

REFORÇO DE SUBLEITO COM GEOGRELHA – ESTUDO DE CASO

Mayckon Lemos (1), Adailton Antônio dos Santos (2).

UNESC – Universidade do Extremo Sul Catarinense
(1)mayckonsullivan@gmail.com, (2)adailton@unesc.net

RESUMO

Observa-se que, cada vez mais rápido a vida útil da estrutura de um pavimento, não atinge o tempo previsto. Isto decorre de inúmeros fatores, desde a especificação e ou aplicação de materiais inadequados, dados de tráfego imprecisos e estudos de subleitos mal feitos. Portanto, a construção de pavimento sobre solos moles, requer mais do que nunca, soluções econômicas, que garantam à estabilidade quanto à ruptura do subleito, e que as deformações do pavimento geradas pelo tráfego fiquem em níveis aceitáveis. Daí a necessidade, cada vez mais urgente, que se busque na elaboração de novos projetos, alternativas inovadoras, que incorporem novas técnicas e metodologias, que garantam este comportamento. Calcado nesse princípio, apresenta-se, neste trabalho, o dimensionamento da solução adotada no projeto executivo de um pavimento assentado sobre solo mole. Este pavimento será implantado no trecho entre o km 22+200 m e o km 24+400 m, do lote 29, da duplicação da BR 101, trecho Sul, empregando como solução reforço do subleito (solo mole) com geogrelha. Na elaboração desse estudo utilizou-se os parâmetros geotécnicos do solo de fundação, determinados por correlação com os valores de Number Standard Penetration Test (NSPT) e de coesão não drenada (Su), obtidos por Cerutti (2011). O dimensionamento do pavimento foi realizado, com base nos métodos de Giroud e Noiray (1981), Meyer e Elias (1999) e o da teoria de execução de aterros sobre solos moles, DNER-PRO 381/98. De posse dos dados obtidos, pelos métodos supracitados, simulou-se os custos da implantação das soluções propostas para os mesmos. Os estudos apontaram que a solução proposta de Meyer e Elias (1999), não pode ser implantada, porque a altura obtida não atende a altura máxima admissível, determinada pela teoria de execução de aterros sobre solos moles. Com base na teoria de execução de aterros sobre solos moles definiu-se que a solução adotada no presente trabalho, que foi um revestimento em concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ) de 0,08 m e uma camada granular de brita graduada simples (BGS) de 0,99 m, apoiada sobre o subleito reforçado com geogrelha WG 400. Geogrelha esta, que gerou uma economia 109,7%, no custo da camada de base de BGS.

Palavras-Chave: Reforço de Subleito, Geogrelha, Coesão não drenada.

1 INTRODUÇÃO

Vias em más condições de trafegabilidade geram gastos elevados para um país, pelo aumento de consumo de combustíveis, dos custos de manutenção da frota e pelos acidentes, afetando toda a sociedade. Dentre as patologias mais comumente

encontradas nas estruturas, estão os afundamentos de trilha de roda e trincas por fadiga do revestimento asfáltico. Para retardar esses efeitos danosos no pavimento, ou mesmo eliminando-os, a solução poderá ser um bom projeto de dimensionamento com o uso de geogrelha, minimizando o custo final e uma vida útil prolongada do mesmo. Atingido esses objetivos, verificar-se-á a obtenção de um valor agregado ao pavimento, a um custo/benefício interessante. Visando atender estes objetivos, o presente trabalho propõe como alternativa de solução a ser empregada para a BR 101, a aplicação de geogrelha para reforço de subleito, visto que a rodovia apresenta-se em grande parte de sua extensão, assente sobre solos moles, destacando-se o trecho localizado na região do extremo Sul Catarinense, e em particular, do presente caso.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Com ampla pesquisa bibliográfica buscou-se embasamento teórico para os temas abordados no presente trabalho. Após este embasamento teórico, reuniu-se material referente à geologia, possibilitando a caracterização geológica local. Levantaram-se as informações necessárias referentes ao projeto da BR 101, no segmento compreendido entre os km 22+200 m ao km 24+400 m. De posse dessas informações, da resistência não drenada (S_u) do subleito determinada por Cerutti (2011) e dos parâmetros geotécnicos determinados através de correlações com o NSPT, fez-se o dimensionamento do pavimento com subleito reforçado com geogrelha através dos métodos de Giroud e Noiray (1981), Meyer e Elias (1999) e o da Teoria de execução de aterros sobre solos moles, DNER-PRO 381/98. E por fim, definidos o dimensionamento e a geometria do pavimento, determinou-se o custo de implantação do mesmo.

2.1 ÁREA EM ESTUDO

A Figura 1, apresenta a área destinada à implantação da estrada objeto de estudo. A referida área encontra-se situada no segmento compreendido entre os km 22+200 m e km 24+400 m, do Lote 29, da obra de duplicação e restauração da Rodovia BR 101/SC.

