PHÂN TÍCH CÁC YẾU TỐ ẢNH HƯỞNG ĐẾN CƠ CẤU TRƯỢT CỦA MÁI DỐC CHỊU TẢI TRỌNG HÌNH BĂNG BẰNG PHƯƠNG PHÁP SỐ

Nguyễn Mạnh Trường^{1*}

¹Trường Đại học Công nghệ Đồng Nai *Tác giả liên lạc: Nguyễn Mạnh Trường, nguyenmanhtruong@dntu.edu.vn

THÔNG TIN CHUNG

Ngày nhận bài: 12/06/2024 Ngày nhận bài sửa: 19/06/2024 Ngày duyệt đăng: 28/06/2024

TỪ KHOÁ

Hệ số an toàn; Ôn định mái dốc; Phương pháp số.

TÓM TẮT

Bài báo này nghiên cứu sự ảnh hưởng của các yếu tố khác nhau đến cơ cấu trượt của mái dốc khi chịu tải trọng hình băng. Sử dụng các phương pháp mô phỏng số - cân bằng giới hạn và phần tử hữu hạn dựa vào tiêu chuẩn phá hoại của Mohr-Coulomb, để xác định và đánh giá các yếu tố như góc nghiêng của mái dốc, cường độ và phân bố tải trọng, cũng như đặc tính của vật liệu. Mục tiêu nhằm hiểu rõ hơn về sự tương tác giữa các yếu tố này và phát triển các giải pháp thiết kế tối ưu để cải thiện sự ổn định của mái dốc trong điều kiện tải trọng phức tạp.

Để đánh giá độ chính xác giữa hai phương pháp nêu trên, hệ số an toàn ($FS \le [FS]_{gh} = 1.2$) của mái dốc được so sánh khi thay đổi góc nghiêng mái dốc $\beta = 30^\circ \div 90^\circ$, hệ số $c/\gamma B$ (B = 2m là bề rộng tải trọng hình băng, $c = 10 \div 35$, $\gamma = 20$ kN/m3) và vị trí đặt tải trọng $\lambda B = 0 \div 5B$. Cụ thể:

- Với $\beta = 30^{\circ}$ nếu $c/\gamma B \ge 0.375$ với tất cả vị trí λB thì $FS \ge [FS]gh; \beta = 45^{\circ}$ nếu $c/\gamma B \ge 0.625, \lambda B \le 2B$ hoặc $c/\gamma B \ge 0.5, \lambda B \ge 3B$ và $\beta = 60^{\circ}$ nếu $c/\gamma B \ge 0.75, \lambda B \ge 3B$ mái dốc mới đảm bảo ổn định.
- Trường hợp β = 75° và β = 90° với tất cả hệ số c/γB, vị trí của tại trọng λB, hệ số an toàn FS<[FS]_{gh}=1,2 mái dốc không đảm bảo điều kiện ổn định trong điều kiện tự nhiên, ta cần các biện pháp gia cố thì mái dốc đảm bảo ổn định.

1. GIỚI THIỆU

Cơ cấu trượt của mái dốc là bài toán quan trọng trong lĩnh vực Địa kỹ thuật xây dựng, do đó nhiều lý thuyết đã được tiến hành nghiên cứu về vấn đề này. Hiện nay, phương pháp thường được sử dụng để phân tích ổn định mái dốc như: phương pháp cân bằng giới hạn (Limit Equilibrium Method-LEM), phương pháp phần tử hữu hạn (Finite Element Method-FEM), phương pháp phân tích giới hạn (Limit analysis). Phương pháp cân bằng giới hạn được Fellenius (Fellenius W. et al., 1936) nghiên cứu đầu tiên vào năm 1936 khi giả thiết mái dốc trượt theo mặt trượt tròn. Sau đó, Bishop (Bishop A.W. et al., 1955), Janbu (Janbu N. et al., 1954), Spencer (Spencer E. et al., 1967), Morgenstern-Price (Morgenstern R. Price et al., V, 1965) phân tích ổn định mái dốc bằng cách chia khối đất thành nhiều mảnh, có xét đến ảnh hưởng của lực pháp tuyến và lực trượt giữa 2 mảnh.

