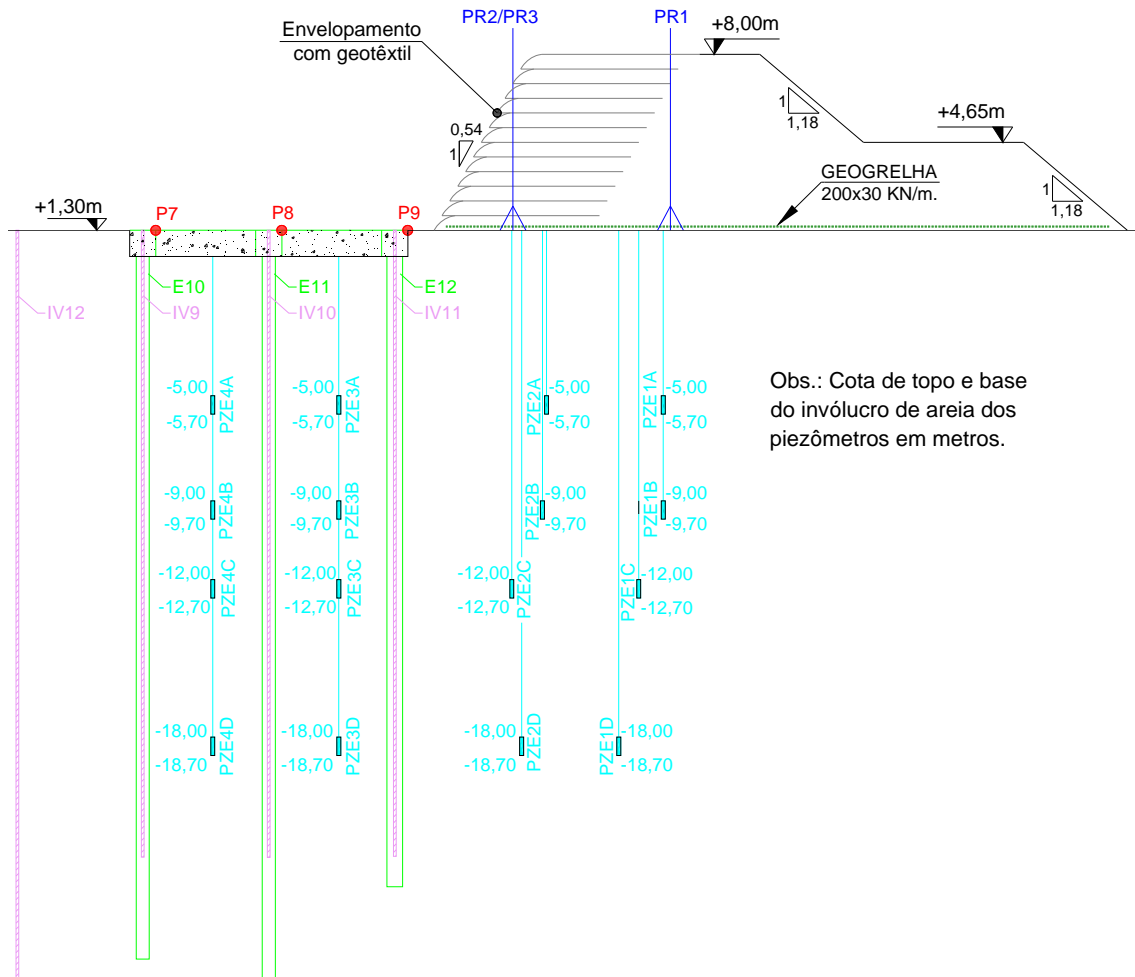


Figura 3.12 Corte vertical AA indicado na Figura 3.11.

Nos subitens a seguir são discutidos em maiores detalhes cada um dos 3 principais componentes do aterro experimental, a saber: o maciço de aterro, o estaqueamento, e a instrumentação. O subsolo no local do aterro é tratado no Capítulo 4.

3.3.2 Maciço de aterro

No aterro experimental, o que provocou a sobrecarga lateral que atuou em profundidade nas estacas foi o peso do maciço de aterro construído na superfície do terreno, em torno da cota +1,3m, de apenas um dos lados do estaqueamento.

FRANÇA (2014) informou que uma geogrelha de resistência nominal à tração de 200/30kN/m foi disposta na superfície do terreno sob toda a área de projeção do

aterro, com a direção de maior resistência na direção do eixo X (eixos em vermelho na Figura 3.11).

No catálogo da *Huesker*, fabricante das geogrelhas *Fortrac®*, constam as seguintes propriedades de curto prazo (inferior a 2 anos) para a geogrelha *Fortrac® 200/30-30*:

- Módulo de rigidez a 5% de deformação, $J_5 \geq 1500\text{kN/m}$
- Resistência nominal à tração, T_{max} :
Direção longitudinal $\geq 200\text{kN/m}$ / Direção transversal $\geq 30\text{kN/m}$
- Deformação nominal na ruptura (ABNT NBR 12.824) $\leq 12\%$
- Abertura de malha = 30mm.

Na Figura 3.13 está apresentada uma fotografia da obra mostrando a geogrelha com $T_{max} = 200/30\text{kN/m}$ utilizada.



Figura 3.13 Geogrelha utilizada sob o aterro e geotêxtil utilizado no envelopamento do talude (*Geoconsult*)

FRANÇA (2014) também informou que o talude do aterro junto ao estaqueamento foi envelopado em camadas de 0,5m de espessura, até 6m atrás da face do talude, com um geotêxtil tecido de resistência nominal à tração de 40kN/m, conforme a sequência executiva apresentada na Figura 3.14 e a fotografia do local apresentada na Figura 3.15.

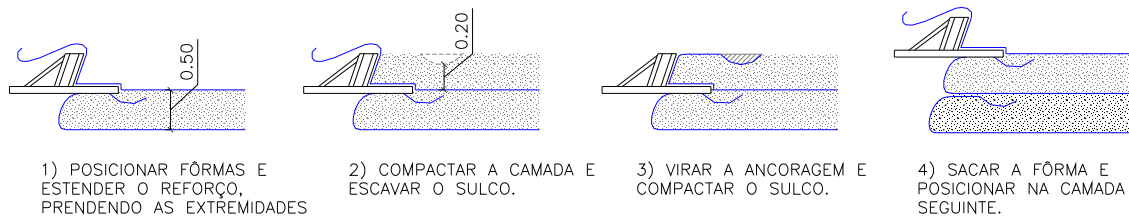


Figura 3.14 Especificação para o envolvimento do talude junto ao estaqueamento



Figura 3.15 Envolvimento do talude junto ao estaqueamento (*Geoconsult*)

No catálogo da *Huesker*, fabricante dos geotêxteis *HaTe®*, não existe geotêxtil tecido com resistência nominal à tração de 40kN/m, sendo os mais próximos aqueles com resistências de 35kN/m e de 45kN/m, ambos com deformação nominal na ruptura (ABNT NBR 12.824) $\leq 15\%$.

Na Figura 3.13 também está apresentado o geotêxtil com $T_{m\acute{a}x} = 40/40\text{kN/m}$ utilizado no envolvimento do talude de aterro junto ao estaqueamento.

Os dados de monitoramento da cota do topo do aterro, confirmados por uma fotografia do local tirada em 13/06/13, indicam que o primeiro alteamento do aterro foi realizado em 12/06/13, com cerca de 1,20m de altura. Embora este fato não tenha sido indicado por FRANÇA (2014), em comunicação pessoal o referido autor informou que o primeiro alteamento foi feito sem a instalação da geogrelha na superfície do terreno. Devido a este erro, foi necessário remover esta primeira camada, o que aparentemente ocorreu no dia 17/06/13, instalar a geogrelha na cota +1,3m, e fazer o primeiro alteamento definitivo de cerca de 0,70m, no dia 20/06/13.

Durante esta remoção, certamente as 3 placas de recalque já instaladas foram removidas e reinstaladas acima da geogrelha. Entretanto, não se dispõe de registros que confirmem esta sequência. Devido a estas incertezas, os resultados de monitoramento das placas de recalque anteriores à instalação da geogrelha não serão apresentados. Entretanto, este evento de execução do aterro de 1,20m e posterior remoção foi considerado nas análises pelo MEF do presente trabalho.

Na Figura 3.16 está apresentada a evolução ao longo do tempo da altura do aterro na posição de cada uma das 3 placas de recalque.

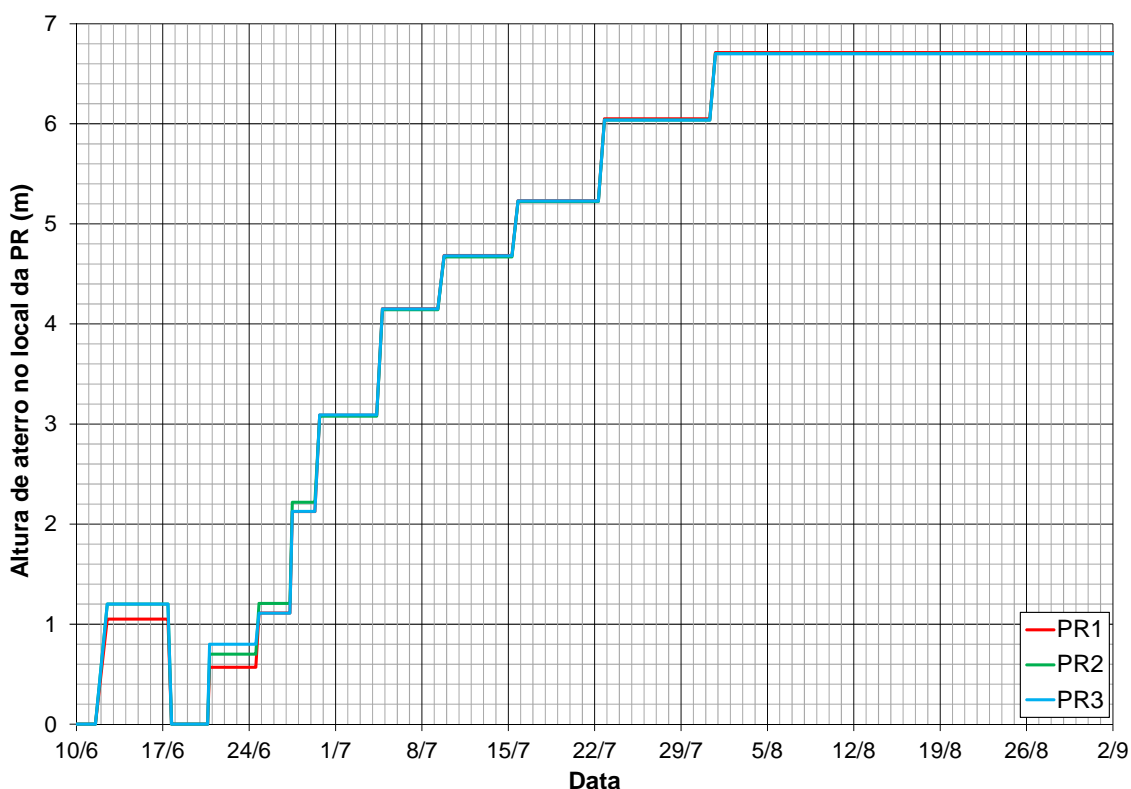


Figura 3.16 Altura do aterro ao longo do tempo na posição das 3 placas de recalque

Na Tabela 3.2 estão apresentadas as espessuras de aterro lançadas em cada etapa de alteamento nas posições das 3 placas de recalque, bem como os intervalos de tempo durante os quais estes carregamentos foram mantidos. No Anexo 1 estão apresentadas as planilhas com os dados de monitoração das placas de recalque e de altura do aterro.

Tabela 3.2 Alturas de aterro ao longo do tempo na posição das 3 placas de recalque

Alteamento	Data de término do alteamento	Tempo de permanência da carga (dias)	Recalque acumulado (cm)			Cota do topo do aterro corrigida ⁽²⁾ (m)			Altura de aterro adicionada ⁽³⁾ (m)			Altura total de aterro ⁽³⁾ (m)		
			PR1	PR2	PR3	PR1	PR2	PR3	PR1	PR2	PR3	PR1	PR2	PR3
-	12/06/2013 07:30	-	-	-	-	-	-	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
-	12/06/2013 14:00	5	-	-	-	-	-	-	1,05	1,20	1,20	1,05	1,20	1,20
-	17/06/13 ⁽¹⁾	3	0,0	0,0	0,0	1,30	1,30	1,30	-	-	-	0,00	0,00	0,00
1	20/06/2013 19:00	4	0,2	0,1	0,1	1,87	2,00	2,10	0,57	0,70	0,80	0,57	0,70	0,80
2	24/06/2013 20:00	3	1,2	0,8	1,1	2,40	2,50	2,40	0,54	0,51	0,31	1,11	1,21	1,11
3	27/06/2013 12:00	2	2,5	1,8	2,6	3,40	3,50	3,40	1,01	1,01	1,02	2,13	2,22	2,13
4	29/06/2013 18:00	6	5,7	5,0	5,7	4,33	4,33	4,34	0,96	0,86	0,97	3,09	3,08	3,09
5	05/07/2013 07:00	4	10,2	9,3	10,0	5,35	5,35	5,35	1,07	1,06	1,06	4,15	4,14	4,15
6	09/07/2013 17:00	6	13,4	12,1	13,4	5,85	5,85	5,85	0,53	0,53	0,53	4,68	4,67	4,68
7	15/07/2013 16:00	8	19,0	17,9	18,2	6,34	6,34	6,35	0,55	0,55	0,55	5,23	5,22	5,23
8	23/07/2013 07:00	9	26,3	25,3	24,9	7,09	7,08	7,09	0,82	0,81	0,81	6,05	6,04	6,04
9	01/08/2013 07:00	32	32,8	31,8	30,9	7,68	7,69	7,69	0,66	0,67	0,66	6,71	6,70	6,70

⁽¹⁾ Não se dispõe da data exata de remoção da primeira camada de aterro lançada. Esta data foi estimada com base em fotos do local da obra, imagens de satélite e medições dos piezômetros.

⁽²⁾ Esta correção diz respeito ao recalque ocorrido durante a execução do alteamento. Ver hipóteses e metodologia de cálculo no Anexo 1.

⁽³⁾ Nestes valores estão incluídos os acréscimos de espessura de aterro necessários para compensar os recalques ocorridos. Ver hipóteses e metodologia de cálculo no Anexo 1.

FRANÇA (2014) não informou o material utilizado para a execução do maciço de aterro nem o tipo de compactação adotado. Entretanto, para os 4 primeiros alteamentos foram realizados ensaios de determinação de peso específico natural (γ_{nat}) *in situ* pelo método do frasco de areia. Nos relatórios de ensaio o material está classificado como “silte arenoso”, o que está coerente com as fotografias tiradas no local, que mostram um material com aparência de saibro. Os resultados destes ensaios estão apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 Resultados dos ensaios de determinação do peso específico natural *in situ* das camadas de aterro pelo método do frasco de areia

Alteamento	Cota do aterro ao final do alteamento (m)	Peso específico natural, γ_{nat} (kN/m ³)		
		Ensaio 1	Ensaio 2	Média
1	2,0	19,47	19,25	19,4
2	2,4	19,45	19,27	19,4
3	3,4	19,65	19,56	19,5
		19,31	19,53	
4	4,3	20,06	19,84	20,0

Embora seja um dado fundamental para as análises do presente trabalho, não se dispõe da geometria do aterro como efetivamente construído em nenhuma das fases de alteamento.

FRANÇA (2014) apresentou uma planta e um corte típico do maciço de aterro em sua altura máxima. Entretanto, como se pode observar na Figura 3.17, ao se lançar esta geometria sobre uma imagem de satélite de 22/08/13, data na qual o aterro já se encontrava há 21 dias em sua altura máxima, observam-se diferenças consideráveis entre as duas, as quais não podem ser justificadas apenas pelo fato da imagem de satélite não ser uma vista superior exata e poder apresentar distorções.

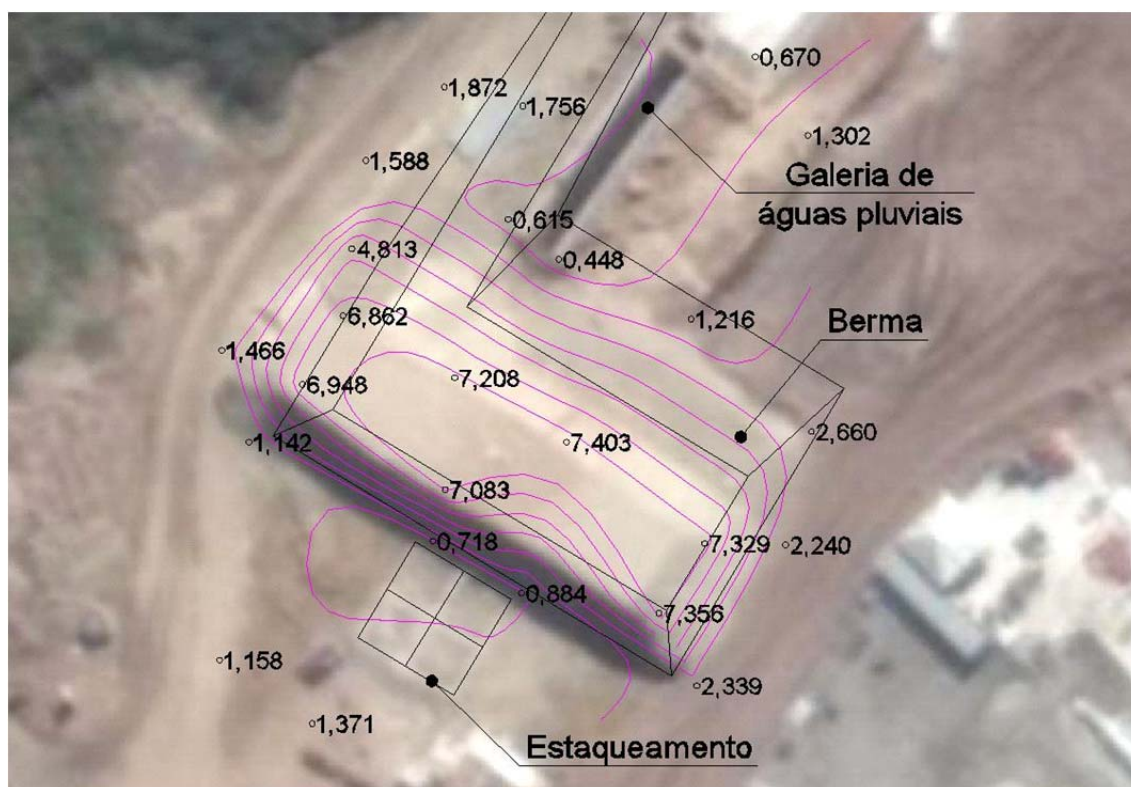


Figura 3.17 Geometria do aterro na altura máxima apresentada por FRANÇA (2014) e levantamento topográfico de data desconhecida, sobre imagem de satélite de 22/08/14

Em comunicação pessoal o autor citado relatou ter havido dificuldade para determinação da geometria do aterro conforme construído (“*as built*”), e que a informação mais confiável que se tinha seria um levantamento topográfico realizado na área do aterro em data desconhecida. Na Figura 3.17 também estão apresentadas as curvas de nível e as cotas de alguns pontos indicados neste levantamento.

As curvas de nível no talude próximo ao estaqueamento mostram que o levantamento topográfico foi realizado após o início da remoção do aterro. Entretanto, não há como saber a real situação em que se encontrava o aterro, se apenas uma porção havia sido removida ou se várias partes já haviam sido alteradas.

O mesmo autor relatou ainda que algumas estacas que haviam sido cravadas atrás do aterro estavam experimentando deslocamentos consideráveis devido à atuação conjunta da sobrecarga do aterro experimental com o alívio de carga de uma escavação realizada previamente ao aterro experimental para a instalação de uma galeria de águas pluviais. Na Figura 3.17 esta galeria pode ser observada. Para tentar minimizar este problema foi executada uma berma na traseira do maciço do aterro experimental. Esta berma pode ser observada na imagem de satélite da Figura 3.17 assim como na fotografia do local em 15/08/14 apresentada nas figuras 3.48 e 3.49, onde também se pode observar a escavação no entorno da galeria.

Pesquisou-se junto à Prefeitura do Rio de Janeiro - Instituto Pereira Passos (IPP) - um levantamento aerofotogramétrico realizado em 2013, a partir do qual se poderia estimar a geometria do aterro. Entretanto, o voo sobre a área da Vila dos Atletas foi realizado no dia 12/05/13, ou seja, antes do início da execução do maciço do aterro.

Com base nestas informações, a geometria do aterro em sua altura máxima foi estimada a partir da imagem de satélite de 22/08/13, disponibilizada no *Google Earth*, e do levantamento topográfico de data desconhecida. A geometria do aterro considerada em cada etapa de alteamento está apresentada no Capítulo 5.

3.3.3 Estaqueamento

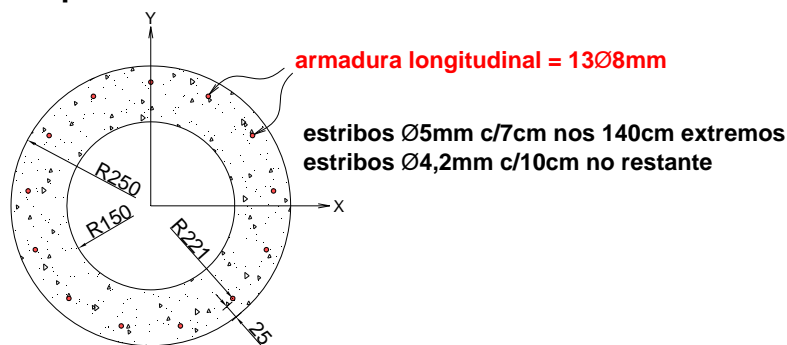
Conforme se observa nas Figuras 3.11 e 3.12, o estaqueamento era composto por 9 estacas verticais, nomeadas E-04 a E-12, dispostas numa malha quadrada 3 por 3, com espaçamento entre eixos de 4,80m x 4,80m.

Foram 3 os tipos de estacas utilizadas, a saber:

- estacas pré-moldadas de concreto tipo INCOPRE $\varnothing 50\text{cm}$: E-06 (1ª linha), E-09 (1ª linha), E-10 (3ª linha) e E-11 (2ª linha),
- estacas pré-moldadas de concreto tipo INCOPRE $\varnothing 60\text{cm}$: E-12 (1ª linha), E-05 (2ª linha) e E-08 (2ª linha), e
- estacas de duplo perfil metálico W410x53: E-04 (3ª linha) e E-07 (3ª linha)

Na Figura 3.18 estão apresentadas as seções transversais nominais das estacas pré-moldadas de concreto $\varnothing 50\text{cm}$ e $\varnothing 60\text{cm}$ com suas dimensões em milímetros.

Estaca pré-moldada $\varnothing 50\text{cm}$



Estaca pré-moldada $\varnothing 60\text{cm}$

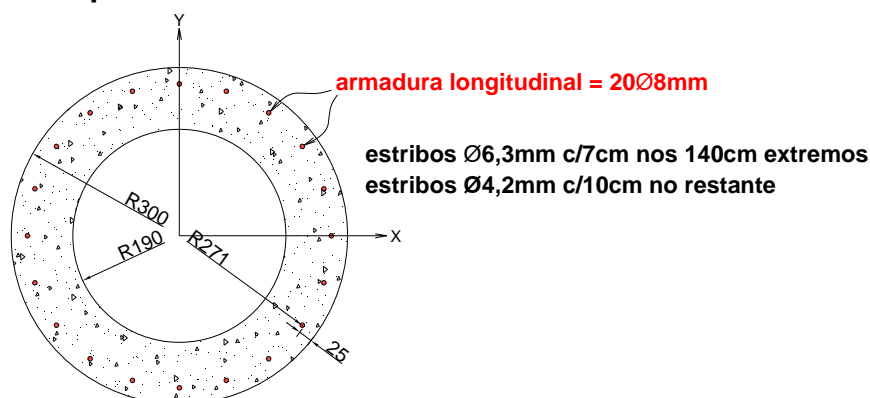


Figura 3.18 Seções transversais nominais das estacas pré-moldadas de concreto $\varnothing 50\text{cm}$ e $\varnothing 60\text{cm}$

Para ambas as estacas especificou-se para o concreto uma resistência à compressão característica (f_{ck}) maior ou igual a 40MPa. Para a armadura longitudinal especificou-se aço CA-50 e para a armadura transversal aço CA-60.

Na Figura 3.19 está apresentada a seção transversal nominal da estaca de duplo perfil metálico W410x53 com as dimensões em milímetros obtidas. Este perfil é fabricado em aço ASTM A572 grau 50.

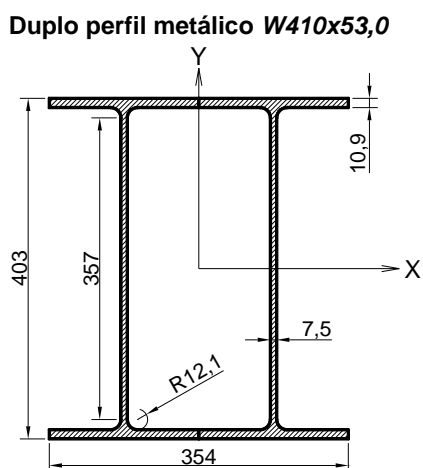


Figura 3.19 Seção da estaca de duplo perfil metálico W410x53,0

Na Tabela 3.4 estão apresentadas as propriedades geométricas das seções transversais dos 3 tipos de estacas.

Tabela 3.4 Propriedades geométricas das seções transversais das estacas

Propriedade		Tipo de estaca		
		φ50cm	φ60m	Duplo W410x53
Área da seção em concreto	A_C (cm ²)	1.250,1	1.683,3	-
Área da seção em aço	A_S (cm ²)	6,5	10,1	136,9
Área da cavidade interna	A'_P (cm ²)	706,9	1.134,1	644,9
Área da ponta fechada	$A_P = A_C + A_S + A'_P$ (cm ²)	1.963,5	2.827,4	781,7
Perímetro externo	U_{ext} (cm)	157,1	188,5	183,2
Perímetro da cavidade interna	U_{int} (cm)	94,3	119,4	108,1
Momento de inércia da seção em concreto	em torno do eixo X	265.439	530.127	-
	em torno do eixo Y			
Momento de inércia da seção em aço	em torno do eixo X	1.596	3.692	37.481
	em torno do eixo Y			12.738
Peso por metro de comprimento	(kN/m)	3,08	4,15	1,04

Dispõe-se dos boletins de cravação e dos gráficos de repique das estacas E-10, E-11 e E-12. De acordo com estes boletins, as 3 estacas foram cravadas com o aparelho *Junttan® PMx24*, ao qual foi acoplado um martelo hidráulico com peso do pilão igual a 7tf.

Na Tabela 3.5 estão apresentadas as cotas atingidas pelas pontas das estacas indicadas por FRANÇA (2014). Para as estacas das quais se dispõe dos boletins de cravação e de repique, também estão apresentados os valores de nega e de repique medidos ao final da cravação. De acordo com os desenhos de projeto o arrasamento das estacas se daria em torno da cota +0,3m.

Tabela 3.5 Situação das estacas ao final da cravação

Linha	Es-taca	Tipo	Cota da ponta (m)	Comprimento total (m)	Altura de queda do martelo de 7tf (m)	Repique (mm)	Nega (mm/golpe)		
							Antepenúltima série	Penúltima série	Última série
1ª	E-06	pré-moldada ϕ 50	-27,70	28,0	-	-	-	-	-
	E-09	pré-moldada ϕ 50	-28,00	28,3	-	-	-	-	-
	E-12	pré-moldada ϕ 60	-23,70	24,0	0,80?	17	0,4	0,6	0,0
2ª	E-05	pré-moldada ϕ 60	-23,90	24,2	-	-	-	-	-
	E-08	pré-moldada ϕ 60	-26,70	27,0	-	-	-	-	-
	E-11	pré-moldada ϕ 50	-27,20	27,5	0,80	25	1,3	1,0	0,7
3ª	E-04	duplo W410x53	-25,90	26,2	-	-	-	-	-
	E-07	duplo W410x53	-26,00	26,3	-	-	-	-	-
	E-10	pré-moldada ϕ 50	-26,45	26,8	0,80	19	0,4	0,0	0,0

No interior de 7 dentre as 9 estacas foram instalados tubos de inclinômetro após a cravação. Para isso estas 7 estacas tiveram suas cavidades internas tapadas em suas pontas com uma chapa metálica espessa antes da cravação para evitar a entrada de solo nas mesmas.

FRANÇA (2014) informou que o espaço anelar formado entre o tubo de inclinômetro e a cavidade interna da estaca foi preenchido com “*coulis*”, formado pela mistura de cimento e bentonita em iguais proporções com um fator água/cimento (*a/c*) maior ou igual a 1,00.

No Item 3.3.4 são apresentados maiores detalhes a respeito dos tubos de inclinômetro instalados no interior das estacas.

As cabeças das estacas foram ligadas umas às outras através de blocos e vigas de coroamento em concreto armado, formando uma grelha, conforme se observa na Figura 3.20.

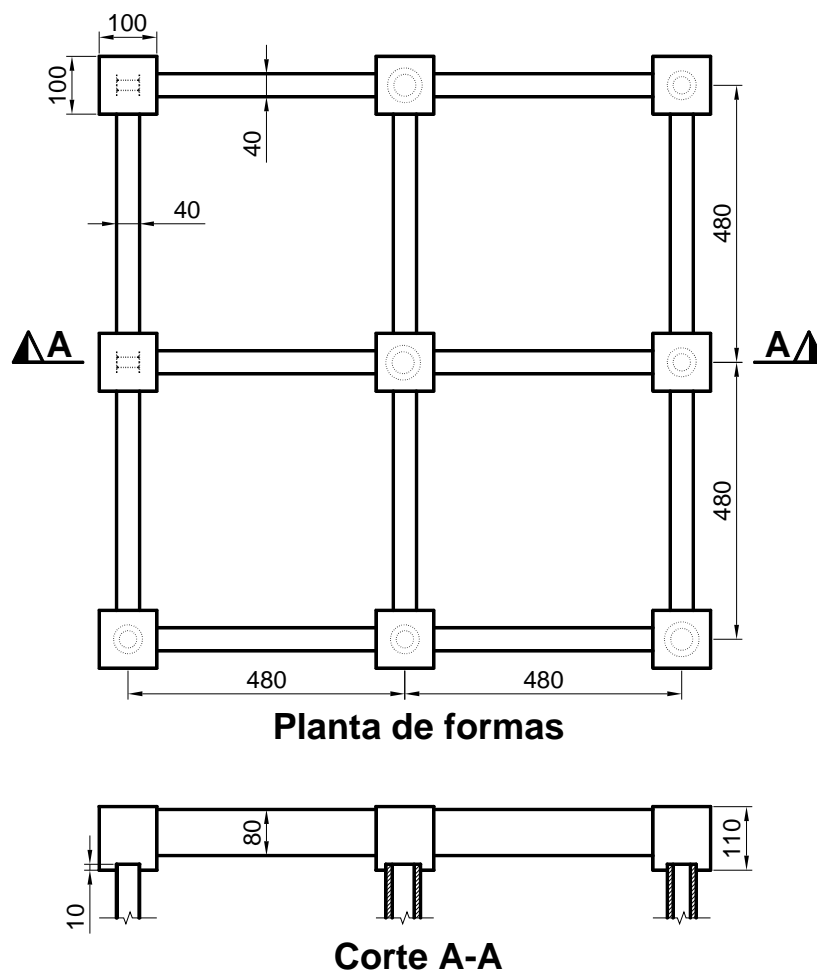


Figura 3.20 Planta de formas da estrutura de travamento das cabeças das estacas (dimensões em centímetros)

FRANÇA (2014) comenta que esta grelha em concreto armado tinha por objetivo promover a condição de engaste das cabeças das estacas. Devido aos deslocamentos horizontais sofridos por esta estrutura, o referido autor concluiu que apesar de não ter funcionado como um engaste perfeito, pelo menos a grelha conferiu certa rigidez ao conjunto.

Na Figura 3.21 está apresentada a seção transversal típica das vigas de ligação das cabeças das estacas conforme o projeto.

Seção típica das vigas

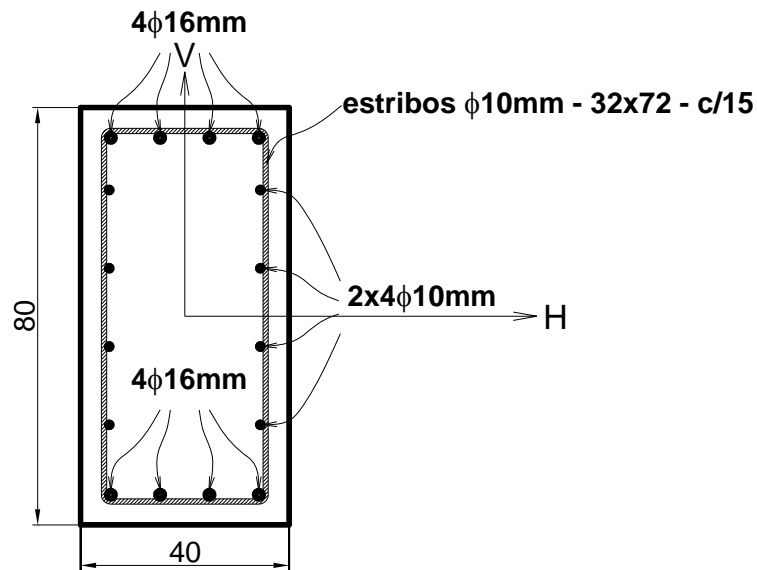


Figura 3.21 Seção transversal típica das vigas de ligação das cabeças das estacas (dimensões em centímetros)

As propriedades geométricas da seção típica das vigas são as seguintes:

- Área da seção em concreto, $A_C = 3177,6\text{cm}^2$
- Área da seção em aço, $A_S = 22,4\text{cm}^2$
- Momento de inércia da seção em concreto em torno do eixo H, $I_{C,HH} = 1.686.065\text{cm}^4$
- Momento de inércia da seção em concreto em torno do eixo V, $I_{C,VV} = 423.541\text{cm}^4$
- Momento de inércia da seção em aço em torno do eixo H, $I_{S,HH} = 20.602\text{cm}^4$
- Momento de inércia da seção em aço em torno do eixo V, $I_{S,VV} = 3.126\text{cm}^4$

Quanto aos blocos de coroamento, o projeto previa como armadura uma “gaiola” formada por estribos $\varnothing 10\text{mm}$ a cada 11cm ao longo das 6 faces do paralelepípedo.

3.3.4 Instrumentação

A instrumentação instalada para o monitoramento do aterro experimental pode ser observada nas Figuras 3.11 e 3.12, consistindo em:

- 3 placas de recalque na base do maciço de aterro,
- 16 piezômetros elétricos de corda vibrante em diferentes profundidades no terreno, em diferentes pontos sob o aterro e na área do estaqueamento.

- 7 tubos de inclinômetro no interior de estacas, 4 no terreno entre as estacas mas com seus topos solidarizados às vigas, e 2 no terreno mas fora da área do estaqueamento e com seus topos livres.

- 9 pinos de recalque, um em cada bloco de coroamento.

a) Placas de recalque

Não se dispõe dos registros de campo relativos à instalação das placas de recalque, incluindo as coordenadas nas quais elas realmente foram instaladas. FRANÇA (2014) apresentou a locação das placas apenas de forma esquemática. Adotaram-se, no presente estudo, as posições das placas em planta indicadas em projeto, que estão amarradas em relação ao estaqueamento.

Conforme já comentado no Item 3.3.2, o primeiro alteamento do aterro, sem a instalação de geogrelha em sua base, foi realizado em 12/06/13. Nesta data foi realizada a primeira leitura das placas de recalque. Posteriormente esta camada foi removida devido à ausência da geogrelha, e certamente as placas de recalque também o foram, embora não haja certeza disso. Devido a esta incerteza, foram desconsideradas as leituras das placas de recalque realizadas antes de 20/06/13, data na qual foi realizado o primeiro alteamento definitivo do aterro.

A Figura 3.22 mostra uma fotografia de 03/07/13, com a altura do aterro em torno de 3,1m, onde se visualizam as hastes das 3 placas de recalque no topo do aterro.



Figura 3.22 Posicionamento das placas de recalque - 4º alteamento (Geoconsult)

O talude frontal do aterro foi executado com uma inclinação inferior à de projeto, de modo que as hastes das placas de recalque interceptaram o talude, conforme se observa na Figura 3.23.



Figura 3.23 Hastes das placas PR-2 e PR-3 interceptando o talude (*Geoconsult*)

No Anexo 1 estão apresentadas todas as leituras realizadas para as três placas de recalque bem como as informações calculadas a partir destas leituras.

b) Piezômetros elétricos

FRANÇA (2014) apresenta os *croquis* de instalação dos 16 piezômetros elétricos de corda vibrante utilizados, de acordo com os quais as instalações foram realizadas mediante o seguinte procedimento:

- perfuração $\phi 4''$ (10,2cm) até 10cm abaixo da cota da base do piezômetro,
- preenchimento destes 10cm com areia fina,
- posicionamento do piezômetro no fundo do furo, ficando apoiado na camada de 10cm de areia fina,
- preenchimento do furo com mais 50cm de areia fina a média, envolvendo o piezômetro,
- preenchimento do furo com mais 10cm de areia fina,
- preenchimento do furo com mais 30cm de bentonita granulada, para formação do selo, e
- preenchimento do restante do furo com mistura de argila e bentonita.

A configuração final do piezômetro no furo pode ser visualizada de forma esquemática na Figura 3.24.

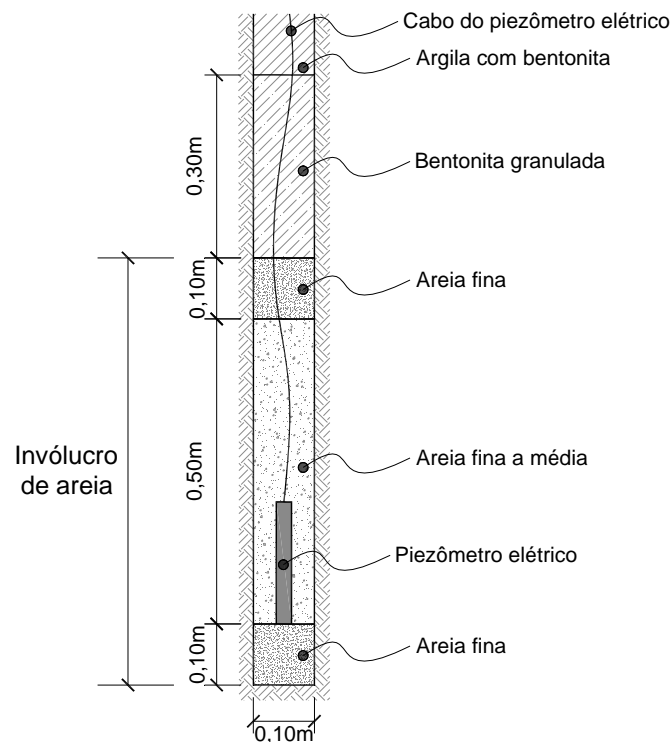


Figura 3.24 Croquis de instalação dos piezômetros elétricos

Não se dispõe de nenhuma informação a respeito do procedimento utilizado para saturação dos piezômetros elétricos, requisito fundamental para se tenham medições acuradas das poropressões.

Nos *croquis* constam as datas e as profundidades de instalação dos piezômetros. Nas planilhas de leitura também constam as coordenadas e a cota de cada piezômetro.

Na Tabela 3.6 estão apresentadas a data/hora, as coordenadas e a cota de instalação de cada piezômetro elétrico, conforme consta nas respectivas planilhas de leituras.

Tabela 3.6 Locação e data de instalação dos piezômetros elétricos

Piezômetro	Data-hora de instalação	Coordenadas de instalação (m)		Cota de instalação (m)		
		E	N	Base do piezômetro	Base do invólucro de areia	Topo do invólucro de areia
PZE-01A	25/05/13 10:30 ⁽¹⁾	661.984,138	7.457.269,566 ⁽²⁾	-5,60	-5,70	-5,00
PZE-01B	25/05/13 13:40			-9,60	-9,70	-9,00
PZE-01C	27/05/13 09:30	661.983,404	7.457.268,918	-12,60	-12,70	-12,00
PZE-01D	27/05/13 09:30 ⁽¹⁾	661.982,714	7.457.268,447	-18,60	-18,70	-18,00
PZE-02A	24/05/13 11:00	661.984,110	7.457.264,390	-5,60	-5,70	-5,00
PZE-02B	25/05/13 08:30	661.984,858	7.457.263,760	-9,60	-9,70	-9,00
PZE-02C	24/05/13 14:05	661.984,081	7.457.262,863	-12,60	-12,70	-12,00
PZE-02D	22/05/13 10:00	661.983,421	7.457.263,699	-18,60	-18,70	-18,00
PZE-03A	08/06/13 12:40	661.975,670 ⁽³⁾	7.457.260,242 ⁽³⁾	-5,60	-5,70	-5,00
PZE-03B	08/06/13 11:00			-9,60	-9,70	-9,00
PZE-03C	08/06/13 14:00			-12,60	-12,70	-12,00
PZE-03D	10/06/13 09:20			-18,60	-18,70	-18,00
PZE-04A	05/06/13 15:00	661.973,186 ⁽³⁾	7.457.256,135 ⁽³⁾	-5,60	-5,70	-5,00
PZE-04B	05/06/13 13:20			-9,60	-9,70	-9,00
PZE-04C	05/06/13 09:35			-12,60	-12,70	-12,00
PZE-04D	05/06/13 07:55			-18,60	-18,70	-18,00

⁽¹⁾ A data que consta no boletim de instalação apresentado por FRANÇA (2014) é diferente desta. Adotou-se esta data por estar coerente com as datas de leitura.

⁽²⁾ Nas planilhas de leitura dos piezômetros PZE-01A e PZE-01B o valor da coordenada *N* apresentada é igual a 7.457.259,566, o que corresponderia a uma posição próxima ao pé do talude, distante, portanto, da posição indicada em projeto e por FRANÇA (2014) próxima ao centro do maciço de aterro. Assume-se que houve um erro de digitação e que o algarismo das dezenas correto seja igual a 6 ao invés de 5.

⁽³⁾ Na planilha de leituras o valor apresentado é igual a 10 vezes este valor.

Nas Figuras 3.11 e 3.12 estão apresentadas as locações dos piezômetros.

Na Figura 3.25 pode-se visualizar a caixa de leituras, onde se concentraram os cabos dos 16 piezômetros. Visualizam-se também os tubos brancos que conduzem os cabos das verticais de piezômetros PZE-03 e PZE-04, e, no fundo da caixa, dois tubos marrons que aparentemente conduzem os cabos das verticais PZE-01 e PZE-02.

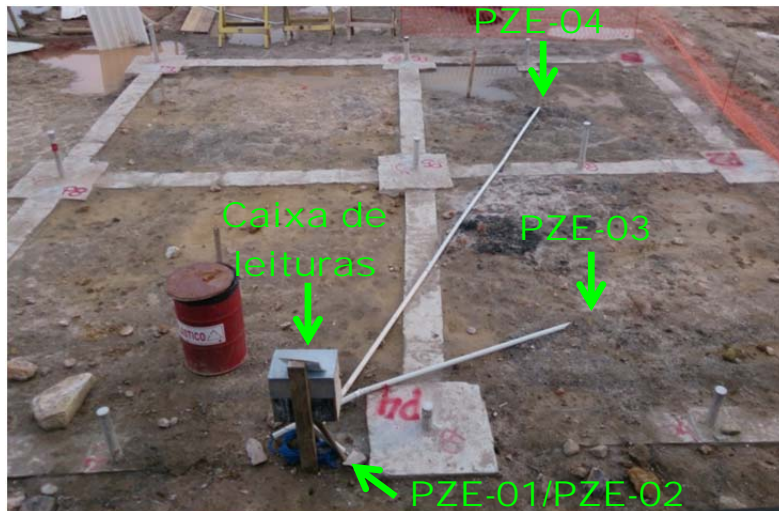


Figura 3.25 Caixa de leituras dos piezômetros elétricos (*Geoconsult*)

No anexo 2 estão apresentadas todas as leituras disponíveis de cada piezômetro.

c) Tubos de inclinômetro

Conforme já comentado, 7 tubos de inclinômetro foram instalados no interior de estacas, 4 no terreno entre as estacas mas com o topo do tubo solidarizado às vigas, e 2 no terreno mas fora da área do estaqueamento e com o topo livre.

Na Figura 3.26 está apresentada uma fotografia tirada a partir do topo do aterro com a indicação da posição de 12 dos 13 tubos de inclinômetro instalados.

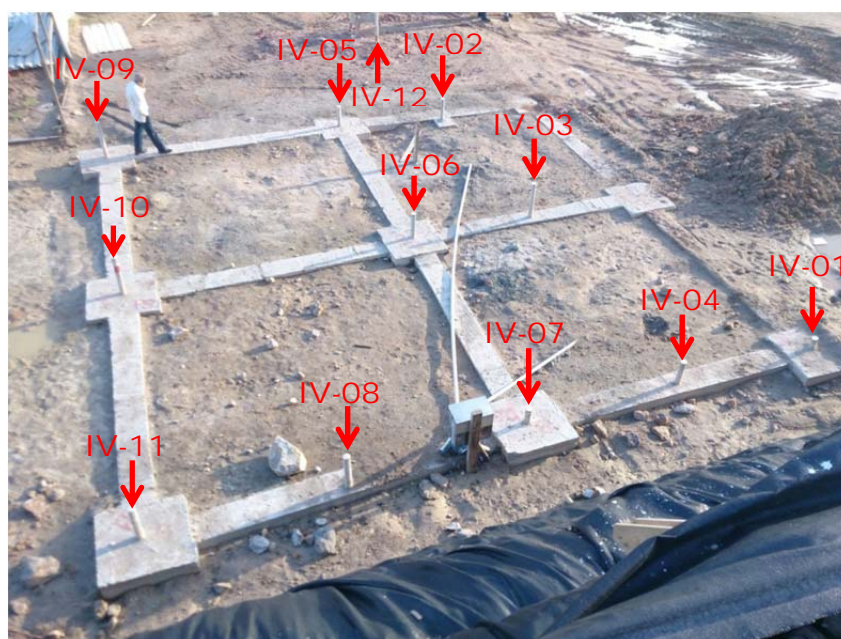


Figura 3.26 Localização de 12 dentre os 13 tubos de inclinômetro (*Geoconsult*)

FRANÇA (2014) apresenta os *croquis* de instalação dos 13 tubos de inclinômetro utilizados, de acordo com os quais estes tubos eram de alumínio, com diâmetro de 3” (7,6cm), e em segmentos de 3m de comprimento unidos por luvas.

O mesmo autor informa que foram tomadas medidas para garantir que as ranhuras dos tubos fossem instaladas nas direções perpendicular e paralela aos eixos aterra.

Tubos de inclinômetro instalados no interior de estacas

Segundo FRANÇA (2014) havia informações de campo de que os tubos foram instalados no interior das estacas utilizando centralizadores espaçados de 3m, embora não tenham sido disponibilizados registros deste procedimento.

O referido autor informa que o espaço anelar formado entre o tubo e a cavidade interna da estaca foi preenchido com “*coulis*”, feito com mistura de cimento e bentonita em iguais proporções com um fator água/cimento (*a/c*) maior ou igual a 1,00.

Os resultados de ensaios de compressão simples em corpos de prova de “*coulis*” preparados com dois traços experimentais diferentes estão resumidos na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 Traços de “*coulis*” e resultados dos ensaios de compressão simples

Nº do traço experimental	626		648	
Data da moldagem dos corpos de prova	16/07/2013		17/07/2013	
Cimento Votoran CPIII 40 RS	50%		50%	
Bentonita Bento Gel Plus	50%		50%	
Fator (água)/(cimento+bentonita)	2,3		1,6	
Fator água/cimento	4,6		3,2	
Fluidez	8,6s		10,5s	
Temperatura de ensaio	22,8°C		23,5°C	
Resistência à compressão simples média dos corpos de prova	6 dias	1,1MPa	3 dias	1,3MPa
	15 dias	1,3MPa	14 dias	1,4MPa
	28 dias	1,3MPa	28 dias	1,5MPa

Na Figura 3.27 estão apresentadas as seções dos 3 tipos de estaca utilizados com o posicionamento teórico dos tubos de inclinômetro.

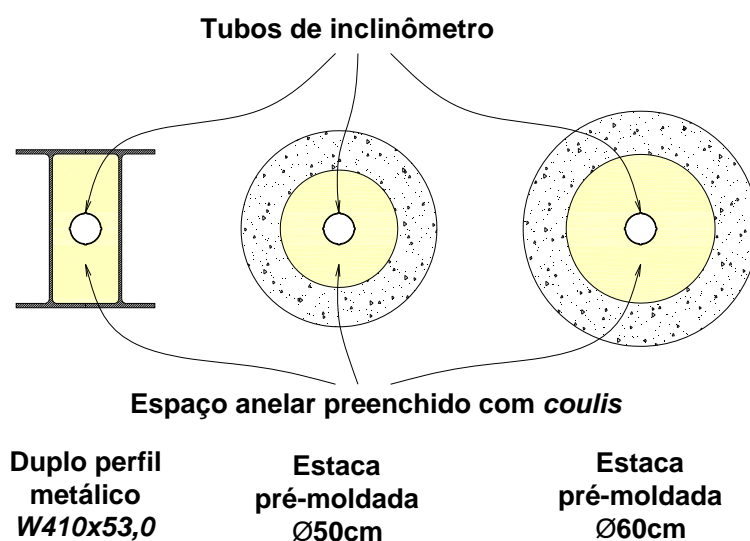


Figura 3.27 Seções dos 3 tipos de estaca com a posição dos tubos de inclinômetro

Na Figura 3.28 está apresentada uma fotografia do tubo de inclinômetro IV-11 instalado no interior da estaca E-12 antes da execução dos blocos e das vigas de travamento.



Figura 3.28 Tubo IV-11 instalado no interior da estaca E-12 (Geoconsult)

Na Tabela 3.8 estão apresentadas as cotas atingidas pelas pontas das estacas, conforme indicado por FRANÇA (2014), e pelas pontas dos tubos de inclinômetro instalados nas cavidades internas das mesmas.

Tabela 3.8 Situação das estacas ao final da cravação

Linha	Estaca	Tipo	Cota da ponta (m)	Tubo de inclinômetro correspondente	
				Id.	Cota da ponta (m)
1ª	E-06	pré-moldada ϕ 50	-27,70	IV-01	-25,56
	E-09	pré-moldada ϕ 50	-28,00	IV-07	-26,09
	E-12	pré-moldada ϕ 60	-23,70	IV-11	-22,54
2ª	E-08	pré-moldada ϕ 60	-26,70	IV-06	-28,56
	E-11	pré-moldada ϕ 50	-27,20	IV-10	-22,58
3ª	E-07	duplo W410x53	-26,00	IV-05	-25,60
	E-10	pré-moldada ϕ 50	-26,45	IV-09	-22,57

A ideia era de que a ponta dos tubos de inclinômetro coincidissem com a ponta das respectivas estacas, entretanto, como se observa na Tabela 3.8, em nenhuma estaca se conseguiu atender a esta especificação. FRANÇA (2014) indica que havia informações de campo de que durante o arrasamento das estacas pré-moldadas fragmentos de concreto caíram dentro de suas cavidades internas, impedindo o posicionamento correto dos tubos.

Destaca-se também que a cota atingida pela ponta do tubo IV-06 está incoerente com a cota atingida pela estaca E-08 dentro da qual foi instalado, ficando 1,86m abaixo da ponta da estaca que, teoricamente, estaria tapada com uma chapa metálica espessa.

Na Tabela 3.9 estão apresentadas: a data de instalação, as coordenadas, a cota do topo do tubo, a cota do topo da viga de travamento no local do tubo e a cota da ponta do tubo, conforme consta nos *croquis* de instalação dos tubos de inclinômetro instalados no interior das estacas.

Tabela 3.9 Dados de instalação dos tubos de inclinômetro no interior das estacas

Linha	Estaca	Tubo de inclinômetro	Data de instalação	Coordenadas (m)		Cota (m)		
				E	N	topo do tubo	topo da viga	ponta do tubo
1ª	E-06	IV-01	20/05/13	661.974,635	7.457.263,232	1,624	1,444	-25,556
	E-09	IV-07	25/05/13	661.978,751	7.457.260,837	1,640	1,410	-26,090
	E-12	IV-11	09/05/13	661.983,020	7.457.258,482	2,090	1,454	-22,540
2ª	E-08	IV-06	-	661.976,237	7.457.256,784	1,919	1,439	-28,560
	E-11	IV-10	09/05/13	661.980,493	7.457.254,434	2,090	1,416	-22,580
3ª	E-07	IV-05	20/05/13	661.973,797	7.457.252,629	1,854	1,404	-25,596
	E-10	IV-09	09/05/13	661.978,066	7.457.250,311	2,300	1,422	-22,570

Tubos de inclinômetro instalados no terreno

Conforme já comentado, dentre os 6 tubos de inclinômetro instalados no terreno, fora das estacas, 4 foram instalados entre as estacas e tiveram o seu topo solidarizado às vigas, e 2 no terreno mas fora da área do estaqueamento e com o topo livre.

De acordo com FRANÇA (2014) as perfurações necessárias para a instalação dos 6 tubos em solo foram realizadas com sonda rotativa e auxílio de lama para estabilização do furo. O diâmetro nominal destes furos foi de 4" (10,2cm). Após a inserção do tubo no furo foi realizado o preenchimento do espaço anelar dos 50cm mais profundos com calda de cimento pura, enquanto no restante o preenchimento foi feito com mistura similar à utilizada nas estacas, diferenciando-se no que diz respeito à proporção bentonita/cimento, igual a 0,70/0,30 (contra 0,50/0,50). Os tubos IV-02, IV-03, IV-04, IV-12 e IV-13 penetraram 1,00m na rocha, e o tubo IV-08 penetrou 3,00m na rocha.

Nos *croquis* relativos a cada tubo estão apresentados perfis geotécnicos que teriam sido detectados durante a perfuração. Entretanto, os mesmos carecem de confiabilidade, uma vez que todos os perfis apresentam as mesmas camadas exatamente com as mesmas espessuras e exatamente nas mesmas profundidades, o que não condiz com a variabilidade do terreno indicada pelas investigações geotécnicas da área. Assume-se ser confiável apenas a profundidade do topo rochoso informada, que varia de tubo para tubo.

Na Tabela 3.10 estão apresentadas: a data de instalação, as coordenadas, a cota do topo do tubo, a cota do topo da viga de travamento ou do terreno no local do tubo, a cota da ponta do tubo e a cota do topo rochoso, conforme consta nos *croquis* de instalação dos tubos de inclinômetro.

Tabela 3.10 Dados de instalação dos tubos de inclinômetro no terreno

Tubo de inclinômetro	Entre as estacas	Data de instalação	Coordenadas (m)		Cota (m)			
			E	N	topo do tubo	topo da viga/terreno	topo rochoso	ponta do tubo
IV-04	E-06/E-09	03/05/13	661.976,612	7.457.262,023	1,794	1,394	-27,606	-28,606
IV-08	E-09/E-12	29/05/13	-(¹)	-(¹)	1,925	1,385	-26,115	-29,115
IV-03	E-05/E-08	07/05/13	661.974,176	-(²)	2,094	1,414	-27,586	-28,586
IV-13	-(³)	16/05/13	661.987,494	7.457.250,606	2,190	1,049	-30,451	-31,450
IV-02	E-04/E-07(⁴)	13/05/13	661.971,932	7.457.254,076	1,869	1,378	-26,122	-27,122
IV-12	-(³)	13/05/13	661.969,348	7.457.249,761	2,040	1,291	-26,209	-27,200

(¹) No *croquis* do IV-08 estão indicadas exatamente as mesmas coordenadas do IV-02, sendo que o IV-08 com estas coordenadas estaria em posição totalmente diferente da indicada em projeto e por FRANÇA (2014).

(²) No *croquis* do IV-03 está indicada exatamente a mesma coordenada *N* do IV-02, sendo que com esta coordenada o IV-03 estaria em posição totalmente diferente da indicada em projeto e por FRANÇA (2014).

(³) Instalado fora da área do estaqueamento.

(⁴) Observar nas Figuras 3.11 e 3.26 que o IV-02 ficou fora da viga de travamento das estacas, mas ainda assim com seu topo solidarizado à mesma através da execução de um pequeno bloco de concreto ligando-o à viga.

Durante o período de alteamento do aterro, em regra foram feitas leituras diárias com inclinômetro, sendo que nos dias de alteamento se faziam duas leituras. Após o alteamento final, as leituras foram espaçadas tipicamente 4 dias entre si. No total foram feitas 53 leituras com inclinômetro para cada tubo, o que, para os 13 tubos, resultou num total de $53 \times 13 = 689$ leituras de perfis de deslocamento horizontal. A leitura do dia 19/06/13 foi considerada como a leitura de referência para as seguintes.

d) Pinos de recalque

No bloco de coroamento de cada estaca foi instalado um pino de recalque. Não se dispõe das coordenadas de instalação dos pinos, mas sabe-se a qual estaca corresponde cada um deles, conforme resumido na Tabela 3.11.

Tabela 3.11 Estacas nas quais os pinos de recalque foram instalados

Linha de estacas	Estaca	Pino de recalque	Cota do pino na primeira leitura em 05/07/13 (m)
1ª	E-06	P1	1,4635
	E-09	P4	1,4745
	E-12	P7	1,4633
2ª	E-05	P2	1,4747
	E-08	P5	1,4641
	E-11	P8	1,4349
3ª	E-04	P3	1,4203
	E-07	P6	1,4191
	E-10	P9	1,4429

A título de ilustração na Figura 3.29 está apresentada uma fotografia mostrando o pino de recalque P2 instalado no bloco de coroamento da estaca E-05.



Figura 3.29 Pino de recalque P2 no bloco da estaca E-05 (Geoconsult)

Os pinos de recalque foram instalados apenas no dia 05/07/13, quando o aterro já tinha cerca de 4,15m de altura. No Anexo 3 estão apresentadas as leituras das cotas dos pinos de recalque bem como os recalques acumulados a partir da data de instalação calculados a partir das mesmas.

3.4 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS DISPONÍVEIS

3.4.1 Introdução

Dispõe-se dos resultados de investigações geotécnicas de campo e de laboratório da área da Vila dos Atletas realizadas durante 4 campanhas em épocas distintas, assim nomeadas no presente relatório:

- **Campanha A:** final de 2010 ou início de 2011 (não se dispõe da data exata) na área da Vila dos Atletas.
- **Campanha B:** setembro a novembro de 2011 na área da Vila dos Atletas.
- **Campanha C:** abril a maio de 2013 na área da Vila dos Atletas, sendo que uma parte destas investigações foi realizada na área ocupada posteriormente pelo aterro experimental.
- **Campanha D:** agosto de 2013 ao lado do estaqueamento experimental.

Algumas destas investigações foram realizadas próximas umas às outras, no que se costuma chamar de “ilhas de investigação geotécnica”. No presente estudo deu-se o nome de ilha a qualquer conjunto de duas ou mais investigações relativamente próximas umas às outras.

Antes de mostrar todas as investigações disponíveis, apresentam-se na Tabela 3.12 as ilhas de investigação com os respectivos ensaios.

Tabela 3.12 Investigações geotécnica realizadas em cada ilha

Campanha	Ilha	Sondagem a percussão	Ensaio de palheta	Ensaio de piezocone	Amostras indeformadas					
					Furo	Caracterização ⁽¹⁾	Adensamento ⁽²⁾	Triaxial UU ⁽³⁾	Triaxial CIU ⁽⁴⁾	Triaxial CAU ⁽⁵⁾
A	A1	SP-48	SI ⁽⁶⁾	CPTU-48	SI ⁽⁶⁾	sim	sim	-	-	sim
	A2	SP-35	-	CPTU-35	SI ⁽⁶⁾	sim	sim	-	-	sim
B	B1	-	VT-303	CPTU-303	VS-303	sim	sim	sim	sim	-
	B2	-	VT-320	CPTU-320	VS-320	sim	sim	sim	sim	-
C	C1	SPT-03	VT-01	CPTU-01	SS-01	sim	sim	-	sim	-
	C2	-	VT-03	CPTU-03	SS-03	sim	sim	-	sim	-
D	D1	SPT-04	-	-	SS-04	sim	sim	-	sim	-

⁽¹⁾ Ensaios de caracterização: granulometria, densidade dos grãos, w_{nat} , LL , LP .

⁽²⁾ Ensaio de compressão edométrica com acompanhamento do adensamento.

⁽³⁾ Ensaio de compressão triaxial não adensado, não drenado.

⁽⁴⁾ Ensaio de compressão triaxial adensado hidrostáticamente ($\sigma'_{1c} = \sigma'_{3c}$), não drenado.

⁽⁵⁾ Ensaio de compressão triaxial adensado com razão $\sigma'_{3d}/\sigma'_{1c}$ constante e $\neq 1$, não drenado.

⁽⁶⁾ Sem nome de identificação.

Na Figura 3.30 está apresentada a locação em planta das ilhas de investigação bem como de investigações geotécnicas isoladas realizadas na área da Vila dos Atletas e cujos resultados foram disponibilizados. Não se dispõe da locação da ilha A2.

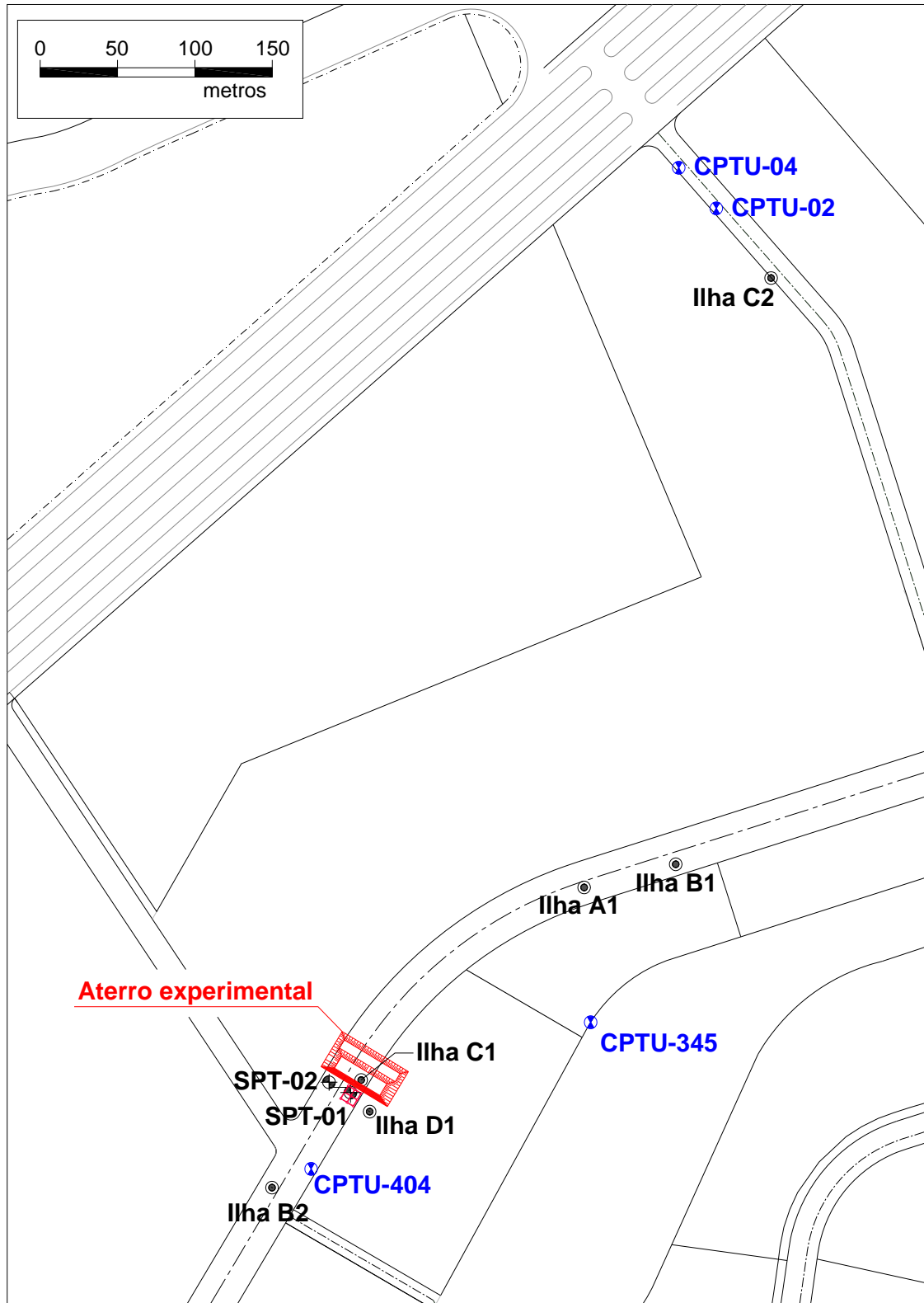


Figura 3.30 Locação em planta das investigações geotécnicas disponíveis sobre o layout das ruas internas da Vila dos Atletas

3.4.2 Sondagens a percussão

Foram realizadas sondagens a percussão com ensaios *SPT* (“*Standard Penetration Test*”) a cada metro de profundidade. As únicas sondagens a percussão disponíveis são as executadas na área do aterro experimental durante as campanhas C e D, cujas informações estão apresentadas na Tabela 3.13.

Tabela 3.13 Sondagens a percussão

Sonda-gem	Em-presa (1)	Data de início	Coordenadas			Cota da boca (m)	Interrupção	
			Fonte	E (m)	N (m)		Cota (m)	Motivo
SPT-01	X	23/04/13	boletim	661.975,97	7.457.259,01	1,32	-24,95	Solicitação do cliente, antes de ter atingido o impenetrável à percussão
SPT-02	X	18/04/13	boletim	661.962,10	7.457.265,63	1,30	-24,95	
SPT-03	X	26/04/13	boletim	661.984,13	7.457.269,61	1,38	-25,07	
SPT-04	Y	20/08/13	planta de locação	661.988,62	7.457.246,51	1,30 ⁽²⁾	-25,15	

⁽¹⁾ Diferentes empresas executaram as sondagens. A falta de padronização de equipamentos e procedimentos que existe na prática destes ensaios pode afetar significativamente os resultados obtidos.

⁽²⁾ Cota da boca do furo estimada.

Nas amostras deformadas extraídas pelo amostrador *SPT* foram realizados os seguintes ensaios:

- determinação da umidade natural,
- peneiramento com peneira nº 200 (teor de finos), e
- limite de liquidez e limite de plasticidade reunindo amostras de diferentes profundidades.

A análise destes ensaios está apresentada no Capítulo 4, no qual se verificaram várias inconsistências nos dados apresentados, e no qual consta o que foi adotado nos casos de informações conflitantes.

3.4.3 Ensaios de palheta

Os ensaios de palheta foram realizados nas campanhas A, B e C. Na Tabela 3.14 estão apresentadas informações a respeito destes ensaios de palheta.

Tabela 3.14 Ensaios de palheta

Ensaio	Em- presa	Data de início	Coordenadas			Dist. aprox. ao aterro (m)	Cota de boca (m)	Profundidade dos ensaios (m)
			Fonte	E (m)	N (m)			
Ilha A1	X	_(1)	_(2)	_(2)	_(2)	180	0,50 ⁽³⁾	10,50/ 11,00/ 11,50/ 12,00/ 12,50
VT-303	Y	06/10/11	planta	662.186,13	7.457.406,39	250	1,10 ⁽³⁾	8,50/ 8,90/ 10,00/ 11,00/ 12,00/ 12,50/ 13,00/ 14,00/ 15,00/ 16,00/ 17,10
VT-320	Y	25/10/11	planta	661.925,25	7.457.197,61	80	1,20 ⁽³⁾	8,50/ 9,30/ 10,30/ 11,50/ 12,50/ 13,50/ 14,50/ 15,20/ 15,70
VT-01	Z	15/05/13	relatório	661.982,06	7.457.266,19	0	1,36	7,00/ 8,00/ 9,00/ 10,00/ 11,00/ 12,00/ 13,00/ 14,00/ 15,00
VT-03	Z	21/05/13	relatório	662.248,55	7.457.783,96	590	0,80	11,00/ 12,00/ 13,00/ 14,00/ 15,00/ 16,00/ 17,00/ 18,00/ 19,00/ 20,00

⁽¹⁾ Data de execução não informada. Provavelmente no final de 2010 ou início de 2011.

⁽²⁾ Coordenadas não informadas.

⁽³⁾ Cota da boca do furo estimada.

3.4.4 Ensaios de piezocone

Os ensaios de piezocone foram realizados nas campanhas A, B e C. Na Tabela 3.15 estão apresentadas informações a respeito destes ensaios de piezocone.

Tabela 3.15 Ensaios de piezocone

Ensaio	Em- presa	Data de início	Coordenadas			Dist. aprox. ao aterro (m)	Cota de boca (m)	Profundidade dos ensaios de dissipação (m)
			Fonte	E (m)	N (m)			
CPTU-48	X	_(1)	_(2)	_(2)	_(2)	180	+0,50 ⁽³⁾	9,25/ 12,00/ 17,55/ 20,26/ 22,15
CPTU-35	X	_(1)	_(4)	_(4)	_(4)	_(4)	_(4)	3,25/ 7,25/ 11,25
CPTU-320	Y	06/09/11	planta	661.919,58	7.457.192,40	90	1,20 ⁽³⁾	11,04/ 14,98/ 17,55
CPTU-303	Y	08/09/11	planta	662.180,47	7.457.401,17	240	1,10 ⁽³⁾	11,01/ 15,00/ 17,52
CPTU-345	Y	10/09/11	planta	662.131,15	7.457.304,38	160	1,30 ⁽³⁾	4,53/ 5,54/ 7,51
CPTU-404	Y	13/09/11	planta	661.950,53	7.457.209,71	60	1,00 ⁽³⁾	6,01/ 8,63/ 11,00/ 15,00/ 19,46/ 22,00/ 24,36/ 24,71/ 25,43/ 26,51
CPTU-01	Z	14/05/13	relatório	661.983,78	7.457.265,15	0	1,31	8,60/ 12,00
CPTU-02	Z	16/05/13	relatório	662.212,34	7.457.829,86	610	1,28	12,02/ 17,00/ 19,00
CPTU-03	Z	20/05/13	relatório	662.246,80	7.457.783,00	590	0,85	11,50/ 15,00/ 19,00
CPTU-04	Z	21/05/13	relatório	662.188,06	7.457.856,05	630	1,20	11,94

⁽¹⁾ Data de execução não informada. Provavelmente no final de 2010 ou início de 2011.

⁽²⁾ Coordenadas não informadas.

⁽³⁾ Cota estimada para a boca do furo.

⁽⁴⁾ Não se dispõe da locação deste ensaio.

3.4.5 Amostras indeformadas

Em todas as 4 campanhas foram retiradas amostras indeformadas para realização de ensaios de laboratório. Na Tabela 3.16 estão apresentadas informações a respeito dos furos de retirada de amostras e dos ensaios realizados em cada amostra.

Tabela 3.16 Amostras indeformadas e ensaios de laboratório

Furo	Em- presa ensaia- -os	Data de extração	Coordenadas			Dist. aprox. ao aterro (m)	Cota da boca (m)	Amostras			
			Fonte	E (m)	N (m)			Id	Prof. (m)		En- saio lab. ⁽⁵⁾
									Topo	Base	
Ilha A1	X	_(1)	_(2)	_(2)	_(2)	180	_(3)	AM1	9,00	9,50	Caract. Adens. CAU
								AM2	11,80	12,50	Caract. Adens. CAU
								AM3	17,30	17,80	Caract. Adens. CAU
								AM4	20,00	20,50	Caract. Adens.
Ilha A2	X	_(4)	_(4)	_(4)	-	-	_(4)	AM1	3,00	3,50	Caract. Adens.
								AM2	7,00	7,50	Caract. Adens. CAU
								AM3	11,00	11,50	Caract. Adens. CAU
								AM4	15,00	15,50	Caract. Adens. CAU
VS-303	X	Outubro de 2011	planta	662.191,69	7.457.411,73	250	1,10 ⁽³⁾	AM1	12,50	13,00	Caract. Adens. CIU UU
VS-320	X	Outubro e novem- bro de 2013	planta	661.930,81	7.457.202,95	80	1,20 ⁽³⁾	AM3	10,00	10,50	Caract. Adens. CIU
								AM5	17,00	17,50	Caract. Adens. UU
SS-01	Y	Abril e maio de 2013	planta	661.980,35	7.457.267,22	0	1,30 ⁽³⁾	AM1	11,00	11,41	Caract. Adens. CIU
								AM2	19,18	19,23	Caract.
SS-03	Y	Abril, maio de 2013	planta	662.247,48	7.457.790,20	590	0,80 ⁽³⁾	AM1	15,20	15,53	Caract. Adens. CIU
								AM2	16,23	16,90	Caract. Adens. CIU
SS-04	Y	Agosto de 2013	planta	661.987,33	7.457.247,28	5	1,30 ⁽³⁾	AM2	10,00	10,38	Caract. Adens. CIU
								AM3	13,00	13,38	Caract. Adens. CIU

- (1) Data de execução não informada. Provavelmente no final de 2010 ou início de 2011.
- (2) Coordenadas não informadas.
- (3) Cota estimada para a boca do furo.
- (4) Não se dispõe da locação deste furo.
- (5) “Carac”. = ensaios de caracterização
“Adens.” = ensaio de compressão edométrica
“UU” = ensaio de compressão triaxial não adensado, não drenado
“CIU” = ensaio de compressão adensado hidrostaticamente ($\sigma'_{1c} = \sigma'_{3c}$), não drenado
“CAU” = ensaio de compressão adensado com razão $\sigma'_{3c}/\sigma'_{1c}$ constante e $\neq 1$, não drenado

3.5 HISTÓRICO DE INTERVENÇÕES NA ÁREA DO ATERRO EXPERIMENTAL

3.5.1 Introdução

Em diferentes épocas foram realizados movimentos de terra próximos ou exatamente no local onde posteriormente o aterro experimental foi construído. O conhecimento deste histórico de tensões aplicadas ao terreno de fundação do aterro é importante para a interpretação das investigações geotécnicas realizadas na área, e é necessário para que se possam interpretar os resultados do monitoramento do aterro experimental, uma vez que uma parcela das grandezas medidas pode ser devido a estes carregamentos prévios.

A construção e o monitoramento do aterro experimental se deram ao mesmo tempo em que evoluíam as obras da Vila dos Atletas, de tal forma que durante o período de monitoramento também foram realizados movimentos de terra relativos ao avanço da obra próximos às estacas e ao maciço do aterro experimental, impondo ao terreno de fundação carregamentos adicionais àqueles programados para serem aplicados apenas através do alteamento do maciço do aterro. Da mesma forma, o conhecimento deste histórico de tensões aplicadas no terreno de fundação durante o monitoramento é necessário para a interpretação de seus resultados.

No Item 3.5.2 é apresentado um histórico das intervenções anteriores ao início das obras da Vila dos Atletas. Já no Item 3.5.3 é apresentado o histórico de intervenções relativas à obra da Vila dos Atletas, incluindo também as fases de execução do aterro experimental.

3.5.2 Intervenções anteriores ao início das obras da Vila dos Atletas

A Prefeitura do Rio de Janeiro - Instituto Pereira Passos (IPP) - disponibilizou fotografias aéreas da região estudada feitas em setembro de 1975, em dezembro de 1984, em 1997 e em 2004, bem como as restituições dos levantamentos aerofotogramétricos de 1975 e de 1997, ambos na escala 1:2.000.

Nas restituições estão apresentadas as cotas dos chamados “pontos de aparelho”, obtidas através de aparelho restituidor, que apresentam erro de no máximo $\pm 1\text{m}$, sendo que para 90% dos pontos as cotas apresentam erros inferiores a $\pm 0,5\text{m}$.

No banco de dados do programa “Google Earth” estavam disponíveis 9 imagens de satélite da região estudada feitas a partir de 21/06/2006 até 26/07/2011.

Apresenta-se a seguir, em ordem cronológica, as intervenções na área do aterro experimental, inferidas apenas a partir das informações supracitadas.

a) Setembro de 1975

A restituição aerofotogramétrica de 1975, apresentada na Figura 3.31, indica que o quarteirão da Vila dos Atletas apresentava pouca intervenção humana, estando a área do aterro experimental localizada dentro de uma área de mata, no limite com uma área de macega. No local do aterro experimental a superfície do terreno encontrava-se aproximadamente entre as cotas $+0,4\text{m}$ e $+0,5\text{m}$.

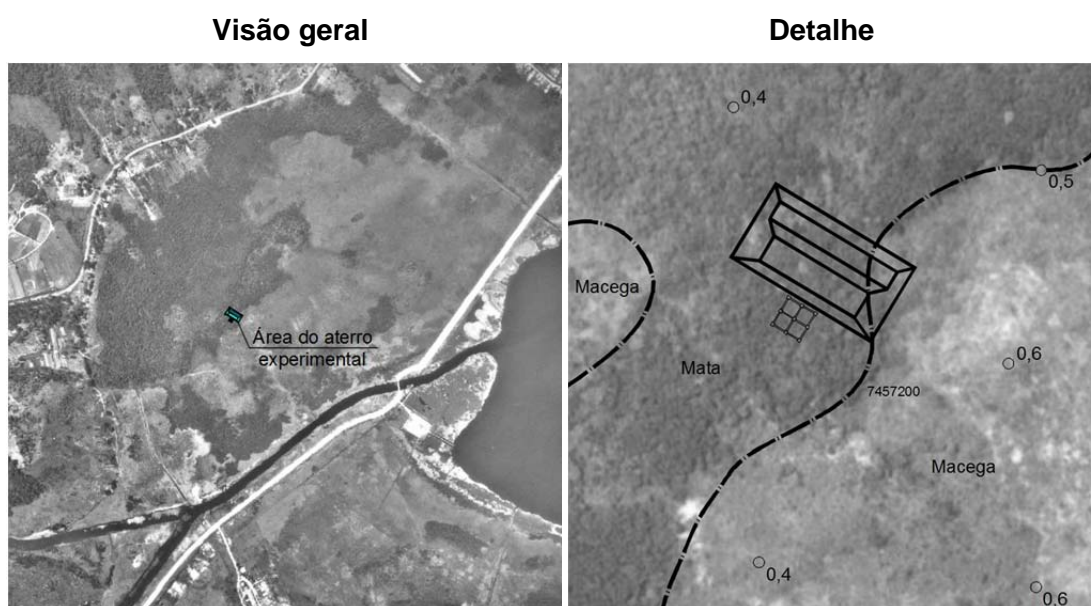


Figura 3.31 Aerofotografia de setembro de 1975 com a respectiva restituição (IPP)

Esta imagem permite concluir que, até esta data, no local onde foi construído o aterro experimental não haviam sido realizados movimentos de terra, o que é evidenciado pela mata existente na área.

b) Dezembro de 1984 e 1997

A fotografia aérea de dezembro de 1984, apresentada na Figura 3.32, mostra a execução de um aterro numa área retangular de 290m por 380m a cerca de 25m de distância do local onde foram cravadas as estacas do aterro experimental. A fotografia detectou a presença de caminhões de aterro na área, bem como a ausência de vegetação rasteira, o que indica que este aterro foi executado em 1984.



Figura 3.32 Aerofotografia de dezembro de 1984 (IPP)

Embora apenas com esta foto não seja possível saber a cota do aterro, o levantamento de 1997, apresentado na Figura 3.33, indica que na área aterrada a superfície do terreno encontrava-se entre as cotas +1,3m e +1,5m, enquanto o local do aterro experimental encontrava-se na cota +0,5m, igual ao que se tinha em 1975, indicando que esta última não foi aterrada.

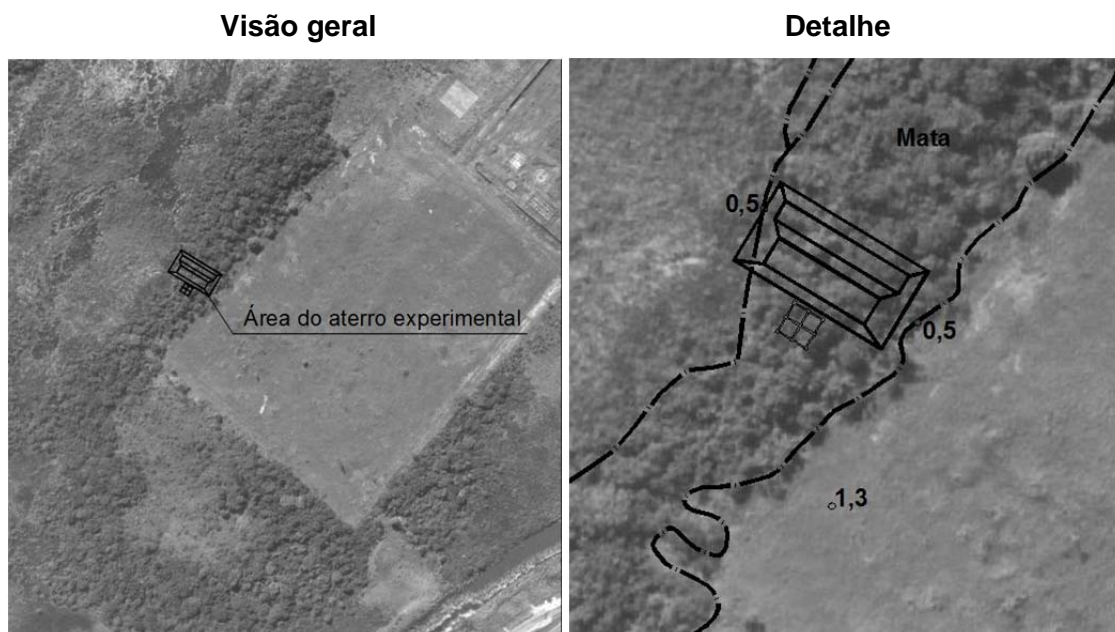


Figura 3.33 Aerofotografia de 1997 com a respectiva restituição (IPP)

c) 2004, e Junho de 2006 a Julho de 2011

A fotografia aérea de 2004, já apresentada na Figura 3.2, e as imagens de satélite desde 21/06/2006 até 26/07/2011, mostram que desde 1997 não houve praticamente nenhuma alteração no local do aterro experimental e em suas proximidades.

3.5.3 Intervenções posteriores ao início das obras da Vila dos Atletas

No banco de dados do programa “Google Earth” estavam disponíveis 16 imagens de satélite da região estudada feitas a partir de 08/03/2012 até 18/11/2014.

A *Geoconsult* disponibilizou fotografias tiradas no local do aterro experimental antes, durante e após a sua construção.

Dispõe-se das datas de execução das investigações geotécnicas, de cravação de algumas estacas, de instalação da instrumentação, bem como dos alteamentos do maciço do aterro experimental, conforme apresentado na Tabela 3.17. Nesta tabela também estão descritos fatos ocorridos durante as obras da Vila dos Atletas que, eventualmente, possam ter influenciado o aterro experimental, como algumas operações de terraplenagem (não se dispõe de nenhum registro destas operações, sendo estimadas neste trabalho a partir das imagens de satélite e fotografias citadas).

Tabela 3.17 Ocorrências nas obras da Vila dos Atletas na área do aterro experimental

Data	Cota do aterro (m)	Execução de ensaio / Instalação de instrumentação	Observações	Figura
08/03/12	-	-	Movimentações de terra iniciais da obra. Caminho com 3 a 4m de largura passando pela ilha 1 do aterro experimental.	3.34 3.35
07/08/12	-	-	Serviços de terraplenagem no local do aterro de 1984, a 20m do local das estacas.	3.36
08/09/12	-	-	Terraplenagem da "Avenida A" exatamente no local do aterro experimental.	3.37
30/09/12	-	-	Mais trabalhos de terraplenagem na "Avenida A" na posição do aterro experimental.	3.38
24/02/13	-	-	Trabalhos de terraplenagem no entorno da "Avenida A" na posição do aterro experimental.	3.39
18/04/13	-	SPT-02	-	-
23/04/13	-	SPT-01	-	-
26/04/13	-	SPT-03	-	-
03/05/13	-	E-10, E-11	-	-
06/05/13	-	E-12	-	-
07/05/13	-	IV-03	-	-
09/05/13	-	IV-09, IV-10, IV-11	-	-
13/05/13	-	IV-02, IV-12	-	-
14/05/13	-	CPTU-01	-	-
15/05/13	-	VT-01	-	-
16/05/13	-	IV-13	-	-
20/05/13	-	IV-01, IV-05	-	-
22/05/13	-	PZE-02D	-	-
24/05/13	-	PZE-02A, PZE-02C	-	-
25/05/13	-	IV-07, PZE-01B, PZE-01D, PZE-02B	-	-
27/05/13	-	PZE-01A PZE-01C	Movimentação de terra no entorno do estaqueamento. Presença de bota-fora a 25m do estaqueamento. Escavação para galeria a 25m do estaqueamento.	3.40
29/05/13	-	IV-08	-	-
05/06/13	-	PZE-04A a PZE-04D	-	-
08/06/13	-	PZE-03A a PZE-03C	-	-
10/06/13	-	PZE-03D	-	-
12/06/13	1,20	-	Primeiro alteamento. Primeira leitura de placas de recalque.	-
13/06/13	1,20	-	-	3.41
18/06/13	0,00	-	Primeiro alteamento removido devido à não instalação de geogrelha.	3.42
03/07/13	3,05	-	-	3.43 3.44
05/07/13	3,05	-	Início leituras de pinos de recalque.	-
15/08/13	6,40	-	Execução de aterro envolvendo aterro experimental. Berma na traseira do aterro. Bota-fora já removido.	3.45 a 3.49
20/08/13	6,40	SPT-04	-	-
22/08/13	6,40	-	-	3.50
02/09/13	6,40	-	Última leitura de placas de recalque, piezômetros e pinos.	-
24/09/13	6,40	-	Última leitura dos inclinômetros	-

Da Figura 3.34 a 3.50 estão apresentadas em ordem cronológica as imagens de satélite e as fotografias do local da obra.



