



**FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**  
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

# **Análise de Muros Reforçados com Geossintéticos – Deformação de Face**

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil  
na Especialidade de Geotecnia

Autor

**Katia Denise Tavares Monteiro**

Orientador

**António Alberto Santos Correia**

**Maria Isabel Moita Pinto**

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correcções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

**Coimbra, Julho, 2015**

## ÍNDICE GERAL

ÍNDICE GERAL .....	I
AGRADECIMENTOS .....	II
RESUMO .....	III
ABSTRACT .....	IV
ÍNDICE DE TEXTO .....	V
SIMBOLOGIA .....	VI
1 INTRODUÇÃO .....	1
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	3
3 APLICAÇÃO DO MÉTODO EXPEDITO .....	24
4 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	69
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	71
ANEXO A - MÉTODO ENERGÉTICO DE OSMAN (1977)	

## AGRADECIMENTOS

A realização de uma dissertação de mestrado requer sempre o máximo de qualquer pessoa, levando-a atingir limites, enquanto estudante, pessoa e futuro engenheiro. Por isso, são essenciais todos os apoios e incentivos que ajudam a que esse processo seja mais fácil de superar, aos quais quero agradecer profundamente.

Aos meus orientadores, Professor António Alberto Correia e Professora Isabel Pinto, obrigada pela vossa disponibilidade e orientação, pelas opiniões e críticas construtivas, por toda a ajuda em momentos de dúvida e pequenos problemas que sempre surgem, pela paciência e compreensão.

Aos meus professores de curso, em especial, os professores da área de Geotecnia, obrigada pelos ensinamentos e conhecimento partilhado, em aulas ou meras conversas informais.

A todos os meus colegas de curso, em particular, ao especial grupo de amigos (vocês sabem quem são), obrigada por estarem sempre presentes nos bons e maus momentos, pelo companheirismo, pelos risos para desanuviar do trabalho, pela motivação e força partilhada.

À minha madrinha de curso, obrigada por todo o apoio desde o início, pelos conselhos e por ouvir os meus monólogos sobre a dissertação.

Por fim, um grande agradecimento à minha família pelo suporte incondicional, com o qual nada disto seria possível. Especialmente, aos meus pais, pelo incentivo, a compreensão e a paciência demonstrados e total ajuda na superação de qualquer obstáculo. A eles dedico este trabalho!

## RESUMO

O conceito de reforço de muros de suporte de terras remonta à Antiguidade e evoluiu bastante nos últimos 50 anos, sendo hoje em dia uma técnica corrente em obras geotécnicas. O reforço é possível, ao incorporar materiais com resistência à tração e capacidade de aderência, permitindo que o solo resista a esforços que de outro modo o levariam à rotura. Com o avanço científico-tecnológico da humanidade, os materiais utilizados passaram de naturais, para materiais metálicos e sintéticos, entre eles, os geossintéticos.

Atualmente, os muros de suporte reforçados com geossintéticos já são uma válida alternativa aos muros de gravidade, entre outros métodos tradicionais. O dimensionamento destas estruturas também evoluiu, existindo vários métodos de cálculo capazes de verificar a estabilidade global da estrutura – métodos de equilíbrio limite. No entanto, os geossintéticos são reforços extensíveis, que funcionam através da interface solo-reforço criada com a própria deformação do muro e seus elementos, a qual tem de ser controlada, de forma a não criar problemas funcionais e estruturais.

É com o intuito de controlar a deformação nos muros reforçados com geossintéticos que o presente estudo foi efetuado. Pretende-se continuar o trabalho desenvolvido por Correia (2003), avaliando a viabilidade do método expedito proposto para o cálculo da deformação de face e das pressões de terras atuantes na face de muros reforçados com geossintéticos.

Para atingir esse objetivo, aplicou-se o método expedito proposto por Correia (2003) em quatro problemas diferentes apresentados na literatura. As deformações horizontais da face calculadas comparam-se razoavelmente bem com as observadas nos muros analisados, pelo que se conclui que o método em estudo constitui uma opção relevante para futuras pesquisas e aplicações práticas, uma vez que a solução alternativa e, normalmente utilizada – modelação numérica – é mais complexa e dispendiosa.

## ABSTRACT

The concept of reinforcement of earth retaining walls dates back to antiquity and considerably evolution has been occurring over the past 50 years. It is nowadays a worldwide technique in geotechnical works. Reinforcement is possible when materials with tensile strength and adhesion are incorporated, enabling the soil being stressed at such levels that otherwise would lead to failure. With scientific and technological progress of mankind, the materials used have changed from natural to metal and finally synthetic materials, among them, the geosynthetics.

Nowadays, retaining walls reinforced with geosynthetics are already an accepted alternative to gravity walls and other conventional retaining structures. Design of these structures has also evolved, and there are several design methods capable of verifying the global stability of the structure – limit equilibrium methods. However, geosynthetic reinforcement elements are extensible and therefore they work through the soil-reinforcement interface that develops due to the deformation of the wall itself and its elements. This deformation needs to be controlled to avoid functional and structural problems.

The purpose of the study described herein is to control the deformation for reinforcement of retaining walls with geosynthetics. It intends to continue the work carried out by Correia (2003), by evaluating the feasibility of his proposed method to calculate the face deformation and pressures acting on the rear face of the earth walls reinforced with geosynthetics.

To achieve this goal, the simple method proposed by Correia (2003) was applied to four different problems presented in literature. The calculated horizontal deformation of the face was found to compare reasonably well with those of the referred problems. It can be concluded that the method under consideration can be a good option for future research and practical applications, since the alternative and commonly used solution - numerical modelling - is far more complex and expensive.

## ÍNDICE DE TEXTO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>3</b>
2.1 BREVE EVOLUÇÃO HISTÓRICA DA TÉCNICA DE REFORÇO DOS SOLOS .....	3
2.2 DESENVOLVIMENTO DOS MUROS DE SUPORTE DE SOLO REFORÇADO E SEUS CONSTITUINTES .....	5
2.3 COMPORTAMENTO DAS ESTRUTURAS DE SUPORTE REFORÇADAS COM GEOSSINTÉTICOS .....	7
2.3.1 <i>Estudo Laboratorial</i> .....	8
2.3.2 <i>Estudo Numérico de Pereira (1999)</i> .....	13
2.3.3 <i>Estudo de Correia (2003)</i> .....	15
2.4 MÉTODO EXPEDITO PROPOSTO POR CORREIA (2003) .....	17
2.4.1 <i>Modelo de cálculo e programa computacional</i> .....	17
2.4.2 <i>Resultados obtidos por Correia (2003)</i> .....	21
2.5 PROGRAMA DE ESTUDO .....	23
<b>3 APLICAÇÃO DO MÉTODO EXPEDITO .....</b>	<b>24</b>
3.1 ESTUDO LABORATORIAL DE PINTO (1992) .....	24
3.1.1 <i>Considerações Iniciais</i> .....	26
3.1.2 <i>Fase 1: Escolha dos coeficientes de impulso e estudo paramétrico</i> .....	30
3.1.3 <i>Fase 2: Análise global dos 16 modelos ensaiados</i> .....	32
3.1.4 <i>Fase 3: Análise pormenorizada dos 6 modelos mais representativos</i> .....	35
3.1.5 <i>Apresentação e Discussão dos Resultados após as três fases</i> .....	38
3.1.5.1 <i>Muro de Alvenaria reforçado com geossintéticos espaçados de 30 mm</i> .....	39
3.1.5.2 <i>Muro de Alvenaria reforçado com geossintéticos espaçados de 45 mm</i> .....	42
3.1.5.3 <i>Muro de Alvenaria reforçado com geossintéticos espaçados de 60 mm</i> .....	45
3.1.6 <i>Conclusões Finais</i> .....	47
3.2 ESTUDO NUMÉRICO DE ROWE E HO (1998) .....	48
3.2.1 <i>Aplicação do método de Correia (2003) e considerações assumidas</i> .....	50
3.2.2 <i>Apresentação e Discussão dos Resultados</i> .....	53
3.3 ESTUDO DE CASO DE OBRA DE BATHURST (1992).....	54
3.3.1 <i>Aplicação do método de Correia (2003) e considerações assumidas</i> .....	56
3.3.2 <i>Apresentação e Discussão dos Resultados</i> .....	58
3.4 ESTUDO LABORATORIAL DE PALMEIRA E LANZ (1994) .....	60
3.4.1 <i>Aplicação do método de Correia (2003) e considerações assumidas</i> .....	64
3.4.2 <i>Apresentação e Discussão dos Resultados</i> .....	66
<b>4 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>69</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>71</b>
<b>ANEXO A - MÉTODO ENERGÉTICO DE OSMAN (1977)</b>	

## SIMBOLOGIA

$A$	– área dos elementos de reforço, da face, etc.
$c'$	– coesão em termos de tensões efetivas
$c_a$	– adesão
$e$	– índice de vazios
$E$	– módulo de deformabilidade
$E_S$	– módulo de deformabilidade do solo
$E_{face}$	– módulo de deformabilidade da face
$E_{ref}$	– módulo de deformabilidade dos elementos de reforço
$E_{ref-topo}$	– módulo de deformabilidade do elemento de reforço de topo
$EI$	– rigidez à flexão da face
$f$	– coeficiente de resistência da interface solo-reforço
$G$	– densidade das partículas sólidas
$H$	– altura total do muro
$I$	– momento de inércia dos elementos de reforço e da face
$J$	– rigidez dos elementos de reforço
$K, K_0, K_a, K_C$	– coeficiente de impulso, em repouso, ativo de Rankine, corrigido (Correia, 2003)
$K_t$	– rigidez tangencial das interfaces solo-reforço e solo-face
$L$	– comprimento dos elementos de reforço
$m$	– massa do geotêxtil
$R_{junta}$	– resistência da ligação argamassa-tijolo nas juntas de face
$T_{máx}$	– força de tração máxima mobilizada num elemento de reforço
$z$	– profundidade desde o topo do muro
$\delta_v, S_v$	– espaçamento vertical entre os elementos de reforço
$\delta_h, S_h$	– espaçamento horizontal entre os elementos de reforço
$\delta_{máx}$	– deformação máxima da face
$\epsilon_{máx}$	– extensão máxima dos elementos de reforço
$\phi'$	– ângulo de resistência ao corte do solo (em tensões efetivas)
$\phi'_p$	– ângulo de resistência ao corte de pico
$\phi'_{RS}$	– ângulo de atrito da interface reforço-solo
$\phi'_{FS}$	– ângulo de atrito da interface face-solo
$\psi$	– ângulo de dilatância do solo
$\gamma'$	– peso volúmico
$\nu$	– coeficiente de Poisson
$\sigma'_v, \sigma'_h$	– tensão efetiva vertical, tensão efetiva horizontal
$\sigma_t$	– resistência à tração dos elementos de reforço

## 1 INTRODUÇÃO

O reforço de solo é uma técnica que data de algum tempo, estando presente em várias obras, desde a construção de um simples aterro à fundação de uma obra de grandes dimensões. Ao longo dos anos, a técnica de reforço e os materiais utilizados foram evoluindo com a humanidade, tendo-se assistido a enormes avanços no século XX fruto da revolução científico-tecnológica. Métodos tradicionais como a construção de muros de gravidade, com grandes gastos de betão armado, ou a substituição parcial do solo em obra, encontraram oposição no reforço de solo com materiais metálicos ou poliméricos. Hoje em dia são vários os exemplos de muros de “Terra Armada” ou muros de suporte reforçados com geossintéticos que se encontram ao longo de vias de comunicação, e, no crescente e cada vez mais centralizado, meio urbano.

Os muros de suporte reforçados com geossintéticos apareceram alguns anos depois do primeiro muro de “Terra Armada” proposto por Henry Vidal, o qual também introduziu o moderno conceito de reforço de solo, em 1966. Desde logo, mostraram ser uma boa alternativa ao habitual material metálico, tendo crescido bastante em termos de mercado. A progressiva evolução da qualidade dos polímeros, o seu menor custo, o melhor conhecimento dos materiais e da sua aplicação em obra, a menor necessidade de mão-de-obra especializada e o tempo reduzido de construção quando comparado com outras opções tradicionais, são apenas algumas das razões por detrás da aceitação de muros reforçados com geossintéticos como técnica de reforço de solo.

Apesar do conhecimento adquirido durante vários anos de estudo sobre o comportamento deste tipo de estruturas de suporte, os muros reforçados com geossintéticos continuam a ser um desafio em termos de dimensionamento, como qualquer obra geotécnica onde a influência do solo possa ser significativa. A caracterização de um solo é dos passos mais importantes numa obra geotécnica, ainda mais quando se tem um muro reforçado com geossintéticos. Estes elementos de reforço são extensíveis, cumprindo a sua função através da interface solo-reforço criada com a própria deformação do muro e seus elementos. A deformabilidade dos materiais constituintes, incluindo o solo, tem um papel importante na eficácia do reforço, sendo necessário prever e controlar a deformação num muro de suporte reforçado com geossintéticos.



Os métodos de dimensionamento atuais são baseados, predominantemente, no equilíbrio limite da estrutura, tendo como objetivo principal assegurar a estabilidade global desta (estado limite último - ELU). Ou seja, considera-se que a zona reforçada é um bloco único rígido, o qual se deforma até atingir o colapso completo. No entanto, os muros reforçados com geossintéticos funcionam através da compatibilidade de deformações dos seus vários elementos, por meio da qual ocorre a transferência de tensões do solo para o reforço. Logo, a deformação interna do muro reforçado deve ser tida em conta aquando do dimensionamento, sendo o seu principal objetivo assegurar o bom funcionamento da estrutura (estado limite de serviço – ELS), para além da estabilidade global. Atualmente existem dois tipos de métodos capazes de prever a deformação de um muro reforçado com geossintéticos – modelos numéricos e métodos expeditos. A complexa e dispendiosa análise numérica, que exige uma caracterização rigorosa do solo e demais constituintes do muro, associada muitas das vezes a um demorado processo de cálculo, levou a que os métodos expeditos fossem cada vez mais objeto de estudo.

Correia, em 2003, apresentou um novo método expedito baseado num modelo teórico simples, capaz de estimar a deformação de face de muros de alvenaria de tijolo reforçados com geossintéticos, tendo por base o estudo laboratorial de Pinto (1992). O método proposto por Correia (2003) requer o conhecimento da geometria do muro e de algumas características do material constituinte da face e dos elementos de reforço, prevendo o diagrama de pressões de terras e conseqüente deformação da face do muro. Logo, a principal vantagem do uso de métodos expeditos encontra-se na simplicidade da simulação do problema, a qual requer menos informação. Contudo, isso leva a uma maior necessidade de validação do modelo teórico com base em casos reais ou modelos laboratoriais. É com esse intuito, que no presente estudo, se aplica o método proposto por Correia (2003) a diferentes muros de suporte reforçados com geossintéticos para prever a deformação da face.

Para alcançar tais objetivos, estruturou-se o presente trabalho em mais três capítulos, descritos sucintamente de seguida. No Capítulo 2 apresenta-se uma pequena evolução histórica da técnica de reforço de solo, dos principais muros propostos ao longo dos anos, bem como alguns estudos efetuados para melhor compreender o comportamento observado em muros de suporte reforçados com geossintéticos. No Capítulo 3 avalia-se a aplicabilidade do método expedito apresentado por Correia (2003) para dois problemas laboratoriais, um problema numérico e um caso real, sendo as tipologias de muro estudadas constituídas por elementos de reforço extensíveis (geotêxteis, geogrelhas, entre outros geossintéticos), com face rígida ou não, alargando assim o campo de aplicação para o qual o método foi inicialmente proposto. Por último, no Capítulo 4 apresentam-se as principais conclusões do estudo e apontam-se algumas novas linhas para investigação futura.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Breve evolução histórica da técnica de reforço dos solos

O reforço do solo, recorrendo a materiais com resistência à tração, é uma técnica cada vez mais utilizada na sociedade atual, sendo capaz de melhorar as características resistentes de uma estrutura de suporte de terras.

O conceito de reforço do solo não é recente e está presente na natureza desde os tempos remotos. Um exemplo disso são os numerosos taludes naturais fortalecidos pelas raízes de árvores e/ou arbustos. Existem muitas referências bibliográficas do reforço de solos desde a Antiguidade. Uma das primeiras construções que se pensa ter usado esta técnica, data de 3000 a.C. e ocorreu na estabilização de pântanos, através da utilização de troncos de árvores e pequenos arbustos (Correia, 2003). No tempo dos Incas também foi usada lã de Ihama misturada com solo para a construção de estradas. Outro exemplo é o Santuário de Marduk, do qual faz parte a conhecida Torre de Babel, construído utilizando telas confeccionadas com juncos, dispostas horizontalmente e intercaladas com camadas de solo. Também na China, a técnica de reforço do solo com materiais naturais (bambu, palha, entre outros) tem inúmeros exemplos históricos. Um dos mais conhecidos é a Grande Muralha da China, onde partes da estrutura foram construídas recorrendo a uma mistura de argila e cascalho reforçada com ramos de tamargueira (Silva, 1991). O reforço do solo foi sendo assim aplicado ao longo dos tempos recorrendo-se a vários tipos de materiais naturais: peles de animais, ramos, palha e até madeira. Os elementos de reforço naturais apresentam, porém, um problema em comum – elevada degradação com o tempo devido à exposição a todo o tipo de ações presentes no solo (ações biológicas, humidade, etc.) – o que, na generalidade dos casos, impede que sejam uma boa solução a longo prazo.

A necessidade de encontrar uma opção alternativa a estes materiais naturais fez com que no século XX aparecessem novos materiais, que viriam a tornar-se importantes na técnica do reforço de estruturas de suporte. Com o desenvolvimento económico das sociedades, surgiu um material, hoje em dia bastante recorrente em obra, o metal. A sua utilização enquanto reforço de estruturas de suporte foi proposta em 1966, pelo engenheiro e arquiteto francês Henry Vidal, o qual apresentou o moderno conceito de reforço de solo. Vidal (1966) mostrou, em laboratório, que um solo granular poderia ser reforçado utilizando um material resistente à

tração, como longas tiras metálicas. Esta ação de reforço provinha essencialmente do atrito desenvolvido nas interfaces solo-reforço. Para isso, era necessário ter um solo com boas características de atrito e um elemento de reforço rugoso, ou seja, com boa aderência ao solo. Esta técnica, de aplicação corrente e cientificamente comprovada e regulamentada, foi patenteada como “Terra Armada”. Porém, existem também algumas limitações nesta solução, sendo a corrosão dos elementos de reforço o principal problema que levou a comunidade científica a continuar a procura por novos materiais.

A utilização de fibras têxteis como reforço de solos aconteceu pela primeira vez em 1926, nos Estados Unidos da América, onde foram aplicadas numa construção de pavimentos rodoviários (Ladeira, 1995). Na década de 40, com o aparecimento dos polímeros sintéticos, este tipo de material passou rapidamente a ser uma alternativa aos materiais referidos anteriormente, madeira, metal, fibras naturais, etc.. A partir dos anos 60, com o grande avanço dado pelo estudo de Vidal (1966), a comunidade científica concentrou-se no desenvolvimento dos polímeros sintéticos e das suas técnicas de fabrico. Em comparação com as tiras metálicas, este material apresentava maior resistência à corrosão e menor custo. Para além disso, podia desempenhar várias funções: reforço do solo, separação, barreira, drenagem, filtragem e controlo da erosão. As vantagens técnicas e económicas dos polímeros, associadas ao maior conhecimento que se foi adquirindo com a sua aplicação em obra, fizeram com que fossem criados novos tipos, como geomembranas ou geogrelhas, o que conduziu à introdução de uma nova terminologia. Em 1983, J.E. Fluet Jr. introduziu o termo “geossintético” para designar todos os novos produtos fabricados a partir de polímeros com aplicação geotécnica (Lopes, 1992).

Desde então, o reforço de estruturas de suporte de terras com materiais metálicos ou sintéticos passou a ser uma solução técnica e economicamente competitiva face às tradicionais técnicas de suporte, como os muros de gravidade. Exemplo disso são as mais de 23 000 estruturas que se estima terem sido construídas no Mundo, nos 25 anos antecedentes a 2001 (Elias et al., 2001). Em Portugal, relata-se que a primeira obra a utilizar a moderna técnica do reforço de solo foi um muro de suporte de terra armada construído em 1976, na autoestrada do Estoril (Félix, 1991). O uso de geossintéticos como elementos de reforço tornou-se também uma prática habitual em Portugal, principalmente em obras hidráulicas e viárias. O interesse crescente por estes materiais levou à criação em 1999 do Organismo de Normalização Sectorial Português para os geossintéticos e, em 2001, à criação da Comissão Portuguesa de Geossintéticos – IGS Portugal.

## 2.2 Desenvolvimento dos muros de suporte de solo reforçado e seus constituintes

Na classificação de estruturas de suporte de terras apresentada por Cardoso, em 1987, estas dividem-se em três conjuntos: estabilizadas externamente, híbridas e estabilizadas internamente. No presente estudo, incluem-se apenas as estruturas estabilizadas internamente, mais precisamente, com os aterros reforçados com elementos poliméricos. Neste tipo de sistemas, a transferência de tensões para os elementos de reforço, com capacidade resistente à tração, torna a face do muro num elemento estrutural irrelevante para o equilíbrio global (Correia, 2003). A ideia de introduzir uniformemente elementos de reforço no interior do material de aterro de um muro de suporte, apresentada e comprovada por Vidal (1966), fez com que a concepção tradicional de estruturas de suporte de terras fosse alterada, sendo cada vez mais estudadas soluções atrativas visualmente e que não têm os aspetos de segurança e económico como únicas preocupações.

O primeiro muro de solo reforçado da era moderna foi proposto por Vidal, em 1966, aquando da apresentação do moderno conceito de reforço de solo. Esta estrutura de suporte é bastante flexível, sendo composta por unidades verticais de face flexíveis e longas tiras metálicas colocadas na posição horizontal, e espaçadas horizontal e verticalmente, num aterro granular (Figura 2.1 a)).

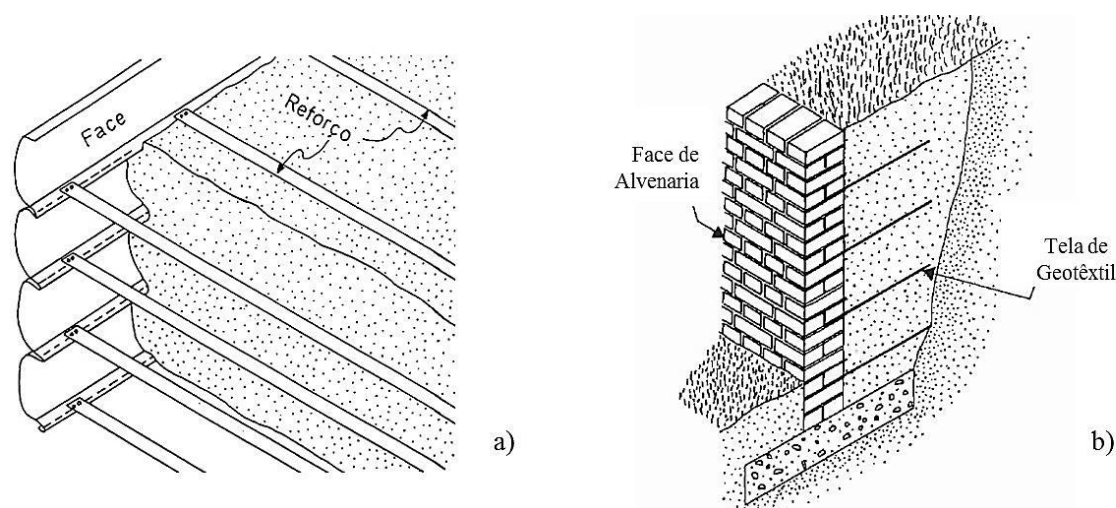


Figura 2.1 – Esquema do muro a) de terra armada proposto por Vidal, em 1966 e b) proposto por Dalton, em 1977 (Pinto, 1992)

Pouco tempo depois do trabalho de Vidal, e na sequência do grande desenvolvimento dos polímeros sintéticos, apareceram novos tipos de muros de suporte de solo reforçado, em particular muros reforçados com geossintéticos. Em 1977, Dalton propôs uma estrutura

reforçada, na qual combinou o convencional muro de tijolos com a técnica de reforço de solos com geossintéticos (Figura 2.1 b)). Hoje em dia, este tipo de estrutura é relevante no contexto de uma sociedade em crescimento exponencial, com falta de espaço de boa qualidade geotécnica.

O muro proposto por Dalton (1977), devido ao uso de alvenaria para a face, apresenta uma melhor durabilidade em comparação com outras soluções e não requer mão-de-obra especializada ou equipamento específico. Para além disso, como associa a resistência da alvenaria ao reforço de solos através de geossintéticos, há um aumento da capacidade resistente global do muro e uma diminuição da sua deformabilidade (a face rígida do muro apesar de não aumentar diretamente a resistência global da estrutura, consegue suportar alguma deformação na sua proximidade). As telas são colocadas horizontalmente sobre o material de aterro granular e espaçadas uniformemente na vertical, sendo ligadas à face do muro nas juntas de argamassa entre os tijolos de alvenaria. Ao comparar os dois muros anteriormente citados (propostos por Vidal e Dalton), verificam-se existir algumas diferenças conceptuais. Dalton, ao usar uma face rígida, não tem em consideração a adoção de uma face deformável/flexível proposta por Vidal para absorver os assentamentos sofridos pelo material de aterro, o que pode resultar num maior desenvolvimento de fissuração. Outra diferença entre as duas propostas estudadas, encontra-se no facto de Dalton utilizar reforços extensíveis, enquanto Vidal utiliza tiras metálicas (reforços rígidos), mais suscetíveis à corrosão.

As duas propostas aqui apresentadas não são exemplos únicos de estruturas de suporte de terras reforçadas. No entanto, três componentes estão sempre presentes em todos os métodos construtivos: o material de aterro, os elementos de reforço e a face do muro. A variedade de soluções a utilizar na constituição de cada componente, desde diferentes tipos de materiais a diferentes formas de construção, afeta o comportamento do muro de forma distinta. Os três constituintes básicos de uma estrutura de suporte de terras reforçada internamente devem obedecer a alguns critérios simples, que permitam uma seleção dos materiais o mais adequada possível, para um bom funcionamento da estrutura. A face tem um papel importante, especialmente na estabilidade do solo que lhe fica imediatamente atrás, por evitar a erosão superficial e as roturas localizadas. Os elementos de reforço devem ter uma suficiente resistência à tração (esforço ao qual o solo, por si só, não consegue resistir) e uma boa aderência com o solo. Por último, o material de aterro deve também apresentar boas características de atrito com os elementos de reforço, de modo a mobilizá-los de modo mais efetivo. Por essa razão, é prática corrente utilizar-se material granular. A possibilidade de utilização de solos coesivos tem sido alvo de várias investigações, dado tratarem-se de solos mais comuns em obra, e deste modo mais económicos. O problema com o uso destes solos encontra-se no facto de ser necessário ter em conta o efeito das pressões neutras no dimensionamento, tornando esse processo significativamente mais complexo. Para além das

características mecânicas dos materiais utilizados nos três constituintes de um muro reforçado internamente, a interação entre cada uma das componentes também influencia a resposta estrutural do muro. A ligação dos reforços à face, a rigidez da face, o tipo de fundação, a interface solo-reforço e, até mesmo o próprio processo construtivo influenciam o comportamento global da estrutura.

### **2.3 Comportamento das estruturas de suporte reforçadas com geossintéticos**

O comportamento de estruturas de suporte reforçadas com geossintéticos tem sido um tema de interesse da comunidade geotécnica, como exemplificam os variados estudos laboratoriais e de campo realizados, complementados muitas vezes com análises numéricas: Lee et al., 1973; Osman et al., 1979; Juran et al., 1989; Pinto, 1992; Bolton et al., 1977; Dalton, 1977; Walsh, 1987; Jewell, 1987. Todas estas investigações tiveram o mesmo objetivo: estudar e comparar o comportamento verificado no laboratório com o comportamento observado em campo. O facto de ser uma estrutura que não depende apenas das características isoladas de cada um dos seus constituintes, mas também da interação entre eles, faz com seja necessário avaliar continuamente o comportamento destas estruturas, com o intuito de tentar identificar todos os fatores que possam afetar o seu funcionamento e prever a sua influência no dimensionamento. Como muitos dos fatores (interface solo-reforço, a influência do atrito desenvolvido ao longo da face e da fundação do muro, a qualidade da ligação dos reforços à face, a influência e simulação do solo em aterro, etc.) são difíceis de quantificar, o processo de dimensionamento é ainda complexo.

O dimensionamento de estruturas de suporte de solo reforçado, em termos gerais, já não é um assunto novo e deve ter em conta os diversos estados limite, ou seja, todo o tipo de requisitos de estabilidade e funcionais que a estrutura terá de satisfazer durante a sua vida útil (Jewell, 1996). Normalmente estes requisitos estão reunidos em dois grandes grupos: estados limite último (ELU) e estados limite de serviço (ELS). O ELU está relacionado com a estabilidade global da estrutura e o seu possível colapso, enquanto o ELS diz respeito ao seu equilíbrio funcional, desde o controlo da deformação à manutenção de um aspeto aceitável ao longo da sua vida útil. Muitos dos métodos de dimensionamento desenvolvidos nos últimos anos fazem parte do primeiro grupo, pois apenas consideram a estabilidade global da estrutura e avaliam a sua segurança para o estado limite último (colapso total) – métodos de equilíbrio limite. No entanto, apesar de seguros, mostram ser demasiado conservativos (Berg et al., 1998; Greenway et al., 1999).

No caso particular de muros de alvenaria reforçados com geossintéticos, o dimensionamento tem em conta alguns aspetos específicos. Devido à rigidez da face e à natureza extensível dos elementos de reforço, que funcionam se houver deformação do muro, torna-se essencial considerar o equilíbrio funcional juntamente com a estabilidade global. As deformações desenvolvidas ao longo da vida útil devem porém ser controladas, de forma a não ultrapassarem um certo limite, obedecendo assim aos critérios do estado limite de serviço. Esta última verificação é muito importante na análise deste tipo de estruturas de suporte, pois a transferência de tensões do solo para os elementos de reforço, acontece com a deformação destes últimos, fruto das tensões tangenciais mobilizadas ao longo das interfaces solo-reforço e que induzem o confinamento do material de aterro, o que conduz a um aumento da capacidade resistente e à redução da deformabilidade. A generalidade dos métodos de dimensionamento não tem em consideração a compatibilidade de deformações entre os diferentes materiais e recorrem a várias simplificações no seu processo de cálculo (como por exemplo, assumir que os constituintes do muro têm um comportamento rígido perfeitamente plástico, que a pressão das terras na face do muro é horizontal ou assumem determinada geometria da zona de rotura). Hoje em dia, existem dois tipos de métodos capazes de estimar a deformação de face de muros reforçados: modelos numéricos e métodos expeditos.