Hiện nay, với tốc độ phát triển nhanh của phương pháp số, các phần mềm tính toán phân tích ổn định mái dốc ngày càng được sử dụng rộng rãi. Trong bài báo này, tác giả sử dụng phần mềm SLOPE/W và phần mềm PLAXIS để phân tích ổn định mái dốc sử dụng phương pháp cân bằng giới hạn theo lời giải của Bishop (BSM), Janbu (JSM) và Spencer (SM). Cơ cấu trượt và hệ số an toàn của mái dốc sử dụng lý thuyết cân bằng giới hạn và phương pháp tử hữu hạn được so sánh nhằm đánh giá độ chính xác giữa 2 phương pháp.

2. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

2.1. Phương pháp cân bằng giới hạn (LEM)

Phương pháp cân bằng giới hạn được sử dung rông rãi khi phân tích các bài toán Đia kỹ thuật như: phân tích ổn định mái dốc, phân tích sức chiu tải của móng nông,... bằng cách giả đinh trước cơ cấu trươt của các khối đất. Dưa vào tiêu chuẩn trươt Mohr-Coulomb, phương pháp cân bằng giới hạn xác định sức chống cắt của khối đất dọc theo mặt trượt khi thỏa mãn phương trình cân bằng lực và cân bằng momen. Trang thái cân bằng giới han tồn tai khi sức chống cắt huy động là một phần sức chống cắt của khối đất. Khi trươt, sức chống cắt của đất sẽ được huy động toàn bộ dọc theo mặt trượt tới han. Hê số an toàn FS được tính toán là tỉ số giữa sức chống cắt của khối đất và sức chống cắt huy động ở thời điểm trượt. Sức chống cắt của khối đất phụ thuộc loại đất và ứng suất hữu hiệu, trong khi sức chống cắt huy động phụ thuộc vào tải trọng tác dụng lên khối đất.

Với phương pháp này khối đất trượt được chia thành nhiều mảnh (slice), có xét đến ảnh hưởng lực pháp tuyến và lực cắt giữa 2 mảnh nhằm xác định sức chống cắt của khối đất dọc theo măt trươt đảm bảo điều kiên cân bằng lực và momen. Fellenius (Fellenius W. et al., 1936) là người đầu tiên nghiên cứu phương pháp cân bằng giới han với giả thiết mặt trươt tròn nhưng bỏ qua ảnh hưởng lực pháp tuyến và lực trượt giữa 2 månh. Sau đó, Bishop (Bishop A.W. et al., 1955) phát triển phương pháp mặt trượt tròn có xét đến lực pháp tuyến và bỏ qua ảnh hưởng của lực trượt giữa 2 mảnh. Hệ số an toàn FS của mái dốc theo Bishop phải thỏa mãn phương trình cân bằng lực theo phương đứng trên từng månh và phương trình cân bằng momen tổng thể tai tâm của măt trươt tròn.

Janbu (Janbu N. et al., 1954) giả thiết mái dốc trượt không theo mặt trượt tròn, và hệ số an toàn thỏa mãn phương trình cân bằng lực theo phương ngang trên từng månh, nhưng không thỏa mãn phương trình cân bằng momen. Sau đó, Spencer (Spencer E et al., 1967) phân tích ổn định mái dốc với giả thiết trượt bất kỳ. Khi đó, khối đất trượt được chia thành nhiều mảnh, có xét đến lực pháp tuyến và lực trượt giữa 2 mảnh. Hệ số an toàn *FS* của mái dốc theo Spencer phải thỏa mãn phương trình cân bằng lực và phương trình cân bằng momen.

2.2. Phương pháp phần tử hữu hạn (FEM)

Phương pháp phần tử hữu hạn (FEM) là phương pháp số được sử dụng để giải các phương trình vi phân trong bài toán kỹ thuật. Với sự phát triển nhanh chóng của công nghệ máy tính, phần mềm PLAXIS được sử dụng rộng rãi khi phân tích các bài toán ổn định mái dốc. Khi đó, mô hình bài toán được chia lưới thành các phần tử tam giác 15 nút thỏa mãn điều kiện biến dạng phẳng.