Figura 3.34 Imagem de satélite de 08/03/12 - Visão geral (*Google Earth*)



Figura 3.35 Imagem de satélite de 08/03/12 - Detalhe (*Google Earth*)



Figura 3.36 Imagem de satélite de 07/08/12 (*Google Earth*)



Figura 3.37 Imagem de satélite de 08/09/12 (*Google Earth*)

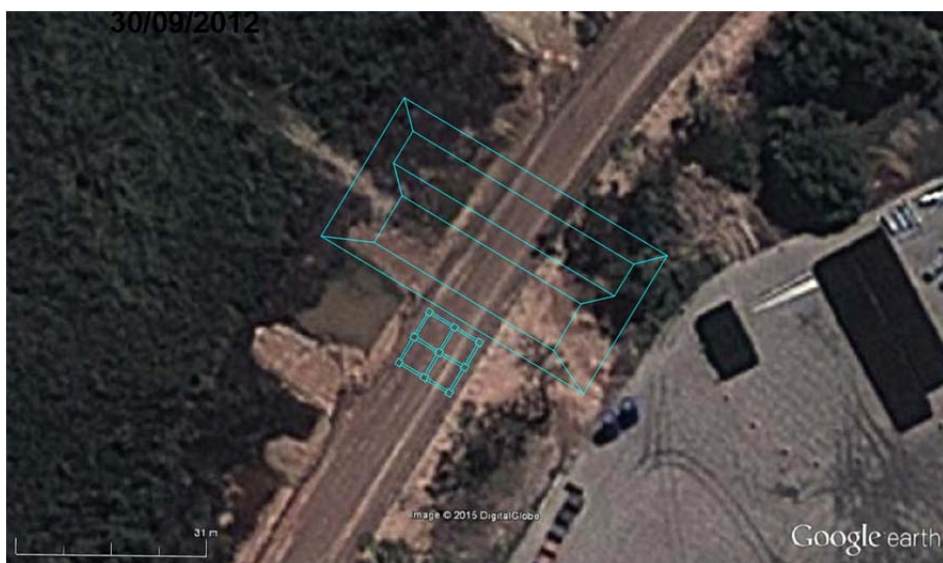


Figura 3.38 Imagem de satélite de 30/09/12 (*Google Earth*)



Figura 3.39 Imagem de satélite de 24/02/13 (Google Earth)



Figura 3.40 Imagem de satélite de 27/05/13 (Google Earth)



Figura 3.41 Fotografia da obra em 13/06/13 (Geoconsult)



Figura 3.42 Imagem de satélite de 18/06/13 (Google Earth)



Figura 3.43 Fotografia da obra em 03/07/13 (Geoconsult)



Figura 3.44 Fotografia da obra em 03/07/13 (Geoconsult)



Figura 3.45 Fotografia da obra em 15/08/13 (Geoconsult)

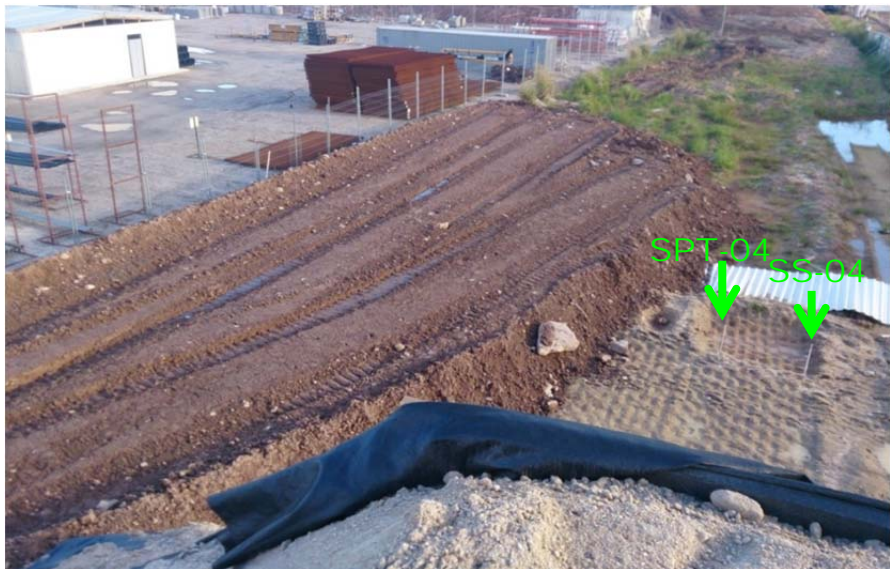


Figura 3.46 Fotografia da obra em 15/08/13 (Geoconsult)

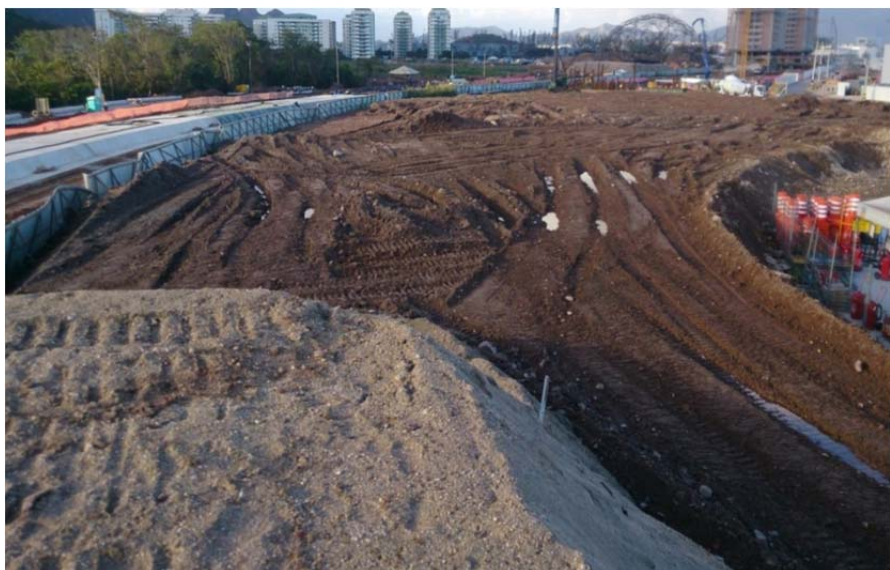


Figura 3.47 Fotografia da obra em 15/08/13 (Geoconsult)



Figura 3.48 Fotografia da obra em 15/08/13 (Geoconsult)



Figura 3.49 Fotografia da obra em 15/08/13 (Geoconsult)



Figura 3.50 Imagem de satélite de 22/08/13 (Google Earth)

4 MODELO GEOMECÂNICO DO TERRENO

4.1 INTRODUÇÃO

Para definição do modelo geomecânico do terreno no local do aterro experimental seguiu-se o procedimento apresentado abaixo.

1º) Foram levantados os ensaios de campo e de laboratório realizados na área do aterro experimental.

2º) Definiu-se a divisão em camadas do terreno com base em investigações de campo e em ensaios de laboratório realizados na área do aterro experimental, listados a seguir em ordem de importância:

- nos parâmetros de caracterização do solo obtidos em ensaios em amostras indeformadas, e deformadas de ensaios *SPT*, como a distribuição granulométrica, o teor de umidade natural, o limite de liquidez e o limite de plasticidade,
- no comportamento do solo no que diz respeito aos excessos de poropressão, resistência de ponta e atrito lateral medidos nos ensaios de piezocone, e
- nas descrições tátil-visuais e nos valores de número de golpes nos ensaios *SPT*.

3º) Foram levantados os ensaios de campo e de laboratório realizados dentro da área da Vila dos Atletas, mas afastados da área do aterro experimental, buscando-se identificar se houveram ensaios realizados em materiais semelhantes àqueles das camadas do modelo geomecânico. Buscou-se desta forma usufruir ao máximo dos resultados de ensaios de melhor qualidade que eventualmente tivessem sido realizados na área.

4º) Fez-se uma avaliação da qualidade dos resultados dos ensaios de campo e de laboratório relativos a cada camada e selecionaram-se aqueles de boa qualidade para obtenção dos parâmetros de deformabilidade, de resistência e de permeabilidade necessários aos modelos de comportamento adotados para os materiais.

4.2 DIVISÃO DO TERRENO EM CAMADAS

Na Figura 4.1 está apresentada uma planta com a locação das investigações geotécnicas disponíveis na área do aterro experimental.

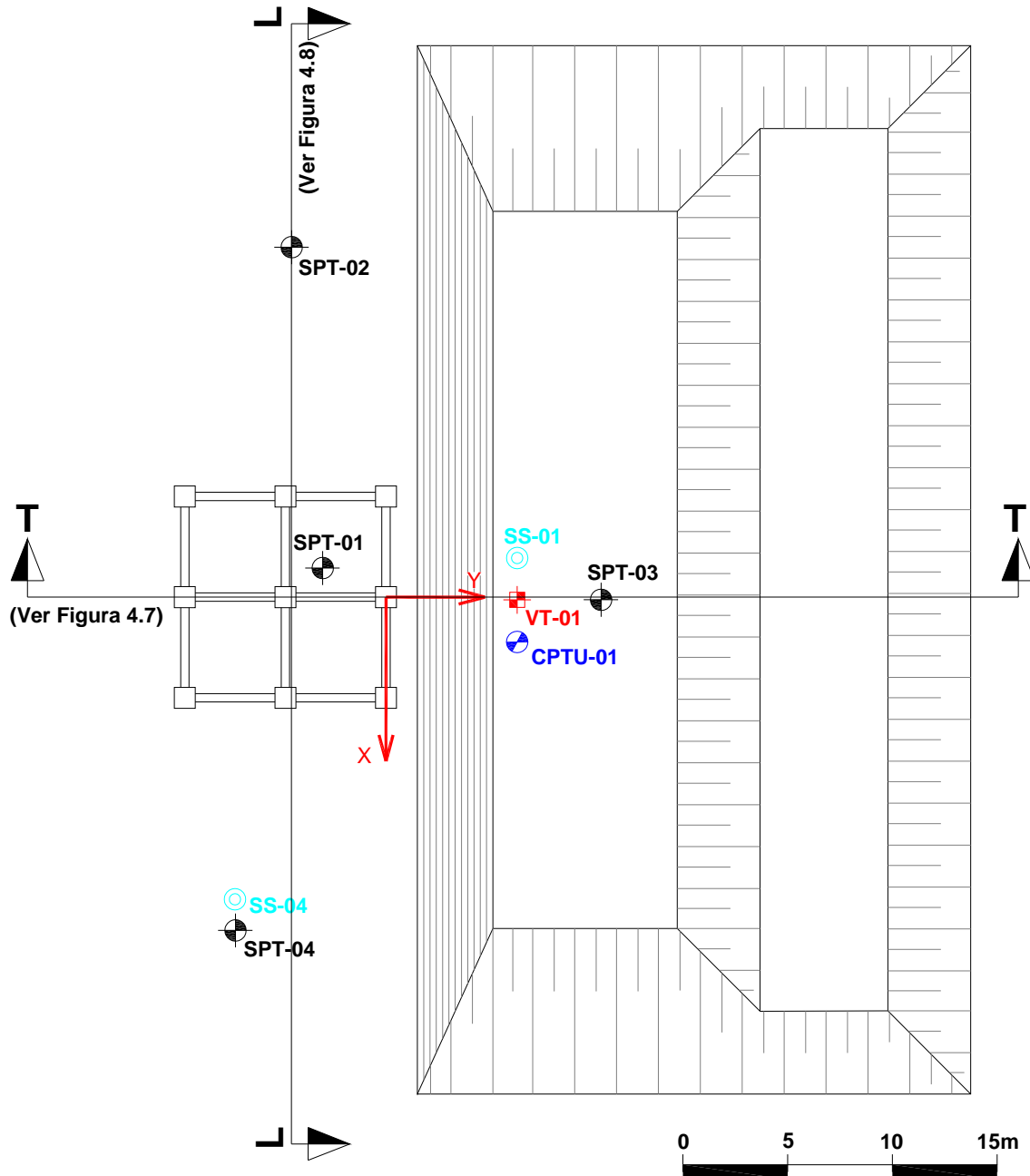


Figura 4.1 Investigações geotécnicas disponíveis na área do aterro experimental

Para efeito de análise o subsolo foi dividido em 9 camadas, além do maciço rochoso. Nas Figuras 4.2 a 4.6 estão apresentados os perfis geotécnicos das 4 sondagens a percussão realizadas na área do aterro, bem como os perfis dos parâmetros medidos no ensaio de cone CPTU-01, junto com a divisão em camadas adotada.

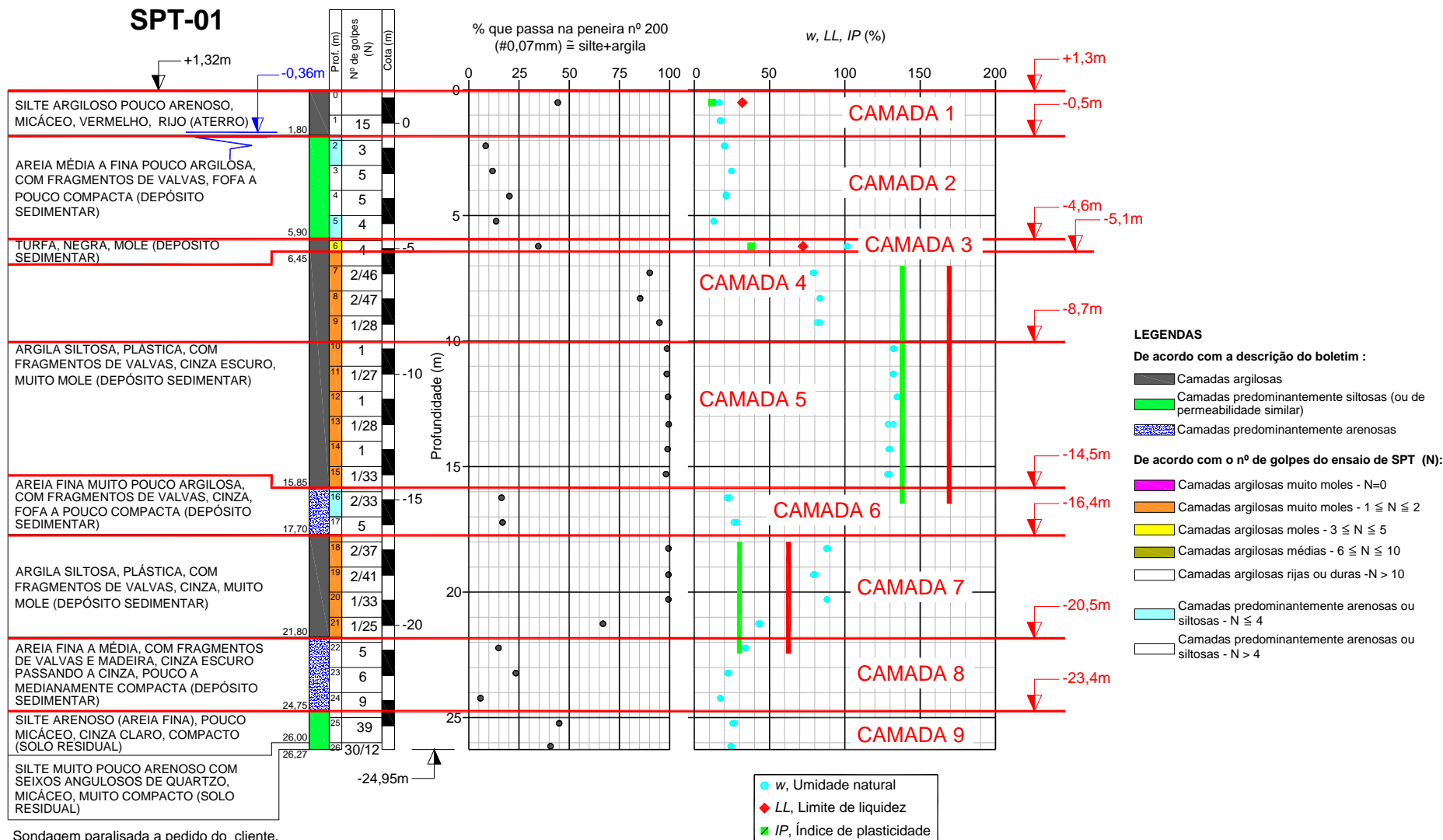


Figura 4.2 Perfil geotécnico no local da sondagem SPT-01 com a divisão em camadas adotada para o terreno

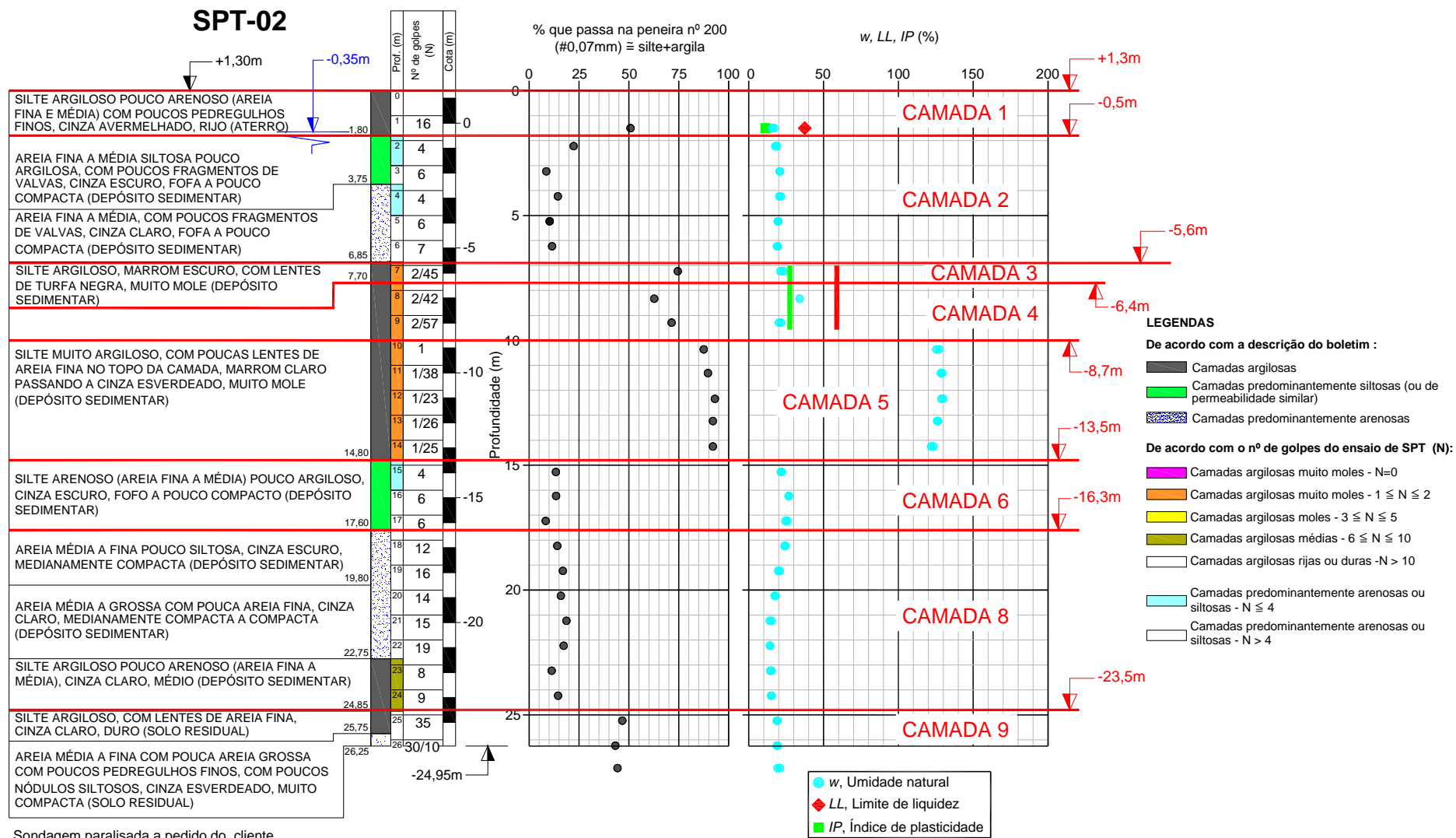


Figura 4.3 Perfil geotécnico no local da sondagem SPT-02 com a divisão em camadas adotada para o terreno

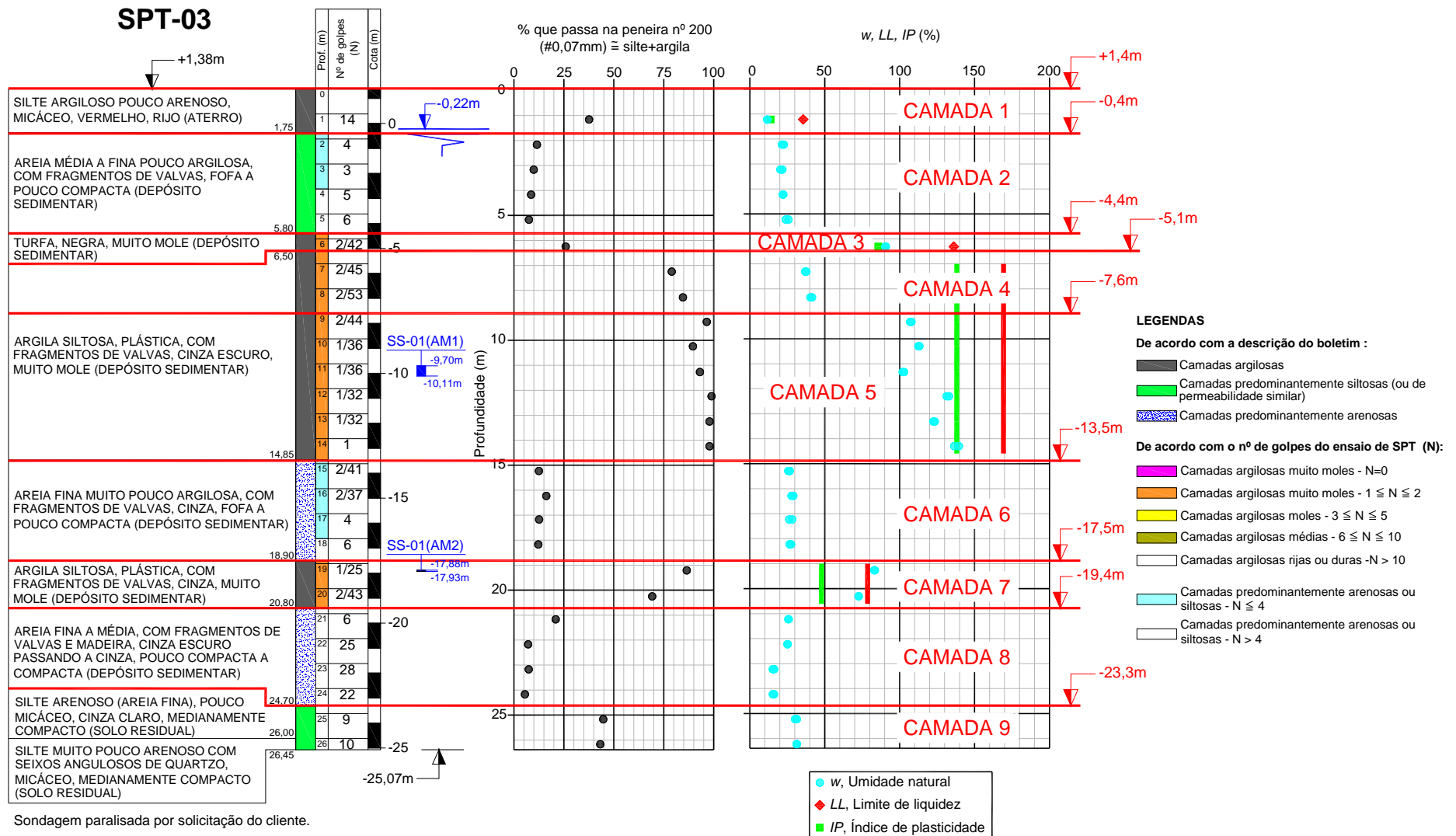


Figura 4.4 Perfil geotécnico no local da sondagem SPT-03 com a divisão em camadas adotada para o terreno

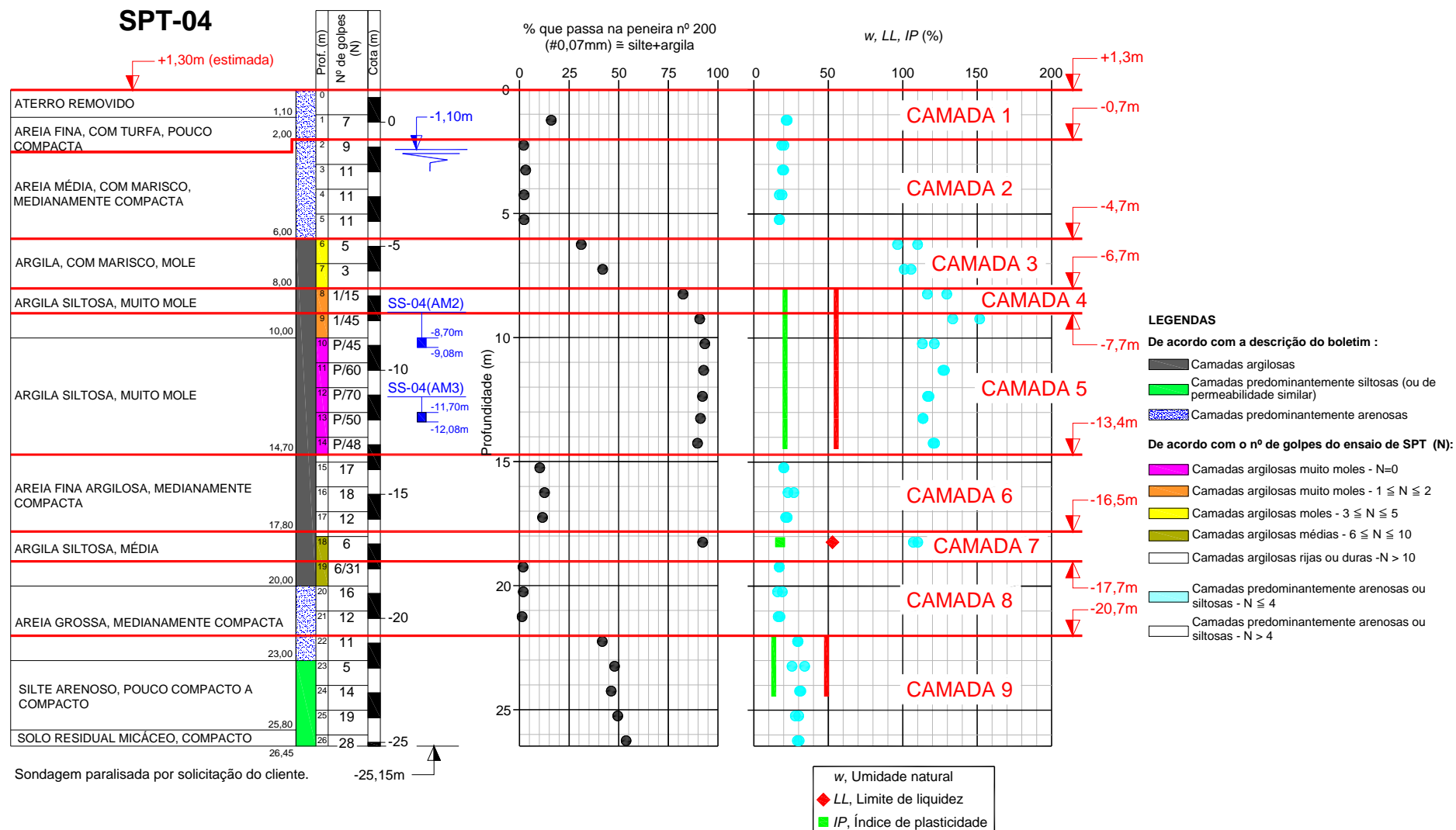


Figura 4.5 Perfil geotécnico no local da sondagem SPT-04 com a divisão em camadas adotada para o terreno

CPTU-01

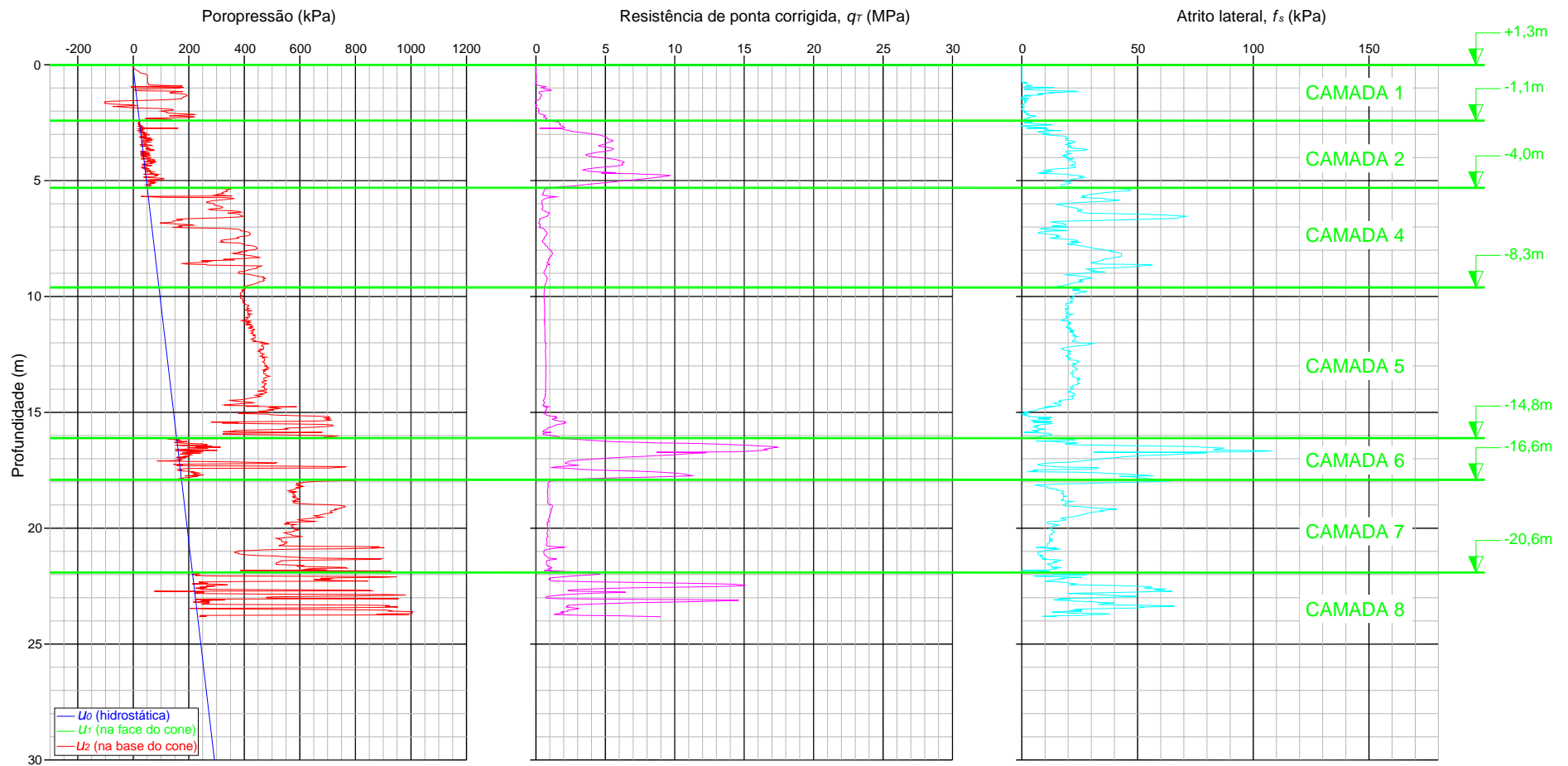


Figura 4.6 Perfil de parâmetros do ensaio de piezocone CPTU-01 com a divisão em camadas adotada para o terreno

Nas Tabelas 4.1 a 4.9, cada uma relativa a uma das 9 camadas do modelo, estão resumidas as seguintes informações fornecidas pelas investigações geotécnicas:

- descrição tátil-visual dada no boletim de sondagem,
- número de golpes N_{SPT} do ensaio *SPT*, valores estes brutos, sem nenhum tipo de correção quanto à energia dos golpes ou quanto ao nível de tensões na profundidade de ensaio,
- porcentagem em massa passante na peneira nº200 (0,074mm), %*passante #200*,
- teor de umidade natural, w_{nat} ,
- limite de liquidez, *LL*,
- limite de plasticidade, *LP*,
- índice de plasticidade, *IP*.

Antecipam-se aqui os seguintes problemas encontrados:

- Os ensaios nas amostras deformadas dos furos SPT-01 e SPT-02 apresentaram uma série de inconsistências em termos de localização das amostras e mesmo nos valores de parâmetros medidos. Quando possível estas informações foram corrigidas para o que se pareceu mais lógico. Ainda assim é possível notar algumas discrepâncias entre a descrição tátil-visual e os parâmetros de algumas amostras. Para a divisão em camadas deu-se preferência aos parâmetros de caracterização.
- A sondagem SPT-04 se apresenta mais discrepante em relação às demais, talvez por esta sondagem ter sido realizada após a execução do maciço de aterro e por ter sido realizada por empresa de sondagem diferente das demais.
- A amostragem indeformada relativa ao furo SS-04 também foi realizada após a execução do maciço do aterro experimental.

Tabela 4.1 Caracterização da Camada 1 do modelo geomecânico

CAMADA 1									
Investigação	Cota (m)		Descrição tátil-visual	N_{SPT}	% <i>passante #200</i>	w_{nat} (%)	<i>LL</i> (%)	<i>LP</i> (%)	<i>IP</i> (%)
	topo	base							
SPT-01	+1,3	-0,5	Silte argiloso pouco arenoso, micáceo, vermelho (aterro).	15	44	17 18	32	20	12
SPT-02	+1,3	-0,5	Silte argiloso pouco arenoso (areia fina e média) com poucos pedregulhos finos, cinza avermelhado (aterro).	16	51	16	37	26	11
SPT-03	+1,4	-0,4	Silte argiloso pouco arenoso, micáceo, vermelho (aterro).	14	38	12	36	22	14
SPT-04	+1,3	-0,7	Aterro removido. Areia fina, com turfa.	7	16	22	-	-	-

Tabela 4.2 Caracterização da Camada 2 do modelo geomecânico

CAMADA 2									
Inves- titação	Cota (m)		Descrição tátil-visual	N_{SPT}	%pas- sante #200	w_{nat} (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
	topo	base							
SPT-01	-0,5	-4,6	Areia média a fina pouco argilosa, com fragmentos de valvas (depósito sedimentar).	3	8	20	NP	NP	NP
				5	12	25			
				5	20	21			
				4	14	13			
SPT-02	-0,5	-5,6	Areia fina a média siltosa pouco argilosa, com poucos fragmentos de valvas, cinza escuro. Areia fina a média com poucos fragmentos de valvas, cinza claro.	4	22	18	NP	NP	NP
				6	9	21			
				4	14	21			
				6	10	20			
				7	12	19			
SPT-03	-0,4	-4,4	Areia média a fina pouco argilosa, com fragmentos de valvas.	4	12	22	NP	NP	NP
				3	10	21			
				5	9	22			
				6	8	25			
SPT-04	-0,7	-4,7	Areia média, com marisco.	9	2	19	-	-	-
				11	3	20			
				11	2	18			
				11	2	17			

Tabela 4.3 Caracterização da Camada 3 do modelo geomecânico

CAMADA 3									
Inves- titação	Cota (m)		Descrição tátil-visual	N_{SPT}	%pas- sante #200	w_{nat} (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
	topo	base							
SPT-01	-4,6	-5,1	Turfa, negra.	4	35	102	72	34	38
SPT-02	-5,6	-6,4	Silte argiloso, marrom escuro, com lentes de turfa negra.	2/45	75	22	-	-	-
SPT-03	-4,4	-5,1	Turfa, negra.	2/42	26	91	136	50	86
SPT-04	-4,7	-6,7	Argila, com marisco.	5	31	103	-	-	-
				3	42	103			

Tabela 4.4 Caracterização da Camada 4 do modelo geomecânico

CAMADA 4									
Inves- titação	Cota (m)		Descrição tátil-visual	N_{SPT}	%pas- sante #200	w_{nat} (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
	topo	base							
SPT-01	-5,1	-8,7	Argila siltosa, plástica, com fragmentos de valvas, cinza escuro.	2/46	90	79	-	-	-
				2/47	85	83			
				1/28	95	83			
SPT-02	-6,4	-8,7	Silte muito argiloso, com poucas lentes de areia fina no topo da camada, marrom claro passando a cinza esverdeado.	2/42	63	34	-	-	-
				2/57	71	21			
SPT-03	-5,1	-7,6	Argila siltosa, plástica, com fragmentos de valvas, cinza escuro.	2/45	79	37	-	-	-
				2/53	85	41			
SPT-04	-6,7	-7,7	Argila siltosa.	1/15	82	123	-	-	-

Tabela 4.5 Caracterização da Camada 5 do modelo geomecânico

CAMADA 5									
Inves- titação	Cota (m)		Descrição tátil-visual	N_{SPT}	%pas- sante #200	w_{nat} (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
	topo	base							
SPT-01	-8,7	-14,5	Argila siltosa, plástica, com fragmentos de valvas, cinza escuro.	1 1/27 1 1/28 1 1/33	99 99 99 100 99 99	132 132 135 130 130 129	-	-	-
SPT-02	-8,7	-13,5	Silte muito argiloso, com poucas lentes de areia fina no topo da camada, marrom claro passando a cinza esverdeado	1 1/38 1/23 1/26 1/25	88 90 93 92 92	126 129 129 126 123	-	-	-
SPT-03	-7,6	-13,5	Argila siltosa, plástica, com fragmentos de valvas, cinza escuro.	2/44 1/36 1/36 1/32 1/32 1	97 90 93 99 98 98	107 113 102 132 123 138	-	-	-
SPT-04	-7,7	-13,4	Argila siltosa.	1/45 P/45 P/60 P/70 P/50 P/48	91 93 93 92 91 90	143 117 128 117 114 121	-	-	-
SS-01 (AM-01)	-9,7	-10,1	Argila siltosa com pouca areia fina quartzosa, mica, cinza. Argila siltosa com pouca areia fina, fragmentos pequenos de valvas, pouca matéria orgânica. Argila siltosa com pouca matéria orgânica, poucos fragmentos de valvas, cinza.	-	71	132 131 136 130 133	150	45	105
SS-04 (AM-01)	-8,7	-9,1	Argila siltosa, com poucos fragmentos pequenos e grandes de valvas, cinza escuro. Argila siltosa com matéria orgânica, fragmentos de valvas pequenos e grandes, cinza escuro. Argila siltosa com pouca areia fina, poucos fragmentos pequenos e grandes de valvas, cinza escuro.	-	100	127 131 126 122 125	156	53	103
SS-04 (AM-03)	-11,7	-12,1	Argila siltosa, com fragmentos de valvas, cinza escuro. Argila siltosa com matéria orgânica, fragmentos de valvas, cinza escuro. Argila siltosa com material orgânico, com fragmentos de valvas pequenas, cinza escuro.	-	96	132 134 131 132 121	153	54	99

Tabela 4.6 Caracterização da Camada 6 do modelo geomecânico

CAMADA 6									
Inves- titação	Cota (m)		Descrição tátil-visual	N_{SPT}	%pas- sante #200	w_{nat} (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
	topo	base							
SPT-01	-14,5	-16,4	Areia fina muito pouco argilosa, com fragmentos de valvas, cinza.	2/33 5	16 17	23 27	NP	NP	NP
SPT-02	-13,5	-16,3	Silte arenoso (areia fina a média) pouco argiloso, cinza escuro.	4 6 6	13 14 8	22 27 25	NP	NP	NP
SPT-03	-13,5	-17,5	Areia fina muito pouco argilosa, com fragmentos de valvas, cinza.	2/41 2/37 4 6	13 16 13 12	26 28 27 27	NP	NP	NP
SPT-04	-13,4	-16,5	Areia fina argilosa.	17 18 12	10 13 12	20 25 22	-	-	-

Tabela 4.7 Caracterização da Camada 7 do modelo geomecânico

CAMADA 7									
Inves- titação	Cota (m)		Descrição tátil-visual	N_{SPT}	%pas- sante #200	w_{nat} (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
	topo	base							
SPT-01	-16,4	-20,5	Argila siltosa, plástica, com fragmentos de valvas, cinza.	2/37 2/41 1/33 1/25	99 99 99 67	88 80 88 43	-	-	-
SPT-02	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SPT-03	-17,5	-19,4	Argila siltosa, plástica, com fragmentos de valvas, cinza.	1/25 2/43	87 69	83 73	79	31	48
SPT-04	-16,5	-17,7	Argila siltosa.	6	92	109	53	35	18
SS-01 (AM-02)	-17,9	-18,0	Argila siltosa com muita areia fina quartzosa, mica, cinza escuro	-	50	58	62	28	34

Tabela 4.8 Caracterização da Camada 8 do modelo geomecânico

CAMADA 8									
Inves- titação	Cota (m)		Descrição tátil-visual	N_{SPT}	%pas- sante #200	w_{nat} (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
	topo	base							
SPT-01	-20,5	-23,4	Areia fina a média, com fragmentos de valvas e madeira, cinza escuro passando a cinza.	5 6 9	15 23 6	34 23 17	NP	NP	NP
SPT-02	-16,3	-23,5	Areia média a fina pouco siltosa, cinza escuro. Areia média a grossa com pouca areia fina, cinza claro. Silte argiloso pouco arenoso (areia fina a média), cinza claro.	12 16 14 15 19 8 9	14 17 16 19 17 11 15	24 20 18 15 14 15 15	NP	NP	NP
SPT-03	-19,4	-23,3	Areia fina a média, com fragmentos de valvas e madeira, cinza escuro passando a cinza.	6 25 28 22	21 7 7 6	26 25 16 16	NP	NP	NP
SPT-04	-17,7	-20,7	Argila siltosa. Areia grossa.	6/31 16 12	2 2 1	17 18 17	NP	NP	NP

Tabela 4.9 Caracterização da Camada 9 do modelo geomecânico

CAMADA 9									
Inves- titação	Cota (m)		Descrição tátil-visual	N_{SPT}	%pas- sante #200	w_{nat} (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
	topo	base							
SPT-01	-23,4		Silte arenoso (areia fina), pouco micáceo, cinza claro (solo residual). Silte muito pouco arenoso com seixos angulosos de quartzo, micáceo (solo residual)	39 30/12	45 41	26 24	NP	NP	NP
SPT-02	-23,5		Silte argiloso com lentes de areia fina, cinza claro (solo residual). Areia média a fina com pouca areia grossa com poucos pedregulhos finos, com poucos nódulos siltosos, cinza esverdeado (solo residual)	35 30/10	47 43 44	19 18 20	NP	NP	NP
SPT-03	-23,3		Silte arenoso (areia fina), pouco micáceo, cinza claro (solo residual). Silte muito pouco arenoso com seixos angulosos de quartzo, micáceo (solo residual)	9 10	45 43	31 31	NP	NP	NP
SPT-04	-20,7		Areia grossa. Silte arenoso. Solo residual micáceo.	11 5 14 19 28	42 48 46 50 54	30 30 31 29 30	-	-	-

Nas Figuras 4.7 e 4.8 estão apresentadas as seções T-T e L-L, indicadas em planta na Figura 4.1, mostrando as camadas adotadas para o modelo geomecânico do subsolo.

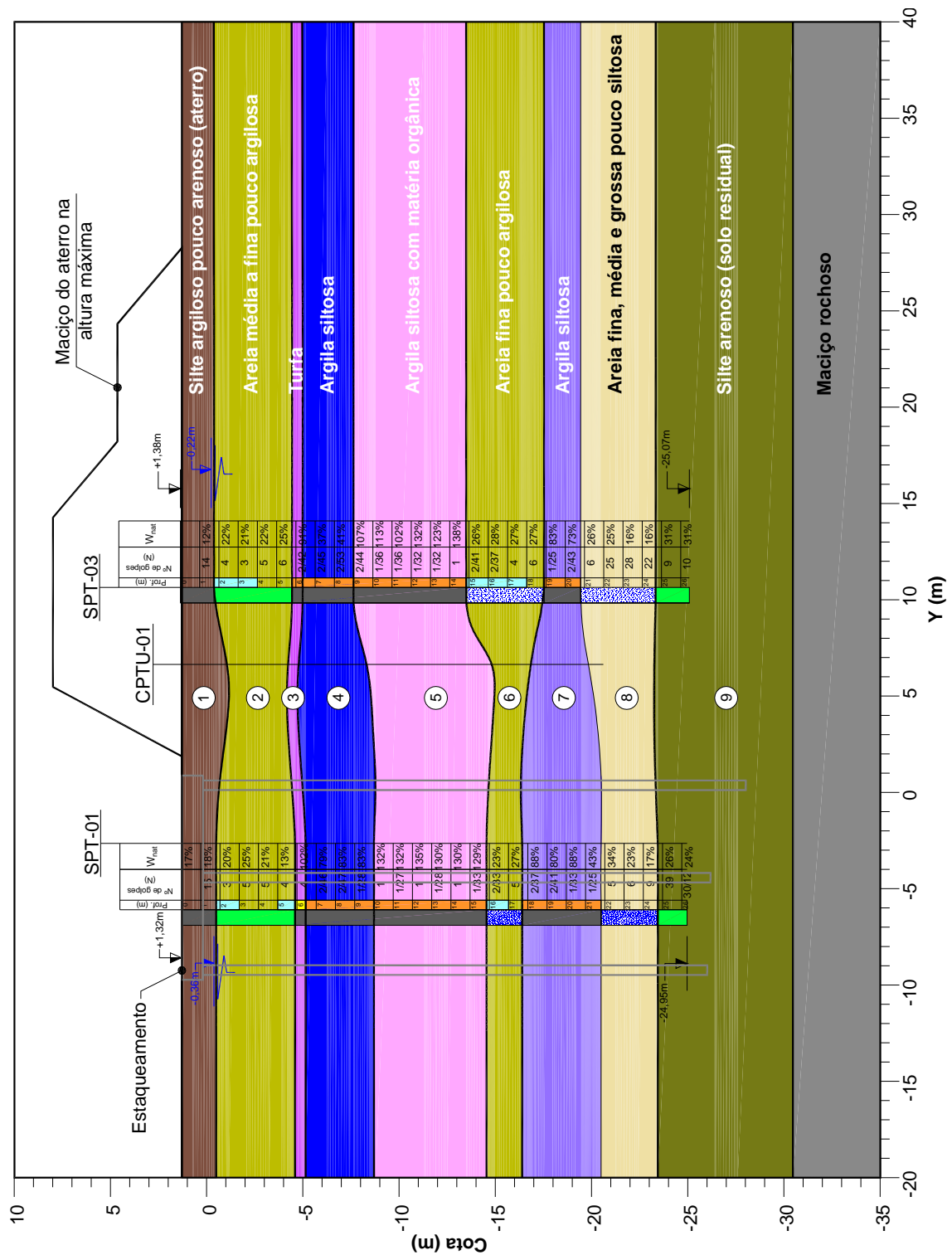


Figura 4.7 Seção T-T pelo subsolo no local do experimento (locação na Figura 4.1)

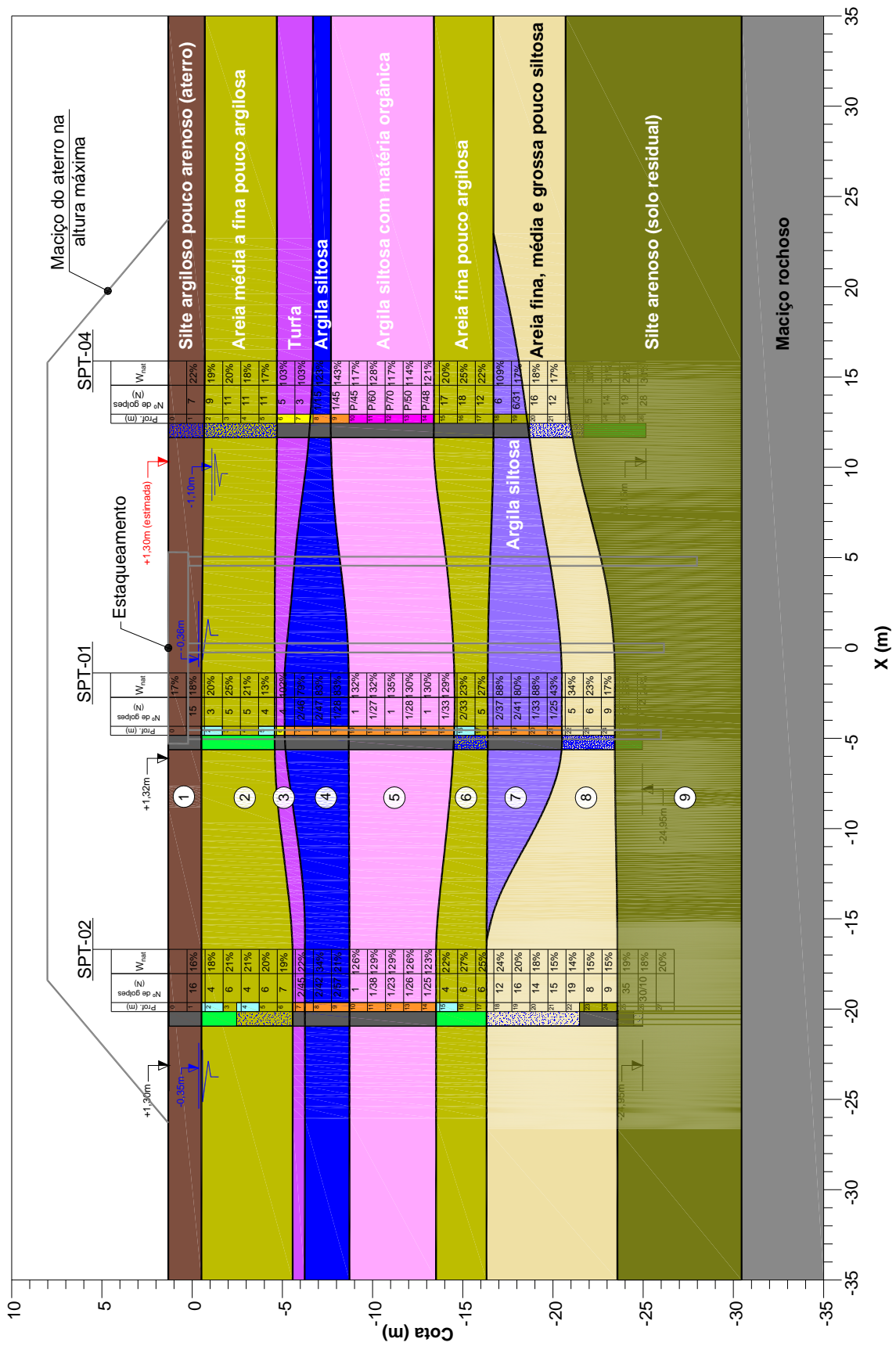


Figura 4.8 Seção L-L pelo subsolo no local do experimento (locação na Figura 4.1)

Na Tabela 4.10 está apresentada uma tentativa feita no presente trabalho para correlacionar as camadas do modelo do subsolo no local do experimento com a “*Coluna Estratigráfica Generalizada da Baixada de Jacarepaguá*” apresentada na Figura 3.10.

O perfil do subsolo no local do aterro experimental se assemelha ao que se encontra na região cujos materiais superficiais são denominados “*Cúspide de Laguna Interna*” na “*Seção Transversal Esquemática da Baixada de Jacarepaguá*”, apresentada na Figura 3.4, exceto pela camada de leques aluviais pliocênicos sobre o embasamento rochoso que não se verifica na área do aterro experimental.

Destaca-se que, embora esta estimativa seja grosseira (foi feita apenas a partir das informações dos boletins de sondagem, sem nenhuma informação de datação das camadas, e foi feita por um engenheiro, não por um geólogo), o perfil do subsolo no local do experimento se mostra coerente com a evolução geológica da Baixada de Jacarepaguá apresentada no Item 3.2.

Tabela 4.10 Correlação das camadas do modelo com a Coluna Estratigráfica da Baixada de Jacarepaguá de RONCARATI E NEVES (1976)

MODELO		COLUNA ESTRATIGRÁFICA DA BAIXADA DE JACAREPAGUÁ				
Ca-mada	Descrição tátil-visual predominante (ver Tabelas 4.1 a 4.9)	Descrição litológica sumária	Denominação informal	Ambiente deposicional	Período geológico	Estimatv. da deposição (anos atrás)
1	Silte argiloso pouco arenoso, vermelho (aterro)	- (1)	- (1)	- (1)	- (1)	1 a 2 (1)
2	Areia média a fina pouco argilosa com fragmentos de conchas, cinza	Areia média a fina	7 - Cúspides de laguna interna	Lagunar		2.500 a 3.000?
3	Turfa, negra Argila/silte argiloso, negro	Restos vegetais	10 - Turfa	Paludial	Holoceno	3.000 a 3.500?
4	Argila siltosa com fragmentos de conchas, cinza escuro	Argila orgânica	9 - Mangue	Lagunar paludial	Holoceno	3.500 a 4.500?
5	Argila siltosa com matéria orgânica e fragmentos de conchas, cinza escuro	Vasa orgânica	8-Vasa orgânica em fundo de laguna	Lagunar	Holoceno	4.500 a 6.000?
6	Areia fina pouco argilosa com fragmentos de conchas, cinza	Areia média argilosa, com conchas	3 - Areias de fundo de enseada	Marinho raso	Holoceno	6.000 a 10.000?
		Conglomerados, areias limpas, areias argilosas cinza	2 - Areias de canais	Continental	Pleistoceno	10.000 a 110.000?
7	Argila siltosa com fragmentos de conchas, cinza	Argilas cinza carbonosas	1 - Argilas de planície de inundação	Fluvial	Pleistoceno	10.000 a 110.000?
8	Areia fina, média e grossa pouco siltosa com fragmentos de conchas e madeira, cinza claro a cinza escuro	Conglomerados, areias limpas, areias argilosas, cinza	2 - Areias de canais	Continental	Pleistoceno	10.000 a 110.000?
9	Silte arenoso com seixos angulosos de quartzo (solo residual)	- (10)	- (10)	- (10)	- (10)	- (10)
10	Maciço rochoso	Granitos, gnaisses, pegmatitos	Embasamento cristalino	-	-	-

(1) Aterro lançado durante terraplenagem para as obras da Vila dos Atletas em 2012.

(10) A coluna estratigráfica não inclui solos residuais, apenas solos transportados.

No programa *PLAXIS 3D* uma das opções disponíveis, e que foi a utilizada, para definição da geometria dos volumes que representam cada camada do subsolo, foi aquela em que se fornecem ao programa as superfícies de divisão entre as camadas.

Para cada camada foram lançadas na planta da Figura 4.1 as cotas em que sua base foi interceptada pelas investigações geotécnicas, conforme indicado nas Figuras 4.2 a 4.6 e nas Tabelas 4.1 a 4.8 (ver Figura 4.9). No caso da camada 9, a sua base corresponde ao topo rochoso. Como todas as investigações geotécnicas foram interrompidas antes do topo rochoso ser atingido, o mesmo foi definido com base nas cotas indicadas nos *croquis* de instalação dos tubos de inclinômetro, conforme resumido na Tabela 3.10.

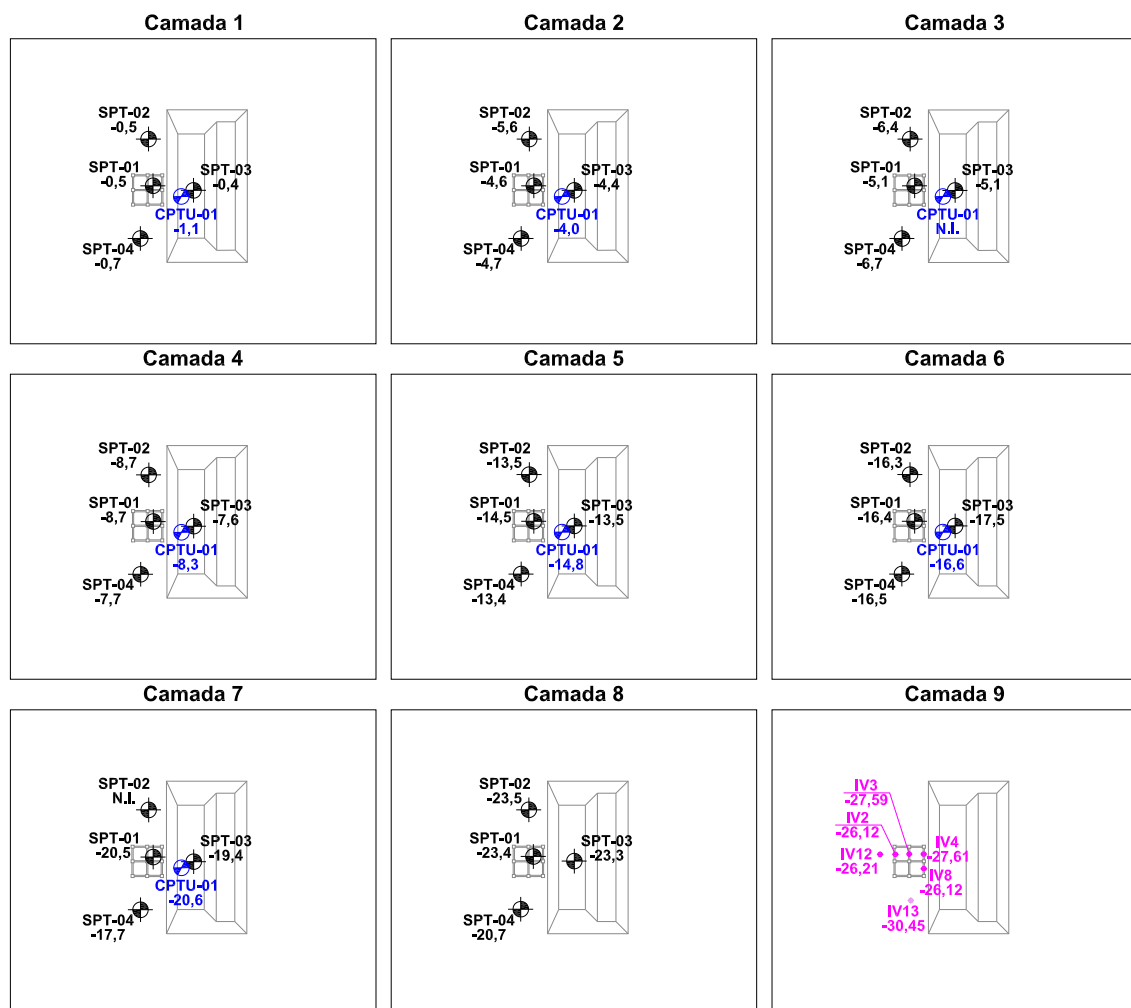


Figura 4.9 Cota da base das camadas no local de cada investigação geotécnica (em metros)

Observa-se na Figura 4.9 que quanto maior a distância ao aterro mais escassas são as investigações disponíveis e, portanto, menor a acurácia da geometria das camadas.

Com base nesses pontos foram ajustadas superfícies que representassem a topografia da base de cada camada, utilizando-se para isso o programa *AutoCad Civil 3D*.

4.3 PESO ESPECÍFICO DAS CAMADAS

A seguir são apresentadas as estimativas do peso específico das 9 camadas do modelo geomecânico. Partiu-se logo para estas estimativas porque a interpretação das investigações depende do conhecimento das tensões no terreno.

Nestas estimativas deu-se preferência aos valores de peso específico obtidos na moldagem de corpos de prova de amostras indeformadas eventualmente extraídas da camada.

Para as camadas das quais não foram retiradas amostras indeformadas, as estimativas foram feitas das duas seguintes maneiras:

a) No caso das camadas com porcentagem de finos maior 30%, para as quais se admitiu que a perda de umidade durante a retirada das amostras deformadas com o amostrador *SPT* foi pequena, esta estimativa foi feita a partir dos valores de teor de umidade das amostras deformadas, considerando que estas se encontravam saturadas, aplicando-se a seguinte equação:

$$\gamma_{sat} = \gamma_a \cdot G \cdot \frac{1 + w_{sat}}{1 + G \cdot w_{sat}} \quad (4.1)$$

onde:

γ_a = peso específico da água, considerado igual a 9,81kN/m³.

G = densidade dos grãos do solo, que no caso das amostras extraídas na área da Vila dos Atletas variou entre 2,55 e 2,67, adotando-se o valor médio igual 2,6.

w_{sat} = teor de umidade do solo saturado.

b) No caso das camadas com percentagem de finos menor que 20%, para as quais é provável que se tenha perdido umidade considerável durante a extração das amostras deformadas, inicialmente foi feita uma estimativa da densidade relativa D_r da camada a partir dos valores de resistência de ponta q_T medidos no ensaio de piezocone CPTU-01 com base na correlação reproduzida na Figura 4.10 apresentada por KULHAWY E MAYNE (1990).

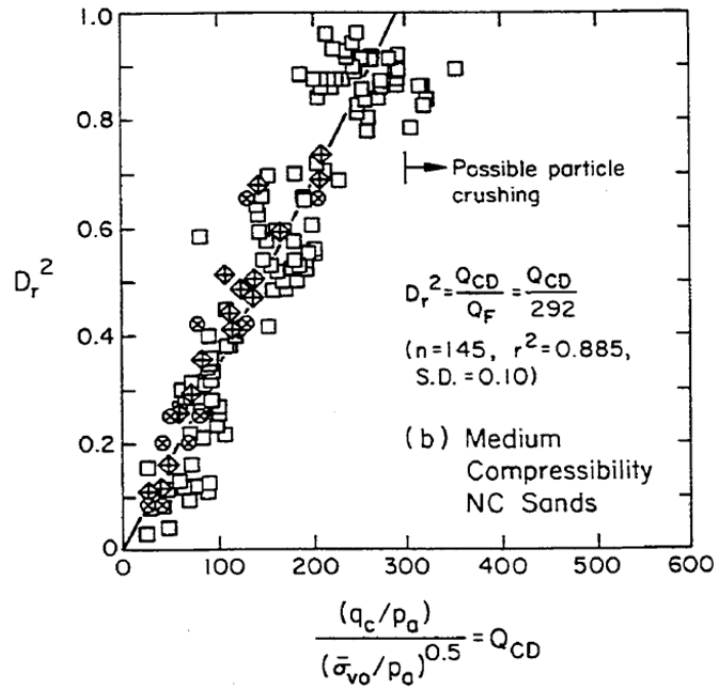


Figura 4.10 Correlação entre D_r e q_c adimensionalizado para areias normalmente adensadas de compressibilidade média (KULHAWY E MAYNE, 1990)

Os autores citados sugerem a correlação da Figura 4.10 para areias de quartzo com algum feldspato, eventualmente com alguma percentagem de finos, que é aproximadamente o caso das camadas 2, 6 e 8 do modelo geomecânico.

A grandeza densidade relativa é dada por:

$$D_r = \frac{e_{m\acute{a}x} - e}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}} \quad (4.2)$$

onde:

$e_{m\acute{a}x}$ = índice de vazios máximo do solo

$e_{m\acute{i}n}$ = índice de vazios mínimo do solo

e = índice de vazios em que o solo se encontra, que é a variável que se deseja obter

Uma vez que não se dispõe de ensaios de determinação de índices de vazios máximo e mínimo, e nem mesmo de análises granulométricas completas das camadas 2, 6 e 8, para estimativa de $e_{mín}$ e $e_{máx}$ dessas camadas recorreu-se a valores típicos apresentados também por KULHAWY E MAYNE (1990) para areias siltosas bem graduadas com as seguintes características granulométricas:

$$D_{máx} = 2,0\text{mm}, D_{mín} = 0,005\text{mm}, D_{10} = 0,02\text{mm}, D_{60}/D_{10} = 5 \text{ a } 10,$$

que são as que mais se aproximam das camadas 2, 6 e 8 do modelo. Para este tipo do solo tem-se $e_{máx} = 0,90$ e $e_{mín} = 0,30$.

Uma vez estimado o índice de vazios e , o peso específico saturado do solo γ_{sat} é estimado pela equação abaixo.

$$\gamma_{sat} = \gamma_a \cdot \frac{G + e}{1 + e} \quad (4.3)$$

Apenas para a camada 1 do modelo não foram utilizadas as metodologias acima. Embora esta camada apresente porcentagem de finos superior a 30%, ela se encontra acima do nível d'água, não estando saturada, o que impede a aplicação da Equação 4.1 para estimativa do peso específico.

Como se trata de uma camada de aterro, basearam-se nos valores de peso específico do maciço de aterro experimental *in situ* obtidos pelo método do frasco de areia, conforme apresentado na Tabela 3.3.

Com base nos ensaios citados e considerando que a camada 1 também foi compactada, adotou-se $\gamma = 20,0\text{kN/m}^3$.

Observação: mesmo que se considerasse que a camada 1 se encontrava saturada por efeito de capilaridade, aplicando-se a sua umidade média igual a 17% na Equação 4.1, obtém-se $\gamma = 20,7\text{kN/m}^3$, que é muito próximo do valor adotado.

Para as demais camadas, as estimativas de peso específico estão resumidas na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 Estimativa do peso específico saturado γ_{sat} das camadas

Ca- mada	Descrição tátil-visual predominante	γ_{sat} de amostras inde- formadas (kN/m ³)	% passante na #200	$w_{médio}$	γ_{sat} a partir de w_{sat} (kN/m ³)	q_T médio (kPa)	σ'_{v0} média na camada (kPa)	D_r	e	γ_{sat} a partir do CPTU-01 (kN/m ³)	γ_{sat} adotado (kN/m ³)
1	Silte argiloso pouco arenoso (aterro)	-	38%	17%	20,7	-	-	-	-	-	20,0
2	Areia média a fina pouco argilosa	-	10%	20%	20,1	4.600	41	49%	0,60	19,6	19,6
3	Turfa	-	42%	100%	14,2	-	-	-	-	-	14,2
4	Argila siltosa	-	81%	60%	16,3	-	-	-	-	-	15,9
5	Argila siltosa com matéria orgânica	13,6	95%	125%	13,5	-	-	-	-	-	13,5
6	Areia fina pouco argilosa	-	13%	25%	19,3	7730	114	49%	0,60	19,6	19,3
7	Argila siltosa	-	83%	80%	14,9	-	-	-	-	-	14,9
8	Areia fina, média e grossa pouco siltosa	-	12%	19%	20,3	4720	151	36%	0,68	19,2	19,2
9	Silte arenoso (solo residual)	-	46%	27%	19,0	-	-	-	-	-	19,0

4.4 INVESTIGAÇÕES DISPONÍVEIS EM CADA CAMADA DO MODELO

4.4.1 Considerações iniciais

Na Tabela 4.12 estão apresentados para cada camada do modelo os ensaios de campo e de laboratório realizados na área do aterro experimental.

Tabela 4.12 Ensaios de campo e de laboratório na área do aterro experimental

Ca- mada	Amostra indeformada		Palheta		Piezocone		Sondagens a percussão
	Id.	Ensaio	Id.	Nº de ensaios	Id.	Nº ensaios de dissipação	Id.
1	-	-	-	-	CPTU-01	-	SPT-01 SPT-02 SPT-03 SPT-04
2	-	-	-	-	CPTU-01	-	
3	-	-	-	-	-	-	
4	-	-	VT-01	3	CPTU-01	1	
5	SS-01* (AM1)	Caract. Adens. CIU	VT-01	6	CPTU-01	1	
	SS-04 (AM2)	Caract. Adens. CIU					
	SS-04* (AM3)	Caract. Adens. CIU					
6	-	-	-	-	CPTU-01	-	
7	-	-	-	-	CPTU-01	-	
8	-	-	-	-	CPTU-01	-	
9	-	-	-	-	-	-	

* Amostras de má qualidade (ver Tabela 4.13).

Da Tabela 4.12 conclui-se que a única camada investigada mais intensamente foi a de nº 5. Devido a esta escassez de investigações nas demais camadas do modelo, nos itens a seguir foram selecionados ensaios realizados fora da área do aterro experimental, mas em solos com características semelhantes às destas camadas.

4.4.2 Ensaios de laboratório em amostras indeformadas

Inicialmente foi feita uma avaliação da qualidade das amostras indeformadas extraídas na área da Vila dos Atletas a partir dos respectivos ensaios de adensamento com base na proposta de COUTINHO (2007) para argilas com OCR de 1,0 a 2,5, resumida na Tabela 4.13.

Observação: Na realidade, o que é avaliado na proposta de COUTINHO (2007) é a qualidade do corpo de prova do ensaio edométrico em questão, e não a qualidade de toda a amostra da qual este corpo de prova foi extraído. No presente trabalho, na ausência de maiores informações, extrapolou-se a classificação do corpo de prova para toda a amostra.

Tabela 4.13 Qualidade de corpos de prova de ensaio edométrico (COUTINHO, 2007)

OCR	$\frac{e_0 - e(\sigma'_{v0})}{e_0}$			
	Muito boa a excelente	Boa a regular	Pobre	Muito pobre
1,0 - 2,5	< 0,05	0,05 - 0,08	0,08 - 0,14	> 0,14

onde:

e_0 = índice de vazios inicial do corpo de prova

$e(\sigma'_{v0})$ = índice de vazios correspondente à tensão vertical efetiva de campo σ'_{v0} estimada (obtido na curva de compressão edométrica)

A aplicação desta proposta de classificação às amostras indeformadas disponíveis está apresentada na Tabela 4.14. Com exceção dos furos SS-01 e SS-04, para as demais amostras as estimativas de σ'_{v0} não são acuradas, uma vez que não se dispõe de sondagens próximas aos furos, estimando-se o peso específico dos materiais a partir dos ensaios de piezocone das ilhas. Nestas estimativas desconsiderou-se o peso das camadas de aterro lançadas durante as obras (as espessuras de aterro também foram estimadas nos locais sem sondagem).

Tabela 4.14 Qualidade das amostras indeformadas pelo critério de COUTINHO (2007)

Furo	Amostra	Prof. média (m)	e_0	σ'_{v0} estimada	$e(\sigma'_{v0})$	$\frac{e_0 - e(\sigma'_{v0})}{e_0}$	Qualidade (COUTINHO, 2007)
Ilha A1 (SP-48)	AM1	9,25	3,177	75	3,08	0,030	Muito boa a excelente
	AM2	12,15	3,563	86	3,12	0,124	Pobre
	AM3	17,55	2,907	112	2,16	0,256	Muito pobre
	AM4	20,25	3,161	124	2,19	0,307	Muito pobre
Ilha A2 (SP-35)	AM1	3,25	1,180	26	1,03	0,127	-(¹)
	AM2	7,25	2,167	57	1,90	0,123	Pobre
	AM3	11,25	3,274	76	3,15	0,038	Muito boa a excelente
	AM4	15,25	3,419	91	2,88	0,158	Muito pobre
VS-303	AM1	12,75	0,994	105	0,87	0,125	-(¹)
VS-320	AM3	10,25	3,568	65	3,40	0,047	Muito boa a excelente
	AM5	17,25	2,878	121	2,65	0,079	Boa a regular
SS-01	AM1	11,11	3,54	65	3,23	0,088	Pobre
SS-03	AM1	15,21	3,10	105	2,36	0,239	Muito pobre
	AM2	16,24	3,31	109	2,98 ⁽²⁾	0,099 ⁽²⁾	Boa a regular ⁽³⁾
SS-04	AM2	10,08	3,34	87 ⁽⁴⁾	3,20	0,042	Muito boa a excelente
	AM3	13,08	3,36	99 ⁽⁴⁾	2,80	0,167	Muito pobre

(¹) Destacadas em cinza as amostras indeformadas argilosas de qualidade “Regular” a “Excelente” de acordo com o critério.

(¹) Amostra arenosa, para a qual não se aplica o critério de classificação.

(²) Certamente o valor de σ'_{v0} está sobrestimado, pois é maior que a tensão de sobreadensamento σ'_{vm} (ver Tabela 4.20).

(³) Embora pela classificação de COUTINHO (2007) esta amostra seja classificada como “Pobre”, é provável que o valor de $e(\sigma'_{v0})$ esteja subestimado. O formato da curva de compressibilidade (Figura 4.12) indica uma amostra de qualidade “Boa a regular”, adotando-se esta classificação.

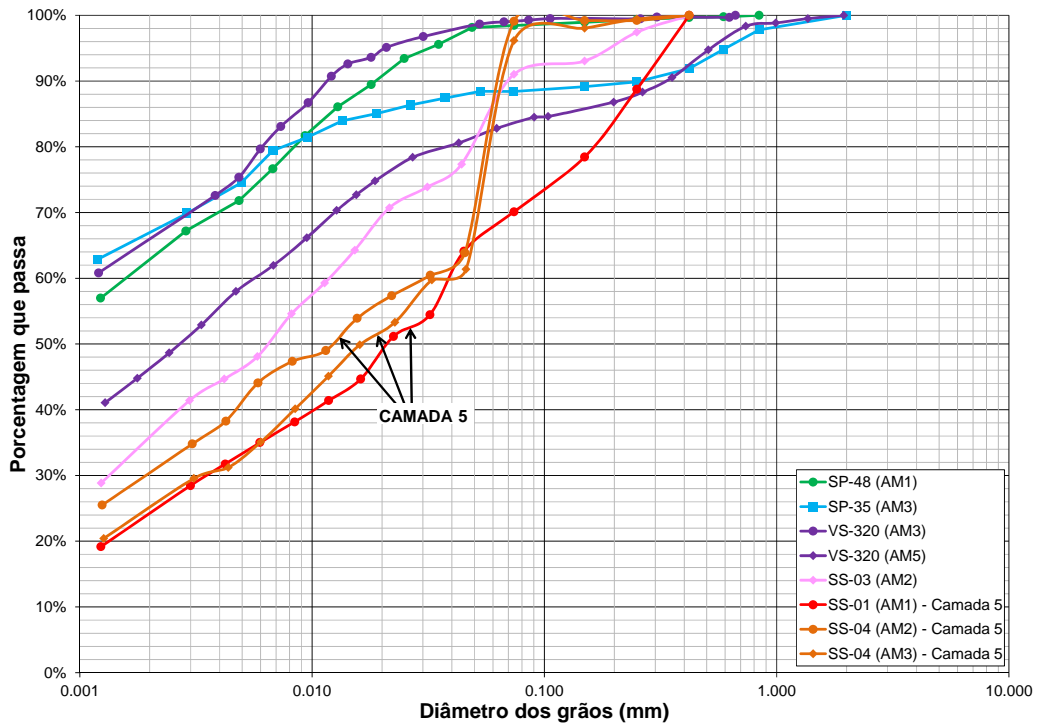
(⁴) Embora essas amostras tenham sido extraídas após o aterro experimental se encontrar em sua máxima altura, o incremento $\Delta\sigma'_v$ devido ao aterro na posição das amostras é pequeno e não altera a classificação das amostras, pois $e(\sigma'_{v0})$ praticamente não se altera.

Foi feita uma tentativa de correlação das amostras de melhor qualidade, destacadas em cinza na Tabela 4.14, com as camadas do modelo, comparando os parâmetros de caracterização das amostras indeformadas da área do aterro com as das amostras de fora da área do aterro. Entretanto, dentre as 9 camadas, apenas da Camada 5 foram extraídas amostras indeformadas para permitir esta comparação, a saber, as amostras SS-01 (AM1), SS-04 (AM2) e SS-04 (AM3), conforme apresentado na Tabela 4.15 e na Figura 4.11.

Tabela 4.15 Parâmetros de caracterização das amostras de melhor qualidade extraídas na Vila dos Atletas

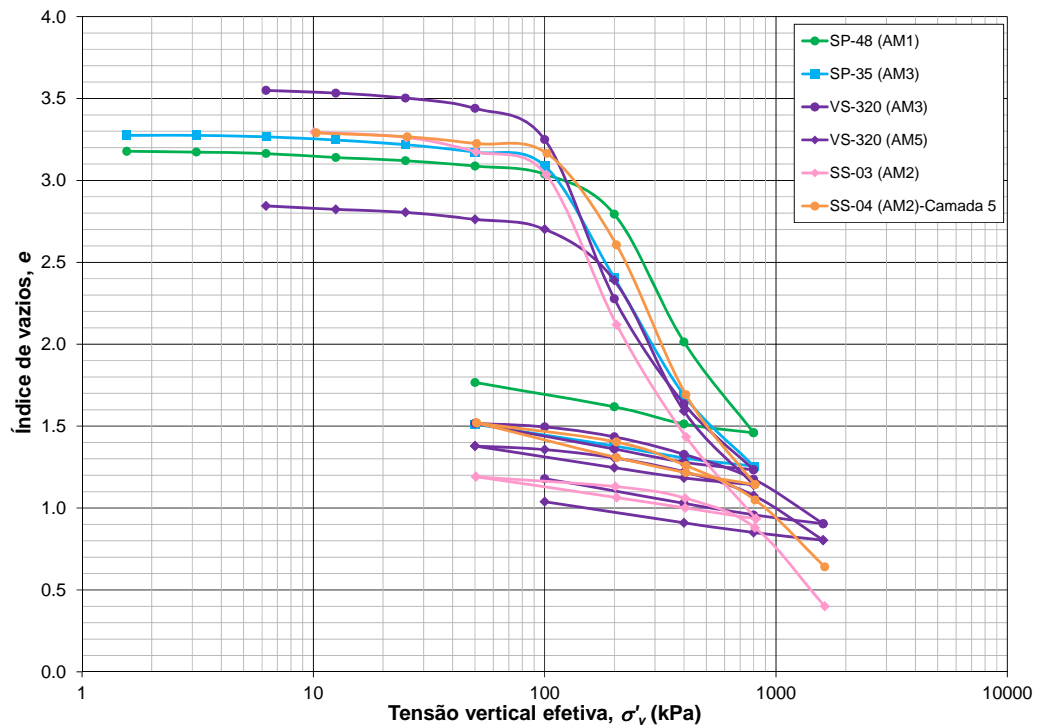
Amostra	Camada	Descrição	%< #200	w_{nat} (%)	G	LL (%)	LP (%)	IP (%)
SP-48 (AM1)	.*	Argila orgânica, cinza escuro	98,5	113	2,66	178	46	132
SP-35 (AM3)	.*	Argila orgânica, cinza escuro	88,5	125	2,62	186	52	134
VS-320 (AM3)	.*	Argila orgânica, cinza escuro	99,5	130	2,61	174	43	131
VS-320 (AM5)	.*	Argila orgânica, cinza escuro	84,0	108	2,59	152	36	116
SS-03 (AM2)	.*	Argila siltosa com areia fina e média quartzosa, com poucos fragmentos de valvas, mica, cinza	91,0	123	2,63	135	39	96
SS-01 (AM1)	5	Argila siltosa com pouca areia fina quartzosa, mica, cinza	70,5	132	2,67	150	45	105
SS-04 (AM2)	5	Argila siltosa com poucos fragmentos pequenos e grandes de valvas	99,5	127	2,55	156	53	103
SS-04 (AM3)	5	Argila siltosa, com fragmentos de valvas, cinza escuro	96,0	132	2,56	153	54	99

* Amostra extraída fora da área do aterro experimental.



Observa-se que as amostras indeformadas SS-03 (AM2) e VS-320 (AM5), extraídas fora da área do aterro, são as que mais se assemelham à Camada 5.

Na Figura 4.12 estão apresentadas as curvas de compressão edométrica das 6 amostras de qualidade regular a excelente destacadas na Tabela 4.14.



Estas curvas indicam que as 6 amostras apresentam comportamentos semelhantes no que diz respeito aos trechos de recompressão, de compressão virgem, e de descarregamento, o que resulta em valores de C_R , C_C e C_E igualmente semelhantes.

Desta análise conclui-se que apenas para a Camada 5 foram retiradas amostras indeformadas de boa qualidade fora da área do aterro com características semelhantes, utilizando-se todas as 6 amostras destacadas em cinza na Tabela 4.14 para a estimativa de parâmetros da Camada 5.

4.4.3 Ensaios de piezocone

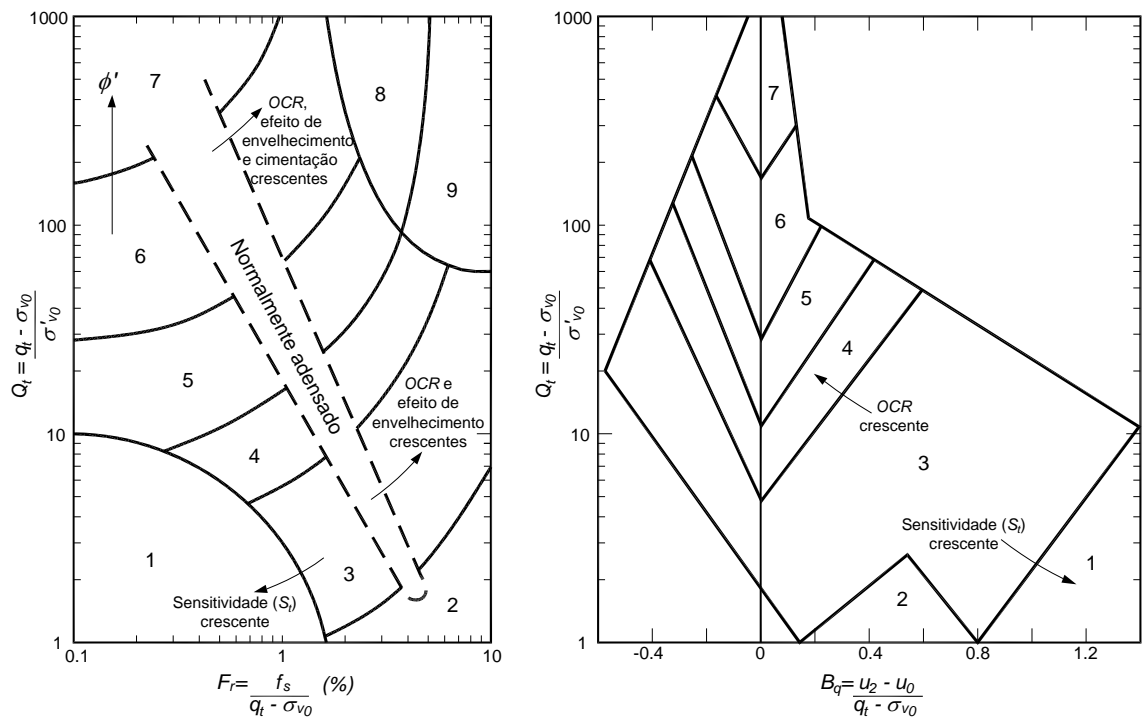
Na área do aterro experimental o único ensaio de piezocone realizado foi o CPTU-01. ROBERTSON (1990) recomenda a utilização dos 3 seguintes parâmetros normalizados para avaliação do tipo de comportamento do solo a partir dos ensaios de piezocone:

- resistência de ponta do cone normalizada, $Q_t = \frac{q_T - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$,

- razão de atrito normalizada, $F_r = \frac{f_s}{q_T - \sigma_{v0}}$, e

- razão de poropressão, $B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_T - \sigma_{v0}}$,

que, quando plotados nos gráficos apresentados na Figura 4.13, dão uma estimativa do tipo de comportamento do solo.



Zona	Tipo de comportamento	Zona	Tipo de comportamento
1	Sensitivo, granulometria fina	6	Areias: areia limpa a areia siltosa
2	Solos orgânicos: turfas	7	Areia pedregulhosa a areia
3	Argilas: argila a argila siltosa	8	Areia muito compacta a reia argilosa
4	Misturas de silte: silte argiloso a argila siltosa	9	Granulometria fina, muito duro
5	Misturas de areia: areia siltosa a silte arenoso		

Figura 4.13 Proposta para classificação do tipo de comportamento dos solos a partir de ensaios de piezocone [adaptado de ROBERTSON (1990)]

LUNNE *et al.* (1997a) ressaltam que estes gráficos são de natureza global, provendo apenas uma orientação do tipo de comportamento mecânico esperado para o solo, e que é esperado que em alguns casos os pontos correspondentes a determinado solo se localizem em mais de uma das zonas, que devem ser ajustadas de acordo com a experiência local.

Na Figura 4.14 estão apresentados os perfis dos 3 parâmetros derivados do ensaio CPTU-01, com a divisão em camadas do modelo geomecânico. As tensões verticais σ_v em cada profundidade de leitura foram calculadas com base nos valores de peso específico das camadas estimados no Item 4.3.

Observação: Nestes perfis não se conseguiu distinguir a Camada 3 da Camada 4, considerando-se tudo como Camada 4. O ensaio foi interrompido antes de se atingir a Camada 9.

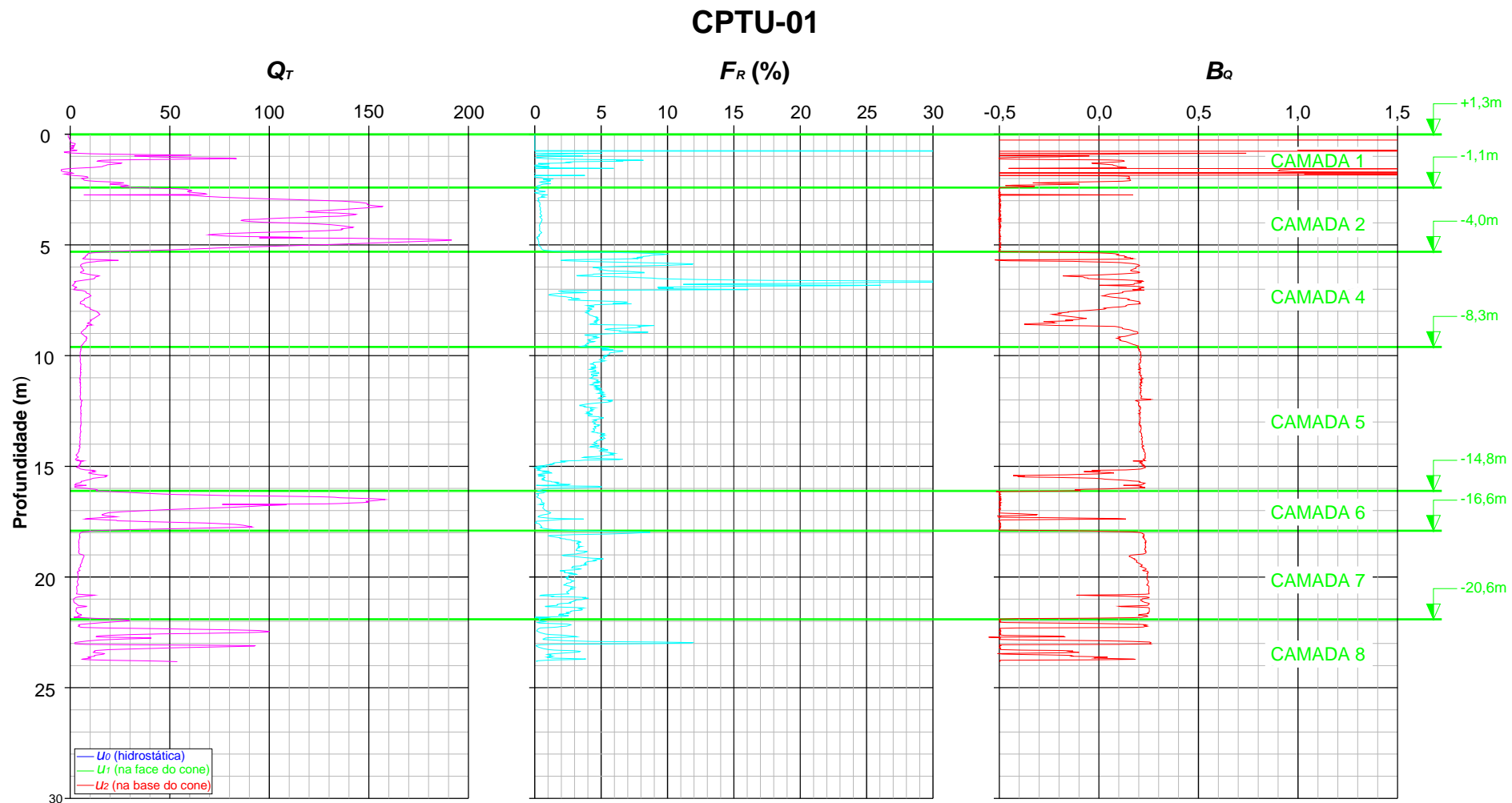


Figura 4.14 Perfis de parâmetros derivados do ensaio de piezocone CPTU-01 com a divisão em camadas do modelo geomecânico

Nas Figuras 4.15a e 4.15b os pontos “ $Q_t \times F_r$ ” e “ $Q_t \times B_q$ ” relativos a cada camada do modelo (exceto as Camadas 3 e 9, que não foram interceptadas pelo CPTU-01) estão lançados nos ábacos da Figura 4.13. Durante o ensaio foram feitas leituras a cada 2cm de profundidade. Cada ponto nas figuras a seguir corresponde a uma leitura.

