

GIOVANA VIVOLO AUN

**A INFLUÊNCIA DA LARGURA DE UMA VALA NA DETERMINAÇÃO
DO EMPUXO PASSIVO**

Dissertação apresentada à Escola Politécnica
da Universidade de São Paulo para obtenção
do título de Mestre em Engenharia.

Área de Concentração:
Engenharia de Estruturas e Fundações

Orientadora:
Heloisa Helena Silva Gonçalves

São Paulo
2004

Aos meus pais, Flávia e Wilson e a meus irmãos Adriana, Cristiane, Veridiana, Mariana, Giuliana e Marcelo, pelo apoio e compreensão constantes nos momentos mais complicados.

AGRADECIMENTOS

À Prof^a Dr^a. Heloisa Helena Silva Gonçalves, pela orientação do trabalho e amizade ao longo de todos esses anos;

aos professores Dr. Carlos Eduardo Moreira Maffei, Dr Waldemar Coelho Hachich e Jaime Domingos Marzionna, pelas preciosas sugestões para o enriquecimento do trabalho;

ao Prof. Dr Paulo de Mattos Pimenta pela elucidação de conceitos teóricos;

à CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, pela bolsa de estudos oferecida;

aos amigos da Maffei Engenharia e especialmente à colega Maria Cecília Guazzelli, por todo o apoio profissional desde meus primeiros passos na Engenharia;

aos amigos Roberto, Maria Celina, Camilo, Mônica, Djalma e Elaine da Roma Engenharia que me acompanharam durante quase toda a minha pesquisa e compartilharam todas as dificuldades, em especial ao amigo Edson que colaborou intensamente com a realização dos desenhos presentes nesse trabalho;

aos meus pais, meus irmãos, meus cunhados e futuros cunhados, pela colaboração, apoio, paciência, compreensão e ótimos conselhos dados;

ao amigo Abilio pelo incentivo e companheirismo incansáveis;

aos amigos Paula, Regina, Jefferson, Neto e André, que me acompanharam durante todo o curso de pós-graduação;

aos colegas de pós-graduação da área de Estruturas e Fundações, pelo estímulo e convivência amiga;

aos funcionários e professores do PEF-EPUSP, que sempre deram toda a colaboração e incentivo;

e enfim, a todos aqueles que direta ou indiretamente contribuíram para a realização desta dissertação.

ÍNDICE

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE TABELAS

LISTA DE ABREVIATURAS

LISTA DE SÍMBOLOS

RESUMO

“ABSTRACT”

1	INTRODUÇÃO	1
2	OBJETIVO.....	3
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
3.1	Considerações Preliminares.....	4
3.2	Reologia dos Materiais.....	6
3.2.1	Elasticidade	6
3.2.2	Plasticidade	7
3.2.3	Viscosidade	8
3.2.4	Modelos Conjugados.....	10
3.3	Crítérios de Ruptura.....	12
3.4	Equilíbrio Plástico no Solo	14
3.4.1	Método da Linha de Escorregamento.....	15
3.4.2	Método do Equilíbrio Limite	16
3.4.3	Método da Análise Limite.....	17
3.4.3.1	<i>Teorema do Limite Inferior.....</i>	<i>18</i>
3.4.3.2	<i>Teorema do Limite Superior</i>	<i>18</i>
3.5	Empuxos de Terra	19
3.5.1	Teoria de Rankine	22
3.5.2	Teoria de Coulomb	24
3.5.3	Métodos para Determinação do Empuxo Passivo.....	30
3.5.3.1	<i>Método da Espiral Logarítmica</i>	<i>30</i>
3.5.3.2	<i>Método do Círculo de Atrito</i>	<i>33</i>
3.5.3.3	<i>Método de Janbu</i>	<i>35</i>
3.5.3.4	<i>Método de Brinch Hansen</i>	<i>40</i>
3.5.4	Comparação entre os Diversos Métodos.....	43

3.6	Cálculo de Escoramento de Valas	49
3.6.1	Considerações Gerais	49
3.6.2	Classificação dos Modelos de Cálculo	52
3.6.2.1	<i>Modelos de Ações Espontâneas (MAE)</i>	52
3.6.2.2	<i>Modelos de Ações Impostas (MAI)</i>	53
3.6.3	Escolha do Modelo de Cálculo a Ser Adotado.....	60
3.6.4	Determinação de Empuxos por Métodos de Cálculo Expeditos	62
3.6.4.1	<i>Empuxo Ativo</i>	63
3.6.4.2	<i>Empuxo Passivo</i>	68
4	METODOLOGIA DA PESQUISA	71
5	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	76
6	ANÁLISE DOS RESULTADOS	115
7	CONCLUSÕES	144
8	RECOMENDAÇÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	147
	ANEXO A – GRÁFICOS DOS RESULTADOS ENCONTRADOS	148
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	162
	APÊNDICE I	

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1	Comportamento elástico dos materiais: (a) elasticidade linear e (b) elasticidade não-linear.....	7
Figura 3.2	Comportamento plástico dos materiais.....	7
Figura 3.3	Comportamento viscoso dos materiais.....	9
Figura 3.4	Comportamento viscoso: aparecimento de deformação não-reversível.....	10
Figura 3.5	Ensaio de tração simples no aço.....	11
Figura 3.6	Ensaio de compressão simples no concreto.....	12
Figura 3.7	Critérios de ruptura: (a) de Coulomb e (b) de Mohr.....	13
Figura 3.8	Estados de equilíbrio plástico de Rankine: (a) e (b) ativo e (c) e (d) passivo.....	20
Figura 3.9	Círculo de Mohr das tensões atuantes sobre um elemento de solo à profundidade z	23
Figura 3.10	Empuxo ativo segundo Coulomb: (a) cunha crítica e (b) polígono de forças.....	26
Figura 3.11	Determinação de empuxo ativo: (a) variação do empuxo para diversas inclinações α e (b) polígono de forças.....	27
Figura 3.12	Efeito do lençol estático de água no empuxo ativo: (a) muro totalmente submerso e (b) muro com água em apenas um lado.....	27
Figura 3.13	Efeito do fluxo no cálculo do empuxo ativo.....	28
Figura 3.14	Determinação do empuxo ativo para solos coesivos considerando-se o efeito do fluxo de água: (a) polígono de forças e (b) variação do empuxo para diversas inclinações α	28
Figura 3.15	Empuxo passivo pela teoria de Coulomb: (a) polígono de forças e (b) variação do empuxo para diversas inclinações α	29
Figura 3.16	Método da espiral logarítmica para determinação do empuxo passivo em areias (a) método gráfico e (b) polígono de forças.....	30
Figura 3.17	Método do círculo de atrito para determinação do empuxo passivo em areias (a) método gráfico e (b) polígono de forças.....	34

Figura 3.18	Massa de solo dividida em fatias.....	35
Figura 3.19	Lamela de Janbu.....	36
Figura 3.20	Esboço e fórmulas utilizadas para o cálculo do empuxo passivo pelo método de Janbu.....	39
Figura 3.21	Cálculo da linha de ruptura pelo método de Brinch Hansen.....	43
Figura 3.22	Comparação entre coeficientes de empuxo ativo para várias teorias.....	47
Figura 3.23	Comparação entre coeficientes da componente horizontal de empuxo ativo para várias teorias.....	47
Figura 3.24	Comparação entre coeficientes de empuxo passivo para várias teorias.....	48
Figura 3.25	Comparação entre coeficientes da componente horizontal de empuxo passivo para várias teorias.....	48
Figura 3.26	Representação dos modelos de ações espontâneas.....	53
Figura 3.27	Diagrama aparente de tensões.....	55
Figura 3.28	Envoltória aparente de tensões Terzaghi-Peck.....	55
Figura 3.29	Determinação do empuxo ativo para solos não-coesivos.....	63
Figura 3.30	Determinação do empuxo ativo para solos coesivos.....	64
Figura 3.31	Diagrama de empuxo mínimo caso seja utilizado o diagrama de empuxo calculado.....	65
Figura 3.32	Diagrama de empuxo mínimo para argila plástica.....	65
Figura 3.33	Diagrama de empuxo mínimo para argila rija fissurada.....	65
Figura 3.34	Determinação do empuxo passivo para solos não-coesivos....	68
Figura 3.35	Determinação do empuxo passivo para solos coesivos.....	69
Figura 4.1	Seção esquemática das valas analisadas.....	75
Figura 5.1	Processamento para $f=2m$, $L/f=0,5$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$	77
Figura 5.2	Processamento para $f=2m$, $L/f=0,75$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$	77
Figura 5.3	Processamento para $f=2m$, $L/f=1$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$	78

Figura 5.4	Processamento para $f=2m$, $L/f=2$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$	78
Figura 5.5	Processamento para $f=2m$, $L/f=5$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$	79
Figura 5.6	Processamento para $f=3m$, $L/f=0,5$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$	79
Figura 5.7	Processamento para $f=3m$, $L/f=0,75$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$	80
Figura 5.8	Processamento para $f=3m$, $L/f=1$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$	80
Figura 5.9	Processamento para $f=3m$, $L/f=2$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$	81
Figura 5.10	Processamento para $f=3m$, $L/f=5$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$	81
Figura 5.11	Processamento para $f=4m$, $L/f=0,5$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$	82
Figura 5.12	Processamento para $f=4m$, $L/f=0,75$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$	82
Figura 5.13	Processamento para $f=4m$, $L/f=1$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$	83
Figura 5.14	Processamento para $f=4m$, $L/f=2$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$	83
Figura 5.15	Processamento para $f=4m$, $L/f=5$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$	84
Figura 5.16	Processamento para $f=5m$, $L/f=0,5$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$	84
Figura 5.17	Processamento para $f=5m$, $L/f=0,75$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$	85
Figura 5.18	Processamento para $f=5m$, $L/f=1$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$	85
Figura 5.19	Processamento para $f=5m$, $L/f=2$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$	86
Figura 5.20	Processamento para $f=5m$, $L/f=5$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$	86
Figura 5.21	Gráfico de $K_{pl} \times L/f$ para $\phi'=30^\circ$ e $c=0$	90
Figura 5.22	Curva média da relação $K_{pl} \times L/f$ para $\phi'=30^\circ$ e $c=0$	91
Figura 5.23	Curva média da relação $K_{pl} \times L/f$ para todos os ϕ' considerados e $c=0$	92
Figura 5.24	Processamento para $f=2m$, $L/f=0,5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20kPa$	93
Figura 5.25	Processamento para $f=2m$, $L/f=0,75$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20kPa$	94

Figura 5.26	Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$	94
Figura 5.27	Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$	95
Figura 5.28	Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$	95
Figura 5.29	Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$	96
Figura 5.30	Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$	96
Figura 5.31	Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$	97
Figura 5.32	Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$	97
Figura 5.33	Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$	98
Figura 5.34	Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$	98
Figura 5.35	Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$	99
Figura 5.36	Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$	99
Figura 5.37	Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$	100
Figura 5.38	Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$	100
Figura 5.39	Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$	101
Figura 5.40	Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$	101
Figura 5.41	Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$	102
Figura 5.42	Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$	102
Figura 5.43	Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$	103
Figura 5.44	Gráfico de K_{plc} x L/f para $\phi'=20^\circ$ e $c=5\text{kPa}$	110
Figura 5.45	Curva média de K_{plc} x L/f para $\phi'=20^\circ$ e $c=5\text{kPa}$	110
Figura 5.46	Gráfico de K_{plc} x L/f para $\phi'=20^\circ$ e $c=10\text{kPa}$	111
Figura 5.47	Curva média de K_{plc} x L/f para $\phi'=20^\circ$ e $c=10\text{kPa}$	111

Figura 5.48	Gráfico de $K_{plc} \times L/f$ para $\phi'=20^\circ$ e $c=15\text{kPa}$	112
Figura 5.49	Curva média de $K_{plc} \times L/f$ para $\phi'=20^\circ$ e $c=15\text{kPa}$	112
Figura 5.50	Gráfico de $K_{plc} \times L/f$ para $\phi'=20^\circ$ e $c=20\text{kPa}$	113
Figura 5.51	Curva média de $K_{plc} \times L/f$ para $\phi'=20^\circ$ e $c=20\text{kPa}$	113
Figura 5.52	Curva média de $K_{plc} \times L/f$ para $\phi'=20^\circ$ e todas as coesões consideradas.....	114
Figura 5.53	Curva média de $K_{plc} \times L/f$ variando-se ϕ' e c	114
Figura 6.1	Gráfico de $K_{pAun}/K_{pCacquot} \times L/f$ para coesão nula e variando-se ϕ'	116
Figura 6.2	Gráfico comparativo dos valores de K_p por diversas teorias.....	117
Figura 6.3	Gráfico comparativo dos valores de K_p : (a) teoria de Coulomb e (b) teoria de Terzaghi.....	118
Figura 6.4	Gráfico dos valores de K_p obtidos pelo método de Janbu.....	119
Figura 6.5	Gráfico de $K_{pl}/K_{pAun} \times L/f$ para todos os ϕ' considerados e $c=0$..	122
Figura 6.6	Gráfico de $K_{pl}/K_{pAun} \times \phi'$ para todas as relações L/f e considerando $c=0$	122
Figura 6.7	Gráfico de $K_{plc}/K_{plc=0} \times L/f$ variando-se o ângulo de atrito.....	123
Figura 6.8	Gráfico ampliado de $K_{plc}/K_{plc=0} \times L/f$ variando-se o ângulo de atrito.....	124
Figura 6.9	Gráfico de $K_{plc}/K_{plc=0} \times \phi'$ para diversas larguras L/f e considerando-se $c=5\text{kPa}$	125
Figura 6.10	Gráfico de $K_{plc}/K_{plc=0} \times \phi'$ para diversas larguras L/f e considerando-se $c=10\text{kPa}$	125
Figura 6.11	Gráfico de $K_{plc}/K_{plc=0} \times \phi'$ para diversas larguras L/f e considerando-se $c=15\text{kPa}$	126
Figura 6.12	Gráfico de $K_{plc}/K_{plc=0} \times \phi'$ para diversas larguras L/f e considerando-se $c=20\text{kPa}$	126
Figura 6.13	Seção geológico-geotécnica analisada, para vala com $H=4,5\text{m}$ e $L=2,0\text{m}$	128
Figura 6.14	Empuxo devido às cargas diversas, para vala com $H=4,5\text{m}$ e $L=2,0\text{m}$	129
Figura 6.15	Empuxo devido aos equipamentos, para vala com $H=4,5\text{m}$ e $L=2,0\text{m}$	130
Figura 6.16	Empuxo devido ao solo, para vala com $H=4,5\text{m}$ e $L=2,0\text{m}$	130

Figura 6.17	Superposição dos esforços, para vala com $H=4,5m$ e $L=2,0m$.	131
Figura 6.18	Esquema estrutural considerado, para vala com $H=4,5m$, $L=2,0m$ e $f=3,0m$.	132
Figura 6.19	Verificação da ficha, para vala com $H=4,5m$, $L=2,0m$ e $f=3,0m$	133
Figura 6.20	Verificação dos empuxos, para vala com $H=4,5m$, $L=2,0m$ e $f=3,0m$.	134
Figura 6.21	Planta do escoramento, para vala com $H=4,5m$, $L=2,0m$ e $f=3,0m$.	136
Figura 6.22	Corte A-A, para vala com $H=4,5m$, $L=2,0m$ e $f=3,0m$.	137
Figura 6.23	Esquema estrutural considerado, para vala com $H=4,5m$, $L=2,0m$ e $f=2,0m$.	138
Figura 6.24	Verificação da ficha, para vala com $H=4,5m$, $L=2,0m$ e $f=2,0m$	139
Figura 6.25	Verificação dos empuxos, para vala com $H=4,5m$, $L=2,0m$ e $f=2,0m$.	140
Figura 6.26	Planta do escoramento, para vala com $H=4,5m$, $L=2,0m$ e $f=2,0m$.	142
Figura 6.27	Corte A-A, para vala com $H=4,5m$, $L=2,0m$ e $f=2,0m$.	143
Figura A.1	Gráfico de K_{pl} x L/f para $\phi'=15^\circ$ e $c=0$.	149
Figura A.2	Curva média da relação K_{pl} x L/f para $\phi'=15^\circ$ e $c=0$.	149
Figura A.3	Gráfico de K_{pl} x L/f para $\phi'=20^\circ$ e $c=0$.	150
Figura A.4	Curva média da relação K_{pl} x L/f para $\phi'=20^\circ$ e $c=0$.	150
Figura A.5	Gráfico de K_{pl} x L/f para $\phi'=25^\circ$ e $c=0$.	151
Figura A.6	Curva média da relação K_{pl} x L/f para $\phi'=25^\circ$ e $c=0$.	151
Figura A.7	Gráfico de K_{pl} x L/f para $\phi'=35^\circ$ e $c=0$.	152
Figura A.8	Curva média da relação K_{pl} x L/f para $\phi'=35^\circ$ e $c=0$.	152
Figura A.9	Gráfico de K_{pl} x L/f para $\phi'=40^\circ$ e $c=0$.	153
Figura A.10	Curva média da relação K_{pl} x L/f para $\phi'=40^\circ$ e $c=0$.	153
Figura A.11	Gráfico de K_{pk} x L/f para $\phi'=15^\circ$ e $c=5kPa$.	154

Figura A.12	Curva média da relação $K_{plc} \times L/f$ para $\phi'=15^\circ$ e $c=5\text{kPa}$	154
Figura A.13	Gráfico de $K_{plc} \times L/f$ para $\phi'=15^\circ$ e $c=10\text{kPa}$	155
Figura A.14	Curva média da relação $K_{plc} \times L/f$ para $\phi'=15^\circ$ e $c=10\text{kPa}$	155
Figura A.15	Gráfico de $K_{plc} \times L/f$ para $\phi'=15^\circ$ e $c=15\text{kPa}$	156
Figura A.16	Curva média da relação $K_{plc} \times L/f$ para $\phi'=15^\circ$ e $c=15\text{kPa}$	156
Figura A.17	Gráfico de $K_{plc} \times L/f$ para $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$	157
Figura A.18	Curva média da relação $K_{plc} \times L/f$ para $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$	157
Figura A.19	Gráfico de $K_{plc} \times L/f$ para $\phi'=25^\circ$ e $c=5\text{kPa}$	158
Figura A.20	Curva média da relação $K_{plc} \times L/f$ para $\phi'=25^\circ$ e $c=5\text{kPa}$	158
Figura A.21	Gráfico de $K_{plc} \times L/f$ para $\phi'=25^\circ$ e $c=10\text{kPa}$	159
Figura A.22	Curva média da relação $K_{plc} \times L/f$ para $\phi'=25^\circ$ e $c=10\text{kPa}$	159
Figura A.23	Gráfico de $K_{plc} \times L/f$ para $\phi'=25^\circ$ e $c=15\text{kPa}$	160
Figura A.24	Curva média da relação $K_{plc} \times L/f$ para $\phi'=25^\circ$ e $c=15\text{kPa}$	160
Figura A.25	Gráfico de $K_{plc} \times L/f$ para $\phi'=25^\circ$ e $c=20\text{kPa}$	161
Figura A.26	Curva média da relação $K_{plc} \times L/f$ para $\phi'=25^\circ$ e $c=20\text{kPa}$	161

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1	Vantagens e desvantagens entre as teorias de empuxo de terra passivo.....	46
Tabela 3.2	Empuxo ativo.....	67
Tabela 3.3	Empuxo passivo.....	70
Tabela 5.1	Dimensões das valas analisadas.....	76
Tabela 5.2	Resultados de E_p e K_{pl} para $\phi'=15^\circ$ e $c=0$	87
Tabela 5.3	Resultados de E_p e K_{pl} para $\phi'=20^\circ$ e $c=0$	88
Tabela 5.4	Resultados de E_p e K_{pl} para $\phi'=25^\circ$ e $c=0$	88
Tabela 5.5	Resultados de E_p e K_{pl} para $\phi'=30^\circ$ e $c=0$	89
Tabela 5.6	Resultados de E_p e K_{pl} para $\phi'=35^\circ$ e $c=0$	89
Tabela 5.7	Resultados de E_p e K_{pl} para $\phi'=40^\circ$ e $c=0$	90
Tabela 5.8	Resultados de E_p e K_{plc} para $\phi'=15^\circ$ e $c=5\text{kPa}$	104
Tabela 5.9	Resultados de E_p e K_{plc} para $\phi'=15^\circ$ e $c=10\text{kPa}$	104
Tabela 5.10	Resultados de E_p e K_{plc} para $\phi'=15^\circ$ e $c=15\text{kPa}$	105
Tabela 5.11	Resultados de E_p e K_{plc} para $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$	105
Tabela 5.12	Resultados de E_p e K_{plc} para $\phi'=20^\circ$ e $c=5\text{kPa}$	106
Tabela 5.13	Resultados de E_p e K_{plc} para $\phi'=20^\circ$ e $c=10\text{kPa}$	106
Tabela 5.14	Resultados de E_p e K_{plc} para $\phi'=20^\circ$ e $c=15\text{kPa}$	107
Tabela 5.15	Resultados de E_p e K_{plc} para $\phi'=20^\circ$ e $c=20\text{kPa}$	107
Tabela 5.16	Resultados de E_p e K_{plc} para $\phi'=25^\circ$ e $c=5\text{kPa}$	108

Tabela 5.17	Resultados de E_p e K_{plc} para $\phi'=25^\circ$ e $c=10\text{kPa}$	108
Tabela 5.18	Resultados de E_p e K_{plc} para $\phi'=25^\circ$ e $c=15\text{kPa}$	109
Tabela 5.19	Resultados de E_p e K_{plc} para $\phi'=25^\circ$ e $c=20\text{kPa}$	109
Tabela 6.1	Comparação entre coeficientes de empuxo passivo de Cacquot-Kérisel (1948) e Aun (2004).....	116
Tabela 6.2	Comparação de K_p pelas teorias de Rankine, Coulomb e espiral logarítmica, para $\phi'=40^\circ$	120

LISTA DE ABREVIATURAS

- N.A.** - Nível de água
- SABESP** - Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo
- NC- 03** - Norma Técnica Complementar de Coordenação
- N.E.** - Não empregado

LISTA DE SÍMBOLOS

K_{pl}	-	Coeficiente de empuxo passivo, para solos não-coesivos, considerando a relação largura-ficha da vala
K_{plc}	-	Coeficiente de empuxo passivo, para solos coesivos, considerando a relação largura-ficha da vala
K_p	-	Coeficiente de empuxo passivo
ϕ	-	Ângulo de atrito total do solo
ϕ'	-	Ângulo de atrito efetivo do solo
L	-	Largura da vala
f	-	Ficha da vala
σ	-	Tensão/Tensão normal
ε	-	Deformação
σ_e	-	Tensão de escoamento
σ_0	-	Tensão inicial
t	-	Tempo
t_1	-	Tempo no instante 1
ε_1	-	Deformação no instante 1
ε^e	-	Deformação elástica
ε^p	-	Deformação plástica
τ	-	Tensão de cisalhamento
c	-	Coesão do solo
q'	-	Carga aplicada

γ -	Peso específico do solo
Q -	Prisma de base unitária
z -	Profundidade
σ_v -	Tensão vertical
σ_h -	Tensão horizontal
σ_1 -	Tensão principal maior
σ_3 -	Tensão principal menor
K_a -	Coefficiente de empuxo ativo
K_0 -	Coefficiente de empuxo em repouso
E_a -	Empuxo ativo
E_p -	Empuxo passivo
H -	Altura da vala
W -	Peso da cunha ou lamela
N -	Reação do terreno
δ -	Ângulo de atrito solo-parede
β -	Inclinação da superfície
α -	Inclinação do plano de ruptura
γ_0 -	Peso específico da água
γ_{sub} -	Peso específico submerso
γ_{sat} -	Peso específico saturado
E_0 -	Empuxo hidrostático
h_a -	Altura do nível d'água

U -	Resultante das pressões neutras
A -	Adesão do solo ao muro
θ -	Ângulo em radianos
r_0 -	Comprimento de um vetor para $\theta=0$
r -	Comprimento de um vetor qualquer
R' -	Resultante do vetor peso W e da força E_p
P₁ -	Força exercida pelo bloco de alvenaria
H_d -	Distância da superfície horizontal até o ponto d_1
r_f -	Raio do círculo de atrito
Δx -	Largura da lamela
P -	Carga concentrada
B -	Força horizontal no topo da lamela
T -	Força tangencial em uma seção vertical
E -	Força horizontal em uma seção vertical
S -	Força tangencial à base da lamela
Δl -	Comprimento da base da lamela
r_r -	Razão de rugosidade
J -	Inclinação com a vertical
F_i -	Força na estronca i
Su -	Resistência não drenada das argilas
σ_a -	Tensão ativa
E_{ah} -	Empuxo ativo horizontal

E_{av} -	Empuxo ativo vertical
z_0 -	Altura até a qual devem ser consideradas as pressões hidrostáticas
q -	Sobrecarga uniformemente distribuída
σ_p -	Tensão passiva
E_{ph} -	Empuxo passivo horizontal
E_{pv} -	Empuxo passivo vertical
ψ -	Dilatância
ν -	Coefficiente de Poisson
E -	Módulo de elasticidade de Young
K_{pAun} -	Coefficiente de empuxo passivo obtido para vala com largura infinita
$M_{máx}$ -	Momento máximo atuante
$Q_{máx}$ -	Cortante máxima atuante
R -	Reação na estronca
FS -	Fator de segurança

RESUMO

Uma das teorias mais utilizadas no cálculo dos empuxos de terra é a teoria de Rankine, que adota, como uma das hipóteses, largura de vala infinita, o que leva a um escoramento superdimensionado. No entanto, para valas estreitas, como as executadas para instalações elétricas e hidráulicas, as superfícies de ruptura imaginadas por Rankine podem não se desenvolver completamente, aumentando os valores dos empuxos passivos disponíveis.

Quando o empuxo passivo é calculado considerando-se a largura real da vala, tem-se um valor mais realístico dos resultados, já que esta largura pode influir de maneira significativa no cálculo do empuxo, pois a cunha de ruptura pode não se desenvolver da forma convencional, conforme hipótese admitida por Rankine.

Através da expressão de Rankine e utilizando-se o *software Plaxis*, objetivou-se determinar coeficientes de empuxo passivo K_p mais próximos dos valores reais, em função da relação largura-ficha da vala, para diversos tipos de solo. Este trabalho permitiu verificar que a consideração do empuxo passivo real conduz a fatores de segurança do escoramento maiores que os exigidos pelas Normas, o que geraria uma economia na obra, uma vez que poderia reduzir o escoramento a ser utilizado.

“ABSTRACT”

One of the most widely accepted theories of earth pressure calculation is Rankine's theory, which assumes, as one of the hypotheses, infinite trench width, which leads to an overdimensioned bracement. However, in case of narrow trenches that are performed for electric and hydraulic installations, the rupture surfaces thought by Rankine may not develop completely, increasing the available passive earth pressure values.

When the passive earth pressure is calculated considering the real trench width, the results are more realistic, since this width may influence significantly on the earth pressure calculation, because the failure wedge may not develop in the conventional way, according to the hypothesis assumed by Rankine.

Using Rankine's expression and the software Plaxis, the aim of this study is to determine passive earth pressure coefficients K_{pI} closer to the real values, in function of the ratio of trench width-embedment, for several types of soil. This work has made it possible to verify that the consideration of the real passive earth pressure leads to safety factors of bracement higher than those demanded by rules, which would generate a work economy, once it would reduce the bracement to be used.

1 INTRODUÇÃO

A complexidade do comportamento do sistema estrutural de valas é observada quando se considera a interação solo-estrutura. Podem ser citados diversos fatores que influem neste comportamento: dimensões da escavação, propriedades do solo na região, tipo de controle de água (quando presente na escavação), clima, tempo de escavação e de instalação do escoramento, tipo de escoramento, seqüência imposta pelo método construtivo, presença de edificações vizinhas e sobrecargas devido ao trânsito local e aos equipamentos utilizados na obra.

A análise e o projeto do sistema de contenção envolvem a determinação do carregamento, a determinação dos esforços solicitantes, o dimensionamento dos elementos de contenção e algumas verificações complementares aplicáveis a cada caso específico.

Independentemente do tipo de obra, os carregamentos atuantes em escavações e contenções são essencialmente os mesmos. O empuxo de terra, o empuxo devido às sobrecargas externas e o empuxo devido à água devem ser levados em consideração para a determinação do carregamento final atuante no elemento estrutural.

A teoria mais utilizada para a determinação dos esforços é a teoria de Rankine, que foi desenvolvida com algumas hipóteses restritivas que a tornam bastante conservadora, fornecendo valores superiores aos reais na determinação dos empuxos ativos e inferiores, na dos empuxos passivos.

Quando os empuxos passivos são obtidos através da Teoria de Rankine, está implícito em suas hipóteses, que a largura da vala é infinita. No entanto, em muitos casos, as valas possuem pequenas larguras em relação ao comprimento da ficha, o que impede a formação da cunha crítica de ruptura.

Neste trabalho serão calculados os valores dos empuxos passivos para diversos tipos de solos, comprimentos de ficha e larguras das valas, para então, serem comparados aos fornecidos pela Teoria de Rankine. Através desta comparação, serão obtidos valores de coeficientes de empuxo passivo que, utilizados na expressão de Rankine, reproduzam os empuxos determinados a partir das considerações reais da geometria do problema.

2 OBJETIVO

O objetivo desta pesquisa é determinar, através da formulação de Rankine, valores de empuxos passivos mais realísticos em função da relação largura-ficha da vala, para valas de pequena largura e diferentes tipos de solo.

Admitindo-se:

- K_{pl} =coeficiente de empuxo passivo, para solos não-coesivos, considerando a relação largura-ficha da vala;
- K_{plc} =coeficiente de empuxo passivo, para solos coesivos, considerando a relação largura-ficha da vala;
- K_p =coeficiente de empuxo passivo;
- ϕ' =ângulo de atrito do solo;
- L =largura da vala e
- f =ficha da vala,

pode-se afirmar que a obtenção de curvas e tabelas que relacionam K_{pl}/K_p e K_{plc} com ϕ' e L/f poderão auxiliar na realização de projetos de escoramento mais econômicos.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Considerações Preliminares

MAFFEI & alli (1994) dividem os métodos utilizados para a determinação dos empuxos ativo e passivo em estáticos e cinemáticos.

O dimensionamento de escoramentos é feito com base nos esforços de terra que os solicitam, sendo a determinação desses esforços realizada através de um desses métodos.

A teoria de Rankine baseia-se na adoção de um campo de tensões que satisfaz as condições de equilíbrio e de plastificação, caracterizando assim um método estático.

Os métodos cinemáticos são fundamentados na formação de um mecanismo caracterizado pelo deslocamento de uma massa de solo ao longo de uma superfície de ruptura. Pode-se afirmar que o mais simples deles é o método de Coulomb, que adota superfície plana.

A aplicação de métodos estáticos é mais simples que a de métodos cinemáticos. Todavia, a sua utilização conduz a resultados conservadores devido às suas hipóteses simplificadoras. Muitas vezes são empregados os métodos cinemáticos apesar de levarem a valores desfavoráveis em relação à segurança, porém próximos dos valores reais.

Ao se calcular os empuxos de terra pela teoria de Rankine, não são considerados: o efeito da formação de redes de fluxo que ocorrem com a abertura da vala, a largura da vala, o atrito entre a vala e a parede do

escoramento. Para levar-se em conta a influência destes fatores na determinação dos empuxos, utilizam-se os métodos de Coulomb (1773), Janbu (1957), Morgenstern & Price (1965), Spencer (1967) entre outros, desenvolvidos a partir de equações de equilíbrio, adotando-se diversas hipóteses simplificadoras.

Uma forma de se determinar empuxos é através da utilização dos métodos para análise da estabilidade de taludes.

Os métodos baseados na hipótese de haver equilíbrio numa massa de solo em processo de escorregamento são denominados métodos de equilíbrio limite.

Dentre esses métodos, os mais utilizados são aqueles baseados no princípio das lamelas, Fellenius (1927), Bishop Simplificado (1957), Janbu (1957), Morgenstern & Price (1965) e Spencer (1967), nos quais a massa rompida é dividida em uma série de fatias verticais e o equilíbrio de cada fatia é considerado. Desta forma é possível levar-se em consideração geometrias complexas e condições variáveis de solo e de pressões neutras.

A estabilidade de taludes pode ser resolvida por análise limite baseada na teoria da plasticidade. A teoria da plasticidade perfeita considera que o solo exibe um comportamento elástico linear enquanto a intensidade das tensões for suficientemente baixa. Ao atingir um valor crítico, denominado tensão de plastificação, o solo deixa o regime elástico e entra no regime de escoamento plástico onde há deformação contínua sob um estado constante de tensões. A tensão pode permanecer no valor da plastificação mantendo o escoamento plástico, ou decrescer, de forma que as deformações voltem a ser puramente elásticas, não podendo ultrapassar a tensão de plastificação.

Conhecendo-se as forças atuantes, determinam-se as tensões de cisalhamento induzidas através das equações de equilíbrio. O resultado final desta análise é obtido ao se comparar estas tensões com a resistência ao cisalhamento do solo em questão.

3.2 Reologia dos Materiais

Denomina-se Reologia o ramo da Física que estuda as relações entre as tensões, as deformações e o tempo. A parte da Reologia que procura estabelecer as equações constitutivas de cada material sem se preocupar com as origens físico-químicas das mesmas no interior da matéria é chamada Macro-reologia, enquanto a Micro-reologia busca essas origens.

De acordo com ZAGOTTIS (1982), a Macro-reologia parte do reconhecimento de três tipos básicos de comportamento reológico: o elástico, o plástico e o viscoso, que combinados originam modelos conjugados.

A seguir serão descritos os modelos de comportamento de materiais citados acima.

3.2.1 Elasticidade

Entende-se por elasticidade o fenômeno do aparecimento de deformações imediatas (aquelas que surgem simultaneamente com as tensões correspondentes, permanecendo constantes ao longo do tempo se essas tensões permanecerem constantes) e reversíveis (deformações que desaparecem integralmente no descarregamento).

Os diagramas indicados na Figura 3.1 mostram esse fenômeno, sendo (a) um caso de elasticidade linear e (b) não-linear.

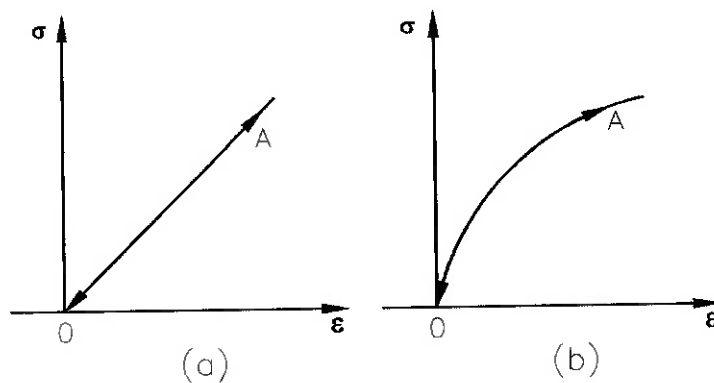


Figura 3.1 Comportamento elástico dos materiais: (a) elasticidade linear e (b) elasticidade não-linear.

3.2.2 Plasticidade

Denomina-se plasticidade o fenômeno do surgimento de deformações imediatas, porém não reversíveis, isto é, deformações imediatas que não se anulam quando se anularem as tensões correspondentes.

A Figura 3.2 representa o comportamento plástico dos materiais.

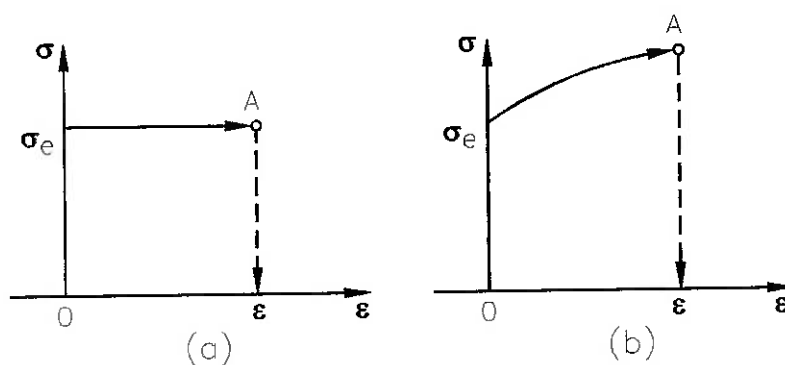


Figura 3.2 Comportamento plástico dos materiais.

As deformações plásticas não aparecem enquanto a tensão σ for inferior à tensão de escoamento σ_e . Na Figura 3.2a, observa-se que σ permanece constante e igual a σ_e enquanto a deformação plástica cresce e o descarregamento é feito sem reversibilidade da deformação.

A Figura 3.2b mostra que σ cresce com ε e a descarga se faz sem que a deformação seja reversível.

Quando um sólido é solicitado progressivamente, a partir de um certo valor das ações, inicia-se a plastificação em um ponto. A plastificação é então, estendida a regiões cada vez maiores, até que a capacidade do sólido de suportar acréscimos de ações é esgotada, tornando a estrutura parcial ou totalmente hipostática. Neste momento, diz-se que o sólido atingiu o colapso.

Um sólido plastificado localmente suporta as ações que o solicitam, sendo os campos de tensões, as deformações e os deslocamentos bem determinados em todos os pontos. Pode-se afirmar que não existem deformações livres, mesmo no ponto P de início da plastificação. Geralmente, o estado de tensões em P não se mantém constante ao surgirem novos acréscimos de ações. Atingindo-se o colapso, mostra-se que os estados de tensões nas zonas plastificadas permanecem constantes ponto a ponto e as deformações plásticas podem crescer livremente.

3.2.3 Viscosidade

Para os sólidos, a viscosidade pode ser entendida como o fenômeno do aparecimento de deformações não-imediatas isto é, deformações que não

surgem simultaneamente com as tensões correspondentes e que não permanecem constantes ao longo do tempo, mesmo que isto ocorra com as tensões.

Admite-se que no instante em que se aplica uma tensão σ , apareça uma velocidade de deformação; sendo nula a deformação ε neste instante, ela continuará nula. Contudo, com o decorrer do tempo, aparecerão deformações ε devido ao surgimento de uma velocidade de deformação. Esse fenômeno pode ser representado pela Figura 3.3.

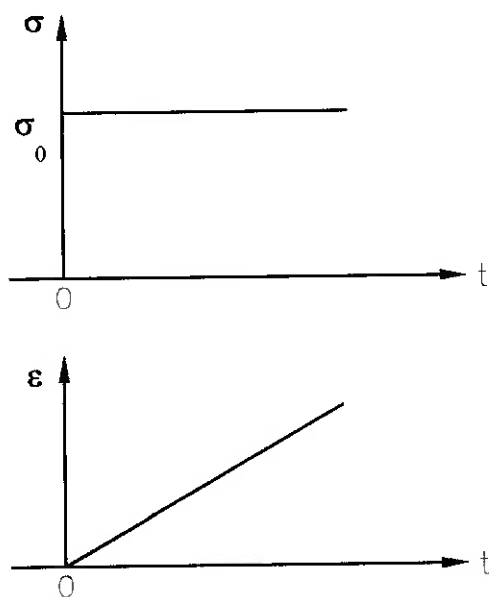


Figura 3.3 Comportamento viscoso dos materiais.

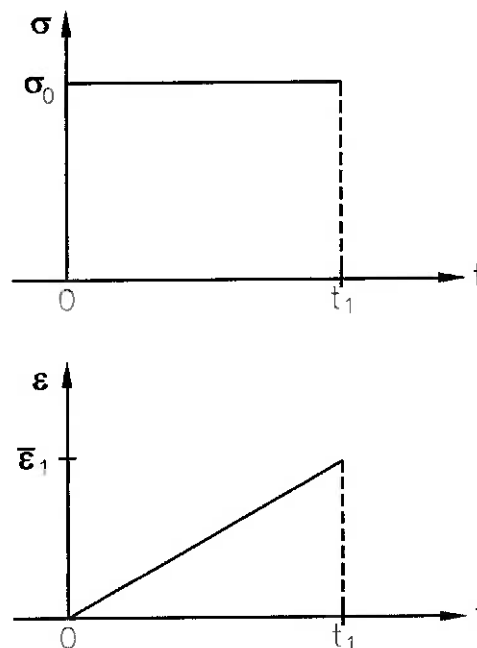


Figura 3.4 Comportamento viscoso: aparecimento de deformação não-reversível.

A Figura 3.4 mostra que, ao se remover a tensão σ_0 no instante t_1 , ter-se-á uma velocidade de deformação nula e, portanto, $\dot{\epsilon} = \text{cte}$. Pode-se observar o aparecimento de uma deformação não-reversível ϵ_1 pelo efeito da viscosidade e não da plasticidade, uma vez que a deformação é não-imediata.

3.2.4 Modelos Conjugados

Geralmente os materiais estruturais apresentam deformações elásticas, plásticas e viscosas combinadas de uma forma ou de outra, em maior ou menor grau.

ZAGOTTIS (1982) afirma que em um ensaio de tração simples, o aço deve apresentar deformação imediata com boa aproximação, conforme indicado na Figura 3.5. Enquanto carregado no trecho retilíneo OB , o material

apresenta somente deformações elásticas. No entanto, ao ser carregado até o ponto C , seu descarregamento se dará por CD , surgindo uma combinação de deformações elásticas ε^e e plásticas ε^p . Caso a tensão aplicada no aço se mantenha constante por algum tempo, poderão surgir deformações não-imediatas, ou seja, de origem viscosa.

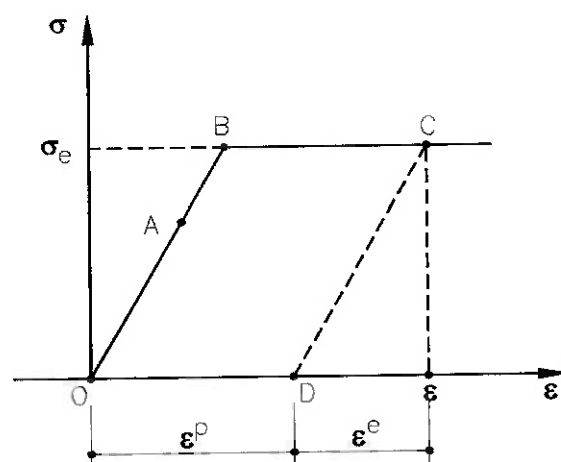


Figura 3.5 Ensaio de tração simples no aço (ZAGOTTIS, 1982).

Um ensaio de compressão simples em uma peça de concreto também pode representar esse fenômeno, conforme ilustrado na Figura 3.6. Enquanto carregado no trecho OB , o concreto apresenta apenas deformações elásticas. Caso seja carregado até o ponto C , seu descarregamento se dará por CD , aparecendo uma combinação de deformações elásticas ε^e e plásticas ε^p . Mantendo-se a tensão aplicada no concreto por algum tempo, poderão ser observadas deformações não-imediatas de origem viscosa.

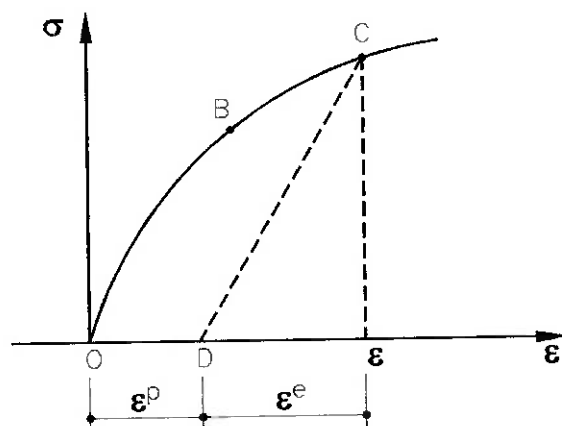


Figura 3.6 Ensaio de compressão simples no concreto (ZAGOTTIS, 1982).

Verifica-se, portanto, que um modelo reológico que represente o aço e o concreto deve ser formado pela conjugação de modelos elásticos, plásticos e viscosos.

3.3 Critérios de Ruptura

Em condições normais, solicitações externas provocam deformações do solo, que se estabiliza num arranjo entre partículas, diferentemente da forma anterior. Contudo, em algumas solicitações, as forças transmitidas pelas partículas são superiores ao que o atrito e o entrosamento entre partículas pode suportar. As partículas passam a se deslocar de tal maneira que descaracterizam o formato original do solo. Esta situação define a ruptura do solo.

A análise do estado de tensões que provoca a ruptura é o estudo da resistência ao cisalhamento do solo, sendo os critérios de ruptura de Coulomb e de Mohr, os que melhor representam o comportamento dos solos.

Pode-se expressar o critério de Coulomb como: "não há ruptura se a tensão de cisalhamento não ultrapassar um valor dado pela expressão $c+f\cdot\sigma$, sendo c e f constantes do material e σ a tensão normal existente no plano de cisalhamento". Estes parâmetros são apresentados na Figura 3.7a.

O critério de Mohr afirma que "não há ruptura enquanto o círculo representativo do estado de tensões se encontrar no interior de uma curva, que é a envoltória dos círculos relativos a estados de ruptura, observados experimentalmente para o material". A Figura 3.7b mostra a envoltória de Mohr, sendo o círculo B representativo de um estado de tensões em que não há ruptura e o círculo A , tangente à envoltória, indicativo de um estado de tensões na ruptura (PINTO, 1998).

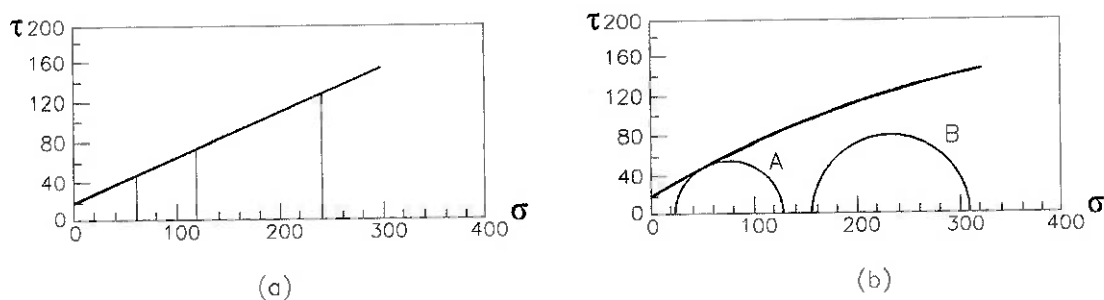


Figura 3.7 Critérios de ruptura: (a) de Coulomb e (b) de Mohr (PINTO, 1998).

Freqüentemente, as envoltórias de Mohr são substituídas por retas que melhor se ajustam à envoltória, uma vez que as curvas são de difícil aplicação. Deve-se levar em consideração o nível de tensões do projeto em

análise para que seja escolhida a reta a ser adotada. Ao ser definida uma reta, o coeficiente linear c perde o sentido de coesão, que seria a parcela de resistência independente da existência da tensão normal. Esse coeficiente passa então, a ser denominado de intercepto de coesão.

Admitindo-se uma reta como envoltória de Mohr, seu critério passa a ser análogo ao de Coulomb, justificando a expressão "Critério de Mohr-Coulomb", comumente empregada em Mecânica dos Solos.

3.4 Equilíbrio Plástico no Solo

Para uma análise rigorosa do comportamento do solo sob carregamentos aplicados, deve ser utilizado o critério de deformação, desde que a distribuição de tensões desenvolvidas nos solos adjacentes às estruturas seja extremamente sensível aos movimentos totais e relativos das estruturas (SCOTT, 1965).

Admita-se uma fundação corrida implantada na superfície de uma camada de solo cujo comportamento seja elasto-plástico. Se a carga q' aplicada sobre a sapata partir de zero, crescendo gradualmente, nota-se um comportamento elástico para pequenos valores de q' . À medida que a carga cresce, determinadas regiões do solo, cujas tensões atingem a superfície de escoamento, passam a se comportar plasticamente. Porém, nesta etapa ainda não há movimentos de massas de solo plastificadas, e é por isso que elas se encontram confinadas ou contidas por regiões elásticas ao seu redor. Nesta fase do comportamento elasto-plástico, considera-se que as deformações que ocorrem são denominadas deformações plásticas restringidas.

Caso a carga q' continue aumentando, as regiões plastificadas vão se expandindo até que, ao atingir a carga de colapso, uma parte significativa do solo se encontre no regime plástico. A partir de então, grandes deslocamentos de massas de solo ocorrem e a fundação sofre elevados recalques sob carga constante, caracterizando deslocamentos plásticos não-restringidos.

Vale salientar que a análise descrita acima, incluindo comportamento elástico, plástico restringido e plástico não-restringido é complicada e pouco prática, interessando apenas as deformações elásticas (determinadas a partir da teoria da elasticidade) e a carga de colapso (determinada pelos métodos da linha de escorregamento, do equilíbrio limite ou da análise limite) (VELLOSO & alli, 1998).

Para empregar um dos métodos mencionados de determinação da carga de colapso, deve-se admitir que o solo possui um comportamento rígido-plástico perfeito. A descrição desses métodos utilizados para a determinação dos empuxos ativo e passivo será feita a seguir.

3.4.1 Método da Linha de Escorregamento

No instante de escoamento plástico iminente, tanto as condições de equilíbrio quanto as de plastificação, devem ser satisfeitas na região sob a sapata. Ao utilizar o critério de Coulomb para a condição de plastificação, combinado com as equações de equilíbrio, obtém-se um sistema de equações diferenciais nessa região. Para se determinar o campo de tensões na massa de solo, deve-se adicionar as condições de contorno para as tensões. Devem ser utilizadas coordenadas cujas direções coincidam com a direção do plano de

escorregamento ou ruptura, sendo essas direções denominadas linhas de escorregamento.

Cabe mencionar que no caso de deformações planas, há algumas vezes determinância estática, ou seja, tem-se o mesmo número de equações e incógnitas (tensões). No entanto, isso não ocorre na maioria dos casos, sendo necessário usar a relação tensão-deformação a fim de solucionar o problema.

Em geral, como apenas parte da massa de solo está no estado de equilíbrio plástico, constrói-se o campo de linhas de escorregamento nesta região, satisfazendo as equações de equilíbrio em todos os pontos da mesma e as condições de contorno relacionadas diretamente à região. Assim sendo, tem-se um campo parcial de tensões.

SOKOLOVSKII (1965) apud CHEN (1975) adotou um procedimento numérico para a determinação de empuxos de terra, baseado na aproximação por diferenças finitas, utilizando as equações das linhas de escorregamento.

3.4.2 Método do Equilíbrio Limite

O método do equilíbrio limite consiste, inicialmente, em se construir um mecanismo de colapso, arbitrário, adotando uma superfície de ruptura de forma simples (plana, circular ou espiral logarítmica). A seguir, garantindo-se o atendimento ao critério de escoamento em todos os pontos da superfície de escoamento, pode-se estudar o equilíbrio estático dos blocos que compõem o mecanismo de colapso. A solução do problema resume-se então, à pesquisa do mecanismo de colapso que oferece maior risco e, portanto, menor segurança (VELLOSO & alli, 1998).

Ao contrário dos demais métodos, este é essencialmente aproximado; porém a experiência tem mostrado que ele conduz a soluções que concordam relativamente bem com as observações de colapso em casos reais de obra.

Geralmente, a estabilidade de taludes em obras de engenharia é analisada por métodos de equilíbrio limite, sendo os métodos das lamelas mais comumente usados. Esses métodos baseiam-se na formação de um mecanismo de ruptura caracterizado pelo deslocamento de uma massa de solo ao longo de uma superfície de ruptura. As hipóteses simplificadoras, diferentes em cada método, normalmente se referem às forças interlamelares.

3.4.3 Método da Análise Limite

Conforme mencionado anteriormente, a solução completa e rigorosa de um problema elasto-plástico de Mecânica dos Corpos Deformáveis é extremamente complexa, pois envolve a resolução de um conjunto de equações constituído por: equações de equilíbrio, equações de compatibilidade, relações tensão-deformação na fase elástica e na fase plástica e critério de escoamento (VELLOSO & alli, 1998).

O método da análise limite permite que, por simplificações introduzidas, ignorando-se algumas das equações supracitadas, sejam obtidos os limites inferior e superior para as cargas de colapso. Esse método fundamenta-se em dois teoremas: teorema do limite inferior e teorema do limite superior.

3.4.3.1 Teorema do Limite Inferior

“As cargas determinadas somente a partir da distribuição de tensões e que satisfazem as equações de equilíbrio e as condições de contorno das tensões e não violam em ponto algum o critério de plastificação não são maiores que a verdadeira carga de colapso”.

De acordo com MAFFEI et al (1993), uma distribuição de tensões que satisfaça os itens anteriores é um campo estaticamente admissível de tensões, podendo-se enunciar o teorema de outra maneira: “se um campo de tensões estaticamente admissível for determinado, não ocorrerá escoamento plástico irrestrito com um carregamento menor”.

As técnicas que usam o teorema só levam em conta equilíbrio e plastificação e não, a cinemática do solo (velocidade de deformação).

3.4.3.2 Teorema do Limite Superior

“As cargas determinadas igualando-se a taxa externa de trabalho à taxa interna de dissipação de energia em um modo adotado de deformação (ou campo de velocidades de deformação), e que satisfazem as condições de contorno de velocidades e as condições de compatibilidade entre deformação e velocidade, não são menores que a verdadeira carga de colapso”.

Um campo de velocidades que satisfaça as condições mencionadas anteriormente é denominado campo de velocidades cinematicamente admissível, podendo o teorema também ser enunciado como: “se um campo de

velocidades cinematicamente admissível for determinado, o escoamento plástico irrestrito é iminente ou já ocorreu”.

Pode-se afirmar que as técnicas que utilizam esse teorema consideram apenas os modos de velocidades e ruptura e dissipação de energia. Não é necessário que a distribuição de tensões esteja em equilíbrio, devendo ser definida somente nas regiões em deformação.

Desta forma, verifica-se que os dois teoremas permitem que a carga de colapso seja “abraçada”, desde que os campos de velocidades e de tensões sejam escolhidos adequadamente.

A seguir, serão descritos alguns métodos de determinação de empuxos de terra baseados nos métodos acima mencionados.

3.5 Empuxos de Terra

Pode-se afirmar que uma massa de solo está em equilíbrio plástico, se cada ponto da mesma encontra-se na iminência de ruptura. RANKINE (1857) estudou os estados de tensão, correspondentes a aqueles estados de equilíbrio plástico, que se produzem simultaneamente em todos os pontos de uma massa semi-infinita de solo, sujeita apenas ao peso próprio. Denominam-se estados de equilíbrio plástico de Rankine todos os estados de equilíbrio plástico similares aos considerados por Rankine.

A Figura 3.8 apresenta os estados de equilíbrio plástico de Rankine, representando a superfície horizontal de uma massa semi-infinita de areia AB, sem coesão, com peso específico γ , um prisma de areia de base unitária Q e altura z. Sendo o prisma simétrico em relação a qualquer plano vertical, a

tensão normal na base, $\sigma_v = \gamma \cdot z$, é uma tensão principal e as tensões σ_h , normais às faces verticais, são também tensões principais.

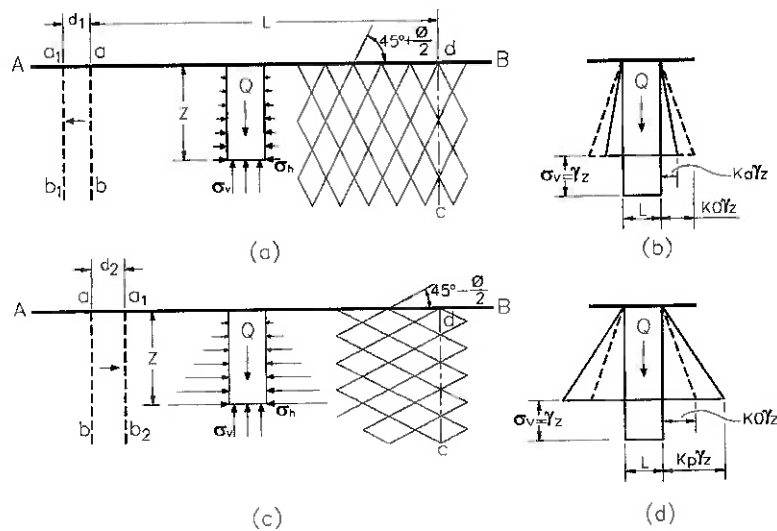


Figura 3.8 Estados de equilíbrio plástico de Rankine: (a) e (b) ativo e (c) e (d) passivo (TERZAGHI & PECK, 1973).

Para um material sem coesão, a relação entre as tensões principais não pode exceder o valor:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (1)$$

A tensão vertical σ_v de uma areia pode ser tanto a tensão principal maior quanto a menor e a relação $K = \sigma_h / \sigma_v$ pode adquirir valores entre os limites:

$$K_a = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (2)$$

e

$$K_p = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (3)$$

Admitindo-se uma areia em repouso, depositada pela natureza ou artificialmente pelo homem, K adquire um valor K_0 intermediário entre K_a e K_p , tal que : $\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$.

O valor K_0 é uma constante empírica denominada coeficiente de empuxo em repouso e sua intensidade depende da densidade relativa da areia e do processo de formação do depósito.

TERZAGHI & PECK (1973) afirmam que para que o K de uma areia possa passar de K_0 de um solo em repouso a qualquer outro valor, é necessário que toda a massa experimente um movimento de expansão ou de contração no sentido horizontal. Já que o peso de areia, situado sobre um plano horizontal qualquer, não sofre com este movimento nenhuma troca, a tensão vertical σ_v não se altera. No entanto, a tensão horizontal $\sigma_h = K \cdot \sigma_v$ diminui se a massa se expande e aumenta se a massa se contrai.

Quando a massa de areia se expande, as seções verticais quaisquer ab e cd separam-se e o valor de K diminui até alcançar o valor K_a . Neste momento, a areia entra no estado ativo de Rankine e a uma profundidade qualquer z , a tensão horizontal passa a ser:

$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v = K_a \cdot \gamma \cdot z \quad (4)$$

O valor K_a denomina-se coeficiente de empuxo ativo. A Figura 3.8b indica, para este estado, a distribuição de tensões sobre as faces e a base de um elemento qualquer. Uma expansão maior da massa de areia não produz mais efeito sobre o valor de σ_h , porém origina um deslizamento ao longo de dois conjuntos de superfícies planas, como as ilustradas à direita da Figura 3.8a, e que interceptam a direção da tensão principal menor com um ângulo de

$45^\circ + \phi/2$. Como esta tensão principal é horizontal, no caso do estado ativo de Rankine, os planos de deslizamento sobre uma seção vertical paralela à direção de expansão, chama-se esquema de deslizamentos.

Uma compressão horizontal de toda a massa de areia produz um movimento de ab para cd , como indicado na Figura 3.8c, e como consequência, a relação $K = \sigma_h/\sigma_v$ aumenta. Assim que K atinge K_p , chega-se ao estado passivo de Rankine e a uma profundidade qualquer z , a tensão horizontal alcança o valor

$$\sigma_h = K_p \cdot \sigma_v = K_p \cdot \gamma \cdot z \quad (5)$$

em que K_p é o coeficiente de empuxo de terra passivo.

Como a tensão principal menor do estado passivo de Rankine é vertical, as superfícies de deslizamento elevam-se formando um ângulo de $45^\circ - \phi/2$ com a horizontal, conforme apresentado na Figura 3.8c.

Os estados ativo e passivo de Rankine constituem os dois estados limite de equilíbrio das areias. Qualquer estado intermediário, inclusive o de repouso, denomina-se estado de equilíbrio elástico.

3.5.1 Teoria de Rankine

RANKINE (1857) apresentou sua teoria de cálculo de empuxos para o caso particular de:

- terraplano horizontal;
- material não-coesivo;
- ausência de atrito entre o maciço e o muro;

- ausência de água e
- as tensões horizontal (σ_h) e vertical (σ_v) correspondendo, respectivamente, às tensões principais menor e maior.

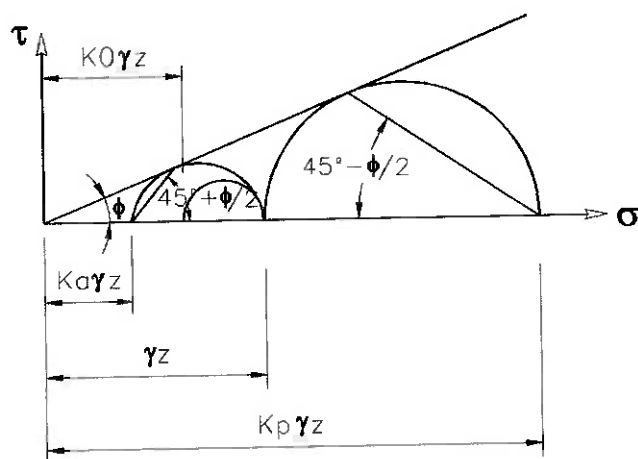


Figura 3.9 Círculo de Mohr das tensões atuantes sobre um elemento de solo à profundidade z (TERZAGHI, 1943).

Na Figura 3.9, estão apresentados o círculo de Mohr, que corresponderia ao menor σ_h tangente à envoltória de Mohr-Coulomb, determinando o estado ativo, e o círculo tangente à envoltória, correspondente ao maior valor de σ_h , determinando o estado passivo. Através desses círculos, RANKINE (1857) obteve as expressões utilizadas para cálculo dos empuxos e os planos de ruptura correspondentes.

Desta forma, para cada altura z há um plano que corresponde à condição de plastificação, associado ao empuxo ativo ou passivo atuante, impossibilitando o acréscimo de carregamento, pois já foi atingido o equilíbrio limite ou equilíbrio plástico. Com o equilíbrio satisfeito, ficam atendidas as três condições da teoria da plasticidade para que a solução seja verdadeira.

Portanto, Rankine parte da condição de plastificação e do equilíbrio e chega a um mecanismo.

As expressões do empuxo de Rankine podem ser deduzidas a partir dos círculos de Mohr da Figura 3.9, os quais representam o estado de tensões atuantes sobre um elemento de solo não-coesivo, a uma profundidade z .

As expressões utilizadas para o cálculo dos empuxos ativo e passivo são:

$$E_a = \int_0^H \sigma' dh = \int_0^H K_a \cdot \gamma \cdot h dh = K_a \gamma \frac{H^2}{2} \quad (6)$$

$$E_p = \int_0^H \sigma' dh = \int_0^H K_p \cdot \gamma \cdot h dh = K_p \gamma \frac{H^2}{2} \quad (7)$$

A direção dos empuxos ativo e passivo na teoria de Rankine é horizontal, se a parede for vertical e a superfície do terrapleno horizontal e o ponto de aplicação situa-se no centro de gravidade de cada triângulo, isto é, no terço inferior da altura de contenção.

A presença de água no subsolo deverá ser considerada a partir dos condicionantes hidrogeológicos da região, das permeabilidades das várias camadas de solo e da parede de contenção, assim como do seu embutimento, devendo-se utilizar o nível d'água estático.

3.5.2 Teoria de Coulomb

A teoria de Coulomb para o cálculo de empuxos, na condição de equilíbrio limite, foi estabelecida em 1773, mais tarde tendo sido estendida para

o caso de maciço com coesão, adesão e atrito, com superfície livre inclinada e sobrecarga uniformemente distribuída, além de efeitos sísmicos.

Ao contrário do que ocorre com a teoria de Rankine, a teoria de Coulomb parte de um mecanismo, supondo superfície de ruptura (ou plastificação) plana, a partir da qual pode ser obtido o valor do empuxo. Admite-se a formação de uma superfície de deslizamento plana, que passe pelo pé da parede, ao longo da qual a resistência ao cisalhamento deve estar totalmente mobilizada.

Quando as condições reais respeitam as hipóteses de Rankine, os valores dos empuxos determinados pelas duas teorias de Rankine e Coulomb são iguais, sendo estes os valores verdadeiros.

Para se determinar o empuxo ativo, diversas cunhas de deslizamento podem ser consideradas, dentre as quais a apresentada na Figura 3.10 pela linha \overline{BC} .

Os esforços atuantes na cunha são: o peso W da cunha de direção e intensidade conhecidas, a reação N do terreno, cuja direção forma um ângulo ϕ com a normal à superfície BC e o empuxo E_a resistido pela parede, cuja direção forma um ângulo δ com a normal à parede.

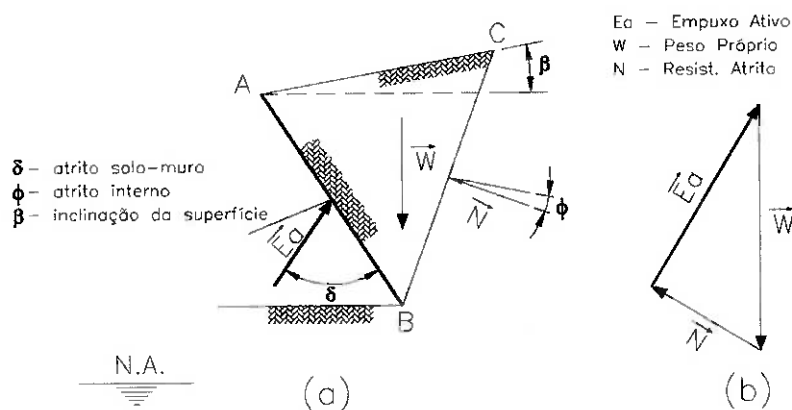


Figura 3.10 Empuxo ativo segundo Coulomb: (a) cunha crítica e (b) polígono de forças (VARGAS, 1977).

A obtenção da cunha crítica pela teoria de Coulomb pode ser feita de forma gráfica ou analítica.

Graficamente, admitem-se várias inclinações (α) do plano de ruptura e determina-se o valor do empuxo para cada uma delas.

Analiticamente, uma vez estabelecidas as equações de equilíbrio de forças para os diferentes valores de α , pode-se definir a função $E=f(\alpha)$ e encontrar o máximo desta função, que é o valor do empuxo procurado.

O valor de E_a pode ser obtido traçando-se o polígono de forças atuantes sobre a cunha crítica. Para a determinação desta cunha, traçam-se cunhas de inclinações variáveis α_i e obtém-se a intensidade do empuxo para cada uma delas. Em seguida, plota-se um gráfico $E_a \times \alpha$ e encontra-se o máximo E_a , que é o valor procurado. Este procedimento pode ser observado nas Figuras 3.11 e 3.14.

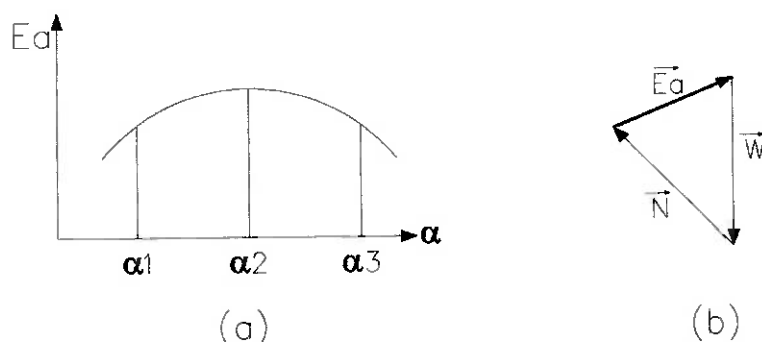


Figura 3.11 Determinação de empuxo ativo: (a) variação do empuxo para diversas inclinações α e (b) polígono de forças (VARGAS, 1977).

Na metodologia de Coulomb, para considerar-se o lençol estático na determinação do empuxo ativo, admitem-se duas situações: muro totalmente submerso e muro com água em apenas um lado, sem a possibilidade de formação de redes de fluxo (paredes e fundo impermeáveis), conforme apresentado na Figura 3.12.

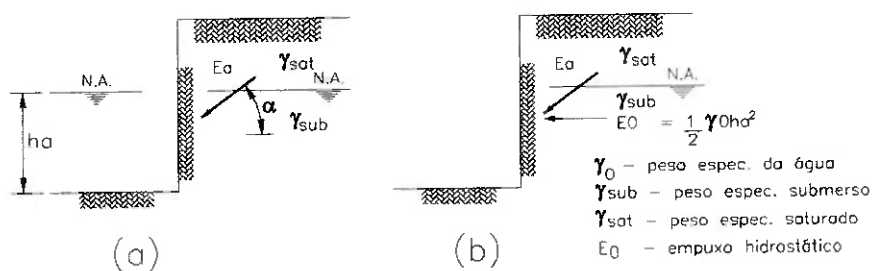


Figura 3.12 Efeito do lençol estático de água no empuxo ativo: (a) muro totalmente submerso e (b) muro com água em apenas um lado (VARGAS, 1977).

A Figura 3.13 mostra como o efeito do fluxo pode ser considerado no cálculo do empuxo ativo, sendo:

- W - peso da cunha e deslizamento;
- N - reação do terreno;

- U - resultante das pressões neutras devido à percolação ao longo da superfície de ruptura;
- C - coesão;
- A - força de adesão do material do solo ao muro e
- E_a - empuxo ativo.

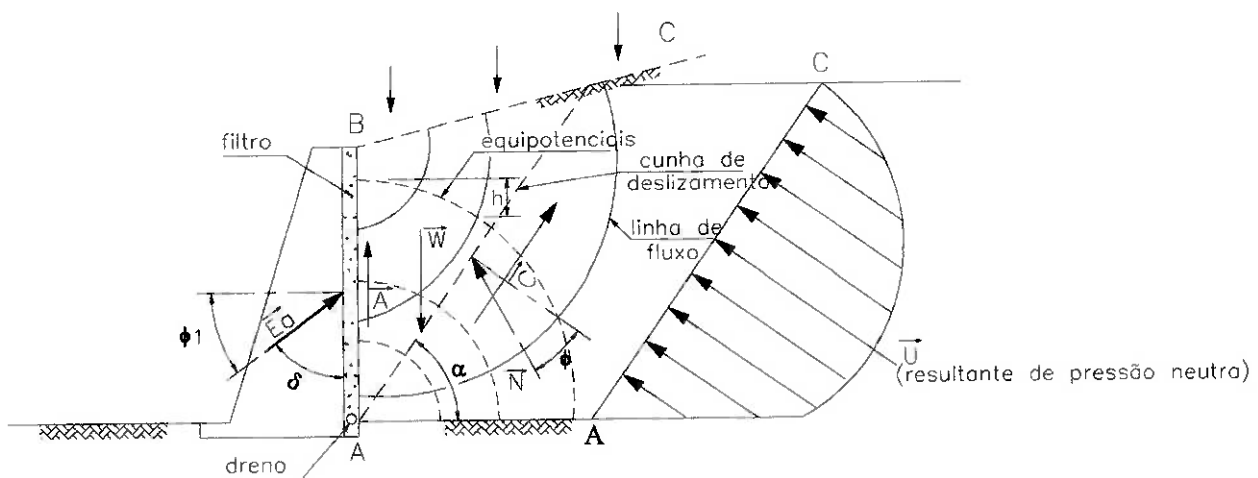


Figura 3.13 Efeito do fluxo no cálculo do empuxo ativo (VARGAS, 1977).

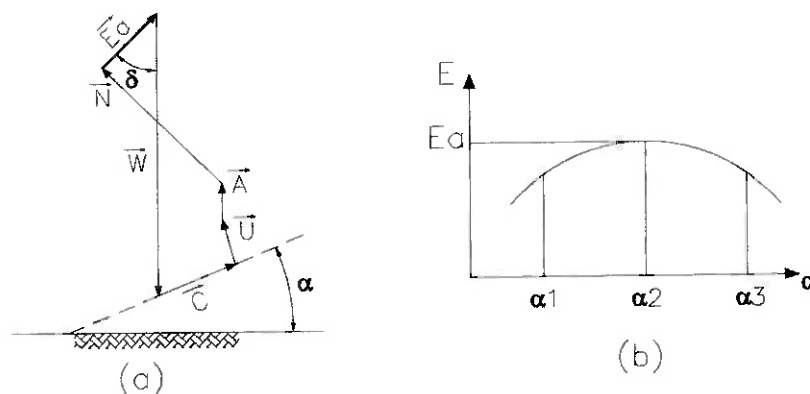


Figura 3.14 Determinação do empuxo ativo para solos coesivos considerando-se o efeito do fluxo de água: (a) polígono de forças e (b) variação do empuxo para diversas inclinações α (VARGAS, 1977).

O método de cálculo para a determinação do empuxo passivo de solos não-coesivos simplesmente é uma extensão da teoria de Coulomb. Ao

contrário do que ocorre para o empuxo ativo, procura-se o menor valor de empuxo que equilibre a cunha de ruptura ABC (Figura 3.15).

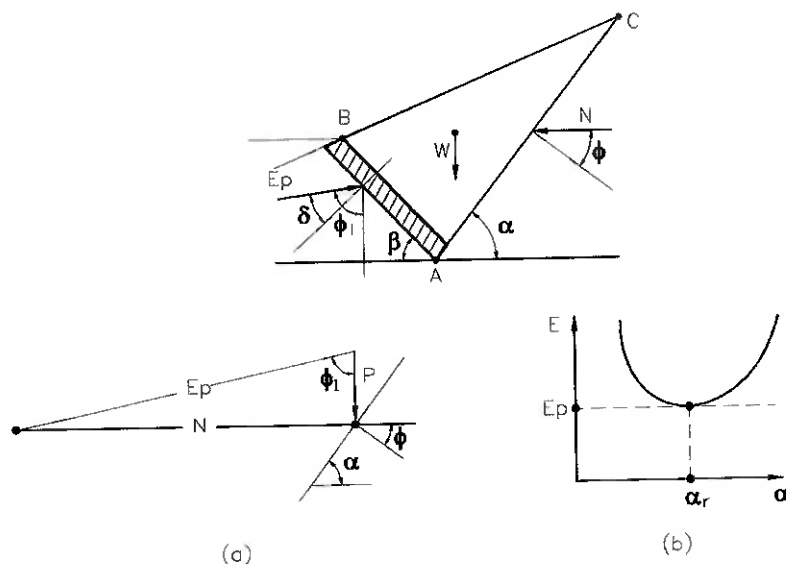


Figura 3.15 Empuxo passivo pela teoria de Coulomb: (a) polígono de forças e (b) variação do empuxo para diversas inclinações α (VARGAS, 1977).

O empuxo passivo E_p fará um ângulo δ que corresponde ao ângulo entre o solo e o material da placa AB , enquanto a resistência de atrito ao longo da possível superfície de ruptura AC fará um ângulo de atrito interno do solo ϕ com a normal a essa superfície.

Faz-se a composição do peso da cunha W deslizando com a força de atrito N e o empuxo E_p . Variando-se o ângulo de inclinação da superfície de ruptura α , obtêm-se diversos valores de E , sendo o empuxo passivo E_p , o valor mínimo encontrado.

Nota-se que o empuxo ativo obtido pela teoria de Coulomb é o valor máximo encontrado, enquanto o passivo, é o mínimo. No entanto, para um mesmo solo, o valor absoluto de E_p é maior que E_a e a inclinação α é maior para o empuxo ativo e menor, para o passivo.

3.5.3 Métodos para Determinação do Empuxo Passivo

Além das teorias de Rankine e Coulomb, existem outras teorias que utilizam métodos de equilíbrio limite para a determinação dos empuxos passivos. No presente trabalho serão apresentados os métodos mais divulgados e utilizados na prática de Engenharia.

3.5.3.1 Método da Espiral Logarítmica

A Figura 3.16a é uma seção através da face de contato ab de um bloco de alvenaria que é pressionado contra uma massa de solo não-coesivo com uma superfície horizontal.

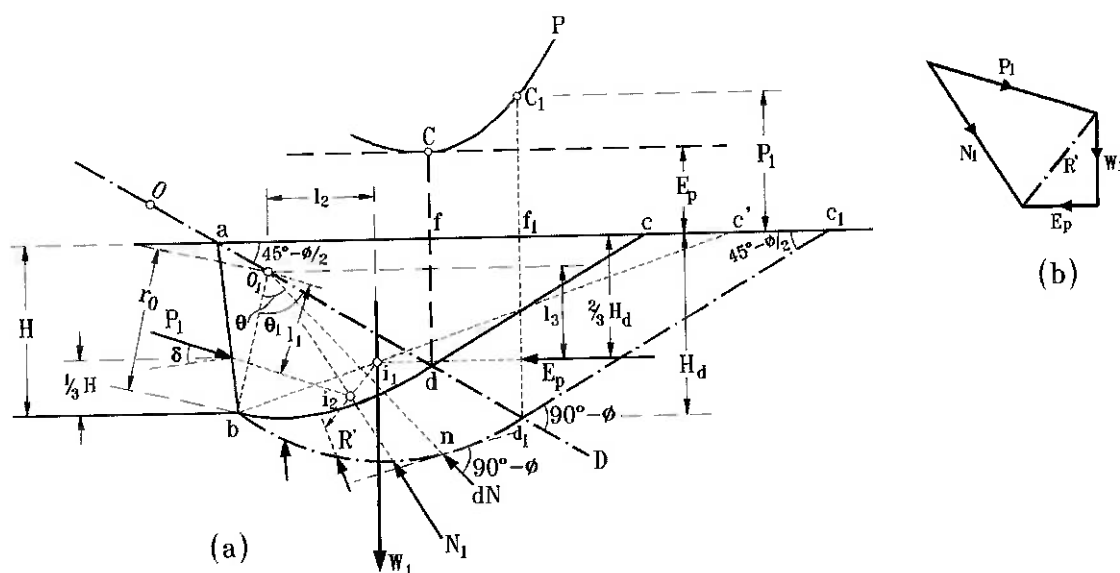


Figura 3.16 Método da espiral logarítmica para determinação do empuxo passivo em areias (a) método gráfico e (b) polígono de forças (TERZAGHI, 1943).

A superfície de escorregamento bc consiste em uma parte curva bd e outra plana dc , que forma um ângulo $45^\circ - \phi/2$ com a horizontal. O ponto d localiza-se numa linha reta aD que desce com ângulo $45^\circ - \phi/2$ a partir da horizontal. Como a posição de d é desconhecida, admite-se, como primeira tentativa, uma superfície de escorregamento que passe arbitrariamente por um ponto d_1 na linha aD . Dentro da massa de solo representada por um triângulo ad_1c_1 , o estado de tensão é o mesmo que em uma massa semi-infinita no estado passivo de Rankine. As tensões cisalhantes ao longo das seções verticais são iguais a zero. Portanto, o empuxo passivo E_p na seção vertical d_1f_1 é horizontal e atua numa profundidade igual a $2H_d/3$, sendo:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p \quad (8)$$

Admite-se que a parte curva bd_1 da seção através da superfície de escorregamento (Figura 3.16a) consiste em uma espiral logarítmica com a equação:

$$r = r_0 e^{\theta \cdot \text{tg} \phi} \quad (9)$$

cujo centro O_1 está localizado na linha ad_1 . Nesta equação, r representa o comprimento de qualquer vetor O_1n que forma um ângulo θ (em radianos) com o vetor O_1b e $r_0 = O_1b$ é o comprimento do vetor para $\theta = 0$. Todo vetor que passa pelo centro O_1 da espiral logarítmica da equação (9) intercepta a tangente correspondente à espiral em um ângulo $90^\circ - \phi$, como mostra a Figura 3.16a. Como o centro O_1 da espiral está localizado na linha aD , a espiral correspondente à equação (9) passa sem ruptura pela seção direta d_1c_1 . Mais, em qualquer ponto n da seção curva da superfície de escorregamento, a

reação dN atua num ângulo ϕ com a normal ou num ângulo $90^\circ - \phi$ com a tangente à espiral. Esta direção é idêntica àquela do vetor O_1n . Por isso, a reação resultante N_1 ao longo da seção curva bd_1 também passa pelo centro O_1 .

Como a superfície da massa não está sob ação de sobrecarga e a coesão adotada é nula, o ponto de aplicação do empuxo passivo na face ab é localizado a uma altura $H/3$ acima de b . Sobre a massa de solo abd_1f_1 (Figura 3.16a) com peso W_1 atuam a força horizontal E_p , a força P_1 exercida pelo corpo da alvenaria e a reação N_1 que passa pelo centro O_1 da espiral. O equilíbrio do sistema requer que o momento de todas as forças em relação ao centro O_1 da espiral seja nulo.

Esse problema também pode ser resolvido graficamente, utilizando o polígono de forças indicado na Figura 3.16b. Para determinar a direção da força N_1 , uni-se o peso W_1 e a força E_p , obtendo-se a resultante R' . Na Figura 3.16a, essa resultante deve passar pelo ponto de intersecção i_1 entre E_p e W_1 . Ela intercepta a força P_1 num ponto i_2 . O equilíbrio requer que a força N_1 passe pelo mesmo ponto. Como exposto acima, também deve passar pelo centro O_1 da espiral. A partir disso, tem-se a direção de N_1 e o polígono de forças pode ser fechado, traçando-se P_1 , na Figura 3.16b, paralelo a P_1 da Figura 3.16a e N_1 , na Figura 3.16b, paralelo a N_1 da Figura 3.16a. Além disso, pode-se obter a intensidade da força P_1 exigida para produzir o escorregamento ao longo da superfície bd_1c_1 .

Em seguida, deve-se repetir a investigação para outras espirais passando pelo ponto b , que interceptam o plano aD em diferentes pontos d_2 , d_3 , e assim por diante. Os pontos correspondentes P_1 , P_2 , P_3 , são plotados em

ordenadas f_1C_1 , acima dos pontos f_1 , etc. Desta forma, obtém-se a curva P mostrada na Figura 3.16a. O deslizamento ocorre ao longo da superfície de escorregamento correspondente ao menor valor de E_p , neste caso indicado pela distância fC . O ponto de interseção d entre a superfície de escorregamento e a linha aD está localizado numa vertical que passa pelo ponto f . A seção plana da superfície de escorregamento sobe formando um ângulo igual $45^\circ - \phi/2$ com a superfície horizontal.

O maior erro associado a esse procedimento é de aproximadamente 3%, o que é desprezível. A linha pontilhada bc' indica a superfície de escorregamento determinada pela teoria de Coulomb, sendo a largura ac' do topo da cunha abc' de Coulomb, um pouco maior que a distância ac .

Vale mencionar que, caso a massa de solo seja coesiva ou esteja sob ação de uma sobrecarga, o empuxo passivo deverá ser calculado acrescentando as respectivas parcelas $2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_p}$ e $q \cdot H \cdot K_p$.

3.5.3.2 Método do Círculo de Atrito

Para a utilização do método do círculo de atrito, admite-se que a parte curva da superfície de escorregamento bc , da Figura 3.17a, consiste em um arco de círculo bd_1 com raio r_1 que passa sem ruptura pela seção plana d_1c . O centro desse círculo está localizado numa linha que passa por d_1 , formando um ângulo ϕ com ad_1 (Figura 3.17a), a uma distância $O_1d_1 = O_1b$ do ponto d_1 . Em qualquer ponto n da seção curva, a reação elementar dN é tangente ao

círculo C_f concêntrico ao círculo a qual pertence o arco bd_1 . O raio do círculo C_f é $r_f=r_1\text{sen}\phi$. Este círculo é denominado de círculo de atrito.

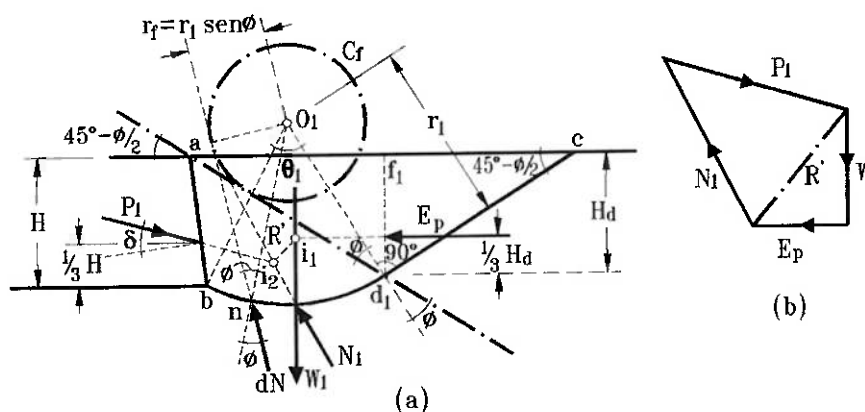


Figura 3.17 Método do círculo de atrito para determinação do empuxo passivo em areias (a) método gráfico e (b) polígono de forças (TERZAGHI, 1943).

Como aproximação, adota-se que a reação resultante N_1 também é tangente ao círculo. Para determinar a força P_1 , unem-se as forças W_1 e E_p na resultante R' , conforme apresentado no polígono de forças da Figura 3.17b. Na Figura 3.17a esta resultante deve passar pelo ponto de intersecção i_1 entre E_p e W_1 . Ela intercepta a força P_1 no ponto i_2 . Para manter o equilíbrio, a reação N_1 deve passar pelo ponto de intersecção i_2 . Como N_1 foi adotada tangente ao círculo de atrito C_f , ela deve estar localizada como mostrado na Figura 3.17a. Como a direção de N_1 é conhecida, a força P_1 pode ser determinada pelo polígono de forças da Figura 3.17b. O menor valor E_p da força lateral exigida para produzir o escorregamento pode ser determinado, traçando-se uma curva similar a CP na Figura 3.16a. Isto requer a repetição do cálculo de diversos círculos, cada um passando pelo ponto b . Os valores de P_1, P_2, P_3 , etc obtidos até aqui são plotados como ordenadas acima da linha que representa a superfície horizontal do terreno.

O erro mais importante associado ao método do círculo de atrito está relacionado à hipótese de que a reação N_1 , na Figura 3.17a é tangente ao círculo de atrito C_f , com raio r_f . Na realidade, a reação resultante N_1 é tangente a um círculo de raio r'_f maior que r_f . Ao considerar-se N_1 tangente a um círculo de raio r'_f , o ângulo de inclinação de N_1 no polígono de forças (Figura 3.17b) seria menor e o valor de P_1 maior. Sendo assim, a hipótese de que $r'_f = r_f$ está a favor da segurança.

Da mesma forma como ocorre com o método da espiral logarítmica, caso a massa de solo seja coesiva ou esteja sob ação de uma sobrecarga, o empuxo passivo deverá ser calculado acrescentando as respectivas parcelas $2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_p}$ e $q \cdot H \cdot K_p$.

3.5.3.3 Método de Janbu

Admite-se uma massa de solo delimitada por uma superfície de escorregamento hipotética dividida em lamelas verticais, conforme indicado na Figura 3.18.

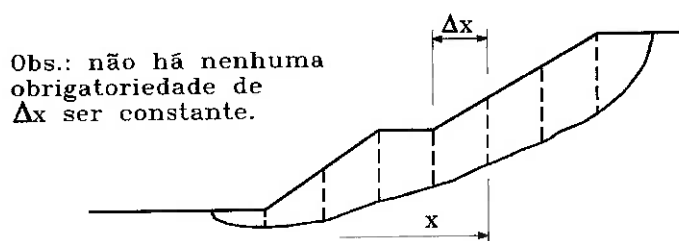


Figura 3.18 Massa de solo dividida em fatias.

JANBU (1957) apresentou um procedimento generalizado do método das fatias, o qual abrange um vasto campo de aplicações, pois não está limitado a qualquer forma particular de superfície de escorregamento, nem tampouco está restrito às condições de solo uniforme ou a qualquer categoria particular de problemas de estabilidade onde as superfícies de ruptura são aplicáveis.

A Figura 3.19 mostra as forças atuantes em cada lamela isolada.

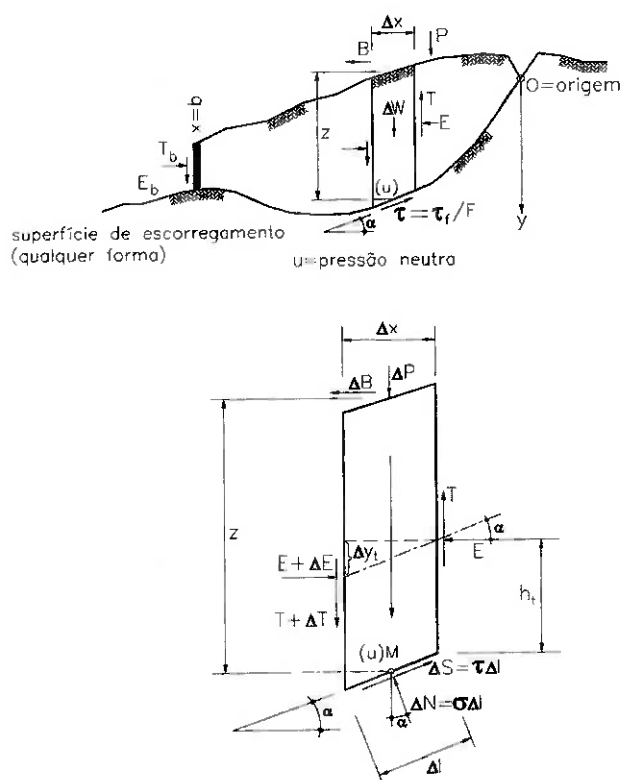


Figura 3.19 Lamela de Janbu (JANBU, 1957).

As equações de equilíbrio utilizadas para cada lamela considerada no método de Janbu são:

$$\text{Vertical: } dW + dP + dT = dS \cdot \text{sen } \alpha + dN \cdot \text{cos } \alpha \quad (10)$$

$$\text{Horizontal: } dE - dB = -dS \cdot \text{cos } \alpha + dN \cdot \text{sen } \alpha \quad (11)$$

$$\text{Momento em M: } Tdx + E dy_t - dE h_t + dBz = 0 \quad (12)$$

Equilíbrio de toda a massa de escorregamento, considerando corpo

livre:

$$\text{Vertical: } \int_0^b (dS \cdot \text{sen } \alpha + dN \cdot \text{cos } \alpha) = \int_0^b (dW + dP) + T_b \quad (13)$$

$$\int_0^b dT = T_b$$

$$\text{Horizontal: } \int_0^b (-dS \cdot \text{cos } \alpha + dN \cdot \text{sen } \alpha) = E_b - B \quad (14)$$

$$\int_0^b dE = E_b$$

Ao eliminar dN pelas condições (10) e (11), encontra-se :

$$dE = dB + (p + t') \cdot \text{tg } \alpha \cdot dx - \frac{\tau}{\text{cos}^2 \alpha} \cdot dx \quad (15)$$

A força horizontal E em uma seção vertical é obtida integrando-se a equação (15) de 0 a x .

A força cisalhante correspondente T é expressa em termos de E e B , dividindo a equação (12) por dx .

$$T = -E \cdot \text{tg } \alpha_t + h_t \cdot \frac{dE}{dx} - z \cdot \frac{dB}{dx} \quad (16)$$

Se a força resultante na face de contorno, $x=b$, é representada pelas componentes E_b e T_b , todo o equilíbrio direcional do corpo livre requer:

$$\int_0^b dT = T_b, \int_0^b dE = E_b \quad (17)$$

O equilíbrio total dos momentos é satisfeito pela equação (16).

As fórmulas utilizadas por esse procedimento de cálculo contêm a quantidade t' que é estaticamente indeterminada, enquanto as condições de tensões reais não são exploradas. Entretanto, adotando-se uma posição

razoável da linha de ação, valores precisos das forças internas correspondentes E e T são obtidos das equações (15) e (16) por um processo de aproximações sucessivas.

Primeiramente, valores iniciais E_0 e T_0 são calculados para a condição $t=0$. De T_0 , obtém-se $t_0=dT_0/dx$ que, quando introduzido nas equações (15) e (16), conduz a valores melhores de E_1 e T_1 , e assim por diante. Na maioria dos casos a convergência é muito rápida. Frequentemente é possível obter-se resultados precisos sem aproximação sucessiva, particularmente quando T pode ser estimado no início do cálculo. Nesses casos, recomenda-se usar a equação (16) como controle, observando se T estimado é razoável ou não.

A aplicação das fórmulas utilizadas requer um uso de sinais consistente, por isso é importante notar as direções positivas de todas as forças, internas e externas, definidas pela Figura 3.19.

A componente horizontal para o caso de empuxo passivo vale:

$$E_p = \int_0^b (p + t') \cdot \operatorname{tg}(\alpha + \phi_e) \cdot dx \quad (18)$$

A componente vertical na face de contato bb pode ser expressa por:

$$T_p = P_p \cdot \frac{\operatorname{tg} \delta}{F} \quad (19)$$

Ao admitir parede vertical, superfície do terreno horizontal e aplicar superfícies de escorregamento planas, subindo com ângulo $\alpha=\alpha_w$ com a horizontal, chega-se a:

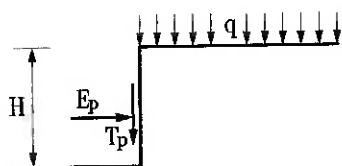
$$E_p = \frac{\cot g \alpha \cdot \operatorname{tg}(\alpha + \phi_e)}{1 - r_r \cdot \operatorname{tg} \phi_e \cdot \operatorname{tg}(\alpha + \phi_e)} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 + q \cdot H \right) \quad (20)$$

O símbolo r_r representa a “razão de rugosidade”, como observado na

Figura 3.20.

$$r_r = \frac{\operatorname{tg} \delta}{\operatorname{tg} \phi} \quad (21)$$

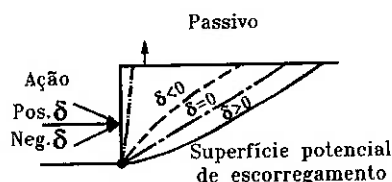
Esboço e fórmulas utilizadas para o caso passivo



$$E_p = K_p \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 + qH \right)$$

$$T_p = \tan \delta_e E_p$$

Convenção de sinais para atrito solo-parede



Razão de rugosidade r_r

$$r_r = \frac{\tan \delta_e}{\tan \phi_e} = \frac{\tan \delta}{\tan \phi}$$

Figura 3.20 Esboço e fórmulas utilizadas para o cálculo do empuxo passivo pelo método de Janbu (JANBU, 1957).

Apesar das equações de equilíbrio serem satisfeitas e as forças internas entre as lamelas estarem inclusas, este processo não consome mais tempo de aplicação que os procedimentos disponíveis para as superfícies de deslizamento específicas. Quando o fator de segurança está sendo determinado, nota-se por experiências práticas que, sem considerar a forma da superfície de escorregamento, o método proposto é tão simples quanto a análise da superfície de ruptura circular (JANBU, 1957).

Deve-se acrescentar que o fator de segurança ao longo da superfície de cisalhamento é sugerido como base de projeto em todos os problemas de estabilidade.

3.5.3.4 Método de Brinch Hansen

Um problema de empuxo de terra envolve, geralmente, um número de forças e dimensões dadas e outro, de desconhecidas, que devem ser determinadas por cálculo. Raramente essas incógnitas podem ser determinadas diretamente, por isso normalmente é necessário iniciar o cálculo por valores estimados e corrigi-los mais tarde, se for preciso.

BRINCH HANSEN (1961), em seu método de cálculo, considerou o estado de ruptura enquanto a estrutura foi projetada, de tal forma que se tivesse certeza quanto à segurança contra ruptura. Isto é alcançado considerando-se o cálculo com carregamentos reais multiplicados por fatores de segurança e as forças cisalhantes divididas por outros fatores de segurança.

O primeiro passo de cálculo consiste em determinar ou escolher o tipo de movimento a ser executado pela estrutura no estado de ruptura. Em alguns casos, o movimento pode ser escolhido para se determinar a eficiência máxima (exemplo: uma laje ancorada irá resistir ao máximo esforço possível de ancoragem por translação). Em outros casos, o movimento é praticamente fornecido (exemplo: uma parede de contenção deve inclinar, rotacionando sobre o ponto abaixo do pé).

Quando o tipo de movimento da estrutura no estado de ruptura for determinado, as possíveis superfícies de ruptura nas massas de solo adjacentes devem ser investigadas. Sendo assim, somente essas superfícies de ruptura deverão ser consideradas, o que implica em movimentos de massa de solo compatíveis com aqueles da estrutura.

A próxima etapa é calcular os empuxos de terra atuantes entre a estrutura e a massa de solo adjacente. Esses empuxos dependerão da superfície de ruptura adotada no solo e podem ser calculados se as tensões internas nas linhas de ruptura forem conhecidas.

Esse conhecimento pode ser obtido de duas formas: através da equação de Kötter, que determina as tensões em qualquer ponto da linha de ruptura curva, somente se elas forem conhecidas em qualquer ponto da linha, ou utilizando uma condição de contorno especial para se obter os resultados mais confiáveis.

Quando as tensões internas nas superfícies de ruptura são conhecidas, os empuxos de terra podem ser calculados por meio de condições de equilíbrio estáticas para diferentes zonas de solo contornadas pelas superfícies de ruptura, pelas superfícies do terreno, paredes ou outros contornos. Para cada zona, separadamente, têm-se três condições de equilíbrio.

Freqüentemente mais que uma superfície de ruptura pode satisfazer condições cinemáticas. O cálculo final deve ser baseado na superfície de ruptura mais crítica, isto é, aquela que fornece o menor valor de empuxo.

Quando os empuxos de terra na estrutura forem determinados, finalmente deve-se considerar o equilíbrio da estrutura propriamente dito. Isto conduz a outras três condições estáticas mas, em alguns casos, somente duas delas são necessárias para solucionar o problema.

Considera-se uma parede com altura H , formando um ângulo j com a vertical (Figura 3.21). O solo, que pode ser estratificado, é caracterizado pelas constantes γ , ϕ e c em cada camada.

Entre a parede e cada camada de solo separada, atua um empuxo de terra com componentes normal E_m e tangencial F_m .

Da superfície do terreno ao pé da parede passa uma superfície de ruptura composta assumida como sendo formada por N_c círculos e N_s linhas retas. Cada círculo é caracterizado por parâmetros geométricos α_n , β_n e k_n e cada linha reta por β_n e k_n .

A superfície de ruptura composta, passando pelo pé da parede, envolve juntamente $3N_c+2N_s$ parâmetros geométricos e se for possível determiná-los, deve-se ter um número de equações correspondentes.

Quando os parâmetros geométricos são determinados, podem ser encontrados os empuxos de terra totais E e F , além da altura z do centro de pressão, por meio das condições de equilíbrio. Pela projeção na normal à parede, pela projeção na parede propriamente dita e determinando os momentos em relação ao pé da parede, tem-se:

$$E = \cos j \cdot \sum H_n - \operatorname{sen} j \cdot \sum U_n \quad (22)$$

$$F = \operatorname{sen} j \cdot \sum H_n + \cos j \cdot \sum U_n \quad (23)$$

$$E_z = -\sum M_n^f \quad (24)$$

A Figura 3.21 mostra um exemplo de determinação da linha de ruptura através do método de Brinch Hansen.

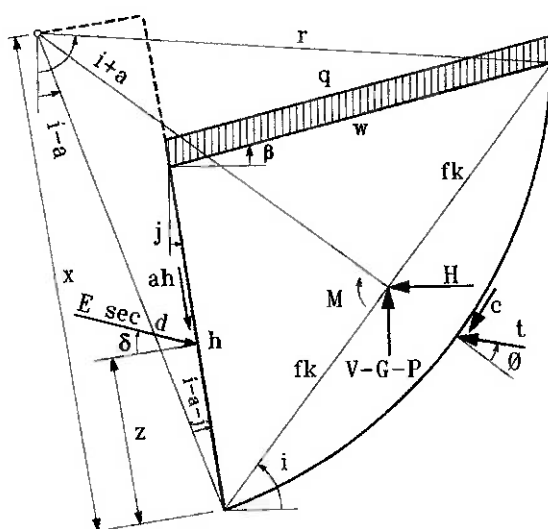


Figura 3.21 Cálculo da linha de ruptura pelo método de Brinch Hansen (HANSEN, 1961).

3.5.4 Comparação entre os Diversos Métodos

Como já visto anteriormente, a teoria de Rankine (1857) parte da envoltória de resistência para se determinar as expressões de cálculo de empuxos e seus correspondentes planos de ruptura. Para cada altura, há um plano que corresponde à condição de plastificação associado ao empuxo ativo ou passivo atuante, que impossibilita o acréscimo de carregamento, uma vez que o equilíbrio limite ou plástico já foi atingido. Satisfeito o equilíbrio, as três condições da teoria da plasticidade estão atendidas para que a solução seja verdadeira. Portanto, a teoria de Rankine parte da condição de plastificação e do equilíbrio e chega a um mecanismo.

Ao contrário da teoria de Rankine, a teoria de Coulomb parte de um mecanismo, supondo superfície de ruptura plana e determina o valor do empuxo. Para cada superfície adotada, encontra-se um valor de empuxo diferente, sendo o empuxo ativo o maior deles e o passivo, o menor.

Analicamente, através da teoria de Coulomb, chega-se às mesmas expressões de Rankine, quando os empuxos são determinados para as condições de terrapleno horizontal, material não-coesivo, ausência de atrito entre o maciço e o muro, ausência de água. Como este método admite reologia do material tipo rígido-plástica, não fornece deslocamentos ocorridos e nem distribuição dos empuxos.

Deve-se salientar que para o empuxo ativo, quando $\delta \neq 0$, COULOMB (1773) fornece sempre empuxo menor que o real, aumentando a diferença com o valor de δ . Além disso, deve-se acrescentar que as superfícies curvas fornecem valores mais realistas, intermediários entre os obtidos pela teoria de Rankine e a teoria de Coulomb. No entanto, as diferenças encontradas ainda são pequenas, atingindo no máximo 10% (MAFFEI et al, 1993).

Os valores de empuxo passivo fornecidos por Rankine e Coulomb afastam-se dos reais, principalmente quando o atrito solo-muro supera 10° . Sendo assim, recomenda-se calcular o empuxo por outros métodos, como o de círculo de atrito.

A influência da rede de fluxo na determinação dos empuxos só pode ser levada em conta utilizando-se métodos cinemáticos como Coulomb e métodos de estabilidade desenvolvidos a partir de equações de equilíbrio, adotando diversas hipóteses simplificadoras (MAFFEI et al, 1993). Além de considerar variações de pressões neutras, alguns desses métodos permitem a aplicação de geometrias mais complexas e a presença de solos heterogêneos.

Para o cálculo de empuxos de terra passivos podem ser utilizados alguns métodos de estabilidade bastante conhecidos no meio técnico, tais

como: método da espiral logarítmica, método do círculo de atrito, método de Janbu e método de Brinch Hansen.

Nenhum dos métodos estudados satisfaz plenamente todas as condições necessárias. Para a sua utilização, as vantagens e desvantagens, que cada um deles apresenta, devem ser ponderadas no momento da escolha.

Os métodos da espiral logarítmica e do círculo de atrito (TAYLOR, 1937, 1948) admitem apenas superfície de ruptura simples, ao contrário do que ocorre com os de Janbu e Brinch Hansen, que permitem sejam consideradas superfícies de escorregamento com quaisquer geometrias.

A maior restrição à utilização do método de Taylor (1937, 1948) é o fato de poder ser aplicado apenas para solos homogêneos, enquanto outros métodos admitem a presença de solos com propriedades de resistência distintas.

DUNCAN & MOKWA (2001) indicaram, conforme Tabela 3.1, as principais vantagens e desvantagens entre a teoria de Rankine, a teoria de Coulomb e o método da espiral logarítmica.

Devido à facilidade de manuseio, podem ser utilizadas as expressões fornecidas pela teoria de Rankine, com valores de K_a e K_p obtidos pelo método cinemático de Cacquot-Kérisel (1973), que leva em consideração o efeito do atrito entre a parede e o solo. A Tabela 3.2 apresenta os valores de K_a e a Tabela 3.3 os valores de K_p .

As Figuras 3.22, 3.23, 3.24 e 3.25 apresentam diagramas comparativos entre os valores de K_a e K_p obtidos por diversos métodos.

Tabela 3.1: Vantagens e desvantagens entre as teorias de empuxo de terra passivo (Traduzido de DUNCAN & MOKWA, 2001).

Teoria	Vantagens	Desvantagens
Rankine	Método mais simples	Adota-se $\delta=i$, em que i =inclinação da superfície do terreno; aplicado somente para condições simples (superfície do terreno plana, sobrecarga uniforme, solo homogêneo)
Coulomb	Aplicável a qualquer valor de atrito da parede $0 \leq \delta \leq \phi$; de fácil aplicação através de tabelas, ábacos ou fórmulas; pode levar em conta condições mais complexas (superfície do terreno irregular, sobrecarga não-uniforme, solo heterogêneo), através de análises gráficas	Empuxos passivos muito altos, quando $\delta \geq 0.4\phi$; condições complexas requerem análises gráficas
Espiral Logarítmica (ábacos e tabelas)	Precisão para qualquer valor de δ ; de fácil aplicação	Aplicável somente para condições simples; não ajusta componentes coesivas de força cisalhante
Espiral Logarítmica (solução gráfica)	Precisão para qualquer valor de δ ; pode considerar tanto coesão quanto força de atrito do solo; é aplicável a condições complexas	Requer análises gráficas complexas
Espiral Logarítmica (solução numérica)	Precisão para qualquer valor de δ ; pode considerar tanto coesão quanto força de atrito do solo; com correção de Ovesen, leva em conta os efeitos 3D	Necessita de programa computacional como PYCAP; PYCAP é aplicável somente a condições simples (terreno plano, parede vertical, sobrecarga uniforme e solo homogêneo)

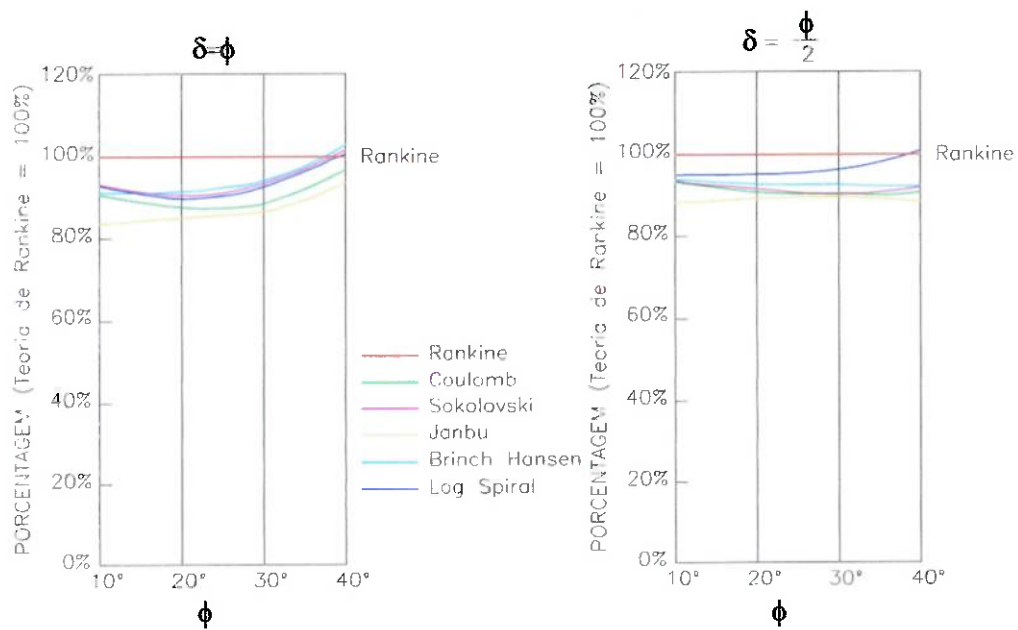


Figura 3.22 Comparação entre coeficientes de empuxo ativo para várias teorias (MORGENSTERN & EISENSTEIN, 1970).

