

Nghiên cứu lực dính biểu kiến của đất đắp được gia cường các lớp lưới địa kỹ thuật bằng mô hình phần tử hữu hạn

Study on the apparent cohesion of reinforced embankment by geogrid layers based on finite element model

> **NGUYỄN THÀNH TRUNG, PHẠM ĐỨC TIỆP*, ĐINH QUANG TRUNG**
 Học viện Kỹ thuật Quân sự; *Email: tiepducpham@gmail.com

TÓM TẮT:

Bài báo đưa ra các mô hình giải tích phổ biến hiện nay đối với việc xác định lực dính biểu kiến do nền đất được tăng cường các lớp lưới địa kỹ thuật. Nhóm tác giả ứng dụng phần mềm Plaxis 2D để mô phỏng ứng xử của khối nền được gia cường cốt lưới địa kỹ thuật dưới tác dụng của tải trọng. Từ kết quả mô phỏng, tác giả đưa ra cách xác định lực dính biểu kiến của khối nền có cốt và xem xét sự ảnh hưởng của một số yếu tố lên đặc tính tương tác giữa cốt và đất. So sánh kết quả từ cách tính đã đề xuất với các phương pháp giải tích để đưa ra những kết luận và khuyến nghị.

Từ khóa: Góc ma sát trong; lực dính đơn vị; phương pháp phần tử hữu hạn; nền đất gia cường cốt; lưới địa kỹ thuật.

ABSTRACT:

This paper presents the current popular analytical models for determining the apparent cohesion of reinforced embankments by geogrid layers. The authors apply Plaxis 2D software to simulate the behavior of the geogrid-reinforced soil under the effect of loads. From the simulation results, the authors give a way to determine the apparent adhesive and consider the influence of some factors on the interaction characteristics between the reinforcement and the soil. Comparison of the results from the proposed calculation with analytical methods to make conclusions and recommendations.

Keywords: Angle of internal friction; cohesion of soil; finite element method; reinforced embankments; geogrid.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Mô hình tính toán đất có cốt được thực hiện đầu tiên bởi Henri Vidal với ý tưởng như sau: nếu góc lệch ứng suất θ tác dụng tại vị trí tiếp xúc giữa đất và cốt nhỏ hơn góc ma sát φ^* tại vị trí này thì lực dính biểu kiến giữa các hạt đất và cốt được xuất hiện. Tuân thủ điều kiện này ($\theta < \varphi^*$) thì giữa các hạt đất và cốt sẽ có mối quan hệ tương hỗ. Khi đặt cốt theo hướng của ứng suất kéo chính và thỏa mãn điều kiện $\theta > \varphi^*$ thì biến dạng kéo được hạn chế bởi sự phụ thuộc vào độ giãn dài tương đối của cốt. Đặc tính này có thể được giải thích thêm thông qua ví dụ như sau: Tải trọng dọc trục tác dụng lên mẫu đất rời sẽ dẫn đến mẫu bị biến dạng nở hông, tuy nhiên nếu trong mẫu được đặt các lớp cốt theo phương ngang thì chúng sẽ cản trở biến dạng này nhờ vào sự xuất hiện lực ma sát giữa các phần tử cốt và đất. Khi đó trạng thái của mẫu đất cũng tương tự như trường hợp được đặt thêm vào nó một tải trọng hông.

Sự phá hủy có thể diễn ra chỉ do hệ quả của sự vắng mặt lực ma sát giữa đất và cốt hoặc do sự đứt của phần tử cốt. Chi tiết của các hiện tượng này được nghiên cứu và chứng minh bởi các tác giả Schlosser F, Long NT (1973) [6] và Haussman (1976) [2]. Các tác giả này đã thiết lập được mối tương quan về mặt lý thuyết giữa khoảng cách của các phần tử cốt theo phương đứng, độ bền chịu kéo của cốt và lực dính biểu kiến dị hướng xuất hiện trong đất có cốt.

