



# Otimização da Geometria de um Solo Reforçado a partir de Investigações Geotécnicas do Solo e seu Impacto no Custo e Fator de Segurança: Estudo de Caso

Cauana Chelen Gonçalves dos Santos  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, cauana.chelen@gmail.com

Amanda Dalla Rosa Johann  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, amandajohann@utfpr.edu.br

Rogério Francisco Küster Puppi  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, rfkpuppi@utfpr.edu.br

**RESUMO:** No Brasil ocorre a prática de se dispensar ensaios de resistência e de massa específica aparente do solo ao se dimensionar uma estrutura de contenção. Esta etapa é substituída pelo uso dos relatórios de sondagens à percussão e análises visuais. Tal prática pode acarretar em estruturas com critérios de estabilidade não atendidos ou superdimensionadas. Este estudo de caso analisa uma estrutura em solo reforçado com as extremidades em gabião, em que o solo de fundação e de aterro não foram ensaiados, a fim de saber se a estrutura executada oferece riscos ou foi superdimensionada. Neste trabalho, uma amostra do solo de aterro foi ensaiada a fim de obter seu ângulo de atrito, coesão e peso específico. A partir de sondagens, os mesmos parâmetros foram determinados para o solo de fundação. A contenção foi redimensionada neste trabalho de forma a atingir os fatores de segurança mínimo determinados por norma. Os resultados apontam que os custos da estrutura do estudo de caso poderiam ter sido reduzidos em até 13,94%, o que justifica a realização de ensaios nos solos para dimensionar estruturas de contenção.

**PALAVRAS-CHAVE:** Solo Reforçado, Gabião, Fator de Segurança, Custo.

## 1 INTRODUÇÃO

Com o crescimento das cidades, terrenos das mais variadas topografias passam a ser adaptados para receber novas construções. A presença de um talude instável próximo a edificações pode acarretar em perda de vidas humanas e em danos materiais e ambientais.

Para evitar tais danos existem diversas soluções geotécnicas, dentre elas o solo reforçado, na qual adiciona-se um elemento resistente à tração ao solo, que em geral apresenta alta resistência à compressão, mas baixa resistência ao cisalhamento (DURAN; SANTOS Jr., 2005).

Outra solução é denominada terra armada,

que combina reforços de solo, solo de aterro compactado e um paramento exterior que impeça a ruptura ou erosão do solo na zona do paramento do muro (SILVA, 2012).

Uma solução para estabilização de taludes que combina os conceitos de solo reforçado e terra armada é o Terramesh® System. Seus elementos são compostos por um paramento frontal em gabiões caixa, associado a um reforço metálico (DURAN; SANTOS Jr., 2005).

Para que esta solução garanta a estabilidade do maciço, é necessário conhecer a topografia da região, as propriedades do solo de fundação e de aterro, cargas que serão aplicadas próximas ao muro, geometria desejada para o terreno e quaisquer outras informações que influenciem





parâmetros necessários para a análise foram estimados a partir de sondagens à percussão (SPT) realizadas no terreno antes do início da obra. Para isto, considerou-se a sondagem à percussão (Figura 2) mais próxima da alocação do muro (localizada na Figura 1).

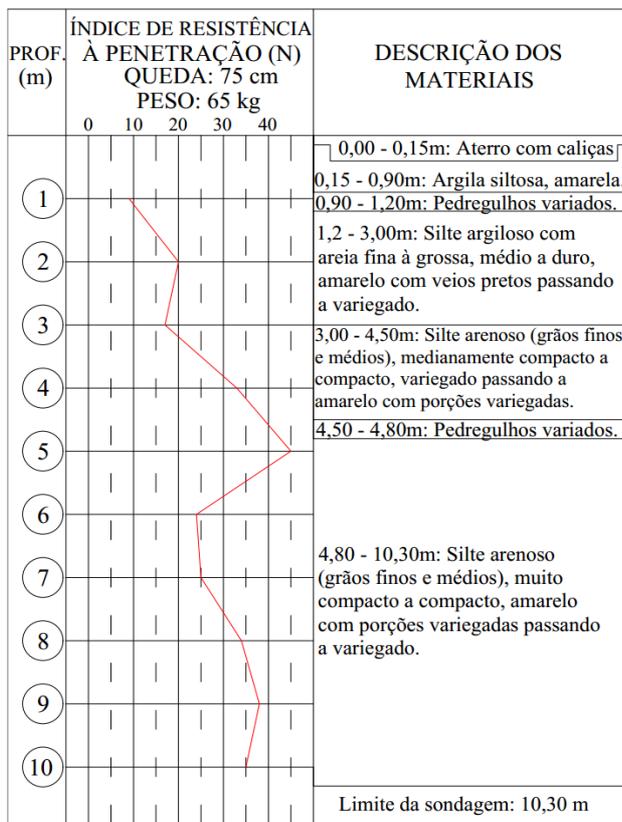


Figura 2. Perfil de sondagem à percussão considerado.

