

Aterro sobre Solo Mole: Estudo de Caso em Parque Eólico do Estado do Ceará

Matheus de Mattos Batista
Engenheiro, Universidade Paulista, São Paulo, Brasil, matheusbatista@hotmail.com

Francisco Heber Lacerda de Oliveira
Professor Adjunto, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, heber@det.ufc.br

Marcos Fábio Porto de Aguiar
Professor Associado, Instituto Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, marcosporto@ifce.edu.br

Fernando Feitosa Monteiro
Doutorando, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, engffmonteiro@gmail.com

RESUMO: O crescimento das cidades brasileiras ocorreu de forma majoritária em regiões litorâneas, onde encontram-se depósitos flúvio-marinhos de espessura considerável, sendo estes solos moles caracterizados por apresentarem uma resistência ao cisalhamento limitada e elevada compressibilidade. Como consequência, esse efeito pode comprometer o prazo requerido para o término do projeto e gerar problemas futuros associados a recalques. A partir disso, fez-se necessário, dentro da engenharia geotécnica de se estudar diferentes técnicas construtivas que possam vir a minimizar esse fenômeno. O objetivo do presente trabalho é de avaliar a estabilidade de aterros em vias de acesso e praças de montagem numa região de solos moles ocorrentes na construção de um Parque Eólico localizado em um município no estado do Ceará. A metodologia desta pesquisa consistiu na coleta de dados, calibração do modelo, verificação da estabilidade através do Método dos Elementos Finitos, realizando diferentes casos de análises para assim propor soluções que atendam as condições de segurança requeridas. Verifica-se que em algumas seções da via de acesso, é necessária a adoção de bermas de equilíbrio bem como a redução parcial de solo muito mole. Já nas praças de montagem, observa-se a necessidade de realizar uma remoção total do solo muito mole.

PALAVRAS-CHAVE: Solos moles, Aterro, MEF.

ABSTRACT: The growth of Brazilian cities occurred mainly in coastal regions, where marine fluvial deposits of considerable thickness are found. These soft soils are characterized by presenting a limited shear strength and high compressibility. As a consequence, this effect can compromise the time required to finish a project and generate future problems associated with settlement. From that, it became necessary, within geotechnical engineering, to study different construction techniques that may minimize this phenomenon. The aim of this work is to evaluate the embankment stability on access roads and assembly squares in a region of soft soils occurring in the construction of a wind farm located in a municipality in the state of Ceará. The methodology of this research consisted of data collection, model calibration stability verification using Finite Element Method, performing different cases of analysis to propose solutions that meet the required security conditions. It appears that in some sections of the access road, it is necessary to adopt berms as well as the partial removal of soft soil. In the assembly squares, however, there is a need for total removal of the soft soil.

KEYWORDS: Soft soils, Embankment, FEM.

1 Introdução

A ocupação áreas situadas sobre solos moles tem se tornado cada vez mais comum nas cidades localizadas em regiões litorâneas diante da expansão do mercado de empreendimentos para geração de energia eólica. Os projetos de aterros sobre solos moles possuem diferentes concepções para soluções dos problemas geotécnicos provenientes da baixa resistência ao cisalhamento e à elevada compressibilidade do solo de fundação. A construção de um aterro sobre solos moles deve apresentar segurança adequada quanto à possibilidade de ruptura do solo de fundação e deve apresentar deslocamentos totais ou diferenças compatíveis com o tipo de obra tanto durante quanto após sua construção. O objetivo do presente trabalho é de avaliar a estabilidade de aterros em vias de acesso e praças de montagem numa região de solos moles ocorrentes na construção de um Parque Eólico localizado em um município no estado do Ceará. A metodologia desta pesquisa consistiu na coleta de dados, calibração do modelo, verificação da estabilidade do aterro através do Método dos Elementos Finitos, realizando diferentes casos de análises para assim propor soluções que atendam as condições de segurança requeridas.

