

Aplicação de Técnicas Computacionais Baseadas no Método da Extremidade Livre na Avaliação de uma Contenção no DF

Cunha, R.P. & Pereira, J.H.F. (*In Memoriam*)

Universidade de Brasília, Dept. Eng. Civil e Ambiental, Brasília-DF, rpcunha@unb.br

Silva, C.M.

EMBRE Engenharia Ltda., Brasília-DF, carlos@embre.com.br

Resumo: Este trabalho apresenta o estudo do comportamento de uma estrutura de contenção tipo estaca justaposta assente na argila porosa não saturada do Distrito Federal, e a avaliação de seus resultados experimentais (instrumentação) via programas baseados no método da extremidade livre. Os programas adotados foram desenvolvidos sob a forma de uma planilha excel e sob a forma comercial do módulo “sheeting design” do software Geo4 da empresa Geofine Inc, ambos pertencentes à Área de Geotecnia da Universidade de Brasília. A comparação entre os programas e os respectivos dados da instrumentação são apresentados neste artigo.

Abstract: This work presents the study of the behavior of a retaining structure of the type sheetpiling wall, founded on the unsaturated porous clay of the Federal District, besides of the evaluation of its experimental (instrumentation) results via programs based on the free end method. The adopted programs were developed in terms of a spreadsheet excel and in terms of the comercial module “sheeting design” from the Geo4 software of the Geofine Inc., both belonging to the Geotechnical Area of the University of Brasília. The comparison between the programs and the instrumentation data is attained and presented in this paper.

1 INTRODUÇÃO

Os registros mais antigos de obras de contenção apontam para muros de alvenaria de argila contendo aterros na região sul da Mesopotâmia construídos por sumerianos entre 3.200 e 2.800 a.c. Obras construídas seguindo preceitos de engenharia moderna começaram a surgir apenas no início do século XVIII, fruto de trabalho de engenheiros franceses (ABMS 1998). Desde então, muito desenvolvimento ocorreu nesta área, em particular em aspectos relacionados com o conhecimento do comportamento da estrutura, via instrumentação específica, e de sua simulação durante sua fase de vida, via metodologias numéricas ou analíticas.

O presente trabalho, portanto, consistiu no estudo de uma estrutura de contenção do tipo cortina formada por estacas justapostas, por ser a mais usada atualmente no Distrito Federal. O uso de instrumentação neste tipo de estrutura de contenção buscou a definição dos esforços solicitantes de forma a subsidiar o dimensionamento das estacas. A pesquisa relacionada com o presente artigo foi pioneira no uso da instrumentação para fins de avaliação de estruturas de contenção no Distrito

Federal, tendo sido realizada em uma estrutura real, projetada para viabilizar a escavação em um setor de Brasília.

O trabalho teve, neste sentido, apoio financeiro e logístico da Empresa Embre Ltda e serviu igualmente como parte dos dados requeridos para elaboração da Dissertação de Mestrado do aluno Magalhães (2003), do Programa de Pós Graduação em Geotecnia da UnB. Esta Dissertação objetivou angariar dados e conhecimento específico para um melhor entendimento e possível dimensionamento de cortinas formadas por estacas justapostas, adaptando o método de cálculo da extremidade livre (Bowles 1968) às condições geotécnicas e hidrológicas do solo do Distrito Federal. Objetivou também um melhor conhecimento de ferramentas computacionais hoje disponíveis (e em franca utilização) na UnB para o projeto deste tipo de estrutura.

A cortina de estacas justapostas foi executada no mês de junho, época de estiagem no Distrito Federal, e foram instrumentados cinco níveis de profundidade em três estacas. A extensão total do maciço arrimado, na obra em questão, foi dividido em três trechos distintos, sendo que em cada trecho

variou-se o espaçamento e o fator de segurança (ficha) de projeto para se obter, assim, três condições diferentes de solicitações de esforços. Baseado nos dados da instrumentação realizada determinaram-se os momentos atuantes, e via medidas diretas, obtiveram-se os deslocamentos no topo de algumas das estacas. Através do método de extremidade livre (adaptado de Bowles 1968) e do mesmo método embutido no módulo do programa Geofine, ambos instalados em softwares próprios da Área de Geotecnia da UnB (planilha excel ou via pacote Geo4), foram feitas comparações com os valores instrumentados e com os resultados finais dos programas em si, que diferem ligeiramente entre si em alguns poucos aspectos simplificadoros – embora a metodologia analítica seja a mesma.