Após a caracterização e obtenção dos parâmetros do solo de aterro foi realizada a estimativa dos parâmetros do solo de fundação a partir do relatório de sondagem fornecido pela empresa. Com estes dados e a topografia do terreno, também fornecida, foram realizadas as análises de três situações propostas:

1. Um talude semelhante à estrutura executada, porém sem contenção;
2. A estrutura já executada e
3. Uma estrutura otimizada que atenda aos fatores de segurança determinados e que se mantenha próxima a estes.

As análises de estabilidade foram realizadas com auxílio do *software* Macstars® 2000. Primeiro, foram traçadas seções transversais – a

cada 10 metros lineares – do terreno onde está localizado o muro em questão. Isto foi feito a partir do arquivo contendo o projeto arquitetônico e da topografia do terreno antes do início da obra, utilizando o *software* AutoCAD Civil® 3D 2018 para desenhar as seções transversais.

Considerou-se nas análises o perfil natural do terreno que está à frente do muro. Atrás da contenção considerou-se o perfil desejado no projeto arquitetônico. Foi considerado um carregamento distribuído de 20 kPa no lado contido, representando o estacionamento do empreendimento e eventuais cargas não previstas, conforme considerado no projeto original.

Na primeira situação simulou-se no programa computacional um talude sem contenção no local em questão, sem reforços ou paramentos frontais. Com os fatores de segurança desta análise foi verificado se havia necessidade de reforço no local em questão.

A segunda situação considerada no *software* refere-se à estrutura já executada no local.

Por último, a terceira situação simula o mesmo tipo de solução da estrutura executada, porém sua altura e comprimento de reforço foram obtidos de forma iterativa. Esta estrutura teve suas seções transversais (a cada 10 metros) reduzidas até a máxima eficiência, com todos os fatores de segurança calculados acima do determinado, porém próximos deste limite.

Assim, os fatores de segurança das duas estruturas simuladas foram analisados e em seguida seus custos comparativos foram elaborados.

Para comparar o custo que a execução da segunda e terceira situações apresentariam, orçou-se os materiais e execução de ambas, considerando sempre os mesmos preços e mesmas condições de pagamento e tributação para ambos os muros. A partir da colaboração do fornecedor de material e da empresa executante, realizou-se uma estimativa de custos diretamente com os valores pagos na época da estrutura executada. No caso de materiais sugeridos na estrutura idealizada, mas que não foram



comprados e usados na estrutura efetivamente executada, estimou-se o preço pela proporção atual do preço dos materiais comprados com o preço dos materiais sugeridos na estrutura idealizada.

Para o custo da mão de obra, considerou-se o valor referencial da época de execução, na modalidade terceirização. Desta forma, a montagem de todas as caixas e aterro atrás do muro foram considerados como terceirizados. Assim, foi possível utilizar um valor para a mão de obra que depende apenas do volume de gabião e do solo reforçado.

Para saber o custo que a empresa teria com a realização dos ensaios geotécnicos com o solo de aterro, utilizou-se os valores presentes no SINAPI (2018) de composição de custos não desonerados para o mês em que os materiais foram adquiridos. Inicialmente foram propostos os seguintes ensaios para determinar os custos comparativos: preparação de amostras para ensaio de caracterização; granulometria por peneiramento e sedimentação; compactação – energia normal; densidade real e cisalhamento direto. No entanto, como este último ensaio não foi localizado no SINAPI (2018), considerou-se como equivalente o valor do ensaio de determinação de resiliência do solo, pois este utiliza o equipamento triaxial, que permite determinar a coesão e ângulo de atrito do solo. Além disso, o custo da coleta de amostra deformada não foi incluído, por não ter sido encontrado o procedimento ou um equivalente, nas composições publicados pelo SINAPI (2018).