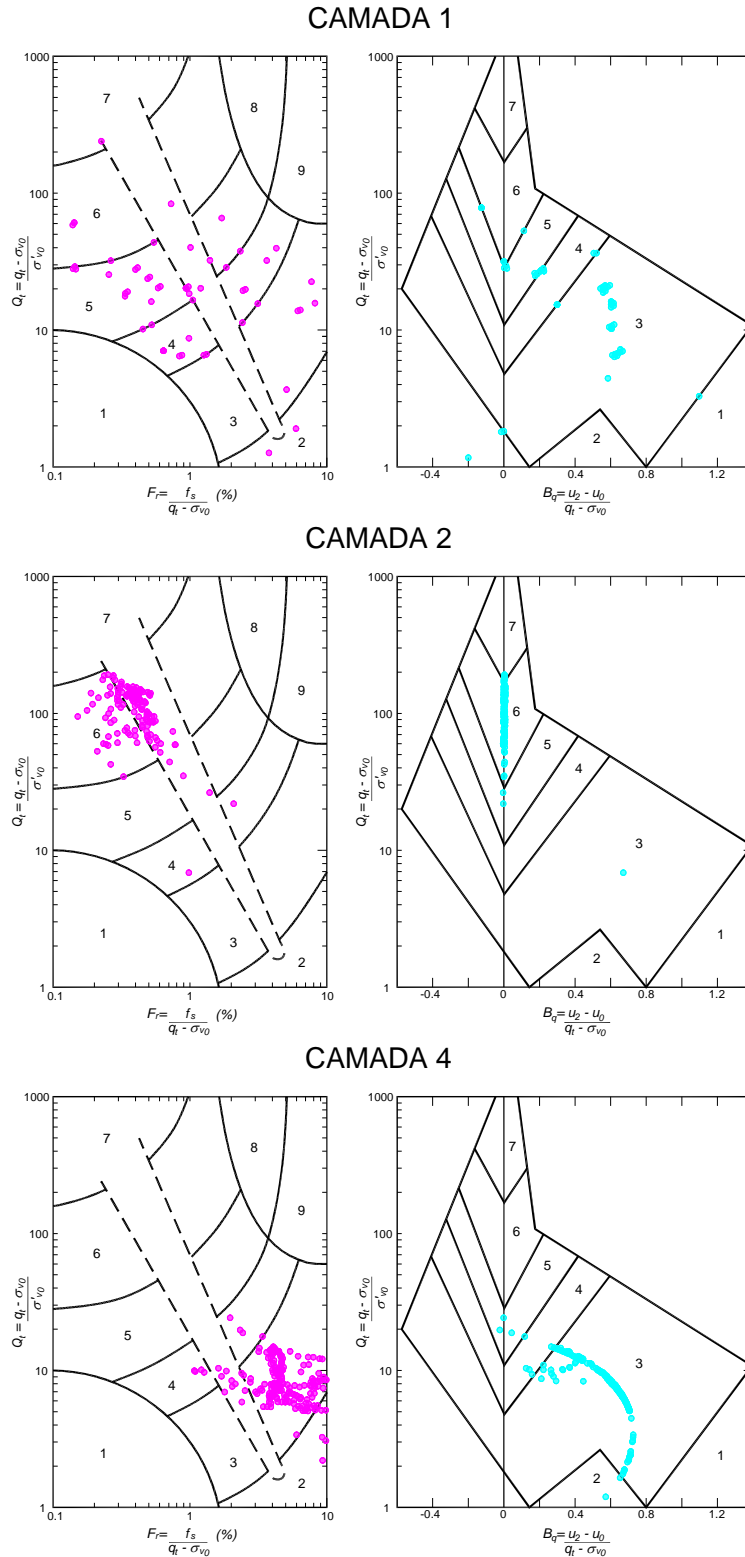
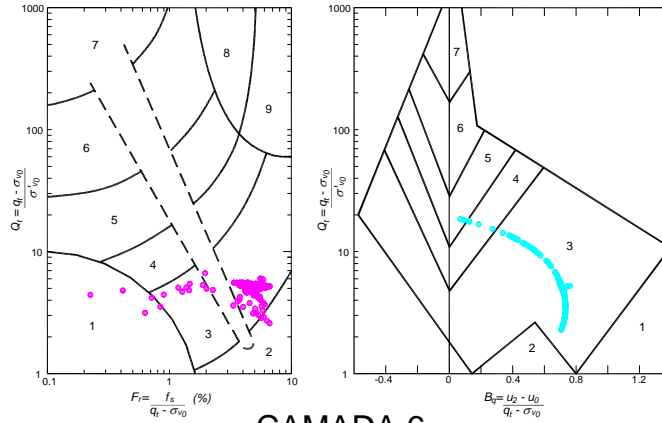
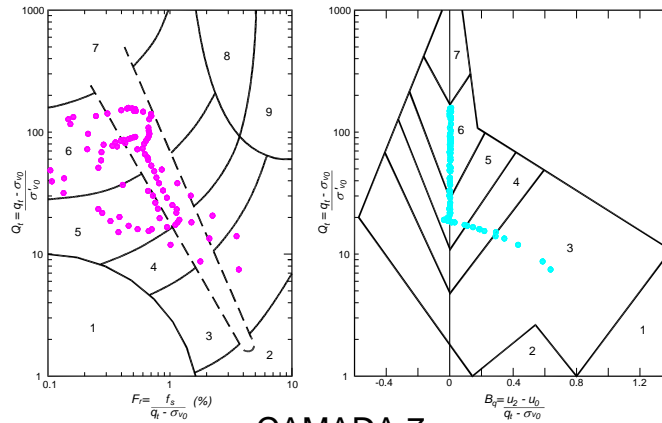


Figura 4.15a Interpretação do CPTU-01 com base no ábaco de ROBERTSON (1990)

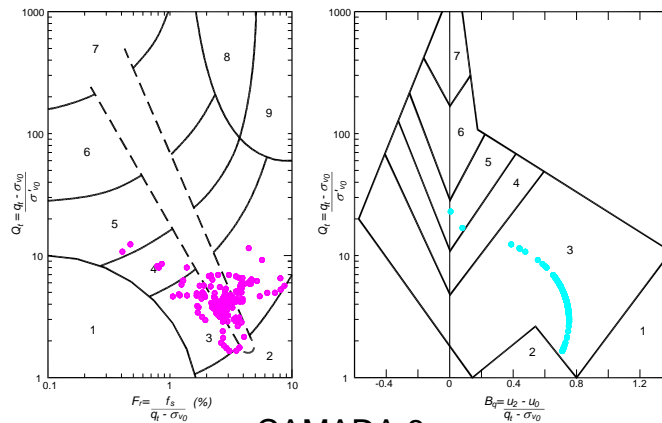
CAMADA 5



CAMADA 6



CAMADA 7



CAMADA 8

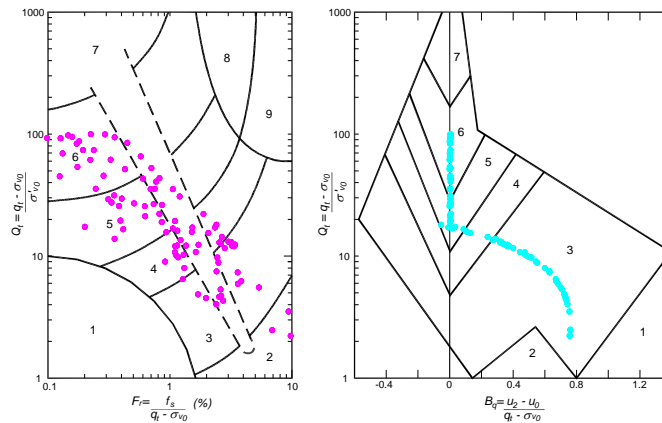


Figura 4.15b Interpretação do CPTU-01 com base no ábaco de ROBERTSON (1990)

Pode-se observar nas figuras acima que os dois ábacos de ROBERTSON (1990) (aquele em função de F_r e o em função de B_q) conduzem a classificações bastante semelhantes entre si.

A Tabela 4.16 resume o tipo de comportamento predominante apontado para cada camada do modelo com base no que está apresentado nas Figuras 4.15a e 4.15b, além das descrições tátil-visuais predominantes obtidas nas sondagens a percussão.

Tabela 4.16 Tipo de comportamento das camadas do modelo a partir do CPTU-01

Ca- mada	Boletins de sondagem	CPTU-01	
	Descrição tátil-visual predominante	Tipo de comportamento	Sobreadensamento
1	Silte argiloso pouco arenoso (aterro)	_(1)	_(1)
2	Areia média a fina pouco argilosa	Areia limpa a areia siltosa	Normalmente adensada
3	Turfa	_(2)	_(2)
4	Argila siltosa	Argila a argila siltosa	Sobreadensada
5	Argila siltosa com matéria orgânica	Argila a argila siltosa	Sobreadensada
6	Areia fina pouco argilosa	Areia siltosa	Normalmente adensada
7	Argila siltosa	Argila a argila siltosa	Normalmente adensada
8	Areia fina, média e grossa pouco siltosa	_(1)	_(1)
9	Silte arenoso (solo residual)	_(2)	_(2)

⁽¹⁾ Resultados muito dispersos.

⁽²⁾ Camada não interceptada pelo CPTU-01.

Observa-se uma excelente concordância entre os tipos de comportamento das Camadas 4, 5 e 7 apontados pelo CPTU-01 e as descrições tátil-visuais das sondagens a percussão, e uma boa concordância para as Camadas 2 e 6.

Portanto, a interpretação do CPTU-01 pela abordagem de ROBERTSON (1990) corroborou as descrições tátil-visuais das camadas do modelo dadas nas sondagens SPT-01 a SPT-04.

No presente estudo, as informações mais úteis que os ensaios de piezocone de fora da área do aterro podem trazer são as dos ensaios de dissipação, pois foram poucos os realizados na vertical CPTU-01.

Na Tabela 4.17 estão apresentados para cada ensaio de dissipação de piezocone executado fora da área do aterro experimental os valores médios dos parâmetros Q_t , F_r e B_q na profundidade de ensaio, que na Figura 4.16 estão comparados com os das camadas do modelo. Na mesma tabela estão indicadas a quais camadas do modelo o ensaio corresponde e o valor de coeficiente de adensamento horizontal c_h estimado através da metodologia proposta por HOULSBY E TEH (1988), pela qual o c_h é dado por:

$$c_h = \frac{r^2 \cdot T^* \cdot \sqrt{I_r}}{t} \quad (4.4)$$

onde:

r = raio do piezocone

T^* = fator tempo, que é função da posição do elemento poroso e do grau de dissipação do excesso de poropressão

I_r = índice de rigidez, G/s_u

t = tempo correspondente ao grau de dissipação do excesso de poropressão para o valor de T^*

DANZIGER E SCHNAID (2011) mencionam que o valor de c_h obtido por esta metodologia corresponde ao material no domínio de recompressão. Indicam também que o módulo cisalhante G deve corresponder a níveis elevados de deformações cisalhantes, podendo-se utilizar ensaios triaxiais UU para determiná-lo.

Os valores de G e s_u foram estimados através dos ensaios triaxiais não drenados apresentados nas Figuras 4.20 e 4.21. Mesmo quando os valores de G foram calculados para pequenas deformações (resultando em valores de G maiores que aqueles para grandes deformações) os valores resultantes de I_r variaram entre 10 (para tensão confinante de 400kPa, $\varepsilon_a \cong 7\%$) e 55 (para tensão confinante de 42kPa, $\varepsilon_a \cong 1,2\%$), ficando abaixo dos valores de I_r típicos de argilas brasileiras apresentados por DANZIGER E SCHNAID (2011), igual a 100 para a argila do Ceasa de Porto Alegre/RS e 80 para a argila do Sarapuí/RJ.

Tabela 4.17 Ensaio de dissipação associados às camadas do modelo

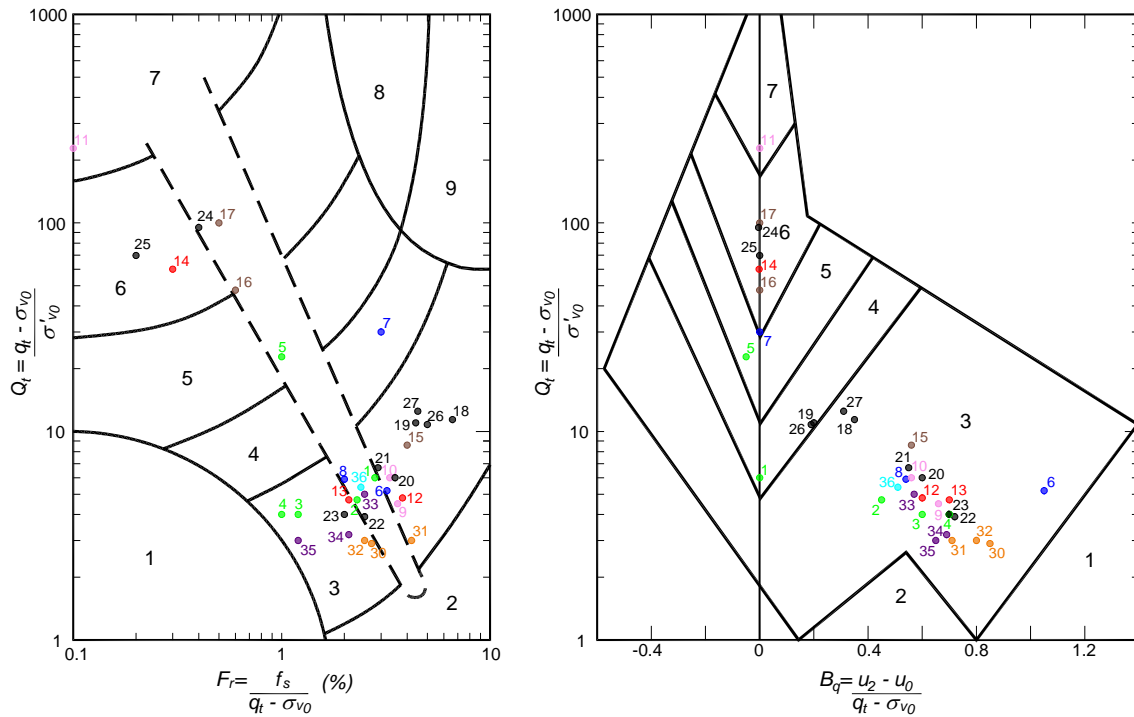
Ensaio	Prof. (m)	Id. no ábaco da fig. 4.16	Q_t	F_r	B_q	Camada	$c_h (10^{-6} \text{ m}^2/\text{s})$
CPTU-48	9,25	1	6,0	2,8%	0,00	7	-(1)
	12,00	2	4,7	2,3%	0,45	5, 7	-(1)
	17,55	3	4,0	1,2%	0,60	-	-(1)
	20,26	4	4,0	1,0%	0,70	-	-(1)
	22,15	5	22,8	1,0%	-0,05	6	-(1)
CPTU-35	3,25	6	5,2	3,2%	1,05	5, 7	-(1)
	7,25	7	30,0	3,0%	0,00	-	-(1)
	11,25	8	5,9	2,0%	0,54	7	-(1)
CPTU-320	11,04	9	4,5	3,6%	0,66	5, 7	1,28
	14,98	10	6,0	3,3%	0,56	4, 7	1,58
	17,55	11	228,0	0,1%	0,00	-	-(2)
CPTU-303	11,01	12	4,8	3,8%	0,60	5, 7	0,87
	15,00	13	4,7	2,1%	0,70	5, 7	0,30
	17,52	14	60,0	0,3%	0,00	2, 6	-(3)
CPTU-345	4,53	15	8,6	4,0%	0,56	4	2,85
	5,54	16	47,6	0,6%	0,00	2	-(3)
	7,51	17	100,0	0,5%	0,00	2, 6	-(3)
CPTU-404	6,01	18	11,4	6,6%	0,35	4	10,9
	8,63	19	11,0	4,4%	0,20	4	3,41
	11,00	20	6,0	3,5%	0,60	4, 5, 7	1,66
	15,00	21	6,7	2,9%	0,55	7	1,78
	19,46	22	3,9	2,5%	0,72	7	0,56
	22,00	23	4,0	2,0%	0,70	7	1,02
	24,36	24	95,1	0,4%	0,00	2, 6	-(2)
	24,71	25	69,8	0,2%	0,00	-	-(3)
	25,43	26	10,8	5,0%	0,19	4	22,4
26,51	27	12,5	4,5%	0,31	4	35,2	
CPTU-01	8,60	-	-	-	-	4	0,07
	12,00	-	-	-	-	5	0,31
CPTU-02	12,02	30	2,9	2,7%	0,85	7	0,54
	17,00	31	3,0	4,2%	0,71	-	0,86
	19,00	32	3,0	2,5%	0,80	7	1,02
CPTU-03	11,50	33	5,0	2,5%	0,57	7	0,71
	15,00	34	3,2	2,1%	0,69	7	0,72
	19,00	35	3,0	1,2%	0,65	-	0,77
CPTU-04	11,94	36	5,4	2,4%	0,51	-	1,60

(1) Incoerência entre tabelas e gráficos onde resultados são apresentados.

(2) Formato da curva de dissipação indica má saturação do piezocone.

(3) Excesso de poropressão gerado muito pequeno, solo muito permeável.

Na Figura 4.16 estão apresentados sobre o ábaco de ROBERTSON (1990) os pontos correspondentes aos ensaios de dissipação do piezocone executados fora da área do aterro experimental, conforme os dados da Tabela 4.17.



Zona	Tipo de comportamento
1	Sensitivo, granulometria fina
2	Solos orgânicos: turfas
3	Argilas: argila a argila siltosa
4	Misturas de silte: silte argiloso a argila siltosa
5	Misturas de areia: areia siltosa a silte arenoso
6	Areias: areia limpa a areia siltosa
7	Areia pedregulhosa a areia
8	Areia muito compacta a areia argilosa

Zona	Tipo de comportamento
9	Granulometria fina, muito duro

Ensaio de piezocone	
●	CPTU-48 (ilha A1)
●	CPTU-35 (ilha A2)
●	CPTU-320 (ilha B2)
●	CPTU-303 (ilha B1)
●	CPTU-345
●	CPTU-404
●	CPTU-02
●	CPTU-03 (ilha C2)
●	CPTU-04

Figura 4.16 Pontos no ábaco de ROBERTSON (1997) correspondentes aos ensaios de dissipação do piezocone executados fora da área do aterro experimental

Na Tabela 4.18 os valores de c_h da Tabela 4.17 estão reorganizados, agrupados em função das camadas do modelo às quais correspondem, e em ordem crescente.

Tabela 4.18 Valores de $C_{h,recmpr}$ correspondentes a cada camada do modelo

Camada	$C_{h,recmpr}$ ($10^{-6}m^2/s$)	Id. no ábaco da fig. 4.16	$C_{h,recmpr}$ médio para a faixa de variação ($10^{-6}m^2/s$)
2	- ⁽¹⁾	14	- ⁽¹⁾
	- ⁽¹⁾	16	
	- ⁽¹⁾	17	
4	0,07	CPTU-01	7,13
	1,58	10	
	1,66	20	
	2,85	15	
	3,41	19	
	10,9	18	
	22,4	26	
	35,2	27	
5	0,30	13	0,88
	0,31	CPTU-01	
	0,87	12	
	1,28	9	
	1,66	20	
6	- ⁽¹⁾	14	- ⁽¹⁾
	- ⁽¹⁾	17	
7	0,30	13	1,00
	0,54	30	
	0,56	22	
	0,71	33	
	0,72	34	
	0,87	12	
	1,02	23	
	1,02	32	
	1,28	9	
	1,58	10	
	1,66	20	
	1,78	21	

* Destacadas em cinza as faixas de variação de $C_{h,recmpr}$ consideradas para cada camada.

⁽¹⁾ Excesso de poropressão gerado muito pequeno, solo muito permeável.

4.5 MODELOS DE COMPORTAMENTO ADOTADOS PARA OS SOLOS E ESTIMATIVA DE PARÂMETROS

4.5.1 Introdução

Para cada camada os parâmetros necessários a seu modelo de comportamento foram definidos dentro de uma faixa de valores mais prováveis, limitada por um valor mínimo e por um valor máximo, e possuindo um valor médio. No Item 6.4 foram realizadas análises de sensibilidade do modelo variando os parâmetros das camadas até os extremos das faixas citadas. No Item 6.5 os parâmetros das camadas foram ajustados para valores no interior destas faixas.

Na Tabela 4.19 estão apresentados para cada camada do modelo geomecânico o modelo de comportamento adotado e a sua aplicabilidade conforme indicado no manual do *PLAXIS 3D* (ver Tabelas 2.2 a 2.4).

Tabela 4.19 Modelos adotados para as camadas do modelo geomecânico

Ca- mada	Modelo adotado	Material		Aplicação		Caminho de tensões	
		Descrição tátil- visual predomi- nante	Aplica- bilidade do modelo adotado	Tipo de obra	Aplica- bilidade do modelo adotado	Tipo de carre- gamento	Aplica- bilidade do modelo adotado
1	<i>Hardening Soil</i>	Silte argiloso pouco arenoso (aterro)	B	Aterro	B	Descarr./ Carreg.	B
2		Areia média a fina pouco argilosa				Cis.+Tens. Desv.	B
6		Areia fina pouco argilosa				Compr.+ Cis.	A
8		Areia fina, média e grossa pouco siltosa				Extens.+ Cis.	A
9		Silte arenoso (solo residual)				-	-
3	<i>Soft Soil Creep</i>	Turfa	A ⁽¹⁾	Aterro	A	Descarr./ Carreg.	B
4		Argila siltosa				Cis.+Tens. Desv.	B
5		Argila siltosa com matéria orgânica				Compr.+ Cis.	A
7		Argila siltosa				Extens.+ Cis.	B
10 ⁽²⁾	<i>Linear Elastic</i>	Maciço rochoso	C	Aterro	-	-	-

⁽¹⁾ O conceito A vale para argilas normalmente adensadas. A rigor as argilas não se encontram normalmente adensadas, mas levemente sobreadensadas, com $OCR < 2$.

⁽²⁾ Maciço rochoso.

A seguir justificam-se os modelos de comportamento adotados para as camadas.

- Camadas 1, 2, 6, 8 e 9 - Modelo *Hardening Soil (HS)*

Conforme se observa na Tabela 4.19, de forma geral a aplicabilidade do modelo *Hardening Soil (HS)* a estas camadas recebe uma nota *B* (modelagem razoável), enquanto o modelo mais indicado, com nota *A*, seria o *Hardening Soil with Small-Strain Stiffness (HS small)*.

Basicamente o modelo *HS Small* se diferencia do modelo *HS* por este último considerar no domínio de decompressão/recompressão um comportamento elástico cujo módulo E_{ur} independe do nível de deformações, enquanto no *HS Small* há uma redução da rigidez com o aumento das deformações cisalhantes.

Além dos parâmetros do modelo *Hardening Soil*, o modelo *HS Small* exige mais 2, a saber:

- G_0 , módulo cisalhante inicial (ou a deformações muito pequenas), e
- $\gamma_{0,7}$ = deformação cisalhante para a qual o módulo cisalhante secante G_s é reduzido a 70% de G_0 .

Para estas camadas do modelo dispõe-se apenas de ensaios *SPT* e *CPTU*, inadequados para estimativa destes parâmetros, e para os quais nem mesmo correlações são comuns de encontrar na literatura técnica.

Nestas condições, julgou-se que os benefícios trazidos por um modelo mais representativo como o *HS Small* (em relação ao *HS*) não superam a falta de acurácia na estimativa dos parâmetros adicionais exigidos e nem a dificuldade para calibração do modelo pela adição de mais 2 variáveis, adotando-se o *HS* para estas camadas.

Com base na justificativa acima, também é legítimo questionar se, de posse apenas de ensaios *SPT* e *CPTU*, seria preciosismo ou enganoso adotar um modelo como o *HS*, devido à incerteza na definição dos parâmetros, ao invés de um modelo mais simples como o *Mohr-Coulomb* (linear elástico perfeitamente plástico). Esta questão é analisada a seguir, descrevendo-se para cada um dos modelos qual procedimento deveria ser feito para estimar os respectivos parâmetros de deformabilidade a partir de ensaios *SPT* e *CPTU*.

As principais vantagens do modelo *HS* em relação ao *MC* são:

- rigidez durante descarregamento/re carregamento diferente da de carregamento virgem, e

- variação da rigidez com o nível de tensões (modelo hiperbólico),

enquanto no *MC* se tem uma rigidez constante, independente destes fatores.

Conforme foi detalhado no Item 2.3.4f, entre outros parâmetros, o modelo *HS* exige a definição:

- de parâmetros de deformabilidade (E_{ur}^{ref} e ν_{ur} para descarregamento/re carregamento, e E_{50}^{ref} e E_{oed}^{ref} para carregamento virgem) relativos a uma tensão de referência p^{ref} , e

- de parâmetros que definem a variação da rigidez com o nível de tensões (m e R_f).

Então, em se adotando o modelo *HS*, o procedimento para estimativa dos parâmetros acima se dispondo apenas de ensaios *SPT* ou *CPTU* seria:

1º) Estimar os parâmetros m e R_f , sendo que na literatura em geral são apresentados apenas alguns valores típicos para areias e para argilas (ver Item 4.5.3).

2º) Adotar uma tensão de referência p^{ref} , em relação à qual os parâmetros de deformabilidade são definidos.

3º) Estimar os parâmetros de deformabilidade E_{ur} , E_{50} e E_{oed} a partir de correlações com ensaios *SPT* ou *CPTU* (ver Item 4.5.3), verificando-se a que nível de tensões correspondem estes parâmetros dados pela correlação: se ao nível de tensões *in situ*, ou a uma tensão de referência (em geral a pressão atmosférica $p_{atm} = 100\text{kPa}$).

4º) Converter os parâmetros acima para os valores correspondentes à tensão de referência p^{ref} adotada: E_{ur}^{ref} , E_{50}^{ref} e E_{oed}^{ref} , utilizando-se para isso as equações do modelo que descrevem a variação da rigidez em função do nível de tensões (Equações 2.11, 2.12 e 2.13).

Desta forma, cabe ao usuário apenas definir os parâmetros acima, enquanto que a variação da rigidez do solo com a história de carregamento e com o nível de tensões é feita automaticamente pelo programa segundo o modelo *HS*, cabendo também ao usuário, logicamente, verificar se os valores de rigidez que estão sendo utilizados em determinada etapa estão coerentes com o definido.

Já ao se adotar o modelo *MC*, a estimativa do módulo E a partir de ensaios *SPT* ou *CPTU* teria que seguir o seguinte procedimento:

1º) Estimar para cada camada a faixa de tensões a que estará submetida durante a etapa de carregamento.

2º) Verificar se, para esta faixa de tensões, o solo mantém-se completamente no domínio de recompressão, completamente no domínio de compressão virgem, ou se nos dois domínios. Com base nisso, avaliar qual domínio prepondera, ou se há necessidade de subdividir a análise, de modo que se possa alterar o E de uma sub-etapa para outra. Talvez também haja necessidade de divisão das camadas do modelo em subcamadas, conforme o nível de tensões.

3º) Definir um nível de tensão considerado representativo para cada camada (ou subcamadas) durante a etapa de carregamento (ou sub-etapa).

4º) Estimar o parâmetro de deformabilidade E (ou outro que se relacione com E , como o E_{oed}) a partir de correlações com ensaios *SPT* ou *CPTU*, verificando-se a que nível de tensões correspondem estes parâmetros dados pela correlação.

5º) Converter o módulo E acima para o nível de tensão representativo definido no 3º item, utilizando-se para isso algum modelo, correlação ou experiência.

Do que foi apresentado acima, conclui-se que a utilização do modelo *MC* exige um nível de julgamento a mais que a utilização do modelo *HS*, tendo-se que estimar faixas de tensões a que o solo estará submetido durante a etapa de carregamento, avaliar se há necessidade de divisão da etapa de carregamento ou das camadas de acordo com o nível de tensões, e estimar um módulo E representativo. Dependendo da situação sendo modelada, este procedimento pode se tornar muito complexo, exigindo bastante experiência do usuário.

Levando em consideração que as Camadas 1, 2, 6, 8 e 9 desempenham papel importante no evento modelado, julgou-se que, mesmo se dispondo apenas de ensaios *SPT* e *CPTU*, é mais simples e adequado utilizar o modelo *HS* para estas camadas que o modelo *MC*.

- Camadas 3, 4, 5 e 7 - Modelo *Soft Soil Creep (SSC)*

Observa-se na Tabela 4.19 que, de forma geral, a aplicabilidade do modelo *Soft Soil Creep (SSC)* a estas camadas recebe a nota *A*, exceto para alguns tipos de carregamento (caminhos de tensões) a que estarão submetidos.

A princípio, o modelo mais indicado para estas camadas seria o *Hardening Soil with Small-Strain Stiffness (HS Small)*. Conforme já comentado anteriormente, o grande diferencial do modelo *HS Small* está na consideração no domínio de descarregamento/recarregamento de um módulo cisalhante G_0 alto a deformações muito pequenas, que decresce com o aumento das deformações cisalhantes. Como estas camadas de argila são muito compressíveis, sofrendo grandes deformações, julgou-se que a utilização do modelo *HS Small* não traria benefícios consideráveis. Além disso, um fator importante é a questão do adensamento secundário, que não pode ser modelado com o *HS Small*, enquanto que com o *SSC* sim. Inclusive na Tabela 2.2, traduzida do manual do *PLAXIS 3D*, está indicado: “Caso o comportamento no tempo seja importante, usar *Soft Soil Creep*”.

- Camada 10 (Maciço rochoso) - Modelo *Linear Elastic (LE)*

Nas Tabelas 2.2 a 2.4 é sempre atribuído o conceito *C* ao modelo *Linear Elastic*, o que indica sua aplicação somente em análises grosseiras. Entretanto, no problema em questão, o maciço rochoso desempenha papel secundário. Como possui resistência e rigidez muito superiores às das camadas subjacentes, além dos acréscimos de tensões que chegam até ele serem pequenos, julgou-se que o maciço rochoso pode ser modelado com o modelo *Linear Elastic* sem prejuízo aos resultados da análise.

4.5.2 Camadas com modelo “Soft Soil Creep”

a) Parâmetros relativos ao comportamento sob compressão e descompressão/recompressão

Apresenta-se a seguir a estimativa dos seguintes parâmetros do modelo *Soft Soil Creep* relacionados ao comportamento do solo sob compressão e descompressão/recompressão:

- índice de compressão modificado (λ^*),
- índice de descompressão/recompressão modificado (κ^*),
- índice de vazios inicial (e_{init}),
- razão de sobreadensamento (OCR), e
- coeficiente de Poisson para descarregamento/recarregamento (ν_{ur})

Conforme comentado no Item 2.3.4g, os parâmetros λ^* e κ^* podem ser obtidos a partir dos parâmetros C_c e C_s de ensaios edométricos através das Equações 2.23 e 2.24, sendo que a conversão para λ^* é exata e a para κ^* aproximada.

Para a Camada 5 os valores de C_c e C_s foram obtidos dos ensaios de compressão edométrica disponíveis. Na Tabela 4.20 estão apresentados os parâmetros obtidos nos ensaios nas amostras de melhor qualidade da Vila dos Atletas (ver Tabela 4.14). Dentre elas, apenas a destacada em cinza foi efetivamente extraída da Camada 5 debaixo da área do aterro experimental. As demais são amostras extraídas de camadas similares, porém fora da área do aterro experimental.

Tabela 4.20 Parâmetros do ensaio edométrico nas amostras de melhor qualidade

Amostra	W_{nat} (%)	IP (%)	σ'_{vo} estimada (kPa)	e_0	$e(\sigma'_{vo})$	σ'_{vm} (kPa)	OCR	C_c	C_s	C_s/C_c	$C_d/[1+e(\sigma'_{vo})]$
SP-48 (AM1)	115	132	75	3,18	3,08	174	2,32	2,60	0,27	0,10	0,64
SP-35 (AM3)	124	134	76	3,27	3,15	98	1,29	2,34	0,22	0,09	0,56
VS-320 (AM3)	132	131	65	3,57	3,40	94	1,44	3,23	0,24	0,07	0,73
VS-320 (AM5)	111	116	121	2,88	2,65	166	1,37	2,64	0,19	0,07	0,72
SS-03 (AM2)	124	96	109	3,31	2,98	100	0,92*	3,01	0,21	0,07	0,76
SS-04 (AM2)	131	103	87	3,34	3,20	144	1,66	3,01	0,31	0,10	0,72

Com base nos valores de C_C apresentados na Tabela 4.20, considera-se o C_C da Camada 5 variando de 2,7 a 3,2 e com um valor médio de 3,0, que é, também, o valor de C_C determinado para a amostra SS-04(AM2), única no local do experimento.

Quanto ao C_S , considera-se uma razão C_S/C_C igual a 0,08, de forma que o C_S da Camada 5 varia de 0,22 a 0,26 e com um valor médio de 0,24.

Para as Camadas 3, 4 e 7, das quais não se dispõe de ensaios edométricos, o C_C foi estimado a partir do teor de umidade natural w_{nat} . SILVA (2013) reuniu os dados relativos a ensaios de compressão edométrica de qualidade “muito boa” a “excelente” de acordo com o critério de COUTINHO (2007) realizados em argilas moles da costa brasileira em um gráfico “ $C_C \times w_{nat}$ ”. Este gráfico está reproduzido na Figura 4.17, tendo sido adicionados os pontos correspondentes aos 6 ensaios em amostras da Vila dos Atletas apresentados na Tabela 4.20.

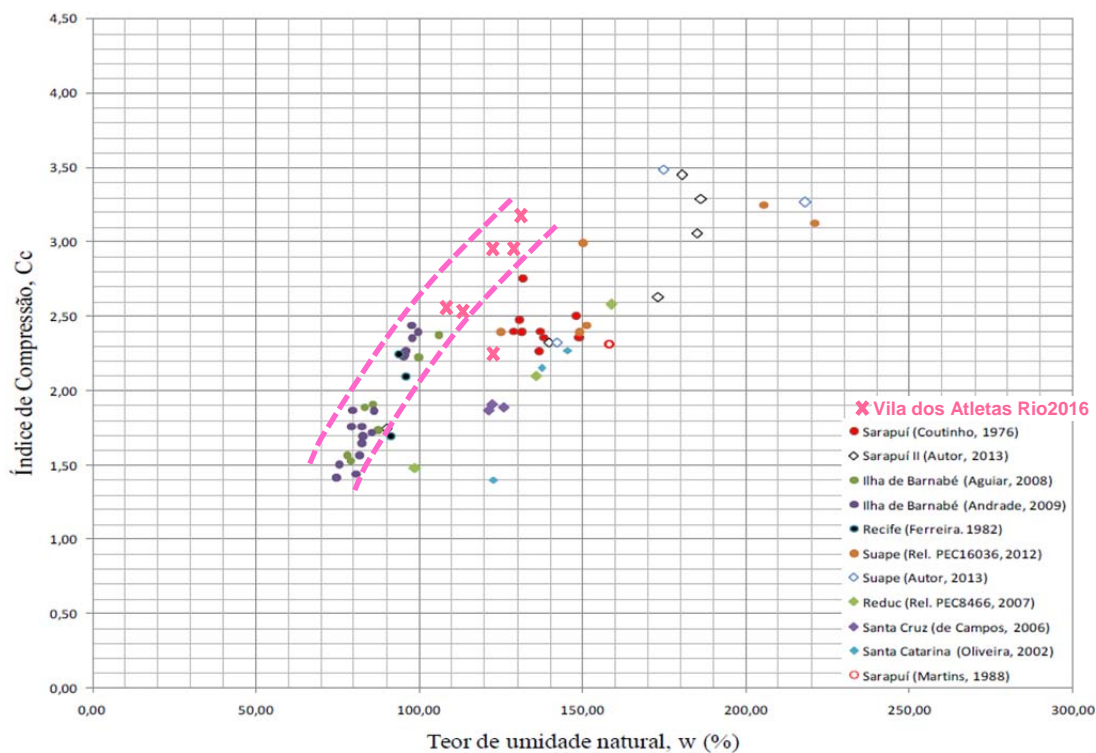


Figura 4.17 Relação $C_C \times w$ para as amostras indeformadas de alta qualidade da costa brasileira [adaptado de SILVA (2013)]

Embora a dispersão desta correlação seja considerável, observa-se que 5 dentre os 6 ensaios da Tabela 4.20 seguem a tendência observada para as argilas de “Ilha de Barnabé” (Santos) e de “Recife”. Na Figura 4.17 também foi traçada uma faixa identificando esta tendência, a partir da qual o C_C das camadas 3, 4 e 7 foram

estimados, conforme resumido na Tabela 4.21. Considerou-se a mesma razão C_s/C_c igual a 0,08.

Tabela 4.21 Parâmetros estimados para as camadas sem ensaios de compressão

Ca- mada	$w_{nat,mé}$ dio (%)	$IP_{médio}$ (%)	e_{init} estimado	C_c estimado			$C_d/(1+e_{init})$ médio	C_s estimado		
				mín.	méd.	máx.		mín.	méd.	máx.
3	100	62*	2,6	2,10	2,35	2,60	0,65	0,18	0,20	0,22
4	60	-	1,6	1,20	1,50	1,70	0,58	0,06	0,08	0,11
7	80	33*	2,1	1,30	1,60	1,90	0,52	0,11	0,13	0,16

* Valores muito dispersos e pouco confiáveis.

O índice de vazios inicial e_{init} é utilizado, por exemplo, nos cálculos das deformações volumétricas (ver Equações 2.23 e 2.24). Conforme será apresentado no Item (d), também os valores de coeficiente de permeabilidade variam em função do índice de vazios do solo, sendo a permeabilidade inicial especificada correspondente ao e_{init} .

Para Camada 5 adotou-se um valor de e_{init} igual a 3,2, com base nos valores de $e(\sigma'_{v0})$ apresentados na Tabela 4.20, resultando em um valor de $C_d/(1+e_{init})$ igual a 0,71.

Para as Camadas 3, 4 e 7 o e_{init} foi estimado a partir do teor de umidade saturado w_{sat} pela equação abaixo:

$$e = w_{sat} \cdot G \quad (4.5)$$

adotando-se os respectivos valores de G das amostras (ver Tabela 4.15), resultando nos valores apresentados na Tabela 4.21.

A definição de OCR (como dado de entrada) utilizada pelo programa é dada pela equação

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \quad (4.6)$$

onde σ'_{vm} é a tensão vertical efetiva que, no gráfico “ e x $\log(\sigma'_v)$ ” relativo a um ensaio de compressão unidimensional, separa a reta de recompressão da reta de compressão virgem, e σ'_{v0} é a tensão vertical efetiva inicial.

Valores de σ'_{vm} maiores que σ'_{v0} ($OCR > 1$), se devem, em geral:

- ao solo ter sido submetido no passado a um valor de σ'_v maior que o atual (σ'_{v0}), por exemplo, devido à erosão de uma camada superficial de solo ou ao rebaixamento do nível d'água, e/ou
- ao efeito do adensamento secundário, que se constitui na redução do índice de vazios do solo enquanto a tensão vertical efetiva se mantém constante. Este efeito pode ser visualizado na Figura 4.18, apresentada por BJERRUM (1973).

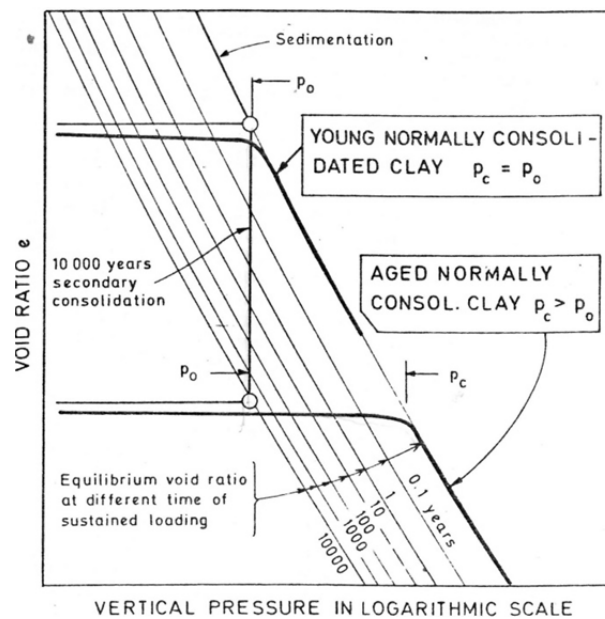


Figura 4.18 Efeito do adensamento secundário na relação índice de vazios em função da tensão vertical efetiva em um ensaio edométrico (BJERRUM, 1973)

Nesta figura assume-se que o coeficiente de adensamento secundário C_α é constante para todas as tensões efetivas, de modo que no gráfico “ $e \times \log(\sigma'_v)$ ” as curvas correspondentes a diferentes tempos de adensamento são paralelas à reta virgem.

Na Figura 4.18 está ilustrado o caso de um solo normalmente adensado que ficou 10.000 anos sob efeito do adensamento secundário e que, ao ser carregado, exibe o comportamento de um solo sobreadensado (exibe uma tensão de pré-adensamento aparente).

PINTO (2002), ao apresentar a ilustração da Figura 4.18, faz o seguinte comentário:

“Uma característica importante que decorre do que foi apresentado acima é que não existem argilas sedimentares normalmente adensadas sob o ponto de vista de comportamento tensão-deformação, a não ser argilas que tenham sido carregadas muito recentemente,..., e que não tiveram ainda tempo de desenvolver seus recalques por adensamento secundário.

...

Correlações empíricas mostram que a razão de sobre-adensamento dos solos sedimentares é tanto maior quanto mais plástico o solo, sendo da ordem de 1,4 para argilas com $IP = 20$ e de 1,7 para argilas com $IP = 60$, para solos que tenham permanecido em repouso por um período de alguns milhares de anos”.

Conforme se observa na Tabela 4.10, baseando-se na história geológica da Baixada de Jacarepaguá apresentada por RONCARATTI E NEVES (1976), pode-se supor que as camadas argilosas do local estudado tenham se depositado há pelo menos 3.000 anos.

Na realidade, o que interessa conhecer para uma análise são os perfis de tensão de pré-adensamento σ'_{vm} de cada camada. No programa, estes perfis de σ'_{vm} são definidos quando da geração das tensões iniciais no terreno, calculados em função do peso específico dos materiais e do OCR especificado.

Desta forma, conhecendo-se o perfil de σ'_{vm} , o OCR a ser utilizado depende da configuração do terreno adotada para geração das tensões iniciais. Na presente modelagem o estado inicial do terreno no local do aterro experimental considerado é aquele que se tinha em março de 2012 (ver Tabela 3.17), ou seja, antes da execução de qualquer aterro, com seu topo aproximadamente na cota 0m.

Quanto à Camada 5, os valores de σ'_{vm} obtidos nos ensaios edométricos apresentados na Tabela 4.20 podem ser considerados confiáveis. Na Tabela 4.20 também estão apresentados os valores estimados de OCR (estes valores estão mais sujeitos a erro do que o σ'_{vm} porque a estimativa de σ'_{v0} não é acurada. Dentre os valores de OCR apresentados nesta tabela, baseou-se no da única amostra retirada do local do aterro experimental, adotando-se um OCR de 1,6 para a Camada 5. Considera-se uma faixa de variação do OCR entre 1,3 e 1,9.

Na Figura 4.19 está apresentada a relação indicada por BJERRUM (1973) entre o OCR por adensamento secundário e o IP de argilas adensadas por um período de alguns milhares de anos. Estão indicados também os valores típicos citados por PINTO (2002).

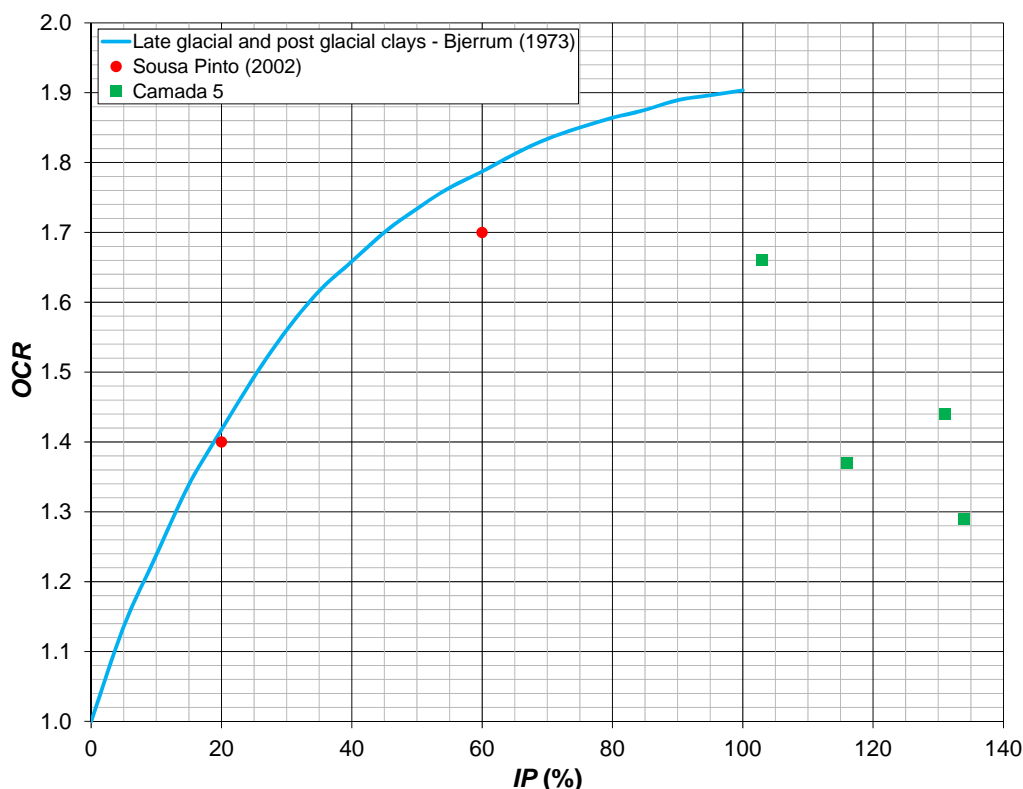


Figura 4.19 Relação empírica “ OCR por adensamento secundário x IP ”.

Na Figura 4.19 também estão plotados os pontos “ OCR x IP ” correspondentes às amostras da Tabela 4.20, destacando-se que: estes valores de OCR não são acurados, e não se sabe se o sobreadensamento existente se deve apenas ao adensamento secundário.

Não se dispõe de nenhuma determinação de IP da Camada 4, e os valores de IP disponíveis para as Camadas 3 e 7 são muito dispersos e pouco confiáveis, dificultando uma estimativa a partir da Figura 4.19.

Existem propostas para estimativa do OCR a partir da resistência não drenada do ensaio de palheta S_{UVT} . Uma delas, apresentada em SCHNAID e ODEBRECHT (2012) e atribuída a MAYNE E MITCHELL (1988), é dada pela seguinte equação:

$$OCR = 22 \cdot IP^{-0,48} \cdot \frac{Su_{VT}}{\sigma'_{v0}} \quad (4.7)$$

SCHNAID e ODEBRECHT (2012) ressaltam que, quando aplicada à realidade brasileira (depósitos com grande variabilidade de limites de Atterberg e teor de umidade), esta correlação apresenta dispersão considerável, sendo uma abordagem que resulta apenas em valores indicativos de σ'_{vm} .

Dispõe-se apenas da vertical VT-01 de ensaios de palheta na área do aterro experimental, sendo que os ensaios foram realizados apenas nas Camadas 4 e 5. Na Tabela 4.22 estão apresentadas as estimativas de *OCR* segundo a Equação 4.7.

Tabela 4.22 Estimativa de *OCR* a partir do ensaio de palheta VT-01

Camada	IP	Prof. (m)	σ'_{v0} estimada (kPa)	Su_{VT} (kPa)	<i>OCR</i> estimado
4	100%*	7,00	62,0	38,64	1,50
		8,00	68,5	25,66	0,90
		9,00	75,0	53,77	1,73
5	100%	10,00	80,4	53,81	1,61
		11,00	84,1	44,38	1,27
		12,00	87,8	49,06	1,35
		13,00	91,5	49,93	1,32
		14,00	95,2	48,64	1,23
		15,00	98,8	45,47	1,11

* Estimado.

Na ausência de maiores informações e com base no que foi exposto, adota-se para as Camadas 3, 4, 5 e 7 o mesmo valor de *OCR* igual 1,6, considerando uma faixa de variação de 1,3 a 1,9.

Nas condições de descarregamento e recarregamento o modelo considera o comportamento do solo como puramente elástico. Para isso é necessário definir um coeficiente de Poisson ν_{ur} que reflita o comportamento do solo nestas condições. O valor de ν_{ur} tem influência nas tensões e na parcela elástica dos deslocamentos horizontais do solo.

Não se dispõe de ensaios que permitam a obtenção do ν_{ur} das Camadas 3, 4, 5 e 7 (seriam necessários ensaios triaxiais drenados). Existe pouca informação na literatura a respeito de correlações com o coeficiente de Poisson (KULHAWY E MAYNE, 1990).

Adota-se inicialmente o valor padrão do programa igual a 0,15, que seria o valor médio para a faixa de valores típicos entre 0,1 e 0,2. Sem maiores considerações, arbitra-se no presente trabalho uma variação de 0,05 a 0,25 para o valor de v_{ur} .

b) Parâmetros relativos ao comportamento sob cisalhamento

Apresenta-se a seguir a estimativa dos seguintes parâmetros do modelo *Soft Soil Creep* relacionados ao comportamento do solo sob cisalhamento:

- coesão efetiva (c'_{ref}),
- ângulo de atrito efetivo (ϕ'), e
- ângulo de dilatância (ψ)

O programa recomenda a utilização do ângulo de atrito de estado crítico ϕ'_{cv} , que, quando o solo é cisalhado de forma drenada, corresponde à situação em que não há variação de volume e nem de σ_d , e que, quando o solo é cisalhado de forma não-drenada, corresponde à situação em que não há variação de u e nem de σ_d .

No caso da Camada 5, dispõe-se dos resultados de ensaios de compressão triaxial dos tipos CAU (adensado com $\sigma'_1 \neq \sigma'_3$, não drenado) e CIU (adensado hidrosticamente, não drenado) realizados nas 6 amostras de melhor qualidade (ver Tabela 4.20) com características semelhantes a da Camada 5. Na Figura 4.20 estão apresentados os resultados dos ensaios que se considerou terem atingido o estado crítico, e na Figura 4.21 os que se considera não o terem atingido.

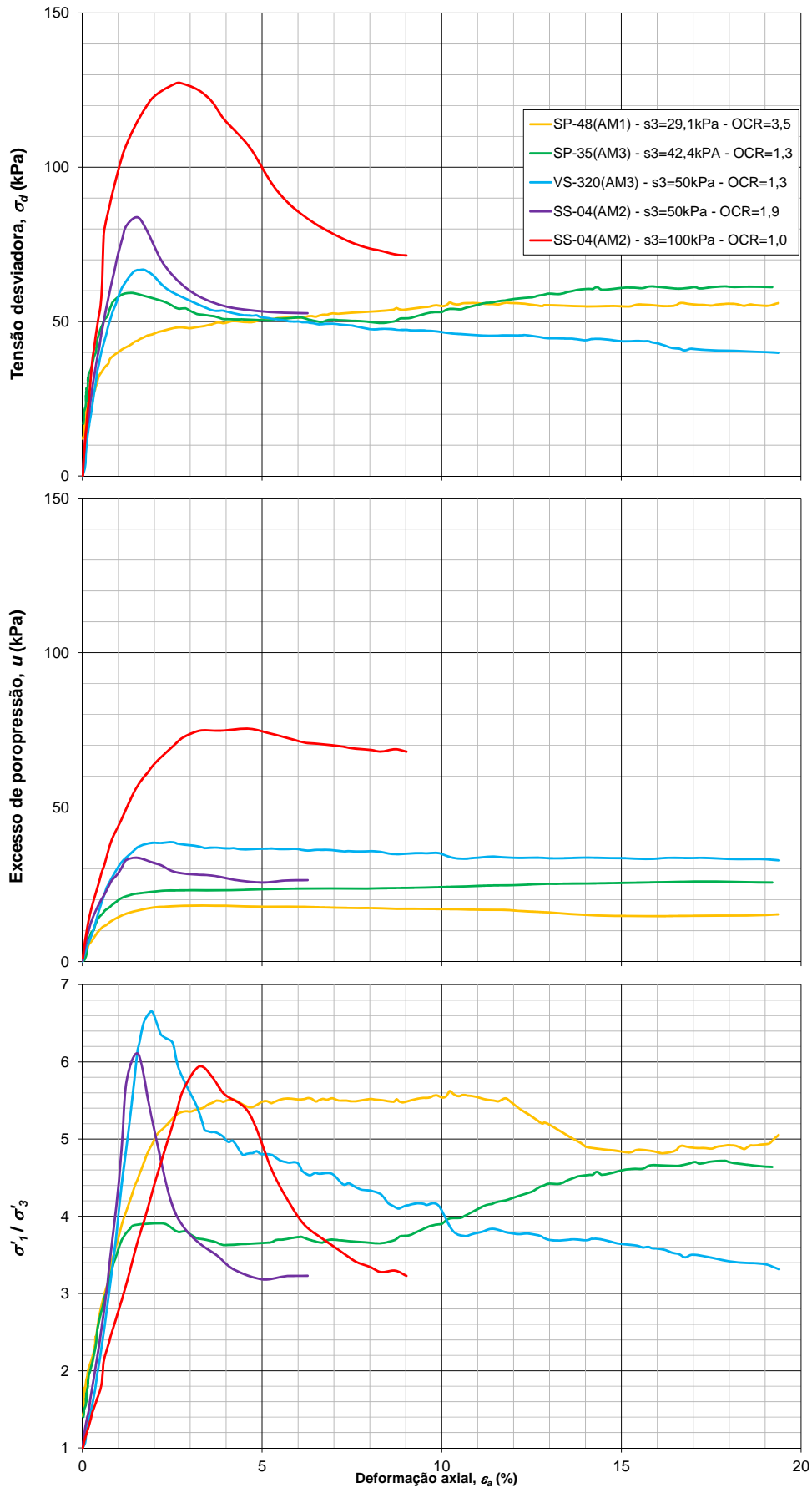


Figura 4.20 Resultados dos ensaios de compressão triaxial não drenados que atingiram o estado crítico

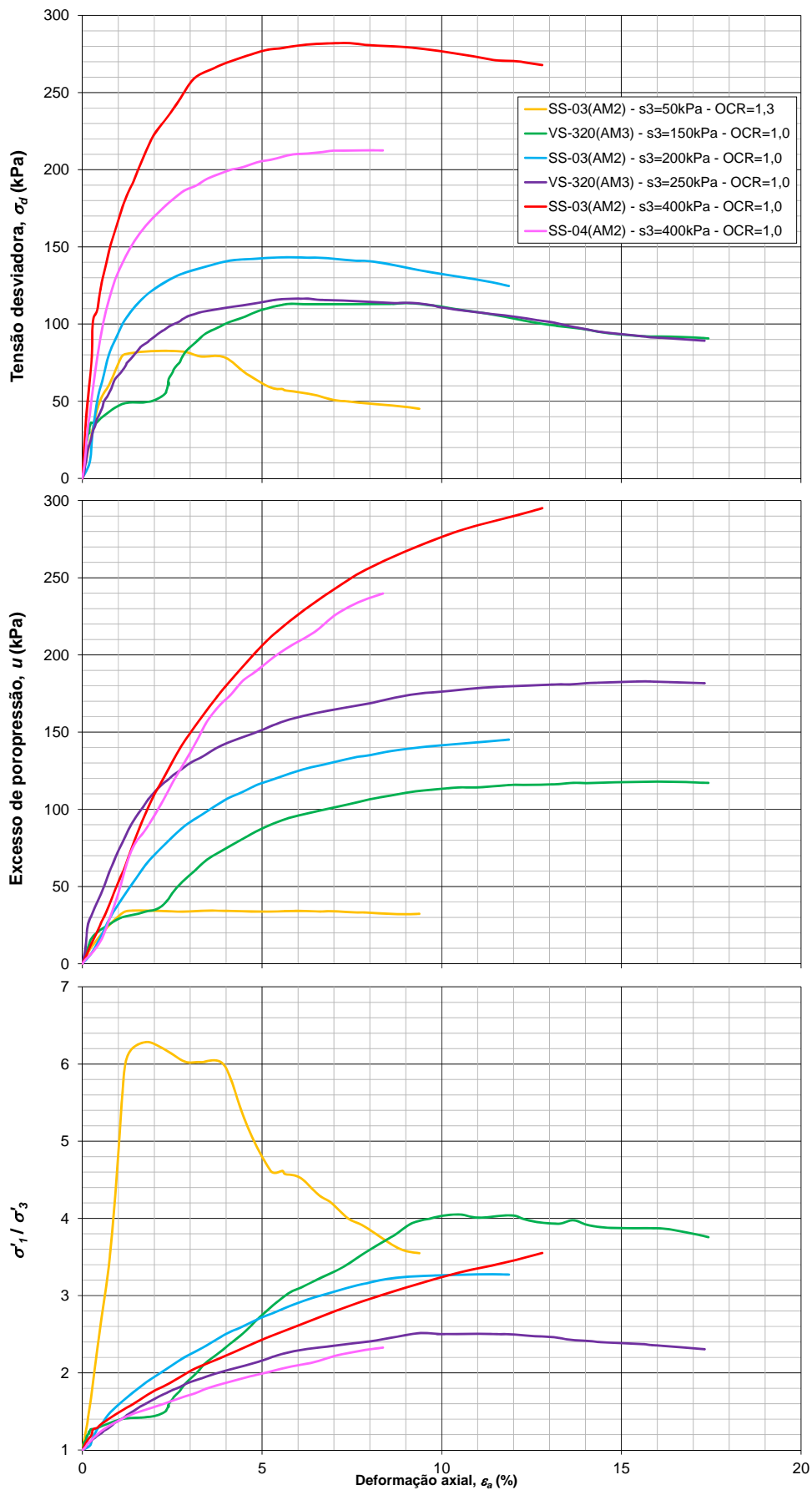


Figura 4.21 Resultados dos ensaios de compressão triaxial não drenados que não atingiram o estado crítico

Na Tabela 4.23 estão apresentadas as seguintes informações:

- a tensão vertical de pré-adensamento σ'_{vm} obtida no ensaio edométrico, e a tensão octaédrica p'_m correspondente considerando K_0 igual a 0,5,
- os valores das tensões de adensamento das amostras: σ'_3 , σ'_1 e p'_{init} e o respectivo valor de *OCR* do ensaio em termos do valor da tensão octaédrica p' ,
- o índice de vazios ao final do adensamento, e , conseqüentemente, durante o cisalhamento,
- a velocidade de cisalhamento do corpo de prova (mm/min),
- as seguintes condições ao se atingir o estado crítico: a deformação axial ε_a , a tensão axial total σ_1 , e poropressão u , e o ângulo de atrito secante calculado pela equação

$$\phi' = \arcsen\left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3}\right).$$

Tabela 4.23 Resultados dos ensaios triaxiais nas amostras de melhor qualidade

Amostra	σ'_{vm} (kPa)	p'_m (kPa)	Ensaio triaxial											
			Ao final do adensamento					Estado crítico ou final do ensaio						
			σ'_3 (kPa)	σ'_1 (kPa)	p' (kPa)	<i>OCR</i> (p')	e_{init}	vel. cis. (mm/min)	atingiu estado crítico?	ε_a	σ_1 (kPa)	u (kPa)	p' (kPa)	ϕ'_{sec}
SP-48 (AM1)	174	116	29,1	41,6	33,3	3,5	2,88	0,030	sim	4%	78,8	18,1	39,7	43,9°
SP-35 (AM3)	98	65	42,4	60,5	48,4	1,3	3,22	0,030	sim	4%	92,4	23,5	35,6	34,7°
VS-320 (AM3)	94	63	50	50	50	1,3	3,25	0,012	sim	5%	101,4	36,5	55,0	41,0°
			150	150	150	1,0	2,43	0,012	não, u varia	-	-	-	-	-
			250	250	250	1,0	2,23	0,012	não, u varia	-	-	-	-	-
SS-03 (AM2)	100	67	50	50	50	1,3	3,30	0,020	não, σ_d varia	-	-	-	-	-
			200	200	200	1,0	2,34	0,020	não, u e σ_d variam	-	-	-	-	-
			400	400	400	1,0	1,56	0,020	não, u varia	-	-	-	-	-
SS-04 (AM2)	144	96	50	50	50	1,9	3,21	0,020	sim	5%	103,0	26,5	41,2	32,0°
			100	100	100	1,0	2,98	0,020	sim	9%	171,7	68,2	55,7	32,0°
			400	400	400	1,0	1,90	0,020	não, u varia	-	-	-	-	-

* Destacados em cinza os ensaios que se pode considerar que atingiram o estado crítico.

Na Tabela 4.23 considerou-se que a deformação axial ε_a na qual se atingiu o estado crítico foi a mínima necessária para que σ_d e u mostrassem alguma estabilização. Embora em alguns casos, para valores de ε_a maiores que os considerados σ_d e u voltassem a variar, provavelmente isso ocorreu devido à perda de continuidade do corpo de prova, de forma que as tensões e deformações calculadas perdem sentido devido ao formato do CP já não ser mais cilíndrico. Na Figura 4.22 estão apresentadas fotografias de alguns corpos de prova após o cisalhamento onde se observam deformações excessivas.



Foto 14 – SP-35 Am – 3 Prof. 11.00 a 11.50 m Foto 10 – VS-320 Am – 3 Prof. 10.00 a 10.50 m Foto 16 – SP-48 AM-1 Prof. 9.00 a 9.50 m

Figura 4.22 Corpos de prova ao final do ensaio triaxial - Nestas condições, tensões e deformações calculados não fazem sem sentido

A análise dos valores de ϕ'_{cv} das amostras que aparentemente atingiram o estado crítico levam a concluir que o ângulo de atrito crítico ϕ'_{cv} do solo normalmente adensado ou levemente sobreadensado estaria entre 32° e 44° . Como o ensaio na amostra SS-04(AM2) com $\sigma'_3 = 100\text{kPa}$ é o único de fato normalmente adensado (como se observa na Tabela 4.23, onde é o único no qual $p' > p'_m$) que atingiu o estado crítico, adota-se para a Camada 5 o valor de ϕ'_{cv} nele obtido igual a 32° .

Por ser uma argila apenas levemente sobreadensada, adota-se um intercepto coesivo c' igual a 0.

Na ausência de ensaios realizados nas Camadas 3, 4 e 7, adotam-se para elas estes mesmos parâmetros de resistência.

Quanto ao ângulo de dilatação ψ , para argilas levemente sobreadensadas pode-se considerá-lo igual 0° .

c) Parâmetros relativos ao estado de tensões inicial

Os parâmetros relativos ao estado de tensões iniciais são o peso específico (já definidos no Item 4.3), o *OCR* (já definidos no Item a) e o coeficiente de empuxo no repouso do solo normalmente adensado K_0^{nc} .

Para estimativa de K_0 do solo normalmente adensado utiliza-se a expressão de JAKY (1944) - Equação 2.2 - de forma que para as Camadas 3, 4, 5 e 7 tem-se $K_0^{nc} = 1 - \text{sen}^2\beta = 0,47$.

d) Parâmetros relativos à permeabilidade

Os parâmetros relativos à permeabilidade a serem definidos são os coeficientes de permeabilidade iniciais nas direções x, y e z, correspondentes ao índice de vazios inicial e_{init} especificado, além de um coeficiente c_k , que define a variação da permeabilidade com o índice de vazios do solo.

Na teoria para o adensamento unidimensional de Terzaghi o parâmetro que controla a velocidade de dissipação dos excessos de poropressão é o coeficiente de adensamento vertical c_v , dado pela seguinte expressão:

$$c_v = \frac{k_v(1 + e_{init})}{a_v \cdot \gamma_w} \quad (4.8)$$

onde:

- k_v = coeficiente de permeabilidade vertical,

- a_v = coef. de compressibilidade unidimensional : $a_v = -\frac{de}{d\sigma'_v}$ (4.9)

Esta teoria considera que num incremento de carga o c_v permanece constante. Na Figura 4.23 estão apresentados os valores de c_v obtidos nos ensaios de adensamento edométrico nas 6 amostras de melhor qualidade (ver Tabela 4.20) em função do valor médio de σ'_v em cada incremento de carga.

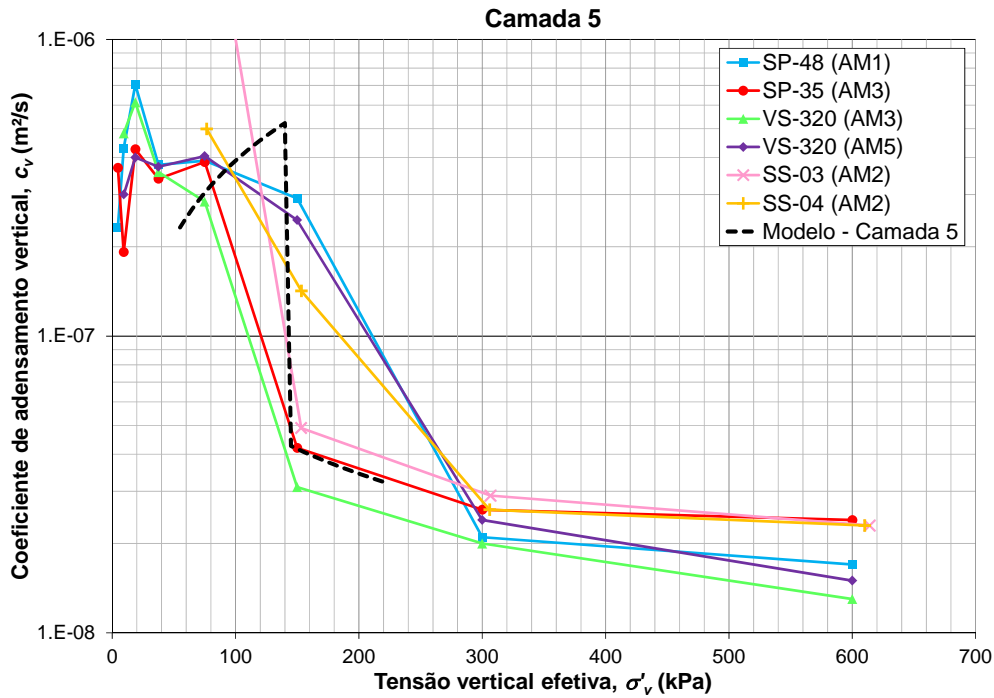


Figura 4.23 Gráfico “ $c_v \times \sigma'_v$ ” das amostras de melhor qualidade na Vila dos Atletas.

Para a faixa de tensões esperada, no trecho de recompressão o valor médio do $c_{v, \text{recompr}}$ é de $3,9 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$, enquanto no trecho de compressão virgem o $c_{v, \text{virgem}}$ médio é de $0,3 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$, ou seja, cerca de 13 vezes menor.

No *PLAXIS 3D* o c_v não é um dado de entrada. A velocidade de dissipação dos excessos de poropressão é comandada pelo coeficiente de permeabilidade k e pela compressibilidade especificados para o solo.

Quanto à compressibilidade, no modelo *Soft Soil Creep* deve-se especificar os parâmetros λ^* e κ^* , que estão relacionados aos parâmetros C_C e C_S de ensaios edométricos (ver Equações 2.23 e 2.24).

Então, na simulação de um ensaio de compressão edométrica com este modelo, a relação “ $e \times \sigma'_v$ ” seria dada aproximadamente pelas seguintes expressões:

$$\text{- trecho de recompressão: } e = e_{init} - C_S \cdot \log\left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v,init}}\right), \quad (4.10)$$

$$\text{- trecho de compressão virgem: } e = e_{\sigma'_{vm}} - C_C \cdot \log\left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{vm}}\right) \quad (4.11)$$

de forma que o respectivos valores de a_v são obtidos aplicando a Equação 4.10 (ou 4.11) à Equação 4.9:

$$\text{- trecho de recompressão: } a_v = \frac{C_s}{\sigma'_v \cdot \ln(10)}, \quad (4.12)$$

$$\text{- trecho de compressão virgem: } a_v = \frac{C_c}{\sigma'_v \cdot \ln(10)} \quad (4.13)$$

Quanto à permeabilidade, deve-se especificar o coeficiente de permeabilidade k_{init} do solo correspondente ao índice de vazios inicial e_{init} , bem como o valor do coeficiente c_k que controla a variação de k em função da variação de e de acordo com a seguinte equação:

$$\log\left(\frac{k}{k_{init}}\right) = \frac{\Delta e}{c_k} \quad (4.14)$$

que pode ser reescrita como:

$$k = k_{init} \cdot 10^{\frac{\Delta e}{c_k}} \quad (4.15)$$

Então o valor equivalente de c_v em função de σ'_v que o programa considera na simulação de um ensaio edométrico é obtido substituindo as Equações 4.12 ou 4.13 e 4.15 na Equação 4.8.

No caso da Camada 5, os valores de $k_{z,init}$ e de c_k foram definidos de forma a se ter um ajuste razoável dos valores de c_v obtidos nos ensaios de adensamento edométrico apresentados na Figura 4.23 com os valores equivalentes considerados pelo modelo para a faixa de σ'_v esperada (~50 a 220kPa).

Para a Camada 5 foram adotados os seguintes parâmetros: $e_{init} = 3,20$, $C_C = 3,00$ e $C_S = 0,24$. Para este conjunto de parâmetros e $\sigma'_{vm} = 140\text{kPa}$ ajustou-se a curva preta tracejada da Figura 4.23, que seria algo equivalente ao considerado pelo programa, adotando-se:

- $k_{z,init} = 1,0 \times 10^{-9} \text{m/s}$
- $c_k = 1,80$

Para estimativa de k na direção horizontal (k_x e k_y no programa) recorreu-se aos ensaios de dissipação do piezocone apresentados na Tabela 4.18. Para os ensaios correspondentes à Camada 5 o valor médio de c_h é igual a $8,8 \times 10^{-7} \text{m}^2/\text{s}$. Conforme já comentado, este valor de c_h corresponde à recompressão do solo, que, quando comparado com o valor médio de c_v de recompressão dos ensaios edométricos, resulta numa razão $c_h/c_v = 2,2$.

Então adota-se para a Camada 5

$$k_x = k_y = 2,2 \cdot k_z = 2,2 \times 10^{-9} \text{m/s}$$

Para as Camadas 4 e 7 dispõe-se apenas de ensaios de dissipação do piezocone em argilas semelhantes na área da Vila dos Atletas, conforme indicado nas Tabelas 4.17 e 4.18. Os valores de k e c_k destas camadas são estimados com base nos valores médios de c_h da Tabela 4.18 e nas seguintes relações aproximadas observadas para a Camada 5:

$$c_v \cong c_h / 2,2 \tag{4.16}$$

$$c_{v,recmpr} \cong 13 \cdot c_{v,virgem} \tag{4.17}$$

$$c_k \cong 0,6 \cdot C_C \tag{4.18}$$

Quanto à Camada 3, não se dispõe de ensaios relacionados a ela. É classificada como turfa ou turfa argilosa. Assumem-se para a Camada 3 os mesmos coeficientes de adensamento estimados para a Camada 4 subjacente à mesma.

A Tabela 4.24 resume estas estimativas.

Tabela 4.24 Estimativa dos parâmetros de permeabilidade das Camadas 3, 4 e 7

Ca- mada	$C_{C,médio}^{(1)}$	$C_{S,médio}^{(1)}$	$e_{init}^{(1)}$	$C_{h,recmpr}$ médio (10^{-7} m^2/s) ⁽²⁾	$c_k^{(4)}$	$C_{v,recmpr}$ (10^{-7} m^2/s) ⁽⁵⁾	$C_{v,virgem}$ (10^{-7} m^2/s) ⁽⁶⁾	k_z (m/s) ⁽⁷⁾	$k_x = k_y$ (m/s) ⁽⁸⁾
3	2,35	0,19	2,6	70	1,41	31,8	2,4	$17,0 \times 10^{-9}$	$37,4 \times 10^{-9}$
4	1,50	0,12	1,6		0,90			$12,0 \times 10^{-9}$	$26,4 \times 10^{-9}$
7	1,60	0,13	2,1	10	0,96	4,5	0,4	$0,55 \times 10^{-9}$	$1,21 \times 10^{-9}$

⁽¹⁾ Ver Tabela 4.21.

⁽²⁾ Ver Tabela 4.18.

⁽⁴⁾ Equação 4.18.

⁽⁵⁾ Equação 4.16.

⁽⁶⁾ Equação 4.17.

⁽⁷⁾ Obtido no ajuste apresentado na Figura 4.24.

⁽⁸⁾ Equação 4.16.

Na Figura 4.24 estão apresentados os valores equivalentes de c_v em função de σ'_v correspondentes aproximadamente ao centro das Camadas 3, 4, 5 e 7, para os parâmetros de compressibilidade e permeabilidade adotados.

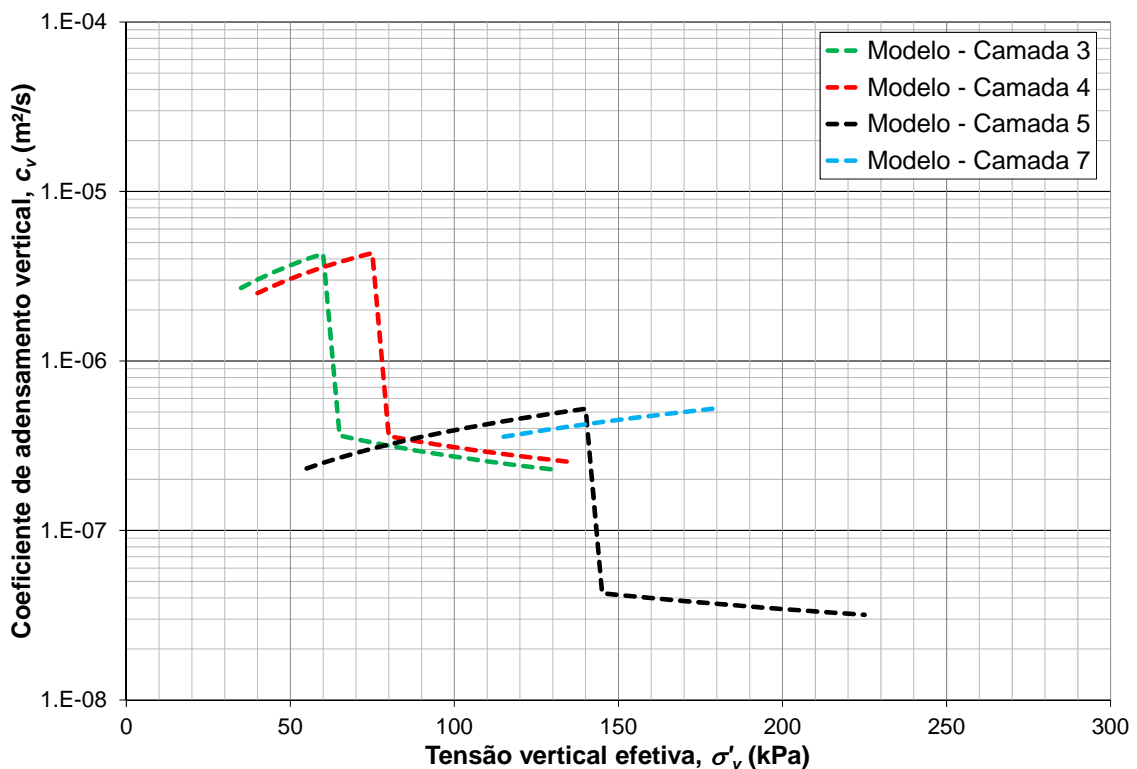


Figura 4.24 Relações “ $c_v \times \sigma'_v$ ” aproximadas adotadas para as Camadas 3, 4, 5 e 7

e) Parâmetro de *creep*

Conforme já comentado no Item 2.3.4h, o coeficiente de *creep* modificado μ^* pode ser obtido a partir do coeficiente de adensamento secundário C_α pela Equação 2.25.

Na Tabela 4.25 estão apresentados os valores de C_α obtidos nos ensaios edométricos nas duas amostras de boa qualidade da Camada 5.

Tabela 4.25 C_α das amostras de boa qualidade da camada 5

Amostra SS-03 (AM2)				Amostra SS-04 (AM2)			
C_c	σ'_v (kPa)	C_α	C_α / C_c	C_c	σ'_v (kPa)	C_α	C_α / C_c
3,01	102 a 205	0,189	0,06	3,01	-	-	-
	205 a 409	0,085	0,03		205 a 408	0,104	0,03
	409 a 820	0,061	0,02		408 a 812	0,063	0,02
	820 a 1624	0,049	0,02		812 a 1625	0,055	0,02

Na Tabela 4.26 estão apresentados valores típicos da razão C_α / C_c , em função do tipo de solo, indicados por TERZAGHI *et al.* (1996).

Tabela 4.26 Valores típicos de C_α / C_c (TERZAGHI *et al.*,1996)

Material	C_α / C_c
Solos granulares, incluindo enrocamento	0,02 ± 0,01
Xisto e argilito	0,03 ± 0,01
Argilas e siltes inorgânicos	0,04 ± 0,01
Argilas e siltes orgânicos	0,05 ± 0,01
Turfa	0,06 ± 0,01

Com base no apresentado nas Tabelas 4.25 e 4.26, adotaram-se os valores apresentados na Tabela 4.27.

Tabela 4.27 Valores de C_α adotados para as camadas

Camada	C_c	C_α / C_c	C_α		
			mín.	méd.	máx.
3	2,35	0,06 ± 0,01	0,12	0,14	0,16
4	1,50	0,05 ± 0,01	0,06	0,08	0,09
5	3,00	0,05 ± 0,01	0,12	0,15	0,18
7	1,60	0,05 ± 0,01	0,06	0,08	0,10

f) Síntese dos parâmetros

Na Tabela 4.28 estão sintetizadas, para as Camadas 3, 4, 5 e 7 do modelo, as faixas de variação definidas para os parâmetros do modelo *Soft Soil Creep*.

Tabela 4.28 Parâmetros do modelo *Soft Soil Creep* para as Camadas 3, 4, 5 e 7

Parâmetro	Camada 3			Camada 4			Camada 5			Camada 7		
	mín.	méd.	máx.	mín.	méd.	máx.	mín.	méd.	máx.	mín.	méd.	máx.
γ (kN/m ³)	14,2			15,9			13,5			14,9		
e_{init}	2,6			1,6			3,2			2,1		
C_c	2,10	2,35	2,60	1,20	1,50	1,70	2,70	3,00	3,20	1,30	1,60	1,90
$C_s^{(1)}$	0,17	0,19	0,21	0,10	0,12	0,14	0,22	0,24	0,26	0,10	0,13	0,15
OCR	1,3	1,6	1,9	1,3	1,6	1,9	1,3	1,6	1,9	1,3	1,6	1,9
v_{ur}	0,05	0,15	0,25	0,05	0,15	0,25	0,05	0,15	0,25	0,05	0,15	0,25
c' (kPa)	0			0			0			0		
$\phi'_{cv}{}^{(2)}$	24°	32°	40°	24°	32°	40°	24°	32°	40°	24°	32°	40°
ψ	0°			0°			0°			0°		
K_0^{nc}	0,36	0,47	0,59	0,36	0,47	0,59	0,36	0,47	0,59	0,36	0,47	0,59
$k_x = k_y$ (10 ⁻⁹ m/s) ⁽³⁾	9,3	37,4	112,2	6,6	26,4	79,2	0,5	2,2	6,6	0,3	1,2	3,6
k_z (10 ⁻⁹ m/s) ⁽³⁾	4,2	17,0	51,0	3,0	12,0	36,0	0,2	1,0	3,0	0,1	0,6	1,8
c_k	0,19	1,41	2,35	0,12	0,90	1,50	0,24	1,80	3,00	0,13	0,96	1,60
C_α	0,12	0,14	0,16	0,06	0,08	0,09	0,12	0,15	0,18	0,06	0,08	0,10

⁽¹⁾ Na simulação de ensaios edométricos com a ferramenta "SoilTest" do PLAXIS 3D, apresentada no Item *h*, constatou-se ser necessário especificar ao programa o valor de C_s igual à metade do apresentado na presente tabela.

⁽²⁾ Considerou-se este valor único para ϕ'_{cv} , pois verificou-se que a sua influência foi pequena nas análises (p.ex., os resultados com $\phi'_{cv} = 24^\circ$ foram praticamente iguais aos com $\phi'_{cv} = 32^\circ$).

⁽³⁾ Faixa de variação considerada igual a $0,25.k_{médio}$ a $3,00.k_{médio}$ com base na variação dos valores de c_h obtidos nos ensaios de dissipação do piezocone (ver Tabela 4.18).

g) Comparação com parâmetros indicados na literatura

Existem na literatura alguns trabalhos sobre a caracterização de depósitos de solos moles na área da Baixada de Jacarepaguá, conforme indicado na Tabela 4.29, onde também estão resumidos os valores de teor de umidade w_{nat} e índice de plasticidade IP de corpos de prova de ensaios edométricos. A fonte da maioria destes trabalhos foi obtida em uma tabela de parâmetros geotécnicos das argilas da Barra da Tijuca de ALMEIDA E MARQUES (2014), sendo que no presente estudo os trabalhos originais foram consultados para a seleção apenas dos parâmetros obtidos em ensaios de boa qualidade.

Tabela 4.29 Trabalhos sobre a caracterização de depósitos de solos moles na área da Baixada de Jacarepaguá

Trabalho	Local	Quantidade de ensaios edométricos	w_{nat} (%)			IP		
			mín.	méd.	máx.	mín.	méd.	máx.
MOTA (1996)	SENAC	2	193	224	254	88	96	103
OLIVEIRA (1997)	SENAC	14	Alguns dados incompletos e inconsistentes					
CRESPO NETO (2004) ⁽¹⁾	SENAC	14	71	227	496	48	121	222
MACEDO (2004)	Vila Panamericana	3	203	220	254	-	121	-
BEDESCHI (2004)	Barra (Lagoa de Jacarepaguá)	6	125	211	324	?	?	?
BARONI (2010)	Centro Metropolitano I e II, e Gleba F	22	149*	289	784	70 ⁽²⁾	178	497
TEIXEIRA (2012)	Barra (Lagoa de Jacarepaguá)	7	136	197	267	70	94	110

⁽¹⁾ CRESPO NETO (2004) também cita ensaios edométricos realizados em material extraído do local que ele chama de “Recreio”, mas o mesmo autor comenta que “a maioria dos ensaios apresentou comportamento de amostra amolgada”, e não apresentou os resultados.

⁽²⁾ Excluído um único valor muito discrepante de $w=56\%$ e $IP=47\%$.

Os depósitos estudados por MOTA (1996) e BARONI (2010) são menos consistentes que aqueles que se encontram na área do aterro experimental, em geral com $N_{SPT} = 0$ e teores de umidade muito altos, que se assemelham ao que RONCARATI E NEVES (1976) chamam de “depósitos de turfa” (ver Figura 3.10). Para os depósitos estudados no presente trabalho o N_{SPT} é de 1 ou 2 golpes, e os teores de umidade todos inferiores a 140%.

Quanto ao trabalho de OLIVEIRA (1997), embora tenham sido extraídas algumas amostras com características semelhantes às dos depósitos do aterro experimental, os dados apresentados são incompletos e alguns são inconsistentes.

Dentre os 14 ensaios edométricos realizados por CRESPO NETO (2004) na argila do SENAC, apenas 4 foram classificados como de qualidade pelo menos “regular” de acordo com o critério de COUTINHO (2007). Entretanto, dentro do próprio trabalho há inconsistências entre os valores de w_{nat} destes corpos de prova ensaiados e os valores de w_{nat} das amostras das quais eles foram extraídos, por exemplo: 197% contra 120%,

417% contra 325%, 496% contra 291%, 88% contra 96%. Devido a estas inconsistências, decidiu-se não levá-los em consideração.

As 3 amostras ensaiadas por MACEDO (2004) apresentaram teor de umidade acima da faixa que se tem no local analisado no presente trabalho. Além disso, os resultados apresentados no referido trabalho estão incompletos. Por isso decidiu-se não levá-los em consideração.

Dentre os 6 ensaios edométricos apresentados por BEDESCHI (2004), apenas 2 foram em corpos com teores de umidade compatíveis com o que se tem no local analisado no presente trabalho. Entretanto, no referido trabalho não é feita análise da qualidade dos corpos de prova ensaiados. A curva de compressibilidade de um deles mostra que ele está visivelmente amolgado. Os dados apresentados no trabalho não dão subsídio para que a avaliação da qualidade do outro CP seja feita com acurácia. Por isso decidiu-se não levá-los em consideração.

Na Tabela 4.30 estão apresentadas as faixas de variação dos parâmetros de caracterização e de compressibilidade obtidas em ensaios edométricos em argilas moles da costa brasileira publicados nos seguintes trabalhos:

- TEIXEIRA (2012): Barra da Tijuca / RJ (Lagoa de Jacarepaguá), 4 ensaios,
- AGUIAR (2008) e ANDRADE (2009): Santos / SP (Canal do Porto - Ilha Barnabé), 25 ensaios,
- COUTINHO (1976): Duque de Caxias / RJ (Sarapuí - Aterro experimental do IPR), 11 ensaios, e
- SILVA (2013): Ipojuca / PE (Porto de SUAPE), 17 ensaios.

Os resultados que entraram na Tabela 4.30 são referentes a amostras classificadas pelo menos como de qualidade *“boa a regular”* de acordo com o critério de LUNNE *et al.* (1997b), e com teor de umidade inferior a 170%.

Tabela 4.30 Faixas de variação de parâmetros de argilas moles da costa brasileira

Parâmetro		TEIXEIRA (2012)	AGUIAR (2008) e ANDRADE (2009)	COUINHO (1976)	SILVA (2013)	Presente estudo	
CARACTERIZAÇÃO	% argila	mín.	6	41	60	25	24
		méd.	23	50	65	56	-
		máx.	35	59	70	65	31
	e_0	mín.	3,6	2,0	3,2	2,2	1,6
		méd.	3,9	2,2	3,4	3,5	-
		máx.	4,2	2,5	3,7	4,2	3,8
	w_{nat} (%)	mín.	136	75	129	82	80
		méd.	153	86	138	140	-
		máx.	169	100	149	169	140
	IP (%)	mín.	70	70	90	59	99
		méd.	92	76	90	113	-
		máx.	110	82	90	137	105
COMPRESSIBILIDADE / ADENSAMENTO	OCR	mín.	1,6	1,7	1,3	1,4	1,6
		méd.	2,7	2,0	1,4	1,9	-
		máx.	4,1	2,4	1,7	3,3	1,6
	C_R/C_C ou C_s/C_C	mín.	0,04	0,06	0,09	0,10	0,08
		méd.	0,06	0,11	0,11	0,12	-
		máx.	0,08	0,14	0,13	0,15	0,08
	C_d ($1+e_0$)	mín.	0,42	0,45	0,50	0,35	0,52
		méd.	0,53	0,56	0,55	0,56	-
		máx.	0,61	0,68	0,64	0,74	0,71
	$C_{v,recomp}$ ($10^{-8}m^2/s$)	mín.	39,8	30	30	3,3	30
		méd.	59,7	?	40	15,3	-
		máx.	75,9	250	50	51,0	350
	$C_{v,comp}$ ($10^{-8}m^2/s$)	mín.	1,1	1,0	1,2	0,8	3,5
		méd.	2,6	?	1,2	1,5	-
		máx.	4,1	3,0	1,2	4,3	25

Observa-se na Tabela 4.30 que, de uma forma geral, os parâmetros de compressibilidade e adensamento adotados para as camadas de argila mole (3, 4, 5 e 7) no presente estudo estão coerentes com aqueles indicados na literatura para outras argilas moles da costa brasileira com parâmetros de caracterização semelhantes.

Quanto ao ângulo de atrito adotado ϕ' igual a 32° , que a princípio pode parecer alto para uma argila, OLIVEIRA (1997) comenta que nos ensaios com argila do SENAC da Barra da Tijuca “o ângulo de atrito efetivo apresenta valor bastante elevado, da ordem de 40° ”, o que sugere que o valor adotado no presente estudo não está acima do normal.

Quanto à razão entre os coeficientes de permeabilidade horizontal k_h e vertical k_v , no presente trabalho foi adotado um valor de 2,2. COUTINHO (1976), além dos ensaios de adensamento edométrico por drenagem vertical, também realizou ensaios com drenagem radial (horizontal), fazendo o seguinte comentário sobre os resultados:

“Na região de recompressão os valores os valores de c_h e c_v foram muito próximos, tendo a relação entre eles sido praticamente igual a unidade. Na região de compressão virgem c_h foi sempre maior que c_v , variando o valor da relação c_h/c_v de 1,5 a 2,5 (média 2,0)”,

o que está coerente com a razão adotada no presente estudo.

h) Simulação de ensaios de laboratório no PLAXIS 3D

O PLAXIS 3D dispõe da ferramenta “SoilTest” que permite a simulação de alguns ensaios de laboratório com os materiais especificados. Foram simulados ensaios para todas as camadas com os parâmetros médios indicados na Tabela 4.28.

Foram simulados ensaios edométricos para verificar se o formato da curva “ e x $\log \sigma'_v$ ” fornecida pelo programa condiz com os valores especificados de C_s e C_c . Observou-se que os valores de C_c estavam coerentes, diferindo no máximo em 4% do valor especificado. Já os valores resultantes de C_s ficaram o dobro do especificado, o que pode ser explicado pelo fato da conversão de C_s para κ^* , que é o parâmetro efetivamente utilizado pelo programa, não ser exata (ver Equação 2.24). Para que o programa considere o valor correto de C_s é necessário que se especifique a metade do valor que está na Tabela 4.28.

No caso da Camada 5 dispõe-se de ensaios triaxiais não drenados em amostras indeformadas, cujos resultados estão resumidos na Tabela 4.23. Na Figura 4.25 estão comparados os resultados reais dos ensaios com aqueles simulados com o programa, apenas para os ensaios onde se atingiu o estado crítico.

