

ROBINSON SIQUEIRA GARCIA

**Modelagem analítica de solos reforçados com geocélulas: aplicação na
obtenção do fator de melhora do módulo (MIF) e do comportamento
tensão/deformação da célula**

São Paulo

2021

ROBINSON SIQUEIRA GARCIA

**Modelagem analítica de solos reforçados com geocélulas: aplicação na
obtenção do fator de melhora do módulo (MIF) e do comportamento
tensão/deformação da célula**

Versão Corrigida

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

São Paulo

2021

ROBINSON SIQUEIRA GARCIA

Modelagem analítica de solos reforçados com geocélulas: aplicação na obtenção do fator de melhora do módulo (MIF) e do comportamento tensão/deformação da célula

Versão Corrigida

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

Área de concentração:
Engenharia Geotécnica

Orientador:
Prof. Dr. José Orlando Avesani Neto

São Paulo

2021

Autorizo a reprodução e divulgação total ou parcial deste trabalho, por qualquer meio convencional ou eletrônico, para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, _____ de julho de 2021

Assinatura do autor: _____

Assinatura do orientador: _____

Catálogo-na-publicação

Garcia, Robinson Siqueira

Modelagem analítica de solos reforçados com geocélulas: aplicação na obtenção do fator de melhora do módulo (MIF) e do comportamento tensão/deformação da célula / R. S. Garcia -- versão corr. -- São Paulo, 2021. 236 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Mecânica dos solos 2.Infraestrutura de transportes 3.Geossintéticos I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t.

A meus pais e irmãs,
pelo seu suporte e apoio.

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, José Orlando Avesani Neto, que me auxiliou na pesquisa, um professor que tem uma visão prática de engenharia como consultor e que sempre busca incentivar seus orientandos.

Aos professores de Geotecnia do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil: Faiçal Massad, Marcos Massao Futai e Maria Eugênia Boscov, pelo conhecimento compartilhado através de suas aulas e pelos incentivos dados para a pesquisa e para a docência.

Aos professores José Jorge Nader, Mauricio Abramento e Waldemar Hachich, que me apoiaram, auxiliaram e deram importantes contribuições para o desenvolvimento da pesquisa.

À Coordenação para o Aperfeiçoamento Pessoal do Ensino Superior (CAPES – 88887.463870/2019-00), pelo suporte financeiro.

A todos os meus amigos e “colegas” do Laboratório de Mecânica dos Solos e do GeolInfra, companheiros da Pós Graduação que caminharam junto comigo nessa jornada, em especial Philippe Stankevicius, Juliana Tsugawa e Thais Dada.

Aos funcionários da Escola Politécnica da USP, em especial aos técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos, Antônio e Val, e a secretária da Pós Graduação, Wandréa.

A aqueles que me apresentaram profissionalmente à engenharia geotécnica, amigos e colegas que trabalharam um dia comigo na Ludemann Engenheiros Associados, especialmente ao engenheiro Sergio Ludemann.

Ao Grupo de Teatro da Poli (GTP), um oásis que me permitiu ter momentos de humanização no meio da aridez das ciências exatas.

Às minhas irmãs, Soraia, Solange e Simone e aos meus pais, Maria do Carmo e Robinson, que me apoiaram e me incentivaram.

E a Deus.

A todos vocês, muito obrigado.

RESUMO

GARCIA, Robinson Siqueira. Modelagem analítica de solos reforçados com geocélulas: aplicação na obtenção do fator de melhora do módulo (MIF) e do comportamento tensão/deformação da célula. 2021. Dissertação (Mestrado em Ciências e Engenharia Geotécnica) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2021.

Geocélulas são geossintéticos tridimensionais que reforçam o solo, pelo acréscimo de confinamento, aumentando a sua rigidez e reduzindo a deformabilidade da camada reforçada como um todo, permitindo que a engenharia de infraestrutura de transportes utilize esse benefício para potenciais otimizações de projetos e estruturas. O incremento de rigidez da camada reforçada com geocélula pode ser expressa pelo fator de melhora do módulo (MIF), razão do módulo elástico da camada com e sem o reforço, utilizando o mesmo solo de preenchimento. A pesquisa realizada desenvolveu um equacionamento analítico capaz de modelar o comportamento tensão-deformação das células e seu material de preenchimentos. O modelo desenvolvido considera o aumento de confinamento gerado pelas paredes da geocélula, a não linearidade do comportamento do solo (utilizando o modelo hiperbólico), os esforços de compactação do solo (que gera um efeito de protensão), a contribuição da rigidez e da geometria da geocélula e a compatibilidade de deformações de forma a permitir o cálculo do MIF da camada reforçada e das deformações e solicitações na parede da célula. A modelagem desenvolvida permitiu a criação de ábacos adimensionais para a direta aplicação do modelo, facilitando sua aplicação na engenharia geotécnica e de infraestrutura de transportes. A análise paramétrica mostrou que a rigidez relativa entre o solo e a geocélula e as tensões de compactação são os parâmetros de maior influência no MIF e nas deformações induzidas nas paredes das células. Por fim, o modelo foi avaliado com resultados de ensaios de campo e laboratório no qual foi possível verificar uma satisfatória capacidade de previsão dos resultados, confirmando sua aplicabilidade na prática da engenharia.

Palavras-chave: Geossintéticos. MIF. Infraestrutura de transporte. Confinamento. Compósito.

ABSTRACT

GARCIA, Robinson Siqueira. Analytical modeling of geocell reinforced soils: application in obtaining the modulus improvement factor (MIF) and the stress/strain behavior of the cell. 2021. Dissertação (Mestrado em Ciências e Engenharia Geotécnica) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2021.

Geocells are three-dimensional geosynthetics that enhance the soil by increasing confinement, improving the stiffness, and reducing the deformability of the reinforced layer, allowing transport infrastructure engineering to use this benefit for potential optimizations of design and structures. The enhancement of stiffness of the geocell reinforced layer can be expressed by the modulus improvement factor (MIF), which is the ratio of the elastic modulus of the reinforced and unreinforced layer. This research developed an analytical equation capable of modeling the stress-strain behavior of cells and infill stuff. The model considers the higher confinement generated by the geocell walls, the non-linearity of the soil behavior (by using the hyperbolic model), the soil compaction efforts (which apply a prestressing effect), the contribution of the geocell wall stiffness, its geometry, and the compatibility of deformations to allow calculating the MIF of the reinforced layer and the strains and efforts in the geocell walls. The modeling developed allowed creating dimensionless charts for directly applying its results, which facilitates using the model in geotechnical and transport infrastructure engineering. The parametric analysis showed that the relative stiffness between the soil and the geocell and the compaction stresses are the most influential parameters on MIF and induced strains of the geocell walls. Finally, an evaluation of the model by comparison with results of field and laboratory tests verified a satisfactory ability to predict the results, confirming its applicability to engineering practice.

Keywords: Geocell. MIF. Transport Infrastructure. Confinement. Composite.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Valor de MIF da camada de base em função do módulo do material da base sem o reforço (na abcissa) e do módulo de elasticidade do subleito (para 40, 80 e 120 MPa) – Extraído da Diretriz Holandesa	36
Figura 2.2 – Modelo Hiperbólico: a) Curva tensão-deformação no modelo hiperbólico; b) Linearização da curva hiperbólica	44
Figura 2.3 – Ciclo de histerese de carregamento e descarregamento na compactação (Extraído de Duncan e Seed, 1986)	50
Figura 2.4 – Correlação entre o ângulo de atrito e o parâmetro α (Extraído de Duncan e Seed, 1986).....	51
Figura 2.5 - Modelagem do ciclo de compactação adotado por Seed e Duncan (1986) (Extraído de Seed e Duncan, 1986)	52
Figura 3.1 - a) Células da geocélula, esforços e tensões interna e externa à uma célula; b) Simplificação para uma célula circular (Extraído de Garcia e Avesani Neto, 2021)	56
Figura 3.2 - Ciclo de carregamento e descarregamento na compactação (Extraído de Garcia e Avesani Neto, 2021)	63
Figura 4.1 - Ciclo de carregamento e descarregamento na compactação - OCR \approx 1	80
Figura 4.2 - Ciclo de carregamento e descarregamento na compactação - OCR = 10	81
Figura 4.3 - Ciclo de carregamento e descarregamento na compactação - OCR = 100	81
Figura 4.4 - Ábaco para o valor de K_c para $\phi'=40^\circ$	83
Figura 4.5 - Ábaco para o cálculo da tração da parede na geocélula no fim do carregamento (T_c), para $\phi'=40^\circ$	84
Figura 4.6 - Ábaco para o cálculo da deformação horizontal da parede na geocélula no fim do carregamento (T_c), para $\phi'=40^\circ$	85
Figura 4.7 - Ábaco para o K_c e $\Delta\varepsilon_{hc}$ em função de β_1 , para ϕ' de 30° a 50°	86
Figura 4.8 - Ábaco para o valor de K_r para $\phi'=40^\circ$	87
Figura 4.9 - Ábacos de K_r para ângulos de atrito de 30° a 45°	88
Figura 4.10 - Ábaco para o valor de $T_r/(d_{eq}\cdot\sigma'_{v0})$ para $\phi'=40^\circ$	89
Figura 4.11 - Ábaco para o valor de $T_r/(d_{eq}\cdot\sigma'_{vc})$ para $\phi'=40^\circ$	90

Figura 4.12 - Ábaco para o valor de ε_{hr} para $\phi'=40^\circ$	91
Figura 4.13 - Ábaco dos coeficientes K_c e K^*c e das deformações $\Delta\varepsilon_{hc}$ e $\Delta\varepsilon^*_{hc}$ em função do β_1 : $n = 0,4$; $R_f = 0,8$	92
Figura 4.14 - Ábacos de MIF para ângulos de atritos de 30° a 45° (Adaptado de Garcia e Avesani, 2021)	93
Figura 4.15 - Ábaco de MIF, fixando $K_r = 1$: $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	95
Figura 4.16 – Ábacos de K_c para ângulo de atrito $\phi' = 40^\circ$: a) $n = 0,1$; b) $n = 0,7$	96
Figura 4.17 – Ábacos de K_r para ângulo de atrito $\phi' = 40^\circ$: a) $n = 0,1$; b) $n = 0,7$	97
Figura 4.18 - Valores de MIF para $K_r = 1$, variando o valor de n	97
Figura 4.19 - Comparação dos valores de K_r para a variação de k_u/k : a) $k_u/k=1,2$; b) $k_u/k = 3,0$	98
Figura 4.20 - Valores de MIF para $K_r = 1$, variando k_u/k : $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$..	99
Figura 4.21 - Valores obtidos de MIF com o aumento da rigidez da geocélula e do carregamento na compactação, $d_{eq} = 0,20$ m.....	102
Figura 5.1 - Comparação das deformações da parede da geocélula obtidas experimentalmente e pelo método.....	113
Figura 5.2 - Comparação dos MIF obtidos experimentalmente e pelo método (adaptado de Garcia e Avesani, 2021)	123
Figura A.1 - Valores obtidos de k - extraído de Stancati (1978)	164
Figura A.2 - Valores obtidos de n - extraído de Stancati (1978)	164
Figura A.3 - Valores obtidos de R_f geral - extraído de Stancati (1978)	165
Figura A.4 - Parâmetros do modelo hiperbólico obtidos por Kaya (2004)	168
Figura C.1 - Ábaco de K_c e $\Delta\varepsilon_{hc}$: $n = 0,4$; $R_f = 0,8$	177
Figura C.2 - Ábaco de K_c e $\Delta\varepsilon_{hc}$: $\phi = 40^\circ$; $R_f = 0,8$	177
Figura C.3 - Ábaco de K_c : $\phi' = 30^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$	178
Figura C.4 - Ábaco de $T_c/(d_{eq}\cdot\sigma'_{vc})$: $\phi' = 30^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$	178
Figura C.5 - Ábaco de $\varepsilon_{hc}\cdot k\cdot(\sigma'_{vc}/P_a)^{n-1}$: $\phi' = 30^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$	179
Figura C.6 - Ábaco de K_r : $\phi' = 30^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	179
Figura C.7 - Ábaco de $T_r/(d_{eq}\cdot\sigma'_{vc})$: $\phi' = 30^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	180
Figura C.8 - Ábaco de $\varepsilon_{hr}\cdot k\cdot(\sigma'_{vc}/P_a)^{n-1}$: $\phi' = 30^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	180
Figura C.9 - Ábaco de MIF: $\phi' = 30^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	181
Figura C.10 - Ábaco de K_c : $\phi' = 35^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$	181
Figura C.11 - Ábaco de $T_c/(d_{eq}\cdot\sigma'_{vc})$: $\phi' = 35^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$	182
Figura C.12 - Ábaco de $\varepsilon_{hc}\cdot k\cdot(\sigma'_{vc}/P_a)^{n-1}$: $\phi' = 35^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$	182

Figura C.13 - Ábaco de K_r : $\phi' = 35^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	183
Figura C.14 - Ábaco de $T_r/(d_{eq}\cdot\sigma'_{vc})$: $\phi' = 35^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	183
Figura C.15 - Ábaco de $\varepsilon_{hr}\cdot k\cdot(\sigma'_{vo}/P_a)^{n-1}$: $\phi' = 35^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	184
Figura C.16 - Ábaco de MIF: $\phi' = 35^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	184
Figura C.17 - Ábaco de K_c : $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$	185
Figura C.18 - Ábaco de $T_c/(d_{eq}\cdot\sigma'_{vc})$: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$	185
Figura C.19 - Ábaco de $\varepsilon_{hc}\cdot k\cdot(\sigma'_{vc}/P_a)^{n-1}$: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$;	186
Figura C.20 - Ábaco de K_r : $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	186
Figura C.21 - Ábaco de $T_r/(d_{eq}\cdot\sigma'_{vc})$: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	187
Figura C.22 - Ábaco de $\varepsilon_{hr}\cdot k\cdot(\sigma'_{vo}/P_a)^{n-1}$: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	187
Figura C.23 - Ábaco de MIF: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	188
Figura C.24 - Ábaco de K_c : $\phi' = 45^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$	188
Figura C.25 - Ábaco de $T_c/(d_{eq}\cdot\sigma'_{vc})$: $\phi' = 45^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$	189
Figura C.26 - Ábaco de $\varepsilon_{hc}\cdot k\cdot(\sigma'_{vc}/P_a)^{n-1}$: $\phi' = 45^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$;	189
Figura C.27 - Ábaco de K_r : $\phi' = 45^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	190
Figura C.28 - Ábaco de $T_r/(d_{eq}\cdot\sigma'_{vc})$: $\phi' = 45^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	190
Figura C.29 - Ábaco de $\varepsilon_{hr}\cdot k\cdot(\sigma'_{vo}/P_a)^{n-1}$: $\phi' = 45^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	191
Figura C.30 - Ábaco de MIF: $\phi' = 45^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	191
Figura C.31 - Ábaco de K_c : $\phi' = 50^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$	192
Figura C.32 - Ábaco de $T_c/(d_{eq}\cdot\sigma'_{vc})$: $\phi' = 50^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$	192
Figura C.33 - Ábaco de $\varepsilon_{hc}\cdot k\cdot(\sigma'_{vc}/P_a)^{n-1}$: $\phi' = 50^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$;	193
Figura C.34 - Ábaco de K_r : $\phi' = 50^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	193
Figura C.35 - Ábaco de $T_r/(d_{eq}\cdot\sigma'_{vc})$: $\phi' = 50^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	194
Figura C.36 - Ábaco de $\varepsilon_{hr}\cdot k\cdot(\sigma'_{vo}/P_a)^{n-1}$: $\phi' = 50^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	194
Figura C.37 - Ábaco de MIF: $\phi' = 50^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	195
Figura C.38 - Ábaco de K_c : $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,1$; $R_f = 0,8$	195
Figura C.39 - Ábaco de $T_c/(d_{eq}\cdot\sigma'_{vc})$: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,1$; $R_f = 0,8$	196
Figura C.40 - Ábaco de $\varepsilon_{hc}\cdot k\cdot(\sigma'_{vc}/P_a)^{n-1}$: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,1$; $R_f = 0,8$;	196
Figura C.41 - Ábaco de K_r : $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,1$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	197
Figura C.42 - Ábaco de $T_r/(d_{eq}\cdot\sigma'_{vc})$: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,1$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	197
Figura C.43 - Ábaco de $\varepsilon_{hr}\cdot k\cdot(\sigma'_{vo}/P_a)^{n-1}$: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,1$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	198
Figura C.44 - Ábaco de MIF: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,1$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	198
Figura C.45 - Ábaco de K_c : $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,7$; $R_f = 0,8$	199
Figura C.46 - Ábaco de $T_c/(d_{eq}\cdot\sigma'_{vc})$: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,7$; $R_f = 0,8$	199

Figura C.47 - Ábaco de $\varepsilon_{hc} \cdot k \cdot (\sigma'_{vc}/P_a)^{n-1}$: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,7$; $R_f = 0,8$;	200
Figura C.48 - Ábaco de K_r : $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,7$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	200
Figura C.49 - Ábaco de $T_r/(d_{eq} \cdot \sigma'_{vc})$: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,7$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	201
Figura C.50 - Ábaco de $\varepsilon_{hr} \cdot k \cdot (\sigma'_{v0}/P_a)^{n-1}$: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,7$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	201
Figura C.51 - Ábaco de MIF: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,7$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	202
Figura C.52 - Ábaco de K_r : $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=3,0$	202
Figura C.53 - Ábaco de $T_r/(d_{eq} \cdot \sigma'_{vc})$: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=3,0$	203
Figura C.54 - Ábaco de $\varepsilon_{hr} \cdot k \cdot (\sigma'_{v0}/P_a)^{n-1}$: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=3,0$	203
Figura C.55 - Ábaco de MIF: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=3,0$	204
Figura C.56 - Ábaco de MIF para $K_r = 1,0$: $n = 0,1$; $R_f = 0,8$	204
Figura C.57 - Ábaco de MIF para $K_r = 1,0$: $n = 0,4$; $R_f = 0,8$	205
Figura C.58 - Ábaco de MIF para $K_r = 1,0$: $n = 0,7$; $R_f = 0,8$	205
Figura D.1 – Comparação da deformação de Han et al. (2008)	211
Figura D.2 – Módulos da camada de base obtidas por Pokharel (2010) para as espessuras de 15 cm (a) e 30 cm (b).	227

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 - Parâmetros do solo de preenchimento aplicado no exemplo.....	100
Tabela 4.2 - Valores de K_c , K_r , módulos, MIF e esforços para $OCR=1$, $d_{eq} = 0,20$ m	100
Tabela 4.3 - Valores de K_c , K_r , módulos, MIF e esforços para $OCR=10$, $d_{eq} = 0,20$ m	101
Tabela 4.4 - Valores de K_c , K_r , módulos, MIF e esforços para $OCR=100$, $d_{eq} = 0,20$ m	101
Tabela 4.5 – Deformações na parede da geocélula no carregamento com o confinamento externo.....	103
Tabela 4.6 - Deformações na parede da geocélula sem confinamento externo	103
Tabela 5.1 – Comparação da deformação horizontal – casos analisados	106
Tabela 5.2 – Dados de comparação de ϵ_{hc} – Ensaio estático com uma célula....	108
Tabela 5.3 – Dados de comparação de ϵ_{hc} – Ensaio estático com múltiplas células	110
Tabela 5.4 – Dados de comparação de ϵ_{hc} – Ensaio cíclico com múltiplas células	112
Tabela 5.5 - Comparação do MIF - casos analisados (adaptado de Garcia e Avesani, 2021)	114
Tabela 5.6 - Dados de comparação - Ensaio em laboratório com uma célula (Adaptado de Garcia e Avesani, 2021)	117
Tabela 5.7 - Dados de comparação - Ensaio em laboratório com múltiplas células (adaptado de Garcia e Avesani, 2021).....	119
Tabela 5.8 – Dados de comparação - Ensaio em campo (Adaptado de Garcia e Avesani, 2021)	122
Tabela A.1 – Parâmetros do modelo hiperbólico sugerido por Duncan et al. (1980)	161
Tabela A.2 – Parâmetros do modelo hiperbólico sugerido por Marques et al. (2006)	162
Tabela A.3 - Valores típicos de parâmetros (Kulhawy et al, 1969).....	163
Tabela A.4 – Parâmetros do modelo hiperbólico conforme (Trautmann et al, 1983)	163
Tabela A.5 - Solos estudados por Stancati (1978).....	165

Tabela A.6 – Parâmetros do modelo hiperbólico obtidos por Boscardini et al. (1990)	166
.....	
Tabela A.7 - Descrição do solo estudado por Boscardini et al. (1990)	167
Tabela A.8 - Propriedades do material estudado por Kaya (2004)	167
Tabela A.9 - Parâmetros de k_u e n , já convertido para o modelo hiperbólico - extraído de Medina e Preussler (1980)	169
Tabela D.1 – Parâmetros hiperbólicos para a comparação do trabalho de Han et al. (2008), módulo e MIF estimados	208
Tabela D.2 – Deformações obtidas em Han et al. (2008) - primeiro método	209
Tabela D.3 – Deformações obtidas em Han et al. (2008) - segundo método	209
Tabela D.4 – Deformações calculadas pelo modelo para o caso de Han et al. (2008)	210
.....	
Tabela D.5 - Propriedades das Geocélulas utilizadas em Pokharel et al. (2010) e MIF obtido nos ensaios	211
Tabela D.6 - MIF obtidos por Pokharel et al. (2010)	212
Tabela D.7 - Parâmetros do modelo hiperbólico para a comparação com Pokharel et al. (2010) e módulo do solo não reforçado obtido	212
Tabela D.8 – Comparação com Pokharel et al. (2010) dos valores de MIF	213
Tabela D.9 - Deformações obtidas experimentalmente nos ensaios de Hegde e Sitharam (2015b)	214
Tabela D.10 – Parâmetros dos solos utilizados em Hegde e Sitharam (2015b)	214
Tabela D.11 – Deformações calculadas pelo modelo e erro relativo para os casos de Hegde e Sitharam (2015b)	214
Tabela D.12 - Propriedades dos materiais utilizados por Pokharel et al. (2018)	215
Tabela D.13 - Parâmetros para a entrada do modelo na comparação dos dados de Pokharel et al. (2018)	216
Tabela D.14 - Valores de MIF obtidos por Pokharel et al. (2018) e o obtido pelo modelo	216
.....	
Tabela D.15 - Parâmetros do material arenoso nos trabalhos de Biswas et al.	217
Tabela D.16 – Dimensões das camadas de solo reforçadas nos ensaios de Biswas et al.	217
Tabela D.17 – Parâmetros elásticos do subleito em função da resistência não drenada	218
.....	

Tabela D.18 - Módulo de elasticidade estimado para a camada de areia não reforçada (dados de Biswas e Krishna, 2019).....	218
Tabela D.19 – Módulos de elasticidade de cada camada de areia reforçada (dados de Biswas et al. 2013, 2016, Biswas e Krishna 2018).....	218
Tabela D.20 - MIF da camada dos trabalhos de Biswas et al.	219
Tabela D.21 - Valores de MIF obtidos no modelo para a comparação com os trabalhos de Biswas et al.	219
Tabela D.22 - Parâmetros geométricos das geocélulas utilizadas em Tanyu et al. (2013).....	220
Tabela D.23 - Estimativa do módulo de elasticidade da camada granular com e sem reforço para os ensaios realizados por Tanyu et al. (2013).	221
Tabela D.24 - Parâmetros hiperbólicos estimados para o solo utilizado em Tanyu (2013).....	222
Tabela D.25 – Valores de MIF obtidos por Tanyu et al. (2013) para camada de 225 mm	222
Tabela D.26 - Deformações horizontais obtidas para a geocélula GW(20)200, altura de 225 mm, extraído de Tanyu et al. (2013)	223
Tabela D.27 - Deformações calculadas para o caso de Tanyu et al (2013).....	223
Tabela D.28 – Dados do solo utilizado em Dehkordi et al. (2019).....	224
Tabela D.29 – Deformações horizontais obtidas dos ensaios realizados por Dehkordi et al (2019)	225
Tabela D.30 – Deformações calculadas para o caso de Dehkordi et al (2019).....	225
Tabela D.31 – Valores de MIF calculados para Pokharel (2010)	228
Tabela D.32 – Deformações calculadas para o caso de Pokharel (2010).....	228
Tabela D.33 – Propriedades do RAP utilizado em George et al. (2019)	229
Tabela D.34 – Propriedades da geocélula utilizada por George et al. (2019)	229
Tabela D.35 – Valores de MIF calculados para George et al. (2019).....	230
Tabela D.36 – Deformações calculadas para o caso de Mamatha e Dinesh (2018)	231
Tabela D.37 – Estacas onde foram realizados os ensaios de FWD e os reforços utilizados (dados de Al-Qadi e Hughes, 2000)	232
Tabela D.38 - Parâmetros do solo de preenchimento e da geocélula adotada na comparação de Al-Qadi e Hughes (2000)	232

Tabela D.39 – Estimativa da tensão de compactação e MIF obtidos no modelo para comparação com Al-Qadi e Hughes (2000).....	233
Tabela D.40 – Estimativa da tensão de compactação para comparação em Rajagopal et al. (2012).....	234
Tabela D.41 – Parâmetros hiperbólicos adotados para Rajagopal et al. (2012).....	234
Tabela D.42 - Valores de parâmetros na comparação com os dados de Rajagopal et al. (2012).....	234
Tabela D.43 - Resumo da retroanálise dos módulos de elasticidade pela teoria da espessura equivalente do ensaio de Saride et al. (2016)	235
Tabela D.44 - Parâmetros adotados do solo e da geocélula para a comparação com o trabalho de Saride et al. (2016)	236
Tabela D.45 - Resumo do cálculo do MIF para a comparação com Saride et al. (2016).	236

LISTA DE SÍMBOLOS

- A_{GCE} : Área de uma célula aberta da geocélula [m²].
- c' : Coesão efetiva [kPa]
- D: Rigidez de uma placa [kN.m]
- d_{eq} : Diâmetro equivalente da geocélula [m].
- E_s : Módulo de elasticidade do solo [kPa].
- E_{SG} : Módulo de elasticidade do compósito solo/geocélula [kPa].
- E_{ur} : Módulo de elasticidade do solo não reforçado [kPa].
- h: Altura do reforço da geocélula [m]
- J: Módulo de rigidez da membrana da geocélula [kN/m].
- k: Coeficiente de módulo de elasticidade para carregamento do modelo hiperbólico de Duncan e Chang (1970).
- K: Razão entre a tensão efetiva horizontal σ'_h e vertical σ'_v .
- K_0 : Coeficiente de empuxo em repouso de Jaki.
- $K_{0,OCR}$: Coeficiente de empuxo em repouso de um solo sobreconsolidado.
- K_2 : Coeficiente de variação de empuxo para descarregamento.
- K_a : Coeficiente de empuxo ativo de Rankine.
- K_{aa} : Coeficiente de empuxo ativo equivalente.
- K_c : Coeficiente de empuxo do solo na compactação.
- K_d : Coeficiente de variação de empuxo para descarregamento sem deformação lateral.
- K_r : Coeficiente de empuxo residual após o processo de compactação.
- K_p : Coeficiente de empuxo passivo de Rankine.
- k_u : Coeficiente de módulo de elasticidade para descarregamento e recarregamento do modelo hiperbólico de Duncan e Chang (1970).

MIF: Modulus Improvement Factor – Fator de melhora do módulo da camada.

n: Expoente do modelo hiperbólico de Duncan e Chang (1970).

OCR: Relação entre a tensão vertical máxima de compactação e a tensão vertical devido ao peso próprio $\sigma'_{vc}/\sigma'_{v0}$.

P_a : Pressão de referência, correspondente à pressão atmosférica ao nível do mar ($P_a=101,325$ kPa).

R_f : Razão de resistência do modelo hiperbólico de Duncan e Chang (1970).

S_i : Índice de rigidez relativa solo/reforço.

t: Espessura da membrana da geocélula [m].

T_c : Tração na membrana da geocélula no final do carregamento [kN/m].

T_r : Tração na membrana da geocélula residual [kN/m].

ΔT : Variação de tração na membrana da geocélula [kN/m].

α : Expoente para o cálculo do coeficiente de empuxo para descarregamento sem deformação lateral.

β_1 : Extensibilidade relativa entre solo e o reforço no carregamento.

β_2 : Extensibilidade relativa entre solo e o reforço para o descarregamento.

γ' : Peso específico efetivo do solo [kN/m³].

ε_h : Deformação horizontal.

$\Delta\varepsilon_{hc}$: Acréscimo de deformação horizontal do solo após o carregamento no processo de compactação.

$\Delta\varepsilon_{shcv}$: Parcela de $\Delta\varepsilon_{hc}$ devida a variação de tensão vertical.

$\Delta\varepsilon_{shch}$: Parcela de $\Delta\varepsilon_{hc}$ devida a variação de tensão horizontal.

$\Delta\varepsilon_{sh}$: Variação de deformação horizontal do solo.

$\Delta\varepsilon_{shc}$: Variação de deformação horizontal do solo no carregamento.

$\Delta\varepsilon_{shr}$: Variação de deformação horizontal do solo no descarregamento.

$\Delta\varepsilon_{gh}$: Variação de deformação horizontal da geocélula.

$\Delta\varepsilon_{ghc}$: Variação de deformação horizontal da geocélula no carregamento.

$\Delta\varepsilon_{ghr}$: Variação de deformação horizontal da geocélula no descarregamento.

$\Delta\varepsilon_{hr}$: Decréscimo de deformação horizontal após o descarregamento no processo de compactação.

$\Delta\varepsilon_{shrv}$: Parcela de $\Delta\varepsilon_{hr}$ devida a variação de tensão vertical.

$\Delta\varepsilon_{shrh}$: Parcela de $\Delta\varepsilon_{hr}$ devida a variação de tensão horizontal.

ν_0 : Coeficiente de Poisson do solo em função do coeficiente de empuxo em repouso normalmente adensado K_0 .

ν_d : Coeficiente de Poisson do solo em função do coeficiente de empuxo em para descarregamento sem deformação lateral K_d .

ν_{g^*} : Coeficiente de Poisson equivalente da geocélula.

ν_s : Coeficiente de Poisson do solo.

ν_t : Coeficiente de Poisson do compósito solo/geocélula.

σ'_h : Tensão efetiva horizontal [kPa].

σ'_v : Tensão efetiva vertical [kPa].

$\Delta\sigma'_{hi}$: Variação de tensão horizontal no solo dentro da geocélula analisada [kPa].

$\Delta\sigma'_{he}$: Variação de tensão horizontal no solo fora da geocélula analisada [kPa].

σ'_1 : Tensão efetiva principal máxima [kPa].

σ'_2 : Tensão efetiva principal intermediária [kPa].

σ'_3 : Tensão efetiva principal mínima [kPa].

σ'_{hc} : Tensão horizontal máxima no processo de compactação do solo [kPa].

σ'_{hr} : Tensão horizontal residual após o processo de compactação [kPa].

σ'_{v0} : Tensão vertical devido ao peso próprio [kPa].

σ'_{vc} : Tensão vertical máxima equivalente devido a compactação [kPa].

ϕ' : Ângulo de atrito efetivo.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	27
1.1	Objetivos	29
1.2	Justificativa.....	29
1.3	Resultados esperados	29
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	31
2.1	Geocélulas – Definições, histórico e desenvolvimento	31
2.1.1	Estudos com geocélulas em pavimentação e reforço em fundações	32
2.1.2	Parâmetros de melhoria da rigidez em solos reforçados com geocélulas	33
2.1.3	Modelos analíticos para geocélulas.....	37
2.2	Comportamento não linear do solo - Modelo Hiperbólico	43
2.2.1	Descrição do modelo hiperbólico de Duncan e Chang (1970).....	43
2.2.2	Usos do modelo hiperbólico em modelos de solos reforçados com geossintéticos	47
2.3	Efeito da compactação no solo	48
2.3.1	Modelagem do estado de tensões na compactação.....	49
2.3.2	Consideração da compactação na modelagem de estruturas de solo reforçado com geossintéticos.....	53
3	METODOLOGIA – MODELAGEM DO COMPORTAMENTO DO SOLO REFORÇADO COM GEOCÉLULA E O FATOR DE MELHORA DO MÓDULO	55
3.1	Definições e hipóteses adotadas	55
3.1.1	Simplificação da modelagem da geocélula e axissimetria na compactação	55
3.1.2	Compatibilidade de deformações e interação solo/geocélula.....	58
3.1.3	Modelos constitutivos do solo	59
3.1.4	Índice de rigidez solo/reforço (S_i).....	61

3.1.5	Trajectoria das tensões interna e externa à geocélula no processo de compactação	62
3.1.6	Módulo do compósito equivalente Solo/Geocélula.....	64
3.1.7	Hipóteses complementares.....	67
3.2	Deformações e estados de tensões no processo de compactação	68
3.2.1	Deformações na etapa de carregamento.....	68
3.2.2	Deformações na etapa de descarregamento	71
3.2.3	Observações sobre as formulações desenvolvidas	73
3.2.4	Consideração sobre o uso do modelo para a estimativa de deformações e a falta de confinamento externo a geocélula.	75
3.3	Modificação da rigidez do solo devido a geocélula e o Fator de Melhora do módulo (MIF)	76
4	RESULTADOS – ANÁLISE DO MODELO	79
4.1	Ciclo de carregamento e descarregamento na compactação.....	79
4.2	Ábacos de estados de tensões e deformações no ciclo	82
4.2.1	Ábacos de K_c , T_c e $\Delta\varepsilon_{hc}$	83
4.2.2	Ábacos de K_r , T_r e ε_{hr}	86
4.2.3	Ábacos de K^*_c e $\Delta\varepsilon^*_{hc}$	91
4.3	Ábacos de MIF.....	93
4.4	Sensibilidade na variação dos parâmetros n , k_u/k e R_f	95
4.4.1	Variação de n	95
4.4.2	Variação de k_u/k	98
4.4.3	Variação de R_f	99
4.5	Exemplo de aplicação e sensibilidade em relação ao carregamento de compactação e à rigidez da geocélula	100
5	RESULTADOS – COMPARAÇÃO DO MODELO COM RESULTADOS OBTIDOS EM ENSAIOS.....	105

5.1	Análise do modelo para a estimativa da deformação horizontal sob efeito do carregamento.....	105
5.1.1	Ensaio com uma célula e carregamento estático – Casos 1 a 4	106
5.1.2	Ensaio com múltiplas células e carregamento estático – Caso 5	108
5.1.3	Ensaio com múltiplas células e carregamento dinâmico – Casos 6 a 8...	110
5.1.4	Compilação das comparações de deformações horizontais.....	112
5.2	Análise do modelo para a estimativa do MIF	113
5.2.1	Ensaio com uma célula e em laboratório – Casos 1 a 3.....	115
5.2.2	Ensaio com múltiplas células e em laboratório Casos 4 a 8	117
5.2.3	Ensaio realizado em campo – Casos 9 a 11	120
5.2.4	Compilação das comparações de MIF	122
6	CONCLUSÕES.....	125
6.1	Sobre o método desenvolvido e os ábacos gerados	126
6.2	Sobre a avaliação do modelo com ensaios realizados	127
6.3	Reflexões e limitações do método desenvolvido	127
6.4	Sugestões de futuras pesquisas.....	129
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	131
	APÊNDICE A PARÂMETROS DO MODELO HIPERBÓLICO NA LITERATURA....	161
A.1	Parâmetros sugeridos por Duncan et al. (1980).....	161
A.2	Parâmetros sugeridos por Marques et al. (2006), apud Ehrlich e Becker (2009)	161
A.3	Parâmetros sugeridos por Kulhawy et al. (1969) e Trautmann et al. (1983) 162	
A.4	Parâmetros obtidos por Stancati (1978).....	163
A.5	Parâmetro k adotado no software CUFAD	165
A.6	Parâmetro obtidos por Boscardini et al. 1990.....	166

A.7	Parâmetro obtidos por Kaya (2004).....	167
A.8	Parâmetros obtidos por Medina e Preussler (1980).....	168
APÊNDICE B DEDUÇÃO DO MODELO ANALÍTICO		171
B.1	Deformação do solo contido pela geocélula.	171
B.2	Compatibilidade de deformações entre o solo contido e a geocélula	175
B.3	Módulos de elasticidade e MIF.....	176
APÊNDICE C ÁBACOS OBTIDOS COM O MODELO		177
C.1	Ábacos de K_c e $\Delta\varepsilon_{hc}$ para $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	177
C.2	Ábacos para $\phi' = 30^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	178
C.3	Ábacos para $\phi' = 35^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	181
C.4	Ábacos para $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	185
C.5	Ábacos para $\phi' = 45^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	188
C.6	Ábacos para $\phi' = 50^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	192
C.7	Ábacos para $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,1$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	195
C.8	Ábacos para $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,7$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$	199
C.9	Ábacos para $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=3,0$	202
C.10	Ábacos de MIF para $K_r \geq 1$	204
APÊNDICE D DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS ANALISADOS.....		207
D.1	Ensaio em uma única célula por Han et al. (2008)	207
	Han et al. (2008) realizaram uma seção de ensaios de	207
D.1.1	Estudo do MIF – Caso 1	207
D.1.2	Estudo da deformação horizontal – Caso 1	208
D.2	Ensaio em uma única célula por Pokharel et al. (2010)	211
D.2.1	Estudo do MIF – Caso 2.....	212
D.3	Ensaio em uma única célula por Hegde e Sitharam (2015b).....	213
D.3.1	Estudo da deformação – casos 2, 3 e 4	213
D.4	Ensaio em uma única célula por Pokharel et al. (2018).....	215

D.4.1 Estudo do MIF – casos 3 e 6.....	215
D.5 Ensaios em laboratório realizados por Biswas et al. (2013, 2016) e Biswas e Krishna (2018, 2019)	216
D.5.1 Estudo da MIF – caso 4	217
D.6 Ensaios em laboratório realizados por Tanyu et al. (2013).....	219
D.6.1 Estudo do MIF – caso 5.....	220
D.6.2 Estudo da deformação – caso 7	222
D.7 Ensaios em laboratório realizados por Dehkordi et al. (2019).....	223
D.7.1 Estudo da deformação – caso 5.....	224
D.8 Ensaios em laboratório realizados por Pokharel (2010)	225
D.8.1 Estudo do MIF – caso 7.....	226
D.8.2 Estudo da deformação – caso 6.....	228
D.9 Ensaios em laboratório realizados por George et al (2019).....	228
D.9.1 Estudo do MIF – caso 8.....	229
D.10 Ensaios em laboratório realizados por Mamatha e Dinesh (2018)	230
D.10.1 Estudo da deformação – caso 8.....	231
D.11 Ensaios em laboratório realizados por Al-Qadi e Hughes	231
D.11.1 Estudo do MIF – caso 9.....	231
D.12 Ensaios em laboratório realizados por Rajagopal et al. (2012)	233
D.12.1 Estudo da MIF – caso 10	233
D.13 Ensaios em laboratório realizados por Saride et al. (2016)	234
D.13.1 Estudo da MIF – caso 11	235

1 INTRODUÇÃO

As infraestruturas de transporte (rodovias pavimentadas e não pavimentadas, ferrovias, portos e aeroportos, pátios de cargas e outras) tem o nível de solicitação esperado para que estas estruturas trabalhem no Estado Limite de Serviço (ELS) (CARY; IRICK, 1960; GARCIA-DIAZ; RIGGINS, 1984), diferentemente de outras estruturas geotécnicas em que se considera com mais peso o Estado Limite Ultimo (ELU), como taludes, aterros sobre solo mole e fundações (sendo que no último, utiliza-se um fator de segurança para se afastar do ELU e trabalhar com níveis aceitáveis de recalque). O ELS é dependente das deformações e deslocamentos que ocorre na estrutura, função dos parâmetros de deformabilidade dos materiais e das solicitações aplicadas, além da geometria adotada para as camadas.

O estado da infraestrutura de transporte, em sua vida útil, é dependente da quantidade de ciclos de carregamento aplicado e sua intensidade, geométrica das camadas de pavimento e as leis constitutivas dos materiais empregados. Esses preceitos são bases para a análise mecanicista do pavimento, incorporado nos manuais de dimensionamento (AASHTO, 2015; FINN et al., 1986; MOGHADDAS TAFRESHI et al., 2020). Muitos modelos de fadiga e de ruptura de pavimentos levam em conta, direta ou indiretamente, as propriedades elásticas dos materiais (BALBO, 2003; HUANG, 2004a; PINTO, 1991). As deformações e tensões de entrada para estes modelos são estimados a partir da modelagem do pavimento como um meio semi-infinito de múltiplas camadas (ANDERSON, 1990; BURMISTER, 1943; DE JONG; PEUTZ; KORSWAGEN, 1973; HAYHOE, 2002; HUANG, 2004b; JONES, 1962; KHAZANOVICH; WANG, 2007; PEATTIE, 1962; UZAN, 1994), sendo necessário a entrada de parâmetros elásticos e geométricos das camadas. Porém, a modelagem geralmente é realizada com a hipótese da homogeneidade de suas propriedades.

Por outro lado, em situações em que as soluções convencionais de camadas de solos compactados levam a soluções com excessivas espessuras de camadas, principalmente em situações onde a via será realizada sobre subleitos com baixa capacidade de suporte, o uso de geossintéticos para melhorar seu comportamento pode ser viável (ZORNBERG, 2017). Dentre os geossintéticos, a geocélula permite um melhor confinamento devido a sua estrutura tridimensional de suas células,

otimizando sua eficiência no reforço (MADHAVI LATHA; SOMWANSHI, 2009; MOGHADDAS TAFRESHI; DAWSON, 2010; SITHARAM; SIREESH; DASH, 2005; VENKATESWARLU; UJJAWAL; HEGDE, 2018), tanto no aumento da capacidade de carga (ELU), quanto para a redução da deformabilidade (ELS) para carregamentos estáticos e dinâmicos. Além disso, historicamente, as primeiras aplicações em geocélula estudadas foram em reforços de vias e pavimentos (MITCHELL; KAO; KAVAZANJIAN JR, 1979; WEBSTER, 1979; WEBSTER; ALFORD, 1978; WEBSTER; WATKINS, 1977), sendo pesquisado a contribuição de como a geocélula pode reduzir deflexões e diminuir a ruptura do pavimento por deformação plástica excessiva ou fadiga em suas camadas.

O estudo da influência da geocélula como componente de reforço do solo e seu equacionamento vem sendo realizado, principalmente nas últimas duas décadas, com base em ensaios de laboratório e em campo, além do uso da modelagem numérica (HEGDE, 2017). Ainda assim, há uma dificuldade para a determinação de parâmetros de um modo práticos que possam ser utilizados em projetos, principalmente se tratando de parâmetros de deformabilidade como módulo de elasticidade ou de resiliência.

Além disso, os modelos de cálculos analíticos de solos reforçados com geocélula – como os apresentados por Koerner (1994), PRESTO (2008) e Avesani Neto (AVESANI NETO, 2013; AVESANI NETO; BUENO; FUTAI, 2013) - geralmente estão limitados ao cálculo da capacidade de carga do solo em fundações e o dimensionamento de estruturas de pavimento com o reforço.

De modo simplificado, o solo reforçado com geocélula pode ser modelado como um material compósito: com a combinação dos parâmetros elásticos dos componentes do compósito solo/geossintético, seria possível obter um parâmetro equivalente a um material homogêneo (BATHURST; KARPURAPU, 1993; HEGDE, 2017; MADHAVI LATHA; DASH; RAJAGOPAL, 2008). A entrada de um parâmetro equivalente permitiria a modelagem do pavimento nos modelos de múltiplas camadas com maior velocidade, sem perda considerável da acurácia em relação a um modelo computacional que considere, isoladamente, o solo de preenchimento e a geocélula. Entretanto, esses modelos são mais voltados para a modelagem numérica e na prática da engenharia, esses modelos ainda são pouco utilizados, ficando restrito para estudos acadêmicos.

1.1 Objetivos

Nesse contexto, o objetivo principal da pesquisa é o desenvolvimento de um método que estime o Fator de Melhora do Módulo (*Modulus Improvement Factor – MIF*) decorrente à instalação da geocélula em uma camada de solo granular, considerando os parâmetros dos materiais envolvidos (solo e geocélula).

Parte dessa modelagem considera a análise das tensões e deformações que podem ocorrer no processo de instalação da geocélula, incluindo esforços de compactação. Portanto, um objetivo complementar é a realização desse modelamento analítico de modo simplificado, para estimar o estado de tensões em que o solo de preenchimento da geocélula se encontra e a deformação na parede da geocélula residual.

1.2 Justificativa

A motivação para a modelagem do MIF é facilitar a aplicação desse conceito na prática da engenharia, permitindo uma racionalização dos projetos que utilizam esse geossintético para o aumento da rigidez dessa camada, com aplicações principalmente em obras de infraestrutura viária, como rodovias (pavimentadas e não pavimentadas), ferrovias, pátios portuários e aeroportuários.

1.3 Resultados esperados

A pesquisa se atentou em criar ábacos e formulações que facilitem a aplicação do método desenvolvido, facilitando assim a sua aplicação em potenciais projetos que podem utilizar geocélulas para dimensionar de modo econômico e com melhor desempenho (isto é, vida útil).

Para a verificação do método, a pesquisa realizou uma comparação de resultados de MIF obtidos de trabalhos (artigos e teses) que realizaram ensaios em laboratório e em campo.

Em decorrência de como o método foi desenvolvido, a pesquisa também estudou a possibilidade de usar o equacionamento desenvolvido para estimar a deformação média da parede da geocélula devido ao carregamento vertical aplicado. Uma comparação entre o método e dados de ensaios também foi realizado.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Geocélulas – Definições, histórico e desenvolvimento

A geocélula (GCE) é definida como um geossintético tridimensional, permeável, polimérico, (sintético ou natural), com formato de colmeia, ou estrutura celular semelhante, composta por tiras de geossintéticos planos ligados entre si (ABNT, 2018; ISO, 2015). Essas células são preenchidas com solo, geralmente granular, que ficam então confinadas pelas paredes da geocélula. Para aplicações em obras hidráulicas e para pavimentação, o preenchimento pode ser feito com concreto, aproveitando a estrutura da geocélula como forma (JOHNSON; FAIZ; VISSER, 2019; VISSER; HALL, 2003). Também ocorreram pesquisas sobre o uso de concreto asfáltico reciclado (RAP, de *Recovered Asphalt Pavement*) como material de enchimento das células, principalmente em aplicação em pavimentação (GEORGE et al., 2019; HAN et al., 2012; THAKUR et al., 2012).

Historicamente, a geocélula foi desenvolvida pelas Forças Armadas dos Estados Unidos no final da década de 1970 para aplicação em estradas não pavimentadas (REA; MITCHELL, 1979; WEBSTER, 1979; WEBSTER; ALFORD, 1978; WEBSTER; WATKINS, 1977). Com o passar do tempo, as aplicações para geocélula foram diversificadas, com seu uso em obras hidráulicas e geotécnicas. As aplicações em hidráulica são voltados para o controle de erosão de rios e canais, sendo aplicado como revestimentos de leitos e margens. Para obras geotécnicas, suas aplicações são em reforços de pavimentação rodoviária e ferroviária, fundação superficial, proteção de tubulações enterradas, como paramento de muros de solo reforçado, muros de arrimo de gravidade, reforços de base de aterros (BATHURST; CROWE, 1992; BATHURST; KNIGHT, 1998; BUSH; JENNER; BASSETT, 1990; LAVOIE et al., 2016; LESHCHINSKY, 2011; SIREESH; SITHARAM; DASH, 2009; WU; AUSTIN, 1992). Outras aplicações estão sendo pesquisadas, como isoladores de vibração em fundações de máquinas e amortecedores para estruturas de proteção contra queda de rochas (KOLATHAYAR, 2019; KURIHASHI et al., 2020; UJJAWAL; VENKATESWARLU; HEGDE, 2019; VENKATESWARLU; UJJAWAL; HEGDE, 2018).

Para a produção da geocélula industrializada, usualmente são utilizados os polímeros polietileno de alta densidade (PEAD), polipropileno (PP) e liga polimérica (NPA). Outros materiais alternativos são utilizados em pesquisas como materiais reciclados e biomateriais processados (CHOUDHARY; JHA; FULAMBARKAR, 2019; HEGDE; SITHARAM, 2015c; KOLATHAYAR, 2019). Aliás, uma das primeiras geocélulas ensaiadas no início do seu desenvolvimento eram produzidas com alumínio, papel ou tubos plásticos interligados (WEBSTER, 1979, 1981; WEBSTER; ALFORD, 1978; WEBSTER; WATKINS, 1977). Antigamente, em aplicações de obras e em algumas pesquisas recentes, a geocélula era manufaturada utilizando geossintéticos planos como geogrelhas e geotêxteis (BISWAS; KRISHNA; DASH, 2013, 2016; DASH, 2012; DASH; SIREESH; SITHARAM, 2003; GILCHRIST, 1988; MENESES, 2004). Esses diferentes materiais apresentam propriedades mecânicas e químicas diferenciadas que influenciam no comportamento e desempenho do solo reforçado.

2.1.1 Estudos com geocélulas em pavimentação e reforço em fundações

Os primeiros estudos experimentais com geocélulas em pavimentações consistiram em simulações de tráfego em campo (WEBSTER, 1979, 1981; WEBSTER; ALFORD, 1978; WEBSTER; WATKINS, 1977), com a observação da deflexão permanente na seção ensaiada em função do número de passagens. Em paralelo, os primeiros ensaios de carregamento de placa estáticos e cíclicos em solos reforçados com esse geossintético eram realizados (MITCHELL; KAO; KAVAZANJIAN JR, 1979; REA; MITCHELL, 1979), tendo como a principal instrumentação o deslocamento vertical da placa em função do carregamento (em ensaios estáticos) ou em função do número de ciclos de carregamento (para ensaios cíclicos) e a capacidade de carga, como elemento de fundação.

Esses dois tipos de ensaios se consagraram como metodologia para a análise em modelos físicos para geocélulas (HEGDE, 2017). Com a evolução e o desenvolvimento da instrumentação, novos dados puderam ser coletados como as tensões normais e deformações, utilizando células de pressão (geralmente aplicadas abaixo da geocélula) e *strain gauges* (fixado em suas paredes) (DASH; RAJAGOPAL; KRISHNASWAMY, 2007; MENESES, 2004; ZHOU; WEN, 2008). Mais recentemente, o uso de solos transparentes (ISKANDER, 2010) vem sendo estudado para a análise

de ensaios de carregamento em placa em solos reforçados com geossintéticos, incluindo geocélulas (BATHURST; EZZEIN, 2016; NELSEN, 2018; NELSEN; ZORNBERG, 2020; ZIEGLER; DERKSEN, 2019).

Para a análise em campo de obras rodoviárias que utilizam geocélulas como elemento de reforço, os ensaios deflectométricos, como a Viga Benkelmann (DNER-ME, 1994) e o FWD (*Falling Weight Deflectometer*) (ASTM, 2015) são utilizados (AL-QADI; HUGHES, 2000; KIM et al., 2013), além dos ensaios de carregamento de placa (DIN, 2012) e o uso de instrumentação. Assim como os ensaios anteriores, os ensaios deflectométricos acusam menores deflexões em pavimentos que utilizam geocélulas como reforço em suas camadas granulares.

2.1.2 Parâmetros de melhoria da rigidez em solos reforçados com geocélulas

Para a quantificação e comparação da melhora de desempenho obtida com a utilização de geossintéticos (incluindo geocélulas) em ensaios de carregamento de placas, coeficientes e índices foram desenvolvidos, relacionando os resultados obtidos nas situações com e sem o reforço. Enquanto que alguns parâmetros estão relacionados diretamente com a capacidade de carga da estrutura de solo, como a razão de capacidade de carga (BCR_U) (DAS, 1999) e a porcentagem de redução de recalque (PRS) (HEGDE, 2017; HEGDE; SITHARAM, 2015a), os parâmetros relacionados a redução da deformabilidade e na melhoria de desempenho em relação ao Estado Limite de Serviço são mais interessantes na aplicação de geossintéticos em pavimentação. Em solos reforçados com geocélulas, pode-se citar dois parâmetros que se relacionam com a redução da deformabilidade para baixas deformações: o Fator de Melhora de Capacidade de Carga (I_f) e o Fator de Melhora do Módulo (MIF).

2.1.2.1 Fator de Melhora do Módulo do Subleito (I_f)

O Fator de Melhora do Módulo do Subleito (*Subgrade Modulus Improvement Factor*) (DASH; REDDY; RAGHUKANTH, 2008; MOGHADDAS TAFRESHI; SHARIFI; DAWSON, 2016) ou Fator de Melhora de Capacidade de Carga (*Bearing Capacity Improvement Factor*) (DASH; RAJAGOPAL; KRISHNASWAMY, 2001; HEGDE, 2017) é a relação entre o valor de carregamento sobre solo com a camada reforçada (q_r) e

o carregamento sobre a estrutura de solo sem o reforço (q_0) para um mesmo valor de recalque (s) (Equação (1)).

$$I_f(s) = \frac{q_r(s)}{q_0(s)} \quad (1)$$

Para baixos valores de recalques e adotando um comportamento linear, o valor de I_f pode ser considerado como um fator de aumento do coeficiente de recalque vertical do solo (k_v), que é a razão entre a tensão vertical aplicada e o recalque obtido (DASH; REDDY; RAGHUKANTH, 2008; MOGHADDAS TAFRESHI; SHARIFI; DAWSON, 2016), obtendo assim a Equação (2):

$$I_f(s) = \frac{k_{v,r}}{k_{v,0}} \quad (2)$$

A comparação com o fator de melhora do módulo de subleito também pode ser realizada aplicando o carregamento diretamente sobre o subleito, caso este seja de material diferente do solo de preenchimento da geocélula. Neste caso, o I_f pode ser considerado nesta relação como a razão dos módulos de elasticidade equivalente ($E_{eq,r}$) com a camada reforçada e o módulo de elasticidade equivalente do subleito ou da estrutura de solo sem o reforço ($E_{eq,ur}$) conforme a Equação (3) (AVESANI NETO, 2019).

$$I_f(s) = \frac{E_{eq,r}}{E_{eq,ur}} \quad (3)$$

O módulo equivalente E_{eq} é o módulo de Young equivalente calculado se for aplicado diretamente as formulações de recalque elástico em meio homogêneo para um carregamento de placa (BOUSSINESQ, 1885; FADUM, 1948; NEWMARK, 1935). Para um ensaio de carregamento em uma placa circular de raio r , o módulo equivalente para o carregamento q que causou um recalque s pode ser calculado utilizando a Equação (4).

$$E_{eq} = \frac{2 \times C_s \times (1 - \nu_{sbl}^2) \times q \times r}{s} \quad (4)$$

Sendo que C_s é o coeficiente para a rigidez da placa e ν_{sbl} é o coeficiente de Poisson adotado, geralmente o do material do subleito.

Vários trabalhos (DASH, 2012; DASH; KRISHNASWAMY; RAJAGOPAL, 2001; DASH; RAJAGOPAL; KRISHNASWAMY, 2001; HEGDE; SITHARAM, 2015a,

2017; SHADMAND; GHAZAVI; GANJIAN, 2018) apresentam o fator de melhora em relação ao subleito, sendo que, em alguns casos, não houve ensaios realizados sobre a camada composta do material de enchimento sem o reforço da geocélula. Por outro lado, em alguns trabalhos (BISWAS; KRISHNA; DASH, 2013; TANYU et al., 2013), utiliza-se o I_f para comparar o comportamento da camada superior com e sem reforço.

2.1.2.2 Fator de Melhora do Módulo (MIF)

O Fator de Melhora do Módulo (*Modulus Improvement Factor* – MIF) é definido como a razão dos módulo de elasticidade da camada com o reforço e sem o reforço, com o mesmo material de enchimento das células (KIEF, 2015a; KIEF; SCHARY; POKHAREL, 2015; LIVNEH; LIVNEH, 2014; POKHAREL et al., 2018) (Equação (5)).

$$MIF = \frac{E_{ref}}{E_{unref}} \quad (5)$$

Ao contrário do I_f que analisa de modo global a rigidez da estrutura de solo, o MIF considera somente à camada granular que recebe ou não o reforço. Para aplicações em infraestrutura de transportes esse parâmetro tem mais relevância na prática de projeto, principalmente com a necessidade da análise mecanicista de pavimentos (AASHTO, 2015), que utiliza a teoria de camadas para a determinação de tensões e deformações (BURMISTER, 1943).

O valor do MIF observado em solos reforçados com geocélula de NPA tem uma faixa de variação entre 1,5 a 5,0 (KIEF; SCHARY; POKHAREL, 2015), sendo que para solos de preenchimento mais rígidos, a tendência é ter este parâmetro menor (KIEF, 2015a, 2015b). Ao observar ensaios de carregamento em placa em laboratório (AL-QADI; HUGHES, 2000; HAN et al., 2008; POKHAREL et al., 2010, 2018; RAJAGOPAL et al., 2014; RAJAGOPAL; VEERAGAVAN; CHANDRAMOULI, 2012; SARIDE et al., 2016; TANYU et al., 2013; UJJAWAL; VENKATESWARLU; HEGDE, 2019) e ensaios realizados em campo, observa-se que ensaios montados com múltiplas células geram maiores melhoras se comparados com ensaios carregados com uma única célula (POKHAREL et al., 2010, 2018) e que os ensaios realizados em campo tendem a terem maiores valores de MIF.

Apesar de que o subleito não seja considerado para o cálculo do MIF, sua rigidez pode influenciar no seu valor devido possibilitar maiores concentrações de tensões na camada reforçada, aumentando o confinamento e, assim, a rigidez da

camada. Esse fenômeno é observado empiricamente. Kief (KIEF, 2015b, 2015a) publicou tabelas e gráficos relacionando a melhora do módulo da camada de material granular reforçado com geocélula com o CBR do subleito e com o nível de tráfego esperado na sua vida útil, com valores de MIF variando de 1,5 a 3,8. A Diretriz Holandesa (VEGA; VAN GURP; KWAST, 2018) apresenta um ábaco relacionando o MIF, o módulo do material de preenchimento não reforçado e o módulo do subleito (Figura 2.1).

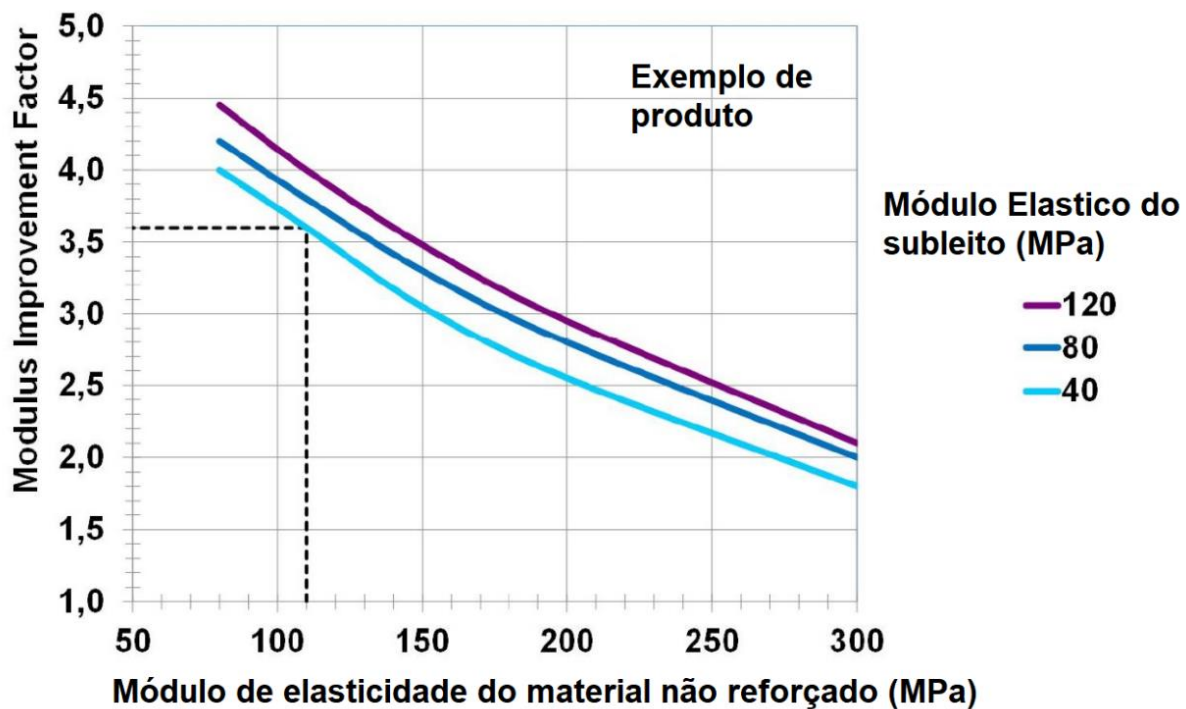


Figura 2.1 - Valor de MIF da camada de base em função do módulo do material da base sem o reforço (na abcissa) e do módulo de elasticidade do subleito (para 40, 80 e 120 MPa) – Extraído da Diretriz Holandesa

Apesar da maior utilidade do MIF, sua obtenção pelos ensaios de carregamento de placa é mais complexa do que o parâmetro I_f porque sua obtenção depende da retroanálise dos resultados de recalque e deflexões obtidas para determinar o módulo de elasticidade da camada (ANDERSON, 1990; UZAN, 1994), utilizando a teoria da elasticidade para sistemas de múltiplas camadas (BURMISTER, 1943). Graças ao avanço da computação, é possível utilizar softwares que calculam e/ou analisam a bacia de deflexões (HAYHOE, 2002; KHAZANOVICH; WANG, 2007). Uma opção de análise dos ensaios, principalmente os de placa sem a coleta da bacia de deflexões, é utilizando a teoria da espessura equivalente (AVESANI NETO, 2019; GARCIA; AVESANI NETO, 2020; HIRAI, 2008; ODEMARK, 1949; PALMER;

BARBER, 1940). Outra opção possível para a retroanálise de ensaios seria o uso de modelagem numérica, como o método dos elementos finitos (KIEF et al., 2011). O fato de não ser uma metodologia específica para análise de pavimentos, os modelos computacionais permitem a análise de outros tipos de estruturas que utilizam geocélulas, além de estudos paramétricos (BATHURST; KNIGHT, 1998; SONG et al., 2018; UJJAWAL; HEGDE, 2020; UJJAWAL; VENKATESWARLU; HEGDE, 2019).

2.1.3 Modelos analíticos para geocélulas

No final da década de 70, apareceram os primeiros estudos teóricos analíticos sobre a geocélula (MITCHELL; KAO; KAVAZANJIAN JR, 1979), com a intenção de compreender os ensaios realizados na época e possibilitar a matematização do problema e aplica as soluções com geocélulas de modo racional.

As teorias desenvolvidas estão voltadas para a compreensão do comportamento do solo reforçado com a geocélula em relação ao estado de tensões aplicado no solo e o aumento do seu confinamento pelas paredes do geossintético e em como isso interfere nas propriedades de resistência (BATHURST; KARPURAPU, 1993; RAJAGOPAL; KRISHNASWAMY; MADHAVI LATHA, 1999) e deformabilidade do conjunto solo/geocélula. Além disso, estudos empíricos permitiram desenvolver formulações fechados para aplicação em fundações, aterros sobre solos moles e outras intervenções (AVESANI NETO; BUENO; FUTAI, 2015; KOERNER, 1994; POKHAREL, 2010; POKHAREL et al., 2015; PRESTO, 2008; YANG; HAN, 2013).

Neste item, será mencionado as principais formulações teóricas para o aumento do confinamento e na modelagem da rigidez do solo reforçado com geocélula.

2.1.3.1 Modelos analíticos de aumento de confinamento

O principal mecanismo de aumento da tensão confinante no solo de preenchimento da geocélula é devido a reação de suas paredes em se opor a extensão lateral do solo quando este é carregado verticalmente (ZHANG et al., 2010). Ensaios triaxiais de grande escala com geossintéticos simulando as células da geocélula (BATHURST; KARPURAPU, 1993; CHEN; HUANG; HUANG, 2013; MADHAVI LATHA; MURTHY, 2007; PRIYADARSHEE, 2013; RAJAGOPAL; KRISHNASWAMY; MADHAVI LATHA, 1999; SONG et al., 2019) permitiram observar

a melhora dos parâmetros de resistência e deformabilidade em função do aumento da rigidez da geocélula por causa do aumento de confinamento proporcionado. Pesquisadores buscaram então equacionar o aumento de tensão confinante, especificamente o acréscimo da tensão principal menor ($\Delta\sigma'_3$) em função dos parâmetros do solo e da geocélula. Esse acréscimo de tensões poderia ser aplicado na avaliação do melhoramento de parâmetros geotécnicos do solo reforçado como resistência e rigidez.

Serão apresentados os principais modelos de aumento de confinamento ao longo do item.

a) Henkel e Gilbert (1952)

Um dos primeiros modelos, na verdade, foi desenvolvido para estudar o efeito da membrana envolvente dos corpos de prova de ensaios triaxiais e para desenvolver um método para corrigir as leituras de tensões obtidas nos ensaios.

Henkel e Gilbert (1952) identificaram que a rigidez da membrana pode influenciar nos resultados dos ensaios realizados, mostrando dois tipos de efeitos que alteraria o estado de tensões aplicado no corpo de prova: 1) o efeito da compressão da casca, que é a redistribuição de parte do carregamento vertical para a membrana, alterando a tensão principal maior e; 2) o efeito da tração da membrana (*hoop stress*), que é, de certo modo, uma variação do caso do tubo sob pressão. Esse efeito é causado pela expansão lateral do corpo de prova por efeito do coeficiente de Poisson e pela contenção parcial desta expansão devido à presença da membrana, aumentando assim a tensão principal menor. Esse efeito também considera a diminuição de altura do corpo de prova devido à compressão e o valor do acréscimo de tensão principal menor é dado pela Equação (6):

$$\Delta\sigma_3 = \frac{2M}{D_\varepsilon} \times \left[\frac{\varepsilon_c}{(1 - \varepsilon_a)} \right] \quad (6)$$

Sendo M a rigidez da membrana (equivalente ao J), D_ε o diâmetro do corpo de prova ao ter a deformação axial ε_a , ε_c a deformação circunferencial (expansão positiva) e ε_a a deformação axial (compressão positiva).

Considerando que os ensaios analisados eram do tipo não drenado, implicando a não variação de volume, e com a hipótese de que o corpo de prova se deforme como um cilindro, os autores deduziram que a deformação circunferencial

está relacionada com a deformação axial conforme Equações (7) e (8), sendo D o diâmetro inicial do corpo de prova, obtendo assim a Equação (9).

$$D_\varepsilon = \frac{D}{\sqrt{1 - \varepsilon_a}} \quad (7)$$

$$\varepsilon_c = \frac{1 - \sqrt{1 - \varepsilon_a}}{\sqrt{1 - \varepsilon_a}} \quad (8)$$

$$\Delta\sigma_3 = \frac{2M}{D} \times \frac{1 - \sqrt{1 - \varepsilon_a}}{1 - \varepsilon_a} \quad (9)$$

Henkel e Gilbert (1952) também observaram que para membranas espessas, o efeito de compressão da casca predomina, enquanto que para o uso de membranas finas, o efeito de *hoop stress* torna-se predominante.

b) Yang (2010)

Yang (2010) deduziu uma formulação para o cálculo da tensão de confinamento e para o módulo resiliente do solo reforçado com geocélula, levando em conta também o efeito da dilatância do solo. A formulação para o cálculo da tensão confinante está apresentada na Equação (10):

$$\Delta\sigma_3 = \frac{M}{D} \times \left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r}\right) \varepsilon_{1,r} \frac{1 + \text{sen } \psi}{1 - \text{sen } \psi} \quad (10)$$

Sendo M a rigidez da parede da geocélula, D o diâmetro inicial, $\varepsilon_{1,r}$ a deformação resiliente (elástica) do solo, ψ o ângulo de dilatância do solo, $\varepsilon_0/\varepsilon_r$ um parâmetro de proporção entre a deformação plástica e resiliente.

Para calcular as deformação resiliente, Yang (2010) adota o seguinte modelo de módulo de resiliência M_r (Equação (11)):

$$M_r = k_1 \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{\text{oct}}}{P_a} + 1\right)^{k_3} \quad (11)$$

Sendo θ o primeiro invariante de tensões (*bulk stress*), τ_{oct} a tensão de cisalhamento octaédrica, k_1 , k_2 e k_3 coeficientes e P_a a pressão de referência, correspondente à pressão atmosférica.

A deformação axial $\varepsilon_{1,r}$ é calculada adotando que o módulo de resiliência muda em função do carregamento em dois passos: 1) a tensão axial cresce de σ_3 até $\sigma_3 + \Delta\sigma_3$, mantendo-se constante a tensão radial σ_3 ; 2) a tensão axial cresce de $\sigma_3 + \Delta\sigma_3$

até σ_1 e a tensão radial sobe para $\sigma_3 + \Delta\sigma_3$. Calcula-se os módulos resilientes de cada etapa ($M_{r,1}$ e $M_{r,2}$) e então, calcula-se a deformação pela Equação (12):

$$\varepsilon_{1,r} = \frac{\Delta\sigma_3}{M_{r,1}} + \frac{\sigma_1 - (\sigma_3 + \Delta\sigma_3)}{M_{r,2}} \quad (12)$$

c) Emersleben (2013)

Emersleben (2013), com base em ensaios de carregamento radial realizados em solos reforçados com geocélula (EMERSLEBEN; MEYER, 2009, 2010), modelou a tensão de confinamento em função das propriedades da geocélula, das interações que podem ocorrer devido a existência de outras geocélula no entorno, do empuxo passivo do solo e da deformação circunferencial (*hoop strain*) que ocorre na geocélula. O autor apresentou a seguinte formulação para a tensão horizontal de confinamento aplicado na geocélula (Equações (13) e (14)):

$$\sigma_{h(\varepsilon < 1\%)} = \frac{F_{rad(\varepsilon)} \cdot 2 \cdot t}{d_{(\varepsilon)} \cdot A} + \frac{1}{2} \gamma \cdot z \cdot \frac{\varepsilon}{0,01} \cdot K_{phg} \cdot \mu_e + c \cdot \frac{\varepsilon}{0,01} \cdot K_{pcg} \cdot \mu_c \quad (13)$$

$$\sigma_{h(\varepsilon \geq 1\%)} = \frac{F_{rad(\varepsilon)} \cdot 2 \cdot t}{d_{(\varepsilon)} \cdot A} + \frac{1}{2} \gamma \cdot z \cdot K_{phg} \cdot \mu_e + c \cdot K_{pcg} \cdot \mu_c \quad (14)$$

Sendo $F_{rad(\varepsilon)}$ a força desenvolvida na membrana, $d_{(\varepsilon)}$ o diâmetro atual da geocélula ($d_{(\varepsilon)} = d_0 (1 + \varepsilon)$), t a espessura da membrana da geocélula, z a espessura da camada de geocélula, A o valor da área da seção transversal da membrana da geocélula ($A = t \cdot z$), ε a deformação circunferencial da geocélula, c a coesão mobilizada pela geocélula adjacentes, γ o peso específico do solo, K_{phg} e K_{pcg} coeficientes de empuxo passivos, μ_e e μ_c coeficientes de ajuste.

O autor considera que, para deformações pequenas ($\varepsilon < 1\%$), o solo do entorno da geocélula responda linearmente com o limite máximo correspondente ao empuxo passivo.

d) Indraratna et al. (2015)

Indraratna et al. (2015) apresentaram uma formulação empírica, com base na análise de ensaios triaxiais cíclicos de grande escala em material de lastro de ferrovia, reforçados com geocélula circular. O acréscimo de tensão de confinamento, de acordo com os autores ocorre conforme Equação (15):

$$\Delta\sigma'_3 = \frac{2J}{D} \cdot \frac{[(1 - v_g)k + v_g]}{(1 + v_g)(1 - 2v_g)} \cdot (-\varepsilon_3) \quad (15)$$

Sendo J a rigidez da parede da geocélula mobilizada, D o diâmetro equivalente, v_g o coeficiente de Poisson da geocélula, ε_3 a deformação radial e $k = \varepsilon_c / \varepsilon_3$, com ε_c sendo a deformação circunferencial.

Ao considerar as deformações plásticas e elásticas, o incremento diferencial da tensão confinante é dado pela Equação (16):

$$d(\Delta\sigma'_3) = \frac{2J}{D} \cdot \frac{[(1 - v_g)k + v_g]}{(1 + v_g)(1 - 2v_g)} \cdot \left[-\frac{v_g \sigma_{cic}}{dM_r} + d\varepsilon_1^p \left(\frac{1 + \sin \psi_m}{1 - \sin \psi_m} \right) \right] \quad (16)$$

Sendo σ_{cic} a tensão cíclica desviadora, M_r o módulo de resiliência do material de preenchimento, ε_1^p a deformação principal maior plástica e ψ_m o ângulo de dilatação mobilizado.

2.1.3.2 Modelos de aumento do módulo do solo reforçado

O aumento de rigidez do solo reforçado com geocélula pode ser observado tanto em ensaios de laboratório como ensaios triaxiais de larga escala (CHEN; HUANG; HUANG, 2013; RAJAGOPAL; KRISHNASWAMY; MADHAVI LATHA, 1999), ensaios de carregamento de placas estáticos e cíclicos (BISWAS; KRISHNA; DASH, 2013; HAN et al., 2008; POKHAREL et al., 2010, 2018), ensaios sísmicos e de carregamento horizontal cíclico (CHEN; CHIU, 2008; UJJAWAL; VENKATESWARLU; HEGDE, 2019) e outros, quanto em ensaios de campo, como em ensaios de carregamento de placa (KIEF et al., 2011; RAJAGOPAL et al., 2014; SARIDE et al., 2016) e em ensaios deflectométricos em pavimentação (AL-QADI; HUGHES, 2000; EMERSLEBEN; MEYER, 2008; KIM et al., 2013).

Os modelos desenvolvidos para a análise do aumento do módulo levam em conta o aumento do confinamento causado pela geocélula e o aumento do módulo do solo em função da tensão confinante. Esses modelos são mais aplicáveis em simulações numéricas, modelando o solo como um compósito equivalente (HEGDE, 2017), permitindo uma simplificação da análise. Uma alternativa de análise mais realista, porém com maiores necessidades computacionais seria a modelagem do solo de preenchimento e da geocélula separadamente.

Entretanto, o estado da arte do projeto de solos reforçados com geocélula ainda é, de certa forma, empírica ao utilizar os valores do MIF obtidos de estudos e ensaios anteriores (AL-QADI; HUGHES, 2000; KIEF, 2015a; KIEF; SCHARY; POKHAREL, 2015; VEGA; VAN GURP; KWAST, 2018). A consideração do fator de melhora do módulo ao invés do cálculo direto do módulo é mais prático e simples na prática de engenharia.

Os principais modelos de aumento da rigidez de do solo reforçado com geocélulas são apresentados a seguir:

a) Madhavi Latha (2000)

Com base em retroanálises de ensaios triaxiais, Madhavi Latha (MADHAVI LATHA, 2000; MADHAVI LATHA; RAJAGOPAL, 2007) determinou uma relação para o coeficiente do módulo de elasticidade do modelo hiperbólico (DUNCAN et al., 1980; DUNCAN; CHANG, 1970) do solo reforçado. Sendo M a rigidez da parede da geocélula, k_e e k_r os coeficientes do modelo hiperbólico do solo não reforçado e reforçado, respectivamente, a autora determinou a relação apresentada na Equação (17):

$$k_r = k_e + 200M^{0,16} \quad (17)$$

Sendo que a rigidez da geocélula deve ser inserida com a unidade de kN/m. o módulo de elasticidade inicial seria então calculado utilizando a equação de Janbu (JANBU, 1963) conforme a Equação (18).

$$E = k_r P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n = (k_e + 200M^{0,16}) P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (18)$$

b) Yang (2010)

Para aplicações em simulações numéricas, Yang (2010) deduziu uma formulação para o módulo tangente, seguindo os mesmos preceitos já apresentados no tópico sobre modelos para tensões confinantes (item b). O módulo tangente E_t é dado pela Equação (19).

$$E_t = \begin{cases} \frac{M_r}{1 - (\sigma_1 - \sigma_3) \left[\frac{k_2}{\theta} + \frac{k_3(2\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3)}{9\tau_{oct}(\tau_{oct} + p_a)} \right]} - (\sigma_2 - \sigma_3) \left[\frac{k_2}{\theta} + \frac{k_3(2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3)}{9\tau_{oct}(\tau_{oct} + p_a)} \right]}, & \tau_{oct} \neq 0 \\ M_r, & \tau_{oct} = 0 \end{cases} \quad (19)$$

2.2 Comportamento não linear do solo - Modelo Hiperbólico

Apesar de que, para pequenas deformações em situação não cíclica, é possível adotar para o solo um comportamento elástico linear sem muita perda da precisão dos resultados, é conhecido que seu comportamento é não linear. A tendência é que o módulo tangente do solo diminua com o aumento da tensão desviadora.

Estudos realizados tanto em solos argilosos e arenosos realizado por Kondner (KONDNER, 1963; KONDNER; ZELASKO, 1963, apud DUNCAN et al. 1980) observou que as curvas de tensão/deformação dos solos em ensaios triaxiais carregados até a sua ruptura podem ser razoavelmente aproximado por uma hipérbole, conforme a Equação (20):

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon_a}{a + b\varepsilon_a} \quad (20)$$

Sendo σ_1 e σ_3 as tensões principais maior e menor, respectivamente, ε_a a deformação axial, a é o inverso da inclinação inicial da curva e b é o inverso da tensão desviadora correspondente a assíntota da hipérbole, conforme apresentado na Figura 2.2a.

Utilizando essas informações, Duncan e Chang (1970) propuseram um modelo para o módulo de elasticidade tangente dos solos para o uso de modelagem numérica de estruturas de solo.

2.2.1 Descrição do modelo hiperbólico de Duncan e Chang (1970)

Conforme indicado na Figura 2.2a, o parâmetro “a” da Equação (20) é interpretado como o inverso do módulo tangente inicial E_i , enquanto que o valor de $1/b$ é o valor da tensão desviadora teórica para uma deformação infinita $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$. Aplicando na Equação (20) essas definições, a formulação torna-se a Equação (21):

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon_a}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (21)$$

Os parâmetros E_i e $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ podem ser obtidos dos resultados dos ensaios triaxiais ao aplicar uma linearização da Equação (21) (Figura 2.2b), resultando na Equação (22):

$$\frac{\varepsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)} = \frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (22)$$

A Equação (22) é linear na variável ε_a , com o coeficiente linear igual a $1/E_i$ e coeficiente angular igual a $1/(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$, permitindo aplicar o método dos mínimos quadrados para determinar estatisticamente os parâmetros do modelo.

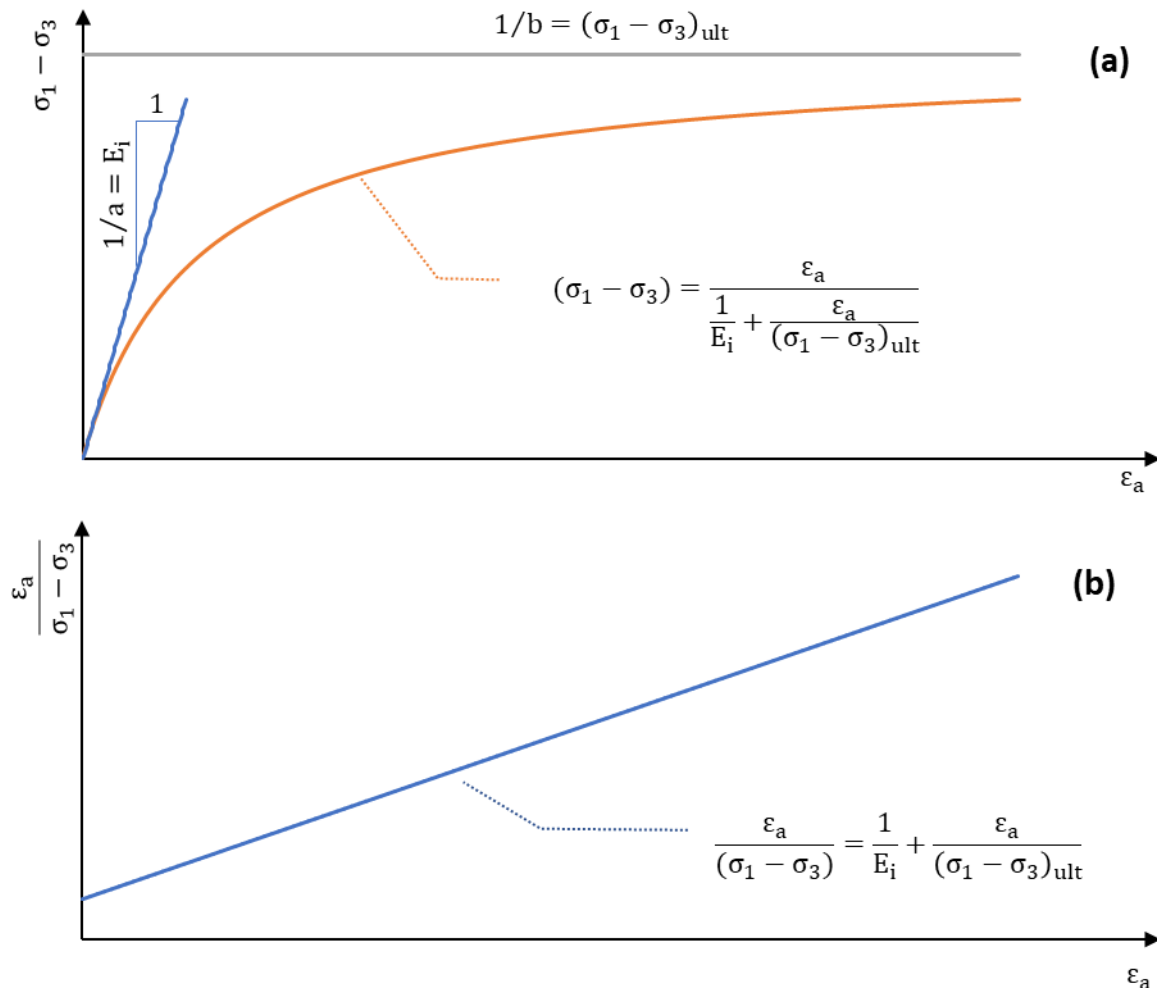


Figura 2.2 – Modelo Hiperbólico: a) Curva tensão-deformação no modelo hiperbólico; b) Linearização da curva hiperbólica

O módulo tangente inicial E_i é definido como o módulo tangente para a tensão desviadora igual a zero, o que corresponde a igualdade das tensões principais maior e menor (isto é, $\sigma'_1 = \sigma'_3$). Já era observado que o módulo de elasticidade inicial do solo dependia do confinamento no qual o solo estava submetido. Duncan e Chang (1970) adotou a proposta do módulo tangente inicial feita por Janbu (JANBU, 1963, 1967), que é função da tensão principal menor efetiva, conforme a Equação (23):

$$E_i = k \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma'_3}{P_a} \right)^n \quad (23)$$

Sendo k o coeficiente do módulo, n o expoente do módulo, P_a uma tensão de referência igual ao valor da pressão atmosférica no nível do mar (101,325 kPa) e σ'_3 a tensão efetiva principal menor.