Figura 1: Área em Estudo



Fonte: Valerim Jr. (2010)

Segundo Cerutti (2011), o trecho destinado à estrada objeto de estudo, encontra-se situado na área conhecida como Banhado do Maracajá, que do ponto de vista geológico, geotécnico e ecológico, representa um dos segmentos mais complexos do trecho sul da BR 101/SC.

O estudo geológico realizado por Cerutti (2011) teve como base o Projeto Final de Engenharia de Duplicação da Rodovia BR 101/SC.

De acordo com o referido estudo a estrada em questão encontra-se situada numa região de Depósitos Marinheiros, representados por material predominantemente argiloso, marrom a avermelhada, e por Depósitos Aluvio/Lagunares, constituídos por argila arenosa cinza clara a escura, mole a muito mole.

2.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO SUBLEITO

O estudo do subleito realizado por Cerutti (2011) enquadra o solo de fundação da estrada objeto de estudo, no grupo A7 (A7-5 e A7-6) da classificação *Transportation Research Board* (TRB). Os solos deste grupo caracterizam-se por possuírem alto limite de liquidez, elevada plasticidade e por apresentarem baixa capacidade de suporte.

2.2.2 Determinação dos Parâmetros de Resistência

Os parâmetros de coesão não drenada “Su” e peso específico obtidos por Cerutti (2011) através do ensaio de compressão simples não confinado foram, respectivamente, 5,82 kPa e 13,80 kN/m².

2.3 DETERMINAÇÃO DA SOLICITAÇÃO DE TRÁFEGO (N DE PROJETO)

O pavimento a ser implantado, na área objeto de estudo destina-se, principalmente, ao tráfego de equipamentos agrícolas e de manutenção do elevador implantado no referido trecho. Logo, o mesmo estará sujeito a uma solicitação de tráfego, representada por um número de passadas de eixo simples de roda dupla (N), de no máximo 10⁴ o qual gerará uma trilha de roda de 0,075m e carregamento de 80 kN.

3 DIMENSIONAMENTO POR GIROUD E NOIRAY (1981).

Jean Pierre Giroud e Laure Noiray (1981) propuseram um dos primeiros métodos de dimensionamento de estradas não pavimentadas, sobre solos moles, que permite o cálculo da altura da camada de agregado e a seleção adequada da geogrelha a ser utilizado, levando em consideração o tráfego e o tipo da mesma. O método permite fazer uma comparação entre os tipos de reforço e a redução da camada granular. Para uma determinada profundidade de afundamento por trilha de rodas e através do módulo secante de rigidez da geogrelha, calcula-se a espessura da camada de agregado exigida.

Considera-se que o solo se comporta em termos de coesão não drenada (Su), ou seja, saturado e de baixa permeabilidade como é o subleito do presente caso, o que significa dizer, que o solo do subleito é incompressível, em termos de tensões totais, onde o ângulo de atrito é zero e a resistência a cisalhamento é uma constante.

Para o cálculo da altura total necessária, h₀, para uma estrada sem reforço, considerando uma única passagem de tráfego para a análise quase estática, utilizou-se a equação 1.

$$h_0 = \frac{-(B+L)\tan(\alpha_0) + \sqrt{(B+L)^2 \tan^2(\alpha_0) - 4(BL - c_1)\tan^2(\alpha_0)}}{4\tan^2(\alpha_0)} \quad (1)$$

onde:

h₀ = altura da camada de base granular sem geogrelha (m);

B = largura do retângulo de distribuição da carga de rodas duplas (m);

L = comprimento do retângulo de distribuição da carga de rodas duplas (m);

α_0 = é o ângulo de espraio da camada sem geogrelha, em graus;

Obs.: $\tan(\alpha_0)$ utilizado foi 0,5.

Para c_1 foi utilizada a equação 2:

$$c_1 = \frac{P}{2\pi Su} \quad (2)$$

Onde:

c_1 = Coeficiente para cálculo (m^2);

P = Carga de eixo simples de roda dupla (kN), por padrão (8,2t);

Su = Coesão não drenada (kPa)

π = Constante matemática (Pi).

Os parâmetros (B) e (L) foram calculados pelas equações 3 e 4 levando em consideração o tráfego pesado:

$$B = \sqrt{\frac{P\sqrt{2}}{P_c}} \quad (3) \quad L = \frac{B}{2} \quad (4)$$

Onde:

B = largura do retângulo de distribuição da carga de rodas duplas (m);

L = comprimento do retângulo de distribuição da carga de rodas duplas (m);

P = carga de eixo simples de roda dupla (kN), por padrão (8,2t);

P_c = pressão de inflação dos pneus (kN/m^2).