O trabalho, como será delineado a seguir, traz considerações práticas e acadêmicas de interesse aos projetistas da região ou de lugares semelhantes ao estudado.

2 ASPECTOS TEÓRICOS

2.1 Bowles (1968) Modificado

A solução de problemas em engenharia geotécnica requer que um maciço de solo submetido aos máximos esforços solicitantes apresente um comportamento que o mantenha, dentro de critérios de aceitação de estética, de funcionalidade e de segurança, compatíveis com normas existentes. Exige-se portanto que a modelagem constitutiva do solo seja definida e que se permita que previsões de comportamento futuro da obra sejam elaboradas e que as alternativas de otimização custo/benefício sejam avaliadas.

Do ponto de vista da Mecânica dos Solos Não Saturados, o estado de tensões no interior de um maciço de solo pode ser descrito pelas variáveis de tensão ($\sigma - u_a$) e $(u_a - u_w)$, onde a primeira representa a tensão líquida e a segunda é a sucção mátrica.

O comportamento mecânico dos solos é função destas variáveis. A sucção, por sua vez, é função da diferença das pressões de ar e água nos vazios do solo e é estritamente relacionada com o ambiente ao redor, sendo de interesse na análise de problemas de engenharia geotécnica.

Neste trabalho o dimensionamento da cortina de estacas justapostas foi realizado utilizando-se o método da extremidade livre, combinando-se as formulações disponíveis para um solo com coesão e atrito. Neste método, determinam-se o comprimento da ficha necessária e os diagramas de pressões ativa e passiva atuantes na cortina, utilizando-se o método do equilíbrio limite no sistema maciço-cortina.

Os coeficientes de empuxo de terra ativo e passivo para os solos não saturados podem ser determinados pela hipótese de que o solo está no estado de equilíbrio limite (Fredlund e Rahardjo 1993). As equações de empuxo ativo e passivo para um elemento de solo não saturado utilizam-se da teoria de Rankine.

Utilizando-se destas equações pode-se calcular as tensões horizontais considerando-se que todo o acréscimo de resistência devido à sucção está incluso no intercepto de coesão total “c”. É possível se observar que, com o aumento da coesão, devido à sucção, a zona de “tração” entre o solo e a contenção tende a aumentar, ou seja, o ponto onde ocorre a tensão horizontal nula tende a aprofundar-se, o que reduz o diagrama de empuxo ativo que solicita a contenção. Analogamente, o empuxo passivo, na parte enterrada da cortina, aumenta em resposta a um aumento da sucção. Portanto, pode-se verificar que devido à coesão total, cuja majoração está relacionada ao aumento da sucção mátrica, há um aumento no valor do empuxo passivo e uma redução na magnitude do empuxo ativo. Em ambos os casos há uma alteração no ponto de aplicação da resultante do empuxo. Neste trabalho o dimensionamento da cortina de contenção também considerou a sucção como sendo constante com a profundidade.

Os detalhes da metodologia aqui apresentada, inclusive as equações de cálculo, podem ser encontradas em Magalhães (2003).

Uma rotina de cálculo dos esforços atuantes na cortina foi desenvolvida por Pereira em 2000 (comunicação pessoal) em uma planilha excel, sendo aqui ampliada de forma a agilizar o cálculo. A Figura 1 mostra um esboço da tabela utilizada para o cálculo de cortinas em balanço sem trincas no terrapleno, sendo que os dados de entrada devem ser inseridos nas células destacadas, as quais estão especificadas abaixo:

q = sobrecarga que atua no terrapleno;

c = coesão total do solo, levando-se em conta a sucção matricial;

ϕ = ângulo de atrito do solo;

γ = peso específico do solo;

FS_{ficha} = fator de segurança aplicado à ficha;

FS_{passivo} = fator de segurança aplicado ao coeficiente de empuxo passivo;

Y = distância entre o pé da estaca e o ponto onde a pressão horizontal é nula. Na planilha este valor deve ser determinado por tentativas, até a célula amarela (“Equação Y”), que contém a eq resultante do somatório, de quarta ordem, iguale-se a zero.