Em relação a assíntota do modelo hiperbólico $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$, é observado que este valor é geralmente maior do que a tensão desviadora na ruptura $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, obtida nos ensaios e teoricamente, aplicando a envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb. Esses dois valores podem se relacionar através de um coeficiente R_f , chamado razão de resistência, conforme a Equação (24):

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = R_f(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \quad (24)$$

O valor da razão da resistência R_f observado em solos varia entre 0,5 a 0,9 (DUNCAN et al., 1980). A tensão desviadora de ruptura $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ pode ser expressa pela Equação (25), que é função da tensão efetiva principal menor σ'_3 , e os parâmetros de resistência do solo (intercepto de coesão efetiva c' e ângulo de atrito efetivo ϕ'):

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2(c' \cos \phi' + \sigma'_3 \sin \phi')}{1 - \sin \phi'} \quad (25)$$

O módulo tangente do solo pode ser deduzido derivando a função da tensão desviadora (Equação (21)). Considerando as Equações de (23) a (25) e utilizando a Equação (21) para expressar a deformação axial ϵ_a em função da tensão efetiva principal maior σ'_1 , o valor do módulo tangente E_s do solo no carregamento pode ser obtido pela Equação (26):

$$E_s = k \cdot P_a \left(\frac{\sigma'_3}{P_a} \right)^n \left[1 - \frac{R_f(1 - \sin \phi') (\sigma'_1 - \sigma'_3)}{2(c' \cos \phi' + \sigma'_3 \sin \phi')} \right]^2 \quad (26)$$

Em seu artigo, Ehrlich e Mitchell (1994) apresentou uma formulação alternativa para o cálculo do módulo tangente do solo conforme a Equação (27)

$$E_s = k \cdot P_a \left(\frac{\sigma'_x}{P_a} \right)^n \cdot \left(\frac{1 - \frac{K_{aa}}{K}}{1 - K_{aa}} \right)^2 \quad (27)$$

Sendo σ'_x a tensão normal efetiva na direção x , assumido igual a tensão principal menor efetiva, K a razão entre a tensão vertical efetiva (assumida igual a tensão principal maior efetiva) e a tensão efetiva na direção x (isto é: $K = \sigma'_x/\sigma'_v$) e K_{aa} o coeficiente de empuxo ativo equivalente correspondente valor assintótico da razão

entre a tensão vertical e horizontal no modelo hiperbólico. Esse parâmetro é função do coeficiente de empuxo ativo de Rankine K_a e pode ser calculado pela Equação (28):

$$K_{aa} = \frac{K_a}{(1 - K_a) \left(\frac{c'}{\sigma'_3 \tan \phi'} + 1 \right) \cdot \frac{1}{R_f} + K_a} \quad (28)$$

Na situação em que o corpo de prova é carregado e posteriormente descarregado e recarregado, é observado que o solo tem um comportamento aproximadamente elástico, recuperando parcialmente a deformação ocorrida no carregamento. O modelo hiperbólico considera que o módulo tangente no ciclo de descarregamento e recarregamento é função da tensão efetiva principal menor, conforme a Equação (29), que é similar ao do módulo tangente inicial (Equação (23)):

$$E_{ur} = k_u \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma'_3}{P_a} \right)^n \quad (29)$$

O parâmetro k_u é o coeficiente de módulo no descarregamento e recarregamento. O expoente do módulo n é o mesmo utilizado para a determinação do módulo tangente inicial (Equação (23)). De acordo com Duncan et al. (1980), o coeficiente k_u é entre 1,2 e 3 vezes maior do que o coeficiente de módulo k .

Em relação a outros parâmetros elásticos, Kulhawy, Duncan e Seed (1969) propôs uma formulação para a estimativa do coeficiente de Poisson. Alternativamente, Duncan et al. (1980) propôs uma formulação para o cálculo do módulo volumétrico, similar à formulação do módulos tangente inicial.

Vários estudos foram realizados em solos para a determinação dos parâmetros do modelo hiperbólico, variando tipo de solo, sua granulometria, compactidade e mineralogia (BOSCARDIN et al., 1990; DUNCAN et al., 1980; KAYA, 2004; KULHAWY; DUNCAN; SEED, 1969; MARQUES; EHRLICH; RICCIO, 2006; MEDINA; PREUSSLER, 1980; STANCATI, 2018; TRAUTMANN et al., 1983; TRAUTMANN; KULHAWY, 1987). Um exemplar desses estudos, os valores obtidos e recomendados pelos seus autores estão apresentados no APÊNDICE A da dissertação.

2.2.2 Usos do modelo hiperbólico em modelos de solos reforçados com geossintéticos

A utilização de modelos constitutivos não lineares permite uma análise mais realista do comportamento da estrutura de solo, seja utilizando o modelo hiperbólico, suas evoluções como o *Hardening Soil Model* (SCHANZ; VERMEER; BONNIER, 2019), ou outros modelos desenvolvidos como os modelos de estado crítico (SCHOFIELD; WROTH, 1968; WOOD, 1991). A evolução da computação permite o uso de modelos constitutivos e a modelagem da forma mais complexos, incluindo a análise do uso de geossintéticos e sua influência nos estados de tensão e deformação da obra de terra estudada (ANUBHAV; WU, 2015; CHEN et al., 2013; MADHAVI LATHA; SOMWANSHI, 2009; YIN, 1997). Por exemplo, para solos reforçados com geocélulas, Hegde (2017) ressalta os dois modos de considerar o efeito do reforço em modelagem computacional: 1) Considerando um compósito equivalente, modela-se o solo reforçado utilizando os parâmetros de resistência e deformabilidade melhorados de acordo com modelos analíticos e; 2) modelando tridimensionalmente o solo e geossintético. Considerar o solo reforçado como um compósito equivalente permite simplificar a análise, porém pode-se perder informações da interação entre o solo e o geossintético. Hegde e Sitharam (2015b) mencionam 3 limitações ao modelar a camada reforçada com geocélula como um compósito equivalente: 1) A modelagem com esse procedimento geralmente resulta na superestimativa da capacidades de carga quando analisados em elemento de reforço de fundação; 2) A modelagem como compósito equivalente não consegue obter bons resultados caso utilizem múltiplos tipos de reforços (por exemplo, a combinação de geocélulas e geogrelhas), e; 3) A modelagem como compósito equivalente é recomendado somente para geocélulas com a razão da altura pelo diâmetro equivalente entre 0,5 e 2,1.

Em relação ao uso do modelo hiperbólico na análise de estruturas de solo reforçado com geossintéticos, pode-se citar os trabalhos de Ehrlich e Mitchell (1994), Dantas e Ehrlich (2000) e Ehrlich e Mirmoradi (2016) para dimensionamento de muros de solos reforçados com geossintéticos, no qual o modelo estima os esforços de tração no material decorrentes dos esforços de compactação e o carregamento aplicado. Ehrlich e Mitchell (1994) definiram os índices de rigidez relativa solo/reforço (S_i) e a extensibilidade relativa solo/reforço (β) e criaram os primeiros ábacos para essa aplicação considerando o modelo hiperbólico. O modelo hiperbólico em muros

de solos reforçados também é utilizado no modelo desenvolvido por Wu e Pham (2010).

Para aplicações de usos com geocélulas, o modelo hiperbólico também é utilizado na proposta de acréscimo do coeficiente de módulo desenvolvido por Madhavi Latha (2000), aplicado na modelagem computacional de solos reforçados com geocélulas pela abordagem do compósito equivalente. Esse modelo é utilizado acoplado ao método desenvolvido por Tafreshi et al. (2015) para estimativa do recalque em ensaios de carregamento de placa com esse reforço.

2.3 Efeito da compactação no solo

Mesmo antes dos primórdios da ciência da mecânica dos solos ser desenvolvida, já era concebido o conceito de que compactar o solo melhorava suas características de engenharia, sendo o procedimento aplicado nas construções de obras de terra, incluindo as infraestruturas de transporte (EBELS; LORIO; VAN DER MERWE, 2004; KODIKARA; ISLAM; SOUNTHARARAJAH, 2018). Compactar o solo significa aplicar um esforço no solo para reduzir os vazios do solo através da expulsão de ar do solo, aproximando os grãos e assim, aumentando sua interação, elevando assim a resistência e rigidez e diminuindo sua permeabilidade.

Enquanto que nos meados do século XIX aparecem os primeiros compactadores mecânicos, somente nas décadas de 1920 e 1930 que é desenvolvido os primeiros procedimentos para especificação e controle de compactação – O ensaio de compactação e a curva de Proctor e Índice de Suporte Califórnia (*California Bearing Ratio* - CBR). Também na década de 1930, Estudando o estado de tensões e deformações dos solos compactados, Terzaghi¹ (1934, apud DUNCAN; SEED, 1986) observou através de ensaios de reais dimensões em contenções que a compactação afeta os esforços laterais aplicados na estrutura e nos deslocamentos e deformações na estrutura, o que não é previsto nas teorias clássicas de empuxo.

Embasados por resultados de ensaios realizados em campo ao longo de 50 anos, Duncan e Seed (1986) listou as seguintes observações relacionados às tensões e deformações induzidas pela compactação:

¹ Terzaghi, K. (1934). Large retaining-wall tests. I. Pressure of dry sand. *Engineering News-Record*, 102(20).

1) A compactação do solo representa um processo de aplicação e remoção de carregamento que pode resultar em um aumento considerável na tensão de empuxo residual do solo. A tensão deve ser maior do que a tensão de empuxo em repouso e deve-se aproximar do valor correspondente ao estado passivo;

2) A profundidade no qual o a compactação pode aumentar as tensões horizontais do solo aparentemente é função das dimensões e do impulso vertical do equipamento compactador, podendo variar de 2 a 3 metros para pequenos equipamentos de rolo compactador até 15 metros para equipamentos muito pesados;

3) Em profundidades onde a sobrecarga aplicada são o suficiente para que o estado passivo de tensões não limite as tensões residuais, uma grande parcela (entre 40 e 90%) da tensão lateral máxima induzida pela compactação deve permanecer como uma tensão residual;

4) A compactação de solos contidos em estruturas flexíveis pode aumentar significativamente a deflexão da contenção, aumenta a tensões horizontais na região próxima da superfície para valores acima do valor correspondente ao estado em repouso e geralmente diminui as tensões horizontais para as regiões mais profundas, devido aas maiores deformações. Entretanto, o modo de como a estrutura se deforma pode influenciar nesse padrão.

5) Em solos previamente compactados, aplicar um carregamento de compactação adicional pode resultar em menores aumentos na tensão horizontal se comparados com os solos não compactados, e somente uma pequena parcela da tensão horizontal máxima gerada pela compactação seria retida como tensão residual.

2.3.1 Modelagem do estado de tensões na compactação

As primeiras tentativas de matematizar o acréscimo de tensões horizontais devido à compactação foram apresentadas na década de 1950. Como destaque, pode-se mencionar o trabalho de Rowe (1954) e Sowers et al. (1957) que buscavam equacionar o coeficiente de empuxo do solo compactado.

No início da década de 1970, Broms (1971) introduziu o uso de ciclo de carregamento e descarregamento histerético e desenvolveu uma metodologia empírica para a estimativa do acréscimo de tensões horizontais devido a compactação e que obteve bons resultados na comparação com os dados de campo.

Duncan e Seed (1986) apresentaram um exemplo do ciclo de histerese de carregamento e descarregamento na compactação que ocorre em um solo contido por um paramento indeslocável, conforme apresentado na Figura 2.3.

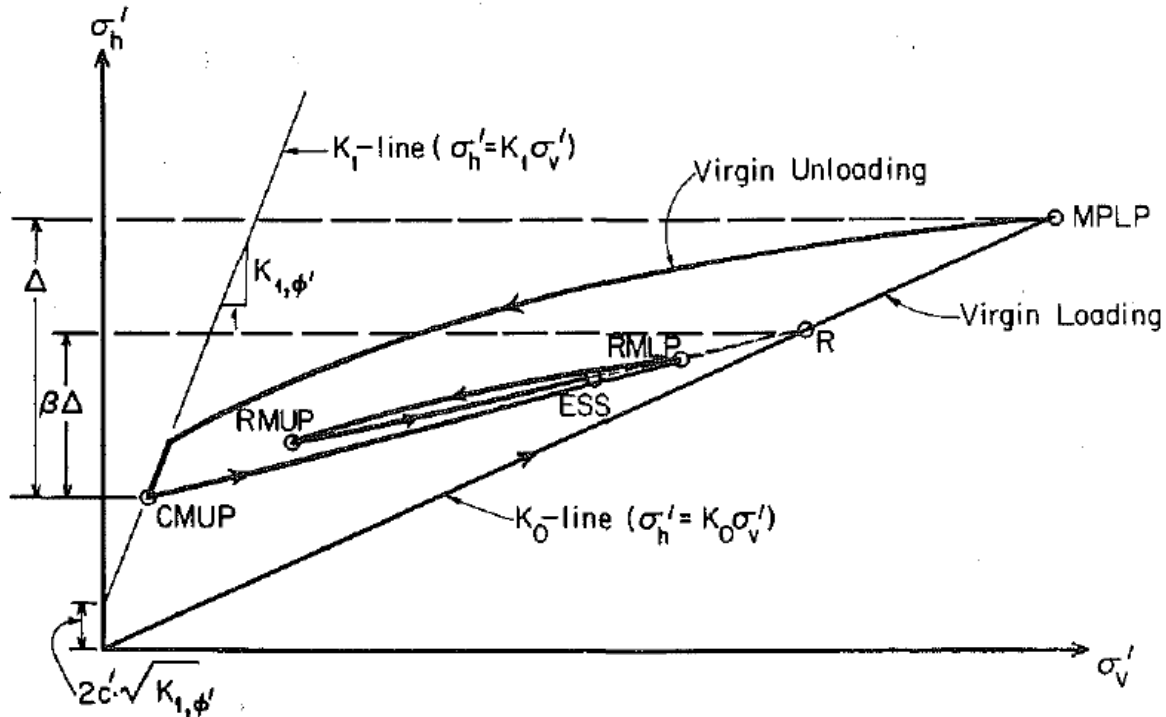


Figura 2.3 – Ciclo de histerese de carregamento e descarregamento na compactação (Extraído de Duncan e Seed, 1986)

De acordo com Duncan e Seed (1986), a condição de indeslocabilidade horizontal e a não ocorrência de tensões de cisalhamento permite fazer uma analogia com o processo de consolidação unidimensional. Assim, no primeiro carregamento (carregamento virgem), a tensão horizontal desenvolvida segue na linha K_0 correspondente ao estado de tensão em repouso, até atingir o carregamento máximo (ponto MPLP – *maximum past load point*). Nessa etapa da compactação, a tensão horizontal está relacionada conforme a Equação (30).

$$\sigma'_h = \sigma'_v K_0 \quad (30)$$

No primeiro descarregamento (descarregamento virgem), as tensões horizontais desenvolvidas são maiores em comparação ao estado em repouso. Ao retirar o carregamento por completo, a tensão horizontal chega ao mínimo valor (ponto CMUP – *current minimum load point*) e está relacionado com a tensão vertical através de um coeficiente K'_0 conforme a Equação (31)

$$\sigma'_h = \sigma'_v K'_0 \quad (31)$$

Utilizando a analogia da consolidação unidimensional, K'_0 é o coeficiente de empuxo em repouso de um solo sobreadensado (MAYNE; KULHAWY, 1982), dado pela Equação (32):

$$K'_0 = K_0(\text{OCR})^\alpha \quad (32)$$

Mayne e Kulhawy (1982) menciona que o parâmetro α que aparece na Equação (32) pode ser adotado em função do ângulo de atrito do solo, conforme a Equação (33). Duncan e Seed (1986) apresentou um gráfico relacionando o ângulo de atrito com o parâmetro α , apresentado na Figura 2.4.

$$\alpha = \text{sen } \phi' \quad (33)$$

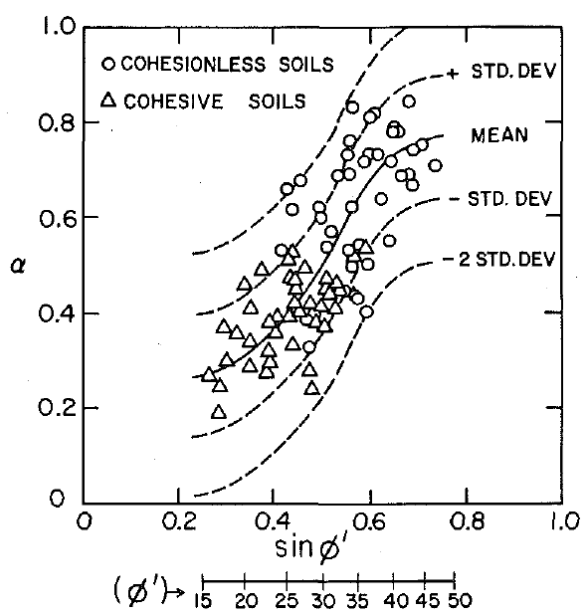


Figura 2.4 – Correlação entre o ângulo de atrito e o parâmetro α (Extraído de Duncan e Seed, 1986)

No caso de ocorrer um descarregamento suficientemente grande, as razões entre as tensões horizontais e verticais pode ficar limitadas ao estado representado pela linha K_1 , correspondente ao estado de empuxo passivo. Nos seguintes ciclos de carregamento e descarregamento, o estado de tensões segue a tendência de ter uma razão entre as variações de tensões horizontal e vertical aproximadamente igual àquela obtida na etapa de primeiro descarregamento. Caso a tensão vertical supere o carregamento máximo da etapa de carregamento virgem, a razão entre as tensões horizontal e vertical volta a ser igual ao coeficiente de empuxo em repouso K_0 .

O trabalho de Seed e Duncan (1986) apresentou uma simplificação desse ciclo de histerese do carregamento (Figura 2.3), representando a trajetória de tensões obtidas por linhas, conforme a Figura 2.5. A linha de carregamento virgem parte da origem e tem inclinação de K_0 . A linha que representa o primeiro descarregamento tem sua inclinação igual ao coeficiente K_2 . No recarregamento, a inclinação da linha das tensões é igual ao coeficiente K_3 , cujo valor é próximo ao do coeficiente K_2 .

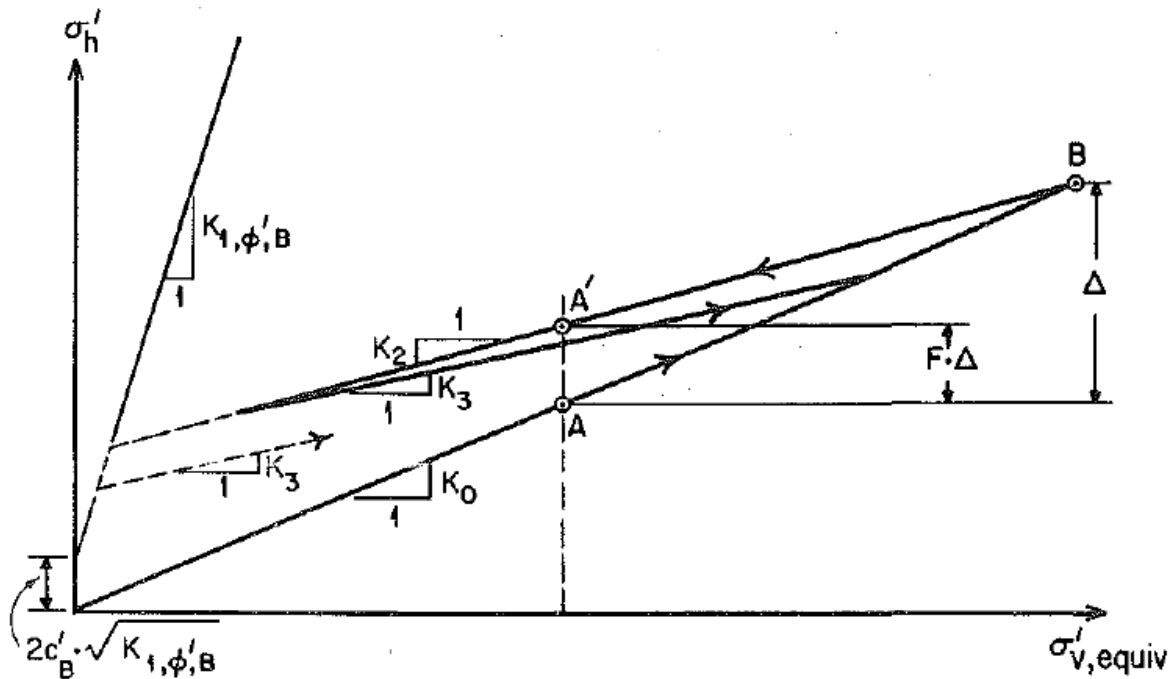


Figura 2.5 - Modelagem do ciclo de compactação adotado por Seed e Duncan (1986) (Extraído de Seed e Duncan, 1986)

O coeficiente K_2 é a razão entre a variação de tensão horizontal e a variação de tensão vertical no descarregamento. No modelo idealizado por Seed e Duncan (1986), com base nos estudos realizados por Mayne e Kulhawy (1982), o valor do coeficiente K_2 é relacionado com o coeficiente de empuxo K_0 e a razão entre a tensão efetiva vertical máxima aplicada e a tensão vertical mínima após o descarregamento (nomeado de razão de sobreadensamento – *overconsolidation ratio* – OCR) conforme as Equações (34) e (35):

$$K_2 = K_0(1 - F) \quad (34)$$

$$F = 1 - \frac{\text{OCR} - \text{OCR}^\alpha}{1 - \text{OCR}} \quad (35)$$

O fator F calculado na Equação (35) é a fração da máxima tensão horizontal induzida na compactação mantida como tensão residual (Figura 2.5). Unindo as Equações (34) e (35), calcula-se diretamente o coeficiente K_2 pela Equação (36):

$$K_2 = \frac{K_0(OCR - OCR^\alpha)}{1 - OCR} \quad (36)$$

2.3.2 Consideração da compactação na modelagem de estruturas de solo reforçado com geossintéticos

Os modelos mencionados consideram a não deformabilidade horizontal do solo no momento da compactação, graças a existência de uma contenção indeslocável. Entretanto, na realidade é que a aplicação de um carregamento localizado faz com que ocorra deformações horizontais, afastando assim do estado em repouso, aproximando mais do estado de tensões ativo (UZAN, 1985). Por outro lado, o uso de geossintéticos como elemento de reforço faz com que essas deformações sejam restringidas, aumentando assim as tensões horizontais (EHRlich; MIRMORADI, 2016; EHRlich; MITCHELL, 1994; GUI; PHAN; PHAM, 2020; WU; PHAM, 2010). Ensaio de laboratório observaram que compactar solos com geossintéticos instalados tem uma eficiência de aproveitamento da energia aplicada maior, aumentando o peso específico máximo aparente seco (KIM; IM; YOO, 2018). Entretanto, em campo, a restrição de deformações causada pela geocélula impede uma melhor acomodação dos grãos, diminuindo o grau de compactação, sendo necessário uma energia de compactação maior para atingir o mesmo índice de vazios (informação verbal)². Especificamente para geocélulas, um complicador para o estudo da influência da compactação é a necessidade de compactar o solo de preenchimento de cada célula com equipamento de compactação menor ou de modo manual, devido ao tamanho das células (GUO et al., 2018) ou então da passagem do equipamento de compactação diretamente sobre a camada finalizada, considerando uma capa de solo não reforçado sobre o topo da geocélula para evitar danos no geossintético (SARIDE et al., 2016). Outra recomendação para geocélulas é a compactação prévia da camada com uma placa vibratória leve (o que faria com que a

² Informação fornecida por José Orlando Avesani Neto em conversa informal no dia 19/01/2021.

o material de preenchimento diminuísse o índice de vazios), seguido de uma compactação pesada. (informação verbal)³

Em relação ao coeficiente de empuxo no carregamento virgem em solos reforçados com geossintéticos, Wu e Pham (2010) afirmam que este é um valor intermediário entre o coeficiente de empuxo ativo K_a e o coeficiente de empuxo em repouso K_0 , variando entre 1 a 1,5 vezes o coeficiente K_a .

O modelo desenvolvido por Ehrlich e Mitchell (1994) considera a compatibilização de deformações entre o solo e o geossintético planar para estimar os coeficientes de empuxo no carregamento K_c e o coeficiente de empuxo residual K_r , necessários para o cálculo dos esforços no reforço, utilizando um ciclo de carregamento e descarregamento composto.

³ Informação fornecida por Mauricio Ehrlich na banca de avaliação do mestrado, no dia 05/07/2021.

3 METODOLOGIA – MODELAGEM DO COMPORTAMENTO DO SOLO REFORÇADO COM GEOCÉLULA E O FATOR DE MELHORA DO MÓDULO

Nesta seção, o modelo analítico desenvolvido para a estimativa do MIF da camada de solo granular reforçado com geocélula será descrito. A camada reforçada será modelada como um compósito equivalente homogêneo e isotrópico e que receberá as contribuições tanto da rigidez da geocélula quanto do acréscimo de confinamento do solo, obtido tanto pela própria geocélula quanto pelos esforços de compactação aplicados previamente. O método desenvolvido foi apresentado no trabalho de Garcia e Avesani Neto (2021). A modelagem inclui a estimativa das tensões e deformações horizontais que ocorre no solo e na parede da geocélula ao ser carregado e descarregado no processo de compactação.

De modo geral, o modelo buscou os conceitos de compatibilidade das deformações entre o solo e o geossintético no ciclo de carregamento e descarregamento devido a compactação e o uso de um modelo constitutivo não linear simples adotado no solo, como o modelo hiperbólico (DUNCAN et al., 1980; DUNCAN; CHANG, 1970).

Primeiramente, serão apresentadas as hipóteses adotadas para a modelagem. Em seguida, será apresentada a dedução das equações utilizadas no modelo, justificado pelas hipóteses apresentadas.

3.1 Definições e hipóteses adotadas

3.1.1 Simplificação da modelagem da geocélula e axissimetria na compactação

No geral, o formato de uma célula da geocélula é complexo (Figura 3.1a), sejam as industrializadas, sejam as manufaturadas para o uso em pesquisas. Além disso, a geocélula é composta de múltiplas células e a interação entre as células é um dos responsáveis por auxiliar no aumento das tensões confinantes. Por outro lado, pode-se analisar os esforços horizontais que ocorrem em uma das células, devido aos esforços verticais aplicados sobre a sua camada, separando em três componentes principais: 1) A tensão de compressão que ocorre dentro da célula, com tendência a

fazer com que a célula se expanda (σ'_{hi}); 2) a tensão de compressão que ocorre fora da célula, restringindo sua expansão (σ'_{he}) e; 3) os esforços horizontais que ocorrem na parede da célula (T). Caso a tensão horizontal interna seja maior do que a tensão horizontal externa, a tendência é que esse esforço na parede da célula seja de tração.

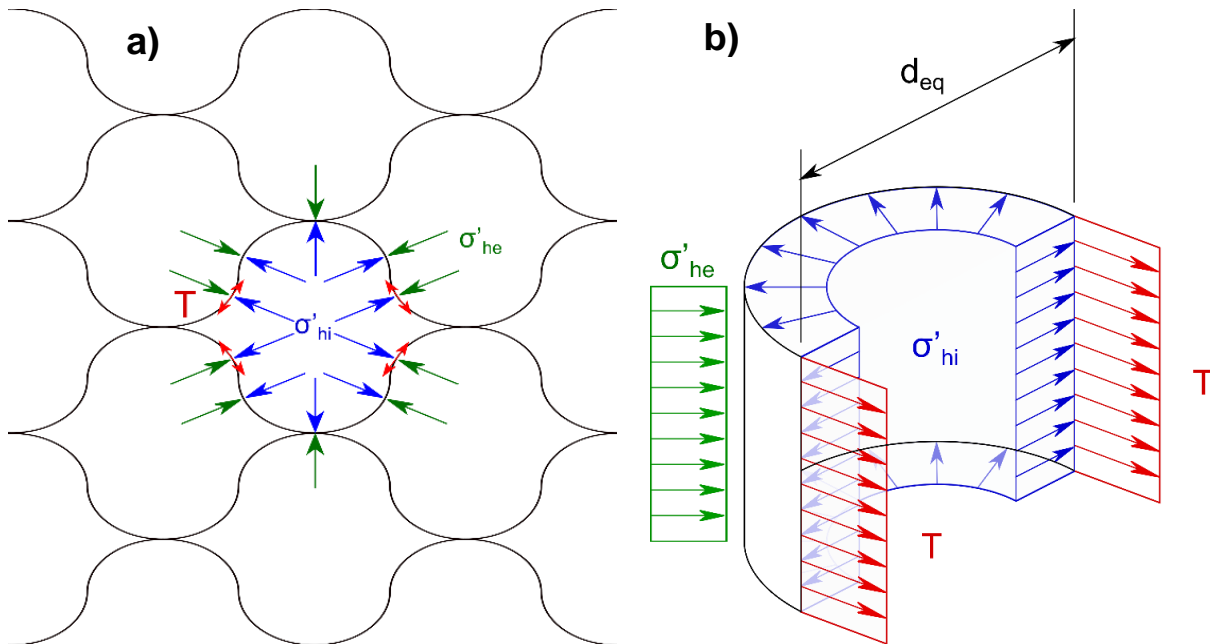


Figura 3.1 - a) Células da geocélula, esforços e tensões interna e externa à uma célula; b) Simplificação para uma célula circular (Extraído de Garcia e Avesani Neto, 2021)

Para permitir a análise desses esforços, a célula será modelada com formato circular (Figura 3.1b), conforme justificativas a seguir. Se considerar que as tensões horizontais interna e externas aplicadas na parede da célula sejam de magnitude constante, independente da direção, a célula poderá ser modelada como um tubo sobre pressão (HEGDÉ; SITHARAM, 2015d), e a variação de esforço de tração (ΔT) na parede da célula pode ser determinado em função das variações de tensões horizontais interna ($\Delta\sigma'_{hi}$) e externa ($\Delta\sigma'_{he}$) pela Equação (37):

$$\Delta T = \frac{(\Delta\sigma'_{hi} - \Delta\sigma'_{he})d_{eq}}{2} \quad (37)$$

O termo d_{eq} é o diâmetro equivalente da geocélula, uma dimensão característica que pode ser calculado em função da área de abertura de uma das células (A_{GCE}) conforme a Equação (38):

$$d_{eq} = \sqrt{\frac{4 \cdot A_{GCE}}{\pi}} \quad (38)$$

Apesar da diversidade dos formatos de células utilizadas nos trabalhos, alguns autores utilizam o conceito de diâmetro equivalente da geocélula tanto para caracterizar a geocélula (DASH, 2010, 2012; SARIDE et al., 2009) quanto para utilizar esse valor em modelos desenvolvidos para geocélula (HEGDE; PALSULE, 2020; HEGDE; SITHARAM, 2013; INDRARATNA; BIABANI; NIMBALKAR, 2015; LATHA; RAJAGOPAL; KRISHNASWAMY, 2006; RAJAGOPAL; KRISHNASWAMY; MADHAVI LATHA, 1999). Os catálogos de geocélulas industrializadas de marcas consagradas no mercado geralmente apresentam a área de abertura das células ou, opcionalmente, a quantidade de células por unidade de área, permitindo assim obter o diâmetro equivalente da geocélula.

Para ser possível a modelagem da geocélula, é necessário assumir que as tensões horizontais nas direções que estão dentro do plano horizontal sejam iguais, permitindo considerar o problema como um problema axissimétrico. O centro de referência coincidirá com o centro da célula circular modelada. Além disso, será assumido que o solo dentro da célula terá a tensões radiais e tangenciais de mesma magnitude, similar a um ensaio de carregamento triaxial (HENKEL; GILBERT, 1952). Assim, na análise do incremento infinitesimal da deformação horizontal ($d\varepsilon_{sh}$) causado pelo acréscimo infinitesimal de tensão vertical ($d\sigma'_v$), ao considerar a lei de Hooke generalizada para a situação axissimétrica e convencionando que tanto as tensões de compressão quanto as deformações de extensão são positivas, temos a Equação (39):

$$d\varepsilon_{sh} = \frac{\nu_s}{E_s} d\sigma'_v + \frac{\nu_s - 1}{E_s} d\sigma'_h \quad (39)$$

Na Equação (39), E_s é o módulo de elasticidade tangente do solo e ν_s o coeficiente de Poisson do solo, parâmetros que são função do estado de tensões do solo e da etapa do ciclo de carregamento. O incremento de tensão horizontal ($d\sigma'_h$) será dado em função do incremento de tensões verticais, conforme será apresentado no item 3.1.5 da dissertação.

3.1.2 Compatibilidade de deformações e interação solo/geocélula

Para os carregamentos que estão longe da situação de ruptura, os estudos realizados sobre a interação entre o solo e geossintéticos planos observam que é possível admitir que ocorra uma total aderência entre os materiais (DYER; MILLIGAN, 1984; JEWELL; MILLIGAN; DUBOIS, 1984; PALMEIRA, 2009). Essa observação pode ser expandida para um geossintético tridimensional como a geocélula (REZENDE; AVESANI NETO, 2017a, 2017b, 2017c, 2017d), que é formada por tiras de geossintéticos planos (ABNT, 2018; ISO, 2015). Isso implica na possibilidade de adotar que as deformações que ocorre no solo são os mesmos que ocorrem na geocélula. Mais especificamente, para as deformações horizontais, temos a Equação (40):

$$\varepsilon_{sh} = \varepsilon_{gh} = \varepsilon_h \quad (40)$$

Sendo ε_{sh} a deformação horizontal do solo e ε_{gh} a deformação horizontal da geocélula.

A mesma observação é feita sobre as variações totais de deformações do solo e da geocélula ($\Delta\varepsilon_{sh}$ e $\Delta\varepsilon_{gh}$, respectivamente) que serão resultado das integrações das deformações, tanto do solo (Equação (39)) quanto da geocélula. As deduções para a variação de deformação no solo estão descritas no item 3.2.

Para a geocélula, será adotado que sua resposta de deformação devido aos esforços aplicados é linear. Sua rigidez será representada pelo Módulo de Rigidez Secante (J) da parede da geocélula, que é função do material adotado e da deformação de referência. O módulo de rigidez pode ser expresso em função do módulo de elasticidade secante do material da geocélula (E_g) e a espessura da parede (t), conforme a Equação (41):

$$J = E_g \cdot t \quad (41)$$

Com essas considerações, a variação de deformação horizontal na parede da geocélula devido as variações de tensões horizontais interna e externa pode ser obtido dividindo a variação de esforço na parede da célula (Equação (37)) pelo Módulo de Rigidez J, obtendo a Equação (42):

$$\Delta\varepsilon_{gh} = \frac{\Delta T}{J} = \frac{(\Delta\sigma'_{hi} - \Delta\sigma'_{he})d_{eq}}{2 \cdot J} = \frac{(\Delta\sigma'_{hi} - \Delta\sigma'_{he})}{2 \cdot J/d_{eq}} \quad (42)$$

3.1.3 Modelos constitutivos do solo

No método desenvolvido, foi adotado o modelo hiperbólico (DUNCAN et al., 1980; DUNCAN; CHANG, 1970) para a estimativa do módulo tangente do solo E_s , tanto para a etapa de carregamento quanto a de descarregamento. O ciclo de carregamento e descarregamento adotado no modelo é descrito no item 3.1.5. O módulo tangente e o coeficiente de Poisson apresentado nessa seção será utilizado para o cálculo da deformação horizontal do solo através da integração da Equação (39).

Pela conveniência, será adotado a formulação do módulo tangente do solo no carregamento apresentado por Ehrlich e Mitchell (1994), conforme as Equações (27) e (28), utilizando o coeficiente de empuxo genérico K ($=\sigma'_h/\sigma'_v$) e o coeficiente de empuxo ativo equivalente K_{aa} . Assumindo que as tensões verticais e horizontais são, respectivamente, as tensões principais maior e menor, a formulação do módulo tangente do solo quando ocorre o incremento de carregamento e do coeficiente de empuxo ativo equivalente passam a ser as Equações (43) e (44):

$$E_s = k \cdot P_a \left(\frac{\sigma'_h}{P_a} \right)^n \left(\frac{1 - \frac{K_{aa}}{K}}{1 - K_{aa}} \right)^2 = k \cdot P_a \left(\frac{\sigma'_h}{P_a} \right)^n \left[\frac{\sigma'_h - K_{aa}\sigma'_v}{\sigma'_h(1 - K_{aa})} \right]^2 \quad (43)$$

$$K_{aa} = \frac{K_a}{(1 - K_a) \left(\frac{c'}{\sigma'_h \tan \phi'} + 1 \right) \frac{1}{R_f} + K_a} \quad (44)$$

Apesar de recentemente ter pesquisas de uso de asfalto recuperado (*Reclaimed Asphalt Pavement* – RAP) como material de preenchedimento de geocélulas (HAN et al., 2012; THAKUR et al., 2012) que pode ter um valor de coesão de até 150 kPa (THAKUR; HAN, 2015), a maioria das aplicações e pesquisas com geocélulas em reforços de pavimentação são feitas utilizando solo granulares, com baixa valor de intercepto de coesão. Portanto, será assumido que o valor da coesão do solo é desprezível (isto é, $c' \approx 0$). Essa hipótese simplifica a Equação (44), por fazer com que o coeficiente K_{aa} não dependa da tensão horizontal que variaria com o a aplicação e

retirada da carga de compactação. Com isso, o coeficiente de empuxo ativo equivalente será expresso pela Equação (45):

$$K_{aa} = \frac{K_a}{(1 - K_a) \frac{1}{R_f} + K_a} \quad (45)$$

O módulo tangente do solo no descarregamento e recarregamento será calculado pela Equação (29), considerando que a tensão horizontal seja a tensão principal menor em todo o descarregamento. Neste caso, a Equação torna-se:

$$E_s = k_u \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma'_h}{P_a} \right)^n \quad (46)$$

Eventualmente, a razão entre as tensões horizontal e vertical pode ser maior do que 1, principalmente quando ocorrer um grande esforço de compactação em relação a uma baixa tensão geostática sobre a camada de geocélula (MAYNE; KULHAWY, 1982). Porém, para o cálculo do módulo do solo após a compactação, sendo função da menor tensão principal, as tensões principais se inverterão, fazendo com que a tensão vertical devido ao peso próprio da própria camada (considerando seu centro) e das camadas superiores seja a tensão principal menor. Esse fato é importante para o cálculo do módulo de elasticidade do solo após a compactação. Porém, para o cálculo da deformação horizontal, essa consideração não será considerada, adotando a tensão horizontal na Equação (29). Informações complementares a essa hipótese está apresentado no tópico sobre hipóteses complementares (item 3.1.6).

Em relação ao coeficiente de Poisson, seu valor na aplicação do carregamento de compactação será expresso em função do coeficiente de empuxo em repouso de um solo normalmente adensado (K_0) conforme a Equação (47):

$$\nu_0 = \frac{K_0}{1 + K_0} \quad (47)$$

A correlação entre o ângulo de atrito ϕ' e o coeficiente de empuxo em repouso foi estimado empiricamente por Jáky (1944), obtendo a Equação (48):

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi' \quad (48)$$

No descarregamento, o coeficiente de Poisson é adotado como constante e será estimado em função do coeficiente K_d , conforme a Equação (49):

$$v_d = \frac{K_d}{1 + K_d} \quad (49)$$

O coeficiente K_d é a razão entre a variação de tensões horizontal e vertical quando ocorre a restrição de deformação horizontal, no mesmo jeito que o coeficiente K_2 do modelo de compactação apresentado por (SEED; DUNCAN, 1986). Considerando a sugestão do expoente α igual ao seno do ângulo de atrito (MAYNE; KULHAWY, 1982), o coeficiente K_d é obtido em função da razão de sobreadensamento (OCR), conforme a Equação (50).

$$K_d = \frac{K_0(OCR - OCR^{\text{sen } \phi'})}{1 - OCR} \quad (50)$$

A razão de sobreadensamento na compactação será explicado em item subsequente (3.1.5).

3.1.4 Índice de rigidez solo/reforço (S_i)

O método desenvolvido por Ehrlich e Mitchell (1994) utilizou a definição de Índice de rigidez solo/reforço (S_i) para o dimensionamento de muros de solo reforçado com geossintético. Esse parâmetro considera o coeficiente do módulo (k) do solo, a rigidez (J) e o espaçamento entre os geossintéticos planos.

Para o método desenvolvido aqui, será considerado uma adaptação do índice para a geocélula, considerando o diâmetro equivalente (d_{eq}) como o componente de espaçamento. Define-se o Índice de rigidez solo/geocélula (S_i) conforme a Equação (51):

$$S_i = \frac{2 \cdot J}{k \cdot P_a \cdot d_{eq}} \quad (51)$$

Conjuntamente, Ehrlich e Mitchell (1994) também definiu a extensibilidade relativa β , que é composto pelo índice S_i e pela tensão vertical de compactação para a entrada de seus ábacos. Esse parâmetro será utilizado também nas equações de compatibilização das deformações horizontais.

De acordo com Garcia e Avesani Neto (2021), a faixa de valores típicos do índice de rigidez solo/reforço adaptado para geocélulas são:

- Para geocélulas de PEAD e PP, incluindo geocélulas manufaturadas com geossintéticos planos: 0,005 a 0,15;

- Geocélulas de liga polimérica (NPA): 0,01 a 0,50;
- Geocélulas metálicas: 2 a 20 (WEBSTER, 1981; WEBSTER; ALFORD, 1978).

Esses valores foram calculados utilizando valores de k variando de 450 a 1500, módulo de rigidez da geocélula variando de 100 a 450 kN/m para o primeiro grupo (GURBUZ; MERTOL, 2012; HAN et al., 2008; POKHAREL et al., 2010), 385 a 2000 para o segundo grupo (LESHCHINSKY; LING, 2013; POKHAREL et al., 2010). Para o terceiro grupo, foram estimados a rigidez da geocélula em função do material metálico utilizado nos trabalhos citados e foi mencionado com o propósito de comparação com os outros materiais.

3.1.5 Trajetória das tensões interna e externa à geocélula no processo de compactação

O ciclo de carregamento e descarregamento do processo de compactação do solo reforçado com geocélula considerado no modelo está ilustrado na Figura 3.2. A compactação será modelada nos moldes adotados no modelo de compactação realizado por Seed e Duncan (1986), considerando a possibilidade de deformabilidade lateral que será função da rigidez da geocélula utilizada. A modelagem dos estados de tensões é separada para o solo interno e externo a célula. Será subentendido que as tensões mencionadas no texto são tensões efetivas.

A compactação do solo será simulada como um único ciclo de carregamento. Será considerado que o carregamento vertical da compactação será aplicado tanto dentro quanto fora da célula modelada (Figura 3.1). Para o solo dentro da célula, o material será carregado verticalmente, partindo da tensão vertical nula (ponto I) até a tensão σ'_{vc} (ponto II), resultante da condição de carregamento vertical devido a peso próprio do material (considerando o meio da camada) mais o peso das camadas superiores (σ'_{v0}) adicionado da tensão devido ao processo de compactação. A tensão horizontal interna à geocélula crescerá a uma taxa constante K_c (coeficiente de empuxo no carregamento) até atingir o valor de σ'_{hc} igual a:

$$\sigma'_{hc} = \sigma'_{vc} K_c = OCR \cdot \sigma'_{v0} K_c \quad (52)$$

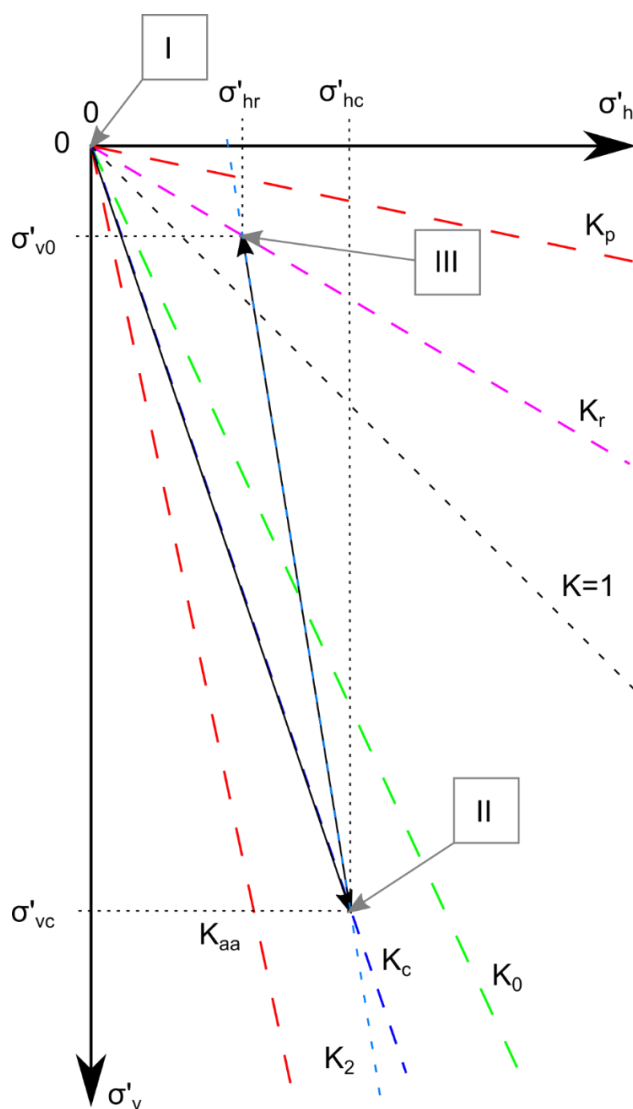


Figura 3.2 - Ciclo de carregamento e descarregamento na compactação (Extraído de Garcia e Avesani Neto, 2021)

O parâmetro OCR é a razão entre a tensão vertical máxima aplicada (σ'_{vc}) e a tensão vertical devido ao peso próprio (σ'_{v0}), similar a razão de sobreadensamento (MAYNE; KULHAWY, 1982), conforme a Equação (53).

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_{vc}}{\sigma'_{v0}} \quad (53)$$

Depois, haverá o descarregamento seguindo a linha K_2 , obtendo a tensão vertical σ'_{v0} (ponto III), devido apenas ao peso próprio do material de enchimento e eventuais sobre camadas. A tensão horizontal residual dentro da geocélula (σ'_{hr}) será dada por:

$$\sigma'_{hr} = \sigma'_{v0} K_r \quad (54)$$

Deve-se observar que, caso não ocorra um carregamento da compactação, implicando em um OCR igual a unidade, os pontos II e III apresentados na Figura 3.2 convergirão e os coeficientes K_c e K_r serão iguais.

Externamente à geocélula, será adotada a hipótese de que o solo estará plastificado, tanto no carregamento quanto no descarregamento (UZAN, 1985). Assim, o coeficiente de empuxo do solo que está fora da célula será igual ao coeficiente de empuxo ativo equivalente K_{aa} (Equação (45)) e as tensões horizontais máxima (da etapa de carregamento) e final (após o descarregamento) serão calculadas conforme as Equações (55) e (56), respectivamente:

$$\sigma'_{he} = \sigma'_{vc} K_{aa} = OCR \cdot \sigma'_{v0} K_{aa} \quad (55)$$

$$\sigma'_{he} = \sigma'_{v0} K_{aa} \quad (56)$$

3.1.6 Módulo do compósito equivalente Solo/Geocélula

Após a consideração do processo de compactação, o solo reforçado com geocélula será tratado como um compósito equivalente (HEGDE, 2017). Portanto, o módulo teórico da camada reforçada será composto parte pela contribuição do solo (que terá sua rigidez aumentada pelo acréscimo de confinamento) e da geocélula. De modo simplificado, o módulo do compósito (E_{SG}) pode ser calculado considerando a média ponderada dos módulos dos materiais pelas áreas relativa da seção (DOWLING, 2013), conforme a Equação (57):

$$E_{SG} = \frac{E_s A_s}{A} + \frac{E_g A_g}{A} \quad (57)$$

Sendo E_s e A_s o módulo de elasticidade e a área correspondente ao solo, E_g e A_g o módulo de elasticidade e a área correspondente ao material da geocélula e A o valor da área total da seção (isto é: $A = A_s + A_g$). Uma alternativa de realizar a composição do módulo do solo reforçado como um compósito equivalente seria considerando a camada como uma placa plana (TIMOSHENKO; WOINOWSKY-KRIEGER, 1959; VENTSEL; KRAUTHAMMER, 2001). A rigidez de uma placa de um material com módulo de elasticidade E , coeficiente de Poisson ν e com altura h é expressa pela rigidez flexional da placa (D), calculado pela Equação (58).

$$D = \frac{E \times h^3}{12 \times (1 - \nu^2)} \quad (58)$$

A mesma associação das rigidezes flexionais do solo e da geocélula pode ser realizado, em função da área relativa da seção transversal da camada, obtendo assim o módulo do compósito. Entretanto, duas considerações devem ser realizadas para a geocélula para facilitar a análise.

Primeiramente, a geocélula é uma estrutura descontínua dentro da matriz de solo. Em relação aos tipos de estruturas existentes, seu formato pode ser associado mais a uma estrutura de viga em grelha do que uma placa. Porém, dado que a interação entre o solo e o geossintético (DYER; MILLIGAN, 1984; JEWELL; MILLIGAN; DUBOIS, 1984; PALMEIRA, 2009) faça com que matriz e reforço trabalhem como um único elemento, é possível considerar que o efeito da geocélula seja distribuída por toda a seção. A segunda consideração é sobre o coeficiente de Poisson dos materiais envolvidos. Vários autores (HUANG, 2004a; HUNT, 2005; LAMBE; WHITMAN, 1991; LOOK, 2014; MOGHADDAS TAFRESHI et al., 2020; NCHRP, 2004; NIKOLAIDES, 2014; THOM, 2013; WITCZAK; YODER, 1975) apresentam faixas de valores de coeficientes de Poisson de materiais granulares utilizados em infraestrutura de transportes na faixa entre 0,25 e 0,40, tendo um valor característico desses materiais entre 0,30 e 0,35. Mesmo aplicando as Equações (47) e (48) para estimar o valor desse parâmetro em função do ângulo de atrito, utilizando valores de ϕ' característicos entre 30° e 45°, obteríamos valores de ν entre 0,23 e 0,33, o que intercepta boa parte da faixa de valores mencionadas. Por outro lado, os estudos e ensaios realizados com geocélulas reportam uma faixa de valores de coeficiente de Poisson entre 0,25 e 0,30 (AVESANI NETO, 2019; MHAISKAR; MANDAL, 1996; SARIDE et al., 2016), o que indica que a geocélula interfere pouco no coeficiente de Poisson da camada, mantendo praticamente o mesmo do solo. Além disso, o valor do coeficiente de Poisson que é um valor menor do que 0,5 entra na no cálculo da rigidez flexional (Equação (58)) elevado ao quadrado, diminuindo ainda mais sua influência. Portanto, por praticidade, será considerado no modelo que o coeficiente de Poisson da geocélula é igual ao do solo, o que implicaria na não alteração do coeficiente no material reforçado.

Considerando que o espaçamento entre as paredes da geocélula pode ser assumida igual ao diâmetro equivalente (d_{eq}), e a relação entre o módulo de

elasticidade (E_g) e o módulo de rigidez (J) da geocélula apresentado na Equação (41), a Equação (57) torna-se:

$$E_{SG} = \frac{E_s d_{eq} h}{(d_{eq} + t)h} + \frac{J \cdot h}{(d_{eq} + t)h} \quad (59)$$

Como a espessura da parede da geocélula (t) é muito menor do que o espaçamento entre as paredes (d_{eq}) em uma geocélula convencional, o valor pode ser desprezado no denominador. Realizando as eliminações dos termos das divisões, temos que o módulo de elasticidade do compósito é dado por:

$$E_{SG} = E_s + \frac{J}{d_{eq}} \quad (60)$$

Isto é, o módulo de elasticidade do compósito solo/geocélula é o módulo de elasticidade do solo de preenchimento, mais o módulo de rigidez da geocélula dividido pelo diâmetro equivalente. O mesmo resultado seria obtido considerando a rigidezes flexionais dos materiais, com as hipóteses apresentadas.

O módulo de elasticidade do solo de preenchimento da geocélula será calculado utilizando a formulação do módulo de elasticidade tangente para recarregamento e descarregamento (Equação (29)) do modelo hiperbólico (DUNCAN et al., 1980; DUNCAN; CHANG, 1970), que é função da tensão principal menor (σ'_3). Esse módulo pode ser relacionado aos modelos de módulo resiliente que utilizam a tensão principal menor (DUNLAP, 1963; HICKS; MONISMITH, 1971; MEDINA; PREUSSLER, 1980).

A tensão principal menor será a menor tensão entre: 1) a tensão vertical devido ao peso próprio (σ'_{v0}) multiplicado pelo coeficiente de empuxo residual (K_r) e; 2) a própria tensão vertical do peso próprio. Expressando matematicamente, temos a Equação (61):

$$\sigma'_3 = \sigma'_{v0} \min(K_r; 1) \quad (61)$$

Valores altos de K_r poderão ocorrer em condições de altos valores de OCR, isto é, para altos carregamentos na compactação. Quando isso acontece, ocorrerá a inversão da direção das tensões principais, fazendo com que a tensão vertical passe a ser a tensão principal menor. Com isso, o módulo do solo será dado pela Equação (62):

$$E_s = k_u \cdot P_a \cdot \left[\frac{\sigma'_{v0} \min(K_r; 1)}{P_a} \right]^n \quad (62)$$

3.1.7 Hipóteses complementares

As seguintes hipóteses ainda precisam ser listadas:

1) O modelo apresentado simula uma única célula. Entretanto, a geocélula é composta de múltiplas células contíguas. Como a compactação do solo deve ser realizado em todas as células, assume-se que depois da compactação, todas as células estão condicionadas ao mesmo estado de tensões, com o coeficiente de empuxo residual K_r ;

2) A própria compactação pode fazer com que modifique os valores dos parâmetros de rigidez do solo dos modelos hiperbólico (BOSCARDIN et al., 1990; DUNCAN et al., 1980; STANCATI, 2018). Apesar de ter uma dificuldade de aplicar a mesma técnica para compactar toda a camada de solo com o uso da geocélula, será considerado que as técnicas serão equivalentes, dado que é necessário em obra impor a especificação de grau de compactação e umidade. A utilização do mesmo modo de compactação (técnica, equipamento, número de passadas, tensões e energia aplicadas, etc.) implicará que os parâmetros hiperbólicos do material de preenchimento (k , n , R_f , k_u , c' , ϕ') sejam os mesmos na condição reforçada e não reforçada;

3) A tensão vertical de carregamento e descarregamento será aplicado no solo tanto do lado interno, quanto do lado externo da geocélula;

4) Espera-se que o diâmetro equivalente da célula se altere pouco com o ciclo de carregamento e descarregamento. Portanto, para simplificação, o valor do diâmetro será considerado constante nas formulações.

5) Não ocorrerão esforços verticais na parede da geocélula. Isso significa que as tensões verticais aplicadas no solo não sofrerão redução devido a alguma influência da rigidez da geocélula.

6) É considerado que o confinamento do solo aplica tensões que impedem instabilidade da parede da geocélula por compressão (isto é, flambagem).

7) O expoente do módulo (n) do modelo hiperbólico é menor do que 1. Como justificativa, temos que materiais granulares tem esse parâmetro nessa faixa

de valor (BOSCARDIN et al., 1990; DUNCAN et al., 1980; MEDINA; PREUSSLER, 1980; STANCATI, 2018).

3.2 Deformações e estados de tensões no processo de compactação

Conforme a hipótese de compatibilidade de deformações, a variação de deformação horizontal que ocorre no solo deve ser igual ao que ocorre na geocélula (Equação (40)). Enquanto que a deformação horizontal do solo é obtida pela integração da forma diferencial da lei de Hooke (Equação (39)), a deformação horizontal da parede da geocélula pode ser obtida diretamente pela variação de tensões interna e externa à célula (Equação (42)). Considerando o ciclo de carregamento e descarregamento devido a compactação apresentado na Figura 3.2, a dedução da formulação será separada em duas etapas: 1) A etapa de carregamento, onde será aplicado a carga vertical de compactação (σ'_{vc}), onde teremos dentro da célula o coeficiente de empuxo da etapa de compactação (K_c) e; 2) A etapa de descarregamento, no qual será retirado a carga de compactação, mantendo somente a tensão vertical devida ao peso próprio (σ'_{v0}), onde teremos dentro da célula o coeficiente de empuxo residual (K_r).

Uma dedução mais detalhada está apresentada no APÊNDICE B.

3.2.1 Deformações na etapa de carregamento

Para a etapa de carregamento e considerando a lei de Hooke generalizada na situação axissimétrica, para obter a variação de deformação horizontal dessa etapa ($\Delta\varepsilon_{shc}$), deve-se integrar a Equação (39) partindo da tensão nula até o carregamento vertical máximo σ'_{vc} . Com isso, temos a Equação (63):

$$\begin{aligned} \Delta\varepsilon_{shc} &= \int_0^{\sigma'_{vc}=\sigma'_{v0}OCR} \frac{\nu_0}{E_s} d\sigma'_v + \int_0^{\sigma'_{hc}=K_c\sigma'_{v0}OCR} \frac{-1+\nu_0}{E_s} d\sigma'_h = \\ &= \Delta\varepsilon_{shcv} + \Delta\varepsilon_{shch} \end{aligned} \quad (63)$$

A primeira integral da Equação (63) é a variação de deformação horizontal causada pela variação de tensão vertical ($\Delta\varepsilon_{shcv}$), causada pelo efeito de Poisson, enquanto que a segunda integral ($\Delta\varepsilon_{shch}$) é o efeito causado diretamente pela variação de tensão horizontal (ou neste caso, radial) que é proporcional à variação de tensão vertical (pelo coeficiente de empuxo no carregamento K_c).

Para a parcela de variação de deformação causada pela tensão vertical, considerando o módulo de elasticidade tangente no carregamento do modelo hiperbólico (Equação (43)), temos que:

$$\Delta\varepsilon_{shcv} = \int_0^{\sigma'_{vc}=\sigma'_{v0}OCR} \frac{v_0}{k \cdot P_a \left(\frac{\sigma'_h}{P_a}\right)^n} \left[\frac{\sigma'_v K_c (1 - K_{aa})}{\sigma'_v K_c - K_{aa} \sigma'_v} \right]^2 d\sigma'_v \quad (64)$$

Como a tensão horizontal na etapa de carregamento é igual a tensão vertical vezes o coeficiente de empuxo no carregamento ($\sigma'_h = \sigma'_v \cdot K_c$), a Equação (64) torna-se:

$$\Delta\varepsilon_{shcv} = \int_0^{\sigma'_{vc}=\sigma'_{v0}OCR} \frac{v_0}{k \cdot P_a \left(\frac{\sigma'_v K_c}{P_a}\right)^n} \left[\frac{\sigma'_v K_c (1 - K_{aa})}{\sigma'_v K_c - K_{aa} \sigma'_v} \right]^2 d\sigma'_v \quad (65)$$

Retirando da integral todos os termos constantes, incluindo o coeficiente de empuxo ativo equivalente (K_{aa}) devido a consideração de solo não coesivo (Equação (45)), temos que:

$$\Delta\varepsilon_{shcv} = \int_0^{\sigma'_{vc}=\sigma'_{v0}OCR} \frac{v_0}{k \cdot P_a \left(\frac{\sigma'_v K_c}{P_a}\right)^n} \left[\frac{\sigma'_v K_c (1 - K_{aa})}{\sigma'_v K_c - K_{aa} \sigma'_v} \right]^2 d\sigma'_v \quad (66)$$

Fazendo as eliminações dos termos (σ'_v) e retirando os termos constantes para fora da integral, incluindo o termo com o coeficiente de empuxo ativo equivalente (K_{aa}), dado que o material assumido tem coesão desprezível, temos:

$$\Delta\varepsilon_{shcv} = \frac{v_0}{k \cdot P_a^{(1-n)} K_c^n} \left[\frac{K_c (1 - K_{aa})}{K_c - K_{aa}} \right]^2 \int_0^{\sigma'_{vc}=\sigma'_{v0}OCR} \frac{1}{\sigma'^n} d\sigma'_v \quad (67)$$

A integral na Equação (67) será uma integração imprópria por causa da singularidade da função $1/\sigma'^n$ quando a tensão for nula. Entretanto, sua integração é possível quando o expoente do módulo n for menor do que 1. É observado que o valor de n geralmente é menor do que a unidade, permitindo assim continuar os cálculos. Assim, realizando a integração imprópria, temos que a parcela devida a tensão vertical da variação de deformação horizontal na etapa de carregamento é dado pela Equação (68):

$$\Delta\varepsilon_{shcv} = \frac{v_0}{k \cdot P_a \left(\frac{\sigma'_{v0} OCR}{P_a} \right)^n} \frac{K_c^2 (1 - K_{aa})^2 \sigma'_{v0} OCR}{K_c^n (K_c - K_{aa})^2 (1 - n)} \quad (68)$$

Os mesmos procedimentos de equacionamento podem ser utilizados para o cálculo da parcela da variação da deformação horizontal no carregamento devido a tensão horizontal ($\Delta\varepsilon_{shch}$). Seu valor pode ser expressado pela Equação (69):

$$\Delta\varepsilon_{shch} = \frac{(-1 + v_0)}{k \cdot P_a \left(\frac{\sigma'_{v0} OCR}{P_a} \right)^n} \frac{K_c^2 (1 - K_{aa})^2 (K_c \sigma'_{v0} OCR)}{K_c^n (K_c - K_{aa})^2 (1 - n)} \quad (69)$$

Unindo as duas parcelas (Equações (68) e (69)), a variação de deformação horizontal do solo na etapa de carregamento ($\Delta\varepsilon_{shc}$) é expressa pela Equação (70):

$$\Delta\varepsilon_{shc} = \frac{\sigma'_{v0} OCR}{k \cdot P_a \left(\frac{\sigma'_{v0} OCR}{P_a} \right)^n} \frac{K_c^2 (1 - K_{aa})^2 [v_0 - K_c (1 - v_0)]}{K_c^n (K_c - K_{aa})^2 (1 - n)} \quad (70)$$

Por outro lado, temos a variação de deformação horizontal da geocélula na etapa de carregamento ($\Delta\varepsilon_{ghc}$) que é causada pela variação de tensões horizontais interna e externa. Considerando as hipóteses adotadas, dentro da célula modelada, a tensão passa de nula à $\sigma'_{vc} \cdot K_c$, enquanto que, externamente, a tensão passa de zero à $\sigma'_{vc} \cdot K_{aa}$. Assim, aplicando essas variações de tensões à Equação (42), a variação de deformação que ocorre na célula será de:

$$\Delta\varepsilon_{ghc} = \frac{(\sigma'_{vc} K_c - \sigma'_{vc} K_{aa})}{2 \cdot J/d_{eq}} = \frac{OCR \cdot \sigma'_{v0} (K_c - K_{aa})}{2 \cdot J/d_{eq}} \quad (71)$$

Com a hipótese de que as deformações horizontais do solo ($\Delta\varepsilon_{shc}$) e da geocélula ($\Delta\varepsilon_{ghc}$) são iguais no carregamento, deve-se igualar as Equações (70) e (71), obtendo então a Equação (72):

$$\frac{OCR \cdot \sigma'_{v0} (K_c - K_{aa})}{2 \cdot J/d_{eq}} = \frac{\sigma'_{v0} OCR}{k P_a \left(\frac{\sigma'_{v0} OCR}{P_a} \right)^n} \frac{K_c^2 (1 - K_{aa})^2 [v_0 - K_c (1 - v_0)]}{K_c^n (K_c - K_{aa})^2 (1 - n)} \quad (72)$$

A Equação (72) pode ser expressa de modo adimensional (facilitando a geração de ábacos) ao utilizar a definição de índice de rigidez relativa solo/reforço (S_i) e extensibilidade relativa solo/reforço (β) definido por Ehrlich e Mitchell (1994), devendo ser adaptado para sua aplicação em geocélula. O índice de rigidez solo/reforço (S_i) adaptado para a geocélula é expresso pela Equação (51). Assim

extensibilidade relativa solo/geocélula para a etapa de carregamento na compactação (β_1) será definido pela Equação (73):

$$\beta_1 = \frac{k \cdot P_a \cdot d_{eq}}{2J} \left(\frac{\sigma_{vc}}{P_a} \right)^n = \frac{1}{S_i} \left(\frac{\sigma_{v0}OCR}{P_a} \right)^n \quad (73)$$

Manipulando a Equação (72) para isolarmos o parâmetro β_1 , temos:

$$\beta_1 = \frac{K_c^2 (1 - K_{aa})^2 [v_0 - K_c (1 - v_0)]}{K_c^n (K_c - K_{aa})^3 (1 - n)} \quad (74)$$

A incógnita da Equação (74) é o coeficiente de empuxo no carregamento (K_c), sendo necessário um processo iterativo para obter o valor do coeficiente. O parâmetro K_c então será função da extensibilidade relativa na compactação (β_1 – Equação (73)), o expoente do módulo (n), além do ângulo de atrito (ϕ') e a razão de resistência (R_f) que estão embutidos no coeficiente de Poisson no carregamento (v_0 – Equações (47) e (48)) e no coeficiente de empuxo ativo equivalente (K_{aa} – Equação (45)).

3.2.2 Deformações na etapa de descarregamento

Em relação à etapa de descarregamento na compactação, as tensões verticais e horizontais do solo dentro da célula irão do seu valor máximo, iguais a $\sigma'_{vc} = \sigma'_{v0} \cdot OCR$ e $\sigma'_{hc} = \sigma'_{v0} \cdot K_c \cdot OCR$, respectivamente, para o seu valor mínimo/residual, iguais a σ'_{v0} e $\sigma'_{hr} = \sigma'_{v0} \cdot K_r$, respectivamente. A inclinação da reta K_2 da etapa de descarregamento (Figura 3.2) será igual a:

$$K_2 = \frac{\Delta \sigma'_h}{\Delta \sigma'_v} = \frac{\sigma'_{v0} K_c OCR - \sigma'_{v0} K_r}{\sigma'_{v0} OCR - \sigma'_{v0}} = \frac{(K_c OCR - K_r)}{(OCR - 1)} \quad (75)$$

Além disso, os parâmetros elásticos considerados nessa etapa serão o módulo tangente para descarregamento e recarregamento (Equação (46)) e o coeficiente de Poisson para o descarregamento e recarregamento (Equação (49)). Assim, para obter a variação de deformação horizontal no solo que ocorre no descarregamento ($\Delta \varepsilon_{shr}$), deve-se integrar a equação da forma diferencial da lei de Hooke generalizada (Equação (39)) aplicando as mencionadas condições de contorno e parâmetros, conforme a Equação (76):

$$\Delta \varepsilon_{shr} = \int_{\sigma'_{vc} = \sigma'_{v0} OCR}^{\sigma'_{vr} = \sigma'_{v0}} \frac{v_d}{E_s} d\sigma'_v + \int_{\sigma'_{hc} = K_c \sigma'_{v0} OCR}^{\sigma'_{hr} = K_r \sigma'_{v0}} \frac{-1 + v_d}{E_s} d\sigma'_h = \Delta \varepsilon_{shrv} + \Delta \varepsilon_{shrh} \quad (76)$$

A exemplo no que foi feito na dedução das formulações na etapa de carregamento, pode-se separar a parcela da variação de deformações causado pela variação de tensões verticais ($\Delta\varepsilon_{shrv}$) e horizontais ($\Delta\varepsilon_{shrh}$). Considerando a parcela correspondente a variação de tensão vertical, temos:

$$\Delta\varepsilon_{shrv} = \int_{\sigma'_{vc}=\sigma'_{v0}OCR}^{\sigma'_{vr}=\sigma'_{v0}} \frac{v_d}{k_u P_a \left(\frac{\sigma'_h}{P_a}\right)^n} d\sigma'_v \quad (77)$$

Como a razão entre a variação de tensões horizontal e vertical é assumido constante e igual ao coeficiente K_2 (Equação (75)), temos:

$$d\sigma'_v = \frac{d\sigma'_h}{K_2} = \frac{(OCR - 1)}{(K_c OCR - K_r)} d\sigma'_h \quad (78)$$

Ao fazer a transformação da integral (Equação (78)), os limites passam a ser as tensões horizontais extremas (σ'_{hc} e σ'_{hr}). Assim, extraindo os termos constantes, a integração da Equação (77) torna-se:

$$\Delta\varepsilon_{shrv} = \int_{\sigma'_{hc}=K_c\sigma'_{v0}OCR}^{\sigma'_{hr}=K_r\sigma'_{v0}} \frac{v_d}{k_u P_a \left(\frac{\sigma'_h}{P_a}\right)^n} \frac{d\sigma'_h}{K_2} = \frac{v_d}{k_u P_a^{1-n} K_2} \int_{\sigma'_{hc}=K_c\sigma'_{v0}OCR}^{\sigma'_{hr}=K_r\sigma'_{v0}} \frac{d\sigma'_h}{(\sigma'_h)^n} \quad (79)$$

Realizando a integração, obtém-se a parcela devido a tensão vertical da variação de deformação horizontal no descarregamento ($\Delta\varepsilon_{shrv}$), igual a:

$$\Delta\varepsilon_{shrv} = \frac{v_d}{k_u P_a \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right)^n} \frac{\sigma'_{v0} [K_r^{1-n} - (K_c OCR)^{1-n}]}{K_2 \cdot (1 - n)} \quad (80)$$

De modo similar, a formulação para a obtenção da parcela da variação de deformação horizontal no descarregamento devido à tensão horizontal ($\Delta\varepsilon_{shrh}$) pode ser deduzida:

$$\Delta\varepsilon_{shrh} = \frac{(v_d - 1)}{k_u P_a \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right)^n} \frac{\sigma'_{v0} [K_r^{1-n} - (K_c OCR)^{1-n}]}{1 - n} \quad (81)$$

Conforme a Equação (76), a soma das duas parcelas permite a obtenção da variação de deformação horizontal do solo no descarregamento ($\Delta\varepsilon_{shr}$):

$$\Delta\varepsilon_{shr} = \frac{\sigma'_{v0}}{k_u P_a \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right)^n} \frac{[K_r^{1-n} - (K_c OCR)^{1-n}]}{1-n} \left[\frac{v_d}{K_2} + (v_d - 1) \right] \quad (82)$$

Em relação a variação de deformação horizontal da geocélula ($\Delta\varepsilon_{ghr}$), deve-se considerar que a tensão horizontal do solo dentro da célula modelada passará de $\sigma'_{hc} = \sigma'_{v0} \cdot K_c \cdot OCR$ para $\sigma'_{hr} = \sigma'_{v0} \cdot K_r$, enquanto que externamente, a tensão caminhará sobre a linha correspondente ao estado de tensões com o coeficiente de empuxo ativo equivalente (K_{aa}), passando de $\sigma'_{v0} \cdot K_{aa} \cdot OCR$ para $\sigma'_{v0} \cdot K_{aa}$. Assim, a variação de deformação da geocélula nessa etapa será:

$$\begin{aligned} \Delta\varepsilon_{ghr} &= \frac{[(\sigma'_{v0} K_r - \sigma'_{v0} K_c OCR) - (\sigma'_{v0} K_{aa} - \sigma'_{v0} K_{aa} OCR)]}{2 \cdot J/d_{eq}} = \\ &= \frac{\sigma'_{v0} [(K_r - K_c OCR) - K_{aa} (1 - OCR)]}{2 \cdot J/d_{eq}} \end{aligned} \quad (83)$$

A compatibilidade das deformações (Equação (40)) implica na igualdade das Equações (82) e (83). Novamente, é possível adimensionalizar a igualdade, com o auxílio da extensibilidade relativa solo/geocélula no descarregamento (β_2), dado por:

$$\beta_2 = \frac{k \cdot P_a \cdot d_{eq}}{2J} \left(\frac{\sigma_{v0}}{P_a}\right)^n = \frac{1}{S_i} \left(\frac{\sigma_{v0}}{P_a}\right)^n = \frac{\beta_1}{OCR^n} \quad (84)$$

Manipulando a igualdade para isolar o termo β_2 , e expandindo o coeficiente K_2 (Equação (75)) temos:

$$\beta_2 = \frac{[K_r^{1-n} - (K_c OCR)^{1-n}] \left[v_d - 1 + \frac{v_d (OCR - 1)}{(K_c OCR - K_r)} \right]}{(k_u/k)(1-n)[(K_r - K_c OCR) - K_{aa}(1 - OCR)]} \quad (85)$$

O coeficiente de empuxo residual (K_r) será obtido pela Equação (85) de modo iterativo. Este coeficiente é função da extensibilidade relativa (β_2), a razão entre a tensão de compactação e a tensão geostática (OCR), a razão entre o coeficiente do módulo no descarregamento e no de carregamento virgem (k_u/k), o expoente do módulo (n), o coeficiente de empuxo na compactação (K_c) e o coeficiente de empuxo ativo equivalente (K_{aa}). O coeficiente K_c é obtido pela Equação (74).

3.2.3 Observações sobre as formulações desenvolvidas

O método desenvolvido para a estimativa do fator de melhora do módulo ((MIF) do solo reforçado com geocélula tem como núcleo central as Equações (74) e

(85), com o qual é possível calcular os coeficientes de empuxo K_c e K_r . Algumas observações sobre estas Equações precisam ser destacadas:

1) Quando a tensão vertical máxima de carregamento na compactação tende a ser igual à tensão vertical devido ao peso próprio, isto é, $\sigma'_{vc}/\sigma'_{v0}=\text{OCR}=1$, os coeficientes K_c e K_r tendem a se igualarem;

2) Para um mesmo valor do primeiro índice de extensibilidade relativa β_1 , o coeficiente K_c se mantém constante;

3) Quando a rigidez da geocélula (J/d_{eq}) tende para 0 (o que implica que tanto β_1 quanto β_2 tendem a infinito), os coeficientes K_c e K_r tenderão a ter o valor do coeficiente de empuxo ativo equivalente (K_{aa}).

4) Quando a rigidez da geocélula J/d_{eq} tende para infinito (o que implica que tanto β_1 quanto β_2 tendem a zero), o coeficiente K_c tende a ter o valor do coeficiente de empuxo em repouso K_0 ;

5) Quando a rigidez da geocélula tende para infinito (o que implica que tanto β_1 quanto β_2 tendem a zero), o coeficiente K_r tende a ter o valor do coeficiente de empuxo em repouso K'_0 de um material sobreadensado calculado pela Equação (32) (MAYNE; KULHAWY, 1982), Além disso, o coeficiente de variação do empuxo K_2 tenderá a ser igual ao mesmo coeficiente K_2 do modelo de Seed e Duncan (1986). Isto é, este caso é similar ao caso de se ter total restrições de deformações horizontais;

6) Existe um valor de OCR no qual a variação de deformações horizontais no descarregamento ($\Delta\varepsilon_{shr}$ e $\Delta\varepsilon_{ghr}$) é nulo. Nesse valor de OCR, o coeficiente da variação de empuxo K_2 fica igual ao valor do coeficiente de empuxo ativo equivalente K_{aa} , o que implica que a variação de tensão horizontal interna é igual à externa. Além disso, para valores de OCR que sejam menores do que esse valor, o coeficiente K_2 diminuirá com o aumento da rigidez da geocélula e ocorrerá alívio de tensões externa maior do que o da tensão interna e a deformação horizontal será positiva (isto é, ocorrerá a expansão da célula) na etapa de descarregamento. Para carregamentos superiores a esse limite, o valor de K_2 será maior do que K_{aa} e ocorrerá a contração parcial da célula, isto é, a deformação induzida pelo carregamento será parcialmente recuperada no descarregamento. Esta última situação é a que tenderá a ocorrer, dado

a elevada carga de compactação em comparação do peso próprio do solo. Este valor de OCR deve obedecer a seguinte relação apresentada na Equação (86):

$$\frac{K_0(\text{OCR} - \text{OCR}^\alpha)}{\text{OCR} - 1 + K_0(\text{OCR} - \text{OCR}^\alpha)} \left(1 + \frac{1}{K_{aa}}\right) = 1 \quad (86)$$

3.2.4 Consideração sobre o uso do modelo para a estimativa de deformações e à falta de confinamento externo a geocélula.

Além de estimar o fator de melhora do módulo da camada de solo reforçado, o modelo desenvolvido permite uma estimativa das deformações horizontais da célula sob o carregamento aplicado de uma placa aplicando as Equações (70) ou (71), após estimar o coeficiente de empuxo no carregamento (K_c), dado que o modelo estima as deformações do solo e da geocélula. O mesmo pode ser feito ao considerar a etapa de descarregamento da placa, utilizando as equações correspondentes. Por exemplo, o modelo pode ser utilizado para a análise de resultados com ensaios de placa instrumentados com *strain gauges* que permite a leitura de deformações horizontais nas células.

Eventualmente, as condições de confinamento fora da célula (que considera um coeficiente de empuxo fixo igual a K_{aa}) pode ser alterada para futuros melhores ajustes no modelo ou mesmo a análise de situações específicas que possam ocorrer na geocélula. Por exemplo, na borda do painel da geocélula, eventualmente pode-se não ter solo em sua lateral, fazendo com que o confinamento externo seja nulo ($\sigma'_{he} = 0$). A falta de confinamento externo levaria as paredes das células da borda a terem maiores deformações e trações, podendo leva-lo à ruptura da parede ou de suas junções, dependendo da magnitude do carregamento aplicado.

A deformação da parede da geocélula no carregamento, caso não haja um confinamento externo ($\Delta\varepsilon^*_{ghc}$) seria dado pela Equação (87):

$$\Delta\varepsilon^*_{ghc} = \frac{(\sigma'_{vc} \cdot K_c^*)}{2 \cdot J/d_{eq}} = \frac{\text{OCR} \cdot \sigma'_{v0} \cdot K_c^*}{2 \cdot J/d_{eq}} \quad (87)$$

Sendo K_c^* o coeficiente de empuxo no carregamento na situação sem confinamento externo. Aplicando o coeficiente K_c^* na Equação (70), igualando as

deformações do solo e da geocélula (obtida pela Equação (87)) e isolando a extensibilidade relativa no carregamento (β_1), temos:

$$\beta_1 = \frac{K_c^*(1 - K_{aa})^2 [v_o - K_c^*(1 - v_o)]}{K_c^{*n}(K_c^* - K_{aa})^2 (1 - n)} \quad (88)$$

A análise da deformação na situação sem o confinamento pode ser importante para evitar o rompimento ou deformação excessiva da parede da célula devido ao excesso de carregamento na compactação (*cell burst*), que pode ocorrer com maior frequência nas células posicionadas na borda da geocélula expandida.

3.3 Modificação da rigidez do solo devido a geocélula e o Fator de Melhora do módulo (MIF)

Com o valor obtido do coeficiente de empuxo residual (K_r), é possível calcular o módulo do solo confinado (Equação (62)) e o módulo do compósito solo/geocélula (Equação (60)), E_{SG} . Portanto, o módulo do compósito solo/geocélula será:

$$E_{SG} = k_u \cdot P_a \cdot \left[\frac{\sigma'_{v0} \cdot \min(K_r; 1)}{P_a} \right]^n + \frac{J}{d_{eq}} \quad (89)$$

Por outro lado, quando não se tem a geocélula (matematicamente, $J=0$), o coeficiente K_r torna-se igual ao coeficiente de empuxo ativo equivalente (K_{aa}). Isso implica que, ao calcular o módulo do compósito solo/geocélula de um solo sem o reforço (E_{ur}), seu valor será calculado pela Equação (90):

$$E_{ur} = E_{SG}(J = 0) = k_u \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0} K_{aa}}{P_a} \right)^n \quad (90)$$

O fator de melhora do módulo (MIF) obtido no modelo será a razão entre o módulo do compósito solo/geocélula (E_{SG}) e o módulo do solo não reforçado (E_{ur}), isto é:

$$MIF = \frac{E_{SG}}{E_{ur}} = \frac{k_u \cdot P_a \cdot \left[\frac{\sigma'_{v0} \cdot \min(K_r; 1)}{P_a} \right]^n + \frac{J}{d_{eq}}}{k_u \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0} K_{aa}}{P_a} \right)^n} \quad (91)$$

O MIF pode ser separado em duas componentes: 1) uma correspondente à melhora ocorrida no solo pelo maior confinamento gerado pela geocélula (MIF_s) e ;2) outra correspondente ao acréscimo de rigidez devido à instalação da geocélula como material de reforço dentro do compósito (MIF_{GCE}), isto é:

$$\text{MIF} = \frac{E_s}{E_{ur}} + \frac{J/d_{eq}}{E_{ur}} = \text{MIF}_s + \text{MIF}_{\text{GCE}} = \left[\frac{\min(K_r; 1)}{K_{aa}} \right]^n + \frac{J/d_{eq}}{k_u P_a \left(\frac{\sigma'_{v0} K_{aa}}{P_a} \right)^n} \quad (92)$$

É possível utilizar os parâmetros de extensibilidade relativa, tanto o utilizado na etapa de carregamento (β_1) quanto no de descarregamento (β_2) para expressar o MIF. Manipulando a Equação (92) para evidenciá-los, temos:

$$\text{MIF} = \left[\frac{\min(K_r; 1)}{K_{aa}} \right]^n + \frac{0,5}{\beta_1 \frac{k_u}{k}} \left(\frac{\text{OCR}}{K_{aa}} \right)^n = \left[\frac{\min(K_r; 1)}{K_{aa}} \right]^n + \frac{0,5}{\beta_2 \frac{k_u}{k} K_{aa}^n} \quad (93)$$

4 RESULTADOS – ANÁLISE DO MODELO

No capítulo anterior, o modelo matemático desenvolvido para a estimativa das deformações da parede da geocélula, o estado de tensões no solo confinado e do fator de melhorado módulo do solo reforçado com geocélulas foi apresentado. Neste capítulo, será apresentado os resultados que podem ser obtidos com o método apresentado.

Neste capítulo, será apresentado uma série de estudos paramétricos do modelo. Primeiramente, será avaliado o ciclo de carregamento que ocorre no processo de compactação para observar o comportamento do solo em relação ao estado de tensões. Depois, será apresentado uma série de ábacos apresentando parâmetros importantes para a análise do modelo e para o comportamento modelado da geocélula, incluindo os estados de tensões, esforços e deformações na geocélula e a melhora do módulo, representado pelo MIF. Esses ábacos estarão dispostos com detalhes no APÊNDICE C. Será avaliada a sensibilidade do modelo em relação aos parâmetros de entrada (parâmetros do solo e da geocélula e esforço de compactação).

4.1 Ciclo de carregamento e descarregamento na compactação

A Figura 4.1, Figura 4.2 e Figura 4.3 apresentam ciclos de carregamento e descarregamento da compactação obtida pelo modelo analítico, com o valor de OCR igual a aproximadamente 1, 10 e 100, respectivamente. Os ciclos estão representados de modo adimensional – a relação de rigidez entre o solo e a geocélula está representado pela extensibilidade relativa no descarregamento (β_2) e as tensões verticais e horizontais foram normalizadas pela tensão vertical geostática (σ'_{v0}). Os parâmetros adotados para montar os ciclos apresentados foram:

- Razão de resistência $R_f = 0,8$;
- Coeficiente de módulo de elasticidade do modelo hiperbólico: $k_u=1,2k$;
- Expoente do modelo hiperbólico $n = 0,4$;
- Ângulo de atrito efetivo $\varphi' = 40^\circ$;
- Primeiro índice de extensibilidade relativa β_2 : 0 (rigidez da geocélula infinita), 0,25; 1; 4, 16, 64; 256 e tendendo a infinito (rigidez da geocélula nula).

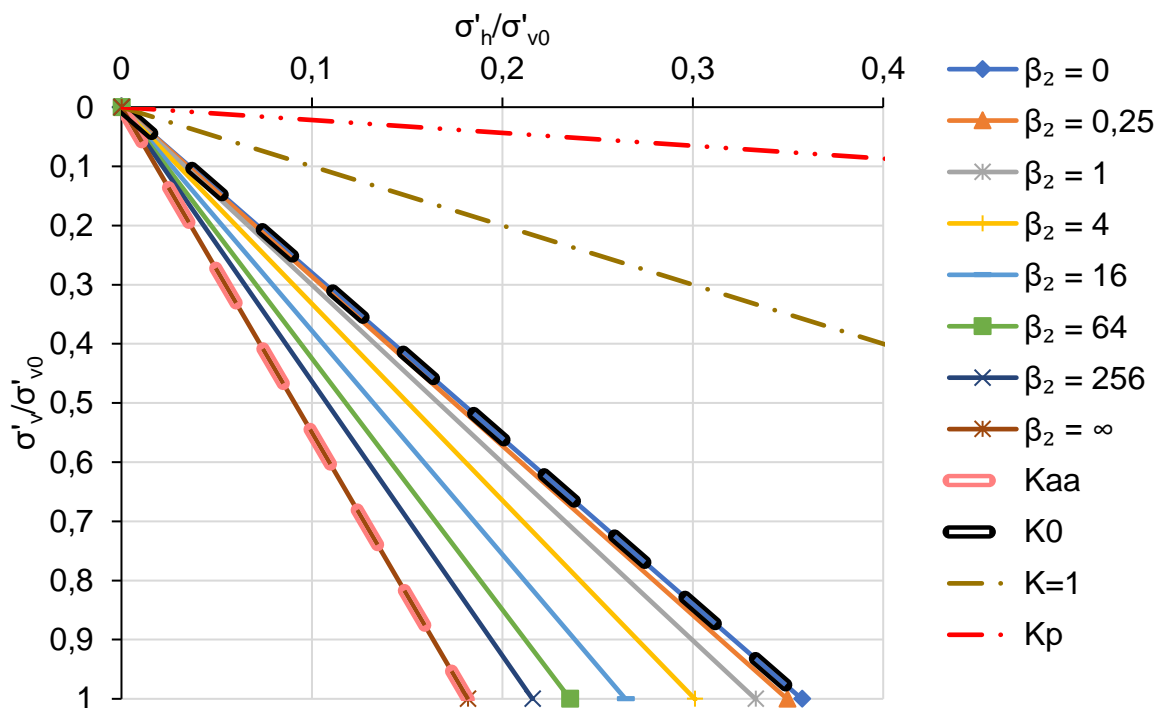


Figura 4.1 - Ciclo de carregamento e descarregamento na compactação - OCR \approx 1

Como já mencionado, a formulação previa que, quando não ocorresse compactação (isto é, OCR tendendo a 1), o valor do coeficiente de empuxo residual (K_r) tenderá ao valor do coeficiente de empuxo na compactação (K_c). Isso pode ser observado na Figura 4.1. Também, observa-se a tendência de que o coeficiente K_c aumente com o aumento da rigidez do reforço (ou, com a redução do β_2), sendo que o limite superior é o coeficiente de empuxo em repouso (K_0) e o limite inferior é o coeficiente de empuxo ativo equivalente (K_{aa}) – condições de reforço infinitamente rígido e ausência de reforço, respectivamente.