A altura da camada de agregado, h'_0 , para o caso dinâmico sem reforço foi utilizada a equação 5.

$$h'_0 = \frac{125,7 \log(N) + 496,52 \log(P) - 294,14r - 2412,42}{(Su)^{0,63}} \quad (5)$$

Para:

h'_0 = altura da camada de base granular (m);

N = número de passadas na fase construtiva para carga padrão de 80 kN;

P = carga de eixo simples de roda dupla (kN), por padrão (8,2 Ton);

r = profundidade de afundamento pelo trilho de rodas (m);

Su = coesão não drenada (kN/m^2).

Através das equações 6 e 7 determinou-se a e a'.

$$a = \frac{B+2hT \tan \alpha}{2} \quad (6) \quad a' = \frac{e-B-2hT \tan \alpha}{2} \quad (7)$$

Sendo:

a = é a metade da largura da corda de parábola formada pela deformação do trilho de rodas(m);

a' = é a metade da largura da corda de parábola (m);

e = distância entre rodas (m);

h = adotado para o cálculo como sendo (0).

B = largura do retângulo de distribuição da carga de rodas duplas (m);

α = é o ângulo de espraiamento da camada com geogrelha, em graus;

Obs.: $\tan(\alpha_0)$ utilizado foi 0,5.

Como $a' > a$ utilizou-se para determinação do S a equação 8.

$$s = \frac{ra'}{a+a'} \quad (8)$$

Onde

s = é a flecha correspondente;

r = profundidade de afundamento (m);

a = é a metade da largura da corda de parábola formada pela deformação do trilho de rodas(m);

a' = é a metade da largura da corda de parábola (m).

c_2 é dado pela equação (9):

$$c_2 = \frac{P}{2[(\pi+2)Su + \frac{k\varepsilon}{a\sqrt{1+(\frac{a}{2S})^2}}]} \quad (9)$$

Para C_2 tem se:

P = Carga de eixo simples de roda dupla (kN), por padrão (8,2t);

Su = Coesão não drenada (kPa)

π = Constante matemática (Pi);

k = módulo de rigidez secante da geogrelha (kN/m);

ε = alongamento da geogrelha = 2 %

a = é a metade da largura da corda de parábola formada pela deformação do trilho de rodas(m);

a' = é a metade da largura da corda de parábola (m).

Para a altura total necessária, h , considerando reforço de geogrelhas com análise quase estática, utilizou-se a equação 10.

$$h = \frac{-(B+L)\tan(\alpha) + \sqrt{(B+L)^2 \tan^2(\alpha) - 4(BL - c_2)\tan^2(\alpha)}}{4\tan^2(\alpha)} \quad (10)$$

Em que:

h = altura da camada de base granular com geogrelha(m);

B = largura do retângulo de distribuição da carga de rodas duplas (m);

L = comprimento do retângulo de distribuição da carga de rodas duplas (m);

α = é o ângulo de espraiamento da camada com geogrelha, em graus;

Para a redução da espessura (Δh) da camada granular, considerando o reforço do geogrelha foi utilizada a equação 11:

$$\Delta h = h_0 - h \quad (11)$$

Para:

Δh = redução da espessura com reforço de geogrelha (m).

h_0 = altura da camada de base granular caso quase estático sem geogrelha (m);

h = altura da camada de base granular caso quase estático com geogrelha (m);

Determinação da altura da camada granular (H_r), com reforço de geogrelha:

$$H_r = h'_0 - \Delta h \quad (12)$$

Para:

H_r = altura da camada granular, com reforço de geogrelha (m);

h'_0 = altura da camada de base granular caso dinâmico sem reforço (m);

Δh = redução da espessura com reforço de geogrelha (m).

4 DIMENSIONAMENTO POR MEYER E ELIAS (1999)

Após a determinação da altura da camada granular, com reforço de geogrelha para uma via não pavimentada, deve-se correlacionar com a situação de via pavimentada. Para R e R'' utilizou-se as equações 13 e 14:

$$R = \sqrt{\frac{F_p}{\pi P_c}} \quad (13) \quad R'' = R + D_a \times \tan \beta_a + H_r \times \tan(\beta_{f,ac}) \quad (14)$$

Em que:

R = raio da área carregada sob a roda (m);

F_p = Carga de eixo simples de roda dupla (kN);

P_c = pressão de inflação dos pneus (kN/m²);

R' = raio da área carregada sob a roda (m);

D_a = espessura da camada asfáltica (m);

R'' = raio da área carregada sob a roda equivalente (m);

β_a = ângulo de distribuição de carga no asfalto (°);

$\beta_{f,ac}$ = ângulo de espraiamento da carga após compactação (°);

H_r = altura da camada granular, com reforço de geogrelha (m).

Cálculo da pressão da camada granular (P_f) foi obtido pela equação 15:

$$P_f = \frac{F_p}{\pi(R + D_a \times \tan \beta_a)^2} + \gamma_a \times D_a \quad (15)$$

Onde:

P_f = pressão da camada granular (kPa)

F_p = Carga de eixo simples de roda dupla (kN);

R = raio da área carregada sob a roda (m);

β_a = ângulo de distribuição de carga no asfalto (°);

γ_a = peso específico da camada de asfalto (kN/m²);

D_a = espessura da camada asfáltica (m).