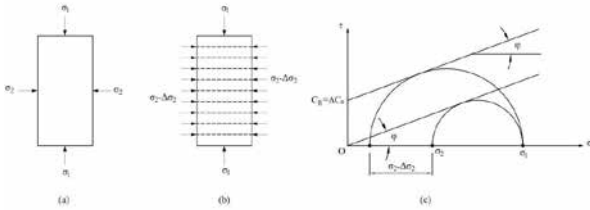
Việc xác định được chính xác giá trị lực dính biểu kiến của nền đất có cốt rất có ý nghĩa trong việc dự báo sức chịu tải của nền đất được gia cường một số lớp lưới địa kỹ thuật, để từ đó có thể lựa chọn hợp lý loại cốt cũng như khoảng cách giữa các lớp. Trong bài báo này các tác giả sẽ phân tích các phương pháp giải tích và trình bày phương pháp phần tử hữu hạn để xác định lực dính biểu kiến của nền đất có cốt.

2. CÁC PHƯƠNG PHÁP GIẢI TÍCH XÁC ĐỊNH LỰC DÍNH BIỂU KIẾN CỦA NỀN ĐẤT CÓ GIA CƯỜNG CỐT

Mô hình 3 trục là cơ sở để xác định lực dính biểu kiến. Đầu tiên Henri Vidal xem xét mô hình thí nghiệm 3 trục của 2 mẫu đất rời. Mẫu thứ nhất (hình 1.a) không đặt cốt, mẫu đạt tới trạng thái cân bằng giới hạn khi các ứng suất chính là σ_1 , σ_2 và được biểu diễn theo vòng tròn Mohr (hình 1.c). Khi đó đường tiếp tuyến của trạng thái cân bằng giới hạn được xác định bởi góc ma sát trong φ và đi

qua gốc tọa độ O. Trong trường hợp này mối quan hệ giữa các ứng suất chính như sau:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_2}{\text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)} \quad (1)$$



Hình 1. Sơ đồ kết quả thí nghiệm 3 trục (a) - mẫu đất cát không đặt cốt; (b) - mẫu đất cát có cốt; (c) - vòng tròn Mohr trạng thái ứng suất

Thí nghiệm tương tự với mẫu đất rời có cốt thì mối quan hệ giữa các ứng suất chính tại thời điểm phá hoại sẽ thay đổi. Trạng thái giới hạn tiến tới khi ứng suất thẳng đứng là σ_1 và ứng suất ngang giảm 1 lượng $\Delta\sigma_2$, nghĩa là $\sigma_2 - \Delta\sigma_2$. Khi đó đặc trưng của vòng tròn Mohr bị biến đổi tương ứng (Hình 1.c). Đường độ bền cắt sẽ tiếp xúc với vòng tròn Mohr và cắt trục tung với tung độ tương ứng là lực dính biểu kiến $\tau = \Delta C_a$. Ngoài ra sự giảm áp lực theo phương ngang $\Delta\sigma_2$ trong trường hợp này có thể chỉ liên quan đến vai trò của lực dính biểu kiến.

$$\Delta\sigma_2 = 2.\Delta C_a.\text{tg}\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (2)$$

Từ công thức (2) dẫn đến giá trị lực dính biểu kiến được xác định như sau:

$$\Delta C_a = \frac{\Delta\sigma_2}{2\text{tg}\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)} = \frac{\Delta\sigma_2}{2\sqrt{\xi}} \quad (3)$$

trong đó:

$$\xi - \text{hệ số áp lực chủ động của đất, } \xi = K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