Com os custos das duas estruturas, analisou-se o impacto que os ensaios têm sobre o orçamento em questão.

### 3 RESULTADOS

#### 3.1 Caracterização do Solo de Aterro

Com a amostra de solo de aterro previamente seca em estufa, realizou-se o ensaio de peneiramento e obteve-se os valores presentes na

Tabela 1.

Tabela 1. Resultados de peneiramento.

Peneira nº	Massa retida (g)	%	
		Retida	Passante
3/8"	0,00	0,00	100,00
4	3,82	0,48	99,52
8	7,49	0,95	98,57
10	2,40	1,25	97,32
16	1,42	1,42	95,90
30	5,74	5,76	90,14
40	3,91	3,92	86,22
60	3,38	3,39	82,83
100	6,92	6,94	75,89
200	7,67	7,69	68,20
Fundo	0,61	1,36	-

A partir da proporção de material passante na última peneira (68,20%), é possível observar que o solo de aterro trata-se de um material predominantemente fino.

Ao realizar o ensaio de sedimentação obteve-se a composição granulométrica do solo de aterro presente na Tabela 2, conforme os limites granulométricos definidos pela ABNT NBR 6502:1995.

Tabela 2. Composição granulométrica do solo de aterro.

Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)			Pedregulho (%)
		Fina	Média	Gross	
29	39	4	16	10	2

Pela proporção em massa de cada intervalo granulométrico definido pela ABNT NBR 6502:1995, o solo de aterro classifica-se como silte arenoso.

Referente à massa específica real dos grãos do solo de aterro, a Tabela 3 apresenta os resultados obtidos na realização do ensaio.

Tabela 3. Resultados de massa específica real dos grãos.

Picnômetro	A	B	C
Picnômetro Vazio (g)	73,39	68,48	53,70
Picnômetro + Solo (g)	84,26	81,94	72,98
Picnômetro + Água (g)	172,88	168,33	153,40
Picnômetro + Solo + Água (g)	174,91	165,66	172,08
Temperatura (°C)	21,5	21,5	21,5
Densidade Real dos Grãos (g/cm <sup>3</sup> )	2,730	2,729	2,746



Conforme a DNER-ME 093, obteve-se, por média aritmética simples a massa específica real dos grãos do solo de aterro de 2,73 g/cm<sup>3</sup>.

Os resultados do ensaio de Limite de Liquidez apresentam-se na Tabela 4.

Tabela 4. Resultados do ensaio de Limite de Liquidez.

Cápsula Vazia (g)	Cápsula + Solo Úmido (g)	Cápsula + Solo Seco (g)	Umidade (%)	Nº de golpes
6,75	20,74	16,81	39,1	34
7,70	24,57	19,54	42,5	20
7,43	24,55	19,62	40,4	27
7,58	25,84	20,45	41,9	22

A partir dos dados presentes na Tabela 4, apresenta-se na Figura 3 a relação destes, possibilitando também encontrar a umidade referente ao Índice de Liquidez do solo de aterro, no valor de 41%, referente a 25 golpes.

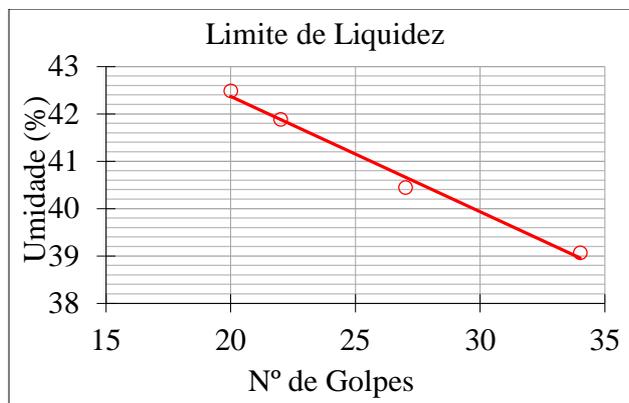


Figura 3. Limite de Liquidez do solo de aterro.

No ensaio de Limite de Plasticidade obteve-se os valores presentes na Tabela 5.

Tabela 5. Resultados do ensaio de Limite de Plasticidade.

Cápsula + Solo Úmido (g)	Cápsula + Solo Seco (g)	Cápsula Vazia (g)	% de Água
9,41	8,74	6,69	32,68
9,75	9,22	7,59	32,52
9,45	8,83	7,17	37,35
9,69	9,22	7,87	34,81
Limite de Plasticidade (%):			34,34

A partir dos dados presentes na Tabela 5, obteve-se por média aritmética simples o Limite de Plasticidade de 34% para o solo de aterro.