Đất nền được giả thiết là vật liệu đàn hồi dẻo lý tưởng tuân theo tiêu chuẩn chảy dẻo của Mohr-Coulomb (M-C model). Hệ số an toàn được tính toán theo phương pháp giảm thông số chống cắt (c- φ reduction). Theo phương pháp này, các thông số chống cắt của đất c và $tan\varphi$ được giảm cho đến khi mái dốc xuất hiện mặt trượt. Khi đó, phần mềm PLAXIS tính toán hệ số an toàn *FS* là tỉ số giữa cường độ chống cắt của đất và cường độ chống cắt ở thời điểm trượt, bằng cách tính tổng các hệ số M_{sf} khi phân tích bài toán cho đến thời điểm xuất hiện mặt trượt.

Cơ cấu trượt của mái dốc đảm bảo ổn định khi hệ số an toàn thỏa mãn điều kiện $FS \leq [FS]_{gh}$. Đối với nghiên cứu này, hệ số an toàn giới hạn $[FS]_{gh}=1.2$ được sử dụng để đánh giá độ ổn định và cơ cấu trượt của mái dốc khảo sát.

2.3. Mô tả bài toán phân tích ổn định mái dốc

Hình 1 mô tả sơ đồ kích thước hình học mái dốc trên nền đồng nhất trong điều kiện tự nhiên, không xét đến yếu tố bão hòa của đất khi trời mưa và trời nắng cũng như không xét ảnh hưởng của mực nước ngầm, thỏa mãn điều kiện bài toán biến dạng phẳng. Sơ đồ bài toán là sự kết hợp của độ cao H=10m khi góc nghiêng của mái dốc thay đổi $\beta = 30^\circ \div 90^\circ$, với các trường hợp lực dính trong $c = 10 \div 35$, tải trọng hình băng có bề rộng B = 2m với giá trị q = 50 (kPa) đặt cách mép mái dốc với $\lambda B = 0 \div 5B$.

D ?	4	TT1 ^	Á	1 ^ .	Á.	<i>,</i> •	1 ^
Bang		Ihong	SO	dat	nen	mai	doc

Thông số	Ký hiệu	Vật liệu	Đơn vị	
Mẫu vật liệu	Model	M-C		
Loại vật liệu tác động	Туре	Type Drained		
Trọng lượng riêng của đất	γ	20	kN/m ³	
Hệ số thấm theo phương ngang	k_x	1.10 ⁻⁵	m/s	
Hệ số thấm theo phương dọc	k_y	1.10 ⁻⁵	m/s	
Modun biến dạng	Eref	5000	kN/m ²	
Hệ số Poisson	v	0,3		
Lực dính	Cref	10 ÷ 35	kN/m ²	
Góc ma sát trong	φ	20	o	
Góc trương nở	ψ	0	0	



3. KẾT QUẢ VÀ THẢO LUẬN

3.1. Nhận xét về cơ cấu trượt của mái dốc

Hình 2, 3, 4, 5, 6 thể hiện cơ cấu trượt mái dốc $\beta = 30^{\circ} \div 90^{\circ}$ với tải trọng hình băng tác dụng cách mép mái dốc các khoảng $\lambda B=0\div 5B$. Theo kết quả phân tích, cơ cấu trượt trong cùng góc nghiêng β , với mỗi λB tương ứng và $c=10\div 35$ (kN/m²) là tương đối giống nhau. Tác giả sử dụng kết quả phân tích mái dốc với giá trị lực dính c lớn nhất để minh họa cho cơ chế trượt.

Với góc nghiêng mái dốc $\beta = 30^{\circ}$, 45° , 60° , 75° khi $\lambda B = 0$, $\lambda B = 1B$, $\lambda B = 2B$ cơ cấu phá hoại của mái dốc mở rộng ở đỉnh theo vị trí tải trọng và trượt tại chân mái dốc. Khi λB tăng cơ cấu trượt có sự thay đổi thu hẹp ở đỉnh và chân mái dốc, tải trọng hình băng lúc này nằm ngoài vùng phá hoại của mái dốc như hình 2, 3, 4, 5.

Riêng đối với góc nghiêng mái dốc $\beta =90^{\circ}$ cơ cấu trượt khi phân tích theo phương pháp cân bằng giới hạn LEM cơ cấu trượt có sự khác khi phân tích theo phương pháp phần tử hữu hạn FEM, cơ cấu trượt khi sử dụng phương pháp cân bằng giới hạn có dạng mặt trượt tròn hoặc mặt trượt không tròn được giả định trước, trong khi cơ cấu trượt theo phương pháp phần tử hữu hạn không cần giả định trước, mặt trượt có xu hướng mở rộng ở đỉnh của mái dốc và biến dạng dẻo tập trung ở chân mái dốc như hình 6.



