

# **DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE MUROS DE SUPORTE DE GRAVIDADE NO ÂMBITO DOS EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIS**

**BRUNO RICARDO COELHO DE CARVALHO MADEIRA TAVARES**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA**

---

Orientador: Professor Doutor Manuel Matos Fernandes

SETEMBRO DE 2009

## **Mestrado Integrado em Engenharia Civil 2008/2009**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

## **AGRADECIMENTOS**

O autor deseja exprimir a sua gratidão a todos aqueles que contribuíram duma forma directa ou indirecta para a concretização deste trabalho.

Ao meu orientador, Professor Doutor Manuel Matos Fernandes pelo constante apoio, incentivo e enorme disponibilidade com que me saudou ao longo de todo o percurso.

Ao Professor Doutor José Couto Marques pelo pontual mas valioso auxílio que me prestou ao conferir-me a folha de cálculo em que me baseei para a realização deste trabalho.

À minha família por me ter apoiado, compreendido, motivado e acarinhado durante toda esta fase da minha vida, nem sempre fácil.



## RESUMO

Com a publicação dos Eurócodigos, o dimensionamento geotécnico passa a ser efectuado por meio de coeficientes parciais de segurança.

Até então, ele era realizado por meio de coeficientes globais de segurança.

O objectivo deste trabalho foi a determinação dos coeficientes globais de segurança para muros de gravidade dimensionados sísmicamente pelo EC8-parte V (usando  $\gamma_M=1,1$  e a Teoria de Mononobe-Okabe) e que verificaram o cálculo estático de acordo com o EC7 que usa  $\gamma_M=1,25$ .

Para tal, e tendo em consideração os 3 estados limites condicionantes (escorregamento pela base, derrubamento e capacidade de carga da fundação), foi efectuado um estudo paramétrico envolvendo os parâmetros geométricos do muro e os parâmetros de resistência do maciço suportado e do solo de fundação, estudo este que foi materializado através da programação de uma folha de cálculo Microsoft Excel.

Através da análise dos resultados da mesma foi então possível inferir uma série de conclusões pertinentes no dimensionamento do tipo de estruturas de suporte em consideração.

PALAVRAS-CHAVE: geotécnico, muro, dimensionamento, sísmico, segurança



## **ABSTRACT**

With the publication of the Eurocodes, the geotechnical design begins being executed using partial safety coefficients.

Until then it was done making use of global safety coefficients.

The purpose of the present work is the determination of global safety coefficients in gravity walls seismically designed accordingly to the EC8-part V (using  $\gamma_M=1,1$  and the Mononobe-Okabe Theory) which verify the static calculus preconized on the EC7 which uses  $\gamma_M=1,25$ .

To attain this aim, and taking into account the 3 conditioning limit states (sliding, overturning, and foundation bearing capacity), a parametric study was effectuated involving the geometric parameters of the wall and the strength parameters of both the retained soil and the foundation one.

This parametric study was achieved by programming a Microsoft Excel spreadsheet.

By analysing the results of this spreadsheet it is possible to infer a wide range of pertinent conclusions to the design of the retaining structures in consideration.

**KEYWORDS:** geotechnical, wall, design, seismic, safety





## INDICE GERAL

<b>1.</b>	
<b>INTRODUÇÃO</b>	1
1.1. OBJECTIVOS DO TRABALHO	1
1.2. TEORIA DE MONONOBE-OKABE	5
1.3. CONGRUÊNCIA DAS SOLUÇÕES DAS TEORIAS DE COULOMB E MONONOBE-OKABE COM A DE RANKINE	9
<b>2. APRESENTAÇÃO DO ESTUDO PARAMÉTRICO</b>	13
2.1. INTRODUÇÃO	13
2.2. ESTUDO PARAMÉTRICO: PARÂMETROS QUE VARIAM	15
<b>3. ESTRATÉGIA DE FUNCIONAMENTO DA FOLHA EXCEL</b>	19
3.1. INTRODUÇÃO	19
3.2 MÓDULOS DE FUNCIONAMENTO DA FOLHA EXCEL	19
<b>4. APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS. COMENTÁRIOS</b>	39
4.1. COMENTÁRIOS GERAIS	39
4.1.1. INTRODUÇÃO	39
4.1.2. ESTADO LIMITE CONDICIONANTE	43
4.1.3. INFLUÊNCIA DO IMPULSO PASSIVO	45
4.1.4. COEFICIENTE SÍSMICO VERTICAL CONDICIONANTE	46
4.1.5. DEPENDÊNCIA DA LARGURA DA BASE DO MURO EM RELAÇÃO A $k_h$	47
4.1.6. COMENTÁRIO ÀS TENDÊNCIAS E IRREGULARIDADES NAS CURVAS DOS FACTORES DE SEGURANÇA	48
4.2. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DOS VÁRIOS PARÂMETROS NO DIMENSIONAMENTO	51
4.2.1. INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO ÂNGULO DA SUPERFÍCIE DO ATERRO COM A HORIZONTAL	51
4.2.2. INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA ALTURA DO MURO	53
4.2.3. INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO DO ATERRO	54
4.2.4. INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO DO SOLO DE FUNDAÇÃO E DO ÂNGULO DE ATRITO MURO-SOLO DE FUNDAÇÃO	55
4.2.5. INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA COESÃO DO SOLO DE FUNDAÇÃO	57
4.3. ASPECTOS A RETER DA ANÁLISE DE RESULTADOS	59
<b>5. CONCLUSÕES</b>	65

<b>ANEXO 1- CÁLCULO DOS COEFICIENTES SÍSMICOS</b> .....	67
<b>ANEXO 2- COMPILAÇÃO DOS GRÁFICOS DOS RESULTADOS</b> .....	71
<b>BIBLIOGRAFIA</b> .....	144

## INDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1- Cunha de terra em estado activo: a) condições estáticas; b) condições sísmicas.....	6
Fig. 1.2- Muro de betão armado em L.....	9
Fig. 1.3- Muro de betão armado e cunha de terra em estado limite activo no maciço suportado, adaptado de Jimenez, Salas et al, 1975.....	10
Fig. 1.4- a) Cálculo do impulso ao longo de AB; b) Cálculo do impulso ao longo de AC.....	10
Fig. 2.1- Relações geométricas adoptadas nos muros em estudo.....	14
Fig. 3.1- Pontos notáveis na definição do sistema muro-solo suportado; áreas elementares em que o muro é sub-dividido.....	20
Fig. 3.2- Impulsos estáticos e sísmicos actuando no sistema muro-solo e respectivos pontos de aplicação.....	24
Fig. 3.3- Definição da área efectiva da fundação quando sujeita a momentos.....	36
Fig. 3.4- Fluxograma mostrando o funcionamento da folha Excel programada.....	38
Fig. 4.1- Caso 1: a) $FS_{esc1}=f(k_h)$ , $FS_{der1}=f(k_h)$ , $FS_q=f(k_h)$ ; b) $FS_{esc2}=f(k_h)$ , $FS_{der2}=f(k_h)$ ; $B/h= f(k_h)$ .....	42
Fig. 4.2- Exemplo de um caso em que se verifica truncagem para o valor mais baixo e valores mais altos do coeficiente sísmico horizontal.....	43
Fig. 4.3- a) valores de $B/h$ para o caso 3; b) valores de $B/h$ para o caso 25.....	44
Fig 4.4- Coeficientes de segurança ao escorregamento e derrubamento ( $FS_{esc2}$ , $FS_{der2}$ ) para o caso 14: a) não contabilizando o efeito do impulso passivo; b) contabilizando esse efeito.....	45
Fig. 4.5- a)valores de $B/h$ para o caso 6 calculados com coeficiente sísmico vertical positivo; b) com coeficiente sísmico vertical negativo.....	46
Fig. 4.6- valores de $B/h$ para o caso 1.....	47
Fig. 4.7- Curvas de variação dos coeficientes globais de segurança para o caso 14: a) $FS_{esc1}$ , $FS_{der1}$ , $FS_q$ ; b) $FS_{esc2}$ , $FS_{der2}$ .....	48
Fig. 4.8- Curvas de variação dos coeficientes globais de segurança para o caso 1: a) $FS_{esc1}$ , $FS_{der1}$ , $FS_q$ ; b) $FS_{esc2}$ , $FS_{der2}$ .....	49
Fig. 4.9- Curvas de variação dos coeficientes globais de segurança para o caso 23: a) $FS_{esc1}$ , $FS_{der1}$ , $FS_q$ ; b) $FS_{esc2}$ , $FS_{der2}$ .....	50
Fig. 4.10- Influência do ângulo da superfície do terreno com a horizontal: a) valores de $B/h$ para o caso 1 ( $\beta=0^\circ$ ); b) valores de $B/h$ para o caso 13 ( $\beta=10^\circ$ ).....	51
Fig. 4.11- ( $k_h=0,25$ ) Forças totais actuando no sistema muro-solo suportado: a) no caso 1; b) no caso 13.....	52
Fig. 4.12- Influência da altura do muro: a) valores de $B/h$ para o caso 22; b) valores de $B/h$ para o caso 22h.....	53

Fig 4.13- Influência do ângulo de atrito do aterro suportado: a) valores de B/h para o caso 1 ( $\Phi'=30^\circ$ ); b) valores de B/h para o caso 7 ( $\Phi'=36^\circ$ ).....54

Fig 4.14- Influência do ângulo de atrito do solo de fundação: a) valores de B/h para o caso 13; b) valores de B/h para o caso 16.....55

Fig. 4.15- Influência do ângulo de atrito base do muro-solo de fundação: a) valores de B/h para o caso 26; b) valores de B/h para o caso 29.....56

Fig. 4.16- Influência da coesão do solo de fundação: a) valores de B/h para o caso 22; b) valores de B/h para o caso 23.....58

Fig. 4.17 Caso em que o dimensionamento sísmico é condicionante para  $k_h=0,05$ .....60

## INDICE DE QUADROS

Quadro 1.1- Coeficientes parciais $\gamma_M$ para os parâmetros do terreno em situações persistentes segundo o EC7 para a abordagem de cálculo 1.....	2
Quadro 1.2- Coeficientes parciais $\gamma_F$ para as acções em situações persistentes segundo o EC7 para a abordagem de cálculo 1.....	3
Quadro 1.3- Coeficientes parciais $\gamma_R$ para as capacidades resistentes para estruturas de suporte segundo EC7 para a abordagem de cálculo 1.....	3
Quadro 1.4- Coeficientes parciais de segurança para os parâmetros do solo ( $\gamma_M$ ) a usar em situações acidentais (DNA do EC7-1) e em condições sísmicas (projecto do DNA do EC8-5).....	4
Quadro 1.5- Coeficientes parciais de segurança ( $\gamma_F$ ) de que devem ser afectadas as acções em situações acidentais (DNA do EC7-1) e em condições sísmicas (projecto do DNA do EC8-5).....	4
Quadro 1.6- Valores mínimos de coeficientes globais de segurança para muros de gravidade (Cardoso, Matos Fernandes e Brito, 1999).....	5
Quadro 2.1- Parâmetros geométricos e de resistência intervenientes no estudo paramétrico.....	16
Quadro 2.2- Coeficientes sísmicos a usar em Portugal para cálculo sísmico de muros de suporte (factor de importância $\gamma_1=1,0$ ).....	16
Quadro 3.1- Coordenadas dos pontos definidores do muro.....	21
Quadro 3.2- Coordenadas dos centros de gravidade $C_{G1}$ e $C_{G2}$ .....	22
Quadro 3.3- Coordenadas dos pontos I e P.....	22
Quadro 3.4- Coeficientes parciais de segurança do EC7 e EC8.....	23
Quadro 3.5- Coordenadas dos pontos de aplicação dos impulsos estáticos.....	25
Quadro 3.6- Coordenadas dos pontos de aplicação de $\Delta I_{as}$ e $\Delta I_{ps}$ .....	28
Quadro 4.1- Casos resultantes do estudo paramétrico.....	40
Quadro 4.2- Dispersão $\psi(\%)$ em torno do valor máximo.....	62
Quadro 4.3- Valores da parcela $c'N_{c,i_c}$ para o caso 12.....	64
Quadro A1.1- Aceleração máxima de referência $a_{gR}(m/s^2)$ nas várias zonas sísmicas.....	67
Quadro A1.2- Coeficientes de importância $\gamma_1$ .....	68
Quadro A1.3- Classes de importância de muros de suporte.....	68
Quadro A1.4- Relação entre a aceleração sísmica vertical e a aceleração sísmica horizontal.....	68
Quadro A1.5- Tipos de solo segundo o EC8.....	69
Quadro A1.6- Valores do factor S do solo de fundação para as acções sísmicas Tipo1 e Tipo2.....	70
Quadro A1.7- Valores do factor de redução r.....	70









## INTRODUÇÃO

### 1.1. OBJECTIVOS DO TRABALHO

Neste trabalho é focada a atenção sobre o dimensionamento sísmico de muros de betão armado em L.

O seu dimensionamento deve contemplar, além das acções estáticas, as acções sísmicas de modo a que seja verificada a segurança aos três modos de rotura condicionantes, a saber: escorregamento pela base, derrubamento e rotura do solo de fundação.

Tradicionalmente, a avaliação da segurança é feita com base no cálculo dos coeficientes globais de segurança, cálculo este que mais à frente se expõe.

Com o advento dos Eurocódigos, a verificação de segurança passa a ser feita recorrendo aos coeficientes parciais de segurança, de acordo com o Eurocódigo 7 (EC7) para condições estáticas e com base no Eurocódigo 8 – Parte 5 (EC8-5) para condições sísmicas.

Focando agora a atenção no EC7, pode-se dizer que, para além do estado limite último por perda de equilíbrio (EQU), são considerados os estados limites últimos correspondentes a rotura interna ou deformação excessiva de elementos estruturais (STR), e os estados limites últimos em que a rotura ou a deformação excessiva do terreno, e portanto a resistência do solo ou da rocha, é dominante quanto à resistência do conjunto (GEO).

Em relação a este código destinado ao cálculo estático de estruturas geotécnicas, poder-se-á dizer que nele são explanadas três abordagens de cálculo distintas na forma como distribuem os coeficientes parciais pelas acções, pelos seus efeitos, pelas propriedades dos materiais e pelas capacidades resistentes.

A nível nacional, foi adoptada a *abordagem de cálculo 1* da qual se apresenta um resumo visando a sua aplicação ao problema do cálculo dos muros de suporte. Tratando-se da análise destes, esta abordagem de cálculo exige que seja feita a verificação da não ocorrência de um estado limite de rotura ou de deformação excessiva para qualquer uma das seguintes combinações:

- Combinação 1:  $A_1 + M_1 + R_1$
- Combinação 2:  $A_2 + M_2 + R_2$

em que A significa acção, M significa parâmetro do solo e R tem o significado de capacidade resistente.

Na prática, o que acaba de ser dito indica a necessidade de efectuar verificações para duas combinações de conjuntos de coeficientes parciais de segurança, aplicados em dois cálculos separados. Os coeficientes são aplicados às acções e não ao efeito delas, com a seguinte excepção: quando em

determinadas situações de projecto a aplicação de coeficientes parciais a acções causadas pelo solo ou por ele transmitidas (pressões de terra ou água) conduzi-se a valores de cálculo inverosímeis ou fisicamente impossíveis. Realça-se o facto de, no caso dos muros de suporte, os coeficientes parciais serem também aplicados aos parâmetros do terreno.

Se por razões óbvias se verificar que uma das duas combinações governa o dimensionamento, não se torna necessário efectuar os cálculos para a outra. É de realçar no entanto que muitas vezes diferentes combinações poderão assumir-se como críticas para aspectos diferentes do mesmo dimensionamento.

Resumindo, tem-se a seguinte expressão que traduz bem a abordagem de cálculo 1 adoptada a nível nacional:

$$E_d = E \left\{ \gamma_F F_{rep}, \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\} \quad (1.1)$$

em que:

$\gamma_F F_{rep}$  -valor de cálculo de uma acção

$\frac{X_k}{\gamma_M}$  -valor de cálculo de parâmetros geotécnicos

$a_d$  - valor de cálculo de dados geométricos

Os referidos coeficientes parciais de segurança encontram-se resumidos nos Quadro 1.1 e 1.2.

Quadro 1.1 – Coeficientes parciais  $\gamma_M$  para os parâmetros do terreno em situações persistentes segundo o EC7 para a abordagem de cálculo 1

Parâmetro do solo	Símbolo	Conjunto	
		M1	M2
Ângulo de atrito em tensões efectivas	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesão em tensões efectivas	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistência ao corte não drenada	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Resistência à compressão uniaxial	$\gamma_{qu}$	1,0	1,4
Peso volúmico	$\gamma_{\gamma}$	1,0	1,0

Quadro 1.2 – Coeficientes parciais  $\gamma_F$  para as acções em situações persistentes segundo o EC7 para a abordagem de cálculo 1

	Acção	Símbolo	Conjunto	
			A1	A2
Permanente	Desfavorável	$\gamma_G$	1,35	1,0
	Favorável		1,0	1,0
Variável	Desfavorável	$\gamma_Q$	1,5	1,3
	Favorável		0	0

Em relação às capacidades resistentes para estruturas de suporte, a verificação de estados limites de rotura estrutural (STR) ou de rotura do terreno (GEO) implica a aplicação de um dos conjuntos R1, R2 ou R3 dos coeficientes parciais.

À abordagem de cálculo 1 interessa apenas o conjunto R1 dos coeficientes parciais que se encontram explicitados no Quadro 1.3.

Quadro 1.3 – Coeficientes parciais  $\gamma_R$  para as capacidades resistentes para estruturas de suporte segundo o EC7 para a abordagem de cálculo 1

Capacidade resistente	Símbolo	Conjunto
		R1
Capacidade resistente ao carregamento do terreno de fundação	$\gamma_{R,v}$	1,0
Capacidade resistente ao deslizamento	$\gamma_{R,h}$	1,0
Capacidade resistente passiva de terras	$\gamma_{R,e}$	1,0

Passando agora a uma análise da aplicação do EC8- Parte 5, é de referir que é realizada tendo em vista o dimensionamento sísmico dos muros de suporte em que o caso em apreço se insere.

As acções dinâmicas resultantes do sismo são determinadas no presente trabalho de acordo com a Teoria de Mononobe-Okabe, resultante dos trabalhos destes dois investigadores em 1929 e 1926 respectivamente.

Na versão do CEN, os coeficientes parciais de segurança das características do terreno  $\gamma_M$  são os mesmos que os considerados no EC7. No entanto, a adaptação deste Eurocódigo para Portugal realizada através do DNA (projecto do Documento Nacional de Aplicação) adopta  $\gamma_M$  menores, que coincidem com os que estão previstos no DNA/EC7 para acções acidentais.

O Quadro 1.4 mostra isso mesmo em relação aos coeficientes referidos a usar no dimensionamento sísmico do caso em apreço à luz do EC8.

Quadro 1.4 – Coeficientes parciais de segurança para os parâmetros do solo ( $\gamma_M$ ) a usar em situações acidentais (DNA do EC7-1) e em condições sísmicas (projecto do DNA do EC8-5)

Parâmetro do terreno	Tipo de estado limite
	STR/GEO
Ângulo de atrito interno em tensões efectivas	1,1
Coesão em tensões efectivas	1,1
Resistência ao corte não drenada	1,15
Resistência à compressão uniaxial	1,15
Peso volúmico	1,0

Quanto aos coeficientes parciais a afectar as acções de modo a serem usados no dimensionamento ou verificação de segurança segundo este Eurocódigo, eles são representados no Quadro 1.5.

Quadro 1.5 – Coeficientes parciais de segurança ( $\gamma_F$ ) de que devem ser afectadas as acções em situações acidentais (DNA do EC7-1) e em condições sísmicas (projecto do DNA do EC8-5)

	Tipo de estado limite
	STR/GEO
Acções permanentes desfavoráveis	1,0
Acções permanentes favoráveis	1,0
Acções variáveis desfavoráveis	1,0
Acções variáveis favoráveis	0

O presente trabalho tem pois por objectivo a determinação dos coeficientes globais de segurança obtidos para muros que verificaram o cálculo estático segundo o EC7, tendo sido dimensionados de

acordo com o EC8-5 com base nos factores de segurança parciais ( $\gamma_M=1,1$ ) preconizados no respectivo projecto de DNA.

A obtenção destes coeficientes globais de segurança respeitantes aos três estados limites não constitui uma finalidade em si mesma, pois importante se torna ainda a sua comparação com os valores dos mesmos que são tradicionalmente admitidos e que se encontram expostos no Quadro 1.6.

Quadro 1.6 – Valores mínimos de coeficientes globais de segurança para muros de gravidade (Cardoso, Matos Fernandes e Brito, 1999)

Modo de rotura	F estático	F sísmico
Perda de estabilidade global	1,5	1,2
Rotura da Fundação	2,0 – 3,0	1,5
Deslizamento pela base	1,5 – 2,0	1,1 – 1,2
Derrubamento	1,5	1,2

## 1.2 TEORIA DE MONONOBE-OKABE

A Teoria de Mononobe-Okabe foi a primeira abordagem teórica para o dimensionamento de estruturas de suporte às acções sísmicas e é considerada uma extensão da Teoria de Coulomb. Ela aplica-se a solos incoerentes, secos e homogéneos, podendo contemplar quaisquer inclinações do tardo da estrutura e do talude de solo suportado e ainda a existência de sobrecargas uniformemente distribuídas.

A Teoria de Mononobe-Okabe é um método de análise dinâmica e inclui-se no grupo dos métodos pseudo-estáticos. Isto deve-se ao facto de a acção sísmica ser considerada através da adição às forças actuantes, que no caso objecto do nosso estudo são o peso do muro e do solo, de forças fictícias chamadas de forças de inércia. Estas últimas são obtidas multiplicando os pesos atrás referidos por factores adimensionais designados por coeficientes sísmicos (vertical e horizontal). Estes coeficientes representam a razão da respectiva componente da aceleração pela aceleração da gravidade. Tal facto é ilustrado na Figura 1.1.

Dito isto, a referida teoria baseia-se nas seguintes hipóteses simplificativas:

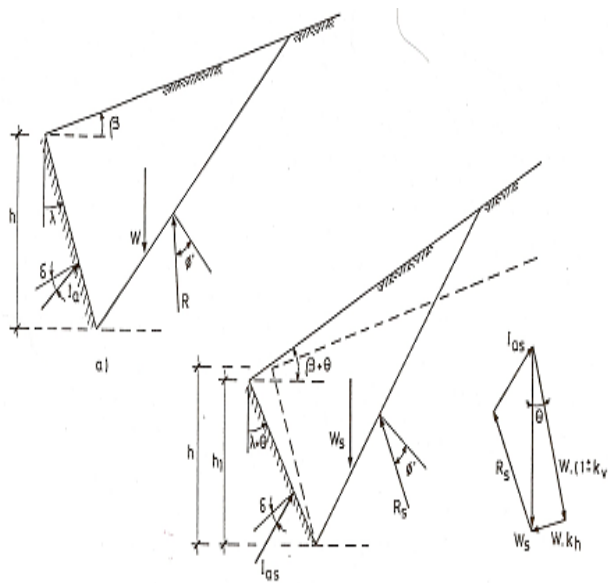
- o maciço suportado pelo muro é constituído por um solo emerso, não coesivo e homogéneo;
- o muro desloca-se o suficiente para que seja totalmente mobilizada a resistência ao corte ao longo da superfície potencial de deslizamento e ao longo da superfície de contacto terras-muro;
- a superfície potencial de deslizamento é plana e passa pelo pé do muro;
- dada a extensão do muro, os efeitos tridimensionais podem ser desprezados;
- durante o sismo, a cunha de terras comporta-se como um corpo rígido, sendo por isso uniforme o campo de acelerações no seu interior e com uma intensidade igual à que actua na fundação;

- o maciço de fundação não sofre liquefacção sob acção do sismo.

As primeiras quatro hipóteses são comuns à Teoria de Coulomb, apesar das recentes generalizações a que esta foi sujeita de modo a contemplar também maciços imersos, coesivos e estratificados.

A quinta hipótese é fundamental no que respeita ao problema em análise: a substituição da acção sísmica pelas forças de inércia só é possível se se admitir que a cunha de terras se comporta como um corpo rígido.

A última das hipóteses enunciadas alerta para o facto que, particularmente nos casos em que o maciço de fundação é constituído por solos arenosos submersos e pouco compactos, é indispensável no dimensionamento a verificação da segurança em relação a uma possível fluidificação.



- $I_a$  – Impulso activo
- $W$  – Peso do solo suportado e de eventuais sobrecargas
- $R$  – reacção do maciço remanescente
- $W_s$  –  $W$  em condições sísmicas
- $W.k_h$  – força horizontal de inércia actuando sobre a cunha deslizando em condições sísmicas
- $R_s$  – semelhante a  $R$  mas em condições sísmicas
- $W.(1 \pm k_v)$  – definição equivalente à anterior mas com direcção vertical
- $I_{as}$  – Impulso activo sísmico

Figura 1.1 – Cunhas de terra em estado activo: a) condições estáticas; b) condições sísmicas

Para o cálculo dos impulsos sísmicos, começa-se por proceder ao cálculo do ângulo sísmico  $\theta$  através da expressão:

$$\theta = \arctg \frac{k_h}{1 \pm k_v} \quad (1.2)$$

Seguidamente, calculam-se os impulsos activos e passivos sísmicos usando as expressões:

$$I_{as} = \frac{1}{2} \gamma h^2 (1 \pm k_v) K_{as} \quad (1.3)$$

em que

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\phi' - \lambda - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \lambda \cos(\delta + \lambda + \theta) \left[ 1 + \left( \frac{\text{sen}(\phi' + \delta) \text{sen}(\phi' - \beta - \theta)}{\cos(\beta - \lambda) \cos(\delta + \lambda + \theta)} \right)^{\frac{1}{2}} \right]^2} \quad (1.4)$$

e

$$I_{ps} = \frac{1}{2} \gamma h^2 (1 \pm k_v) K_{ps} \quad (1.5)$$

em que

$$K_{ps} = \frac{\cos^2(\phi' + \lambda - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \lambda \cos(\delta - \lambda - \theta) \left[ 1 - \left( \frac{\text{sen}(\phi' + \delta) \text{sen}(\phi' + \beta - \theta)}{\cos(\beta - \lambda) \cos(\delta - \lambda + \theta)} \right)^{\frac{1}{2}} \right]^2} \quad (1.6)$$

É de referir que após uma simples análise da expressão 1.4 se pode constatar que o seu cálculo só é possível, isto é, o equilíbrio físico só é possível se for verificada a seguinte equação:

$$\phi' - \beta - \theta \geq 0 \quad (1.7)$$

De facto, em condições dinâmicas o crescimento do impulso activo com a inclinação do terreno é muito maior que em condições estáticas. Este facto foi tido em conta através da utilização de duas expressões distintas, de acordo com o EC8-5, para o cálculo do coeficiente activo sísmico. Tal encontra-se aclarado no Capítulo 3.

Atendendo às expressões 1.2 e 1.7, pode concluir-se que existe um limite para a aceleração sísmica a que um maciço pode estar sujeito. Com efeito, introduzindo 1.2 em 1.7 obtêm-se sequencialmente:

$$\theta = \arctg \frac{k_h}{1 \pm k_v} \leq \phi' - \beta \quad (1.8)$$

$$k_h \leq (1 \pm k_v) \text{tg}(\phi' - \beta) \quad (1.9)$$

Existe portanto uma aceleração horizontal sísmica crítica correspondente a um coeficiente horizontal sísmico crítico igual a:

$$k_{crit} = (1 \pm k_v) \operatorname{tg}(\phi' - \beta) \quad (1.10)$$

Em resumo, um maciço com ângulo de atrito  $\phi'$  e superfície definida por  $\beta$ , não pode transmitir forças produzidas por níveis de aceleração superiores ao crítico.

Dito isto e calculado o impulso activo sísmico através da expressão 1.3, procede-se à sua decomposição em duas componentes com pontos de aplicação distintos: uma é o impulso activo estático que já se exercia antes do sismo,  $I_a$ , e outra é a parcela correspondente ao acréscimo do impulso activo devido à acção sísmica,  $\Delta I_{as}$ . De uma forma simplificada pode considerar-se, de acordo com o EC8-5, que esta última parcela actua a metade da altura do muro.

Assim sendo, começa-se por calcular pela Teoria de Coulomb o impulso estático, que já existia antes do sistema terras-muro ser submetido ao sismo:

$$I_a = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2 \quad (1.11)$$

em que

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \lambda)}{\cos^2 \lambda \cos(\delta + \lambda) \left[ 1 + \left( \frac{\operatorname{sen}(\phi' + \delta) \operatorname{sen}(\phi' - \beta)}{\cos(\beta - \lambda) \cos(\delta + \lambda)} \right)^{\frac{1}{2}} \right]^2} \quad (1.12)$$

O acréscimo activo sísmico é calculado fazendo uso da expressão seguinte:

$$\Delta I_{as} = I_{as} - I_a \quad (1.13)$$

Procedimento análogo é tomado para o impulso passivo.



### 1.3 - CONGRUÊNCIA DAS SOLUÇÕES DAS TEORIAS DE COULOMB E DE MONONOBE-OKABE COM A DE RANKINE

O presente trabalho foi efectuado tendo por base a realização de um estudo paramétrico. Este estudo foi realizado tendo como objecto os muros de betão armado semelhantes ao que se mostra na Figura 1.2.

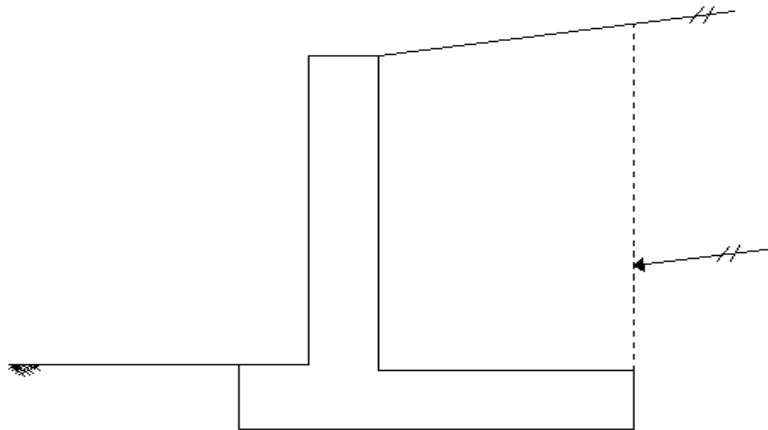


Figura 1.2 – Muro de betão armado em L

É importante recordar que para este tipo de muros se adopta a Teoria de Rankine para o cálculo dos impulsos que sobre ele actuam. Por isso mesmo se tem na figura anterior o impulso representado paralelo à superfície do maciço a suportar.

É de mencionar que num muro de betão armado em L, o muro ao deslocar-se afecta solidariamente uma determinada massa de solo situada no seu tardo, massa essa que lhe confere estabilidade. Daí ser de fácil compreensão que se procure separar essa massa da restante imaginando que ela faz parte da estrutura de contenção para posteriormente aplicar as teorias de pressão de terras.

Como se vê pela análise da Figura 1.3, a solução da questão consiste em supor que o muro quando se desloca mobiliza o estado de equilíbrio limite activo nas cunhas ABD e ACD. Estas estão definidas, respectivamente, pelos ângulos com a direcção horizontal  $\psi_1 = \pi/4 + \Phi'/2 + (\varepsilon - \beta)/2$  e  $\psi_2 = \pi/4 + \Phi'/2 - (\varepsilon - \beta)/2$ , em que  $\varepsilon = \arcsen(\sen \beta / \sen \Phi')$ , sendo ambos iguais a  $\pi/4 + \Phi'/2$  quando  $\beta$  é nulo. Como consequência desta hipótese a cunha ABGF que está a tracejado na figura comporta-se como parte integrante do muro.

Posto isto, pode o impulso ser calculado ao longo de AB tomando  $\delta = \Phi'$  e usando, por exemplo, a solução analítica de Coulomb. Tal facto está bem patente na Figura 1.4a.

Ao observar a Figura 1.4b, analisando o equilíbrio da cunha ABC e invertendo o sentido ao impulso  $I_a(AB)$  entretanto calculado, e tomando o peso  $W$  da cunha, obter-se-á o impulso  $I_a(AC)$  no plano vertical AC. Segundo Jimenez Salas e tal, esta força coincide em grandeza e direcção com o impulso activo de Rankine.

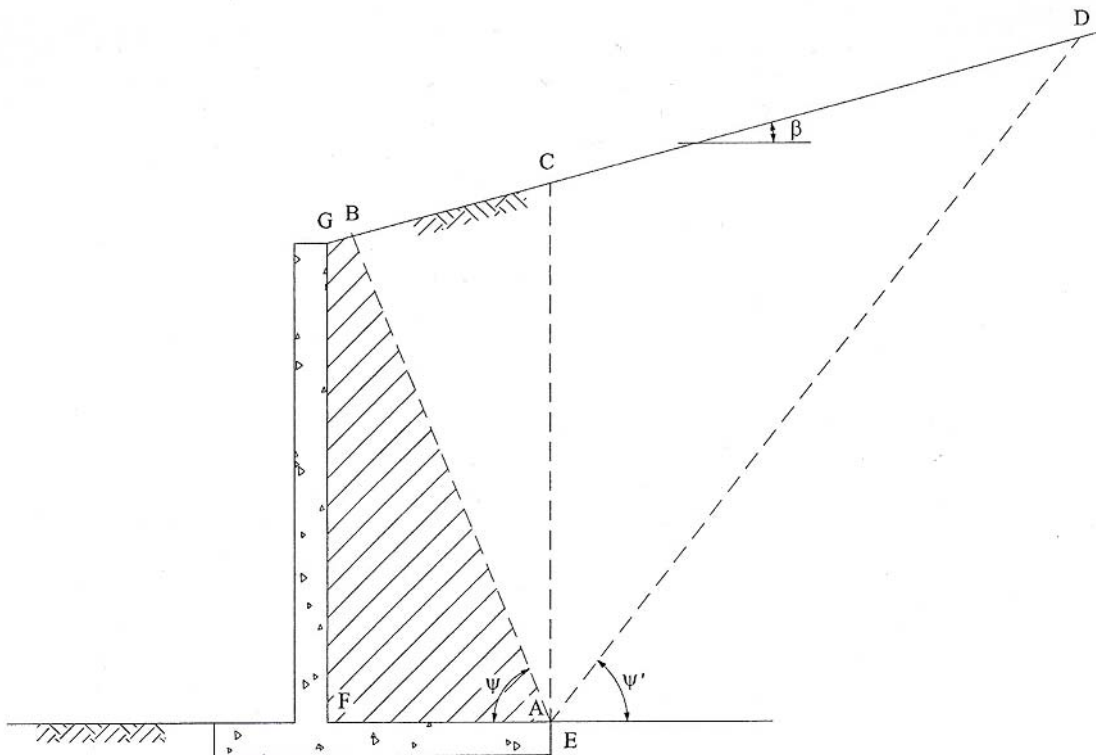


Figura 1.3 – Muro de betão armado e cunhas de terras em estado limite activo no maciço suportado  
(adaptado de Jimenez Salas et al,1976)

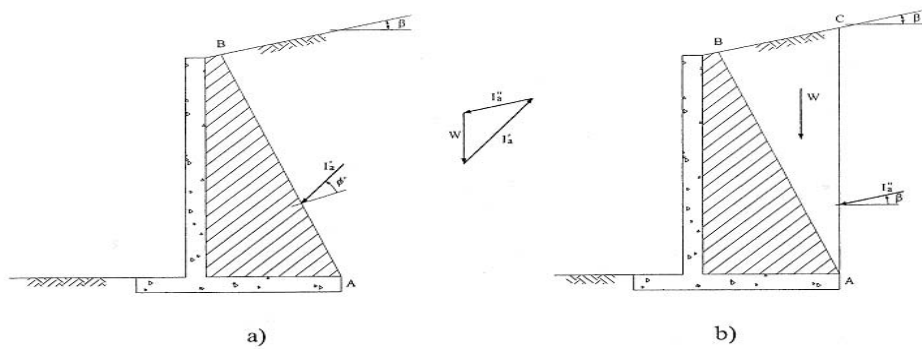


Figura 1.4 – a) Cálculo do Impulso ao longo de AB  
b) Cálculo do Impulso ao longo de AC

Desta forma, por razões de simplicidade, o cálculo do impulso de terras é geralmente efectuado por meio desta segunda alternativa, tomando-se nas verificações de segurança o peso do bloco ACGF juntamente com o peso do próprio muro no cálculo das forças e momentos resistentes.

Dito isto, conclui-se esta exposição introdutória afirmando que os cálculos efectuados no presente trabalho, tanto sob o ponto de vista estático (segundo o EC7 e recorrendo à Teoria de Coulomb), como

sob o ponto vista sísmico (segundo o EC8-5 e fazendo uso da Teoria de Mononobe-Okabe), se baseiam também na Teoria de Rankine.

Tal pode ser verificado se, nas expressões que calculam o coeficiente activo (e passivo) pela Teoria de Coulomb, o coeficiente activo sísmico (e passivo sísmico) pela extensão desta que constitui a Teoria de Mononobe-Okabe, for assumido que  $\lambda = 0$  e que  $\delta = \beta$ .

Os coeficientes que acabam de ser referidos, quando calculados segundo as condições expostas, resultam assim na expressão dos mesmos dados pela Teoria de Rankine.



## APRESENTAÇÃO DO ESTUDO PARAMÉTRICO

### 2.1. INTRODUÇÃO

Feitas estas considerações iniciais, passa-se de seguida à exposição do modo como foi efectuado o estudo paramétrico que constituiu a base do presente trabalho.

Para tal, começou-se por definir os parâmetros que interessam para a análise do problema em estudo. Esses parâmetros são essencialmente de três tipos: i) parâmetros definidores da geometria do muro e do solo suportado; ii) parâmetros de resistência do maciço suportado e do solo de fundação; iii) parâmetros definidores da acção sísmica.

Em relação à geometria, os dois mais importantes são a altura do muro,  $h$ , e o ângulo que o terraplano faz com a horizontal,  $\beta$ . No que diz respeito à altura do muro, esta é essencial na definição de toda a geometria do sistema muro-solo suportado. Assim, se for considerado que o ponto de intersecção da aresta exterior da sapata com o plano do desenho coincide com o centro de um referencial ortonormado, a partir da adopção de uma determinada relação entre a altura do muro  $h$  e determinadas dimensões deste, é possível definir as coordenadas de todos os pontos notáveis do muro bem como do maciço suportado. Tal relação pode ser visualizada na Figura 2.1.

A partir destas coordenadas é possível definir toda a geometria do sistema muro-solo suportado à custa da qual, por aplicação das expressões referidas no capítulo seguinte, são definidas as áreas elementares em que se pode dividir o referido sistema, bem como os respectivos pesos e centros de gravidade.

Ora estas forças são essenciais na contabilização dos efeitos estabilizador e instabilizador usados na verificação de segurança aos três modos de rotura estudados à luz dos Eurocódigos.

A altura do muro  $h$  é também indispensável uma vez que os pontos de aplicação dos impulsos estáticos e sísmicos dela dependem directamente. É de lembrar também que estes impulsos são directamente proporcionais ao quadrado da altura conforme explicitado no capítulo anterior.

No que diz respeito aos parâmetros de resistência, eles referem-se, por um lado, ao maciço suportado que deverá ser composto por material granular e, por outro lado, ao solo que constitui o maciço de fundação.

Para o aterro deverão ser definidos, além do respectivo peso volúmico,  $\gamma$ , que no caso em apreço foi considerado igual a  $20 \text{ kN/m}^3$ , o respectivo ângulo de atrito,  $\Phi'$ .

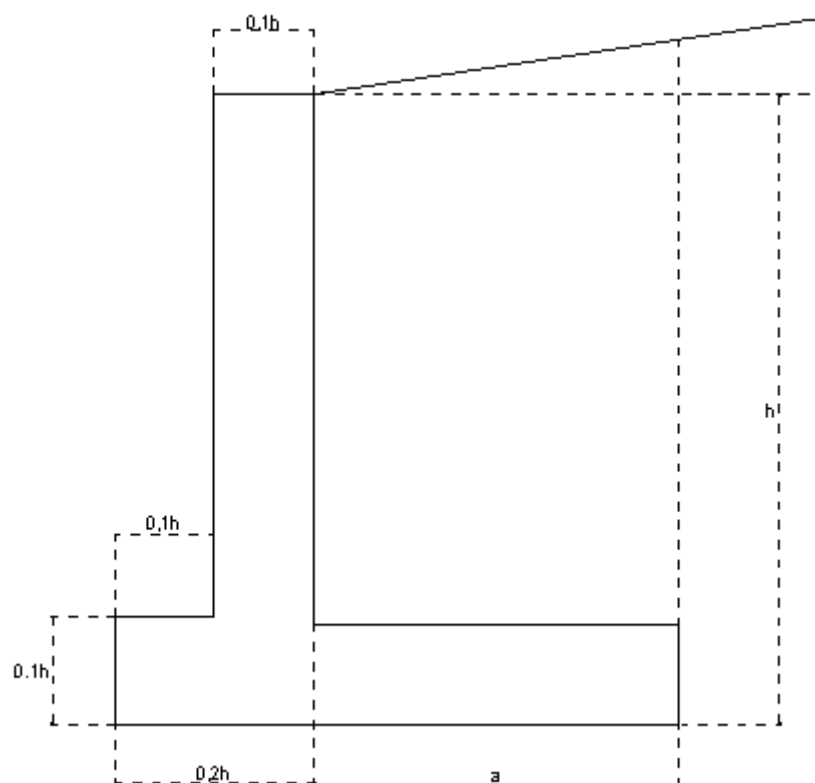


Figura 2.1- Relações geométricas adoptadas nos muros em estudo

Em relação ao maciço que constitui o solo de fundação, é necessário o conhecimento do ângulo de atrito,  $\Phi_{sf}'$ , da coesão,  $c'_{sf}$ , bem como do ângulo de atrito muro-solo de fundação,  $\delta_b$ . É de referir também que o peso volúmico adoptado para o maciço de fundação,  $\gamma_{sf}$ , é igual a  $22 \text{ kN/m}^3$ .

Por último, são referidos agora os parâmetros definidores da acção sísmica. Esta é definida à custa dos chamados coeficientes sísmicos horizontal,  $k_h$ , e vertical,  $k_v$ , que são calculados de acordo com o Anexo 1.

Para a realização do estudo paramétrico que permitiu o estudo do problema em causa, foi admitido que à partida haveria um determinado número de parâmetros que não variavam qualquer que fosse um dos 36 casos em que o dito estudo resultou.

Assim sendo, um primeiro aspecto que cabe nesta categoria foi a posição do nível freático. Este foi considerado como estando à profundidade da base do muro.

Este facto interfere em dois aspectos do cálculo: um primeiro aspecto é o facto de, para o cálculo da capacidade de carga da fundação, o peso volúmico que entra na terceira parcela da expressão de  $q_{ult}$  e que representa a contribuição do peso da massa de solo deslocada deva ser tomado igual ao peso volúmico submerso  $\gamma'$ .

Outro facto admitido no estudo paramétrico foi a inexistência de sobrecarga na superfície do aterro.

Por último, é de referir que a existência da atrás mencionada relação geométrica entre a altura do muro e algumas das suas dimensões características leva a que, para a definição da geometria do muro seja apenas necessário definir o valor da sua altura,  $h$ , e conjuntamente determinar o comprimento,  $a$ , da parte da sapata subjacente ao aterro suportado, comprimento este condicionado pelo dimensionamento

sísmico de modo a ser verificada a segurança aos três modos de rotura relevantes para este tipo de estruturas.

Quanto ao maciço suportado, basta além destas duas dimensões referidas, o conhecimento do ângulo  $\beta$  que a superfície do maciço suportado faz com a horizontal.

## 2.2. ESTUDO PARAMÉTRICO: PARÂMETROS QUE VARIAM

A essência deste estudo paramétrico encontra-se na variação de um determinado conjunto de parâmetros, tendo em vista a tentativa de abranger o maior número de casos possíveis de serem comparados com casos reais.

O primeiro parâmetro definidor do problema em estudo cuja variação será referida é exactamente a altura do muro,  $h$ , à qual foram atribuídos dois valores fixos: 5 metros ou 10 metros.

Outra característica a que foram atribuídos dois valores diferentes foi o ângulo de atrito do maciço suportado,  $\Phi'$ . O solo a ser usado para o aterro por detrás do tardo do muro tem de ser constituído por material de características granulares não muito compactado, pois a compactação aumenta a compacidade do solo logo o seu ângulo de atrito (maior resistência ao corte) mas também cria um aumento de pressões exercidas sobre o muro bastante significativo. Os valores usados para este estudo foram  $\Phi'$  igual a  $30^\circ$  e a  $36^\circ$  e correspondem a uma utilização de um solo para o aterro com uma gama de variação que vai desde as areias bem graduadas até aos cascalhos.

Como se compreenderá, uma avaliação rigorosa do ângulo de atrito é problemática e por isso mesmo os coeficientes de segurança aos três modos de rotura estudados procuram ter em conta as limitações na determinação dos parâmetros de resistência dos maciços suportados e do solo de fundação bem como da superfície de contacto do solo com o muro.

Prossegue-se agora com a explicitação dos valores adoptados para o ângulo que a superfície do aterro faz com a horizontal,  $\beta$ . O seu valor máximo é naturalmente igual a  $\Phi'$ , encontrando-se para esta situação o maciço suportado em estado equilíbrio limite no estado de repouso. Tem-se ainda como condicionante do valor deste parâmetro, como já foi referido no Capítulo 1, o facto de ele ter de verificar uma determinada relação aí explanada com o ângulo de atrito do maciço suportado e com o ângulo sísmico de modo a que o equilíbrio físico seja possível. Ora, neste estudo paramétrico foram considerados três valores de  $\beta$  que seguidamente se expõem:  $\beta$  igual a  $0^\circ$ ,  $\beta$  igual a  $(1/3)\Phi'$  e  $\beta$  igual a  $(1/2)\Phi'$ .

É de referir que no caso do tipo de muros em apreço, se considerou a solução de Rankine em que o impulso resultante das pressões de terra sobre o paramento tem direcção paralela à superfície do terraplano. Isto implica logicamente que  $\delta$ , ângulo determinante para inclinação dos impulsos estáticos e sísmicos, assumo os mesmos valores de  $\beta$  (ver 1.3).

Passando agora aos parâmetros resistentes do maciço que constitui a fundação, começa-se por analisar o ângulo de atrito do solo que o constitui. É conhecida a influência de  $\Phi'_{sf}$  na capacidade de carga sendo este o parâmetro de que dependem os factores de capacidade de carga bem como os factores correctivos que afectam cada uma das três parcelas que constituem a expressão da capacidade resistente,  $q_{ult}$ . No presente estudo, foram atribuídos dois valores para  $\Phi'_{sf}$ , sendo eles  $35^\circ$  e  $40^\circ$ .

Quanto ao ângulo de atrito muro-solo de fundação  $\delta_b$ , ele está no caso em estudo relacionado com o parâmetro agora mencionado através da equação

$$\delta_b [^\circ] = \Phi'_{sf} [^\circ] - 5 \quad (2.1)$$

pelo que assume também dois valores:  $\delta_b$  igual a  $30^\circ$  e a  $35^\circ$ .

Passando agora à coesão,  $c_{sf}'$ , ela é fundamental também na capacidade de carga pois a primeira parcela da sua expressão é-lhe directamente proporcional no caso de uma análise em tensões efectivas, como é o caso em apreço. Neste estudo paramétrico, foram atribuídos a esta grandeza três valores que seguidamente se explanam:  $c_{sf}'$  igual a 0, 20 e 60 kPa.

Em relação aos coeficientes sísmicos horizontal,  $k_h$ , e vertical,  $k_v$ , que se encontram relacionados conforme exposto no Anexo 1, eles assumiram a totalidade do espectro de valores dentro de cada um dos 36 casos resultantes da variação sistemática dos parâmetros conforme anteriormente foi referido.

No Quadro 2.1 procura-se resumir tudo o que atrás foi dito em relação às variações adoptadas para os diversos parâmetros intervenientes bem como a fixação de determinados aspectos.

Quadro 2.1 - Parâmetros geométricos e de resistência intervenientes no estudo paramétrico

PARÂMETROS FIXOS	PARÂMETROS VARIÁVEIS		
Nível Freático: à cota da base do muro	GEOMÉTRICOS	SOLO SUPORTADO	MACIÇO DE FUNDAÇÃO
Sobrecarga à superfície: inexistente	h=5 m, 10 m	$\Phi' = 30^\circ, 36^\circ$	$\Phi'_{sf} = 35^\circ, 40^\circ$
Relação geométrica : algumas dimensões do muro relacionadas com h	$\beta = 0^\circ, \Phi'/3, \Phi'/2$		$\delta_b = 30^\circ, 35^\circ$
pesos volúmicos: aterro $\gamma = 20$ kN/m <sup>3</sup> ; solo de fundação $\gamma_{sf} = 22$ kN/m <sup>3</sup>	$\beta = \delta$		$c'_{sf} = 0, 20, 60$ kPa

No Quadro 2.2 estão representados os coeficientes sísmicos  $k_h$  e  $k_v$  cujos valores, calculados de acordo com o Anexo 1, foram usados nos cálculos efectuados no âmbito do presente trabalho.

Quadro 2.2 - Coeficientes sísmicos a usar em Portugal para cálculo sísmico de muros de suporte (factor de importância  $\gamma_1 = 1.0$ )

Acção sísmica	Zona sísmica	$a_g$ (m/s <sup>2</sup> )	$\alpha = a_g/g$	$a_{vg}/a_g$	S Solo A/B/C	$k_h$	$k_v$	Solo
Tipo 1						0,255	$\pm 0,127$	A
	1,1	2,5	0,255	0,75	1,0/1,2/1,3	0,306	$\pm 0,153$	B
						0,331	$\pm 0,166$	C



						0,204	±0,102	A
1,2	2,0	0,204	0,75	1,0/1,2/1,4		0,245	±0,122	B
						0,285	±0,143	C
						0,153	±0,076	A
1,3	1,5	0,153	0,75	1,0/1,2/1,5		0,183	±0,092	B
						0,229	±0,115	C
						0,102	±0,051	A
1,4	1,0	0,102	0,75	1,0/1,3/1,6		0,133	±0,066	B
						0,163	±0,082	C
						0,051	±0,025	A
1,5	0,5	0,051	0,75	1,0/1,3/1,6		0,066	±0,033	B
						0,082	±0,041	C
Tipo 2						0,255	±0,127	A
2,1	2,5	0,255	0,95	1,0/1,35/1,5		0,344	±0,172	B
						0,382	±0,191	C
2,2	2,0	0,204	0,95	1,0/1,35/1,5		0,204	±0,102	A
						0,275	±0,138	B

					0,306	±0,153	C
					0,173	±0,087	A
2,3	1,7	0,173	0,95	1,0/1,35/1,5	0,234	±0,117	B
					0,260	±0,130	C
					0,112	±0,056	A
2,4	1,1	0,112	0,95	1,0/1,35/1,6	0,151	±0,076	B
					0,179	±0,090	C
					0,082	±0,041	A
2,5	0,8	0,082	0,95	1,0/1,35/1,6	0,110	±0,055	B
					0,130	±0,065	C

# 3

## ESTRATÉGIA DE FUNCIONAMENTO DA FOLHA EXCEL

### 3.1. INTRODUÇÃO

O instrumento utilizado para o desenvolvimento deste trabalho foi a programação de uma folha de cálculo no software Microsoft Excel que permite a realização de uma série de iterações que, a partir dos dados de entrada, resultam num total de 48 casos que são expostos mais adiante.

Os atrás referidos dados de entrada são de 3 tipos distintos que são abaixo discriminados.

- Os dados referentes à geometria do muro e da parcela de solo suportado acima da consola do muro em  $L$ . Esta parcela de solo é especialmente importante pois funciona como um bloco em conjunto com o muro sendo fundamental na definição da sua resistência aos 3 modos de rotura estudados.
- Os dados referentes às características mecânicas do solo suportado e do maciço que constitui a fundação do muro. Em relação ao solo suportado, as características determinantes são: o ângulo de atrito ( $\Phi$ ), o ângulo que o terraplano faz com a horizontal ( $\beta$ ), o ângulo de atrito solo-paramento ( $\delta$ ) que no nosso estudo se considerou igual a  $\beta$ , o ângulo que o paramento faz com a vertical ( $\lambda$ ) que no nosso caso é igual a 0. Relativamente ao maciço de fundação, as características essenciais são: o ângulo de atrito ( $\Phi'_{sf}$ ), a coesão ( $c'_{sf}$ ) e o ângulo de atrito base do muro-solo de fundação ( $\delta'_b$ ).
- Os coeficientes sísmicos horizontal e vertical,  $k_h$  e  $k_v$ , calculados de acordo com o exposto no Anexo 1.

São também obviamente essenciais para os cálculos o peso volúmico do solo suportado ( $\gamma$ ) e o peso volúmico do solo do maciço de fundação ( $\gamma_{sf}$ ).

### 3.2. MÓDULOS DE FUNCIONAMENTO DA FOLHA EXCEL

Dada a complexidade e a extensão dos cálculos envolvidos, foram desenvolvidas 4 folhas de cálculo, cada uma das quais se pode subdividir em vários módulos.

As 4 folhas de cálculo referidas são elaboradas para calcularem respectivamente:

- *F1*: Dimensionamento ao EC8 para coeficiente sísmico vertical positivo ( $+k_v$ );
- *F2*: Dimensionamento ao EC8 para coeficiente sísmico vertical negativo ( $-k_v$ );

- *F3*: Verificação de segurança segundo o EC7;
- *F4*: Determinação dos coeficientes globais de segurança aos 3 modos de rotura estudados.

Os módulos em que cada uma delas se divide são em alguns casos comuns, havendo no entanto módulos que são específicos de cada uma, consoante o objectivo para que foram concebidas.

Pode-se então considerar cada uma das folhas de cálculo dividida nos módulos que a seguir se referem, indicando-se também entre parêntesis as folhas que os utilizam.

**i) Módulo 1 (*F1, F2, F3, F4*)**

Este módulo destina-se essencialmente a definição da geometria do muro e do solo suportado, bem como ao cálculo dos parâmetros de resistência de cálculo quando for caso disso.

A definição da geometria do muro e do solo suportado é possível a partir do momento em que as coordenadas dos pontos representativos são referidas a um referencial ortonormado com origem no ponto O que é a intersecção da aresta exterior do pé do muro com o plano do desenho, conforme referido na Figura 3.1.

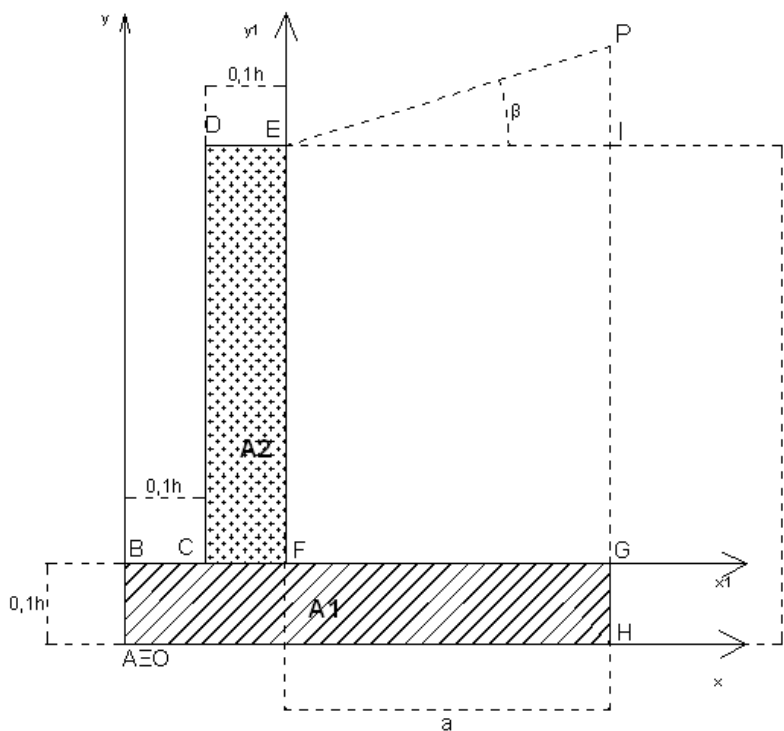


Figura 3.1- Pontos notáveis na definição geométrica do sistema muro-solo suportado; áreas elementares em que o muro é sub-dividido

Na definição das coordenadas dos pontos notáveis foi também assumida uma determinada relação entre algumas dimensões do muro e a altura do mesmo. Essa relação encontra-se também explicitada na Figura 3.1.

Definidas as coordenadas dos pontos referidos, procede-se a um cálculo de geometria de massas com vista à definição dos pesos de áreas elementares em que são divididos o muro e o solo suportado e dos respectivos centros de gravidade.

Este processo é feito separadamente para muro e para o solo suportado, pois para este último estão envolvidos cálculos ligeiramente mais complexos pelo facto de a respectiva área elementar resultar da composição de 2 áreas mais simples e o respectivo centro de gravidade para ser calculado envolver a aplicação de um teorema da geometria de massas.

- **Muro**

As coordenadas dos pontos definidores da geometria do muro em estudo encontram-se resumidas no Quadro 3.1, sendo  $h$  (altura do muro) e  $a$  (comprimento da consola), conforme definidos na Figura 3.1.

Quadro 3.1- Coordenadas dos pontos definidores do muro

Ponto	x [m]	y [m]
A	0	0
B	0	0,1h
C	0,1h	0,1h
D	0,1h	h
E	0,2h	h
F	0,2h	0,1h
G	0,2h+a	0,1h
H	0,2h+a	0

Para o cálculo do peso do muro, foram definidas áreas elementares conforme representado igualmente na Figura 3.1. Estas áreas são definidas à custa das coordenadas dos pontos que as definem, conforme se expõe seguidamente:

$$A_1 = (x_H - x_A) \cdot (y_G - y_H) \quad (3.1)$$

$$A_2 = (x_E - x_D) \cdot (y_E - y_F) \quad (3.2)$$

O peso de cada uma delas é obtido multiplicando o seu valor pelo peso volúmico de betão, que foi considerado  $\gamma_{\text{betão}} = 24 \text{ kN/m}^3$ .

Assim sendo, o cálculo dos pesos das áreas elementares em que foi dividido o muro é efectuado a partir das expressões seguintes:

$$W_1 = A_1 \cdot \gamma_{\text{betão}} \quad (3.3)$$

$$W_2 = A_2 \cdot \gamma_{\text{betão}} \quad (3.4)$$

Posteriormente ao cálculo dos pesos, são calculadas as coordenadas dos centros de gravidade  $C_{G1}$  e  $C_{G2}$  de cada uma das áreas elementares, conforme se mostra no Quadro 3.2:

Quadro 3.2 – Coordenadas dos centros de gravidade  $C_{G1}$  e  $C_{G2}$

	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]
$C_{G1}$	$\frac{x_G}{2}$	$\frac{y_G}{2}$
$C_{G2}$	$x_D + \frac{x_E - x_D}{2}$	$y_F + \frac{y_E - y_F}{2}$

- **Solo Suportado**

Para a definição da área do bloco do solo suportado contido entre o paramento e o plano vertical que passa pelo bordo interior da sapata, são primeiramente calculadas as coordenadas de dois pontos I e P, conforme se mostra abaixo no Quadro 3.3. Estes dois pontos, em conjunto com os pontos E, F e G do muro, permitem definir essa área tendo em vista o posterior cálculo dos respectivos peso e centro de gravidade.

Quadro 3.3 – Coordenadas dos pontos I e P

Ponto	x [m]	y [m]
I	$x_G$	$y_E$
P	$x_I$	$y_I + (x_I - x_E) \cdot tg\beta$

Calculadas as coordenadas dos pontos I e P e fazendo também uso das coordenadas dos pontos do muro atrás referidas, é definida então a área do bloco de solo sobre o muro e o respectivo peso através das seguintes expressões:

$$A_3 = A_S = (x_I - x_E) \cdot (y_I - y_G) + \left(\frac{1}{2}\right) \cdot (x_I - x_E) \cdot (y_P - y_I) \quad [m^2] \quad (3.5)$$

$$W_3 = W_S = A_S \cdot \gamma \quad [kN/m] \quad (3.6)$$

Para a determinação das coordenadas do centro de gravidade da área precedentemente obtida, é efectuado inicialmente o cálculo das mesmas em relação ao sistema de eixos  $(x_1, y_1)$  que se mostra na Figura 3.1, obtendo  $x_{GS1}$  e  $y_{GS1}$ . Esta operação foi realizada com o auxílio das seguintes expressões:

$$x_{GS1} = \frac{(x_I - x_E) \cdot (y_I - y_G) \cdot \frac{(x_I - x_E)}{2} + \left(\frac{2}{3}\right) \cdot \frac{(x_I - x_E) \cdot (y_P - y_I)}{2} \cdot (x_I - x_E)}{A_S} \quad [m] \quad (3.7)$$

$$y_{GS1} = \frac{(y_I - y_G) \cdot (x_I - x_E) \cdot \frac{(y_I - y_G)}{2} + \frac{(y_P - y_I) \cdot (x_I - x_E)}{2} \cdot \left[ \frac{(y_P - y_I)}{3} + y_I - y_G \right]}{A_S} \quad [\text{m}] \quad (3.8)$$

Posteriormente e por simples translação, estas coordenadas são calculadas em relação ao sistema de eixos principal (x,y) como seguidamente se ilustra:

$$x_3 = x_{GS} = x_F + x_{GS1} \quad [\text{m}] \quad (3.9)$$

$$y_3 = y_{GS} = y_G + y_{GS1} \quad [\text{m}] \quad (3.10)$$

Findo o cálculo dos aspectos geométricos do problema, este primeiro módulo termina com a determinação dos valores de cálculo dos parâmetros de resistência do terreno suportado e do solo de fundação. Este processo é logicamente usado quando se trabalha à luz dos Eurocódigos uma vez que o método dos coeficientes globais de segurança faz uso dos valores característicos dos ditos parâmetros.

Estes valores de cálculo  $X_d$  são obtidos a partir dos valores característicos  $X_k$ , dividindo-os pelos coeficientes parciais de segurança  $\gamma_M$  segundo a seguinte relação:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (3.11)$$

Os valores dos coeficientes parciais de segurança utilizados no cálculo e preconizados pelo EC7 e pelo EC8 encontram-se explicitados no Quadro 3.4.

É de referir que não se acha necessária a referência aos coeficientes que afectam as acções permanentes (desfavoráveis ou favoráveis) pois são iguais à unidade nem tão pouco ao coeficiente que afectaria uma eventual acção variável, este igual a 1,3, mas que não é importante no nosso caso pois não existe sobrecarga no terrapleno.

Quadro 3.4 – Coeficientes parciais de segurança do EC7 e do EC8

	Propriedades do Terreno ( $\gamma_M$ )		
	$\tan \phi'$	$c'$	$c_u$
EC7	1,25	1,25	1,40
EC8	1,1	1,1	1,1

Fazendo uso destes coeficientes e dos valores característicos dos parâmetros de resistência, calculam-se seguidamente os valores de cálculo dos mesmos recorrendo às seguintes expressões:

$$\phi'_d = \arctg\left(\frac{\text{tg}\phi'_k}{\gamma_M}\right) \quad (3.12)$$

$$c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_M} \quad (3.13)$$

**ii) Módulo 2 (F1, F2, F3, F4)**

Este segundo módulo é desenvolvido com o objectivo de calcular os impulsos estáticos, recorrendo à Teoria de Coulomb.

