

REFORÇO DE SUBSTRUTURAS DE VIAS FÉRREAS COM GEOSSINTÉTICOS

PEDRO JULIÃO FIGUEIREDO TAVARES

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

Orientador: Professor Doutor Eduardo Manuel Cabrita Fortunato

JULHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

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

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

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

O sucesso é ir de fracasso em fracasso sem perder entusiasmo

Winston Churchill

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Doutor Eduardo Fortunato agradeço toda a disponibilidade, cedência de material de estudo, interesse, valiosas críticas e restantes qualidades que bem descrevem o seu profissionalismo.

Ao LNEC agradeço a disponibilização do software Particle Flow Code 2D.

Agradeço também aos professores da secção de Geotecnia pela sua disponibilidade e simpatia, bem como pelas condições de trabalho cedidas.

Aos “geocolegas” pela amizade, boa disposição e entreaajuda. Aos restantes colegas de curso, em especial para quem comigo mais conviveu durante estes 5 anos, um especial obrigado pela sua amizade e importante contributo para a minha motivação.

Como não poderia deixar de ser, um especial agradecimento ao meu Pai pela confiança e apoio indiscutíveis.

RESUMO

Com esta dissertação pretendeu-se efectuar um estudo do reforço de subestruturas ferroviárias, mais propriamente da camada de balastro e sub-balastro, com recurso a geossintéticos.

Começou-se por efectuar uma análise por elementos finitos, no programa Phase 2, de um ensaio de carga em placa em solo reforçado com um elemento unicamente de rigidez axial. Para comparação considerou-se um elemento de rigidez axial e à flexão, como seja uma laje de betão.

Considerou-se relevante efectuar um estudo por elementos descontínuos a 2D para representar de forma directa a interface entre a geogrelha e o agregado rochoso. A simulação foi efectuada no programa Particle Flow Code 2D.

Para calibração dos elementos de simulação sub-balastro e geogrelha efectuaram-se, respectivamente, ensaios biaxiais e ensaios de tracção.

Com os ensaios biaxiais foi possível determinar as macro propriedades do material representativo do balastro e sub-balastro, como sejam o módulo de deformabilidade e ângulo de atrito de pico. Os ensaios à tracção da geogrelha serviram para determinação da sua rigidez axial.

Tendo as micro propriedades calibradas efectuou-se a simulação de um ensaio de carga em placa, variando a profundidade de colocação da geogrelha e sua rigidez, bem como as propriedades do solo de fundação e da camada superficial de sub-balastro.

PALAVRAS-CHAVE: Reforço do balastro, via-férrea, geossintéticos, particle flow code 2D, phase2.

ABSTRACT

The aim of this work is to study the not well understood performance of geosynthetic reinforced sub-ballast material in a railway track.

To start, a finite element analysis of a plate load test was taken in the software Phase 2. The results of the geosynthetic reinforced soil were compared with a concrete plate reinforced soil.

A discrete element study in 2D was carried out to truly represent in a direct way the structural interface between the geogrid and the rocky aggregate. The simulation was performed in the software Particle Flow Code 2D.

To calibrate the sub-ballast and geogrid elements, biaxial and tensile strength tests were respectively performed.

The peak friction angle of the ballast and sub-ballast aggregate but also their elastic modulus were determined by the results of the biaxial test. The axial stiffness of the geogrid was calibrated by the tensile strength test.

With the micromechanical parameters for the geogrid and sub-ballast calibrated, a plate load test was performed. The effects of the geogrid and soil stiffness but also the geogrid placement depth were investigated.

KEYWORDS: railway lines, geosynthetics, ballast reinforcement, particle flow code 2D, phase2

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO	1
1.2. O PROBLEMA	3
1.3. OBJECTIVOS E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	5
2. ESTRUTURA DA VIA FÉRREA	7
2.1. ELEMENTOS CONSTITUINTES DA FERROVIA	7
2.2. BALASTRO	9
2.3. SUB – BALASTRO	12
2.4. CAMADA DE FUNDAÇÃO	12
2.5. PROCESSOS PARA DETERMINAÇÃO DA RIGIDEZ DA SUBESTRUTURA FERROVIÁRIA	13
3. GEOSSINTÉTICOS	15
3.1. INTRODUÇÃO	15
3.2. MATERIAIS PARA O FABRICO DE GEOSSINTÉTICOS	16
3.3. CLASSIFICAÇÃO DOS GEOSSINTÉTICOS	17
3.3.1. GEOGRELHA	17
3.3.2. GEOTÊXTIL	19
3.3.3. OUTROS GEOSSINTÉTICOS	20
3.4. FUNÇÕES E APLICAÇÕES DOS GEOSSINTÉTICOS	20
3.5. PROPRIEDADES DOS GEOSSINTÉTICOS	22
3.6. MECANISMOS DE REFORÇO PROPORCIONADOS PELOS GEOSSINTÉTICOS	24
3.6.1. EFEITO DE MEMBRANA	24
3.6.2. EFEITO DE ANCORAGEM	25
3.6.3. EFEITO DE EMBRICAMENTO	25
3.6.4. EFEITO DE CONFINAMENTO	26
3.7. APLICAÇÕES DOS GEOSSINTÉTICOS NUM PROJECTO FERROVIÁRIO	27
3.8. COLOCAÇÃO DOS GEOSSINTÉTICOS EM OBRA	28
4. MODELAÇÃO NUMÉRICA	29
4.1. MODELAÇÃO POR ELEMENTOS FINITOS	29

4.2. MODELAÇÃO POR ELEMENTOS DISCRETOS	39
4.2.1. INTRODUÇÃO.....	39
4.2.2. GERAÇÃO DO MODELO [INPUT].....	40
4.2.3. CÁLCULO ITERATIVO [CALCULATION].....	43
4.2.4. MODELAÇÃO DO ENSAIO BIAXIAL.....	43
4.2.5. MODELAÇÃO DO ENSAIO DE TRACÇÃO NA GEOGRELHA.....	50
4.2.6. MODELAÇÃO DO ENSAIO DE CARGA EM PLACA.....	52
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	59
BIBLIOGRAFIA	61
ANEXO I	63

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1.1 - Processos para aumento da tensão de confinamento, vista em planta de um troço de via (Indraratna et al, 2005, adaptado).....	4
Fig. 2.1 - Esquema estrutural em perfil longitudinal da via balastrada (Fortunato, 2005).....	8
Fig. 2.2 - Esquema estrutural em corte transversal da via balastrada (Fortunato, 2005).....	8
Fig. 2.3 - Fuso granulométrico do balastro (REFER, 2003) e do sub-balastro (REFER, 2007).	11
Fig. 2.4 - Ensaio de carga em placa utilizando como reacção do macaco hidráulico um vagão carregado com travessas de betão (Fortunato 2005).....	14
Fig. 3.1 - Estrutura de uma geogrelha triaxial da Tensar (Tensar [1]).....	17
Fig. 3.2 - Geogrelhas extrudidas, (a) unidireccional; (b) bidireccional (Sieira, 2003).....	18
Fig. 3.3 - Geogrelhas soldadas (Sieira, 2003).....	18
Fig. 3.4 - Geogrelhas tecidas (Sieira, 2003).....	18
Fig. 3.5 - Exemplos de Geotêxteis (wikipedia, 2009).....	19
Fig. 3.6 - Curvas de tracção-deformação generalistas em geossintéticos: [a] Geogrelha biaxial em polipropileno [traccionado na direcção principal]; [b] Geotêxtil tecido em polipropileno; [c] Geotêxtil não tecido em poliéster (Marques, 2008).	23
Fig. 3.7 - Efeito de membrana em estrada não pavimentada (Pimentel, 2007).....	24
Fig. 3.8 – Representação da interface entre a geogrelha e o agregado (Tensar [2]).	26
Fig. 3.9 - Perfil transversal com representação de uma camada de solo com geocélulas sobre a fundação [Norma UIC 719R].....	26
Fig. 3.10 - Aplicações dos geossintéticos num projecto ferroviário (IGS, Geosynthetics in Railroads, 2006).....	27
Fig. 4.1 - Exemplo de problemas em estado plano de deformação e axissimétrico (PLAXIS V8 Reference manual, 2002).....	29
Fig. 4.2 - Esboço geral do modelo por elementos finitos.....	30
Fig. 4.3 - Pormenor do canto superior esquerdo correspondente à zona de carregamento.....	31
Fig. 4.4 - Assentamento vertical do centro da placa em ensaio de carga – análise 1.....	34
Fig. 4.5 - Assentamento vertical do centro da placa em ensaio de carga – análise 2.....	35
Fig. 4.6 - Assentamento vertical do centro da placa em ensaio de carga – análise 3.....	37
Fig. 4.7 - Assentamento vertical do centro da placa em ensaio de carga.....	38
Fig. 4.8 - Representação dos elementos para modelação numérica (PFC 2D Version 4.1 User's Manual, 2008).....	41
Fig. 4.9 - Modelo para ensaio biaxial, partículas confinadas a 120 kPa.....	44
Fig. 4.10 - Amostra no final do ensaio biaxial.....	45
Fig. 4.11 - Curvas do ensaio biaxial, material de sub-balastro.....	46

Fig. 4.12 - Tensão de confinamento ao longo do ensaio biaxial ($k_n \text{ wall} = 1e7 \text{ N/m}$)	47
Fig. 4.13 - Ensaio biaxial em material para sub-balastro a tensão de confinamento 120 kPa	48
Fig. 4.14 - Extensão volumétrica ao longo do ensaio biaxial em material de sub-balastro	48
Fig. 4.15 - Valores de pico para análise pelo critério de rotura de Mohr Coulomb.....	49
Fig. 4.16 - Esquema geral da modelação do ensaio de tracção	50
Fig. 4.17 - Curvas de ensaio à tracção de geogrelhas; k - Curvas obtidas no modelo numérico; GX - Curvas características de geogrelhas comerciais	51
Fig. 4.18 - Vista geral do modelo para modelação do ensaio de carga em placa (sem geogrelha).....	52
Fig. 4.19 - Pormenor da geogrelha com os prolongamentos verticais para promover o embricamento das partículas de agregado.....	53
Fig. 4.20 - Modelo para simulação de ensaio de carga em placa: pormenor da zona de aplicação da carga e pormenor da geogrelha colocada a 0,25 metros de profundidade.....	53
Fig. 4.21 - Curva de carregamento na modelação do ensaio de carga em placa; solo de 20 MPa; camada de topo de 100 MPa; maciço não reforçado.	54
Fig. 4.22 - Curva de carregamento na modelação do ensaio de carga em placa; solo de 20 MPa; camada de topo de 100 MPa; maciço reforçado com geogrelha GG30 colocada a 0,25 metros de profundidade.	55
Fig. 4.23 - Tensão na placa de carregamento para uma deformação de 5 mm em modelo com fundação de aproximadamente 20 MPa e camada de topo de 100 MPa.	56
Fig. 4.24 - Tensão na placa de carregamento para uma deformação de 5 mm em modelo com fundação de 40 MPa e camada de topo de 100 MPa.....	56
Fig. 4.25 - Tensão na placa de carregamento para uma deformação de 5 mm em modelo com fundação de 60 MPa e camada de topo de 100 MPa.....	57
Fig. 4.26 - Tensão na placa de carregamento para uma deformação de 5 mm em modelo com fundação de aproximadamente 20 MPa e camada de topo de 200 MPa.	57
Fig. 4.27 - Valor médio do ganho de rigidez para um maciço através da colocação de uma geogrelha "média"	58

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 – Tipos de geossintéticos e suas principais aplicações (adaptado de Koerner, 1998)	21
Tabela 4.1 – Calibração do modelo numérico	31
Tabela 4.2 – Propriedades do material para a análise 1	32
Tabela 4.3 – Assentamento vertical do centro da placa em ensaio de carga – análise 1.....	33
Tabela 4.4 – Propriedades dos materiais – análise 2.....	34
Tabela 4.5 – Assentamento vertical do centro da placa em ensaio de carga no último escalão de carga – análise 2.....	35
Tabela 4.6 – Propriedades dos materiais – análise 3.....	36
Tabela 4.7 – Assentamento vertical do centro da placa em ensaio de carga – análise 3.....	36
Tabela 4.8 – Assentamento vertical do centro da placa em ensaio de carga.....	38
Tabela 4.9 – Micro propriedades de materiais tipo.....	46
Tabela 4.10 – Resultados para parâmetros elásticos	49
Tabela 4.11 – Propriedades das geogrelhas (GG).....	51
Tabela 4.12 – Parâmetros elásticos (E) admitidos em cada simulação	54
Tabela 4.13 – Rigidez das balls para obtenção do módulo de deformabilidade desejado	54

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

ASTM – American Society for Testing and Materials

CFF – Chemins de Fer Fédéraux

DV – Assentamento vertical do centro da placa

E – Módulo de Elasticidade [MPa]

EA – Rigidez axial

EV_i - Módulo de deformabilidade equivalente obtido no ciclo *i* do ensaio de carga com placa

FISH – Linguagem de programação

FLAC – Fast Lagrangian Analysis of Continua

GG - Geossintético

LBA – Laje de betão

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil;

m – metro

MED – Método dos Elementos Discretos

MEF – Método dos Elementos Finitos

N – Newton

NP – Norma Portuguesa

REFER – Rede Ferroviária Nacional;

SI – sistema internacional de unidades

UIC – Union Internationale des Chemins de Fer

ν – coeficiente de Poisson

ϵ_v – deformação volumétrica

σ_1 – Tensão principal

σ_3 – Tensão de confinamento

INTRODUÇÃO

1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

Os geossintéticos têm sido aplicados em infra-estruturas de transporte desde a década de 1970. Quer se trate de ferrovias, rodovias, aeródromos, plataformas industriais, existem estudos comprovados de que os geossintéticos, nas mais diversas funções que possam desempenhar, quando correctamente dimensionados e aplicados, justificam o seu emprego.

Num projecto ferroviário o uso de geossintéticos poderá ser útil e económico, por exemplo, no suporte de um muro de terra armada, quando o traçado da via exija escavações onde seja vantajoso ou até inevitável a adopção de taludes com face quase vertical; em aterros, que quando reforçados poderão reduzir a área a expropriar; no reforço do solo na aproximação a pontes ou viadutos para que haja uma transição gradual de rigidez, minorando os efeitos dinâmicos adversos; no reforço da subestrutura ferroviária, quando o solo de fundação é de má qualidade ou é pouco económico construir uma camada de agregado de grande espessura. Outras funções para além do reforço, como sejam a drenagem, separação, filtração não serão menos importantes. Contudo, neste trabalho estudar-se-á apenas o reforço da subestrutura ferroviária, sendo atribuída especial importância às geogrelhas, uma vez que são, se não o único, pelo menos o geossintético mais habilitado para essa função.

O reforço de subestruturas de vias de comunicação estará mais avançado no caso das rodovias, uma vez que existe maior divulgação de resultados, quer de ensaios laboratoriais quer de ensaios de campo à escala real. Inclusivamente, foram formulados métodos teóricos de dimensionamento devidamente calibrados com resultados de ensaios. Será sensato afirmar que muito da investigação efectuada nesta matéria, na área da rodovia, terá aplicação na ferrovia. Isto porque o reforço da subestrutura, que conduz a um aumento global de rigidez da estrutura comparativamente ao caso não reforçado, é um objectivo comum. Até as funções da sub-base granular num pavimento rodoviário são muito similares às do sub-balastro numa ferrovia. Ambas as camadas têm a função de distribuir a carga transmitida pela roda do veículo para o solo de fundação. Essa distribuição far-se-á por uma área tanto maior quanto mais espessa for a camada granular em causa. A função drenante também é um requisito comum.

Em ambos os tipos de estruturas pretende-se que as deflexões ocorridas à superfície aquando da passagem dos veículos sejam as menores possíveis. Na ferrovia, dependendo da velocidade de circulação, as deformações toleráveis poderão ser da ordem dos milímetros.

Para se conseguir uma efectiva redução da deformação poderão ser seguidas certas metodologias. Acções no âmbito da engenharia geotécnica passarão por uma melhoria do solo de fundação, ou limitação da intensidade da tensão vertical aplicada à fundação. Esta última medida poderá ser conseguida colocando um elemento de reforço ou dimensionando uma maior espessura das

camadas granulares. Das camadas granulares, geralmente apenas se varia a espessura do sub-balastro, na adaptação da via-férrea às heterogeneidades do terreno ao longo da sua directriz.

Os projectos de vias-férreas são principalmente condicionados pelo volume e pelas características do tráfego e pelas características do terreno de fundação e das camadas de apoio da via. Tendo estes factores em consideração, a Norma UIC 719R (UIC, 1994), estabelece uma metodologia de dimensionamento das espessuras das camadas granulares.

Nesse documento, bem como em indicações da CFF, recomendam-se valores mínimos para a rigidez ou módulo de deformabilidade equivalente obtido sobre a plataforma das terraplenagens. Requisitos mínimos de rigidez nas camadas subjacentes também têm de ser garantidos de forma a assegurar condições operacionais satisfatórias.

Para a determinação do módulo de deformabilidade equivalente existem vários métodos, mas o que normalmente é considerado como de referência é o ensaio de carga em placa.

Nos casos em que os solos de fundação exibem características geotécnicas relativamente fracas, a inclusão de geogrelhas pode propiciar o aumento da capacidade de carga “aparente” da fundação sem haver necessidade de recorrer à construção de camadas muito espessas de sub-balastro. Em alguns casos deixa de ser necessário remover a camada superficial da fundação que exhibe piores características.

O reforço do sub-balastro e do balastro é conseguido pelo confinamento dos agregados. Como resultado, o movimento lateral do agregado é travado e o módulo de deformabilidade pode aumentar significativamente. Nestas circunstâncias, para a mesma espessura da camada granular, a tensão transmitida às camadas subjacentes é inferior, pelo que as deformações excessivas da fundação, a ocorrerem, ocorrerão, após um maior número de ciclos de carga.

O estudo deste mecanismo de reforço e a avaliação dos ganhos proporcionados pela inclusão de uma geogrelha numa estrutura deste tipo não é fácil.

As modelações numéricas permitem, cada vez mais, representar adequadamente as estruturas de Engenharia Civil e conhecer a sua resposta às solicitações que lhes são impostas. Para tal, começa a ser habitual, por exemplo, o recurso ao método dos elementos finitos [MEF]. Neste trabalho, no entanto, recorre-se ao método dos elementos discretos [MED], por parecer o mais adequado à correcta modelação do problema em análise.

1.2. O PROBLEMA

Solos fracos e de propriedades variáveis (no tempo e no espaço), ou de difícil previsão, são problemas com os quais os engenheiros civis são confrontados aquando da construção de ferrovias, rodovias, ou outro tipo de estruturas de engenharia.

Nas ferrovias, o desvio do alinhamento da via [directriz], mas também do seu perfil vertical [rasante] comparativamente à geometria estipulada em projecto, devido à progressiva degradação do balastro ou devido à consolidação ou deformação excessiva por corte do solo de fundação, geralmente provoca elevados custos de manutenção.

As partículas de balastro quebram e degradam-se progressivamente sob a acção de carregamento cíclico intenso, enquanto o solo de fundação, quando composto por solos finos não consolidados cede ou até colapsa. Consequentemente, a maior parte dos custos de manutenção da subestrutura ferroviária está associada a problemas relacionados com o balastro e cedência do solo de fundação.

É largamente aceite o facto de que o balastro é a camada estrutural que mais contribui para o assentamento a curto prazo da ferrovia. A longo prazo o problema do assentamento é essencialmente devido à consolidação ou à instabilidade do solo de fundação.

A deformação da fundação dependerá do tipo de solo que a constitui e da tensão que lhe é transmitida pelas camadas de agregado sobrejacentes. Portanto, medidas ao nível destes dois factores poderão ser tomadas, individualmente ou em simultâneo.

Quando o solo de fundação é de má qualidade, normalmente constrói-se uma camada de sub-balastro mais espessa de forma a reduzir a pressão no solo de fundação. Quanto mais espessa a camada de sub-balastro maior a área de distribuição da força aplicada à superfície. Contudo, nestas condições é muitas vezes necessário remover uma camada superficial do solo de fundação e substituí-lo por aterro de melhores propriedades resistentes e de deformabilidade. Alternativamente, ou em complemento, poder-se-á melhorar o solo de fundação, numa camada superficial, através do tratamento com ligantes, como sejam a cal ou o cimento, para obtenção das propriedades resistentes e de deformabilidade pretendidas.

A deformação das camadas de sub-balastro e de balastro poderá, em parte, ser controlada através do aumento do seu confinamento, que reduzirá o espalhamento lateral do agregado. Um aumento da tensão de confinamento do balastro poderá ser conseguido através de: (1) redução do espaçamento das travessas, (2) aumento da altura do “ombro” do balastro, (3) cravação vertical e intermitente de elementos rígidos ao longo da ferrovia (Figura 1.1 – i e ii), (4) instalação de travessas de formato em Planta em I, ou dito de outra forma com abas nas extremidades (Figura 1.1 - iii), (5) ligação em cruz das travessas (Figura 1.1 - iv).

O balastro, devido à acção cíclica do material circulante, sofre uma alteração granulométrica e de forma das partículas, fundamentalmente por mecanismos de esmagamento e abrasão. Estes fenómenos dependem do tipo de rocha utilizado na produção do agregado e da dimensão e da forma das partículas, as quais têm vindo a ser optimizadas com base na experiência adquirida e em estudos laboratoriais.

A obtenção de rocha de boa qualidade e em quantidade suficiente, para construção das camadas granulares, é cada vez mais condicionada pelas pressões ambientais inerentes à exploração em pedreiras. O custo de transporte desde o local de origem até à obra será tanto maior quanto maior a distância entre estes dois pontos e o volume a transportar.

Quando for necessário remover uma camada superficial do solo de fundação haverá que mobilizar equipamento de escavação e transporte. Acresce-se a este custo o custo da deposição do solo em local apropriado para aterro que poderá exigir expropriação de terreno para o efeito pretendido.

No tratamento com cal ou outro ligante os custos principais serão os associados ao equipamento e ligante, bem como aos eventuais contratempos provocados por condições meteorológicas adversas.

De forma a poder competir com outros meios de transporte, as autoridades ferroviárias encontram-se sob enorme pressão no que respeita à minimização dos custos de manutenção. A manutenção da subestrutura ferroviária tem grande peso no custo global de exploração. A solução deve passar por encontrar materiais alternativos e técnicas que melhorem o desempenho da ferrovia, a curto e longo prazo. Os geossintéticos fazem parte desses materiais alternativos que poderão dar um importante contributo para o adequado desempenho da via.

Os geossintéticos, se correctamente dimensionados e adequadamente colocados em obra, poderão ter um papel importante no confinamento e no controlo da deformação das camadas de apoio da via. Assim, devem promover-se estudos para avaliar o desempenho técnico e o custo das diversas soluções possíveis.

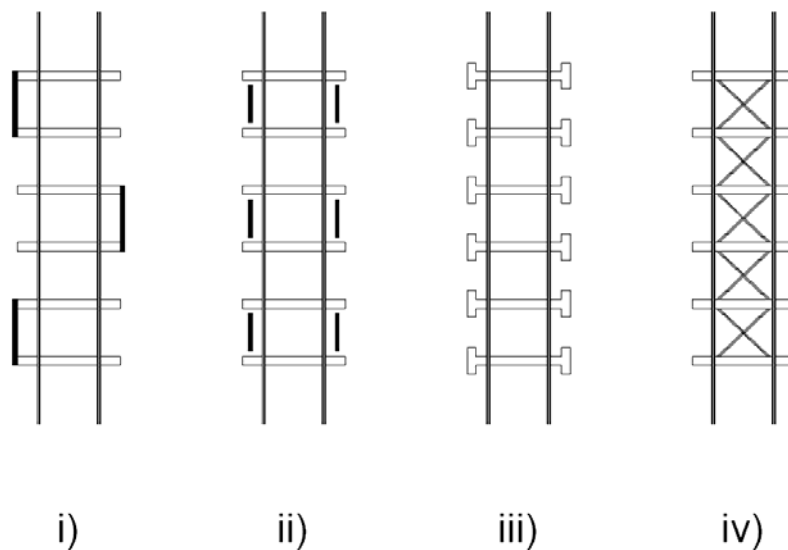


Figura 1.1 – Processos para aumento da tensão de confinamento, vista em planta de um troço de via (Indraratna et al, 2005, adaptado).

1.3. OBJECTIVOS E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O principal objectivo deste trabalho é avaliar o aumento de rigidez proporcionado pelo reforço das camadas de apoio da via férrea, nomeadamente do sub-balastro, através da inclusão de geossintéticos, em particular, de uma geogrelha. A análise foi efectuada por meios computacionais, recorrendo a simulações pelo MEF e MED.

Para tal no capítulo 2 faz-se uma análise dos elementos que constituem a via férrea, das suas características e das respectivas funções. Abordaram-se questões relacionadas com a forma de proceder à determinação da rigidez da subestrutura ferroviária.

De seguida no capítulo 3 analisaram-se os tipos de geossintéticos que podem ser utilizados em obras ferroviárias, as suas funções e principais características e os mecanismos de funcionamento estrutural que lhes estão associados. Referiram-se ainda algumas questões relacionadas com a sua instalação.

No capítulo 4 efectuaram-se análises numéricas. Começou-se por fazer a modelação numérica do problema de um maciço reforçado com uma geogrelha, recorrendo ao método dos elementos finitos (MEF). Utilizou-se um programa comercial, para desenvolver diversas análises, que incluíram: variações na rigidez do geossintético e no seu posicionamento em profundidade; variações na espessura das diferentes camadas da subestrutura ferroviária; variações nas leis constitutivas dos materiais integrantes da subestrutura.