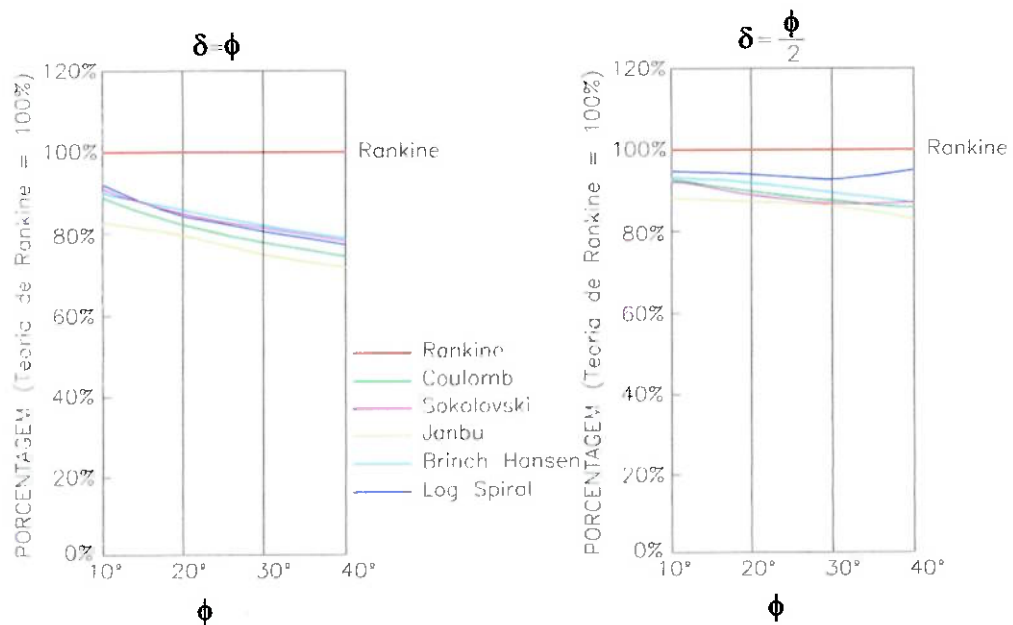


Figura 3.23 Comparação entre coeficientes da componente horizontal de empuxo ativo para várias teorias (MORGENSTERN & EISENSTEIN, 1970).

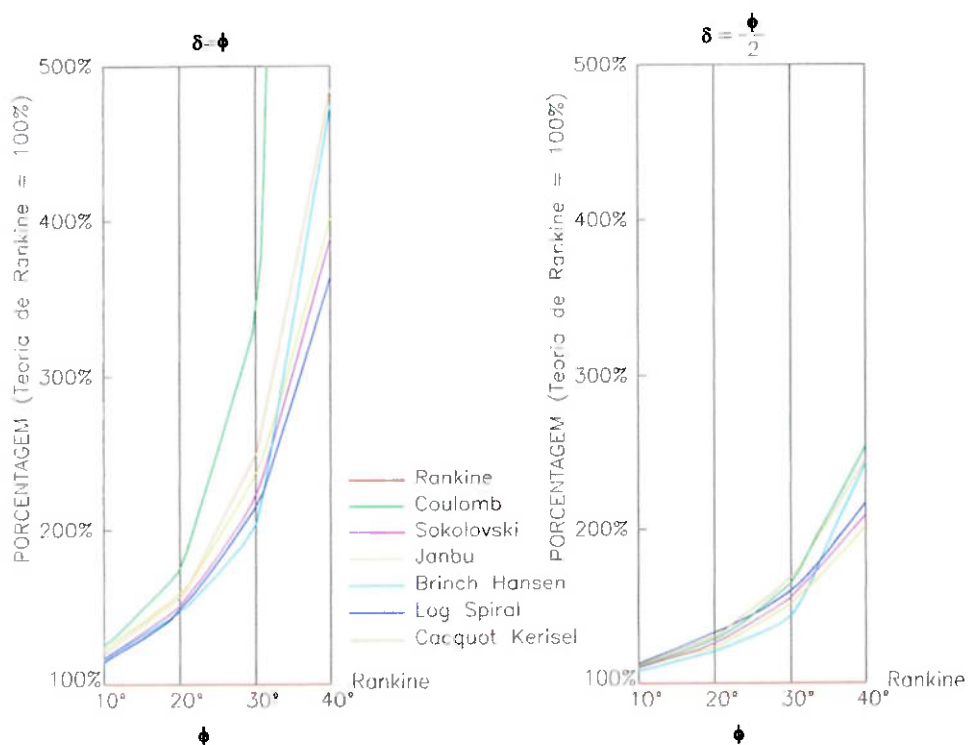


Figura 3.24 Comparação entre coeficientes de empuxo passivo para várias teorias (MORGENSTERN & EISENSTEIN, 1970).

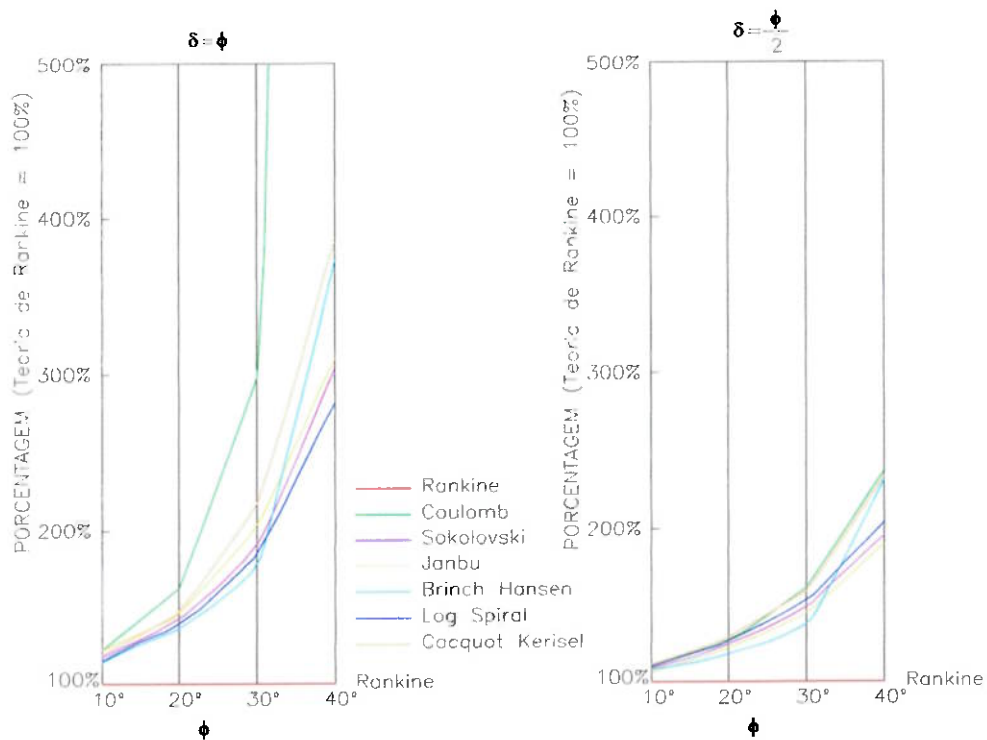


Figura 3.25 Comparação entre coeficientes da componente horizontal de empuxo passivo para várias teorias (MORGENSTERN & EISENSTEIN, 1970).

3.6 Cálculo de Escoramento de Valas

3.6.1 Considerações Gerais

O conjunto solo-parede é um sistema estaticamente indeterminado. Desta forma, o valor do empuxo e a distribuição das tensões atuantes na parede dependem significativamente dos deslocamentos e por consequência de suas características geométricas e reológicas (SABESP, 1993).

A partir dessas características que definem os graus de flexibilidade ou rigidez nominal da parede, distinguem-se as paredes flexíveis e rígidas. Consideram-se paredes flexíveis, aquelas que sofrem deformação por flexão significativa e paredes rígidas, quando esta deformação puder ser desprezada.

A escavação do maciço de um dos lados da parede, admitida instalada sem qualquer efeito sobre as tensões e deformações iniciais, provocará deslocamentos para o lado interno da vala dependendo da vinculação e rigidez da parede.

Em casos de rotação da parede rígida em relação à base, as tensões distribuir-se-ão de forma próxima à triangular.

Para paredes flexíveis, admitem-se outras distribuições das tensões de empuxo, condicionadas pelos deslocamentos adicionais por efeito da flexão das paredes e pelo arqueamento ao longo da altura.

Em qualquer caso de distribuição de deslocamentos ao longo da altura, com exceção do caso de "rotação em torno da base" (distribuição triangular), o diagrama retificado de empuxo ativo pode ser adotado em paredes flexíveis devido aos deslocamentos na região da ficha.

Vale salientar que o empuxo e a distribuição de tensões dependem muito do método construtivo, das respectivas etapas de construção, do tempo que cada uma das etapas leva para ser executada e da reologia do solo.

Como cada vala apresenta características muito específicas, não há possibilidade de se universalizar a aplicabilidade dos modelos de cálculo. Sendo assim, a escolha do modelo a ser adotado deve ser feita em função da validade das hipóteses simplificadoras e da influência dos aspectos construtivos.

ZAGOTTIS (1976) apud GUAZZELLI (1997) define modelo conceitual e modelo derivado.

Para se determinar o campo de tensões e de deslocamentos na estrutura de contenção é necessário conhecer:

- tensões iniciais em todos os pontos do maciço;
- geometria do maciço e da estrutura em todas as fases de execução caracterizadas ao longo do tempo e
- reologia em todos os pontos do maciço e da estrutura.

O modelo conceitual é definido através da representação simplificada de todos esses elementos, já que é impossível conhecê-los completamente. O estado de tensões inicial é representado por tensões principais admitidas, que são compressões verticais e horizontais, funções lineares da profundidade. A representação da reologia do maciço e da contenção é feita por meio de um modelo visco-elasto-plástico complexo. Trata-se de um problema tridimensional, que admite em cada fase uma configuração diferente, tornando o cálculo evolutivo obrigatório.

A determinação do carregamento sobre o sistema de contenção é um problema hiperestático que depende da rigidez relativa entre o maciço e a contenção em todas as fases.

Esse modelo permite o cálculo numérico em qualquer caso de solicitação. Contudo, sua aplicação é quase inviável, uma vez que as representações geométrica e reológica são muito complexas e há inúmeras fases entre o início e final da escavação da vala.

Por esse motivo foram definidos os modelos derivados, que resultam da imposição de hipóteses simplificadoras aos modelos conceituais. Nesses casos, alguns parâmetros que pouco influenciam nos resultados são desprezados. Alguns dos principais modelos derivados para o cálculo da solicitação nos elementos de contenção são apresentados adiante.

Vale mencionar que alguns fatores que dificultam sobremaneira os cálculos geralmente são desconsiderados, como o fenômeno da viscosidade e a geometria tridimensional de um problema.

Através da descrição de alguns dos métodos derivados pretende-se destacar as hipóteses simplificadoras contidas neles, com o intuito de verificar qual o modelo mais simples a ser aplicado, sem descaracterizar o problema.

MAFFEI apud GUAZZELLI (1997) divide os modelos derivados em: modelos de ações espontâneas e modelos de ações impostas, variando de acordo com a forma de representação do carregamento.

3.6.2 Classificação dos Modelos de Cálculo

3.6.2.1 Modelos de Ações Espontâneas (MAE)

Pode-se afirmar que nos modelos de ações espontâneas a ação na contenção é um esforço interno da estrutura maciço-contenção quando submetida ao alívio de tensões iniciais que representa a escavação.

Representa-se o maciço por um meio contínuo que participa como parte da estrutura na repartição das ações com a estrutura de contenção. As teorias da elasticidade e da plasticidade são aplicadas no meio contínuo a fim de representar a reologia do maciço.

A consideração de estado plano de deformação, a caracterização do maciço por propriedades em número finito de regiões com simplificação da heterogeneidade e anisotropia e a esquematização do método construtivo, levando em conta apenas as fases mais representativas, são as hipóteses simplificadoras mais utilizadas no cálculo das solicitações em valas.

A utilização dessas hipóteses permite aplicar soluções existentes ou maior capacidade operacional na aplicação de métodos numéricos.

A Figura 3.26 esquematiza a representação de modelos de ações espontâneas.

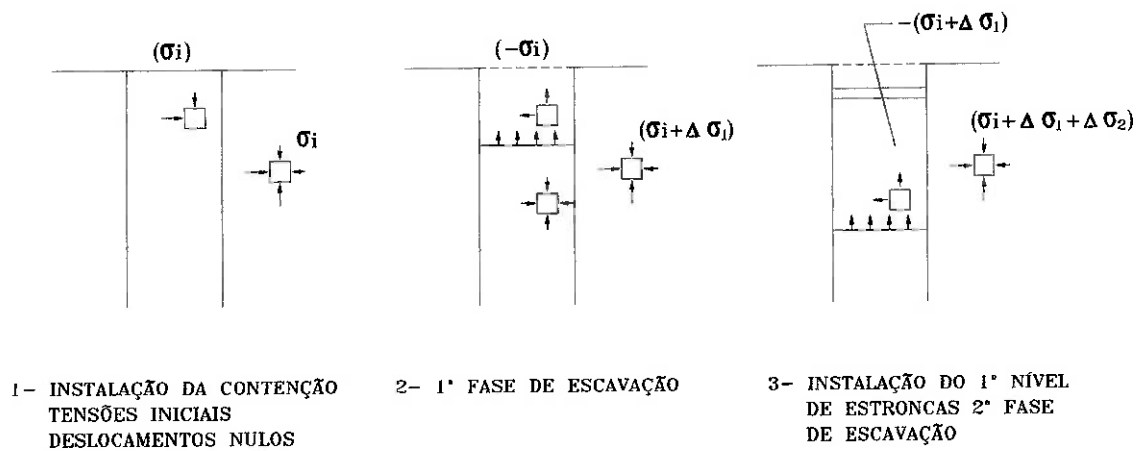


Figura 3.26 Representação dos modelos de ações espontâneas.

3.6.2.2 Modelos de Ações Impostas (MAI)

Os modelos de ações impostas são caracterizados pela aplicação de carregamentos impostos na estrutura de contenção, diferindo uns dos outros pela consideração da reação do maciço.

Da mesma forma como ocorrido com os modelos de ações espontâneas, os modelos de ações impostas devem ser apresentados da maneira mais simples possível, para caracterizar cada modelo derivado. Os modelos podem ser refinados do ponto de vista da reologia, das ações e da não-linearidade geométrica.

Os modelos de ações impostas não consideram sempre a interação solo-estrutura (compatibilização dos deslocamentos do solo e da estrutura). Sendo assim, distinguem-se os modelos que consideram a interação solo-estrutura e os que a desprezam.

a) Modelos Empíricos

Os métodos empíricos são baseados em resultados de medidas experimentais. O caso extremo corresponde a definir-se o sistema de contenção a partir de correlações ou regras práticas, não levando em conta a interação solo-estrutura.

Nestes métodos não é possível conhecer os deslocamentos laterais da parede. São utilizados procedimentos que determinam a carga nas estroncas e momentos fletores em paredes através da envoltória aparente de tensões.

Já que medir tensões é bastante difícil, comumente medem-se as cargas nas estroncas. Diagrama aparente de tensões é o diagrama de tensões derivado da força nas estroncas e não representa necessariamente as tensões laterais reais aplicadas à parede.

Pode-se afirmar que um diagrama aparente de tensões de boa utilização é obtido dividindo as forças nas estroncas pela soma dos semi-vãos adjacentes, como observado na Figura 3.27. Não se deve considerar F_i como uma força em uma certa fase de escavação, mas como o máximo valor alcançado por uma estronca i durante todas as fases e por isto, chama-se diagrama de envoltória aparente de tensões.

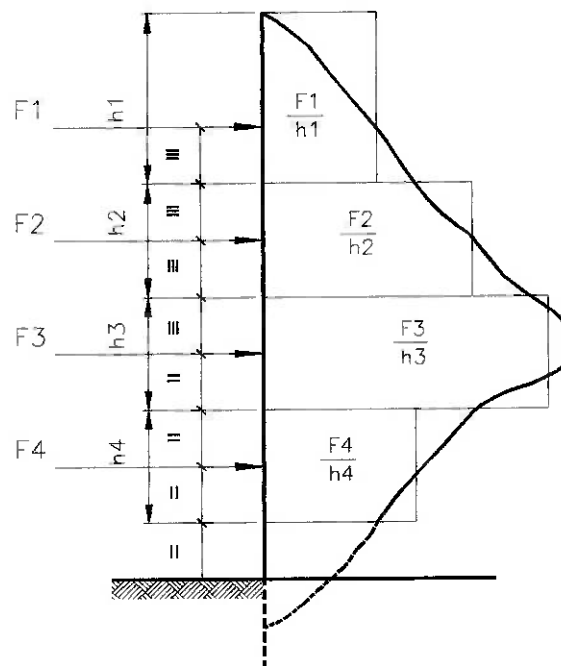


Figura 3.27 Diagrama aparente de tensões (MAFFEI, 1974).

O diagrama envoltório mais utilizado é o Terzaghi-Peck, porém é conservador, podendo-se diminuir o coeficiente de segurança no cálculo da estronca à compressão. Este diagrama pode ser encontrado na Figura 3.28.

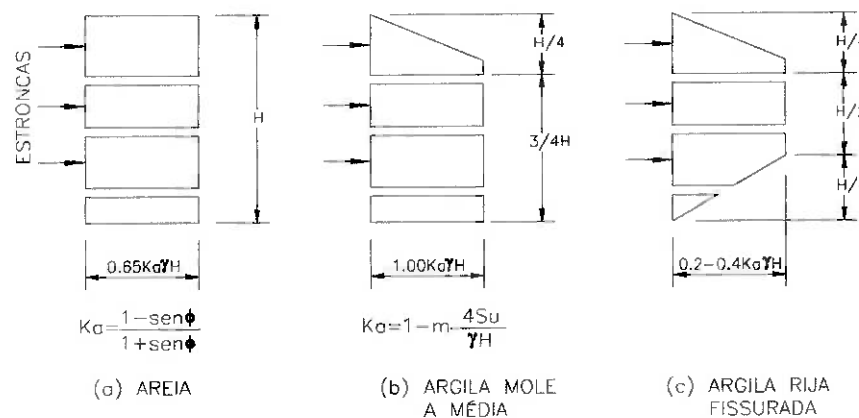


Figura 3.28 Envoltória aparente de tensões Terzaghi-Peck (MAFFEI, 1974).

b) Modelos de Viga Contínua

Os modelos de viga contínua (exemplo de métodos semi-empíricos) representam estruturalmente a parede de contenção por uma viga contínua sobre apoios indeslocáveis nos níveis de estroncamento e o solo, na região da ficha, é imaginado por meio de vínculos fictícios (articulações ou engates).

Nesses modelos, como o escoramento possui rigidez elevada se comparada a forças normais, os apoios da viga são considerados indeslocáveis, o que não é real, uma vez que antes da instalação dos níveis de escoramento já ocorreram deslocamentos da parede. Essa consideração ou não conduz à classificação dos modelos em evolutivos e não-evolutivos.

Os modelos não-evolutivos consideram cada fase de escavação como executada de uma só vez, isto é, admitir que, em uma fase qualquer, as estroncas já estivessem posicionadas antes da escavação e que, a seguir, se escavasse de uma só vez, instantaneamente, até a fase considerada. Em geral, isto pode causar diferenças sensíveis do comportamento real, porque são desprezadas as deformações e esforços solicitantes que ocorreram anteriormente (MAFFEI, 1974).

A consideração ou não das deformações elásticas da estronca ou do tirante não acarreta muita diferença no cálculo de paredes flexíveis escoradas. No entanto, as diferenças são acentuadas em paredes ancoradas, pois o tirante é muito deformável. Já, nas paredes rígidas escoradas, as diferenças são grandes e ainda maiores que em paredes ancoradas.

Pode-se afirmar que, tanto em paredes flexíveis quanto em rígidas, não levar em conta o cálculo evolutivo acarreta diferenças sensíveis em relação à realidade. A parede flexível é menos sensível a recalques diferenciais

que a rígida. Todavia, quando a parede é flexível, os deslocamentos são maiores que quando rígida, tornando a consideração do cálculo evolutivo obrigatória.

Vale ressaltar que a utilização de cálculo não-evolutivo não é necessariamente mais segura que a do evolutivo. Geralmente, os deslocamentos laterais são inferiores no cálculo não-evolutivo, uma vez que as deformações ocorridas anteriormente são desprezadas.

As fórmulas de resistência dos materiais são utilizadas para calcular a viga contínua (que representa a parede), com ou sem a formação de rótulas plásticas. Como não se pode evitar os deslocamentos para o interior da vala, o carregamento imposto do lado externo é o empuxo ativo, que é mobilizado à custa de pequenos deslocamentos. O empuxo passivo, reduzido por um coeficiente de segurança relacionado com a limitação dos deslocamentos, é representado pelo carregamento imposto do lado interno da vala, abaixo da escavação.

O solo é representado por um apoio indeslocável, ao qual corresponde uma reação necessariamente menor que o empuxo passivo reduzido pelo coeficiente de segurança. Essa reação não é explicitamente compatibilizada com os deslocamentos do solo e o modelo não considera a interação solo-estrutura, apesar dos deslocamentos poderem ser suficientes para mobilizar o empuxo ativo de um lado e o passivo minorado do outro.

c) Modelos que Representam o Solo por Meio de Barras

Os modelos que representam a rigidez do solo (na região da ficha) por meio de barras, utilizadas para compatibilizar deslocamentos, também admitem que as paredes sejam representadas por vigas de largura infinita.

Mesmo com uma melhor representação do solo, os modelos podem ser evolutivos ou não-evolutivos, dependendo da consideração ou não dos deslocamentos nas fases anteriores. A determinação dos deslocamentos horizontais poderá ser feita apenas por modelos evolutivos, exceto no caso de paredes isostáticas, em balanço ou com um nível de estroncas.

As barras que representam o solo são necessariamente usadas no lado interno da vala, a fim de funcionar como reação passiva do terreno e, de maneira facultativa, no lado externo, já que pequenos deslocamentos são suficientes para mobilizar o empuxo ativo. Desta forma, as barras são utilizadas do lado externo somente no caso de paredes rígidas.

A princípio, representar a rigidez do solo através de barras é eficaz apenas quando são utilizados modelos evolutivos, porque a não-consideração dos deslocamentos ocorridos em fases anteriores compromete a maior representatividade que se deseja obter das barras, pois os deslocamentos desprezados tornam a compatibilização dos deslocamentos irreal.

A reologia das barras deve considerar a rigidez do solo e o limite da força nela aplicada imposto pela disponibilidade do empuxo passivo.

d) Modelos que Representam o Solo por Meio Contínuo

Para solucionar os modelos que representam o solo por meio contínuo são utilizados métodos numéricos, baseados principalmente nos

métodos dos elementos finitos ou das diferenças finitas. O solo é representado por meio contínuo com comportamento determinado por uma reologia adequada (elástica linear, elástica não-linear, elasto-plástica).

Esse modelo é o que melhor representa a interação solo-estrutura e a evolução da escavação. No entanto, sua utilização não é tão comum, principalmente porque, como as zonas de plastificação são significativas, a superposição não é válida, sendo necessário considerar inúmeras fases de escavação, tornando inviável a aplicação rotineira.

Segundo MAFFEI (1974), a interação solo-estrutura é o fator que influencia mais diretamente o comportamento de uma escavação e, por isso, os métodos analíticos são os que exprimem o comportamento da escavação de forma mais realista.

Normalmente, os métodos empíricos e semi-empíricos necessitam dos valores de empuxos ativo e passivo. Até mesmo para a utilização dos métodos analíticos é necessário conhecer as tensões ativas e passivas, que são os limites inferiores e superiores das tensões laterais.

TERZAGHI apud MAFFEI (1974) notou que pequenos deslocamentos são suficientes para mobilizar a cunha ativa, enquanto para mobilizar a cunha passiva são necessários deslocamentos maiores. Diferentes métodos de determinação de empuxos de terra foram desenvolvidos considerando o solo em equilíbrio no estado plástico, segundo critério de Mohr-Coulomb. Esses métodos variam na forma da cunha e na aplicação das equações de equilíbrio. No entanto, de acordo com MORGENSTERN & PRICE (1970), os coeficientes de empuxo ativo variam pouco entre as diversas teorias.

Para o empuxo passivo, apenas os valores obtidos pelas teorias de Rankine e Coulomb são bastante diferentes dos demais.

Os métodos que utilizam empuxo ativo e passivo não têm como finalidade determinar as deformações, só é exigido que os coeficientes de segurança elevados, a fim de garantir que as deformações não sejam grandes. Após o cálculo do escoramento, deve ser verificado se os deslocamentos são suficientes para mobilizar as cunhas ativa e passiva, ou seja, se eles são compatíveis com as cargas adotadas para o dimensionamento. Caso isto ocorra, verificar se os deslocamentos podem ser aceitos.

3.6.3 Escolha do Modelo de Cálculo a Ser Adotado

A classificação dos diversos modelos de cálculo apresentada anteriormente considerou, de forma crescente, o refinamento e a representação das ações e da estrutura.

Como foi visto, os modelos empíricos são mais simples e pouco representativos, sendo úteis somente quando o tipo de solo e as condições geométricas existentes são semelhantes às aquelas que lhes deram origem.

De acordo com a Norma Técnica do Metrô (1995), o método empírico deve apenas ser usado quando se deseja verificar a estabilidade da parede, não importando os deslocamentos ocorridos. A seguir são listadas as condições de aplicação para o método da envoltória aparente:

- terreno homogêneo e nível d'água abaixo do fundo da escavação;
- sistema de contenção flexível, não sendo aplicável a paredes diafragmas e estacas metálicas;

- superfícies dos terrenos laterais às valas planas, horizontais e paredes de contenção verticais;
- na vertical, vãos entre estroncas não muito diferentes;
- altura de escavação inferior a 20,0m;
- não permitidas bermas que reduzam a disponibilidade do empuxo passivo, durante as fases de escavação;
- durante as fases de reaterro, a distância entre a superfície reaterrada da câmara de trabalho e a estronca superior mais próxima a ser retirada não deve exceder 2,0m. Sem câmara de trabalho, a distância entre a estrutura e a estronca superior mais próxima a ser retirada não deve exceder 3,0m;
- quando for possível, utilizar uma ficha mínima de $0,15H$ ($\phi=20^\circ$); $0,10H$ ($\phi=30^\circ$); $0,05H$ ($\phi=40^\circ$), porém nunca menor que 1,50m.

Geralmente, o dimensionamento dos elementos de contenção tem sido realizado através de modelos de viga contínua, apesar de não levarem em conta, de maneira explícita, a interação solo-estrutura e serem não-evolutivos.

Na prática, o fato de o carregamento não ser obtido através da interação solo-estrutura, não é tão relevante para o cálculo dos elementos de contenção. Isto porque, na região de determinação dos esforços solicitantes, os deslocamentos são suficientes para mobilizar os empuxos ativo e passivo minorado.

Como o modelo de viga contínua não leva em conta os deslocamentos, as solicitações encontradas pelos métodos evolutivos e não-evolutivos são diferentes. Essa diferença se deve aos deslocamentos que deveriam ser impostos na viga contínua.

As solicitações devido a deslocamentos impostos são muito influenciadas pela rigidez da viga; por isso, para o mesmo carregamento realístico, quanto mais flexível for a parede, as solicitações serão mais realísticas.

Nos modelos em que o solo é representado por meio de barras, as forças nas barras não podem ser ilimitadas, já que não podem fornecer ações ou reações à parede além das fornecidas pelos empuxos ativo e passivo. Sendo assim, as barras devem ter comportamento elástico-linear.

A representação adequada das solicitações e deslocamentos através desses modelos deve ser feita de modo evolutivo, exceto para paredes em balanço ou com apenas um nível de estroncas (determinação das solicitações depende somente das equações de equilíbrio). Ao considerar a interação solo-estrutura por meio de barras, as solicitações dependerão de sua rigidez e dos deslocamentos já ocorridos.

Os modelos que representam o solo por meio contínuo ainda não são muito aplicáveis, apesar de serem menos restritivos quanto às hipóteses simplificadoras. Isto ocorre pois, em se tratando de regiões de plastificação significativas, a hipótese de superposição não é válida, impedindo que se considere, em apenas uma fase, a escavação entre dois níveis de estroncas.

3.6.4 Determinação de Empuxos por Métodos de Cálculo Expeditos

Nos métodos de cálculo de empuxos rotineiros, em que o comportamento da estrutura depende principalmente das condições de

equilíbrio envolventes, define-se o estado em que se situa o empuxo como resultante da avaliação do grau de deformação da parede (NC-03, 1980).

Segundo as normas da SABESP, a determinação dos empuxos numa vala é feita a partir dos cálculos apresentados a seguir.

3.6.4.1 Empuxo Ativo

O empuxo ativo atuante num sistema de contenção pode ser obtido, conforme apresentado na Figura 3.29, admitindo-se um terreno não-coesivo, homogêneo e de superfície horizontal ou inclinada.

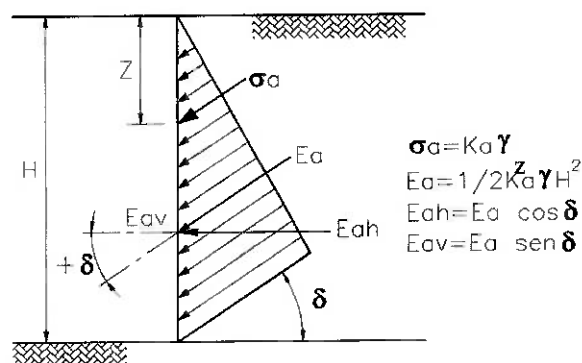


Figura 3.29 Determinação do empuxo ativo para solos não-coesivos (SABESP, 1993).

Dessa forma tem-se:

δ = ângulo de atrito solo-parede, geralmente adotado $\delta = 2/3 \phi'$;

K_a = coeficiente de empuxo ativo. Os valores de K_a corrigidos pelo método de Cacquot-Kérisel para $\delta = 2/3 \phi'$ podem ser encontrados na Tabela 3.2. Esses valores foram obtidos para solos não-coesivos, conduzindo a valores de empuxos irreais no caso de solos coesivos. Porém, essa diferença é

significativa somente quando as coesões forem razoáveis, devendo-se, neste caso, utilizar o empuxo mínimo.

Considerando-se um terreno coesivo, homogêneo e de superfície horizontal ou inclinada, o empuxo ativo pode ser determinado conforme mostrado na Figura 3.30.

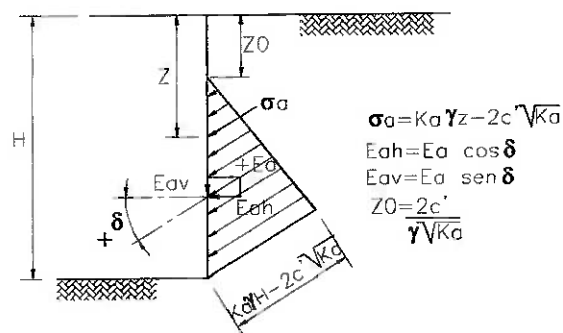


Figura 3.30 Determinação do empuxo ativo para solos coesivos (SABESP, 1993).

É importante observar que, caso as tensões resultem negativas, deverão ser desprezadas.

Quando forem consideradas trincas de tração ou deslocamentos da parede e houver a possibilidade de infiltração de água, deve-se levar em conta as pressões hidrostáticas que agem até a altura z_0 .

Admitindo-se sobrecarga uniformemente distribuída q , a fórmula passa a ser:

$$z_0 = \frac{2 \cdot c'}{\gamma \cdot \sqrt{K_a}} - \frac{q}{\gamma} \quad (25)$$

Salienta-se que o empuxo ativo deve ser sempre maior ou igual ao empuxo mínimo, podendo ser utilizados como empuxos mínimos, os apresentados nas Figuras 3.31, 3.32 e 3.33.

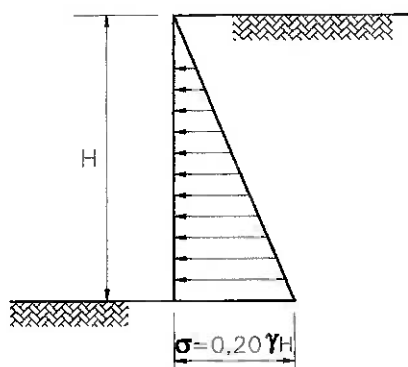


Figura 3.31 Diagrama de empuxo mínimo caso seja utilizado o diagrama de empuxo calculado (SABESP, 1993).

Se for utilizado o diagrama de envoltória aparente para a determinação dos empuxos, consideram-se os dois casos abaixo:

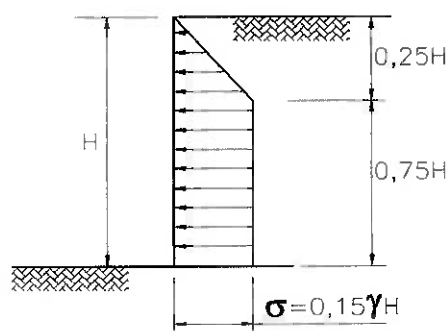


Figura 3.32 Diagrama de empuxo mínimo para argila plástica (SABESP, 1993).

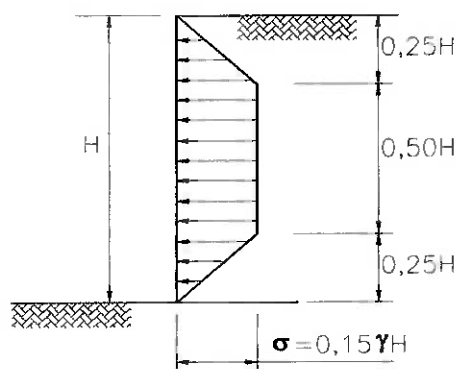
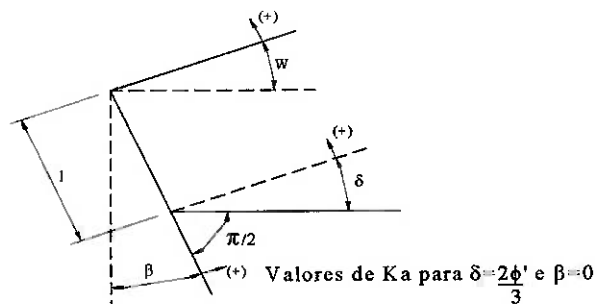


Figura 3.33 Diagrama de empuxo mínimo para argila rija fissurada (SABESP, 1993).

Caso o terreno seja estratificado e a superfície horizontal ou inclinada, as tensões em cada camada poderão ser calculadas pelas expressões anteriores, supondo-se que as camadas sobrejacentes atuem como sobrecarga de extensão limitada.

Tabela 3.2: Empuxo ativo (Cacquot-Kérisel – ABSI/1973).



ϕ'	VALORES DA RELAÇÃO W/ϕ										
	-1,0	-0,8	-0,6	-0,4	-0,2	0	+0,2	+0,4	+0,6	+0,8	+1,0
10	0,58	0,59	0,60	0,62	0,64	0,65	0,66	0,71	0,75	0,81	0,99
11	0,55	0,56	0,58	0,60	0,62	0,63	0,66	0,69	0,73	0,80	0,99
12	0,52	0,53	0,55	0,57	0,59	0,61	0,64	0,67	0,71	0,77	0,98
13	0,50	0,51	0,52	0,55	0,57	0,58	0,61	0,64	0,68	0,76	0,98
14	0,47	0,49	0,50	0,52	0,54	0,56	0,59	0,62	0,66	0,74	0,97
15	0,45	0,46	0,48	0,50	0,52	0,54	0,56	0,60	0,64	0,72	0,96
16	0,43	0,44	0,46	0,48	0,50	0,52	0,55	0,59	0,62	0,70	0,96
17	0,41	0,42	0,44	0,46	0,48	0,50	0,53	0,56	0,61	0,68	0,95
18	0,39	0,41	0,42	0,44	0,46	0,48	0,51	0,54	0,59	0,65	0,95
19	0,37	0,38	0,40	0,42	0,44	0,46	0,49	0,52	0,57	0,65	0,94
20	0,36	0,37	0,38	0,40	0,42	0,45	0,47	0,50	0,55	0,63	0,93
21	0,35	0,36	0,37	0,39	0,40	0,43	0,45	0,48	0,53	0,61	0,92
22	0,33	0,34	0,35	0,37	0,38	0,41	0,43	0,46	0,52	0,60	0,91
23	0,32	0,33	0,34	0,36	0,37	0,40	0,42	0,45	0,50	0,58	0,90
24	0,30	0,31	0,32	0,34	0,36	0,39	0,41	0,43	0,49	0,56	0,89
25	0,29	0,30	0,31	0,33	0,34	0,37	0,39	0,42	0,47	0,55	0,87
26	0,28	0,29	0,30	0,32	0,33	0,36	0,38	0,41	0,46	0,53	0,87
27	0,27	0,28	0,29	0,31	0,32	0,34	0,36	0,39	0,44	0,52	0,86
28	0,26	0,27	0,28	0,30	0,31	0,33	0,35	0,38	0,42	0,51	0,85
29	0,24	0,25	0,26	0,28	0,29	0,32	0,34	0,37	0,41	0,49	0,83
30	0,23	0,24	0,25	0,27	0,28	0,30	0,32	0,35	0,40	0,47	0,82
31	0,22	0,23	0,24	0,26	0,27	0,29	0,31	0,34	0,39	0,46	0,81
32	0,21	0,22	0,23	0,25	0,26	0,28	0,30	0,32	0,37	0,44	0,80
33	0,20	0,21	0,22	0,24	0,25	0,27	0,29	0,31	0,36	0,43	0,78
34	0,20	0,21	0,22	0,23	0,24	0,26	0,28	0,30	0,35	0,41	0,77
35	0,19	0,20	0,21	0,22	0,23	0,25	0,27	0,29	0,33	0,40	0,76
36	0,18	0,19	0,20	0,21	0,22	0,24	0,26	0,28	0,32	0,38	0,74
37	0,17	0,18	0,19	0,20	0,21	0,23	0,25	0,26	0,31	0,37	0,73
38	0,17	0,17	0,18	0,19	0,20	0,22	0,24	0,26	0,30	0,36	0,71
39	0,16	0,17	0,18	0,19	0,20	0,21	0,23	0,25	0,28	0,34	0,70
40	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,20	0,22	0,24	0,27	0,33	0,68
41	0,14	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,21	0,23	0,26	0,32	0,67
42	0,14	0,15	0,16	0,16	0,17	0,18	0,20	0,22	0,25	0,31	0,65
43	0,13	0,14	0,15	0,15	0,16	0,17	0,19	0,21	0,24	0,29	0,64
44	0,13	0,14	0,15	0,15	0,16	0,17	0,18	0,20	0,23	0,28	0,62
45	0,12	0,13	0,14	0,14	0,15	0,16	0,18	0,19	0,22	0,27	0,60

3.6.4.2 Empuxo Passivo

Pode-se observar na Figura 3.34 como avaliar o empuxo passivo numa situação de terreno não-coesivo, homogêneo, com superfície horizontal ou inclinada.

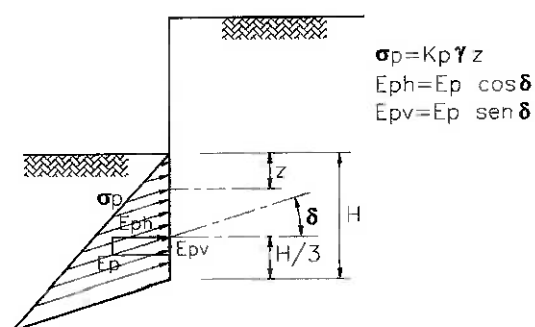


Figura 3.34 Determinação do empuxo passivo para solos não-coesivos (SABESP, 1993).

Geralmente, utiliza-se $\delta = 2/3 \phi'$, ao se considerar superfície curva de ruptura. Desta forma, pode-se empregar os valores de K_p determinados pelo método de Cacquot-Kérisel, encontrados na Tabela 3.3. Outros valores de δ podem ser adotados; no entanto, a superfície de ruptura escolhida deve ser próxima daquela que fornece o valor mínimo do empuxo passivo.

Independentemente das hipóteses consideradas, é fundamental garantir-se que o deslocamento descendente da parede seja compatível com o ângulo de atrito solo-parede escolhido. Contudo, se o ângulo de atrito puder apenas ser garantido pelo movimento ascendente do solo, deve-se levar em conta a sua perda de resistência devido aos grandes deslocamentos envolvidos.

Admitindo-se terreno coesivo, homogêneo e de superfície horizontal ou inclinada, a determinação do empuxo passivo pode ser feita de acordo com a Figura 3.35.

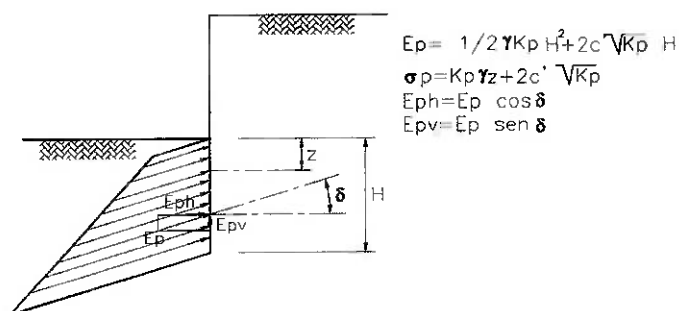
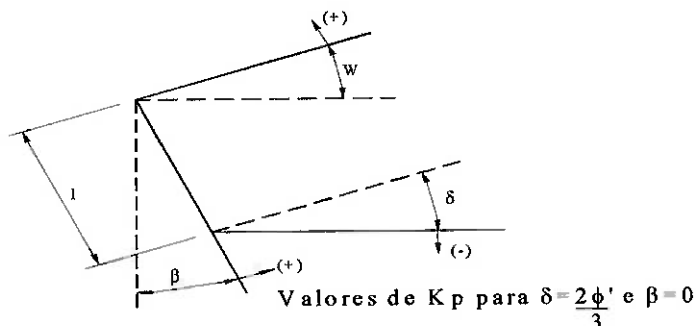


Figura 3.35 Determinação do empuxo passivo para solos coesivos (SABESP, 1993).

Da mesma forma como ocorre para K_a , os valores de K_p deveriam ser empregados apenas para materiais não-coesivos. Ao serem utilizados para solos coesivos, conduzem a resultados irreais. Assim, quando os valores de coesão forem significativos, o empuxo passivo deve ser diretamente obtido por métodos cinemáticos.

Caso o terreno seja estratificado e a superfície horizontal ou inclinada, as tensões em cada camada poderão ser calculadas pelas expressões anteriores, supondo que as camadas subjacentes atuem como sobrecarga de extensão limitada.

Tabela 3.3: Empuxo passivo (Cacquot-Kérisel – ABSI/1973).



VALORES DA RELAÇÃO W/ϕ											
ϕ'	-1,0	-0,8	-0,6	-0,4	-0,2	0	+0,2	+0,4	+0,6	+0,8	+1,0
10	0,95	1,21	1,33	1,44	1,53	1,59	1,66	1,73	1,79	1,85	1,88
11	0,95	1,22	1,40	1,50	1,60	1,65	1,76	1,82	1,90	2,00	2,05
12	0,94	1,24	1,40	1,55	1,70	1,80	1,85	1,95	2,00	2,13	2,20
13	0,93	1,28	1,45	1,60	1,79	1,90	2,00	2,05	2,20	2,30	2,40
14	0,92	1,30	1,50	1,68	1,88	2,00	2,10	2,20	2,32	2,50	2,60
15	0,92	1,30	1,53	1,74	1,92	2,10	2,23	2,39	2,55	2,70	2,77
16	0,91	1,31	1,56	1,61	2,00	2,20	2,40	2,52	2,75	2,91	3,07
17	0,90	1,32	1,60	1,90	2,10	2,35	2,56	2,73	2,95	3,18	3,30
18	0,89	1,35	1,68	2,00	2,20	2,48	2,75	2,95	3,20	3,26	3,60
19	0,88	1,40	1,70	2,08	2,35	2,60	2,90	3,16	3,50	3,80	3,95
20	0,87	1,41	1,78	2,14	2,47	2,75	3,10	3,44	3,81	4,18	4,32
21	0,86	1,42	1,80	2,22	2,55	2,95	3,35	3,75	4,20	4,60	4,80
22	0,85	1,45	1,85	2,32	2,70	3,18	3,60	4,05	4,50	5,05	5,30
23	0,83	1,48	1,90	2,41	2,85	3,32	3,83	4,40	5,00	5,60	5,85
24	0,82	1,50	1,98	2,53	3,01	3,55	4,15	4,78	5,50	6,20	6,55
25	0,81	1,51	2,07	2,65	3,24	3,80	4,49	5,20	6,01	6,90	7,30
26	0,80	1,51	2,10	2,78	3,40	4,00	4,85	5,66	6,60	7,65	8,30
27	0,78	1,53	2,17	2,85	3,60	4,27	5,25	6,20	7,40	8,50	9,40
28	0,77	1,58	2,25	3,00	3,75	4,60	5,70	6,90	8,10	9,60	10,60
29	0,75	1,60	2,30	3,15	4,05	4,95	6,20	7,50	9,10	10,90	12,00
30	0,74	1,62	2,42	3,34	4,35	5,30	6,80	8,35	10,20	12,30	13,60
31	0,72	1,63	2,50	3,48	4,60	5,75	7,40	9,20	11,50	13,90	15,60
32	0,71	1,65	2,60	3,65	4,90	6,25	8,15	10,30	13,00	15,90	18,00
33	0,69	1,67	2,68	3,82	5,25	6,80	9,00	11,40	14,70	18,20	20,70
34	0,68	1,70	2,75	4,05	5,65	7,35	9,95	12,70	16,60	21,30	24,20
35	0,66	1,71	2,86	4,30	6,06	8,00	11,00	14,40	18,70	24,20	28,20
36	0,64	1,72	2,90	4,50	6,55	8,65	12,20	16,00	21,10	28,00	32,50
37	0,63	1,75	3,02	4,78	7,05	9,35	13,60	18,20	24,00	32,80	37,00
38	0,61	1,76	3,15	5,07	7,60	10,10	15,30	20,60	27,50	37,90	42,30
39	0,59	1,78	3,28	5,40	8,20	11,00	17,10	23,60	32,00	43,90	49,50
40	0,57	1,79	3,40	5,70	8,83	12,00	19,10	27,10	38,10	53,10	65,40
41	0,55	1,80	3,50	6,10	9,60	13,20	21,80	32,30	44,70	62,60	80,00
42	0,53	1,82	3,65	6,45	10,40	14,60	24,70	37,70	51,00	73,00	97,60
43	0,52	1,85	3,80	6,90	11,40	16,30	28,30	43,70	58,40	85,40	122,0
44	0,49	1,86	3,95	7,35	12,50	18,10	32,80	50,50	70,40	103,0	148,0
45	0,48	1,87	4,14	7,87	13,60	20,00	36,80	37,90	89,40	138,0	186,0

4 METODOLOGIA DA PESQUISA

O desenvolvimento da pesquisa visa determinar valores de empuxo passivo mais realísticos, para valas de pequenas larguras. Para tanto, utiliza-se a expressão de Rankine, dado o seu caráter universal. Assim, se σ_p é a tensão correspondente passiva na profundidade z , então:

$$\sigma_p = \gamma \cdot z \cdot K_p + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} \quad (26)$$

Como a teoria de Rankine adota, como uma das hipóteses, largura de vala infinita e este fator leva a um escoramento superdimensionado, serão calculados, neste trabalho, coeficientes de empuxo passivo K_{pl} , que levam em conta a largura real da vala, conforme indicado na equação (27).

$$\sigma_p = \gamma \cdot z \cdot K_{pl} + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_{pl}} \quad (27)$$

Para alcançar este objetivo, foram realizados diversos cálculos usando o *software Plaxis* e variando-se a relação entre a largura e a ficha da vala, para diferentes tipos de solo.

O *software Plaxis* adota o modelo de Mohr-Coulomb, admitindo plasticidade perfeita. A plasticidade está associada ao desenvolvimento de deformações irreversíveis e para avaliar se ela ocorre ou não no cálculo, é introduzida uma função plastificação, como função de tensão e deformação.

O princípio básico da elastoplasticidade é que as deformações e as velocidades de deformações são decompostas em partes elástica e plástica sendo a Lei de Hooke utilizada para relacionar as tensões às deformações elásticas.

De acordo com a teoria clássica da plasticidade (Hill, 1950), as velocidades de deformação plástica são proporcionais à derivada da função escoamento em relação às tensões; ou seja, as velocidades de deformação plástica podem ser representadas por vetores perpendiculares à superfície de escoamento. Esta forma clássica da teoria é considerada como plasticidade associada. Entretanto, para as funções escoamento de Mohr-Coulomb, a teoria da plasticidade associada leva a uma previsão superestimada da dilatância. Portanto, além da função de escoamento é introduzida uma função potencial plástica. Quando a função potencial plástica é diferente da função escoamento, a teoria é conhecida como plasticidade não-associada.

A condição de escoamento de Mohr-Coulomb é uma extensão da lei de atrito de Coulomb para estados gerais de tensão. De fato, esta condição assegura que a lei de atrito de Coulomb seja obedecida em qualquer plano dentro de um elemento material.

Os cinco parâmetros requeridos pelo modelo de Mohr-Coulomb são: a coesão do solo (c), o ângulo de atrito do solo (ϕ'), a dilatância (ψ), o coeficiente de Poisson (ν) e o módulo de elasticidade de Young (E).

Geralmente, as argilas tendem a apresentar uma dilatância pequena ($\psi \approx 0$), enquanto a dilatância das areias depende de sua densidade e do ângulo de atrito.

Para areias com quartzo, $\psi \approx \phi' - 30^\circ$. Para valores de ϕ' menores que 30° , entretanto, a dilatância é, na maioria das vezes, nula. Um valor negativo pequeno de ψ é realístico somente para areias extremamente fofas.

A escolha do coeficiente de Poisson é simples quando o modelo elástico ou modelo de Mohr-Coulomb utilizam o carregamento gravitacional. Neste caso, o programa deve fornecer razões $K_0 = \sigma_h / \sigma_v$ realistas. Como ambos os modelos fornecem uma razão bem conhecida de

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\nu}{(1-\nu)} \quad (28)$$

para compressão unidirecional, é fácil escolher um coeficiente de Poisson que fornece valores realísticos de K_0 .

As tensões iniciais devem ser especificadas pelo usuário, podendo ser feitas através do procedimento K_0 ou do carregamento gravitacional. Como regra, o procedimento K_0 deve ser utilizado em casos de superfície horizontal e com a camada de solo paralela à superfície.

Na prática, o valor de K_0 , para solos normalmente adensados, é freqüentemente relacionado com o ângulo de atrito através da expressão empírica de Jaky.

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = 1 - \text{sen} \phi' \quad (29)$$

Ao se adotar este procedimento, o *software* gera tensões verticais que estão em equilíbrio com o peso próprio do solo. As tensões horizontais, entretanto, são calculadas a partir do valor de K_0 especificado.

Para esta pesquisa foi utilizada uma versão demonstrativa do *software Plaxis*, que possui algumas restrições:

- solo homogêneo;
- parâmetros para apenas um tipo de estrutura (no caso, a parede da vala);
- opções de refinamento da malha limitadas;

- ausência de fluxo de água e
- impressão de saída dos resultados não permitida.

No início desta pesquisa foram realizados alguns processamentos que levavam em conta a altura da vala. No entanto, verificou-se que para cada altura considerada o valor de K_{pl} era diferente, sendo maior quanto maior o valor de H . Por isso, optou-se por desconsiderar esta variável, já que os resultados obtidos ficariam a favor da segurança.

Esse trabalho foi realizado considerando as seguintes características geométricas para as valas:

- ficha - $f=2; 3; 4$ e 5m ;
- relação largura-ficha - $L/f=0,5; 0,75; 1; 2$ e 5 ;
- altura desprezada (processamento levando em conta apenas a ficha);
- $EA_{\text{parede}}=1,2 \times 10^7 \text{kN/m}$ e
- $EI_{\text{parede}}=1,2 \times 10^5 \text{kNm}^2/\text{m}$.

Os parâmetros de solo adotados foram:

- coesão - $c=0; 5; 10; 15$ e 20kPa ;
- ângulo de atrito do solo - $\phi'=15^\circ; 20^\circ; 25^\circ; 30^\circ; 35^\circ$ e 40° ;
- ângulo de atrito solo-parede - $\delta=2/3 \phi'$;
- coeficiente de Poisson – $\nu=0,3$ e
- módulo de Elasticidade de Young – $E=10.000\text{kPa}$.

Foi considerada apenas metade da vala, tirando partido da simetria, e imposto um deslocamento somente na região da ficha. Aumentou-se o valor deste deslocamento até que fosse atingido o colapso, sendo, então, determinado o empuxo passivo.

A seção esquemática da Figura 4.1 representa as valas estudadas.

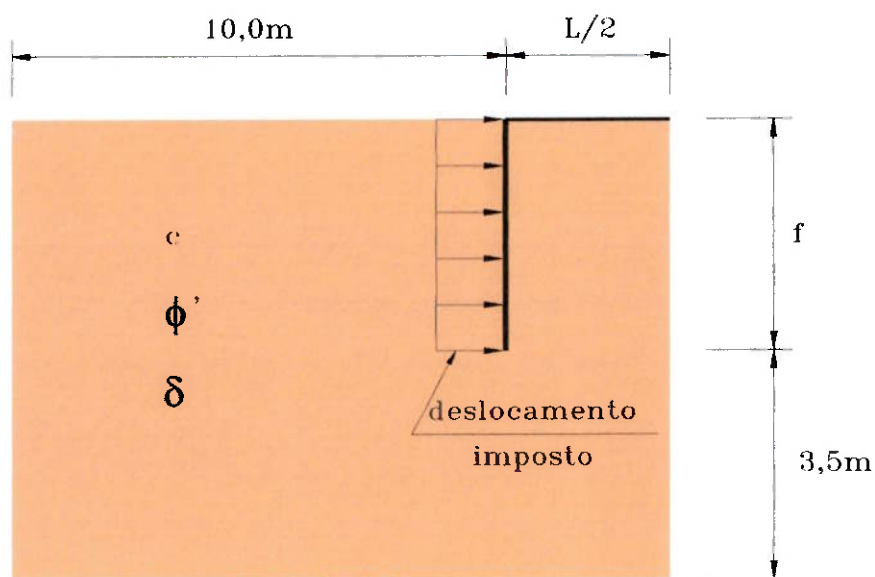


Figura 4.1 Seção esquemática das valas analisadas.

Utilizando as características supracitadas, o programa *Plaxis* forneceu as tensões na parede, sendo possível efetuar os cálculos para se obter o empuxo passivo em cada processamento e, conseqüentemente, o valor de K_{pl} , através da expressão de Rankine.

Com os valores de K_{pl} obtidos em cada caso, foram plotados gráficos que permitiram obter uma relação entre o empuxo passivo admitindo largura de vala infinita e largura real, além da comparação destes coeficientes com outros fornecidos pela literatura.

5 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

O primeiro caso analisado foi o de um solo arenoso, com coesão nula e ângulo de atrito igual a 30° . Inicialmente considerou-se ficha da vala igual a 2m e relações L/f variando de 0,5; 0,75; 1; 2 e 5. Depois, variou-se a ficha para 3; 4 e 5m, admitindo-se as mesmas relações largura-ficha da vala. Foram processados 20 casos para o solo, com os parâmetros acima citados, conforme indicado na Tabela 5.1.

Tabela 5.1: Dimensões das valas analisadas.

Largura L (m)	Ficha f (m)	Relação L/f
1,00	2,00	0,50
1,50		0,75
2,00		1,00
4,00		2,00
10,00		5,00
1,50	3,00	0,50
2,25		0,75
3,00		1,00
6,00		2,00
15,00		5,00
2,00	4,00	0,50
3,00		0,75
4,00		1,00
8,00		2,00
20,00		5,00
2,50	5,00	0,50
3,75		0,75
5,00		1,00
10,00		2,00
25,00		5,00

As Figuras 5.1 a 5.20 mostram a formação das cunhas de ruptura para todos os processamentos realizados para $\phi'=30^\circ$ e $c=0$.

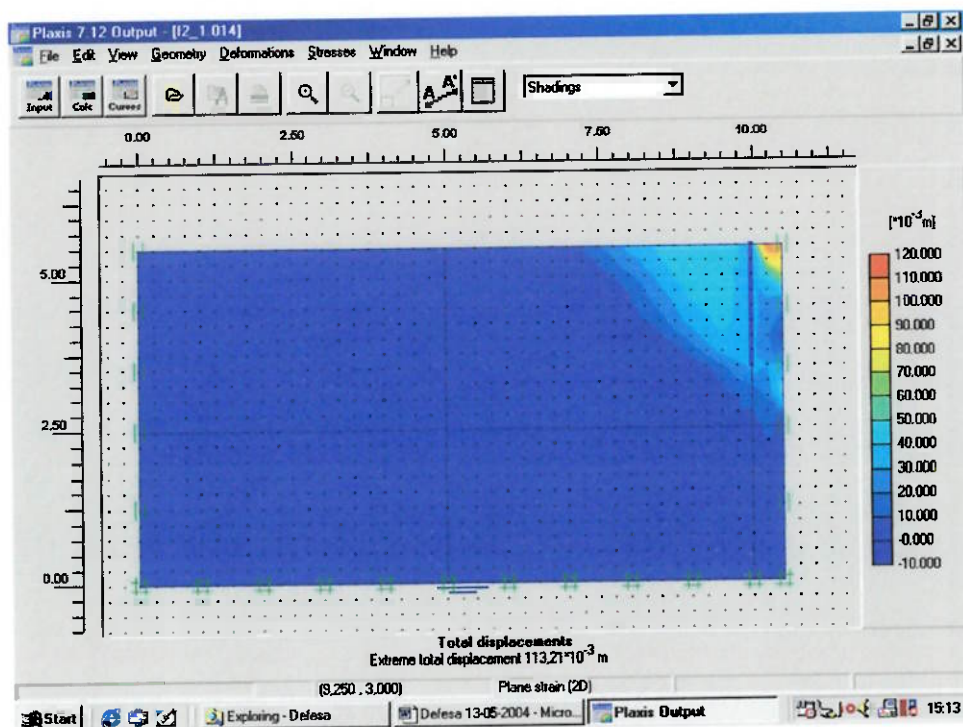


Figura 5.1 Processamento para $f=2m$, $L/f=0,5$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$.

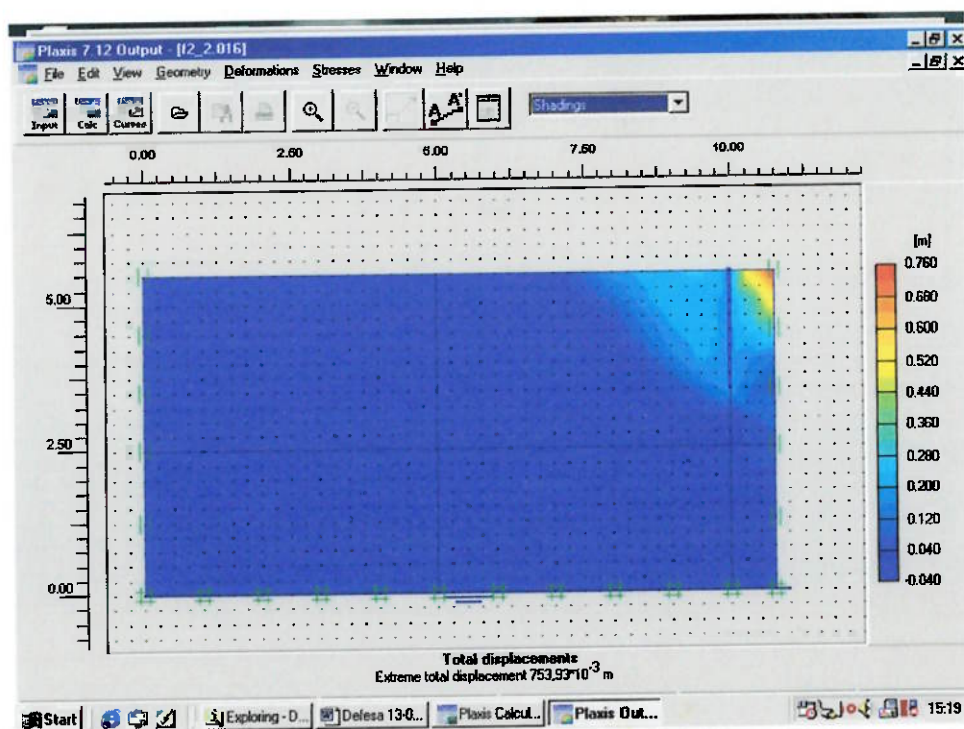


Figura 5.2 Processamento para $f=2m$, $L/f=0,75$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$.

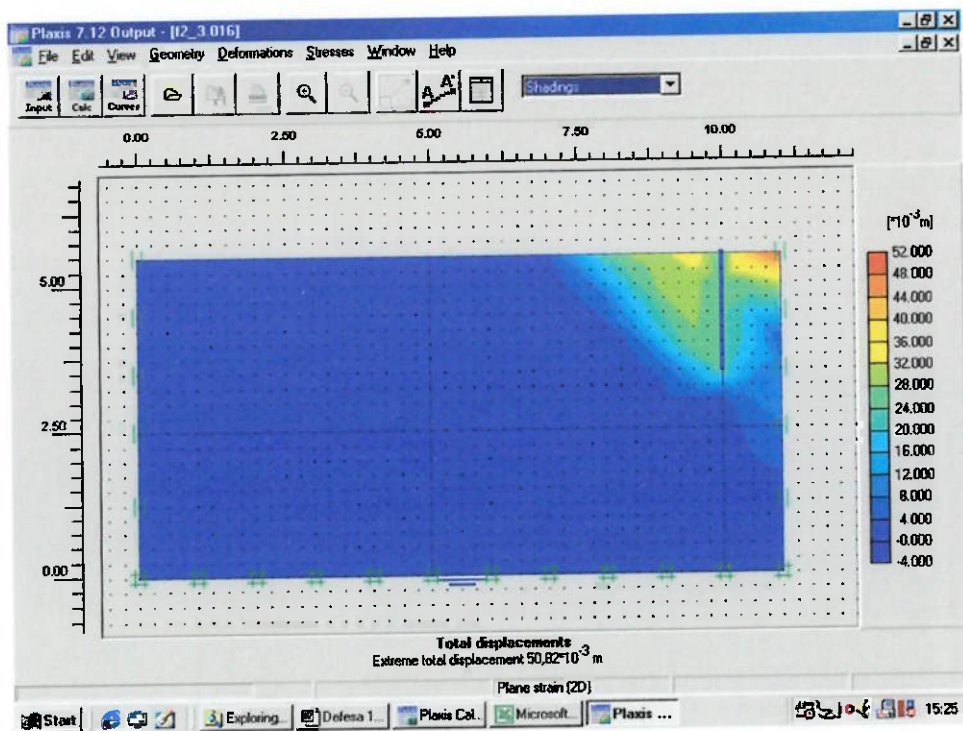


Figura 5.3 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$.

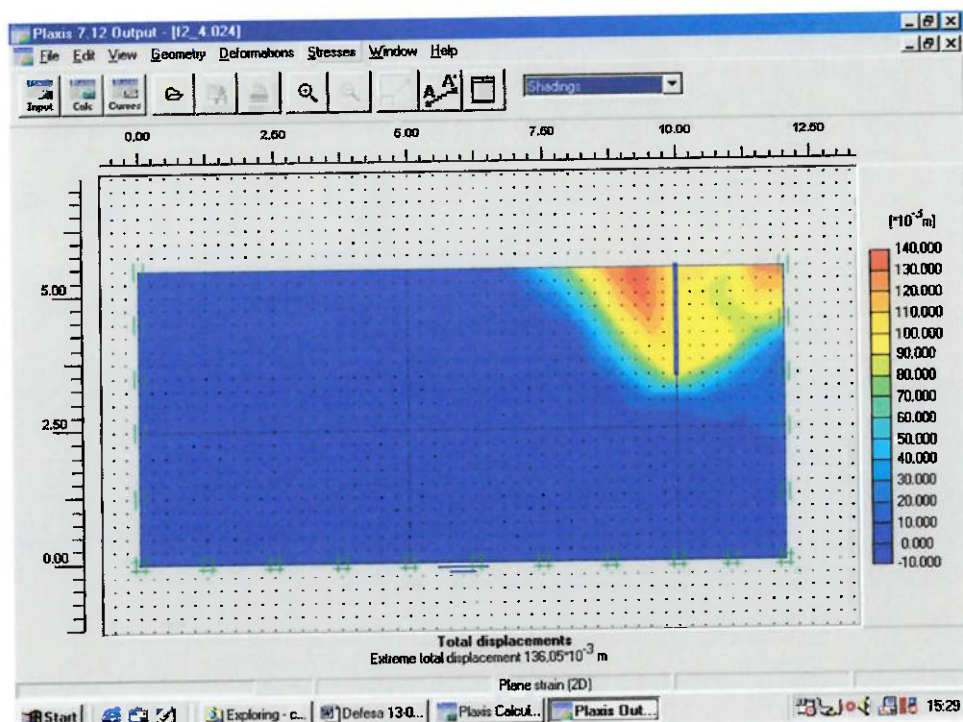


Figura 5.4 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$.

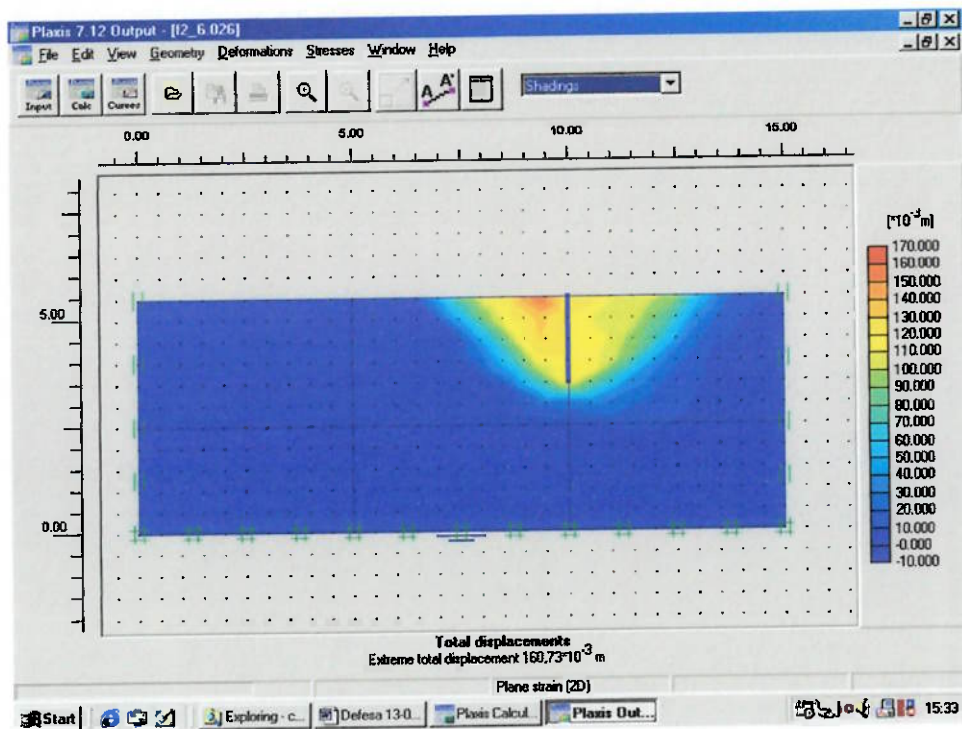


Figura 5.5 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$.

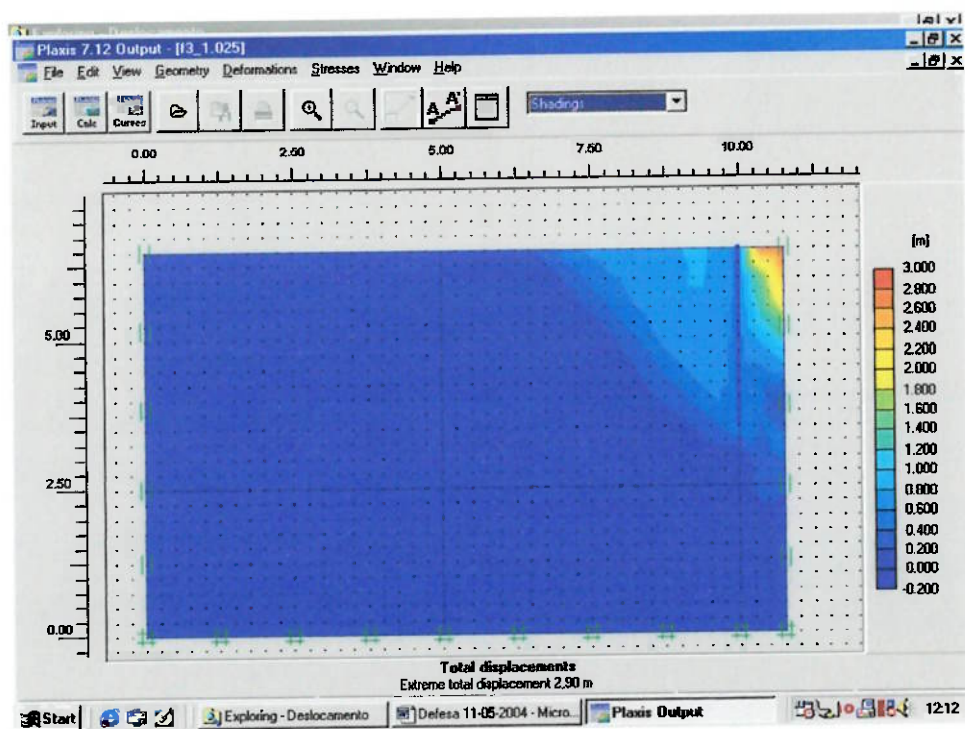


Figura 5.6 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$.

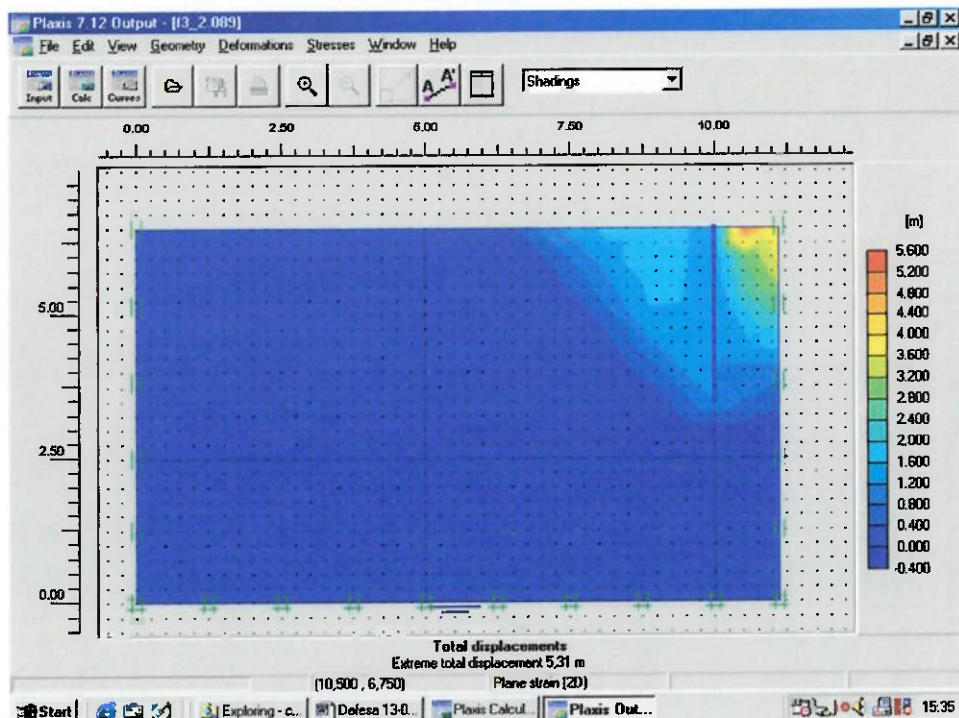


Figura 5.7 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$.

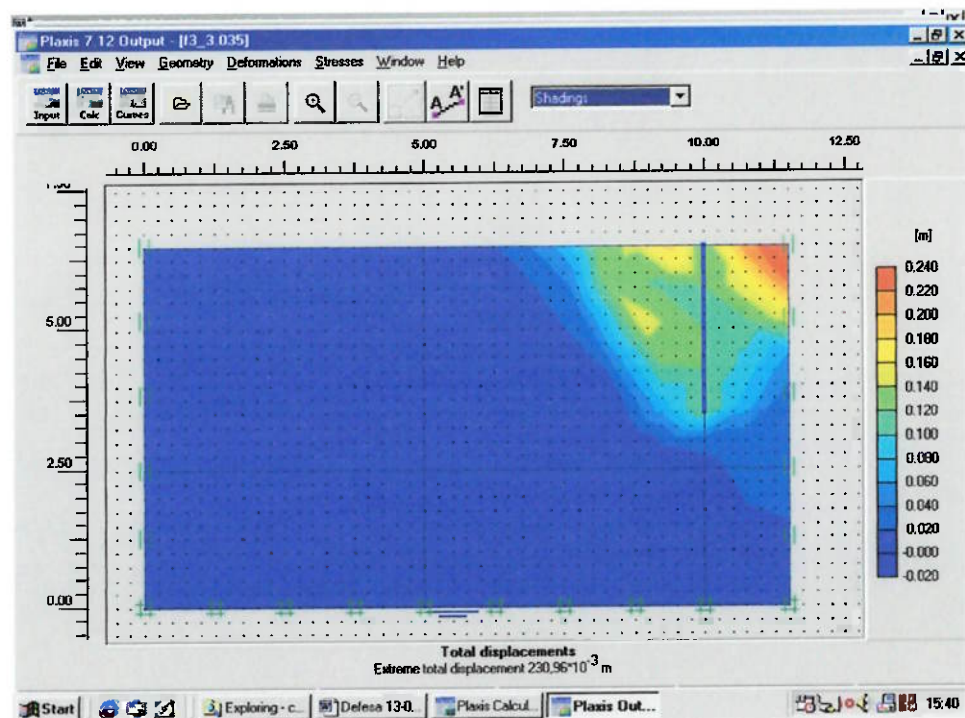


Figura 5.8 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$.

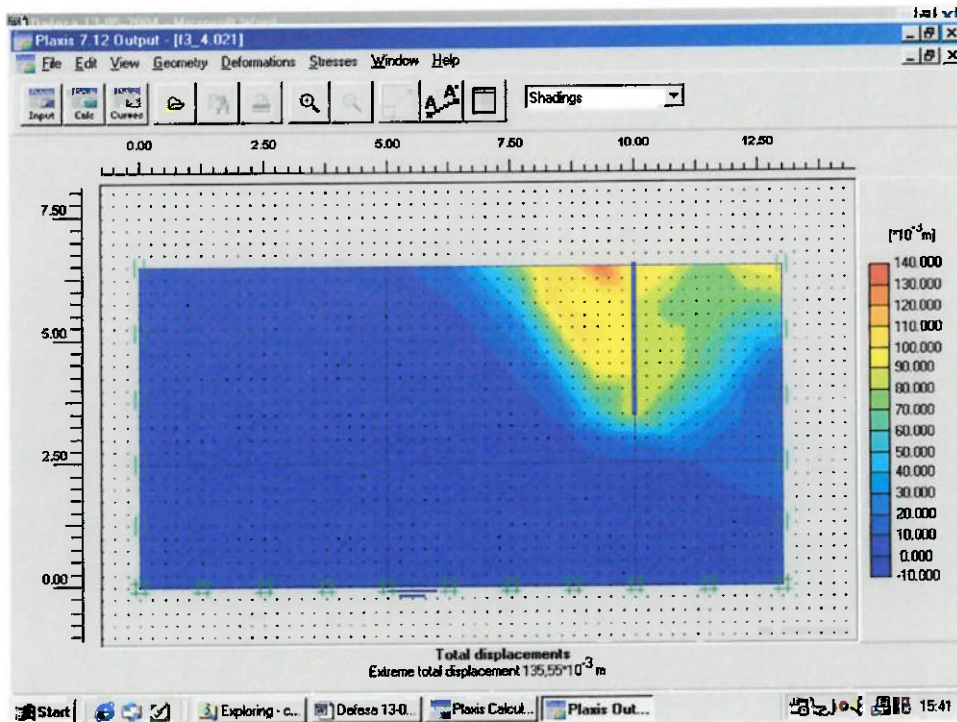


Figura 5.9 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$.

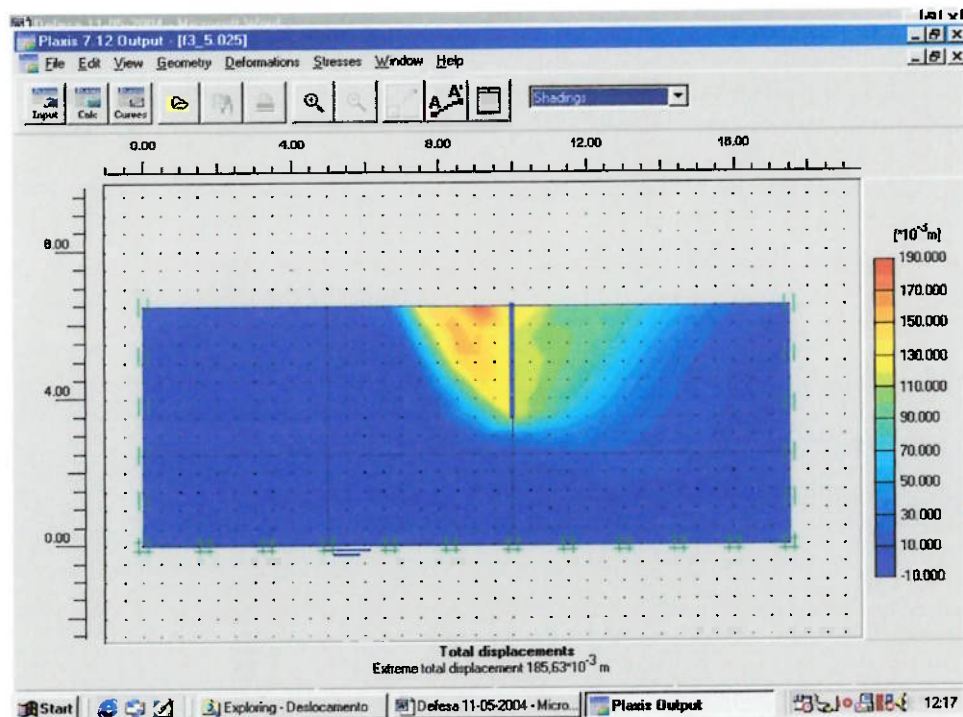


Figura 5.10 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$.

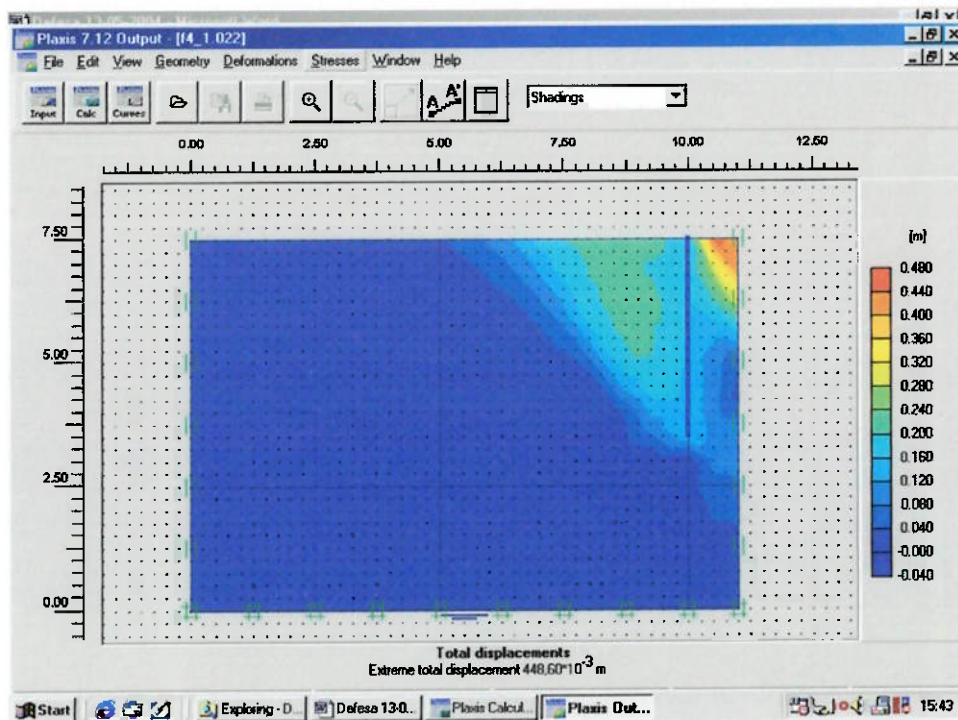


Figura 5.11 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$.

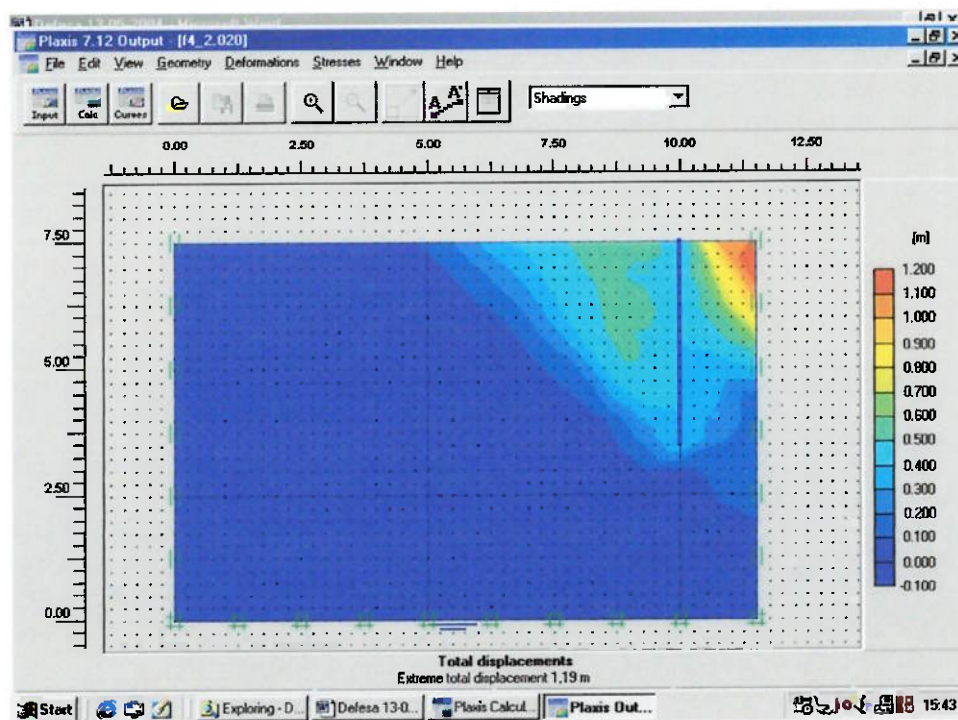


Figura 5.12 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$.

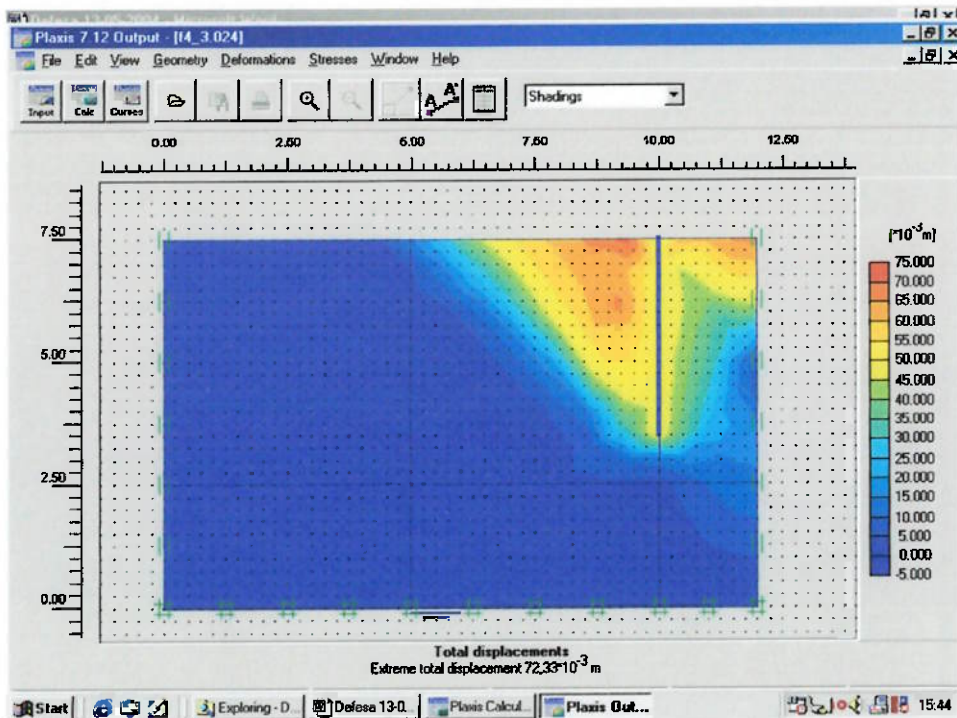


Figura 5.13 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$.

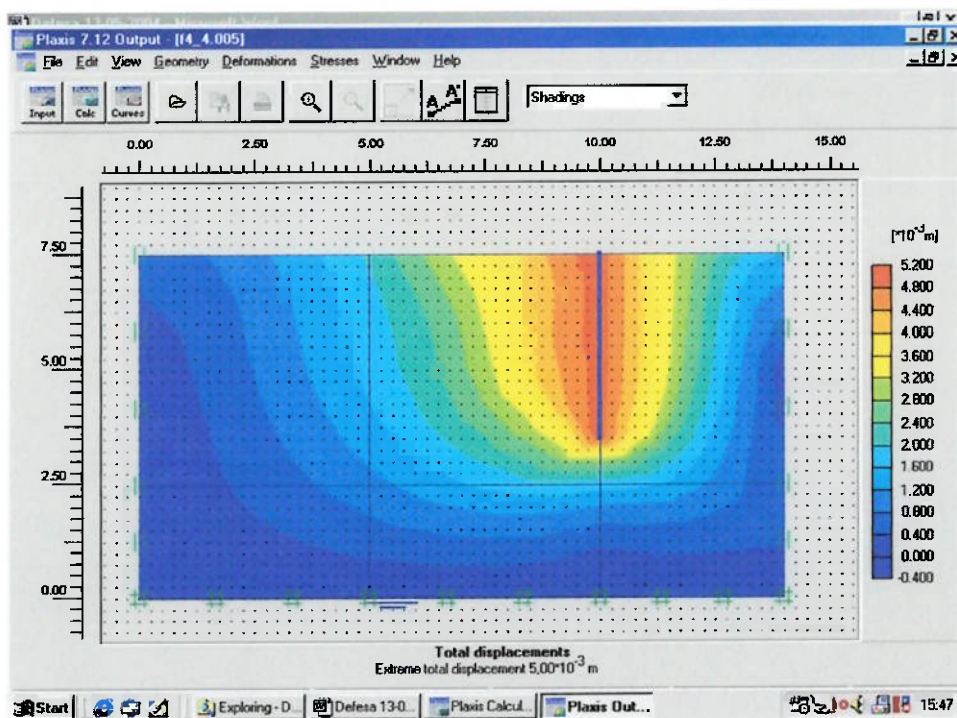


Figura 5.14 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$.

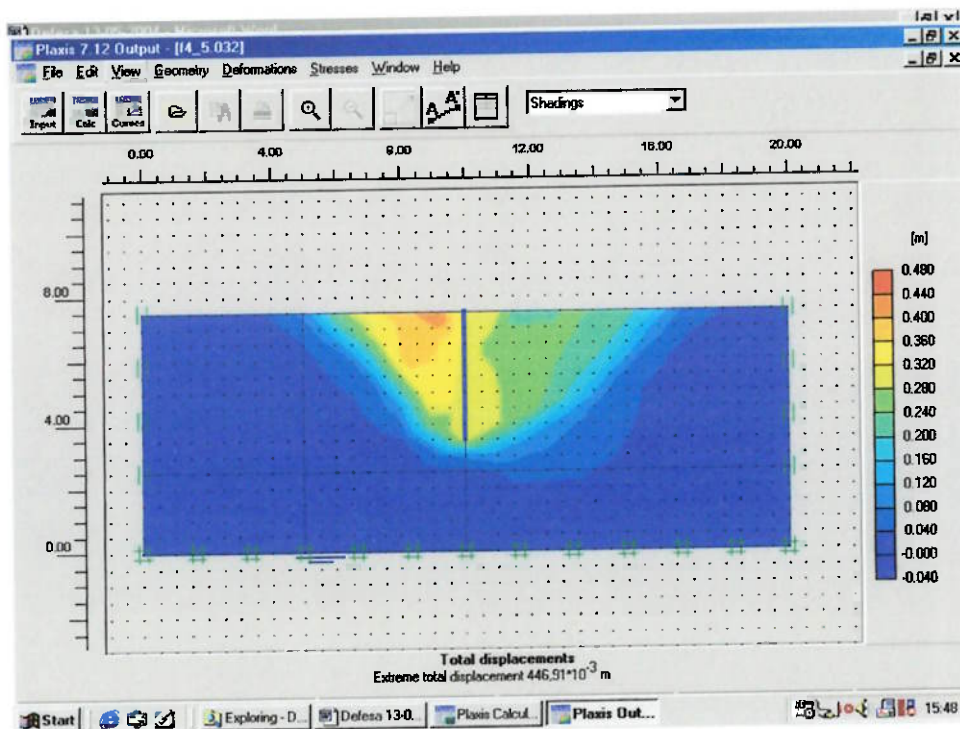


Figura 5.15 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$.

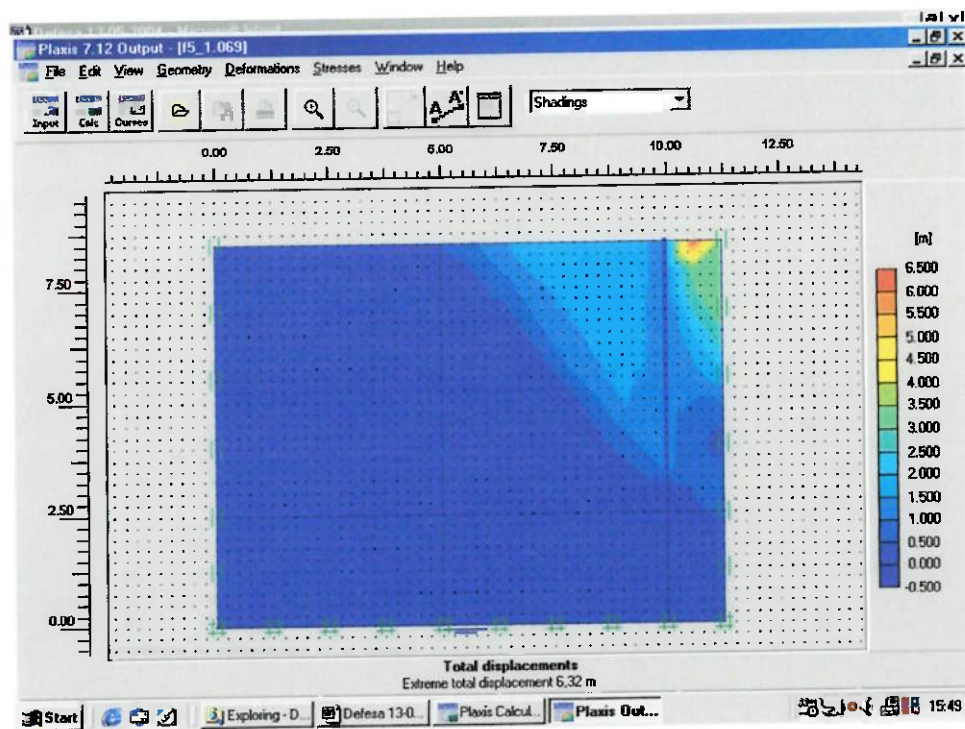


Figura 5.16 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$.

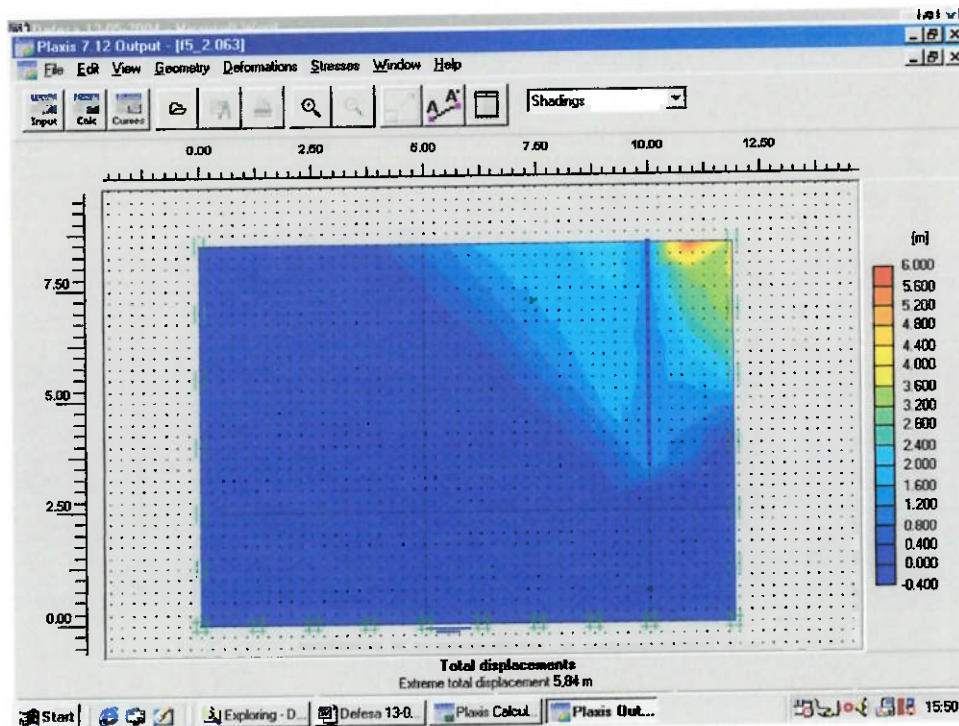


Figura 5.17 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$.

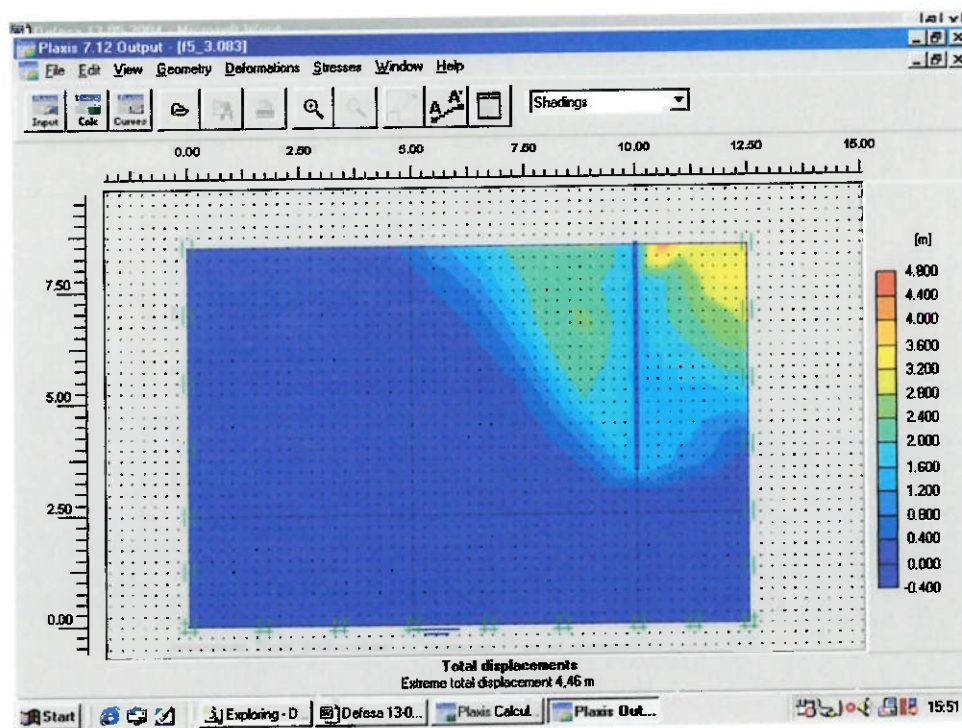


Figura 5.18 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$.

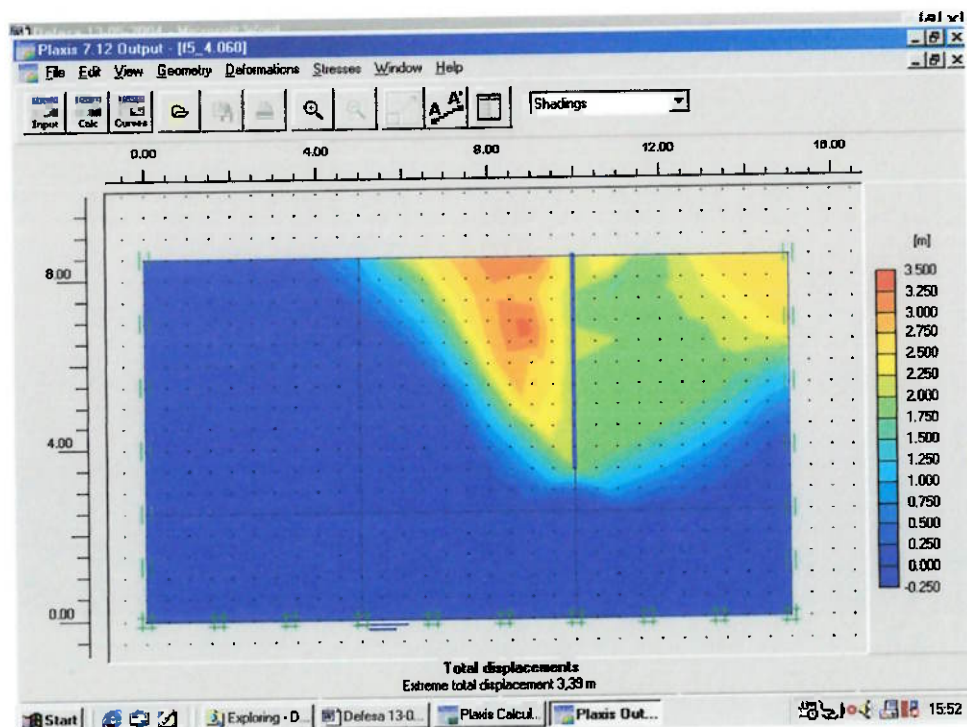


Figura 5.19 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$.

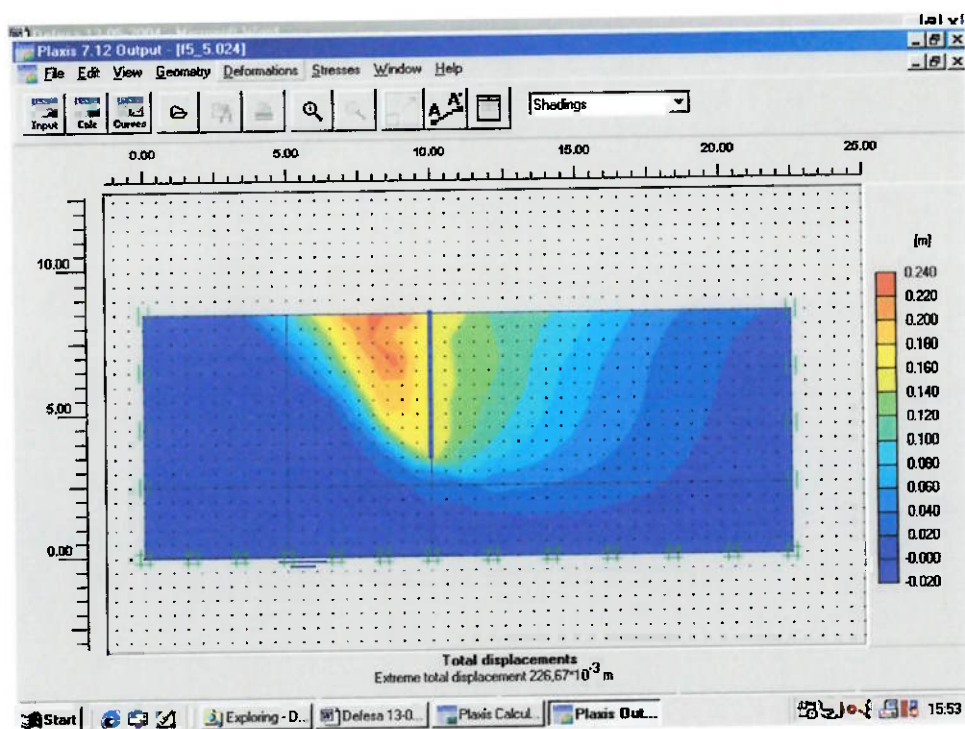


Figura 5.20 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=30^\circ$ e $c=0$.

É fácil notar que para relações $L/f=0,5$ a cunha de ruptura não se desenvolve da forma convencional, enquanto para $L/f=5$ ela se desenvolve completamente.

Todos os demais processamentos para solos não-coesivos e ângulo de atrito variável são encontrados nas Figuras I.1 a I.100, no Apêndice I.

Para cada caso foi levantada uma seção na parede e encontrado um diagrama de tensões. Integrando-se essas tensões, foi determinado o empuxo passivo E_p . Em seguida, substituiu-se E_p na expressão de Rankine e obteve-se o coeficiente de empuxo passivo K_{pl} .

As Tabelas 5.2 a 5.7 mostram os valores de E_p e K_{pl} obtidos em todos processamentos de solos não-coesivos analisados.

Tabela 5.2: Resultados de E_p e K_{pl} para $\phi'=15^\circ$ e $c=0$.

		ficha (m)	L/f	E_p (kN/m)	K_{pl}
		$\phi'=15^\circ$	c=0 kPa	2	0,50
0,75	159,08				4,41
1,00	139,50				3,87
2,00	83,82				2,32
5,00	77,44				2,15
3	0,50			528,59	6,52
	0,75			329,16	4,06
	1,00			277,53	3,42
	2,00			171,77	2,12
	5,00			172,77	2,13
4	0,50			825,92	5,73
	0,75			626,81	4,35
	1,00			450,62	3,12
	2,00			352,30	2,44
	5,00			307,07	2,13
5	0,50			1008,44	4,48
	0,75			861,17	3,82
	1,00			722,84	3,21
	2,00			509,26	2,26
	5,00			466,66	2,07

Tabela 5.3: Resultados de E_p e K_{pl} para $\phi'=20^\circ$ e $c=0$.

		ficha (m)	L/f	E_p (kN/m)	K_{pl}
		$\phi'=20^\circ$	c=0 kPa	2	0,50
0,75	177,58				4,93
1,00	160,56				4,46
2,00	86,98				2,41
5,00	91,07				2,52
3	0,50			728,93	8,99
	0,75			471,43	5,82
	1,00			399,07	4,92
	2,00			268,84	3,31
	5,00			270,19	3,33
4	0,50			950,27	6,60
	0,75			811,43	5,63
	1,00			584,55	4,05
	2,00			463,40	3,21
	5,00			422,07	2,93
5	0,50			1121,06	4,98
	0,75			1053,17	4,68
	1,00			953,97	4,23
	2,00			705,87	3,13
	5,00			624,29	2,77

Tabela 5.4: Resultados de E_p e K_{pl} para $\phi'=25^\circ$ e $c=0$.

		ficha (m)	L/f	E_p (kN/m)	K_{pl}
		$\phi'=25^\circ$	c=0 kPa	2	0,50
0,75	317,24				8,81
1,00	242,98				6,74
2,00	133,94				3,72
5,00	128,92				3,58
3	0,50			862,66	10,65
	0,75			494,76	6,10
	1,00			483,71	5,97
	2,00			353,51	4,36
	5,00			357,06	4,40
4	0,50			1186,63	8,24
	0,75			956,49	6,64
	1,00			717,95	4,98
	2,00			545,10	3,78
	5,00			532,96	3,70
5	0,50			1402,06	6,23
	0,75			1188,65	5,28
	1,00			1099,58	4,88
	2,00			985,25	4,37
	5,00			865,32	3,84

Tabela 5.5: Resultados de E_p e K_{pl} para $\phi'=30^\circ$ e $c=0$.

		ficha (m)	L/f	E_p (kN/m)	K_{pl}
		$\phi'=30^\circ$	c=0 kPa	2	0,50
0,75	381,09				10,59
1,00	285,46				7,92
2,00	141,46				3,92
5,00	174,10				4,83
3	0,50			2406,19	29,70
	0,75			1167,76	15,52
	1,00			637,37	7,86
	2,00			340,57	4,20
	5,00			384,56	4,75
4	0,50			3085,25	21,42
	0,75			2123,15	14,74
	1,00			1053,99	7,31
	2,00			638,45	4,43
	5,00			627,14	4,35
5	0,50			7196,37	31,98
	0,75			2745,52	12,20
	1,00			1948,22	8,65
	2,00			1288,33	5,72
	5,00			1005,00	4,46

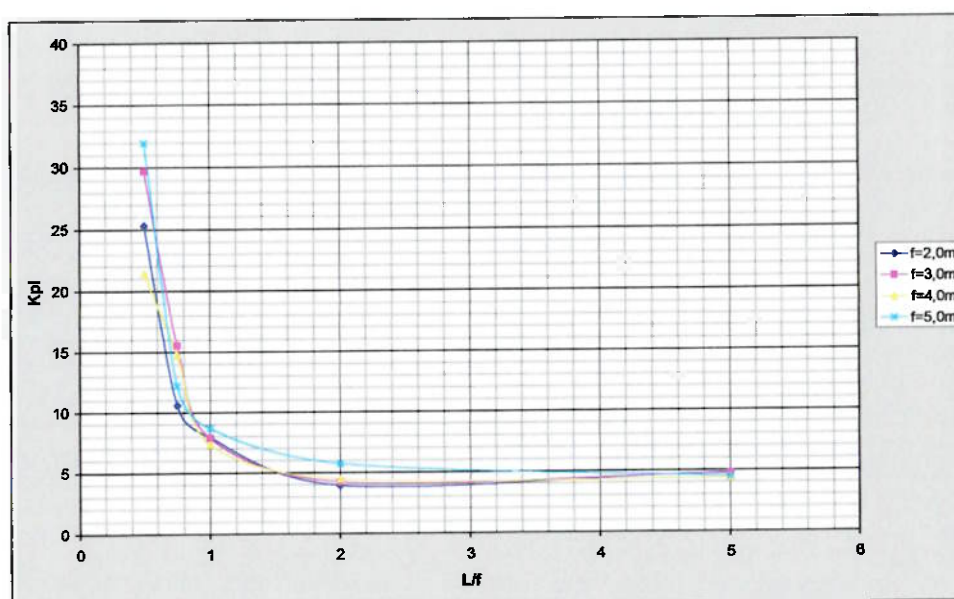
Tabela 5.6: Resultados de E_p e K_{pl} para $\phi'=35^\circ$ e $c=0$.

		ficha (m)	L/f	E_p (kN/m)	K_{pl}
		$\phi'=35^\circ$	c=0 kPa	2	0,50
0,75	550,25				15,28
1,00	495,90				13,77
2,00	231,87				6,44
5,00	235,48				6,54
3	0,50			2616,48	32,30
	0,75			1361,03	16,80
	1,00			1089,22	13,44
	2,00			494,06	6,09
	5,00			571,27	7,05
4	0,50			4575,69	31,77
	0,75			4653,66	22,68
	1,00			1397,66	9,70
	2,00			984,42	6,83
	5,00			946,29	6,57
5	0,50			6056,07	26,91
	0,75			3569,56	15,86
	1,00			2719,33	12,08
	2,00			1669,92	7,42
	5,00			1611,85	7,16

Tabela 5.7: Resultados de E_p e K_{pl} para $\phi'=40^\circ$ e $c=0$.

	ficha (m)	L/f	E_p (kN/m)	K_{pl}
$\phi'=40^\circ$	2	0,50	1221,17	33,92
		0,75	651,98	18,11
		1,00	591,81	16,43
		2,00	334,76	9,29
		5,00	299,08	8,30
	3	0,50	2439,26	30,11
		0,75	1626,28	20,07
		1,00	1373,82	16,96
		2,00	876,58	10,82
		5,00	838,38	10,35
	4	0,50	5264,12	36,55
		0,75	3977,57	27,62
		1,00	2727,68	18,94
		2,00	1634,82	11,35
		5,00	1444,18	10,02
	5	0,50	8036,37	35,71
		0,75	6135,92	27,27
		1,00	3676,28	16,33
		2,00	2208,32	9,81
		5,00	2053,87	9,12

A Figura 5.21 mostra os valores de K_{pl} encontrados para cada ficha considerada e admitindo-se um solo não-coesivo com ângulo de atrito de 30° .