$\Delta\sigma_2$ - sức kháng kéo của cốt trên đơn vị chiều cao của mẫu [1]

$$\Delta\sigma_2 = \frac{R_t}{\Delta H} \quad (4)$$

ΔH - khoảng cách đặt cốt

R_t - cường độ chịu kéo của cốt

Do đó lực dính biểu kiến được xác định theo công thức sau:

$$\Delta C_a = \frac{R_t}{2.\Delta H.\sqrt{\xi}} \quad (5)$$

Công thức (5) ẩn ý rằng, cường độ của cốt và bước đặt cốt đóng vai trò như nhau đối với sự tăng lên của lực dính biểu kiến. Điều đó còn có nghĩa là, nếu cường độ của cốt được tăng lên n - lần thì cũng tương tự như bước đặt cốt được giảm n - lần. Mặt khác Henri Vidal giả thiết khi đặt cốt vào nền thì nó sẽ phát huy toàn bộ cường độ của nó. Nhiều kết quả thực nghiệm chỉ ra rằng công thức (5) chưa chính xác, mà thực tế bước đặt cốt đóng vai trò quan trọng hơn cường độ của nó và cường độ cốt chỉ phát huy phần nào đó của cường độ.

Theo [5] có một phương pháp mới đánh giá sự tăng lên sức kháng kéo của các phần tử cốt đối với mẫu 3 trục và được xác định như sau:

$$\Delta\sigma_2 = W\left(\frac{R_t}{\Delta H}\right) \quad (6)$$

$$W = r\left(\frac{\Delta H}{\Delta H_{ref}}\right) \quad (7)$$

trong đó: R_t - cường độ chịu kéo của cốt;

r - hệ số không thứ nguyên;

ΔH_{ref} - khoảng cách quy ước được xác định như sau

$$\Delta H_{ref} = 6d_{max} \quad (8)$$

d_{max} - đường kính lớn nhất của hạt đất;

ΔH - khoảng cách đặt cốt.

Ketchart - Wu đưa ra công thức xác định W như sau:

$$W = 0,7\left(\frac{\Delta H}{\Delta H_{ref}}\right) \quad (9)$$

$$\Delta\sigma_2 = W\left(\frac{R_t}{\Delta H}\right) = 0,7\left(\frac{\Delta H}{\Delta H_{ref}}\right)\left(\frac{R_t}{\Delta H}\right) \quad (10)$$

+ Đối với đất rời:

$$C_R = \Delta C_a = \frac{\Delta\sigma_2}{2\sqrt{\xi}} = \frac{0,7\left(\frac{\Delta H}{\Delta H_{ref}}\right)\left(\frac{R_t}{\Delta H}\right)}{2\sqrt{\xi}} = \quad (11)$$

$$= 0,7\left(\frac{\Delta H}{\Delta H_{ref}}\right)\left(\frac{R_t}{2.\Delta H.\sqrt{\xi}}\right) = 0,7\left(\frac{\Delta H}{6d_{max}}\right)\left(\frac{R_t}{2.\Delta H.\sqrt{\xi}}\right)$$

+ Đối với đất dính:

$$C_R = \Delta C_a + C = 0,7\left(\frac{\Delta H}{\Delta H_{ref}}\right)\left(\frac{R_t}{2.\Delta H.\sqrt{\xi}}\right) + C = \quad (12)$$

$$= 0,7\left(\frac{\Delta H}{6d_{max}}\right)\left(\frac{R_t}{2.\Delta H.\sqrt{\xi}}\right) + C$$

trong đó:

$$\xi - \text{hệ số áp lực chủ động của đất, } \xi = K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right);$$

C - cường độ lực dính của đất.