Ao aplicar a compactação, o coeficiente de empuxo residual começa a se diferenciar do coeficiente K_c , conforme pode ser verificado na Figura 4.2. Pode-se observar que na situação de geocélulas muito rígidas, o valor de K_r pode ser superior a 1. De acordo com a Equação (86), o valor de OCR limite no qual teria o coeficiente da variação de empuxo no descarregamento K_2 todos paralelos seria de, aproximadamente, 3,62. Portanto, para OCR de 10, é possível observar que a inclinação do trecho de descarregamento aumenta quando se aumenta a rigidez da geocélula. Essa tendência é intensificada quando se aplica um maior carregamento na compactação, como pode ser observado na Figura 4.3, ao ponto de se obter valores de K_r maiores para valores intermediários de β_2 . Neste caso, uma geocélula

com uma mínima flexibilidade ($\beta_2 = 0,25$) permitiria uma recuperação da deformação que faria com que a tensão horizontal residual fosse maior do que na situação de uma geocélula infinitamente rígida ($\beta_2 = 0$), no qual não teria essa recuperação.

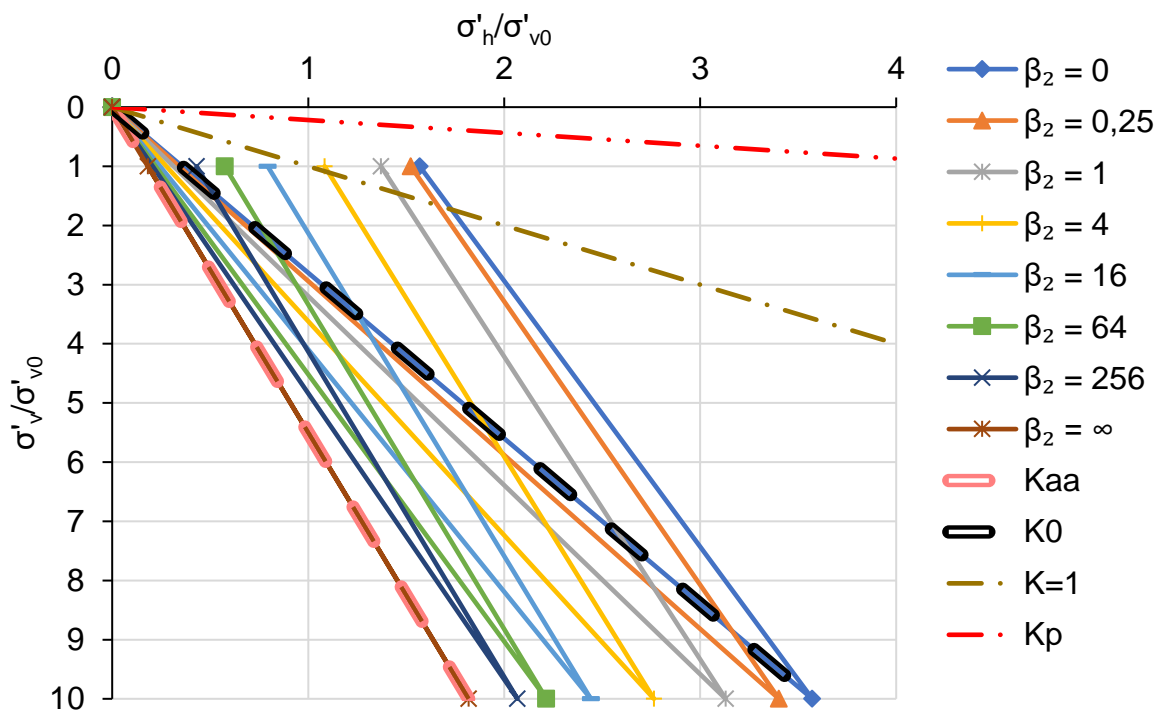


Figura 4.2 - Ciclo de carregamento e descarregamento na compactação - OCR = 10

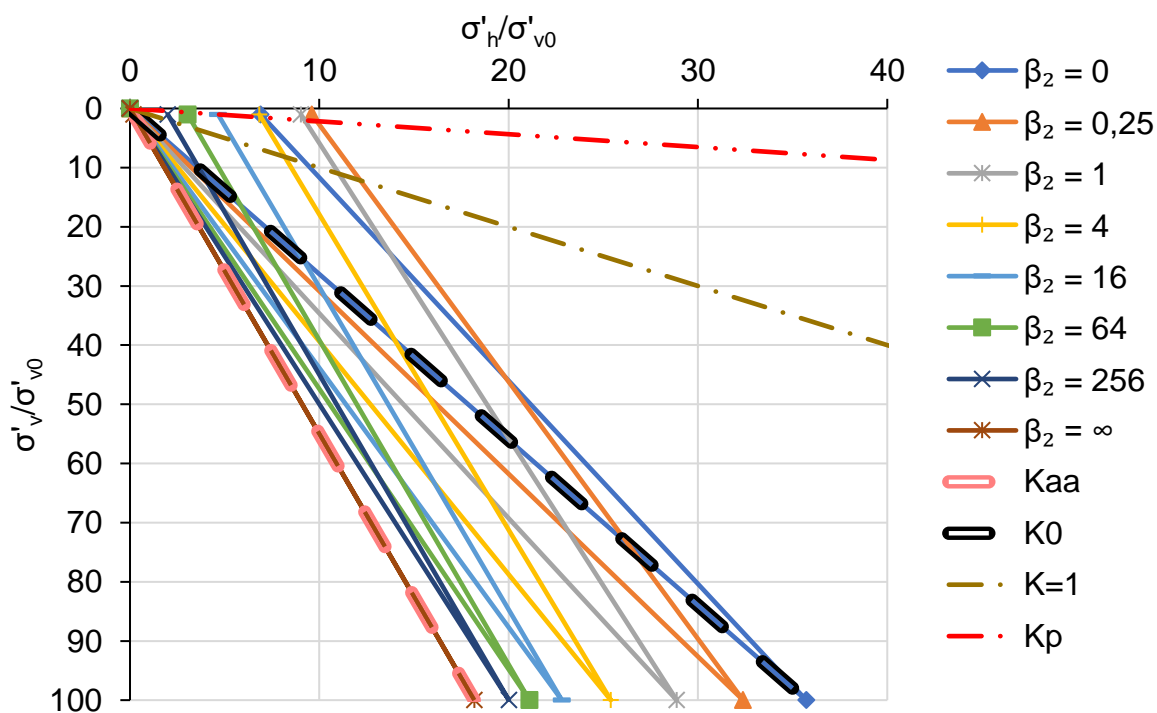


Figura 4.3 - Ciclo de carregamento e descarregamento na compactação - OCR = 100

Para OCR de 100, com exceção do caso sem o reforço ($\beta_2 = \infty$), toda a faixa analisada de extensibilidade relativa analisada obteve valores de K_r superiores a 1, ultrapassando até mesmo o valor do coeficiente de empuxo passivo (K_p). Entretanto, nessa situação, ocorrerá a plastificação do solo pela compressão horizontal das paredes da geocélula, reduzindo o valor K_r para o valor limite de K_p .

4.2 Ábacos de estados de tensões e deformações no ciclo

Para servir como referência de análise e para futuro uso na engenharia, foram criados ábacos para os valores dos coeficientes de empuxo na compactação (K_c) e residual (K_r), variação de deformações no carregamento e descarregamento na compactação ($\Delta\varepsilon_{hc}$ e $\Delta\varepsilon_{hr}$), esforços que ocorrem na geocélula no processo de compactação (T_c e T_r) e os fatores de melhora do módulo (MIF), para as seguintes combinações de parâmetros adimensionais:

- Ângulo de atrito efetivo (ϕ'): 30°, 35°, 40°, 45° e 50°;
- Expoente do módulo hiperbólico de $n = 0,40$;
- Razão de resistência $R_f = 0,80$
- Razão dos coeficientes do módulo $k_u/k = 1,2$;
- Extensibilidades relativas solo/geocélula no descarregamento (β_2): 0 (rigidez da geocélula infinita); 0,125; 0,25; 0,5; 1; 2; 4; 8; 16; 32; 64; 128; 256; ∞ (rigidez da geocélula nula);
- Razão da tensão de compactação sobre a tensão geostática (ou, razão de sobreadensamento – OCR): 1,001 a 1000.

A razão de se utilizar o valor de $n = 0,40$ é devido à sugestão apresentada por Duncan et al. (1980) para solos da classe GW, GP, SW e SP, material granular convencional usualmente empregado para o preenchimento das geocélulas. A faixa utilizada de ângulo de atrito também é embasada de ensaios realizados em materiais utilizados para camadas granulares em infraestruturas de transporte (DUNCAN et al., 1980; NICKS, 2013; NICKS; GEBRENEGUS; ADAMS, 2015).

Como ilustração, para a maioria dos casos, no corpo do texto será apresentado os ábacos obtidos para o ângulo de atrito $\phi' = 40^\circ$. Para o caso do coeficiente de empuxo K_r e do MIF, será apresentado uma montagem com os ábacos

juntando pelo menos quatro valores de ângulo de atrito. Todos os ábacos produzidos estão disponíveis no APÊNDICE C, em formato maior.

4.2.1 Ábacos de K_c , T_c e $\Delta\varepsilon_{hc}$

A Figura 4.4 apresenta o ábaco do coeficiente de empuxo na compactação K_c para o solo com ângulo de atrito de 40° . Como já mencionado, quando o solo tem total restrição de deformação horizontal, isto é, a rigidez da geocélula é infinita ($J = \infty$) ou, a extensibilidade solo geocélula (Equação (84)) é nula ($\beta_2 = 0$), o valor de K_c torna-se igual ao valor do coeficiente de empuxo em repouso K_0 (que para este ângulo de atrito, seu valor é de aproximadamente 0,357), para todo e qualquer carregamento aplicado. Por outro lado, quando não há o reforço, o que implica que na entrada do modelo, a rigidez da geocélula é zero ($J = 0$) e a extensibilidade relativa tende ao infinito ($\beta_2 = \infty$), o valor de K_c tende ao valor do coeficiente de empuxo ativo equivalente (Equação (45) – que nesse caso é aproximadamente 0,182). Também se observa a tendência da redução do valor de K_c com o aumento do OCR, ou seja, da carga aplicada na compactação.

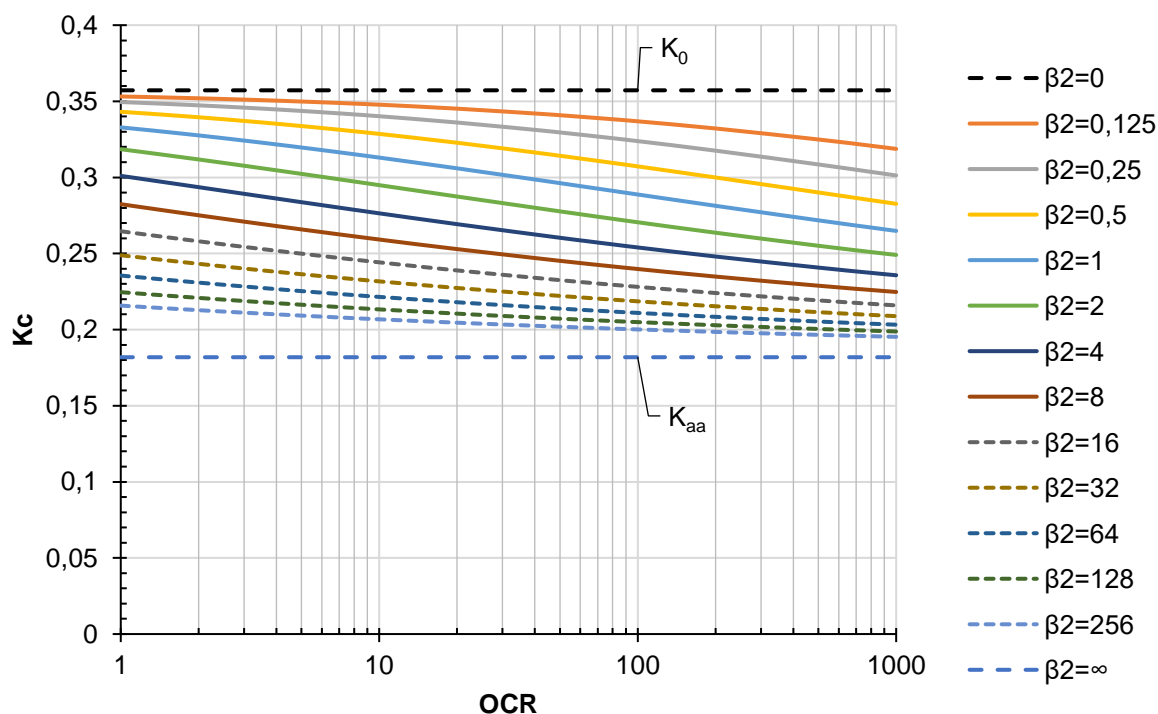


Figura 4.4 - Ábaco para o valor de K_c para $\phi' = 40^\circ$

Com os valores de K_c e K_{aa} obtidos na Figura 4.4 é possível calcular o esforço de tração na parede da geocélula T_c [kN/m] e a deformação horizontal no final da

etapa de carregamento ($\varepsilon_{hc} = \Delta\varepsilon_{hc}$). O esforço de tração na parede da geocélula pode ser obtida aplicando a Equação (37), dado que a variações de esforços e tensões serão os próprios estados finais da etapa. Substituindo os termos, o esforço T_c pode ser calculado por:

$$T_c = \frac{\sigma'_{vc}(K_c - K_{aa})d_{eq}}{2} = \frac{\sigma'_{v0}OCR(K_c - K_{aa})d_{eq}}{2} \quad (94)$$

É possível adimensionalizar a Equação (94) passando o diâmetro equivalente (d_{eq}) e a tensão vertical de compactação ($\sigma'_{vc} = \sigma'_{v0} \cdot OCR$) para o outro lado, obtendo:

$$\frac{T_c}{\sigma'_{vc} \cdot d_{eq}} = \frac{T_c}{\sigma'_{v0} \cdot OCR \cdot d_{eq}} = \frac{(K_c - K_{aa})}{2} \quad (95)$$

Isto é, a tração na parede da geocélula no carregamento dividida pela tensão de carregamento e o diâmetro equivalente é proporcional à diferença dos coeficientes de empuxo que ocorre interna e externamente a geocélula. Pode-se montar um ábaco adimensional para o cálculo de T_c , conforme apresentado na Figura 4.5. Como o valor de K_{aa} é constante, sua aparência é similar ao ábaco de K_c Figura 4.4.

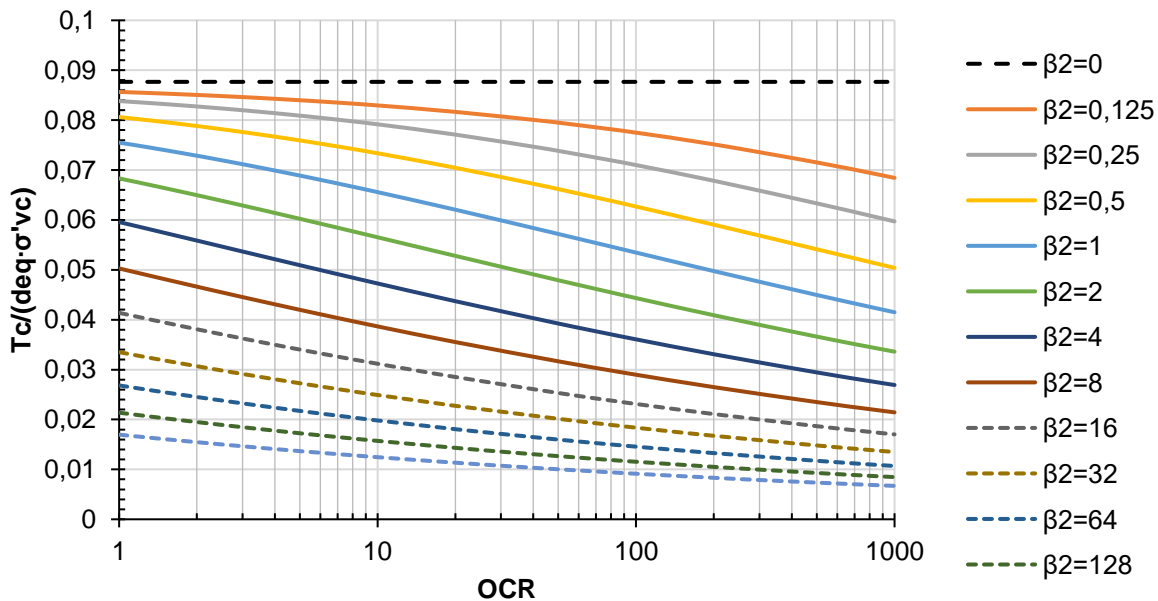


Figura 4.5 - Ábaco para o cálculo da tração da parede na geocélula no fim do carregamento (T_c), para $\phi' = 40^\circ$

A variação de deformação horizontal no carregamento $\Delta\varepsilon_{hc}$ pode ser calculado dividindo a tração T_c pelo módulo de rigidez da geocélula (J) no mesmo molde feito na Equação (71). Entretanto, é possível relacionar a deformação com a

extensibilidade relativa solo/geocélula da etapa de carregamento β_1 (Equação (73)). Isolando a razão J/d_{eq} de β_1 e substituindo na Equação (71), temos:

$$\Delta\varepsilon_{hc} = \frac{\sigma'_{vc}(K_c - K_{aa})}{2 \cdot J/d_{eq}} = \frac{\sigma'_{vc}(K_c - K_{aa})\beta_1}{k \cdot P_a \left(\frac{\sigma'_{vc}}{P_a}\right)^n} \quad (96)$$

Manipulando a Equação (96), pode-se obter uma forma mais interessante para a geração de ábacos, como apresentado na Equação (97).

$$\Delta\varepsilon_{hc} \cdot k \cdot \left(\frac{\sigma'_{vc}}{P_a}\right)^{n-1} = (K_c - K_{aa})\beta_1 \quad (97)$$

O exemplo do ábaco para o cálculo da deformação $\Delta\varepsilon_{hc}$ utilizando a Equação (97) é apresentado na Figura 4.6. Pode-se observar a tendência do aumento da deformação com o aumento da carga de compactação e também com o uso de uma geocélula com menor rigidez (ou, pelo aumento da extensibilidade relativa β_2) considerando o mesmo solo de preenchimento.

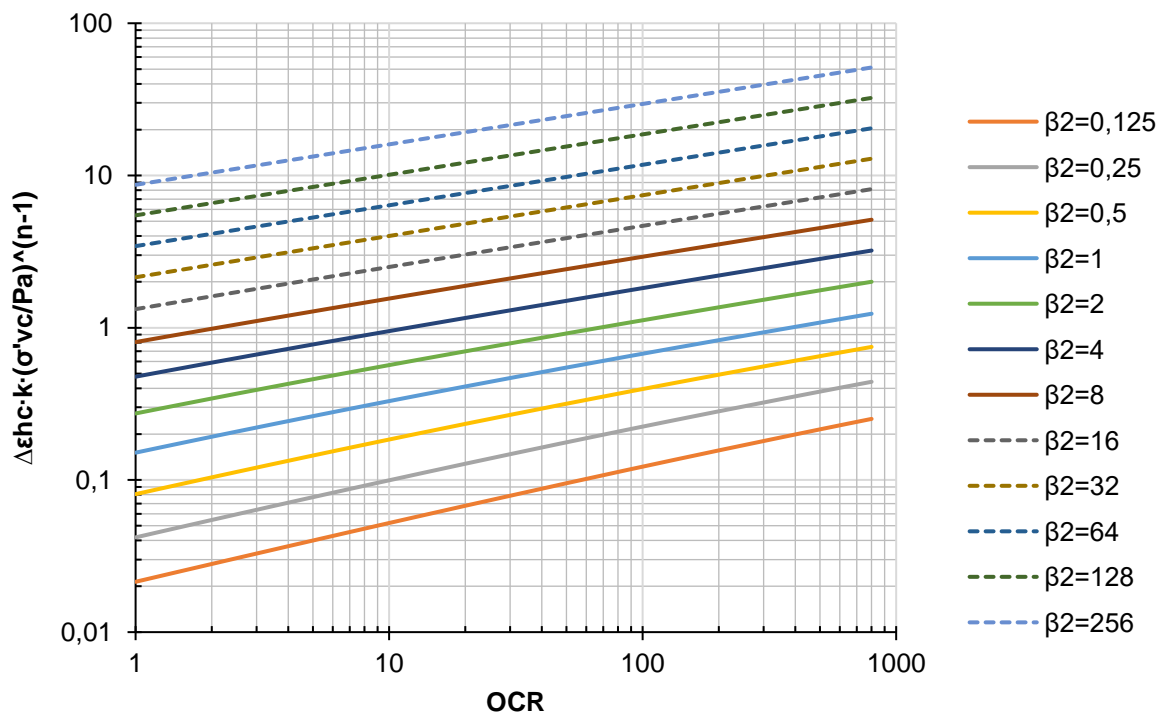


Figura 4.6 - Ábaco para o cálculo da deformação horizontal da parede na geocélula no fim do carregamento (T_c), para $\phi'=40^\circ$

Os ábacos da Figura 4.4 a Figura 4.6 são relacionadas com o nível de carregamento, representado pelo OCR. Entretanto, observando a Equação (74), ao fixar o expoente do módulo, o ângulo de atrito e a razão de resistência (R_f), temos que

o valor de K_c e todos os termos que dependam diretamente dele - como o esforço de tração (T_c) e a deformação horizontal ($\Delta\varepsilon_{hc}$) - podem ser relacionados diretamente com a primeira extensibilidade relativa na etapa de carregamento (β_1), simplificando o ábaco para uma única curva por ângulo de atrito. A Figura 4.7 apresenta o ábaco do coeficiente de empuxo K_c e da deformação $\Delta\varepsilon_{hc}$ em função de β_1 para ângulos de atrito de 30° , 35° , 40° , 45° e 50° . Pode-se observar que, como os coeficientes de empuxo em repouso e o ativo equivalente são seus limitantes, o coeficiente K_c é maior quanto mais se diminui o ângulo de atrito de material de preenchimento da célula. Em relação à deformação no carregamento, diminuir o ângulo de atrito em 10° aumenta em torno de 30% a deformação.

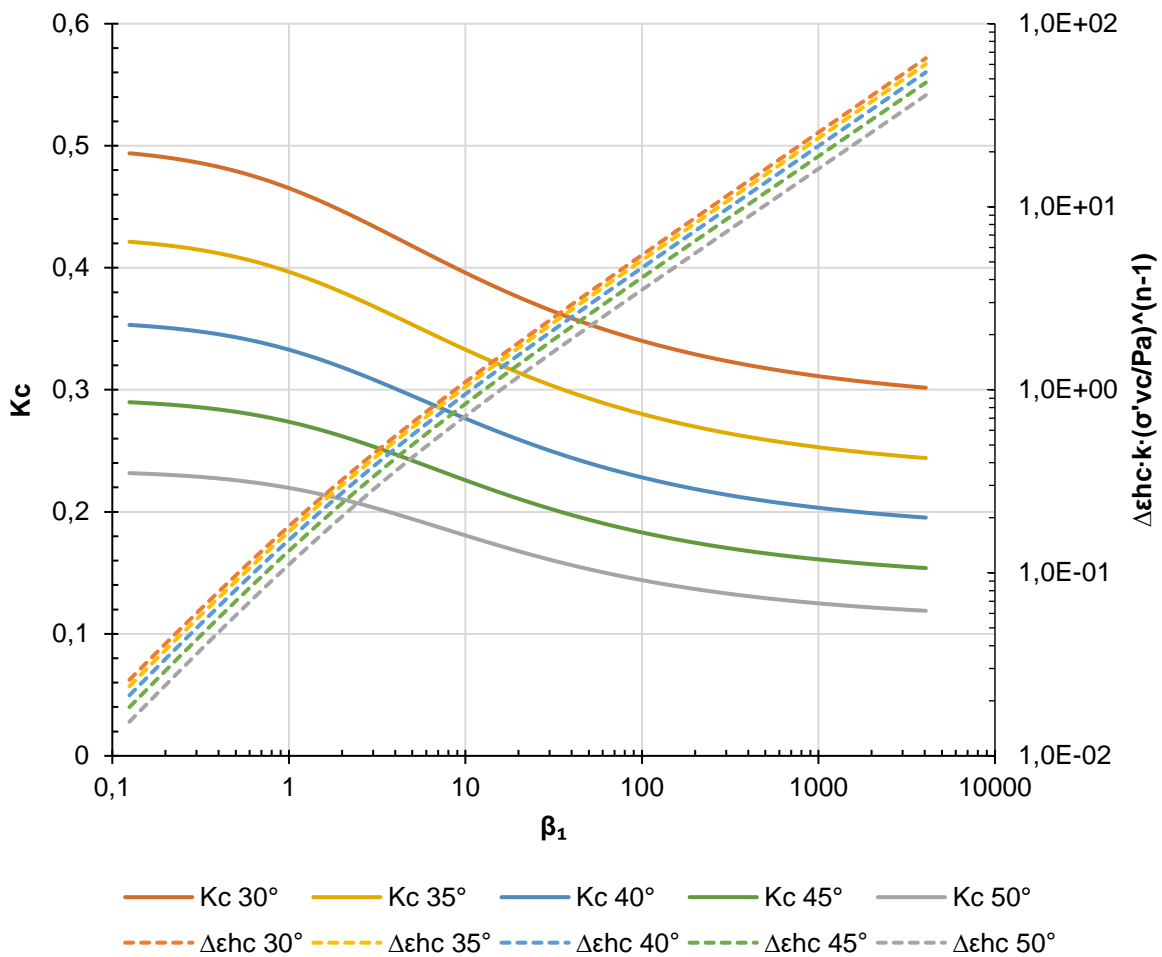


Figura 4.7 - Ábaco para o K_c e $\Delta\varepsilon_{hc}$ em função de β_1 , para ϕ' de 30° a 50°

4.2.2 Ábacos de K_r , T_r e ε_{hr}

A Figura 4.8 apresenta o valor do coeficiente de empuxo residual (K_r) obtido pelo modelo para solo com ângulo de 40° . No geral, observa-se que a elevação da

rigidez da geocélula e o acréscimo do esforço de compactação faz com que se aumente o valor de K_r . Entretanto, para a extensibilidade relativa β_2 menor do que 0,25, e altas cargas de compactação (OCR maior do que, aproximadamente, 20), essa tendência se inverte, devido ao aumento da inclinação K_2 com a rigidez para altos OCR's.

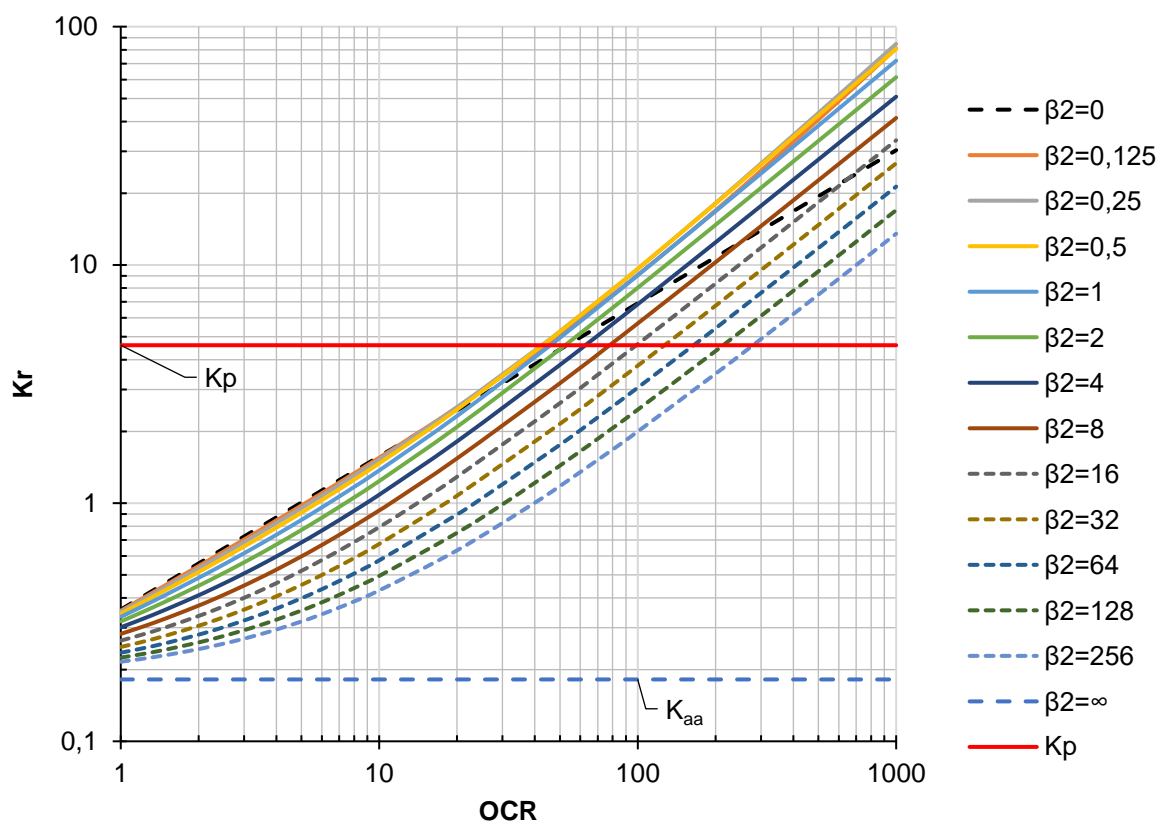


Figura 4.8 - Ábaco para o valor de K_r para $\phi'=40^\circ$

Os valores do coeficiente de empuxo residual K_r também são influenciados pelo ângulo de atrito do material de preenchimento. A Figura 4.9 apresenta uma composição dos ábacos de K_r para a comparação. Observa-se que o aumento do ângulo de atrito faz com que o coeficiente tenha um menor valor. Além disso, observa-se a tendência de que para a situação com total restrição de deslocamento horizontal ($\beta_2 = 0$) se tenha um menor decréscimo do empuxo com o aumento do carregamento aplicado na compactação.

Dois valores limitantes para o cálculo do coeficiente de empuxo residual são importantes fronteiras para o modelo: 1) $K_r \geq 1$ – valor no qual as tensões horizontais passam a ser maiores do que as tensões verticais, implicando na mudança da orientação das tensões principais maiores e menores, o que afeta no cálculo do MIF

conforme apresentado na Equações (91) a (93), e; 2) $K_r \geq K_p$ – o coeficiente de empuxo passivo (indicado em vermelho na Figura 4.8 e na Figura 4.9) é o limite teórico para o coeficiente K_r , pois o solo se plastificaria ao atingir esse valor (DUNCAN; SEED, 1986; MAYNE; KULHAWY, 1982; SEED; DUNCAN, 1986). Apesar de não influenciar no MIF, que utiliza um valor limite menor, sua influência aparece na estimativa das deformações que ocorrem na geocélula no descarregamento e no esforço de tração e deformação residual.

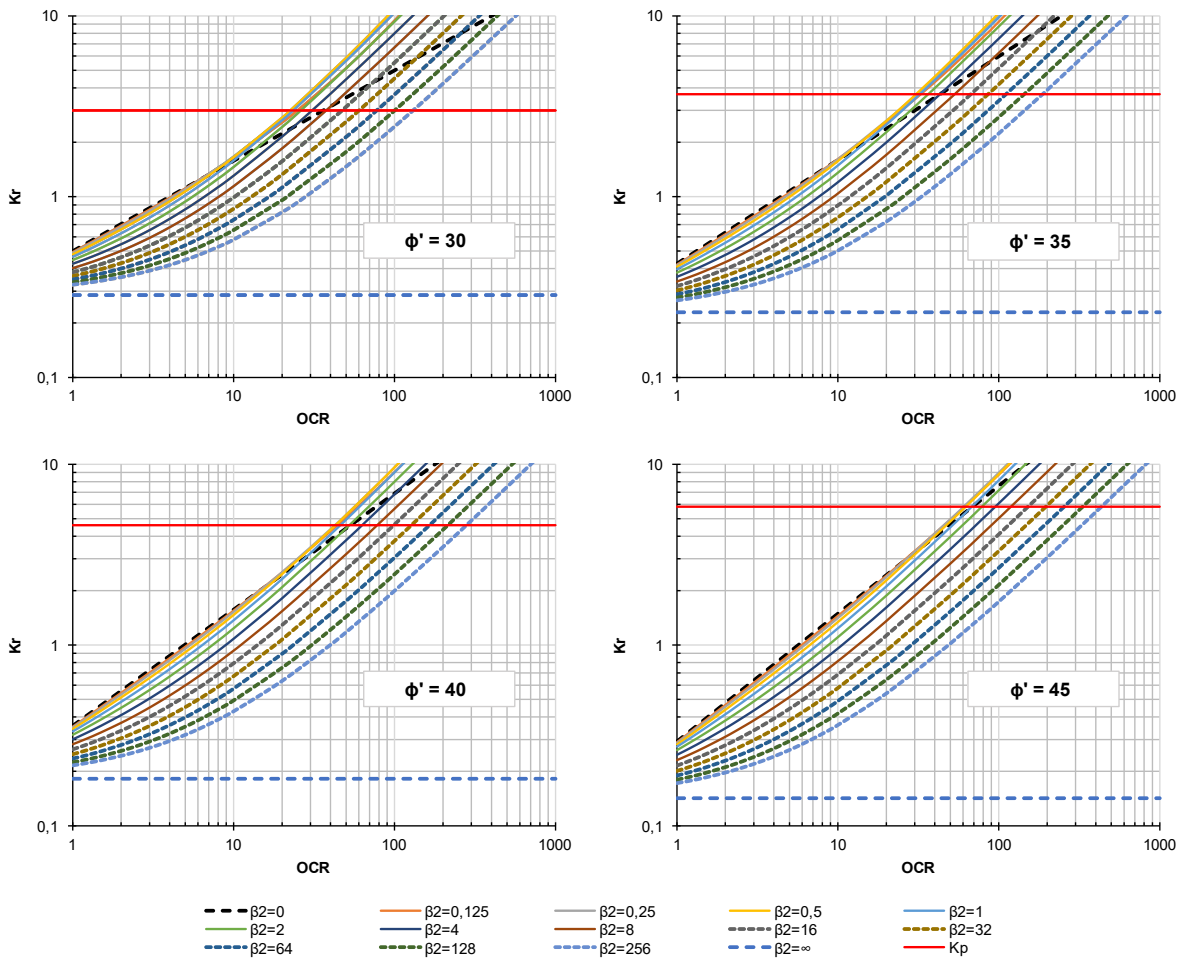


Figura 4.9 - Ábacos de K_r para ângulos de atrito de 30° a 45°.

A tração residual na parede geocélula (T_r) é o esforço na parede da geocélula que atuaria após o processo de compactação, mantendo a protensão do solo confinado ao longo do tempo. Considerando o modelo de uma única célula circular e adotando o limite de coeficiente de empuxo, a tração residual pode ser calculada pela Equação (98):

$$T_r = \frac{\sigma'_{v0}(\min(K_r; K_p) - K_{aa})d_{eq}}{2} \tag{98}$$

Como feito no cálculo do esforço de tração no carregamento (T_c), é possível adimensionalizar a Equação (98):

$$\frac{T_r}{\sigma'_{v0} \cdot d_{eq}} = \frac{(\min(K_r; K_p) - K_{aa})}{2} \quad (99)$$

Aplicando a Equação (99), pode-se construir o ábaco conforme apresentado na Figura 4.10. A linha em vermelho é o valor de tração residual limite – caso a combinação da extensibilidade relativa (β_2) e OCR resulte em um ponto que esteja acima dessa linha, deve-se considerar o valor correspondente ao coeficiente de empuxo passivo (neste caso, o valor limite é de 2,21).

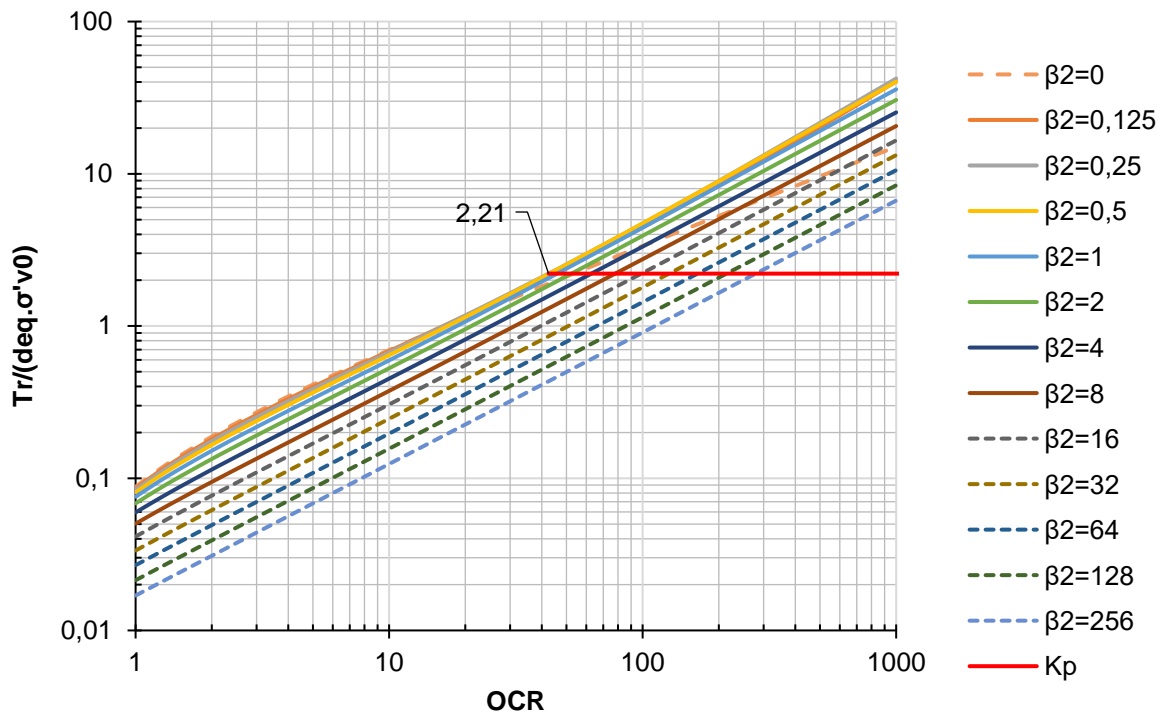


Figura 4.10 - Ábaco para o valor de $T_r/(d_{eq} \cdot \sigma'_{v0})$ para $\phi=40^\circ$

Uma segunda opção de adimensionalizar a Equação (98) é considerando a tensão máxima da compactação ($\sigma'_{vc} = \sigma'_{v0} \cdot OCR$), tornando-se:

$$\frac{T_r}{\sigma'_{v0} \cdot OCR \cdot d_{eq}} = \frac{(\min(K_r; K_p) - K_{aa})}{2 \cdot OCR} \quad (100)$$

A Figura 4.11 apresenta o ábaco considerando a Equação (100). A vantagem de usar esse formato é que as linhas correspondentes as extensibilidades relativas estão mais separadas. A linha vermelha, correspondente ao estado passivo, deixa de ser uma reta horizontal (como era na Figura 4.10) e passa a ser uma hipérbole. Assim,

os pontos que estiverem do lado direito da linha vermelha passa a ter o valor de tração correspondente à curva vermelha.

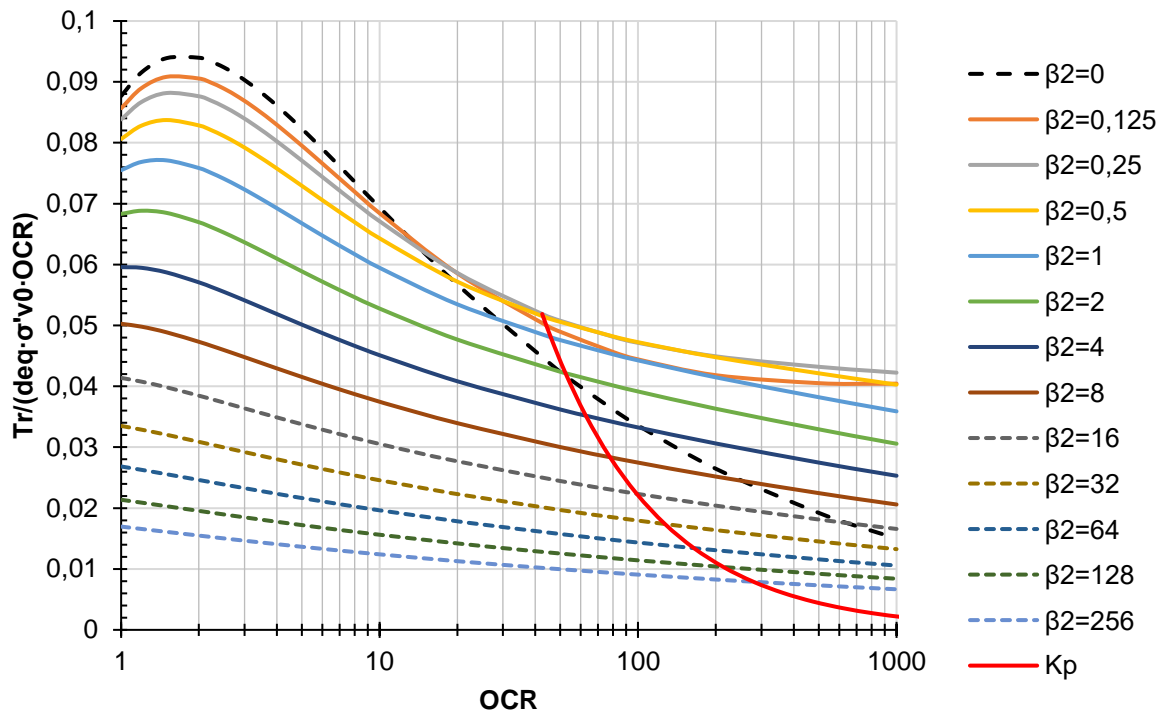


Figura 4.11 - Ábaco para o valor de $T_r/(d_{eq} \cdot \sigma'_{v0})$ para $\phi=40^\circ$

A deformação horizontal residual da geocélula (ε_{hr}) é a deformação que se mantém após o descarregamento, em relação ao estado original. Assim como na deformação horizontal no carregamento, o valor de ε_{hr} pode ser obtido dividindo T_r pela rigidez da geocélula (J). Também, é possível adimensionalizar utilizando a extensibilidade relativa, neste caso, o de descarregamento (β_2). A fórmula da deformação horizontal residual adimensionalizada é:

$$\varepsilon_{hr} \cdot k \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{n-1} = [\min(K_r; K_p) - K_{aa}] \beta_2 \quad (101)$$

O ábaco para a deformação ε_{hr} considerando a Equação (101) está apresentado na Figura 4.12. No caso de que o coeficiente de empuxo residual (K_r) teórico (isto é, calculado pela Equação (85)) seja superior ao empuxo passivo, o valor de $\varepsilon_{hr} \cdot k \cdot (\sigma'_{v0}/P_a)^{(n-1)}$ será o valor correspondente a interseção da curva correspondente a extensibilidade relativa e a curva em vermelho representando o estado passivo.

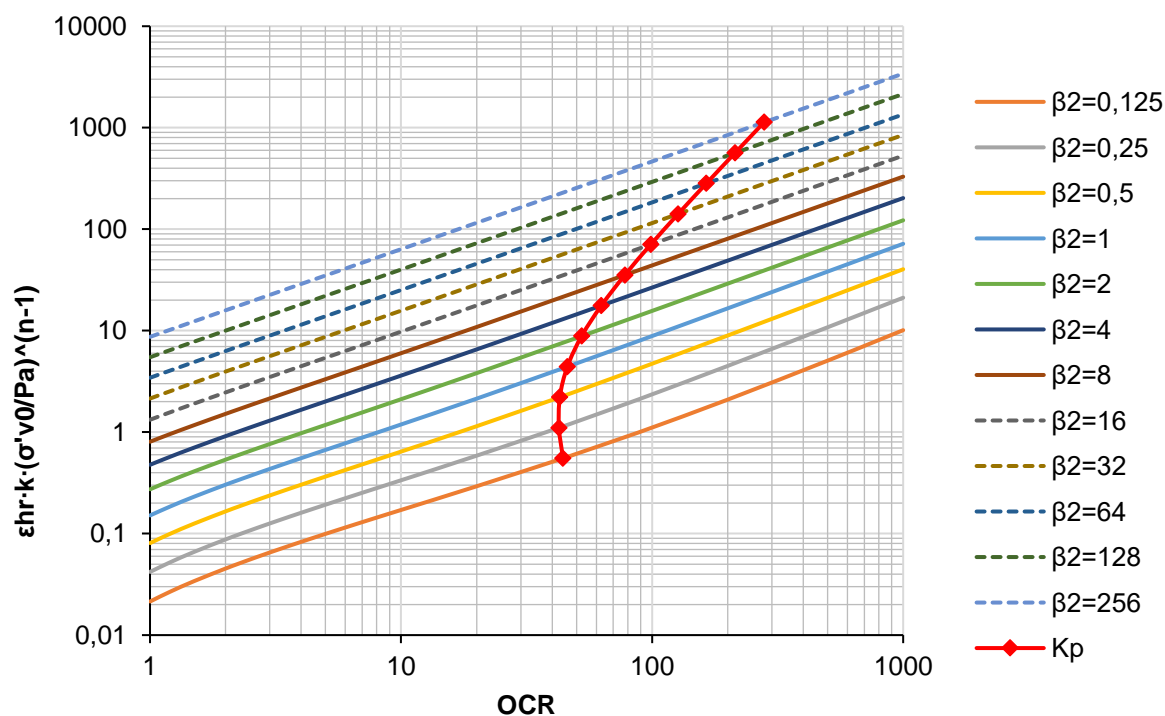


Figura 4.12 - Ábaco para o valor de ε_{hr} para $\phi=40^\circ$

A variação de deformação horizontal no descarregamento ($\Delta\varepsilon_{hr}$) calculado na Equação (83) pode ser obtido subtraindo a deformação residual (ε_{hr}) pela deformação máxima no carregamento ($\Delta\varepsilon_{hc}$), considerando a continuação as linhas de mesma extensibilidade relativa solo/geocélula. Entretanto, devido à limitação do coeficiente de empuxo passivo, a variação de deformação será maior. No mesmo molde, a fórmula adimensionalizada para $\Delta\varepsilon_{hr}$ seria dada por:

$$\Delta\varepsilon_{hr} \cdot k \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right)^{n-1} = [\min(K_r; K_p) - K_c \text{OCR} - K_{aa}(1 - \text{OCR})] \beta_2 \quad (102)$$

4.2.3 Ábacos de K^*_c e $\Delta\varepsilon^*_{hc}$

No caso de considerar a não existência do confinamento externo do solo, que pode ser esperado para as células que estão na borda da geocélula expandida, utilizaria as Equações (87) e (88) para o cálculo do coeficiente K^*_c e $\Delta\varepsilon^*_{hc}$. A Figura 4.13 apresenta o ábaco composto dos coeficientes e deformações no carregamento para as hipóteses padrão (confinamento externo regido pelo coeficiente K_{aa}) e sem o confinamento. Observa-se que devido à falta de confinamento externo, o coeficiente de empuxo no carregamento pode reduzir seu valor em até 12,5% do valor de K_c ,

entretanto, os limites mínimos e máximos para K^*_c ainda são os mesmos: K_0 para uma geocélula infinitamente rígida e K_{aa} para a sua ausência.

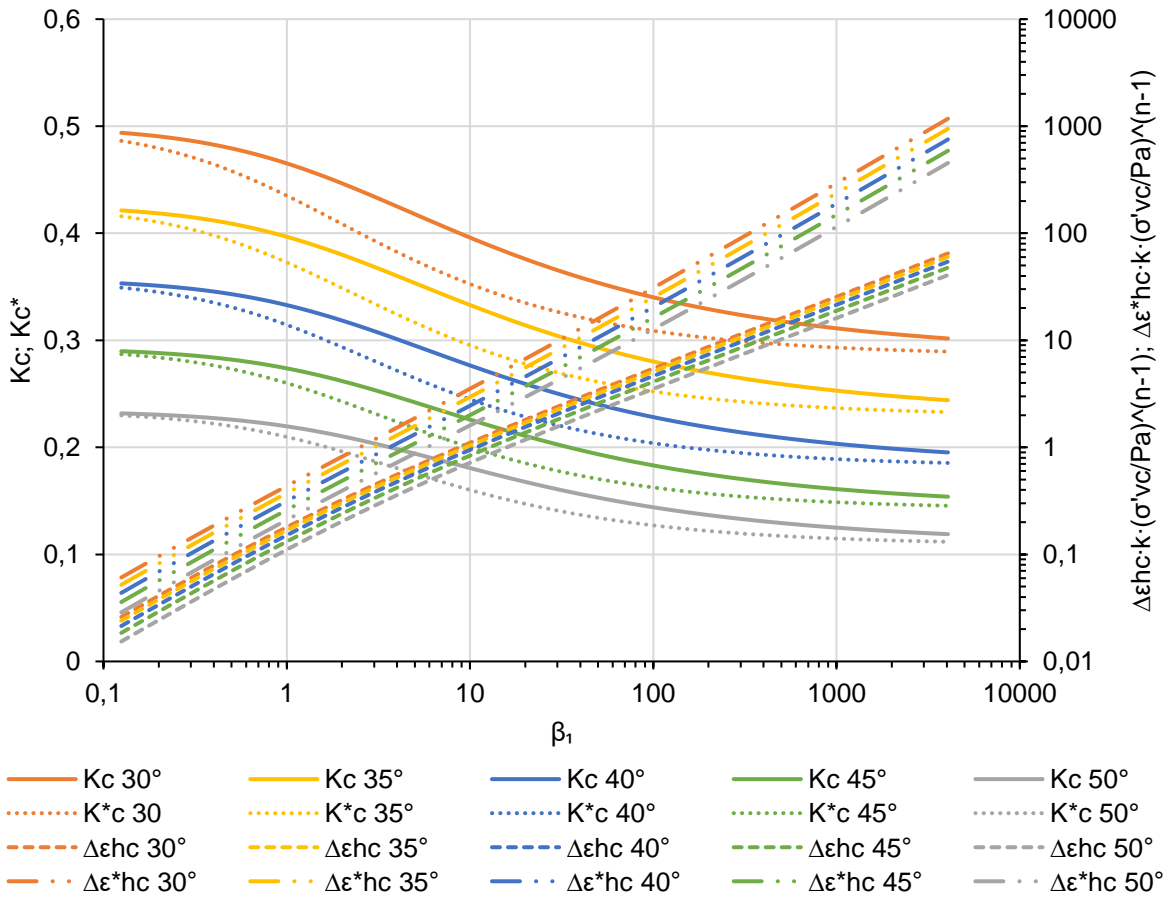


Figura 4.13 - Ábaco dos coeficientes K_c e K^*_c e das deformações $\Delta \epsilon_{hc}$ e $\Delta \epsilon^*_{hc}$ em função do β_1 : $n = 0,4$; $R_f = 0,8$

Em relação à deformação, a falta de confinamento externo da célula pode causar uma deformação em mais de 10 vezes, dependendo do nível de carregamento. De fato, a razão entre os valores de deformações sem e com o confinamento externo é dado diretamente pela divisão das Equações (71) e (87):

$$\frac{\Delta \epsilon^*_{hc}}{\Delta \epsilon_{hc}} = \frac{K^*_c}{K_c - K_{aa}} \tag{103}$$

Para geocélulas extremamente rígidas (isto é, para baixos valores de β_1 e β_2), os coeficientes K_c e K^*_c tendem ao valor do coeficiente de empuxo em repouso, e a Equação (103) torna-se:

$$\frac{\Delta \epsilon^*_{hc}(\beta_2 \approx 0)}{\Delta \epsilon_{hc}(\beta_2 \approx 0)} = \frac{K_0}{K_0 - K_{aa}} \tag{104}$$

4.3 Ábacos de MIF

Obtido os valores do coeficiente de empuxo residual (K_r) e limitando-o a 1, pode-se estimar o quanto o módulo da camada reforçada foi aumentada, (isto é, seu MIF) a partir das Equações (91) a (93). A Figura 4.14 apresenta a composição dos ábacos de MIF para ângulos de atrito de 30° a 45° .

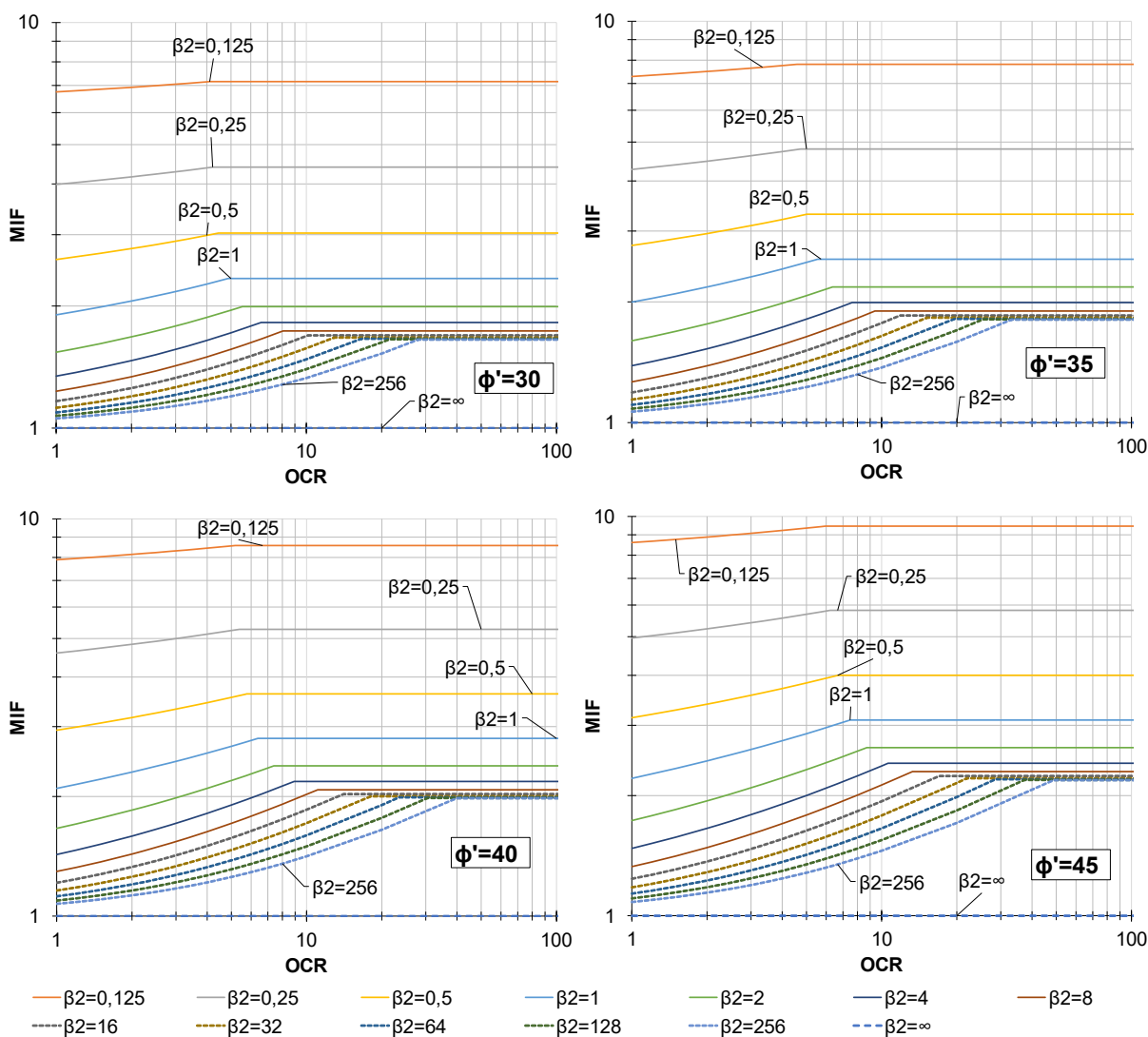


Figura 4.14 - Ábacos de MIF para ângulos de atritos de 30° a 45° (Adaptado de Garcia e Avesani, 2021)

Analisando os ábacos de MIF apresentados na Figura 4.14, Garcia e Avesani Neto (2021) apontaram que, para os mesmo valores do expoente do módulo (n), da razão de resistência (R_r) e da razão dos coeficientes do módulo de recarregamento e o carregamento virgem (k_u/k), o fator mais influente na melhora do módulo é a razão entre a rigidez da geocélula (J/d_{eq}) e a rigidez do solo (representado pelo parâmetro do modelo hiperbólico $k \cdot P_a$), que pode ser representado tanto pelo índice de rigidez

solo/reforço (S_i) quanto pela extensibilidade relativa solo/geocélula (β_1 e β_2). De acordo com a Equações (73) e (84), O parâmetro S_i é inversamente proporcional às extensibilidades relativas. Para baixos valores de OCR e de S_i (ou seja, altos valores de β_2), o aumento da rigidez da geocélula (o que implica em um aumento de S_i ou uma redução de β_2) de 10 vezes, faz com que o MIF cresça entre 5 a 20%. Para maiores valores de S_i , e para baixo OCR, esse mesmo aumento faz com que o MIF aumente em torno de 60%. Esse resultado é esperado, dado que geocélulas mais rígidas permitem maior incremento de confinamento, principalmente quando o solo de preenchimento tiver uma baixa rigidez.

O segundo fator mais influente na obtenção do MIF é a compactação, representado pelo OCR, razão entre a tensão vertical de compactação e a tensão vertical geostática (Equação (53)). Para OCR baixos e com o uso de geocélulas muito flexíveis (isto é, alto valores de β_2), o aumento de 10 vezes da tensão de compactação faz com que o MIF cresça em torno de 50%. No geral, maiores valores tanto da rigidez da geocélula quanto da tensão de compactação resulta em maiores valores de MIF. Além disso, como o OCR também é relacionado a tensão vertical geostática final da camada, pode-se concluir que o uso de geocélulas em camada de solos profundas (por exemplo, reforços de base de aterro) pode ter uma menor eficácia no aumento do MIF. Entretanto, devido ao fato de que o modelo desenvolvido considera somente a tensão principal menor, implicando na limitação do valor do coeficiente K_r , aplicar um carregamento excessivo pode não implicarem um aumento do MIF. É possível gerar o ábaco do MIF utilizando a Equação (93), fixando $K_r = 1$, obtendo a Figura 4.15. Esse formato pode ser útil, principalmente pelo fato de que as tensões de carregamento aplicado pela compactação são geralmente superiores à 10 vezes a tensão geostática, o que pode já levar às situações com coeficiente de empuxo residual maior do que a unidade, mesmo utilizando equipamentos leves de compactação.

O terceiro fator que influencia no fator de melhora do módulo é o ângulo de atrito do material de preenchimento, já que esse parâmetro influencia de modo direto nos valores dos coeficientes de empuxos envolvidos no modelo. Materiais granulares com alto ângulo de atrito permite um maior incremento na rigidez, sendo observado principalmente para situações com alto OCR. Fixando todos os outros parâmetros, um aumento no ângulo de atrito de 5° faz com que o MIF aumente em torno de 10%.

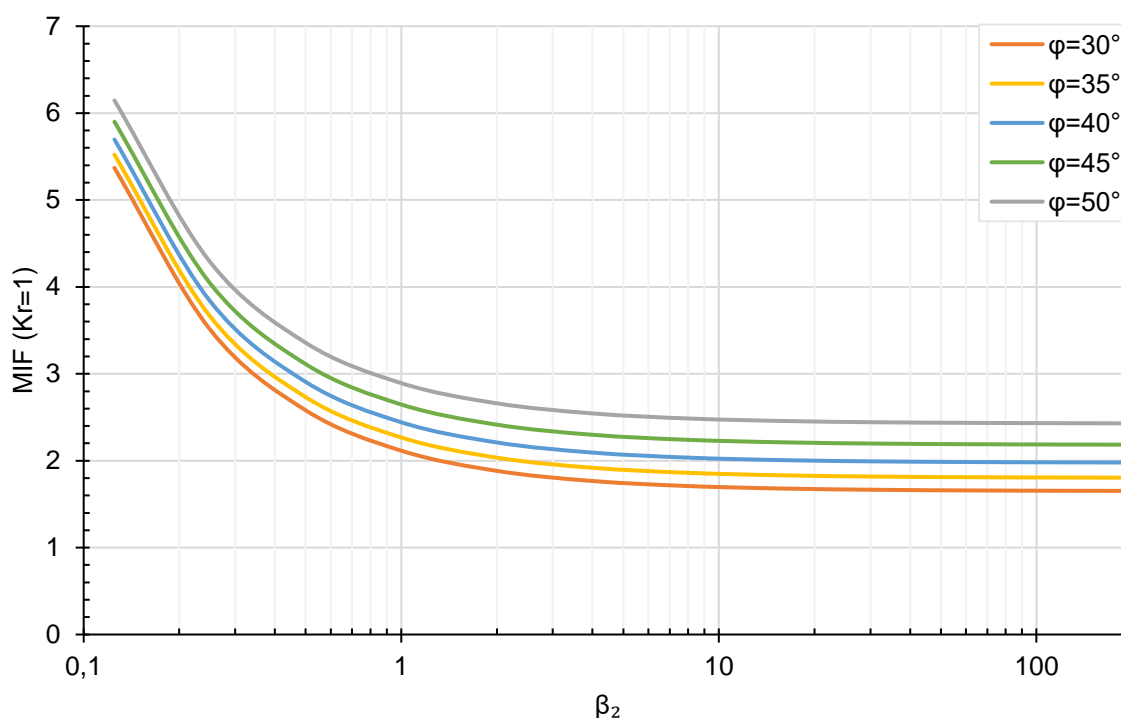


Figura 4.15 - Ábaco de MIF, fixando $K_r = 1$: $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k = 1,2$

4.4 Sensibilidade na variação dos parâmetros n , k_u/k e R_f

Para permitir uma análise da influência do expoente do módulo (n) e da razão entre o coeficiente do módulo para descarregamento e recarregamento e o coeficiente de módulo no carregamento virgem (k_u/k), foram construídos ábacos de K_c , K_r e do MIF para um material com ângulo de atrito de 40° fixando todos os outros parâmetros, conforme mencionados para a construção dos outros ábacos. Para a variação do expoente do módulo, foram utilizados valores de $n = 0,1$ e $n = 0,7$, enquanto que para a variação da razão dos coeficientes dos módulos, foi adotado o valor de $k_u/k = 3$. Os ábacos apresentados nessa seção também estarão em maior tamanho e com maiores detalhes no APÊNDICE C. Complementando a análise dos parâmetros, comenta-se o efeito da variação da razão de resistência R_f nos cálculos.

4.4.1 Variação de n

Para o coeficiente de empuxo no carregamento (K_c), observa-se, na Figura 4.16, que o aumento do expoente do módulo implica em maiores coeficientes de empuxo e maiores deformações para o mesmo valor de OCR e β_2 . Também se observa que, para o mesmo valor de β_2 , o coeficiente K_c se altera menos com o aumento do carregamento de compactação para menores valores de n . Em relação

ao coeficiente de empuxo residual (K_r), os ábacos apresentado na Figura 4.17 mostra que o aumento do expoente do módulo faz com que se obtenha menores valores de K_r para geocélulas muito flexíveis e maiores valores do mesmo coeficiente quando é aplicado uma geocélula mais rígida.

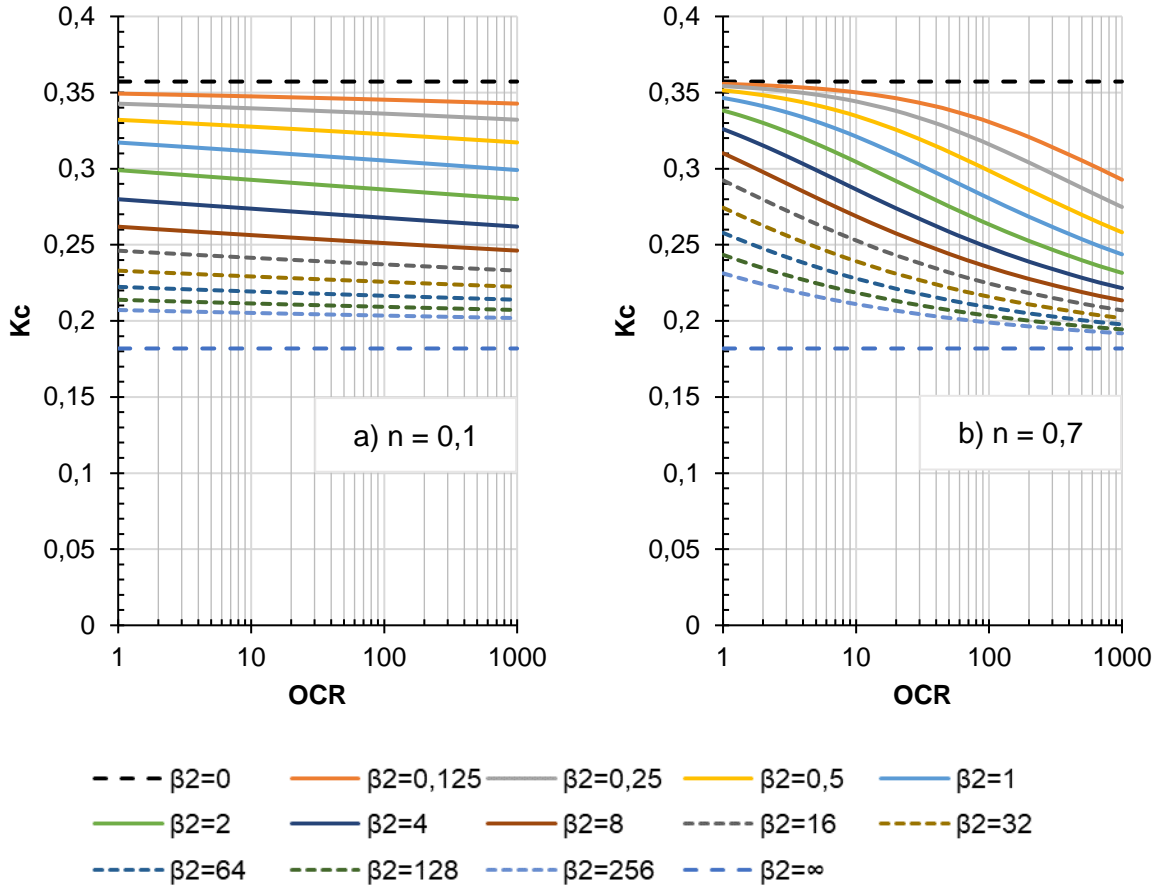


Figura 4.16 – Ábacos de K_c para ângulo de atrito $\phi' = 40^\circ$: a) $n = 0,1$; b) $n = 0,7$.

Conforme visto na Equação (93), o valor do MIF incorpora o expoente do módulo diretamente na formula, além de influenciar o valor de K_r . Ao calcular o valor do MIF para valores de diferentes do expoente, observa-se que o fator de melhora é maior quanto maior o valor de n , considerando que o expoente eleva um número maior do que 1 (dado que K_r é sempre maior do que K_{aa}), tanto na parcela correspondente ao aumento de rigidez do solo devido ao maior confinamento, quanto na parcela correspondente incremento de rigidez do reforço. Como exemplo, para altos valores de OCR (e, portanto, com a limitação de $K_r = 1$), os valores de MIF obtido para os valores de n testados estão apresentados na Figura 4.18.

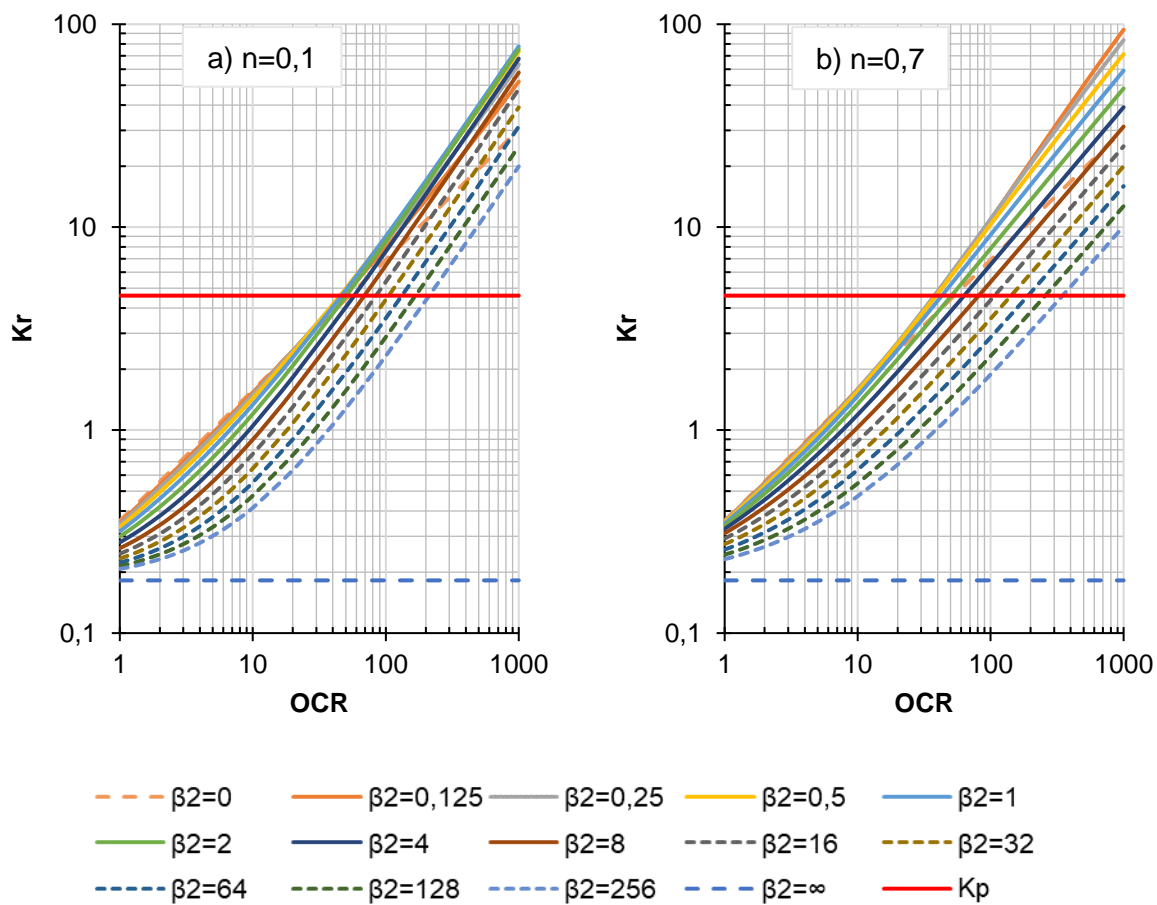


Figura 4.17 – Ábacos de K_r para ângulo de atrito $\phi' = 40^\circ$: a) $n = 0,1$; b) $n = 0,7$.

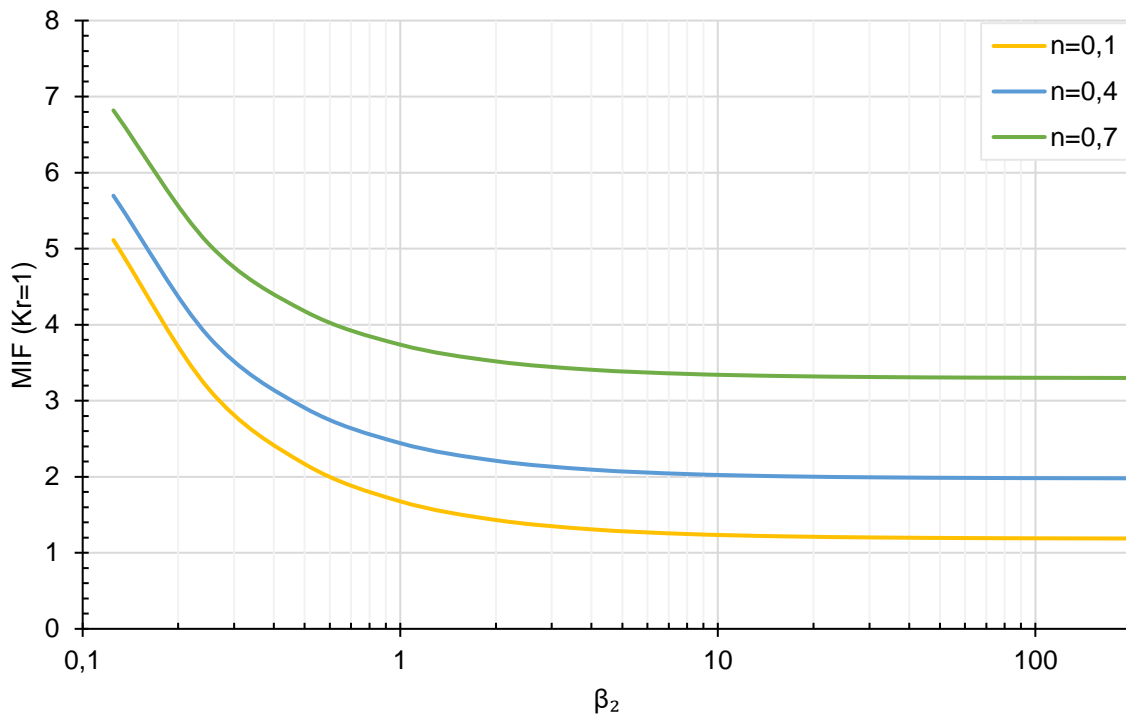


Figura 4.18 - Valores de MIF para $K_r = 1$, variando o valor de n

4.4.2 Variação de k_u/k

A variação da razão dos coeficientes dos módulos não altera o comportamento que ocorre na etapa de carregamento, dado que o coeficiente k_u não é considerado nessa etapa. Portanto, todos os ábacos relacionados a essa etapa (K_c , T_c e $\Delta\varepsilon_{hc}$) seriam os mesmos para toda a variação de k_u/k .

A maior rigidez do solo no descarregamento faz com que o alívio de deformações seja menor e que tensões residuais sejam maiores, desde que fique limitado ao estado passivo. Assim, o valor de K_r tende a aumentar com o aumento da razão k_u/k . De fato, ao calcular o valor do coeficiente de empuxo residual utilizando esse parâmetro 2,5 vezes maior, obtém-se valores de K_r praticamente iguais para baixos OCR, enquanto que para altos carregamentos, o valor de K_r pode incrementar em até 33% para geocélulas extremamente rígidas e pouco alterando para geocélulas mais flexíveis (acréscimo de 0,2%). A Figura 4.19 apresenta a comparação entre os valores de K_r , variando a razão dos coeficientes do módulo.

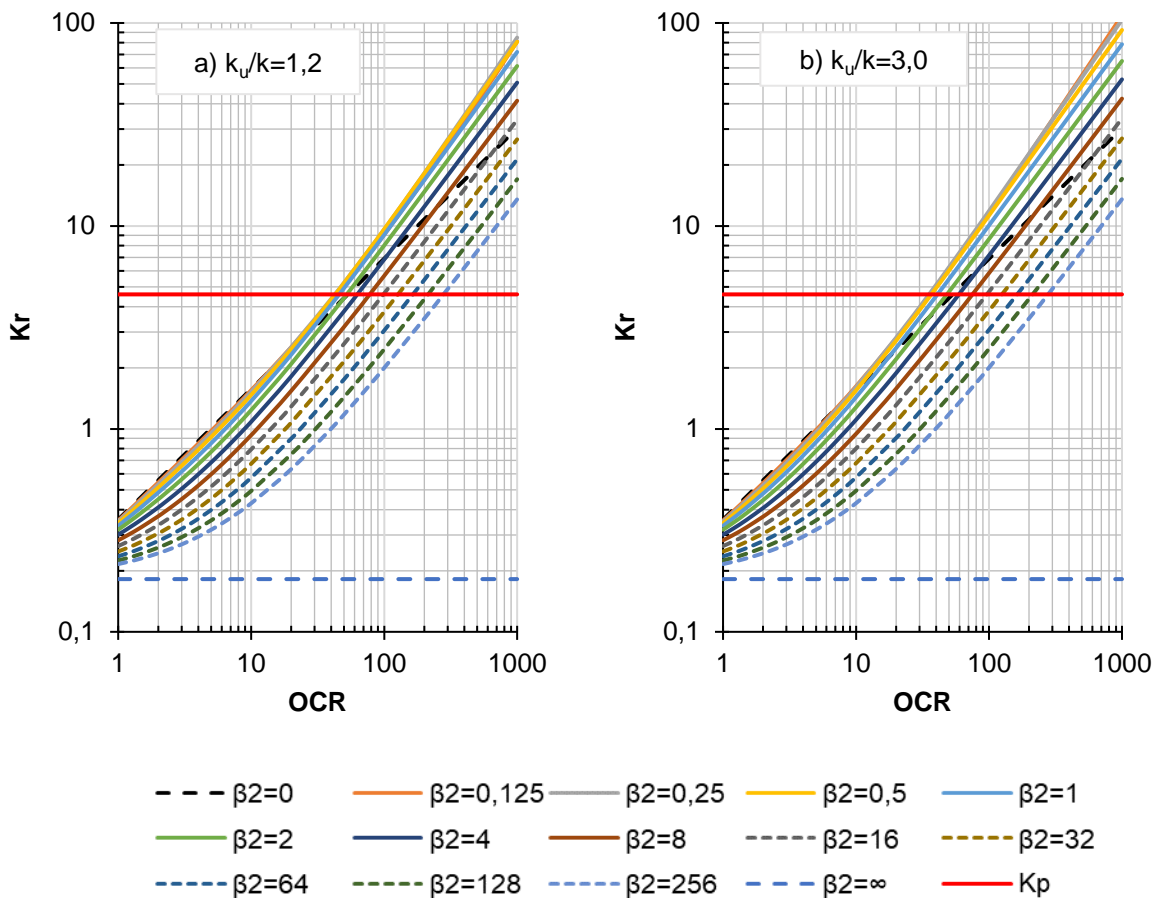


Figura 4.19 - Comparação dos valores de K_r para a variação de k_u/k : a) $k_u/k=1,2$; b) $k_u/k = 3,0$.

Com a baixa variação de K_r , a parcela do MIF correspondente ao acréscimo da rigidez do solo também variará pouco com um material com a razão k_u/k maior. Além disso, dado que o módulo de elasticidade do solo não reforçado após a compactação é maior para maiores valores de k_u , a tendência é que a instalação de um material de reforço na matriz de solo influencie menos no acréscimo de rigidez total do compósito, conforme pode ser analisado pela Equação (93). Portanto, solos com maiores valores da razão dos coeficientes dos módulos terão menores valores de MIF. Como exemplo, pode-se verificar na Figura 4.20. Para geocélulas mais flexíveis (isto é, β_2 altos), os valores de MIF se aproximam.

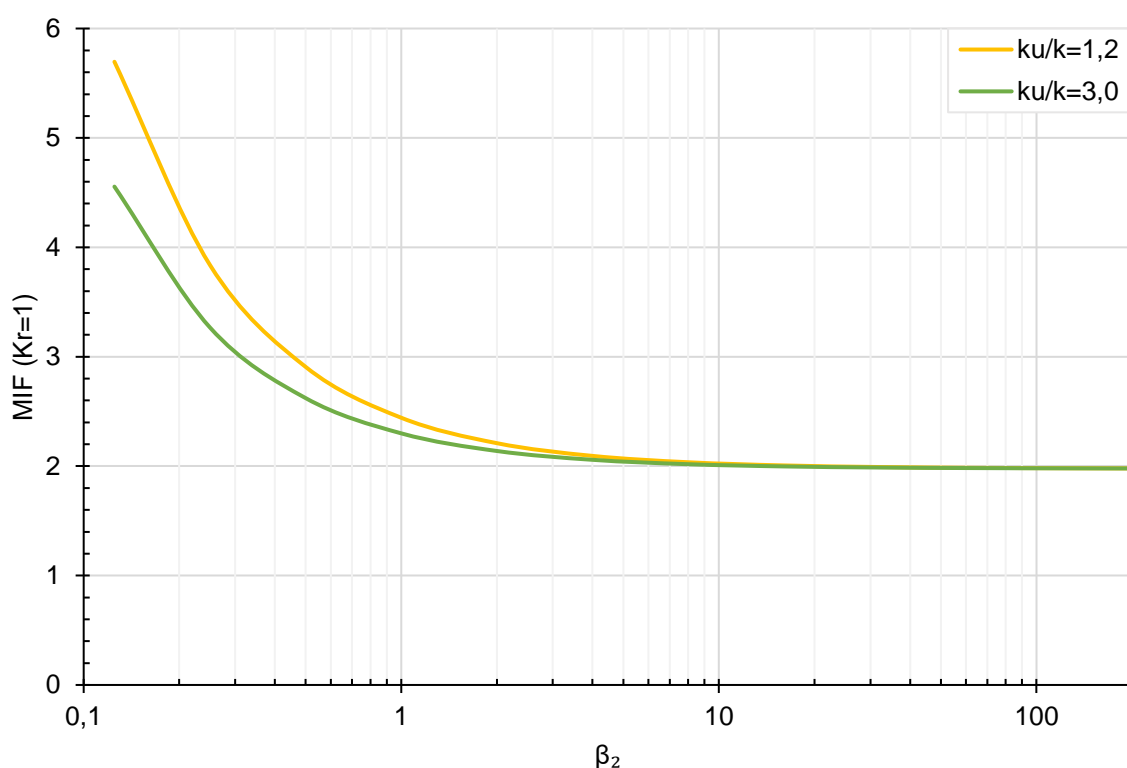


Figura 4.20 - Valores de MIF para $K_r = 1$, variando k_u/k : $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$

4.4.3 Variação de R_f

O valor da razão de resistência influencia no valor do coeficiente de empuxo ativo equivalente. Maiores valores de R_f implicaria em maiores valores de K_{aa} . Considerando a Equação (93), o aumento do valor de R_f resultaria em valores menores do fator de melhora do módulo, dado que o coeficiente K_{aa} está no denominador da equação. O maior valor desse coeficiente também influenciaria os valores dos coeficientes K_c e K_r , principalmente para as situações com geocélulas mais flexíveis.

4.5 Exemplo de aplicação e sensibilidade em relação ao carregamento de compactação e à rigidez da geocélula

Considere um solo arenoso hipotético com os seguintes parâmetros do modelo hiperbólico apresentado na Tabela 4.1 que será aplicado em uma camada de 20 cm.

Tabela 4.1 - Parâmetros do solo de preenchimento aplicado no exemplo

γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	k	n	R_f	k_u/k
18	40	0	600	0,4	0,8	1,2

Considere a tensão vertical do centro dessa camada. Assim:

$$\sigma'_{v0} = 18 \cdot \frac{0,20}{2} = 1,8 \text{ kPa} \quad (105)$$

Se utilizarmos geocélula com o diâmetro equivalente de 20 cm e considerar que o solo só seja lançado sobre o subleito, como na técnica de chuva de areia, utilizada em alguns ensaios de carregamento de placa, pode-se considerar que o OCR do solo seja igual a 1. Neste caso, os valores de K_c , K_r , módulo de elasticidade do solo e do conjunto solo/geocélula e os esforços de tração T_c e T_r , além da tração T_c^* que ocorreria nas células sem confinamento externo (células de borda), estão apresentados na Tabela 4.2. Adotou-se neste exemplo os valores de rigidez da parede da geocélula de 50 kN/m, 100 kN/m (usual para geocélulas de geotêxteis de PP), 250 kN/m (usual para geocélulas de geogrelhas e geocélula de PEAD perfuradas), 400 (usual para geocélulas de PEAD mais espessas) e 900 kN/m (usual para geocélulas de NPA).