Para a capacidade máxima de suporte da camada granular (P_y), segundo Houlsby e Jewell (1990) utilizou-se a equação 16.

$$P_y = 0,6 \cdot (R + D_a \times \text{Tan}\beta_a) \cdot \gamma_f \cdot N_y \quad (16)$$

Onde:

P_y = suporte máximo da camada granular (kPa);

R = raio da área carregada sob a roda (m);

β_a = ângulo de distribuição de carga no asfalto (°);

D_a = espessura da camada asfáltica (m).

γ_f = peso específico da camada granular (kN/m³);

N_y = fator de capacidade de carga.

O coeficiente “ N_y ” foi utilizado de acordo com a Tabela 1 de Hansen e Vesic (1975).

Tabela 1 - Fatores de capacidade de suporte para camadas granulares

Ângulo de atrito	N_y	Ângulo de atrito	N_y
30	22,4	38	78
31	26	39	92,3
32	30,2	40	109,4
33	35,2	41	130,2
34	41,1	42	155,6
35	48	43	186,5
36	56,3	44	224,6
37	66,2	45	271,8

Fonte: (Hansen e Vesic, 1975).

A verificação da estabilidade da camada granular foi obtida de acordo com a equação 17.

$$\frac{P_y}{P_f} > 1,1 \quad (17)$$

Onde:

P_y = suporte máximo da camada granular (kPa);

P_f = pressão da camada granular (kPa).

Estimativa para tráfego de projeto (N_p) foi calculado de acordo com o tempo de vida do projeto para o pavimento, pela equação 18.

$$N_p = t \times 365 \times N \quad (18)$$

Onde :

N_p = Tráfego estimado de projeto.

t = tempo em anos;

N = numero de solicitações de eixo padrão.

Para obter a carga de roda equivalente (F_e) foi utilizada a equação 19.

$$F_e = F_p (N_p)^{\frac{1}{6,2}} \quad (19)$$

Onde:

F_e = carga de roda equivalente (kN);

F_p = Carga de eixo simples de roda dupla (kN);

N_p = Tráfego estimado de projeto.

A pressão equivalente no subleito (P_{es}) foi calculada pela equação 20.

$$P_{es} = \frac{F_e}{\pi \cdot (R + Da \times \tan \beta_a + Hr \times \tan(\beta_{f,ac}))^2} + \gamma_a \cdot Da + \gamma_f \cdot Hr \quad (20)$$

Para:

P_{es} = pressão equivalente no subleito (kPa);

F_e = carga de roda equivalente (kN);

R = raio da área carregada sob a roda (m);

Da = espessura da camada asfáltica (m);

β_a = ângulo de distribuição de carga no asfalto ($^\circ$);

Hr = altura da camada granular, com reforço de geogrelha (m);

$\beta_{f,ac}$ = ângulo de espraio da carga após compactação ($^\circ$);

γ_a = peso específico da camada de asfalto (kN/m³);

γ_f = peso específico da camada de granular (kN/m³);

Hr = altura da camada granular, com reforço de geogrelha (m).

Cálculo da capacidade máxima de suporte da camada de subleito (P_u).

$$P_u = N_c \cdot CBR \cdot 30 \cdot \left(\frac{R + Da \times \tan \beta_a + Hr \times \tan(\beta_{f,ac})}{R} \right)^2 \quad (21)$$

Onde:

P_u = capacidade máxima de suporte da camada de subleito (kPa);

N_c = Fator de carga;

CBR = California Bearing Ratio (Índice de Suporte Califórnia).

Para verificação da estabilidade do subleito utilizou-se a equação 22.

$$FS_{subleito} = \frac{P_u}{P_{es}} = \frac{N_c \cdot CBR \cdot 30 \cdot \left(\frac{R + Da \cdot \tan \beta_a + Hr \cdot \tan(\beta_{f,ac})}{R} \right)^2}{\frac{F_e}{\pi \cdot (R + Da \cdot \tan \beta_a + Hr \cdot \tan(\beta_{f,ac}))^2} + \gamma_a \cdot Da + \gamma_f \cdot Hr} > 1,5 \quad (22)$$

Em que:

$FS_{subleito}$ = fator de segurança

P_u = capacidade máxima de suporte da camada de subleito (kPa);

P_{es} = pressão equivalente no subleito (kPa);

P_u = capacidade máxima de suporte da camada de subleito (kPa);

N_c = Fator de carga;

CBR = California Bearing Ratio (Índice de Suporte Califórnia).