Para tal é utilizado o valor do ângulo de atrito do solo suportado, valor esse que é de cálculo no caso do EC8 e do EC7, e característico no caso da determinação dos coeficientes globais de segurança.

São também necessários os valores dos parâmetros definidores da geometria do muro em estudo conforme se explicita na Figura 3.2, onde também se mostram os impulsos estáticos e sísmicos a serem calculados nos módulos seguintes.

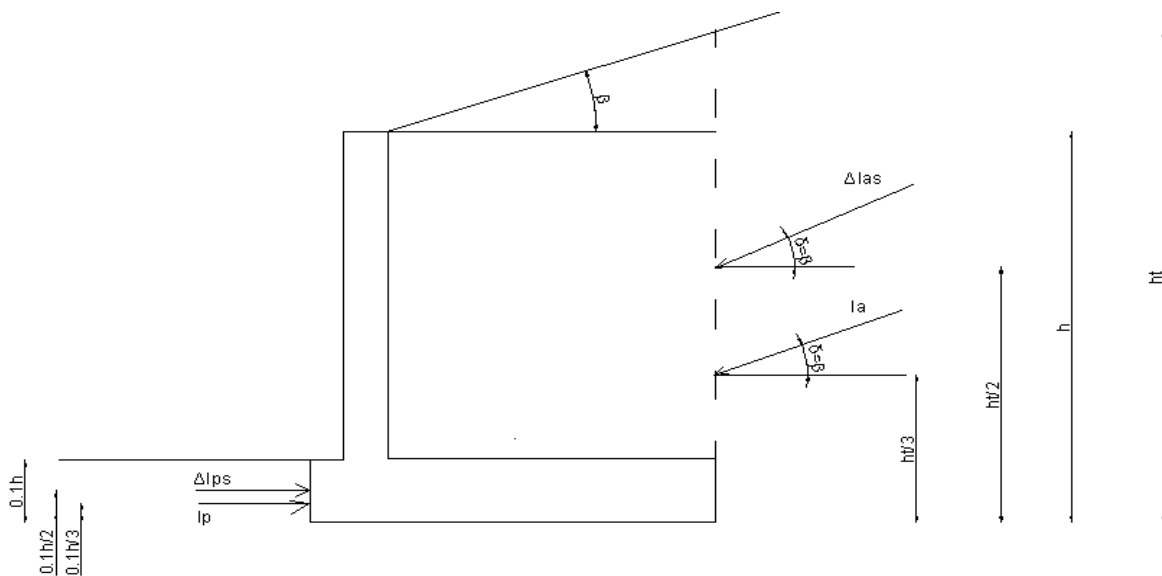


Figura 3.2- Impulsos estáticos e sísmicos actuando no sistema solo-muro e respectivos pontos de aplicação

Ao analisar a figura, importa referir que se tomou  $\delta$  igual a  $\beta$  de modo a fazer coincidir o método de Coulomb com o método de Rankine.

Passa-se seguidamente ao cálculo dos impulsos estáticos conforme se expõe abaixo.

Inicialmente, é tratado o impulso activo, sendo sequencialmente calculado o coeficiente de impulso  $K_a$  e depois o impulso activo  $I_a$  :



$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \lambda)}{\cos^2 \lambda \cdot \cos(\delta + \lambda) \cdot \left[ 1 + \left( \frac{\text{sen}(\phi' + \delta) \cdot \text{sen}(\phi' - \beta)}{\cos(\beta - \lambda) \cdot \cos(\delta + \lambda)} \right)^{\frac{1}{2}} \right]^2} \quad (3.14)$$

$$I_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h_t^2 \quad (3.15)$$

Seguidamente, é tratado o impulso passivo, obtendo-se primeiro o coeficiente de impulso  $K_p$  e posteriormente o correspondente impulso passivo  $I_p$ :

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi' + \lambda)}{\cos^2 \lambda \cdot \cos(\delta - \lambda) \cdot \left[ 1 - \left( \frac{\text{sen}(\phi' + \delta) \cdot \text{sen}(\phi' + \beta)}{\cos(\beta - \lambda) \cdot \cos(\delta - \lambda)} \right)^{\frac{1}{2}} \right]^2} \quad (3.16)$$

$$I_p = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot (0,1 \cdot h)^2 \quad (3.17)$$

Considera-se importante, e tendo em vista o dissipar de quaisquer dúvidas, que o factor que se encontra elevado ao quadrado na expressão anterior representa a altura de terras em frente do muro e que foi admitida, no caso em estudo, como sendo a décima parte da altura deste.

Para terminar este módulo, obtêm-se as coordenadas dos pontos de aplicação dos impulsos atrás calculados, coordenadas essas que se encontram indicadas no Quadro 3.5.

Quadro 3.5 – Coordenadas dos pontos de aplicação dos impulsos estáticos

	x [m]	y [m]
$l_a$	$x_a = 0,2 \cdot h + a$	$y_a = \frac{h + a \cdot \text{tg}\beta}{3}$
$l_p$	$x_p = 0$	$y_p = \frac{y_B}{3}$

### iii) Módulo 3 (F1, F2, F4)

Este módulo tem por objectivo o cálculo dos impulsos devidos à acção sísmica (segundo a teoria de Mononobe-Okabe) e por isso existe apenas nas folhas referidas entre parêntesis correspondentes ao

dimensionamento pelo EC8 e à determinação dos coeficientes globais de segurança porque, como se sabe, o EC7 destina-se apenas ao cálculo estático.

Para tal, a primeira operação consiste em calcular o ângulo sísmico  $\theta$  conforme a expressão:

$$\theta = \operatorname{arctg} \frac{k_h}{1 \pm k_v} \quad [^\circ] \quad (3.18)$$

Em seguida, e adoptando a mesma estratégia que no módulo anterior, é tratado primeiro o impulso activo sísmico.

Determina-se primeiramente o coeficiente activo sísmico  $K_{as}$  através da seguinte expressão:

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\phi' - \lambda - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \lambda \cdot \cos(\delta + \lambda + \theta) \cdot \left[ 1 + \left( \frac{\operatorname{sen}(\phi' + \delta) \cdot \operatorname{sen}(\phi' - \beta - \theta)}{\cos(\beta - \lambda) \cdot \cos(\delta + \lambda + \theta)} \right)^{\frac{1}{2}} \right]^2} \quad (3.19)$$

É de referir que, para que  $K_{as}$  tenha um valor real, isto é, para que o equilíbrio seja fisicamente possível, o ângulo  $\phi' - \beta - \theta$  tem de ser maior ou igual a zero.

Esta condição foi imposta na folha de cálculo através do uso da expressão “IF” que conduz a dois valores do coeficiente de impulso activo sísmico, consoante o valor do ângulo atrás referido verifica essa condição ou não.

Assim sendo, o valor de  $K_{as}$  será o anteriormente indicado se  $\phi' - \beta - \theta$  for maior ou igual a zero. Esse valor será designado daqui por diante por  $K_{as1}$ .

Caso contrário, este coeficiente activo sísmico será máximo uma vez que o dito ângulo será considerado igual a zero. Neste caso, será designado por  $K_{as2}$  sendo calculado de acordo com a expressão:

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\phi' - \lambda - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \lambda \cdot \cos(\delta + \lambda + \theta)} \quad (3.20)$$

Determinado o valor do coeficiente activo sísmico, procede-se ao cálculo do valor de  $\Delta K_{as}$ , visando a decomposição do impulso activo sísmico em duas componentes, a saber: o impulso activo que já se exercia no muro antes do sismo,  $I_a$ , e o impulso sísmico incremental,  $\Delta I_{as}$ .

$$\Delta K_{as} = (1 \pm k_v) \cdot K_{as} - K_a \quad (3.21)$$

O impulso sísmico incremental  $\Delta I_{as}$  determina-se como seguidamente se mostra:

$$\Delta I_{as} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \Delta K_{as} \quad (3.22)$$

O impulso total activo sísmico resulta da soma do impulso activo  $I_a$  com o incremento  $\Delta I_{as}$

$$I_{as} = I_a + \Delta I_{as} \quad (3.23)$$

Passando agora a tratar do impulso passivo sísmico, a sequência de cálculo é em tudo semelhante à anteriormente traçada para o impulso activo sísmico.

Assim, primeiramente é calculado o coeficiente passivo sísmico como a seguir se expõe:

$$K_{ps} = \frac{\cos^2(\phi' + \lambda - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \lambda \cdot \cos(\delta - \lambda - \theta) \cdot \left[ 1 - \left( \frac{\text{sen}(\phi' + \delta) \cdot \text{sen}(\phi' + \beta - \theta)}{\cos(\beta - \lambda) \cdot \cos(\delta - \lambda + \theta)} \right)^{\frac{1}{2}} \right]^2} \quad (3.24)$$

Em seguida, calculamos  $\Delta K_{ps}$  que vai ser necessário para o cálculo do decremento passivo sísmico  $\Delta I_{ps}$ . Este último ao ser subtraído ao impulso passivo que existia antes do sismo, resulta no impulso passivo sísmico. Estas duas grandezas são retiradas das seguintes expressões:

$$\Delta K_{ps} = K_p - (1 \pm k_v) \cdot K_{ps} \quad (3.25)$$

$$\Delta I_{ps} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (0,1 \cdot h)^2 \cdot \Delta K_{ps} \quad (3.26)$$

Finalmente é determinado o impulso passivo sísmico usando a expressão abaixo explicitada:

$$I_{ps} = I_p - \Delta I_{ps} \quad (3.27)$$

Por último, mas não menos importante, são definidas as coordenadas dos anteriormente obtidos incremento activo sísmico e decremento passivo sísmico, pois estas estão definidas pelo EC8 ao passo que, como foi visto no atrás referido Capítulo 1, as coordenadas dos impulsos activo e passivo sísmico totais não são passíveis de determinação pacífica.

Assim sendo, as anteriormente mencionadas coordenadas encontram-se resumidas no Quadro 3.6 a seguir representado:

Quadro 3.6 – Coordenadas dos pontos de aplicação de  $\Delta I_{as}$  e  $\Delta I_{ps}$

	x [m]	y [m]
$\Delta I_{as}$	$x_{\Delta I_{as}} = 0,2 \cdot h + a$	$y_{\Delta I_{as}} = \frac{h + a \cdot \operatorname{tg}\beta}{2}$
$\Delta I_{ps}$	$x_{\Delta I_{ps}} = 0$	$y_{\Delta I_{ps}} = \frac{0,1 \cdot h}{2}$

#### iv) Módulo 4

O presente módulo pode ser considerado como o mais importante de todos dada a extensão de cálculos envolvidos e o facto de utilizar os resultados provenientes de todos os módulos anteriores.

Conforme já foi notado, não foram referidas entre parêntesis as folhas de cálculo que dele fazem uso, pois preferiu-se dividi-lo em sub-módulos consoante o propósito para que foram concebidos e consequentemente as folhas de cálculo em que cada um é utilizado.

Assim sendo, procede-se seguidamente à discriminação dos sub-módulos atrás referidos mencionando-se entre parêntesis as folhas de cálculo que deles fazem uso.

- **Sub-Módulo 4i) (F1, F2)**

Este sub-módulo destina-se ao dimensionamento segundo o EC8 de modo a que seja verificada a segurança aos três estados limites que condicionam este tipo de muros de suporte a saber: escorregamento pela base, derrubamento e capacidade de carga da fundação. A condição a cumprir segundo os Eurocódigos para a verificação de segurança é a seguinte:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab} \quad (3.28)$$

A expressão anterior recorre à terminologia anglo-saxónica, sendo portanto  $E_{d,dst}$  o valor de cálculo do efeito das acções desfavoráveis ou desestabilizadoras e  $E_{d,stab}$  o valor de cálculo do efeito das acções favoráveis ou estabilizadoras.

Procede-se em seguida ao cálculo de cada um dos valores envolvidos na expressão anterior. Este processo é feito separadamente para cada um deles e nele são contempladas duas situações distintas, consoante se tem em consideração o efeito do impulso passivo ou não.

Aborda-se em seguida a verificação de segurança sequencial a cada um dos modos de rotura condicionantes, sendo contempladas as duas situações anteriores.

Para tal, são indicadas entre chavetas as parcelas a ser incluídas no cálculo de cada um dos efeitos caso seja contabilizado o impulso passivo.

#### - VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO ESCORREGAMENTO PELA BASE

Para esta verificação, tal como para todas as outras, calculou-se em primeiro lugar o efeito das acções estabilizadoras com a aplicação da seguinte expressão:

$$E_{d,stab} = \sum_{i=1}^3 W_i \cdot tg \delta_b \cdot (1 \pm k_v) - k_h \cdot \sum_{i=1}^3 W_i \quad (3.29)$$

Em seguida, calculou-se o efeito das acções desestabilizadoras conforme se mostra a seguir:

$$E_{d,dst} = I_a \cdot \cos \delta + \Delta I_{as} \cdot \cos \delta - (I_a + \Delta I_{as}) \cdot \text{sen} \delta \cdot tg \delta_b - I_p + \Delta I_{ps} \quad (3.30)$$

Efectuados os cálculos anteriores, passa-se à análise ao modo de rotura seguinte, que no nosso caso foi o derrubamento conforme a seguir se ilustra.

#### - VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DERRUBAMENTO

Como anteriormente, é primeiro efectuado o cálculo do efeito das acções estabilizadoras da forma que se segue:

$$E_{d,stab} = \sum_{i=1}^3 W_i \cdot x_i \cdot (1 \pm k_v) - k_h \cdot \sum_{i=1}^3 W_i \cdot y_i \quad (3.31)$$

Procede-se agora ao cálculo do efeito desestabilizador, por assim dizer:

$$E_{d,dst} = I_a \cdot \cos \delta \cdot y_a + \Delta I_{as} \cdot \cos \delta \cdot y_{\Delta I_{as}} - I_a \cdot \text{sen} \delta \cdot x_a - \Delta I_{as} \cdot \text{sen} \delta \cdot x_{\Delta I_{as}} - \left\{ I_p \cdot y_p - \Delta I_{ps} \cdot y_{\Delta I_{ps}} \right\} \quad (3.32)$$

Analisa-se por último a possibilidade de rotura por falta de capacidade de carga da fundação do nosso muro.

#### - VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DA FUNDAÇÃO

Começa-se neste caso pelo cálculo dos chamados factores de capacidade de carga  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$ . Estes têm o seu valor dependente do ângulo de atrito do maciço de fundação e são calculados através das seguintes expressões:

$$N_q = e^{\pi \text{tg} \phi} \cdot \text{tg}^2 (\pi / 4 + \phi / 2) \quad (3.33)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \phi \quad (3.34)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \phi \quad (3.35)$$

Feito isto, passa-se agora ao cálculo da carga normal à fundação do muro  $V_d$  usando a fórmula que se segue:

$$V_d = \sum_{i=1}^3 W_i \cdot (1 \pm k_v) + I_a \cdot \text{sen} \delta + \Delta I_{as} \cdot \text{sen} \delta \quad (3.36)$$

Posteriormente e para ter em conta o facto de a fundação não estar apenas sujeita a uma carga vertical mas também a momentos em torno dos eixos do plano da base da sapata, conforme ilustrado na Figura 3.3, há que calcular as suas dimensões efectivas.

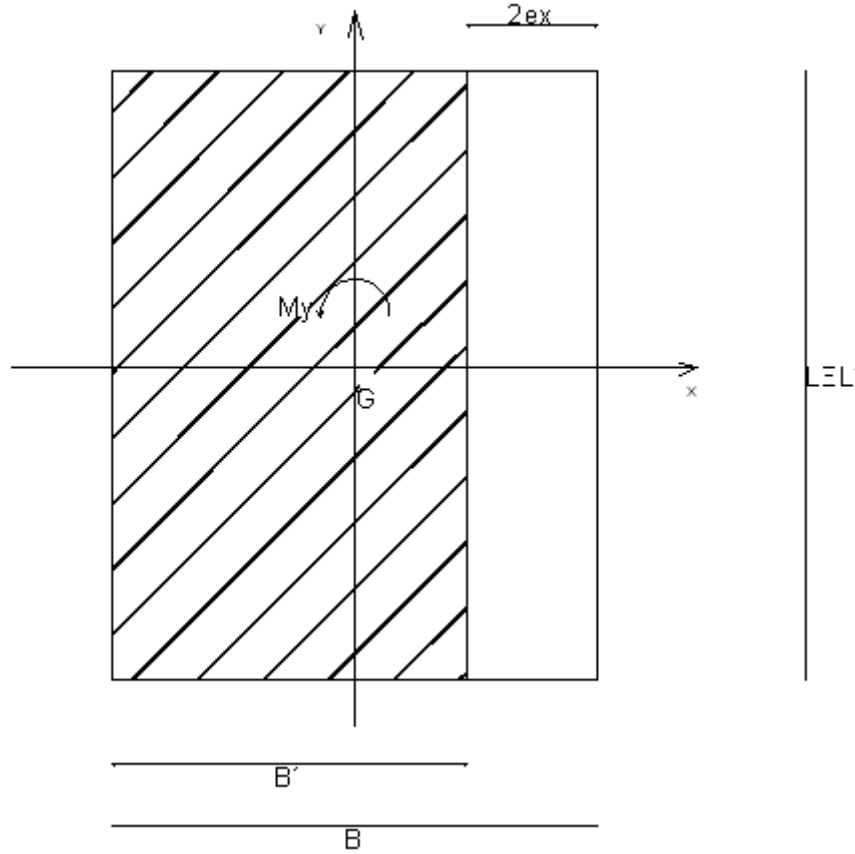


Figura 3.3 – Definição de área efectiva da fundação quando sujeita a momentos

Para tal, calcula-se inicialmente o momento actuante ao nível da base da sapata em relação ao seu centro geométrico como a seguir se mostra:

$$\begin{aligned}
 M_y = & I_a \cdot \cos\delta \cdot y_a + \Delta I_{as} \cdot \cos\delta \cdot y_{\Delta las} - I_a \cdot \text{sen}\delta \cdot \frac{x_H}{2} - \Delta I_{as} \cdot \text{sen}\delta \cdot \frac{x_H}{2} \\
 & + \left( W_2 \cdot \left( \frac{x_H}{2} - x_2 \right) - W_3 \cdot \left( x_3 - \frac{x_H}{2} \right) \right) \cdot (1 \pm k_v) + k_h \cdot \sum_{i=1}^3 W_i \cdot y_i \\
 & - \left\{ I_p \cdot y_p + \Delta I_{ps} \cdot y_{\Delta ps} \right\}
 \end{aligned} \quad (3.37)$$

Com o valor calculado anteriormente em conjunto com o valor da carga normal à fundação  $V_d$ , calcula-se agora a excentricidade  $e_x$  que vai permitir definir a dimensão efectiva  $B'$ , conforme se mostra nas expressões seguintes:

$$e_x = \frac{M_y}{V_d} \quad (3.38)$$

$$B' = B - 2 \cdot e_x \quad (3.39)$$

Passa-se seguidamente aos cálculos necessários para ter em conta o facto de a sapata do muro estar sujeita a uma carga inclinada, isto é, a uma carga que tem uma componente normal à base,  $V$ , e outra componente tangencial à mesma base,  $H$ .

Para tal, começa-se por calcular esta última componente  $H$  através da expressão seguinte:

$$H = I_a \cdot \cos \delta + \Delta I_{as} \cdot \cos \delta + k_h \cdot \sum_{i=1}^3 W_i - \{I_p - \Delta I_{ps}\} \quad (3.40)$$

Procede-se de seguida com o cálculo de um parâmetro  $m$  que, como  $H$  é paralela à menor dimensão da sapata  $B$ , se designará por  $m_B$  sendo calculado como se segue:

$$m_B = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'} \quad (3.41)$$

É de referir que um simples cálculo usando o valor de infinito para  $L'$  permite chegar a um valor de 2 para  $m_B$ .

O parâmetro anteriormente calculado é fundamental na definição dos factores correctivos para ter em conta a inclinação da carga. Estes factores são calculados segundo as expressões que se seguem (Vesic', 1975):

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \text{tg} \phi'} \quad (3.42)$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{H}{V + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \cot g \phi'} \right)^{m_B} \quad (3.43)$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{H}{V + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \cot g \phi'} \right)^{m_B + 1} \quad (3.44)$$

Finalmente, estão reunidas as condições para o cálculo da capacidade de carga da fundação  $q_{ult}$  que será comparada com a carga normal à base da mesma para se concluir se é verificada ou não a segurança a este modo de rotura.

Assim, a atrás referida capacidade de carga é dada pela seguinte expressão:

$$q_{ult} = c'_d N_c i_c + q' N_q i_q + \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma i_\gamma \quad (3.45)$$

Nesta expressão,  $q'$  representa a tensão efectiva ao nível da base da sapata e  $\gamma'$  representa o peso submerso da massa de solo deslocado, uma vez que como foi referido no Capítulo 2, se considera que o nível freático se encontra à cota da base da sapata.

Obtém-se agora o valor  $R_d$  que não é mais que a resistência da fundação às cargas verticais e compara-se o mesmo, segundo a metodologia preconizada nos Eurocódigos, com o valor de cálculo da carga normal à fundação  $V_d$ .

Tal procedimento realiza-se conforme a seguir se mostra:

$$Q_{ult} = R_d = q_{ult} \cdot B' \quad [\text{kN/m}] \quad (3.46)$$

A verificação de segurança é, para este modo de rotura, feita com o auxílio da seguinte expressão:

$$V_d \leq R_d \quad (3.47)$$

Realizados todos os cálculos precedentes, este sub-módulo termina com a realização por tentativas do dimensionamento do muro para cada par de coeficientes sísmicos ( $k_h, k_v$ ).

Este dimensionamento consiste na determinação do comprimento  $a$  da consola do muro que faz com que seja verificada simultaneamente a segurança aos três modos de rotura condicionantes e que anteriormente foram tratados.

Obtém-se então, para cada par de valores dos coeficientes sísmicos, um valor de  $a$  que verifica e por esta ordem, o escorregamento pela base, o derrubamento e finalmente a capacidade de carga da fundação.

Os valores de  $a$  obtidos vão fazer parte dos dados de entrada do sub-módulo seguinte.

- **Sub-módulo 4ii) (F3)**

Este sub-módulo destina-se à verificação de segurança aos três modos de rotura que vêm sendo referidos segundo o EC7.

Na sua essência, a metodologia adoptada é a do sub-módulo anterior e a única diferença reside no facto de os impulsos sísmicos não entrarem na contabilização dos efeitos das acções exercidas sobre o muro.

Expõe-se de seguida esta metodologia sobretudo para vincar as diferenças nas expressões resultantes da não inclusão dos efeitos da acção dinâmica.

Assim, foram analisados segundo a mesma sequência que no sub-módulo anterior, os três modos de rotura condicionantes incluindo em cada um deles duas variantes como exposto atrás, a saber: a inclusão ou não do efeito do impulso passivo.

Como anteriormente, este aspecto é tido em conta indicando entre chavetas as parcelas a incluir caso seja contabilizado o efeito do impulso passivo.

A condição para que seja verificada a segurança é como anteriormente foi exposto a seguinte:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab} \quad (3.48)$$

Seguidamente é verificada esta condição para os três modos de rotura na mesma sequência antes utilizada.



*- VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO ESCORREGAMENTO PELA BASE*

Como em todas as verificações posteriores, começa-se neste caso pelo cálculo do efeito das acções estabilizadoras usando a expressão seguinte:

$$E_{d,stab} = \sum_{i=1}^3 W_i \cdot tg \delta_b \quad (3.49)$$

De seguida, é calculado o efeito das acções instabilizadoras como a seguir se mostra:

$$E_{d,dst} = I_a \cdot \cos \delta - I_a \cdot \text{sen} \delta \cdot tg \delta_b - \{I_p\} \quad (3.50)$$

Efectuados os dois cálculos anteriores, passa-se seguidamente à análise do derrubamento conforme abaixo se ilustra.

*- VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DERRUBAMENTO*

Procedendo de forma análoga à anteriormente exposta, é primeiramente calculado o efeito das acções estabilizadoras da seguinte maneira:

$$E_{d,stab} = \sum_{i=1}^3 W_i x_i \quad (3.51)$$

Prossegue-se com o cálculo do efeito das acções instabilizadoras com o auxílio da expressão:

$$E_{d,dst} = I_a \cdot \cos \delta \cdot y_a - I_a \cdot \text{sen} \delta \cdot x_a - \{I_p \cdot y_p\} \quad (3.52)$$

Por último é analisada a possibilidade de rotura por falta de capacidade de carga da fundação, análise essa que a seguir se expõe.

*- VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DA FUNDAÇÃO*

Esta verificação começa pelo cálculo dos factores de capacidade de carga de forma análoga ao que foi feito no sub-módulo anterior, variando apenas o valor de cálculo do ângulo de atrito conforme explicado no módulo 2.

Assim sendo, as expressões a usar para o cálculo dos ditos factores de capacidade de carga são as mesmas que anteriormente.

Posto isto, é agora calculado o valor da carga normal à fundação  $V_d$  com uma expressão em tudo semelhante a 3.36, diferindo desta apenas pelo facto de nela não entrarem as parcelas referentes à acção sísmica conforme atrás foi explicado.

Tal pode constatar-se pela análise da seguinte expressão:

$$V_d = \sum_{i=1}^3 W_i + I_a \text{sen} \delta \quad (3.53)$$

Posteriormente, é calculado o valor do momento  $M_y$  que actua na base da fundação que vai dar origem a uma excentricidade que levará à definição das dimensões efectivas da mesma.

Estes cálculos são realizados com o auxílio das seguintes expressões que mais uma vez são comparáveis a outras já explicitadas anteriormente, e que mais uma vez diferem destas somente pelo facto de nelas não figurarem as parcelas relativas às componentes sísmicas.

Assim sendo:

$$M_y = I_a \cdot \cos \delta \cdot y_a - I_a \cdot \sin \delta \cdot \frac{x_H}{2} + W_2 \cdot \left( \frac{x_H}{2} - x_2 \right) - W_3 \cdot \left( x_3 - \frac{x_H}{2} \right) - \{ I_p \cdot y_p \} \quad (3.54)$$

Calculada a excentricidade com o auxílio da atrás exposta expressão 3.38, está-se agora em condições de definir as dimensões efectivas da sapata de fundação, em particular  $B'$ . Este cálculo é feito usando a expressão a expressão 3.39 do sub-módulo anterior.

Prossegue-se com os cálculos que visam ter em conta o facto de a fundação estar sujeita a uma carga inclinada. Começa-se por calcular a componente tangencial desta carga, obtida por expressão em tudo semelhante a 3.40 como a seguir se constata:

$$H = I_a \cdot \cos \delta - \{ I_p \} \quad (3.55)$$

É definido seguidamente o parâmetro  $m_B$  que é fundamental no cálculo dos factores correctivos  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  que afectam a expressão da carga última de modo a terem em conta o atrás referido facto de a fundação estar submetida a uma carga inclinada. O referido parâmetro bem como os ditos factores são calculados com as expressões 3.41 a 3.44.

Feito isto, é calculada a capacidade de carga da fundação pela expressão 3.45.

A resistência total da fundação a cargas verticais é calculada pela expressão 3.46 e finalmente é verificada a segurança usando a também atrás exposta expressão 3.47.

Termina este sub-módulo com a verificação de segurança aos três modos de rotura atrás expostos.

Os muros que não verificam o cálculo estático atrás exposto são a partir de agora postos de parte, interessando apenas os que passam neste cálculo e que interessarão no sub-módulo que a seguir se expõe.

- **Sub-módulo 4iii) (F4)**

Este último sub-módulo destina-se à determinação dos coeficientes globais de segurança para os muros que foram dimensionados pelo EC8 (ver sub-módulo 4i) e que verificaram também a segurança segundo o EC7 respectivamente ao escorregamento pela base, ao derrubamento e à capacidade de carga da fundação (ver sub-módulo 4ii).

Para a determinação dos atrás referidos coeficientes globais de segurança, as expressões envolvidas nos cálculos dos efeitos estabilizador e instabilizador que interessam a cada um dos três modos de rotura são semelhantes às usadas para verificação de segurança segundo o EC8 mas com uma ligeira diferença, pois no presente caso o efeito do impulso passivo é sempre contabilizado como uma resistência, sendo portanto incluído como uma parcela no efeito das acções estabilizadoras quando é analisado o escorregamento pela base, bem como o derrubamento. Em todas as expressões, como anteriormente se referiu, são mostradas entre chavetas as parcelas a incluir caso seja contabilizado o efeito do impulso passivo.

É de referir mais uma vez que são agora utilizados os valores característicos dos parâmetros de resistência.

A ordem pela qual são analisados os três modos de rotura é a mesma que a anterior e as expressões utilizadas para a determinação dos respectivos coeficientes globais de segurança encontram-se expostas abaixo sempre que tal se justificar.

Dito isto, procede-se à determinação destes coeficientes conforme a seguir se expõe.

*- DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE GLOBAL DE SEGURANÇA AO ESCORREGAMENTO PELA BASE*

Este coeficiente foi calculado em duas versões que abaixo se distinguem.

Assim, é calculada em primeiro lugar a designada versão 1 deste coeficiente de segurança  $F_{Sesc1}$  para o qual se começou por contabilizar o efeito das acções estabilizadoras segundo as seguintes expressões:

$$F_{est1} = \sum_{i=1}^3 W_i \cdot tg\delta_b \cdot (1 \pm k_v) - k_h \cdot \sum_{i=1}^3 W_i + \{I_p \cdot \cos \delta - \Delta I_{ps}\} \quad (3.56)$$

Passa-se de seguida ao cálculo do efeito das acções instabilizadoras como abaixo se ilustra:

$$F_{inst1} = I_a \cdot \cos \delta + \Delta I_{as} \cdot \cos \delta - (I_a \cdot \sin \delta + \Delta I_{as} \cdot \sin \delta) \cdot tg\delta_b \quad (3.57)$$

Sequencialmente calcula-se o correspondente coeficiente global de segurança nesta sua primeira versão da forma que se segue:

$$F_{Sesc1} = \frac{F_{est1}}{F_{inst1}} \quad (3.58)$$

A versão 2 deste coeficiente  $F_{Sesc2}$  é calculada seguindo procedimento análogo, começando por se determinar o efeito estabilizador usando a seguinte expressão:

$$F_{est2} = \sum_{i=1}^3 W_i \cdot tg\delta_b \cdot (1 \pm k_v) + \{I_p - \Delta I_{ps}\} \quad (3.59)$$

Determina-se de seguida o efeito instabilizador conforme é patente na expressão que se segue:

$$F_{inst2} = I_a \cdot \cos \delta + \Delta I_{as} \cdot \cos \delta - (I_a \cdot \sin \delta + \Delta I_{as} \cdot \sin \delta) \cdot tg\delta_b + k_h \cdot \sum_{i=1}^3 W_i \quad (3.60)$$

Pode-se então calcular finalmente o coeficiente global de segurança relativo a este modo de rotura na sua versão 2 como se explicita de seguida:

$$F_{Sesc2} = \frac{F_{est2}}{F_{inst2}} \quad (3.61)$$

*-DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE GLOBAL DE SEGURANÇA AO DERRUBAMENTO*

Prossegue-se em seguida com o cálculo deste coeficiente para o qual foram também calculadas duas versões de forma semelhante ao que se efectuou para o escorregamento pela base.

Assim sendo, para o cálculo deste coeficiente na sua versão 1  $F_{Sder1}$ , a sequência de cálculo é exactamente a mesma.

Começa-se por isso por calcular o efeito das acções estabilizadoras da seguinte maneira:

$$M_{est1} = \sum_{i=1}^3 W_i \cdot x_i \cdot (1 \pm k_v) - k_h \cdot \sum_{i=1}^3 W_i \cdot y_i + \{I_p \cdot y_p - \Delta I_{ps} \cdot y_{\Delta ps}\} \quad (3.62)$$

Calcula-se seguidamente o efeito das acções instabilizadoras através da expressão:

$$M_{inst1} = I_a \cdot \cos \delta \cdot y_a + \Delta I_{as} \cdot \cos \delta \cdot y_{\Delta as} - I_a \cdot \text{sen} \delta \cdot x_a - \Delta I_{as} \cdot \text{sen} \delta \cdot x_{\Delta as} \quad (3.63)$$

O coeficiente de segurança procurado é o seguinte:

$$F_{Sder1} = \frac{M_{est1}}{M_{inst1}} \quad (3.64)$$

Passa-se agora ao cálculo da segunda versão  $F_{Sder2}$  deste coeficiente global. A sequência de cálculo é similar e é feita usando as seguintes expressões:

$$M_{est2} = \sum_{i=1}^3 W_i \cdot x_i \cdot (1 \pm k_v) + \{I_p \cdot y_p - \Delta I_{ps} \cdot y_{\Delta ps}\} \quad (3.65)$$

$$M_{inst2} = I_a \cdot \cos \delta \cdot y_a + \Delta I_{as} \cdot \cos \delta \cdot y_{\Delta as} - I_a \cdot \text{sen} \delta \cdot x_a - \Delta I_{as} \cdot \text{sen} \delta \cdot x_{\Delta as} + k_h \cdot \sum_{i=1}^3 W_i \cdot y_i \quad (3.66)$$

$$F_{Sder2} = \frac{M_{est2}}{M_{inst2}} \quad (3.67)$$

*-DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE GLOBAL DE SEGURANÇA DA CAPACIDADE DE CARGA DA FUNDAÇÃO*

Como nas verificações em relação a este modo de rotura que anteriormente foram expostas, começa-se pelo cálculo dos factores de capacidade de carga de acordo com as expressões 3.33 a 3.35 mas usando, como atrás foi lembrado, o valor característico do ângulo de atrito do solo que compõe o maciço de fundação.

Realizados estes cálculos, procede-se à determinação do valor da carga normal à fundação,  $V$ , fazendo uso da expressão 3.36.

Depois, e para ter em conta o facto de a fundação, devido à existência de momento em torno de um dos seus eixos, se encontrar sujeita a uma carga excêntrica, calcula-se este mesmo momento de acordo com a anteriormente exposta expressão 3.37.

Seguidamente, calculam-se a excentricidade  $e_x$  e a dimensão efectiva  $B'$  de acordo com as expressões 3.38 e 3.39.

Prossegue-se com os cálculos necessários para mais uma vez ter em conta que a carga que solicita a fundação tem uma componente que lhe é tangencial.

Esta componente é designada por  $H$  e é calculada como já se viu pela expressão 3.40.

Calcula-se sequentemente o parâmetro  $m_B$  e os factores correctivos  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  de acordo com as expressões 3.41 a 3.44.

Finalmente, é calculada a capacidade de carga da fundação do muro através da expressão 3.45.

Passa-se por último ao cálculo da capacidade resistente da fundação do muro às cargas verticais através da expressão 3.46.

Para terminar, chega-se ao valor do coeficiente global de segurança à capacidade de carga da fundação através da expressão que se mostra de seguida:

$$F_{Sg} = \frac{Q_{ult}}{V} \quad (3.67)$$

Na Figura 3.4 é apresentado um fluxograma que procura resumir a sequência de operações enunciadas anteriormente e que foi o modo adoptado para efectuar o estudo paramétrico que serviu de base ao presente trabalho, o que permitiu a obtenção dos resultados e das conclusões explanados nos capítulos seguintes.

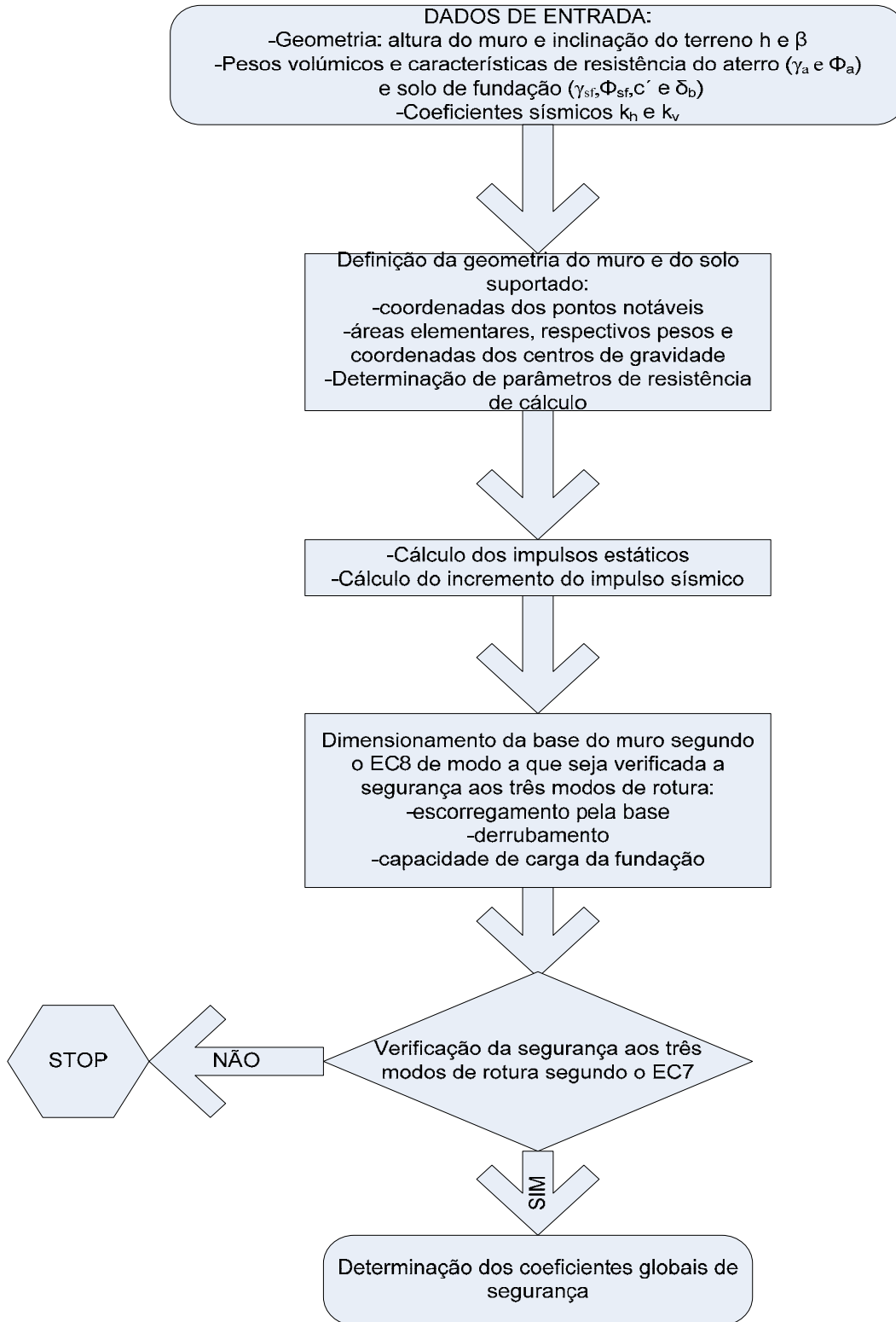


Figura 3.4 – Fluxograma mostrando simplificada o funcionamento da folha Excel programada

## APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.COMENTÁRIOS

### 4.1 COMENTÁRIOS GERAIS

#### 4.1.1. INTRODUÇÃO

A totalidade dos resultados do estudo dos 38 casos analisados encontra-se exposta no Anexo 2.

O Quadro 4.1 que é repetido no dito anexo encontra-se exposto no presente capítulo para que desde já se depreendam as diferenças nos valores dos parâmetros de cuja variação sistemática resultaram os 38 casos referidos.

Na realidade foram calculados numa primeira fase 24 casos. Posteriormente, e para comprovar que a altura do muro não tem influência nos resultados que se pretende investigar, achou-se por bem desdobrar um dos casos em dois que diferissem apenas no valor daquele parâmetro. O mesmo tipo de raciocínio foi feito em relação à aferição da importância da inclusão do efeito do impulso passivo, pelo que se procedeu ao mesmo desdobramento de um caso em dois que se distinguiam não no valor de qualquer um das grandezas intervenientes mas apenas na inclusão ou não do dito efeito na contabilização dos resultados a investigar. Também aqui se verificou que este efeito é redundante dada a semelhança dos resultados obtidos com a sua contabilização ou sem ela.

Posto isto, e ao analisar os 24 casos iniciais, chegou-se à conclusão que existiam poucos casos para os quais o estado limite condicionante era o escorregamento pela base. Considerou-se então um valor mais elevado da coesão do solo de fundação de modo que o estado limite condicionante preponderante deixasse de ser a capacidade de carga e passa-se a ser o escorregamento pela base em mais situações. Daí resultaram 12 novos casos, o que tornou possível inferir uma gama de variação para o respectivo coeficiente global de segurança, o que até aí não se revelava possível dada a insuficiência de amostragem.

Os resultados que se pretende investigar, resultantes de cada um dos casos patentes no Quadro 4.1, são expostos no atrás referido anexo sob a forma que a Figura 4.1 procura ilustrar. Nela se pode constatar que os mesmos são função dos valores do coeficiente sísmico horizontal  $k_h$  e estão organizados em três gráficos.

Um primeiro gráfico mostra a evolução dos coeficientes globais de segurança referentes aos três modos de rotura condicionantes, sendo que os relativos ao escorregamento pela base e ao derrubamento estão representados nas suas primeiras versões  $FS_{esc1}$  e  $FS_{der1}$ .

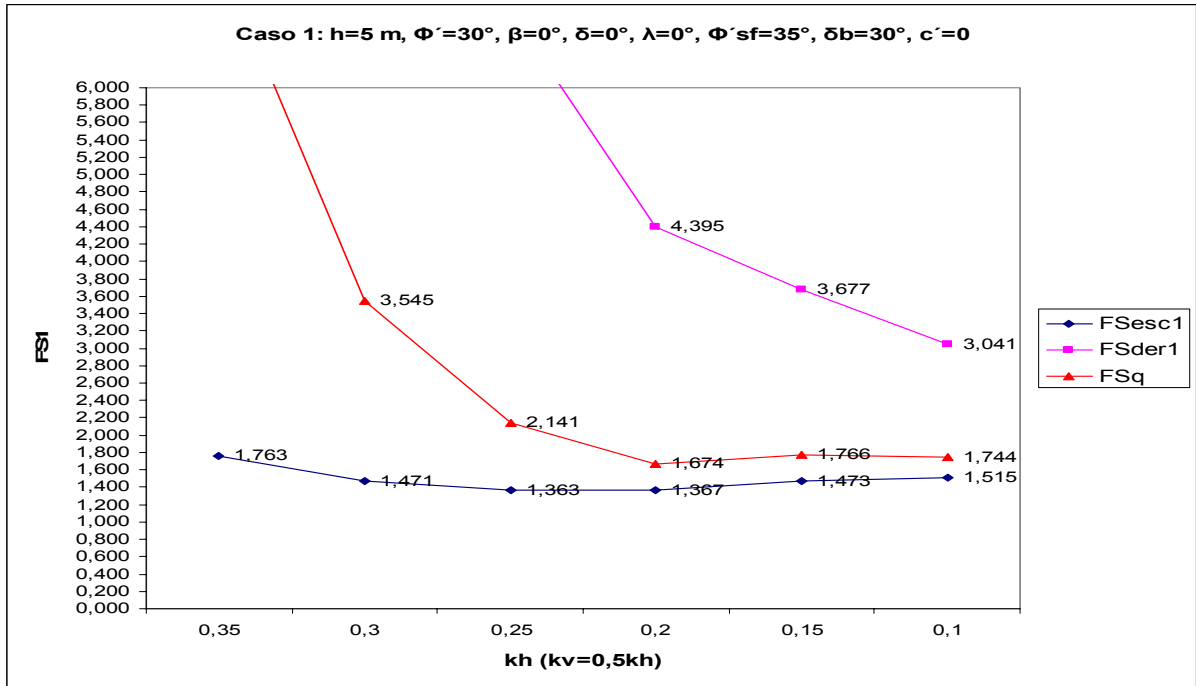
O segundo gráfico representa a evolução com  $k_h$  dos coeficientes de segurança aos dois modos de rotura anteriormente referidos mas neste caso com as segundas versões dos mesmos  $FS_{esc2}$  e  $FS_{der2}$ .

O terceiro e último gráfico representado na figura mostra os valores adimensionais  $B/h$  e a sua variação com o já mencionado coeficiente sísmico  $k_h$ .

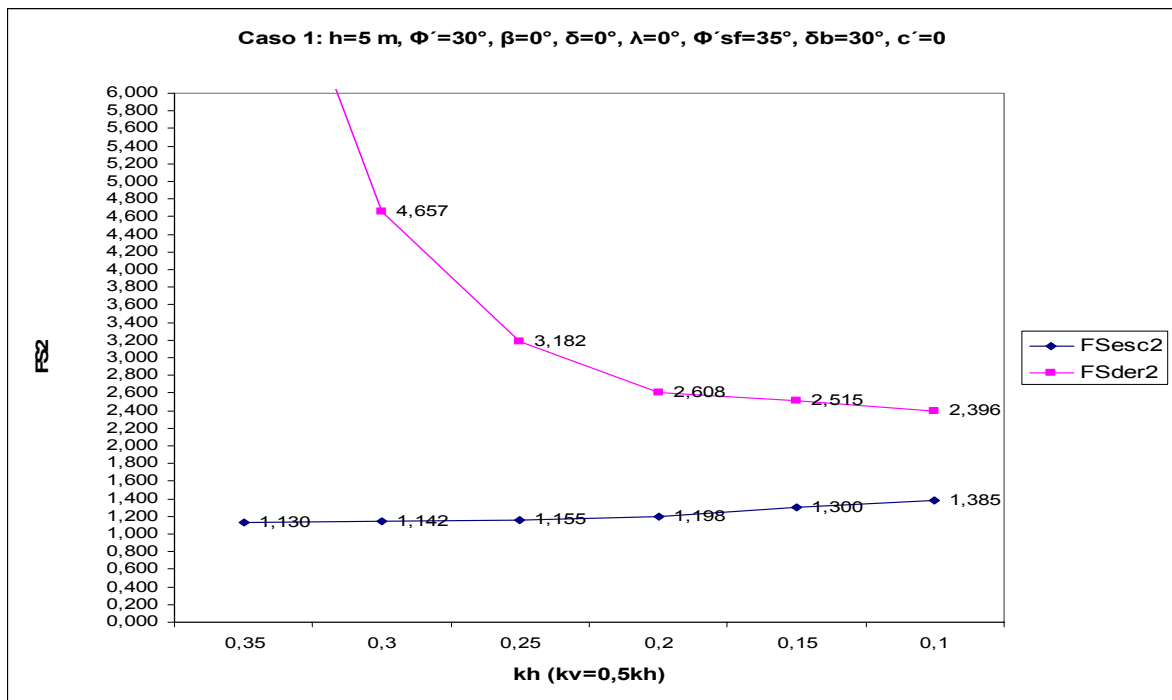
Quadro 4.1 – Casos resultantes do estudo paramétrico

	Maciço Suportado			Solo de Fundação		
	h [m]	$\Phi'$ [°]	$\beta=\delta$ [°]	$\Phi'_{sf}$ [°]	$\delta b$ [°]	$c'$ [kPa]
Caso 1	5	30	0	35	30	0
Caso 2	5	30	0	35	30	20
Caso 3	5	30	0	35	30	60
Caso 4	5	30	0	40	35	0
Caso 5	5	30	0	40	35	20
Caso 6	5	30	0	40	35	60
Caso 7	5	36	0	35	30	0
Caso 8	5	36	0	35	30	20
Caso 9	5	36	0	35	30	60
Caso 10	5	36	0	40	35	0
Caso 11	5	36	0	40	35	20
Caso 12	5	36	0	40	35	60
Caso 13	5	30	10	35	30	0
Caso 14	5	30	10	35	30	20
Caso 14 p	Semelhante ao anterior mas incluindo efeito do impulso passivo					
Caso 15	5	30	10	35	30	60
Caso 16	5	30	10	40	35	0
Caso 17	5	30	10	40	35	20
Caso 18	5	30	10	40	35	60
Caso 19	5	30	15	35	30	0
Caso 20	5	30	15	35	30	20
Caso 21	5	30	15	35	30	60
Caso 22	5	30	15	40	35	0
Caso 22 h	Semelhante ao anterior mas com altura h=10 m					
Caso 23	5	30	15	40	35	20
Caso 24	5	30	15	40	35	60
Caso 25	5	36	12	35	30	0
Caso 26	5	36	12	35	30	20
Caso 27	5	36	12	35	30	60
Caso 28	5	36	12	40	35	0
Caso 29	5	36	12	40	35	20
Caso 30	5	36	12	40	35	60
Caso 31	5	36	18	35	30	0
Caso 32	5	36	18	35	30	20
Caso 33	5	36	18	35	30	60
Caso 34	5	36	18	40	35	0
Caso 35	5	36	18	40	35	20
Caso 36	5	36	18	40	35	60





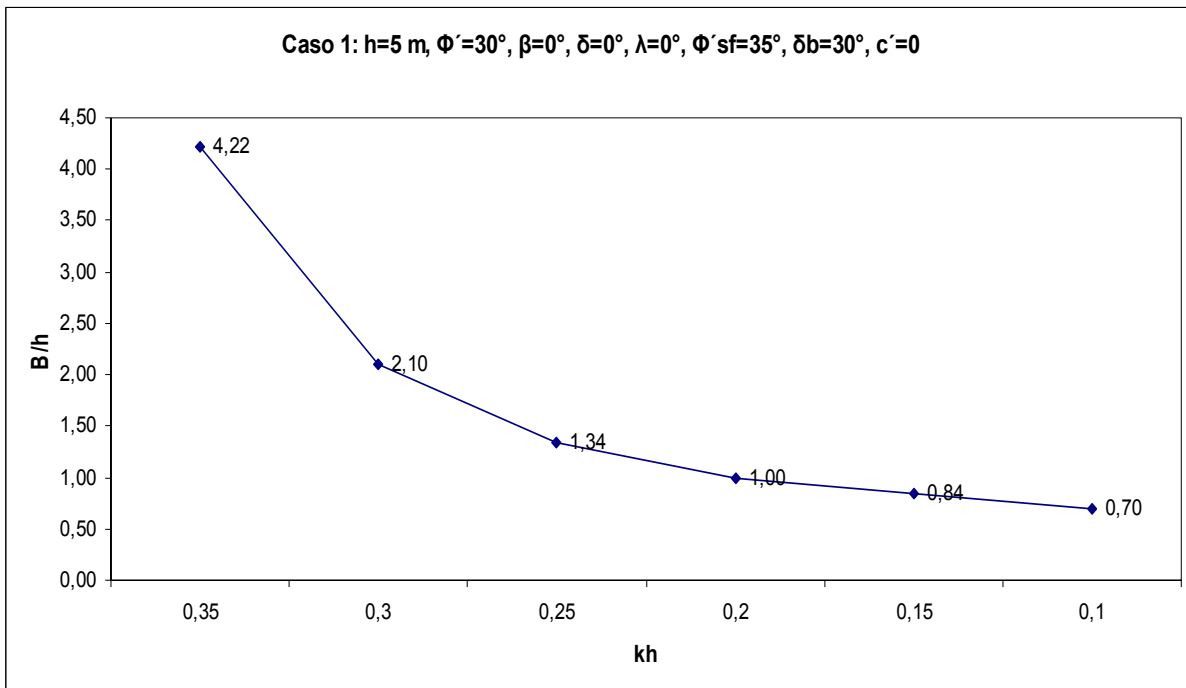
a)



b)

Nota 1: Estado Limite Condicionante  
 Capacidade de carga  $k_h=0,10-0,20$   
 Escorregamento  $k_h=0,25-0,35$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$



c)

Figura 4.1- Caso 1: a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ,  $FS_q=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h= f(k_h)$

É de referir que para muitos dos casos não estão representados os resultados para a totalidade da gama de variação de  $k_h$ , isto é, verifica-se uma truncagem nos gráficos. Este facto é ilustrado na Figura 4.2 e a explicação para tal é a seguinte: se os resultados correspondentes a valores baixos do coeficiente sísmico não se encontram representados, isto significa que para esses valores o dimensionamento estático é o condicionante. Se, por outro lado, também são omitidos os resultados correspondentes a valores mais altos desse coeficiente, isto significa que para estes valores não é possível determinar um valor de dimensionamento da largura da consola do muro  $a$  que faça com que seja verificada a segurança ao escorregamento pela base. Tal facto deve-se a que a resultante da soma das forças de inércia resultantes da acção sísmica com o impulso activo sísmico ter uma inclinação superior à inclinação máxima  $\delta_b$  da resultante na base do muro.

No presente capítulo são apresentados pontualmente alguns dos resultados obtidos com vista à ilustração da importância relativa de cada um dos parâmetros envolvidos no cálculo e também procurando ilustrar alguns aspectos importantes a retirar da interpretação dos resultados dos cálculos efectuados.

Passa-se em seguida à exposição de algumas conclusões gerais tiradas da análise dos resultados e que se julga serem importantes para perceber o alcance do estudo efectuado.

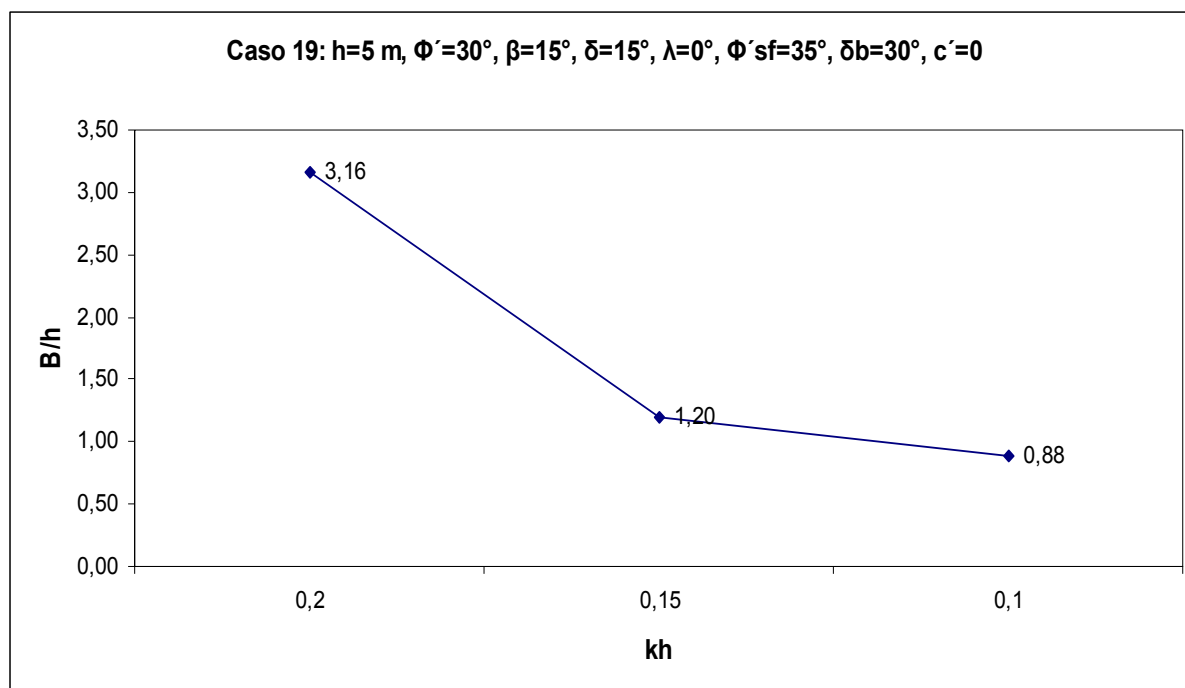


Figura 4.2-Exemplo de um caso em que se verifica a truncagem de resultados para o valor mais baixo e valores mais altos do coeficiente sísmico horizontal

#### 4.1.2. ESTADO LIMITE CONDICIONANTE

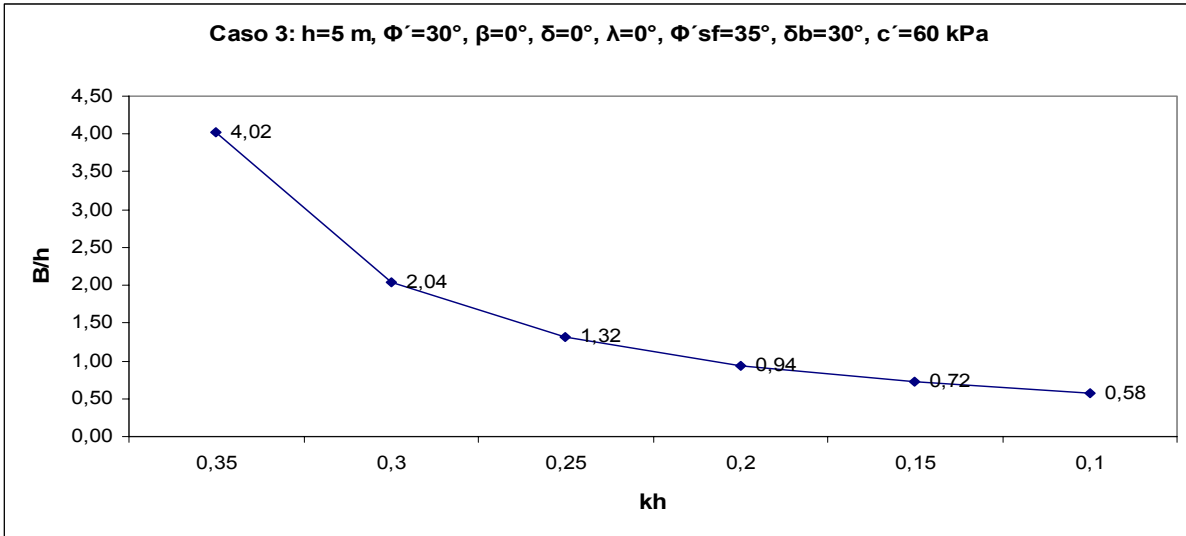
Uma análise da totalidade dos resultados expostos no Anexo 2 permite concluir que é difícil ser taxativo quanto à definição do estado limite condicionante. No entanto, algumas considerações podem ser feitas a esse respeito.

Em relação ao estado limite correspondente ao escorregamento pela base, poder-se-á dizer que os casos somente por ele condicionados têm em comum o facto de possuírem coesão com valor diferente de zero. Quanto maior for o valor deste parâmetro de resistência, maior é o número de valores de dimensionamento condicionados por este estado limite uma vez que a capacidade de carga passa a ser satisfeita mais facilmente para menores valores de  $B/h$  do que os que seriam necessários caso a coesão fosse nula. Este aspecto é detalhadamente explicado mais adiante neste capítulo.

Em relação ao estado limite relativo à capacidade de carga da fundação, observa-se o seguinte: dos 38 casos estudados que resultaram da variação dos diversos parâmetros conforme explicado no Capítulo 2, não existe nenhum que tenha todos os valores resultantes para o dimensionamento condicionados por este estado limite. O que se pode afirmar é que, para os casos em que se tem uma coesão  $c'$  nula, para a maioria dos valores de  $k_h$ , os correspondentes valores encontrados para a largura da base são condicionados pela capacidade de carga.

No entanto, mesmo dentro deste “grupo”, existem sempre alguns destes valores condicionados pelo escorregamento pela base, sobretudo os correspondentes a valores mais altos do coeficiente sísmico.

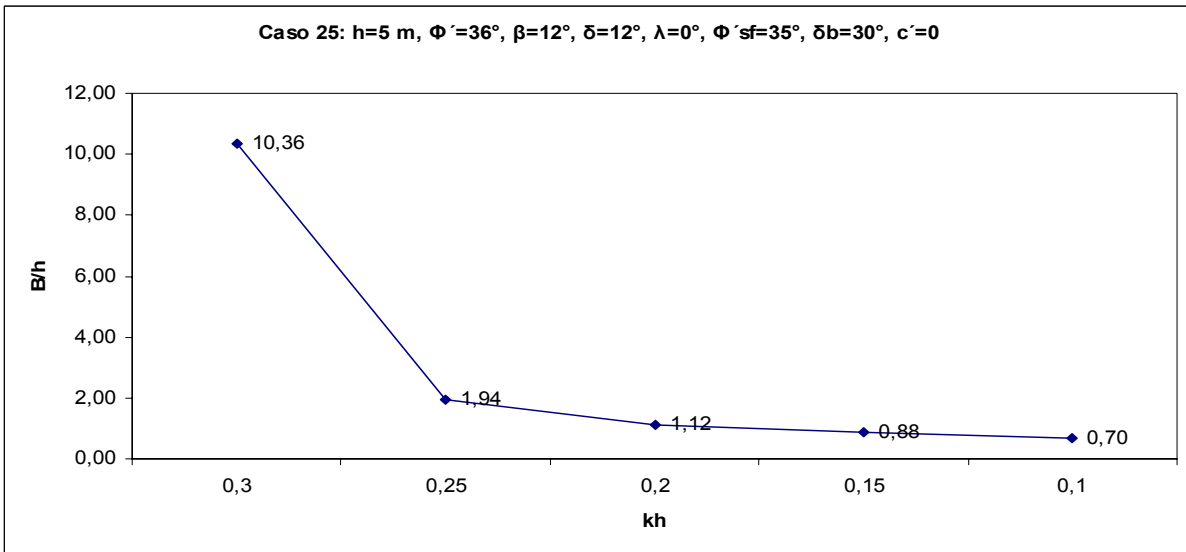
A Figura 4.3 procura ilustrar exactamente o que acaba de ser dito.