O restante das variáveis são determinadas automaticamente. Abaixo se encontra o significado de cada uma e como são determinadas:

K_a = coeficiente de empuxo ativo;

K_p = coeficiente de empuxo passivo;
 K' = diferença entre o coeficiente de empuxo passivo e ativo;

Coeficiente C = é o valor de K' multiplicado pelo peso específico;

Ficha = valor de embutimento abaixo do nível de escavação;

Altura equivalente = transforma o valor da sobrecarga em altura equivalente de solo, dividindo a sobrecarga atuante no terrapleno pelo específico do solo;

p_a = pressão ativa no nível da escavação, considerando coesão e sobrecarga;

Ea_1 = resultante do empuxo ativo acima do nível da escavação;

a = distância entre o nível de escavação e o ponto onde a tensão horizontal é nula. Esse valor é determinado dividindo p_a pelo coeficiente C ;

Ea_2 = resultante do empuxo ativo abaixo do nível da escavação;

R_a = resultante do empuxo ativo, sendo obtido somando Ea_1 com Ea_2 ;

\bar{y} = localização do ponto de aplicação da resultante ativa;

$p_p = p'p = p''p$ = pressões passivas;

z = valor encontrado fazendo o somatório das forças horizontais igual a zero;

Após atender as condições do somatório das forças horizontais e do momento na base ser igual a zero, obtém-se o comprimento final da ficha. De posse do comprimento total da estaca, e das forças atuantes, calcula-se os valores dos momentos ao longo da estaca.

2.2 Módulo “Sheeting Design” do Geo4

O programa Geofine para cálculo de contenções tipo estacas justapostas permite, usando-se das equações

estáticas de equilíbrio, determinar o comprimento de embutimento da estrutura no solo. O cálculo das forças internas na estrutura é determinada simultaneamente com as forças desenvolvidas nos tirantes. O programa não determina o deslocamento de campo e a análise do programa pode ser dividida em dois grupos: análise de estruturas em balanço e análise de estruturas ancoradas.

Uma cortina de estaca justapostas sem ancoragem é analisada considerando-se uma pressão ativa atuando na parte de trás da estrutura, e uma pressão passiva atuando na frente. Usando-se o processo de interação, o programa procura um ponto na estrutura para que a condição de equilíbrio dos momentos seja satisfeita, $M_{\text{tombamento}} = M_{\text{resistente}}$. Uma vez que a condição é satisfeita, o programa localiza o pé da estrutura para que o equilíbrio das forças horizontais seja atendido (estimativa do comprimento de embutimento). Este procedimento difere do método da extremidade livre apresentado no subitem anterior, onde as condições de somatório de momentos e de forças horizontais iguais a zero são atendidas simultaneamente.

Na caixa de diálogo da análise, existem duas alternativas que podem ser consideradas na análise da estrutura. Quando se opta pela opção de pressão mínima de dimensionamento, o programa assume que a pressão mínima horizontal é de $0,2 \cdot p_z$ (onde p_z é a pressão vertical). Além disto, o coeficiente de redução da pressão passiva pode ser colocado como um valor menor ou igual a 1.

Nas análises com este programa, aqui efetuadas, utilizou-se a opção de não se considerar uma pressão mínima de dimensionamento.

A Figura 2, a seguir, apresenta o esquema gráfico de entrada e resultados de uma análise hipotética realizada com o módulo aqui mencionado.