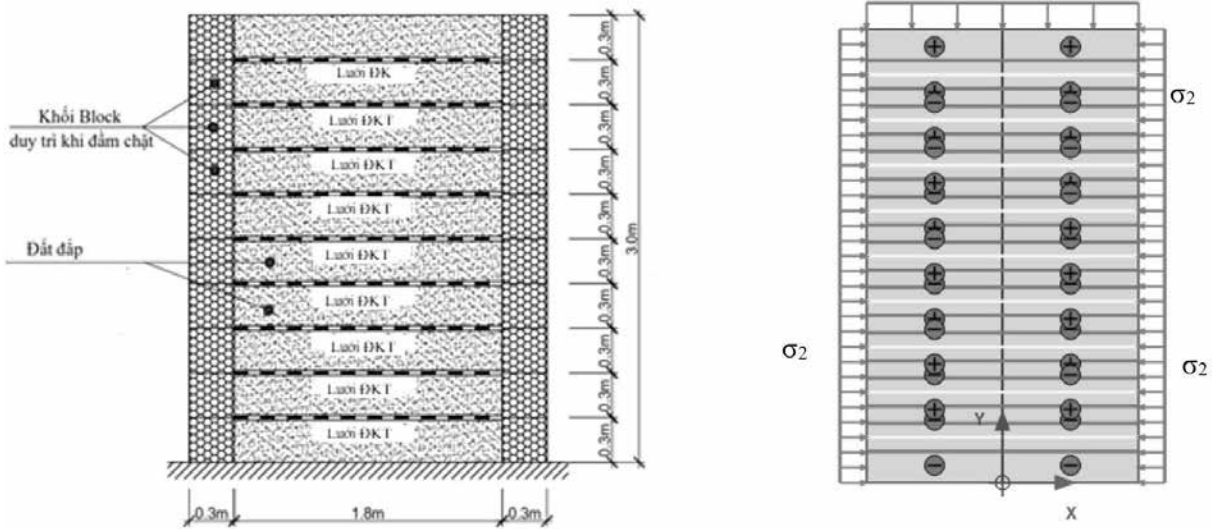
Vậy theo các công thức xác định lực dính biểu kiến của Ketchart - Wu (11) hoặc (12) ta thấy rằng: cường độ của cốt không phải phát huy toàn bộ, ngoài ra công thức này còn xét đến ảnh hưởng của kích thước cỡ hạt môi trường đất xung quanh.

Thực tế khi thiết kế nền đường có cốt người ta chỉ ra 3 nguyên nhân phá hủy như sau: 1 - cốt bị đứt (cường độ không đảm bảo); 2 - độ giãn dài quá lớn (mỗi loại cốt có một giới hạn về độ giãn dài khi kéo đứt) và 3 - chiều dài cốt không đủ. Cả 2 công thức giải tích của Henri Vidal và Ketchart - Wu chưa xem xét về mặt biến dạng của cốt.