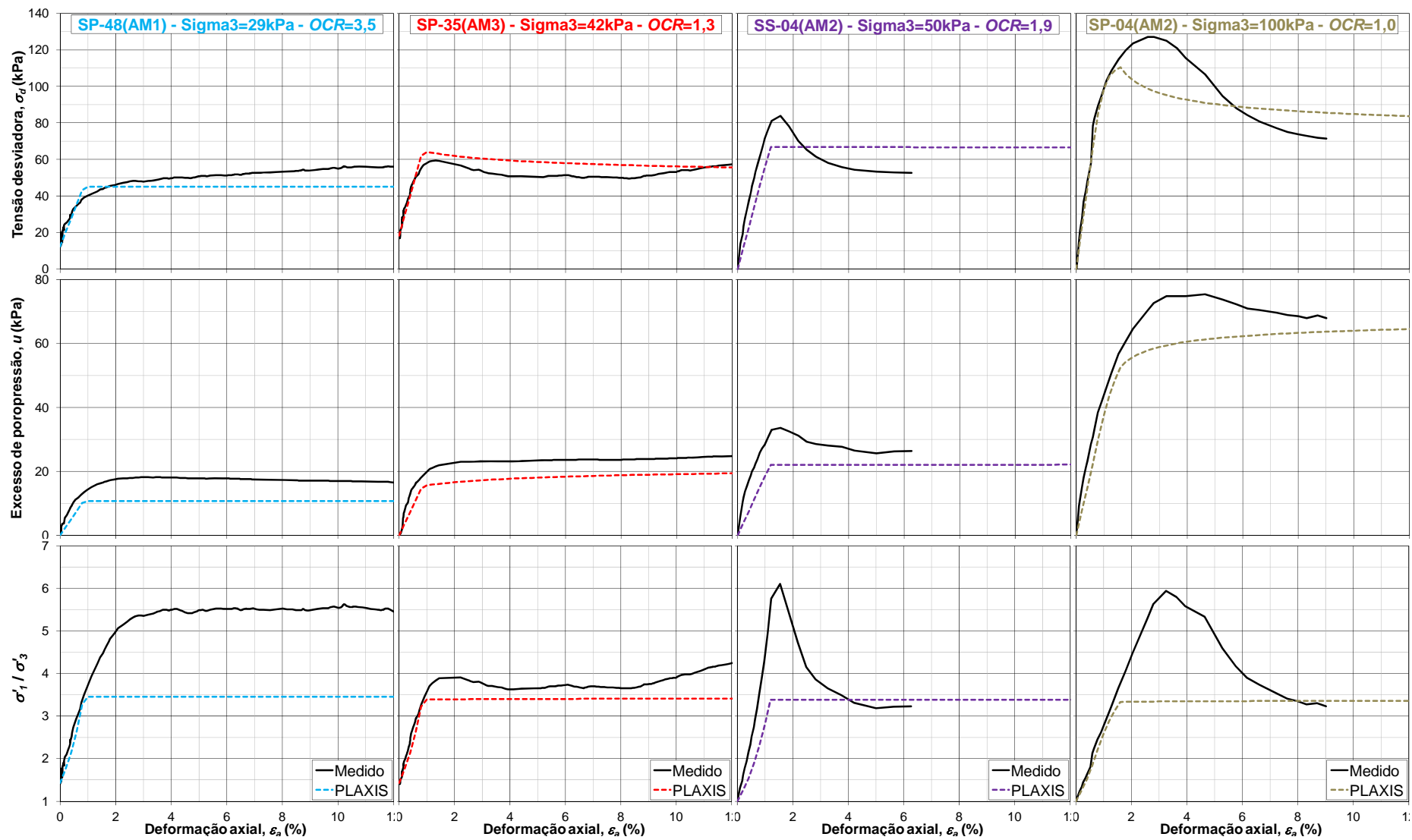


Figura 4.25 Comparação dos resultados de ensaios triaxiais não drenados na camada 5 com a simulação através do programa

Podem ser feitos os seguintes comentários a respeito das comparações realizadas na Figura 4.25:

- As curvas " $\sigma_d \times \varepsilon_a$ " obtidas pelo *PLAXIS 3D* se ajustam razoavelmente bem às curvas medidas nos ensaios. Entretanto, em 2 dentre os 4 ensaios os resultados do *PLAXIS 3D* não capturaram completamente o pico observado nas medições.
- Os excessos de poropressão calculados pelo *PLAXIS 3D* (curvas " $u \times \varepsilon_a$ ") foram subestimados em torno de 20%. Ainda assim o ajuste obtido pode ser considerado razoavelmente bom.
- As curvas " $\sigma'_1 / \sigma'_3 \times \varepsilon_a$ " obtidas pelo *PLAXIS 3D* não capturaram o pico observado em 2 dentre os 4 ensaios. Ainda assim pode-se observar que o valor "residual" da razão " σ'_1 / σ'_3 " medida converge com os resultados do *PLAXIS 3D* (exceto em 1 dentre os 4 ensaios).

4.5.3 Camadas com modelo *Hardening Soil*

a) Considerações iniciais

As camadas nas quais se utiliza o modelo *Hardening Soil* são as de nº 1, 2, 6, 8 e 9.

A Camada 1 é um aterro compactado silto-argiloso, com os seguintes valores médios: $N_{SPT} = 15$ golpes, $\%p < \#200 = 44\%$, $LL = 35\%$ e $IP = 12\%$.

No Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) a Camada 1 é classificada como SM-SC (areia siltosa - areia argilosa).

Para estimativa de parte dos parâmetros da Camada 1 recorreu-se a uma Tabela de "*Parâmetros hiperbólicos conservativos de solos brasileiros*" compactados apresentada por MARQUES *et al.* (2006), reproduzida em parte na Tabela 4.31.

Tabela 4.31 Parâmetros hiperbólicos conservativos de solos brasileiros compactados (MARQUES *et al.*, 2006)

Classif. Unific.	GC (%)	γ_m (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)	K	n
SM	100	21	36	20	600	0,40
	95	20	34	15	450	0,40
	90	19	32	10	300	0,40
	85	18	30	5	150	0,40
SM-SC	100	21	33	25	700	0,60
	95	20	33	20	500	0,60
	90	19	33	15	350	0,60
	85	18	33	10	300	0,60

As Camadas 2 e 6 são areias pouco argilosas, enquanto a Camada 8 é uma areia pouco siltosa. Para estas camadas os parâmetros do modelo foram estimados principalmente a partir de correlações para solos granulares com o ensaio de piezocone CPTU-01 no local do aterro experimental.

A Camada 9 é um solo residual silto-arenoso. Esta camada não foi interceptada pelo CPTU-01. Na Tabela 4.32 foram feitas estimativas de resistência de ponta q_c do ensaio de cone com base nos valores de N_{SPT} das sondagens a percussão, para que se pudesse utilizar das mesmas correlações das Camadas 2, 6 e 8.

Tabela 4.32 Estimativa de q_c a partir do N_{SPT} para a Camada 9

Sondagem	Descrição tátil-visual	$k=q_c/N_{SPT}$ (kgf/cm ²) - DANZIGER E VELLOSO (1986)	Prof. média (m)	σ'_{v0} estimada (kPa)	N_{SPT}	q_c estimada (MPa)
SPT-01	Silte arenoso	4,8	25,30	192	39	18
SPT-02	Silte argiloso	3,0	25,30	218	35	10
SPT-03	Silte arenoso	4,8	25,30	203	9	4
	Silte	4,8	26,30	212	10	5
SPT-04	Silte arenoso	4,8	23,30	195	5	2
	Silte arenoso	4,8	24,30	204	14	7
	Silte arenoso	4,8	25,30	213	19	9
	Silte arenoso	4,8	26,30	222	28	13

b) Parâmetros relativos ao solo sob cisalhamento

Os parâmetros de resistência que definem a envoltória de ruptura do modelo são o ângulo de atrito ϕ' e o intercepto de coesão c' . Conforme comentado no Item 2.3.4f, no modelo *HS* o parâmetro ϕ' a ser especificado é o de pico. O parâmetro ângulo de

dilatância ψ influencia na “superfície potencial plástica” e, portanto, nas deformações plásticas calculadas.

Para a Camada 1 recorreu-se à Tabela 4.31 de parâmetros de solos compactados. Considerando que os parâmetros da tabela são ditos conservativos, adota-se:

- o intercepto coesivo c' variando entre 20 e 40kPa, com um valor médio de 30kPa, e
- o ângulo de atrito ϕ' variando entre 33 e 39°, com um valor médio de 36°.

Para as Camadas 2, 6, 8 e 9 utiliza-se uma correlação de ϕ' com o q_c do ensaio de cone. ROBERTSON E CAMPANELLA (1983) reviram resultados de ensaios em câmara de calibração para comparar a resistência de ponta do cone (q_c) com o ϕ' secante à envoltória de resistência de pico de areias não cimentadas, moderadamente incompressíveis e predominantemente silicosas. Esses valores de ϕ' foram obtidos em ensaios de compressão triaxial drenados com tensão confinante aproximadamente igual à tensão horizontal na câmara de calibração antes da cravação do cone, o que equivaleria à tensão horizontal *in situ* σ'_{h0} . Na Figura 4.26 estão reproduzidos estes resultados bem como a proposta de correlação destes autores.

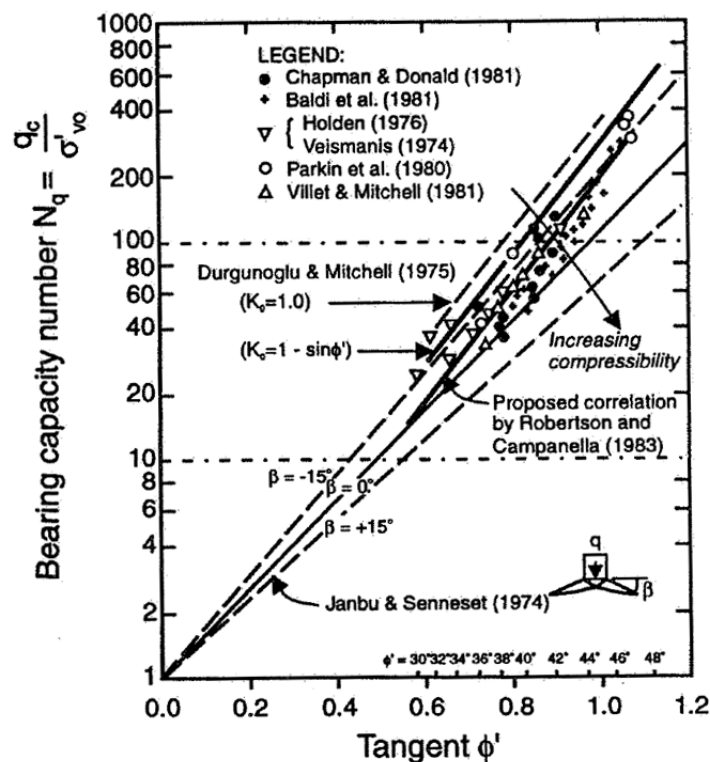


Figura 4.26 Relação entre o número de capacidade de carga $N_q = q_c/\sigma'_{v0}$ e o ângulo de atrito ϕ' a partir de ensaios em câmaras de calibração (LUNNE *et al.*, 1997a)

Observa-se que a correlação de ROBERTSON E CAMPANELLA (1983) se ajusta à média dos dados experimentais e pode ser descrita aproximadamente pela equação

$$\operatorname{tg} \phi' \cong 0,11 + 0,387 \cdot \log \left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (4.19)$$

para a faixa $15 < q_c / \sigma'_{v0} < 400$ apresentada na Figura 4.22.

Na Figura 4.27 estão apresentados os valores de ϕ' ao longo da profundidade calculados a partir do CPTU-01 pela metodologia apresentada.

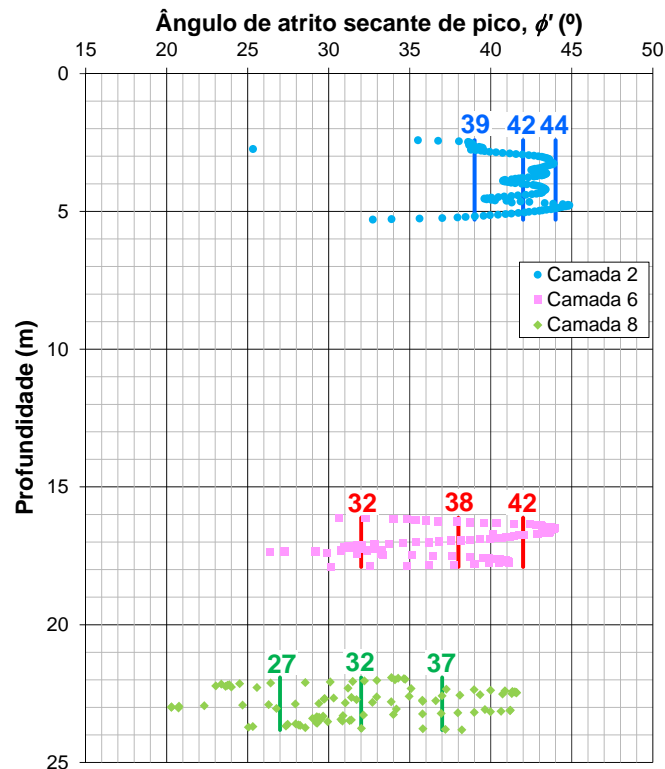


Figura 4.27 Estimativa de ϕ' de pico a partir do CPTU-01 pela correlação de ROBERTSON E CAMPANELLA (1983)

Na Figura 4.27 também estão apresentados os valores mais prováveis e as faixas de variação de ϕ' considerados.

A Tabela 4.33 resume as estimativas de ϕ' para a Camada 9 a partir dos valores de q_c estimados na Tabela 4.32.

Tabela 4.33 Estimativa de ϕ' a partir do q_c para a Camada 9

Sonda-gem	Prof. média (m)	σ'_{v0} (kPa)	q_c estimada (MPa)	q_c/σ'_{v0}	ϕ' (°)
SPT-01	25,30	192	18	96	41
SPT-02	25,30	218	10	47	37
SPT-03	25,30	203	4	21	32
	26,30	212	5	22	32
SPT-04	23,30	195	2	12	28
	24,30	204	7	32	35
	25,30	213	9	42	36
	26,30	222	13	59	39

Com base no apresentado acima, adota-se para a Camada 9 o ϕ' variando de 32° a 40° com um valor médio de 35°.

Adota-se um intercepto de coesão $c' = 0$ para as camadas 2, 6, 8 e 9, uma vez que na correlação utilizada o ϕ' estimado é secante à envoltória de ruptura.

O ângulo de dilatância ψ depende principalmente da compactidade da areia e de seu ângulo de atrito. No manual do *PLAXIS 3D* comenta-se que a ordem de grandeza de ψ é dada aproximadamente por

$$\psi \cong \phi - 30^\circ, \quad (4.20)$$

o que resulta nos valores apresentados na Tabela 4.34.

Tabela 4.34 Estimativa da ordem de grandeza do ângulo de dilatância ψ das camadas

Camada	Ordem de grandeza de ψ		
	mín.	méd.	máx.
2	9°	12°	14°
6	2°	8°	12°
8	0°	2°	7°
9	2°	5°	10°

Embora não seja obrigatório, é recomendável utilizar a opção “*dilatancy cut-off*” do programa descrita no Item 2.3.4f. Para isso, deve-se especificar o índice de vazios e_{max} acima do qual o ângulo de dilatância mobilizado ψ_m é nulo. Como a estimativa deste parâmetro é difícil em se dispondo apenas de ensaios *SPT* e *CPTU*, verifica-se

no Item 6.4 se a dilatância influencia significativamente nos resultados das análises. Caso contrário adota-se $\psi = 0^\circ$ para todas as camadas.

c) Parâmetros de deformabilidade

Os parâmetros relativos à deformabilidade requeridos pelo modelo, apresentados em maiores detalhes no Item 2.3.4f, são listados e definidos a seguir.

- p^{ref}

É a tensão de referência em relação à qual os módulos de referência E^{ref} são definidos. Adota-se por facilidade o valor $p^{ref} = 100\text{kPa} \cong 1\text{atm}$, uma vez que em muitas correlações esta é a tensão de referência.

- E_{oed}^{ref}

É o módulo edométrico tangente obtido no trecho virgem da curva “ $\varepsilon_v \times \log(\sigma'_v)$ ” de um ensaio de compressão edométrica, para o valor de $\sigma'_v = p^{ref}$.

Para a Camada 1 o valor de E_{oed}^{ref} foi estimado com base no valor de E_{50}^{ref} calculado adiante, considerando $E_{50}^{ref} \cong 1,1 \cdot E_{oed}^{ref}$, o que resultou em E_{oed}^{ref} variando de 30 a 50MPa com um valor médio de 30MPa.

Para as camadas 2, 6, 8 e 9 recorreu-se a um método apresentado por ESLAAMIZAAD E ROBERTSON (1996) para estimativa do módulo M_o (E_{oed} tangente para a tensão vertical efetiva *in situ* σ'_{v0}) a partir do q_c do ensaio de cone, a saber:

$$M_o = k_M \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^n \quad (4.21)$$

onde

n , expoente de tensão = 0,200 para areias normalmente adensadas e 0,128 para areias sobreadensadas

p_a , pressão atmosférica $\cong 100\text{kPa}$

k_M , número de módulo adimensional, estimado a partir do valor de q_d/p_a no ábaco da Figura 4.28

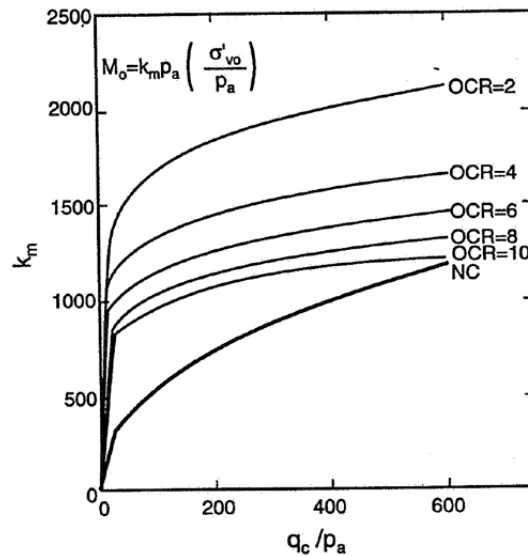


Figura 4.28 Número de módulo edométrico k_m de areias em função da resistência de ponta do cone q_c e do OCR (ESLAAMIZAAD E ROBERTSON, 1996)

Este método foi desenvolvido com base em ensaios em areias de quartzo em câmara de calibração. Comenta-se que os valores medidos de M_o encontraram-se numa faixa +/-25% do valor estimado por este método.

KULHAWY E MAYNE (1990) também apresentam uma correlação entre M_{dt} (módulo edométrico tangente = M_o) e q_c com base em ensaios em câmara de calibração, a saber:

$$M_{dt} = \alpha \cdot q_c \tag{4.22}$$

onde α é função da densidade relativa D_r , conforme reproduzido na Figura 4.29.

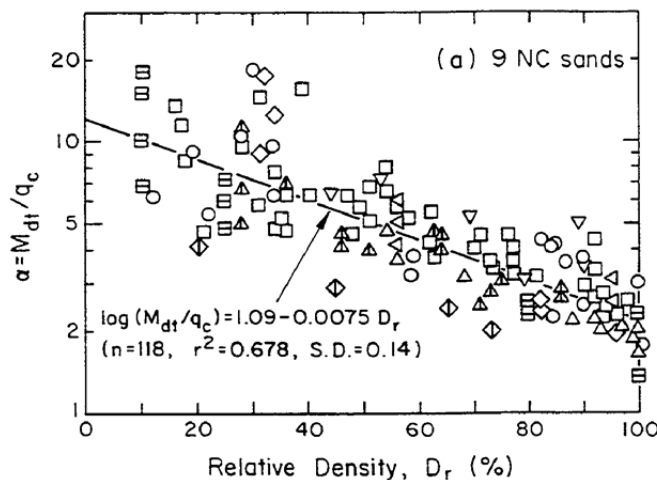


Figura 4.29 Variação de α em função de D_r para areias em câmaras de calibração (KULHAWY E MAYNE, 1990)

Foram utilizados ambos os métodos acima, considerando o $OCR=1$, e utilizando o valor de resistência de ponta corrigida q_T ao invés de q_c .

Uma vez estimados os valores de M_o e de M_{dt} , que se referem ao σ'_{v0} *in situ*, os mesmos devem ser convertidos para o valor de E_{oed}^{ref} relativo a um σ'_v de referência de valor igual a p^{ref} . O valor de E_{oed} utilizado no modelo *HS* para determinado valor de σ'_3 é obtido pela Equação 2.13, que para coesão $c = 0$, resulta em

$$E_{oed}^{ref} = \frac{M_o}{\left(\frac{\sigma'_{v0}}{p^{ref}}\right)^m} \quad (4.23)$$

Então, o valor de E_{oed}^{ref} relativo a um determinado M_o (ou M_{dt}) foi estimado aplicando-se a Equação 4.23. Na Figura 4.30 estão apresentados os valores de E_{oed}^{ref} para $p_{ref} = 100\text{kPa}$ calculados ao longo da profundidade a partir do CPTU-01 pelas duas metodologias apresentadas.

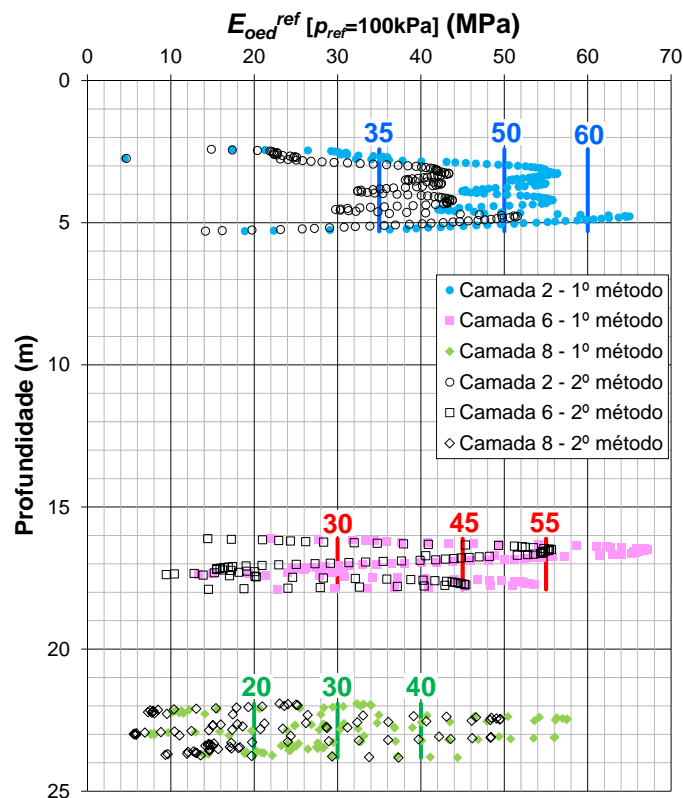


Figura 4.30 E_{oed}^{ref} para $p_{ref} = 100\text{kPa}$ a partir do CPTU-01

Na Figura 4.30 também estão apresentados os valores mais prováveis e as faixas de variação de E_{oed}^{ref} considerados.

A Tabela 4.35 resume as estimativas de E_{oed}^{ref} para a Camada 9 a partir dos valores de q_c estimados na Tabela 4.32.

Tabela 4.35 Estimativa de E_{oed}^{ref} a partir do q_c para a Camada 9

Sonda-gem	Prof. média (m)	σ'_{v0} (kPa)	q_c estimada (MPa)	E_{oed}^{ref} (MPa) para $p^{ref}=100\text{kPa}$	
				Método 1	Método 2
SPT-01	25,30	192	18	58	51
SPT-02	25,30	218	10	43	37
SPT-03	25,30	203	4	30	21
	26,30	212	5	31	22
SPT-04	23,30	195	2	24	14
	24,30	204	7	36	29
	25,30	213	9	41	34
	26,30	222	13	48	42

Com base no apresentado acima, adota-se para a Camada 9 o E_{oed}^{ref} variando de 30 a 55MPa com valor médio de 40MPa.

- R_f

Conforme comentado no Item 2.3.4f, quanto maior o valor de R_f maiores são as deformações do solo antes da ruptura. O valor padrão de R_f utilizado pelo programa é de 0,9. Pouca informação existe para estimativa de R_f no caso de não se dispor de ensaios triaxiais drenados. Desta forma, adota-se para todas as camadas o valor padrão de $R_f = 0,9$.

- m

É o expoente que define o nível de dependência da rigidez (E_{oed} , E_{50} , E_{ur}) em relação ao nível de tensões, conforme as Equações 2.11 a 2.13. Quanto menor m menor a dependência de E em relação ao estado de tensões. Para areias, em geral, se recomenda a utilização de $m = 0,5$. Na ausência de ensaios de laboratório, este foi o valor adotado para todas as camadas.

- E_{50}^{ref}

É o módulo secante obtido na curva “ $\sigma_d \times \varepsilon_a$ ” de um ensaio de compressão triaxial drenado a 50% do σ_d de ruptura (ver Figura 2.22), para o valor da tensão confinante $\sigma'_3 = p^{ref}$.

Embora o modelo hiperbólico, como definido na Equação 2.13, se utilize do módulo tangente inicial E_i , o parâmetro de entrada do *PLAXIS 3D* é o E_{50} . Estes dois parâmetros guardam entre si a seguinte relação:

$$E_{50} = E_i \cdot \left(1 - \frac{R_f}{2}\right) \quad (4.24)$$

Então, uma vez estimado o E_i , o E_{50} é dado pela Equação 4.24.

Na literatura, ao invés do E_i , que varia com o nível de tensões, costuma-se referir ao módulo adimensional K , que é igual ao valor de E_i/P_a para $\sigma_3 = P_a$, conforme a equação de JANBU (1963) para expressar a variação de E_i em função de σ_3 :

$$E_i = K \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^n \quad (4.25)$$

Para a Camada 1, K é estimado a partir da Tabela 4.31. Considerando que os parâmetros desta tabela são ditos conservativos, considera-se o K da Camada 1 variando de 600 a 1000 com um valor médio de 800.

Para o valor de $p^{ref} = 100\text{kPa}$ adotado, estes valores de K correspondem a E_i^{ref} variando de 60 a 100MPa com um valor médio de 80MPa.

Finalmente, substituindo o valor de R_f adotado igual a 0,9 na Equação 4.24, obtém-se para a Camada 1 E_{50}^{ref} variando de 33 a 55MPa com um valor médio de 44MPa.

Para as Camadas 2, 6, 8 e 9 utiliza-se a estimativa para K apresentada por KULHAWY E MAYNE (1990):

$$K \approx 300 + 900 \cdot \phi_{rel} \quad (4.26)$$

onde $\phi_{rel} = \frac{\phi_{tc} - 25^\circ}{45^\circ - 25^\circ}$, ϕ_{tc} = ângulo de atrito correspondente a compressão triaxial.

Os valores de ϕ_{rel} foram calculados a partir dos valores de ϕ' estimados com o ensaio de piezocone (ver Figura 4.27). Posteriormente foram calculados os valores de K pela Equação 4.26. Finalmente os valores de K a longo da profundidade foram convertidos para E_{50}^{ref} pelas Equações 4.25 e 4.24.

Na Tabela 4.36 estão resumidos os valores médios de E_{50}^{ref} estimados para cada camada.

Tabela 4.36 Valores médios de E_{50}^{ref} estimados para cada camada

Camada	E_{50}^{ref} médio (MPa)	E_{oed}^{ref} médio (MPa)	$E_{50}^{ref} / E_{oed}^{ref}$
2	58	50	1,2
6	48	45	1,1
8	34	30	1,1
9	41	39	1,1

Também foram apresentados os valores médios de E_{oed}^{ref} já estimados. Observa-se que ambos os valores são próximos, o que concorda com a recomendação do *PLAXIS* para se utilizar $E_{50}^{ref} \cong E_{oed}^{ref}$.

Com base no exposto acima, adotou-se para todas as camadas $E_{50}^{ref} = 1,1 \cdot E_{oed}^{ref}$.

- E_{ur}^{ref}

O padrão do *PLAXIS* é considerar $E_{ur}^{ref} = 3 \cdot E_{50}^{ref}$.

Segundo EHRlich E BECKER (2009):

“Duncan et al. (1980) afirmam que a relação K_{ur}/K geralmente varia de 1,2 a 3,0.”

o que, para $R_f = 0,9$ (ver Equações 4.24 e 4.25), corresponde à relação $E_{ur}^{ref} / E_{50}^{ref}$ variando entre 2,2 e 5,5.

Com base nestas duas indicações, adota-se para todas as camadas $E_{ur}^{ref} = 3,5 \cdot E_{50}^{ref}$.

- v_{ur}

Na ausência de ensaios de laboratório, adota-se para todas as camadas o valor padrão do *PLAXIS* $v_{ur} = 0,2$.

d) Parâmetros relativos às condições iniciais

Os valores de índice de vazios inicial e_{init} adotados foram aqueles apresentados na Tabela 4.11 ou estimados com base no γ_{sat} adotado a partir da Equação 4.3.

Para o coeficiente de empuxo no repouso na situação normalmente adensada K_0^{nc} adotou-se o padrão do *PLAXIS*, que é a fórmula de JAKY (1944) - Equação 2.2.

Quanto ao sobreadensamento, considerou-se as Camadas 2, 4 e 6 normalmente adensadas com base nos resultados do CPTU-01 (ver Tabela 4.16). Para Camada 9 de solo residual considerou-se o mesmo.

e) Parâmetros relativos à permeabilidade

Na Figura 4.31 estão apresentadas faixas de variação para o coeficiente de permeabilidade k em função da granulometria do solo segundo 3 autores: CEDERGREN (1967), VELLOSO (1988) e ROBERTSON (1990), sendo este último correspondente à classificação com base no ensaio de piezocone apresentada na Figura 4.13.

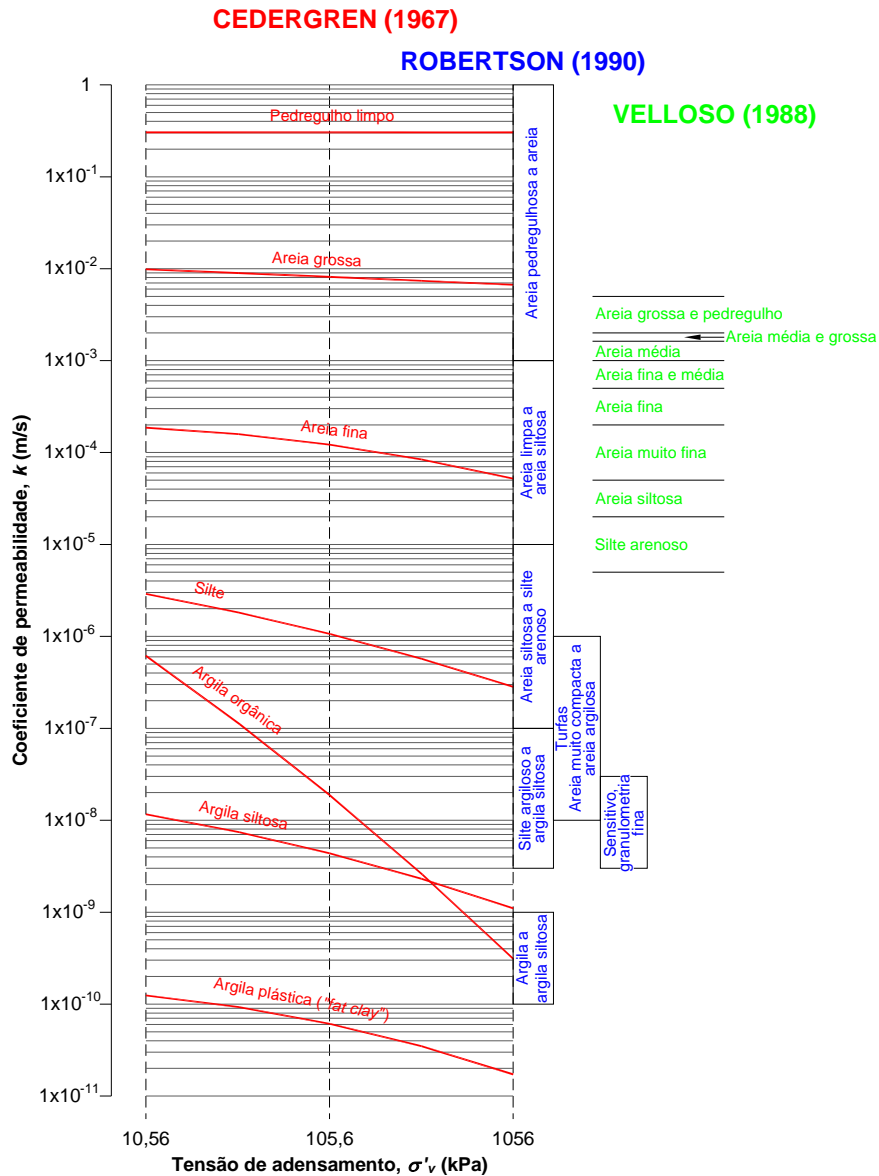


Figura 4.31 Faixas de coeficiente de permeabilidade k em função da granulometria

A Tabela 4.37 resume os valores médios de k adotados para cada camada.

Tabela 4.37 Definição do k das camadas com modelo *Hardening Soil*

Ca- mada	Classificação predominante		k adotado (10^{-6} m/s)		
	Descrição tátil-visual sondagem	Piezo- cone*	mín.	méd.	máx.
1	Silte argiloso pouco arenoso	-	0,2	2	20
2	Areia média a fina pouco argilosa	6	5	50	500
6	Areia fina pouco argilosa	5/6	1	10	100
8	Areia fina a média	-	50	500	5000
9	Silte arenoso (solo residual)	-	1	10	100

* Ver Figuras 4.13 e 4.15.

f) Síntese dos parâmetros

Na Tabela 4.38 estão sintetizadas, para as Camadas 1, 2, 6, 8 e 9 do modelo, as faixas de variação definidas para os parâmetros do modelo *Hardening Soil*.

Tabela 4.38 Parâmetros do modelo *Hardening Soil* para as Camadas 1, 2, 6, 8 e 9

Parâmetro	Camada 1			Camada 2			Camada 6			Camada 8			Camada 9		
	mín.	méd.	máx.	mín.	méd.	máx.	mín.	méd.	máx.	mín.	méd.	máx.	mín.	méd.	máx.
γ (kN/m ³)	20,0			19,6			19,3			19,2			19,0		
e_{init}	0,50			0,60			0,60			0,68			0,71		
E_{oed}^{ref} (MPa)	30	40	50	35	50	60	30	45	55	20	30	40	30	40	55
E_{50}^{ref} (MPa)	33	44	55	39	55	66	33	50	61	22	33	44	33	44	61
E_{ur}^{ref} (MPa)	116	154	193	135	193	231	116	173	212	77	116	154	116	154	212
m	0,25	0,50	0,75	0,25	0,50	0,75	0,25	0,50	0,75	0,25	0,50	0,75	0,25	0,50	0,75
R_f	0,70	0,90	0,98	0,70	0,90	0,98	0,70	0,90	0,98	0,70	0,90	0,98	0,70	0,90	0,98
OCR	2,0			1,0			1,0			1,0			1,0		
v_{ur}	0,10	0,20	0,30	0,10	0,20	0,30	0,10	0,20	0,30	0,10	0,20	0,30	0,10	0,20	0,30
c' (kPa)	20	30	40	0			0			0			0		
ϕ'	33°	36°	39°	39°	42°	44°	32°	38°	42°	27°	32°	37°	32°	35°	40°
$\psi^{(1)}$	0°	6°	9°	0°	12°	14°	0°	8°	12°	0°	2°	7°	0°	5°	10°
K_0^{nc}	0,34	0,41	0,48	0,28	0,33	0,40	0,31	0,38	0,50	0,37	0,47	0,58	0,33	0,43	0,50
k (10 ⁻⁶ m/s)	0,2	2	20	5	50	500	1	10	100	50	500	5000	1	10	100
c_k	10 ¹⁵			10 ¹⁵			10 ¹⁵			10 ¹⁵			10 ¹⁵		

⁽¹⁾ Como se verificou que a dilatação destas camadas teve pouca influência nos resultados, adotou-se nas análises $\psi=0^\circ$.

5 MODELAGEM DO MACIÇO DE ATERRO E DO ESTAQUEAMENTO

5.1 MACIÇO DE ATERRO E BOTA-FORA

Chama-se aqui de maciço de aterro ao conjunto “solo do aterro + geogrelha na base do aterro + geotêxteis de envelopamento do talude do aterro”.

O programa *PLAXIS 3D* permite a modelagem de geogrelhas e geotêxteis por meio dos elementos estruturais chamados “*Geogrids*”, que são elementos planos, que possuem rigidez apenas a esforços axiais de tração, ou seja, que não possuem rigidez à compressão axial e nem à flexão.

Então, a princípio, teria sido possível modelar o maciço de aterro através de volumes de solo com determinado modelo de comportamento (*Hardening Soil*, por exemplo) e *geogrids* na posição da geogrelha e dos geotêxteis de envelopamento do talude.

Entretanto, provavelmente esta modelagem seria trabalhosa, com o modelo apresentando problemas de convergência devido a rupturas localizadas no talude.

O foco do presente estudo está no comportamento das estacas submetidas a sobrecarga lateral. Sob este aspecto, o que importa na modelagem do maciço do aterro é que o carregamento aplicado na superfície do terreno por seu peso próprio seja representativo do comportamento real.

Com base no exposto acima, julgou-se que o modelo *Linear Elastic* é o mais eficiente para representar o maciço do aterro, sendo capaz de transmitir ao terreno uma distribuição de carga suficientemente acurada para o fim a que se destina.

Da mesma forma, o solo do bota-fora localizado próximo ao aterro experimental foi modelado com o modelo *Linear Elastic*.

A Tabela 5.1 resume os parâmetros do modelo *Linear Elastic* adotados para o maciço do aterro e para o bota-fora.

Tabela 5.1 Parâmetros do maciço do aterro e do bota-fora

Modelo	Maciço do aterro		Bota-fora	
	Valor adotado	Origem	Valor adotado	Origem
γ (kN/m ³)	19,6	Média dos ensaios de densidade <i>in situ</i> (ver Tabela 3.3)	17,0	Arbitrado, considerando que se trata de um solo lançado, sem nenhuma compactação
E' (MPa)	15	Arbitrado, considerando que se trata de um solo compactado sem um controle rígido	5	
ν'	0,3	Arbitrado	0,3	Arbitrado
$k_x=k_y=k_z$ (m/s)	$1,0 \times 10^{-5}$	Arbitrado, considerando que o material é classificado como um silte arenoso	$1,0 \times 10^{-5}$	Arbitrado

5.2 ESTACAS

5.2.1 Introdução

Conforme já comentado, o foco principal do presente estudo é a análise do comportamento das estacas submetidas a carregamento lateral em profundidade. Busca-se avaliar se as opções de modelagem das estacas no programa *PLAXIS 3D* são capazes de reproduzir satisfatoriamente o comportamento monitorado em campo.

Apresenta-se nos subitens a seguir a obtenção dos parâmetros a serem utilizados para cada opção utilizada para a modelagem das estacas. Para melhor entendimento do que segue, recomenda-se ler primeiro o Item 7.2 do presente trabalho.

Nos casos em que as estacas foram modeladas com elementos do tipo “*embedded beam*”, a resistência por atrito lateral máxima T_{max} e a resistência de ponta máxima F_{max} especificadas foram estimadas considerando os valores máximos fornecidos pelo método de previsão de capacidade de carga estática de estacas de AOKI E VELLOSO (1975), a saber:

- $$\tau_{l,ult} = \frac{\alpha \cdot k \cdot N_{SPT}}{F2}, \text{ máximo quando } \alpha = 3\% / k = 6,0 \text{kgf/cm}^2 / N_{SPT} = 40 \text{ golpes}$$

$$\tau_{l,ult,máx} = \frac{0,03 \cdot 6,0 \text{kgf/cm}^2 \cdot 40}{3,5} = 2,1 \text{kgf/cm}^2 = 210 \text{kPa}$$
- $$q_{p,ult} = \frac{k \cdot N_{SPT}}{F1}, \text{ máximo quando } k = 10,0 \text{kgf/cm}^2 / N_{SPT} = 40 \text{ golpes}$$

$$q_{p,ult,máx} = \frac{10,0 \text{kgf/cm}^2 \cdot 40}{1,75} = 228,6 \text{kgf/cm}^2 = 23300 \text{kPa}$$

5.2.2 Estacas metálicas

Nas análises realizadas as estacas metálicas foram modeladas das 2 maneiras apresentadas nos itens *a* e *b*, a seguir.

a) Modelagem com elementos do tipo “*Embedded Beam*”

A Tabela 5.2 resume as propriedades adotadas para as estacas metálicas quando modeladas com este tipo de elemento.

Tabela 5.2 Propriedades das estacas metálicas modeladas como “*embedded beams*”

Propriedade	Valor adotado	Justificativa
Módulo de elasticidade, E	210.000MPa*	Valor típico para o aço
Peso específico, γ	76kN/m ³	$\gamma_{aço}$
Área, A	0,01369m ²	Ver Tabela 3.4
Momento de inércia em torno do eixo perpendicular ao aterro, I_3	0,00012738m ⁴	
Momento de inércia em torno do eixo paralelo ao aterro, I_2	0,00037481m ⁴	
Resistência por atrito lateral	Dependente das camadas em contato com o fuste	-
Atrito lateral máximo, T_{max}	1,832m x 210kPa = 385kN/m	Máximo previsto pelo método de AOKI E VELLOSO (1975)
Resistência de ponta máxima, F_{max}	0,07817m ² x 23300kPa = 1825kN	

* Considerou-se que para o nível de esforço a que foram submetidas, o material das estacas se comportou de forma linear elástica.

De acordo com o que foi apresentado no Item 2.3.6a, o raio R da região elástica criada no entorno da estaca (ver Figura 2.31), e que também define o perímetro para o cálculo do atrito lateral, é igual a

$$R = \text{máximo} \left\{ \sqrt{\frac{A}{\pi}}, \sqrt{\frac{I_2 + I_3}{A}} \right\} = \text{máximo} \left\{ \sqrt{\frac{0,01369m^2}{\pi}}, \sqrt{\frac{(0,00037481 + 0,0001278)m^4}{0,01369m^2}} \right\}$$

$$R = 0,1915m,$$

o que equivale a uma largura da estaca sujeita a empuxo lateral igual a 0,383m (contra 0,354m da estaca real) e um perímetro de 1,203m (contra 1,832m da estaca real). Considerando-se que a diferença entre as larguras sujeitas a empuxo lateral não é tão grande (8%), mantiveram-se os parâmetros acima.

b) Modelagem com elementos do tipo “Volume Pile”

A estaca foi modelada por uma região cilíndrica com o mesmo diâmetro da região elástica do “*embedded beam*” (0,383m, ver Item a), ao qual se atribuiu material com as propriedades equivalente resumidas na Tabela 5.3. Nesta equivalência manteve-se a mesma rigidez à flexão $E.I_x$ da estaca real.

Tabela 5.3 Propriedades das estacas metálicas modeladas como “*volume piles*”

Propriedade	Valor adotado	Justificativa / Observações
Diâmetro, D	0,383m	Igual ao diâmetro da região elástica criada no entorno do “ <i>embedded beam</i> ”
Área, A	0,11521m ²	Consequência do diâmetro do cilindro
Momento de inércia em torno de ambos os eixos, I	0,00105625m ⁴	
Módulo de elasticidade, E	74.520MPa	Para manter a mesma rigidez à flexão $E.I_x = 78,7\text{MPa}\cdot\text{m}^4$. Por outro lado a rigidez axial $E.A$ fica igual a 3,0 vezes o valor real.
Peso específico, γ	25kN/m ³	Adotado por engano, equivale a um peso de 2,88kN/m, contra o valor real de 1,04kN/m. Mas não afeta os resultados.

Nas faces do elemento de volume foram adicionados elementos de interface para permitir o deslocamento relativo entre a estaca e o solo.

5.2.3 Estacas pré-moldadas de concreto

a) O comportamento das estacas de concreto

No Item 2.4.2 foi discutido o comportamento de estruturas lineares de concreto armado sob carregamento transversal e axial.

Na Figura 5.1 estão apresentadas as curvas de iteração das estacas $\varnothing 50$ e $\varnothing 60$, que dão o momento fletor resistente M_R (de plastificação) em função do esforço axial N na seção. Nas Figuras 5.2 e 5.3 estão apresentadas para as estacas $\varnothing 50$ e $\varnothing 60$ as relações momento-curvatura correspondentes a diferentes valores de esforço axial N .

As curvas das Figuras 5.1 a 5.3 foram obtidas através do programa *PCalc 1.4*, desenvolvido por CARDOSO JÚNIOR (2014). Todos os fatores de segurança foram removidos para obtenção destas curvas. A resistência à compressão simples f_c adotada para o concreto não foi a resistência característica f_{ck} , mas sim a resistência média estimada através da Equação 2.38 e considerando um desvio padrão s dos valores de f_c igual a 7MPa, resultando em:

$$f_{cm} = f_{ck} + 1,64 \cdot s = 40MPa + 1,64 \cdot 7MPa = 52MPa$$

Nestas curvas foram desconsiderados os efeitos de 2ª ordem, que basicamente são os acréscimos de momento fletor devido ao aumento do braço de alavanca das cargas axiais que ocorre devido à deflexão da estaca. Na modelagem no *PLAXIS 3D* estes efeitos também não foram considerados, uma vez que não se utilizou a opção de atualização da malha de elementos finitos com o decorrer dos carregamentos.

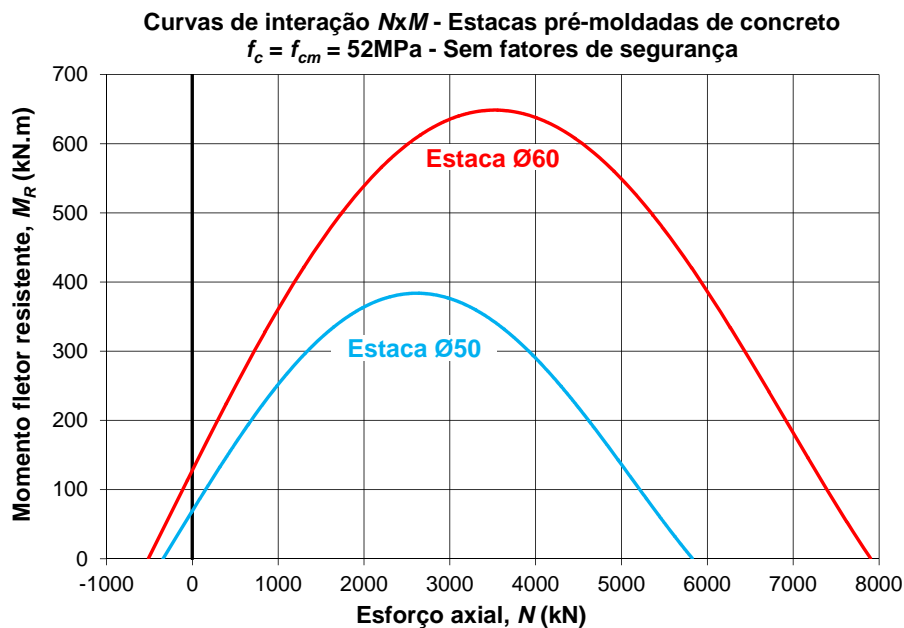


Figura 5.1 Curvas de interação das estacas pré-moldadas $\varnothing 50$ e $\varnothing 60$

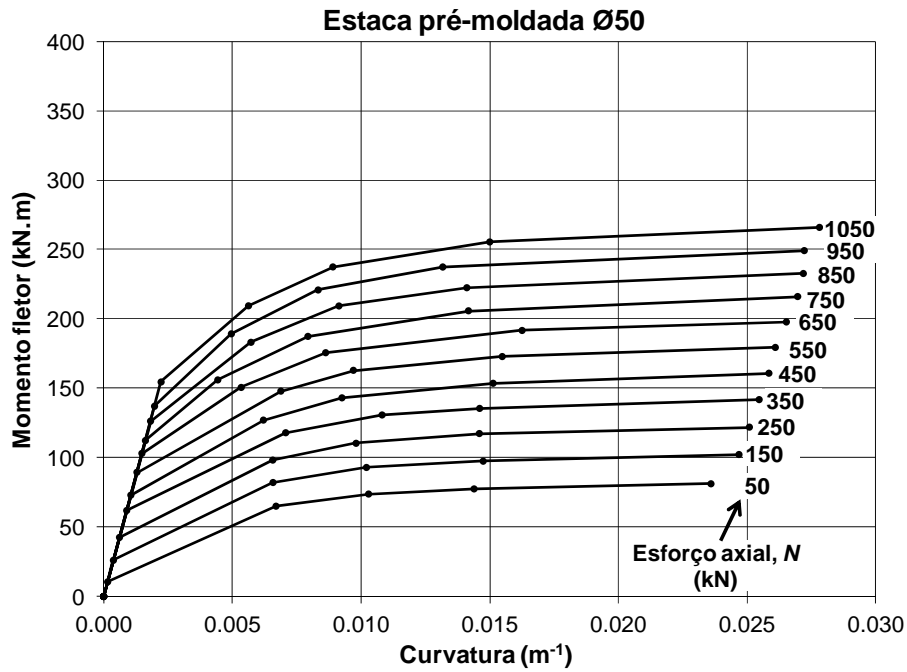


Figura 5.2 Relações Momento-Curvatura para diferentes valores de N - estaca $\varnothing 50$

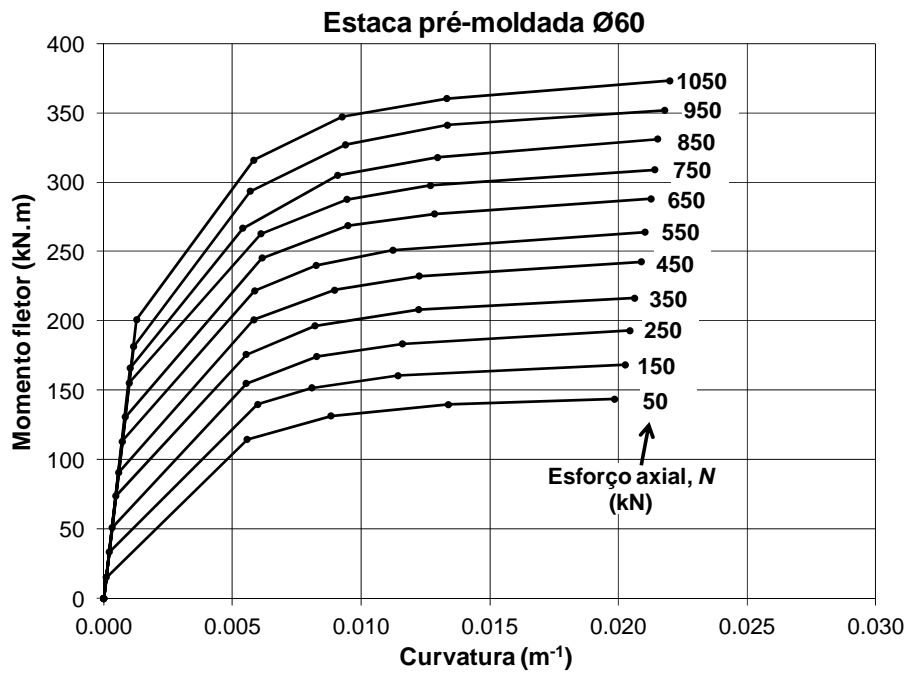


Figura 5.3 Relações Momento-Curvatura para diferentes valores de N - estaca $\varnothing 60$

Observação: Na realidade, na saída do programa *PCalc 1.4* as curvas momento-curvatura têm muito mais pontos que os apresentados nas Figuras 5.2 e 5.3. Nestas figuras estão apresentados apenas os pontos tomados para que fosse viável utilizá-los em planilha eletrônica para estimar o momento a partir da curvatura.

As relações momento-curvatura das Figuras 5.2 e 5.3 são interrompidas quando ocorre a completa plastificação da seção (ver momentos de plastificação M_R nas curvas de iteração da Figura 5.1). Em termos de curvatura, pelo que se observa nas Figuras 5.2 e 5.3, para a faixa de valores de esforço axial N de 50kPa a 1050kPa, as curvaturas correspondentes à plastificação total das estacas variam na faixa de:

- 0,024 a 0,028 para as estacas $\varnothing 50$, e
- 0,020 a 0,022 para as estacas $\varnothing 60$.

Mas pode-se observar também que, devido ao comportamento não linear do concreto armado, 90% do momento resistente M_R é mobilizado para curvaturas bem menores, em torno de 0,010 para estacas $\varnothing 50$ e em torno de 0,008 para estacas $\varnothing 60$.

b) Modelagem com elementos do tipo “*Embedded Beam*”

Nas análises onde se fez necessário considerar o concreto como um material linear elástico, adotou-se o módulo de elasticidade secante do concreto dado pela NBR 6118, sem aplicação de nenhum fator de segurança, e considerando a resistência do concreto f_c igual ao f_{cm} estimado em 52MPa. Desta forma adotou-se:

$$E = 0,85 \cdot 5600 \sqrt{f_c} = 0,85 \cdot 5600 \sqrt{52} = 34.325 \text{MPa}$$

Considerando este valor de módulo E_c para o concreto, o módulo E_s da armadura igual a 210.000MPa, e as propriedades geométricas das seções das estacas apresentadas na Tabela 3.4 (seções plenas = sem fissuração), chegam-se aos valores de módulo de rigidez das estacas apresentados na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 Rigidez das estacas pré-moldadas modeladas com material linear elástico

Propriedade		Estaca	
		$\varnothing 50$	$\varnothing 60$
Módulo de rigidez axial, $E.A$ (MPa.m ²)	concreto	4.291,0	5.778,0
	armadura	136,5	212,0
	total	4.427,5	5.990,0
Módulo de rigidez à flexão, $E.I$ (MPa.m ⁴)	concreto	91,1119	181,9661
	armadura	3,3516	7,7532
	total	94,4635	189,7193

No programa deve-se entrar em separado com os valores de E , A e I . Eles foram definidos de forma a manter os mesmos módulos de rigidez à flexão $E.I$ e axial $E.A$ da Tabela 5.4 e de forma que o diâmetro da zona elástica criada pelo programa seja igual ao diâmetro externo real da estaca. Os valores obtidos estão apresentados na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 Propriedades das estacas pré-moldadas modeladas como “*embedded beams*”

Propriedade			Estaca	
			ø50	ø60
A (m²)			0,19635	0,28274
E (MPa)			22.549	21.185
I (m⁴)			0,00418927	0,00895520
Verificação	D da região elástica (m)	$2 \cdot \sqrt{\frac{A}{\pi}}$	0,50	0,60
		$2 \cdot \sqrt{\frac{I_2 + I_3}{A}}$	0,41	0,50
		Adotado pelo programa	0,50	0,60
	E.A (MPa.m²)		4.427,5	5.990,0
	E.I (MPa.m⁴)		94,4638	189,7159
γ			3,08kN/m / 0,19635m ² = 15,7kN/m ³	4,15kN/m / 0,28274m ² = 14,7kN/m ³
T_{max}			1,571m x 210kPa = 330kN/m	1,885m x 210kPa = 396kN/m
F_{max}			0,19635m ² x 23300kPa = 4.575kN	0,28274m ² x 23300kPa = 6.590kN

c) Modelagem como “Volume pile” - Região cilíndrica - Modelo “Linear Elastic”

A estaca foi modelada por uma região cilíndrica com o mesmo diâmetro externo da estaca, ao qual se atribuiu material com modelo “*Linear Elastic*” e as propriedades equivalentes resumidas na Tabela 5.6. Nesta equivalência manteve-se o mesmo módulo de rigidez à flexão $E.I$ da estaca real.

Tabela 5.6 Propriedades das estacas pré-moldadas modeladas como “*volume piles*” - Região cilíndrica - Modelo “*Linear Elastic*”

Propriedade	Estaca		Justificativa / Observações
	ø50	ø60	
D	0,50m	0,60m	Diâmetro externo estaca
A	0,19635m ²	0,28274m ²	Consequência do diâmetro do cilindro
I	0,00306796m ⁴	0,00636173m ⁴	
E	30.790MPa	29.822MPa	Para manter a mesma rigidez à flexão <i>E.I</i> (Tabela 5.4). Por outro lado a rigidez axial <i>E.A</i> fica igual a 1,4 vezes o valor real.
γ	3,08kN/m / 0,19635m ² = 15,7kN/m ³	4,15kN/m / 0,28274m ² = 14,7kN/m ³	Para manter o mesmo peso por metro linear da estaca

Nas faces do elemento de volume foram adicionados elementos de interface para permitir o deslocamento relativo entre a estaca e o solo.

d) Modelagem como “*Volume pile*” - Região anelar - Modelo “*Mohr-Coulomb*”

O concreto da estaca foi modelado por uma região anelar com a mesma geometria da estaca real (ver Figura 3.18), ao qual se atribuiu material com as propriedades “reais” (estimadas) do concreto com o modelo *Mohr-Coulomb*. A armadura da estaca foi modelada através de um elemento do tipo “*plate*”, com geometria tubular de diâmetro igual ao diâmetro externo da estaca e espessura equivalente de forma a fornecer a mesma rigidez à flexão apresentada na Tabela 5.4. Na Tabela 5.7 estão resumidas as propriedades adotadas para o concreto e para as armaduras das estacas.

Tabela 5.7 Propriedades das estacas pré-moldadas modeladas como “*volume pilas*” - Região anelar - Modelo “*Mohr-Coulomb*”

Elemento	Propriedade	Estaca		Justificativa / Observações
		ø50	ø60	
Concreto	D_{ext}	0,50m	0,60m	Geometria real da estaca
	D_{int}	0,30m	0,38m	
	A	0,12566m ²	0,16933m ²	Consequência de D_{int} e D_{ext} adotados. Correspondem à seção não fissurada
	I	0,00267035m ⁴	0,00533819m ⁴	
	E	34.325MPa	34.325MPa	ABNT NBR 6118, módulo secante
	γ	24kN/m ³	24kN/m ³	Peso específico do concreto simples
	ν	0,20	0,20	ABNT NBR 6118, para tensões de compressão menores que $0,5f_c$ e tensões de tração menores que f_{ct}
Armadura	D	0,50m	0,60m	Diâmetro externo da estaca, pois o elemento “ <i>plate</i> ” foi criado nesta posição
	d	0,0003251m	0,0004353m	Espessura da chapa ajustada de modo a manter o mesmo momento de inércia da armadura real
	E	210.000MPa*	210.000MPa*	Valor típico para o aço
	γ	78kN/m ³	78kN/m ³	Peso específico do aço
	ν	0,20	0,20	Valor típico para o aço

* Elementos do tipo “*plate*” só admitem comportamento linear elástico, ou seja, sem plastificação.

O modelo *Mohr-Coulomb* adotado para o concreto exige ainda os parâmetros de resistência do material, a saber: a coesão c , o ângulo de atrito ϕ e a resistência à tração σ_t . Os parâmetros c e ϕ foram estimados a partir da resistência à compressão simples f_c e de resistência à tração direta f_{ct} , conforme indicado na Figura 5.4.

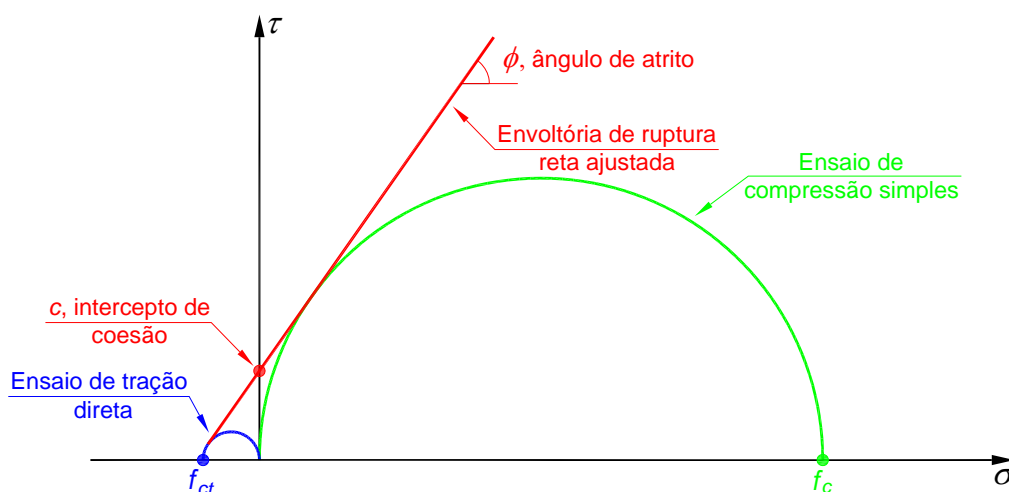


Figura 5.4 Ajuste da envoltória de ruptura de *Mohr-Coulomb* aos ensaios de compressão simples e de tração direta no concreto

Por geometria se obtêm as relações entre ϕ , c , f_c e f_{ct} , a saber:

$$\phi = \arcsen\left(\frac{f_c - f_{ct}}{f_c + f_{ct}}\right) \quad (5.1)$$

$$c = \frac{f_c \cdot f_{ct}}{2 \cdot \sqrt{f_c \cdot f_{ct}}} \quad (5.2)$$

Conforme já comentado, o valor de f_c que vem sendo adotado é o valor estimado de f_{cm} igual a 52MPa. Quanto à resistência à tração utiliza-se a recomendação da NBR 6118:2003 que indica que o seu valor médio $f_{ct,m}$ pode ser avaliado pela equação

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (5.3)$$

com as variáveis expressas em MPa, que para $f_c = 52\text{MPa}$ fica $f_{ct,m} = 0,3 \cdot 52^{2/3} = 4,2\text{MPa}$.

Substituindo estes valores nas Equações 5.2 e 5.1 chega-se a:

- $c = 7.389\text{kPa}$
- $\phi = 58,3^\circ$

No modelo *Mohr-Coulomb* existe a opção de limitar as tensões de tração no material especificando-se um valor de “*tension cut-off*” σ_t (ver Item 2.3.4e). Na análise realizada a resistência à tração do concreto foi desprezada, especificando-se $\sigma_t = 0$, mas mantendo os valores de $\phi = 58,3^\circ$ e $c = 7.389\text{kPa}$.

Conforme indicado no Item 2.4.2c, a hipótese de $\sigma_t = 0$ é a mesma considerada no programa *PCalc 1.4*, onde as relações momento-curvatura são obtidas desprezando a resistência à tração do concreto. Esta hipótese pode ser a mais realista caso as estacas tenham se fissurado durante o manuseio e/ou cravação.

Na face externa do elemento de placa foram adicionados elementos de interface para permitir o deslocamento relativo entre a estaca e o solo.

5.3 GRELHA

a) Introdução

A grelha que trava a cabeça das estacas é composta por blocos de coroamento e por vigas de travamento. Assim como para as estacas pré-moldadas, considerando o valor de módulo do concreto E_c igual a 34.325MPa, o módulo E_s da armadura igual a 210.000MPa, e as propriedades geométricas da seção das estacas apresentadas no Item 3.3.3 (seção plena = sem fissuração), chega-se aos valores de módulo de rigidez das vigas de travamento apresentados na Tabela 5.8.

Tabela 5.8 Rigidez das vigas de travamento modeladas com material linear elástico

Propriedade		Viga de travamento
Módulo de rigidez axial, $E.A$ (MPa.m ²)	concreto	10.907,1
	armadura	470,4
	total	11.377,5
Módulo de rigidez à flexão - Eixo H , $E.I_H$ (MPa.m ⁴)	concreto	578,7418
	armadura	43,2642
	total	622,006
Módulo de rigidez à flexão - Eixo V , $E.I_V$ (MPa.m ⁴)	concreto	145,3804
	armadura	6,5646
	total	151,9450

b) Modelagem com elementos “plate”

Nas análises onde as estacas foram modeladas com elementos “*embedded beam*”, os blocos de coroamento e as vigas de travamento que compõem a grelha foram modelados com elementos de “*plate*” com as propriedades que estão resumidas na Tabela 5.9.

Tabela 5.9 Propriedades dos blocos de coroamento e das vigas de travamento que compõem a grelha modeladas como “plates”

Propriedade	Grelha		Justificativa / Observações
	Bloco de coroamento	Viga de travamento	
Altura, h	1,10m	0,80m	Geometria da seção em concreto
Espessura, d	1,00m	0,40m	
I_H	0,110917m ⁴	0,017067m ⁴	
I_V	0,091667m ⁴	0,004267m ⁴	
γ	25kN/m ³	25kN/m ³	Peso específico do concreto armado
E	36.445MPa	36.445MPa	Calculado para manter as mesmas rigidezes à flexão $E.I_H$ e $E.I_V$ (Tabela 5.8)
ν	0,20	0,20	ABNT NBR 6118, para tensões de compressão menores que $0,5f_c$ e tensões de tração menores que f_{ct}

* Elementos do tipo “plate” só admitem comportamento linear elástico, ou seja, sem plastificação.

Nas faces dos elementos de placa foram adicionados elementos de interface para permitir o deslocamento relativo entre as vigas e o solo.

c) Modelagem com elementos de volume - Modelo “Linear Elastic”

Nas análises onde as estacas foram modeladas como “volume piles”, os blocos de coroamento e as vigas de travamento que compõem a grelha foram modelados com elementos de volume aos quais se atribuiu material com modelo “Linear elastic” e as mesmas propriedades que estão resumidas na Tabela 5.9.

Nas faces destes elementos de volume também foram adicionados elementos de interface.

6 ANÁLISES NUMÉRICAS INICIAIS PARA AJUSTE DO MODELO DO SOLO

6.1 INTRODUÇÃO

As análises tridimensionais pelo método dos elementos finitos foram realizadas com o programa *PLAXIS 3D AE (Build 12319)*.

Também foram realizadas análises bidimensionais auxiliares utilizando o programa *Plaxis 8.2 Professional version - Update Pack 4 (Build811)*.

A estratégia adotada foi a de primeiro realizar análises 3D simulando a sequência de alteamento do aterro, mas sem o estaqueamento, para ajustar os parâmetros do solo de forma que os resultados coincidisse o melhor possível com o comportamento do terreno indicado pela instrumentação, a saber, do mais importante para o menos importante:

1º) os deslocamentos horizontais do terreno medidos em 4 instantes pelos inclinômetros instalados fora das estacas,

2º) os recalques ao longo do tempo medidos com as placas de recalque, e

3º) a geração e posterior dissipação dos excessos de poropressão ao longo do tempo medidos pelos piezômetros elétricos.

Uma vez ajustados os parâmetros do solo, passou-se à análise do estaqueamento propriamente dita, o que é objeto do capítulo 7.

Antes do ajuste do modelo do solo, apresentado no Item 6.5, foi realizada uma análise de sensibilidade utilizando o *Plaxis 2D* para identificar os parâmetros que mais influenciam os resultados, conforme apresentado no Item 6.4.

6.2 LIMITES DO MODELO E CONDIÇÕES DE CONTORNO

Fundamentalmente, existem apenas dois tipos de condições de contorno que podem ser impostas a um modelo para análise tensão-deformação: forças ou deslocamentos. Qualquer que seja o modelo, é necessário que se especifiquem em algumas de suas partes deslocamentos nulos, de forma que em qualquer direção possam ser mobilizadas forças de reação, permitindo que o modelo se mantenha em equilíbrio estático.

No modelo utilizado foram adotadas as condições de contorno padrões do *PLAXIS 3D*, a saber (ver Figura 6.1):

- nas 4 faces verticais: deslocamentos normais fixados e iguais a zero / deslocamentos tangenciais livres = tensões cisalhantes nulas.
- face horizontal de fundo: deslocamentos fixados e iguais a zero nas 3 direções.
- face horizontal de topo: deslocamentos livres nas 3 direções = tensões normais e cisalhantes nulas.

No que diz respeito ao fluxo de água, as condições de contorno a serem especificadas também são fundamentalmente duas: a carga hidráulica ou a velocidade de percolação. Neste caso também foram adotadas as condições de contorno padrão do *PLAXIS 3D*, a saber (ver Figura 6.1):

- as 4 faces verticais e face horizontal de topo: abertas, permitindo fluxo e dissipação de excessos de poropressão através delas (carga hidráulica total constante ao longo das mesmas).
- face horizontal de fundo: fechada, não permitindo fluxo e nem dissipação de excessos de poropressão através dela.

Quanto à posição dos limites do modelo (planos verticais e plano horizontal de fundo), o ideal seria que os mesmos se situassem bastante afastados da área de interesse, de forma que as condições de contorno (de deslocamentos e fluxo) não a influenciassem. Entretanto, a malha de elementos finitos se tornaria muito extensa, exigindo maior esforço computacional. Deve-se, portanto, encontrar um meio termo.

Na Figura 6.1 estão apresentadas as distâncias adotadas entre os limites do modelo e as bordas da base do maciço de aterro, bem como as condições de contorno adotadas nestes limites.

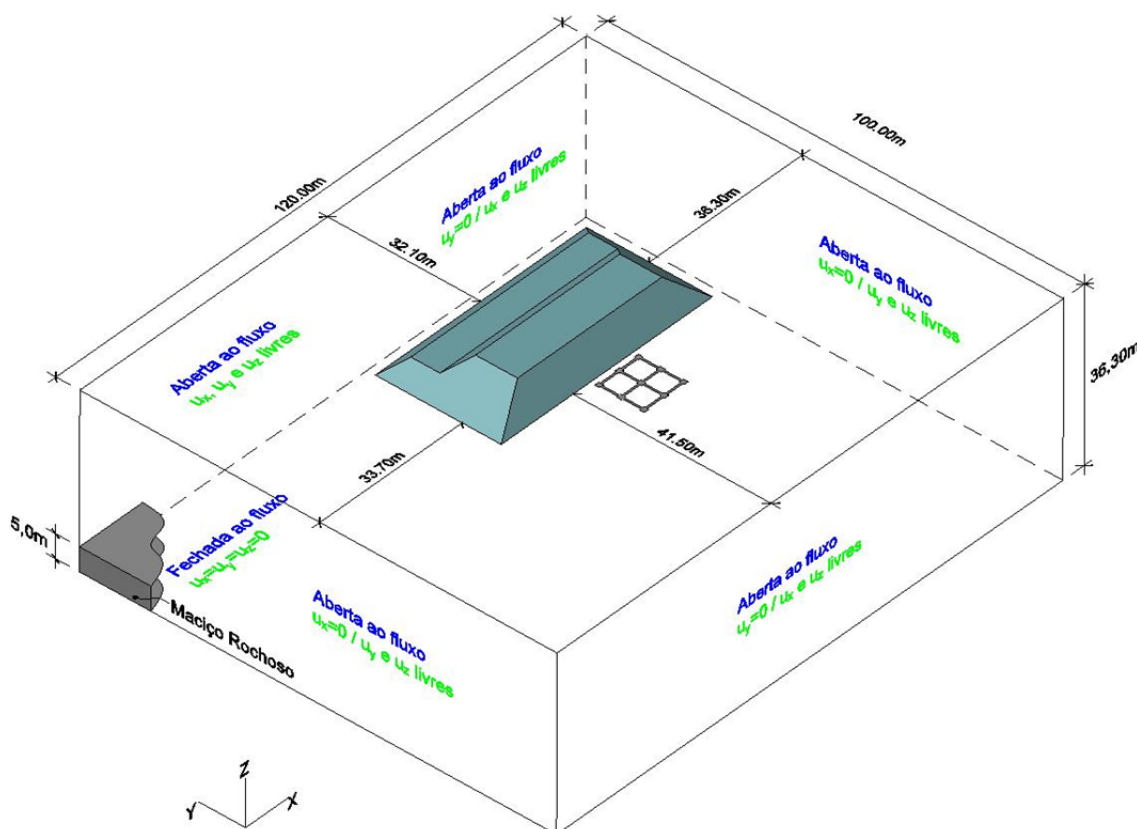


Figura 6.1 Condições de contorno impostas e posição dos limites do modelo

Apenas para se ter uma ordem de grandeza, estimou-se nos limites do modelo, através de solução da teoria da elasticidade, o acréscimo de tensão vertical $\Delta\sigma_v$ ao longo da profundidade das camadas de argila mole. O valor máximo obtido foi de apenas 2% do $\Delta\sigma_{v0}$ aplicado na superfície do terreno pelo aterro.

Observação: Embora não tenha sido feito no presente trabalho, seria interessante realizar algumas análises com diferentes dimensões do modelo para verificar a influência que as condições de contorno das fronteiras exercem sobre os resultados mais importantes da análise, permitindo assim otimizar as dimensões do modelo.

Na Figura 6.2 está apresentado o modelo criado no *PLAXIS 3D* com o aterro em sua altura máxima.

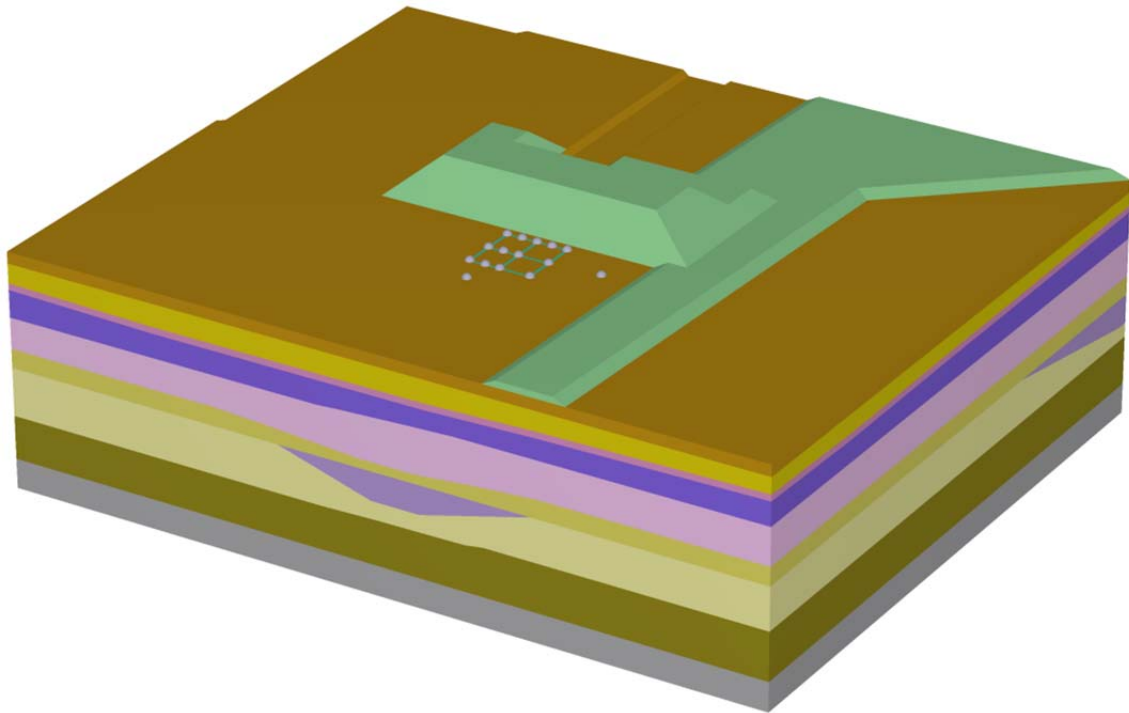


Figura 6.2 Modelo de análise no *PLAXIS 3D* com o aterro em sua altura máxima.

6.3 SEQUÊNCIA DE ANÁLISE

As etapas de alteamento do aterro experimental no campo foram espaçadas tipicamente de 2 a 5 dias entre si. Considerando as camadas argilosas do terreno, estes intervalos de tempo não foram suficientemente pequenos para que se possa considerar que o processo de alteamento se deu de forma não drenada, e nem foram suficientemente grandes para que se possa considerá-lo drenado. As leituras dos piezômetros instalados nas camadas argilosas mostram isso claramente (ver Figuras 6.18 e 6.19): durante os alteamentos foram gerados acréscimos de poropressão, que foram parcialmente dissipados entre um alteamento e outro, mas não completamente.

Esta situação exigiu que o processo de alteamento do aterro fosse modelado com fases de análise do tipo “*Consolidation*” do *PLAXIS* (ver Item 2.3.2c). Cada fase deste tipo de análise está associada a um intervalo de tempo durante o qual o programa calcula a geração e a dissipação dos excessos de poropressão. Por exemplo:

- uma etapa de alteamento é modelada por uma fase de análise com a duração estimada para execução do aterro, sendo que o programa distribui este carregamento

linearmente ao longo deste período, calculando os excessos de poropressão gerados pelo carregamento e, concomitantemente, a dissipação dos excessos de poropressão,

- em seguida adiciona-se uma fase de análise sem nenhum carregamento adicional, com duração igual ao tempo de espera até o próximo alteamento, durante a qual o programa calcula a dissipação dos excessos de poropressão existentes.

Na Tabela 6.1 estão apresentadas as etapas de análise adotadas.

A situação inicial considerada é aquela em que o terreno se encontrava antes de 1984, ano em que se estima ter ocorrido a primeira movimentação de terra no local.

As movimentações de terra anteriores à obra da Vila dos Atletas descritas no Item 3.5.2 foram modeladas como fases de análise do tipo “*Drained*”, uma vez que:

- elas foram realizadas cerca de 30 anos antes do aterro experimental, tempo suficiente para dissipação de grande parte (no mínimo 70% no centro da camada) dos excessos de poropressão gerados ($H_d = 5\text{m}$, $c_v = 1 \times 10^{-8} \text{m}^2/\text{s}$),

- o aterro executado em 1984 não se encontrava em cima, embora estivesse próximo, do local do aterro experimental, e

- a espessura deste aterro foi relativamente pequena, algo entre 1,0m e 1,8m, que equivale a uma sobrecarga de 20 a 35kPa na superfície do terreno.

As movimentações de terra na área do aterro experimental durante as obras da Vila dos Atletas (a partir de 2012), mas anteriores ao aterro experimental, foram modeladas com fases de análise do tipo “*Consolidation*”. As datas de início e a duração destas movimentações foram estimadas com base nas imagens de satélite apresentadas no Item 3.5.3 (ver Tabela 3.17).

Quanto às fases de alteamento do aterro experimental, o horário de início, a duração e o intervalo de espera até a etapa seguinte de alteamento foram estimados com base no monitoramento da altura do aterro e nas leituras dos piezômetros elétricos. Para apenas 1 dos alteamentos não há concordância entre as datas obtidas dessas duas fontes, adotando-se o indicado pelos piezômetros.

Tabela 6.1 Etapas de análise adotadas na modelagem numérica

Fase	Tempo				Tipo de cálculo	Ação
	Hora inicial	Hora final	Duração (dias)	Acumulado ⁽¹⁾ (dias)		
0	01/06/1984 12:00	01/06/1984 12:00	0.0	0.0	<i>K0 Procedure</i>	Geração das tensões iniciais com terreno na cota -0,5m.
1	01/06/1984 12:00	31/12/1984 12:00	213.0	0.0	<i>Plastic</i>	Ativação do aterro de 1984. Zeragem do tempo (fase drenada)
2	01/03/2012 08:00	02/03/2012 17:00	1.4	1.4	<i>Consolidation</i>	Ativação de caminho sobre local do aterro. Tempo zero no início desta fase.
3	02/03/2012 17:00	03/09/2012 08:00	184.6	186.0	<i>Consolidation</i>	Dissipação.
4	03/09/2012 08:00	14/09/2012 17:00	11.4	197.4	<i>Consolidation</i>	Ativação do aterro da rua A no local do aterro.
5	14/09/2012 17:00	03/12/2012 08:00	79.6	277.0	<i>Consolidation</i>	Dissipação.
6	03/12/2012 08:00	21/12/2012 17:00	18.4	295.4	<i>Consolidation</i>	Ativação de todos os aterros anteriores ao experimento.
7	21/12/2012 17:00	01/04/2013 07:00	100.6	396.0	<i>Consolidation</i>	Dissipação.
8	01/04/2013 07:00	12/04/2013 17:00	11.4	407.4	<i>Consolidation</i>	Escavação da galeria e ativação da 1ª fase do bota-fora.
9	12/04/2013 17:00	06/05/2013 07:00	23.6	431.0	<i>Consolidation</i>	Dissipação.
10	06/05/2013 07:00	06/05/2013 07:00	0.0	431.0	<i>Plastic</i>	Ativa estacas, grelha e inclinômetros.
11	06/05/2013 07:00	03/06/2013 08:00	28.0	459.0	<i>Consolidation</i>	Dissipação.
12	03/06/2013 08:00	06/06/2013 17:00	3.4	462.4	<i>Consolidation</i>	Ativa 2ª fase do bota-fora.
13	06/06/2013 17:00	11/06/2013 13:00	4.8	467.2	<i>Consolidation</i>	Dissipação.
14	11/06/2013 13:00	12/06/2013 12:00	1.0	468.2	<i>Consolidation</i>	Ativa 1ª camada de aterro até a cota +2,45m.
15	12/06/2013 12:00	17/06/2013 10:00	4.9	473.1	<i>Consolidation</i>	Dissipação.
16	17/06/2013 10:00	17/06/2013 17:00	0.3	473.4	<i>Consolidation</i>	Remove 1ª camada de aterro até a cota +1,30m .
17	17/06/2013 17:00	20/06/2013 15:20	2.9	476.3	<i>Consolidation</i>	Dissipação.
18	20/06/2013 15:20	20/06/2013 19:00	0.2	476.5	<i>Consolidation</i>	Ativa camada de aterro até a cota +1,99m.
19	20/06/2013 19:00	24/06/2013 13:00	3.8	480.2	<i>Consolidation</i>	Dissipação.
20	24/06/2013 13:00	24/06/2013 19:00	0.3	480.5	<i>Consolidation</i>	Ativa camada de aterro até a cota +2,45m.
21	24/06/2013 19:00	27/06/2013 07:00	2.5	483.0	<i>Consolidation</i>	Dissipação.
22	27/06/2013 07:00	27/06/2013 12:00	0.2	483.2	<i>Consolidation</i>	Ativa camada de aterro até a cota +3,46m.
23	27/06/2013 12:00	29/06/2013 08:00	1.8	485.0	<i>Consolidation</i>	Dissipação.
24	29/06/2013 08:00	29/06/2013 17:00	0.4	485.4	<i>Consolidation</i>	Ativa camada de aterro até a cota +4,39m.

Tabela 6.1 (continuação) Etapas de análise adotadas na modelagem numérica

Fase	Tempo				Tipo de cálculo	Ação
	Hora inicial	Hora final	Duração (dias)	Acumulado ⁽¹⁾ (dias)		
25	29/06/2013 17:00	04/07/2013 08:00	4.6	490.0	Consolidation	Dissipação.
26	04/07/2013 08:00	04/07/2013 19:00	0.5	490.5	Consolidation	Ativa camada de aterro até a cota +5,45m.
27	04/07/2013 19:00	09/07/2013 07:00	4.5	495.0	Consolidation	Dissipação.
28	09/07/2013 07:00	09/07/2013 19:00	0.5	495.5	Consolidation	Ativa camada de aterro até a cota +5,98m.
29	09/07/2013 19:00	15/07/2013 07:00	5.5	501.0	Consolidation	Dissipação.
30	15/07/2013 07:00	15/07/2013 19:00	0.5	501.5	Consolidation	Ativa camada de aterro até a cota +6,53m.
31	15/07/2013 19:00	22/07/2013 07:00	6.5	508.0	Consolidation	Dissipação.
32	22/07/2013 07:00	22/07/2013 17:00	0.4	508.4	Consolidation	Ativa camada de aterro até a cota +7,34m.
33	22/07/2013 17:00	31/07/2013 08:00	8.6	517.0	Consolidation	Dissipação.
34	31/07/2013 08:00	31/07/2013 17:00	0.4	517.4	Consolidation	Ativa camada de aterro até a cota +8,00m.
35	31/07/2013 17:00	03/08/2013 07:00	2.6	520.0	Consolidation	Dissipação.
36	03/08/2013 07:00	07/08/2013 17:00	4.4	524.4	Consolidation	Remove 2ª fase do bota-fora e ativa aterro final.
37	07/08/2013 17:00	02/09/2013 07:00	25.6	550.0	Consolidation	Dissipação.

⁽¹⁾ Em relação à data de referência: 01/03/12 8:00.

* Destacadas em cinza as etapas de análise ao final das quais foram tomados os perfis de deslocamento horizontal do solo e das estacas para comparação com os perfis medidos com os inclinômetros.

A quantidade de leituras dos inclinômetros é muito grande (53 instantes x 13 inclinômetros = 689 leituras). No presente estudo as comparações entre os deslocamentos horizontais medidos e os calculados foram realizados apenas em 4 instantes, fora a leitura de referência do dia 20/06/13. Na Tabela 6.1 estão destacados em cinza estes instantes, correspondentes ao final das análises destacadas, que são os seguintes:

- **04-Jul-13:** 4,5 dias após executar a camada que deixou o aterro com altura de 3,1m,
- **15-Jul-13:** 5,5 dias após executar a camada que deixou o aterro com altura de 4,7m,
- **31-Jul-13:** Imediatamente após a execução da última camada de aterro, que o deixou com a altura máxima de 6,7m, e
- **02-Set-13:** Data da última leitura disponível com o aterro em sua altura máxima.

6.4 ANÁLISES DE SENSIBILIDADE COM MODELO 2D

Para as análises de sensibilidade foi utilizado o *PLAXIS 2D* devido ao tempo de cálculo muito inferior (da ordem de 100 vezes menor) em relação às análises com o *PLAXIS 3D*.

Para estas análises foram adotados os parâmetros médios dos materiais apresentados nas Tabelas 4.28 e 4.38, com exceção, logicamente, do parâmetro sendo avaliado. O parâmetro avaliado em uma análise foi modificado em todas as camadas com o mesmo modelo. Por exemplo, ao se avaliar o C_c das camadas com modelo *Soft Soil Creep* os valores de C_c de todas as camadas com esse modelo foram alterados ao mesmo tempo. Para cada parâmetro foram feitas duas análises, uma com o valor mínimo e outra com o valor máximo das faixas de variação apresentadas nas Tabelas 4.28 e 4.38.

Nestas análises não houve modelagem do estaqueamento. A título de ilustração, na Figura 6.3 estão apresentados os perfis de deslocamento horizontal na posição do inclinômetro IV-13 (no terreno) variando-se o *OCR* das camadas de argila. Analogamente, na Figura 6.4 apresenta-se o recalque ao longo do tempo na posição da placa PR-1, e na Figura 6.5 a poropressão ao longo do tempo na posição do piezômetro PZE-01A.

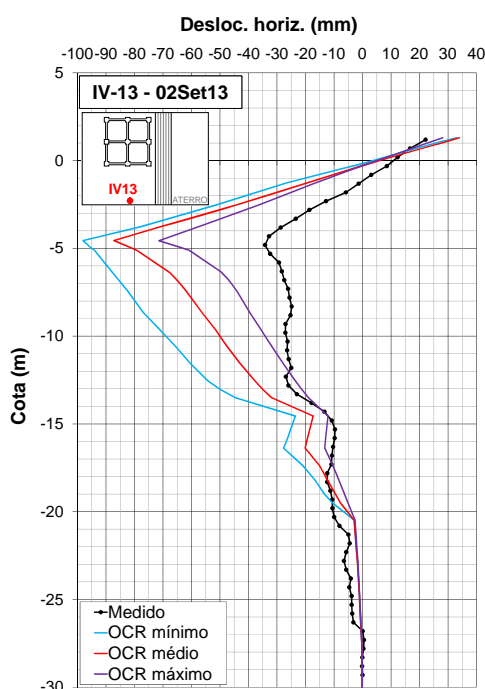


Figura 6.3 Análise da sensibilidade dos deslocamentos horizontais do terreno em relação ao *OCR* na posição do IV-13 em 02Set13.

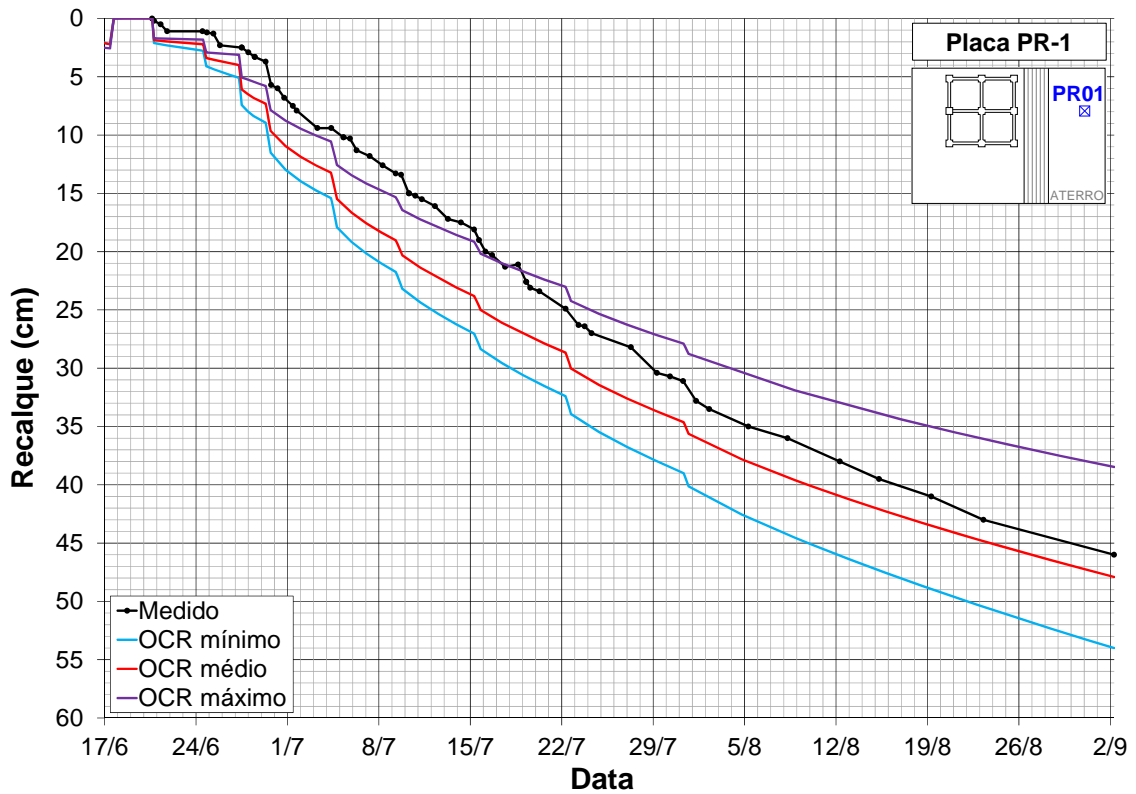


Figura 6.4 Análise da sensibilidade dos recalques do terreno ao longo do tempo em relação ao OCR na posição da placa PR-1.