Figura 5.21 Gráfico de K_{pl} x L/f para $\phi'=30^\circ$ e $c=0$.

A partir disso, pôde-se plotar uma curva média de todos os valores de K_{pl} obtidos, conforme apresentado na Figura 5.22.

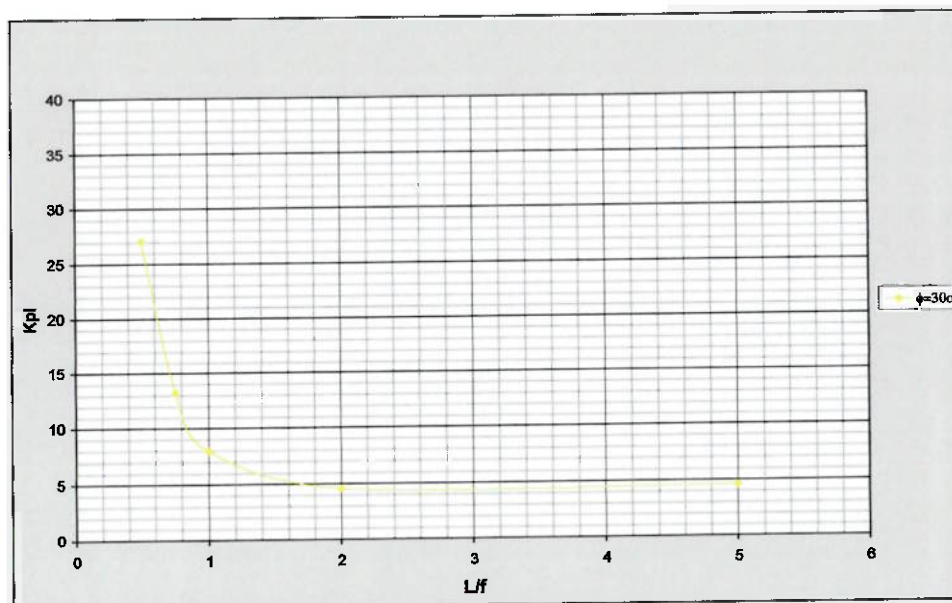


Figura 5.22 Curva média da relação K_{pl} x L/f para $\phi'=30^\circ$ e $c=0$.

Pode-se verificar, pela curva apresentada na Figura 5.22, que a largura de uma vala pode ser considerada infinita a partir de uma relação L/f igual a 2, sendo, neste caso, K_{pl} aproximadamente 4,6. Esse valor é bastante superior ao determinado por Rankine ($K_p=3,0$) e próximo aos obtidos por outros métodos, como Cacquot-Kérisel ($K_p=5,3$).

Além disso, nota-se que para uma relação L/f pequena, o valor de K_{pl} cresce consideravelmente, justificando a consideração da largura real da vala na determinação de empuxos de terra passivos. Para esta situação e, admitindo $L/f=0,5$, o coeficiente K_{pl} foi cerca de seis vezes maior que o obtido para largura infinita ou seja, da ordem de 27.

Em seguida, variou-se o ângulo de atrito do solo de 15° ; 20° ; 25° ; 35° e 40° , sendo todos os demais resultados mostrados no Anexo A. Para cada

ângulo de atrito considerado foram processados 20 casos, totalizando 120 situações analisadas para solos não-coesivos.

A Figura 5.23 representa as curvas médias encontradas, considerando-se solo com coesão nula e variando-se o ângulo de atrito.

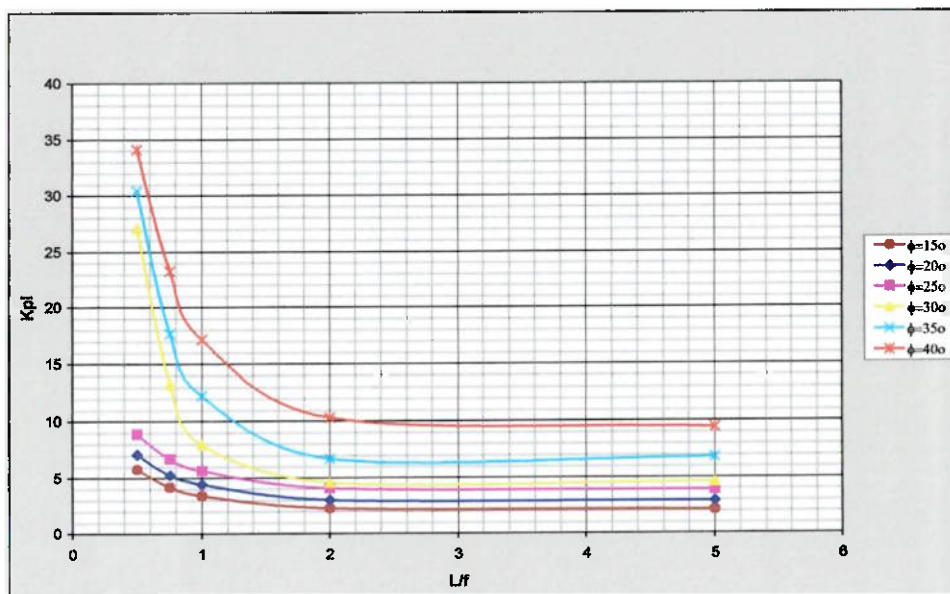


Figura 5.23 Curva média da relação K_{pl} x L/f para todos os ϕ' considerados e $c=0$.

Como era esperado, o coeficiente de empuxo passivo cresce com o aumento do ângulo de atrito, conforme observado na Figura 5.23. Além disso, verifica-se que a influência da largura da vala é maior para ângulos de atrito maiores.

Nota-se, também, que a largura de uma vala pode ser considerada infinita a partir de uma relação L/f igual a 2, para todos os casos de solos não-coesivos analisados.

Após realizar o estudo para solos arenosos, sem coesão, foram executados processamentos considerando-se ângulo de atrito do solo igual a 15°, 20° e 25° e coesões de 5, 10, 15 e 20kPa. Para cada ângulo de atrito e

coesão considerados foram estudados 20 casos, perfazendo um total de 240 análises, admitindo solos coesivos.

As Figuras 5.24 a 5.43 mostram processamentos feitos admitindo-se coesão igual a 20kPa e ângulo de atrito de 15° . Neste caso também é possível notar que para $L/f=0,5$ a cunha de ruptura não se desenvolve da forma convencional, enquanto para $L/f=5$ ela se desenvolve completamente.

Todos os demais processamentos para solos coesivos são encontrados nas Figura I.101 a I.320, no Apêndice I.

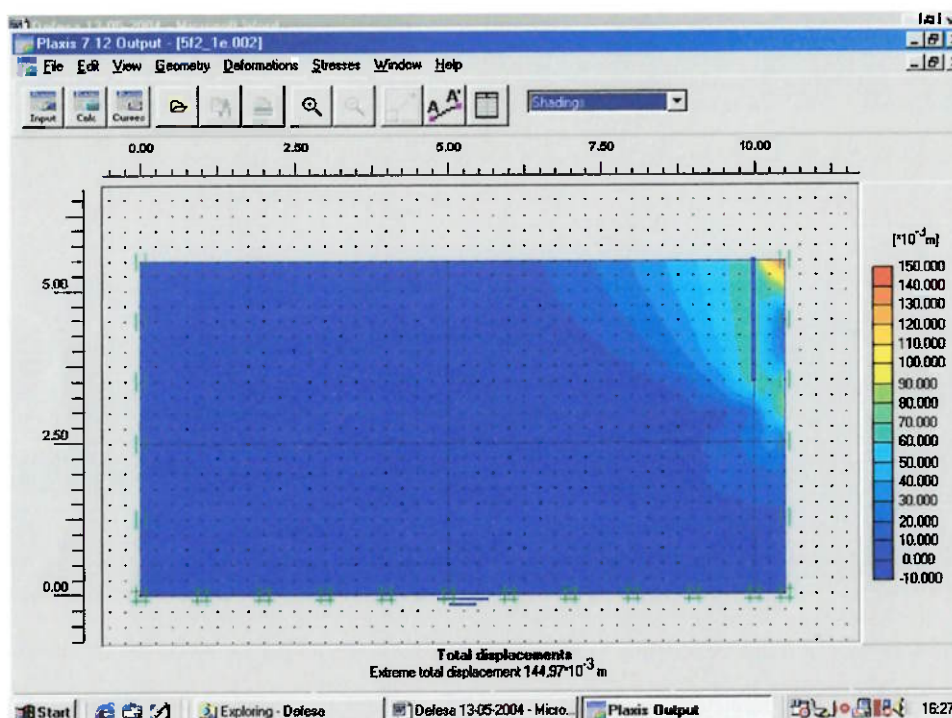


Figura 5.24 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

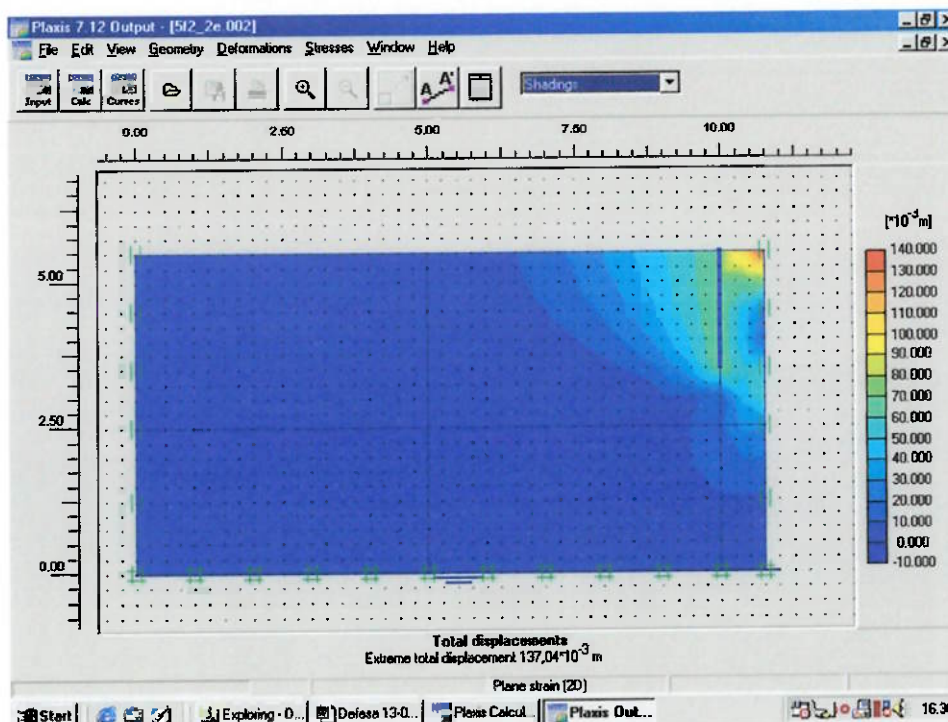


Figura 5.25 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

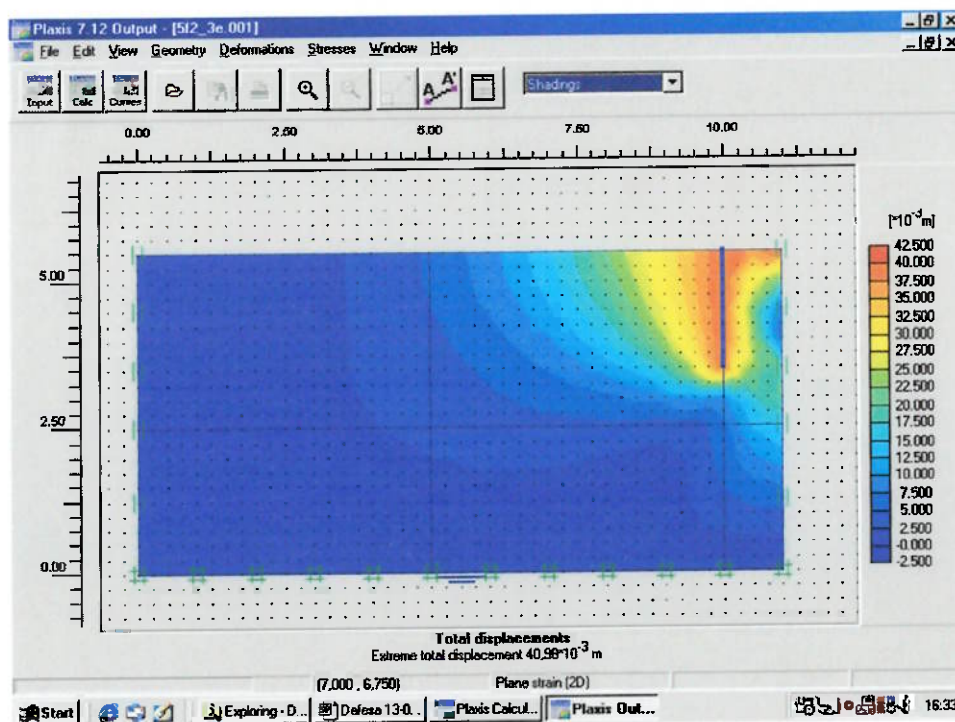


Figura 5.26 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

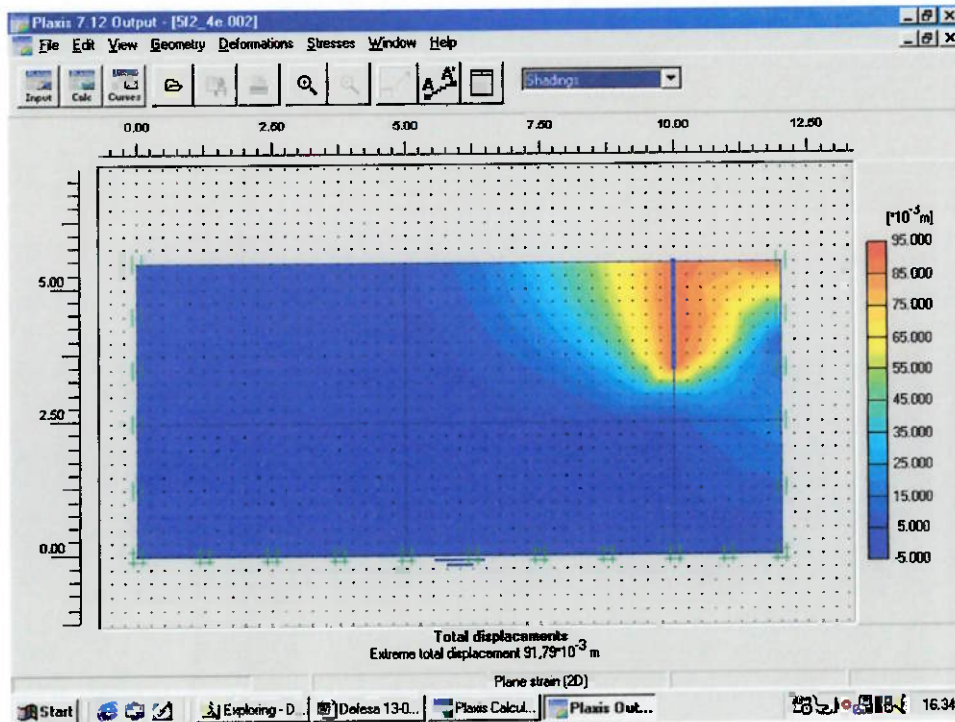


Figura 5.27 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

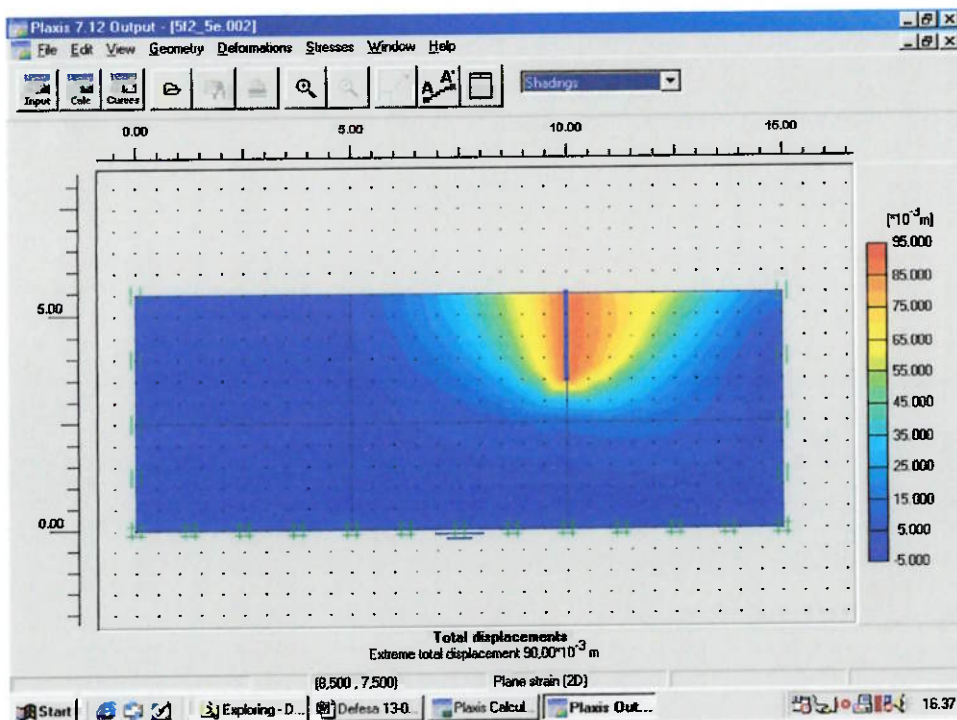


Figura 5.28 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

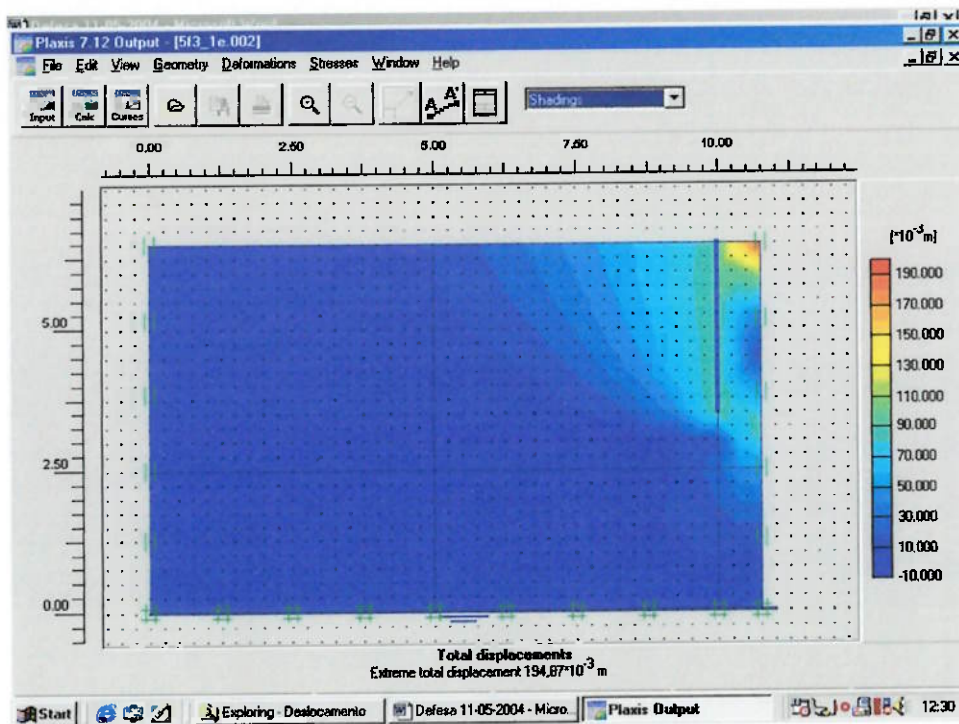


Figura 5.29 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

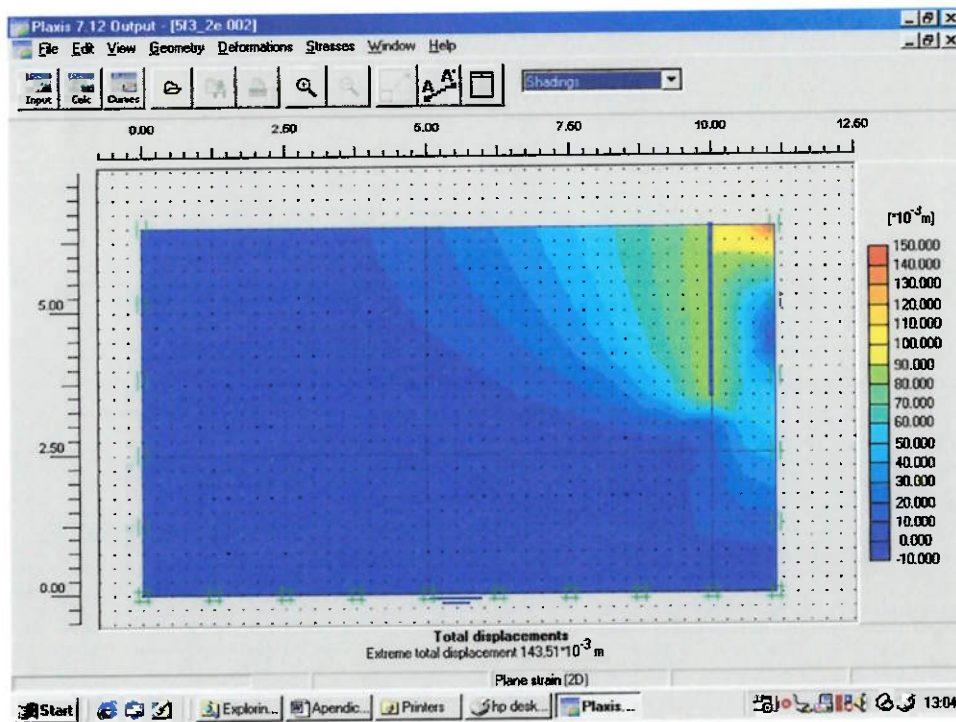


Figura 5.30 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

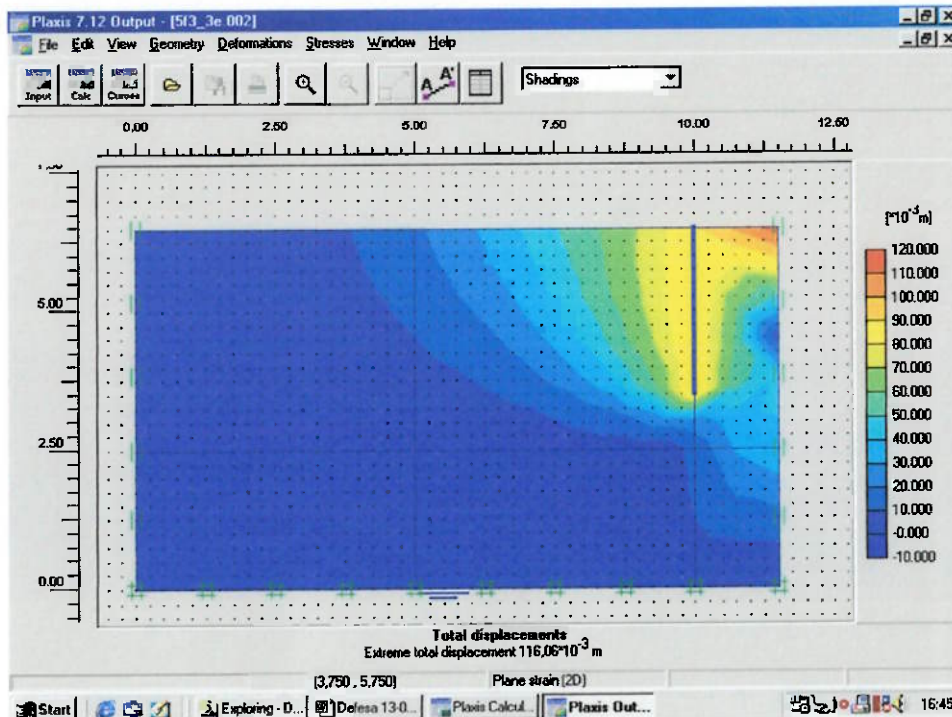


Figura 5.31 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

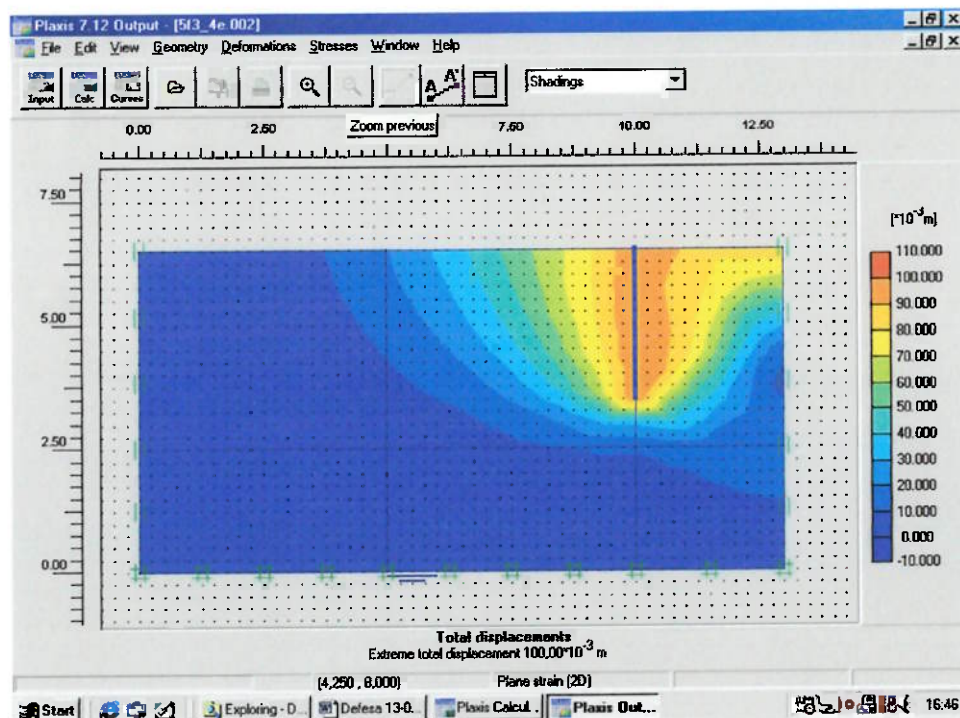


Figura 5.32 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

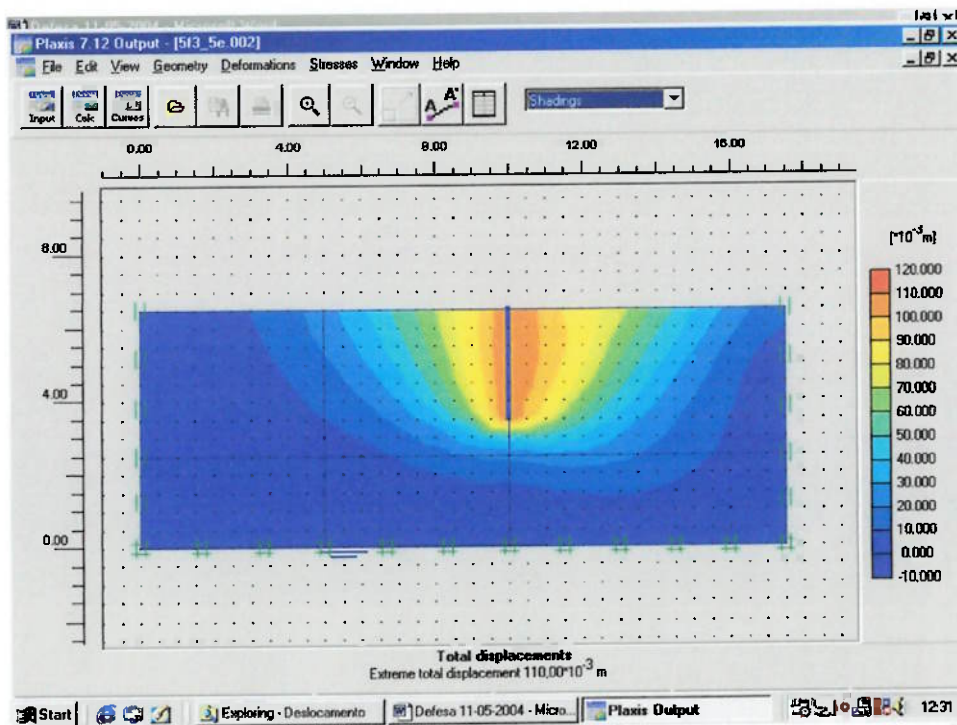


Figura 5.33 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

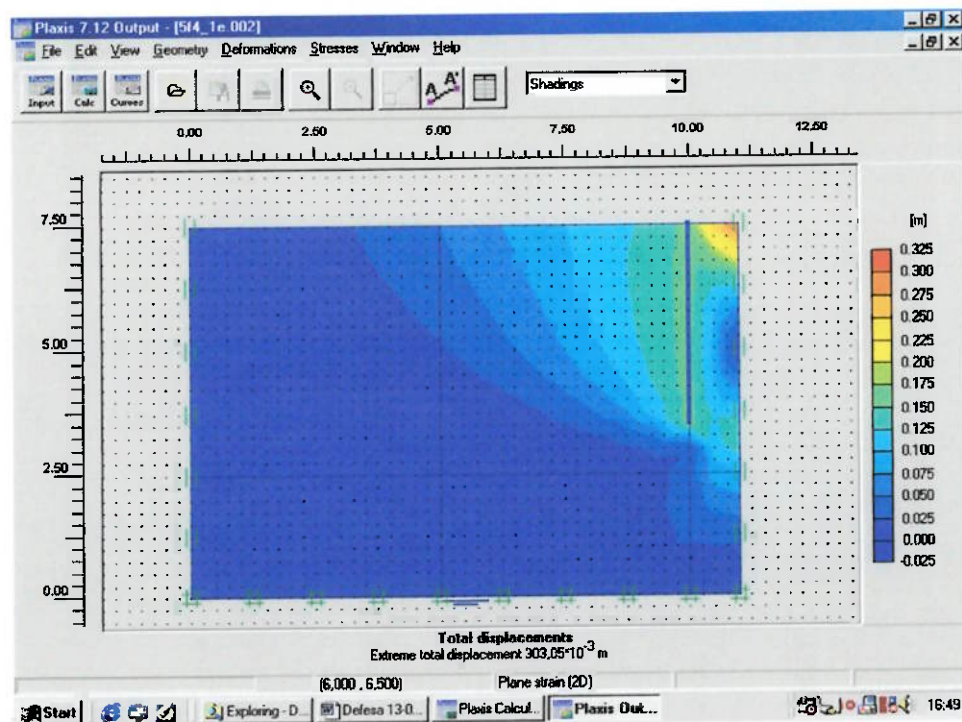


Figura 5.34 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

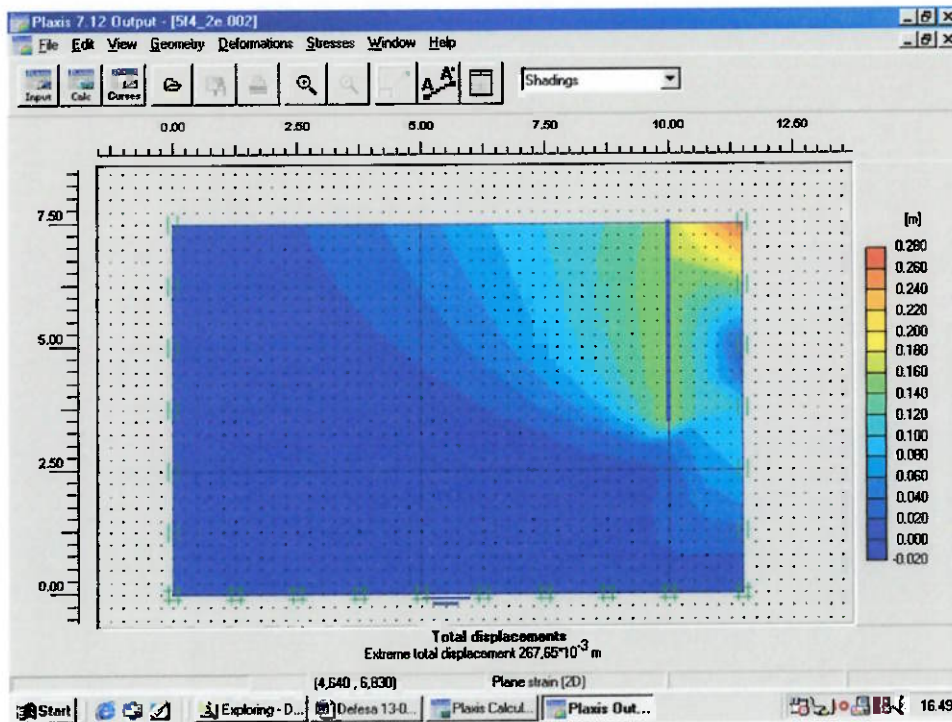


Figura 5.35 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

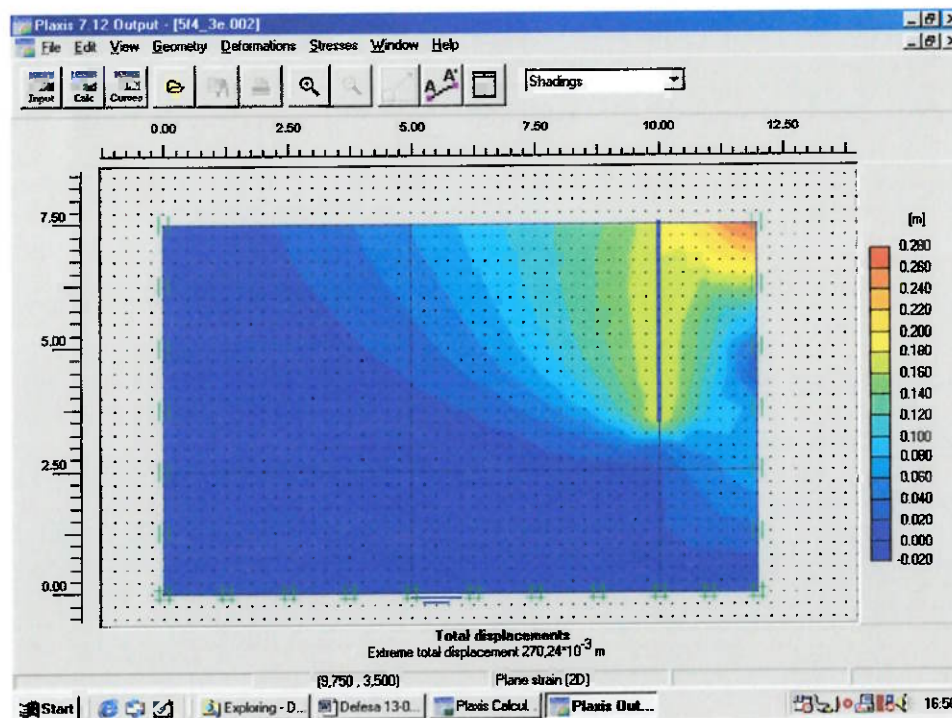


Figura 5.36 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

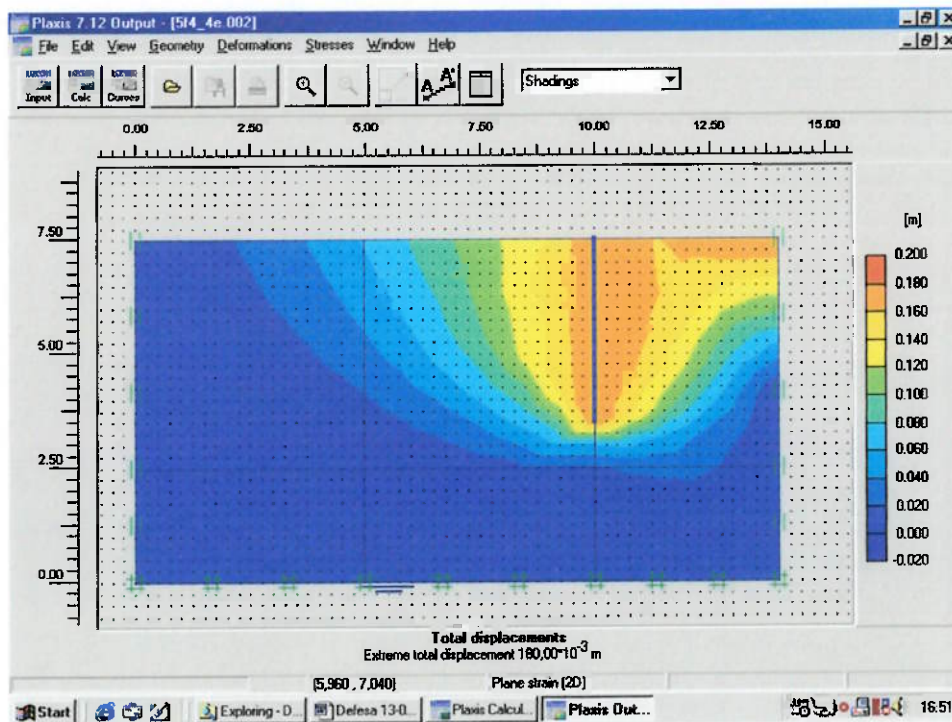


Figura 5.37 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

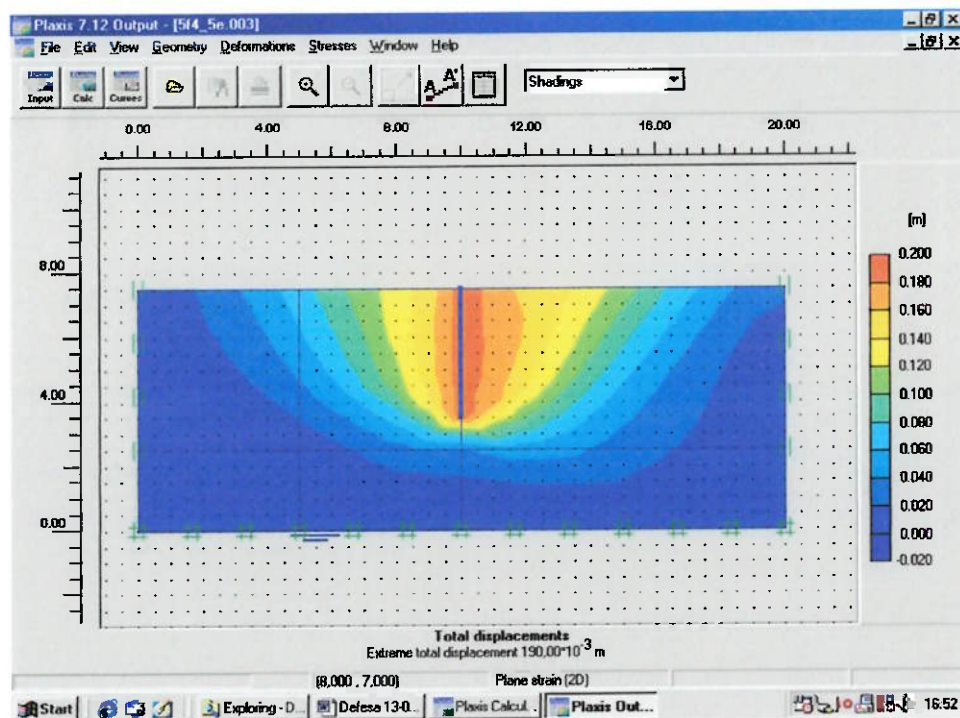


Figura 5.38 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

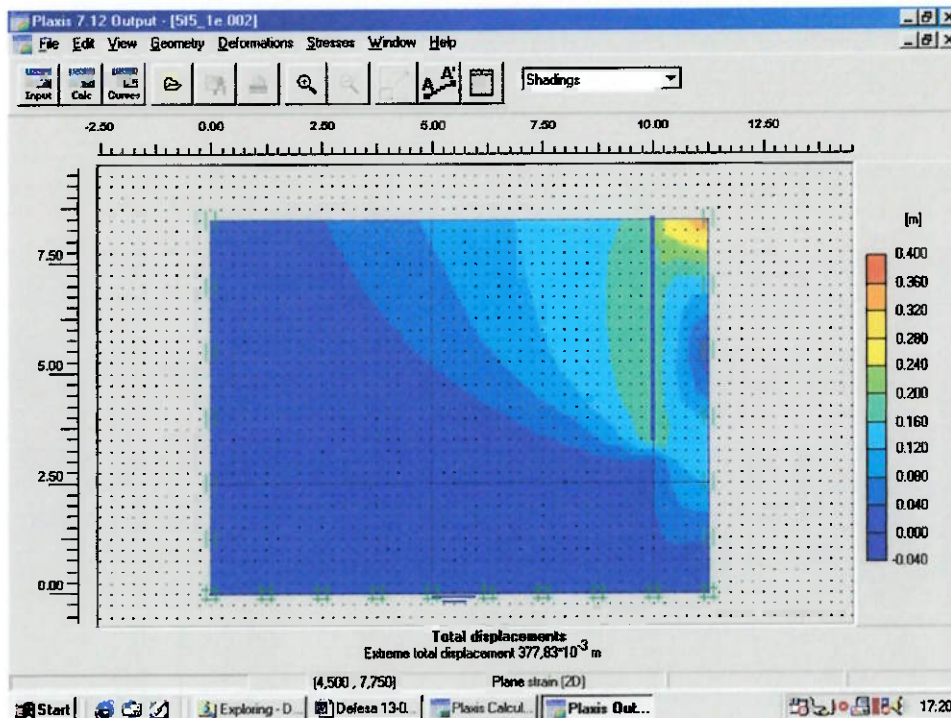


Figura 5.39 Processamento para $f=5$ m, $L/f=0,5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20$ kPa.

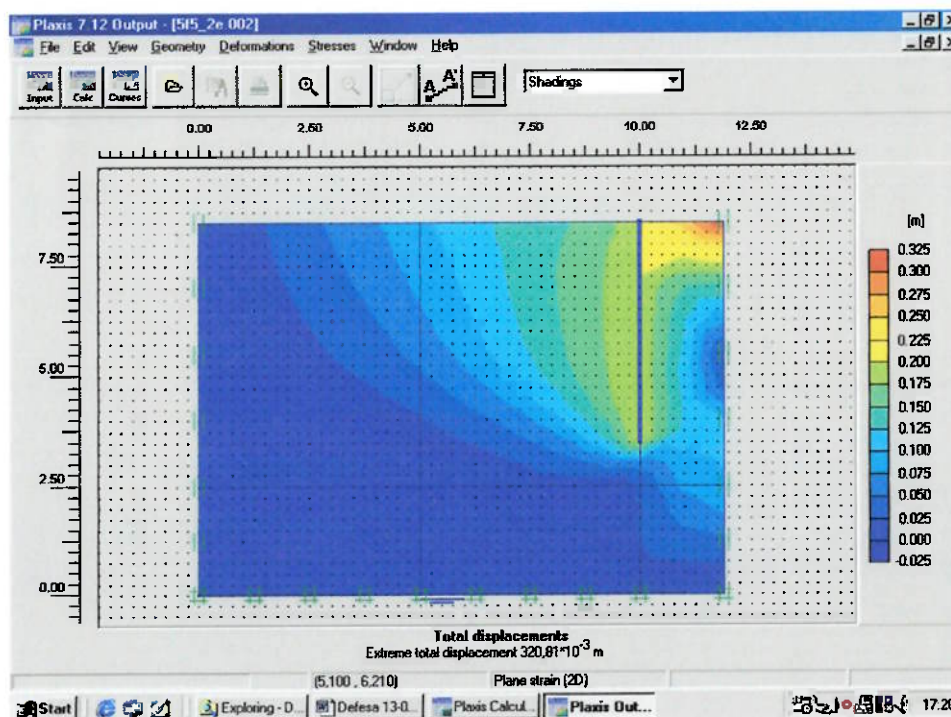


Figura 5.40 Processamento para $f=5$ m, $L/f=0,75$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20$ kPa.

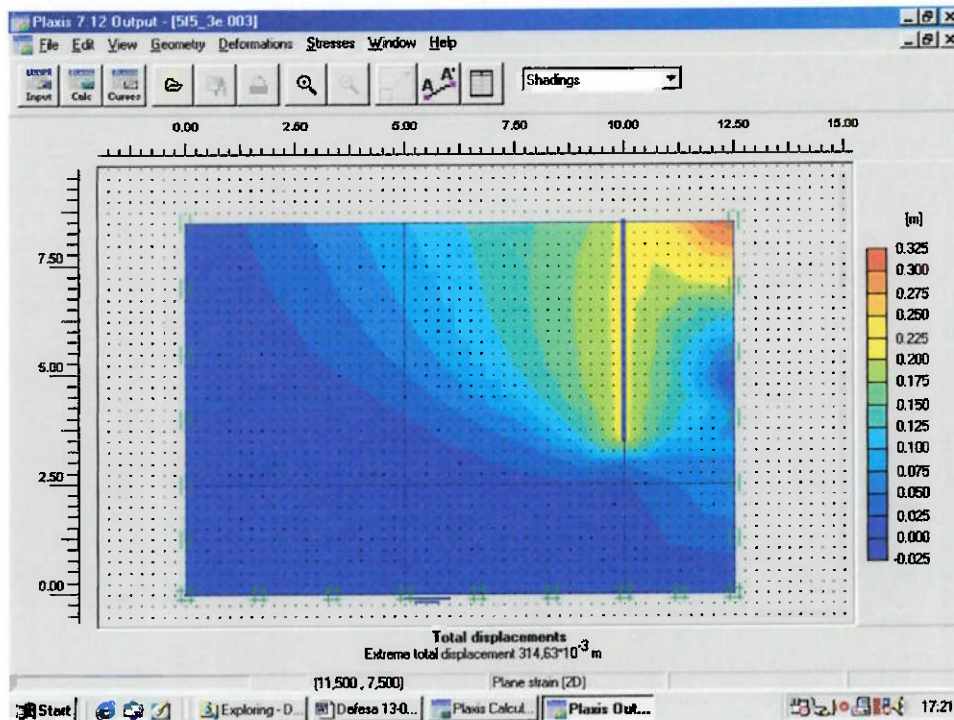


Figura 5.41 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

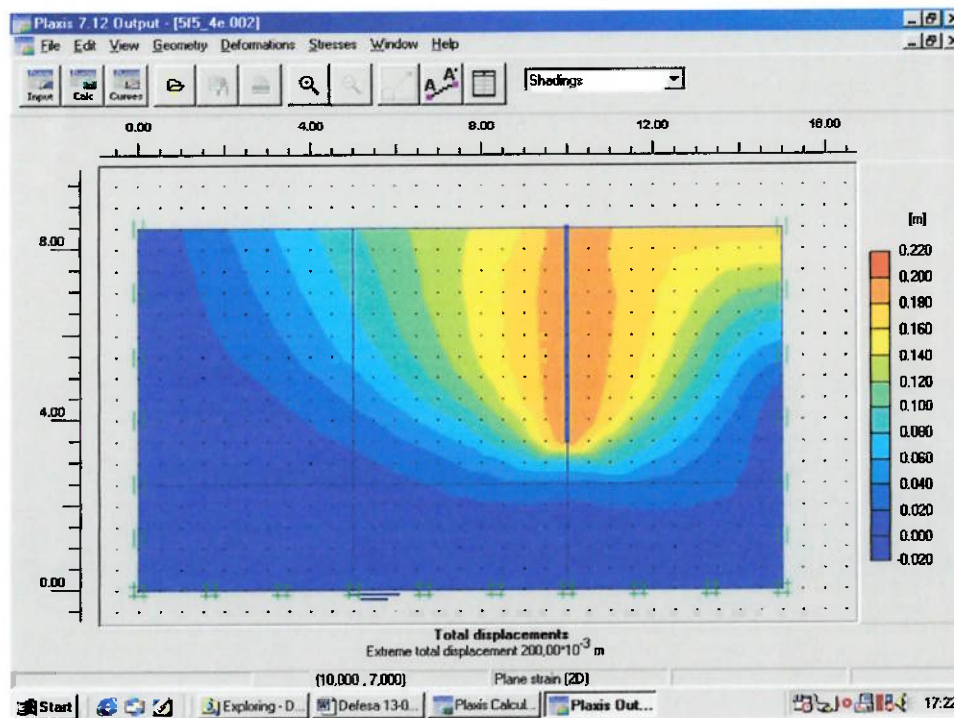


Figura 5.42 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

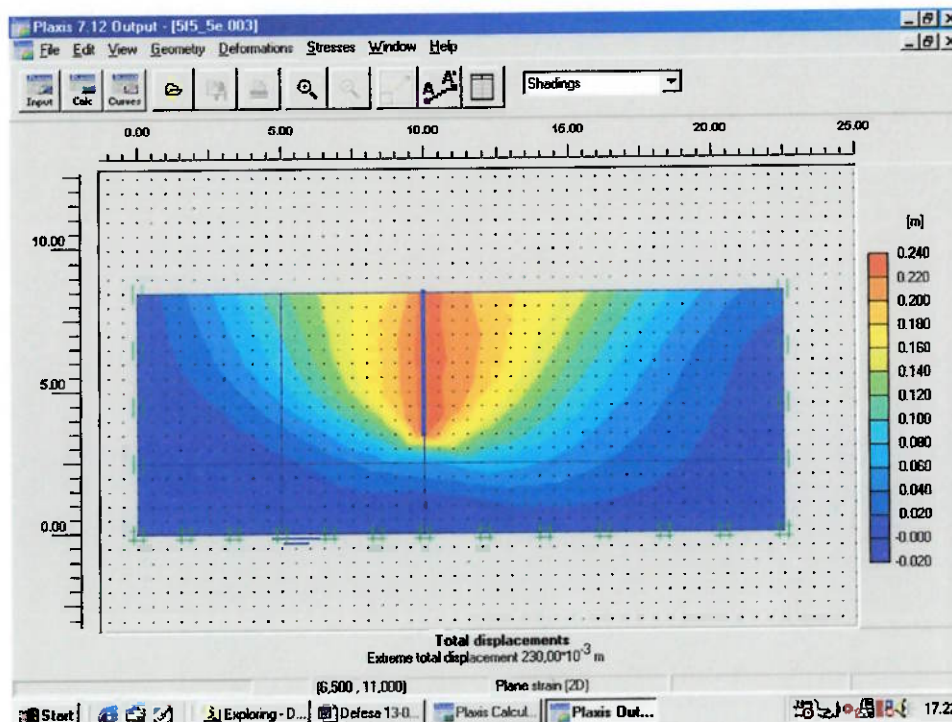


Figura 5.43 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

Da mesma maneira como os valores de coeficiente de empuxo passivo foram calculados para solos não-coesivos foram determinados os K_{plc} (coeficiente de empuxo passivo que leva em conta a largura real da vala e a coesão do solo).

As Tabelas 5.8 a 5.18 apresentam os resultados encontrados de E_p e K_{plc} para todos os casos de solos coesivos estudados.

Tabela 5.8: Resultados de E_p e K_{plc} para $\phi'=15^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

		ficha (m)	L/f	E_p (kN/m)		K_{plc}	
$\phi'=15^\circ$	c=5 kPa	2	0,50	683,48	16,71		
			0,75	445,19	10,56		
			1,00	377,82	8,84		
			2,00	178,05	3,85		
			5,00	164,02	3,51		
		3	0,50	1254,73	14,09		
			0,75	1009,27	11,21		
			1,00	728,97	7,95		
			2,00	350,60	3,62		
			5,00	337,65	3,47		
		4	0,50	1962,06	12,63		
			0,75	1396,86	8,87		
			1,00	928,18	5,77		
			2,00	512,97	3,07		
			5,00	464,69	2,76		
		5	0,50	2025,57	8,36		
			0,75	1334,53	5,41		
			1,00	1106,39	4,44		
			2,00	733,40	2,88		
			5,00	602,14	2,33		

Tabela 5.9: Resultados de E_p e K_{plc} para $\phi'=15^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

		ficha (m)	L/f	E_p (kN/m)		K_{plc}	
$\phi'=15^\circ$	c=10 kPa	2	0,50	960,45	21,52		
			0,75	552,28	11,56		
			1,00	472,90	9,67		
			2,00	213,10	3,76		
			5,00	214,18	3,78		
		3	0,50	1589,14	16,60		
			0,75	1198,47	12,20		
			1,00	544,33	5,05		
			2,00	419,67	3,74		
			5,00	428,67	3,84		
		4	0,50	3200,90	19,75		
			0,75	2010,03	12,03		
			1,00	1175,46	6,72		
			2,00	744,71	4,05		
			5,00	599,81	3,17		
		5	0,50	3963,85	15,84		
			0,75	2435,02	9,45		
			1,00	1688,60	6,38		
			2,00	946,75	3,38		
			5,00	737,50	2,56		

Tabela 5.10: Resultados de E_p e K_{plc} para $\phi'=15^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

		ficha (m)	L/f	E_p (kN/m)	K_{plc}
		$\phi'=15^\circ$	$c=15\text{ kPa}$	2	0,50
0,75	706,01				13,48
1,00	624,52				11,65
2,00	248,10				3,69
5,00	238,10				3,49
3	0,50			1886,59	18,51
	0,75			1105,30	10,11
	1,00			1000,45	9,01
	2,00			462,38	3,60
	5,00			480,25	3,77
4	0,50			3520,78	20,66
	0,75			2221,29	12,48
	1,00			1382,45	7,34
	2,00			800,53	3,91
	5,00			690,99	3,28
5	0,50			4555,00	17,45
	0,75			2936,85	10,85
	1,00			2104,87	7,52
	2,00			1104,16	3,63
	5,00			878,63	2,79

Tabela 5.11: Resultados de E_p e K_{plc} para $\phi'=15^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

		ficha (m)	L/f	E_p (kN/m)	K_{plc}
		$\phi'=15^\circ$	$c=20\text{ kPa}$	2	0,50
0,75	950,83				17,19
1,00	760,20				13,07
2,00	304,40				4,00
5,00	282,63				3,62
3	0,50			2381,02	22,38
	0,75			1560,38	13,76
	1,00			1137,30	9,47
	2,00			516,75	3,57
	5,00			525,22	3,65
4	0,50			4304,27	24,40
	0,75			2703,35	14,53
	1,00			1725,04	8,70
	2,00			919,29	4,12
	5,00			735,06	3,13
5	0,50			5390,95	19,98
	0,75			3783,42	13,54
	1,00			2371,91	8,02
	2,00			1227,95	3,73
	5,00			959,05	2,78

Tabela 5.12: Resultados de E_p e K_{plc} para $\phi'=20^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

		ficha (m)	L/f	E_p (kN/m)	K_{plc}
		$\phi'=20^\circ$	c=5 kPa	2	0,50
0,75	607,69				14,74
1,00	513,31				12,30
2,00	176,46				3,81
5,00	176,58				3,81
3	0,50			1807,62	20,63
	0,75			945,08	10,46
	1,00			705,40	7,68
	2,00			438,18	4,61
	5,00			388,05	4,04
4	0,50			2351,16	15,24
	0,75			1490,87	9,49
	1,00			1081,52	6,78
	2,00			685,68	4,19
	5,00			536,75	3,22
5	0,50			2135,20	8,82
	0,75			1438,13	5,85
	1,00			1228,69	4,96
	2,00			826,95	3,27
	5,00			841,60	3,33

Tabela 5.13: Resultados de E_p e K_{plc} para $\phi'=20^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

		ficha (m)	L/f	E_p (kN/m)	K_{plc}
		$\phi'=20^\circ$	c=10 kPa	2	0,50
0,75	666,20				14,30
1,00	517,74				10,74
2,00	288,04				5,41
5,00	293,39				5,53
3	0,50			2032,34	21,64
	0,75			1156,59	11,74
	1,00			1117,30	11,30
	2,00			513,59	4,72
	5,00			505,62	4,64
4	0,50			3571,78	22,18
	0,75			2302,16	13,91
	1,00			1656,68	9,76
	2,00			855,41	4,73
	5,00			639,03	3,41
5	0,50			4439,29	17,85
	0,75			2931,04	11,51
	1,00			2188,93	8,43
	2,00			1091,58	3,96
	5,00			875,84	3,10

Tabela 5.14: Resultados de E_p e K_{plc} para $\phi'=20^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

		ficha (m)	L/f	E_p (kN/m)		K_{plc}	
$\phi'=20^\circ$	$c=15\text{ kPa}$	2	0,50	1612,75	34,94		
			0,75	965,06	19,45		
			1,00	717,54	13,75		
			2,00	299,23	4,69		
			5,00	327,03	5,26		
		3	0,50	2352,35	23,63		
			0,75	1506,92	14,38		
			1,00	1419,39	13,44		
			2,00	686,45	5,79		
			5,00	576,38	4,70		
		4	0,50	3939,58	23,33		
			0,75	2468,07	14,01		
			1,00	2034,19	11,32		
			2,00	1023,25	5,20		
			5,00	740,41	3,56		
		5	0,50	5430,30	21,07		
			0,75	3781,75	14,28		
			1,00	3150,36	11,71		
			2,00	1239,12	4,14		
			5,00	996,18	3,22		

Tabela 5.15: Resultados de E_p e K_{plc} para $\phi'=20^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

		ficha (m)	L/f	E_p (kN/m)		K_{plc}	
$\phi'=20^\circ$	$c=20\text{ kPa}$	2	0,50	2432,16	51,59		
			0,75	1266,29	24,23		
			1,00	891,41	15,90		
			2,00	382,81	5,44		
			5,00	364,66	5,10		
		3	0,50	4191,50	42,13		
			0,75	1838,88	16,65		
			1,00	1513,57	13,28		
			2,00	710,20	5,34		
			5,00	659,52	4,87		
		4	0,50	4881,24	28,01		
			0,75	3681,34	20,53		
			1,00	2483,27	13,20		
			2,00	1139,35	5,34		
			5,00	808,15	3,52		
		5	0,50	6131,63	22,98		
			0,75	4621,44	16,88		
			1,00	3508,66	12,45		
			2,00	1443,76	4,52		
			5,00	1066,45	3,15		

Tabela 5.16: Resultados de E_p e K_{plc} para $\phi'=25^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

		ficha (m)	L/f	E_p (kN/m)	K_{plc}
$\phi'=25^\circ$	c=5 kPa	2	0,50	1031,83	25,83
			0,75	601,32	14,58
			1,00	542,37	13,05
			2,00	279,13	6,35
			5,00	258,98	5,85
		3	0,50	1587,55	18,02
			0,75	1023,72	11,38
			1,00	886,43	9,78
			2,00	516,76	5,51
			5,00	461,59	4,88
		4	0,50	2097,84	13,54
			0,75	1375,88	8,73
			1,00	1250,45	7,90
			2,00	962,53	6,00
			5,00	714,53	4,38
		5	0,50	2356,39	9,77
			0,75	1587,17	6,48
			1,00	1281,20	5,18
			2,00	1074,50	4,31
			5,00	1009,77	4,04

Tabela 5.17: Resultados de E_p e K_{plc} para $\phi'=25^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

		ficha (m)	L/f	E_p (kN/m)	K_{plc}
$\phi'=25^\circ$	c=10 kPa	2	0,50	1812,61	43,05
			0,75	792,22	17,37
			1,00	586,30	12,37
			2,00	324,86	6,24
			5,00	322,96	6,20
		3	0,50	1897,75	20,10
			0,75	1174,93	11,94
			1,00	1136,17	11,51
			2,00	695,45	6,67
			5,00	554,16	5,15
		4	0,50	5380,70	34,12
			0,75	3249,43	20,07
			1,00	2409,94	14,61
			2,00	1067,18	6,04
			5,00	788,29	4,31
		5	0,50	10101,81	42,01
			0,75	5744,40	23,38
			1,00	3741,52	14,91
			2,00	1475,53	5,51
			5,00	1095,15	3,98

Tabela 5.18: Resultados de E_p e K_{plc} para $\phi'=25^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

		ficha (m)	L/f	E_p (kN/m)		K_{plc}	
$\phi'=25^\circ$	$c=15\text{ kPa}$	2	0,50	1979,53	43,93		
			0,75	1151,72	23,85		
			1,00	820,25	16,09		
			2,00	400,08	6,77		
			5,00	402,51	6,82		
		3	0,50	2599,25	26,38		
			0,75	1479,98	14,09		
			1,00	1378,71	13,01		
			2,00	773,78	6,68		
			5,00	637,16	5,30		
		4	0,50	7075,36	43,63		
			0,75	4238,98	25,24		
			1,00	2977,95	17,22		
			2,00	1151,06	5,95		
			5,00	863,52	4,27		
		5	0,50	11863,01	48,10		
			0,75	6748,07	26,55		
			1,00	4373,80	16,71		
			2,00	1717,05	5,99		
			5,00	1213,14	4,05		

Tabela 5.19: Resultados de E_p e K_{plc} para $\phi'=25^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

		ficha (m)	L/f	E_p (kN/m)		K_{plc}	
$\phi'=25^\circ$	$c=20\text{ kPa}$	2	0,50	2502,48	53,29		
			0,75	1357,29	26,30		
			1,00	1096,14	20,40		
			2,00	412,16	6,00		
			5,00	401,07	5,79		
		3	0,50	4844,33	49,39		
			0,75	1867,69	16,95		
			1,00	1663,05	14,82		
			2,00	759,16	5,80		
			5,00	726,81	5,49		
		4	0,50	7138,55	42,63		
			0,75	4514,87	25,71		
			1,00	3173,88	17,40		
			2,00	1083,78	5,03		
			5,00	939,44	4,23		
		5	0,50	10231,79	39,86		
			0,75	6065,83	24,18		
			1,00	4818,06	17,67		
			2,00	1763,54	5,71		
			5,00	1311,35	4,04		

A título de exemplificação, serão apresentados, nas Figuras 5.44 a 5.51, os resultados obtidos para ângulo de atrito de 20° e diferentes valores de coesão.

Todos os gráficos referentes aos demais processamentos podem ser encontrados no Anexo A.

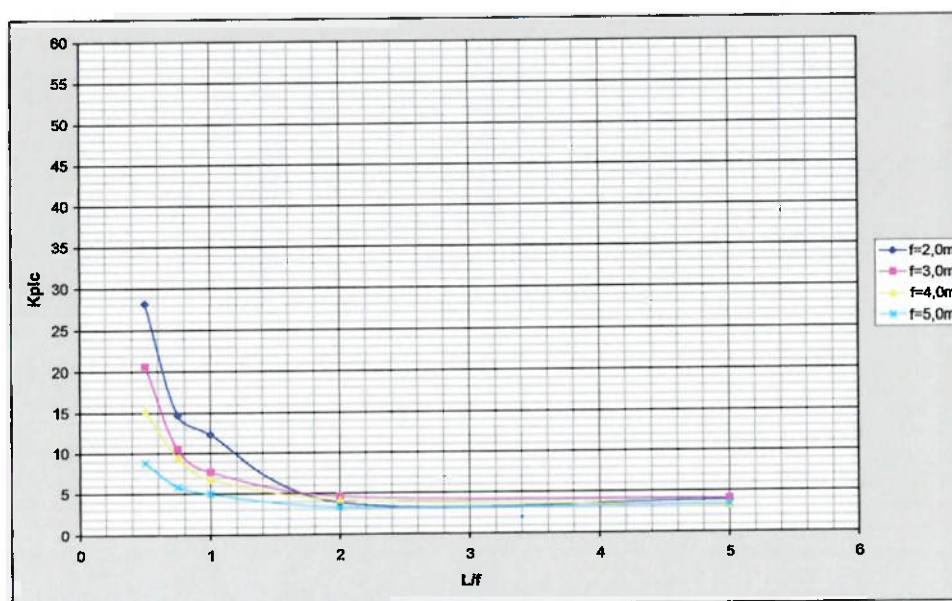


Figura 5.44 Gráfico de $K_{plc} \times L/f$ para $\phi'=20^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

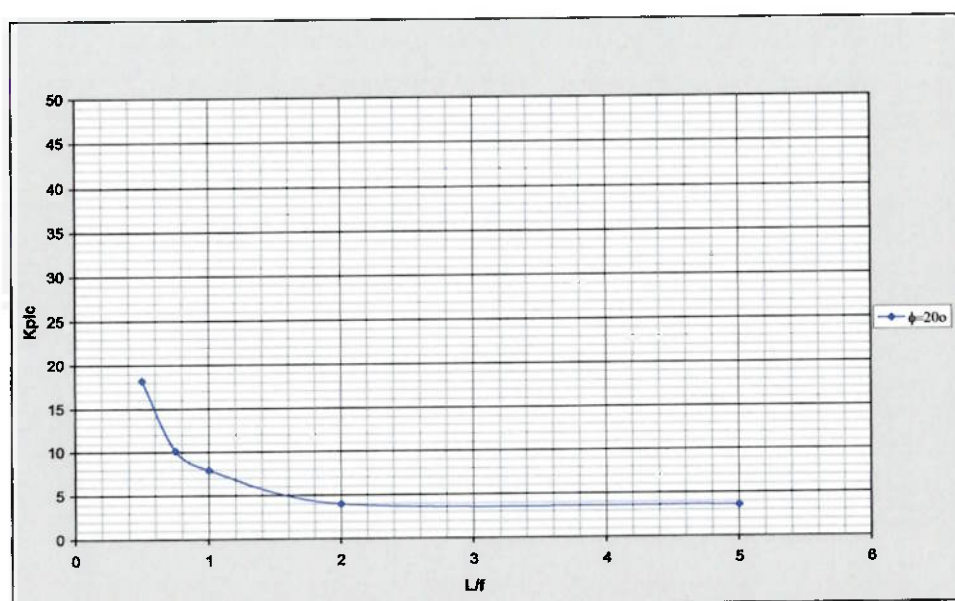


Figura 5.45 Curva média de $K_{plc} \times L/f$ para $\phi'=20^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

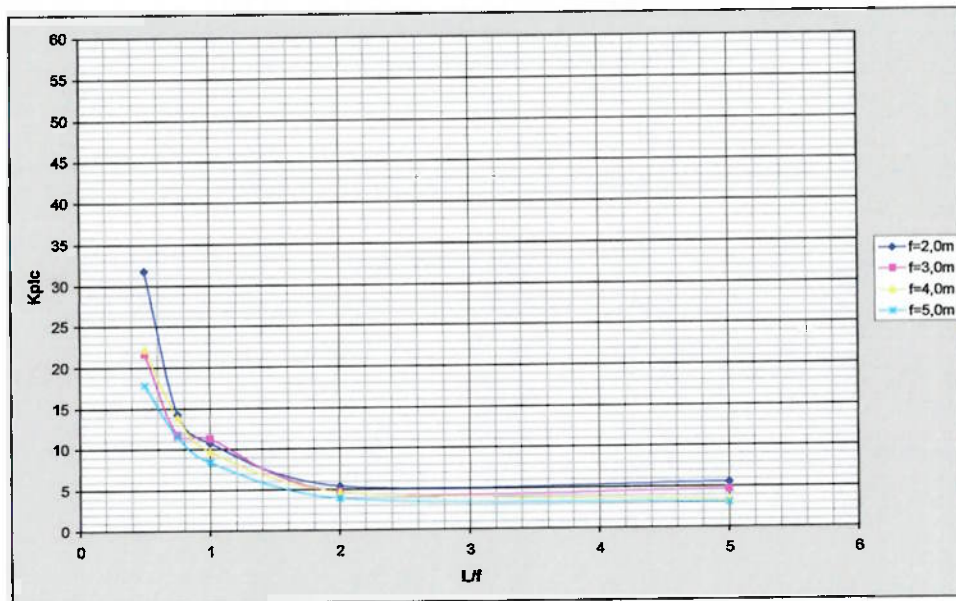


Figura 5.46 Gráfico de K_{plc} x L/f para $\phi'=20^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

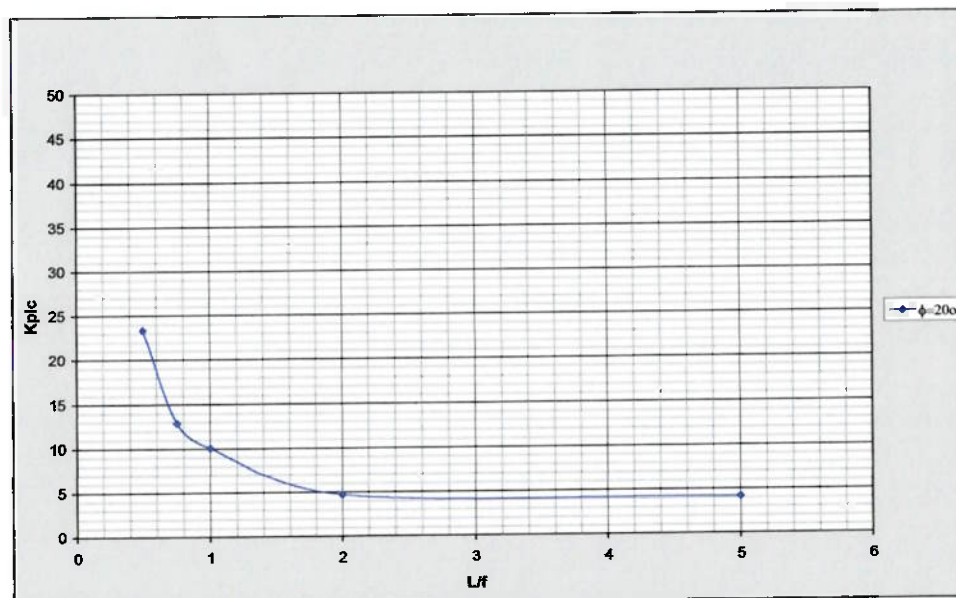


Figura 5.47 Curva média de K_{plc} x L/f para $\phi'=20^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

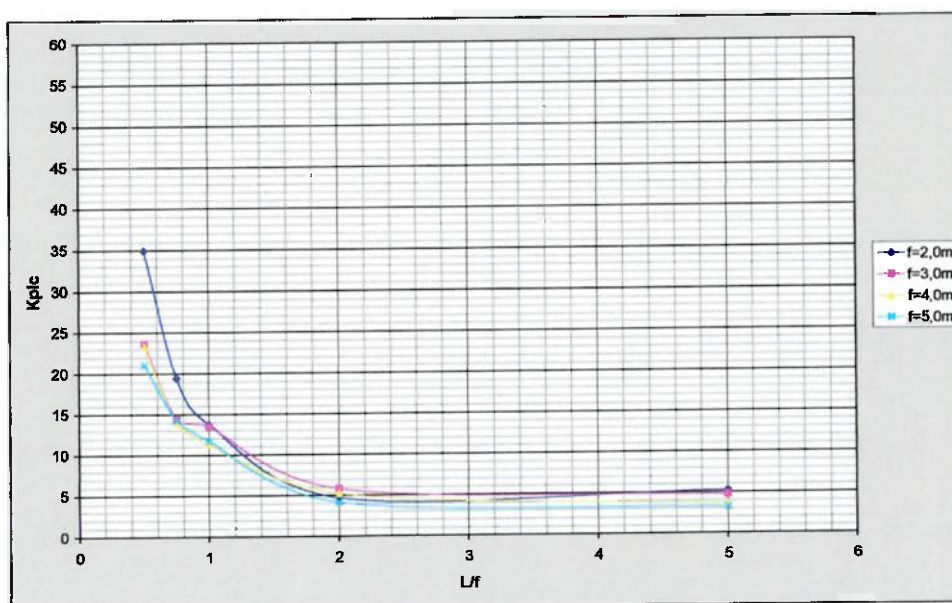


Figura 5.48 Gráfico de K_{plc} x L/f para $\phi'=20^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

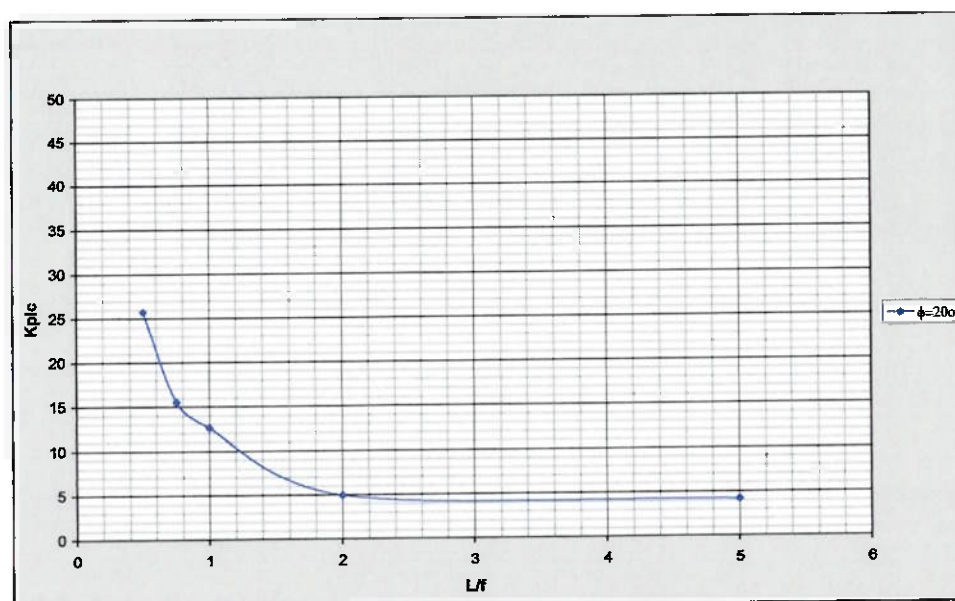


Figura 5.49 Curva média de K_{plc} x L/f para $\phi'=20^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

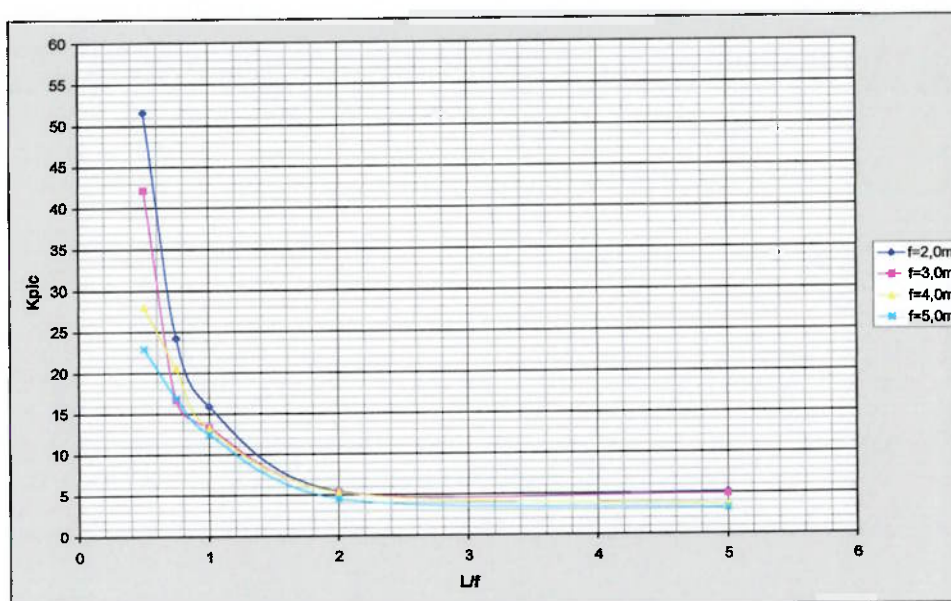


Figura 5.50 Gráfico de K_{plc} x L/f para $\phi'=20^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

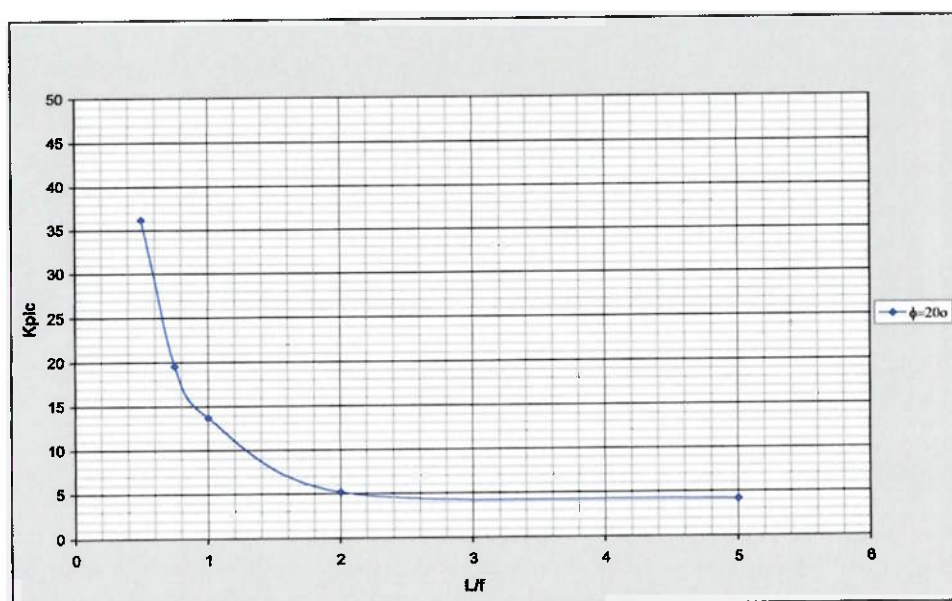


Figura 5.51 Curva média de K_{plc} x L/f para $\phi'=20^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

O resultado de todas as curvas médias encontradas para o caso de solo com ângulo de atrito igual a 20° e coesão variando de 0, 5, 10, 15 e 20kPa é ilustrado na Figura 5.52.

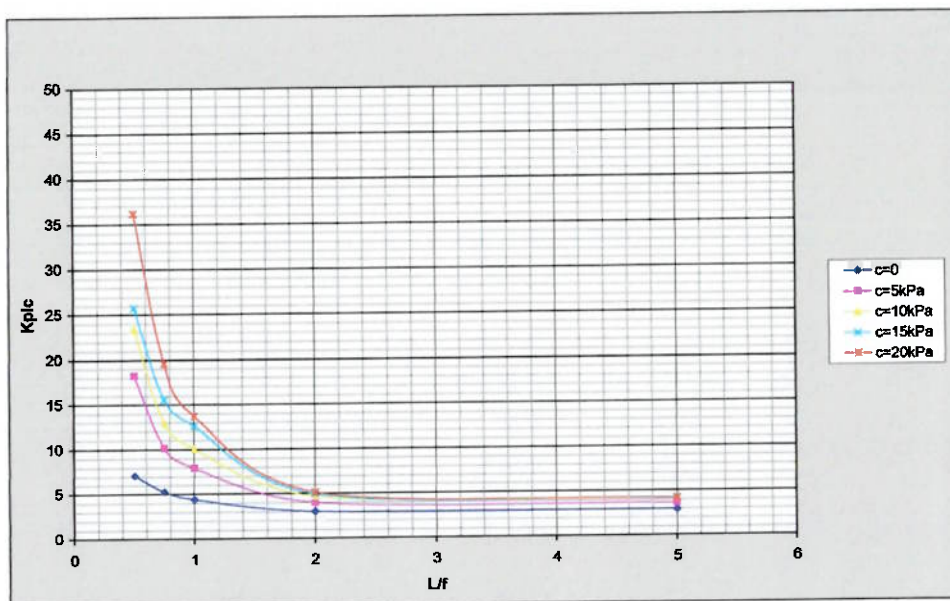


Figura 5.52 Curva média de K_{plc} x L/f para $\phi'=20^\circ$ e todas as coesões consideradas.

A Figura 5.53 apresenta um resumo de todos os resultados encontrados para o estudo de solos coesivos.

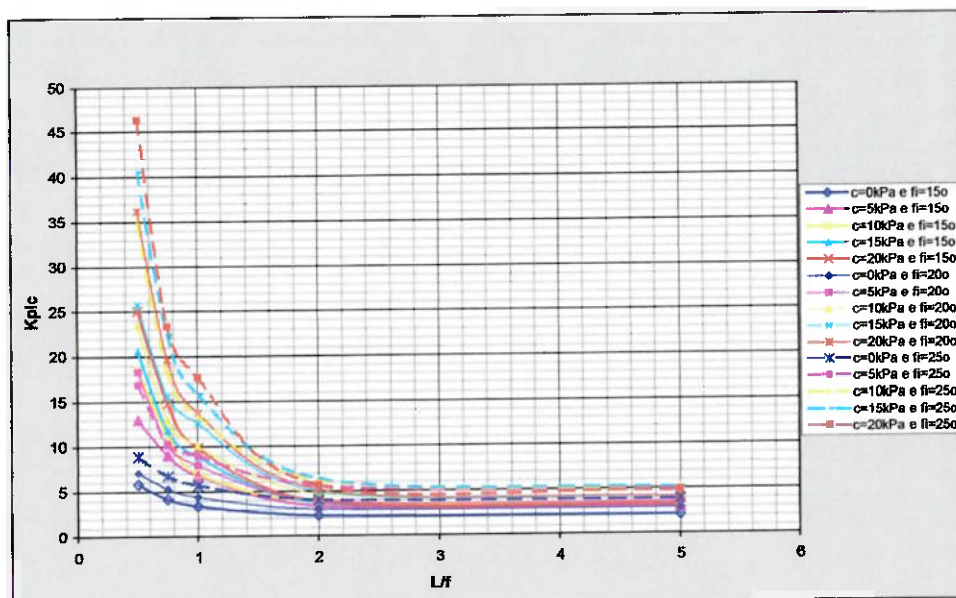


Figura 5.53 Curva média de K_{plc} x L/f variando-se ϕ' e c .

O Capítulo 6 – Análise dos Resultados apresenta, através de tabelas e gráficos, comparações dos valores de empuxos passivos obtidos neste trabalho, com valores já conhecidos da literatura, analisando todos os resultados encontrados.

6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Pelas Figuras 5.23 e 5.53, verifica-se que, independentemente do ângulo de atrito e coesão adotados, a largura de uma vala pode ser considerada infinita a partir de uma relação largura-ficha igual a 2.

Para validar os valores de K_{pt} , determinados utilizando o programa *Plaxis*, os valores obtidos nesta pesquisa foram comparados a outros encontrados na bibliografia, que utilizam modelos e teorias de cálculo diferentes. Na bibliografia, só são encontrados resultados de coeficiente de empuxo passivo determinados para solos não-coesivos e vala com largura infinita. Por esse motivo, apenas os valores de K_{pAun} (coeficiente de empuxo passivo obtido para $L/f \geq 2$), determinados para essas situações, puderam ser comparados. Todas as comparações foram realizadas para a hipótese de ângulo de atrito solo-parede igual a $2/3\phi'$, sendo apresentadas a seguir.

Para solos não-coesivos e admitindo-se largura de vala infinita, os valores de K_{pAun} foram muito próximos aos tabelados por Cacquot-Kérisel (1948), ambos considerando $\delta=2/3\phi'$, principalmente para ângulos de atrito menores que 30° , conforme observado na Tabela 6.1.

Como é rotineira a utilização dos valores de K_p tabelados por Cacquot-Kérisel (1948), para a determinação de empuxos de terra considerando $\delta \neq 0$, na expressão de Rankine, também foi plotado o gráfico da Figura 6.1 para comparar os resultados obtidos através do *software Plaxis* com os fornecidos por Cacquot.

Tabela 6.1: Comparação entre coeficientes de empuxo passivo de Cacquot-Kérisel (1948) e Aun (2004).

Kp		
ϕ'	Cacquot-Kérisel	Aun
15°	2,10	2,12
20°	2,75	2,89
25°	3,80	3,88
30°	5,30	4,57
35°	8,00	6,70
40°	12,00	9,45

Nota-se que os resultados encontrados podem ser considerados satisfatórios, pois estão próximos aos de Cacquot que utiliza métodos de equilíbrio limite em seus cálculos.

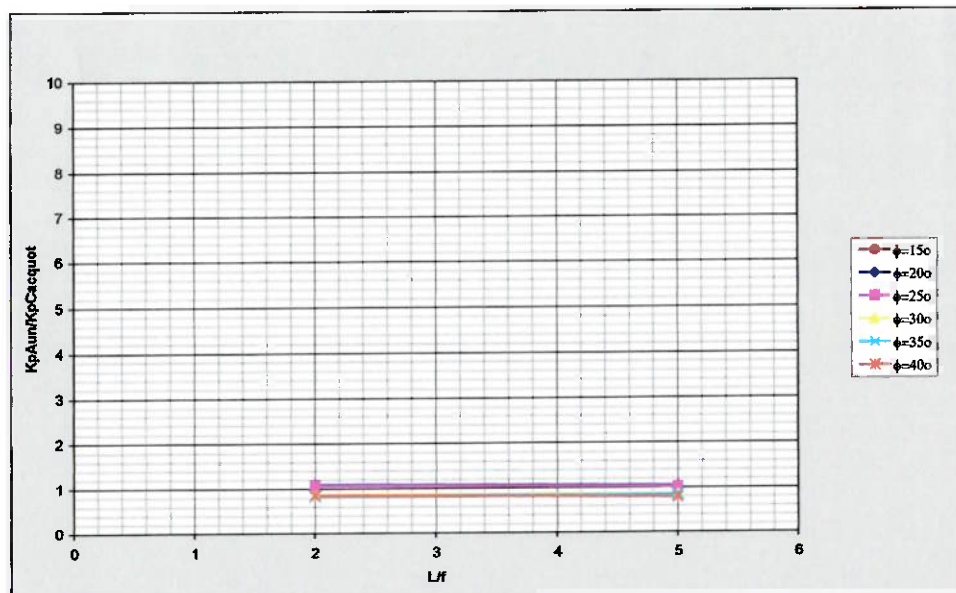


Figura 6.1 Gráfico de $K_{pAun}/K_{pCacquot}$ x L/f para coesão nula e variando-se ϕ' .

O gráfico adaptado de CHEN (1975) e ilustrado na Figura 6.2 mostra curvas resultantes de soluções por análise limite, além de coeficientes de empuxo passivo obtidos por Sokolovskii (1965), Cacquot-Kérisel (1948) e pelo software *Plaxis*.

Observa-se que os valores de K_{pAun} encontrados para ângulos de atrito superiores a 30° afastam-se um pouco das curvas de análise limite, sendo que essa diferença cresce com o aumento do ângulo.

Vale comentar que além dos valores obtidos pelo *Plaxis*, foram também lançados no gráfico da Figura 6.2, os coeficientes tabelados por Cacquot-Kérisel (1948), para ângulo de atrito solo-parede igual a $2/3\phi'$.

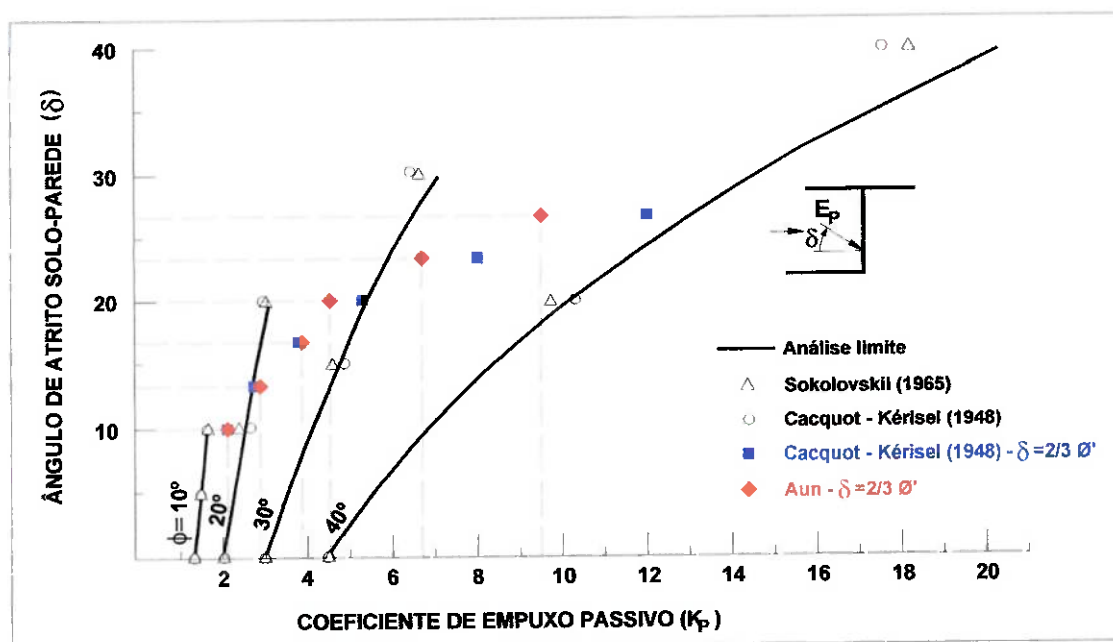


Figura 6.2 Gráfico comparativo dos valores de K_p por diversas teorias (Adaptado de CHEN, 1975).

A Figura 6.3, adaptada de FANG; HO e CHEN (2002), mostra uma comparação dos valores de K_p em função de δ , fornecidos pelas teorias de Coulomb (admite superfície de escorregamento plana) e Terzaghi (considera

superfície de escorregamento composta por uma parte espiral e outra reta), para solos não-coesivos com ângulos de atrito de 30°, 35° e 40°.

Verifica-se que os valores encontrados pelo *Plaxis* aproximam-se mais dos de Terzaghi, uma vez que Coulomb apresenta valores de K_p muito elevados e desfavoráveis em relação à segurança.

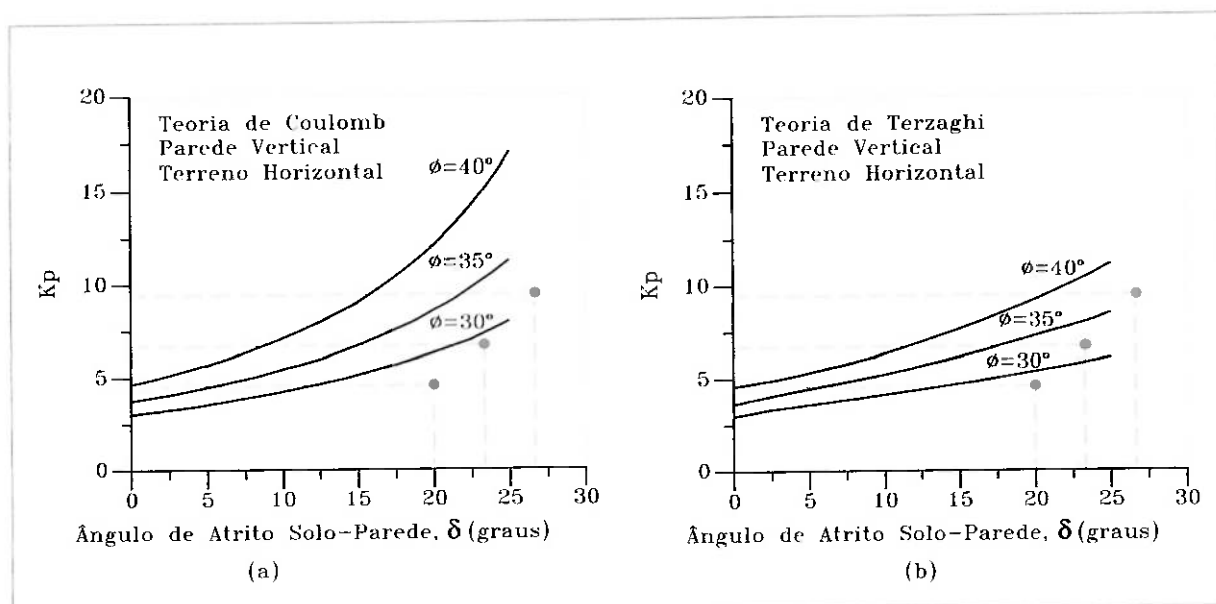


Figura 6.3 Gráfico comparativo dos valores de K_p : (a) teoria de Coulomb e (b) teoria de Terzaghi (Adaptado de FANG; HO e CHEN, 2002).

JANBU (1957) apresentou um gráfico com os valores de K_p obtidos por seu método em função do ângulo de atrito ϕ' . A título de comparação, foram plotados os coeficientes de empuxo passivo obtidos nesta pesquisa. Esse gráfico é apresentado na Figura 6.4.

Observa-se que foram desenhadas diversas curvas em função da razão de rugosidade r_r . Os valores de K_{pAun} estão próximos aos determinados por Janbu para $r_r=2/3$, mostrando coerência nos resultados encontrados

através do programa *Plaxis*. Vale salientar que a razão de rugosidade adotada por Janbu corresponde ao ângulo δ .

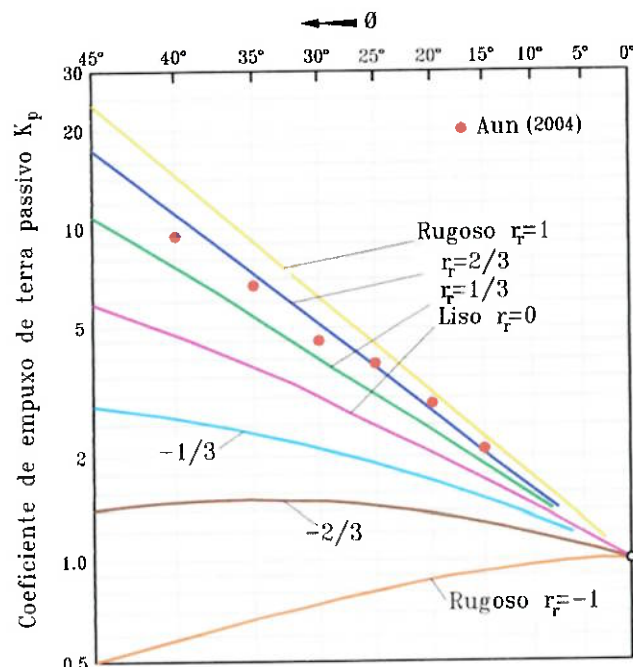


Figura 6.4 Gráfico dos valores de K_p obtidos pelo método de Janbu (Adaptado de JANBU, 1957).

DUNCAN & MOKWA (2001) comparam os coeficientes de empuxo passivo pelas teorias de Rankine, Coulomb e espiral logarítmica, para ângulo de atrito do solo igual a 40° e variando o ângulo de atrito solo-parede (vide Tabela 6.2).

Os processamentos realizados nesta pesquisa consideram $\delta=2/3\phi'$ e o valor de K_p encontrado para ângulo de atrito 40° foi igual a 9,45 ou seja, mais próximo ao obtido pela teoria da espiral logarítmica.

Conforme citado anteriormente, a teoria de Coulomb fornece valores superiores aos das demais teorias, aumentando a diferença com o acréscimo

da relação δ/ϕ' . Como a teoria de Rankine não considera o atrito solo-parede, não foram apresentados resultados para $\delta > 0$.

Tabela 6.2: Comparação de K_p pelas teorias de Rankine, Coulomb e espiral logarítmica, para $\phi'=40^\circ$ (Adaptado de DUNCAN & MOKWA, 2001).

K_p			
Atrito (δ/ϕ')	Rankine	Coulomb	Espiral Logarítmica
0,0	4,6	4,6	4,6
0,2	N.E.	6,3	6,6
0,4	N.E.	9,4	9,0
0,6	N.E.	15,3	11,9
0,8	N.E.	30,4	15,5
1,0	N.E.	92,6	17,5

Nota: N.E.=não empregado

As comparações efetuadas permitem deduzir que os valores dos coeficientes de empuxo passivo determinados neste trabalho estão compatíveis com os obtidos por outros autores. Observa-se que, em todas as comparações, esses coeficientes foram praticamente iguais aos determinados por alguns métodos de equilíbrio limite até ângulos de atrito menores ou iguais a 25° . Para ângulos de atrito iguais ou superiores a 30° , os valores ficaram sempre próximos e inferiores aos determinados por esses métodos. O método de Coulomb sempre apresenta resultados bem superiores, o que era esperado, já que adota superfície de ruptura plana em situações de empuxo passivo, fazendo com que este método não seja recomendável para esses casos, principalmente em solos com maiores valores de ângulo de atrito.

A verificação da consistência do modelo permitiu que fossem realizados demais casos e comparações. As análises das outras situações avaliadas são apresentadas a seguir.

A grande influência da largura da vala nos valores dos empuxos passivos pode ser determinada observando-se a Figura 5.23, que mostra que o valor do coeficiente de empuxo passivo cresce consideravelmente, à medida que a vala torna-se mais estreita.

Para solos com coesão nula e ângulo de atrito inferior a 30° , o valor de K_{pI} encontrado para relação $L/f=0,5$ vale, no mínimo, 2,3 vezes o obtido para largura infinita. Já, para ângulos superiores a 30° , o valor de K_{pI} para $L/f=0,5$ é pelo menos 3,6 vezes maior que o valor de K_{pAun} . Estes resultados são comparados na Figura 6.5, na qual está apresentado o gráfico de K_{pI}/K_{pAun} em função de L/f .

Observa-se que a relação de K_{pI}/K_{pAun} cresce com o valor do ângulo de atrito até o ângulo de atrito igual a 30° , a partir da qual a relação volta a diminuir.

Colocando-se os valores de K_{pI}/K_{pAun} em função do ângulo de atrito do solo, têm-se as curvas apresentadas na Figura 6.6.

Para ângulos de atrito do solo elevados a influência da largura da vala é maior que para ângulos pequenos. Neste caso, a maior influência ocorreu para ângulo de 30° , que apresentou uma relação K_{pI}/K_{pAun} aproximadamente igual a 6, quando $L/f=0,5$.

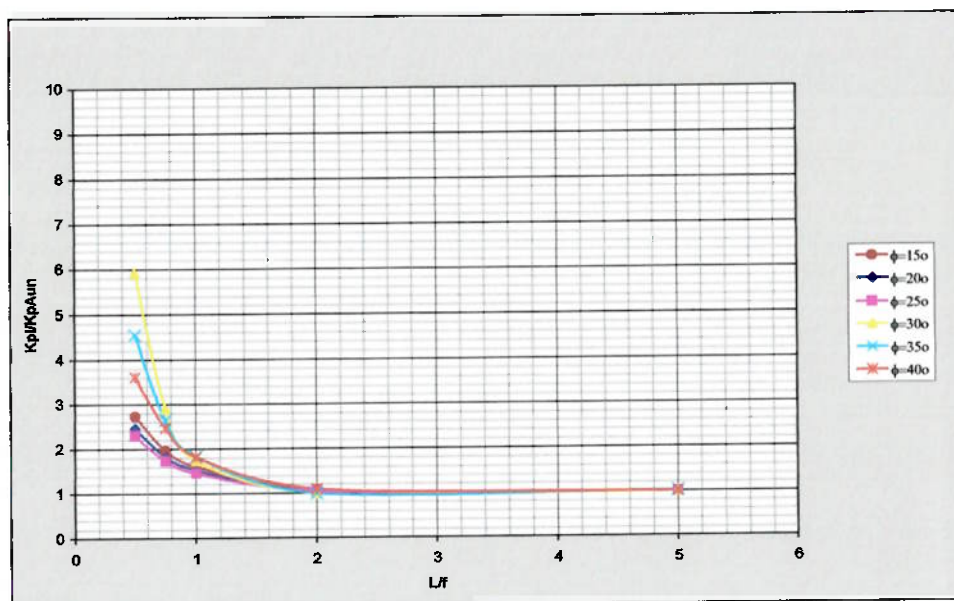


Figura 6.5 Gráfico de K_{pi}/K_{pAun} x L/f para todos os ϕ' considerados e $c=0$.

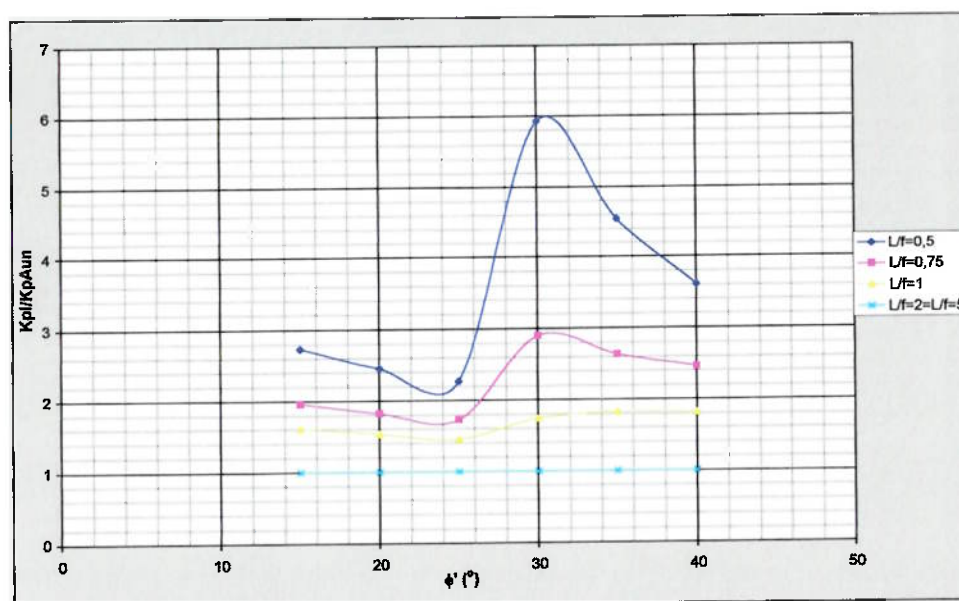


Figura 6.6 Gráfico de K_{pi}/K_{pAun} x ϕ' para todas as relações L/f e considerando $c=0$.

Foram também analisados alguns casos de solos com coesão igual a 5, 10, 15 e 20kPa e ângulos de atrito de 15°, 20° e 25°. A Figura 5.53 apresenta todos os resultados obtidos para essas situações.

Observa-se que, também nesses casos, a largura da vala pode ser considerada infinita a partir de $L/f=2$. Além disso, nota-se que com o aumento do ângulo de atrito e da coesão, o valor do coeficiente de empuxo passivo é maior.

A Figura 6.7 mostra a relação entre os valores de K_{plc} e aqueles em que a coesão é nula, em função de L/f . Verifica-se que a influência da coesão na determinação de K_{plc} também é bastante significativa.

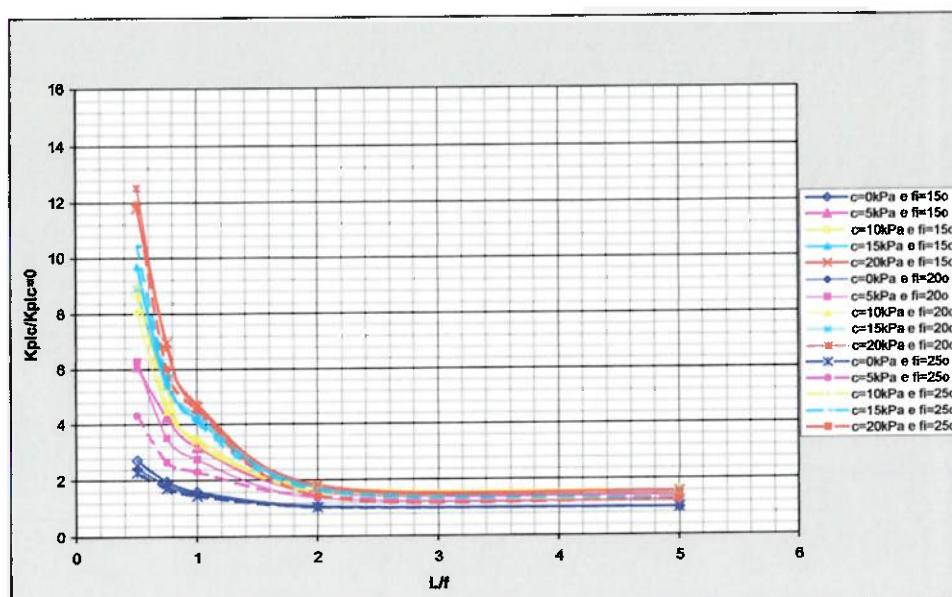


Figura 6.7 Gráfico de $K_{plc}/K_{plc=0}$ x L/f variando-se o ângulo de atrito.