R = raio da área carregada sob a roda (m);

Da = espessura da camada asfáltica (m);

β_a = ângulo de distribuição de carga no asfalto ($^\circ$);

Hr = altura da camada granular, com reforço de geogrelha (m);

$\beta_{f,ac}$ = ângulo de espraiamento da carga após compactação ($^\circ$);

F_e = carga de roda equivalente (kN);

γ_a = peso específico da camada de asfalto (kN/m³);

γ_f = peso específico da camada de granular (kN/m³);

Hr = altura da camada granular, com reforço de geogrelha (m).

5 TEORIA DE EXECUÇÃO DE ATERRO SOBRE SOLOS MOLES PARA DETERMINAÇÃO DA ALTURA ADMISSÍVEL (H_{TADM})

Em termos de estabilidade da fundação, o problema básico refere-se à determinação da altura crítica do aterro. Esta altura pode ser determinada em função da resistência não drenada do solo de fundação desconsiderando-se os efeitos da inclinação do talude, da variação da resistência não drenada com a profundidade e a resistência do aterro. Aplicando-se um dado fator de segurança, usualmente $FS = 1,5$, resulta um valor da altura admissível do aterro dado por:

$$H_{Tadm} = \frac{5,5 \cdot Su}{FS} \quad (23)$$

Onde:

H_{TADM} = altura máxima admissível (m);

Su = é a resistência não drenada da camada de argila (kPa);

γ = o peso específico do aterro (kN/m²)

FS = fator de segurança.

6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

6.1 DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO COM REFORÇO DO SUBLEITO

6.1.1 Determinação da altura da camada de revestimento

Em função da rodeira estipulada no presente trabalho, de 0,075 m, adotou-se uma espessura de revestimento em concreto betuminoso usinado a quente (Da), de 0,08 m.

6.1.2 Determinação da altura necessária da camada de agregado para o caso estático sem reforço (h_0)

O cálculo da altura da camada de agregado para o caso estático sem reforço (h_0) foi feito através da equação 1. Para tanto, foi determinado o parâmetro C_1 através da equação 2, e os parâmetros (B) e (L) para tráfego pesado, por meio das equações 3 e 4. A Tabela 2 apresenta o valor de h_0 e os valores dos parâmetros adotados para determinação do mesmo.

Tabela 2: Parâmetros adotados no cálculo e o valor obtido h_0

P (kN)	Su (kPa)	C_1	B (m)	L (m)	α_0 ($^\circ$)	h_0 (m)
80	5,82	2,18	0,34	0,24	26,6 $^\circ$	1,18

Fonte: Mayckon Lemos

6.1.3 Determinação da altura necessária da camada de agregado para o caso dinâmico sem reforço (h'_0)

Para cálculo da altura necessária da camada de agregado, para o caso dinâmico sem reforço (h'_0), foi utilizada a equação 5. A Tabela 3 apresenta os parâmetros adotados no cálculo e o valor obtido h'_0 .

Tabela 3: Parâmetros adotados no cálculo e o valor obtido h'_0

N	P (kN)	R (m)	Su (kPa)	h'_0 (m)
10^4	80	0,075	5,82	2,13

Fonte: Mayckon Lemos

6.1.4 Determinação da altura da camada granular com reforço do subleito (Hr)

A determinação da altura da camada granular, com reforço do subleito (Hr), por meio das geogrelhas constantes na Tabela 4, foi feita através do método de Giroud e Noiray (1981). A Tabela 4, apresenta os parâmetros adotados no cálculo de Hr, que foi realizado através da equação 12 e os resultados encontram-se na referida tabela.

Tabela 4: Parâmetros adotados no cálculo o valor obtido Hr

Geogrelha	k (kN)	ϵ	Su (kPa)	r (m)	e (m)	P (kN)	B (m)	L (m)	h_0 (m)	h'_0 (m)	h (m)	Δh (m)	Hr (m)	H_{TR} (m)
WG 40	440	8,8									0,44	0,74	1,40	1,48
WG 60	555	11,1									0,39	0,79	1,35	1,43
WG 90	830	16,6									0,30	0,88	1,26	1,34
WG 120	1110	22,2									0,24	0,94	1,20	1,28
WG 150	1405	28,1	5,82	0,075	1,9	80	0,34	0,24	1,18	2,13	0,19	0,99	1,15	1,23
WG 200	1750	35									0,15	1,03	1,11	1,19
WG 300	2750	55									0,07	1,10	1,03	1,11
WG 400	3500	70									0,04	1,14	0,99	1,07
WG 500	6000	120									-0,03	1,21	0,93	1,01
WG 600	7000	140									-0,05	1,23	0,91	0,99