Após se ter demonstrado que os modelos que estavam a ser utilizados eram incapazes de modelar de forma adequada a estrutura em análise, recorreu-se ao método dos elementos discretos (MED). Para tal, utilizou-se o programa comercial PFC da Itasca Consulting Group.

ESTRUTURA DA VIA FÉRREA

2.1 ELEMENTOS CONSTITUINTES DA FERROVIA

A função de uma via de caminho de ferro é a de proporcionar a circulação ferroviária de uma forma segura, económica e confortável.

A via balastrada é uma solução estrutural que, pelas suas características, tem um bom comportamento dinâmico relativamente aos esforços provocados pelas composições circulantes. Este tipo de via é das mais comuns devido ao seu relativo baixo custo de construção e relativa facilidade de manutenção quando comparada com soluções de vias não balastradas. Como exemplos de vias não balastradas tem-se as vias assentes sobre lajes de betão armado ou com camadas de betão betuminoso.

De forma a correctamente avaliar o efeito da aplicação de geossintéticos na subestrutura ferroviária é necessário definir os vários elementos de uma ferrovia balastrada e contabilizar a contribuição de cada um deles, bem como o tipo de materiais normalmente usado na sua construção. Os elementos da superestrutura da via, como o carril, a travessa e os elementos de ligação, não interagem directamente com os geossintéticos, no entanto, o melhoramento do desempenho das camadas subjacentes proporcionará um aumento da vida útil daqueles elementos.

Nas Figuras 2.1 e 2.2 apresentam-se esquematicamente os elementos de uma via férrea balastrada, os quais se podem dividir em duas grandes categorias: (1) superestrutura; (2) subestrutura. No âmbito deste trabalho considera-se que a superestrutura é constituída pelos carris, pelos elementos de ligação e de apoio e pelas travessas. A subestrutura é constituída pelo balastro, pelo sub-balastro e pela fundação (também por vezes designada de plataforma).

Com efeito, as vias férreas são executadas sobre a superfície geral de fundação, limitada pelas cotas de terraplenagem, estabelecidas em escavação ou em aterro. Sobre essa superfície é construído o leito ou camada de coroamento da plataforma, com materiais granulares, de granulometria adequada, devidamente compactados.

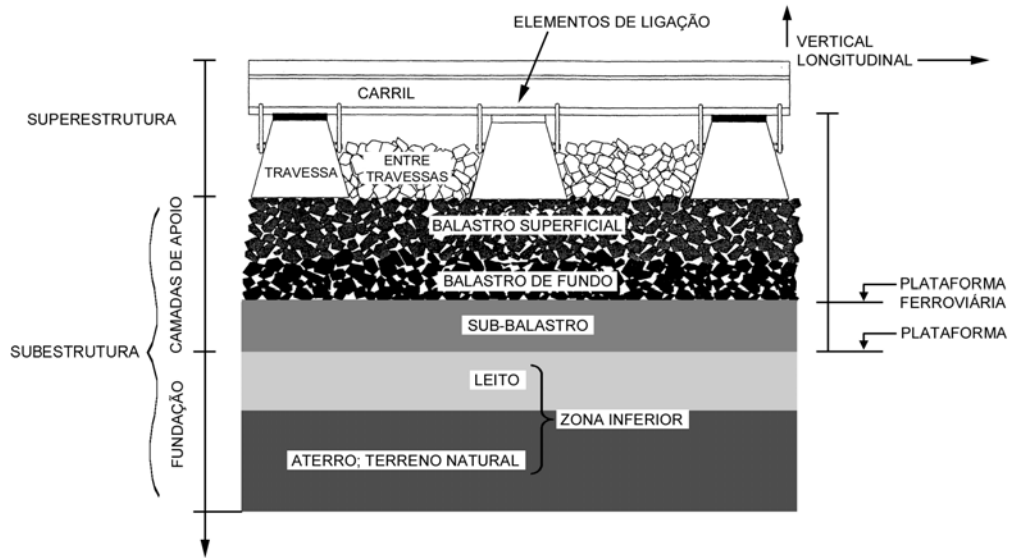


Figura 2.1 - Esquema estrutural em perfil longitudinal da via balastrada (Fortunato, 2005)

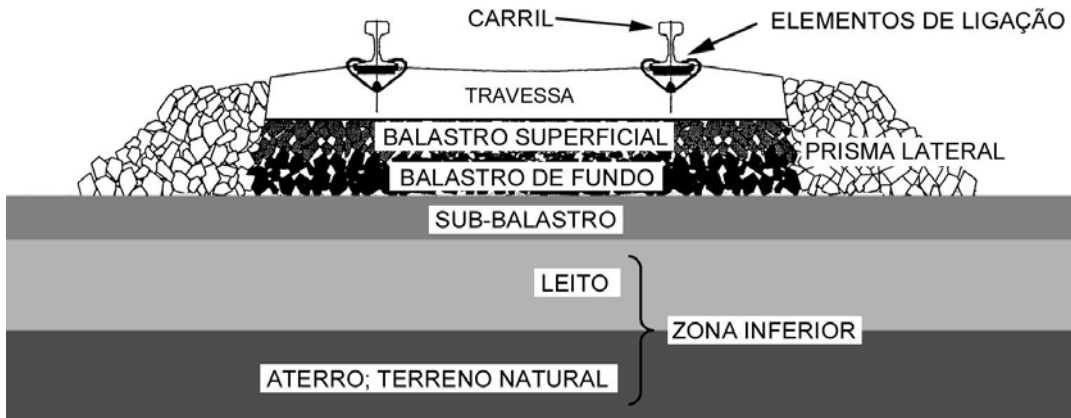


Figura 2.2 - Esquema estrutural em corte transversal da via balastrada (Fortunato, 2005)

2.2 BALASTRO

Balastro é o nome dado ao material colocado em redor e sob as travessas. O balastro separa as travessas, onde se desenvolvem elevadas pressões de contacto, dos materiais subjacentes menos resistentes. A redução de tensão nas camadas subjacentes depende da distância de separação e da diferença relativa entre os módulos de deformabilidade do balastro e das camadas subjacentes. Um material não coesivo, com partículas angulosas, com elevado ângulo de atrito interno e resistência à fragmentação e ao desgaste enquadra-se nos requisitos óptimos para emprego na camada de balastro.

A camada de balastro desempenha um papel fundamental no comportamento da via, quer no que se refere à estabilidade vertical, quer relativamente à estabilidade horizontal. O balastro resiste às forças com componente vertical pela resistência directa das partículas de balastro. As forças laterais e longitudinais são equilibradas pelo atrito que se gera entre as partículas de balastro e as travessas, e pelo embricamento das partículas de balastro.

O comportamento da camada de balastro é condicionado essencialmente pelas suas características mecânicas (resistência e deformabilidade) e hidráulicas (permeabilidade), as quais devem, tanto quanto possível, manter-se no tempo. Essas características dependem, entre outros factores, da espessura e da compacidade da camada e das características das partículas (forma, dureza, dimensões, etc.). Por outro lado, as características da superestrutura da via, o tipo e a frequência dos trabalhos de conservação e as próprias solicitações do material circulante podem condicionar o comportamento da camada de balastro.

A camada de balastro deve desempenhar diversas funções, nomeadamente: (1) servir de apoio às travessas; (2) resistir às acções verticais, laterais e longitudinais aplicadas às travessas, com o objectivo de manter a via no alinhamento correcto; (3) promover a absorção de vibrações, ou seja amortecimento das acções dinâmicas [por amortecimento entenda-se o efeito, deliberadamente provocado ou inerente a um sistema, que tende a reduzir a amplitude das oscilações de um sistema oscilatório]; (4) permitir o escoamento de material poluente proveniente do material circulante; (5) facilitar as operações de conservação relacionadas com o nivelamento e o alinhamento da via, devido à possibilidade de arranjo das partículas de balastro; (6) permitir o escoamento das águas da chuva que caem na via; (7) evitar o aparecimento de vegetação; (8) minimizar os efeitos das acções climáticas (chuva e gelo) sobre as camadas subjacentes; (9) reduzir a tensão transmitida pelas travessas às camadas subjacentes e fazer essa transferência da forma mais uniforme possível.

As características necessárias para o desempenho das funções acima mencionadas são claramente contraditórias em certos aspectos, ou seja, não há um determinado tipo de balastro que satisfaça completamente todos os requisitos em simultâneo. Para garantia de uma elevada capacidade de carga e estabilidade da via o balastro deverá ter uma granulometria bem graduada, sendo possível assim alcançar um elevado estado de compactação, o que por sua vez reduz a capacidade de drenagem desta camada. Portanto, um equilíbrio entre a capacidade de carga e a capacidade drenante terá de ser alcançado, uma vez que não se pode, em simultâneo, maximizar cada uma dessas funções. Assim, em geral, aceita-se que a camada de balastro deva ser construída com

materiais monogranulares de partículas de grandes dimensões (inferiores a 63 mm), constituindo um meio muito permeável e que proporciona uma fácil intervenção nas operações de conservação.

Uma outra razão para a adopção de agregado de granulometria uniforme está relacionada com a pequena diferença existente entre o volume de vazios máximo e mínimo do material mal graduado. Com a passagem de composições ferroviárias ao longo do tempo o balastro que se encontra directamente por baixo das travessas receberá uma compactação extra. Assim verá o seu volume de vazios algo reduzido e diferente do restante material posicionado não directamente sob as travessas. Tal causa não será problemática num material mal graduado uma vez que o volume de vazios não será muito distinto consoante a zona.

Difícilmente existirá outra aplicação em que a rocha britada esteja sujeita a tão severas condições de utilização como quando constitui a camada de balastro da via. Por isso, têm sido amplamente discutidas as características das partículas rochosas, nomeadamente, o tamanho, a forma, a dureza e a resistência ao desgaste. No entanto, a disponibilidade dos materiais e os factores económicos são, muitas vezes, os critérios determinantes na selecção do material para a camada de balastro.

Como referência regulamentar tem-se a Norma Europeia EN 13450 – Agregados para balastro de via férrea – que classifica os materiais para balastro em diversas categorias, com base nas propriedades geométricas e físicas das partículas. Em Portugal, o documento técnico IT.GEO.001.00 da REFER, enquadra a utilização de material para a camada de balastro, quer na construção de linhas novas, quer na conservação e na renovação das já existentes.

Balastro de boa qualidade será aquele obtido a partir de rocha dura e sã que por britagem origine partículas de forma angular, com elevado peso volúmico, com elevada resistência ao desgaste, ao esmagamento, ao choque, de superfície rugosa e ainda de elevada resistência à acção dos agentes atmosféricos.

Agregado com origem em rocha granítica ou basáltica é o preferido pela sua rigidez, durabilidade e resistência à abrasão. O documento técnico IT.GEO.001.00 da REFER admite a utilização de granitos, gabros, dioritos, doleritos, basaltos e quartzitos para fabrico de balastro excluindo a utilização de qualquer tipo de calcário.

As características técnicas que são alvo de análise para aceitação dos materiais para balastro são a resistência mecânica (à fragmentação e ao desgaste), a dimensão, a granulometria (Figura 2.3), o conteúdo de partículas finas (<0,5 mm), o conteúdo de finos (<0,063 mm), a forma e o conteúdo em materiais indesejáveis. Relativamente à forma, as partículas de balastro devem apresentar forma poliédrica de tendência isométrica, designada por forma cúbica, faces rugosas e arestas vivas.

A granulometria do material da camada de balastro varia ao longo do tempo, como resultado de: (1) esmagamento causado por acções mecânicas durante as obras de construção, de conservação e de reabilitação, e pela circulação dos comboios; (2) desgaste provocado por acções físicas e químicas associadas ao meio ambiente; (3) migração de partículas finas, quer das que se depositam na via, quer das que ascendem da fundação. Estes fenómenos podem conduzir à contaminação do balastro com material fino, o que leva à sua colmatação, à perda das suas

características, nomeadamente de resiliência e de permeabilidade e, conseqüentemente, à impossibilidade de esta camada desempenhar as funções para que é dimensionada.

A espessura da camada de balastro deverá contabilizar o objectivo de distribuir a acção o mais uniformemente possível sobre a fundação. No geral, a espessura óptima será entre 250 a 300 mm medida a partir da extremidade inferior da travessa. Esta espessura, em geral, é estabelecida à partida e convém que seja constante ao longo de toda a linha para possibilitar durante as operações de conservação e reabilitação uma utilização sistemática dos equipamentos mecânicos. A espessura da camada de sub-balastro é definida em função das características da fundação.

A estabilidade transversal e vertical da via é de extrema importância para a sua normal exploração. Elevados esforços aplicados pelas composições ferroviárias podem provocar variados efeitos desde incomodidade dos passageiros a graves acidentes. Essa estabilidade depende de vários factores, de entre eles as características geométricas da secção transversal do balastro, a sua composição granulométrica e grau de compactação.

Sempre que haja intervenções de manutenção da via, a resistência transversal fica consideravelmente debilitada. De forma a recuperar níveis aceitáveis de resistência, é necessário proceder à re-compactação do balastro.

Os modernos equipamentos de vibração fazem a estabilização mecânica da via, o que permite condições de plena operacionalidade, logo após o fim dos trabalhos de conservação ou reabilitação, evitando assim os tradicionais “afrouxamentos”, particularmente inconvenientes em linhas de alta velocidade.

Ao contrário do que acontece para o sub-balastro, para a camada de balastro não é habitual estabelecer valores mínimos do módulo de deformabilidade equivalente, medido no topo da camada.

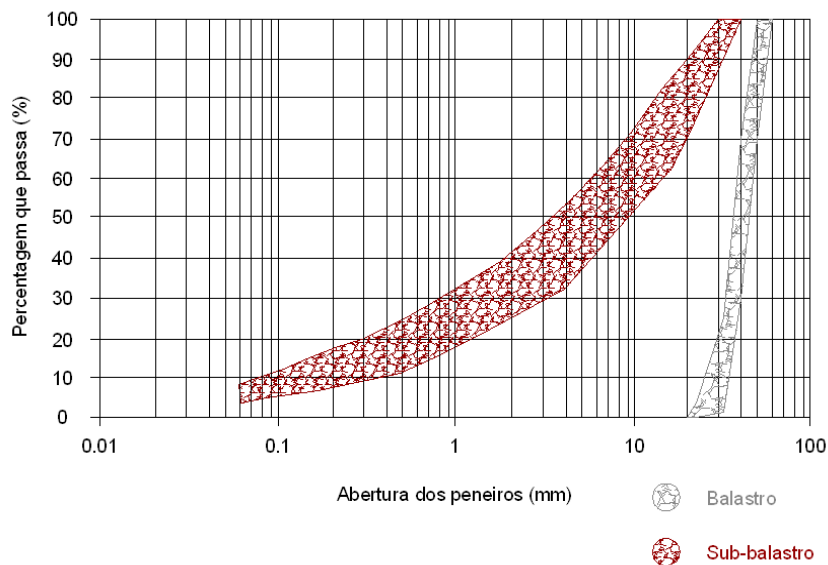


Figura 2.3 – Fuso granulométrico do balastro (REFER, 2003) e do sub-balastro (REFER, 2007).

2.3 SUB-BALASTRO

A camada de sub-balastro de uma ferrovia é colocada entre o balastro e o leito de via ou solo natural. A sua função primária é de proporcionar uma separação adicional entre a roda e a camada subjacente.

Na base da camada de balastro, as tensões induzidas pelas cargas transmitidas pelas rodas são de menor amplitude, contudo, frequentemente excessivas para a camada subjacente ao sub-balastro.

Quando o solo de fundação contém apreciáveis frações de argila e é altamente plástico, o sub-balastro também actua como uma camada de separação, prevenindo a intrusão do material de fundação na camada de balastro, que causaria uma apreciável alteração das suas características.

Em geral exige-se que o sub-balastro seja pouco deformável (módulo de deformabilidade elevado) e tenha baixa permeabilidade. A sua permeabilidade deverá ser intermédia à das camadas que o envolvem. Isto é, deverá ser mais permeável do que o solo de fundação e menos permeável do que o balastro. Normalmente utilizam-se materiais naturais bem graduados, areias cascalhentas, compostas em central, materiais naturais britados ou detritos de pedreiras. As partículas devem ter boa resistência ao desgaste e a sua granulometria deve poder proporcionar as funções de filtro e de separação entre o balastro e a fundação.

Relativamente às características físicas e mecânicas da camada de sub-balastro colocada em linhas novas de muito tráfego, é normal que se exijam valores mínimos para a compactação relativa dos materiais e para o módulo de deformabilidade equivalente ao nível do topo desta camada, medido no primeiro ciclo de carga, $EV1 \geq 70$ MPa (CFF, 1997), ou no segundo ciclo de carga, $EV2 \geq 120$ MPa (UIC, 1994), do ensaio de carga estática com placa.

Uma inclinação transversal de cerca de 4% a 5% no topo desta camada deverá ser garantida para proporcionar um adequado escoamento, das águas que caem na via, para o sistema de drenagem lateral.

2.4 CAMADA DE FUNDAÇÃO

A camada de fundação é constituída pelo leito ou coroamento que se sobrepõe ao terreno natural ou por vezes a um aterro.

Esta camada poderá ser muito importante no comportamento global da estrutura quando o terreno natural for constituído por material coesivo. Problemas acrescidos ocorrerão quando a via atravessa longas distâncias por entre solos de distintas características.

2.1 PROCESSOS PARA DETERMINAÇÃO DA RIGIDEZ DA SUBSTRUTURA FERROVIÁRIA

A caracterização dos elementos da subestrutura pode fazer-se através da interpretação de resultados de ensaios realizados “in situ” complementados por ensaios realizados em laboratório e da inspeção visual. Um dos parâmetros avaliados é a rigidez das camadas ou módulo de deformabilidade. Este parâmetro dependerá de muitas propriedades, desde as características físicas e mecânicas dos materiais, como a granulometria, dimensão máxima e resistência das partículas, mas também e com muita importância da qualidade de execução das camadas, dependente da espessura, do equipamento de compactação, do número de passagens, do teor em água dos materiais, das condições meteorológicas durante a colocação, etc.

O módulo de deformabilidade poderá ser avaliado através de ensaios não destrutivos, como os ensaios de medida da propagação de ondas elásticas, os ensaios de carga estática com placa e os ensaios de carga dinâmica.

O ensaio de carga estática com placa consiste no carregamento por escalões de carga de uma placa circular de aço, colocada sobre a superfície do terreno a ensaiar, medindo os assentamentos resultantes. Obtém-se portanto um diagrama de carga-assentamento.

A teoria da elasticidade fornece para o assentamento, s , de uma fundação rígida circular de diâmetro B , carregada por uma força Q sobre um meio elástico linear de módulo de deformabilidade E e coeficiente de Poisson ν , a seguinte equação:

$$s = \frac{Q}{B} \times \frac{1 - \nu^2}{E}$$

Esta equação permite obter uma estimativa do módulo de deformabilidade do solo, quando a deformação imposta é reduzida. No caso de meios estratificados, o módulo de deformabilidade assim obtido não pode ser associado a um solo, mas sim ao meio ensaiado, constituído por um conjunto de materiais. Assim, é usual designar esta grandeza por módulo equivalente.

Tratando-se de um meio constituído por distintas camadas, a caracterização de cada uma delas só é possível através da medição dos deslocamentos impostos pela solicitação, a várias distâncias do ponto de carga e recorrendo a uma técnica de inversão, num modelo numérico. Nesta metodologia, recorre-se, geralmente, aos deflectómetros de impacto que têm como principais vantagens, em relação ao ensaio de carga estática com placa, a rapidez e a facilidade de execução, nomeadamente no que se refere aos meios mobilizados, o que permite fazer um elevado número de ensaios com custos reduzidos e um tratamento estatístico dos resultados.

A execução do ensaio de carga em vias em operação é relativamente difícil. Como se pode verificar na Figura 2.4, é necessário um sistema de reacção e um sistema de medição dos assentamentos, neste caso vigas metálicas que se apoiam em pontos suficientemente afastados da placa de carga, para poderem ser considerados fixos. Deflectómetros são dispostos entre a placa e a viga para registo dos assentamentos da placa.

Num estudo ao longo da linha do Norte para avaliação do estado da subestrutura da via férrea efectuou-se uma série deste tipo de ensaios, de entre os quais o representado na Figura 2.4. A aplicação da força foi realizada por meio de um macaco hidráulico de 300 kN, de recuperação hidráulica, ligado a uma bomba hidráulica manual, com transdutor de pressão e válvula de descarga de pressão regulável. A medição de assentamentos foi feita automaticamente por uma unidade de leitura de quatro canais, através de três transdutores de deslocamentos com precisão de 0,01 mm, situados a igual distância do centro da placa, em alinhamentos radiais desfasados de 120° e apoiados sobre uma estrutura de alumínio com braços telescópicos. (Fortunato, 2005)



Figura 2.4 - Ensaio de carga em placa utilizando como reacção do macaco hidráulico um vagão carregado com travessas de betão (Fortunato, 2005)

Os diâmetros da placa mais correntemente usados no ensaio variam entre 300 e 600 mm, sendo a respectiva espessura suficientemente grande para que a peça se comporte como rígida.

Nestes ensaios efectua-se primeiramente um carregamento que fornece um módulo de deformabilidade EV1, usualmente inferior ao de um segundo carregamento, EV2.

GEOSSINTÉTICOS

3.1 INTRODUÇÃO

Geossintéticos é o termo usado para descrever uma variedade de materiais poliméricos usados para resolver problemas de engenharia civil, com particular importância na área da geotecnia, onde elevados níveis de durabilidade são exigidos.

A inclusão de materiais em solo é uma prática milenar. Essa técnica já era usada pelos Romanos na construção das suas vias com o objectivo de as estabilizar, particularmente quando estas eram assentes sobre solos menos resistentes e mais deformáveis. Certamente que essas tentativas eram realizadas com materiais naturais, como seja a madeira. Um problema associado ao uso de materiais naturais é a biodegradação que ocorre provocada pelos microorganismos do solo. Este problema ficou resolvido com o advento dos polímeros.

No século XX, porém, apesar da primeira referência à aplicação de telas datar de 1926 (reforço de pavimentos de estradas nos Estados Unidos), a sua utilização sistemática só surge após o aparecimento dos polímeros sintéticos, na década de 40, associado ao desenvolvimento das técnicas de fabrico de geotêxteis com estes materiais, quer tecidos na década de 50, quer não tecidos na década de 60 (Lopes, 1992).

A utilização de geossintéticos em obras geotécnicas tem-se generalizado cada vez mais, desde o início da sua aplicação na década de 1960. Têm sido utilizados em substituição de materiais de construção tradicionais e como reforço dos solos, em áreas tão diversas como as vias de comunicação, as obras hidráulicas, aterros, campos desportivos, estruturas de suporte, taludes, defesa contra a erosão ou túneis (Borges, 1995).

Os geossintéticos tornaram-se uma aplicação comum em obras ferroviárias, quer em casos de reabilitação, quer de construção nova. O seu uso não se limita ao reforço, sendo certo que outras funções, como sejam a drenagem, separação entre as camadas da subestrutura e filtragem, são fulcrais para a conservação da integridade da via, com a consequente redução nos custos de manutenção.

Certos tipos de geossintéticos, quando aplicados nas camadas de balastro, sub-balastro, ou na interface do sub-balastro com o leito de via podem proporcionar alguns benefícios à subestrutura ferroviária como materiais de reforço do solo. De entre os benefícios que vêm sendo investigados nos últimos anos, destacam-se os seguintes:

- Redução dos assentamentos na camada de balastro associados ao espalhamento lateral dessa camada;
- Redução da taxa de deformações permanentes geradas devido ao carregamento cíclico;
- Aumento da capacidade de carga do sistema.

No caso das ferrovias, não são permitidas grandes deformações. Portanto, os mecanismos de actuação do reforço somente poderão ser baseados na absorção de tensões de corte e no embricamento entre o geossintético e o agregado (no caso da geogrelha) e consequente restrição à movimentação lateral do aterro granular.

No caso das geogrelhas é importante discutir as dimensões mais apropriadas para as aberturas, atendendo às dimensões dos agregados utilizados no sistema ferroviário. Para além disso, é ainda fundamental estabelecer a rigidez da geogrelha adequada à aplicação (considerando a relação custo benefício) e estabelecer a profundidade de instalação, em face do funcionamento que se prevê que venha a ter.

3.2 MATERIAIS PARA O FABRICO DE GEOSSINTÉTICOS

Os geossintéticos são produtos obtidos a partir de polímeros sintéticos, substâncias derivadas do petróleo cujas moléculas-base (monómero, molécula constituída por átomos de carbono e oxigénio) se ligam formando longas cadeias de moléculas (polimerização) (Sieira, 2003).

Os geossintéticos diferem entre si pelos materiais constituintes e pelo processo de fabrico. As propriedades finais do geossintético estão directamente relacionadas com a composição química (tipo de polímero) e com a estrutura que o constitui.

No fabrico dos geossintéticos, podem ser utilizados diversos tipos de polímeros, contudo os mais comuns são:

- Poliamida [PA];
- Policloreto de Vinilo [PVC];
- Poliéster [PT];
- Poliestireno [PS];
- Polietileno [PE];
- Polipropileno [PP];
- Politereftalato de etila [PET];

Aos polímeros constituintes podem ser acrescentados aditivos, como os catalizadores, corantes, estabilizadores de viscosidade ou inibidores de envelhecimento, que permitem melhorar as suas propriedades finais e facilitar as operações de transformação durante o processo de fabrico.

Dos materiais enunciados, o poliéster é dos mais resistentes. O poliéster e a poliamida são pouco susceptíveis à fluência, enquanto que o polipropileno e o polietileno são polímeros mais susceptíveis. As consequências deste comportamento podem ser minimizadas através de um tratamento físico-químico do material, e/ou através da consideração de coeficientes de segurança em projecto, garantindo que o geossintético não atinge rotura por fluência ao longo da vida útil.