Hình 2. Cơ cấu trượt của mái đốc khi $\beta = 30^{\circ}$ (c = 35 kN/m², B =2m). a) $\lambda B \le 2B$; b) $3B \le \lambda B \le 5B$ (a) SLOPE/W PLAXIS $\beta = 45^{\circ} \lambda B = 0$ BSM 1.608 JSM 1.527



(b) SLOPE/W $\rho = 45^{\circ} 1 P = 2P$

PLAXIS



Hình 3. Cơ cấu trượt của mái dốc khi
$$\beta = 45^{\circ}$$

($c = 35 \text{ kN/m}^2$, $B = 2\text{m}$). a) $\lambda B \le 2B$; b) $3B \le \lambda B \le 5B$



Hình 4. Cơ cấu trượt của mái dốc khi $\beta = 60^{\circ}$ ($c = 35 \text{ kN/m}^2$, B = 2m). a) $\lambda B \le 2B$; b) $3B \le \lambda B \le 5B$



Hình 5. Cơ cấu trượt của mái dốc khi $\beta = 75^{\circ}$ ($c = 35 \text{ kN/m}^2$, B = 2m). a) $\lambda B \le 2B$; b) $3B \le \lambda B \le 5B$



Hình 6. Cơ cấu trượt của mái dốc khi $\beta = 90^{\circ}$ ($c = 35 \text{ kN/m}^2, B = 2\text{m}$). $0 \le \lambda B \le 5B$

3.2. Nhận xét về hệ số an toàn của mái dốc

3.2.1. Ảnh hưởng của hệ số c/γB đến hệ số an toàn của mái dốc FS

Bảng 2, bảng 3 trình bày sự thay đổi của hệ số an toàn mái dốc phụ thuộc vào góc nghiêng β , hệ số $c/\gamma B$ và vị trí của tải trọng λB . Kết quả cho thấy với góc nghiêng mái dốc β cho trước khi hệ số $c/\gamma B$ càng tăng tương ứng với khoảng cách λB thì hệ số an toàn *FS* càng tăng. Trong phương pháp cân bằng giới hạn, hệ số an toàn theo phương pháp của Janbu (JSM) với góc nghiêng mái dốc $\beta = 30^{\circ}$, $\beta = 45^{\circ}$, $\beta = 60^{\circ}$ cho giá trị nhỏ nhất so với giá trị của hệ số an toàn theo phương pháp của Bishop (BSM), và Spencer (SM). Tuy nhiên khi hệ số mái dốc tăng $\beta = 75^{\circ}$, $\beta = 90^{\circ}$, phương pháp của Janbu (JSM) cho kết quả lớn hơn, và sự chênh lệch không đáng kể. Đối với các mái dốc có góc nghiêng β =30°÷90°: Với cùng góc nghiêng β khi tỉ số $c/\gamma B$ càng tăng thì *FS* càng tăng, do đó sức chống cắt của đất $c/\gamma B$ ảnh hưởng đến hệ số an toàn mái dốc.

Hình 7 trình bày hệ số an toàn mái dốc *FS* sử dụng SLOPE/W và PLAXIS, ta thấy:

Góc nghiêng mái dốc $\beta = 30^{\circ}$ nếu $c/\gamma B \ge 0.375$ thì mái dốc đảm bảo điều kiện ổn định với tất cả khoảng cách λB vì FS > [FS]gh = 1.2. Tuy nhiên:

Khi góc nghiêng mái dốc tăng $\beta = 45^{\circ}$ nếu $c/\gamma B \ge 0.625, \lambda B \le 2B$ hoặc $c/\gamma B \ge 0.5, \lambda B \ge 3B$ và:

Góc nghiêng mái dốc $\beta = 60^{\circ}$ nếu $c/\gamma B \ge 0.75$, $\lambda B \ge 3B$ thì mái dốc mới đảm bảo ổn định như hình 8, hình 9

Trường hợp góc nghiêng mái dốc $\beta = 75^{\circ}$ và $\beta = 90^{\circ}$ với tất cả hệ số $c/\gamma B$, vị trí của tại trọng λB , hệ số an toàn $FS < [FS]_{gh} = 1,2$ mái dốc không đảm bảo điều kiện ổn định trong điều kiện tự nhiên, ta cần các biện pháp gia cố thì mái dốc đảm bảo ổn định, được thể hiện ở hình 10, hình 11