2 Estudo de Caso

A área do presente estudo de caso está situada no litoral do Estado do Ceará, localizada em uma região que apresenta a ocorrência de solos moles. Inicialmente, foram traçados os perfis estratigráficos dos diversos trechos do local a partir de ensaios de sondagem a percussão (SPT), determinando assim, a espessura das camadas dos solos que compõem o subsolo da área estudada. A Figura 1 apresenta a disposição dos ensaios de sondagem a percussão realizados na área estudada. Um total de 20 aerogeradores serão executados para a construção do Parque Eólico. Após a etapa de ensaios de campo, amostras deformadas foram coletadas para a realização de ensaios de laboratório tais como: Ensaios de Caracterização, Índice de Suporte Califórnia e Compactação.

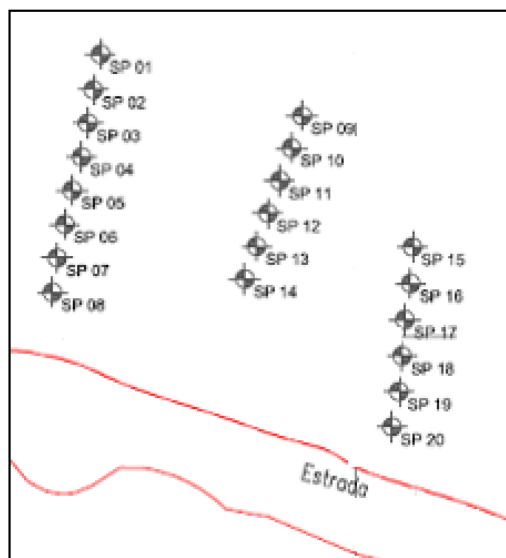


Figura 1. Disposição dos ensaios SPT.

Os perfis estratigráficos correspondentes aos trechos exibidos na Figura 1 estão apresentados na Figura 2a (SP-01 a SP-04, definidos como trechos T5 e T8), Figura 2b (SP-05 a SP-08, definido como trecho T4), na Figura 2c (SP-09 a SP-11, definido como trecho T7), Figura 2d (SP-12 a 14, definido como trecho T3) e Figura 2e (SP-15 a SP-17, definido como trecho T1). Nas Figuras 2, 3, 4, 5 e 6, as cotas que definem a espessura das diversas camadas estão localizadas à esquerda da linha vertical correspondente a cada sondagem. Os índices de resistência a penetração (N_{SPT}) resistências das diversas camadas, estão identificadas por números entre parênteses, do lado direito correspondente da mesma linha vertical de cada sondagem.

SP- 09 a SP-14 (Figura 2c e 2d), com espessura máxima de 3,38 m na sondagem SP-11. Portanto, a maior espessura de argila siltosa muito mole a mole observada é de 3,7 m.

A argila siltosa muito mole a mole possui uma resistência muito baixa. Por outro lado, as camadas subjacentes a ela apresentam características mecânicas adequadas para funcionarem como fundação, tanto das vias de acesso quanto da própria praça de montagem onde os guindastes serão empregados para construção do parque eólico. Na Figura 2e, a qual retrata o perfil estratigráfico das sondagens SP-15 a SP-17, a camada muito mole ocorre apenas na sondagem SP-17. Da sondagem SP-15 até interseção das sondagens SP-16 e SP-17 ocorre superficialmente uma camada de areia, fofa a pouco compacta e abaixo da mesma existe uma camada de argila arenosa, cinza, mole, mas com $N_{SPT} = 4$, ou seja, de considerável resistência para tal finalidade. Da mesma forma que nos outros perfis estratigráficos (Figuras 2a a 2d), entre as sondagens SP-15 e SP-17, também ocorrem camadas de solos bons, do ponto de vista de resistência, abaixo da camada superficial, seja essa formada de argila muito mole ou areia siltosa, fofa a pouco compacta, como é a maior parte do perfil estratigráfico da Figura 2e. Tendo em vista a ocorrência de solos moles, e que haverá a necessidade de remoção, no mínimo parcial, da argila muito mole a mole para a implantação das vias de acesso e remoção total para os casos das construções das praças de montagem e sua substituição por areia ou outro material, foram analisadas jazidas de areia de vários locais, denominadas como: CO, VR, LG, CA, BU N4 e PER, e, também, jazidas de materiais mais grosseiros, como CB e PED, conhecidos como piçarras. Esses materiais podem ser utilizados na substituição da argila muito mole que será removida. A Tabela 1 descreve os principais resultados de ensaios de caracterização das areias finas das Jazidas, citadas anteriormente. Além de apresentar os resultados obtidos nos ensaios de Compactação e Índice de Suporte Califórnia (ISC). A energia de compactação empregada no ensaio foi a energia Proctor normal (12 golpes).