3.3 CLASSIFICAÇÃO DOS GEOSSINTÉTICOS

A aplicação dos geossintéticos no âmbito das obras geotécnicas está em pleno desenvolvimento, por isso, os produtos estão em constante evolução. De acordo com o processo e material de fabrico, podem-se obter diferentes tipos de geossintéticos com o objectivo de satisfazer requisitos específicos, para que possam ser utilizados numa grande variedade de aplicações.

3.3.1 GEOGRELHA

É um elemento em forma de grelha com funções predominantes de reforço, cujas aberturas permitem uma eficaz interacção com o meio, especialmente quando este é granular, proporcionando confinamento. É constituída por elementos resistentes à tracção, sendo considerada unidireccional quando apresenta elevada resistência à tracção apenas em uma direcção, e bidireccional quando apresenta uma elevada resistência à tracção nas duas direcções principais.

As geogrelhas unidireccionais são especificamente usadas quando a acção a resistir ou a conferir é também unidireccional. Assim, por exemplo, são apropriadas para muros de suporte de terras.

Para o problema em estudo, as geogrelhas unidireccionais não se adequam, até porque o desejado efeito de confinamento não seria tão bem conseguido. Assim geogrelhas bidireccionais, com aberturas rectangulares ou quadrangulares são utilizadas. Recentemente, a empresa Tensar desenvolveu uma geogrelha com aberturas triangulares [Figura 3.1]. Com esta geometria consegue-se uma maior estabilidade, uma vez que a forma triangular impede distorções das aberturas, mas também uma maior uniformidade da rigidez à tracção no seu plano, qualquer que seja a direcção considerada. Investigações recentes demonstraram uma melhoria de performance comparativamente às geogrelhas bidireccionais.

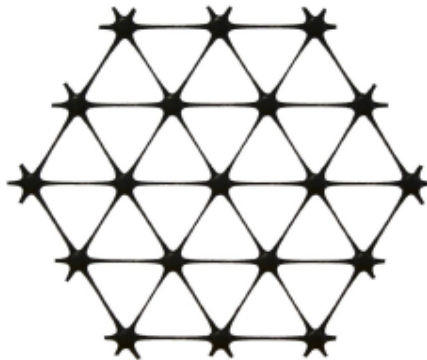


Figura 3.1 – Estrutura de uma geogrelha triaxial da Tensar (Tensar [1])

A dimensão da abertura da geogrelha é importante para o efeito de confinamento. As geogrelhas bidimensionais comerciais têm aberturas desde os 25 mm até cerca de 65 mm. Necessariamente que esta dimensão será escolhida em função da granulometria do material a reforçar. Uma vez que a granulometria do balastro é muito uniforme, torna-se mais fácil escolher uma geometria para a

geogrelha comparativamente ao caso de um agregado bem graduado, tal como o utilizado em pavimentos rodoviários.

A nível de parâmetros resistentes, as geogrelhas caracterizam-se por elevada resistência à tracção e elevado módulo de deformabilidade.

Em função do processo de fabrico as geogrelhas podem ser extrudidas, soldadas ou tecidas [Figuras 3.2, 3.3 e 3.4]. As geogrelhas extrudidas são as que garantem maior homogeneidade da resistência. No seu fabrico uma folha de material polimérico é perfurada, através de moldes com um formato semelhante ao das aberturas pretendidas, mas de menores dimensões. A dimensão das aberturas pretendida é obtida esticando a folha já perfurada e aquecida, para que não se rasgue sob acção do esforço de tracção causador do alongamento.

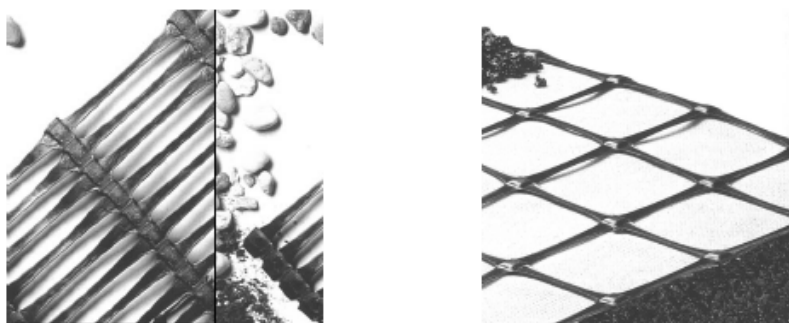


Figura 3.2 - Geogrelhas extrudidas, (a) unidireccional; (b) bidireccional (Sieira, 2003)

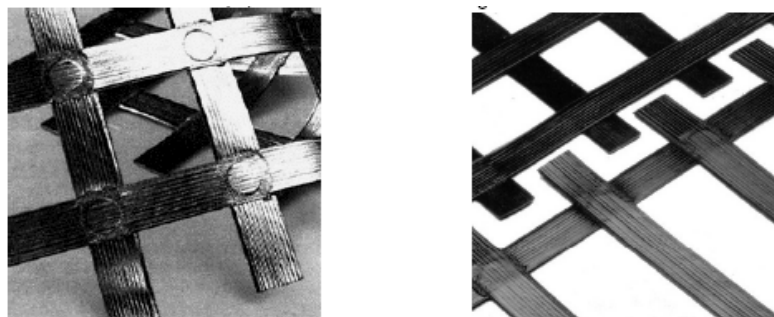


Figura 3.3 - Geogrelhas soldadas (Sieira, 2003)

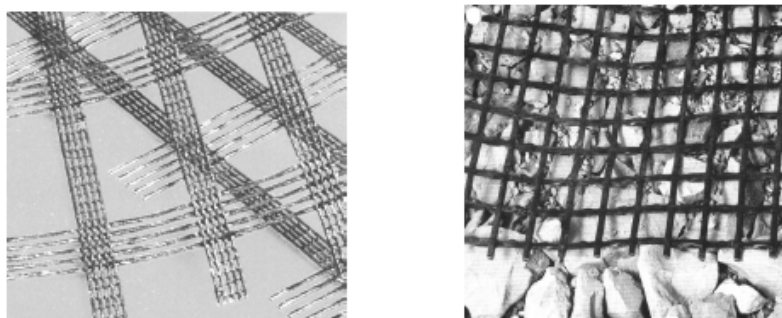


Figura 3.4 - Geogrelhas tecidas (Sieira, 2003)

3.3.2 GEOTÊXTIL

Geotêxtil [Figura 3.5] – É um material têxtil, constituído por fibras sintéticas (polímeros). Podem ser do tipo tecido ou não tecido, quando as suas fibras não seguem nenhum padrão, ou seja, quando no seu fabrico a máquina as agrupa de uma forma aleatória. Nos geotêxteis tecidos, as fibras estão bem organizadas formando uma malha. Obtém-se um material flexível e poroso, suficientemente permeável numa direcção perpendicular ao seu plano. Deste modo as principais aplicações ou funções são no âmbito da separação, filtração e/ou drenagem.

Existem pelo menos 100 aplicações específicas dos geotêxteis em obras de engenharia civil, algumas onde o reforço é uma das funções a satisfazer.

Como referido na introdução deste trabalho, existe cepticismo quanto ao reforço de subestruturas ferroviárias, mais propriamente das camadas de balastro e sub-balastro, com recurso a geotêxteis. Esta convicção é partilhada pelo reconhecido Dr. Robert M. Koerner (Koerner, 1998) que afirma:

“Ensaaios laboratoriais bem como modelos de teste à escala real, apontam o geotêxtil como um elemento de reforço que confere rigidez à subestrutura. Os resultados claramente ilustram os benefícios conferidos pelo geotêxtil ao nível do reforço, quando colocado sob o balastro. Na opinião do autor, contudo, o reforço proporcionado pelo mecanismo de membrana, só poderá ser alcançado após deformação excessiva das camadas de solo subjacentes ao geotêxtil. Ora, para a maioria das ferrovias existentes, por exemplo no caso de um trabalho de reabilitação, tais deformações não serão possíveis ou desejáveis, uma vez que a consolidação do solo de fundação, o factor com mais peso na deformação global, já ocorreu muitos anos antes de ser necessária tal reabilitação.”

Num estudo realizado pela US Army Corporation of Engineers, e publicado em Fevereiro de 1991, para o estudo de acções dinâmicas sobre pavimentos foi concluído que:

“...se os geotêxteis são usados na estrutura, nenhum atributo estrutural deverá ser atribuído ao geotêxtil.” ... “os geotêxteis deverão ser dimensionados unicamente para desempenhar a função de separação, filtração ou drenagem, ou para uma combinação destas funções”.

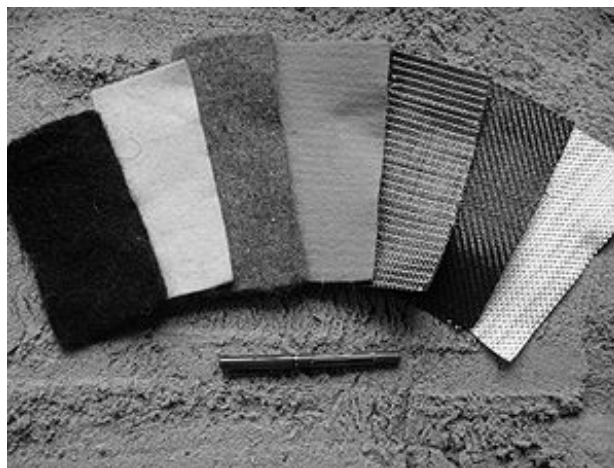


Figura 3.5 – Exemplos de Geotêxteis (wikipedia, 2009)

3.3.3 OUTROS GEOSSINTÉTICOS

Para além das geogrelhas e dos geotêxteis, geossintéticos directamente aplicados na subestrutura da via férrea, existem outros que merecem ser referidos uma vez que poderão ser importantes num projecto ferroviário. Assim, far-se-á uma breve referência às geocélulas, aos geocompósitos, aos geodrenos e às geomembranas.

As geocélulas são elementos cujo formato em planta se assemelha a um favo de mel. Quando abertas apresentam uma espessura relativamente grande, mas por terem os topos, superior e inferior, abertos, grande parte do seu volume corresponde a vazios que serão preenchidos por solo. Esse solo fica confinado pelas paredes de cada célula. A sua principal aplicação é a protecção superficial do solo contra a erosão. Deste modo necessariamente terão de ser fabricadas com materiais resistentes às intempéries e à radiação solar.

A combinação de pelo menos dois tipos de geossintéticos como sejam geotêxtil, geogrelha, georede e/ou geomembrana resulta num geocompósito. Esta combinação poderá ser efectuada em obra ou durante o processo de fabrico. Além disso, qualquer um desses quatro geossintéticos enunciados pode ser combinado com outro material sintético por exemplo folhas de plástico deformável ou cabos de aço e até determinadas argilas quando rigorosas especificações de separação têm de ser cumpridas.

Um processo geralmente eficaz para rebaixamento do nível freático com a inerente consequência de acelerar o processo de consolidação em solos argilosos moles é o da inserção de geodrenos (drenos verticais) no terreno segundo uma malha regular em planta. Esses drenos verticais são um tipo especial de geocompósito constituído por um núcleo drenante envolvido por um geotêxtil com função de filtro. O seu formato é semelhante a uma mangueira de incêndio.

A geomembrana é um elemento de permeabilidade muito baixa, composto predominantemente por asfaltos, elastómeros ou plastómeros, utilizado geralmente com função de impermeabilização (Sieira, 2003). Aplica-se em aterros, reservatórios, canais e outras instalações para contenção de líquidos.

Existirão outros tipos de geossintéticos, que pelas suas especificidades não são adequados para trabalhos de aterro nem para reforço da subestrutura ferroviária pelo que aqui não são discutidos.

3.4 FUNÇÕES E APLICAÇÕES DOS GEOSSINTÉTICOS

Os geossintéticos podem exercer diversas funções, de entre as quais se destacam a drenagem, filtragem, separação, protecção e reforço. Numa determinada aplicação, o geossintético pode desempenhar, simultaneamente, mais que uma função.

A função de drenagem consiste em colectar, transportar e evacuar a água dos solos através do geossintético colocado quer à superfície, quer em profundidade.

Os geossintéticos actuando como filtros permitem a passagem dos fluidos perpendicularmente aos seus planos, evitando o arrastamento das partículas sólidas. A filtragem pode ser considerada em duas situações distintas: (1) para evitar o arrastamento de partículas em suspensão; (2) no interior

de maciços terrosos, permitindo a passagem de água mas impedindo a passagem de partículas sólidas.

Colocado entre dois solos com características geotécnicas distintas, o geossintético impede que as partículas dos dois solos se misturem ou interpenetrem, desempenhando um papel fundamental na separação das camadas.

Um geossintético que desempenhe a função de protecção fará a distribuição e uniformização de tensões ou de deformações transmitidas ao material protegido, reduzindo as solicitações localizadas. A protecção pode ser considerada em duas situações distintas: (1) sobre os maciços, conferindo protecção da acção dos agentes atmosféricos ou de tráfego; (2) entre dois materiais, de modo a evitar que um deles seja danificado pela acção das cargas concentradas ou de deformações impostas pelo outro.

A introdução de elementos resistentes, convenientemente orientados, aumenta a resistência e restringe a deformação do solo. O comportamento global é melhorado à custa da transferência de esforços para os elementos resistentes, aproveitando a resistência à tracção do material. Os geossintéticos exercem acção de reforço em duas situações: (1) desempenham função de membrana, quando colocados entre duas camadas sujeitas a pressões diferentes e a sua tensão equilibra a diferença de pressões entre essas duas camadas, conduzindo a um reforço global; (2) quando colocado no interior de maciços para suportar tensões de tracção que se mobilizam, por exemplo, por atrito lateral nas interfaces solo-geotêxtil ou devido aos impulsos nos elementos transversais das geogrelhas, melhorando o comportamento mecânico global da estrutura.

O embricamento do agregado, conferido por geogrelhas, que se traduz por um ganho de rigidez nas camadas adjacentes à mesma, também ocasiona um aumento na capacidade de carga do sistema. Existem estudos da aplicação de geocélulas no reforço de camadas de agregado. É certo que este geossintético, comumente empregue em trabalhos de protecção de taludes, para controlo da erosão, poderá ocasionar um aumento da tensão de confinamento, com os inerentes ganhos de resistência e rigidez.

É apresentado na Tabela 3.1 um resumo das principais aplicações de vários tipos de geossintéticos.

Tabela 3.1 - Tipos de geossintéticos e suas principais aplicações (adaptado de Koerner, 1998)

Geossintético	APLICAÇÃO					
	Drenagem	Filtração	Impermeabilização	Protecção	Reforço	Separação
Geocélulas				✓	✓	
Geocompósito	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Geogrelha					✓	
Geomembrana			✓			✓
Georrede	✓					
Geotêxtil	✓	✓		✓	✓	✓
Geodreno	✓					

3.5 PROPRIEDADES DOS GEOSSINTÉTICOS

Para que o geossintético dê garantias de bom comportamento, tanto durante as etapas de transporte, manuseamento e colocação em obra, como durante o tempo de vida útil da obra deverá possuir determinado conjunto de propriedades.

A principal reserva que se coloca ao alargamento da utilização dos geossintéticos em obras geotécnicas tem a ver com a questão da durabilidade desses materiais (Lopes, 1992). As suas propriedades dependem de muitos parâmetros: (1) natureza do polímero constituinte, (2) estrutura, (3) método de fabrico, (4) tensão de confinamento, (5) velocidade de deformação, (6) temperatura, (7) humidade. Garantidas certas propriedades o geossintético será capaz de cumprir requisitos ou exigências.

Qualquer que seja a função a desempenhar, o geossintético deverá cumprir exigências específicas tais como:

- Resistência à abrasão;
- Resistência à fadiga;
- Resistência à tracção;
- Resistência ao punçoamento;
- Resistência ao rasgamento;
- Estabilidade em relação à temperatura;
- Estabilidade em relação às radiações ultravioleta.

Para a função de reforço são particularmente importantes:

- (1) Resistência à tracção e módulo de deformabilidade, já que são estas as características que directamente contribuem para a eficácia da função de reforço do geossintético;
- (2) Fluência e relaxação mínimas para evitar que os reforços percam eficácia significativa durante a vida útil da obra;
- (3) Resistência ao rasgamento e à perfuração, para evitar a ocorrência de descontinuidades físicas, que teriam como consequências a perda de rigidez e resistência globais do geossintético;
- (4) Flexibilidade, para garantir um bom contacto entre o solo e o reforço;
- (5) Durabilidade compatível com a vida da obra;
- (6) Resistência à abrasão, especialmente quando for aplicado nas camadas granulares da ferrovia.

As geogrelhas são sem dúvida o geossintético mais adequado para o desempenho da função de reforço. Isto porque nos factores mais importantes, como sejam a resistência à tracção e o módulo de deformabilidade, conseguem superar os restantes geossintéticos.

O comportamento tensão-extensão dos materiais poliméricos é habitualmente caracterizado com base em ensaios de tracção realizados a uma taxa de deformação temporal constante e/ou em ensaios de fluência. Como referência, para ensaios de tracção com taxa de deformação constante dever-se-á seguir as normas *NP EN ISO 10319* ou *ASTM D 4595*.

Nesses ensaios à tracção é possível quantificar a denominada rigidez axial, que não é mais do que a força de tracção a aplicar ao geossintético para que este se deforme um metro, por unidade de área de secção transversal. Assim, a unidade no S.I. para rigidez axial será em N/m. Esta rigidez axial não é constante. Isto é, não tem uma variação directamente proporcional à deformação imposta. Quanto muito, apenas para pequenos níveis de deformação onde o comportamento do material é elástico e aproximadamente linear tal simplificação poderá ser considerada.

No geral, e quando comparado com um geotêxtil, as geogrelhas apresentam elevada rigidez axial. Assim para qualquer nível de deformação, mas em particular para pequenas deformações conseguem mobilizar um maior esforço de tracção [Figura 3.6].

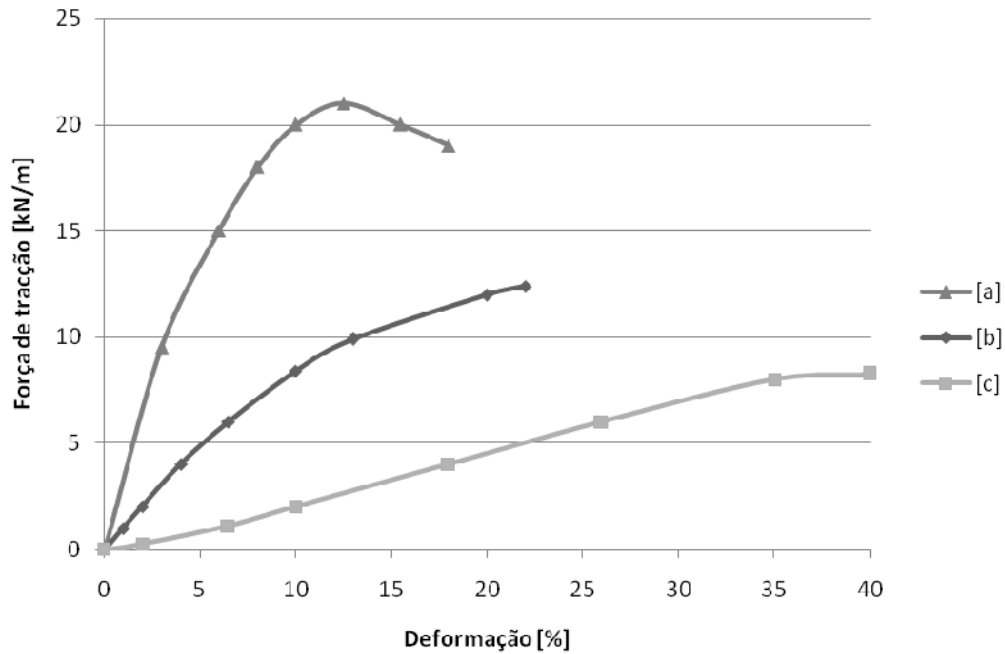


Figura 3.6 - Curvas de tracção-deformação genéricas em geossintéticos: [a] Geogrelha biaxial em polipropileno [traccionado na direcção principal]; [b] Geotêxtil tecido em polipropileno; [c] Geotêxtil não tecido em poliéster (Marques, 2008).

Em situações de reforço, em muitas obras geotécnicas, o geossintético está traccionado durante toda a vida útil da obra. Nesse caso é pertinente a determinação das características de fluência. Por fluência entenda-se uma alteração das propriedades mecânicas no tempo, como sejam diminuição da rigidez e resistência à tracção do material, de um elemento submetido a tensão constante.

3.6 MECANISMOS DE REFORÇO PROPORCIONADOS PELOS GEOSSINTÉTICOS

Quando a função de reforço é exigida ao geossintético mobiliza-se um esforço de tracção neste elemento que será distribuído para o restante sistema por meio de certos mecanismos.

3.6.1 EFEITO DE MEMBRANA

Para que ocorra o efeito de membrana, o geossintético deve estar significativamente deformado pela passagem do tráfego e/ou peso das camadas superiores. Assim, este mecanismo desenvolve-se sobretudo quando ocorrem grandes deformações ao nível da fundação.

A acção combinada dos esforços de tracção e a curvatura do reforço modificam a tensão normal aplicada subjacente ao reforço [Figura 3.7]. Imediatamente sob a área carregada, a curvatura do reforço proporciona a redução das tensões verticais aplicadas à camada subjacente, melhorando a capacidade de carga da estrutura. Fora da área carregada, a curvatura do reforço proporciona tensões verticais adicionais na superfície dessa camada, aumentando o confinamento do solo nessa região.

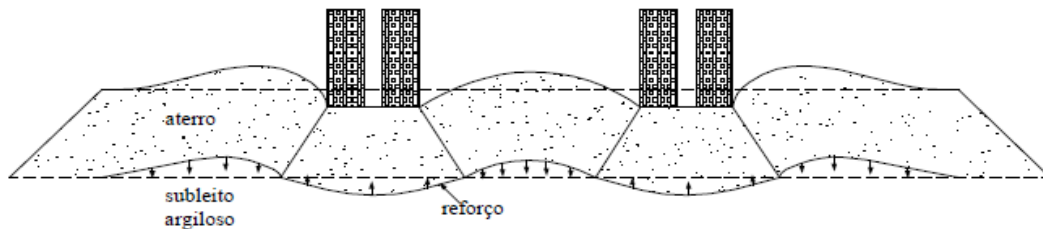


Figura 3.7 – Efeito de membrana em estrada não pavimentada (Pimentel, 2007)

Como exemplos deste mecanismo de grandes deformações verticais tem-se o caso do suporte de aterros de grande altura e/ou aterros suportados por estacas ou colunas de jet grouting encabeçadas por geossintéticos.

Geogrelhas bi e triaxiais bem como geotêxteis são geossintéticos capazes de proporcionar este mecanismo. De notar que não é este o mecanismo de reforço pretendido para o balastro uma vez que estes níveis de deformação estão geralmente fora do limite de serviço admissível de uma via férrea.

3.6.2 EFEITO DE ANCORAGEM

O geossintético estando traccionado terá de distribuir esse esforço para o solo envolvente, por meio de um esforço tangencial, para que esteja em equilíbrio. Esta distribuição de esforço é semelhante à que ocorre no bolbo de selagem de uma ancoragem.

Um comprimento de ancoragem fora da zona carregada terá de ser sempre considerado quando o mecanismo de membrana tiver de ser mobilizado.

Especial importância a este mecanismo é dada no caso de muros de terra armada, onde o geossintético traccionado, por eventuais cedências do solo, terá de transmitir esse esforço, de uma forma gradual para o maciço não afectado pela cunha de deslizamento.

Os efeitos de ancoragem e membrana são os classicamente descritos na literatura técnica. Contudo, considera-se ser importante referir outros efeitos ou mecanismos que se formam ou têm de ser considerados quando se tem como objectivo o reforço de um solo.

3.6.3 EFEITO DE EMBRICAMENTO

Este mecanismo, de veras o mais importante no reforço de agregados, só é conseguido através do uso de geogrelhas. Deverá existir uma compatibilização entre a granulometria dos agregados e a dimensão das aberturas das geogrelhas, para que se possa maximizar este efeito.

O embricamento das partículas na malha da geogrelha permite uma limitação no deslocamento lateral das mesmas. Assim, este deslocamento em vez de ser condicionado unicamente pelo atrito e embricamento entre partículas é também restringido pelo esforço de tracção da geogrelha.

É certo que apenas as partículas na proximidade da geogrelha serão directamente afectadas por esse efeito. No entanto, o efeito propaga-se às partículas sobrejacentes, as quais vêem o seu movimento restringido pelas partículas sobre as quais estão colocadas, havendo assim um ganho de rigidez global. Haverá possibilidade de formação de arco que um arco de partículas embricadas por onde se dará a distribuição da carga vertical. O topo central desse arco coincidirá com a zona de aplicação da carga e a sua base será limitada pela geogrelha.

O esforço de compressão transmitido por esse arco será equilibrado na base pelo esforço de tracção mobilizado na geogrelha. Esse esforço de tracção será mobilizado tanto mais cedo quanto mais embricadas estiverem as partículas na malha da geogrelha. De notar que esse mecanismo não ocorre num geotêxtil. Por conseguinte a mobilização de elevados esforços axiais de tracção no geotêxtil não se dará a não ser que elevadas deformações ocorram, ou seja apenas caso um efeito de membrana se mobilize.