Nota 1: Estado Limite Condicionante:  
Escorregamento  $k_h=0,10-0,35$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$

a)



Nota 1: Estado Limite Condicionante  
Capacidade de carga  $k_h=0,10-0,20$   
Escorregamento  $k_h=0,25-0,30$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$

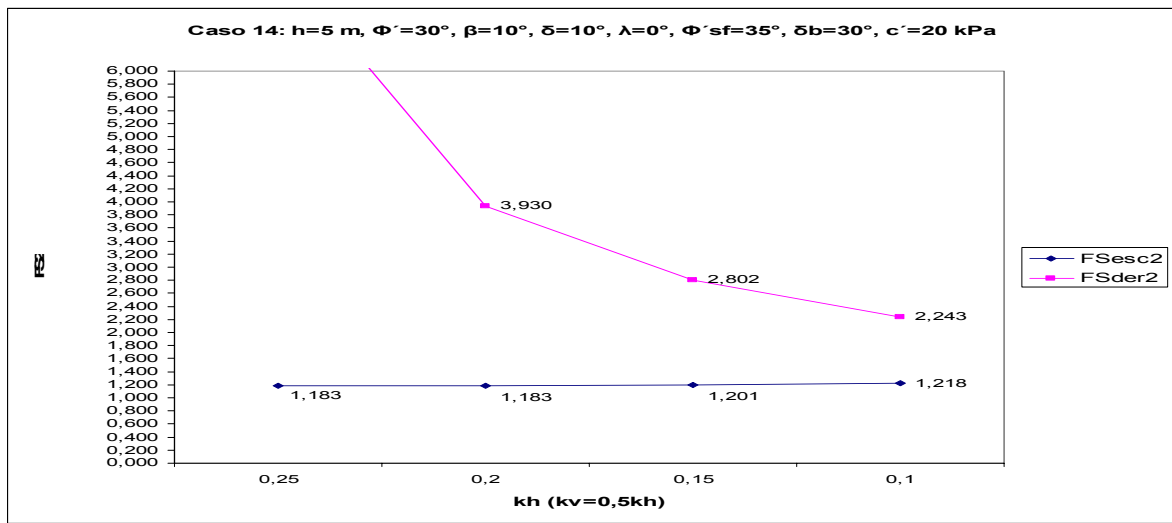
b)

Figura 4.3: a) valores de B/h para o caso 3; b) valores de B/h para o caso 25

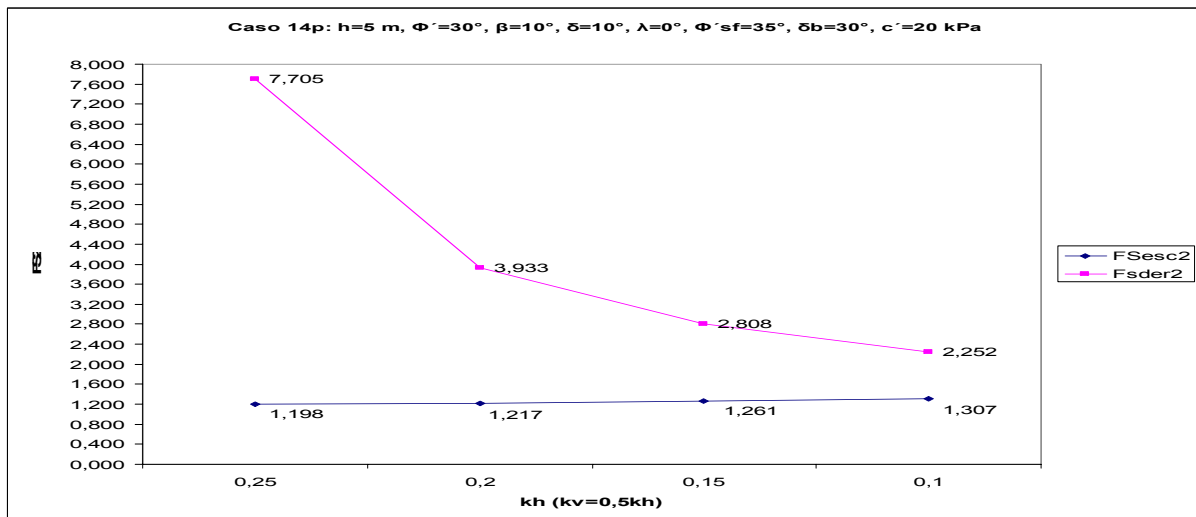
É de referir também que, após o cálculo da totalidade dos casos, se verificou que o estado limite correspondente ao derrubamento nunca se revelou como condicionante. Tal explica-se por a verificação de segurança aos outros dois estados limites levar sempre a valores de dimensionamento que verificam largamente a segurança a este.

#### 4.1.3 INFLUÊNCIA DO IMPULSO PASSIVO

Verificou-se que a contabilização deste efeito afecta muito pouco o valor dos coeficientes globais de segurança como se pode verificar na Figura 4.4.



a)



b)

Figura 4.4- Coeficientes de segurança ao escorregamento e ao derrubamento ( $FS_{esc2}$ ,  $FS_{der2}$ ) para o caso 14:

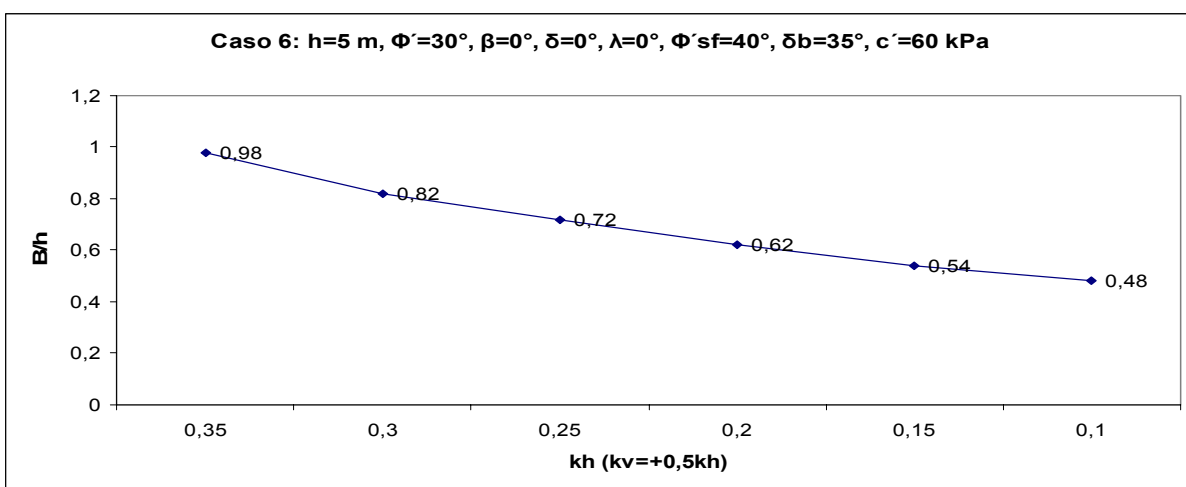
- a) não contabilizando o efeito do impulso passivo;
- b) contabilizando esse efeito

Tal deve-se seguramente ao facto de o impulso passivo assumir valores baixos, dada a altura de terras em frente do muro ser muito pequena.

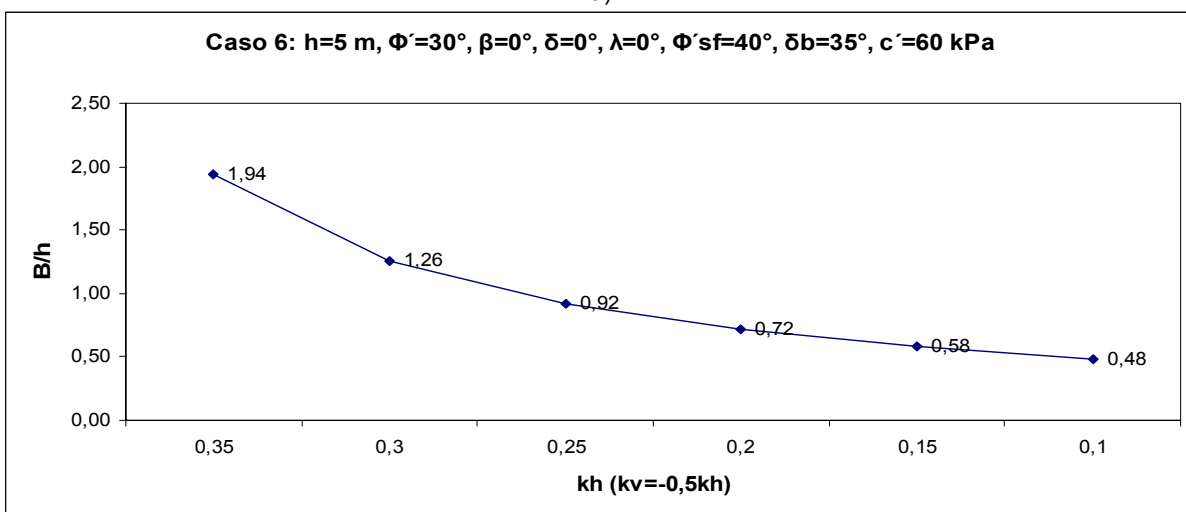
Como estas mesmas terras são susceptíveis de serem removidas, optou-se por omitir os ganhos que, apesar de pequenos, se obteriam considerando o dito efeito, podendo-se considerar que se está do lado da segurança.

#### 4.1.4 COEFICIENTE SÍSMICO VERTICAL CONDICIONANTE

Para a totalidade dos casos estudados, isto é, para todos os muros dimensionados pelo EC8 e que verificam o cálculo estático pelo EC7, verificou-se que o coeficiente sísmico vertical condicionante é ( $-k_v$ ) para todos os valores de  $k_h$  de 0,35 a 0,1.



a)



b)

Figura 4.5- a) valores de B/h para o caso 6 calculados com coeficiente sísmico vertical positivo;  
b) com coeficiente sísmico vertical negativo

No entanto, para o valor mais baixo do coeficiente sísmico horizontal  $k_h=0,05$ , nem sempre tal acontece. Na realidade, para este valor do coeficiente sísmico, existem valores de dimensionamento em que o coeficiente sísmico vertical condicionante para o dimensionamento é  $(+k_v)$ , bem como casos em que o resultado do dimensionamento é o mesmo qualquer que seja o sinal do coeficiente sísmico vertical. É de referir que neste casos, para o cálculo dos coeficientes globais de segurança, foi geralmente usado  $(-k_v)$ . Além destes, existem outros, sobretudo quando  $c'$  tem o seu valor máximo, em que o coeficiente sísmico vertical condicionante é até  $(-k_v)$ . Em face do que acaba de ser exposto, não é possível ser assertivo quanto a este aspecto quando  $k_h=0,05$ .

É de notar também que as diferenças entre os valores obtidos para o dimensionamento com  $(-k_v)$  ou  $(+k_v)$  são tanto maiores quanto maior for o valor de  $k_h$ .

A Figura 4.5 ilustra exactamente estes factos, verificando-se que os valores obtidos para a largura da base do muro,  $B$ , são sempre superiores quando as forças verticais de inércia associadas à acção sísmica tem sentido ascendente, isto é,  $k_v$  tem sinal negativo.

#### 4.1.5 DEPENDÊNCIA DA LARGURA DA BASE EM RELAÇÃO A $k_h$

Pode afirmar-se após a análise dos 38 casos estudados, que é evidente a grande dependência dos valores de dimensionamento obtidos em relação ao valor do coeficiente sísmico  $k_h$ . Este facto manifesta-se sobretudo porque em certos casos, para valores muito elevados do dito coeficiente, podem ser obtidos valores surpreendentemente grandes da largura da base do muro.

A Figura 4.6 mostra bem este aspecto importante que é a grande dependência dos valores da largura  $B$  da base do muro com o valor que  $k_h$  assume.

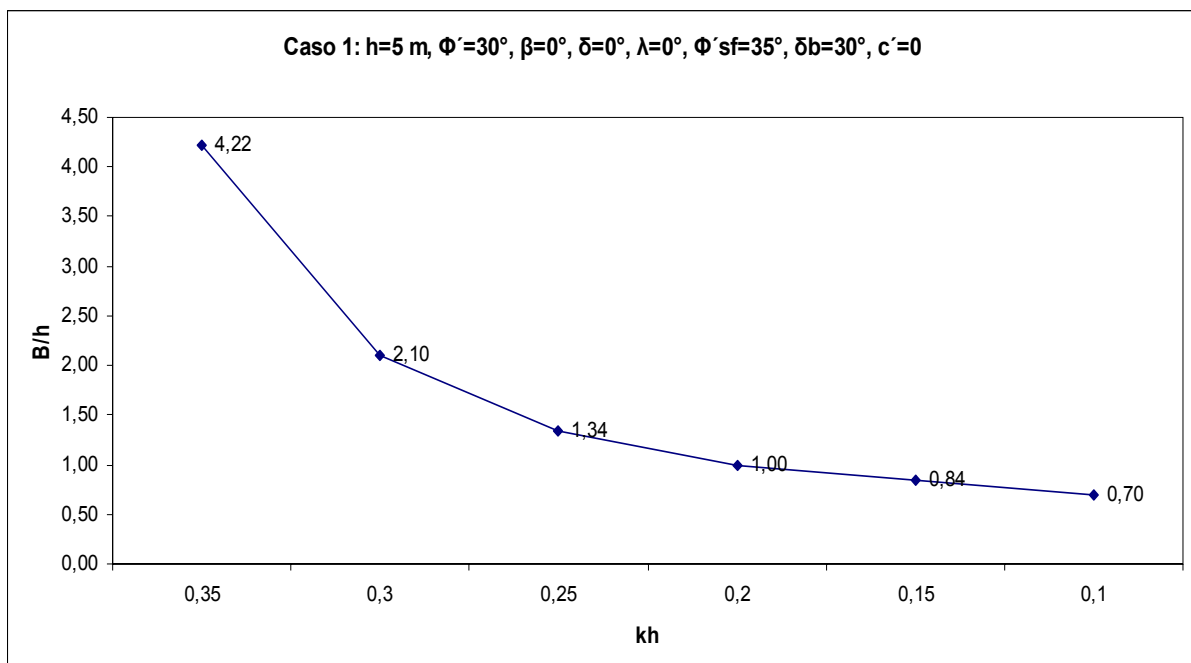
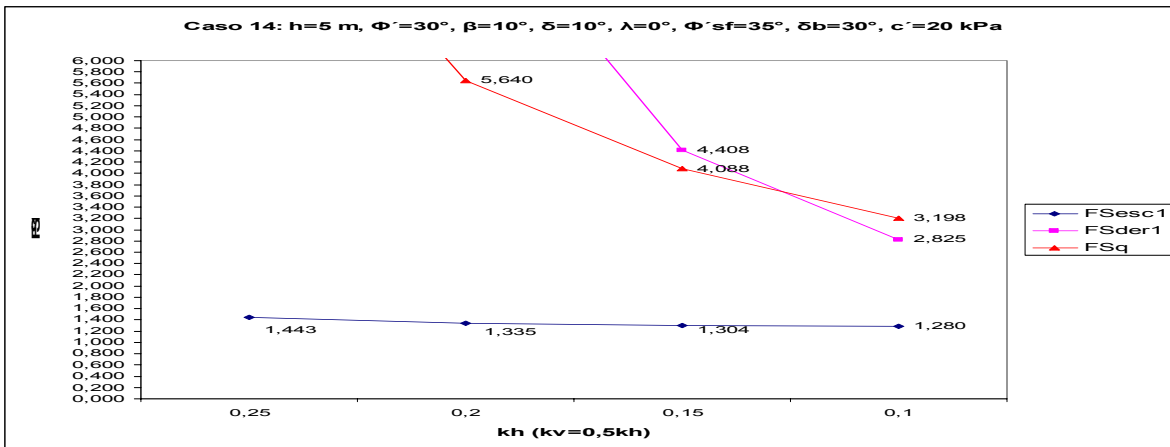


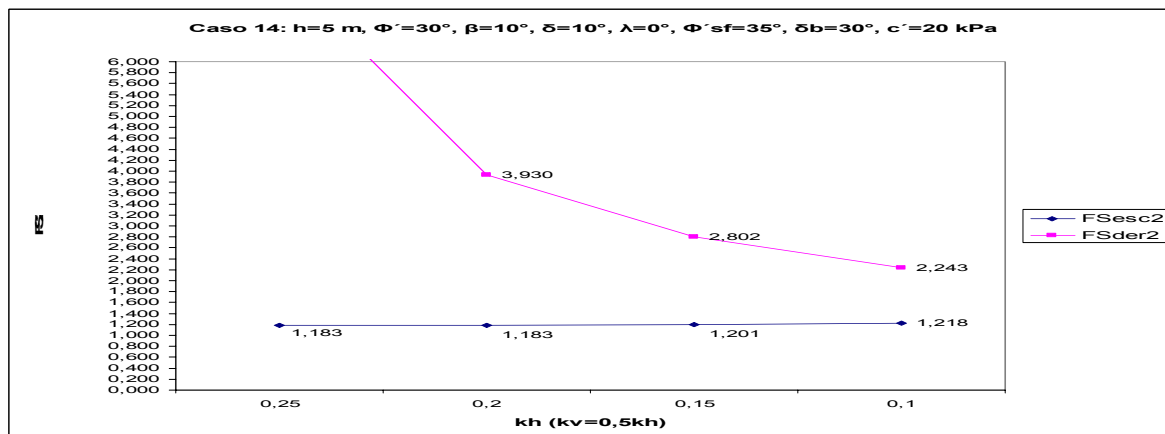
Figura 4.6- Valores de  $B/h$  para o caso 1

4.1.6 COMENTÁRIO ÀS TENDÊNCIAS E IRREGULARIDADES NAS CURVAS DOS FACTORES DE SEGURANÇA

Analisando as curvas dos coeficientes globais de segurança ao escorregamento  $FS_{esc1}$  e  $FS_{esc2}$ , é possível aferir uma tendência clara da evolução dos mesmos com a diminuição do valor do coeficiente sísmico  $k_h$ , nos casos em que o escorregamento é o estado limite condicionante para todos os valores deste coeficiente.



a)



b)

Nota 1: Estado Limite Condicionante  
Escorregamento  $k_h=0,1-0,25$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$

Figura 4.7- Curvas de variação dos coeficientes globais de segurança para o caso 14:

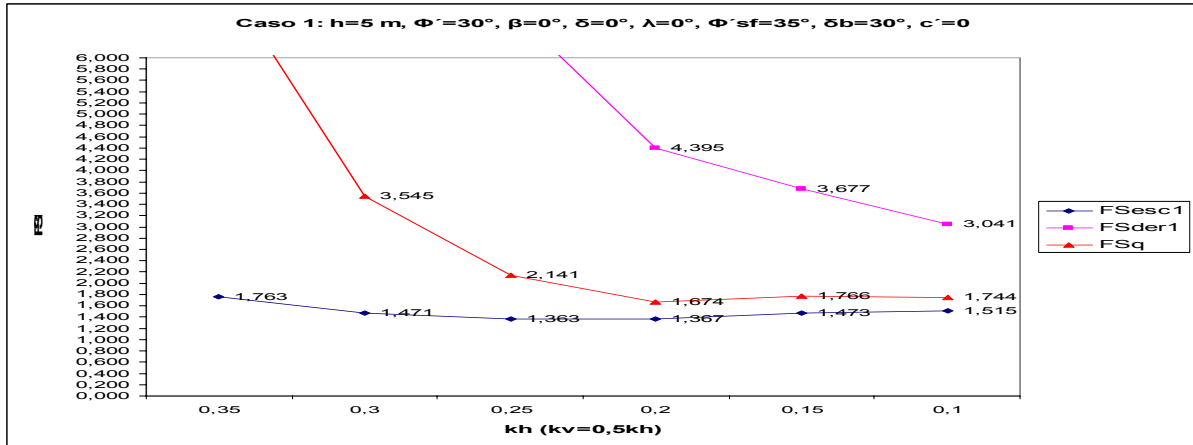
a)  $FS_{esc1}$ ,  $FS_{der1}$ ,  $FS_q$ ; b)  $FS_{esc2}$ ,  $FS_{der2}$

Da análise da Figura 4.7 pode concluir-se que, com a diminuição dos valores de  $k_h$ , a curva de  $FS_{esc1}$  é decrescente e a de  $FS_{esc2}$ , é crescente.

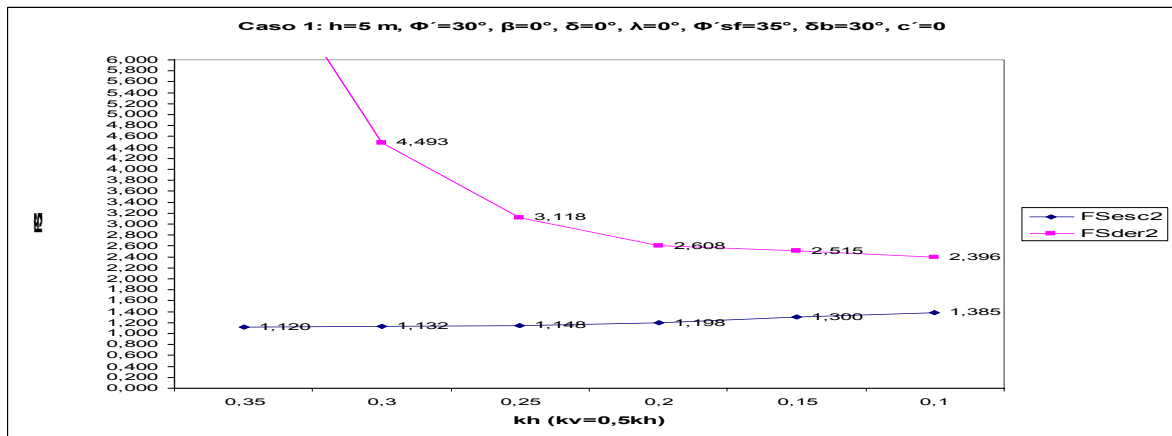
O que acaba de ser dito representa a tendência natural de evolução dos dois factores de segurança para todos os casos em que o dimensionamento é condicionado somente pelo escorregamento pela base.

Para todos os outros casos, as curvas dos referidos factores de segurança apresentam irregularidades.





a)



b)

Nota 1: Estado Limite Condicionante  
 Capacidade de carga  $k_h=0,10-0,20$   
 Escorregamento  $k_h=0,25-0,35$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$

Figura 4.8- Curvas de variação dos coeficientes globais de segurança para o caso 1:

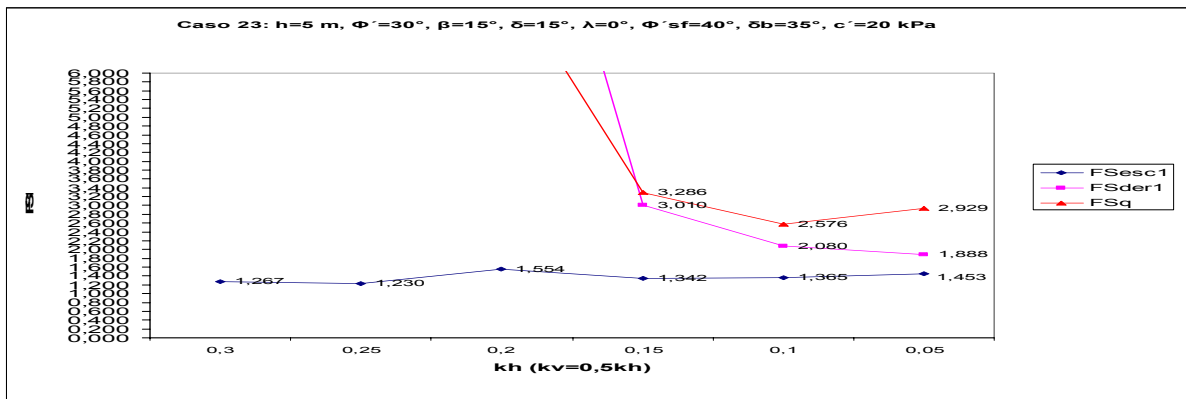
a)  $FS_{esc1}$ ,  $FS_{der1}$ ,  $FS_q$ ; b)  $FS_{esc2}$ ,  $FS_{der2}$

Estas dão-se fundamentalmente devido a dois aspectos. O primeiro aspecto tem a ver com a mudança de estado limite condicionante. Verifica-se assim que, quando para um dado valor de  $k_h$  o estado limite condicionante passa de escorregamento pela base para capacidade de carga, a tendência natural de decréscimo de  $FS_{esc1}$  inverte-se e os seus valores passam a ser crescentes à medida que o coeficiente sísmico diminui. Quanto a  $FS_{esc2}$ , ocorre também uma alteração da tendência que se manifesta da seguinte forma: quando há variação do estado limite condicionante, a taxa de variação entre os seus valores altera-se. Para valores de  $k_h$  cujos valores de dimensionamento são condicionados pelo escorregamento pela base, a diferença entre valores de  $FS_{esc2}$  é substancialmente menor que a

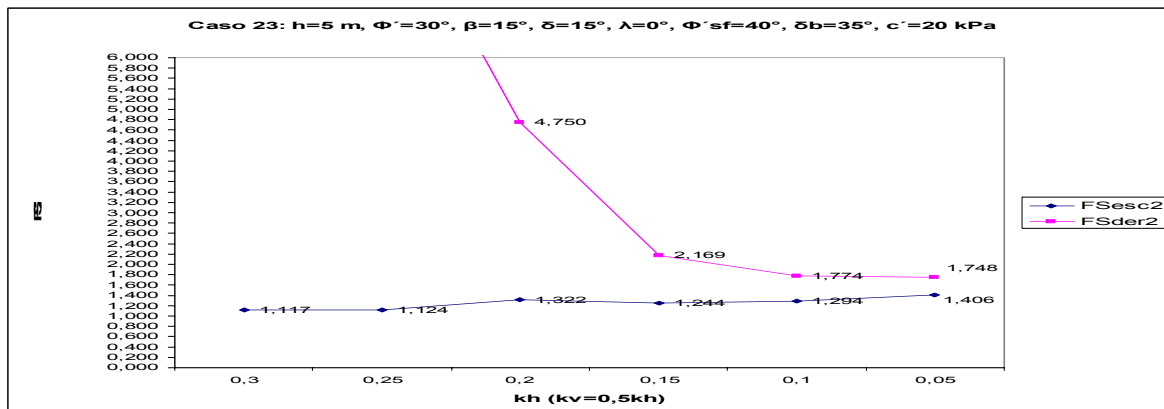
correspondente a valores de  $FS_{esc2}$  relativos a coeficientes sísmicos para os quais o dimensionamento é condicionado pela capacidade de carga da fundação.

Tal fica a dever-se ao facto de a capacidade de carga como estado limite condicionante “exigir” maiores valores de dimensionamento da largura do muro do que os estritamente necessários para satisfazer o escorregamento, levando por isso a que os coeficientes globais relativos a este estado limite passem a ser crescentes.

A anterior Figura 4.8 mostra isto mesmo e ao analisá-la verifica-se o que acaba de ser dito.



a)



Nota 1: Estado Limite Condicionante  
 Capacidade de carga  $k_h=0,05-0,15$   
 Escorregamento  $k_h=0,20-0,30$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$  para  $k_h=0,05-0,20$   
 $K_{ac}=K_{ac2}$  para  $k_h=0,25-0,30$

Figura 4.9- Curvas de variação dos coeficientes globais de segurança para o caso 23:

a)  $FS_{esc1}$ ,  $FS_{der1}$ ,  $FS_q$ ; b)  $FS_{esc2}$ ,  $FS_{der2}$

Um segundo aspecto que altera a evolução tendencial de  $FS_{esc1}$  e  $FS_{esc2}$  é a mudança do coeficiente activo sísmico usado no cálculo do acréscimo do impulso. Conforme exposto no Capítulo 1, tal mudança deve-se ao conceito de aceleração horizontal crítica a qual não pode ser ultrapassada para que o equilíbrio físico do sistema muro-solo suportado seja possível. Isto implica que quando para um dado coeficiente sísmico se tem que  $K_{as}=K_{as2}$ , o incremento do impulso activo sísmico, e portanto a

força instabilizadora, seja maior que a calculada para o valor imediatamente mais pequeno de  $k_h$  em que  $K_{as}=K_{as1}$ .

Tal facto leva a que se verifique o seguinte em relação à evolução de  $FS_{esc1}$  e  $FS_{esc2}$ , : quando se passa de um valor de  $k_h$  para o qual  $K_{as}=K_{as2}$  para um  $k_h$  em que  $K_{as}=K_{as1}$ , a evolução de  $FS_{esc1}$  é crescente mesmo sendo o escorregamento pela base condicionante. Quanto a  $FS_{esc2}$ , ele mantém a sua tendência crescente mas com uma taxa de variação maior.

Além do que acaba de ser dito, quando se tem dois valores de  $k_h$  para os quais  $K_{as}=K_{as2}$ ,  $FS_{esc1}$  tem a sua tendência normal quando  $k_h$  diminui, assim como  $FS_{esc2}$ .

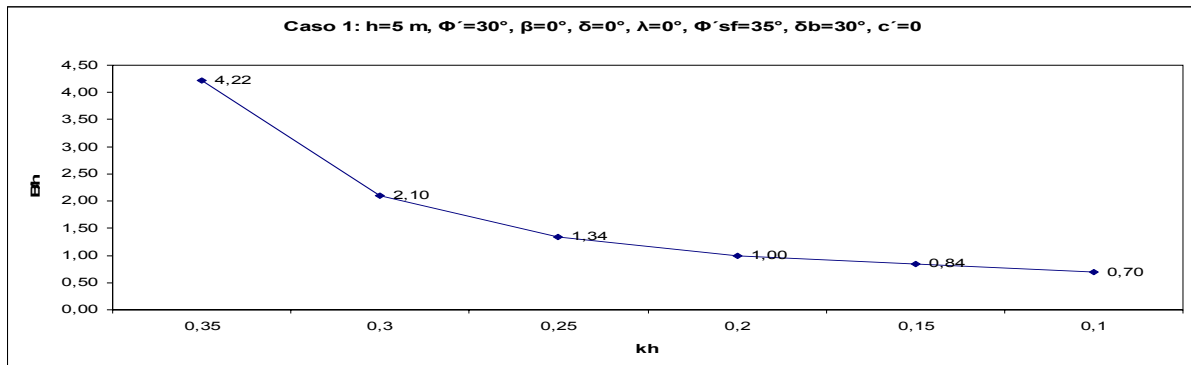
Atente-se na anteriormente exposta Figura 4.9 que demonstra os aspectos agora referidos.

No que diz respeito a  $FS_Q$ , as curvas que o representam apresentam algumas irregularidades cuja explicação foge ao âmbito do presente trabalho, apesar de terem sido efectuados os cálculos manualmente para detecção de algum eventual erro, o que não se chegou a verificar.

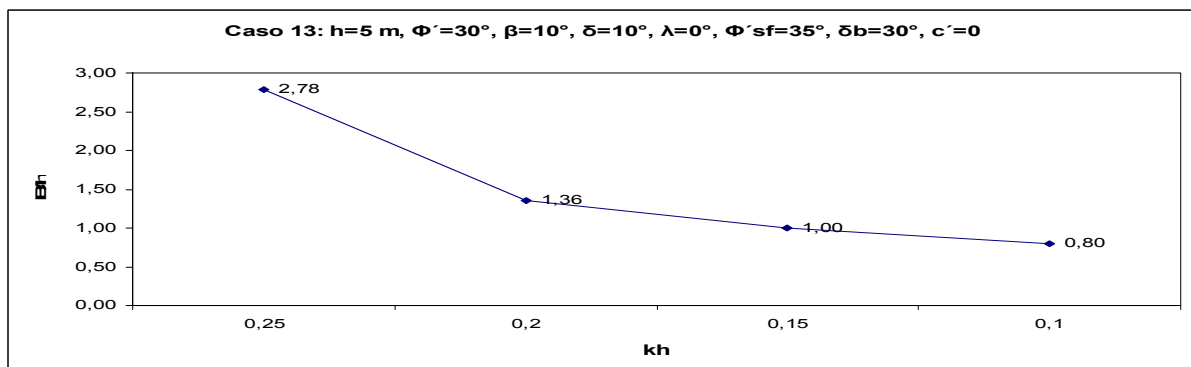
## 4.2 ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DOS VÁRIOS PARÂMETROS NO DIMENSIONAMENTO

Procede-se em seguida à análise da influência dos parâmetros que foram variados conforme o estudo paramétrico exposto no Capítulo 2, influência essa medida pela diferença que a variação desses parâmetros provoca nos valores obtidos para a largura da base do muro.

### 4.2.1 INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO ÂNGULO DA SUPERFÍCIE DO ATERRO COM A HORIZONTAL



a)



b)

Figura 4.10- Influência do ângulo da superfície do terreno com a horizontal:

a) valores de B/h para o caso 1 ( $\beta=0^\circ$ ); b) valores de B/h para o caso 13 ( $\beta=10^\circ$ )

Expõe-se neste ponto a influência que a variação do ângulo  $\beta$  tem na determinação da largura da base do muro.

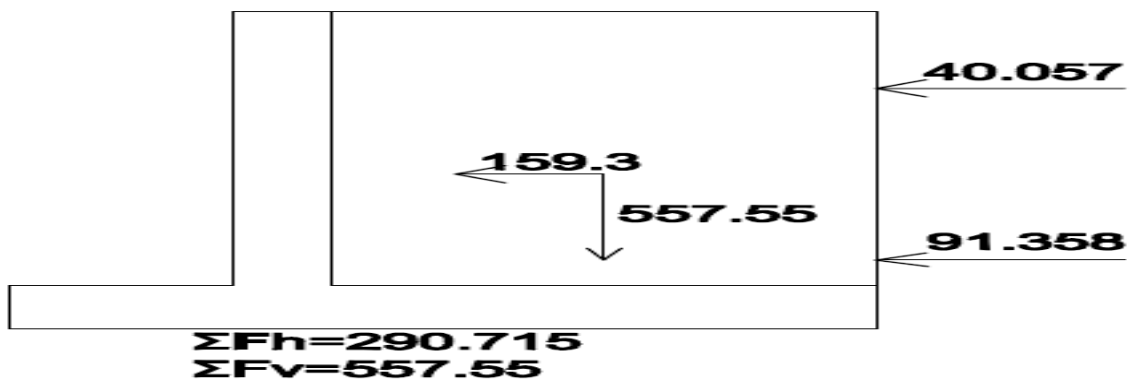
Verifica-se, após análise dos casos estudados, que quanto maior é este ângulo, comparando dois casos em tudo o resto semelhantes, maiores são os valores obtidos para a largura do muro, para valores equivalentes do coeficiente sísmico horizontal.

A observação da Figura 4.10 permite exactamente a constatação do que agora foi dito.

Este facto é facilmente perceptível mais uma vez após uma análise criteriosa e cuidada das expressões expostas no Capítulo 3.

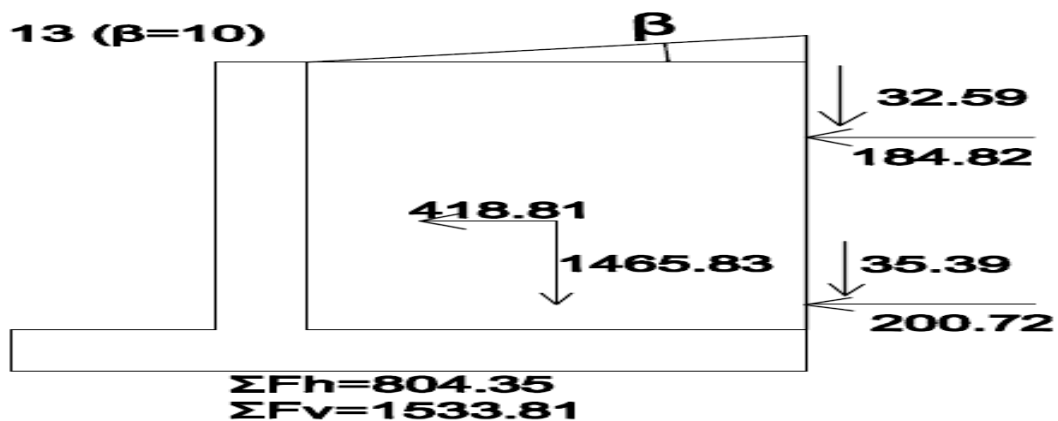
Delas se pode concluir que o crescimento do ângulo  $\beta$  implica o conseqüente aumento do impulso activo estático e do incremento activo sísmico e, por conseqüência, das suas componentes horizontais, o que agrava o efeito instabilizador. Por outro lado, esse crescimento do referido ângulo implica também um aumento da massa de solo suportado acima da consola da sapata do muro e, também, das componentes verticais do impulso e do incremento sísmico referidos, levando por conseqüência a um incremento do efeito estabilizador.

**Caso 1 ( $\beta=0$ )**



a)

**Caso 13 ( $\beta=10$ )**



b)

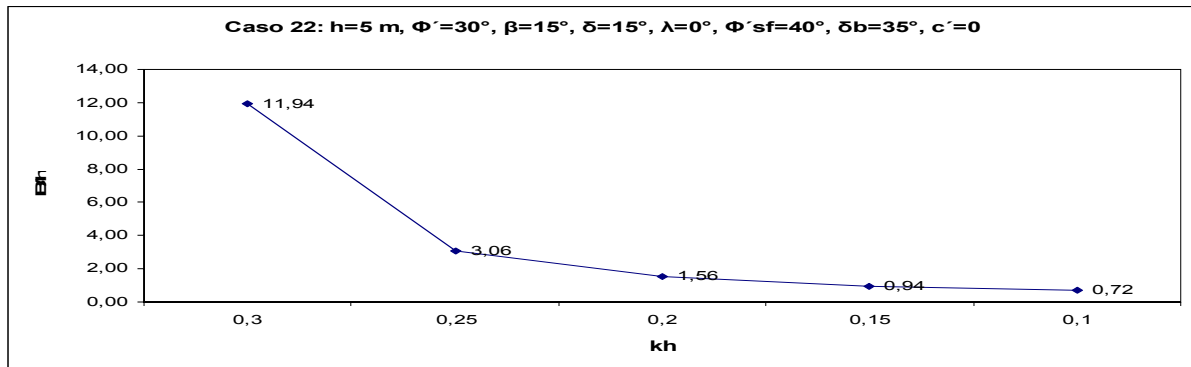
Figura 4.11- ( $k_h=0,25$ ) Forças totais actuando no sistema muro-solo suportado: a) no caso 1; b) no caso 13

Ora é do balanço destas duas variações que resulta o aumento dos valores de  $B/h$  com o aumento do ângulo  $\beta$ , aumento esse que se verifica para todos os valores do coeficiente sísmico horizontal, seja qual for o estado limite condicionante. Daqui se depreende que o aumento do efeito estabilizador atrás mencionado não é suficiente para compensar o aumento das forças instabilizadoras que são as componentes horizontais do impulso activo e do incremento activo sísmico, sendo necessária uma maior largura da base do muro a fim de que seja verificada a segurança. O que acaba de ser dito tem como objectivo a demonstração de um aumento dos resultados de dimensionamento devido ao crescimento de  $\beta$  para valores de  $k_h$  para os quais o estado limite condicionante é o escorregamento pela base.

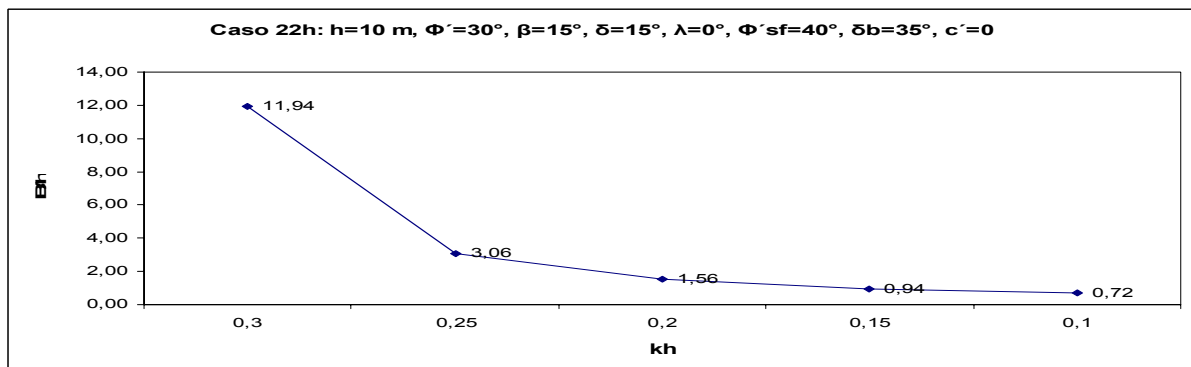
A Figura 4.11 procura ilustrar precisamente esse facto, nela se representando as forças totais que actuam no sistema muro-solo suportado para um valor determinado de  $k_h$ , que neste exemplo comparativo será  $k_h=0,25$ , para o qual o valor de dimensionamento da largura da base do muro é condicionado pelo escorregamento pela base.

#### 4.2.2 INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA ALTURA DO MURO

Fazendo a comparação entre 2 casos em tudo semelhantes quanto a todos os valores dos parâmetros definidores excepto a altura  $h$  do muro, pode concluir-se que o valor de  $B/h$  é o mesmo para os dois casos, verificando-se esta igualdade tanto para valores altos de  $k_h$  como para valores baixos do mesmo coeficiente.



a)



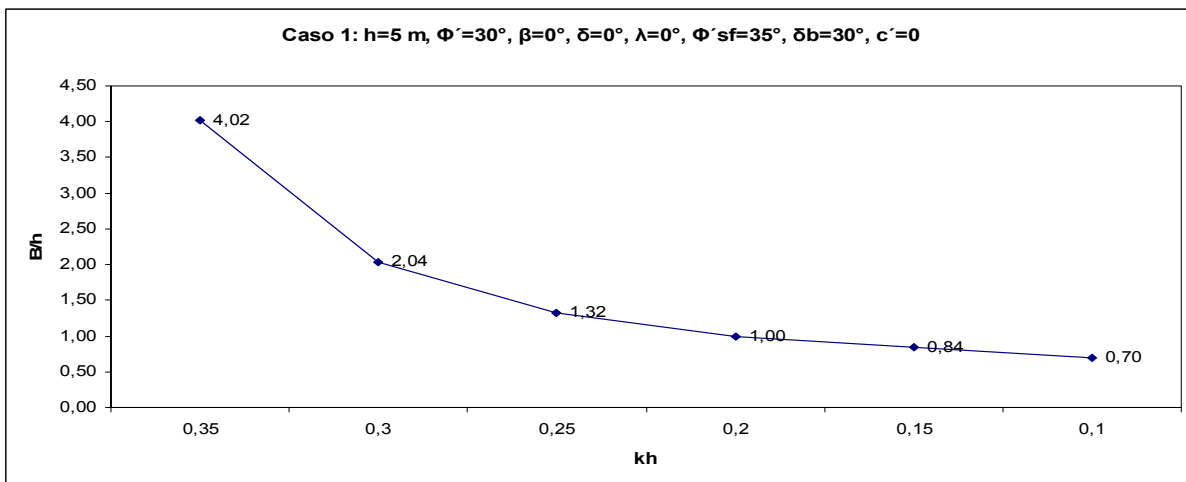
b)

Figura 4.12- Influência da altura do muro: a) valores de  $B/h$  para o caso 22; b) valores de  $B/h$  para o caso 22h

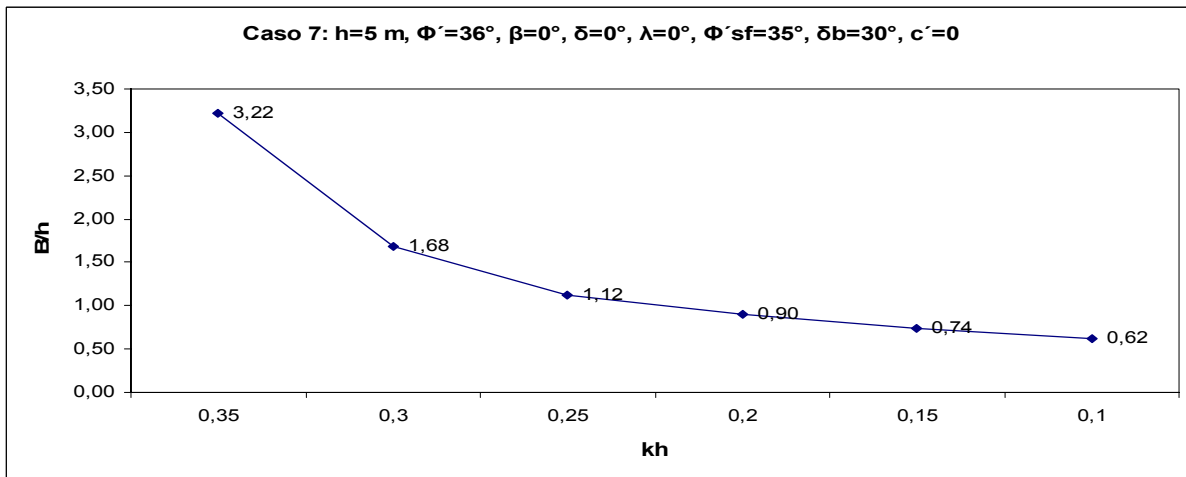
Deste facto se conclui que a altura do muro não tem influência nos valores procurados de  $B/h$ , o que certamente está relacionado com a circunstância de todas as dimensões do muro serem proporcionais a  $h$ . Tal pode ser comprovado pela análise da Figura 4.12.

#### 4.2.3 INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO DO ATERRO

Da análise de todos os casos estudados e comparando dois deles em que todos os parâmetros geométricos e de resistência são iguais excepto o ângulo de atrito do aterro,  $\Phi'$ , verifica-se que quanto mais elevado for o valor desse ângulo menor é a largura da base do muro resultante do dimensionamento.



a)



b)

Figura 4.13- Influência do ângulo de atrito do aterro suportado: a) valores de  $B/h$  para o caso 1 ( $\Phi'=30^\circ$ );

b) valores de  $B/h$  para o caso 7 ( $\Phi'=36^\circ$ )

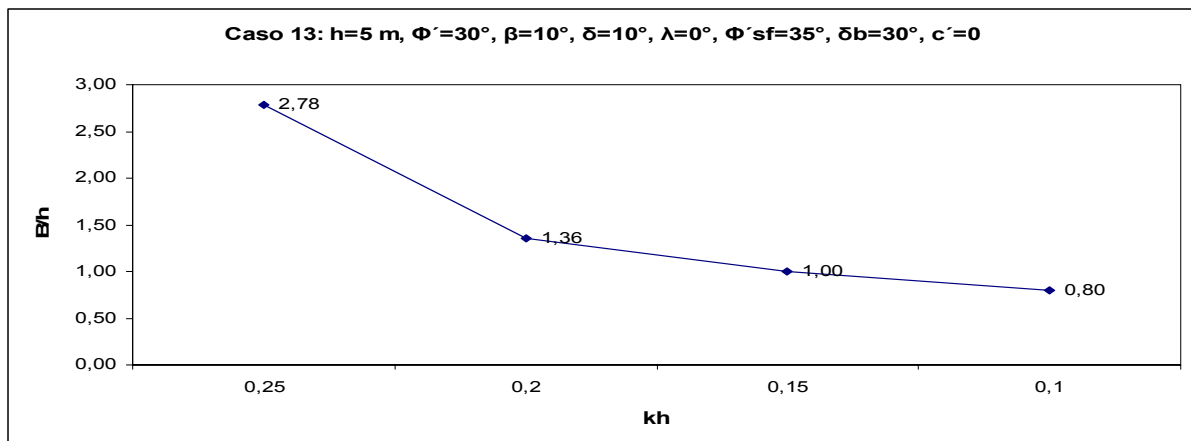
Tal fica a dever-se ao facto de com o aumento desse valor diminuírem as forças instabilizadoras, nomeadamente o impulso activo  $I_a$  e o incremento activo sísmico  $\Delta I_{as}$ , sendo portanto necessária uma menor largura da base do muro para satisfazer a segurança.

Ao analisar comparativamente valores de  $B/h$  correspondentes a um valor baixo e a um valor alto de  $k_h$ , verifica-se que a diminuição dos valores de dimensionamento, no caso em que  $\Phi'$  tem o seu valor superior, é tanto maior quanto maior for o valor do coeficiente sísmico horizontal.

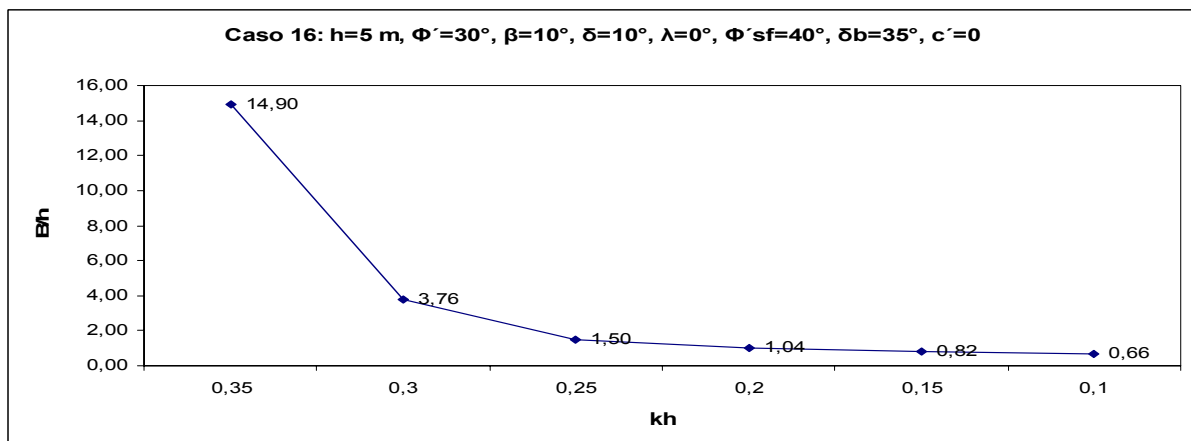
Após análise da Figura 4.13 é possível concluir o que acaba de ser exposto.

#### 4.2.4 INFLUÊNCIA DO ÂNGULO DE ATRITO DO SOLO DE FUNDAÇÃO E DO ÂNGULO DE ATRITO MURO-SOLO DE FUNDAÇÃO

O ângulo de atrito do solo de fundação  $\Phi'_{sf}$  tem influência apenas no coeficiente de segurança global da capacidade de carga da fundação.



a)



b)

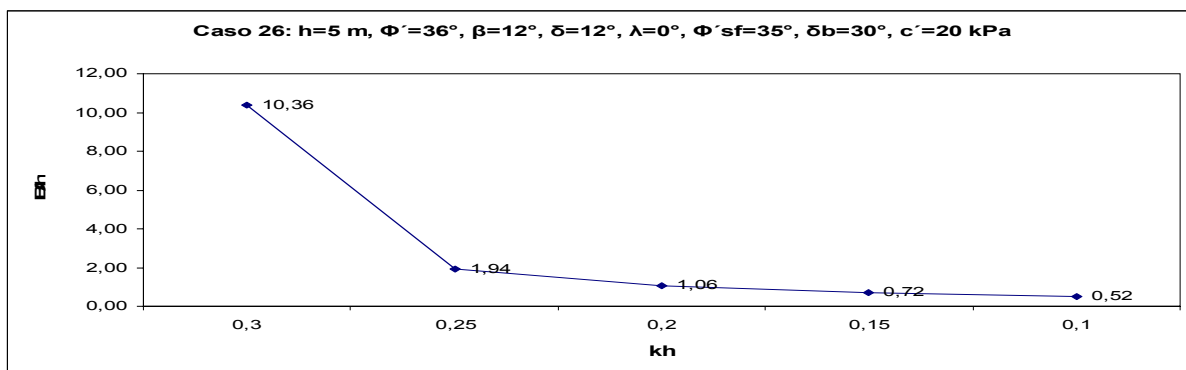
Figura 4.14- Influência do ângulo de atrito do solo de fundação: a) valores de  $B/h$  para o caso 13;

b) valores de  $B/h$  para o caso 16

Isto acontece porque o seu valor só entra na contabilização dos factores de capacidade de carga bem como nos factores correctivos que intervêm na expressão de cálculo da capacidade de carga da fundação. Verifica-se que à medida que este ângulo aumenta de valor, estes dois tipos de factores referidos aumentam também. Tal facto ficou bem patente nas expressões expostas no Capítulo 3.

Ora este facto leva a um aumento da capacidade de carga da fundação o que implica que, quando este é o estado limite condicionante, comparando casos em que o único parâmetro diferente é exactamente o valor de  $\Phi'_{sf}$ , a largura do muro é tanto menor quanto mais elevado é  $\Phi'_{sf}$ .

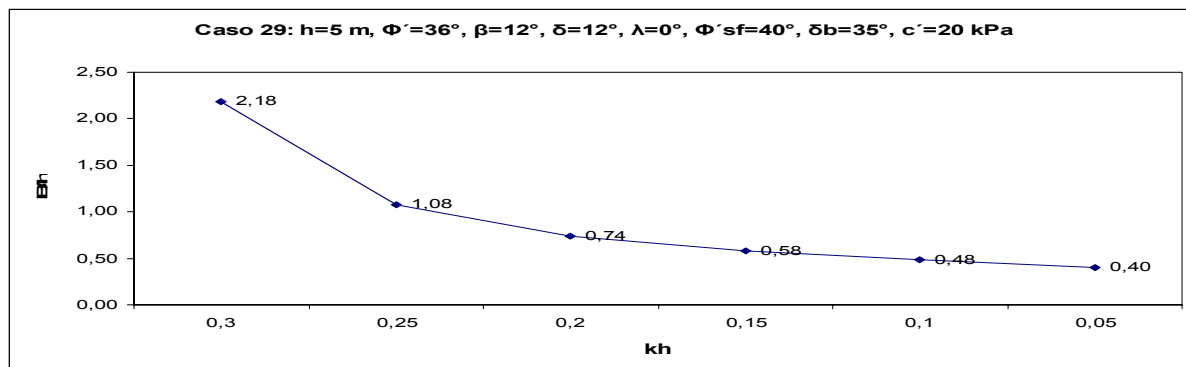
A análise da Figura 4.14 representando os casos 13 ( $\Phi'_{sf}=35^\circ$ ) e 16 ( $\Phi'_{sf}=40^\circ$ ) permite comprovar o que foi exposto, para  $k_h=0,10$  e  $0,15$ , intervalo para o qual a capacidade de carga é condicionante.



Nota 1: Estado Limite Condicionante  
Escorregamento  $k_h=0,10-0,30$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$

a)



Nota 1: Estado Limite Condicionante  
Capacidade de carga  $k_h=0,05-0,20$   
Escorregamento  $k_h=0,25-0,30$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$

b)

Figura 4.15- Influência do ângulo de atrito base do muro-solo de fundação: a) valores de B/h para o caso 26;  
b) valores de B/h para o caso 29



Em relação à influência do ângulo de atrito muro-solo de fundação  $\delta_b$ , ela manifesta-se naturalmente apenas nos valores de dimensionamento condicionados pelo estado limite de escorregamento pela base. Isto acontece porque, após uma breve análise das expressões referidas no Capítulo 3 que dizem respeito à verificação de segurança a este estado limite, se pode concluir que o valor de  $\delta_b$  influi na contabilização do efeito estabilizador que é directamente proporcional à tangente desse ângulo mas também na contabilização do efeito instabilizador ao afectar as componentes verticais do impulso activo e acréscimo activo sísmico e que faz com que quanto maior for o valor deste ângulo, menor é o valor deste efeito instabilizador. Esta dupla influência leva a que se possa facilmente depreender então que quanto maior for o valor de  $\delta_b$ , menores serão os valores de dimensionamento  $B/h$  necessários para verificar a segurança ao dito estado limite.

Tal pode também ser verificado através da análise comparativa da anteriormente representada Figura 4.15 tendo em conta que para  $k_h=0,25$  a  $0,30$ , os correspondentes valores resultantes para o dimensionamento são exactamente condicionados pelo escorregamento pela base.

Esta influência exclusiva de  $\delta_b$  na verificação de segurança e consequente dimensionamento condicionados pelo escorregamento pode também tornar-se evidente através da constatação do seguinte aspecto: ao comparar na referida figura os mesmos dois casos (26 e 29) semelhantes em todos os parâmetros excepto no valor deste ângulo, verifica-se que para valores de  $k_h=0,10-0,20$  o estado limite condicionante não é o mesmo num caso e noutro.

Explicando melhor, o que se passa é que para o caso que possui um valor de  $\delta_b$  mais baixo (caso 26), para aquele intervalo de valores do coeficiente sísmico o estado limite condicionante é o escorregamento pela base enquanto para o caso 29, que possui um valor mais elevado daquele parâmetro, o estado limite condicionante para a mesma gama atrás referida é a capacidade de carga. Neste caso, os valores da largura do muro que seriam necessários para satisfazer somente o escorregamento são substancialmente menores que para o caso 26 mas ainda assim insuficientes para que a segurança à capacidade de carga seja cumprida.

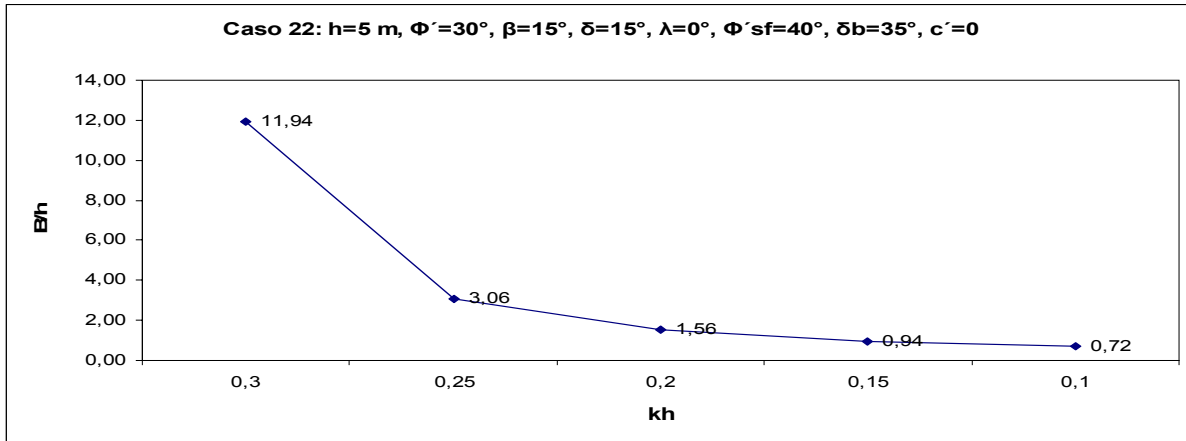
Resumindo o que foi dito sobre a influência da variação deste parâmetro e, após uma análise comparativa das Figuras 4.16a e 4.16b, pode-se depreender que quanto maior é o valor de  $\delta_b$ , menores são os valores de dimensionamento condicionados pelo escorregamento pela base e menos são os casos em que este é o estado limite condicionante.

É de notar que, analogamente ao que já foi dito para outros parâmetros, a diferença nos valores de dimensionamento comparados é tanto maior quanto maior for o valor do coeficiente sísmico horizontal.

#### 4.2.5 INFLUÊNCIA DA COESÃO DO SOLO DE FUNDAÇÃO

A influência da coesão  $c'$  manifesta-se apenas nos aspectos que dizem respeito à capacidade de carga da fundação do muro, isto é, nos valores de dimensionamento condicionados por este estado limite bem como no factor de segurança global da capacidade de carga da fundação, conforme se pode depreender da análise da expressão que a calcula exposta no precedente Capítulo 3.

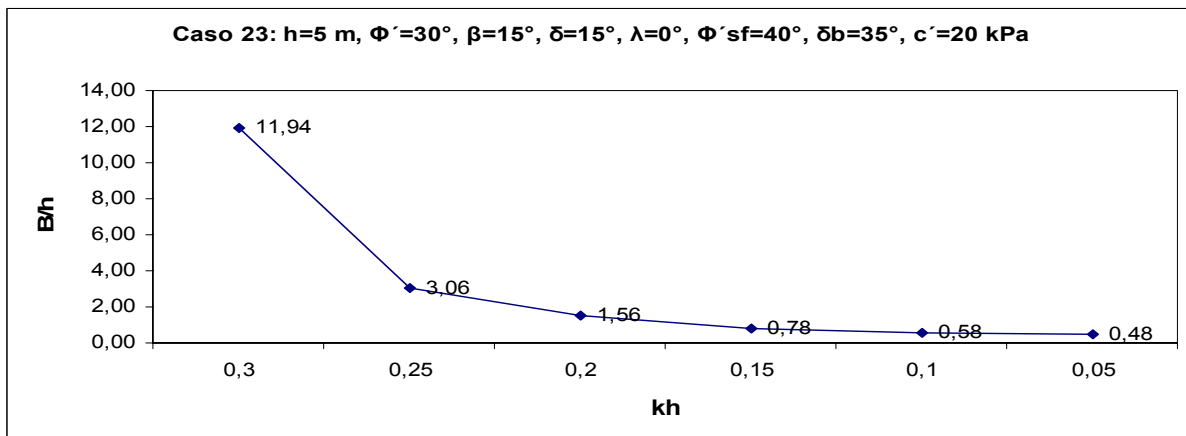
Dada o grande número de casos que possuem a capacidade de carga como estado limite condicionante, é de prever portanto que a coesão tenha uma influência fundamental nos valores de dimensionamento obtidos para a largura da base do muro.



Nota 1: Estado Limite Condicionante  
 Capacidade de carga  $k_h=0,10-0,15$   
 Escorregamento  $k_h=0,20-0,25$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$  para  $k_h=0,10-0,20$   
 $K_{as}=K_{as2}$  para  $k_h=0,25-0,30$

a)



Nota 1: Estado Limite Condicionante  
 Capacidade de carga  $k_h=0,05-0,15$   
 Escorregamento  $k_h=0,20-0,25$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$  para  $k_h=0,05-0,20$   
 $K_{as}=K_{as2}$  para  $k_h=0,25-0,30$

b)

Figura 4.16- Influência da coesão do solo de fundação: a) valores de B/h para o caso 22; b) valores de B/h para o caso 23

Ao analisar a Figura 4.16, pode-se comprovar o seguinte: ao comparar dois casos em tudo similares excepto no valor da coesão, verifica-se que para os coeficientes sísmicos para os quais o estado limite condicionante é a capacidade de carga, os valores de dimensionamento correspondentes são mais

baixos quando a coesão tem o seu valor superior. Além disso, nestes casos, os valores de dimensionamento condicionados por este estado limite são cada vez em menor número à medida que se aumenta o valor deste parâmetro de resistência, passando o estado limite condicionante preponderante a ser o escorregamento pela base, uma vez que a capacidade de carga é facilmente verificada para altos valores de  $c'$ .

Ao comparar os valores de  $B/h$  condicionados em ambos os casos pela capacidade de carga, isto é, os valores de dimensionamento correspondentes a  $k_h=0,10-0,15$ , verifica-se como seria de esperar uma diminuição dos mesmos no caso onde existe coesão. Isto tem a sua razão de ser no facto de a parcela correspondente à coesão  $c'$  ter um peso importante na totalidade da capacidade resistente da fundação do muro, pelo que a sua presença é em muitos casos suficiente para que a largura deste possa ser diminuída de modo a que ainda seja verificada a segurança ao correspondente estado limite.

É de referir ainda que, ao aumentar o seu valor para o máximo considerado no estudo ( $c'=60$  kPa), a capacidade de carga deixa praticamente de existir como estado limite condicionante passando este a ser predominantemente o escorregamento pela base. Tal facto deriva directamente do que foi dito anteriormente.

Além disso, como seria de esperar, ao comparar a generalidade de pares de casos em que os elementos que os constituem diferem apenas na existência ou não de coesão, constata-se que os casos onde aquele valor é nulo têm mais valores de dimensionamento condicionados pela capacidade de carga.

É de realçar também que, apesar da generalidade dos casos terem o seu dimensionamento condicionado pelo dimensionamento sísmico para valores de  $k_h$  superiores ou iguais a 0,1, existem casos cujos valores de dimensionamento à luz do EC8 feito para  $k_h=0,05$  “passam” no EC7, isto é, verificam o dimensionamento estático. A característica comum a estes casos é exactamente o facto de todos possuírem coesão diferente de zero o que faz com que, e tendo em conta que para estes valores baixos do coeficiente sísmico o estado limite condicionante é a capacidade de carga, a coesão seja suficiente para que os correspondentes valores da largura da base do muro fazerem com que seja verificado esse estado limite em condições sísmicas e estáticas, apesar do uso de coeficientes de segurança parciais diferentes. Para o valor mais alto de  $c'$ , foi já referido que o estado limite condicionante preponderante é o escorregamento pela base verificando-se na maior parte dos casos que, para o valor mais baixo de  $k_h$ , o EC7 não é verificado pelo que será este o valor a partir do qual o dimensionamento sísmico é condicionante.