Tabela 1. Propriedades físicas, de compactação e ISC das diversas areias finas de jazidas.

Jazida	Classificação (HRB)	γ_d (kN/m ³)	w_{ot} (%)	ISC (%)
VR	A-3	18,80	10,6	34,0
VR	A-3	18,50	9,4	-
CO	A-3	19,30	7,6	35,4
CO	A-2-4	17,38	7,9	18,6
CO	A-3	19,89	7,8	22,5
CO	A-3	17,62	7,5	17,8
CO	A-4	17,81	7,7	16,5
CO	A-3	-	-	-
CO	A-1-b	-	-	-
PER	A-3	18,60	7,5	31,9
PER	A-3	18,47	7,5	29,4
PER	A-3	18,76	7,5	34,9
PER	A-3	18,47	7,5	32,0
PER	A-3	18,02	7,5	28,8
LG	A-3	18,10	9,6	30,0
LG	A-3	18,15	8,3	-
LG	A-3	18,00	7,6	-
CA	A-2-5	19,30	7,7	49,0
CA	A-2-5	19,30	7,9	43,0
CA	A-2-5	19,30	7,6	43,0
CA	A-2-5	19,30	7,2	38,0
BU N4	A-2-5	18,90	7,1	26,0
BU N4	A-2-5	19,20	7,0	46,0
BU N4	A-2-5	19,60	7,3	30,0
BU N4	A-2-5	20,60	7,1	42,0
BU N4	A-2-5	20,30	7,5	38,0
BU N4	A-2-5	19,10	7,4	38,0
BU N4	A-2-5	19,30	7,0	31,0

Observa-se, da Tabela 1, que as jazidas VR, CO, PER e LG são compostas, basicamente, por areias finas ou material do grupo A-3. Por outro lado, as jazidas CA e BU N4 são formadas de pedregulhos e areias, com siltes e argilas, isto é, pertencentes ao grupo A-2-5. As areias finas (A-3) apresentam coeficiente de desuniformidade na faixa entre 7 e 14, mostrando não serem tão uniformes e, portanto, relativamente graduadas. A Tabela 2 apresenta resultados de ensaios de caracterização, compactação e CBR de solos do tipo piçarras, das jazidas CB e PED. Ambos são classificados de acordo com o sistema de classificação HRB, no grupo A-2-4. São compostos de pedregulhos e areias com siltes e argilas. Simultaneamente aos estudos das jazidas de areia, foram analisadas duas jazidas de material mais grosseiro, usualmente denominado como piçarra. Os dados de duas jazidas, respectivamente, CB e PED, estão apresentados na Tabela 2. Nesse caso, para as duas jazidas, a energia de compactação foi equivalente ao ensaio Proctor Intermediário. Na Tabela 3 estão apresentados as propriedades físicas e os parâmetros de resistência de todos os materiais, de britagem e naturais, os quais constam das seções das vias de acesso e das praças de montagem das máquinas. Essas seções transversais são utilizadas para análises de estabilidade global. Os parâmetros de resistência dos diversos tipos de solos constantes da Tabela 3 foram propostos por Massad (2010), com base em parâmetros da literatura para solos similares e também com base na experiência.

Tabela 2 – Propriedades físicas, de compactação e ISC das Jazidas de piçarra.