Desta forma, subtraindo o Limite de Liquidez

pelo Limite de Plasticidade, obteve-se o Índice de Plasticidade do solo de aterro: 7%, enquadrando-se na classificação sugerida por Jenkins (Caputo, 2015) como fraca ou medianamente plástica.

A partir do ensaio de compactação Proctor Normal, apresentam-se os resultados obtidos na Tabela 6, referentes à compactação com seis umidades distintas.

Tabela 6. Resultados do ensaio de compactação Proctor na energia normal

Cápsula Vazia (g)	Cápsula + Solo Úm. (g)	Cápsula + Solo Seco (g)	Umidade da Cápsula (%)	Umidade Média (%)
16,86	75,21	67,88	14,37	
27,2	95,76	86,98	14,69	14,643
24,09	102,55	92,39	14,88	
18,07	75,85	66,56	19,16	
14,49	81,13	70,6	18,77	18,755
18,43	69,15	61,29	18,34	
16,67	75,79	64,31	24,10	
16,43	80,67	68,33	23,78	24,026
17,66	81,19	68,81	24,20	
27,99	103,57	87,16	27,73	
15,3	72,38	59,97	27,78	26,095
16,48	81,83	69,71	22,77	
17,45	72,52	58,55	33,99	
17,66	97,8	77,71	33,46	33,570
15,92	73,41	59,06	33,26	
15,18	88,14	67,77	38,73	
17,15	85,12	66,18	38,63	38,709
27,45	99,76	79,56	38,76	

A partir dos dados presentes na Tabela 6, e com a densidade real dos grãos, apresentam-se as envoltórias do peso específico aparente seco do solo de aterro e sua umidade ótima, presente na Figura 4, assim como as curvas de saturação.

A partir da Figura 4 é possível obter o peso específico aparente seco, para a energia de compactação normal, de 15,11 kN/m<sup>3</sup> e uma umidade ótima de 26%.

Com estes valores obteve-se um peso específico na umidade ótima de 19,04 kN/m<sup>3</sup> para o solo de aterro, que neste trabalho foi considerado como peso específico natural nas análises de estabilidade. Observa-se que tal valor encontra-se muito próximo do estimado no projeto executado (19,00 kN/m<sup>3</sup>).

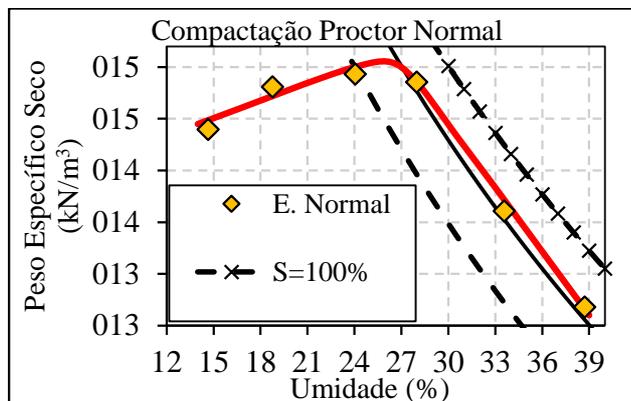


Figura 4. Curvas de peso específico aparente seco e da umidade ótima do solo de aterro no ensaio de Proctor normal.

Ao realizar o ensaio de cisalhamento direto, obteve-se os dados presentes na Figura 5.

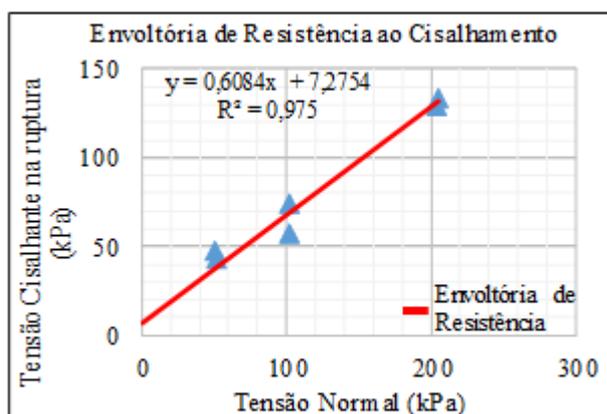


Figura 5. Resistência ao cisalhamento do solo de aterro.