Tabela 4.2 - Valores de K_c , K_r , módulos, MIF e esforços para OCR=1, $d_{eq} = 0,20$ m

J (kN/m)	J/d_{eq} (kN/m ²)	β_1	β_2	K_c	K_r	E_{SG} (kPa)	MIF	Tração (kN/m)		
								T_c	T_r	T_c^*
0	0	∞	∞	0,18	0,18	7358	1,00	0,00	0,00	0,00
50	250	24,3	24,3	0,25	0,26	8681	1,18	0,01	0,01	0,04
100	500	12,2	12,2	0,27	0,27	9149	1,24	0,02	0,02	0,04
250	1250	4,9	4,9	0,30	0,30	10203	1,39	0,02	0,02	0,05
400	2000	3,0	3,0	0,31	0,31	11103	1,51	0,02	0,02	0,05
900	4500	1,4	1,4	0,33	0,33	13825	1,88	0,03	0,03	0,06

No caso em que se garanta que as tensões equivalentes de compactação sejam na ordem de 10 e de 100 vezes a tensão vertical devido ao peso próprio, o que corresponderia a ter uma tensão aplicada de 18 kPa e 180 kPa na compactação, os resultados que seriam obtidos estão apresentados nas Tabela 4.3 e Tabela 4.4, respectivamente. Valores do primeiro índice de extensibilidade β_1 e de MIF para OCR de 1, 2, 5, 10 e 100 podem ser observados no gráfico da Figura 4.21.

Tabela 4.3 - Valores de K_c , K_r , módulos, MIF e esforços para OCR=10, $d_{eq} = 0,20$ m

J (kN/m)	J/ d_{eq} (kN/m ²)	β_1	β_2	K_c	K_r	E_{sg} (kPa)	MIF	Tração (kN/m)		
								T_c	T_r	T_c^*
0	0	∞	∞	0,18	0,18	7358	1,00	0,00	0,00	0,00
50	250	60,9	24,3	0,24	0,72	12998	1,77	0,10	0,10	0,38
100	500	30,5	12,2	0,25	0,85	14108	1,92	0,12	0,12	0,40
250	1250	12,2	4,9	0,27	1,04	15800	2,15	0,16	0,15	0,43
400	2000	7,6	3,0	0,28	1,15	16550	2,25	0,18	0,17	0,45
900	4500	3,4	1,4	0,31	1,32	19050	2,59	0,22	0,20	0,50

Tabela 4.4 - Valores de K_c , K_r , módulos, MIF e esforços para OCR=100, $d_{eq} = 0,20$ m

J (kN/m)	J/ d_{eq} (kN/m ²)	β_1	β_2	K_c	K_r	E_{sg} (kPa)	MIF	Tração (kN/m)		
								T_c	T_r	T_c^*
0	0	∞	∞	0,18	0,18	7358	1,00	0,00	0,00	0,00
50	250	153,0	24,3	0,22	4,10	14800	2,01	0,73	0,71	3,60
100	500	76,5	12,2	0,23	5,04	15050	2,05	0,91	0,87	3,72
250	1250	30,6	4,9	0,25	6,50	15800	2,15	1,22	1,14	3,97
400	2000	19,1	3,0	0,26	7,31	16550	2,25	1,41	1,28	4,13
900	4500	8,5	1,4	0,28	8,63	19050	2,59	1,78	1,52	4,49

Pode-se observar que:

- 1) O valor de β_1 varia com o valor do OCR;
- 2) De acordo com a Figura 4.21, o acréscimo de OCR não incrementaria a melhora do módulo para altos OCR, dado que o coeficiente de empuxo K_r já seria superior a 1. Nesse caso, somente o acréscimo de rigidez da geocélula permitiria um aumento de MIF. Por exemplo, para rigidez da parede da geocélula maior do que 250 kN/m, as curvas para OCR de 10 e 100 são idênticas;

3) Observa-se que os esforços envolvidos e a deformação na geocélula na compactação aumentam com o acréscimo de esforço de compactação. O aumento de 10 vezes o OCR faz com que a tração na geocélula e as deformações horizontais (apresentadas na Tabela 4.5) aumentam em torno de 8 vezes. Ainda assim, os esforços e deformações obtidos no modelo para OCR de até 100, neste caso, não são excessivos ao ponto chegar à ruptura, com deformações menores do que 1,5% para a geocélula com rigidez $J= 50 \text{ kN/m}$;

4) Caso ocorra uma falta de confinamento externo da célula, a deformação horizontal no carregamento e a tração na parede da geocélula pode ser entre 2,1 a 5,0 vezes à obtida com o confinamento externo, sendo que essa razão aumenta para maiores carregamentos e com geocélulas mais flexíveis, conforme apresentado nas Tabela 4.2 a Tabela 4.4 e na Tabela 4.6. Geocélulas com rigidez de 250 kN/m podem atingir deformações horizontais de mais de 1,5% sem o confinamento externo para o OCR de 100, rigidez 5 vezes maior em comparação com o caso com o confinamento externo.

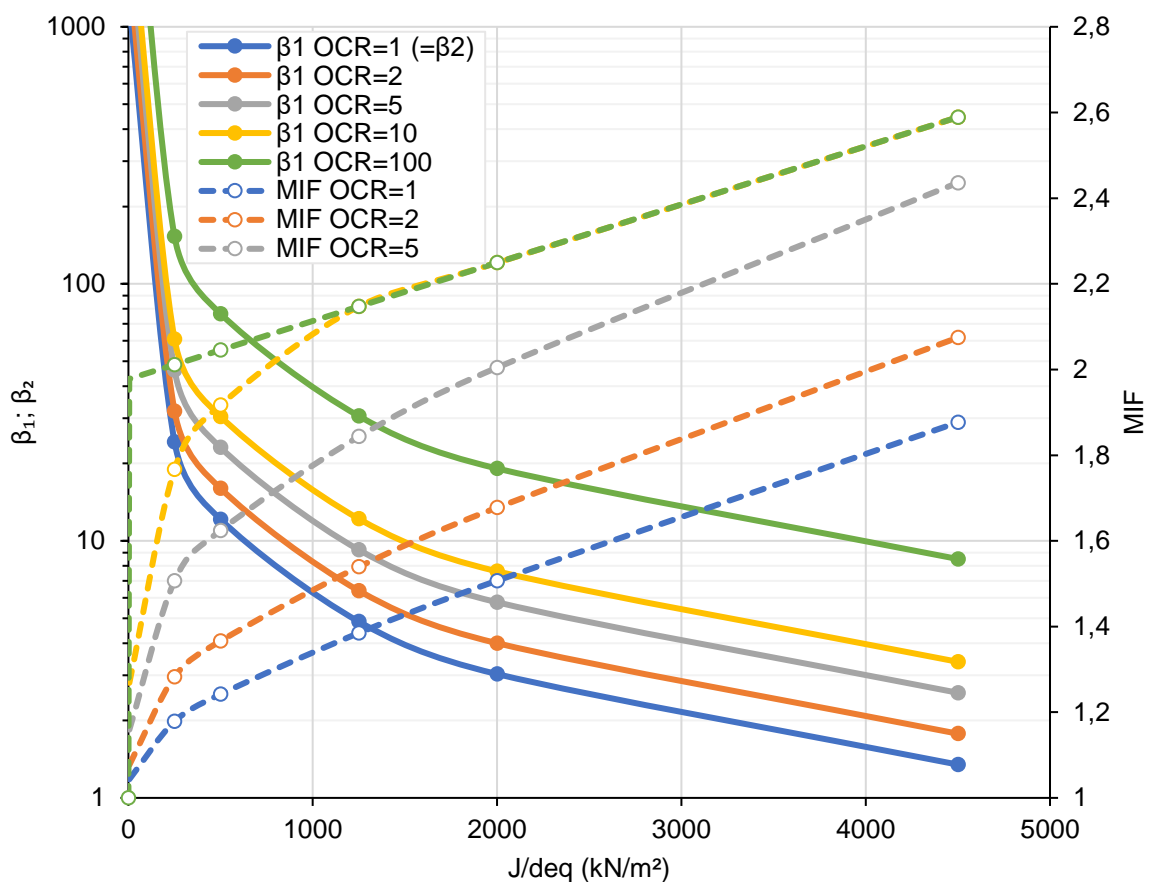


Figura 4.21 - Valores obtidos de MIF com o aumento da rigidez da geocélula e do carregamento na compactação, $d_{eq} = 0,20 \text{ m}$

Tabela 4.5 – Deformações na parede da geocélula no carregamento com o confinamento externo

J (kN/m)	J/d _{eq} (kN/m ²)	$\Delta\varepsilon_{hc}$		
		OCR= 1	OCR= 10	OCR= 100
50	250	0,03%	0,20%	1,45%
100	500	0,02%	0,12%	0,91%
250	1250	0,01%	0,06%	0,49%
400	2000	0,01%	0,05%	0,35%
900	4500	0,00%	0,02%	0,20%

Tabela 4.6 - Deformações na parede da geocélula sem confinamento externo

J (kN/m)	J/d _{eq} (kN/m ²)	$\Delta\varepsilon^*_{hc}$			$\Delta\varepsilon^*_{hc}/\Delta\varepsilon_{hc}$		
		OCR= 1	OCR= 10	OCR= 100	OCR= 1	OCR= 10	OCR= 100
50	250	0,08%	0,76%	7,19%	3,1	3,8	5,0
100	500	0,04%	0,40%	3,72%	2,7	3,2	4,1
250	1250	0,02%	0,17%	1,59%	2,3	2,7	3,2
400	2000	0,01%	0,11%	1,03%	2,2	2,5	2,9
900	4500	0,01%	0,06%	0,50%	2,1	2,2	2,5

5 RESULTADOS – COMPARAÇÃO DO MODELO COM RESULTADOS OBTIDOS EM ENSAIOS

Para poder validar o modelo desenvolvido na pesquisa, foi coletado dados de ensaios de carregamento em placa (estáticos e cíclicos) e de ensaios deflectométricos realizados em estruturas de solo reforçadas com geocélulas, seja em laboratório ou em campo. Buscaram-se ensaios onde foram possíveis obter valores de deformações horizontais e do fator de melhora do módulo (MIF), utilizando principalmente solos granulares (areias e britas).

Alguns dos trabalhos analisados não disponibilizaram diretamente o valor do MIF, assim, utilizou a Teoria da Espessura Equivalente (AVESANI NETO, 2019; GARCIA; AVESANI NETO, 2020) para retroanalisar o resultado do ensaio e assim obter os módulos da camada granular sem e com o reforço, calculando assim o MIF obtido nos ensaios – embora tenha sido priorizada a realização da comparação com trabalhos que obtiveram diretamente o MIF.

Grande parte dos trabalhos não utilizam ou não disponibilizaram valores dos parâmetros do solo para a aplicação do modelo hiperbólico (k , n e R_f), e/ou da rigidez da geocélula (J) e do formato da célula (de onde seria possível calcular o diâmetro equivalente). Nesses casos, para poder realizar a comparação, foi adotado os valores sugeridos por Duncan et al. (1980) e Trautmann et al. (1983) para os coeficientes do modelo hiperbólico conforme o tipo e classificação do material de preenchimento. Para os parâmetros da geocélula, utilizou-se valores compatíveis com as geocélulas disponíveis no mercado, caso os parâmetros não tenham sido disponibilizados no trabalho analisado.

5.1 Análise do modelo para a estimativa da deformação horizontal sob efeito do carregamento

Nessa seção, será apresentado a análise de deformação horizontal da geocélula, reunidos em 8 casos, apresentados na Tabela 5.1. Os dados dos casos foram coletados de 6 trabalhos, todos embasados em ensaios de carregamento de placa que instrumentaram com *strain gauges* as células ensaiadas, ou que realizaram uma análise numérica calibrada com o ensaio realizado. Os ensaios analisados foram

separados em três grupos: 1) Ensaios de carregamento estático ou monotônico crescente, com uma única célula; 2) Ensaios de carregamento estático ou monotônico crescente, com múltiplas células; 3) Ensaios de carregamento cíclico com múltiplas células.

Tabela 5.1 – Comparação da deformação horizontal – casos analisados

Caso	Tipo de carregamento	Condição	Referência	Classificação do solo (USCS)	Altura h (mm)	Geocélula
1	Estático	Unicelular	Han et al., 2008	SP	50	PEAD
2	Estático	Unicelular	Hegde e Sitharam, 2015	CI	150	PEAD
3	Estático	Unicelular	Hegde e Sitharam, 2015	SP	150	PEAD
4	Estático	Unicelular	Hegde e Sitharam, 2015	GP	150	PE
5	Estático	Multicelular	Dehkordi et al., 2019	SP	150	PEAD
6	Cíclico	Multicelular	Pokharel, 2010	GW-GC	150	NPA
				GW-GC	200	NPA
7	Cíclico	Multicelular	Tanyu et al., 2013	GP-GM	225	PEAD
8	Cíclico, carga	Multicelular	Mamatha e Dinesh, 2018	GW	150	PEAD

5.1.1 Ensaios com uma célula e carregamento estático – Casos 1 a 4

Teoricamente, o modelo foi desenvolvido partindo da hipótese do carregamento de uma única célula isolada, com o carregamento sendo aplicado internamente e externamente a célula. Assim, a análise de ensaios com uma única célula pode ser interessante para a análise direta do modelo, apesar de que esses ensaios utilizam placas que se encaixam dentro da geometria da célula, o que diminuiria o confinamento externo aplicado na célula.

O caso 1 corresponde ao trabalho de Han et al. (2008). Os parâmetros hiperbólicos adotados da areia do Rio Kansas utilizados nesse ensaio são os que foram apresentados por Yang et al. (2010). Os autores realizaram uma simulação numérica do ensaio em elementos finitos, calibrando com os resultados dos recalques obtidos no modelo físico, utilizando um modelo elastoplástico perfeito e com uma célula em formato de losango. As deformações horizontais adotadas para essa comparação são as obtidas na modelagem numérica indiretamente, através da análise dos esforços de tração máxima na célula. A capacidade de carga do ensaio realizado com geocélula, tanto do ensaio de placa quanto na modelagem numérica,

foi de 150 kPa Para a comparação, os valores de carregamento foram discretizados em 20 kPa.

Os Casos 2 a 4 correspondem aos ensaios realizados por Hegde e Sitharam (2015b), utilizando uma célula de geocélula de PEAD e três materiais de preenchimentos diferentes: argila siltosa, areia mal graduada e brita com dimensões entre 10 e 40 mm. Cada caso corresponde a um material diferente, conforme apresentado na Tabela 5.1. A célula foi apoiada sobre um substrato rígido e seu entorno foi preenchido com o material de preenchimento. A tensão máxima aplicada pela placa foi da ordem de 300 a 350 kPa e, para a comparação, a discretização foi feita para cada 50 kPa.

A Tabela 5.2 apresenta os valores dos parâmetros adotados para o solo e geocélula, os carregamentos aplicados e as deformações horizontais obtidas experimentalmente (exp) e calculados pelo modelo (calc) para os Casos com uma única célula.

Para o caso 1, observa-se que o modelo superestimou as deformações, apresentando valores entre 1,5 a 4 vezes o valor observado na análise numérica. Esse erro poderia ser explicado pela diferença de modelos constitutivos utilizados, dado que o modelo elastoplástico perfeito utilizado no MEF teria maior rigidez para tensões intermediárias em comparação ao modelo hiperbólico, além das considerações geométricas do problema.

Para os Casos de 2 a 4, o modelo subestimou o valor da deformação horizontal em um valor absoluto médio de 0,19%, gerando uma diferença média de 26%. Apesar de o Caso 2 utilizar um material argiloso e o modelo não considerar coesão, a comparação entre os resultados foi próxima ao dos outros dois casos com material granular.

Tabela 5.2 – Dados de comparação de ϵ_{hc} – Ensaio estático com uma célula

Caso	d_{eq} (mm) ^a	J (kN/m) ^b	ϕ' (°) ^c	k^c	n^c	R_f^c	σ'_{vc} (kPa)	β_1	ϵ_{hc} (exp)	ϵ_{hc} (calc)
1	183	250	45	555	0,4	0,8	20	10,76	0,018%	0,06%
	183	250	45	555	0,4	0,8	40	14,19	0,028%	0,11%
	183	250	45	555	0,4	0,8	60	16,69	0,056%	0,16%
	183	250	45	555	0,4	0,8	80	18,73	0,080%	0,21%
	183	250	45	555	0,4	0,8	100	20,47	0,070%	0,25%
	183	250	45	555	0,4	0,8	120	22,02	0,120%	0,29%
	183	250	45	555	0,4	0,8	140	23,42	0,120%	0,34%
	183	250	45	555	0,4	0,8	150	24,08	0,240%	0,36%
2	183	440	27	100	0,4	0,8	50	1,59	0,31%	0,18%
	183	440	27	100	0,4	0,8	100	2,1	0,54%	0,34%
	183	440	27	100	0,4	0,8	150	2,47	0,68%	0,49%
	183	440	27	100	0,4	0,8	200	2,77	0,83%	0,64%
	183	440	27	100	0,4	0,8	250	3,02	1,05%	0,79%
	183	440	27	100	0,4	0,8	290	3,21	1,27%	0,90%
	183	440	27	100	0,4	0,8	300	3,25	1,30%	0,93%
	183	440	27	100	0,4	0,8	338	3,41	1,44%	1,04%
3	183	440	35	300	0,4	0,8	50	4,77	0,20%	0,13%
	183	440	35	300	0,4	0,8	100	6,29	0,43%	0,24%
	183	440	35	300	0,4	0,8	150	7,4	0,57%	0,35%
	183	440	35	300	0,4	0,8	200	8,3	0,71%	0,45%
	183	440	35	300	0,4	0,8	250	9,07	0,84%	0,55%
	183	440	35	300	0,4	0,8	290	9,63	0,93%	0,63%
4	183	440	40	500	0,4	0,8	50	7,94	0,10%	0,11%
	183	440	40	500	0,4	0,8	100	10,48	0,20%	0,19%
	183	440	40	500	0,4	0,8	150	12,33	0,32%	0,28%
	183	440	40	500	0,4	0,8	200	13,83	0,42%	0,36%
	183	440	40	500	0,4	0,8	250	15,12	0,53%	0,44%
	183	440	40	500	0,4	0,8	290	16,04	0,64%	0,50%
	183	440	40	500	0,4	0,8	300	16,26	0,67%	0,51%
	183	440	40	500	0,4	0,8	338	17,06	0,75%	0,57%

a: Calculado em função da área da célula (Equação (38));

b: Quando disponível, estimado em função da curva de ensaios de tração da geocélula, com deformação de referência de 2%, ou assumido o valor dado pelos autores. Caso contrário, o valor foi estimado em função do material, com base nos catálogos de produtos similares

c: Quando não disponibilizado, o parâmetro foi estimado de acordo com o tipo de material de preenchimento, com base em Duncan et al. (1980) e Trautmann et al. (1983).

5.1.2 Ensaio com múltiplas células e carregamento estático – Caso 5

Na aplicação em engenharia, a geocélula é composta por múltiplas células. As células laterais podem contribuir para o aumento do confinamento, gerando uma redução nas deformações na célula carregada. Porém, essa contribuição é dependente da abertura da geocélula, representado no modelo pelo diâmetro equivalente.

Para poder verificar a viabilidade do modelo para estimar a deformação horizontal nessa condição, foram levantados ensaios de carregamento de placa em

estruturas com geocélula com múltiplas células. Os casos foram separados em ensaios estáticos e carregamentos cíclicos.

O Caso 5 foi o único caso levantado na pesquisa de carregamento estático no qual foi realizado a leitura da deformação horizontal. Esse Caso corresponde ao trabalho realizado de Dehkordi et al. (2019) em que os autores fizeram um carregamento utilizando duas placas circulares de 400 mm de diâmetro e com a distância entre os centros das placas variando entre uma a três vezes seu diâmetro. Somente os dados de deformações horizontais na parede da célula em situação de ensaio com as placas tangentes foram disponibilizados pelos autores. O material de preenchimento e do subleito era uma areia mal graduada e a geocélula de PEAD tinha a altura de 150 mm, sendo apoiada em uma camada composta pelo material de preenchimento, sobre uma base rígida. A espessura total (parcela reforçada e não reforçada) da camada do ensaio variou entre uma a três vezes o diâmetro da placa, porém, as deformações horizontais obtidas nos ensaios foram muito próximas independente das variações de espessura ensaiadas. Para efeito de comparação, foi adotado a média dos valores. A tensão máxima aplicada foi de cerca de 720 a 800 kPa. Para a comparação, os valores de carregamento foram avaliados para cada 100 kPa de incremento.

A Tabela 5.3 apresenta os valores de deformações da parede da geocélula observado no ensaio e o calculado pelo modelo. Para este caso analisado, o modelo superestimou as deformações horizontais, principalmente para baixos níveis de carregamento. Porém, para carregamentos acima de 300 kPa, a relação entre as deformações obtidas no ensaio e no modelo analítico tende a seguir paralelo à linha de igualdade. Essa disparidade pode ter sido causada pela dificuldade de ajuste da instrumentação do ensaio analisado. Para o carregamento de 720 kPa, o erro obtido foi de 27%.

Tabela 5.3 – Dados de comparação de ϵ_{hc} – Ensaio estáticos com múltiplas células

Caso	d_{eq} (mm) ^a	J (kN/m) ^b	ϕ' (°) ^c	k^c	n^c	R_f^c	σ'_{vc} (kPa)	β_1	ϵ_{hc} (exp)	ϵ_{hc} (calc)
5	183	420	36	300	0,4	0,8	100	6,59	0,02%	0,25%
	183	420	36	300	0,4	0,8	200	8,69	0,05%	0,46%
	183	420	36	300	0,4	0,8	300	10,22	0,15%	0,66%
	183	420	36	300	0,4	0,8	400	11,47	0,44%	0,86%
	183	420	36	300	0,4	0,8	500	12,54	0,71%	1,04%
	183	420	36	300	0,4	0,8	600	13,49	0,89%	1,23%
	183	420	36	300	0,4	0,8	700	14,35	1,11%	1,41%
	183	420	36	300	0,4	0,8	720	14,51	1,13%	1,44%

a: Calculado em função da área da célula (Equação (38));

b: Quando disponível, estimado em função da curva de ensaios de tração da geocélula, com deformação de referência de 2%, ou assumido o valor dado pelos autores. Caso contrário, o valor foi estimado em função do material, com base nos catálogos de produtos similares

c: Quando não disponibilizado, o parâmetro foi estimado de acordo com o tipo de material de preenchimento, com base em Duncan et al. (1980) e Trautmann et al. (1983).

5.1.3 Ensaio com múltiplas células e carregamento dinâmico – Casos 6 a 8

Para os Casos 6 a 8, que correspondem aos ensaios de carregamento cíclico, as seguintes premissas foram tomadas para a comparação com o modelo: 1) Buscou-se resultados de ensaios em que ocorresse uma estabilização da deformação horizontal coletando, assim, o seu valor máximo; 2) Em casos em que houve múltiplas leituras de deformações (por exemplo, em estudos da flexão da camada), foi adotado o valor máximo; 3) A tensão de entrada no modelo é a tensão máxima do ciclo. Essa deformação obtida no ensaio será comparada com a deformação no carregamento calculada pelo modelo desenvolvido;

O Caso 6 corresponde ao trabalho apresentado em Pokharel (2010). Os dados de deformações coletadas por esses autores correspondem a materiais granulares como brita para pavimentação (classificação GW-GC) e areia mal graduada, de mesma origem da areia utilizada em Han et al. (2008). Entretanto, as deformações que ocorreram para os ensaios com a areia do Rio Kansas foram superiores ao limite de 2% (inclusive, acima da capacidade de leitura das instrumentações, de acordo com o autor). Esses dados não foram usados para a comparação.

Os dados do Caso 7 foram coletados do trabalho de Tanyu et al. (2013), em que os autores aplicaram um carregamento de compactação estimada em 30 vezes a tensão geostática do centro da camada (GARCIA; AVESANI NETO, 2021). Entretanto,

os carregamentos cíclicos aplicados pela placa de 30 cm (7 e 35 kN) para simular a situação da construção (com equipamentos mais pesados) e em serviço (com cargas menores devido a veículos mais leves), geraram tensões de aplicação superiores à carga estimada de compactação. Assim, para efeito de comparação, foi adotado o carregamento da placa como carga, considerando somente a parte do carregamento do ciclo, aplicando as tensões aplicadas pela placa (143 kPa e 713 kPa).

O Caso 8 corresponde ao trabalho realizado por Mamatha and Dinesh (2018). Para a comparação, foram consideradas as leituras de deformações após os procedimentos de compactação por vibração realizados pelos autores. Os carregamentos cíclicos tiveram carregamento máximo de 750 kPa sendo aplicados por uma placa de 300 mm de diâmetro. O material de preenchimento da geocélula era composto por brita de dimensões de 40 mm e 12,5, além de pó de pedra.

A Tabela 5.4 apresenta os parâmetros utilizados no modelo, as deformações da parede da geocélula obtidas experimentalmente e pelo método desenvolvido. Para o caso 6, notou-se que, apesar de ter uma aproximação razoável da deformação, com erro relativo variando de -23% a +41%, o modelo é insensível no carregamento em relação à altura da geocélula, dado que esse parâmetro não entra no cálculo da parte do carregamento no ciclo adotado. No caso 7, as deformações foram obtidas experimentalmente abaixo de 2000 *microstrains* para o maior carregamento (713 kPa) e inferior à 10 *microstrains* para o carregamento menor (143 kPa), valores que o modelo não conseguiu captar. Possivelmente, o efeito da compactação prévia que foi aplicado pode explicar, em parte, o melhor desempenho em relação à redução de deformação que a geocélula proporcionou. O mesmo pode ter ocorrido em relação ao caso 8, que obteve baixas deformações, na casa de 1700 *microstrains*.

Tabela 5.4 – Dados de comparação de ϵ_{hc} – Ensaios cíclicos com múltiplas células

Caso	d_{eq} (mm) ^a	J (kN/m) ^b	ϕ' (°) ^c	k^c	n^c	R_f^c	σ'_{vc} (kPa)	β_1	ϵ_{hc} (exp)	ϵ_{hc} (calc)
6	183	390,5	45	900	0,4	0,8	550	42,04	0,57%	0,70%
	183	390,5	45	900	0,4	0,8	550	42,04	1,20%	0,70%
7	192	250	45	1200	0,4	0,8	713	101,9	0,17%	1,12%
	192	250	45	1200	0,4	0,8	142,6	53,53	0,00%	0,28%
8	192	250	45	1200	0,4	0,8	750	104,50	0,17%	1,18%

a: Calculado em função da área da célula (Equação (38));

b: Quando disponível, estimado em função da curva de ensaios de tração da geocélula, com deformação de referência de 2%, ou assumido o valor dado pelos autores. Caso contrário, o valor foi estimado em função do material, com base nos catálogos de produtos similares;

c: Quando não disponibilizado, o parâmetro foi estimado de acordo com o tipo de material de preenchimento, com base em Duncan et al. (1980) e Trautmann et al. (1983).

5.1.4 Compilação das comparações de deformações horizontais

A Figura 5.1 apresenta os valores de deformações na parede da geocélula obtidas experimentalmente (no eixo horizontal) e calculados pelo modelo desenvolvido (no eixo vertical). Os pontos abertos (por exemplo, “x”) correspondem aos casos dos ensaios realizados com uma célula (casos 1 a 4). Os pontos com geometria fechada são correspondentes aos ensaios com múltiplas células, sendo que o sem o preenchimento corresponde ao ensaio estático (Caso 5) e os preenchidos, são os casos de ensaios cíclicos (casos 6 a 8).

No geral, observou-se que os casos correspondentes aos ensaios estáticos obtiveram melhores aproximações entre o resultado dos ensaios e o calculado pelo modelo, com destaque para os casos com uma célula ensaiada. Os ensaios cíclicos possivelmente tiveram maiores influência da compactação prévia da camada, o que resultou em uma menor deformação horizontal obtida nos ensaios e que o modelo não conseguiu captar. Todavia, a comparação dos dados mostra que, apesar do elevado número de variáveis envolvidas na determinação da deformação horizontal da parede da célula, o modelo proposto conseguiu captar de forma satisfatória a tendência obtida em função dos carregamentos aplicados, apresentando resultados com uma ordem de grandeza próxima ao obtido nos ensaios. As melhores estimativas obtidas foram utilizando os ensaios estáticos, principalmente os ensaios com uma única célula.

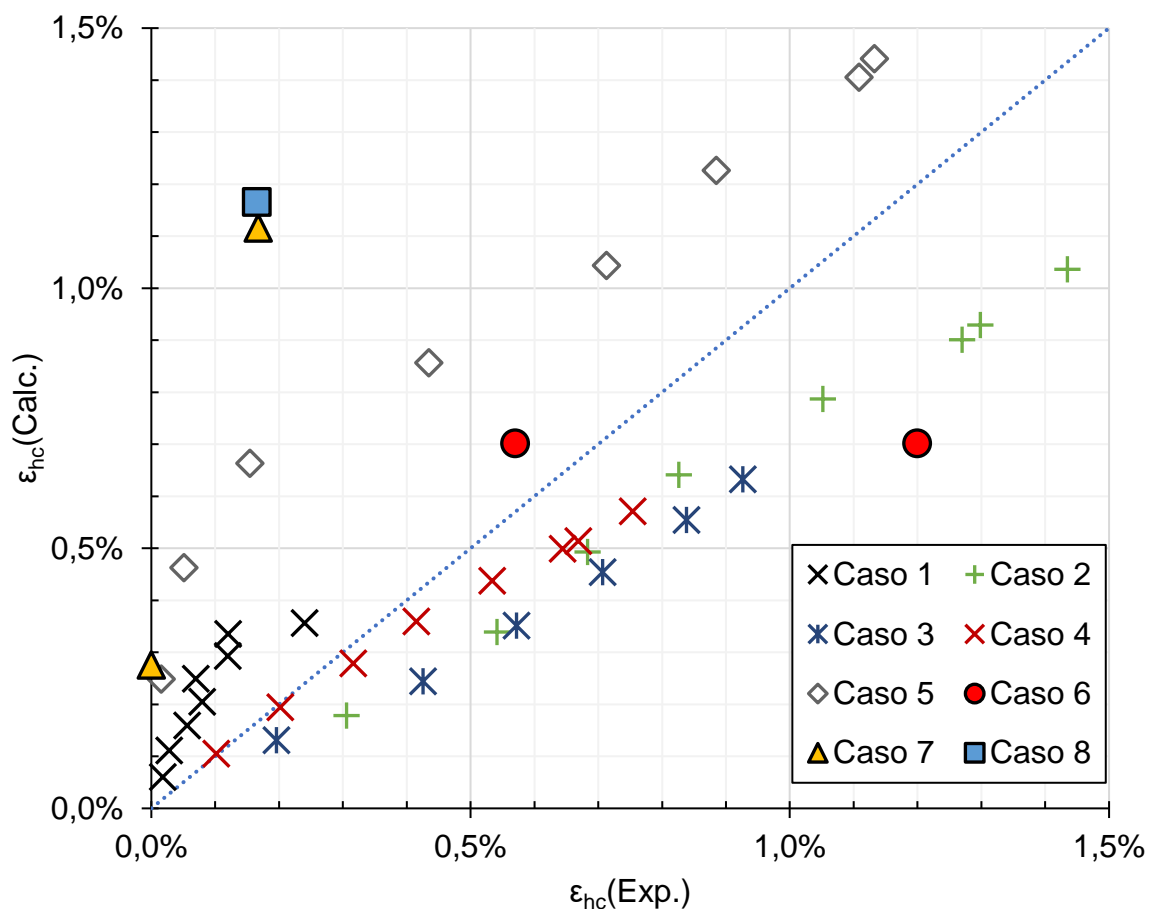


Figura 5.1 - Comparação das deformações da parede da geocélula obtidas experimentalmente e pelo método

5.2 Análise do modelo para a estimativa do MIF

Para a verificação do método desenvolvido para a estimativa do MIF, serão apresentados 11 casos, coletados de 13 trabalhos e totalizando 24 ensaios. Os casos analisados na comparação do fator de melhora do módulo estão resumidamente apresentados na Tabela 5.5. A comparação entre os MIF obtidos em laboratório e os obtidos no modelo foram apresentados por Garcia e Avesani Neto (2021), como parte do desenvolvimento dessa pesquisa, e serão reproduzidos a seguir.

Os casos analisados foram separados em três grupos, de modo semelhante à análise das deformações horizontais: 1) Ensaios em laboratório realizados com uma célula (Casos 1 a 3); 2) Ensaios em laboratório realizados com múltiplas células (casos 4 a 8) e; 3) Ensaios realizados em campo (Casos 9 a 11).

Tabela 5.5 - Comparação do MIF - casos analisados (adaptado de Garcia e Avesani, 2021)

Caso	Situação	Condição	Tipo de ensaio	Referencia	Geocélula	Altura GCE h (mm)	Classificação do solo (USCS)
1	Laboratório	Única célula	Placa estático	Han et al. (2008)	PEAD	50	SP
					PEAD	100	SP
2	Laboratório	Única célula	Placa estático	Pokharel et al. (2010)	NPA	100	SP
					NPA	100	SP
					NPA	100	SP
					NPA	100	SP
3	Laboratório	Única célula	Placa Cíclico	Pokharel et al. (2018)	NPA	100	SP-SC
					NPA	100	GW-GC
4	Laboratório	Múltiplas células	Placa estático	Biswas et al. (2013, 2016) e Biswas and Krishna (2018, 2019)	GG	80	SP
					GG	158	SP
					GG	236	SP
					GG	314	SP
5	Laboratório	Múltiplas células	Placa Cíclico	Tanyu et al. (2013)	PEAD	150	GP-GM
					PEAD	200	GP-GM
					PEAD	150	GP-GM
					PEAD	200	GP-GM
6	Laboratório	Múltiplas células	Placa Cíclico	Pokharel et al. (2018)	NPA	100	SP
					NPA	100	SP-SC
					NPA	100	GW-GC
7	Laboratório	Múltiplas células	Placa Cíclico	Pokharel (2010)	NPA	150	GW-GC
					NPA	300	GW-GC
8	Laboratório	Múltiplas células	Placa Cíclico	George et al. (2019)	PEAD	100	SW
9	Campo	Múltiplas células	FWD	Al-Qadi e Hughes (2000)	NPA	100	SP-SC
10	Campo	Múltiplas células	Placa ^a	Rajagopal et al. (2012)	NPA	100	GW-GC
11	Campo	Múltiplas células	Placa Cíclico	Saride et al. (2016)	PEAD	150	GW ou GP

^a: Sem informações se o carregamento era estático ou cíclico
PEAD: Polietileno de alta densidade
NPA: Liga polimérica
GG: Geocélula produzida com faixas de geogrelhas

Para algumas situações e ensaios em que algumas informações de entrada do modelo não constavam nos trabalhos, esses foram estimados do mesmo modo realizado para o estudo da deformação horizontal. Em relação ao carregamento de compactação para o cálculo do MIF, foi adotado nos trabalhos onde não foram mencionados o método de compactação, que o solo foi simplesmente depositado ou que foi utilizado o método de chuva de areia (BISWAS; KRISHNA, 2017, 2018; BISWAS; KRISHNA; DASH, 2013, 2016) para controlar o índice de vazios do solo de preenchimento. Neste caso, o carregamento de compactação será o próprio peso próprio, calculado no centro da camada e o seu OCR será de 1. No caso de que o

trabalho descreva minimamente o equipamento utilizado na compactação, foi adotado uma das duas metodologias para calcular a tensão máxima de compactação:

1) Caso o equipamento utilizado seja uma placa vibratória retangular de lados B_p e L_p que aplica uma força dinâmica Q , atenção vertical de compactação será dado por:

$$\sigma'_{vc} = \frac{Q}{B_p \cdot L_p} \quad (106)$$

2) Caso o equipamento utilizado seja um rolo compactador de carregamento dinâmico Q e com L metros de largura, será utilizada a Equação (107) apresentada por Ehrlich e Mitchell (1994) para estimar o carregamento de compactação:

$$\sigma'_{vc} = (1 - \nu_0)(1 + K_a) \sqrt{\frac{\gamma' \cdot Q \cdot N_\gamma}{2 \cdot L}} \quad (107)$$

Sendo ν_0 o coeficiente de Poisson para o carregamento virgem (Equação (47)), K_a o coeficiente de empuxo de Rankine, γ' o peso específico do solo e N_γ é o coeficiente de capacidade de carga, função do ângulo de atrito e determinado pela Equação (108):

$$N_\gamma = \tan\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right) \cdot \left[\tan^4\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right) - 1 \right] \quad (108)$$

5.2.1 Ensaios com uma célula e em laboratório – Casos 1 a 3

Como mencionado no estudo da deformação horizontal, a análise de ensaios com uma célula é interessante dado que é a situação que teoricamente mais se aproxima do que foi modelado pelas equações desenvolvidas na pesquisa. Em geral, os aparatos de ensaio em laboratório para esse tipo de ensaio têm tamanhos reduzidos (menores do que 1,0 m), apoiando a camada granular em uma base rígida. As placas de carregamento utilizados tendem a se encaixarem dentro da célula e eram posicionadas no seu centro.

Os trabalhos de Han et al. (2008), que teve as deformações horizontais analisadas na seção anterior, e de Pokharel et al. (2010) que correspondem aos casos 1 e 2, respectivamente, apresentam resultados de ensaios de placa de carregamento estático onde a areia coletada do Rio Kansas foi utilizado como material de

preenchimento. Os parâmetros do modelo hiperbólico foram adotados conforme apresentado no estudo de Yang et al. (2010), enquanto que os outros parâmetros geotécnicos (como peso específico e ângulo de atrito) adotado no modelo foram os valores apresentados nos trabalhos. Em Pokharel et al. (2010), houve também o uso de 4 tipos de geocélulas e de materiais diferentes (PEAD e NPA) com rigidez e espessuras das paredes da geocélula diferentes.

O caso 3 corresponde aos ensaios realizados com uma célula apresentado por Pokharel et al. (2018). Neste caso, os ensaios com uma única célula foram realizadas utilizando como material de preenchimento rejeito de pedreira (SP-SC) e agregado britado (GW-GC), utilizando equipamento de ensaio e um dos tipos de geocélula utilizado em Pokharel et al. (2010). Como o trabalho não tinham dado sobre os parâmetros hiperbólico, estes foram adotados em função da classificação, conforme Duncan et al. (1980) e Trautmann et al. (1983).

Como em nenhum dos três casos não foi tinha informações de como foi realizada a compactação do solo de preenchimento, foi adotado no modelo o OCR igual a unidade.

A Tabela 5.6 apresenta os valores dos parâmetros adotados no modelo, os valores dos MIF apresentados pelos trabalhos analisados (MIF_{exp}) e os valores do MIF obtido pelo modelo desenvolvido (MIF_{calc}). Analisando a comparação, notou-se que os valores obtidos no modelo são consistentes com os obtidos nos ensaios. A diferença entre os valores experimentais e os obtidos no modelo variaram entre 0,03 e 0,35 (na média, obteve-se uma diferença de 0,18). Essa diferença corresponde a um erro do cálculo do MIF entre 2% e 18% (com média de 11%), com uma tendência de superestimar o parâmetro para menores valores de MIF e subestimar para maiores valores de MIF.

Tabela 5.6 - Dados de comparação - Ensaio em laboratório com uma célula (Adaptado de Garcia e Avesani, 2021)

Caso	d_{eq} (mm) ^a	J (kN/m)	h (mm)	ϕ' (°) ^b	k ^b	n ^b	OCR ^c	β_2	MIF _{exp}	MIF _{calc}
1	183	250	50	45	555	0,4	1	2,7	1,88	1,62
	205	465	100	40	555	0,4	1	2,0	1,50	1,63
2	205	390	100	40	555	0,4	1	2,4	1,60	1,57
	205	385	100	40	555	0,4	1	2,5	1,70	1,57
	205	484	100	40	555	0,4	1	2,0	2,00	1,65
3	175	390	100	45	1200	0,4	1	4,7	1,26	1,44
	175	390	100	45	900	0,4	1	3,6	1,32	1,52

a: Calculado em função da área da célula (Equação (38));

b: Quando não disponibilizado, o parâmetro foi estimado de acordo com o tipo de material de preenchimento, com base em Duncan et al. (1980) e Trautmann et al. (1983);

c: Estimado com base nos dados de compactação disponível.

5.2.2 Ensaio com múltiplas células e em laboratório Casos 4 a 8

Nesta seção, serão analisados ensaios de carregamentos de placa estáticos e cíclicos realizados em laboratório com geocélulas compostas por múltiplas células. Assim, esses ensaios tem uma melhor aproximação da situação de como a geocélula será aplicado em campo, unido com o maior controle das condições do ensaio que o laboratório pode permitir. Para os cinco casos apresentados, observou-se o uso de equipamentos de maior porte (com área em planta maior do que 1,0 m), podendo ser utilizado um subleito rígido ou flexível, que pode ser composto pelo mesmo material de preenchimento ou com materiais diferentes.

O caso 4 apresentado é uma composição de trabalhos realizados por Biswas et al. (2013, 2016) e Biswas and Krishna (2018, 2019). Esses autores realizaram ensaios de carregamento em placa estático em uma estrutura de solo composta por uma areia mal graduada, com e sem o reforço, e um subleito argiloso. A geocélula utilizada como reforço foi produzida a partir de tiras de geogrelhas, unidas no padrão “Chevron” (DASH; KRISHNASWAMY; RAJAGOPAL, 2001) e variando a altura da camada granular e da geocélula. Os autores variaram a umidade no material do subleito para produzir um material com diferentes resistências não drenada e, com isso, diferentes módulos de elasticidades.

Os casos 5 a 8 são correspondentes aos ensaios realizados utilizando um carregamento cíclico. Tanyu et al. (2013) simulou um subleito flexível utilizando blocos de EPS e utilizou 4 tipos de geocélulas de PEAD, variando a altura e a área de

abertura da célula. O caso 6 consiste dos ensaios com múltiplas células realizadas por Pokharel et al. (2018) que, além dos rejeito de pedreira e do agregado britado utilizado nos ensaios unicelulares (caso 3), utilizou também a areia do Rio Kansas como material de preenchimento. Neste caso, os autores obtiveram nos ensaios de caracterização um ângulo de atrito de 41°. A tese de Pokharel (2010), além de apresentar os resultados dos ensaios apresentados por Pokharel et al. (2010) e Pokharel et al. (2018), no qual utilizava um subleito rígido, também apresentou ensaios de carregamento cíclico utilizando subleito flexível, no qual consiste o caso 7 aqui apresentado. Nesse, somente os ensaios com geocélulas de NPA foram analisados. Para verificação do efeito de uma eventual coesão no material de preenchimento, o último caso desse grupo corresponde ao trabalho de George et al. (2019), que realizou ensaios utilizando asfalto recuperado (RAP).

Os casos 5, 7 e 8 apresentaram dados mínimos do equipamento de compactação utilizado, o que permitiu estimar a tensão de compactação aplicada, enquanto que para os casos 4 e 6 adotou-se OCR unitário. Em relação aos parâmetros do modelo hiperbólico, somente o relacionado à areia do Rio Kansas tinha dados específicos de seu valor, tendo assim os outros materiais seus valores estimados em função da sua classificação.

Em relação aos valores experimentais do MIF, somente os casos 6 e 8 apresentaram esses resultados diretamente. Para os casos 4 e 7, o MIF foi obtido realizando a retroanálise dos ensaios, utilizando a teoria da espessura equivalente (AVESANI NETO, 2019; GARCIA; AVESANI NETO, 2020). Dado que o modelo não considera a variação da flexibilidade do subleito, todos os resultados do caso 4 foram agrupados em alturas da camada granular igual, utilizando assim a média do MIF obtido das diferentes condições de subleito. O caso 7, apesar de apresentar um valor de MIF, optou-se em descartar esse valor e utilizar os resultados apresentados no trabalho para realizar a retroanálise e obter um MIF, dado que os valores de referência do módulo utilizado nesse trabalho foi calculado em função da soma das tensões principais (*bulk stress*) de referência de 208 kPa da normativa NCHRP 1-28A (TRB, 2004). Por fim, o caso 6 apresentou os valores de módulos das camadas sem e com reforço que foram retroanalisados pelo autor, o que permitiu calcular o MIF. Os valores de MIF obtidos experimentalmente e pelo modelo estão apresentados na Tabela 5.7.

Tabela 5.7 - Dados de comparação - Ensaios em laboratório com múltiplas células (adaptado de Garcia e Avesani, 2021)

Case	d_{eq} (mm) ^a	J (kN/m) ^b	h (mm)	ϕ' (°) ^c	k ^c	n ^c	OCR ^d	β_2	MIF _{exp}	MIF _{calc}
4	135	240	79,5	40	195	0,4	1	0,8	3,40	2,40
	135	240	157,5	40	195	0,4	1	1,0	2,00	2,10
	135	240	235,5	40	195	0,4	1	1,2	1,70	2,00
	135	240	313,5	40	195	0,4	1	1,3	1,50	1,90
5	242	250	150	45	1200	0,4	30	13,3	3,05	2,25
	242	250	200	45	1200	0,4	30	13,3	2,13	2,25
	192	250	150	45	1200	0,4	30	10,6	1,54	2,26
	192	250	200	45	1200	0,4	30	10,6	2,17	2,26
6	175	390	100	40	555	0,4	1	2,1	2,04	1,65
	175	390	100	45	1200	0,4	1	4,8	1,46	1,44
	175	390	100	45	900	0,4	1	3,6	1,73	1,52
7	183	391	100	45	900	0,4	20,8	4,1	2,50	2,41
	183	391	200 ^e	45	900	0,4	10,4	5,4	1,60	2,28
8	242	250	100 ^f	45	900	0,4	34,0	6,8	2,50 ^f	2,31

a: Calculado em função da área da célula (Equação (38));

b: Quando não disponível, seu valor foi estimado em função do módulo de Young do polímero e a espessura da parede da geocélula

c: Quando não disponibilizado, o parâmetro foi estimado de acordo com o tipo de material de preenchimento, com base em Duncan et al. (1980) e Trautmann et al. (1983);

d: Estimado com base nos dados de compactação disponível.

e: Duas geocélulas de 100 mm sobrepostas

f: Assumiu-se que a altura da camada não reforçada de 100 mm

Analisando os resultados obtidos na Tabela 5.7, foi possível observar que o método permite estimar o MIF de modo consistente, mesmo para a situação com múltiplas células, onde é esperado que seja obtido maiores valores de MIF devido à interação das células. O valor absoluto da diferença de valores experimentais e o calculado no modelo variaram de 0,02 a 1,00 (com o valor médio de 0,37) e o erro relativo variou entre 1% e 47% (com um erro médio de 18%). Assim como nos casos unicelulares, a análise desses mostra uma tendência de superestimar o MIF para as situações com baixo MIF e subestimar para as situações oposta. Considerando todos os 14 resultados desses 5 casos analisados, a média dos MIF obtidos experimentalmente e obtido pelo modelo são, respectivamente, 2,09 e 2,07. O ensaio analisado utilizando um material com alta coesão (RAP, caso 8), o método mostrou um erro de 0,19 no valor do MIF (ou 7,6% de erro relativo), mostrando o potencial do método para a análise desse tipo de material.

Os maiores erros obtidos nessa situação foram os obtidos para o caso 4, (especificamente para o maior valor de MIF, com a menor altura da geocélula - 80

mm) e o caso 5 em geral. Para o caso 4, uma possível explicação é que, além do fato de ter sido utilizado o valor médio do MIF obtido, foi utilizado para a obtenção dos módulos das camadas e, por consequência, o MIF, uma deflexão correspondente a 2% do diâmetro da placa. Essa deflexão pode ter levado a deformações o suficiente para a ocorrência de plastificação no solo de preenchimento da camada no ensaio sem reforço, devido a sua pequena espessura, o que resultou em um módulo de elasticidade na retroanálise baixo implicando em um alto valor do MIF obtido experimentalmente. Além disso, as deformações pode ter levado a geocélula a ativar o efeito de membrana (ZHANG et al., 2010), fazendo com que a malha da geocélula também trabalhe a tração como um geossintético plano. Esse efeito teve sua influência reduzida para as outras situações devido a maior altura (e, portanto, maior inércia) da camada granular. Outros fatores de erros podem ser levantados como a imprecisão dos parâmetros hiperbólicos e de resistência estimados.

Em relação ao caso 5, observa-se que o modelo teve pouca sensibilidade para o diâmetro equivalente das geocélulas, apresentando uma variação pequena. Pode-se considerar que a rigidez do solo (pelo seu alto coeficiente k) teve maior peso do que a variação da rigidez geral da geocélula (J/d_{eq}).

5.2.3 Ensaios realizados em campo – Casos 9 a 11

Os ensaios realizados em campo permitem observar a eficácia do reforço em uma obra real. Entretanto, devido a variabilidade do subsolo e de outros parâmetros que possam estar envolvidos, seu controle é dificultado. Outra característica é a variabilidade de métodos de ensaios que podem ser realizados em campo. Por exemplo, apesar de existir ensaios deflectométricos de pequena escala que podem ser utilizados em laboratório (como o LWD), em campo, permite-se utilizar ensaios FWD que se utilizam de equipamentos de porte maior e que permite uma análise mais generalizada da estrutura de pavimento analisada.

Nessa comparação realizada, 3 trabalhos foram analisados. O caso 9 corresponde a uma série de ensaios de FWD em uma estrada reabilitada na Pensilvânia/EUA, cujos resultados foram retroanalisados e apresentados por Al-Qadi e Hughes (2000). Os pavimentos analisados consistiam geralmente de uma capa asfáltica de 88 mm de espessura (capa e *binder*), uma base de concreto asfáltico de 200 mm e uma sub-base de agregado de 150 mm de espessura, apoiada sobre o

subleito composto por um silte arenoso com alto teor de material orgânico e CBR de 4%. Como separador entre a sub-base e o subleito, foi utilizado um geotêxtil não tecido. Vários tipos de tratamento foram utilizados nesse trabalho, sendo que um desses tipos foi o uso de geocélulas com altura de 100 mm.

Rajagopal, Veeragavan e Chandramouli (2012) executaram ensaios de carregamento de placa em uma via não pavimentada e sua análise corresponde ao caso 10. Nesse, o subleito local era composto de uma argila de CBR de 4%, que suportava uma camada de solo local compactado de 400 mm de espessura. A sub-base de 225 mm de espessura era composto de um agregado granular, que era o mesmo material de preenchimento da geocélula de 150 mm de altura.

O último caso aqui apresentado corresponde ao trabalho realizado por Saride et al. (2016). Os autores do caso 11 compilaram os resultados de uma série de ensaios de carregamento de placa estáticos e cíclicos realizados em uma estrada em construção na Índia. O ensaio estático foi realizado diretamente no subleito, enquanto que o ensaio de carregamento cíclico foi realizado sobre a camada granular apoiada no subleito, com altura de 150 mm, com e sem o reforço de geocélula. Esse trabalho foi previamente analisado por Avesani Neto (2019) para a estimativa do módulo elástico da camada reforçada. O módulo de elasticidade foi retroanalisado utilizando a teoria da espessura equivalente conforme Garcia e Avesani Neto (2020), permitindo assim calcular a melhora do módulo com a instalação da geocélula, enquanto que para os outros casos, os autores apresentaram os valores de MIF obtidos.

O equipamento de compactação foi minimamente descrito somente por Saride et al. (2016). Para efeito de comparação, também foi adotado o mesmo equipamento para os casos 9 e 10, estimado que o rolo compactador aplicaria um carregamento dinâmico de 200 kN e teria uma largura de 2,3 m. Aplicando as Equações (107) e (108), estima-se que a tensão aplicada seria de 250 kPa.

A Tabela 5.8 apresenta os valores dos parâmetros utilizados e os valores da melhora do módulo para esses casos. A diferença entre os valores obtidos experimentalmente e pelo método desenvolvido varia entre 0,08 e 0,32, obtendo um erro relativo absoluto entre 4 e 12%.

Tabela 5.8 – Dados de comparação - Ensaios em campo (Adaptado de Garcia e Avesani, 2021)

Caso	d_{eq} (mm) ^a	J (kN/m) ^b	h (mm)	ϕ' (°) ^c	k ^c	n ^c	OCR ^d	β_2	MIF _{exp}	MIF_{calc}
9	169	250	150	45	1500	0,4	31,9	18,4	2,00	2,23
10	183	960	150	45	1500	0,4	96	3,7	2,75	2,43
11	192	250	150	45	1500	0,4	148	11,5	2,18	2,26

a: Calculado em função da área da célula (Equação (38));

b: Quando não disponível, seu valor foi estimado em função do módulo de Young do polímero e a espessura da parede da geocélula

c: Estimado de acordo com o tipo de material de preenchimento, com base em Duncan et al. (1980) e Trautmann et al. (1983);

d: Estimado com base nos dados de compactação disponível.

5.2.4 Compilação das comparações de MIF

A Figura 5.2 apresenta os valores dos fatores de melhora do módulo obtido experimentalmente (no eixo horizontal) e os calculados utilizando o método desenvolvido (na vertical) dos onze casos analisados. Os casos correspondentes aos ensaios realizados em laboratório com uma célula (casos 1 a 3) estão representados por pontos abertos (por exemplo, “x”). Os pontos correspondentes aos ensaios em laboratório com geocélulas com múltiplas células (casos 4 a 8) estão representados por pontos de geometria fechada sem preenchimento (exemplo, “□”) e os pontos com geometria fechada e preenchidas (exemplo, “●”) correspondem aos ensaios realizados em campo (casos 9 a 11).

É possível observar que, no geral, o método permite uma avaliação satisfatória do MIF. Entretanto, analisando os casos isolados, percebeu-se a tendência de superestimar o MIF para as situações com baixo valores experimentais e de subestimar nas situações com altos valores. A variação de MIF varia entre -30% e +47% do valor obtido experimentalmente.

A maior dificuldade para a realização da comparação foi a falta de dados do comportamento do solo, sendo poucos os autores que disponibilizaram algum dado de como a sua rigidez varia de acordo com o estado de tensões aplicado. Mesmo que em vários casos, tenha-se buscado artifícios para estimar os parâmetros do modelo hiperbólico, como a procura de valores de referência para os materiais utilizados em função de sua classificação (DUNCAN et al., 1980; KULHAWY; MAYNE, 1990;

TRAUTMANN; KULHAWY, 1987), a comparação apresentou resultados considerados satisfatórios. Com os parâmetros utilizados na comparação, os valores de MIF calculados estão dentro da faixa de valores tipicamente observados quando se aplica o reforço com geocélulas (KIEF; SCHARY; POKHAREL, 2015). Assim, o modelo mostrou-se robusto, considerando a variabilidade das características do solo e do processo de instalação e compactação da camada reforçada.

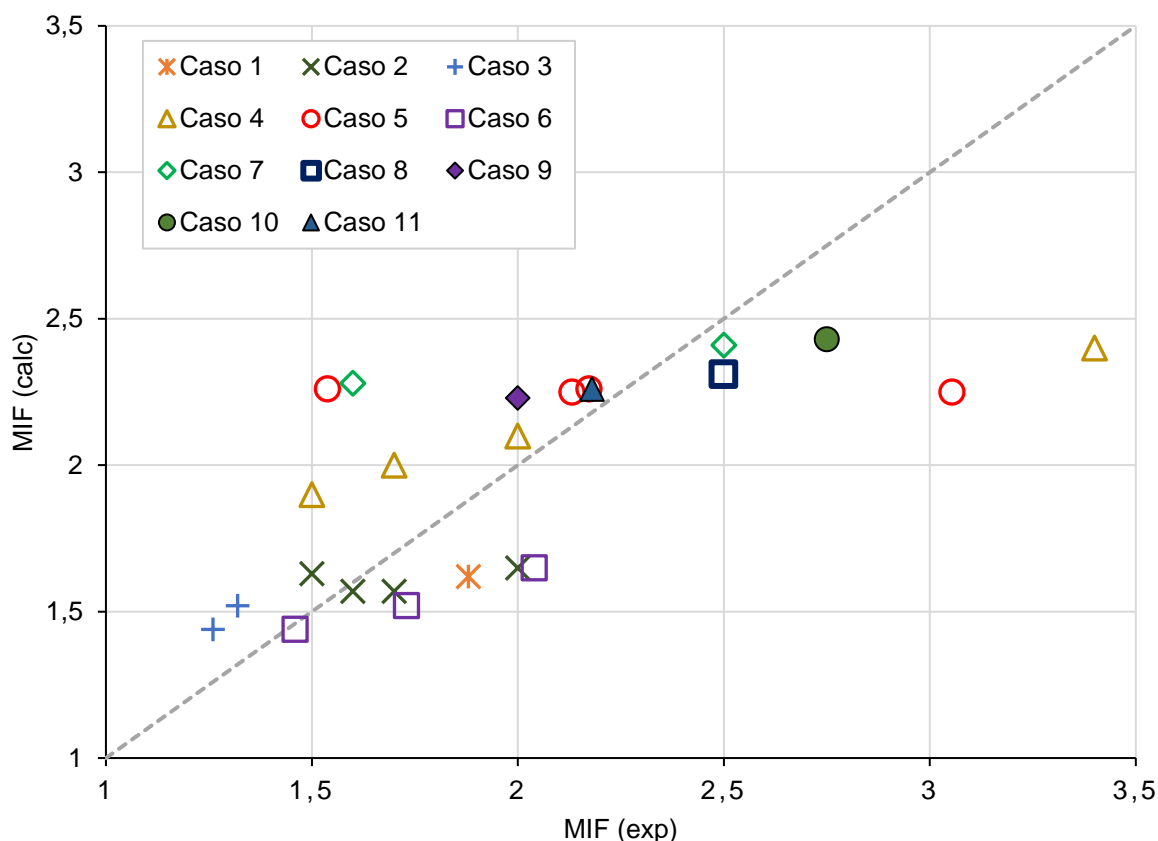


Figura 5.2 - Comparação dos MIF obtidos experimentalmente e pelo método (adaptado de Garcia e Avesani, 2021)

A consideração do efeito da compactação e a limitação do coeficiente de empuxo residual foram importantes para melhorar a estimativa do modelo, principalmente para os casos 9 a 11, correspondente aos ensaios realizados em campo. A variação da espessura da camada é também influenciadora no valor do MIF, devido as tensões verticais geostáticas aplicadas, como é possível observar no caso 4, de modo mais evidente. A modelagem inicial, considerando uma única célula, não limitou o modelo na estimativa do MIF de solos reforçado com um painel de geocélula expandida, permitindo sua utilização generalizada.

6 CONCLUSÕES

Esta pesquisa buscou desenvolver um método analítico para avaliar como o comportamento do solo pode ser melhorado com a aplicação de um sistema de confinamento celular, por meio da estimativa do fator de melhora do módulo (MIF) que a geocélula gera na camada reforçada. O método visa a aplicação principalmente na engenharia de infraestrutura de transporte, onde o geossintético pode ser utilizado para melhorar o desempenho técnico e econômico do projeto.

O modelo considera a não linearidade do solo, adotando o modelo hiperbólico (DUNCAN et al., 1980; DUNCAN; CHANG, 1970), a rigidez e a geometria da geocélula, representado pelo diâmetro equivalente da abertura das células expandidas, o esforço de compactação na camada reforçada e a compatibilidade das deformações horizontais do solo e da geocélula. Por meio desses parâmetros de entrada, o modelo gerado permite estimar as deformações horizontais no solo e parede da geocélula devido ao esforço vertical de compactação, o estado de tensões residual no qual o solo confinado é submetido e estimar o MIF, composto por duas partes: 1) pelo aumento de tensões confinantes aplicados no solo e; 2) pela contribuição da própria rigidez da parede da geocélula, trabalhando como um reforço de um compósito inserido na matriz de solo. Outros parâmetros importantes para a geocélula podem ser extraídos no modelo desenvolvido, como o esforço de tração aplicado pelo carregamento de compactação e o carregamento residual mantido no confinamento do solo devido a esse processo.

O método analítico desenvolvido sofreu uma análise paramétrica, o que igualmente permitiu a construção de ábacos adimensionais facilitando a aplicação do método para a estimativa do MIF. Outros parâmetros importantes para a aplicação como os coeficientes de empuxos, as deformações e os esforços de tração também foram inseridos em ábacos adimensionais.

Para avaliar o método desenvolvido, foi realizado um levantamento de dados de trabalhos que analisaram ensaios realizados com solos reforçados com geocélulas no qual coletaram dados de deformação horizontal da célula carregada e/ou valores do MIF e de outros resultados.

Com base no exposto, os subitens a seguir apresentam as principais conclusões do presente trabalho.

6.1 Sobre o método desenvolvido e os ábacos gerados

O método desenvolvido inova em considerar a interação entre o solo e a geocélula, seja pelo incremento de confinamento do solo devido à reação da geocélula em relação ao solo (*hoop stress*), seja pela consideração de compósito solo/geocélula. A geração de ábacos facilita a aplicação do método, permitindo sua melhor disseminação e uso para a estimativa do MIF em aplicações de dimensionamento de infraestrutura de transportes e em pesquisas futuras.

As análises paramétricas do método mostraram que o MIF é significativamente influenciado pelo índice de rigidez relativa solo/geocélula (S_i), embutido nas extensibilidades relativas β_1 e β_2 . Fixando o expoente do módulo n de 0,4, um acréscimo de 10 vezes do S_i pode gerar um acréscimo do MIF na ordem de 5% a 20% para as situações de baixo carregamentos de compactação, enquanto que para altos carregamentos, esse aumento pode gerar um MIF de até 60%. O S_i pode ser aumentado utilizando geocélulas de material mais rígido ou com menor área de abertura da célula expandida. Solos menos rígidos - usualmente aqueles menos nobres empregados em infraestrutura de transportes (como bica corrida e areias) - também aumentariam no valor de S_i , implicando em maiores MIF.

Outros parâmetros de influência considerável no MIF é a razão entre a tensão de compactação aplicada e a tensão geostática (OCR) e o ângulo de atrito do material de preenchimento (ϕ'). Aplicar um carregamento de compactação equivalente a um OCR de 10 leva a um aumento do MIF em torno de 50% em relação a não compactar a camada. Em relação ao ângulo de atrito, utilizar um material com ângulo de atrito 5° maior leva a um ganho de 10% do MIF, caso todos os outros parâmetros se mantivessem constantes.

Em relação a consideração da ausência de confinamento externo à célula, que pode ocorrer em células das bordas, pode ocorrer um aumento das deformações horizontais em até 10 vezes, dependendo da rigidez relativa e do carregamento vertical aplicado. Essa observação mostra a importância de analisar o risco de as

células exteriores romperem devido a um esforço de compactação ou durante a vida útil da obra.

6.2 Sobre a avaliação do modelo com ensaios realizados

Observou-se que o modelo, de maneira geral, consegue reproduzir de forma satisfatória a tendência de deformações obtidas nos experimentos. Para ensaios com uma única célula e estáticos, o modelo tende a apresentar resultados subestimando as deformações horizontais. Para ensaios com múltiplas células e com carregamento monotônico crescente, o modelo tende a superestimar as deformações, sendo maior essa diferença para pequenas deformações (e baixos carregamentos). Na análise dos ensaios cíclicos, os comportamentos foram variados, possivelmente evidenciando tanto um erro da estimativa dos parâmetros com base na literatura, quanto uma não consideração pelo modelo de um acúmulo de deformações plásticas no ciclo - além da influência da compactação prévia do solo dentro da geocélula, anterior à aplicação do carregamento.

Em relação à comparação dos valores de MIF experimentais e os calculados pelo modelo, o método mostrou resultados considerados satisfatórios para as mais variadas configurações e tipos de ensaios realizados. Conclui-se que o método desenvolvido tem o potencial de ajudar no projeto e dimensionamento, interpretação, análises e pesquisas de sistemas de infraestrutura de transporte que utilizam (e possuem potencial em utilizar) geocélula como elemento de reforço.

6.3 Reflexões e limitações do método desenvolvido

Como qualquer método analítico, principalmente para a área de engenharia geotécnica, o modelo desenvolvido nessa pesquisa não está livre de limitações. Alguns pontos de reflexão da aplicação do modelo para a estimativa do MIF e das deformações (e carregamentos) de solos reforçados com geocélulas foram levantados por Garcia e Avesani Neto (2021). Essas reflexões, com algumas complementações, são:

1. É necessário o conhecimento dos parâmetros do solo (como os parâmetros hiperbólicos e ângulo de atrito) e da geocélula (rigidez e diâmetro equivalente) para a faixa de deformações e tensões no qual o reforço e a camada trabalharão;

2. Teoricamente, a hipótese de coesão nula pode levar a valores de melhora do módulo diferentes quando o solo não é um solo não granular ou que tenha um considerado intercepto de coesão, como o caso de asfalto recuperado (RAP). Entretanto, mesmo com essa limitação, tanto a comparação com o Caso 8 (GEORGE et al., 2019) na análise do MIF, que utilizou RAP como material de preenchimento, quanto a comparação do caso 2 (HEGDE; SITHARAM, 2015d) na verificação da deformação horizontal, que utilizou material argiloso, os resultados foram satisfatórios dentro das análises realizadas;

3. Obras de infraestrutura de transporte projetadas para ter uma vida útil extensa, e mesmo na situação de recondicionamento e manutenção, podem sofrer com deformações permanentes que podem ser significativas. Dependendo do nível de deformação da geocélula, o efeito de membrana (ZHANG et al., 2009) pode ser ativado gerando um adicional de melhora que não é previsto pelo método;

4. Também relacionado a vida útil, o modelo não considera diretamente o decaimento da rigidez da geocélula devido ao efeito da relaxação e fluência que ocorrem em materiais poliméricos como os geossintéticos. Portanto, pode ser importante a correção desse parâmetro na aplicação do modelo nessas condições;

5. O modelo hiperbólico não considera o efeito da dilatância que teria maior influência em condições com baixo confinamento. Essa limitação pode ser contornada utilizando um maior ângulo de atrito do material de preenchimento (BOLTON, 1986);

6. O módulo de elasticidade tangente no descarregamento e descarregamento utilizado no modelo hiperbólico é função da tensão principal menor. Esse módulo, portanto, pode ser relacionado com os modelos de módulo resiliente que se utilizam do mesmo parâmetro (DUNLAP, 1963; HICKS; MONISMITH, 1971). Todavia, outros modelos podem considerar diferentes relações entre as tensões, como a soma das tensões principais (*bulk stress*) e as tensões octaédricas (NCHRP, 2004; UZAN, 1992). Mesmo com essa limitação, o conceito de fator de melhora do módulo apresentado deve permitir seu uso nessas condições, dado que o MIF é a razão entre os módulos da situação reforçada e não reforçada. O modelo desenvolvido obteve uma boa aproximação na comparação com os dados de ensaios coletados, o que habilita sua aplicação na determinação do MIF, independentemente do modelo constitutivo.

6.4 Sugestões de futuras pesquisas

Será listado algumas sugestões para futuras pesquisas relacionadas tanto ao melhoramento do modelo desenvolvido, quanto a sua aplicação na engenharia civil:

1) Evoluir o modelo desenvolvido, em relação a parte do solo de preenchimento, utilizando outros modelos de módulo resiliente desenvolvidos e utilizados na engenharia de infraestrutura de transportes. Pode-se utilizar modelos que expandem o conceito de degradação do módulo de elasticidade tangente para outros modelos de módulos resiliente (FAHEY; CARTER, 1993; LEE; KIM; KANG, 2009), ou mesmo outros modelos elastoplásticos conceitualmente mais preciso. Outra sugestão é a consideração no qual a altura da geocélula é sensivelmente diferente da camada de material granular com e sem o reforço. A consideração da composição dos módulos utilizando a teoria da espessura equivalente (DE BARROS, 1966) poderia ser utilizada, nesse caso. Uma terceira sugestão seria o estudo do formato das células na influência do MIF, além do diâmetro equivalente;

2) Evoluir o modelo desenvolvido para a considerar o efeito de relaxação e fluência da geocélula e a perda de confinamento com o tempo.

3) Subleitos mais rígidos permitiriam que as tensões verticais se intensifiquem nas camadas mais superficiais, fazendo com que essas camadas recebam mais tensões e absorvam mais energia de compactação, o que poderia fazer com que o fator de melhora do módulo de uma camada reforçada se eleve. Uma importante evolução do modelo seria a consideração da rigidez do subleito no efeito do MIF;

4) Desenvolver um método para o dimensionamento de estruturas de solo reforçadas com geocélulas, que leve em conta o fator de melhora do módulo obtido pela instalação da geocélula. Isso complementaria o modelo para a estimativa de MIF aqui apresentado, facilitando sua utilização nos futuros projetos na engenharia de infraestruturas de pavimentação;

5) Estudar o efeito da ruptura das células e desenvolver um método para a especificação de equipamentos de compactação que, tanto permita com que se atinja o valor de MIF especificado no projeto, quanto que impeça danos excessivos no geossintético devido aos esforços excessivos na compactação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO. **Mechanistic-empirical pavement design guide—a manual of practice**. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2015.

ABNT. **ABNT NBR ISO 10318 Geossintéticos Parte1: termos e definições**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2018.

AL-QADI, Imad L.; HUGHES, John J. Field Evaluation of Geocell Use in Flexible Pavements. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington, D.C., v. 1709, n. 1, p. 26–35, 2000. DOI: 10.3141/1709-04. Disponível em: <http://journals.sagepub.com/doi/10.3141/1709-04>. Acesso em: 19 nov. 2019.

ANDERSON, M. **Backcalculation of Composite Pavement Layer Moduli**. Vicksburg, Mississippi. Disponível em: <https://apps.dtic.mil/docs/citations/ADA227501>. Acesso em: 19 nov. 2019.

ANUBHAV; WU, H. Modelling of Non-linear Shear Displacement Behaviour of Soil–Geotextile Interface. **International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering**, Berlin, Germany, v. 1, n. 2, p. 19, 2015. DOI: 10.1007/s40891-015-0021-7. Disponível em: <https://doi.org/10.1007/s40891-015-0021-7>. Acesso em: 19 nov. 2019.

ASTM. **ASTM D4694:09 - Standard Test Method for Deflections with a Falling-Weight-Type Impulse Load Device**. West Conshohocken, PA: American Society for Testing and Materials, 2015. DOI: 10.1520/D4694-09R15. Disponível em: [http://www.astm.org/cgi-bin/resolver.cgi?D4694-09\(2015\)](http://www.astm.org/cgi-bin/resolver.cgi?D4694-09(2015)). Acesso em: 23 nov. 2020.

AVESANI NETO, J. O. **Desenvolvimento de uma metodologia de cálculo e simulações numéricas aplicadas na melhoria da capacidade de carga de solos reforçados com geocélula**. 2013. Biblioteca Digital de Teses e Dissertações da Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2013. DOI: 10.11606/T.18.2013.tde-13082013-091655. Disponível em: <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18132/tde-13082013-091655/>. Acesso em: 11 nov. 2019.

AVESANI NETO, J. O. Application of the two-layer system theory to calculate the settlements and vertical stress propagation in soil reinforcement with geocell. **Geotextiles and Geomembranes**, Oxon, England, v. 47, n. 1, p. 32–41, 2019. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2018.09.003. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0266114418300943?via%3Dihub>. Acesso em: 19 nov. 2019.

AVESANI NETO, J. O.; BUENO, B. S.; FUTAI, M. M. A bearing capacity calculation method for soil reinforced with a geocell. **Geosynthetics International**, Westminister, England, v. 20, n. 3, p. 129–142, 2013. DOI: 10.1680/gein.13.00007. Disponível em: <http://www.icevirtuallibrary.com/doi/10.1680/gein.13.00007>. Acesso em: 19 nov. 2019.

AVESANI NETO, J. O.; BUENO, B. S.; FUTAI, M. M. Evaluation of a calculation method for embankments reinforced with geocells over soft soils using finite-element analysis. **Geosynthetics International**, Westminister, England, v. 22, n. 6, p. 439–451, 2015. DOI: 10.1680/jgein.15.00024. Disponível em: <http://www.icevirtuallibrary.com/doi/10.1680/jgein.15.00024>. Acesso em: 19 nov. 2019.

BALBO, J. T. Performance in Fatigue Cracking of High Strength Concrete as Ultra-Thin Whitetopping. *In*: 82ND ANNUAL MEETING OF THE TRANSPORTATION RESEARCH BOARD 2003, Washington, DC. **Anais [...]**. Washington, DC Disponível em: https://www.researchgate.net/profile/Jose-Balbo/publication/228418207_Performance_in_Fatigue_Cracking_of_High-Strength_Concrete_as_Ultra-Thin_Whitetopping/links/00b4953c550dcb4345000000/Performance-in-Fatigue-Cracking-of-High-Strength-Concrete-as-Ultra-Th. Acesso em: 19 nov. 2019.

BATHURST, R. J.; CROWE, R. E. Recent case histories of flexible geocell retaining walls in North America. *In*: (Fumio Tatsuoka, Dov Leshchinsky, Org.)INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON RECENT CASE HISTORIES OF PERMANENT GEOSYNTHETIC-REINFORCED SOIL RETAINING WALLS 1992, Tokyo, Japan. **Anais [...]**. Tokyo, Japan: AA Balkema, 1992. p. 3–20. Disponível em: https://www.researchgate.net/publication/281365105_Recent_case_histories_of_flexible_geocell_retaining_walls_in_North_America. Acesso em: 19 nov. 2019.

BATHURST, R. J.; EZZEIN, F. M. Geogrid pullout load–strain behaviour and modelling

using a transparent granular soil. **Geosynthetics International**, Westminister, England, v. 23, n. 4, p. 271–286, 2016. DOI: 10.1680/jgein.15.00051. Disponível em: <https://doi.org/10.1680/jgein.15.00051>. Acesso em: 19 nov. 2019.

BATHURST, R. J.; KARPURAPU, R. Large-Scale Triaxial Compression Testing of Geocell-Reinforced Granular Soils. **Geotechnical Testing Journal**, West Conshohocken, PA, USA, v. 16, n. 3, p. 296, 1993. DOI: 10.1520/GTJ10050J. Disponível em: <http://www.astm.org/doiLink.cgi?GTJ10050J>. Acesso em: 19 nov. 2019.

BATHURST, R. J.; KNIGHT, M. A. Analysis of geocell reinforced-soil covers over large span conduits. **Computers and Geotechnics**, Oxon, England, v. 22, n. 3–4, p. 205–219, 1998. DOI: 10.1016/S0266-352X(98)00008-1. Disponível em: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0266352X98000081>. Acesso em: 19 nov. 2019.

BHANDARI, A.; HAN, J. DEM Study of a Shallow Foundation under Vertical Loading. *In*: CONTEMPORARY TOPICS IN GROUND MODIFICATION, PROBLEM SOILS, AND GEO-SUPPORT 2009, Reston, VA. **Anais [...]**. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2009. p. 465–472. DOI: 10.1061/41023(337)59. Disponível em: <http://ascelibrary.org/doi/10.1061/41023%28337%2959>. Acesso em: 19 nov. 2019.

BISWAS, A.; KRISHNA, A. M. Behaviour of circular footing resting on layered foundation: sand overlying clay of varying strengths. **International Journal of Geotechnical Engineering**, London, England, v. 13, n. 1, p. 1–16, 2017. DOI: 10.1080/19386362.2017.1314242. Disponível em: <https://www.tandfonline.com/doi/full/10.1080/19386362.2017.1314242>. Acesso em: 19 nov. 2019.

BISWAS, A.; KRISHNA, A. M. Behaviour of geocell–geogrid reinforced foundations on clay subgrades of varying strengths. **International Journal of Physical Modelling in Geotechnics**, Westminister, England, v. 18, n. 6, p. 301–314, 2018. DOI: 10.1680/jphmg.17.00013. Disponível em: <https://www.icevirtuallibrary.com/doi/10.1680/jphmg.17.00013>. Acesso em: 19 nov. 2019.

BISWAS, A.; KRISHNA, A. M.; DASH, S. K. Influence of subgrade strength on the

performance of geocell-reinforced foundation systems. **Geosynthetics International**, Westminster, England, v. 20, n. 6, p. 376–388, 2013. DOI: 10.1680/gein.13.00025. Disponível em: <http://www.icevirtuallibrary.com/doi/10.1680/gein.13.00025>. Acesso em: 19 nov. 2019.

BISWAS, A.; KRISHNA, A. M.; DASH, S. K. Behavior of Geosynthetic Reinforced Soil Foundation Systems Supported on Stiff Clay Subgrade. **International Journal of Geomechanics**, Reston, VA, v. 16, n. 5, p. 04016007, 2016. DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000559. Disponível em: <http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29GM.1943-5622.0000559>. Acesso em: 19 nov. 2019.

BOLTON, M. D. The strength and dilatancy of sands. **Géotechnique**, London, England, v. 36, n. 1, p. 65–78, 1986. DOI: 10.1680/geot.1986.36.1.65. Disponível em: <https://doi.org/10.1680/geot.1986.36.1.65>. Acesso em: 19 nov. 2019.

BOSCARDIN, M. D.; SELIG, E. T.; LIN, R. S.; YANG, G. R. Hyperbolic Parameters for Compacted Soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, Reston, VA, v. 116, n. 1, p. 88–104, 1990. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1990)116:1(88). Disponível em: <http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%290733-9410%281990%29116%3A1%2888%29>. Acesso em: 19 nov. 2019.

BOUSSINESQ, J. Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques principalement au calcul des déformations et des pressions que produisent, dans ces solides, des efforts quelconques exercés sur une petite partie de leur surface o. **Mémoires de la Société des Sciences de l'Agriculture et de Arts de Lille**, Lille, France, 1885. Disponível em: <https://iris.univ-lille.fr/handle/1908/1180>. Acesso em: 19 nov. 2019.

BROMS, B. B. Lateral pressure due to compaction of cohesionless soils. *In*: PROC. 4TH BUDAPEST CONF. SMFE 1971, Budapest, Hungria. **Anais [...]**. Budapest, Hungria p. 373–384.

BURMISTER, D. M. Theory of stress and displacement in layered system and applications to the design of airport. *In*: PROCEEDINGS OF ANNUAL MEETING OF THE TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, HIGHWAY RESEARCH BOARD 1943, Washington, DC. **Anais [...]**. Washington, DC: Transportation Research Board,

1943. p. 89–94.

BUSH, D. I.; JENNER, C. G.; BASSETT, R. H. The design and construction of geocell foundation mattresses supporting embankments over soft grounds. **Geotextiles and Geomembranes**, Oxon, England, v. 9, n. 1, p. 83–98, 1990. DOI: 10.1016/0266-1144(90)90006-X. Disponível em: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/026611449090006X>. Acesso em: 19 nov. 2019.

CARY, W. N.; IRICK, P. E. **The pavement serviceability-performance concept**. 1960. Disponível em: <https://trid.trb.org/view/1284779>. Acesso em: 23 mar. 2020.

CHEN, R. H.; CHIU, Y. M. Model tests of geocell retaining structures. **Geotextiles and Geomembranes**, Oxon, England, v. 26, n. 1, p. 56–70, 2008. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2007.03.001. Disponível em: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0266114407000490>. Acesso em: 19 nov. 2019.

CHEN, R. H.; HUANG, Y. W.; HUANG, F. C. Confinement effect of geocells on sand samples under triaxial compression. **Geotextiles and Geomembranes**, Oxon, England, v. 37, p. 35–44, 2013. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2013.01.004. Disponível em: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0266114413000150>. Acesso em: 19 nov. 2019.

CHEN, R. H.; WU, C. P.; HUANG, F. C.; SHEN, C. W. Numerical analysis of geocell-reinforced retaining structures. **Geotextiles and Geomembranes**, Oxon, England, v. 39, p. 51–62, 2013. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2013.07.003. Disponível em: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0266114413000599>. Acesso em: 19 nov. 2019.

CHOUDHARY, A. K.; JHA, J. N.; FULAMBARKAR, S. Strength and Deformation Characteristics of Bottom-Ash Reinforced with Single Geocell Mattress Made of Waste Pet Bottles. *In: GEO-CONGRESS 2019 2019*, Reston, VA. **Anais [...]**. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2019. p. 263–272. DOI: 10.1061/9780784482148.027. Disponível em: <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/9780784482148.027>. Acesso em: 5 fev. 2020.

DANTAS, B. T.; EHRLICH, M. Método de Análise de Taludes Reforçados sob

Condições de Trabalho. **Solos e Rochas**, Rio de Janeiro, v. 23, n. 2, p. 113–133, 2000.

DAS, B. M. **Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlement**. 1. ed. Boca Raton, Florida: CRC Press, 1999.

DASH, S. K. Influence of Relative Density of Soil on Performance of Geocell-Reinforced Sand Foundations. **Journal of Materials in Civil Engineering**, Reston, VA, v. 22, n. 5, p. 533–538, 2010. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000040. Disponível em: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000040](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000040). Acesso em: 19 nov. 2019.

DASH, S. K. Effect of Geocell Type on Load-Carrying Mechanisms of Geocell-Reinforced Sand Foundations. **International Journal of Geomechanics**, Reston, VA, v. 12, n. 5, p. 537–548, 2012. DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000162. Disponível em: <http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29GM.1943-5622.0000162>. Acesso em: 19 nov. 2019.

DASH, S. K.; KRISHNASWAMY, N. R.; RAJAGOPAL, K. Bearing capacity of strip footings supported on geocell-reinforced sand. **Geotextiles and Geomembranes**, Oxon, England, v. 19, n. 4, p. 235–256, 2001. DOI: 10.1016/S0266-1144(01)00006-1. Disponível em: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0266114401000061>. Acesso em: 19 nov. 2019.

DASH, S. K.; RAJAGOPAL, K.; KRISHNASWAMY, N. R. Behaviour of geocell-reinforced sand beds under strip loading. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 44, n. 7, p. 905–916, 2007. DOI: 10.1139/T07-035. Disponível em: <https://cdnsiencepub.com/doi/abs/10.1139/t07-035>. Acesso em: 21 jan. 2021.

DASH, S. K.; REDDY, P. D. T.; RAGHUKANTH, S. T. G. Subgrade modulus of geocell-reinforced sand foundations. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement**, London, England, v. 161, n. 2, p. 79–87, 2008. DOI: 10.1680/grim.2008.161.2.79. Disponível em: <http://www.icevirtuallibrary.com/doi/10.1680/grim.2008.161.2.79>. Acesso em: 19 nov. 2019.

DASH, S. K.; SIREESH, S.; SITHARAM, T. G. Behaviour of geocell-reinforced sand beds under circular footing. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers -**

Ground Improvement, London, England, v. 7, n. 3, p. 111–115, 2003. DOI: 10.1680/grim.2003.7.3.111. Disponível em: <https://doi.org/10.1680/grim.2003.7.3.111>. Acesso em: 1 nov. 2019.

DASH, Sujit K.; RAJAGOPAL, K.; KRISHNASWAMY, N. .. Strip footing on geocell reinforced sand beds with additional planar reinforcement. **Geotextiles and Geomembranes**, Oxon, England, v. 19, n. 8, p. 529–538, 2001. DOI: 10.1016/S0266-1144(01)00022-X. Disponível em: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S026611440100022X>. Acesso em: 19 nov. 2019.

DE BARROS, S. T. Deflection factor charts for two-and three-layer elastic systems. **Highway Research Record**, Washington, D.C., n. 145, 1966. Disponível em: <https://trid.trb.org/view/126729>. Acesso em: 19 nov. 2019.

DE JONG, D. L.; PEUTZ, M. G. F.; KORSWAGEN, A. R. **Computer program BISAR layered systems under normal and tangential surface loads** External Report **AMSR**. Amsterdam: Koninklijke, Shell Laboratorium, 1973.

DEHKORDI, P. F.; GHAZAVI, M.; GANJIAN, N.; KARIM, U. F. A. Effect of geocell-reinforced sand base on bearing capacity of twin circular footings. **Geosynthetics International**, Westminister, England, v. 26, n. 3, p. 224–236, 2019. DOI: 10.1680/jgein.19.00047. Disponível em: <https://www.icevirtuallibrary.com/doi/10.1680/jgein.19.00047>. Acesso em: 5 fev. 2020.