A influência da largura da vala, admitindo-se solo coesivo, pode ser observada na Figura 6.8, que representa uma ampliação dos resultados mostrados na Figura 6.7.

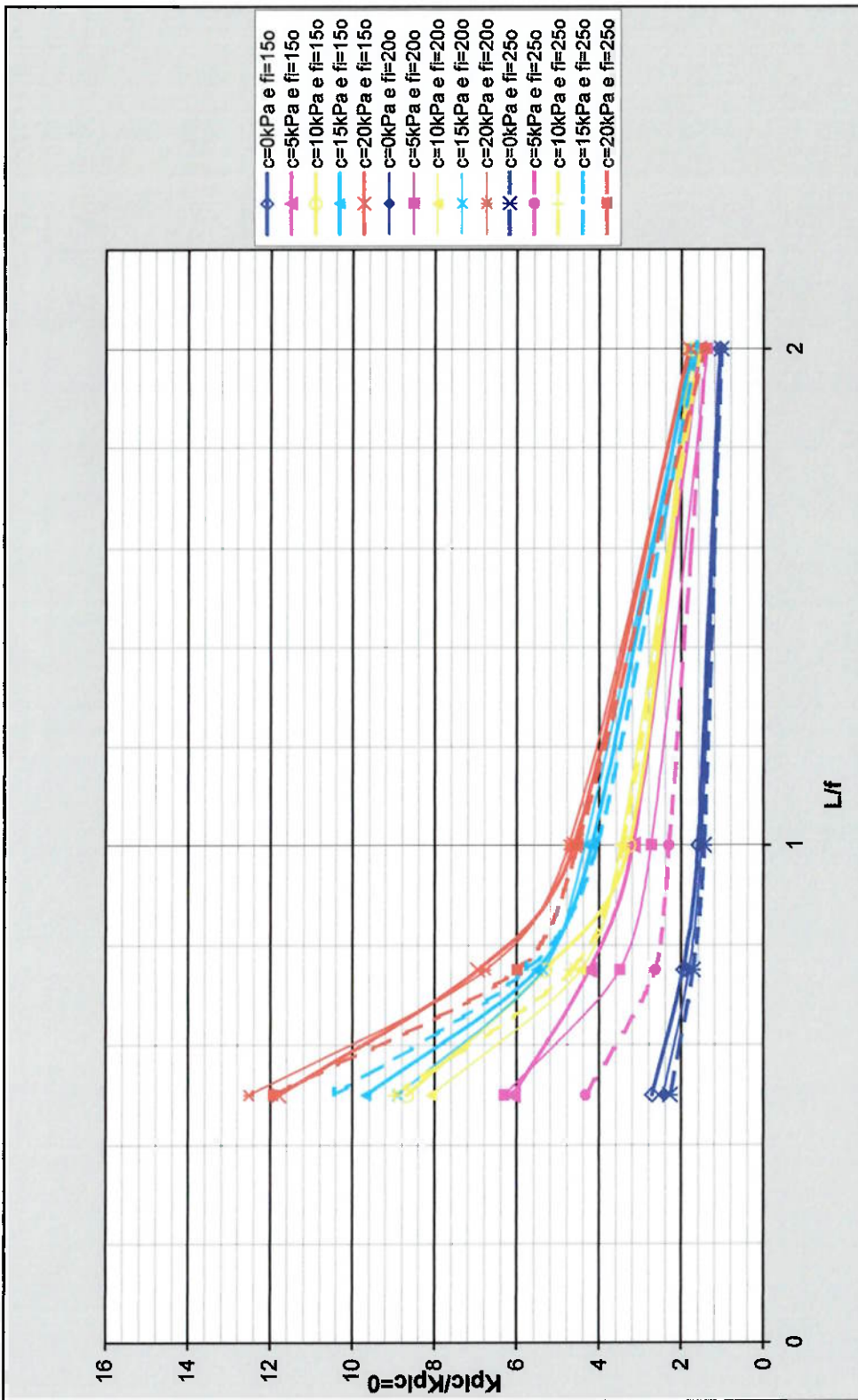


Figura 6.8 Gráfico ampliado de $K_{pic}/K_{pic=0} \times L/f$ variando-se o ângulo de atrito.

As Figuras 6.9 a 6.12 apresentam a relação entre os valores de K_{plc} e aqueles em que a coesão é nula, em função de ϕ' , para as diferentes coesões analisadas.

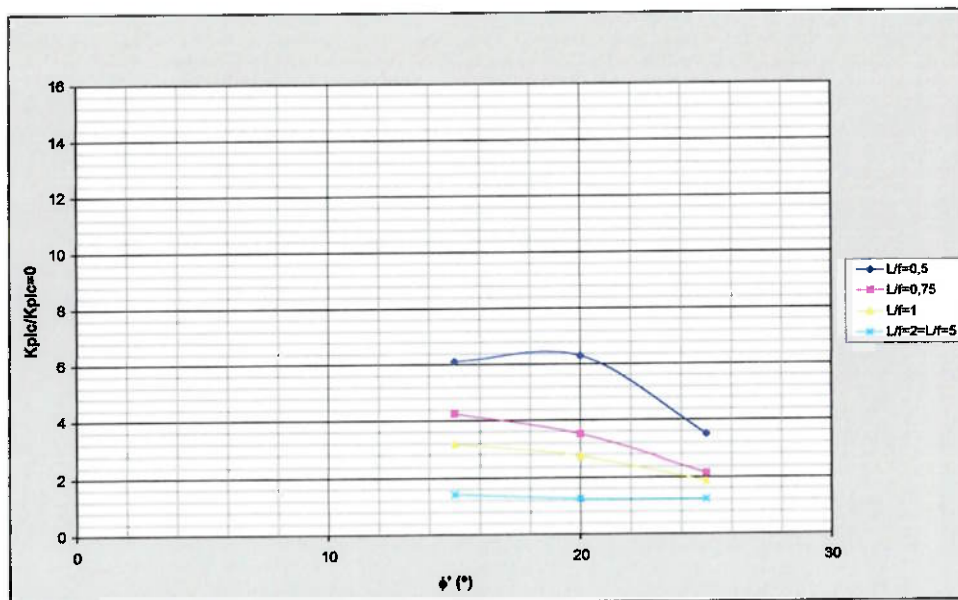


Figura 6.9 Gráfico de $K_{plc}/K_{plc=0} \times \phi'$ para as diversas relações L/f e considerando-se $c=5\text{kPa}$.

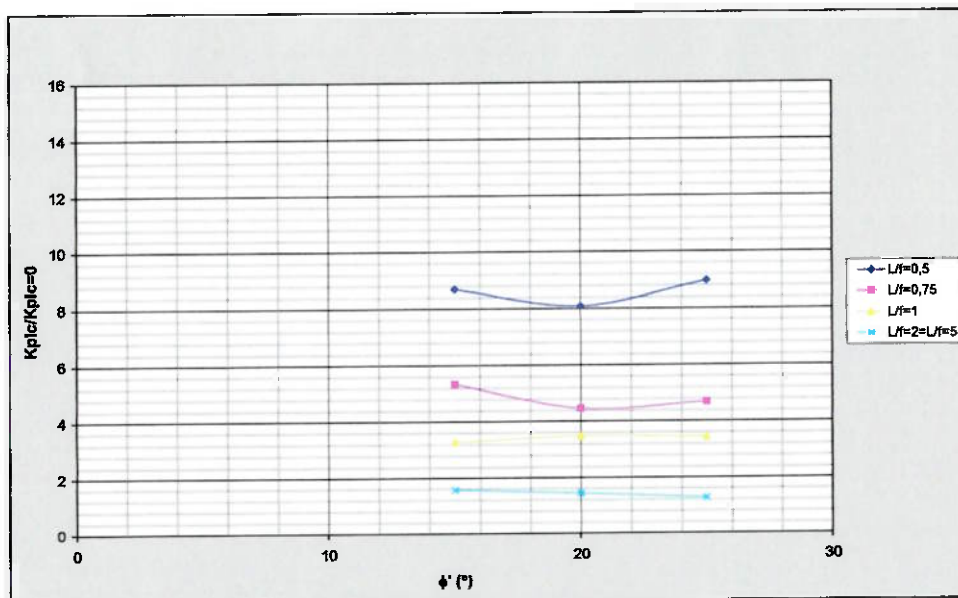


Figura 6.10 Gráfico de $K_{plc}/K_{plc=0} \times \phi'$ para as diversas relações L/f e considerando-se $c=10\text{kPa}$.

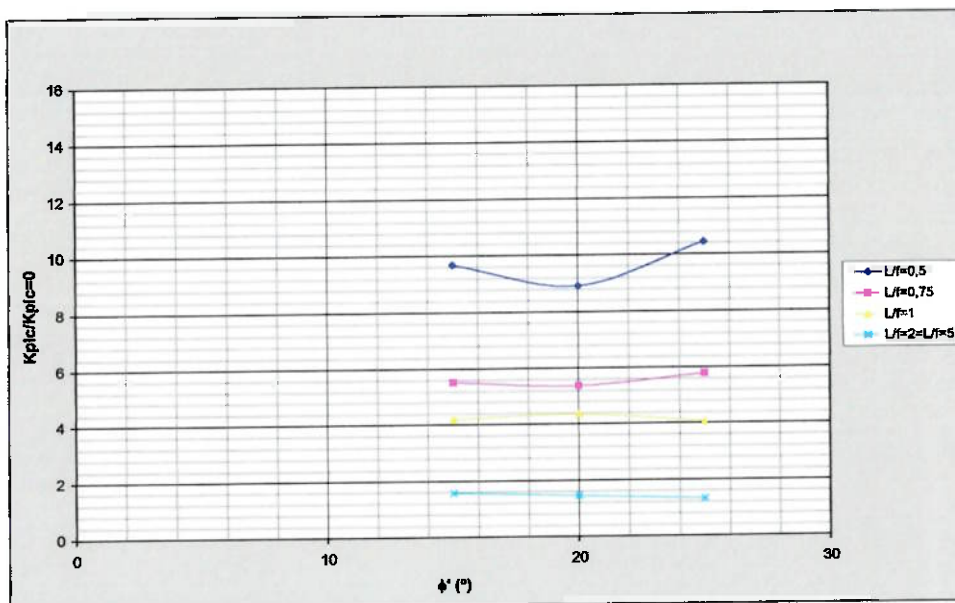


Figura 6.11 Gráfico de $K_{pic}/K_{pic=0}$ x ϕ' para as diversas relações L/f e considerando-se $c=15\text{kPa}$.

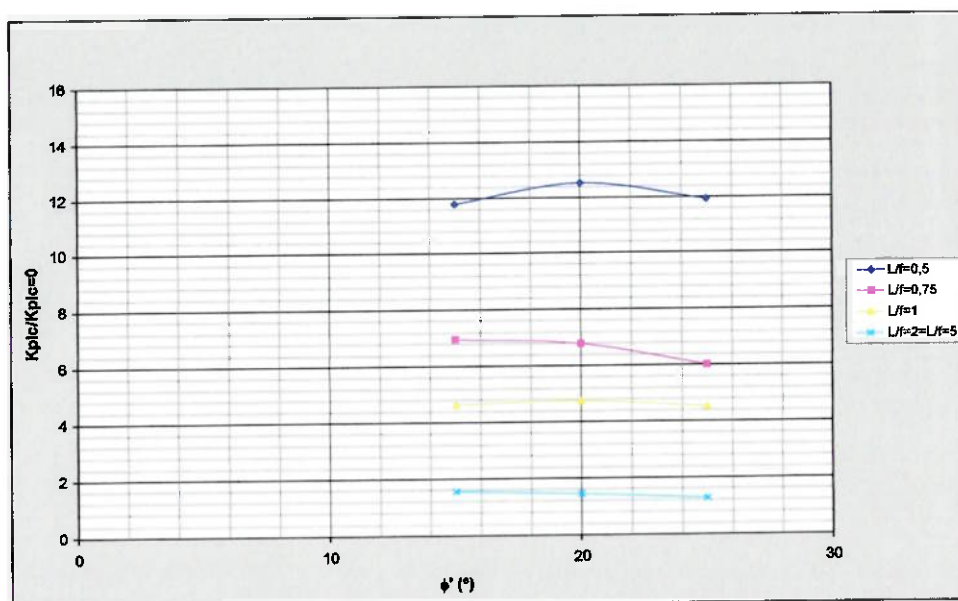


Figura 6.12 Gráfico de $K_{pic}/K_{pic=0}$ x ϕ' para as diversas relações L/f e considerando-se $c=20\text{kPa}$.

Da mesma forma que o ocorrido com os processamentos de solos não-coesivos, nesses casos, para relações $L/f=0,5$, os coeficientes de empuxo passivo são bastante superiores aos de largura de vala infinita.

Para a situação de solo com coesão igual a 5kPa e ângulo de atrito 20°, por exemplo, observa-se que $K_{plc}/K_{plc=0}$ vale cerca de 6, enquanto para coesão 20kPa esta relação sobe para quase 13.

Deve-se salientar que, para uma mesma coesão e independentemente do ângulo de atrito considerado, os valores de $K_{plc}/K_{plc=0}$ são muito próximos.

Exemplo de aplicação

No dia-a-dia da engenharia nacional, o dimensionamento do escoramento de valas de pequena largura é feito de maneira simplificada, utilizando o método da viga contínua. Para a determinação dos empuxos, o método de cálculo que tem sido mais utilizado é o de Rankine, considerando os valores de K_a e K_p tabelados por Cacquot-Kérisel.

O fluxo de água dificilmente é considerado em projetos de valas pequenas sendo, na grande maioria dos casos, admitido nível d' água estático. Todas essas hipóteses são conservadoras, conduzindo a coeficientes de segurança maiores do que os que seriam necessários, segundo as Normas. Além disso, quando as valas têm pequenas larguras e a superfície de ruptura não se desenvolve da forma convencional, os valores dos empuxos passivos são ainda maiores do que os determinados pela teoria de Rankine, que é conservadora. Desta forma, a consideração da largura destas valas levaria a coeficientes de segurança ainda maiores. Para verificar essas diferenças, está apresentado a seguir o cálculo usual do escoramento de uma vala típica da SABESP e o mesmo cálculo, admitindo valores de empuxo passivo corrigidos pela relação L/f .

A memória de cálculo tem por objetivo dimensionar o escoramento do tipo metálico-madeira de uma vala a ser aberta, com profundidade máxima de 4,5m, largura de 2,0m e ficha de 3,0m.

A Figura 6.13 mostra a seção geológico-geotécnica da região analisada neste dimensionamento.

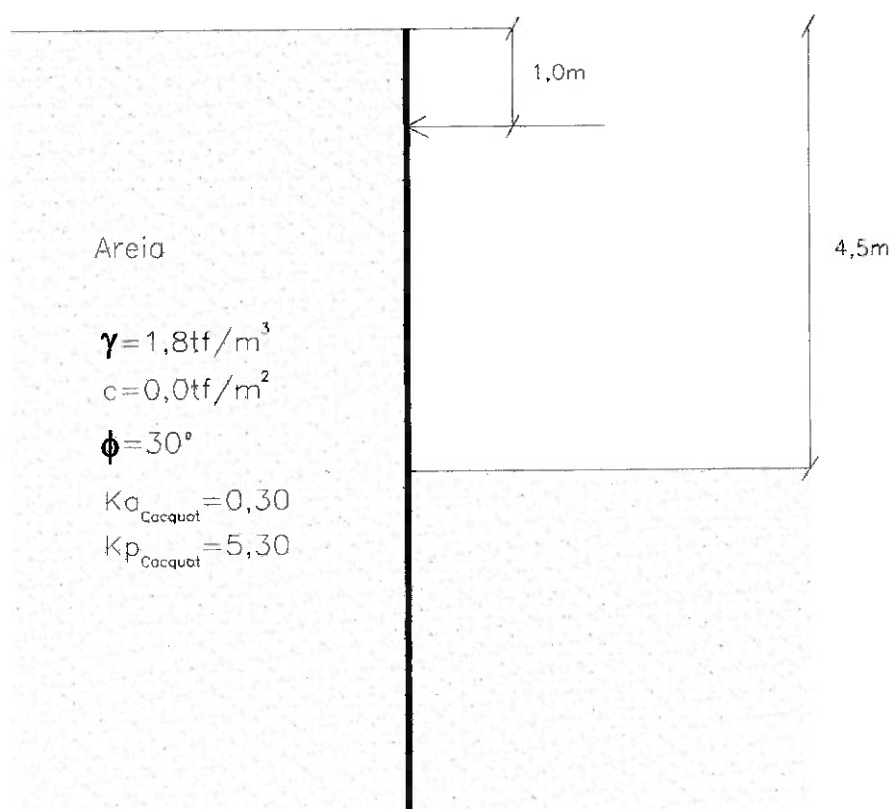


Figura 6.13 Seção geológico-geotécnica analisada, para vala com $H=4,5\text{m}$ e $L=2,0\text{m}$.

Serão considerados os seguintes esforços atuantes no escoramento:

- Sobrecargas devido a cargas diversas (Figura 6.14) e devido aos equipamentos (Figura 6.15); e
- Empuxo do solo (Figura 6.16).

Cargas Diversas

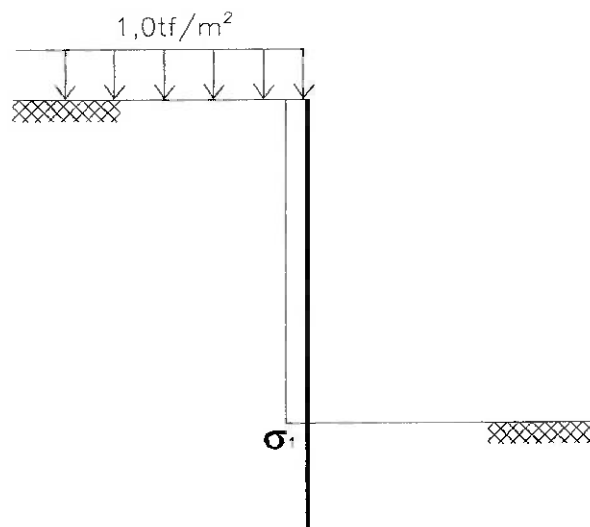


Figura 6.14 Empuxo devido às cargas diversas, para vala com H=4,5m e L=2,0m.

$$\sigma = q \cdot K_a$$

$$\sigma_1 = 1,0 \cdot 0,30 = 0,30t/m^2$$

$$\sigma_{eq} = \frac{(0,30 \cdot 4,50)}{4,50} = 0,30t/m^2$$

Equipamentos

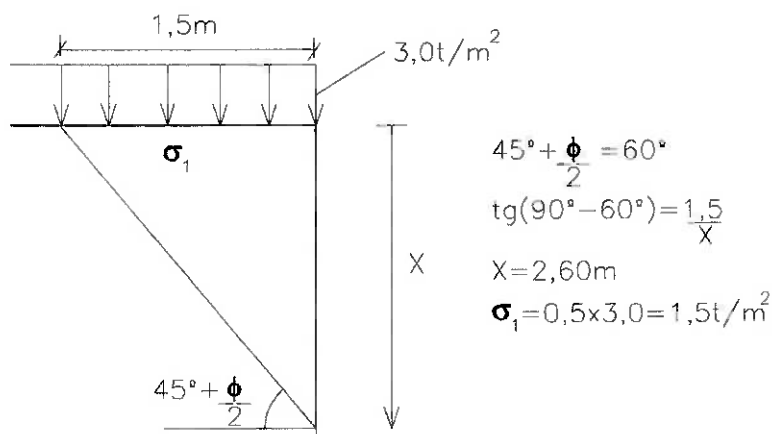


Figura 6.15 Empuxo devido aos equipamentos, para vala com $H=4,5\text{m}$ e $L=2,0\text{m}$.

Empuxo devido ao Solo

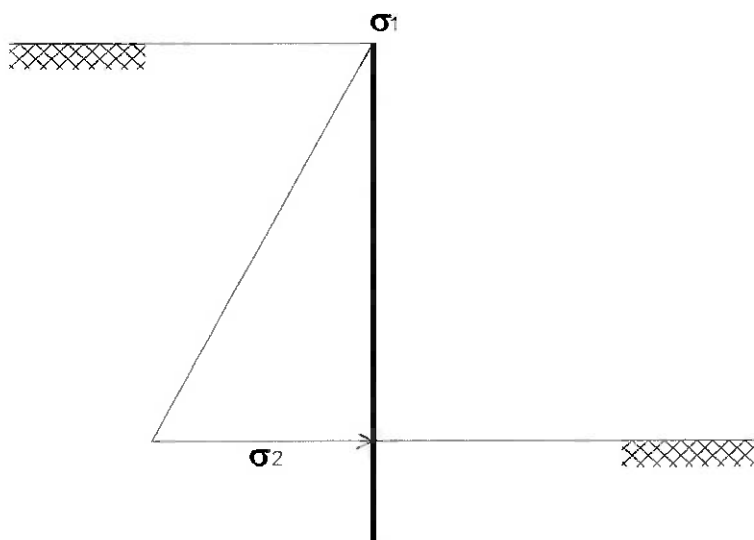


Figura 6.16 Empuxo devido ao solo, para vala com $H=4,5\text{m}$ e $L=2,0\text{m}$.

$$\sigma = \gamma \cdot h \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

$$\sigma_1 = 1,8 \cdot 0,0 \cdot 0,30 - 2 \cdot 0,0 \cdot \sqrt{0,30} = 0,00\text{t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 1,8 \cdot 4,5 \cdot 0,30 - 2 \cdot 0,0 \cdot \sqrt{0,30} = 2,43\text{t/m}^2$$

- Diagrama equivalente:

$$A = \frac{2,43 \cdot 4,50}{2} = 5,47$$

$$q = \frac{5,47}{4,50} = 1,22t/m^2$$

Superposição dos Esforços Solicitantes

A Figura 6.17 mostra a superposição dos esforços atuantes na parede de contenção.

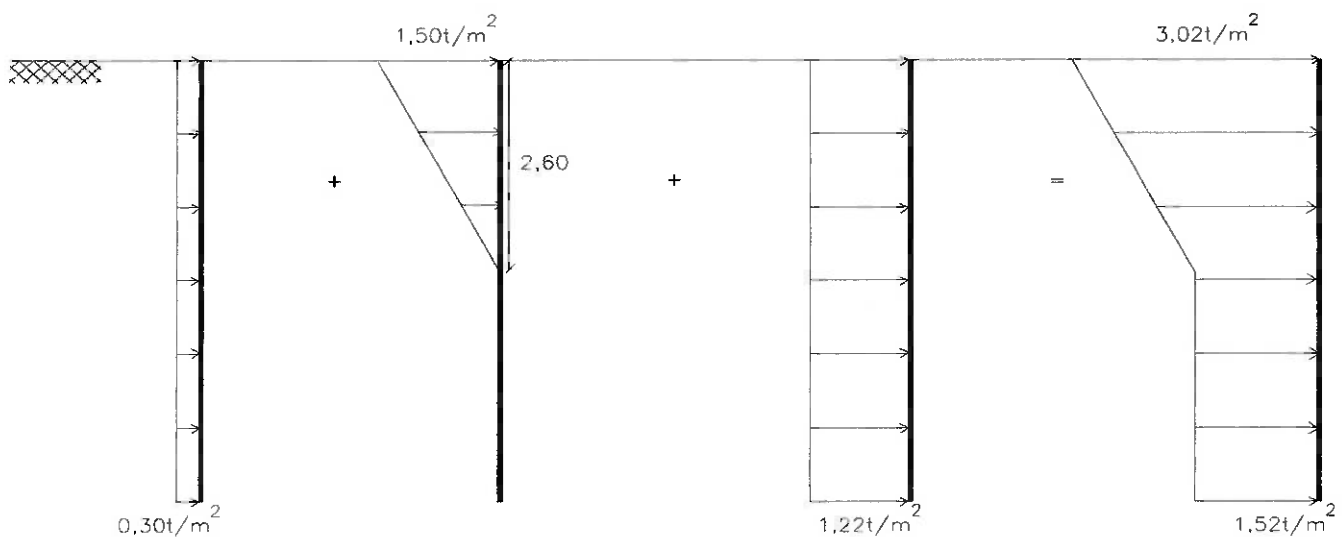


Figura 6.17 Superposição dos esforços, para vala com H=4,5m e L=2,0m.

Verificações para ficha de 3m

Esquema Estrutural Adotado

A Figura 6.18 apresenta o esquema estrutural adotado para a vala em questão.

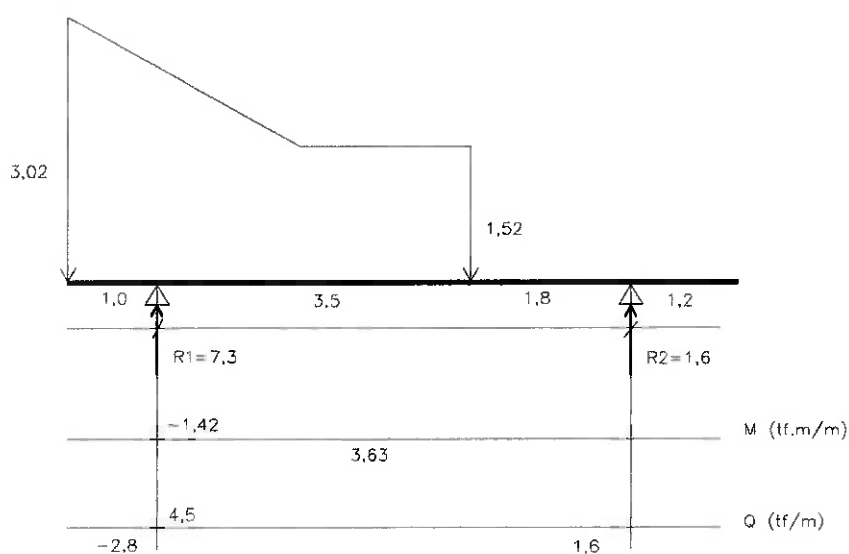


Figura 6.18 Esquema estrutural considerado, para vala com $H=4,5m$, $L=2,0m$ e $f=3,0m$.

Considerando-se distância entre perfis de 2,00m, tem-se:

$$M_{m\acute{a}x} = 2,0 \cdot 3,63 = 7,26tfm / m$$

$$Q_{m\acute{a}x} = 2,0 \cdot 4,50 = 9,00tf / m$$

$$R_1 = 2,0 \cdot 7,30 = 14,60tf / m$$

$$R_2 = 2,0 \cdot 1,60 = 3,20tf / m$$

Verificação do Perfil Adotado

- Dados do perfil W 310 x 32,7:

$$W=419,8cm^3$$

$$b=10,2cm$$

$$t_w=0,66cm$$

$$d=31,3cm$$

- Cálculo das Tensões Admissíveis

- na flexão: $\sigma' = \frac{\sigma_c}{1,7} = 2029 \text{kgf} / \text{cm}^2$
- no cisalhamento: $\tau' = \frac{\tau_c}{3} = 1150 \text{kgf} / \text{cm}^2$

-Verificação das Tensões na Estaca

$$\sigma = \frac{M_{\text{máx}}}{W} = \frac{726000}{419,8} = 1730 \text{kgf} / \text{cm}^2 \therefore \text{OK}$$

$$\tau = \frac{Q_{\text{máx}}}{d \cdot t_w} = \frac{9000}{31,3 \cdot 0,66} = 436 \text{kgf} / \text{cm}^2 \therefore \text{OK}$$

$$\tau_{\text{red}}^2 = 1730^2 + 3 \cdot 436^2 \Rightarrow \tau_{\text{red}} = 1889 < \frac{2}{3} \cdot \sigma_c \therefore \text{OK}$$

Verificação da Ficha

Considerando-se perfis metálicos W 310 x 32,7, espaçados de 2,00m e pranchados com madeira, conforme Figura 6.19, tem-se:

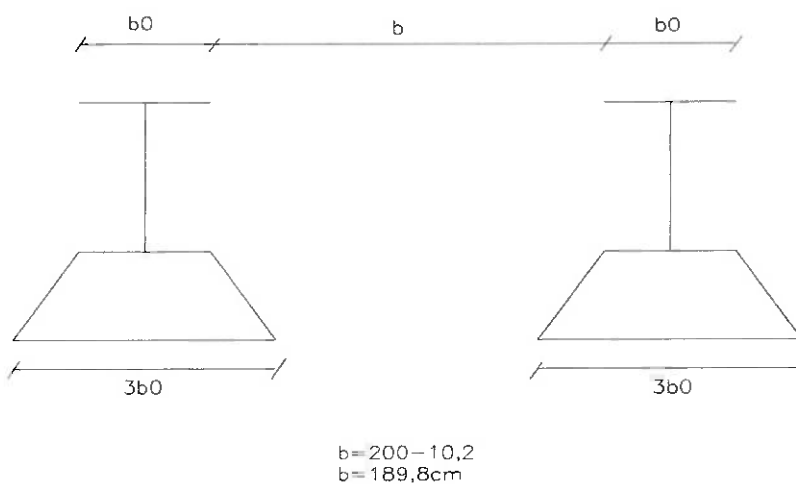


Figura 6.19 Verificação da ficha, para vala com $H=4,5\text{m}$, $L=2,0\text{m}$ e $f=3,0\text{m}$.

O empuxo é considerado contínuo na parede, pois $b < \text{ficha}$ (3,0m).

- Verificação dos empuxos

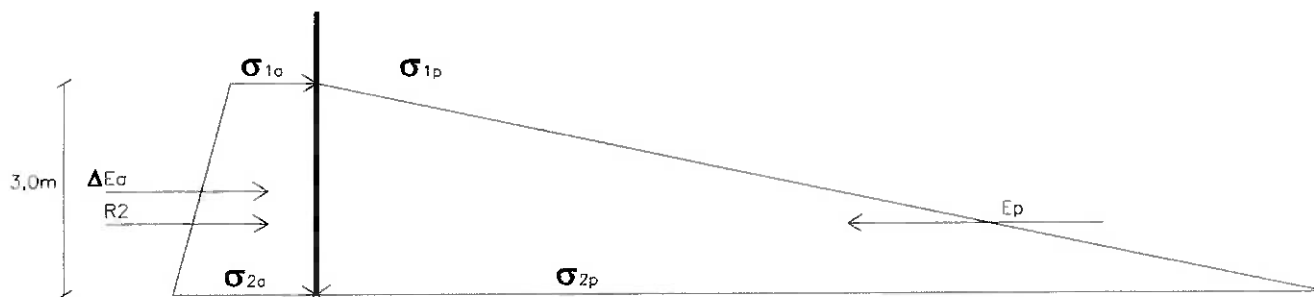


Figura 6.20 Verificação dos empuxos, para vala com $H=4,5\text{m}$, $L=2,0\text{m}$ e $f=3,0\text{m}$.

A Figura 6.20 representa as tensões ativa e passiva na região da ficha.

$$\sigma_{1a} = 1,8 \cdot 4,5 \cdot 0,30 - 2,0 \cdot 0,0 \cdot \sqrt{0,30} = 2,43 \text{tf} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{2a} = 1,8 \cdot 7,5 \cdot 0,30 + 2,43 = 4,05 \text{tf} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{1p} = 1,8 \cdot 0,0 \cdot 5,30 + 2,0 \cdot 0,0 \cdot \sqrt{5,30} = 0,00 \text{tf} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{2p} = 1,8 \cdot 3,0 \cdot 5,30 + 0,00 = 28,62 \text{tf} / \text{m}^2$$

- Empuxo atuante na ficha

$$E_p = \frac{(0,00 + 28,62) \cdot 3,00}{2} = 42,93 \text{tf} / \text{m}$$

$$\Delta E_a = \frac{(2,43 + 4,05) \cdot 3,00}{2} = 9,72 \text{tf} / \text{m}$$

- Cálculo do apoio indeslocável da ficha

$$E_p = 42,93 \cdot 3 \cdot 0,102 = 13,14 \text{tf} / \text{m}$$

$$\Delta E_a = 9,72 \cdot 0,102 = 0,99 \text{tf} / \text{m}$$

$$R_2 = 3,20 \text{tf} / \text{m}$$

$$FS = \frac{E_p}{\Delta E_a + R_2} = \frac{13,14}{0,99 + 3,20} = 3,13 > 1,5 \therefore OK$$

Ao utilizar o valor de K_{pl} obtido através do software *Plaxis*, admitindo-se $L/f=0,67$, ter-se-ia:

$$\sigma_{1p} = 1,8 \cdot 0,0 \cdot 20,00 + 2,0 \cdot 0,0 \cdot \sqrt{20,00} = 0,00 \text{ tf} / \text{m}^3$$

$$\sigma_{2p} = 1,8 \cdot 3,0 \cdot 20,00 + 0,00 = 108,00 \text{ tf} / \text{m}^2$$

- Empuxo atuante na ficha

$$E_p = \frac{(0,00 + 108,00) \cdot 3,00}{2} = 162,00 \text{ tf} / \text{m}$$

$$\Delta E_a = \frac{(2,43 + 4,05) \cdot 3,00}{2} = 9,72 \text{ tf} / \text{m}$$

- Cálculo do apoio indeslocável da ficha

$$E_p = 162,00 \cdot 3 \cdot 0,102 = 49,57 \text{ tf} / \text{m}$$

$$\Delta E_a = 9,72 \cdot 0,102 = 0,99 \text{ tf} / \text{m}$$

$$R_2 = 3,20 \text{ tf} / \text{m}$$

$$FS = \frac{E_p}{\Delta E_a + R_2} = \frac{49,57}{0,99 + 3,20} = 11,04 \gg 1,5 \therefore OK$$

Como o fator de segurança encontrado, admitindo-se inicialmente ficha da vala igual a 3,0m, foi muito superior ao mínimo exigido, F.S.=1,5, optou-se por dimensionar o escoramento considerando ficha de 2,0m.

Detalhes do Escoramento

Na Figura 6.21 observa-se a planta do escoramento adotado, indicando todos os elementos de contenção.

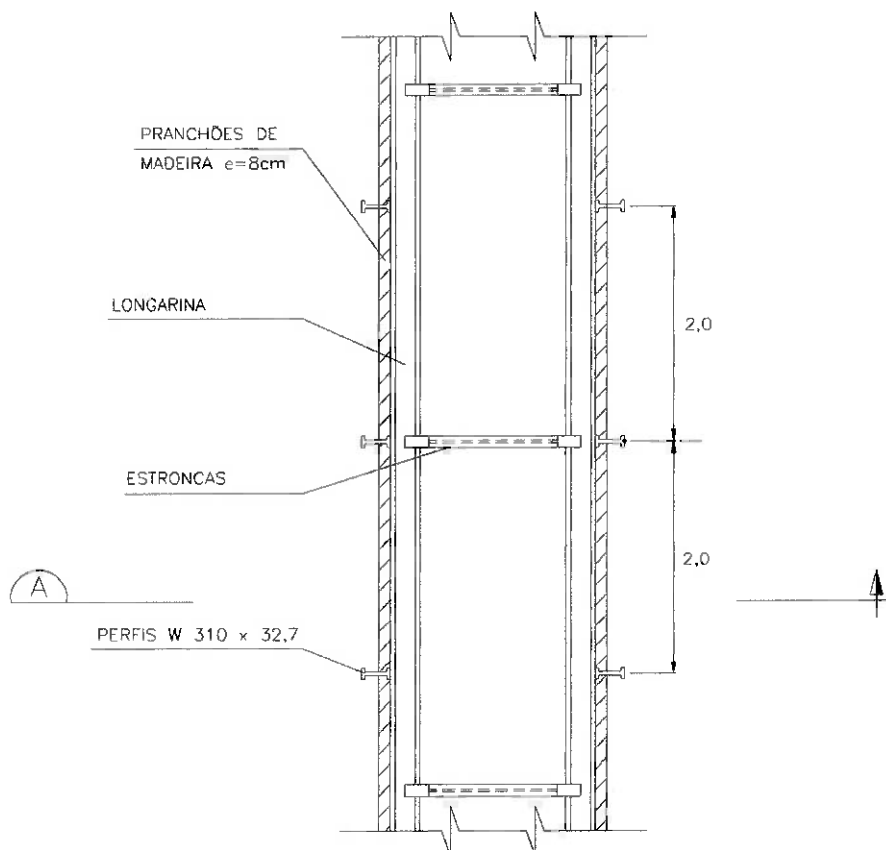


Figura 6.21 Planta do escoramento, para vala com $H=4,5\text{m}$, $L=2,0\text{m}$ e $f=3,0\text{m}$.

A Figura 6.22 mostra as dimensões da vala estudada.

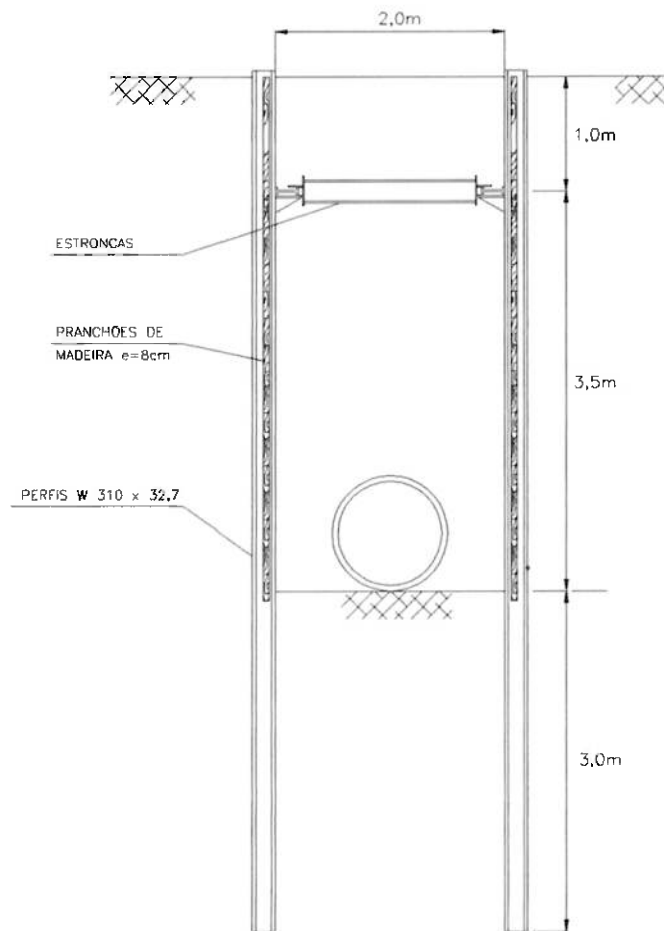


Figura 6.22 Corte A-A, para vala com H=4,5m, L=2,0m e f=3,0m.

Verificações para ficha de 2m

Esquema Estrutural Adotado

A Figura 6.23 apresenta o esquema estrutural adotado para a vala em questão.

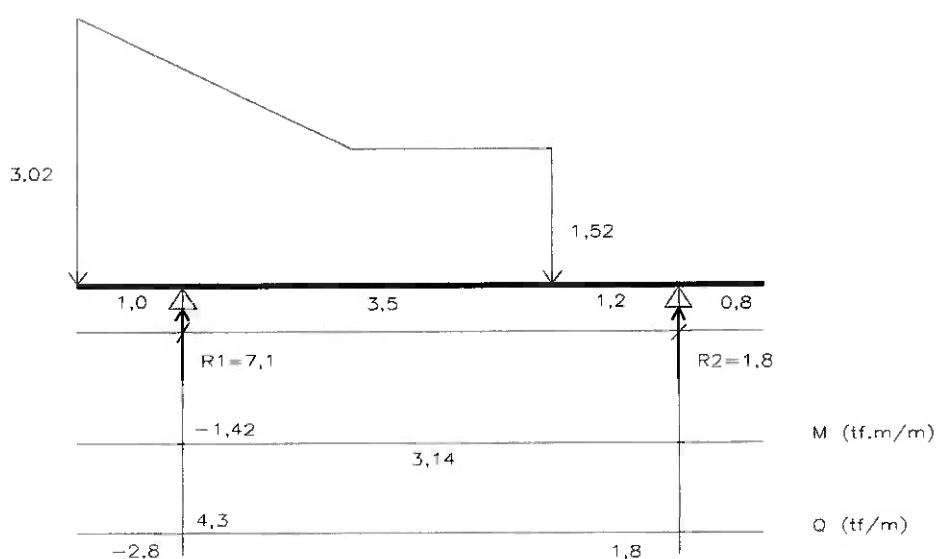


Figura 6.23 Esquema estrutural considerado, para vala com $H=4,5m$, $L=2,0m$ e $f=2,0m$.

Considerando-se distância entre perfis de 2,00m, tem-se:

$$M_{máx} = 2,0 \cdot 3,14 = 6,28 \text{ tfm} / m$$

$$Q_{máx} = 2,0 \cdot 4,30 = 8,60 \text{ tf} / m$$

$$R_1 = 2,0 \cdot 7,10 = 14,20 \text{ tf} / m$$

$$R_2 = 2,0 \cdot 1,80 = 3,60 \text{ tf} / m$$

Verificação do Perfil Adotado

- Dados do perfil W 310 x 32,7:

$$W=419,8 \text{ cm}^3$$

$$b=10,2 \text{ cm}$$

$$t_w=0,66 \text{ cm}$$

$$d=31,3 \text{ cm}$$

- Cálculo das Tensões Admissíveis

- na flexão: $\sigma' = \frac{\sigma_c}{1,7} = 2029 \text{ kgf} / \text{cm}^2$
- no cisalhamento: $\tau' = \frac{\tau_c}{3} = 1150 \text{ kgf} / \text{cm}^2$

-Verificação das Tensões na Estaca

$$\sigma = \frac{M_{\text{máx}}}{W} = \frac{628000}{419,8} = 1496 \text{ kgf} / \text{cm}^2 \therefore \text{OK}$$

$$\tau = \frac{Q_{\text{máx}}}{d \cdot t_w} = \frac{8600}{31,3 \cdot 0,66} = 417 \text{ kgf} / \text{cm}^2 \therefore \text{OK}$$

$$\tau_{\text{red}}^2 = 1496^2 + 3 \cdot 417^2 \Rightarrow \tau_{\text{red}} = 1661 < \frac{2}{3} \cdot \sigma_c \therefore \text{OK}$$

Verificação da Ficha

Considerando-se perfis metálicos W 310 x 32,7, espaçados de 2,00m e pranchados com madeira, conforme Figura 6.24, tem-se:

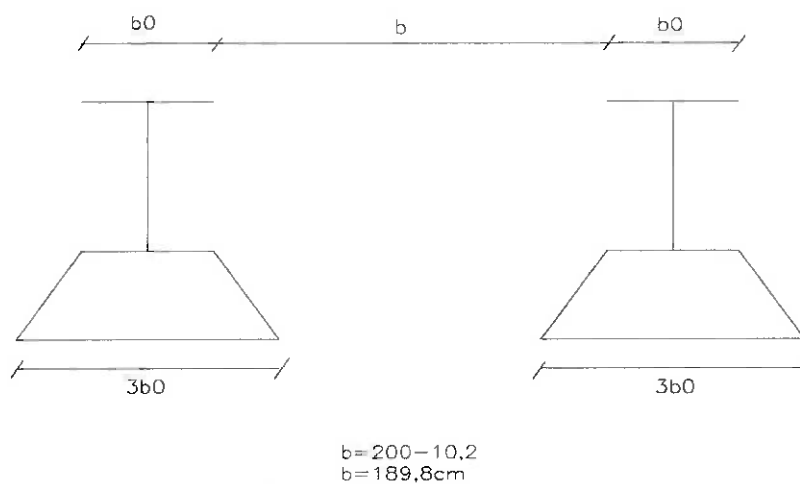


Figura 6.24 Verificação da ficha, para vala com H=4,5m, L=2,0m e f=2,0m.

O empuxo é considerado contínuo na parede, pois $b < \text{ficha}$ (2,0m).

- Verificação dos empuxos

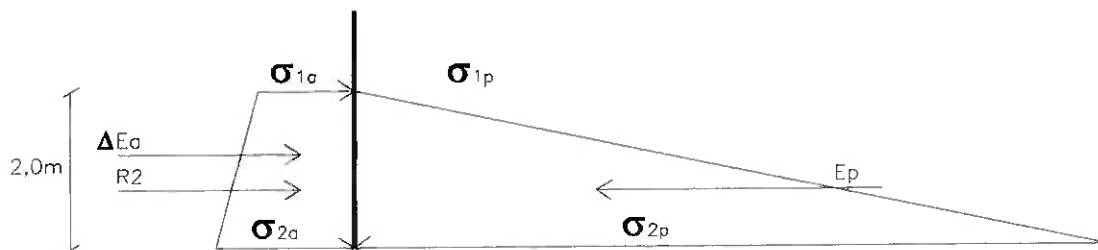


Figura 6.25 Verificação dos empuxos, para vala com $H=4,5m$, $L=2,0m$ e $f=2,0m$.

A Figura 6.25 representa as tensões ativa e passiva na região da ficha.

$$\sigma_{1a} = 1,8 \cdot 4,5 \cdot 0,30 - 2,0 \cdot 0,0 \cdot \sqrt{0,30} = 2,43tf / m^3$$

$$\sigma_{2a} = 1,8 \cdot 6,5 \cdot 0,30 + 2,43 = 3,51tf / m^2$$

$$\sigma_{1p} = 1,8 \cdot 0,0 \cdot 5,30 + 2,0 \cdot 0,0 \cdot \sqrt{5,30} = 0,00tf / m^3$$

$$\sigma_{2p} = 1,8 \cdot 2,0 \cdot 5,30 + 0,00 = 19,08tf / m^2$$

- Empuxo atuante na ficha

$$E_p = \frac{(0,00 + 19,08) \cdot 2,00}{2} = 19,08tf / m$$

$$\Delta E_a = \frac{(2,43 + 3,51) \cdot 2,00}{2} = 5,94tf / m$$

- Cálculo do apoio indeslocável da ficha

$$E_p = 19,08 \cdot 3 \cdot 0,102 = 5,83tf / m$$

$$\Delta E_a = 5,94 \cdot 0,102 = 0,61tf / m$$

$$R_2 = 3,60tf / m$$

$$FS = \frac{E_p}{\Delta E_a + R_2} = \frac{5,83}{0,61 + 3,60} = 1,38 < 1,5$$

Ao utilizar o valor de K_{pl} obtido através do *software Plaxis*, admitindo-se $L/f=1,00$, ter-se-ia:

$$\sigma_{1p} = 1,8 \cdot 0,0 \cdot 7,94 + 2,0 \cdot 0,0 \cdot \sqrt{7,94} = 0,00 \text{ tf} / \text{m}^3$$

$$\sigma_{2p} = 1,8 \cdot 2,0 \cdot 7,94 + 0,00 = 28,58 \text{ tf} / \text{m}^2$$

- Empuxo atuante na ficha

$$E_p = \frac{(0,00 + 28,58) \cdot 2,00}{2} = 28,58 \text{ tf} / \text{m}$$

$$\Delta E_a = \frac{(2,43 + 3,51) \cdot 2,00}{2} = 5,94 \text{ tf} / \text{m}$$

- Cálculo do apoio indesclocável da ficha

$$E_p = 28,58 \cdot 3 \cdot 0,102 = 8,74 \text{ tf} / \text{m}$$

$$\Delta E_a = 5,94 \cdot 0,102 = 0,61 \text{ tf} / \text{m}$$

$$R_2 = 3,60 \text{ tf} / \text{m}$$

$$FS = \frac{E_p}{\Delta E_a + R_2} = \frac{8,74}{0,61 + 3,60} = 2,07 > 1,5 \therefore OK$$

Sendo assim, observa-se que ao levar em conta a largura real da vala, a ficha adotada poderia ser de 2,0m ao invés de 3,0m, o que reduziria consideravelmente o escoramento a ser utilizado na obra.

Detalhes do Escoramento

Na Figura 6.26 observa-se a planta do escoramento adotado, indicando todos os elementos de contenção.

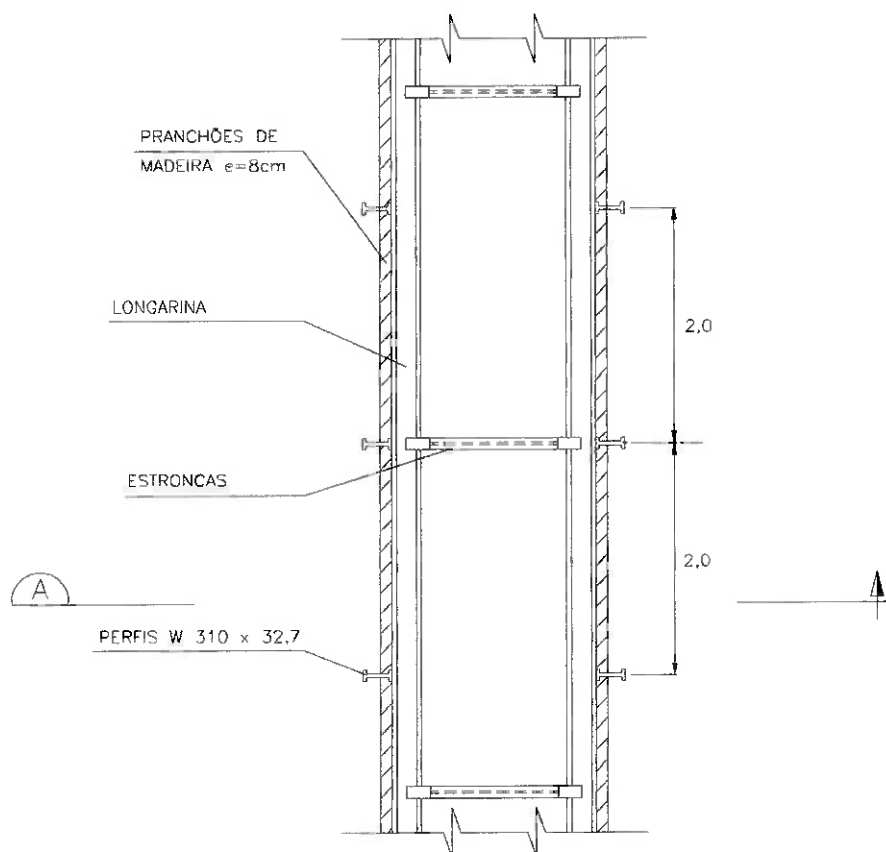


Figura 6.26 Planta do escoramento, para vala com $H=4,5\text{m}$, $L=2,0\text{m}$ e $f=2,0\text{m}$.

A Figura 6.27 mostra as dimensões da vala estudada.

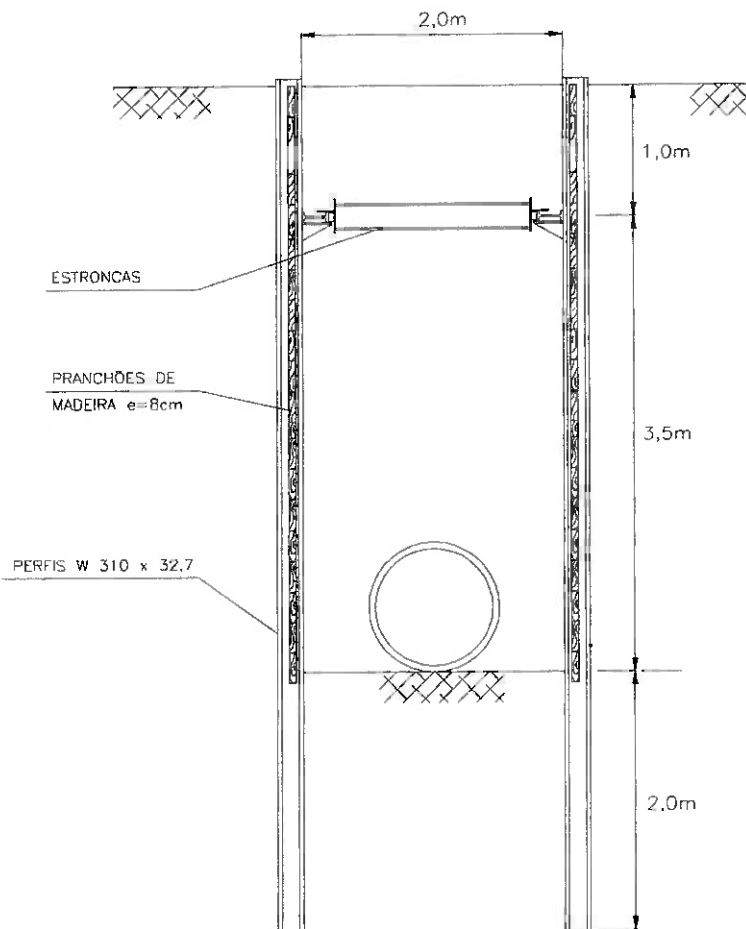


Figura 6.27 Corte A-A, para vala com $H=4,5\text{m}$, $L=2,0\text{m}$ e $f=2,0\text{m}$.

7 CONCLUSÕES

Esta pesquisa foi realizada com o intuito de facilitar o cálculo de escoramento de valas de pequenas larguras, como as abertas para redes de água, esgoto e telefonia. Normalmente, o escoramento destas valas é dimensionado com base nos resultados dos empuxos ativo e passivo determinados pela teoria de Rankine. No entanto, esses valores são muito a favor da segurança, tornando o sistema de contenção superdimensionado.

O modelo proposto por este trabalho tem por finalidade fazer um ajuste no cálculo do empuxo passivo, mantendo o fator de segurança satisfatório.

Após a realização de todos os processamentos descritos anteriormente, concluiu-se que a largura de uma vala pode ser considerada infinita a partir de uma relação largura-ficha igual a 2, independentemente da coesão e ângulo de atrito do solo considerados no cálculo.

Para $L/f \geq 2$, os coeficientes de empuxo passivo encontrados foram próximos aos obtidos por outras teorias que consideram o atrito entre o solo e o paramento igual a $2/3\phi'$, como por exemplo Cacquot-Kérisel (1948). Para ângulos de atrito inferiores a 30° , a diferença entre os valores obtidos pelos dois métodos não ultrapassa 5%. Já, para ângulos maiores que 30° , os valores de K_{pl} , determinados pela aplicação do *software Plaxis* nesta pesquisa, são cerca de 20% menores que os tabelados por Cacquot-Kérisel e outros autores, o que valida os resultados encontrados.

A Figura 6.5 mostra que o valor de K_{pl} obtido para uma relação $L/f=0,5$ é, no mínimo, 2,3 vezes maior que o encontrado para vala de largura infinita, admitindo coesão nula e qualquer ângulo de atrito ϕ' .

Vale salientar que a influência da largura de uma vala na determinação do coeficiente de empuxo passivo é muito maior para solos com ângulo de atrito elevado. Pela Figura 6.5, nota-se que para $L/f=0,5$ e $\phi' \geq 30^\circ$, o valor de K_{pl}/K_{pAun} vale pelo menos 3,6, enquanto para $\phi' < 30^\circ$ esta relação está em torno de 2,5.

Observa-se, pela Figura 6.7, que a influência da coesão na determinação de K_{plc} também é bastante significativa, uma vez que as curvas mostram um crescimento elevado de $K_{plc}/K_{plc=0}$, com o aumento da coesão, sendo a menor relação $K_{plc}/K_{plc=0}$, encontrada igual a 4, para $L/f=0,5$.

Também para solos coesivos e relações $L/f=0,5$, os coeficientes de empuxo passivo são bastante superiores aos de largura de vala infinita. Por exemplo, para $\phi'=15^\circ$ e $c=5\text{kPa}$, K_{plc} foi aproximadamente igual a 13, enquanto para 20kPa este valor subiu para 25.

Outra conclusão importante é que, para uma mesma coesão e independentemente do ângulo de atrito considerado, os valores de $K_{plc}/K_{plc=0}$ são muito próximos.

Vale ressaltar que, dependendo da relação largura-ficha de uma vala, o coeficiente de empuxo passivo pode ser bastante superior ao comumente usado, conforme mostram os gráficos apresentados nos itens anteriores e no Anexo A.

A utilização dos valores de K_{pl} obtidos nessa pesquisa pode conduzir a uma economia na obra, já que possibilitaria uma redução no escoramento a ser utilizado, conforme comprovado na memória de cálculo apresentada no Capítulo 6.

8 RECOMENDAÇÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Com base nos resultados obtidos e na revisão bibliográfica feita, sugere-se:

- realizar mais processamentos com relação largura-ficha da vala inferior a 1, para uma melhor análise da inclinação brusca observada nos gráficos, nesta faixa de valores;
- processar casos que considerem diversas alturas de vala, com o intuito de verificar a influência desta variável na determinação de empuxos de terra passivos;
- estudar o efeito tridimensional das valas, já que, na maioria dos casos, admitem-se problemas bidimensionais a favor da segurança e
- analisar situações levando em conta o fluxo d' água, que dificilmente é considerado no cálculo de escoramento de valas.

ANEXO A – GRÁFICOS DOS RESULTADOS ENCONTRADOS

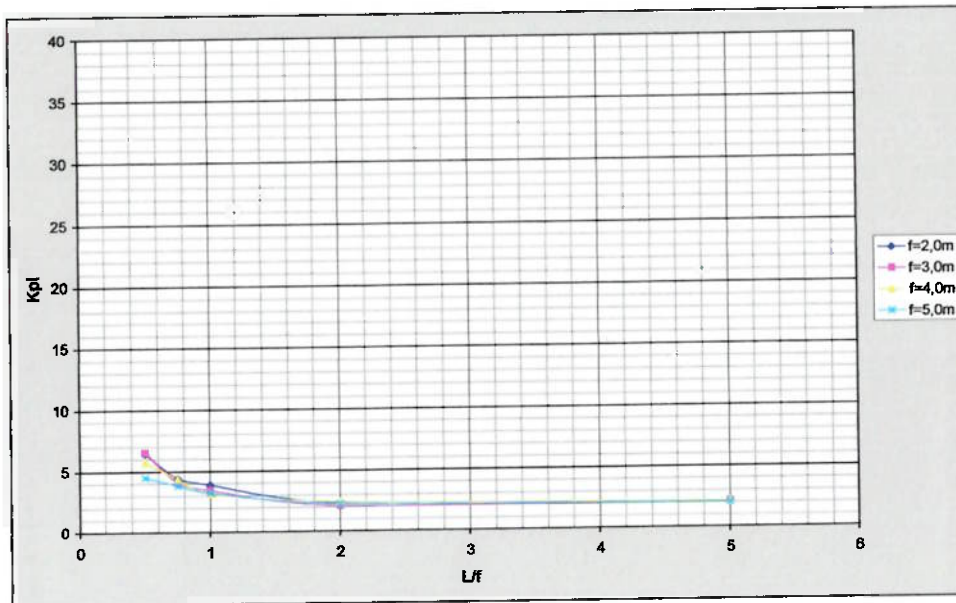


Figura A.1 Gráfico de K_{pl} x L/f para $\phi' = 15^\circ$ e $c = 0$.

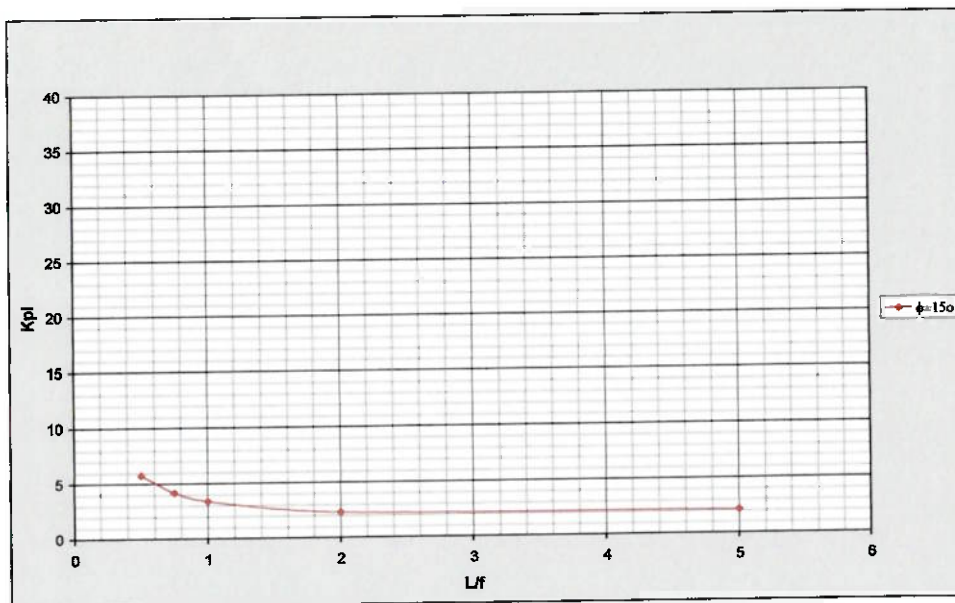


Figura A.2 Curva média da relação K_{pl} x L/f para $\phi' = 15^\circ$ e $c = 0$.

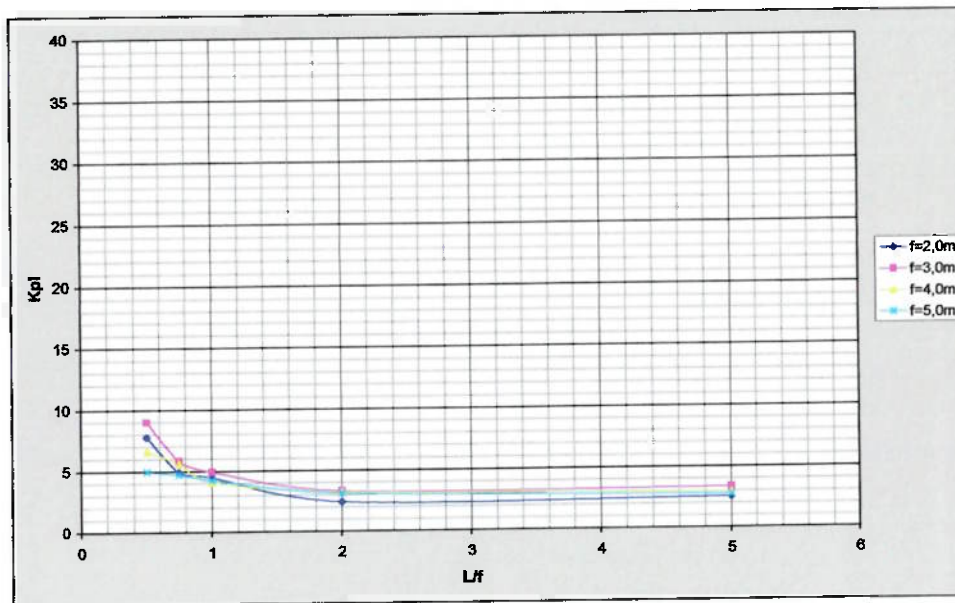


Figura A.3 Gráfico de K_{pl} x L/f para $\phi'=20^\circ$ e $c=0$.

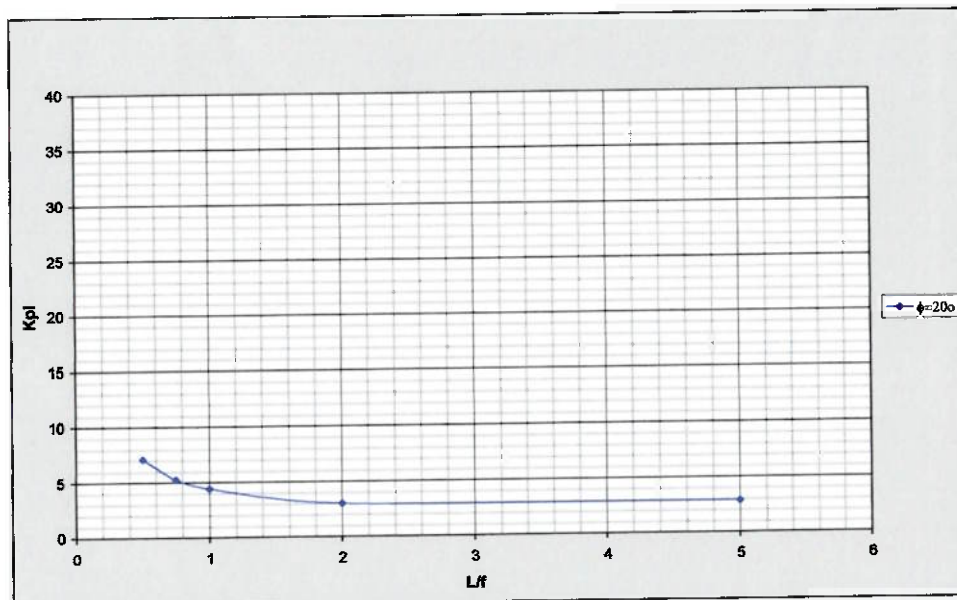


Figura A.4 Curva média da relação K_{pl} x L/f para $\phi'=20^\circ$ e $c=0$.

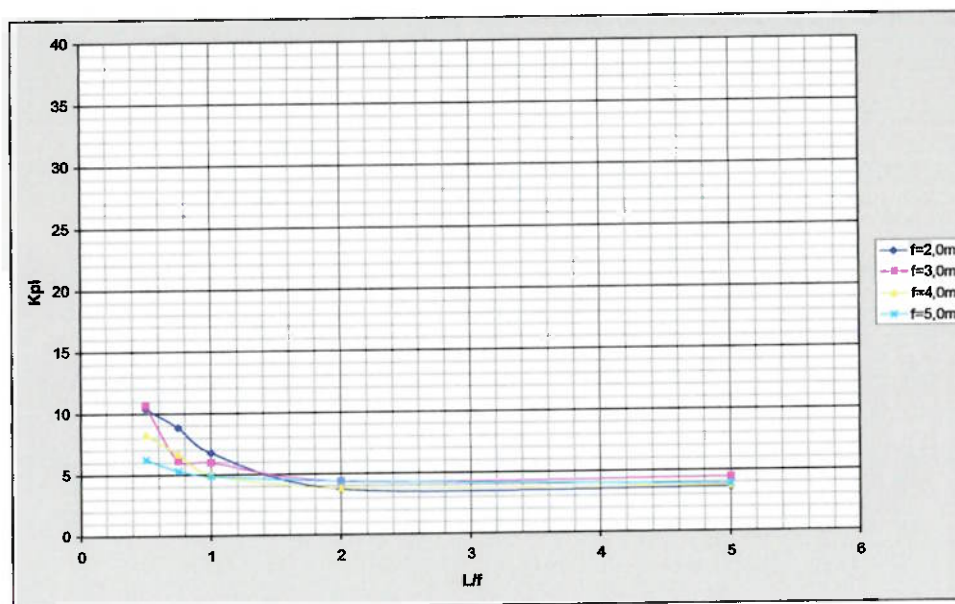


Figura A.5 Gráfico de K_{pl} x L/f para $\phi' = 25^\circ$ e $c = 0$.

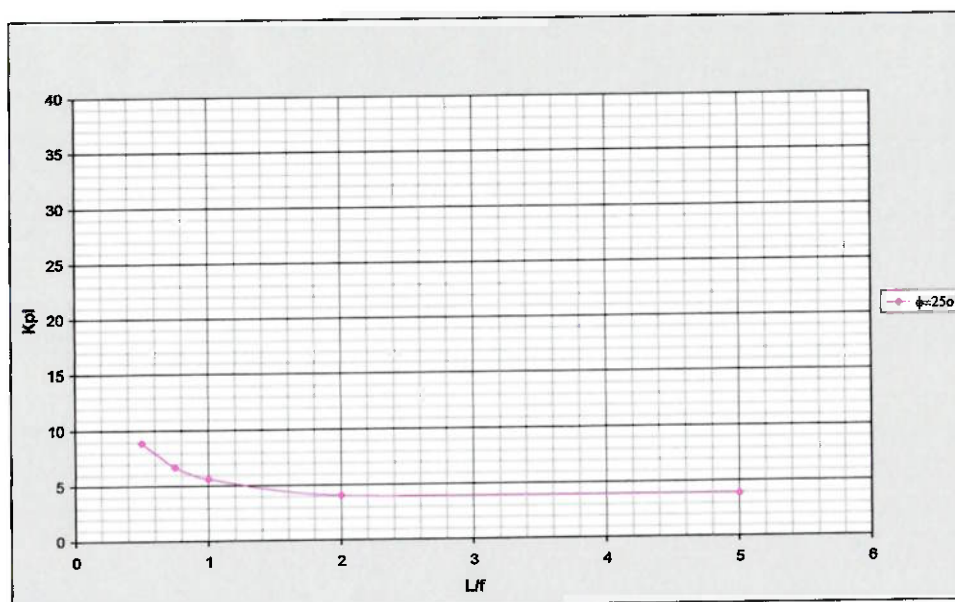


Figura A.6 Curva média da relação K_{pl} x L/f para $\phi' = 25^\circ$ e $c = 0$.

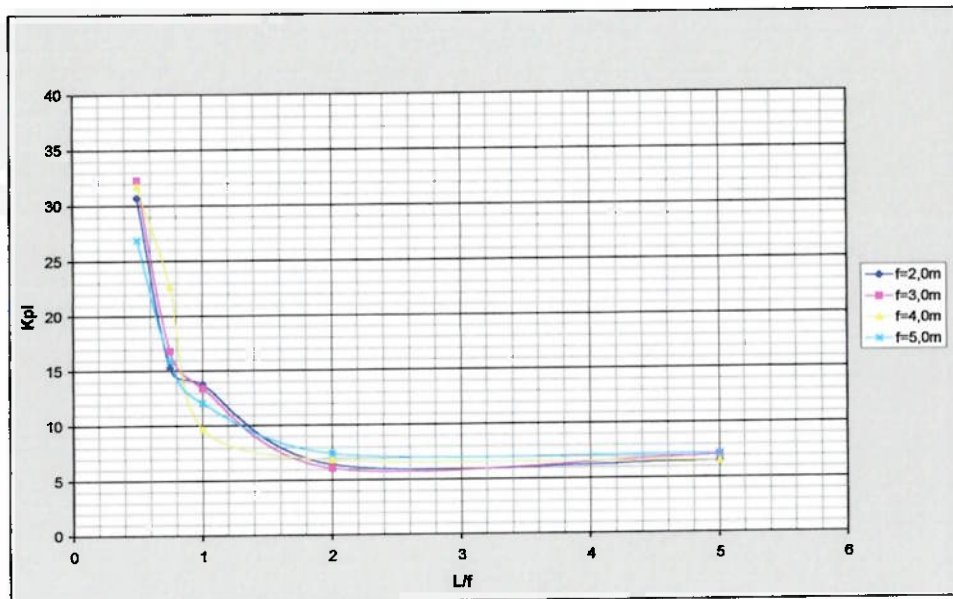


Figura A.7 Gráfico de K_{pl} x L/f para $\phi' = 35^\circ$ e $c = 0$.

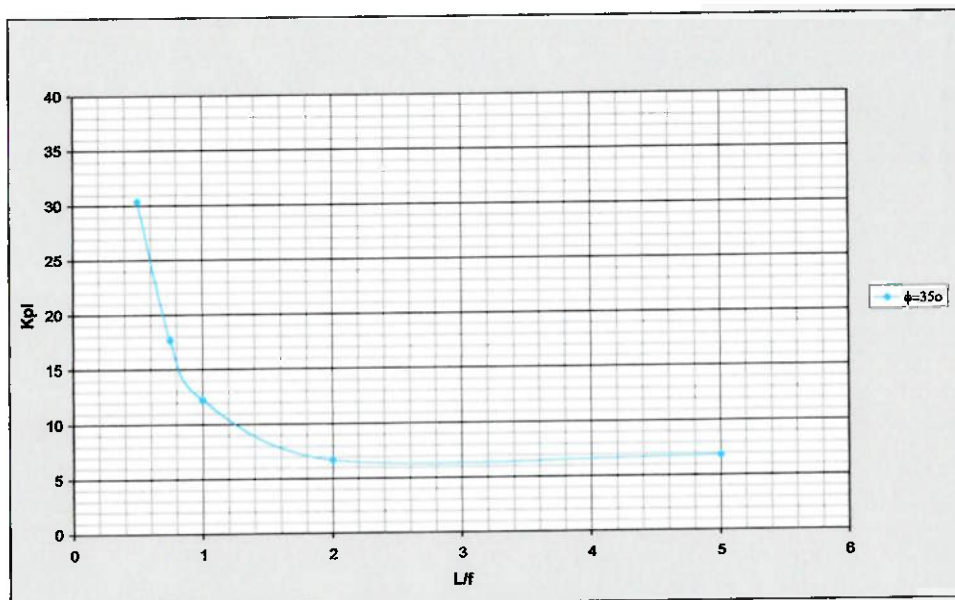


Figura A.8 Curva média da relação K_{pl} x L/f para $\phi' = 35^\circ$ e $c = 0$.

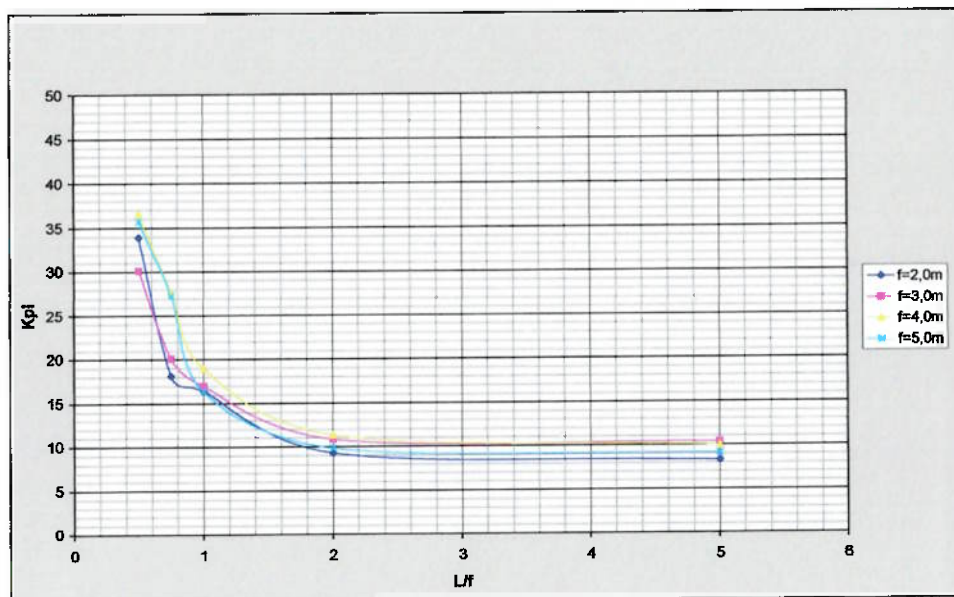


Figura A.9 Gráfico de K_{pl} x L/f para $\phi' = 40^\circ$ e $c = 0$.

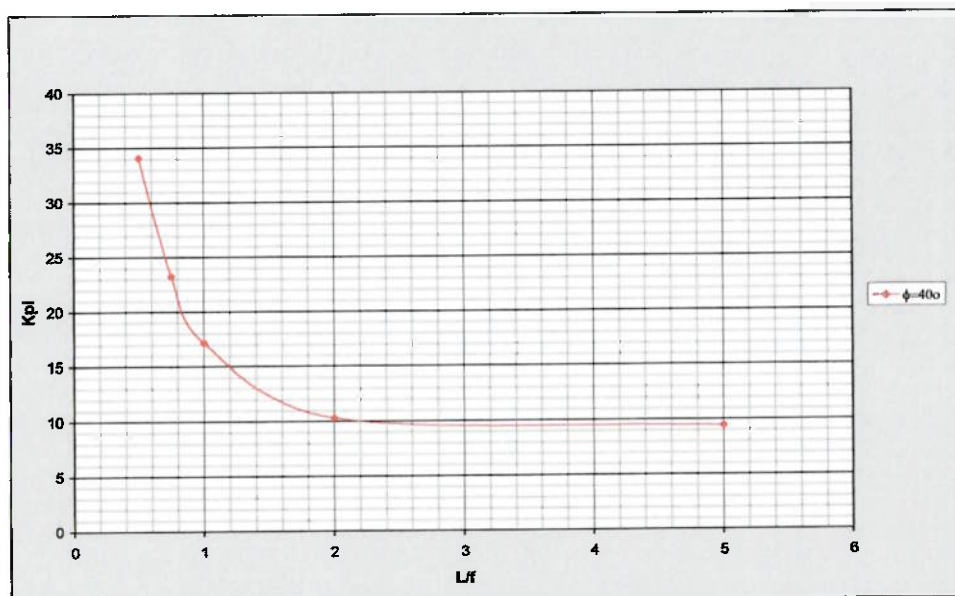


Figura A.10 Curva média da relação K_{pl} x L/f para $\phi' = 40^\circ$ e $c = 0$.

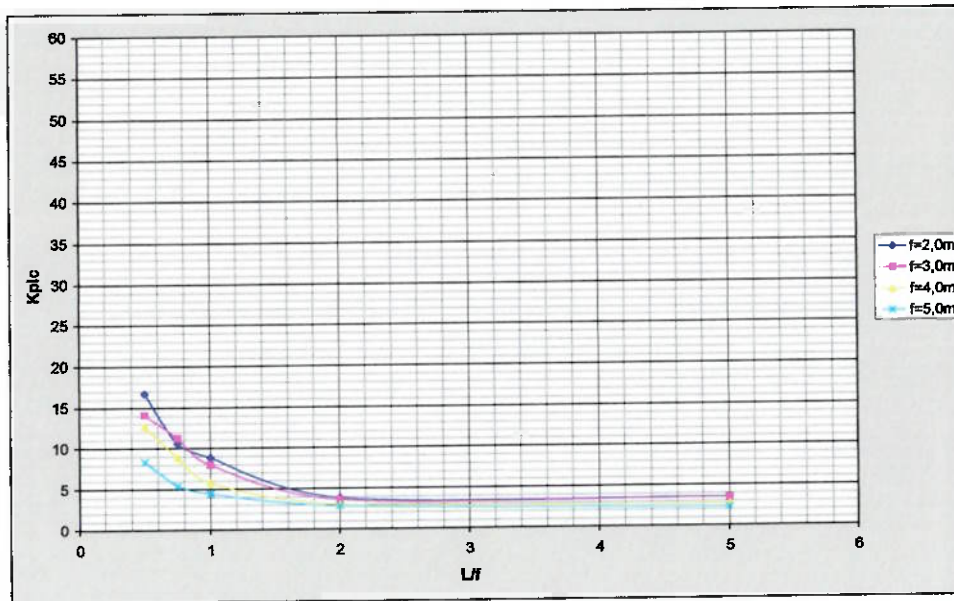


Figura A.11 Gráfico de K_{plc} x L/f para $\phi'=15^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

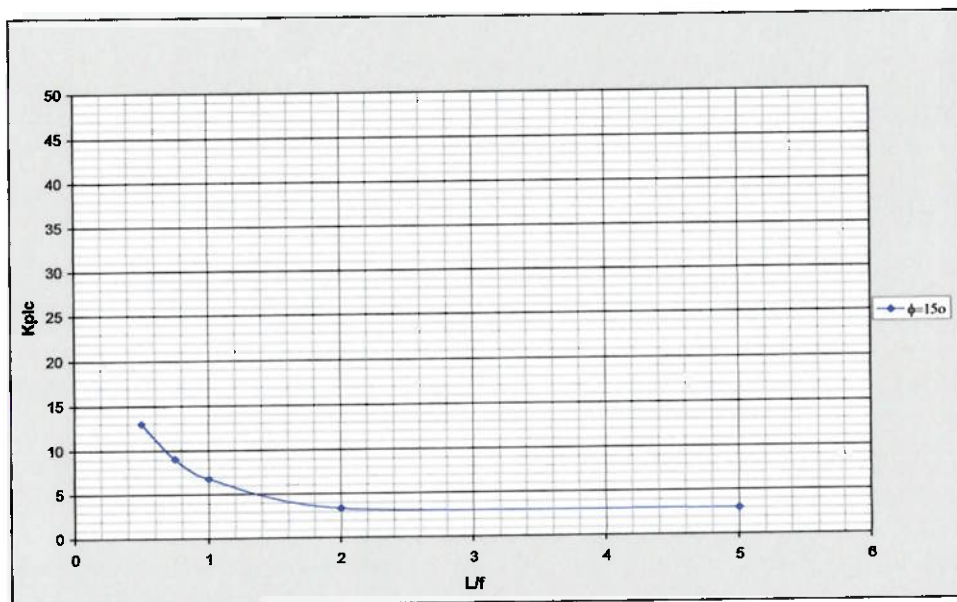


Figura A.12 Curva média da relação K_{plc} x L/f para $\phi'=15^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

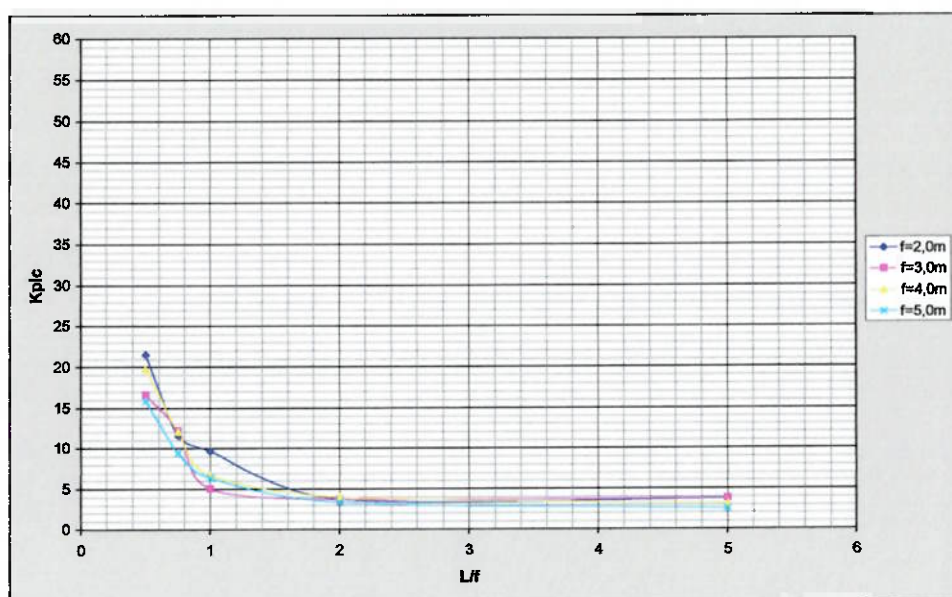


Figura A.13 Gráfico de K_{plc} x L/f para $\phi'=15^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

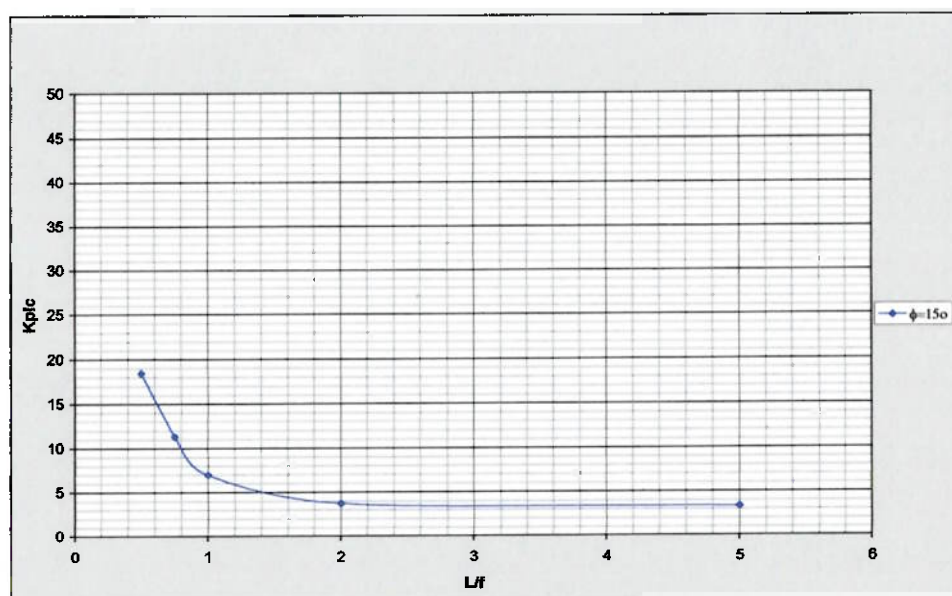


Figura A.14 Curva média da relação K_{plc} x L/f para $\phi'=15^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

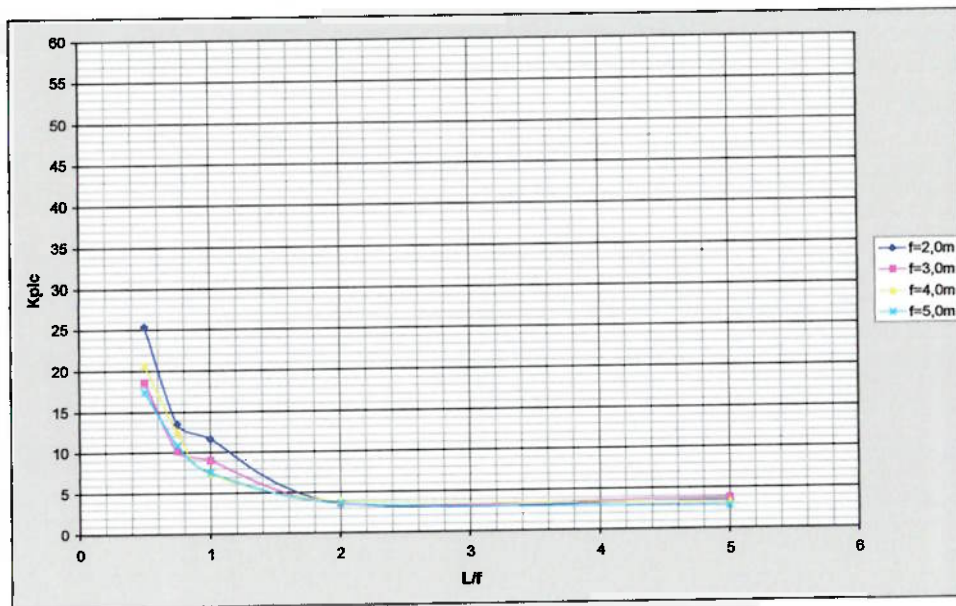


Figura A.15 Gráfico de K_{plc} x L/f para $\phi' = 15^\circ$ e $c = 15 \text{ kPa}$.

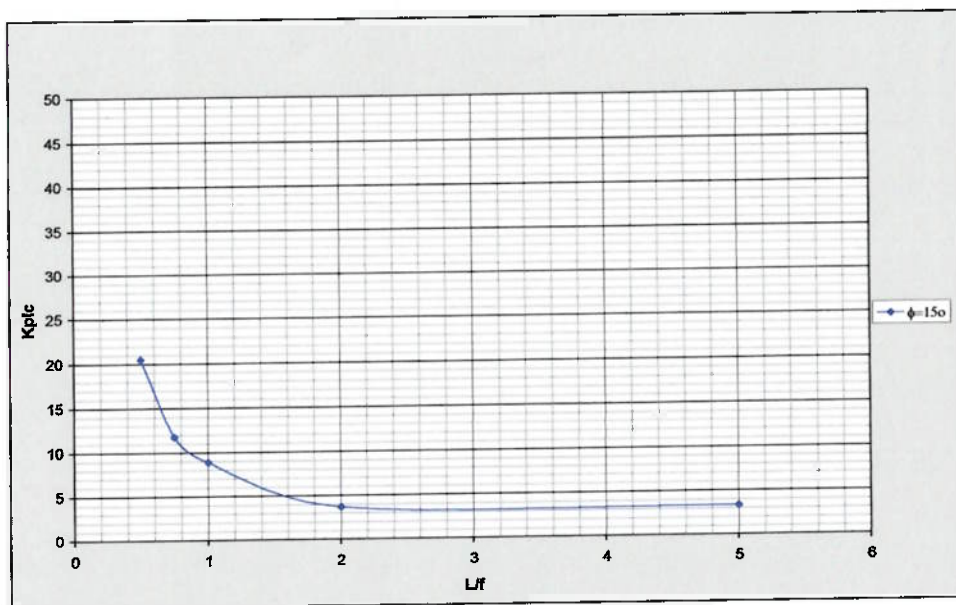


Figura A.16 Curva média da relação K_{plc} x L/f para $\phi' = 15^\circ$ e $c = 15 \text{ kPa}$.

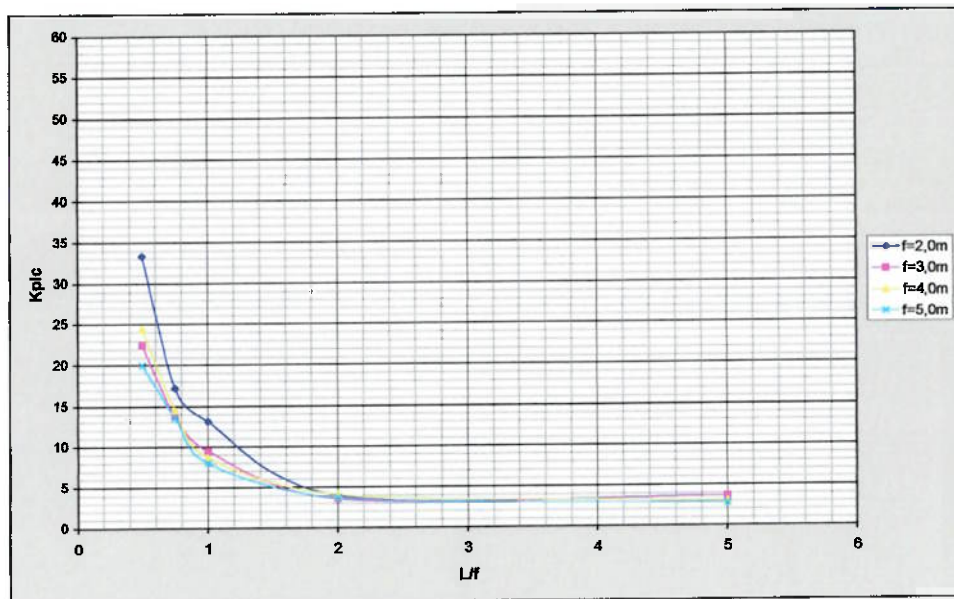


Figura A.17 Gráfico de K_{plc} x L/f para $\phi'=15^\circ$ e $c=20kPa$.

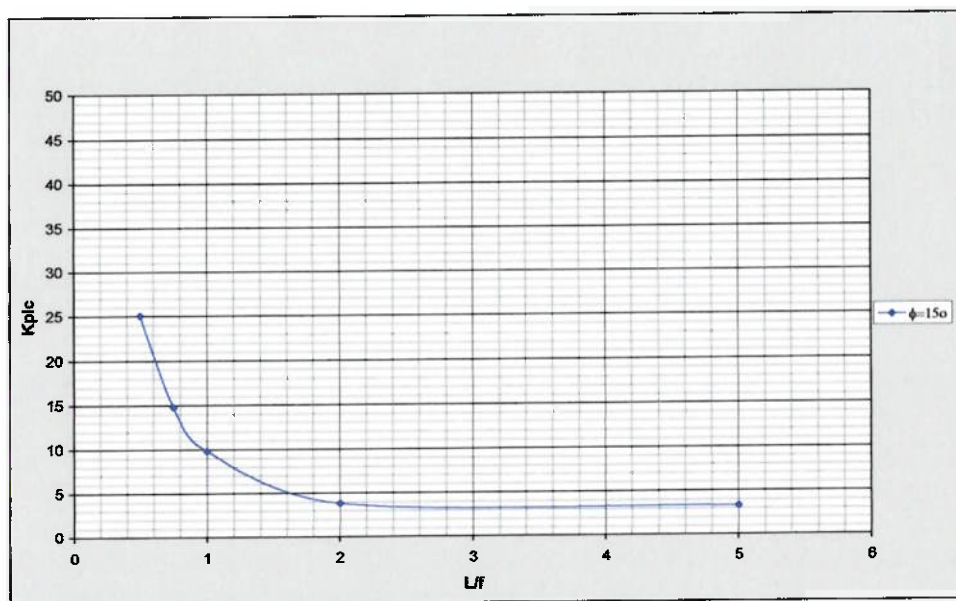


Figura A.18 Curva média da relação K_{plc} x L/f para $\phi'=15^\circ$ e $c=20kPa$.

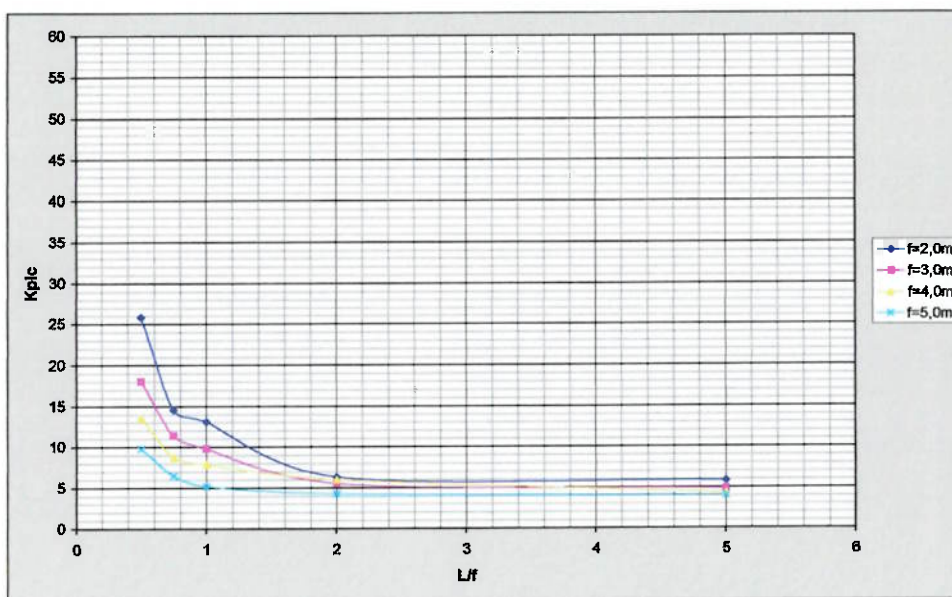


Figura A.19 Gráfico de K_{plc} x L/f para $\phi'=25^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

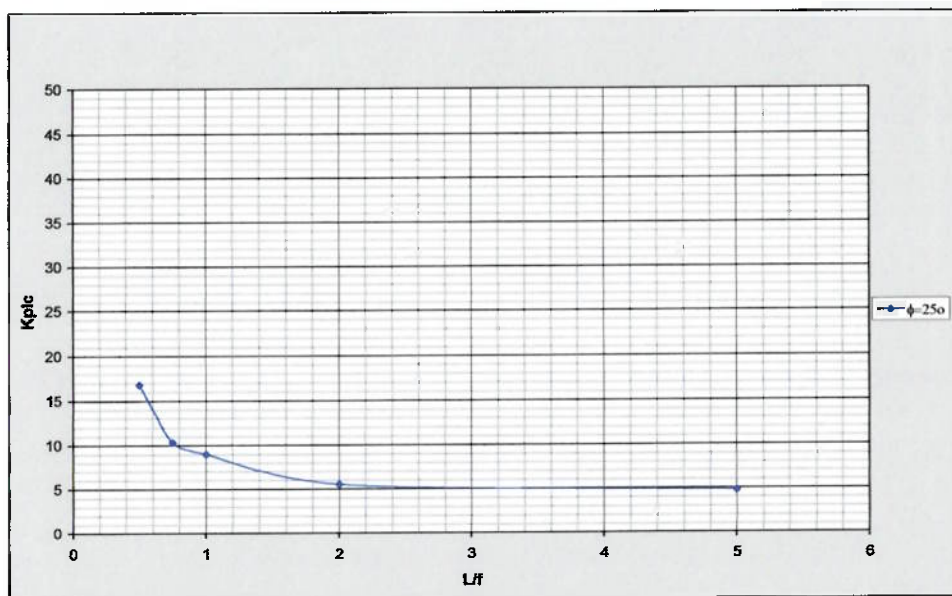


Figura A.20 Curva média da relação K_{plc} x L/f para $\phi'=25^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

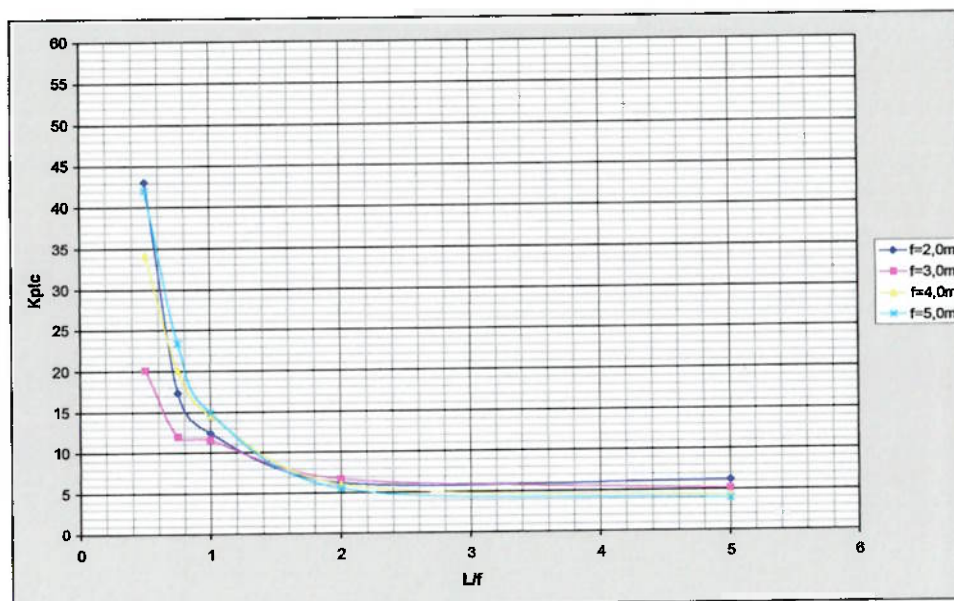


Figura A.21 Gráfico de K_{plc} x L/f para $\phi'=25^\circ$ e $c=10kPa$.

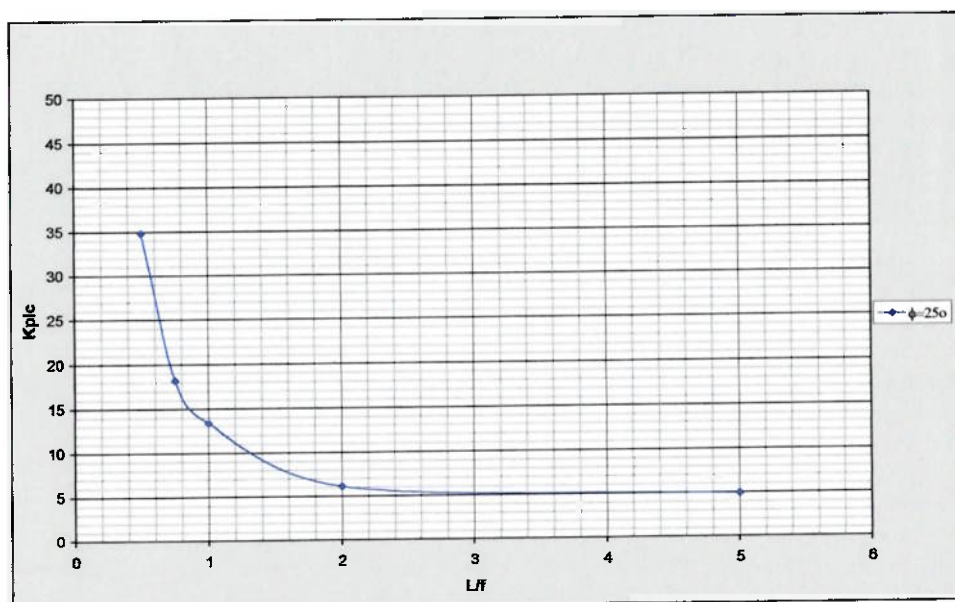


Figura A.22 Curva média da relação K_{plc} x L/f para $\phi'=25^\circ$ e $c=10kPa$.

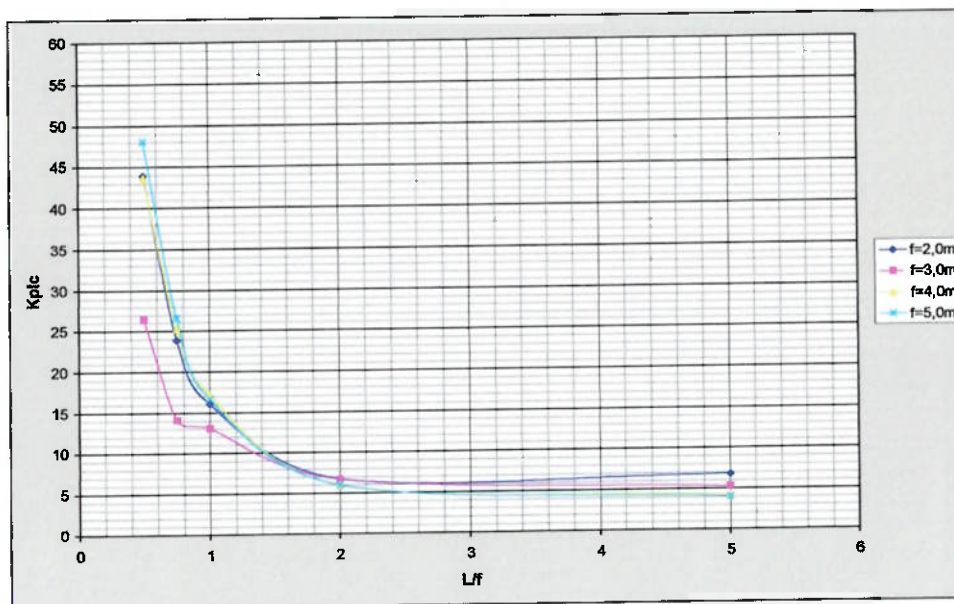


Figura A.23 Gráfico de K_{plc} x L/f para $\phi' = 25^\circ$ e $c = 15 \text{ kPa}$.

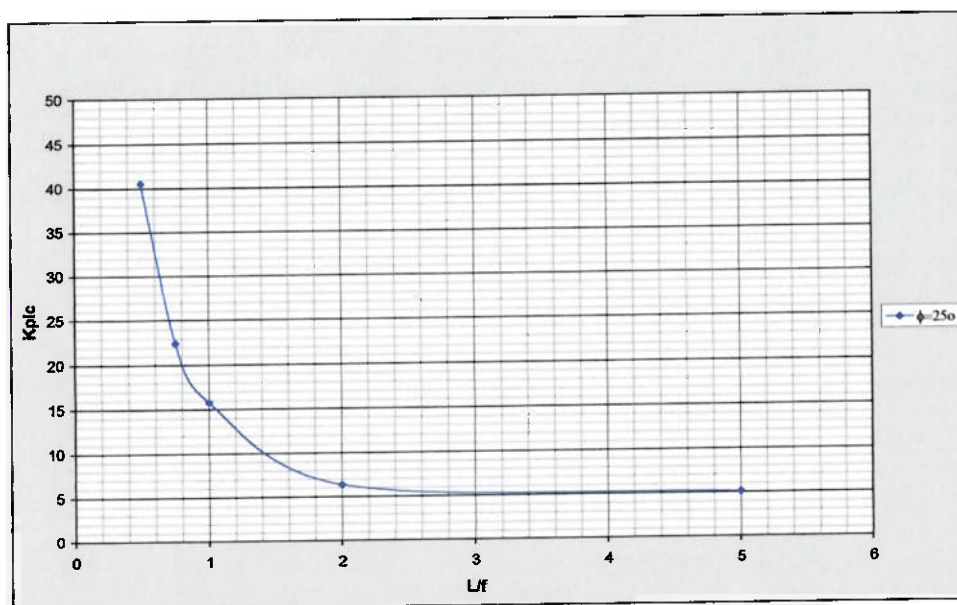


Figura A.24 Curva média da relação K_{plc} x L/f para $\phi' = 25^\circ$ e $c = 15 \text{ kPa}$.

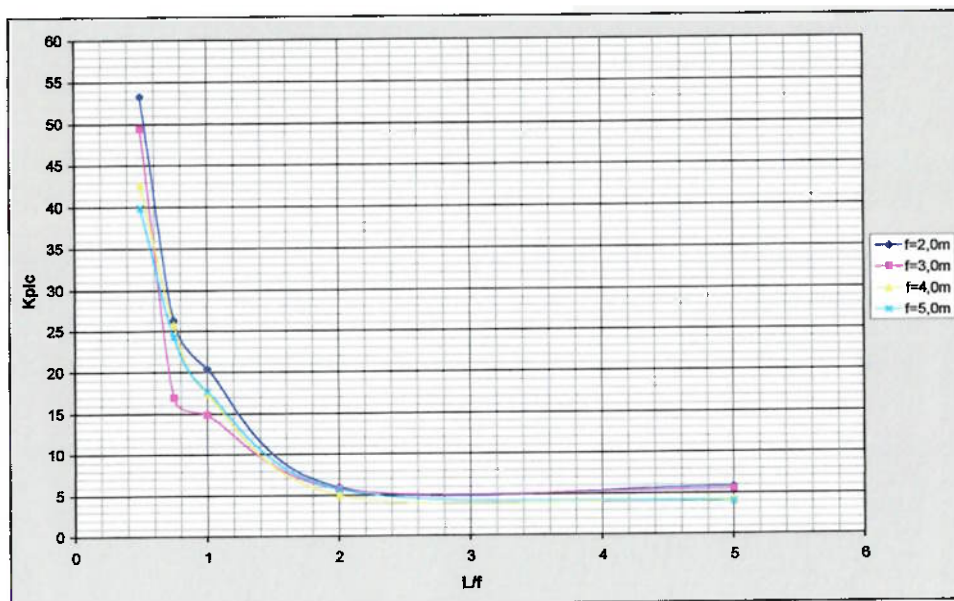


Figura A.25 Gráfico de K_{plc} x L/f para $\phi'=25^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

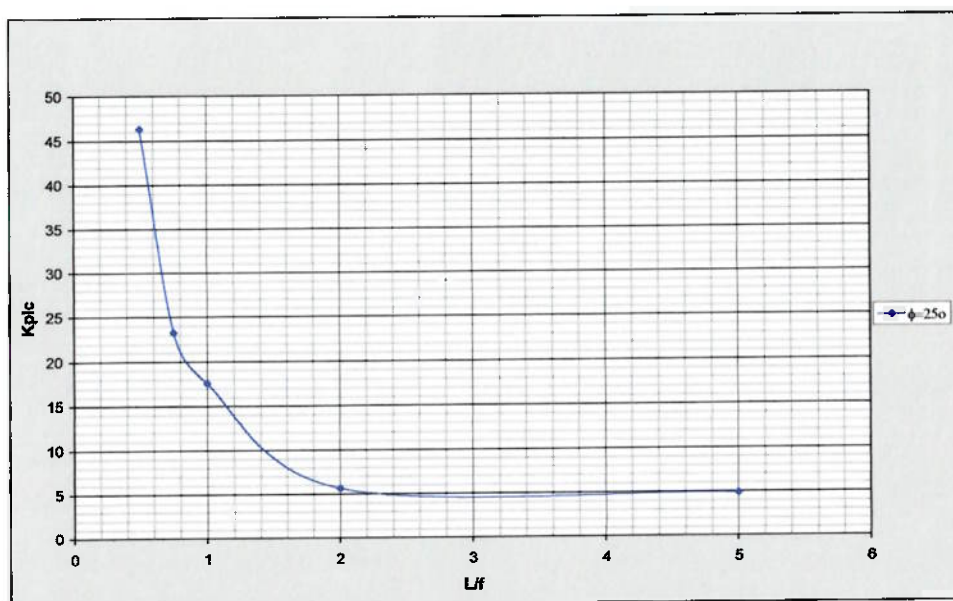


Figura A.26 Curva média da relação K_{plc} x L/f para $\phi'=25^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BISHOP, A.W. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. **Géotechnique**, v.5-6, n.1, p. 7-17, 1955-1956.