Pela Figura 5 obtém-se, para o solo de aterro, o ângulo de atrito interno de  $31,32^\circ$  e a coesão de 7,28 kPa. Estes valores foram considerados nas análises de estabilidade da segunda e terceira situações propostas.

### 3.2 Caracterização do Solo de Fundação

Os parâmetros do solo de fundação considerados neste estudo foram obtidos a partir da sondagem mais próxima da alocação de projeto do muro, localizada na Figura 1. Esta alocação considerada foi a pré-definida em projeto arquitetônico. Junto à topografia fornecida, verificou-se que a cota de início da sondagem localizava-se 10,00m acima da cota de base do

muro. Devido a esta diferença de altura, considerou-se como solo de fundação não aquele presente na superfície da sondagem, mas sim um mais próximo da profundidade de 10,00m.

Assim, a partir da sondagem em questão, obteve-se os dados do solo de fundação: silte arenoso, com  $N_{SPT}$  variando entre 24 e 38. Com o objetivo de priorizar a segurança do projeto, considerou-se um  $N_{SPT}$  de 24.

Com estes parâmetros, fazendo uso da tabela de parâmetros médios do solo de Joppert Jr. (2007), obteve-se um solo com peso específico natural de  $2,00 \text{ t/m}^3$ , ou  $19,62 \text{ kN/m}^3$ , com ângulo de atrito interno de  $27,00^\circ$  e coesão de  $3,00 \text{ tf/m}^2$ , ou  $29,42 \text{ kPa}$ . Devido ao uso de apenas uma fonte para a coesão, e considerando a sondagem à percussão como fonte não ideal para obtenção da coesão, aplicou-se neste trabalho um FS adicional de 2 para a coesão, resultando em  $c = 14,71 \text{ kPa}$ .

Referente à obtenção do ângulo de atrito, além da tabela de Joppert Jr. (2007), também foram utilizadas algumas correlações da literatura para solos granulares. Para tanto, primeiro obteve-se  $N_{SPT60}$ , considerando uma energia aplicada de 66% da teórica, de 26,40. Com uma profundidade de 10 metros e peso específico do solo de  $19,62 \text{ kN/m}^3$ , obteve-se  $\sigma'_{vo}$  de  $196,20 \text{ kN/m}^2$ .

Com estes valores encontrou-se  $D_r = 0,66$  pelo método de Gibbs e Holtz (GIBBS; HOLTZ, 1957) e  $D_r = 0,57$  pela formulação de Skempton (SKEMPTON, 1986). Prosseguindo os cálculos com o menor valor de  $D_r$ , a favor da segurança, obteve-se um ângulo de atrito de  $37,74^\circ$ , pelo método de De Mello (DE MELLO, 1971),  $39^\circ$  pela fórmula de Teixeira (TEIXEIRA, 1996) e  $40,16^\circ$  pelo método de Hatanaka e Uchida (HATANAKA; UCHIDA, 1996). Neste caso optou-se por utilizar o menor valor de ângulo de atrito interno ( $27,00^\circ$ ), de forma a favorecer a segurança. Além disso, as correlações utilizadas da literatura são para solos não coesivos.

### 3.3 Demais Considerações para Modelagem

Para avaliar a estabilidade da estrutura existente



e dimensionar a idealizada, considerou-se como fator de segurança crítico geral 1,4, já que a estrutura está localizada em uma área residencial, mas com propriedades de valor reduzido, conforme ABNT NBR 11682:2009.

Além do fator de segurança crítico, considerou-se como ideal um fator de segurança mínimo para a capacidade de carga do solo de fundação 3,0, conforme a ABNT NBR 6122:2010, considerando analogamente o solo de fundação do muro de contenção ao solo de fundação de uma sapata.

Referente ao material do gabião e do solo reforçado, considerou-se na modelagem: peso específico de 17 kN/m<sup>3</sup>, coesão de 20 kPa e ângulo de atrito de 40 graus, pois estes foram os valores referenciais utilizados pelo fabricante na época de realização do projeto original. Tais valores são referentes à homogeneização do material do gabião, composto pelo conjunto da malha metálica e do material de enchimento. Pesquisas mais recentes indicam valores que consideram o conjunto de materiais, tanto do gabião quanto do solo reforçado, mais resistente, porém, como este trabalho buscou verificar o que poderia ter sido feito com os ensaios e pesquisas disponíveis no momento em que o projeto original foi concebido, os cálculos de estabilidade deste trabalho permaneceram com os valores da época.