### 4.3 ASPECTOS A RETER DA ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste ponto, expõem-se alguns aspectos a reter resultantes da análise dos resultados dos 36 casos estudados.

Um primeiro aspecto importante é o facto do **estado limite condicionante** ser difícil de definir com exactidão conforme já foi dito anteriormente.

De facto, conforme foi referido, pode-se concluir que o escorregamento é tanto mais condicionante quanto maior for a coesão, facto este que se pode depreender do facto de, dentro da totalidade de casos estudados, os que são totalmente condicionados pelo escorregamento serem aqueles em que a coesão assume o seu valor máximo.

Quanto à capacidade de carga, verifica-se que ela condiciona totalmente os valores de dimensionamento da largura da base do muro apenas em casos em que a coesão é nula.

De resto verifica-se que em grande parte dos casos, os valores de dimensionamento são condicionados, para a generalidade de valores baixos de  $k_h$ , pela capacidade de carga e, para os valores mais altos deste coeficiente sísmico, pelo escorregamento pela base.

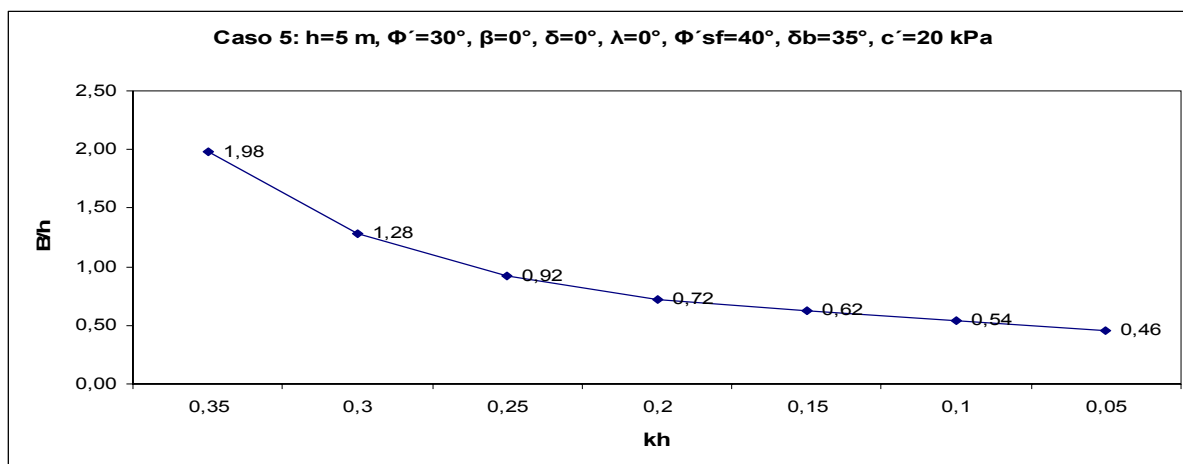
É de referir mais uma vez que o derrubamento nunca se revelou, para qualquer um dos casos estudados, como estado limite condicionante.

Outro aspecto importante a salientar é o **valor de  $k_h$  a partir do qual o dimensionamento sísmico é condicionante**.

Como anteriormente foi mencionado, o que se pode dizer sobre este aspecto é que, a partir de um valor de  $k_h$  igual a 0,1, o dimensionamento sísmico é sempre condicionante.

Em relação ao valores de dimensionamento obtidos quando  $k_h$  tem o seu valor mais baixo, existem casos em que o dimensionamento estático é condicionante, isto é, não verificam o EC7, mas também existe uma parte dos casos em que este Eurocódigo é verificado e portanto o coeficiente sísmico condicionante para o dimensionamento sísmico é  $k_h=0,05$ .

Tal pode ser constatado na Figura 4.17 que mostra exactamente um dos casos em que o que acaba de ser dito se verifica.



Nota 1: Estado Limite Condicionante:  
 Capacidade de carga  $k_h=0,05-0,20$   
 Escorregamento  $k_h=0,20-0,35$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$

Figura 4.17- Caso em que dimensionamento sísmico é condicionante para  $k_h=0,05$ : Valores de B/h

Outra conclusão importante resultante da análise dos resultados são **os intervalos de valores dos coeficientes de segurança globais** dos modos de rotura condicionantes bem como a sua fiabilidade.

De facto, como já foi referido atrás, de entre os três modos de rotura estudados, são condicionantes para o dimensionamento deste tipo de muros o escorregamento pela base, nos casos em que a coesão tem o seu valor mais alto e para a generalidade dos valores de  $k_h$ , enquanto que para os restantes casos

a capacidade de carga assume-se como estado limite condicionante, sobretudo para valores de  $k_h$  médios a baixos. De facto, mesmo nestes últimos casos mencionados, o escorregamento pela base continua a ser condicionante para os valores mais altos do coeficiente sísmico horizontal.

Começando pelo escorregamento pela base, é de referir que o respectivo coeficiente global de segurança foi calculado em duas versões distintas conforme as expressões que seguidamente se apresentam:

$$FS_{esc1} = \frac{\sum_{i=1}^3 W_i \operatorname{tg} \delta_b (1 \pm k_v) - k_h \sum_{i=1}^3 W_i}{I_a \cos \delta + \Delta I_{as} \cos \delta - I_a \operatorname{sen} \delta \operatorname{tg} \delta_b - \Delta I_{as} \operatorname{sen} \delta \operatorname{tg} \delta_b} \quad (4.1)$$

$$FS_{esc2} = \frac{\sum_{i=1}^3 W_i \operatorname{tg} \delta_b (1 \pm k_v)}{I_a \cos \delta + \Delta I_{as} \cos \delta - I_a \operatorname{sen} \delta \operatorname{tg} \delta_b - \Delta I_{as} \operatorname{sen} \delta \operatorname{tg} \delta_b + k_h \sum_{i=1}^3 W_i} \quad (4.2)$$

Após análise de todos valores deste coeficiente em ambas as versões, concluiu-se que ele se encontra dentro de determinados intervalos que a seguir se apresentam:

$$FS_{esc1} \in [1,23;1,76]$$

$$FS_{esc2} \in [1,11;1,32]$$

Procurou-se também fazer um estudo da dispersão de cada um dos coeficientes anteriores em relação ao correspondente valor máximo, estudo este feito para cada valor de  $k_h$  e usando uma expressão para o cálculo da dispersão que seguidamente se apresenta.

Começou-se por calcular, para cada valor de  $k_h$ , o desvio de cada valor do coeficiente global em relação ao valor máximo, desvio esse calculado sob a forma de uma percentagem:

$$\Delta FS_i = \left( \frac{FS_{máx} - FS_i}{FS_{máx}} \right) * 100 \quad (4.3)$$

A dispersão, para cada valor do coeficiente sísmico, será a média dos desvios de cada valor em relação ao valor máximo:

$$\Psi = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta FS_i}{n} \quad (4.4)$$

Seguidamente propõe-se a análise e posterior comentário do Quadro 4.2 que representa os valores desta dispersão para cada um dos coeficientes globais de segurança calculados, tendo sempre em conta que estão representados os valores desta grandeza para cada um dos valores do coeficiente sísmico  $k_h$ .

	$k_h=0,35$	$k_h=0,30$	$k_h=0,25$	$k_h=0,20$	$k_h=0,15$	$k_h=0,10$	$k_h=0,05$
$FS_{esc1}$	10,84	18,51	23,54	20,89	25,49	26,87	
$FS_{esc2}$	14,71	12,13	11,75	7,49	8,28	7,17	
$FS_Q$		63,72	64,79	59,31	53,85	50,83	42,61

Quadro 4.2-Dispersão  $\Psi$  (%) em torno do valor máximo

Como se pode concluir, a dispersão de  $FS_{esc1}$  em relação ao seu valor máximo é crescente à medida que  $k_h$  diminui, enquanto o contrário se passa em relação a  $FS_{esc2}$  cuja dispersão decresce com a diminuição do coeficiente sísmico. Dado que a dispersão de  $FS_{esc2}$  é consideravelmente menor que a de  $FS_{esc1}$ , este é um factor que abona em favor da fiabilidade desta segunda versão do coeficiente global de segurança ao escorregamento pela base.

Em relação a  $FS_Q$ , verifica-se que a dispersão é grande qualquer que seja o valor de  $k_h$  e que é tendencialmente decrescente com o decréscimo deste.

Seguidamente, irá ser feito um comentário mais detalhado sobre a gama de valores correspondente a cada uma das versões do coeficiente global de segurança ao escorregamento pela base.

Para a primeira versão deste coeficiente global de segurança ao escorregamento  $FS_{esc1}$ , após análise dos resultados, diversas conclusões imediatas podem ser tiradas, conforme se apresenta de seguida.

- Os valores mais altos são os valores em que o coeficiente sísmico horizontal  $k_h=0,35$  e para os casos em que  $\delta_b$  tem o seu valor mínimo;
- Não se pode ser conclusivo em relação à associação dos valores máximos  $FS_{esc1}$ , para cada valor do coeficiente sísmico, com os valores de  $\delta_b$  que, como referido atrás, se apresenta como um parâmetro fundamental para o cálculo ao estado limite a que este coeficiente diz respeito.
- Este coeficiente tem uma tendência decrescente com a diminuição do valor de  $k_h$ , salvo algumas irregularidades pontuais que anteriormente se tentaram explicar.
- Quando o estado limite condicionante é o escorregamento pela base, os valores deste coeficiente encontram-se dentro do intervalo referido anteriormente e são decrescentes com a diminuição do valor de  $k_h$  conforme acaba de ser dito. No entanto, quando o estado limite passa a ser a capacidade de carga, naturalmente  $FS_{esc1}$  passa a assumir valores maiores que o limite inferior do intervalo de variação e que podem mesmo exceder o seu valor máximo uma vez que este estado limite condicionante implica valores de dimensionamento maiores do que os que seriam necessários para satisfazer a segurança ao estado limite a que este coeficiente se refere.
- Como se depreende da análise do quadro anterior, a dispersão de  $FS_{esc1}$  em relação ao seu valor máximo é crescente à medida que  $k_h$  diminui.

Em relação a  $FS_{esc2}$ , e analisados os seus valores, concluem-se também dois aspectos importantes.

- Na generalidade, para cada valor de  $k_h$ , os valores mais altos de  $FS_{esc2}$  aparecem para os casos em que  $\delta_b=35^\circ$ .

- Este coeficiente é tendencialmente crescente com a diminuição do valor de  $k_h$  e quase não apresenta excepções a este comportamento.

Discute-se agora a fiabilidade dos dois coeficientes. Ao analisar o intervalo de variação de cada um deles, e tendo em conta que os muros em estudo estão dimensionados sísmicamente todos com a mesma segurança pois  $\gamma_M=1,1$  para todos, a seguinte conclusão pode ser tirada.  $FS_{esc2}$  é um coeficiente mais fiável pois, para muros dotados da mesma segurança, os seus valores têm uma maior constância, isto é, encontram-se num intervalo mais estreito. Consequentemente a sua dispersão é também mais baixa.

Em relação a  $FS_{esc1}$ , além da relativamente elevada dispersão em relação ao máximo, os seus valores são mais variáveis o que não abona em favor da sua fiabilidade.

Analisa-se agora o coeficiente de segurança global relativo ao outro estado limite condicionante, a capacidade de carga.

Este coeficiente  $FS_Q$  tem um intervalo de variação mais alargado, como seguidamente se mostra:

$$FS_Q \in [1,67;4,38]$$

Após uma análise mais detalhada dos seus resultados, poder-se-á tirar uma conclusão importante:

Os valores mais próximos do valor máximo de  $FS_Q$  (e este inclusive) surgem sempre nos casos em que o maciço de fundação é constituído por um solo de boa resistência, isto é, detentor de um ângulo de atrito  $\Phi'_{sf}$  alto, e em que  $c'$  tem o seu valor máximo, ou seja, nos casos em que  $c'=60$  Kpa. Tal fica a dever-se essencialmente a 3 razões que seguidamente se expõem e que resultam da diferença dos valores usados no dimensionamento pelo EC8 e no cálculo de  $FS_Q$ :

- No cálculo dos coeficientes de segurança globais, como é sabido, o ângulo de atrito do solo de fundação a usar no cálculo de  $FS_Q$  é o seu valor característico, portanto de valor mais elevado do que o valor de cálculo do mesmo parâmetro usado para o dimensionamento pelo EC8. Ora verifica-se, após análise dos valores dos factores de capacidade de carga num caso e noutro, que estes aumentam com o ângulo  $\Phi'_{sf}$ . O que importa realçar é que a diferença entre os valores correspondentes desses factores é tanto maior quanto mais alto for o valor de  $\Phi'_{sf}$ . Daí resulta exactamente que para um solo de fundação como o atrás referido este aumento dos factores de capacidade de carga leve a que  $FS_Q$  assume valores mais elevados do que seria de esperar;
- Outro factor importante para estes valores anormalmente altos resulta do facto de uma das parcelas da expressão de  $q_{ult}$ , neste caso a primeira, aumentar muito ao passar do cálculo pelo EC8 para o cálculo dos coeficientes globais de segurança. Na realidade, os três factores da referida parcela aumentam, no que resulta um acréscimo significativo da mesma e consequente aumento de  $q_{ult}$ . O Quadro 4.2 mostra os valores desta parcela para o caso 12 e procura ilustrar isto mesmo;
- Por último, importa referir que ao passar do cálculo pelo EC8 para o correspondente aos coeficientes globais de segurança e, como estes valores altos de  $FS_Q$  correspondem a valores baixos do coeficiente sísmico, e portanto, a valores pequenos de dimensionamento da largura do muro, a variação positiva percentual de  $B'$  influencia determinantemente a capacidade

resistente da fundação e, por consequência, o valor do respectivo coeficiente global de segurança.

c'N <sub>cj<sub>c</sub></sub> (kPa)	
EC8	FS's
619,93	1235,48

Quadro 4.3- Valores da parcela c'N<sub>cj<sub>c</sub></sub> para o caso 12

Em jeito de conclusão, importa notar que o que foi dito em relação a  $FS_{escI}$  quando o estado limite condicionante não é o escorregamento pela base, tem paralelo quanto a  $FS_Q$  nas situações em que o estado limite condicionante não é a capacidade de carga.

Na realidade, quando tal se passa, este último coeficiente assume valores que saem fora do intervalo de variação anteriormente representado, uma vez que os seus valores excedem o seu limite superior como seria de esperar pela razão anteriormente exposta e que se resume no seguinte: quando o estado limite condicionante é o escorregamento pela base, os valores de dimensionamento que verificam a segurança a este estado são superiores aos estritamente necessários para que esteja assegurada a segurança à capacidade de carga da fundação, levando consequentemente a valores  $FS_Q$  anormalmente altos.



# 5

## CONCLUSÕES

Procura-se neste derradeiro capítulo fazer um resumo das principais conclusões resultantes da elaboração do presente trabalho.

O principal objectivo do mesmo, como foi já referido, é o dimensionamento sísmico à luz do EC8 de muros em L que verificavam o cálculo estático pelo EC7 e posterior determinação dos coeficientes globais de segurança aos três modos de roturas condicionantes.

Tal propósito foi atingido com a realização de um estudo paramétrico, cujo desenvolvimento foi explanado no Capítulo 2, e materializado através da programação de uma folha Excel, conforme foi exposto no Capítulo 3 e cujo fluxograma de funcionamento se encontra nele incluído.

Analisados os resultados obtidos, passa-se de seguida à exposição das principais conclusões inferidas.

Assim sendo, e em relação ao estado limite condicionante, é de realçar que ele é de difícil definição. O escorregamento pela base aparece como condicionante nos casos em que a coesão assume valores elevados, passando a capacidade de carga a estado limite condicionante nos casos em que este parâmetro tem valor nulo. No entanto, para a grande maioria dos casos, verifica-se que a capacidade de carga se revela como condicionante para os valores mais baixos de  $k_h$  e o escorregamento pela base para os valores mais altos deste coeficiente sísmico. Conclui-se este aspecto dizendo que o derrubamento em caso algum se mostrou condicionante.

Outro aspecto teria a ver com a inclusão ou não do efeito do impulso passivo nas três verificações de segurança aos estados limites que eventualmente implicariam rotura. Ora verificou-se que a inclusão deste efeito implicava ganhos desprezáveis em termos dos coeficientes de segurança globais pelo que se achou por bem desprezá-lo, dada a possibilidade de as terras em frente do muro poderem ser no futuro removidas.

No que concerne ao coeficiente sísmico vertical  $k_v$ , condicionante para o dimensionamento, concluiu-se que seria o -  $k_v$  para valores de  $k_h$  até 0,1. Para  $k_h=0,05$  não foi possível ser tão conclusivo pelas razões expostas no capítulo precedente.

Pode ainda ser deduzido que existe, de facto, uma grande dependência dos valores de dimensionamento da largura do muro em relação aos valores de  $k_h$ , com o que se explica que para grandes valores deste coeficiente se possa chegar a muros extremamente largos.

Quanto à influência dos diversos parâmetros intervenientes no estudo, aconselha-se uma leitura atenta do capítulo 4 onde a mesma se encontra mais pormenorizadamente exposta e ilustrada com exemplos.

Por último, apresentam-se agora as principais conclusões a extrair do trabalho efectuado. Estas dizem respeito aos intervalos de variação dos coeficientes de segurança globais que foram determinados.

Em relação ao escorregamento pela base, optou-se pelo cálculo do respectivo coeficiente global sob a forma de duas versões. As expressões que lhes dizem respeito foram já amplamente recordadas e faz-se agora referência, mais uma vez, ao intervalo de variação dos valores dos coeficientes. Assim, tem-se que:

$$FS_{esc1} \in [1,23;1,76]$$

$$FS_{esc2} \in [1,11;1,32]$$

Em relação a  $FS_{esc1}$ , é de notar que os seus valores têm uma tendência decrescente com a diminuição dos valores de  $k_h$  com excepção das irregularidades anteriormente explicadas. A sua dispersão é grande e o seu intervalo de variação de amplitude apreciável.

Quanto a  $FS_{esc2}$ , as curvas que o representam apresentam uma monotonia crescente. Conforme visto no anterior capítulo, os seus valores apresentam uma dispersão muito menor que a dos valores de  $FS_{esc1}$ , bem como um intervalo de variação bem mais “estrito”.

Conclui-se então, em face do exposto, que  $FS_{esc2}$  se pode considerar mais fiável que  $FS_{esc1}$ .

Tal deve-se ao facto de apresentar uma gama mais estreita de valores e uma menor dispersão em torno do máximo, tendo em conta que os muros para os quais ambos foram determinados possuem todos a mesma segurança, dados os coeficientes de segurança parciais  $\gamma_M=1,1$  para todos eles.

Finalmente, refere-se agora o coeficiente global que diz respeito ao outro estado limite que se revelou como condicionante, isto é, a capacidade de carga.

O respectivo coeficiente global  $FS_Q$  possui uma dispersão muito elevada em relação ao seu valor máximo e um intervalo de variação que seguidamente se representa:

$$FS_Q \in [1,67;4,38]$$

Como se depreende dos valores entre os quais este coeficiente se situa, ele pode atingir valores relativamente altos e que levariam a pensar que o dimensionamento pelo EC8 à capacidade de carga teria sido efectuado com “folga”.

De facto, tal não verificou e os altos valores atingidos pontualmente por  $FS_Q$  foram-no em casos em que o ângulo de atrito do solo de fundação bem como a coesão teriam os seus valores mais elevados, isto é, em maciços de fundação de boa resistência. A explicação para tal facto encontra-se também no anterior capítulo.

# ANEXO 1

## CÁLCULO DOS COEFICIENTES SÍSMICOS

No presente anexo são ilustrados os procedimentos necessários para o cálculo dos coeficientes sísmicos horizontal,  $k_h$ , e vertical,  $k_v$ , de acordo com os Eurocódigos Estruturais, nomeadamente o EC8, e os respectivos documentos nacionais de aplicação.

Em primeiro lugar, tem de ser tida em conta uma grandeza que se denomina aceleração máxima de referência,  $a_{gR}$ . Os seus valores para as várias zonas sísmicas de Portugal, para os dois tipos de acção sísmica, estão representados no Quadro A1.1.

Quadro A1.1- Aceleração máxima de referência  $a_{gR}$  ( $m/s^2$ ) nas várias zonas sísmicas

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gR}$ ( $m/s^2$ )	Zona Sísmica	$a_{gR}$ ( $m/s^2$ )
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,5	2.5	0,8

A partir do valor de  $a_{gR}$ , procede-se ao cálculo do valor da aceleração sísmica (horizontal) num terreno Tipo A,  $a_g$ , fazendo uso da seguinte relação:

$$a_g = a_{gR} \gamma_1 \quad (A1.1)$$

Na equação anterior,  $\gamma_1$  representa o chamado coeficiente de importância. O seu valor é obtido em função da classe de importância da estrutura e do tipo de acção sísmica, conforme se mostra no Quadro A1.2. A classe de importância afecta o valor da aceleração sísmica porque esta última depende do período de retorno considerado. Assim, estruturas mais importantes são logicamente dimensionadas para períodos de retorno maiores. Quanto maior for o período de retorno, menor é a probabilidade de a aceleração de cálculo ser excedida em cada ano.

É de referir que, no caso do estudo realizado, isto é, de muros de suporte, a classe de importância é a classe II.

Quadro A1.2 - Coeficientes de importância  $\gamma_1$ 

Classe de Importância	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2	
		Portugal Continental	Açores
I	0,6	0,8	0,8
II	1,0	1,0	1,0
III	1,6	1,3	1,2
IV	2,1	1,6	1,4

O Quadro A1.3 contém uma proposta de classes de importância de muros de suporte, inspirada no EC0 (Anexo Informativo B – Gestão da Fiabilidade Estrutural em Construções) e no EC8 –I (Quadro 4.3 – Classes de importância para edifícios).

Quadro A1.3 - Classes de importância de muros de suporte

Classe de importância	Descrição dos muros de suporte
I	Muros de desprezável importância para a segurança de pessoas e cujo colapso teria reduzidas consequências económicas, sociais e ambientais, muros agrícolas, etc.
II	Muros correntes, não integrando outras categorias.
III	Muros cuja resistência sísmica é importante para a segurança de pessoas e cujo colapso acarretaria consideráveis prejuízos económicos, sociais ou ambientais.
IV	Muros cuja resistência sísmica é vital, muros cujo colapso afectaria hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, principais vias férreas, auto-estradas e pontes.

Expõe-se de seguida o Quadro A1.4 que mostra a relação entre a aceleração sísmica vertical  $a_{vg}$  e a anteriormente calculada aceleração sísmica horizontal  $a_g$ .

Quadro A1.4 - Relação entre a aceleração sísmica vertical e a aceleração sísmica horizontal

Acção sísmica	$a_{vg}/a_g$
Tipo 1	0,75
Tipo 2	0,95

A aceleração sísmica à superfície pode ser obtida a partir da aceleração sísmica na rocha (terreno do Tipo A) através da aplicação de um factor  $S$ , que tem em conta a amplificação das acelerações.

O Quadro A1.5 mostra os diversos tipos de terreno segundo o EC8 - Parte I.

Quadro A1.5 - Tipos de solo segundo o EC8

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$V_s$ (m/s)	$N_{SPT}$	$c_u$ (kPa)
A	Rocha ou formação rochosa, incluindo no máximo 5 m de material brando à superfície.	> 800	-	-
B	Depósitos de areias muito compactas, cascalhos ou argilas muito rijas com, no mínimo, algumas dezenas de metros de espessura, com progressivo aumento das propriedades mecânicas em profundidade.	360 - 800	> 50	> 250
C	Depósitos espessos de areias compactas a medianamente compactas, cascalhos ou argilas rijas, com espessura de algumas dezenas a muitas centenas de metros.	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos arenosos soltos a médios (com ou sem alguns estratos argilosos moles) ou de solos predominantemente argilosos moles a médios.	<180	<15	<70
E	Terreno contendo uma aluvião superficial com valores de $V_s$ do tipo C ou D e espessura variando entre 5 m e 20 m, sobre materiais mais rijos com $V_s > 800$ m/s			
$S_1$	Depósitos consistindo em ou contendo uma camada de pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com alta plasticidade ( $IP > 40$ ) e alto teor em água.	<100 (indicativo)	-	10 - 20
$S_2$	Depósitos de solos susceptíveis de liquefacção, de argilas colapsíveis ou de outros tipos de solos não incluídos nos tipos acima.			

Os valores do atrás mencionado factor  $S$  para as acções sísmicas tipo 1 e tipo 2 encontram-se expostos no Quadro A1.6.

Quadro A1.6 - Valores do factor  $S$  do solo de fundação para as acções sísmicas tipo 1 e tipo 2

Tipo de Terreno	Zona sísmica 1.1	Zona sísmica 1.2	Zona sísmica 1.3	Zonas sísmicas 1.4 e 1.5	Zonas sísmicas 2.1, 2.2 e 2.3	Zonas sísmicas 2.4 e 2.5
A	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
B	1,2	1,2	1,2	1,3	1,35	1,35
C	1,3	1,4	1,5	1,6	1,5	1,6
D	1,4	1,6	1,8	2,0	1,8	2,0
E	1,4	1,5	1,7	1,8	1,6	1,8

Finalmente estão reunidas as condições que permitem o cálculo dos coeficientes sísmicos horizontal ,  $k_h$ , e vertical ,  $k_v$ .

Assim sendo, e de acordo com o EC8-5, o valor de  $k_h$  a usar no dimensionamento de estruturas de suporte de terras é obtido pela seguinte equação:

$$k_h = (a_g / g)S / r \quad (\text{A1.2})$$

Na expressão anterior,  $r$  é um factor que depende do deslocamento admissível para o muro de suporte e é dado pelo Quadro A1.7:

Quadro A1.7 - Valores do factor de redução  $r$

Tipo de estrutura de suporte		$r$
Muros gravidade livres com deslocamento admissível de	$d_r = 300 a_g \cdot S / g$ (mm)	2,0
Muros gravidade livres com deslocamento admissível de	$d_r = 200 a_g \cdot S / g$ (mm)	1,5
Cortinas ancoradas ou escoradas, muros de betão armado fundados em estacas, paredes periféricas de caves, encontros de pontes		1,0

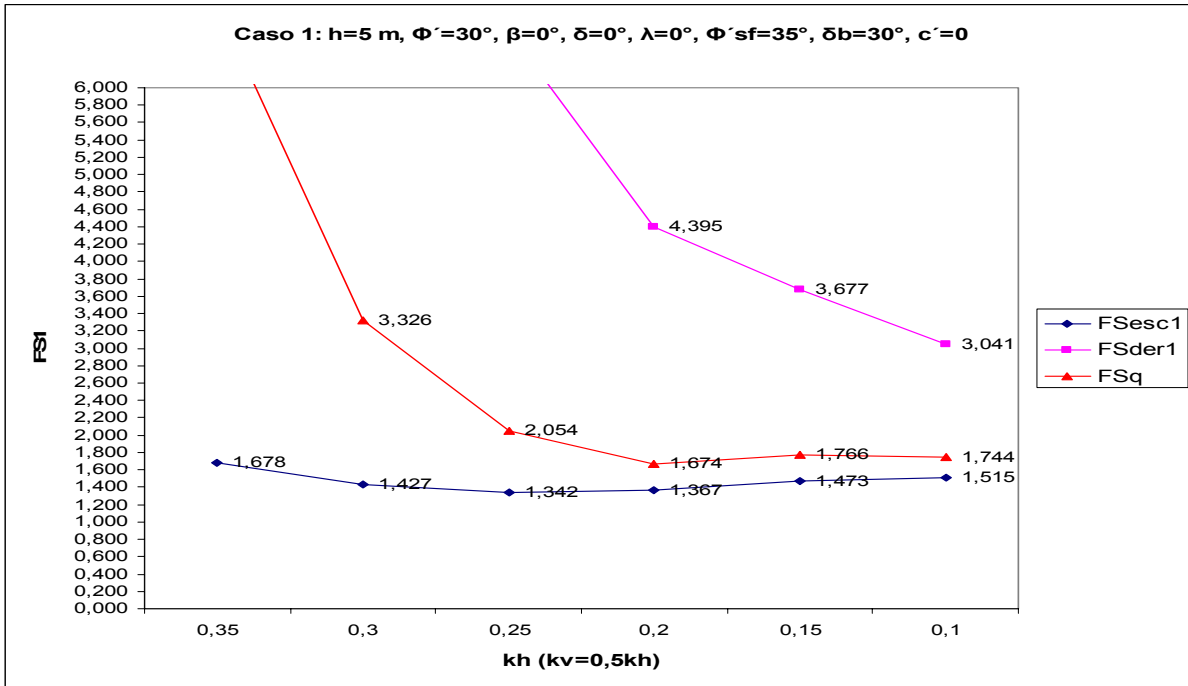
Quanto ao coeficiente sísmico vertical  $k_v$ , ele é dado pelas seguintes expressões:

$$k_v = \pm 0,5k_h \quad \text{se} \quad a_{vg} / a_g > 0,6; \quad k_v = \pm 0,33k_h \quad \text{se} \quad a_{vg} / a_g = 0,6 \quad (\text{A1.3})$$

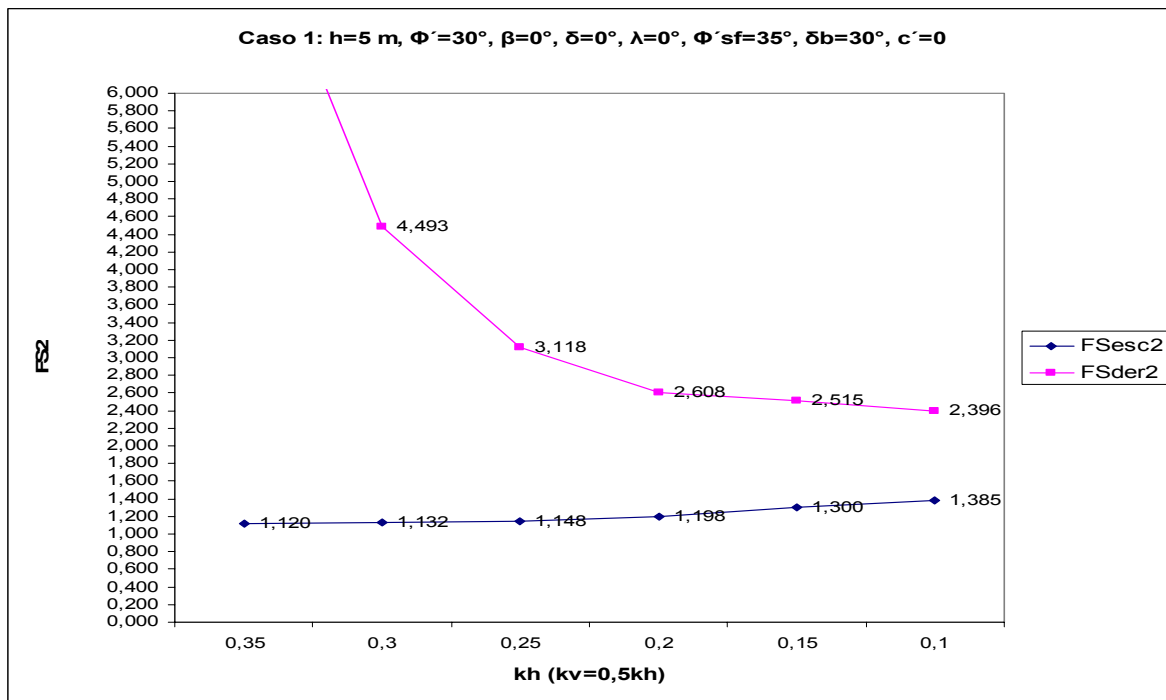
# ANEXO 2

## COMPILAÇÃO DOS GRÁFICOS DOS RESULTADOS

	Maciço Suportado			Solo de Fundação		
	h [m]	$\Phi'$ [°]	$\beta=\delta$ [°]	$\Phi'_{sf}$ [°]	$\delta b$ [°]	$c'$ [kPa]
Caso 1	5	30	0	35	30	0
Caso 2	5	30	0	35	30	20
Caso 3	5	30	0	35	30	60
Caso 4	5	30	0	40	35	0
Caso 5	5	30	0	40	35	20
Caso 6	5	30	0	40	35	60
Caso 7	5	36	0	35	30	0
Caso 8	5	36	0	35	30	20
Caso 9	5	36	0	35	30	60
Caso 10	5	36	0	40	35	0
Caso 11	5	36	0	40	35	20
Caso 12	5	36	0	40	35	60
Caso 13	5	30	10	35	30	0
Caso 14	5	30	10	35	30	20
Caso 14 p	Semelhante ao anterior mas incluindo efeito do impulso passivo					
Caso 15	5	30	10	35	30	60
Caso 16	5	30	10	40	35	0
Caso 17	5	30	10	40	35	20
Caso 18	5	30	10	40	35	60
Caso 19	5	30	15	35	30	0
Caso 20	5	30	15	35	30	20
Caso 21	5	30	15	35	30	60
Caso 22	5	30	15	40	35	0
Caso 22 h	Semelhante ao anterior mas com altura h=10 m					
Caso 23	5	30	15	40	35	20
Caso 24	5	30	15	40	35	60
Caso 25	5	36	12	35	30	0
Caso 26	5	36	12	35	30	20
Caso 27	5	36	12	35	30	60
Caso 28	5	36	12	40	35	0
Caso 29	5	36	12	40	35	20
Caso 30	5	36	12	40	35	60
Caso 31	5	36	18	35	30	0
Caso 32	5	36	18	35	30	20
Caso 33	5	36	18	35	30	60
Caso 34	5	36	18	40	35	0
Caso 35	5	36	18	40	35	20
Caso 36	5	36	18	40	35	60



a)

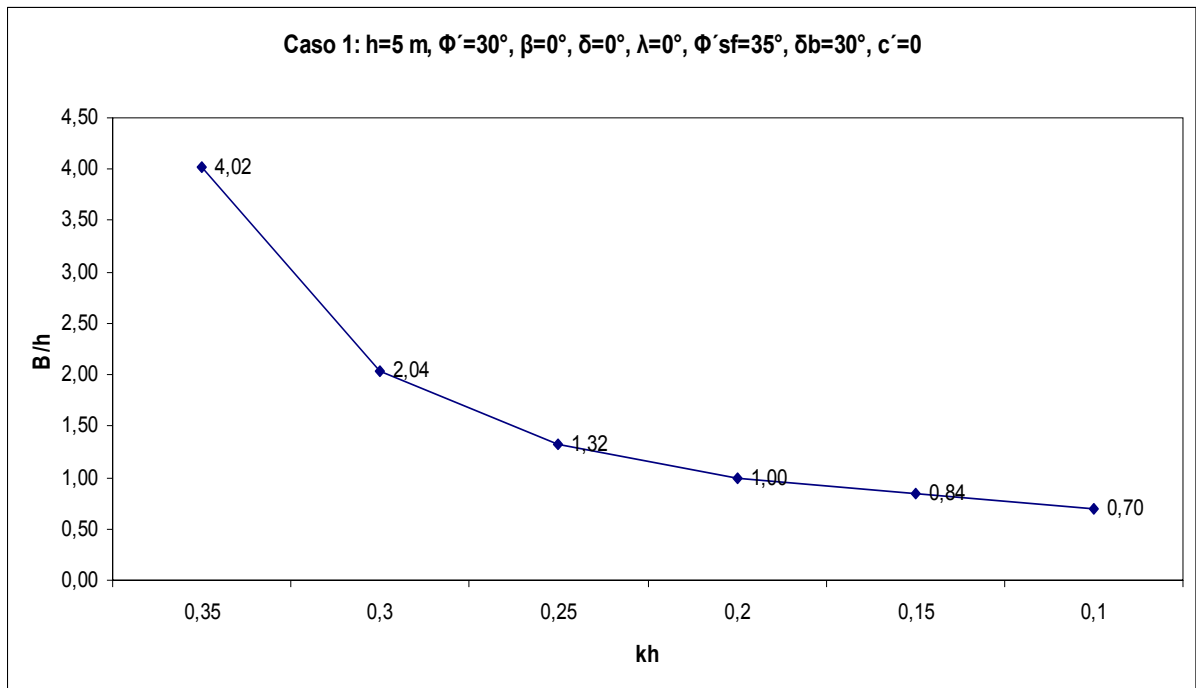


b)

Nota 1: Estado Limite Condicionante  
 Capacidade de carga  $k_h=0,10-0,20$   
 Escorregamento  $k_h=0,25-0,35$

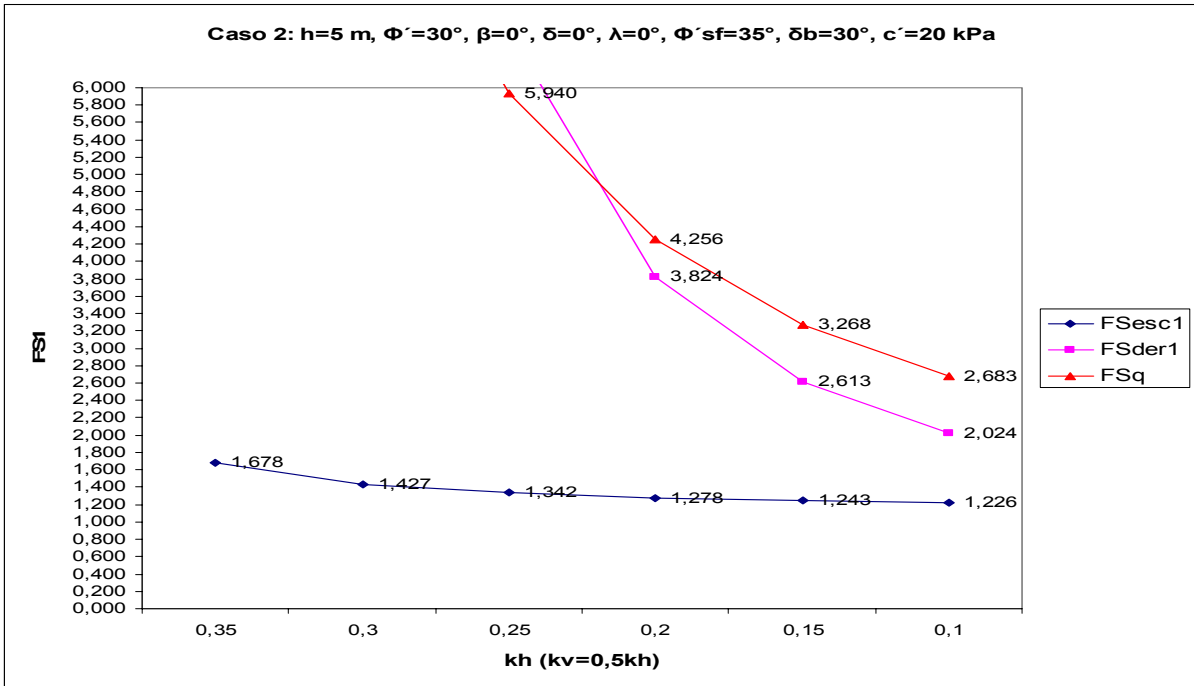
Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$



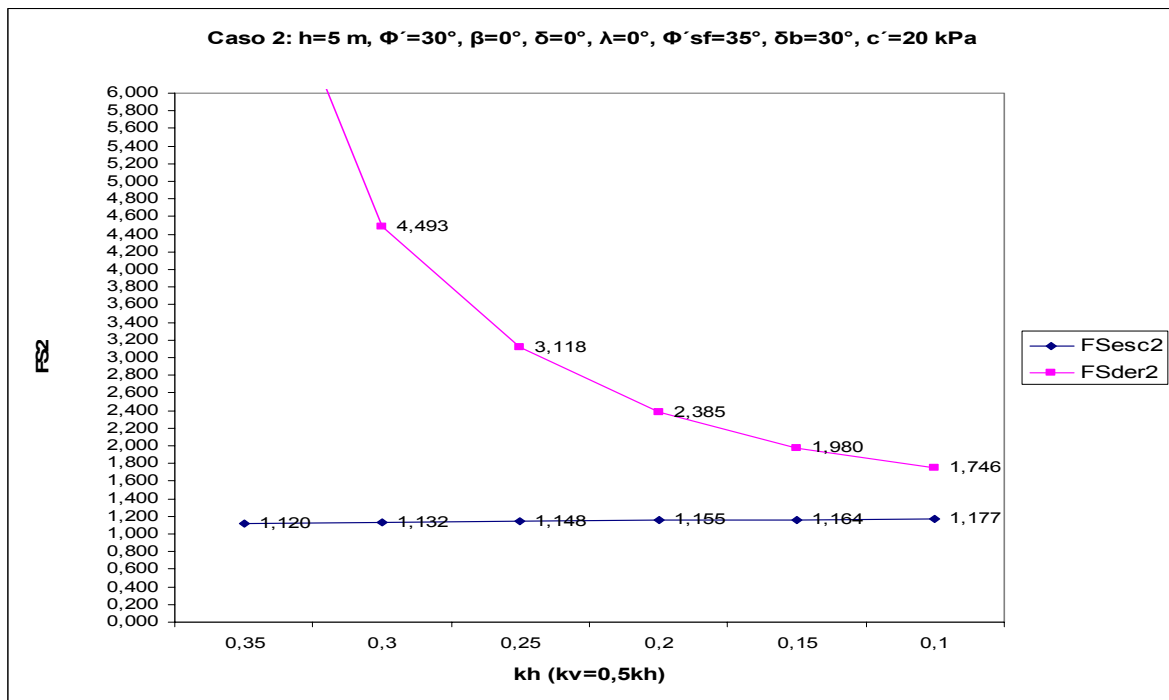


c)

Figura A.1- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ,  $FS_q=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h= f(k_h)$



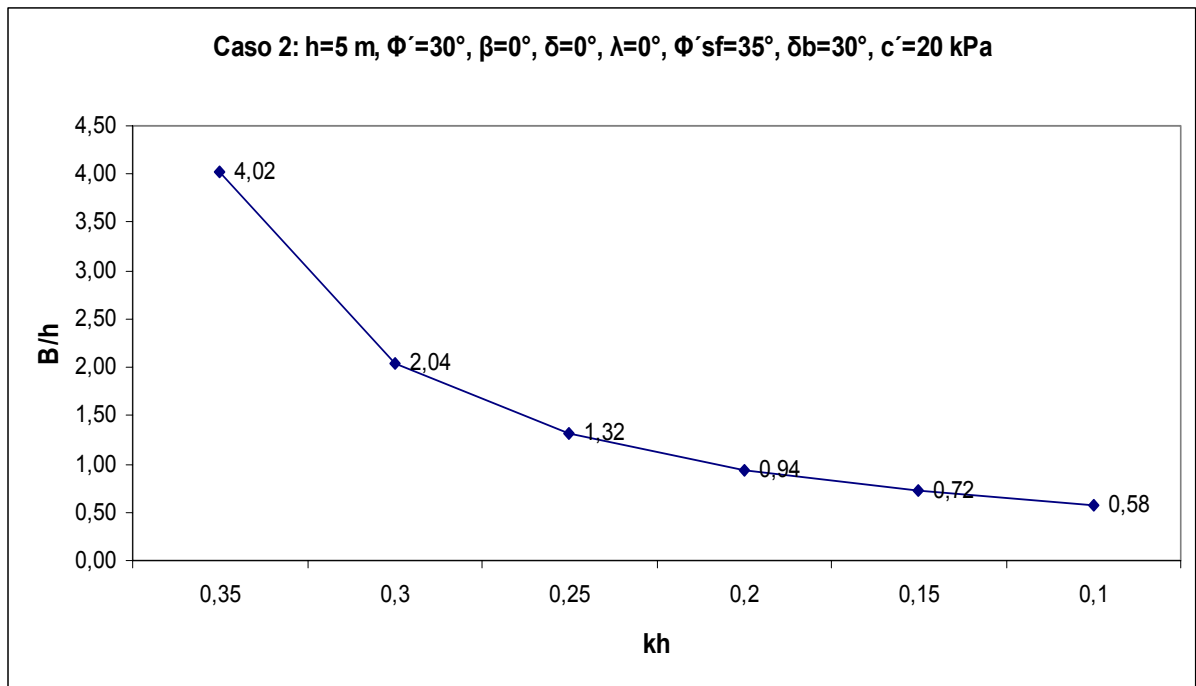
a)



b)

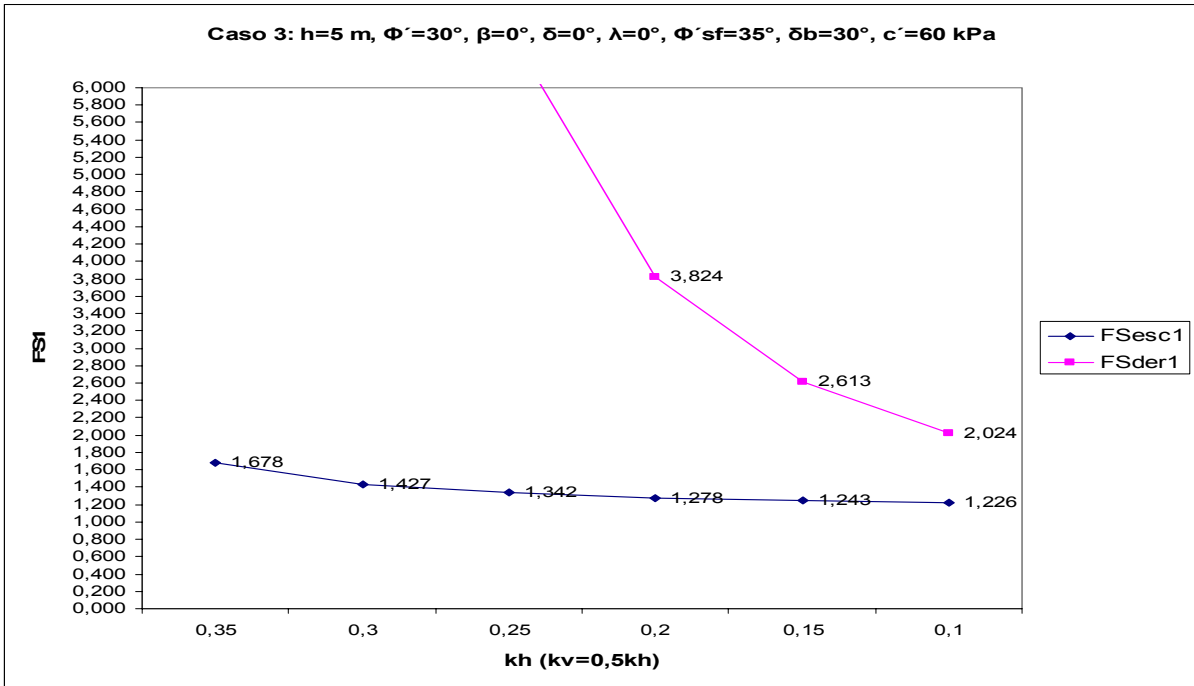
Nota 1: Estado Limite Condicionante  
Escorregamento  $k_h=0,10-0,35$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$

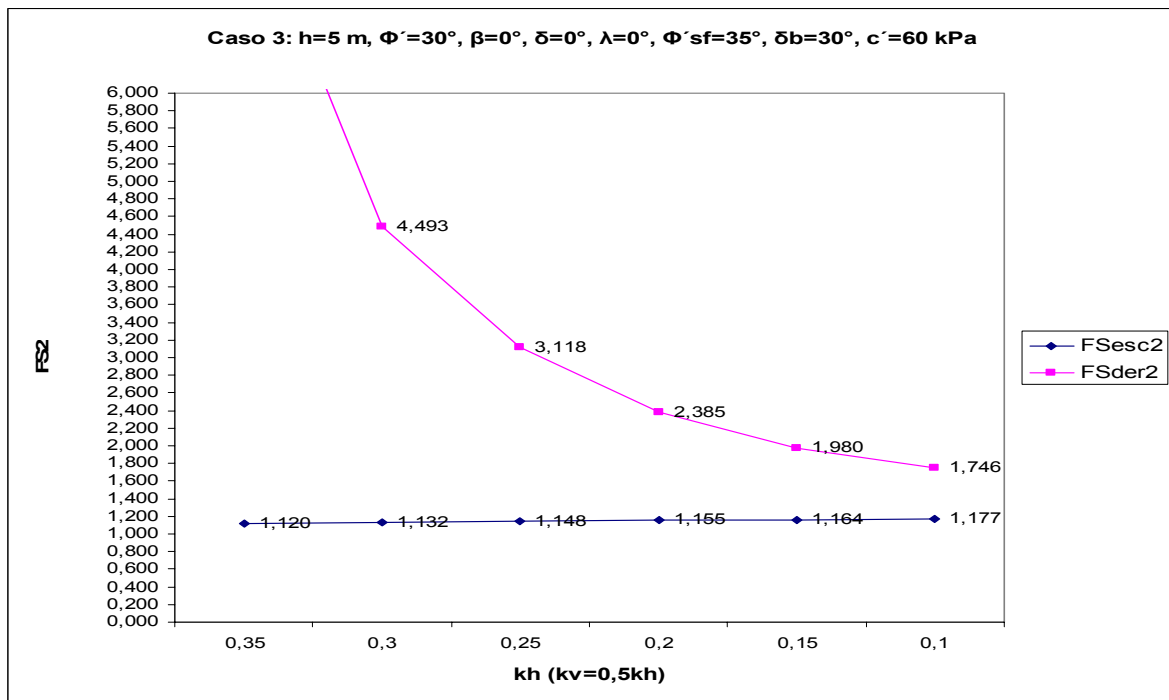


c)

Figura A.2- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ,  $FS_q=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h=f(k_h)$



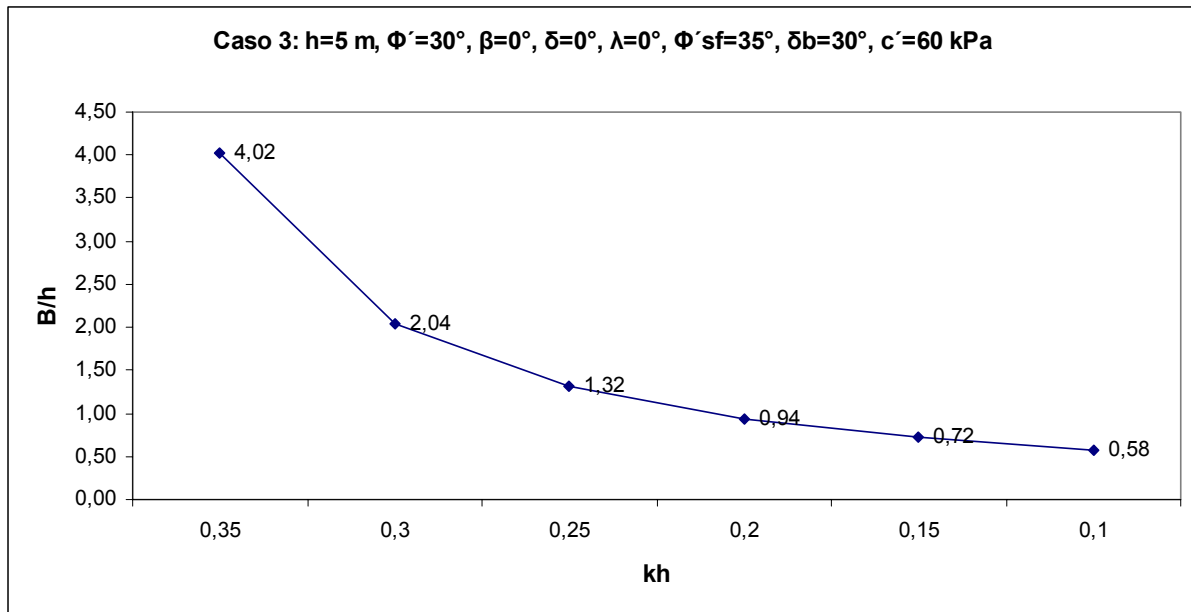
a)



b)

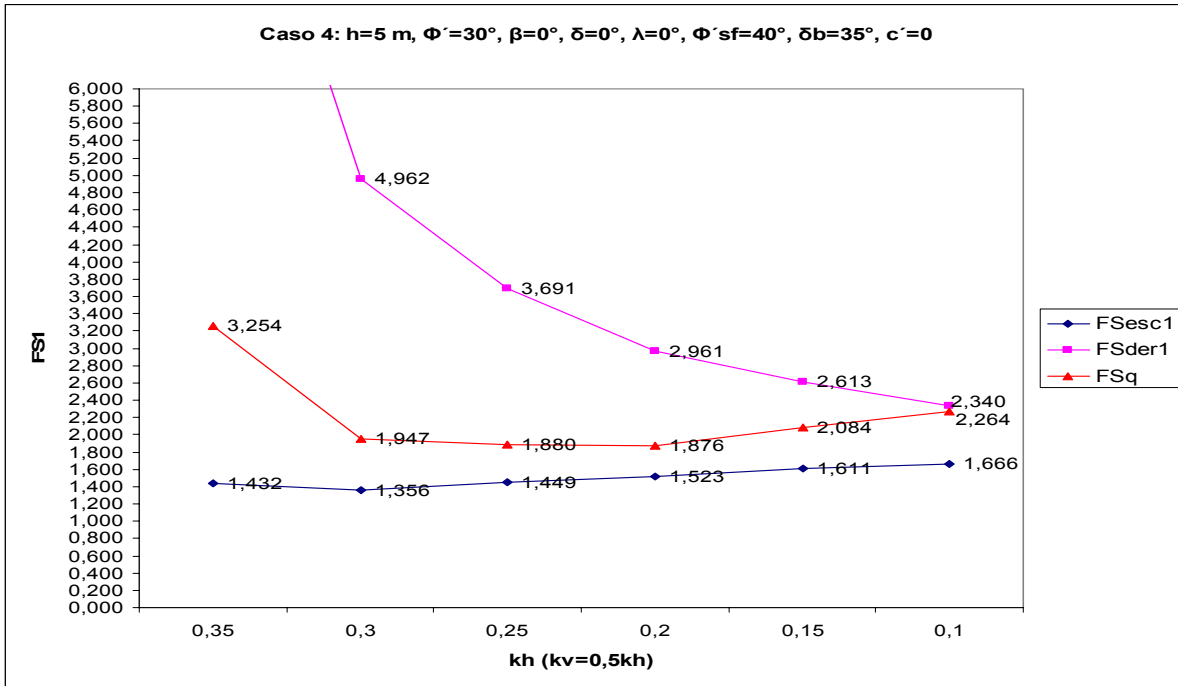
Nota 1: Estado Limite Condicionante:  
Escorregamento  $k_h=0,10-0,35$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$

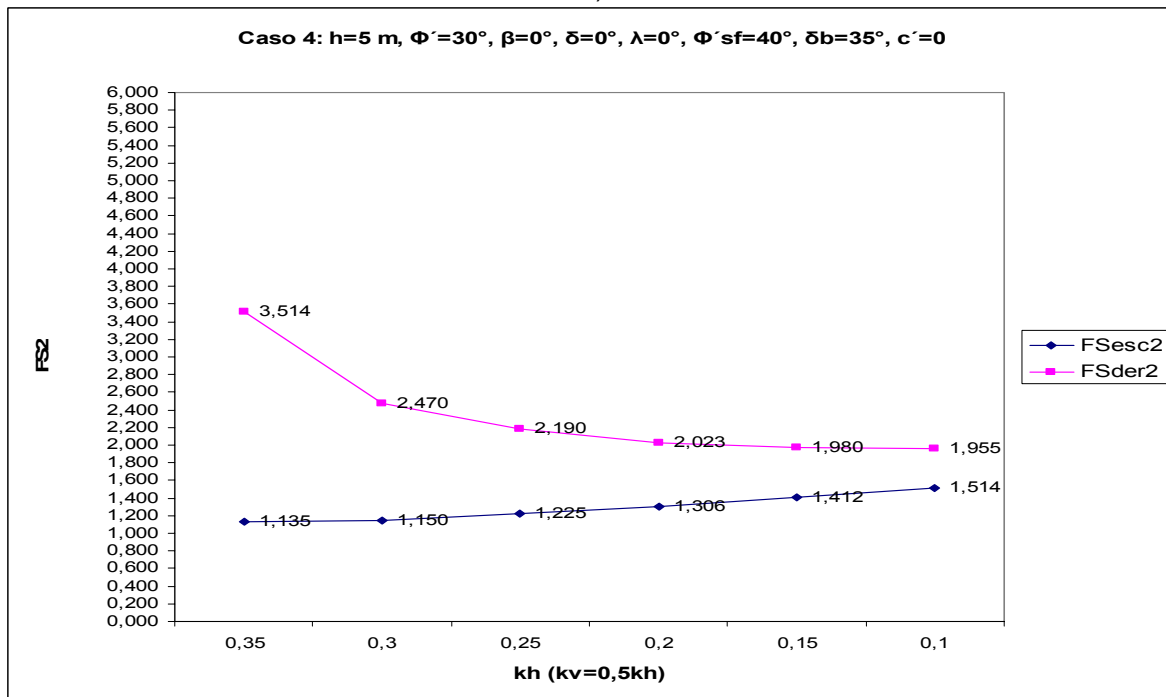


c)

Figura A.3- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h=f(k_h)$



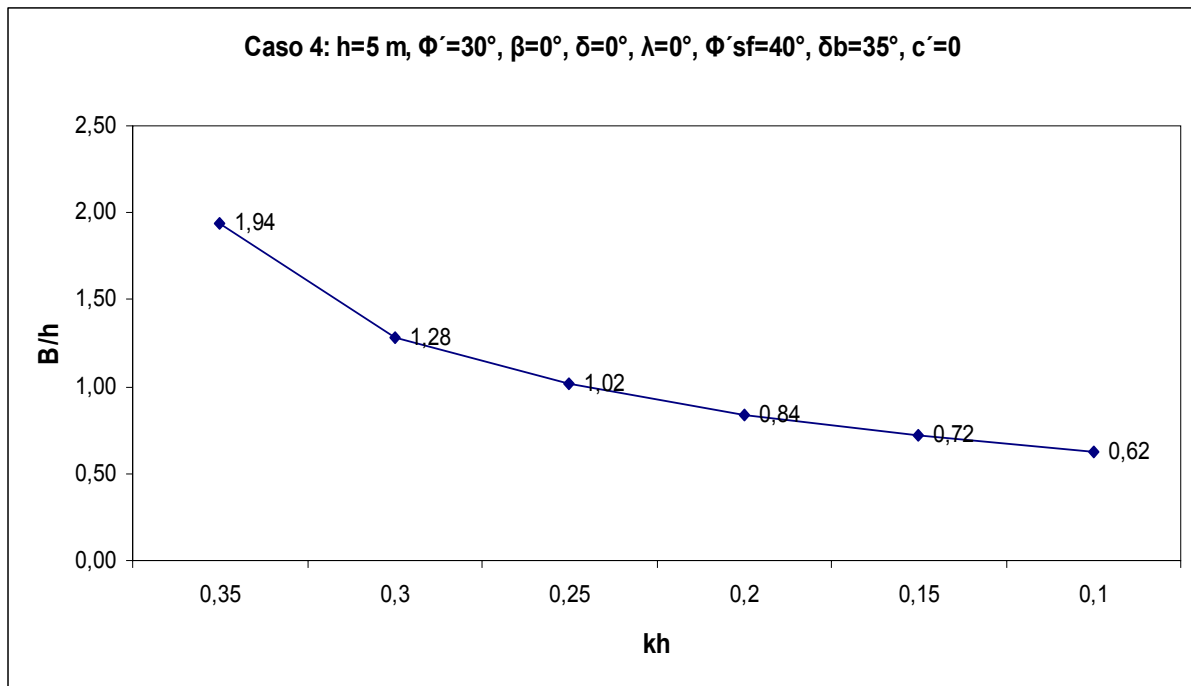
a)



b)

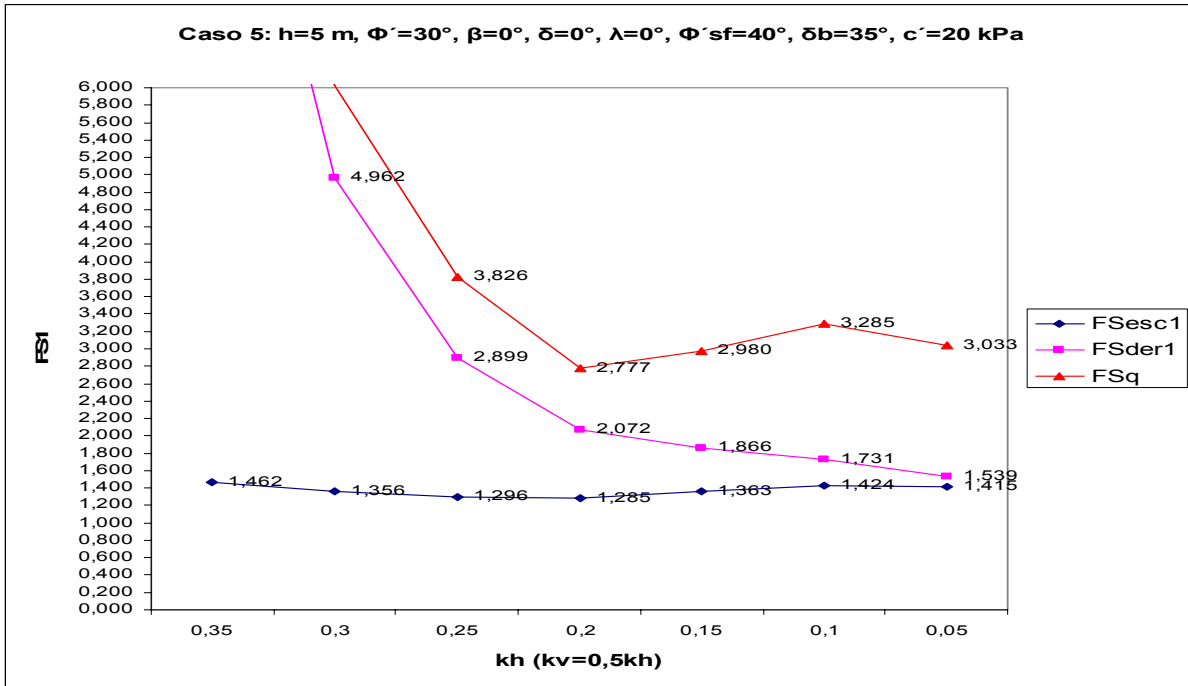
Nota 1: Estado Limite Condicionante:  
 Capacidade de carga  $k_h=0,10-0,30$   
 Escorregamento  $k_h=0,35$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$