Jazida	Classificação (HRB)	γ_d (kN/m ³)	w_{ot} (%)	ISC (%)
CB	A-2-4	21,72	8,0	68,0
CB	A-2-4	21,61	7,9	70,0
CB	A-2-4	20,78	8,4	59,0
CB	A-2-4	21,80	8,0	69,0
PED	A-2-4	21,20	7,7	58,0
PED	A-2-4	19,95	6,7	48,0
PED	A-2-4	19,50	7,3	61,0
PED*	A-2-4	21,60	8,0	68,0

*Única jazida que apresentou IP > 0, nesse caso IP = 9 ou 23% passante na # 200.

Tabela 3 - Propriedades físicas e de resistência dos solos do talude.

Material	γ_n (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)
Brita graduada	22,0	0	40,0
Rachão	22,0	0	45,0
Areia fina compacta	20,0	0	34,0
Areia fina fofa	18,5	0	30,0
Argila siltosa marrom muito mole a mole	16,3	8,0	0
Argila siltosa marrom muito mole a mole, amolgada	15,3	2,0	0
Areia siltosa fofa a pouco compacta	17,3	0	30
Argila arenosa rija a dura	19,3	10,0	25,0
Piçarras "não compactada"	20,0	0	38,0
Piçarras compactada	21,5	0	42,0

Inicialmente, a capacidade de carga dos aterros do parque eólico em análise serão avaliadas, tanto para as vias de acesso como para as praças de montagem, tendo em vista que os valores a serem atingidos são considerados altos, especialmente para as praças de montagem. Após definida as seções que atendam as cargas previstas serão analisadas as estabilidades globais para os dois casos. A determinação da capacidade de carga das vias de acesso e praças de montagem foi realizada por meio de análises numéricas, utilizando o *software*

Plaxis 2D, tendo como base o método dos elementos finitos. Para os materiais granulares (brita graduada, rachão, piçarra e areias) foi adotado o modelo constitutivo *Hardening Soil Model*, enquanto que para os solos argilosos moles foi adotado o modelo *Mohr-Coulomb* (linear-elástico, perfeitamente plástico). As análises foram em termos de tensões efetivas para os materiais granulares e em termos de tensões totais para os argilosos. Os parâmetros de resistência e de deformabilidade indicados nas Tabelas 4 e 5, foram estimados a partir de valores propostos por Almeida e Marques (2010) e Guidicini e Nieble (2003) para solos similares. Nos dois casos analisados (vias de acesso e praças de montagem) foram impostos deslocamentos verticais uniformes ao longo das áreas carregadas e calculadas as respectivas tensões verticais, até atingir a ruptura.

Tabela 4 – Parâmetros de resistência e de deformabilidade dos materiais granulares.

Material	γ_{sat} (kN/m ³)	E ₅₀ (MPa)	E _{oed} (MPa)	E _{ur} (MPa)	m (-)	ϕ' (graus)	c' (kPa)	ψ (graus)
Aterro compactado	19,5	45,0	45,0	135	0,50	36,0	0,0	4,0
Areia de substituição	18,0	15,0	15,0	45,0	0,70	32,0	0,0	0,0
Brita graduada	22,0	65,0	55,0	180,0	0,50	45,0	0,0	15,0
Rachão	23,0	60,0	50,0	180,0	0,50	45,0	0,0	15,0
Piçarra compactada	22,0	50,0	45,0	180,0	0,50	43,0	0,0	15,0

Tabela 5 – Parâmetros de resistência e de deformabilidade das argilas moles.

Material	γ_{sat} (kN/m ³)	E (MPa)	Su (kPa)
Argila muito mole	15,0	3,0	7,0
Argila da berma	18,0	15,0	15,0
Brita graduada	22,0	65,0	-
Rachão	23,0	60,0	-
Piçarra compactada	22,0	55,0	-

3 Análises e Resultados

As análises de capacidade de carga para as vias de acesso foram do tipo axissimétricas, considerando: a) área circular carregada com raio de 0,23 m, correspondente à soma das áreas de contato de dois pneus adjacentes (0,16m²), b) distância de 0,7 m entre a borda da área carregada e a crista do aterro, c) nível d'água máximo localizado a 0,4 m abaixo do greide do pavimento. A Figura 3 apresenta a seção de análise. A capacidade de carga (tensão de ruptura) calculada é de 470kPa, estando acima do valor especificado que foi de 300kPa.