O mesmo ocorreu para as pedras de mão, consideradas tanto para o enchimento das caixas metálicas, quanto para a composição de um lastro (peso específico de 17 kN/m<sup>3</sup>, coesão nula e ângulo de atrito de 40°), presente tanto na estrutura executada, quanto na idealizada.

Este lastro é uma solução adotada para melhorar as propriedades do solo de fundação, aumentando significativamente o fator de segurança referente à capacidade de carga do solo de fundação da estrutura.

A Tabela 7 a seguir reúne os dados dos materiais considerados na modelagem das seções no *software*, para todas as situações propostas.

Tabela 7. Parâmetros considerados nas modelagens

Material	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	Ângulo de atrito	Coesão (kPa)
Solo de aterro	19,04	31,32°	7,28
Solo de fundação	19,62	27°	14,71
Gabião e Terramesh® System	17	40°	20
Lastro	17	40°	0

### 3.4 Primeira Situação: Talude de solo compactado sem Contenção

Ao simular um talude sem contenção que atendesse às necessidades de projeto, calculou-se os fatores de segurança presentes na Tabela 8.

Tabela 8. Fatores de segurança de estabilidade global calculados para o talude sem contenção

Estaca	Fator de Segurança de Estabilidade Global
0	1,36
0 + 10m	1,12
1	0,70
1 + 10m	0,55
2	0,88
2 + 10m	1,03
3	2,02
3 + 8m	2,47

Com fatores de segurança de estabilidade global inferiores a 1,4, justifica-se a necessidade de se executar uma estrutura de contenção no local. A seção transversal crítica encontrada para esta situação situa-se na Estaca 1+10m, com fator de segurança para a estabilidade global de 0,55.

Além de fatores de segurança inferiores a 1, indicando inexecutabilidade, também verifica-se que a inclinação do talude simulado teria que chegar a 81° para atender às necessidades de projeto, o que também é inexecutável, pela necessidade de espaço no projeto e pelas limitações físicas do terreno.

### 3.5 Segunda Situação: Estrutura Executada

A Figura 6 ilustra a análise de estabilidade interna da maior seção executada da estrutura em



solo reforçado, que também é o ponto em que as primeiras camadas do muro foram executadas desalinhadas, e como medida de correção adicionou-se caixas de gabião na frente das primeiras camadas de solo reforçado.

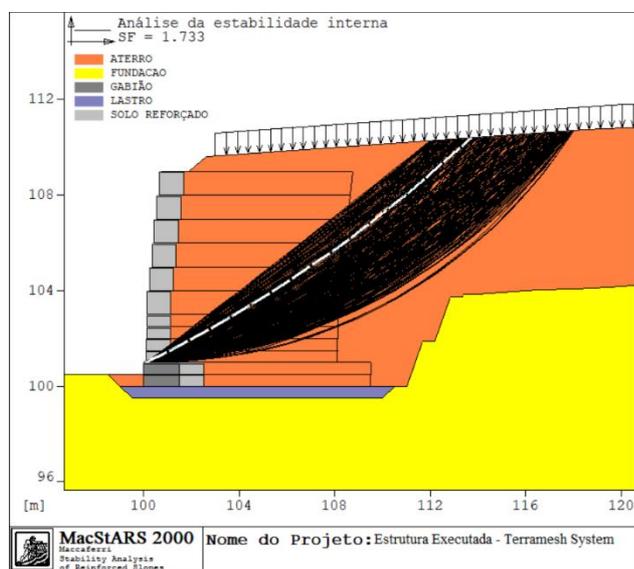


Figura 6. Seção transversal crítica da estrutura executada: estabilidade interna.

Os fatores de segurança calculados para seção transversal crítica presente na Figura 6, assim como os calculados para a seção crítica em gabião como muro de gravidade, estão presentes na Tabela 9.

Tabela 9. Fatores de segurança calculados para as maiores seções da estrutura executada

Fator de Segurança	Seção Crítica Solo Reforçado (Estaca 1+11)	Seção Crítica Muro de Gravidade (Estaca 2+10)
Estabilidade Global	1,94	1,41
Deslizamento	5,07	2,80
Tombamento	9,07	3,88
Pressão na Fundação	7,50	3,19
Estabilidade Interna	1,73	-

### 3.5 Terceira Situação: Estrutura Idealizada

Para a estrutura idealizada seguiu-se o alinhamento proposto no projeto arquitetônico, de forma a obter a maior eficiência possível, atingindo os fatores de segurança mínimos,

porém mantendo-se próximo a eles.