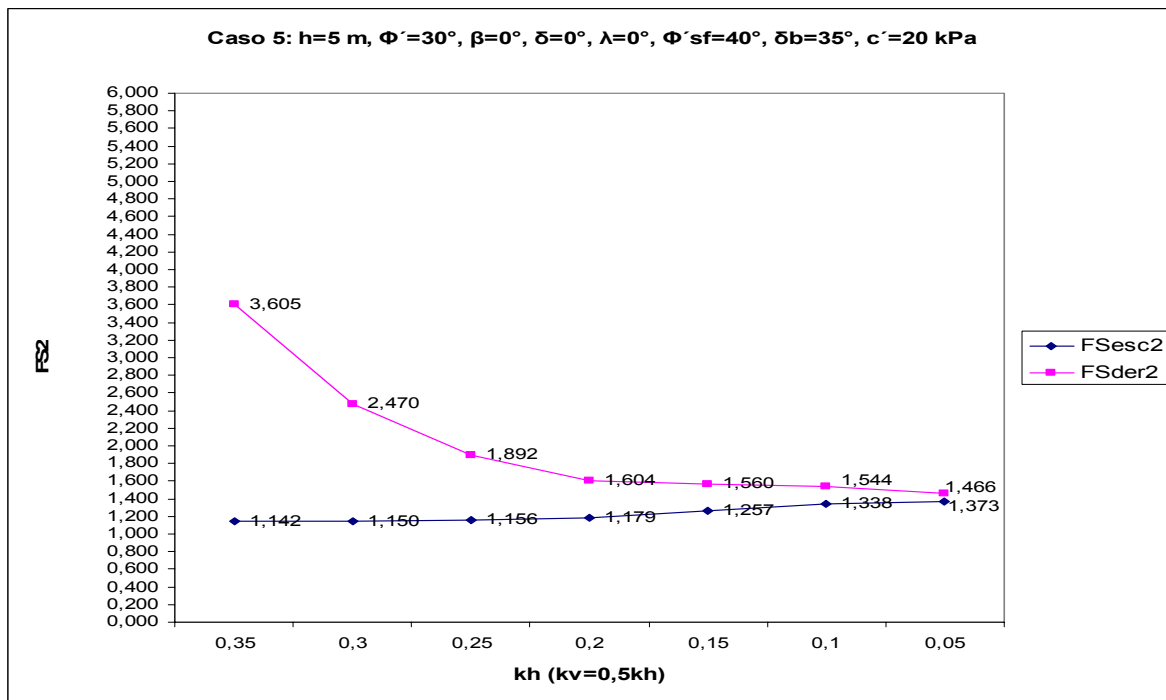


c)

Figura A.4- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ,  $FS_q=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h= f(k_h)$



a)

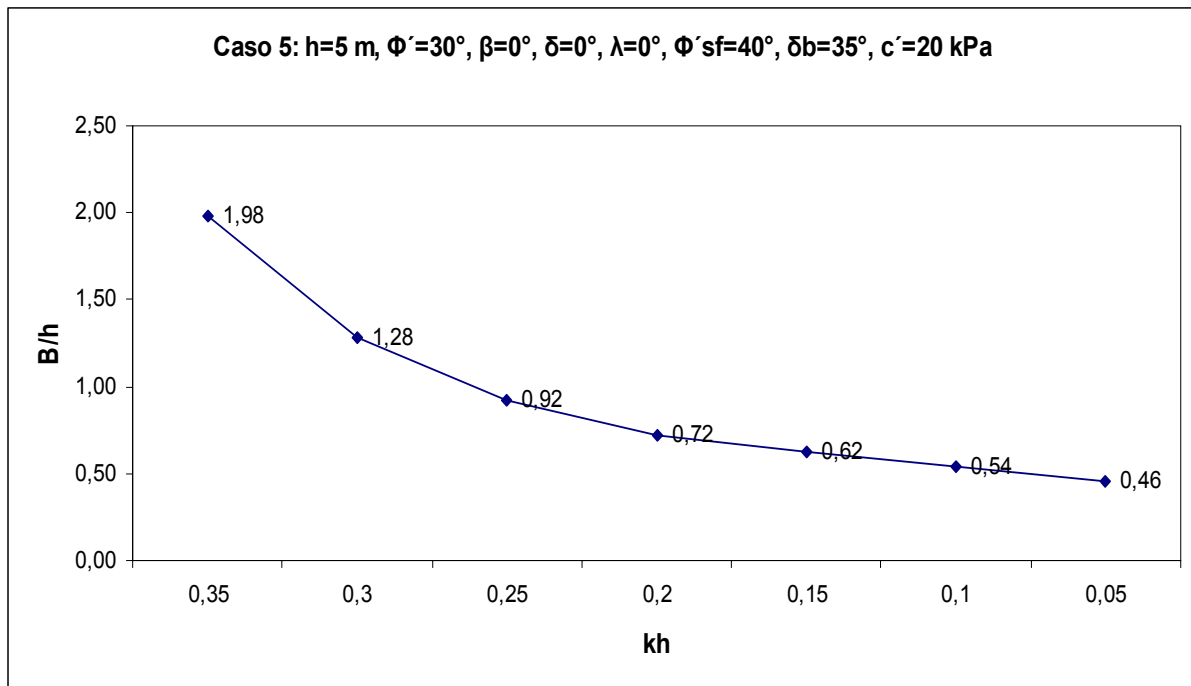


b)

Nota 1: Estado Limite Condicionante:  
 Capacidade de carga  $k_h=0,05-0,20$   
 Escorregamento  $k_h=0,20-0,35$

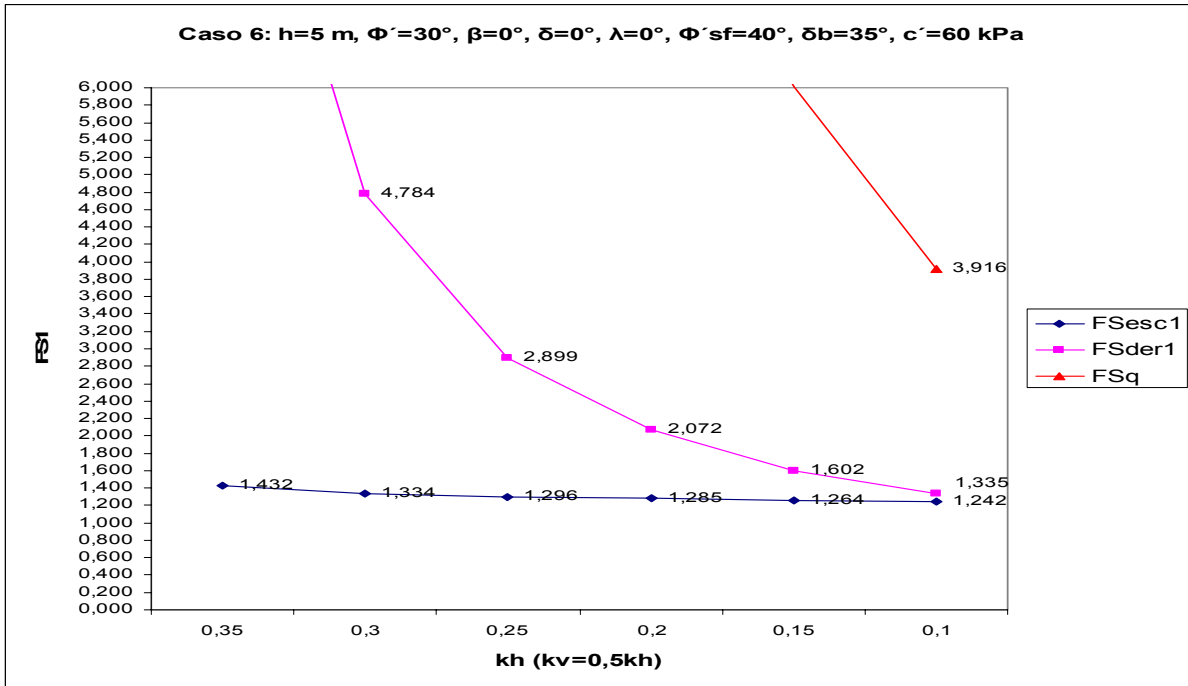
Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$



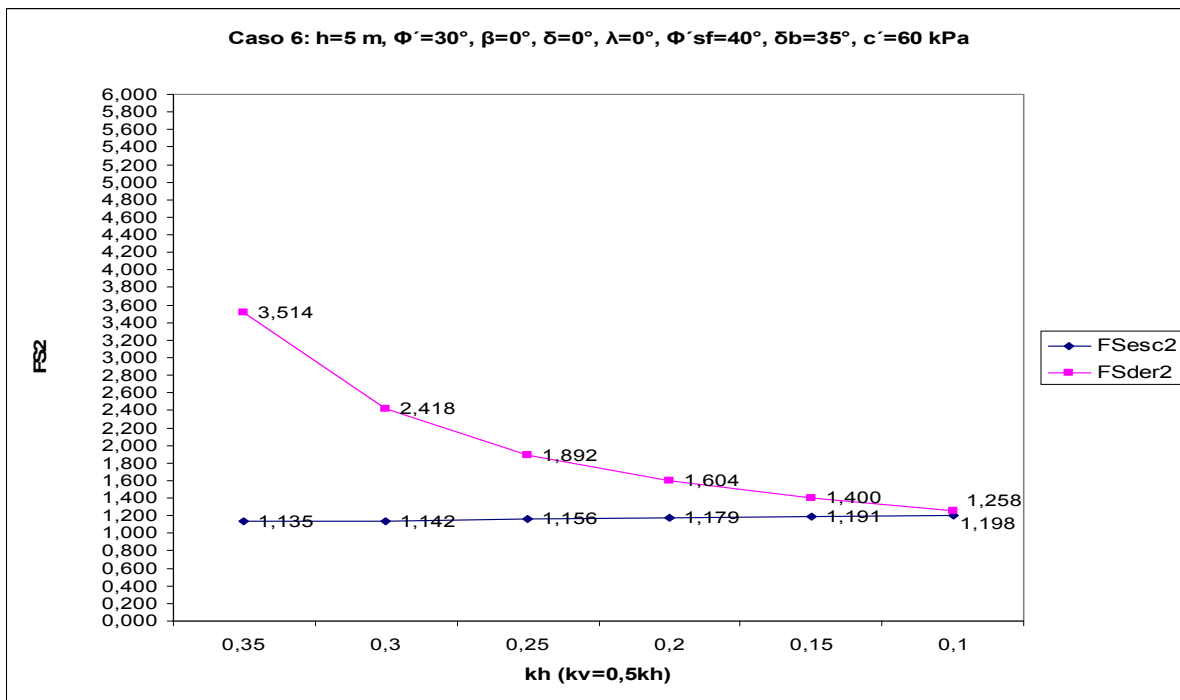


c)

Figura A.5- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ,  $FS_q=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h=f(k_h)$



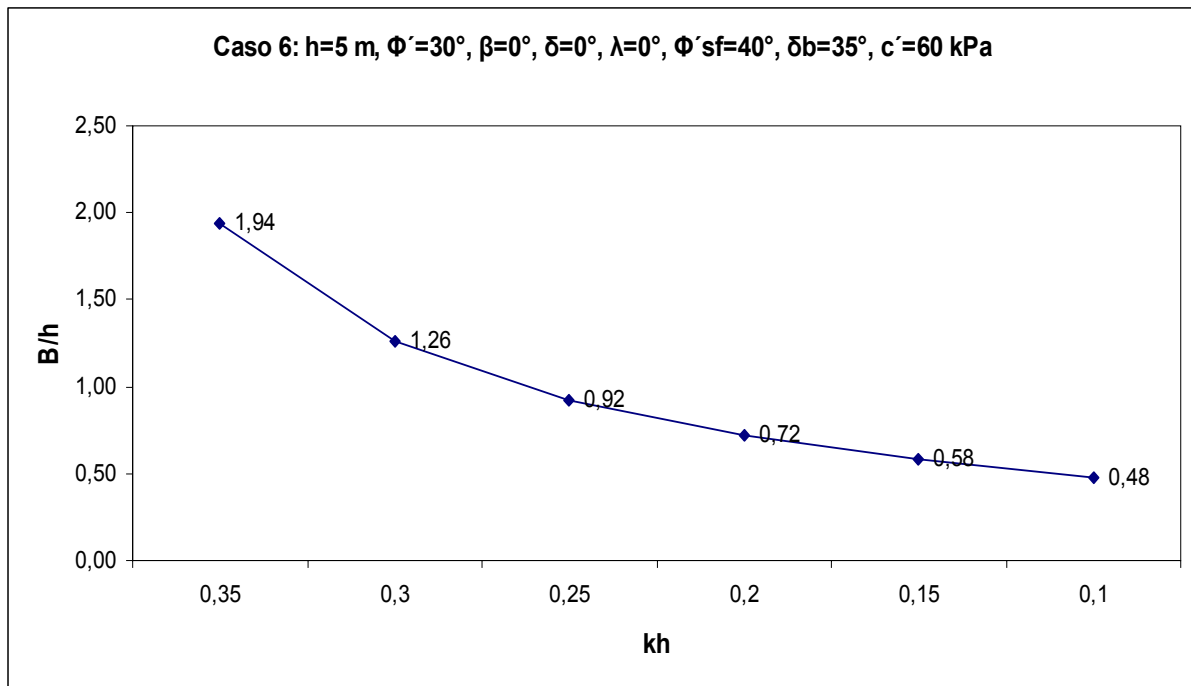
a)



b)

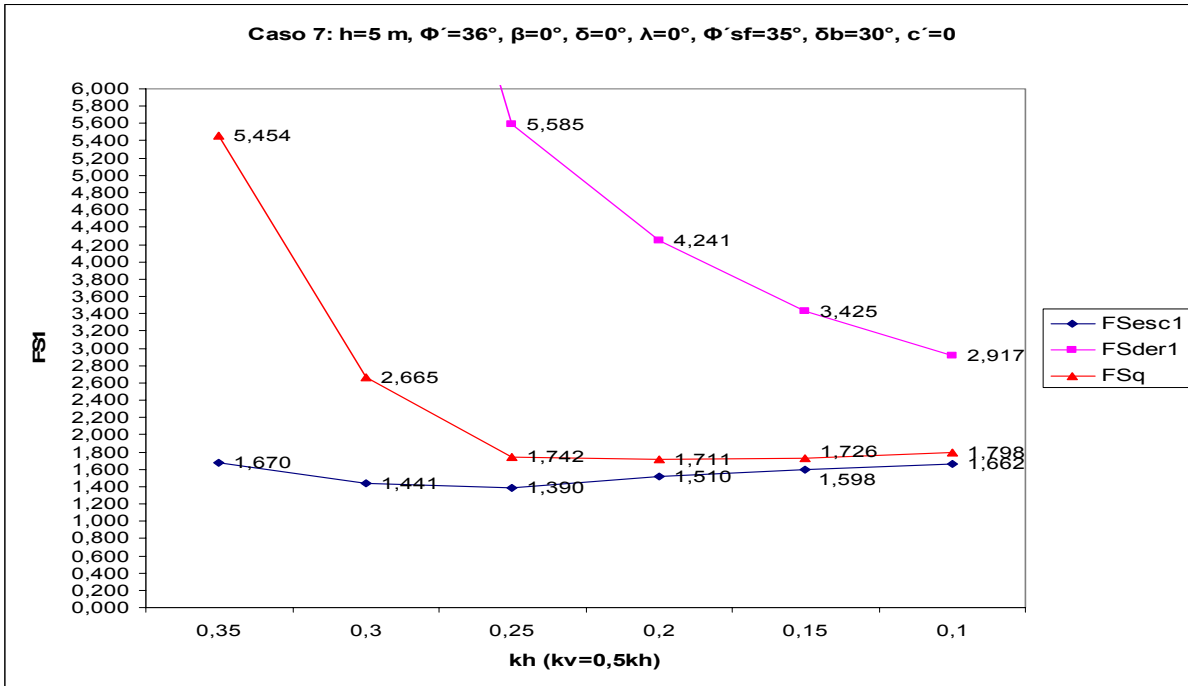
Nota 1: Estado Limite Condicionante:  
 Capacidade de carga  $k_h=0,10$   
 Escorregamento  $k_h=0,15-0,35$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$

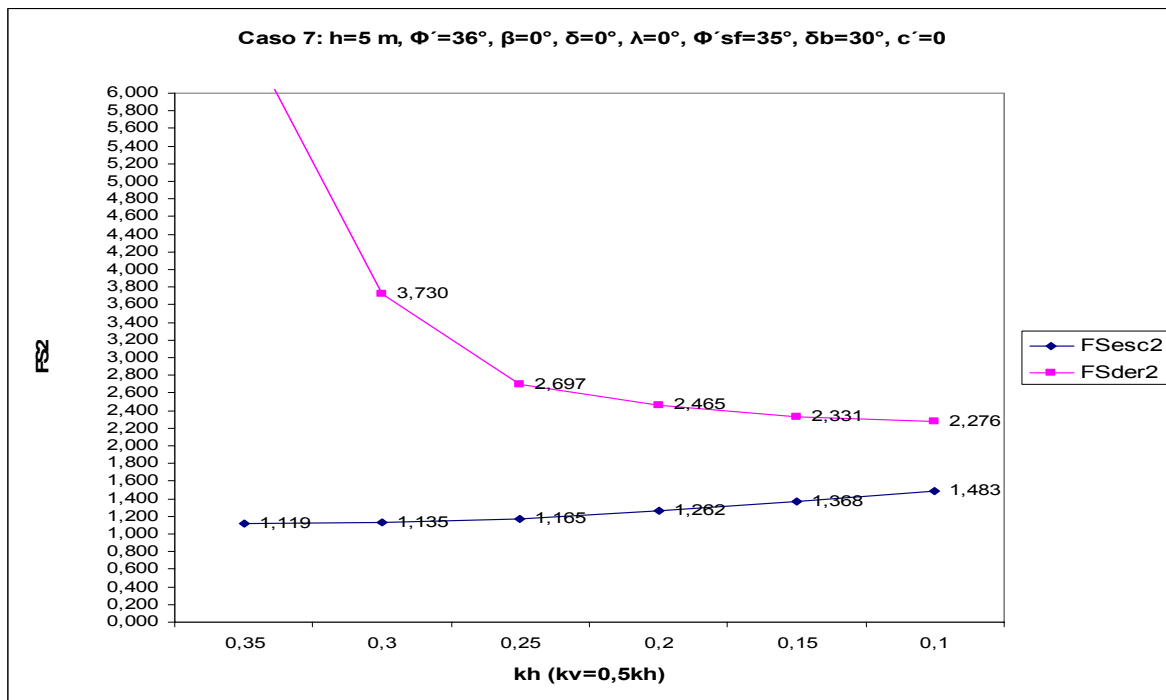


c)

Figura A.6- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ,  $FS_q=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h=f(k_h)$



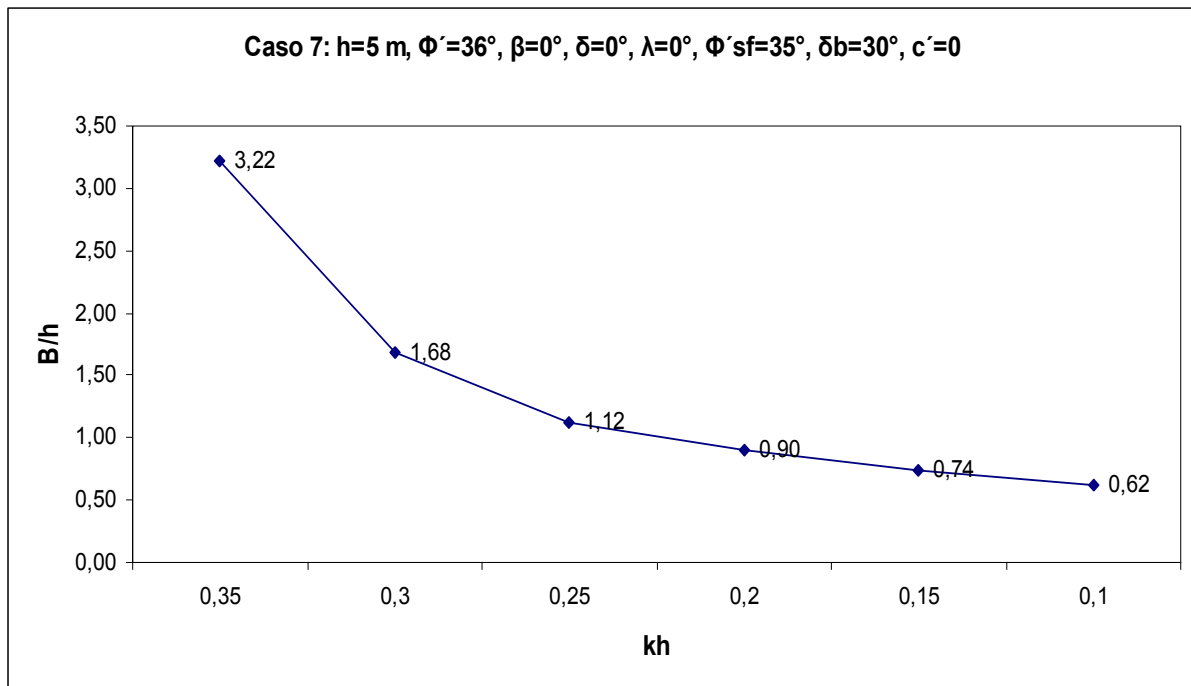
a)



b)

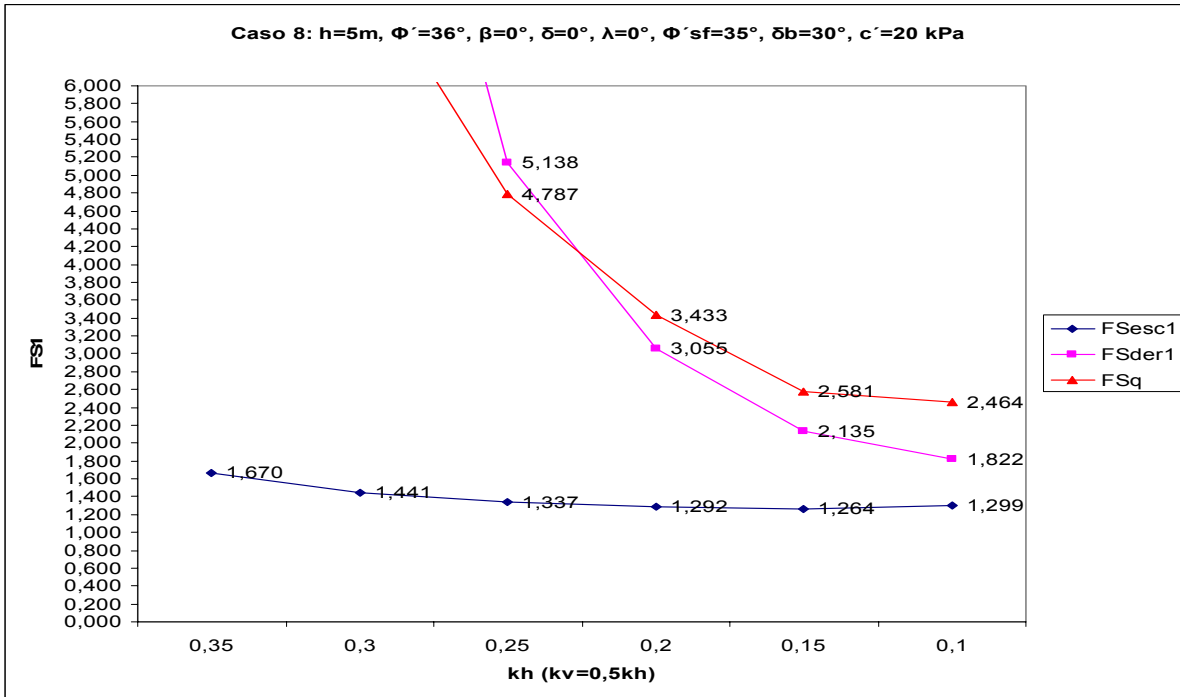
Nota 1: Estado Limite Condicionante:  
 Capacidade de carga  $k_h=0,10-0,25$   
 Escorregamento  $k_h=0,30-0,35$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$

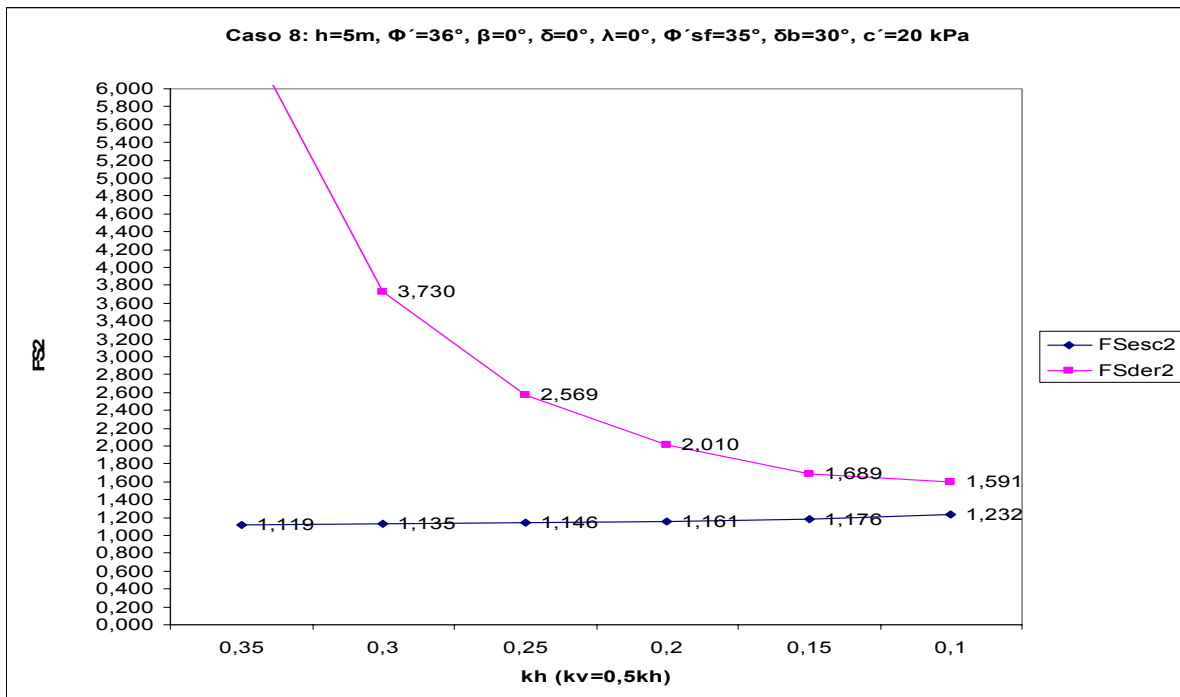


c)

Figura A.7- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ,  $FS_q=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h=f(k_h)$



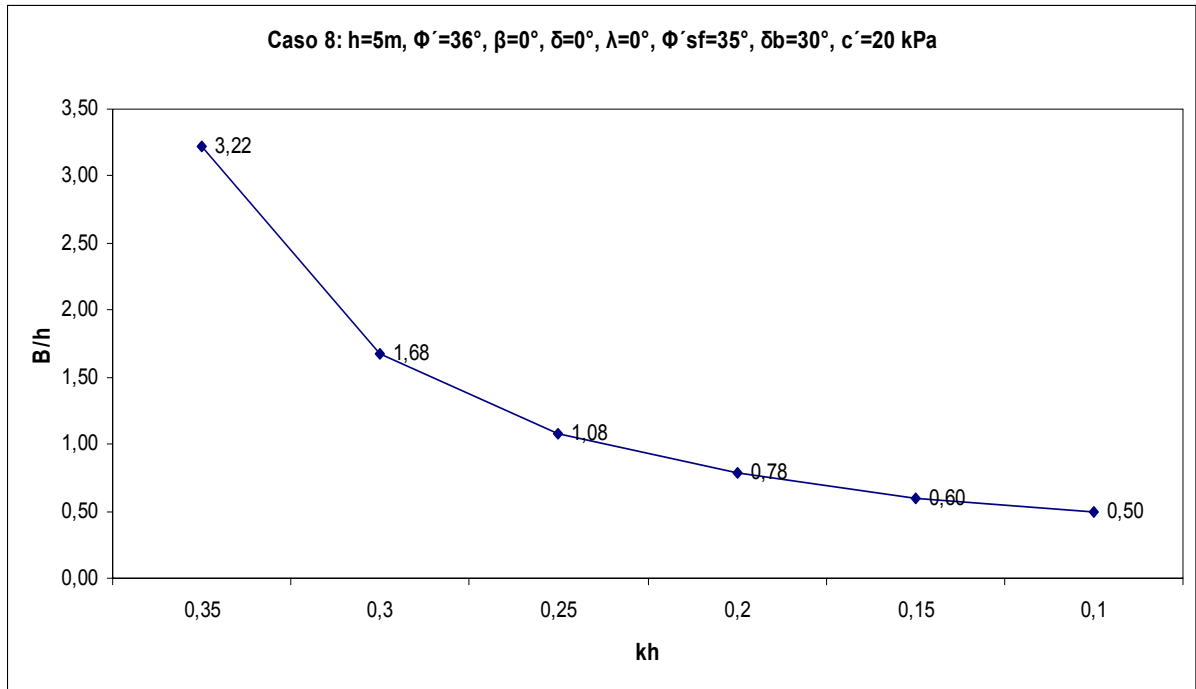
a)



b)

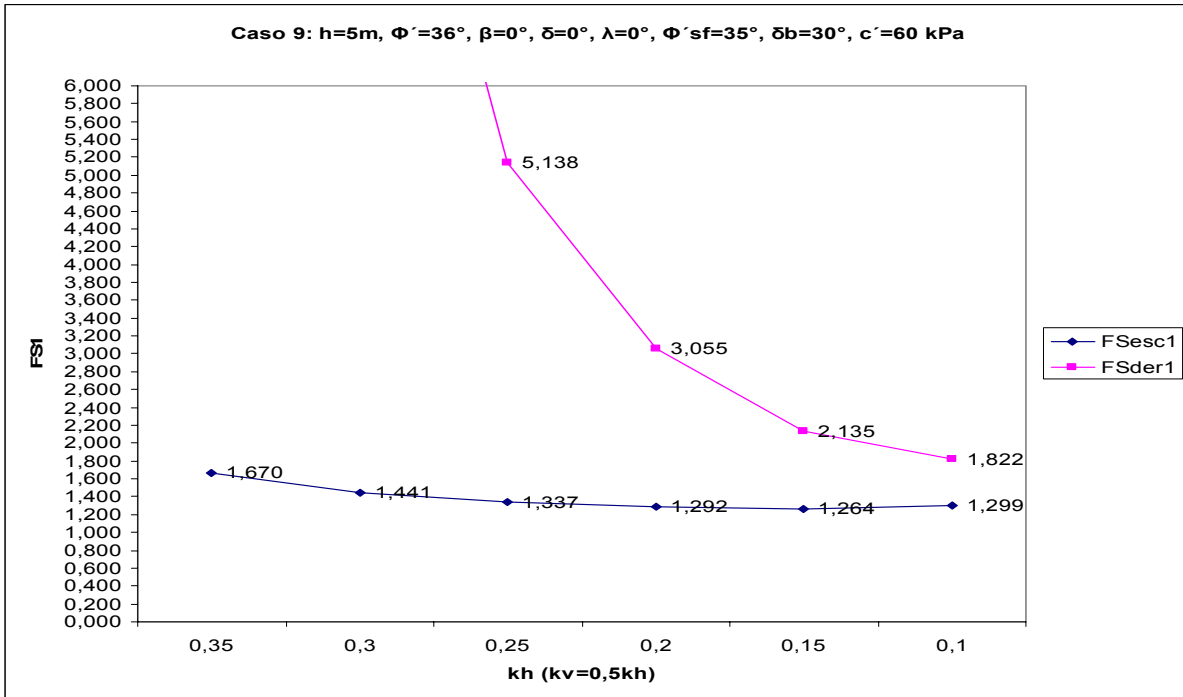
Nota 1: Estado Limite Condicionante:  
 Capacidade de carga  $k_h=0,10$   
 Escorregamento  $k_h=0,10-0,35$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$

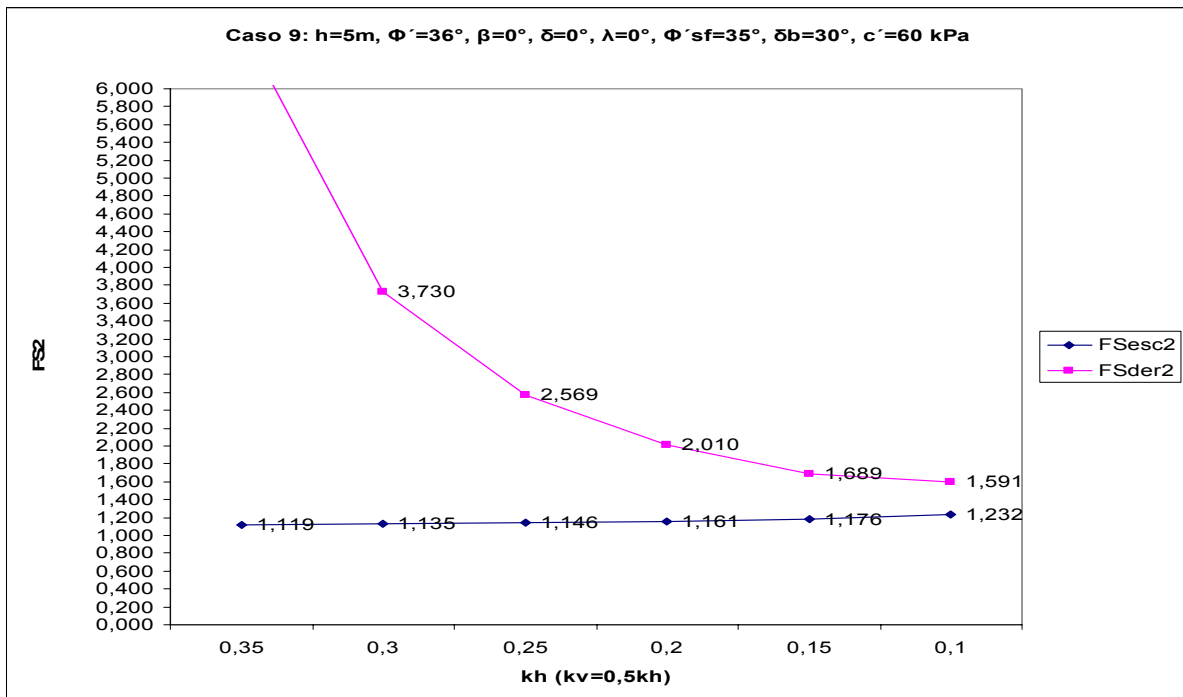


c)

Figura A.8- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ,  $FS_q=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h= f(k_h)$



a)

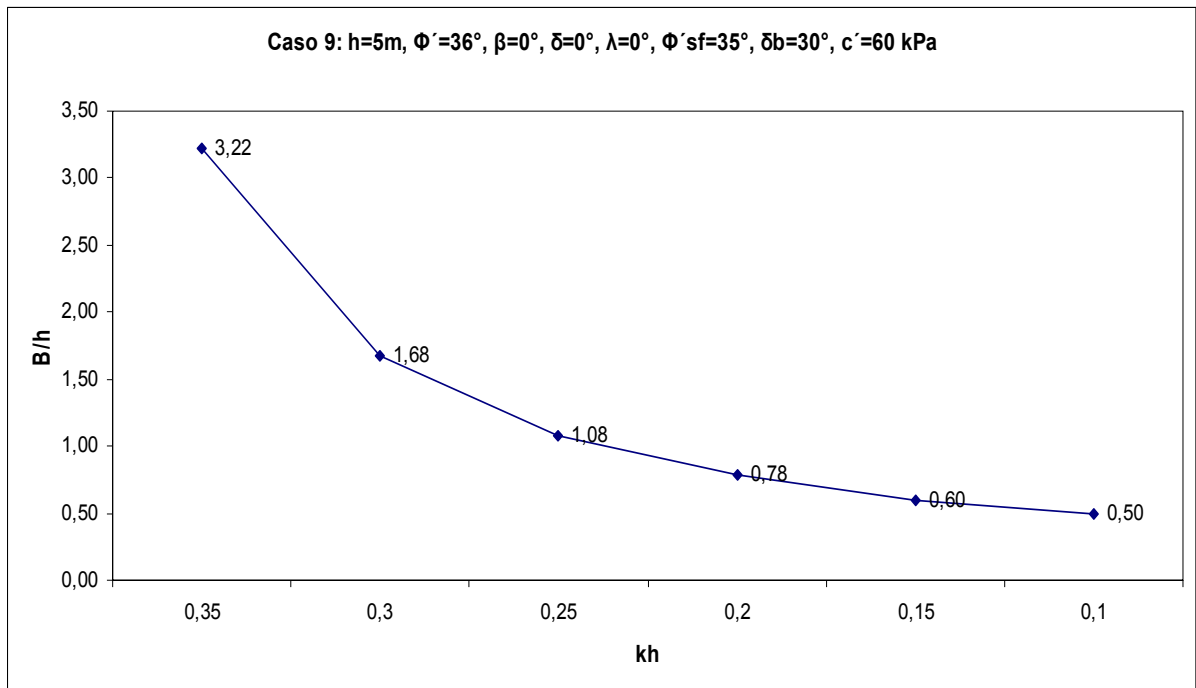


b)

Nota 1: Estado Limite Condicionante  
Escorregamento  $k_h=0,10-0,35$

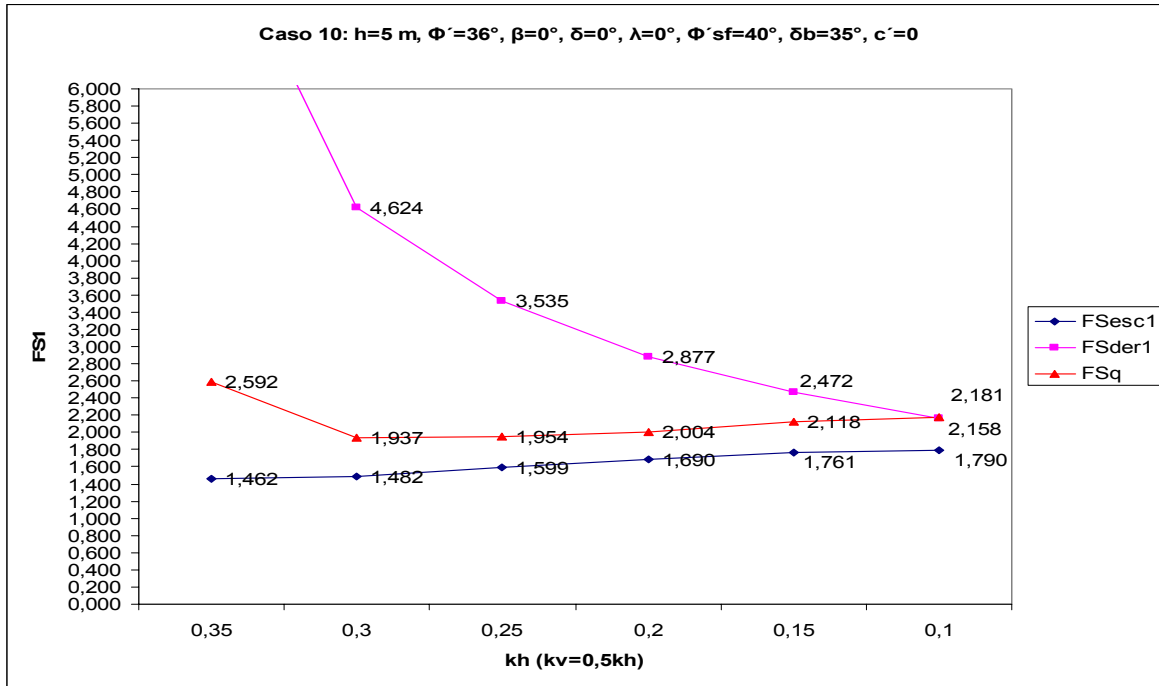
Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$



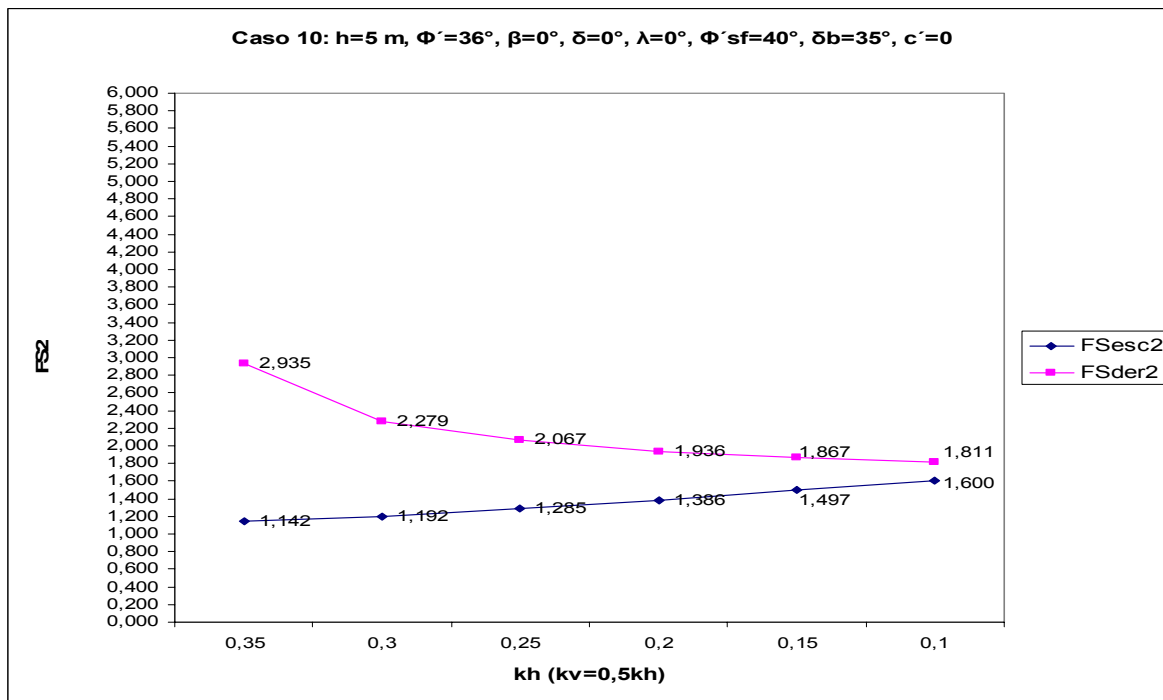


c)

Figura A.9- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h= f(k_h)$



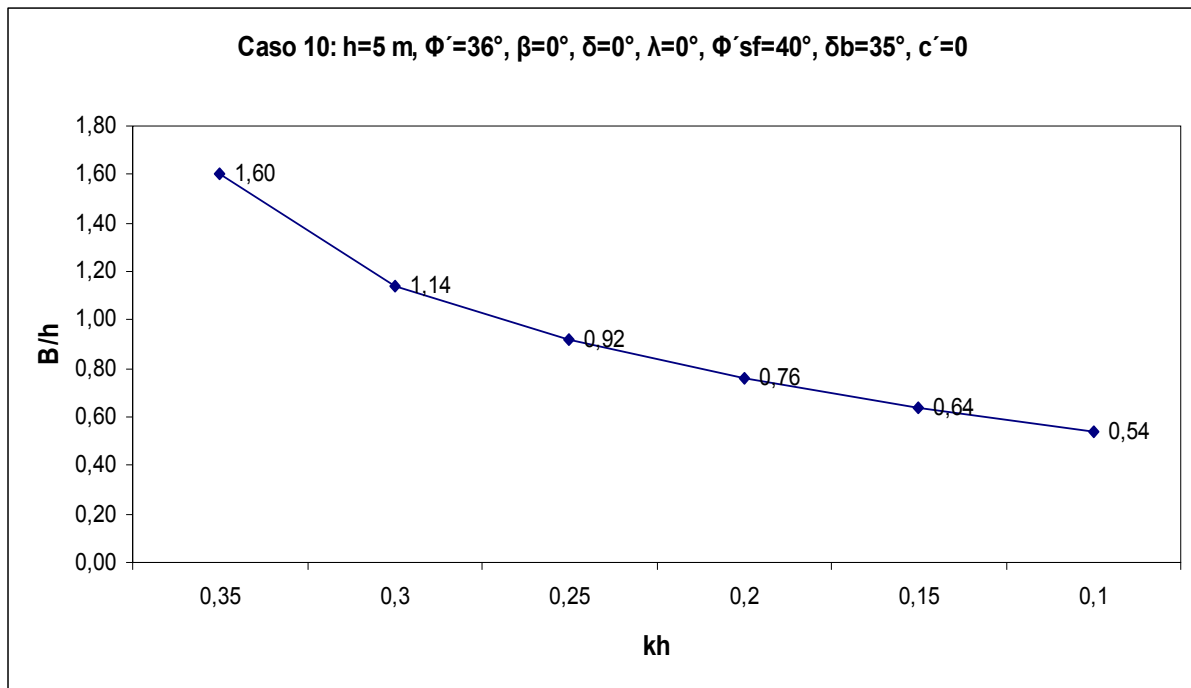
a)



b)

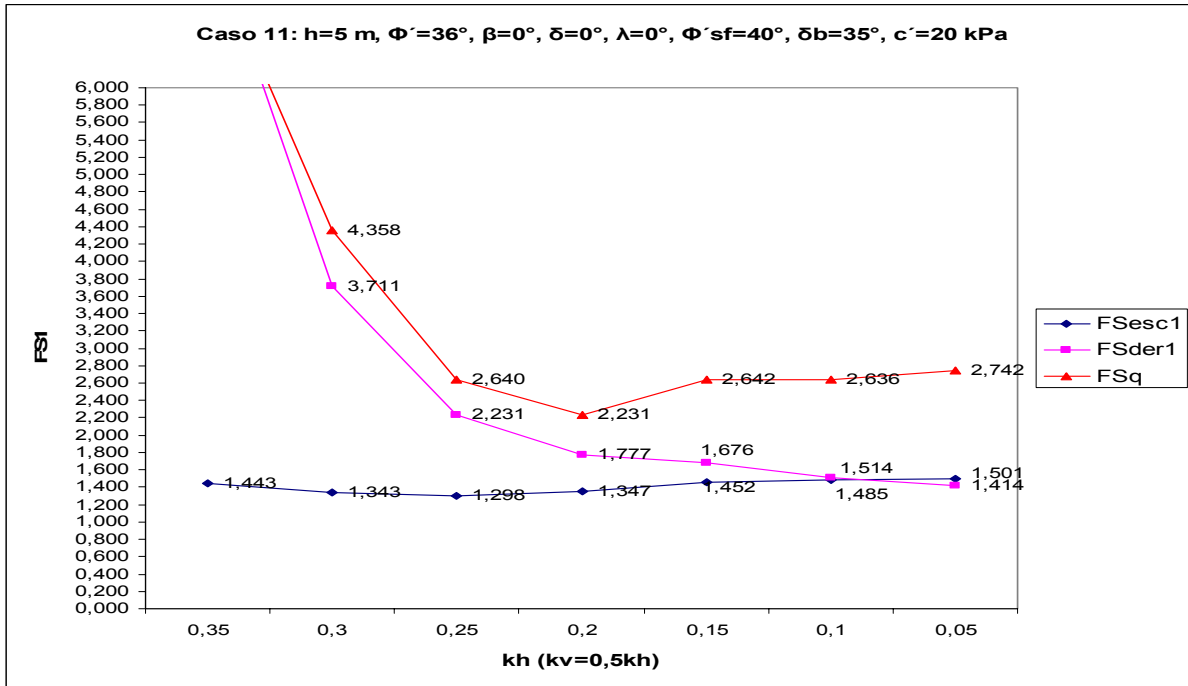
Nota 1: Estado Limite Condicionante:  
 Capacidade de carga  $k_h=0,10-0,30$   
 Escorregamento  $k_h=0,35$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$

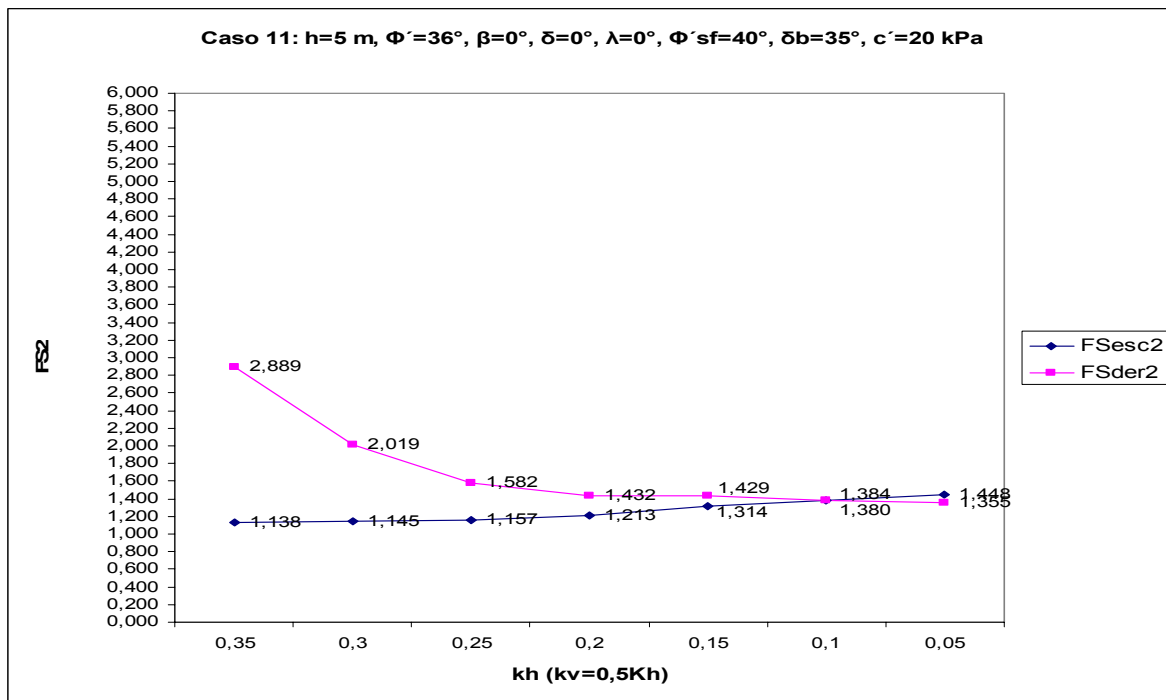


c)

Figura A.10- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ,  $FS_q=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h=f(k_h)$



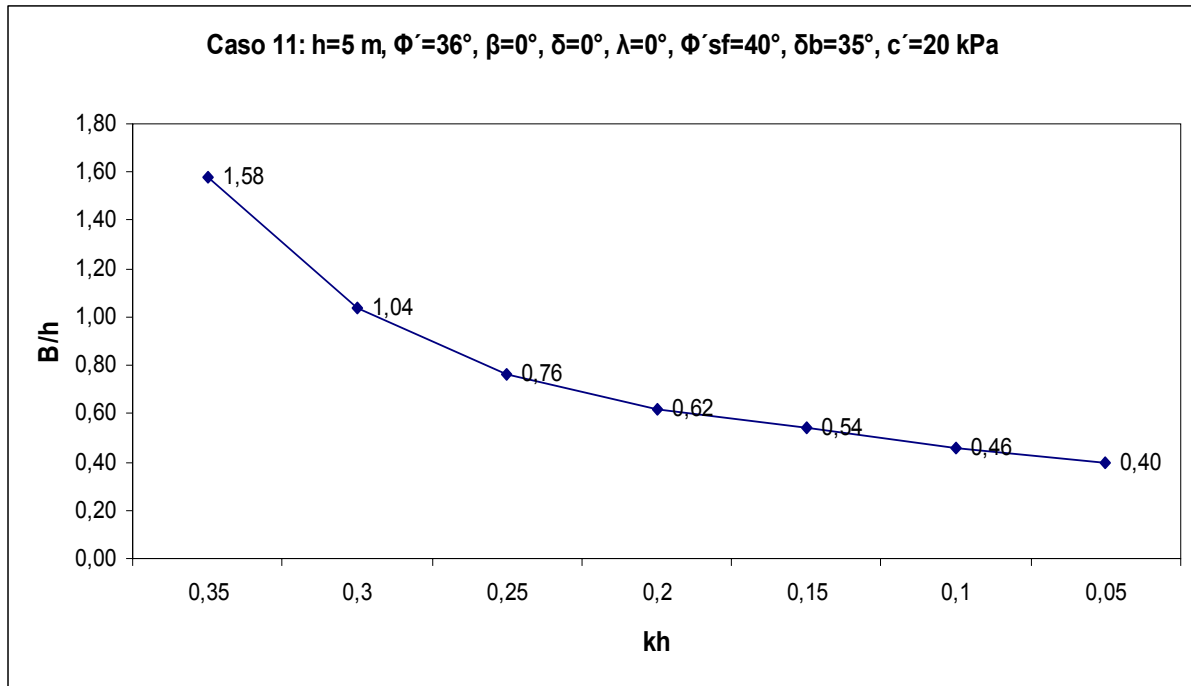
a)



b)

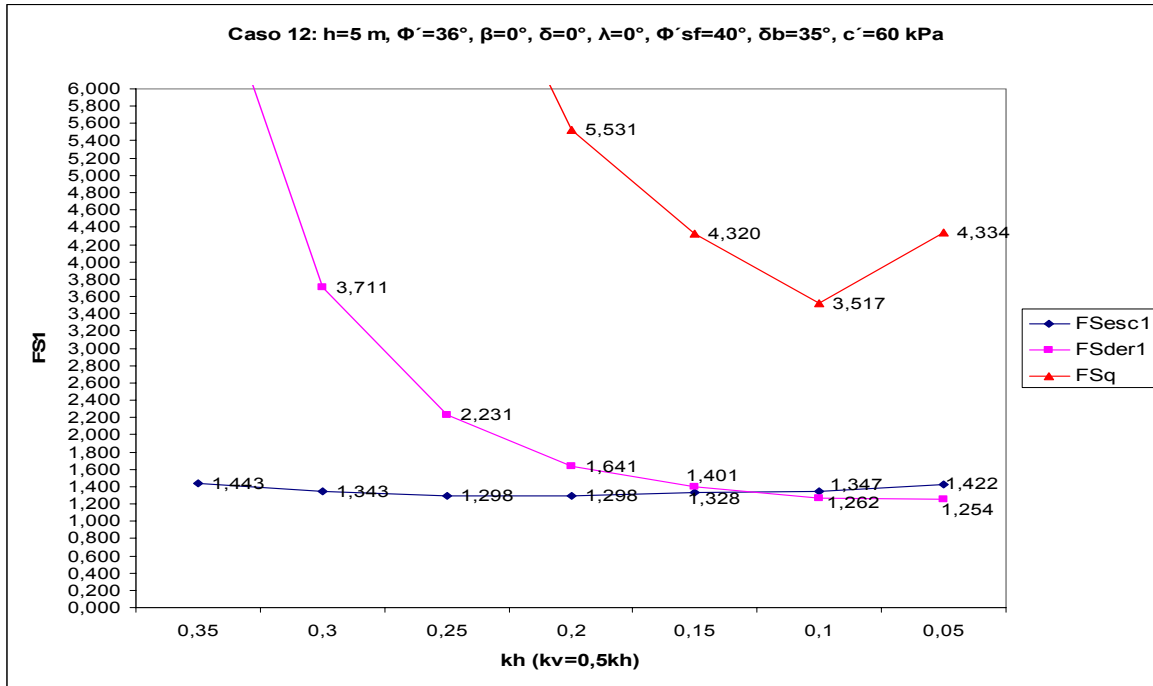
Nota 1: Estado Limite Condicionante:  
 Capacidade de carga  $k_n=0,05-0,20$   
 Escorregamento  $k_n=0,25-0,35$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$

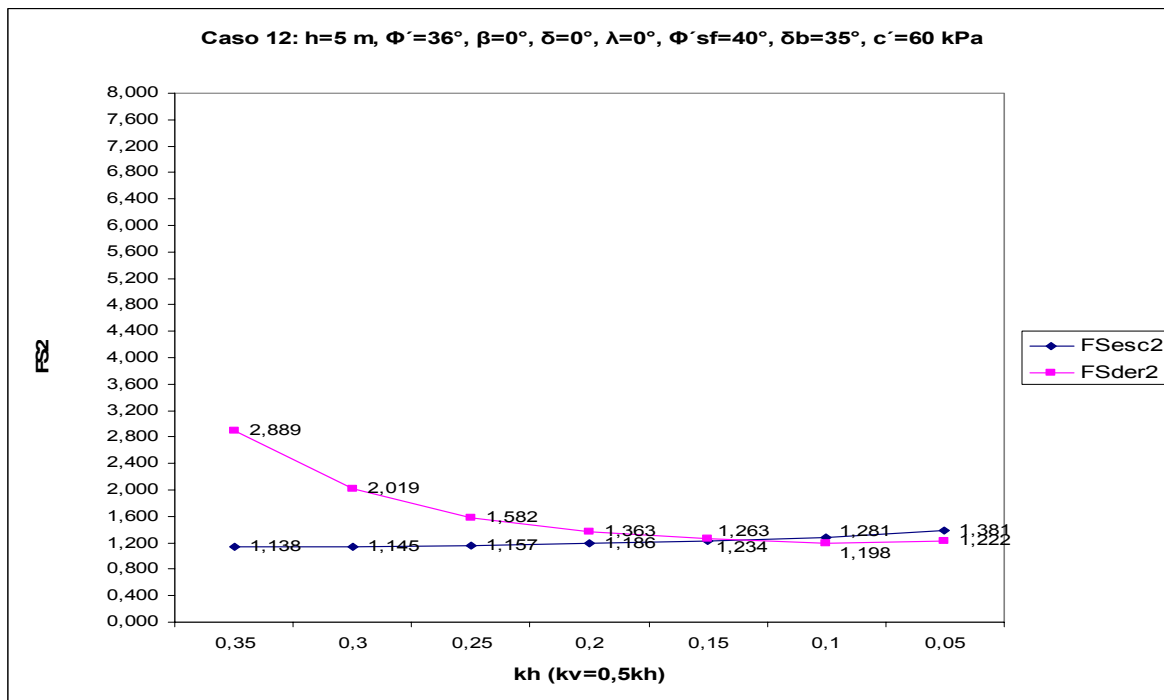


c)

Figura A.11- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ,  $FS_q=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h=f(k_h)$



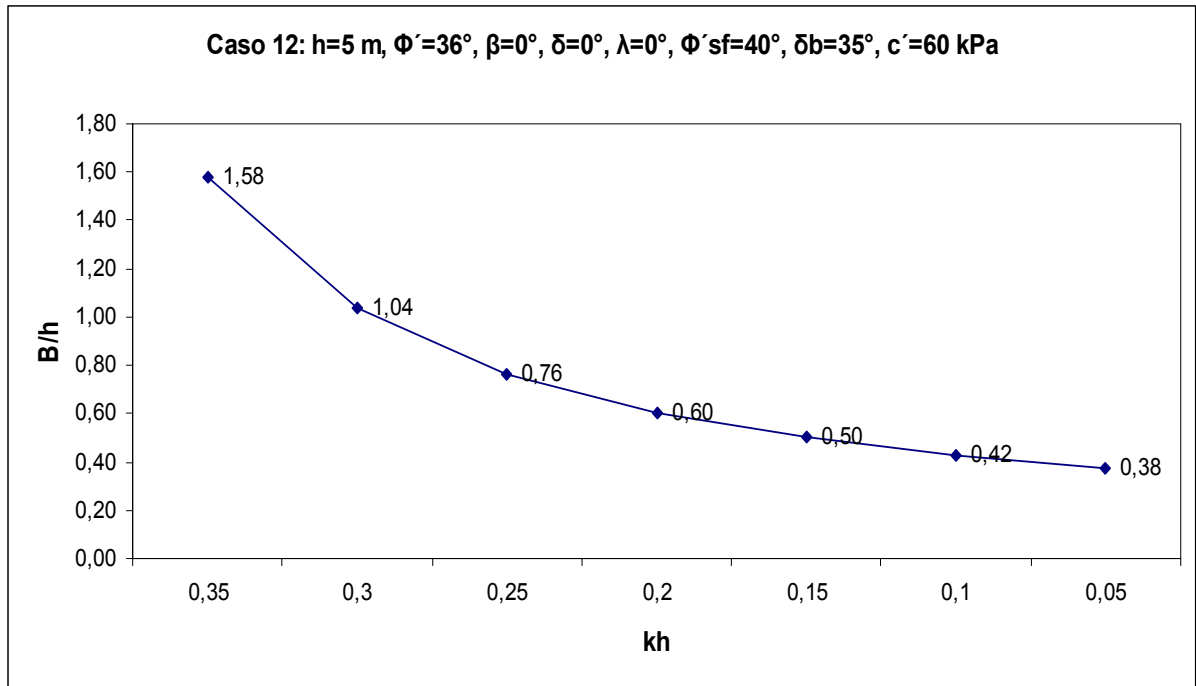
a)



b)

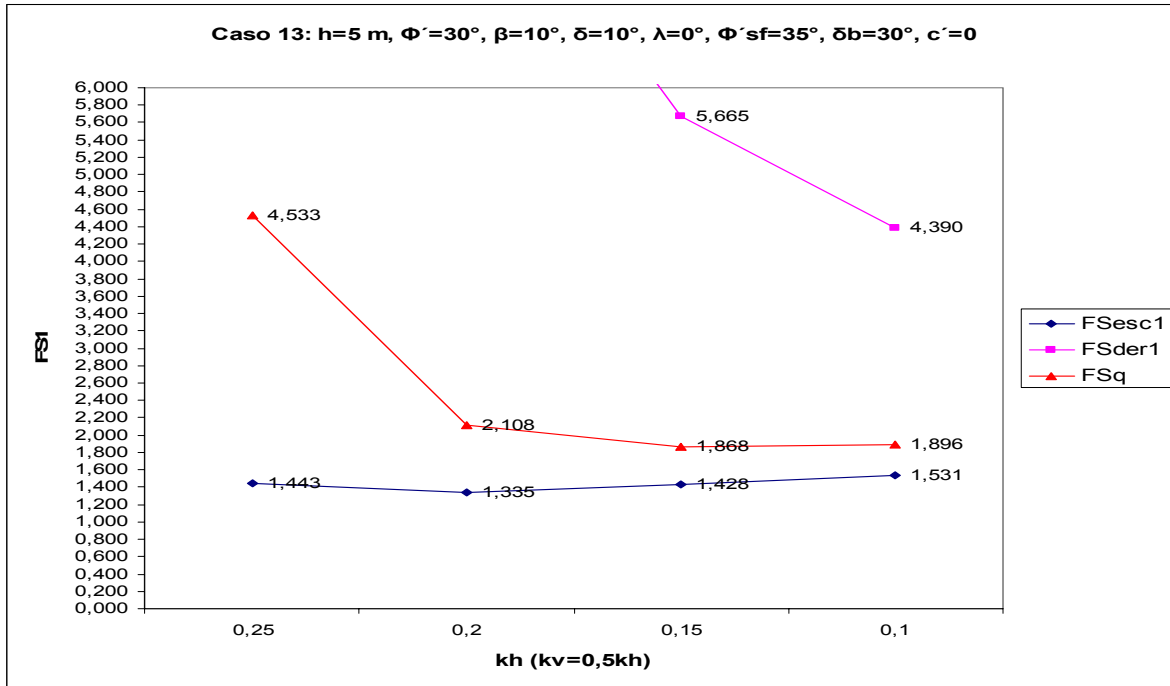
Nota 1: Estado Limite Condicionante:  
 Capacidade de carga  $k_h=0,05-0,15$   
 Escorregamento  $k_h=0,20-0,35$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$