Hình 12 biểu diễn hệ số an toàn mái dốc phụ thuộc vào góc nghiêng β và tỉ số $c/\gamma B$ khi sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn, ta thấy ứng với giá trị góc nghiêng mái dốc β cho trước thì hệ số an toàn FS tăng liên tục khi hệ số $c/\gamma B$ gia tăng. Mặt khác, với cùng giá trị $c/\gamma B$ thì hệ số an toàn FS giảm khi góc nghiêng mái dốc β gia tăng.

Rång () Hê số	an toàn n	nái đốc l	ES thay d	tổi theo	$\lambda R = 0 -$	2R c =	$10 \sim 35 k N/m^2$
Dang 4	2. 110 SU	all wall li	lai uuc i	r's may c		$\lambda D = 0$	$_{2D}, c -$	10^{-33} KIN/III.

			$\lambda B =$	= 0			$\lambda B = 2E$	8 = 4m	
β°	<i>c</i> / <i>γB</i>	Cân bằng giới hạn LEM				Cân bằng giới hạn LEM			
		BSM	JSM	SM	- FEM -	BSM	JSM	SM	- FENI
	0.25	1.138	1.022	1.134	1.069	1.215	1.130	1.212	1.171
	0.375	1.335	1.194	1.334	1.265	1.399	1.277	1.395	1.351
200	0.5	1.519	1.353	1.510	1.448	1.581	1.424	1.577	1.560
30°	0.625	1.669	1.512	1.686	1.631	1.758	1.572	1.749	1.689
	0.75	1.873	1.671	1.863	1.808	1.917	1.720	1.908	1.890
	0.875	2.049	1.832	2.040	1.975	2.076	1.868	2.067	2.021
	0.25	0.817	0.753	0.810	0.772	0.903	0.857	0.899	0.868
	0.375	0.985	0.911	0.975	0.936	1.058	0.994	1.054	1.013
450	0.5	1.147	1.068	1.139	1.102	1.213	1.130	1.209	1.169
45°	0.625	1.304	1.220	1.301	1.255	1.369	1.267	1.363	1.320
	0.75	1.456	1.372	1.453	1.403	1.513	1.404	1.505	1.465
	0.875	1.608	1.527	1.606	1.543	1.656	1.541	1.648	1.602
60° -	0.25	0.641	0.598	0.639	0.617	0.717	0.690	0.712	0.669
	0.375	0.782	0.756	0.781	0.743	0.855	0.823	0.852	0.818
	0.5	0.916	0.909	0.913	0.885	0.982	0.945	0.978	0.953
	0.625	1.048	1.055	1.054	1.014	1.108	1.065	1.104	1.086
	0.75	1.172	1.202	1.212	1.145	1.229	1.186	1.225	1.201
	0.875	1.296	1.351	1.359	1.268	1.349	1.305	1.346	1.329
	0.25	0.489	0.493	0.494	0.465	0.554	0.559	0.562	0.514
	0.375	0.623	0.647	0.641	0.577	0.680	0.670	0.679	0.655
750	0.5	0.738	0.781	0.788	0.693	0.788	0.781	0.794	0.763
/5°	0.625	0.865	0.914	0.913	0.795	0.897	0.892	0.897	0.869
	0.75	0.984	1.037	1.064	0.898	1.006	1.004	1.006	0.970
	0.875	1.093	1.162	1.176	0.988	1.114	1.117	1.116	1.072
	0.25	0.380	0.402	0.401	0.263	0.417	0.429	0.427	0.321
	0.375	0.483	0.524	0.524	0.345	0.517	0.534	0.530	0.409
	0.5	0.594	0.635	0.630	0.410	0.608	0.636	0.630	0.490
	0.625	0.699	0.749	0.744	0.459	0.696	0.744	0.737	0.519
	0.75	0.779	0.860	0.852	0.526	0.819	0.842	0.829	0.626
	0.875	0.927	0.956	0.959	0.578	0.906	0.938	0.934	0.622