Seguidamente apresentam-se os principais resultados de investigações realizadas sobre muros de alvenarias reforçados com geossintéticos, as quais visaram melhorar o conhecimento acerca do comportamento deste tipo de estruturas.

### **2.3.1 Estudo Laboratorial**

Em 1987, Walsh apresentou um estudo em laboratório, à escala real, do muro de alvenaria de tijolo reforçado com geossintéticos proposto inicialmente por Dalton (1977). Walsh desenvolveu um protótipo do muro, com o objetivo de observar o mecanismo de rotura e prever o diagrama das pressões de terras atuantes na face do muro. Foi com base nesta investigação que Pinto (1992) desenvolveu um estudo à escala reduzida (1:5), onde o objetivo principal consistia em observar a influência da qualidade da fundação e da distribuição dos reforços no comportamento dos muros. Para isso, Pinto realizou vários ensaios, tanto em fundações rígidas como em fundações semi-deformáveis e deformáveis, com e sem reforço do aterro, comparando os seus resultados com as observações do protótipo de Walsh, por meio das quais validou o modelo reduzido.

O muro estudado por Pinto (1992) era composto por telas de geossintéticos estendidas horizontalmente sobre o solo e espaçadas verticalmente, estando ligadas à junta de argamassa entre os tijolos que formam a face do muro. Os ensaios foram realizados dentro de um tanque

rígido de aço com paredes laterais em vidro e com 490 mm de altura, 630 mm de comprimento e 240 mm de largura. As dimensões do muro construído no interior do tanque foram: 240 mm de largura x 500 mm de comprimento x 300 mm de altura. A fundação rígida foi materializada com uma fiada de tijolos colada na base do tanque rígido, enquanto as fundações deformáveis foram simuladas com recurso à colocação de uma camada de 50 mm de areia na base do tanque. Na Figura 2.2 apresenta-se um exemplo de ensaio realizado, sendo possível visualizar o tanque rígido, o muro e toda a instrumentação, bem como o mecanismo de deformação desenvolvido.

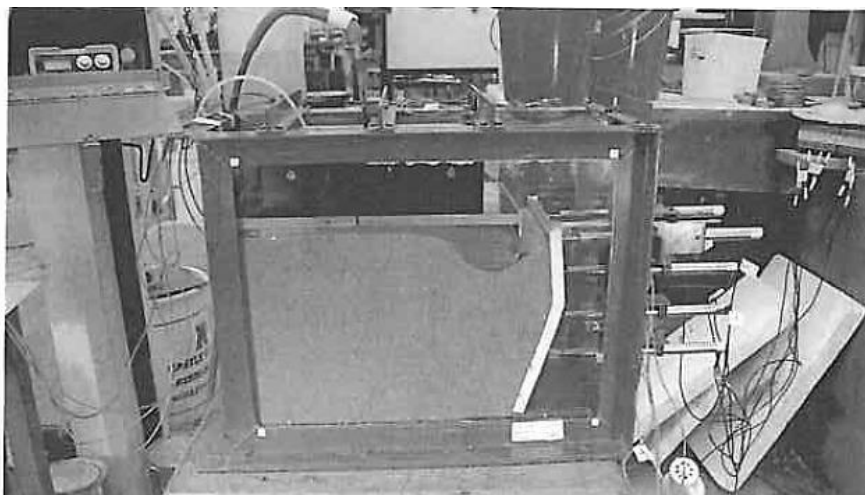


Figura 2.2 – Visualização geral do ensaio de um muro à escala reduzida (Pinto, 1992)

Como é possível verificar na Figura 2.2, o muro estava em contacto com as paredes laterais de vidro (existia uma fina tira de esferovite que impedia a argamassa de colar ao vidro) e afastado da frente do tanque de 130 mm, de modo a permitir uma livre deformação da face, incluindo situações de colapso total. O atrito desenvolvido na interface solo-vidro poderia criar dificuldades na modelação, mas o ângulo de atrito entre estas superfícies, obtido em ensaios de corte direto, foi considerado desprezável ( $11^\circ$ ). Por isso, e uma vez que a máxima deformação lateral medida foi apenas de 0,39 mm, Pinto (1992) adotou um estado de deformação plana na modelação dos ensaios. O solo utilizado no aterro tinha um ângulo de resistência ao corte de pico de  $40^\circ$  e um ângulo de resistência ao corte residual (volume constante) de  $35^\circ$ . Era maioritariamente granular (areia média) com um peso volúmico de  $16,3 \text{ kN/m}^3$ , obtido através de compactação dinâmica. Os elementos de reforço apresentaram um ângulo de atrito de pico de  $36^\circ$  na interação com o solo. Foram usados geotêxteis não-tecidos (Vilene-312), com massa de  $56 \text{ g/m}^2$  e uma espessura de 0,3 mm, com capacidade de carga a variar entre 1,4 a 1,8 kN/m por largura e uma extensão na rotura de 15%. A face do muro era constituída por elementos que resultaram do corte de tijolos Classe B, recomendados pelo BS 5628 (1978), com as dimensões finais de 43 mm x 20,5 mm x 13 mm. Os tijolos tinham um



peso volúmico de  $24 \text{ kN/m}^3$  e um ângulo de atrito para a interface solo-tijolo de  $37^\circ$ . As juntas de argamassa entre os tijolos tinham 2 mm de espessura, tendo sido realizados vários ensaios, com e sem reforço, de forma a conhecer qual a resistência à tração desta ligação. Pinto (1992) verificou que dois tijolos ligados por argamassa, com ou sem geossintético, separavam-se da mesma maneira, isto é, a meio da junta, mostrando uma resistência ligeiramente inferior nas ligações com reforço. A resistência da ligação argamassa-tijolo variava aproximadamente entre 30 a 70 kPa, sendo o primeiro valor mais frequente. A autora também avaliou o módulo de deformabilidade de alguns constituintes. A partir de ensaios de corte direto, Pinto (1992) estimou que o módulo de deformabilidade do material de aterro e da fundação seria de 1 800 kPa para um nível de tensão normal aplicado de 30 kPa.

A construção do muro foi faseada. Primeiro, fez-se a face de alvenaria, colocando os geossintéticos, com o espaçamento vertical programado, a meio da junta de argamassa, deixando depois o muro em cura. Após 24 horas, iniciou-se a colocação do material de aterro em camadas de 30 mm, compactando cada camada desde da face do muro para trás. Importa referir que no caso de se atingir uma fiada de reforço a meio da camada de aterro, a parte inferior era ligeiramente compactada antes de completar a colocação total desta. Foram ensaiados três espaçamentos verticais dos elementos de reforço (2, 3 e 4 fiadas de tijolos, isto é, 30, 45 e 60 mm), bem como dois comprimentos de reforço (80 e 120 mm). Por último, a aplicação de uma sobrecarga uniformemente distribuída foi conseguida através da colocação de um colchão de água colocado no topo do aterro. A sobrecarga era aumentada, aproximadamente, em incrementos de  $0,45 \text{ kN/m}^2$  (equivalente ao peso de uma camada de aterro) até atingir a máxima sobrecarga permitida ( $24 \text{ kN/m}^2$ ) ou verificar-se o colapso da estrutura.

O modelo reduzido foi instrumentado para medir a deformação da face, a extensão dos elementos de reforço, as pressões de terras na face interior do muro, e as tensões normal e de corte na base do tanque. Pinto (1992) efetuou as medições antes da colocação do aterro, após colocação e posterior compactação de cada camada do aterro, e durante a aplicação da sobrecarga. O movimento do muro foi medido através de 6 defletómetros colocados na face (identificados na Figura 2.3 pela sigla *LVDT*) – 4 a meio, na vertical, para obter o perfil vertical de deformação, e 2 no topo, na horizontal, para medir a possível torção da face. A extensão dos geossintéticos foi medida através de extensómetros elétricos (identificados na Figura 2.3 pela letra *G*) colados no meio da superfície superior dos reforços, a 33 mm da face do muro. Foram instaladas células de carga embutidas na base do tanque e na face interna do muro (estas identificadas na Figura 2.3 pela sigla *Bt*) com o propósito de medir as tensões atuantes. A Figura 2.3 contém esquemas da face dos muros ensaiados com o posicionamento dos instrumentos de medição mais relevantes.

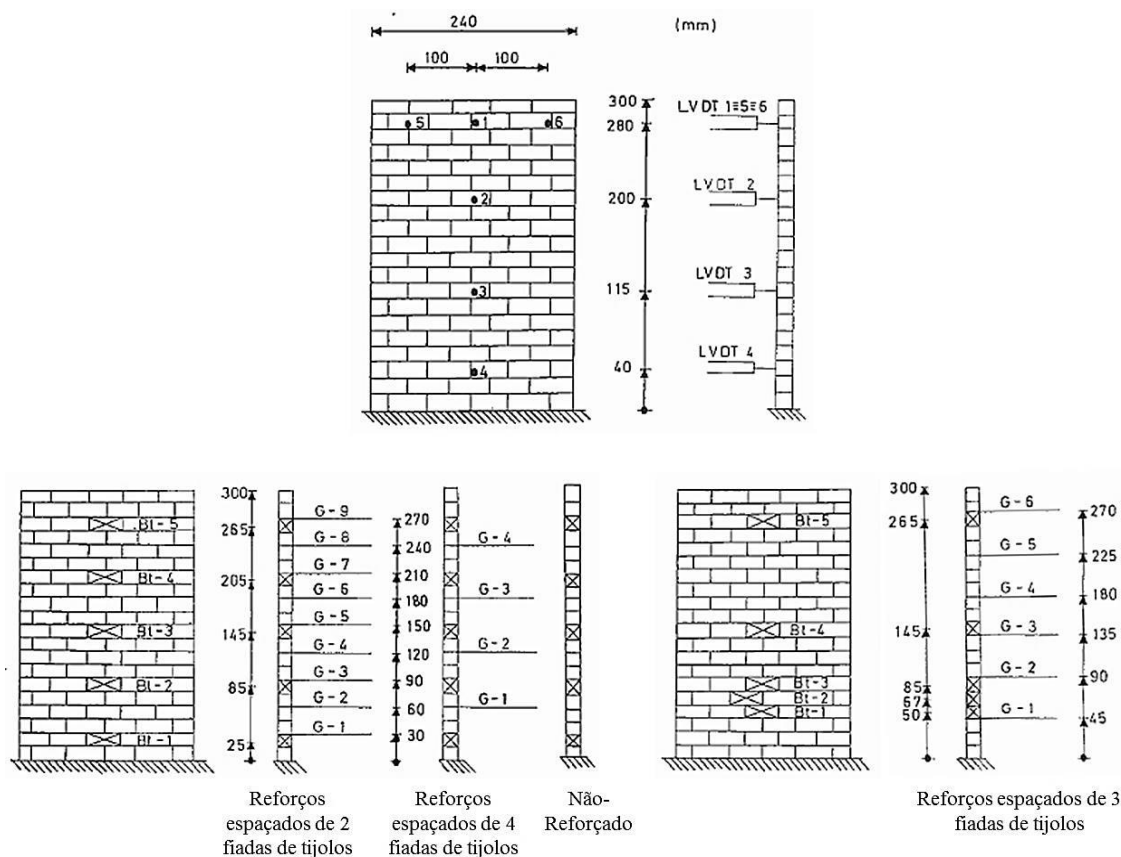


Figura 2.3 - Posicionamento de alguns instrumentos de medição nos diferentes tipos de muros de alvenaria reforçados com geossintéticos (adaptado de Pinto, 1992)

Os resultados obtidos mostraram-se de acordo com as observações de Walsh (1987), não obstante a complexidade da construção do modelo e dos vários fatores que influenciam o seu comportamento (temperatura ambiental, construção da alvenaria, compactação do solo, velocidade da aplicação do incremento da sobrecarga, etc.). Foi possível confirmar que os muros de alvenaria reforçados apresentam uma maior capacidade de carga e menores deslocamentos do que os muros tradicionais não reforçados, sendo o tipo e mecanismo de rotura também significativamente diferentes. Inicialmente, tanto os muros tradicionais (não reforçados) como os muros reforçados apresentam o mesmo movimento rotacional sobre a base. A estrutura roda como um bloco único e rígido em torno da fenda criada ao nível da primeira junta de argamassa da face do muro. Após esta fase, apareceram diferenças de comportamento. Nos muros não reforçados, o movimento rotacional mantém-se e o colapso da estrutura é atingido rapidamente, ainda antes da aplicação da sobrecarga. Nos muros reforçados com geossintéticos, verifica-se que a rotura é tanto mais semelhante à dos muros tradicionais, quanto maior for o espaçamento vertical entre elementos de reforço e menor o seu comprimento. Os muros de alvenaria reforçados a cada 2 ou 3 fiadas de tijolos apresentaram um movimento complexo, onde a rotura é lenta e gradual, havendo casos onde

se atinge o nível de sobrecarga máximo sem colapsar. Pinto (1992) e Walsh (1987) verificaram que para os muros reforçados a cada 2 ou 3 fiadas de tijolos, durante a aplicação de sobrecarga, aparecia uma segunda fenda numa junta de argamassa com reforço, aproximadamente a meia altura do muro. O aparecimento desta segunda fenda foi definido por Pinto (1992) como sendo o estado limite de serviço (ELS) da estrutura. O estado limite último (ELU) apenas é atingido quando se nota uma aceleração visível do movimento rotacional sem incremento da sobrecarga, ou o colapso total. A maioria dos muros de alvenaria reforçados a cada 4 fiadas de tijolos não desenvolve a fenda a meia altura do muro e apresenta um movimento semelhante ao dos muros não reforçados, suportando, no entanto, sobrecarga antes de atingir o estado limite último.

Os muros de alvenaria reforçados com geossintéticos são muros de face rígida, como já mencionado, e sabe-se que uma pequena parte da carga é transferida para a face, sendo a maior parte da carga de muros rígidos suportada pela fundação (Pinto, 1992). Logo, a qualidade da fundação pode influenciar bastante o comportamento deste tipo de muros. Pinto verificou um incremento da estabilidade e da capacidade resistente dos muros para melhores fundações – fundações rígidas. Também concluiu que muros construídos sobre fundações flexíveis, mas com larguras três vezes superiores à largura da face, apresentam um comportamento semelhante ao dos muros sob fundações rígidas.

Na Figura 2.4 encontra-se resumido o comportamento observado por Pinto (1992) em muros de alvenaria de tijolo, reforçados ou não, sob fundações rígidas ou deformáveis.

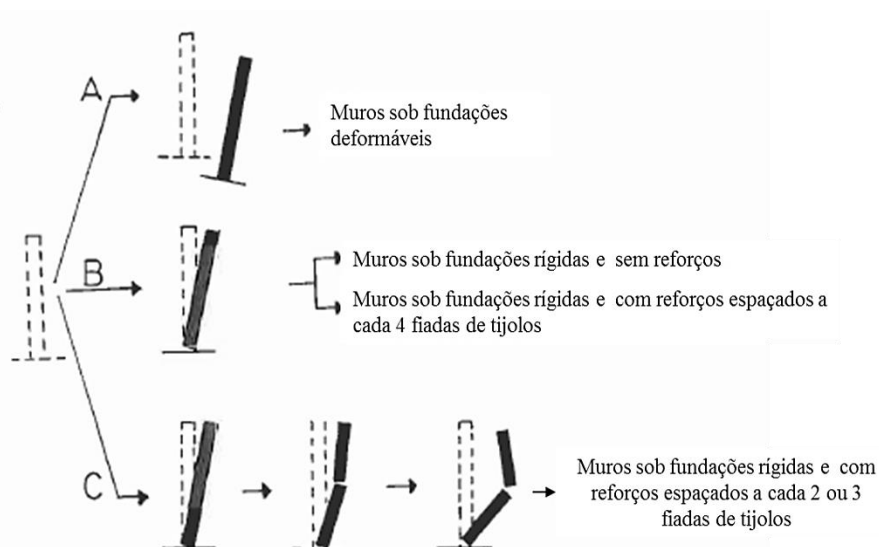


Figura 2.4 – Resumo do mecanismo de rotura dos muros estudados por Pinto (1992) (adaptado de Pinto, 1992)

### 2.3.2 Estudo Numérico de Pereira (1999)

Em 1999, Pereira prosseguiu o estudo de Pinto (1992), ao propor um modelo numérico bidimensional, não linear, para analisar os muros de alvenaria de tijolo reforçados com geossintéticos sob fundação rígida. Pereira (1999) utilizou um método de elementos finitos, simulando o comportamento de todos os constituintes do muro através de um modelo elástico perfeitamente plástico, com leis de fluxo associadas e sem endurecimento no caso do material de aterro. A utilização deste tipo de modelo apresenta várias vantagens, por permitir um completo estudo da deformação (algo, como já referido, relevante para o dimensionamento de muros reforçados com geossintéticos) e o estudo paramétrico de todos os fatores que podem afetar a deformação final da estrutura. Para além disso, consegue-se simular isoladamente todos os componentes da estrutura, bem como as diferentes fases construtivas, separada e sequencialmente, e as solicitações aplicadas.

A simulação numérica dos muros estudados por Pinto (1992) foi feita da seguinte maneira: o solo e a face foram simulados recorrendo a elementos finitos bidimensionais de cinco nós desenvolvidos por Doherty et al. (1969); os geossintéticos foram simulados com elementos de barra de dois nós; e, por último, as interfaces solo-reforço e solo-face foram representadas com elementos de junta de quatro nós desenvolvidos por Goodman et al. (1968). O processo de ativação dos elementos finitos teve em conta o processo construtivo do modelo laboratorial, ativando progressivamente os elementos, de forma a simular a colocação do aterro, a entrada em serviço dos elementos de reforço e a aplicação da sobrecarga. As fronteiras assumidas no modelo numérico tentaram simular as condições em laboratório: a fronteira referente à base do muro não permite nenhum deslocamento para qualquer direção, a fronteira lateral esquerda correspondente à face do muro é totalmente livre de deslocamentos com exceção do elemento referente ao maciço da fundação rígida, e a fronteira lateral direita referente à extremidade final do tanque rígido apenas permite deslocamentos verticais em toda a sua extensão. Na Figura 2.5, é possível observar a malha de elementos finitos de um muro estudado pelo autor (Pereira, 1999).

O critério de cedência que melhor se adotou ao comportamento real do solo e que foi empregue na modelação numérica foi o critério de Mohr-Coulomb. O módulo de deformabilidade adotado por Pereira (1999) para o solo foi de 1 100 kPa. As características do material de aterro e das interfaces com os restantes constituintes do muro encontram-se resumidas no Quadro 2.I.

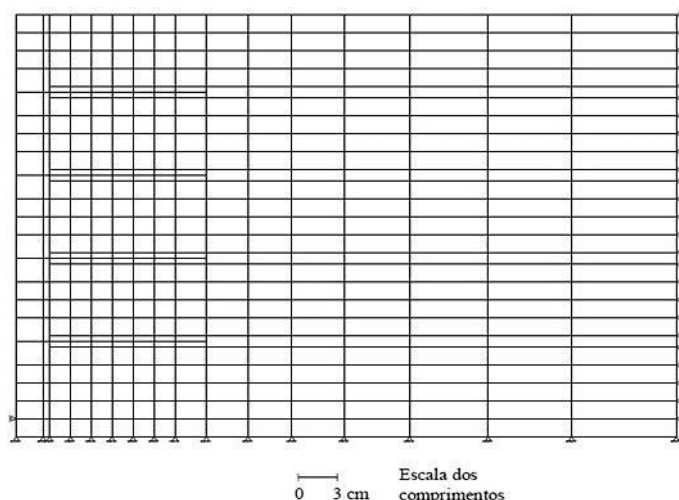


Figura 2.5 – Malha de elementos finitos representativa do muro reforçado com elementos de 120 mm, a cada 4 fiadas de tijolos (Pereira, 1999)

Quadro 2.I – Características do solo e das interfaces consideradas no modelo numérico (Pereira, 1999)

<b>Solo do aterro</b>				
$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'_p$ (°)	$c'$ (kPa)	$\nu$	E (kPa)
16,3	40	0	0,35	1 100
<b>Interface Solo-Reforço</b>				
$c_a$ (kPa)	$f \times tg \phi'$		$K_t$ (kPa/m)	
0	0,73		500	
<b>Interface Solo-Face</b>				
$c_a$ (kPa)	$f \times tg \phi'$		$K_t$ (kPa/m)	
0	0,75		2 500	

Outro aspeto importante na caracterização do modelo de Pereira (1999) foi a definição dos módulos de deformabilidade dos componentes suscetíveis de sofrer deformação. Nos elementos de reforço (Vilene-312) adotou um módulo de deformabilidade de 13 200 kPa (isto é, 3,96 kN/m), de acordo com as curvas tensão-deformação dos geossintéticos apresentadas no estudo de Pinto (1992). Para a face do muro, assumiu um módulo de deformabilidade de 50 000 kPa. Este último, apesar de ser inferior ao valor normalmente adotado para alvenaria de tijolo, teve em conta o efeito da existência de juntas de argamassa na face e o aparecimento de eventuais fendas de tração, não provocando diferenças significativas no comportamento do modelo numérico quando comparado com o muro laboratorial.

Os resultados obtidos no estudo numérico mostraram-se de acordo com o apresentado por Pinto (1992), tendo-se observado que uma pequena parte da sobrecarga era absorvida pela face do muro e uma maior quantidade pelas fronteiras laterais e posterior do tanque, chegando

à base apenas cerca de 53% a 60% da sobrecarga aplicada. Deste modo, o modelo numérico considerou uma sobrecarga de 56% do valor da aplicada no modelo laboratorial. Pereira (1999) também confirmou o observado por Pinto (1992) no que diz respeito ao mecanismo de rotura dos muros estudados: arranque destes elementos por insuficiente comprimento de amarração.

Apesar dos bons resultados obtidos por Pereira (1999) e das vantagens já mencionadas, os modelos numéricos apresentam ainda algumas desvantagens. O custo elevado devido à necessidade de fazer uma caracterização rigorosa dos materiais e suas interfaces, e o tempo necessário para desenvolver o modelo e concluir o processo de cálculo são as principais críticas apontadas pelos projetistas. De maneira a superar estes problemas, a investigação do comportamento e dimensionamento de muros de alvenaria reforçados com geossintéticos continuou a evoluir com o contributo de Correia (2003).

### **2.3.3 Estudo de Correia (2003)**

Em 2003, Correia desenvolveu um estudo onde reviu alguns dos métodos de dimensionamento existentes para muros de suporte de terras reforçados com geossintéticos e averiguou a viabilidade da sua utilização para verificação da estabilidade interna dos muros de alvenaria de tijolo reforçados com geossintéticos estudados por Pinto (1992). Como já referido, para verificação da segurança interna destes muros é necessário ter em conta, para além dos ELU, outros estados limites que incluam a deformação excessiva da face do muro – ELS. Esta verificação pode ser realizada recorrendo aos dois grupos de métodos mencionados: métodos simplificados/expeditos ou análises numéricas. O dimensionamento efetuado através do primeiro grupo resulta de adaptações simplificadas dos métodos de equilíbrio limite correntes (como o dimensionamento de muros de terra amada ou os métodos gerais de Rankine e Coulomb utilizados no dimensionamento de muros de suporte). Correia (2003) estudou cinco adaptações de conhecidos métodos de dimensionamento: variantes de Rankine e de Coulomb, mais os métodos da Superfície planar, Bishop simplificado e Biplanar. Estes métodos, apesar de atrativos, apresentam desvantagens de acordo com o autor, como o facto de não considerarem a compatibilidade de deformações entre materiais nem os efeitos que resultam da compactação do material de aterro, assim como assumirem um comportamento rígido perfeitamente-plástico para os diversos materiais.

A descrição e extensa análise efetuada por Correia (2003) aos cinco métodos investigados não se integram totalmente no âmbito do trabalho aqui apresentado, pelo que se referem apenas as principais conclusões. A melhor solução observada, no que se refere à verificação da segurança interna, foi a utilização do método Biplanar. Em relação à melhor aproximação da

superfície real de cedência, Correia verificou que as variantes dos métodos de Rankine e Coulomb apresentavam fracos resultados; o método da Superfície planar conseguia uma melhor aproximação que os dois métodos anteriores, mas ainda de fraca qualidade ao comparar a superfície potencial de cedência prevista com a observada; e os métodos de Bishop simplificado e Biplanar apresentaram resultados de boa qualidade, representando razoavelmente o mecanismo de rotura observado neste tipo de muros. O método Biplanar teve ainda a vantagem de ser mais versátil na procura da superfície potencial de cedência e das superfícies biplanares se aproximarem mais da superfície de cedência observada (demostrado por Woods et al., 1990; Silva, 1991; Pinto, 1992; Jewell, 1996).

Nas Figuras 2.6 e 2.7 são mostrados dois exemplos de muros ensaios por Pinto (1992), onde se pode visualizar as zonas de cedência desenvolvidas na modelação numérica de Pereira (1999), e as superfícies potenciais de cedência estimadas pelos métodos de cálculo avaliados por Correia (2003). Os níveis de tensão indicados correspondem à razão entre a tensão instalada no material e a tensão de rotura do mesmo.

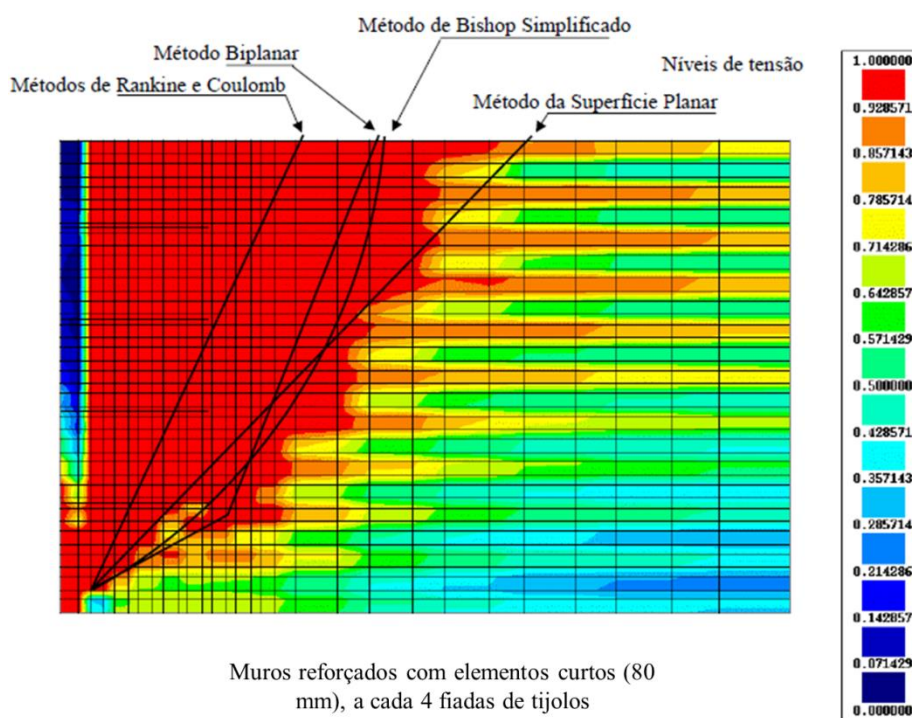


Figura 2.6 – Zonas de cedência e superfícies potenciais de cedência previstas por diferentes métodos de cálculo (adaptado de Correia, 2003)

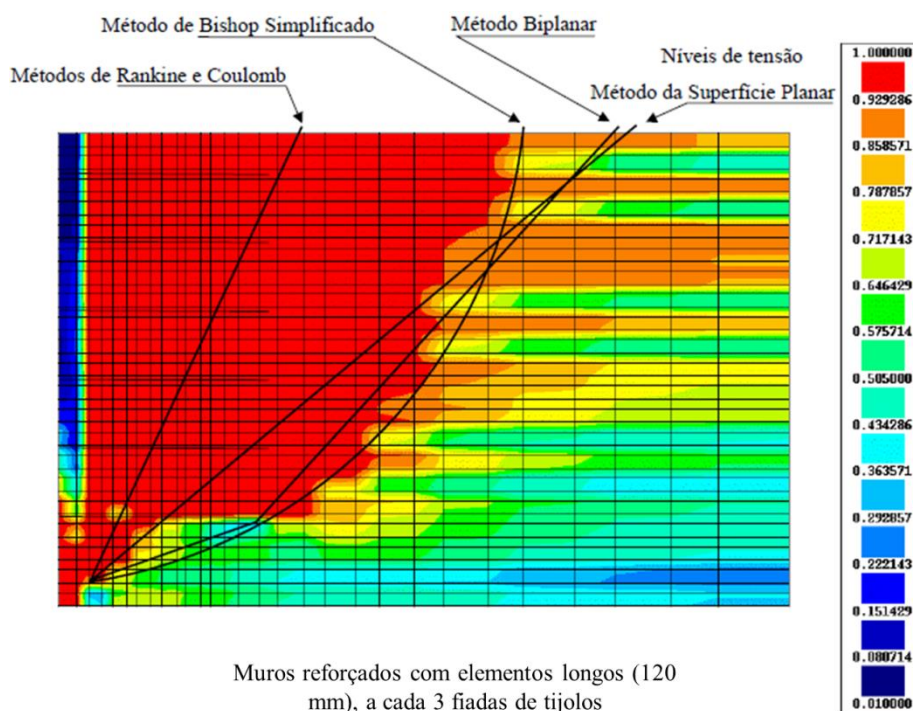


Figura 2.7 – Zonas de cedência e superfícies potenciais de cedência previstas por diferentes métodos de cálculo (adaptado de Correia, 2003)

## 2.4 Método expedito proposto por Correia (2003)

Correia (2003) desenvolveu complementarmente um novo método expedito, baseado num modelo teórico simples, para estimar as tensões efetivas horizontais, as deformações da face e a fendilhação de muros de alvenaria de tijolo reforçados com geossintéticos. O método proposto adicionou, à verificação da segurança interna, a verificação do seu equilíbrio funcional. Os métodos expeditos apresentam a vantagem de ter uma aplicação prática mais simples que a modelação numérica, mas são mais suscetíveis de erros na aproximação ao problema real. Por isso, Correia (2003) avaliou o método desenvolvido comparando os resultados obtidos com as observações laboratoriais (Pinto, 1992) e numéricas (Pereira, 1999).