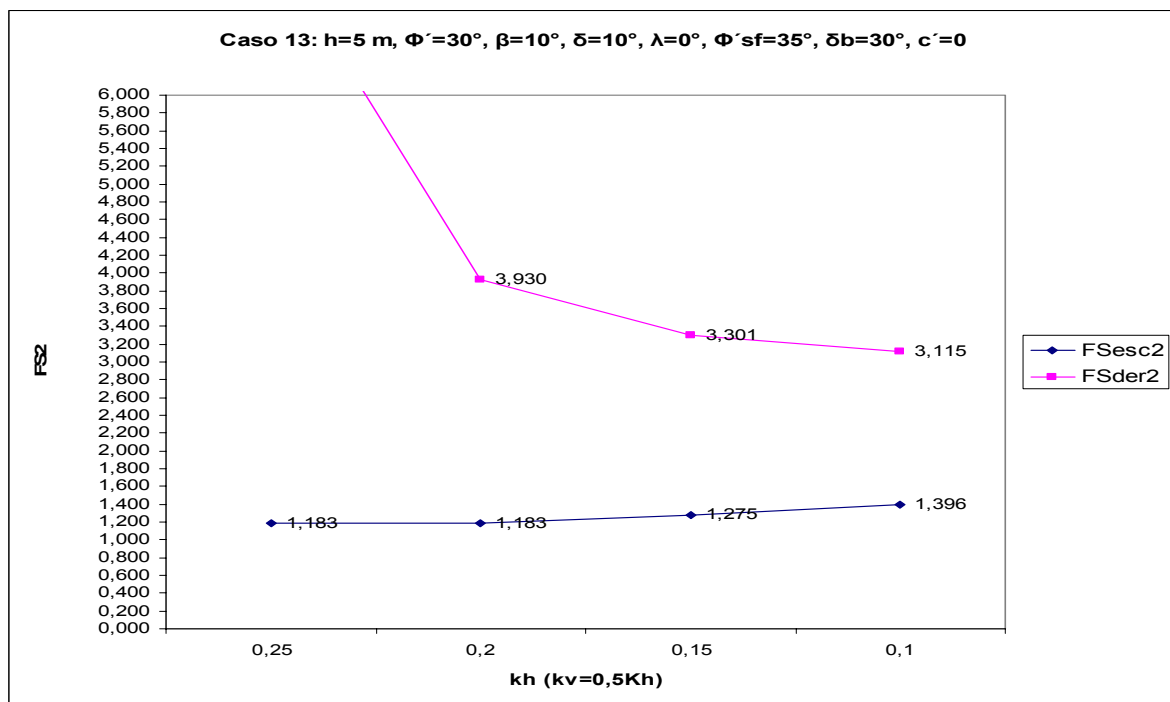


c)

Figura A.12- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ,  $FS_q=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h=f(k_h)$



a)

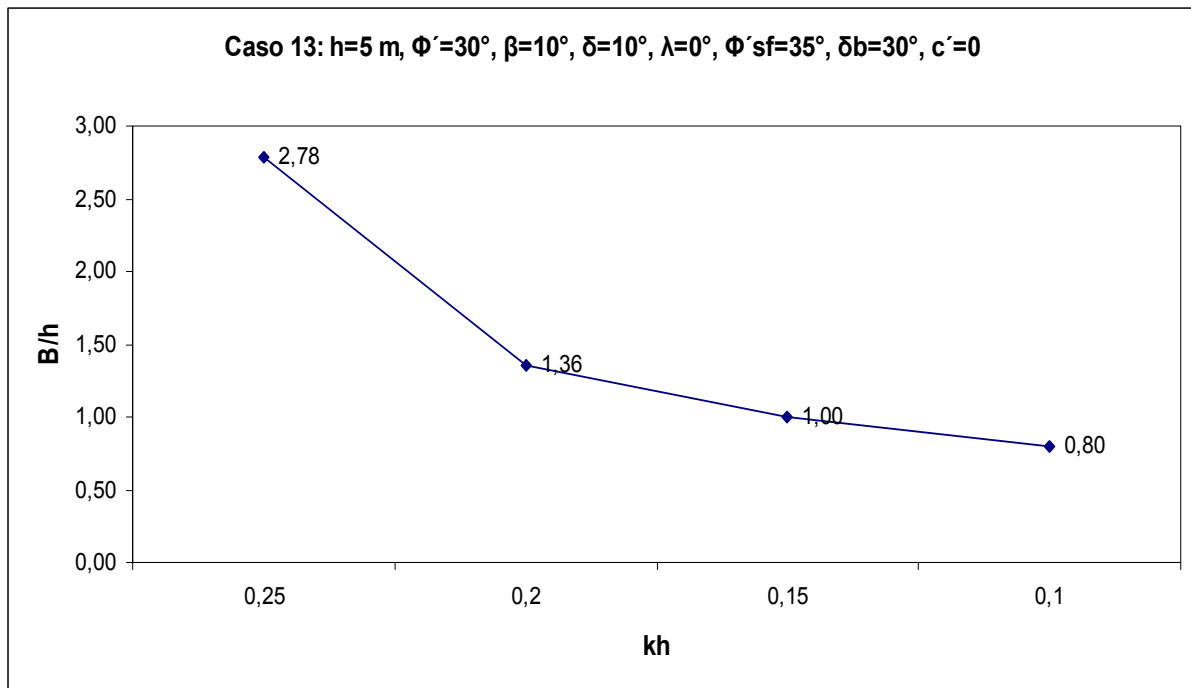


b)

Nota 1: Estado Limite Condicionante  
 Capacidade de carga  $k_h=0,10-0,15$   
 Escorregamento  $k_h=0,20-0,25$

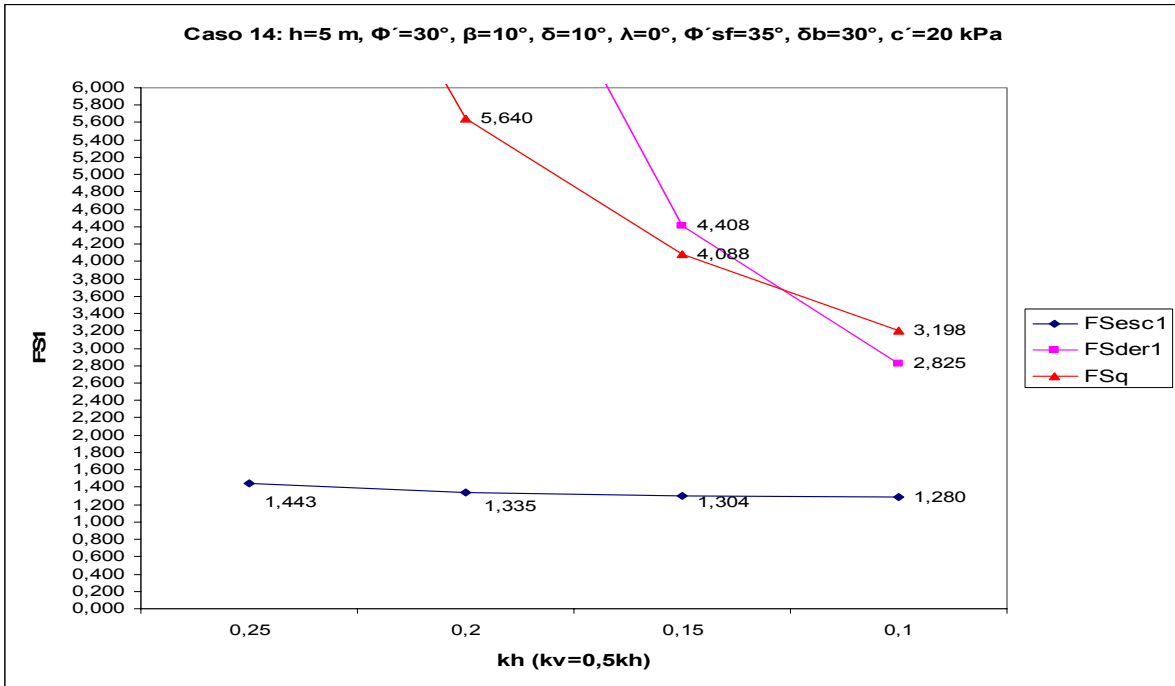
Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$



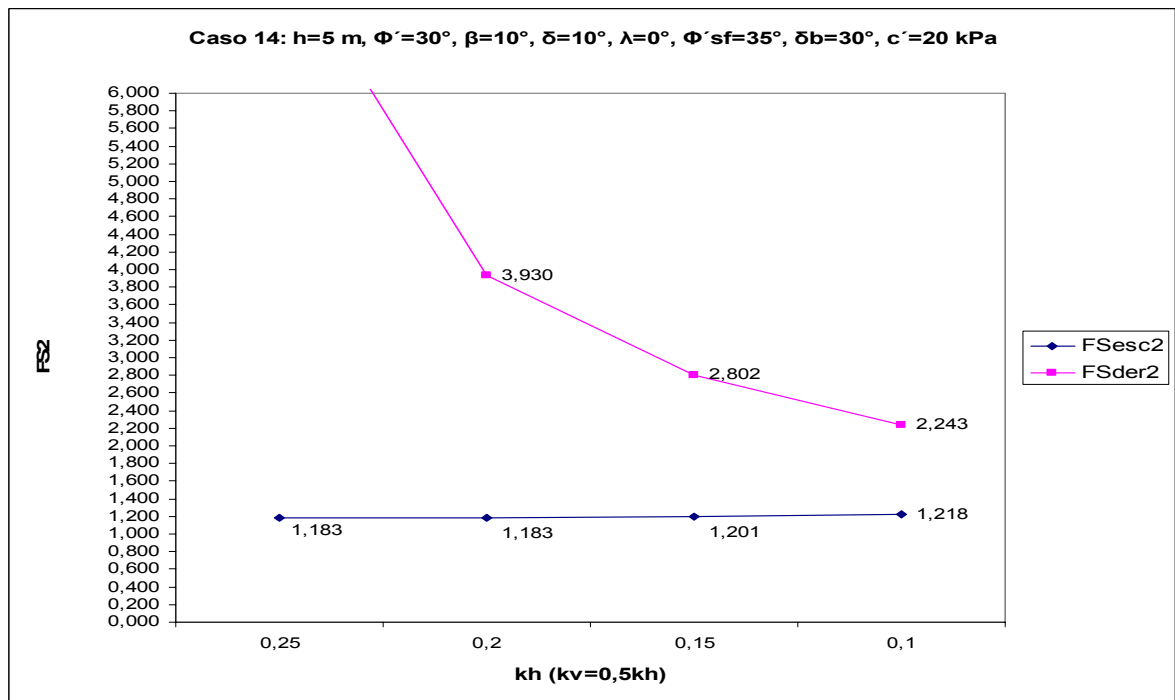


c)

Figura A.13- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ,  $FS_q=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h= f(k_h)$



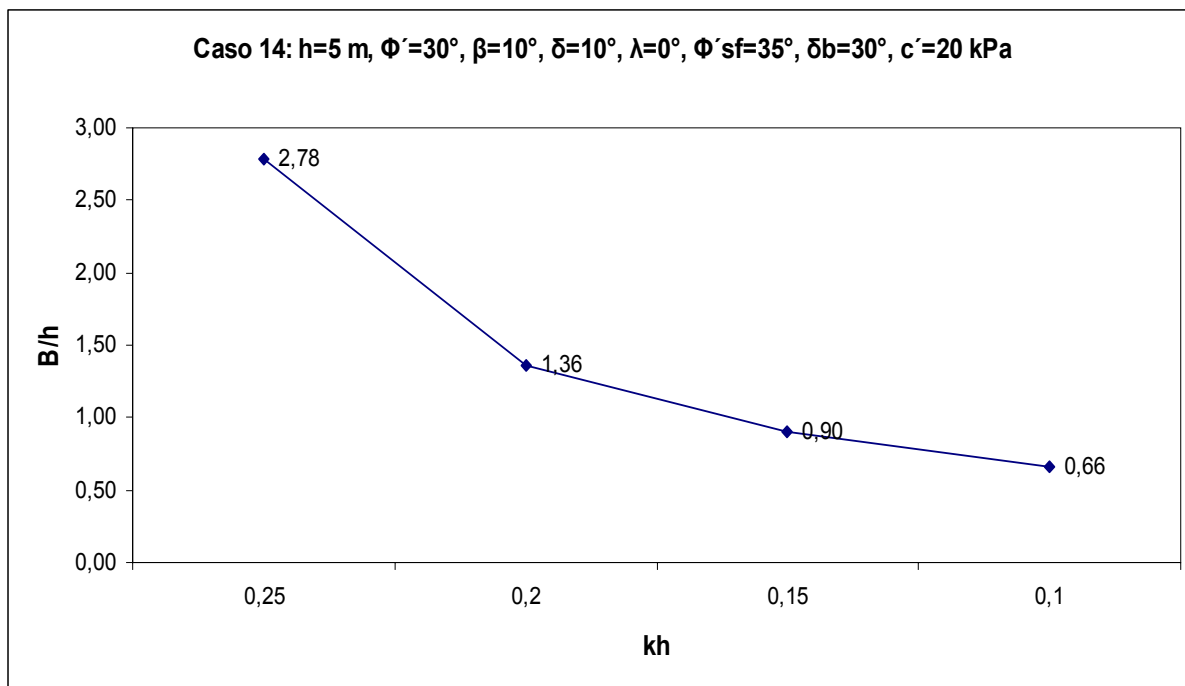
a)



b)

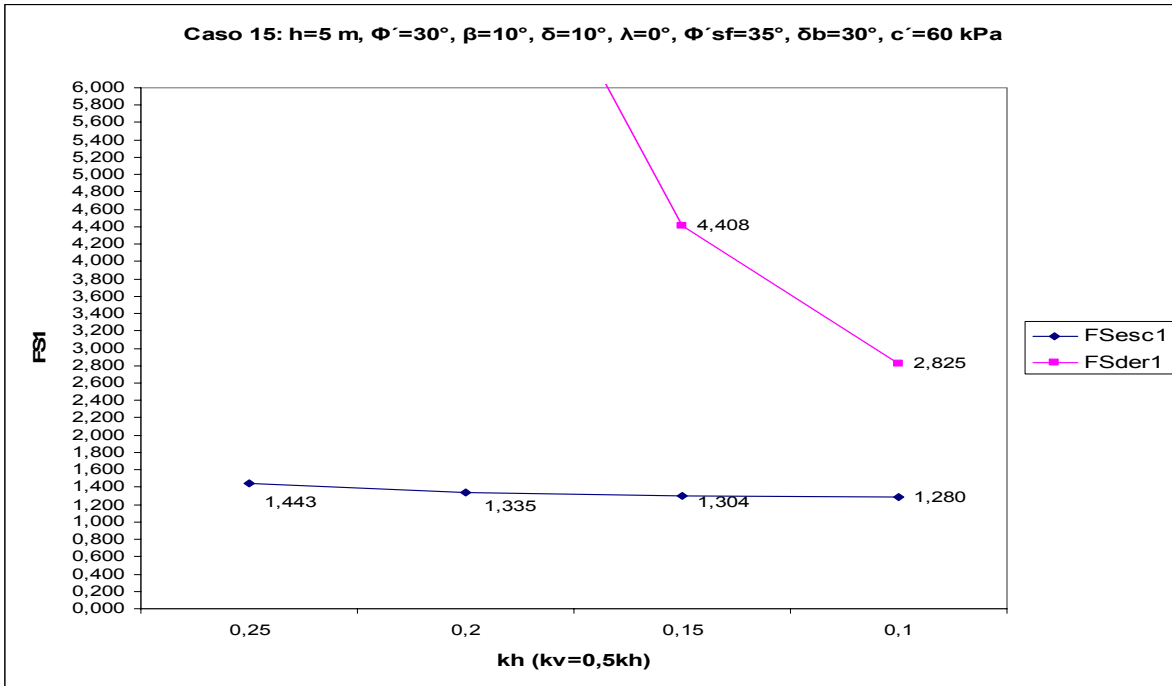
Nota 1: Estado Limite Condicionante  
Escorregamento  $k_h=0,1-0,25$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$

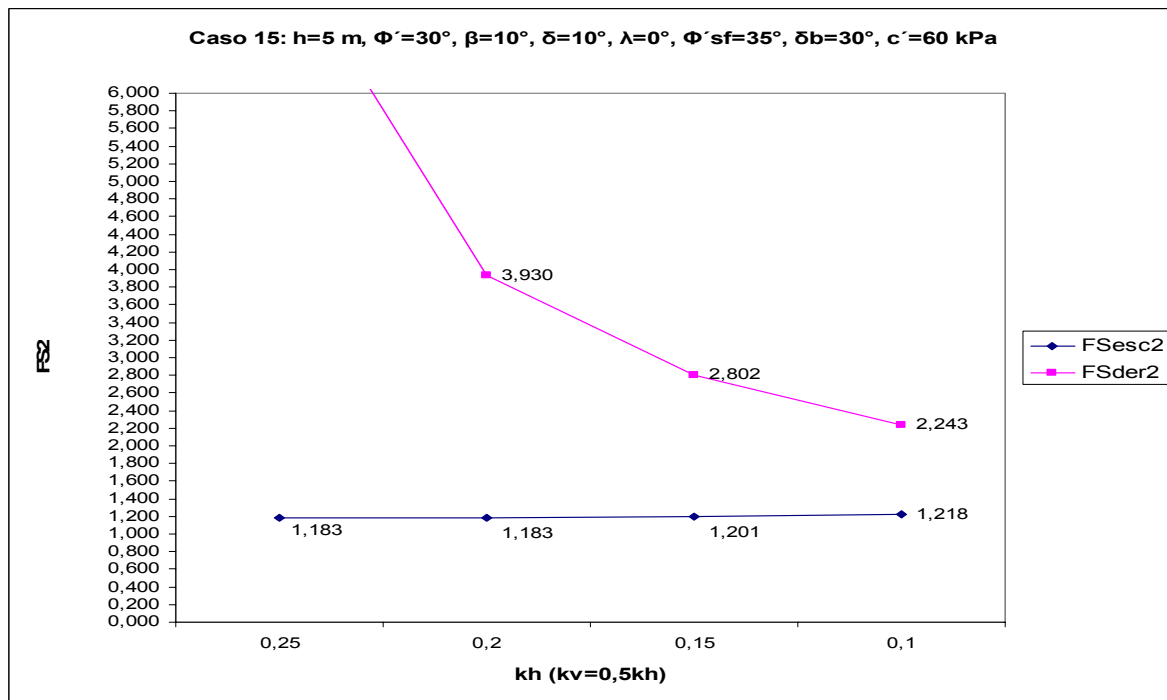


c)

Figura A.14- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ,  $FS_q=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h=f(k_h)$



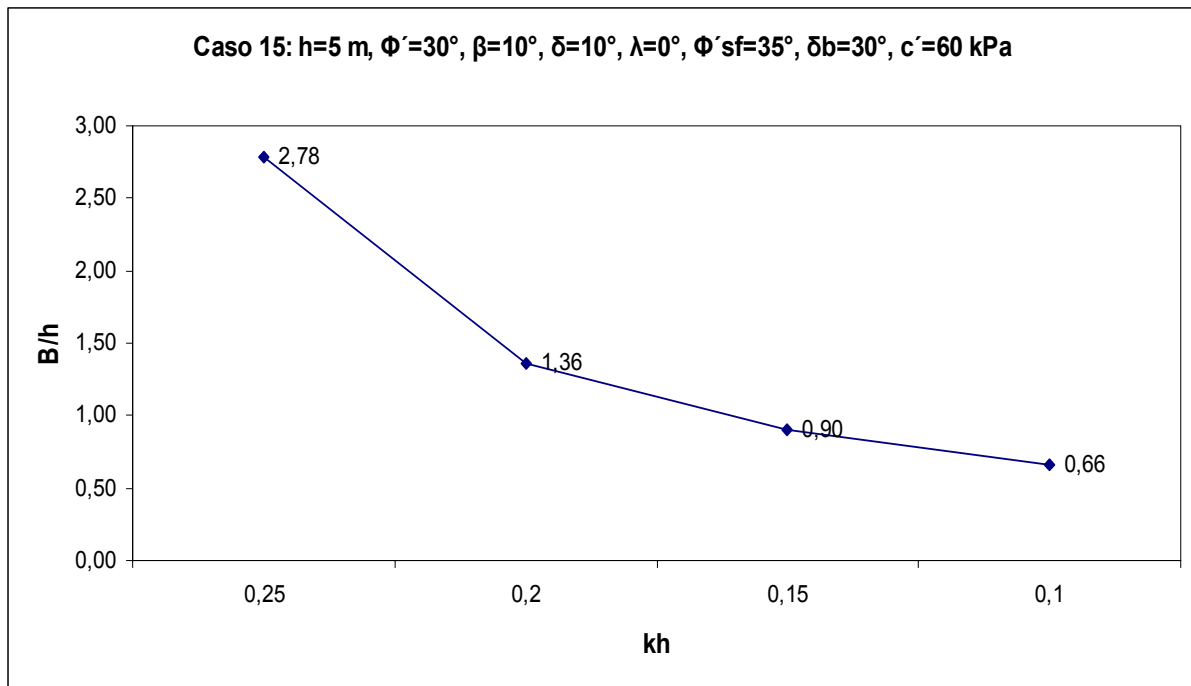
a)



b)

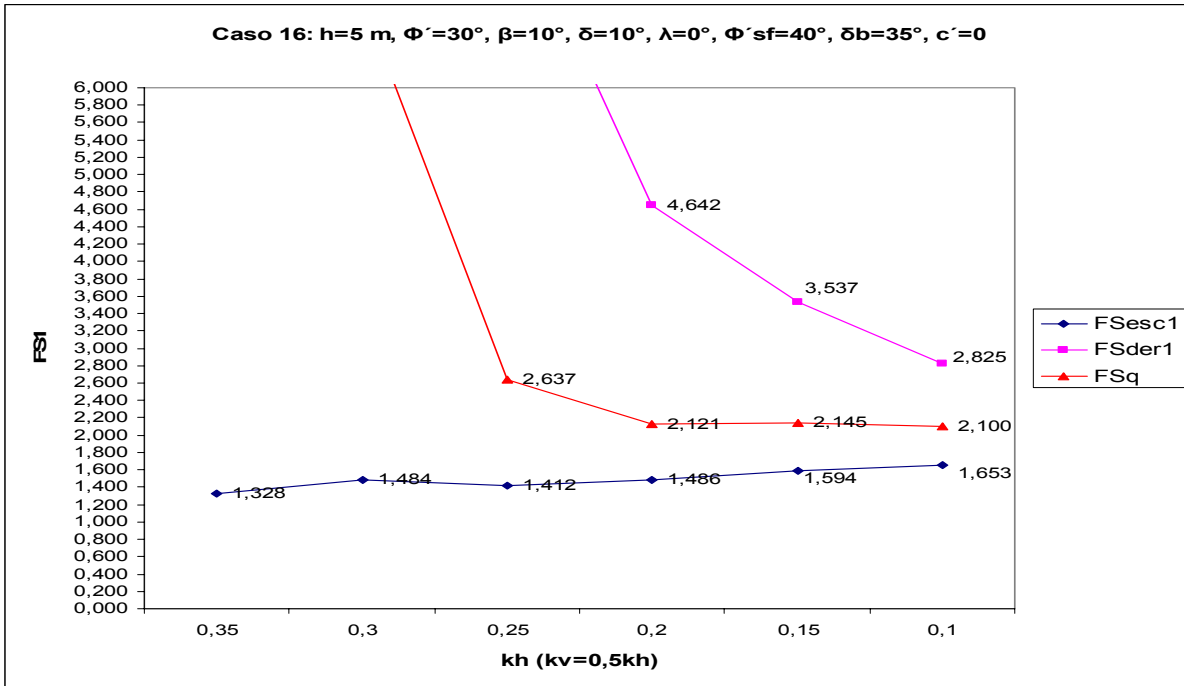
Nota 1: Estado Limite Condicionante:  
Escorregamento  $k_h=0,10-0,25$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$

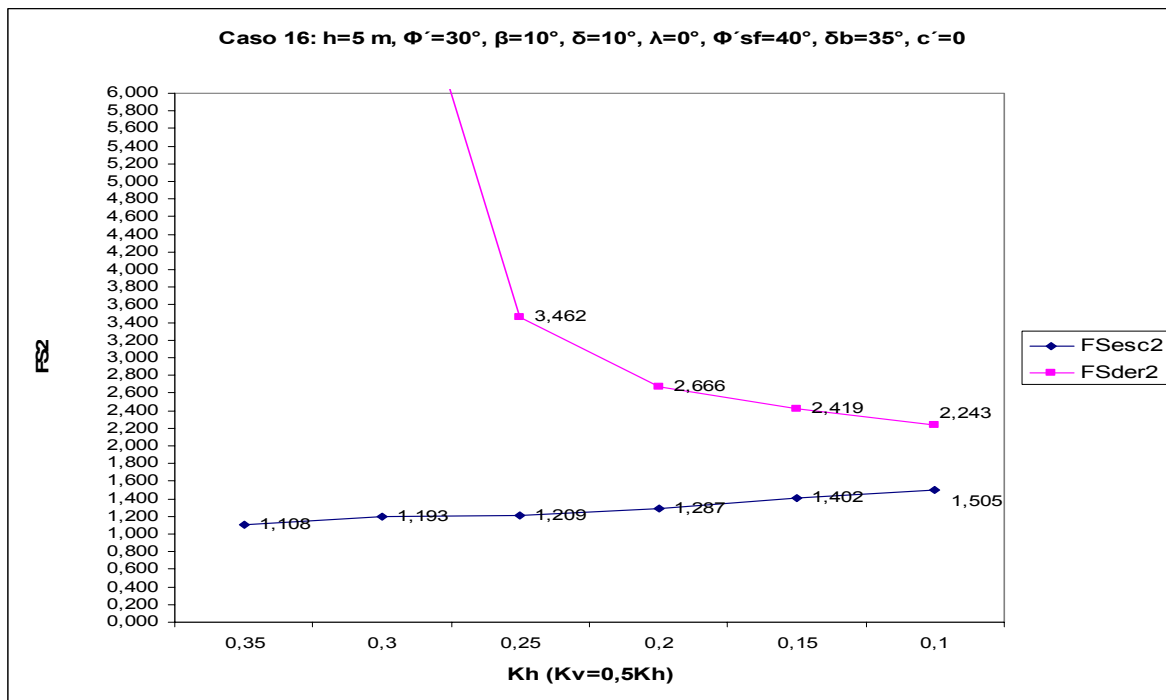


c)

Figura A.15- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h= f(k_h)$



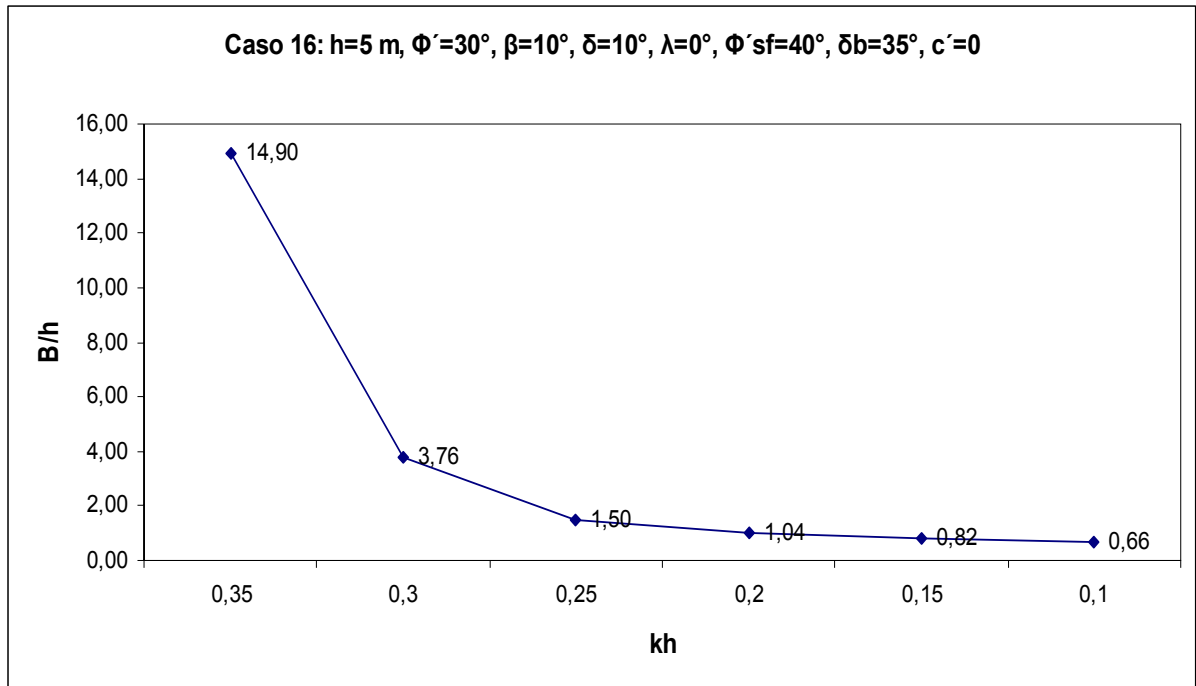
a)



b)

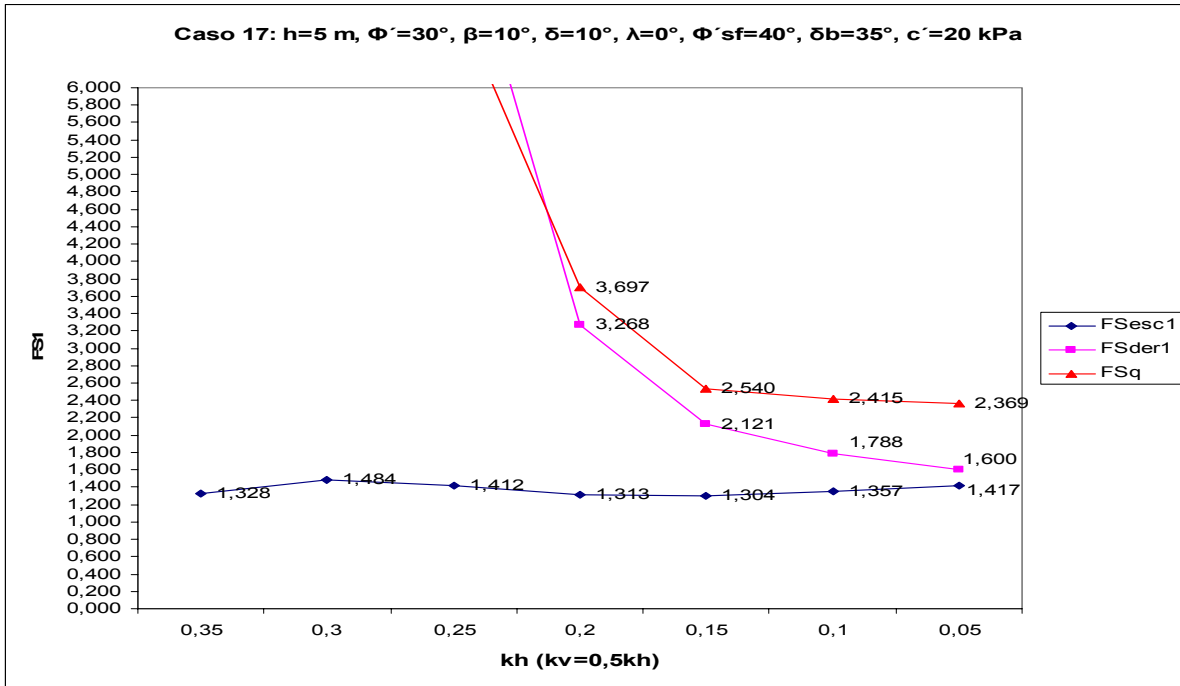
Nota 1: Estado Limite Condicionante  
 Capacidade de carga  $k_h=0,10-0,20$   
 Escorregamento  $k_h=0,25-0,35$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$  para  $k_h=0,10-0,30$   
 $K_{as}=K_{as2}$  para  $k_h=0,35$

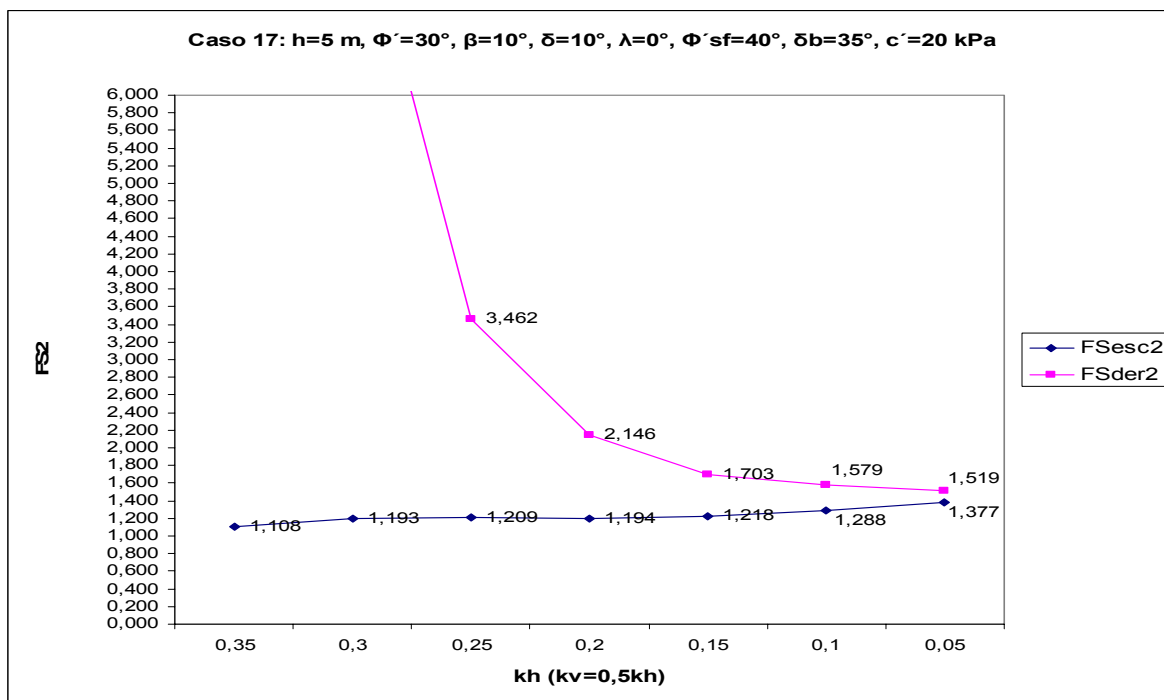


c)

Figura A.16- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ,  $FS_q=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h=f(k_h)$



a)

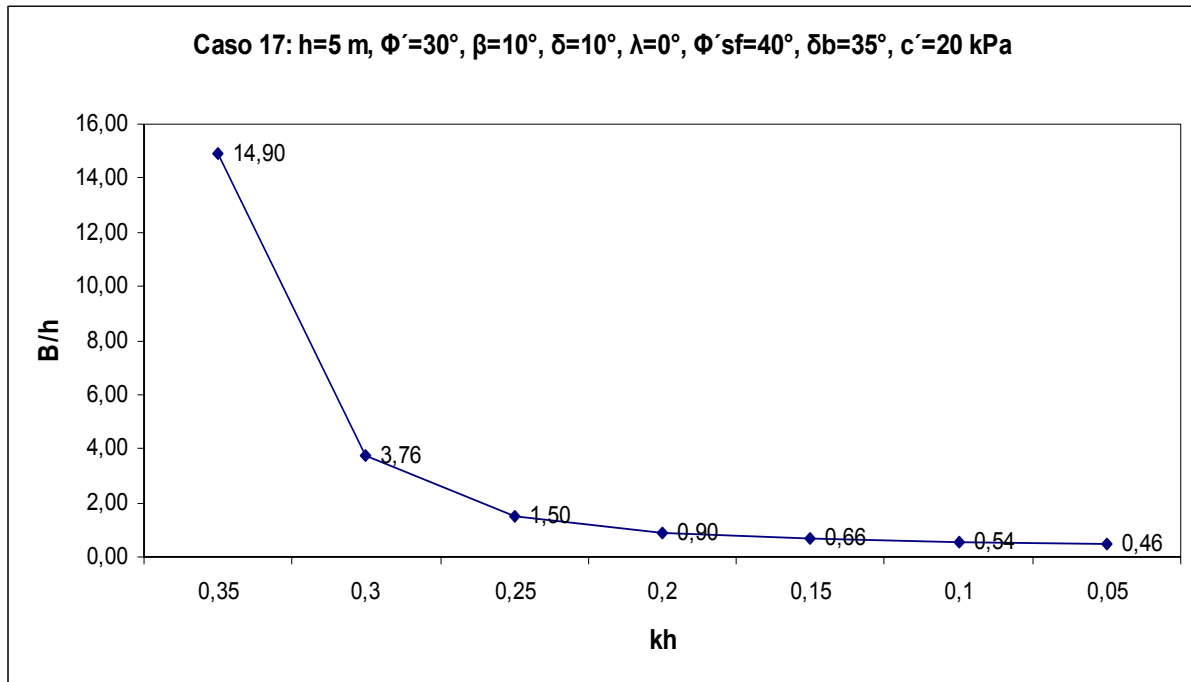


b)

Nota 1: Estado Limite Condicionante  
 Capacidade de carga  $k_h=0,05-0,10$   
 Escorregamento  $k_h=0,15-0,35$

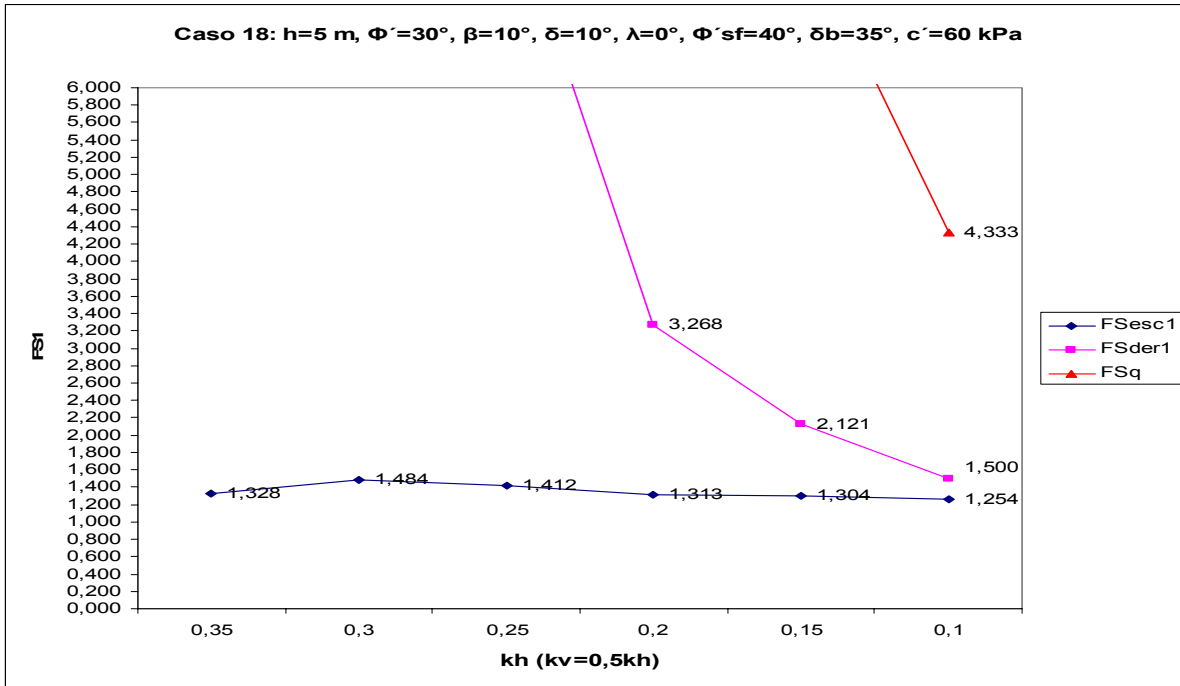
Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$  para  $k_h=0,05-0,30$   
 $K_{as}=K_{as2}$  para  $k_h=0,35$



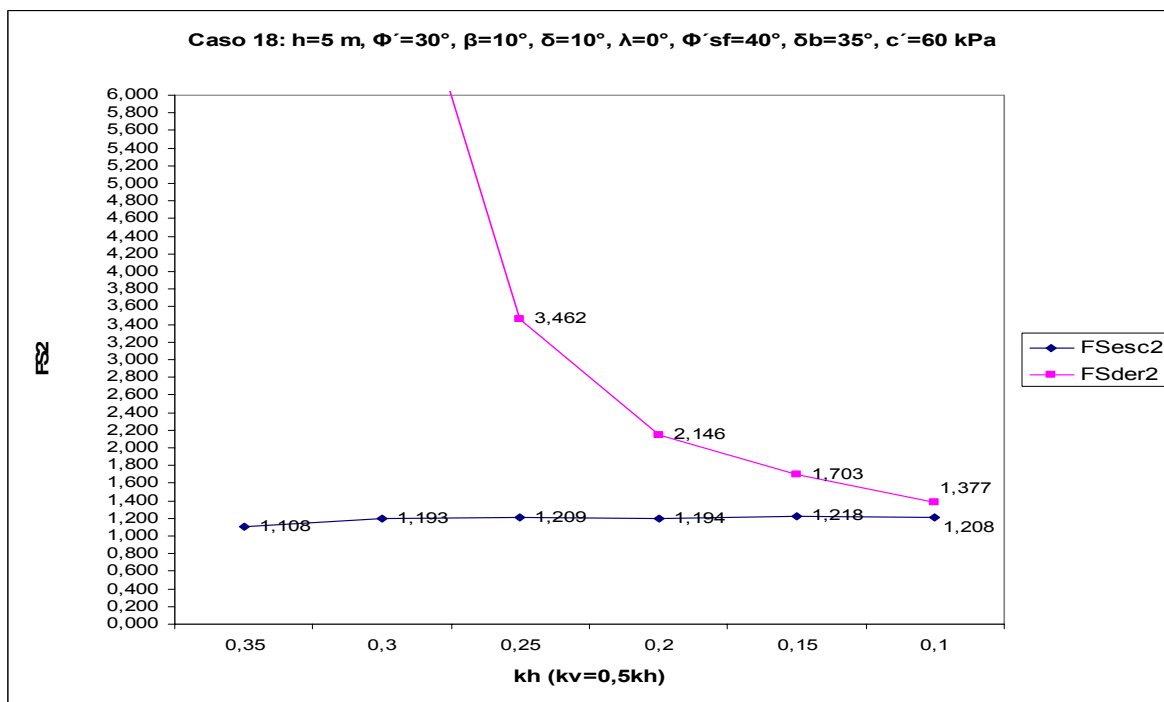


c)

Figura A.17- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ,  $FS_q=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h=f(k_h)$



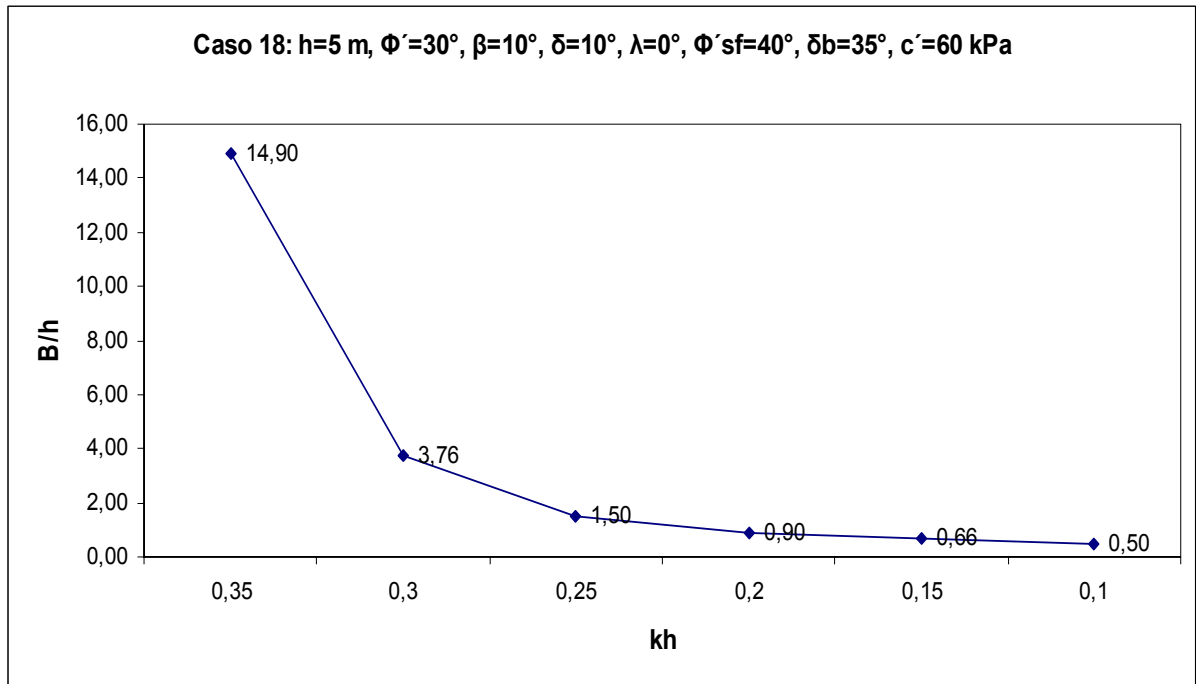
a)



b)

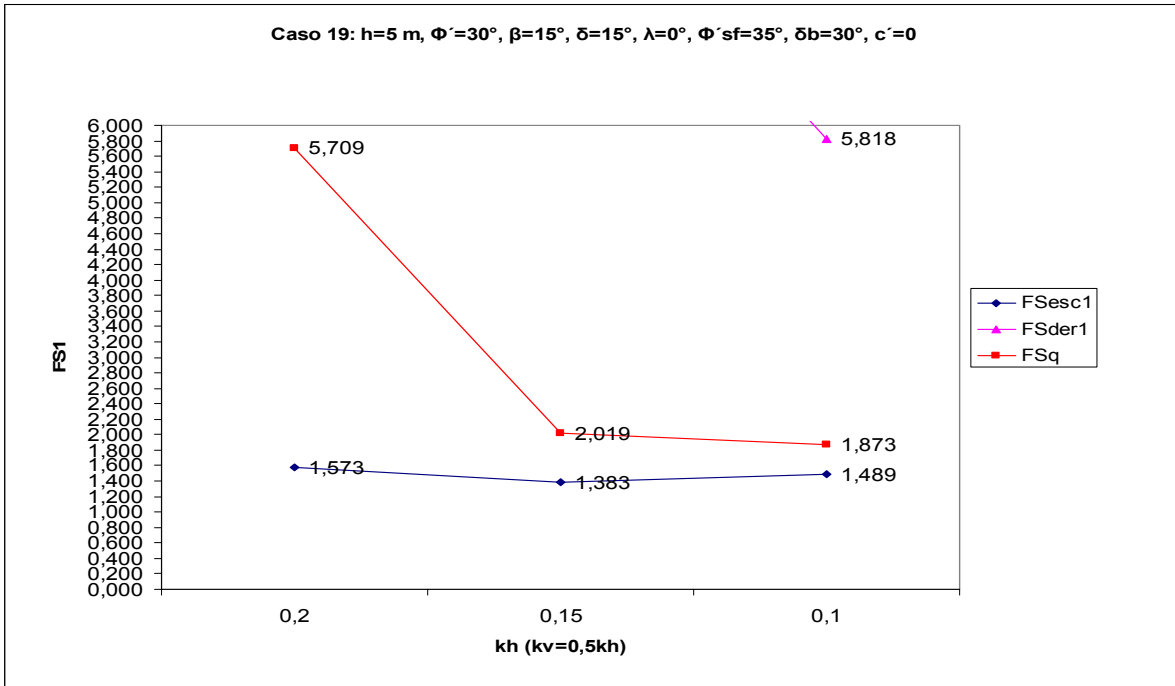
Nota 1: Estado Limite Condicionante  
Escorregamento  $k_h=0,1-0,30$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$  para  $k_h=0,1-0,30$   
 $K_{as}=K_{as2}$  para  $k_h=0,35$

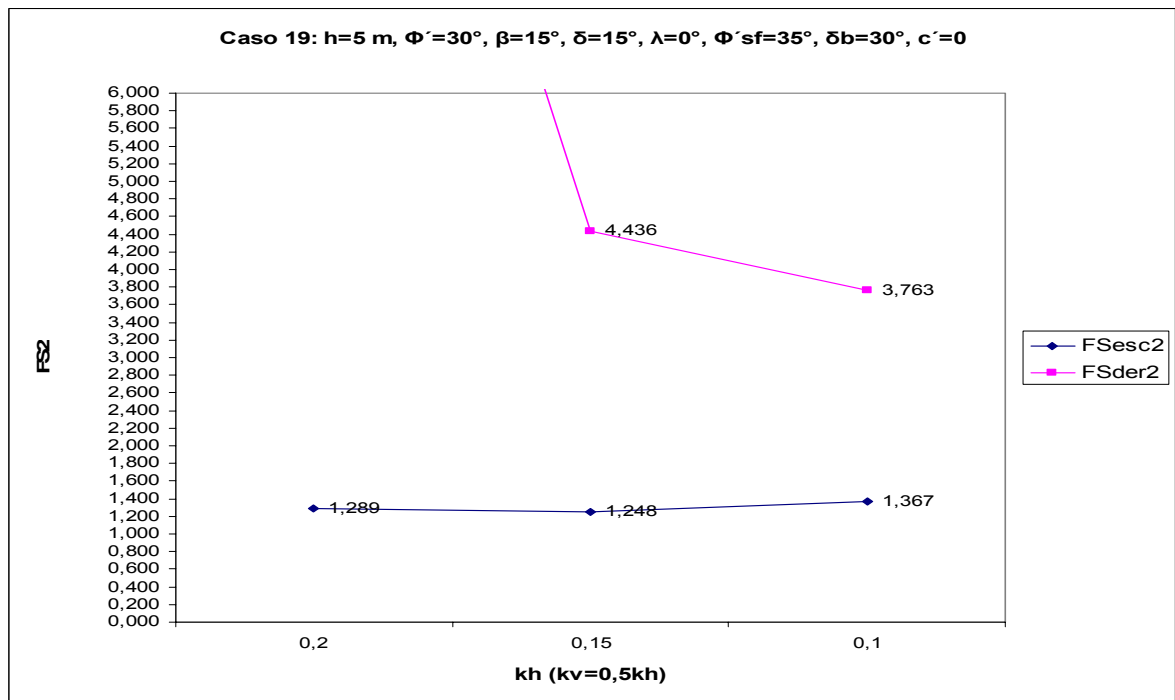


c)

Figura A.18- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ,  $FS_q=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h=f(k_h)$



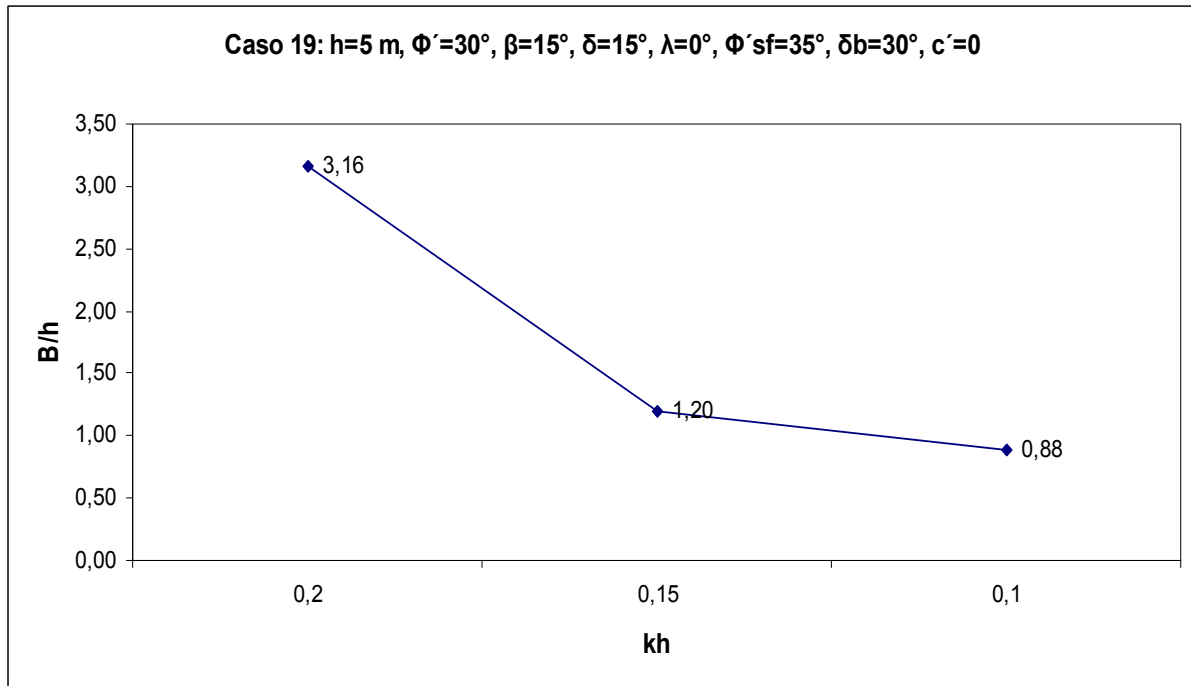
a)



b)

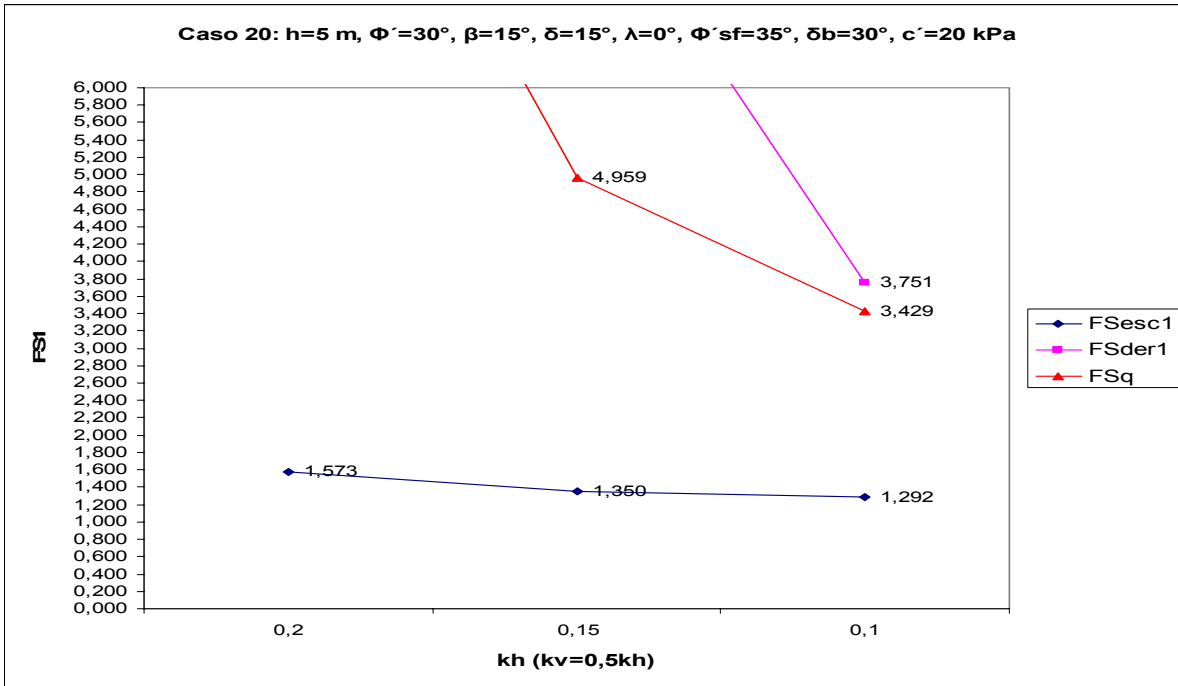
Nota 1: Estado Limite Condicionante  
 Capacidade de carga  $k_h=0,10-0,15$   
 Escorregamento  $k_h=0,20$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$

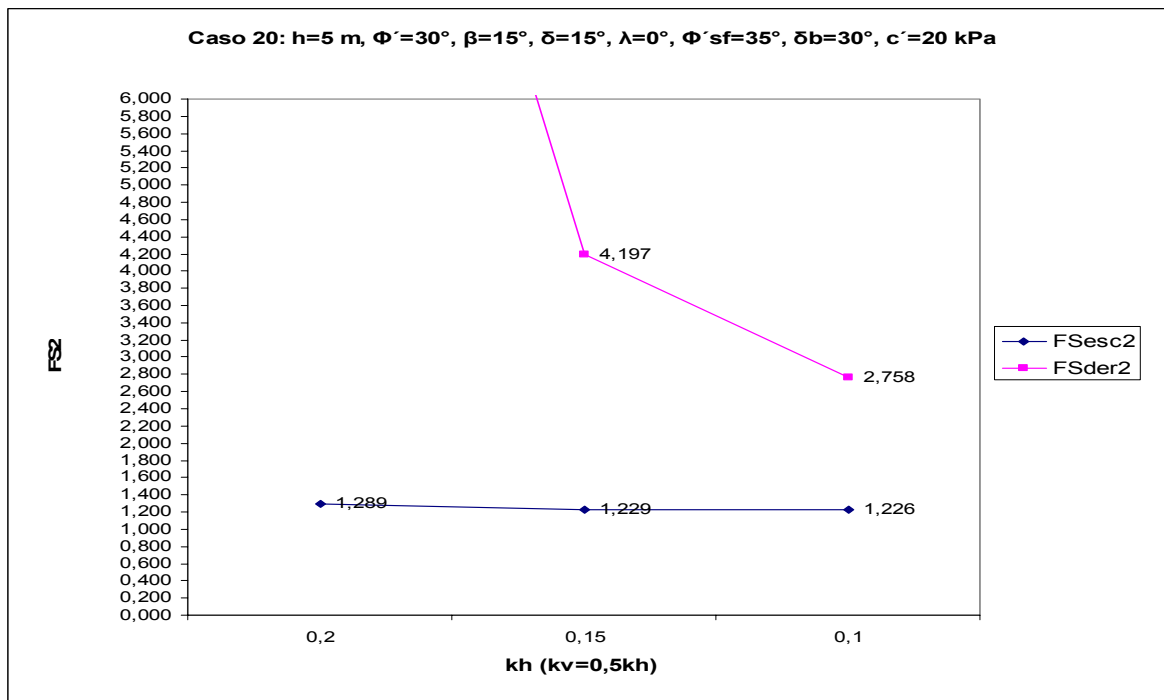


c)

Figura A.19- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ,  $FS_q=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h=f(k_h)$



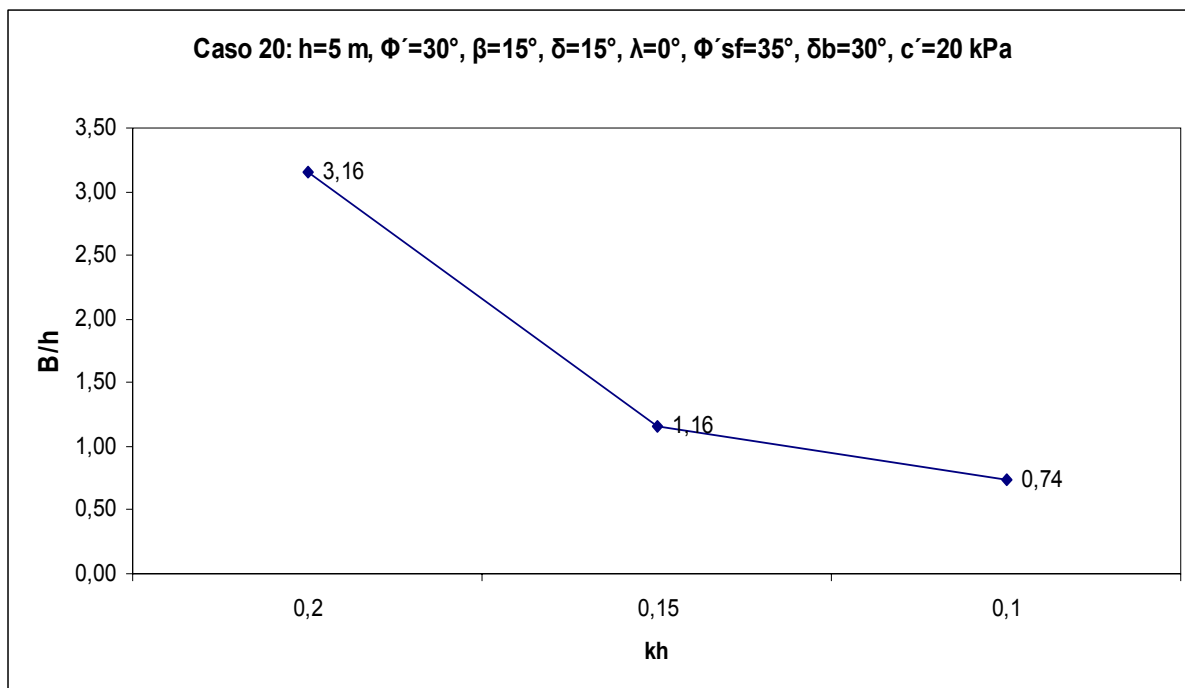
a)



b)

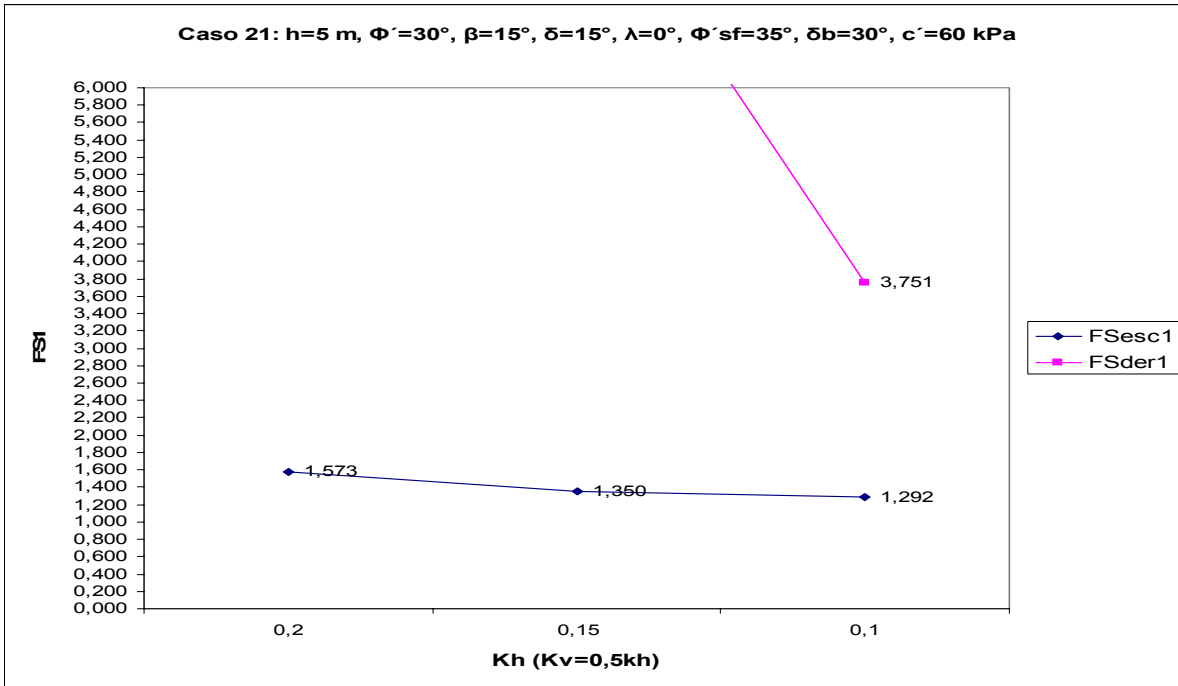
Nota 1: Estado Limite Condicionante  
Escorregamento  $k_h=0,10-0,20$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$