Cortina em Balanço				
Sobrecarga =		kN/m ²	Altura equi. =	m
C =		kPa	$p_a =$	kN/m ²
??			$Ea_1 =$	kN/m
H =		m	$a =$	m
??		kN/m ³	$Ea_2 =$	kN/m
FS ficha =			$R_a =$	kN/m
FS $K_{\text{passivo}} =$			$y_{\text{barra}} =$	m
Y =		m	$p'_p =$	kN/m ²
Equação Y =			$p_p =$	kN/m ²
$K_a =$			$p''_p =$	kN/m ²
$K_p =$			$z =$	m
$K' =$? Fh = 0	Ok!
Coeficiente C =			? M base = 0	Ok!
Ficha =		m	Ficha final =	m

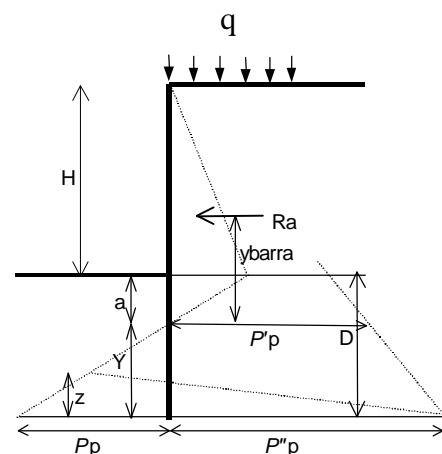


Figura 1: Planilha para cálculo de esforços de cortina em balanço sem trincas de tração

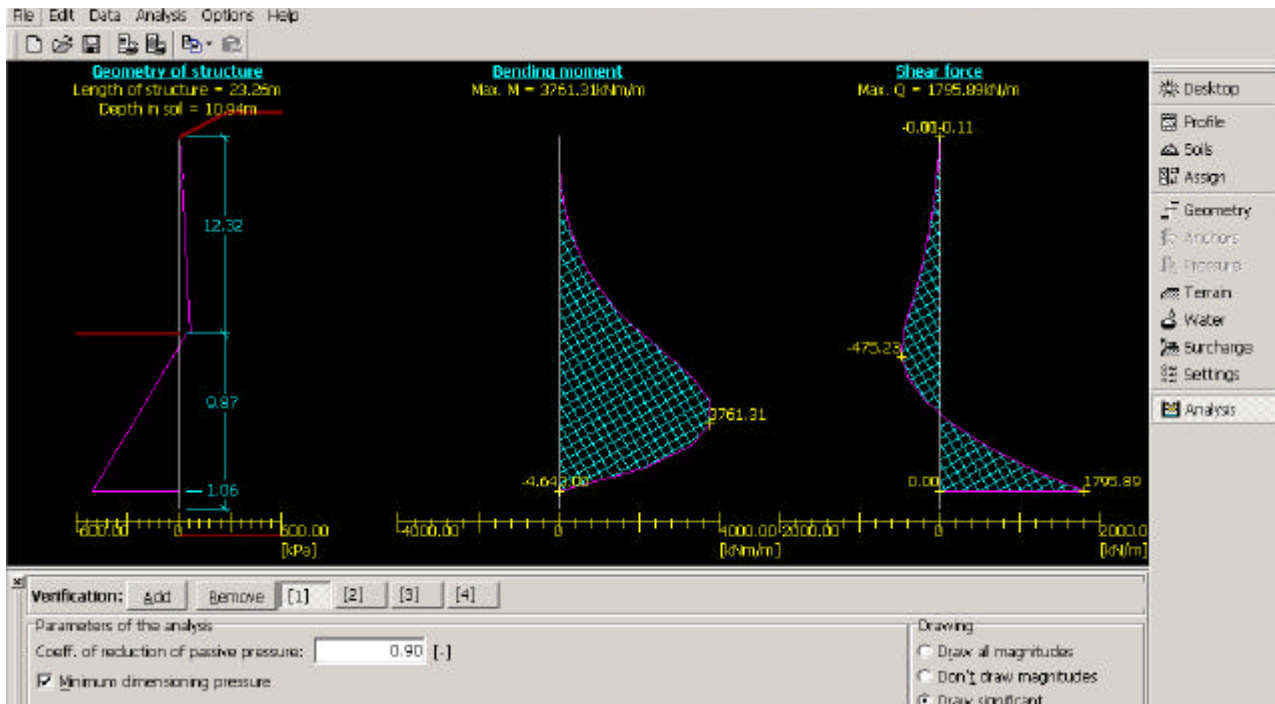


Figura 2: Detalhe de saída e layout de apresentação do módulo “sheeting design” do programa Geo4