O confinamento das partículas de agregado faz com que estas não se movam sob a acção de um carregamento vertical. Ora se não se movem lateralmente, o assentamento vertical à superfície diminuirá. A formação do arco anteriormente descrito permite que ocorra uma diminuição da tensão vertical ao nível da profundidade de colocação da geogrelha uma vez que o esforço vertical aplicado à superfície é distribuído por uma maior área.

Não é possível simular este efeito por meio do MEF. Não contabilizando este efeito o ganho de rigidez para pequenas deformações não é perceptível numericamente, uma vez que na realidade não existe mecanismo, se não este, que provoque tal ganho.

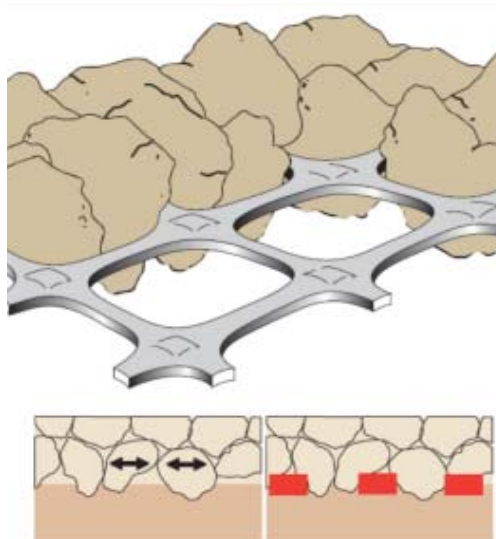


Figura 3.8 – Representação da interface entre a geogrelha e o agregado (Tensar [2]).

3.6.4 EFEITO DE CONFINAMENTO

Em geral, nos geomateriais, o confinamento lateral promove um aumento da carga de rotura, assim como do módulo de deformabilidade. Nas geocélulas, o material solo ou agregado, quando preenche as referidas células ficará confinado e portanto registrará um ganho nas suas propriedades mecânicas. Como consequência, a estrutura global exibirá uma rigidez mais elevada. Este efeito, em simultâneo com o efeito de embricamento, ocorrerá no caso das geogrelhas.

A *Norma UIC 719R* contempla o caso de sub-balastro reforçado, por meio de geocélulas, que formam como que uma laje ou camada de solo com características resistentes superiores [Figura 3.9].

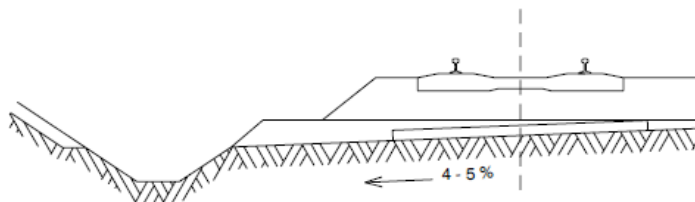


Figura 3.9 – Perfil transversal com representação de uma camada de solo com geocélulas sobre a fundação [Norma UIC 719R].

3.7 APLICAÇÕES DOS GEOSINTÉTICOS NUM PROJECTO FERROVIÁRIO

Os geossintéticos poderão ser adoptados para a resolução de uma grande variedade de problemas que possam surgir num projecto ferroviário; a Figura 3.10 ilustra algumas dessas aplicações. Das representadas, nem todas vêm a propósito deste trabalho, como sejam, o reforço de um muro de suporte de terras, provavelmente com geogrelhas uniaxiais, o controlo da erosão de um talude, certamente com geocélulas, a drenagem, a separação e a filtração na interface entre o sub-balastro e o solo de fundação, que poderão ser conseguidas por meio de um geotêxtil.

Poderia igualmente estar representado uma série de geodrenos verticais que eventualmente teriam acelerado o processo de consolidação do solo de fundação, para que este pudesse, no prazo exigido, suportar as camadas de aterro e permitir a circulação ferroviária sem problemas de deformações excessivas.

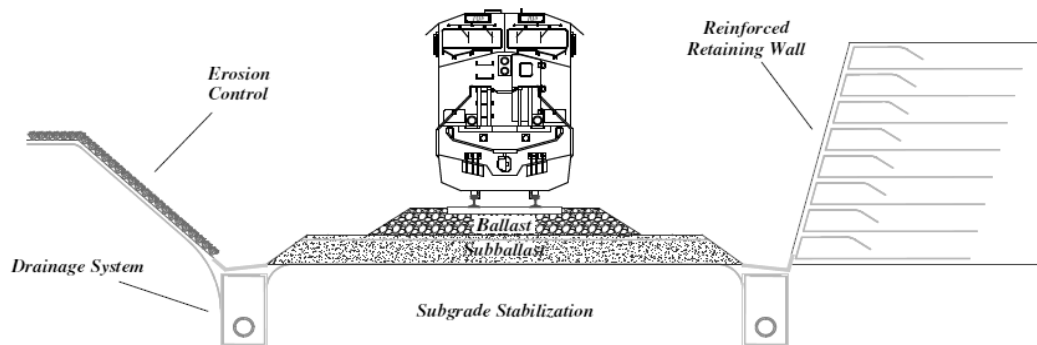


Figura 3.10 - Aplicações dos geossintéticos num projecto ferroviário (IGS, Geosynthetics in Railroads, 2006)

Os geotêxteis poderão ser usados para separar entre si as diferentes camadas da subestrutura. A passagem das composições ferroviárias causa movimentos nas travessas que induzem acções cíclicas nas camadas de suporte. Como resultado destes ciclos de carga e descarga de elevada frequência, partículas de finos do solo de fundação poderão ascender e “contaminar” as camadas granulares; a este fenómeno dá-se o nome de “bombagem” (termo com origem no inglês “pumping”). Esta contaminação provoca uma redução das propriedades resilientes e da capacidade de drenagem, com a conseqüente limitação na dissipação dos excessos de pressão neutra das camadas contaminadas. Os geotêxteis, proporcionando separação e filtração [retenção das partículas finas], poderão evitar esses fenómenos.

Para além do mais, os geotêxteis podem reduzir a penetração das partículas do agregado no solo de fundação, mantendo, por conseguinte, a integridade das camadas granulares. Para ser capaz de exercer esta função, o geossintético, normalmente um geotêxtil, deverá ser resistente à acção de esforços concentrados [punção] e ter uma porosidade compatível com a das partículas a serem retidas. Este fenómeno pode ser controlado colocando uma camada suplementar de um solo granular. Assim, é necessário proceder a uma análise económica para determinar a solução mais adequada a cada caso.

Uma boa drenagem é fundamental para evitar a deterioração acelerada da ferrovia. Um geocompósito poderá facilitar a drenagem transversal e proporcionar o reforço das camadas granulares, bem como a filtração e a separação em simultâneo.

3.8 COLOCAÇÃO DOS GEOSINTÉTICOS EM OBRA

A colocação de um geossintético em obra deve ser antecedida pela elaboração de um plano de colocação, que deve contemplar (Borges, 1995):

- (1) Preparação do terreno;
- (2) Planta das faixas;
- (3) Ordem de colocação das faixas, impondo o sentido de colocação;
- (4) Indicação do método de ligação (por costuras, grampeamentos, colagem ou sobreposição);
- (5) Indicação de eventuais cortes para ajustamento às condições locais.

A preparação do terreno tem como objectivo evitar que o geossintético possa ser rasgado ou perfurado, ou que existam zonas com concentração de tensões.

As faixas devem ser orientadas tendo em conta a orientação das acções, normalmente na direcção dos esforços mais elevados. A sobreposição longitudinal deve ser realizada paralelamente a esta direcção.

A ligação entre faixas, no caso dos geossintéticos, pode ser feita por sobreposição simples, por sobreposição por grampeamento, por costura ou por colagem.

A ligação por sobreposição simples deve atender ao tipo de solo, exigindo comprimentos de sobreposição desde 0,20 a 1,0m, caso se trate de solos pouco deformáveis com superfícies planas ou solos muito deformáveis com superfícies irregulares, respectivamente. Esta ligação não suporta esforços no sentido transversal, pelo que o geossintético não deve ser utilizado com função de reforço nesta direcção (Sieira, 2003).

A ligação por sobreposição por grampeamentos é a de mais rápida execução, contudo não garante a manutenção das propriedades hidráulicas e de resistência. Este tipo de ligação costuma ser usado quando as descontinuidades físicas não comprometem o comportamento do geossintético. A ligação por costura é a mais eficaz. Exige sobreposições da ordem dos 0,10 a 0,20m (Sieira, 2003).

No caso de uma geogrelha, aplicada na subestrutura de uma via férrea, a sua ligação é efectuada por grampeamentos ou por sobreposição simples, desde que se adoptem comprimentos de sobreposição da ordem de 1 metro. Após a colocação da geogrelha, o agregado pode ser espalhado. Recomenda-se que o agregado não seja descarregado directamente sobre a geogrelha em solos muito moles, mas que seja gradualmente arrastado por Bulldozer. Após correcto espalhamento e obtida uma plataforma nivelada efectua-se a compactação.

MODELAÇÃO NUMÉRICA

4.1 MODELAÇÃO POR ELEMENTOS FINITOS

O programa usado para efectuar a modelação por elementos finitos foi o Phase 2 versão 6.0 da empresa Rocscience. À semelhança de outros programas comerciais por elementos finitos, como o Plaxis 2D, existem duas formulações possíveis, a de um modelo axissimétrico ou a de um modelo em estado plano de deformação.

O modelo axissimétrico é usado para simular estruturas circulares com uma secção transversal radial uniforme e com um carregamento à volta do eixo central, onde as deformações e o estado de tensão, numa qualquer direcção radial, são assumidos como iguais ou uniformes. No caso axissimétrico a coordenada x representa o raio e a coordenada y corresponde à linha axial de simetria [Figura 4.1].

O estado plano de deformação é usado quando a geometria, o carregamento e o estado de tensão se mantêm, aproximadamente, constantes durante um determinado comprimento perpendicular ao perfil em estudo ou plano de visualização. Por definição os deslocamentos perpendiculares ao plano de visualização, ou seja na direcção do eixo dos z , são nulos.

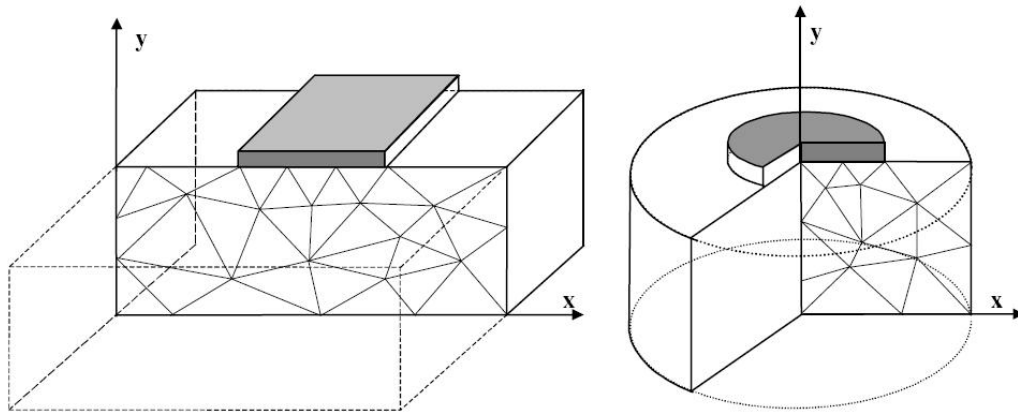


Figura 4.1 - Exemplos de problemas em estado plano de deformação e axissimétrico (PLAXIS V8 Reference manual, 2002).

No Phase 2, uma vez definida a geometria do problema, assim como as características dos materiais para todos os solos e objectos estruturais, pode-se iniciar a divisão da geometria em elementos finitos. A malha de elementos finitos pode ser constituída por elementos triangulares, de 3 ou 6 nós, ou elementos quadrangulares de 4 ou 8 nós. A geração da malha de elementos finitos é automática, com a possibilidade de se definir zonas de maior densidade de elementos,

com especial interesse nas proximidades da aplicação da carga e onde sejam expectáveis maiores variações das grandezas em análise.

Neste trabalho começou por se pretender avaliar a resposta de um maciço estratificado, quando sujeito a um carregamento. Para tal, recorreu-se a um modelo axissimétrico muito simples. Segundo a influência expectável da acção induzida pela placa de carga, limitou-se o modelo a um rectângulo de 6 metros de largura por 12 metros de altura. Só se considerou metade do modelo por haver simetria radial segundo a extremidade esquerda que coincide com o centro da placa. Como condição fronteira, na base os deslocamentos horizontais e verticais são impedidos pela colocação de apoios duplos. Lateralmente o deslocamento vertical é livre de ocorrer sendo que se colocaram apoios simples de restrição ao deslocamento horizontal (Figura 4.2).

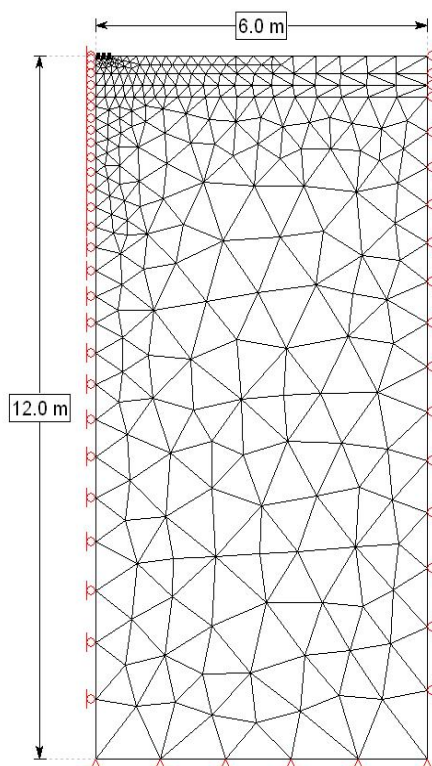


Figura 4.2 - Esboço geral do modelo por elementos finitos

A fórmula da teoria da elasticidade para o assentamento de uma fundação rígida circular serviu de base para calibração do modelo. A placa, sobre a qual se aplica o carregamento, foi modelada como um elemento rígido (com elevada rigidez axial e de flexão), de forma a impor um deslocamento uniforme ao solo subjacente. Começou-se por um modelo com uma malha de elementos finitos um pouco grosseira que apresentava um desvio do assentamento superior a 10% comparativamente ao obtido com a fórmula analítica. Por fim chegou-se a uma malha mais refinada, a que corresponde um assentamento mais próximo daquele obtido pela expressão analítica. Porventura o nível de refinamento poderá ser considerado excessivo, mas por apenas exigir uns breves segundos de cálculo no caso elástico e poucos minutos no caso elasto-plástico, foi o adoptado. Na Figura 4.3 apresenta-se o pormenor da malha de elementos finitos na zona do carregamento.

Uma vez gerada a malha de elementos finitos não é possível criar novas zonas correspondentes a um dado material. Assim foram previamente delimitadas no topo do modelo três camadas de espessura 0,30, 0,20 e 0,20 metros de forma a associar materiais com as propriedades desejadas sem ter de gerar uma nova malha de elementos finitos. Estas camadas corresponderão a material de balastro e sub-balastro. Nos restantes 11,30 metros ter-se-á a fundação. No canto superior esquerdo tem-se um elemento de placa a 5 cm de profundidade numa extensão de 30 cm correspondente ao raio da placa de carregamento. A placa foi colocada a 5 cm de profundidade e não ao nível da superfície uma vez que a aplicação directa da acção sobre este elemento estava a conduzir a imperfeições nos resultados, o que se deixou de verificar quando a acção passou a ser aplicada nos nós dos elementos do material solo que se encontram sobre a placa.

Um elemento do tipo placa teve de ser considerado de forma a obter uma distribuição praticamente uniforme dos assentamentos verticais sobre a placa, ou seja de forma a simular uma fundação do tipo rígida.

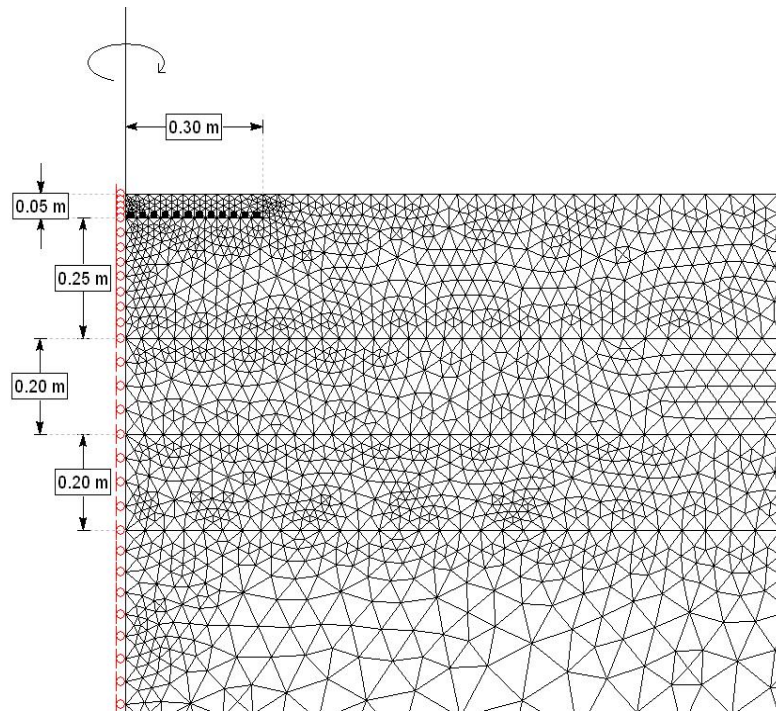


Figura 4.3 - Pormenor do canto superior esquerdo correspondente à zona de carregamento

Para comprovação da adequação do modelo comparou-se o assentamento numérico com o analítico. No modelo numérico foi aplicada uma tensão uniforme de 1 MPa sobre um meio elástico linear, com $E=100$ MPa e coeficiente de Poisson 0,21.

Tabela 4.1 - Calibração do modelo numérico

Método	Assentamento Vertical [mm]
Analítico	4.5045
Numérico (Phase2)	4.4434

Para a malha de elementos finitos e dimensão do modelo consideradas o erro numérico é inferior a 1,5%, o que é perfeitamente aceitável. Outro factor comprovativo da adequabilidade da dimensão do modelo é o facto das isolinhas de deformação vertical serem praticamente horizontais para profundidades superiores a 10 metros.

Após a calibração do modelo, passou-se a considerar um modelo elástico perfeitamente plástico para os geomateriais e integrou-se um novo elemento no sistema, com rigidez unicamente axial, para modelar um geossintético.

Desenvolveram-se diversas análises, modificando sucessivamente as características mecânicas dos diversos elementos, com vista a aferir a contribuição do geossintético para a redução dos deslocamentos calculados devido ao carregamento da placa.

O que se concluiu foi que a redução do assentamento vertical, no modelo reforçado comparativamente ao não reforçado, só se verificava quando ocorriam grandes deformações. Este facto é incompatível com as exigências da ferrovia onde as deformações admissíveis são ordem do milímetro.

Para exemplificação desta evidência, considerou-se um modelo constituído por um material com as características da tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Propriedades do material para a análise 1

E [MPa]	Ângulo de atrito [°]	Coesão [kPa]	Coef. Poisson
125	30	20	0.21

Neste modelo preliminar não se considerou a existência de interfaces entre o solo e o geossintético. No fundo, colocar a interface não é mais do que considerar uma alteração das propriedades do solo nas camadas imediatamente superior e inferior ao geossintético. Para uma correcta modelação numérica, sempre que um elemento estrutural, como sejam uma ancoragem, um muro de suporte de terras ou um geossintético, é inserido no terreno deve ser considerada uma alteração pontual nas características resistentes e até de deformabilidade.

No modelo em análise fez-se um carregamento crescente em 10 fases, por acréscimos de 200kPa entre fases, desde uma situação de inexistência de carregamento até ao limite de 1800 kPa. Esta sequência de carregamento sucessivo permite evidenciar o efeito de que a limitação da deformação por inclusão de um geossintético torna-se apenas evidente para grandes deformações. Foi considerado um geossintético com rigidez axial de 1500 kN/m, valor já excessivo para os padrões comerciais. Na análise, a deformação é unicamente devida à carga aplicada, ou seja o peso próprio não é considerado.

O resultado do assentamento do centro da placa circular, em função da tensão aplicada à superfície, é representado na tabela 4.3.

Verifica-se que para uma tensão aplicada na placa de 200 kPa o assentamento será de 0,7641 mm. Para o mesmo problema, mas reforçando o solo com um geossintético de EA=1500kN/m, colocado a 0,30 metros de profundidade, tem-se uma deformação vertical (d_v) de 0,7631900 mm. De facto trata-se apenas de uma redução em 0,5% na deformação vertical. Considerando uma

geogrelha com rigidez $EA=200$ GN/m, um valor absurdo por ser excessivamente elevado, tem-se ainda assim $dv=0,747$ mm. Com uma laje de Betão ($E=30$ GPa), à mesma profundidade (0,30m), de espessura 0,05 metros, obtém-se um deslocamento de 0,6602 mm. Este elemento estrutural com rigidez à flexão consegue reduzir em cerca de 14% o assentamento vertical para a mesma tensão aplicada de 200 kPa.

Tabela 4.3 - Assentamento vertical do centro da placa em ensaio de carga – análise 1

Tensão na Placa [kPa]	Fase de Carregamento	DV [m] sem GG *	DV [m] com GG **	DV [m] com LBA ***
0	1	0,0000000	0,0000000	0,0000000
200	2	-0,0007641	-0,0007632	-0,0006602
400	3	-0,0023788	-0,0023707	-0,0015225
600	4	-0,0050749	-0,0050314	-0,0026672
800	5	-0,0089042	-0,0087663	-0,0041432
1000	6	-0,0148240	-0,0141940	-0,0059328
1200	7	-0,0330430	-0,0270700	-0,0080467
1400	8	-0,0743530	-0,0531010	-0,0105231
1600	9	-0,1426800	-0,1020500	-0,0133993
1800	10	-0,2241500	-0,1535100	-0,0166955

*Assentamento Vertical sem Geossintético, sentido descendente é negativo;

**Assentamento Vertical com Geossintético ($EA = 1500$ kN/m) à profundidade 0,30 metros;

***Assentamento Vertical com Laje de Betão ($E=30$ GPa e 5cm de espessura) à profundidade 0,30 metros.

A Figura 4.4 representa as 3 curvas correspondentes ao assentamento vertical do centro da placa no ensaio de carga em placa, nas três situações distintas: (1) reforçado com laje, (2) reforçado com geossintético, e (3) não reforçado.

O aspecto mais importante da curva de assentamento é o da semelhança entre os casos não reforçado e reforçado com geossintético para baixos escalões de carga. Da análise deste gráfico, verifica-se que a redução no assentamento só se torna significativa a partir do escalão de carga 7, em que a tensão vale 1200kPa. A partir daí a diferença entre o assentamento no caso do solo reforçado e não reforçado cresce à medida que a tensão aumenta. Ou seja, mesmo tratando-se de um caso geral em que o modelo é constituído por um único material, porventura de elevado E , é possível retratar o que sistematicamente se obteve como resultado para uma reduzida tensão de carregamento.

O que se pretende com este gráfico evidenciar é a importância do reforço com GG para um nível de carga em que o mecanismo de membrana é mobilizado e grandes deformações ocorrem. Uma análise em meio contínuo só evidencia a importância de um geossintético quando a deformação ocorre no plano do geossintético. No caso em análise a deformação principal é perpendicular ao plano do geossintético.

A incorporação da laje de betão, mesmo tendo uma reduzida espessura, contribui significativamente para a redução do assentamento, desde os 200 aos 1800 kPa. Nos escalões de carga mais elevados, para os restantes 2 casos, onde se começa a evidenciar uma variação acentuada e crescente no assentamento, sinónimo de rotura, para o caso reforçado com laje de betão a fase de rotura ainda não é perceptível.

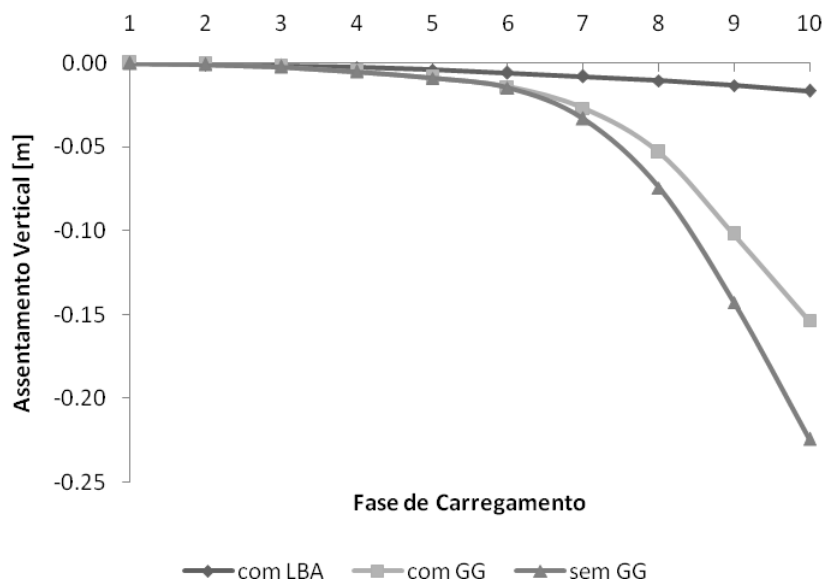


Figura 4.4 - Assentamento vertical do centro da placa em ensaio de carga – análise 1

Efectuando uma segunda análise, mas tendo uma camada superior em material menos deformável, comparativamente com o da fundação, obtêm-se resultados semelhantes. Na Figura 4.5 está representado o assentamento vertical em função da tensão aplicada na placa. As propriedades do material são as da tabela 4.4 e foram efectuadas 6 análises do efeito da inclusão de um geossintético, à profundidade 0,3 metros, de rigidez axial de 500 a 5000 kN/m.