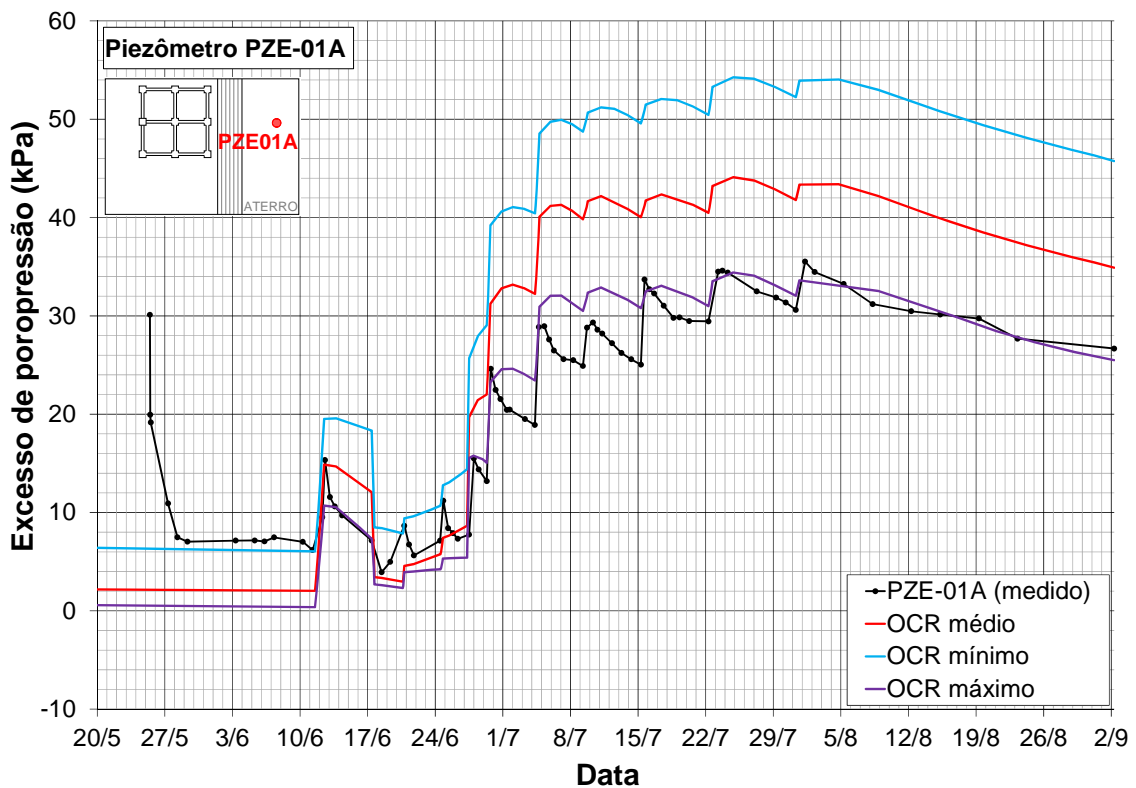


Figura 6.5 Análise da sensibilidade dos excessos de poropressão do terreno ao longo do tempo em relação ao OCR na posição da piezômetro PZE-01A.

Nas Figuras 6.6 a 6.8 os resultados das análises de sensibilidade estão apresentados na forma de gráficos do tipo “tornado”. Eles mostram o grau de influência relativo que cada parâmetro tem num determinado resultado da análise.

Por exemplo, a Figura 6.6 é relativa aos recalques calculados no local da placa PR1. No caso do parâmetro k_{init} das camadas com modelo SSC, ao se adotar o seu valor mínimo (círculo vazado) o recalque da PR1 diminui de um determinado valor em relação aos parâmetros médios. Já ao se adotar o valor máximo de k_{init} (círculo cheio), o recalque da PR1 aumenta de outro valor.

Então, neste gráfico os parâmetros são ordenados de cima para baixo, do de maior influência para o de menor influência, que é quantificada pelo comprimento da faixa de variação do resultado específico analisado.

Em azul estão os parâmetros das camadas com modelo SSC e em vermelho os das camadas com modelo HS.

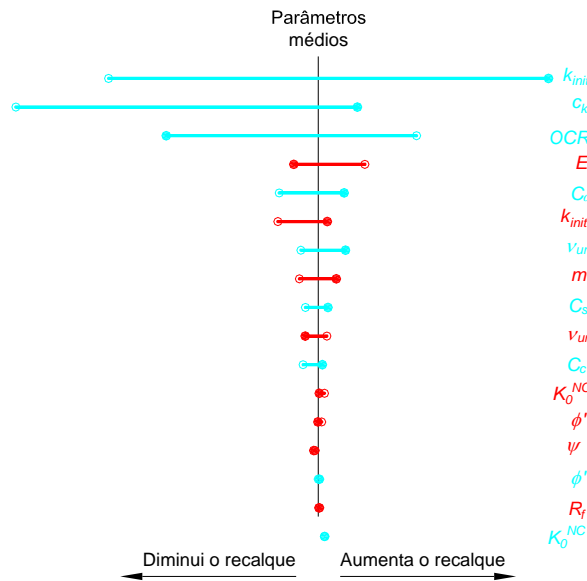


Figura 6.6 Sensibilidade dos recalques no local da placa PR1 aos parâmetros do solo

Na Figura 6.7 está apresentada a influência dos parâmetros das camadas nos deslocamentos horizontais no local do tubo de inclinômetro IV-13 instalado no terreno.

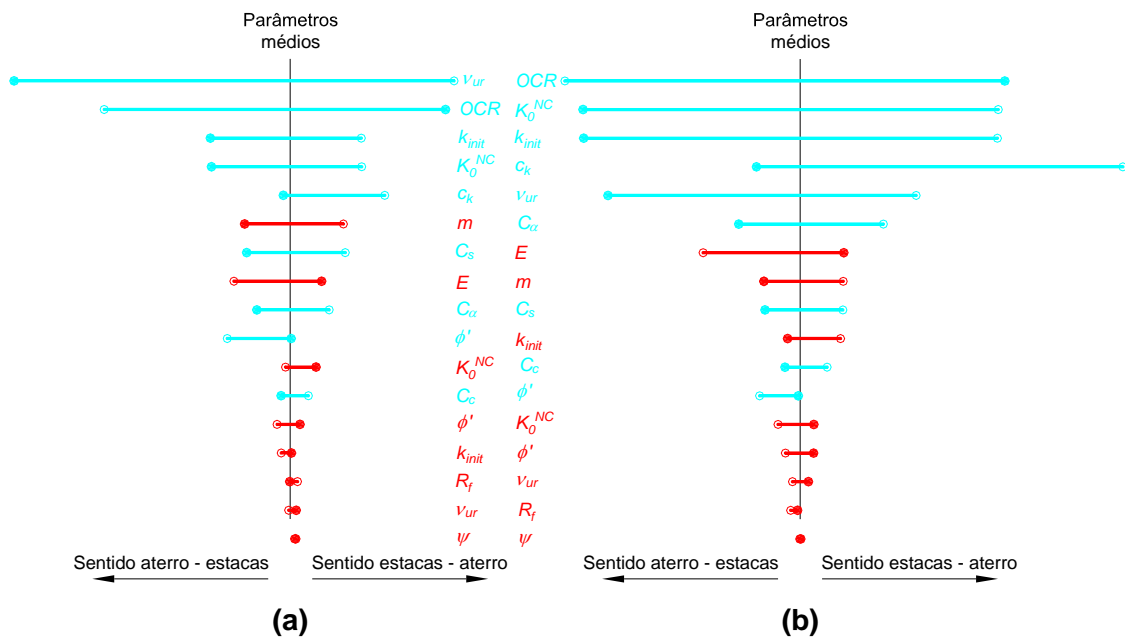


Figura 6.7 Sensibilidade dos deslocamentos horizontais no local do IV-13 nos dias: (a) 04Jul13 e (b) 02Set13, aos parâmetros do solo

Na Figura 6.8 está apresentada a influência dos parâmetros das camadas nos excessos de poropressão no local dos piezômetros instalados nas camadas 4, 5 e 7.

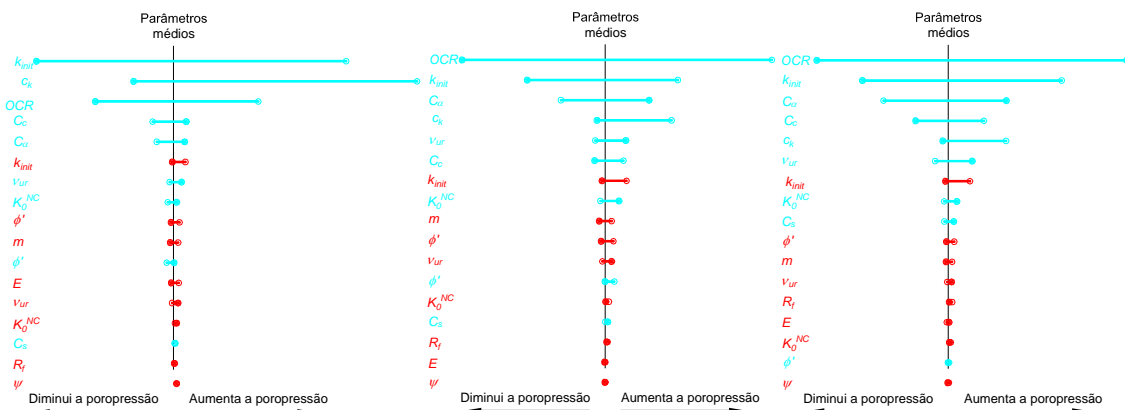


Figura 6.8 Sensibilidade dos excessos de poropressão: (a) na Camada 4, (b) na Camada 5, e (c) na Camada 7, aos parâmetros do solo

Os parâmetros das camadas com modelo *Hardening Soil* influenciam pouco nos resultados quando comparados aos das camadas com modelo *Soft Soil Creep*.

Abaixo estão apresentados, do mais importante para o menos importante, os parâmetros do modelo SSC que mais influem nos seguintes comportamentos do solo:

- recalques: k_{init} , c_k , OCR
- deslocamentos horizontais: OCR , K_0^{nc} , k_{init} , c_k , v_{ur}
- excessos de poropressão: OCR , k_{init} , C_α

6.5 AJUSTE DOS PARÂMETROS DO SOLO

6.5.1 Introdução

Inicialmente foi rodada uma análise 3D com os parâmetros médios do solo apresentados nas Tabelas 4.28 e 4.38.

Em seguida foram realizadas várias análises 3D variando os parâmetros das camadas de argila, guiando-se pelas análises de sensibilidade realizadas, procurando-se ajustar o melhor possível:

1º) os deslocamentos horizontais do terreno com aqueles medidos nos tubos de inclinômetro instalados no terreno (fora das estacas), e

2º) os recalques do terreno com aqueles medidos pelas placas de recalque.

Embora tenham sido utilizados de forma secundária, os dados de leitura dos piezômetros auxiliaram no ajuste de parâmetros relacionados à velocidade de dissipação dos excessos de poropressão.

No Item 6.5.2 são feitas considerações a respeito da acurácia dos perfis de deslocamento horizontal obtidos com inclinômetros. Nos itens seguintes são apresentados os resultados da análise ajustada e os parâmetros ajustados dos solos.

6.5.2 Sobre a acurácia dos perfis de deslocamentos horizontais obtidos com os inclinômetros

Na Figura 6.9, reproduzida de DUNNICLIFF (1988), está apresentado de forma esquemática o princípio de operação do inclinômetro.

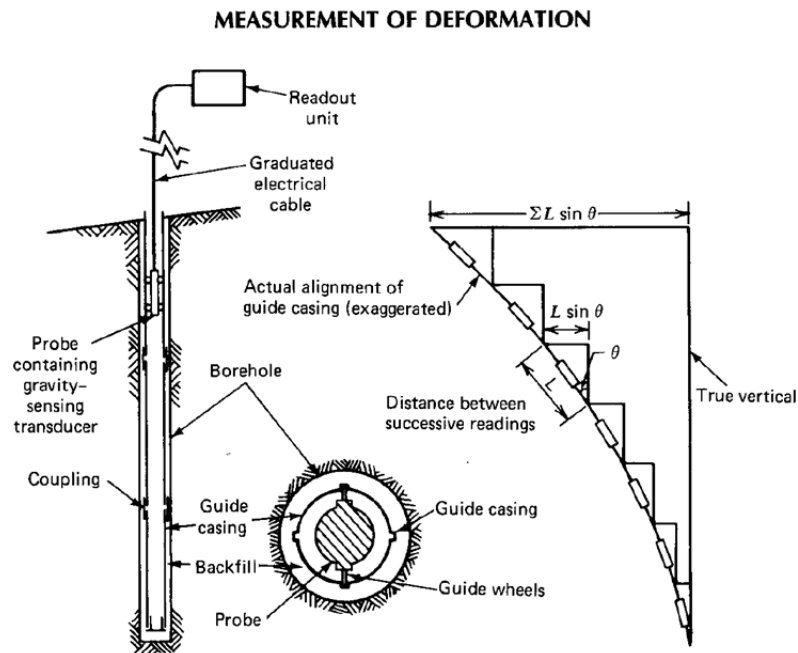


Figura 6.9 Princípio de operação dos inclinômetros (DUNNICLIFF, 1988)

Basicamente o procedimento de leitura em uma vertical consiste em:

- descer o inclinômetro (torpedo) até o fundo do tubo e fazer a leitura da inclinação θ_1 .
- subir o inclinômetro de um comprimento igual à distância entre os eixos de seus pares de rodas e fazer a leitura da inclinação θ_2 .
- proceder assim, subindo o inclinômetro e fazendo a leitura da inclinação θ_i , até se atingir o topo do tubo.

Após a instalação do tubo de inclinômetro, é feita uma sequência de leituras para definir o perfil de inclinações θ inicial do tubo.

As sequências de leituras posteriores são subtraídas da sequência inicial, permitindo detectar qualquer mudança de inclinação em relação ao perfil inicial. Logicamente as

leituras de duas sequências intermediárias também podem ser subtraídas uma da outra para se obter os incrementos de inclinação de um instante em relação ao outro. Foi este o procedimento utilizado no presente estudo, onde as leituras fornecidas têm como referência a data de 19Jun13, e não imediatamente após à instalação dos tubos.

Caso se conheçam os deslocamentos absolutos (translação) de determinado ponto do tubo de inclinômetro, por exemplo, se sua base for fixa ou se os deslocamentos de seu topo forem medidos por outro método, pode-se obter então o perfil de deslocamentos horizontais absolutos.

No presente estudo, as bases dos tubos de inclinômetro instalados fora das estacas foram consideradas indeslocáveis, uma vez que, segundo seus *croquis* de instalação, os tubos penetraram pelo menos 1m no maciço rochoso.

No caso dos tubos instalados no interior das estacas não se pôde considerar o mesmo, uma vez que suas bases localizaram-se no máximo até a ponta das estacas.

DUNNICLIFF (1988) destaca uma série de fatores que afetam a precisão e a acurácia das leituras de inclinômetro, a saber:

- precisão do torpedo (constantes de calibração, *off-set*, rotação do azimute)
- projeto e condições das rodas do torpedo
- inclinação do tubo
- diâmetro do tubo
- procedimento de preenchimento do espaço anelar entre o furo e o tubo
- torção do tubo
- repetibilidade das posições de leitura
- intervalo de profundidade entre as posições de leitura
- temperatura
- manuseio do torpedo (danos por choques)

O mesmo autor comenta que, normalmente, as leituras de inclinômetro têm o objetivo de localizar alguma zona de movimentação bem como sua evolução ao longo do tempo, ao invés de fornecer um perfil de deslocamentos horizontais do tubo. Desta forma, os gráficos mais úteis seriam os de variação da inclinação do tubo, em determinadas profundidades, ao longo do tempo. Destaca ainda que o perfil de deslocamentos horizontais acumulados pode ser enganoso, mesmo que o torpedo

esteja operando dentro de sua faixa de precisão, exemplificando que para um intervalo de tempo ele pode sugerir um comportamento irreal de oscilação de um lado pra outro. O presente estudo tem pouco a acrescentar caso permaneça apenas no campo qualitativo. Um dos principais objetivos do trabalho é verificar se o programa *PLAXIS 3D* é capaz de quantificar satisfatoriamente os deslocamentos medidos em campo.

Tendo em mente as questões levantadas acima, buscou-se definir uma faixa mais provável de localização dos perfis de deslocamentos horizontais relativos a cada leitura de inclinômetro.

a) Tubos de inclinômetro fora das estacas e com base em rocha

Conforme já comentado, assume-se que as bases destes tubos são indeslocáveis por penetrarem em rocha. Desta forma, a incerteza dos deslocamentos horizontais acumulados parte de 0 na base do tubo e cresce linearmente conforme se aproxima da superfície do terreno, pois os erros são acumulados.

Na Figura 6.10 estão apresentados, para os 4 instantes analisados, os deslocamentos horizontais do topo dos tubos solidarizados às vigas de travamento obtidos a partir das medições dos inclinômetro. Para o cálculo destes deslocamentos assumiu-se que suas bases estão fixas, o que é razoável para os tubos engastados em rocha (em azul), mas pode não ser para os tubos no interior das estacas (em vermelho).

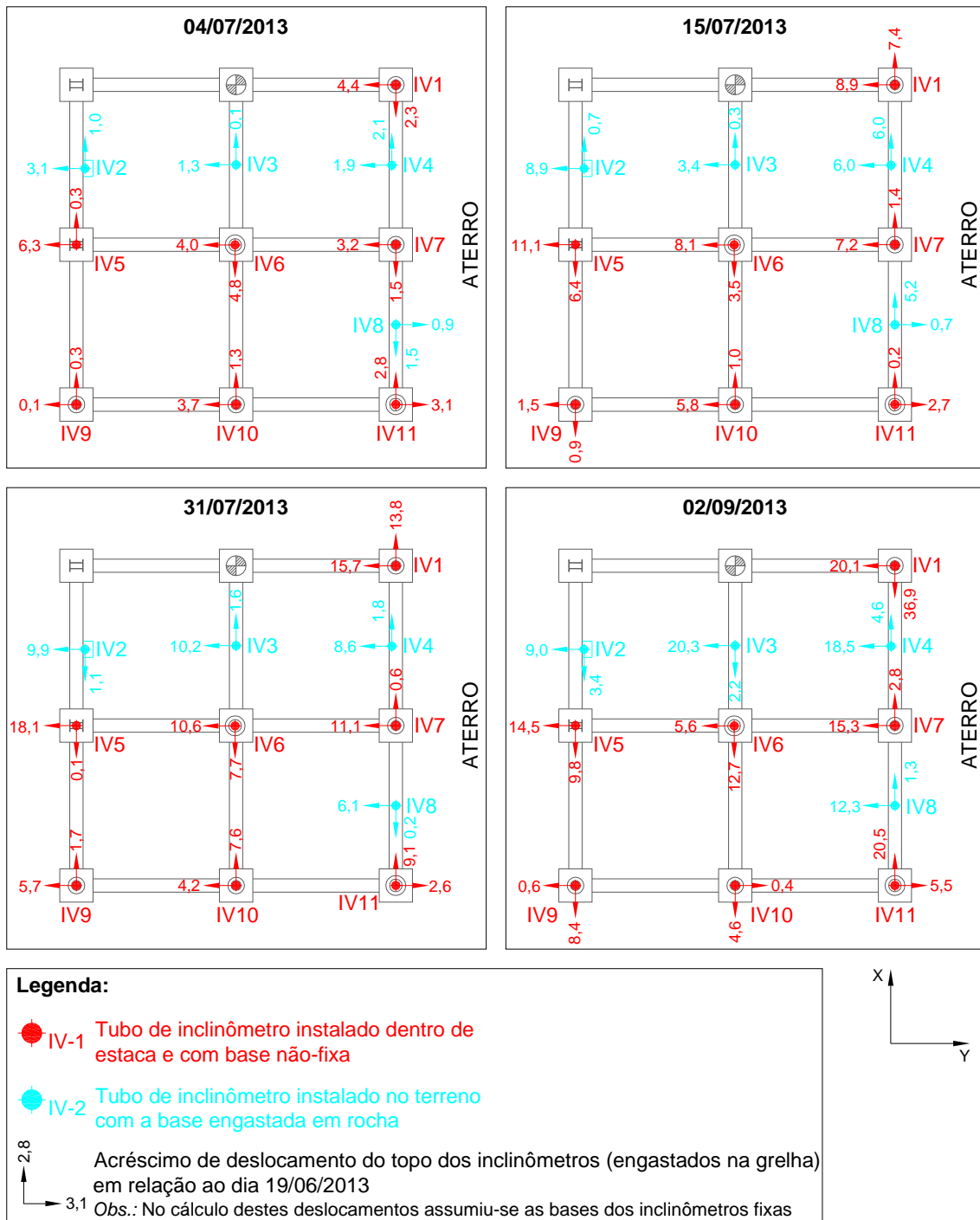


Figura 6.10 Deslocamentos do topo dos tubos de inclinômetro solidarizados às vigas de travamento nos 4 instantes analisados

A falta de acurácia dos perfis de deslocamento apontada por DUNNICLIFF (1988) pode ser observada na Figura 6.10, uma vez que os blocos de coroamento e as vigas de travamento formam um conjunto bastante rígido, de forma que o topo dos tubos deveriam apresentar deslocamentos semelhantes num dado instante. Os deslocamentos indicados na figura não se assemelham a de um corpo rígido. As diferenças entre os deslocamentos do topo de cada tubo não podem ser justificadas

apenas pela deformação ou rotação desta grelha. Essas diferenças se devem em maior parte ao acúmulo de erros nas medidas do inclinômetro, desde a base até o topo do tubo.

Não se faz uso aqui de nenhuma teoria de propagação de erros. Simplificou-se o problema adotando-se um valor de erro dos deslocamentos horizontais a cada metro de profundidade, de forma que, parte-se de uma faixa de erro igual a 0 na base do tubo, que vai crescendo linearmente conforme se aproxima da superfície do terreno (ver Figuras 6.12 a 6.17, por exemplo).

É difícil saber o valor destes erros, pois, conforme já comentado, dependem não só da acurácia e precisão do equipamento, mas também de questões quanto à instalação do tubo e à operação do equipamento.

No manual do inclinômetro "*Geokon - Model 6000 - Inclinometer Probe*", que a princípio foi o utilizado, consta um valor de "*acurácia total do sistema*" igual a $\pm 6\text{mm}/30\text{m}$ (o que equivale $0,2\text{mm}/\text{m}$). Este valor vale para o tubo fazendo até cerca de 5° com a vertical e não inclui erros devido a questões de instalação do tubo (torção, preenchimento do furo etc.), de repetibilidade do posicionamento do inclinômetro, e de eventuais danos no inclinômetro.

Na Tabela 6.2 está apresentado, para cada instante analisado, o valor de erro (mm/m) mínimo necessário para que houvesse a interseção das faixas de variação de Δy do topo de todos os tubos com ponta em rocha e topo solidarizado à grelha (IV-02, IV-03, IV-04 e IV-08).

Por exemplo, para as leituras do dia 04/07/2013, caso a incerteza dos valores calculados de deslocamento horizontal fosse de $0,07\text{mm}/\text{m}$, a faixa de possíveis valores de deslocamento horizontal da cabeça de cada inclinômetro seria tal que, as faixas correspondentes a todos os inclinômetros teriam pelo menos um valor de deslocamento em comum.

Tabela 6.2 Erros mínimos necessários para justificar as diferenças de deslocamentos do topo dos tubos solidarizados às vigas de travamento

Data	Erro mínimo necessário para interseção das faixas de variação de Δy (mm/m) ⁽¹⁾	Δy pertencente aos intervalos de variação de todos os IV's ⁽²⁾ (mm)
04/07/2013	0,07	-1,1
15/07/2013	0,16	-4,2
31/07/2013	0,07	-8,2
02/09/2013	0,20	-14,6

⁽¹⁾ Erro dos deslocamentos horizontais (mm) por metro de profundidade (m).

⁽²⁾ IV-02, IV-03, IV-04 e IV-08. Deslocamento positivo no sentido do estaqueamento para o aterro.

Com base nos valores mínimos de erro apresentados na Tabela 6.2 (de 0,07 a 0,20mm/m) e no valor “*acurácia total do sistema*” de 0,2mm/m indicado pelo fabricante, adota-se um valor de $\pm 0,20\text{mm/m}$ ($\pm 6,0\text{mm}/30\text{m}$) para interpretação dos perfis de deslocamento horizontal.

As faixas de erro obtidas pelo procedimento acima podem ser observadas nas Figuras 6.12 a 6.17.

b) Tubos de inclinômetro dentro de estacas e com base não-fixa

Para estes inclinômetros não há nenhum ponto com deslocamento conhecido, pois suas pontas não estão fixas em uma camada muito pouco deformável como o maciço rochoso, e os deslocamentos de seus topos não foram medidos, por exemplo, através de topografia. Mas também não é de se esperar que as pontas das estacas tenham se deslocado significativamente, no máximo uns poucos milímetros.

Diante disso, adotou-se procedimento semelhante ao dos tubos engastados na rocha, a saber:

- considerou-se o deslocamento da base do inclinômetro nula,
- considerou-se a incerteza na base do inclinômetro igual a \pm o valor de deslocamento horizontal calculado pelo *PLAXIS 3D* nesta posição, e

- adotou-se o mesmo valor de erro dos deslocamentos horizontais ao longo da profundidade igual a $\pm 0,20\text{mm/m}$ ($\pm 6,0\text{mm}/30\text{m}$).

O resultado deste procedimento pode ser observado nas Figuras 7.14 a 7.20.

6.5.3 Resultados da análise ajustada

Nas Figuras 6.11 a 6.19 estão apresentadas as comparações entre as medições da instrumentação e os resultados da análise 3D ajustada (linhas vermelhas). Apresentam-se também os resultados da análise 3D inicial, antes do ajuste, com os parâmetros médios das Tabelas 4.28 e 4.38 (linhas verdes).

Observação: Embora esteja indicada como “inicial”, esta análise foi precedida por outras, que foram abandonadas, não pela utilização de parâmetros inadequados, mas sim por erros devido a desconhecimento do funcionamento do programa, a saber:

- desconhecimento de que a geração de tensões iniciais pelo método “Gravity Loading” desconsidera o OCR especificado, considerando o solo normalmente adensado (método *K0 Procedure* não seria indicado para camadas não horizontais),
- desconhecimento de que a conversão do parâmetro C_S para κ^* não é exata, o que resultou em valores C_S iguais ao dobro do especificado, e
- desconhecimento da metodologia do programa para o cálculo do diâmetro da região elástica no entorno da estaca modelada como “*embedded beam*”.

Antes desta análise “inicial” também era utilizado para as camadas argilosas moles o modelo “*Soft Soil*”, sem consideração do *creep*, o que levou a resultados que fugiam da realidade.

Embora seja interessante, a comparação entre os resultados obtidos nestas análises anteriores à “inicial” não é apresentada aqui porque o foco do trabalho é a análise das estacas, o que já é por si só bastante extenso.

O ajuste dos parâmetros foi realizado principalmente para “corrigir” os seguintes resultados da análise inicial:

- os recalques nos locais das placas foram subestimados pela análise inicial, e
- os deslocamentos horizontais das camadas argilosas moles foram superestimados pela análise inicial,

conforme se observa nas Figuras 6.11 a 6.19. Os parâmetros que foram ajustados estão apresentados no Item 6.5.4.

Em cada figura está apresentada uma planta-chave mostrando a localização do instrumento medido em relação ao estaqueamento e ao aterro.

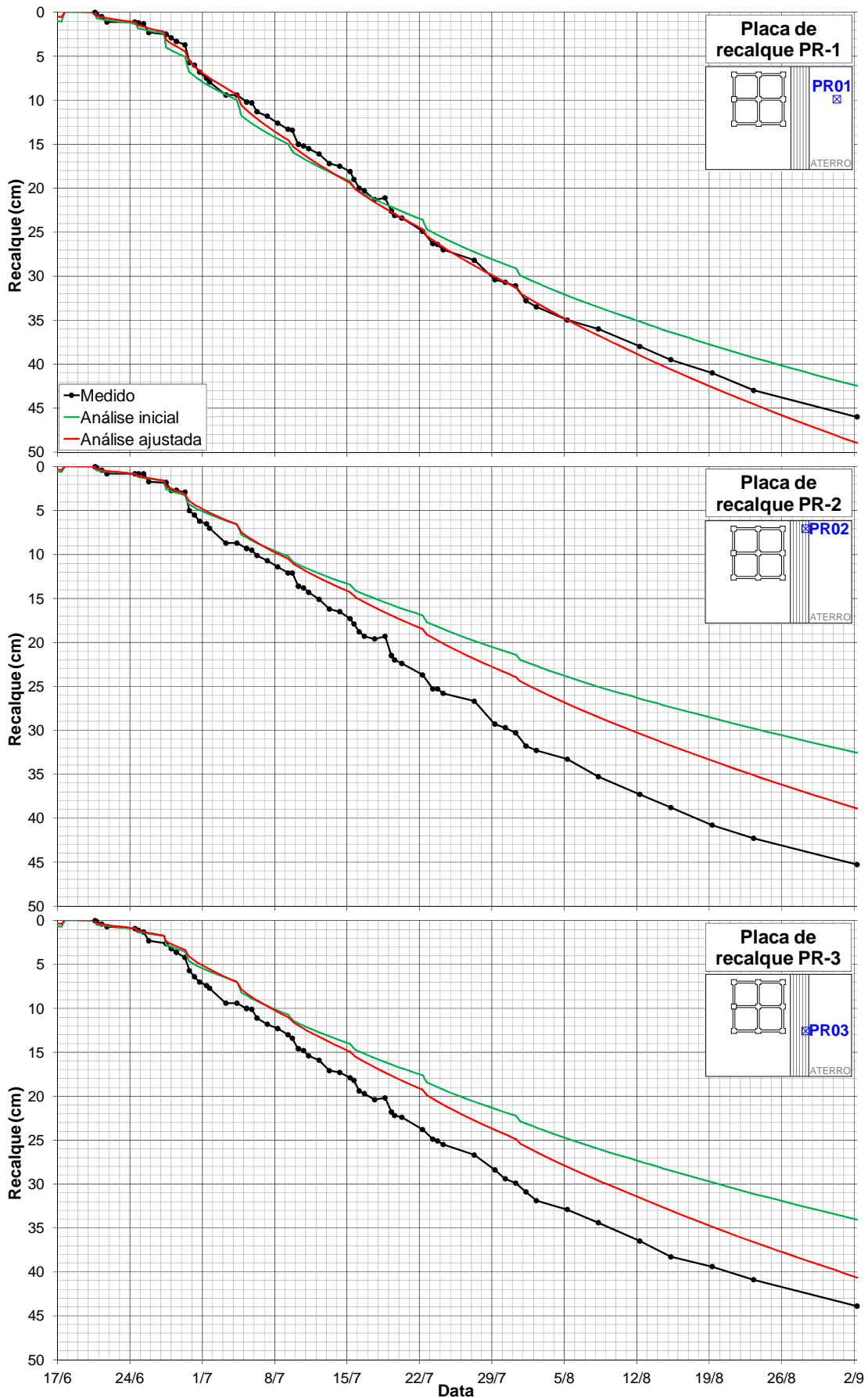


Figura 6.11 Placas de recalque PR-1, PR-2 e PR3 - Comparação das medições com os resultados da análise 3D calibrada e da análise 3D inicial

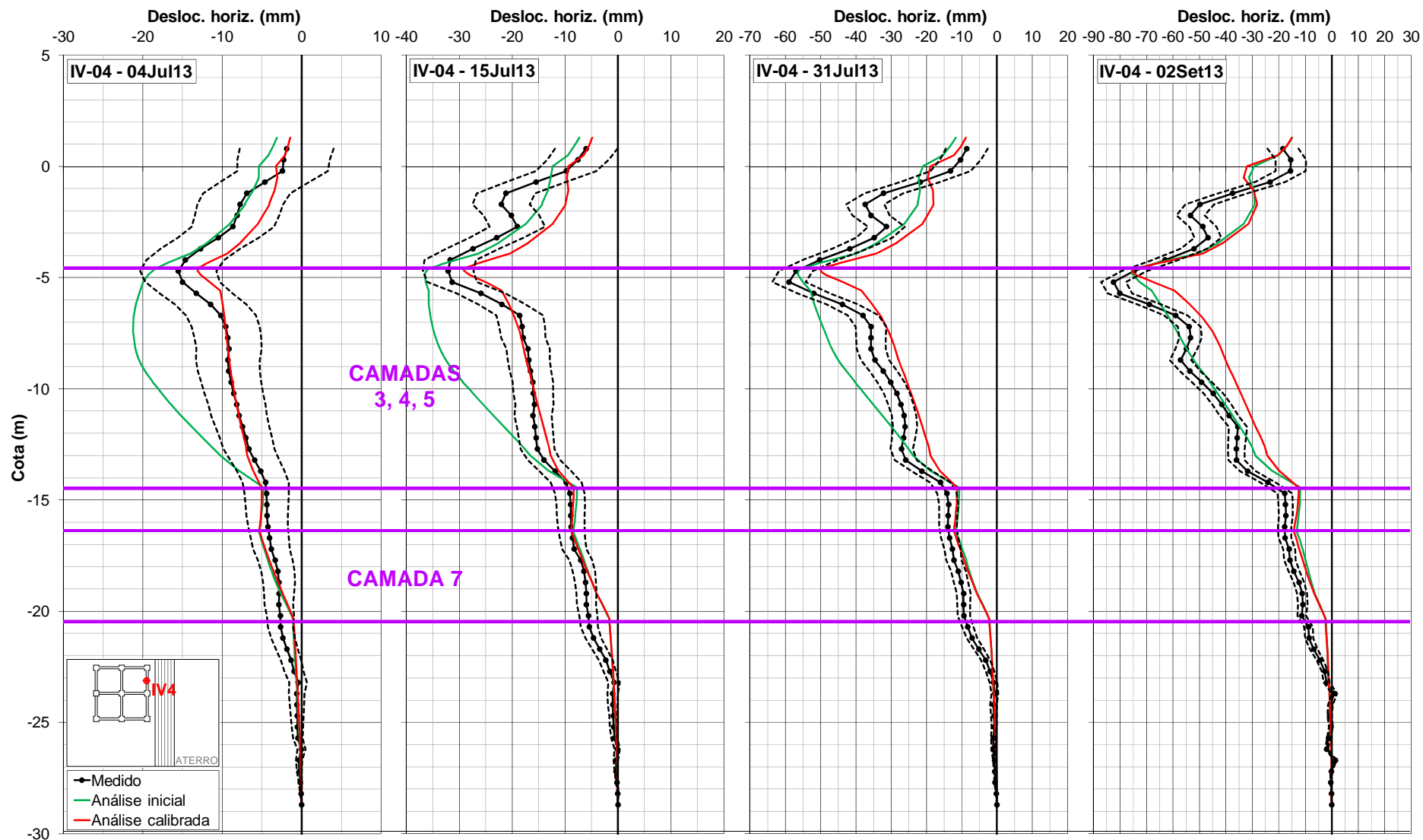


Figura 6.12 Tubo de inclinômetro IV-04 - Comparação das medições com os resultados da análise 3D calibrada e da análise 3D inicial

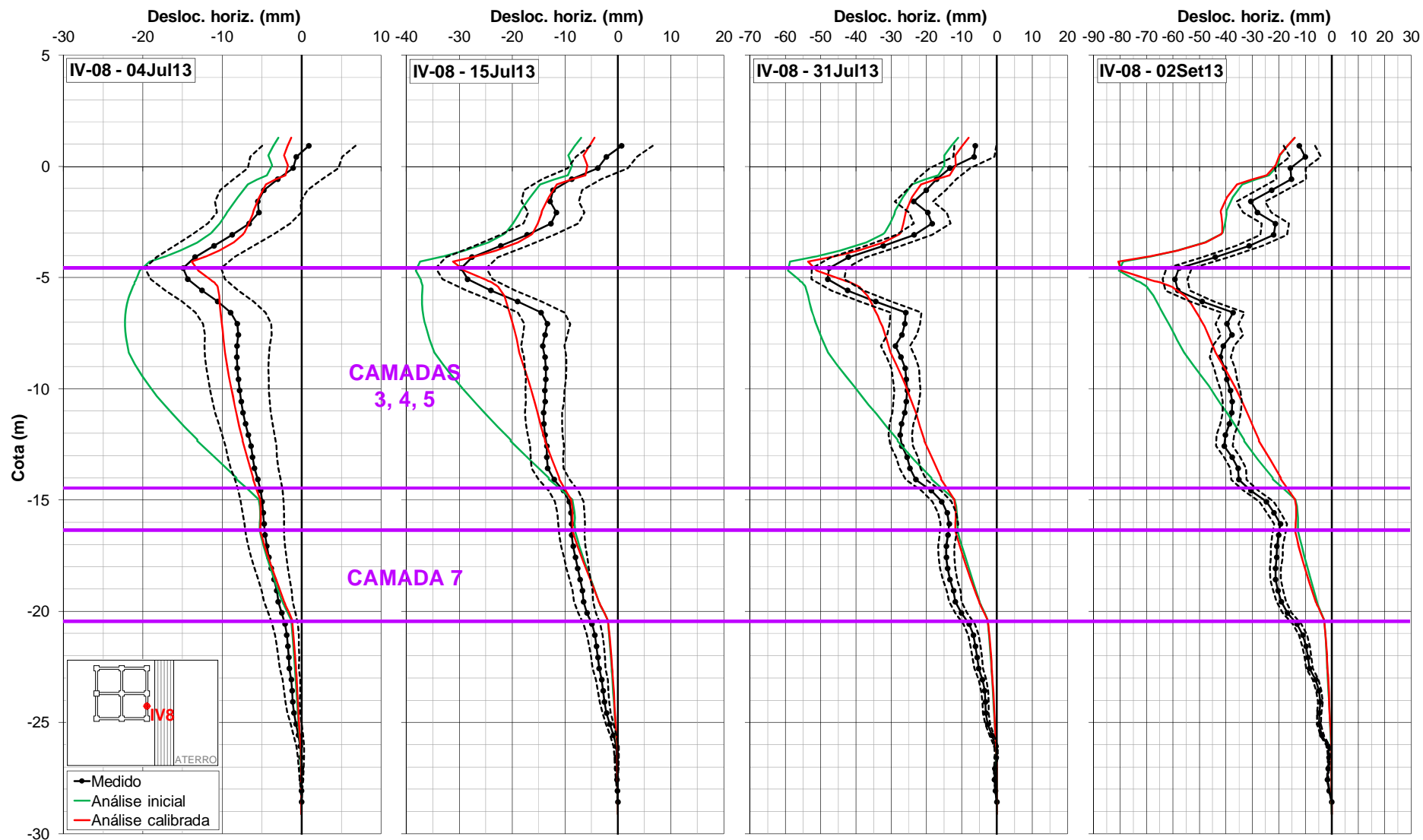


Figura 6.13 Tubo de inclinômetro IV-08 - Comparação das medições com os resultados da análise 3D calibrada e da análise 3D inicial

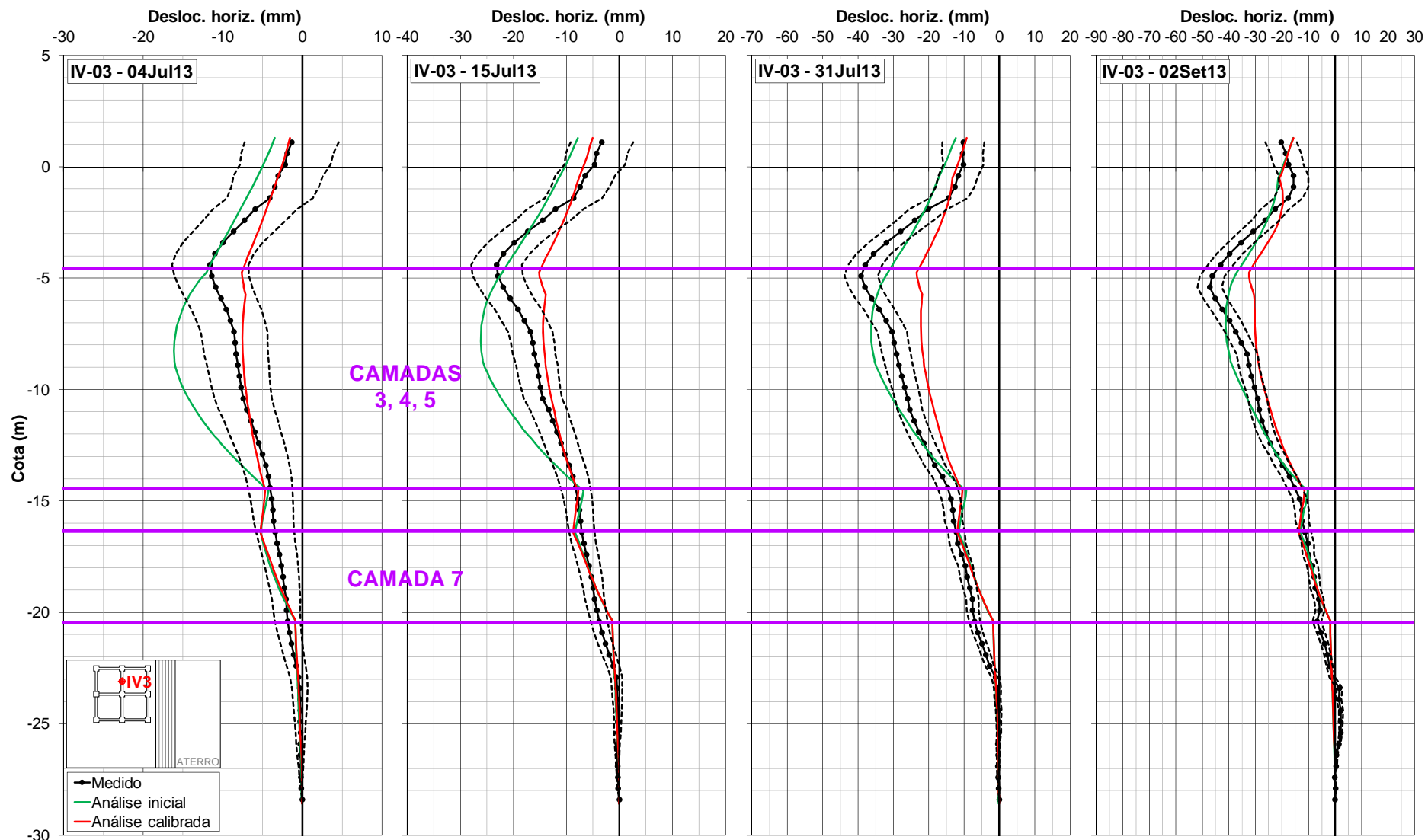


Figura 6.14 Tubo de inclinômetro IV-03 - Comparação das medições com os resultados da análise 3D calibrada e da análise 3D inicial

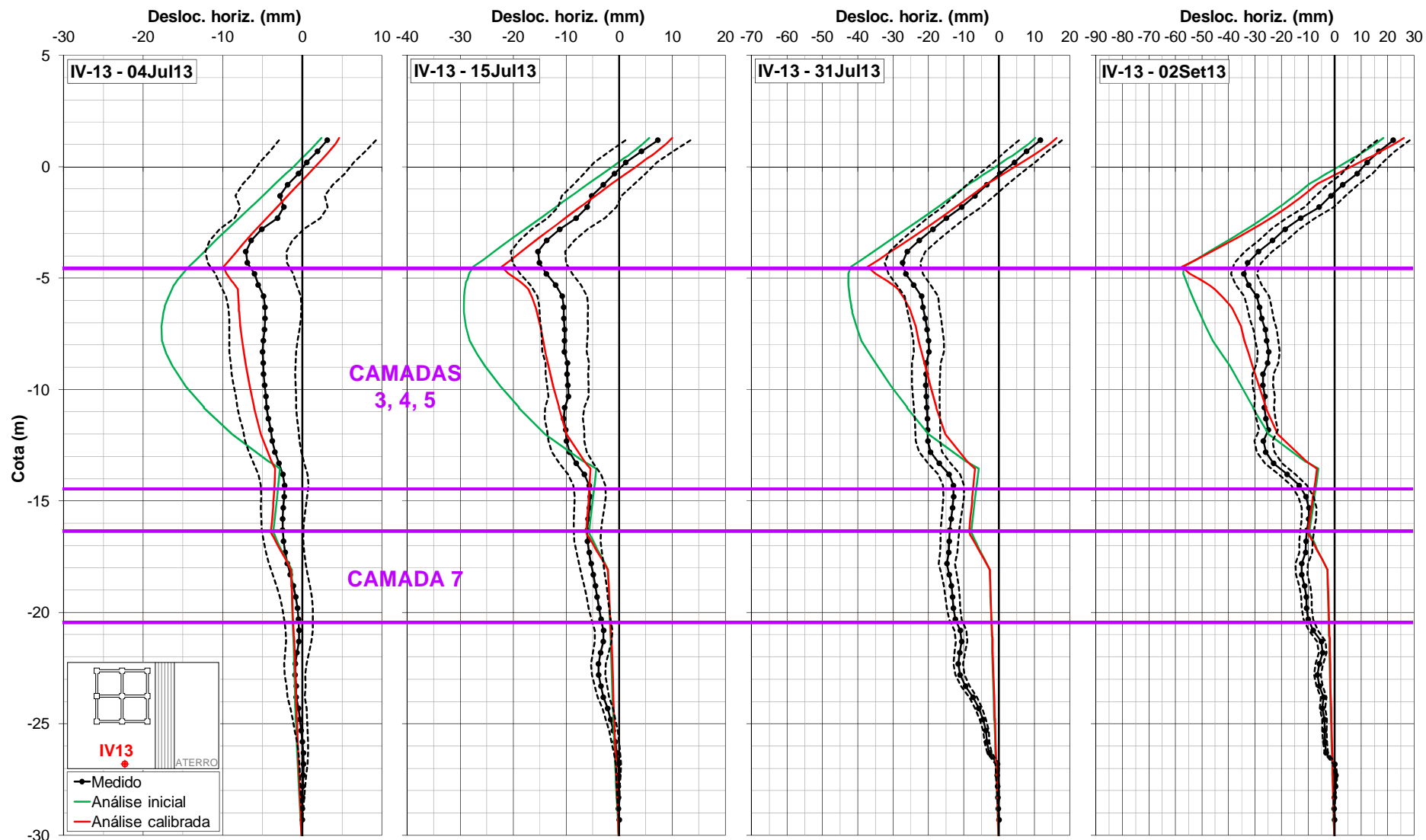


Figura 6.15 Tubo de inclinômetro IV-13 - Comparação das medições com os resultados da análise 3D calibrada e da análise 3D inicial

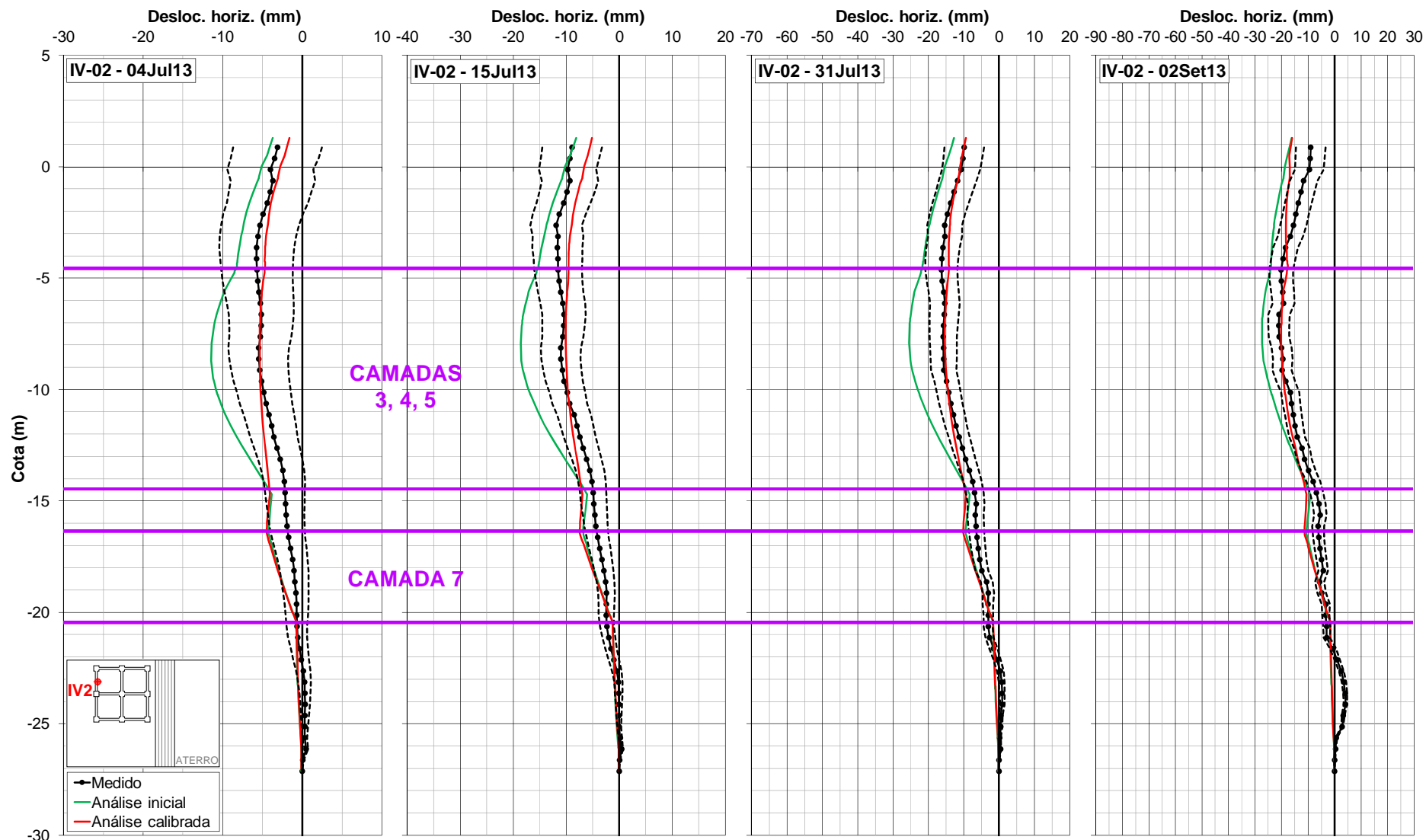


Figura 6.16 Tubo de inclinômetro IV-02 - Comparação das medições com os resultados da análise 3D calibrada e da análise 3D inicial

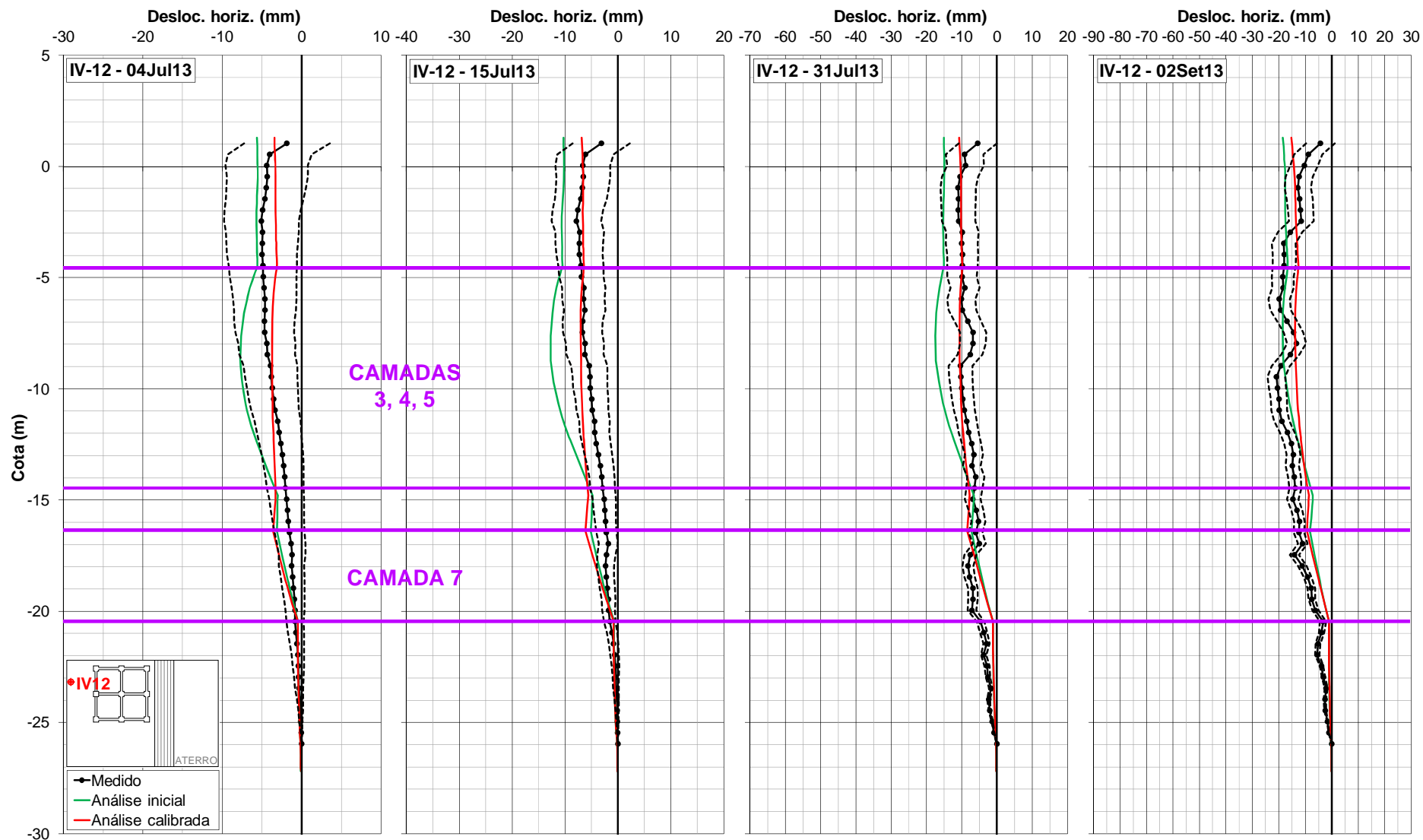


Figura 6.17 Tubo de inclinômetro IV-12 - Comparação das medições com os resultados da análise 3D calibrada e da análise 3D inicial

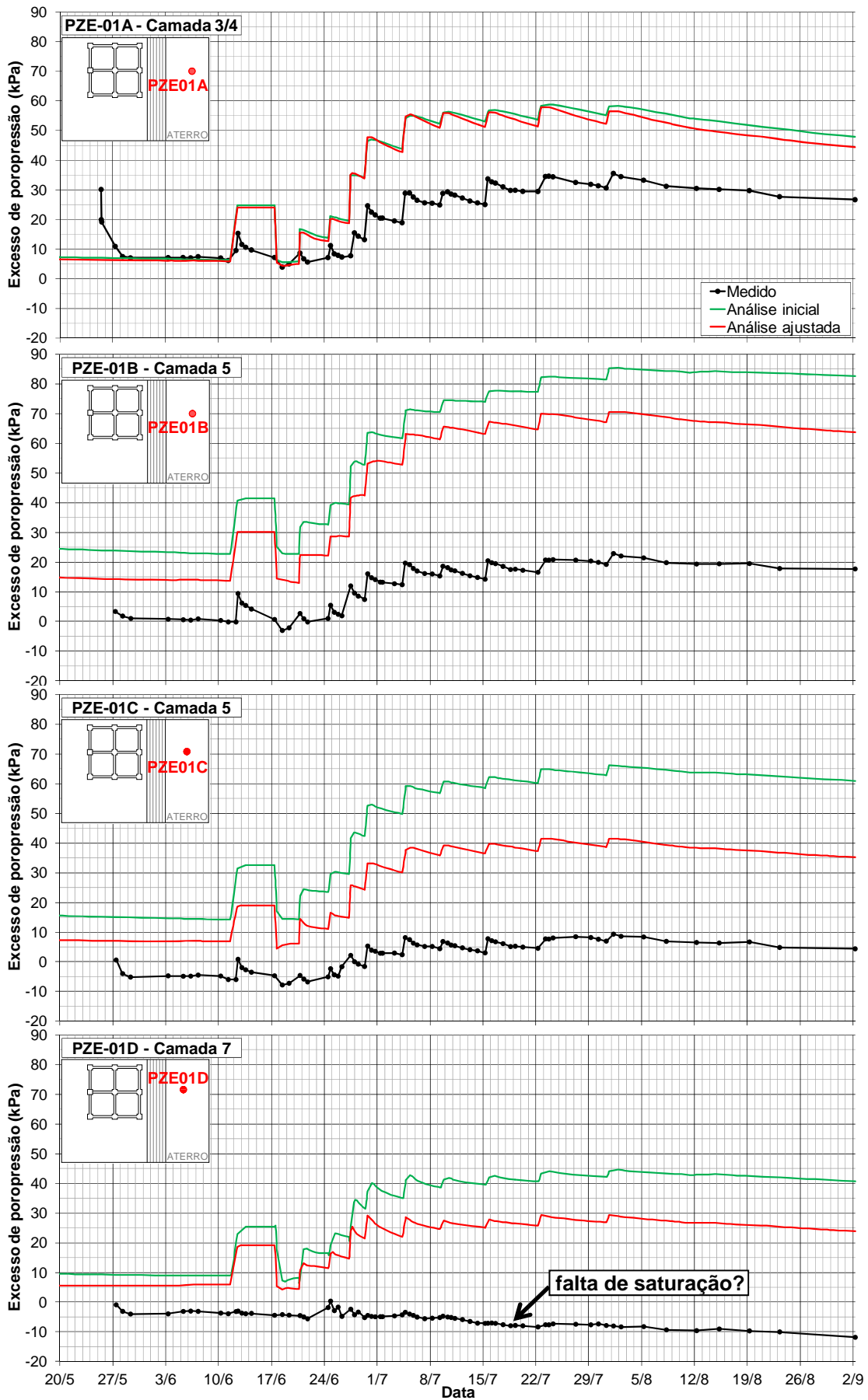


Figura 6.18 Piezômetros da vertical PZE-01 - Comparação das medições com os resultados da análise 3D calibrada e da análise 3D inicial

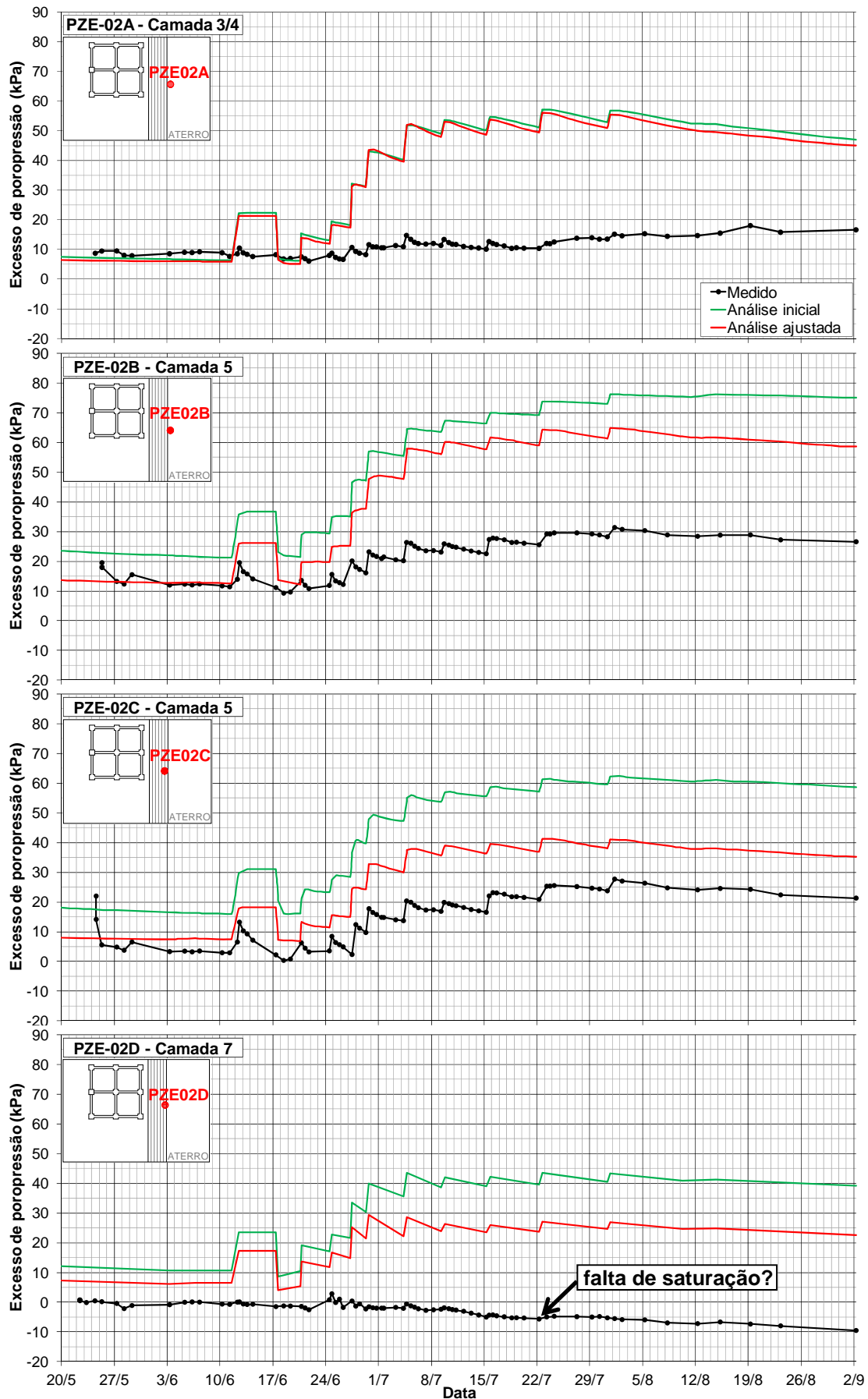


Figura 6.19 Piezômetros da vertical PZE-02 - Comparação das medições com os resultados da análise 3D calibrada e da análise 3D inicial

A seguir estão algumas observações sobre a análise ajustada:

1) As medições de campo mostraram que as 3 placas de recalque, apesar de estarem em posições diferentes sob o aterro, apresentaram recalques bastante semelhantes entre si (46, 45 e 44cm no último dia de monitoramento). Os resultados da análise ajustada não apresentaram essa semelhança, com recalques de 49, 39 e 41cm no último dia. Apesar disso, no local da placa central PR1 o ajuste ficou bastante satisfatório, com a diferença entre o recalque calculado e o medido de no máximo +1cm até 13Ago13 e de +3cm no último dia de monitoramento (diferença de +6,5%). Nos locais das placas PR2 e PR3 os deslocamentos foram subestimados pela análise.

2) O ajuste dos perfis de deslocamento horizontal do terreno foi satisfatório. A maioria dos perfis ficou dentro da faixa esperada traçada a partir das medições com inclinômetro. Não se observa um padrão nos desvios dos resultados da análise em relação às medições: para determinados tubos/profundidades/datas houve superestimativa e para outros subestimativa dos deslocamentos horizontais.

3) Quanto aos excessos de poropressão, observa-se que em termos absolutos os resultados da análise foram maiores que os medidos. Em termos relativos, observa-se que a diferença entre os valores calculados e os medidos é aproximadamente constante do dia 8Jul13 em diante, o que mostra que as diferenças absolutas observadas se devem aos valores de excesso de poropressão calculados antes desta data, ou à má resposta dos piezômetros por falta de saturação.

6.5.4 Parâmetros ajustados

Na Tabela 6.3 estão resumidos os parâmetros ajustados das camadas argilosas (Camadas 3, 4, 5 e 7). Os parâmetros que foram alterados em relação aos definidos inicialmente estão destacados em vermelho. Quanto às demais camadas, com o modelo *HS*, foram mantidos os parâmetros médios apresentados na Tabela 4.38, com exceção dos parâmetros de resistência da Camada 1, a saber, $c'=50\text{kPa}$ e $\phi'=38^\circ$, que foram aumentados para estes valores devido a rupturas localizadas que interrompem a marcha de cálculo do programa.

Tabela 6.3 Parâmetros ajustados do modelo SSC para as Camadas 3, 4, 5 e 7

Parâmetro	Camada 3		Camada 4		Camada 5		Camada 7	
	inicial	ajustado	inicial	ajustado	inicial	ajustado	inicial	ajustado
γ (kN/m ³)	14,2	14,2	15,9	15,9	13,5	13,5	14,9	14,9
e_{init}	2,6	2,6	1,6	1,6	3,2	3,2	2,1	2,1
C_c	2,35	2,35	1,50	1,50	3,00	3,00	1,60	1,60
$C_s^{(1)}$	0,19	0,22	0,12	0,05	0,24	0,07	0,13	0,13
C_α	0,14	0,141	0,08	0,060	0,15	0,165	0,08	0,096
OCR	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6
v_{ur}	0,15	0,05	0,15	0,05	0,15	0,05	0,15	0,15
c' (kPa)	0	0	0	0	0	0	0	0
ϕ'_{cv}	32°	32°	32°	32°	32°	32°	32°	32°
ψ	0°	0°	0°	0°	0°	0°	0°	0°
K_0^{nc}	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47
$k_x = k_y$ (10 ⁻⁹ m/s)	37,4	37,4	26,4	26,4	2,2	13,3	1,2	4,0
k_z (10 ⁻⁹ m/s)	17,0	17,0	12,0	12,0	1,0	6,1	0,6	1,8
c_k	1,41	1,41	0,90	0,90	1,80	1,80	0,96	0,96

* Destacados em vermelho os parâmetros que foram ajustados.

(1) Este é o valor efetivamente considerado pelo programa. Conforme já comentado, devido à conversão de C_s para κ^* não ser exata, acaba que o valor de C_s a ser fornecido ao programa deve ser a metade deste.

Abaixo estão algumas observações sobre o ajuste dos parâmetros:

1) Para a redução dos deslocamentos horizontais obtidos na análise inicial, os valores de v_{ur} e de C_s foram reduzidos.

2) Para um melhor ajuste das curvas de recalque ao longo do tempo, os valores de permeabilidade das Camadas 5 e 7 foram aumentados (6 e 3 vezes maiores que o valor inicial). LUNNE *et al.* (1997a) fazem o seguinte comentário a respeito da definição do coeficiente de permeabilidade k e do coeficiente de adensamento c_v :

“Os parâmetros c e k variam em muitas ordens de grandeza e são alguns dos mais difíceis parâmetros de medir na engenharia geotécnica. Considera-se frequentemente que uma acurácia dentro de uma ordem de grandeza é aceitável. Não obstante, c e k são parâmetros que são frequentemente dados de entrada essenciais em alguns cálculos geotécnicos.”

6.5.5 Análise de malha

Foi realizada uma análise simplificada da sensibilidade dos resultados de interesse ao grau de refinamento da malha. Foram realizadas apenas duas análises adicionais: uma refinando apenas os elementos do tipo “*embedded beam*” que modelam as estacas, e outra refinando a malha do solo na região das estacas. Na Tabela 6.4 estão resumidas as características destas malhas.

Tabela 6.4 Características das malhas de elementos finitos testadas

Características da malha	Análise		
	Comum ⁽¹⁾	Refinamento dos “ <i>embedded beams</i> ”	Refinamento do solo na região do estaqueamento
“ <i>Coarseness Factor</i> ” das estacas	0,60	0,05	0,60
“ <i>Coarseness Factor</i> ” do solo	0,40	0,40	0,10
Nº de elementos de solo	94.630	105.260	480.450
“ <i>Average Element Size</i> ”	2,34m	2,21m	1,03m

⁽¹⁾ Chama-se de comum ao nível de refinamento da malha efetivamente utilizado nas análises do presente trabalho.

O refinamento dos elementos “*embedded beams*” que modelam as estacas praticamente não influenciou os resultados.

Os refinamentos realizados na malha do solo também não tiveram praticamente nenhuma influência nos recalques nos locais das placas PR1, PR2 e PR3, e nem nos excessos de poropressão nas verticais PZE-01 e PZE-02. Entretanto, os refinamentos da malha tiveram uma pequena influência nos deslocamentos horizontais do terreno e uma influência um pouco maior nos deslocamentos horizontais das estacas.

Na Figura 6.20 estão apresentados os perfis de deslocamentos horizontais obtidos na posição dos tubos de inclinômetro mais próximos ao aterro na última data de leitura (02Set13). IV-04 e IV-08 estão no terreno, e IV-07 e IV-11 no interior de estacas.

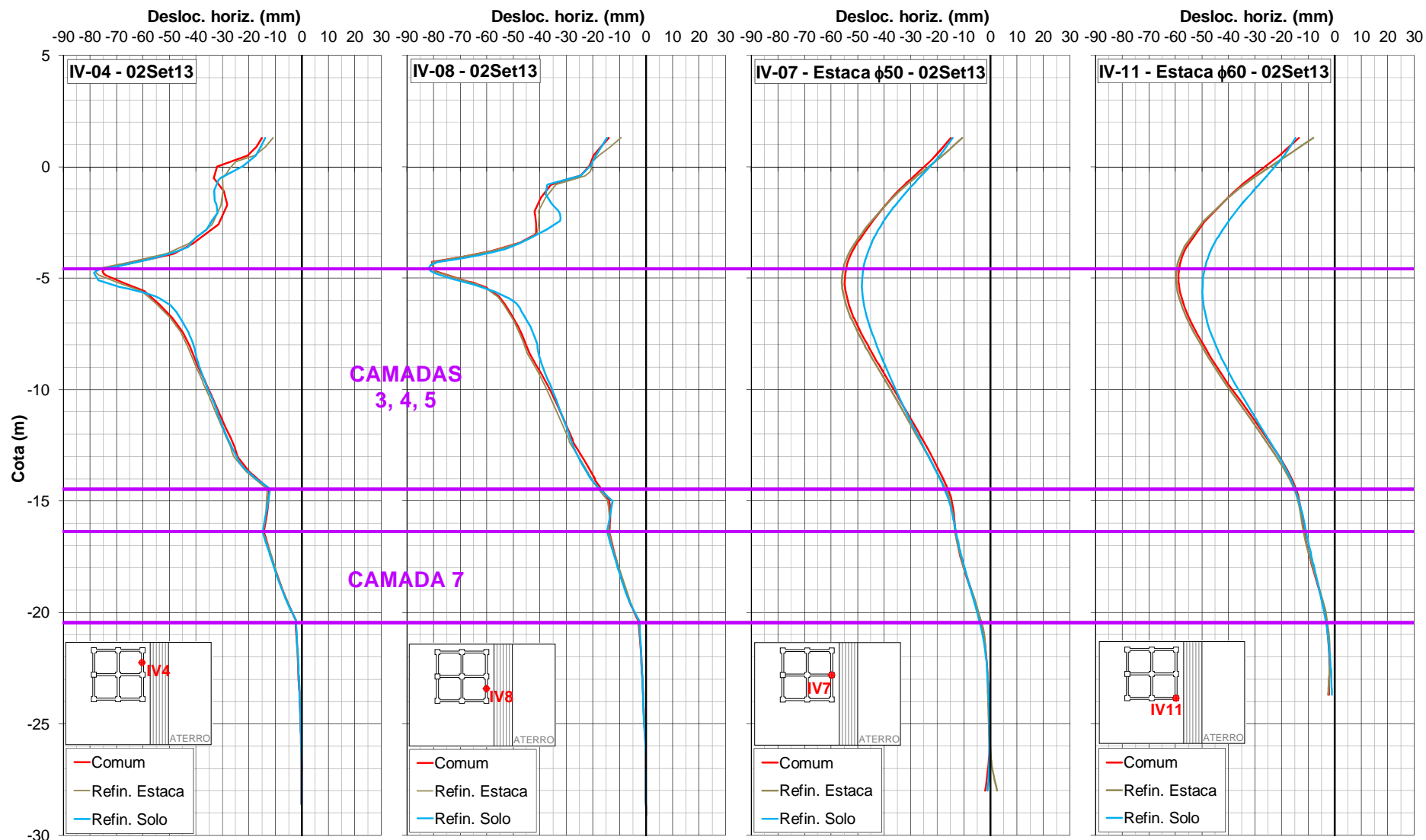


Figura 6.20 Influência do refinamento da malha do solo nos deslocamentos horizontais do terreno e das estacas

Observa-se que, quanto aos deslocamentos do terreno, a influência do refinamento da malha do solo é pequena, e não há um padrão no que diz respeito aos deslocamentos serem maiores ou menores em função do grau de refinamento.

Já para os deslocamentos das estacas a influência do refinamento da malha do solo é maior, sendo que a tendência observada foi a de um comportamento mais rígido para a malha mais refinada. DAO (2011) realizou análises no *PLAXIS 3D* para verificar a influência do refinamento da malha nos momentos fletores de uma estaca com carga horizontal na cabeça (estaca ativa) modelada como *embedded beam*. Para este caso o referido autor concluiu que um maior refinamento da malha conduz a um comportamento mais flexível das estacas e, conseqüentemente, maiores momentos fletores. Portanto, este resultado é contrário ao obtido no presente trabalho, que trata de estacas passivas.

Nas análises do presente estudo manteve-se a malha no padrão chamado “*comum*” na Tabela 6.4.

Observação: Em todas as análises realizadas não se utilizou a opção do *PLAXIS* para atualização da malha de elementos finitos conforme o solo se deforma (“*updated mesh*”), pois julgou-se que isso poderia inviabilizar análise, que, sem utilizar essa opção, já é bastante complexa. As principais conseqüências disso são que:

- a diminuição da distância de drenagem das camadas de argila mole conforme elas adensam não é levada em consideração, superestimando o tempo para dissipação dos excessos poropressão,
- o efeito de submersão do aterro conforme o terreno recalca (aliviando a sobrecarga efetiva aplicada) não é levada em consideração, superestimando as deformações do terreno, e
- os efeitos de 2ª ordem nas estacas (não linearidade geométrica) não são levados em consideração, subestimando os momentos fletores.

7 ANÁLISES NUMÉRICAS COM DIFERENTES OPÇÕES DE MODELAGEM DAS ESTACAS

7.1 ANÁLISE DOS DADOS DISPONÍVEIS DE MONITORAMENTO DAS ESTACAS

Antes de passar à análise das opções de modelagem das estacas, apresentam-se neste subitem os dados de monitoramento das estacas disponíveis para comparação.

O único monitoramento das estacas foi feito através dos tubos de inclinômetro instalados em seu interior. Portanto, todas as comparações com os resultados das análises são baseadas nas leituras de inclinômetro. Os dados obtidos a partir destas leituras foram:

- os perfis de deslocamentos horizontais das estacas, cujos erros foram estimados no Item 6.5.2b, e
- os perfis de curvatura das estacas, cujo método de estimativa está apresentado no presente subitem, e que servem para estimativas dos momentos fletores atuantes.

No Item 6.3 foram justificadas as 4 datas escolhidas para comparação dos perfis calculados nas análises com os estimados a partir dos inclinômetros.

a) Perfis de deslocamento horizontal

Nas Figuras 7.1 a 7.3 estão apresentados os perfis estimados de deslocamentos horizontais das estacas e do terreno a partir das medições com os inclinômetros, sendo que cada figura corresponde aos inclinômetros situados à mesma distância do aterro (ver planta-chave nas próprias figuras). Os círculos cheios correspondem a estacas e os quadrados vazados a tubos de inclinômetro no terreno. Nas Figuras 7.18 a 7.24 estes perfis de deslocamentos das estacas são comparados com os resultados das análises.

Observação: Assumiu-se deslocamento nulo da ponta das estacas para o traçado dos perfis de deslocamentos horizontais das Figuras 7.1 a 7.3.

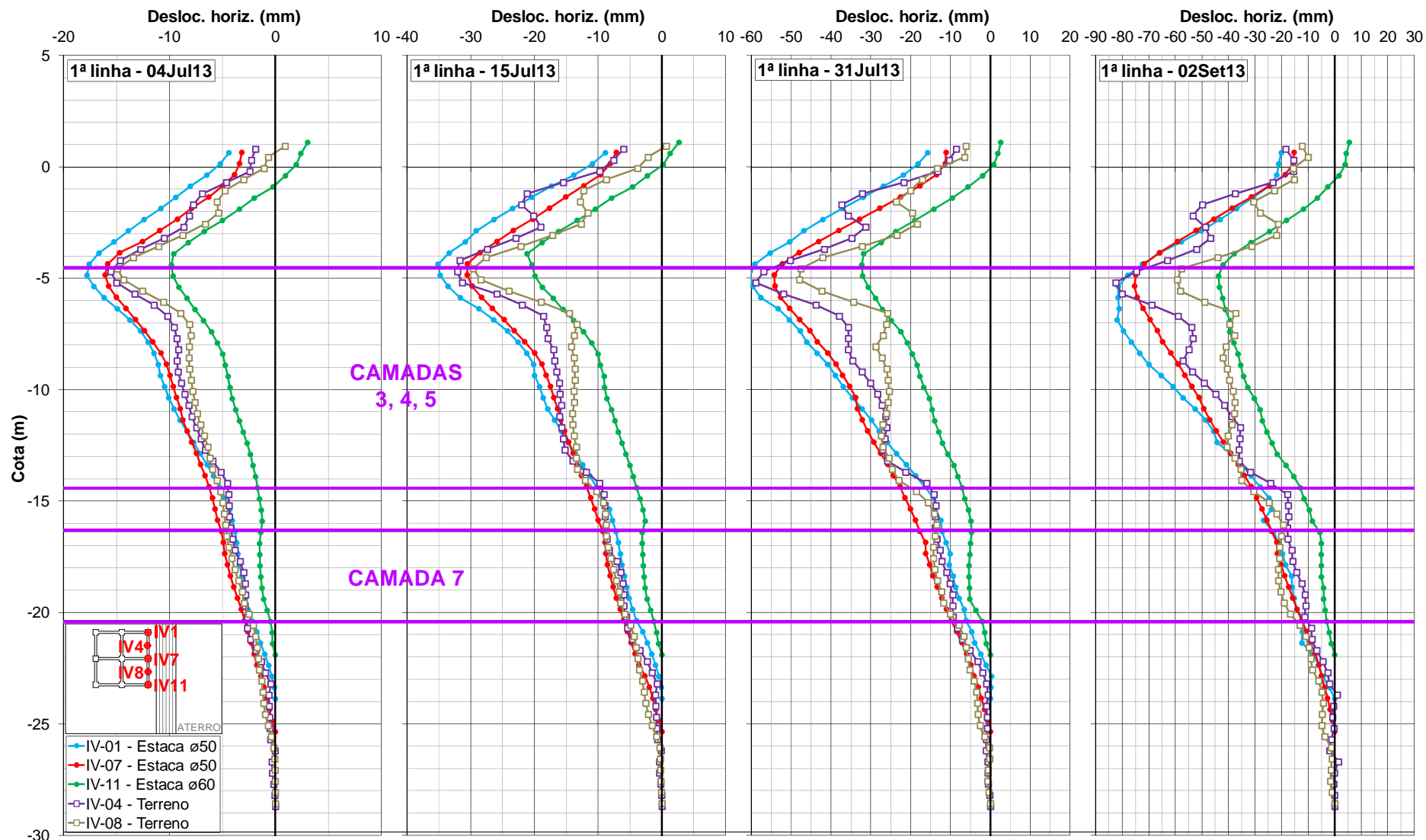


Figura 7.1 Perfis estimados de deslocamento horizontal das estacas e do terreno a cerca de 1,5m do pé do aterro a partir dos inclinômetros

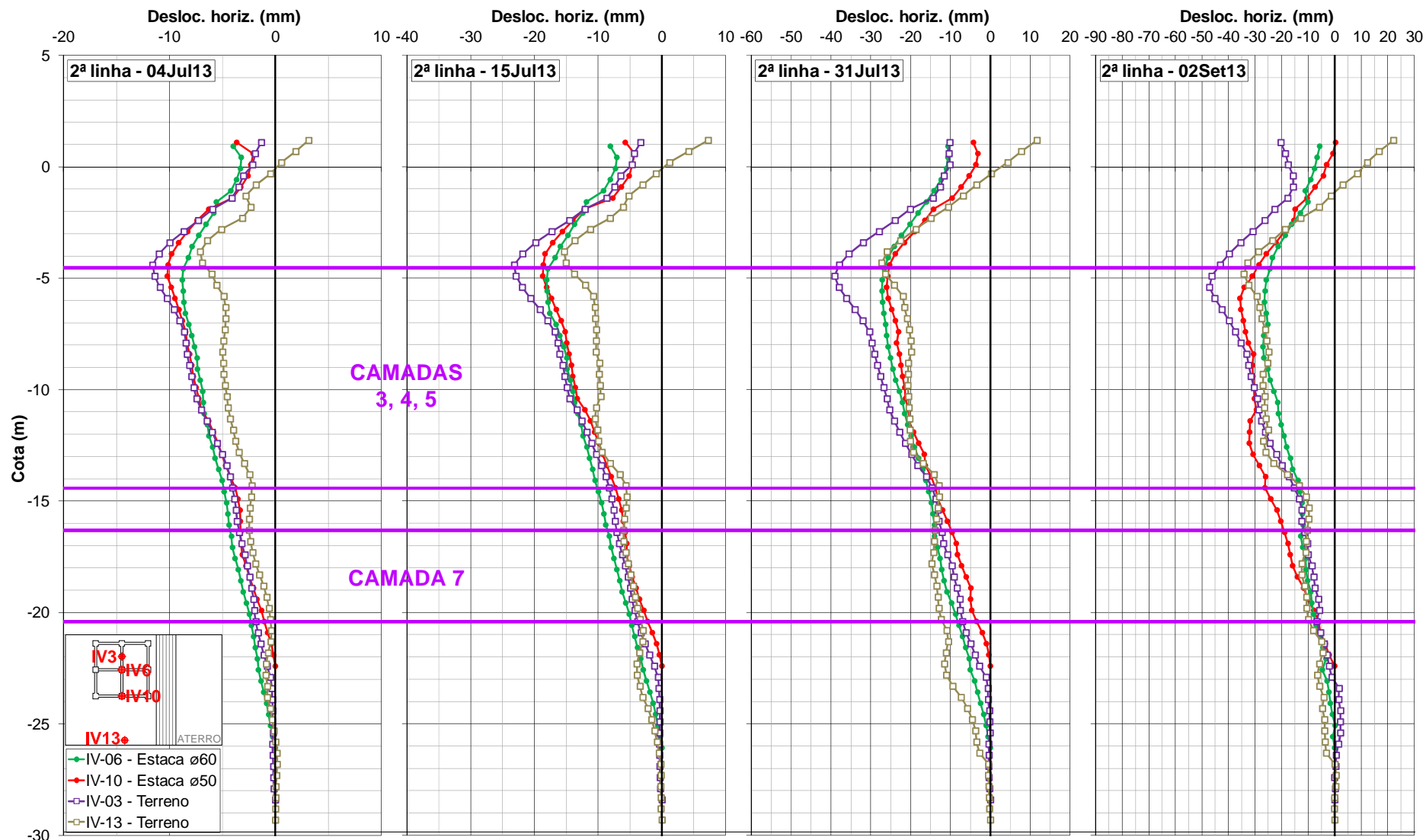


Figura 7.2 Perfis estimados de deslocamento horizontal das estacas e do terreno a cerca de 6,3m do pé do aterro a partir dos inclinômetros

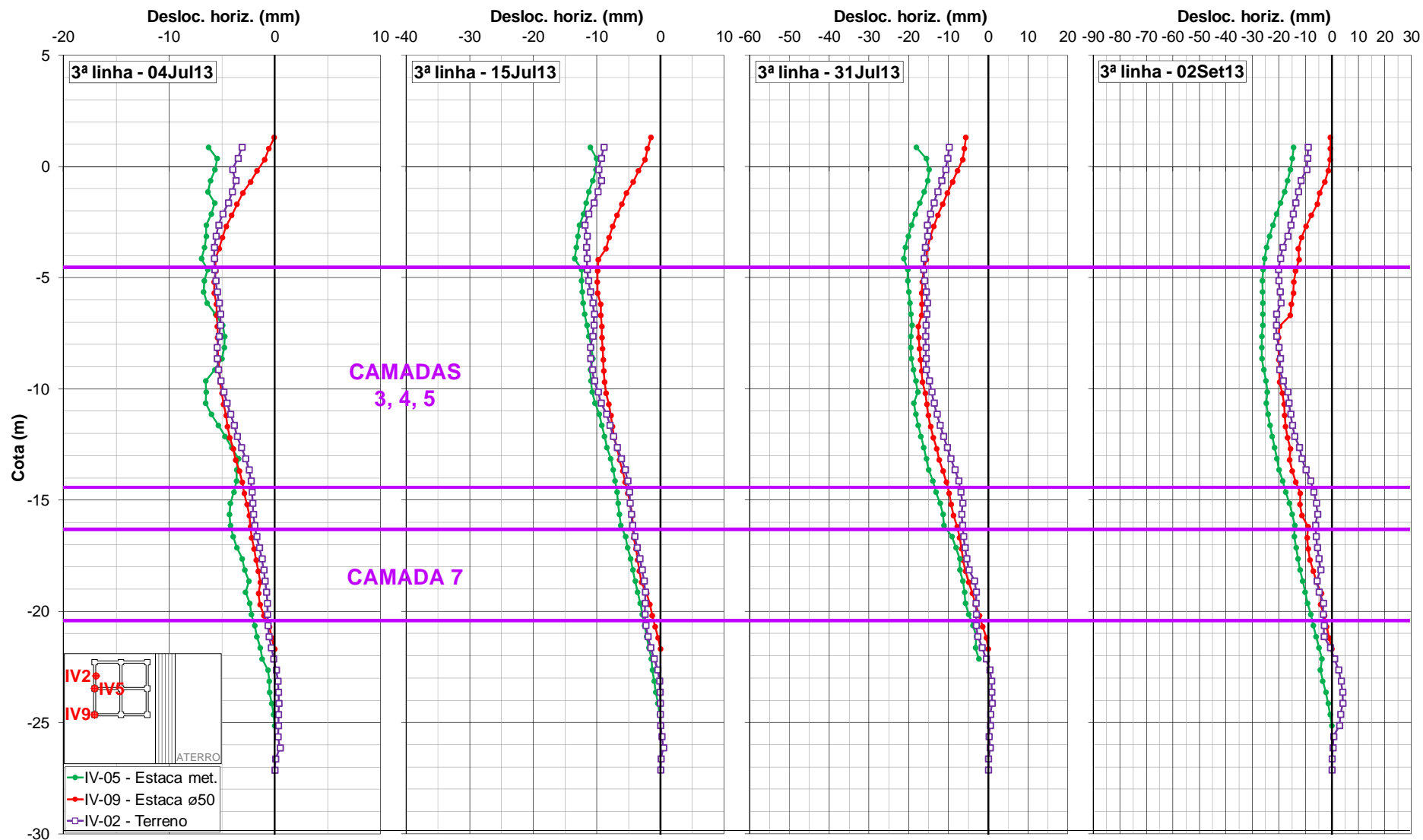


Figura 7.3 Perfis estimados de deslocamento horizontal das estacas e do terreno a cerca de 11,1m do pé do aterro a partir dos inclinômetros

Embora estes resultados já tenham sido analisados por FRANÇA (2014), recapitulam-se aqui algumas observações sobre o comportamento registrado, algumas aparentemente óbvias e outras nem tanto:

- 1) Os deslocamentos do terreno e das estacas diminuíram conforme se afastaram do aterro.
- 2) Os deslocamentos do terreno e das estacas aumentaram com a altura do aterro.
- 3) Após o término do alteamento do aterro, em 31Jul13, os deslocamentos do terreno e das estacas continuaram a aumentar, ou seja, o adensamento do solo continuou a provocar deslocamentos horizontais no terreno e nas estacas no sentido de afastamento do aterro.
- 4) Para uma mesma distância ao aterro os deslocamentos das estacas são da mesma ordem que os do terreno a meia distância entre as estacas.
- 5) Os deslocamentos máximos se deram em torno da cota -5m, ou seja, aproximadamente na separação entre a base da camada superficial de areia e o topo do pacote de argila mole (Camadas 3, 4 e 5).
- 6) As curvaturas máximas (em valor absoluto) dos inclinômetros no terreno são maiores que as curvaturas máximas dos inclinômetros dentro das estacas.

Esta última observação pode ser melhor observada nas Figuras 7.7 a 7.9, onde estão apresentados os perfis de curvatura dos inclinômetros no terreno e nas estacas. Mas antes de apresentá-los, descreve-se a metodologia utilizada para obtenção das curvaturas a partir das medidas de inclinômetros.

b) Perfis de curvatura

Os perfis de curvatura podem ser obtidos a partir dos perfis de deslocamento horizontal através da Equação 2.36 (para aplicar aqui, trocar o x pelo y).

É preciso calcular, então, a 2ª derivada dos perfis de deslocamentos horizontais estimados ao longo da profundidade. A maneira mais fácil de obter a 2ª derivada a partir das medidas de inclinômetros está ilustrada na Figura 7.4, que é por diferenciação numérica.