			$\lambda B = 3B$	e = 6m			$\lambda B = 5B$	= 10m	
ß°	c/vB	Cân bằng giới han LEM				Cân b			
P	.,,	BSM	JSM	SM	FEM -	BSM	JSM	SM	- FEM
	0.25	1.251	1.153	1.248	1.190	1.251	1.153	1.248	1.190
30°	0.375	1.460	1.347	1.457	1.400	1.463	1.347	1.458	1.400
	0.5	1.634	1.498	1.630	1.560	1.662	1.534	1.655	1.560
	0.625	1.808	1.641	1.803	1.794	1.851	1.717	1.843	1.794
	0.75	1.982	1.783	1.976	1.980	2.036	1.894	2.029	1.980
	0.875	2.147	1.926	2.135	2.145	2.216	2.067	2.209	2.145
	0.25	0.911	0.868	0.908	0.870	0.911	0.868	0.908	0.870
	0.375	1.095	1.051	1.094	1.060	1.096	1.051	1.094	1.060
450	0.5	1.270	1.209	1.268	1.220	1.270	1.228	1.268	1.220
43°	0.625	1.430	1.340	1.420	1.385	1.438	1.407	1.443	1.385
	0.75	1.566	1.471	1.562	1.538	1.619	1.576	1.619	1.538
	0.875	1.711	1.602	1.707	1.705	1.782	1.739	1.785	1.705
	0.25	0.719	0.706	0.717	0.682	0.717	0.706	0.717	0.682
60° -	0.375	0.876	0.877	0.882	0.845	0.878	0.877	0.882	0.845
	0.5	1.029	1.019	1.046	0.988	1.033	1.039	1.046	0.988
	0.625	1.175	1.143	1.174	1.137	1.180	1.196	1.213	1.137
	0.75	1.304	1.265	1.302	1.270	1.319	1.347	1.394	1.270
	0.875	1.432	1.387	1.430	1.390	1.461	1.499	1.600	1.390
	0.25	0.557	0.578	0.573	0.513	0.554	0.578	0.573	0.513
	0.375	0.697	0.729	0.734	0.615	0.697	0.729	0.734	0.615
750	0.5	0.823	0.854	0.852	0.776	0.823	0.874	0.874	0.776
15	0.625	0.961	0.965	0.964	0.890	0.961	1.011	1.008	0.890
	0.75	1.076	1.069	1.076	0.998	1.081	1.145	1.144	0.998
	0.875	1.182	1.175	1.181	1.107	1.201	1.279	1.271	1.107
	0.25	0.420	0.450	0.449	0.324	0.420	0.450	0.449	0.324
	0.375	0.546	0.586	0.583	0.406	0.546	0.586	0.583	0.406
00°	0.5	0.659	0.688	0.687	0.492	0.659	0.705	0.700	0.492
70	0.625	0.755	0.791	0.780	0.550	0.768	0.832	0.824	0.550
	0.75	0.830	0.888	0.872	0.611	0.830	0.945	0.937	0.611
	0.875	0.960	0.980	0.965	0.696	0.998	1.056	1.047	0.696
2,5	2.5 $c/nR \ge 0.375$ FS>[FS] $ah = 1.2$				2,5		NB>0 375 FS>[FS	ah = 1.2	• DCM
₩2.0		BSM			St 2,0	Jgn = 1.2	- BSM		
l ng	<u> </u>			JSM	(to give 1,5	Kara Kara			JSM
an to			[FS] = 1.2	- «- SM	ق 1,0			[F5] = 1.2	· ∝− SM
0,1,0		$\beta = 30^{\circ} \gamma =$	= 20 (kN/m ³)	≡FEM	9.0.5		$\beta = 30^{\circ} \gamma = 2$ $\omega = 20^{\circ} c = 1$	$0 (kN/m^3) = 0 \sim 35 kN/m^2$	-≡FEM
H0,5		$\varphi = 20^{\circ} c =$ $\lambda B = 0$	= 10~35 kN/m ²	[FS]=1.2	0.0		$\lambda B = 5B = 10$	n j	FS=1.2
0,0	25 0 375	0.5 0.62	5 0 75 0 87	15	5,0	0,25 0,375	0,5 0,625	0,75 0,875	;
, i	.,_0 0,070	(C/γB)	0,75 0,07				(C/γB)		

Bảng 3. Hệ số an toàn mái dốc *FS* thay đổi theo $\lambda B = 3B \div 5B$, $c = 10 \sim 35$ kN/m².