3 DETALHES DA OBRA ANALISADA

3.1 Localização e Painéis

A estrutura de contenção composta de estacas justapostas (escavada mecanicamente tipo “trado espiral”) foi construída em uma obra assente na Feira dos Importados, no Setor de Indústria e Abastecimento da cidade de Brasília. A mesma serviu de contenção provisória a uma obra de edificação (garagem) realizada no local, tendo sido executada e dimensionada para a contenção de uma escavação com 4 m de altura e 40 m de extensão. A mesma foi subdividida em três trechos, conforme a Figura 3, tendo sido dimensionada levando-se em conta parâmetros geotécnicos convencionais para o solo local com a parcela coesiva contando com a contribuição da sucção matricial, face ao fato de se estar na época de seca, e ao fato de que o nível de água não foi encontrado no local. Incluiu-se a influência da sucção matricial na formulação analítica de equilíbrio limite utilizada, fazendo-se uso da envoltória de resistência ao cisalhamento estendida conforme proposta por Fredlund e Rahardjo (1993).

Como já mencionado, a estrutura de contenção foi dividida em três trechos distintos, onde se variou a distância entre as estacas (1,2, 1,2 e 1 m para os trechos 1 a 3 respectivamente), o fator de segurança de ficha (1,2, 1 e 1 para os trechos 1 a 3) e o comp. de ficha (4,9, 4,1 e 4,1 para os trechos 1 a 3), procurando formar três condições externas distintas, visando-se extrair de uma única obra informações diferenciadas sobre possíveis painéis tipos de

projeto. O cálculo de cada um dos trechos foi realizado segundo a metodologia modificada do método da extremidade livre, usando-se da planilha excel previamente citada para este fim.

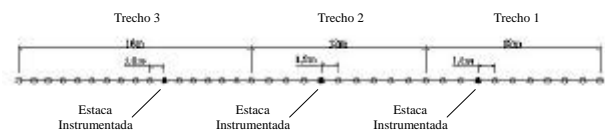


Figura 3: Painéis distintos da obra instrumentada

3.2 Instrumentação

Barras de aço instrumentadas com extensômetros elétricos e preparados em laboratório foram introduzidas aos pares, diametralmente opostas, em três estacas (vide Figura 3) onde se monitorou as deformações ao longo do comprimento, na zona de tração e de compressão. O esquema da instrumentação é apresentado na Figura 4 enquanto que as estacas instrumentadas são demarcadas com setas na Figura 5.

Os níveis de instrumentação foram definidos de forma a se obter toda a configuração de momentos que atuam na estaca, na região dos momentos máximos atuantes. Foram, portanto, instrumentados 5 pontos em cada estaca, próximos ao limite da escavação e abaixo na região de ficha da mesma. As barras de aço instrumentadas tinham diâmetro de 16 mm e não tinham nervuras, visto que esta escolha favoreceu na preparação das barras, além de não se necessitar lixar as mesmas para retirar as nervuras.

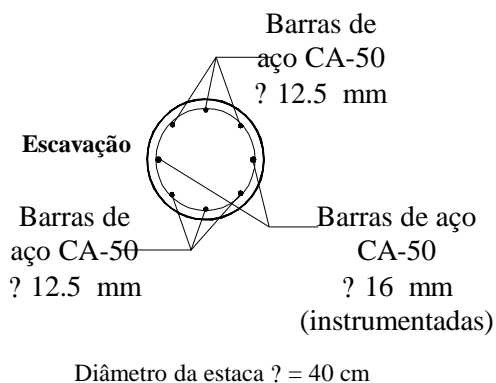


Figura 4: Esquema da instrumentação



Figura 5: Vista da obra e estacas instrumentadas

A estaca foi concretada após a verificação do posicionamento das barras instrumentadas, tomando-se o cuidado de não permitir a concretagem das pontas dos cabos de ligação ou que suas identificações se extraviassem. Este procedimento foi necessário para identificação das profundidades em que se encontravam os extensômetros. A leitura inicial dos extensômetros foi efetuada antes da escavação, permitindo-se que medidas futuras fornecessem a deformação nos pontos instrumentados. A deformação foi obtida pela diferença entre a leitura de campo e a referência inicial. A Figura 6 ilustra as leituras do extensômetros.