### 2.4.1 Modelo de cálculo e programa computacional

A deformação de muros de alvenaria reforçados com geossintéticos, como referido na secção 2.3, é fortemente afetada pela deformabilidade dos seus componentes (face do muro, elementos de reforço e material de aterro) e respetiva compatibilidade. O modelo teórico simples, correspondente ao método expedito proposto por Correia (2003), tem esse aspeto em consideração na sua formulação. Seguidamente faz-se uma descrição pormenorizada dos aspetos relevantes à compreensão do modelo.



A face do muro em alvenaria de tijolo é representada através de uma viga simplesmente apoiada nos elementos de reforço simulados por apoios flexíveis (tipo mola). A fundação do muro é definida pelo apoio duplo na base da viga e tem um grau de liberdade para permitir o movimento rotacional, provocado pelo aparecimento da fenda na primeira junta de argamassa, observado em todos os anteriores estudos (Walsh, 1987; Pinto, 1992; Pereira, 1999). A deformabilidade da viga simplesmente apoiada é controlada pela rigidez à flexão do material que constitui a face do muro, a qual depende da resistência da ligação argamassa-tijolo. Os apoios flexíveis podem ser simulados recorrendo a bielas caracterizadas com base na resistência à tração e na rigidez axial dos elementos de reforço. Na modelação numérica, Pereira (1999) considerou o efeito da tensão de confinamento na rigidez dos geossintéticos ao longo da altura do muro. No entanto, o método expedito não consegue simular diretamente esse efeito, e Correia (2003) manteve a rigidez constante para todos os elementos de reforço. A viga simplesmente apoiada está sujeita a um diagrama teórico de pressões de terras que pretende simular o efeito da deformabilidade dos componentes e a compatibilidade das deformações requerida pelo equilíbrio.

No Quadro 2.II encontram-se os valores adotados tanto para a resistência e o módulo de deformabilidade da junta de argamassa-tijolo, como para a resistência à tração e o módulo de deformabilidade dos geossintéticos, de acordo com o adotado por Pereira (1999). Na Figura 2.8 é apresentado um esquema explicativo do modelo teórico proposto por Correia (2003).

Quadro 2.II - Características dos constituintes do modelo teórico de Correia (2003)

<b>Viga simplesmente apoiada (face do muro – alvenaria de tijolo)</b>	
Resistência da junta, $R_{\text{junta}}$ (kPa)	$E_{\text{face}}$ (kPa)
30	50 000
<b>Bielas (elementos de reforço – geossintéticos)</b>	
Resistência à tração, $\sigma_t$ (kN/m)	$E_{\text{ref}}$ (kPa)
1,4	13 200

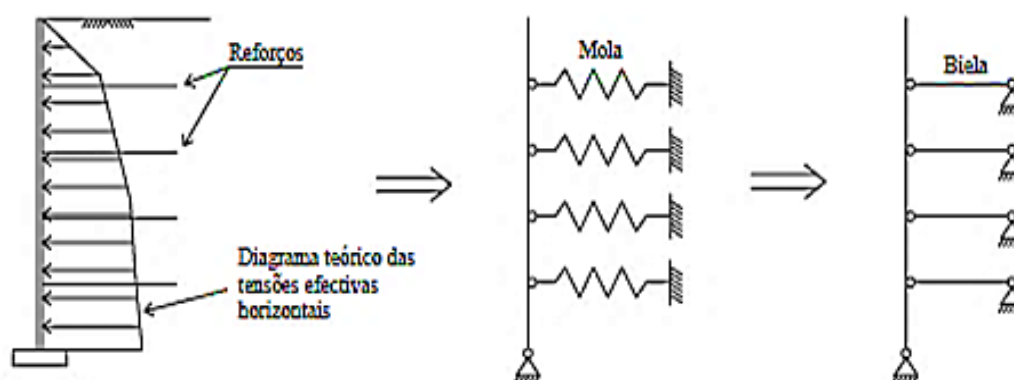


Figura 2.8 – Modelo teórico proposto por Correia (2003)

A caracterização do diagrama teórico de pressões de terras é um passo importante para se obter um modelo satisfatório na previsão da deformação de face. Este deve simular, tanto melhor quanto possível, o diagrama de tensões observado para este tipo de muros reforçados. Juran et al. (1978) e Osman et al. (1979) verificaram que o diagrama de tensões efetivas horizontais não era linear ao longo da altura do muro, estando próximo da situação de repouso ( $K_0$ ) no topo do muro e da situação correspondente ao estado de equilíbrio limite ativo ( $K_a$ ) junto à base. Esta conclusão também foi confirmada pelos estudos de Pinto (1992) e Pereira (1999) onde, para além disso, se constatou que as tensões efetivas têm tendência a sofrer um repentino decréscimo sempre que se atinge um nível de reforço, voltando depois a crescer até ao próximo reforço e assim sucessivamente, comprovando assim também as observações feitas por Tsagareli (1969).

Na Figura 2.9 a) é apresentada a variação dos coeficientes  $K_0$  e  $K_a$  estimada por Juran et al. (1978) e Osman et al. (1979) e na Figura 2.9 b), um esquema representativo do diagrama de pressões de terras considerado por Correia (2003).

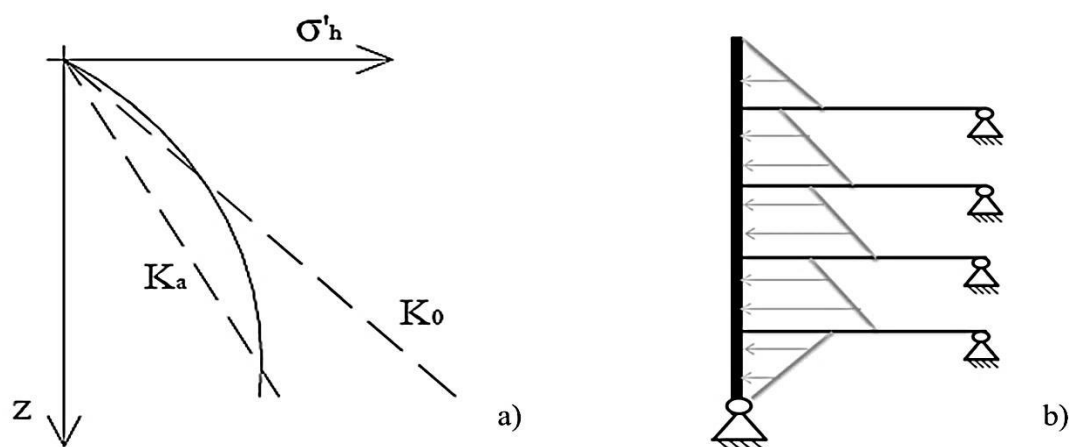


Figura 2.9 – a) Evolução das tensões efetivas horizontais ao longo da altura do muro; b) esquema representativo do diagrama de tensões (adaptado de Correia, 2003)

Em 1977, Osman desenvolveu um estudo (ver Anexo A) onde definiu a força máxima de tração ( $T_{máx}$ ) mobilizada em cada nível de reforço, tendo por base equilíbrios energéticos (trabalho externo das pressões de terras atuantes na face do muro igual à energia elástica de deformação interna dos reforços). A força  $T_{máx}$  pode ser estimada pela Expressão 2.1 em que  $K$  é o coeficiente de impulso de repouso ( $K_0$ ) imediatamente antes ou o coeficiente de impulso ativo ( $K_a$ ) imediatamente após o elemento de reforço;  $L$  é o seu comprimento;  $\sigma'_v$  é a tensão efetiva vertical ao nível do elemento de reforço;  $S_v$  e  $S_h$  são o espaçamento vertical e horizontal, respetivamente;  $H$  é a altura total do muro;  $z$  é a altura desde o topo do aterro.

$$T_{m\acute{a}x}(z) = \sqrt{\frac{6 \times K^{2,5}}{L}} \times \sigma'_v \times S_v \times S_h \times \sqrt{H - z} \quad (2.1)$$

Com base na máxima força de tração mobilizada num dado reforço e, considerando que esta é totalmente equilibrada pelas tensões efetivas horizontais na zona de influência do respetivo reforço (Figura 2.10), consegue-se obter o diagrama de tensões efetivas horizontais atuante para cada espaçamento entre os elementos de reforço. Tendo por base os estudos de Juran et al. (1978) e Osman et al. (1979), é possível estimar a variação das tensões efetivas horizontais mediante a simples substituição na Expressão 2.1 do coeficiente de impulso  $K$  por  $K_0$  e  $K_a$ , respetivamente para as tensões efetivas atuantes imediatamente antes e após cada nível de reforço. O diagrama teórico das tensões efetivas horizontais atuantes na face do muro é definido através da distribuição de  $T_{m\acute{a}x}$  pela área de influência de cada reforço (Expressão 2.2).

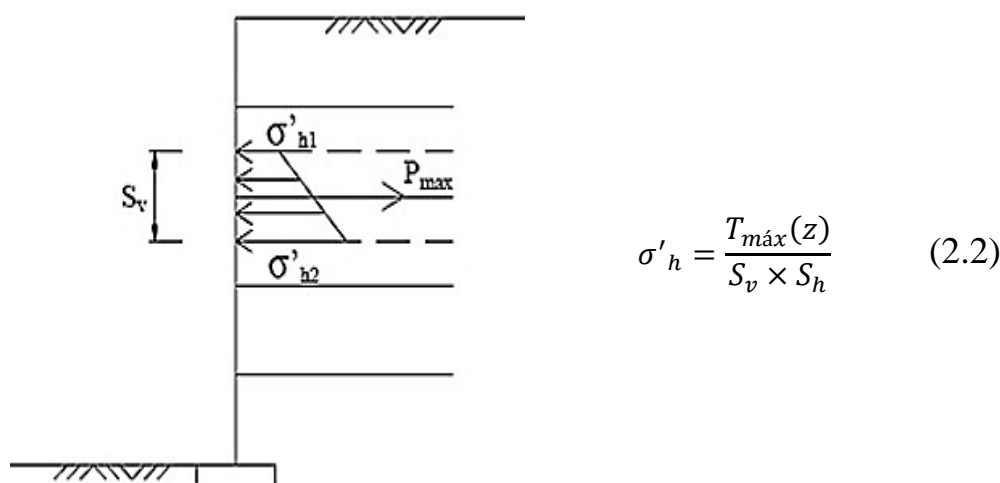


Figura 2.10 – Esquema de equilíbrio para cálculo das tensões efetivas horizontais (Correia, 2003)

Importa ainda referir que, como na base do muro não se tem nenhum elemento de reforço, mas sim um elemento bastante rígido (fundação rígida), a tensão efetiva horizontal é considerada nula (Figura 2.9 b)), não havendo assim nenhuma força de tração mobilizada a esse nível (Correia et al., 2005).

O modelo teórico apresentado por Correia (2003) foi aplicado através de um programa computacional, de fácil aplicação prática, designado por OSSA2D. Este *software* foi desenvolvido em 1995, pelo gabinete de investigação GREISCH, do departamento M.S.M. da Universidade de Liège. OSSA2D é um programa de análise linear elástica de estruturas planas, com base no método de deslocamentos, e que apenas requer a introdução de um

esquema estrutural, semelhante ao da Figura 2.9 b), e de alguns dados referentes aos elementos de reforço e à face. Para os geossintéticos é necessário conhecer a espessura (área), o módulo de deformabilidade (relacionado com a rigidez axial dos reforços) e a resistência do material que corresponde à resistência à tração dos reforços. Relativamente à face, é preciso conhecer a espessura (a área e o momento de inércia que influenciam a compressibilidade da face), o peso, o módulo de deformabilidade (resultante da rigidez à flexão da face) e, caso seja relevante no problema, a resistência proveniente das juntas entre as unidades de face. A análise estrutural é normalmente efetuada por metro de largura e fornece os seguintes resultados: reações nos apoios, diagramas de momentos, esquemas de deformação dos elementos e todos os deslocamentos ocorridos no modelo, em particular, os deslocamentos horizontais (único parâmetro analisado no presente estudo).

#### **2.4.2 Resultados obtidos por Correia (2003)**

O método proposto por Correia (2003) foi aplicado aos muros de alvenaria de tijolo construídos sob fundações rígidas e reforçados com geossintéticos a cada 3 e 4 fiadas de tijolo, para os dois comprimentos 80 mm e 120 mm, construídos por Pinto (1992). O estudo teve apenas em consideração uma sobrecarga uniformemente distribuída sobre o aterro no valor de  $2,445 \text{ kN/m}^2$  (que corresponde a 56% do valor equivalente aplicado em laboratório, conforme analisado por Pereira (1999) no estudo numérico). As características adotadas para os diversos materiais são iguais às consideradas na modelação numérica (Quadro 2.II).

Os resultados obtidos mostraram estar em concordância com as observações laboratoriais e numéricas anteriormente referidas. A Figura 2.11 mostra os diagramas de tensões efetivas horizontais previstas para os muros de alvenaria reforçados com elementos curtos e longos, a cada 3 e 4 fiadas de tijolos (3-c; 4-c e 3-L; 4-L, respetivamente), enquanto a Figura 2.12 mostra a previsão da deformação da face para o mesmo tipo de muros da figura anterior, comparando-se em ambos os casos com as leituras de laboratório. O diagrama das tensões efetivas horizontais desenvolvido pelo método expedito aproxima-se de forma aceitável do diagrama observado por Pinto, em laboratório. A deformação da face obtida mostra também uma razoável aproximação aos estudos laboratorial e numérico. Verificou-se ainda que quanto mais comprido fosse o elemento de reforço, menor seria a qualidade dos resultados. Correia (2003) concluiu que isso acontecia devido ao maior comprimento de amarração desenvolvido nos elementos de reforço que não era contabilizado diretamente pelo método proposto.

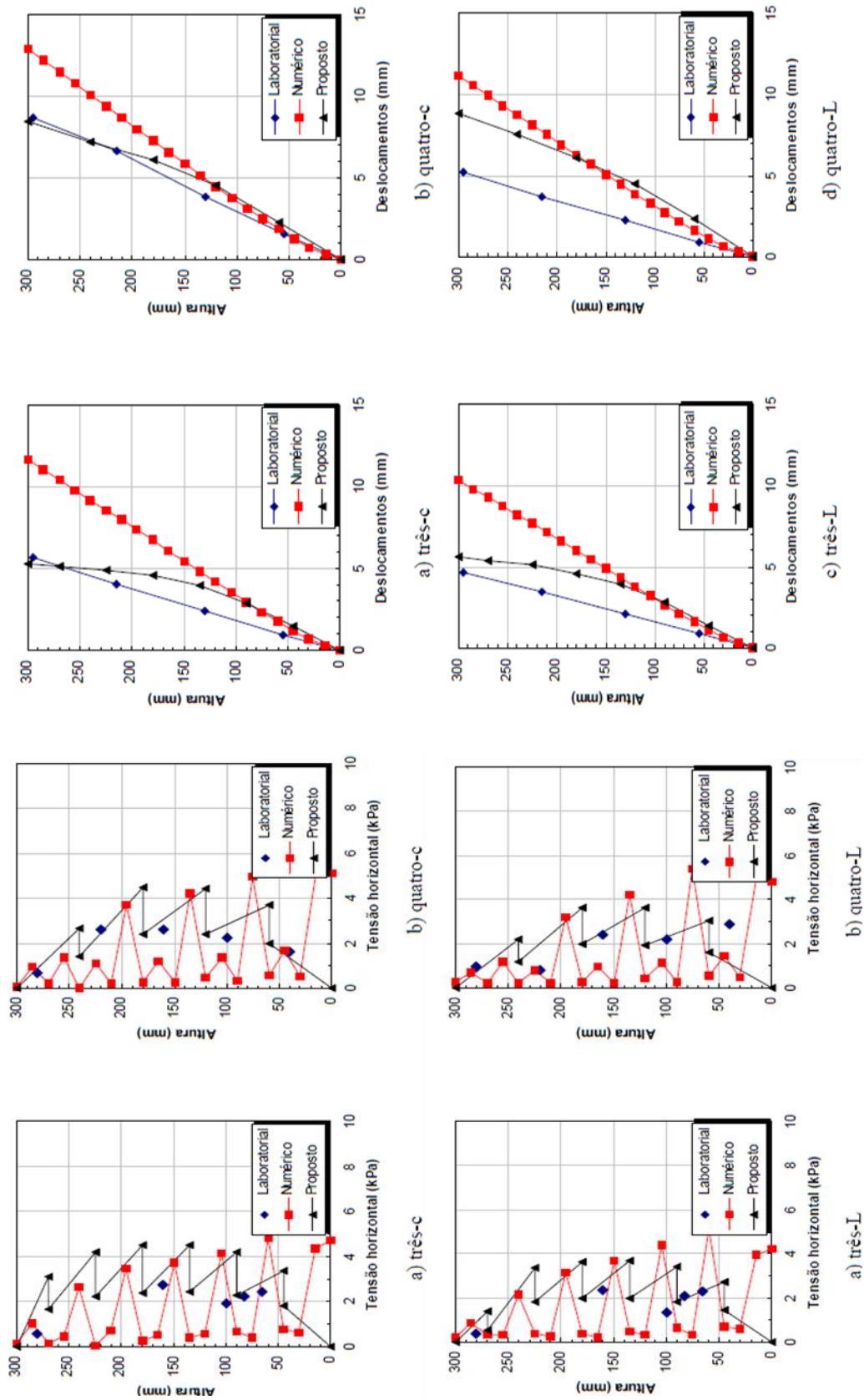


Figura 2.12 – Deformação da face obtida pelo método expedito de Correia em comparação com os estudos laboratorial e numérico (adaptado de Correia, 2003)

Figura 2.11 – Diagrama de tensões efetivas horizontais obtido pelo método expedito de Correia em comparação com os estudos laboratorial e numérico (adaptado de Correia, 2003)

## 2.5 Programa de Estudo

A qualidade de um método expedito é comprovada mediante comparação dos resultados com observações feitas em laboratório ou casos reais. Para além disso, um método expedito também pode ser comparado com um modelo numérico, pois se apresentar resultados semelhantes com o último, permite comprovar a eficácia de um processo de cálculo mais simples e rápido de realizar.

Com esse intuito, o presente estudo apresenta no Capítulo 3, quatro tipos de problemas diferentes – laboratorial (Pinto, 1992; Palmeira e Lanz, 1994), numérico (Rowe e Ho, 1998) e de obra (Bathurst, 1992) – onde se aplicou o método expedito de Correia (2003) com vista a comprovar a validade do modelo de cálculo enquanto alternativa ao dimensionamento atual de muros de suporte de terras reforçados com geossintéticos. Ao mesmo tempo, tentou-se definir a variação do módulo de deformabilidade do reforço ao longo da altura do muro, como proposto por Correia (2003) nas sugestões futuras para investigação.

### 3 APLICAÇÃO DO MÉTODO EXPEDITO

#### 3.1 Estudo Laboratorial de Pinto (1992)

O método expedito proposto por Correia (2003) foi, tal como referido no Capítulo 2, aplicado e avaliado tendo por base resultados do estudo laboratorial conduzido por Pinto (1992). Correia (2003) apenas analisou quatro muros e um único nível de sobrecarga no valor de  $2,445 \text{ kN/m}^2$ , equivalente a uma altura de aterro acima do muro de 0,268 m. Importa assim analisar a aplicabilidade do método para condições diferentes de sobrecarga e/ou tipologias de muro, estudo esse que será de seguida apresentado.

A investigação laboratorial de Pinto (1992) encontra-se descrita de uma forma geral no Capítulo 2, bem como as principais conclusões. Dos vários muros de alvenaria de tijolo ensaiados por Pinto (1992), fazem parte 21 modelos assentes sobre fundações rígidas, sendo 5 muros tradicionais sem reforços e os 16 restantes reforçados com geossintéticos. No Quadro 3.I apresentam-se os 16 muros reforçados e respetiva informação adicional.

Quadro 3.I – Muros reforçados assentes sobre fundações rígidas estudados por Pinto (1992)

	<b>Código-Nome</b>	<b>Data do Ensaio</b>	<b>Comprimento do elemento de reforço (mm)</b>	<b>Espaçamento vertical entre reforços (mm)</b>
<b>R8-2</b>	6R8-2	21/Julho	80	2 Fiadas de Tijolos ( $\cong 30 \text{ mm}$ )
	7R8-2	16/Fevereiro		
<b>R8-3</b>	8R8-3	05/Julho	80	3 Fiadas de Tijolos ( $\cong 45 \text{ mm}$ )
	9R8-3	20/Julho		
	10R8-3	28/Fevereiro		
<b>R8-4</b>	11R8-4	22/Julho	80	4 Fiadas de Tijolos ( $\cong 60 \text{ mm}$ )
	12R8-4	07/Março		
<b>R12-2</b>	13R12-2	11/Julho	120	2 Fiadas de Tijolos ( $\cong 30 \text{ mm}$ )
	14R12-2	17/Julho		
	15R12-2	21/Fevereiro		
<b>R12-3</b>	16R12-3	30/Junho	120	3 Fiadas de Tijolos ( $\cong 45 \text{ mm}$ )
	17R12-3	19/Julho		
	18R12-3	23/Fevereiro		
<b>R12-4</b>	19R12-4	13/Julho	120	4 Fiadas de Tijolos ( $\cong 60 \text{ mm}$ )
	20R12-4	15/Julho		
	21R12-4	02/Março		

Os dados e resultados da investigação de Pinto (1992), referentes aos 16 modelos reforçados, estão resumidos no Quadro 3.II. Durante a construção dos muros aplicaram-se cerca de 32 níveis de sobrecarga diferentes, que aumentavam, em média, em incrementos de 0,45 kN/m<sup>2</sup> (valor equivalente ao peso de uma camada de aterro de 0,03 m de espessura). No Quadro 3.II também se indica para que nível de sobrecarga (*SOB*) cada modelo atingiu o estado limite de serviço e o estado limite último. A sobrecarga é indicada não apenas pelo seu valor (*SOB*), mas também através da altura equivalente de material de aterro ( $H_{SOB}$ ) colocado acima do muro. O Quadro 3.II inclui ainda o valor da sobrecarga adicional ( $SOB_{adicional}$ ) que cada muro consegue suportar até ao colapso após o aparecimento da primeira fenda na face (estado limite de serviço é atingido, segundo Pinto (1992)), cuja localização desde o topo do muro também é indicada ( $Z_{Fenda}$ ).

Quadro 3.II – Resumo do comportamento observado por Pinto (1992) nos modelos estudados

Código- Nome	Incremento Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )	Estado Limite de Serviço			Estado Limite Último		$SOB_{adicional}$ (kN/m <sup>2</sup> )	
		$Z_{Fenda}$ (m)	$H_{SOB}$ (m)	$SOB$ (kN/m <sup>2</sup> )	$H_{SOB}$ (m)	$SOB$ (kN/m <sup>2</sup> )		
R8-2	6R8-2	0,44	0,15	0,42	6,85	0,58	9,45	2,60
	7R8-2	0,46	0,15	0,72	11,74	1,04	16,95	5,21
R8-3	8R8-3	0,46	0,12	1,04	16,95	1,32	21,52	4,57
	9R8-3	0,44	0,12	0,44	7,17	0,66	10,76	3,59
	10R8-3	0,45	0,12	0,36	5,87	0,46	7,49	1,62
R8-4	11R8-4	0,45	N.A.	N.A.	N.A.	0,24	3,91	N.A.
	12R8-4	0,43	N.A.	N.A.	N.A.	0,27	4,40	N.A.
R12-2	13R12-2	0,46	0,12	0,70	11,41	1,46 (N.C.)	23,80	12,39
	14R12-2	0,44	0,15	0,46	7,50	1,42 (N.C.)	23,15	15,65
	15R12-2	0,46	0,12	0,82	13,37	1,42 (N.C.)	23,15	9,78
R12-3	16R12-3	0,66	0,12	0,70	11,41	1,22 (N.C.)	19,89	8,48
	17R12-3	0,44	0,12	0,42	6,85	1,44 (N.C.)	23,48	16,63
	18R12-3	0,46	0,16	1,02	16,63	1,42 (N.C.)	23,15	6,52
R12-4	19R12-4	0,44	N.A.	N.A.	N.A.	1,42 (N.C.)	23,15	N.A.
	20R12-4	0,47	N.A.	N.A.	N.A.	1,46 (N.C.)	23,80	N.A.
	21R12-4	0,46	0,18	0,70	11,41	1,32 (N.C.)	21,52	10,11

N.A. – Não atingido; N.C. – Não colapsou;  $SOB_{adicional} = SOB_{ELU} - SOB_{ELS}$

Dada a extensão de resultados laboratoriais, optou-se no presente estudo por efetuar uma escolha apropriada dos modelos a estudar e respetivos níveis de sobrecarga, face à limitação de tempo e espaço.



### 3.1.1 Considerações Iniciais

Tal como já referido, Correia (2003) aplicou o método expedito a 4 muros dos 16 ensaiados por Pinto (1992), estudando um nível de sobrecarga ( $2,445 \text{ kN/m}^2$ ) e atribuindo à face do muro e aos elementos de reforço as características presentes no Quadro 2.II. No presente estudo, uma vez que os 16 modelos ensaiados por Pinto (1992) correspondem apenas a 6 tipologias de muros diferentes, como se pode verificar no Quadro 3.I, e que para cada tipologia foram efetuados 2 a 3 ensaios, também não se achou necessário avaliar profundamente todos os modelos. Durante a realização desses ensaios, vários aspetos podem ter influenciado o comportamento final dos muros. Pinto (1992) realizou os ensaios em duas épocas de ano muito diferentes ao nível da temperatura ambiental (Verão e Inverno), o que pode ajudar a justificar a diferença observada na deformação da face dos modelos 8R8-3, 9R8-3 e 10R8-3, correspondentes à mesma tipologia de muro e sujeitos à mesma sobrecarga, referente a uma altura equivalente de material de aterro de 0,40 m (Figura 3.1).

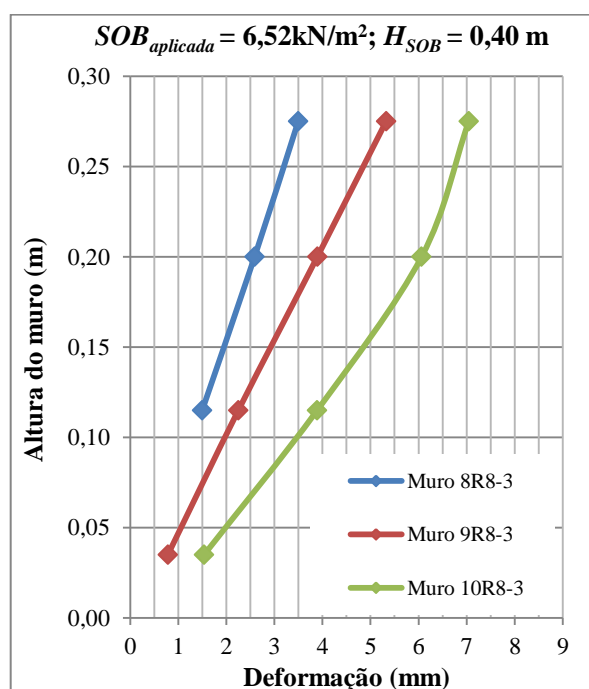


Figura 3.1 – Resultados observados por Pinto (1992) nos muros de alvenaria reforçados com geossintéticos de 80 mm de comprimento e espaçados verticalmente de 45 mm

Para além da diferença de condições ambientais aquando da realização dos ensaios, o facto de terem sido realizados num tanque de pequenas dimensões, principalmente em termos de largura, pode ter sido outra causa para a diferença de comportamentos observados. Pinto (1992) verificou que apenas parte da sobrecarga atingia a fundação do muro, sendo cerca de 40% a 47% da sobrecarga absorvida pelas fronteiras laterais do tanque. Outros fatores, como

pequenas diferenças durante a construção dos modelos ou diferentes níveis de compactação, podem justificar algumas das discrepâncias observadas no comportamento de modelos com a mesma tipologia.

Tendo todos estes aspetos em consideração, a aplicação do método expedito de Correia (2003) foi repartida em três fases diferentes. Numa primeira fase, aplicou-se o método apenas nos muros de alvenaria reforçados com geossintéticos espaçados verticalmente de 45 mm e com 80 mm de comprimento (8R8-3, 9R8-3, 10R8-3), para analisar a influência da escolha dos coeficientes de impulso na estimativa do diagrama de pressões de terras. A escolha destes modelos-base foi realizada de acordo com os resultados do Quadro 3.II, sendo modelos que conseguem atingir os dois estados limites, ELS e ELU. Ainda na primeira fase de cálculo, efetuou-se um pequeno estudo paramétrico, avaliando o efeito da variação da resistência da ligação argamassa-tijolo e da resistência à tração dos elementos de reforço, apresentada por Pinto (1992), no comportamento final observado em cada modelo. Numa segunda fase, fez-se uma análise global dos 16 modelos ensaiados, tendo já em consideração as conclusões da anterior fase, para 3 a 5 níveis de cargas (incluindo os níveis correspondentes ao ELS e ELU), de forma a selecionar o modelo mais representativo de cada uma das 6 tipologias de muro analisadas. Por fim, na terceira fase, efetuou-se uma análise alargada da aplicação do método expedito nos 6 modelos mais representativos com 11 níveis de sobrecarga, tentando avaliar a capacidade do método em prever a evolução do comportamento do muro para diferentes níveis de sobrecarga. Importa salientar que qualquer referência a sobrecargas, daqui em diante, corresponde a 56% do valor aplicado em laboratório por Pinto (1992), pois como já referido apenas parte da sobrecarga chega à base do tanque (Pinto, 1992; Pereira, 1999; Correia, 2003).

O esquema estrutural assumido em cada fase segue todas as indicações descritas na secção 2.4, tendo em conta a geometria do muro e o arranjo dos elementos de reforço apresentados por Pinto (1992). A viga simplesmente apoiada que simula a face do muro tem uma altura de 0,30 m, o comprimento das bielas que simulam os elementos de reforço é de 80 mm ou 120 mm consoante o modelo em causa, e a fundação rígida é simulada por um apoio duplo na base, permitindo apenas o deslocamento rotacional normalmente observado em muros de suporte de terras reforçados. As bielas são apoiadas por um apoio duplo na extremidade contrária à face do muro para se obter esquema estrutural estável, não tendo por isso em conta o arranque de geossintéticos. Em relação ao espaçamento entre os elementos de reforço, este varia entre 30, 45 ou 60 mm, mudando assim também o número de elementos por modelo – 9, 6 ou 4, respetivamente. Na Figura 3.2 é apresentado o esquema estrutural para cada uma das 6 tipologias presentes nos modelos avaliados, indicando-se as medidas dos elementos constituintes.