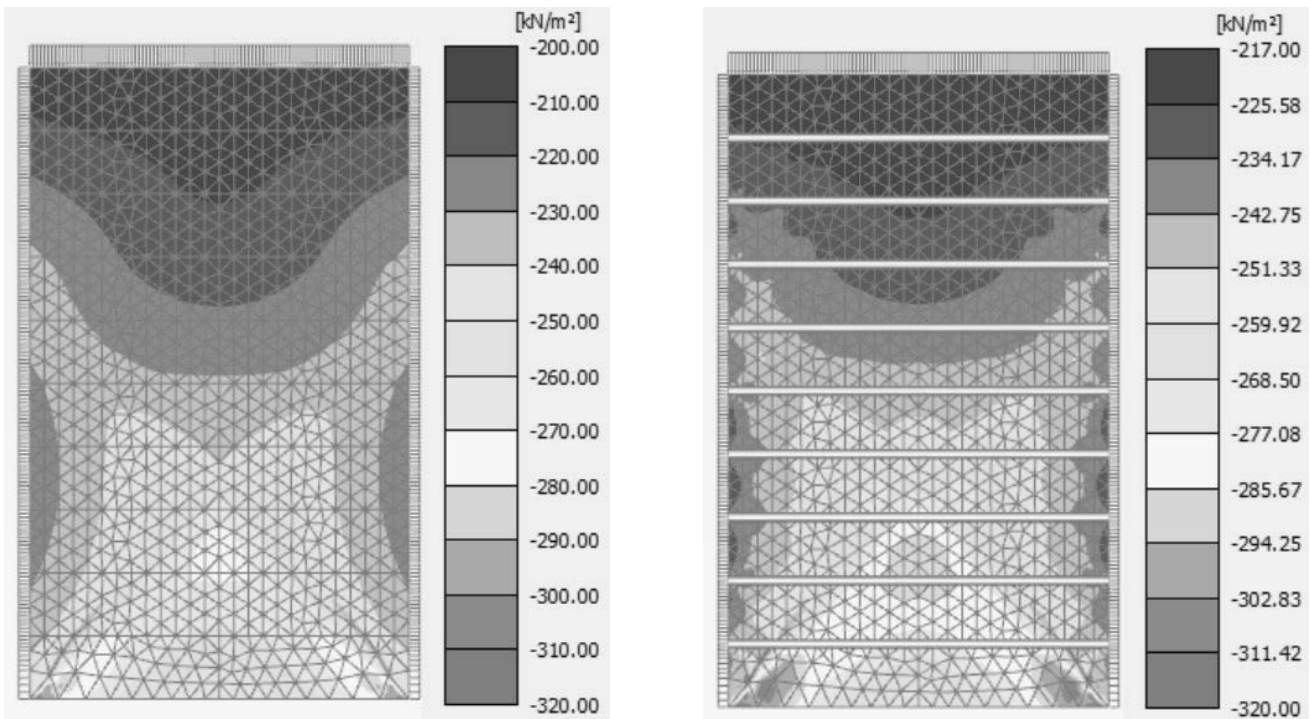
3. PHƯƠNG PHÁP PHẦN TỬ HỮU HẠN XÁC ĐỊNH LỰC DÍNH BIỂU KIẾN CỦA NỀN ĐẤT CÓ CỐT

Để khắc phục nhược điểm của 2 mô hình giải tích như đã trình bày phần trên, chúng tôi xem xét mô hình phần tử hữu hạn với việc ứng dụng phần mềm Plaxis để xác định lực dính biểu kiến của đất có cốt. Thực vậy, khi sử dụng mô hình này thì cả hai nguyên nhân (1 và 2) phá hủy mẫu đất có cốt đều được xem xét thông qua giá trị đưa vào khi tính toán là độ cứng dọc trục của cốt EA, bởi vì nó được xác định thông qua tỷ số giữa tải trọng giới hạn khi đứt cốt và độ giãn dài tương đối.

Căn cứ vào cách xây dựng mô hình thực nghiệm và mô tả lại quá trình thực nghiệm đó thông qua phần mềm Plaxis của các tác giả Jonathan T.H. Wu, Thang Q. Pham, và Michael T. Adams [5] chúng tôi trình bày mô hình bài toán để xác định lực dính biểu kiến của đất có cốt theo phương pháp phần tử hữu hạn như Hình 2.



Hình 2. Đặc trưng mô hình bài toán khi xác định lực dính biểu kiến



a. Khối đất không có lưới địa kỹ thuật

b. Khối đất có lưới địa kỹ thuật

Hình 3. Ứng suất thẳng đứng (σ_v) trong khối đất ở thời điểm phá hoại (áp lực hông ban đầu tác dụng lên khối $\sigma_2=100 \text{ kN/m}^2$)

Bảng 1. Thông số đầu vào khi mô hình hóa bài toán

Đặc trưng đất đắp				Đặc trưng lưới địa kỹ thuật		
Mô đun biến dạng E_{50}^{ref}	Dung trọng riêng γ	Góc ma sát trong φ	Cường độ lực dính c	Cường độ cốt R	Độ cứng EA	Bước cốt ΔH
kN/m^2	kN/m^3	độ	kN/m^2	kN/m	kN/m	m
30000	20	18	20	15	115	0.30
Mô hình Hardening soil				Mô hình tuyến tính		

Công thức xác định tải trọng giới hạn thẳng đứng tác dụng lên mẫu như sau [4]:

$$\sigma_1 = \sigma_2 + \Sigma M_{\text{stage}} (\sigma_{10} - \sigma_2) \quad (13)$$

trong đó: σ_2 - áp lực hông tác dụng lên mẫu ($\sigma_2=100 \text{ kN/m}^2$)
 σ_{10} - tải trọng thẳng đứng đặt vào mẫu ($\sigma_{10}=320 \text{ kN/m}^2$)
 ΣM_{stage} - hệ số gia tải thẳng đứng