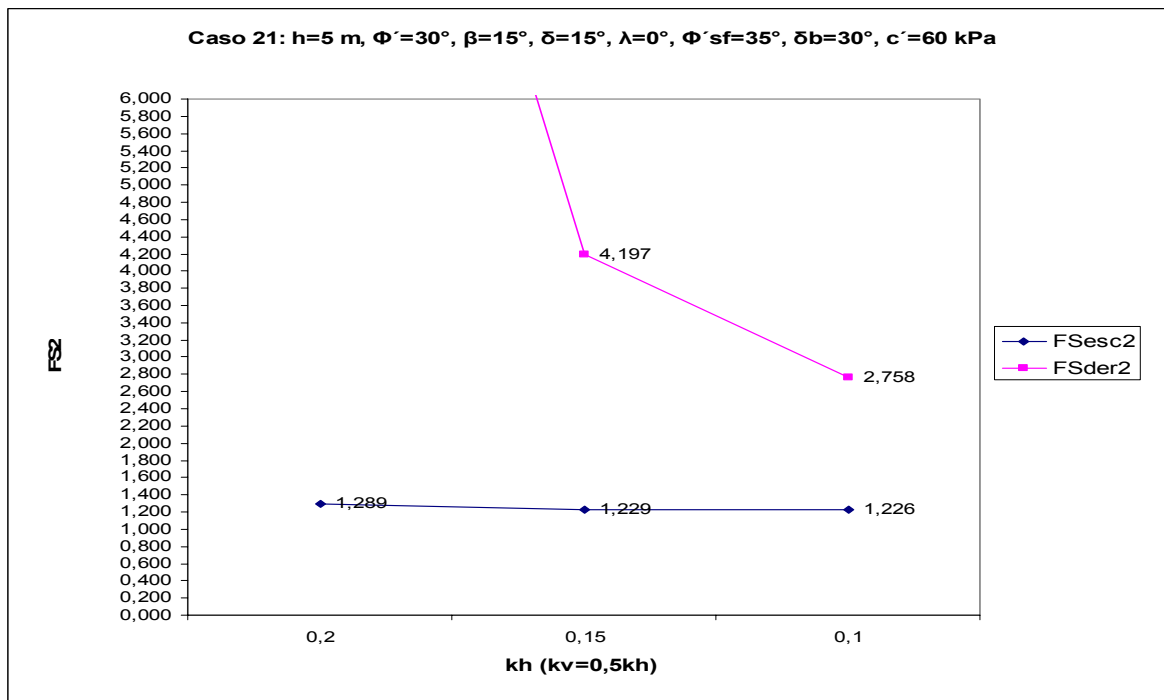


c)

Figura A.20- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ,  $FS_q=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h=f(k_h)$



a)

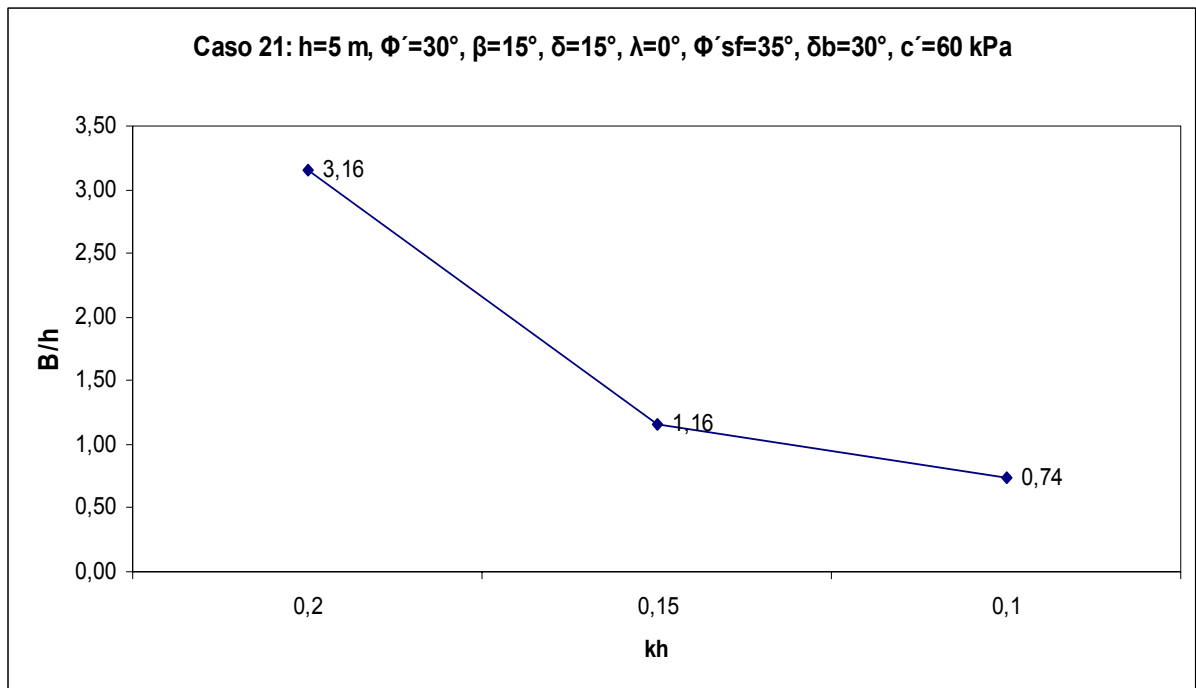


b)

Nota 1: Estado Limite Condicionante  
Escorregamento  $k_h=0,10-0,20$

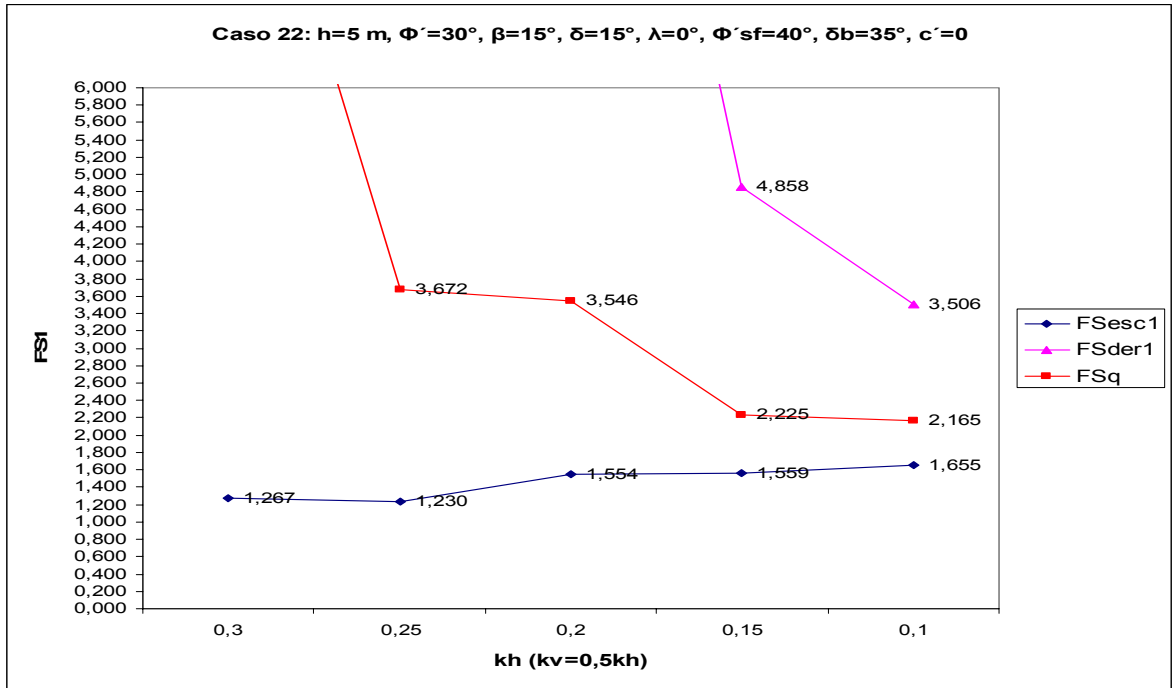
Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$



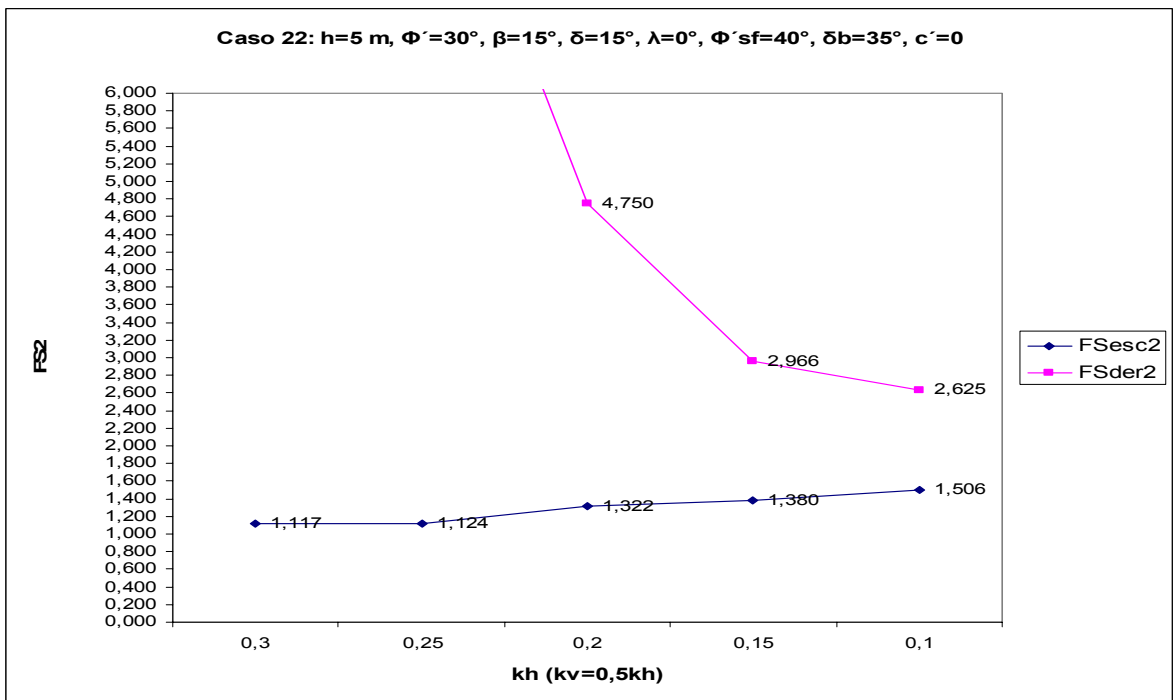


c)

Figura A.21- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h=f(k_h)$



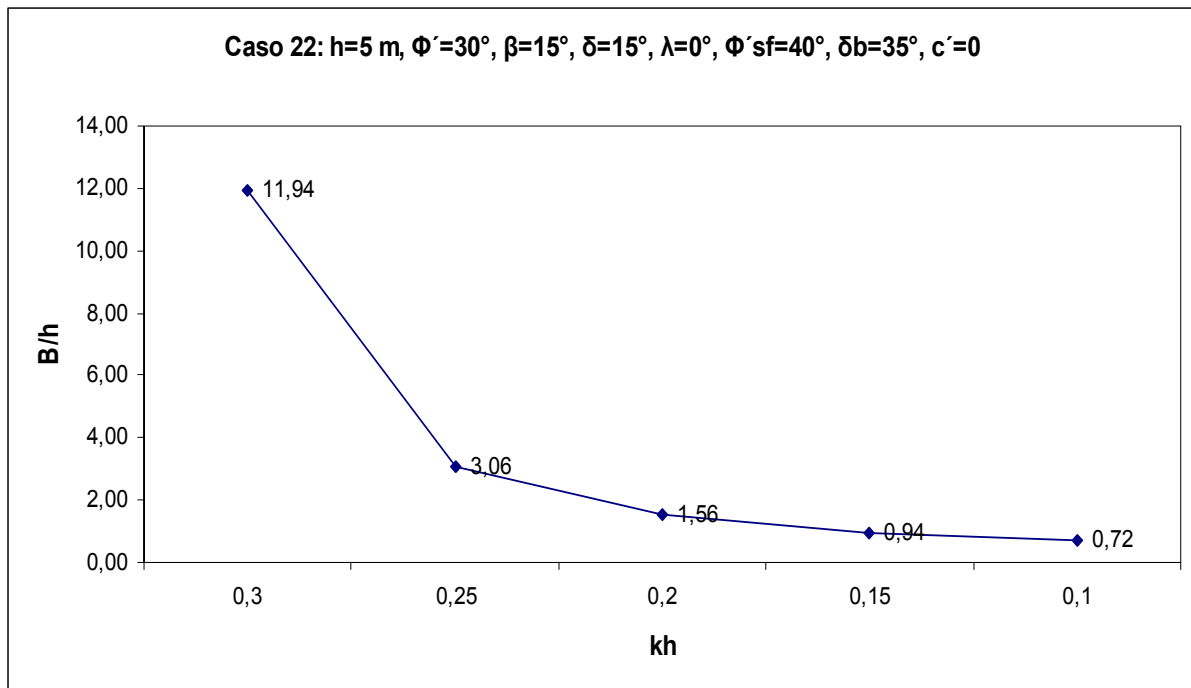
a)



b)

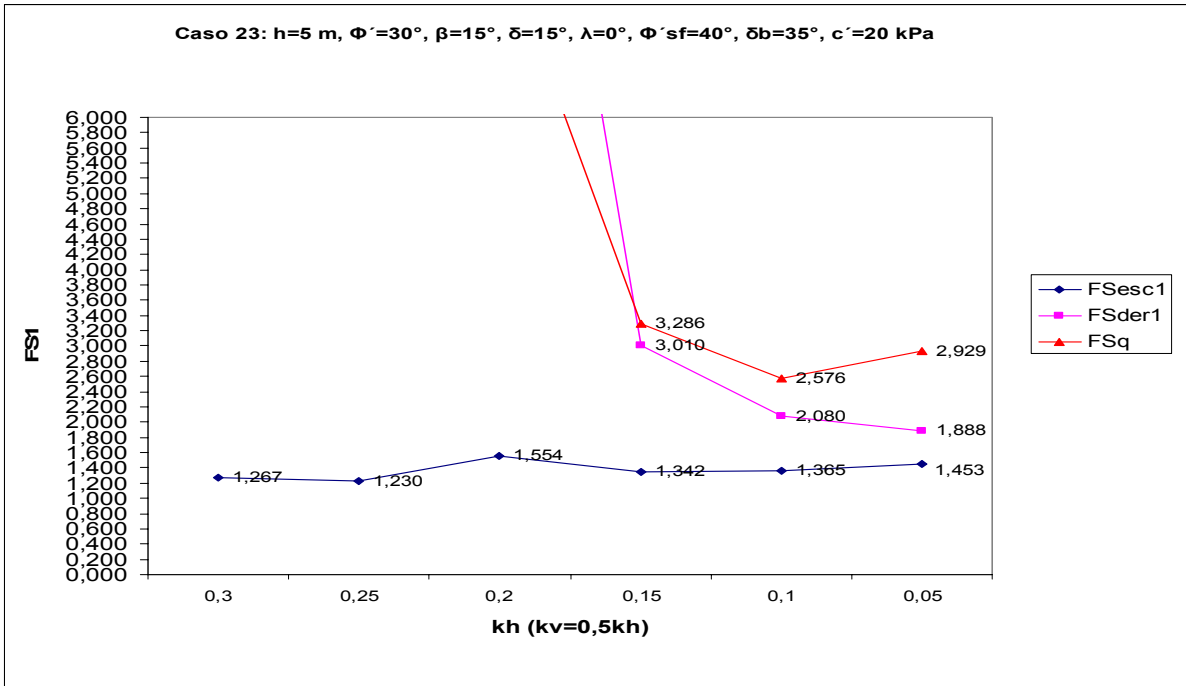
Nota 1: Estado Limite Condicionante  
 Capacidade de carga  $k_h=0,10-0,15$   
 Escorregamento  $k_h=0,20-0,30$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$  para  $k_h=0,10-0,20$   
 $K_{as}=K_{as2}$  para  $k_h=0,25-0,30$

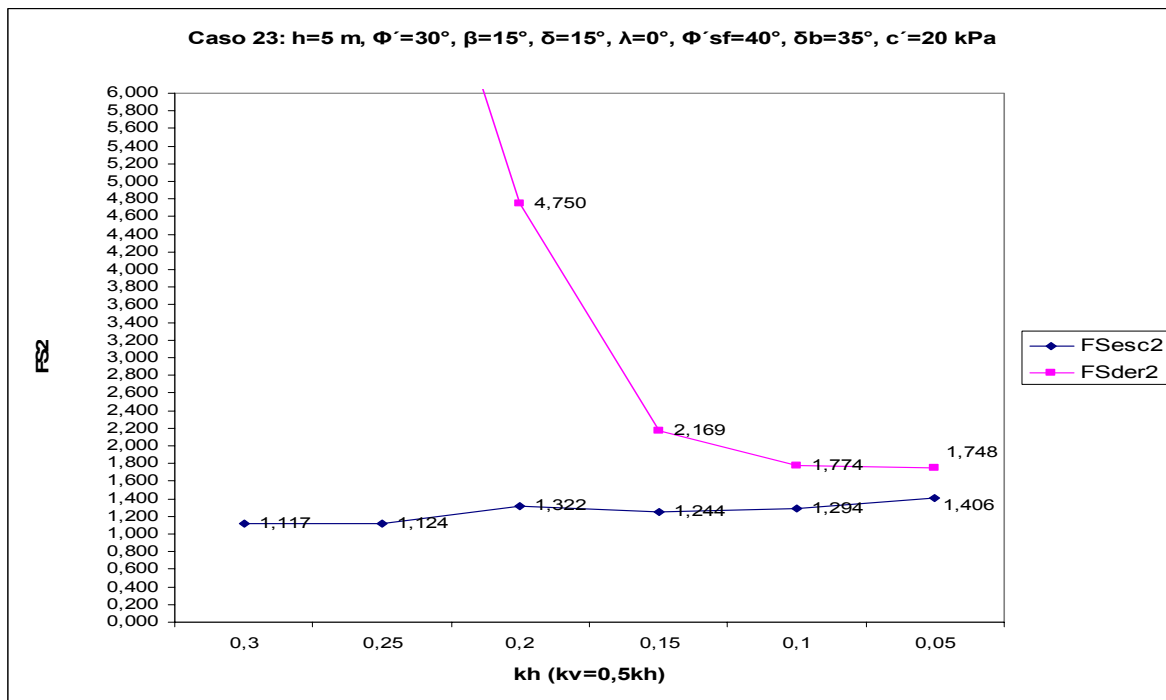


c)

Figura A.22- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ,  $FS_q=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h=f(k_h)$



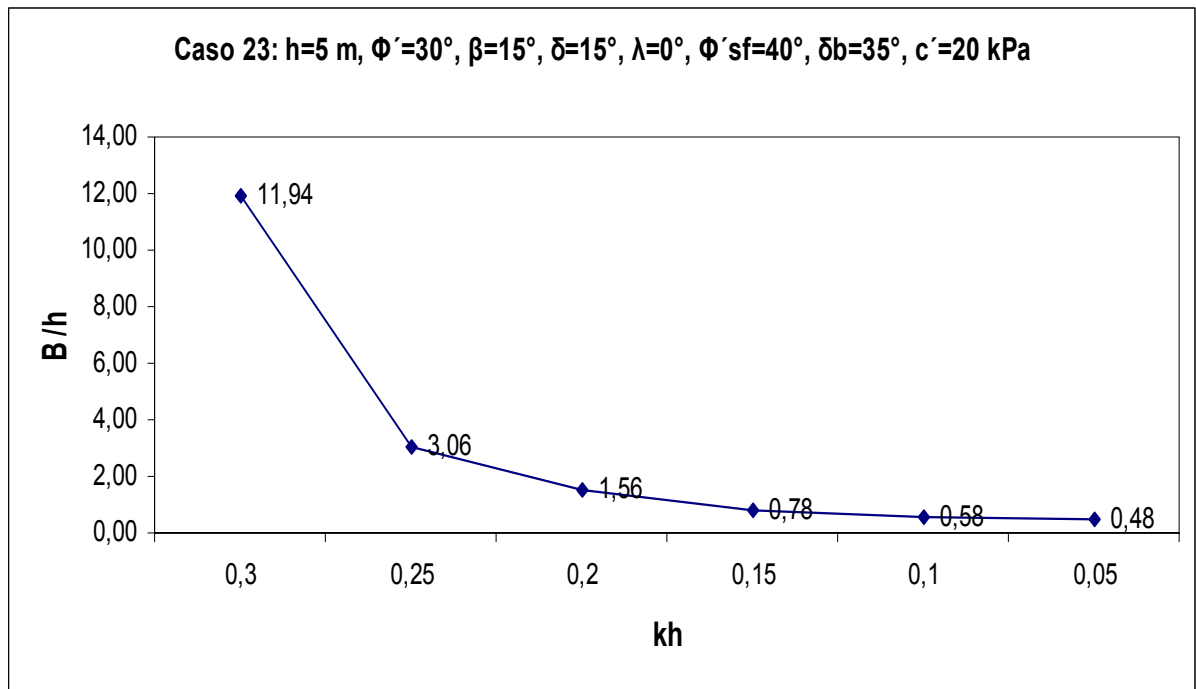
a)



b)

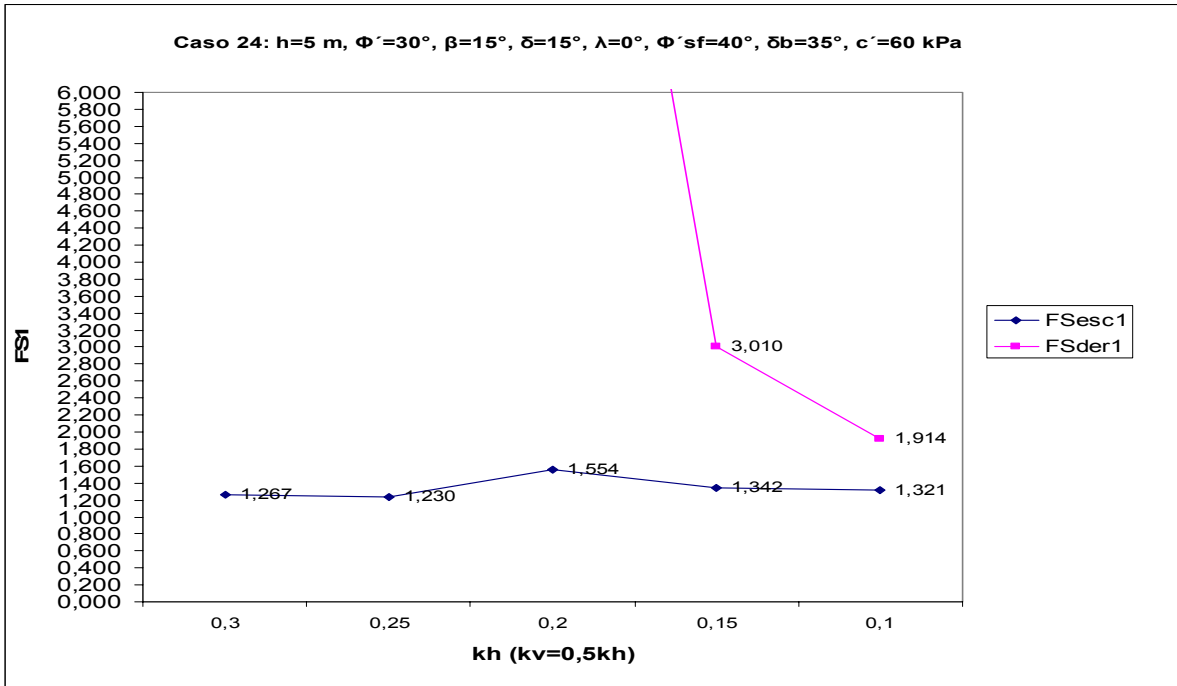
Nota 1: Estado Limite Condicionante  
 Capacidade de carga  $k_h=0,05-0,15$   
 Escorregamento  $k_h=0,20-0,30$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$  para  $k_h=0,05-0,20$   
 $K_{as}=K_{as2}$  para  $k_h=0,25-0,30$

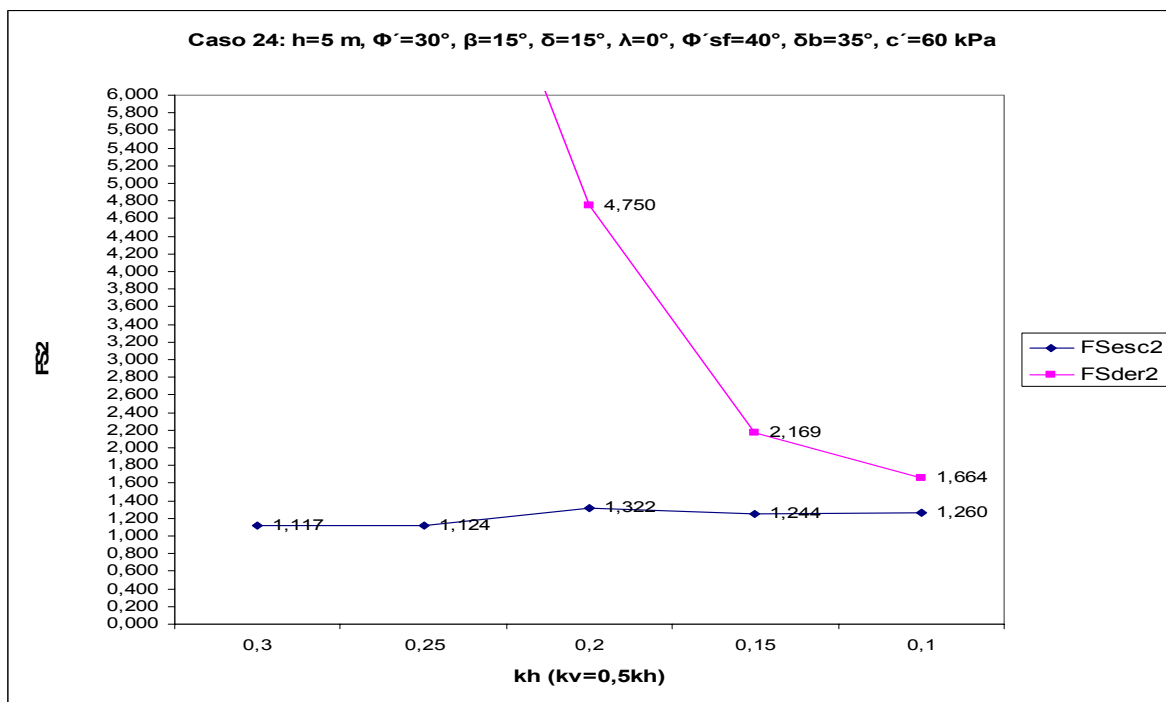


c)

Figura A.23- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ,  $FS_q=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h=f(k_h)$



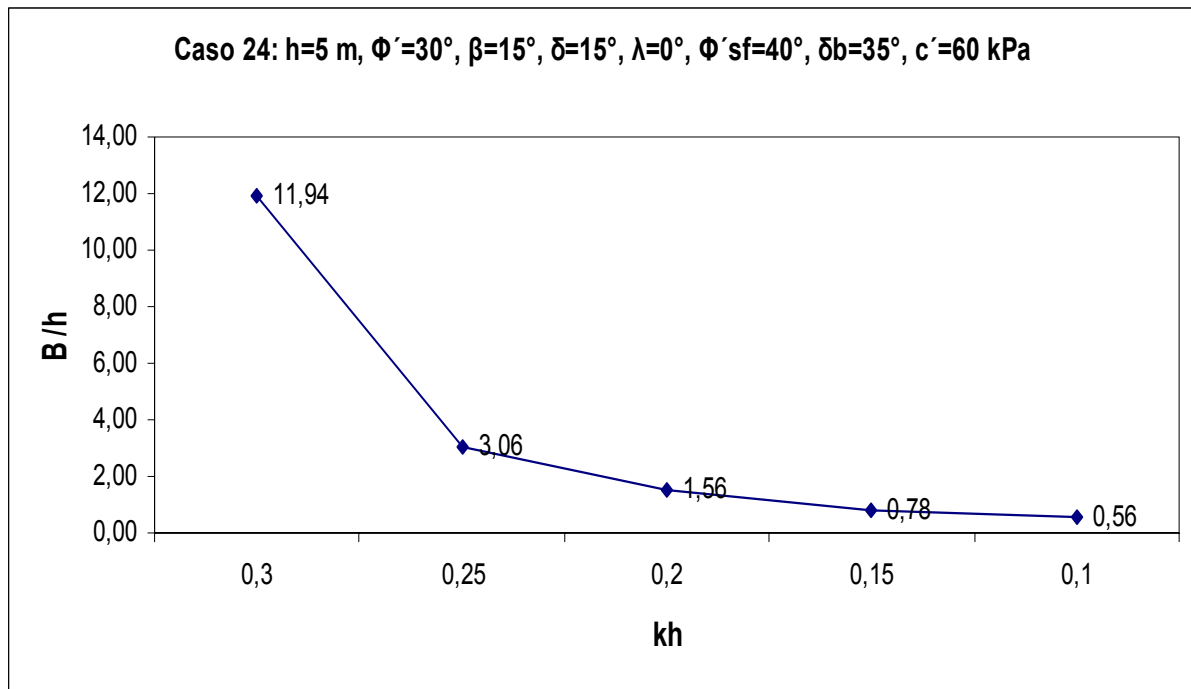
a)



b)

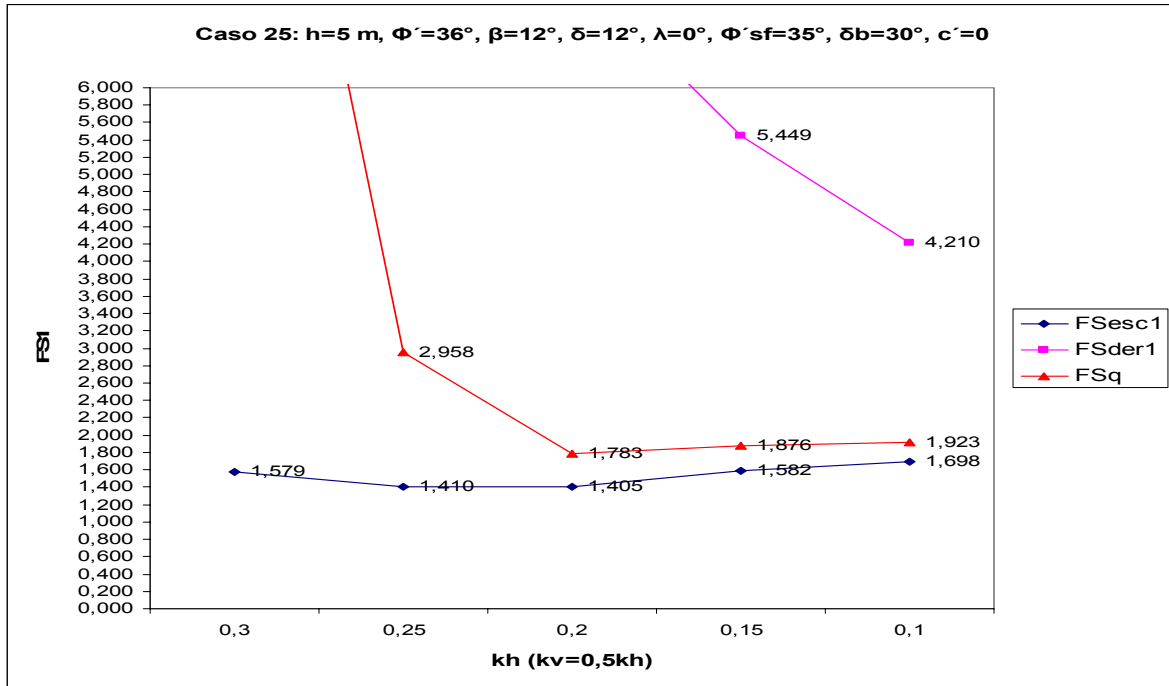
Nota 1: Estado Limite Condicionante  
Escorregamento  $k_h=0,10-0,30$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$  para  $k_h=0,10-0,20$   
 $K_{as}=K_{as2}$  para  $k_h=0,25-0,30$

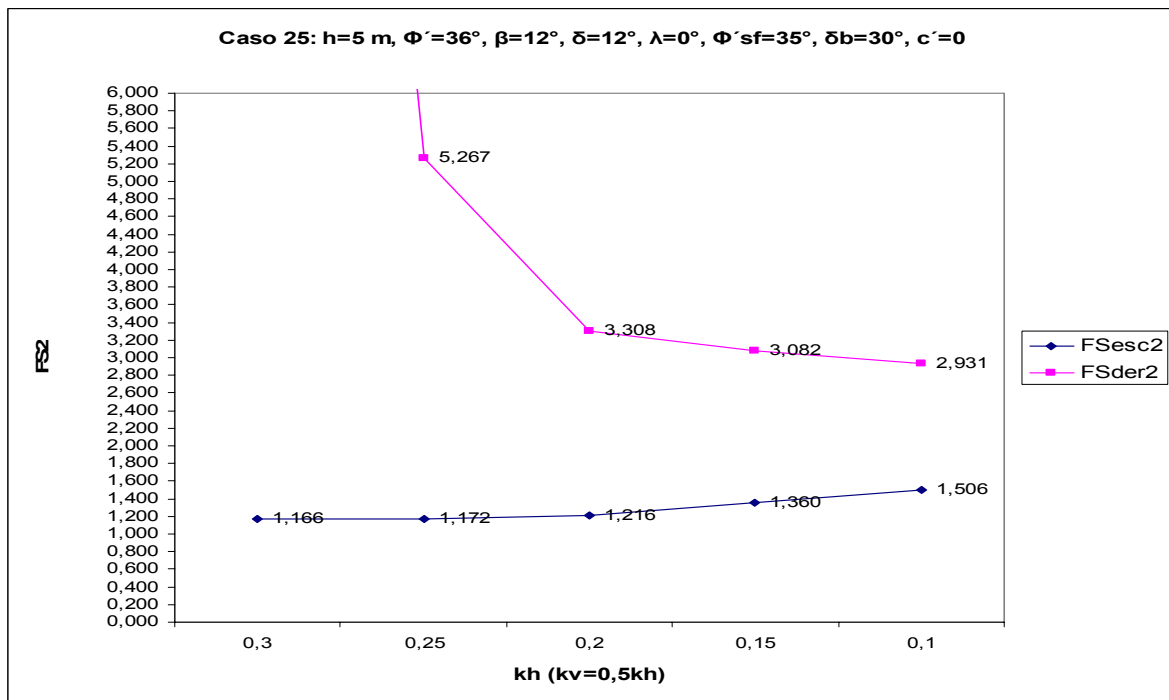


c)

Figura A.24- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h= f(k_h)$



a)

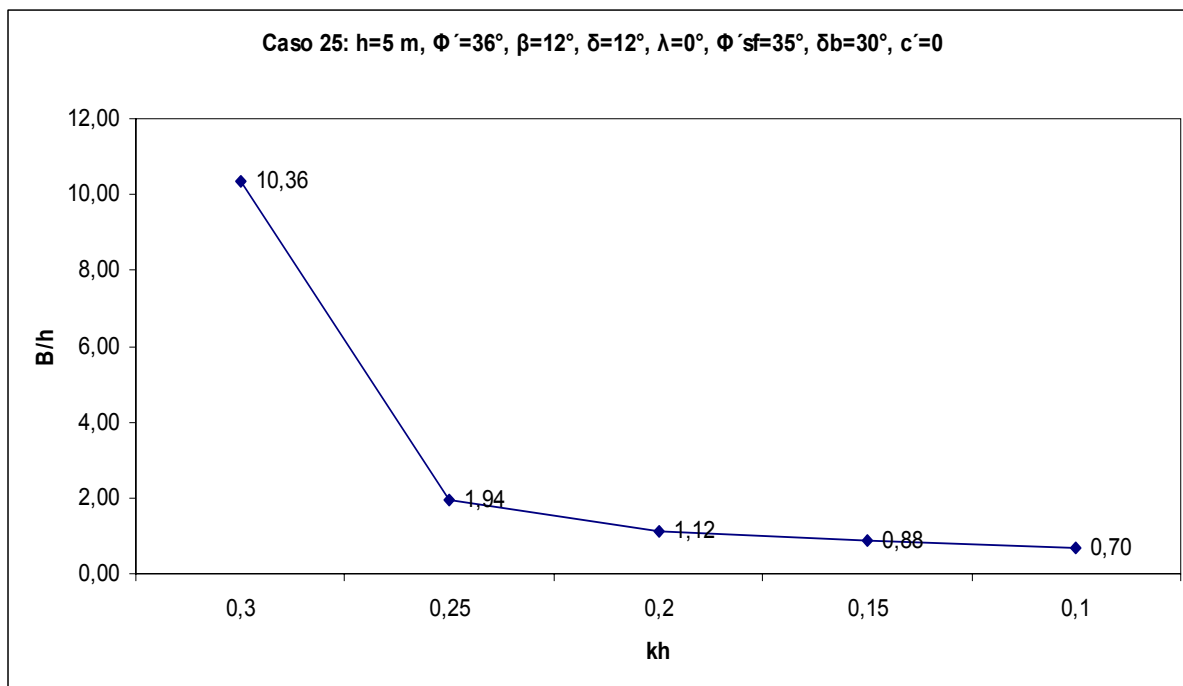


b)

Nota 1: Estado Limite Condicionante  
 Capacidade de carga  $k_h=0,10-0,20$   
 Escorregamento  $k_h=0,25-0,30$

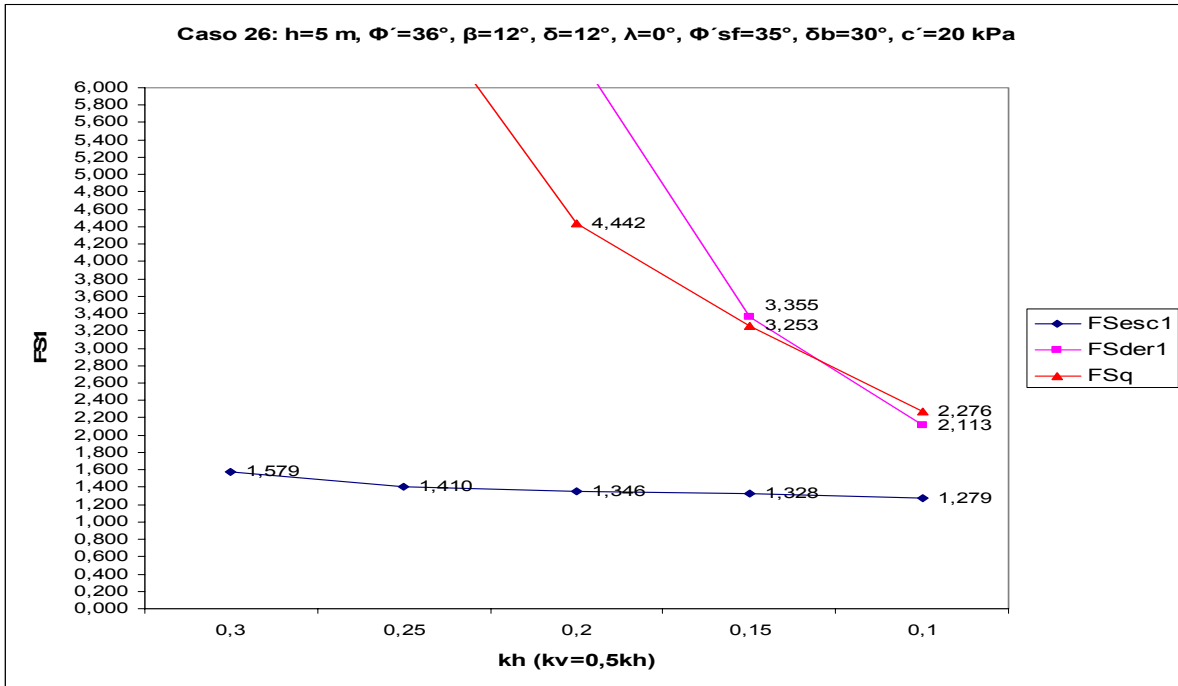
Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$



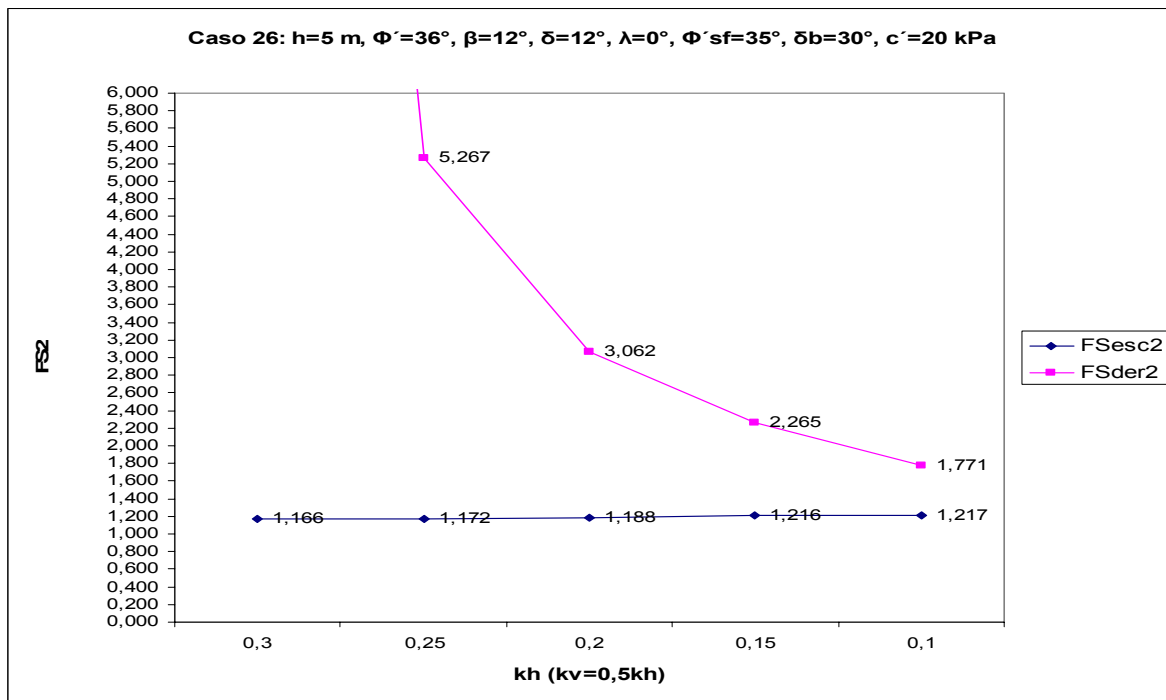


c)

Figura A.25- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ,  $FS_q=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h=f(k_h)$



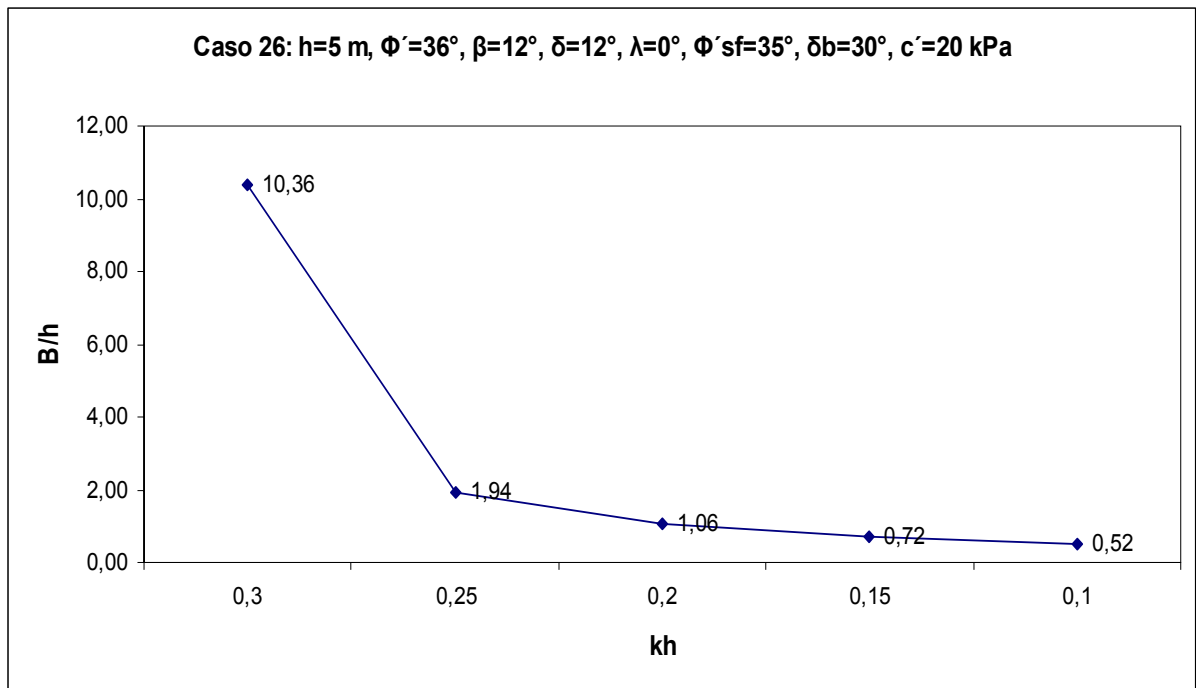
a)



b)

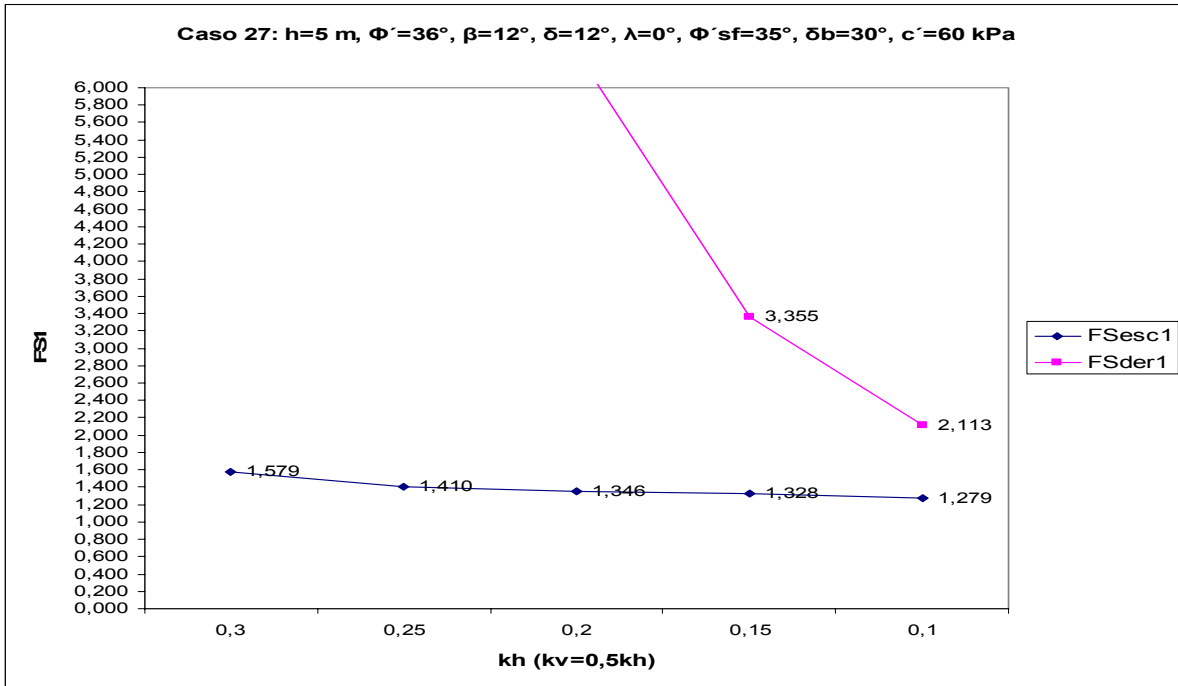
Nota 1: Estado Limite Condicionante  
Escorregamento  $k_h=0,10-0,30$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$

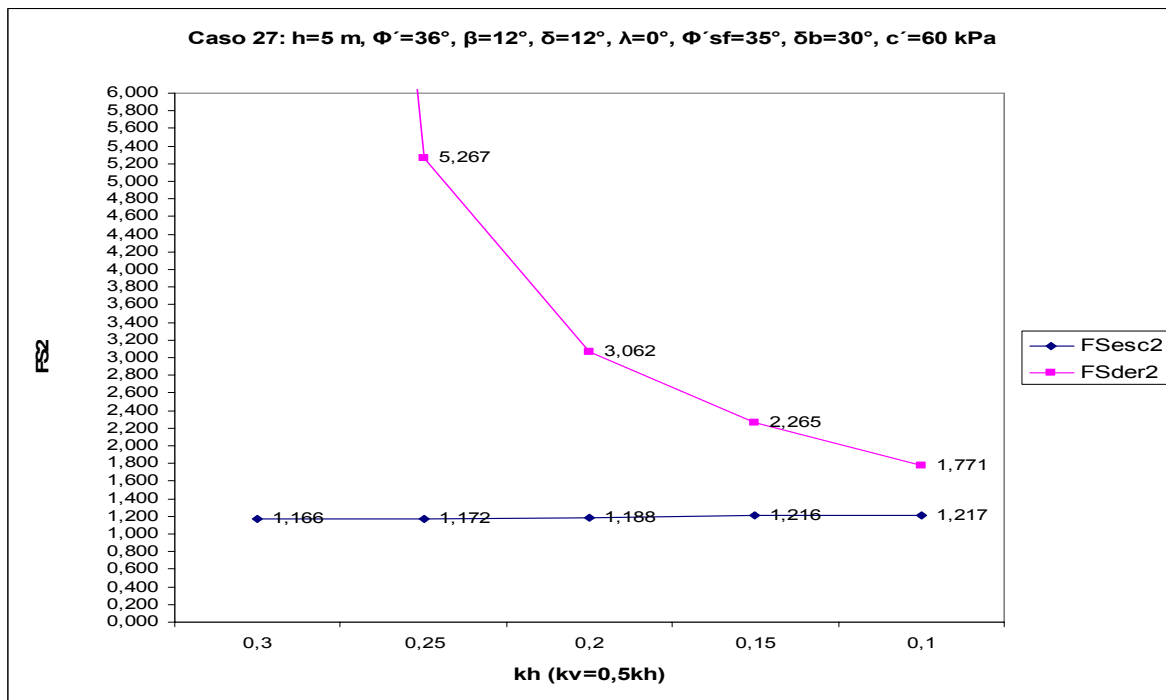


c)

Figura A.26- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ,  $FS_q=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h=f(k_h)$



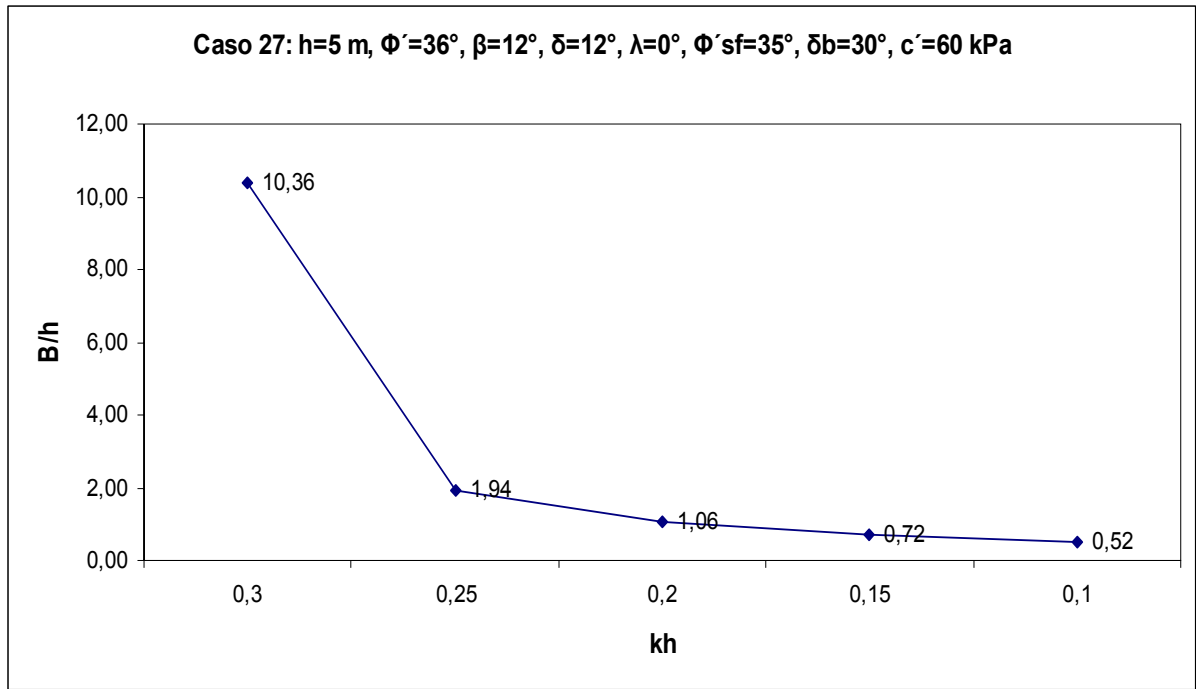
a)



b)

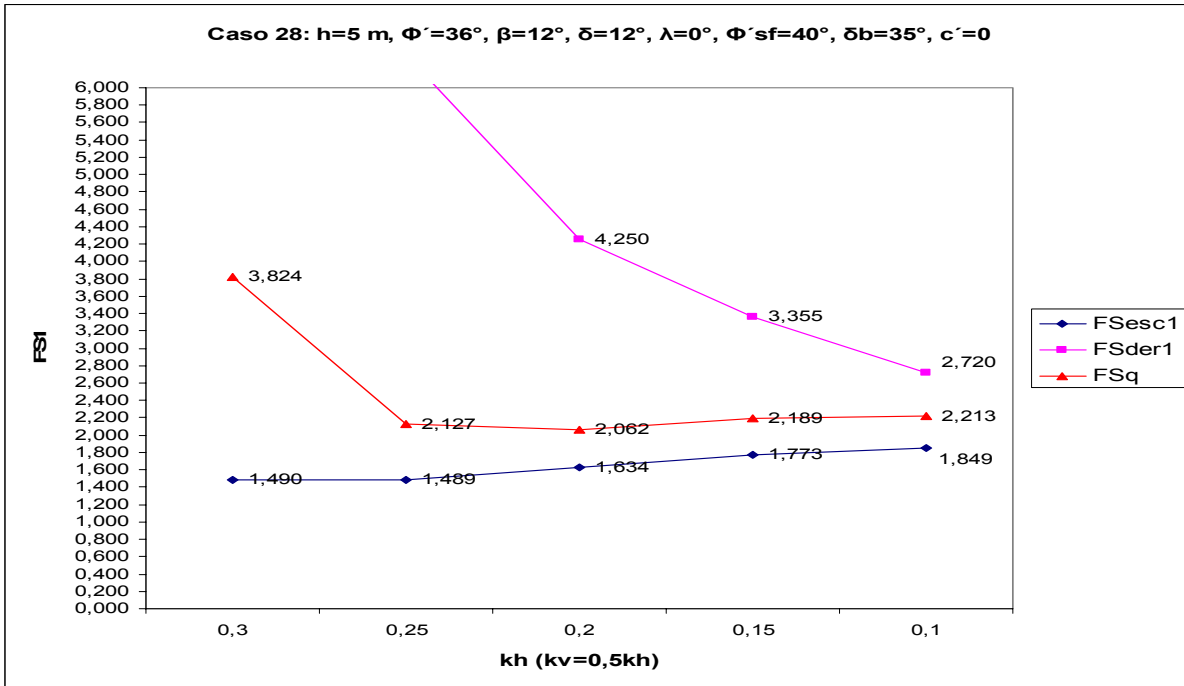
Nota 1: Estado Limite Condicionante  
Escorregamento  $k_h=0,10-0,30$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$

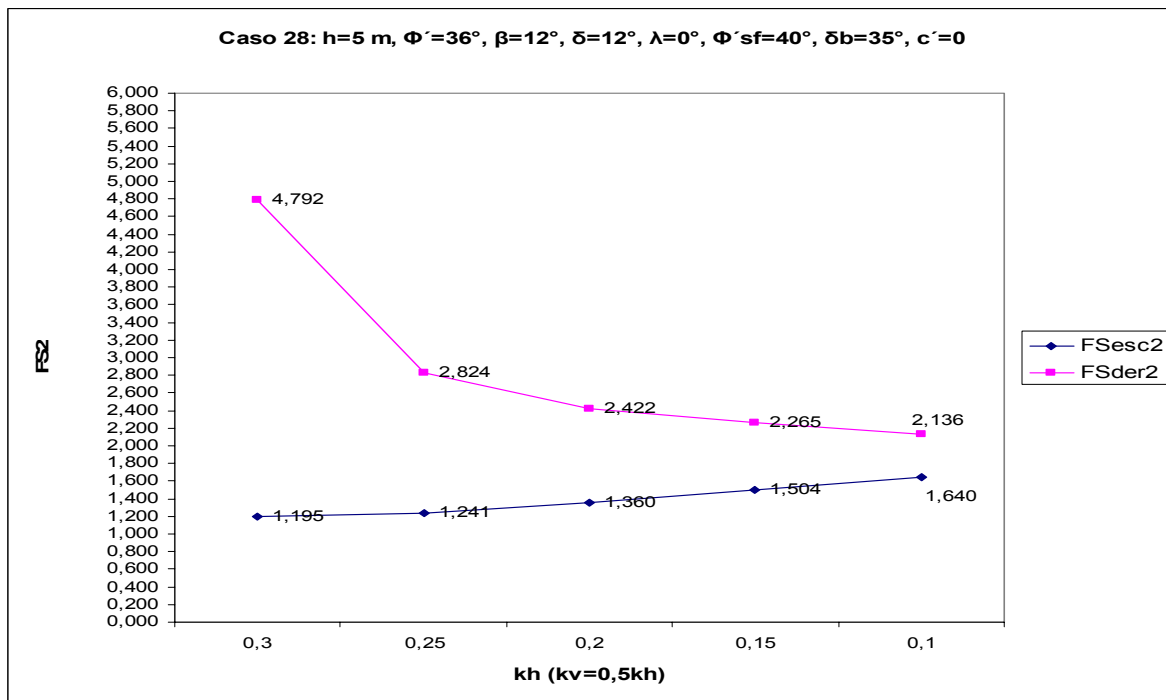


c)

Figura A.27- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h=f(k_h)$



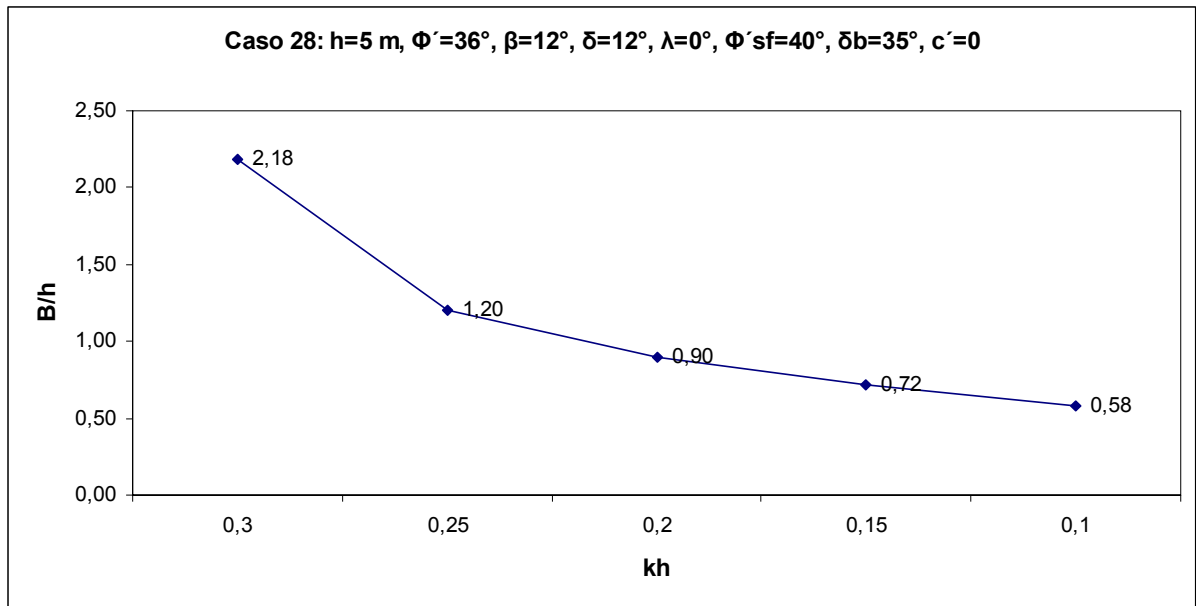
a)



b)

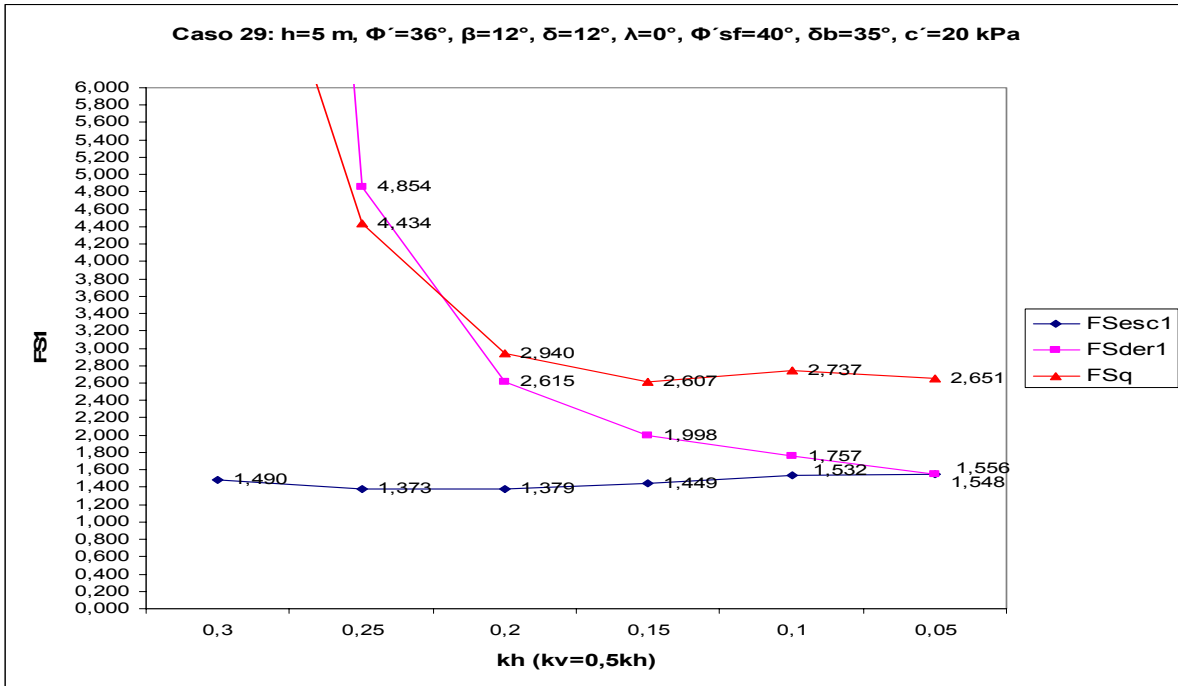
Nota 1: Estado Limite Condicionante  
 Capacidade de carga  $k_h=0,10-0,25$   
 Escorregamento  $k_h=0,30$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$