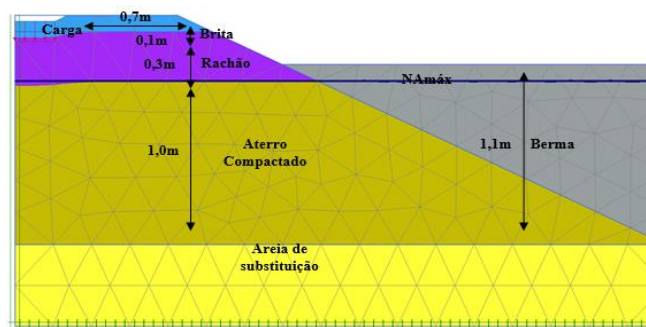


Figura 3. Geometria da simulação numérica da via de acesso.

A capacidade de carga sugerida nas praças de montagem, ou plataformas, das máquinas, especificada pela empresa proprietária do empreendimento é da ordem de 500 kPa. O guindaste se desloca sobre duas esteiras com largura de 1,5 cada uma, sendo a distância entre os lados internos das mesmas de 2,3 m. O guindaste possui ainda duas patas, dianteira e traseira e duas laterais. As patas dianteira e traseira, sobre as quais o guindaste se apoia quando em serviço, medem 5 m de comprimento (transversalmente às esteiras) e 1 m de largura. As patas laterais são quadradas e suas dimensões são de 2 m. Durante sua operação, os esforços transmitidos ao guindaste pelo peso e momento das peças a serem içadas são transferidos à base de brita graduada da praça de montagem através das patas dianteira, traseira, laterais e das próprias esteiras. Sendo assim necessário remover toda a espessura de argila siltosa, marrom escuro, muito mole a mole para a construção das praças, por razões, tais como: a sua baixa resistência e alta compressibilidade impedem de atingir a capacidade de carga especificada, a presença da argila muito mole poderia transmitir esforços horizontais para as estacas da fundação das torres, as quais estarão adjacentes às praças de montagem. A maior espessura a ser removida é da ordem de 3,7 m. Para atender a capacidade de carga das praças de montagem, exigida pela empresa proprietária do empreendimento, duas opções são disponíveis, em termos de materiais, ou seja: utilizar areia fina tanto para substituir a argila muito mole removida, como para construir a camada de material logo abaixo da camada de rachão do pavimento, bem como utilizar um material mais grosseiro, conhecido como piçarra, em combinação com areia fina.

Para as praças de montagem, utilizando-se areia fina, foram realizadas análises de deformação plana, com área carregada de 1 m de largura. Para garantir capacidade de carga de 500 kPa, seria necessário: aumentar a espessura do aterro de areia compactada em 1 m, aumentar a largura do aterro em 18 m, aumentar a largura da remoção de solo mole em 5 m. A Figura 4 apresenta a seção transversal e as dimensões consideradas na análise numérica. A capacidade de carga calculada foi de 529 kPa, acima, portanto, da capacidade especificada pela empresa que era de 500 kPa. A solução utilizando apenas areia fina apresenta desvantagens, tais como: acréscimo da cota da praça em 1 m, além do acréscimo do custo de construção. Dessa maneira, foi analisada a possibilidade de utilizar areia fina em combinação com piçarra.