Tabela 4.4 – Propriedades dos materiais – análise 2

Profundidade [m]	E [MPa]	Ângulo de atrito [°]	Coesão [kPa]	Coef. de Poisson
0,0; 0,7	200	50	1	0,21
0,7; 12,0	20	25	20	0,21

Na Figura 4.5 as curvas são praticamente coincidentes. Assim, nem para grandes deformações é possível identificar o contributo do geossintético. O facto de este estar inserido na camada de 200GPa, e não na interface dos dois materiais, bem como a elevada espessura de material de 200 MPa (na verdade 70 cm é em geral a soma das espessuras das camadas de balastro e sub-balastro)

deverá ser o motivo. Existe diferença entre o assentamento para o último escalão de carga, mas mesmo para essa tensão a diferença não é significativa, como se pode constatar pela tabela 4.5.

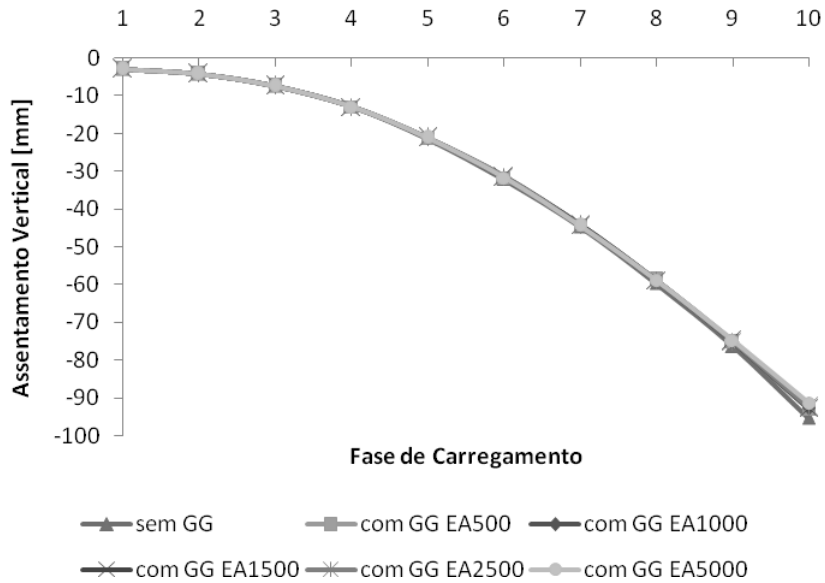


Figura 4.5 - Assentamento vertical do centro da placa em ensaio de carga – análise 2

Tabela 4.5 - Assentamento vertical do centro da placa em ensaio de carga no último escalão de carga – análise 2

Tensão na Placa [kPa]	Fase de Carregamento	Assentamento vertical [mm] - EA em kN/m					
		sem GG	com GG EA500	com GG EA1000	com GG EA1500	com GG EA2500	com GG EA5000
1800	10	-95.388	-92.943	-92.824	-92.549	-92.423	-91.352

Decidiu-se analisar um caso semelhante em que se limitou a espessura do material de 200 MPa a 0,3 metros e colocou as geogrelhas na interface dos materiais, ou seja à profundidade 0,3 metros. Os materiais foram escolhidos e dispostos como representado na tabela 4.6.

Tabela 4.6 - Propriedades dos materiais – análise 3

Profundidade m	E MPa	Ângulo de atrito °	Coesão kPa	Poisson
0,0; 0,3	200	50	0,1	0,21
0,3; 12,0	20	25	20	0,21

Da análise dos resultados constata-se mais uma vez que a geogrelha, a ter efeito de reforço, só se torna perceptível para elevadas deformações. De facto, a rigidez da geogrelha começa a ter importância na redução do assentamento para tensões na placa superiores a 1000 kPa. A variação na redução do assentamento torna-se menos importante à medida que se aumenta a rigidez da geogrelha. Neste caso limitou-se a tensão máxima a 1400 kPa porque para tensões superiores a convergência do resultado não alcançava o limite estabelecido.

Tabela 4.7 - Assentamento vertical do centro da placa em ensaio de carga – análise 3

Tensão na Placa [kPa]	Fase de Carregamento	Assentamento vertical [mm] - EA em kN/m					
		sem GG	com GG EA500	com GG EA1000	com GG EA1500	com GG EA2500	com GG EA5000
0	1	-1.110	-1.110	-1.110	-1.110	-1.110	-1.110
200	2	-4.458	-4.617	-4.595	-4.617	-4.598	-4.587
400	3	-13.069	-13.506	-13.519	-13.461	-13.512	-13.540
600	4	-23.762	-26.330	-26.550	-26.369	-26.143	-26.087
800	5	-42.900	-39.773	-43.017	-42.866	-42.524	-42.477
1000	6	-59.640	-57.332	-59.031	-58.575	-58.415	-58.383
1200	7	-109.960	-93.202	-80.146	-79.320	-79.284	-79.198
1400	8	-135.620	-115.360	-106.350	-105.540	-103.461	-102.166

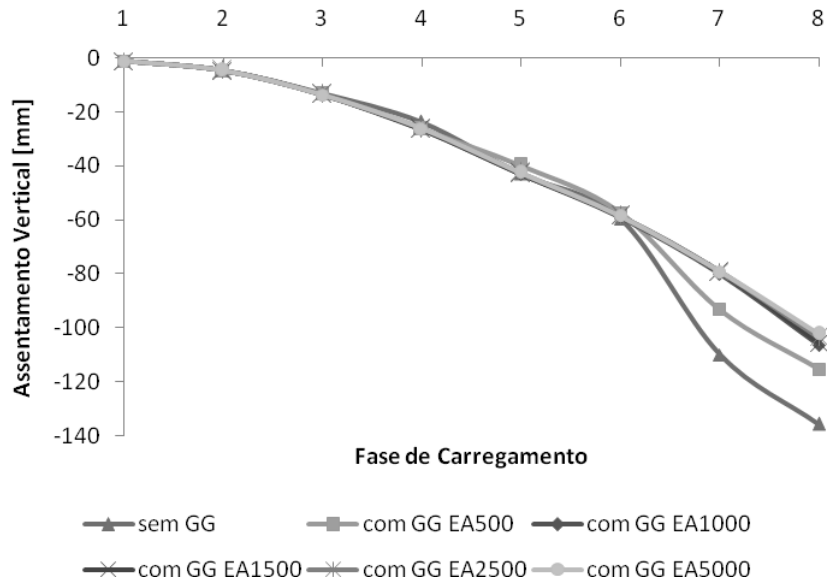


Figura 4.6 - Assentamento vertical do centro da placa em ensaio de carga – análise 3

Para o mesmo caso, mas em que se incorporou à profundidade 0,30 m não uma geogrelha mas uma laje de betão com $E=30\text{GPa}$ a redução no assentamento é evidente mesmo para os menores escalões de carga. Foram efectuadas 6 análises, a primeira correspondente ao caso de base, não reforçado, e para as restantes em que se incorporou uma laje com espessura desde 5 cm a 25 cm.

Como a redução no assentamento se torna evidente mesmo para pequenas deformações limitou-se a análise aos 5 primeiros escalões de carga.

Por análise da Figura 4.7 verifica-se que a consideração de espessuras da laje superiores a 10 cm não será porventura económica face a uma solução de 5 ou 10 cm de espessura uma vez que não se obtêm significativas reduções de assentamento. Comparando o caso reforçado ao reforçado com laje de espessura 5 cm verifica-se que o assentamento é reduzido em cerca de seis vezes.

Conclui-se, portanto, que a rigidez à flexão é extremamente importante para a simulação numérica deste problema. É verdade que os geotêxteis não têm rigidez à flexão e, como tal, a sua consideração não seria adequada. Embora as geogrelhas, porventura apenas as mais resistentes, evidenciem alguma rigidez à flexão, esse valor não é significativo, pelo que não será de considerar.

Tabela 4.8 - Assentamento vertical do centro da placa em ensaio de carga

Tensão na Placa [kPa]	Fase de Carregamento	Assentamento vertical [mm] - Espessura LBA em cm					
		Sem LBA	LBA5	LBA10	LBA15	LBA20	LBA25
0	1	-1.110	-1.115	-1.118	-1.119	-1.120	-1.121
200	2	-4.458	-3.062	-2.317	-2.007	-1.854	-1.761
400	3	-13.069	-5.192	-3.588	-2.929	-2.604	-2.411
600	4	-23.762	-7.654	-4.882	-3.872	-3.365	-3.068
800	5	-42.900	-10.420	-6.189	-4.831	-4.138	-3.732
1000	6	-59.640	-13.452	-7.510	-5.802	-4.923	-4.415

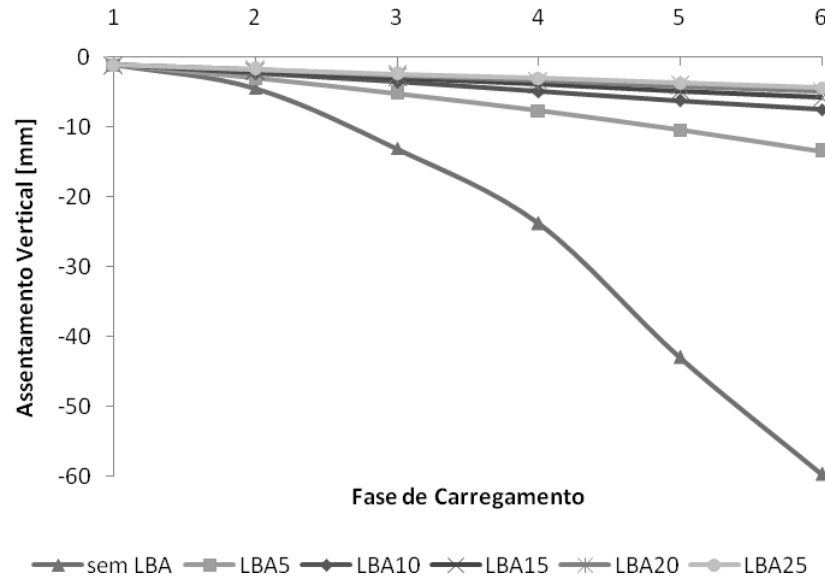


Figura 4.7 - Assentamento vertical do centro da placa em ensaio de carga

4.2 MODELAÇÃO POR ELEMENTOS DISCRETOS

4.2.1 INTRODUÇÃO

Atendendo aos resultados obtidos na secção anterior, considerou-se que poderia ser adequado fazer uma análise pelo método dos elementos discretos [MED], recorrendo ao programa PFC2D da Itasca Consulting Group.

O termo MED corresponde a um grupo de métodos numéricos para a simulação do movimento de partículas como sejam moléculas ou agregados rochosos. Este método foi originalmente desenvolvido por Cundall na década de 1970 para problemas de mecânica das rochas. Cundall, além de professor na Universidade do Minnesota é consultor na empresa Itasca Consulting Group que desenvolveu, entre outros, o software Particle Flow Code [PFC].

Os programas que fazem uso desta teoria modelam esferas, quando a modelação é tridimensional, ou partículas circulares, quando se trata de uma modelação bidimensional. Estas esferas ou partículas circulares poderão interagir entre si e com elementos que limitam o espaço, as paredes, do inglês “walls”. É notória a diferença de complexidade entre uma simulação bidimensional e uma tridimensional, não apenas na definição do modelo numérico mas também na capacidade de processamento requerida. Nestas circunstâncias, optou-se por utilizar o PFC2D, que é um modelo bidimensional.

Para se dar início a uma simulação por elementos discretos é necessário colocar as partículas numa dada posição no espaço, ou seja definir as suas coordenadas, e impor uma velocidade inicial, que poderá ser nula.

Estando definido o modelo, com as partículas e as paredes na sua posição, dá-se início ao cálculo da interacção dos elementos. O processo iterativo do método consiste, para cada ciclo ou “step” do cálculo numérico, na determinação das forças e momentos aplicados a cada partícula para impor um deslocamento e rotação individual. A aceleração, obtida pelo quociente da força resultante, aplicada no centro de gravidade de cada partícula, pela massa da mesma partícula, origina uma alteração na velocidade. O momento resultante provocará uma aceleração rotacional da partícula. É através das leis do movimento preconizadas por Newton que a posição das partículas é actualizada a cada iteração. O PFC executa como que dois ciclos sucessivos onde processa acções [forças e momentos] e deslocamentos. Isto é, se uma ordem para executar apenas um ciclo, ou um número ímpar de ciclos de cálculo iterativo, for escrita, no último ciclo o deslocamento da partícula será também contabilizado, uma vez que o PFC a cada ciclo actualiza quer acções quer deslocamentos.

Forças de atrito, colisão, amortecimento, gravidade, coesão, electrostáticas, entre outras, poderão ser consideradas para modelação de uma grande variedade de realidades. Assim, este método é aplicável a áreas de investigação científica tão distintas como a indústria mineira, de prospecção petrolífera, farmacêutica, química, nano tecnologia, entre outras. O modelo virtual quase que poderá ser construído a partir de um nível molecular, partícula a partícula.

4.2.2 GERAÇÃO DO MODELO [INPUT]

O facto de se tratar de um programa relativamente recente muito contribui para que ainda apresente uma interface pouco “amigável” com o utilizador. Factores como sejam a sua pouca divulgação e limitada utilização também pesam a favor nesse aspecto. A estratégia da empresa ITASCA será a de programar uma interface em função das necessidades do utilizador, como já apresenta no FLAC. O que é certo é que as especificidades do PFC certamente exigirão tempo para que a melhor opção a nível de interface com o utilizador possa ser tomada, de modo a que quer a introdução quer a leitura de resultados seja uma tarefa simples. A única interface gráfica é relativa à visualização do modelo. Assim, todo o Input tem de ser introduzido por código, através da linguagem de programação FISH, comum aos programas da ITASCA.

O PFC, assim como qualquer outro programa que faça uso do MED tem como elementos base: (1) partículas, que no programa são as “balls” e (2) muros, paredes ou barreiras, do inglês “walls”.

O comportamento de uma estrutura/modelo complexo é regido por relações simples entre a interacção destes dois elementos base. As partículas interagem entre si e entre as barreiras. As barreiras não interagem entre si, pelo que poderão estar sobrepostas, não implicando problemas de cálculo.

As barreiras poderão ser modeladas como rectas ou circunferências, caso se trate do PFC2D, ou como planos, círculos e cascas cilíndricas no caso do PFC3D. Fronteiras complexas do modelo poderão ser construídas a partir desse elemento.

Como referido as partículas correspondem a discos ou esferas. Como discos entenda-se uma partícula cilíndrica com uma dada altura, a qual se desenvolve num plano perpendicular ao de visualização. Se não especificado o programa assume uma altura ou espessura unitária.

Partículas complexas terão de ser construídas a partir das elementares, aglomerando-as num conjunto, para que partículas com a desejada forma e tamanho possam ser modeladas. Para cada aglomerado de partículas, construído a partir do comando CLUMP, duas opções, de complexidade e conseqüente diferente exigência de processamento, poderão ser consideradas. A mais simples é a que considera que cada disco que faz parte dessa partícula complexa está interligada às restantes do mesmo conjunto por forças atractivas muito elevadas de modo a que nunca se irão desligar ou separar, independentemente da força aplicada ao conjunto. Com este tipo de simulação, uma partícula de balastro, que teria de ser construída através da associação de várias elementos, nunca poderia ser esmagada ou dividida em vários fragmentos. Esta é sem dúvida a opção que acarreta uma diminuição na exigência de processamento, mesmo comparativamente ao caso de uma simulação em que as mesmas partículas estivessem “desligadas” umas das outras. Quando as partículas estão num aglomerado a interacção entre elas, em termo de acções, forças e momento(s), não tem de ser considerada uma vez que esse elemento complexo constituído por n partículas é como se fosse um único elemento, que recebe esforços e que terá de ver as suas coordenadas actualizadas a cada iteração. Como o movimento relativo entre as partículas de um aglomerado é nulo, conhecendo as coordenadas do centro desse conjunto, o programa facilmente calcula a posição de todas as suas partículas, dispensando o cálculo dos esforços de interacção entre as mesmas.

Para tornar a simulação mais realista, modelos de fragmentação, ou separação entre as partículas poderão ser considerados. As partículas poderão ser agrupadas de forma a fazerem parte de um *CLUSTER*, no qual é permitido a separação de uma ou várias partículas caso a tensão aplicada algures no *CLUSTER* seja superada.

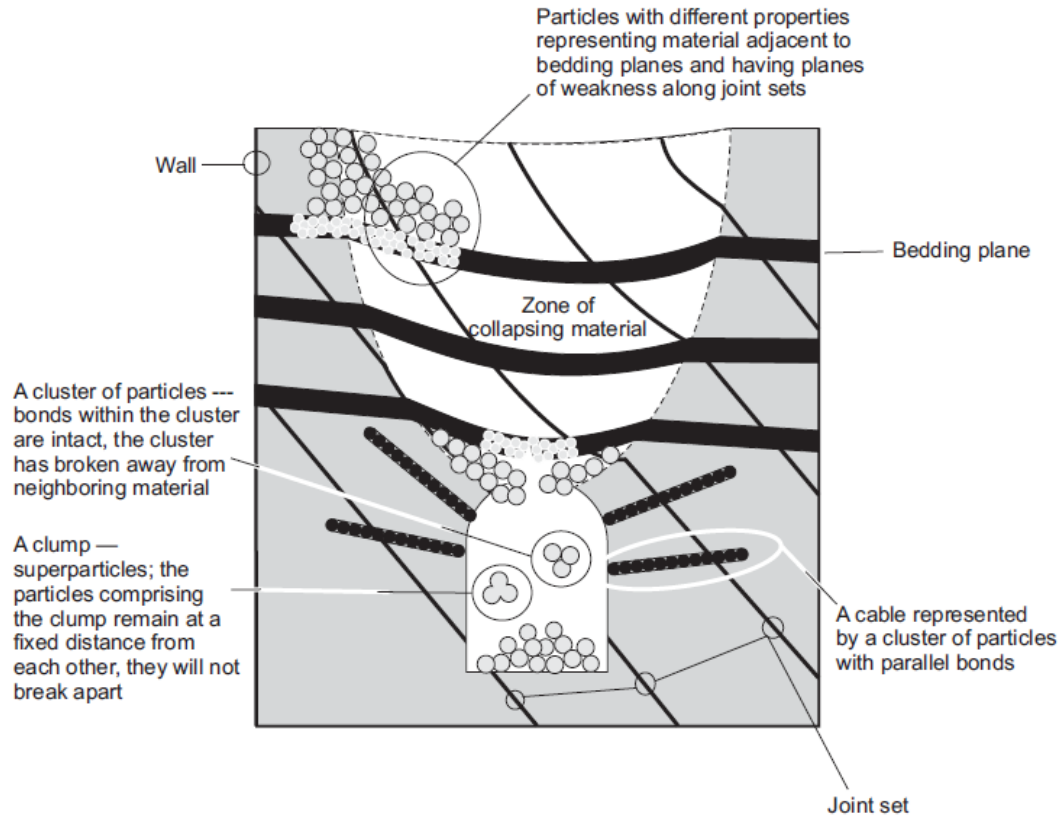


Figura 4.8 - Representação dos elementos para modelação numérica (PFC 2D Version 4.1 User's Manual, 2008)

Para a definição da geometria, disposição das partículas e muros, várias metodologias poderão ser seguidas. Estas metodologias são como que sub-grupos de dois grupos principais para definição da geometria. Assim: (1) poder-se-á definir elemento a elemento; (2) definidos os muros poder-se-á gerar um dado número de partículas, com dimensões definidas num dado intervalo de raios de circunferência, numa dada zona do espaço. Estas duas opções diferenciam-se essencialmente no número de linhas de código a escrever.

A definição individual de cada elemento será morosa caso o número de partículas da simulação seja da ordem dos milhares ou dezenas de milhar, o que é comum. Assim, neste caso, ter-se-á de recorrer a um método expedito para definir os milhares de linhas de código correspondentes ao INPUT de cada partícula.

A definição individual de cada elemento é adequada quando se quer dispor as partículas de uma forma ordenada, como seja na simulação de um geossintético. O preenchimento espacial com

balastro, através deste método, envolve uma certa criatividade já que as partículas terão de ser rearranjadas de uma forma aleatória, para que, por exemplo, modos especiais de rotura do conjunto não ocorram.

Para a segunda metodologia, geradas as partículas, a probabilidade do sistema estar em equilíbrio é quase que nula. Por sistema em equilíbrio entenda-se: “a posição das partículas entre cada iteração não varia”.

A probabilidade do sistema estar em equilíbrio é quase nula porque o mais certo será que na geração aleatória das partículas algumas tenham ficado sobrepostas, e assim, quando calculado o sistema, forças repulsivas surgirão entre essas partículas que irão colidir com as restantes. Para além de não estar em equilíbrio, a posição de cada partícula terá de ser adaptada às exigências do problema. Partículas a flutuar, em geral não interessam, pelo que a força da gravidade terá de actuar para que estas se movam descendentemente e se depositem. Para acelerar o processo, um dado muro poderá ser “animado” de velocidade e empurrar as partículas para a zona pretendida. Quando o muro tiver como que compactado as partículas, numa dada zona têm de ser tomadas medidas para que não se desequilibre ainda mais o sistema. Haverá uma zona crítica para a posição desse muro em que caso se compacte mais as partículas uma sobreposição das mesmas ocorrerá, ocasionando o problema já referido. Assim, atingida essa posição crítica, a velocidade do muro deve ser anulada para que recalculando o sistema este atinja o equilíbrio.

Uma outra possibilidade, sem dúvida a mais interessante, por ser muito expedita, eliminando os problemas anteriores, corresponde ao algoritmo adoptado. Num ciclo LOOP ou FOR cada partícula é disposta aleatoriamente no espaço previamente definido até se obter uma compactidade desejada. Estando geradas todas as partículas será muito provável que algumas estejam parcialmente sobrepostas. Assim, caso se efectue uma iteração as partículas sobrepostas serão animadas de uma aceleração que irá repelir cada partícula sobreposta. A aceleração será tanto maior quanto maior a sobreposição. Se as paredes, que envolvem o modelo não tiverem rigidez suficiente, as partículas poderão “escapar” da zona espacial delimitada pelas paredes, o que não é conveniente. Para reduzir a energia cinética do sistema ter-se-á que anular a velocidade de todas as partículas após a ocorrência de um reduzido número de iterações. Estes passos de iterar e anular a velocidade têm de ser realizados tantas vezes quanto o necessário para alcançar o equilíbrio.

Antes de efectuar qualquer cálculo iterativo haverá que definir as propriedades dos elementos. A definição das propriedades das paredes é de menor dificuldade por envolver uma menor quantidade de parâmetros. Quanto às partículas, o que é definido não é mais do que as propriedades micro mecânicas do material, ou seja, as relações de interacção entre as partículas individuais que constituem o global. As propriedades micro mecânicas são usualmente calibradas através da análise do comportamento macro mecânico. Na análise de geomateriais, como os agregados rochosos, a utilização de resultados fiáveis de ensaios triaxiais é um procedimento válido para calibração.

As propriedades micro mecânicas adoptadas na modelação basearam-se em trabalhos de outros autores. O agregado rochoso e o solo foram modelados considerando apenas três propriedades: (1) k_n , rigidez normal de ligação por contacto; (2) k_s , rigidez tangencial de ligação por contacto; (3) atrito. Quanto à geogrelha haverá que somar mais sete propriedades às três anteriores: (1) ϕ_n resistência normal da ligação por contacto; (2) ϕ_s resistência tangencial da ligação por contacto; e

para as ligações paralelas (3) k_{np} rigidez normal, (4) k_{sp} rigidez tangencial, (5) σ_{np} resistência normal, (6) σ_{sp} resistência tangencial; (7) r_{pb} raio de influência das ligações paralelas.

Foi adoptado um modelo de contacto linear. As unidades adoptadas foram as do SI. Assim, os parâmetros de rigidez de ligação por contacto são em N/m, os de resistência de ligação por contacto em N, e para as ligações paralelas, rigidez em N/m^3 e resistência em N/m^2 ou Pa. O coeficiente de atrito é adimensional.

O valor de cada uma das propriedades, dependendo do tipo de material e do seu estado físico [por exemplo, temperatura e estado de tensão], ainda é uma matéria em desenvolvimento. Pode-se afirmar que tais valores ainda não se encontram catalogados ou tabelados.

4.2.3 CÁLCULO ITERATIVO [CALCULATION]

As partículas foram modeladas como “disks” de espessura ou profundidade unitária, ou seja o que se visualiza no modelo é o corte transversal de cilindros de altura 1 metro.

O cálculo por elementos discretos exige uma elevada capacidade de processamento. Para modelar uma estrutura com muitas partículas há a possibilidade de efectuar processamento paralelo, ou seja ter dois ou mais computadores a processar o modelo numérico. Necessariamente terá de ser escrito um algoritmo para que cada parte do modelo, a ser calculada por um único computador, interaja com as restantes. Durante o cálculo cada computador funcionará ora como servidor ora como receptor consoante esteja a enviar ou a receber informação.

Existe a possibilidade de simular um modelo em que se conjugam zonas de meio contínuo com zonas de meio descontínuo. Atendendo aos objectivos deste trabalho, as camadas mais profundas da fundação poderão ser consideradas como um meio contínuo enquanto a zona superior um meio descontínuo. Em analogia com o processamento paralelo, o meio contínuo poderá ser simulado no FLAC e o descontínuo no PFC. Este software, que tendo por base a mesma linguagem de programação, poderá correr em simultâneo recebendo e enviando informação para processamento do modelo “híbrido”.