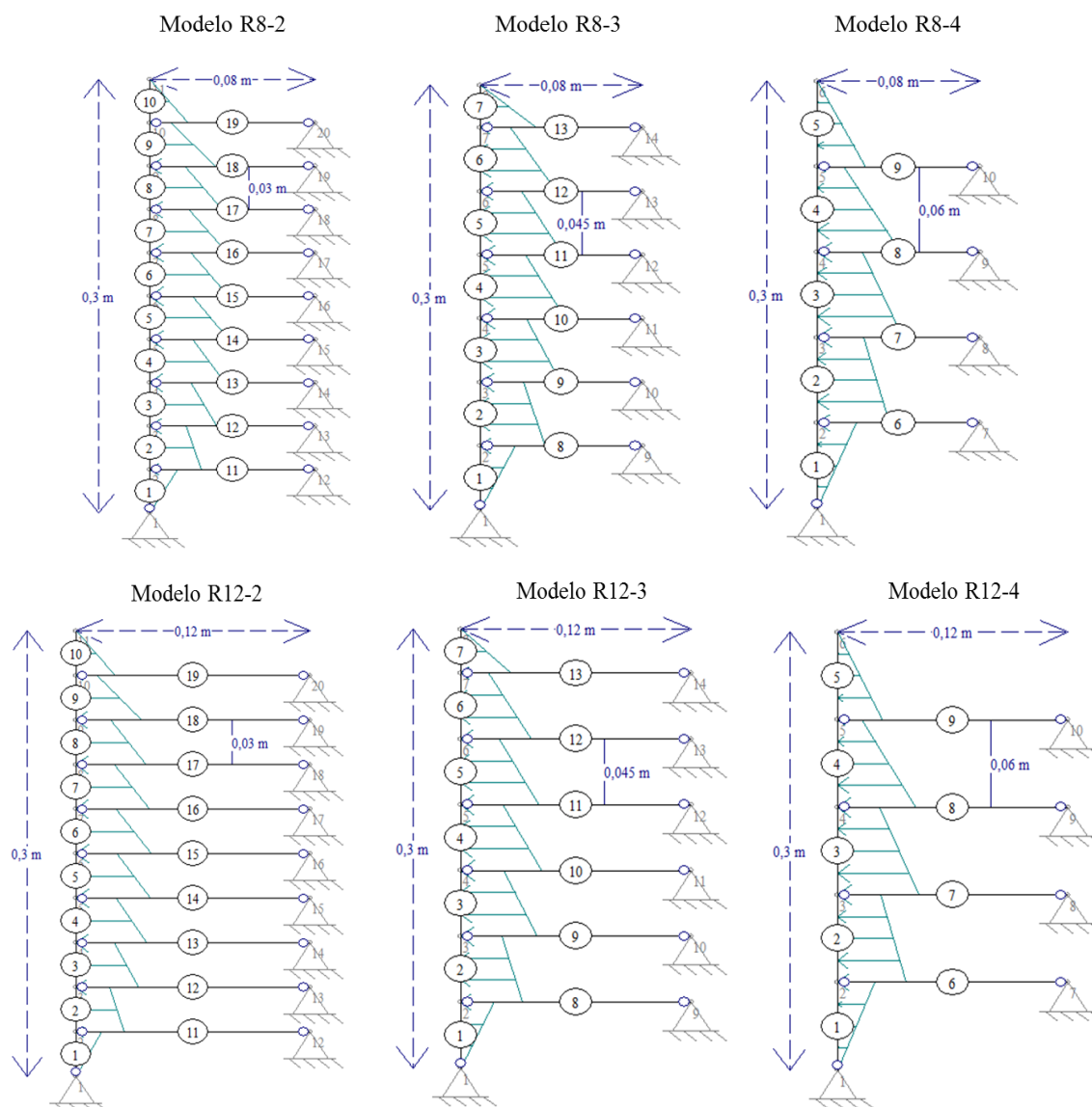


Figura 3.2 – Esquema estrutural assumido para as 6 tipologias de muro estudadas

A face do muro, sendo um elemento constante para todos os modelos, foi definida de acordo com os estudos apresentados anteriormente. Pinto (1992) indicou que a face era constituída por tijolos com uma espessura de 20,5 mm, um peso volúmico de  $24 \text{ kN/m}^3$  e uma resistência à tração da junta de argamassa entre tijolos de 30 a 70 kPa. Pereira (1999) indicou um módulo de deformabilidade da face de 50 MPa.

O solo considerado para aterro foi uma areia média, com um ângulo de resistência ao corte de pico de  $40^\circ$  e um peso volúmico de  $16,3 \text{ kN/m}^3$ , de acordo com Pinto (1992). A estimativa do diagrama de pressões de terras atuantes na face do muro é um dos passos mais importantes em qualquer método de dimensionamento de muros reforçados, tendo o mesmo sido calculado

conforme o descrito na secção 2.4. O espaçamento vertical entre geossintéticos varia consoante o muro em análise e o espaçamento horizontal é por metro de largura. O coeficiente de impulso de repouso ( $K_0$ ) foi estimado através da expressão de Jaki (Expressão de 3.1), tendo-se adotado a Teoria de Rankine no cálculo do coeficiente de impulso ativo ( $K_a$ ) através da Expressão 3.2, uma vez que o paramento é vertical, o terraplano horizontal e o método expedito não tem em conta o efeito do atrito terras-muro no modelo estrutural.

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (3.1)$$

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \quad (3.2)$$

Uma vez conhecidos os valores da força de tração mobilizada em cada elemento de reforço ( $T_{máx}$ ), em função de  $K_0$  e  $K_a$ , é possível construir o diagrama de pressões de terras imediatamente antes (função de  $K_0$ ) e após (função de  $K_a$ ) cada nível de geossintético (Expressão 2.2). A título de exemplo, no Quadro 3.III é apresentado o cálculo efetuado para um nível de sobrecarga dos modelos correspondentes à tipologia com geossintéticos de 80 mm, espaçados de 45 mm.

Quadro 3.III – Estimativa do diagrama de tensões efetivas horizontais dos modelos R8-3 para o primeiro nível de sobrecarga aplicado

Dados Específicos				
$H_{SOB}$ (m) =	0,220	$L$ (m) =	0,080	
SOB (kN/m <sup>2</sup> ) =	2,008	$H$ (m) =	0,300	
$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> ) =	16,3*z + SOB	$\delta v$ (m) =	0,045	
		$\delta h$ (m) =	1,000	
Cálculo das pressões de terras atuantes				
Nível	$z$ (m)	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$T_{máx}$ (N)	$\sigma'_h$ (N/m <sup>2</sup> )
Topo	0,0	2,008	118 → 0 (superfície)	0
6	0,030	2,497	139,65	2660
	0,030	2,497	75,08	1430
5	0,075	3,231	164,92	3665
	0,075	3,231	88,68	1971
4	0,120	3,964	181,00	4022
	0,120	3,964	97,32	2163
3	0,165	4,698	185,76	4128
	0,165	4,698	99,88	2220
2	0,210	5,431	175,35	3897
	0,210	5,431	94,28	2095
1	0,255	6,165	140,74	3128
	0,255	6,165	75,67	1682
Base	0,300	6,898	0,00	0

Por último, o modelo de geossintético utilizado por Pinto (1992) tem um peso de 56 gr/m<sup>2</sup> e uma espessura de 0,3 mm, uma resistência à tração entre 1,4 a 1,8 kN/m e o módulo de deformabilidade de 3,96 kN/m. Como o método expedito requer o módulo de deformabilidade por área de geossintético, Correia (2003) adotou o valor de 13 200 kPa (de acordo com o estudo numérico de Pereira, 1999). Considerações adicionais assumidas no método serão indicadas em cada uma das três fases de estudo efetuadas.

### 3.1.2 Fase 1: Escolha dos coeficientes de impulso e estudo paramétrico

Numa primeira fase, aplicou-se o método expedito de Correia (2003) apenas nos modelos 8R8-3, 9R8-3 e 10R8-3, referentes à mesma tipologia (geossintéticos espaçados verticalmente de 45 mm e com 80 mm de comprimento). O principal objetivo desta fase consistiu em perceber a diferença entre utilizar, em conjunto com o coeficiente  $K_a$ , o coeficiente de impulso de repouso ( $K_0$ ) ou o coeficiente de impulso corrigido ( $K_C = (1 - \sin^2 \phi') / (1 + \sin^2 \phi')$ ) utilizado por Correia (2003), no cálculo das pressões de terras para diferentes níveis de sobrecarga. Ao mesmo tempo, efetuou-se um estudo paramétrico, avaliando o efeito da variação da resistência da ligação argamassa-tijolo (30 a 70 kPa) na deformação da face do muro, mantendo-se as restantes características dos elementos constituintes inalteradas. A título exemplificativo, no Quadro 3.IV são apresentados os resultados obtidos nesta primeira fase de análise, apenas para os níveis de sobrecarga correspondentes ao ELS e ELU dos 3 modelos estudados.

Quadro 3.IV – Resultados do método expedito com os coeficientes  $K_0$  ou  $K_C$  para os muros R8-3

Código- Nome	SOB (kN/m <sup>2</sup> )	Coef. de Impulso	Altura desde a base do muro (m)								
			0	0,045	0,09	0,135	0,18	0,225	0,27	0,30	
			Deformação horizontal da face - $\delta_h$ (mm)								
8R8-3	8_S (ELS)	$K_0$	0	2,55	4,74	6,38	7,48	8,16	8,61	8,9	
		$K_C$	0	2,87	5,34	7,22	8,48	9,29	9,85	10,21	
	8_U (ELU)	$K_0$	0	3,08	5,74	7,77	9,15	10,05	10,68	11,08	
		$K_C$	0	3,46	6,47	8,78	10,38	11,44	12,21	12,72	
9R8-3	9_S (ELS)	$K_0$	0	1,41	2,59	3,42	3,89	4,1	4,18	4,22	
		$K_C$	0	1,59	2,93	3,87	4,42	4,68	4,79	4,85	
	9_U (ELU)	$K_0$	0	1,83	3,38	4,5	5,21	5,59	5,81	5,94	
		$K_C$	0	2,06	3,81	5,1	5,91	6,37	6,65	6,82	
10R8-3	10_S (ELS)	$K_0$	0	1,26	2,31	3,02	3,41	3,56	3,59	3,6	
		$K_C$	0	1,42	2,61	3,42	3,88	4,06	4,11	4,14	
	10_U (ELU)	$K_0$	0	1,45	2,67	3,52	4,02	4,24	4,33	4,38	
		$K_C$	0	1,63	3,01	3,98	4,56	4,83	4,96	5,03	

A Figura 3.3 mostra os resultados laboratoriais de Pinto (1992); os resultados do método expedito ao utilizar, juntamente com  $K_a$ , o coeficiente de impulso  $K_0$  ou  $K_C$  para uma resistência de ligação argamassa-tijolo de 30 kPa ( $OSSAD(K_0)$  ou  $OSSAD(K_C)$ , respectivamente); e os resultados do método com os coeficientes de impulso  $K_a$  e  $K_0$  para uma resistência máxima da junta de 70 kPa ( $OSSAD(R_{junta\ máx})$ ). Para futura referência, em todos os resultados apresentados daqui em diante, cada modelo é identificado pelo número imediatamente a seguir ao termo ‘Nível’, em correspondência com o Quadro 3.II.

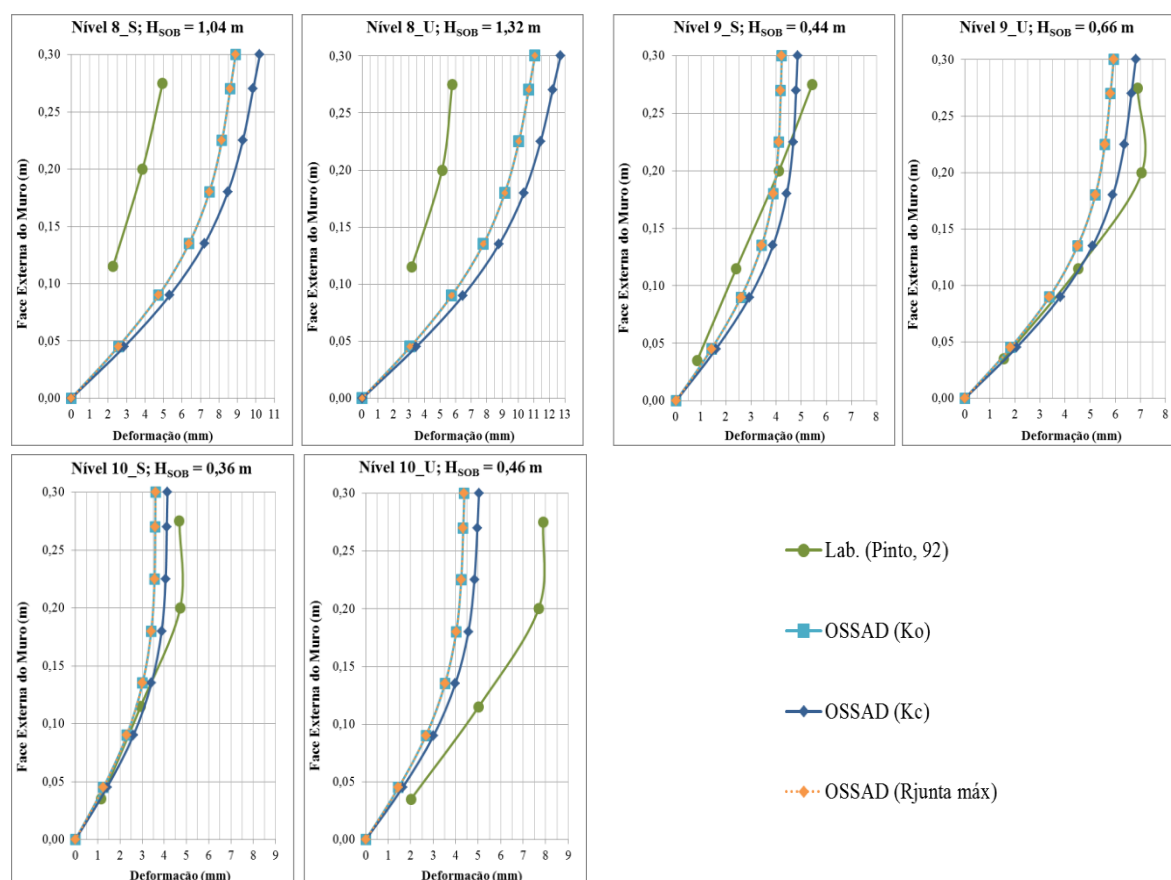


Figura 3.3 – Influência dos coeficientes de impulso  $K_0$  e  $K_C$ , bem como da resistência da ligação argamassa-tijolo

Verificou-se que, apesar dos resultados de Correia (2003) se aproximarem do observado em laboratório por Pinto (1992) para uma sobrecarga de  $2,445 \text{ kN/m}^2$  (Figura 2.12), a utilização do coeficiente de impulso em repouso produz resultados globalmente aceitáveis com a vantagem de se estar a usar um coeficiente de impulso mais corrente em cálculos geotécnicos ( $K_0$ ). Logo, decidiu-se usar o coeficiente de impulso de repouso obtido pela expressão de Jaki nos demais cálculos. Também é possível observar na Figura 3.3 que a resistência da ligação argamassa-tijolo tem pouca relevância na aplicação do método expedito, por isso, assumiu-se o valor mais comum nos ensaios efetuados por Pinto (1992) de 30 kPa, para as restantes fases.

Adicionalmente, e tendo em conta as conclusões acima enunciadas, avaliou-se o efeito da variação da resistência à tração dos elementos de reforço (1,4 a 1,8 kN/m). Verificou-se, em todos os modelos, que os resultados eram praticamente idênticos para os dois casos, não se justificando a utilização de outro valor se não o mais frequente no estudo laboratorial, 1,4 kN/m. Na Figura 3.4 apresenta-se, como exemplo, os resultados obtidos para cada valor de resistência à tração dos geossintéticos, no modelo 9R8-3, sujeito ao nível de sobrecarga correspondente ao ELS (ou seja,  $SOB = 4,02 \text{ kN/m}^2$ ).

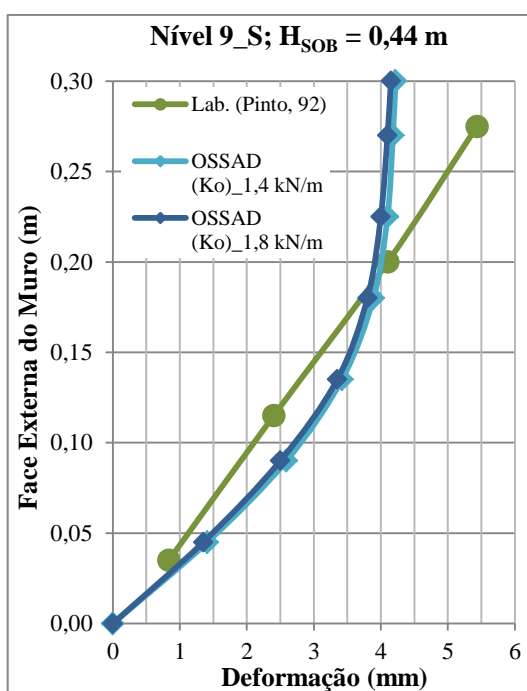


Figura 3.4 – Influência da resistência à tração dos geossintéticos

### 3.1.3 Fase 2: Análise global dos 16 modelos ensaiados

A segunda fase deste estudo consistiu em efetuar uma análise global dos 16 modelos ensaiados para 3 a 5 níveis de sobrecargas (incluindo os níveis correspondentes ao ELS e ELU), de acordo com as conclusões tiradas na Fase 1 e as características indicadas na secção 3.1.1, com especial destaque para o módulo de deformabilidade de 13 200 kPa. Com esta análise pretendeu-se obter o modelo mais representativo de cada uma das tipologias de muro, tentando-se encontrar o ensaio menos afetado pelos fatores referidos também em 3.1.1.

Começou-se por aplicar o método expedito novamente aos modelos 8R8-3, 9R8-3 e 10R8-3. Na Figura 3.5, verifica-se que a deformação da face obtida pelo método expedito em cada modelo nem sempre se aproxima do observado em laboratório e os melhores resultados foram obtidos para o modelo 9R8-3. Ocorreram algumas dificuldades na análise do modelo 8R8-3,

por ter apenas leituras de 3 defletómetros, e no modelo 10R8-3, por ter atingido o colapso mais cedo que nos restantes dois modelos.

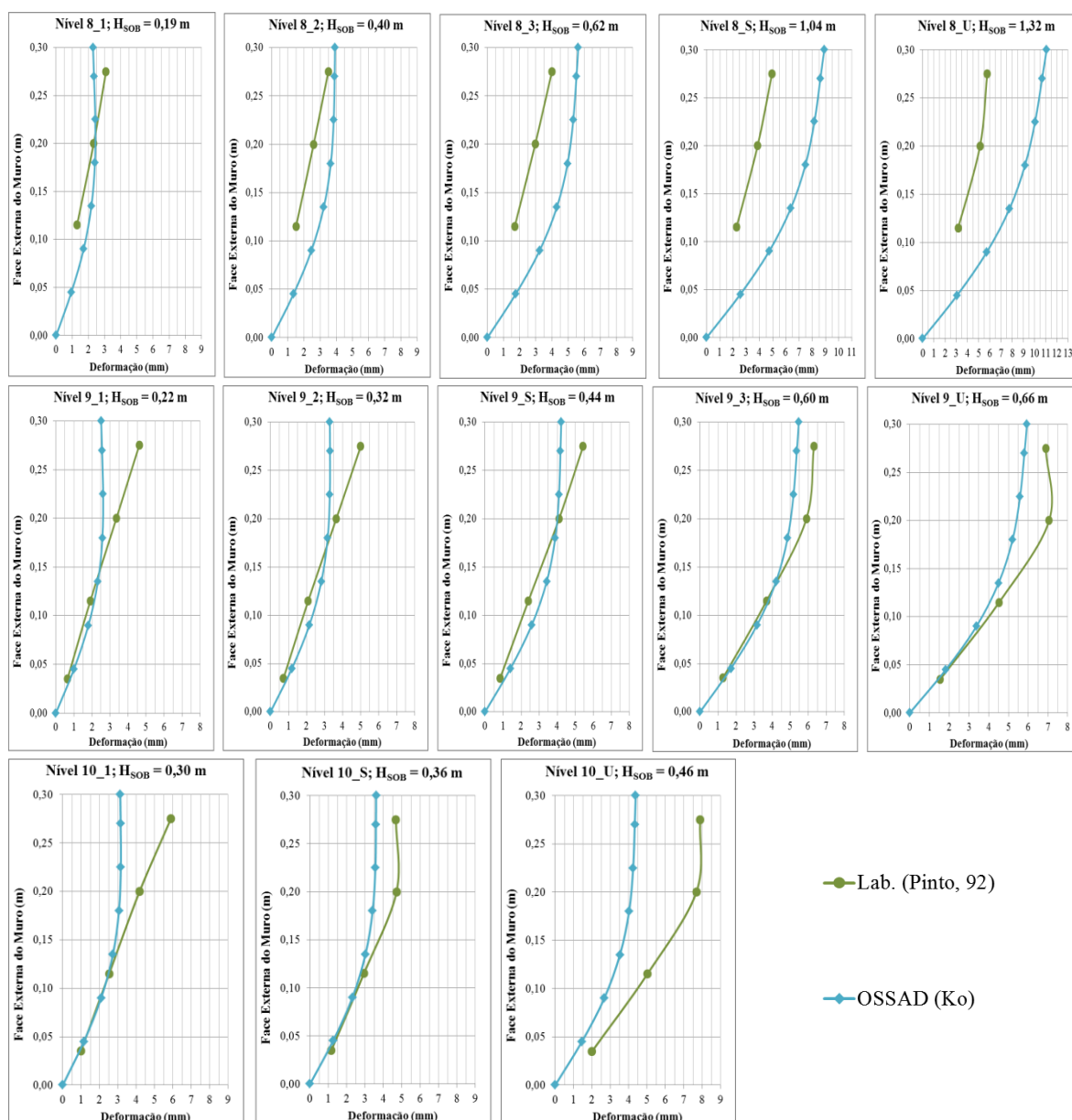


Figura 3.5 – Evolução da deformação da face para os muros R8-3

Nas restantes 5 tipologias de muros, também se verificou que o método expedito nem sempre se aproxima do comportamento dos muros ensaiados por Pinto (1992). Tais resultados são explicados em parte pelo facto de o método não simular o efeito de arranque dos elementos de reforço por insuficiente comprimento de amarração, nem o confinamento dos geossintéticos que favorece a mobilização das tensões tangenciais e, conseqüentemente, a eficácia do reforço. Estes efeitos podem-se tentar simular através de adequadas alterações no módulo de



deformabilidade atribuído aos geossintéticos. Como esses aspetos serão alvo de estudo na seguinte fase do problema, não se alteraram as características do modelo para os demais muros avaliados, apesar dos “fracos” resultados. Para além disso, os muros reforçados com geossintéticos também apresentam fluência, principalmente para sobrecargas elevadas (Pinto, 1992 e Pereira,1999), fenómeno não considerado no método de Correia (2003). Como exemplo dos cálculos efetuados, apresenta-se na Figura 3.6 os resultados obtidos em 3 das tipologias de muro avaliadas, para os níveis de sobrecargas equivalentes ao ELS e ELU quando o modelo atinge os dois estados limite, ou para um nível sobrecarga-exemplo e um nível correspondente ao ELU em modelos que não atingem o ELS.

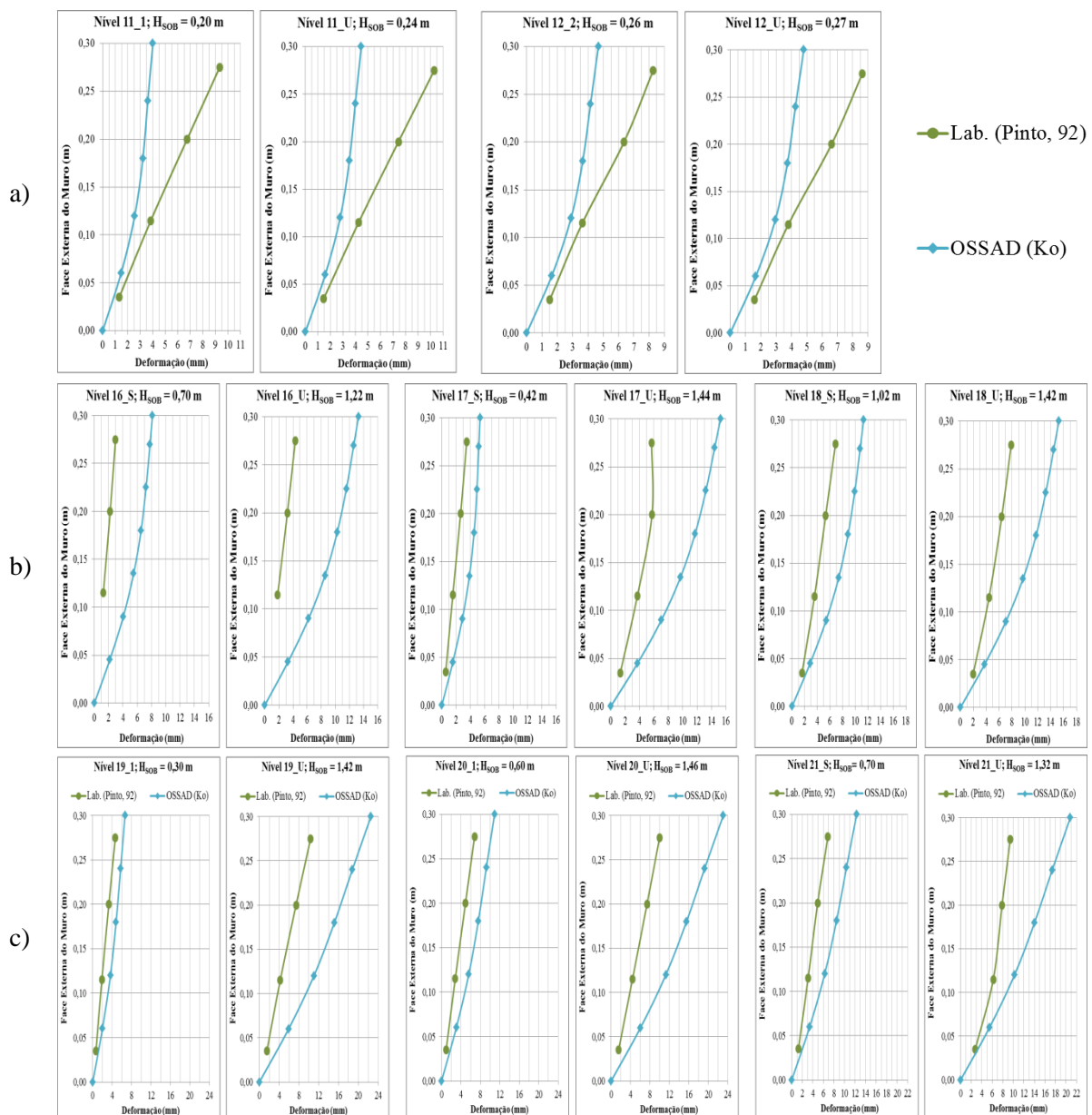


Figura 3.6 – Evolução da deformação da face para os muros R8-4 (a), R12-3 (b) e R12-4 (c)

Verificou-se que para os muros reforçados com geossintéticos espaçados verticalmente de 60 mm e com um comprimento de 80 mm (muros R8-4), apesar dos resultados semelhantes entre modelos, no modelo 12R8-4 há uma menor diferença entre o observado em laboratório e o calculado através do método. Nos muros reforçados com geossintéticos espaçados de 45 mm e com um comprimento de 120 mm (muros R12-3), considerou-se que o melhor modelo foi o 17R8-3. À semelhança da análise anterior, também aqui houve um modelo (16R8-3) que não tinha as leituras dos 4 defletômetros, e outro que atingiu o colapso mais cedo (18R8-3). Por fim, nos muros reforçados com geossintéticos espaçados de 60 mm e com um comprimento de 120 mm (muros R12-4) escolheu-se o modelo 21R12-4, pois apesar de nenhum se aproximar do observado em laboratório, este é o único que atinge os dois estados limite, ELS e ELU. Importa referir que os muros reforçados com geossintéticos espaçados verticalmente de 30 mm, para 80 ou 120 mm de comprimento (6R8-2 e 14R12-2, respetivamente), foram escolhidos posteriormente como exemplo adicional de aplicação do método expedito, apesar de Pinto (1992) ter concluído que a redução do espaçamento vertical entre reforços de 45 mm para 30 mm não apresentava uma melhoria significativa no comportamento global dos muros reforçados com geossintéticos.

#### **3.1.4 Fase 3: Análise pormenorizada dos 6 modelos mais representativos**

Nos 6 modelos selecionados, a aplicação do método expedito de Correia (2003) foi alargada a 11 níveis de sobrecarga, sendo dois deles referentes ao ELS e ELU quando atingidos. O objetivo desta terceira fase passa por avaliar a evolução da deformação da face de cada tipologia para diferentes valores de sobrecarga, tentando validar a utilização do método para simular o comportamento global do muro. A escolha dos 11 níveis de sobrecarga teve em particular atenção manter, aproximadamente constante, o incremento do valor da sobrecarga, simulando a evolução real. O modelo 12R8-4 é uma exceção na análise, uma vez que atingiu o colapso após a aplicação de apenas 3 níveis de sobrecarga. De seguida, serão apresentadas todas as considerações adicionais assumidas para os 6 modelos específicos.

A rigidez dos elementos é um dos parâmetros mais importantes na aplicação do método expedito, sendo necessário efetuar algumas simplificações e alterações do seu valor, para ter em conta efeitos como o confinamento ou o comprimento de amarração dos geossintéticos. Perante estas limitações do método, decidiu-se utilizar o modelo 9R8-3 como muro-base para futuras alterações, uma vez que de acordo com o observado na Fase 1 e na Fase 2, é o modelo que melhor se aproxima da deformação de face observada em laboratório, com as características indicadas na secção 3.1.1. Contudo, essa aproximação ainda é considerada pouco satisfatória para alguns níveis de sobrecarga.