Os fatores de segurança finais calculados para cada seção da estrutura idealizada apresentam-se na Tabela 10. Da Estaca 0 até 0+12m foi idealizado um muro de gravidade em gabião, por isso não são apresentados fatores para estabilidade interna das primeiras estacas. Da mesma forma, para as Estacas 3 e 3+8m, considerou-se talude sem contenção, e portanto só são apresentados fatores para estabilidade global.

Tabela 10. Fatores de segurança calculados da estrutura idealizada

Estaca	Est. Global	Desliz.	Tomb.	Pres. Fundação	Est. Int.
0	3,11	9,26	13,74	3,09	-
0 + 10m					
1	1,92	3,10	5,49	3,06	1,69
1 + 10m	1,62	3,38	5,48	4,25	1,46
2	1,46	2,72	4,49	6,00	1,44
2 + 10m	1,55	2,63	4,36	4,75	1,56
3	2,02	-	-	-	-
3 + 8m	2,47	-	-	-	-

### 3.6 Custos Comparativos

O valor fornecido para a execução das caixas de gabião do muro de gravidade foi R\$100,00 para o gabião, R\$150,00 para caixas de solo reforçado de 0,5m de altura e R\$300,00 para caixas de solo reforçado de 1m de altura.

A partir destes valores, dos custos de materiais praticados na época, e considerando proporcionalidade para diferentes caixas consideradas na estrutura idealizada que não foram adquiridas para a estrutura executada, obtiveram-se os custos comparativos presentes na Tabela 11.



Tabela 11. Comparação das estimativas de custo para cada uma das estruturas

Custo	Preço Estrutura Executada	Preço Estrutura Idealizada	Diferença
Material	R\$ 201.311,22	R\$ 166.029,94	-17,53%
Execução	R\$ 67.800,00	R\$ 64.100,00	-5,46%
Total	R\$ 269.111,22	R\$ 230.129,94	-14,49%

A partir dos custos de composições publicados no SINAPI (2018) na época de execução da obra, obteve-se os valores presentes na Tabela 12.

Tabela 12 – Custos com investigações geotécnicas do SINAPI na época da execução da estrutura

Ensaio	Custo (R\$)
Preparação de amostras para ensaio de caracterização	86,55
Granulometria por peneiramento e sedimentação	149,50
Compactação – energia normal	149,50
Densidade real	70,81
Resiliência	1.015,09
Total	1.471,45

A partir dos valores presentes na Tabela 12 nota-se que mesmo com a investigação geotécnica, haveria uma economia de R\$ 37.509,83, ou redução de 13,94% no valor global da execução da estrutura de contenção.

#### 4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir dos ensaios realizados, conclui-se que o solo de aterro da estrutura apresenta peso específico na umidade ótima (26%) de 19,04 kN/m<sup>3</sup>, ângulo de atrito interno de 31,32° e coesão de 7,28 kPa. Em relação aos parâmetros do solo de fundação, obteve-se peso específico natural de 19,62 kN/m<sup>3</sup>, ângulo de atrito interno de 27° e coesão de 14,71 kPa.

Os parâmetros do solo obtidos neste trabalho são superiores ao considerado pelo projeto executado, o que favorece a segurança da estrutura executada.

A partir da hipótese de se executar o talude de solo compactado sem contenção, conclui-se que o talude não seria estável; uma estrutura de contenção era necessária, devido à obtenção de fatores de segurança inferiores ao mínimo determinado neste trabalho (1,4) e também à dificuldade de se executar a compactação do solo, tornando a solução de terraplenagem pura inexecutável.

Conclui-se também que a estrutura executada está estável, condizente com o que deve ser a prioridade: segurança. No entanto, em certos pontos ela se encontra com segurança excedente, tornando a contenção mais onerosa.

Ressalta-se que diversas variáveis foram mantidas iguais às consideradas pelo projeto original, tais como carga sobre o aterro, material e tipo de contenção, para que fosse possível avaliar o impacto que a realização ou não de ensaios do solo tem sobre a segurança e custo de uma estrutura. Por isso, nota-se que a estrutura idealizada neste trabalho não é necessariamente a mais econômica, mas permite a ampliação de sua análise para demais estruturas de contenção.