4.2.4 MODELAÇÃO DO ENSAIO BIAXIAL

A modelação de ensaios biaxiais permite determinar curvas de tensão deformação para um dado material. A partir destas curvas pode-se obter o módulo de deformabilidade e a tensão de rotura da amostra modelada. A modelação destes ensaios biaxiais, de acordo com o estabelecido no manual do PFC2D, permitiu a compreensão das funcionalidades básicas do programa, bem como a influência das propriedades das partículas e paredes no comportamento global.

Esta modelação do ensaio consistiu na colocação de partículas no interior de quatro paredes e no seu confinamento, para uma dada tensão pré-definida. Uma vez alcançada essa tensão, com uma margem de erro especificada, deu-se início à compressão das partículas por deslocamento a velocidade constante das paredes verticais que comprimem a amostra. O modelo é um rectângulo de base 1 metro por 2 metros de altura. Estas dimensões foram as adoptadas por conduzirem a

resultados satisfatórios, na medida em que um aumento nas dimensões do modelo conduzia a resultados muito semelhantes, e a mais tempo de cálculo.

As Figuras 4.9 e 4.10 mostram as fases do processo final de confinamento e após conclusão da modelação do ensaio biaxial, respectivamente. A negro estão representadas as bielas de compressão.

A indução de uma tensão de confinamento uniforme na amostra é conseguida ajustando a posição das paredes laterais. Na Figura 4.9 verifica-se que tal foi conseguido pelo facto das bielas de compressão estarem dispostas uniformemente por toda a amostra.

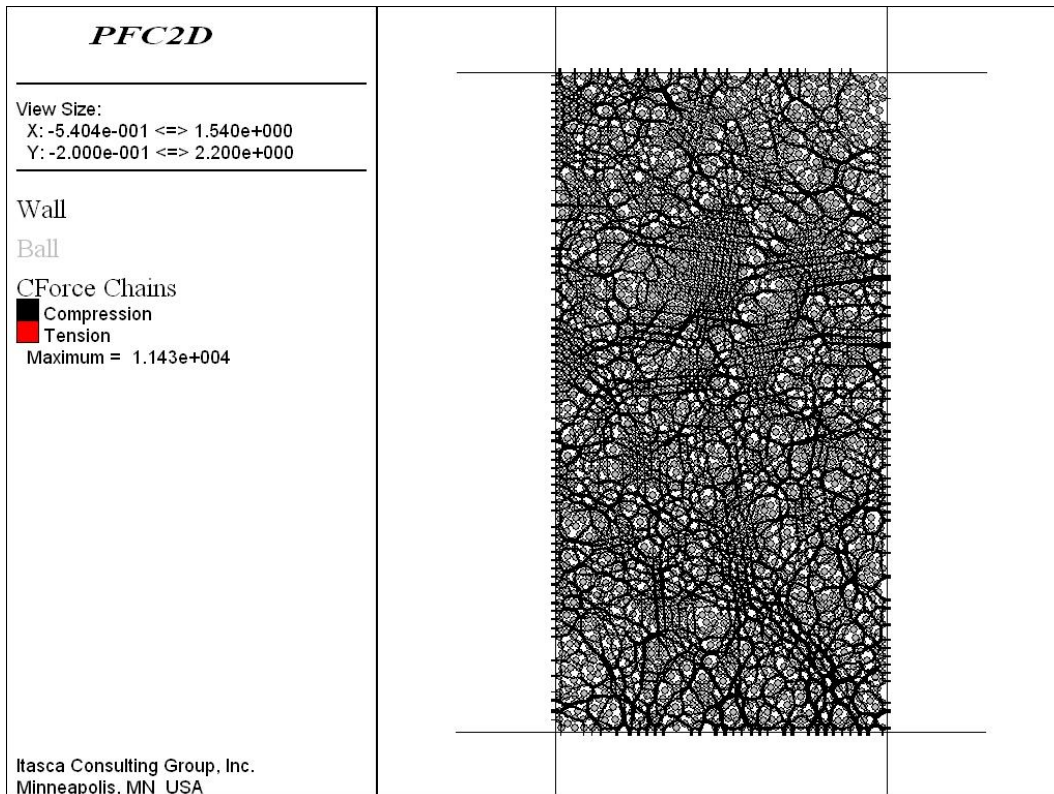


Figura 4.9 - Modelo para ensaio biaxial, partículas confinadas a 120 kPa

Atingida uma extensão axial de 5% interrompeu-se a modelação do ensaio. Nessa fase as “principais” bielas de compressão tinham uma orientação vertical, como representado na Figura 4.10.

Comparando a Figura 4.9 com a Figura 4.10 constata-se que ocorreu uma alteração na dimensão do modelo. Enquanto na Figura 4.9 o rectângulo é praticamente 1m de base por 2 metros de altura, a menos das variações na posição das paredes para aplicação da tensão de confinamento desejada, na Figura 4.10 a amostra de partículas foi comprimida verticalmente tendo expandido lateralmente.

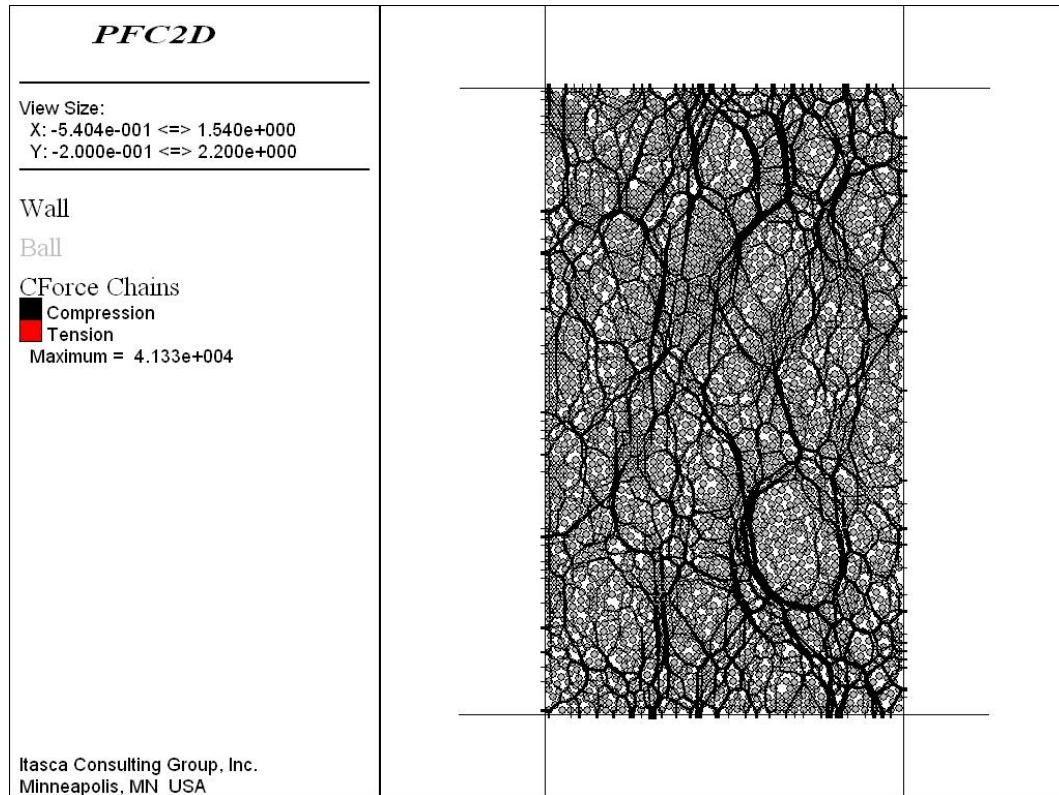


Figura 4.10 – Amostra no final da modelação do ensaio biaxial

Durante a modelação do ensaio foram guardados em variáveis os valores da extensão axial, tensão de confinamento, tensão de desvio, extensão volumétrica e tensão média.

A tensão de confinamento manteve-se constante ao longo de toda a modelação do ensaio, como seria de desejar. Para que tal fosse possível estabeleceu-se uma rigidez das paredes baixa ($1E7$ N/m).

Dos resultados das modelações dos ensaios efectuados pode-se concluir que os parâmetros k_n e k_s , rigidez das partículas, têm influência no módulo de deformabilidade da amostra, e o atrito, dimensão das partículas e forma dos grupos de partículas (*CLUMPS*) na tensão de rotura última.

Para a modelação do ensaio de um material que poderia representar o sub-balastro consideraram-se partículas de dimensão uniforme, de diâmetro 2,5 cm, enquanto para o balastro grupos de 4 partículas de diâmetro 2 cm e unidas de forma a que as partículas fossem tangentes entre si, resultando portanto um grupo de forma aproximadamente quadrada com 4 cm de lado. As propriedades das partículas estão representadas na tabela 4.9.

Tabela 4.9 - Micro propriedades de materiais tipo (Bhandari, 2008)

Material	kn [N/m]	ks [N/m]	Coefficiente de atrito
Sub-balastro	6E8	6E8	1,25
Balastro	1E9	1E9	0,80

O módulo de deformabilidade obtido para o sub-balastro foi da ordem dos 100 MPa. O coeficiente de atrito das partículas para sub-balastro é inferior ao das de balastro podendo-se afirmar que, para uma dada tensão de confinamento, a tensão de rotura do balastro será inferior à do sub-balastro. Contudo, a forma dos CLUMPS de balastro tem influência positiva na tensão de rotura do material, contrariando o menor atrito entre as partículas. Este facto pode ser constatado pela análise das curvas de sub-balastro 1 [Figura A1] e de balastro [Figura A7] em Anexo I, onde para uma dada tensão de confinamento, a tensão de desvio de pico no balastro é superior à de sub-balastro.

A Figura 4.11 mostra o resultado da modelação de 4 ensaios biaxiais em material de sub-balastro. Em cada modelação fez-se variar a tensão de confinamento, assim têm-se ensaios para 30, 60, 120 e 240 kPa. Verifica-se que para pequenas deformações as curvas são praticamente coincidentes, podendo-se calcular um módulo de deformabilidade tangente inicial e a 50% da tensão de pico. A tensão de pico aumenta com o confinamento.

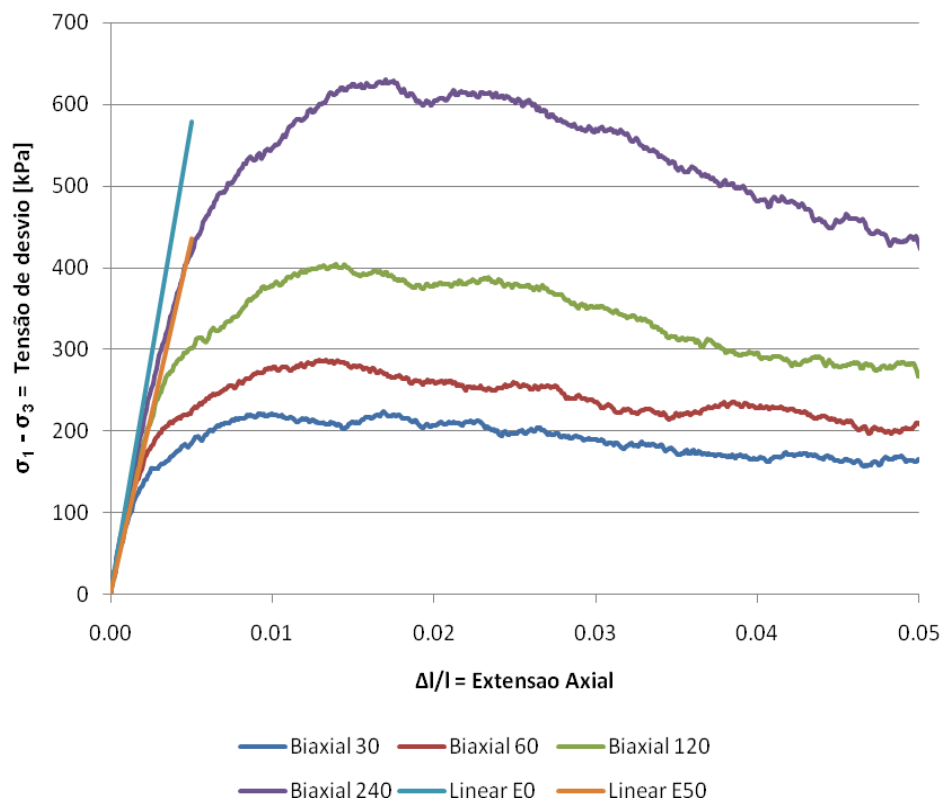


Figura 4.11 – Curvas do ensaio biaxial, material de sub-balastro

Como foi referido, ao longo da modelação do ensaio registou-se a tensão de confinamento actuante nas paredes laterais, que por se manter constante, corrobora a validade dos ensaios. Na Figura 4.12 apresenta-se a tensão de confinamento ao longo da modelação destes quatro ensaios, só possível de se manter constante graças à rigidez normal das paredes, substancialmente inferior à das partículas.

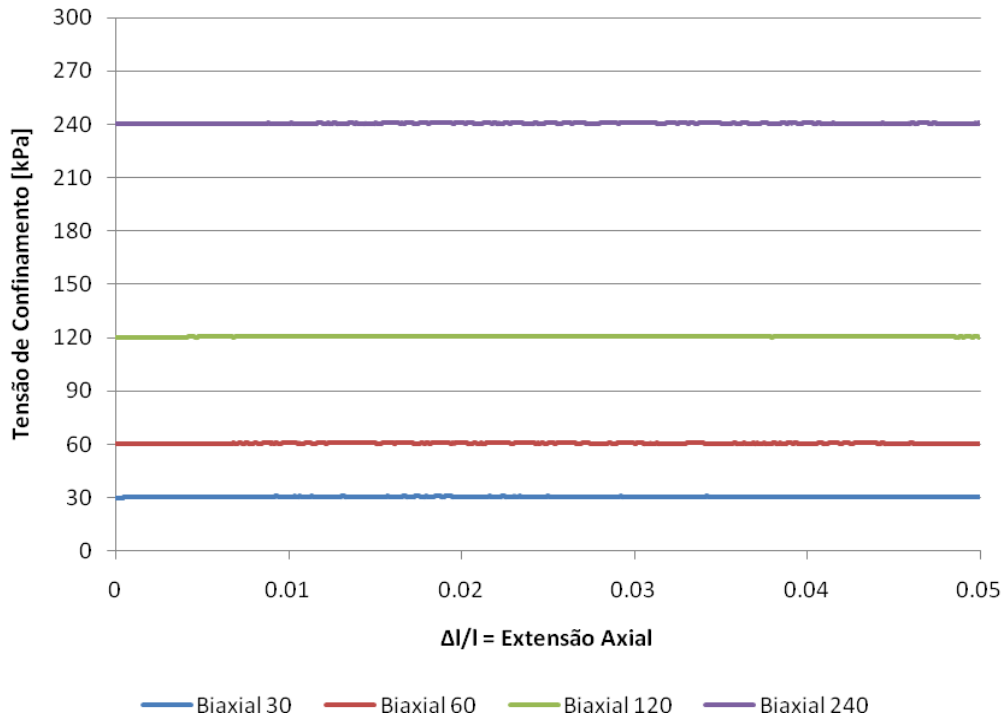


Figura 4.12 - Tensão de confinamento ao longo do ensaio biaxial (kn parede = 1E7 N/m)

Por mera curiosidade e para demonstração das potencialidades do software, representa-se na Figura 4.13 os resultados da modelação de dois ensaios biaxiais realizados com material do tipo sub-balastro. Num deles o processo de compressão até à rotura não é interrompido. Noutro, durante a modelação do ensaio biaxial fazem-se uma série de descargas e recargas. Verifica-se que descarregando e recarregando, em geral a curva reaproxima-se daquela que resulta da modelação do ensaio biaxial em contínuo. A tensão de confinamento no modelo do ensaio biaxial de cargas e descargas também se vai mantendo constante.

Na Figura 4.14 representa-se a extensão volumétrica obtida no modelo do ensaio biaxial. Numa fase inicial a amostra exhibe redução de volume, sendo que para uma extensão axial superior a cerca de 1% exhibe dilatância.

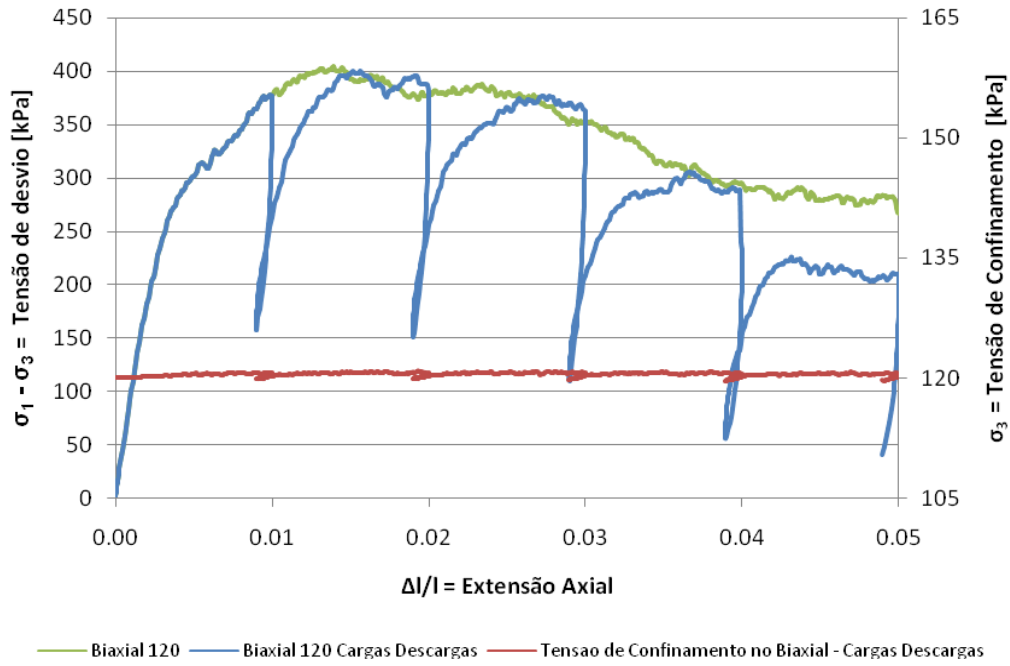


Figura 4.13 – Modelação do ensaio biaxial sobre material para sub-balastro com uma tensão de confinamento de 120 kPa

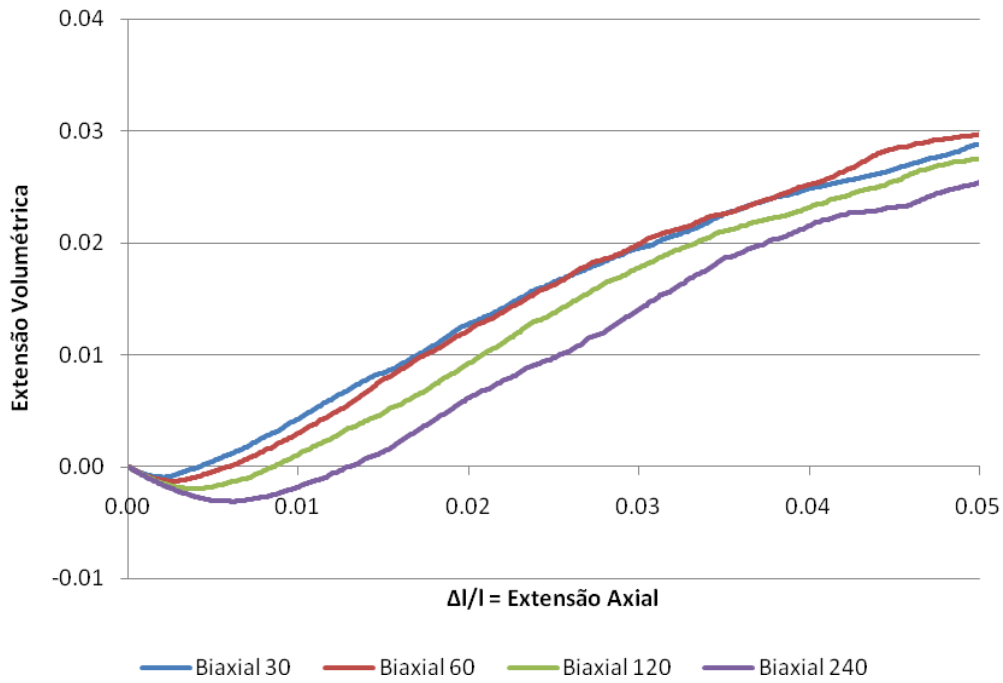


Figura 4.14 - Extensão volumétrica ao longo do ensaio biaxial em material de sub-balastro

O valor dos módulos de deformabilidade tangente inicial (E_0) e a 50% (E_{50}) são obtidos pelo gráfico de tensão de desvio em função da extensão axial. Para o material de sub-balastro analisado obteve-se um E_0 médio de 116 MPa e um E_{50} médio de 87 MPa.

Na tabela 4.10 também se apresenta a tensão de desvio máxima que permite obter o ângulo de atrito de pico. Estes resultados permitem construir a recta de regressão da Figura 4.15 que se fez passar pela origem de forma a não haver coesão. Assim, pelo critério de Mohr Coulomb, o declive dessa recta é o seno do ângulo de atrito de pico. Resulta daí um ângulo de atrito de aproximadamente 37°.

Tabela 4.10 - Resultados para parâmetros elásticos

σ_3 = Confinamento [kPa]	$\sigma_1 - \sigma_3$ [kPa]	σ_1 [kPa]	E_0 [MPa]	E_{50} [MPa]
30	223	253	109	79
60	286	346	116	84
120	404	524	117	91
240	630	870	121	95
Valores Médios [MPa]			116	87

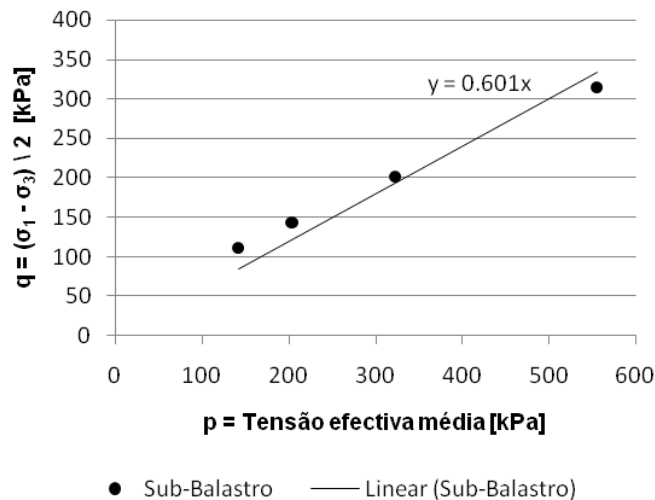


Figura 4.15 – Valores de pico para análise pelo critério de rotura de Mohr Coulomb

4.2.5 MODELAÇÃO DO ENSAIO DE TRACÇÃO NA GEOGRELHA

Numa segunda fase procedeu-se à modelação de ensaios de tracção sobre um material que se pretende que represente uma geogrelha. Tendo por base trabalhos de outros autores, começou-se por tentar reproduzir alguns dos resultados por eles obtidos, nomeadamente os de Bhandari.

A modelação do ensaio consiste na aplicação, numa das extremidades de um modelo de partículas alinhadas, de uma velocidade constante (neste caso $1E-8$ metros/step), enquanto a outra extremidade fica imóvel. Com esta velocidade gera-se em todas as partículas uma força de tracção que é registada numa variável ao longo do cálculo. Para obter a rigidez axial desejada procedeu-se ao ajuste das propriedades das partículas.

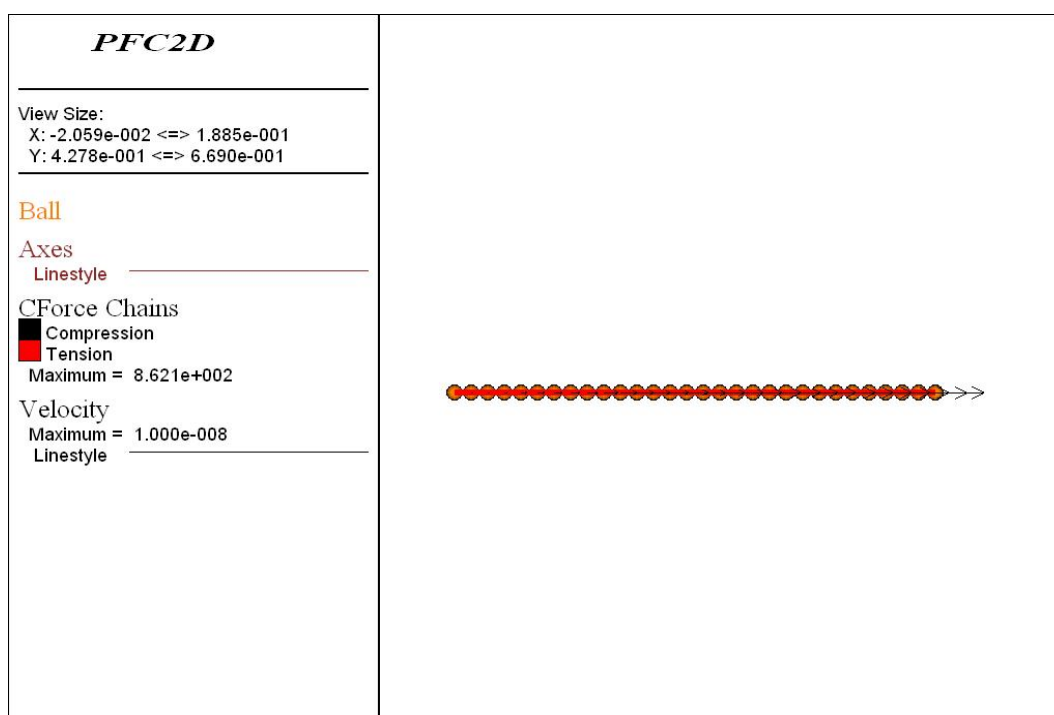


Figura 4.16 - Esquema geral da modelação do ensaio de tracção

Os resultados obtidos foram comparados com valores dos catálogos de geogrelhas comerciais. Houve a preocupação de optar por parâmetros das partículas que proporcionassem uma semelhança de rigidez para pequenas deformações. Para que houvesse semelhança entre as curvas do modelo numérico e as curvas apresentadas pelos fabricantes dos materiais, a rigidez das partículas teria de ser ajustada em função da deformação ocorrida.