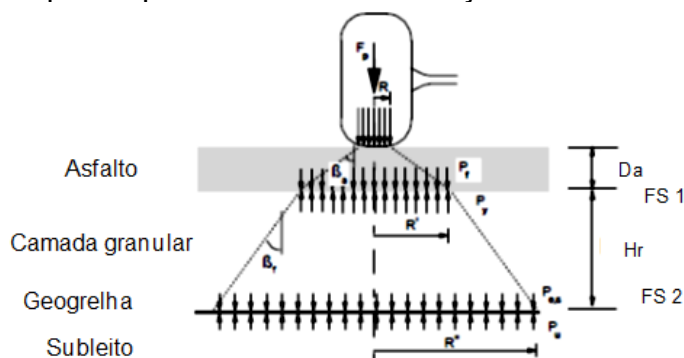
Fonte: Mayckon Lemos

6.2 DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE SUPORTE DA CAMADA GRANULAR (Hr)

Esta análise tem por objetivo, verificar se o fator de segurança, quanto a ruptura da camada granular (FS_{Hr}) é maior ou igual a 1,1. A

ilustra a distribuição de tensões geradas pelo rodado do veículo e pavimento até o topo do subleito.

Figura 2: Esquema para o cálculo de reforço de uma rodovia pavimentada



Fonte: Mayckon Lemos

6.2.1 Determinação da pressão na camada granular (P_f)

A determinação da pressão atuante na camada granular para as alturas H_r constantes na Tabela 4, foi realizada através da equação 15.

A Tabela 5 apresenta os valores de P_f e os valores dos parâmetros adotados para determinação do mesmo.

Tabela 5: Pressão na camada granular de cada geogrelha

F_p (kN)	R (m)	D_a (m)	β_a ($^\circ$)	γ_a (kN/m ³)	P_f (kPa)
80	0,2	0,08	45	20	326,41

Fonte: Mayckon Lemos

6.2.2 Determinação da capacidade de carga da camada granular (P_y)

A determinação da capacidade de carga da camada granular foi feita através da equação 16. A Tabela 6 apresenta os valores de P_y e os valores dos parâmetros adotados para determinação do mesmo.

O fator de capacidade de carga da camada granular N_γ foi determinado para um ângulo de atrito interno de 40 graus (Vesic, 1975).

Tabela 6: Capacidade de carga da camada granular

F_p (kN)	R (m)	N_γ	D_a (m)	β_a ($^\circ$)	γ_a (kN/m ³)	P_y (kPa)
80	0,2	109,4	0,08	45	20	367,58

Fonte: Mayckon Lemos

6.2.3 Determinação do FS_{H_r}

O fator de segurança, quanto a ruptura da camada granular (FS_{H_r}) foi determinado através da equação 17, para o qual obteve-se um valor de 1,12. Portanto, a referida camada encontra-se apta a suportar as tensões as quais estará submetida durante a vida útil do pavimento.

6.3 DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE SUPORTE DO SUBLEITO

Esta análise tem por objetivo, verificar se o fator de segurança quanto a ruptura do subleito (FS_{subleito}) é maior ou igual a 1,5.

6.3.1 Determinação da carga de roda equivalente (F_e)

A determinação da carga por roda equivalente foi realizada através da equação 19, cujo valor e os parâmetros adotados para determinação do mesmo encontram-se na Tabela 7.

Tabela 7: Carga de roda equivalente

F_p (kN)	N	F_e (kN)
80	10000	353,39

Fonte: Mayckon Lemos

6.3.2 Determinação da pressão equivalente no subleito (P_{es})

A determinação da pressão atuante no subleito, para as alturas H_{TR} ($D_a + H_r$) constantes na Tabela 8, foi realizada através da equação 20.

A Tabela 8, apresenta os valores de (P_{es}) e os valores dos parâmetros adotados para determinação do mesmo.

Tabela 8: Pressão equivalente no subleito para cada geogrelha

Geogrelhas	F_e (kN)	R (m)	D_a (m)	H_r (m)	γ_a (kN/m ³)	γ_f (kN/m ³)	β_a (°)	$\beta_{af,ac}$ (°)	H_{TR} (m)	P_{es} (kPa)
WG 40				1,40					1,48	82,83
WG 60				1,35					1,43	85,08
WG 90				1,26					1,34	89,74
WG 120				1,20					1,28	93,67
WG 150	353,39	0,2	0,08	1,15	20	20	45	40	1,23	97,15
WG 200				1,11					1,19	100,58
WG 300				1,03					1,11	108,01
WG 400				0,99					1,07	112,04
WG 500				0,93					1,01	120,82
WG 600				0,91					0,99	123,20

Fonte: Mayckon Lemos

6.3.3 Determinação do fator de segurança do subleito quanto à ruptura ($FS_{subleito}$)

A determinação da máxima capacidade de suporte, para as alturas H_{TR} constantes na Tabela 8, foi realizada através da equação 21.

A Tabela 9, apresenta os valores de ($FS_{subleito}$) e os valores dos parâmetros adotados para determinação do mesmo.