DIN. **Soil - Testing procedures and testing equipment - Plate load test - DIN 18134:2012-04**. Berlin, Germany: Deutsches Institut für Normung, 2012.

DNER-ME. **Pavimento – determinação das deflexões pela viga Benkelman - DNER-ME 24/94**. Rio de Janeiro, RJ: DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1994.

DOWLING, N. E. **Mechanical behavior of materials : engineering methods for deformation, fracture, and fatigue**. 4. ed. Boston: Pearson, 2013.

DUNCAN, J. M.; BYRNE, P.; WONG, K. S. K.; MABRY, P. **Strength, stress–strain and bulk modulus parameters for finite element; analyses of stresses and movements in soil masses -Geotechnical engineering - Research Report UCB/GT/80-01**. Berkeley, California.

DUNCAN, J. M.; CHANG, C. Y. Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. **Journal of Soil Mechanics & Foundations Div**, Reston, VA, v. 96, n. SM 5, p. 1629–1653, 1970.

DUNCAN, J. M.; SEED, R. B. Compaction-Induced Earth Pressures Under K0-Conditions. **Journal of Geotechnical Engineering**, Reston, VA, v. 112, n. 1, p. 1–22, 1986. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1986)112:1(1). Disponível em: <http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%290733-9410%281986%29112%3A1%281%29>. Acesso em: 19 nov. 2019.

DUNLAP, W. S. **A report on a mathematical model describing the deformation characteristics of granular materials - Technical Report 1, Project 2-8-62-27**. College Station, TX: Texas Transportation Institute, 1963.

DYER, M. R.; MILLIGAN, G. W. E. A photoelastic investigation of the interaction of a cohesionless soil with reinforcement placed at different orientations. *In*: RENFORCEMENT EN PLACE DES SOLS ET DES ROCHES. COLLOQUE INTERNATIONAL 1984, Paris, France. **Anais** [...]. Paris, France p. 257–262.

EBELS, L. J.; LORIO, R.; VAN DER MERWE, C. P. The importance of compaction from an historical perspective. *In*: PROCEEDINGS OF THE 23RD SOUTHERN AFRICAN TRANSPORT CONFERENCE (SATC 2004) 2004, Pretoria, South Africa. **Anais** [...]. Pretoria, South Africa: SATC, 2004. p. 34–43. Disponível em: <https://repository.up.ac.za/handle/2263/5680>. Acesso em: 23 nov. 2020.

EHRlich, M.; BECKER, L. **Muros e taludes de solo reforçado: projeto e execução**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

EHRlich, M.; MIRMORADI, S. H. A simplified working stress design method for reinforced soil walls. **Géotechnique**, London, England, v. 66, n. 10, p. 854–863, 2016. DOI: 10.1680/jgeot.16.P.010. Disponível em: <https://doi.org/10.1680/jgeot.16.P.010>. Acesso em: 19 nov. 2019.

EHRlich, M.; MITCHELL, J. K. Working Stress Design Method for Reinforced Soil Walls. **Journal of Geotechnical Engineering**, Reston, VA, v. 120, n. 4, p. 625–645, 1994. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1994)120:4(625). Disponível em: <http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%290733-9410%281994%29120%3A4%28625%29>. Acesso em: 19 nov. 2019.

EMERSLEBEN, A. Analysis of Geocell Load Transfer Mechanism Using a New Radial Load Test. *In: SOUND GEOTECHNICAL RESEARCH TO PRACTICE 2013*, Reston, VA. **Anais** [...]. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2013. p. 345–357. DOI: 10.1061/9780784412770.023. Disponível em: <http://ascelibrary.org/doi/10.1061/9780784412770.023>. Acesso em: 19 nov. 2019.

EMERSLEBEN, A.; MEYER, N. Bearing Capacity Improvement of Asphalt Paved Road Constructions Due to the Use of Geocells —Falling Weight Deflectometer and Vertical Stress Measurements. *In: LI, Guangxin; CHEN, Yunmin; TANG, Xiaowu (org.). Geosynthetics in Civil and Environmental Engineering*. Berlin, Germany: Springer Berlin Heidelberg, 2008. p. 747–753. DOI: 10.1007/978-3-540-69313-0_136. Disponível em: http://link.springer.com/10.1007/978-3-540-69313-0_136. Acesso em: 19 nov. 2019.

EMERSLEBEN, A.; MEYER, N. Interaction between hoop stresses and passive earth resistance in single and multiple geocell structures. *In: GIGSA GEOAFRICA 2009 CONFERENCE 2009*, Cape Town, South Africa. **Anais** [...]. Cape Town, South Africa Disponível em: <https://www.prs-med.com/wp-content/uploads/2016/11/BearingCapacity1.pdf>. Acesso em: 19 nov. 2019.

EMERSLEBEN, A.; MEYER, N. The influence of hoop stresses and earth resistance on the reinforcement mechanism of single and multiple geocells. *In: 9TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOSYNTHETICS, BRAZILIAN CHAPTER OF INTERNATIONAL GEOSYNTHETICS SOCIETY, IGC-2010 2010*, Guarujá. **Anais** [...]. Guarujá p. 23–27. Disponível em: <https://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/download?doi=10.1.1.1071.293&rep=rep1&type=pdf>. Acesso em: 19 nov. 2019.

FADUM, R. E. Influence values for estimating stresses in elastic foundations. *In: PROC. 2ND INT. CONF. SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING 1948*, Rotterdam. **Anais** [...]. Rotterdam p. 77–84. Disponível em: https://www.issmge.org/uploads/publications/1/43/1948_03_0020.pdf. Acesso em: 19 nov. 2019.

FAHEY, M.; CARTER, J. P. A finite element study of the pressuremeter test in sand using a nonlinear elastic plastic model. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 30, n. 2, p. 348–362, 1993. DOI: 10.1139/t93-029. Disponível em:

<https://doi.org/10.1139/t93-029>. Acesso em: 19 nov. 2019.

FINN, F.; SARAF, C. L.; KULKARNI, R.; NAIR, K.; SMITH, W.; ABDULLAH, A. Development of pavement structural subsystems. **NCHRP Report**, Washington, D.C., n. 291, 1986.

GARCIA-DIAZ, Al.; RIGGINS, M. Serviceability and distress methodology for predicting pavement performance. **Transportation Research Record**, Washington, D.C., v. 997, p. 56–61, 1984. Disponível em: <https://trid.trb.org/view/269693>. Acesso em: 19 nov. 2019.

GARCIA, R. S.; AVESANI NETO, J. O. Accuracy of the Theory of Equivalent Thickness in Two-Layer System Applications with Geocell-Reinforced Soils. *In*: 4TH PAN AMERICAN CONFERENCE ON GEOSYNTHETICS - GEOAMERICAS 2020 2020, Rio de Janeiro. **Anais [...]**. Rio de Janeiro

GARCIA, R. S.; AVESANI NETO, J. O. Stress-dependent method for calculating the modulus improvement factor in geocell-reinforced soil layers. **Geotextiles and Geomembranes**, Oxon, England, v. 49, n. 1, p. 146–158, 2021. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2020.09.009>. Disponível em: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0266114420301059>. Acesso em: 4 nov. 2020.

GEORGE, A. M.; BANERJEE, A.; PUPPALA, A. J.; SALADHI, M. Performance evaluation of geocell-reinforced reclaimed asphalt pavement (RAP) bases in flexible pavements. **International Journal of Pavement Engineering**, London, England, p. 1–11, 2019. DOI: 10.1080/10298436.2019.1587437. Disponível em: <https://www.tandfonline.com/doi/full/10.1080/10298436.2019.1587437>. Acesso em: 5 fev. 2020.

GILCHRIST, A. J. T. Design and Construction of Geocell Mattress as Embankment Foundation. *In*: SECOND INTERNATIONAL CONFERENCE ON CASE HISTORIES IN GEOTECHNICAL ENGINEERING 1988, St. Louis, Missouri. **Anais [...]**. St. Louis, Missouri: University of Missouri--Rolla, 1988. p. 627–634. Disponível em: <https://scholarsmine.mst.edu/icchge/2icchge/2icchge-session3/15>. Acesso em: 8 nov. 2019.

GUI, M.; PHAN, T.; PHAM, T. **Impacts of Compaction Load and Procedure on**

Stress-Deformation Behaviors of a Soil Geosynthetic Composite (SGC) Mass—A Case Study. 2020. DOI: 10.3390/app10186339. Disponível em: <https://www.mdpi.com/2076-3417/10/18/6339>. Acesso em: 5 fev. 2020.

GUO, J.; HAN, J.; SCHROCK, S. D.; PARSONS, R. L.; SUN, X. Experimental Study on Geocell-Stabilized Unpaved Shoulders. *In:* (Lin Li, Bora Cetin, Xiaoming Yang, Org.) PROCEEDINGS OF GEOSHANGHAI 2018 INTERNATIONAL CONFERENCE: GROUND IMPROVEMENT AND GEOSYNTHETICS 2018, Singapore. **Anais [...]**. Singapore: Springer Singapore, 2018. p. 390–398.

GURBUZ, A.; MERTOL, H. C. Interaction between assembled 3D honeycomb cells produced from high density polyethylene and a cohesionless soil. **Journal of Reinforced Plastics and Composites**, London, England, v. 31, n. 12, p. 828–836, 2012. DOI: 10.1177/0731684412447529. Disponível em: <http://journals.sagepub.com/doi/10.1177/0731684412447529>. Acesso em: 5 fev. 2020.

HAN, J.; ACHARYA, B.; THAKUR, J.; PARSONS, R. **Onsite Use of Recycled Asphalt Pavement Materials and Geocells to Reconstruct Pavements Damaged by Heavy Trucks** Final Reports & Technical Briefs from Mid-America Transportation Center. Lincoln, NE: Mid-America Transportation Center, 2012. Disponível em: <https://digitalcommons.unl.edu/matcreports/72/>. Acesso em: 19 nov. 2019.

HAN, J.; YANG, X.; LESHCHINSKY, D.; PARSONS, R. L. Behavior of Geocell-Reinforced Sand under a Vertical Load. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington, D.C., v. 2045, n. 1, p. 95–101, 2008. DOI: 10.3141/2045-11.

HAYHOE, G. F. **LEAF: A new layered elastic computational program for FAA pavement design and evaluation procedures** Federal Aviation Administration Airport Technology Transfer Conference Atlantic City, NJ, USA U.S. Department of Transportation, , 2002. Disponível em: <https://www.airporttech.tc.faa.gov/Products/Airport-Safety-Papers-Publications/Airport-Safety-Detail/ArtMID/3682/ArticleID/135/LEAF---A-New-Layered-Elastic-Computational-Program-for-FAA-Pavement-Design-and-Evaluation-Procedures>. Acesso em: 19 nov. 2019.

HEGDE, A. Geocell reinforced foundation beds-past findings, present trends and future prospects: A state-of-the-art review. **Construction and Building Materials**, Oxon, England, v. 154, p. 658–674, 2017. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2017.07.230. Disponível em: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0950061817315830>. Acesso em: 19 nov. 2019.

HEGDE, A. M.; PALSULE, P. S. Performance of Geosynthetics Reinforced Subgrade Subjected to Repeated Vehicle Loads: Experimental and Numerical Studies. **Frontiers in Built Environment**, Lausanne, Switzerland, v. 6, p. 15, 2020. DOI: 10.3389/fbuil.2020.00015. Disponível em: <https://www.frontiersin.org/article/10.3389/fbuil.2020.00015>. Acesso em: 13 mar. 2020.

HEGDE, A. M.; SITHARAM, T. G. **Effect of infill materials on the performance of geocell reinforced soft clay beds**. 2015a. DOI: 10.1080/17486025.2014.921334. Disponível em: <http://www.tandfonline.com/doi/full/10.1080/17486025.2014.921334>. Acesso em: 19 nov. 2019.

HEGDE, A.; SITHARAM, T. G. Experimental and numerical studies on footings supported on geocell reinforced sand and clay beds. **International Journal of Geotechnical Engineering**, London, England, v. 7, n. 4, p. 346–354, 2013. DOI: 10.1179/1938636213Z.00000000043. Disponível em: <http://www.tandfonline.com/doi/full/10.1179/1938636213Z.00000000043>. Acesso em: 19 nov. 2019.

HEGDE, A.; SITHARAM, T. G. 3-Dimensional numerical modelling of geocell reinforced sand beds. **Geotextiles and Geomembranes**, Oxon, England, v. 43, n. 2, p. 171–181, 2015. b. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2014.11.009. Disponível em: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0266114414001241>. Acesso em: 19 nov. 2019.

HEGDE, A.; SITHARAM, T. G. Use of Bamboo in Soft-Ground Engineering and Its Performance Comparison with Geosynthetics: Experimental Studies. **Journal of Materials in Civil Engineering**, Reston, VA, v. 27, n. 9, p. 04014256, 2015. c. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001224. Disponível em: <http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29MT.1943-5533.0001224>. Acesso em: 19 nov. 2019.

HEGDE, A.; SITHARAM, T. G. Joint Strength and Wall Deformation Characteristics of a Single-Cell Geocell Subjected to Uniaxial Compression. **International Journal of Geomechanics**, Reston, VA, v. 15, n. 5, p. 04014080, 2015. d. DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000433. Disponível em: <http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29GM.1943-5622.0000433>. Acesso em: 12 nov. 2019.

HEGDE, A.; SITHARAM, T. G. Experiment and 3D-numerical studies on soft clay bed reinforced with different types of cellular confinement systems. **Transportation Geotechnics**, Oxon, England, v. 10, p. 73–84, 2017. DOI: 10.1016/j.trgeo.2017.01.001. Disponível em: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S2214391217300041>. Acesso em: 19 nov. 2019.

HENKEL, D. J.; GILBERT, G. D. The Effect Measured of the Rubber Membrane on the Triaxial Compression Strength of Clay Samples. **Géotechnique**, London, England, v. 3, n. 1, p. 20–29, 1952.

HICKS, R. G.; MONISMITH, C. L. Factors influencing the resilient response of granular materials. **Highway Research Record**, Washington, D.C., v. 345, p. 15–31, 1971. Disponível em: <https://trid.trb.org/view/104720>. Acesso em: 19 nov. 2019.

HIRAI, H. Settlements and stresses of multi-layered grounds and improved grounds by equivalent elastic method. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, New Jersey, USA, v. 32, n. 5, p. 523–557, 2008. DOI: 10.1002/nag.636. Disponível em: <http://doi.wiley.com/10.1002/nag.636>. Acesso em: 19 nov. 2019.

HUANG, Y. H. **Pavement analysis and design**. Upper Saddle River, NJ: Pearson/Prentice Hall, 2004. a.

HUANG, Y. H. KENLAYER computer program. *In: Pavement Analysis and Design*. 2nd Editio ed. Upper Saddle River, NJ: Pearson, 2004. b. p. 94–146.

HUNT, R. E. **Geotechnical engineering investigation handbook**. Boca Raton, Florida: CRC Press, 2005.

INDRARATNA, B.; BIABANI, M. M.; NIMBALKAR, S. Behavior of Geocell-Reinforced Subballast Subjected to Cyclic Loading in Plane-Strain Condition. **Journal of**

Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Reston, VA, v. 141, n. 1, p. 04014081, 2015. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001199. Disponível em: <http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29GT.1943-5606.0001199>. Acesso em: 19 nov. 2019.

ISKANDER, M. Optical Techniques in Geotechnical Engineering. *In: **Modelling with Transparent Soils: Visualizing Soil Structure Interaction and Multi Phase Flow, Non-Intrusively***. Berlin, Germany: Springer Berlin Heidelberg, 2010. p. 5–18.

ISO. **ISO 10318-1:2015 Geosynthetics — Part 1: Terms and definitions**. Geneva, Switzerland. Disponível em: <https://www.iso.org/standard/44885.html>. Acesso em: 19 nov. 2019.

JÁKY, J. The coefficient of Earth Pressure at Rest. **Journal of Society of Hungarian Architects and Engineers**, Budapest, Hungria, p. 355–358, 1944.

JANBU, N. Soil compressibility as determined by odometer and triaxial tests. *In: PROCEEDINGS OF THE 3D EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING 1963*, Wiesbaden. **Anais [...]**. Wiesbaden p. 19–25.

JANBU, N. Settlement calculations based on the tangent modulus concept. **Bulletin No. 2 of Soil Mechanics and Foundation Engineering at the Technical University of Norway, Trondheim.**, Trondheim, Norway, 1967.

JEWELL, R. A.; MILLIGAN, G. W. E.; DUBOIS, D. Interaction between soil and geogrids. *In: **Polymer grid reinforcement***. London, England: Thomas Telford Publishing, 1984. p. 18–30.

JOHNSON, S. W.; FAIZ, A.; VISSER, A. T. Concrete Pavement Options for Resilient Low-Volume Roads in Pacific Island Countries. *In: 12TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON LOW-VOLUME ROADS 2019*, Kalispell, Montana. **Anais [...]**. Kalispell, Montana: Transportation Research Board, 2019. p. 130–136. Disponível em: <http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/circulars/ec248.pdf#page=142>. Acesso em: 23 nov. 2020.

JONES, A. Tables of stresses in three-layer elastic systems. **Highway Research Board Bulletin**, Washington, D.C., n. 342, p. 176–214, 1962. Disponível em: <https://trid.trb.org/view/126944>. Acesso em: 19 nov. 2019.

KAYA, M. **A Study on The Stress-Strain Behavior of Railroad Ballast Materials by Use of Parallel Gradation Technique**. 2004. The Middle East Technical University, Ankara, Turquia, 2004. Disponível em: <https://open.metu.edu.tr/handle/11511/14225>. Acesso em: 19 nov. 2019.

KHAZANOVICH, L.; WANG, Q. (Chuck). MnLayer: High-Performance Layered Elastic Analysis Program. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Los Angeles, CA, v. 2037, n. 1, p. 63–75, 2007. DOI: 10.3141/2037-06. Disponível em: <http://journals.sagepub.com/doi/10.3141/2037-06>. Acesso em: 19 nov. 2019.

KIEF, O. Structural Pavement Design with Geocells made of Novel Polymeric Alloy. *In: GEOSYNTHETICS CONFERENCE 2015a*, Portland, Oregon, USA. **Anais [...]**. Portland, Oregon, USA p. 1–10. Disponível em: https://www.prs-med.com/wp-content/uploads/2016/11/prs-neoloy-structural_pavement_design_with_geocells-geo2015a.pdf. Acesso em: 19 nov. 2019.

KIEF, O. Hybrid Geosynthetic Solution for Rail Track on Expansive Clay. *In: GEOSYNTHETICS CONFERENCE 2015b*, Portland, Oregon, USA. **Anais [...]**. Portland, Oregon, USA p. 1–10. Disponível em: https://www.stratumlogics.com/wp-content/uploads/2017/01/2_Kief_PRS-Neoweb-Hybrid_Geosynthetic_Solution-Geo2015a.pdf. Acesso em: 19 nov. 2019.

KIEF, O.; RAJAGOPAL, K.; VEERARAGAVAN, A.; CHANDRAMOULI, S. Modulus improvement factor for geocell-reinforced bases. *In: PROCEEDINGS OF GEOSYNTHETICS INDIA-11 2011*, Chennai, India. **Anais [...]**. Chennai, India p. 143–152. Disponível em: <http://www.prs-med.com/wp-content/uploads/2016/11/pavementreinforcement3.pdf>. Acesso em: 19 nov. 2019.

KIEF, O.; SCHARY, Y.; POKHAREL, S. K. High-Modulus Geocells for Sustainable Highway Infrastructure. **Indian Geotechnical Journal**, Berlin, Germany, v. 45, n. 4, p. 389–400, 2015. DOI: 10.1007/s40098-014-0129-z. Disponível em: <http://link.springer.com/10.1007/s40098-014-0129-z>. Acesso em: 19 nov. 2019.

KIM, C.; IM, J. C.; YOO, J. W. Effect of the Geosynthetic Installation on the Compaction Curve and Compaction Efficiency. **KSCE Journal of Civil Engineering**, Berlin, Germany, v. 22, n. 12, p. 4841–4851, 2018. DOI: 10.1007/s12205-017-1557-y.

Disponível em: <https://doi.org/10.1007/s12205-017-1557-y>. Acesso em: 23 nov. 2020.

KIM, Young Jin; JO, Shin Heang; LEE, Soo Hyung; KIM, Nakseok. Field Applications on Environment-Friendly Permeable Pavements Reinforced by Geocell. **Journal of Korean Society of Hazard Mitigation**, Daejeon, South Korea, v. 13, n. 2, p. 143–149, 2013. DOI: 10.9798/KOSHAM.2013.13.2.143. Disponível em: http://ocean.kisti.re.kr/downfile/volume/kosham/BJHHD8/2013/v13n2/BJHHD8_2013_v13n2_143.pdf. Acesso em: 19 nov. 2019.

KODIKARA, J.; ISLAM, T.; SOUNTHARARAJAH, A. Review of soil compaction: History and recent developments. **Transportation Geotechnics**, Oxon, England, v. 17, p. 24–34, 2018. DOI: 10.1016/j.trgeo.2018.09.006. Disponível em: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2214391218301922>.

KOERNER, R. M. **Design with geosynthetics**. 3rd. ed. Englewood Cliffs, NJ, USA.: Prentice Hall, 1994.

KOLATHAYAR, S. Vibration Isolation of Foundation Using Hdpe and Natural Geocells - A Review. *In:* (Deepankar Choudhury, Khalid M. El-Zahaby, Izzat Idriss, Org.) DYNAMIC SOIL-STRUCTURE INTERACTION FOR SUSTAINABLE INFRASTRUCTURES 2019, Cham. **Anais** [...]. Cham: Springer International Publishing, 2019. p. 75–86.

KONDNER, R. L. Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, Reston, VA, v. 89, n. 1, p. 115–143, 1963.

KONDNER, R. L.; ZELASKO, J. S. A hyperbolic stress-strain formulation for sands. *In:* PROC. 2 ND PAN AM. CONF. ON SOIL MECH. AND FOUND. ENG., BRAZIL, 1963 1963, São Paulo. **Anais** [...]. São Paulo p. 289–324.

KULHAWY, F. H.; DUNCAN, J. M.; SEED, H. B. **Finite element analyses of stresses and movements in embankments during construction** Contract Report S-69-8. Vicksburg, Mississippi: Soils and Pavement Laboratory, Engineer Research and Development Center, United States Army Office of the Chief of Engineers, 1969. Disponível em: <https://erdc-library.erdcdren.mil/xmlui/handle/11681/20520?show=full>. Acesso em: 26 nov. 2019.

KULHAWY, F. H.; MAYNE, P. W. **Manual on Estimating Soil Properties for**

Foundation Design. Palo Alto: Office of Scientific and Technical Information, 1990. DOI: EPRI-EL-6800. Disponível em: http://www.osti.gov/energycitations/product.biblio.jsp?osti_id=6653074. Acesso em: 26 nov. 2019.

KURIHASHI, Yusuke; OYAMA, Ryoki; KOMURO, Masato; MURATA, Yoshihisa; WATANABE, Shinobu. Experimental Study on Buffering System for Concrete Retaining Walls Using Geocell Filled with Single-Grain Crushed Stone. **International Journal of Civil Engineering**, Berlin, Germany, v. 18, n. 10, p. 1097–1111, 2020. DOI: 10.1007/s40999-020-00520-9. Disponível em: <https://doi.org/10.1007/s40999-020-00520-9>. Acesso em: 23 nov. 2020.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil mechanics**. New York, NY, USA: John Wiley & Sons, 1991.

LATHA, G. Madhavi; RAJAGOPAL, K.; KRISHNASWAMY, N. R. Experimental and Theoretical Investigations on Geocell-Supported Embankments. **International Journal of Geomechanics**, Reston, VA, v. 6, n. 1, p. 30–35, 2006. DOI: 10.1061/(ASCE)1532-3641(2006)6:1(30). Disponível em: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1532-3641\(2006\)6:1\(30\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1532-3641(2006)6:1(30)). Acesso em: 19 nov. 2019.

LAVOIE, F. L.; BENJAMIM, C. V. S.; PALMA, S. L.; BOTELHO, C. **The application of geocells in Latin America**. 2016.

LEE, J.; KIM, J.; KANG, B. Normalized Resilient Modulus Model for Subbase and Subgrade Based on Stress-Dependent Modulus Degradation. **Journal of Transportation Engineering**, Reston, VA, v. 135, n. 9, p. 600–610, 2009. DOI: 10.1061/(ASCE)TE.1943-5436.0000019. Disponível em: <http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29TE.1943-5436.0000019>. Acesso em: 23 nov. 2020.

LESHCHINSKY, B. A. Enhancing Ballast Performance Using Geocell Confinement. *In: GEO-FRONTIERS 2011* 2011, Reston, VA. **Anais [...]**. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2011. p. 4693–4702. DOI: 10.1061/41165(397)480. Disponível em: <http://ascelibrary.org/doi/10.1061/41165%28397%29480>. Acesso em: 19 nov. 2019.

LESHCHINSKY, B.; LING, H. I. Numerical modeling of behavior of railway ballasted structure with geocell confinement. **Geotextiles and Geomembranes**, Oxon,

England, v. 36, p. 33–43, 2013. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2012.10.006. Disponível em: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0266114412000878>. Acesso em: 20 set. 2019.

LIVNEH, M.; LIVNEH, N. A. Design of Railway Trackbeds with Geocells. *In*: (Stjepan Lakušić, Org.) PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL CONFERENCE ON ROAD AND RAIL INFRASTRUCTURE CETRA 2014, Split, Croatia. **Anais [...]**. Split, Croatia: Department of Transportation Faculty of Civil Engineering University of Zagreb, 2014. Disponível em: <https://master.grad.hr/cetra/ocs/index.php/cetra3/cetra2014/paper/viewFile/253/143>. Acesso em: 19 nov. 2019.

LOOK, B. G. **Handbook of geotechnical investigation and design tables**. 2nd. ed. London: CRC Press, 2014.

MADHAVI LATHA, G. **Investigations on the behaviour of geocell supported embankments**. 2000. Indian Institute of Technology Madras, Chennai, India, 2000.

MADHAVI LATHA, G.; DASH, S. K.; RAJAGOPAL, K. Equivalent Continuum Simulations of Geocell Reinforced Sand Beds Supporting Strip Footings. **Geotechnical and Geological Engineering**, Westminster, England, v. 26, n. 4, p. 387–398, 2008. DOI: 10.1007/s10706-008-9176-5. Disponível em: <http://link.springer.com/10.1007/s10706-008-9176-5>. Acesso em: 19 nov. 2019.

MADHAVI LATHA, G.; MURTHY, V. S. Effects of reinforcement form on the behavior of geosynthetic reinforced sand. **Geotextiles and Geomembranes**, Oxon, England, v. 25, n. 1, p. 23–32, 2007. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2006.09.002>. Disponível em: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0266114406000756>. Acesso em: 19 nov. 2019.

MADHAVI LATHA, G.; RAJAGOPAL, K. Parametric finite element analyses of geocell-supported embankments. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, Canada, v. 44, n. 8, p. 917–927, 2007. DOI: 10.1139/T07-039. Disponível em: <https://doi.org/10.1139/T07-039>. Acesso em: 19 nov. 2019.

MADHAVI LATHA, G.; SOMWANSHI, A. Effect of reinforcement form on the bearing capacity of square footings on sand. **Geotextiles and Geomembranes**, Oxon, England, v. 27, n. 6, p. 409–422, 2009. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2009.03.005.

Disponível em: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0266114409000302>. Acesso em: 5 mar. 2020.

MAMATHA, K. H.; DINESH, S. V. Evaluation of strain modulus and deformation characteristics of geosynthetic-reinforced soil – aggregate system under repetitive loading. **International Journal of Geotechnical Engineering**, London, England, v. 12, n. 6, p. 1–10, 2018. DOI: 10.1080/19386362.2017.1307309. Disponível em: <https://doi.org/10.1080/19386362.2017.1307309>. Acesso em: 19 nov. 2019.

MARQUES, H. C.; EHRLICH, M.; RICCIO, M. V. **Parâmetros de resistência e tensão-deformação por análise de elementos finitos para obras de terra com solos tropicais compactados do Brasil - Relatório interno**. Rio de Janeiro, RJ: COPPE/UFRJ, 2006.

MAYNE, P. M. W.; KULHAWY, F. H. Ko-OCR Relationship in Soil. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, Reston, VA, v. 108, n. GT 6, p. 851–872, 1982.

MEDINA, J.; PREUSSLER, E. S. Características resilientes de solos em estudos de pavimentos. **Solos e Rochas**, Rio de Janeiro, v. 3, n. 1, p. 3–26, 1980.

MENESES, L. A. De. **Utilização de geocélulas em reforço de solo mole**. 2004. Biblioteca Digital de Teses e Dissertações da Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2004. DOI: 10.11606/D.18.2004.tde-04042006-085713. Disponível em: <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18132/tde-04042006-085713/>. Acesso em: 11 nov. 2019.

MHAISKAR, S. Y.; MANDAL, J. N. Investigations on soft clay subgrade strengthening using geocells. **Construction and Building Materials**, Oxon, England, v. 10, n. 4, p. 281–286, 1996. DOI: [https://doi.org/10.1016/0950-0618\(95\)00083-6](https://doi.org/10.1016/0950-0618(95)00083-6). Disponível em: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/0950061895000836>.

MITCHELL, J. K.; KAO, T. C.; KAVAZANJIAN JR, E. **Analysis of Grid Cell Reinforced Pavement Bases**. Berkeley, California. Disponível em: <https://apps.dtic.mil/docs/citations/ADA073137>. Acesso em: 11 nov. 2019.

MOGHADDAS TAFRESHI, S. N.; DAWSON, A. R. Comparison of bearing capacity of a strip footing on sand with geocell and with planar forms of geotextile reinforcement. **Geotextiles and Geomembranes**, Oxon, England, v. 28, n. 1, p. 72–84, 2010. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2009.09.003.

MOGHADDAS TAFRESHI, S. N.; JOZ DARABI, N.; DAWSON, A. R.; AZIZIAN, M. Experimental Evaluation of Geocell and EPS Geof foam as Means of Protecting Pipes at the Bottom of Repeatedly Loaded Trenches. **International Journal of Geomechanics**, Reston, VA, v. 20, n. 4, p. 04020023, 2020. DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001624. Disponível em: <http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29GM.1943-5622.0001624>.

MOGHADDAS TAFRESHI, S. N.; SHAGHAGHI, T.; TAVAKOLI MEHRJARDI, Gh.; DAWSON, A. R.; GHADR DAN, M. A simplified method for predicting the settlement of circular footings on multi-layered geocell-reinforced non-cohesive soils. **Geotextiles and Geomembranes**, Oxon, England, v. 43, n. 4, p. 332–344, 2015. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2015.04.006. Disponível em: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0266114415000436>. Acesso em: 19 nov. 2019.

MOGHADDAS TAFRESHI, S. N.; SHARIFI, P.; DAWSON, A. R. Performance of circular footings on sand by use of multiple-geocell or -planar geotextile reinforcing layers. **Soils and Foundations**, Oxon, England, v. 56, n. 6, p. 984–997, 2016. DOI: 10.1016/j.sandf.2016.11.004. Disponível em: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0038080616301214>. Acesso em: 19 nov. 2019.

NCHRP. **Guide for Mechanistic–Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures.NCHRP Project 1-37A**. Washington, D.C.: Transportation Research Board, 2004. Disponível em: <http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/archive/mepdg/guide.htm>. Acesso em: 19 nov. 2019.

NELSEN, C. W. L. **Experimental evaluation of geocell reinforcement behavior using transparent soil techniques**. 2018. The University of Texas at Austin, USA, 2018. Disponível em: <https://repositories.lib.utexas.edu/handle/2152/74190>. Acesso em: 5 fev. 2020.

NELSEN, C. W. L.; ZORNBERG, J. G. Experimental Evaluation of Geocell Reinforcement Behavior using Transparent Soil Techniques. *In*: 4TH PAN AMERICAN CONFERENCE ON GEOSYNTHETICS - GEOAMERICAS 2020 2020, Rio de Janeiro. **Anais [...]**. Rio de Janeiro

NEWMARK, N. M. **Simplified Computation of Vertical Pressures in Elastic Foundations, University of Illinois Bulletin**. Urbana, Illinois. Disponível em: <https://www.semanticscholar.org/paper/Simplified-Computation-of-Vertical-Pressures-in-Newmark/5076bf7d29fc40a78e4316378c82066c1eb58230>. Acesso em: 3 dez. 2019.

NICKS, J. **Friction Angles of Open-Graded Aggregates From Large-Scale Direct Shear Testing (FHWA-HRT-13-068)**. McLean, VA. Disponível em: <https://rosap.ntl.bts.gov/view/dot/34784>. Acesso em: 19 nov. 2019.

NICKS, J. E.; GEBRENEGUS, T.; ADAMS, M. T. **Strength characterization of open-graded aggregates for structural backfills (FHWA-HRT-15-034)**. McLean, VA: United States. Federal Highway Administration. Office of Infrastructure ..., 2015. Disponível em: <https://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/structures/bridge/15034/index.cfm>. Acesso em: 19 nov. 2019.

NIKOLAIDES, A. **Highway engineering: pavements, materials and control of quality**. 1st. ed. Boca Raton, Florida: CRC Press, 2014.

ODEMARK, S. N. **Investigations as to the Elastic Properties of Soils and Design of Pavements According to the Theory of Elasticity**. Stockholm, Sweden: Statens Vaginstitut, 1949.

PALMEIRA, E. M. Soil–geosynthetic interaction: Modelling and analysis. **Geotextiles and Geomembranes**, Oxon, England, v. 27, n. 5, p. 368–390, 2009. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2009.03.003. Disponível em: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0266114409000284>. Acesso em: 19 nov. 2019.

PALMER, L. A.; BARBER, E. S. Soil displacement under a loaded circular area. **Public Roads**, Washington, D.C., v. 21, n. 10, p. 183, 1940.

PEATIE, K. R. Stress and strain factors for three-layer elastic systems. **Highway Research Board Bulletin**, Washington, D.C., n. 342, 1962. Disponível em: <https://trid.trb.org/view/126943>. Acesso em: 19 nov. 2019.

PINTO, S. **Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos**. 1991. 478p. 1991.

COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 1991. Disponível em: <http://www.coc.ufrj.br/pt/teses-de-doutorado/135-1991/756-salomao-pinto>. Acesso em: 19 nov. 2019.

POKHAREL, S. K. **Experimental study on geocell-reinforced bases under static and dynamic loading**. 2010. University of Kansas, Lawrence, KS, USA, 2010. Disponível em: <http://hdl.handle.net/1808/7719>. Acesso em: 19 nov. 2019.

POKHAREL, S. K.; HAN, J.; LESHCHINSKY, D.; PARSONS, R. L. Experimental evaluation of geocell-reinforced bases under repeated loading. **International Journal of Pavement Research and Technology**, London, England, v. 11, n. 2, p. 114–127, 2018. DOI: 10.1016/j.ijprt.2017.03.007. Disponível em: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S1996681416301948>. Acesso em: 19 nov. 2019.

POKHAREL, S. K.; HAN, J.; LESHCHINSKY, D.; PARSONS, R. L.; HALAHMI, I. Investigation of factors influencing behavior of single geocell-reinforced bases under static loading. **Geotextiles and Geomembranes**, Oxon, England, v. 28, n. 6, p. 570–578, 2010. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2010.06.002. Disponível em: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0266114410000713>. Acesso em: 19 nov. 2019.

POKHAREL, S. K.; MARTIN, I.; NOROUZI, M.; BREULT, M. Validation of Geocell Design for Unpaved Roads. *In*: GEOSYNTHETICS CONFERENCE 2015, Portland, Oregon, USA. **Anais** [...]. Portland, Oregon, USA p. 711–719. Disponível em: https://www.prs-med.com/wp-content/uploads/2019/09/2_Pokharel_Validating-PRS-Neoloy-Design-Unpaved-Roads-Geo2015a2.pdf. Acesso em: 19 nov. 2019.

PRESTO. **Geoweb load support system – Technical overview**. 2008. Disponível em: <https://www.geofabrics.co/sites/default/files/technicaldata/Geoweb-Load-Technical-OverviewNZ.pdf>. Acesso em: 19 nov. 2019.

PRIYADARSHEE, A. **Strength and deformation Characteristics of Geocell-Fiber Reinforced Granular Soil**. 2013. Indian Institute of Technology Guwahati, Guwahati, India, India, 2013. Disponível em: <http://gyan.iitg.ernet.in/handle/123456789/327>. Acesso em: 19 nov. 2019.

RAJAGOPAL, K.; CHANDRAMOULI, S.; PARAYIL, A.; INIYAN, K. Studies on

geosynthetic-reinforced road pavement structures. **International Journal of Geotechnical Engineering**, London, England, v. 8, n. 3, p. 287–298, 2014. DOI: 10.1179/1939787914Y.0000000042. Disponível em: <http://www.tandfonline.com/doi/full/10.1179/1939787914Y.0000000042>. Acesso em: 19 nov. 2019.

RAJAGOPAL, K.; KRISHNASWAMY, N. R.; MADHAVI LATHA, G. Behaviour of sand confined with single and multiple geocells. **Geotextiles and Geomembranes**, Oxon, England, v. 17, n. 3, p. 171–184, 1999. DOI: 10.1016/S0266-1144(98)00034-X. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S026611449800034X?via%3Dihub>. Acesso em: 19 nov. 2019.

RAJAGOPAL, K.; VEERAGAVAN, A.; CHANDRAMOULI, S. **Studies on geocell reinforced road pavement structures**. 2012. Disponível em: https://www.prs-med.com/wp-content/uploads/2016/11/studies_on_geocell_reinforced_road_pavements-rajagopal_2012.pdf. Acesso em: 19 nov. 2019.

REA, C.; MITCHELL, J. K. Sand Reinforcement using Paper Grid Cells. *In*: SYMPOSIUM ON EARTH REINFORCEMENT 1979, Pittsburg, Pennsylvania. **Anais** [...]. Pittsburg, Pennsylvania: ASCE, 1979. p. 644–663.

REZENDE, J. C. V.; AVESANI NETO, J. O. **Avaliação do ângulo de atrito de interface entre a geocélula Strataweb® e diferentes tipos de materiais de preenchimento - Relatório Técnico**. São Paulo, SP.

REZENDE, J. C. V.; AVESANI NETO, J. O. **Avaliação do ângulo de atrito de interface entre a geocélula Tecweb® e diferentes tipos de materiais de preenchimento - Relatório Técnico**. São Paulo, SP.

REZENDE, J. C. V.; AVESANI NETO, J. O. **Avaliação do ângulo de atrito de interface entre a geocélula Fortcell® e diferentes tipos de materiais de preenchimento - Relatório Técnico**. São Paulo, SP.

REZENDE, J. C. V.; AVESANI NETO, J. O. **Avaliação do ângulo de atrito de interface entre a geocélula Macweb® e diferentes tipos de materiais de preenchimento - Relatório Técnico**. São Paulo, SP.

ROWE, P. W. **A Stress-Strain Theory for Cohesionless Soil with Applications to Earth Pressures at Rest and Moving Walls**. 1954.

SARIDE, S.; GAUTAM, D.; MADHAV, M. R.; VIJAY, K. R. Performance evaluation of geocell reinforced granular subbase (GSB) layers through field trials. **Journal of the Indian Roads Congress**, New Delhi, India, v. 76, n. 4, p. 249–257, 2016.

SARIDE, S.; GOWRISETTI, S.; SITHARAM, T. G.; PUPPALA, A. J. Numerical simulation of geocell-reinforced sand and clay. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement**, London, England, v. 162, n. 4, p. 185–198, 2009. DOI: 10.1680/grim.2009.162.4.185. Disponível em: <https://doi.org/10.1680/grim.2009.162.4.185>. Acesso em: 19 nov. 2019.

SCHANZ, T.; VERMEER, P. A.; BONNIER, P. G. The hardening soil model: Formulation and verification. *In: Beyond 2000 in Computational Geotechnics*. London: Routledge, 2019. p. 281–296. DOI: 10.1201/9781315138206-27. Disponível em: <https://www.taylorfrancis.com/books/9781351464307/chapters/10.1201/9781315138206-27>. Acesso em: 23 nov. 2020.

SCHOFIELD, A. N.; WROTH, P. **Critical State Soil Mechanics**. New York: McGraw-Hill, 1968.

SEED, R. B.; DUNCAN, J. M. FE Analyses: Compaction-Induced Stresses and Deformations. **Journal of Geotechnical Engineering**, Reston, VA, v. 112, n. 1, p. 23–43, 1986. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1986)112:1(23). Disponível em: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1986\)112:1\(23\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1986)112:1(23)). Acesso em: 19 nov. 2019.

SHADMAND, A.; GHAZAVI, M.; GANJIAN, N. Load-settlement characteristics of large-scale square footing on sand reinforced with opening geocell reinforcement. **Geotextiles and Geomembranes**, Oxon, England, v. 46, n. 3, p. 319–326, 2018. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2018.01.001. Disponível em: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0266114418300013>. Acesso em: 19 nov. 2019.

SIREESH, S.; SITHARAM, T. G.; DASH, S. K. Bearing capacity of circular footing on geocell–sand mattress overlying clay bed with void. **Geotextiles and Geomembranes**, Oxon, England, v. 27, n. 2, p. 89–98, 2009. DOI:

10.1016/j.geotexmem.2008.09.005. Disponível em:
<https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0266114408000927>. Acesso em: 19 nov. 2019.

SITHARAM, T. G.; SIREESH, S.; DASH, Sujit Kumar. Model studies of a circular footing supported on geocell-reinforced clay. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 42, n. 2, p. 693–703, 2005. DOI: 10.1139/t04-117. Disponível em: <http://www.nrcresearchpress.com/doi/10.1139/t04-117>. Acesso em: 19 nov. 2019.

SONG, F.; LIU, H.; MA, L.; HU, H. Numerical analysis of geocell-reinforced retaining wall failure modes. **Geotextiles and Geomembranes**, Oxon, England, v. 46, n. 3, p. 284–296, 2018. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2018.01.004. Disponível em: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0266114418300049>. Acesso em: 19 nov. 2019.

SONG, F.; LIU, H.; YANG, B.; ZHAO, J. Large-scale triaxial compression tests of geocell-reinforced sand. **Geosynthetics International**, Westminister, England, v. 26, n. 4, p. 388–395, 2019. DOI: 10.1680/jgein.19.00019. Disponível em: <https://www.icevirtuallibrary.com/doi/10.1680/jgein.19.00019>. Acesso em: 2 ago. 2019.

SOWERS, G. F.; ROBB, A. D.; MULLIS, C. H.; GLENN, A. J. The residual lateral pressures produced by compacting soils. *In*: PROCEEDINGS OF THE 4TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING 1957, London, England. **Anais [...]**. London, England p. 243–247.

STANCATI, Gene. **Estudo dos parâmetros hiperbólicos da curva tensão-deformação de solos compactados**. 2018. Biblioteca Digital de Teses e Dissertações da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2018. DOI: 10.11606/D.18.2018.tde-21022018-085555. Disponível em: <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18137/tde-21022018-085555/>. Acesso em: 19 nov. 2019.

TANYU, B. F.; AYDILEK, A. H.; LAU, A. W.; EDIL, T. B.; BENSON, C. H. Laboratory evaluation of geocell-reinforced gravel subbase over poor subgrades. **Geosynthetics International**, Westminister, England, v. 20, n. 2, p. 47–61, 2013. DOI: 10.1680/gein.13.00001. Disponível em:

<http://www.icevirtuallibrary.com/doi/10.1680/gein.13.00001>. Acesso em: 20 set. 2019.

THAKUR, J. K.; HAN, J. Recent Development of Recycled Asphalt Pavement (RAP) Bases Treated for Roadway Applications. **Transportation Infrastructure Geotechnology**, Berlin, Germany, v. 2, n. 2, p. 68–86, 2015. DOI: 10.1007/s40515-015-0018-7. Disponível em: <https://doi.org/10.1007/s40515-015-0018-7>. Acesso em: 19 nov. 2019.

THAKUR, Jitendra K.; HAN, Jie; POKHAREL, Sanat K.; PARSONS, Robert L. Performance of geocell-reinforced recycled asphalt pavement (RAP) bases over weak subgrade under cyclic plate loading. **Geotextiles and Geomembranes**, Oxon, England, v. 35, p. 14–24, 2012. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2012.06.004. Disponível em: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0266114412000623>. Acesso em: 19 nov. 2019.

THOM, N. **Principles of Pavement Engineering**. 2nd. ed. London: Thomas Telford Ltd, 2013.

TIMOSHENKO, S. P.; WOINOWSKY-KRIEGER, S. **Theory of plates and shells**. 2nd. ed. New York: McGraw-hill, 1959.

TRAUTMANN, C. H.; BEECH, J. F.; O'ROURKE, T. D.; MCGUIRE, W.; WOOD, W. A.; CAPANO, C. **Transmission-line structure foundations for uplift-compression loading. Final report**, 1983. Disponível em: <https://www.osti.gov/biblio/6490493>. Acesso em: 26 nov. 2019.

TRAUTMANN, C. H.; KULHAWY, F. H. **TLWorkstation code: Version 1. 1: Volume 16, CUFAD (Compression and Uplift Foundation Analysis and Design) manual: Computer code manual**. Washington, D.C. Disponível em: <https://www.osti.gov/biblio/5779646-tlworkstation-code-version-volume-cufad-compression-uplift-foundation-analysis-design-manual-computer-code-manual>. Acesso em: 26 nov. 2019.

TRB. **Laboratory Determination of Resilient Modulus for Flexible Pavement Design**. Washington, D.C.: Transportation Research Board, 2004. DOI: 10.17226/21960. Disponível em: <http://www.nap.edu/catalog/21960>. Acesso em: 19 nov. 2019.

UJJAWAL, K. N.; HEGDE, A. Machine-Induced Vibration Isolation Using Geocell

Reinforcement. *In: CONSTRUCTION IN GEOTECHNICAL ENGINEERING 2020*, Singapore. **Anais** [...]. Singapore: Springer Singapore, 2020. p. 755–771.

UJJAWAL, K. N.; VENKATESWARLU, H.; HEGDE, A. Vibration isolation using 3D cellular confinement system: A numerical investigation. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, Oxon, England, v. 119, n. November 2018, p. 220–234, 2019. DOI: 10.1016/j.soildyn.2018.12.021. Disponível em: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0267726118308121>. Acesso em: 21 jan. 2020.

UZAN, J. Characterization of granular material. **Transportation Research Record**, Washington, D.C., v. 1022, n. 1, p. 52–59, 1985. Disponível em: <https://trid.trb.org/view/271708>. Acesso em: 19 nov. 2019.

UZAN, J. Resilient characterization of pavement materials. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, New Jersey, USA, v. 16, n. 6, p. 453–459, 1992. DOI: 10.1002/nag.1610160605. Disponível em: <http://doi.wiley.com/10.1002/nag.1610160605>. Acesso em: 19 nov. 2019.

UZAN, J. Advanced Backcalculation Techniques. *In: Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli: Second Volume*. 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2959: ASTM International, 1994. p. 3-3–35. DOI: 10.1520/STP18139S. Disponível em: <http://www.astm.org/doiLink.cgi?STP18139S>. Acesso em: 8 jul. 2020.

VEGA, E.; VAN GURP, C.; KWAST, E. **Geokunststoffen als Funderingswapening in Ongebonden Funderingslagen (Geosynthetics for Reinforcement of Unbound Base and Subbase Pavement Layers)**. Netherlands: SBRCUR/CROW, 2018.

VENKATESWARLU, H.; UJJAWAL, K. N.; HEGDE, A. Laboratory and numerical investigation of machine foundations reinforced with geogrids and geocells. **Geotextiles and Geomembranes**, Oxon, England, v. 46, n. 6, p. 882–896, 2018. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2018.08.006. Disponível em: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0266114418300815>. Acesso em: 26 jan. 2020.

VENTSEL, E.; KRAUTHAMMER, T. **Thin Plates and Shells**. 1st. ed. Boca Raton, Florida: CRC Press, 2001.

VISSER, A. T.; HALL, S. Innovative and Cost-Effective Solutions for Roads in Rural Areas and Difficult Terrain. **Transportation Research Record**, Washington, D.C., v. 1819, n. 1, p. 169–173, 2003. DOI: 10.3141/1819a-24. Disponível em: <https://doi.org/10.3141/1819a-24>. Acesso em: 23 nov. 2020.

WEBSTER, S. L. **Investigation of Beach Sand Trafficability Enhancement Using Sand-Grid Confinement and Membrane Reinforcement Concepts. Report 1. Sand Test Sections 1 and 2.** Vicksburg, Mississippi. Disponível em: <https://apps.dtic.mil/docs/citations/ADA078652>. Acesso em: 19 nov. 2019.

WEBSTER, S. L. **Investigation of Beach Sand Trafficability Enhancement Using Sand-Grid Confinement and Membrane Reinforcement Concepts. Report 2. Sand Test Sections 3 and 4.** Vicksburg, Mississippi. Disponível em: <https://apps.dtic.mil/docs/citations/ADA098383>. Acesso em: 19 nov. 2019.

WEBSTER, S. L.; ALFORD, S. J. **Investigation of Construction Concepts for Pavements Across Soft Ground.** Vicksburg, Mississippi. Disponível em: <https://apps.dtic.mil/docs/citations/ADA058930>. Acesso em: 19 nov. 2019.

WEBSTER, S. L.; WATKINS, J. E. **Investigation of construction techniques for tactical bridge approach roads across soft ground. No. WES-TR-S-77-1.** Vicksburg, Mississippi. Disponível em: <https://usace.contentdm.oclc.org/digital/collection/p266001coll1/id/4837/>. Acesso em: 19 nov. 2019.

WITCZAK, M. W.; YODER, E. J. **Principles of pavement design.** Hoboken, NJ, USA: Wiley, 1975.

WOOD, D. M. **Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics.** Cambridge, England: Cambridge University Press, 1991.

WU, J.; PHAM, T. An analytical model for evaluation of compaction-induced stresses in a reinforced soil mass. **International Journal of Geotechnical Engineering**, London, England, v. 4, n. 4, p. 549–556, 2010. DOI: 10.3328/IJGE.2010.04.04.549-556. Disponível em: <https://doi.org/10.3328/IJGE.2010.04.04.549-556>. Acesso em: 19 nov. 2019.

WU, K. J.; AUSTIN, D. N. Three-dimensional polyethylene geocells for erosion control and channel linings. **Geotextiles and Geomembranes**, Oxon, England, v. 11, n. 4–6,

p. 611–620, 1992. DOI: 10.1016/0266-1144(92)90035-9. Disponível em: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/0266114492900359>. Acesso em: 19 nov. 2019.

YANG, X. **Numerical Analyses of Geocell- Reinforced Granular Soils under Static and Repeated Loads**. 2010. University of Kansas, Lawrence, KS, USA, 2010. Disponível em: <https://kuscholarworks.ku.edu/handle/1808/6782>. Acesso em: 11 nov. 2019.

YANG, X.; HAN, J. Analytical Model for Resilient Modulus and Permanent Deformation of Geosynthetic-Reinforced Unbound Granular Material. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, VA, v. 139, n. 9, p. 1443–1453, 2013. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000879. Disponível em: <http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29GT.1943-5606.0000879>. Acesso em: 19 nov. 2019.

YANG, X.; HAN, J.; PARSONS, R. L.; LESHCHINSKY, D. Three-dimensional numerical modeling of single geocell-reinforced sand. **Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China**, Cham, Switzerland, v. 4, n. 2, p. 233–240, 2010. DOI: 10.1007/s11709-010-0020-7. Disponível em: <http://link.springer.com/10.1007/s11709-010-0020-7>. Acesso em: 19 nov. 2019.

YIN, J. H. A Nonlinear Model of Geosynthetic-Reinforced Granular Fill Over Soft Soil. **Geosynthetics International**, Westminister, England, v. 4, n. 5, p. 523–537, 1997. DOI: 10.1680/gein.4.0105. Disponível em: <https://doi.org/10.1680/gein.4.0105>. Acesso em: 19 nov. 2019.

ZHANG, L.; ZHAO, M.; SHI, C.; ZHAO, H. Bearing capacity of geocell reinforcement in embankment engineering. **Geotextiles and Geomembranes**, Oxon, England, v. 28, n. 5, p. 475–482, 2010. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2009.12.011. Disponível em: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S026611440900137X>. Acesso em: 19 nov. 2019.

ZHANG, L.; ZHAO, M.; ZOU, X.; ZHAO, H. Deformation analysis of geocell reinforcement using Winkler model. **Computers and Geotechnics**, Oxon, England, v. 36, n. 6, p. 977–983, 2009. DOI: 10.1016/J.COMPGE0.2009.03.005. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0266352X09000524?via%3Dihub>.

Acesso em: 19 nov. 2019.

ZHOU, H.; WEN, X. Model studies on geogrid- or geocell-reinforced sand cushion on soft soil. **Geotextiles and Geomembranes**, Oxon, England, v. 26, n. 3, p. 231–238, 2008. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2007.10.002. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0266114407000805>. Acesso em: 18 dez. 2019.

ZIEGLER, M.; DERKSEN, J. Interaction behaviour of geogrids in transparent soil. *In*: PROCEEDINGS OF THE 17TH AFRICAN REGIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING 2019, Cape Town, South Africa. **Anais [...]**. Cape Town, South Africa p. 267–272. Disponível em: <https://publications.rwth-aachen.de/record/771580>. Acesso em: 23 nov. 2020.

ZORNBERG, J. G. Functions and Applications of Geosynthetics In Roadways. **Procedia Engineering**, Oxon, England, v. 189, p. 298–306, 2017. DOI: 10.1016/j.proeng.2017.05.048. Disponível em: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877705817321720>. Acesso em: 19 nov. 2019.

APÊNDICE A PARÂMETROS DO MODELO HIPERBÓLICO NA LITERATURA

A.1 Parâmetros sugeridos por Duncan et al. (1980)

Duncan et al. (1980) publicou valores conservativos para os parâmetros adotados no modelo hiperbólico. Estes valores estão apresentados na Tabela A.1.

Tabela A.1 – Parâmetros do modelo hiperbólico sugerido por Duncan et al. (1980)

Class. Unific.	Grau de Compactação GC (Proctor Normal)	Peso específico seco máximo γ_m (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	k	n
GW, GP, SW, SP	105%	24	42	0	600	0,4
GW, GP, SW, SP	100%	23	39	0	450	0,4
GW, GP, SW, SP	95%	22	36	0	300	0,4
GW, GP, SW, SP	90%	21	33	0	200	0,4
SM	100%	21	36	0	600	0,25
SM	95%	20	34	0	450	0,25
SM	90%	19	32	0	300	0,25
SM	85%	18	30	0	150	0,25
SM-SC	100%	21	33	24	400	0,6
SM-SC	95%	20	33	19	200	0,6
SM-SC	90%	19	33	14	150	0,6
SM-SC	85%	18	33	10	100	0,6
CL	100%	21	30	19	150	0,45
CL	95%	20	30	14	120	0,45
CL	90%	19	30	10	90	0,45
CL	85%	18	30	5	60	0,45

A.2 Parâmetros sugeridos por Marques et al. (2006), apud Ehrlich e Becker (2009)

Para complementar os dados disponibilizados por Duncan et al. (1980), Marques; Ehrlich e Riccio, (2006) (apud Ehrlich e Becker (2009)) realizou um estudo com os solos tropicais brasileiros e apresentou parâmetros conservadores e que estão apresentados na Tabela A.2.

Tabela A.2 – Parâmetros do modelo hiperbólico sugerido por Marques et al. (2006)

Class. Unific.	Grau de Compactação GC (Proctor Normal)	Peso específico seco máximo γ_m (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	k	n
SM	100%	21	36	20	600	0,4
SM	95%	20	34	15	450	0,4
SM	90%	19	32	10	300	0,4
SM	85%	18	30	5	150	0,4
SM-SC	100%	21	33	25	700	0,6
SM-SC	95%	20	33	20	500	0,6
SM-SC	90%	19	33	15	350	0,6
SM-SC	85%	18	33	10	300	0,6
ML	100%	19	28	25	250	0,7
ML	95%	18	28	20	200	0,7
ML	90%	17	28	15	150	0,7
ML	85%	16	28	10	100	0,7
MH	100%	17	25	30	500	0,7
MH	95%	16	25	25	300	0,7
MH	90%	15	25	15	250	0,7
MH	85%	14	25	10	200	0,7
CL	100%	19	28	25	200	0,45
CL	95%	18	28	20	170	0,45
CL	90%	17	28	15	140	0,45
CL	85%	16	28	10	100	0,45
CH	100%	17	25	30	500	0,5
CH	95%	16	25	25	300	0,5
CH	90%	15	25	20	250	0,5
CH	85%	14	25	10	200	0,5

A.3 Parâmetros sugeridos por Kulhawy et al. (1969) e Trautmann et al. (1983)

Kulhawy et al. (1969) fez um levantamento de solos ensaiados em compressão triaxial e levantou os parâmetros do modelo hiperbólico e, com base nestes dados, definiu um valor típico de parâmetro para cada tipo de solo de acordo com a classificação unificada e estes valores estão apresentados na Tabela A.3. Porém, dado a variabilidade dos parâmetros, principalmente do parâmetro k, Trautmann et al. (1983) adaptou os dados de Kulhawy et al. (1969) e apresentou os parâmetros como uma faixa de valores, conforme apresentado na Tabela A.4.

Tabela A.3 - Valores típicos de parâmetros (Kulhawy et al, 1969)

Classificação	ϕ' (graus)		k	n	R _f
	Baixo σ'^3	Alto σ'^3			
GW	47	35	500	0,3	0,7
GP	46	38	1800	0,3	0,8
SW	50	35	300	0,5	0,7
SP	40	30	1200	0,5	0,8

Tabela A.4 – Parâmetros do modelo hiperbólico conforme (Trautmann et al, 1983)

Classificação	Condição do teste	k _{min}	k _{max}	n	R _f
GW	Drenado	300	1200	1/3	0,7
GP	Drenado	500	1800	1/3	0,8
SW	Drenado	300	1200	1/2	0,7
SP	Drenado	300	1200	1/2	0,8
ML	Drenado	300	1200	2/3	0,8
CL	Não Drenado	100	200	1	0,9
CH	Não Drenado	100	300	1	0,9

A.4 Parâmetros obtidos por Stancati (1978)

Stancati (1978) estudou 3 tipos de solo da região de São Carlos, com características apresentadas na Tabela A.5, variando o grau de compactação e a umidade, sendo aplicado energia de ensaio Proctor Normal para a moldagem. O autor apresentou os valores obtidos de k, n, R_f (geral e para cada tensão confinante) e módulo tangente inicial em formas de curvas de nível, plotadas sobre a curva de compactação dos solos. Esses ábacos estão apresentados nas Figura A.1 (para k), Figura A.2 (para n) e Figura A.3 (para R_f, considerando todas as tensões confinantes).

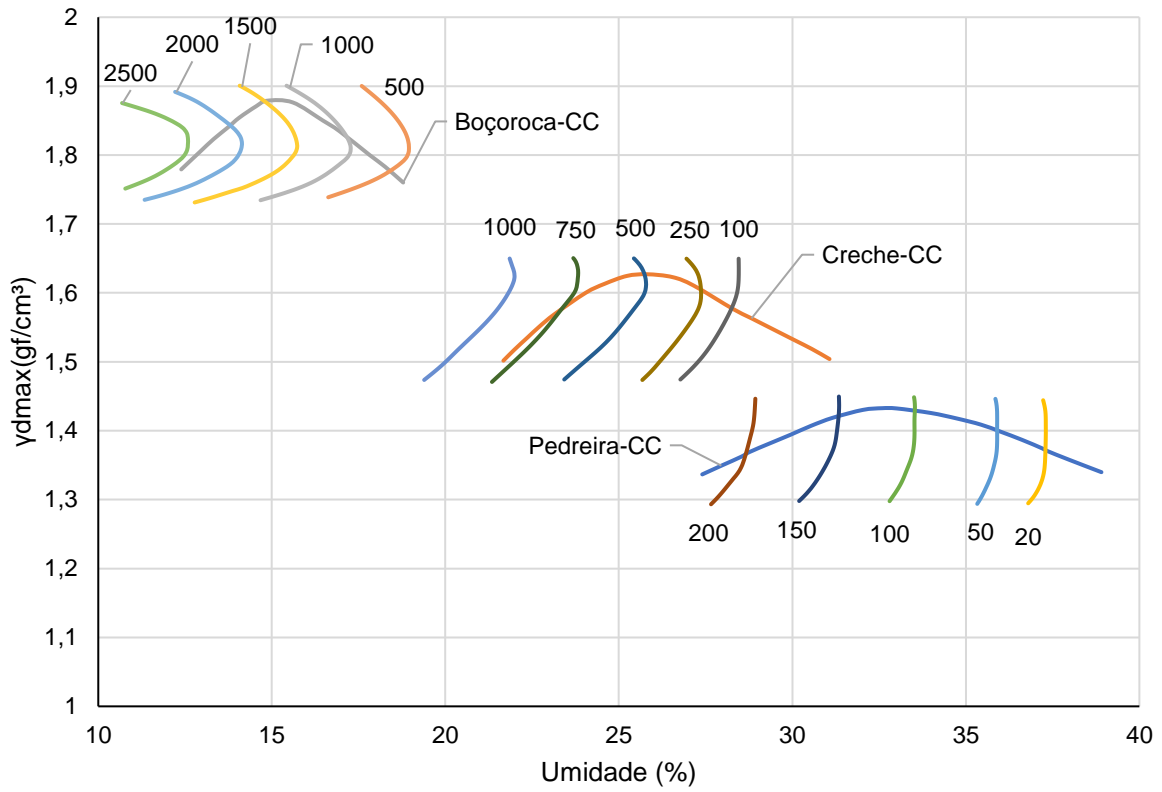


Figura A.1 - Valores obtidos de k - extraído de Stancati (1978)

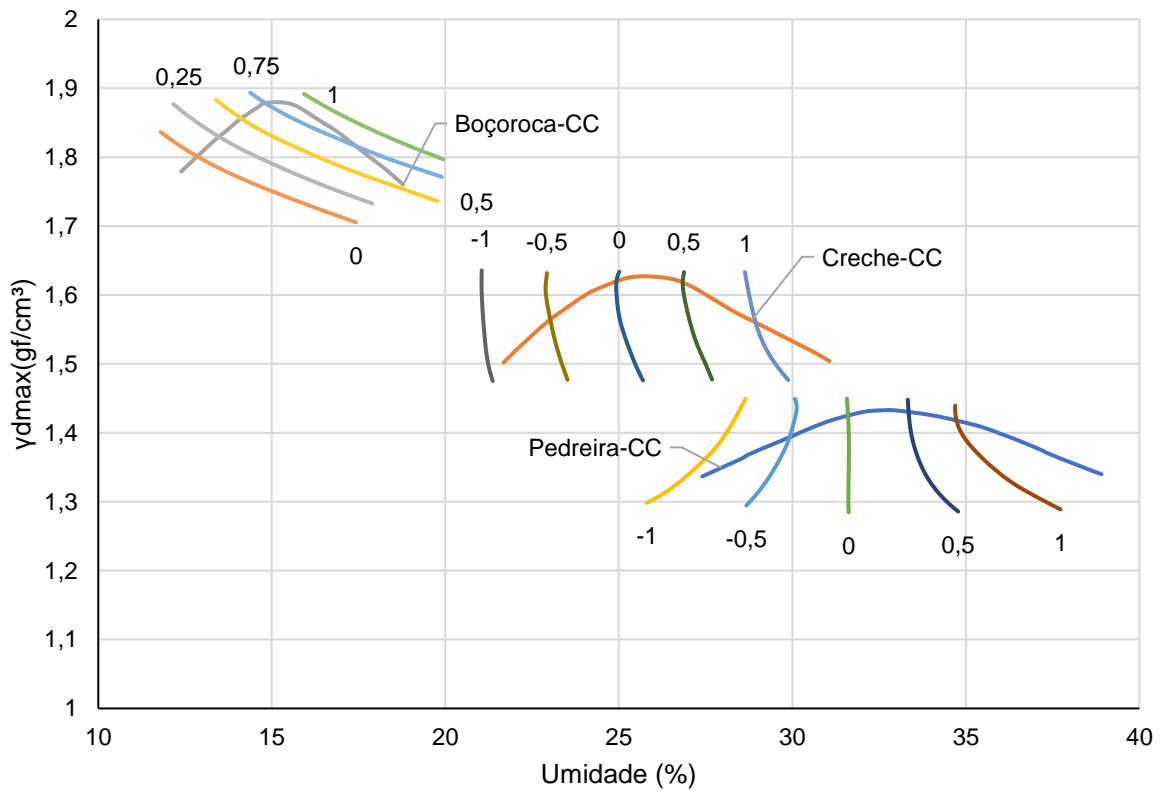


Figura A.2 - Valores obtidos de n - extraído de Stancati (1978)

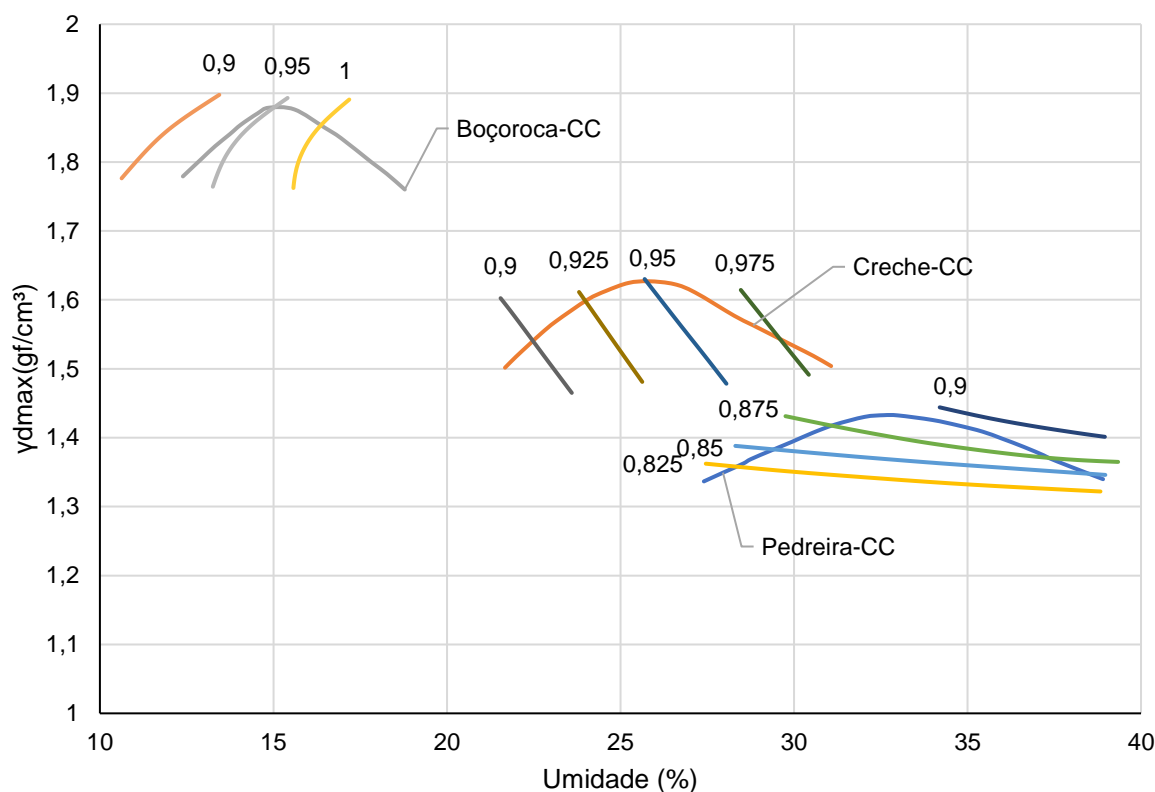


Figura A.3 - Valores obtidos de R_r geral - extraído de Stancati (1978)

Tabela A.5 - Solos estudados por Stancati (1978)

Solo	Descrição	γ_s (gf/cm ³)	LL (%)	LP (%)	Class.	γ_{dmax} (gf/cm ³)	W_{ot} (%)
Pedreira	Argila areno-siltosa vermelho escuro	2,954	68	38	CH	1,435	33
Creche	Argila areno-siltosa vermelho médio	2,905	51	32	CL/CH	1,63	26
Boçoroca	Areia argilosa pouco siltosa marrom	2,755	31	15	SC	1,88	15

A.5 Parâmetro k adotado no software CUFAD

De acordo com Kulhawy e Mayne (1990), os desenvolvedores do software CUFAD (TRAUTMANN; KULHAWY, 1987) adotaram uma correlação do parâmetro k com o ângulo de atrito relativo (ϕ'_{rel}) conforme a Equação (109):

$$k = 300 + 900 \times \phi'_{rel} \quad (109)$$

O valor de ϕ'_{rel} é dado pela Equação (110):

$$\phi'_{rel} = \frac{\phi' - 25^\circ}{45^\circ - 25^\circ} \quad (110)$$

A.6 Parâmetro obtidos por Boscardini et al. 1990

Boscardin et al. (1990) estudou 3 solos, cujas caracterizações estão apresentadas na Tabela A.7, variando o grau de compactação do solo, resultando em parâmetros de resistência e de elasticidade para o modelo hiperbólico conforme apresentado na Tabela A.6.

Tabela A.6 – Parâmetros do modelo hiperbólico obtidos por Boscardini et al. (1990)

Tipo de solo	Grau de compactação GC (Proctor normal)	k	n	R_f	c (kPa)	φ' (deg)	Δφ' (deg)
SW	95%	950	0,6	0,7	0	48	8
SW	90%	640	0,43	0,75	0	42	4
SW	85%	450	0,35	0,8	0	38	2
SW	80%	320	0,35	0,83	0	36	1
SW	61%	54	0,85	0,9	0	29	0
ML	95%	440	0,4	0,95	28	34	0
ML	90%	200	0,26	0,89	24	32	0
ML	85%	110	0,25	0,85	21	30	0
ML	80%	75	0,25	0,8	17	28	0
ML	49%	16	0,95	0,55	0	23	0
CL	95%	120	0,45	1	62	15	4
CL	90%	75	0,54	0,94	48	17	7
CL	85%	50	0,6	0,9	41	18	8
CL	80%	35	0,66	0,87	35	19	8,5
CL	45%	16	0,95	0,75	0	23	11

Tabela A.7 - Descrição do solo estudado por Boscardini et al. (1990)

Descrição	Class. Unif	Class. AASHTO	LL (%)	LP (%)	Compactação		Observação
					(P. Normal)		
					γ_{dmax} (gf/l)	w_{ot} (%)	
Areia bem graduada	SW	A-1-a	-	NP	2,21	7,4	$d_{max}=10mm$ NP = não plástico
Silte arenoso	ML/CL ML	A-4	20	4	1,91	12,1	
Argila siltosa	CL	A-6	32	15	1,65	21	50% sílica 50% caulinita; 100% <#200

A.7 Parâmetro obtidos por Kaya (2004)

Kaya (2004) estudou 3 materiais para aplicação de lastro: calcário (*limestone*) e basalto locais (Turquia) e agregado de escória de ferro (*steel-slag*), com proporções de forma média e parâmetros de resistência apresentados na Tabela A.8. Os parâmetros do modelo hiperbólico estão apresentados na Figura A.4. Cabe a ressalva de que o autor utilizou outro valor de pressão de referência (1 kPa) ao invés da pressão atmosférica. Os valores apresentados já estão corrigidos.

Tabela A.8 - Propriedades do material estudado por Kaya (2004)

Material	Razão das dimensões (média)	φ' (graus),	c (kPa)
Calcário	2,1:1,425:1	44,6	32,5
Basalto	2,25:1,65:1	46,3	34,2
Escória de aço	2,05:1,5:1	42,7	35,4

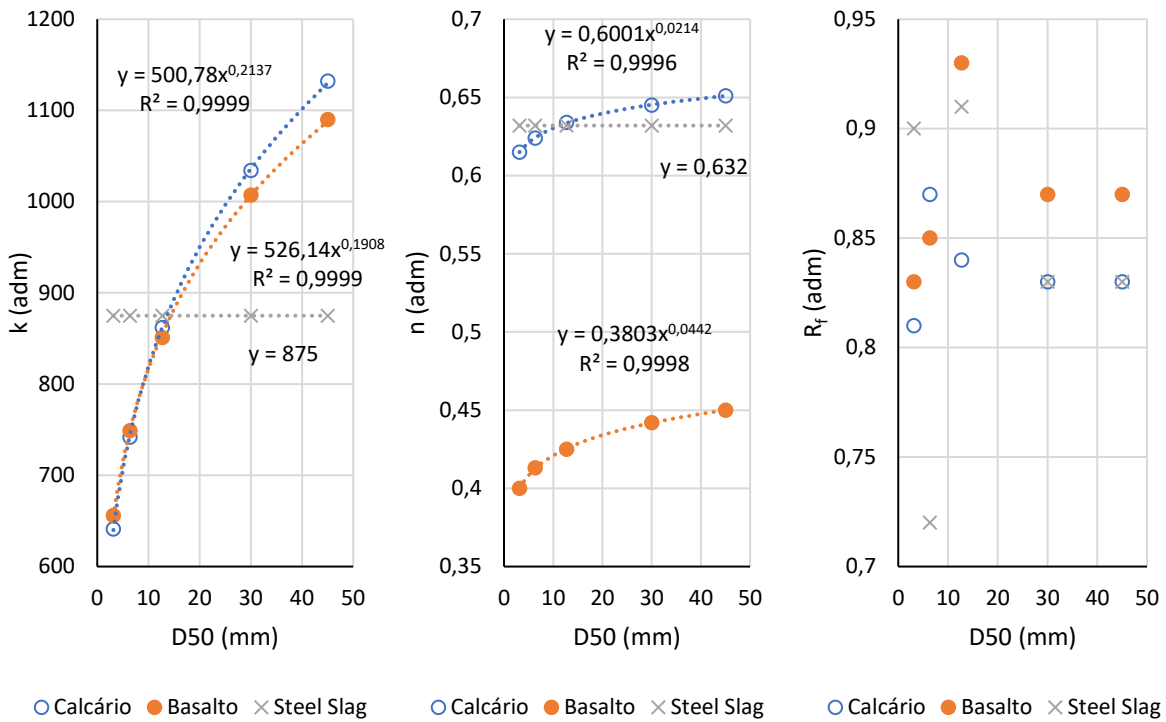


Figura A.4 - Parâmetros do modelo hiperbólico obtidos por Kaya (2004)

A.8 Parâmetros obtidos por Medina e Preussler (1980)

Medina e Preussler (1980) estudou o módulo de resiliência de 14 solos arenosos e 6 solos argilosos das regiões sul e sudeste do Brasil em corpos de prova compactados com energia intermediária para uso em pavimentação. Os autores tentaram criar uma relação com a classificação dos solos e os parâmetros do módulo de resiliência em função da tensão confinante. As classificações e os parâmetros k_u e n para solos arenosos apresentada pelos autores estão apresentados na Tabela A.9.

Tabela A.9 - Parâmetros de k_u e n , já convertido para o modelo hiperbólico - extraído de Medina e Preussler (1980)

Classificação		Módulo de resiliência M_r (kgf/cm ²)	Parâmetros hip.		Propriedades físicas
Rodoviária	Unificada		$k_u = \frac{K_1}{P_a^{1-n}}$	n	
A-1-b ou A-2	SM ou SC	$5100(\sigma_3)^{0,9}$	5083	0,9	LL < 45, IP ≤ 14 CBR > 20
A-3	SM	$17000(\sigma_3)^{0,75}$	16862	0,75	exp < 0,5%
A-2-6	SC	$13000(\sigma_3)^{0,34}$	12723	0,34	8% ≤ w_{ot} ≤ 12%
A-2-4	SM	$8000(\sigma_3)^{0,52}$	7875	0,52	Energia intermediária
A-4 A-2-4	SM	$1000(\sigma_3)^{0,52}$	984	0,52	CBR < 10 exp, ≥ 2%

Obs.: $P_a = 1 \text{ atm} = 101,325 \text{ kPa} = 1,03323 \text{ kgf/cm}^2$

APÊNDICE B DEDUÇÃO DO MODELO ANALÍTICO

B.1 Deformação do solo contido pela geocélula.