Feitas as modelações dos ensaios e comparados os resultados numéricos com os valores das características apresentados pela marca comercial TenCate, chegou-se às propriedades das cinco geogrelhas representadas na tabela 4.11. As curvas obtidas nas modelações dos ensaios de tracção bem como as curvas características das geogrelhas comerciais estão representadas na Figura 4.17.

Tabela 4.11 - Propriedades das geogrelhas (GG)

Propriedade	GG05	GG10	GG15	GG20	GG25	GG30
kn [N/m]	0.5e8	1.0e8	1.5e8	2.0e8	2.5e8	3.0e8
ks [N/m]	0.5e8	1.0e8	1.5e8	2.0e8	2.5e8	3.0e8
Atrito	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68
φ_n [N]	1e9	1e9	1e9	1e9	1e9	1e9
φ_s [N]	1e9	1e9	1e9	1e9	1e9	1e9
knp [N/m ³]	1.29e12	1.29e12	1.29e12	1.29e12	1.29e12	1.29e12
ksp [N/m ³]	1.29e12	1.29e12	1.29e12	1.29e12	1.29e12	1.29e12
σ_{np} [N/m ²]	94.9e6	94.9e6	94.9e6	94.9e6	94.9e6	94.9e6
σ_{sp} [N/m ²]	94.9e6	94.9e6	94.9e6	94.9e6	94.9e6	94.9e6
rpb	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0

Das dez curvas representadas na Figura 4.17 as que têm a notação GX x/x correspondem a curvas características da marca TenCate. O valor x/x corresponde à força de tracção última que ocorre para grandes deformações. As restantes seis curvas k (GG) correspondem às geogrelhas simuladas.

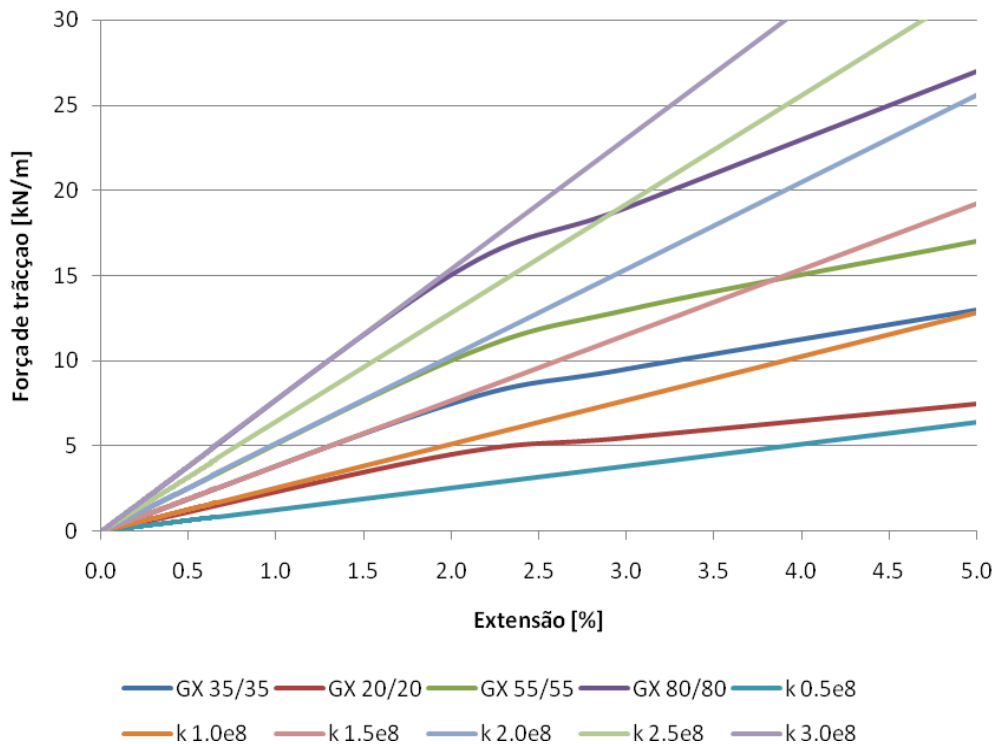


Figura 4.17 - Curvas de ensaio à tracção de geogrelhas; k - Curvas obtidas no modelo numérico; GX - Curvas características de geogrelhas comerciais

4.2.6 MODELAÇÃO DO ENSAIO DE CARGA EM PLACA

Após a realização das simulações que permitiram obter os parâmetros representativos dos materiais que constituem a estrutura que se pretende modelar, passou-se à construção do modelo dessa estrutura. Neste caso, pretende-se modelar um maciço carregado com uma placa, numa situação considerada de referência e numa outra em que se inclui um reforço com uma geogrelha, em diversas condições.

Pretende-se avaliar o ganho de rigidez inerente à colocação de cada uma das seis geogrelhas modeladas anteriormente, em função da profundidade a que são colocadas no maciço e das características desse mesmo maciço.

O modelo consiste numa caixa, de largura 3 metros por 1 metro de profundidade, como representado na Figura 4.18. Numa camada superior, até uma profundidade de 0,25 metros, existe um material de menor deformabilidade do que o restante. As partículas são delimitadas por quatro paredes. Para evitar modelar uma fundação muito profunda atribuiu-se uma rigidez à parede colocada na base semelhante à das partículas que se encontram entre 0,25 e 1,00 metros de profundidade e que constituem a fundação. Assim, tentou evitar-se a colocação de um elemento rígido a pouca profundidade, para não condicionar os resultados. As paredes laterais e de topo foram simuladas com rigidez $1e7$ N/m.

Para cada simulação o objectivo é determinar a tensão instalada numa parede, que simula a base de uma placa de carregamento de largura 0,60 metros, quando se desloca 5 mm. Esta parede é animada de uma velocidade descendente igual a $1E-5$ metros/step e irá comprimir as partículas no topo do modelo.

Considerou-se uma geogrelha como a representada na Figura 4.19, com pequenas reentrâncias, para que houvesse possibilidade de modelar a restrição ao movimento das partículas de agregado, proporcionada pela existência da geogrelha. A altura das reentrâncias considerada no modelo poderá ter um papel importante para o ganho de rigidez do conjunto. Esta problemática, que não foi agora suficientemente analisada, requer um estudo mais profundo.

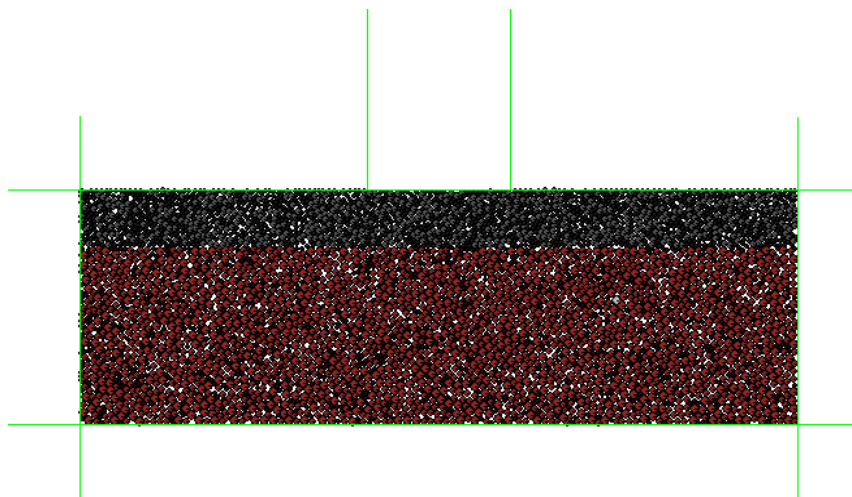


Figura 4.18 - Vista geral do modelo para modelação do ensaio de carga em placa (sem geogrelha)

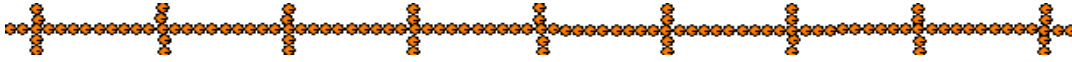


Figura 4.19 - Pormenor da geogrelha com os prolongamentos verticais para promover o embricamento das partículas de agregado

Na Figura 4.20 representa-se o modelo descrito, no final da simulação. É possível observar a representação da zona de aplicação da carga, a geogrelha colocada a 0,25 metros de profundidade e a representação da velocidade das partículas. Para esta simulação considerou-se que as partículas da camada superior tinham dimensões compreendidas entre 1,5 e 2,5 cm e as da fundação, representadas a castanho, entre 1,5 e 4 cm. Considerar uma maior dimensão para as partículas da fundação significa que serão necessárias menos partículas para preencher o espaço e como tal menor complexidade de cálculo.

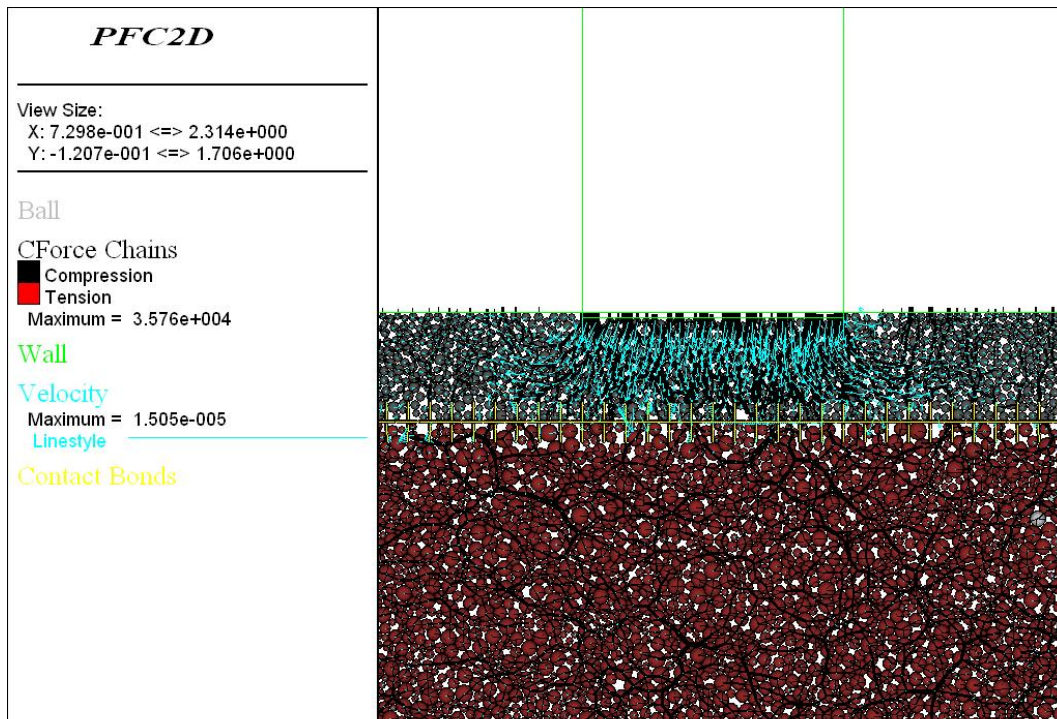


Figura 4.20 - Modelo para simulação de ensaio de carga em placa: pormenor da zona de aplicação da carga e pormenor da geogrelha colocada a 0,25 metros de profundidade.

Seguidamente desenvolveram-se os cálculos, com o objectivo, já referido anteriormente, de avaliar o contributo dos diversos tipos de geogrelhas, colocadas a diversas profundidades, no aumento de rigidez da estrutura.

Considerou-se, sucessivamente, a colocação da geogrelha às profundidades de 0.25, 0.40, 0.50, 0.60 e 0.80 metros. Os valores do módulo de deformabilidade dos materiais do maciço estratificado que foi modelado estão apresentados na Tabela 4.12. Como anteriormente referido, não é possível atribuir às partículas um valor do módulo de deformabilidade ou outra macro propriedade. Assim, estimou-se o módulo de rigidez das partículas atendendo aos resultados da modelação dos ensaios biaxiais realizados anteriormente. Os valores obtidos estão apresentados na Tabela 4.13.

Tabela 4.12 - Parâmetros elásticos (E) admitidos em cada simulação

Caso	Fundação Prof.>0,25 m	Camada de topo
F20T100	20 MPa	100 MPa
F20T200	20 MPa	200 MPa
F40T100	40 MPa	100 MPa
F60T100	60 MPa	100 MPa

Tabela 4.13 - Rigidez das partículas para obtenção do módulo de deformabilidade desejado

E (MPa)	kn (N/m)	ks (N/m)	Coefficiente de Atrito
20	1,30e8	1,30e8	1,25
40	2,61e8	2,61e8	1,25
60	3,91e8	3,91e8	1,25
100	6,52e8	6,52e8	1,25
200	1,30e9	1,30e9	1,25

Efectuando as combinações necessárias de tipo de solo e geogrelha, bem como da profundidade de colocação desta, obtiveram-se, para os diversos casos, gráficos semelhantes aos das Figuras 4.21 e 4.22.

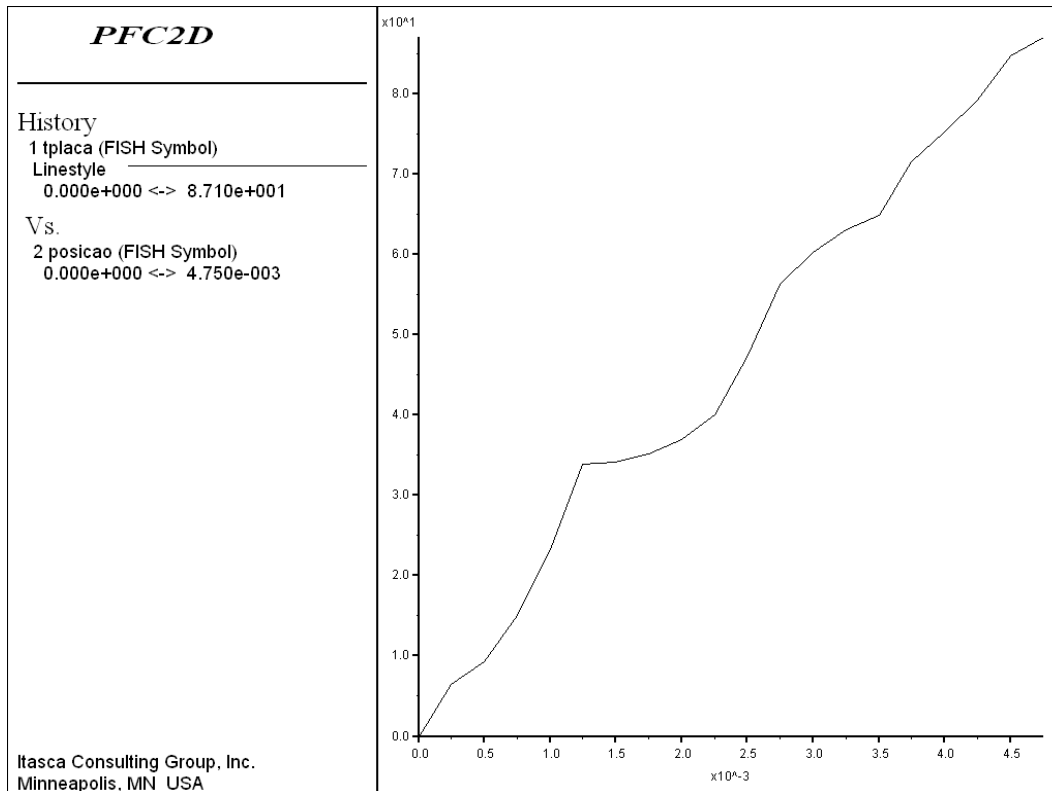


Figura 4.21 - Curva de carregamento na modelação do ensaio de carga em placa; solo de 20 MPa; camada de topo de 100 MPa; maciço não reforçado.

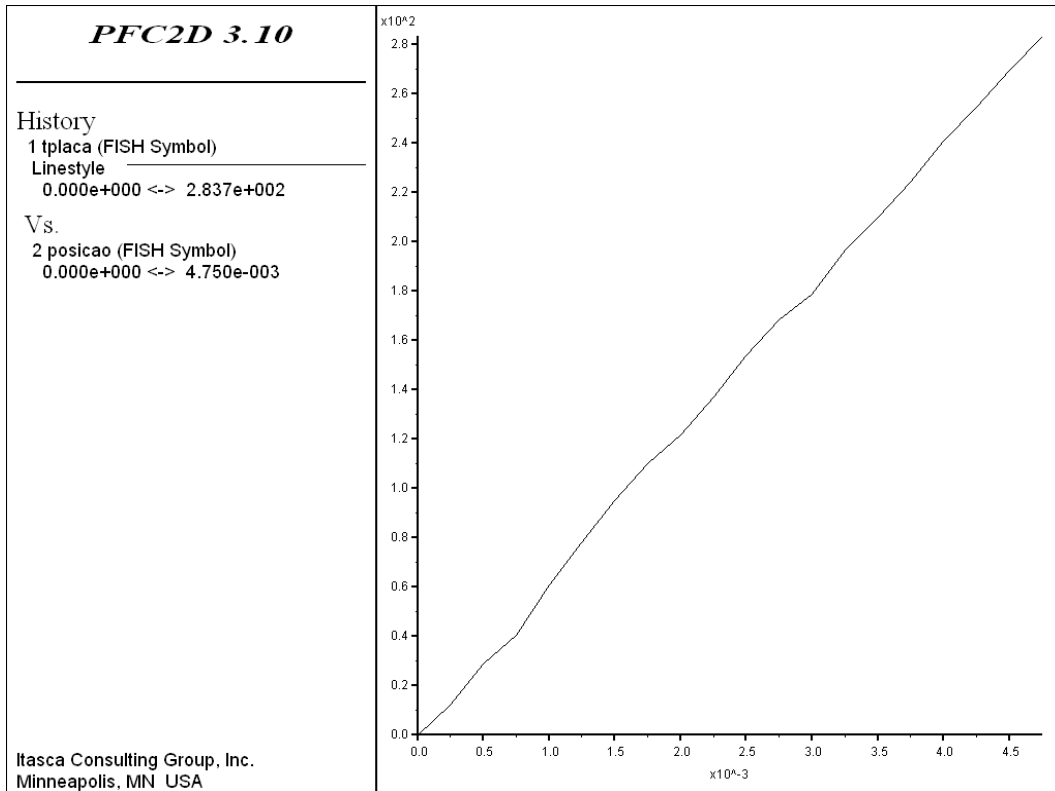


Figura 4.22 - Curva de carregamento na modelação do ensaio de carga em placa; solo de 20 MPa; camada de topo de 100 MPa; maciço reforçado com geogrelha GG30 colocada a 0,25 metros de profundidade.

Considerando o valor da tensão aplicada na placa para uma deformação de 5 mm, é possível construir os gráficos das Figuras 4.23 a 4.26. Como exemplo, no caso em que o módulo de deformabilidade da fundação é de 20 MPa e o da camada de topo é de 100 MPa, e não existe reforço, a tensão calculada é de cerca de 100 kPa; quando se coloca o reforço, considerando uma geogrelha GG30 colocada a 0,25 metros de profundidade, a tensão calculada é de 300 kPa.

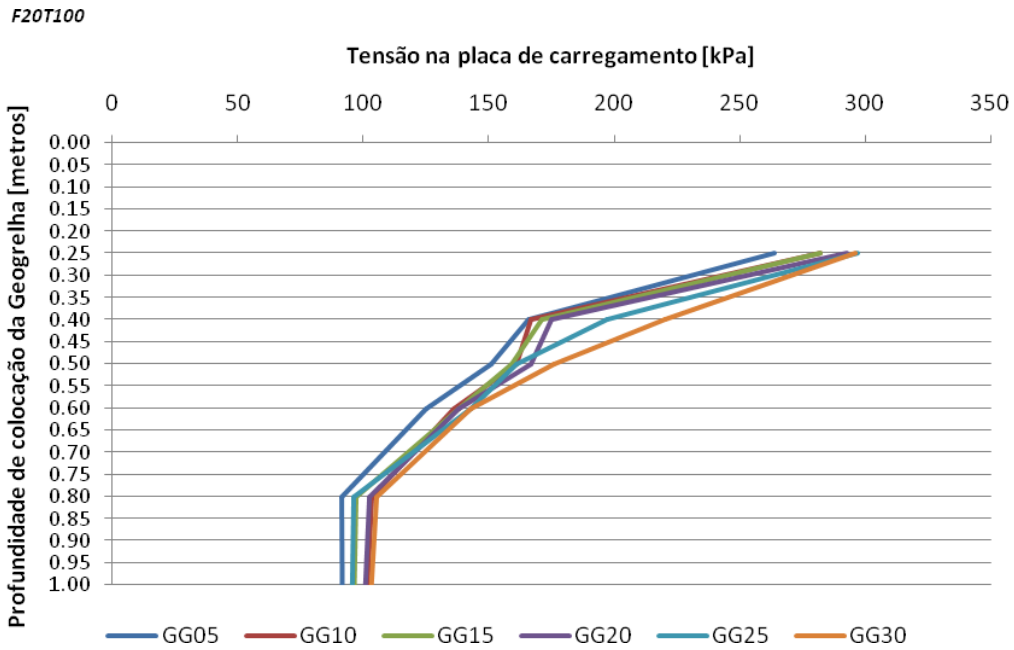


Figura 4.23 - Tensão na placa de carregamento para uma deformação de 5 mm em modelo com fundação de aproximadamente 20 MPa e camada de topo de 100 MPa.

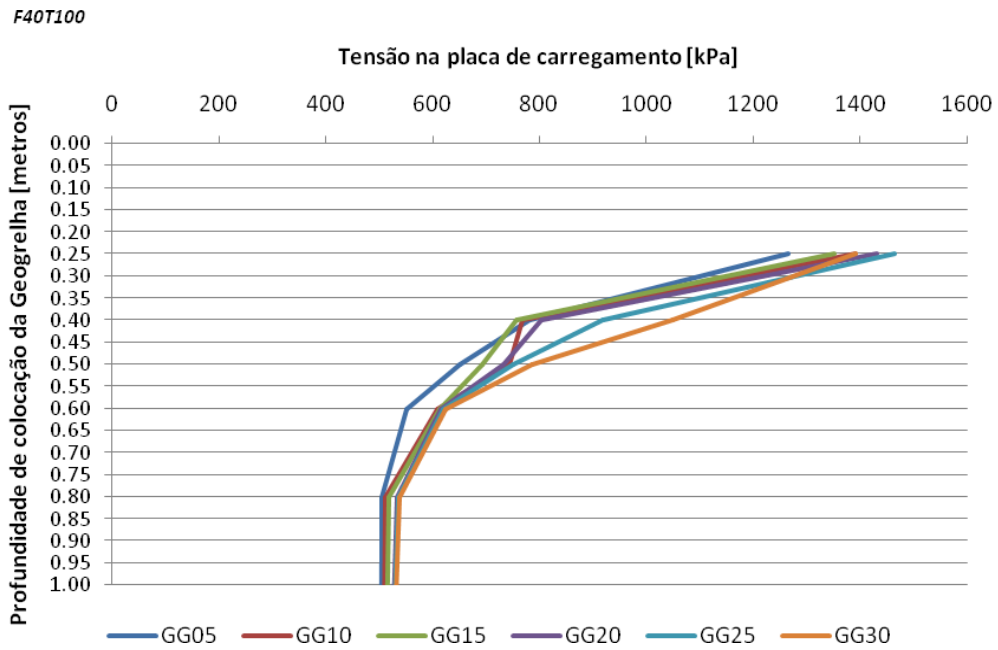


Figura 4.24 - Tensão na placa de carregamento para uma deformação de 5 mm em modelo com fundação de 40 MPa e camada de topo de 100 MPa.

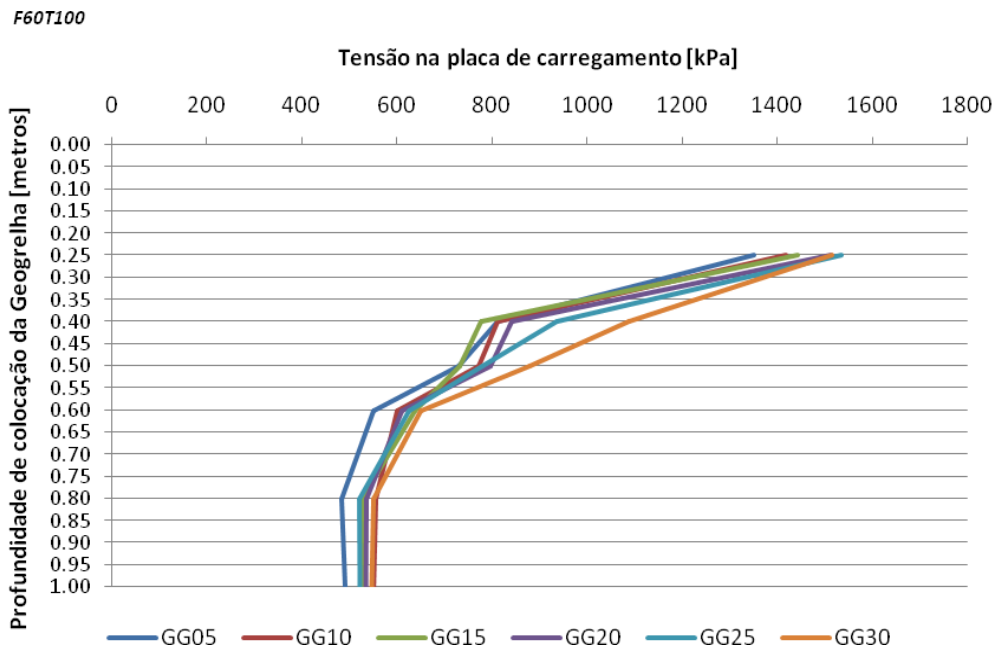


Figura 4.25 - Tensão na placa de carregamento para uma deformação de 5 mm em modelo com fundação de 60 MPa e camada de topo de 100 MPa.