Figura 6: Detalhe de leitura da instrumentação

A verificação do momento em cada seção transversal instrumentada foi efetuada assumindo-se um diagrama elástico linear. Nesta hipótese assume-se que o concreto e o aço contribuem no momento fletor da seção e que a contribuição das barras de aço são proporcionais às suas distâncias à linha neutra.

4 RESULTADOS E COMPARAÇÕES

4.1 Cálculo dos Painéis Individuais

A partir da proposta inicial do trabalho, a obra de contenção formada por cortina de estacas justapostas foi dimensionada utilizando-se a planilha excel apresentada em item anterior. Os cálculos para cada um dos trechos foram efetuadas para uma cortina em balanço sem trinca de tração e, tendo-se em vista que sobre o terrapleno funciona um estacionamento público, considerou-se neste dimensionamento uma sobrecarga de 17 kN/m^2 .

Portanto, no projeto original foram adotados os seguintes parâmetros de cálculo:

Coesão = 10 kPa ; Ângulo de atrito = 25° ;
 Altura da escavação = $4,0 \text{ m}$.

Adotou-se simplificadamente um valor único destes valores (assim como a sucção inclusa na coesão) para todo o maciço, além do comportamento elástico-linear do concreto das estacas. Isto se deu pela simplicidade do modelo adotado e pela falta de dados laboratoriais na ocasião deste cálculo, e traz, sem dúvida, pequeno erro às análises comparativas (experimental x analítico) aqui apresentadas.

4.2 Comparação de Momentos

Após as leituras da instrumentação, fez-se o cálculo do momento nas seções transversais instrumentadas. Com base nos valores obtidos, e nos cálculos do item anterior, plotou-se o gráfico da Figura 7, que apresenta a comparação de momentos medidos versus obtidos pela planilha excel (Bowles 1968 modificado).

Observa-se nesta figura que, para a estaca 1, referente ao Trecho 1, o momento atuante medido em campo correspondeu a aprox. 22% do valor de projeto. Similarmente para as outras estacas e trechos, os valores percentuais foram de aproximadamente 24% para a estaca 2 e 26% para a estaca 3.

Os resultados indicam que os valores adotados no projeto original, antes do conhecimento do comportamento da obra, e da análise da instrumentação, foram exagerados. Este exagero, ou superdimensionamento, é normal em obras em que

não há uma pesquisa prévia para se balizar os parâmetros de projeto – e indicam a importância do trabalho aqui realizado. De fato, ao se tentar estabelecer as causas da elevada diferença na comparação se chegou à conclusão que a mesma poderia ser oriunda de dois aspectos: Diferenças significativas no valor da sobrecarga real e adotada, e/ou diferenças no valor da coesão total atuante de campo em comparação com a adotada.

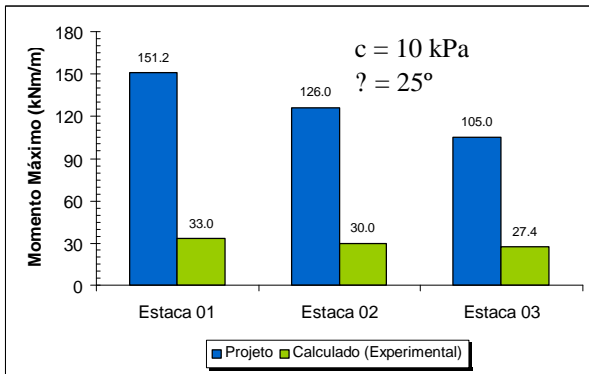


Figura 7: Comparação de momentos

4.3 Avaliação da Coesão de Projeto

De forma a se testar a hipótese de coesão subdimensionada, calculou-se a mesma com base na equação de Fredlund e Rahardjo (1993), abaixo:

$$c = c' + u_a + u_w \tan \phi^b \quad (1)$$

Onde a coesão efetiva (c') adotada foi de 7 kPa, com base em ensaios de cisalhamento direto com amostras inundadas indeformadas do local. A sucção ($u_a - u_w$) foi estimada com base na curva característica do solo local, também determinada com amostras indeformadas, e com a definição de uma umidade natural média de 30% para o perfil local (vide Magalhães 2003). Adotou-se ainda um ângulo ϕ^b igual a 11° (Cordão Neto et al. 2001).