Hình 7. Biểu đồ *FS* của LEM và FEM với $\beta = 30^{\circ}, 0 \le \lambda B \le 5B$



Hình 8. Biểu đồ *FS* của LEM và FEM với β =45°; a) $\lambda B \leq 2B$; b) $3B \leq \lambda B$











Hình 11. Biểu đồ *FS* của LEM và FEM với β =90° 0 $\leq \lambda B \leq 5B$







Hình 12. Hệ số an toàn mái đốc *FS* phụ thuộc vào góc nghiêng β và tỉ số $c/\gamma B$ (lời giải sử dụng PLAXIS)

3.2.2. Ảnh hưởng của vị trí đặt tải trọng λB đến hệ số FS (lời giải sử dụng PLAXIS)





Đối với mái dốc có góc ngiêng β = 30°÷90° theo hình 13, ta nhận thấy:

• Khi vị trí đặt tải trọng $\lambda B = 0 \div 3B$, hệ số an toàn *FS* càng tăng khi trị trí đặt tải càng xa mái dốc

• Khi vị trí đặt tải trọng $\lambda B \ge 4B$ ta thấy hệ số an toàn *FS* đạt giá trị lớn nhất, nếu vị trí đặt tải trọng $\lambda B > 4B$ thì hệ số an toàn *FS* có giá trị không đổi. Điều này chứng tỏ khi khoảng cách đặt tải trọng $\lambda B > 4B$ không ảnh hưởng đến hệ số an toàn *FS* của mái dốc.

3.2.3. Ảnh hưởng của góc nghiêng β đến hệ số an toàn của mái dốc FS

Theo kết quả phân tích hệ số an toàn FS ở bảng 2, bảng 3 với cùng giá trị lực dính c:

Khi β tăng từ 30°÷90° thì hệ số an toàn FS giảm, cụ thể:

$\beta=30^{\circ}\div45^{\circ}:$	$c < 25 \text{ kN/m}^2$: FS < 1.2
	$c \ge 25 \text{ kN/m}^2$: $FS > 1.2$
$\beta = 60^{\circ}$:	$c < 35 \text{ kN/m}^2$: FS < 1.2
	$c \ge 35 \text{ kN/m}^2$: FS > 1.2

 $\beta = 75^{\circ \div} \ 90^{\circ}$ với tất cả giá trị c, hệ số an toàn FS < 1.2

4. KÉT LUÂN

Bài báo đã trình bày kết quả phân tích các yếu tố ảnh hưởng đến cơ cấu trượt của mái dốc chịu tải trọng hình băng bằng phương pháp số - phương pháp cân bằng giới hạn (LEM) và phương pháp đều cho hệ số an toàn và cơ cấu trượt gần giống nhau, sai số không đáng kể. Do đó, có thể sử dụng cả hai phương pháp để tính toán mái dốc. Tuy nhiên, phương pháp để tính toán mái dốc. Tuy nhiên, phương pháp cân bằng giới hạn còn hạn chế khi bỏ qua mối quan hệ giữa ứng suất và biến dạng, do đó không thể tính toán sự phân bố ứng suất trong nền đất. Trong khi đó, phương pháp phần tử hữu hạn có xét đến quan hệ giữa ứng suất và biến dạng của đất nền, do đó có thể tính toán ứng suất, chuyển vị, áp lực nước lỗ rỗng, ... trong nền đất.

Theo kết quả phân tích, cơ cấu trượt trong cùng góc nghiêng mái dốc β , với mỗi λB tương ứng và $c = 10 \div 35$ (kN/m²) là tương đối giống nhau. Với góc nghiêng mái dốc $\beta \le 75^{\circ}$ có cùng lực dính c thì khi $\lambda B \le 2B$ cơ cấu phá hoại của mái dốc mở rộng ở đỉnh theo vị trí tải trọng và trượt tại chân mái dốc. Khi khoảng cách từ mép mái dốc đến vị trí tải trọng λB tăng cơ cấu trượt có sự thay đổi thu hẹp ở đỉnh và chân mái dốc, tải trọng hình băng lúc này nằm ngoài vùng phá hoại của mái dốc.