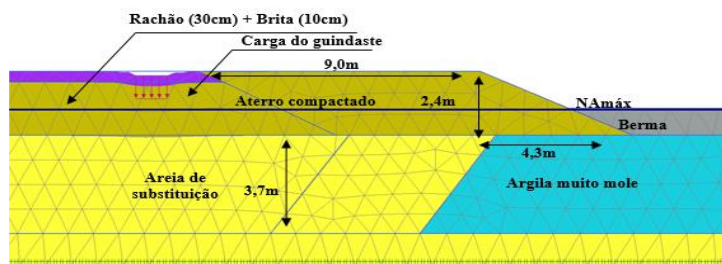


Figura 4. Geometria da simulação numérica da praça de montagem utilizando areia fina.

A seção transversal apresentada na Figura 5 exibe a geometria das análises realizadas utilizando uma combinação de areia fina e piçarra. Nesse caso, não ocorre a necessidade de aumentar a cota da praça de montagem. O aumento de 5 m previsto, nas duas direções, são para garantir que o guindaste esteja sempre a uma distância mínima de 5 m da borda do aterro da praça de montagem, garantindo uma área mínima de atuação dos guindastes de 30 m x 40 m. A capacidade de carga calculada para o caso da utilização de piçarra e areia nas praças de montagem é de 542 kPa superior a tensão de sollicitação que é de 500kPa.

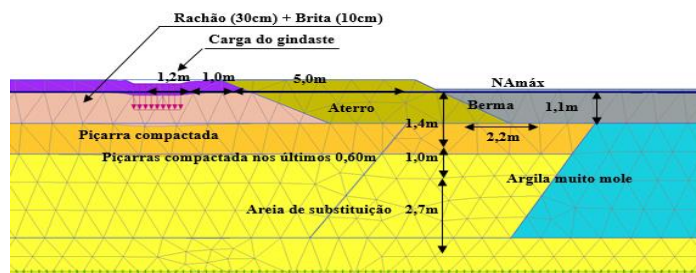


Figura 5. Geometria da simulação numérica da praça de montagem utilizando areia fina e piçarra.

A análise de estabilidade dos aterros foi realizada tanto para as vias de acesso, como para as praças de operação dos guindastes para a montagem das máquinas. O método de cálculo da estabilidade utilizado foi o de Bishop (1955). O pavimento apresenta 0,4 m de espessura, consistindo de 0,1 m de brita graduada e 0,3 m de rachão ou pedra de mão. A sobrecarga 30 kPa é aplicada devido ao tráfego na via. A carga máxima, devido aos veículos previstos para trafegar nas vias, é de 93,7 kN/eixo, levemente superior ao valor de 82 kN/eixo, normalmente adotado em projetos de rodovias nacionais para tráfego pesado. A Figura 6 apresenta a simulação numérica da estabilidade da via de acesso situada entre os SP-02 e SP-03. Nesse caso, há necessidade de se construir uma berma com areia fina siltosa (não havendo necessidade de se compactar a mesma) de espessura de 0,7 m, desta forma, promovendo um fator de segurança mínimo de 1,32. Sendo este considerado adequado para garantir a estabilidade da seção transversal. A berma deve ser construída nos dois lados da seção transversal.