Portanto, substituindo-se esses valores na Equação (1) obtêm-se o valor de coesão total igual a aproximadamente 13 kPa para o solo local na condição natural – condição esta equivalente à de campo durante as medidas de instrumentação. Desta forma observa-se que existe um pequeno erro no valor de coesão inicialmente adotado no projeto (de 10 kPa), mas que, provavelmente, não foi suficiente para gerar as discrepância notadas na Figura 8.

De forma a se testar esta última afirmativa, variou-se o valor de momento e ficha obtidos via planilha eletrônica excel, metodologia Bowles (1968) modificada, para distintos valores de coesão total. Os resultados obtidos encontram-se na Figura 8, donde se observa que, para a coesão em questão (13 kPa) o momento obtido na estaca estaria

na faixa dos 60 kNm. Embora este valor seja bem inferior ao valor originalmente previsto de projeto, o mesmo é superior em cerca de 100% o valor medido pela instrumentação, levando a conclusão de que a coesão operante em campo não foi a única responsável pela diferença de valores obtidos de momento. De fato, ao se analisar a Figura 5, observa-se que a sobrecarga existente (carros estacionados) foi muito inferior ao valor inicialmente previsto de 17 kPa. Na melhor das hipóteses, a sobrecarga atuante estaria na faixa de 2 a 3 kPa, ou seja, cerca de 14% do valor adotado de projeto. Este efeito faz uma enorme diferença no cálculo dos esforços e foi, em conjunto com o valor levemente subestimado de coesão, responsável pela discrepância observada nos momentos calculados versus medidos.

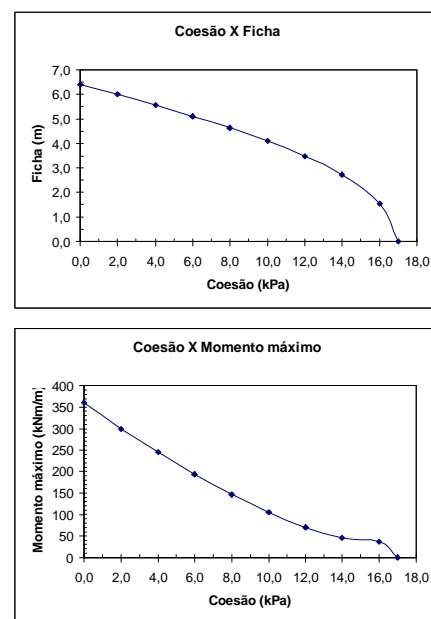


Figura 8: Variação de momento e ficha com coesão – programa excel Bowles (1968) modificado

4.4 Comparação entre programas

A comparação entre os dois programas foi efetuada para a situação que se prevê, após a execução e avaliação da instrumentação, ter sido a ideal para o projeto em questão, ou seja, coesão total de 13 kPa, ângulo de atrito de 25 graus e sobrecarga nula. Nota-se que esta é uma condição particular para a obra ora em estudo e que pode ser distinta em outros projetos de contenção do Distrito Federal.

Desta forma, a Figura 9 apresenta os resultados finais de ficha e momentos fletores máximos para cada um dos trechos em estudo. Na mesma observa-se que, embora similares em sua metodologia de cálculo, ambos os métodos computacionais diferem levemente entre si em termos de resultados. Nota-se que o método exposto na planilha excel, Bowles

(1968) modificado, é mais conservador em relação ao valor de comprimento da ficha que o método exposto no módulo “sheeting design” da Geo4. Em média os valores de ficha obtidos pela planilha são cerca de 37% maiores que os encontrados pelo programa Geofine. No entanto, em termos de momentos fletores o resultado é o oposto, ou seja, os valores dos momentos fletores máximos obtidos pela planilha foram em média 19% menores que os encontrados pelo programa Geofine.