Tabela 9: Máxima capacidade de suporte no subleito para cada geogrelha

Geogrelhas	Hr (m)	Da (m)	H _{TR} (m)	R (m)	$\beta_{af,ac}$ (°)	β_a (°)	P _{es} (kPa)	P _u (kN/m ²)	FS _{subleito}
WG 40	1,40		1,48				82,83	1748,44	21,11
WG 60	1,35		1,43				85,08	1647,45	19,36
WG 90	1,26		1,34				89,74	1479,31	16,48
WG 120	1,20		1,28				93,67	1367,23	14,60
WG 150	1,15	0,08	1,23	0,2	40	45	97,15	1283,72	13,21
WG 200	1,11		1,19				100,58	1212,38	12,05
WG 300	1,03		1,11				108,01	1085,53	10,05
WG 400	0,99		1,07				112,04	1028,46	9,18
WG 500	0,93		1,01				120,82	924,77	7,65
WG 600	0,91		0,99				123,20	900,52	7,31

Fonte: Mayckon Lemos

Com base na Tabela 9, pode se concluir que para a metodologia apresentada, todas as alturas de camada granular (Hr) podem ser implantadas, em virtude do fator de segurança ser maior que 1,5. Logo, o fator econômico será o definidor do tipo de geogrelha a ser adotada, como reforço do subleito e por consequência, da estrutura de pavimento a ser implantada sobre o mesmo. A Tabela 10, apresenta a economia gerada pela redução da camada granular (BGS), devido ao reforço do subleito com geogrelhas analisadas no presente trabalho. De acordo com a mesma, chega-se a conclusão em função da economia gerada, que a geogrelha mais adequada é a WG 150.

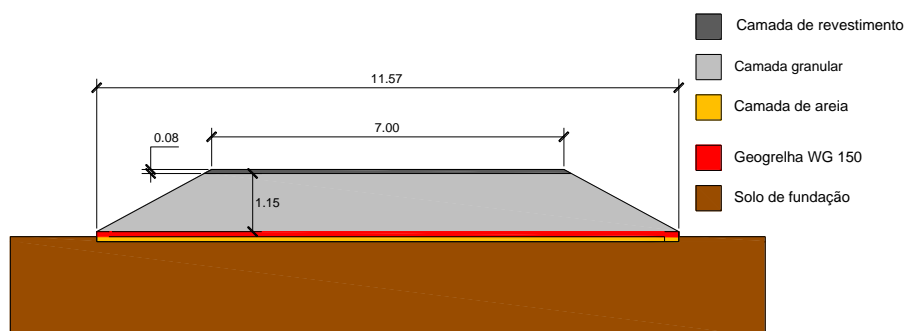
A Figura 3 apresenta a estrutura do pavimento a ser implantada no subleito objeto, de estudo.

Tabela 10: Economia para implantação do pavimento

Geogrelha	h' ₀ (m)	Hr (m)	Δh (m)	Volume/km (m ³)	BGS Custo/km (R\$)	Geogrelha/km (R\$)	Economia/Km (R\$)
WG 40	2,13	1,40	0,74	6275,20	655.068,13	110.610,00	544.458,13
WG 60	2,13	1,35	0,79	6775,20	707.263,13	135.180,00	572.083,13
WG 90	2,13	1,26	0,88	7708,80	804.721,63	171.990,00	632.731,63
WG 120	2,13	1,20	0,94	8347,20	871.364,21	196.560,00	674.804,21
WG 150	2,13	1,15	0,99	8890,20	928.047,98	217.710,00	710.337,98
WG 200	2,13	1,11	1,03	9000,00	939.510,00	270.270,00	669.240,00
WG 300	2,13	1,03	1,10	10120,00	1.056.426,80	393.120,00	663.306,80
WG 400	2,13	0,99	1,14	10579,20	1.104.362,69	528.300,00	576.062,69
WG 500	2,13	0,93	1,21	11398,20	1.189.858,10	700.290,00	489.568,10
WG 600	2,13	0,91	1,23	11635,80	1.214.661,16	798.570,00	416.091,16

Fonte: Mayckon Lemos

Figura 3: Configuração final do pavimento



Fonte: Mayckon Lemos

6.3.4 Determinação da altura admissível para o pavimento (H_{Tadm})

Segundo a teoria para a execução de projeto de aterros (pavimentos) sobre solos moles, como no caso em estudo, a determinação da altura total do mesmo, considerando um fator de segurança de 1,5 (H_{Tadm}), é feita através da equação 22.