Considere a lei de Hook para o incremento de deformação na direção horizontal $d\varepsilon_h$ devido ao acréscimo de tensões vertical e horizontal $d\sigma'_v$ e $d\sigma'_h$, de um material com módulo tangente e coeficiente de Poisson E_s e ν_s , respectivamente, e considerando a convenção de ter tensões de compressão no solo como positivas:

$$d\varepsilon_h = \frac{\nu_s}{E_s} d\sigma'_v + \frac{-1 + \nu_s}{E_s} d\sigma'_h$$

Adotando o módulo tangente do modelo hiperbólico de Duncan e Chang (1970) e o coeficiente de Poisson para a etapa de carregamento apresentado nas hipóteses, a variação de deformação na etapa de carregamento será a integral da deformação seguindo a trajetória de tensões de carregamento até as tensões (σ'_{vc} , σ'_{hc}). Assim:

$$\Delta\varepsilon_{shc} = \int_0^{\sigma'_{vc}=\sigma'_{v0}OCR} \frac{\nu_0}{E_s} d\sigma'_v + \int_0^{\sigma'_{hc}=K_c\sigma'_{v0}OCR} \frac{-1 + \nu_0}{E_s} d\sigma'_h = \Delta\varepsilon_{hcv} + \Delta\varepsilon_{hch}$$

Para a parte correspondente a tensão vertical:

$$\Delta\varepsilon_{shcv} = \int_0^{\sigma'_{vc}=\sigma'_{v0}OCR} \frac{\nu_0}{E_s} d\sigma'_v = \int_0^{\sigma'_{vc}=\sigma'_{v0}OCR} \frac{\nu_0}{k \cdot P_a \left(\frac{\sigma'_h}{P_a}\right)^n \left(\frac{\sigma'_h(1 - K_{aa})}{\sigma'_h - K_{aa}\sigma'_v}\right)^2} d\sigma'_v$$

Como $\sigma'_h = K_c \sigma'_v$, temos:

$$\Delta\varepsilon_{shcv} = \int_0^{\sigma'_{vc}=\sigma'_{v0}OCR} \frac{\nu_0}{k \cdot P_a \left(\frac{\sigma'_v K_c}{P_a}\right)^n \left(\frac{\sigma'_v K_c(1 - K_{aa})}{\sigma'_v K_c - K_{aa}\sigma'_v}\right)^2} d\sigma'_v$$

$$\Delta\varepsilon_{shcv} = \frac{\nu_0}{k \cdot P_a^{1-n} K_c^n} \left(\frac{K_c(1 - K_{aa})}{K_c - K_{aa}}\right)^2 \int_0^{\sigma'_{vc}=\sigma'_{v0}OCR} \sigma'_v^{-n} d\sigma'_v$$

$$\Delta\varepsilon_{shcv} = \frac{\nu_0}{k \cdot P_a^{1-n} K_c^n} \left(\frac{K_c(1 - K_{aa})}{K_c - K_{aa}}\right)^2 \frac{1}{1-n} [(\sigma'_{v0}OCR)^{1-n} - 0^{1-n}]$$

$$\Delta\varepsilon_{shcv} = \frac{v_0}{k \cdot P_a^{1-n} K_c^n} \frac{K_c^2 (1 - K_{aa})^2}{(K_c - K_{aa})^2} \frac{1}{1 - n} [(\sigma'_{v0} OCR)^{1-n}]$$

$$\Delta\varepsilon_{shcv} = \frac{v_0}{k \cdot P_a \left(\frac{\sigma'_{v0} OCR}{P_a}\right)^n K_c^n} \frac{K_c^2 (1 - K_{aa})^2}{(K_c - K_{aa})^2} \frac{(\sigma'_{v0} OCR)}{1 - n}$$

Para a parte correspondente a tensão horizontal:

$$\Delta\varepsilon_{shch} = \int_0^{\sigma'_{hc}=K_c\sigma'_{v0}OCR} \frac{-1 + v_0}{E_s} d\sigma'_h = \int_0^{\sigma'_{hc}=K_c\sigma'_{v0}OCR} \frac{-1 + v_0}{k \cdot P_a \left(\frac{\sigma'_h}{P_a}\right)^n} \left(\frac{\sigma'_h(1 - K_{aa})}{\sigma'_h - K_{aa}\sigma'_v}\right)^2 d\sigma'_h$$

$$\Delta\varepsilon_{shch} = \int_0^{\sigma'_{hc}=K_c\sigma'_{v0}OCR} \frac{-1 + v_0}{k \cdot P_a \left(\frac{\sigma'_h}{P_a}\right)^n} \left(\frac{\sigma'_v K_c (1 - K_{aa})}{\sigma'_v K_c - K_{aa}\sigma'_v}\right)^2 d\sigma'_h$$

$$\Delta\varepsilon_{shch} = \frac{-1 + v_0}{k \cdot P_a^{(1-n)}} \left(\frac{K_c(1 - K_{aa})}{K_c - K_{aa}}\right)^2 \int_0^{\sigma'_{hc}=K_c\sigma'_{v0}OCR} \sigma'_h^{-n} d\sigma'_h$$

$$\Delta\varepsilon_{shch} = \frac{-1 + v_0}{k \cdot P_a^{1-n} K_c^n} \left(\frac{K_c(1 - K_{aa})}{K_c - K_{aa}}\right)^2 \frac{1}{1 - n} [(\sigma'_{v0} K_c OCR)^{1-n} - 0^{1-n}]$$

$$\Delta\varepsilon_{shch} = \frac{-1 + v_0}{k \cdot P_a^{1-n}} \frac{K_c^2 (1 - K_{aa})^2}{(K_c - K_{aa})^2} \frac{1}{1 - n} [(\sigma'_{v0} K_c OCR)^{1-n}]$$

$$\Delta\varepsilon_{shch} = \frac{(-1 + v_0)}{k \cdot P_a \left(\frac{\sigma'_{v0} OCR}{P_a}\right)^n K_c^n} \frac{K_c^2 (1 - K_{aa})^2}{(K_c - K_{aa})^2} \frac{(K_c \sigma'_{v0} OCR)}{1 - n}$$

Portanto, a deformação no carregamento se dará pela soma das duas parcelas:

$$\Delta\varepsilon_{shc} = \frac{\sigma'_{v0} OCR}{k \cdot P_a \left(\frac{\sigma'_{v0} OCR}{P_a}\right)^n K_c^n} \frac{K_c^2 (1 - K_{aa})^2 [+v_0 - K_c(1 - v_0)]}{(K_c - K_{aa})^2} \frac{1}{1 - n}$$

Para a etapa de descarregamento, adotando as premissas já apresentadas nas hipóteses em relação aos parâmetros elásticos, a deformação do descarregamento será:

$$\Delta \varepsilon_{shr} = \int_{\sigma'_{vc}=\sigma'_{v0}OCR}^{\sigma'_{vr}=\sigma'_{v0}} \frac{v_d}{E_s} d\sigma'_v + \int_{\sigma'_{hc}=K_c\sigma'_{v0}OCR}^{\sigma'_{hr}=K_r\sigma'_{v0}} \frac{-1+v_d}{E_s} d\sigma'_h = \Delta \varepsilon_{hrv} + \Delta \varepsilon_{hrh}$$

Para a parcela de deformação devida à variação de tensão vertical:

$$\Delta \varepsilon_{shrv} = \int_{\sigma'_{vc}=\sigma'_{v0}OCR}^{\sigma'_{vr}=\sigma'_{v0}} \frac{v_d}{k_u \cdot P_a \left(\frac{\sigma'_h}{P_a}\right)^n} d\sigma'_v$$

A variação de tensões no descarregamento se dará na reta que obedece a seguinte equação:

$$\frac{\Delta \sigma'_h}{\Delta \sigma'_v} = \frac{\sigma'_h - \sigma'_{hr}}{\sigma'_v - \sigma'_{vr}} = \frac{\sigma'_{hc} - \sigma'_{hr}}{\sigma'_{vc} - \sigma'_{vr}}$$

$$\sigma'_h = \frac{\sigma'_{hc} - \sigma'_{hr}}{\sigma'_{vc} - \sigma'_{vr}} \times (\sigma'_v - \sigma'_{vr}) + \sigma'_{hr} = \frac{\sigma'_{v0}(K_c OCR - K_r)}{\sigma'_{v0}(OCR - 1)} \times (\sigma'_v - \sigma'_{v0}) + \sigma'_{v0} K_r$$

A variação infinitesimal então é:

$$d\sigma'_h = \frac{(K_c OCR - K_r)}{(OCR - 1)} \times d\sigma'_v = K_2 d\sigma'_v \Rightarrow d\sigma'_v = \frac{d\sigma'_h}{K_2}$$

$$K_2 = \frac{\Delta \sigma'_h}{\Delta \sigma'_v} = \frac{(K_c OCR - K_r)}{(OCR - 1)}$$

Assim:

$$\Delta \varepsilon_{shrv} = \int_{\sigma'_{hc}=K_c\sigma'_{v0}OCR}^{\sigma'_{hr}=K_r\sigma'_{v0}} \frac{v_d}{k_u \cdot P_a \left(\frac{\sigma'_h}{P_a}\right)^n} \frac{d\sigma'_h}{K_2} = \frac{v_d}{k_u \cdot P_a^{1-n} (K_c OCR - K_r)} \int_{\sigma'_{hc}=K_c\sigma'_{v0}OCR}^{\sigma'_{hr}=K_r\sigma'_{v0}} \frac{d\sigma'_h}{(\sigma'_h)^n}$$

$$\Delta \varepsilon_{shrv} = \frac{v_d}{k_u \cdot P_a^{1-n} (K_c OCR - K_r)} \frac{(\sigma'_{v0})^{1-n} [K_r^{1-n} - (K_c OCR)^{1-n}]}{1-n}$$

$$\Delta \varepsilon_{shrv} = \frac{v_d}{k_u P_a \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right)^n (K_c OCR - K_r)} \frac{\sigma'_{v0} [K_r^{1-n} - (K_c OCR)^{1-n}]}{1-n}$$

Ou, se utilizar o coeficiente K_2 no desenvolvimento da equação:

$$\Delta\varepsilon_{hrv} = \int_{\sigma'_{hc}=K_c\sigma'_{v0}OCR}^{\sigma'_{hr}=K_r\sigma'_{v0}} \frac{v_d}{k_u \cdot P_a \left(\frac{\sigma'_h}{P_a}\right)^n} \frac{d\sigma'_h}{K_2} = \frac{v_d}{k_u \cdot P_a^{1-n} K_2} \int_{\sigma'_{hc}=K_c\sigma'_{v0}OCR}^{\sigma'_{hr}=K_r\sigma'_{v0}} \frac{d\sigma'_h}{(\sigma'_h)^n}$$

$$\Delta\varepsilon_{hrv} = \frac{v_d}{k_u \cdot P_a^{1-n} K_2} \frac{(\sigma'_{v0})^{1-n} [K_r^{1-n} - (K_c OCR)^{1-n}]}{1-n}$$

$$\Delta\varepsilon_{hrv} = \frac{v_d}{k_u P_a \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right)^n} \frac{\sigma'_{v0} [K_r^{1-n} - (K_c OCR)^{1-n}]}{(1-n) \cdot K_2}$$

Do mesmo modo, para a deformação em função da variação de tensão horizontal:

$$\Delta\varepsilon_{shrh} = \int_{\sigma'_{hc}=K_c\sigma'_{v0}OCR}^{\sigma'_{hr}=K_r\sigma'_{v0}} \frac{-1 + v_d}{k_u \cdot P_a \left(\frac{\sigma'_h}{P_a}\right)^n} d\sigma'_h$$

$$\Delta\varepsilon_{shrh} = \frac{-1 + v_d}{k_u \cdot P_a^{1-n}} \int_{\sigma'_{hc}=K_c\sigma'_{v0}OCR}^{\sigma'_{hr}=K_r\sigma'_{v0}} \frac{d\sigma'_h}{(\sigma'_h)^n}$$

$$\Delta\varepsilon_{shrh} = \frac{-1 + v_d}{k_u \cdot P_a^{1-n}} \frac{(\sigma'_{v0})^{1-n} [K_r^{1-n} - (K_c OCR)^{1-n}]}{1-n}$$

$$\Delta\varepsilon_{shrh} = \frac{-1 + v_d}{k_u P_a \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right)^n} \frac{\sigma'_{v0} [K_r^{1-n} - (K_c OCR)^{1-n}]}{1-n}$$

A deformação na fase de descarregamento é então:

$$\Delta\varepsilon_{shr} = \Delta\varepsilon_{shrv} + \Delta\varepsilon_{shrh} = \frac{\sigma'_{v0}}{k_u P_a \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right)^n} \frac{[K_r^{1-n} - (K_c OCR)^{1-n}]}{1-n} \left[v_d + v_d \frac{(OCR - 1)}{(K_c OCR - K_r)} - 1 \right]$$

Utilizando o coeficiente K_2 , temos:

$$\Delta\varepsilon_{shr} = \Delta\varepsilon_{shrv} + \Delta\varepsilon_{shrh} = \frac{\sigma'_{v0}}{k_u P_a \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right)^n} \frac{[K_r^{1-n} - (K_c OCR)^{1-n}]}{1-n} \left[\frac{v_d}{K_2} + (v_d - 1) \right]$$

B.2 Compatibilidade de deformações entre o solo contido e a geocélula

Lembrando que as deformações tem sinal inverso devido a convenção de tensões de compressão ser positivo, deve-se então aplicar a compatibilidade de deformações entre a geocélula e o solo confinado:

$$\Delta\varepsilon_{sh} = \Delta\varepsilon_{gh}$$

Para o carregamento:

$$\frac{(\sigma'_{v0}K_cOCR - \sigma'_{v0}K_{aa}OCR)d_{eq}}{2J} = \frac{\sigma'_{v0}OCR}{k \cdot P_a \left(\frac{\sigma'_{v0}OCR}{P_a}\right)^n K_c^n} \frac{K_c^2(1 - K_{aa})^2 [v_o - K_c(1 - v_o)]}{(K_c - K_{aa})^2} \frac{1}{1 - n}$$

Para descarregamento:

$$\begin{aligned} & \frac{((\sigma'_{v0}K_r - \sigma'_{v0}K_cOCR) - (\sigma'_{v0}K_{aa} - \sigma'_{v0}K_{aa}OCR))d_{eq}}{2J} \\ &= \frac{\sigma'_{v0}}{k_u P_a \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right)^n} \frac{[K_r^{1-n} - (K_cOCR)^{1-n}]}{1 - n} \left[-1 + v_d + v_d \frac{1}{K_2}\right] \end{aligned}$$

Adotando os valores de extensibilidade relativas entre o solo e o reforço β_1 e β_2 como:

$$\begin{aligned} \beta_1 &= \frac{kP_a d_{eq}}{2J} \left(\frac{\sigma_{vc}}{P_a}\right)^n = \frac{1}{S_i} \left(\frac{\sigma_{v0}OCR}{P_a}\right)^n \\ \beta_2 &= \frac{kP_a d_{eq}}{2J} \left(\frac{\sigma_{v0}}{P_a}\right)^n = \frac{1}{S_i} \left(\frac{\sigma_{v0}}{P_a}\right)^n = \frac{\beta_1}{OCR^n} \end{aligned}$$

Sendo S_i o índice de rigidez solo reforço, definido como:

$$S_i = \frac{2J}{kP_a d_{eq}}$$

Manipulando as equações, temos:

$$\begin{aligned} \beta_1 &= \frac{K_c^2(1 - K_{aa})^2 [v_o - K_c(1 - v_o)]}{K_c^n(K_c - K_{aa})^3} \frac{1}{1 - n} \\ \beta_2 &= \frac{k}{k_u} \frac{[K_r^{1-n} - (K_cOCR)^{1-n}]}{(1 - n)[(K_r - K_cOCR) - (K_{aa} - K_{aa}OCR)]} \left[-1 + v_d + v_d \frac{1}{K_2}\right] \end{aligned}$$

B.3 Módulos de elasticidade e MIF

Com cálculos iterativos, obter-se-ia os coeficientes K_c e, posteriormente, K_r . Adotando que o módulo do solo obtido seja o módulo de descarregamento e recarregamento do modelo hiperbólico para o estado de tensões $(\sigma'_{v0}; \sigma'_{hr})$, ter-se-ia:

$$E_s = k_u P_a \left(\frac{\sigma'_{v0} \min(K_r; 1)}{P_a} \right)^n$$

O módulo do solo deverá ser composto junto com o módulo equivalente da geocélula J/d_{eq} . Assim:

$$E_{SG} = E_s + \frac{J}{d_{eq}}$$

O Fator de melhora do módulo (MIF) seria a razão do módulo reforçado com o módulo não reforçado ($J \rightarrow 0$ implicando $\beta_2 \rightarrow \infty$), isto é:

$$MIF(\beta_2; OCR) = \frac{E_{SG}(\beta_2; OCR)}{E_{SG}(\beta_2 = \infty; OCR)} = \frac{E_s(\beta_2; OCR) + \frac{J}{d_{eq}}}{E_s(\beta_2 = \infty; OCR)}$$

$$MIF(\beta_2; OCR) = \left[\frac{\min(K_r; 1)}{K_{aa}} \right]^n + \frac{0,5}{\beta_1 k_u/k} \left(\frac{OCR}{K_{aa}} \right)^n = \left[\frac{\min(K_r; 1)}{K_{aa}} \right]^n + \frac{0,5}{\beta_2 k_u/k} \left(\frac{1}{K_{aa}} \right)^n$$

APÊNDICE C ÁBACOS OBTIDOS COM O MODELO

C.1 Ábacos de K_c e $\Delta\varepsilon_{hc}$ para $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$

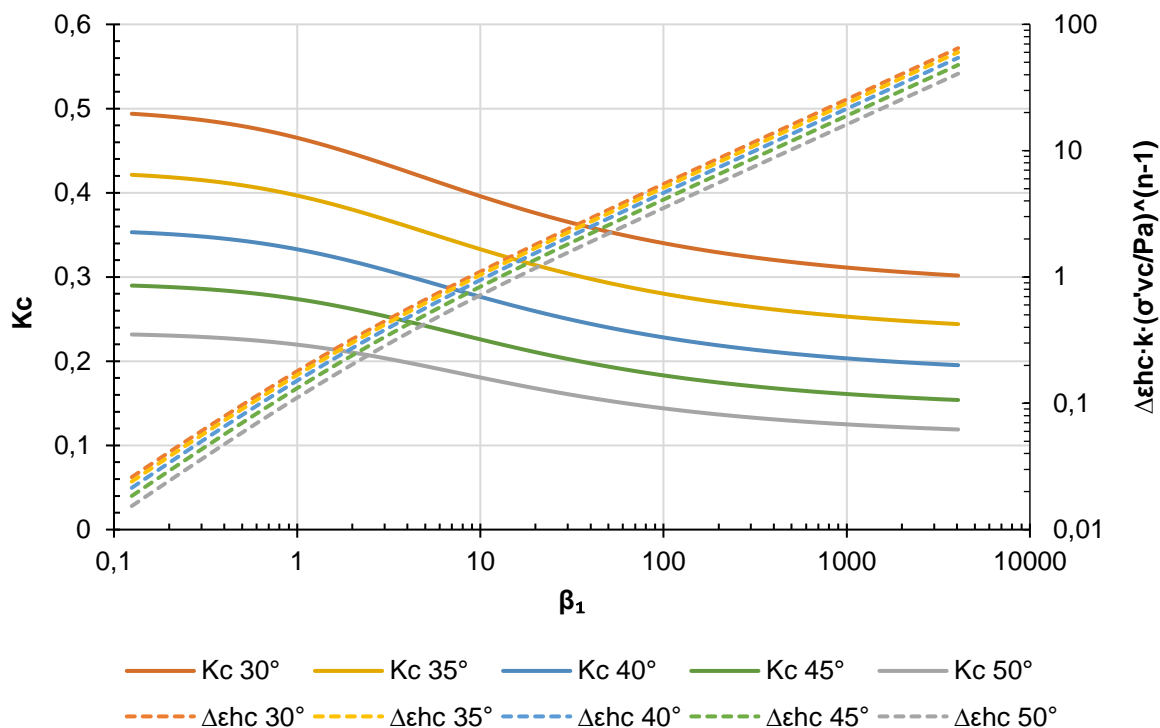


Figura C.1 - Ábaco de K_c e $\Delta\varepsilon_{hc}$: $n = 0,4$; $R_f = 0,8$

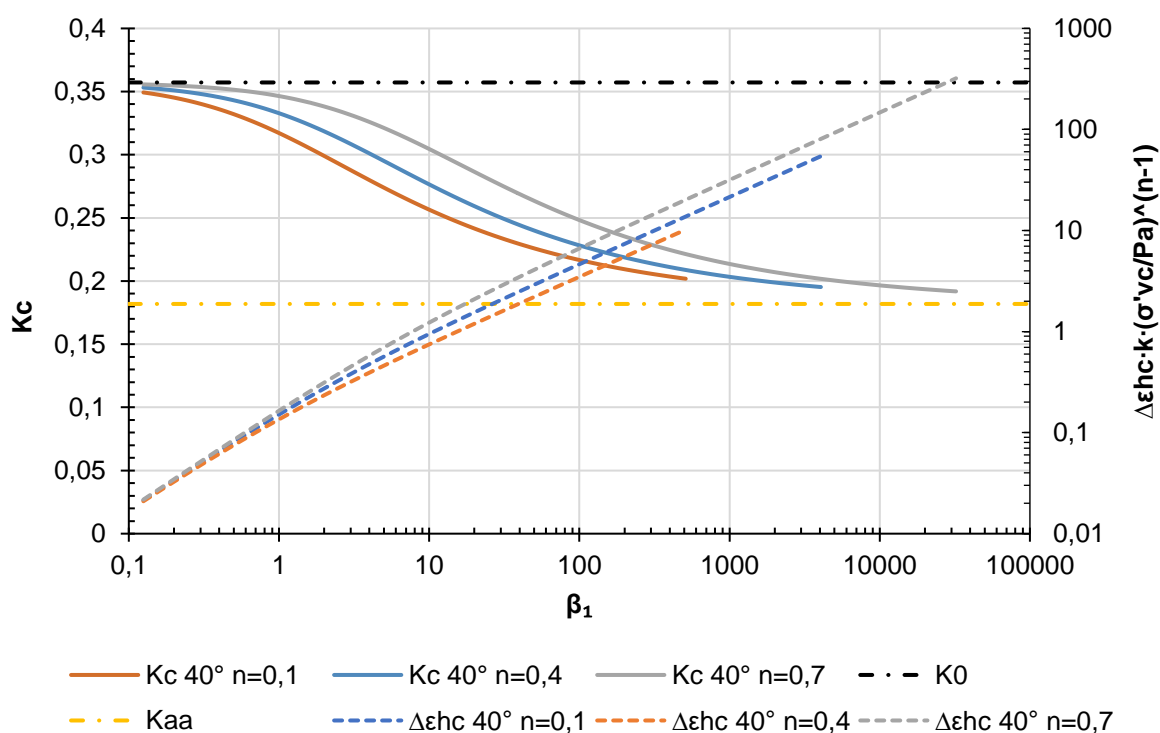


Figura C.2 - Ábaco de K_c e $\Delta\varepsilon_{hc}$: $\phi = 40^\circ$; $R_f = 0,8$

C.2 Ábacos para $\phi' = 30^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k = 1,2$

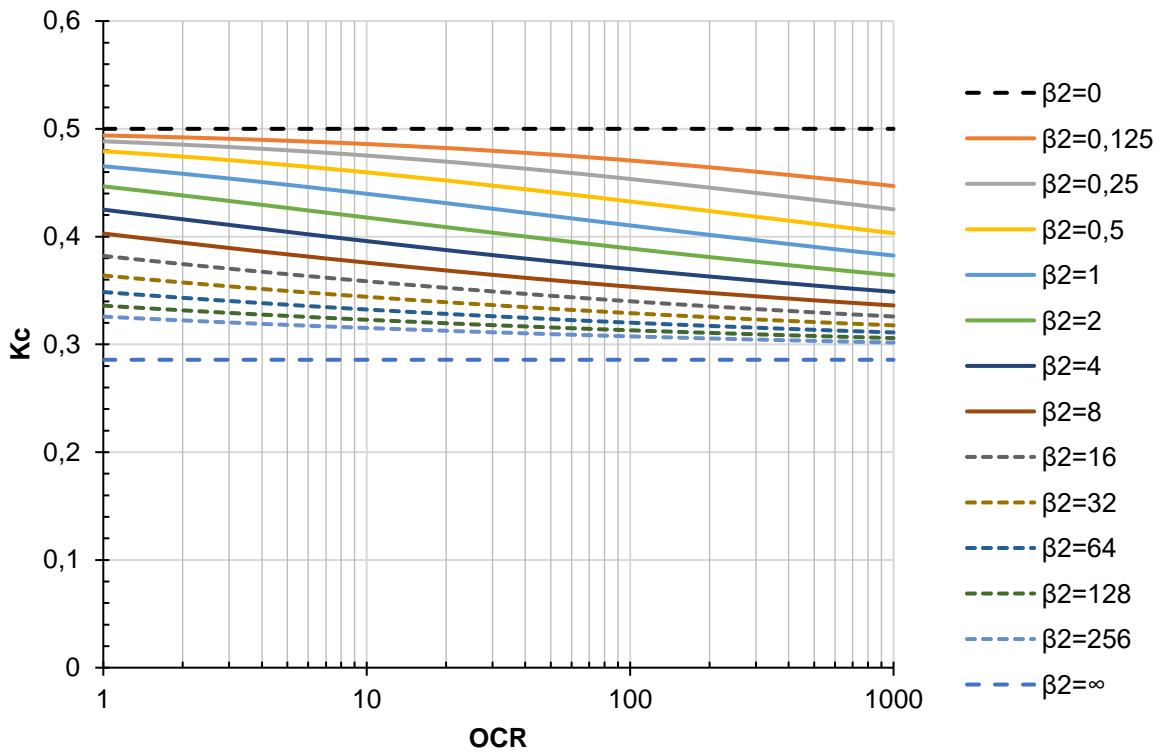


Figura C.3 - Ábaco de K_c : $\phi' = 30^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$

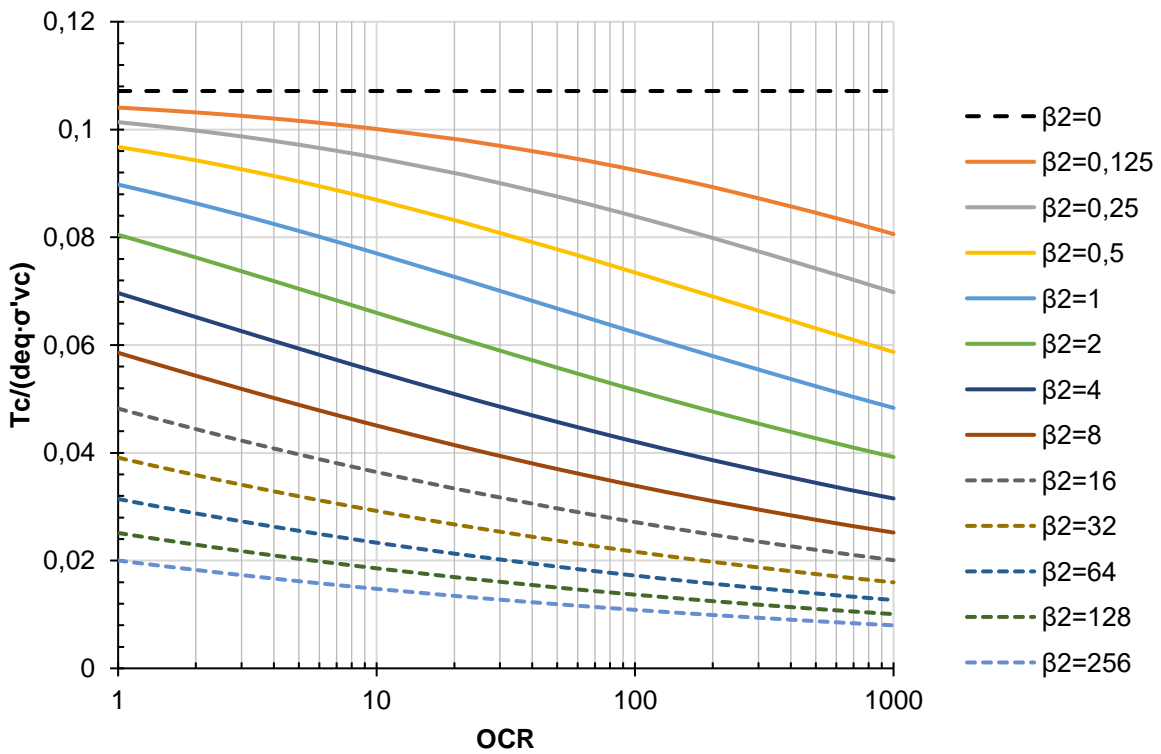


Figura C.4 - Ábaco de $T_c / (d_{eq} \cdot \sigma'_{vc})$: $\phi' = 30^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$

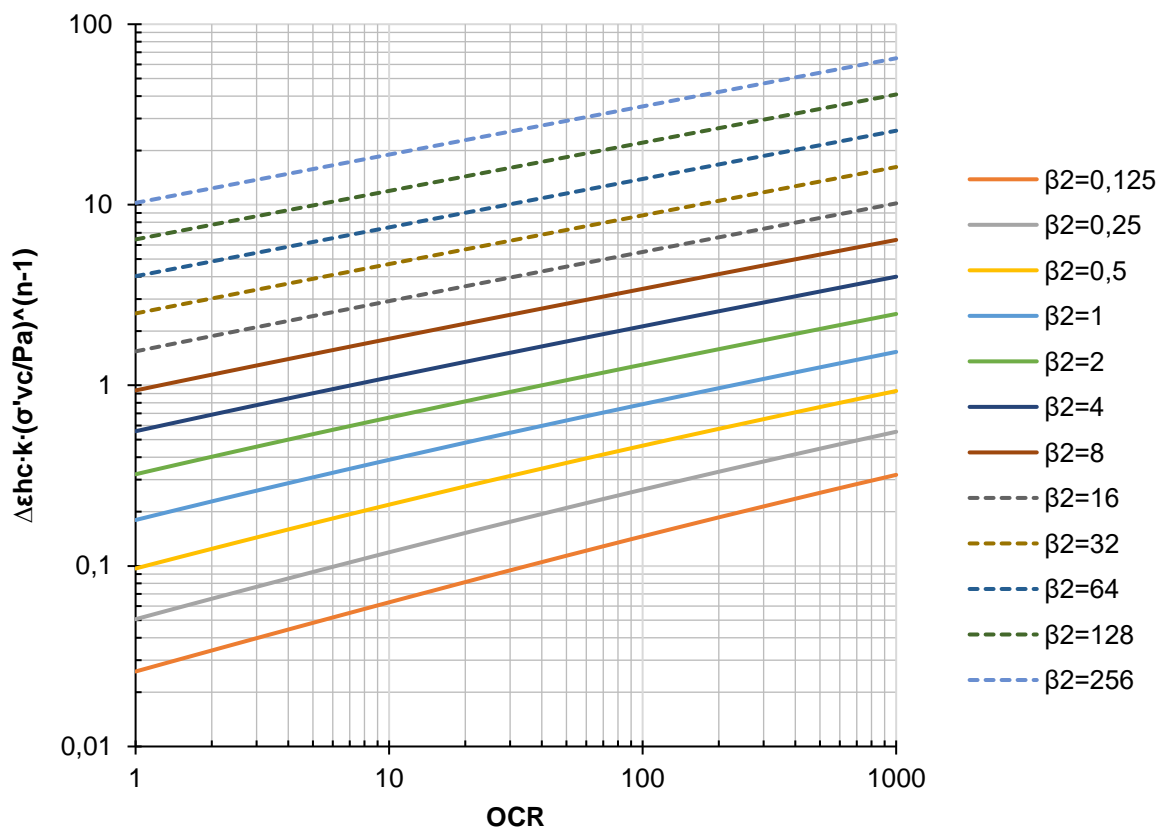


Figura C.5 - Ábaco de $\epsilon_{hc} \cdot k \cdot (\sigma'_{vc}/P_a)^{n-1}$: $\phi' = 30^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$;

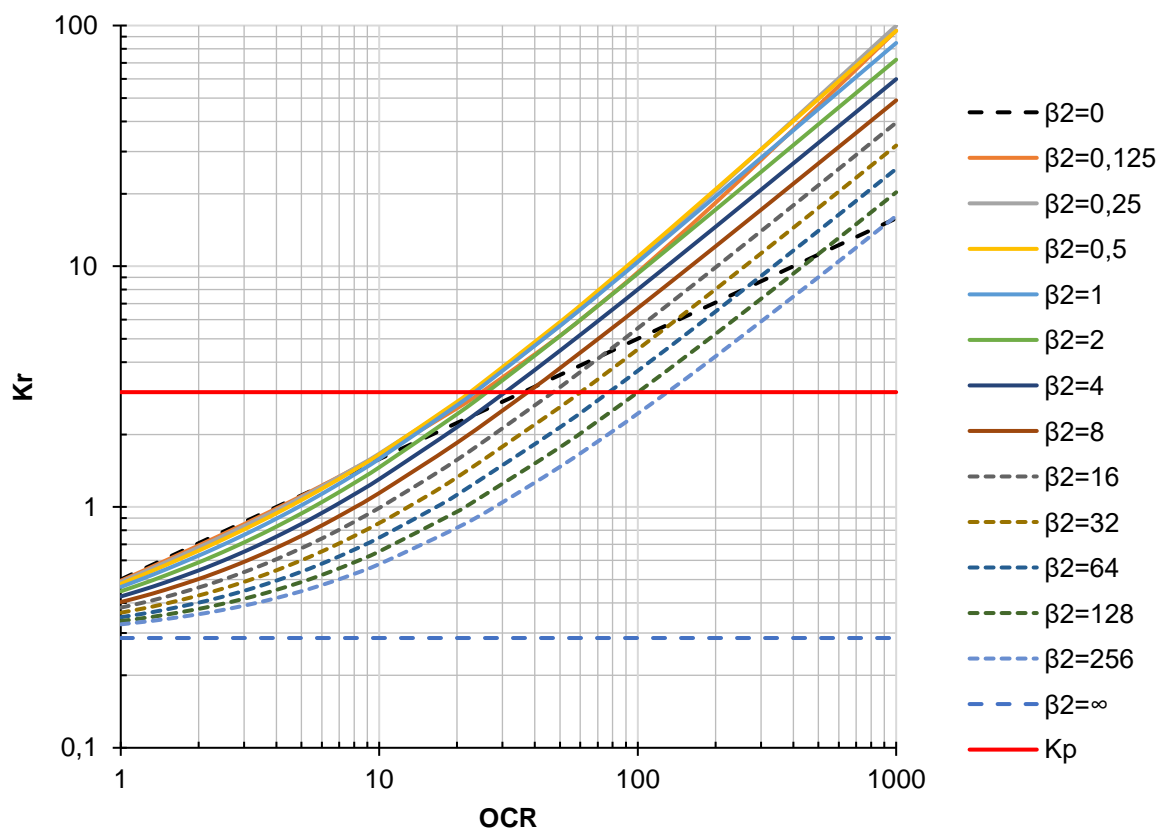


Figura C.6 - Ábaco de K_r : $\phi' = 30^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$

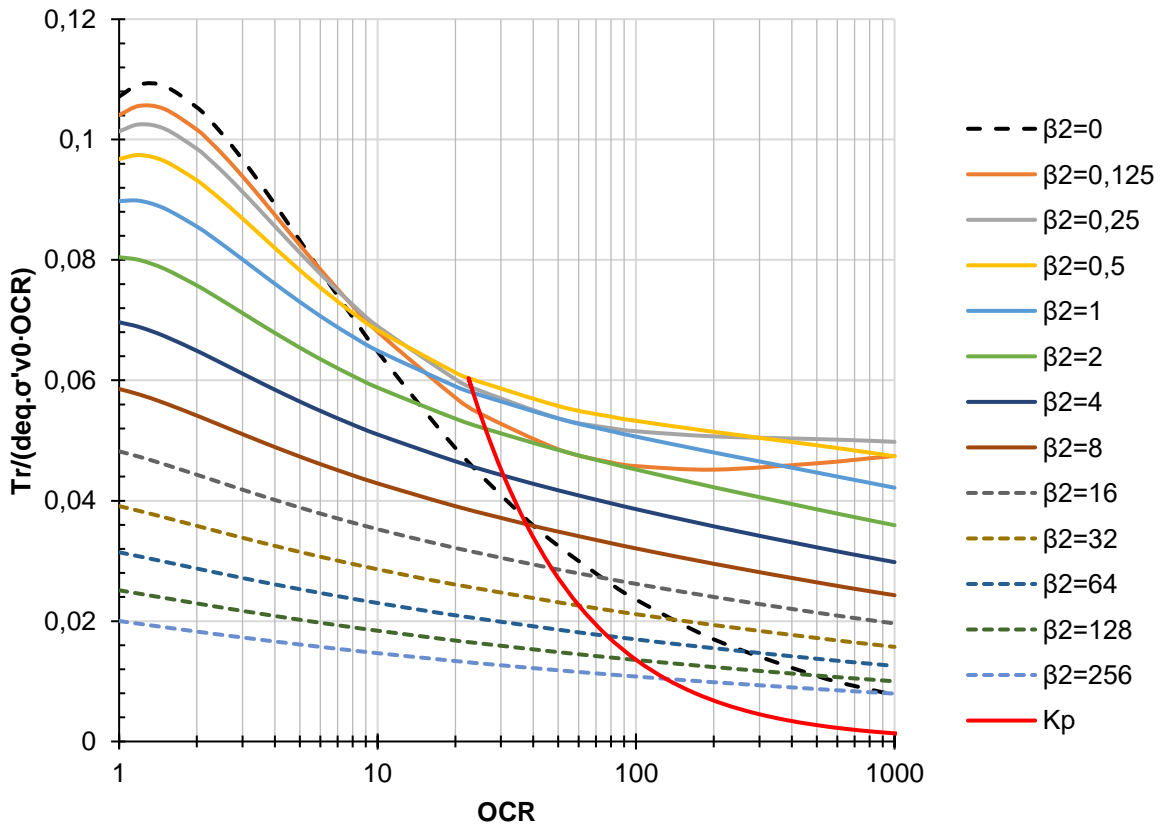


Figura C.7 - Ábaco de $T_r/(deq \cdot \sigma'_{v0})$: $\phi' = 30^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k = 1,2$

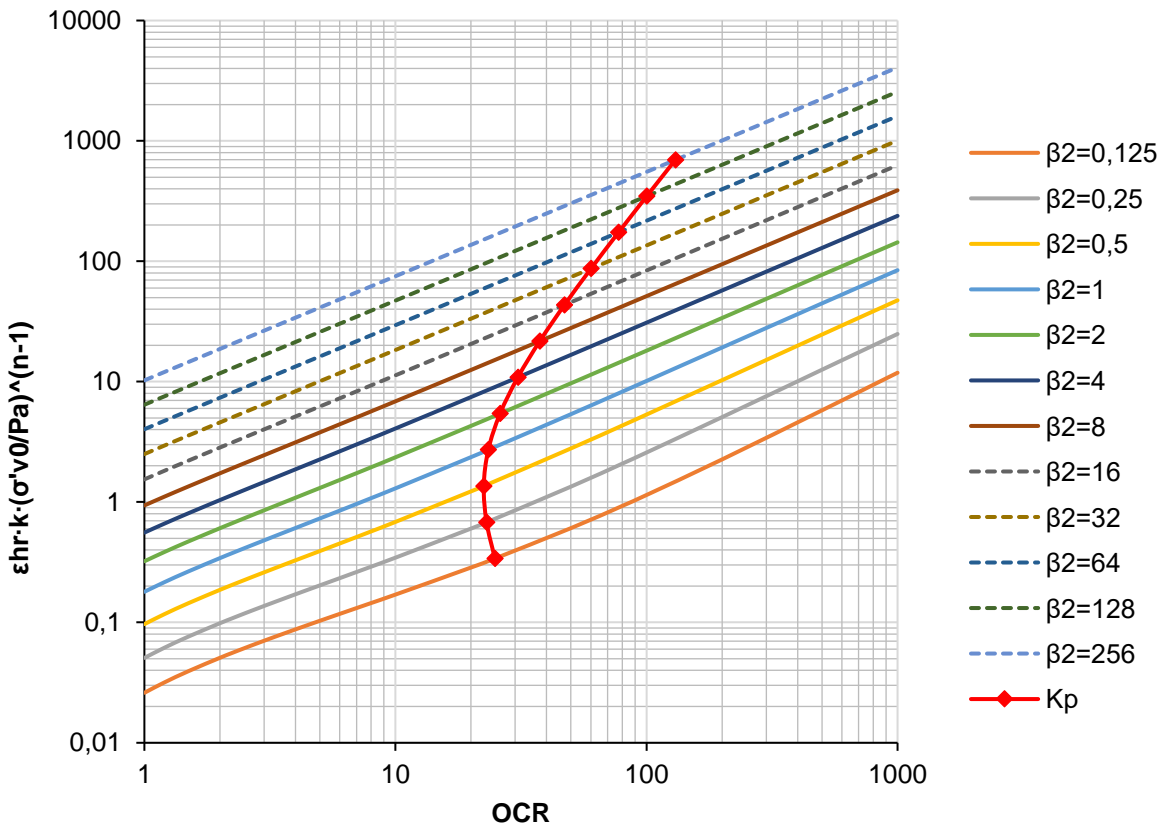


Figura C.8 - Ábaco de $\epsilon_{hr} \cdot k \cdot (\sigma'_{v0}/Pa)^{n-1}$: $\phi' = 30^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k = 1,2$

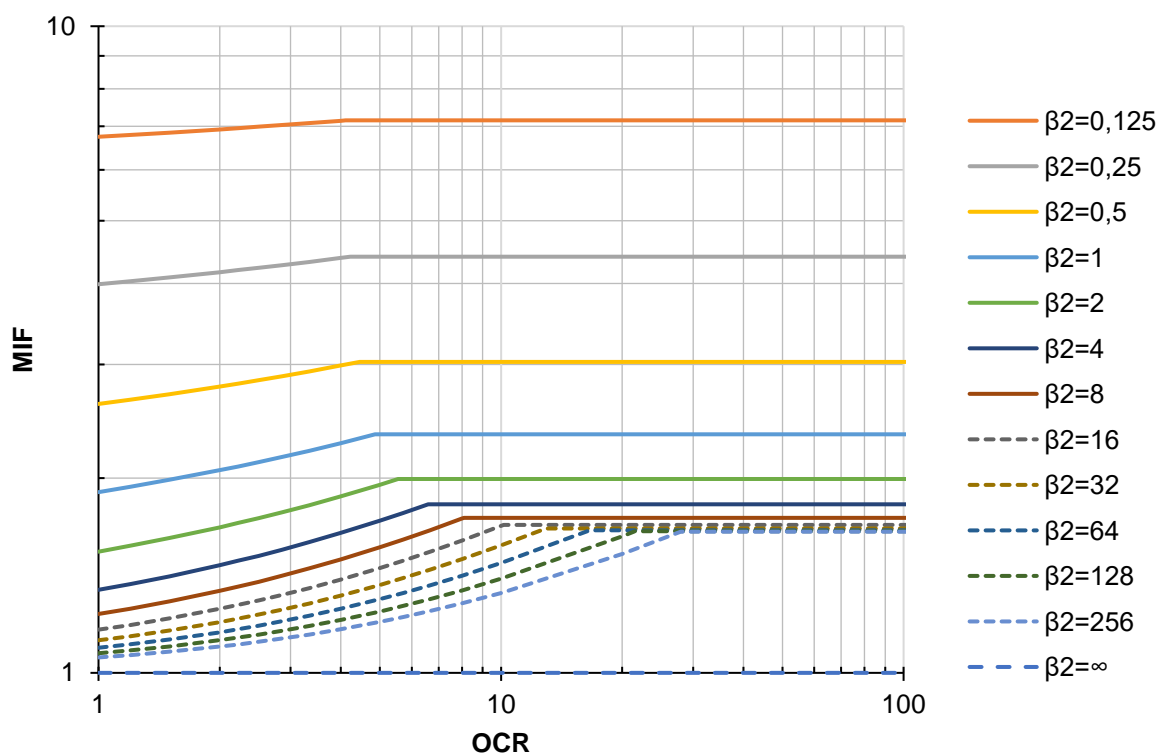


Figura C.9 - Ábaco de MIF: $\phi' = 30^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$

C.3 Ábacos para $\phi' = 35^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$

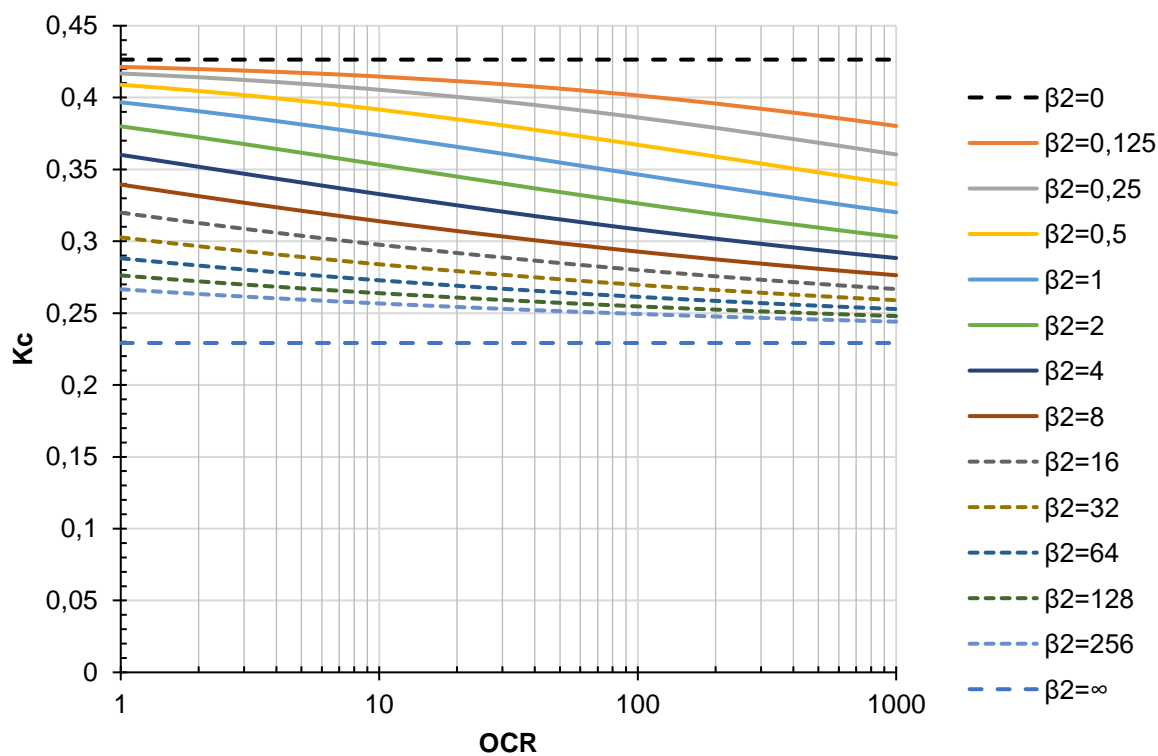


Figura C.10 - Ábaco de K_c : $\phi' = 35^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$

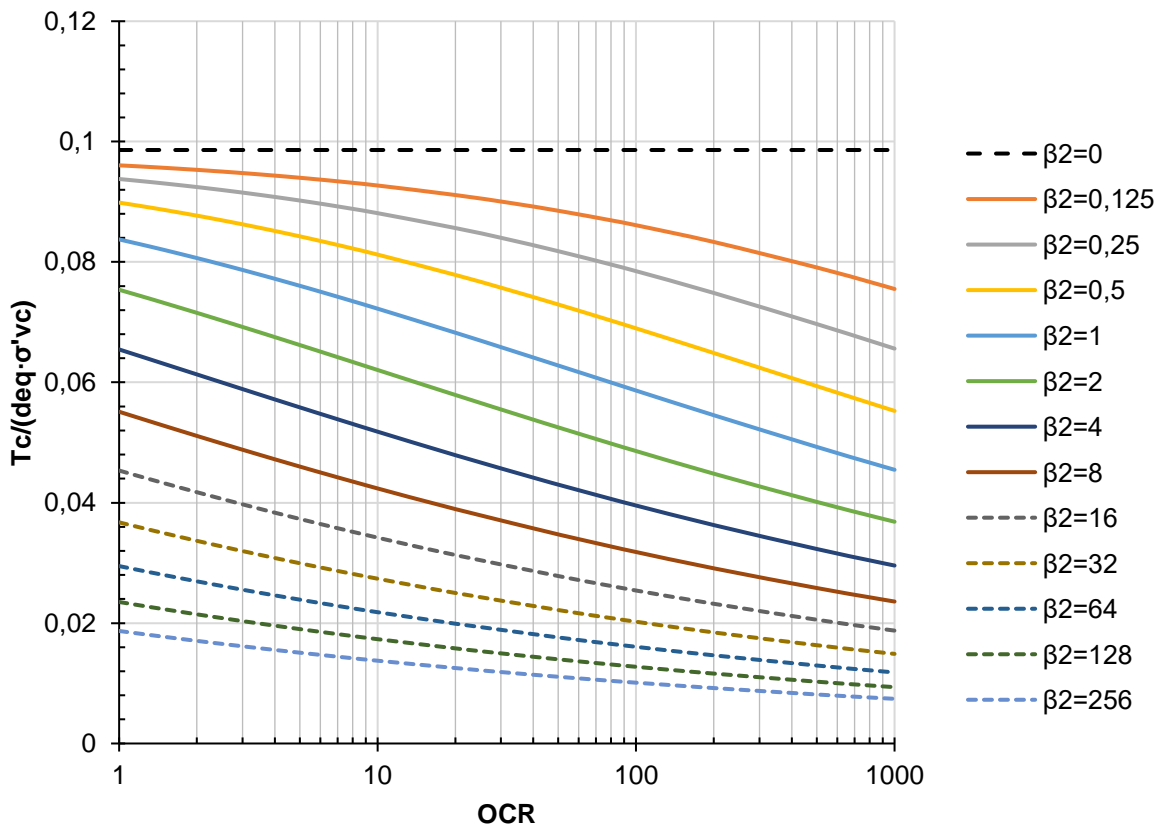


Figura C.11 - Ábaco de $T_c / (d_{eq} \cdot \sigma'_{vc})$: $\phi' = 35^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$

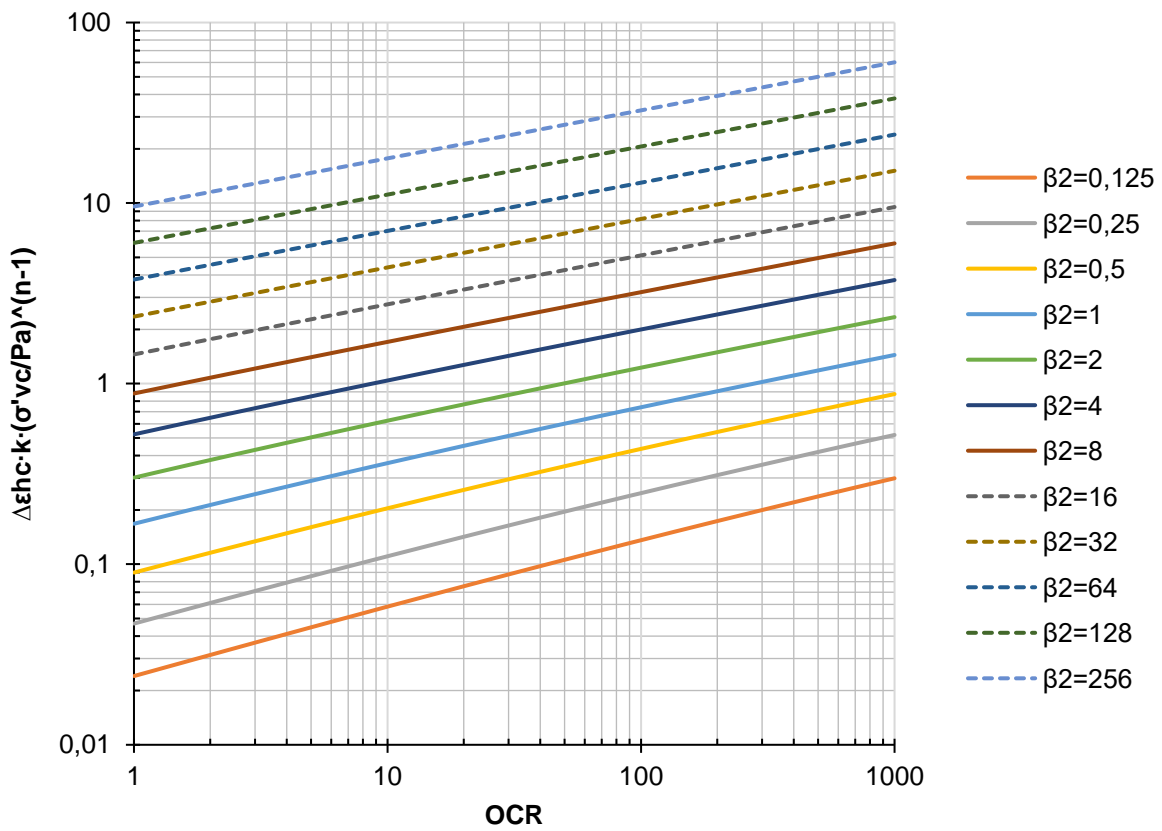


Figura C.12 - Ábaco de $\epsilon_{hc} \cdot k \cdot (\sigma'_{vc} / P_a)^{n-1}$: $\phi' = 35^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$;

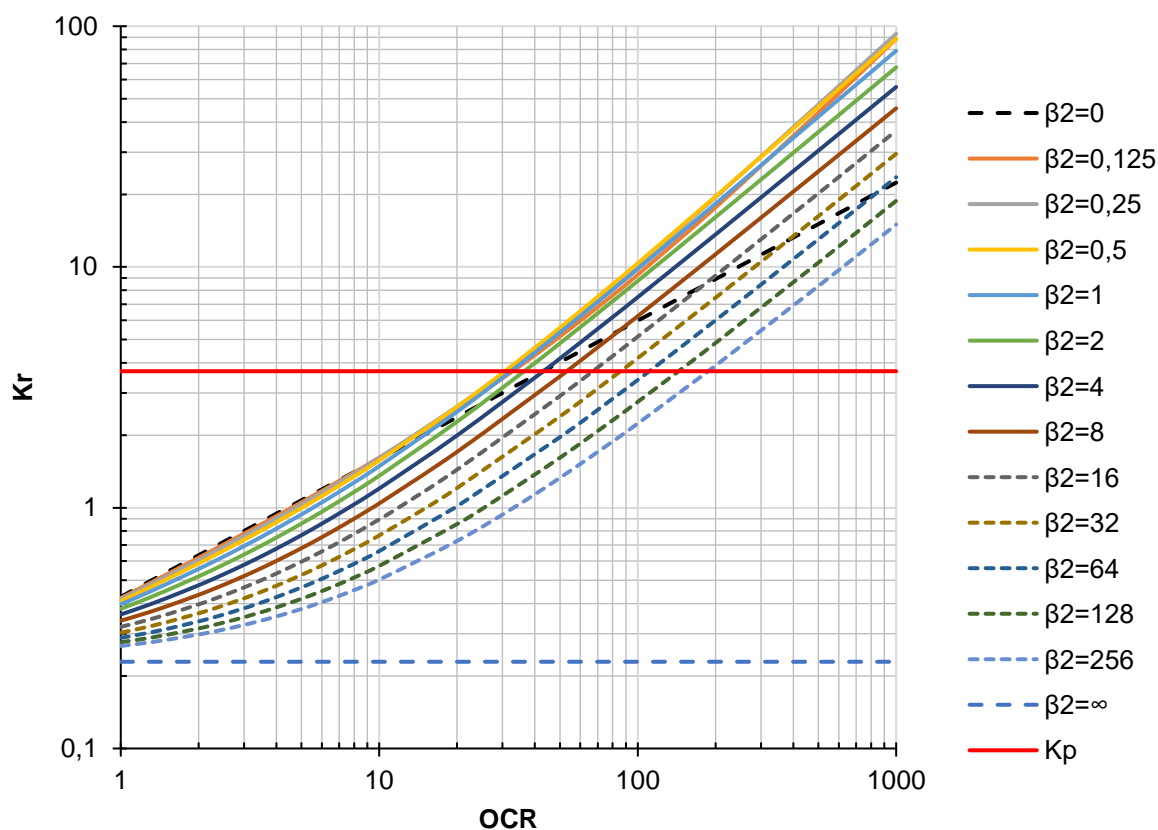


Figura C.13 - Ábaco de K_r : $\phi' = 35^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k = 1,2$

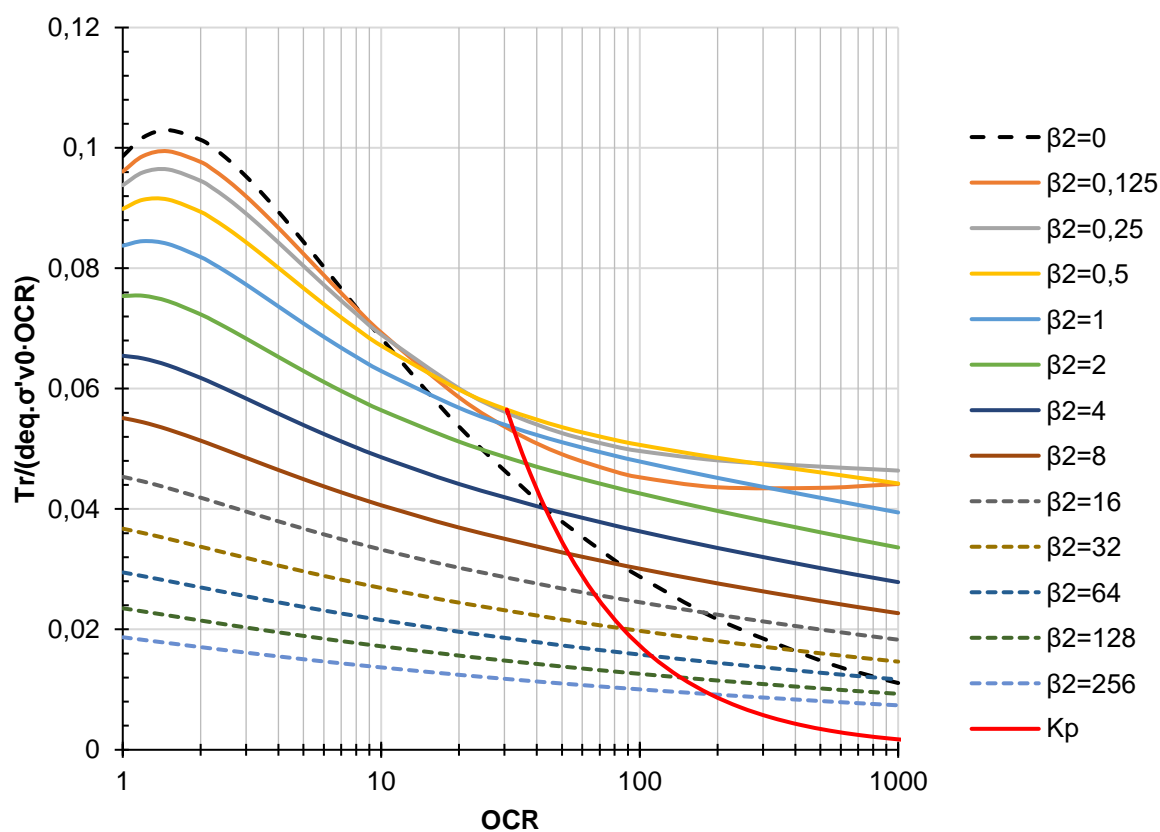


Figura C.14 - Ábaco de $Tr/(deq.\sigma'v_0)$: $\phi' = 35^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k = 1,2$

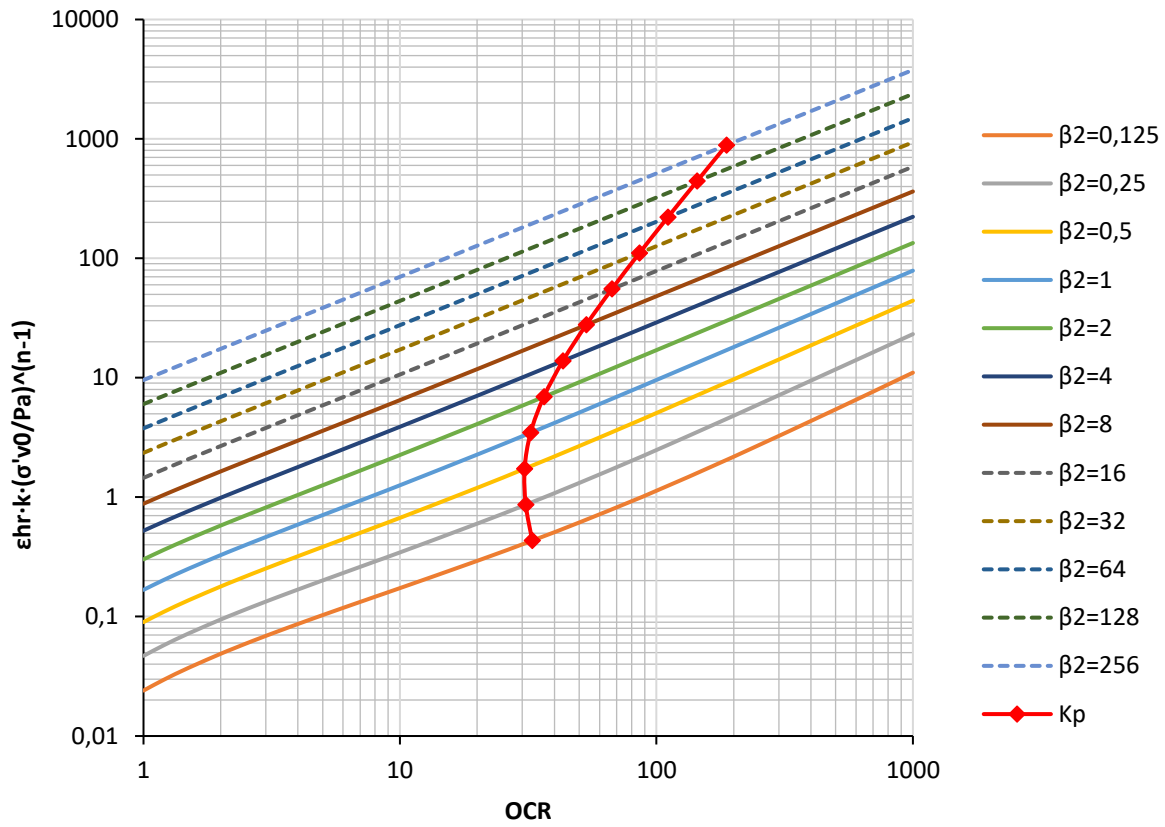


Figura C.15 - Ábaco de $\epsilon_{hr} \cdot k \cdot (\sigma'_{v0}/Pa)^{n-1}$: $\phi' = 35^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k = 1,2$

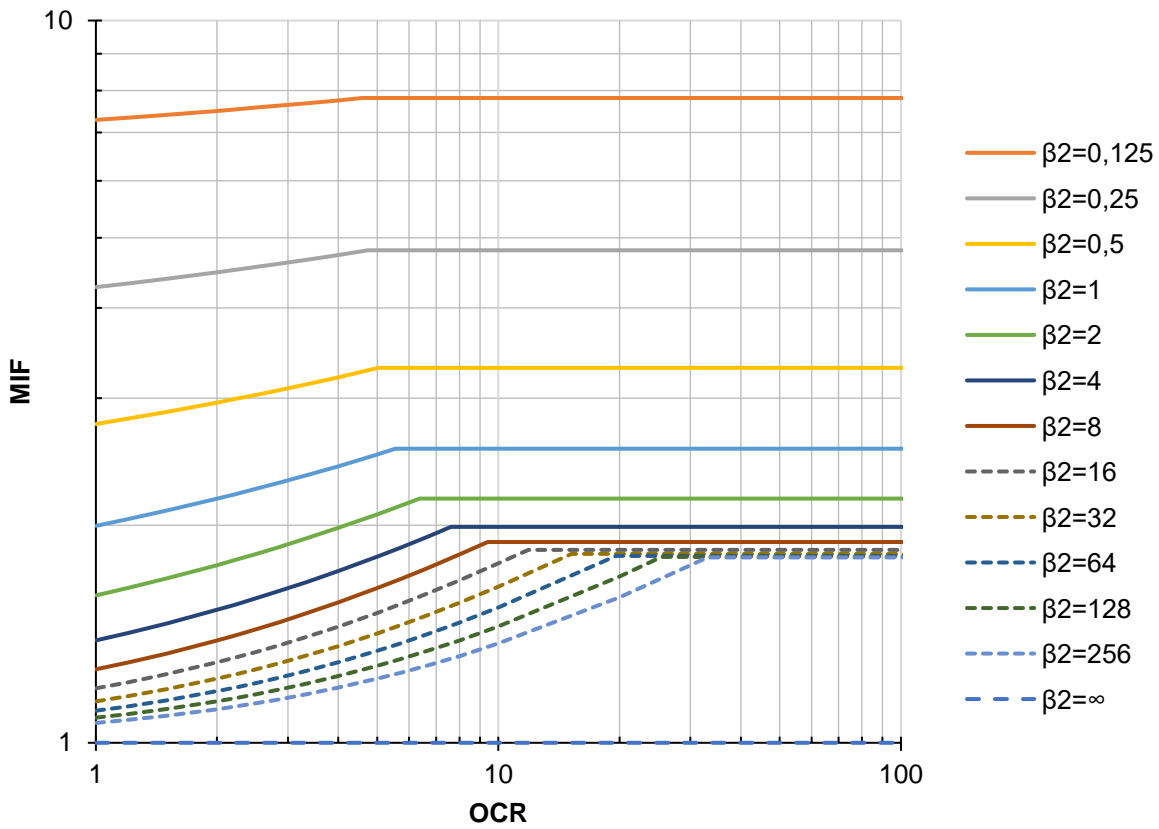


Figura C.16 - Ábaco de MIF: $\phi' = 35^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k = 1,2$

C.4 Ábacos para $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k = 1,2$

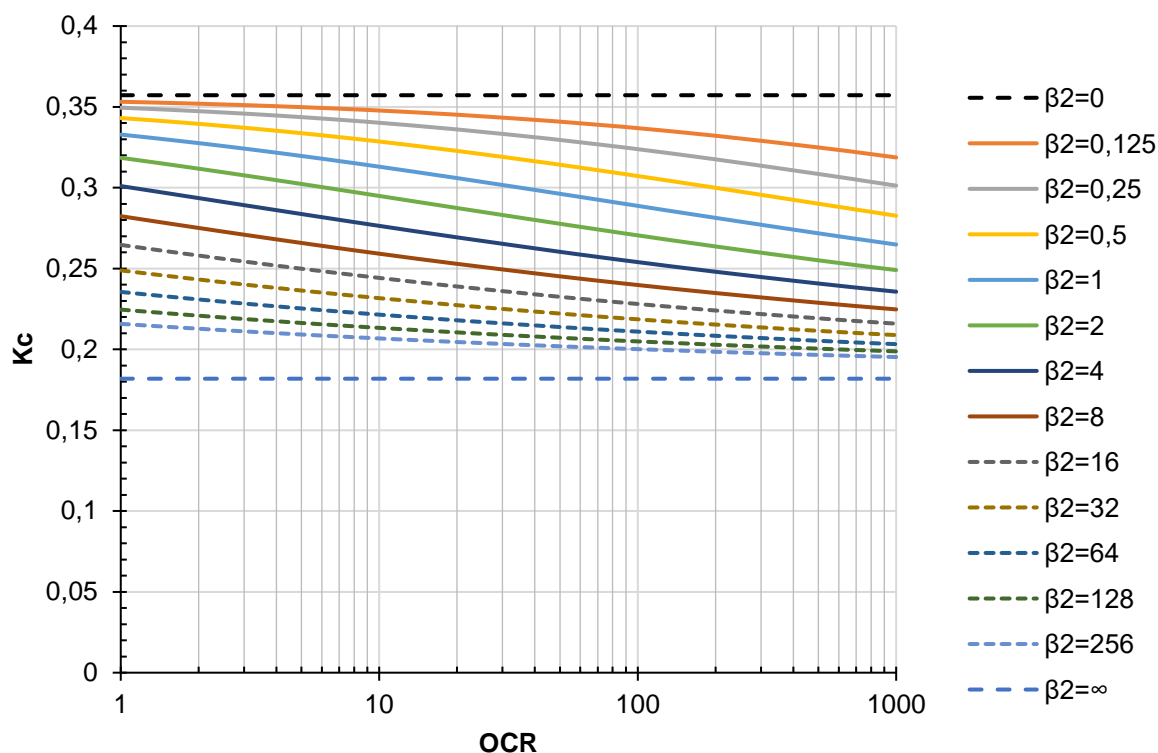


Figura C.17 - Ábaco de K_c : $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$

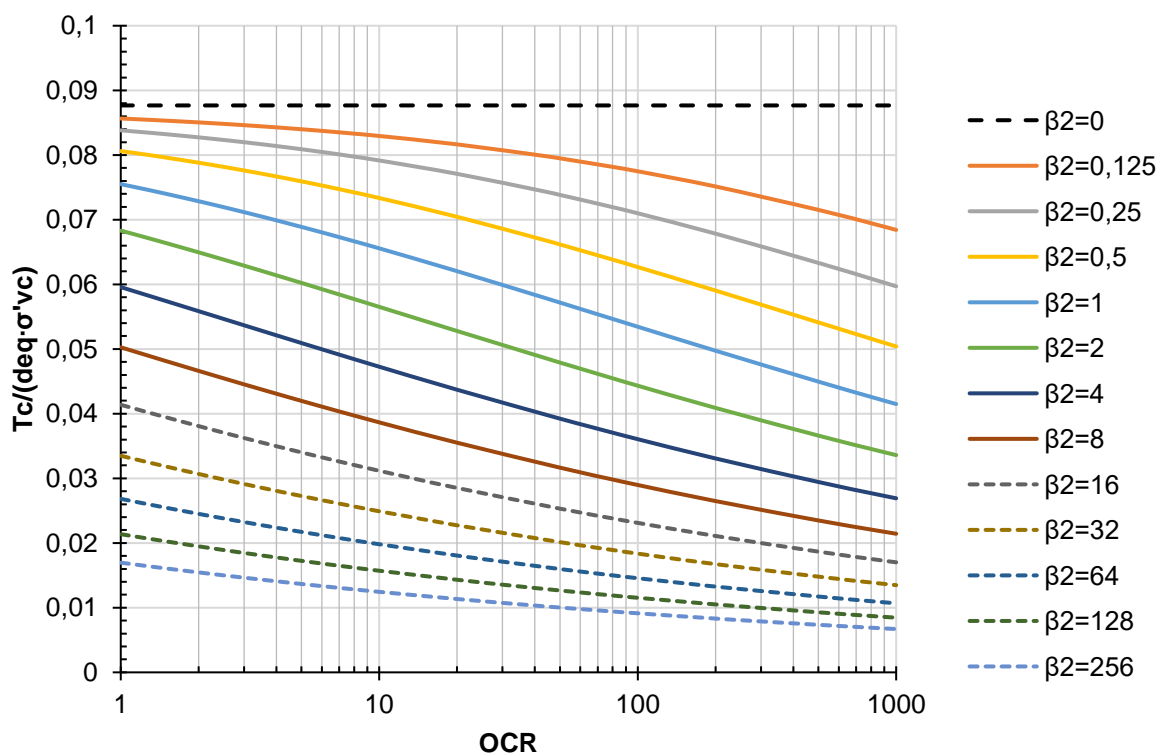


Figura C.18 - Ábaco de $T_c/(deq \cdot \sigma'_{vc})$: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$

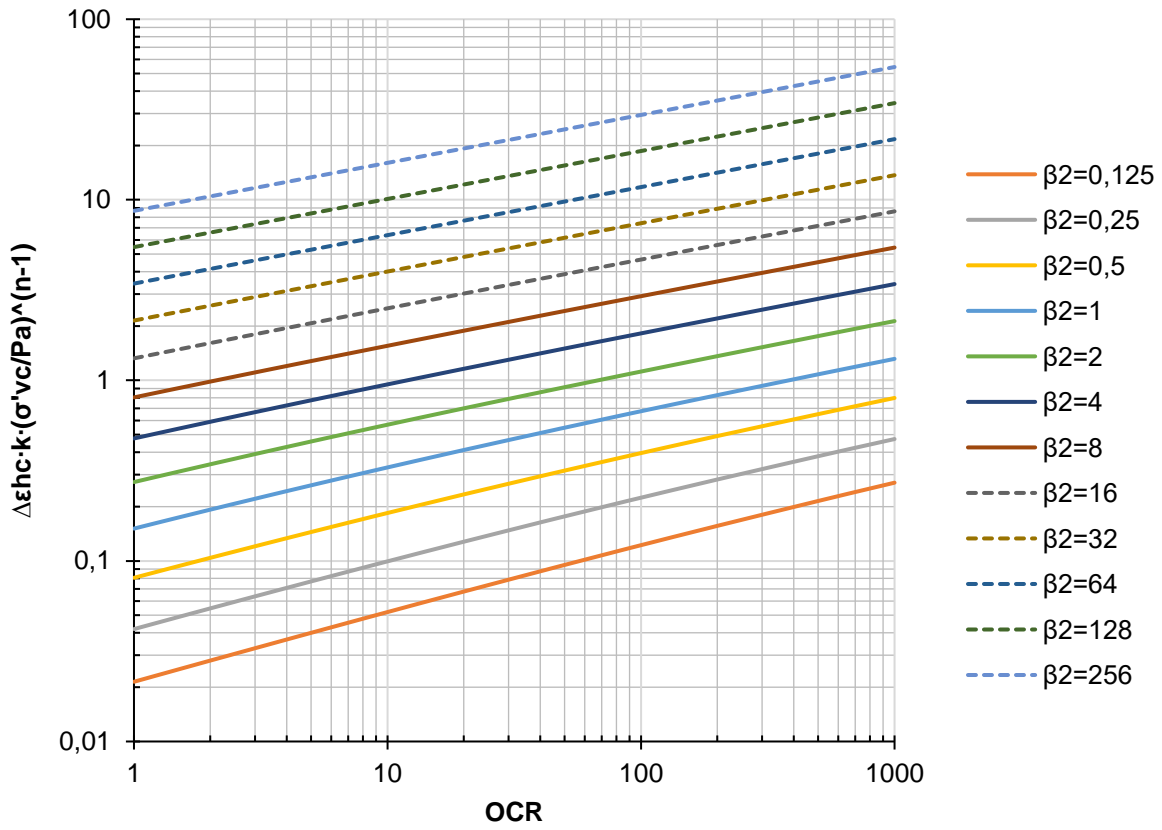


Figura C.19 - Ábaco de $\epsilon_{hc} \cdot k \cdot (\sigma'_{vc}/P_a)^{n-1}$: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$;

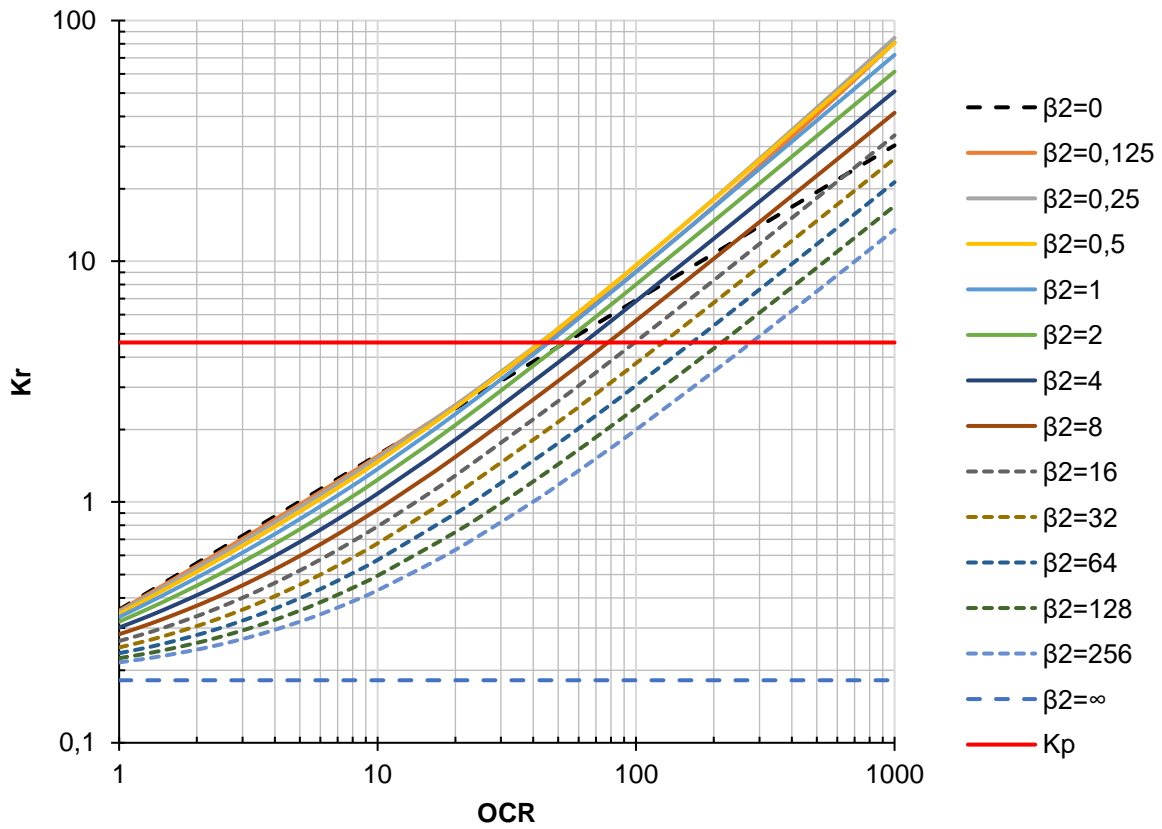


Figura C.20 - Ábaco de K_r : $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$

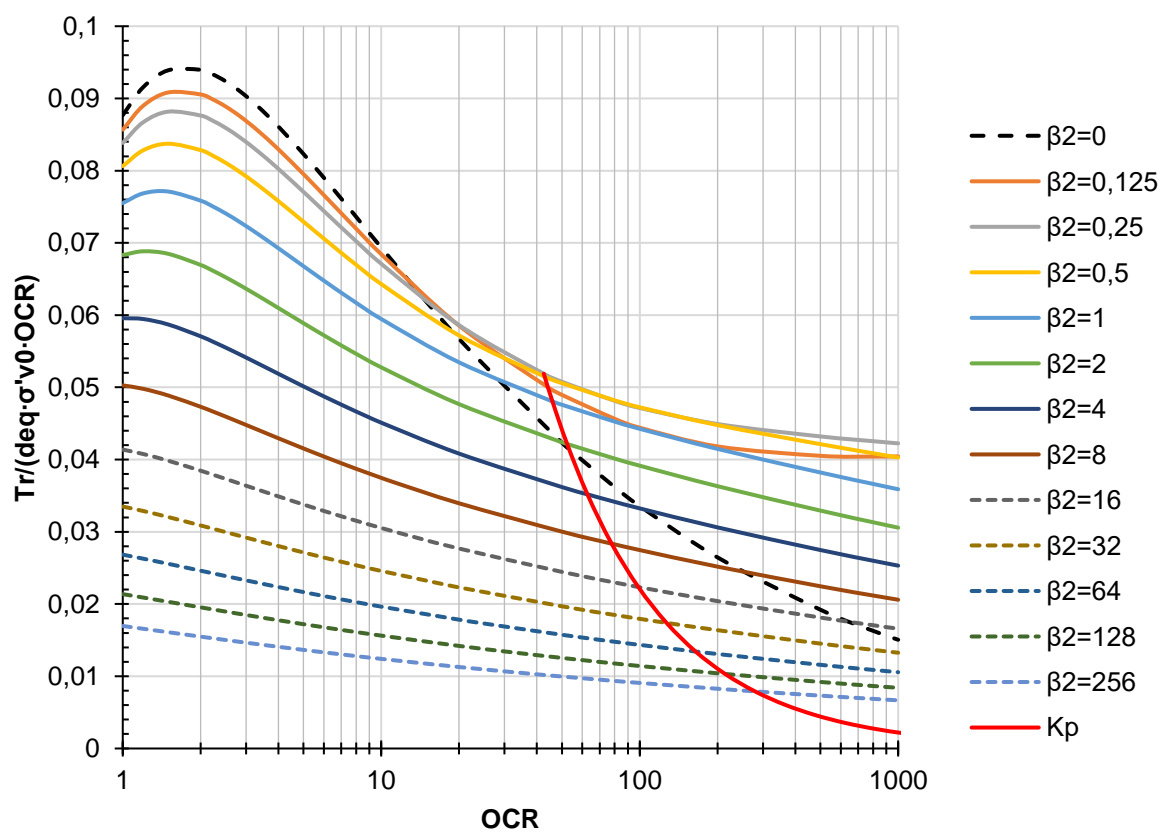


Figura C.21 - Ábaco de $T_r / (d_{eq} \cdot \sigma'_{v0})$: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k = 1,2$

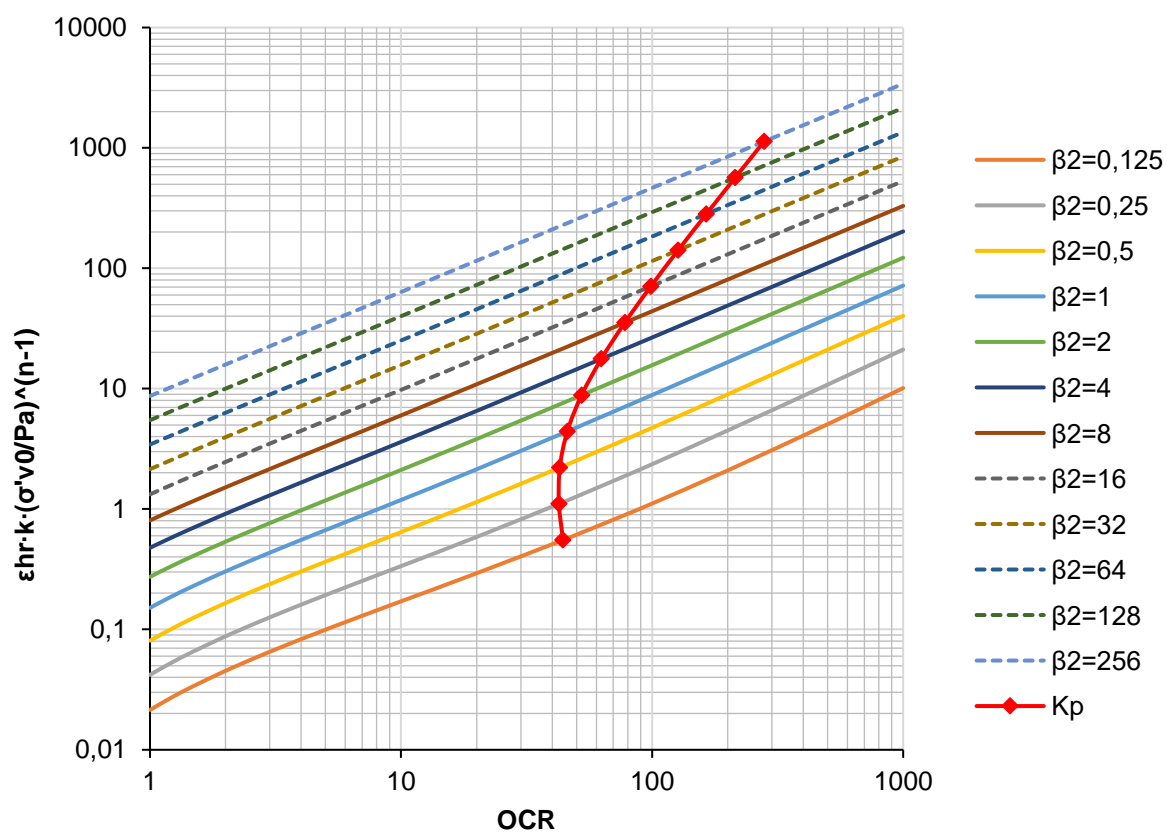


Figura C.22 - Ábaco de $\epsilon_{hr} \cdot k \cdot (\sigma'_{v0} / Pa)^{n-1}$: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k = 1,2$

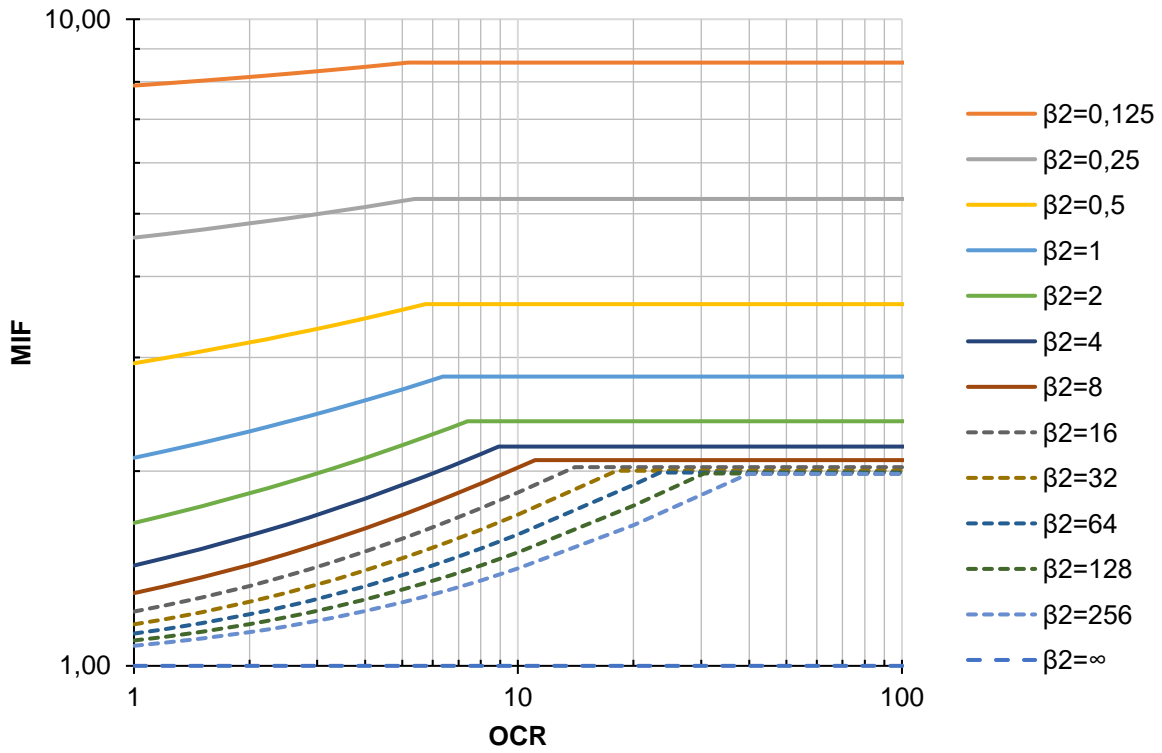


Figura C.23 - Ábaco de MIF: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$

C.5 Ábacos para $\phi' = 45^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$

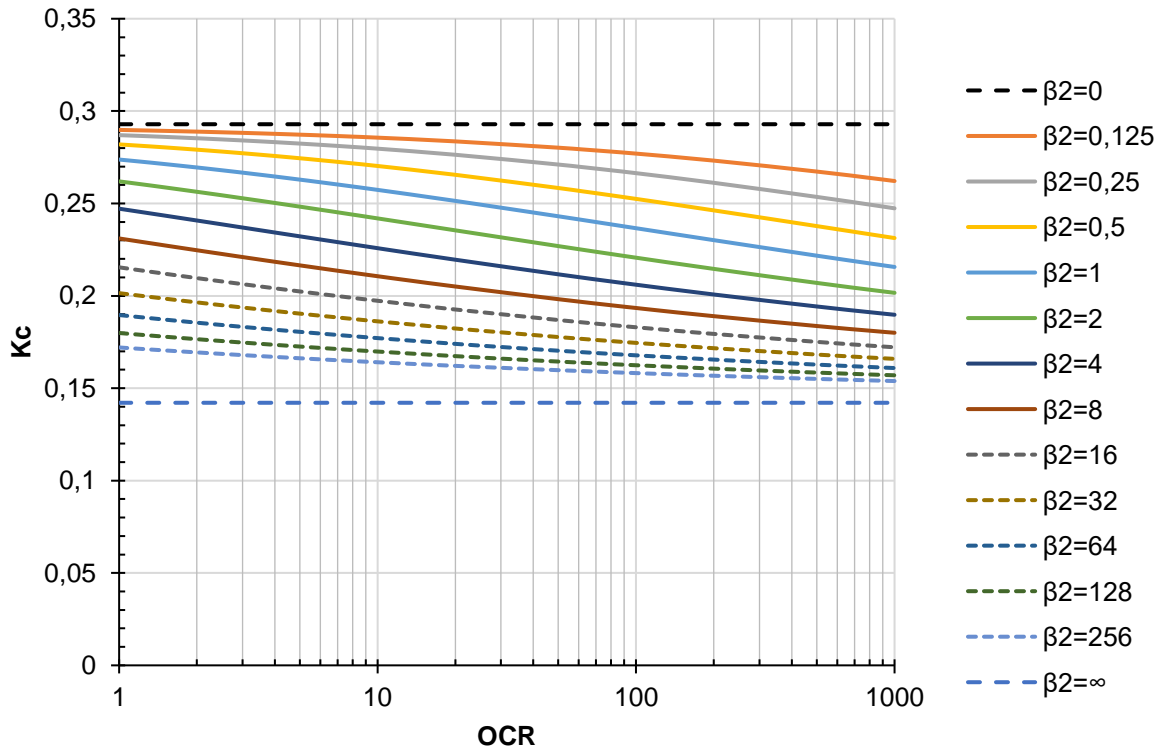


Figura C.24 - Ábaco de K_c : $\phi' = 45^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$

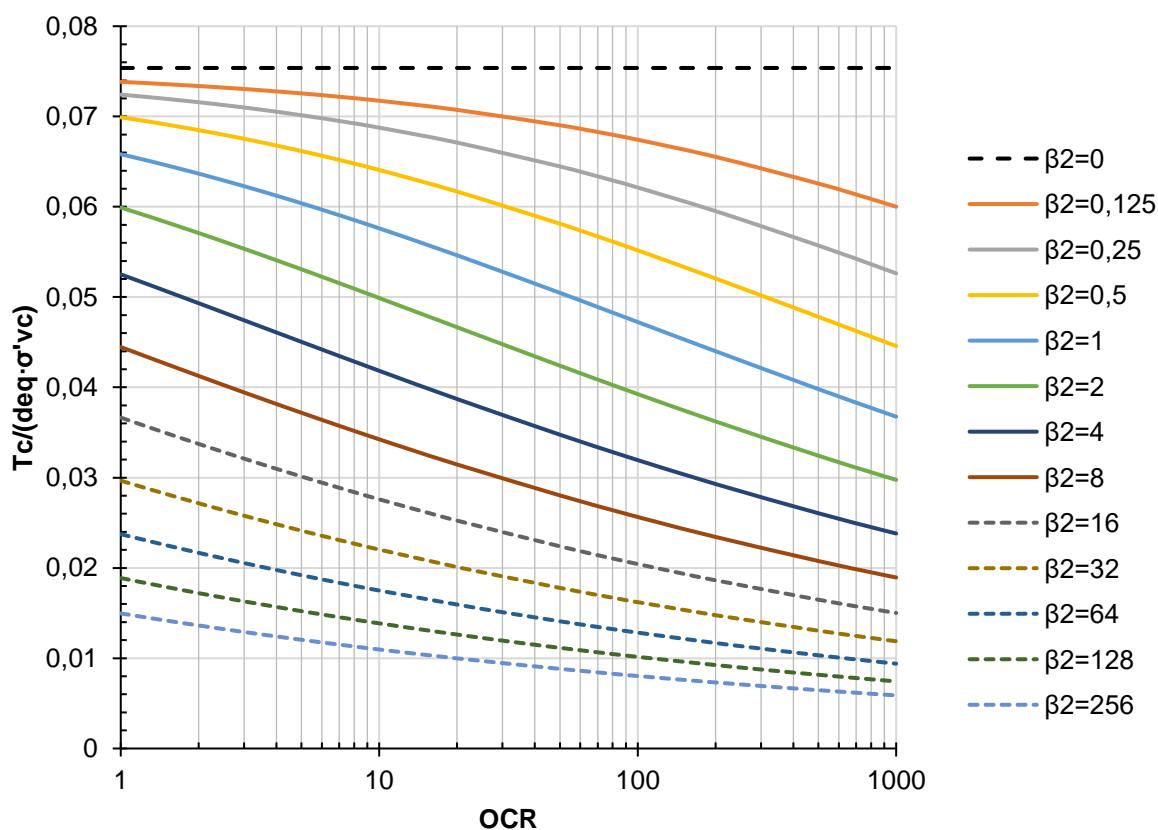


Figura C.25 - Ábaco de $T_c/(deq \cdot \sigma'_{vc})$: $\phi' = 45^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$