Theo kết quả tính toán 2 trường hợp khối đất không có lưới địa kỹ thuật và trường hợp khối được gia cường lưới địa kỹ thuật thì khi hệ số gia tải thẳng đứng ở thời điểm phá hoại lần lượt là $\Sigma M_{\text{Stage}}^{\text{Non-geogrid}} = 0,4675$ và $\Sigma M_{\text{Stage}}^{\text{Geogrid}} = 0,5320$. Áp dụng điều kiện cân bằng giới hạn Mohr - Rankine ta xác định được lực dính biểu kiến tương ứng của khối đất được gia cường lưới địa kỹ thuật. Kết quả được thể hiện như Bảng 2.

Bảng 2. So sánh kết quả tính lực dính biểu kiến theo phần tử hữu hạn với phương pháp giải tích

Áp lực đẳng hướng ban đầu σ_2	Áp lực thẳng đứng thiết lập ban đầu σ_{10}	ΣM_{Stage} Non-geogrid	ΣM_{Stage} Geogrid	Kết quả tính lực dính biểu kiến trên cơ sở mô hình phần tử hữu hạn FEM (Plaxis 2D)			Kết quả tính theo Ketchart – Wu	Kết quả tính theo Vidal
				σ_1 Non-geogrid	σ_1 Geogrid	ΔC		
				kN/m ²	kN/m ²			
100	320	0,4675	0,5320	203	217	5,15	4,74	34,41

Bảng 3. Khảo sát sự thay đổi cường độ lực dính biểu kiến theo các phương pháp khác nhau

STT	σ_2	Đất đắp				Lưới địa kỹ thuật			σ_{10}	ΣM_{Stage} Non-geogrid	ΣM_{Stage} Geogrid	Kết quả tính theo FEM (Plaxis 2D)			Kết quả tính theo Ketchart – Wu	Kết quả tính theo Vidal	Nội dung khảo sát			
		E_{50}^{ref}	γ	φ	c	R	EA	ΔH				σ_1 Non-geogrid	σ_1 Geogrid	ΔC						
		kN/m ²	kN/m ²	kN/m ³	độ	kN/m ²	kN/m	kN/m				m	kN/m ²					ΔC	ΔC	ΔC
1	100	30000	20	18	20	15	115	0.30	320	0.4675	0.5320	203	217	5.15	4.74	34.41	Cường độ cốt thay đổi			
2	100	30000	20	18	20	20	154	0.30	320	0.4675	0.5565	203	222	7.11	6.32	45.88				
3	100	30000	20	18	20	30	231	0.30	320	0.4675	0.6053	203	233	11.01	9.49	68.82				
4	100	30000	20	18	20	40	308	0.30	320	0.4675	0.6481	203	243	14.43	12.65	91.76				
5	100	30000	20	18	20	50	385	0.30	320	0.4675	0.6472	203	242	14.36	15.81	114.70				
6	100	30000	20	14	20	30	231	0.30	320	0.3343	0.4610	174	201	10.89	8.82	64.00	Góc ma sát			
7	100	30000	20	16	20	30	231	0.30	320	0.3987	0.5256	188	216	10.52	9.15	66.35				
8	100	30000	20	18	20	30	231	0.30	320	0.4675	0.6053	203	233	11.01	9.49	68.82	trong thay đổi			
9	100	30000	20	20	20	30	231	0.30	320	0.5406	0.7091	219	256	12.98	9.84	71.41				
10	100	30000	20	22	20	30	231	0.30	320	0.6172	0.7941	236	275	13.13	10.22	74.13	Bước cốt thay đổi			
11	100	30000	20	18	20	30	231	0.25	320	0.4675	0.6446	203	242	14.15	15.84	82.58				
12	100	30000	20	18	20	30	231	0.30	320	0.4675	0.6053	203	233	11.01	9.49	68.82				
13	100	30000	20	18	20	30	231	0.50	320	0.4675	0.5275	203	216	4.80	1.52	41.29				
14	100	30000	20	18	20	30	231	0.60	320	0.4675	0.5148	203	213	3.78	0.65	34.41				