Na Figura 3.7, ao comparar os resultados obtidos no presente estudo para o modelo 9R8-3 e os obtidos através do método utilizado por Correia (2003), observaram-se algumas diferenças para o mesmo nível de sobrecarga (como verificado na Fase 1), estando ainda assim os dois razoavelmente próximos dos resultados de Pinto (1992). Este facto pode ser explicado pela única diferença entre os dois estudos na aplicação do método expedito: a adoção dos coeficientes de impulso  $K_a$  e  $K_C$  por Correia (2003) e a análise atual com  $K_0$  e  $K_a$ . Como  $K_0$  é inferior a  $K_C$ , as tensões efetivas horizontais máximas são menores neste estudo, logo é expectável que as deformações da face do muro sejam também menores (Figura 3.7). Desta forma, de modo a ter uma comparação equivalente entre estudos, considerou-se uma menor rigidez para os elementos de reforço no presente modelo, adotando para coeficiente de correção a razão das tensões efetivas horizontais função de  $K_C$  e  $K_0$ , ou seja, 1,2. Assim, o módulo de deformabilidade dos geossintéticos deixou de ser 13 200 kPa, para passar a ser 11 600 kPa. Pode-se observar na Figura 3.7, para o nível de sobrecarga referente ao ELU, como essa alteração equivale ao resultado obtido por Correia (2003).

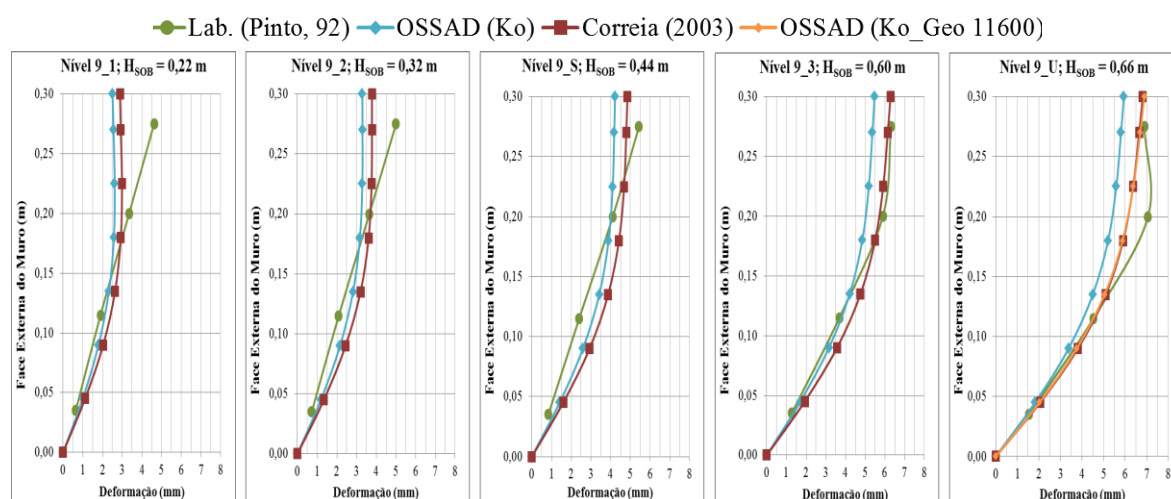


Figura 3.7 – Deformação de face do modelo 9R8-3

Com o módulo de deformabilidade do muro-base, 9R8-3, definido para o presente método expedito, prosseguiu-se o estudo para a simulação do confinamento do aterro reforçado, de modo a aproximar os resultados de todas as tipologias à deformação observada por Pinto (1992). Constatou-se que este efeito era dependente do espaçamento vertical entre reforços, o qual afeta o diagrama de pressões de terras estimado. Em princípio, quanto maior o espaçamento vertical entre geossintéticos, maior o diagrama de pressões de terras entre eles e maior o confinamento por mobilização das tensões tangenciais. Logo, obtendo o fator de correção através da razão entre o espaçamento-base (45 mm) e os demais espaçamentos, definiram-se os fatores a aplicar que seriam de 1,5 e 1,3, respetivamente, para os muros com espaçamento vertical entre os elementos de reforço de 30 mm e 60 mm, resultando em

módulos de deformabilidade de 8 600 kPa e 8 800 kPa, respetivamente. A priori, o resultado respeitante ao espaçamento vertical de 30 mm parece contraditório. No entanto, julga-se que o facto do espaçamento vertical ser tão reduzido (9 elementos de reforço num aterro de 0,3 m), é responsável por um efeito de grupo de rigidez equivalente maior, mas onde a rigidez dos geossintéticos individualmente é menor. O resultado para o espaçamento vertical de 60 mm está de acordo com o esperado, pois sendo o confinamento dos elementos de reforço maior que no muro-base, a rigidez dos geossintéticos individualmente pode ser reduzida.

Com os módulos de deformabilidade dos muros reforçados com geossintéticos de 80 mm totalmente definidos, foi necessário efetuar a estimativa dos mesmos para os muros reforçados com geossintéticos de 120 mm. Para se ter em conta o efeito do maior comprimento de amarração do geossintético, foi decidido inicialmente incrementar a sua rigidez da razão entre os dois comprimentos de reforços para cada tipologia com o mesmo espaçamento vertical. Por exemplo, o módulo de deformabilidade do modelo 17R12-3 seria obtido por multiplicação do módulo de deformabilidade do modelo 9R8-3 por um fator 1,5. Apesar de se obterem resultados razoáveis (Figura 3.8), foi decidido incrementar este coeficiente multiplicador para, aproximadamente, 2,4 - valor responsável por melhores resultados em todos os níveis de sobrecarga para a totalidade das 6 tipologias de muro estudadas. Por último, refira-se que para o elemento de reforço de topo, em cada modelo, se reduziu o módulo de deformabilidade por um fator de 1,2 (para os modelos com geossintéticos de 80 mm) e de 1,1 (para os modelos com geossintéticos de 120 mm), de forma a ter em conta o menor efeito de confinamento no topo do aterro, onde as pressões de terras são ainda reduzidas, tentando obter uma deformada o mais possível equivalente à observada em laboratório.

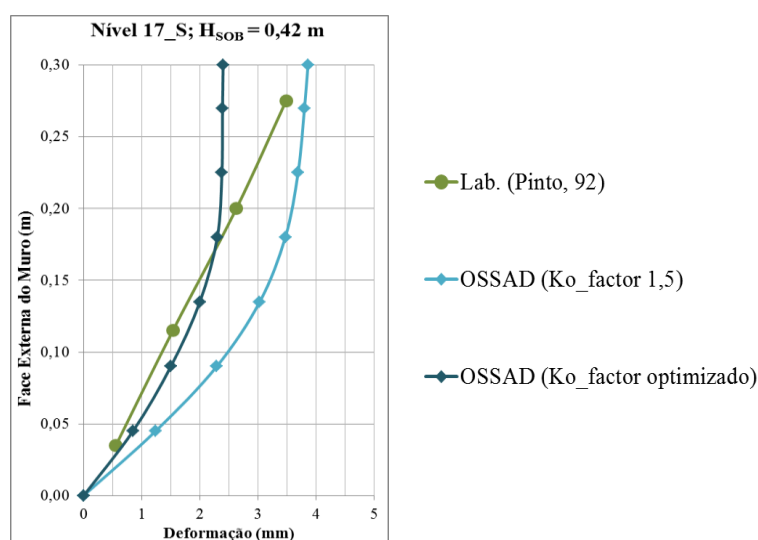


Figura 3.8 – Deformação de face do modelo 17R12-3 para o ELS

O Quadro 3.V resume as características consideradas no presente método expedito para as diferentes tipologias de muro e seus constituintes.

Quadro 3.V – Características assumidas para aplicação do método expedito

Face do muro		Solo do Aterro		Geossintéticos			
<b>Idêntico para os 6 modelos</b>	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	24	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	16,3	Espessura (mm) =	0,3	
	Espessura (mm) =	20,5	$\phi'$ (°) =	40			
	Área/m de largura (m <sup>2</sup> ) =	0,021	$K_0$ =	0,357	Área/m de largura (m <sup>2</sup> ) =	0,0003	
	I (m <sup>4</sup> ) =	7,18E-07	$K_a$ =	0,217			
	E (MPa) =	50					$\sigma_t$ (kN/m) =
$\sigma_t$ (kPa) =	30						
Características particulares		Modelos					
		6R8-2	9R8-3	12R8-4	14R12-2	17R12-3	21R12-4
Comprimento dos reforços - L (mm) =		80	80	80	120	120	120
Espaçamento vertical entre reforços - $\delta_v$ (mm) =		30	45	60	30	45	60
Módulo de deformabilidade do 1º reforço - $E_{ref-topo}$ (kPa) =		7 000	10 000	7 200	18 000	26 000	20 000
Módulo de deformabilidade geral - $E_{ref}$ (kPa) =		8 600	11 600	8 800	19 600	27 600	21 600

### 3.1.5 Apresentação e Discussão dos Resultados após as três fases

Os resultados obtidos da aplicação do método expedito de Correia (2003) nas 6 diferentes tipologias de muros de alvenaria de tijolo reforçados com geossintéticos são de seguida apresentados. De maneira a facilitar a compreensão, os resultados são divididos por modelos com o mesmo espaçamento vertical entre elementos de reforço, começando do menor para o maior espaçamento: 30, 45 e 60 mm, respetivamente. As figuras contêm os resultados de três estudos diferentes, referentes à fase após a construção do muro. Também se atribuiu um novo código-nome para cada modelo e correspondente nível de sobrecarga, de forma a facilitar a interpretação das várias figuras. Os resultados do estudo laboratorial de Pinto (1992) correspondem à abreviatura *Lab (Pinto 1992)*. Os resultados do presente estudo são referidos por *OSSAD (K<sub>0</sub>)*, para destacar que os resultados diferem dos de Correia (2003) no que diz respeito à escolha do coeficiente de impulso, mas a aplicação do método expedito é realizada

com as demais características presentes na secção 3.1.1, em especial, o módulo de deformabilidade dos geossintéticos de 13 200 kPa; ou, por *OSSAD (Geo\_Var)*, no caso em que se considerou o módulo de deformabilidade corrigido dos geossintéticos (Fase 3 – Quadro 3.V), de forma a simular melhor quanto possível o efeito de confinamento e comprimento de amarração dos geossintéticos.

### 3.1.5.1 Muro de Alvenaria reforçado com geossintéticos espaçados de 30 mm

O Quadro 3.VI apresenta, a título exemplificativo, os resultados respeitantes à deformação da face de dois muros de alvenaria de tijolo reforçados por geossintéticos, com comprimentos diferentes (80 e 120 mm), espaçados verticalmente a cada 2 fiadas de tijolo, cuja representação gráfica é efetuada nas Figuras 3.9 e 3.10.

Quadro 3.VI – Deformação da face dos modelos 6R8-2 e 14R12-2 em OSSAD (Geo\_Var)

Código- Nome	SOB (kN/m <sup>2</sup> )	Altura desde a base do muro (m)											
		0	0,03	0,06	0,09	0,12	0,15	0,18	0,21	0,24	0,27	0,3	
Deformação horizontal da face - $\delta_h$ (mm)													
6R8-2	6_1	1,83	0	0,7	1,3	1,8	2,2	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	2,9
	6_2	2,19	0	0,7	1,4	1,9	2,4	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,3
	6_3	2,74	0	0,8	1,5	2,2	2,7	3,0	3,3	3,5	3,6	3,7	3,9
	6_4	3,29	0	0,9	1,7	2,4	2,9	3,4	3,7	3,9	4,1	4,2	4,4
	6_5	3,47	0	0,9	1,8	2,5	3,0	3,5	3,8	4,0	4,2	4,4	4,6
	6_S	3,83 (ELS)	0	1,0	1,9	2,6	3,2	3,7	4,1	4,3	4,6	4,8	5,0
	6_6	4,02	0	1,0	1,9	2,7	3,3	3,8	4,2	4,5	4,7	4,9	5,2
	6_7	4,38	0	1,0	2,0	2,8	3,5	4,0	4,4	4,8	5,0	5,3	5,5
	6_8	4,56	0	1,1	2,1	2,9	3,6	4,2	4,6	4,9	5,2	5,5	5,7
	6_9	4,93	0	1,1	2,2	3,1	3,8	4,4	4,8	5,2	5,5	5,8	6,1
6_U	5,29 (ULS)	0	1,2	2,3	3,2	4,0	4,6	5,1	5,5	5,8	6,2	6,5	
14R12-2	14_1	2,19	0	0,4	0,8	1,1	1,4	1,5	1,6	1,6	1,6	1,5	1,5
	14_2	3,29	0	0,5	1,0	1,4	1,7	1,9	2,0	2,0	2,1	2,1	2,1
	14_S	4,20 (ELS)	0	0,6	1,1	1,6	1,9	2,2	2,3	2,4	2,5	2,5	2,5
	14_3	5,48	0	0,7	1,3	1,9	2,3	2,6	2,8	2,9	3,0	3,1	3,2
	14_4	6,57	0	0,8	1,5	2,1	2,6	3,0	3,2	3,4	3,5	3,6	3,7
	14_5	7,49	0	0,9	1,7	2,3	2,9	3,3	3,6	3,8	3,9	4,1	4,2
	14_6	8,76	0	1,0	1,9	2,6	3,2	3,7	4,0	4,3	4,5	4,7	4,9
	14_7	9,86	0	1,1	2,0	2,9	3,6	4,1	4,5	4,7	5,0	5,2	5,4
	14_8	10,77	0	1,1	2,2	3,1	3,8	4,4	4,8	5,1	5,4	5,6	5,9
	14_9	11,87	0	1,2	2,4	3,3	4,1	4,7	5,2	5,6	5,9	6,1	6,4
14_U	12,96 (ULS)	0	1,3	2,5	3,6	4,4	5,1	5,6	6,0	6,4	6,7	7,0	

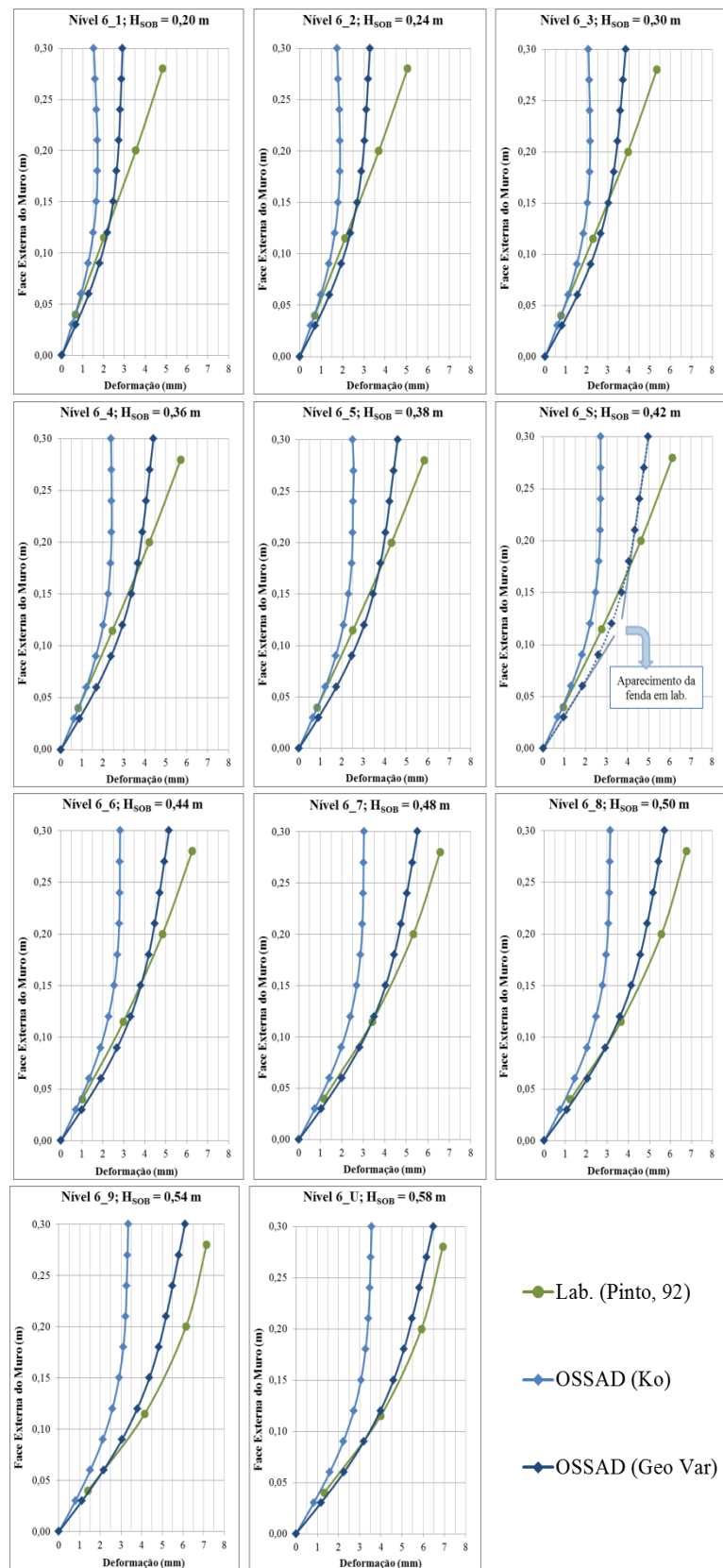


Figura 3.9 – Evolução da deformação da face para diferentes níveis de sobrecarga do muro 6R8-2

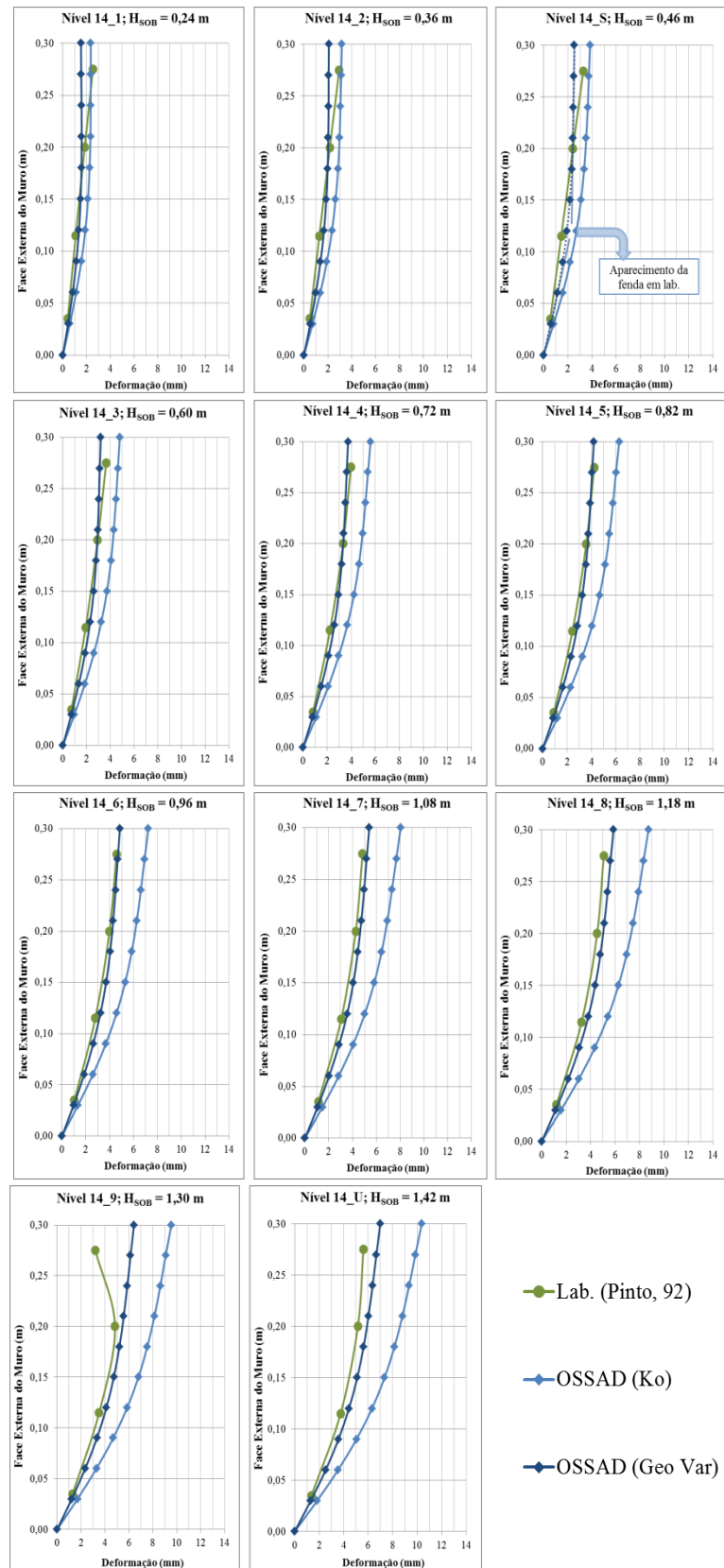


Figura 3.10 – Evolução da deformação da face para diferentes níveis de sobrecarga do muro 14R12-2



Em termos gerais, constata-se que o método expedito simula razoavelmente bem a evolução da deformação da face dos muros analisados, principalmente para o nível referente ao ELS e demais sobrecargas superiores, até atingir o ELU. Pode-se também observar que os melhores resultados correspondem ao estudo em que se considerou, indiretamente, os efeitos de confinamento e o comprimento de amarração no módulo de deformabilidade adotado para os geossintéticos, bem como no elemento de reforço de topo – *OSSAD (Geo\_Var)*.

### 3.1.5.2 Muro de Alvenaria reforçado com geossintéticos espaçados de 45 mm

À semelhança da secção anterior, o Quadro 3.VII resume, a título exemplificativo, as deformações horizontais da face de dois muros de alvenaria de tijolo reforçados com geossintéticos, com comprimentos diferentes (80 e 120 mm), espaçados verticalmente a cada 3 fiadas de tijolos. Estas deformações estão representadas graficamente nas Figuras 3.11 e 3.12, respetivamente para o muro 9R8-3 e 17R12-3.

Quadro 3.VII – Deformação da face dos modelos 9R8-3 e 17R12-3 OSSAD (Geo\_Var)

Código- Nome	SOB (kN/m <sup>2</sup> )	Altura desde a base do muro (m)								
		0	0,045	0,09	0,135	0,18	0,225	0,27	0,3	
Deformação horizontal da face - $\delta_h$ (mm)										
9R8-3	9_1	2,01	0	1,1	2,0	2,6	3,0	3,1	3,2	3,3
	9_2	2,37	0	1,2	2,2	2,9	3,3	3,5	3,6	3,7
	9_3	2,74	0	1,3	2,3	3,1	3,6	3,8	4,0	4,0
	9_4	3,29	0	1,4	2,6	3,4	4,0	4,3	4,5	4,6
	9_5	3,47	0	1,4	2,7	3,5	4,1	4,5	4,7	4,8
	9_S	4,02 (ELS)	0	1,6	2,9	3,9	4,5	4,9	5,2	5,4
	9_6	4,57	0	1,7	3,1	4,2	4,9	5,4	5,8	6,0
	9_7	4,93	0	1,8	3,3	4,4	5,2	5,8	6,2	6,4
	9_8	5,29	0	1,9	3,5	4,7	5,5	6,1	6,5	6,8
	9_9	5,66	0	1,9	3,6	4,9	5,8	6,4	6,9	7,2
9_U	6,02 (ULS)	0	2,0	3,8	5,1	6,1	6,7	7,3	7,6	
17R12-3	17_1	1,83	0	0,6	1,1	1,4	1,5	1,5	1,4	1,3
	17_2	2,92	0	0,8	1,4	1,7	1,9	2,0	1,9	1,9
	17_S	3,83 (ELS)	0	0,9	1,6	2,0	2,3	2,4	2,3	2,3
	17_3	5,11	0	1,0	1,9	2,5	2,8	2,9	3,0	3,0
	17_4	6,57	0	1,2	2,2	2,9	3,4	3,6	3,7	3,7
	17_5	7,49	0	1,3	2,4	3,2	3,7	4,0	4,1	4,2
	17_6	8,76	0	1,5	2,7	3,6	4,2	4,5	4,7	4,8
	17_7	9,68	0	1,6	3,0	3,9	4,6	4,9	5,2	5,3
	17_8	10,95	0	1,8	3,3	4,4	5,1	5,5	5,8	5,9
	17_9	12,05	0	1,9	3,5	4,7	5,5	6,0	6,3	6,5
17_U	13,14 (ULS)	0	2,0	3,8	5,1	5,9	6,5	6,8	7,1	

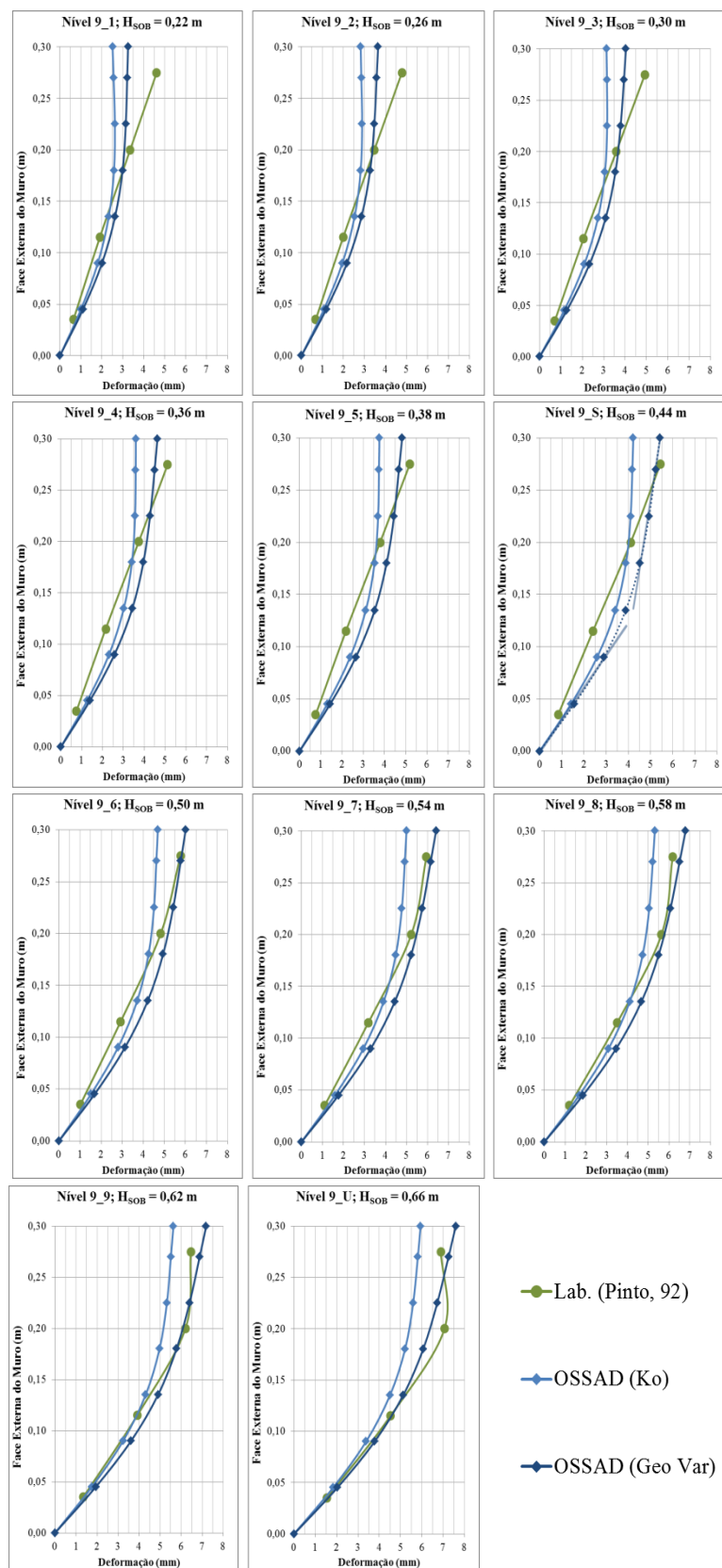


Figura 3.11 – Evolução da deformação da face para diferentes níveis de sobrecarga do muro 9R8-3

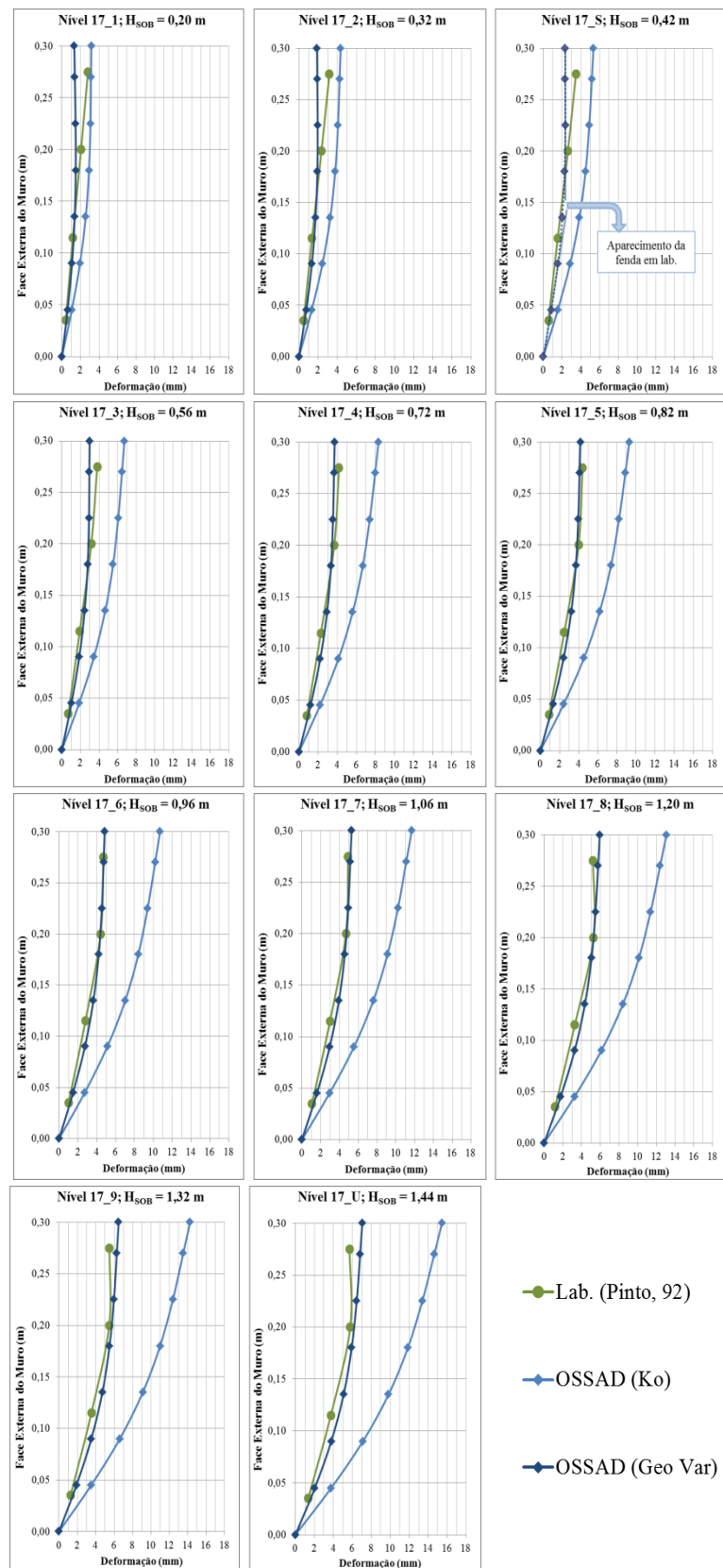


Figura 3.12 – Evolução da deformação da face para diferentes níveis de sobrecarga do muro 17R12-3

Globalmente, os resultados obtidos por aplicação do método expedito são de boa qualidade, em especial para o estudo onde se considera os módulos de deformabilidade dos geossintéticos diferentes para cada tipologia (*OSSAD (Geo\_Var)*), correspondente à tentativa de simular o efeito de confinamento. Também, de acordo com o observado nas Figuras 3.11 e 3.12, há uma previsão adequada da evolução da deformação da face dos muros com o incremento da sobrecarga aplicada.