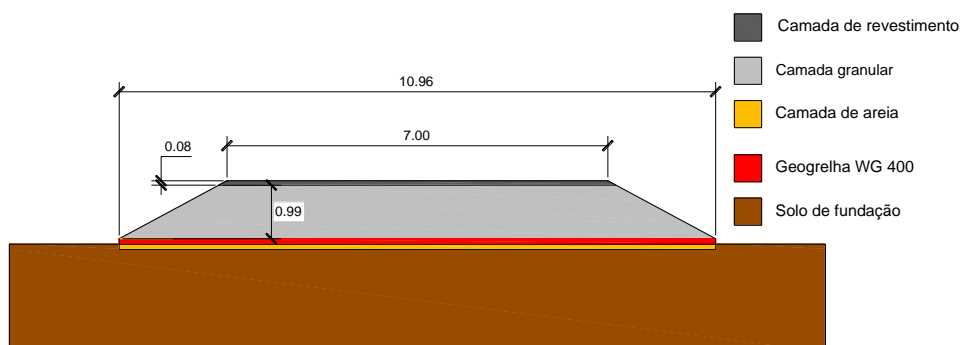
A Tabela 11 apresenta o valor obtido para H_{Tadm} e os valores dos parâmetros do solo constituinte do subleito (S_u e γ) adotados para a determinação da referida altura.

Tabela 11: Parâmetros adotados no cálculo e o valor obtido H_{Tadm}

S_u (kPa)	γ (kN/m ³)	H_{Tadm} (m)
5,82	20	1,07

Fonte: Mayckon Lemos

Figura 4: Configuração final do pavimento WG 400



Fonte: Mayckon Lemos

Com base no resultado da Tabela 11 a estrutura do pavimento a ser implantada no subleito reforçado com geogrelha WG 400 deve ser a representada na Figura 4, e não a determinada no item 6.3.3, reforçada com geogrelha WG 150 que encontra-se ilustrada na Figura 3. Esta conclusão está embasada na teoria de aterro sobre solos moles, que estipula a altura admissível do pavimento (H_{Tadm}), em no máximo 1,07 m, altura esta que só seria atingida, se o subleito for, reforçado com a geogrelha WG 400. A análise da Tabela 10, demonstra que, mesmo aumentando a capacidade da geogrelha, a solução de reforço do subleito apresenta-se geotecnicaamente muito vantajosa e gera redução no custo de BGS de 109,7%.

CONCLUSÃO

O presente estudo permitiu chegar as seguintes conclusões:

- a) Que o pavimento sem reforço do subleito não pode ser implantado. Esta conclusão está baseada na teoria de execução de aterro sobre solos moles, a qual estipula que a altura admissível do mesmo (H_{Tadm}) seja no máximo de 1,07 m e não de 2,13 m (h'_0).
- b) A luz da teoria de execução de aterro sobre solos moles, para atender o fator de segurança de 1,5, exigido no presente trabalho, o pavimento a ser adotado no subleito, objeto de estudo, deve apresentar a seguinte estrutura: 0,08 m de revestimento em CBUQ e 0,99 m de camada granular (BGS).
- c) O reforço da camada de subleito com geogrelha além de permitir a execução do pavimento atendendo as exigências geotécnicas, gerou uma economia de 109,7% no custo de BGS.
- d) O presente trabalho apresentou claramente um conflito entre as teorias adotadas no mesmo, para determinação da altura admissível do pavimento (H_{Tadm}), com FS de 1,5.
- e) A teoria adotada no método Meyer e Elias (1999), determinou para H_{Tadm} com base nas geogrelhas estudadas no presente trabalho, uma altura máxima de 1,48 m, altura esta, 38,32%, superior a determinada com base na teoria de execução de aterro sobre solos moles. Como não é objeto deste trabalho avaliar a eficácia do método Meyer e Elias (1999), fica como sugestão para trabalho futuros esta avaliação.

REFERÊNCIAS

CERUTTI, Ricardo. **Determinação da equação de correlação do coeficiente de recalque (k) de um solo da formação palermo em função do CBR**. 83 f. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade do Extremo Sul Catarinense. Criciúma. 2011.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-PRO 381 – Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias**. Rio de Janeiro, 1998.

GIROUD, J.P. and NOIRAY, L. (1981). **Geotextile-Reinforced Unpaved Roads**, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 107, No GT 9, pp. 1233-1254.

MACCAFERRI. **Catálogos e Especificações Técnicas**. Disponível em: < www.maccaferri.com.br >. Acesso em: 03 fev. 2013.

MACCAFERRI. **Critérios gerais para projeto, especificação e aplicação de geossintéticos**: Manual Técnico. São Paulo: Maccaferri América Latina, 2000. 322 p.

MACCAFERRI. **Geogrelhas MacGrid®**: Especificação técnica. Disponível em: < http://www.maccaferri.com.br/media/om_www/brazil/downloads/Novos/Macgrid_WG_LR.pdf >. Acesso em: 03 fev. 2013.

MAYER, N. and ELIAS, J. M. (1999). **Design methods for reinforced roads with multifunctional geogrid composites**, Universidade Técnica de Munique 8P. Munique. 1999.

VALERIM JUNIOR, Valdir. **Análise e dimensionamento de um Aterro Sobre Solos Moles – Lote 28 – BR 101 – SUL: Estudo de Caso**, 111p. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade do Extremo Sul Catarinense. Criciúma. 2010.