Với số liệu đầu vào như bảng 1 chúng tôi xác định lực dính biểu kiến của đất có cốt theo công thức giải tích của Henri Vidal (5) và của Ketchart - Wu (12). Sai số giữa mô hình PTHH và công thức giải tích Henri Vidal là 568%, sai số giữa mô hình PTHH và công thức giải tích của Ketchart - Wu 8%. Điều này khẳng định phương pháp mô hình hóa khối đất được gia cường lưới địa kỹ thuật như đã trình bày là phù hợp. Tiếp theo các tác giả tiến hành khảo sát các tham số đầu vào ảnh hưởng đến lực dính biểu kiến như: cường độ lưới địa kỹ thuật (R), góc ma sát trong của đất (φ) và bước đặt lưới (ΔH). Kết quả được thể hiện như Bảng 3.

Từ kết quả khảo sát theo Bảng 3 cho thấy:

- Với 14 số liệu thử nghiệm số đều cho thấy kết quả theo mô hình phần tử hữu hạn và lời giải giải tích của Ketchart - Wu sai lệch không đáng kể. Tính toán theo lời giải của Vidal cho giá trị lực dính biểu kiến quá lớn;

- Cường độ lưới địa kỹ thuật tăng lên trong phạm vi $R \leq 40$ kN/m thì lực dính biểu kiến tăng đáng kể. Khi $R > 40$ kN/m gần như lực dính biểu kiến có xu hướng không thay đổi. Hiện tượng là do biến dạng của nền đất xung quanh bị giới hạn ở một ngưỡng nhất định;

- Nếu cường độ lưới địa kỹ thuật tăng từ 2,6 lần (từ 15 kN/m đến 40 kN/m) thì lực dính biểu kiến tăng lên 2,8 lần. Còn nếu bước lưới địa kỹ thuật giảm 2,4 lần thì cường độ lực dính biểu kiến tăng 3,7 lần. Điều này khẳng định vai trò của bước lưới địa kỹ thuật quan trọng hơn;

- Góc ma sát trong nền đất càng tăng thì lực dính biểu kiến tăng lên.

KẾT LUẬN

Trong bài báo đưa ra 3 mô hình phổ biến hiện nay đối với việc xác định lực dính biểu kiến do nền đất được tăng cường các lớp vải hoặc lưới địa kỹ thuật. Mô hình giải tích của Henri Vidal giả thiết rằng cường độ của cốt được phát huy toàn bộ, bước đặt cốt và cường độ đóng vai trò như nhau đối với sự tăng lên của lực dính biểu kiến. Tuy nhiên với các mô hình giải tích mới của Ketchart - Wu và phương pháp phần tử hữu hạn chứng minh rằng cường độ của cốt chỉ phát huy một phần nào đó, còn bước đặt cốt đóng vai trò quan trọng hơn.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Добров Э. М. Механика грунтов. 2-е изд. М. ИЦ «Академия», 2015-256с.
2. Hausmann, M.R. "Strength of Reinforced Earth," ARRB Proceedings, 8, ARRB Group, Melbourne, Australia. 1976
3. Рекомендации по применению гесинтетических материалов при строительстве и ремонте автомобильных дорог. М. Информавтор, 2003 г.
4. PLAXIS версия 8. Справочное руководство., 2006
5. Jonathan T.H. Wu, Thang Q. Pham, and Michael T. Adams. Composite Behavior of Geosynthetic Reinforced Soil Mass. Report No. FHWA-HRT-10-077. Report Date July 2013.
6. Schlosser, F. and Long, N.T. (1973) // Study of Behaviour of Reinforced Earth Materials, Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, Paris.