A partir dos ensaios e análises realizados, observa-se que um total de R\$ 37.509,83 poderia ser economizado no muro do empreendimento residencial em questão, mantendo os fatores de segurança calculados acima dos determinados por normas (3,0 para capacidade de carga do solo de fundação e 1,4 para os demais).

Desta forma, conclui-se que a estrutura executada atende aos fatores de segurança mínimos, porém em certos trechos sua seção poderia ter sido mais econômica.

Sendo assim, percebe-se a importância de se desenvolver um *software* que realize análises de estabilidade ao longo de um muro de contenção, integrado com a topografia fornecida, removendo a necessidade atual de se modelar cada seção transversal que se deseja verificar. Com isto, seria possível dimensionar muros de contenção mais eficientes, que atendam aos fatores de segurança calculados, e ao mesmo tempo não sejam superdimensionados. Desta forma, as estruturas poderiam se tornar mais seguras e menos custosas em todos os trechos.



Com a estimativa econômica realizada no contexto deste trabalho, que aponta uma redução de 13,94% no valor global da execução da estrutura de contenção se ensaios mais aprofundados com o solo tivessem sido realizados na fase de projeto, conclui-se que um maior investimento nos ensaios mostra-se necessário, pois resulta em economia na fase de execução. Por outro lado, o resultado pode ser adverso sob o ponto de vista de economia, mas o projeto fundamentado em ensaios de resistência, preconiza a segurança da obra.

Conclui-se, portanto, que para qualquer contenção a ser construída, densificar a investigação geotécnica incluindo ensaios de laboratório, permite a elaboração de projetos mais ajustados com a realidade, tanto do ponto de vista de segurança quanto econômico.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Maccaferri, aos acadêmicos Wagner e William e ao Prof. Dr. Sidnei H. C. Teixeira pelo suporte no desenvolvimento deste trabalho.

## REFERÊNCIAS

- ABNT NBR 6122 (2010). Projeto e Execução de Fundações, Rio de Janeiro, 91 p.
- ABNT NBR 6459 Versão Corrigida (2017). Determinação do Limite de Liquidez, Rio de Janeiro, 5 p.
- ABNT NBR 7180 (2016). Solo – Determinação do Limite de Plasticidade, Rio de Janeiro, 3 p.
- ABNT NBR 7181 (2016). Solo – Análise granulométrica, Rio de Janeiro, 12 p.
- ABNT NBR 7182 (2016). Solo – Ensaio de compactação, Rio de Janeiro, 9 p.
- ABNT NBR 11682 (2009). Estabilidade de encostas, Rio de Janeiro, 33 p.
- ASTM D 3080 / D 3080M (2011). Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken.
- CAPUTO, H.P. (2015). Mecânica dos Solos e Suas Aplicações: Fundamentos, 7. ed., LTC, Rio de Janeiro, v. 1, 272 p.
- DE MELLO, V.F.B. (1971). The standard penetration test: state-of-the-art report. 4th Pan-American Conf. Soil Mech. Found. Eng., Puerto Rico, v. 1, p. 1-86.
- DNER-ME 093 (1994). Solo – Determinação da densidade

- real. Rio de Janeiro.
- DURAN, J.S.; SANTOS Jr., P. (2005). ENCARTE TÉCNICO: ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO COM O SISTEMA TERRAMESH®, Jundiaí, Maccaferri do Brasil Ltda.
- GIBBS, H.J.; HOLTZ, W.G. (1957). Research on determining the density of sands by spoon penetration testing, Proceedings of the 4th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., v. 1, London, p. 35-39.
- HATANAKA, M.; UCHIDA, A. (1996). Empirical correlation between penetration resistance and effective friction of sandy soil, Soils Foundation, v. 36, n.4, p.1-9.
- JOPPERT Jr., I (2007). Fundações e contenções em edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução, 1. ed., Pini, São Paulo, 220 p.
- SILVA, N.H.da. (2012). MUROS DE TERRA ARMADA – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologias, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- SINAPI – Índices da Construção Civil, disponível em: <[http://www.caixa.gov.br/site/Paginas/downloads.aspx#categoria\\_655](http://www.caixa.gov.br/site/Paginas/downloads.aspx#categoria_655)>, acesso em 15 de Outubro de 2018.