Kết quả cũng cho thấy, với góc nghiêng mái dốc β cho trước khi hệ số $c/\gamma B$ càng tăng tương ứng với khoảng cách λB thì hệ số an toàn *FS* càng tăng, chứng tỏ mái dốc ổn định hơn, tuy nhiên nếu góc nghiêng mái dốc lớn $\beta \ge 75^{\circ}$ thì mái dốc không đảm bảo điều kiện ổn định trong điều kiện tự nhiên.

Sự ổn định của mái dốc tự nhiên phụ thuộc vào góc nghiêng mái dốc β , hệ số $c/\gamma B$ và vị trí của tải trọng hình băng λB , do đó sức chống cắt của đất $c/\gamma B$ ảnh hưởng đến hệ số an toàn mái dốc. Khi xây dựng các công trình với tải trọng và nền địa chất tương tự, để mái dốc ổn định cần bố trí xa mái dốc tối thiểu $\lambda B \ge 4B$.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- Bishop, A.W. (1955). The use of slip circles in stability analysis of slopes", *Geotechnique*. 5(1), 7-17.
- Fellenius, W. (1936). Calculation of the Stability of Earth Dams", *Transaction*, 2nd Congress on Large Dams. 4, 445-462.
- Janbu, N. (1954). Stability analysis of Slopes with Dimensionless parameters", *Thesis* for the Doctor of Science in the Field of Civil Engineering, Harvard University Soil Mechanics Series.

- Morgenstern, R, Price, V. (1965). The analysis of the stability of general slip surface", *Geotechnique*. 15(1), 79-93.
- Spencer, E. (1967). A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice force", *Geotechnique*. 15, 11-26.
- Nguyễn Văn Toản (2016), "Mô hình số phân tích ổn định mái dốc theo lý thuyết độ tin cậy bằng phần mềm geostudio," Khoa học kỹ thuật thủy lợi và môi trường.
- Nguyễn Văn Linh (2017), "Đánh giá ổn định mái dốc nền đường vùng có hoạt động sự lở theo lý thuyết độ tin cậy," Tạp chí Khoa học Trường Đại học Cần Thơ.

ANALYSIS OF FACTORS INFLUENCING THE SLIDING MECHANISM OF SLOPED ROOFS SUBJECTED TO STRIP LOADS USING NUMERICAL METHODS

Nguyen Manh Truong^{1*}

¹Dong Nai Technology University *Corresponding author: Nguyen Manh Truong, nguyenmanhtruong@dntu.edu.vn

THÔNG TIN CHUNG

Received date: 12/06/2024

Revised date: 19/06/2024

Accepted date: 28/06/2024

KEYWORD

Numerical methods; Safety factors; Slope stability.

ABSTRACT

This paper investigates the influence of various factors on the slip mechanism of slopess under strip loading. Numerical simulation methods - limit equilibrium and finite element methods, based on the Mohr-Coulomb failure criterion are used to identify and evaluate factors such as slope angle, load intensity and distribution, as well as material properties. The objectives are to better understand the interaction among these factors and develop optimal design solutions in order to improve slope stability under complex loading conditions.

To assess the accuracy between the two mentioned methods, the factor of safety ($FS \leq [FS]_{gh} = 1.2$) of the slope is compared when varying the slope angle $\beta = 30^{\circ} \div 90^{\circ}$, the ratio $c/\gamma B$ (B = 2m is the width of the strip load, $c = 10 \div 35$, $\gamma = 20$ kN/m³), and the load position $\lambda B = 0 \div 5B$. Specifically:

- For $\beta = 30^\circ$, if $c/\gamma B \ge 0.375$ at all positions λB , then $FS > [FS]_{gh}$; for $\beta = 45^\circ$, if $c/\gamma B \ge 0.625$ and $\lambda B \le 2B$ or $c/\gamma B \ge 0.5$ and $\lambda B \ge 3B$, then $FS > [FS]_{gh}$ and for $\beta = 60^\circ$, if $c/\gamma B \ge 0.75$ and $\lambda B \ge 3B$, the slope is stable.
- In cases where $\beta = 75^{\circ}$ and $\beta = 90^{\circ}$, for all values of $c/\gamma B$ and load positions λB , the factor of safety $FS < [FS]_{gh} = 1.2$, indicating that the slope does not meet stability conditions under natural conditions. In such scenarios, reinforcement measures are required to ensure slope stability.