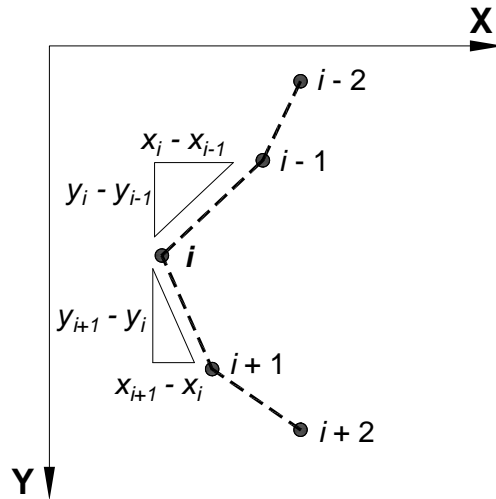


Figura 7.4 Obtenção da curvatura κ_i numa profundidade y_i por diferenciação numérica

Por este método, em cada profundidade y_i a curvatura κ_i é obtida a partir da posição (x_i, y_i) do próprio ponto i e dos pontos imediatamente anterior ($i-1$) e posterior ($i+1$). A curvatura é estimada pela Equação 7.1, que expressa basicamente a taxa de variação da inclinação entre os trechos anterior e posterior ao ponto i .

$$\kappa_i = \frac{1}{r_i} \cong \left. \frac{d^2 x}{dy^2} \right|_{y=y_i} \cong \frac{\frac{x_{i+1} - x_i}{y_{i+1} - y_i} - \frac{x_i - x_{i-1}}{y_i - y_{i-1}}}{\frac{y_{i+1} - y_{i-1}}{2}} \quad (7.1)$$

No caso das leituras de inclinômetro a distância vertical entre os pontos de leitura é constante, têm-se, portanto:

$$y_{i+1} - y_i = y_i - y_{i-1} = \Delta H = \text{distância entre duas leituras consecutivas,}$$

que substituído na Equação 7.1 resulta em:

$$\kappa_i \cong \frac{x_{i+1} - 2 \cdot x_i + x_{i-1}}{\Delta H^2} \quad (7.2)$$

A Equação 7.2 costuma ser demonstrada através de expansão em série de Taylor.

O problema deste método é que, para a distância relativamente grande entre as leituras de inclinômetro (0,5m) e para as leituras de inclinações pequenas, onde os erros têm maior peso, em geral o perfil de curvatura obtido tem bastante oscilação,

picos acentuados e variações bruscas, que não correspondem à realidade. Esse comportamento pode ser observado na Figura 7.6 (curva azul).

Este problema costuma ser contornado através do ajuste de curvas aos pontos de leitura, de forma a suavizar o perfil de deslocamentos e, conseqüentemente, o perfil de curvaturas. Abaixo está traduzido o resumo do trabalho de OOI e RAMSEY (2003), que estudaram doze métodos de ajuste, onde se explica sucintamente no que consistem e qual deles se mostrou mais adequado em seus estudos.

“Momentos fletores em paredes suporte de escavação e em fundações profundas são frequentemente estimados usando a curvatura derivada de dados de inclinômetro. A ideia básica envolve ajustar uma curva ou uma série de curvas aos dados do inclinômetro. A curvatura é estimada então como a segunda derivada do perfil de deslocamentos. Apesar de vários métodos estarem disponíveis para estimar a curvatura, há uma ausência de um padrão consistente para dedução da curvatura a partir de leituras de inclinômetro. Doze métodos para estimar a curvatura que se prestam bem a “planilhamento” ou cálculos programáveis são revisados. Eles são então aplicados a 60 conjuntos de leituras de inclinômetro obtidos de variadas paredes e estacas escavadas. Estão incluídas seis estacas escavadas ensaiadas em carregamento lateral que foram monitoradas utilizando tanto inclinômetros quanto medidores de deformação. Foi realizada uma comparação direta das curvaturas a partir dos inclinômetros com aquelas a partir dos medidores de deformação. As comparações mostram que uma curva polinomial cúbica particionada ajustada a uma janela móvel de cinco pontos de dados sucessivos fornecem valores de curvatura que estão em boa concordância com aqueles obtidos a partir dos medidores de deformação, e é proposto como um método razoável para estimar momentos fletores a partir de dados de inclinômetro.”

O método recomendado por OOI e RAMSEY (2003), a saber, “uma curva polinomial cúbica particionada ajustada a uma janela móvel de cinco pontos de dados sucessivos”, que está ilustrado na Figura 7.5, consiste em ajustar uma função polinomial cúbica, a saber:

$$x = a_3 \cdot y^3 + a_2 \cdot y^2 + a_1 \cdot y + a_0 \quad (7.3)$$

a um ponto i e aos 2 pontos imediatamente anteriores ($i-1$ e $i-2$) e posteriores ($i+1$ e $i+2$), e diferenciá-la 2 vezes para estimar a curvatura κ_i no ponto i , a saber:

$$\kappa_i \equiv \left. \frac{d^2 x}{dy^2} \right|_{y=y_i} = 6 \cdot a_3 \cdot y_i + 2 \cdot a_2 \quad (7.4)$$

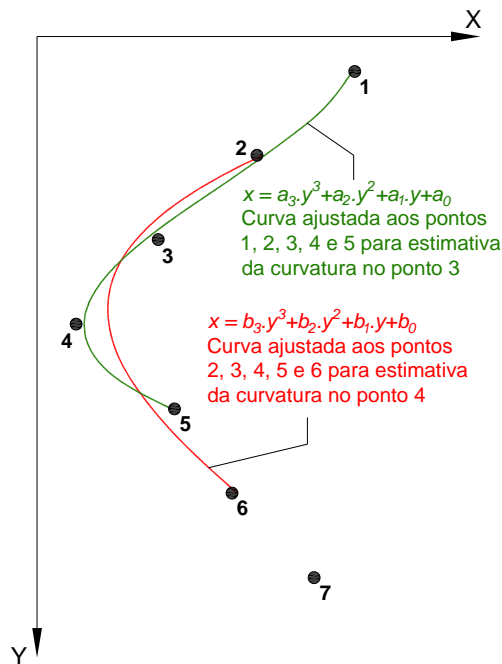


Figura 7.5 Ajuste de curvas polinomiais cúbicas a conjuntos de 5 pontos adjacentes

O problema consiste então em definir os coeficientes a_3 e a_2 da função polinomial 7.3 que melhor se ajusta aos pontos $i-2$, $i-1$, i , $i+1$ e $i+2$. Para encontrar esta função utilizou-se o Método dos Mínimos Quadrados, que é descrito em qualquer livro de Cálculo Numérico.

O ajuste de uma função polinomial cúbica a um conjunto de pontos pelo MMQ recai na resolução de um sistema de 4 equações algébricas lineares com 4 incógnitas (os coeficientes a_3 , a_2 , a_1 e a_0). No presente estudo estes sistemas foram resolvidos analiticamente, em planilha eletrônica, pela Regra de Cramer. Mas em livros de Cálculo Numérico estão descritos outros métodos de resolução, que talvez sejam até mais simples de implementar em planilha.

Alguns resultados obtidos através da planilha preparada foram comparados com o ajuste pelo MMQ disponível nos gráficos do programa *Microsoft Excel* e os coeficientes obtidos foram os mesmos.

Na Figura 7.6 está apresentado um exemplo onde os perfis de curvatura foram obtidos pelos dois métodos descritos acima aplicados aos mesmos conjuntos de dados (tubos IV-01 e IV-11 em 02Set13). Também foi testada uma derivação do 2º método, onde ao invés de se ajustar o polinômio a 5 pontos, ajustou-se a 7 pontos.

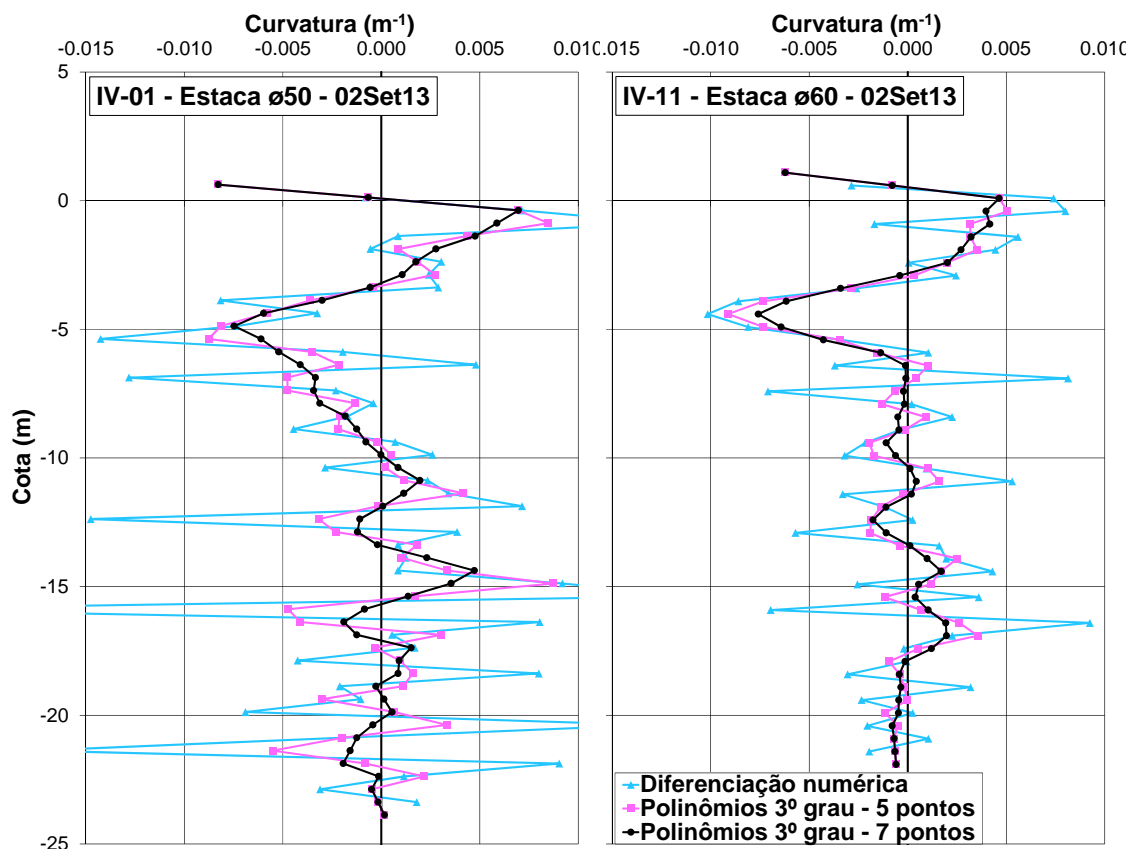


Figura 7.6 Comparação entre os métodos de estimativa da curvatura a partir de leituras de inclinômetro aplicados aos tubos IV-01 e IV-11 em 02Set13

Observa-se que o método de ajuste por “polinômios do 3º grau - 5 pontos” conduz a um perfil de curvaturas mais suave que o obtido por diferenciação numérica. O ajuste do polinômio a 7 pontos conduziu a um perfil ainda mais suave. Por outro lado, quanto mais suave a curva, menores são os valores máximos de curvatura. Na ausência de medições de deformação específica com “*strain gauges*” que permitam uma calibração da metodologia, fica difícil saber até que ponto a curva deve ser suavizada para se chegar ao resultado mais realista. **No presente estudo adotou-se o ajuste por polinômios do 3º grau a uma janela móvel de 7 pontos sucessivos.**

Nas Figuras 7.7 a 7.9 estão apresentados os perfis de curvatura estimados a partir das leituras dos inclinômetros no terreno e nas estacas, cada figura correspondendo a uma distância do aterro (ver planta-chave nas figuras). Nas Figuras 7.25 a 7.31 estes perfis de curvatura das estacas são comparados com os resultados das análises.

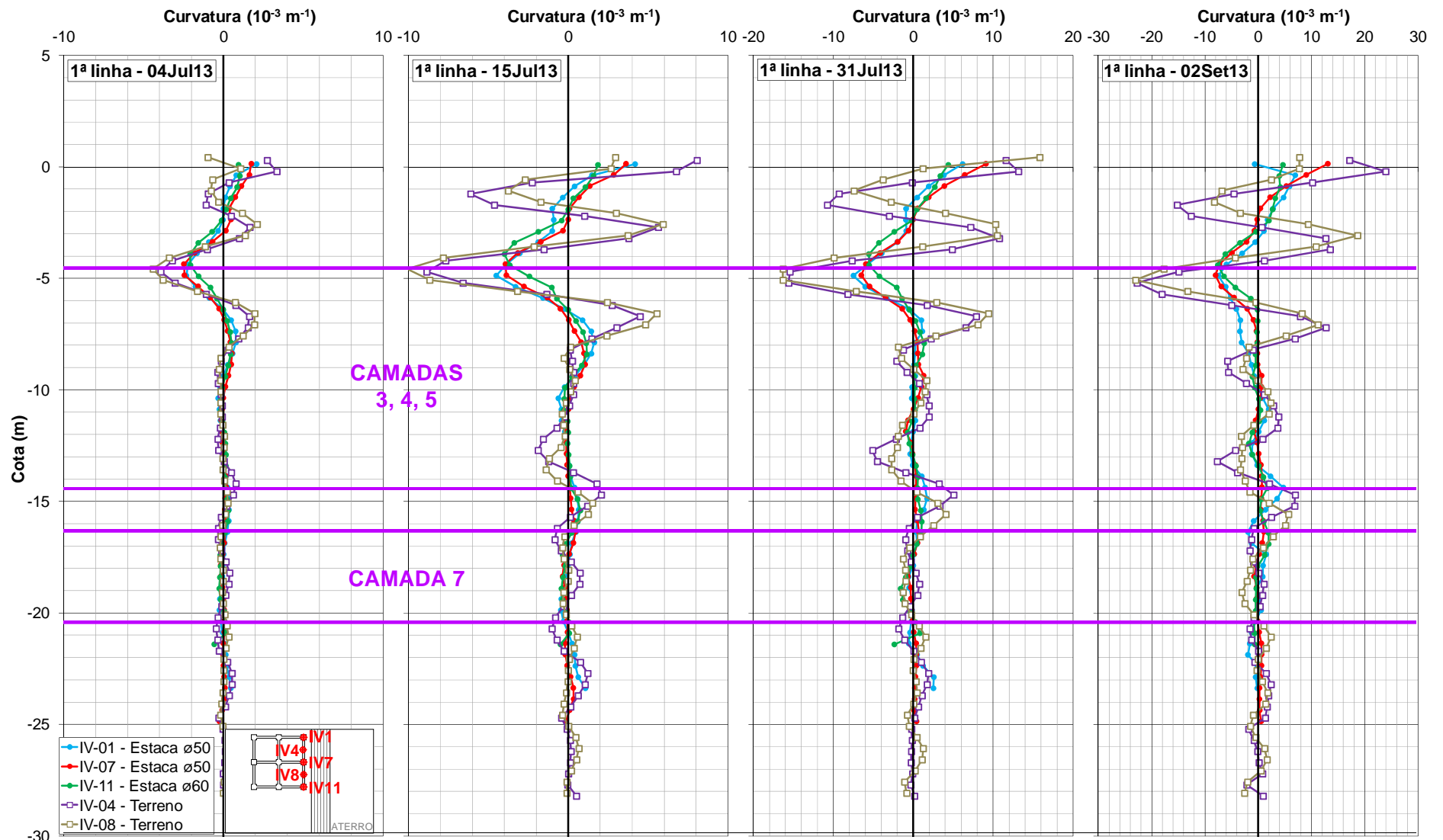


Figura 7.7 Perfis estimados de curvatura das estacas e do terreno a cerca de 1,5m do pé do aterro a partir dos inclinômetros

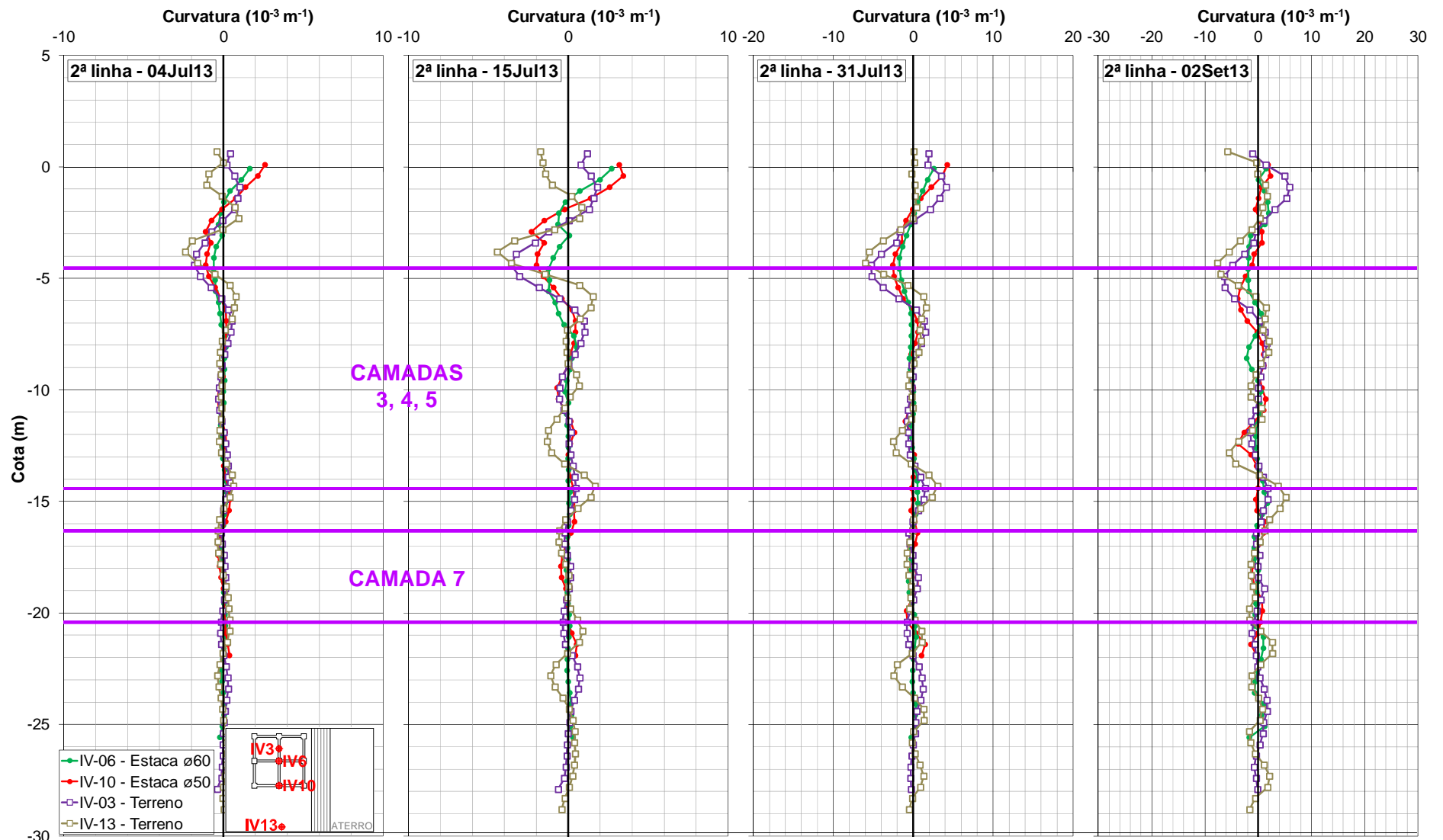


Figura 7.8 Perfis estimados de curvatura das estacas e do terreno a cerca de 6,3m do pé do aterro a partir dos inclinômetros

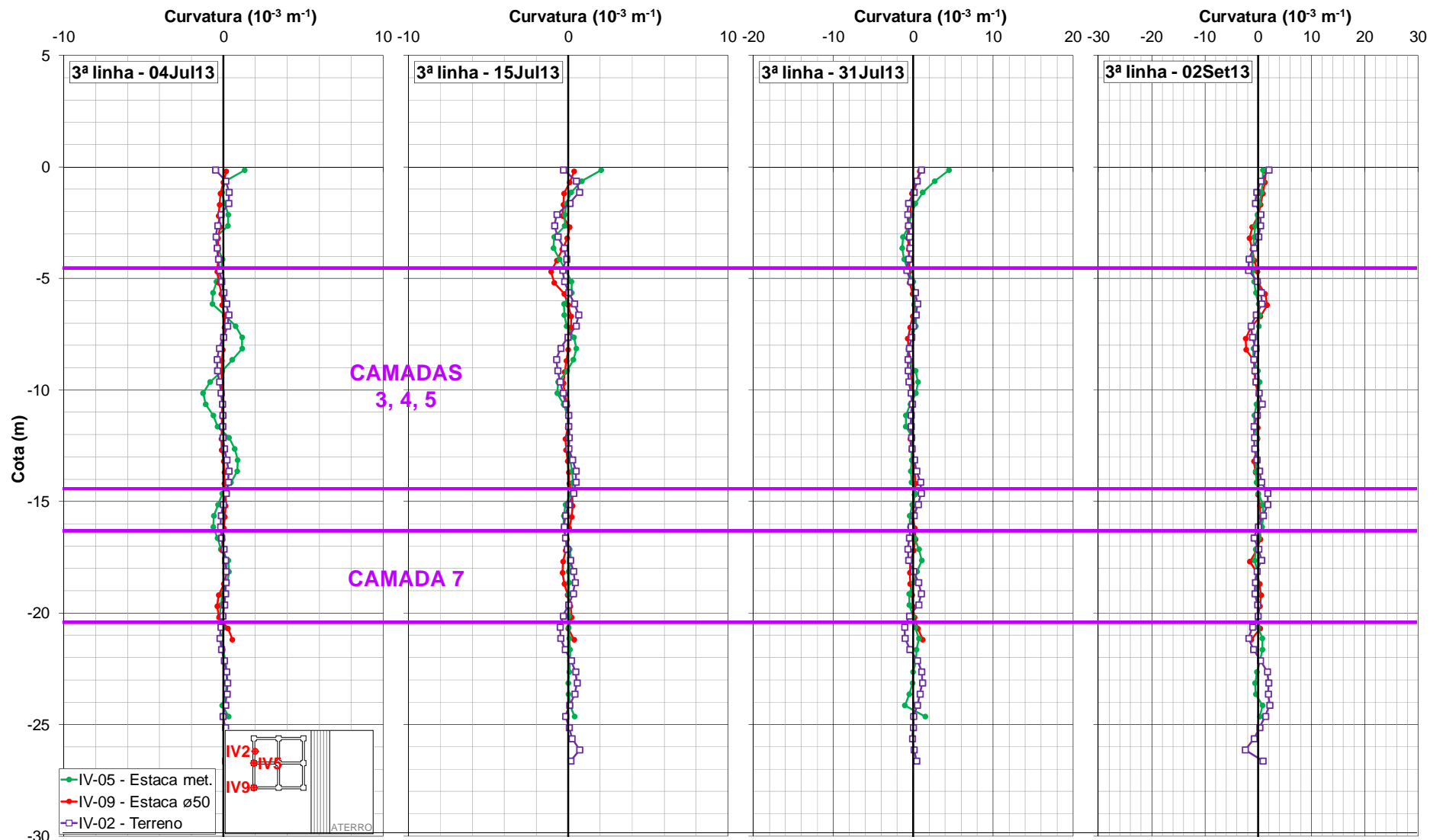


Figura 7.9 Perfis estimados de curvatura das estacas e do terreno a cerca de 11,1m do pé do aterro a partir dos inclinômetros

Os perfis de curvatura apresentados acima, principalmente os da 1ª e 2ª linhas de tubos de inclinômetro, mostram de maneira mais clara do que os perfis de deslocamento horizontal a diferença de comportamento entre o solo e as estacas.

Cabem aqui algumas observações adicionais àquelas feitas para os perfis de deslocamento horizontal:

7) Os perfis de curvatura do solo a uma mesma distância do aterro se mostraram bastante coerentes entre si, tanto no que diz respeito a seu formato quanto a sua magnitude.

8) Da mesma forma, os perfis de curvatura das estacas a uma mesma distância do aterro também se mostraram bastante coerentes entre si, independente de serem estacas $\varnothing 50$ ou $\varnothing 60$.

9) As curvaturas máximas (em valor absoluto) das estacas ocorreram em torno da cota -5m, aproximadamente na separação entre a base da camada superficial de areia e o topo do pacote de argila mole (Camadas 3, 4 e 5).

10) As curvaturas máximas (em valor absoluto) do solo ocorrem acima da cota -6,5m, em diferentes posições. Aproximadamente entre as cotas -13m e -15m, ou seja, na separação entre a base do pacote de argila mole (Camadas 3, 4 e 5) e o topo da camada arenosa subjacente (Camada 6), as curvaturas voltam a aumentar, mas em menor intensidade que no topo.

11) Embora aproximadamente entre as cotas -16,5m e -20,5m exista uma camada de argila mole (Camada 7), nestas posições as curvaturas do solo e das estacas são pequenas, não se diferenciando das camadas arenosas adjacentes.

12) Pelo que foi comentado no Item 5.2.3a a respeito das curvaturas relacionadas à plastificação das seções das estacas, e pelo que se observa nas Figuras 7.7 a 7.9, as curvaturas atingidas pelas estacas teriam ficado longe da correspondente à plastificação total da seção, mas próximas dos valores correspondentes a uma mobilização de 90% do momento resistente M_R .

c) Perfis de momentos fletores

As estimativas dos diagramas de momentos fletores das estacas pré-moldadas a partir das medições de inclinômetro foram realizadas da seguinte maneira:

- tomaram-se os perfis de curvatura κ das estacas estimados das Figuras 7.7 a 7.9,
- para cada estaca e para cada uma das 4 datas analisadas, os valores de esforço axial N ao longo da profundidade foram estimados a partir dos resultados das análises no *PLAXIS 3D* (em maiores detalhes adiante),
- para cada par de valores (κ , N), entrou-se nas relações momento-curvatura apresentadas nas Figuras 5.2 (estaca $\varnothing 50$) ou 5.3 (estaca $\varnothing 60$) e obteve-se o momento fletor M correspondente.

A título de ilustração, na Figura 7.10 estão apresentados os diagramas de esforço axial N de duas estacas no dia 04Jul13 dados pelas 3 análises realizadas.

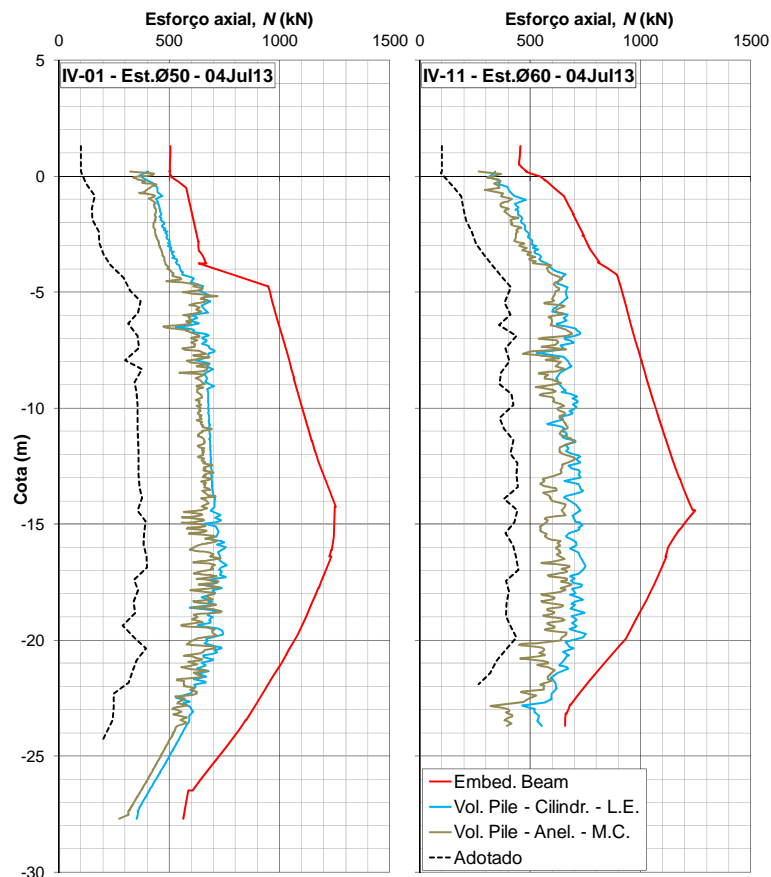


Figura 7.10 Diagramas de esforço axial N das estacas correspondentes aos inclinômetros IV-01 e IV-11 no dia 04Jul13: os obtidos nas 3 análises e os adotados

Observa-se na Figura 7.10 que:

- Os esforços axiais dados pelas análises “*Embed. Beam*” são de 100 a 650kN maiores que os dados pelas análises onde as estacas foram modeladas como volumes.

- Mesmo para as análises onde as estacas foram modeladas como volumes, o esforço axial nas cabeças é muito alto (300 a 400kN), tendo em vista que a única carga em suas cabeças é apenas o peso próprio da grelha em torno de 600kN (e talvez alguma carga por atrito negativo atuando na grelha), e que é suportado pelas 9 estacas. Esses altos valores só poderiam existir caso a cabeça de algumas estacas da grelha estivessem sob tração, mas os resultados das análises não mostram isso. Não se conseguiu entender o porquê destes altos valores de esforço axial.

Na Figura 7.10 estão indicados em linha preta tracejada os diagramas de N adotados para o exemplo em questão. Eles foram obtidos considerando um esforço axial de 100 a 200kN na cabeça da estaca, dependendo de sua posição, e o atrito lateral ao longo do fuste igual ao dado pela análise “*Vol. Pile - Cilindr. - L.E.*”.

Os diagramas de momento fletor das estacas estimados desta maneira estão apresentados nas Figuras 7.12 a 7.14. Mas antes de apresentá-los, cabe uma demonstração de como os esforços axiais N adotados influem na estimativa dos momentos M a partir da curvatura κ .

Na Figura 7.11 está apresentado um diagrama de M (em preto) estimado considerando o diagrama de N adotado no presente trabalho, e outro (em vermelho) considerando o diagrama de N dado diretamente pelo *PLAXIS 3D* (que está superestimado). Nestas figuras também estão apresentados, em linha tracejada, os momentos de plastificação M_R das estacas, que também dependem do esforço axial N .

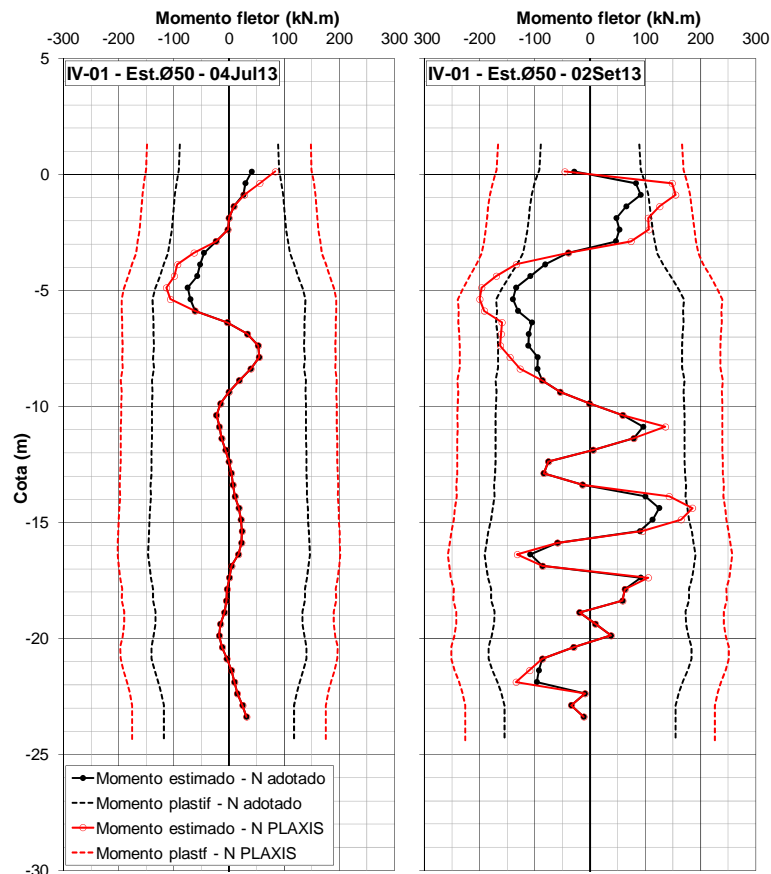


Figura 7.11 Influência do esforço axial N na estimativa dos momentos fletores M a partir das medições do inclinômetro IV-01 em 04Jul13 e em 02Set13

Os resultados da Figura 7.11 podem ser interpretados à luz das relações momento-curvatura das Figuras 5.2 e 5.3, onde se observa que as curvas referentes aos diferentes valores de N compartilham de uma mesmo trecho reto inicial correspondente à seção de concreto não fissurada. A partir do momento em que se inicia a fissuração da seção, surgem as diferenças entre as curvas.

Observa-se na Figura 7.11 que os valores de M coincidem para os dois perfis de N enquanto a curvatura é suficientemente pequena para que em ambos os casos não haja fissuração do concreto (permanece no trecho reto inicial da relação $M \times \kappa$). A curvatura necessária para o início da fissuração aumenta com o esforço axial N , o que explica os maiores momentos estimados para este caso.

Nas Figuras 7.12 a 7.14 estão apresentados os diagramas de momentos fletores estimados a partir das leituras dos inclinômetros nas estacas, cada figura correspondendo a uma distância do aterro (ver planta-chave nas figuras). Nas Figuras 7.32 a 7.38 estes diagramas de momento são comparados com os resultados das análises.

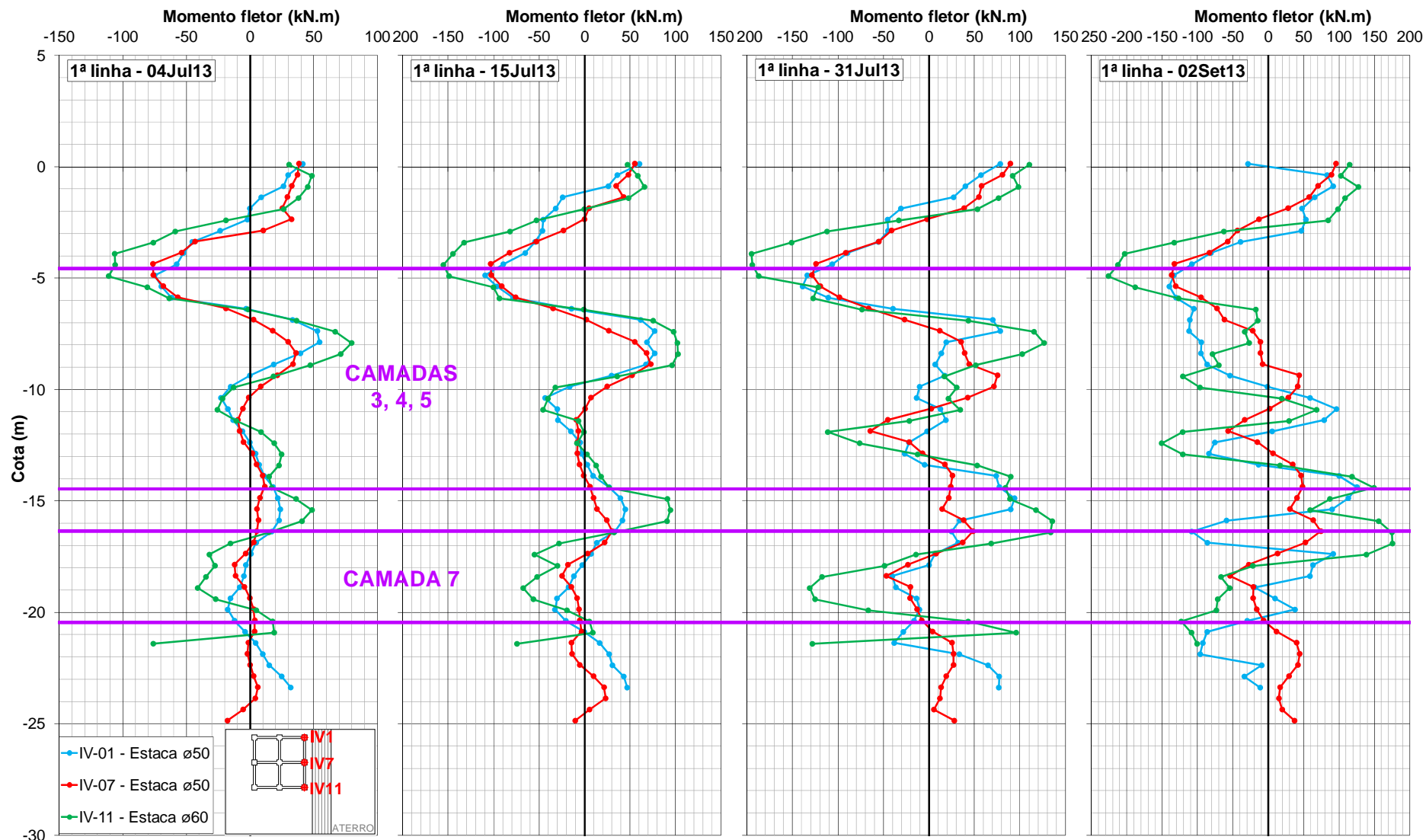


Figura 7.12 Perfis estimados de momento fletor das estacas a cerca de 1,5m do pé do aterro a partir dos inclinômetros

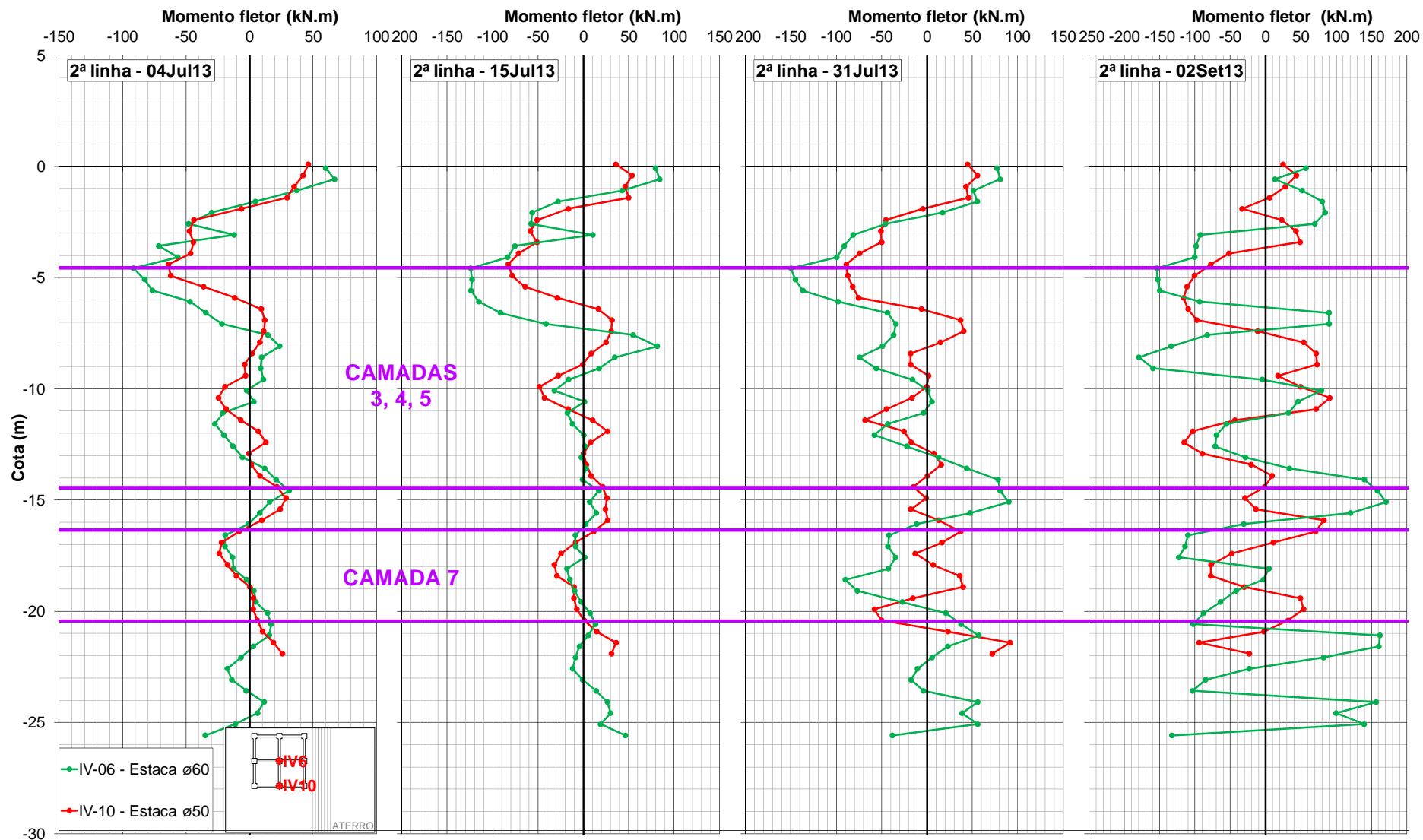


Figura 7.13 Perfis estimados de momento fletor das estacas a cerca de 6,3m do pé do aterro a partir dos inclinômetros

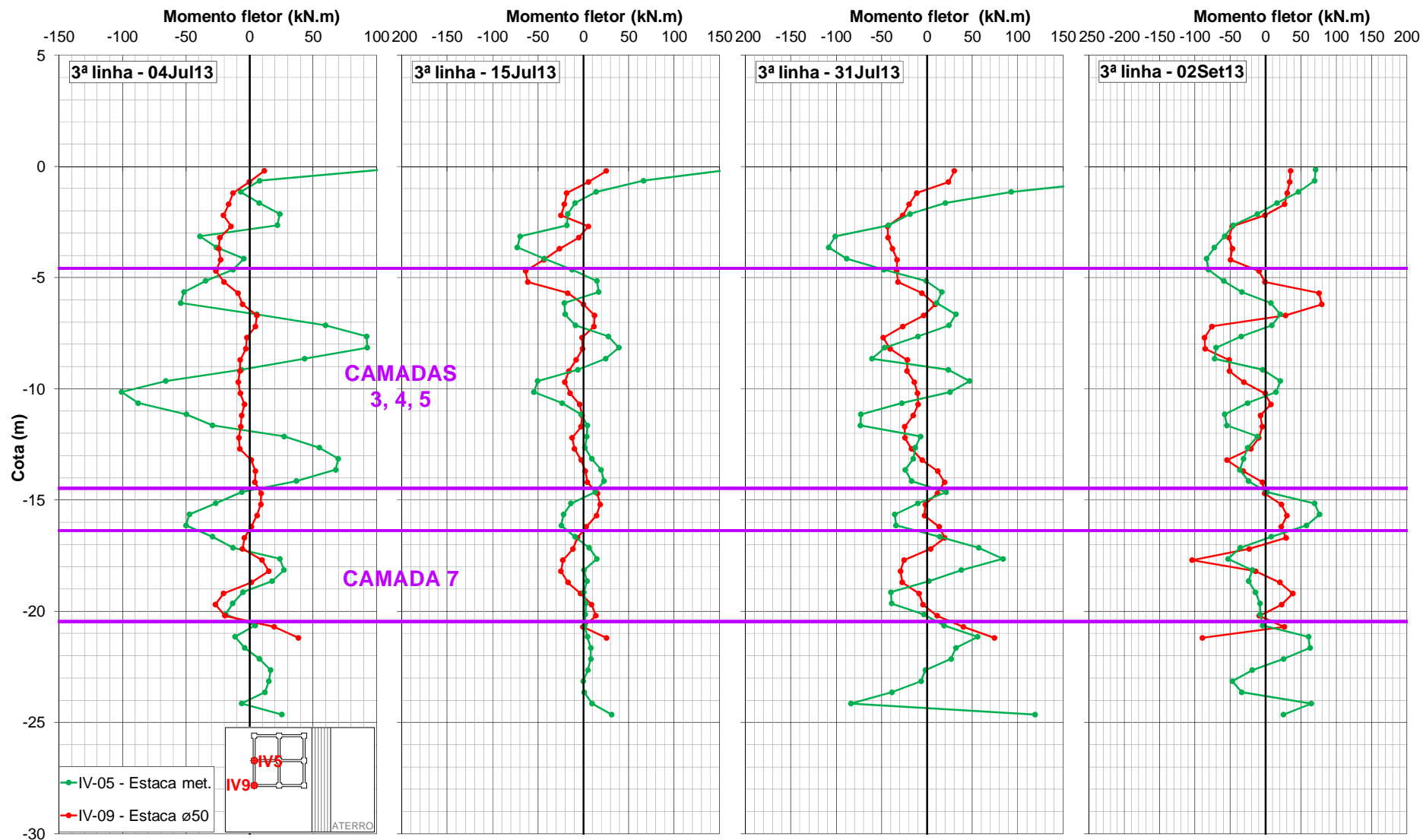


Figura 7.14 Perfis estimados de momento fletor das estacas a cerca de 11,1m do pé do aterro a partir dos inclinômetros

Abaixo são apresentadas algumas observações sobre os diagramas de momentos fletores obtidos a partir das medições com inclinômetro:

13) Na maioria dos casos há uma coerência entre os formatos dos diagramas de momento das estacas de uma mesma linha.

14) As estacas $\varnothing 60$ foram mais solicitadas que as estacas $\varnothing 50$.

15) Os momentos máximos ocorreram em torno da cota -5m, aproximadamente na separação entre a base da camada superficial de areia e o topo do pacote de argila mole (Camadas 3, 4 e 5).

16) Na Tabela 7.1 estão apresentadas para cada estaca pré-moldada e para cada data analisada qual a máxima porcentagem do momento resistente M_R que foi mobilizado ao longo da estaca. Também está apresentada a porcentagem do momento M_R relativo à cabeça da estaca (no nível da base do bloco de coroamento).

Tabela 7.1 Nível de mobilização da resistência à flexão das estacas

Linha de estacas	Inclinômetro	Estaca	Porcentagem do momento de plastificação M_R que foi mobilizado*							
			04Jul13		15Jul13		31Jul13		02Set13	
			(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)
1ª	IV-01	$\varnothing 50$	34%	53%	56%	68%	77%	89%	19%	87%
	IV-07	$\varnothing 50$	28%	49%	47%	64%	84%	78%	91%	85%
	IV-11	$\varnothing 60$	22%	51%	34%	69%	66%	85%	68%	93%
2ª	IV-06	$\varnothing 60$	55%	36%	76%	45%	48%	53%	23%	52%
	IV-10	$\varnothing 50$	41%	39%	50%	53%	64%	58%	36%	65%
3ª	IV-09	$\varnothing 50$	15%	24%	19%	38%	28%	36%	31%	59%

(1) No topo da estaca, na base do bloco de coroamento.

(2) Valor máximo ao longo do fuste da estaca, que em geral ocorreu em torno da cota -5m, ou seja, aproximadamente na separação entre a camada superficial de areia e o pacote de argila mole (Camadas 3, 4 e 5).

* As curvas de iteração da Figura 5.1 e as relações momento-curvatura das Figuras 5.2 e 5.3, que foram utilizadas para estimativa dos momentos resistentes e atuantes com base nas leituras de inclinômetro, foram obtidas removendo todos os fatores de segurança e considerando para o concreto uma resistência à compressão média ao invés de característica.

Conforme já comentado, até a última data de monitoramento nenhuma estaca chegou a atingir o momento de plastificação total da seção M_R , atingindo no máximo algo em torno de 90% de M_R . A longo prazo, entretanto, certamente algumas seções das estacas plastificariam completamente formando rótulas plásticas, conforme se analisa no Item 7.4.

7.2 OPÇÕES UTILIZADAS PARA MODELAGEM DAS ESTACAS

No Item 2.3.6 foram apresentadas as diferentes opções de modelagem das estacas disponíveis no *PLAXIS 3D*, e no Item 5.2 foram definidos os parâmetros das estacas em cada opção modelada.

A seguir estão apresentadas as características das 3 análises realizadas, em termos de modelagem das estacas, e algumas observações sobre as mesmas. Para facilitar a compreensão, na Tabela 7.2 estão sintetizadas as principais características de cada análise.

Tabela 7.2 Síntese das análises realizadas testando diferentes opções para a modelagem das estacas

Nome da análise	Cor das curvas de resultados	Tipo de elemento utilizado para a modelagem		Tipo de comportamento tensão-deformação		Elementos de interface
		do concreto	da armadura	do concreto	da armadura	
<i>“Embed. Beam”</i>	Vermelha	<i>“Embedded beam”</i> ⁽¹⁾		Linear elástico ⁽¹⁾		Permitem deslocamento relativo estaca-solo apenas na direção axial
<i>“Vol. Pile - Cilindr. - L.E.”</i>	Azul	Volume com seção circular ⁽¹⁾		Linear elástico ⁽¹⁾		Permitem deslocamento relativo estaca-solo nas direções axial e transversal
<i>“Vol. Pile - Anel. - M.C.”</i>	Bege	Volume com seção anelar	<i>“Plate”</i> com formato tubular	Elasto-plástico	Linear elástico	Permitem deslocamento relativo estaca-solo nas direções axial e transversal

⁽¹⁾ A estaca, que é composta por concreto e aço, foi modelada através de um material único com propriedades equivalentes

a) Elemento de barra *“embedded beam”* com material único linear elástico e elementos de interface especiais

Nos gráficos de resultados a análise é chamada *“Embed. Beam”* e corresponde às curvas na cor vermelha.

Todas as estacas foram modeladas com elementos de barra do tipo *“embedded beam”*, com as propriedades apresentadas nas Tabelas 5.2 e 5.5. O diâmetro da zona

elástica criada no entorno do elemento é igual ao diâmetro externo das estacas pré-moldadas e próximo da largura das estacas metálicas. Para este tipo de elemento o comportamento é linear-elástico, não admitindo plastificação. O módulo de rigidez à flexão EI adotado corresponde à seção plena das estacas (sem fissuração) e ao módulo de elasticidade secante do concreto E_{cs} .

Os elementos de interface especiais do “*embedded beam*” permitem o deslocamento relativo estaca-solo apenas na direção axial, enquanto na direção transversal o comportamento corresponde ao solo aderido à estaca, ou seja, um contato rugoso (ver Itens 2.3.6a e 2.3.6c). O fator R_{inter} adotado foi de 0,67.

Os blocos de coroamento e as vigas de travamento foram modelados com elementos do tipo “*plate*”, com as propriedades apresentadas na Tabela 5.9, e elementos de interface em suas faces.

Na Figura 7.15 está apresentado o modelo do estaqueamento e da grelha utilizados nesta análise no *PLAXIS 3D*.

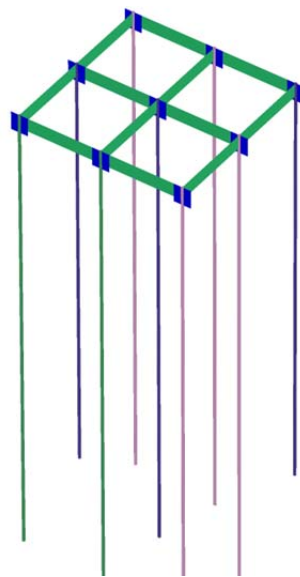


Figura 7.15 Modelagem das estacas e da grelha no *PLAXIS 3D* - “*Embedded beam*”

b) Elemento de volume cilíndrico (“*volume pile*”) com material único linear elástico e elementos de interface

Nos gráficos de resultados a análise é chamada “*Vol. Pile - Cilindr. - L.E.*” e corresponde às curvas na cor azul.

Todas as estacas foram modeladas através de volumes cilíndricos de diâmetro igual ao diâmetro externo das estacas (“*volume pile*”). A estes volumes foram atribuídos materiais com modelo “*Linear Elastic*”, com as propriedades apresentadas nas Tabelas 5.3 e 5.6, sendo que o módulo de rigidez à flexão EI resultante corresponde à seção plena das estacas (sem fissuração) e ao módulo de elasticidade secante do concreto E_{cs} .

Nas faces do cilindro foram adicionados elementos de interface que permitem o deslocamento relativo estaca-solo tanto na direção axial quanto na direção transversal (ver Item 2.3.6c). O fator R_{inter} adotado foi de 0,67.

Os blocos de coroamento e as vigas de travamento foram modelados como elementos de volume, aos quais foram atribuídos materiais com modelo “*Linear Elastic*”, com as propriedades apresentadas na Tabela 5.9, e elementos de interface em suas faces.

Na Figura 7.16 está apresentado o modelo do estaqueamento e da grelha utilizados nesta análise no *PLAXIS 3D*.

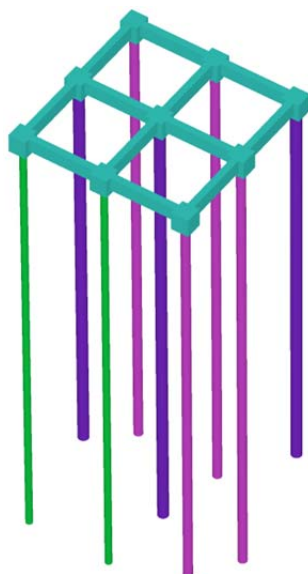


Figura 7.16 Modelagem das estacas e da grelha no *PLAXIS 3D* - “*Volume pile*”

c) Concreto como elemento de volume anelar (“*volume pile*”) com material elastoplástico, armadura como elemento de placa tubular linear elástico, e elementos de interface

Nos gráficos de resultados a análise é chamada “*Vol. Pile - Anel. - M.C.*” e corresponde às curvas na cor bege.

Todas as estacas foram modeladas como elementos “*volume pile*”. As estacas da 2ª e 3ª linhas, as mais distantes do aterro, foram modeladas exatamente como no Item *b*. Já as estacas da 1ª linha, a mais próxima ao aterro, foram modeladas como volumes de seção anelar com a mesma geometria da estaca real para representar o concreto, junto com elementos tubulares do tipo “*plate*” externamente aos volumes, representando a armadura. Aos volumes foram atribuídos materiais com modelo elastoplástico “*Mohr-Coulomb*”, com as propriedades apresentadas na Tabela 5.7, e aos “*plates*” as propriedades também apresentadas na Tabela 5.7. Antes do concreto plastificar, o módulo de rigidez à flexão EI resultante da estaca corresponde à seção plena das estacas (sem fissuração) e ao módulo de elasticidade secante do concreto E_{cs} . Os parâmetros de resistência adotados para o concreto estão apresentados no Item 5.2.3c, sendo a sua resistência à tração desprezada ($\sigma_t = 0$).

Na face externa do elemento de placa que representa a armadura foram adicionados elementos de interface que permitem o deslocamento relativo estaca-solo tanto na direção axial quanto na direção transversal (ver Item 2.3.6c). O fator R_{inter} adotado foi de 0,67.

Os blocos de coroamento e as vigas de travamento foram modelados exatamente como no Item *b*.

7.3 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DAS OPÇÕES DE MODELAGEM DAS ESTACAS

7.3.1 Apresentação dos resultados das análises

A título de ilustração, na Figura 7.17 está apresentada a malha deformada do aterro e do estaqueamento, exagerada em 10 vezes, obtida ao final de uma das análises.

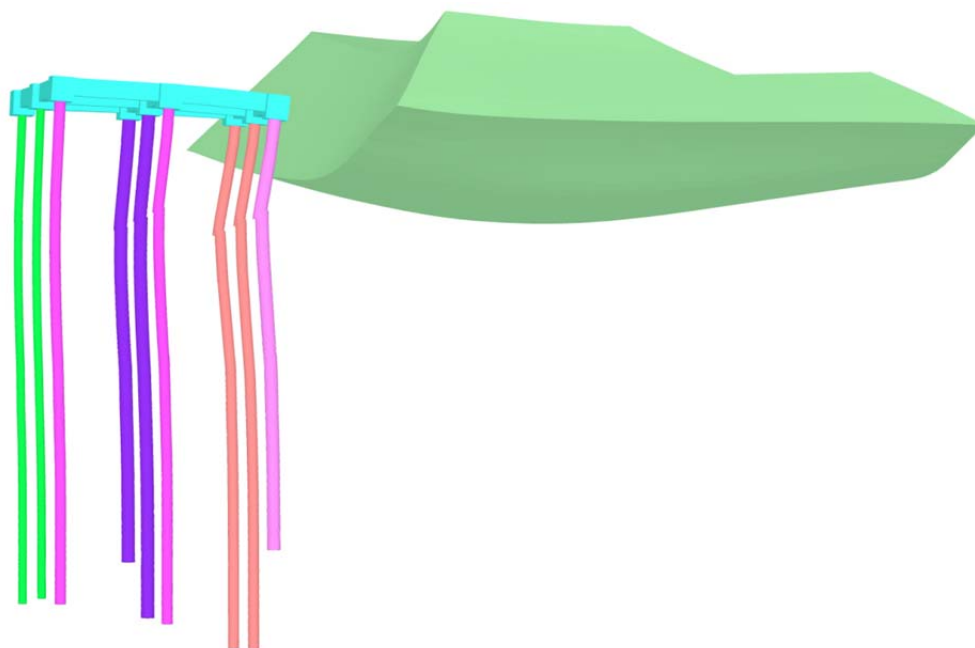


Figura 7.17 Malha deformada exagerada em 10 vezes ao final de uma das análises

Nas Figuras 7.18 a 7.24, cada uma relativa a uma estaca, estão apresentados os perfis de deslocamento horizontal na direção perpendicular ao aterro obtidos nas 3 análises descritas no Item 7.2. Também estão apresentados, na cor preta, os perfis de deslocamento estimados a partir das medidas de inclinômetro (já apresentados nas Figuras 7.1 a 7.3), sendo que a linha cheia corresponde à consideração do pé da estaca como indeslocável e as linhas tracejadas correspondem à faixa mais provável, conforme indicado no Item 6.5.2b. Os deslocamentos negativos correspondem ao sentido de afastamento do aterro.

Em todas as figuras são apresentadas plantas-chave com a localização do tubo de inclinômetro em questão.

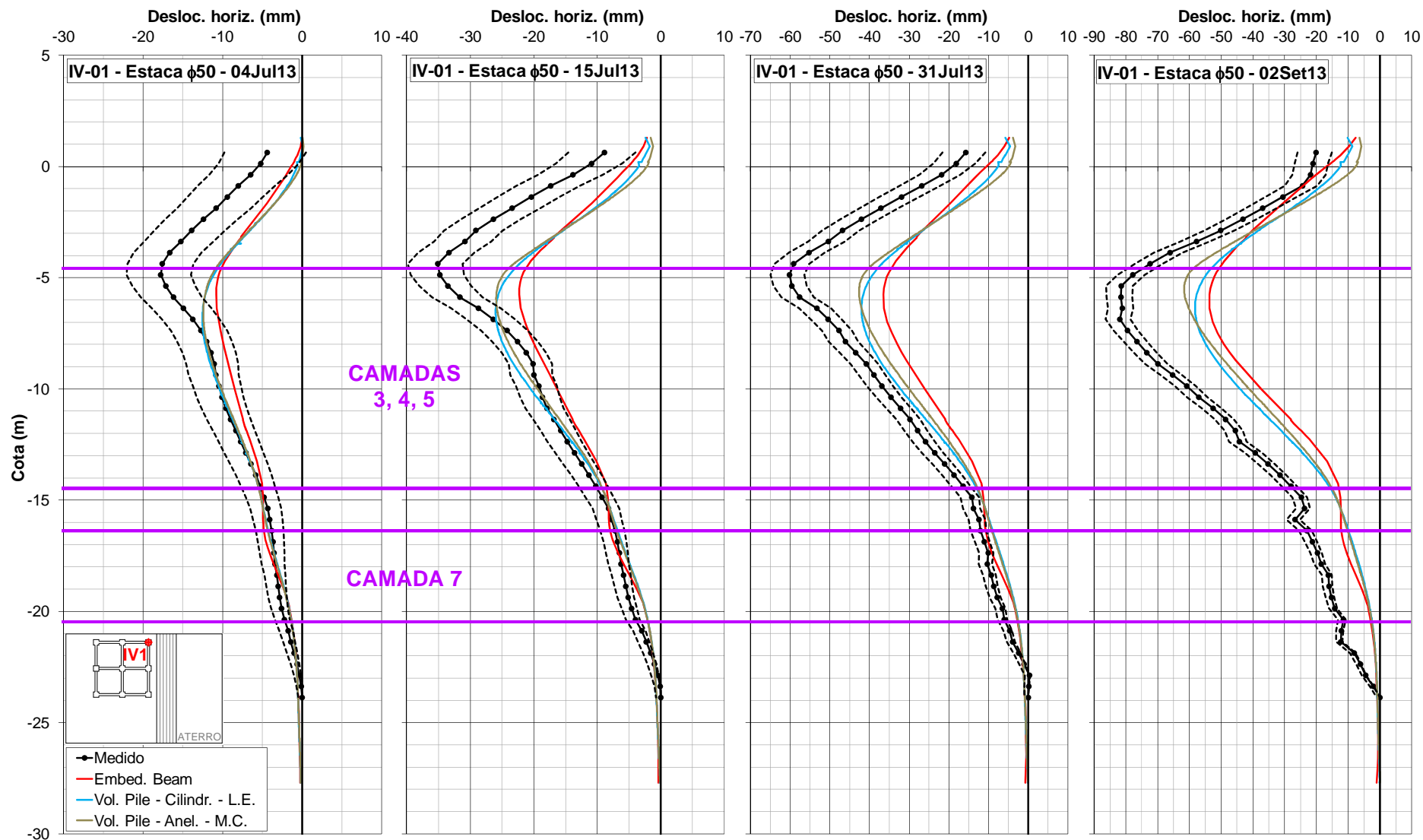


Figura 7.18 Inclinômetro IV-01 (estaca $\phi 50$) - Comparação dos deslocamentos horizontais medidos com os obtidos nas análises 3D

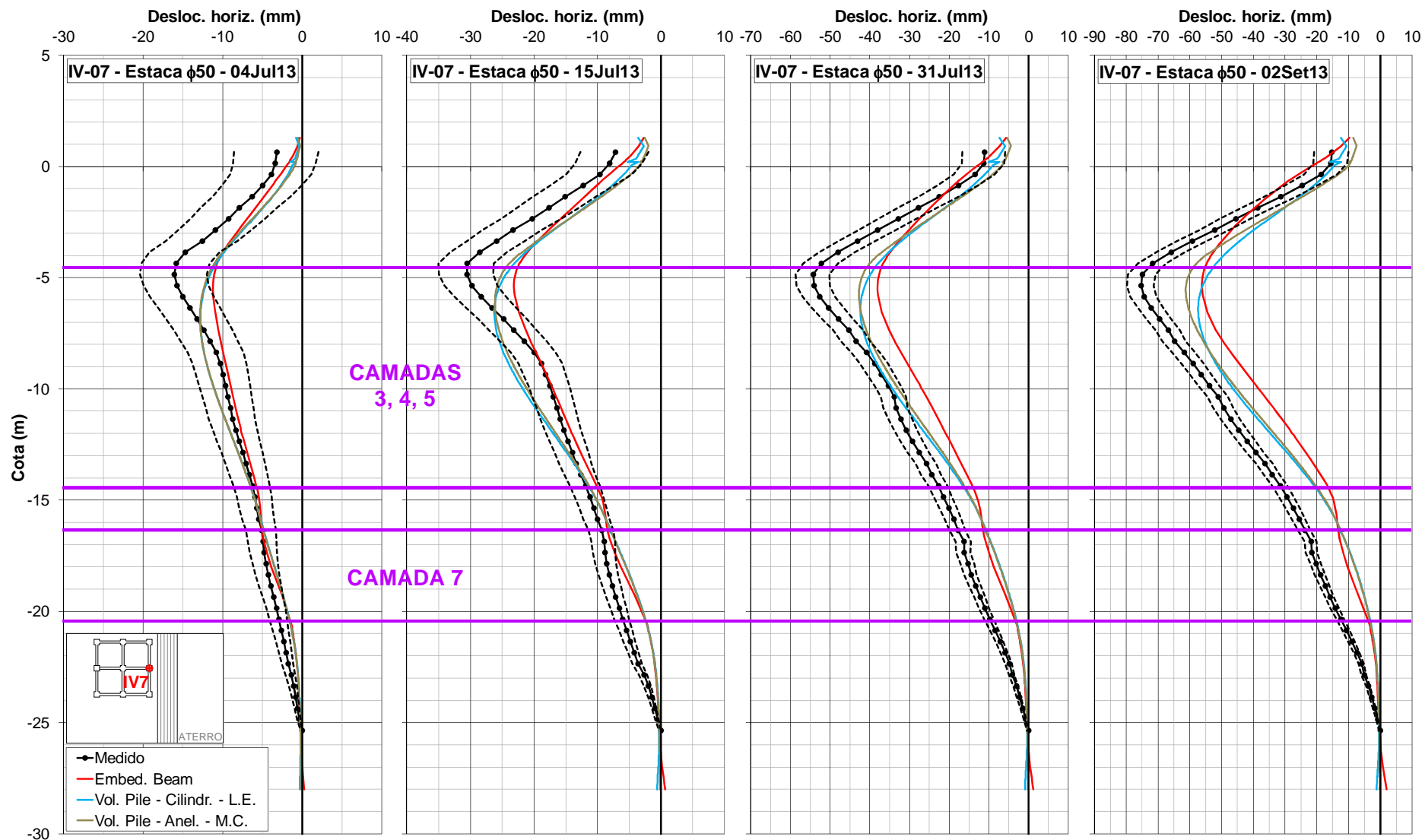


Figura 7.19 Inclinômetro IV-07 (estaca $\phi 50$) - Comparação dos deslocamentos horizontais medidos com os obtidos nas análises 3D

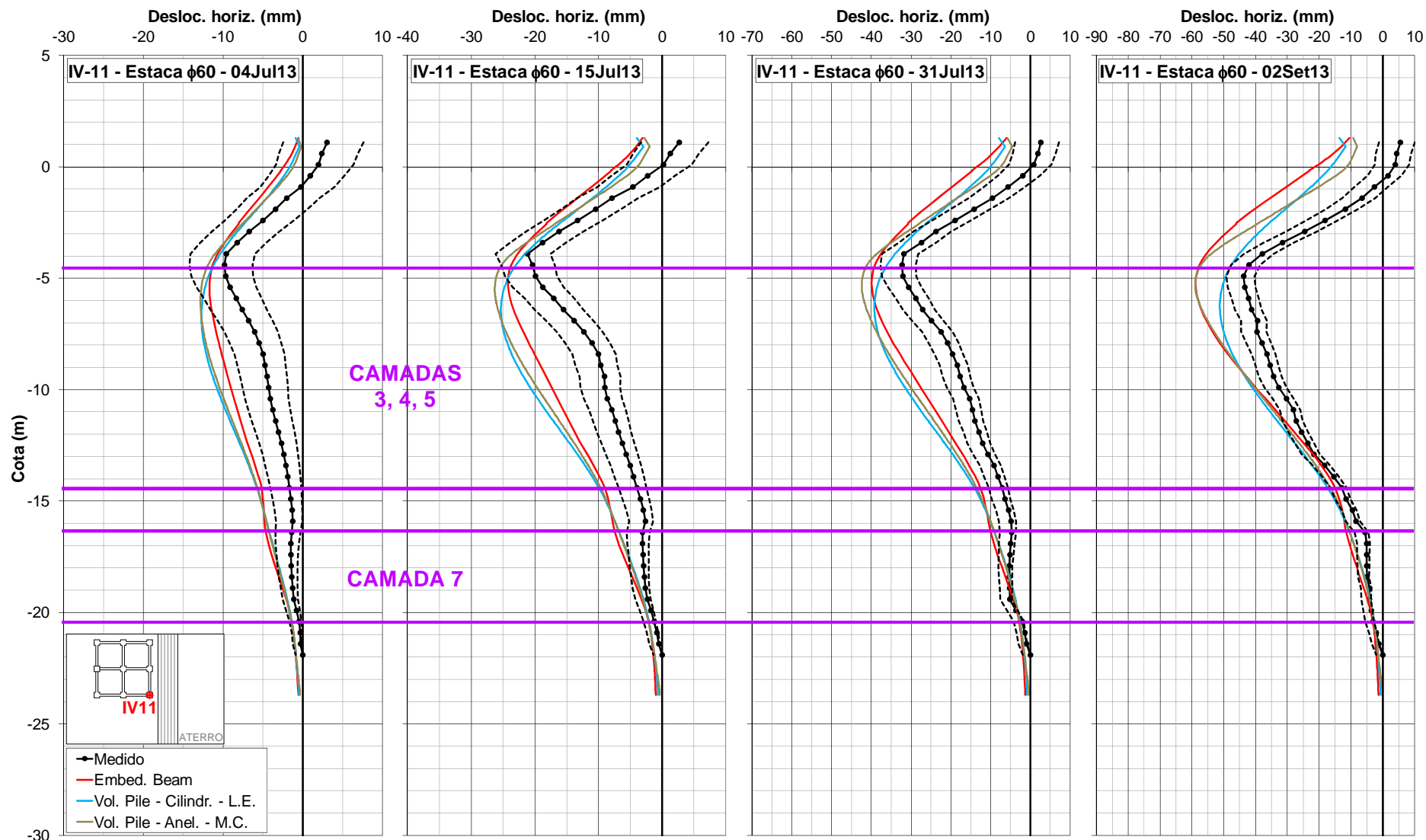


Figura 7.20 Inclinômetro IV-11 (estaca $\phi 60$) - Comparação dos deslocamentos horizontais medidos com os obtidos nas análises 3D

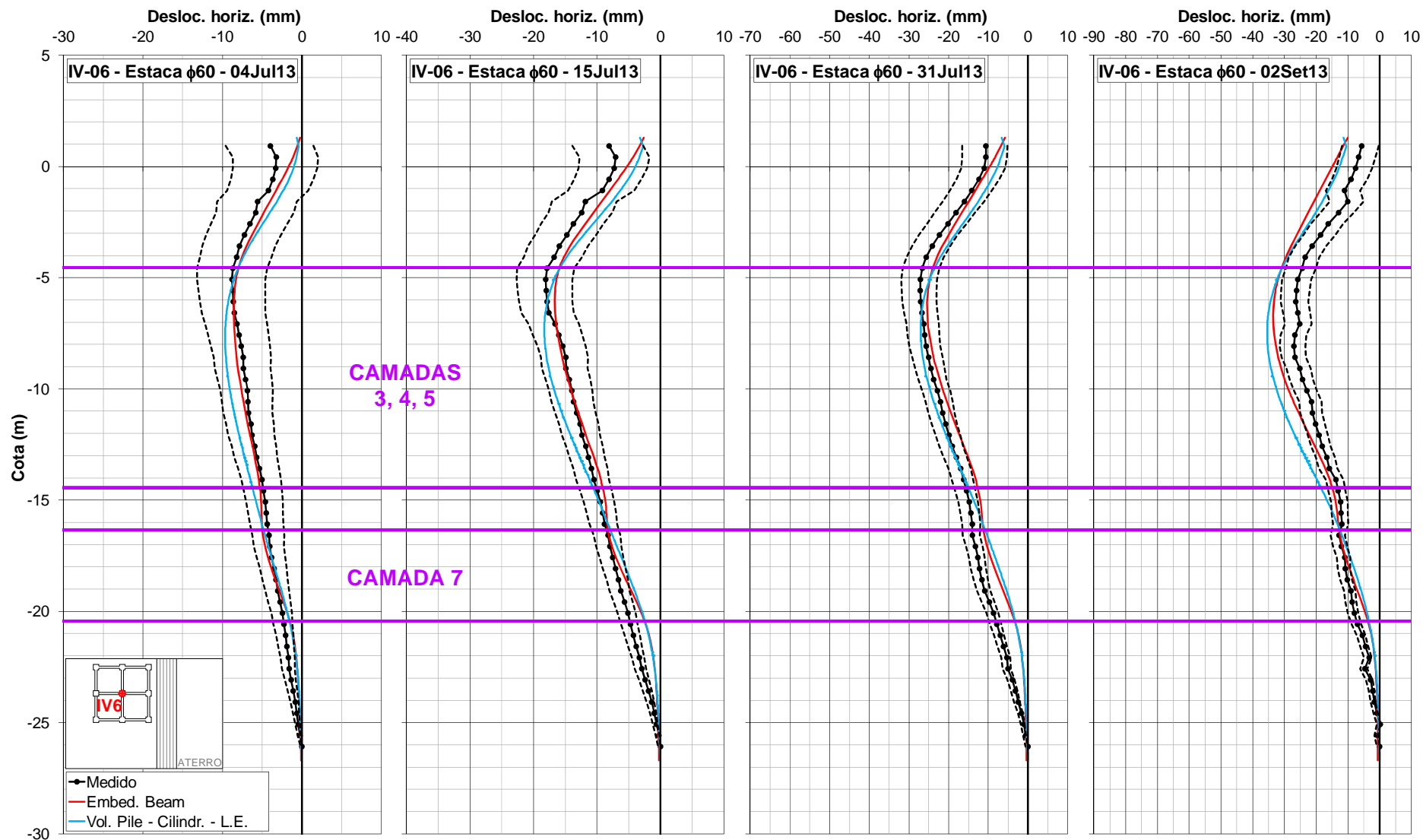


Figura 7.21 Inclinômetro IV-06 (estaca Ø60) - Comparação dos deslocamentos horizontais medidos com os obtidos nas análises 3D

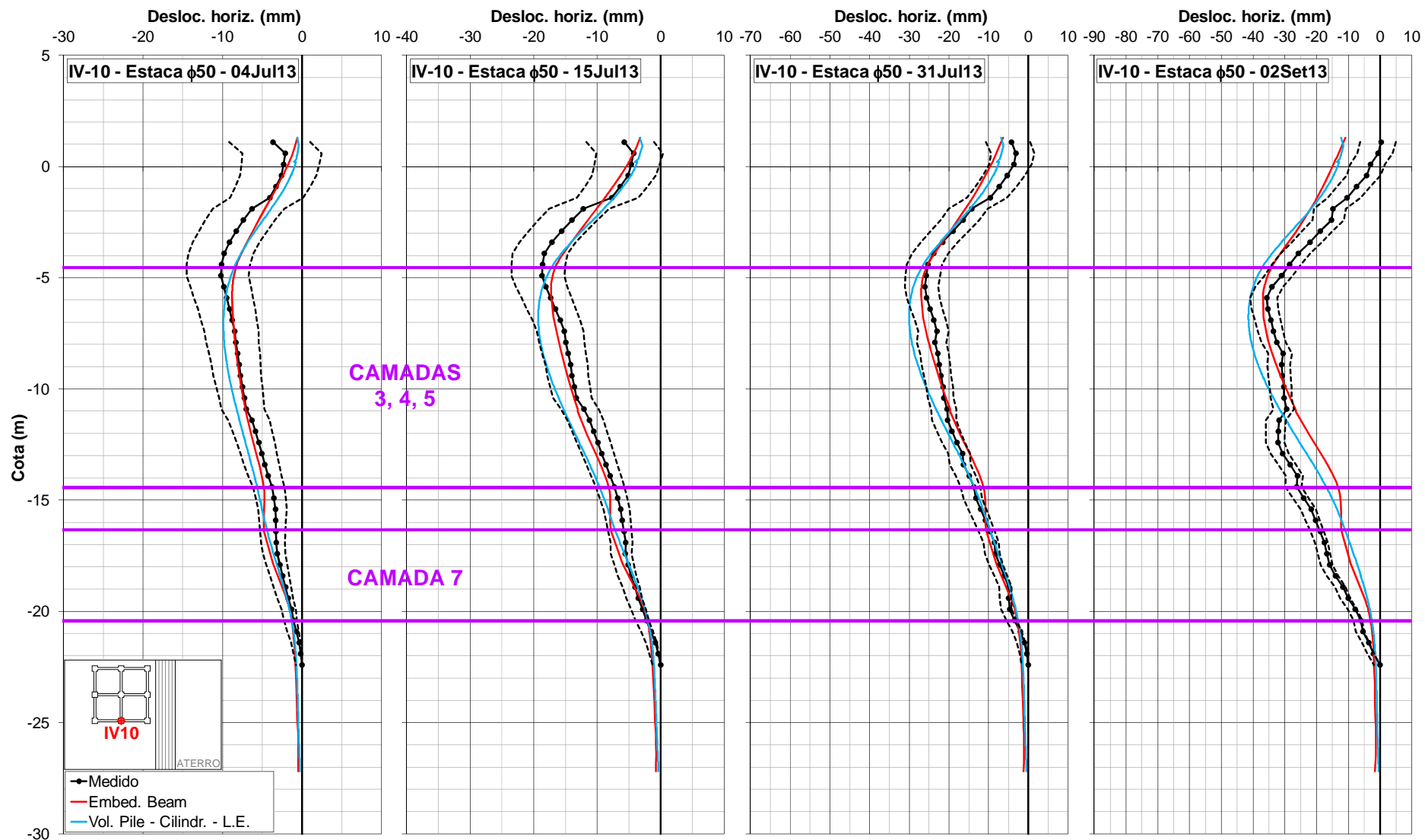


Figura 7.22 Inclinômetro IV-10 (estaca $\phi 50$) - Comparação dos deslocamentos horizontais medidos com os obtidos nas análises 3D

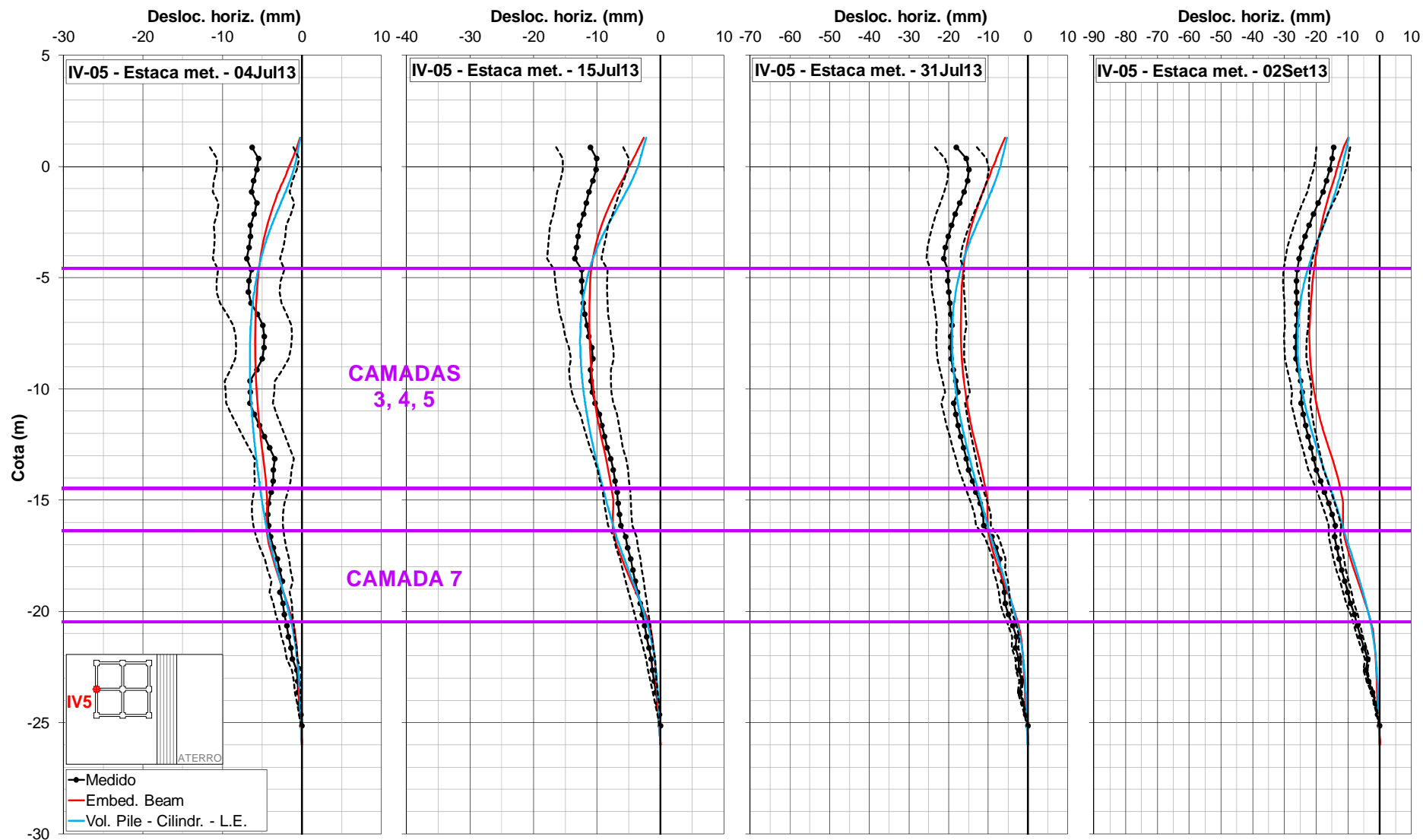


Figura 7.23 Inclinômetro IV-05 (estaca metálica) - Comparação dos deslocamentos horizontais medidos com os obtidos nas análises 3D

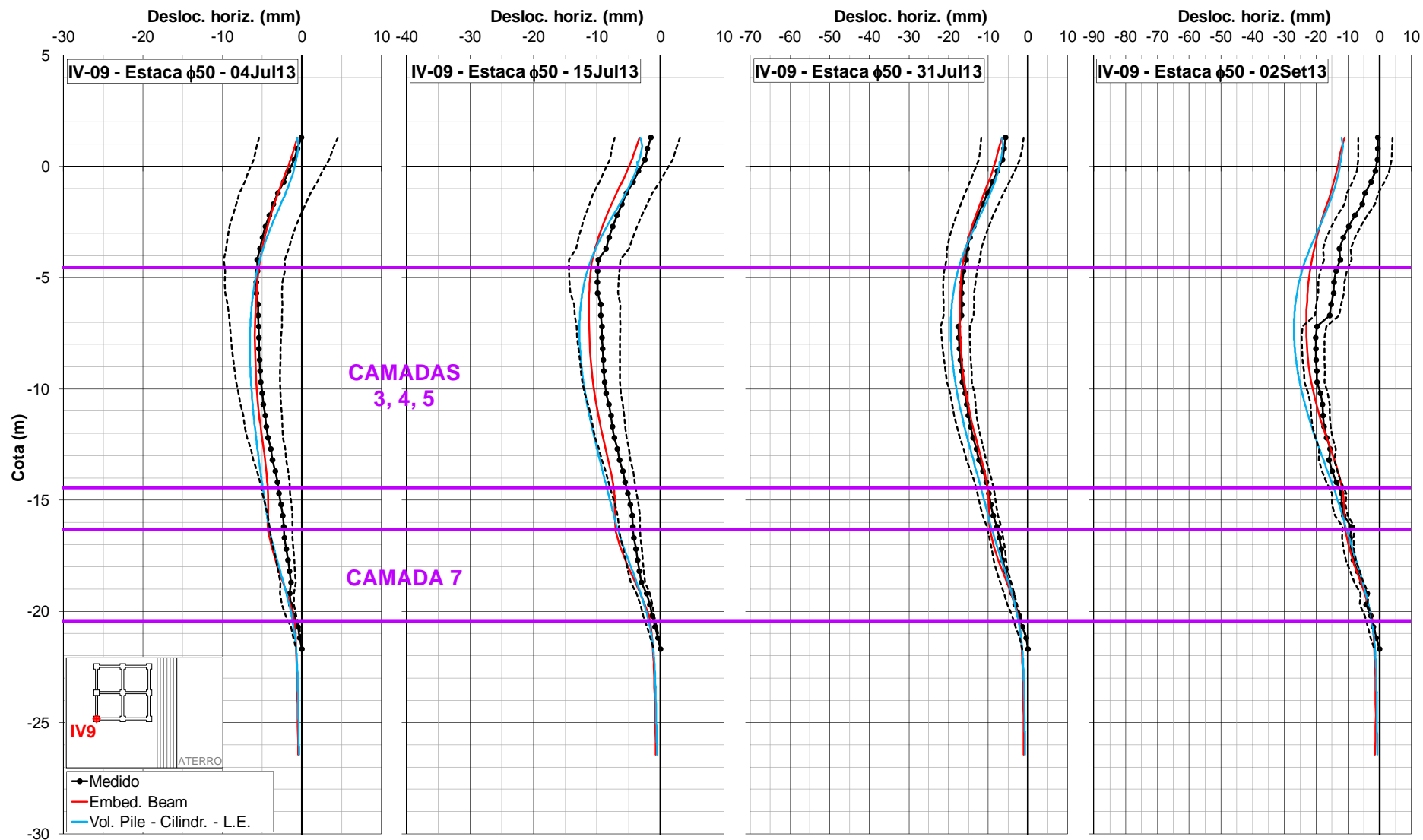


Figura 7.24 Inclinômetro IV-09 (estaca ϕ 50) - Comparação dos deslocamentos horizontais medidos com os obtidos nas análises 3D

Nas Figuras 7.25 a 7.31 estão comparados os perfis de curvatura em torno de um eixo paralelo ao eixo longitudinal do aterro. Curvaturas positivas indicam tração nas fibras longitudinais da estaca mais próximas ao aterro.

Em todas as figuras são apresentadas plantas-chave com a localização do tubo de inclinômetro em questão.