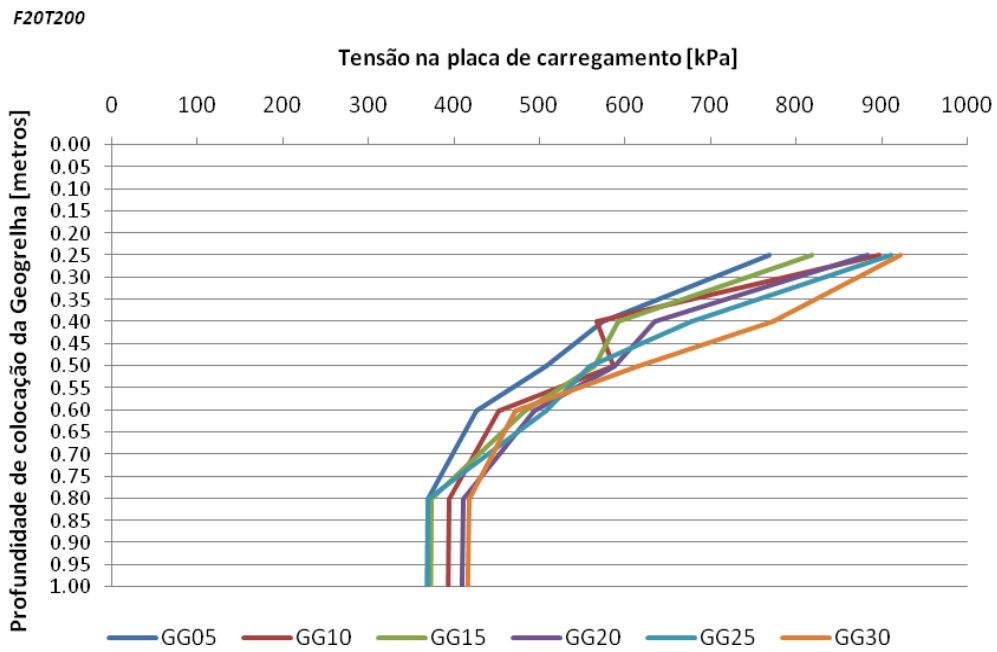


Figura 4.26 - Tensão na placa de carregamento para uma deformação de 5 mm em modelo com fundação de aproximadamente 20 MPa e camada de topo de 200 MPa.

Os resultados sugerem que não existe diferença significativa em função do tipo de geogrelha. Por isso, para se poder efectuar uma análise mais clara dos resultados, e poder comparar os efeitos da rigidez da fundação e camada superficial, decidiu-se, para as quatro combinações de solo de fundação e camada superficial, apresentar a média do ganho de rigidez do maciço. Entenda-se por média do ganho de rigidez como um valor percentual do valor médio da tensão obtida na placa de carregamento para uma dada profundidade de colocação da geogrelha, em relação ao valor de tensão obtido na placa quando o maciço não tem qualquer geogrelha. Assim, as quatro curvas da Figura 4.27 têm forma semelhante às curvas de tensão na placa de carregamento em função da profundidade de colocação da geogrelha.

Em termos gerais, verifica-se que ocorre um importante ganho de rigidez no maciço, avaliada à superfície, quando se coloca a geogrelha. Esse ganho diminui com o aumento da profundidade a que se coloca o reforço.

Para as situações em que o material da camada superior tem um valor de módulo de 100 MPa, o ganho de rigidez é bem maior quando a camada inferior tem um valor de módulo de 20 MPa. Os ganhos são menores e semelhantes entre si, quando esta camada assume valores de módulo de 40 e 60 MPa.

Quando a camada superficial tem um valor de módulo de 200 MPa, o ganho de rigidez propiciado pelo reforço é menor do que na situação em que o valor do módulo é de 100 MPa. De facto, considerando o reforço colocado a 0,25 m de profundidade o ganho no primeiro caso é de cerca de 140%, enquanto que no segundo caso é de cerca de 210%. Com o aumento da profundidade de colocação do reforço, essa diferença deixa de ser tão significativa, mas é, mesmo assim, importante.

A colocação de uma geogrelha a uma profundidade superior a 80 cm, para o caso em estudo, não fará sentido uma vez que o ganho de rigidez é praticamente nulo.

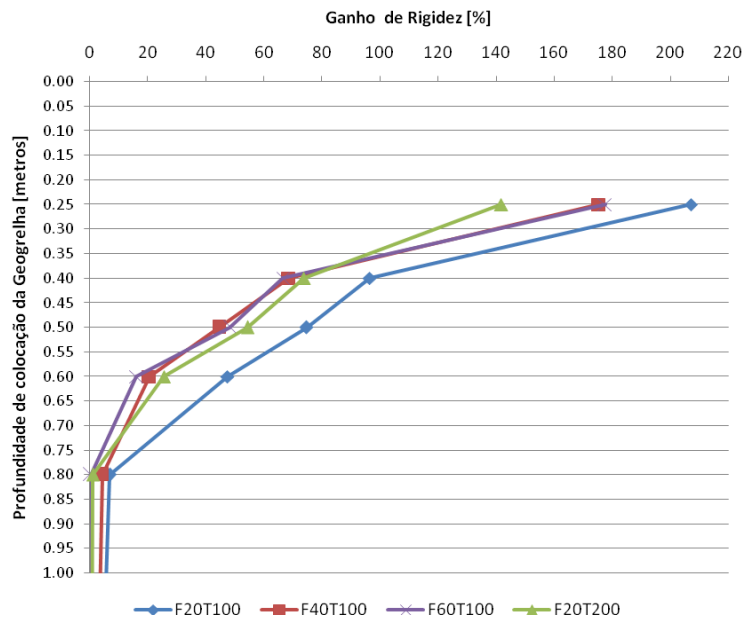


Figura 4.27 - Valor médio do ganho de rigidez do maciço através da colocação de uma geogrelha "média"

5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os geossintéticos têm vindo a ser utilizados com diversas funções nas infra-estruturas de transporte. Em particular, no caso das vias férreas, as geogrelhas podem ser utilizadas no reforço das camadas de apoio da via. No entanto, uma adequada utilização exige que o dimensionamento da via contabilize a contribuição destes elementos.

A análise pelo método dos elementos finitos revelou-se inadequada para avaliação do comportamento estrutural das camadas reforçadas com geogrelha. Pelos resultados obtidos, um elemento como a geogrelha (apenas com rigidez axial) só tem efeito no sistema quando ocorrem grandes deformações e se mobilizam esforços de membrana.

Demonstrou-se que considerando um elemento estrutural com rigidez axial e de flexão, como seja uma laje de betão armado, existe ganho de rigidez, mesmo para pequenas deformações. A redução do assentamento, para uma dada carga aplicada, ocorre mesmo para espessuras muito reduzidas da laje.

A análise por elementos discretos possibilitou uma melhor modelação do problema. Esta metodologia tem vindo a ser utilizada por outros autores, em particular em estudos que já foram desenvolvidos (McDowell, 2006), e outros que ainda decorrem na Universidade de Nottingham, que além de modelações numéricas contemplam ensaios laboratoriais. O MED permitiu demonstrar que uma geogrelha tem importância no ganho de rigidez, mesmo para pequenas deformações. Essa importância é mais notória no caso de fundações mais deformáveis.

A contribuição da geogrelha para o aumento da rigidez global do maciço, medida à superfície, esvaece com o aumento da profundidade a que aquela é colocada e com o aumento da rigidez da camada sobrejacente.

A variação que se estabeleceu para a rigidez axial da geogrelha que foi modelada parece não ter grande influência no ganho de rigidez do conjunto.

Tendo em conta o potencial do método utilizado seria interessante, em trabalhos futuros, continuar a desenvolver a modelação numérica deste tipo de estruturas, se possível considerando modelos de comportamento não linear para os geomateriais. Para além disso, é importante verificar a importância nos resultados obtidos, da forma de modelar alguns dos elementos da estrutura, nomeadamente a geogrelha.

BIBLIOGRAFIA

Bhandari, H. (2008) *Discrete Element Method Investigation of Geogrid-Aggregate Interaction under a Cyclic Wheel Load*. Transportation Research Board Annual Meeting 2009

Borges, J. L. (1995). Aterros sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Fernandes, G. (2008). *Performance of geosynthetic reinforced alternative sub-ballast material in a railway track*. Geosynthetics International, 2008, 15, nº5

Fernandes, M. (2006) *Mecânica dos Solos: Conceitos e Princípios Fundamentais Volume II*. Feup Edições, Porto.

Fortunato, E. (2005). Renovação de Plataformas Ferroviárias, Estudos relativos à capacidade de carga. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Indraratna, B; et al. (2005). *Improvement of granular media and formation soil using geosynthetics with special reference to rail track environment*. 6th International Conference on Ground Improvement Techniques, 18 - 19 July, 2005, Coimbra, Portugal

Koerner, Robert M. (1998). *Designing with geosynthetics*. Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.

Lopes, M. L. (1992). *Muros reforçados com geossintéticos*. Dissertação de Doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Marques, D. A. O. (2008). Reforço de Solos de Fundação com Colunas de Jet Grouting Encabeçadas por Geossintéticos. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

McDowell, G. R.; Harireche O.; Konietzky H.; Brown S. F.; Thorn N. H. (2006). *Discrete element modelling of geogrid-reinforced aggregates*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical engineering 159:11, 35-48, Telford, 2006.

Particle Flow Code 2D (2008). User's Manual Version 4.1. Itasca Consulting Group.

Phase 2. User's Manual Version 7.0. Rocscience.

Pimentel, K.C.A. (2007). Estradas Não pavimentadas e Ferrovias Reforçadas com Geossintéticos. Dissertação de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília.

Pimentel, K.C.A.; Bathurst R.J.; Palmeira E. (2006) Geosynthetics in Railroads. International Geosynthetics Society [IGS].

Plaxis, (2002). Reference Manual Version 8. Delft University of Technology & Plaxis, The Netherlands.

Plaxis, (2002). User's Manual Version 8. Delft University of Technology & Plaxis, The Netherlands.

REFER (2003). Características técnicas do balastro. IT.GEO.001.

REFER (2007). Características técnicas do sub-balastro. IT.GEO.006, 1ª versão.

Selig, Ernest T.; Waters, John M. (2000). Track geotechnology and substructure management. Thomas Telford, London, England.

Sieira, A.C.C.F. (2003). *Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha*. Tese de Doutorado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

UIC (1994). *Ouvrages en terre et couches d'assise ferroviaires. Code UIC 719R, 2^{ème} édition*.

http://www.geosyntheticssociety.org/source_documents/Leaflets/Railroads/English.pdf

<http://gow.epsrc.ac.uk/ViewGrant.aspx?GrantRef=EP/E048153/1>
http://www.tensarcorp.com/uploadedFiles/SPECTRA_FLY_DEM_1.07.pdf

<http://en.wikipedia.org/wiki/File:Geosynthetics2.jpg>

Tensar [1] - http://www.tensarcorp.com/uploadedFiles/TX_MPDS_1.09.pdf

Tensar [2] - http://www.tensarcorp.com/uploadedFiles/SPECTRA_BRO_RAIL_9.08.pdf

ANEXO I – RESULTADOS DOS ENSAIOS BIAXIAIS

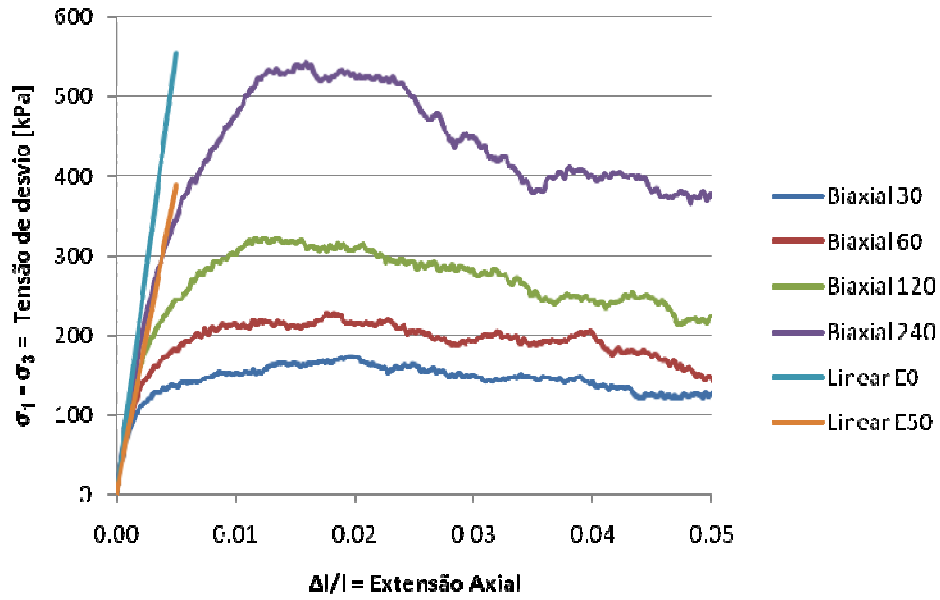


Figura A1 – Ensaio biaxial [sub-balastro 1] : k_n e $k_{s_ball} = 6e8$ N/m; $friction_ball = 0.85$; $k_{n_wall} = 1e7$ N/m

Tabela A1 - Resultados para parâmetros elásticos em sub-balastro 1

$\sigma_3 =$ Confinamento [kPa]	$\sigma_1 - \sigma_3$ [kPa]	σ_1 [kPa]	E_0 [MPa]	E_{50} [MPa]
30	174	204	105	72
60	228	288	111	75
120	322	442	110	80
240	542	782	118	84
Valores Médios [MPa]			111	78

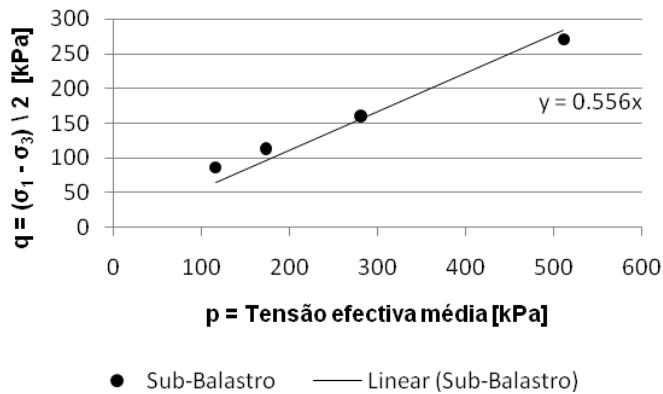


Figura A2 - Valores de pico para análise pelo critério de rotura de Mohr Coulomb – da análise em sub-balastro 1 resulta $\phi'_{pico} = 33.8^\circ$

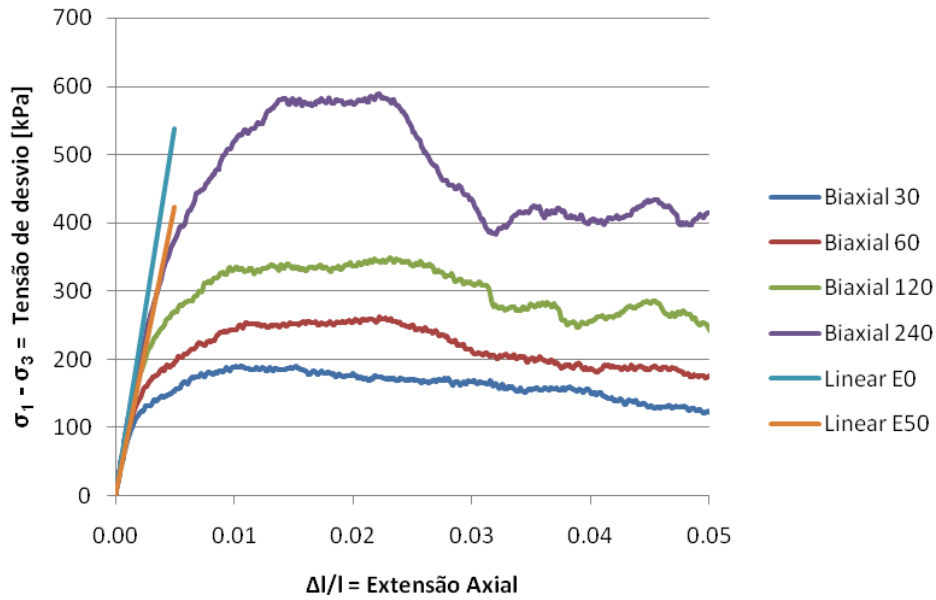


Figura A3 - Ensaio biaxial [sub-balastro 2] : k_n e $k_{s_ball} = 6e8$ N/m; $friction_ball = 1.00$; $k_{n_wall} = 1e7$ N/m

Tabela A2 - Resultados para parâmetros elásticos em sub-balastro 2

$\sigma_3 =$ Confinamento [kPa]	$\sigma_1 - \sigma_3$ [kPa]	σ_1 [kPa]	E_0 [MPa]	E_{50} [MPa]
30	190	220	93	78
60	262	322	106	81
120	348	468	119	91
240	588	828	113	88
Valores Médios [MPa]			108	85

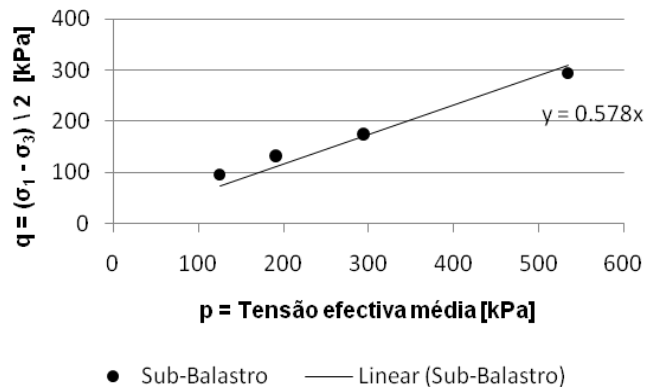


Figura A4 - Valores de pico para análise pelo critério de rotura de Mohr Coulomb – da análise em sub-balastro 2 resulta $\phi'_{pico} = 35.4^\circ$

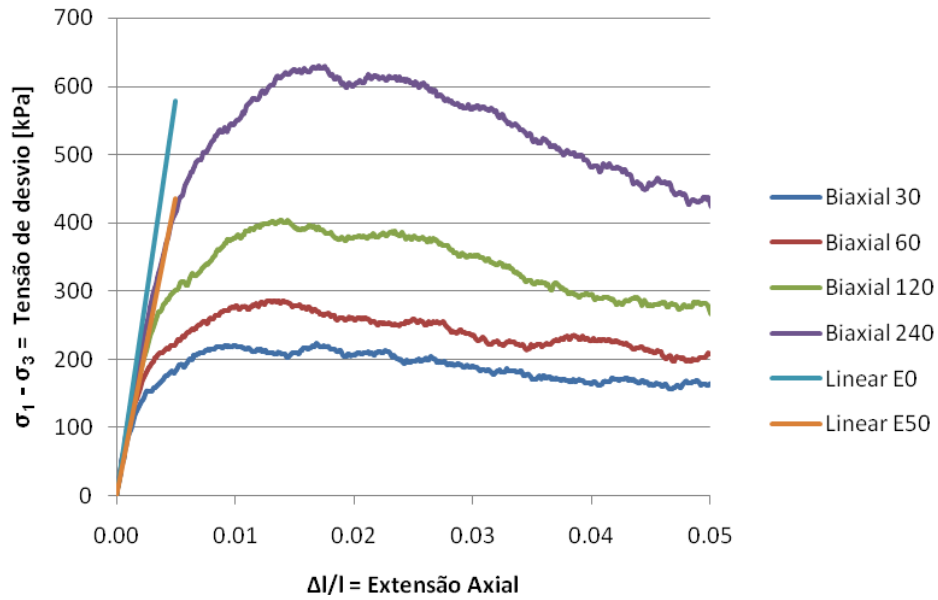


Figura A5 - Ensaio biaxial [sub-balastro 3] : k_n e $k_{s_ball} = 6e8$ N/m; $friction_ball = 1.25$; $k_{n_wall} = 1e7$ N/m

Tabela A3 - Resultados para parâmetros elásticos em sub-balastro 3

$\sigma_3 =$ Confinamento [kPa]	$\sigma_1 - \sigma_3$ [kPa]	σ_1 [kPa]	E_0 [MPa]	E_{50} [MPa]
30	223	253	109	79
60	286	346	116	84
120	404	524	117	91
240	630	870	121	95
Valores Médios [MPa]			116	87

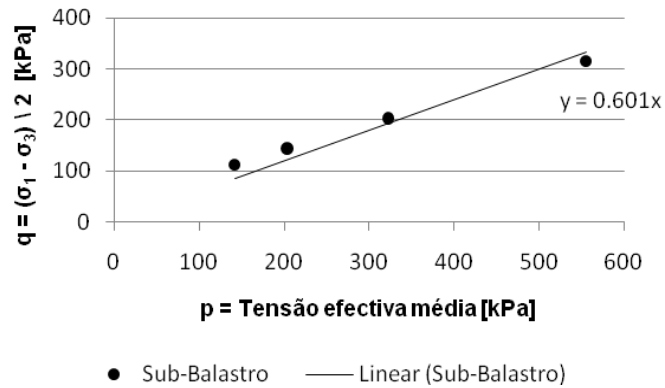


Figura A6 - Valores de pico para análise pelo critério de rotura de Mohr Coulomb – da análise em sub-balastro 3 resulta $\varphi'_{pico} = 37.0^\circ$

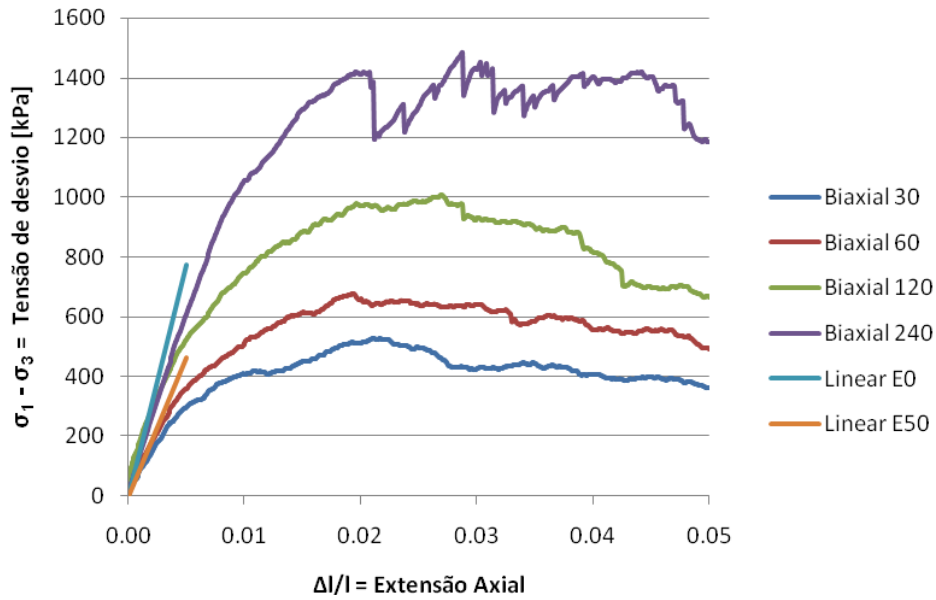


Figura A7 - Ensaio biaxial [Balastro]: k_n e $k_{s_ball} = 1e9$ N/m; $friction_ball = 0.80$; $k_{n_wall} = 1e7$ N/m

Tabela A4 - Resultados para parâmetros elásticos em Balastro

$\sigma_3 =$ Confinamento [kPa]	$\sigma_1 - \sigma_3$ [kPa]	σ_1 [kPa]	E_0 [MPa]	E_{50} [MPa]
30	529	559	90	64
60	677	737	103	77
120	1008	1127	293	109
240	1483	1723	131	119
Valores Médios [MPa]			155	92

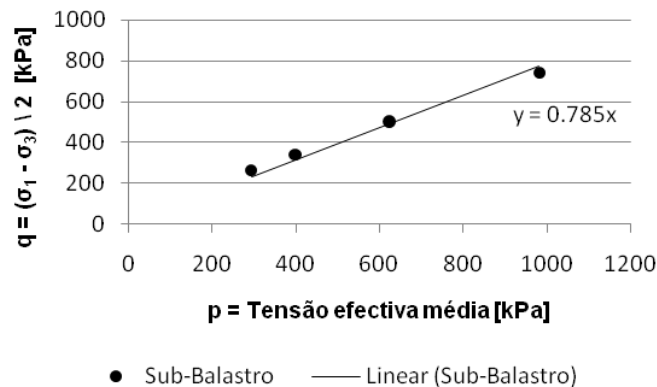


Figura A8 - Valores de pico para análise pelo critério de ruptura de Mohr Coulomb – da análise em Balastro resulta $\phi'_{pico} = 51.7^\circ$