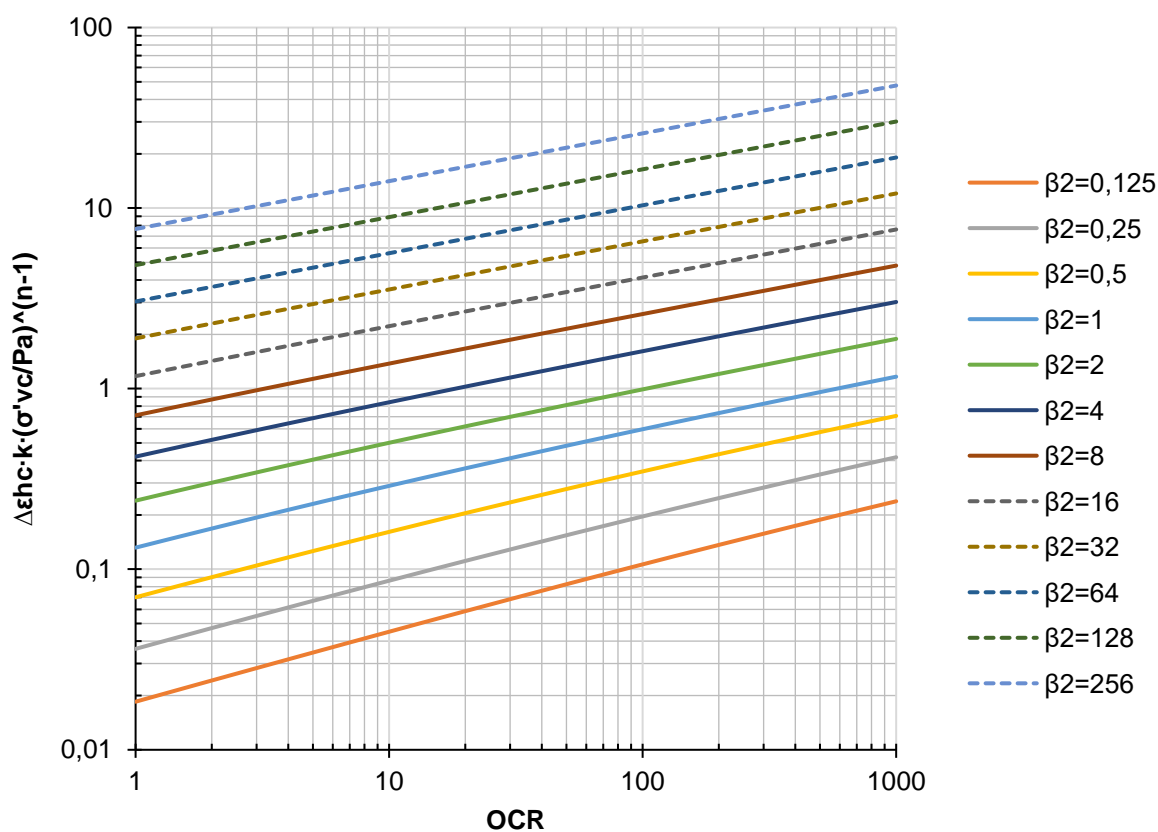


Figura C.26 - Ábaco de $\epsilon_{hc} \cdot k \cdot (\sigma'_{vc}/Pa)^{n-1}$: $\phi' = 45^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$;

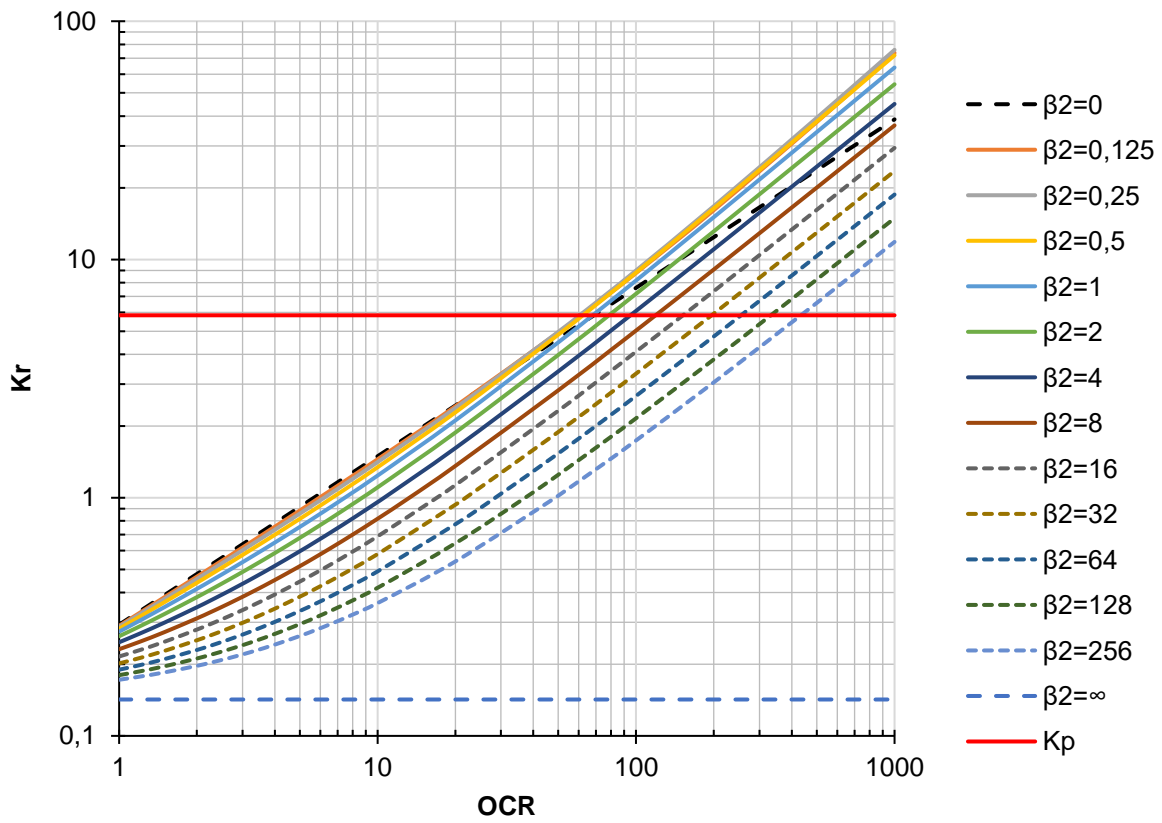


Figura C.27 - Ábaco de K_r : $\phi' = 45^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$

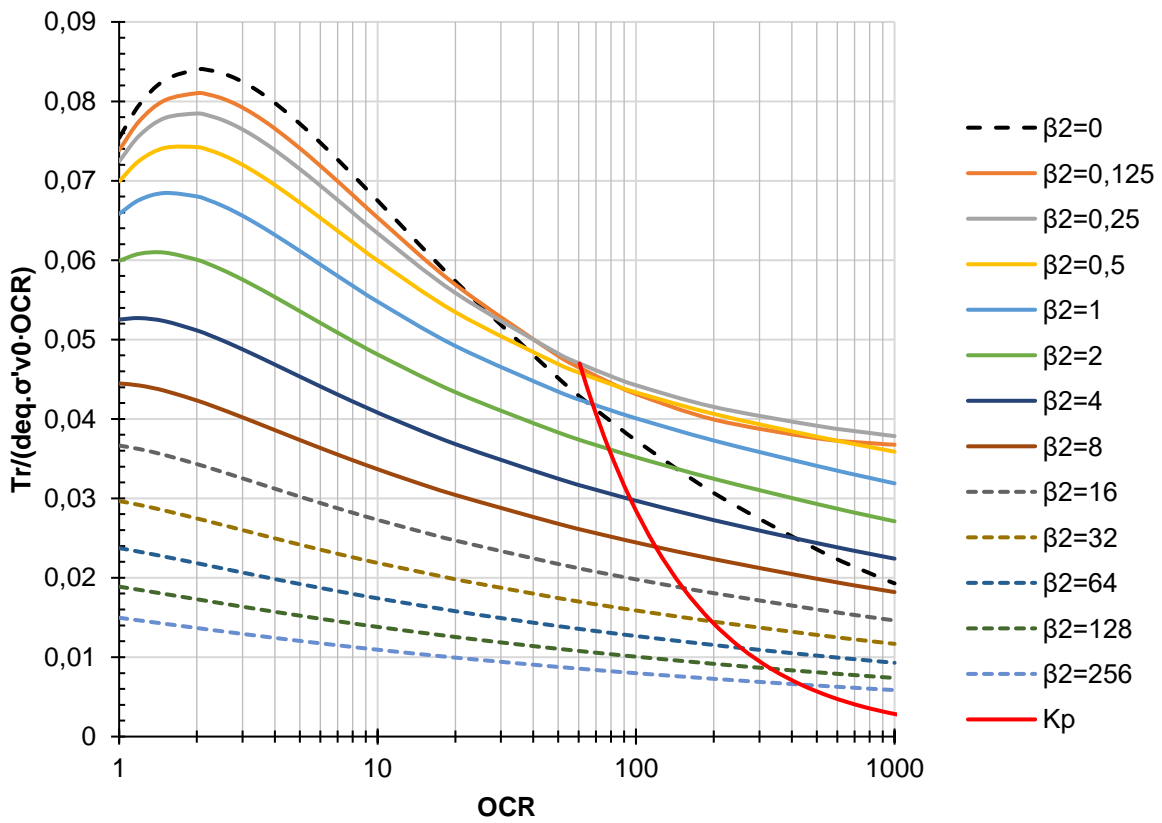


Figura C.28 - Ábaco de $T_r/(d_{eq} \cdot \sigma'_{vc})$: $\phi' = 45^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$

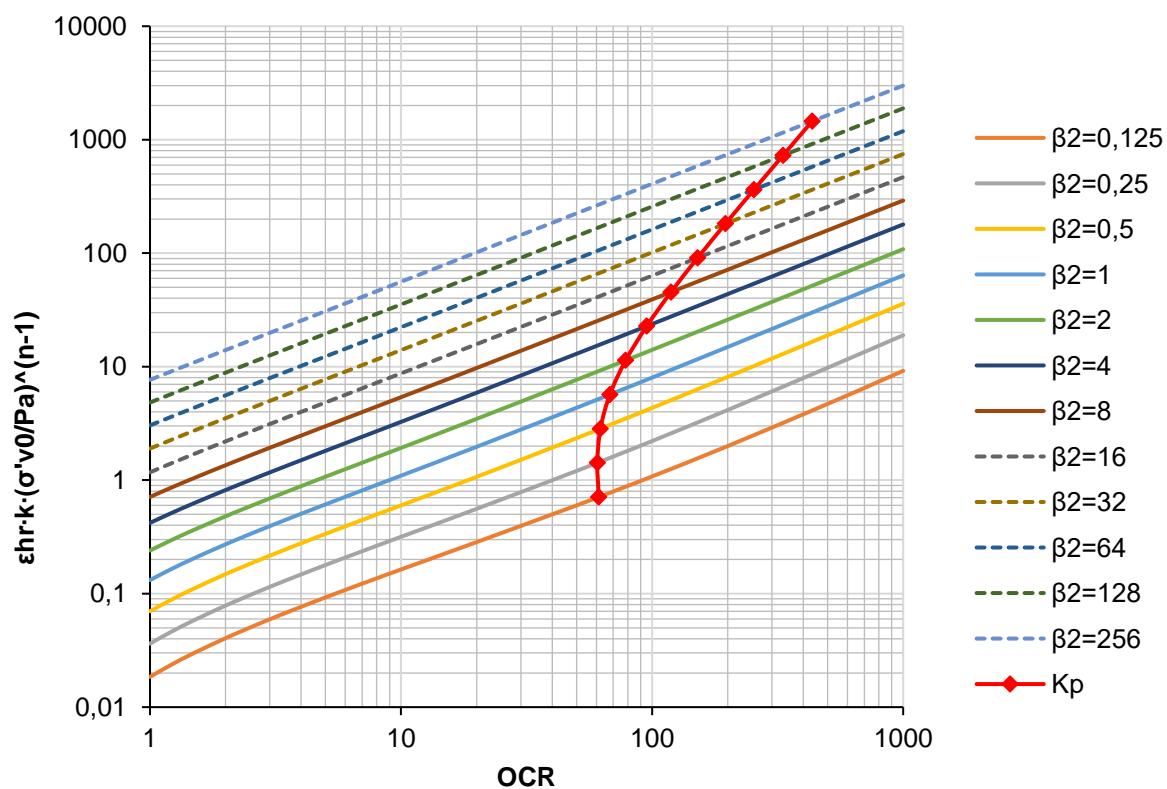


Figura C.29 - Ábaco de $\varepsilon_{hr} \cdot k \cdot (\sigma'_{v0}/P_a)^{n-1}$: $\phi' = 45^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k = 1,2$

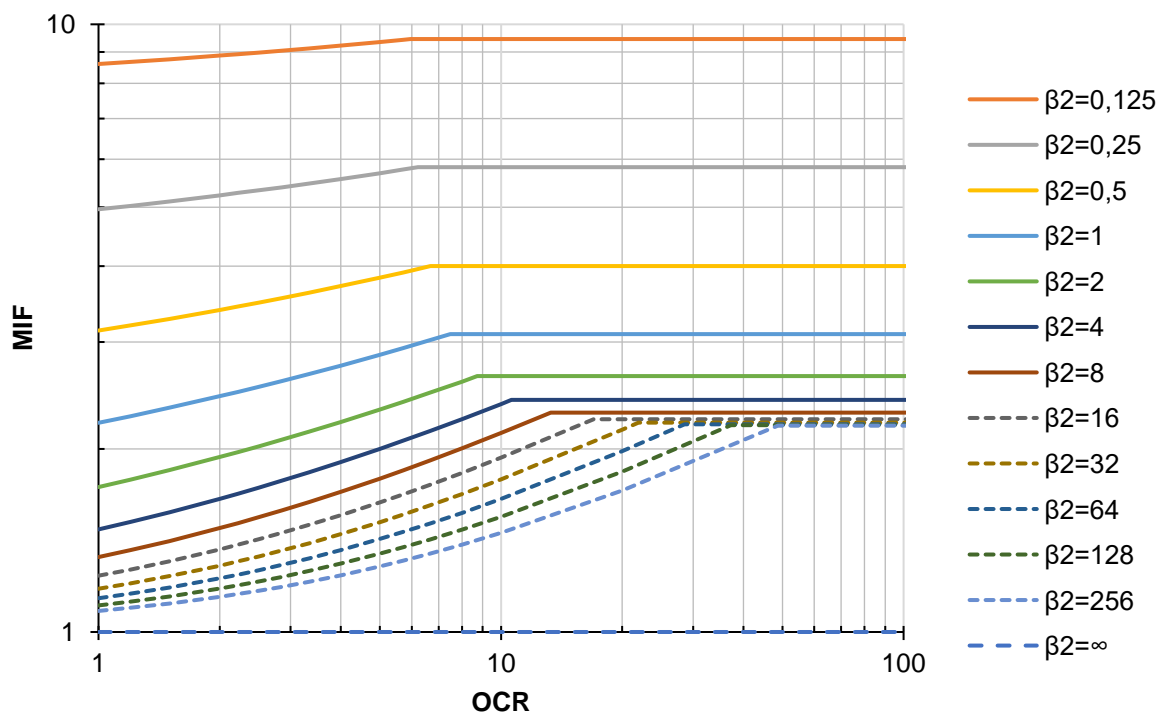


Figura C.30 - Ábaco de MIF: $\phi' = 45^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k = 1,2$

C.6 Ábacos para $\phi' = 50^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k = 1,2$

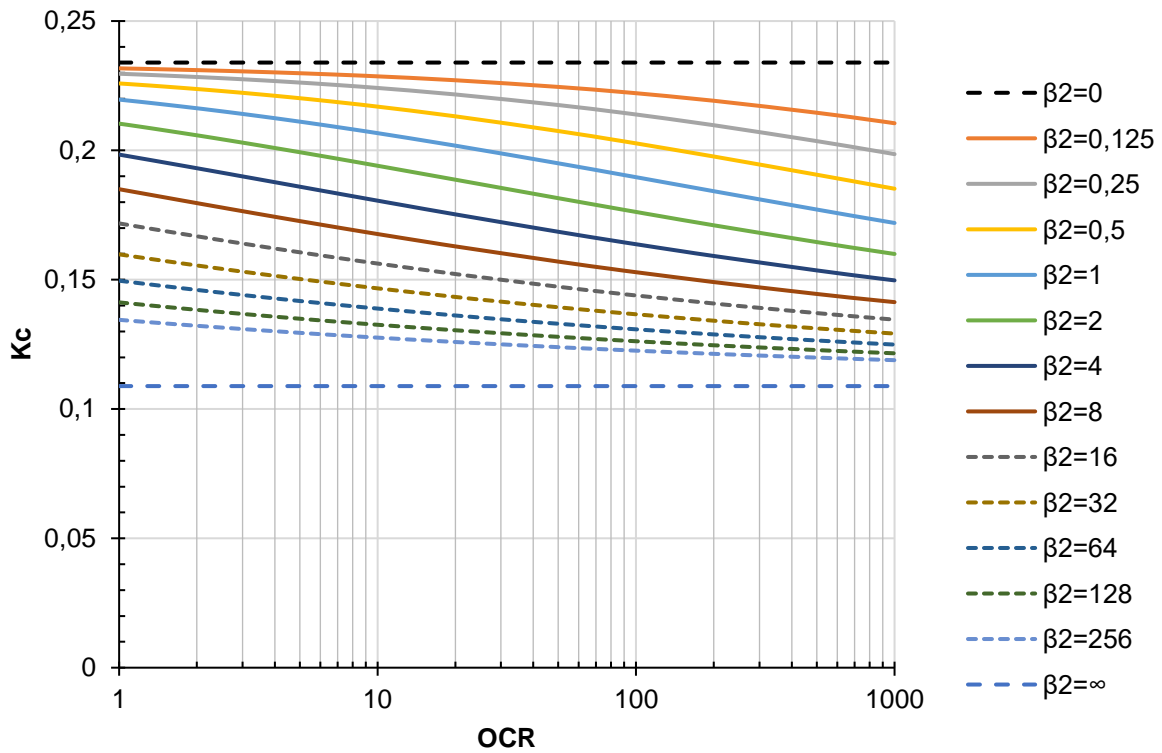


Figura C.31 - Ábaco de K_c : $\phi' = 50^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$

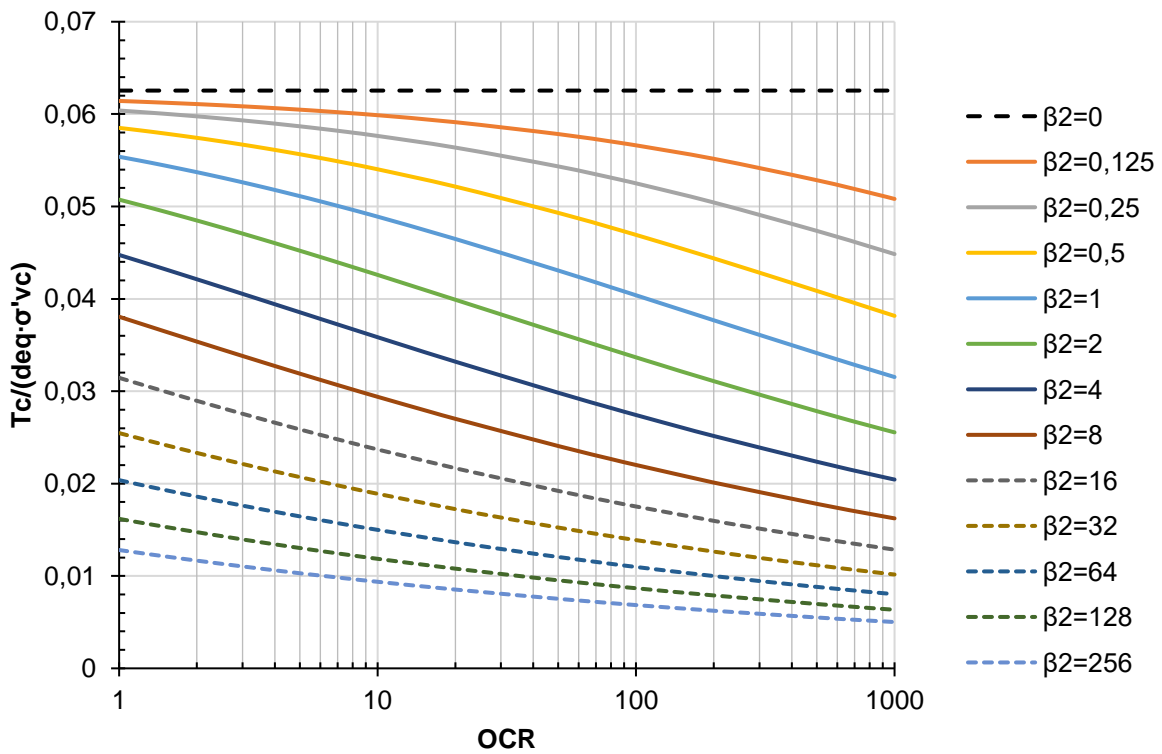


Figura C.32 - Ábaco de $T_c / (d_{eq} \cdot \sigma'_{vc})$: $\phi' = 50^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$

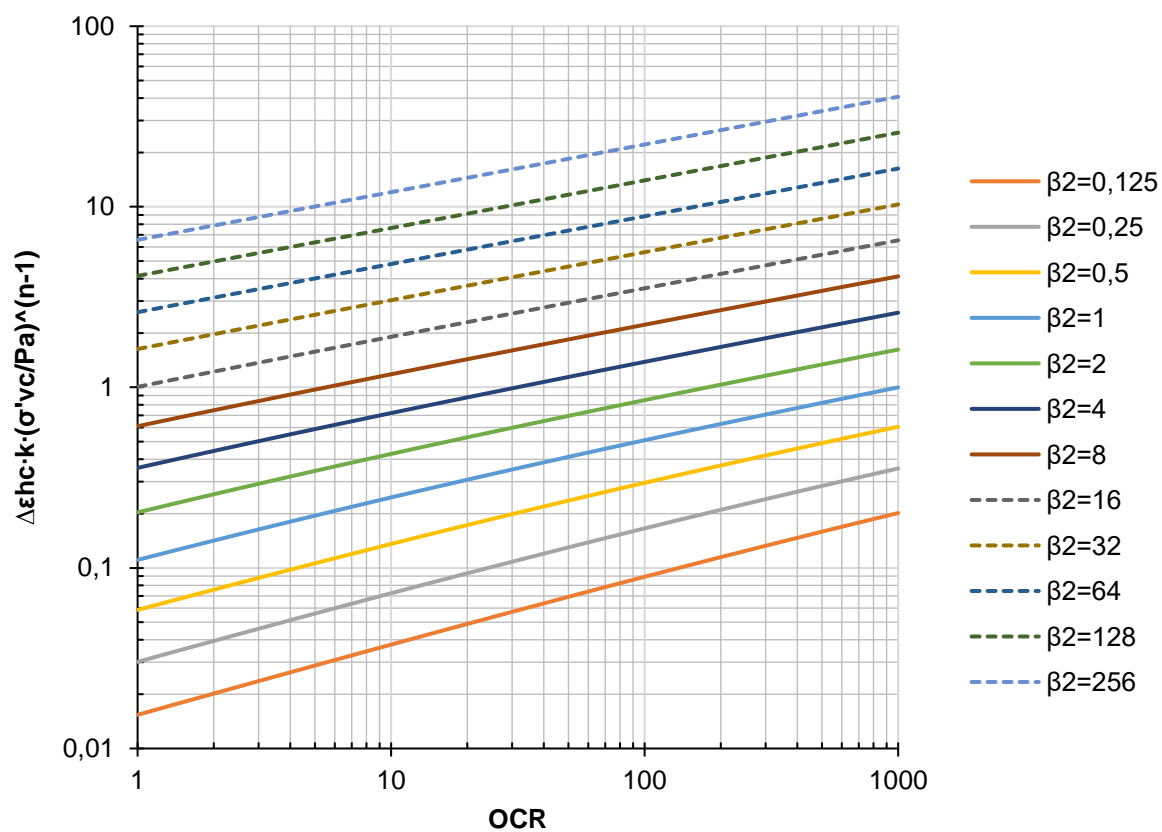


Figura C.33 - Ábaco de $\varepsilon_{hc} \cdot k \cdot (\sigma'_{vc}/P_a)^{n-1}$: $\phi' = 50^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$;

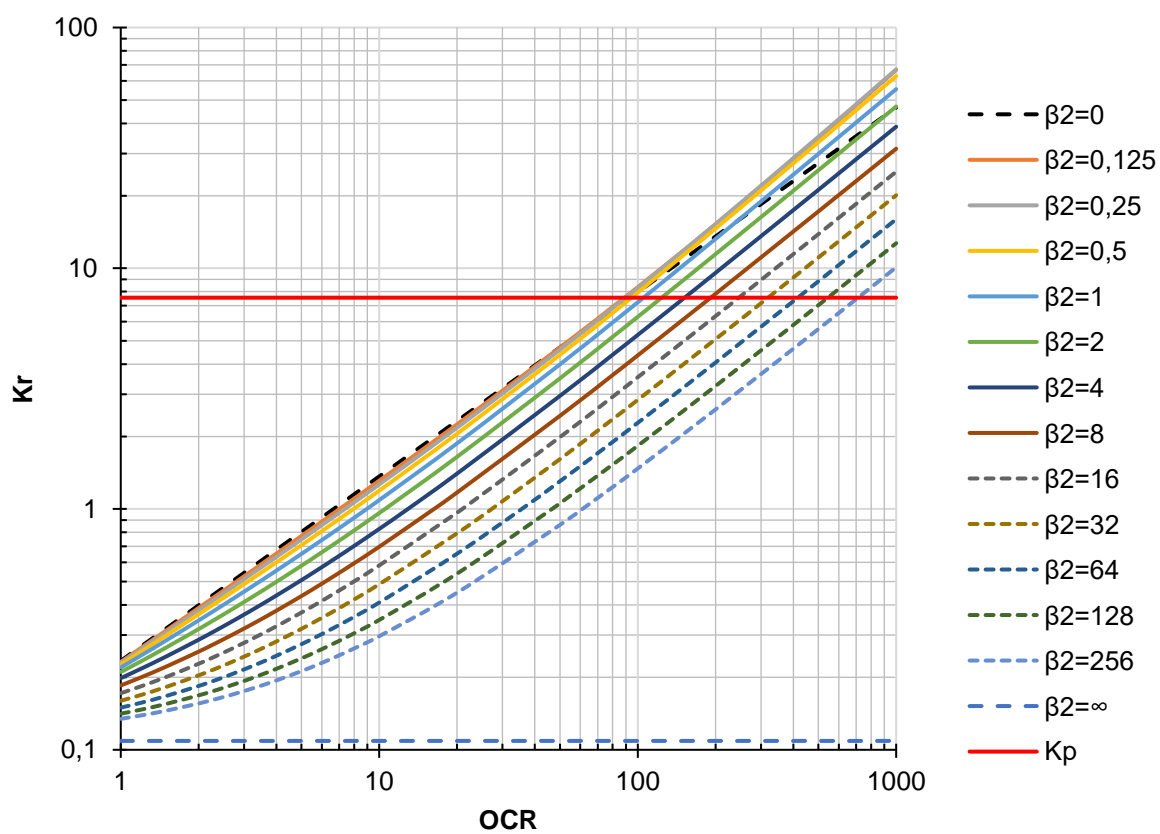


Figura C.34 - Ábaco de K_r : $\phi' = 50^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k = 1,2$

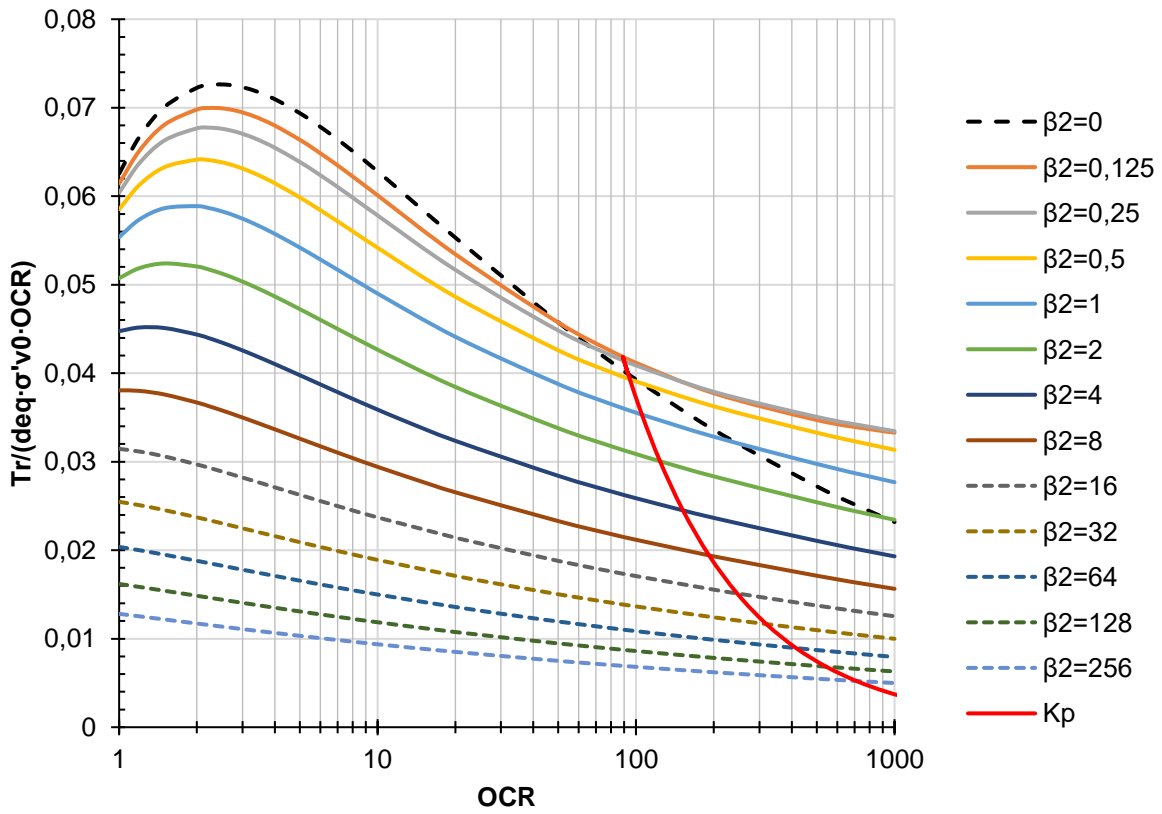


Figura C.35 - Ábaco de $T_r / (d_{eq} \cdot \sigma'_{vc})$: $\phi' = 50^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k = 1,2$

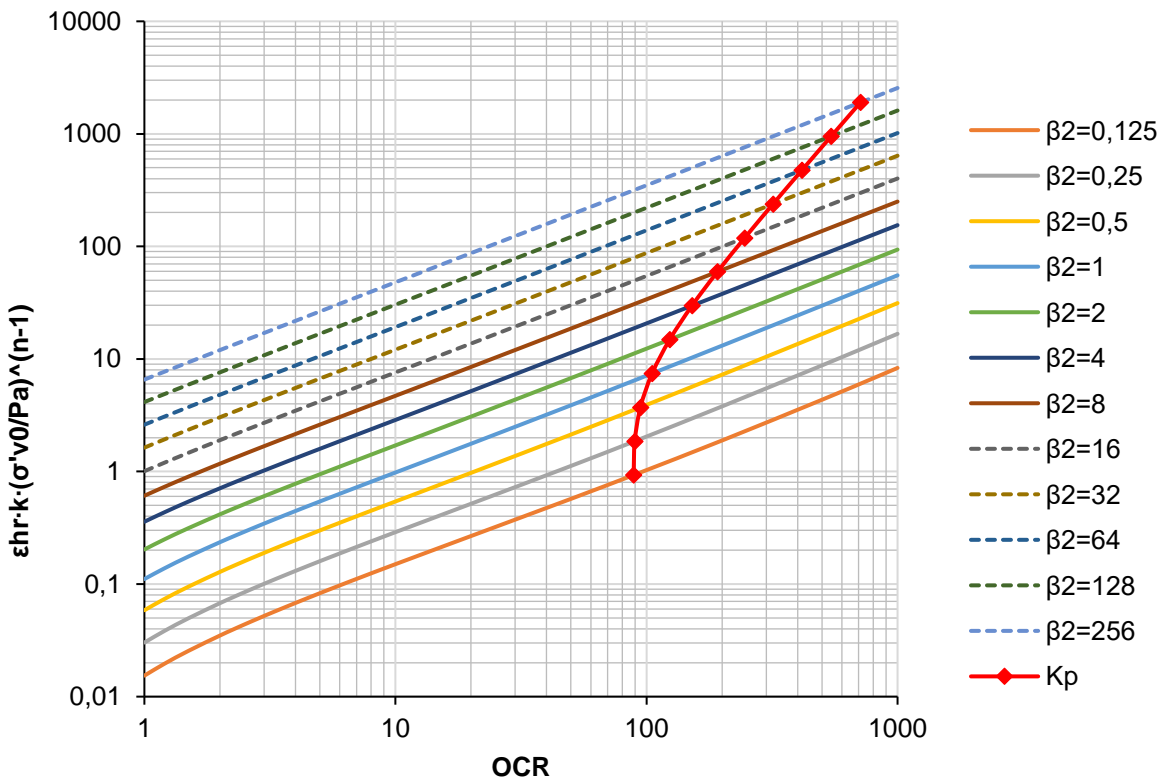


Figura C.36 - Ábaco de $\epsilon_{hr} \cdot k \cdot (\sigma'_{v0} / Pa)^{n-1}$: $\phi' = 50^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k = 1,2$

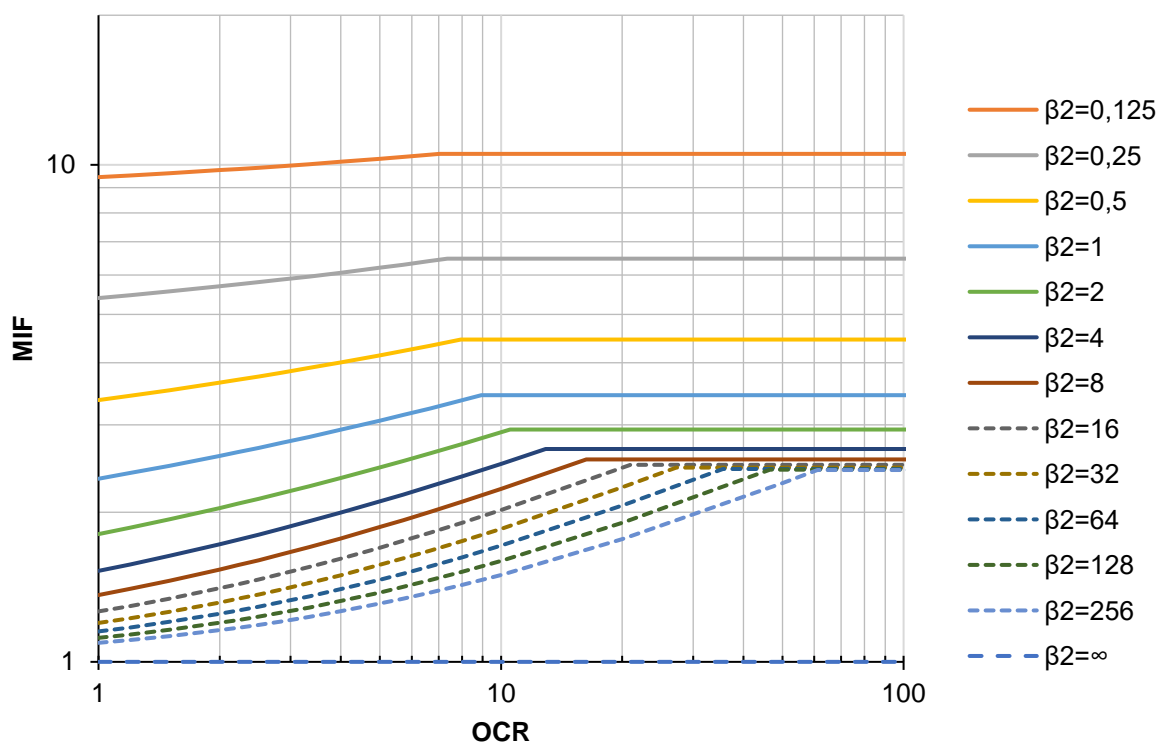


Figura C.37 - Ábaco de MIF: $\phi' = 50^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$

C.7 Ábacos para $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,1$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$

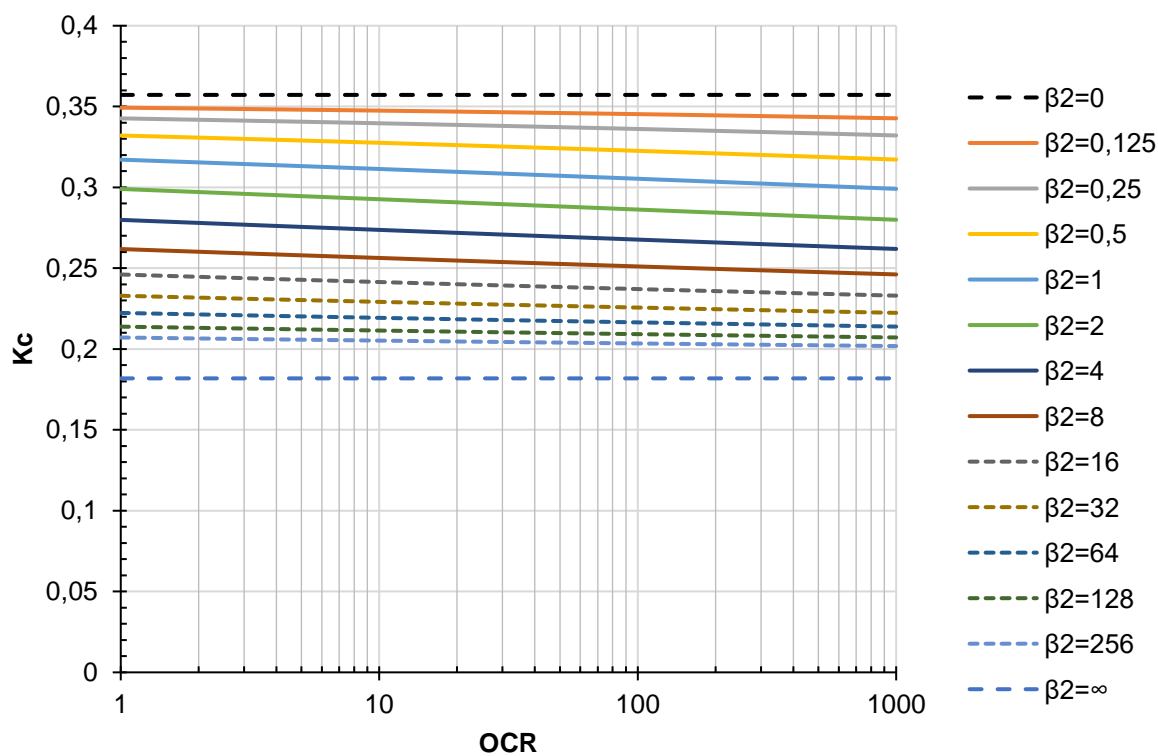


Figura C.38 - Ábaco de K_c : $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,1$; $R_f = 0,8$

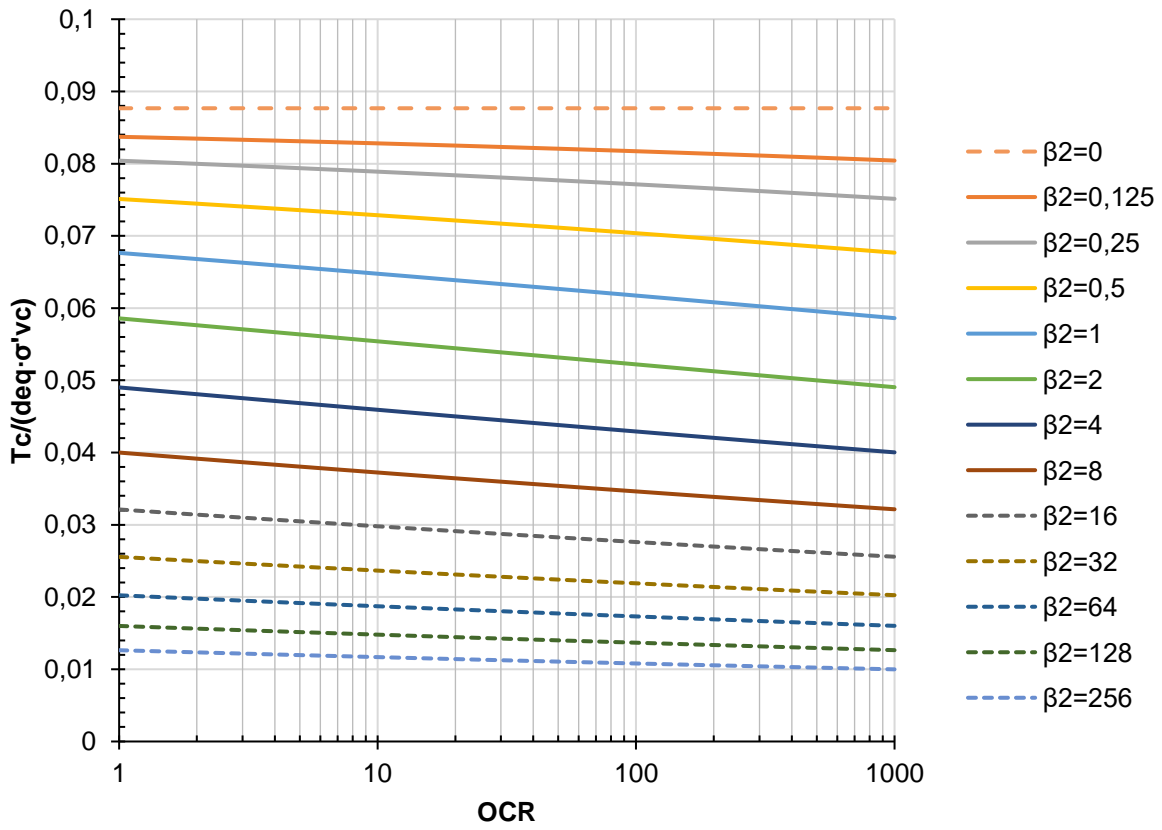


Figura C.39 - Ábaco de $T_c/(d_{eq} \cdot \sigma'_{vc})$: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,1$; $R_f = 0,8$

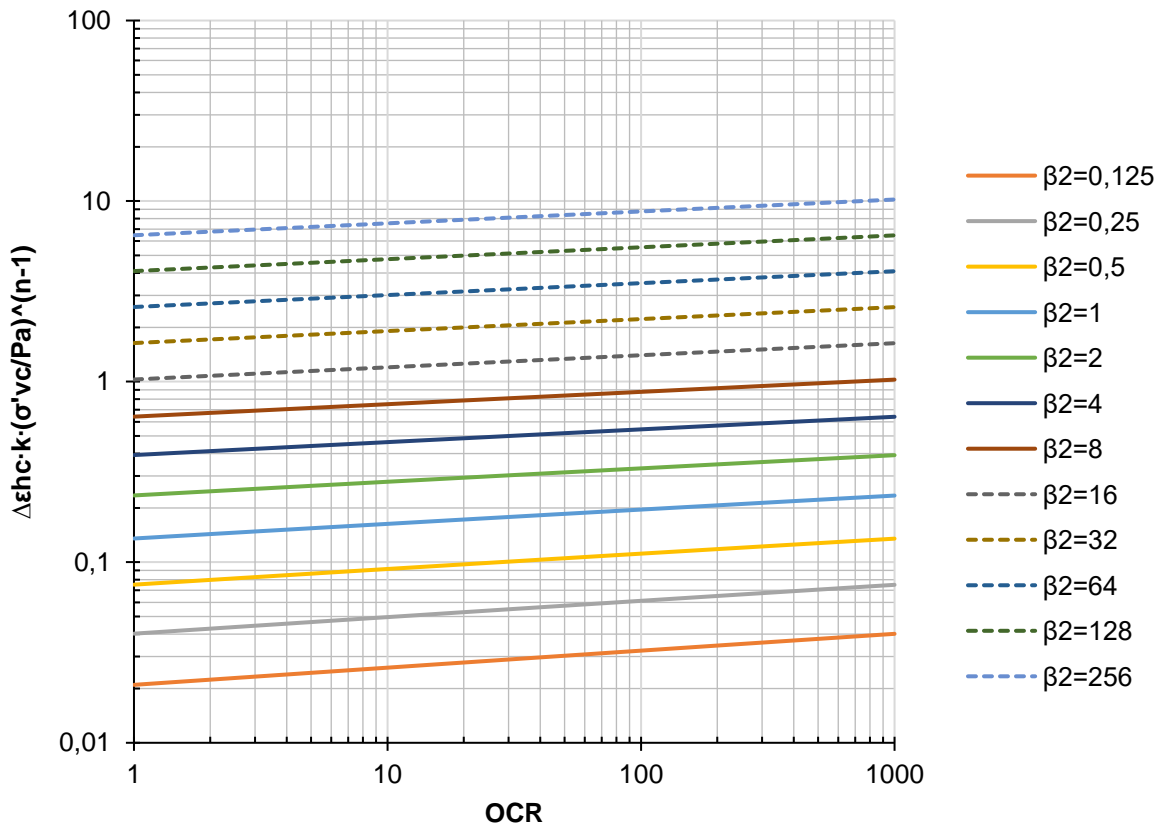


Figura C.40 - Ábaco de $\epsilon_{hc} \cdot k \cdot (\sigma'_{vc}/P_a)^{n-1}$: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,1$; $R_f = 0,8$;

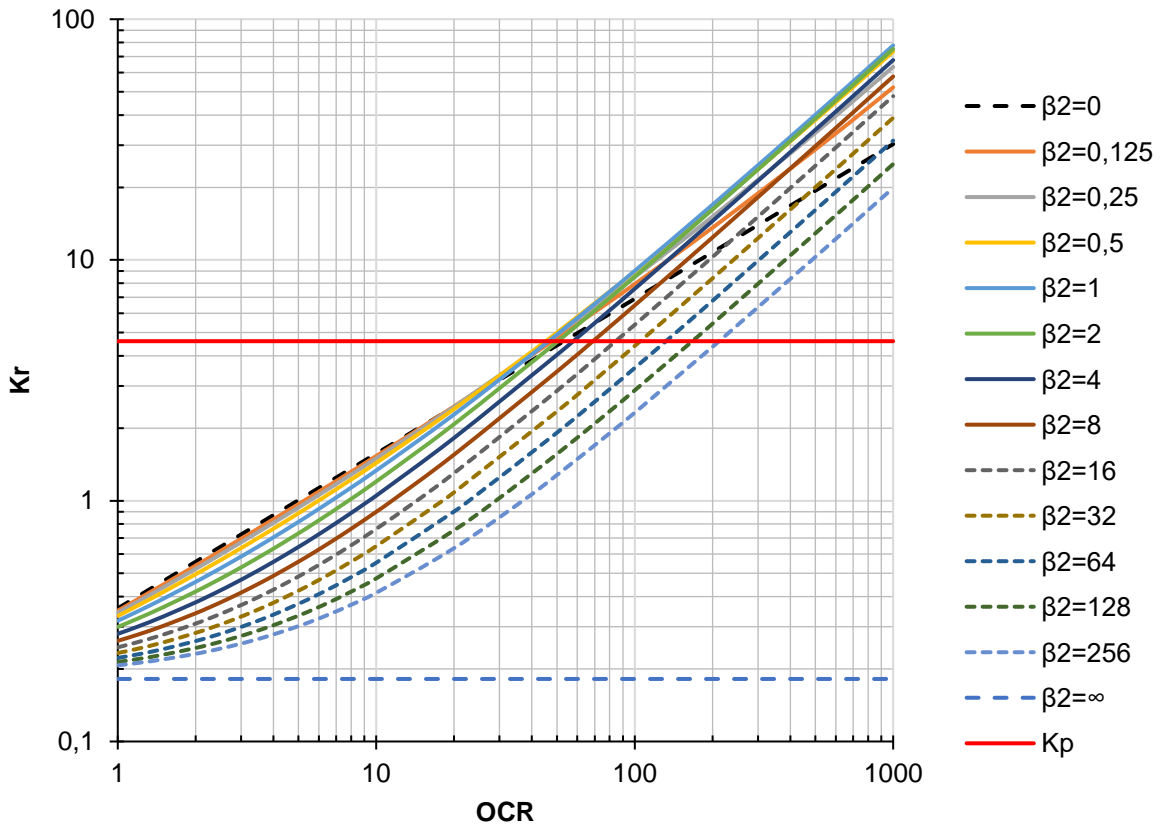


Figura C.41 - Ábaco de K_r : $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,1$; $R_f = 0,8$; $k_u/k = 1,2$

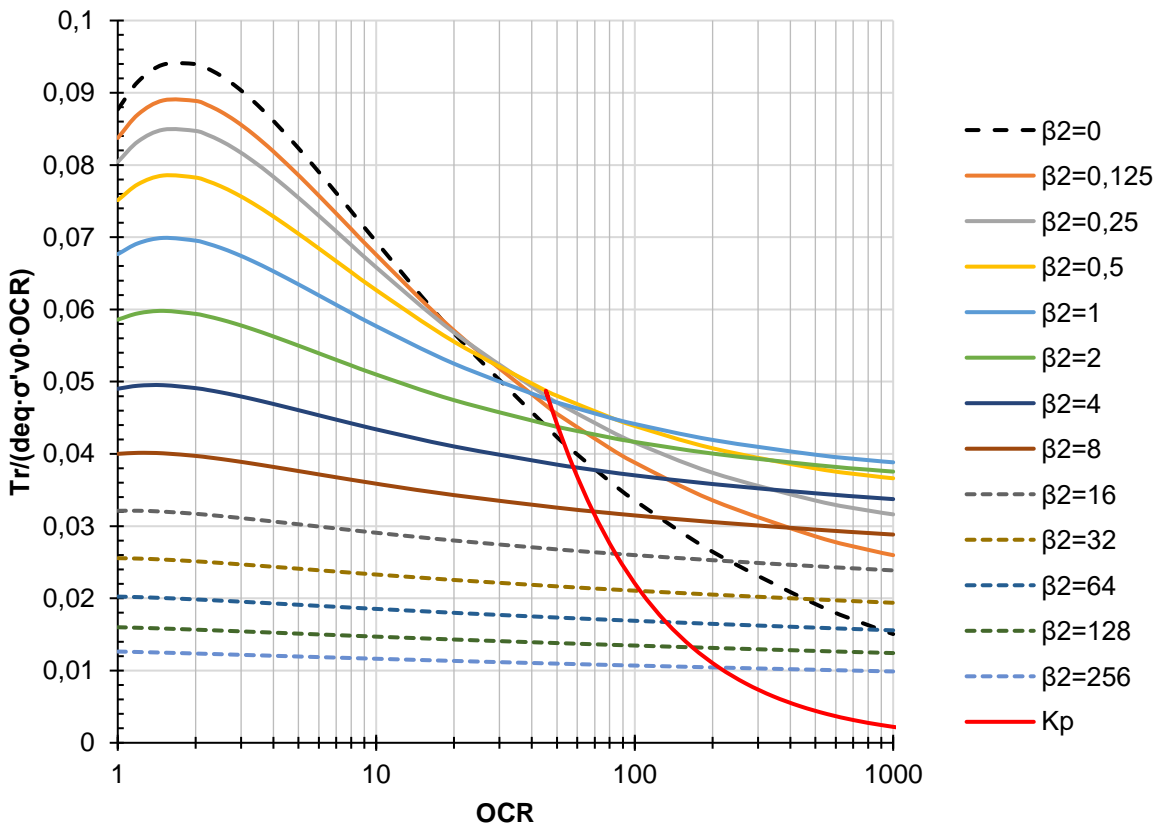


Figura C.42 - Ábaco de $T_r/(d_{eq} \cdot \sigma'_{vc})$: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,1$; $R_f = 0,8$; $k_u/k = 1,2$

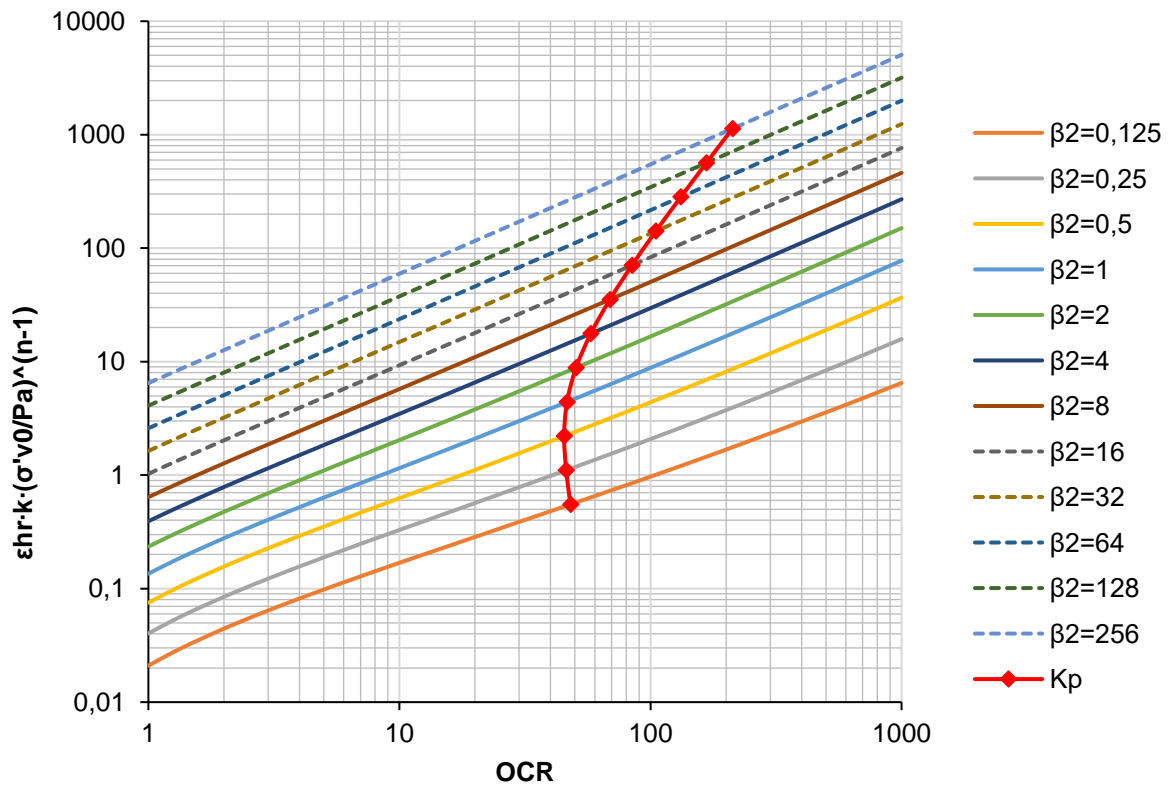


Figura C.43 - Ábaco de $\epsilon_{hr} \cdot k \cdot (\sigma'_{v0}/Pa)^{(n-1)}$: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,1$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$

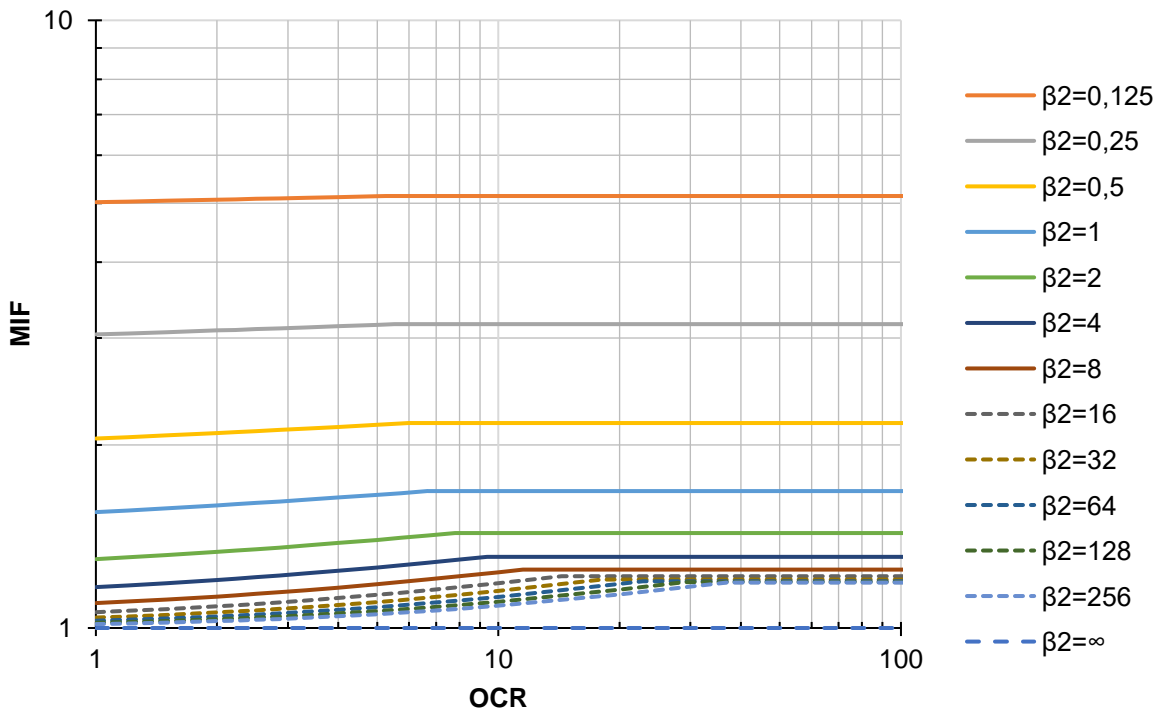


Figura C.44 - Ábaco de MIF: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,1$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$

C.8 Ábacos para $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,7$; $R_f = 0,8$; $k_u/k = 1,2$

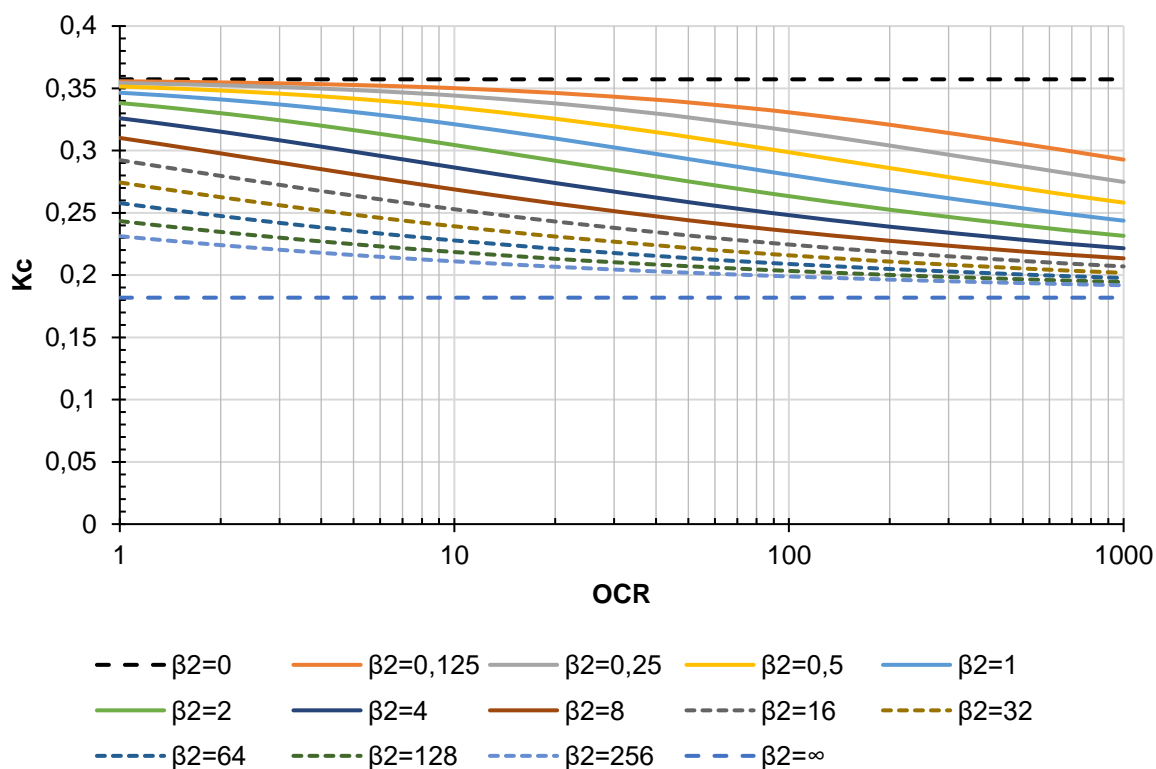


Figura C.45 - Ábaco de K_c : $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,7$; $R_f = 0,8$

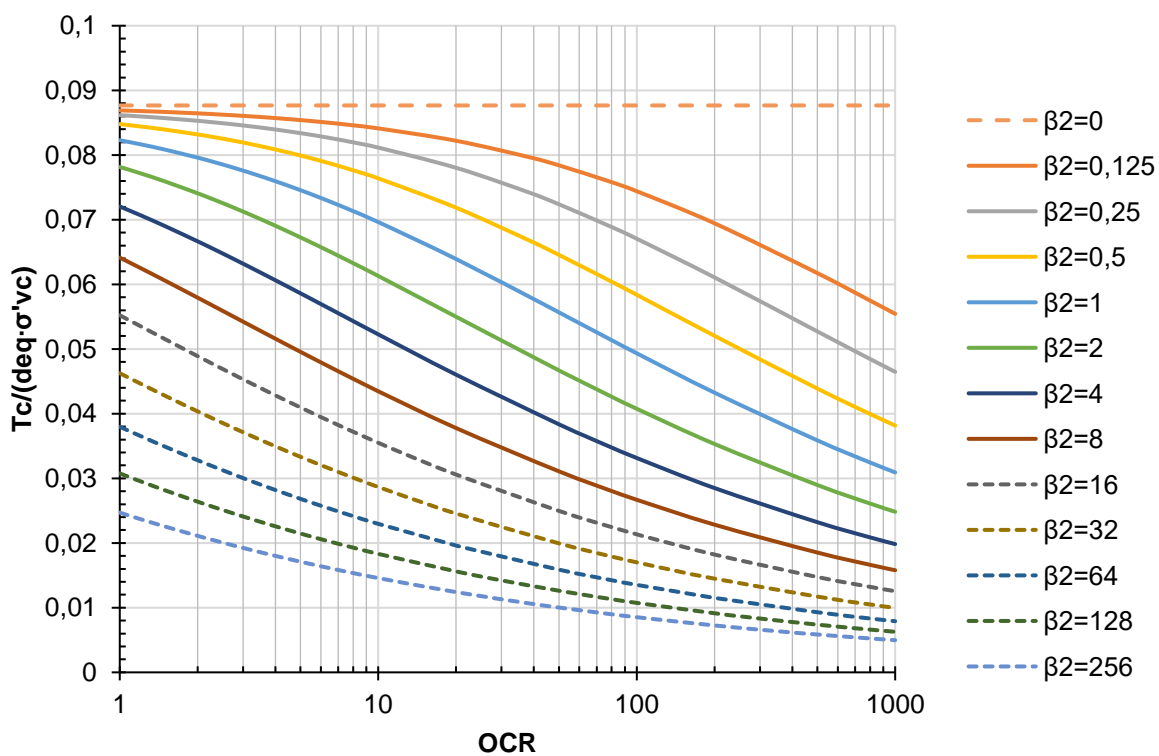


Figura C.46 - Ábaco de $T_c/(deq \cdot \sigma'_{vc})$: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,7$; $R_f = 0,8$

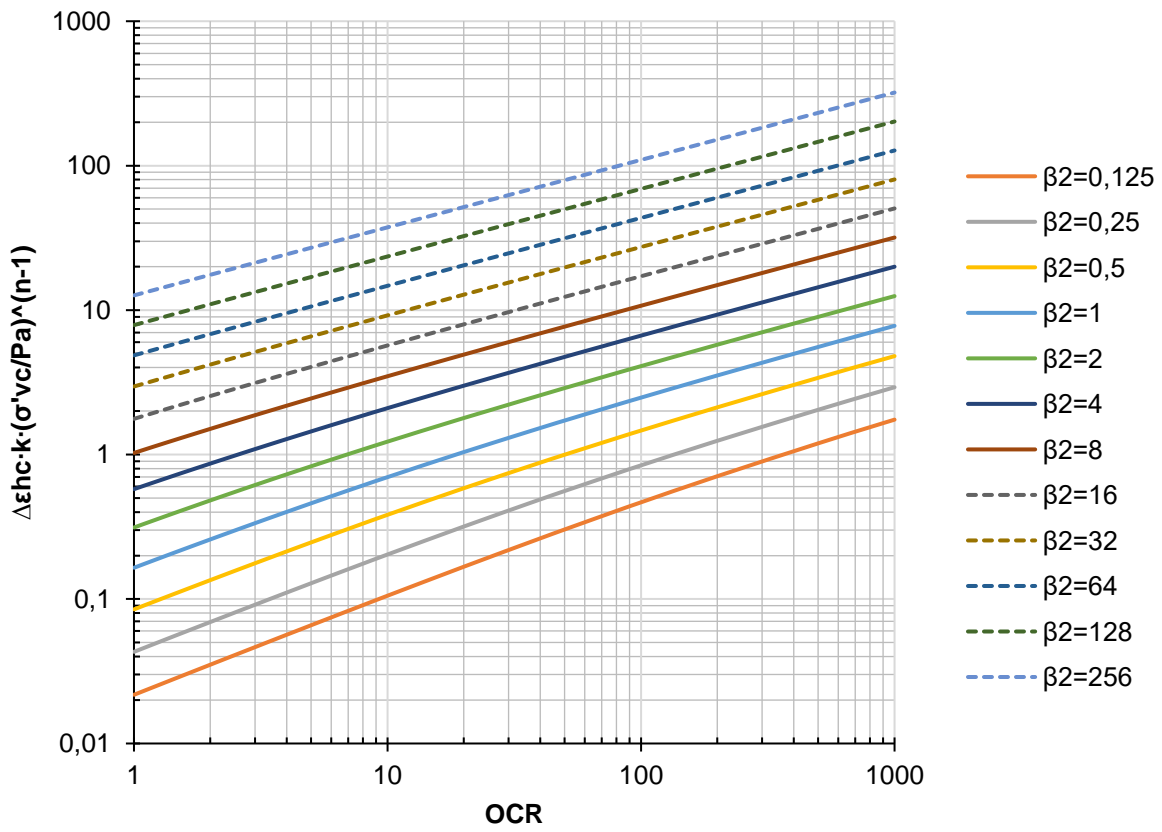


Figura C.47 - Ábaco de $\epsilon_{hc} \cdot k \cdot (\sigma'_{vc}/P_a)^{n-1}$: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,7$; $R_f = 0,8$;

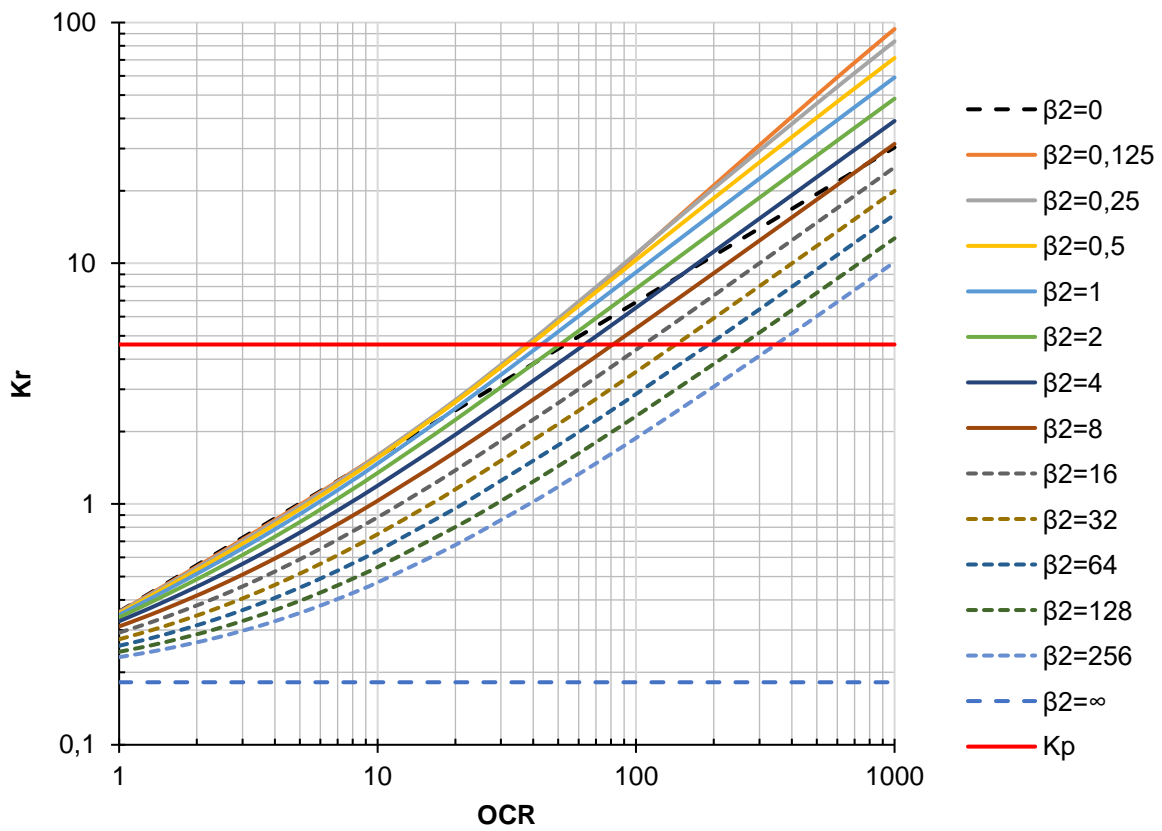


Figura C.48 - Ábaco de K_r : $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,7$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$

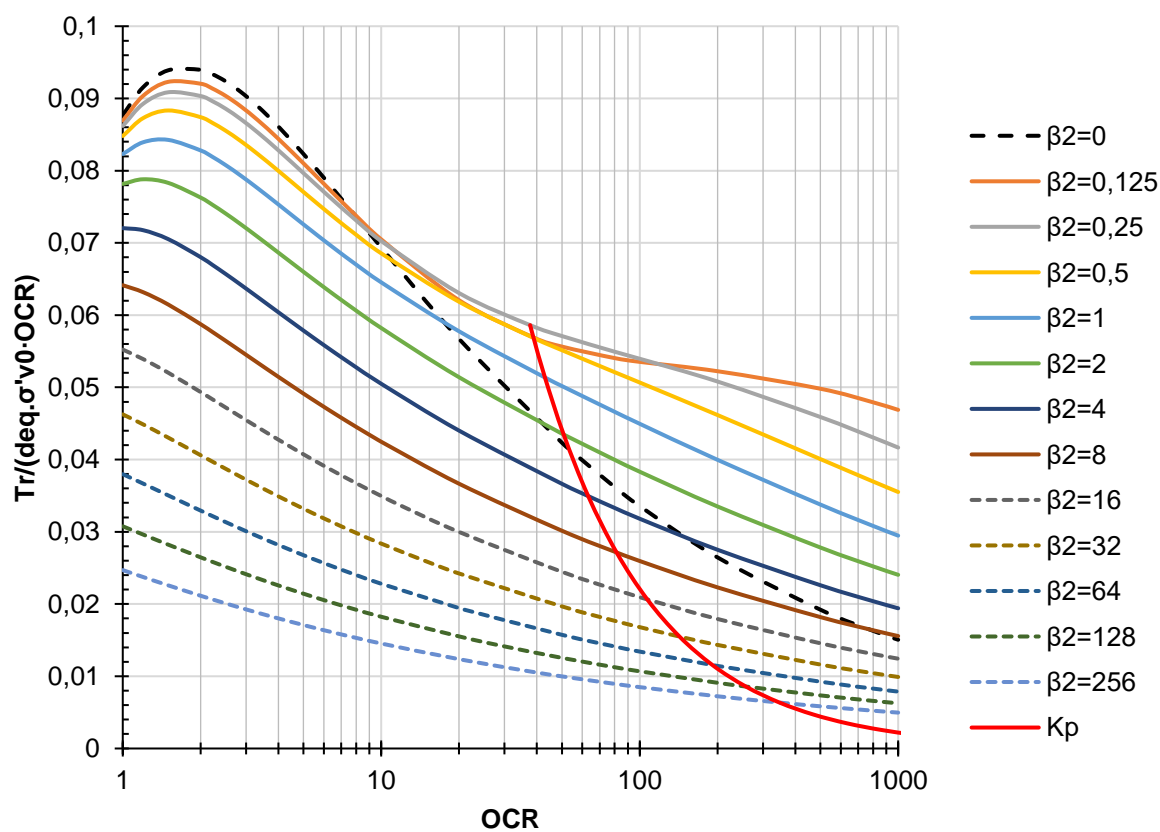


Figura C.49 - Ábaco de $T_r / (d_{eq} \cdot \sigma'_{vc})$: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,7$; $R_f = 0,8$; $k_u/k = 1,2$

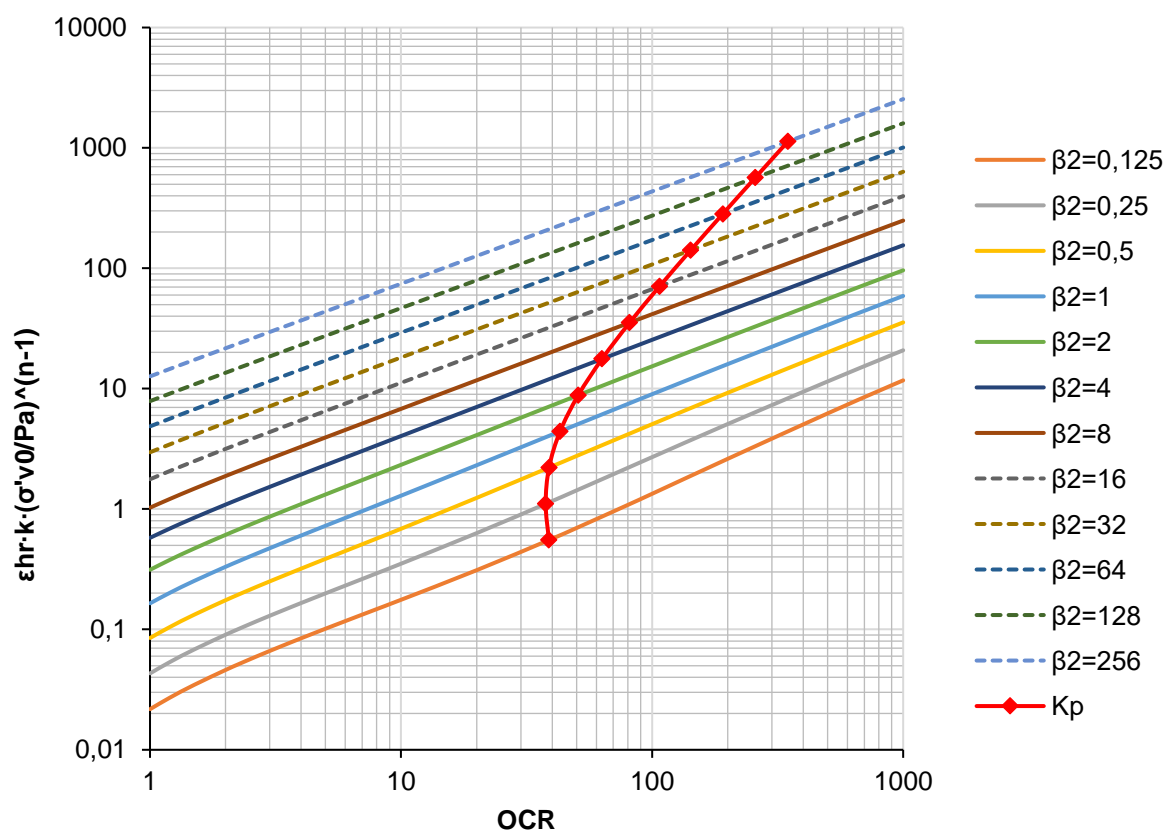


Figura C.50 - Ábaco de $\epsilon_{hr} \cdot k \cdot (\sigma'_{v0} / Pa)^{n-1}$: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,7$; $R_f = 0,8$; $k_u/k = 1,2$

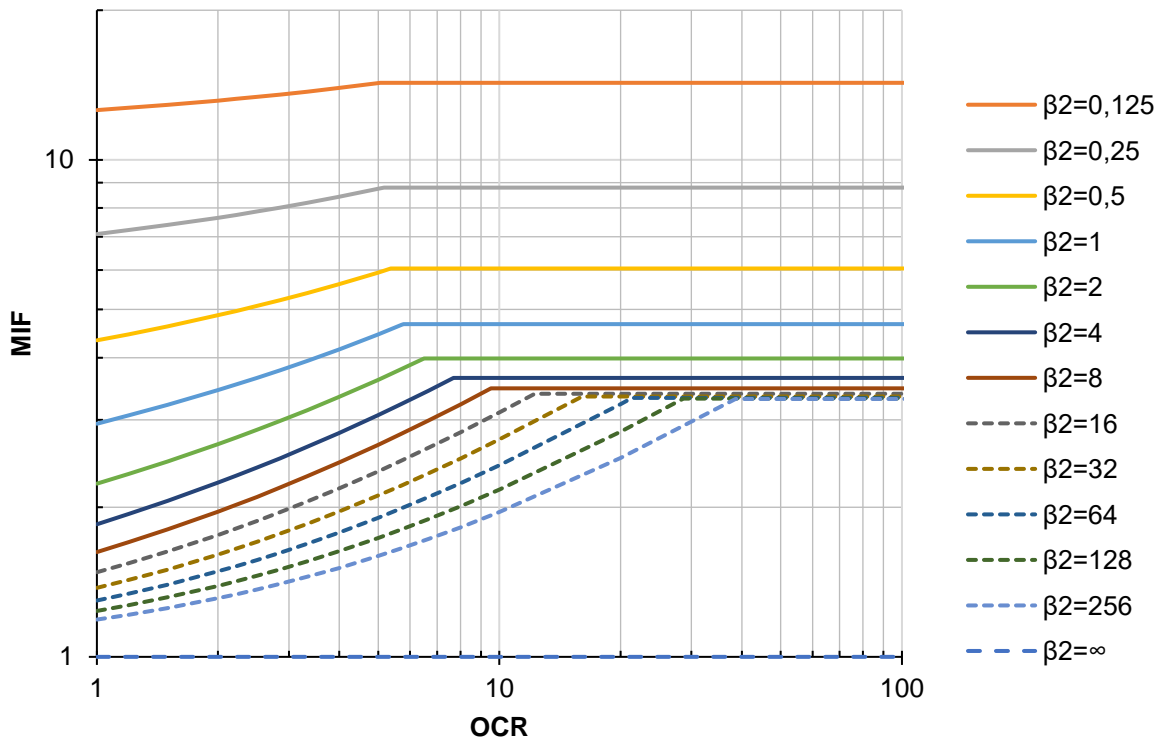


Figura C.51 - Ábaco de MIF: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,7$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=1,2$

C.9 Ábacos para $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=3,0$

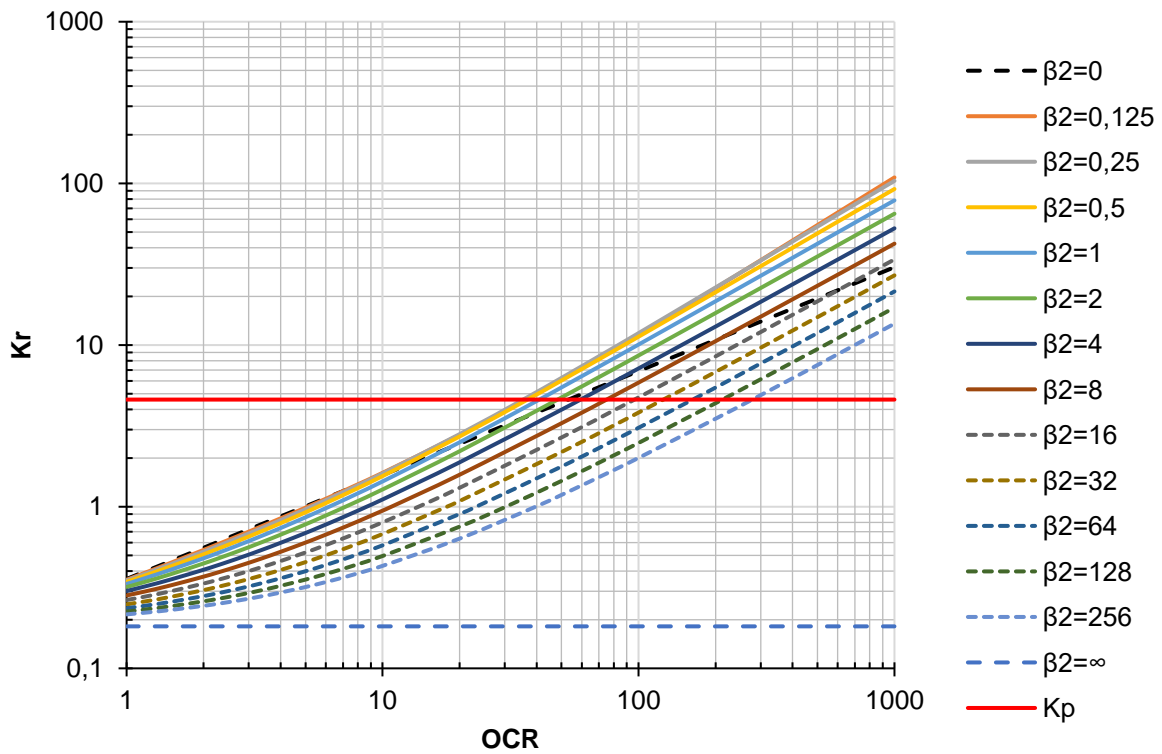


Figura C.52 - Ábaco de K_r : $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=3,0$