### 3.1.5.3 Muro de Alvenaria reforçado com geossintéticos espaçados de 60 mm

Por último, no Quadro 3.VIII apresentam-se os valores previstos, pelo método expedito, para as deformações horizontais da face de dois muros de alvenaria de tijolo reforçados com geossintéticos, com comprimentos diferentes (80 e 120 mm), espaçados verticalmente a cada 4 fiada de tijolos. Os resultados estão apresentados graficamente nas Figuras 3.13 e 3.14.

Quadro 3.VIII – Deformação da face dos modelos 12R8-4 e 21R12-4 em OSSAD (Geo\_Var)

Código- Nome	SOB (kN/m <sup>2</sup> )	Altura desde a base do muro (m)						
		0	0,06	0,12	0,18	0,24	0,3	
Deformação horizontal da face - $\delta_h$ (mm)								
12R8-4	12_1	2,01	0	2,2	4,0	5,4	6,6	7,8
	12_2	2,37	0	2,4	4,4	5,9	7,3	8,6
	12_U	2,47 (ELU)	0	2,4	4,5	6,0	7,4	8,8
21R12-4	21_1	1,83	0	1,1	2,0	2,5	2,8	3,2
	21_2	2,92	0	1,4	2,5	3,2	3,7	4,2
	21_3	3,83	0	1,6	2,9	3,8	4,4	5,1
	21_4	4,93	0	1,9	3,4	4,5	5,3	6,2
	21_S	6,39 (ELS)	0	2,3	4,1	5,4	6,5	7,6
	21_5	6,94	0	2,4	4,4	5,8	6,9	8,2
	21_6	8,03	0	2,7	4,9	6,5	7,8	9,3
	21_7	8,95	0	2,9	5,3	7,1	8,6	10,1
	21_8	10,04	0	3,2	5,8	7,8	9,4	11,2
	21_9	11,14	0	3,4	6,3	8,5	10,3	12,3
21_U	12,05 (ELU)	0	3,7	6,7	9,1	11,1	13,2	

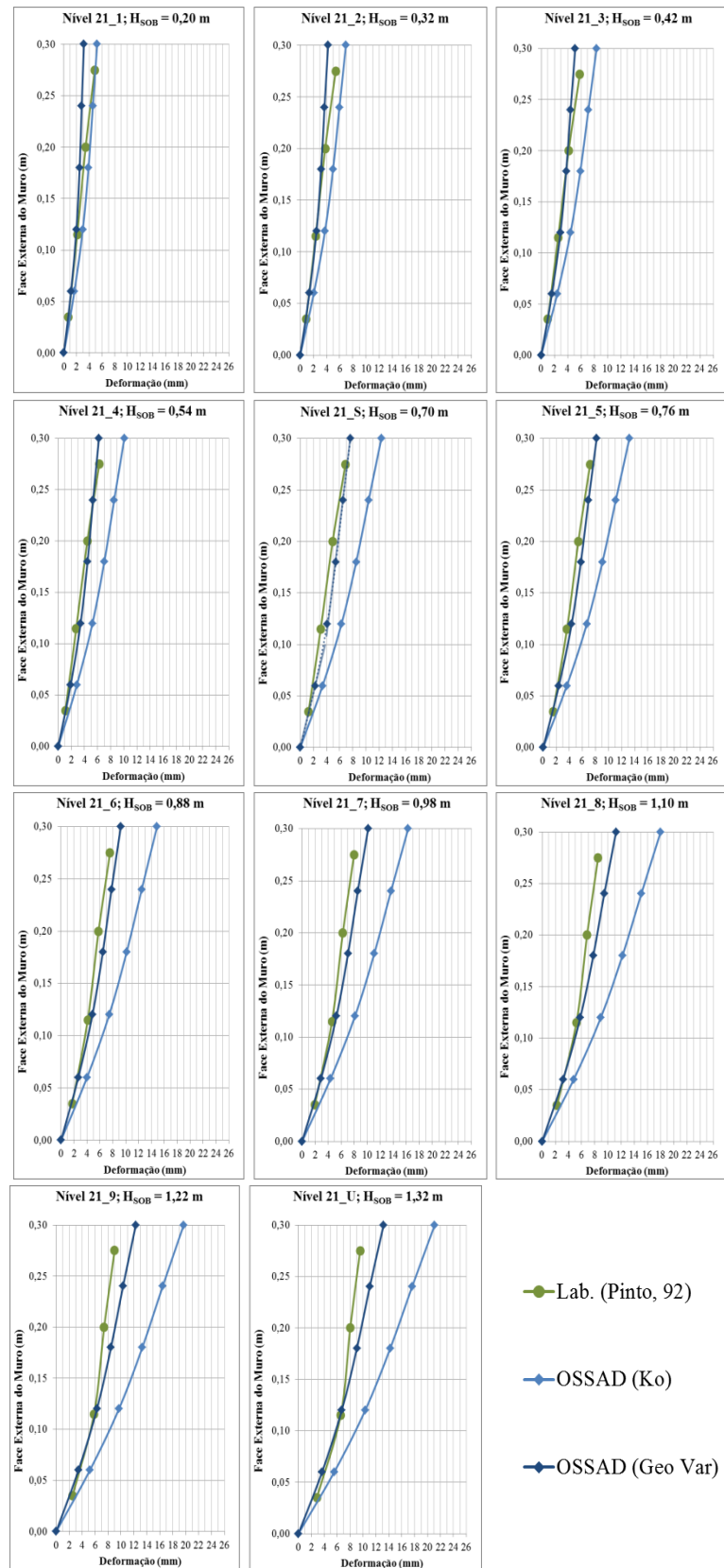


Figura 3.13 – Evolução da deformação da face para diferentes níveis de sobrecarga do muro 21R12-4

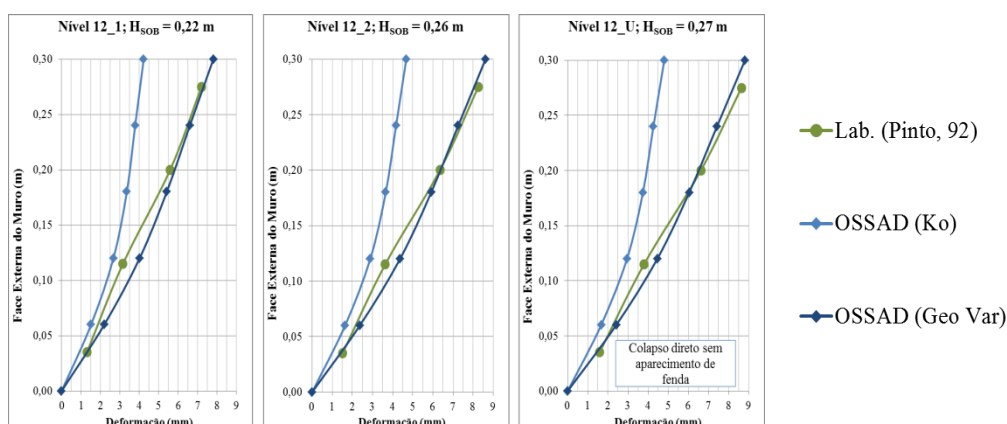


Figura 3.14 – Evolução da deformação da face para diferentes níveis de sobrecarga do muro 12R8-4

Da análise das Figuras 3.13 e 3.14, é possível enunciar as mesmas conclusões que foram referidas para os muros com geossintéticos espaçados verticalmente de 30 ou 45 mm. Este facto atesta que o método expedito consegue prever a evolução da deformação horizontal da face de muros de alvenaria de tijolos reforçados com geossintéticos, não obstante o facto do método se basear num esquema estrutural simples e de aplicação expedita.

### 3.1.6 Conclusões Finais

O método expedito proposto por Correia (2003), com as alterações propostas neste trabalho, mostrou ser uma alternativa válida para a previsão da deformação da face de muros de alvenaria de tijolo reforçados com geossintéticos. A maior diferença verificada, entre o estudo laboratorial de Pinto (1992) e o presente estudo, é na ordem dos 3 milímetros, valor pouco significativo numa obra real. As principais conclusões dos resultados apresentados nas Figuras 3.9 a 3.14 são:

- Nos muros reforçados com geossintéticos, quer de 80 ou de 120 mm de comprimento, a deformação obtida pelo método expedito por vezes não é exatamente idêntica à observada em laboratório, principalmente para os primeiros níveis de sobrecarga. No entanto, esta diferença é pouco significativa, podendo justificar-se pelo facto do efeito de confinamento nos elementos de reforço ser reduzido para tais níveis de sobrecarga;
- Os muros reforçados com geossintéticos de 120 mm suportam mais carga, atingindo níveis próximos do máximo possível de aplicar,  $24 \text{ kN/m}^2$  (o que corresponde a  $13,44 \text{ kN/m}^2$ , pois, como já referido, apenas 56% atinge a fundação do muro), sem atingir o colapso. No entanto, na aplicação do método expedito não é possível prever efeitos como o arranque dos geossintéticos, verificado por Pinto (1992) em alguns dos muros reforçados com geossintéticos de 120 mm;

- O método expedito requer algumas considerações adicionais, pois não tem em conta efeitos como o confinamento ou o comprimento de amarração dos elementos de reforço. No entanto, conseguiu-se desenvolver uma metodologia coerente e válida para os vários muros avaliados, por meio da qual estes dois efeitos são indiretamente incorporados no método expedito, como sugerido por Correia (2003) para investigações futuras. Esta consideração levou a que os resultados se aproximassem mais das observações laboratoriais para qualquer nível de sobrecarga.

### **3.2 Estudo Numérico de Rowe e Ho (1998)**

Rowe e Ho (1998) apresentaram um estudo numérico sobre a deformação horizontal em muros de aterro reforçados com geossintéticos, com painel de face contínuo e sem sobrecargas. A investigação pretendia entender melhor o efeito das propriedades atribuídas aos vários elementos constituintes no comportamento global do muro e avaliar a sua relação com a deformação da face. O modelo numérico utilizado tinha já sido desenvolvido e alvo de avaliação por parte de Ho e Rowe, em 1994, prevendo razoavelmente as deformações horizontais de dois modelos de muros reforçados com geossintéticos ensaiados em centrífugadora por Jaber (1989). Rowe e Ho (1993) também conseguiram demonstrar a capacidade da análise numérica por elementos finitos na simulação do comportamento observado em modelos laboratoriais de muros de suporte reforçados. Complementarmente, Rowe e Ho (1998) compararam os resultados obtidos na sua investigação com o método versátil e aproximado de Jewell e Milligan (1989), testado em vários casos com bons resultados.

A análise numérica apenas teve em consideração as deformações horizontais nas zonas de aterro, reforçada e não reforçada. Alguns aspetos, como a deformação devido à compactação do aterro ou a deformação devido ao assentamento da fundação, foram desprezados ao assumir, respetivamente, que o painel de face estava totalmente suportado durante a construção, não permitindo qualquer movimento lateral, e a fundação do muro era totalmente rígida. Rowe e Ho (1998) definiram um caso base, onde a deformação da face calculada serviria de referência para avaliar o efeito que a modificação de um certo parâmetro individual provocaria na deformação final da face do muro. O problema de referência consistia num muro reforçado com 6 níveis de geossintéticos dispostos horizontalmente ao longo do aterro, com 4,25 m de comprimento e ligados a um painel contínuo de 6 m de altura que correspondia à face do muro. O solo considerado para aterro era puramente friccional, obedecendo ao critério de rotura de Mohr-Coulomb e a uma lei de fluxo não associado, e com um comportamento elasto-plástico (Davis, 1968). A modelação numérica foi realizada recorrendo a um programa de elementos finitos AFENA (Carter e Balaam, 1985), com

algumas ligeiras modificações por parte de Rowe e Ho (1998). Na Figura 3.15 apresenta-se a geometria do problema de referência e no Quadro 3.IX os parâmetros assumidos.

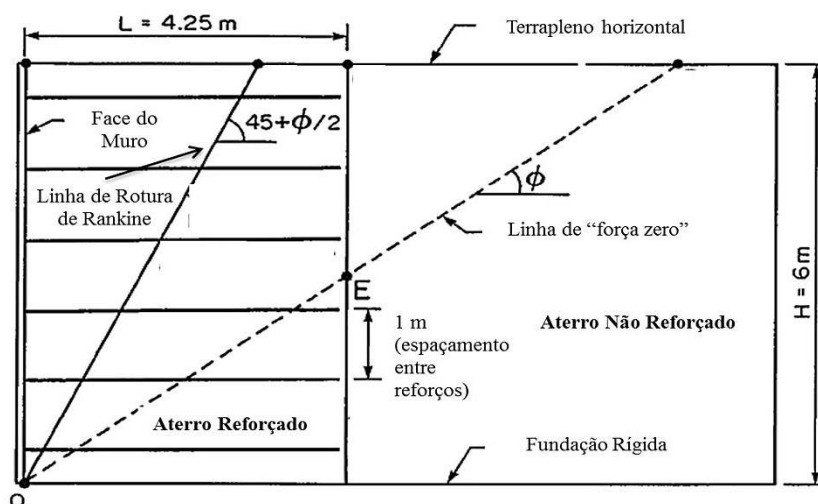


Figura 3.15 – Geometria do muro de referência usada no modelo numérico (adaptado de Rowe e Ho, 1998)

Quadro 3.IX – Parâmetros fornecidos pelos autores (Rowe e Ho, 1998)

Rigidez dos elementos de reforço – geossintéticos	J	2 000 kN/m
Rigidez à flexão da face	EI	5 500 kN.m <sup>2</sup>
Módulo de Young do solo	$E_S$	50 000 kPa
Coefficiente de Poisson do solo	$\nu$	0,3
Ângulo de resistência ao corte do solo	$\phi'$	35°
Ângulo de atrito da interface reforço-solo	$\phi'_{RS}$	35°
Ângulo de atrito da interface face-solo	$\phi'_{FS}$	20°
Ângulo de dilatância do solo	$\psi$	6°

Após obter os resultados para o caso de referência, Rowe e Ho (1998) avaliaram a influência de parâmetros como a rigidez dos elementos de reforço ( $J$ ), o ângulo de resistência ao corte do solo ( $\phi'$ ), o ângulo de atrito da interface solo-geossintético ( $\phi'_{RS}$ ), a rigidez da face do muro ( $EI$ ) e a geometria do muro (comprimento e distribuição dos geossintéticos, bem como a altura total do muro). Os resultados desse estudo paramétrico, ainda que relevantes no contexto do comportamento de muros reforçados com geossintéticos, não serão apresentados uma vez que o presente trabalho tem como objetivo principal avaliar a aplicabilidade do método expedito de Correia (2003), por meio da comparação de resultados da deformação da face do muro. No entanto, importa salientar uma das principais conclusões dos autores para melhor compreender o comportamento observado na deformação da face de muros reforçados com geossintéticos: o ângulo de resistência ao corte do solo ( $\phi'$ ) e o fator de rigidez dos



elementos de reforço foram os dois parâmetros mais importantes na definição do comportamento final do modelo estudado, voltando a salientar a importância da caracterização do solo de aterro e dos elementos de reforço. Em relação ao primeiro parâmetro, Rowe e Ho (1998) verificaram que uma redução de  $50^\circ$  para  $30^\circ$  representava um aumento de quatro vezes da deformação máxima da face do muro. O fator de rigidez dos elementos de reforço tem em conta o efeito do confinamento dos reforços, tendo os autores constatado que um decréscimo de 18 vezes deste fator resulta numa deformação da face cerca de 15 vezes superior.

Na bibliografia consultada não se obtiveram os valores de alguns dados relevantes para aplicação do método expedito, tais como a espessura e o módulo de deformabilidade da face, a espessura e a resistência à tração dos geossintéticos e o peso volúmico do solo. Vieira (2008) efetuou um estudo paramétrico através de um modelo numérico de diferenças finitas, com base na investigação de Rowe e Ho (1998), e no qual fez uma retro-análise para estimar alguns desses parâmetros. Como se pode observar na Figura 3.16, há uma boa aproximação da deformação de face obtida pelos dois diferentes modelos numéricos. Dessa forma, parece aceitável a utilização dos dados assumidos por Rowe e Ho (1998) complementados com os dados assumidos por Vieira (2008) e indicados na Figura 3.16

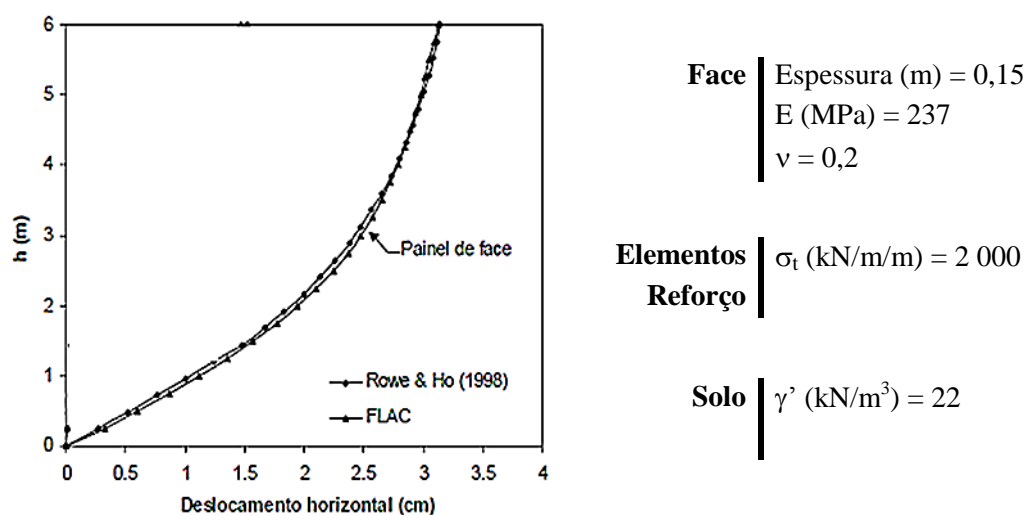


Figura 3.16 – Comparação dos resultados numéricos de Rowe e Ho (1998) e de Vieira (adaptado de Vieira, 2008)

### 3.2.1 Aplicação do método de Correia (2003) e considerações assumidas

A aplicação do método expedito de Correia (2003), ainda que simples, requer alguns dados sobre os elementos de reforço, a face e o solo de aterro. O esquema estrutural assumido para o problema, de acordo com o descrito na secção 2.4.1, teve em conta a geometria do muro de

referência de Rowe e Ho (1998). A viga simplesmente apoiada que simula a face do muro tem 6 m, as bielas que simulam os elementos de reforço têm 4,25 m e a fundação rígida é simulada por um apoio duplo na base, permitindo apenas o deslocamento rotacional, não tendo em conta aspetos como assentamentos ou deslocamentos laterais do muro. O espaçamento vertical entre os 6 elementos de reforço é de 1 m, de acordo com o referido por Rowe e Ho (1998). Na Figura 3.17 é apresentado o esquema estrutural e a geometria do problema em estudo.

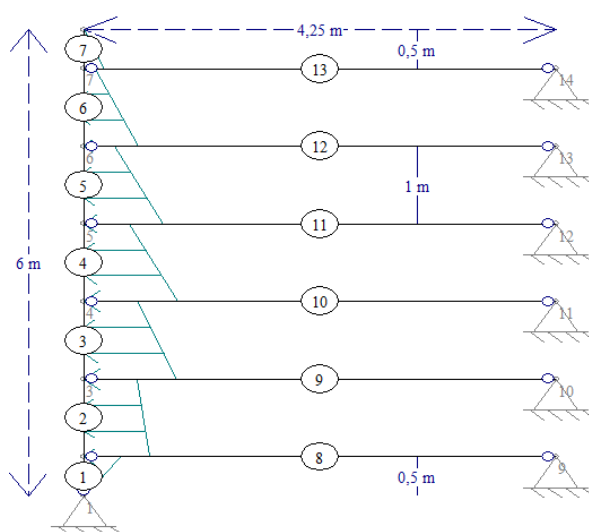


Figura 3.17 – Esquema estrutural considerado no programa OSSA2D

Para a face do muro, Rowe e Ho (1998) indicaram uma rigidez à flexão ( $EI$ ) de  $5\,500\text{ kN}\cdot\text{m}^2$ . Sem o conhecimento da espessura ou do módulo de deformabilidade da face não se consegue obter, em função do valor disponível, o seu momento de inércia ( $I$ ) ou módulo de deformabilidade ( $E$ ). Tal como atrás apresentado, Vieira (2008) assumiu que a face tinha um comportamento elástico, com uma espessura de  $0,15\text{ m}$ , um coeficiente de Poisson de  $0,2$  e um módulo de deformabilidade de  $237\text{ MPa}$ . Com base nos dois estudos, decidiu-se assumir um dos parâmetros de Vieira (espessura ou módulo de deformabilidade) e estimar o outro parâmetro em função da rigidez à flexão indicada por Rowe e Ho. Verificou-se que ao definir uma espessura da face de  $0,15\text{ m}$ , o módulo de deformabilidade obtido para uma rigidez à flexão de  $5\,500\text{ kN}\cdot\text{m}^2$  era bastante elevado (cerca de  $3\,259\text{ MPa}$ ) em comparação com os demais problemas estudados. Por essa razão, optou-se por um módulo de deformabilidade de  $237\text{ MPa}$ , uma rigidez à flexão de  $5\,500\text{ kN}\cdot\text{m}^2$ , o que resultou numa espessura final da face razoavelmente aceitável de  $0,36\text{ m}$  e num momento de inércia de  $0,023\text{ m}^4$ .

Para os elementos de reforço, Rowe e Ho (1998) indicaram o seu comprimento e rigidez ( $J$ ). Vieira (2008) definiu a resistência à tração dos geossintéticos em  $2\,000\text{ kN/m}$  por metro de

largura. No entanto, nenhum dos autores apresenta a espessura dos elementos de reforço, nem indica o fabricante ou o modelo de geossintético usado. Tendo por base o estudo de Pinto (1992), bem como catálogos atuais de fabricantes de geossintéticos, assumiu-se uma espessura de 0,6 mm para os elementos de reforço. O módulo de deformabilidade foi então obtido através da rigidez dos geossintéticos indicada por Rowe e Ho (2 000 kN/m) e da Expressão 3.3, onde  $A$  é a área do geossintético (espessura x 1 metro de largura do muro),  $E$  é o módulo de deformabilidade e  $L$  é o comprimento.

$$J = \frac{A \times E}{L} \quad (3.3)$$

Do cálculo, obteve-se um módulo de deformabilidade de 14 167 MPa para os elementos de reforço. No entanto, tal como no estudo de Pinto (1992), decidiu-se assumir valores diferentes para os elementos de reforço junto à superfície, simulando um menor efeito de confinamento. Palmeira e Lanz (1994) comprovaram que a rigidez de geossintéticos não-tecidos é fortemente influenciada pela tensão de confinamento. Logo, com o aumento da profundidade, as tensões efetivas verticais atuantes são maiores e a tensão tangencial mobilizada ao longo dos elementos de reforço aumenta, sendo assim mais eficiente o reforço dos geossintéticos. Tendo esse aspeto em conta, decidiu-se assumir  $\frac{1}{4}$  e  $\frac{1}{2}$  do módulo de deformabilidade calculado na Expressão 3.3 para o primeiro e segundo níveis de reforços, isto é, aproximadamente 3 500 MPa e 7 000 MPa, respetivamente.

Por último, a estimativa do diagrama de pressões de terras atuantes na face do muro foi efetuada de acordo com o descrito na secção 2.4. Rowe e Ho (1998) indicaram que o solo de aterro era puramente friccional e com um comportamento elasto-plástico. Vieira (2008) admitiu o solo de aterro com um ângulo de resistência ao corte idêntico a Rowe e Ho (1998), definindo um peso volúmico de 22 kN/m<sup>3</sup>. A carga total do aterro na base do muro é assim de 132 kN/m<sup>2</sup>, não estando o muro sujeito a nenhuma sobrecarga adicionais. O restante cálculo do diagrama de tensões efetivas horizontais foi efetuado do mesmo modo que o anterior estudo. Dividiu-se o aterro nas várias camadas, indicando a altura dos elementos de reforço desde a superfície para depois calcular as tensões efetivas verticais em cada nível de geossintético. Após esse cálculo obteve-se as forças de tração máximas mobilizadas em cada reforço de acordo com a Expressão 2.1. Neste problema utilizaram-se, uma vez mais, os coeficientes de impulso de repouso ( $K_0$ ) e ativo de Rankine ( $K_a$ ) para obter  $T_{máx}$  imediatamente antes e após o reforço, respetivamente, uma vez que, em geral, os modelos construídos em laboratório de muros reforçados com geossintéticos apresentam resultados de pressões de terras atuantes na face ligeiramente inferiores às pressões ativas teóricas calculadas através da Teoria de Rankine (Vieira, 2008). No Quadro 3.X são apresentados os dados assumidos para a face do muro e os elementos de reforço.

Quadro 3.X – Parâmetros assumidos no método expedito para o muro em estudo

Solo do aterro						
$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	$K_0$	$K_a$			
22	35	0,426	0,271			
Face do Muro						
Espessura (mm)	Área/m de largura (m <sup>2</sup> )	$I$ (m <sup>4</sup> )	$E$ (MPa)			
360	0,36	0,023	237			
Elementos de Reforço - Geossintéticos						
Espessura (mm)	Área/m de largura (m <sup>2</sup> )	$L$ (m)	$\sigma_t$ (kPa)	$E_{ref}$ (MPa)	$E_{1^{\circ}Ref}$ (MPa)	$E_{2^{\circ}Ref}$ (MPa)
0,6	0,0006	4,25	$2 \times 10^3$	14 167	3 500	7 000

### 3.2.2 Apresentação e Discussão dos Resultados

A deformação de face obtida através da aplicação do método expedito de Correia (2003) para o muro de referência encontra-se representada na Figura 3.18, onde também se inclui as deformações obtidas com o modelo numérico de elementos finitos de Rowe e Ho (1998) e o modelo numérico de diferenças finitas de Vieira (2008).

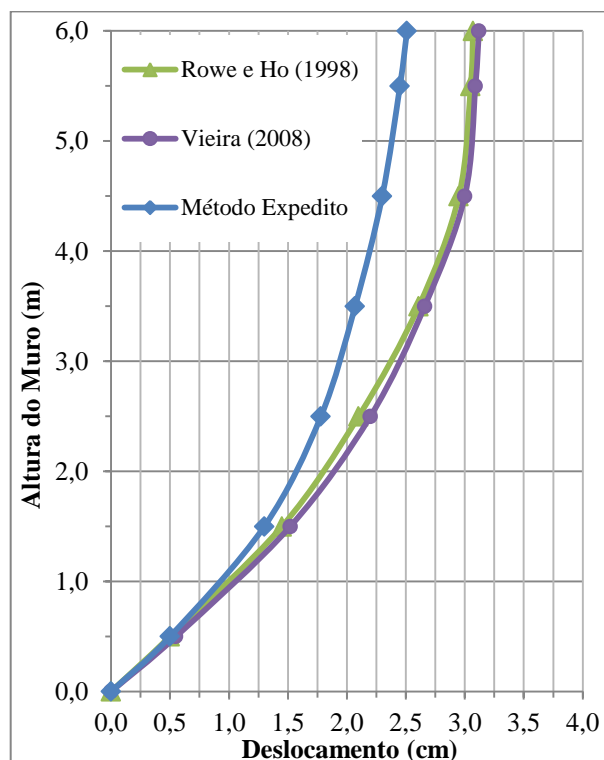


Figura 3.18 – Comparação dos resultados obtidos com o método expedito e os modelos numéricos estudados por Rowe e Ho (1998) e Vieira (2008)

Os resultados da deformação de face apresentados apenas dizem respeito à situação logo após construção do muro, não sendo considerada nenhuma sobrecarga sobre o terrapleno. A deformada obtida pelo método expedito tem uma forma semelhante à deformada prevista pelos dois modelos numéricos, havendo apenas uma pequena diferença ( $\approx 7$  mm no topo do muro) no valor numérico das deformações previstas. Contudo, esta diferença não é significativa quando comparada com a altura do muro de 6 m. Também o facto de se estar a utilizar um método expedito, o qual se baseia num modelo estrutural simples, em oposição aos modelos numéricos apresentados, onde se teve em conta não só a simulação do método de construção, como também da interação do solo com os restantes elementos constituintes do muro, pode justificar a diferença nas deformações. Por último, tendo por base os resultados apresentados, pode-se concluir que o método expedito poderá ser uma boa alternativa à modelação numérica, como por exemplo, para situações em que se pretende obter uma rápida previsão da deformação da face no final da construção.

### **3.3 Estudo de Caso de Obra de Bathurst (1992)**

Em 1989, um muro de suporte de terras reforçado com geogrelhas foi construído durante o alargamento e melhoramento da Avenida Highbury, em London, Ontario, Canadá. Na altura, por ser um dos primeiros muros reforçados com geossintéticos construído na zona, o governo local decidiu monitorizar a obra de perto, durante e após construção. Cerca de dois anos de dados da monitorização foram publicados em 1992, por R. J. Bathurst. A investigação tinha como principal objetivo recolher informação sobre o comportamento de muros de aterro reforçados com geossintéticos a curto e longo-prazo. Desta forma, o estudo não teve em conta apenas o ELU da obra, mas também aspetos relacionados com ELS (deformação da face do muro após a construção, fluência, tensões desenvolvidas nos reforços, etc.).