CAPUTO, H.P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6.ed. São Paulo: LTC 1987. v.2.

CHEN, W.F. **Limit analysis and soil plasticity**. Amsterdam, Elsevier, 1975. (Developments in Geotechnical Engineering, v.7).

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO. **NC-03 - Norma Técnica Complementar de Coordenação**. São Paulo, 1980.

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO. **Cálculo das Obras Executadas em Trincheira**. São Paulo, 1995.

COMPANHIA DE SANEAMENTO BÁSICO DO ESTADO DE SÃO PAULO. **Manual para o Projeto de Escoramento de Valas**. São Paulo, 1993.

DEPARTMENT OF THE NAVY – NAVAL FACILITIES ENGINEERING COMMAND. **Navfac Design Manual 7 – Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures**. Alexandria, VA, 1971.

DUNCAN, J.M.; MOKWA, R.L. Passive Earth Pressures Theories and Tests. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v.127, n.3, p.248-57, 2001.

FANG, Y. -S.; HO, Y.-C.; CHEN, T. -J. Passive Earth Pressure with Critical State Concept. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v.128, n.8, p.651-59, 2002.

GUZZELLI, M.C. **Escoramento de valas através de ábacos**. 1997. 3v. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 1997.

GUERRA, E.S. **Cálculo estático de escoramento de valas: Proposta de metodologia para a construção de envoltória aparente de tensões**. 1982. 1v. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 1982.

HACHICH, W.C. **Estudo comparativo dos processos de análise de estabilidade em Geotecnia**, São Paulo, 1975. /Apresentado ao Seminário para cumprimento parcial dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. /Datilografado/

HANSEN, J.B. **Earth Pressure Calculation**. 2.ed. Copenhagen: S.L.Mollers Bogtrykkeri, 1961.

JANBU, N. Earth pressures and bearing capacity calculations by generalized procedure of slices. In: **INTERNACIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING**, 4., London, 1957. **Proceedings**. London: 1957. p.207-212.

LAMBE, T.W. ; WHITMAN, R.V. **Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1969.

MAFFEI, C.E.M. Considerações sobre o cálculo de escoramento. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS**, 5., São Paulo, 1974. **Anais**. São Paulo: 1974. p.142-178.

MAFFEI, C.E.M. et al. **Pesquisas Realizadas**. São Paulo: Escritório Carlos Eduardo Moreira Maffei Engenharia S/C Ltda / SABESP, 1993. (Estudo Técnico, n.p.).

MAFFEI, C.E.M. et al. Uma maneira simplificada de considerar a rede de fluxo no cálculo do empuxo ativo. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES**, 10., Foz do Iguaçu, 1994. **Anais**. Foz do Iguaçu: 1994. p.317-324.

MAFFEI, C.E.M. GUAZZELLI, M.C. Projeto de escoramento de valas através de ábacos. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES**, 10., Foz do Iguaçu, 1994. **Anais**. Foz do Iguaçu: 1994. v.2.

MARZIONNA, J.D. **Sobre o cálculo estático de valas**. 1979. 81p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 1979.

MARZIONNA, J.D. et al. Análise, projeto e execução de escavações e contenções. In: HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática**. 2.ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap.15., p.537-78.

MASSAD, F. **Obras de Terra: Curso básico de Geotecnia**. 1.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2003.

MORGENSTERN, N.R.; PRICE, V.E. The analysis of the stability of general slip surfaces. **Géotechnique**, v.15, n.1, p. 79-93,1965.

MORGENSTERN, N.R.; EISENSTEIN, Z. Methods of estimating lateral loads and deformations. In: SPECIALTY CONFERENCE LATERAL STRESSES IN THE GROUND AND DESIGN OF EARTH-RETAINING STRUCTURES, Ithaca, 1970. **Proceedings**. Nova York: ASCE, 1970. p.51-102.

OLIVEIRA, R.J.S.N. **Proposta para a consideração do fluxo no cálculo do empuxo ativo utilizando a expressão de Rankine**. 1999. 240p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 1999.

PINTO, C.S. Propriedades dos solos. In: HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática**. 2.ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap.2., p.51-118.

SCOTT, R.F. **Principles of Soil Mechanics**. 1.ed. Pasadena: Addison-Wesley, 1965.

SPENCER, E. A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. **Géotechnique**, v.17, n.1, p.11-26, 1967.

TAYLOR, D.W. **Fundamentals of Soil Mechanics**. New York: John Willey & Sons, 1948.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. New York: John Willey & Sons, 1943.

TERZAGHI, K. ; PECK, R. B. **Mecânica de suelos en la ingeniería practica**. Barcelona: Ateneo, 1973.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1977.

VELLOSO, D.A.; SANTA MARIA, P.E.L. de; LOPES, F.R. Princípios e modelos básicos de análise. In: HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática**. 2.ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap.4., p.163-96.

VILAR, O.M.; BUENO, B.S. **Mecânica dos Solos**. São Carlos: EESC, 1985. v.2. 218p. Notas de Aula-Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. /Xerocopiado.

WINTERKORN, H. F.; FANG, H.Y. **Foundation Engineering Handbook**. New York: Van Nostrand Reinhold, 1975.

ZAGOTTIS, D.L.de **Introdução à teoria das estruturas: Elasticidade – Elementos finitos**. São Paulo: EPUSP, 1982. Cap. 25/35 Notas de Aula-Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. /Xerocopiado.

APÊNDICE I

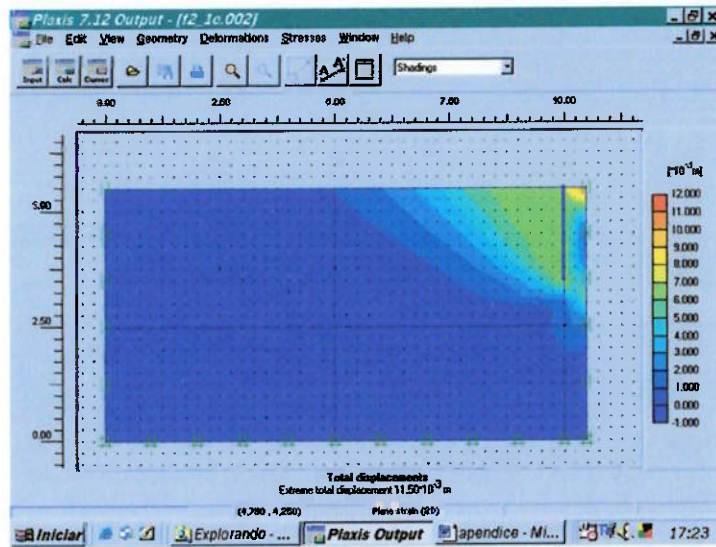


Figura I.1 Processamento para $f=2m$, $L/f=0,5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=0$.

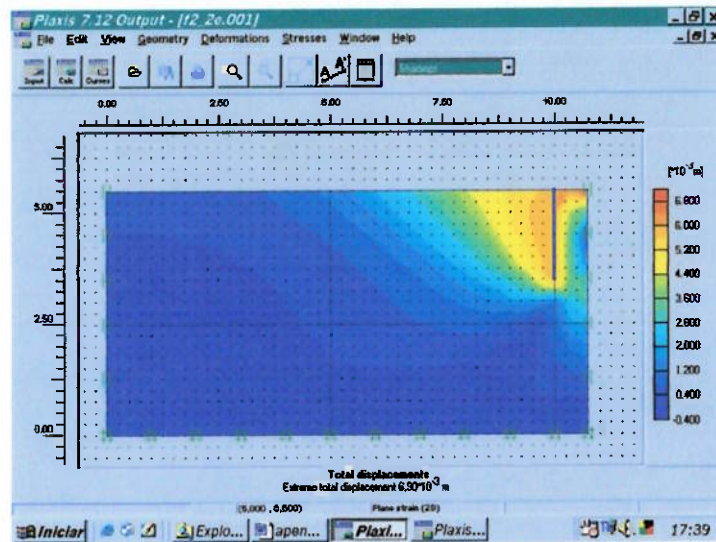


Figura I.2 Processamento para $f=2m$, $L/f=0,75$, $\phi'=15^\circ$ e $c=0$.

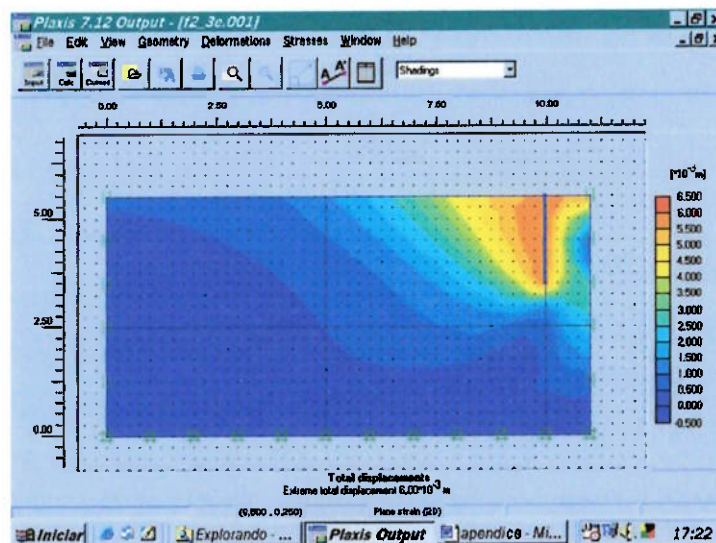


Figura I.3 Processamento para $f=2m$, $L/f=1$, $\phi'=15^\circ$ e $c=0$.

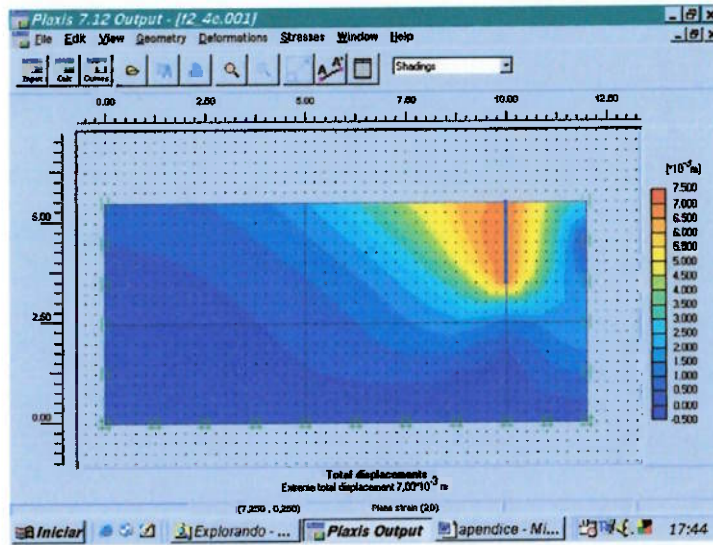


Figura I.4 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=15^\circ$ e $c=0$.

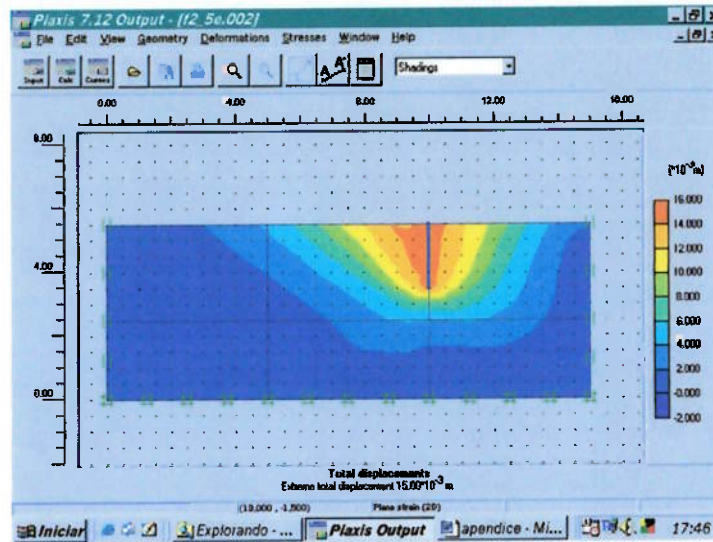


Figura I.5 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=0$.

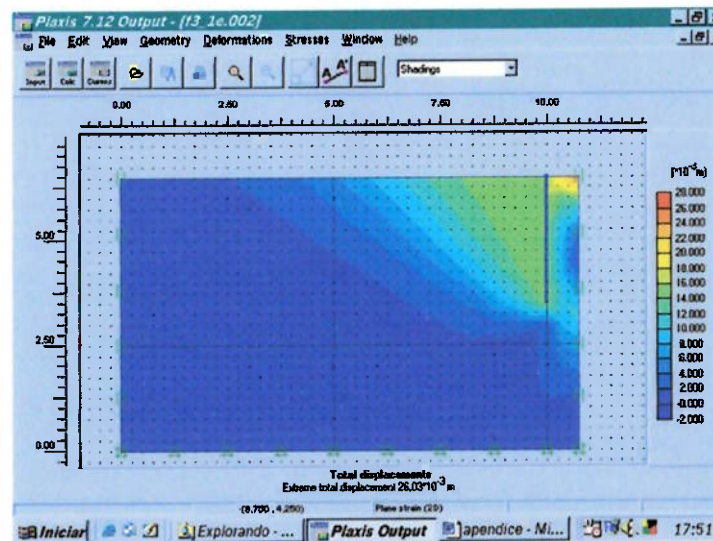


Figura I.6 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=0$.

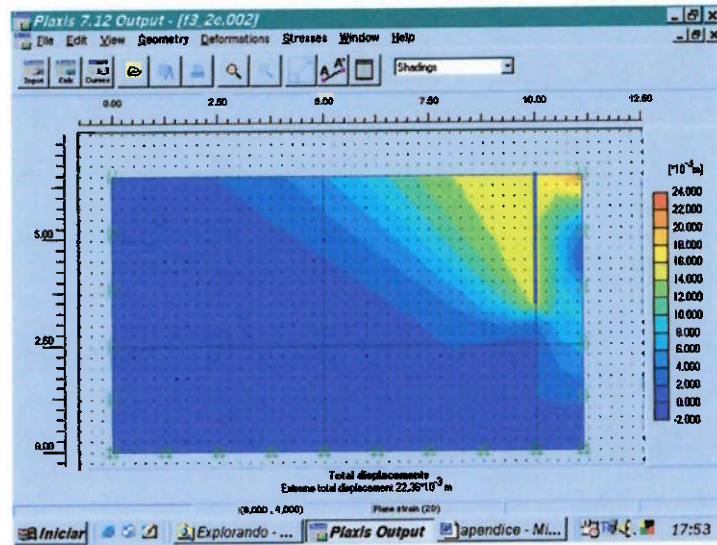


Figura I.7 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=15^\circ$ e $c=0$.

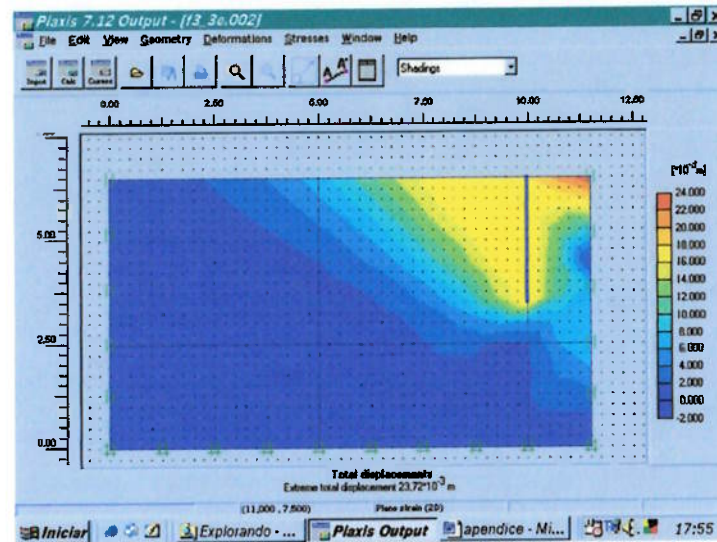


Figura I.8 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=15^\circ$ e $c=0$.

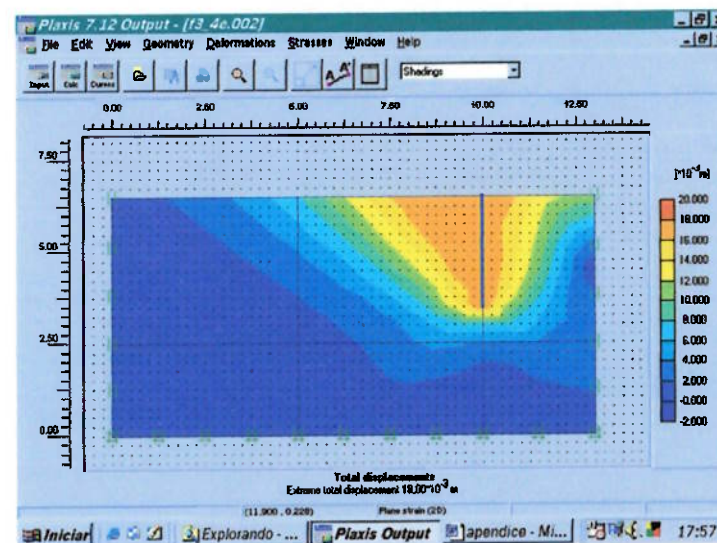


Figura I.9 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=15^\circ$ e $c=0$.

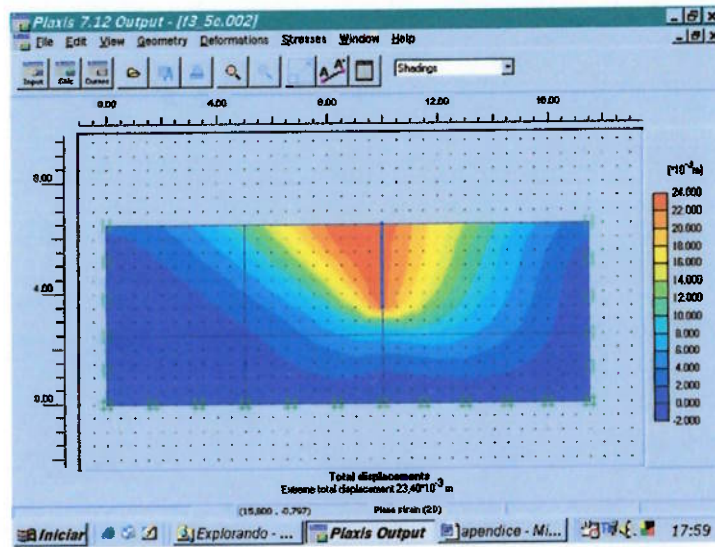


Figura I.10 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=0$.

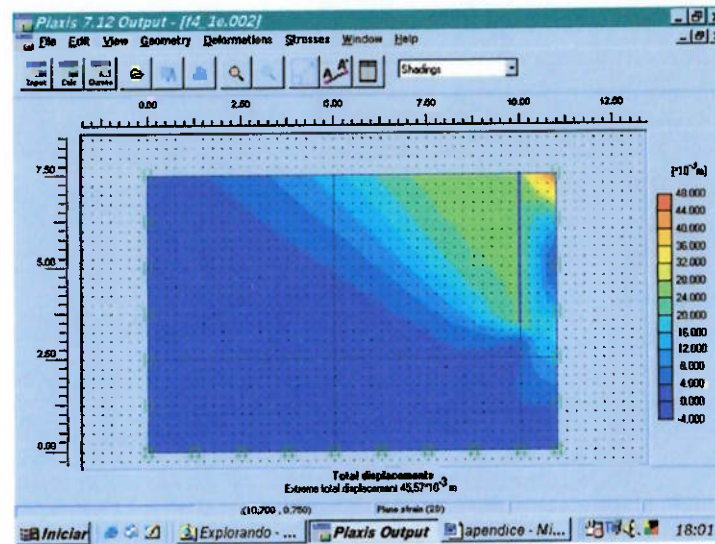


Figura I.11 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=0$.

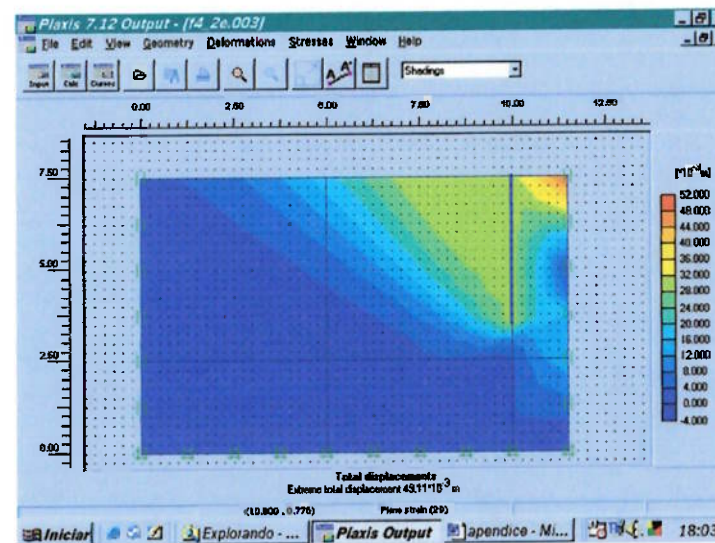


Figura I.12 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=15^\circ$ e $c=0$.

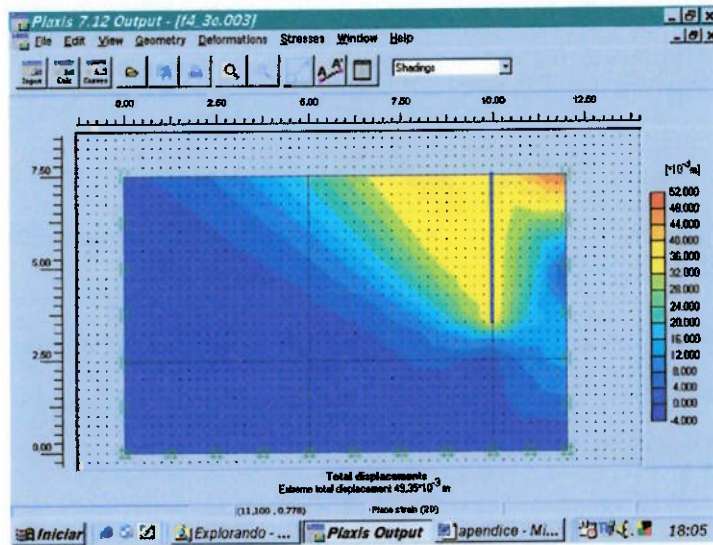


Figura I.13 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=15^\circ$ e $c=0$.

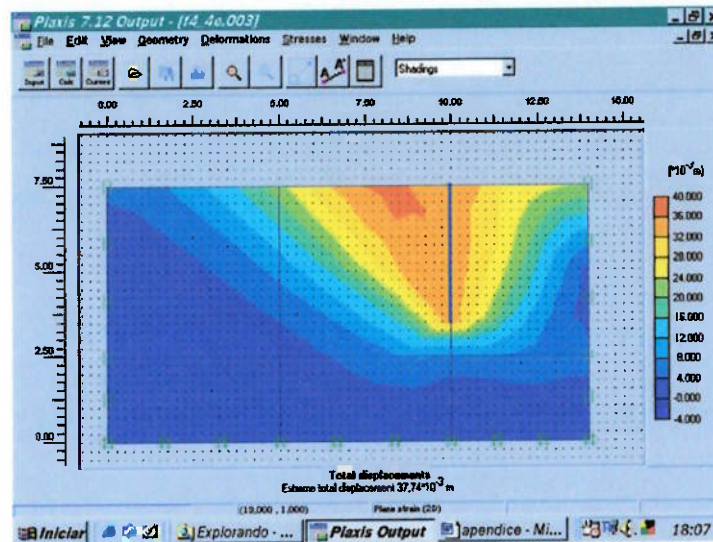


Figura I.14 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=15^\circ$ e $c=0$.

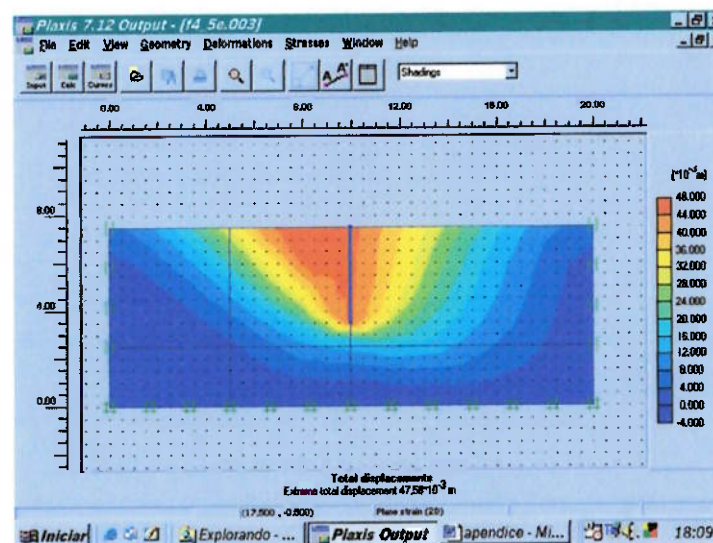


Figura I.15 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=0$.

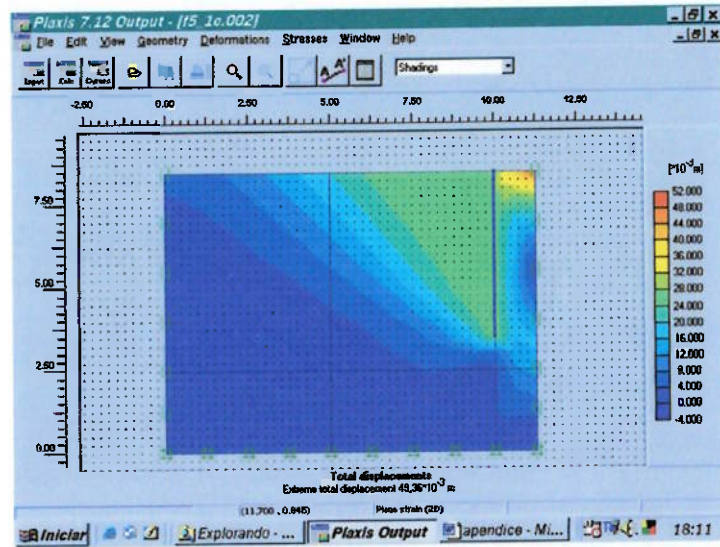


Figura I.16 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=0$.

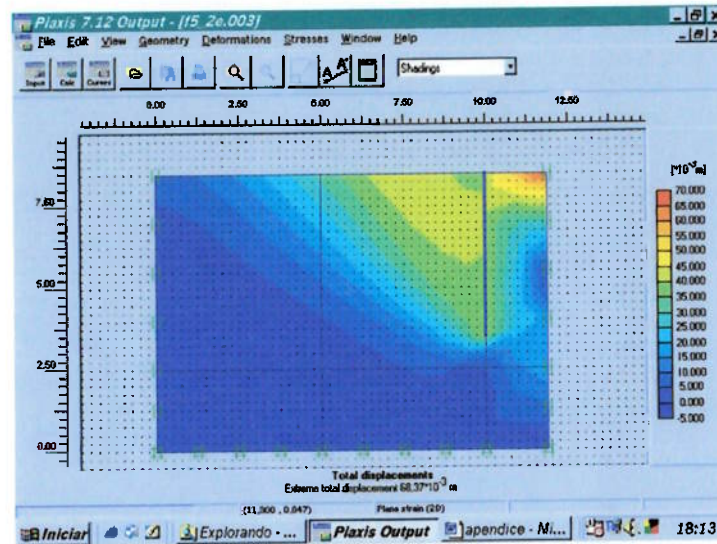


Figura I.17 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=15^\circ$ e $c=0$.

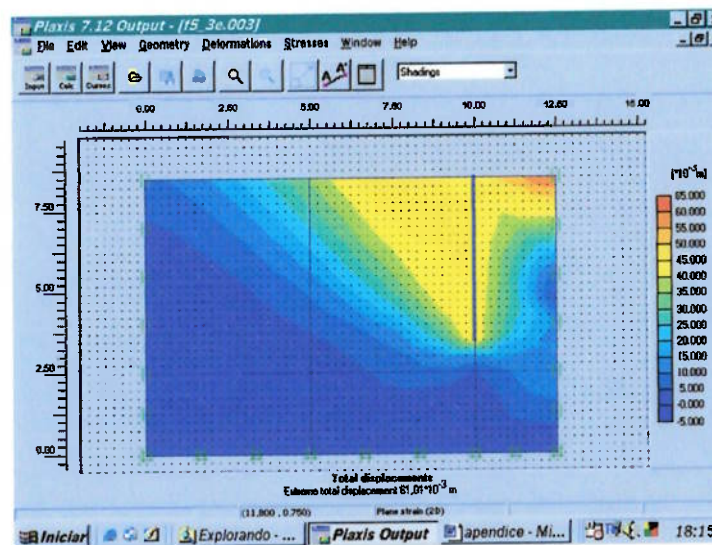


Figura I.18 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=15^\circ$ e $c=0$.

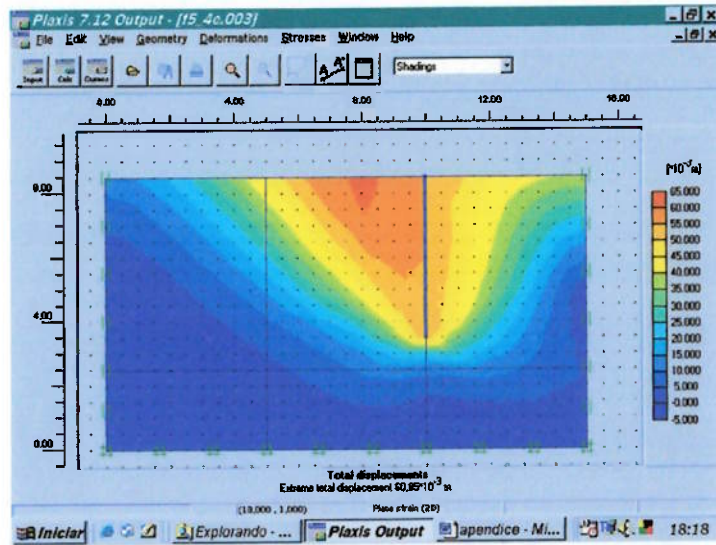


Figura I.19 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=15^\circ$ e $c=0$.

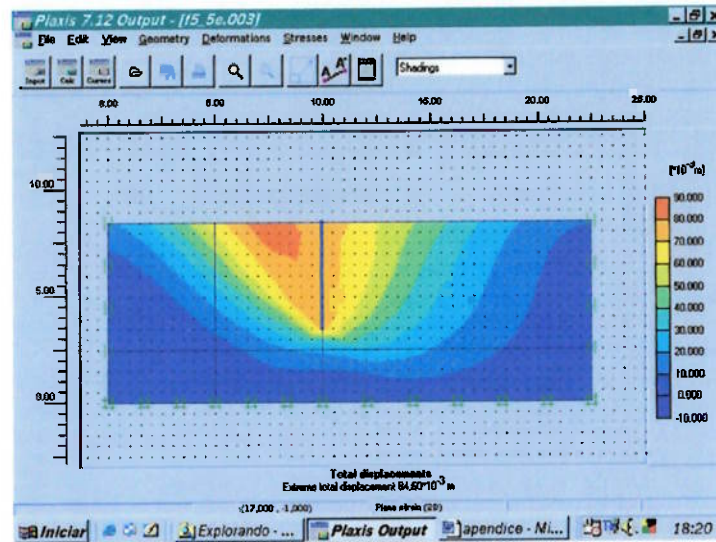


Figura I.20 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=0$.

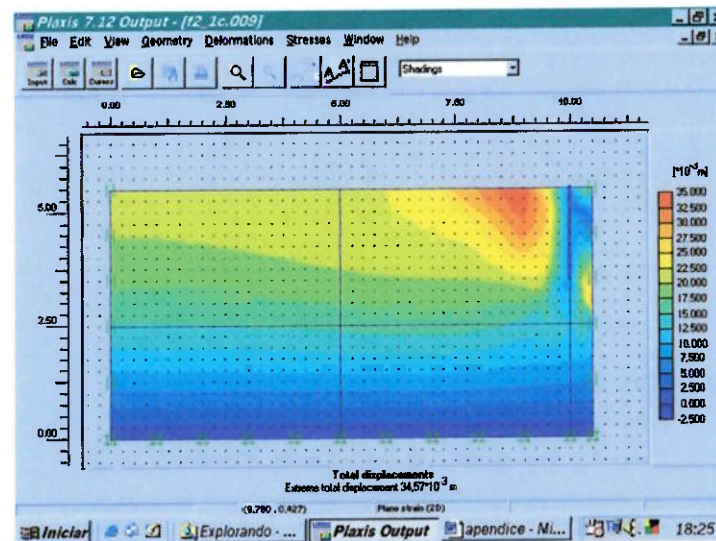


Figura I.21 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=0$.

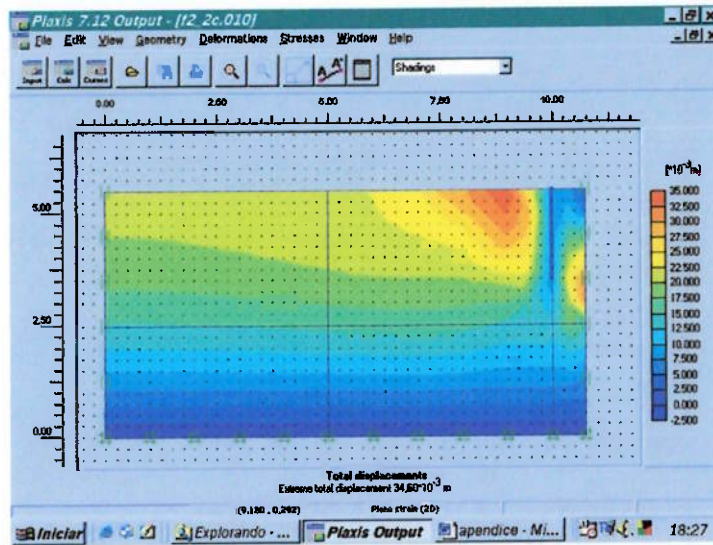


Figura I.22 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=20^\circ$ e $c=0$.

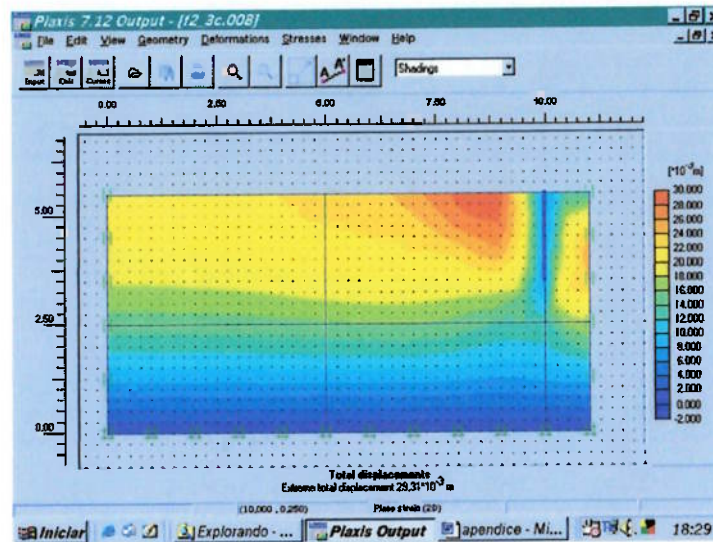


Figura I.23 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=20^\circ$ e $c=0$.

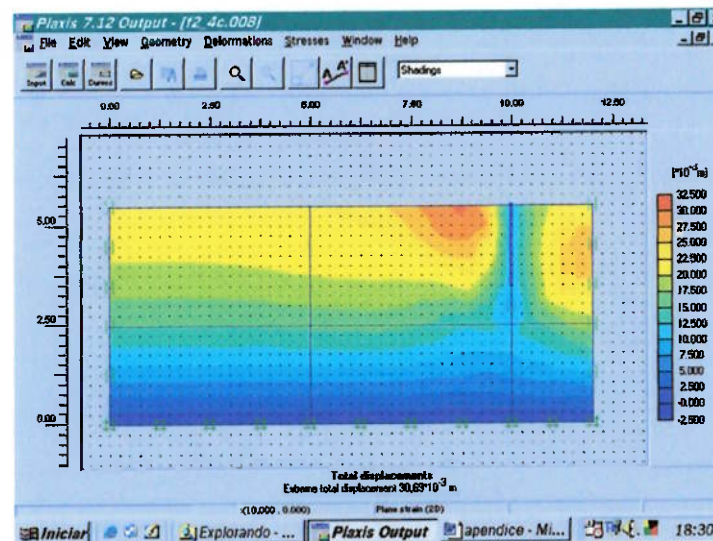


Figura I.24 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=20^\circ$ e $c=0$.

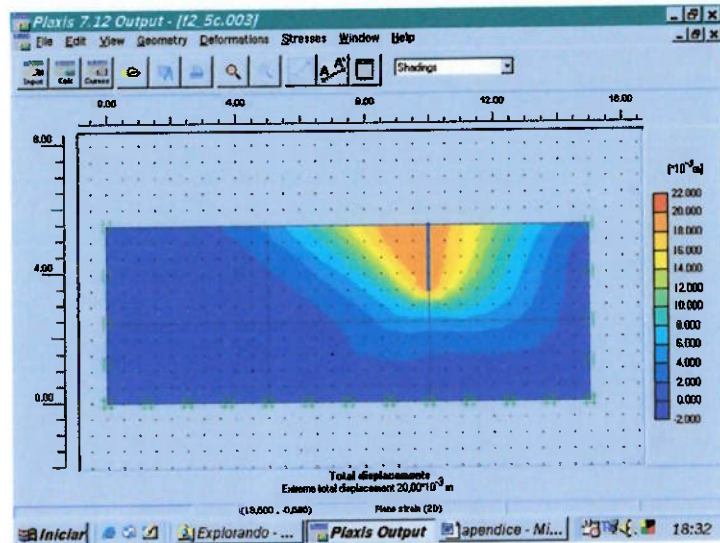


Figura I.25 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=0$.

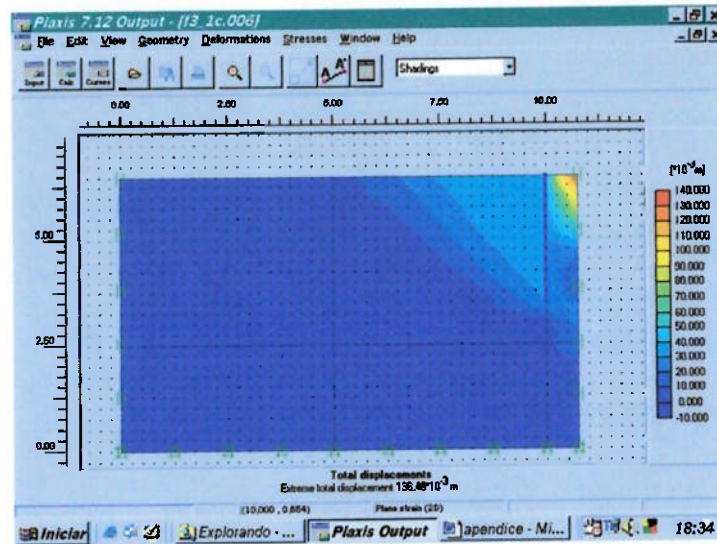


Figura I.26 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=0$.

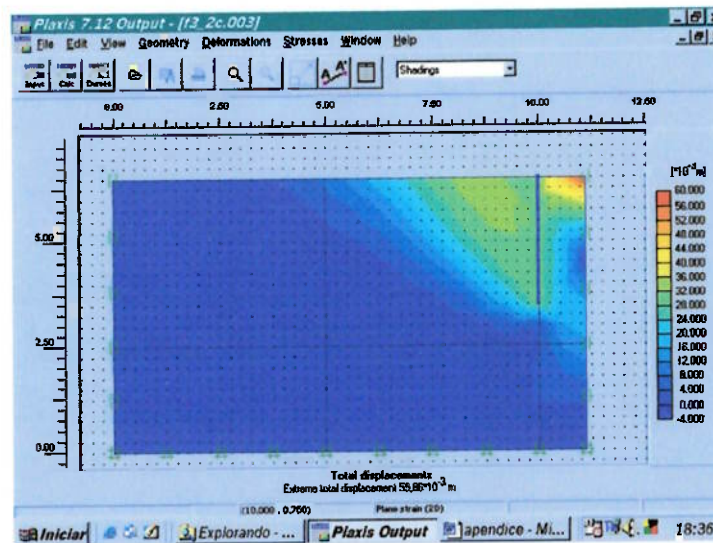


Figura I.27 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=20^\circ$ e $c=0$.

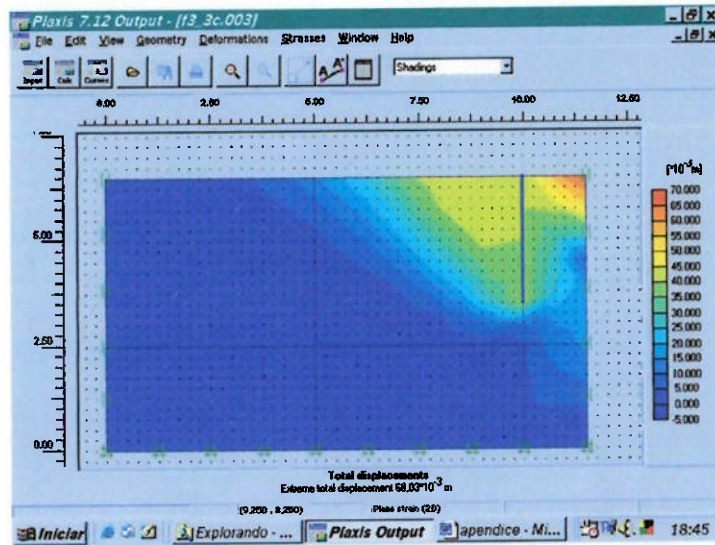


Figura I.28 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=20^\circ$ e $c=0$.

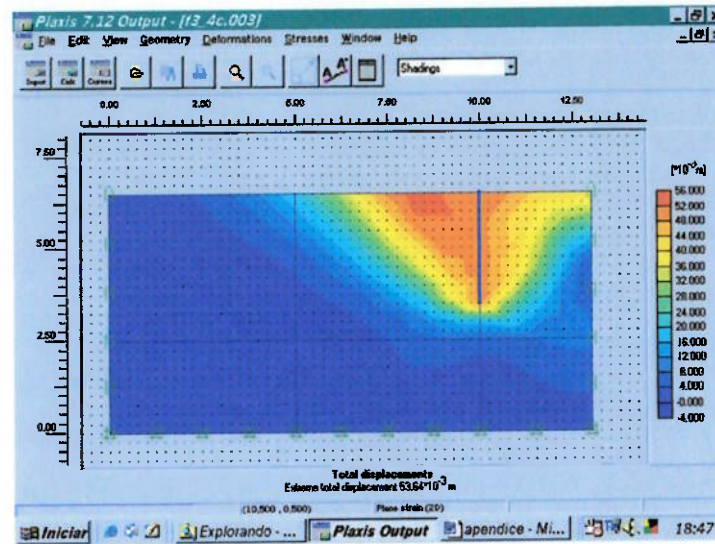


Figura I.29 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=20^\circ$ e $c=0$.

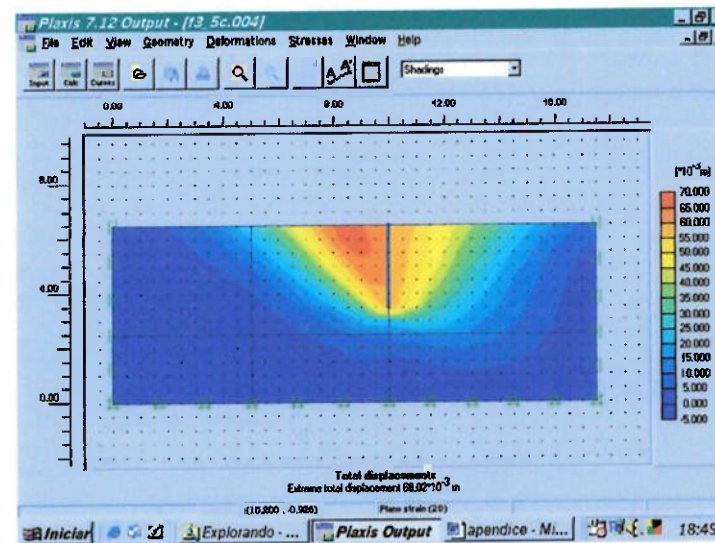


Figura I.30 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=0$.

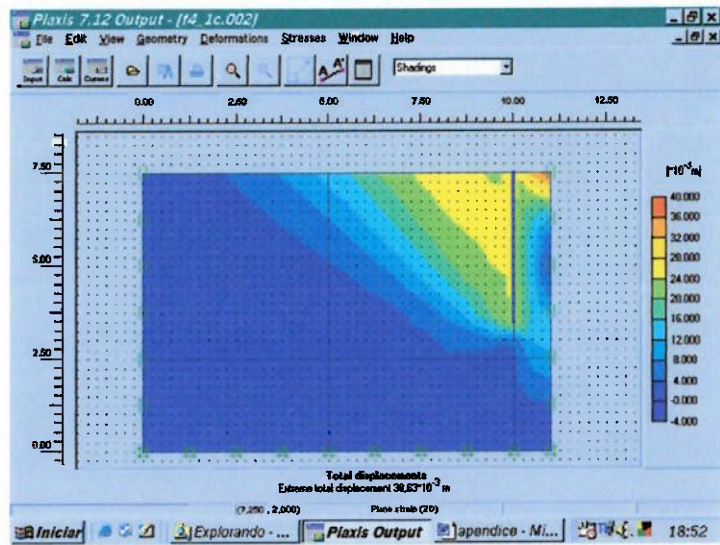


Figura I.31 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=0$.

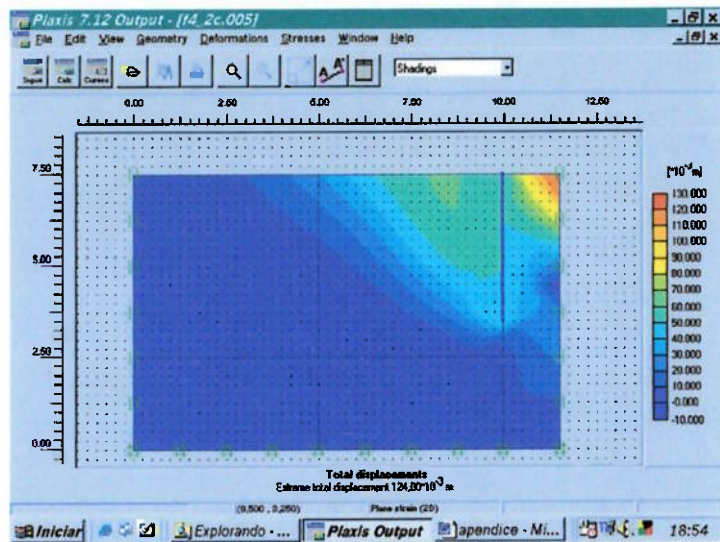


Figura I.32 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=20^\circ$ e $c=0$.

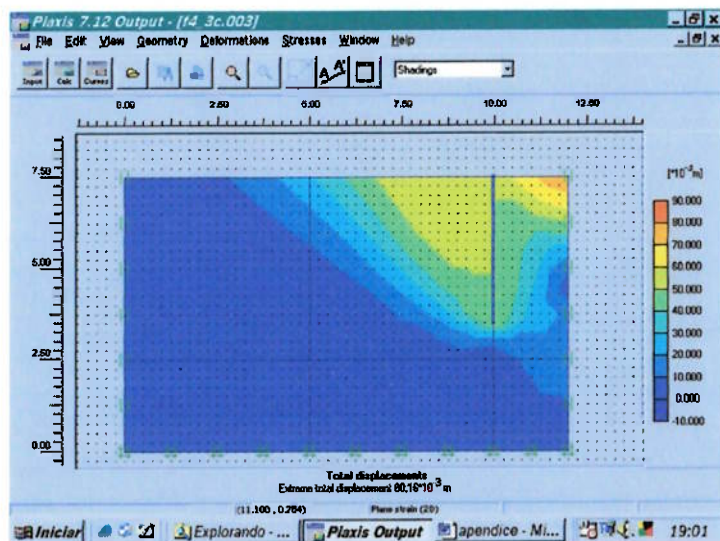


Figura I.33 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=20^\circ$ e $c=0$.

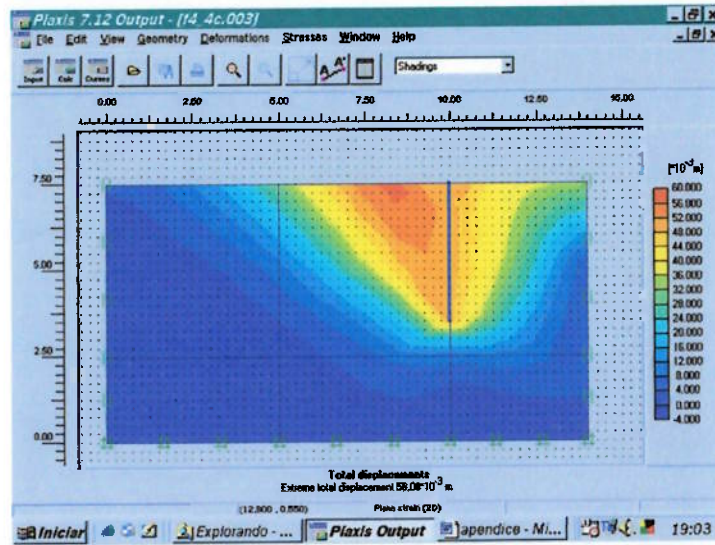


Figura I.34 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=20^\circ$ e $c=0$.

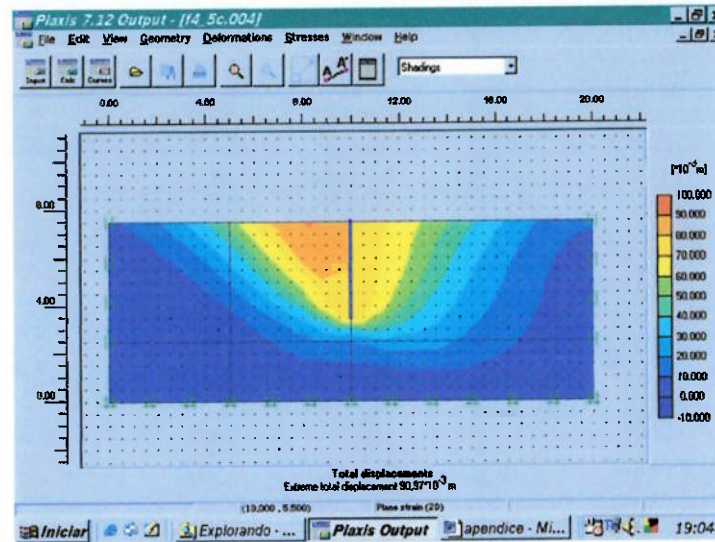


Figura I.35 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=0$.

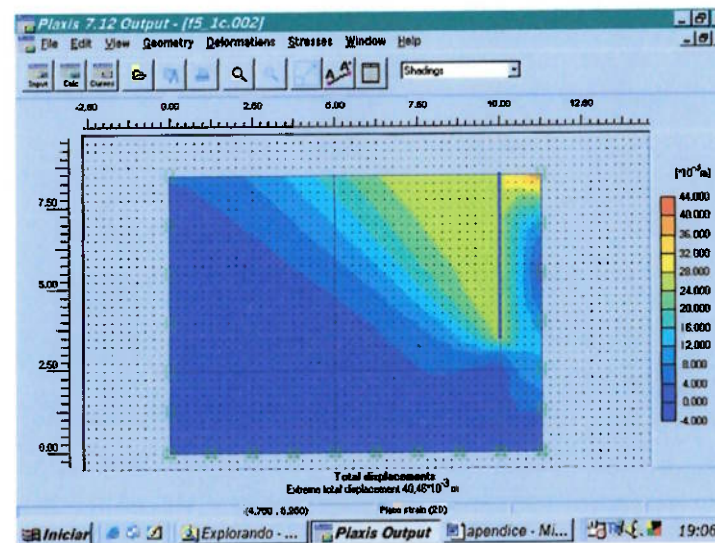


Figura I.36 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=0$.

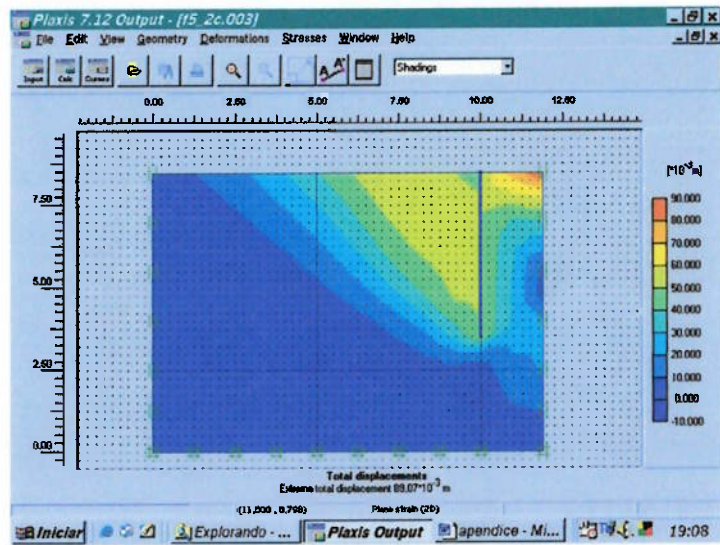


Figura I.37 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=20^\circ$ e $c=0$.

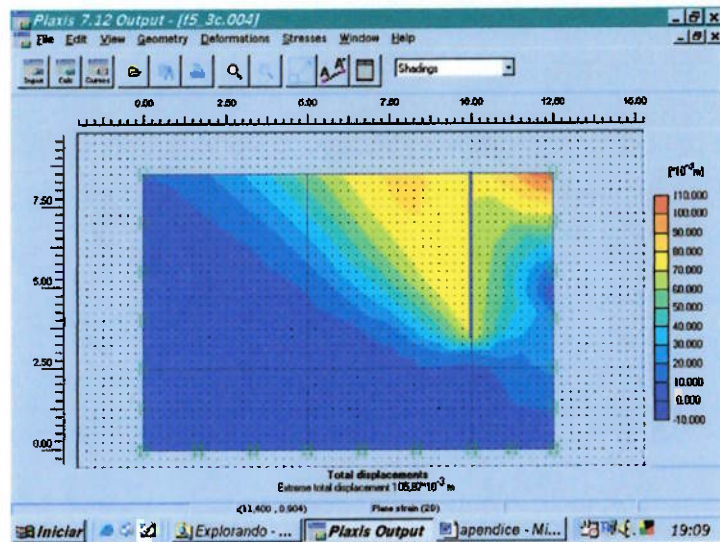


Figura I.38 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=20^\circ$ e $c=0$.

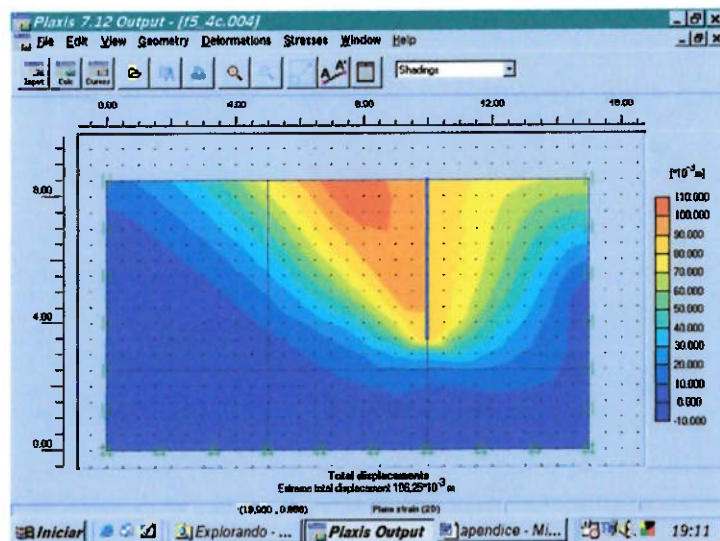


Figura I.39 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=20^\circ$ e $c=0$.

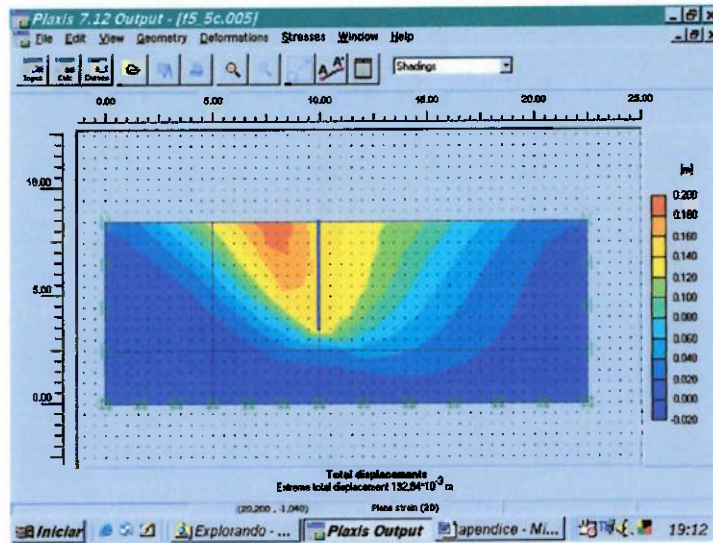


Figura I.40 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=0$.

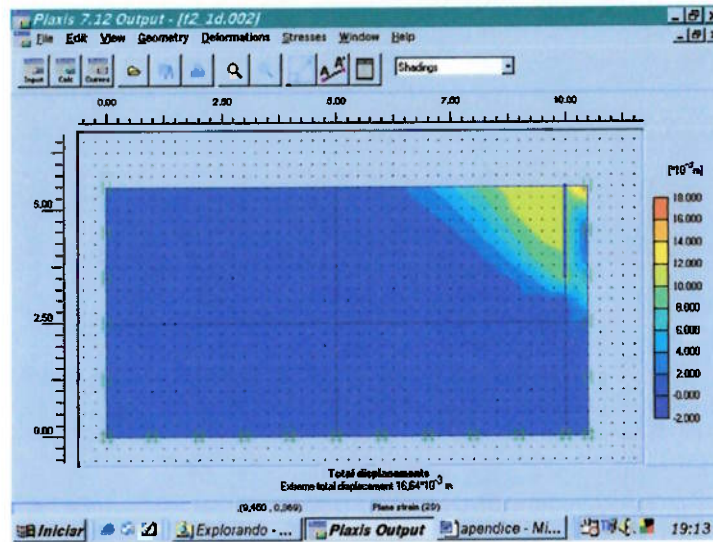


Figura I.41 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=0$.

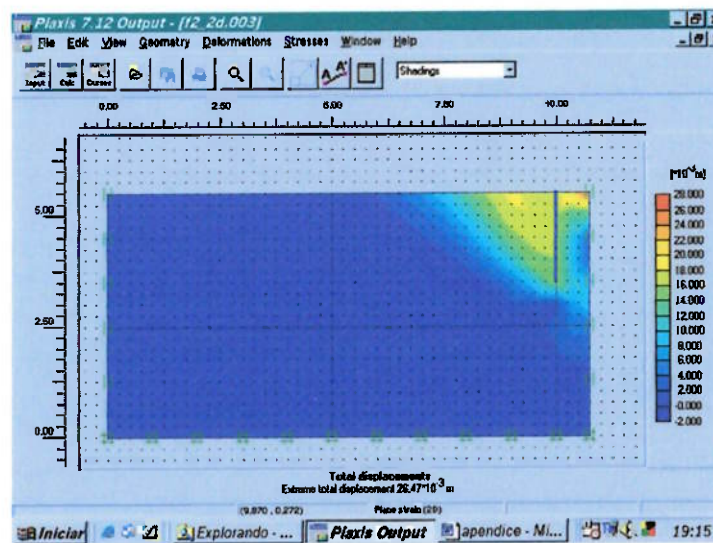


Figura I.42 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=25^\circ$ e $c=0$.

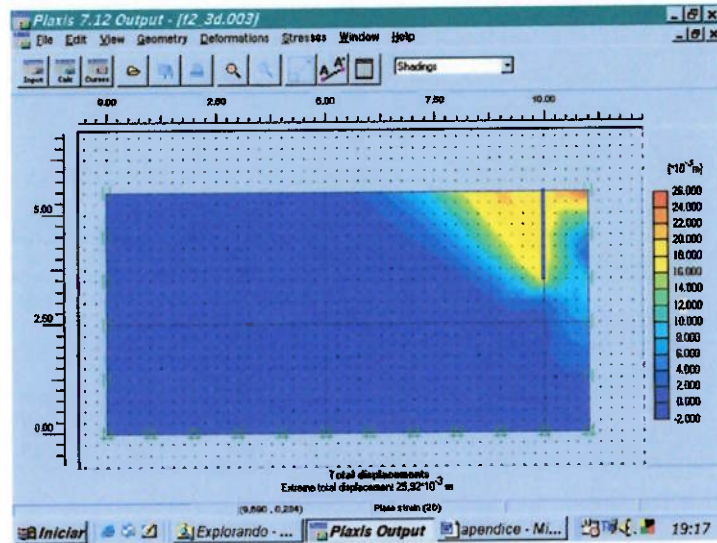


Figura I.43 Processamento para $f=2m$, $L/f=1$, $\phi'=25^\circ$ e $c=0$.

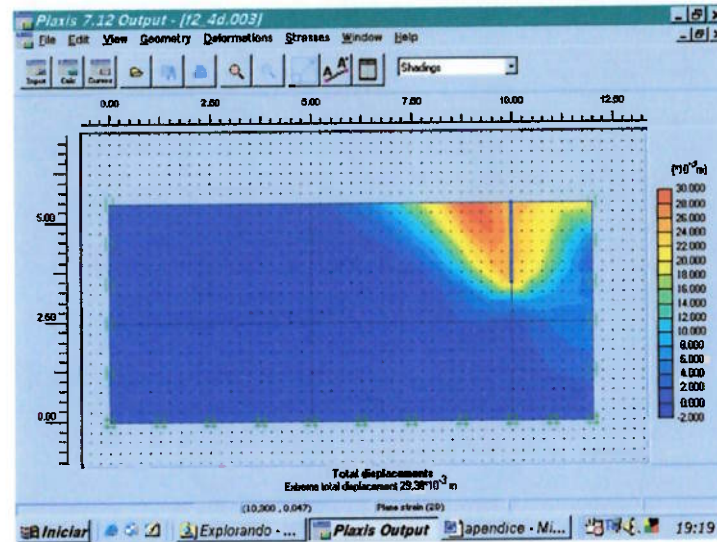


Figura I.44 Processamento para $f=2m$, $L/f=2$, $\phi'=25^\circ$ e $c=0$.

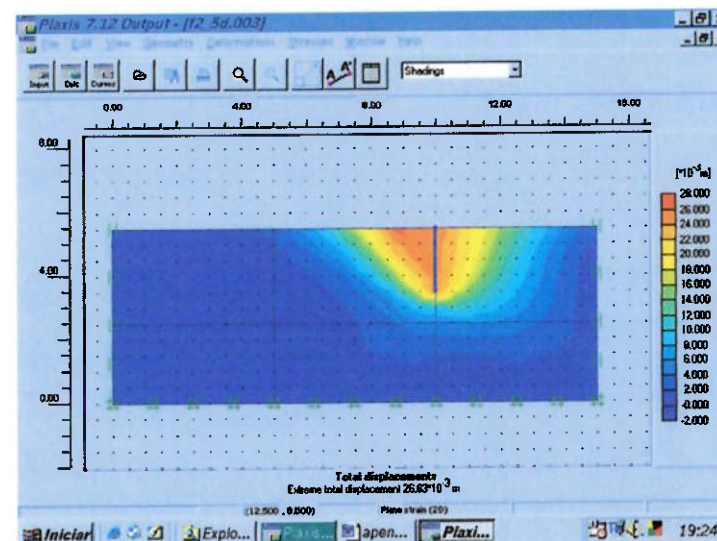


Figura I.45 Processamento para $f=2m$, $L/f=5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=0$.

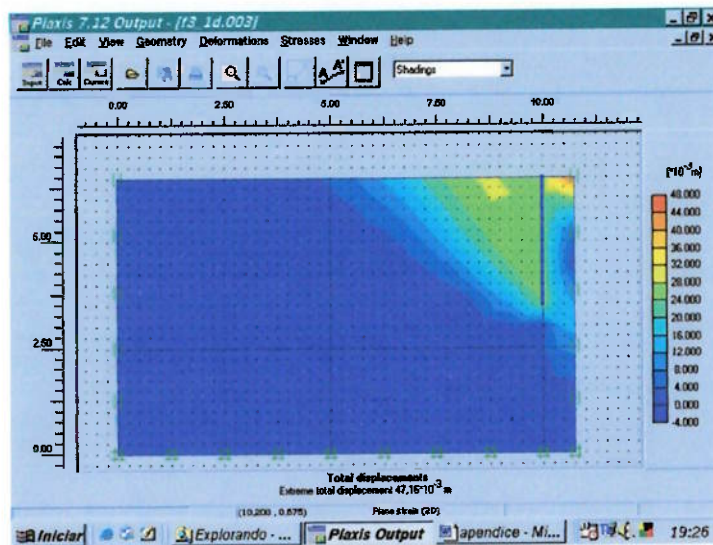


Figura I.46 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=0$.

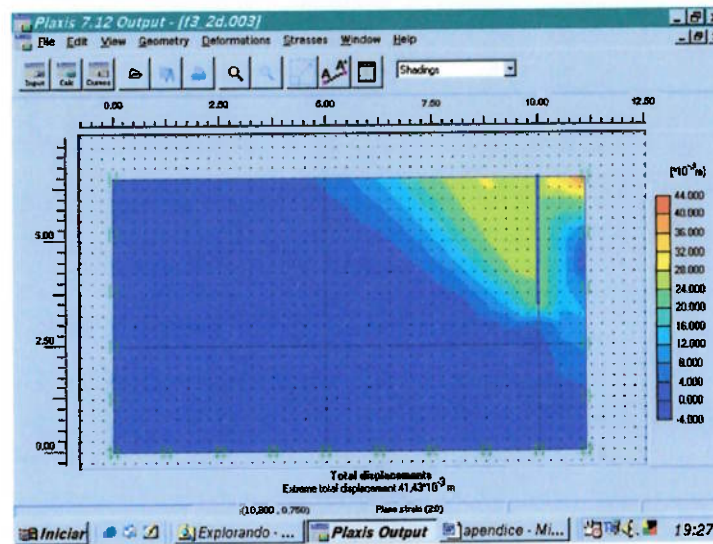


Figura I.47 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=25^\circ$ e $c=0$.

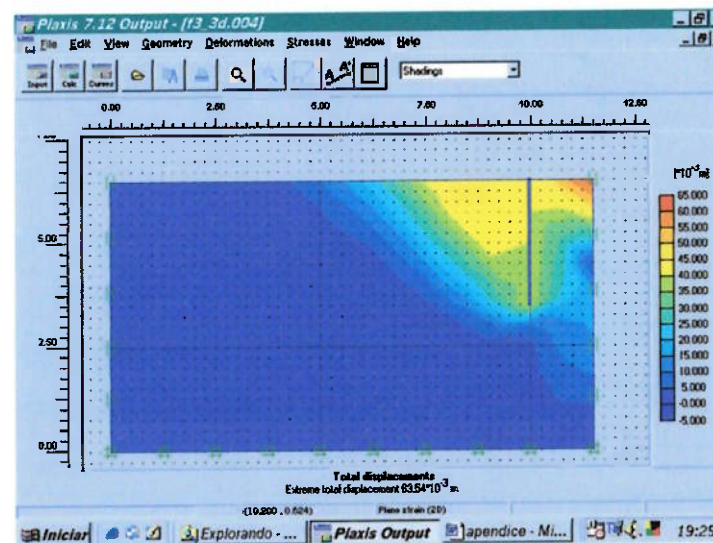


Figura I.48 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=25^\circ$ e $c=0$.

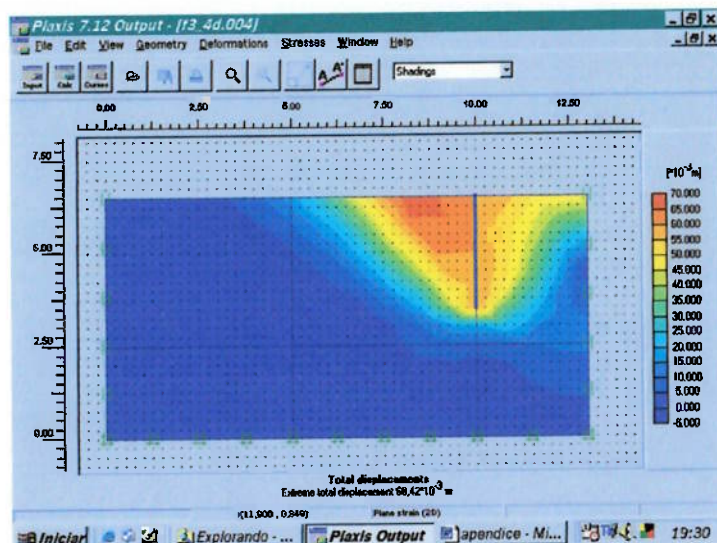


Figura I.49 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=25^\circ$ e $c=0$.

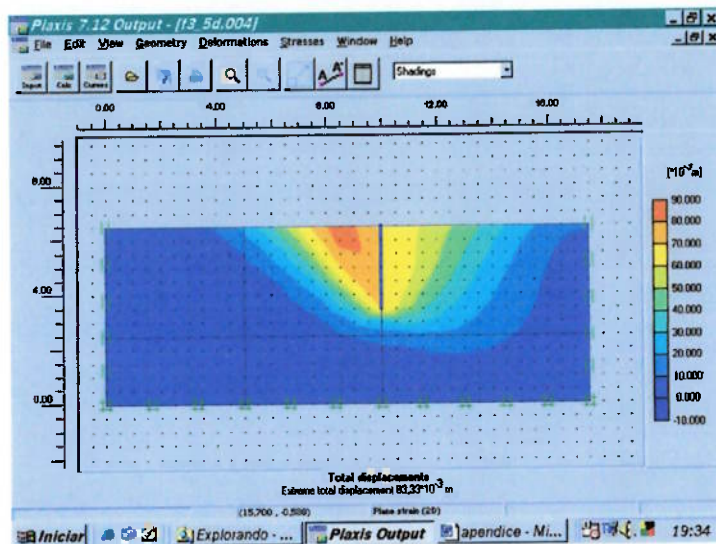


Figura I.50 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=0$.

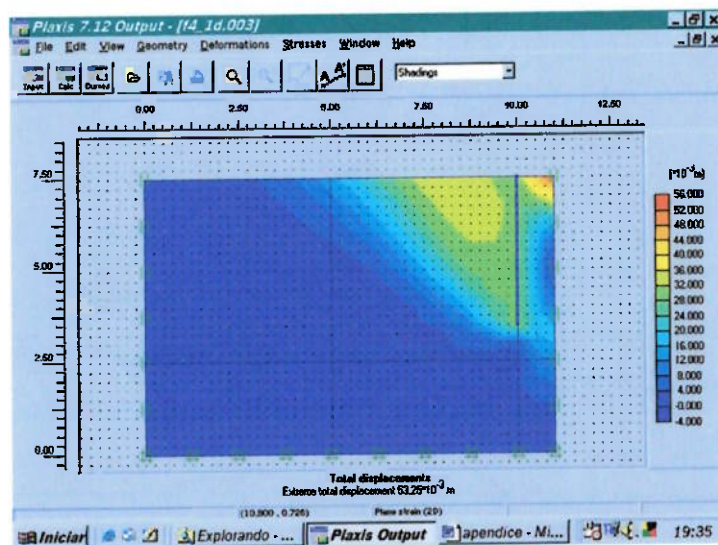


Figura I.51 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=0$.

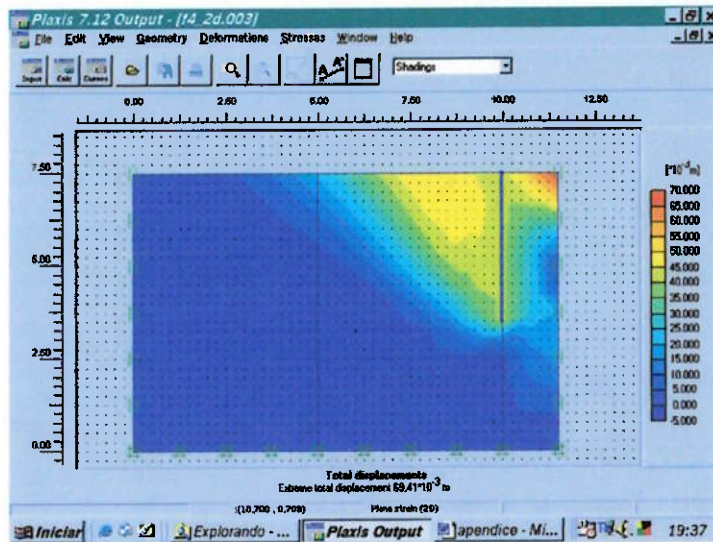


Figura I.52 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=25^\circ$ e $c=0$.

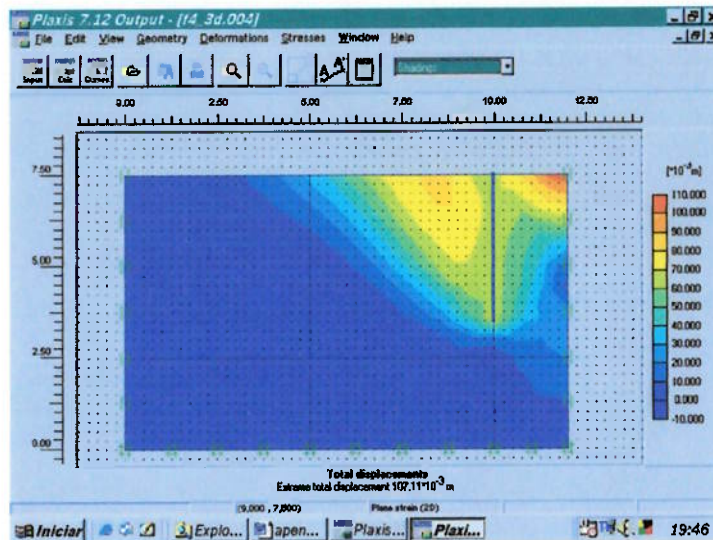


Figura I.53 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=25^\circ$ e $c=0$.

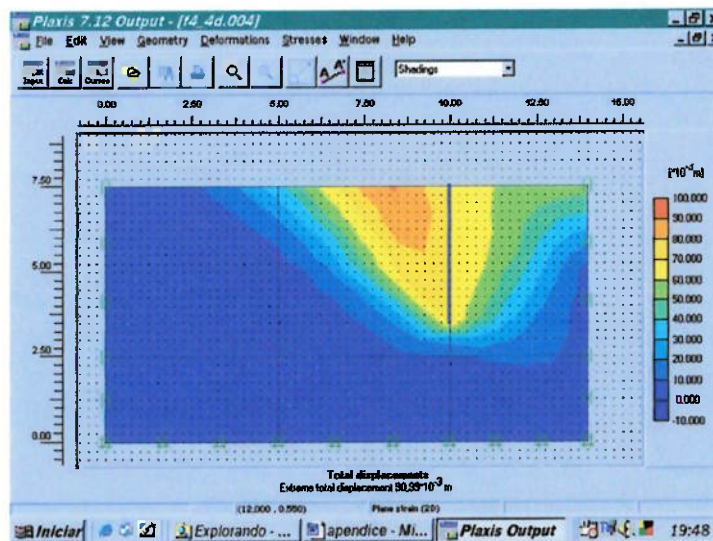


Figura I.54 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=25^\circ$ e $c=0$.

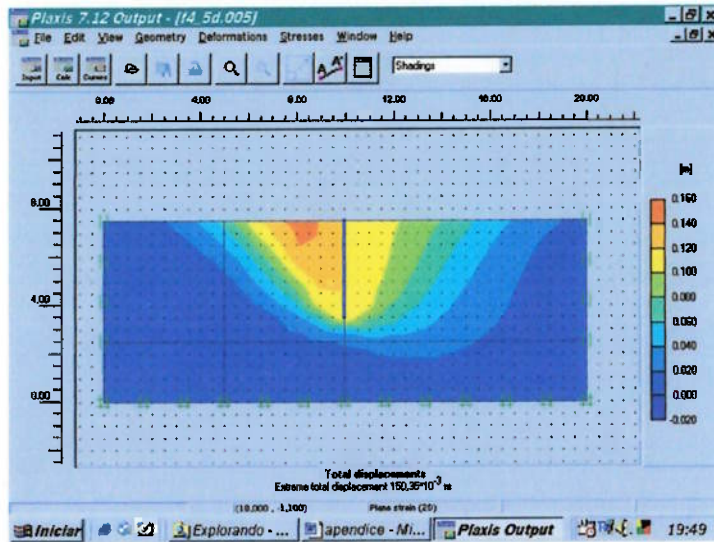


Figura I.55 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=0$.

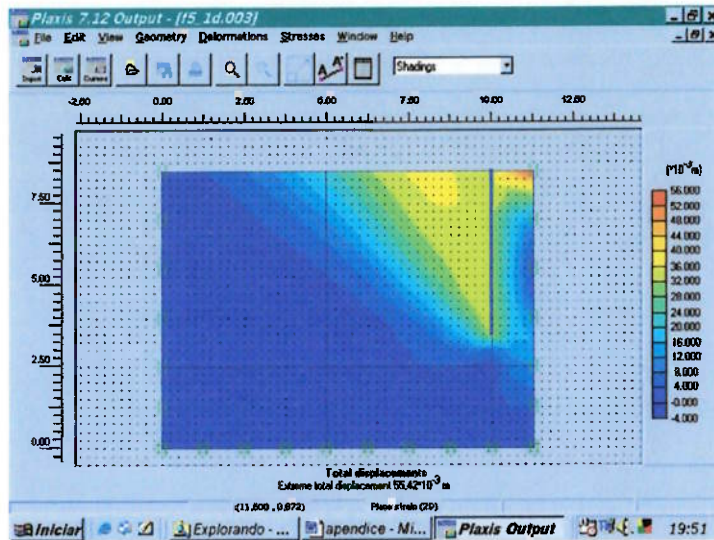


Figura I.56 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=0$.

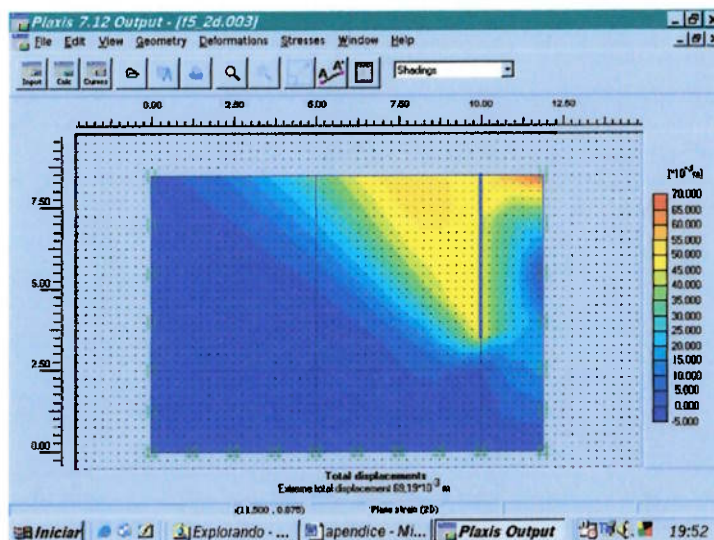


Figura I.57 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=25^\circ$ e $c=0$.

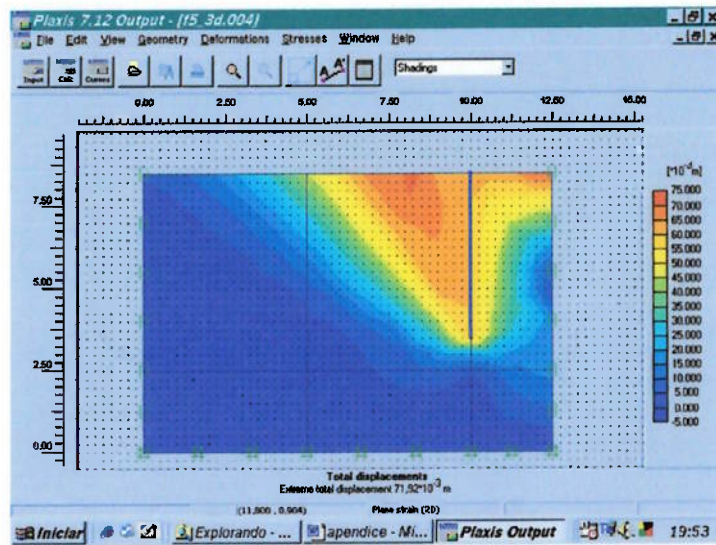


Figura I.58 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=25^\circ$ e $c=0$.

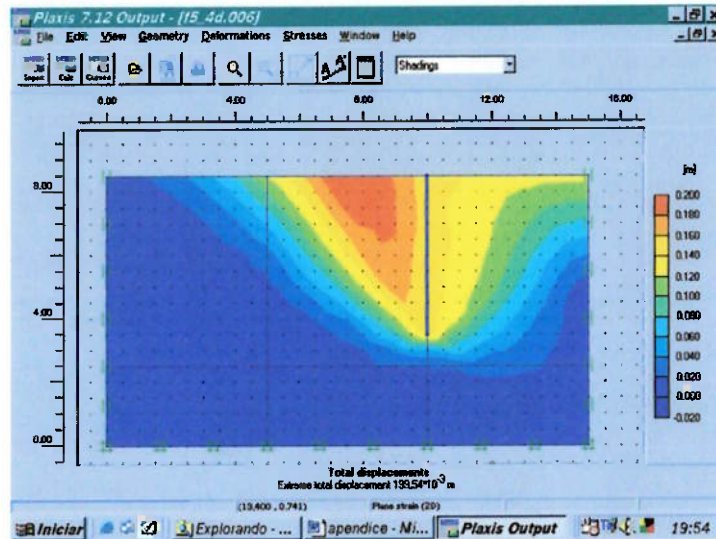


Figura I.59 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=25^\circ$ e $c=0$.

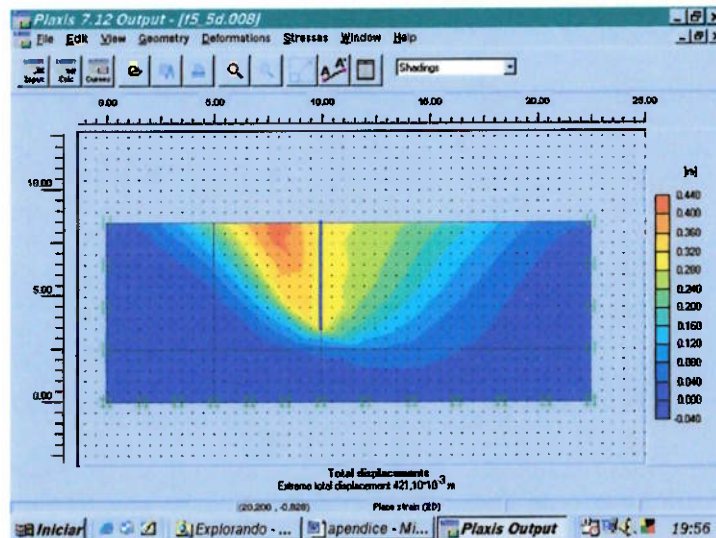


Figura I.60 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=0$.

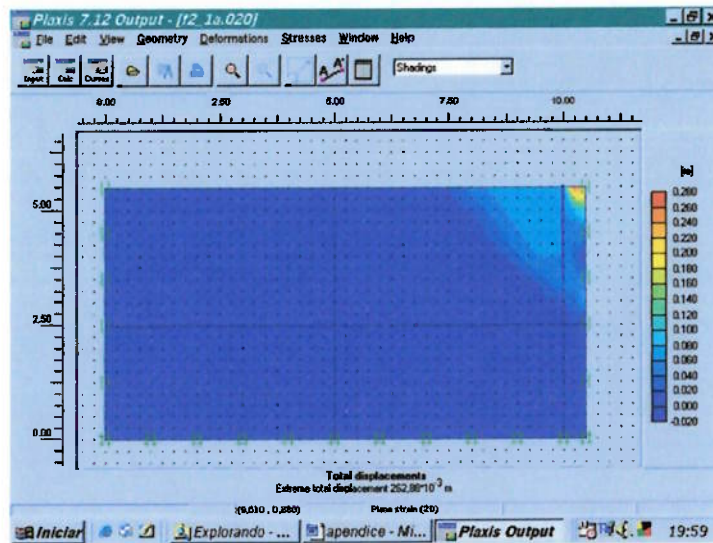


Figura I.61 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=35^\circ$ e $c=0$.

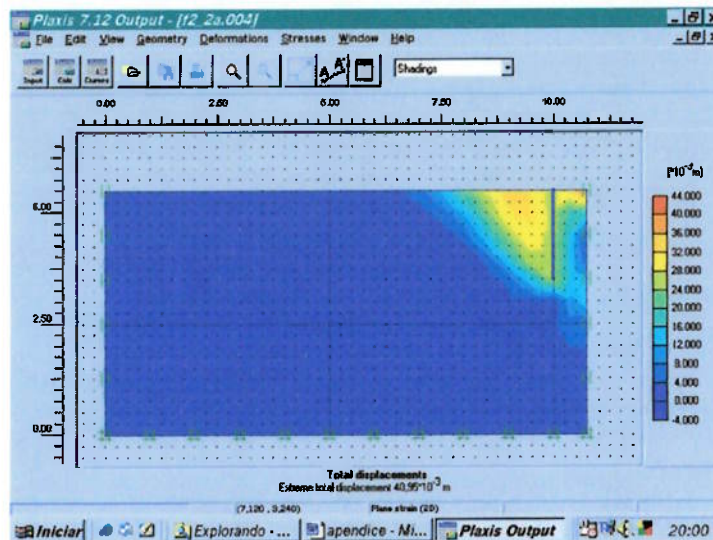


Figura I.62 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=35^\circ$ e $c=0$.

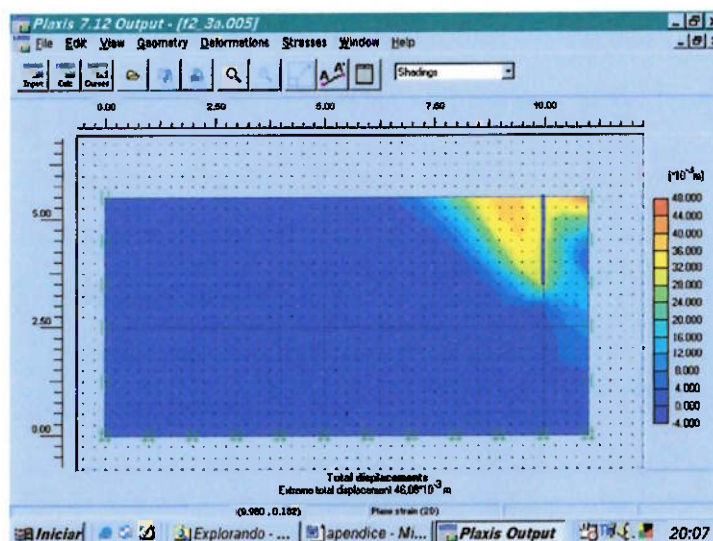


Figura I.63 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=35^\circ$ e $c=0$.

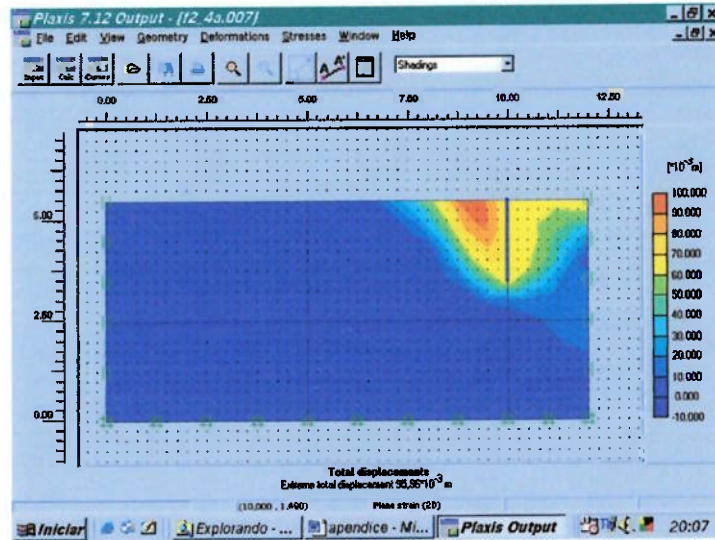


Figura I.64 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=35^\circ$ e $c=0$.

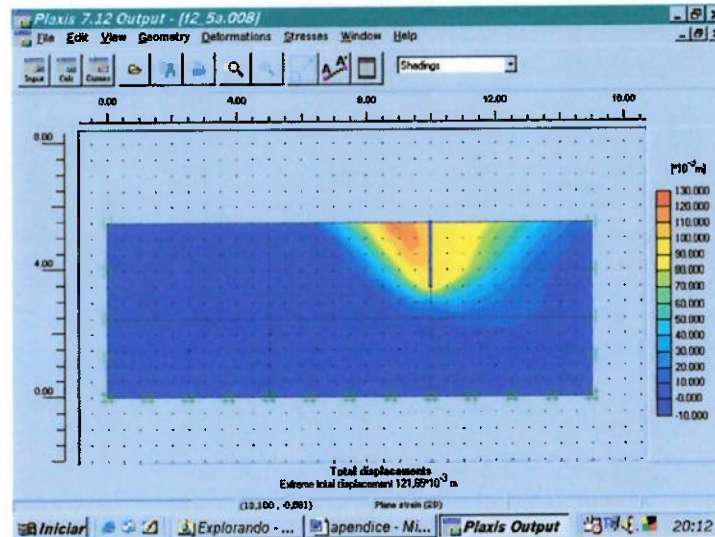


Figura I.65 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=35^\circ$ e $c=0$.

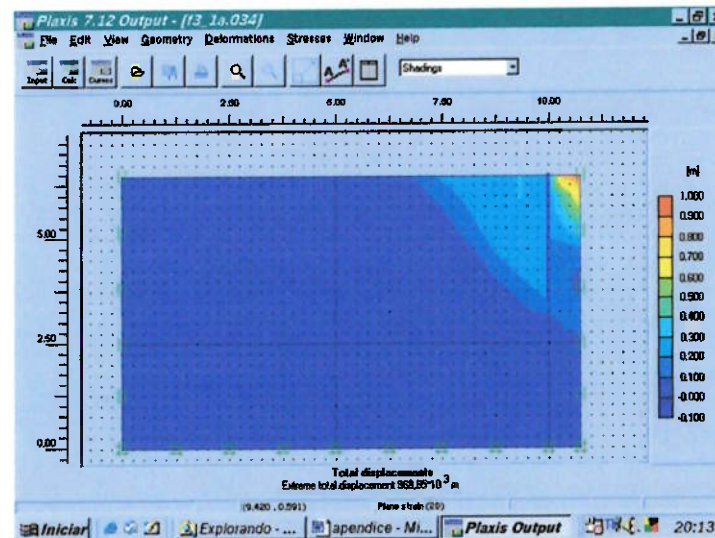


Figura I.66 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=35^\circ$ e $c=0$.

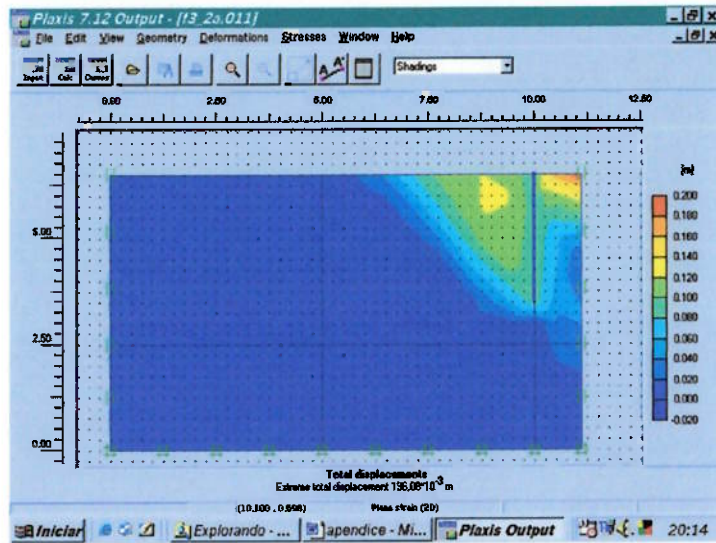


Figura I.67 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=35^\circ$ e $c=0$.

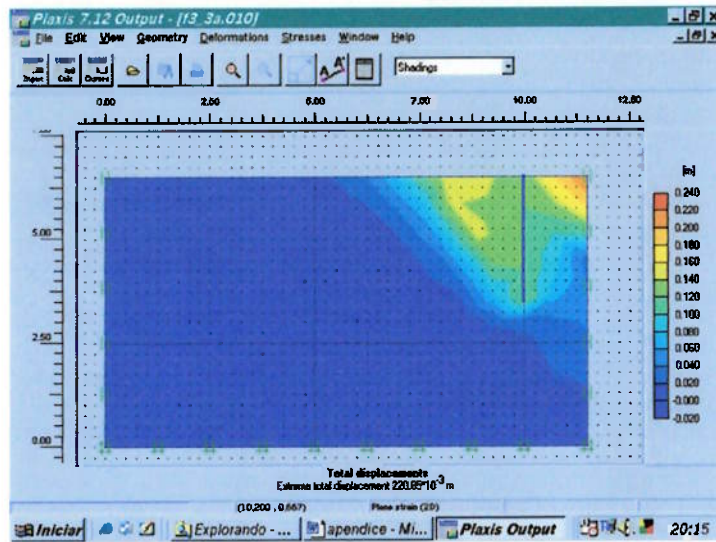


Figura I.68 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=35^\circ$ e $c=0$.

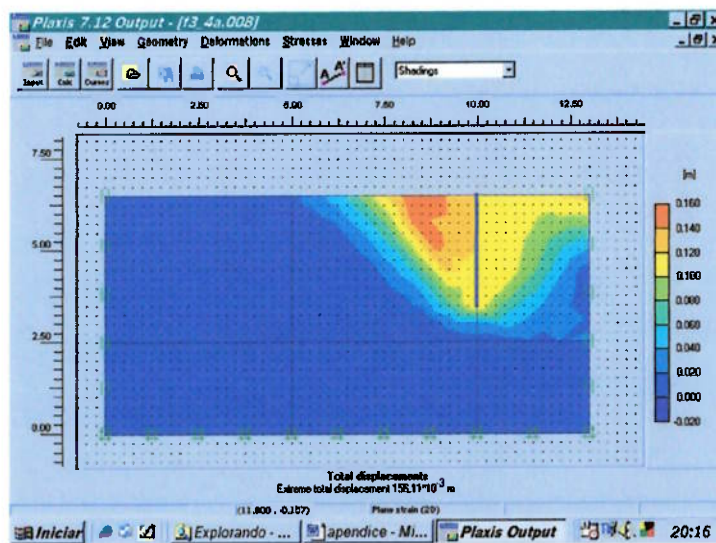


Figura I.69 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=35^\circ$ e $c=0$.

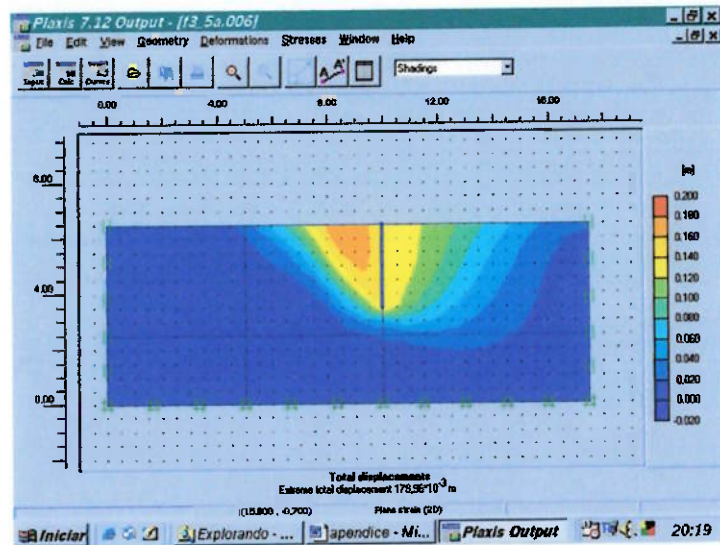


Figura I.70 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=35^\circ$ e $c=0$.

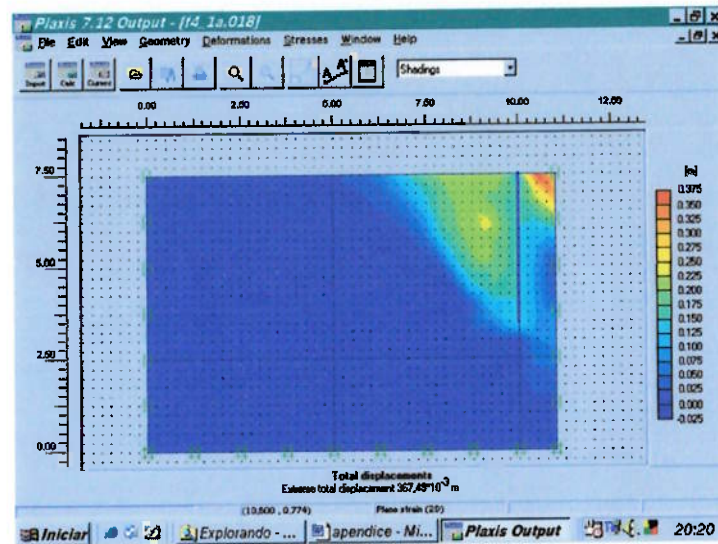


Figura I.71 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=35^\circ$ e $c=0$.

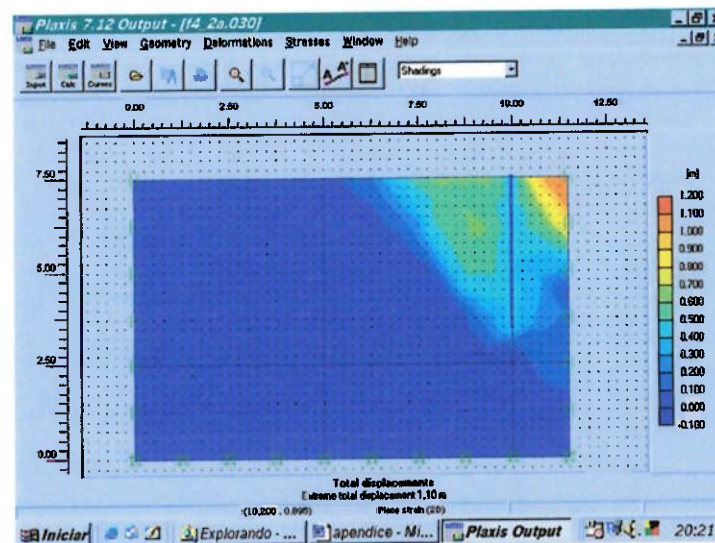


Figura I.72 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=35^\circ$ e $c=0$.

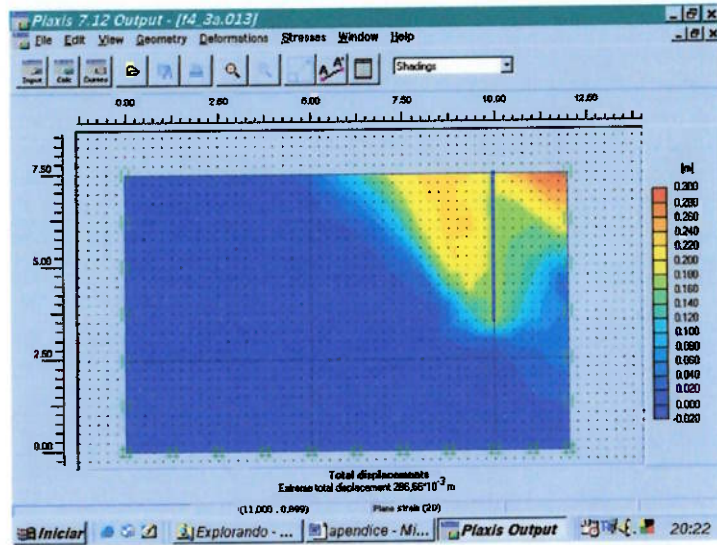


Figura I.73 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=35^\circ$ e $c=0$.

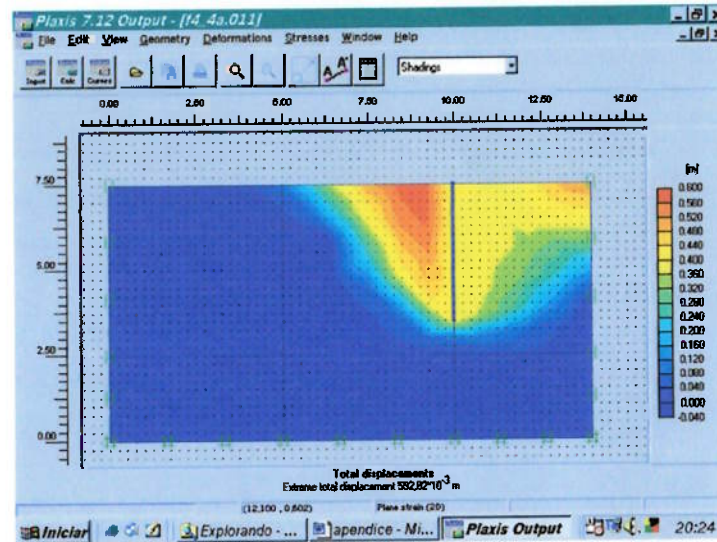


Figura I.74 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=35^\circ$ e $c=0$.

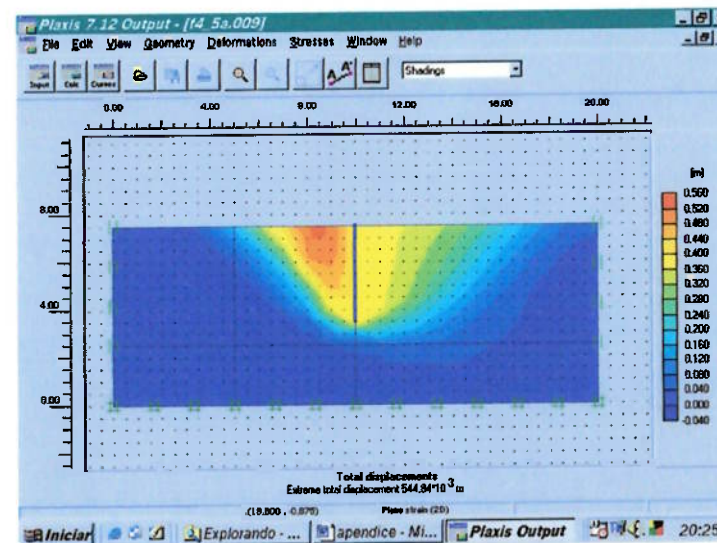


Figura I.75 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=35^\circ$ e $c=0$.

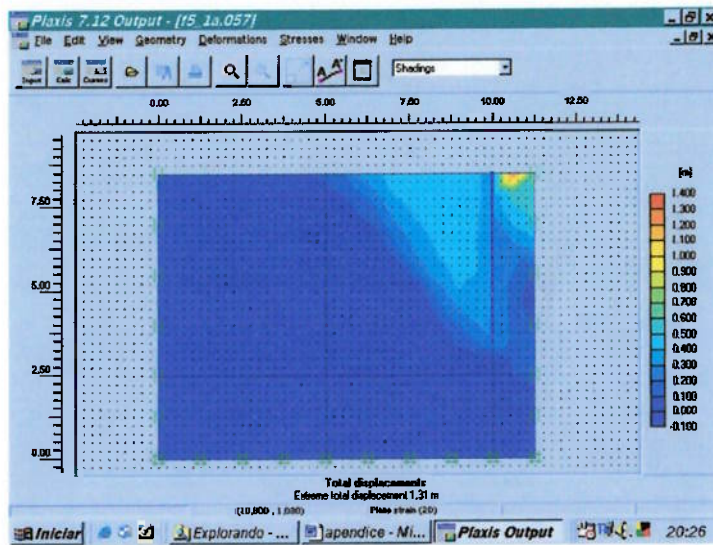


Figura I.76 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=35^\circ$ e $c=0$.