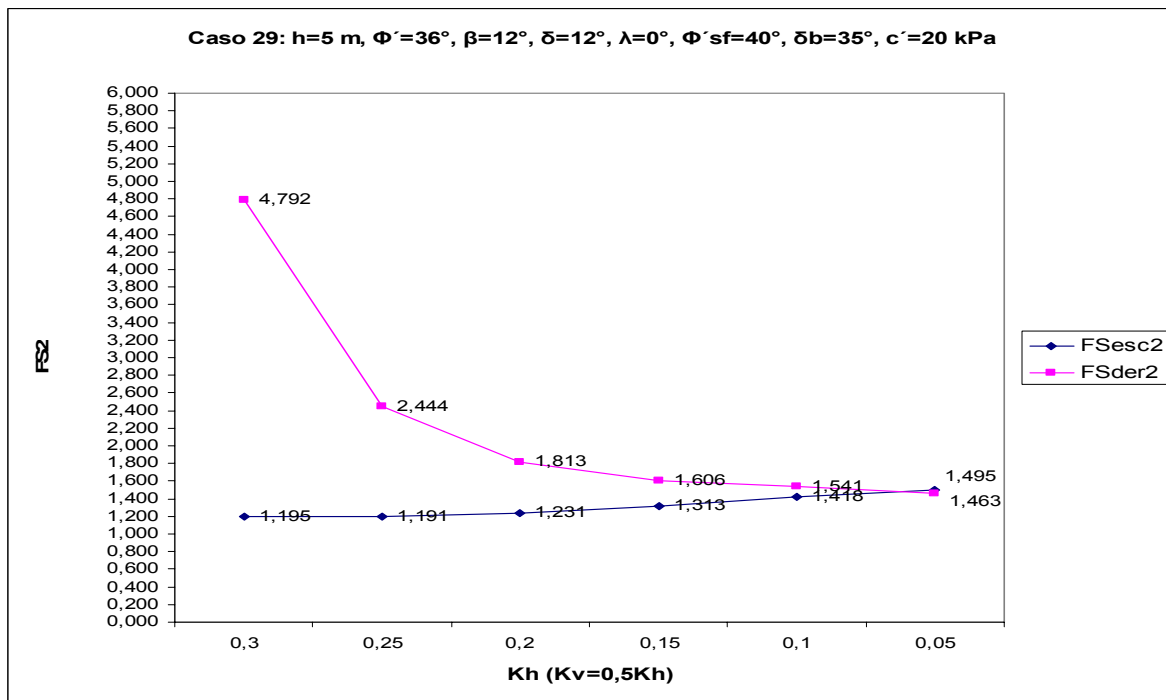


c)

Figura A.28- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ,  $FS_q=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h= f(k_h)$



a)

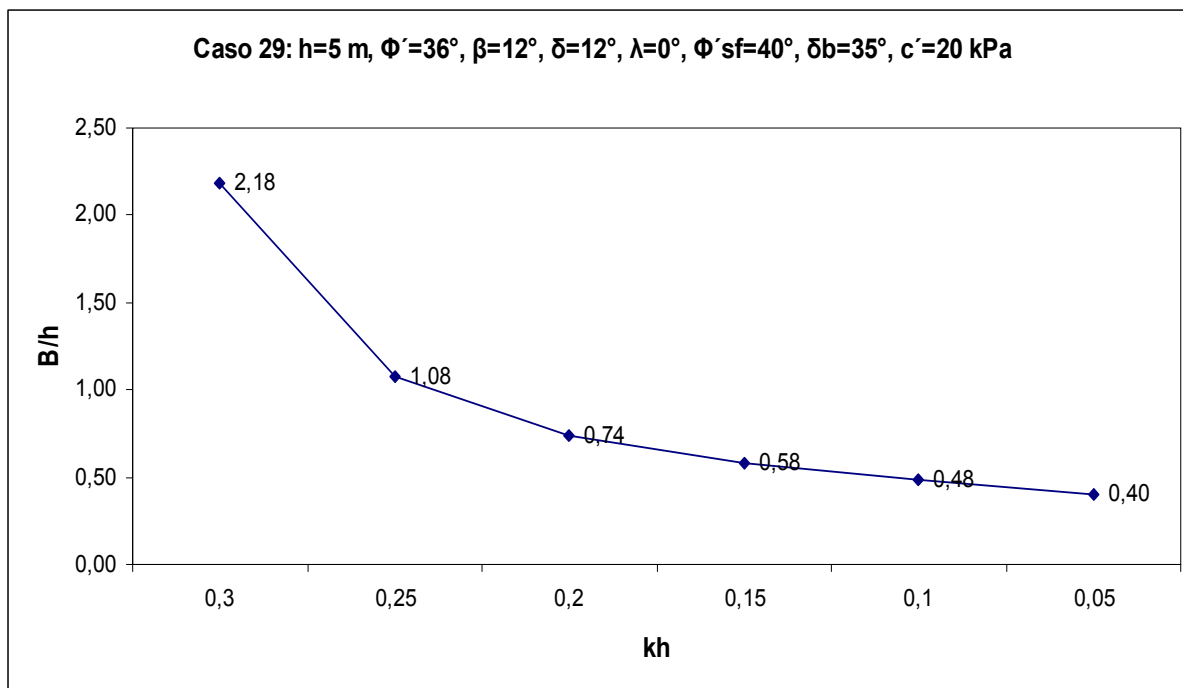


b)

Nota 1: Estado Limite Condicionante  
 Capacidade de carga  $k_h=0,05-0,20$   
 Escorregamento  $k_h=0,20-0,30$

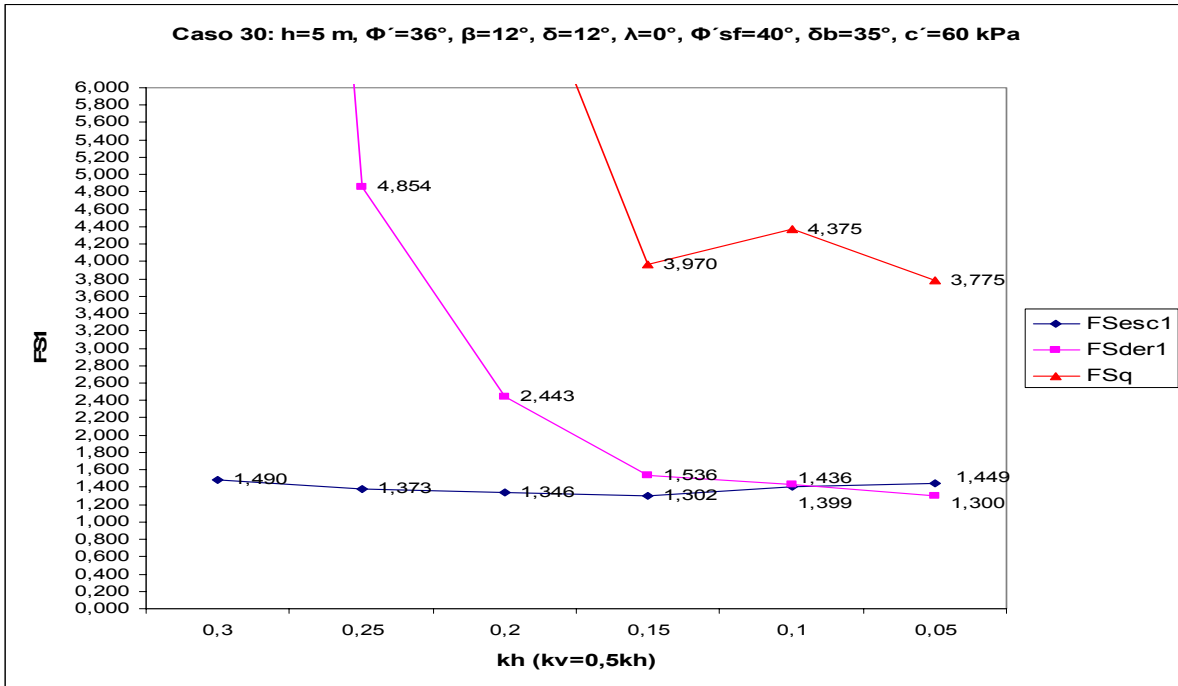
Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$



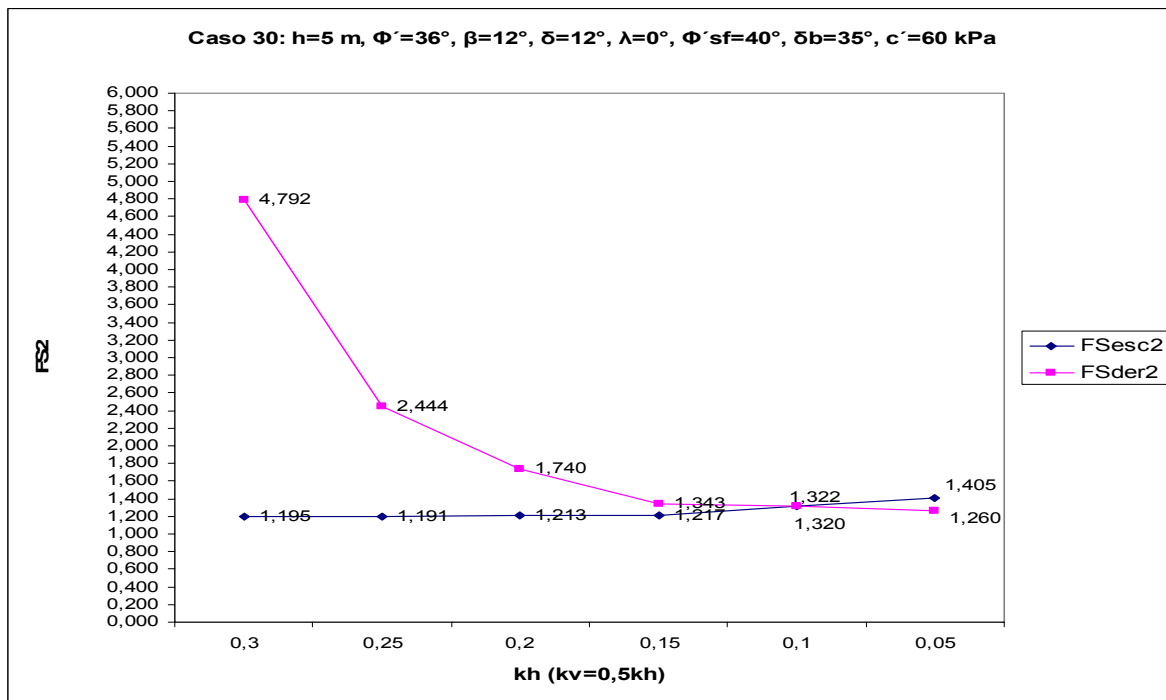


c)

Figura A.29- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ,  $FS_q=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h=f(k_h)$



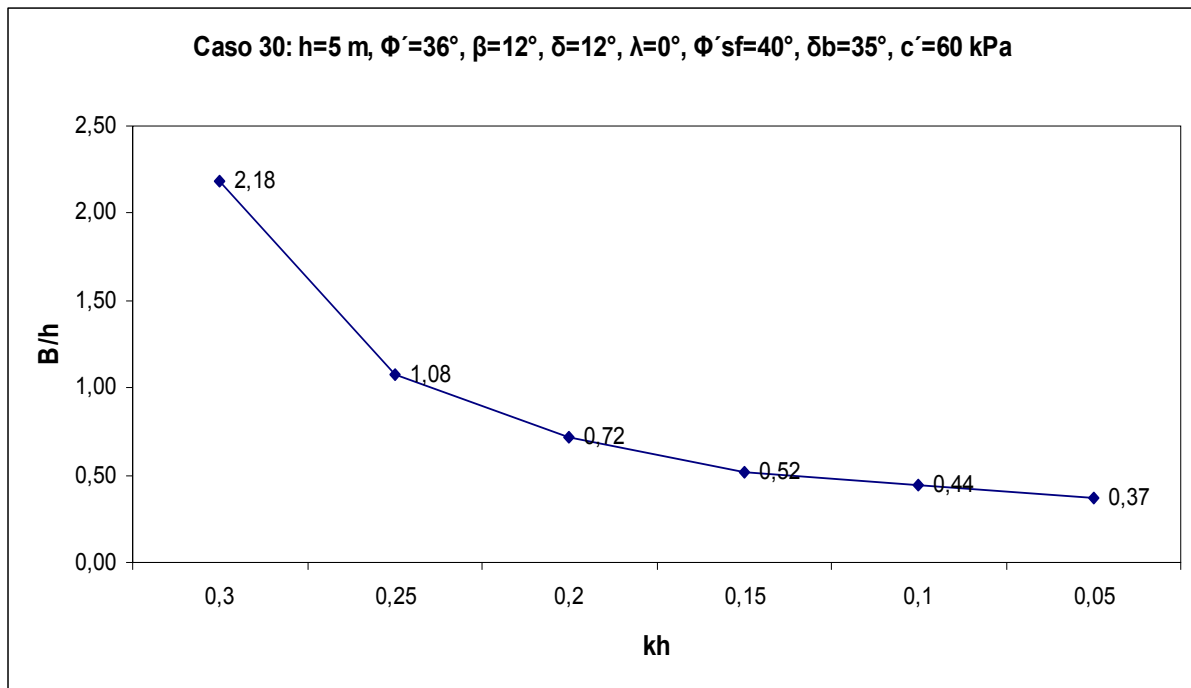
a)



b)

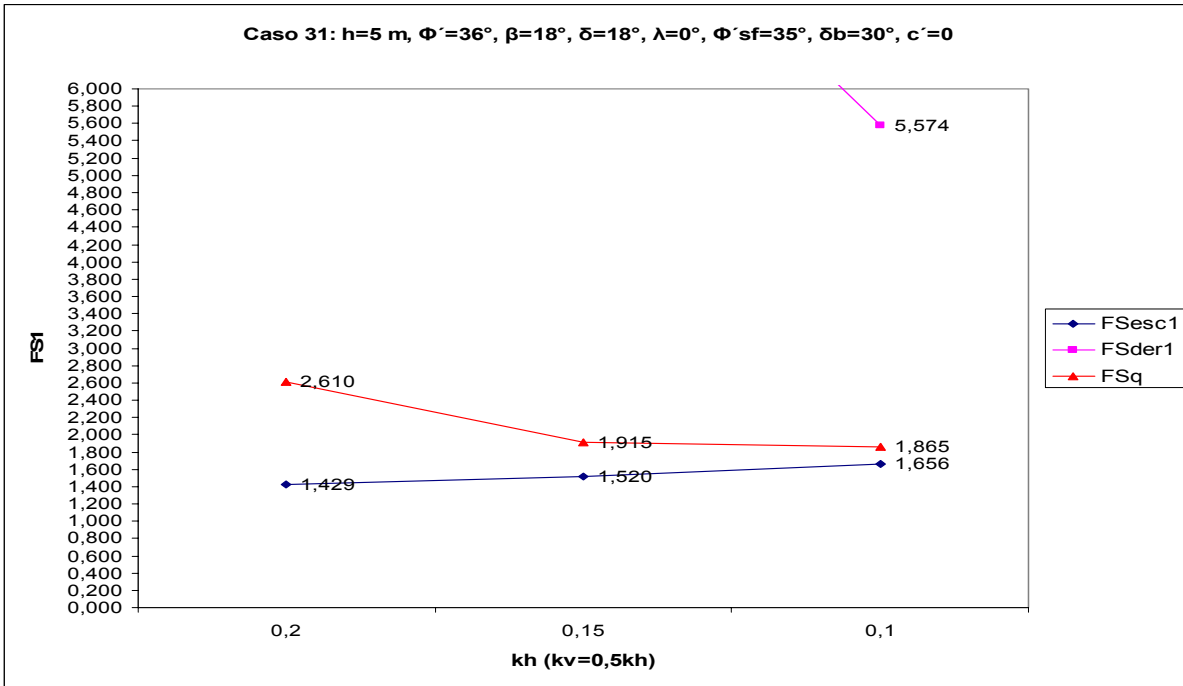
Nota 1: Estado Limite Condicionante  
 Capacidade de carga  $k_h=0,05-0,15$   
 Escorregamento  $k_h=0,15-0,30$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$

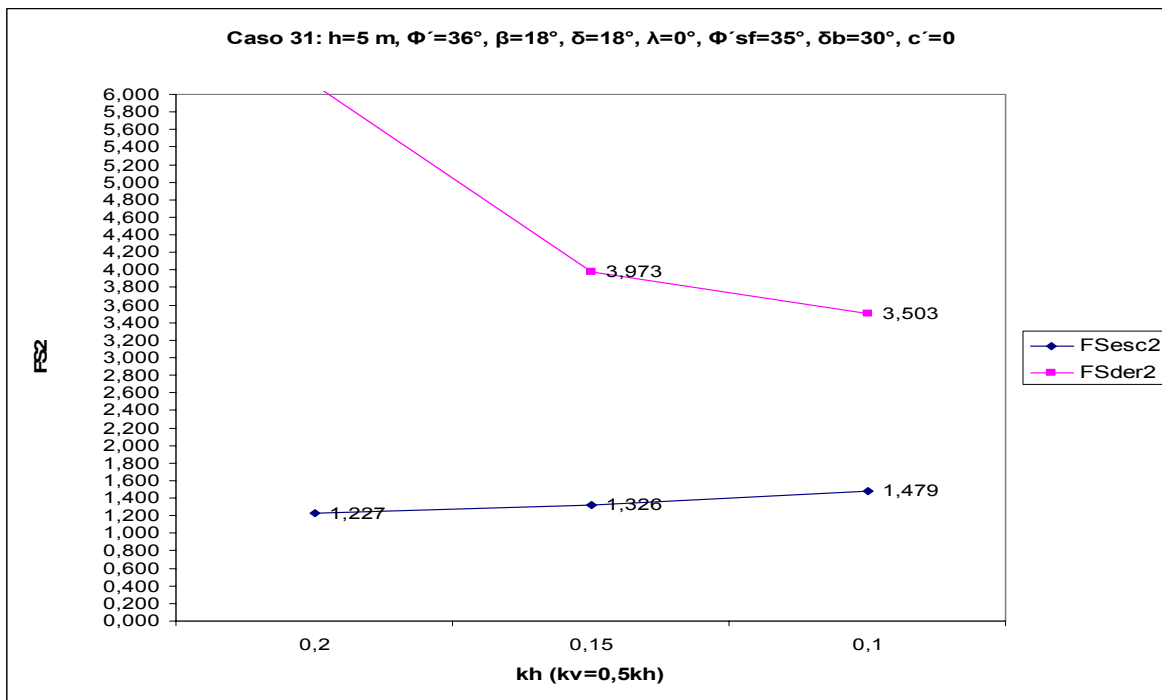


c)

Figura A.30- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ,  $FS_q=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h=f(k_h)$



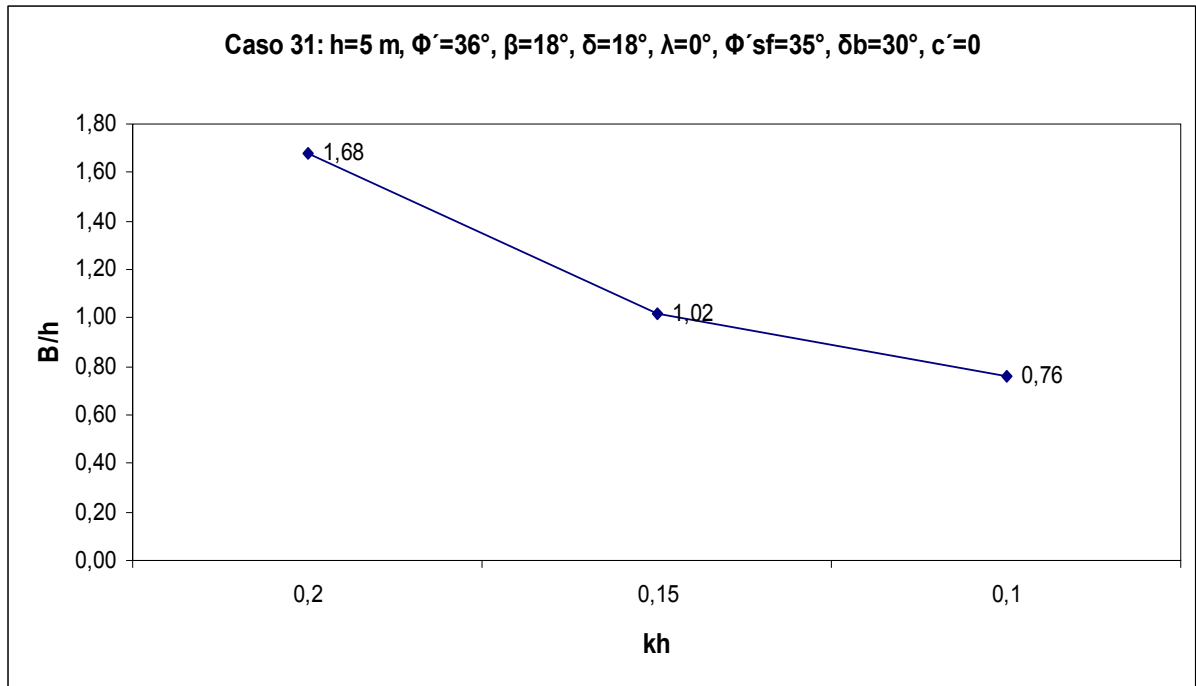
a)



b)

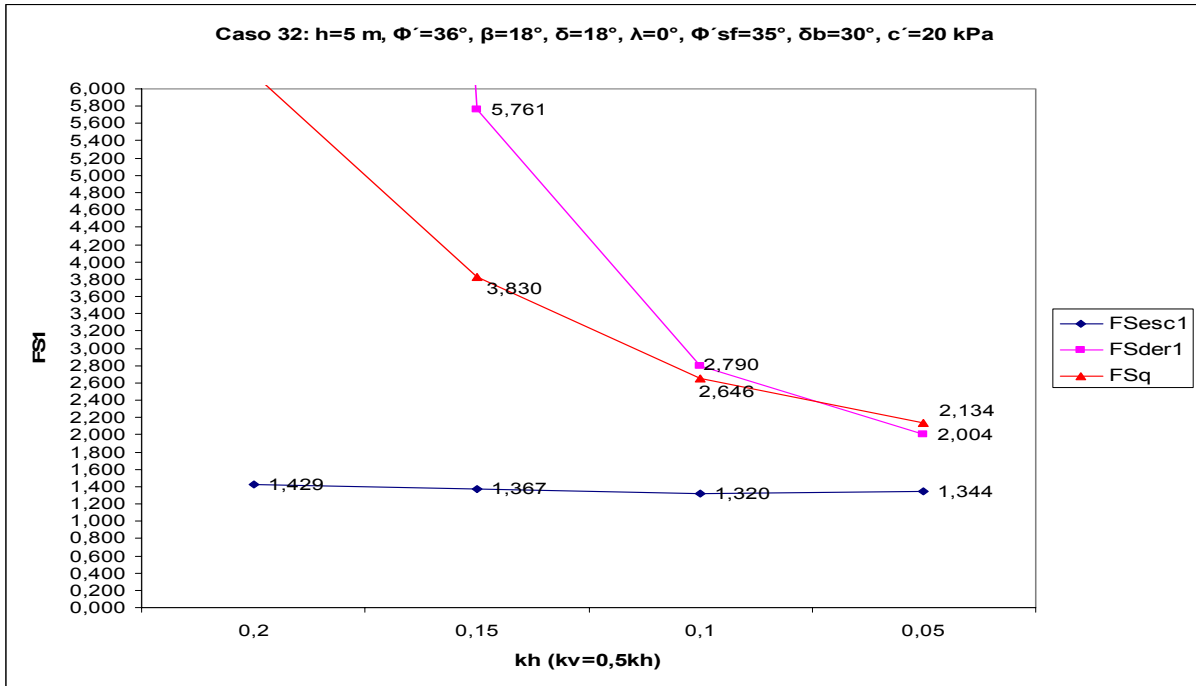
Nota 1: Estado Limite Condicionante  
 Capacidade de carga  $k_h=0,10-0,15$   
 Escorregamento  $k_h=0,20$

Nota 2:  $K_{ac}=K_{ac1}$

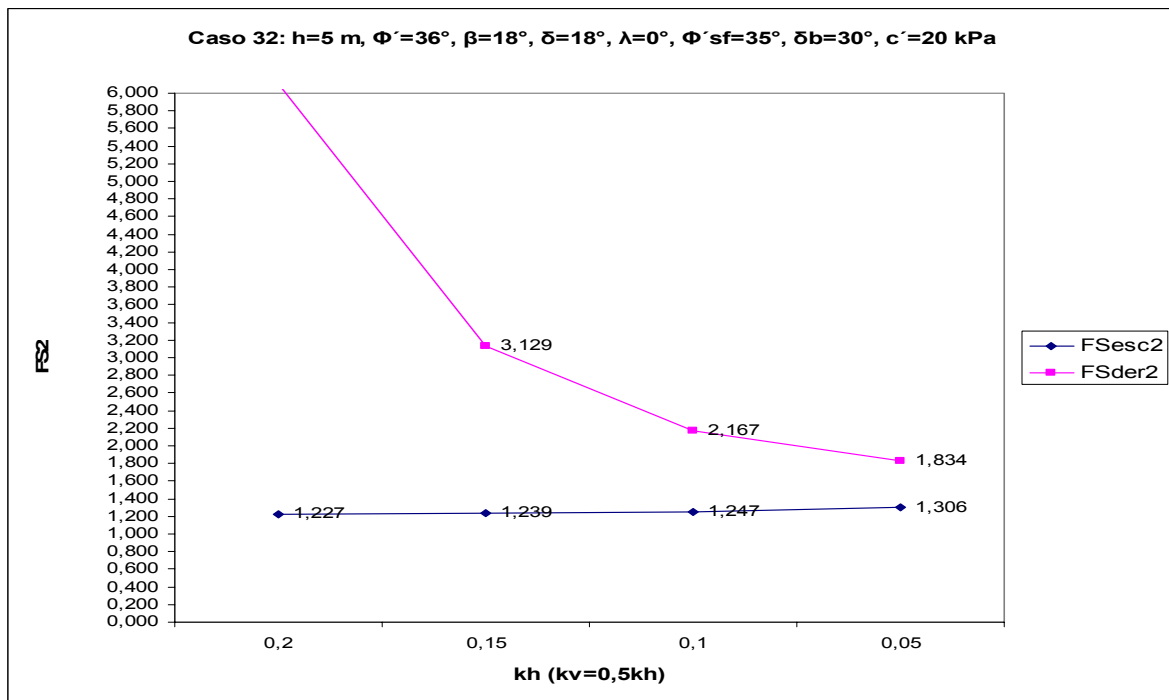


c)

Figura A.31- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ,  $FS_q=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h=f(k_h)$



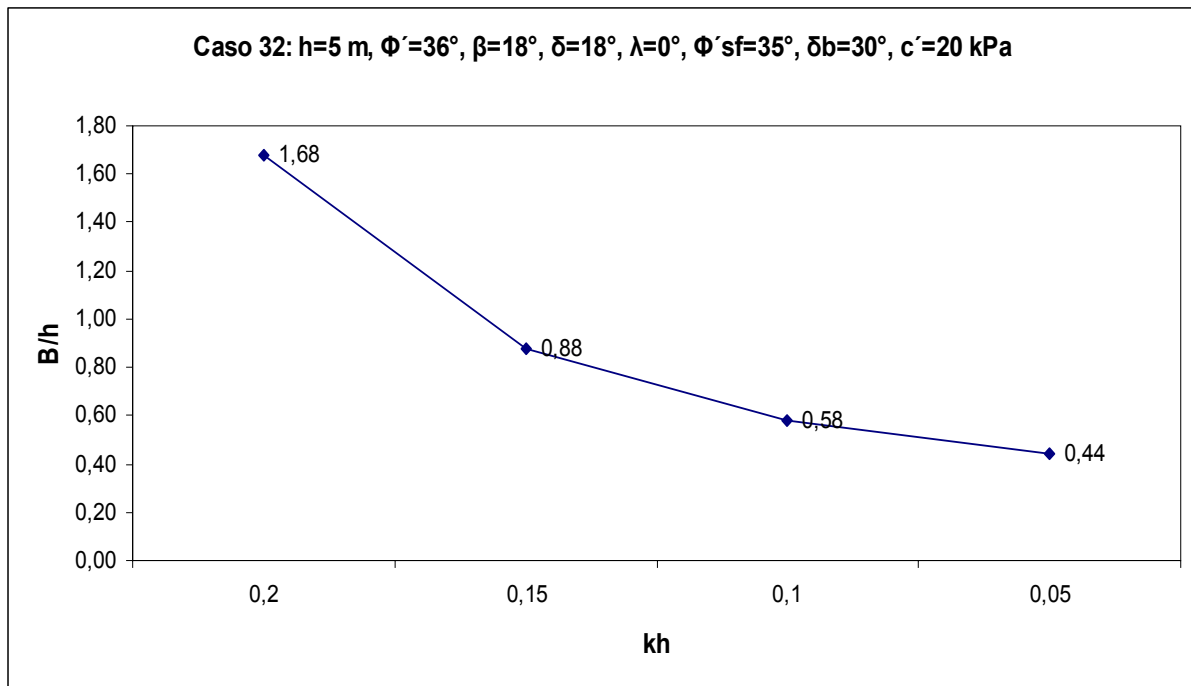
a)



b)

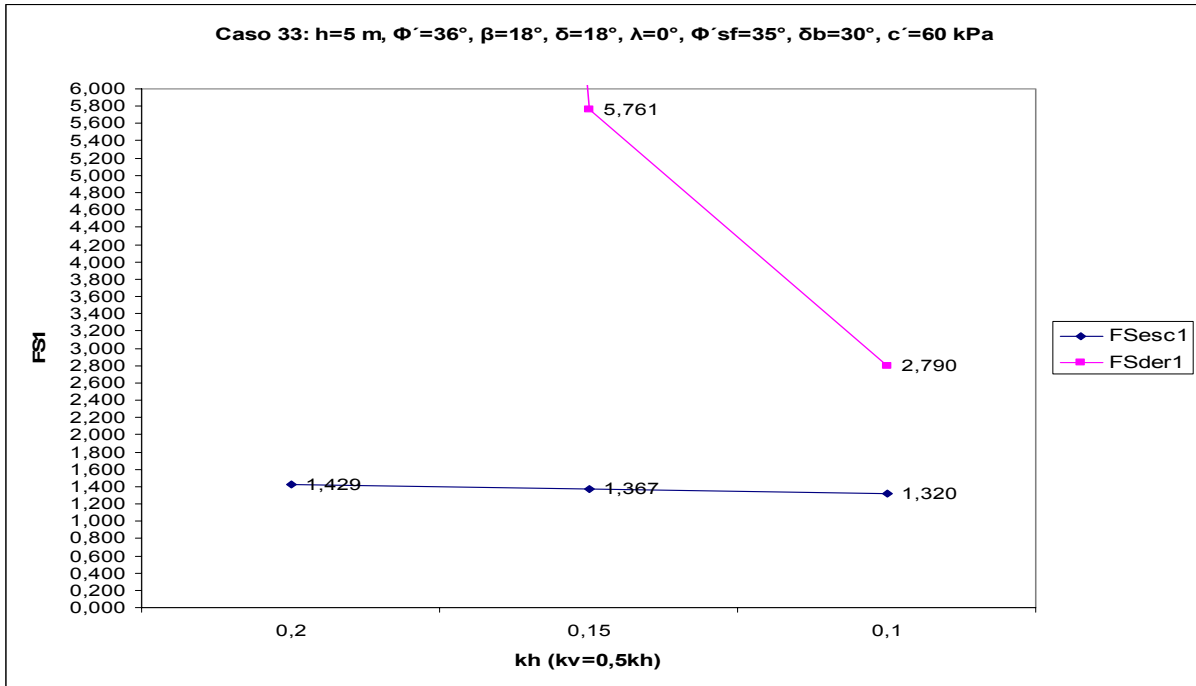
Nota 1: Estado Limite Condicionante  
 Capacidade de carga  $k_h=0,05$   
 Escorregamento  $k_h=0,10-0,20$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$

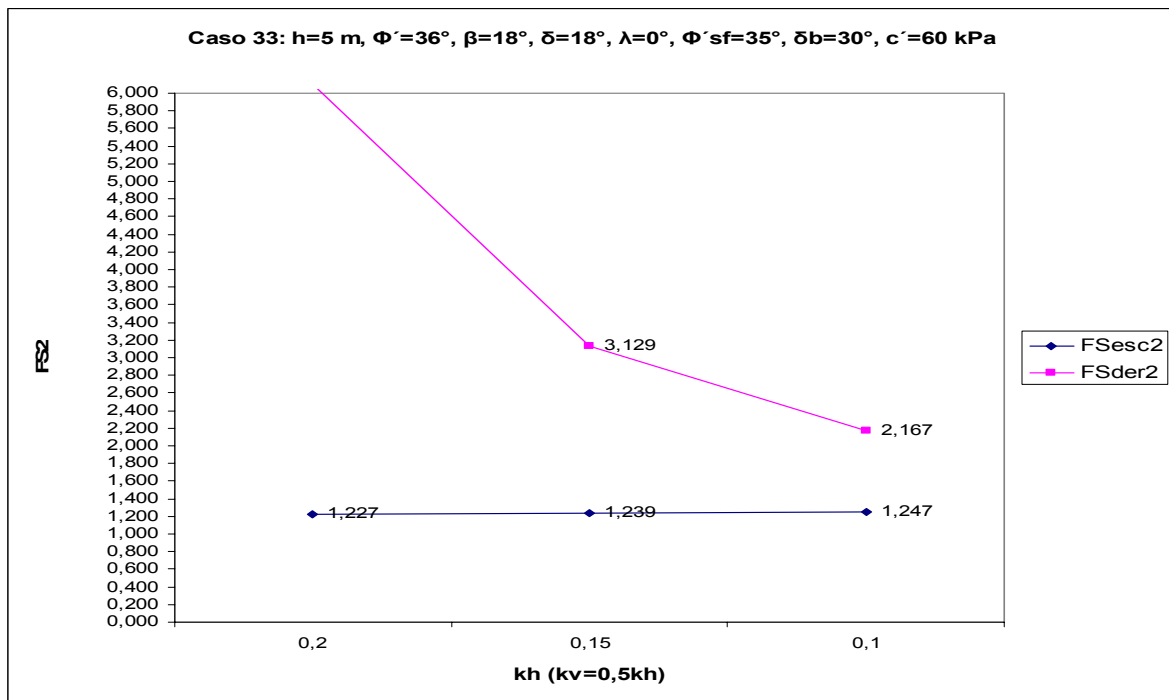


c)

Figura A.32- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ,  $FS_q=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h=f(k_h)$



a)

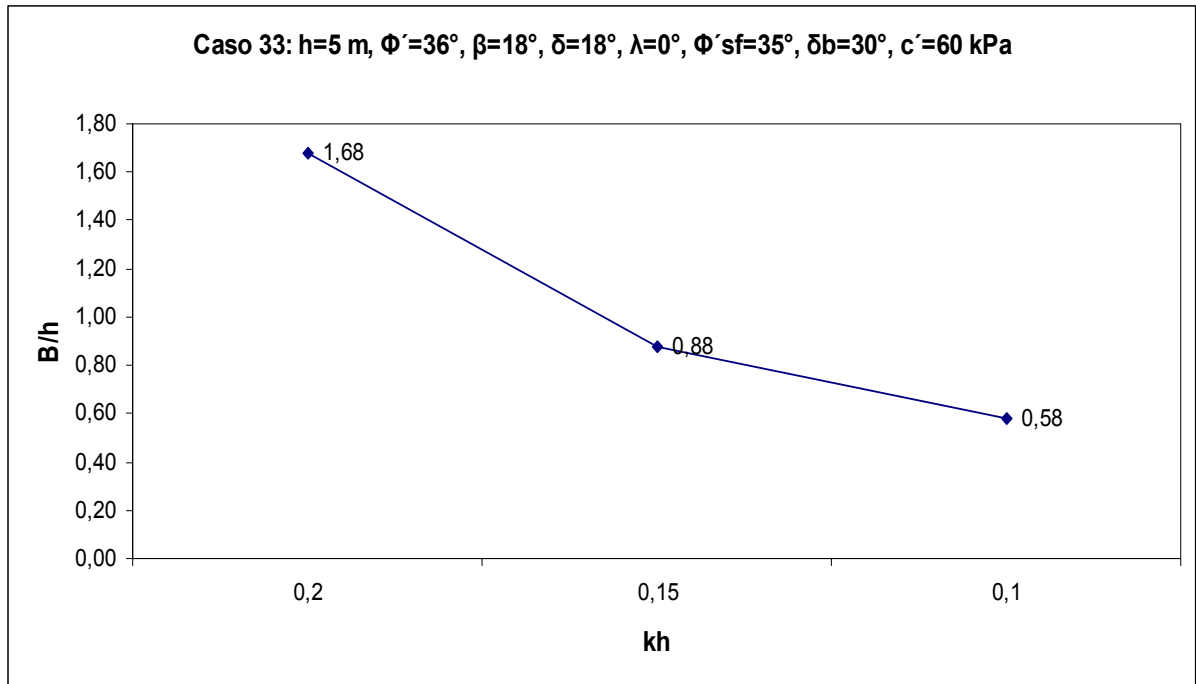


b)

Nota 1: Estado Limite Condicionante  
Escorregamento  $k_h=0,10-0,20$

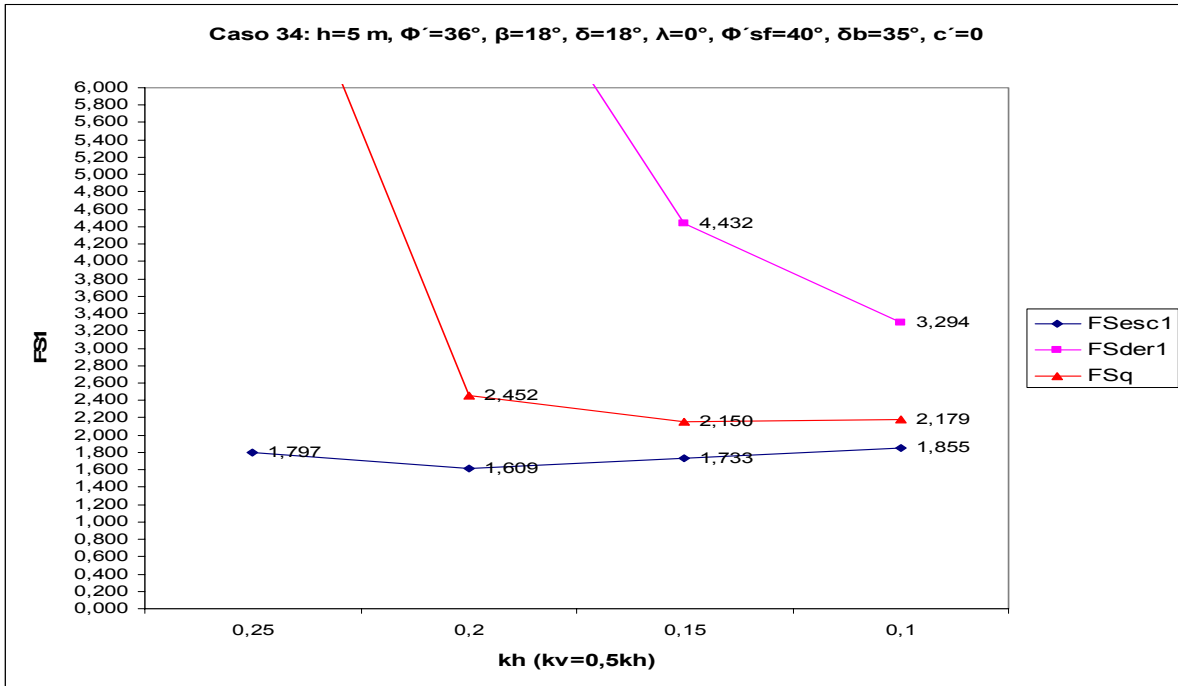
Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$



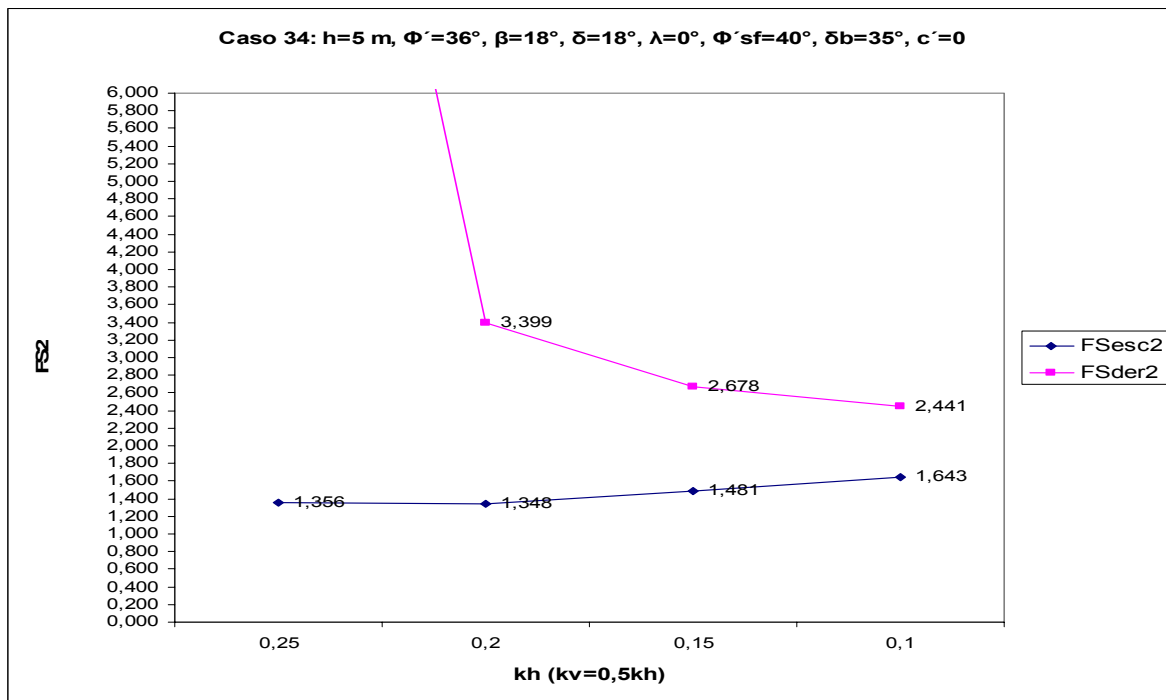


c)

Figura A.33- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h=f(k_h)$



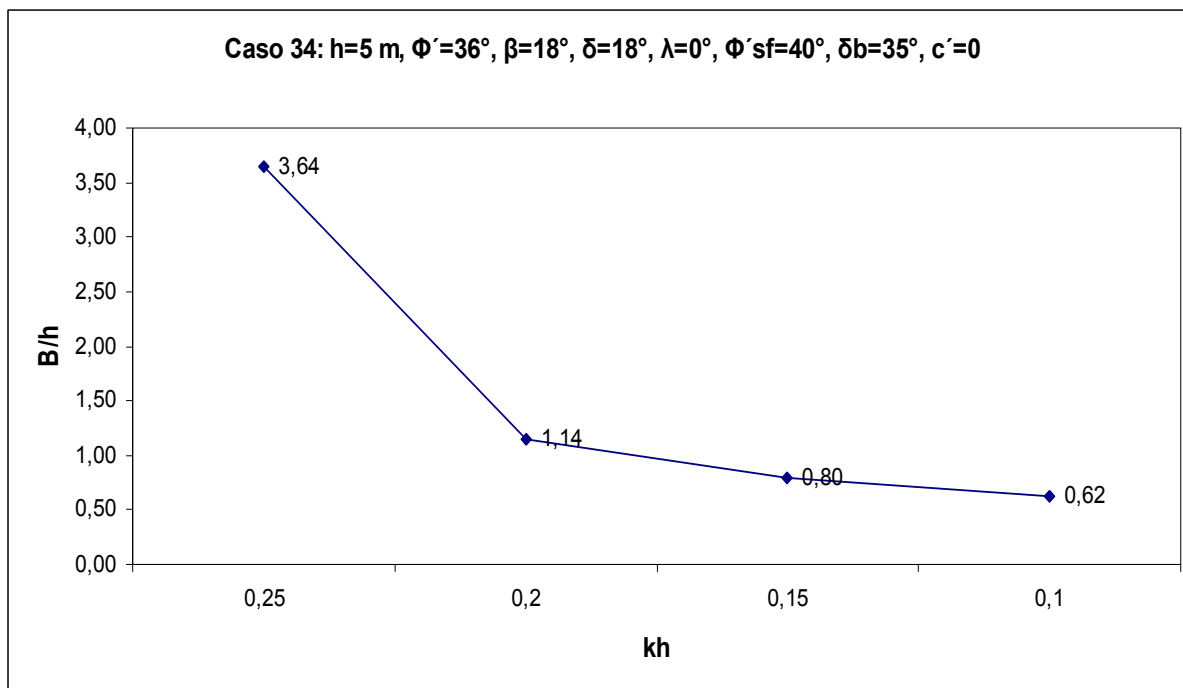
a)



b)

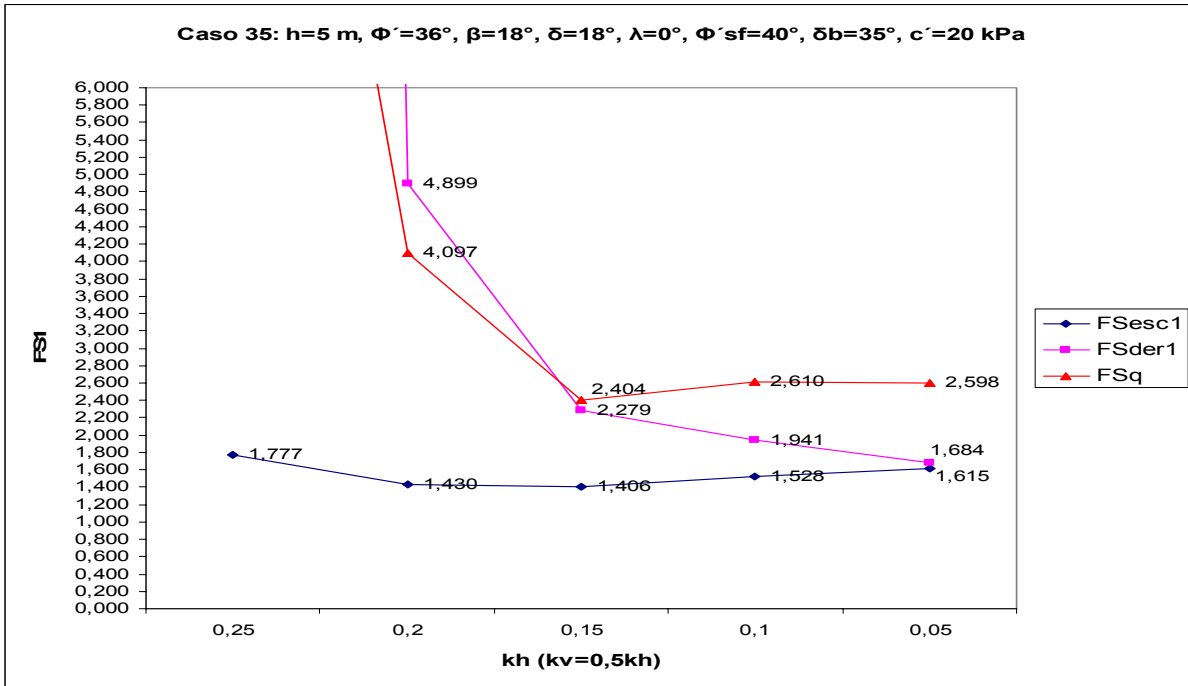
Nota 1: Estado Limite Condicionante  
 Capacidade de carga  $k_h=0,10-0,20$   
 Escorregamento  $k_h=0,25$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$

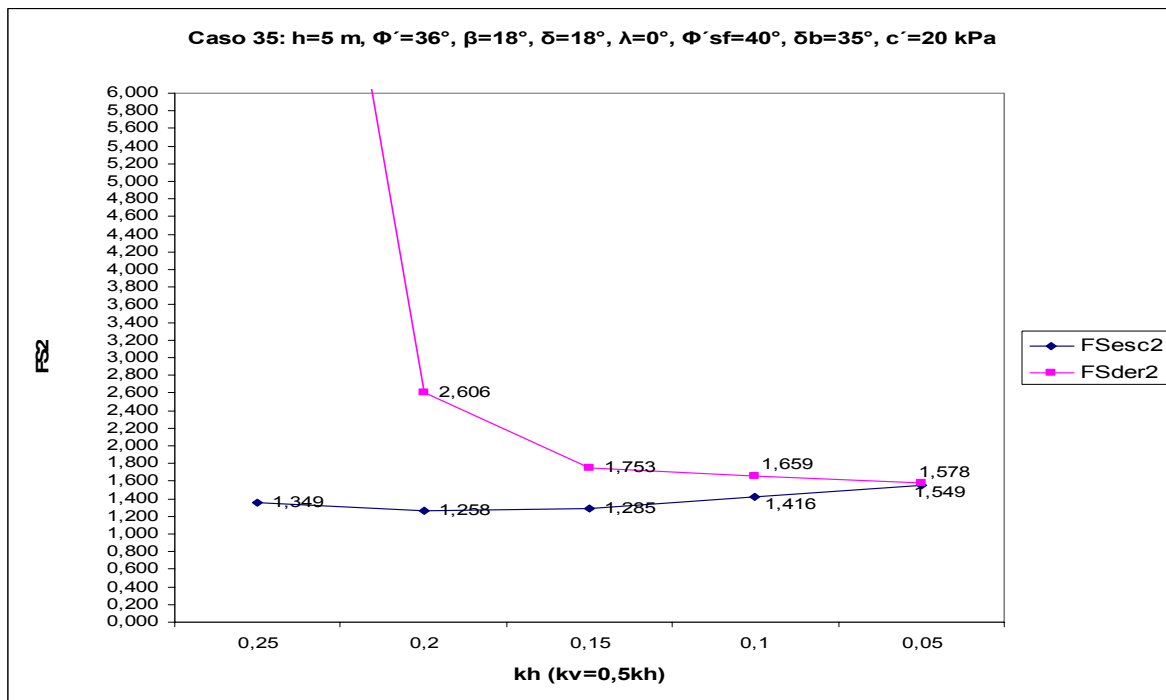


c)

Figura A.34- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ,  $FS_q=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h=f(k_h)$



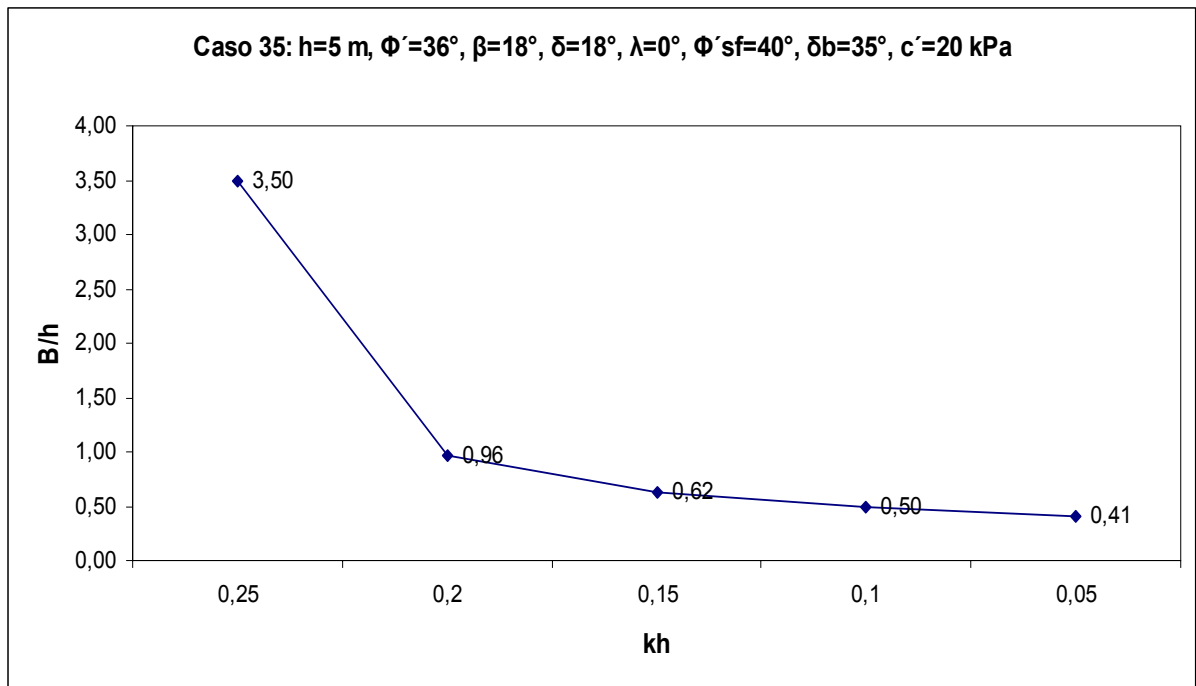
a)



b)

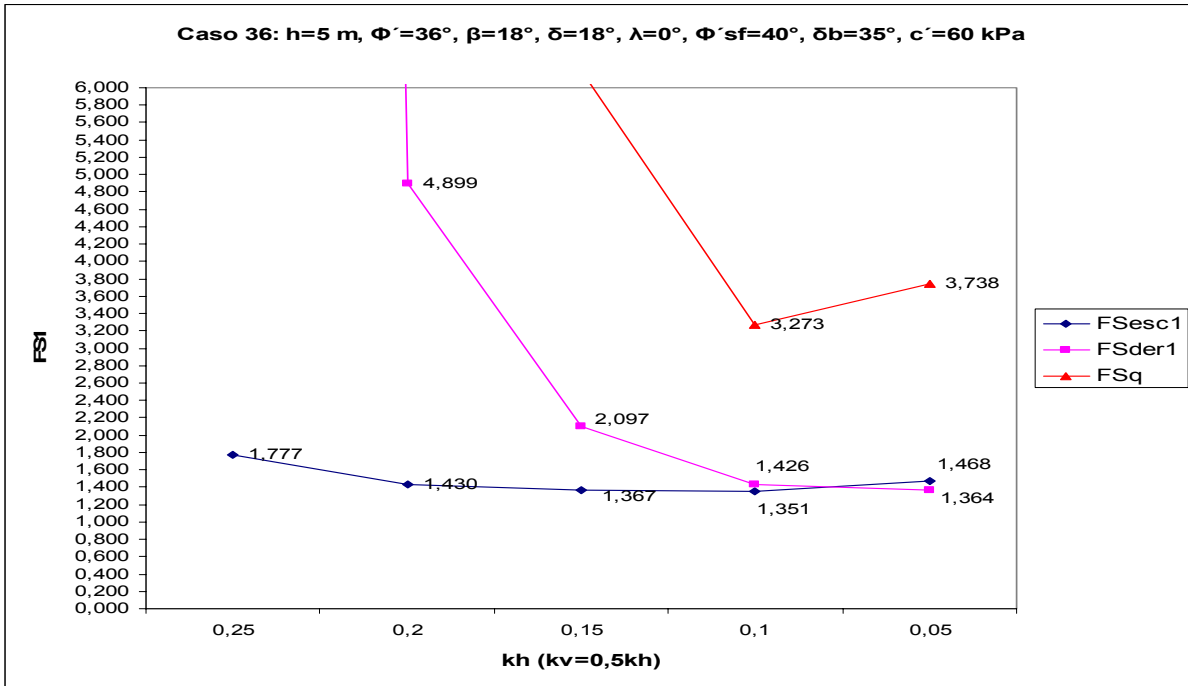
Nota 1: Estado Limite Condicionante  
 Capacidade de carga  $k_h=0,05-0,15$   
 Escorregamento  $k_h=0,20-0,25$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$

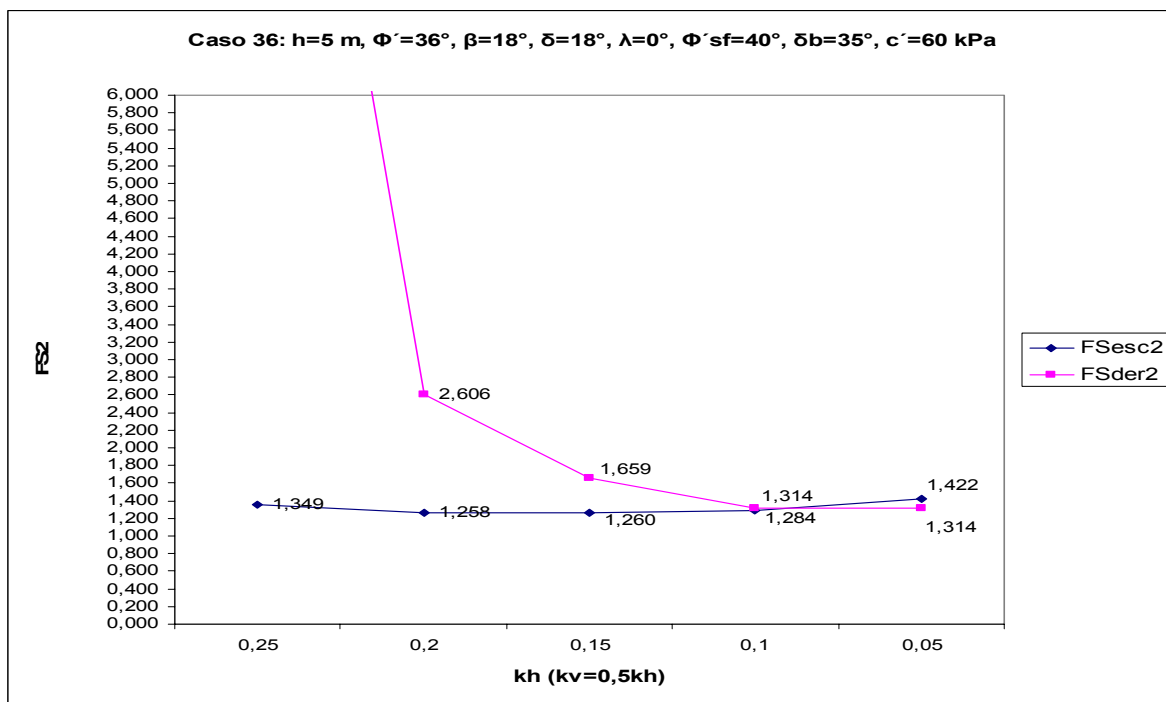


c)

Figura A.35- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ,  $FS_q=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h=f(k_h)$



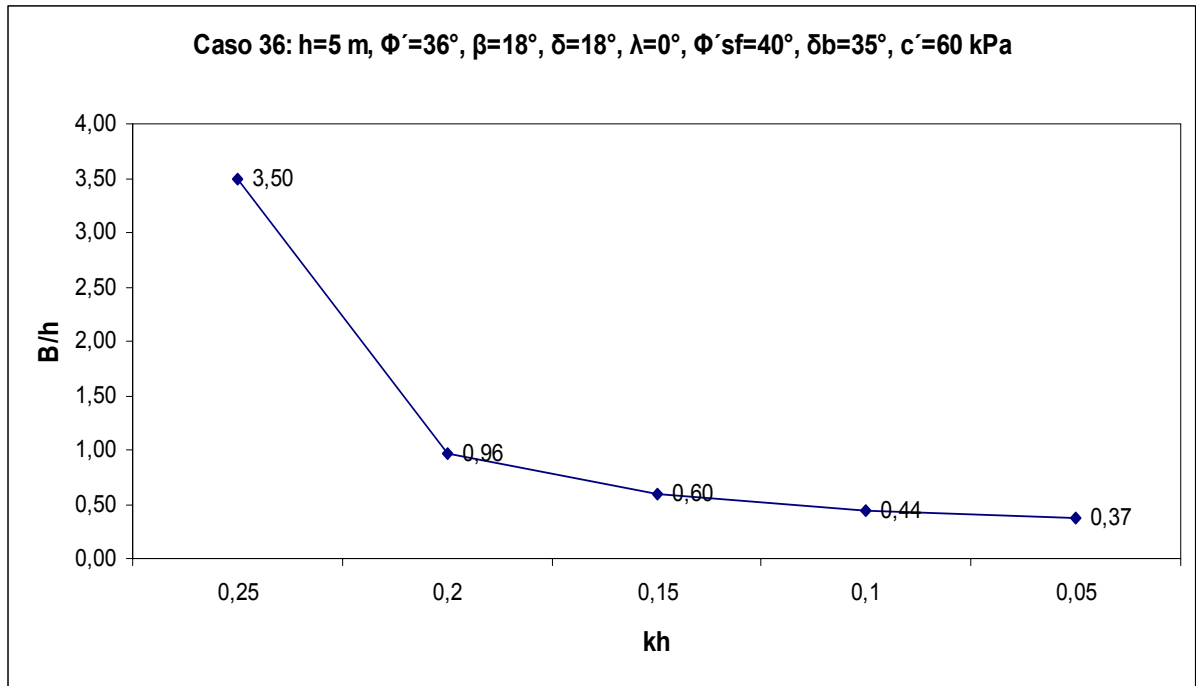
a)



b)

Nota 1: Estado Limite Condicionante  
 Capacidade de carga  $k_h=0,05-0,10$   
 Escorregamento  $k_h=0,10-0,25$

Nota 2:  $K_{as}=K_{as1}$



c)

Figura A.36- a)  $FS_{esc1}=f(k_h)$ ,  $FS_{der1}=f(k_h)$ ,  $FS_q=f(k_h)$ ; b)  $FS_{esc2}=f(k_h)$ ,  $FS_{der2}=f(k_h)$ ; c)  $B/h=f(k_h)$

## **BIBLIOGRAFIA**

- [1] CEN.*EC8:projecto de estruturas para resistência sísmica, parte 5: fundações, estruturas de contenção e aspectos geotécnicos*. CEN, Bruxelas, 2004.
- [2] CT 115( LNEC).*Norma portuguesa Eurocódigo 7-projecto geotécnico*.IPQ.
- [3] Manuel Matos Fernandes. *Sebenta de Mecânica dos Solos 2*. FEUP, Porto, 1995
- [4] Anexo A.10.3 do DNA-EC8
- [5] Vesic´
- [6] Jimenez Salas