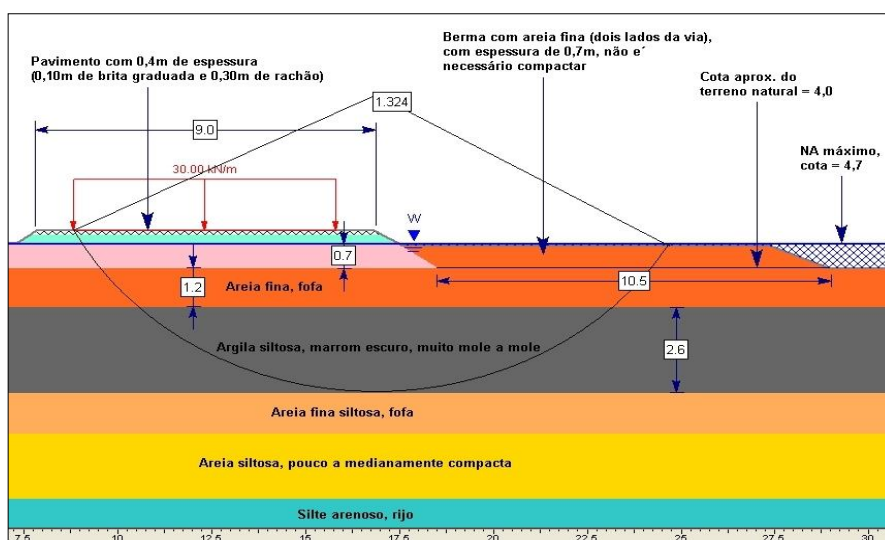


Figura 6. Análise de estabilidade da via de acesso situada entre o SP-02 e SP-03.

A Figura 7a apresenta a seção transversal da via nos pontos de maior espessura de argila muito mole (3,7 m), nesse caso, nas sondagens SP-04, SP-06 e SP-08. Sugere-se assim, remoção parcial de 2 m da camada classificada como argila siltosa. Além disso, recomenda-se a utilização desse material para execução de bermas de equilíbrio, adotando uma espessura de 1,3 m para as mesmas. Para essa situação, o coeficiente de segurança mínimo é de 1,35, considerado adequado para garantir a segurança da seção da via. A Figura 7b ilustra a sequência construtiva correspondente à construção da via da seção transversal mostrada na Figura 7a. A sequência construtiva da Figura 7b pode ser adotada para outras seções que contemplam a remoção de solo mole. Nas seções com ocorrência de argilas muito moles com espessura inferior a 2m, a remoção deverá ser realizada na sua totalidade.

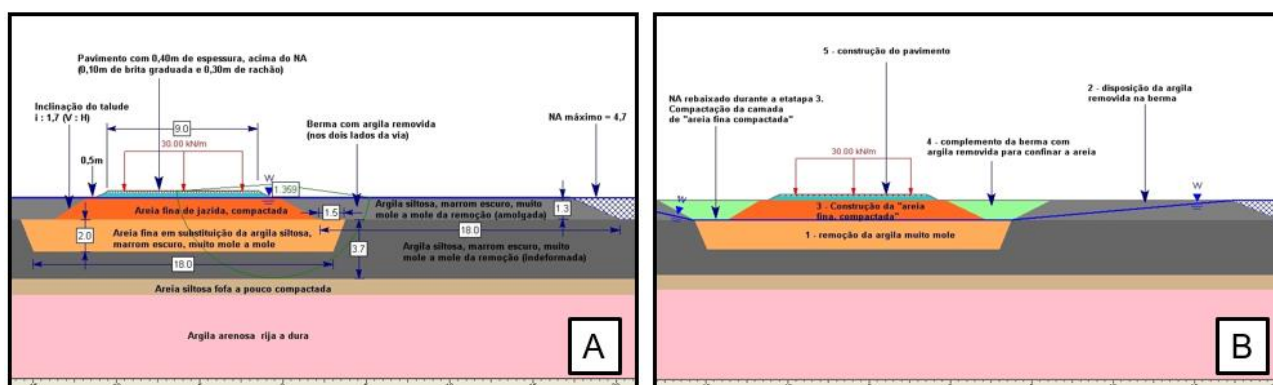


Figura 7. Análise de estabilidade da via de acesso situada entre o SP-04 e SP-08.

Observando-se os perfis estratigráficos dos outros trechos, ou seja, próximos das sondagens SP-09 a SP-14 e SP-15 a SP-17, percebe-se que a estratigrafia do subsolo é similar a dos perfis próximos das sondagens SP-01 a SP-08, já analisados anteriormente. Deste modo, considera-se que as camadas dos diferentes solos sob a camada de argila siltosa muito mole possuem características mecânicas similares e, portanto, são capazes de suportar as cargas, tanto para o caso das vias como das praças de montagem. Recomenda-se, portanto, adotar para as vias de acesso, entre as sondagens SP-09 a SP-14 uma solução similar, ou seja, a remoção de 2 m de espessura da argila siltosa muito mole da superfície. Para o trecho situado entre as sondagens SP-15 e SP-17 verifica-se a ocorrência de uma camada de areia siltosa, cinza a amarela, fofa a pouco compacta, com N_{SPT} da ordem de 4, sendo esta considerada uma resistência razoável suportar as cargas decorrentes das vias de acesso. Para as praças de montagem das torres, sugere-se a remoção total de argila muito mole, buscando conferir a capacidade de carga especificada pela empresa proprietária do empreendimento. A Figura 8 apresenta a análise de estabilidade global da praça de montagem, verifica-se assim, um fator de segurança de 1,42 conforme considerando-se que uma carga uniformemente distribuída atua no pavimento da praça com uma intensidade de 200 kPa.