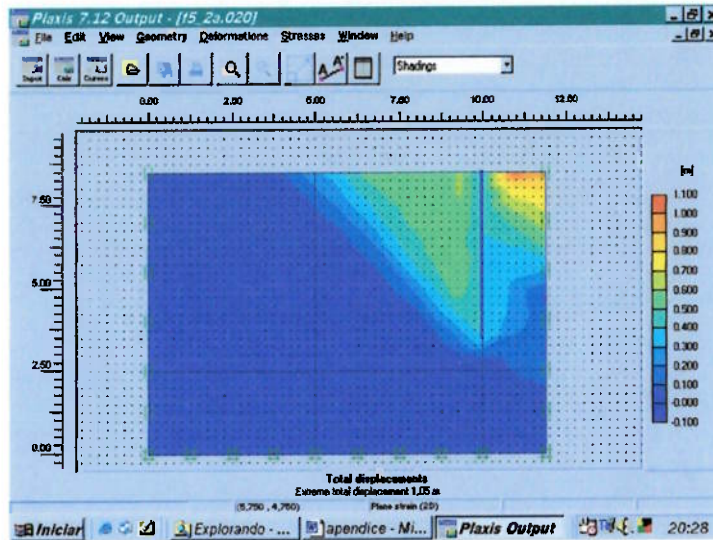


Figura I.77 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=35^\circ$ e $c=0$.

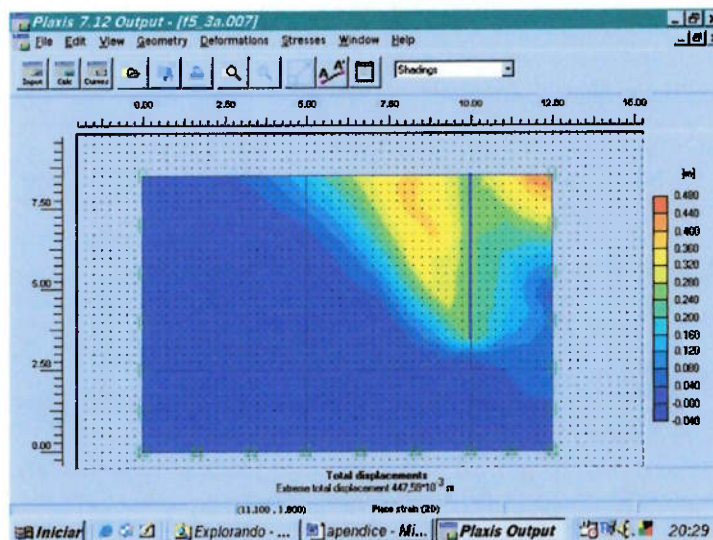


Figura I.78 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=35^\circ$ e $c=0$.

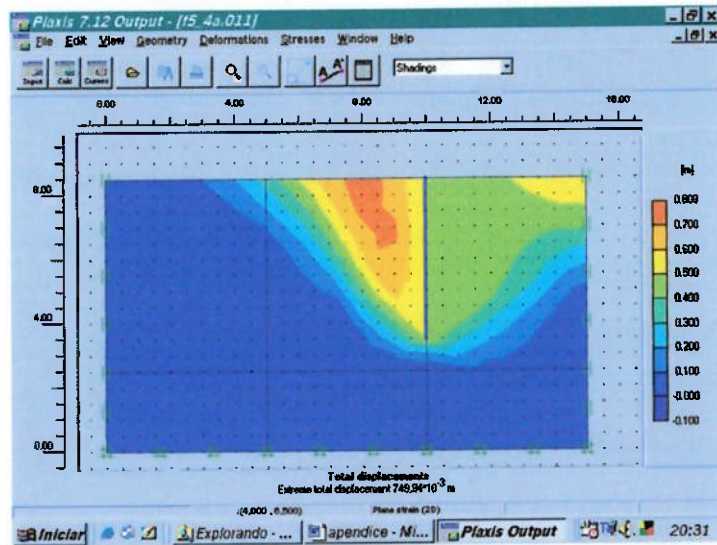


Figura I.79 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=35^\circ$ e $c=0$.

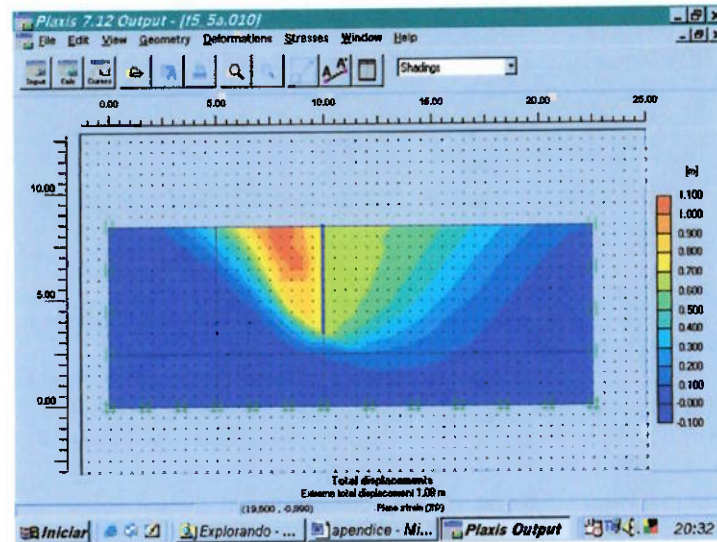


Figura I.80 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=35^\circ$ e $c=0$.

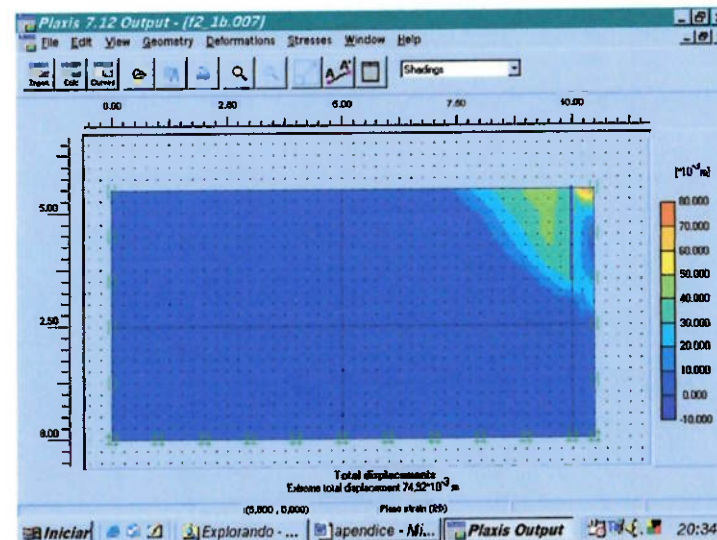


Figura I.81 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=40^\circ$ e $c=0$.

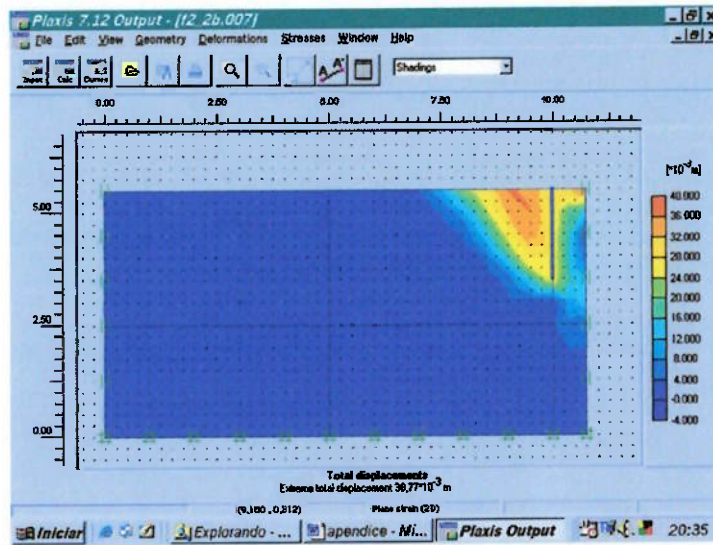


Figura I.82 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=40^\circ$ e $c=0$.

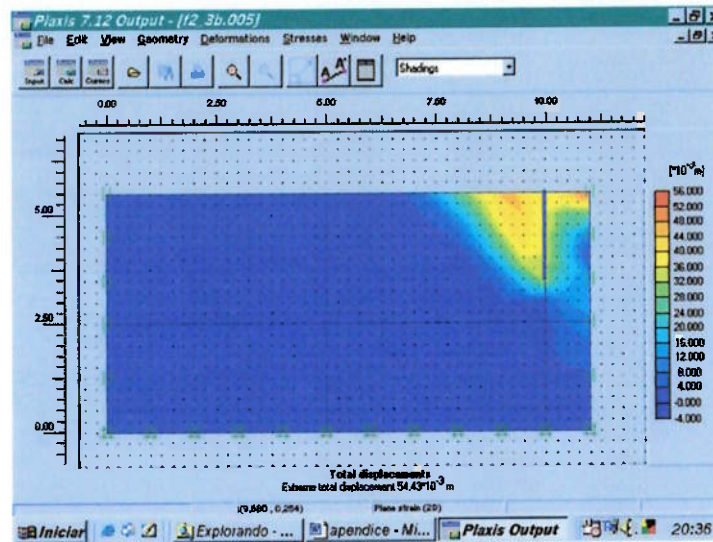


Figura I.83 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=40^\circ$ e $c=0$.

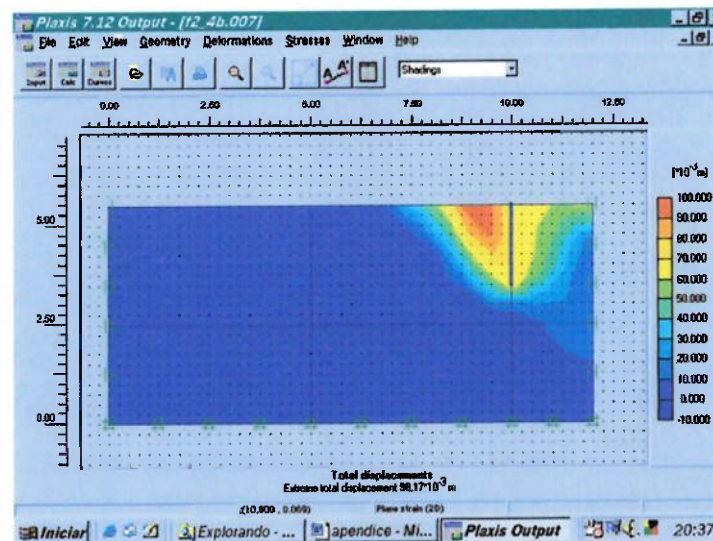


Figura I.84 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=40^\circ$ e $c=0$.

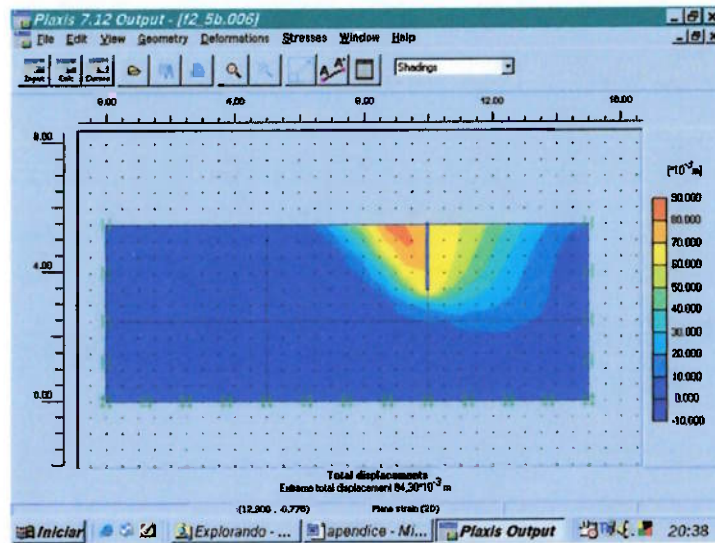


Figura I.85 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=40^\circ$ e $c=0$.

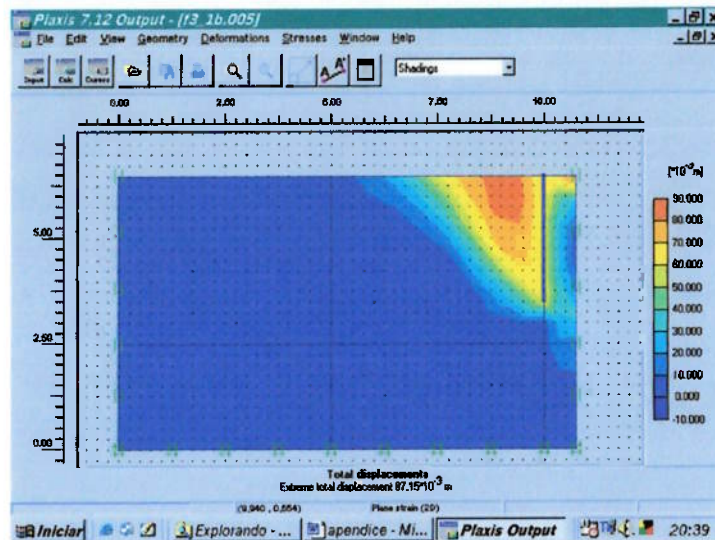


Figura I.86 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=40^\circ$ e $c=0$.

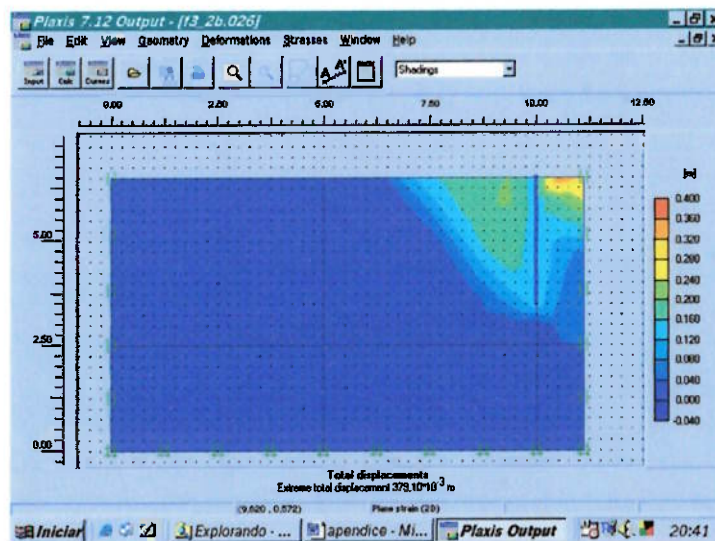


Figura I.87 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=40^\circ$ e $c=0$.

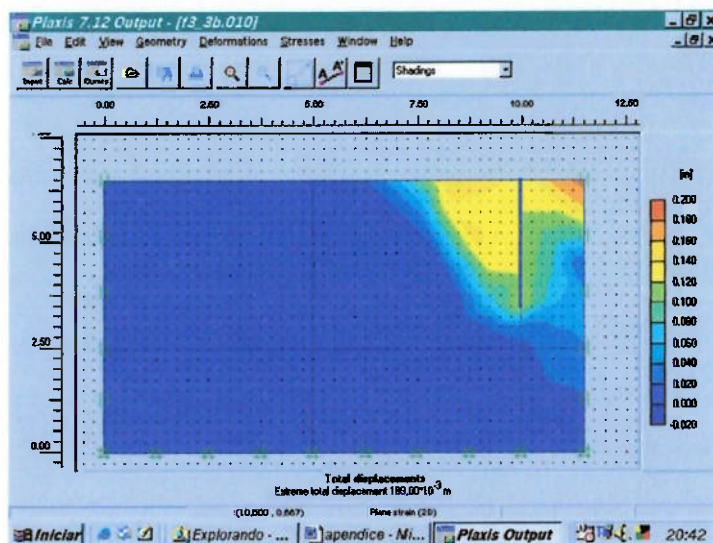


Figura I.88 Processamento para $f=3m$, $L/f=1$, $\phi^s=40^\circ$ e $c=0$.

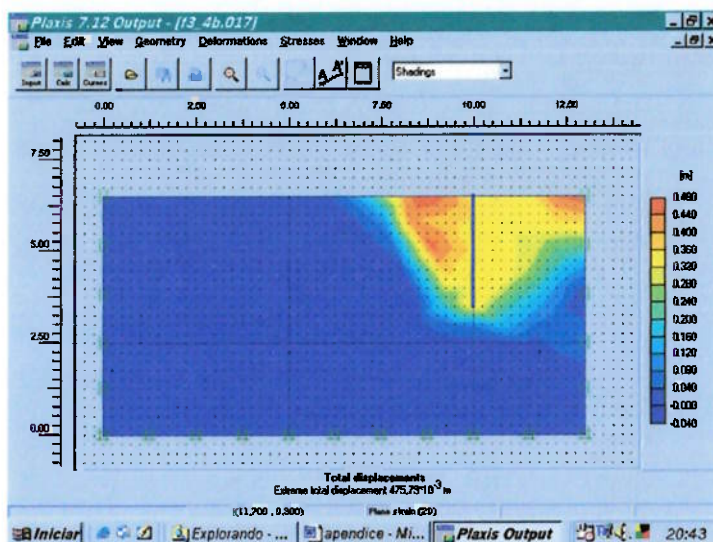


Figura I.89 Processamento para $f=3m$, $L/f=2$, $\phi^s=40^\circ$ e $c=0$.

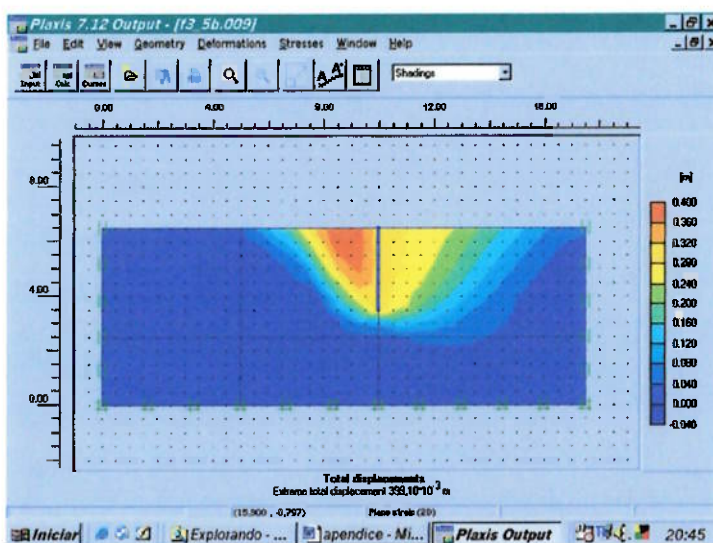


Figura I.90 Processamento para $f=3m$, $L/f=5$, $\phi^s=40^\circ$ e $c=0$.

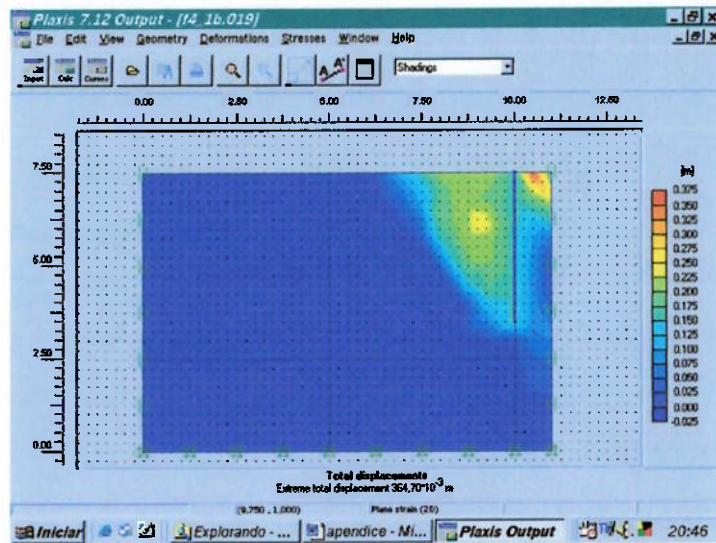


Figura I.91 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=40^\circ$ e $c=0$.

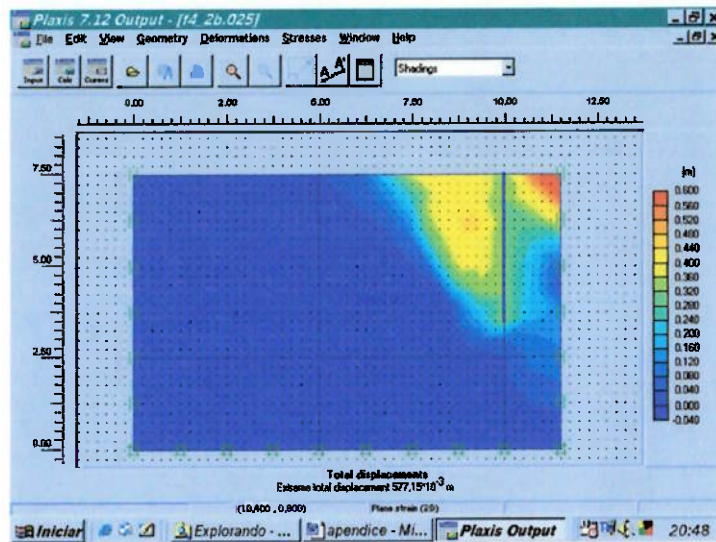


Figura I.92 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=40^\circ$ e $c=0$.

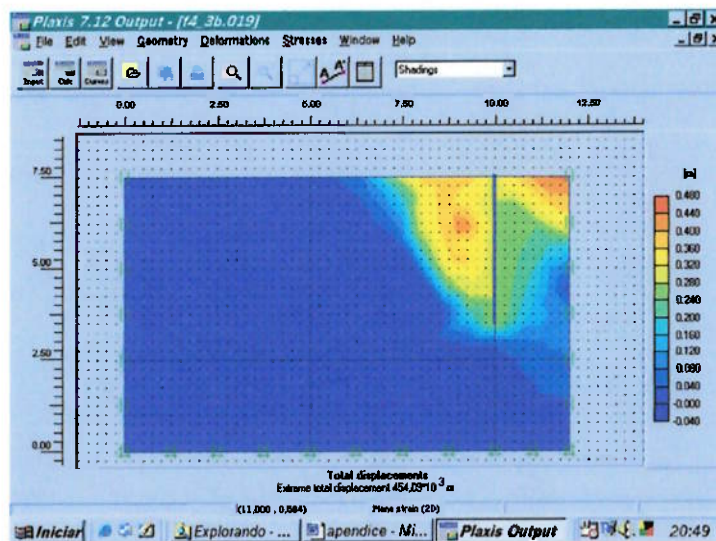


Figura I.93 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=40^\circ$ e $c=0$.

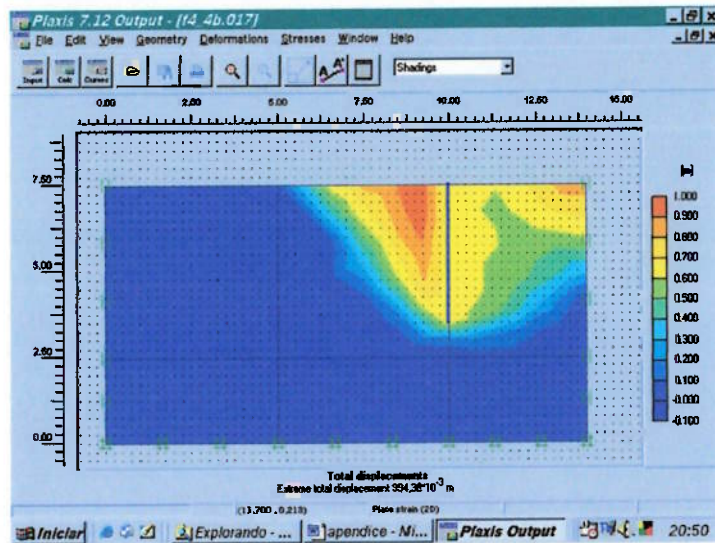


Figura I.94 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=40^\circ$ e $c=0$.

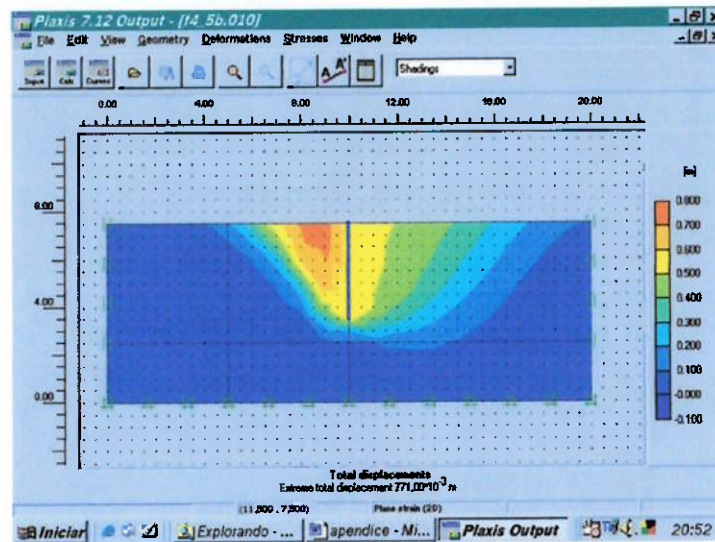


Figura I.95 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=40^\circ$ e $c=0$.

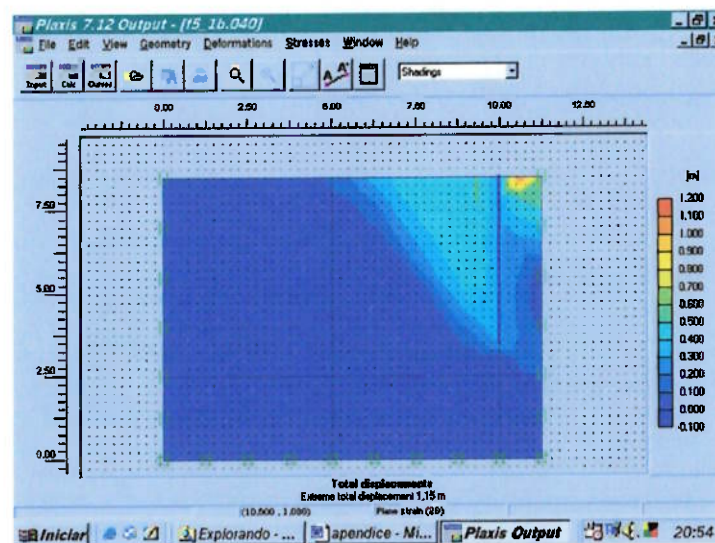


Figura I.96 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=40^\circ$ e $c=0$.

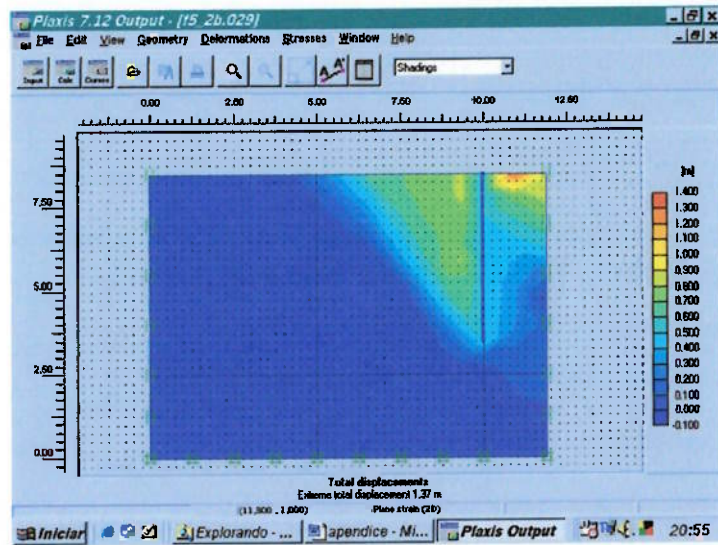


Figura I.97 Processamento para $f=5m$, $L/f=0,75$, $\phi'=40^\circ$ e $c=0$.

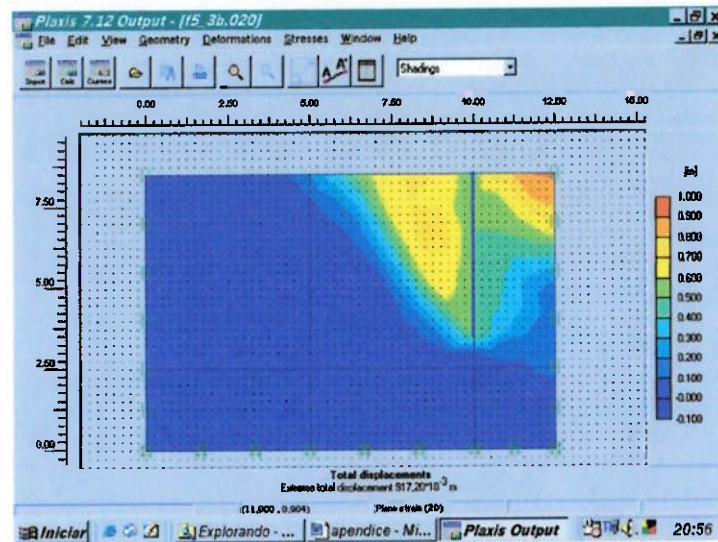


Figura I.98 Processamento para $f=5m$, $L/f=1$, $\phi'=40^\circ$ e $c=0$.

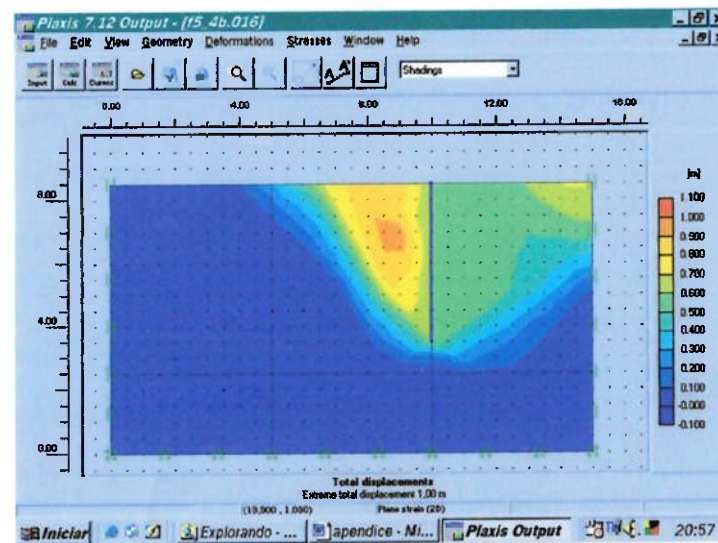


Figura I.99 Processamento para $f=5m$, $L/f=2$, $\phi'=40^\circ$ e $c=0$.

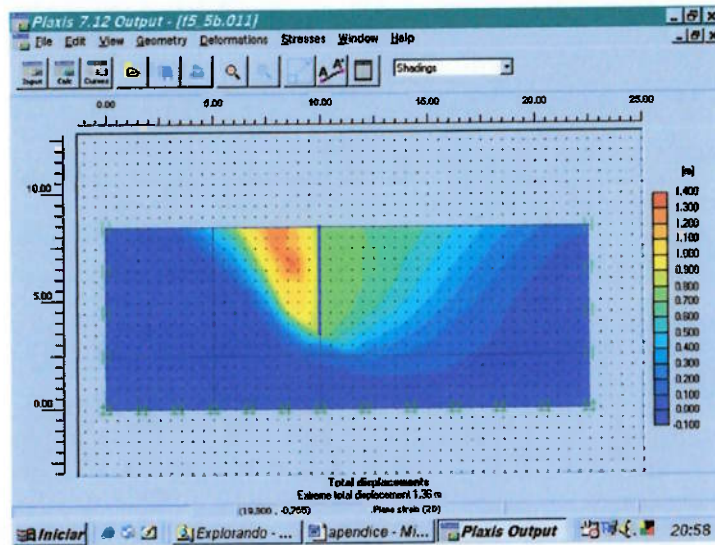


Figura I.100 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=40^\circ$ e $c=0$.

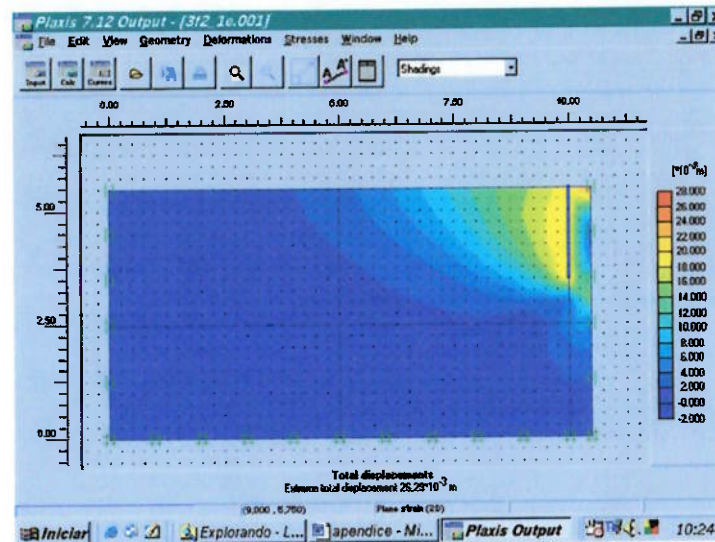


Figura I.101 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

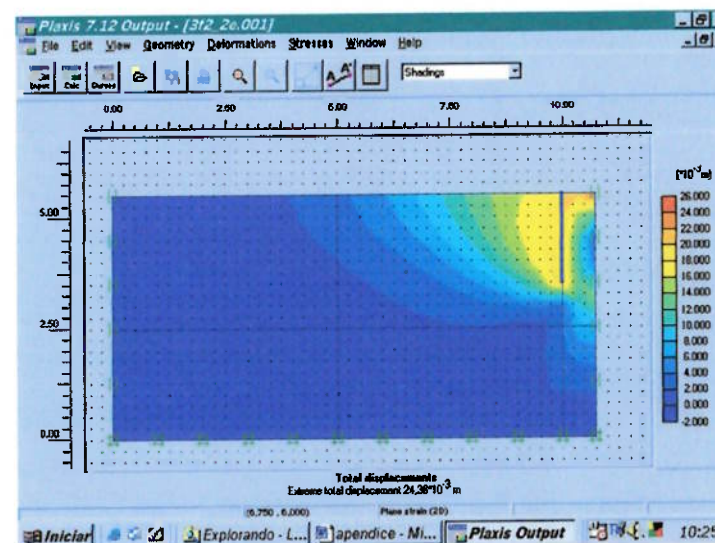


Figura I.102 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=15^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

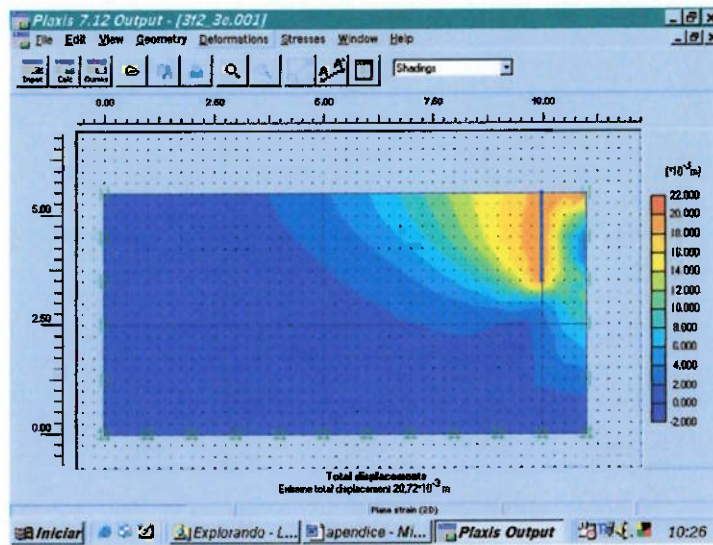


Figura I.103 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=15^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

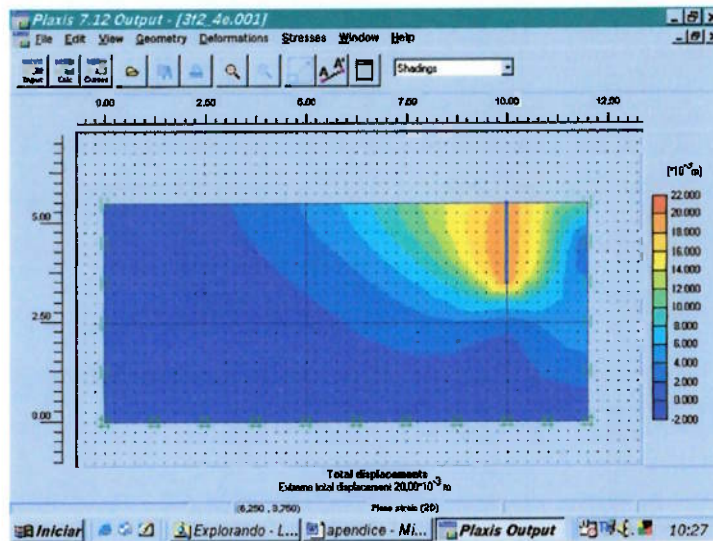


Figura I.104 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=15^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

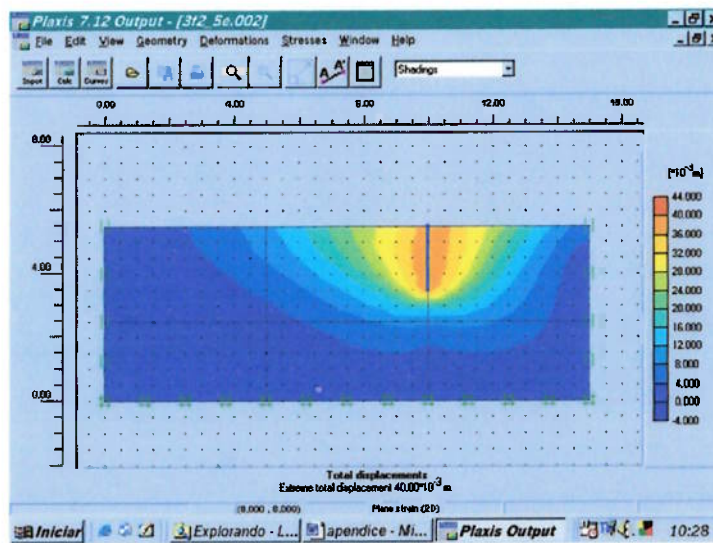


Figura I.105 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

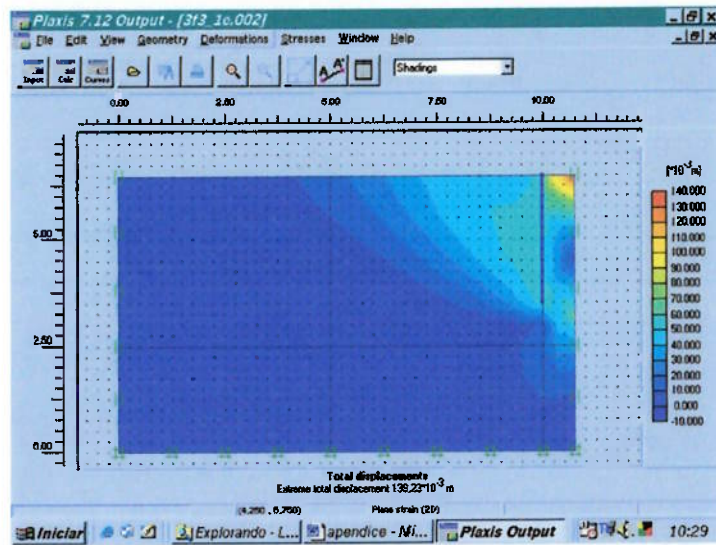


Figura I.106 Processamento para $f=3m$, $L/f=0,5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=5kPa$.

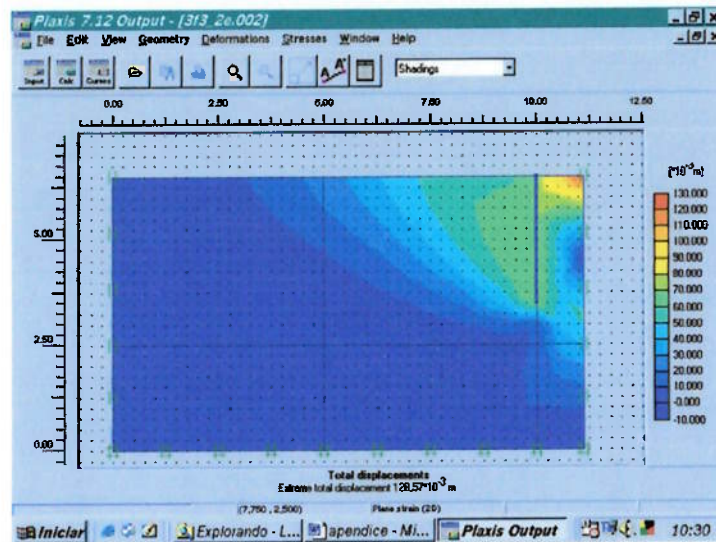


Figura I.107 Processamento para $f=3m$, $L/f=0,75$, $\phi'=15^\circ$ e $c=5kPa$.

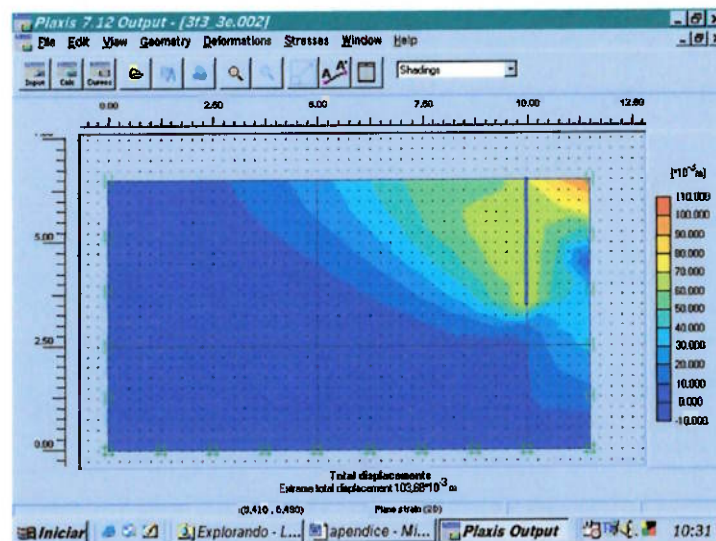


Figura I.108 Processamento para $f=3m$, $L/f=1$, $\phi'=15^\circ$ e $c=5kPa$.

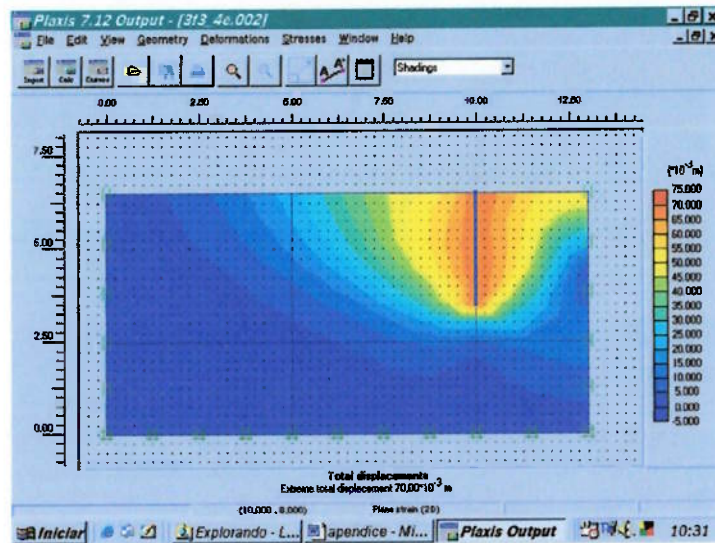


Figura I.109 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=15^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

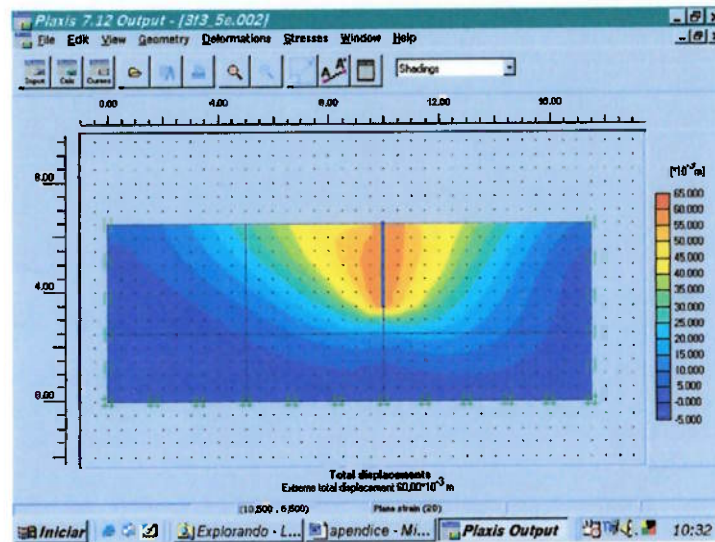


Figura I.110 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

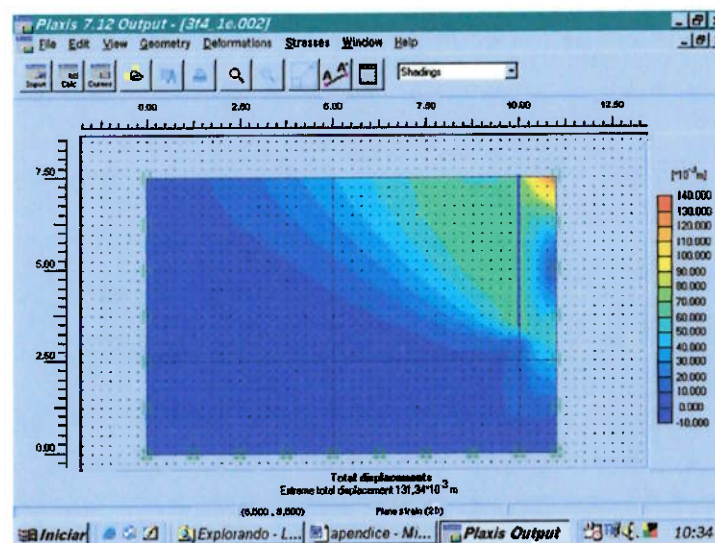


Figura I.111 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

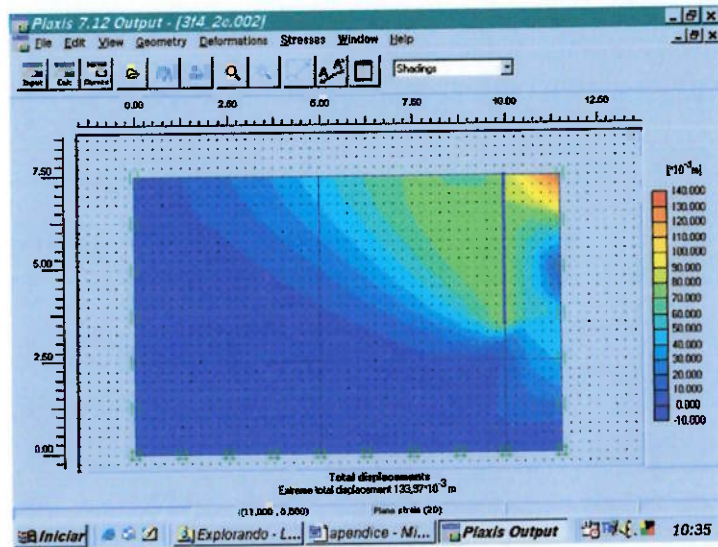


Figura I.112 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=15^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

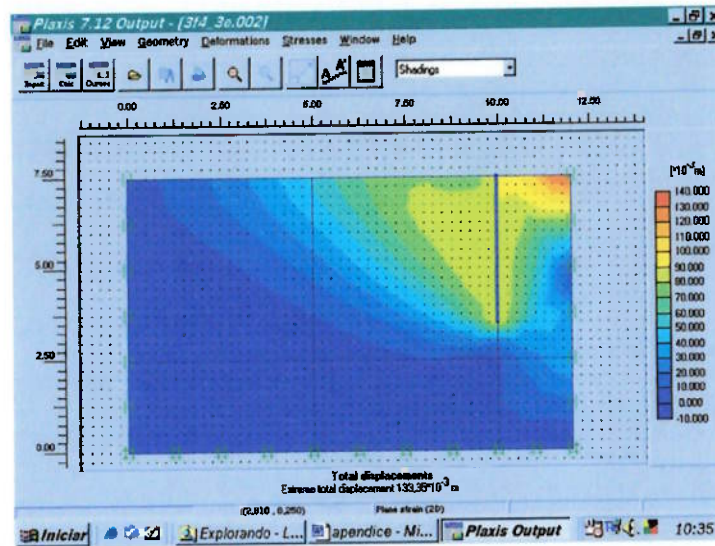


Figura I.113 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=15^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

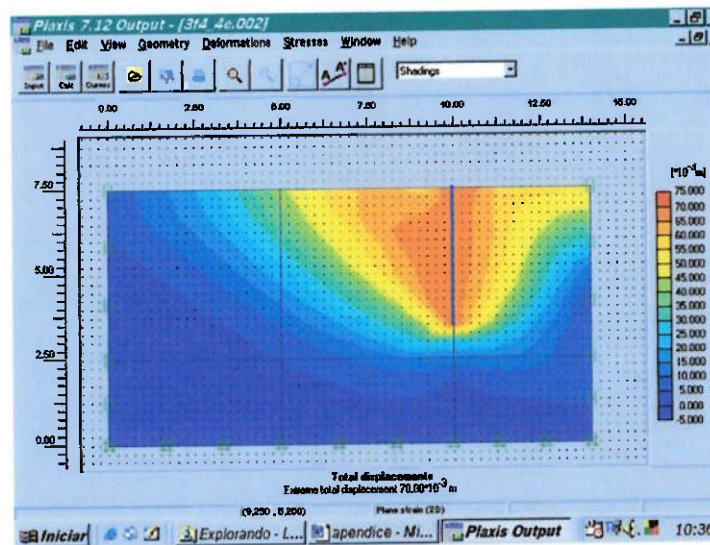


Figura I.114 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=15^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

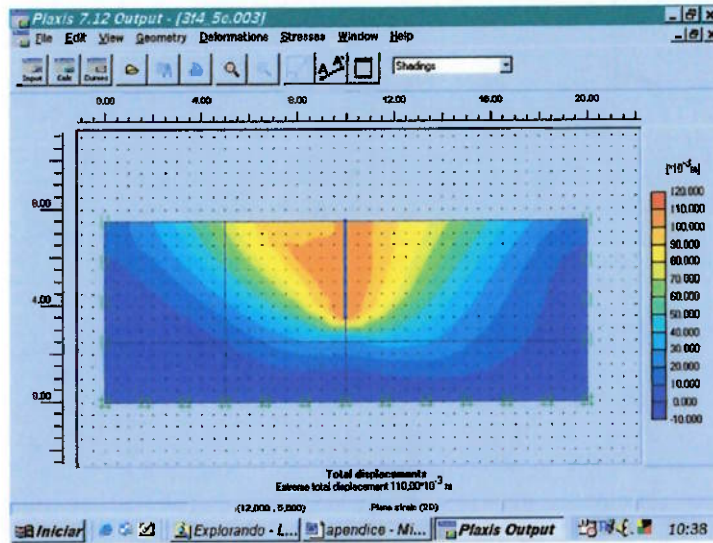


Figura I.115 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

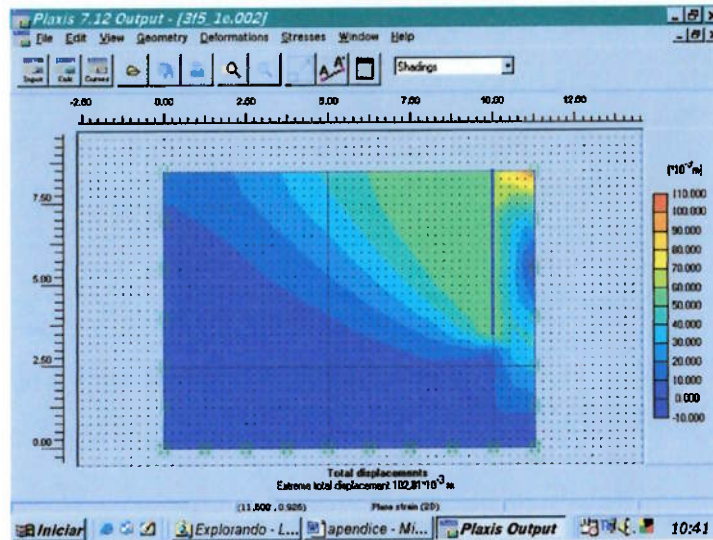


Figura I.116 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

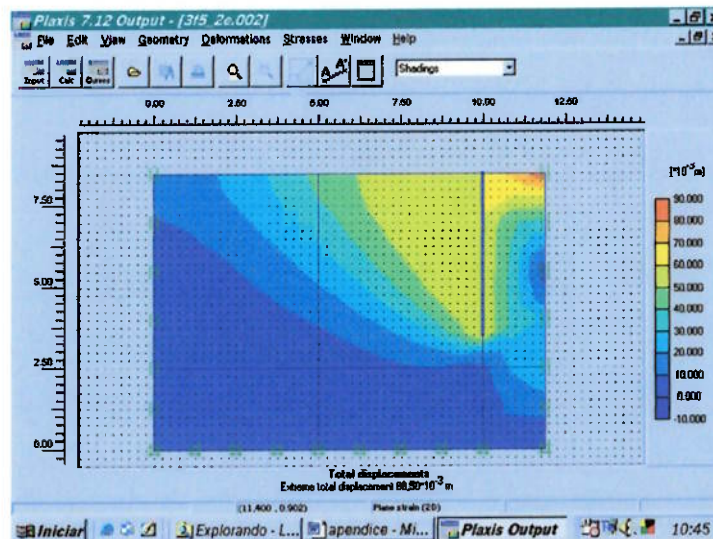


Figura I.117 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=15^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

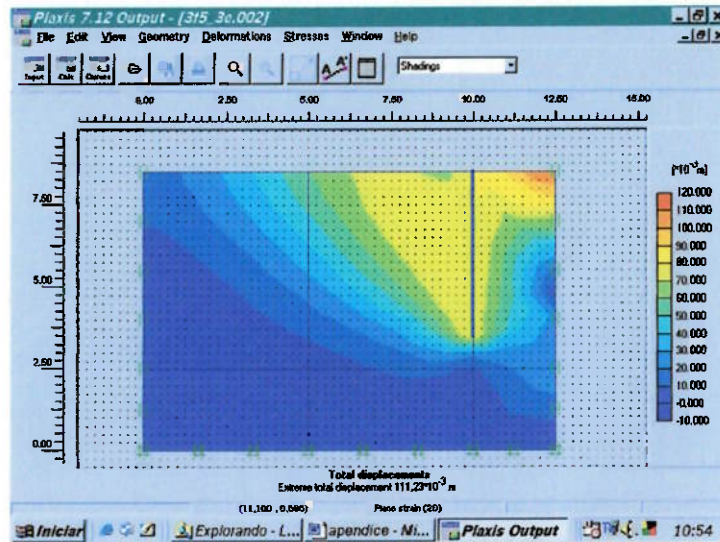


Figura I.118 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=15^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

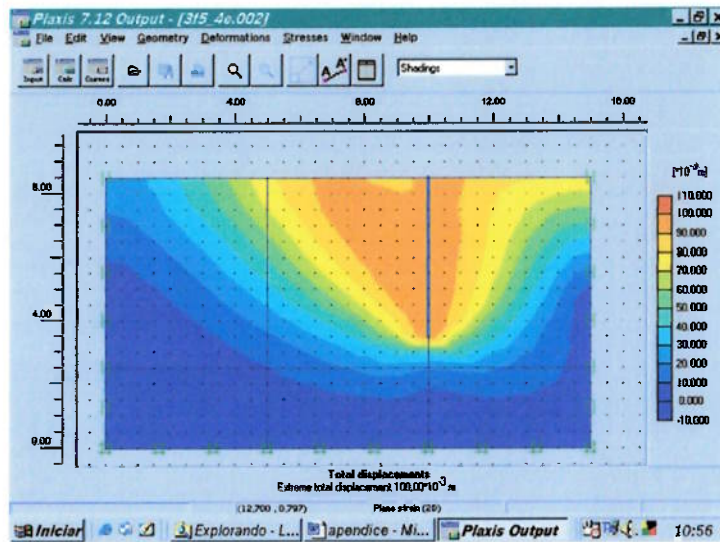


Figura I.119 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=15^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

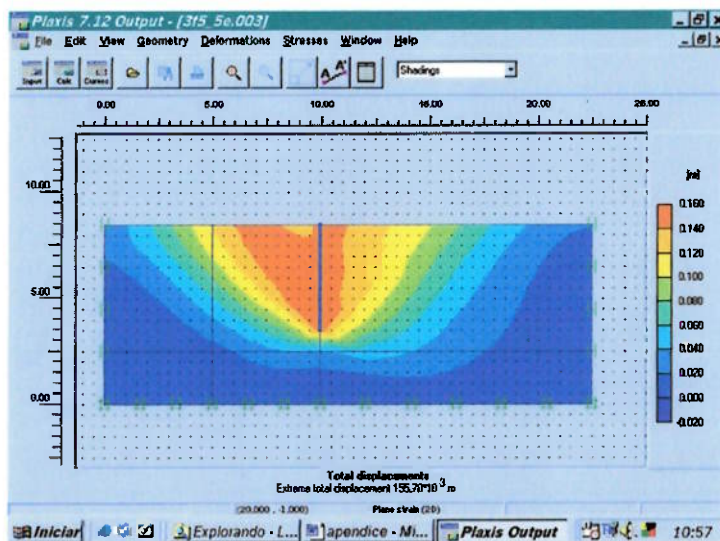


Figura I.120 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

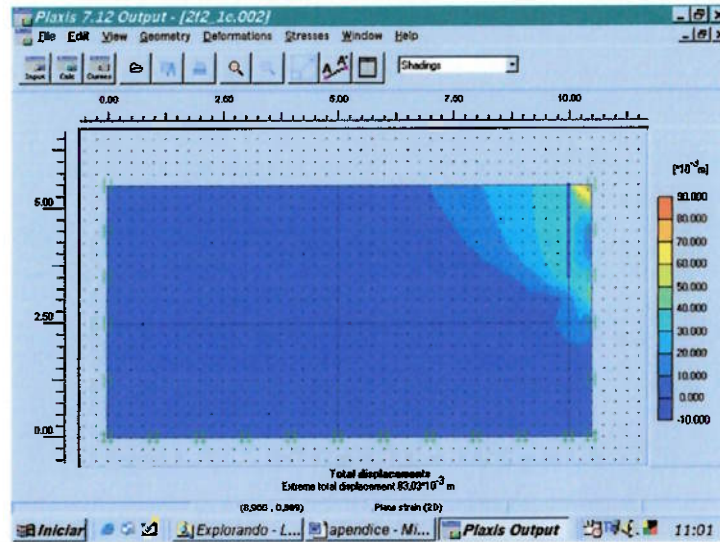


Figura I.121 Processamento para $f=2m$, $L/f=0,5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=10kPa$.

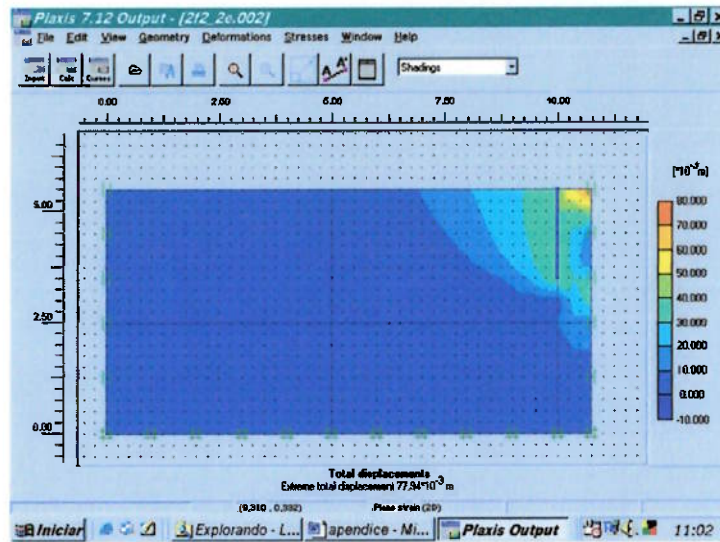


Figura I.122 Processamento para $f=2m$, $L/f=0,75$, $\phi'=15^\circ$ e $c=10kPa$.

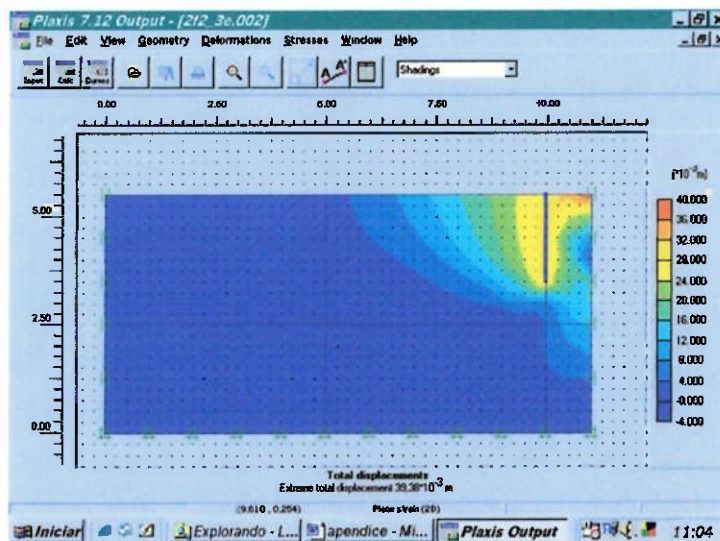


Figura I.123 Processamento para $f=2m$, $L/f=1$, $\phi'=15^\circ$ e $c=10kPa$.

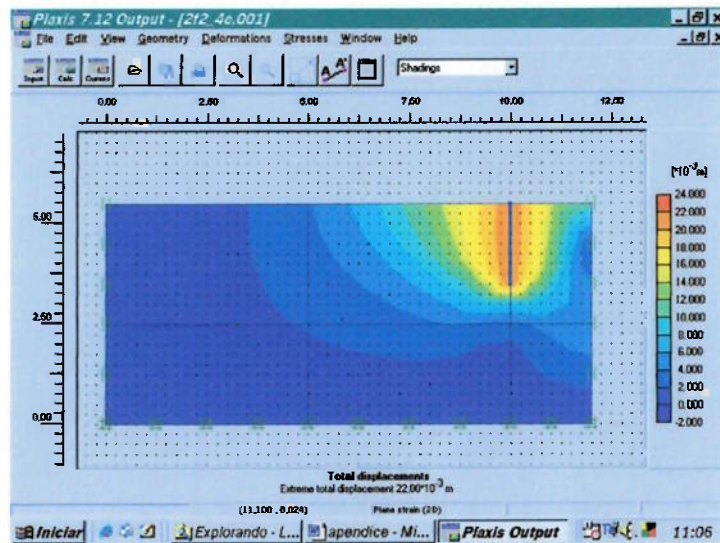


Figura I.124 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=15^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

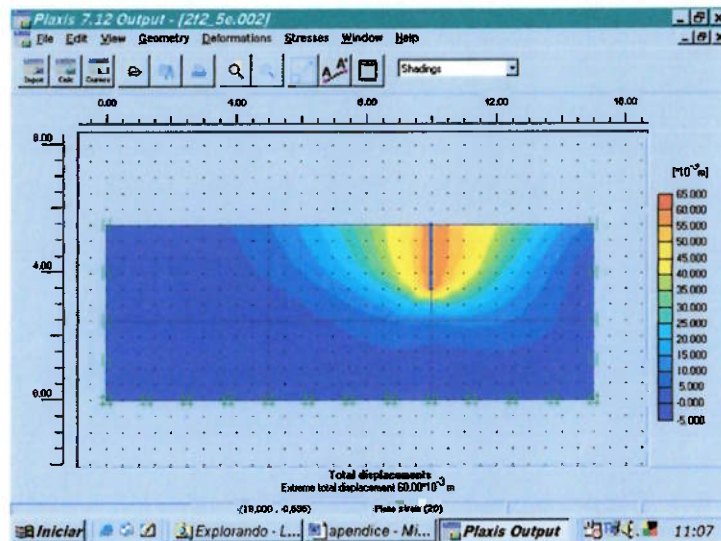


Figura I.125 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

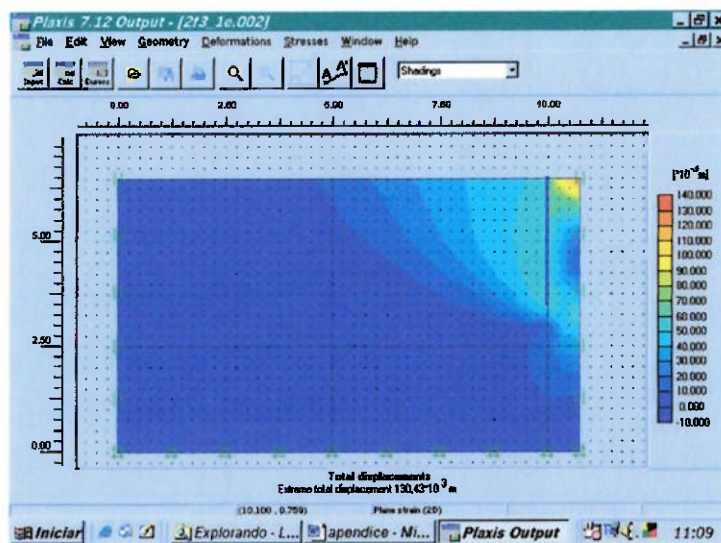


Figura I.126 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

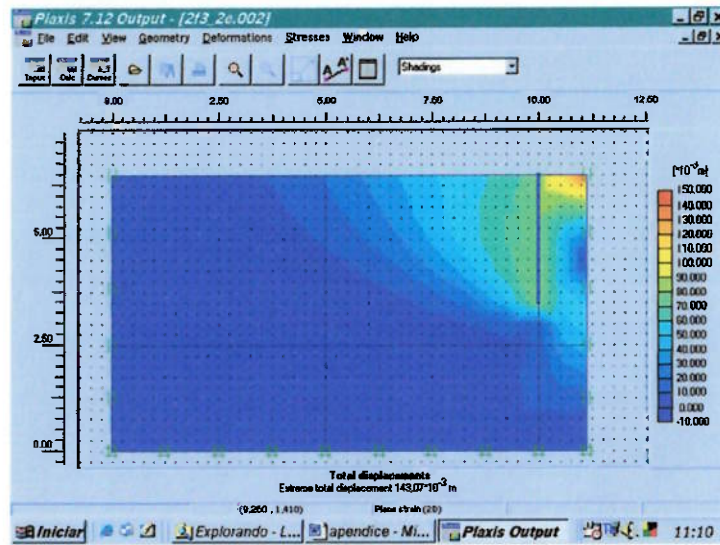


Figura I.127 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=15^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

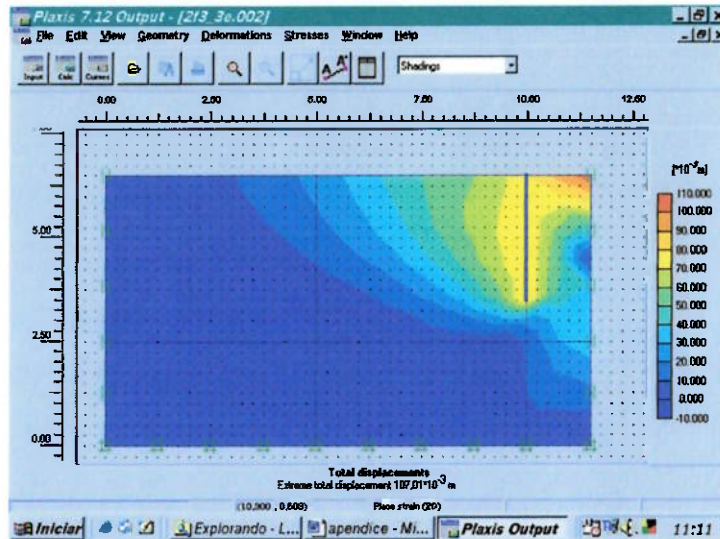


Figura I.128 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=15^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

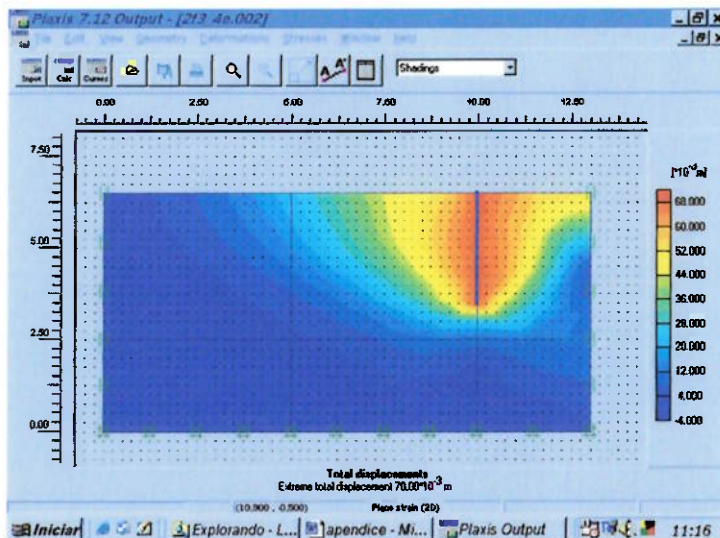


Figura I.129 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=15^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

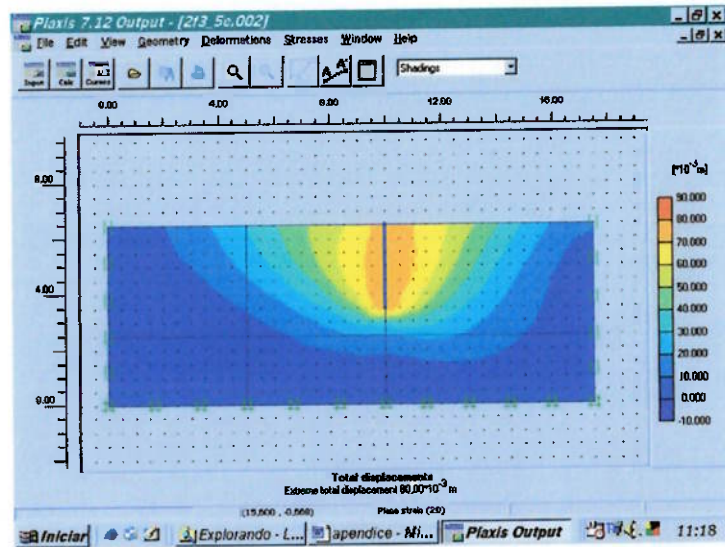


Figura I.130 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

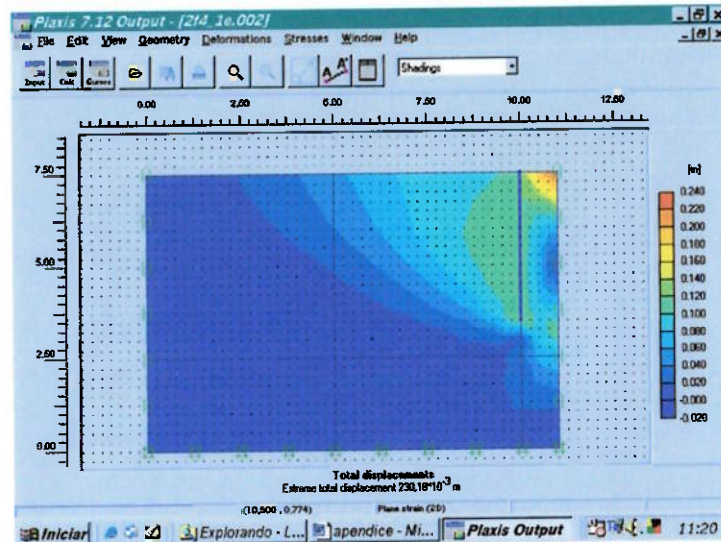


Figura I.131 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

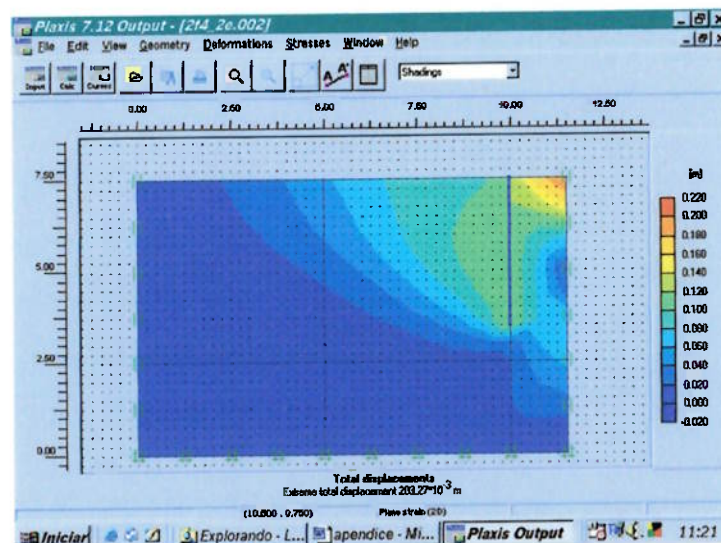


Figura I.132 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=15^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

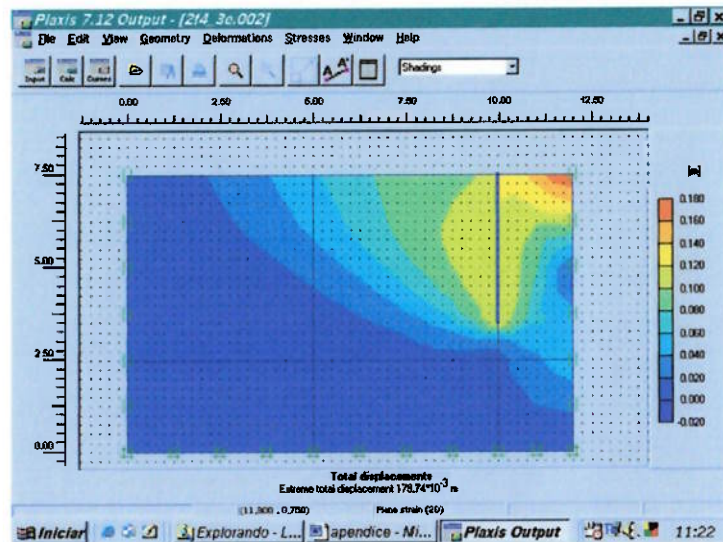


Figura I.133 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=15^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

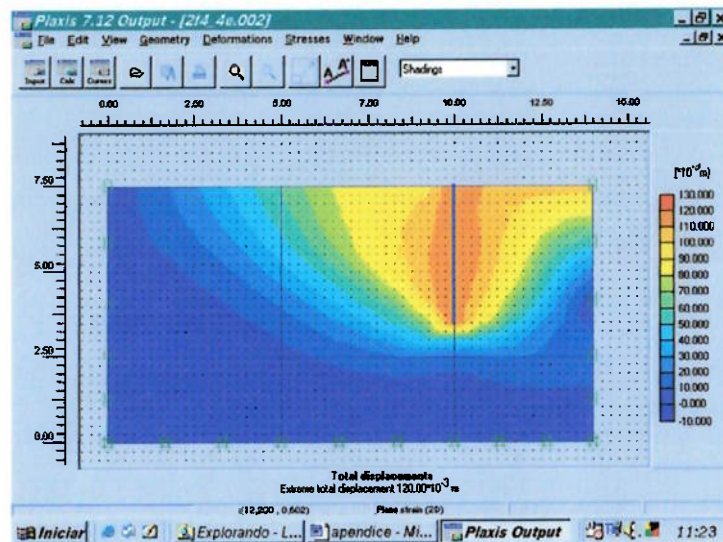


Figura I.134 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=15^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

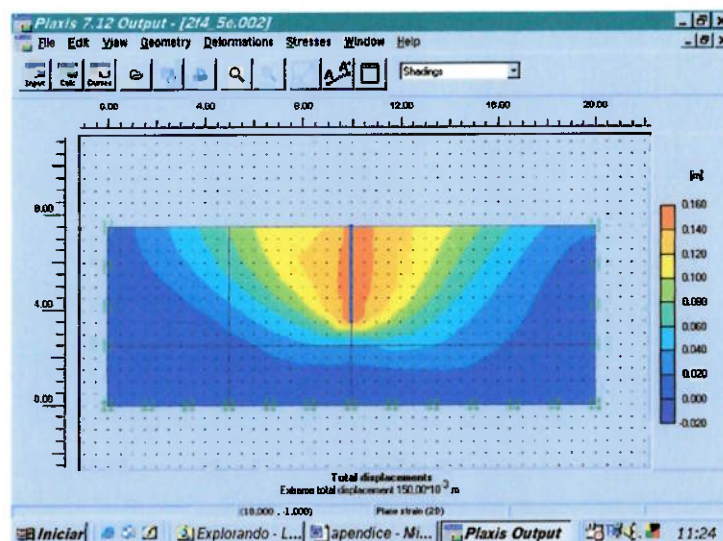


Figura I.135 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

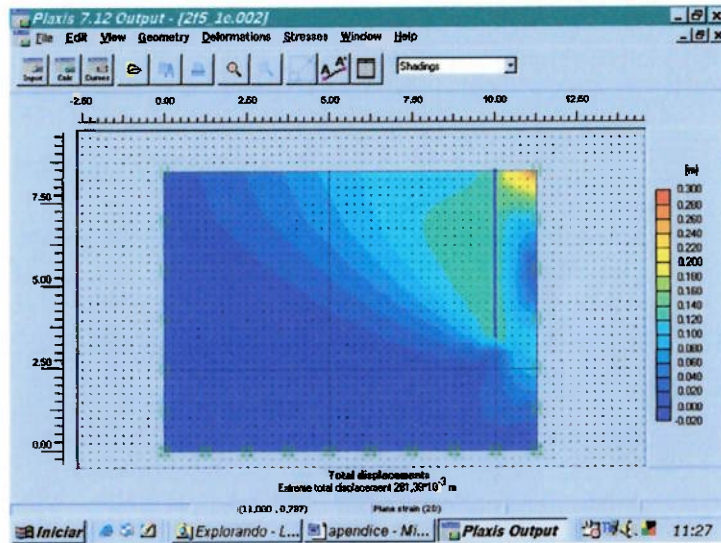


Figura I.136 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

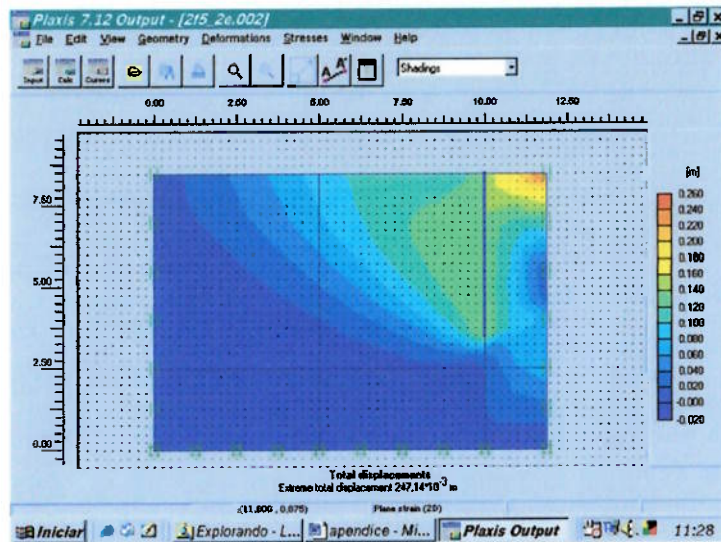


Figura I.137 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=15^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

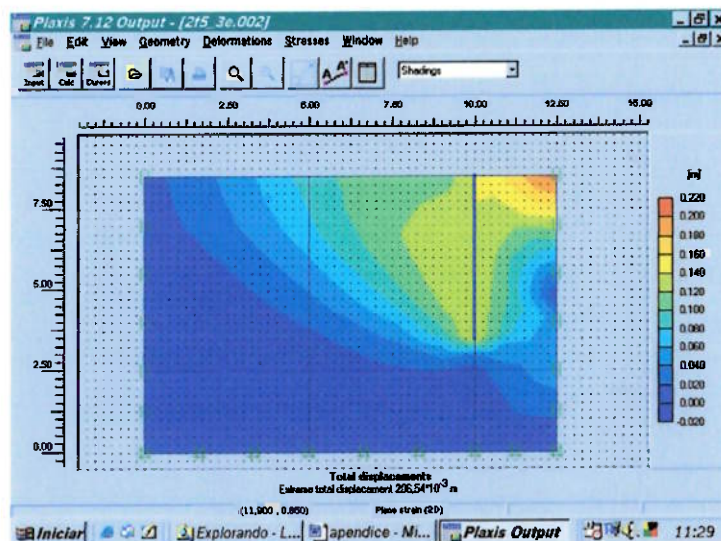


Figura I.138 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=15^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

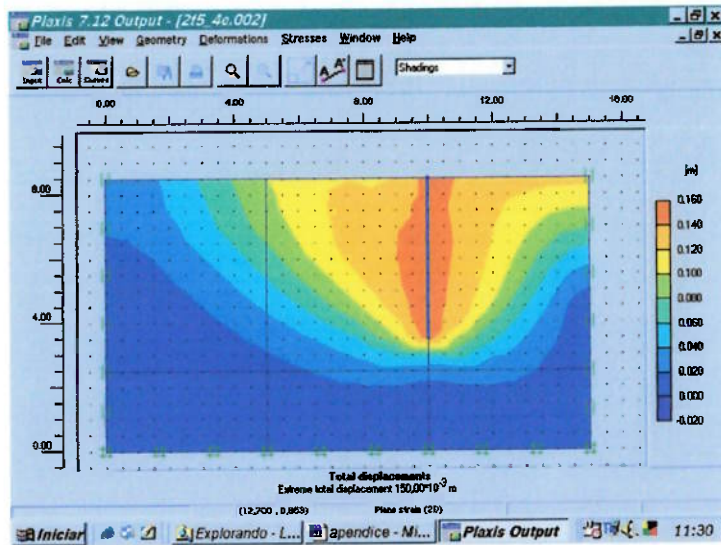


Figura I.139 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=15^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

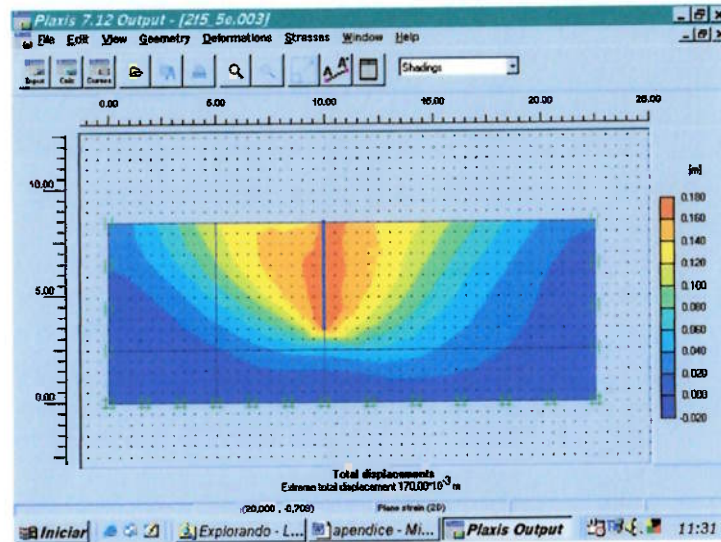


Figura I.140 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

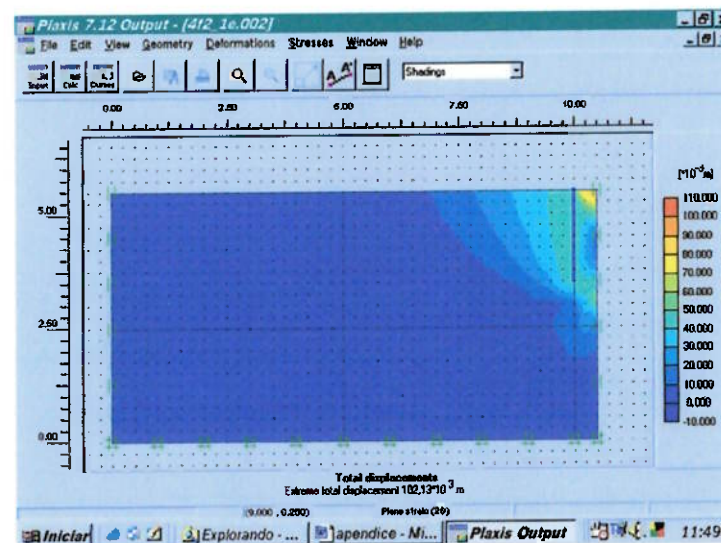


Figura I.141 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

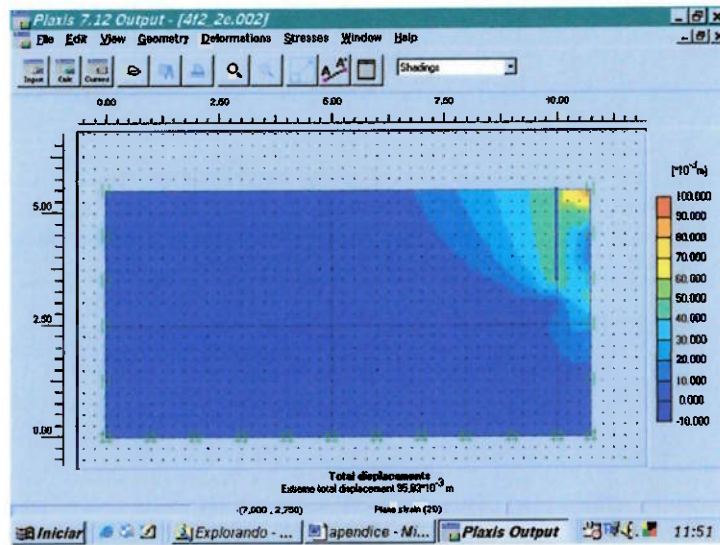


Figura I.142 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=15^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

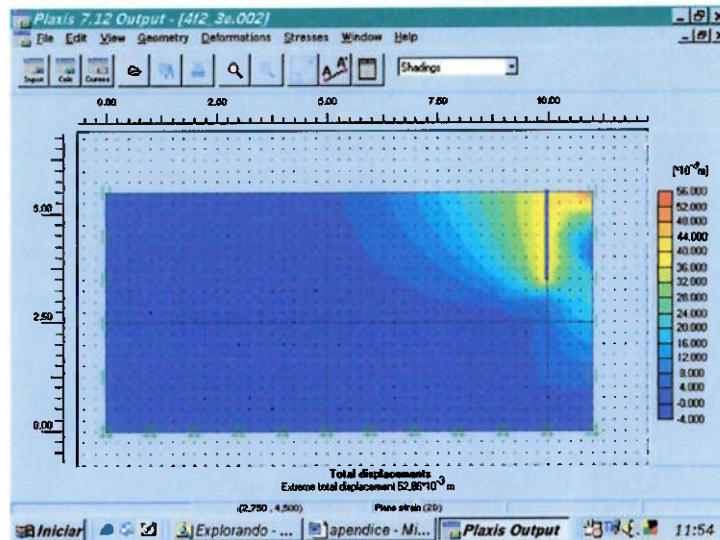


Figura I.143 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=15^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

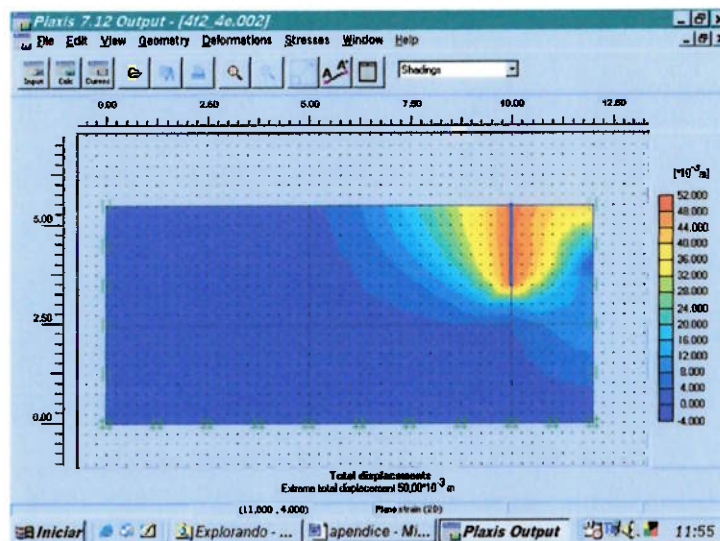


Figura I.144 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=15^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

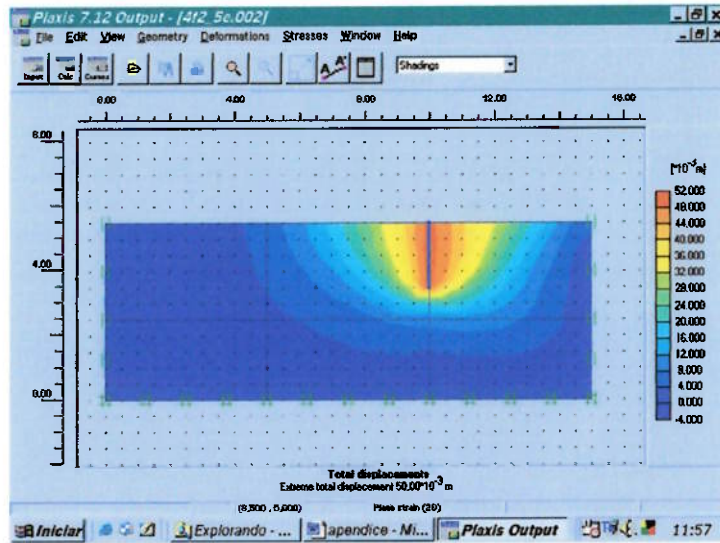


Figura I.145 Processamento para $f=2m$, $L/f=5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=15kPa$.

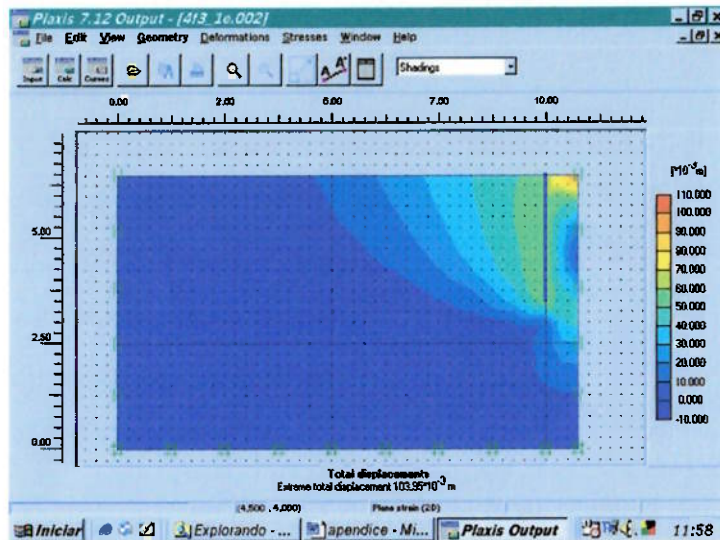


Figura I.146 Processamento para $f=3m$, $L/f=0,5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=15kPa$.

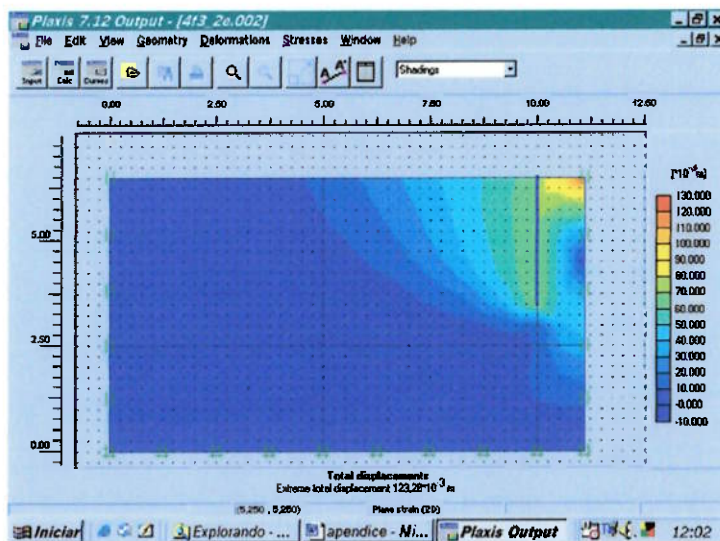


Figura I.147 Processamento para $f=3m$, $L/f=0,75$, $\phi'=15^\circ$ e $c=15kPa$.

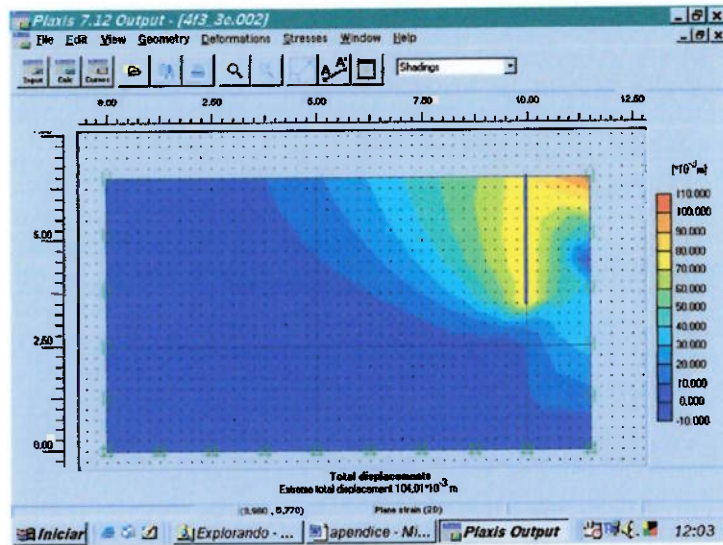


Figura I.148 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=1$, $\phi=15^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

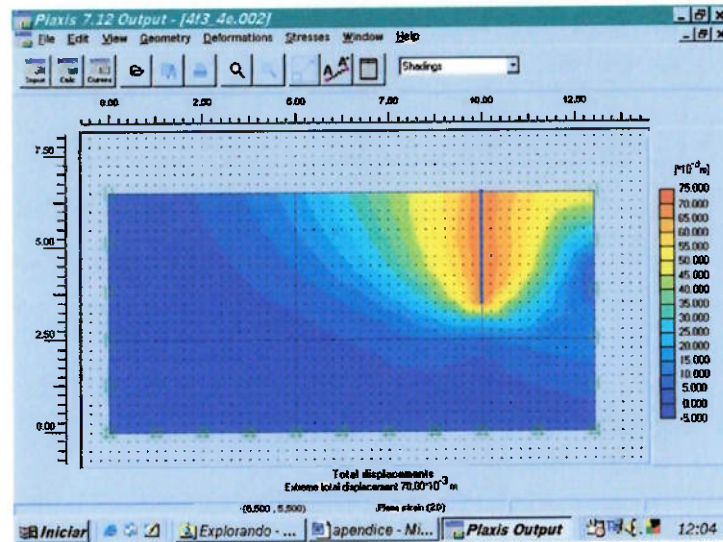


Figura I.149 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=2$, $\phi=15^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

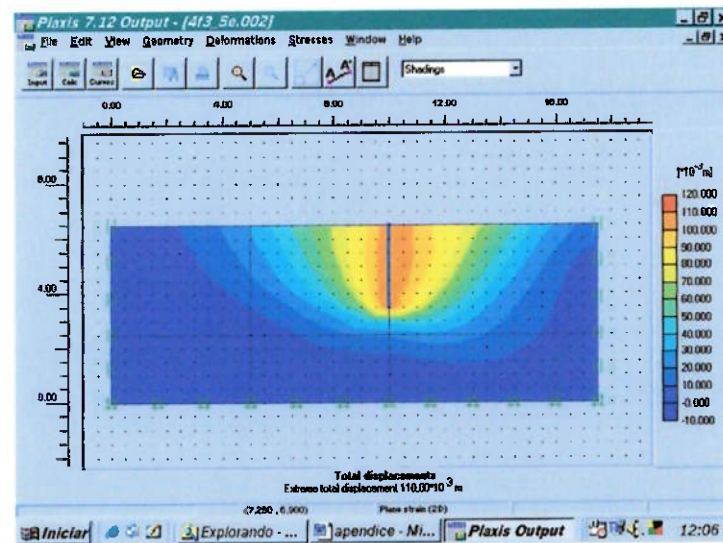


Figura I.150 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=5$, $\phi=15^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

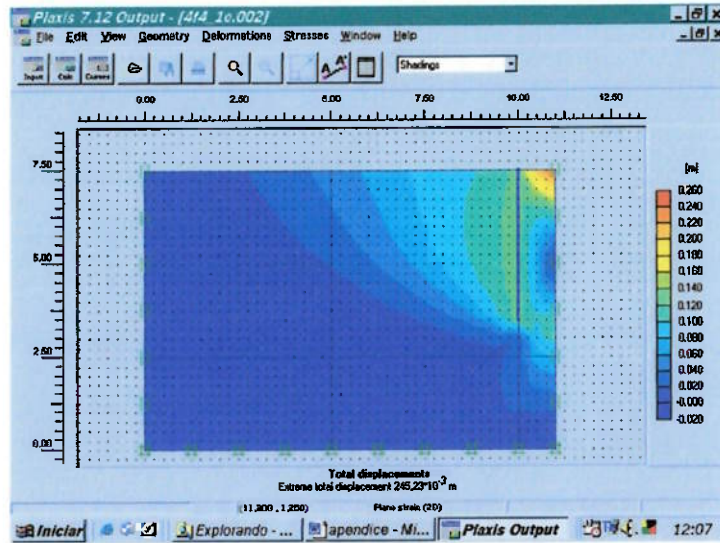


Figura I.151 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

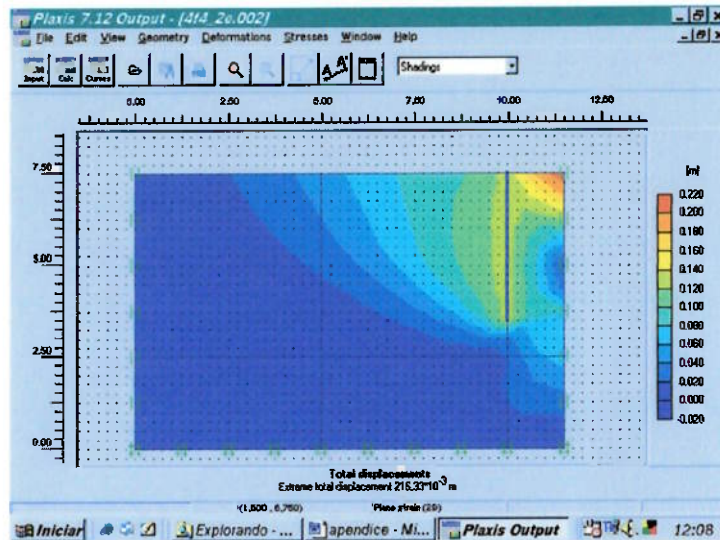


Figura I.152 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=15^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

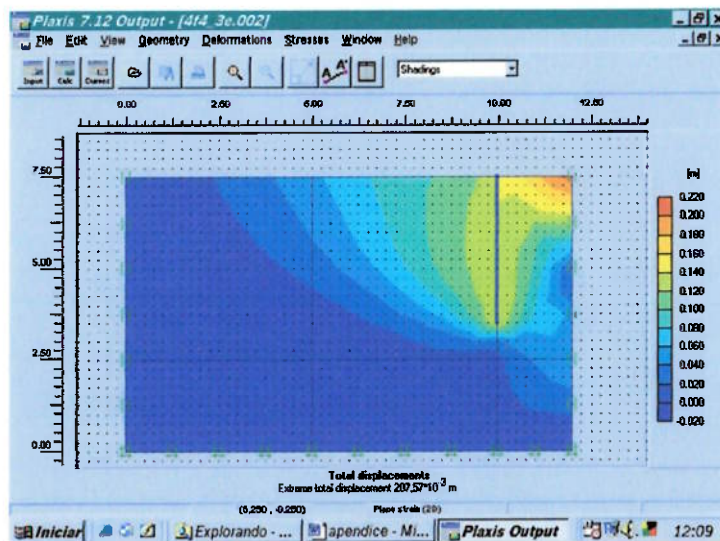


Figura I.153 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=15^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

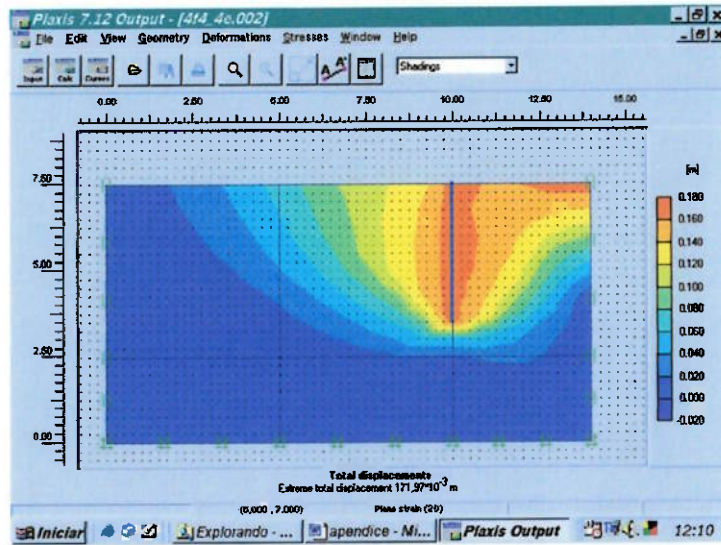


Figura I.154 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=15^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

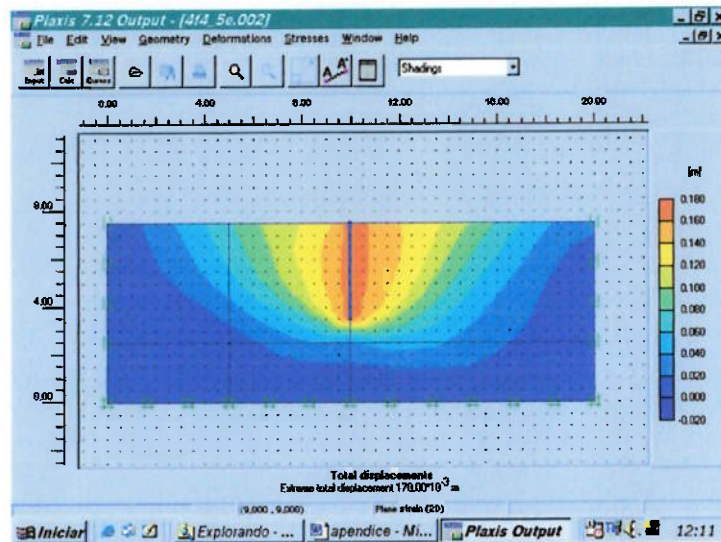


Figura I.155 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

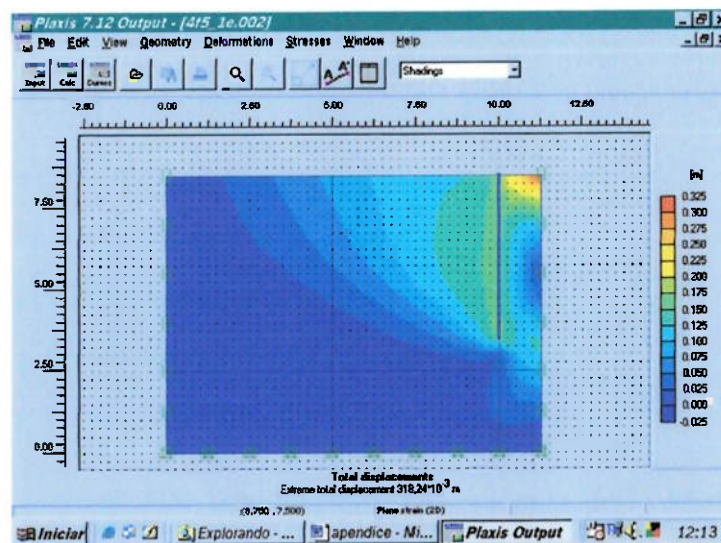


Figura I.156 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

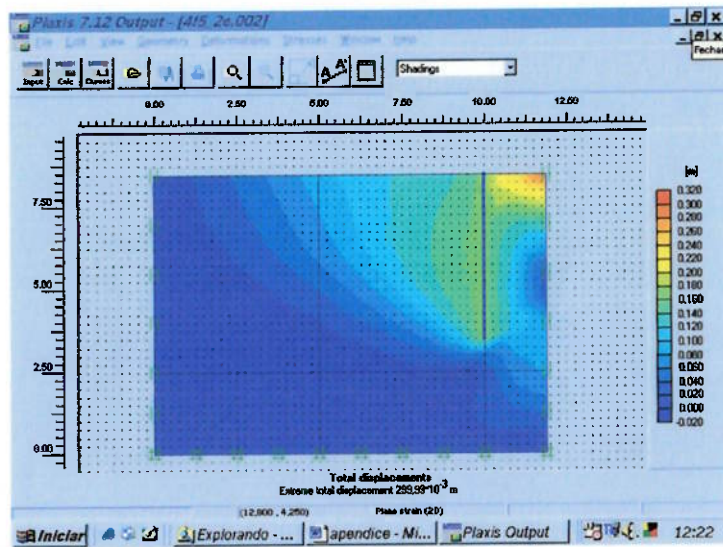


Figura I.157 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=15^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

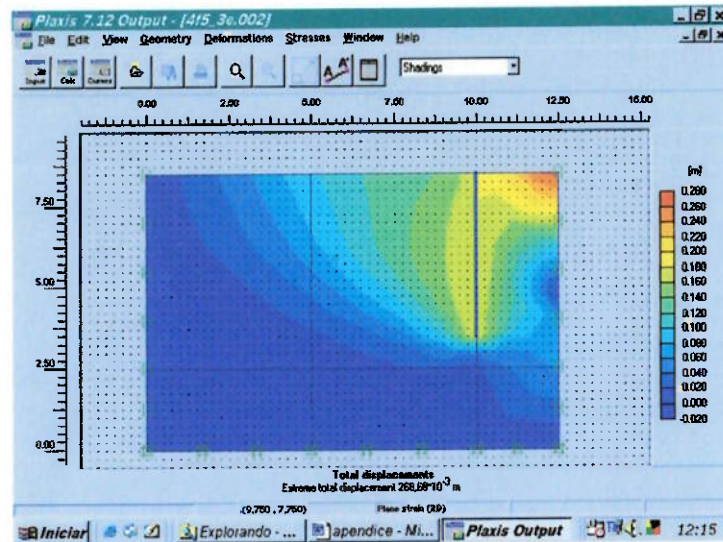


Figura I.158 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=15^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

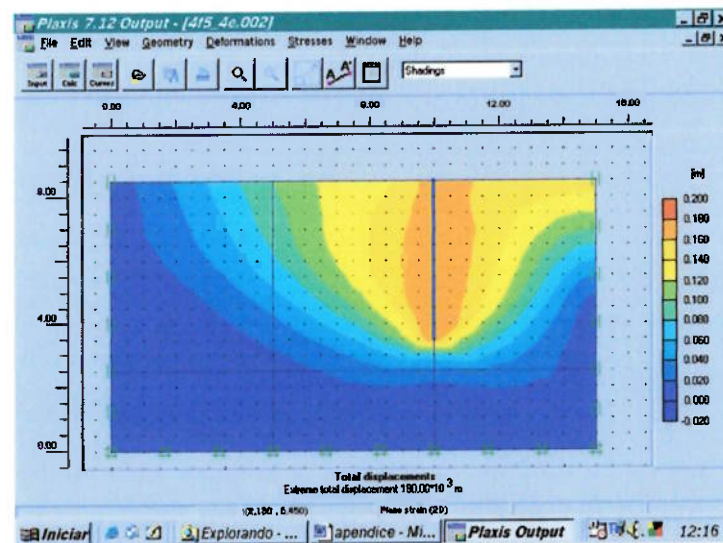


Figura I.159 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=15^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

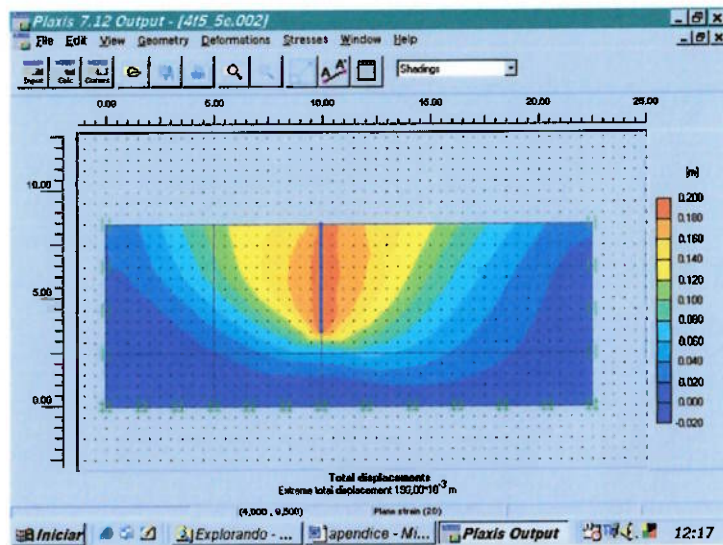


Figura I.160 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=15^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

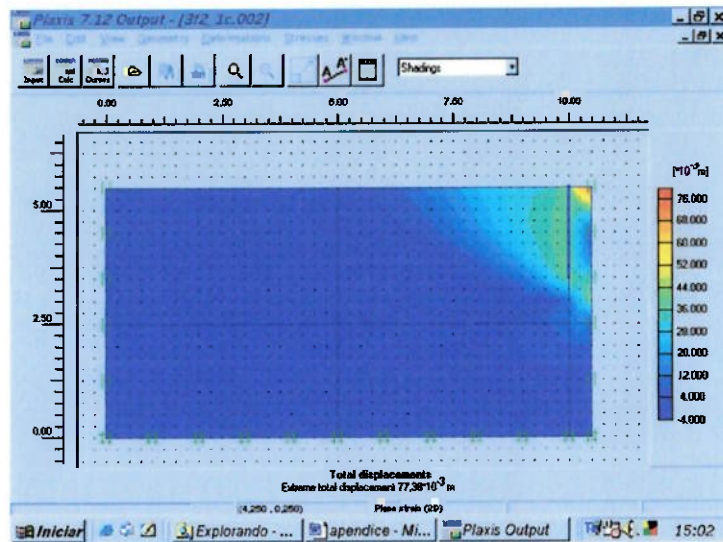


Figura I.161 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

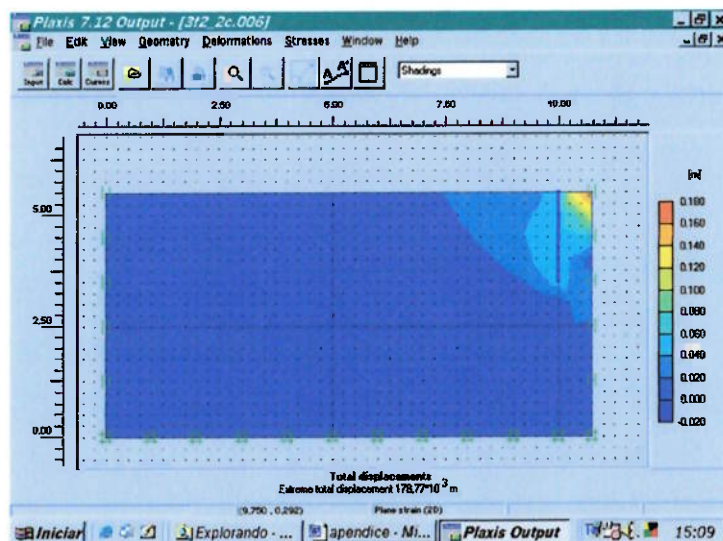


Figura I.162 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=20^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

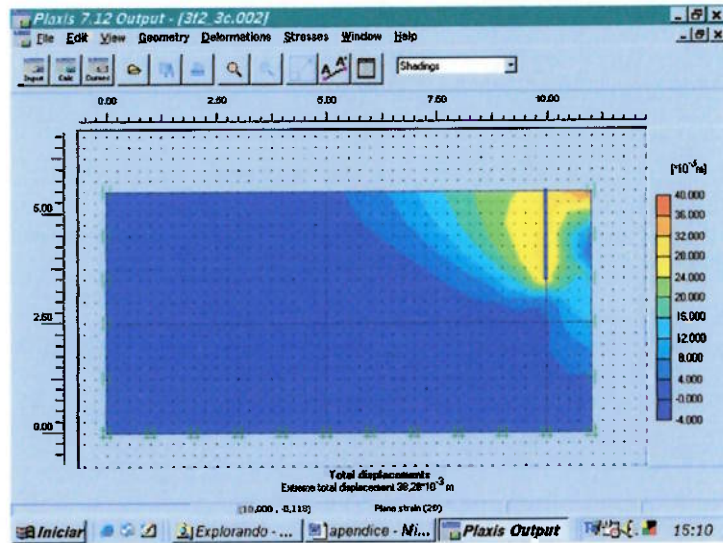


Figura I.163 Processamento para $f=2m$, $L/f=1$, $\phi'=20^\circ$ e $c=5kPa$.