Embora estes valores devam ser vistos como indicativos, e não como realidades absolutas, os mesmos servem para indicar as diferenças de resultados em face de peculiaridades computacionais e analíticas distintas entre diversas metodologias para o cálculo de estruturas de contenção.

Outro aspecto importante a se mencionar é o de que não há uma vantagem significativa de um programa em relação ao outro, embora, em termos práticos, o módulo do programa Geo4 do pacote Geofine seja extremamente versátil e “amigável” ao uso – tendo sido, desde então, adotado pela Universidade de Brasília como peça computacional chave no projeto de estruturas geotécnicas deste tipo no Distrito Federal.

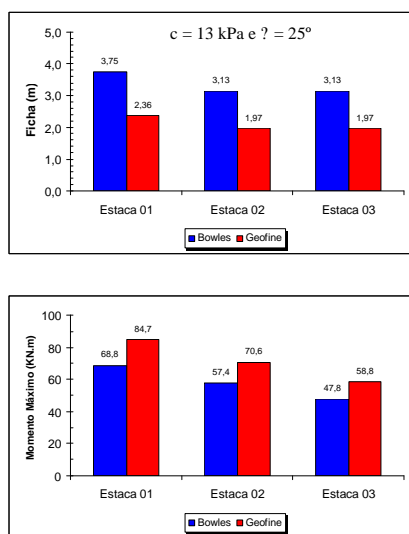


Figura 9: Comparação direta entre as ferramentas computacionais adotadas

5 COMENTÁRIOS FINAIS

Com base no estudo efetuado conclui-se que:

- ? Ferramentas computacionais podem e devem ser usadas em projetos correntes da engenharia geotécnica, desde que bem balizadas por estudo prévio donde se conheçam suas premissas teóricas, variabilidades numéricas e, mais importante, parâmetros ideais (e reais) para seu uso na obra/solo/condição local. Pode-se

igualmente concluir que as ferramentas computacionais agilizam e dão versatilidade ao projeto, levando ao estudo de diversos cenários e hipóteses de análise em tempo adequado à elaboração do mesmo;

- ? A instrumentação de obras geotécnicas auferem ao projeto, em especial aos oriundos pós-análise dos resultados obtidos, uma maior confiabilidade e segurança, além de uma real economia da obra. O presente artigo é um exemplo disto, em especial para obras futuras à executada e apresentada aqui. Portanto, o contínuo uso de obras instrumentadas deve ser encorajado nesta área de aplicação civil;
- ? A interação academia-indústria é hoje a maior responsável pelo ganho de conhecimento e impulsionamento dos aspectos teóricos de projeto nesta área em particular do Distrito Federal. Seus aspectos devem servir de exemplo a outras regiões do país, e mostram que a união de esforços e interesses leva a ganhos mútuos.

6 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o Eng^o. Edimarques Magalhães pelos ensaios e análises efetuados para elaboração do presente artigo técnico.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABMS (1998). Fundações: Teoria e Prática. Pini, São Paulo, SP, 2 ed., 751p.
- Bowles, J. E. (1968). Foundation Analysis and Design. McGraw-Hill, Nova York, 657p.
- Cordão Neto, M.P., Pereira, J.H.F., Cunha, R.P., Camapum de Carvalho, J. e Silva, C.M. (2001). Estrutura de contenção de escavação considerando a condição não saturada do solo poroso e colapsível de Brasília/DF. IV Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, pp. 417-433.
- Fredlund, D.G. e Rahardjo, H. (1993). Soil Mechanics for Unsaturated Soil. Wiley & Sons, New York, United States of America, 517 p.
- Magalhães, E.P. (2003). Comportamento Experimental de uma Cortina de Estaca Prancha Assente em Solo Poroso do DF: Implicações para o Projeto e Metodologia de Cálculo. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Pub. G.DM-105/2003, 135 p.