A Avenida Highbury tem cerca de 125 m de comprimento e possui desníveis ao longo de todo o seu comprimento. Por essa razão, os muros reforçados foram constituídos por painéis de face contínua de betão armado, que variam de 1,25 m até 7,1 m de altura. Os painéis têm 2,4 m de largura e 0,15 m de espessura, estando assentes sobre uma fundação rígida. Durante a construção do muro, o deslocamento dos painéis foi impedido, sendo o suporte externo apenas retirado após colocação e compactação do aterro. O solo utilizado foi uma areia grossa, com um ângulo de resistência ao corte estimado entre  $30^\circ$  e  $40^\circ$ , e o reforço empregue foi uma geogrelha uniaxial TENSAR (modelo UX 1600).

A monitorização da obra foi realizada em três secções de painéis de diferentes alturas, com o intuito de obter dados sobre a deformação da face do muro, a deformação no interior do aterro e a extensão sofrida pelos elementos do reforço. Foram instalados inclinómetros a 1,5 m da

face para verificar a deformação interna e avaliar a formação da potencial superfície de cedência de Rankine, a qual é normalmente usada para definir o comprimento de amarração dos elementos de reforço em métodos convencionais de mecanismos de rotura (Bathurst, 1992). A instrumentação também incluiu termopares nos reforços, uma vez que de acordo com McGown et al. (1984), a temperatura pode influenciar as propriedades mecânicas das geogrelhas. Algumas das conclusões do estudo de Bathurst (1992) foram:

- Após dois anos da construção, os deslocamentos da face do muro ainda não tinham estabilizado, sendo o último deslocamento medido de 44 mm. No entanto, a magnitude e a velocidade do deslocamento diminuiram consideravelmente e dependiam mais da qualidade da construção e da fluência que da altura do painel;
- As máximas tensões medidas nas geogrelhas estão localizadas próximas da zona normalmente associada à superfície potencial de cedência de Rankine;
- Os dados obtidos no inclinómetro colocado a 1,5 m da face do muro indicaram que o volume de solo deformado no interior do aterro se aproximava razoavelmente da superfície potencial de cedência de Rankine, para um ângulo de resistência ao corte entre 30° e 40°.

Esta investigação também faz parte de um vasto estudo efetuado por Crouse e Wu (1996), onde foram compiladas várias monitorizações de longo-prazo de muros de suporte de terras reforçados com geossintéticos, com o objetivo de comparar os vários comportamentos observados e os métodos de dimensionamento utilizados. No Quadro 3.XI estão resumidas as características de cada constituinte do muro apresentadas por Crouse e Wu (1996). Na Figura 3.19 está apresentada uma das secções monitorizadas, com 7,1 m de altura e que será alvo de estudo no presente trabalho.

Quadro 3.XI – Parâmetros do muro da Avenida Highbury, Canadá (adaptado de Crouse e Wu, 1996)

Altura do painel em estudo	H	7,1 m
Número de elementos de reforço	-	9
Resistência à tração dos elementos de reforço	$\sigma_t$	29,08 – 50,16 kN/m
Extensão máxima dos elementos de reforço	$\varepsilon_{m\acute{a}x}$	1.5%
Deformação máxima da face medida após 2 anos	$\delta_{m\acute{a}x}$	≈ 44 mm
Solo no aterro	-	Areia Grossa
Ângulo de resistência ao corte do solo	$\phi'$	35°
Peso volúmico do solo	$\gamma'$	19,64 kN/m <sup>3</sup>
Coefficiente de impulso ativo	$K_a$	0,27
Sobrecarga aplicada	q	Tráfego Rodoviário

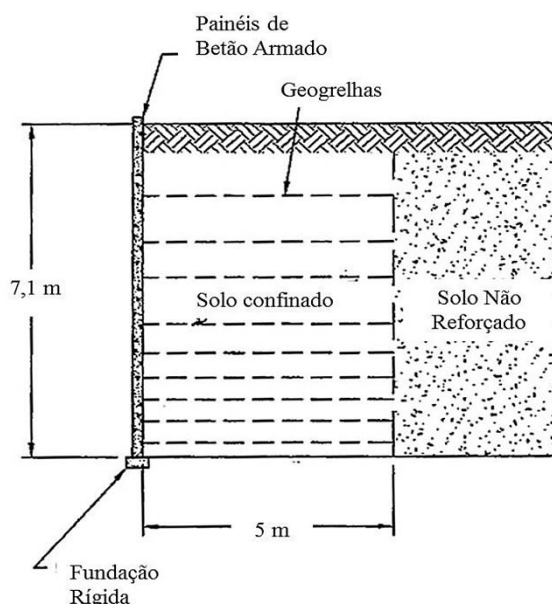


Figura 3.19 – Geometria de uma seção monitorizada do muro da Avenida Highbury (adaptado de Crouse e Wu, 1996)

### 3.3.1 Aplicação do método de Correia (2003) e considerações assumidas

A aplicação do método expedito de Correia (2003) no cálculo da deformação da face da seção monitorizada da Avenida Highbury mostra-se importante para a validação do método, pois trata-se de uma comparação direta com o observado numa obra real. No entanto, sendo uma aplicação de um modelo teórico a um caso real, algumas simplificações tiveram de ser feitas. A análise estrutural efetuada difere das anteriores, uma vez que não foi realizada por metro de largura. Pelo facto de a face ser composta por um painel com 2,4 m de largura e o aterro reforçado por geogrelhas com a mesma largura, colocadas por painel, decidiu-se efetuar uma análise ao longo de todo o comprimento e largura dos elementos de reforço.

O esquema estrutural definido para o problema em estudo encontra-se apresentado na Figura 3.20. A viga simplesmente apoiada simula a face constituída por um painel de betão armado com 7,1 m de altura. As bielas representam os elementos de reforço e têm um comprimento de 5 m. O espaçamento entre os elementos de reforço foi definido de acordo com o estudo de Crouse e Wu (1996) e a Figura 3.19, resultando em espaçamentos diferentes para cada nível, como se pode observar na Figura 3.20. A fundação rígida é simulada por um apoio duplo na base, permitindo apenas o deslocamento rotacional e as bielas são também fixas na extremidade contrária à face para o esquema estrutural se tornar estável, não tendo em conta efeitos como o arranque dos elementos de reforço.

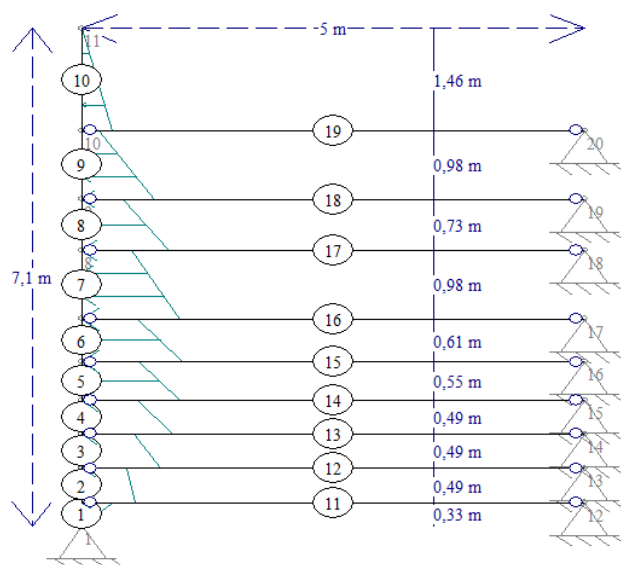


Figura 3.20 – Esquema estrutural considerado no programa OSSA2D

A secção de muro avaliada é composta por um painel de face contínua de betão armado, com 0,15 m de espessura e 2,4 m de largura, segundo Bathurst (1992). Nenhum dos estudos – Bathurst (1992) ou Crouse e Wu (1996) – faz referência direta ao peso volúmico ou ao módulo de deformabilidade do painel de face. Recorrendo à norma europeia EN 1992-1-1, decidiu-se assumir uma classe de betão corrente C20/25, com peso volúmico de  $25 \text{ kN/m}^3$ , módulo de deformabilidade de 30 GPa e um coeficiente de Poisson de 0,2. A área e o momento de inércia definidos para a face foram calculados tendo em conta a espessura da face e os 2,4 m de largura, obtendo-se assim um valor de  $0,36 \text{ m}^2$  para a área e de  $0,000675 \text{ m}^4$  para o momento de inércia.

Bathurst (1992) indicou que a geogrelha utilizada na construção do muro era do modelo UX1600, com comportamento uniaxial, cujas características estão indicadas no Quadro 3.XI. A resistência à tração das geogrelhas assumida foi de 39,62 kN/m (média dos valores indicados no Quadro 3.XI). A espessura e o peso dos elementos de reforço foram obtidos a partir dos dados do fabricante das geogrelhas (TENSAR). O peso típico indicado é de 683 gr/m<sup>2</sup> e a espessura de 5 mm, o que equivale a um peso volúmico de  $3,21 \text{ kN/m}^3$  para uma geogrelha com 2,4 m de largura. O módulo de deformabilidade dos elementos de reforço foi igualmente obtido através do catálogo da marca para geogrelhas uniaxiais que indica, para a UX1600, uma rigidez de 5,88 kN/m equivalente, aproximadamente, a um módulo de deformabilidade de 14 112 MPa.

O cálculo teórico do diagrama de pressões de terras atuantes na face do muro foi efetuado do mesmo modo que para os restantes estudos e de acordo com o método expedito de Correia



(2003). Foi realizado um primeiro cálculo para o momento após construção, onde o muro apenas suporta o aterro, e um segundo cálculo para verificar o efeito da sobrecarga do tráfego rodoviário. A areia grossa colocada no aterro tem um peso volúmico de  $19,64 \text{ kN/m}^3$  e um coeficiente de impulso ativo ( $K_a$ ) de 0,27 (Crouse e Wu, 1996), o que resulta num coeficiente de impulso de repouso ( $K_0$ ) de 0,43. Com o solo definido, calculou-se a carga total que o aterro exerce ao nível da base do muro de  $139 \text{ kN/m}^2$ . O valor da sobrecarga provocada pela passagem de tráfego rodoviário foi estimado a partir do Decreto-Lei 133/2014, obtendo-se uma sobrecarga de  $18 \text{ kN/m}^2$  (referente a um veículo carregado de 60 toneladas, com 2,55 m de largura e 12 m de comprimento). No entanto, como a análise do problema é feita para a largura total de 2,4 m do painel, a sobrecarga considerada é de  $43 \text{ kN/m}^2$ . Importa referir que o valor considerado para a sobrecarga pode não estar de acordo com os regulamentos do Canadá, sendo apenas um valor representativo. A principal razão para se atribuir um valor numérico à sobrecarga prende-se com o facto de se querer verificar qual a forma da deformada da face em condições normais de exploração. O restante cálculo do diagrama de tensões efetivas horizontais foi efetuado do mesmo modo que os anteriores estudos, com a particularidade de agora se estar a fazer o cálculo por largura de painel e largura de geogrelha. Logo, o espaçamento horizontal dos elementos de reforço é de 2,4 m e o espaçamento vertical é de acordo com a área de influência de cada reforço, conforme indicado na Figura 3.20. No Quadro 3.XII são apresentados os parâmetros assumidos para cada elemento constituinte do muro.

Quadro 3.XII – Parâmetros assumidos no método expedito para o caso em estudo

<b>Solo do aterro</b>				
$\gamma'$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$\phi'$ ( $^\circ$ )	$K_0$	$K_a$	
19,64	35	0,43	0,27	
<b>Face do Muro</b>				
Espessura (mm)	Área/m de largura ( $\text{m}^2$ )	$I$ ( $\text{m}^4$ )	$E$ (GPa)	
150	0,36	0,000675	30	
<b>Elementos de Reforço - Geossintéticos</b>				
Espessura (mm)	Área/m de largura ( $\text{m}^2$ )	$L$ (m)	$\sigma_t$ (kPa)	$E$ (MPa)
5	0,012	5	39,62	14 122

### 3.3.2 Apresentação e Discussão dos Resultados

Na Figura 3.21 apresenta-se a evolução no tempo da deformação de face para um dos painéis monitorizados (Bathurst, 1992), podendo verificar-se que esta aumenta no tempo fruto da ação das pressões de terras, sobrecarga rodoviária e fluência, entre outros fatores. A deformação de face obtida através da aplicação do método expedito para a secção de 7,1 m do muro da Avenida Highbury encontra-se representada na Figura 3.22.

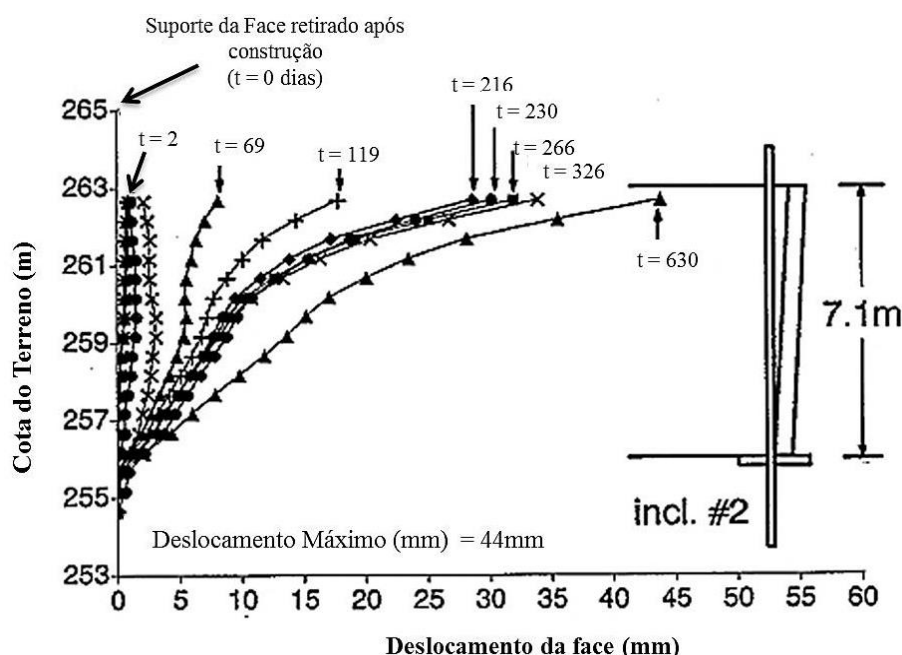


Figura 3.21 – Deslocamentos da face de um dos painéis monitorizados (adaptado de Bathurst, 1992)

De uma forma geral, ao comparar os resultados da Figura 3.22 com a Figura 3.21, observa-se que a evolução da deformada obtida no método expedito é semelhante à deformada observada ao longo dos cerca de dois anos de monitorização. Na 1ª linha da Figura 3.21, referente ao tempo 2 dias após o fim da construção, verifica-se que o campo de deslocamentos encontra-se na ordem de 1 mm, logo, em termos quantitativos, o método aproxima razoavelmente o deslocamento observado após o fim da construção.

Bathurst (1992) indicou que o painel de 7,1 m apresentava um deslocamento da face de 2 mm após 34 dias do fim da construção, durante os quais a avenida já se encontrava aberta para circulação. Para a situação em que se aplica a sobrecarga ao aterro, tentando simular o efeito do tráfego rodoviário, verifica-se que a deformação da face do muro aumenta, atingindo um deslocamento máximo no topo de 2,6 mm (próximo do valor indicado pelo referido autor). Apesar do bom resultado, o que se pretende com esta simulação, não é propriamente comprovar que o método fornece o valor exato da deformação, até porque são vários os fatores que seriam necessários ter em conta para definir a sobrecarga equivalente ao tráfego que circula na avenida, para além da fluência que ocorre ao longo do tempo, entre outros. O principal objetivo da aplicação da sobrecarga de  $43 \text{ kN/m}^2$  foi verificar se a forma da deformada obtida recorrendo ao método expedito se assemelha à deformada observada após a abertura da avenida ao tráfego rodoviário. Comparando a Figura 3.22 com a Figura 3.21 pode-se concluir que as deformadas são efetivamente semelhantes, sendo ainda realizado um estudo com uma sobrecarga 2 vezes superior à anterior somente para confirmar novamente que esse comportamento se mantém, independentemente do valor.

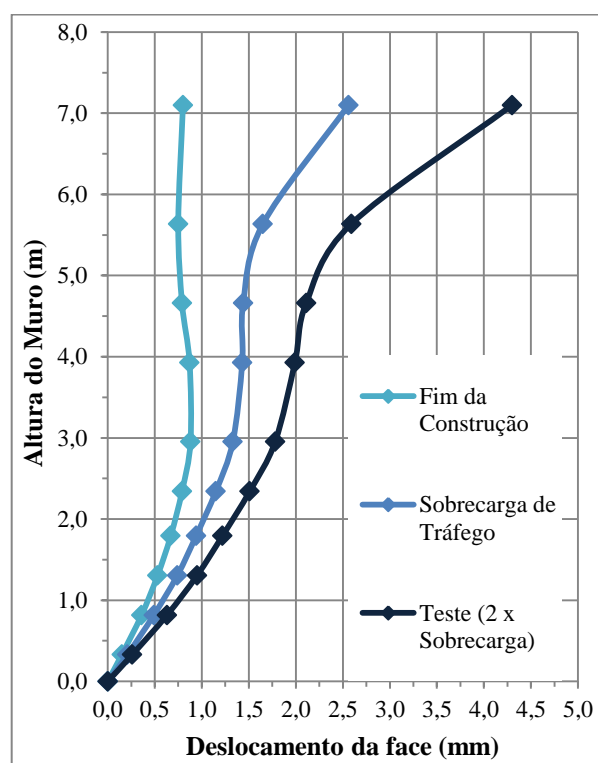


Figura 3.22 – Resultados da Avenida Highbury por aplicação do método expedito

Atende-se que neste problema não se considerou um menor módulo de deformabilidade para o 1º nível de reforço, o que se deve ao facto de o mesmo estar localizado a uma profundidade de 1,46 m, onde as pressões de terras são já consideráveis e, conseqüentemente, também as tensões de confinamento. Como se comprova através da análise dos resultados, esta consideração parece estar de acordo com o comportamento real observado.

### 3.4 Estudo Laboratorial de Palmeira e Lanz (1994)

O estudo apresentado por Palmeira e Lanz, em 1994, teve como principal objetivo avaliar a distribuição das tensões verticais na base e a deformação global de muros de suporte reforçados com geossintéticos quando sujeitos a sobrecargas. A característica diferente dos modelos ensaiados por Palmeira e Lanz, em comparação com os três estudos anteriores, encontra-se no facto da face do muro resultar do prolongamento dos elementos de reforço, ou seja, o muro está totalmente envolto por geossintéticos como apresentado na Figura 3.23. Foram construídos oito modelos em laboratório, todos com a mesma altura de 0,44 m, mas com espaçamento vertical, comprimento e arranjo dos elementos de reforço diferentes, para avaliar a influência destes parâmetros no comportamento de muros de suporte reforçados com geossintéticos.

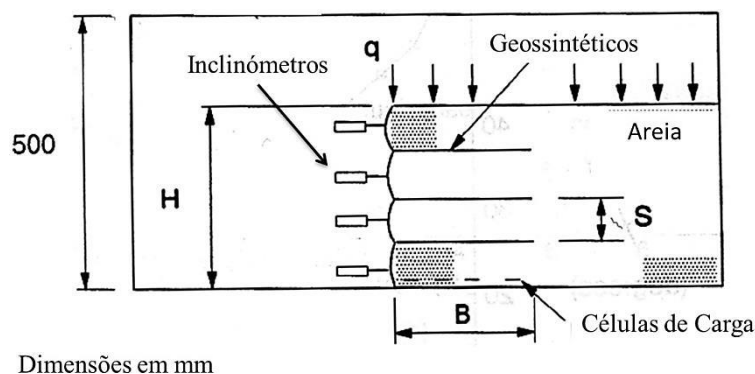


Figura 3.23 – Geometria-base dos modelos (adaptado de Palmeira e Lanz, 1994)

A investigação laboratorial recorreu, tal como no estudo de Pinto (1992), a um tanque rígido de metal, com dimensões 500 mm (altura) x 1 500 mm (comprimento) x 500 mm (largura), tendo espaço suficiente para permitir o deslocamento livre da face. As faces laterais do tanque eram de material perspex para permitir a observação das deformações internas e dos mecanismos de rotura desenvolvidos, através de um método fotográfico. Durante a construção dos modelos e ensaios, as paredes de perspex foram suportadas para minimizar as deformações laterais. Os instrumentos de medição colocados no modelo, defletómetros, células de tensões totais e registro fotográfico, permitiram obter informação sobre os deslocamentos horizontais na face do muro, as tensões verticais que atingem a fundação e a identificação do mecanismo potencial de rotura. Os modelos estudados foram sujeitos a duas sobrecargas uniformes ( $q$ ), no valor de 10,7 kPa e 58,7 kPa, sendo aplicadas na superfície do aterro através de uma bolsa de borracha de ar comprimido (Lanz, 1992).

O solo colocado no aterro correspondeu a uma areia grossa uniforme. O ângulo de resistência ao corte foi estimado através de ensaios de corte direto, estando compreendido entre 40° e 50°. Os elementos de reforço utilizados foram geotêxteis não tecidos feitos de poliéster, sendo por isso pouco sensíveis a efeitos de fluência. A rigidez deste tipo de geossintéticos é, no entanto, bastante dependente do confinamento do solo (Palmeira e Lanz, 1994). Gomes (1993) verificou que a rigidez de geotêxteis confinados pode aumentar até 25 vezes, para deformações menores que 2%, em comparação com um reforço não confinado. Esta conclusão pode ser representada através da Expressão 3.4, onde  $\Delta$  é o factor de amplificação do módulo de deformabilidade do elemento de reforço.

$$E_{secante}^{reforço\ confinado} = \Delta \times E_{secante}^{reforço\ isolado} \quad (3.4)$$

As características apresentadas para os elementos constituintes dos modelos ensaiados por Palmeira e Lanz (1994) encontram-se resumidas no Quadro 3.XIII.

Quadro 3.XIII – Parâmetros considerados nos oito modelos (adaptado de Palmeira e Lanz, 1994)

Peso volúmico do solo	$\gamma'$	16 kN/m <sup>3</sup>
Densidade das partículas solidas	G	2,63
Índice de vazios	e	0,60
Ângulo de resistência ao corte do solo	$\phi'$	$\approx 55^\circ - 40^\circ$
Massa do geotêxtil	m	75 gr/m <sup>2</sup>
Espessura do geotêxtil	-	0,5 mm
Resistência à tração do geotêxtil	$\sigma_t$	3,3 kN/m
Extensão de rotura do geotêxtil	$\epsilon_{máx}$	79 %
Rigidez do geotêxtil	J	4,9 kN/m
Ângulo de atrito da interface solo-reforço	$\phi'_{RS}$	40,4°

Dos oito modelos ensaiados por Palmeira e Lanz (1994) para muros reforçados com geossintéticos com uma altura constante ( $H$ ) de 0,44 m, apenas dois são apresentados e avaliados no presente estudo, através da aplicação do método expedito de Correia (2003). Importa referir que, segundo Palmeira e Lanz (1994), os modelos ensaiados corresponderiam a um protótipo de 4,4 m de altura, reforçado com geotêxteis extensíveis, espaçados de 0,5 a 1 m, para uma escala 10 vezes superior. No Quadro 3.XIV estão indicadas as medidas para o comprimento ( $B$ ) e espaçamento vertical ( $S$ ) dos elementos de reforço, nos dois modelos de interesse, de acordo com a geometria apresentada na Figura 3.23.

Quadro 3.XIV – Medidas dos dois modelos ensaiados (adaptado de Palmeira e Lanz, 1994)

N.º do Modelo	H (mm)	B (mm)	S (mm)
1	440	220	50
7	440	110	50

Palmeira e Lanz (1994) também comparam os resultados obtidos no modelo experimental com um método capaz de prever a deformação horizontal da face de muros reforçados e já mencionado anteriormente, o método de Jewell e Milligan (1989). Palmeira e Lanz (1994) verificaram que para sobrecargas elevadas, a tensão tangencial mobilizada no reforço dependia mais da sobrecarga que do peso volúmico do solo, e por isso, modelos com espaçamento constante entre elementos de reforço, apresentavam a mesma tensão mobilizada em cada geotêxtil. Por isso, os resultados foram comparados com os gráficos referentes ao estudo de “caso ideal de espaçamento” apresentado por Jewell e Milligan (1989) - gráfico para a situação de comprimento ideal dos elementos de reforço ou de comprimento constante dos elementos de reforço. Na Figura 3.24 é apresentada uma das comparações de Palmeira e Lanz (1994).

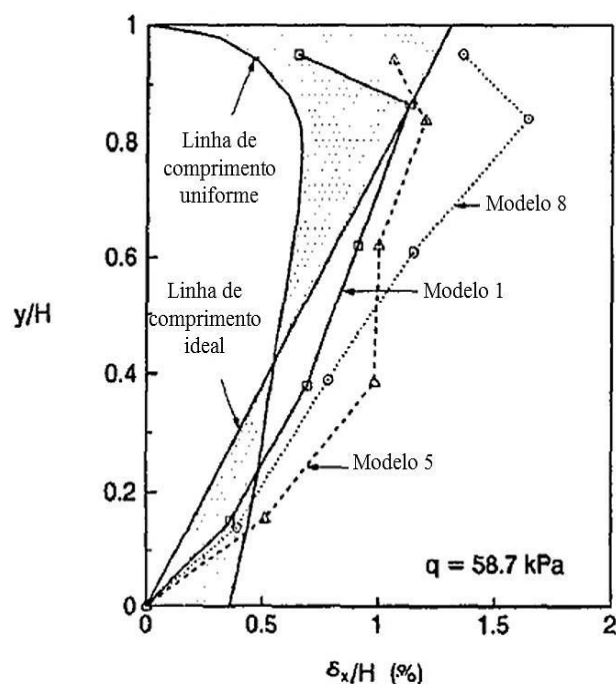


Figura 3.24 – Comparação da deformação observada nos modelos 1, 5 e 8 com a deformação prevista pelo método de Jewell e Milligan, em 1989 (adaptado de Palmeira e Lanz, 1994)

As principais conclusões do estudo de Palmeira e Lanz (1994) foram:

- O arranjo dos elementos de reforço em muros de suporte de terras reforçados influencia bastante a deformação interna e externa deste tipo de muros, bem como a distribuição da tensão vertical que alcança a base do muro;
- Os deslocamentos horizontais verificados no modelo 1 foram os menores de todos os modelos ensaiados, devido à boa distribuição dos elementos de reforço ao longo da altura do muro. Também se verificou, ao comparar os resultados dos modelos 1, 7 e 8 (modelos idênticos com comprimentos de geotêxteis diferentes: 220 mm, 110 mm e 160 mm, respectivamente), que o comprimento dos elementos de reforço era um parâmetro mais importante que o espaçamento vertical entre eles na deformação horizontal observada. O deslocamento máximo de 2% da altura do muro foi observado no modelo 4 (idêntico ao modelo 1, com a exceção de ter dois comprimentos de reforços ao longo da sua altura, 110 mm e 200 mm), quando aplicada a maior sobrecarga de 58,7 kPa;
- O método de Jewell e Milligan (1989) utilizado para prever os deslocamentos horizontais da face observados nos modelos ensaiados, apesar de se aproximar razoavelmente em alguns modelos, requer muitas simplificações e o uso de parâmetros de solo no estado crítico.

### 3.4.1 Aplicação do método de Correia (2003) e considerações assumidas

A análise efetuada na aplicação do método expedito de Correia (2003) nos modelos ensaiados por Palmeira e Lanz (1994) é ligeiramente diferente dos restantes estudos anteriores. O método expedito em estudo foi proposto para determinar os deslocamentos horizontais de um muro de alvenaria de tijolo reforçado com geossintéticos, ou seja, um muro de face rígida, onde um dos requerimentos necessários é o valor do módulo de deformabilidade da face. Esse parâmetro consegue-se obter ou estimar quando a face é rígida, de espessura constante e composta por um material conhecido. Neste caso, tem-se um muro de suporte de terras reforçado com geotêxteis que envolvem o aterro, formando assim também a face deste, sendo vários os fatores que podem influenciar a rigidez global da estrutura. Por essa razão, na análise dos dois modelos de Palmeira e Lanz (1994) escolhidos, inicialmente fez-se uma aproximação aos resultados do modelo 1 para estimar os parâmetros da face e depois avaliou-se a qualidade do método expedito de Correia (2003) através do modelo 7. Importa referir ainda que a análise estrutural é realizada por metro de largura do muro, uma vez que os elementos de reforço são geotêxteis de grande largura.

O esquema estrutural adotado teve em conta a geometria apresentada na Figura 3.23 e as medidas indicadas no Quadro 3.XIV. Para além disso, apesar de não haver nenhuma referência direta por parte de Palmeira e Lanz (1994), considerou-se um elemento de reforço com metade do comprimento dos restantes na superfície do aterro. A razão passa pelo facto da face do muro resultar do prolongamento dos geotêxteis e segundo práticas correntes, o último geotêxtil colocado (construção da base para o topo) é prolongado ao longo da face e disposto na superfície, mas com um menor comprimento, sendo enterrado apenas o suficiente para não ficar visível. Desta forma, a face do muro é simulada por uma viga simplesmente apoiada com 0,44 m, as bielas representam os elementos de reforço com 110 mm ou 220 mm (com exceção, do elemento de reforço de topo com metade do comprimento, respetivamente). A fundação é simulada por um apoio duplo na base da viga, uma vez que os modelos foram construídos num tanque rígido de metal, onde o único movimento livre era a rotação sobre a base do muro. As bielas são apoiadas por um apoio duplo na extremidade contrária à viga simplesmente apoiada não sendo possível detetar efeitos como a falta de amarração dos geotêxteis, o que leva o muro a mover-se como um bloco rígido. Na Figura 3.25 estão representados os esquemas estruturais dos dois modelos em estudo.