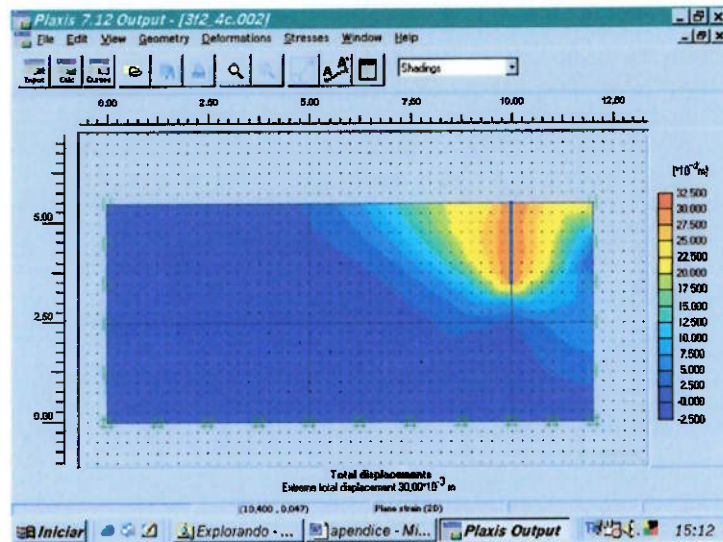


Figura I.164 Processamento para $f=2m$, $L/f=2$, $\phi'=20^\circ$ e $c=5kPa$.

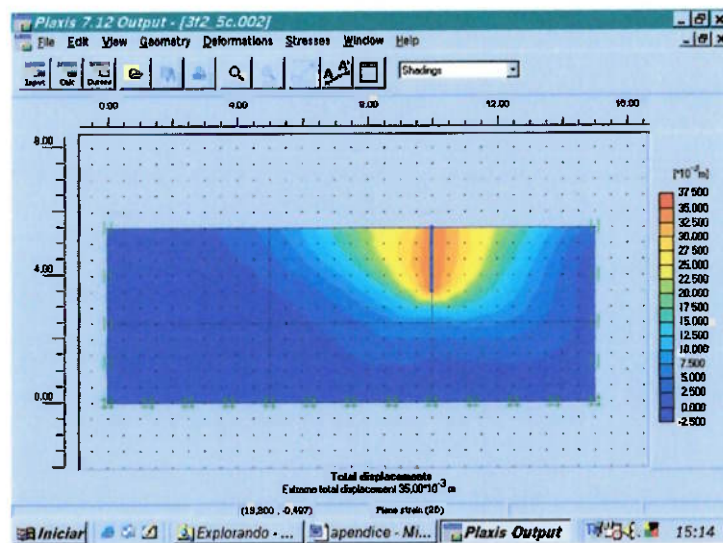


Figura I.165 Processamento para $f=2m$, $L/f=5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=5kPa$.

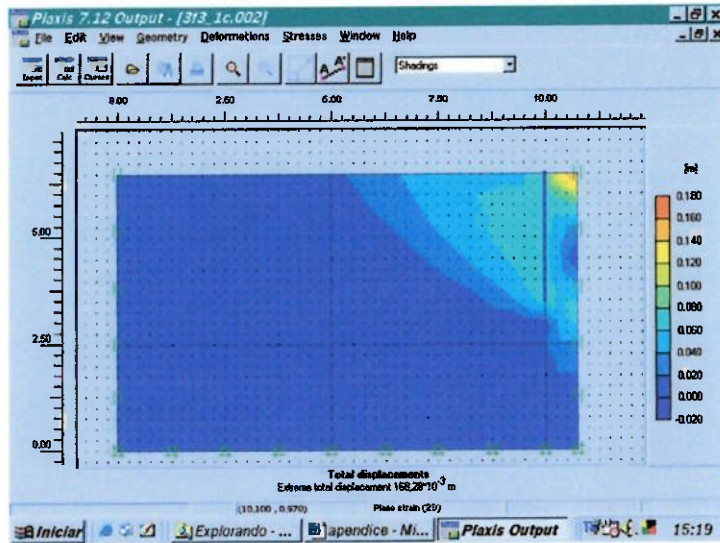


Figura I.166 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

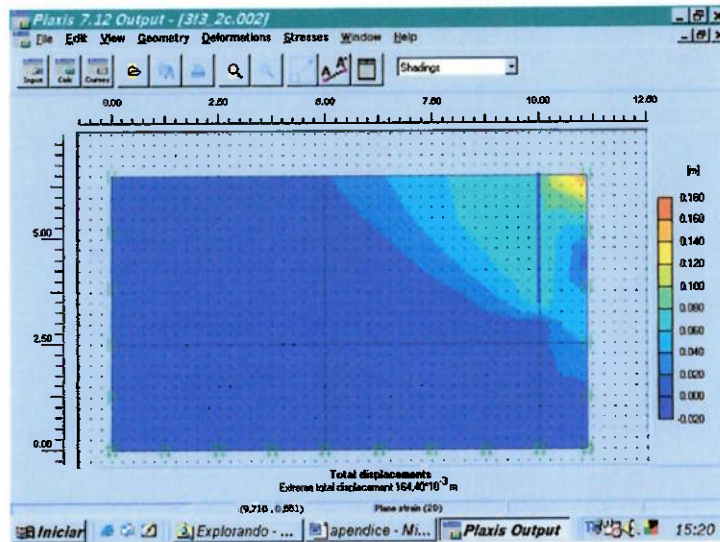


Figura I.167 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=20^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

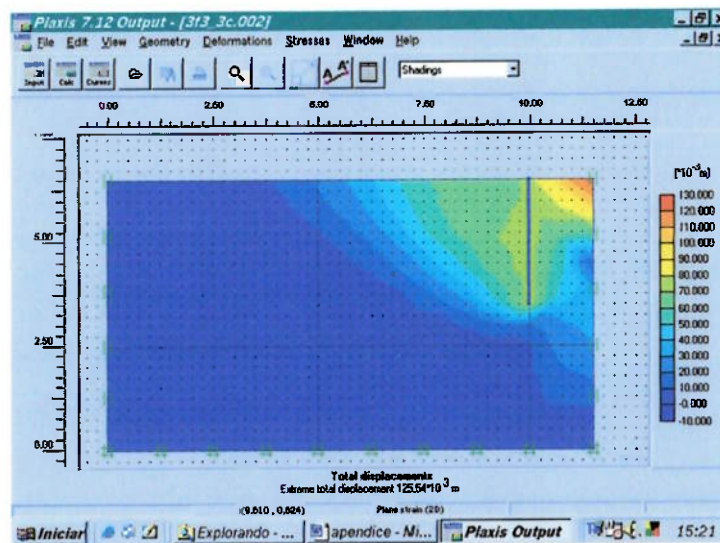


Figura I.168 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=20^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

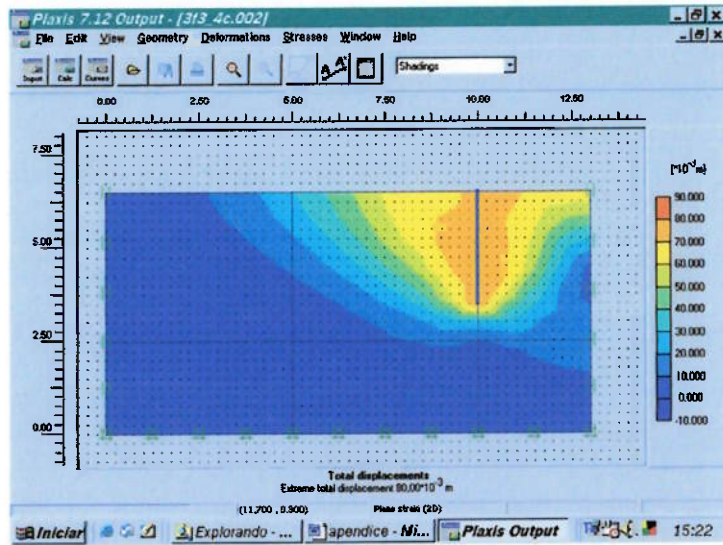


Figura I.169 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=20^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

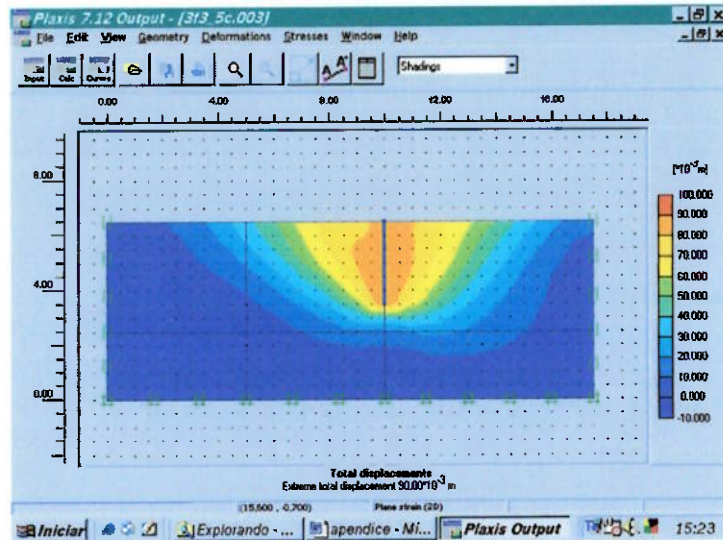


Figura I.170 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

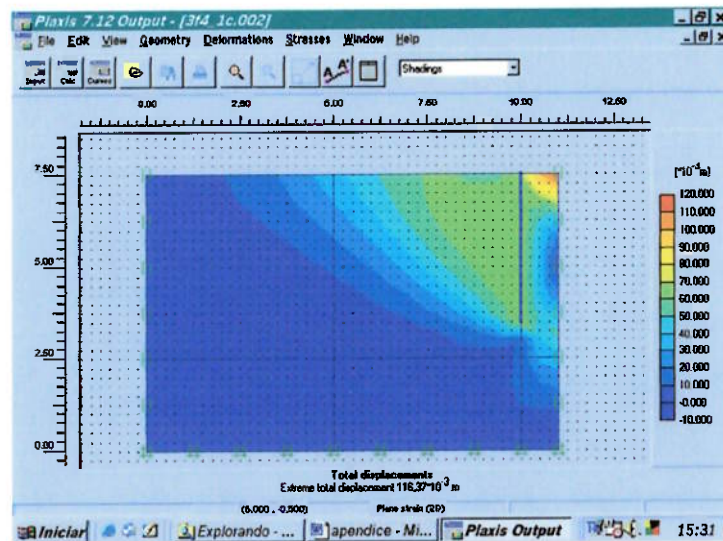


Figura I.171 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

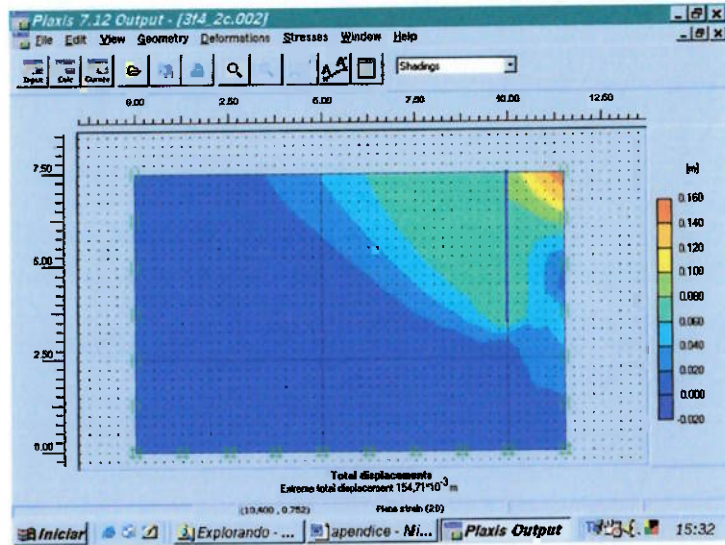


Figura I.172 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=20^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

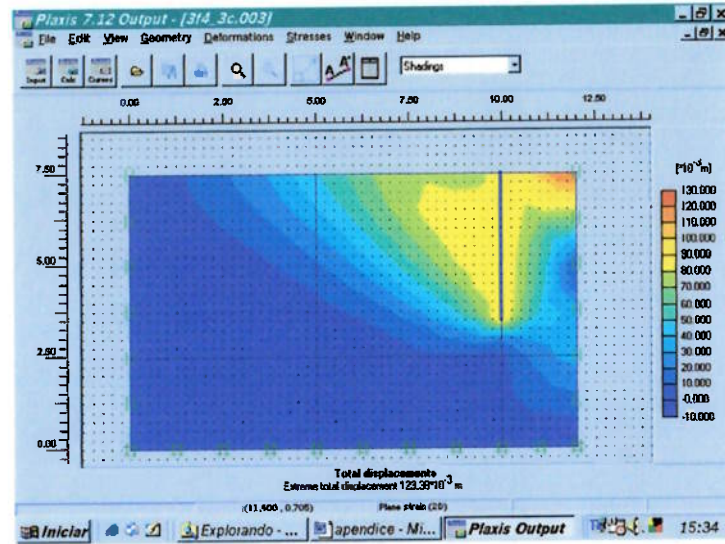


Figura I.173 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=20^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

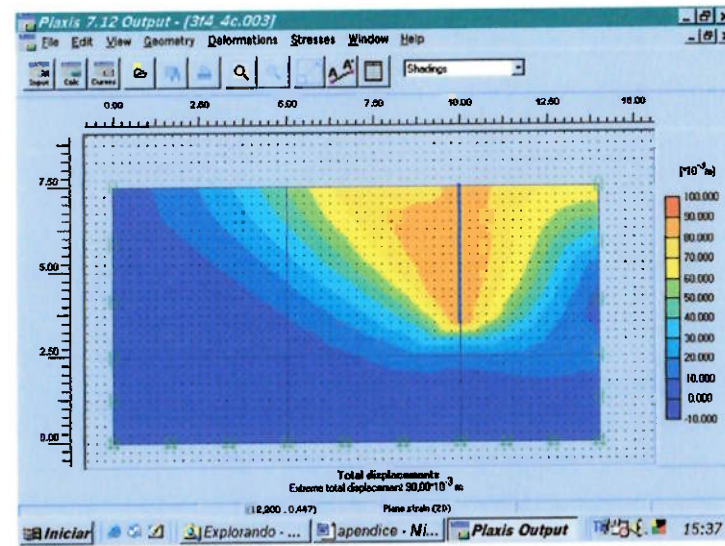


Figura I.174 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=20^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

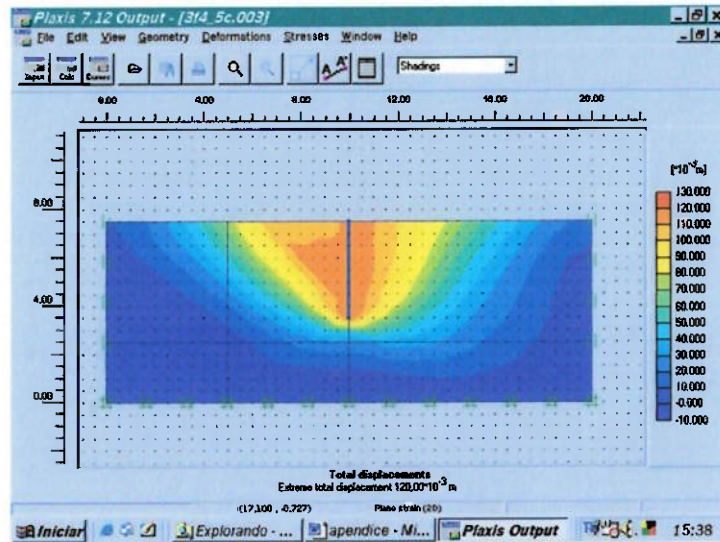


Figura I.175 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

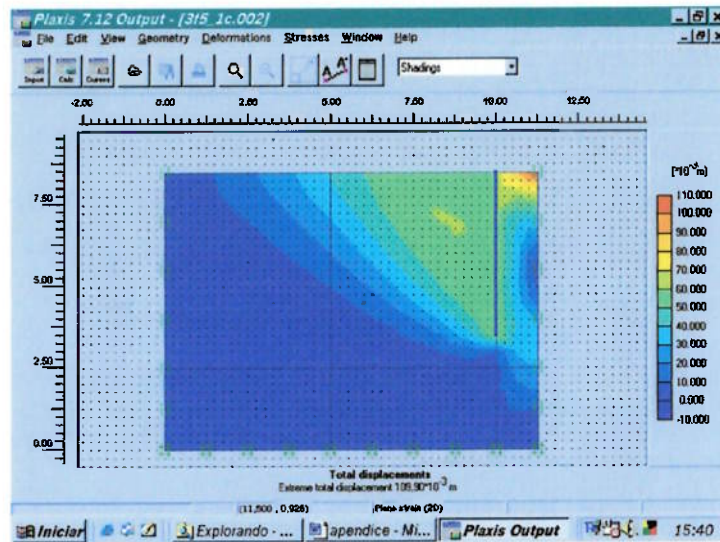


Figura I.176 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

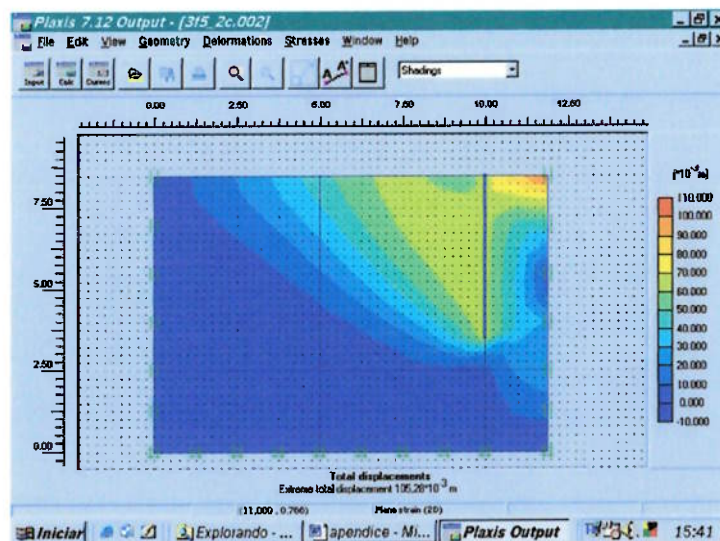


Figura I.177 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=20^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

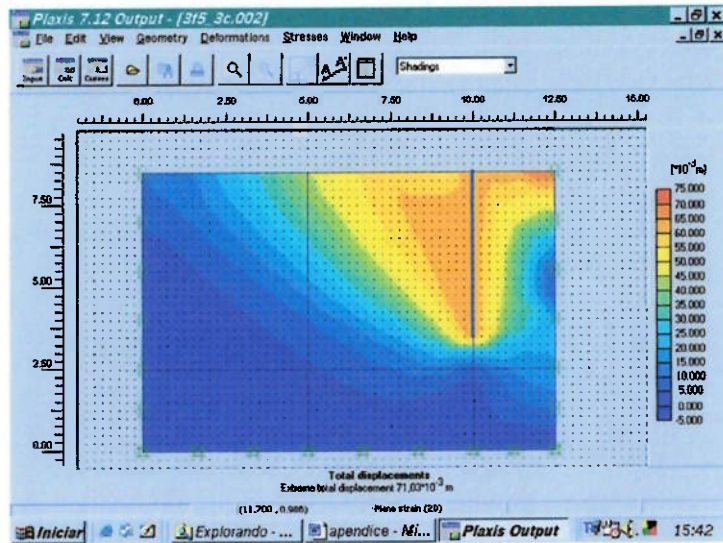


Figura I.178 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=20^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

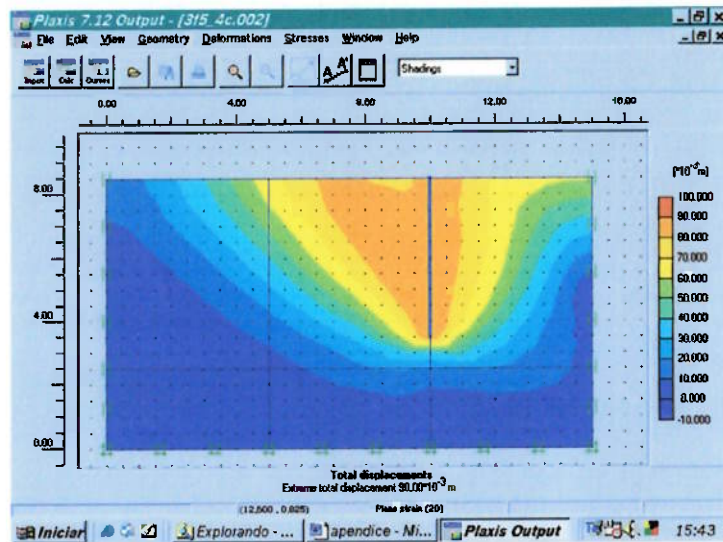


Figura I.179 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=20^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

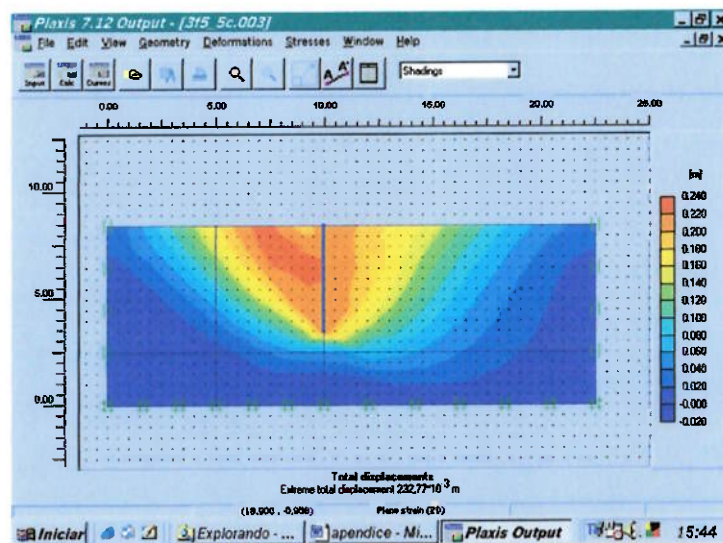


Figura I.180 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

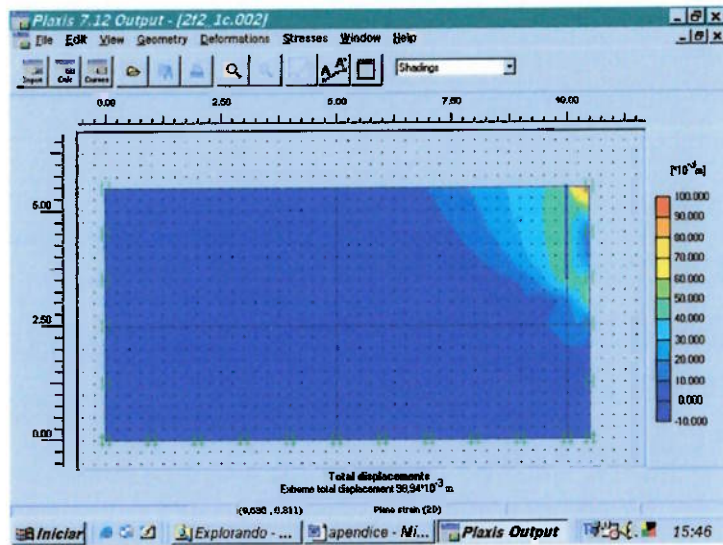


Figura I.181 Processamento para $f=2m$, $L/f=0,5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=10kPa$.

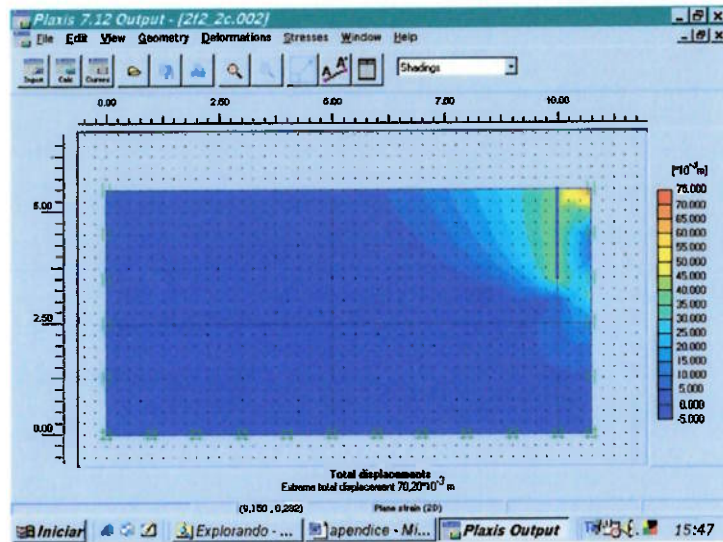


Figura I.182 Processamento para $f=2m$, $L/f=0,75$, $\phi'=20^\circ$ e $c=10kPa$.

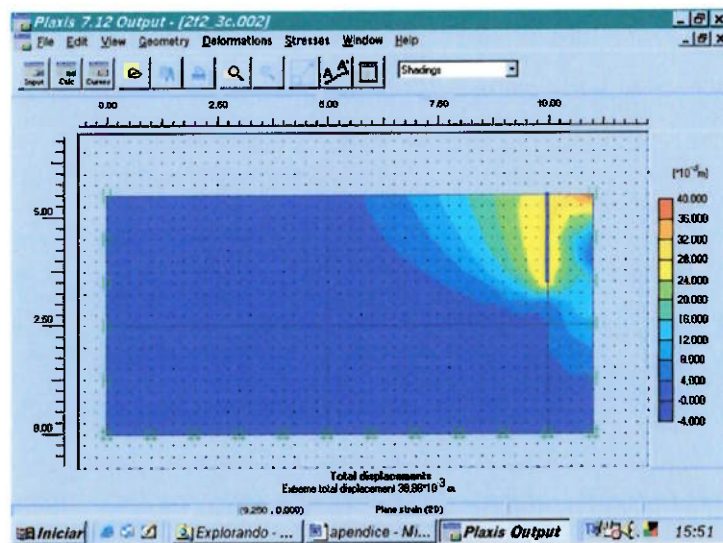


Figura I.183 Processamento para $f=2m$, $L/f=1$, $\phi'=20^\circ$ e $c=10kPa$.

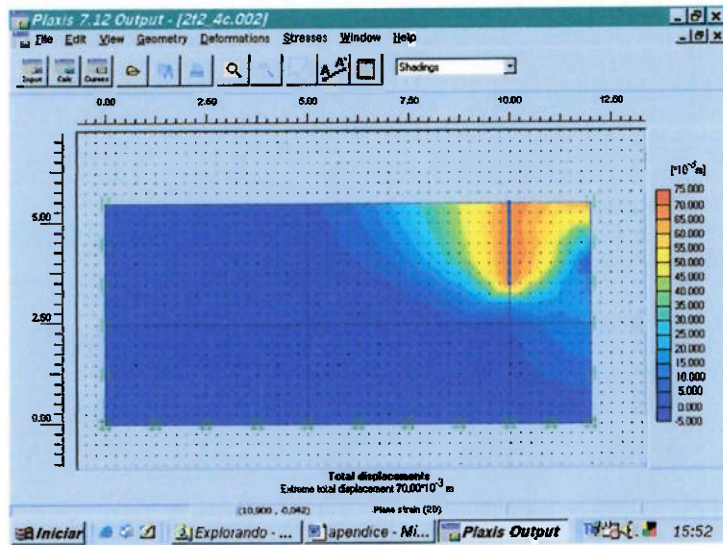


Figura I.184 Processamento para $f=2m$, $L/f=2$, $\phi'=20^\circ$ e $c=10kPa$.

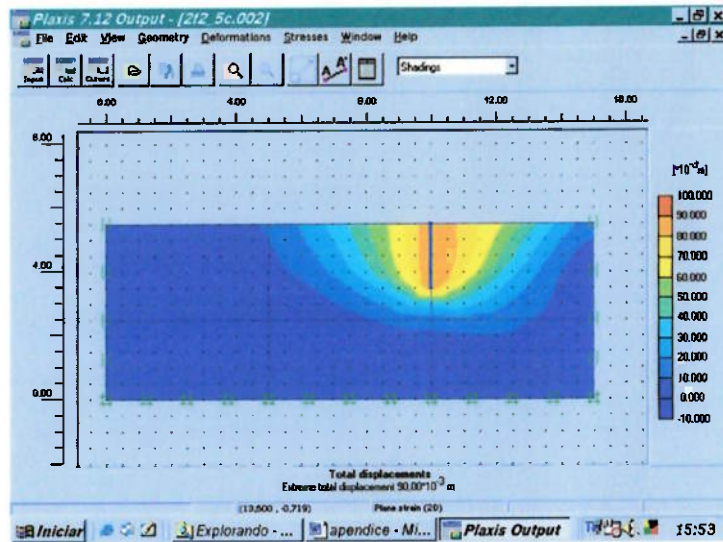


Figura I.185 Processamento para $f=2m$, $L/f=5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=10kPa$.

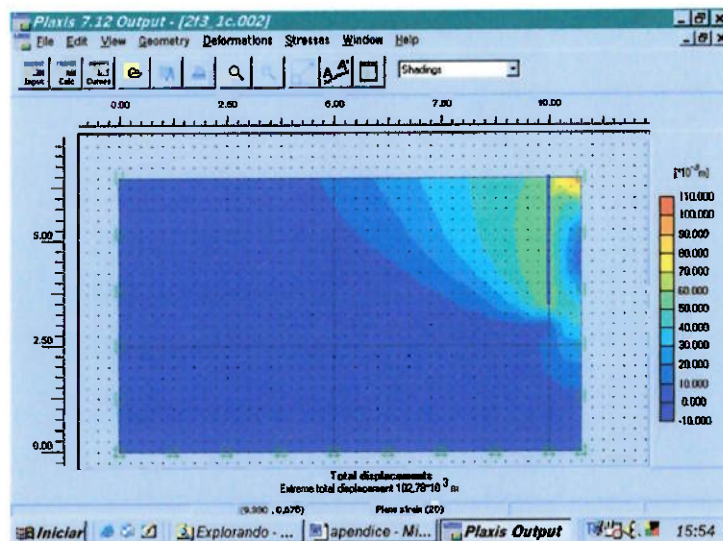


Figura I.186 Processamento para $f=3m$, $L/f=0,5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=10kPa$.

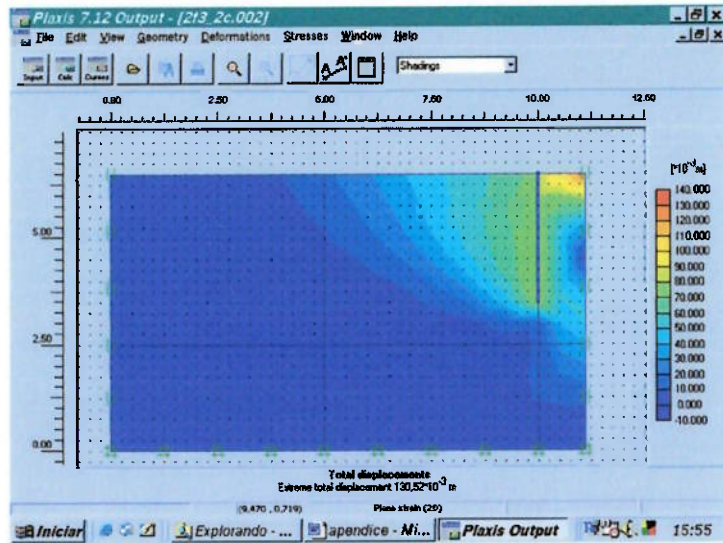


Figura I.187 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=20^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

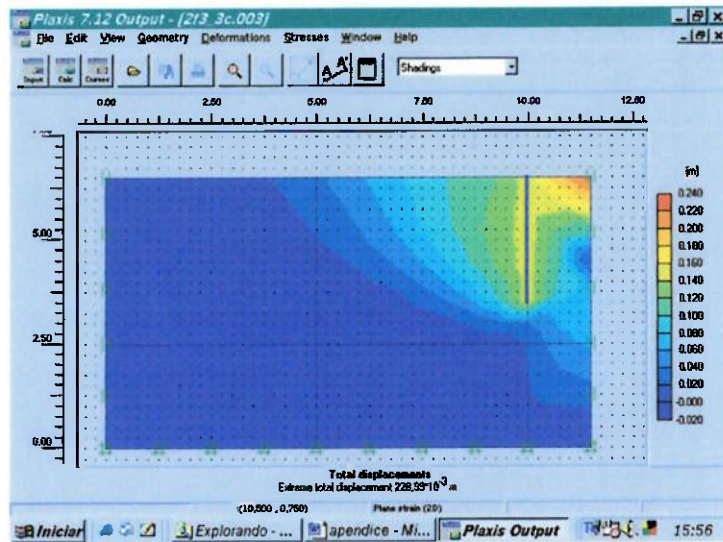


Figura I.188 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=20^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

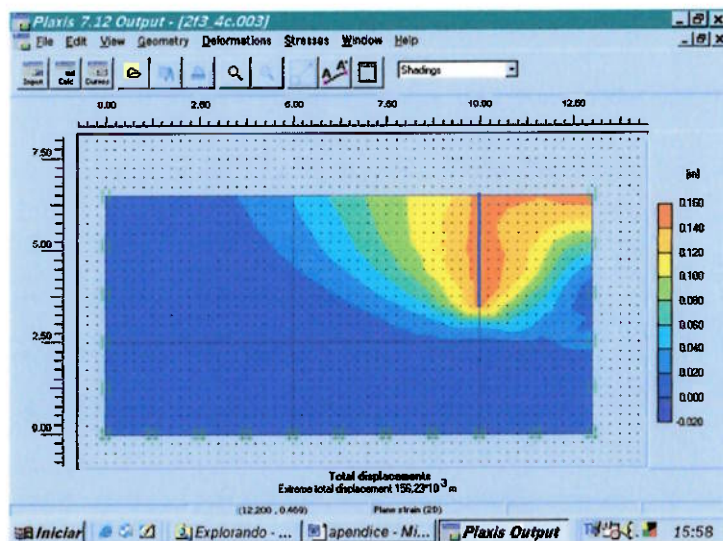


Figura I.189 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=20^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

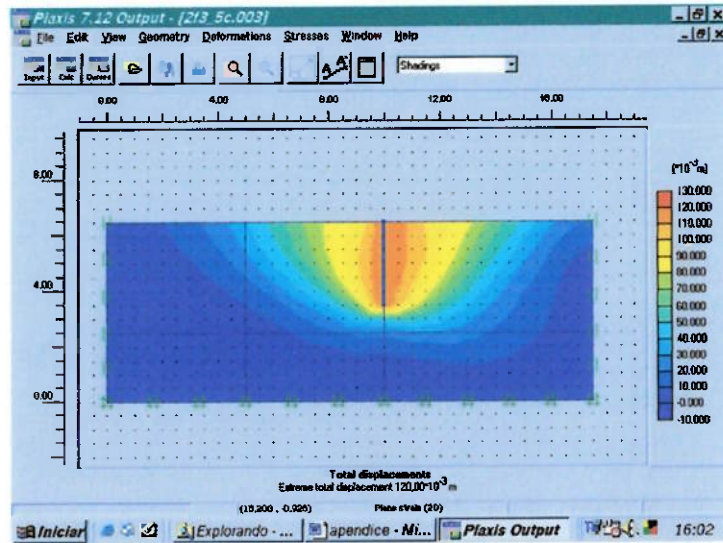


Figura I.190 Processamento para $f=3m$, $L/f=5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=10kPa$.

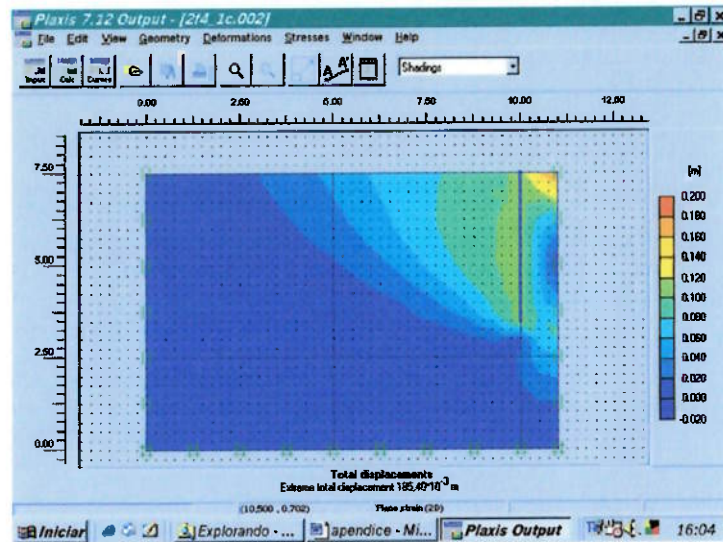


Figura I.191 Processamento para $f=4m$, $L/f=0,5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=10kPa$.

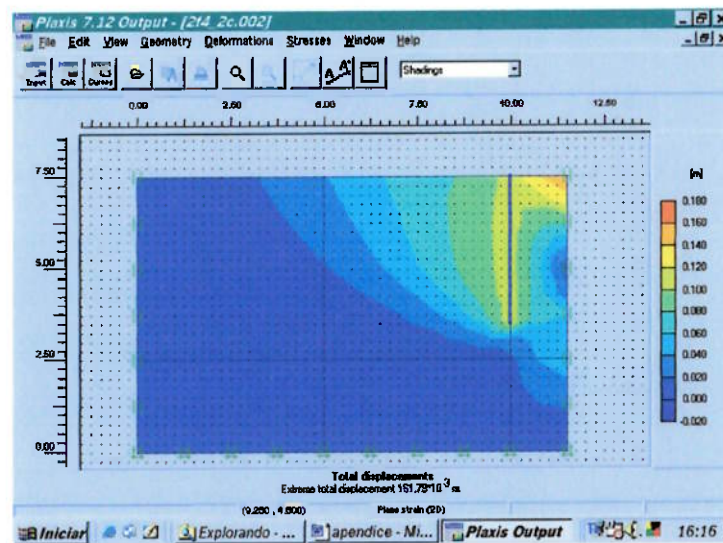


Figura I.192 Processamento para $f=4m$, $L/f=0,75$, $\phi'=20^\circ$ e $c=10kPa$.

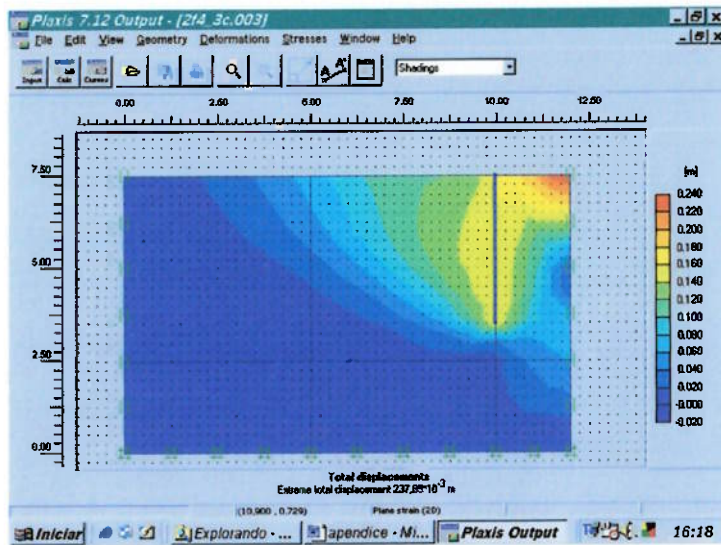


Figura I.193 Processamento para $f=4m$, $L/f=1$, $\phi'=20^\circ$ e $c=10kPa$.

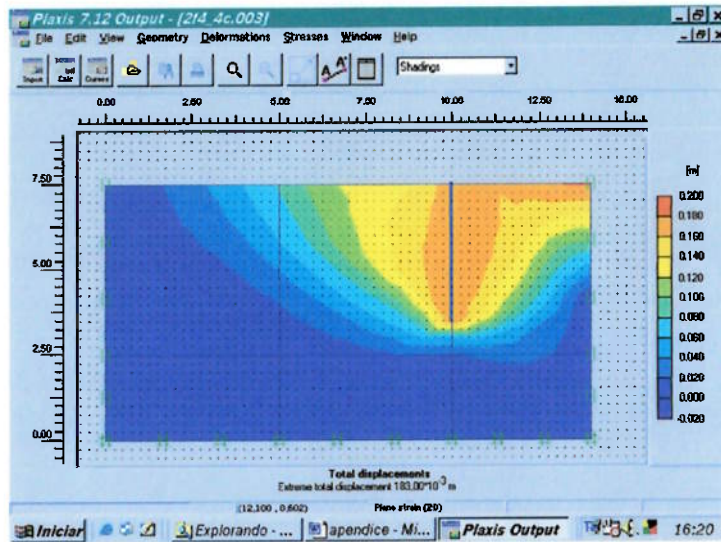


Figura I.194 Processamento para $f=4m$, $L/f=2$, $\phi'=20^\circ$ e $c=10kPa$.

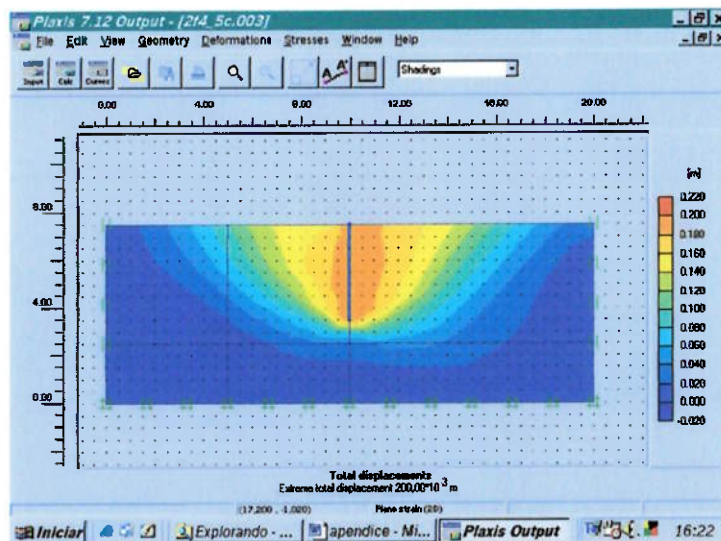


Figura I.195 Processamento para $f=4m$, $L/f=5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=10kPa$.

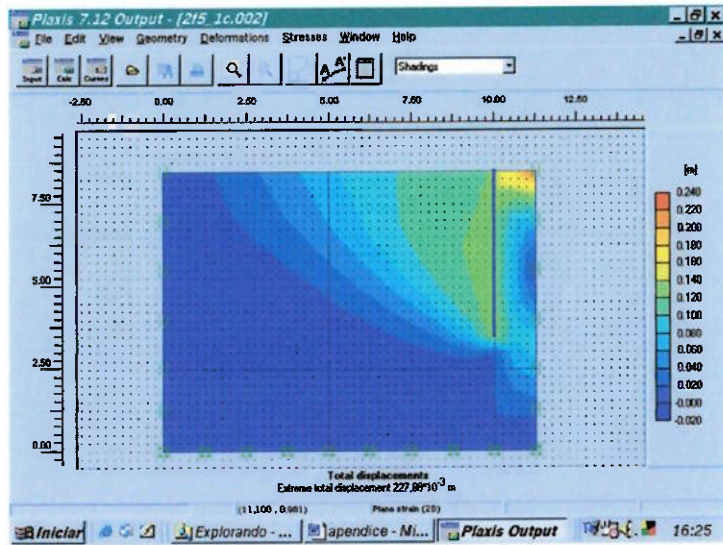


Figura I.196 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

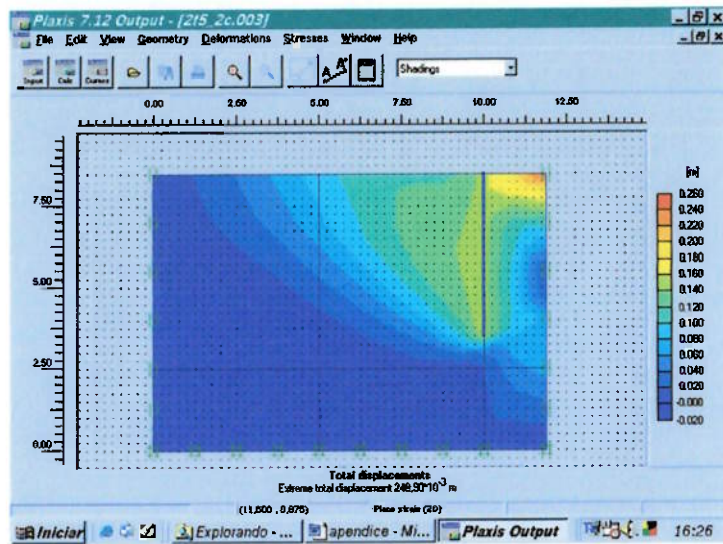


Figura I.197 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=20^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

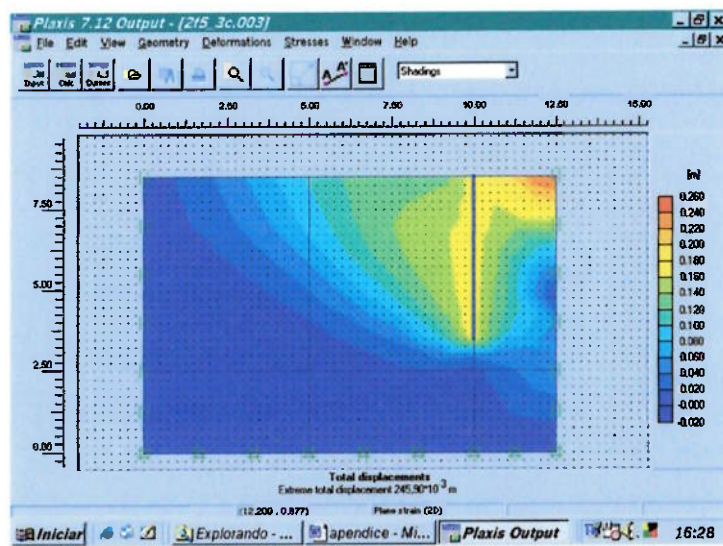


Figura I.198 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=20^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

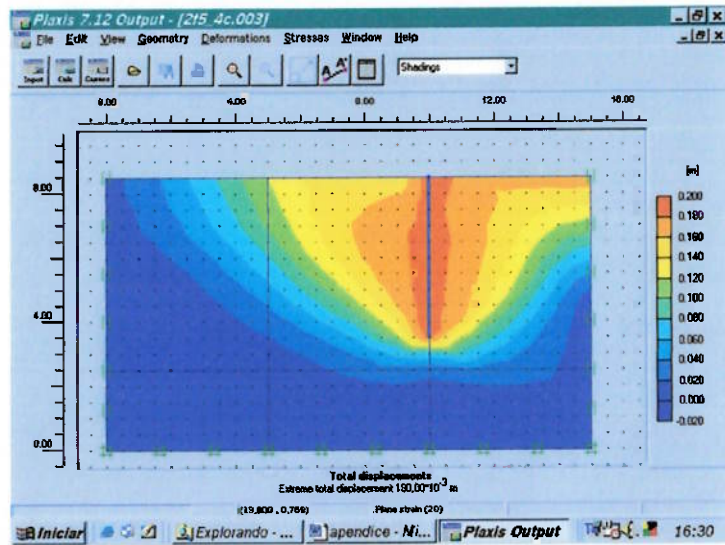


Figura I.199 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=20^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

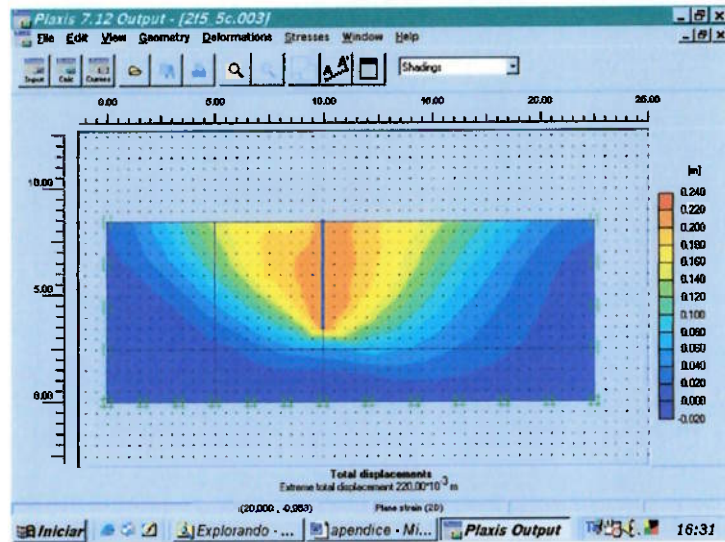


Figura I.200 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

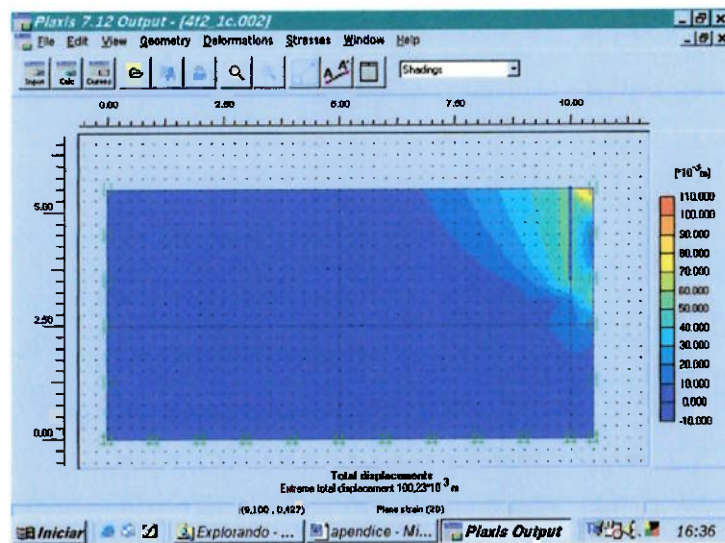


Figura I.201 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

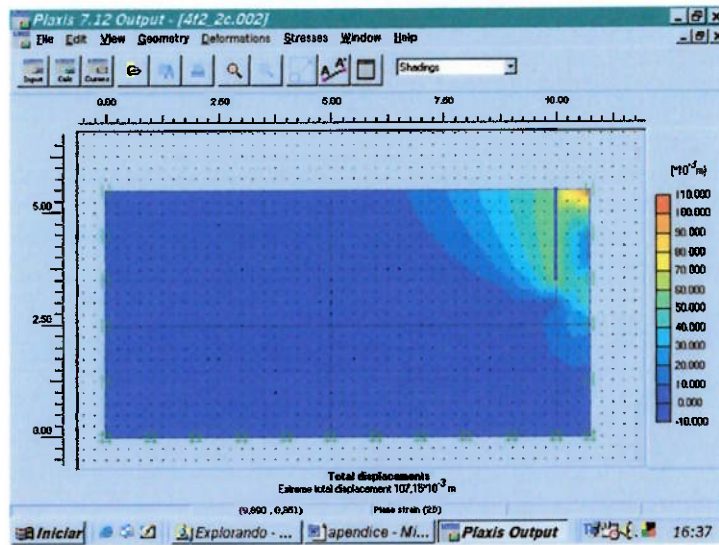


Figura I.202 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=20^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

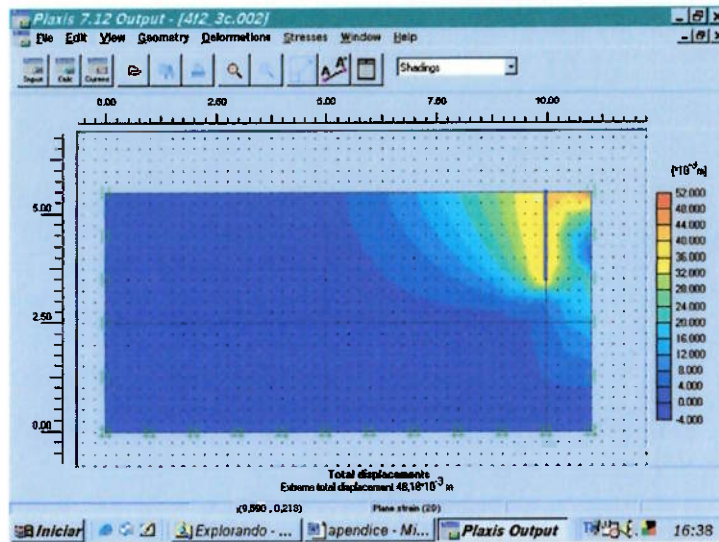


Figura I.203 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=20^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

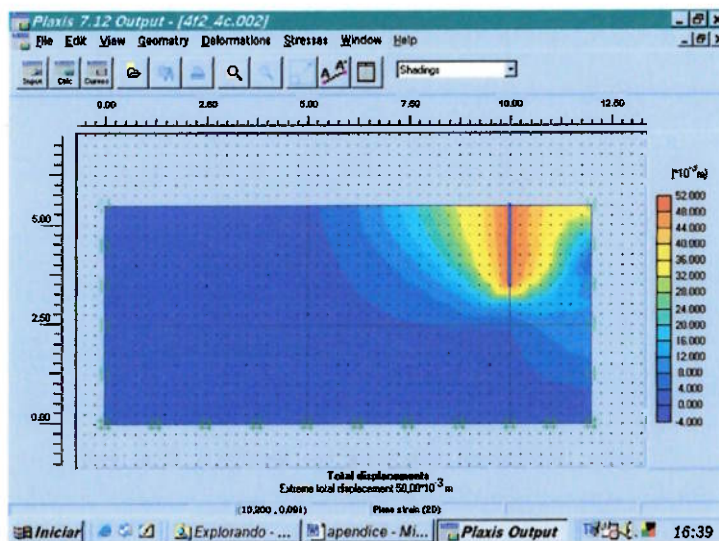


Figura I.204 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=20^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

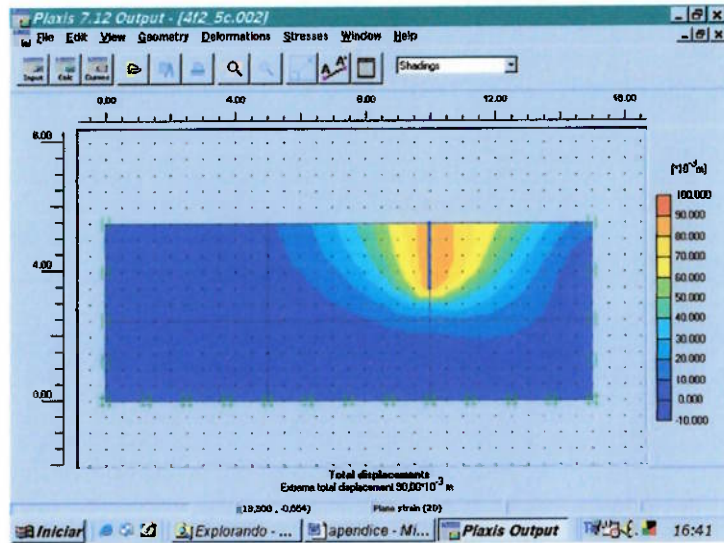


Figura I.205 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

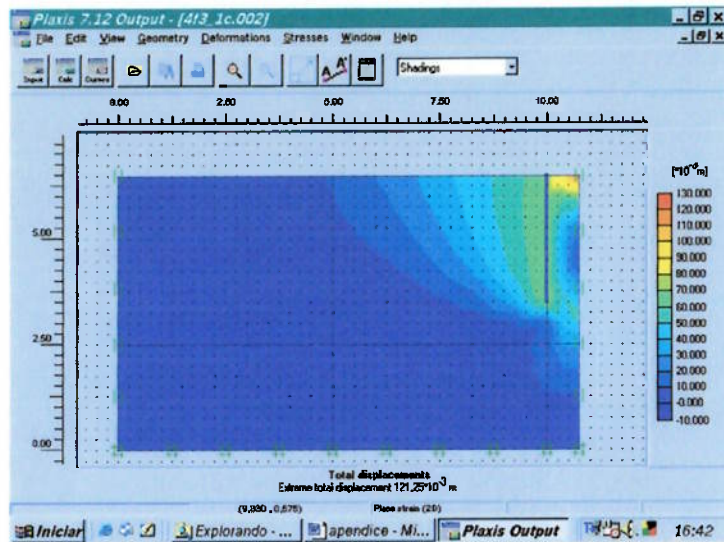


Figura I.206 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

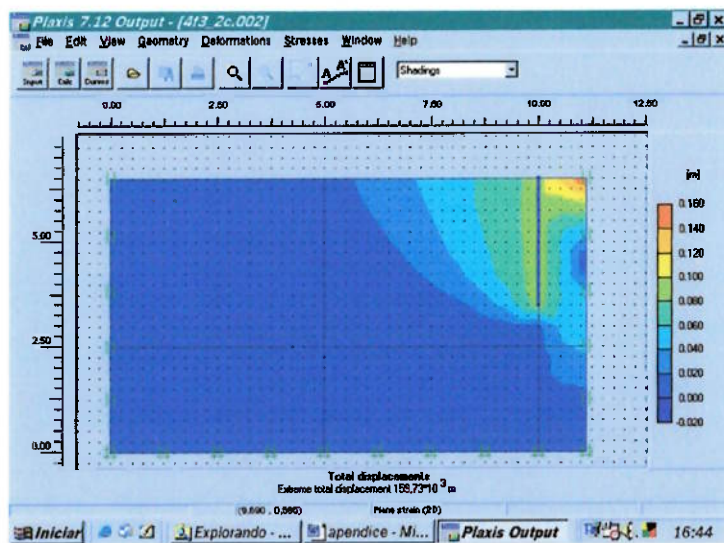


Figura I.207 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=20^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

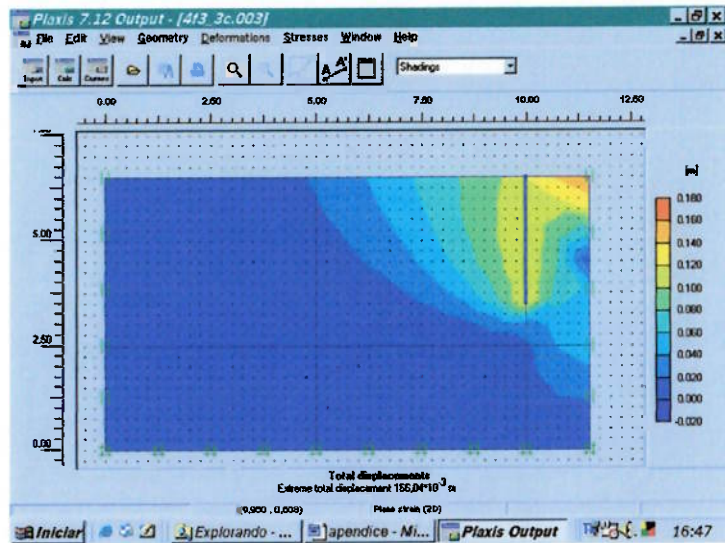


Figura I.208 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=20^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

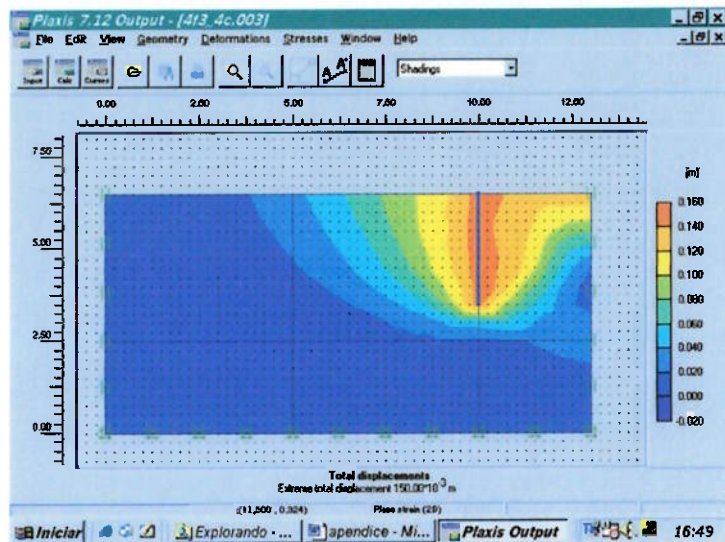


Figura I.209 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=20^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

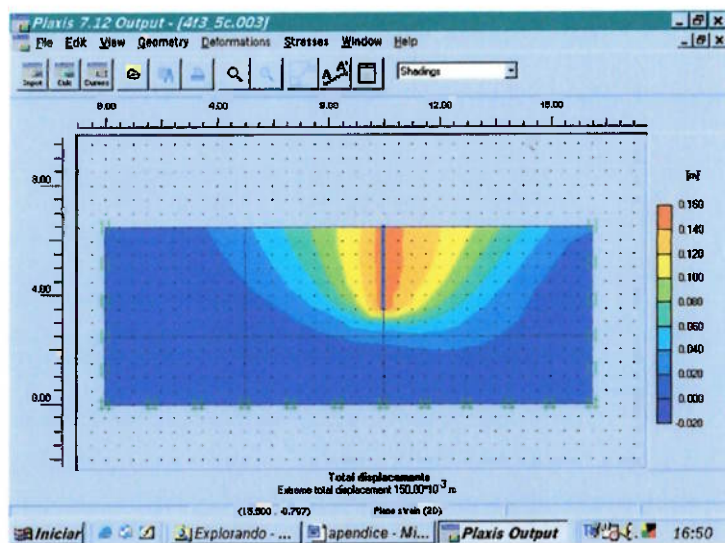


Figura I.210 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

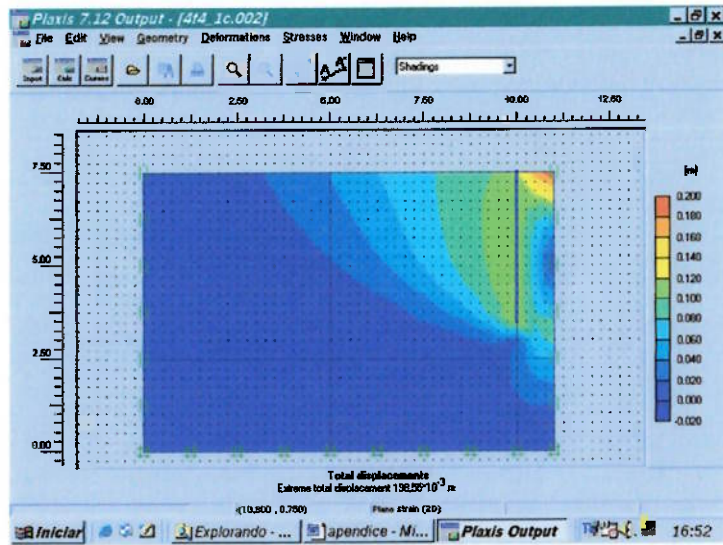


Figura I.211 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

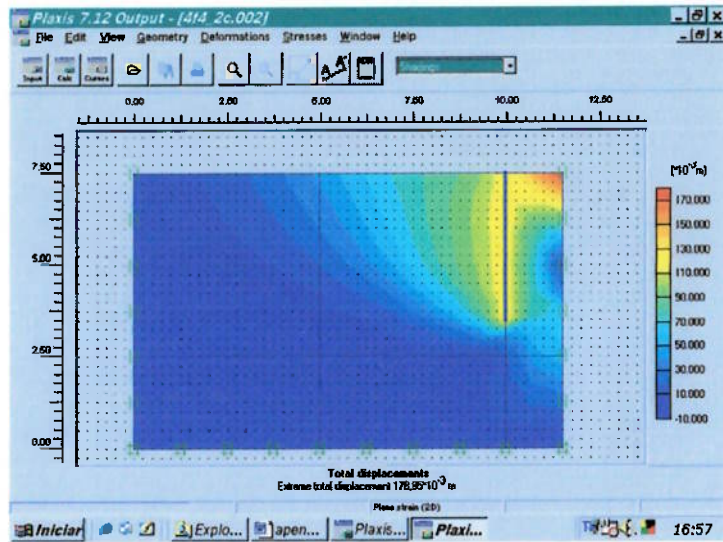


Figura I.212 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=20^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

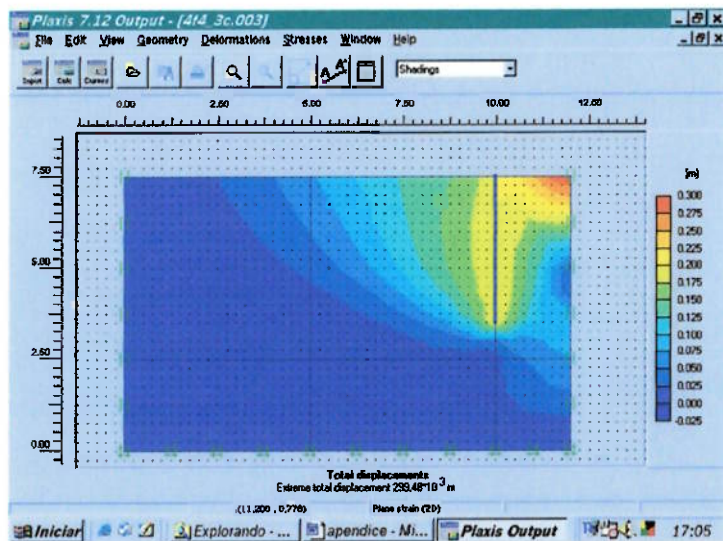


Figura I.213 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=20^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

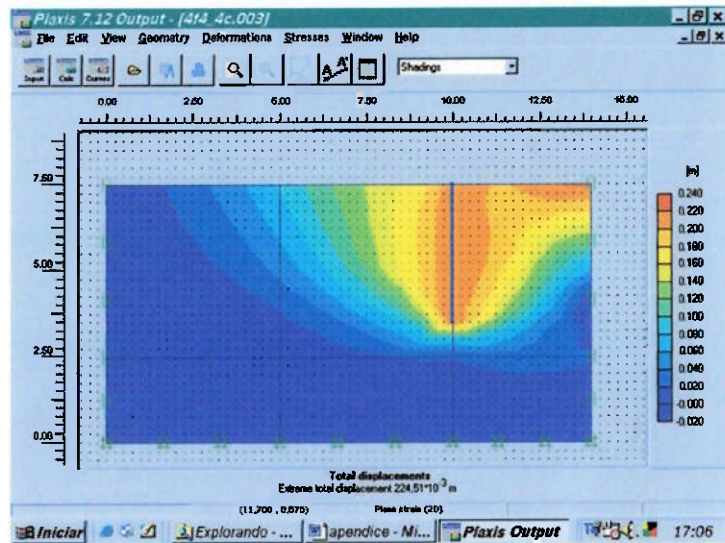


Figura I.214 Processamento para $f=4m$, $L/f=2$, $\phi'=20^\circ$ e $c=15kPa$.

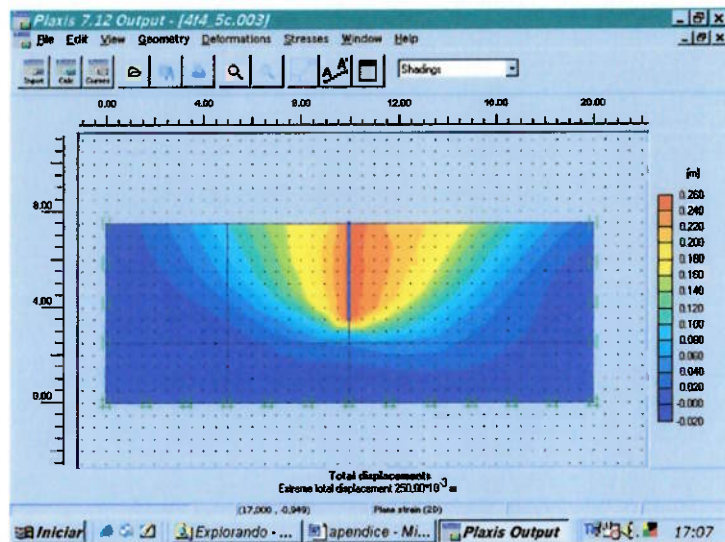


Figura I.215 Processamento para $f=4m$, $L/f=5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=15kPa$.

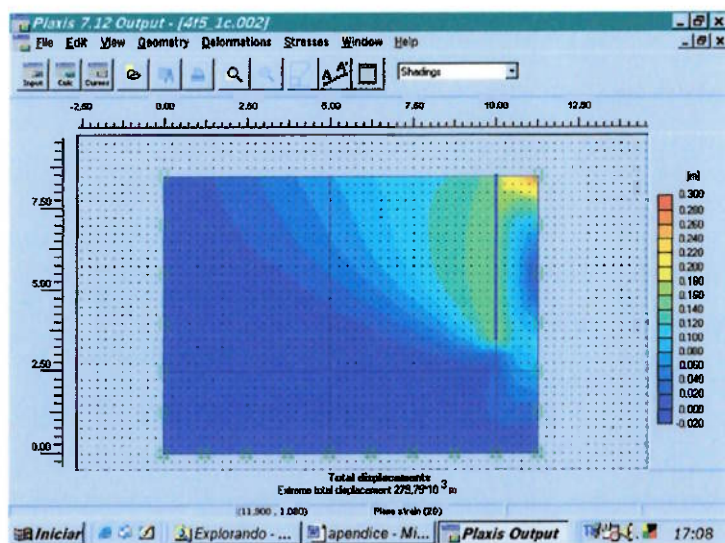


Figura I.216 Processamento para $f=5m$, $L/f=0,5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=15kPa$.

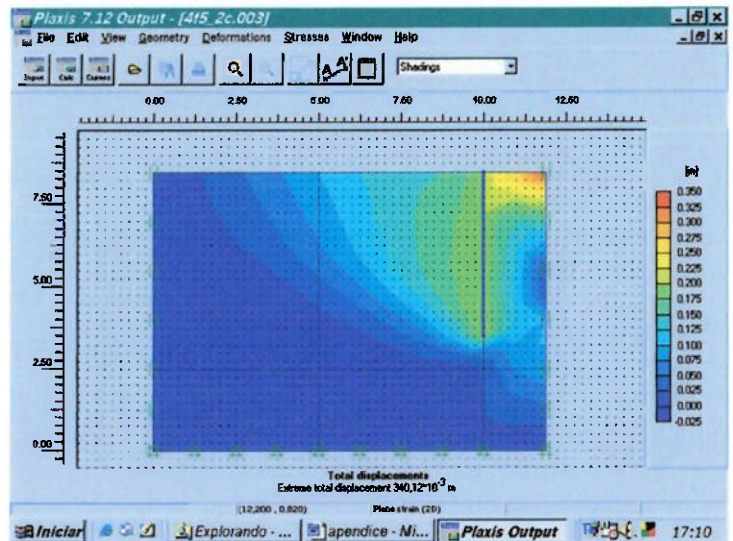


Figura I.217 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=20^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

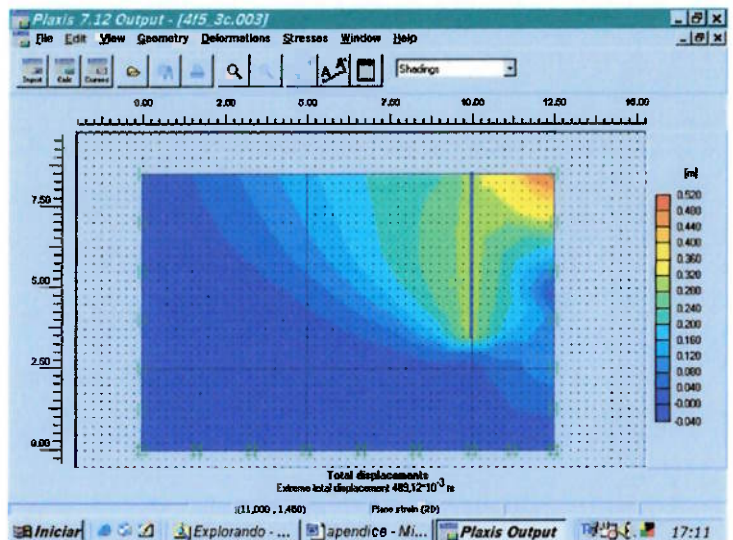


Figura I.218 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=20^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

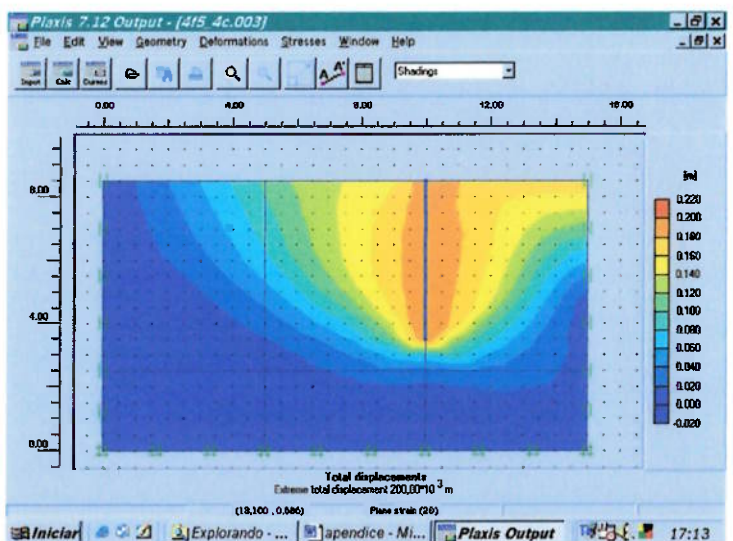


Figura I.219 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=20^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

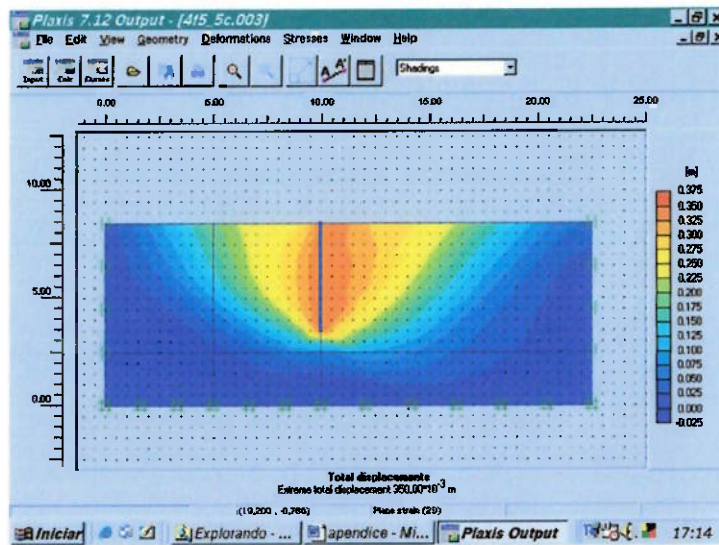


Figura I.220 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

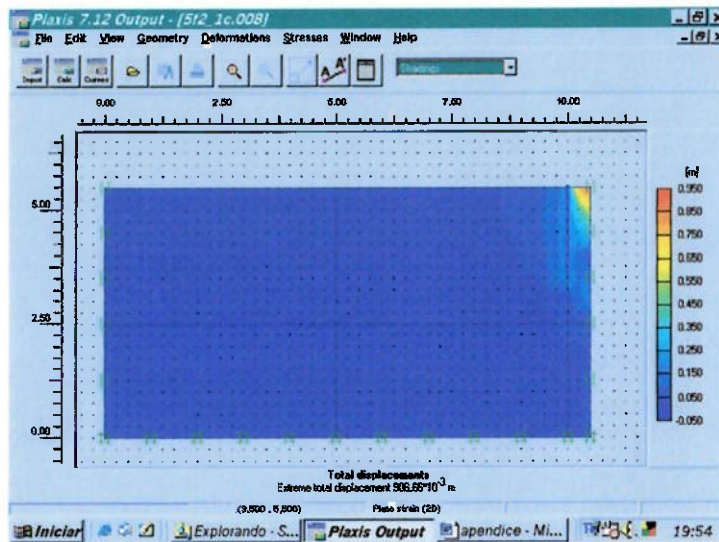


Figura I.221 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

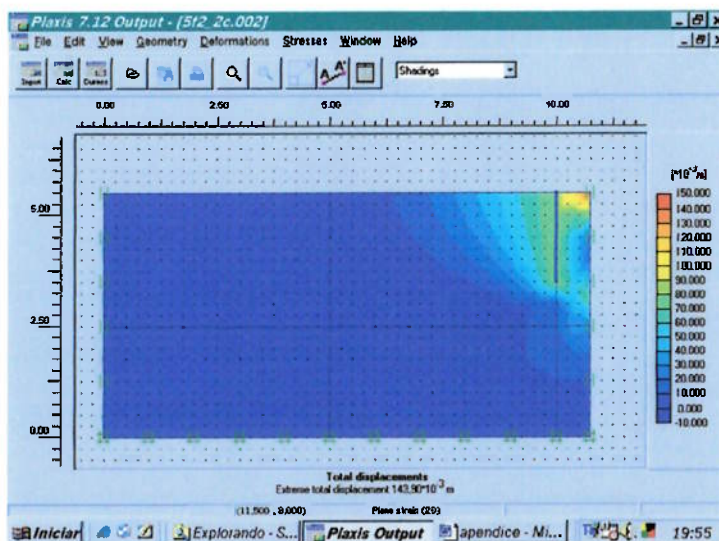


Figura I.222 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=20^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

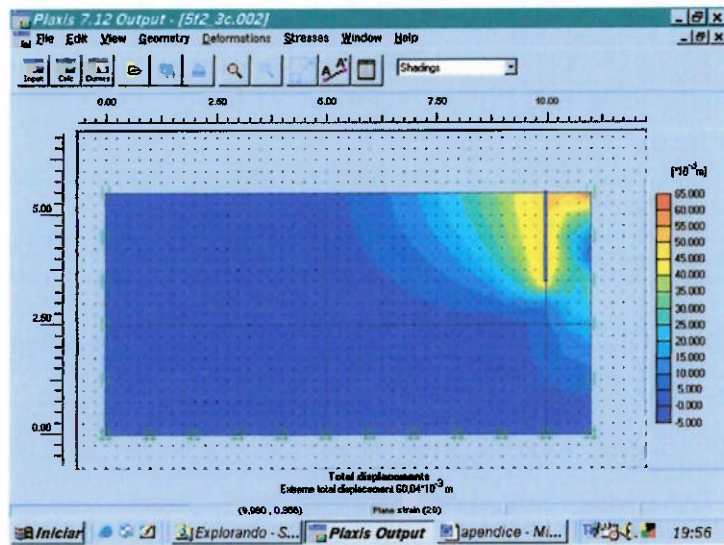


Figura I.223 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=20^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

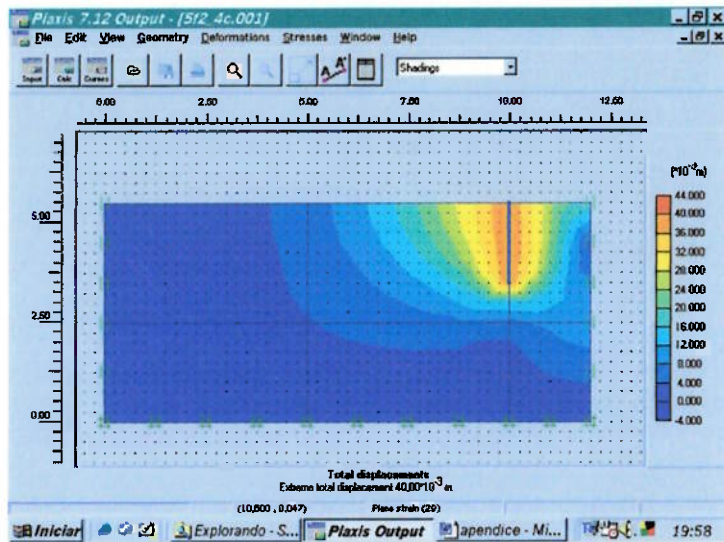


Figura I.224 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=20^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

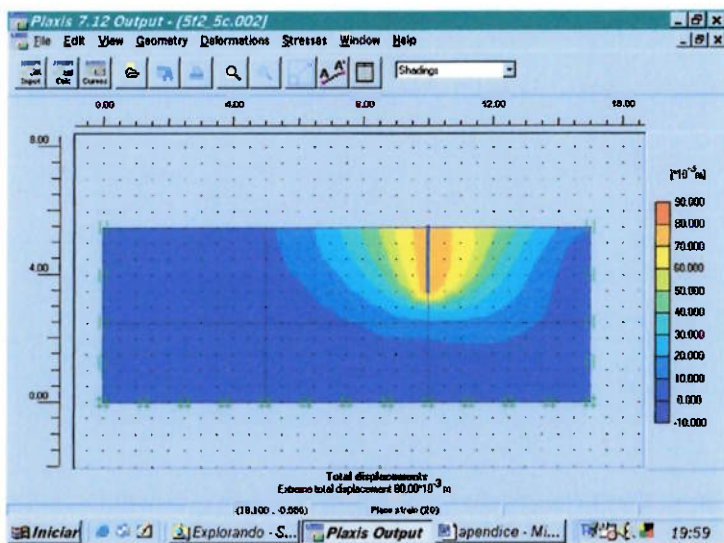


Figura I.225 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

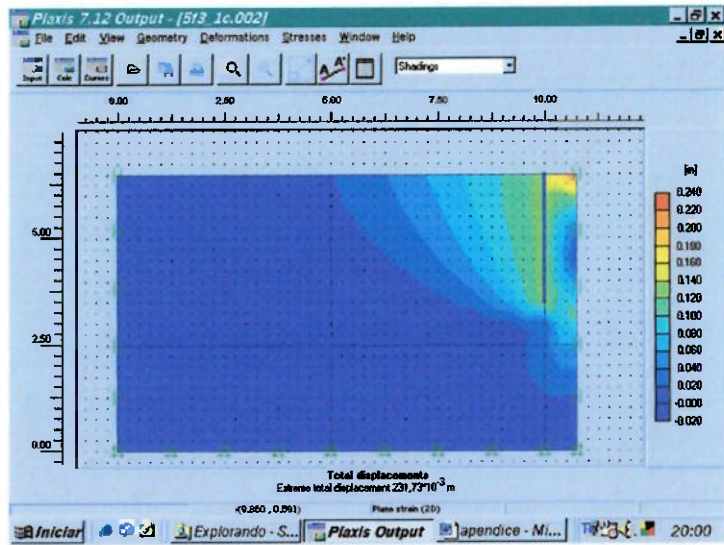


Figura I.226 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

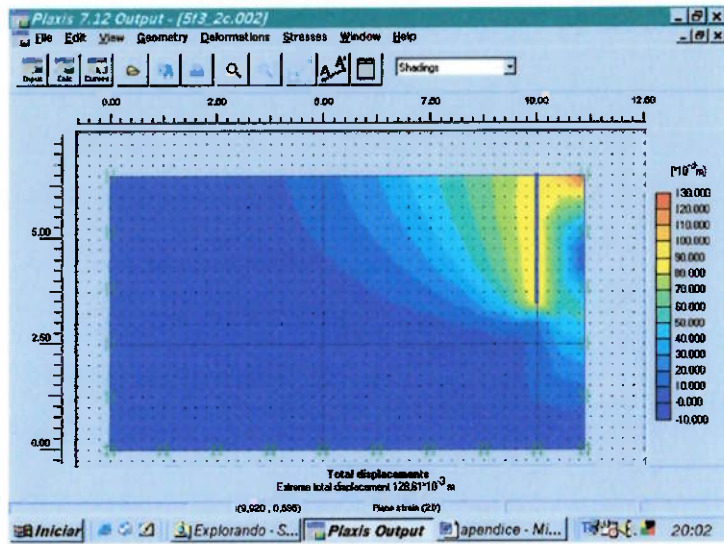


Figura I.227 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=20^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

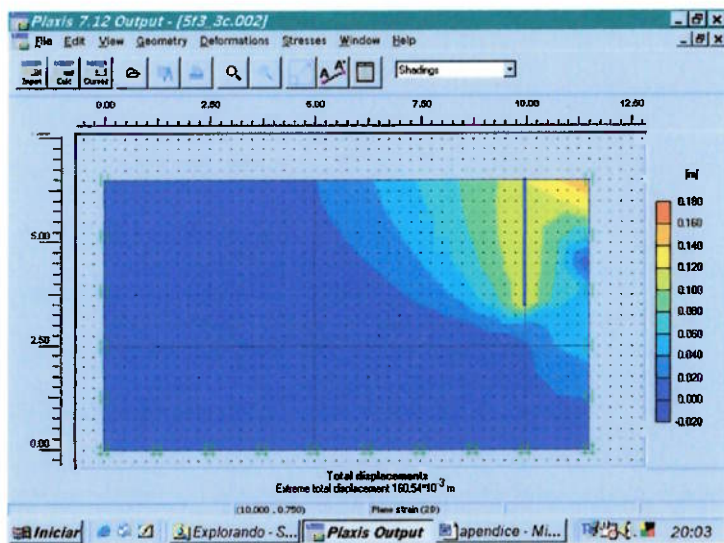


Figura I.228 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=20^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

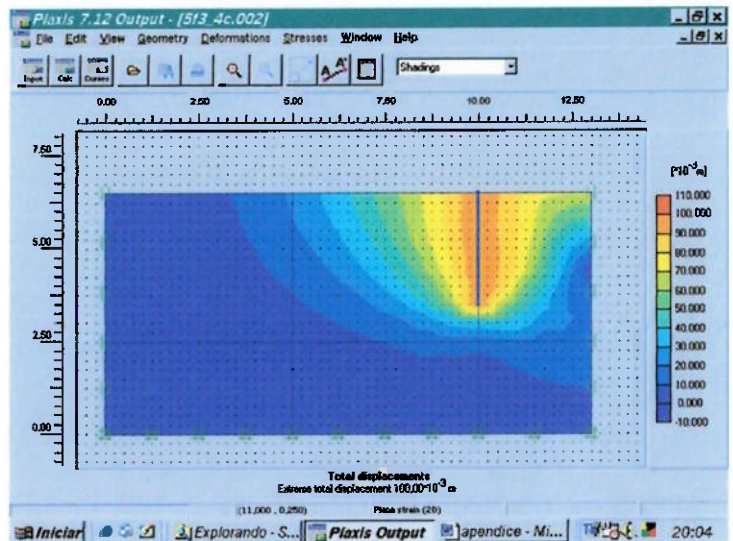


Figura I.229 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=20^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

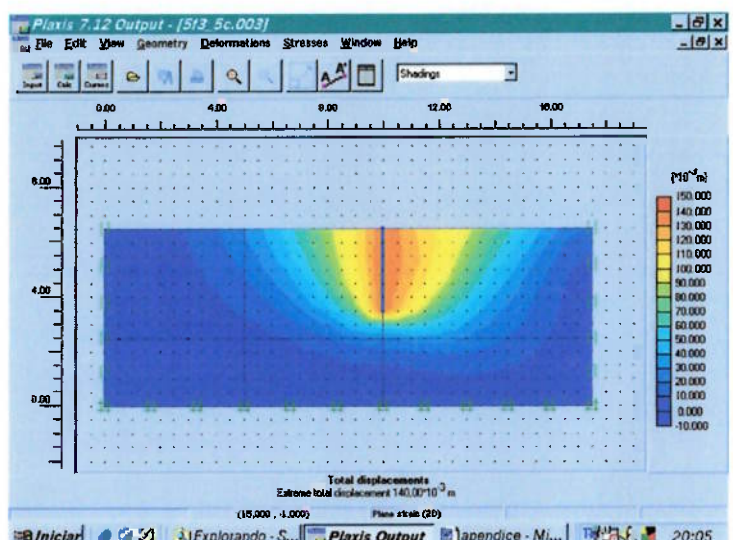


Figura I.230 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

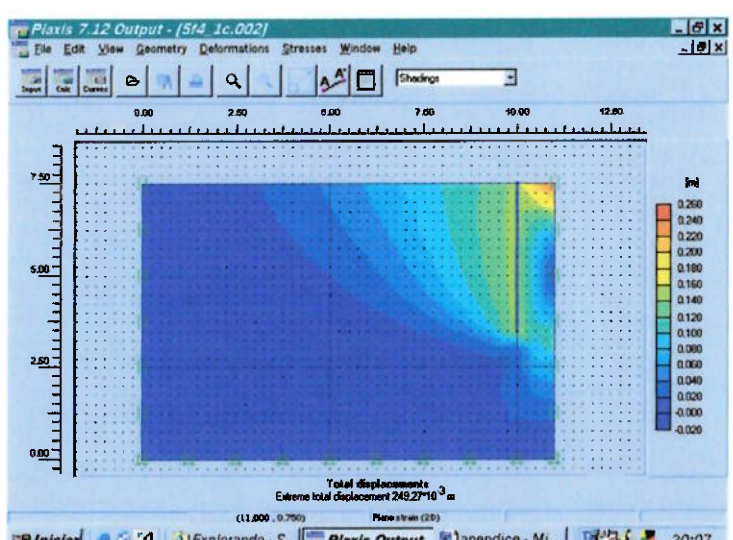


Figura I.231 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

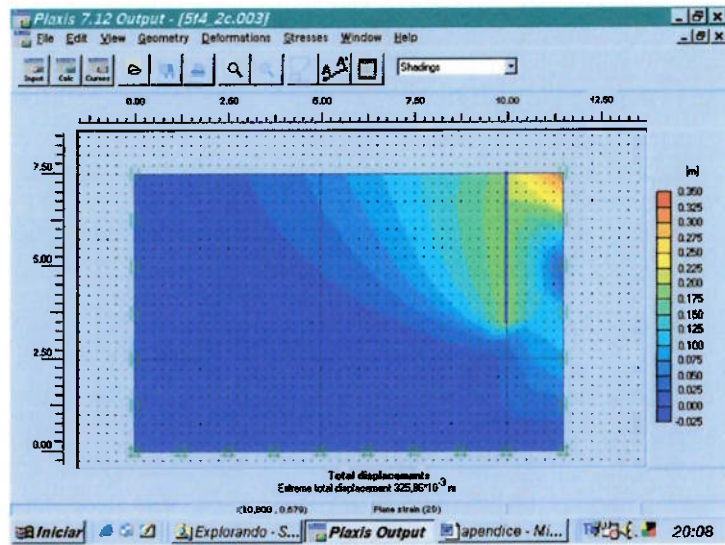


Figura I.232 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=20^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

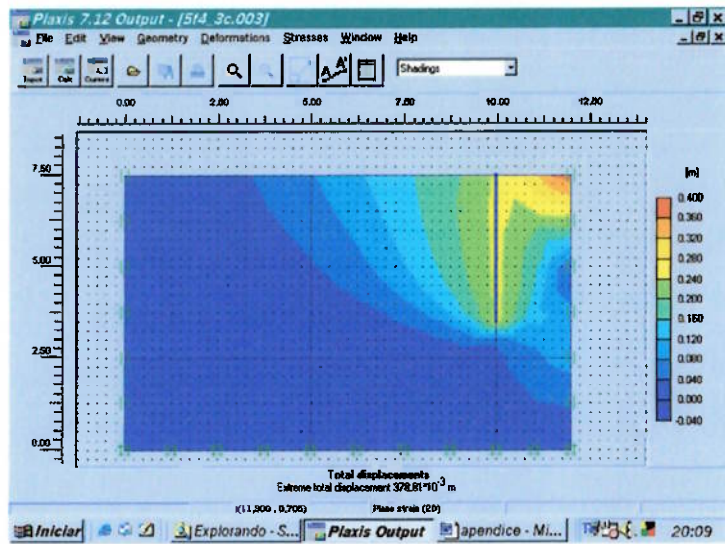


Figura I.233 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=20^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

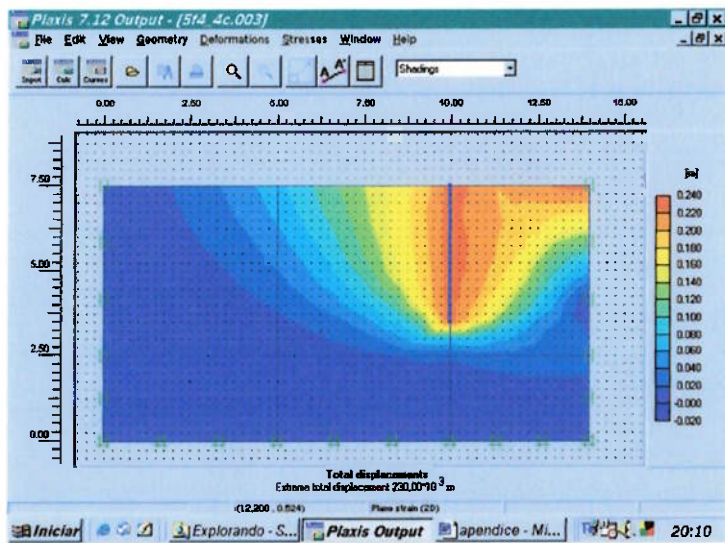


Figura I.234 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=20^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

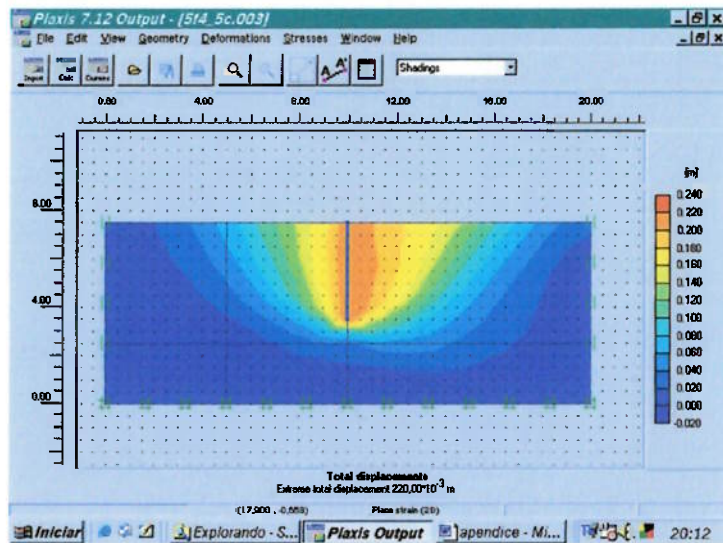


Figura I.235 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

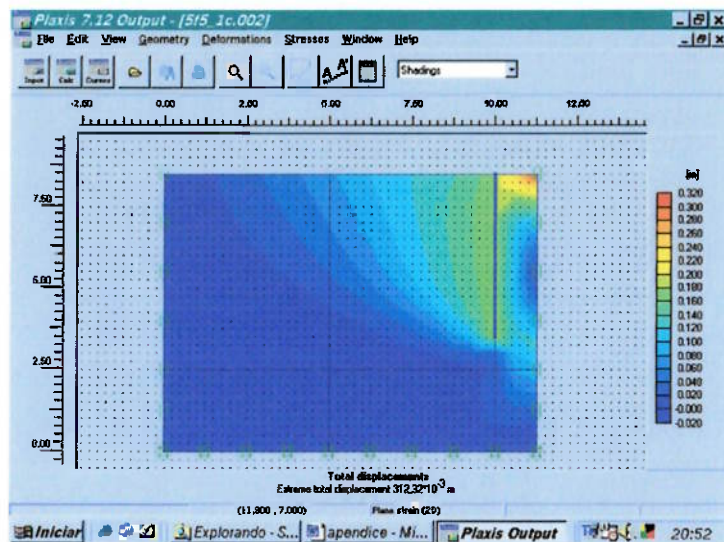


Figura I.236 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

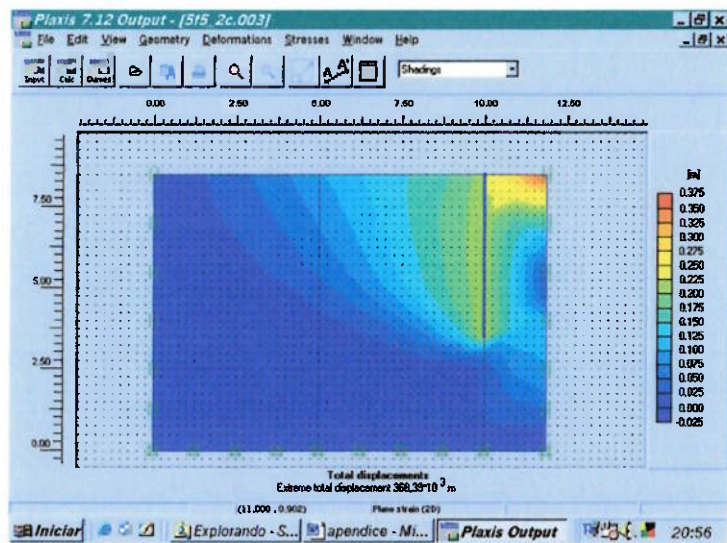


Figura I.237 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=20^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

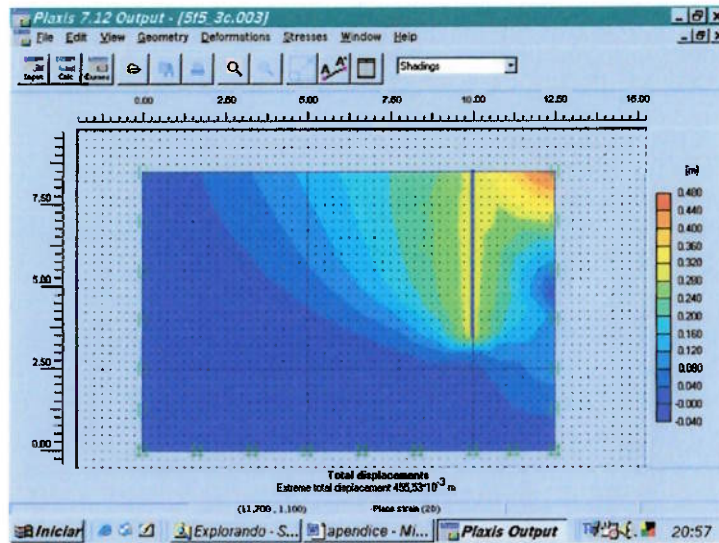


Figura I.238 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=20^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

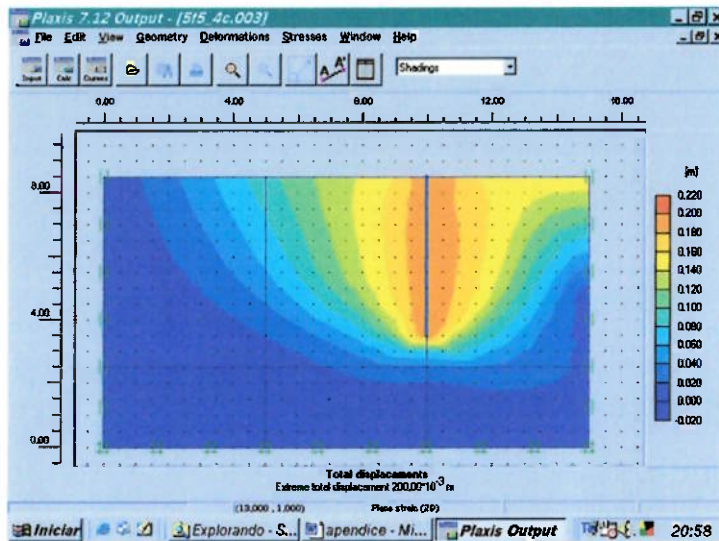


Figura I.239 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=20^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

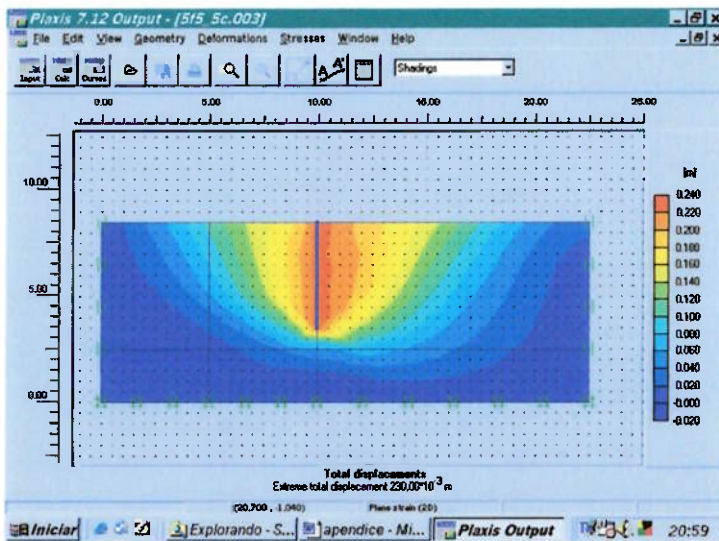


Figura I.240 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=20^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

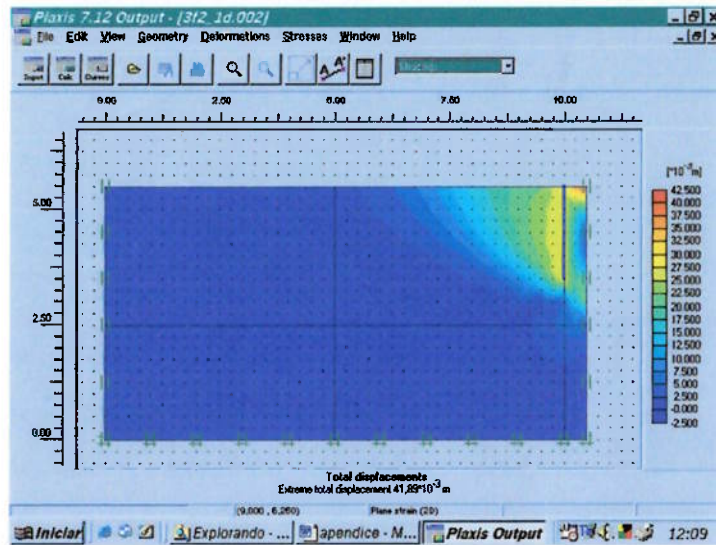


Figura I.241 Processamento para $f=2m$, $L/f=0,5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=5kPa$.