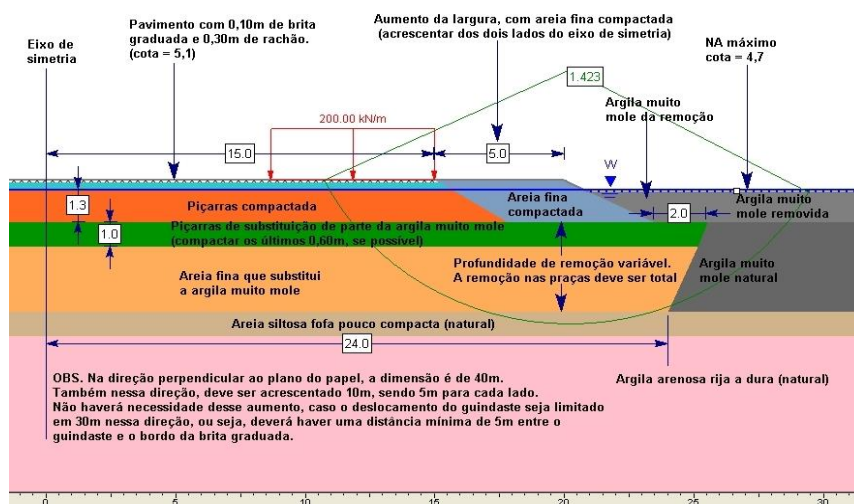


Figura 8. Análise de estabilidade da praça de montagem.

4 Conclusões

O presente trabalho apresenta análises relativas a capacidade de carga e a estabilidade de taludes de vias de acesso e praça de montagem de um parque eólico situado numa região de ocorrência de solos moles. Dentre as soluções apresentadas para a estabilização destes solos, pode-se destacar: a utilização de bermas de equilíbrio, remoção parcial ou total dos solos moles, seguida por substituição de material com características de resistência e deformabilidade aceitáveis. Para todas as praças de montagem, deverá ser removida a argila siltosa muito mole em toda a sua espessura. A maior razão para tal é o fato de que o guindaste atuará montado. A máxima espessura a ser removida é de, aproximadamente, 3,7 m. Desta espessura total removida, 2,7 m do fundo pode ser substituída por areia fina e o 1 m do topo deve ser preenchido por piçarra. A espessura de 0,6 m do topo da camada de piçarra deverão ser compactados, caso seja possível, do ponto de vista operacional. As dimensões das praças de montagem, especificadas em 30 m x 40 m, deverão ser aumentadas em 10 m, nas duas direções (5m para cada lado), caso seja necessário que o guindaste tenha à sua disposição essa área para poder manobrar para içar as cargas, tendo em vista que guindaste deverá manter uma distância mínima de 5 m da borda do pavimento para içar as cargas, em todo o perímetro da praça de montagem.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) pelo apoio financeiro na concessão de bolsa de doutorado.



REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida, M. S., Marques, M. E. S., (2014) *Aterros sobre solos moles*. 2 ed., Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil, 256p.
- Guidicini, G., Nieble, C., (2003) *Estabilidade de taludes naturais e de Escavação*. 2ed, Blucher, São Paulo, SP, Brasil, 216p.
- Massad, F. (2010) *Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia*. 3 ed., Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil, 170p.