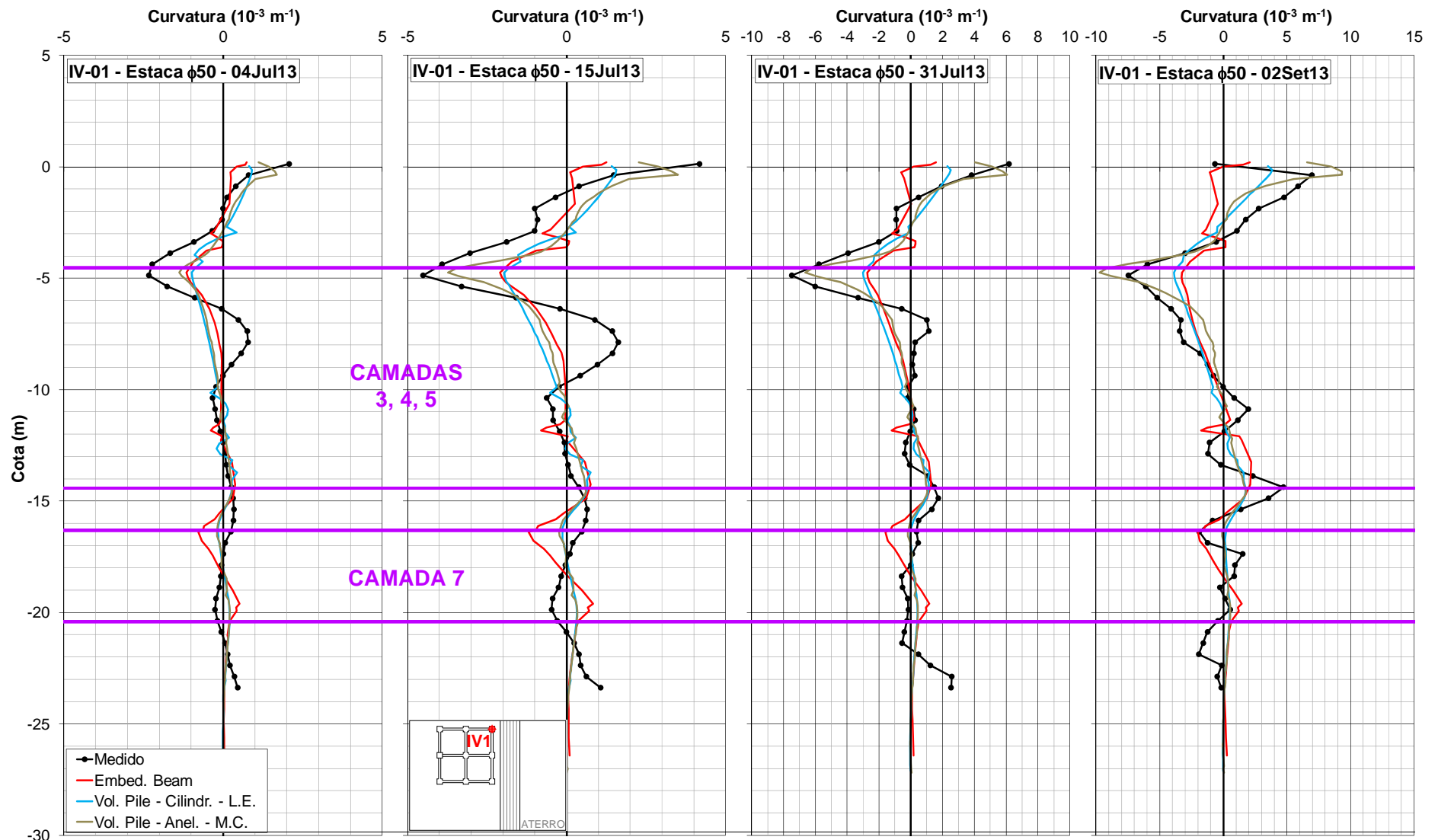


Figura 7.25 Inclinômetro IV-01 (estaca $\phi 50$) - Comparação das curvaturas medidas com as obtidas nas análises 3D

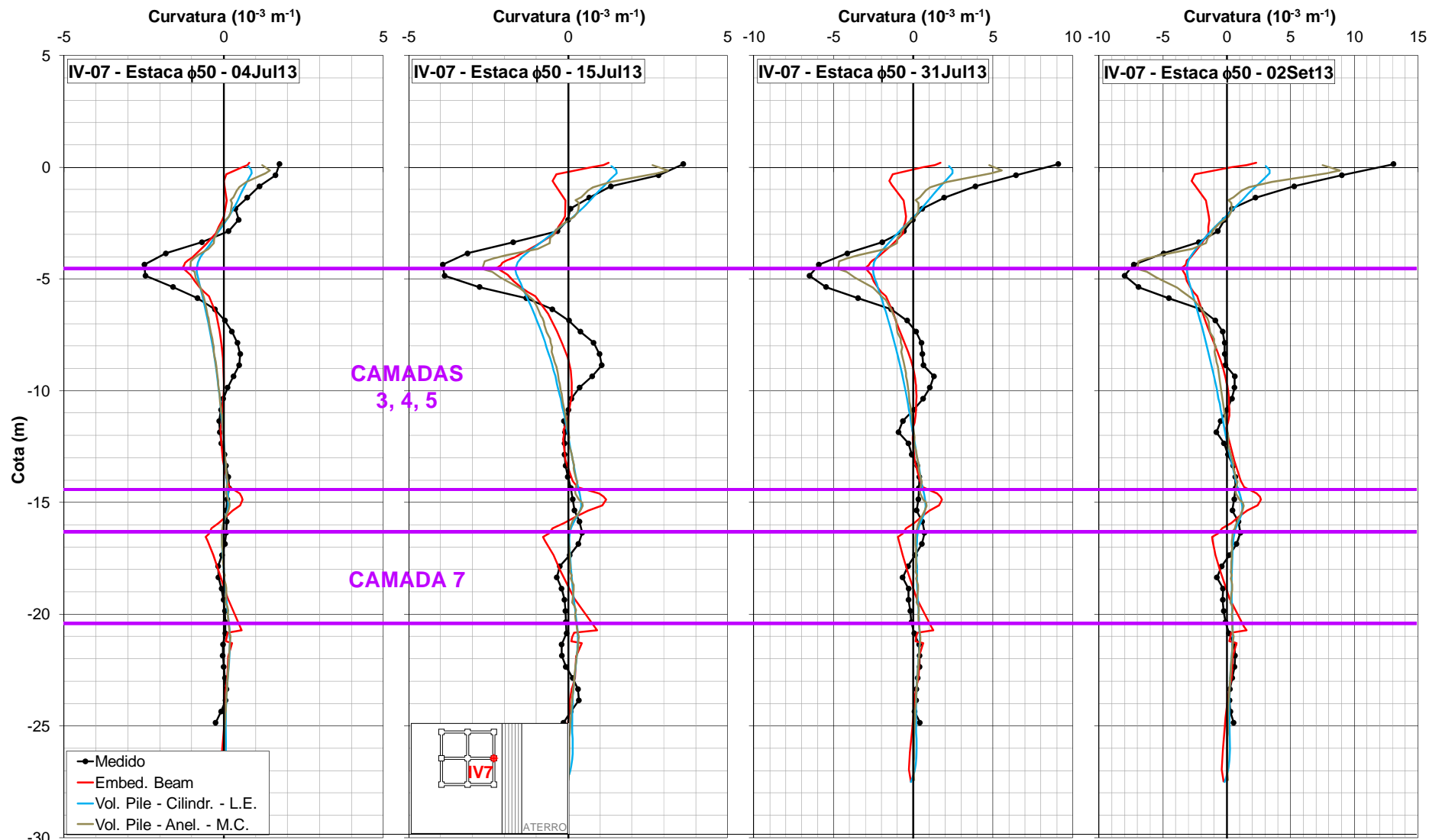


Figura 7.26 Inclinômetro IV-07 (estaca $\phi 50$) - Comparação das curvaturas medidas com as obtidas nas análises 3D

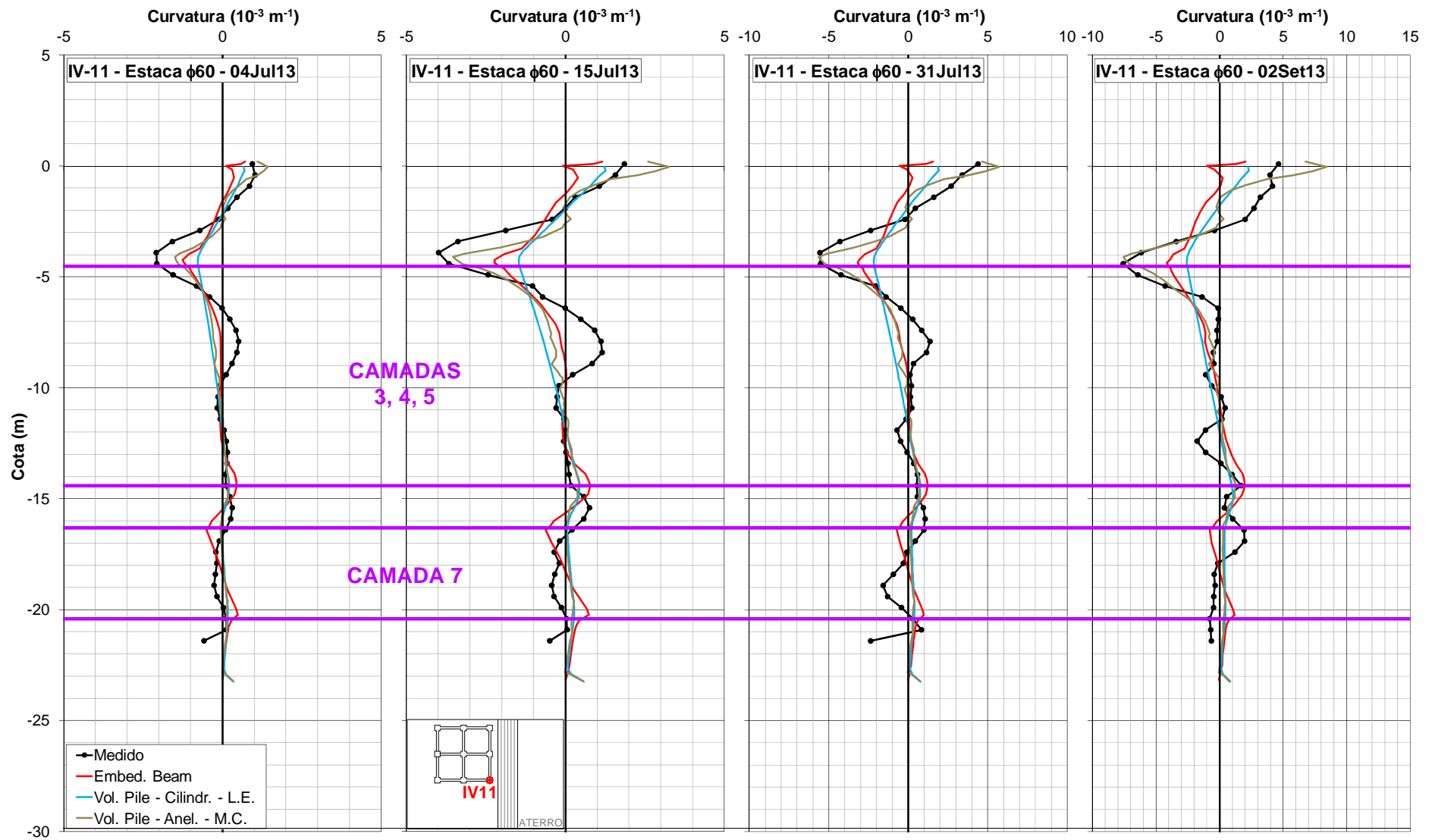


Figura 7.27 Inclinômetro IV-11 (estaca Ø60) - Comparação das curvaturas medidas com as obtidas nas análises 3D

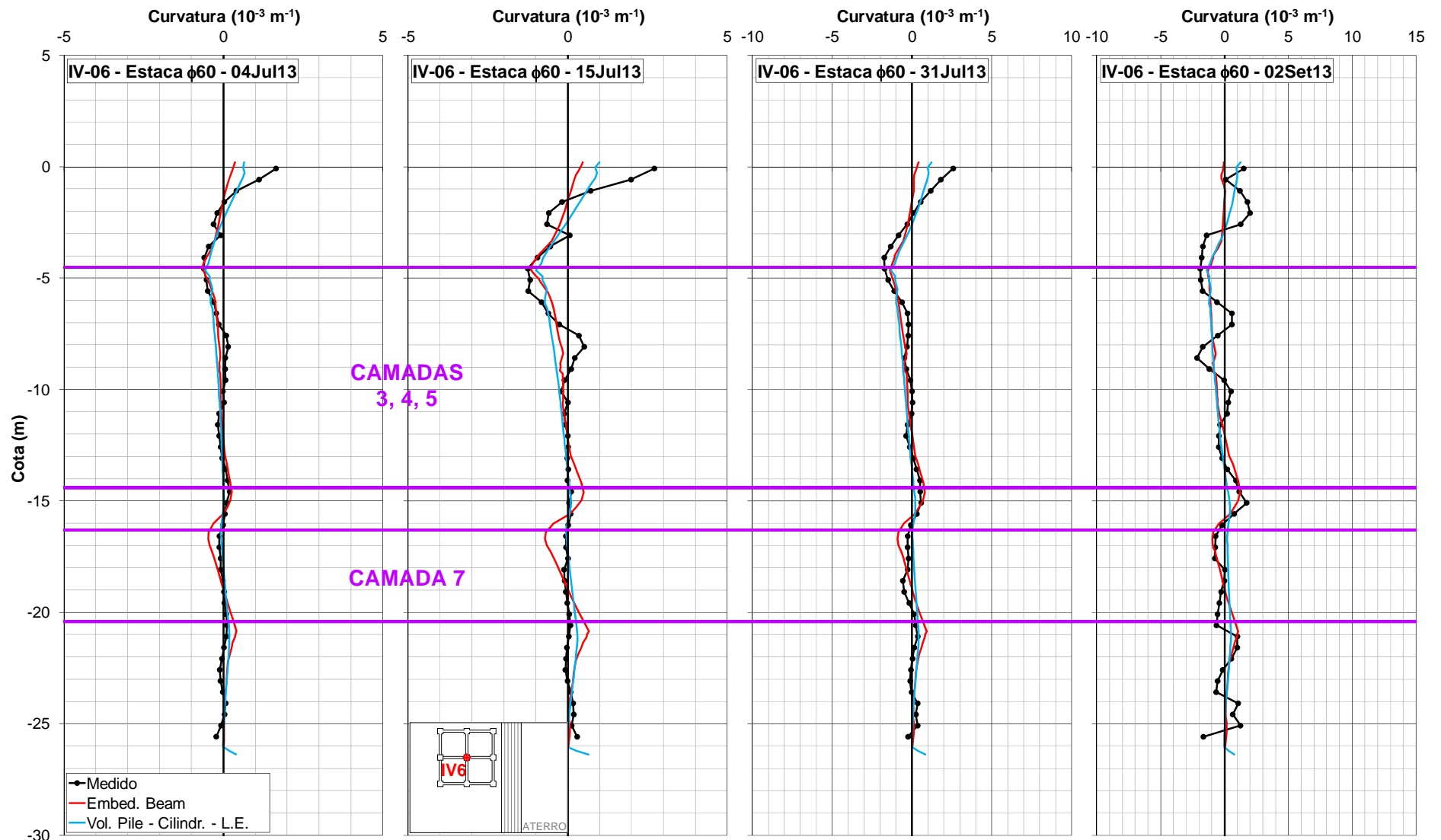


Figura 7.28 Inclinômetro IV-06 (estaca $\phi 60$) - Comparação das curvaturas medidas com as obtidas nas análises 3D

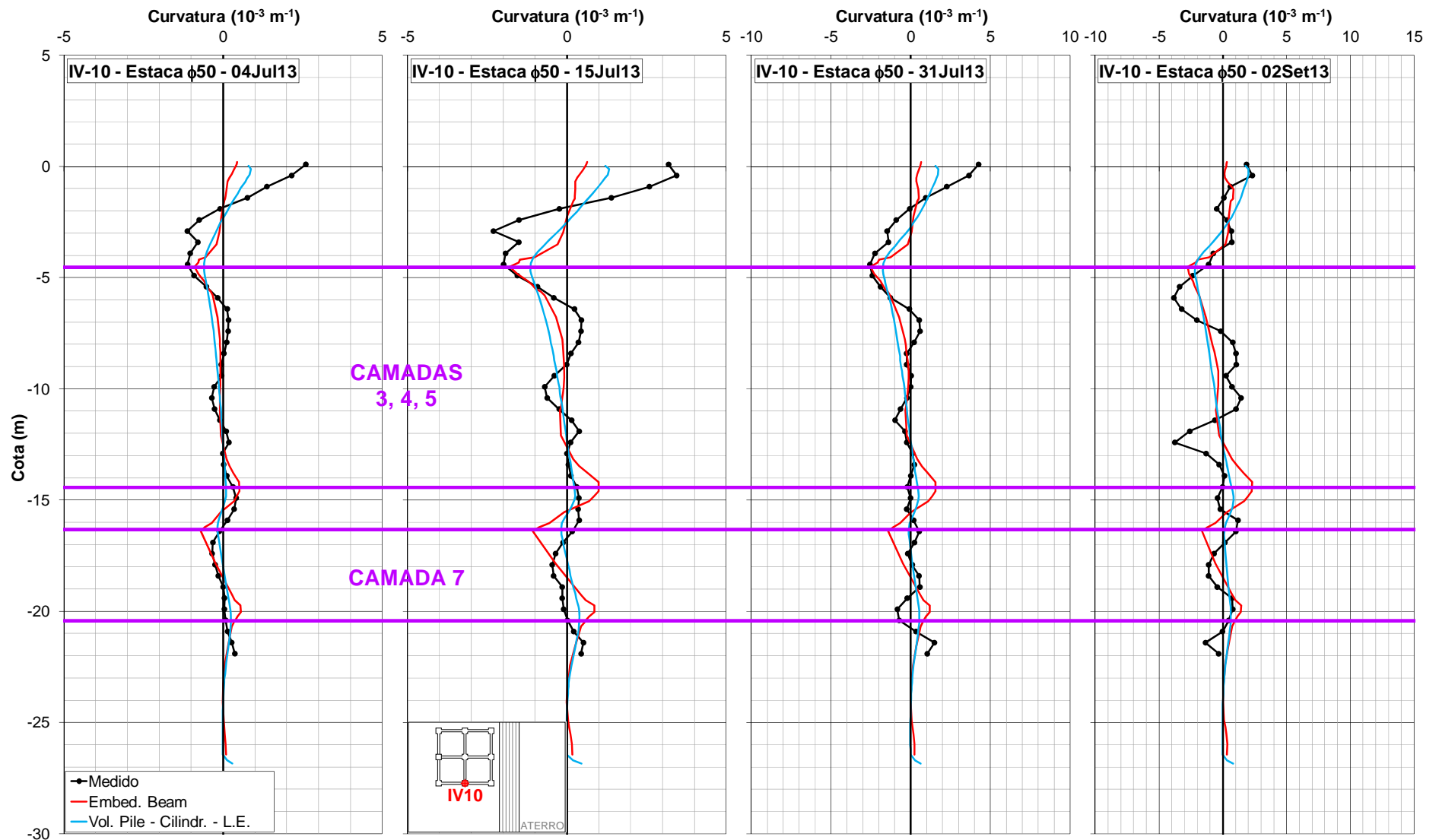


Figura 7.29 Inclínômetro IV-10 (estaca Ø50) - Comparação das curvaturas medidas com as obtidas nas análises 3D

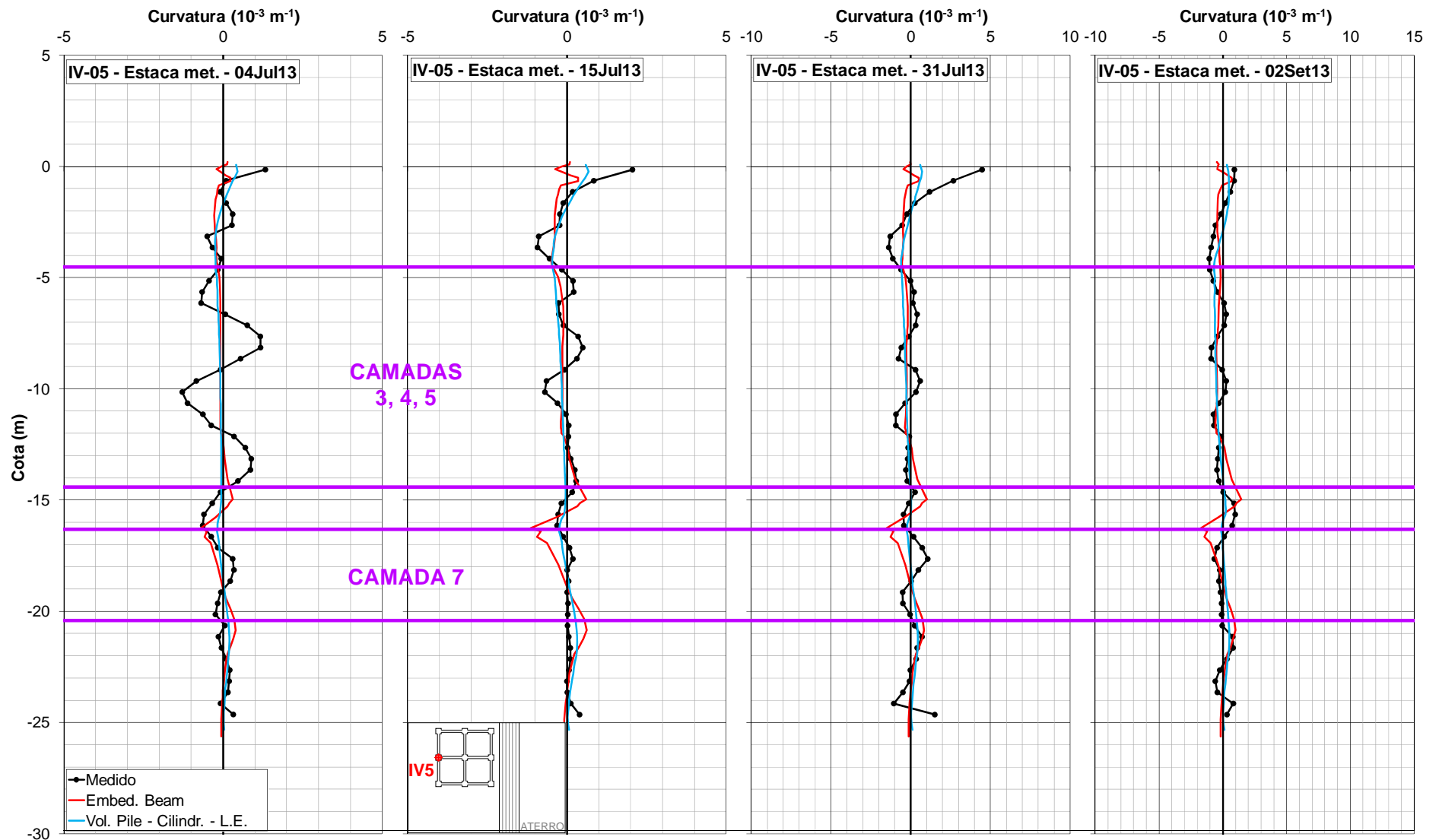


Figura 7.30 Inclínômetro IV-05 (estaca metálica) - Comparação das curvaturas medidas com as obtidas nas análises 3D

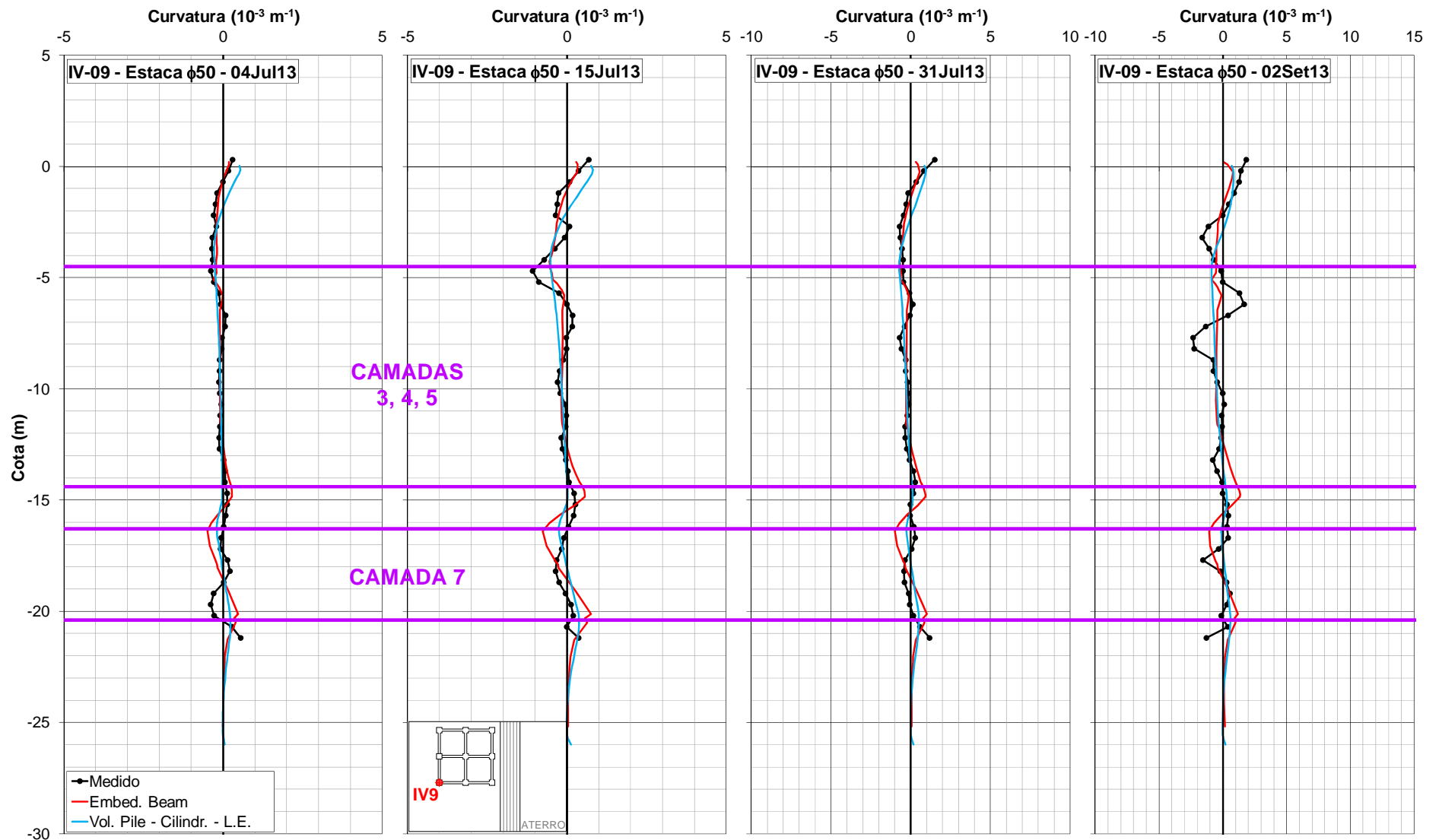


Figura 7.31 Inclinômetro IV-09 (estaca Ø50) - Comparação das curvaturas medidas com as obtidas nas análises 3D

Nas Figuras 7.32 a 7.38 estão comparados os diagramas de momento fletor em torno de um eixo paralelo ao eixo longitudinal do aterro. As linhas pretas contínuas correspondem aos diagramas de momento fletor estimados a partir das medidas de inclinômetro (já apresentados nas Figuras 7.12 a 7.14). As linhas pretas tracejadas correspondem aos momentos M_R de plastificação total da seção. Momentos positivos tracionam as fibras longitudinais mais próximas ao aterro.

Em todas as figuras são apresentadas plantas-chave com a localização do tubo de inclinômetro em questão.

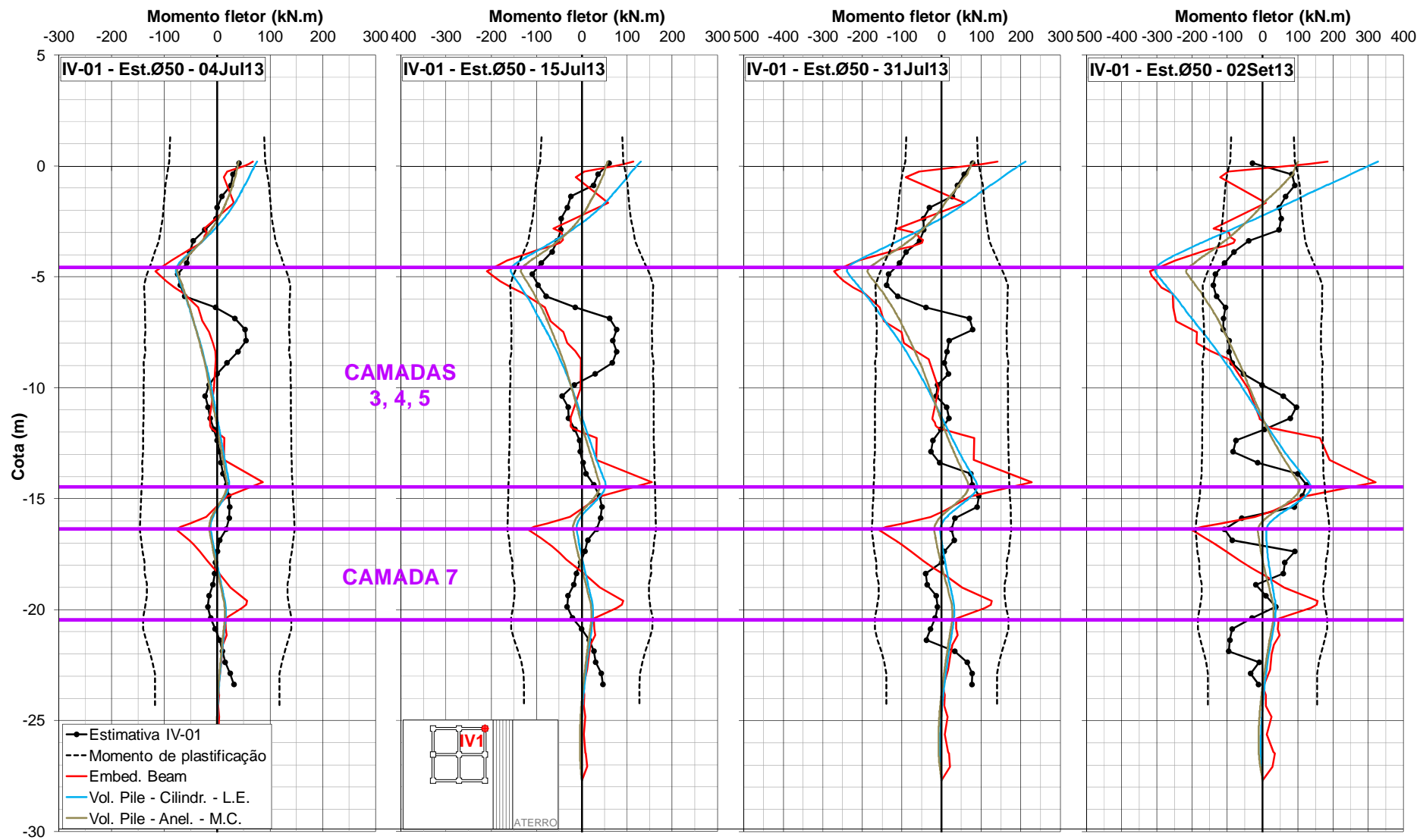


Figura 7.32 Inclinômetro IV-01 (estaca ø50) - Comparação dos momentos estimados a partir do IV-01 com os obtidos nas análises 3D

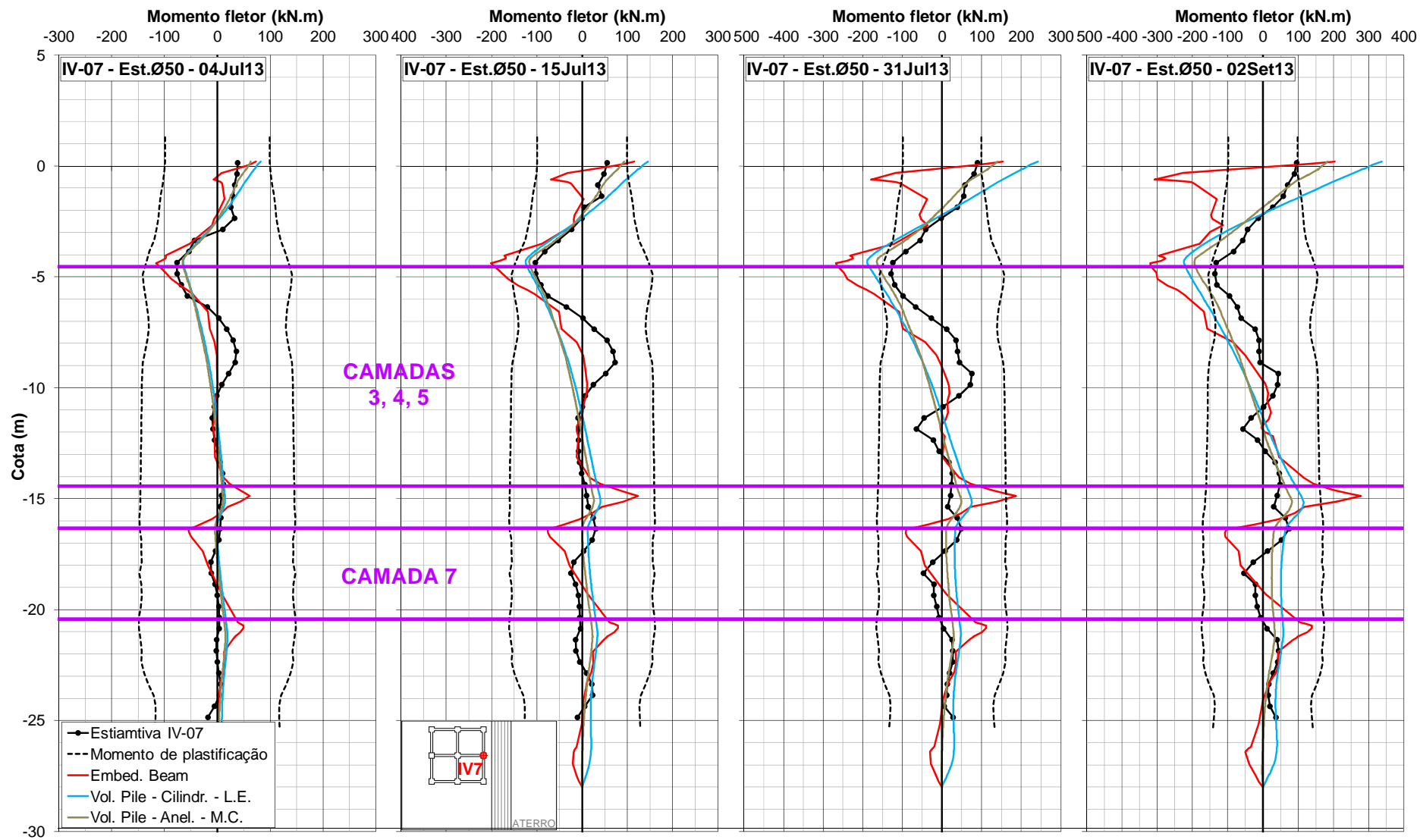


Figura 7.33 Inclinômetro IV-07 (estaca ø50) - Comparação dos momentos estimados a partir do IV-07 com os obtidos nas análises 3D

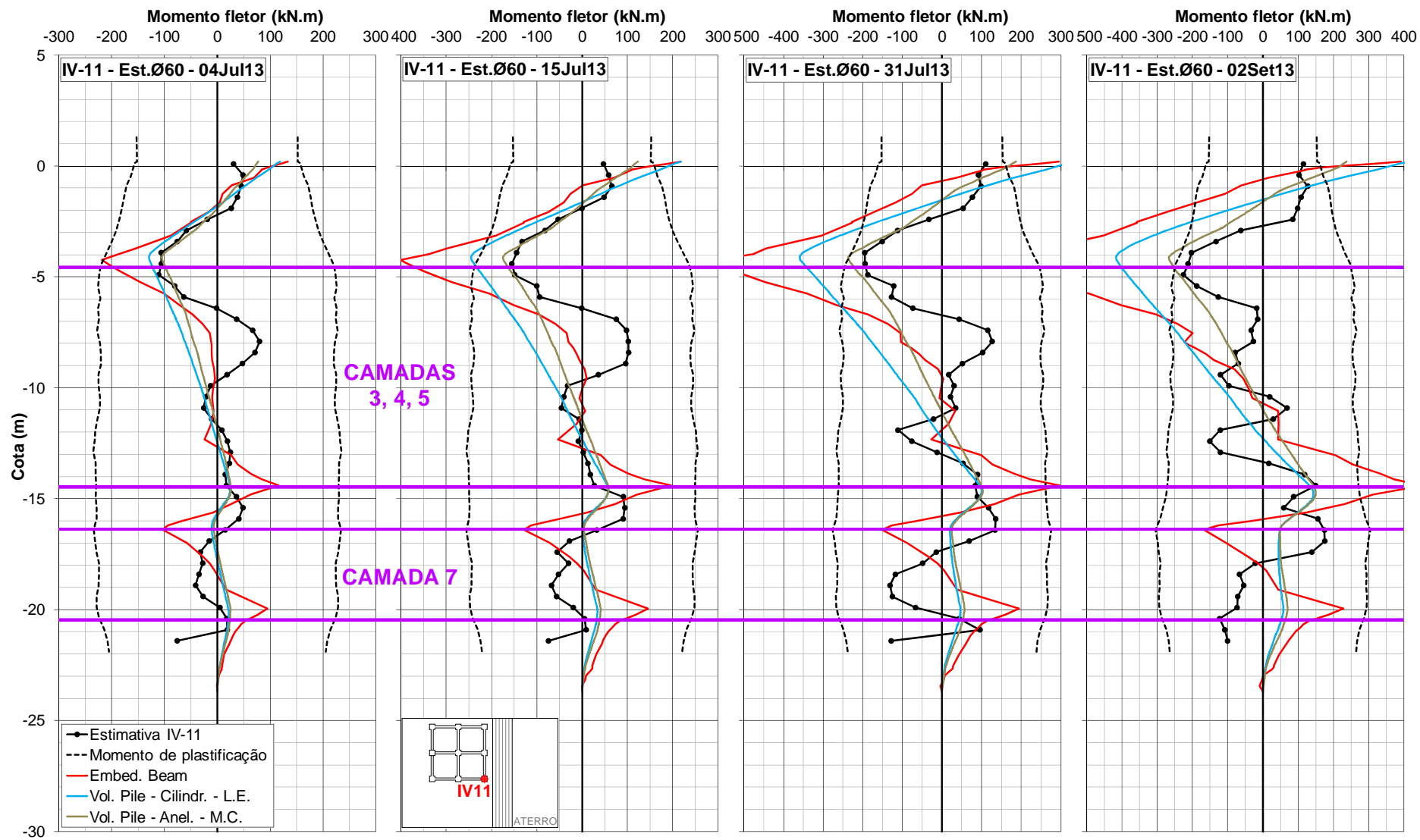


Figura 7.34 Inclinômetro IV-11 (estaca Ø60) - Comparação dos momentos estimados a partir do IV-11 com os obtidos nas análises 3D

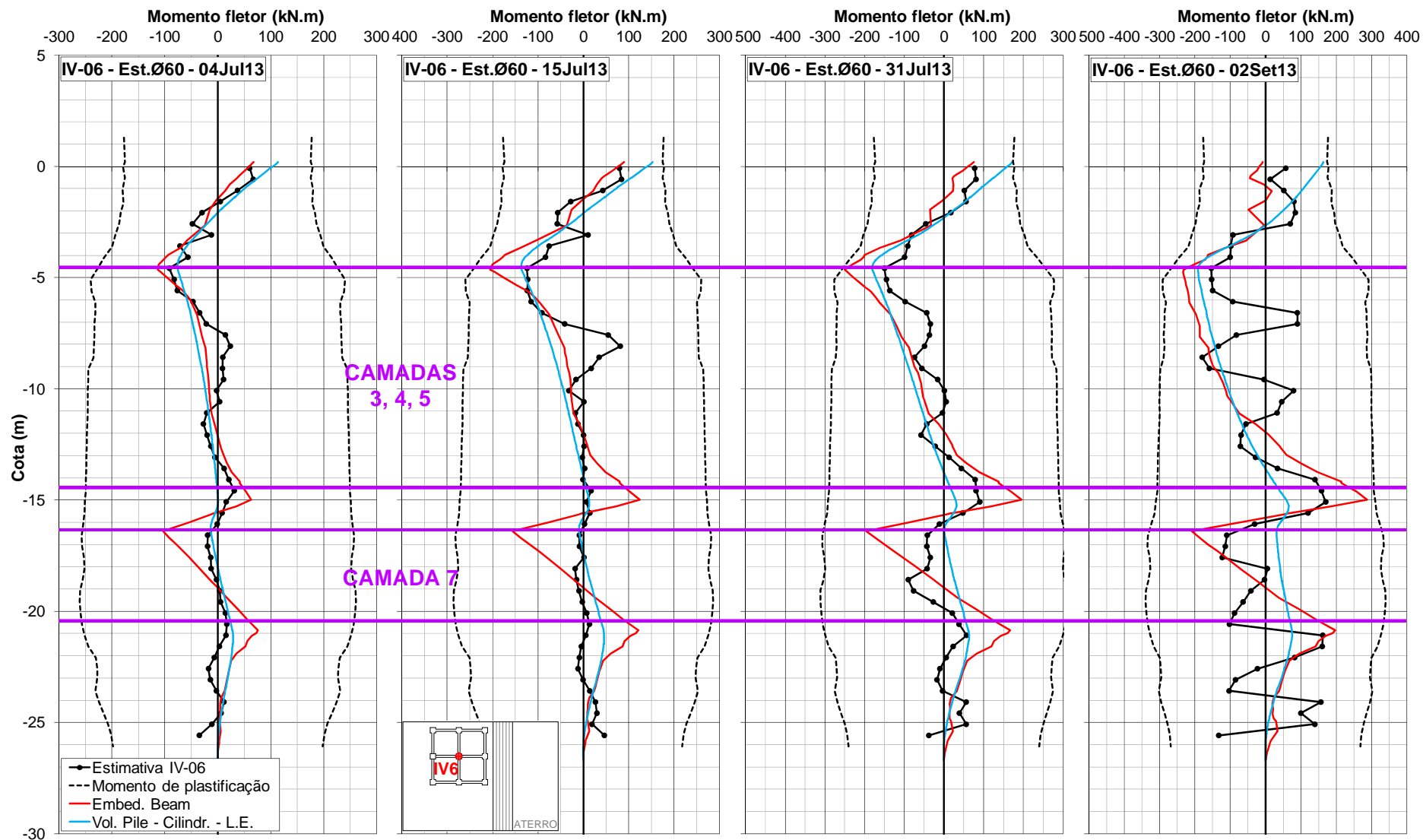


Figura 7.35 Inclinômetro IV-06 (estaca ø60) - Comparação dos momentos estimados a partir do IV-06 com os obtidos nas análises 3D

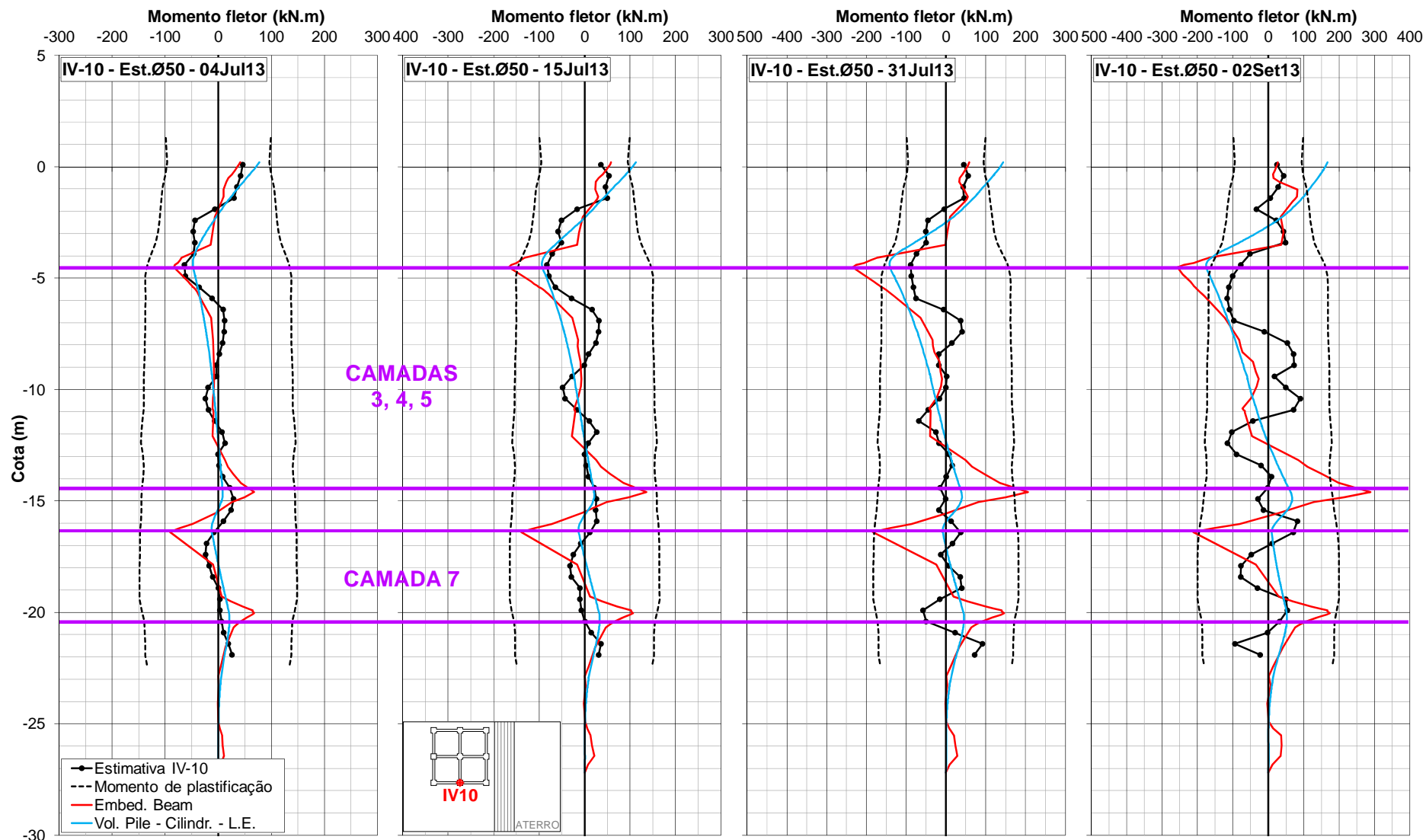


Figura 7.36 Inclinômetro IV-10 (estaca ø50) - Comparação dos momentos estimados a partir do IV-10 com os obtidos nas análises 3D

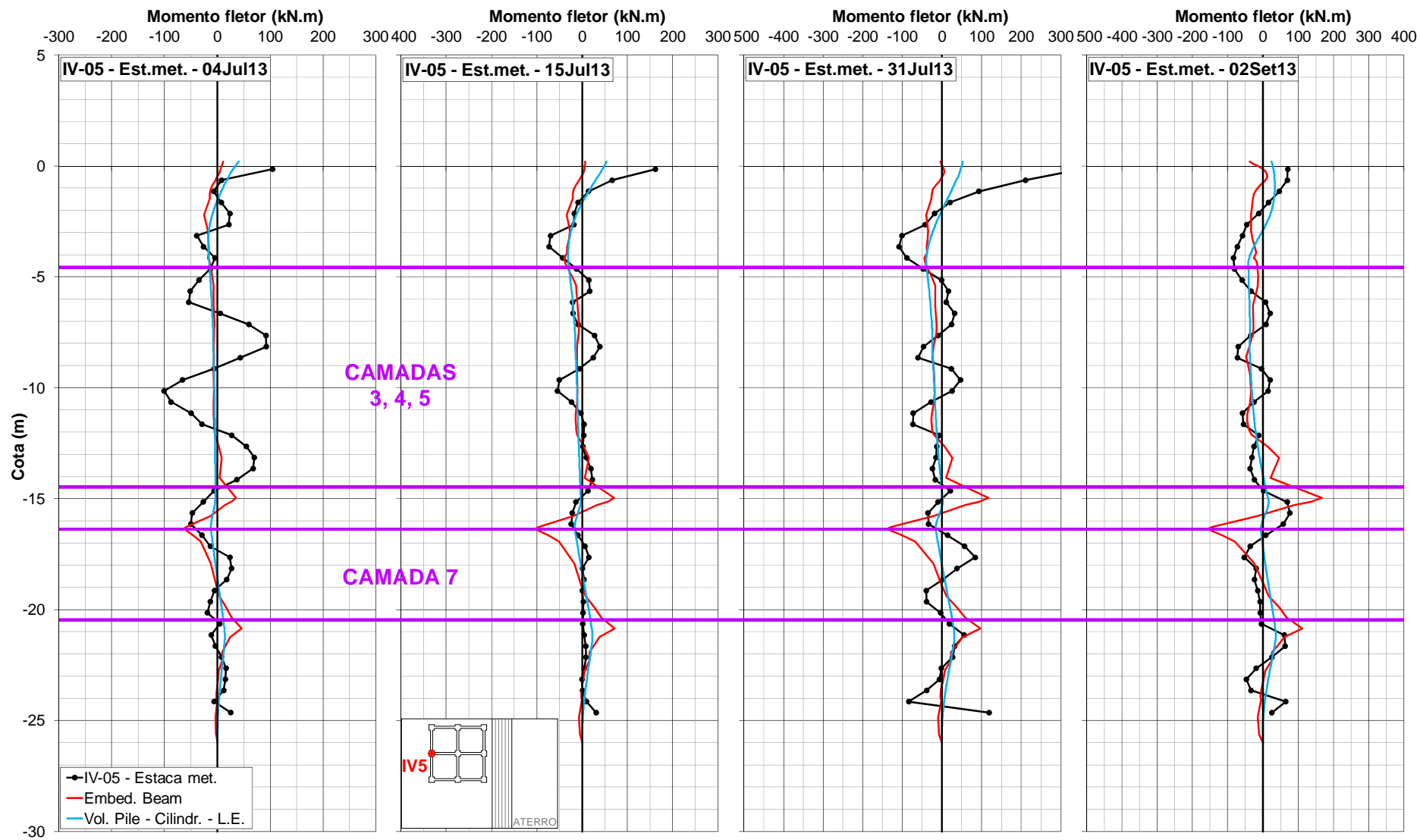


Figura 7.37 Inclinômetro IV-05 (estaca metálica) - Comparação dos momentos estimados a partir do IV-05 com os obtidos nas análises 3D

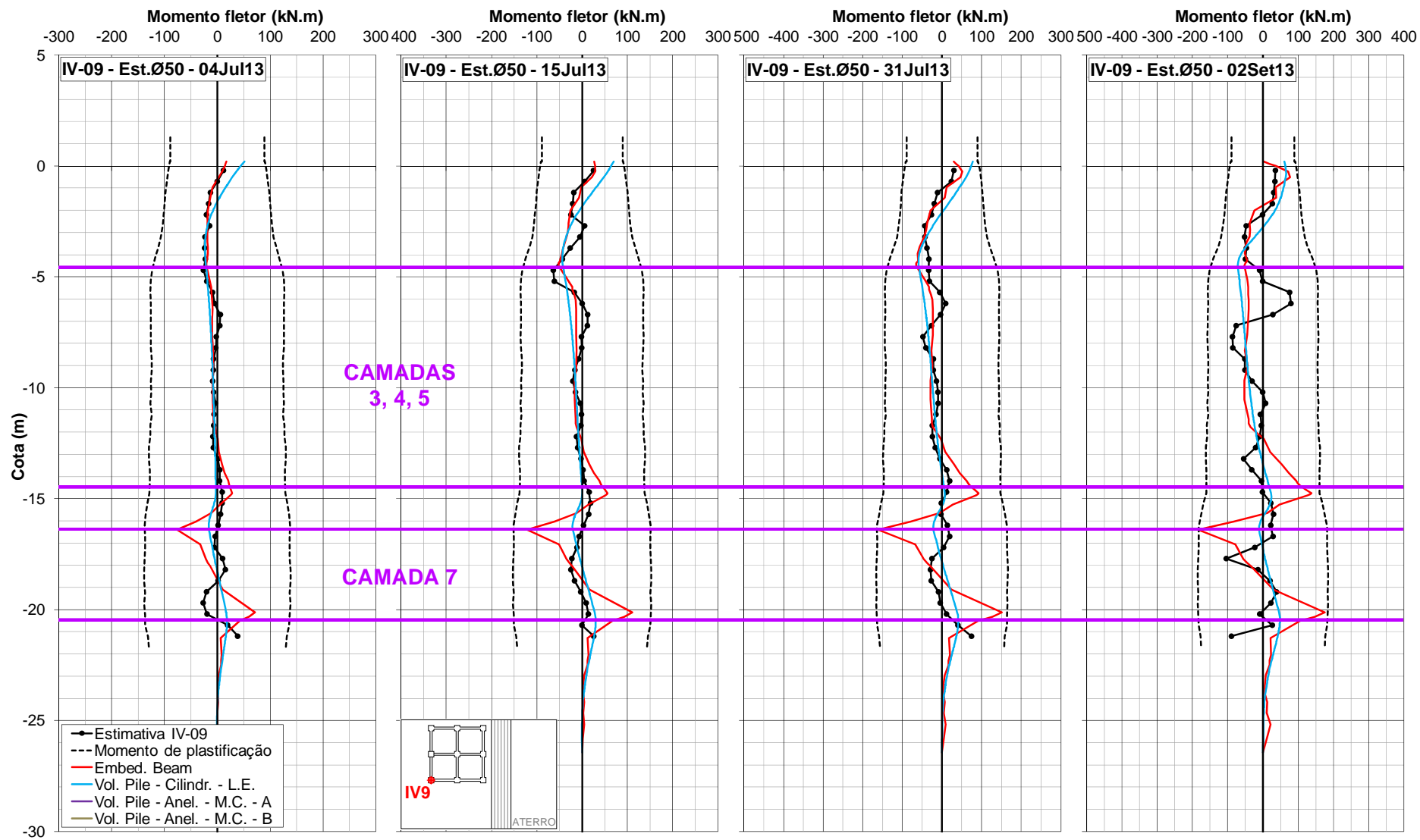


Figura 7.38 Inclinômetro IV-09 (estaca ø50) - Comparação dos momentos estimados a partir do IV-09 com os obtidos nas análises 3D

7.3.2 Análise dos resultados

Sob um ponto de vista geral, pode-se dizer que, no presente estudo, a modelagem de estacas sob carregamento lateral em profundidade utilizando o *PLAXIS 3D* se mostrou satisfatória:

- qualitativamente, os perfis de deslocamentos horizontais, curvaturas e momentos fletores obtidos nas análises tiveram o mesmo formato que os perfis “*medidos*”,
- quantitativamente, os valores de deslocamentos, curvaturas e momentos obtidos nas análises são da mesma ordem de grandeza que os “*medidos*”.

Nos subitens a seguir estão listadas algumas observações sobre os resultados apresentados nas Figuras 7.18 a 7.38.

a) Deslocamentos horizontais das cabeças das estacas

Num caso prático, os deslocamentos horizontais das cabeças das estacas seriam aqueles experimentados pela estrutura que se assenta sobre o estaqueamento.

Para verificar as questões de deformabilidade e rotação da grelha, a Tabela 7.3 mostra para cada análise, e para cada um dos 4 dias analisados, a diferença (variação) máxima entre os deslocamentos horizontais calculados nas cabeças das estacas. Por exemplo, na análise “*Embed. Beam*” no dia 02Set13 o maior deslocamento foi do tubo IV-09 (11,1mm) e o menor do tubo IV-01 (7,7mm), resultando numa variação máxima de 3,4mm, conforme indicado na tabela. Também são apresentadas as diferenças entre os deslocamentos estimados a partir das medidas de inclinômetro (ver Figura 6.10).

Tabela 7.3 Diferença máxima entre os deslocamentos horizontais das cabeças das estacas em cada

FONTE	04Jul13	15Jul13	31Jul13	02Set13
Medido	9,4	13,8	20,7	25,6
Medido - Sem IV-11	6,2	9,6	13,9	20,5
<i>Embed. Beam</i>	0,6	1,1	1,7	3,4
<i>Vol. Pile - Cilindr. - L.E.</i>	0,7	1,7	2,6	3,8
<i>Vol. Pile - Anel. - M.C.</i>	0,7	1,2	1,9	2,9

Observa-se que as diferenças obtidas nas análises são bem menores que aquelas relativas às estimativas a partir dos inclinômetros. Isso corrobora a observação feita no Item 6.5.2a de que “a diferença entre os deslocamentos do topo de cada tubo não podem ser justificadas apenas pela deformação ou rotação desta grelha”, mas em “maior parte ao acúmulo de erros nas medidas do inclinômetro, desde a base até o topo do tubo”.

b) “Embed. Beam” x “Vol. Pile - Cilindr. - L.E.”

A diferença fundamental entre estas duas opções de modelagem é que na primeira as estacas são modeladas com os elementos unidimensionais do tipo “*embedded beam*” e na segunda como elementos de volume cilíndricos. O diâmetro da região elástica criada no entorno dos elementos “*embedded beam*” é o mesmo dos volumes cilíndricos. Para ambas as opções o material é linear-elástico e as estacas têm o mesmo módulo de rigidez à flexão $E.I$, correspondente ao módulo secante E_{cs} e à seção plena do concreto (sem fissuração). Entretanto, a interface dos elementos “*embbeded beam*” não permite o deslizamento do solo em relação à estaca na direção transversal, enquanto a interface dos elementos “*volume pile*” permite. Outra diferença é o grau de refinamento da malha de elementos finitos no entorno da estaca, que no caso do “*volume pile*” é maior.

- A restrição à rotação da cabeça das estacas fornecida pelos blocos de coroamento e vigas de travamento modelados com elementos “*plate*” na 1ª opção é menor que a oferecida quando os mesmos são modelados por elementos de volume na 2ª opção, sendo que esta última se aproximou mais do comportamento medido. Isso pode ser observado nos perfis de deslocamentos e de curvatura.

- Quanto aos perfis de deslocamento horizontal, em geral as diferenças observadas entre as duas opções de modelagem foram as seguintes:

- no trecho embutido nas camadas arenosas superiores (~ acima da cota -4m): desloc. 1ª opção modelagem > 2ª opção,

- no trecho que atravessa o pacote argiloso mole (~ entre as cotas -4m e -16m): desloc. 1ª opção modelagem < 2ª opção, e

- no trecho embutido nas camadas arenosas/siltosas inferiores (~abaixo da cota -16m): desloc. 1ª opção modelagem > 2ª opção, mas muito semelhantes.

- Quanto aos perfis de curvatura e de momento, podem ser feitas as seguintes observações quanto a seus valores absolutos:

- Do topo da estaca até aproximadamente a cota -2,5m, as curvaturas e os momentos da 1ª opção de modelagem são inferiores aos da 2ª opção, o que pode ser devido à menor restrição à rotação das cabeças das estacas oferecida pela grelha na 1ª opção. É difícil dizer qual das duas opções se ajusta melhor às “medições”, pois nenhuma das duas se ajusta bem.

- Aproximadamente da cota -2,5m até a -13,0m, para algumas estacas os momentos e curvaturas obtidos pelas duas análises são razoavelmente semelhantes (IV-01, IV-06, IV-10, IV-05, IV-09), e outros não, com a tendência da 1ª opção fornecer maiores valores de momento máximo (IV-07, IV-11), sendo que a 2ª opção se ajusta melhor às medições.

- Abaixo aproximadamente da cota -13,0m, embora haja concordância entre as duas análises no que diz respeito ao sinal das curvaturas e dos momentos (que indica o lado tracionado/comprimido da estaca), os valores obtidos na 1ª opção são maiores, apresentando picos, enquanto na 2ª opção o comportamento é suave. A opção que melhor se ajusta às “medições” depende da estaca e do nível de solicitação.

Observação: Em ambas as análises, para níveis de solicitação maiores o momento de plastificação da estaca é ultrapassado, o que se deve ao modelo linear elástico adotado para as estacas.

c) “Vol.Pile-Cilindr.-L.E.” x “Vol.Pile-Anel.-M.C.”

Para recapitular, as diferenças entre estas duas opções de modelagem das estacas são:

- Na primeira o formato do volume é cilíndrico e na segunda é anelar.
- O material da primeira é único e linear-elástico, e na segunda o concreto é elastoplástico, sem resistência à tração e a armadura representada por “plate”.

Deve-se observar que somente as estacas da 1ª linha (as 3 mais próximas ao aterro, IV-01, IV-07, IV-11) foram modeladas com a segunda opção.

De uma forma geral, os perfis de deslocamento dados pelas duas análises são próximos, mas os de curvatura e momento apresentam diferença mais acentuada nos trechos de maior solicitação. Podem ser feitas as seguintes observações:

- Para níveis baixos de carregamento (04Jul13 - $H_{aterro}=3,1\text{m}$), as curvaturas e momentos dados pelas duas análises praticamente coincidem entre si, e apresentam um bom ajuste com as estimativas a partir das medidas de inclinômetro, salvo alguns trechos, como aquele entre as cotas -6m e -10m.
- Conforme se aumenta a carga, e o concreto vai fissurando no modelo elastoplástico, as diferenças entre as análises aumentam.
- Como era de se esperar os deslocamentos e curvaturas da estaca com modelo *LE* são menores que os da estaca com modelo *MC*.
- Para a estaca $\varnothing 60$ as diferenças entre as análises são maiores que para as estacas $\varnothing 50$.
- As curvaturas obtidas com a opção de modelo *MC* se ajustaram razoavelmente bem às obtidas a partir das medições de inclinômetro.
- Quanto aos momentos fletores, os da estaca com modelo *LE* são maiores que os da estaca com modelo *MC*.

- Os momentos obtidos com a opção de modelo *MC* se ajustaram razoavelmente bem aos obtidos a partir das medições de inclinômetro.

Observação 1: No caso das estacas modeladas como volumes, os diagramas de momentos fletores foram obtidos na saída do programa através de uma ferramenta nova da versão mais recente do *PLAXIS 3D*, onde os esforços internos (Q , M , N) são calculados a partir das tensões nos “*stress points*” do volume. Nas versões anteriores o programa não fornecia diretamente os esforços internos em elementos de volume, sendo necessários alguns artifícios para obtê-lo (DAO, 2011). Por ser uma ferramenta nova, ela foi pouco testada pelos usuários.

Observação 2: Conforme comentado no item 7.1c, os valores de esforço axial N calculados pelo *PLAXIS 3D* estão superestimados. Na modelagem de estacas elastoplásticas essa superestimativa de N provoca uma superestimativa dos momentos calculados, o que talvez explique o fato de na análise “*Vol.Pile-Anel.-M.C.*” algumas estacas terem ultrapassado um pouco o momento de plastificação.

7.4 COMPORTAMENTO A LONGO PRAZO

O aterro experimental foi monitorado até 32 dias após atingir sua altura máxima. Como se observa nas Figuras 6.18 e 6.19, este tempo não foi suficiente para a completa dissipação dos excessos de poropressão gerados nas camadas argilosas. Portanto, caso se continuasse a monitorar o aterro, seria verificado o aumento das deformações do terreno, devido aos adensamentos primário e secundário.

Para estimar o efeito que o adensamento tem sobre os recalques e deslocamentos horizontais do terreno, adicionou-se uma fase com duração de 50 anos ao final da análise “*Embed. Beam*”. Há de se destacar que nesta análise as estacas foram modeladas com material linear-elástico, com o módulo de rigidez à flexão E/I correspondente ao módulo secante do concreto E_{cs} e à seção plena (sem fissuração) do concreto. Na realidade o módulo E do concreto diminui com o nível de solicitação e o momento de inércia I diminui com a fissuração do concreto. Portanto, de acordo com as conclusões do Item 7.3, é de se esperar que:

- os deslocamentos das estacas no trecho que atravessa as camadas compressíveis estejam subestimados,
- as curvaturas das estacas estejam subestimadas, e
- os momentos fletores estejam superestimados.

Observação: Conforme já comentado no item 6.5.5, não foi utilizada a opção disponível no *PLAXIS 3D* para atualização da malha de elementos finitos no decorrer da análise, de forma que os resultados não levam em consideração:

- a diminuição da distância de drenagem das camadas de argila mole conforme elas adensam,
- o efeito de submersão do aterro, e
- os efeitos de 2ª ordem nas estacas devido à não linearidade geométrica.

Na Figura 7.39 estão apresentados os perfis de excesso de poropressão na posição da vertical de piezômetros PZE-01 em diferentes datas.

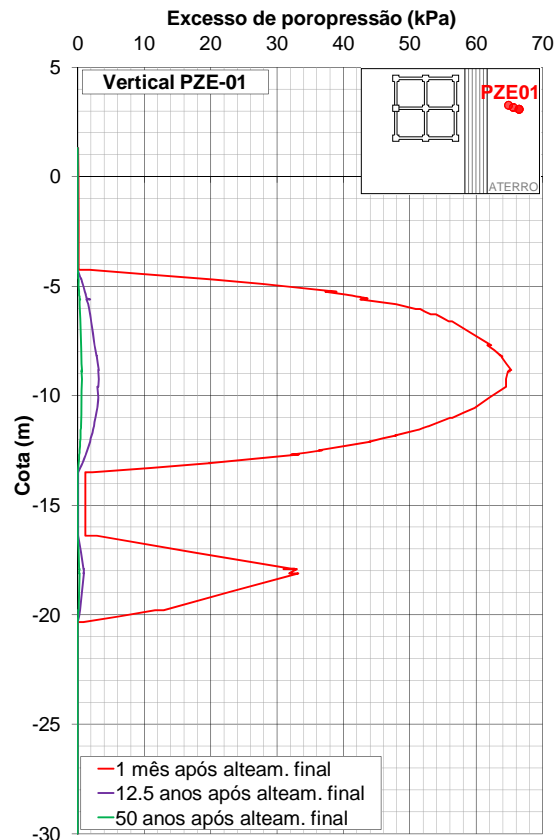


Figura 7.39 Perfis de excesso de poropressão na posição da vertical PZE-01

Na Figura 7.40 estão apresentados os excessos de poropressão na posição dos piezômetros da vertical PZE-01, sob o aterro, ao longo do tempo.

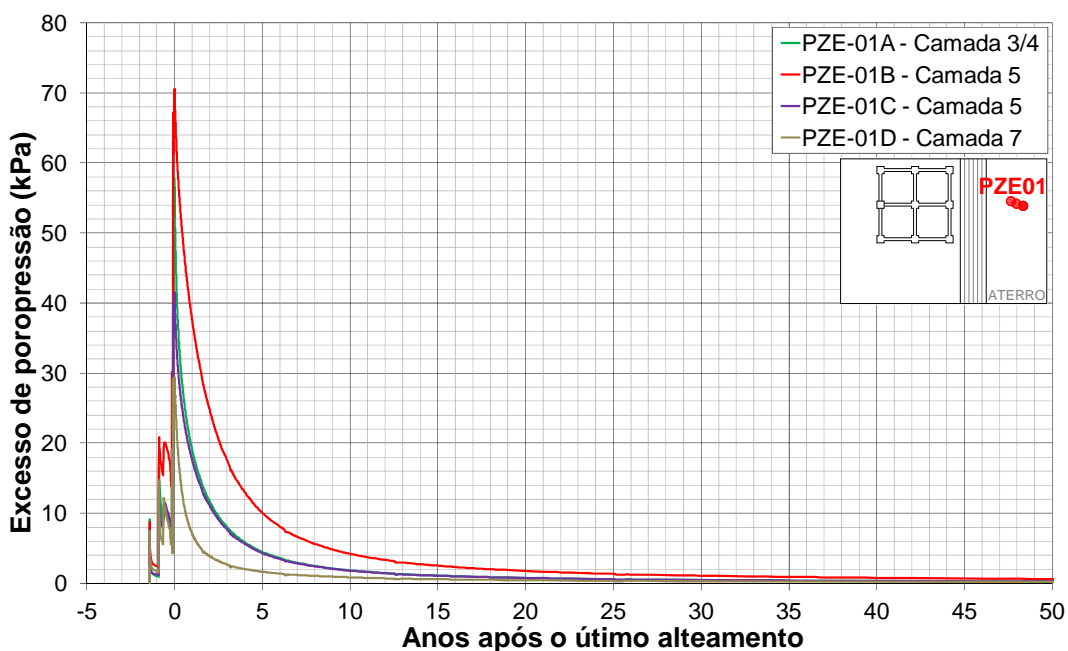


Figura 7.40 Excesso de poropressão nos piezômetros das verticais PZE-01 e PZE-02

Observa-se que, na posição destes piezômetros, de 4 a 7 anos após o último alteamento 90% dos excessos de poropressão teriam se dissipado, e que 20 anos após estariam praticamente zerados.

Apresentam-se na Figura 7.41 os recalques das placas PR1, PR2 e PR3 ao longo do tempo.

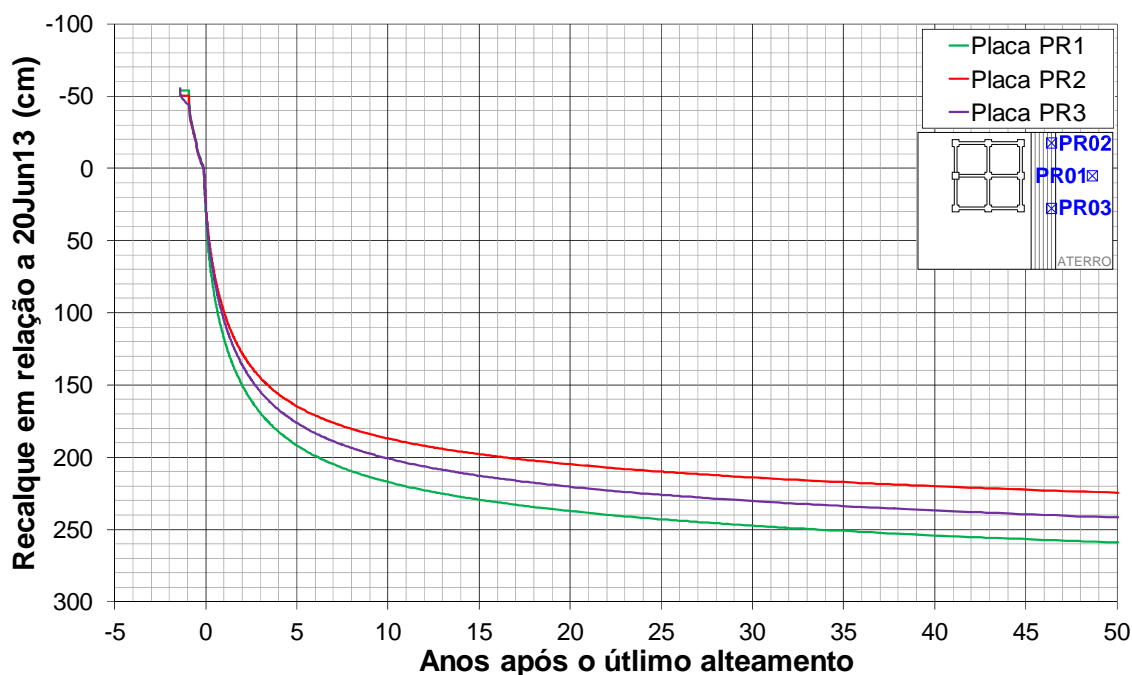


Figura 7.41 Recalque na posição das placas PR-1, PR-2 e PR-3

Observa-se que, diferentemente do que ocorre com os excessos de poropressão, mesmo após 50 anos não se observa uma estabilização clara do recalques. Esta diferença de comportamento se deve à consideração do adensamento secundário (deformações sem acréscimo de tensões efetivas) no modelo *Soft Soil Creep* adotado para as camadas argilosas. Após 50 anos os recalques são cerca de 2,5 vezes maiores que os ocorridos até 1 mês após o alteamento final.

Para balizamento dos resultados da Figura 7.41, foi realizada uma estimativa do recalque total (primário + secundário) na posição da placa PR-1 a tempo infinito, relativo à carga de todos os aterros executados sobre o terreno virgem (da cota -0,5m até a cota +8,0m). Nesta estimativa:

- consideraram-se apenas os recalques das camadas de argila mole (3, 4, 5, 7),
- considerou-se condição edométrica ao longo da vertical que passa pela PR-1,

- considerou-se o perfil de tensões verticais efetivas iniciais σ'_{vi} obtido na Fase 1 de análise (ver Tabela 6.1 e Figura 7.43),
- considerou-se o perfil de acréscimo de tensões verticais totais $\Delta\sigma_v$ igual à subtração do perfil de σ_v da Fase 1 do perfil de σ_v da Fase 34 (ver Tabela 6.1 e Figura 7.43),
- desconsiderou-se o efeito de submersão do aterro, da mesma forma que a análise no *PLAXIS 3D*, e
- o recalque total (primário + secundário) foi calculado segundo as considerações apresentadas por MARTINS *et al.* (1997).

O conceito básico para o cálculo das deformações por compressão secundária a partir das considerações de MARTINS *et al.* (1997) está ilustrado na Figura 7.42a, que se trata de uma modificação da Figura 4.18, de BJERRUM (1973).

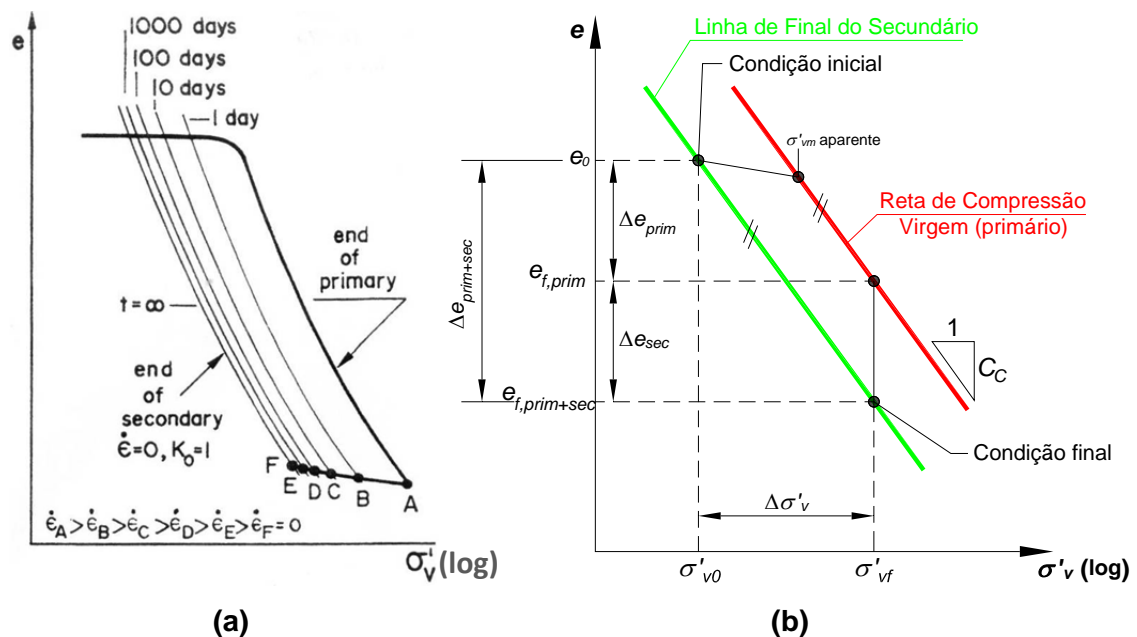


Figura 7.42 (a) Conjunto de curvas de compressão edométrica incluindo adensamento secundário (MARTINS E LACERDA, 1985), (b) Cálculo das deformações unidimensionais por compressão “primária + secundária” a tempo infinito

De acordo com a Figura 7.42a, no espaço “ $e \times \log \sigma'_v$ ” a “*linha de final de adensamento secundário*” é paralela à “*curva de compressão virgem (primário)*”. Na Figura 7.42b assume-se que a curva de compressão virgem é uma reta. Considerando que no estado inicial o solo encontra-se sobreadensado unicamente por efeito de

adensamento secundário, pertencendo, portanto, à LFS, a deformação axial total por adensamento “primário + secundário” ao se partir de σ'_{v0} para σ'_{vf} é dada por:

$$\Delta \varepsilon_{v, prim+sec} = \frac{C_C}{1 + e_0} \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}}\right) \quad (7.5)$$

Na Figura 7.43 estão apresentados os perfis de σ'_v inicial e de σ'_v a tempo infinito (após a aplicação do carregamento) na posição da placa PR-1.

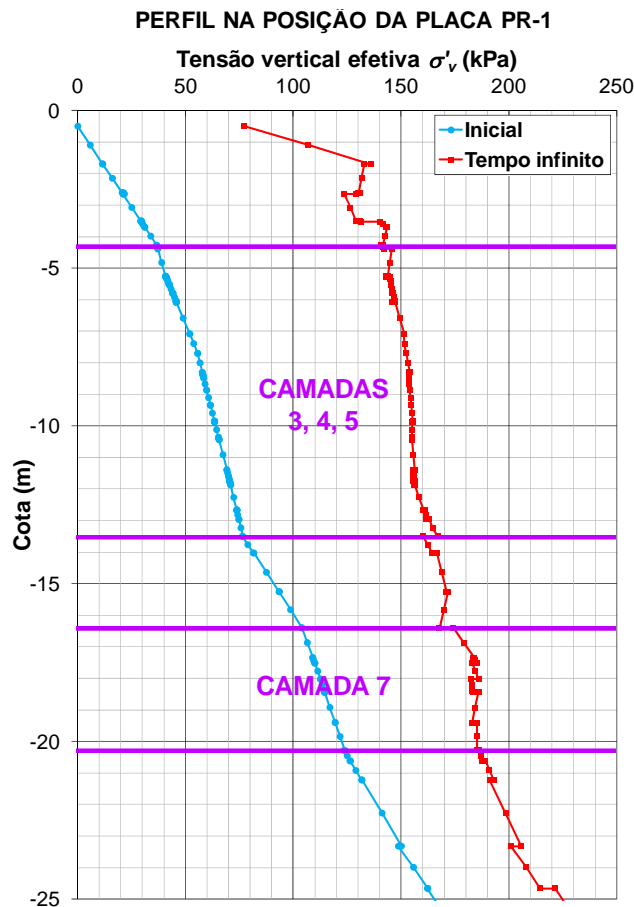


Figura 7.43 Perfis de σ'_v inicial e de σ'_v a tempo infinito (após a aplicação do carregamento) na posição da placa PR-1

Com base na Equação 7.5, nos perfis de σ'_v da Figura 7.43 e nos valores de C_C e e_0 adotados para as camadas (ver Tabela 6.3), o recalque total (primário + secundário) a tempo infinito calculado na posição da placa PR-1 foi de **3,03m**, contra o valor de $2,59m + 0,54m = \mathbf{3,13m}$ obtido na análise do *PLAXIS 3D* ao final de 50 anos (ver Figura 7.41), sendo que esta inclui ainda as deformações das camadas arenosas e siltosas.

Desta forma os valores de recalque a longo prazo calculados pelo *PLAXIS 3D* estão coerentes com a estimativa de recalque total a tempo infinito (primário + secundário) a partir das considerações de MARTINS *et al.* (1997).

Observação: A título de informação, ao se considerar o valor de $OCR = 1,6$ para as camadas argilosas, 48% do valor de recalque total calculado de 3,03m seria devido à compressão primária, e os 52% restantes devido à compressão secundária.

Na Figura 7.44 estão apresentados os perfis de deslocamento horizontal na posição de alguns inclinômetros instalados no terreno, na última data de monitoramento (02Set13) e 50 anos após. Na Figura 7.45 estão os perfis de deslocamento relativos a algumas estacas, devendo-se lembrar das limitações destacadas no início deste item provocadas pelo tipo de modelagem das estacas.

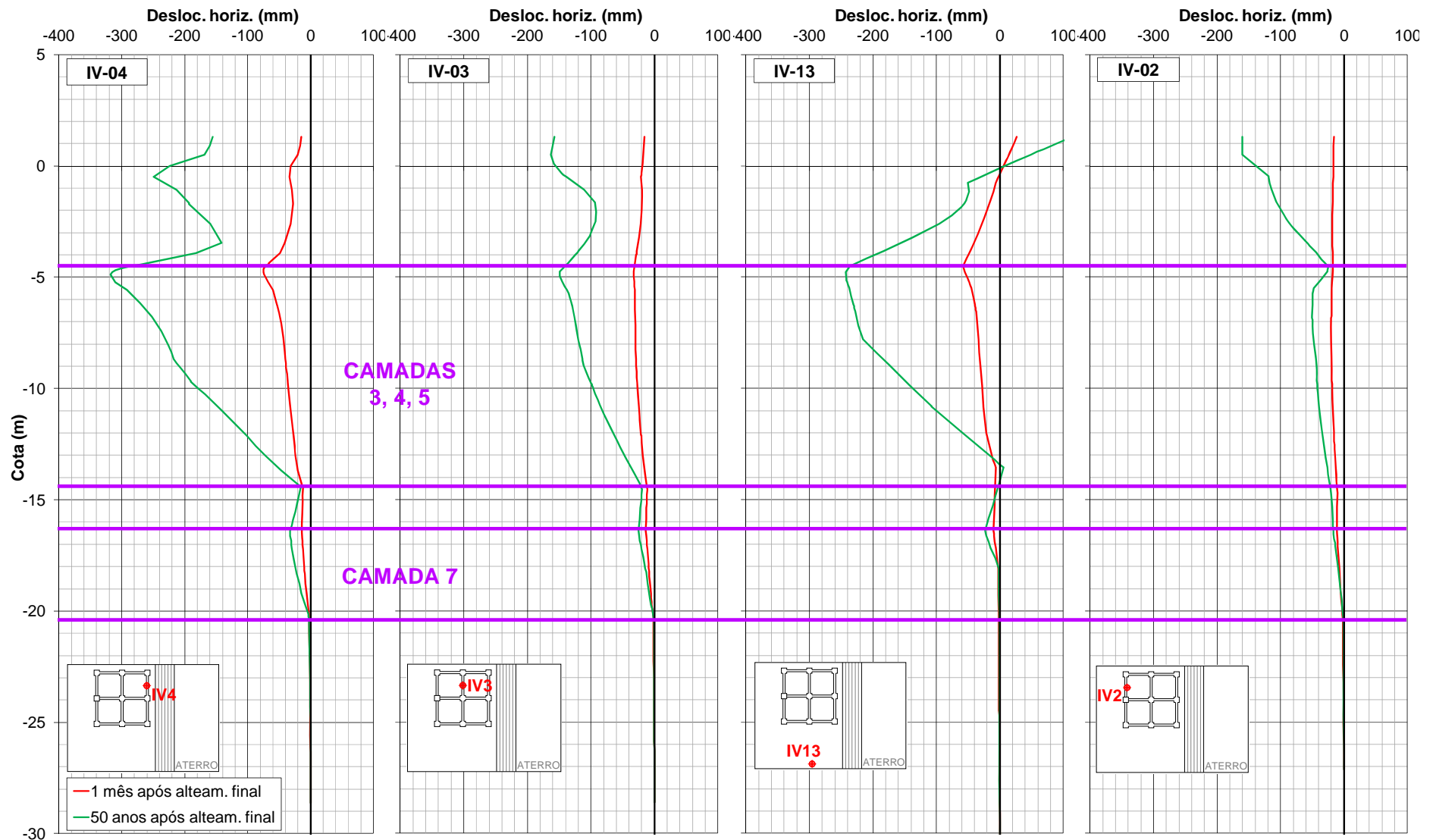


Figura 7.44 Perfis de deslocamento horizontal nas posições dos inclinômetros no terreno IV-04, IV-03, IV-13 e IV-02

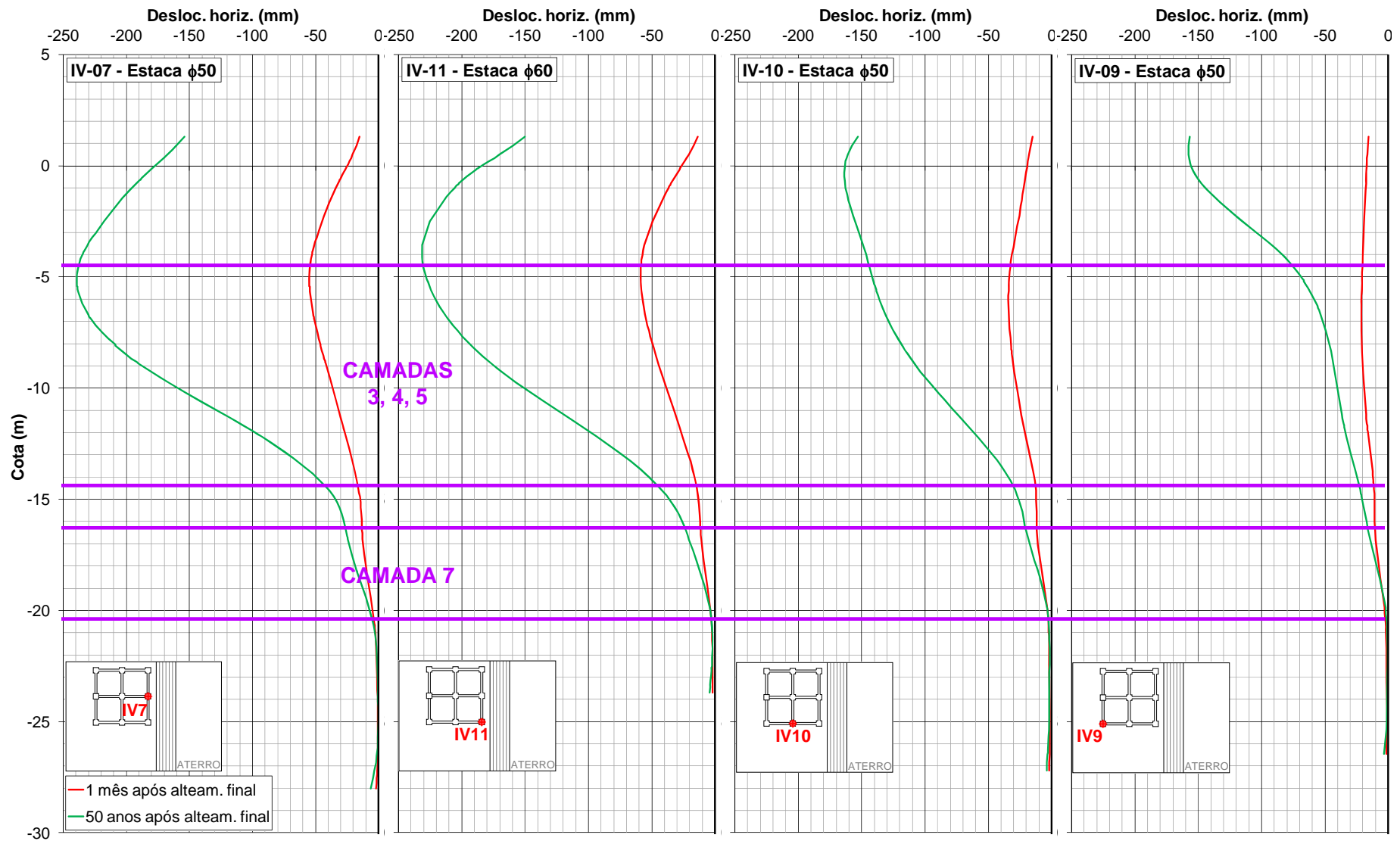


Figura 7.45 Perfis de deslocamento horizontal nas posições dos inclinômetros nas estacas IV-07, IV-11, IV-10 e IV-09

Observa-se que após 50 anos os deslocamentos horizontais máximos do terreno e das estacas chegariam a quadruplicar em relação àqueles após 1 mês do alteamento final.

Na Figura 7.46 está apresentada a evolução ao longo do tempo dos deslocamentos horizontais máximos na posição de alguns inclinômetros no terreno, e na Figura 7.47 os correspondentes a algumas estacas.

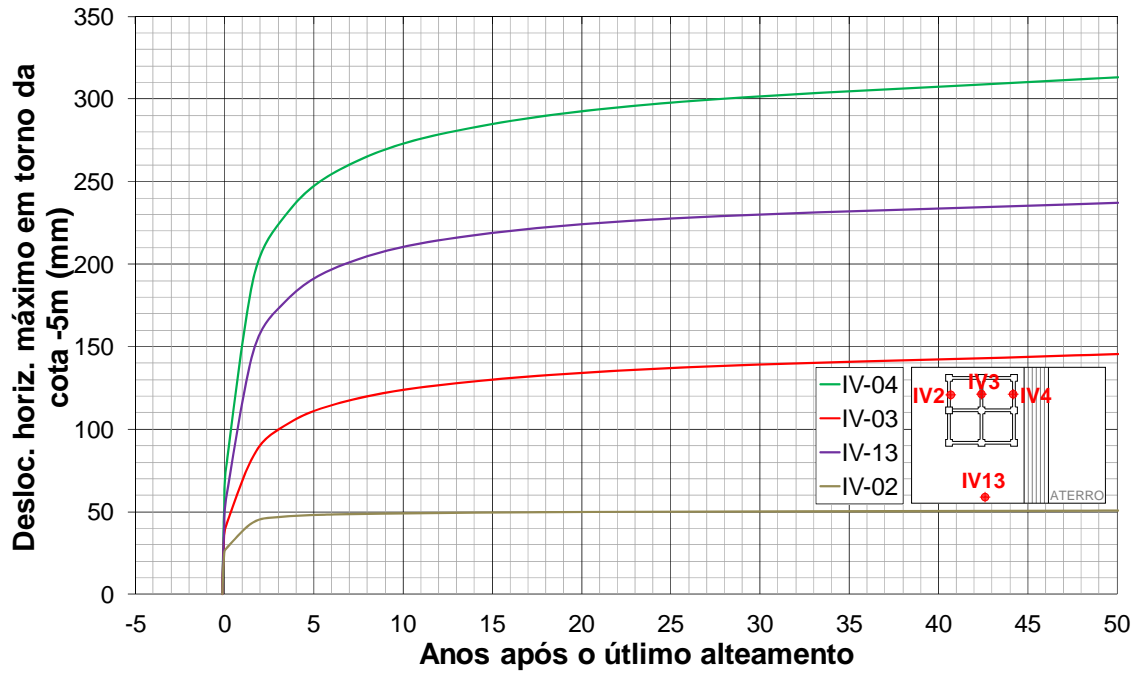


Figura 7.46 Evolução ao longo do tempo dos deslocamentos horizontais máximos na posição de alguns inclinômetros no terreno

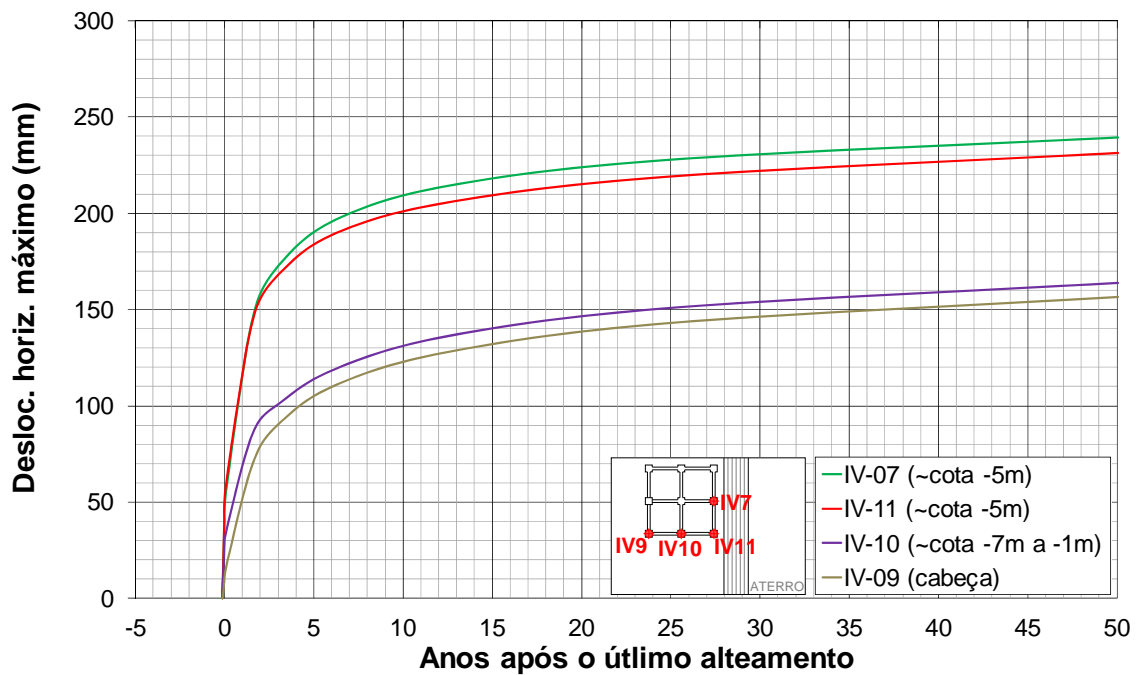


Figura 7.47 Evolução ao longo do tempo dos deslocamentos horizontais máximos na posição de alguns inclinômetros nas estacas

Observa-se que, da mesma forma que ocorreu para os recalques, após 50 anos os deslocamentos horizontais do terreno e das estacas não mostram uma estabilização clara, devido à consideração do adensamento secundário através do modelo *Soft Soil Creep*.