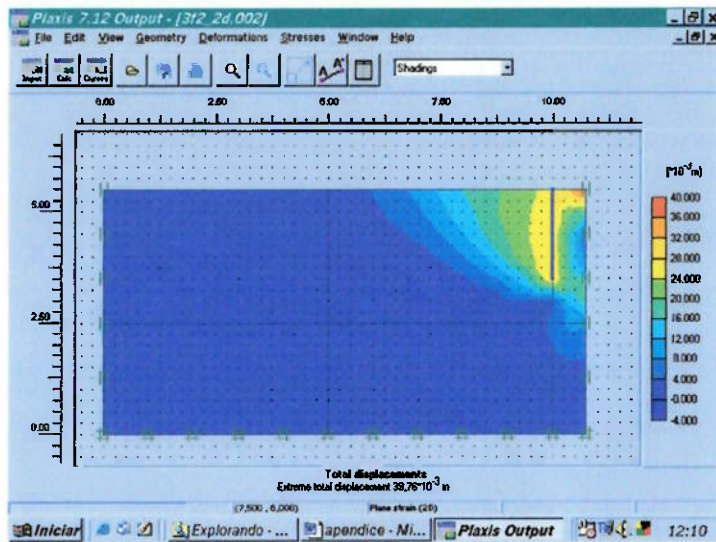


Figura I.242 Processamento para $f=2m$, $L/f=0,75$, $\phi'=25^\circ$ e $c=5kPa$.

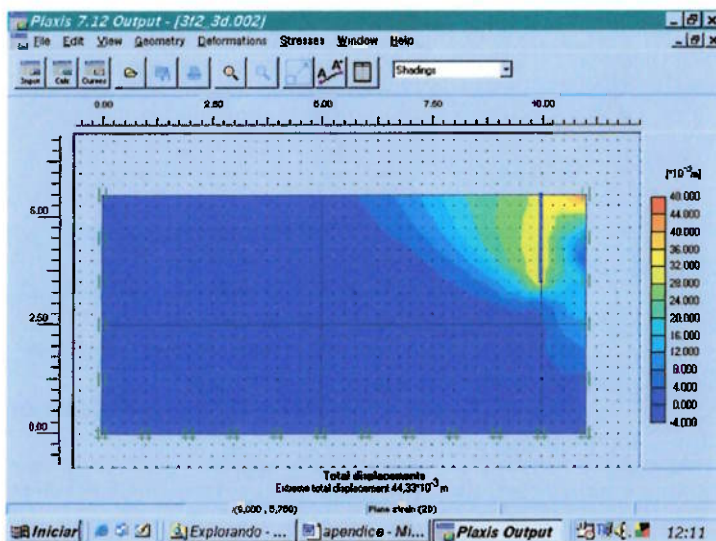


Figura I.243 Processamento para $f=2m$, $L/f=1$, $\phi'=25^\circ$ e $c=5kPa$.

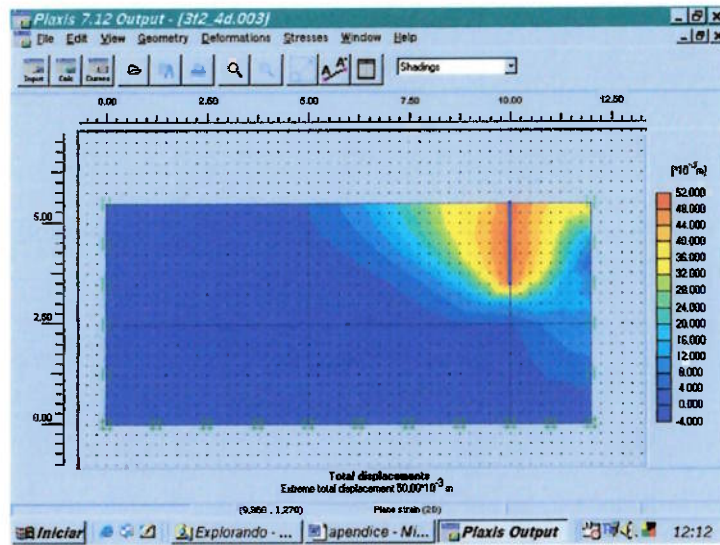


Figura I.244 Processamento para $f=2m$, $L/f=2$, $\phi'=25^\circ$ e $c=5kPa$.

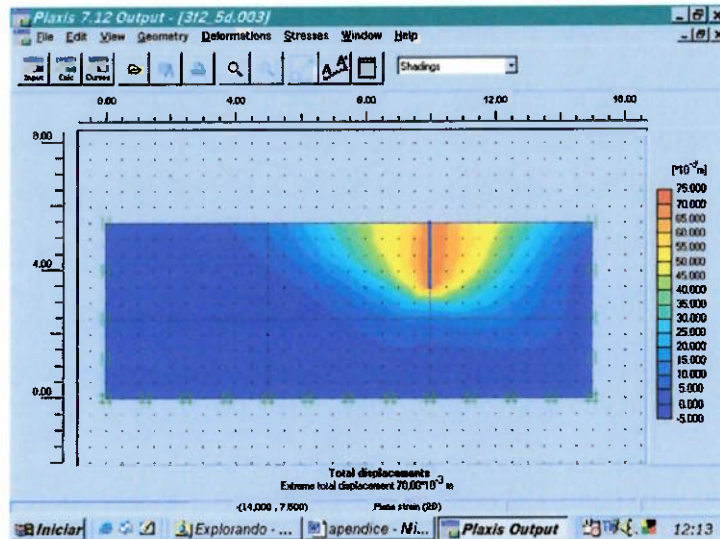


Figura I.245 Processamento para $f=2m$, $L/f=5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=5kPa$.

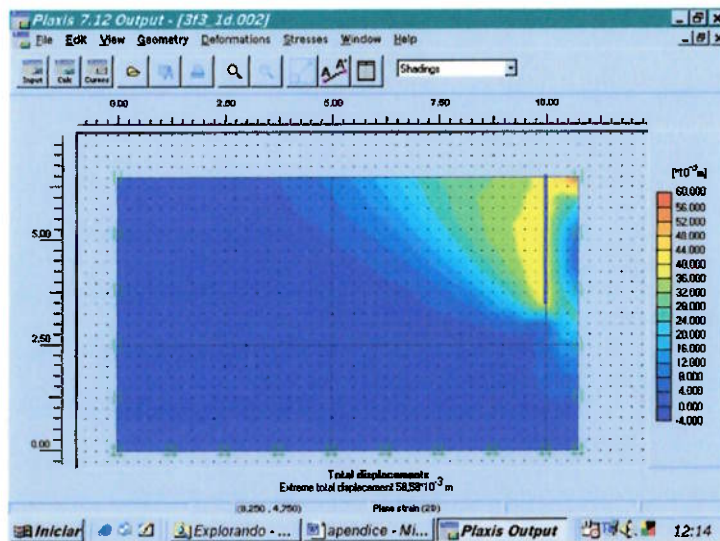


Figura I.246 Processamento para $f=3m$, $L/f=0,5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=5kPa$.

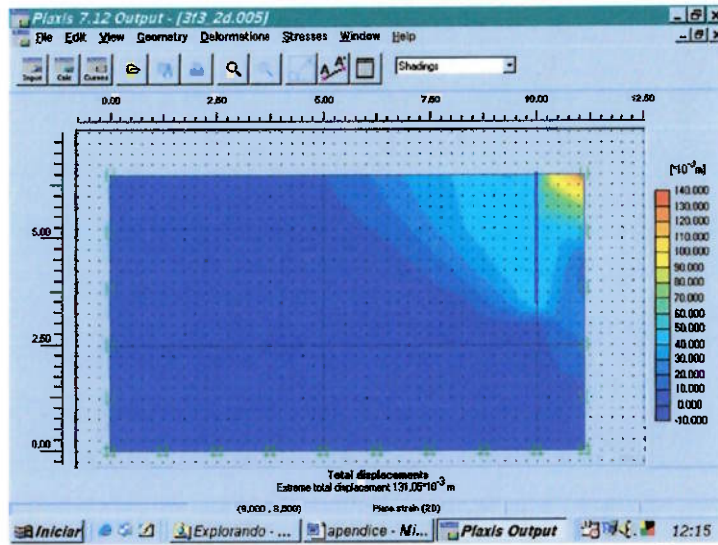


Figura I.247 Processamento para $f=3m$, $L/f=0,75$, $\phi'=25^\circ$ e $c=5kPa$.

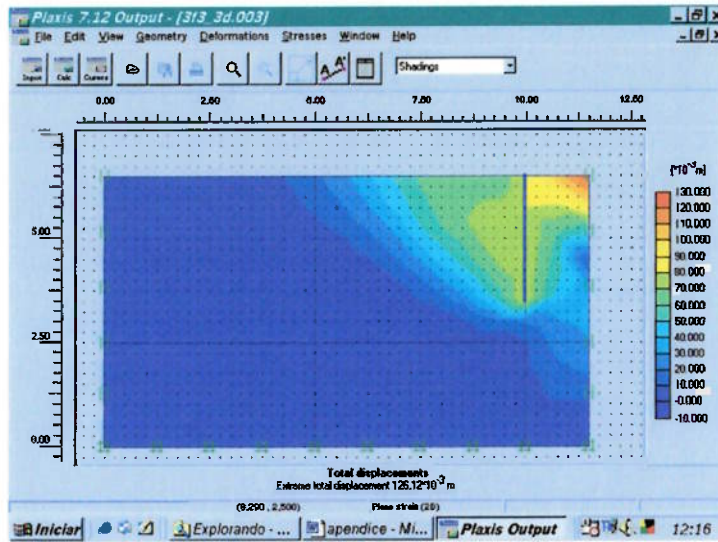


Figura I.248 Processamento para $f=3m$, $L/f=1$, $\phi'=25^\circ$ e $c=5kPa$.

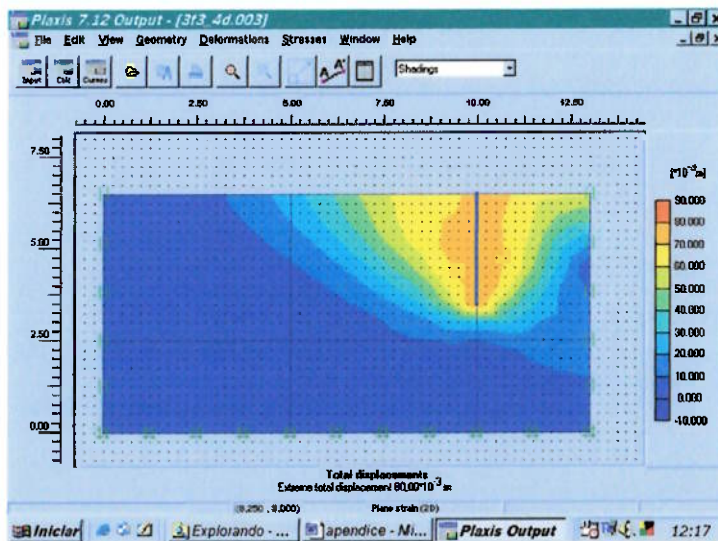


Figura I.249 Processamento para $f=3m$, $L/f=2$, $\phi'=25^\circ$ e $c=5kPa$.

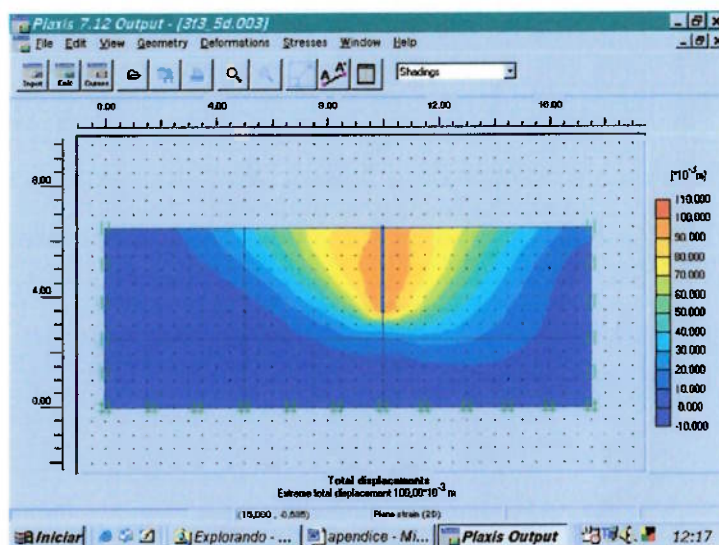


Figura I.250 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

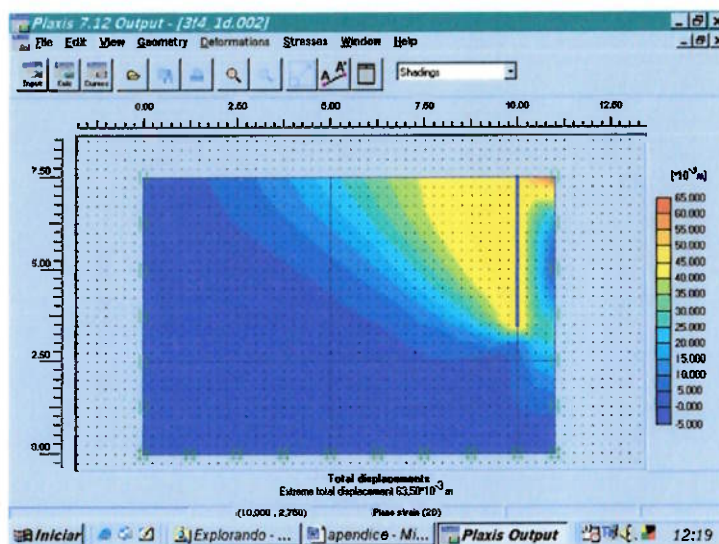


Figura I.251 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

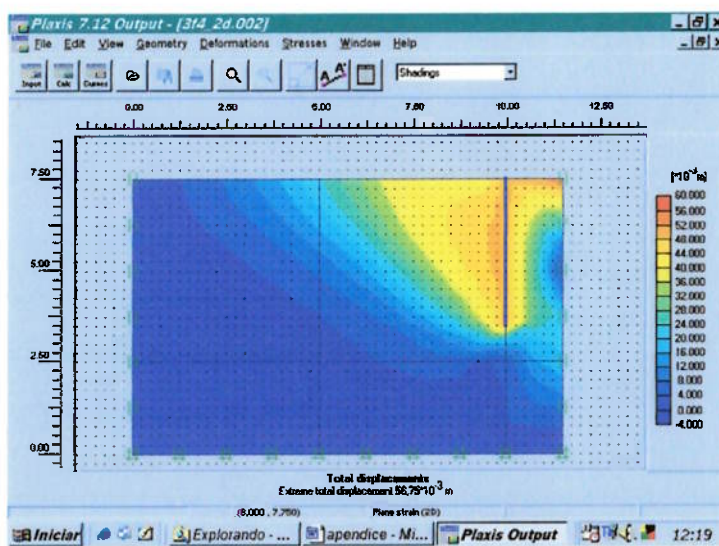


Figura I.252 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=25^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

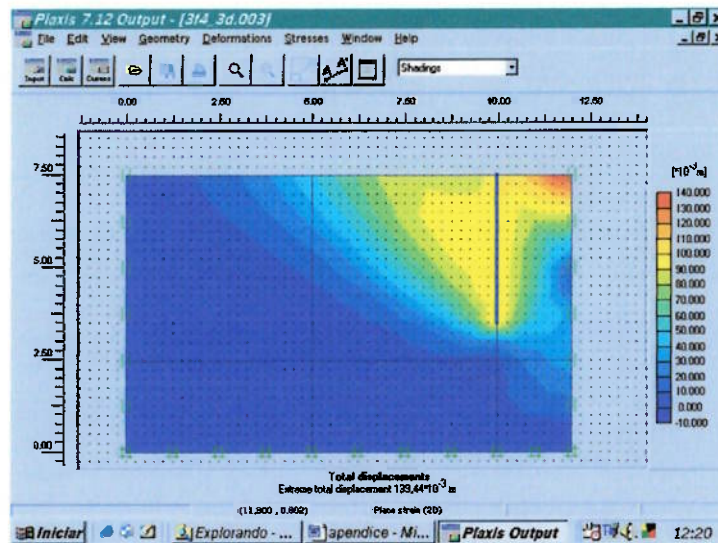


Figura I.253 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=25^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

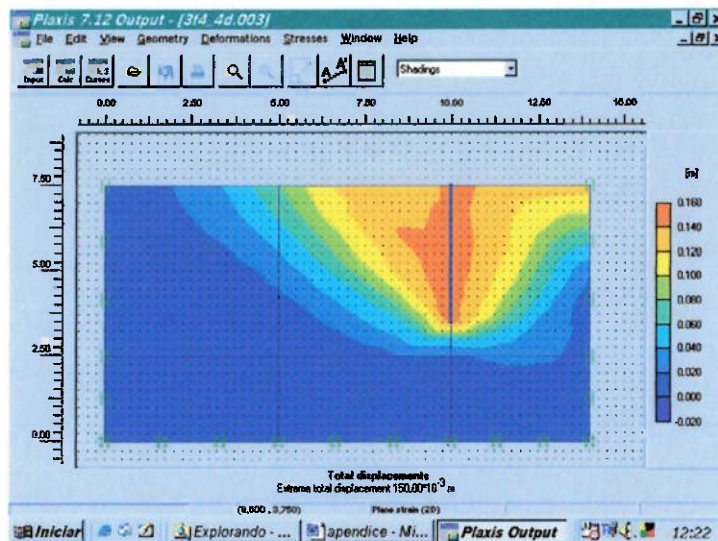


Figura I.254 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=25^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

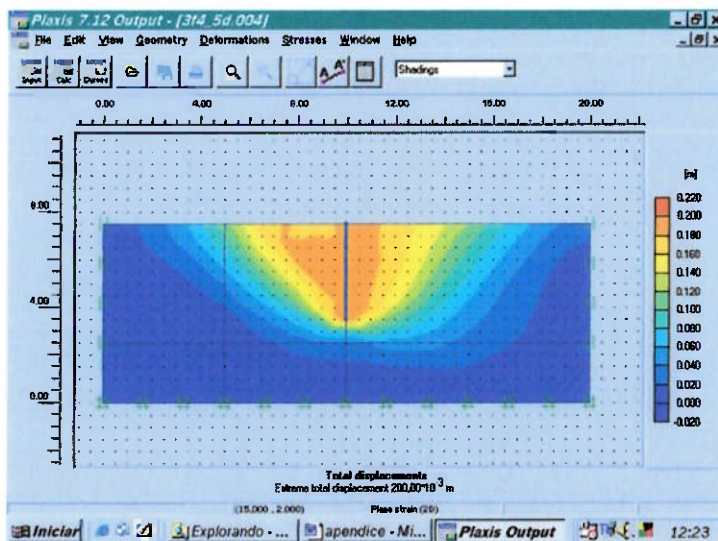


Figura I.255 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

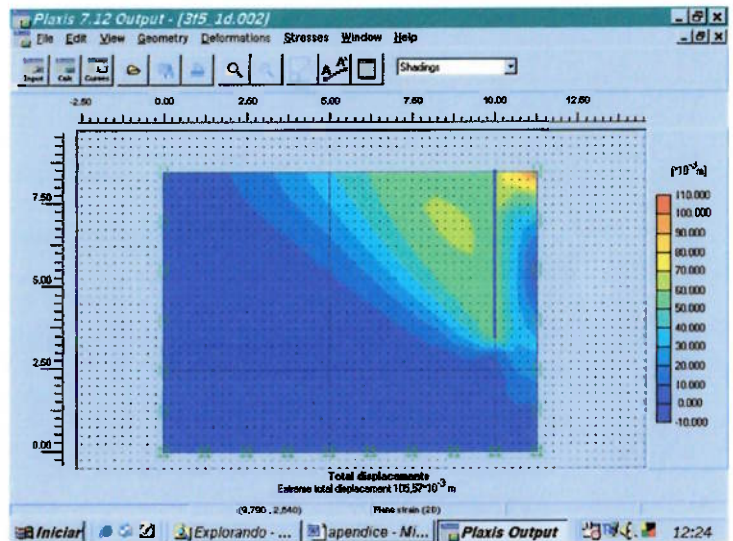


Figura I.256 Processamento para $f=5m$, $L/f=0,5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=5kPa$.

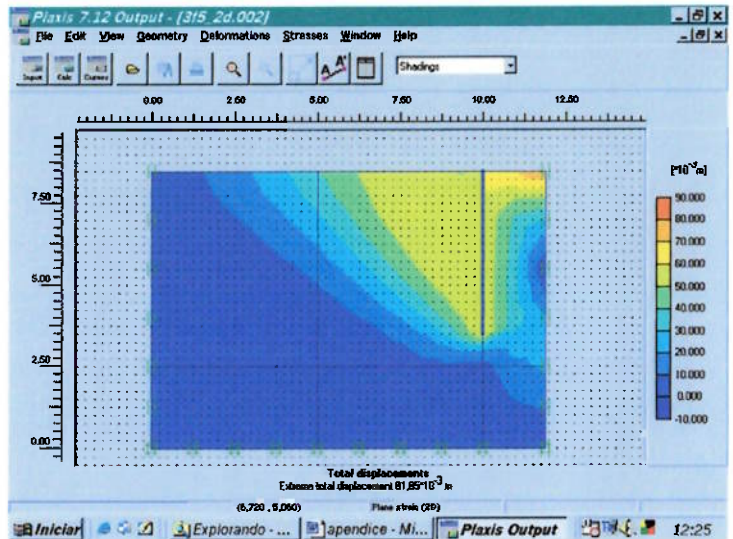


Figura I.257 Processamento para $f=5m$, $L/f=0,75$, $\phi'=25^\circ$ e $c=5kPa$.

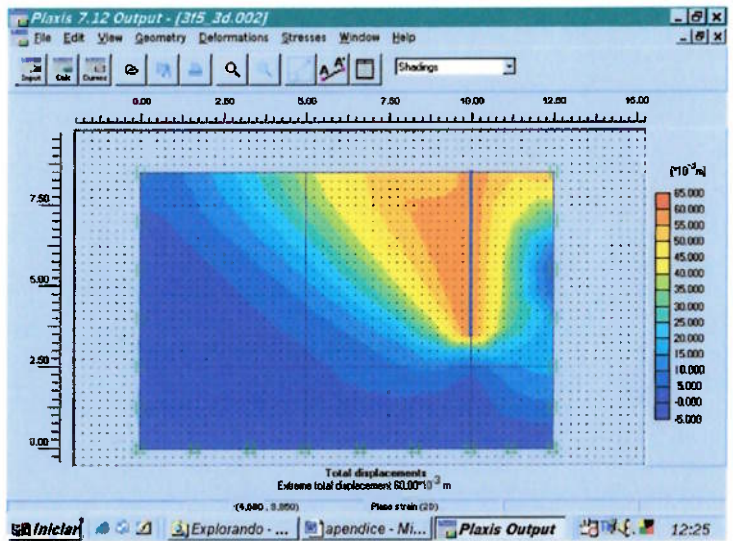


Figura I.258 Processamento para $f=5m$, $L/f=1$, $\phi'=25^\circ$ e $c=5kPa$.

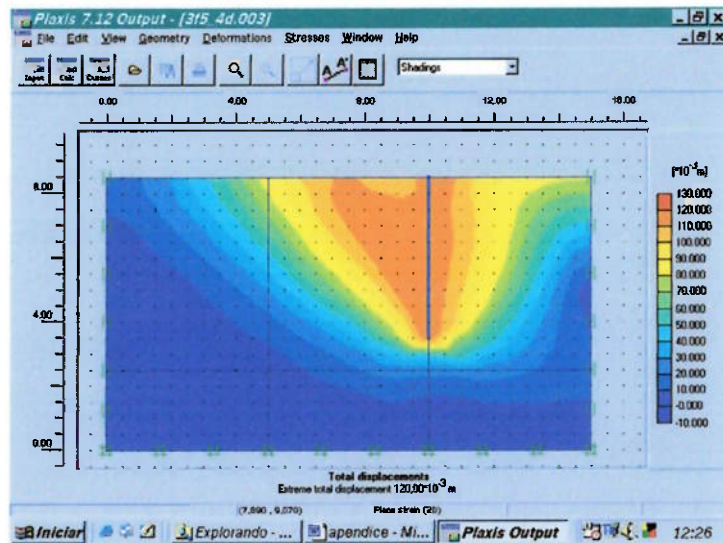


Figura I.259 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=25^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

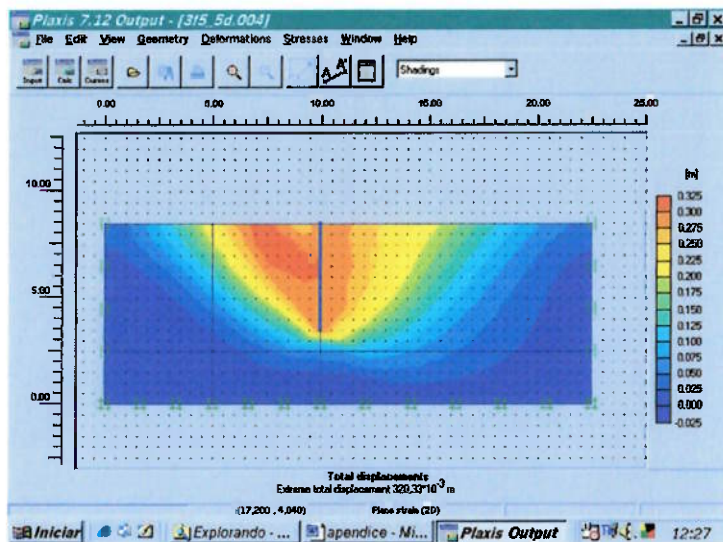


Figura I.260 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=5\text{kPa}$.

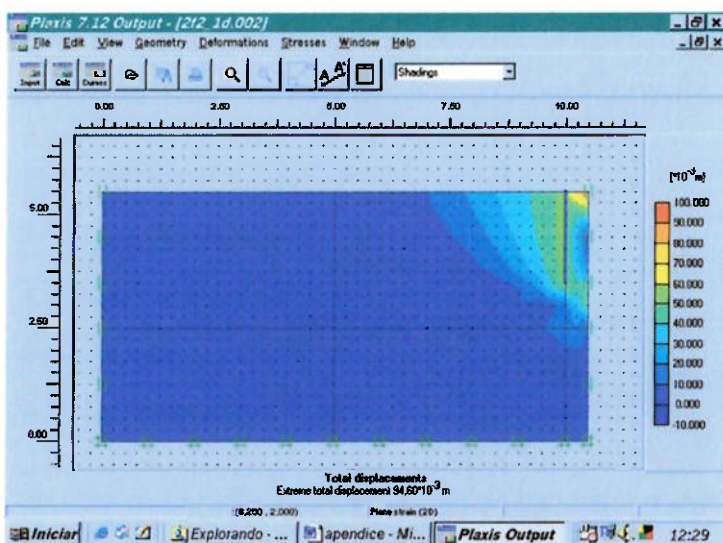


Figura I.261 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

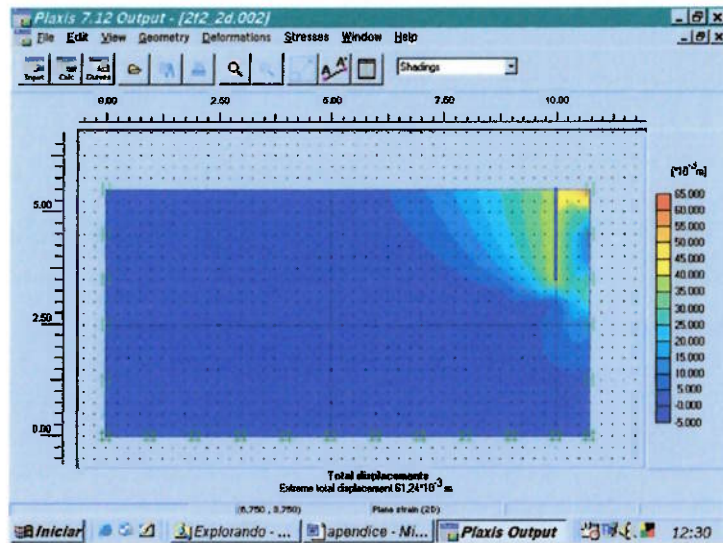


Figura I.262 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=25^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

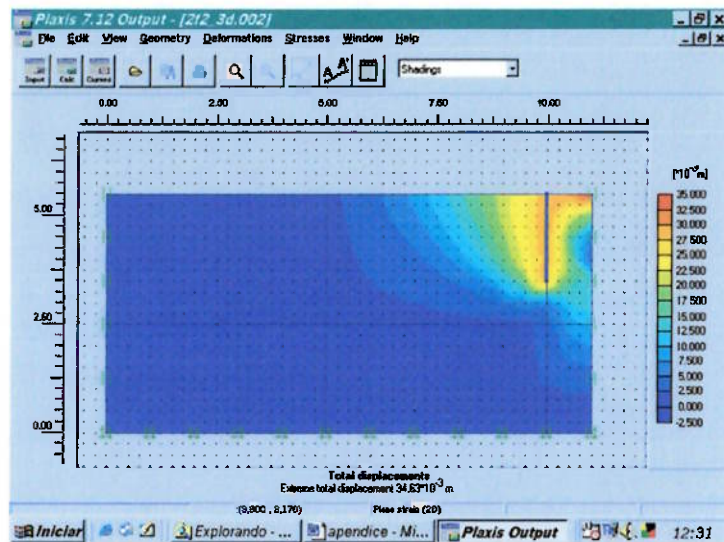


Figura I.263 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=25^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

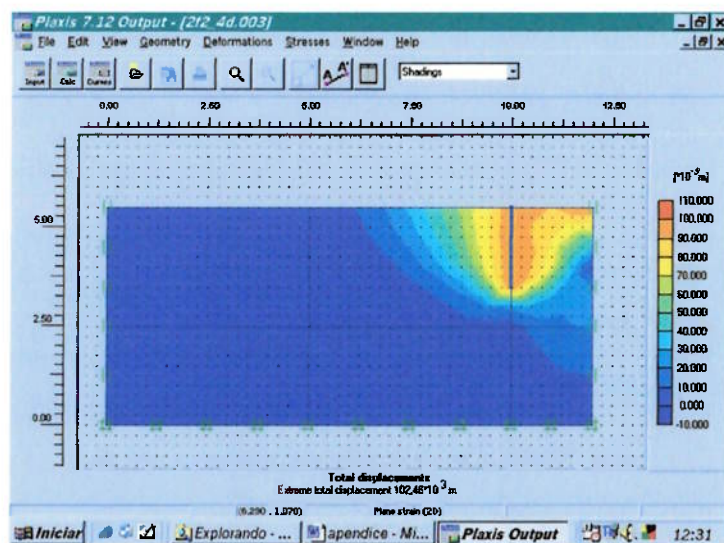


Figura I.264 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=25^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

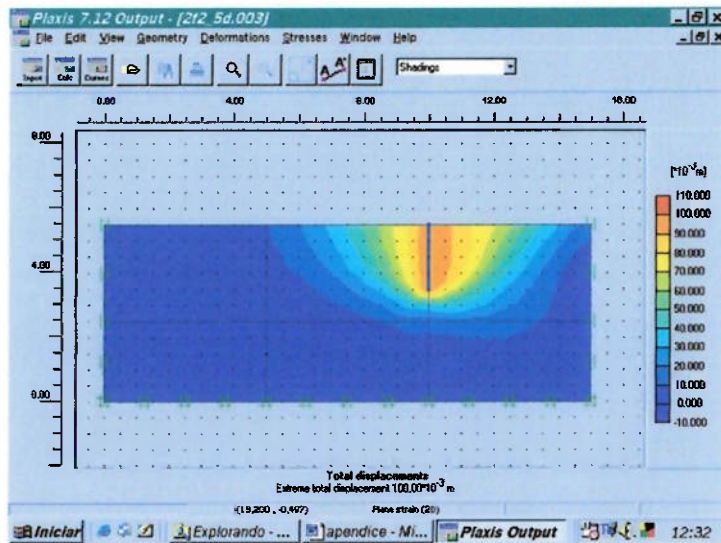


Figura I.265 Processamento para $f=2m$, $L/f=5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=10kPa$.

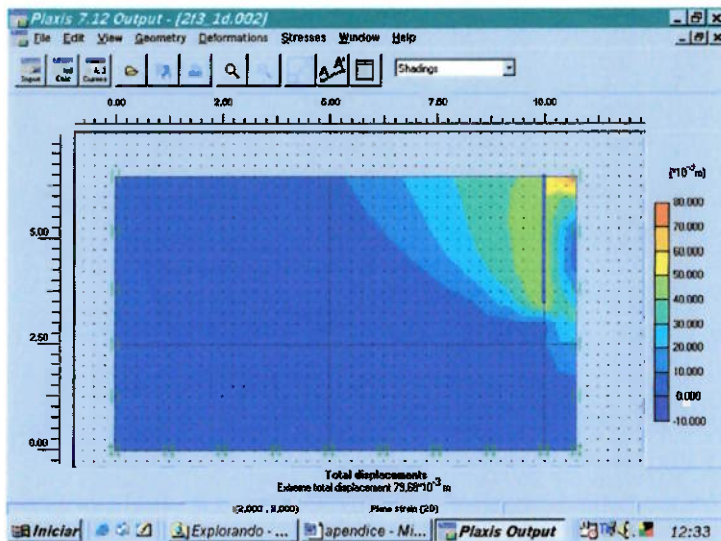


Figura I.266 Processamento para $f=3m$, $L/f=0,5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=10kPa$.

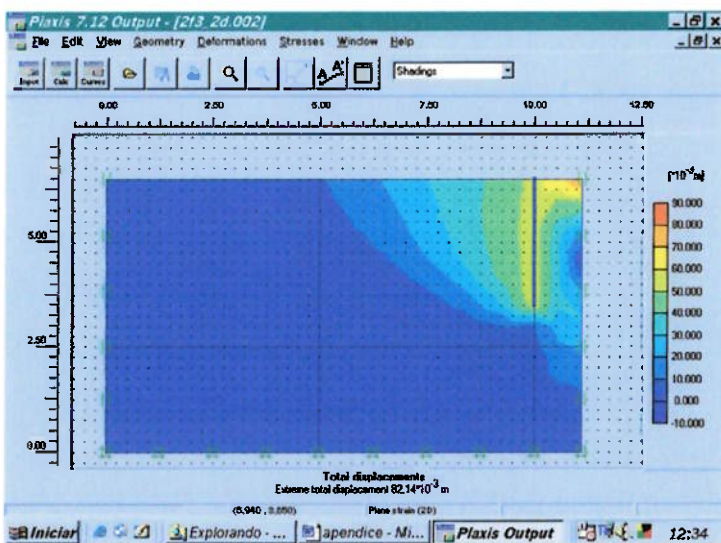


Figura I.267 Processamento para $f=3m$, $L/f=0,75$, $\phi'=25^\circ$ e $c=10kPa$.

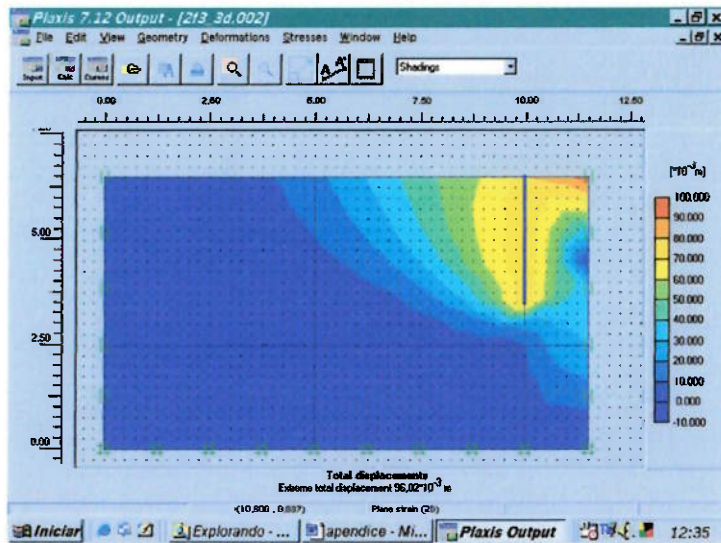


Figura I.268 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=25^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

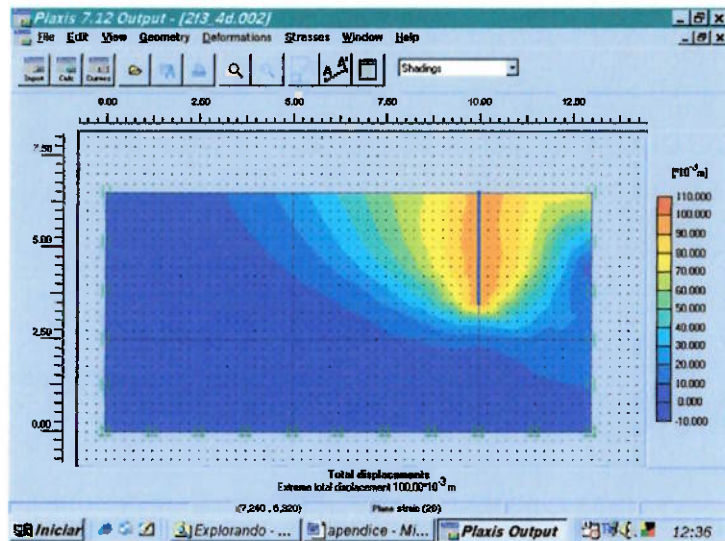


Figura I.269 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=25^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

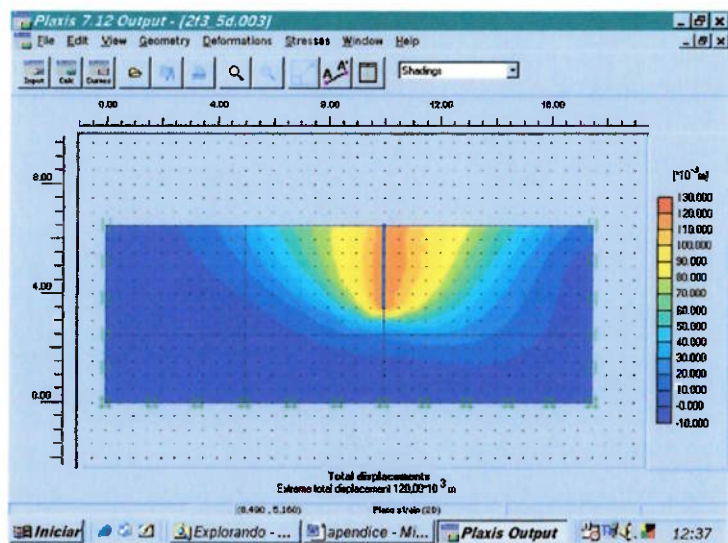


Figura I.270 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

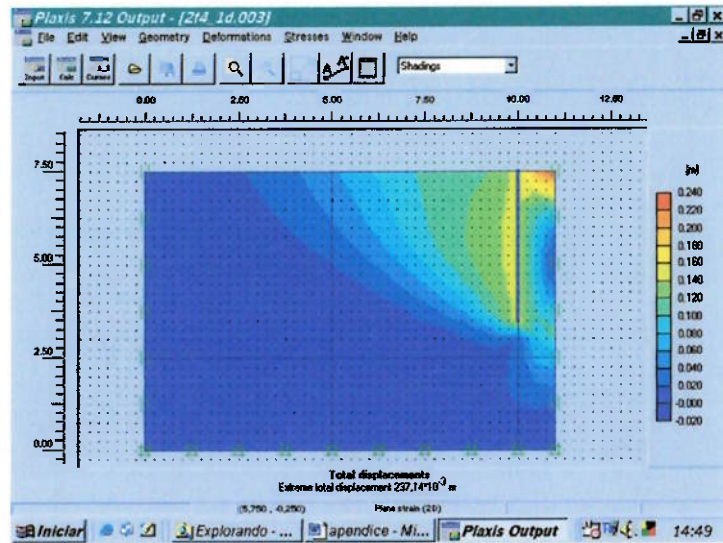


Figura I.271 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

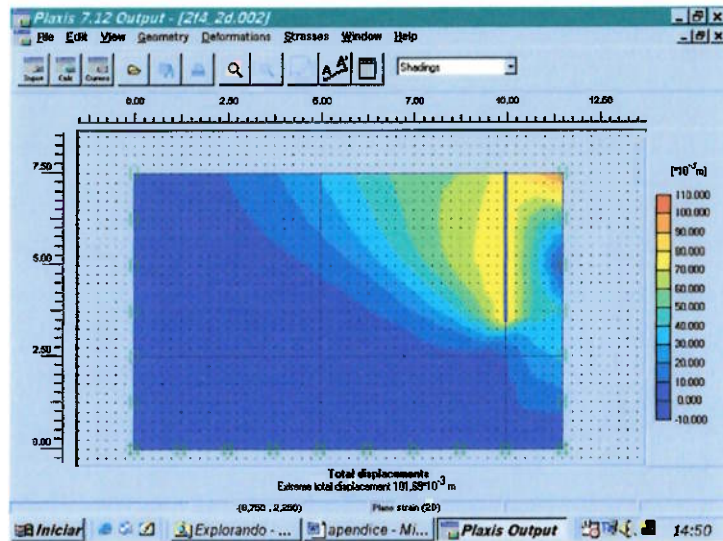


Figura I.272 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=25^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

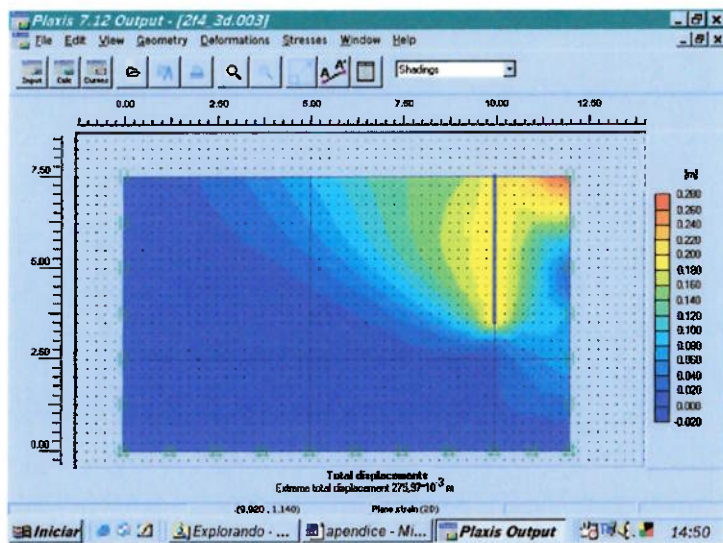


Figura I.273 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=25^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

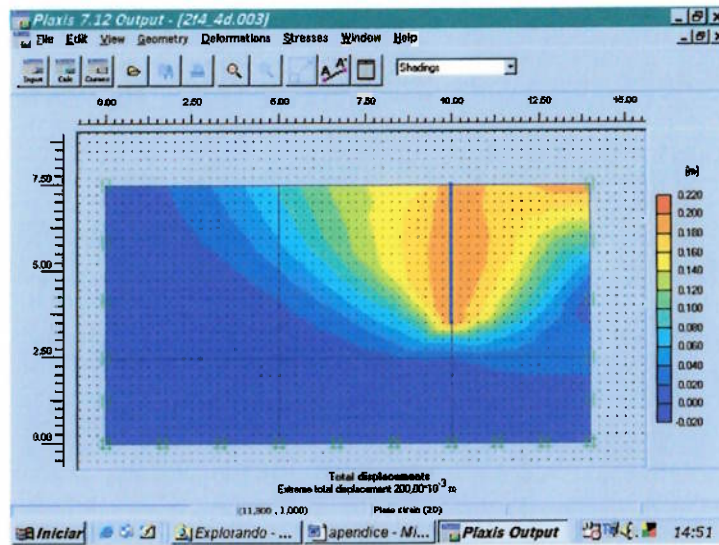


Figura I.274 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=25^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

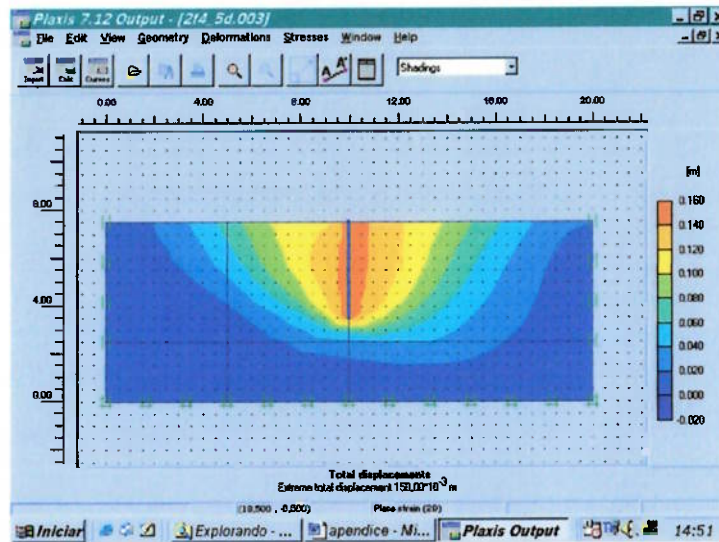


Figura I.275 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

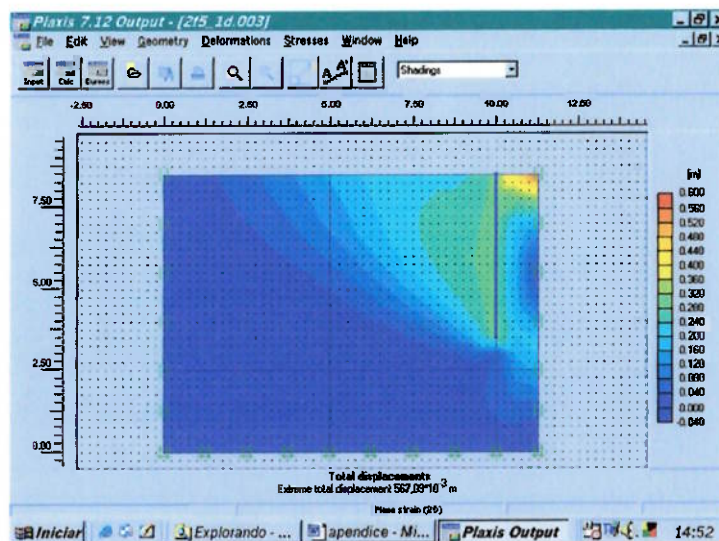


Figura I.276 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

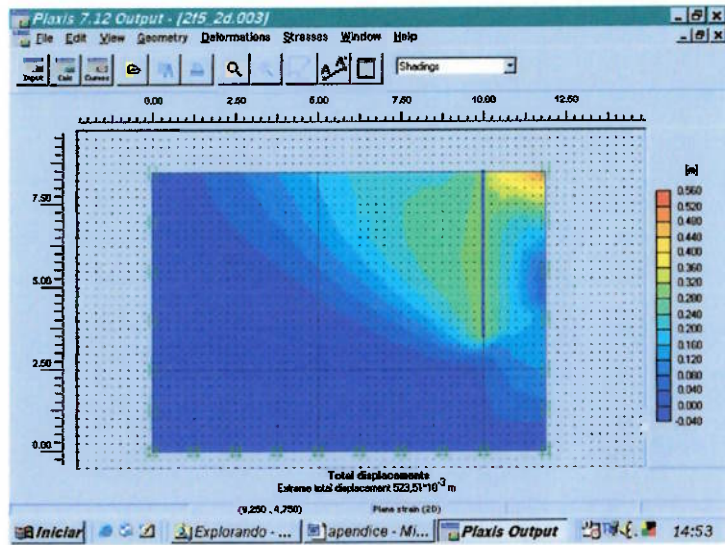


Figura I.277 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=25^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

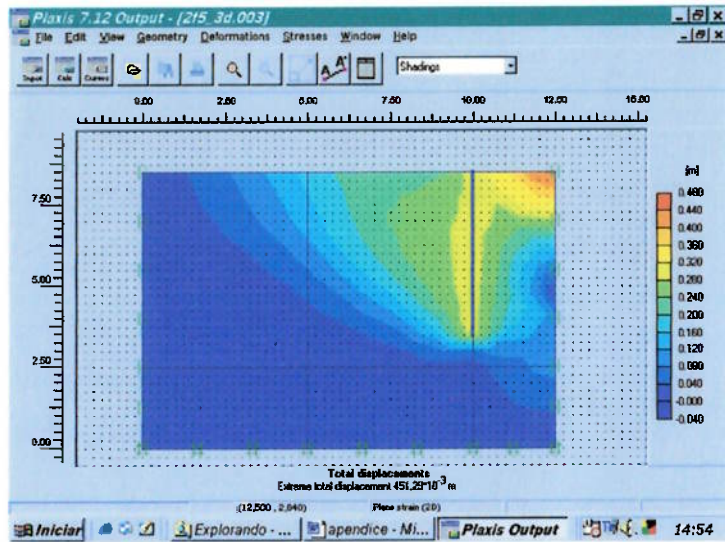


Figura I.278 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=25^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

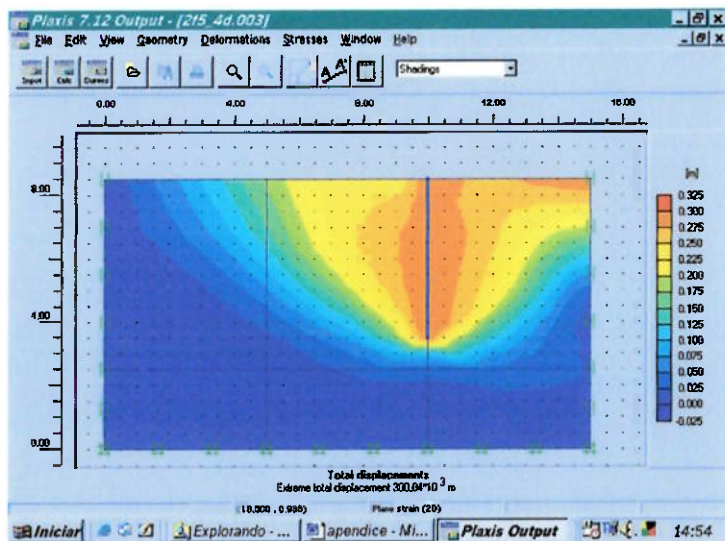


Figura I.279 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=25^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

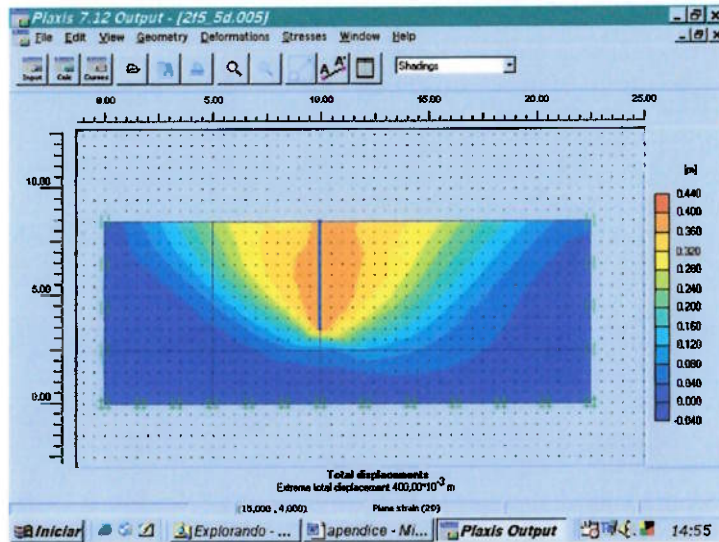


Figura I.280 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=10\text{kPa}$.

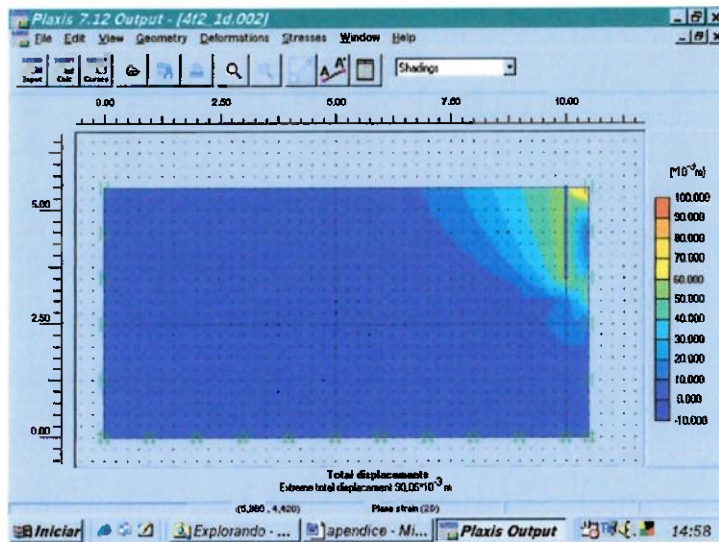


Figura I.281 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

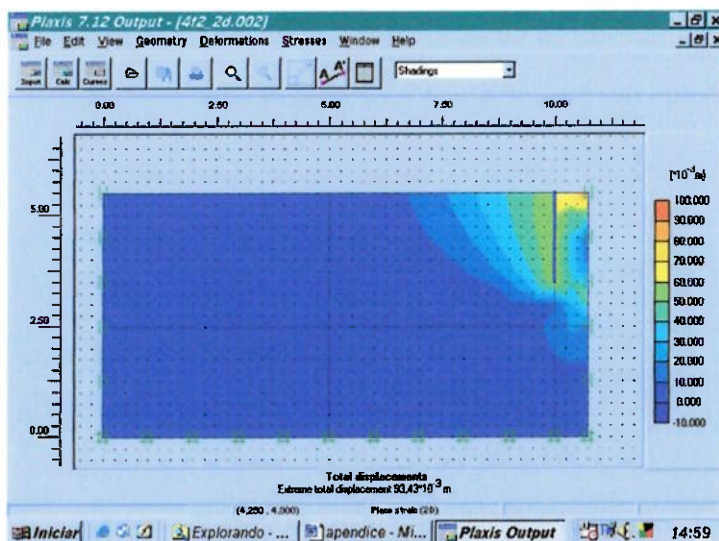


Figura I.282 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=25^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

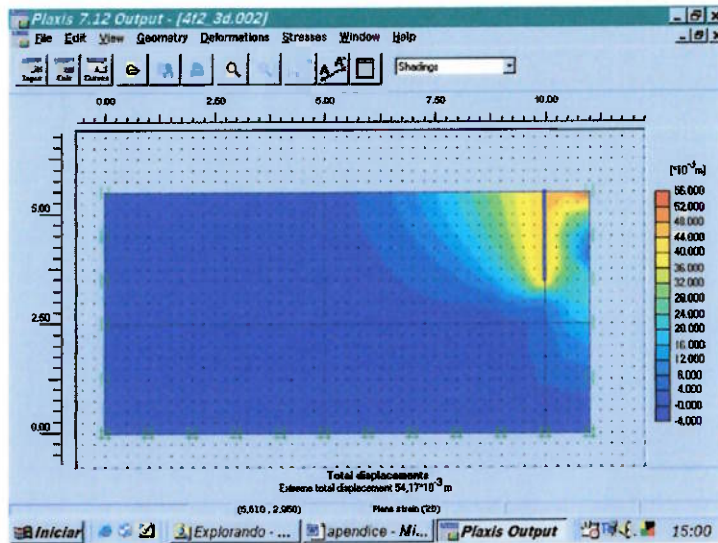


Figura I.283 Processamento para $f=2m$, $L/f=1$, $\phi'=25^\circ$ e $c=15kPa$.

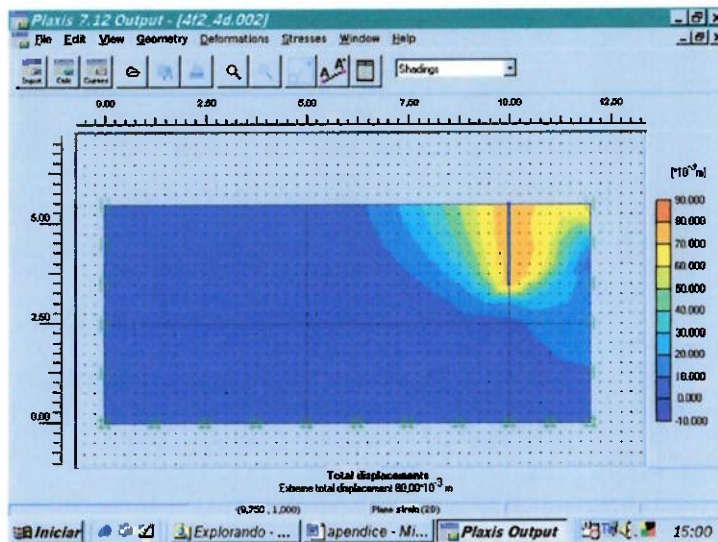


Figura I.284 Processamento para $f=2m$, $L/f=2$, $\phi'=25^\circ$ e $c=15kPa$.

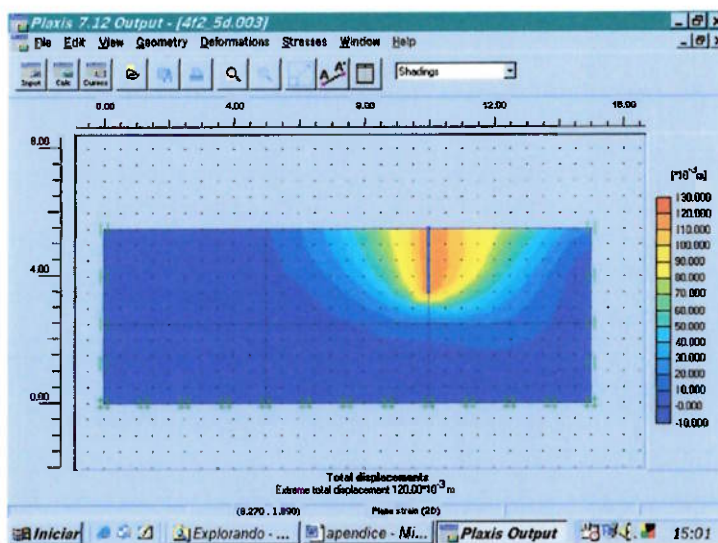


Figura I.285 Processamento para $f=2m$, $L/f=5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=15kPa$.

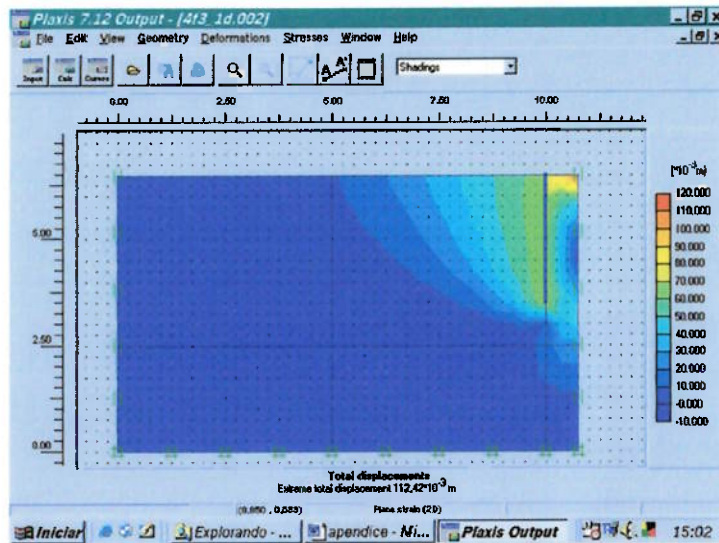


Figura I.286 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

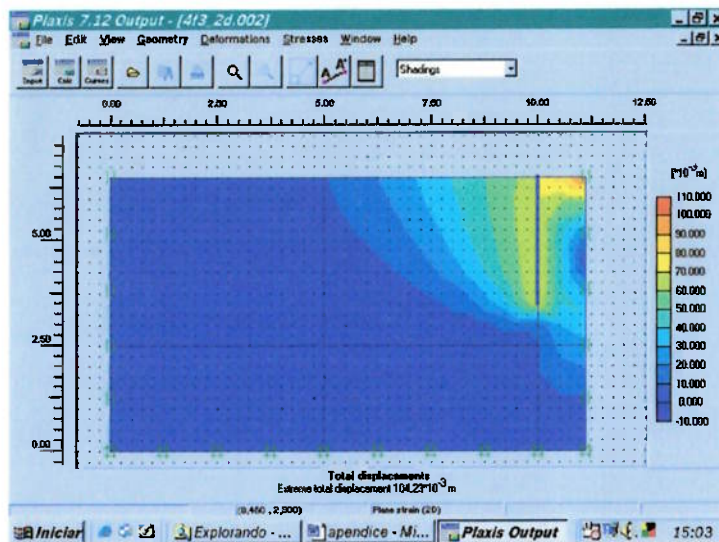


Figura I.287 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=25^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

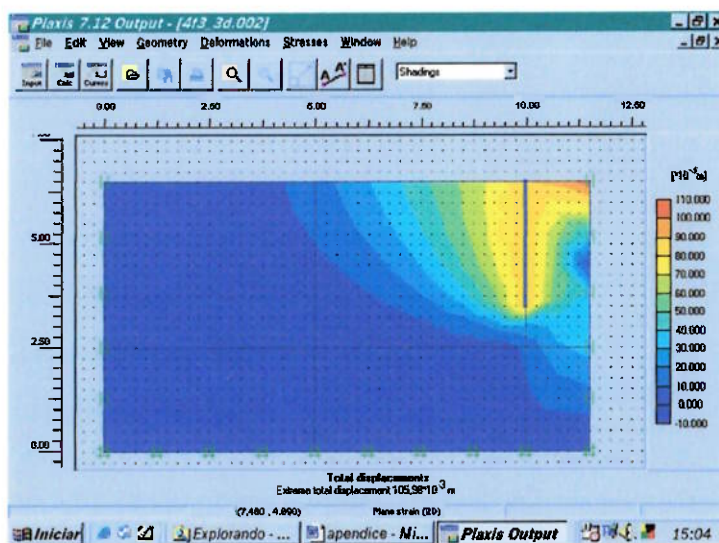


Figura I.288 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=25^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

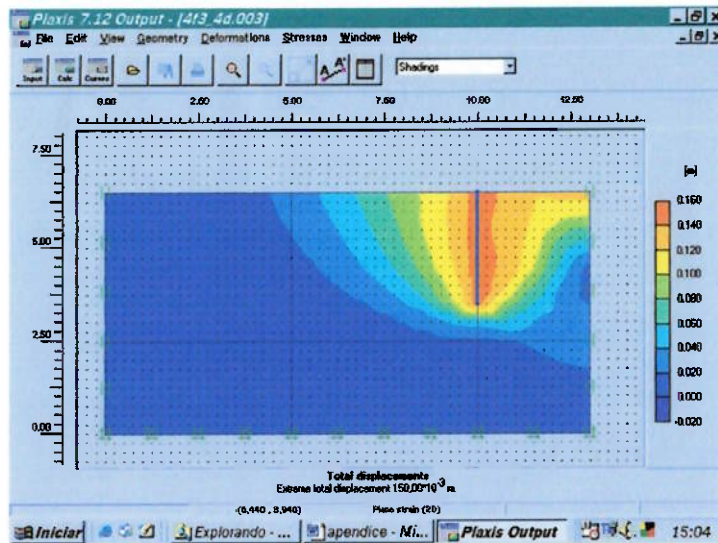


Figura I.289 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=25^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

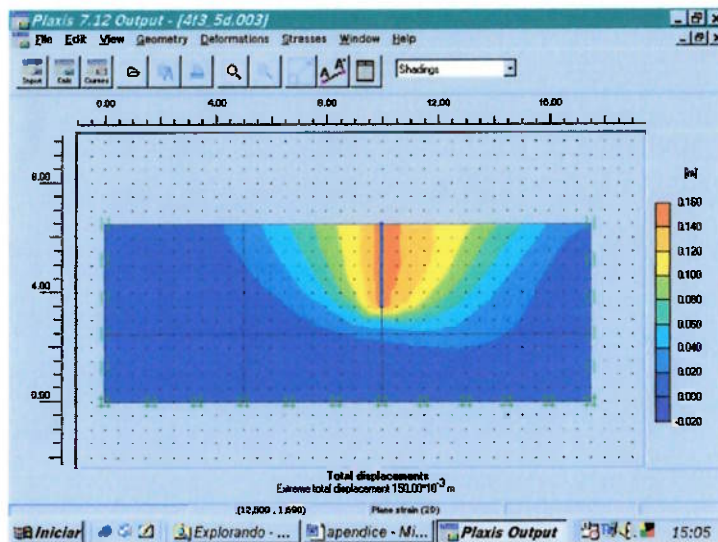


Figura I.290 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

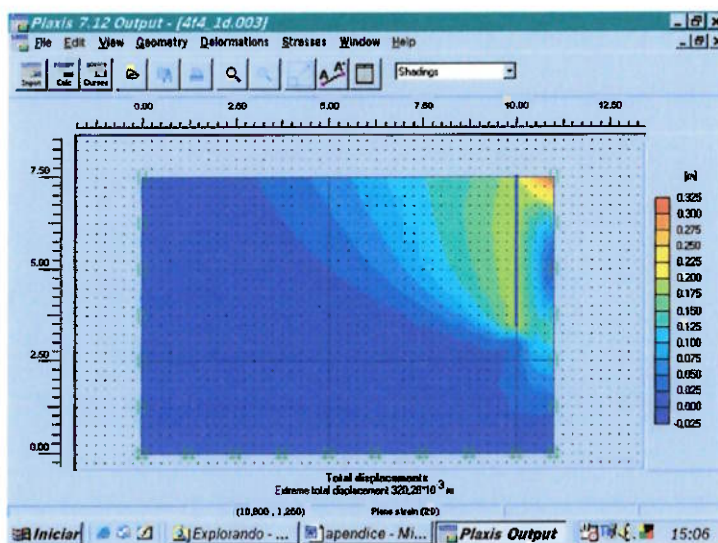


Figura I.291 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

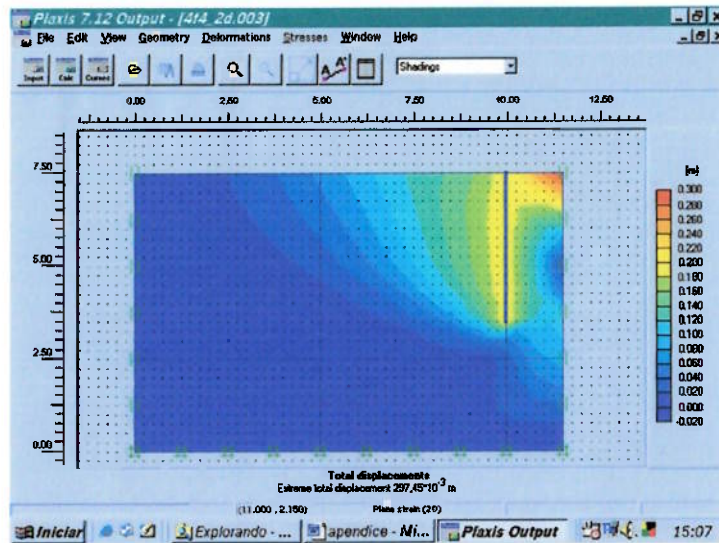


Figura I.292 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=25^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

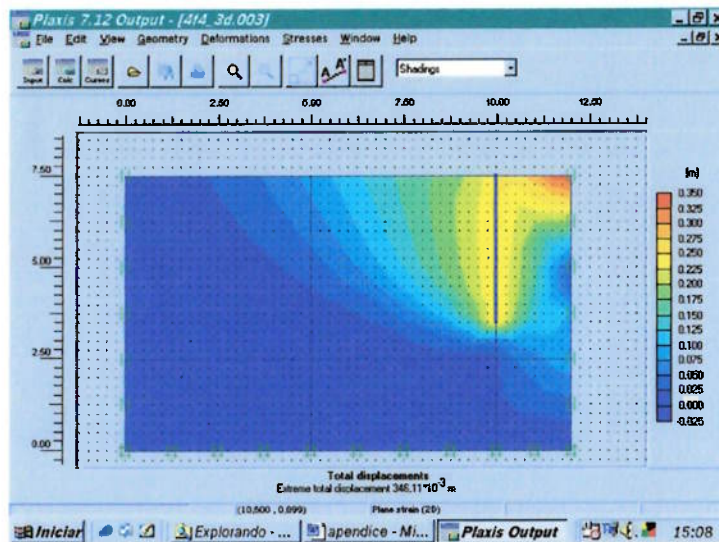


Figura I.293 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=25^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

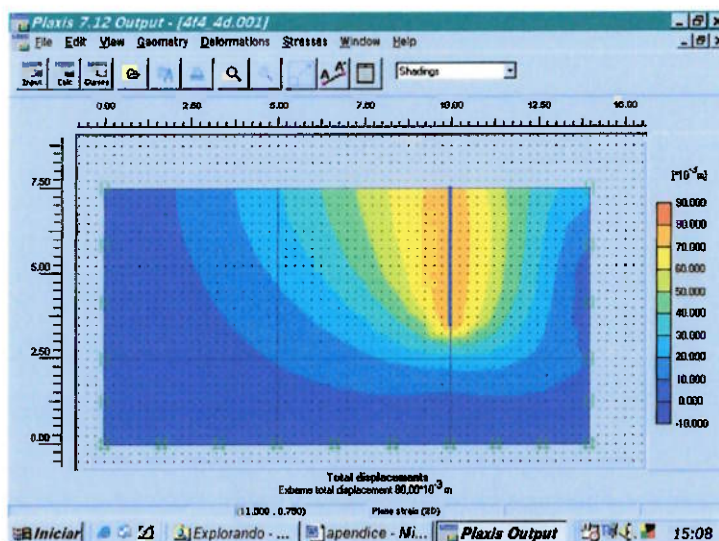


Figura I.294 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=25^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

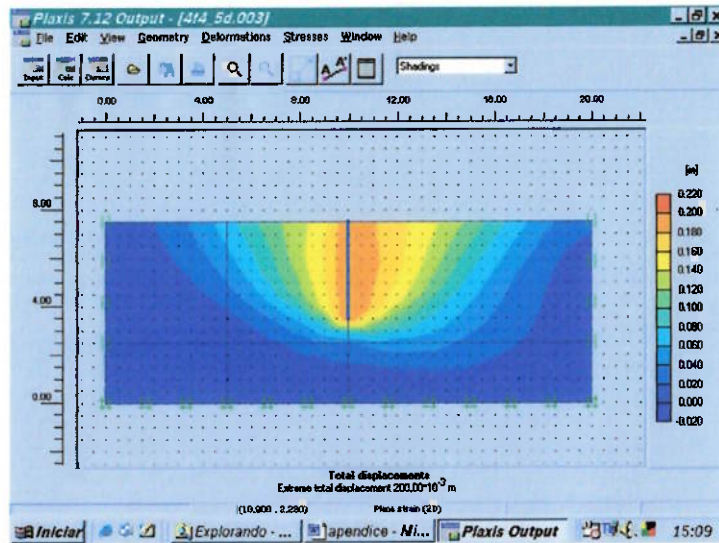


Figura I.295 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

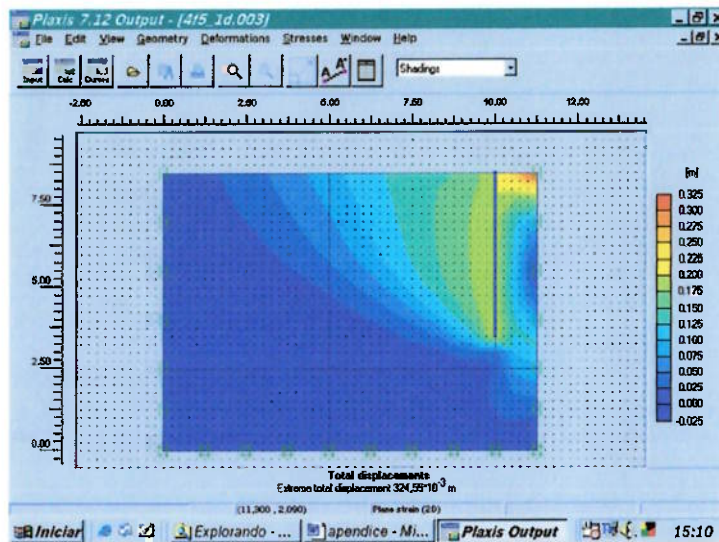


Figura I.296 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

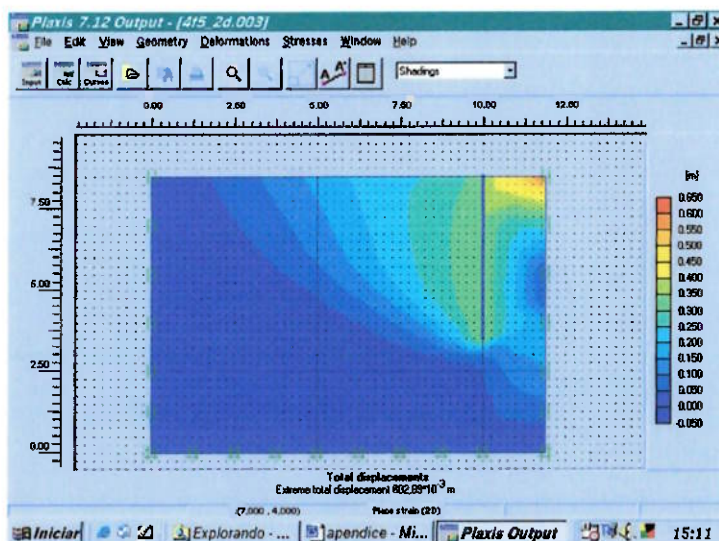


Figura I.297 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=25^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

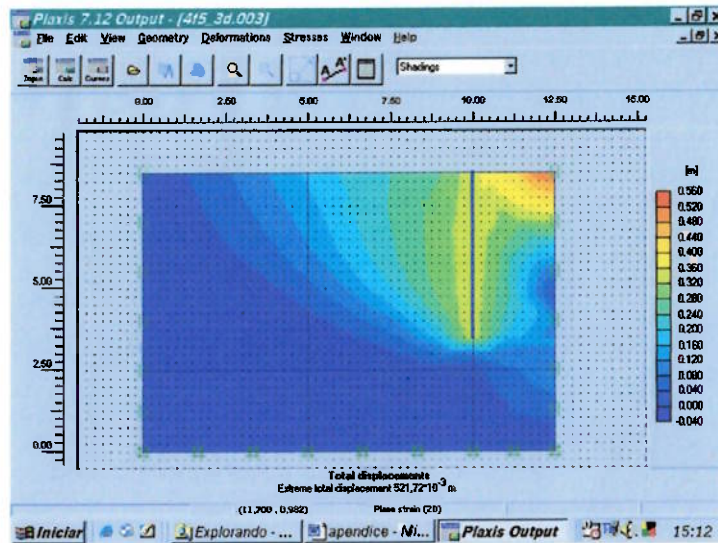


Figura I.298 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=25^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

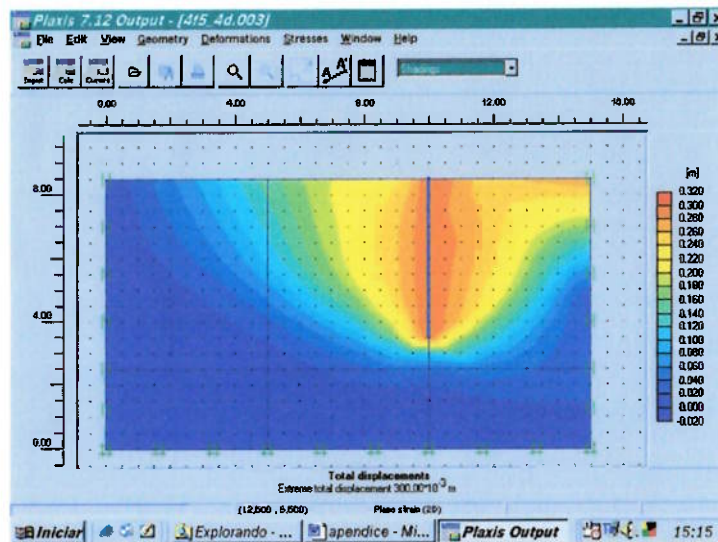


Figura I.299 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=25^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

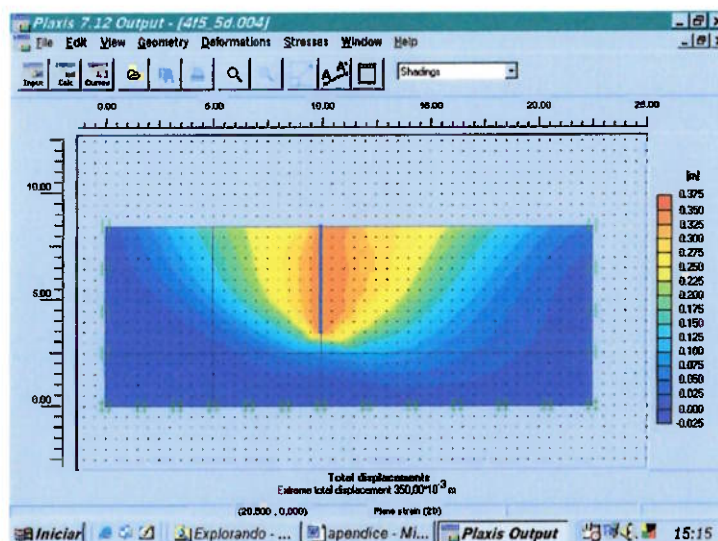


Figura I.300 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=15\text{kPa}$.

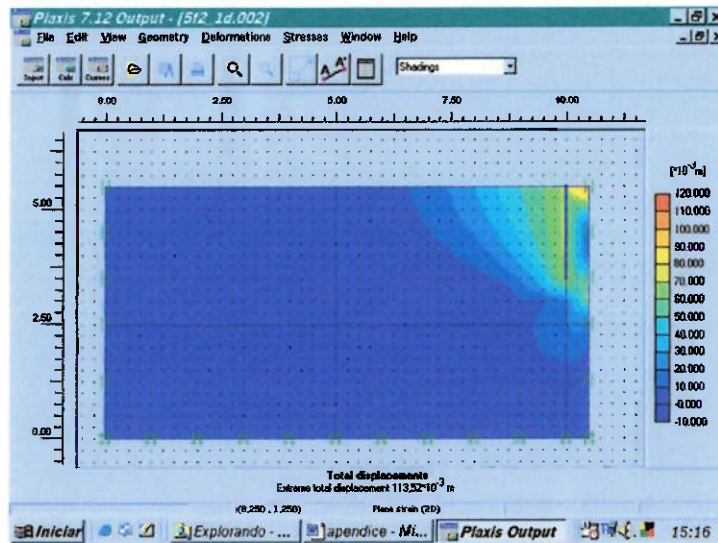


Figura I.301 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

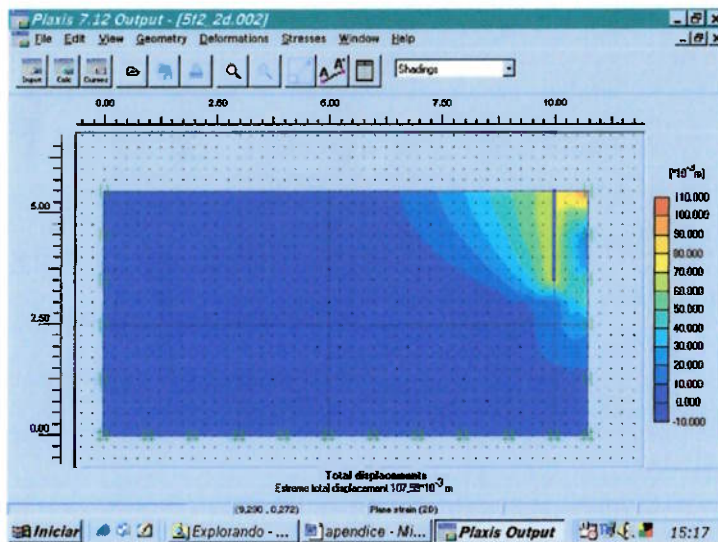


Figura I.302 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=25^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

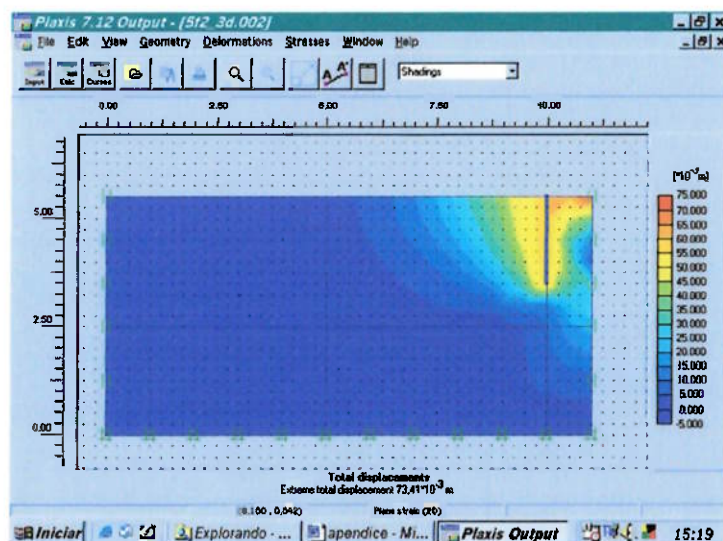


Figura I.303 Processamento para $f=2\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=25^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

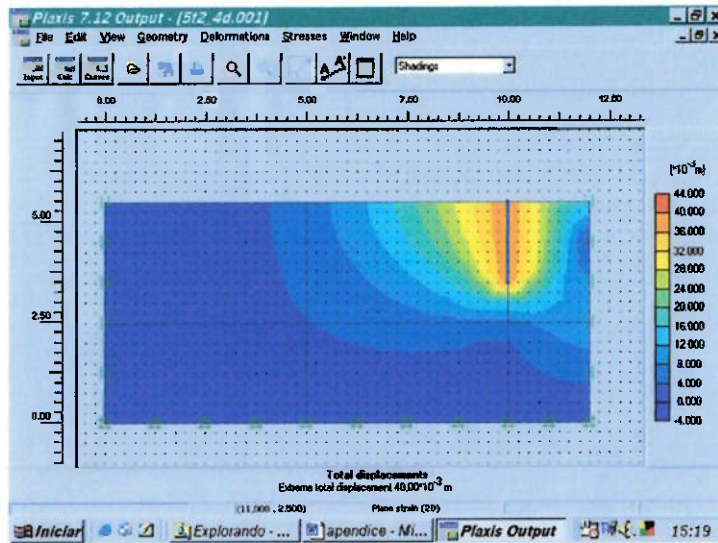


Figura I.304 Processamento para $f=2m$, $L/f=2$, $\phi'=25^\circ$ e $c=20kPa$.

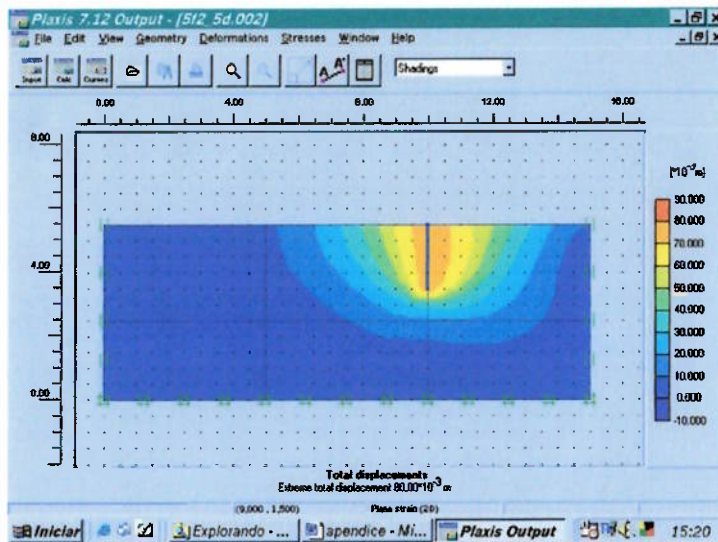


Figura I.305 Processamento para $f=2m$, $L/f=5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=20kPa$.

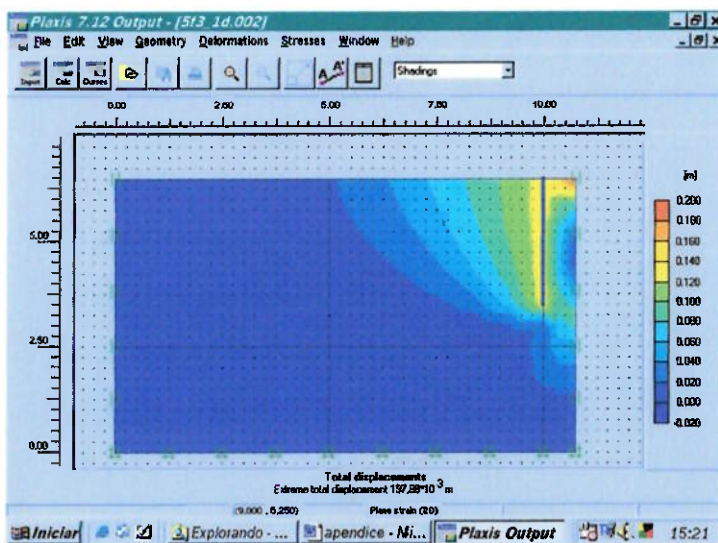


Figura I.306 Processamento para $f=3m$, $L/f=0,5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=20kPa$.

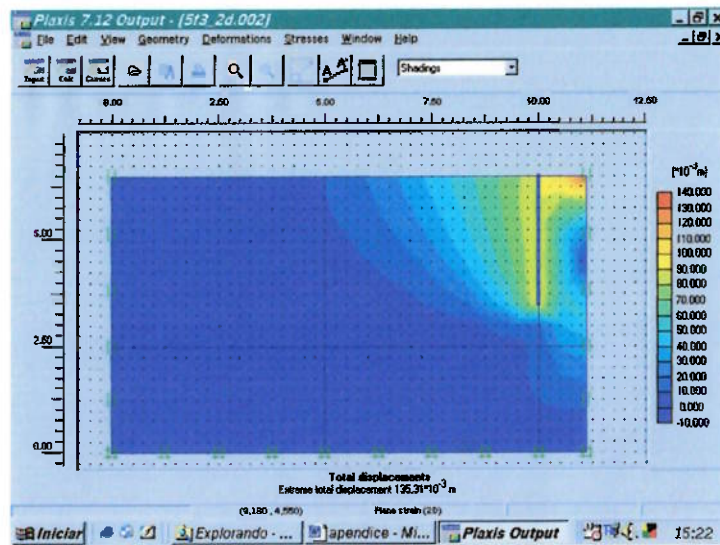


Figura I.307 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=25^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

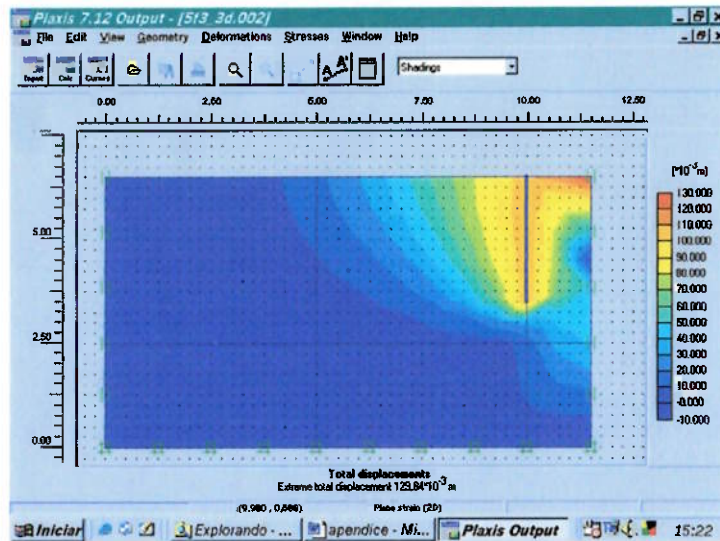


Figura I.308 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=25^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

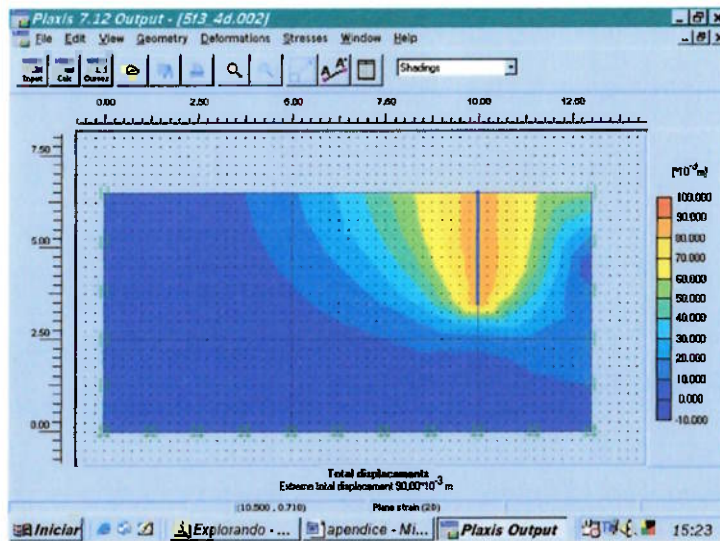


Figura I.309 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=25^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

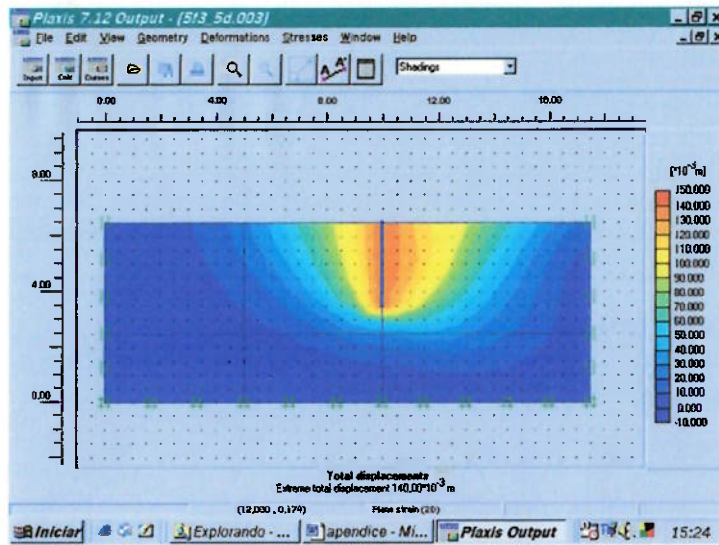


Figura I.310 Processamento para $f=3\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

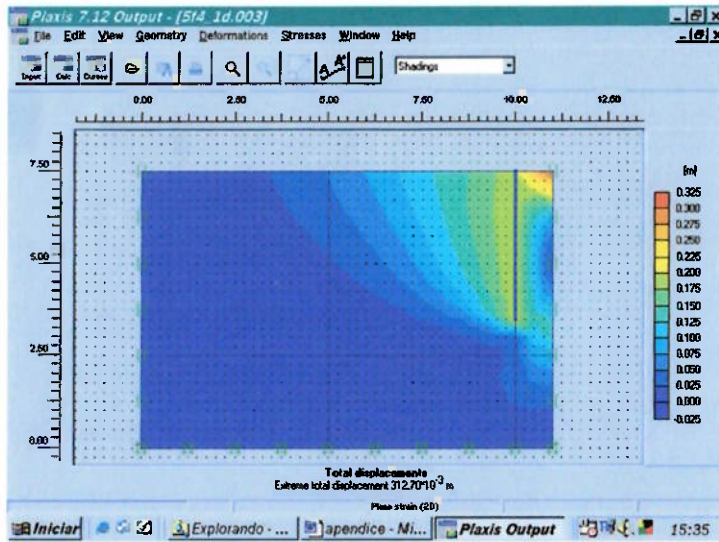


Figura I.311 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

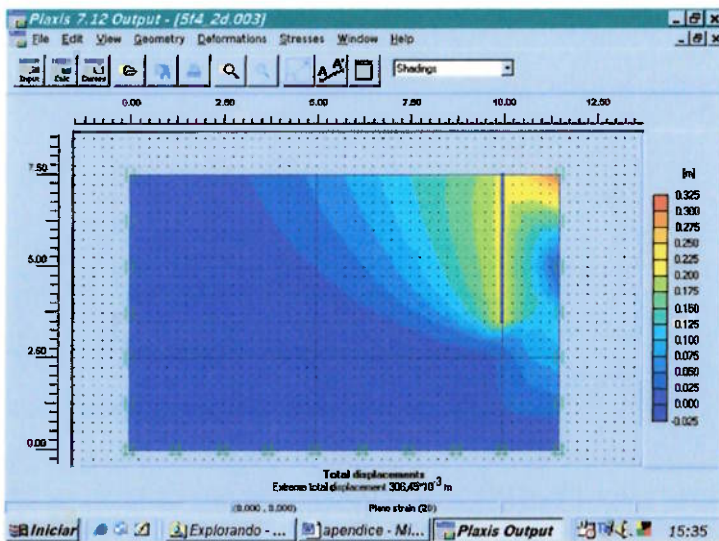


Figura I.312 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=0,75$, $\phi'=25^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

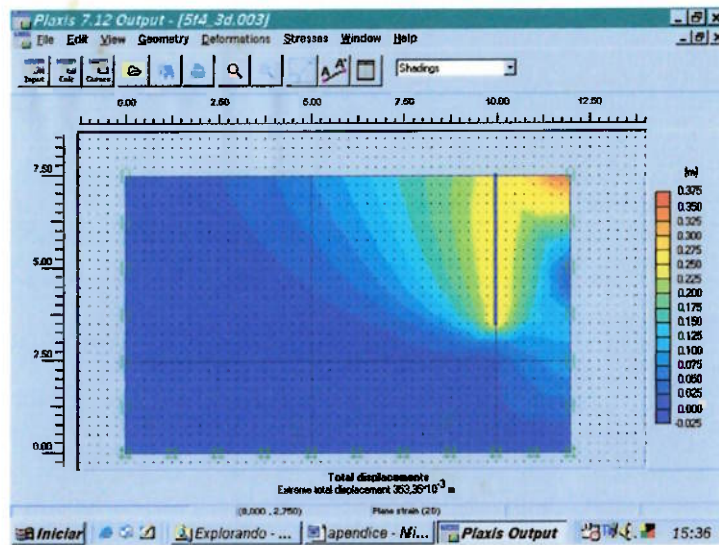


Figura I.313 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=1$, $\phi'=25^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

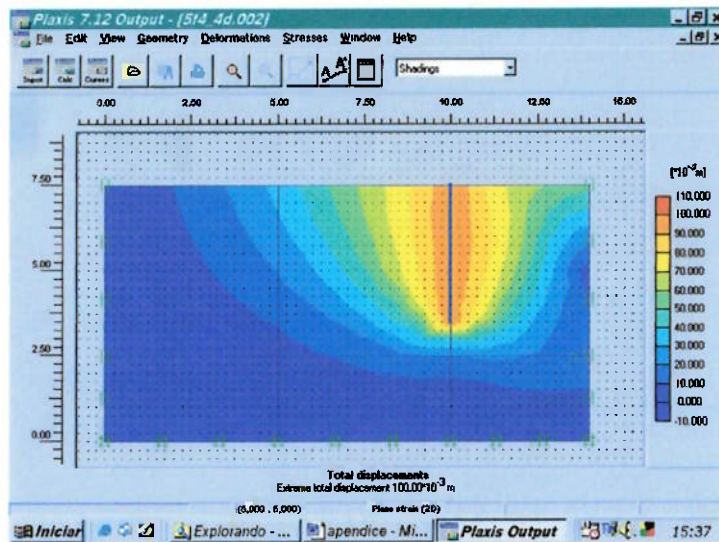


Figura I.314 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=25^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

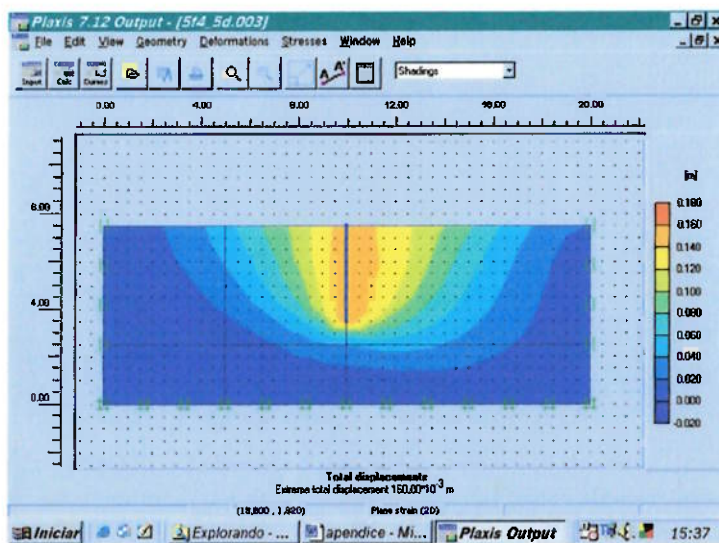


Figura I.315 Processamento para $f=4\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

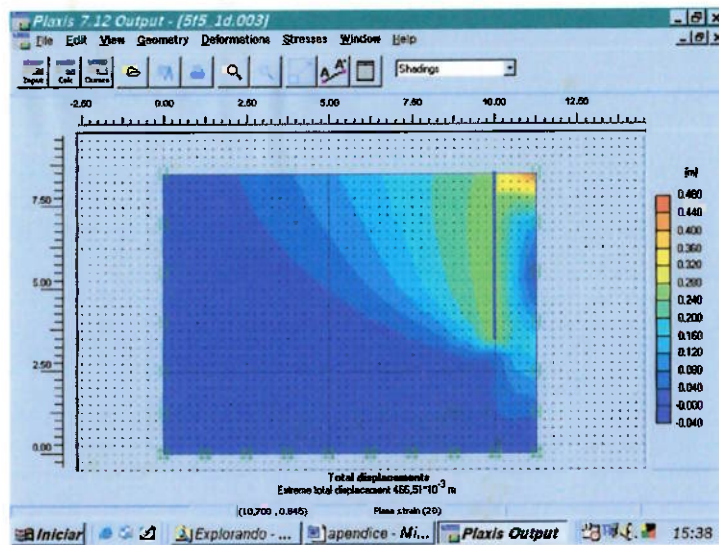


Figura I.316 Processamento para $f=5m$, $L/f=0,5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=20kPa$.

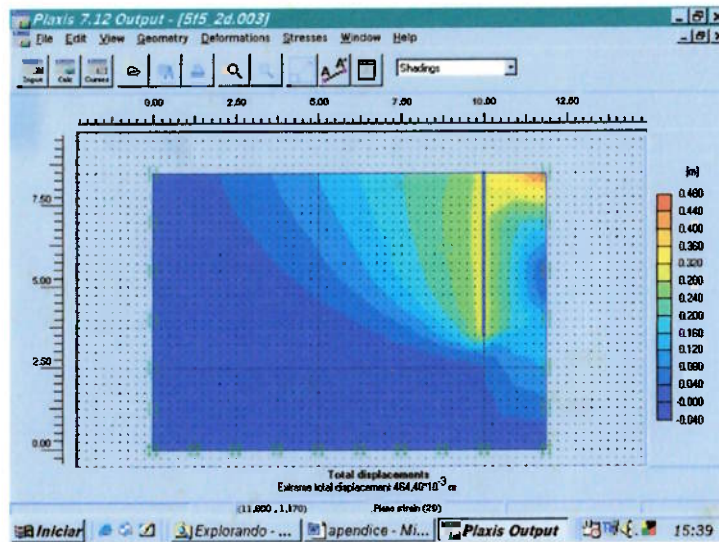


Figura I.317 Processamento para $f=5m$, $L/f=0,75$, $\phi'=25^\circ$ e $c=20kPa$.

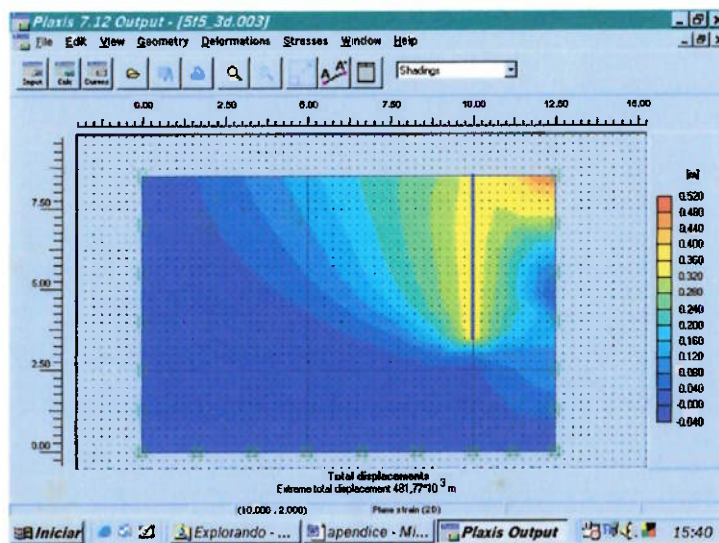


Figura I.318 Processamento para $f=5m$, $L/f=1$, $\phi'=25^\circ$ e $c=20kPa$.

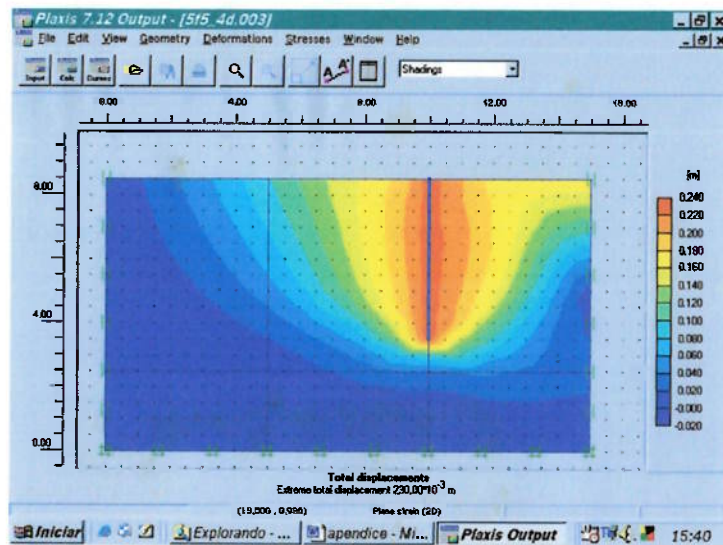


Figura I.319 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=2$, $\phi'=25^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.

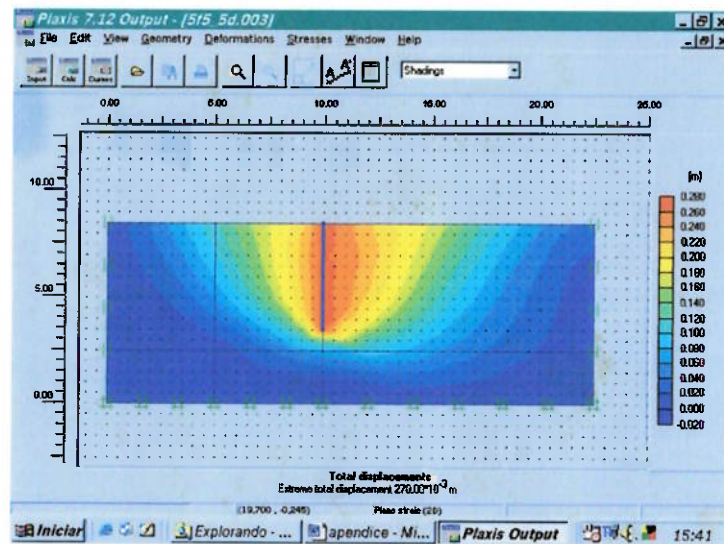


Figura I.320 Processamento para $f=5\text{m}$, $L/f=5$, $\phi'=25^\circ$ e $c=20\text{kPa}$.