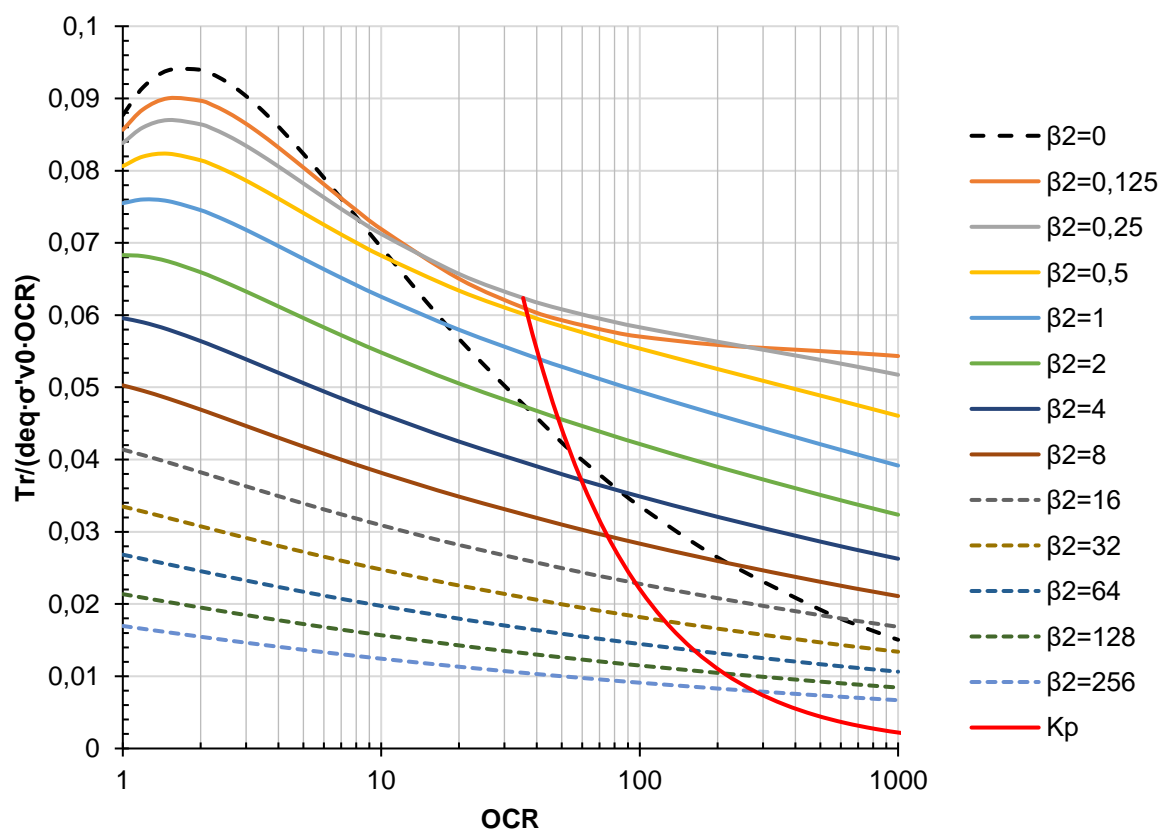


Figura C.53 - Ábaco de $T_r / (d_{eq} \cdot \sigma'_{vc})$: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k = 3,0$

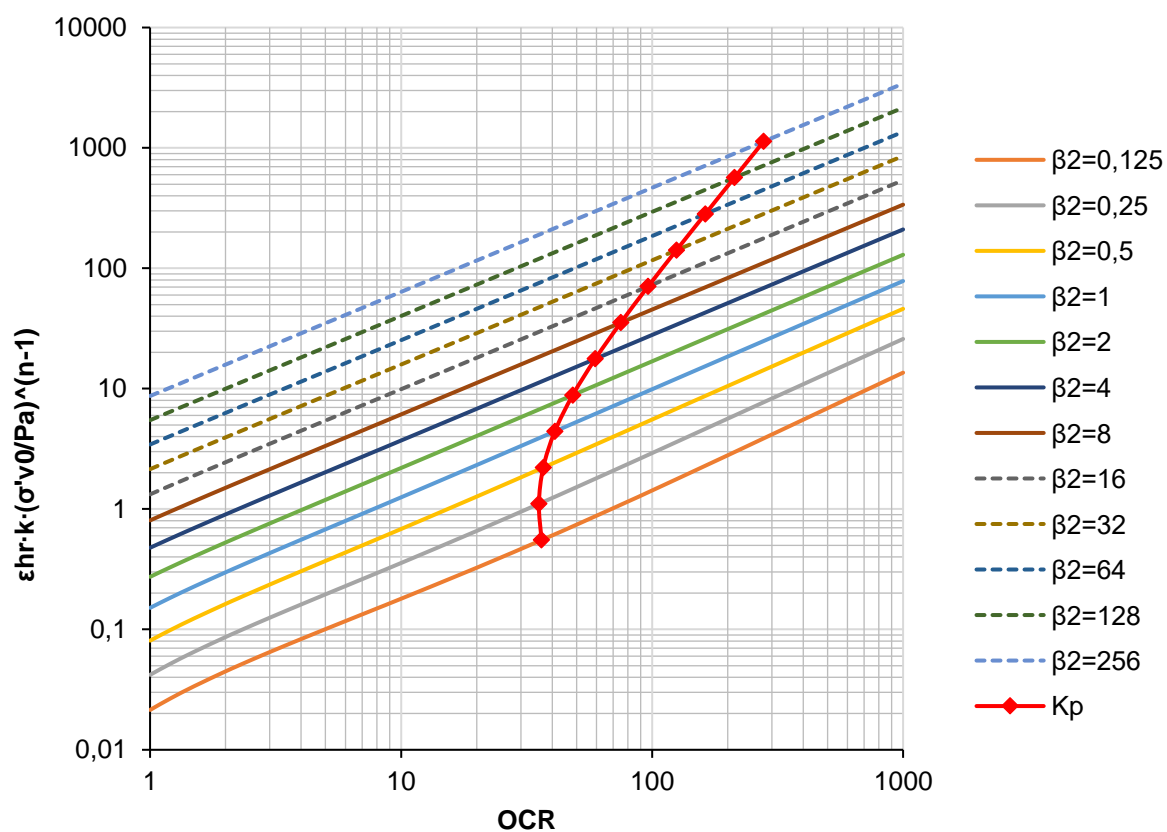


Figura C.54 - Ábaco de $\epsilon_{hr} \cdot k \cdot (\sigma'_{v0} / Pa)^{n-1}$: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k = 3,0$

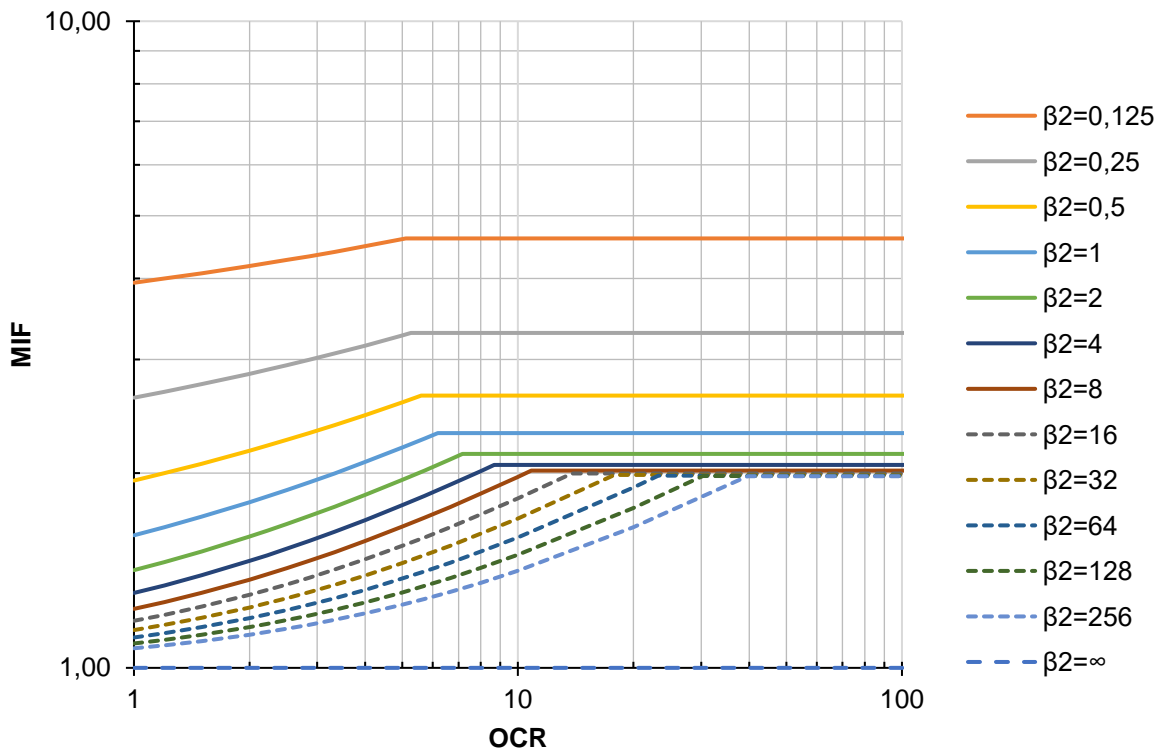


Figura C.55 - Ábaco de MIF: $\phi' = 40^\circ$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$; $k_u/k=3,0$

C.10 Ábacos de MIF para $K_r \geq 1$

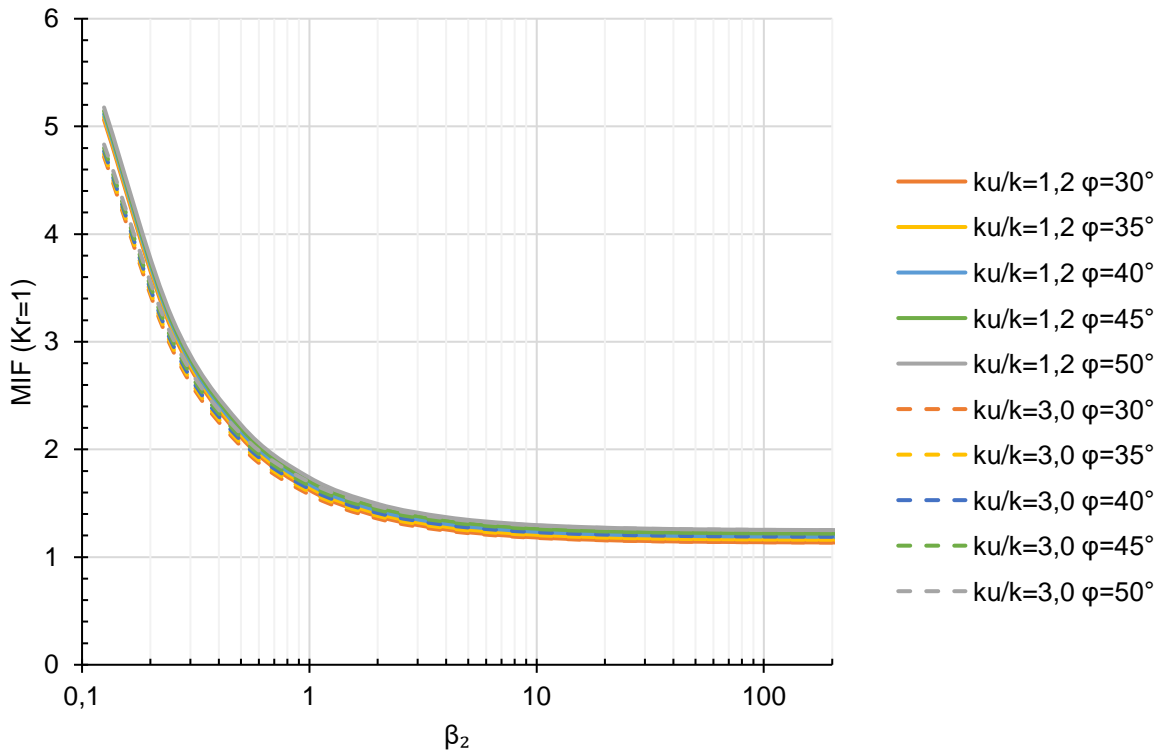


Figura C.56 - Ábaco de MIF para $K_r = 1,0$: $n = 0,1$; $R_f = 0,8$

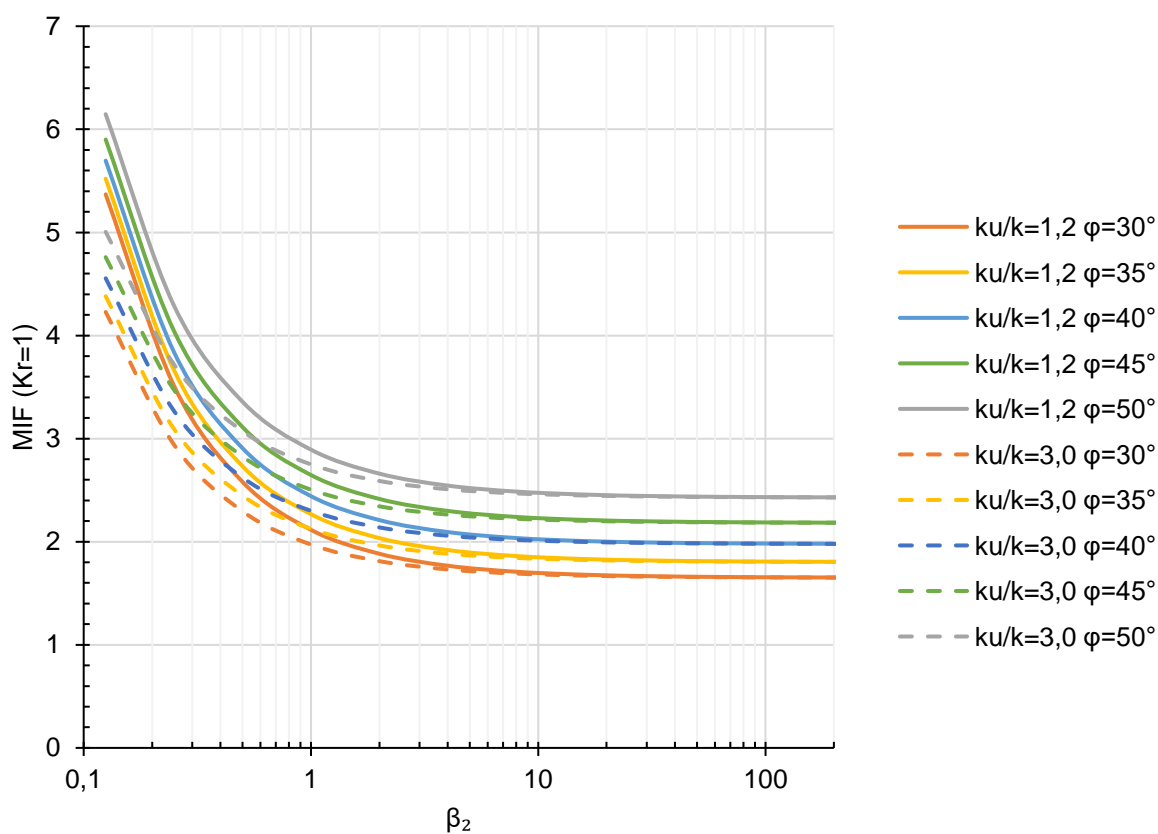


Figura C.57 - Ábaco de MIF para $K_r = 1,0$; $n = 0,4$; $R_f = 0,8$

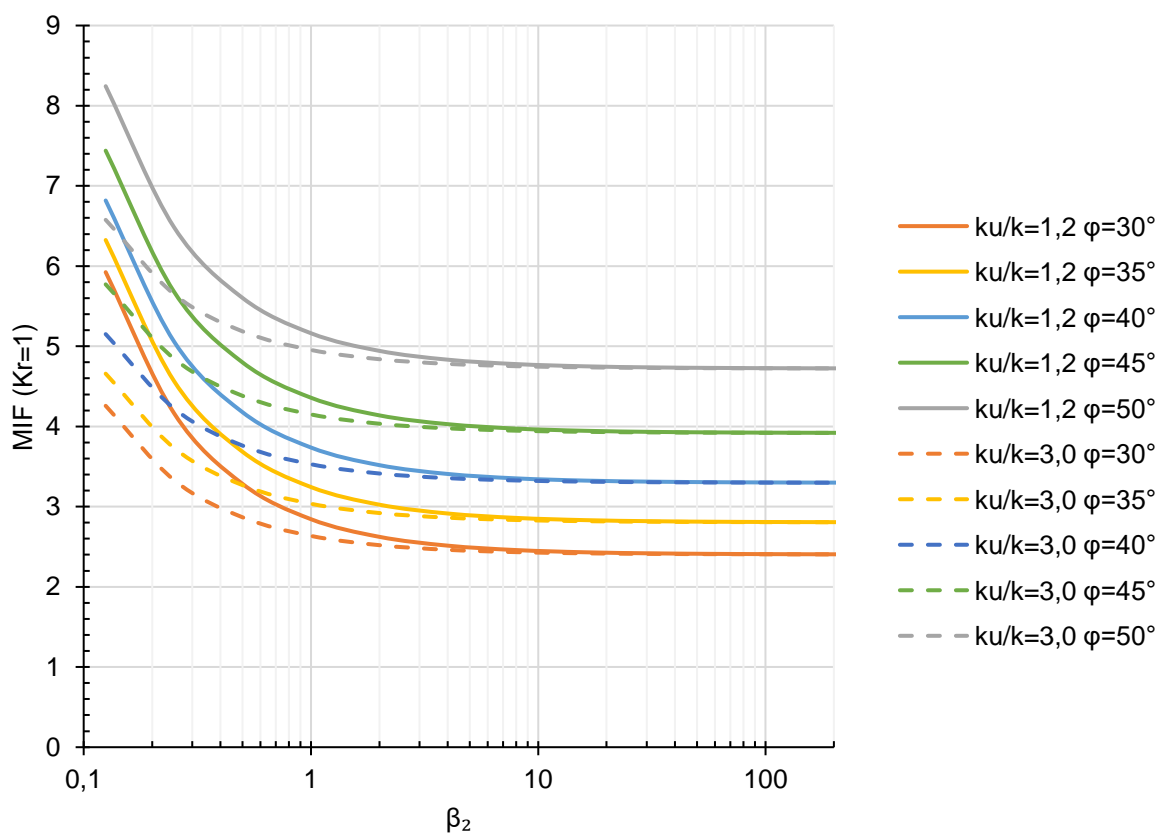


Figura C.58 - Ábaco de MIF para $K_r = 1,0$; $n = 0,7$; $R_f = 0,8$

APÊNDICE D DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS ANALISADOS

Nesse apêndice, será apresentado de modo mais detalhado os ensaios analisados na pesquisa, utilizado para a comparação apresentada no corpo do texto. Primeiramente, para cada estudo, será feito uma descrição geral dos ensaios realizados pelos autores. Em seguida, é apresentado os dados de MIF e de deformação horizontal coletada dos trabalhos e os valores calculados pelo modelo,

D.1 Ensaio em uma única célula por Han et al. (2008)

Han et al. (2008) realizaram uma seção de ensaios de carregamento de placa em uma camada de areia do Rio Kansas, na situação não reforçada e com a colocação de uma célula como reforço. Sobre o material arenoso, o tamanho médio dos grãos era de 2,6 mm, com o formato das partículas subarredondadas. Para a densidade relativa de 70%, os ângulos de atrito de pico e residual obtidos no ensaio de cisalhamento direto foram de 45° e 35°, respectivamente. A geocélula utilizada no estudo era de PEAD com altura de 50 mm, área da célula aberta de 26200 mm² (o que corresponde a um diâmetro equivalente aproximadamente de 183 mm) e com rigidez da parede, para a deformação de 2%, igual a 250 kN/m. As dimensões da caixa do ensaio são de 100 mm x 380 mm x 480 mm, sendo preenchido com 70 mm de areia e o carregamento foi realizado por uma placa retangular de 90 mm x 100 mm.

Os autores observaram que para um carregamento de 70 kN/m², o recalque obtido na situação não reforçada foi de 1,25 mm. Para este mesmo valor de recalque, na situação com o reforço seria necessário um carregamento de 115 kN/m² (ou seja, um aumento de quase 65% do carregamento). Em ambas as situações, para este nível de deformações, o comportamento se mostrou próximo ao linear.

D.1.1 Estudo do MIF – Caso 1

Este mesmo trabalho realizou um estudo numérico, utilizando o método dos elementos finitos (MEF). Os autores adotaram um modelo linear elastoplástico com limite de resistência considerando a envoltória de Mohr-Coulomb, adotando os módulos de elasticidade do solo arenoso de 3,2 MPa e de 6,0 MPa na situação não reforçada e reforçada, com o qual se obteve a melhor aproximação com os resultados dos ensaios. Isso implica que o MIF obtido pelos autores foi de $6,0/3,2 = 1,875$.

Para fazer a comparação dos resultados desse ensaio com o modelo aqui apresentado, os parâmetros hiperbólicos da areia apresentados na foram adotadas com base no estudo de Yang et al. (2010) e considerando a comodidade de ter apresentado neste texto os ábacos para o expoente do modelo hiperbólico de $n=0,40$. Esses parâmetros estão resumidos na Tabela D.1 O módulo do solo não reforçado foi estimado considerando o peso próprio do solo no centro da camada (neste caso a 3,5 cm de profundidade). Quanto à compactação, dado a falta de informações sobre o modo, assume-se que a areia foi disposta com chuva de areia, o que implicará na entrada do modelo como se não houvesse um pré-carregamento (isto é, $OCR = 1$).

Tabela D.1 – Parâmetros hiperbólicos para a comparação do trabalho de Han et al. (2008), módulo e MIF estimados

k	555	K_{aa}	0,142
n	0,4	σ_{v0} (kN/m)	0,647
k_u/k	1,2	β_2	2,72
φ'	45°	E_{ur} (kPa)	4097
γ (kN/m³)	18,50	OCR	1,0
R_f	0,8	MIF modelo	1,62

Com um ângulo de atrito de 45° e o valor do índice de extensibilidade β_2 de 2,72, o modelo calcula um fator de melhora do módulo obtido no modelo de 1,62, indicando neste caso uma subestimação de MIF apresentado pelos autores de 16%. Porém, o valor de MIF do modelo é próximo ao valor de 65% de acréscimo de carregamento para o recalque de 1,25 mm.

D.1.2 Estudo da deformação horizontal – Caso 1

Os autores também analisaram as deformações horizontais utilizando o método dos elementos finitos para simular o ensaio de carregamento de placa. Os autores apresentaram dados de deslocamento horizontal máximo e de tração máxima da parede da geocélula. Portanto, há a possibilidade de analisar a deformação da parede da geocélula por duas vias.

A primeira via, é calcular a deformação horizontal através do deslocamento horizontal. Assumindo a célula circular de diâmetro (d) e que a mesma deformação ocorra em toda a parede da geocélula, seu valor está relacionado diretamente com o deslocamento horizontal (δ):

$$\varepsilon_h = \frac{2\delta}{d} \quad (111)$$

Assumindo o diâmetro equivalente da célula, os deslocamentos e as deformações horizontais obtidas por esse método estão apresentados na Tabela D.2.

Tabela D.2 – Deformações obtidas em Han et al. (2008) - primeiro método

Carga vertical (kPa)	δ_{\max} (mm)	ε_h
20	0,04	0,04%
40	0,08	0,09%
60	0,13	0,15%
80	0,20	0,22%
100	0,29	0,31%
120	0,48	0,52%
140	1,11	1,22%
150	2,52	2,75%

O segundo método possível é utilizar o esforço de tração (T) e calcular a deformação diretamente pela relação da Equação (42), sendo conhecido a rigidez da geocélula $J=250$ kN/m. As trações máximas obtidas na simulação e as deformações obtidas utilizando esses valores estão apresentados na Tabela D.3.

Tabela D.3 – Deformações obtidas em Han et al. (2008) - segundo método

Carga vertical (kPa)	δ_{\max} (mm)	ε_h
20	45,04	0,02%
40	70,22	0,03%
60	140,75	0,06%
80	199,81	0,08%
100	173,88	0,07%
120	299,97	0,12%
140	300,51	0,12%
150	600,68	0,24%

Observou-se que a deformação obtida pela análise da tração é inferior ao obtido pela análise do deslocamento, e a diferença se intensifica para maiores

carregamentos. Para o máximo carregamento aplicado, a deformação obtida é na casa de 11 vezes menor.

A aplicação do modelo para o cálculo da deformação se dá pela aplicação direta das formulações do cálculo de β_1 , utilizando os parâmetros já estipulados no cálculo do MIF. Os resultados obtidos pelo modelo estão apresentados na Tabela D.4.

Tabela D.4 – Deformações calculadas pelo modelo para o caso de Han et al. (2008)

deq (mm)	J (kN/m)	ϕ' (°)	k	n	Rf	σ'_{vc} (kPa)	β_1	ϵ_{hc} (calc)
183	250	45	555	0,4	0,8	20	10,76	0,060%
183	250	45	555	0,4	0,8	40	14,19	0,111%
183	250	45	555	0,4	0,8	60	16,69	0,159%
183	250	45	555	0,4	0,8	80	18,73	0,205%
183	250	45	555	0,4	0,8	100	20,47	0,249%
183	250	45	555	0,4	0,8	120	22,02	0,293%
183	250	45	555	0,4	0,8	140	23,42	0,335%
183	250	45	555	0,4	0,8	150	24,08	0,356%

A comparação entre as deformações horizontais experimental (considerando ambos os métodos de extração desse dado) e a de cálculo estão apresentados na Figura D.1. Pelo método 1, ocorre uma boa aproximação para pequenas cargas e uma subestimação do valor para maiores carregamentos. Pelo método 2, as deformações estimadas foram na casa de 3 vezes a deformação calculada e para o máximo carregamento, o erro começa a reduzir. Como o método 2 teria menores fontes de interpretação errada, foi adotado este na comparação do modelo.

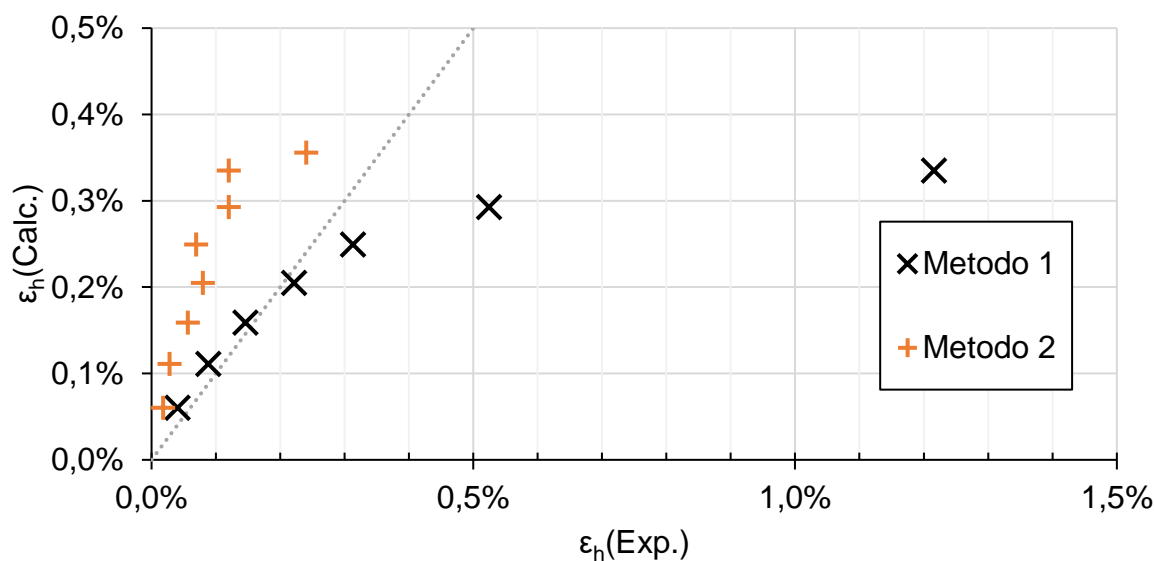


Figura D.1 – Comparação da deformação de Han et al. (2008)

D.2 Ensaios em uma única célula por Pokharel et al. (2010)

Pokharel et al. (2010) realizaram uma série de ensaios de carregamento de placa utilizando como preenchimento a areia do Rio Kansas e rejeito de pedreiras como e 4 tipos de geocélula. Nesse estudo, os autores analisaram o aumento da rigidez da aplicação de uma célula e com o preenchimento do material arenoso em uma caixa de dimensões de 605 mm x 605 mm no plano e com a camada de solo com altura de 120 mm. A areia de Kansas, a despeito de ter origens e caracterização similares ao do material apresentado no item anterior, o ângulo de atrito que os autores adotaram para o material foi de 37,3°, conforme um estudo realizado por Bhandari e Han (2009). Sobre as geocélula, as características principais estão apresentadas na Tabela D.5, sendo que a rigidez J é a multiplicação do módulo de elasticidade e da espessura das paredes (fornecido pelos autores) e que as aberturas estudadas das geocélula foram circulares (com diâmetro de 205 mm) e elípticas.

Tabela D.5 - Propriedades das Geocélulas utilizadas em Pokharel et al. (2010) e MIF obtido nos ensaios

Tipo	Material	Esp (mm)	Altura (mm)	Cap. Máxima (MPa)	Módulo de Young $\epsilon = 2\%$ (MPa)	Módulo de Rigidez J $\epsilon = 2\%$ (kN/m)
I	HDPE	1,5	100	12,5	310	465
II	NPA	1,1	100	19,1	355	390,5
III	NPA	1,1	100	20,9	350	385
IV	NPA	1,1	100	21,3	440	484

D.2.1 Estudo do MIF – Caso 2

Os autores observaram o aumento da rigidez para as condições reforçadas considerando a inclinação do trecho inicial da curva de carga/recalque, obtendo uma relação de melhora do módulo conforme apresentados na Tabela D.6. Para a comparação, será analisado somente o caso da célula circular.

Tabela D.6 - MIF obtidos por Pokharel et al. (2010)

Tipo	Material	Módulo de Young E_{CGE} $\varepsilon = 2\%$ (MPa)	Módulo de Rigidez J $\varepsilon = 2\%$ (kN/m)	MIF (circular)	MIF (elíptica)
I	HDPE	310	465	1,5	1,3
II	NPA	355	390,5	1,6	-
III	NPA	350	385	1,7	1,3
IV	NPA	440	484	2,0	1,8

Os parâmetros estimados para o modelo hiperbólico nesta comparação estão apresentados na Tabela D.7, utilizando como premissas os mesmos apresentados no item anterior, alterando o ângulo de atrito do material considerado para se adequar ao adotado pelos autores. Além disso, considera-se neste caso a colocação do solo com chuva de areia, implicando em $OCR = 1,0$.

Tabela D.7 - Parâmetros do modelo hiperbólico para a comparação com Pokharel et al. (2010) e módulo do solo não reforçado obtido.

k	555	R_f	0,8
n	0,4	K_{aa}	0,206
k_u/k	1,2	σ_{v0} (kN/m)	1,118
φ'	37,3°	E_{ur} (kPa)	5917
γ (kN/m³)	18,63	OCR	1,0

Como há o uso de 4 tipos de geocélula com diferentes rigidezes, é necessário estudar 4 valores de índices de extensibilidades β_2 . Os valores de β_2 e de MIF estimados estão apresentados na Tabela D.8. Dado que todos os valores de β_2 foram relativamente próximos, a melhora do módulo obtida no modelo variou de 1,57 a 1,65, que são valores próximos para as melhoras obtidas com as geocélula tipo I, II e III. Porém, o MIF obtido para o caso do tipo IV subestima o valor obtido do laboratório em 17,5%.

Tabela D.8 – Comparação com Pokharel et al. (2010) dos valores de MIF

Tipo GCE	E_{cGE} (MPa)	J (kN/m)	β₁	MIF (exp)	MIF (calc)
I	310	465	2,04	1,5	1,62
II	355	390,5	2,43	1,6	1,55
III	350	385	2,47	1,7	1,55
IV	440	484	1,96	2	1,64

D.3 Ensaios em uma única célula por Hegde e Sitharam (2015b)

Hegde e Sitharam (2015b) apresentou resultados de ensaios de carregamento em placa com três tipos de solo – argila siltosa, areia mal graduada e brita – que são, respectivamente, os casos 2, 3 e 4 na análise das deformações. A caixa de ensaio utilizado tinha dimensões em planta de 0,9 m x 0,9 m, e altura de 0,6 m. Uma base metálica de 0,45 m x 0,45 m x 0,40 m foi instalada no centro da caixa para apoiar a célula, permitindo que a placa aplique o carregamento sobre a geocélula. O entorno da base metálica, juntamente com o exterior da célula, foi preenchido com o mesmo solo usado dentro da célula. A geocélula ensaiada tinha altura de 150 mm, composta de PEAD e com dimensões da célula aberta no formato losango de 250 mm x 210 mm (o que resulta em um diâmetro equivalente de 183 mm). De acordo com os ensaios realizados pelos próprios autores, módulo de rigidez da geocélula a 2% de deformação é de 440 kN/m.

A placa utilizada tinha diâmetro de 150 mm e aplicou tensões verticais de até 290 kPa nos ensaios realizados em areia e de até 330 kPa nos testes realizados na argila e na brita. Foram feitas leituras do recalque vertical da placa e da deformação horizontal da célula (lidas através de *strain gauges*).

D.3.1 Estudo da deformação – casos 2, 3 e 4

As leituras de deformações da parede da geocélula para cada caso estão apresentados na Tabela D.9. Os parâmetros hiperbólicos estimados para os solos estudados estão apresentados na Tabela D.10. Os ângulos de atrito foram dados pelos próprios autores que utilizaram esses dados também em análises numéricas com geocélulas (HEGDE; SITHARAM, 2015a), enquanto que os parâmetros hiperbólicos foram estimados em função da classificação do material (DUNCAN et al.,

1980; TRAUTMANN et al., 1983). As deformações calculadas para cada carregamento e caso, juntamente com os valores de β_1 calculados, estão apresentados na Tabela D.11.

Tabela D.9 - Deformações obtidas experimentalmente nos ensaios de Hegde e Sitharam (2015b)

Caso 2 Argila		Caso 3 Areia		Caso 4 Brita	
σ'_{vc} (kPa)	ϵ_{hc} (calc)	σ'_{vc} (kPa)	ϵ_{hc} (calc)	σ'_{vc} (kPa)	ϵ_{hc} (calc)
50	0,306%	50	0,196%	50	0,102%
100	0,542%	100	0,426%	100	0,202%
150	0,683%	150	0,572%	150	0,316%
200	0,826%	200	0,707%	200	0,415%
250	1,052%	250	0,838%	250	0,534%
290	1,270%	290	0,927%	290	0,644%
300	1,299%	-	-	300	0,669%
338	1,435%	-	-	338	0,754%

Tabela D.10 – Parâmetros dos solos utilizados em Hegde e Sitharam (2015b)

Caso	Class.	ϕ' (°)	k	n	k_w/k	Rf
2	CI	27	100	0,4	1,2	0,8
3	SP	35	300	0,4	1,2	0,8
4	GP	40	500	0,4	1,2	0,8

Tabela D.11 – Deformações calculadas pelo modelo e erro relativo para os casos de Hegde e Sitharam (2015b)

σ'_{vc} (kPa)	Caso 2			Caso 3			Caso 4		
	β_1	ϵ_{hc} (calc)	Erro rel.	β_1	ϵ_{hc} (calc)	Erro rel.	β_1	ϵ_{hc} (calc)	Erro rel.
50	1,59	0,178%	-41,7%	4,77	0,131%	-33,4%	7,94	0,105%	2,9%
100	2,10	0,339%	-37,4%	6,29	0,244%	-42,6%	10,48	0,194%	-3,9%
150	2,47	0,492%	-27,9%	7,40	0,351%	-38,6%	12,33	0,278%	-12,0%
200	2,77	0,641%	-22,4%	8,30	0,454%	-35,8%	13,83	0,359%	-13,4%
250	3,02	0,787%	-25,2%	9,07	0,554%	-33,9%	15,12	0,437%	-18,1%
290	3,21	0,901%	-29,1%	9,63	0,632%	-31,8%	16,04	0,499%	-22,6%
300	3,25	0,929%	-28,5%				16,26	0,514%	-23,2%
338	3,41	1,036%	-27,8%				17,06	0,571%	-24,3%

D.4 Ensaios em uma única célula por Pokharel et al. (2018)

Pokharel et al. (2018) apresentam resultados de ensaios de carregamento cíclico em placa, utilizando a mesma areia do rio Kansas (KR - com ângulo de atrito admitido pelos autores de 41°), rejeito de pedreira (QW – *quarry waste*) e um agregado britado (AB-3). As propriedades dos materiais de rejeito de pedreira e do agregado estão apresentadas na Tabela D.12.

Os autores utilizaram a mesma geocélula do tipo II do trabalho de Pokharel et al. (2010) (ver Tabela D.5), com altura de 100 mm, ensaiando uma (correspondente ao Caso 3) e múltiplas células (Caso 6). A geocélula foi disposta de modo mais convencional, mantendo uma configuração de losango com dimensões de 205 mm x 235 mm, o que faz com que o diâmetro equivalente das aberturas da geocélula sejam de, aproximadamente, 175 mm. A caixa de ensaio tem dimensões em planta de 800 mm x 800 mm e a altura das camadas ensaiadas de 120 mm. Os ciclos de carregamento foram aplicados através de uma placa circular de 152 mm, aplicando a tensão máxima de 552 kPa. Porém, para a estimativa da melhora da rigidez da camada com a instalação da geocélula, os autores consideraram o primeiro ciclo de carregamento.

Tabela D.12 - Propriedades dos materiais utilizados por Pokharel et al. (2018)

Material sigla	Class.	D₅₀ (mm)	CC	CU	γ_s (kN/m³)	w_{ot} (%)	γ_{d,max} (kN/m³)	CBR max	CBR w_{ot}
QW	SP-SC	1,2	0,77	12	27,6	9	21	57%	38%
AB-3	GW-GC	7	1,55	21	26,9	10	20,6	75%	49%

Obs.: γ_s – Peso específico dos grãos; γ_{d,max} – peso específico aparente seco na umidade ótima w_{ot}; CC – coeficiente de curvatura; CU – coeficiente de uniformidade

D.4.1 Estudo do MIF – casos 3 e 6

Para a aplicação do modelo, a razão de sobreadensamento para este ensaio também foi considerado como unitário. Os parâmetros estimados para a comparação estão apresentados na Tabela D.13. Os valores de MIF obtidos pelos autores e o obtido pelo modelo desenvolvido está apresentado na Tabela D.14.

O modelo foi desenvolvido partindo da análise de uma única célula e está sendo generalizado para o estudo de múltiplas células. Por isso, o modelo não

consegue captar a diferença entre os dois casos e apresenta valores de MIF iguais para ambas as situações.

Tabela D.13 - Parâmetros para a entrada do modelo na comparação dos dados de Pokharel et al. (2018).

Material	γ (kN/m ³)	σ'_{v0} (kPa)	OCR	ϕ' (°)	k	n	Rf
KR	18,63	1,12	1	41	555	0,4	0,8
QW	21,35	1,28	1	45	1200	0,4	0,8
AB-3	21,35	1,28	1	45	900	0,4	0,8

Tabela D.14 - Valores de MIF obtidos por Pokharel et al. (2018) e o obtido pelo modelo.

Material	Células (Caso)	MIF (lab)	β_1	MIF (calc.)
KR	Múltiplas (C6)	2,04	2,43	1,59
QW	Única (C3)	1,26	5,56	1,40
QW	Múltiplas (C6)	1,46	5,56	1,40
AB-3	Única (C3)	1,32	4,17	1,46
AB-3	Múltiplas (C6)	1,73	4,17	1,46

D.5 Ensaios em laboratório realizados por Biswas et al. (2013, 2016) e Biswas e Krishna (2018, 2019)

Uma série de trabalhos realizados por Biswas e outros (BISWAS; KRISHNA, 2017, 2018; BISWAS; KRISHNA; DASH, 2013, 2016) consistiu em ensaios de carregamentos de placa estáticos em laboratório, com uma placa circular de 150 mm de diâmetro. Os estudos utilizaram como camada de subleito um material argiloso com 70% de finos, variando a sua umidade para que fosse possível obter um material com resistência não drenada de 7 kPa, 15 kPa, 30 kPa e 60 kPa. O limite de liquidez, o limite de plasticidade, densidade dos grãos, máximo peso específico aparente seco e umidade ótima desta argila de baixa plasticidade (CL) são de 42%, 21%, 2,65, 20,71 kN/m³ e 19,31%, respectivamente.

O material arenoso utilizado nos no enchimento da geocélula foi uma areia fluvial mal graduada, com os parâmetros geotécnicos conforme apresentado na Tabela D.15. Na produção desta camada de areia, foi utilizada a técnica de chuva de areia, feita de uma altura ajustada de modo que a densidade relativa do material fosse de 80%. A geocélula foi composta por tiras de geogrelha de capacidade máxima de resistência de 20 kN/m para uma deformação de 11% e com módulo secante a 5% de

deformação medidos entre 240kN/m (BISWAS; KRISHNA; DASH, 2013) e 280 kN/m (BISWAS; KRISHNA; DASH, 2016).

Tabela D.15 - Parâmetros do material arenoso nos trabalhos de Biswas et al.

Classificação	SP
γ_s (kN/m³)	26,8
D₅₀ (mm)	0,4
Cu	3,06
Cc	0,62
γ_{dmax}	16,43
γ_{dmin}	13,82
Condições de ensaio	
Densidade relativa DR	80%
ϕ' (D_r=80%)	40
γ_d (D_r=80%)	15,83

A geocélula foi montada com o Padrão Chevron, com as células em formato quadrado de 120 mm de lado (que corresponde a um diâmetro equivalente de 135 mm). As relações geométricas das alturas da camada e da geocélula estão apresentadas na Tabela D.16. Sobre a espessura da geocélula, sempre foi deixado uma altura extra de areia de 15 mm (0,1 do diâmetro da placa).

Tabela D.16 – Dimensões das camadas de solo reforçadas nos ensaios de Biswas et al.

Relação H_{camada}/D_{placa}	H_{camada} (mm)	Relação h_{GCE}/D_{placa}	h_{GCE} (mm)
0,63	95	0,53	80
1,15	173	1,05	158
1,67	251	1,57	236
2,19	329	2,09	314

D.5.1 Estudo da MIF – caso 4

Para realizar a comparação do modelo com os ensaios aqui citados, a seguinte metodologia foi adotada:

- 1) Foi considerado o recalque obtido no ensaio equivalente a 2% do diâmetro da placa (i.e., $s/D_{placa} = 2\%$) para a estimativa dos parâmetros elásticos;
- 2) O módulo de elasticidade E_2 do subleito em argila foi estimado utilizando a formulação de Boussinesq – $s = 2pr(1 - \nu_2^2)/E_2$ – sendo s o recalque ($s=0,02D_{placa}$)

= 3 mm), p a tensão aplicada, r o raio da placa ($r=D_{\text{placa}}/2 = 75$ mm) e v_2 o coeficiente de Poisson do material.

3) Os módulos de elasticidade da camada de areia não reforçada (a partir dos ensaios de Biswas e Krishna, 2019) e reforçada E_1 serão estimados utilizando a teoria da espessura equivalente (Avesani Neto 2019, Garcia e Avesani Neto 2020), adotando o uso de placa flexível ($C_s = 1$).

4) Para estimar os parâmetros do modelo hiperbólico, foi procurado um valor de k que melhor se adequasse aos valores da média dos módulos obtidos dos ensaios sem o reforço para cada valor de espessura da camada de areia, fixando os parâmetros $n=0,4$, $k_u/k = 1,2$ e $R_r=0,8$. Foi obtido o valor de $k = 195$.

Os módulos de elasticidade da camada de argila obtidos estão apresentados na Tabela D.17. Os módulos das camadas de areias não reforçadas está na Tabela D.18, enquanto que para a situação reforçada está apresentada na Tabela D.19. Os valores de MIF obtidos estão apresentados na Tabela D.20.

Tabela D.17 – Parâmetros elásticos do subleito em função da resistência não drenada

S_u (kPa)	v₂	E₂ (kPa)
7	0,45	698
15	0,45	857
30	0,45	1396
60	0,42	3459

Tabela D.18 - Módulo de elasticidade estimado para a camada de areia não reforçada (dados de Biswas e Krishna, 2019)

H/D	S_u=7kPa	S_u=15kPa	S_u=30kPa	S_u=60kPa	Média
0,63	1368	3481	2735	2062	2411
1,15	2615	2598	2281	2370	2466
1,67	2185	2247	3754	2075	2565
2,19	2013	1365	2543	2125	2012

Tabela D.19 – Módulos de elasticidade de cada camada de areia reforçada (dados de Biswas et al. 2013, 2016, Biswas e Krishna 2018)

H/D	S_u=7kPa	S_u=15kPa	S_u=30kPa	S_u=60kPa	Média	MIF
0,63	3350	12932	6700	9958	8235	3,4
1,15	3939	4566	5560	5208	4818	2,0
1,67	3788	4308	5169	4061	4331	1,7
2,19	2038	3085	2559	4030	2928	1,5

Tabela D.20 - MIF da camada dos trabalhos de Biswas et al.

H/D	Su=7kPa	Su=15kPa	Su=30kPa	Su=60kPa	Média
0,63	2,4	3,7	2,4	4,8	3,4
1,15	1,5	1,8	2,4	2,2	2,0
1,67	1,7	1,9	1,4	2,0	1,7
2,19	1,0	2,3	1,0	1,9	1,5

Os valores de MIF obtidos no modelo estão apresentados na Tabela D.21.

Tabela D.21 - Valores de MIF obtidos no modelo para a comparação com os trabalhos de Biswas et al.

H/D	H (m)	$\sigma_{vc}=\sigma_{v0}$ (kPa)	OCR	$E_{ur}(\text{calc})$ (kPa)	β_2	MIF (calc)
0,63	0,095	0,75	1	1684	0,783	2,4
1,15	0,173	1,37	1	2143	0,996	2,1
1,67	0,251	1,98	1	2488	1,156	2,0
2,19	0,329	2,60	1	2773	1,289	1,9

Obs.: tensão vertical no centro da camada

D.6 Ensaios em laboratório realizados por Tanyu et al. (2013)

Tanyu et al. (2013) estudaram o efeito da geocélula no reforço de camadas sobre subleitos com baixa rigidez realizando em laboratório um ensaio de carregamento de placa, utilizando uma placa circular de 250 mm de diâmetro. Os autores utilizaram uma caixa rígida de concreto de 3,00 m x 3,00 m x 3,50 m, onde foi disposto e compactado uma camada de areia de 2,55 m. Sobre esta camada de areia, foi colocada 3 camadas de blocos de EPS de 15 cm para simular um subleito de baixa resistência/rigidez. Um geotêxtil não tecido foi colocado sobre a camada de EPS para separar a camada da base.

O material granular da base escolhido para o preenchimento da geocélula foi uma brita de calcário (*“limestone”*). Os autores classificaram este material como uma brita mal graduada com silte e areia (GP-GM). No ensaio de compactação com energia Proctor Normal, os autores obtiveram um peso aparente seco máximo de 22,6 kN/m³ para uma umidade ótima de 8,2%. As geocélulas utilizadas era de PEAD e quatro diferentes configurações de geocélula foram utilizadas, conforme apresentados na Tabela D.22. Foram dados pelos autores o esforço de tração máximo da geocélula de 22 kN/m, que ocorreram a uma deformação de 10%. Para a comparação, foi estimado que o módulo de rigidez representativo da geocélula é de 250 kN/m.

Tabela D.22 - Parâmetros geométricos das geocélulas utilizadas em Tanyu et al. (2013)

Tipo	altura	d nom (cm)	d_{eq} (cm)
GW(30)150	150	30	24,2
GW(30)200	200	30	24,2
GW(20)150	150	20	19,2
GW(20)200	200	20	19,2

Os ensaios de carregamento cíclico foram realizados com a intenção de simular a situação em obra (com um carregamento maior aplicado) e de serviço. A força cíclica aplicada para os casos de obra e de serviço foram de 35 kN e 7 kN, respectivamente. Com a placa de 250 mm de diâmetro, as tensões aplicadas na superfície da estrutura ensaiada eram de, aproximadamente, 714 kPa e 143 kPa.

D.6.1 Estudo do MIF – caso 5

Este artigo é um dos poucos trabalhos que especificam minimamente o equipamento de compactação utilizado para a montagem do ensaio. Os autores mencionam que utilizaram uma placa vibratória com potência de 3,0 kW, rotação de 3600 rpm e com a superfície da placa quadrada, com lados de 450 mm. Procurando equipamentos similares ao descrito pelos autores, decidiu-se utilizar como o valor do esforço dinâmico aplicado pela placa vibratória de 15 kN, que aplicaria no solo uma tensão de, aproximadamente, 74 kPa na superfície no momento da compactação do solo.

Em relação a melhora do módulo de elasticidade da camada, os autores apresentaram uma tabela com valores de módulo de resiliência de referência para a soma das tensões principais (*bulk stress*) de 208 kPa, seguindo parcialmente o procedimento apresentado no manual da NCHRP (TRB, 2004), porém não está indicado nem os parâmetros utilizados no modelo do cálculo do módulo, nem as considerações em relação a como foi considerado nos casos da camada reforçada.

Portanto, nesta comparação, os módulos da camada granular com e sem reforço foi estimada com base no valor médio do coeficiente de recalque vertical k_v apresentado pelos autores. Foi adotada a média dos pontos disponíveis no gráfico e utilizando a teoria da espessura equivalente (TEE) (AVESANI NETO, 2019; GARCIA; AVESANI NETO, 2020; ODEMARK, 1949) para a retroanálise do ensaio, modelando como fosse uma estrutura de duas camadas - camada inferior (do subleito) com

módulos de elasticidade e coeficiente de Poisson de 700 kPa e 0,45, respectivamente. Os valores do coeficiente de recalque vertical médio obtido pelos autores, o módulo de elasticidade da camada superior e a melhora do módulo para os ensaios realizados com a sub-base granular de 225 mm de altura estão apresentados na Tabela D.23. Será somente comparado os resultados obtidos para a espessura da camada granular.

Tabela D.23 - Estimativa do módulo de elasticidade da camada granular com e sem reforço para os ensaios realizados por Tanyu et al. (2013).

Parâmetro	Não reforçado	GCE GW(30)150	GCE GW(30)200	GCE GW(20)150	GCE GW(20)200
Entrada					
k_v (kPa/m)	12388	19528	16964	14864	17095
If	1,00	1,58	1,37	1,20	1,38
E_{sbl} (kPa)	700	700	700	700	700
ν_{sbl}	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
raio da placa (m)	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125
altura h (m)	0,225	0,225	0,225	0,225	0,225
C_s	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79
n	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87
Estimativa do módulo - TEE					
F	0,3588	0,2276	0,2620	0,2990	0,2600
E_g (kPa)	6578	20093	14023	10116	14296
ν_g	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
h_e (m)	0,391	0,568	0,504	0,452	0,507
F'	0,5439	0,5439	0,5439	0,5439	0,5439
F''	0,2907	0,2053	0,2301	0,2548	0,2287
MIF	-	3,05	2,13	1,54	2,17
E_{sbl} e ν_{sbl} - módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do subleito E_g e ν_g - módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson da camada granular h_e - altura equivalente da camada C_s - Coeficiente de rigidez da placa (1 para flexível, $\approx 0,79$ para rígida) n - fator de correção (Odemark, 1949; Garcia e Avesani Neto, 2020) F, F' e F'' - fatores da teoria da espessura equivalente (Avesani Neto, 2019; Garcia e Avesani, 2020)					

Os parâmetros do modelo hiperbólico estimado para o material utilizado estão apresentados na Tabela D.24. Os valores de melhora do módulo fornecidos pelos autores e o obtido pelo modelo para a altura da camada de 225 mm estão apresentados na Tabela D.25.

Tabela D.24 - Parâmetros hiperbólicos estimados para o solo utilizado em Tanyu (2013)

k	1200
n	0,4
ku/k	1,2
ϕ' (°)	45
Rf	0,8
γ (kN/m³)	22

Tabela D.25 – Valores de MIF obtidos por Tanyu et al. (2013) para camada de 225 mm

Geocélula	MIF(exp)	σ'_{vo}	OCR	β_2	MIF(calc)
GW(30)150	3,05	2,475	29,9	13,3	2,25
GW(30)200	2,13	2,475	29,9	13,3	2,25
GW(20)150	1,54	2,475	29,9	10,6	2,27
GW(20)200	2,17	2,475	29,9	10,6	2,27

A pouca variação de β_2 que é função da relação J/d_{eq} e o OCR que proporcionou o coeficiente K_r acima de 1 em ambos os casos, fez com que o valor obtido pelo modelo ficou bem próximo. Também se notou que entre os ensaios, o uso de geocélulas com maior diâmetro equivalente obteve maiores valores de MIF, podendo indicar algum problema no procedimento de ensaio.

D.6.2 Estudo da deformação – caso 7

Considerando as aplicações de carregamento cíclico de 713 kPa e de 143 kPa, os autores realizaram leituras de deformações horizontais para 1000 ciclos para o maior carregamento e 10000 ciclos para o menor carregamento, nas células abaixo da placa de carregamento e também das células vizinhas, nas direções paralela e perpendicular à direção da abertura da geocélula. O artigo apresenta dados das leituras para a camada de 225 mm e de 450 mm, utilizando a geocélula tipo GW(20)200. Para efeito de comparação, somente a com a altura de 225 mm foi utilizado, dado que tem espessura mais próxima à da geocélula. Os valores de deformações coletados estão apresentados na Tabela D.26.

Utilizando os mesmos parâmetros utilizados na comparação com o MIF, as deformações foram calculadas utilizando o modelo, considerando o carregamento aplicado como a carga de compactação. Os valores calculados estão apresentados na Tabela D.27.

Tabela D.26 - Deformações horizontais obtidas para a geocélula GW(20)200, altura de 225 mm, extraído de Tanyu et al. (2013)

Ciclo	Deformações horizontais (<i>microstrains</i>)			
	Paralelo Obra	Perpendicular Obra	Paralelo Serv.	Perpendicular Serv.
2	1778,48	1775,7	0,61	0,87
10	2019,84	1946,86	0,95	0,85
50	1523,33	1516,89	0,95	0,90
100	1764,13	1793,88	0,93	1,27
500	1779,79	1532,46	0,95	1,03
1000	1592,89	1647,32	1,04	0,91
5000			1,02	1,06
10000			0,88	0,90
Média	1723,64	1630,45	0,98	0,99
		1677		0,99

Tabela D.27 - Deformações calculadas para o caso de Tanyu et al (2013)

d_{eq} (mm)	J (kN/m)	ϕ' (°)	k	n	k_u/k	Rf	σ'_{vc} (kPa)	β_1	ϵ_{hc} (calc)
192	250	45	1200	0,4	1,2	0,8	713,0	101,9	1,115%
192	250	45	1200	0,4	1,2	0,8	142,6	53,5	0,276%

D.7 Ensaios em laboratório realizados por Dehkordi et al. (2019)

Dehkordi et al. (2019) realizou ensaios de carregamento em placa estáticos em laboratório utilizando duas placas simultaneamente para a aplicação da força, em solos sem e com o reforço. A caixa de ensaio tinha dimensões em planta de 2,0 m x 3,6 m. As placas gêmeas eram circulares, com diâmetro $B = 400$ mm e eram instrumentados com leitores de recalque (LVDT).

O solo de preenchimento utilizado no ensaio foi classificado como uma areia mal graduada, com o diâmetro efetivo D_{10} de 0,17 mm. Ensaios triaxiais realizados no material obtiveram um ângulo de atrito de 36° . Outros parâmetros relacionados à areia utilizada estão apresentados na Tabela D.28. A geocélula de PEAD utilizada pelos autores tinha altura de 150 mm, dimensões da célula aberta de 250 mm x 210 mm e, com base nos ensaios de tração realizados na geocélula, a rigidez da geocélula para 2% é de, aproximadamente, 420 kN/m.

Tabela D.28 – Dados do solo utilizado em Dehkordi et al. (2019)

Granulometria	D₁₀ (mm)	0,17
	D₃₀ (mm)	0,20
	D₅₀ (mm)	0,25
	D₆₀ (mm)	0,28
Coefficiente de uniformidade	CU	1,65
Coefficiente de curvatura	CC	0,84
Índice de vazios max	e_{max}	0,91
Índice de vazios min	e_{min}	0,53
Peso Esp. Seco max.	γ_d (kN/m³)	15,64
Ângulo de atrito	φ (°)	36
Densidade específica	G_s	2,63
Densidade relativa	D_r (%)	68

A camada de solo foi instalada sobre uma base rígida com a espessura H variando entre 0,5 a 3 vezes o diâmetro da placa. A geocélula foi instalada na parte superior da camada de areia, com uma capa de 4 cm. A areia foi aspergida utilizando o método de chuva de areia, portanto, pode-se considerar que não houve uma compactação prévia. Em relação as placas gêmeas, a distância entre os centros das placas variava entre 1 a 3 vezes o seu diâmetro. O carregamento máximo variava entre

D.7.1 Estudo da deformação – caso 5

Os autores instrumentaram o ensaio com células de carga posicionadas diretamente abaixo das geocélulas, alinhadas com a placa de carregamento, e com *strain gauges* instaladas nas células diretamente carregadas pelas placas. Os dados apresentados de deformações horizontais no trabalho correspondem somente ao caso das placas se tangenciando (isto é, a distância entre o centro das placas igual a um diâmetro). As leituras de deformações horizontais para as três espessuras de solo ensaiadas foram próximas, conforme pode ser verificado nos dados apresentados da Tabela D.29. Para efeito de comparação, o caso com a relação entre a espessura total e o diâmetro $H/B = 3$ foi utilizada. Os parâmetros do modelo hiperbólico estimados para o solo e as deformações horizontais calculadas pelo modelo estão apresentadas na Tabela D.30.

Tabela D.29 – Deformações horizontais obtidas dos ensaios realizados por Dehkordi et al (2019)

Carga vertical σ'_{vc} (kPa)	ϵ_{hc} (exp)			
	H/B=1	H/B=2	H/B=3	Média
100	0,038%	0,042%	0,016%	0,032%
200	0,082%	0,086%	0,051%	0,073%
300	0,160%	0,191%	0,154%	0,168%
400	0,470%	0,418%	0,435%	0,441%
500	0,786%	0,704%	0,713%	0,734%
600	1,001%	0,935%	0,885%	0,940%
700	1,262%	1,175%	1,109%	1,182%
720	1,295%	1,212%	1,133%	1,213%

Tabela D.30 – Deformações calculadas para o caso de Dehkordi et al (2019)

d_{eq} (mm)	J (kN/m)	ϕ' (°)	k	n	k_u/k	Rf	σ'_{vc} (kPa)	β_1	ϵ_{hc} (calc)
183	420	36	300	0,4	1,2	0,8	100	6,59	0,249%
183	420	36	300	0,4	1,2	0,8	200	8,69	0,462%
183	420	36	300	0,4	1,2	0,8	300	10,22	0,663%
183	420	36	300	0,4	1,2	0,8	400	11,47	0,856%
183	420	36	300	0,4	1,2	0,8	500	12,54	1,044%
183	420	36	300	0,4	1,2	0,8	600	13,49	1,226%
183	420	36	300	0,4	1,2	0,8	700	14,35	1,405%
183	420	36	300	0,4	1,2	0,8	720	14,51	1,441%

D.8 Ensaios em laboratório realizados por Pokharel (2010)

A tese de Pokharel (2010) apresenta uma série de ensaios de carregamentos de placa em estruturas de solo reforçadas com geocélula. Os trabalhos de Pokharel et al. (2010) e Pokharel al. (2018), que estão também sendo analisados, são decorrentes da pesquisa desenvolvida por este autor.

Um terceiro tipo de ensaio que o autor realizou foi ensaios de carregamento de placa cíclico utilizando um subleito flexível. Para isso, foi utilizado uma caixa com dimensões em planta de 2,0 m x 2,2 m e com 2,0 m de altura, sendo que a metade da caixa foi preenchida com o material do subleito flexível e da base granular. O subleito era composto por uma mistura da areia do rio Kansas e caulinita, de modo que o material tenha um CBR de 2%.

A base com o material granular, sem e com o reforço celular, tiveram alturas de 15, 23 e 30 cm, sendo que para os casos com a geocélula, suas alturas foram de 10 cm, 15 cm e 2 x 10 cm (isto é, duas geocélulas de 10 cm), respectivamente. Os

materiais de preenchimento utilizados foram a brita AB-3 e a areia do Rio Kansas pura, que foram utilizados no ensaio realizados nos testes com subleito rígido (POKHAREL et al., 2018), entretanto, somente no teste com a brita, os autores obtiveram um fator de melhorado módulo. O laboratório também tinha disponível um medidor de rigidez (Geogauge) para o controle da compactação, entretanto, as leituras obtidas pelo equipamento foram consideradas não consistente e, por isso, os dados de leitura não foram apresentados na tese. A geocélula utilizada nesse ensaio foi o mesmo utilizado no trabalho de Pokharel al. (2018).

Para a compactação do material, tanto do subleito quanto da base, eles utilizaram um compactador mecânico. Para compactar o solo no interior da geocélula, foi utilizado um soquete de ensaio de Proctor padrão e, na parte superior, utilizado a placa vibratória.

O carregamento cíclico aplicado pela placa de 30 cm de diâmetro tinha a magnitude máxima de 40 kN (correspondente a uma pressão de 550 kPa, próxima a de um pneumático de um eixo padrão), com ciclos de 0,77 Hz. As leituras obtidas pelo autor foram o recalque e a bacia de deflexão em função do ciclo, a tensão vertical no subleito (utilizando células de carga) e deformações horizontais na parede da geocélula (utilizando *strain gauges*).

D.8.1 Estudo do MIF – caso 7

Para a avaliação do módulo elástico da camada de base, o autor utilizou a teoria da espessura equivalente. Primeiramente, o módulo do subleito foi analisado, com base no resultado do ensaio de carregamento cíclico diretamente sobre o subleito. Posteriormente, com a análise das tensões verticais coletadas pelas células de pressão instaladas na interface da camada, calculou-se a altura equivalente da camada, ao comparar a curva de tensões verticais obtidas pelas equações de Boussinesq. Com a altura equivalente, foi possível estimar o módulo da camada de base.

Para a comparação aqui realizada, o MIF foi obtido comparando a razão entre os módulos da camada reforçada e não reforçada, por ciclo, e considerado a média. O autor não estimou o módulo da base não reforçada com o material arenoso, não permitindo assim obter o MIF para esse material. Em relação aos ensaios com brita,

foram calculados o MIF para as espessuras da base de 15 cm e de 30 cm, dado que os módulos obtidos para o ensaio com 23 cm tiveram valores muito próximos nas situações sem e com reforço. O caso com a base de 15 cm teve dois tipos de tratamento: um com uma única compactação na superfície da camada e outra com duas etapas de compactação, para cada 7,5 cm de espessura construída. Dado que o tratamento com uma única etapa de compactação deu módulos similares à situação não reforçada, a comparação do MIF foi calculada utilizando os dados obtidos no ensaio com duas etapas de compactação. Os módulos obtidos por ciclo estão apresentados na Figura D.2. Assim, considerando o procedimento apresentado acima, o MIF para as camadas de 15 cm e de 30 cm de espessura foram, respectivamente, 2,50 e 1,60.

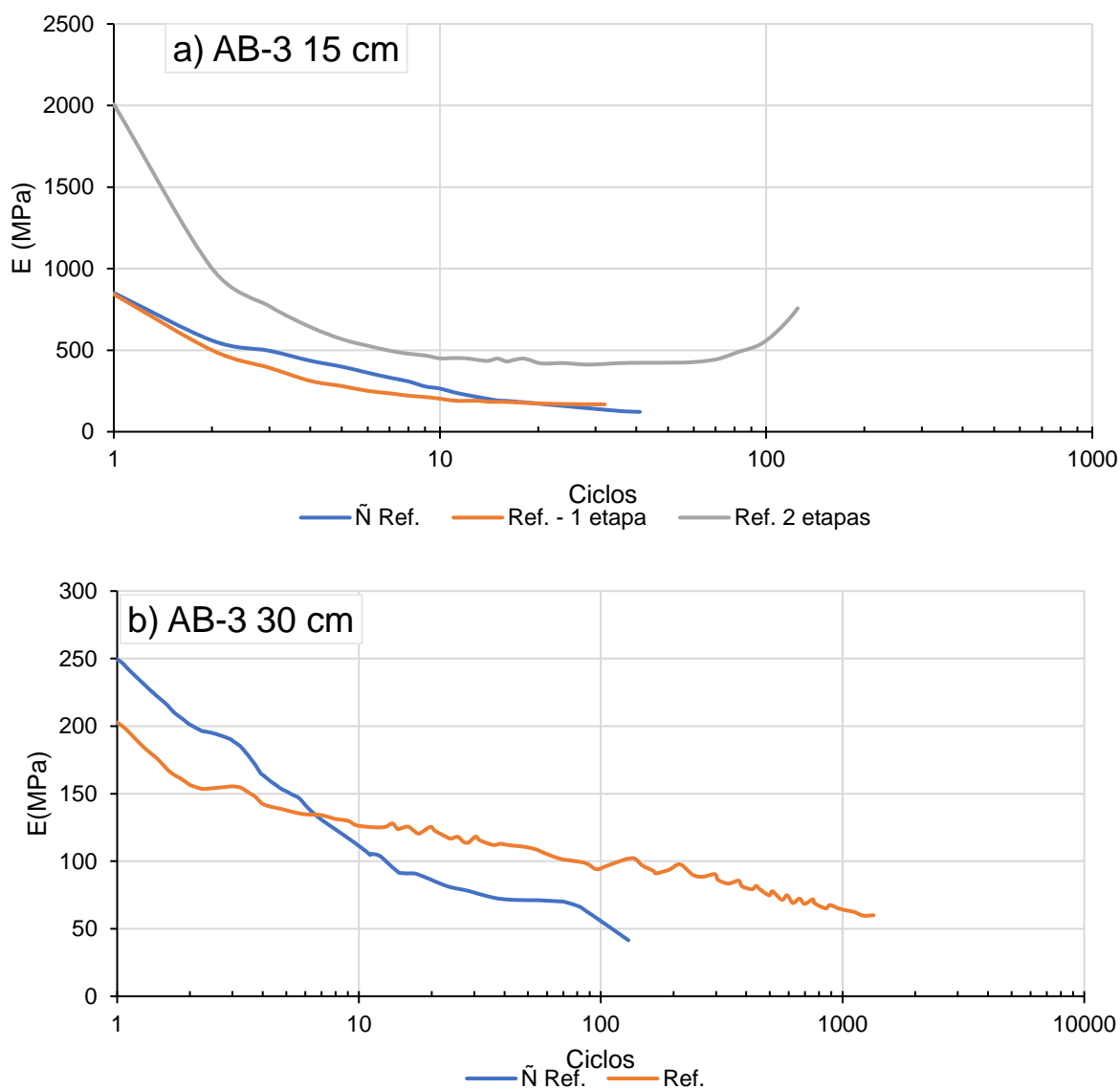


Figura D.2 – Módulos da camada de base obtidas por Pokharel (2010) para as espessuras de 15 cm (a) e 30 cm (b).

A placa vibratória apresentado pelo autor aparentemente é um equipamento mais leve do que o utilizado em Tanyu et al. (2013). Com base na imagem do compactador e buscando equipamento similar, estima-se que a tensão de compactação foi de, aproximadamente, 33 kPa. Assim, utilizando os parâmetros hiperbólicos já adotados para a brita no trabalho de Pokharel al. (2018), os parâmetros de cálculo e o MIF obtido pelo modelo está apresentado na Tabela D.31.

Tabela D.31 – Valores de MIF calculados para Pokharel (2010)

J (kN/m)	d_{eq} (mm)	H (mm)	σ'_{v0} (kPa)	φ' (°)	k	n	OCR	β₂	MIF(calc)
390,5	183	150	1,60	45	900	0,4	20,8	4,07	2,41
390,5	183	300	3,20	45	900	0,4	10,4	5,37	2,28

D.8.2 Estudo da deformação – caso 6

As deformações da parede da geocélula foram coletadas utilizando *strain gauges* posicionadas na parte inferior e superior da geocélula. Para o caso da camada granular de 30 cm, onde utilizou duas geocélulas sobrepostas, ambas as geocélulas foram instrumentadas. A deformação utilizada na comparação foi a máxima das deformações horizontais coletadas pelo autor. Muitas das leituras obtidas estouraram a capacidade da leitura do instrumento, de 2,1%. Assim, esses dados não foram considerados. Assim, com essas limitações apresentadas, as deformações consideradas na comparação da deformação foram de 0,57% e 1,2 %, correspondente ao ensaio com brita e camada da base com espessura de 23 cm e 30 cm. A deformação calculada pelo modelo está apresentada na Tabela D.32.

Tabela D.32 – Deformações calculadas para o caso de Pokharel (2010)

d_{eq} (mm)	J (kN/m)	φ' (°)	k	n	k_v/k	R_f	σ'_{vc} (kPa)	β₁	ε_{hc} (calc)
183	390,5	45	900	0,4	1,2	0,8	550	42,0	0,70%
183	390,5	45	900	0,4	1,2	0,8	550	42,0	0,70%

D.9 Ensaios em laboratório realizados por George et al (2019)

George et al. (2019) realizou um ensaio de carregamento de placa cíclico em laboratório, utilizando asfalto recuperado (*reclaimed asphalt pavement* – RAP) como material da base, com ou sem o reforço da geocélula. Os autores utilizaram uma caixa

de 1,83 m x 1,83 m em planta e 1,52 m de profundidade. O subleito simulado era composto por uma camada de 30 cm de argila de baixa plasticidade. Em relação ao RAP, os parâmetros obtidos pelos autores estão apresentados na Tabela D.33. Um geotêxtil foi utilizado como separador entre o subleito e a base nos testes com e sem o reforço. As geocélulas de PEAD utilizada tinham alturas de 10 cm e de 15 cm e as propriedades apresentadas pelos autores estão mostradas na Tabela D.34.

Tabela D.33 – Propriedades do RAP utilizado em George et al. (2019)

Propriedades	Valores	Norma
Densidade dos grãos	2,49	ASTM D 854
Massa específica máxima (kg/m³)	1960	Tex-113 E
Umidade ótima (%)	7,9	Tex-113 E
Módulo resiliente (MPa)	159	NCHRP I 28
Permeabilidade (m/dia)	1,6	ASTM D-2434

Tabela D.34 – Propriedades da geocélula utilizada por George et al. (2019)

Propriedades	Valores
Dimensões da célula expandida (cm)	32 x 29
Área da célula expandida (cm²)	460
Resistência da Emenda (N)	1423,43
Massa específica do polímero (kg/m³)	935,5–964,3
Teor de preto de fumo (% mínima por peso)	1,5
Espessura Nominal após texturização (mm)	1,524 (-5%; +10%)

A placa circular de 152,4 mm aplicou um carregamento cíclico, com carregamento máximo de 9,5 kN (o equivalente a 521 kPa de tensão) em ensaios com e sem o reforço. Os autores também realizaram testes em camadas não reforçadas, entretanto, não há indicação da espessura da camada não reforçada. Para a comparação, assume-se que a altura da camada não reforçada era de 10 cm, e os MIF comparado serão em relação a essa espessura.

D.9.1 Estudo do MIF – caso 8

O trabalho menciona o uso de uma placa vibratória para a compactação das camadas. Adotando o mesmo tipo de compactador leve do caso de Pokharel (2010), adota-se a tensão de compactação de, aproximadamente, 33 kPa.

O MIF obtido pelos autores foram de 2,5 para a base reforçada com espessura de 10 cm e de 3,3 para a espessura de 15 cm. Os parâmetros adotados para o cálculo e o MIF obtido pelo modelo estão apresentados na Tabela D.35.

Tabela D.35 – Valores de MIF calculados para George et al. (2019)

J (kN/m)	deq (mm)	H (mm)	σ'_{v0} (kPa)	ϕ' (°)	k	n	OCR	β_2	MIF(calc)
250	242	100	1,225	45	900	0,4	34	6,8	2,31

D.10 Ensaio em laboratório realizados por Mamatha e Dinesh (2018)

Mamatha e Dinesh (2018) realizaram um ensaio de carregamento de placa dinâmico em laboratório. Os autores testaram a influência de geogrelhas e de geocélulas no comportamento da estrutura de solo, comparando com uma situação não reforçada. A caixa de ensaio tinha dimensões de 2,0 m x 2,0 m x 2,0 m, que foi preenchido com uma camada de 1,0 m de areia densa compactada. Em cima dessa camada de areia, foi posta uma camada de 30 cm de espessura de argila classificada como de alta compressibilidade (CH), com CBR de 4% (quando não saturado). A sub-base granular de espessura de 35 cm, onde foi instalada os geossintéticos (nos casos reforçados), era composto de uma mistura de brita de dimensões máxima de 40 mm (46%), britas de dimensão máxima de 12,5 mm (26%) e pó de pedra, coletados de uma pedreira local, na Índia. O peso específico seco máximo do material da sub-base era de 21,3 kN/m³, obtida com a umidade ótima de 4,2% no ensaio Proctor modificado, obtendo valores de CRB nas condições não saturadas e saturadas de 35% e 30%, respectivamente. A geocélula de PEAD utilizada pelos autores tinha altura de 150 mm, dimensões da célula aberta de 259 mm x 224 mm (equivalente a um diâmetro de 192 mm).

A placa de carregamento era de diâmetro de 300 mm, que aplicou um carregamento cíclico com carregamento máximo de 760 kPa, conforme a Norma Alemã DIN 18134 (2012). A instrumentação do ensaio consistiu em células de pressão instaladas na interface da camada de subleito, *strain gauges* na parede da geocélula posicionadas para coletar deformações verticais e horizontais, além das leituras de recalque.

D.10.1 Estudo da deformação – caso 8

Os autores apresentaram um gráfico apresentando as deformações obtidas pelos instrumentos, posicionados na célula central e nas células vizinhas, em função do tempo decorrido do ensaio. Para a comparação, foi considerado como início do carregamento o ponto correspondente a 8000 ms, onde inicia-se o comportamento cíclico. Foi extraído a máxima variação de deformação observada no ensaio, que foi de 166 *microstrains* (0,166%). A deformação calculada pelo modelo está apresentada na Tabela D.36

Tabela D.36 – Deformações calculadas para o caso de Mamatha e Dinesh (2018)

d_{eq} (mm)	J (kN/m)	ϕ' (°)	k	n	k_u/k	R_f	σ'_{vc} (kPa)	β_1	ϵ_{hc} (calc)
192	250	45	1200	0,4	1,2	0,8	760	104,5	1,18%

D.11 Ensaio em laboratório realizados por Al-Qadi e Hughes

Al-Qadi e Hughes (2000) realizaram uma série de ensaios de FWD em uma estrada no estado da Pensilvânia/EUA que foi reabilitada, com obras iniciadas em 1995. A estrutura padrão do pavimento consiste em uma camada de revestimento asfáltico misturado quente de 38 mm e 50 mm de binder, 200 mm de base de concreto betuminoso e 150 mm de sub-base de bica corrida (*GSB – granular sub-base*), sobre um geotêxtil não tecido como separador. O subleito consiste em silte arenoso, com presença de material orgânico e com CBR de 4%.

Esta obra utilizou várias técnicas para a reabilitação desta estrada, sendo que grande parte dos trechos foram utilizados geocélulas de PEAD com altura de 100 mm, compostas de 60 tiras de 3,3 m e dimensão expandida da placa de 2,4 m x 6,1 m. e geogrelhas de poliéster. Também houveram trechos da rodovia que retiraram parte do subleito e substituíram por 150 mm de bica corrida sobre uma camada de 300 ou 450 mm de brita 1, sendo que nas seções com 300 mm de brita, foi instalada um geotêxtil tecido sobre esta.

D.11.1 Estudo do MIF – caso 9

As localizações onde foram realizados os ensaios de FWD e os materiais geossintéticos que foram utilizados e importantes para a comparação realizada estão

apresentados na Tabela D.37. Foi notado que, na média, o módulo de elasticidade da camada duplica ($MIF \approx 2$) com a colocação da geocélula. Os autores observaram também que o uso de geogrelhas não influenciou na melhora do módulo obtido nos ensaios. Os módulos e os MIF's obtidos na Tabela D.37.

Para a comparação com o modelo desenvolvido, os parâmetros do modelo hiperbólico do material da sub-base e os parâmetros geométricos e elásticos da geocélula estão apresentados na Tabela D.38. As tensões geostáticas no centro da camada, de compactação (conforme Ehrlich e Mitchell (1994) e adotando os mesmos dados da Tabela D.40, apresentado no próximo item), os valores de OCR e de β_1 e o MIF obtido no modelo estão apresentados na Tabela D.39.

Tabela D.37 – Estacas onde foram realizados os ensaios de FWD e os reforços utilizados (dados de Al-Qadi e Hughes, 2000)

Posições	Reforços	Escavação Extra (mm)	Módulo da sub-base (kPa)	MIF
Est 2150L	Não Reforçado	0	193	1,00
Est 2150R	Não Reforçado	0	193	1,00
Est 3600L	GGR+GCE+GGR+GTX	0	414	2,15
Est 3601L	GGR+GCE+GGR+GTX	0	414	2,15
Est 4450L	GGR+GCE+GGR+GTX	150+450	345	1,79
Est 4550L	GCE+GGR+GTX	150+450	345	1,79
Est 4575L	GCE+GGR+GTX	150+450	345	1,79
Est 3650R	GCE+GTX	150+300	345	1,79
Est 3725R	GCE+GTX	150+300	345	1,79
Est 4450R	GCE+GGR+GTX	0	414	2,15
Est 4550R	GGR+GCE+GGR+GTX	0	414	2,15

GGR = Geogrelha; GCE = Geocélula; GTX = Geotêxtil não tecido
Média dos MIF = 1,95

Tabela D.38 - Parâmetros do solo de preenchimento e da geocélula adotada na comparação de Al-Qadi e Hughes (2000)

ϕ' (°)	45	ku/k	1,2
γ (kN/m ³)	21,5	R_f	0,8
k	1500	J (kN/m)	250
n	0,4	d_{eq} (mm)	169

Tabela D.39 – Estimativa da tensão de compactação e MIF obtidos no modelo para comparação com Al-Qadi e Hughes (2000)

γ (kN/m ³)	21,5	σ'_{vc} (kPa)	250,0
φ' (°)	45	σ'_{v0} (kPa)	7,826
Q (kN)	300	OCR	31,9
L (m)	2,13	β_2	18,4
Q/L (kN/m)	140,8	MIF	2,23

Neste caso, o modelo indicou um valor de MIF levemente superior ao obtido nos ensaios FWD. Os autores comentaram que não foi possível separar a contribuição da geogrelha no aumento do MIF.

D.12 Ensaios em laboratório realizados por Rajagopal et al. (2012)

Rajagopal et al. (2012) apresentam um estudo de uma estrada não pavimentada construída no ano de 2010. A estrutura do pavimento consistia em um subleito de argila preta com e CBR de 4%, o reforço de subleito deste mesmo material, porém tratado com cal e CBR de 6% e com espessura de 400 mm, uma camada de brita de 400 mm de espessura de sub-base e 225 mm de base composta de brita, reforçada com geocélula de 150 mm de altura, dimensões da abertura de 210 mm x 250 mm, de NPA. Os ensaios realizados indicaram que o fator de melhora do módulo com a implantação da geocélula foi de 2,75.

D.12.1 Estudo da MIF – caso 10

O trabalho relata o uso de um rolo compactador utilizado na compactação do material granular. Adotando os parâmetros do solo e do compactador apresentado na Tabela D.40 e utilizando a formulação desenvolvida por Ehrlich e Mitchell (1994), estima-se que a tensão de compactação é de 250 kPa. Aplicando o método desenvolvido, adotando os parâmetros hiperbólicos apresentados na Tabela D.41, obtém-se o valor de MIF de 2,4 (Tabela D.42).

Tabela D.40 – Estimativa da tensão de compactação para comparação em Rajagopal et al. (2012)

γ (kN/m ³)	22	Carga Estática Eqv. Q (kN)	200
ϕ' (°)	45	Largura L (m)	2,3
K_o	0,293	Q/L (kN/m)	87,0
v_o	0,227	σ'_{vc}(kPa)	250,0
K_a	0,172	B (m)	0,347
N_γ	79,6	A (m²)	0,800

Tabela D.41 – Parâmetros hiperbólicos adotados para Rajagopal et al. (2012)

k	1500
n	0,40
γ (kN/m³)	22
k_u/k	1,2
R_f	0,8
ϕ'	45°
K_{aa}	0,1716

Tabela D.42 - Valores de parâmetros na comparação com os dados de Rajagopal et al. (2012)

Prof. centro (m)	γ (kN/m³)	σ_{vo} (kPa)	OCR	β_2	MIF (calc)
0,15	22	3,3	75,8	3,68	2,43

D.13 Ensaio em laboratório realizados por Saride et al. (2016)

O trabalho de Saride et al. (2016) apresenta o resultado de ensaios de carregamento de placa estáticos e cíclicos realizados em um trecho de uma estrada na Índia (KA SH 46). Os ensaios foram realizados em três seções testes: diretamente sobre o subleito (de argila siltosa); sobre uma camada granular da sub-base de 150 mm de altura e; sobre a camada granular reforçada com geocélula. O carregamento foi realizado utilizando uma placa circular de 300 mm de diâmetro.

A geocélula utilizada neste trabalho era composta de PEAD, perfurado, de altura de 150 mm, diâmetro equivalente de 192 mm e resistência da junção de 2,1 kN. O material granular utilizado pode ser classificado como sendo um material entre GP e GW, conforme o sistema unificado. Este material granular foi compactado com um rolo compactador vibratório de 11,7 toneladas.

D.13.1 Estudo da MIF – caso 11

Esse trabalho foi adotado como exemplo de análise da aplicação da teoria da espessura equivalente na análise do módulo de elasticidade da camada reforçada por Avesani Neto (2019a). Adotando o carregamento para o recalque de 0,3% do diâmetro da placa ($s = 0,9$ mm), considerando carregamento de placa rígida, e adotando o coeficiente n da teoria da espessura equivalente igual a 0,87 (conforme Garcia e Avesani Neto, 2020) os módulos de elasticidade do subleito e da camada granular sem e com reforço estão apresentados na Tabela D.43. Observou-se que a melhora do módulo obtido neste caso é de, aproximadamente, 2,2 vezes.

Tabela D.43 - Resumo da retroanálise dos módulos de elasticidade pela teoria da espessura equivalente do ensaio de Saride et al. (2016)

Subleito (Sbl)		Sbl + Sub-base		Sbl + Sub-base + GCE	
Recalques		Recalques		Recalques	
s (m)	9,00E-04	s (m)	9,00E-04	s (m)	9,00E-04
Tensão aplicada		Tensão aplicada		Tensão aplicada	
p (kPa)	27,74	p (kPa)	97,01	p (kPa)	124,81
Geometria		Geometria		Geometria	
raio (m)	0,15	raio (m)	0,15	raio (m)	0,15
h (m)	0,15	h (m)	0,15	h (m)	0,15
Cs	0,79	Cs	0,79	Cs	0,79
s/(2r)=s/B	0,30%	s/(2r)=s/B	0,30%	s/(2r)=s/B	0,30%
Parâmetros elásticos		Parâmetros elásticos		Parâmetros elásticos	
E_{eq} (kPa)	5825,14	E_{eq} (kPa)	20372,09	E_{eq} (kPa)	26211,54
K (kPa/m)	30819,61	K (kPa/m)	107784,56	K (kPa/m)	138679,88
F	1,0000	F	0,2859	F	0,2222
Solo		Solo		Solo	
E_{sbl} (kPa)	5825,1	E_{sbl} (kPa)	5825,1	E_{sbl} (kPa)	5825,1
v_{sbl}	0,45	v_{sbl}	0,45	v_{sbl}	0,45
		E_{sb} (kPa)	363645,8	E_{sb} (kPa)	792711,6
		v_{sb}	0,25	v_{sb}	0,25
If	1,00	If	3,50	If	4,50
MIF		MIF	1,00	MIF	2,18

Os parâmetros elásticos do solo e da geocélula adotados para a comparação estão apresentados na Tabela D.44.

Tabela D.44 - Parâmetros adotados do solo e da geocélula para a comparação com o trabalho de Saride et al. (2016)

Solo	
k	1500
n	0,4
k_u/k	1,2
R_f	0,8
γ (kN/m³)	23
ϕ' (°)	45
Geocélula	
J (kN/m)	250
deq (m)	0,192183

Em relação ao equipamento de compactação, rolos compactadores com o mesmo peso (11,7 toneladas) podem aplicar carregamentos dinâmicos entre 150 a 250 kN. Adotando o valor de 200 kN e aplicando as equações apresentadas por Ehrlich e Mitchell (1994), as tensões verticais geostáticas e de compactação, os valores de OCR e de β_2 e o MIF obtido no modelo desenvolvidos estão apresentados na Tabela D.45, obtendo MIF de 2,3. O mesmos dados do compactador adotado neste caso foi utilizado nos casos de análise dos ensaios de Al-Qadi e Hughes (2000) e de Rajagopal et al. (2012) (Tabela D.40).

Tabela D.45 - Resumo do cálculo do MIF para a comparação com Saride et al. (2016).

γ (kN/m³)	23	σ'_{vc}(kPa)	255,66
ϕ'(°)	45	σ'_{v0}(kPa)	1,725
Q (kN)	200	OCR	148,21
L (m)	2,3	β_2	11,5
Q/L (kN/m)	86,957	MIF	2,26