Optou-se por não apresentar aqui os perfis de curvatura e de momentos fletores nas estacas porque, conforme se observou no Item 7.3, eles se distanciam mais da realidade que os perfis de deslocamento horizontal. Mas, certamente, muito antes dos 50 anos algumas seções das estacas teriam se plastificado completamente, formando rótulas plásticas, pois 1 mês após o alteamento final as estacas da primeira linha já mobilizavam 90% do momento resistente da seção, e 50 anos após os deslocamentos horizontais do terreno são quadruplicados.

8 SÍNTESE, CONCLUSÕES E SUGESTÕES

8.1 SÍNTESE E CONCLUSÕES

a) Sobre a investigação do subsolo

As investigações geotécnicas realizadas no local do aterro experimental permitiram uma boa definição da geometria das camadas que compõem o subsolo. Os perfis geotécnicos adotados na modelagem são coerentes com a história geológica da região, resumida pela “*coluna estratigráfica generalizada da Baixada de Jacarepaguá*” de RONCARATI E NEVES (1976).

Para as camadas arenosas e siltsosas do modelo, as únicas investigações geotécnicas disponíveis foram sondagens a percussão (com determinação de umidade e % de finos das amostras deformadas) e um ensaio de piezocone (com ensaios de dissipação). Os parâmetros destas camadas foram estimados com base nestes ensaios através de correlações disponíveis na literatura técnica.

Para as camadas argilosas muito moles, além das investigações citadas acima, dispunha-se de uma vertical de ensaios de palheta e de ensaios edométricos e triaxiais CIU em apenas uma amostra indeformada de boa qualidade extraída de uma das camadas. Os parâmetros destas camadas foram estimados com base nestes ensaios, e em ensaios edométricos e triaxiais realizados em outras amostras indeformadas de boa qualidade extraídas da área da Vila dos Atletas (dentro de um raio de 600m do local do experimento). Também foram utilizadas algumas correlações.

Alguns dos parâmetros adotados para as camadas de argila mole foram comparados aos de outras argilas moles da costa brasileira com parâmetros de caracterização semelhantes, o que mostrou que os valores adotados no presente estudo estão coerentes com os indicados na literatura técnica.

b) Sobre os modelos constitutivos disponíveis no *PLAXIS 3D* e adotados para as camadas do subsolo

Para as camadas arenosas e siltosas foi adotado o modelo *Hardening Soil*. Mesmo não se dispondo das investigações geotécnicas mais adequadas para estimativa de seus parâmetros, ele apresenta uma série de vantagens sobre modelos mais simples como o *Mohr-Coulomb*, a saber:

- memória do estado de tensões, considerando automaticamente rigidezes diferentes em situações de carregamento virgem e de descarregamento/recarregamento,
- variação automática da rigidez com o nível de tensões,
- deformações plásticas ocorrendo desde o início do carregamento virgem.

Para as camadas de argila mole adotou-se o modelo *Soft Soil Creep*. O modelo *Soft Soil* sem consideração do *creep* é baseado no modelo *Cam-clay*. A consideração do adensamento secundário através do modelo SSC se mostrou necessária para um melhor ajuste dos resultados às medições de campo de recalque e de deslocamentos horizontais do terreno.

c) Sobre a modelagem dos carregamentos aplicados ao terreno

Embora seja um dado fundamental para as análises do presente trabalho, não se teve disponível a geometria em planta do maciço de aterro como efetivamente construído, em nenhuma das fases de alteamento. A geometria do aterro em sua altura máxima foi estimada através de imagem de satélite, e para as etapas intermediárias de alteamento considerou-se esta mesma geometria, exceto a cota do topo do aterro, que foi registrada ao longo do tempo.

As movimentações de terra realizadas no local do aterro experimental antes do início das obras da Vila dos Atletas, que foram poucas, puderam ser estimadas com razoável acurácia através de aerofotografias de 1975, 1984, 1997 e 2004.

Quanto às movimentações realizadas após o início das obras, não se dispôs de nenhum registro que permitisse uma estimativa acurada. A geometria e as datas destes movimentos tiveram que ser estimadas através de fotografias do local da obra feitas pela projetista *Geoconsult* e de imagens de satélite do *Google Earth*, sendo, portanto, pouco acuradas.

d) Sobre o posicionamento da instrumentação

Não se dispôs das coordenadas das placas de recalque realmente como instaladas. Adotou-se o posicionamento indicado em projeto.

Embora se dispusesse dos boletins de instalação dos piezômetros elétricos, foram detectadas incoerências no que diz respeito a coordenadas e datas de instalação. Adotou-se o que pareceu ser mais razoável. Mas esses erros põem em dúvida a confiabilidade das informações que estavam aparentemente corretas.

Da mesma forma, os tubos de inclinômetro também tiveram os boletins de instalação apresentado uma série de incoerências, tendo que se adotar o que pareceu mais razoável.

e) Sobre as análises de sensibilidade no *PLAXIS 2D*

As análises de sensibilidade realizadas no *PLAXIS 2D* indicaram que são os parâmetros das camadas de argila mole que mais influenciam os resultados das análises, a saber, em ordem de importância:

- recalques: k_{init} , c_k , OCR
- deslocamentos horizontais: OCR , K_0^{nc} , k_{init} , c_k , v_{ur}
- excessos de poropressão: OCR , k_{init} , C_α

considerando as faixas de variação adotadas para cada um destes parâmetros.

f) Sobre a influência do refinamento da malha no *PLAXIS 3D*

O refinamento dos elementos “*embedded beam*” que modelam as estacas na primeira análise praticamente não influenciou os resultados.

O refinamento dos elementos de volume que representam o solo no entorno das estacas influenciou pouco os deslocamentos horizontais do terreno, não se observando um padrão de aumento ou diminuição dos deslocamentos com o refinamento da malha. Já para os deslocamentos horizontais das estacas a influência

é maior, sendo que a tendência observada foi a de um comportamento mais rígido das estacas para a malha mais refinada. Esta tendência é oposta ao que DAO (2011) observou para estacas ativas (carga horizontal na cabeça).

g) Sobre o ajuste dos parâmetros para as análises 3D

Os resultados da análise inicial com o modelo 3D e com os parâmetros médios estimados para as camadas concordaram razoavelmente com as medições de recalque e deslocamentos horizontais do terreno. Entretanto, foram necessários ajustes nos parâmetros das camadas de argila mole para corrigir os deslocamentos horizontais do terreno, que estavam superestimados, e os recalques sob o aterro, que estavam subestimados.

Os parâmetros ajustados foram:

- o índice de recompressão C_s de 3 dentre as 4 camadas, ajustados para 29% a 116% do valor original,
- o coeficiente de adensamento secundário, C_{α} das 4 camadas, ajustados para 75% a 120% do valor original,
- o coeficiente de Poisson de descarregamento/recarregamento ν_{ur} de 3 dentre as 4 camadas, ajustados para 33% do valor original,
- o coeficiente de permeabilidade k de 2 dentre as 4 camadas, ajustados para 330% a 600% do valor original.

Com estas correções conseguiu-se um ajuste satisfatório dos resultados da análise às medições dos perfis de deslocamento horizontal do terreno e dos recalques sob o aterro.

Quanto aos excessos de poropressão, em valores absolutos, não se conseguiu um bom ajuste com as medições dos piezômetros, sendo os valores da análise maiores que os medidos. Mas em termos relativos, do dia 8Jul13 em diante se conseguiu um bom ajuste, mostrando que as diferenças absolutas se devem aos valores calculados antes desta data. Não se tem disponíveis informações a respeito do procedimento de saturação dos piezômetros, de forma os resultados medidos podem estar afetados por falta de saturação.

Alguns dos ensaios triaxiais não drenados em amostras indeformadas de boa qualidade foram simulados através da ferramenta “Soil Test” do PLAXIS 3D com o material especificado para a Camada 5 de argila mole. Houve uma concordância razoavelmente boa entre os resultados do programa e as medições em laboratório.

h) Sobre a interpretação dos perfis de deslocamento horizontal e de curvatura a partir das medições de inclinômetro

A literatura técnica indica que perfis de deslocamento horizontal obtidos a partir de medições com inclinômetro devem ser encarados com cautela devido aos erros destes perfis serem cumulativos. Isto pôde ser observado no presente trabalho. Havia uma estrutura bastante rígida formada pelos blocos de coroamento e por vigas de travamento das cabeças das estacas, onde também estavam engastados os topos da maioria dos tubos de inclinômetro do terreno. Os deslocamentos horizontais calculados no topo dos tubos apresentaram uma discrepância considerável, que não pode ser justificada apenas pela deformação e/ou rotação da estrutura de travamento, mas sim pelo acúmulo de erros na estimativa dos deslocamentos a partir das medidas de inclinômetro.

Os perfis de deslocamento dos tubos instalados no terreno possuem uma acurácia maior que os dos instalados nas estacas, pois a base dos tubos do terreno foram engastadas em rocha (base fixa), enquanto as bases dos tubos das estacas estavam sujeitas a movimentação por irem no máximo até o pé das estacas, sujeitos a movimentações.

A princípio os perfis de curvatura das estacas estimados a partir das medições de inclinômetro estariam sujeitos a erros menores, pois se baseiam em deslocamentos relativos em trechos pequenos, com menor acúmulo de erros. Entretanto, a dupla diferenciação numérica dos perfis de deslocamento horizontal das estacas levou a perfis de curvatura com bastante oscilação, picos acentuados e variações bruscas, que parecem pouco realistas. Tentou-se então ajustar curvas aos perfis de deslocamento horizontal, utilizando “*uma curva polinomial cúbica particionada ajustada a uma janela móvel de cinco pontos de dados sucessivos*”, indicado como o melhor método por OOI e RAMSEY (2003). Os perfis de curvatura assim obtidos se mostraram muito mais suaves, porém ainda com oscilações que pareceram pouco realistas. Finalmente, optou-se por ajustar o polinômio cúbico a 7 pontos de dados, ao

invés de 5. Os perfis assim obtidos ficaram ainda mais suaves. Há de se destacar, porém, que quanto mais suave o perfil, menores são as curvaturas máximas estimadas. Na ausência de dados oriundos de medidores de deformação específica (“*strain gages*”), para um balizamento, fica difícil saber até que ponto deve ser feita essa suavização.

i) Sobre a interpretação dos momentos fletores nas estacas de concreto armado a partir das medições de inclinômetro

Para o nível de deformações a que as estacas de concreto estiveram sujeitas no experimento, não se pôde considerar o seu comportamento como linear-elástico e com um módulo de rigidez à flexão E/I constante, pois:

- a relação tensão-deformação do concreto não é linear (E não é constante), e
- a resistência à tração do concreto é pequena quando comparada à sua resistência à compressão (cerca de 1/10), de forma que, quando submetido a flexão, o concreto fissa, reduzindo o momento de inércia I da seção.

Utilizou-se o programa *PCalc 1.4* (CARDOSO JÚNIOR, 2014) para obtenção das relações momento-curvatura das estacas pré-moldadas, que leva em consideração os aspectos destacados acima. Para obtenção destas relações foram removidos todos os fatores de segurança que se costuma utilizar em projeto, e utilizou-se uma resistência à compressão simples do concreto igual ao f_{cm} (resistência média) ao invés do f_{ck} (resistência característica).

Assim, os perfis de curvatura obtidos a partir das medições com inclinômetro e as relações momento-curvatura não lineares permitiram estimar os diagramas de momentos fletores nas estacas. Estimou-se que até a última data de monitoramento (1 mês após o alteamento final) chegou-se a mobilizar 90% do momento resistente em seções das estacas da linha mais próxima ao aterro.

j) Sobre os resultados obtidos com as diferentes opções de modelagem das estacas

Sob um ponto de vista geral, pode-se dizer que, no presente estudo, a modelagem de estacas sob carregamento lateral em profundidade utilizando o *PLAXIS 3D* se mostrou satisfatória:

- qualitativamente, os perfis de deslocamentos horizontais, curvaturas e momentos fletores obtidos nas análises tiveram o mesmo formato que os perfis “*medidos*”,
- quantitativamente, os valores de deslocamentos, curvaturas e momentos obtidos nas análises são da mesma ordem de grandeza que os “*medidos*”.

Entretanto, deve-se tomar cuidado especial com a modelagem de estacas cujas solicitações se aproximem de sua capacidade resistente, pois neste domínio as relações “momento-curvatura” fogem consideravelmente do comportamento linear elástico usualmente utilizado no programa.

- Comparação entre as opções de modelagem

Os resultados que, independentemente do nível de carregamento, mais se aproximaram dos deslocamentos horizontais, curvaturas e momentos fletores estimados a partir das medições de inclinômetro foram os obtidos na análise “**Vol. Pile - Anel. - M.C.**”. Nesta análise as estacas pré-moldadas de concreto foram modeladas da seguinte maneira:

- concreto como elemento de volume com a geometria real da estaca (anelar),
- armadura como elemento de placa (“*plate*”) de geometria tubular e diâmetro igual ao diâmetro externo da estaca, sem incluir interface entre o concreto e a armadura (aderência total),
- concreto com modelo linear-elástico perfeitamente plástico de *Mohr-Coulomb*, e resistência à tração nula.

Pode-se dizer que os resultados obtidos através desta modelagem tiveram um “bom” ajuste aos indicados pelas medições com inclinômetro nas estacas, para todos os níveis de carregamento.

A análise “**Vol. Pile - Cilindr. - L.E.**” se diferencia da anterior pelo fato da estaca ser modelada como um elemento de volume cilíndrico, ao qual é atribuído um único material com modelo *Linear Elastic*, ou seja, sem plastificação. Para baixos níveis de sollicitação os resultados desta análise são muito semelhantes aos da análise anterior, porém, conforme se aumenta o carregamento os resultados divergem cada vez mais, se distanciando ainda mais das “medições”.

A análise “**Embed. Beam**” se diferencia da “**Vol. Pile - Cilindr. - L.E.**” pelo fato das estacas serem modeladas através dos elementos unidimensionais do tipo “*embedded beam*” e não com elementos de volume. Quanto aos deslocamentos horizontais, desde os níveis de sollicitação mais baixos há diferenças em relação à análise *L.E.*, aumentando com o crescimento do carregamento. Quanto às curvaturas e aos momentos, aproximadamente entre as cotas -3m e -15m (base do pacote argiloso mole) há uma concordância relativamente boa entre as duas opções, mas discrepantes nos outros trechos, sendo que varia qual a opção se mais aproxima das “medições”.

- Conclusões práticas para modelagem

Embora a modelagem com elementos de volume tenha se mostrado mais representativa que com elementos “*embedded beam*”, ela requer maior capacidade computacional e, dependendo da quantidade de estacas a serem modeladas, pode tornar a análise inviável (muitas vezes o *PLAXIS 3D* não é capaz nem mesmo de gerar a malha de elementos finitos para geometrias muito complexas).

Não se pode fazer aqui recomendações gerais quanto ao tipo de modelagem a ser adotado em projeto, com base apenas nas análises deste trabalho. Além disso, o tipo de modelagem que leva a resultados mais seguros ou mais econômicos depende da questão que se esteja analisando (momentos fletores? deslocamentos?). Portanto, as observações a seguir dizem respeito apenas ao experimento objeto do presente trabalho, e às estacas de concreto:

i) Para baixos níveis de sollicitação, enquanto o concreto não chega a fissurar, o comportamento real da estaca se aproxima do linear-elástico, e a modelagem através de elementos do tipo “*embedded beam*” com módulo e rigidez à flexão E/I

correspondente à seção plena de concreto (sem fissuração) e ao módulo secante E_{cs} leva a resultados satisfatórios.

ii) Para níveis de solicitação maiores, quando o concreto passa a apresentar fissuração significativa, a utilização de “*embedded beam*” com o mesmo $E.I$ citado acima leva a uma subestimativa das curvaturas e a uma superestimativa dos momentos fletores (apesar das curvaturas menores, a rigidez da estaca no modelo permanece constante, não diminuindo como ocorre na realidade), o que vai contra a segurança no primeiro caso e a favor da segurança (anti-econômico?) no segundo.

iii) Para a situação (ii), a modelagem do concreto através de elementos de volume com modelo elastoplástico e sem resistência à tração levaria a resultados mais representativos, mas, dependendo da quantidade de estacas a serem modeladas, a análise pode se tornar computacionalmente inviável.

iv) Para o caso de uma grande quantidade de estacas de concreto muito solicitadas a serem modeladas, talvez o procedimento mais viável, mas também trabalhoso, seja modelá-las através de elementos “*embedded beam*” com parâmetros de rigidez selecionados de acordo com a questão crítica analisada (momentos? curvaturas?) e de acordo com o nível de solicitação na seção analisada (como os esforços e curvaturas variam ao longo do comprimento da estaca, o valor de $E.I$ adotado não atenderá a todo o seu comprimento, mas sim a um trecho crítico analisado). A maneira mais fácil de selecionar estes parâmetros de rigidez é através de relações momento-curvatura fornecidas por programas como o *PCalc 1.4* (CARDOSO JÚNIOR, 2014). Para isso poderia ser utilizado também o próprio *PLAXIS 3D*, modelando uma única estaca como elemento de volume e com material elastoplástico, à qual se aplica diferentes níveis de carregamento. Esse procedimento recai num processo iterativo, com a atualização dos parâmetros de rigidez de acordo com as curvaturas calculadas na análise, o que pode ser bastante trabalhoso.

k) Sobre o comportamento a longo prazo

O monitoramento das estacas foi realizado até 1 mês após o alteamento final do aterro, tempo insuficiente para a completa dissipação dos excessos de poropressão nas camadas argilosas. No modelo de análise “*Embed. Beam*” foi adicionada uma fase

com 50 anos de duração para estimar os efeitos dos adensamentos primário e secundário. Observou-se que:

- i) Após 20 anos os excessos de poropressão estariam praticamente dissipados.
- ii) Mesmo após 50 anos os recalques sob o aterro e deslocamentos horizontais do terreno e das estacas não mostram uma estabilização completa, devido ao adensamento secundário, simulado através do modelo *Soft Soil Creep*.
- iii) Ao final de 50 anos os recalques seriam algo em torno de 2,5 vezes maiores que os de 1 mês após o final do alteamento, e os deslocamentos horizontais máximos do terreno e das estacas cerca de 4 vezes maiores. O valor de recalque do aterro a longo prazo calculado pelo programa está coerente com aquele estimado por metodologia baseada em MARTINS *et al.* (1997) que inclui a compressão secundária.
- iv) Embora com o tipo de modelo adotado para as estacas (linear-elástico) não tenha sido possível chegar a uma conclusão sobre os momentos fletores, certamente, muito antes dos 50 anos as estacas teriam seções completamente plastificadas (rótulas plásticas). Os grandes deslocamentos horizontais do terreno seriam muito maiores que aqueles do último dia de monitoramento, quando já se tinha mobilizado cerca de 90% do momento resistente em algumas seções.

I) Sobre alguns pontos importantes detectados na utilização do *PLAXIS 3D*

Abaixo estão apresentadas observações importantes sobre o funcionamento do *PLAXIS 3D* detectadas durante a sua utilização, algumas das quais o manual do programa não destaca como deveria:

- i) A geração de tensões iniciais pelo método "*Gravity Loading*" desconsidera o OCR especificado, considerando o solo normalmente adensado. É possível simular o sobreadensamento através de alguns artifícios.
- ii) A conversão do parâmetro C_S para κ^* não é exata, o que, no presente trabalho, resultou em valores C_S iguais ao dobro do especificado. Neste caso deve-se simular um ensaio edométrico para o nível de tensões esperado e verificar na curva de compressibilidade o valor de C_S efetivamente considerado pelo programa.

iii) Mesmo que se especifique um determinado valor de diâmetro externo para uma estaca modelada através de um elemento *“embedded beam”*, não necessariamente será este o diâmetro da região cilíndrica elástica (sem plastificação) criada no entorno do elemento, e nem do diâmetro utilizado na determinação do perímetro da estaca para o cálculo do atrito (força) atuante em seu fuste. No Item 2.3.6a está explicado como esse diâmetro é definido pelo programa.

m) Sobre *“como modelar”*

As recomendações de KRAHN (2004) para uma boa modelagem, apresentadas no Item 2.2.3c, se mostraram muito importantes. Não por elas terem sido seguidas no presente trabalho, muito pelo contrário. Pela alegação de *“falta de tempo”*, nas análises do presente estudo não se levou em consideração a recomendação de *“começar simples”*, inserindo já nos modelos iniciais toda a complexidade do problema: geometria, sequência executiva, modelos de comportamento dos materiais. Este procedimento dificultou a interpretação dos resultados e a identificação dos erros apontados no Item *k*. Caiu-se então na situação indicada no Item 2.2.3c, em que *“o usuário finalmente se vê obrigado a seguir o procedimento correto e percebe que o que fez até o momento lhe serviu pouco ou de nada, atrasando-o mais ainda”*.

8.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

a) Sugerem-se outros experimentos semelhantes ao analisado no presente trabalho, sendo desejável que:

i) o subsolo no local do experimento seja bem caracterizado, através de investigações geotécnicas cuidadosas,

ii) também sejam instaladas estacas metálicas nas posições de maior solicitação, como uma forma de balizamento, pois a interpretação de seu comportamento é mais fácil e acurada que a de estacas de concreto armado, cujo comportamento é altamente não-linear e as propriedades são muito variáveis,

iii) as bases dos tubos de inclinômetro sejam embutidas de um comprimento suficiente abaixo de um horizonte *“indeslocável”*, e não só até a ponta da estaca, para que se

tenha uma referência fixa para estimativa dos deslocamentos horizontais absolutos das estacas,

iv) os deslocamentos do topo das estacas também sejam monitorados topograficamente, para balizamento dos perfis de deslocamento obtidos com os inclinômetros, que estão sujeitos a erros cumulativos,

v) também sejam instalados medidores de deformação específica (“*strain gages*”) nas estacas, para uma estimativa mais acurada das curvaturas e dos momentos fletores,

vi) se faça um registro “*as built*” rigoroso do posicionamento das estacas e da instrumentação, da geometria e do processo de alteamento do aterro ao longo do tempo, além de seu peso específico,

vii) as leituras da instrumentação e seu registro sejam cuidadosos,

viii) o prazo de monitoramento da instrumentação seja mais longo, e

ix) todo o processo de investigação geotécnica, instalação das estacas, instalação da instrumentação, primeiras leituras da instrumentação e de alteamento do aterro seja acompanhado por um engenheiro em campo, pois, infelizmente, grande parte da mão-de-obra envolvida nestas atividades é praticamente semianalfabeta, não se podendo exigir dela os conhecimentos básicos necessários para que o experimento seja levado a bom termo.

b) Sugerem-se outras análises numéricas 3D do experimento estudado:

i) Uma análise drenada, do tipo *Plastic*, considerando o *OCR* de todas as camadas iguais a 1, e as camadas argilosas com modelo *Soft Soil* sem *creep*. Considerando que as camadas argilosas encontram-se sobreadensadas apenas por efeito de adensamento secundário, o resultado desta análise seria uma estimativa dos deslocamentos a tempo infinito incluindo tanto as deformações por adensamento primário quanto por secundário (ver Figura 7.38 e Equação 7.35).

ii) Variar os valores de módulo de rigidez à flexão *E.I* das estacas nas diferentes opções de modelagem, verificando a sua influência nos resultados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 6118:2003 - *Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*.

ABNT NBR 12824:1993 - *Geotêxteis - Determinação da resistência à tração não-confinada - Ensaio de tração de faixa larga - Método de ensaio*.

AGUIAR, V. N., 2008, *Características de adensamento da argila do canal do Porto de Santos na região da Ilha Barnabé*, Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ALMEIDA, M. S. S., MARQUES, M. E. S., 2014, *Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho - Coleção Huesker: engenharia com geossintéticos*. 2 ed. São Paulo. Oficina de Textos.

ANDRADE, M. E. S., 2009, *Contribuição ao estudo das argilas moles da cidade de Santos*, Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

AOKI, N., VELLOSO, D. A., 1975, "An approximated method to estimate the bearing capacity of piles", In: *Proceedings of the V Panamerican Conference on Soil and Foundation Engineering*, vol. 5, pp. 367-377, Buenos Aires, Argentina.

BARONI, M., 2010, *Investigação geotécnica em argilas orgânicas muito compressíveis em depósitos da Barra da Tijuca*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

BEDESCHI, M. V. R., 2004, *Recalques em aterro instrumentado construído sobre depósito muito mole com drenos verticais na Barra da Tijuca*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

BJERRUM, L., 1973, "Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (collapsible, expansive and others)". *Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, 3:111-159.

BOLTON, M. D., 1986, *"The strength and dilatancy of sands"*. Géotechnique 36, No. 1, 65-78.

BRINKGREVE, B. J., 2014, *"Efficient modelling of pile foundations in the Finite Element Method"*, Deep Foundations Institute Middle East Conference, Dubai.

CARDOSO JÚNIOR, S. D., 2014, *Sistema computacional para análise não linear de pilares de concreto armado*, Monografia de Especialista em Gestão de Projetos de Sistemas Estruturais, EPUSP, São Paulo, SP, Brasil. (Programa PCalc1.4 disponibilizado gratuitamente no endereço eletrônico www.pcalc.com.br).

CEDERGREN, H. R., 1967, *Seepage, drainage, and flow nets*. New York. John Wiley & Sons, Inc.

COUTINHO, R. Q., 1976, *Características de adensamento com drenagem radial em argila mole da Baixada Fluminense, Rio de Janeiro*, Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

COUTINHO, R. Q., 2007, Characterization and engineering properties of Recife soft clays - Brazil, *Characterization and Engineering Properties of Natural Soils*, Taylor and Francis - Balkema, Editors Tan, Phoon, Hight and Leroueil, vol. 3, pp. 2049-2100.

CPRM, 2015, *Glossário geológico ilustrado - Escala de tempo geológico*.

Disponível em: <http://sigep.cprm.gov.br/glossario/fig/EscalaTempoGeologico.htm>

Acesso em: 31 jul. 2015

CRESPO NETO, F. N., 2004, *Aprimoramento do equipamento de palheta elétrico visando o estudo do efeito da velocidade*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DANZIGER, B. R., VELLOSO, D. A., 1986, "Correlações entre SPT e os resultados dos ensaios de penetração contínua", *VIII COBRAMSEF*, Porto Alegre, Vol. 6, p. 103-113.

DANZIGER, B. R., 1990, *Efeito de sobrecarga unilateral em estacas de fundação*, Exame de Qualificação D.Sc, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DANZIGER, F. A. B., SCHNAID, F., 2011, "Ensaio de piezocone: procedimentos, recomendações e interpretação". *Notas de aula da disciplina de Ensaio de Campo e Instrumentação do Curso de Graduação em Engenharia Civil da Escola Politécnica da UFRJ*, Rio de Janeiro.

DAO, T. P. T., 2011, *Validation of PLAXIS embedded piles for lateral loading*. M.Sc. Thesis, TUDelft, Delft, The Netherlands.

DUNCAN, J. M., CHANG, C. Y., 1970, "Non linear analysis of stresses and strain in soil. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 96, 1629-1653.

DUNNICLIFF, J., 1988, *Geotechnical instrumentation for monitoring field performance*. New York, John Wiley and Sons.

EHRlich, M., BECKER, L. D. B., 2009, *Muros e taludes de solo reforçado: projeto e execução - Coleção Huesker: engenharia com geossintéticos*. São Paulo. Oficina de Textos.

ENGİN H. K., SEPTANIKA, E. G., BRINKGREVE, R. B. J., 2007, "Improved embedded beam elements for the modelling of piles". *Proceedings of the 10th International Symposium on Numerical Models in Geotechnical Engineering - NUMOG X*, Rhodes, Greece, April.

ESLAAMIZAAD, S., ROBERTSON, R. K., 1996, "Cone penetration test to evaluate bearing capacity of foundation in sands". *Proceedings of the 49th Canadian Geotechnical Conference*, St. John's, Newfoundland, September.

FRANÇA, H. F., 2014, *Estudo teórico e experimental do efeito de sobrecargas assimétricas em estacas*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

HOULSBY, G. T., TEH, C. I. (1988), "Analysis of the piezocone in clay". *Proceedings of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1*, Orlando, 2, 777-83, Balkema Pub., Rotterdam.

JAKY, J., 1944, "The coefficient of earth pressure at rest", *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, pp. 355-358.

JANBU, N., 1963, "Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests". In: *European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Proceedings... Wiesbaden, Germany, v. 1, p. 19-25; v. 2, p. 17-21.

KRAHN, J., 2004, *Stress and deformation modeling with SIGMA/W - An engineering methodology*, First edition-May, Alberta, Canada.

KULHAWY, F. H., MAYNE, P. W., 1990, *Manual on estimating soil properties for foundation design*. EL-6800, Research Project 1493-6, Final Report, Cornell University - Geotechnical Engineering Group, New York.

LAMBE, T. W., 1972, The integrated Civil Engineering project (The Seventh Terzaghi Lecture), *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers - ASCE*, Vol. 98, pp. 531-556.

LOPES, F. R., 2006, *Métodos numéricos em geotecnia - Versão 3.0 - Notas de apoio às aulas da cadeira de Métodos Numéricos em Geotecnia da COPPE/UFRJ*, Rio de Janeiro.

LUNNE, T., ROBERTSON, P. K., POWELL, J. J. M., 1997a, *Cone penetration testing in geotechnical practice*. London, Blackie Academic and Professional.

LUNNE, T., BERRE, T., STRANDVIK, S., 1997b, "Sample disturbance effects in soft low plastic norwegian clay". In: *Recent developments in soil and pavement mechanics*, Almeida (ed.). Balkema, Rotterdam, p. 81-102.

MACEDO, E. O., 2004, *Investigação da resistência não drenada in situ através de ensaios de penetração de cilindro*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

MAIA, M. C. A., MARTÍN, L., FLEXOR, J. M., AZEVEDO, A. E. G., 1984, "Evolução holocênica da planície costeira de Jacarepaguá (RJ)", *Anais do XXXIII Congresso Brasileiro de Geologia*, pp.105-118, Rio de Janeiro.

MARQUES, H. C., EHRLICH, M., RICCIO, M. V., 2006, Parâmetros de resistência e tensão-deformação por análise de elementos finitos para obras de terra com solos tropicais compactados do Brasil. *Relatório Interno*. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

MARTIN, L., SUGUIO, K., FLEXOR, J. M., 1979, "Le Quaternaire marin du litoral brésilien entre Cananéia (SP) et Barra de Guaratiba (RJ). *Proceedings of the 1978 International Symposium on Coastal Evolution in Quaternary*, São Paulo, 296-331.

MARTINS, I. S. M., LACERDA, W. A., 1985, "A theory of consolidation with secondary compression". *Proceedings of the XI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, vol. 1, pp.567-570.

MARTINS, I. S. M., 2011, Notas de aula da disciplina de Adensamento, Escola Politécnica da UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

MARTINS, I. S. M., 2013, Notas de aula da disciplina de Resistência ao Cisalhamento, Curso de Mestrado em Geotecnia, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

MARTINS, I. S. M., SANTA MARIA, P. E. L., LACERDA, W. A., 1997, "A brief review about the most significant results of COPPE research on rheological behaviour of saturated clays subjected to one dimension strain". In: *Recent developments in soil and pavement mechanics*, Almeida (ed.). Balkema, Rotterdam, p. 225-234.

MAYNE, P. W., MITCHELL, J., K., 1988, "Profiling of OCR in clays by field vane". *Canadian Geotechnical Journal*, 25(1), 150-157.

MOTA, J. L. C. P., 1996, *Estudo do adensamento unidimensional com carregamento crescente com o tempo*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

OLIVEIRA, O. C., 1997, *Contribuição à obtenção da resistência de argilas moles por ensaios in situ*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

OOI, P., RAMSEY, T., 2003, "Curvature and bending moments from inclinometer data". *International Journal of Geomechanics*, ASCE, volume 3 (issue 1), September, 64-74.

PINTO, C. S., 2002, *Curso básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas/2ª edição*. São Paulo. Oficina de Textos.

PLAXIS, 2015, *Plaxis 3D - Material models manual*.

ROBERTSON, P. K., CAMPANELLA, R. G., 1983, "Interpretation of cone penetration tests: Part I: Sand". *Canadian Geotechnical Journal*, 20(4), 734-45.

ROBERTSON, 1990, "Soil classification using the cone penetration test". *Canadian Geotechnical Journal*, 27(1), 151-8.

RONCARATI, H., NEVES, L. E., 1976, Projeto Jacarepaguá. Estudo geológico preliminar dos sedimentos recentes superficiais da Baixada de Jacarepaguá, Município do Rio de Janeiro - RJ. PETROBRÁS. CENPES. DEXPRO. 89p.

RÜSCH, H., 1981, *Concreto armado e protendido - Propriedades dos materiais e dimensionamento*. Rio de Janeiro. Editora Campus.

SCHNAID, F., ODEBRECHT, E., 2012, *Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações*. 2ª edição. São Paulo. Oficina de Textos.

SCHWEIGER, H. F., 2011, "CG02 - Concepts of plasticity - Mohr Coulomb model" in *Advanced Course in Computational Geotechnics - 21-23 March*. Schiphol, The Netherlands.

SILVA, D. M., 2013, *Estimativa do índice de compressão de argilas moles da costa brasileira a partir de ensaios de caracterização*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SLUIS, J. J. M., 2012, *Validation of embedded pile row in Plaxis 2D*, Master of Science thesis, Delft University of Technology, The Netherlands.

TEIXEIRA, C. F., 2012, *Análise dos recalques de um aterro sobre solos muito moles da Barra da Tijuca - RJ*. Tese de D.Sc., PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

TERZAGHI, K., PECK, R. B., MESRI, G., 1996, *Soil Mechanics in engineering practice*, 3rd ed. New York, John Wiley and Sons.

TI, K. S., HUAT, B. B. K. H., NOORZAEI, J., JAAFAR, M. S., SEW, G. S., 2009, "Modeling of passive piles - An overview", *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, EJGE, Vol.14.

TIMOSHENKO, S. P., 1967, *Resistência dos Materiais - Volume I*. 3 ed. Rio de Janeiro, Ao Livro Técnico S. A.

TSCHEBOTARIOFF, G. P., 1962, "Retaining structures". In: Leonards, G.A. (eds.), *Foundation Engineering*, chapter 5, New York, USA, McGraw-Hill.

VELLOSO, P. P. C., 1988, *Teoria e prática de rebaixamento do lençol d'água*. Rio de Janeiro. Livros Técnicos e Científicos Editora.

WATERMAN, D., 2015, "2D vs. 3D: Modelling piles" in *Seminario internacional de geomecánica computacional - Plaxis - 8 al 12 de Junio*. Buenos Aires, Argentina.

**Anexo 1: Leituras das placas de recalque e da cota do topo do
aterro e informações obtidas a partir das mesmas**

A seguir são apresentadas 3 Tabelas com as leituras de cada uma das três placas de recalque e da altura de aterro, bem como as informações obtidas a partir das mesmas.

Em cada Tabela as informações apresentadas são as seguintes:

- Data e hora de leitura.

- Cota do topo do aterro: não há informação de como estes valores foram obtidos em campo. Assume-se que pouco antes de cada alteamento eram inseridas estacas no aterro com a marcação das cotas a serem atingidas, levantadas por topografia, e posteriormente o aterro era lançado e compactado até a referida marcação. Desta forma, a cota do topo do aterro ao final do alteamento seria igual à cota da marcação no início do alteamento subtraída do recalque ocorrido durante o alteamento.

- Cota do topo das hastes.

- Observações: destacam-se os instantes de alteamento do aterro e de adição de novas hastes às placas de recalque, além de outras observações gerais.

- Recalque entre leituras: igual à diferença entre o valor da leitura anterior da cota do topo das hastes e a leitura corrente, excetuando-se as leituras correspondentes à adição de hastes às placas de recalque.

- Recalque total: é o recalque acumulado, igual ao recalque da leitura anterior somado ao recalque entre a leitura corrente e a anterior.

- Cota do aterro corrigida: igual à cota do topo do aterro ao final do alteamento (não corrigida) subtraída do recalque ocorrido entre o início do alteamento e a leitura corrente.

- Altura de aterro adicionada entre leituras: igual à cota do topo do aterro ao final do alteamento (não corrigida) subtraída da leitura corrigida da cota do topo do aterro no início do alteamento.

- Altura de aterro adicionada total: valor acumulado das alturas de aterro adicionadas entre leituras desde o início (20/06/2013) até a leitura corrente.

Tabela A1.1 Recalques e cota do aterro calculados a partir das leituras da PR-1

PLACA DE RECALQUE PR-1								
Dados recebidos				Valores calculados				
Data	Cota do topo do aterro (m)	Cota do topo das hastes (m)	Observação	Recalque (cm)		Cota do aterro corrigida (m)	Altura de aterro adicionada (m)	
				entre leituras	total		entre leituras	total
12/06/13 07:30	1.300	3.677	Primeira leitura	-	-	-	-	-
12/06/13 14:00	2.350	3.433	Alteamento do aterro.	-	-	-	-	-
13/06/13 02:20	-	3.430		-	-	-	-	-
20/06/13 15:20	1.300	3.524	Aterro já removido.	0.0	0.0	1.300	0.000	0.000
20/06/13 19:00	1.870	3.522	Alteamento do aterro.	0.2	0.2	1.868	0.570	0.570
21/06/13 07:00	-	3.519		0.3	0.5	1.865	0.000	
21/06/13 19:00	-	3.513		0.6	1.1	1.859	0.000	
24/06/13 12:00	-	3.513		0.0	1.1	1.859	0.000	
24/06/13 20:00	2.400	3.512	Alteamento do aterro.	0.1	1.2	2.399	0.541	1.111
25/06/13 08:00	-	3.511		0.1	1.3	2.398	0.000	
25/06/13 20:00	-	3.501	Esta leitura consta apenas da planilha na pasta "13.06.25 noite".	1.0	2.3	2.388	0.000	
27/06/13 12:00	-	3.499		0.2	2.5	2.386	0.000	
27/06/13 12:00	3.400	4.527	Introduzida haste com 1.028m. Alteamento do aterro.	0.0	2.5	3.400	1.014	2.125
28/06/13 00:00	-	4.523		0.4	2.9	3.396	0.000	
28/06/13 12:00	-	4.519		0.4	3.3	3.392	0.000	
28/06/13 12:00	-	5.557	Introduzida haste com 1.038m.	0.0	3.3	3.392	0.000	
29/06/13 08:00	-	5.553		0.4	3.7	3.388	0.000	3.087
29/06/13 18:00	4.350	5.533	Alteamento do aterro.	2.0	5.7	4.330	0.962	
30/06/13 06:00	-	5.530		0.3	6.0	4.327	0.000	
30/06/13 18:00	-	5.522		0.8	6.8	4.319	0.000	
01/07/13 10:00	-	5.515		0.7	7.5	4.312	0.000	
01/07/13 17:00	-	5.511		0.4	7.9	4.308	0.000	
03/07/13 07:00	-	5.496		1.5	9.4	4.293	0.000	
04/07/13 08:30 ⁽¹⁾	-	5.496		0.0	9.4	4.293	0.000	
05/07/13 07:00 ⁽¹⁾	-	5.488		0.8	10.2	4.285	0.000	4.152
05/07/13 07:00 ⁽¹⁾	5.350	6.511	Introduzida haste com 1.023m. Alteamento do aterro.	0.0	10.2	5.350	1.065	
05/07/13 19:00	-	6.510		0.1	10.3	5.349	0.000	
06/07/13 07:00	-	6.500		1.0	11.3	5.339	0.000	
07/07/13 07:00	-	6.495		0.5	11.8	5.334	0.000	
08/07/13 07:00	-	6.487		0.8	12.6	5.326	0.000	
09/07/13 07:00	-	6.480		0.7	13.3	5.319	0.000	

⁽¹⁾ De acordo com as medições de poropressão e de recalque este alteamento foi iniciado no dia 04/07 após as 07h30 e às 17h30 a maior parte, senão todo, o alteamento já havia sido realizado.

Tabela A1.1 (continuação)

PLACA DE RECALQUE PR-1								
Dados recebidos				Valores calculados				
Data	Cota do topo do aterro (m)	Cota do topo das hastes (m)	Observação	Recalque (cm)		Cota do aterro corrigida (m)	Altura de aterro adicionada (m)	
				entre leituras	total		entre leituras	total
09/07/13 17:00	5.850	6.479	Alteamento do aterro.	0.1	13.4	5.849	0.531	4.683
10/07/13 07:00	-	6.463		1.6	15.0	5.833	0.000	
10/07/13 07:30	-	7.500	Introduzida haste com 1.037m. Da planilha na pasta "13.07.10 noite" em diante o horário que consta é 7:00	0.0	15.0	5.833	0.000	
10/07/13 19:00	-	7.498		0.2	15.2	5.831	0.000	
11/07/13 07:00	-	7.495		0.3	15.5	5.828	0.000	
12/07/13 07:00	-	7.489		0.6	16.1	5.822	0.000	
13/07/13 07:00	-	7.478		1.1	17.2	5.811	0.000	
14/07/13 07:00	-	7.475		0.3	17.5	5.808	0.000	
15/07/13 07:00	-	7.469		0.6	18.1	5.802	0.000	
15/07/13 16:00	6.350	7.460	Alteamento do aterro.	0.9	19.0	6.341	0.548	5.231
16/07/13 04:00	-	7.450		1.0	20.0	6.331	0.000	
16/07/13 16:00	-	7.447		0.3	20.3	6.328	0.000	
17/07/13 16:00	-	7.437		1.0	21.3	6.318	0.000	
18/07/13 16:00	-	7.439		-0.2	21.1	6.320	0.000	
19/07/13 07:00	-	7.424		1.5	22.6	6.305	0.000	
19/07/13 07:00	-	8.454	Introduzida haste com 1.030m.	0.0	22.6	6.305	0.000	
19/07/13 14:10	-	8.449		0.5	23.1	6.300	0.000	
20/07/13 07:00	-	8.446		0.3	23.4	6.297	0.000	
22/07/13 07:00	-	8.431		1.5	24.9	6.282	0.000	
23/07/13 07:00	7.100	8.417	Alteamento do aterro.	1.4	26.3	7.086	0.818	6.049
23/07/13 18:00	-	8.416		0.1	26.4	7.085	0.000	
24/07/13 07:00	-	8.410		0.6	27.0	7.079	0.000	
27/07/13 07:00	-	8.398		1.2	28.2	7.067	0.000	
29/07/13 07:00	-	8.376		2.2	30.4	7.045	0.000	
30/07/13 07:00	-	8.373		0.3	30.7	7.042	0.000	
31/07/13 07:00	-	8.369		0.4	31.1	7.038	0.000	
01/08/13 07:00	7.700	8.352	Alteamento do aterro.	1.7	32.8	7.683	0.662	6.711
02/08/13 07:00	-	8.345		0.7	33.5	7.676	0.000	
05/08/13 07:00	-	8.330		1.5	35.0	7.661	0.000	
08/08/13 07:00	-	8.320		1.0	36.0	7.651	0.000	
12/08/13 07:00	-	8.300		2.0	38.0	7.631	0.000	
15/08/13 07:00	-	8.285		1.5	39.5	7.616	0.000	
19/08/13 07:00	-	8.270		1.5	41.0	7.601	0.000	
23/08/13 07:00	-	8.250		2.0	43.0	7.581	0.000	
02/09/13 07:00	-	8.220	Última leitura	3.0	46.0	7.551	0.000	

Tabela A1.2 Recalques e cota do aterro calculados a partir das leituras da PR-2

PLACA DE RECALQUE PR-2								
Dados recebidos				Valores calculados				
Data	Cota do topo do aterro (m)	Cota do topo das hastes (m)	Observação	Recalque (cm)		Cota do aterro corrigida (m)	Altura de aterro adicionada (m)	
				entre leituras	total		entre leituras	total
12/06/13 07:30	1.300	3.655		-	-	-	-	-
12/06/13 14:00	2.500	3.430	Alteamento do aterro.	-	-	-	-	-
13/06/13 02:20	-	3.424		-	-	-	-	-
20/06/13 15:20	1.300	3.511	Aterro já removido.	0.0	0.0	1.300	0.000	0.000
20/06/13 19:00	2.000	3.510	Alteamento do aterro.	0.1	0.1	1.999	0.700	0.700
21/06/13 07:00	-	3.507		0.3	0.4	1.996	0.000	
21/06/13 19:00	-	3.503		0.4	0.8	1.992	0.000	
24/06/13 12:00	-	3.503		0.0	0.8	1.992	0.000	
24/06/13 20:00	2.500	3.503	Alteamento do aterro.	0.0	0.8	2.500	0.508	1.208
25/06/13 08:00	-	3.503		0.0	0.8	2.500	0.000	
25/06/13 20:00	-	3.494	Esta leitura consta apenas da planilha na pasta "13.06.25 noite".	0.9	1.7	2.491	0.000	
27/06/13 12:00	-	3.493		0.1	1.8	2.490	0.000	
27/06/13 12:00	3.500	4.532	Introduzida haste com 1.039m. Alteamento do aterro.	0.0	1.8	3.500	1.010	2.218
28/06/13 00:00	-	4.523		0.9	2.7	3.491	0.000	
28/06/13 12:00	-	4.523		0.0	2.7	3.491	0.000	
28/06/13 12:00	-	5.551	Introduzida haste com 1.028m.	0.0	2.7	3.491	0.000	
29/06/13 08:00	-	5.549		0.2	2.9	3.489	0.000	3.079
29/06/13 18:00	4.350	5.528	Alteamento do aterro.	2.1	5.0	4.329	0.861	
30/06/13 06:00	-	5.523		0.5	5.5	4.324	0.000	
30/06/13 18:00	-	5.516		0.7	6.2	4.317	0.000	
01/07/13 10:00	-	5.513		0.3	6.5	4.314	0.000	
01/07/13 17:00	-	5.508		0.5	7.0	4.309	0.000	
03/07/13 07:00	-	5.491		1.7	8.7	4.292	0.000	
04/07/13 08:30 ⁽¹⁾	-	5.491		0.0	8.7	4.292	0.000	
05/07/13 07:00 ⁽¹⁾	-	5.485		0.6	9.3	4.286	0.000	
05/07/13 07:00 ⁽¹⁾	5.350	6.503	Introduzida haste com 1.028m. Alteamento do aterro.	0.0	9.3	5.350	1.064	4.143
05/07/13 19:00	-	6.501		0.2	9.5	5.348	0.000	
06/07/13 07:00	-	6.495		0.6	10.1	5.342	0.000	
07/07/13 07:00	-	6.489		0.6	10.7	5.336	0.000	
08/07/13 07:00	-	6.482		0.7	11.4	5.329	0.000	
09/07/13 07:00	-	6.475		0.7	12.1	5.322	0.000	

⁽¹⁾ De acordo com as medições de poropressão e de recalque este alteamento foi iniciado no dia 04/07 após as 07h30 e às 17h30 a maior parte, senão todo, o alteamento já havia sido realizado.

Tabela A1.2 (continuação)

PLACA DE RECALQUE PR-2								
Dados recebidos				Valores calculados				
Data	Cota do topo do aterro (m)	Cota do topo das hastes (m)	Observação	Recalque (cm)		Cota do aterro corrigida (m)	Altura de aterro adicionada (m)	
				entre leituras	total		entre leituras	total
09/07/13 17:00	5.850	6.475	Alteamento do aterro.	0.0	12.1	5.850	0.528	4.671
10/07/13 07:00	-	6.460		1.5	13.6	5.835	0.000	
10/07/13 07:30	-	7.497	Introduzida haste com 1.037m.	0.0	13.6	5.835	0.000	
10/07/13 19:00	-	7.495		0.2	13.8	5.833	0.000	
11/07/13 07:00	-	7.490		0.5	14.3	5.828	0.000	
12/07/13 07:00	-	7.482		0.8	15.1	5.820	0.000	
13/07/13 07:00	-	7.471		1.1	16.2	5.809	0.000	
14/07/13 07:00	-	7.468		0.3	16.5	5.806	0.000	
15/07/13 07:00	-	7.460		0.8	17.3	5.798	0.000	
15/07/13 16:00	6.350	7.454	Alteamento do aterro.	0.6	17.9	6.344	0.552	5.223
16/07/13 04:00	-	7.445		0.9	18.8	6.335	0.000	
16/07/13 16:00	-	7.440		0.5	19.3	6.330	0.000	
17/07/13 16:00	-	7.437		0.3	19.6	6.327	0.000	
18/07/13 16:00	-	7.440		-0.3	19.3	6.330	0.000	
19/07/13 07:00	-	7.418		2.2	21.5	6.308	0.000	
19/07/13 07:00	-	7.418		0.0	21.5	6.308	0.000	
19/07/13 14:10	-	7.413		0.5	22.0	6.303	0.000	
20/07/13 07:00	-	7.409		0.4	22.4	6.299	0.000	
22/07/13 07:00	-	7.396		1.3	23.7	6.286	0.000	
23/07/13 07:00	7.100	7.380	Alteamento do aterro.	1.6	25.3	7.084	0.814	6.037
23/07/13 18:00	-	7.380		0.0	25.3	7.084	0.000	
24/07/13 07:00	-	7.375		0.5	25.8	7.079	0.000	
27/07/13 07:00	-	7.366		0.9	26.7	7.070	0.000	
29/07/13 07:00	-	7.340		2.6	29.3	7.044	0.000	
30/07/13 07:00	-	7.336		0.4	29.7	7.040	0.000	
31/07/13 07:00	-	7.330		0.6	30.3	7.034	0.000	
01/08/13 07:00	7.700	7.315	Alteamento do aterro.	1.5	31.8	7.685	0.666	6.703
02/08/13 07:00	-	7.310		0.5	32.3	7.680	0.000	
05/08/13 07:00	-	7.300		1.0	33.3	7.670	0.000	
08/08/13 07:00	-	7.280		2.0	35.3	7.650	0.000	
12/08/13 07:00	-	7.260		2.0	37.3	7.630	0.000	
15/08/13 07:00	-	7.245		1.5	38.8	7.615	0.000	
19/08/13 07:00	-	7.225		2.0	40.8	7.595	0.000	
23/08/13 07:00	-	7.210		1.5	42.3	7.580	0.000	
02/09/13 07:00	-	7.180	Última leitura	3.0	45.3	7.550	0.000	

Tabela A1.3 Recalques e cota do aterro calculados a partir das leituras da PR-3

PLACA DE RECALQUE PR-3								
Dados recebidos				Valores calculados				
Data	Cota do topo do aterro (m)	Cota do topo das hastes (m)	Observação	Recalque (cm)		Cota do aterro corrigida (m)	Altura de aterro adicionada (m)	
				entre leituras	total		entre leituras	total
12/06/13 07:30	1.300	3.485		-	-	-	-	-
12/06/13 14:00	2.500	3.470	Alteamento do aterro.	-	-	-	-	-
13/06/13 02:20	-	3.466		-	-	-	-	-
20/06/13 15:20	1.300	3.547	Aterro já removido.	0.0	0.0	1.300	0.000	0.000
20/06/13 19:00	2.100	3.546	Alteamento do aterro.	0.1	0.1	2.099	0.800	0.800
21/06/13 07:00	-	3.543		0.3	0.4	2.096	0.000	
21/06/13 19:00	-	3.540		0.3	0.7	2.093	0.000	
24/06/13 12:00	-	3.538		0.2	0.9	2.091	0.000	
24/06/13 20:00	2.400	3.536	Alteamento do aterro.	0.2	1.1	2.398	0.309	1.109
25/06/13 08:00	-	3.534		0.2	1.3	2.396	0.000	
25/06/13 20:00	-	3.524		1.0	2.3	2.386	0.000	
27/06/13 12:00	-	3.521		0.3	2.6	2.383	0.000	
27/06/13 12:00	3.400	4.550	Introduzida haste com 1.029m. Alteamento do aterro.	0.0	2.6	3.400	1.017	2.126
28/06/13 00:00	-	4.544		0.6	3.2	3.394	0.000	
28/06/13 12:00	-	4.540		0.4	3.6	3.390	0.000	
28/06/13 12:00	-	5.573	Introduzida haste com 1.033m.	0.0	3.6	3.390	0.000	
29/06/13 08:00	-	5.567		0.6	4.2	3.384	0.000	3.092
29/06/13 18:00	4.350	5.552	Alteamento do aterro.	1.5	5.7	4.335	0.966	
30/06/13 06:00	-	5.545		0.7	6.4	4.328	0.000	
30/06/13 18:00	-	5.539		0.6	7.0	4.322	0.000	
01/07/13 10:00	-	5.535		0.4	7.4	4.318	0.000	
01/07/13 17:00	-	5.532		0.3	7.7	4.315	0.000	
03/07/13 07:00	-	5.515		1.7	9.4	4.298	0.000	
04/07/13 08:30 ⁽¹⁾	-	5.515		0.0	9.4	4.298	0.000	
05/07/13 07:00 ⁽¹⁾	-	5.509		0.6	10.0	4.292	0.000	
05/07/13 07:00 ⁽¹⁾	5.350	6.528	Introduzida haste com 1.019m. Alteamento do aterro.	0.0	10.0	5.350	1.058	4.150
05/07/13 19:00	-	6.527		0.1	10.1	5.349	0.000	
06/07/13 07:00	-	6.517		1.0	11.1	5.339	0.000	
07/07/13 07:00	-	6.510		0.7	11.8	5.332	0.000	
08/07/13 07:00	-	6.505		0.5	12.3	5.327	0.000	
09/07/13 07:00	-	6.498		0.7	13.0	5.320	0.000	

⁽¹⁾ De acordo com as medições de poropressão e de recalque este alteamento foi iniciado no dia 04/07 após as 07h30 e às 17h30 a maior parte, senão todo, o alteamento já havia sido realizado.

Tabela A1.3 (continuação)

PLACA DE RECALQUE PR-3								
Dados recebidos				Valores calculados				
Data	Cota do topo do aterro (m)	Cota do topo das hastes (m)	Observação	Recalque (cm)		Cota do aterro corrigida (m)	Altura de aterro adicionada (m)	
				entre leituras	total		entre leituras	total
09/07/13 17:00	5.850	6.494	Alteamento do aterro.	0.4	13.4	5.846	0.530	4.680
10/07/13 07:00	-	6.482		1.2	14.6	5.834	0.000	
10/07/13 07:30	-	7.518	Introduzida haste com 1.036m.	0.0	14.6	5.834	0.000	
10/07/13 19:00	-	7.516		0.2	14.8	5.832	0.000	
11/07/13 07:00	-	7.510		0.6	15.4	5.826	0.000	
12/07/13 07:00	-	7.505		0.5	15.9	5.821	0.000	
13/07/13 07:00	-	7.493		1.2	17.1	5.809	0.000	
14/07/13 07:00	-	7.491		0.2	17.3	5.807	0.000	
15/07/13 07:00	-	7.485		0.6	17.9	5.801	0.000	
15/07/13 16:00	6.350	7.482	Alteamento do aterro.	0.3	18.2	6.347	0.549	5.229
16/07/13 04:00	-	7.470		1.2	19.4	6.335	0.000	
16/07/13 16:00	-	7.467		0.3	19.7	6.332	0.000	
17/07/13 16:00	-	7.460		0.7	20.4	6.325	0.000	
18/07/13 16:00	-	7.462		-0.2	20.2	6.327	0.000	
19/07/13 07:00	-	7.446		1.6	21.8	6.311	0.000	
19/07/13 07:00	-	7.446		0.0	21.8	6.311	0.000	
19/07/13 14:10	-	7.442		0.4	22.2	6.307	0.000	
20/07/13 07:00	-	7.440		0.2	22.4	6.305	0.000	
22/07/13 07:00	-	7.426		1.4	23.8	6.291	0.000	
23/07/13 07:00	7.100	7.415	Alteamento do aterro.	1.1	24.9	7.089	0.809	6.038
23/07/13 18:00	-	7.413		0.2	25.1	7.087	0.000	
24/07/13 07:00	-	7.409		0.4	25.5	7.083	0.000	
27/07/13 07:00	-	7.397		1.2	26.7	7.071	0.000	
29/07/13 07:00	-	7.380		1.7	28.4	7.054	0.000	
30/07/13 07:00	-	7.370		1.0	29.4	7.044	0.000	
31/07/13 07:00	-	7.365		0.5	29.9	7.039	0.000	
01/08/13 07:00	7.700	7.355	Alteamento do aterro.	1.0	30.9	7.690	0.661	6.699
02/08/13 07:00	-	7.345		1.0	31.9	7.680	0.000	
05/08/13 07:00	-	7.335		1.0	32.9	7.670	0.000	
08/08/13 07:00	-	7.320		1.5	34.4	7.655	0.000	
12/08/13 07:00	-	7.299		2.1	36.5	7.634	0.000	
15/08/13 07:00	-	7.281		1.8	38.3	7.616	0.000	
19/08/13 07:00	-	7.270		1.1	39.4	7.605	0.000	
23/08/13 07:00	-	7.255		1.5	40.9	7.590	0.000	
02/09/13 07:00	-	7.225	Última leitura	3.0	43.9	7.560	0.000	

Anexo 2: Leituras dos piezômetros elétricos

Tabela A2.1 Leituras dos piezômetros elétricos

Data	Altura de aterro (m)		Carga piezométrica (m.c.a.)															
	Placas de recalque	A partir dos piezômetros	PZE-1A cota -5.60m	PZE-1B cota -9.60m	PZE-1C cota -12.60m	PZE-1D cota -18.60m	PZE-2A cota -5.60m	PZE-2B cota -9.60m	PZE-2C cota -12.60m	PZE-2D cota -18.60m	PZE-3A cota -5.60m	PZE-3B cota -9.60m	PZE-3C cota -12.60m	PZE-3D cota -18.60m	PZE-4A cota -5.60m	PZE-4B cota -9.60m	PZE-4C cota -12.60m	PZE-4D cota -18.60m
22/05/13 10:00	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	Instalação	-	-	-	-	-	-	-	-
22/05/13 10:25	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	18.329	-	-	-	-	-	-	-	-
22/05/13 10:35	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	18.324	-	-	-	-	-	-	-	-
22/05/13 10:45	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	18.317	-	-	-	-	-	-	-	-
22/05/13 10:45	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	18.300	-	-	-	-	-	-	-	-
23/05/13 07:30	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	18.238	-	-	-	-	-	-	-	-
24/05/13 10:30	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	18.297	-	-	-	-	-	-	-	-
24/05/13 11:00	-	0.00	-	-	-	-	-	Instalação	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
24/05/13 11:40	-	0.00	-	-	-	-	-	6.138	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
24/05/13 14:05	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	Instalação	-	-	-	-	-	-	-	-
24/05/13 14:25	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	14.493	-	-	-	-	-	-	-	-
24/05/13 14:30	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	13.693	-	-	-	-	-	-	-	-
25/05/13 08:10	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	12.818	-	-	-	-	-	-	-	-
25/05/13 08:15	-	0.00	-	-	-	-	-	6.215	-	-	18.268	-	-	-	-	-	-	-
25/05/13 08:30	-	0.00	-	-	-	-	-	-	Instalação	-	-	-	-	-	-	-	-	-
25/05/13 08:50	-	0.00	-	-	-	-	-	-	11.242	-	-	-	-	-	-	-	-	-
25/05/13 09:00	-	0.00	-	-	-	-	-	-	11.074	-	-	-	-	-	-	-	-	-
25/05/13 09:10	-	0.00	-	-	-	-	-	-	11.090	-	-	-	-	-	-	-	-	-
25/05/13 10:30	-	0.00	Instalação	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
25/05/13 11:00	-	0.00	8.320	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
25/05/13 11:40	-	0.00	7.283	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
25/05/13 13:00	-	0.00	7.203	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
25/05/13 13:40	-	0.00	-	Instalação	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
27/05/13 08:00	-	0.00	6.363	9.591	-	-	-	6.218	10.597	12.745	18.208	-	-	-	-	-	-	-

Tabela A2.1 (continuação)

Data	Altura de aterro (m)		Carga piezométrica (m.c.a.)															
	Placas de recalque	A partir dos piezômetros	PZE-1A cota -5.60m	PZE-1B cota -9.60m	PZE-1C cota -12.60m	PZE-1D cota -18.60m	PZE-2A cota -5.60m	PZE-2B cota -9.60m	PZE-2C cota -12.60m	PZE-2D cota -18.60m	PZE-3A cota -5.60m	PZE-3B cota -9.60m	PZE-3C cota -12.60m	PZE-3D cota -18.60m	PZE-4A cota -5.60m	PZE-4B cota -9.60m	PZE-4C cota -12.60m	PZE-4D cota -18.60m
27/05/13 09:30	-	0.00	-	-	Instalação	Instalação	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
27/05/13 10:30	-	0.00	-	-	12.310	18.156	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
28/05/13 07:20	-	0.00	6.012	9.434	11.843	17.933	-	10.505	12.634	18.029	-	-	-	-	-	-	-	-
28/05/13 07:25	-	0.00	-	-	-	-	6.067	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
29/05/13 08:20	-	0.00	5.967	-	11.726	17.841	-	10.830	12.918	18.137	-	-	-	-	-	-	-	-
29/05/13 08:25	-	0.00	-	-	-	-	6.053	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
29/05/13 09:20	-	0.00	-	9.352	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
03/06/13 08:00	-	0.00	5.978	9.327	11.767	17.847	6.122	10.471	12.588	18.164	-	-	-	-	-	-	-	-
05/06/13 07:20	-	0.00	5.980	-	-	-	6.170	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
05/06/13 07:55	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Instalação
05/06/13 08:00	-	0.00	-	9.308	11.754	17.931	-	10.501	12.604	18.248	-	-	-	-	-	-	-	-
05/06/13 09:35	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Instalação	-
05/06/13 13:30	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Instalação	12.983	-	-
05/06/13 13:40	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	12.486	-
05/06/13 14:40	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	19.057
05/06/13 15:00	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Instalação	-	-	-	-
05/06/13 15:10	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	11.938	-	-
05/06/13 15:30	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	11.938	-	-
05/06/13 16:10	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5.596	-	-	-	-
06/06/13 07:30	-	0.00	5.969	9.295	11.757	17.942	6.161	10.477	12.579	18.259	-	-	-	-	5.029	10.623	11.820	19.032
07/06/13 07:20	-	0.00	6.011	9.339	11.794	17.933	6.188	10.511	12.609	18.251	-	-	-	-	-	-	-	-
07/06/13 07:30	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4.961	10.645	11.750	19.033
08/06/13 11:00	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Instalação	-	-	-	-	-	-
08/06/13 12:00	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	12.202	-	-	-	-	-	-

Tabela A2.1 (continuação)

Data	Altura de aterro (m)		Carga piezométrica (m.c.a.)															
	Placas de recalque	A partir dos piezômetros	PZE-1A cota -5.60m	PZE-1B cota -9.60m	PZE-1C cota -12.60m	PZE-1D cota -18.60m	PZE-2A cota -5.60m	PZE-2B cota -9.60m	PZE-2C cota -12.60m	PZE-2D cota -18.60m	PZE-3A cota -5.60m	PZE-3B cota -9.60m	PZE-3C cota -12.60m	PZE-3D cota -18.60m	PZE-4A cota -5.60m	PZE-4B cota -9.60m	PZE-4C cota -12.60m	PZE-4D cota -18.60m
08/06/13 12:40	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Instalação	-	-	-	-	-	-
08/06/13 14:00	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Instalação	-	-	-	-	-
08/06/13 14:20	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	6.083	-	-	-	-	-	-	-
08/06/13 15:30	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	14.929	-	-	-	-	-
10/06/13 07:00	-	0.00	5.965	9.284	11.762	17.873	6.156	10.444	12.550	18.186	-	-	14.929	-	4.855	10.322	11.613	18.972
10/06/13 09:20	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Instalação	-	-	-	-	-
10/06/13 11:20	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	18.322	-	-	-	-	-
11/06/13 07:00	-	0.00	5.880	9.231	11.641	17.851	6.030	10.411	12.548	18.175	5.499	12.875	-	-	-	-	-	-
11/06/13 15:30	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10.961	17.159	4.854	10.363	11.637	18.993
12/06/13 07:30	0.00	>0.00	6.221	9.231	11.641	17.926	6.120	10.671	12.915	18.252	5.508	12.883	10.976	17.234	4.852	10.395	11.686	19.028
12/06/13 14:00	1.20	1.20	6.813	10.208	12.336	17.941	6.316	11.243	13.597	18.259	5.880	13.129	11.277	17.266	4.916	10.599	11.847	19.098
13/06/13 02:10	1.20	1.20	6.430	9.880	12.051	17.870	6.154	10.935	13.301	18.187	5.685	12.955	11.085	17.166	4.841	10.463	11.719	19.000
13/06/13 14:20	-	1.20	6.333	9.798	11.976	17.852	6.102	10.853	13.195	18.171	5.685	12.906	11.022	17.145	4.804	10.430	11.694	18.979
14/06/13 08:30	-	1.20	6.240	9.674	11.892	17.864	6.026	10.681	12.979	18.179	5.685	12.883	10.984	17.191	4.774	10.365	11.640	19.030
17/06/13 10:00	-	0.00	5.980	9.317	11.770	17.798	6.088	10.387	12.477	18.097	5.438	12.819	10.915	17.088	4.965	10.316	11.599	18.928
18/06/13 10:40	-	0.00	5.650	8.939	11.454	17.823	5.944	10.193	12.287	18.122	5.188	12.636	10.676	17.101	4.807	10.171	11.466	18.943
19/06/13 08:10	-	>0.00	5.758	9.029	11.513	17.803	5.959	10.234	12.331	18.117	5.209	12.677	10.700	17.098	4.787	10.181	11.468	18.941
20/06/13 19:00	0.80	0.80	6.132	9.523	11.780	17.787	6.017	10.633	12.887	18.104	5.371	12.742	10.838	17.077	4.739	10.250	11.520	18.922
21/06/13 07:00	0.80	0.80	5.936	9.344	11.656	17.740	5.952	10.465	12.706	18.053	5.278	12.666	10.752	17.039	4.717	10.172	11.449	18.883
21/06/13 19:00	0.80	0.80	5.824	9.231	11.559	17.677	5.869	10.351	12.577	17.991	5.186	12.578	10.665	16.980	4.644	10.093	11.375	18.821
24/06/13 12:00	0.80	>0.80	5.977	9.350	11.732	18.062	6.063	10.461	12.613	18.333	5.337	12.812	10.828	17.315	4.825	10.242	11.529	19.169
24/06/13 20:00	1.11	1.11	6.391	9.803	12.012	18.285	6.141	10.839	13.111	18.539	5.546	13.000	11.008	17.462	4.825	10.401	11.673	19.317
25/06/13 08:00	1.11	1.11	6.107	9.564	11.803	17.957	5.996	10.615	12.899	18.241	5.399	12.777	10.858	17.167	4.732	10.276	11.554	19.007
25/06/13 20:00	1.11	1.11	6.056	9.496	11.757	18.078	5.943	10.556	12.825	18.353	5.338	12.794	10.808	17.287	4.687	10.247	11.526	19.131

Tabela A2.1 (continuação)

Data	Altura de aterro (m)		Carga piezométrica (m.c.a.)															
	Placas de recalque	A partir dos piezômetros	PZE-1A cota -5.60m	PZE-1B cota -9.60m	PZE-1C cota -12.60m	PZE-1D cota -18.60m	PZE-2A cota -5.60m	PZE-2B cota -9.60m	PZE-2C cota -12.60m	PZE-2D cota -18.60m	PZE-3A cota -5.60m	PZE-3B cota -9.60m	PZE-3C cota -12.60m	PZE-3D cota -18.60m	PZE-4A cota -5.60m	PZE-4B cota -9.60m	PZE-4C cota -12.60m	PZE-4D cota -18.60m
26/06/13 08:00	-	1.11	5.996	9.444	12.081	17.762	5.928	10.492	12.750	18.070	5.305	12.680	10.775	17.105	4.676	10.199	11.482	18.959
27/06/13 12:00	2.13	2.13	6.040	10.468	12.471	18.005	6.337	11.302	12.490	18.290	5.762	13.049	11.177	17.316	4.789	10.499	11.750	19.165
28/06/13 00:00	2.13	2.13	6.829	10.222	12.253	17.816	6.202	11.095	13.513	18.116	5.684	12.924	11.074	17.166	4.743	10.417	11.679	19.017
28/06/13 12:00	2.13	2.13	6.715	10.118	12.170	17.908	6.140	11.009	13.390	18.192	5.642	12.918	11.034	17.266	4.718	10.388	11.657	19.127
29/06/13 08:00	2.13	2.13	6.594	10.003	12.088	17.719	6.091	10.891	13.242	18.018	5.562	12.803	10.964	17.094	4.697	10.338	11.614	18.949
29/06/13 18:00	3.09	3.09	7.760	10.884	12.791	17.793	6.434	11.613	14.060	18.093	5.937	13.060	11.278	17.113	4.733	10.541	11.780	18.955
30/06/13 06:00	3.09	3.09	7.541	10.750	12.648	17.760	6.359	11.504	13.930	18.059	5.941	13.018	11.246	17.097	4.738	10.514	11.763	18.945
30/06/13 18:00	3.09	3.09	7.446	10.684	12.612	17.746	6.356	11.453	13.859	18.045	5.939	12.998	11.230	17.082	4.762	10.498	11.754	18.931
01/07/13 10:00	3.09	3.09	7.333	10.598	12.544	17.750	6.326	11.381	13.762	18.047	5.924	12.993	11.202	17.073	4.766	10.488	11.750	18.920
01/07/13 17:00	3.09	>3.09	7.336	10.595	12.546	17.750	6.327	11.438	13.759	18.045	5.925	12.992	11.204	17.074	4.766	10.489	11.747	18.922
03/07/13 07:00	3.09	>3.09	7.238	10.544	12.550	17.776	6.403	11.341	13.677	18.072	5.999	13.060	11.251	17.124	4.923	10.555	11.828	18.979
04/07/13 07:30	-	>3.09	7.177	10.512	12.495	17.812	6.363	11.309	13.649	18.040	5.958	13.046	11.223	17.176	4.895	10.567	11.846	19.037
04/07/13 17:20	-	4.15	8.192	11.253	13.082	17.900	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
04/07/13 17:30	-	4.15	-	-	-	-	6.750	11.936	14.325	18.191	6.194	13.257	11.456	17.286	4.940	10.743	12.008	19.147
05/07/13 07:00	4.15	4.15	8.200	11.199	13.011	17.840	6.618	11.908	14.281	18.125	6.326	13.280	11.515	17.245	4.942	10.766	12.024	19.109
05/07/13 19:00	4.15	4.15	8.063	11.066	12.890	17.793	6.514	11.805	14.170	18.078	6.249	13.201	11.440	17.217	4.868	10.693	11.955	19.080
06/07/13 07:00	4.15	4.15	7.948	10.980	12.829	17.735	6.472	11.731	14.092	18.024	6.216	13.156	11.406	17.145	4.856	10.661	11.912	19.003
07/07/13 07:00	4.15	4.15	7.860	10.894	12.776	17.681	6.454	11.649	14.013	17.971	6.183	13.119	11.380	17.075	4.866	10.614	11.886	18.932
08/07/13 07:00	4.15	>4.15	7.848	10.878	12.775	17.697	6.477	11.656	14.022	17.989	6.206	13.169	11.404	17.082	4.905	10.644	11.920	18.939
09/07/13 07:00	4.15	>4.15	7.788	10.811	12.698	17.720	6.405	11.603	13.968	18.009	6.188	13.124	11.367	17.103	4.852	10.648	11.922	18.966
09/07/13 17:00	4.68	4.68	8.186	11.145	12.946	17.766	6.613	11.889	14.275	18.058	6.251	13.185	11.445	17.136	4.863	10.700	11.956	18.980
10/07/13 08:00	-	4.68	8.240	11.097	12.895	17.738	6.505	11.845	14.233	18.027	6.312	13.205	11.480	17.120	4.864	10.708	11.983	18.981
10/07/13 19:00	4.68	4.68	8.165	11.018	12.824	17.722	6.450	11.794	14.187	17.998	6.281	13.164	11.444	17.089	4.821	10.669	11.931	18.946
11/07/13 07:00	4.68	4.68	8.124	10.987	12.801	17.692	6.440	11.771	14.161	17.980	6.293	13.163	11.449	17.077	4.833	10.661	11.928	18.933

Tabela A2.1 (continuação)

Data	Altura de aterro (m)		Carga piezométrica (m.c.a.)															
	Placas de recalque	A partir dos piezômetros	PZE-1A cota -5.60m	PZE-1B cota -9.60m	PZE-1C cota -12.60m	PZE-1D cota -18.60m	PZE-2A cota -5.60m	PZE-2B cota -9.60m	PZE-2C cota -12.60m	PZE-2D cota -18.60m	PZE-3A cota -5.60m	PZE-3B cota -9.60m	PZE-3C cota -12.60m	PZE-3D cota -18.60m	PZE-4A cota -5.60m	PZE-4B cota -9.60m	PZE-4C cota -12.60m	PZE-4D cota -18.60m
12/07/13 07:00	4.68	4.68	8.025	10.900	12.730	17.651	6.374	11.705	14.100	17.939	6.249	13.121	11.422	17.037	4.798	10.625	11.893	18.896
13/07/13 07:00	4.68	4.68	7.923	10.817	12.665	17.586	6.340	11.641	14.031	17.873	6.203	13.076	11.399	16.978	4.774	10.583	11.856	18.837
14/07/13 07:00	4.68	4.68	7.858	10.760	12.627	17.526	6.319	11.594	13.986	17.810	6.165	13.033	11.378	16.939	4.765	10.543	11.819	18.797
15/07/13 07:00	4.68	4.68	7.802	10.697	12.557	17.521	6.279	11.545	13.937	17.739	6.134	12.980	11.344	16.879	4.732	10.501	11.776	18.739
15/07/13 16:00	5.23	5.23	8.685	11.332	13.040	17.525	6.539	12.035	14.497	17.807	6.383	13.172	11.567	16.946	4.766	10.669	11.923	18.807
16/07/13 04:00	5.23	5.23	8.584	11.266	12.975	17.533	6.474	12.085	14.609	17.813	6.411	13.190	11.608	16.968	4.790	10.679	11.934	18.834
16/07/13 16:00	5.23	5.23	8.540	11.233	12.937	17.521	6.438	12.067	14.600	17.784	6.396	13.164	11.593	16.961	4.771	10.654	11.909	18.833
17/07/13 16:00	5.23	5.23	8.413	11.139	12.873	17.476	6.391	12.025	14.558	17.749	6.378	13.124	11.572	16.916	4.748	10.621	11.879	18.779
18/07/13 16:00	5.23	5.23	8.288	11.030	12.771	17.439	6.306	11.933	14.468	17.712	6.294	13.056	11.511	16.872	4.682	10.555	11.814	18.730
19/07/13 07:00	5.23	>5.23	8.293	11.043	12.785	17.449	6.329	11.941	14.474	17.717	6.306	13.074	11.527	16.902	4.696	10.565	11.827	18.767
20/07/13 07:00	5.23	>5.23	8.255	11.005	12.754	17.436	6.313	11.908	14.445	17.708	6.289	13.065	11.504	16.894	4.690	10.559	11.824	18.763
22/07/13 07:00	5.23	>5.23	8.251	10.937	12.713	17.398	6.306	11.855	14.379	17.673	6.257	13.018	11.477	16.838	4.695	10.539	11.803	18.699
23/07/13 07:00	6.04	6.04	8.767	11.359	13.036	17.474	6.475	12.226	14.830	17.744	6.465	13.159	11.649	16.933	4.746	10.645	11.897	18.798
23/07/13 17:40	-	6.04	8.777	11.353	13.031	17.470	6.465	12.224	14.835	-	6.468	13.147	11.650	16.932	4.741	10.631	11.883	18.798
24/07/13 07:00	6.04	>6.04	8.756	11.372	13.069	17.503	6.526	12.262	14.854	17.768	6.517	13.201	11.691	16.946	4.793	10.687	11.940	18.813
27/07/13 07:00	6.04	>6.04	8.562	11.353	13.111	17.491	6.655	12.262	14.817	17.754	6.571	13.220	11.729	16.949	4.924	10.743	12.001	18.820
29/07/13 07:00	6.04	>6.04	8.498	11.324	13.084	17.472	6.672	12.227	14.763	17.740	6.509	13.195	11.694	16.926	4.918	10.705	11.971	18.797
30/07/13 07:00	6.04	>6.04	8.447	11.278	13.024	17.500	6.621	12.193	14.735	17.760	6.492	13.180	11.660	16.998	4.862	10.710	11.965	18.878
31/07/13 08:00	-	>6.04	8.370	11.205	12.960	17.448	6.625	12.129	14.673	17.712	6.422	13.113	11.601	16.922	4.820	10.657	11.922	19.032
01/08/13 07:00	6.70	6.70	8.871	11.580	13.200	17.430	6.794	12.446	15.074	17.687	6.602	13.178	11.714	16.949	4.784	10.677	11.933	18.834
02/08/13 07:00	6.70	6.70	8.763	11.495	13.125	17.400	6.737	12.385	15.007	17.653	6.537	13.118	11.659	16.940	4.738	10.632	11.882	18.823
05/08/13 07:00	6.70	6.70	8.639	11.432	13.102	17.409	6.809	12.341	14.935	17.645	6.504	13.091	11.623	17.027	4.755	10.598	11.846	18.933
08/08/13 07:00	6.70	6.70	8.430	11.268	12.951	17.299	6.720	12.193	14.772	17.539	6.358	12.935	11.480	16.874	4.637	10.469	11.718	18.766
12/08/13 07:00	6.70	6.70	8.356	11.219	12.912	17.270	6.747	12.146	14.704	17.517	6.313	12.890	11.433	16.771	4.628	10.426	11.682	18.643

Tabela A2.1 (continuação)

Data	Altura de aterro (m)		Carga piezométrica (m.c.a.)															
	Placas de recalque	A partir dos piezômetros	PZE-1A cota -5.60m	PZE-1B cota -9.60m	PZE-1C cota -12.60m	PZE-1D cota -18.60m	PZE-2A cota -5.60m	PZE-2B cota -9.60m	PZE-2C cota -12.60m	PZE-2D cota -18.60m	PZE-3A cota -5.60m	PZE-3B cota -9.60m	PZE-3C cota -12.60m	PZE-3D cota -18.60m	PZE-4A cota -5.60m	PZE-4B cota -9.60m	PZE-4C cota -12.60m	PZE-4D cota -18.60m
15/08/13 07:00	6.70	>6.70?	8.322	11.227	12.896	17.328	6.829	12.186	14.753	17.571	6.314	12.902	11.424	16.844	4.626	10.456	11.705	18.726
19/08/13 07:00	6.70	>6.70?	8.281	11.235	12.931	17.262	7.088	12.194	14.724	17.500	6.311	12.875	11.429	16.782	4.681	10.449	11.699	18.662
23/08/13 07:00	6.70	>6.70?	8.072	11.066	12.742	17.228	6.859	12.023	14.532	17.440	6.148	12.719	11.276	16.762	4.536	10.314	11.567	18.629
02/09/13 07:00	6.70	>6.70?	7.969	11.052	12.695	17.042	6.944	11.959	14.423	17.280	6.035	12.603	11.190	16.538	4.474	10.220	11.463	18.407

Anexo 3: Leituras das cotas dos pinos de recalque e valores de recalque correspondentes

Tabela A3.1 Leituras das cotas dos pinos de recalque

Data	Cota (m)								
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
05/07/2013 19:00	1,4635	1,4747	1,4203	1,4745	1,4641	1,4191	1,4633	1,4349	1,4429
06/07/2013 07:00	1,4633	1,4744	1,4201	1,4744	1,4635	1,4188	1,4635	1,4349	1,4428
07/07/2013 07:00	1,4635	1,4746	1,4202	1,4745	1,4635	1,4189	1,4638	1,4347	1,4429
08/07/2013 07:00	1,4633	1,4744	1,4201	1,4743	1,4633	1,4187	1,4635	1,4345	1,4426
09/07/2013 07:00	1,4635	1,4745	1,4203	1,4744	1,4635	1,4190	1,4634	1,4345	1,4426
10/07/2013 07:00	1,4630	1,4736	1,4195	1,4737	1,4624	1,4183	1,4624	1,4332	1,4420
10/07/2013 19:00	1,4631	1,4738	1,4197	1,4737	1,4627	1,4185	1,4624	1,4335	1,4423
11/07/2013 07:00	1,4629	1,4738	1,4197	1,4737	1,4627	1,4185	1,4622	1,4335	1,4421
12/07/2013 07:00	1,4623	1,4734	1,4192	1,4734	1,4623	1,4180	1,4619	1,4330	1,4417
13/07/2013 07:00	1,4633	1,4738	1,4202	1,4739	1,4633	1,4181	1,4620	1,4337	1,4422
14/07/2013 07:00	1,4626	1,4738	1,4195	1,4735	1,4625	1,4182	1,4617	1,4332	1,4418
15/07/2013 07:00	1,4625	1,4735	1,4193	1,4733	1,4623	1,4177	1,4617	1,4330	1,4415
15/07/2013 16:00	1,4626	1,4735	1,4195	1,4735	1,4623	1,4178	1,4615	1,4332	1,4415
16/07/2013 04:00	1,4623	1,4734	1,4194	1,4733	1,4623	1,4178	1,4610	1,4330	1,4414
16/07/2013 16:00	1,4624	1,4734	1,4195	1,4734	1,4624	1,4178	1,4605	1,4331	1,4414
17/07/2013 16:00	1,4624	1,4735	1,4193	1,4732	1,4623	1,4176	1,4602	1,4329	1,4412
18/07/2013 16:00	1,4621	1,4733	1,4189	1,4728	1,4621	1,4172	1,4599	1,4323	1,4409
19/07/2013 07:00	1,4626	1,4734	1,4192	1,4731	1,4622	1,4173	1,4597	1,4328	1,4413
20/07/2013 07:00	1,4626	1,4737	1,4193	1,4730	1,4623	1,4175	1,4595	1,4324	1,4414
22/07/2013 07:00	1,4625	1,4736	1,4192	1,4730	1,4620	1,4174	1,4593	1,4322	1,4415
23/07/2013 07:00	1,4624	1,4735	1,4190	1,4729	1,4618	1,4172	1,4593	1,4320	1,4414
23/07/2013 18:00	1,4622	1,4730	1,4189	1,4721	1,4614	1,4168	1,4585	1,4315	1,4410
24/07/2013 07:00	1,4625	1,4728	1,4192	1,4724	1,4614	1,4171	1,4588	1,4318	1,4407
29/07/2013 07:00	1,4622	1,4726	1,4189	1,4722	1,4613	1,4168	1,4585	1,4315	1,4402
30/07/2013 07:00	1,4625	1,4728	1,4190	1,4724	1,4614	1,4168	1,4583	1,4317	1,4402
31/07/2013 07:00	1,4621	1,4726	1,4189	1,4723	1,4610	1,4164	1,4581	1,4315	1,4399
01/08/2013 07:00	1,4625	1,4726	1,4188	1,4724	1,4616	1,4165	1,4581	1,4316	1,4402
02/08/2013 07:00	1,4624	1,4726	1,4190	1,4726	1,4614	1,4165	1,4581	1,4316	1,4402
05/08/2013 07:00	1,4623	1,4724	1,4188	1,4724	1,4612	1,4162	1,4580	1,4313	1,4400
08/08/2013 07:00	1,4624	1,4724	1,4189	1,4725	1,4612	1,4162	1,4578	1,4314	1,4402
12/08/2013 07:00	1,4625	1,4724	1,4190	1,4725	1,4613	1,4162	1,4575	1,4314	1,4402
15/08/2013 07:00	1,4622	1,4724	1,4190	1,4722	1,4610	1,4159	1,4570	1,4310	1,4398
19/08/2013 07:00	1,4622	1,4725	1,4190	1,4724	1,4612	1,4160	1,4570	1,4311	1,4400
23/08/2013 07:00	1,4623	1,4725	1,4189	1,4725	1,4612	1,4158	1,4570	1,4310	1,4400
02/09/2013 07:00	1,4620	1,4722	1,4187	1,4721	1,4610	1,4158	1,4570	1,4311	1,4400

Tabela A3.2 Recalques acumulados dos pinos de recalque a partir de 05/07/13 calculados com base nas leituras de suas cotas

Data	Recalque acumulado a partir da primeira leitura em 05/07/13 (m)								
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
05/07/2013 19:00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
06/07/2013 07:00	0,2	0,3	0,2	0,1	0,6	0,3	-0,2	0,0	0,1
07/07/2013 07:00	0,0	0,1	0,1	0,0	0,6	0,2	-0,5	0,2	0,0
08/07/2013 07:00	0,2	0,3	0,2	0,2	0,8	0,4	-0,2	0,4	0,3
09/07/2013 07:00	0,0	0,2	0,0	0,1	0,6	0,1	-0,1	0,4	0,3
10/07/2013 07:00	0,5	1,1	0,8	0,8	1,7	0,8	0,9	1,7	0,9
10/07/2013 19:00	0,4	0,9	0,6	0,8	1,4	0,6	0,9	1,4	0,6
11/07/2013 07:00	0,6	0,9	0,6	0,8	1,4	0,6	1,1	1,4	0,8
12/07/2013 07:00	1,2	1,3	1,1	1,1	1,8	1,1	1,4	1,9	1,2
13/07/2013 07:00	0,2	0,9	0,1	0,6	0,8	1,0	1,3	1,2	0,7
14/07/2013 07:00	0,9	0,9	0,8	1,0	1,6	0,9	1,6	1,7	1,1
15/07/2013 07:00	1,0	1,2	1,0	1,2	1,8	1,4	1,6	1,9	1,4
15/07/2013 16:00	0,9	1,2	0,8	1,0	1,8	1,3	1,8	1,7	1,4
16/07/2013 04:00	1,2	1,3	0,9	1,2	1,8	1,3	2,3	1,9	1,5
16/07/2013 16:00	1,1	1,3	0,8	1,1	1,7	1,3	2,8	1,8	1,5
17/07/2013 16:00	1,1	1,2	1,0	1,3	1,8	1,5	3,1	2,0	1,7
18/07/2013 16:00	1,4	1,4	1,4	1,7	2,0	1,9	3,4	2,6	2,0
19/07/2013 07:00	0,9	1,3	1,1	1,4	1,9	1,8	3,6	2,1	1,6
20/07/2013 07:00	0,9	1,0	1,0	1,5	1,8	1,6	3,8	2,5	1,5
22/07/2013 07:00	1,0	1,1	1,1	1,5	2,1	1,7	4,0	2,7	1,4
23/07/2013 07:00	1,1	1,2	1,3	1,6	2,3	1,9	4,0	2,9	1,5
23/07/2013 18:00	1,3	1,7	1,4	2,4	2,7	2,3	4,8	3,4	1,9
24/07/2013 07:00	1,0	1,9	1,1	2,1	2,7	2,0	4,5	3,1	2,2
29/07/2013 07:00	1,3	2,1	1,4	2,3	2,8	2,3	4,8	3,4	2,7
30/07/2013 07:00	1,0	1,9	1,3	2,1	2,7	2,3	5,0	3,2	2,7
31/07/2013 07:00	1,4	2,1	1,4	2,2	3,1	2,7	5,2	3,4	3,0
01/08/2013 07:00	1,0	2,1	1,5	2,1	2,5	2,6	5,2	3,3	2,7
02/08/2013 07:00	1,1	2,1	1,3	1,9	2,7	2,6	5,2	3,3	2,7
05/08/2013 07:00	1,2	2,3	1,5	2,1	2,9	2,9	5,3	3,6	2,9
08/08/2013 07:00	1,1	2,3	1,4	2,0	2,9	2,9	5,5	3,5	2,7
12/08/2013 07:00	1,0	2,3	1,3	2,0	2,8	2,9	5,8	3,5	2,7
15/08/2013 07:00	1,3	2,3	1,3	2,3	3,1	3,2	6,3	3,9	3,1
19/08/2013 07:00	1,3	2,2	1,3	2,1	2,9	3,1	6,3	3,8	2,9
23/08/2013 07:00	1,2	2,2	1,4	2,0	2,9	3,3	6,3	3,9	2,9
02/09/2013 07:00	1,5	2,5	1,6	2,4	3,1	3,3	6,3	3,8	2,9