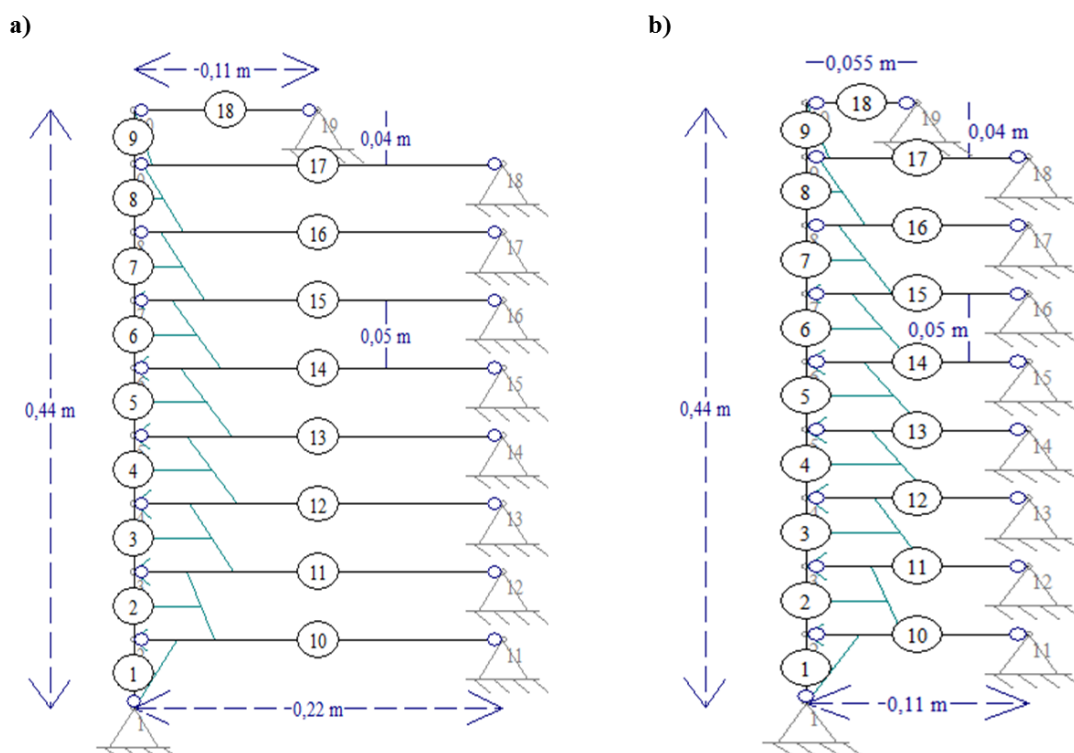


Figura 3.25 – a) Esquema estrutural considerado no programa OSA2D para modelo 1; b) Esquema estrutural considerado no programa OSA2D para modelo 7

Palmeira e Lanz (1994) indicaram que os elementos de reforço eram idênticos para todos os modelos com as características apresentadas no Quadro 3.XIII. O peso volúmico do geotêxtil é de  $1,47 \text{ kN/m}^3$ , de acordo com a massa de  $75 \text{ gr/m}^2$  e a espessura de  $0,5 \text{ mm}$  do elemento de reforço. A resistência à tração ( $\sigma_t$ ) de  $3,3 \text{ kN/m}$  é idêntica para os dois modelos. O espaçamento vertical entre geotêxteis é de  $50 \text{ mm}$  e o comprimento varia entre  $220 \text{ mm}$  para o modelo 1 e  $110 \text{ mm}$  para o modelo 7. A rigidez dos elementos de reforço é de  $4,9 \text{ kN/m}$ , o que resulta, através da Expressão 3.3, num módulo de deformabilidade de  $2 \text{ 156 kPa}$  para o modelo 1 e de  $1 \text{ 078 kPa}$  para o modelo 7. No entanto, a utilização destes valores não forneceu deformações próximas das observadas em laboratório por Palmeira e Lanz (1994), em muito explicado pela não consideração do efeito de confinamento dos elementos de reforço, ao que acresce a não existência de face rígida. Logo, por tentativa-e-erro aumentou-se o valor do módulo de deformabilidade dos geotêxteis no modelo 1 cerca de 70 vezes, isto é, para  $150 \text{ MPa}$ , até se obterem deformações semelhantes às observadas experimentalmente. Nesse processo, também se teve em conta o menor efeito de confinamento no topo do aterro, e por isso, ao geotêxtil com metade do comprimento colocado na superfície atribui-se um módulo de deformabilidade de  $20 \text{ MPa}$ . No modelo 7 utilizaram-se os mesmos valores procurando-se agora validar o método expedito de Correia (2003).



A viga simplesmente apoiada que simula a face do muro tem uma espessura, um peso volúmico e uma resistência idênticos aos geotêxteis. No entanto, o módulo de deformabilidade foi superior ao assumido para os elementos de reforço. Apesar de a face ser constituída pelo mesmo modelo de geotêxteis, parte do solo junto à face ajuda na contenção do aterro. Por isso, e de maneira a obter deformações semelhantes aos resultados do modelo 1 por parte de Palmeira e Lanz (1994), assumiu-se um módulo de deformabilidade de  $2,2 \times 10^7$  MPa.

A estimativa do diagrama de pressões de terras atuantes na face do muro foi efetuada da mesma maneira que nos anteriores estudos. O solo colocado em aterro tinha um peso volúmico de  $16 \text{ kN/m}^3$  e ângulo de resistência ao corte entre  $40^\circ$  e  $50^\circ$ . Estando pelo lado de segurança assumiu-se um ângulo de  $40^\circ$ , o que resulta em maiores pressões de terras atuantes na face, devido à menor resistência do solo. A carga total por parte do aterro que atinge a base do muro é assim de  $7,04 \text{ kN/m}^2$ . Os coeficientes de impulso de repouso e ativo de Rankine assumiram, respetivamente, os valores de 0,36 e 0,22. Como a única diferença entre os dois modelos se encontra no comprimento dos elementos de reforço, o cálculo das tensões efetivas horizontais é idêntico, alterando-se apenas esse parâmetro. O cálculo foi efetuado para três casos diferentes: após a construção do aterro, após aplicação da sobrecarga de 10,7 kPa e após aplicação da sobrecarga de 58,7 kPa. No Quadro 3.XV encontram-se os parâmetros considerados para aplicação do método expedito de Correia (2003) nos modelos 1 e 7 de Palmeira e Lanz (1994).

Quadro 3.XV – Parâmetros assumidos no método expedito para o muro em estudo

Solo do aterro				
$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	$K_0$	$K_a$	
16	40	0,36	0,22	
Face do Muro				
Espessura (mm)	Área/m de largura (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_t$ (N/m <sup>2</sup> )	E (GPa)
0,5	0,0005	$1,04 \times 10^{-11}$	3 300	22 000
Elementos de Reforço - Geossintéticos				
Espessura (mm)	Área/m de largura (m <sup>2</sup> )	$\gamma'$ (N/m <sup>3</sup> )	$\sigma_t$ (kPa)	E (MPa)
0,5	0,0005	0,735	39,62	1 600

### 3.4.2 Apresentação e Discussão dos Resultados

A deformação de face obtida através da aplicação do método expedito de Correia (2003), para os modelos 1 e 7 ensaiados em laboratório por Palmeira e Lanz (1994), é apresentada nas Figuras 3.26 e 3.27, respetivamente. Palmeira e Lanz (1994) não apresentam os resultados da deformação horizontal logo após construção do modelo, mas decidiu-se apresentar o resultado

obtido pelo método para avaliar a evolução do comportamento do muro com o aumento de carga. Importa referir que os resultados são apresentados em formato idêntico ao da Figura 3.24, usado por Palmeira e Lanz (1994), onde  $y$  é a altura desde a base do muro,  $H$  a altura total do muro e  $\epsilon_x$  a deformação horizontal da face.

A primeira conclusão que se pode tirar dos resultados obtidos é que o método expedito aproxima razoavelmente bem a deformação de face observada nos modelos 1 e 7, em especial do modelo 1, como expectável, pois foi o modelo que serviu de referência. A consideração do módulo de deformabilidade para os elementos de reforço e a face do muro por tentativa-e-erro até obter uma boa aproximação ao modelo 1, mostrou ser viável, uma vez que os resultados obtidos para o modelo 7 também se aproximam da deformação observada por Palmeira e Lanz (1994).

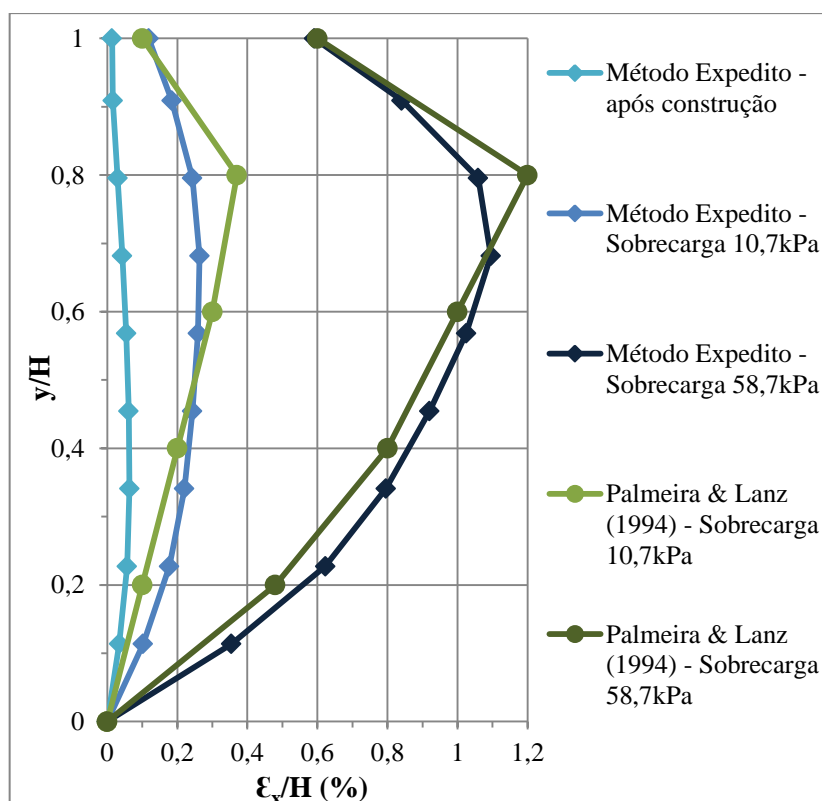


Figura 3.26 – Comparação dos resultados do modelo 1 de Palmeira e Lanz (1994) com o método expedito de Correia (2003)

Os resultados obtidos para o modelo 1 no método expedito também mostraram uma melhor concordância com a deformação observada em laboratório, que os resultados obtidos recorrendo ao método de Jewell e Milligan (1989) presentes na Figura 3.24. No entanto, é necessário lembrar que o método expedito de Correia (2003), para um muro de suporte de terras reforçado exclusivamente com geossintéticos, incluindo a face, não consegue aproximar

os resultados de Palmeira e Lanz (1994) se o módulo de deformabilidade utilizado tiver em consideração a rigidez dos geotêxteis indicada nesse estudo.

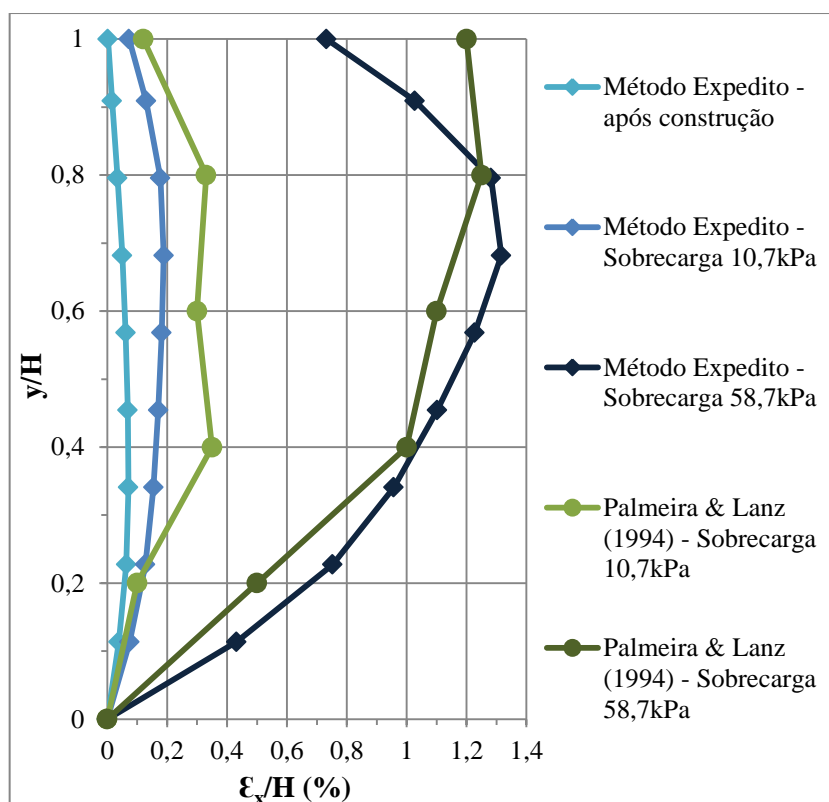


Figura 3.27 – Comparação dos resultados do modelo 7 de Palmeira e Lanz (1994) com o método expedito de Correia (2003)

Os resultados obtidos para o modelo 7, como já se referiu, estão relativamente próximos do observado por Palmeira e Lanz (1994), com uma diferença máxima de 0,5% no topo do muro, no caso da maior sobrecarga de 58,7 kPa. No entanto, importa referir que, tal como nos modelos laboratoriais de Pinto (1992), é de esperar que alguma carga aplicada, mesmo que ligeira, seja suportada pelas paredes laterais, apesar dos cuidados tomados por Palmeira e Lanz (1994), ao suportar as paredes de perspex e ao utilizar um tanque com uma razão largura/altura superior a 1. Para além disso, vários aspetos durante a execução dos modelos podem influenciar os resultados finais, bem como as simplificações que têm de ser feitas para aplicação do método expedito ao problema. A maior, e até agora principal limitação do método expedito de Correia (2003) encontra-se no facto de se basear num modelo teórico bastante simples que não consegue prever diretamente efeitos como o confinamento ou a falta de comprimento de amarração dos geossintéticos. Por outro lado, essa simplicidade de execução também é a grande vantagem do método quando comparado com outras opções atuais de dimensionamento (modelação numérica, etc.).

## 4 Considerações Finais

### 4.1 Principais Conclusões

O presente estudo teve como principal objetivo facilitar a análise do comportamento de muros reforçados com geossintéticos sob fundações rígidas, principalmente, no que se refere à deformação da face, através da aplicação e avaliação do método expedito desenvolvido por Correia (2003). Este método foi proposto para a previsão das tensões efetivas horizontais atuantes na face dos muros e da deformada da face, como alternativa à modelação numérica e aos restantes métodos de cálculo atuais mais focados na verificação da segurança externa – estabilidade global da estrutura.

De seguida, são enunciadas as principais conclusões do uso do método expedito de Correia (2003) relativas a cada problema estudado:

- Pinto (1992) – os resultados obtidos por parte do método expedito são razoavelmente próximos do observado em laboratório, principalmente para os estados limites de serviço e último. Para os primeiros níveis de sobrecarga, a qualidade da aproximação diminui ligeiramente, podendo justificar-se pelo facto do efeito de confinamento nos elementos de reforço ser reduzido para tais níveis de sobrecarga. O confinamento do aterro ou o comprimento de amarração dos elementos de reforço são algumas das limitações do método expedito, sendo necessário recorrer a algumas considerações adicionais ao nível da rigidez, e consequentemente no módulo de deformabilidade, assumido para os geossintéticos;
- Rowe e Ho (1998) – da comparação direta de resultados obtidos numericamente e através do método expedito, pretendeu-se comprovar a utilização do modelo teórico simples como alternativa válida à complexa modelação numérica. Apesar da pequena diferença entre os resultados, esta pode ser justificada pelos pormenores adicionais que se podem ter em conta aquando da criação do modelo numérico, como as diferentes fases da construção do muro reforçado, o comportamento do material, etc.;
- Bathurst (1992) – os resultados obtidos com o método expedito mostraram estar de acordo com o monitorizado em obra, apesar do método de Correia (2003) não conseguir simular efeitos como a fluência. Mesmo assim, para aplicação de uma sobrecarga meramente representativa do tráfego rodoviário, a deformada de face obtida aproxima-se do observado em obra, ao longo do período de dois anos;

- 
- Palmeira e Lanz (1994) – a aplicação do método expedito num problema ligeiramente diferente da situação base para o qual foi desenvolvido (muro de face rígida reforçado com geossintéticos) foi, no geral, positiva, estando os resultados obtidos próximos do observado em laboratório. No entanto, a necessidade de efetuar uma análise por tentativa-e-erro para obter a rigidez e o respetivo módulo de deformabilidade dos geossintéticos a considerar no método expedito, mostrou novamente a limitação do modelo simples que não tem em consideração efeitos como o confinamento dos elementos de reforço e o comprimento de amarração destes.

A viabilidade do método expedito ficou demonstrada através da comparação dos resultados obtidos com os resultados observados em quatro problemas diferentes presentes nos estudos laboratoriais de Pinto (1992) e Palmeira e Lanz (1994), no estudo numérico de Rowe e Ho (1998) e no estudo de obra de Bathurst (1992). De um modo geral pode-se concluir que o modelo teórico adotado por Correia (2003) para a previsão das deformações da face de muros reforçados com geossintéticos aproxima razoavelmente bem os resultados apresentados em cada caso analisado, mostrando ser uma opção válida, simples e de rápida aplicação, validando-se desta forma as conclusões iniciais de Correia (2003) em relação ao potencial do método expedito.

#### **4.2 Investigação Futura**

O presente trabalho, apesar de chegar a resultados positivos na aplicação do método expedito de Correia (2003) aos quatro problemas estudados, requer continuidade para refinar as conclusões tiradas e encontrar uma metodologia-padrão efetiva para um conjunto mais alargado e variado de muros. Por isso, sugere-se as seguintes futuras investigações:

- aplicar o método expedito a outros exemplos de muros de suporte com face rígida e reforçados com geossintéticos, para comprovar a validade da metodologia proposta em que se assume uma rigidez inferior para o primeiro elemento de reforço, tentando simular o menor efeito de confinamento dos reforços nessa zona do muro;
- efetuar um estudo onde o efeito de confinamento dos elementos de reforço no método expedito é simulado através de uma redução linear da rigidez e, consequentemente, do módulo de deformabilidade, ao longo da altura do muro (da base para o topo), comparando os resultados obtidos com os do presente estudo;
- aplicar o método expedito a outras tipologias de muros de suporte reforçados, com ou sem face rígida, para verificar a capacidade do método em prever a deformação de face, no contexto geral de obras geotécnicas reforçadas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bathurst, R. J. (1992). “*Case Study of a Monitored Propped Panel Wall*”. Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls, Ed. Jonathan, T.H. Wu. & A.A. Balkema Publishers, Rotterdam, Netherlands, pp.159-166.
- Berg, R. R., Allen, T. M. e Bell, J. R. (1998). “*Design procedures for reinforced soil walls*”. 6th International Conference on Geosynthetics, Atlanta, Georgia, USA, Vol. 2, pp. 491-496.
- Bolton, M. D., Choudhury, S. P. e Pang, P. L. R. (1977). “*Modelling reinforcing earth*”. Symposium on Reinforced Earth and other Composite Soil Techniques, TRRL SR 457, Edingurgh, pp. 22-38.
- BS 5628: Part 1 (1978). “*Structural Use of Masonry*”. British Standards Institution, London.
- Cardoso, A. S. (1987). “*A técnica das pregagens em solos aplicada em escavações - métodos de análise e dimensionamento*”. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Carter, J.P., e Balaam, N.P. (1985). AFENA. A general finite element algorithm-user.s manual. School of Civil Engineering, University of Sydney, Sydney, Australia.
- Correia, A. A. S. (2003). “*Métodos de Dimensionamento de Muros de Alvenaria de Tijolo Reforçados com Geossintéticos*”. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Correia, A. A. S., Pinto, M. I. M., e Lopes, M. L. (2005). “*Proposal of a New Method for the Prediction of Face Deformations of Retaining Walls Reinforced with Geosynthetics*”. 6th International Conference on Ground Improvement Techniques, Coimbra, Portugal, pp. 253-260.
- Crouse, P.E. e Wu, J. T. H. (1996). “*Long-Term Field Performance of Geosynthetic-Reinforced Retaining Walls*”. Report No. CDOT-DTD-97-12, University of Colorado at Denver in cooperation with the U.S. Department of Transportation, USA.
- Dalton, D. C. (1977). “*Fabric reinforced brick retaining wall*”. West Yorkshire Metropolitan County Council, Internal Report, UK.
- Davis, E.H. (1968). Soil mechanics. selected topics. In Theories of plasticity and failure of soil masses. Chap. 6. Edited by I.K. Lee. Butterworths, London.

- Decreto-Lei 133/2014. Ministério da Economia, Diário da República - 1.<sup>a</sup> serie, N.º 171 - 5 de Setembro de 2014, pp. 4785.
- Doherty, W. P., Wilson, E. L. e Taylor, R. L. (1969). “*Stress analysis of axisymmetric solids utilizing higher order quadrilateral finite elements*”. Report n° S.E.S.M. 69-3, Structures and Materials Research, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- Elias, V., Christopher, B.R., Berg, R.R. (2001). “*Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines*”. Publication No. FHWA-NHI-00-043, National Highway Institute, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C., USA.
- ENV 1992-1 (1998), versão portuguesa de Março de 2010. “Eurocódigo 2 – *Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*”, Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.
- Félix, C. M. S. (1991). “*Comportamento dos muros de terra armada*”. Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto.
- Gomes, R. C. (1993). The study of soil-reinforcement interaction. PhD thesis, University of Sao Paulo, USP-SC, Brazil (in Portuguese)
- Goodman, R. E., Taylor, R. L. e Brekke, T. L. (1968). “*A model for the mechanics of jointed rock*”. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 94, SM3, pp. 637-659.
- Greenway, D., Bell, J.R. e Vandre, B. (1999). “*Snailback wall – first fabric wall revisited at 25-year milestone*”. Geosynthetics’99, Boston, USA, Vol. 2, pp. 905-912.
- Ho, S.K. e Rowe, R.K. (1994). “*Predicted behaviour of two centrifugally modelled soil walls*”. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120(10): 1845-1873.
- Jaber, M.B. (1989). “*Behaviour of reinforced soil walls in centrifuge model tests*”. Ph.D. thesis, University of California at Berkeley.
- Jewell, R. A. (1987). “*Analysis and predicted behaviour for Royal Military College trial wall*”. Report n° OUEL 1702/87, Soil Mechanics Report n° 076/87, University of Oxford.
- Jewell, R. A. (1996). “*Soil reinforcement with geotextiles*”. CIRIA special publication 123, CIRIA and Thomas Telford.
- Jewell, R.A., e Milligan, G.W.E. (1989). “*Deformation calculation for reinforced soil walls*”. Proceedings of the 12th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Vol. 2., pp. 1257-1262.
-

- Juran, I. e Schlosser, F. (1978). “*Theoretical analysis of failure in reinforced earth structures*”. Symposium on Earth Reinforcement, Pittsburgh, pp. 528-555.
- Juran, I. e Christopher, B. (1989). “*Laboratory model study on geosynthetic reinforced soil retaining walls*”. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 7, pp. 905-926.
- Ladeira, M. A. S. A. (1995). “*Estudo dos fenómenos da interação solo-geossintético através de ensaios de arranque*”. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Lanz, D. (1992). The study of deformation and stresses in geotextile reinforced soil walls. MSc thesis, University of Brasilia, Brazil (in Portuguese)
- Lee, K. L., Adams, B. D. e Vagneron, J. M. J. (1973). “*Reinforced earth retaining walls*”. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, No. SM10, pp. 745-764.
- Lopes, L.G.R. (1992). “*Aplicação de geotêxteis à pavimentação rodoviária*”. 1º Seminário sobre aplicação de geossintéticos em Geotecnia, pp. 301-330, Universidade de Brasília, Brasil.
- McGown, A., Andrawes, K. Yeo, e Dubois, D. (1984). The Load-Strain-Time Behaviour of Tensar Geogrids, Sumposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, Paper No.1.2, London
- Osman, M. A. (1977). “*An Analytical and Experimental Study of Reinforced Earth Retaining Walls*”. PhD Thesis, University of Glasgow, UK.
- Osman, M. A., Finlay, T. W. e Sutherland, H. B. (1979). “*The internal stability of reinforced earth walls*”. International Conference on Reinforced Earth, Paris, pp. 107-112.
- Palmeira, E.M. e Lanz, D. (1994). “*Stresses and deformations in geotextile reinforced model walls*”. Geotextiles and Geomembranes, Elsevier, Vol. 13, pp. 331-348, Ireland.
- Pereira, R. V. C. (1999). “*Comportamento de muros de alvenaria de tijolo reforçados com geossintéticos*”. Dissertação de Mestrado, Universidade de Coimbra.
- Pinto, M. I. M. (1992). “*Model Studies of Fabric-Reinforced Brick-Faced Earth Retaining Walls*”. Ph. D. Thesis, University of Leeds, U.K.
- Rowe, R.K., e Ho, S.K. (1993). Keynote lecture: a review of the behaviour of reinforced soil walls. In Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice, Kyushu. Edited by H. Ochiaia, S. Hayashi, and J. Otani. A.A. Balkema, Rotterdam, Vol. 2, pp. 801.830.
- Rowe, R. K. e Ho, S. K. (1998). “*Horizontal deformation in reinforced soil walls*”. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 35, pp. 312-327.
-



- Schlosser, F. e Vidal, H. (1969). “*Reinforced Earth*”. Bulletin de Liaison des Laboratoires Routiers, Ponts et Chaussées, França.
- Silva, L. F. M. (1991). “*Métodos de análise de sistemas de contenção de solos reforçados com geotêxteis*”. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil.
- Tsagareli, Z. V. (1969). “*New methods of lightweight wall construction*”. Strojizdat, Moscow. (Referenciado por Bolton, *et al.*, 1977)
- Vidal, H. (1966). “*La terre armée*”. Annales de L’Institute Tehnique du Batiment et des Travaux Publics, No. 223-224, pp. 888-938.
- Vieira, C. F. S. (2008). “*Muros e Taludes de Solo reforçado com Geossintéticos. Comportamento Sísmico e Metodologias de Dimensionamento*”. Dissertação de Doutorado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Walsh, J. W. (1987). “*Fabric reinforced brick faced earth retaining walls*”. Ph. D. Thesis, University of Leeds, U.K.
- Woods, R. I. e Jewell, R. A. (1990). “*A computer design method for reinforced soil structures*”. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 9, pp. 233-259.

## ANEXO A - Método Energético de Osman (1977)

Osman, em 1977, propôs um método energético para estimar a máxima força de tração mobilizada nos elementos de reforço em muros reforçados com geossintéticos. O método admite que as pressões de terras realizam trabalho externo que é armazenado sob a forma de energia elástica de deformação interna nos elementos de reforço. Desta forma, a estimativa das forças de tração que são mobilizadas ao longo dos geossintéticos pode ter em consideração aspetos como o comprimento dos reforços, a variação da força de tração ao longo do comprimento para o mesmo reforço ou ao longo da altura do muro entre os vários reforços, e a deformação da face do muro. Este facto apresenta uma evolução pois, como já referido ao longo do presente estudo, alguns destes parâmetros não são tidos em conta nos métodos de dimensionamento correntes.

O trabalho total externo das pressões de terras por unidade de largura pode ser obtido através da Expressão A.1, onde  $p(h)$  se refere à função das pressões de terras e  $y(h)$  à função que define a deformação da face, sendo  $H$  a altura total do muro:

$$U_{ext} = \int_0^H p(h) \times y(h) \times \partial h \quad (\text{A.1})$$

A energia elástica de deformação armazenada nos reforços por unidade de largura pode ser calculada com a Expressão A.2, onde  $T(x)$  é a função da tensão ao longo do reforço,  $A_r$  é a área do reforço por metro de largura e  $E_r$  é o módulo de deformabilidade (ou módulo de Young):

$$U_{int} = \int_0^L \frac{\tau^2 \times A_r}{2 \times E_r} \partial x = \int_0^L \frac{T^2(x)}{2 \times A_r \times E_r} \partial x \quad (\text{A.2})$$

Para obter uma solução analítica da equação de equilíbrio energético é necessário admitir alguns parâmetros:

- A distribuição de pressões de terras é hidrostática –  $p(h) = k \times \gamma \times h$ ;
- A deformação da face é aproximada por uma função parabólica, onde se admite que a zona de aterro reforçado se comporta como um material composto, com um módulo de deformabilidade constante (Schlosser & Vidal, 1969) –  $E_c = \frac{E_r \times A_r}{A_c}$ ;

- A definição da deformação da face não tem em conta o possível atrito entre a face e o solo, sendo obtida pela seguinte expressão –  $y(h) = \frac{K}{E_c} \times (\gamma \times h + q) \times \frac{H-h}{tg(45+\frac{\phi'}{2})}$ ;
- A distribuição de tensões ao longo do comprimento do reforço é considerada linear mobilizando-se metade da tensão máxima ( $T_{m\acute{a}x}$ ) junto à face do muro. A Figura A.1 facilita a compreensão desta particular distribuição, onde o parâmetro  $\beta$  não influencia a energia elástica de deformação armazenada no reforço, pois o comprimento total é sempre constante ( $L$ ) independentemente do valor de  $\beta$  assumido. A energia elástica de deformação armazenada é dada pela seguinte expressão –  $U_{int} = \frac{T_{m\acute{a}x}^2 \times L}{6 \times A_r \times E_r}$ .

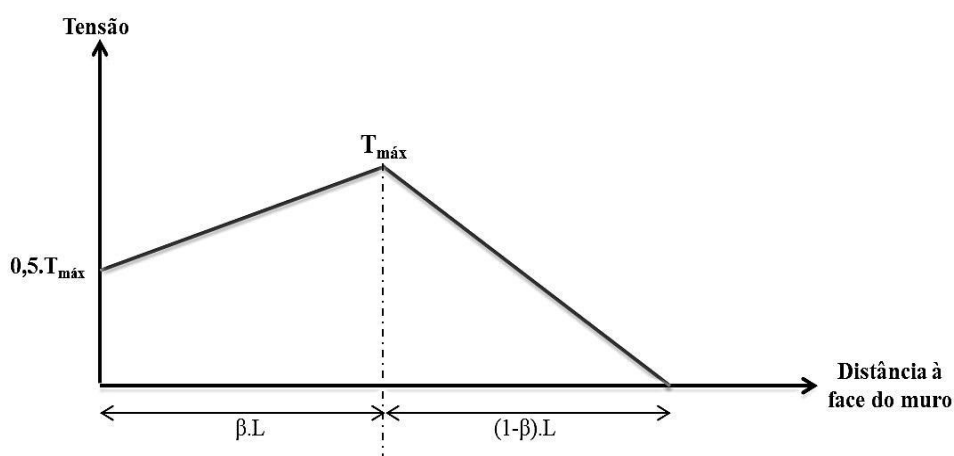


Figura A.1 – Distribuição da tensão ao longo do reforço (adaptado de Osman, 1977)

Através destas simplificações é possível obter a Expressão 2.1 para calcular a máxima tensão desenvolvida num elemento de reforço a uma profundidade  $z$ , baseada no equilíbrio energético local, onde o incremento externo de trabalho à profundidade  $h$  numa altura mínima de  $\delta h$  (zona de influência do reforço em análise) é igual à energia elástica de deformação armazenada nesse elemento de reforço.