NGHIÊN CỨU MỘT SỐ HÌNH THỨC PHÁ HOẠI CHO HỆ CỌC KẾT HỢP GIA CƯỜNG LƯỚI ĐỊA KỸ THUẬT TRONG GIA CỐ NỀN ĐẮP

Phạm Anh Tuấn¹, Đỗ Hữu Đạo¹

Tóm tắt: Cọc đất xi măng (CDM) thi công theo phương pháp trộn sâu có gia cường vải lưới địa kỹ thuật (GRPS) được sử dụng rộng rãi để gia cố cho nền đường đắp trên đất yếu. Việc tính toán dựa trên hình thức phá hoại trượt do mất ổn định bên ngoài và phá hoại cắt của cọc CDM cho ổn định nội bộ. Một vài hình thức phá hoại khác chẳng hạn như phá hoại cung trượt, phá hoại dạng khe nứt và hố lõm, phá hoại uốn của cọc và chọc thủng lưới địa kỹ thuật có thể ảnh hưởng đến sự ổn định của nền đắp. Bài báo này tiến hành phân tích một số hình thức phá hoại cho khối đắp trên nền cọc CDM kết hợp gia cường lưới địa kỹ thuật bằng phần mềm Plaxis theo phương pháp phần tử hữu hạn. Kết quả phân tích số cho thấy tỷ lệ chiều cao đắp với khoảng cách bố trí cọc CDM đã ảnh hưởng đáng kể đến sự mất ổn định của nền đắp. Bên cạnh đó, một vài thông số mới cần được xem xét cho việc tính toán sự ổn định là cũng được đề xuất trong bài báo này.

Từ khoá: Cọc đất xi măng, cung trượt, phá hoại trượt, khe nứt, hố lõm, phá hoại uốn.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Giải pháp gia cố cho nền đắp cao trên đất yếu bằng hệ cọc đất xi măng kết hợp gia cường lưới địa kỹ thuật (Geosynthetic Reinforced and Pile Supported-GRPS) được sử dung rông rãi trong các dự án phát triển cơ sở hạ tầng như đường cao tốc hay nền đường dẫn đầu cầu trên đất yếu. Một số cơ chế phá hoại có thể xảy ra cho nền đắp đã được phân tích bởi một số tác giả như (Broms, 2004), (Kitazume, 2008). Những kết quả phân tích bằng mô phỏng số để hiểu biết thêm về các kiểu phá hoại cho hê GRPS bên cạnh việc sử dụng mô hình Centrifuge và nghiên cứu ngoài hiện trường (Broms, 1999), (Kitazume and Maruyama, 2007). Quá trình thiết kế cho nền đắp trên hê GRPS hiện nay có đề cập đến phá hoại trượt và phá hoại cắt (CDIT, 2002); (EuroSoilStab, 2002). Một số kiểu phá hoại khác chẳng hạn như sự sập lở, phá hoai cung trươt, phá hoai dang khe nứt và hồ lõm (cả cục bô và tổng thể) và phá hoại uốn của coc CDM cũng được xác nhân là có sự ảnh hưởng đáng kể đến nền đắp có gia cố hệ GRPS

(Kivelo, 1998); (Broms, 2004); (Kitazume and Maruyama, 2007).

Bài báo đặt vấn đề nghiên cứu các hình thức phá hoại quan trọng liên quan đến nền đắp được gia cố hệ GRPS bằng mô phỏng số từ phần mềm Plaxis 2D. Một số hình thức phá hoại như sự phá hoại uốn của cọc đơn kết hợp phá hoại cắt theo mặt trượt, hình thức phá hoại dạng khe nứt và hố lõm (cục bộ và tổng thể), phá hoại do chọc thủng lưới địa kỹ thuật, phá hoại do tổng độ lún vượt quá giá trị cho phép sẽ được xem xét và phân tích cụ thể cho sự ổn định nội bộ của nền đắp trong bài báo này.

2. SƠ ĐỒ VÀ THÔNG SỐ CỦA MÔ HÌNH

Mặt cắt ngang, điều kiện biên và kích thước cho mô hình số sử dụng trong bài báo này được trình bày trên hình 1. Nền đất yếu được gia cố bằng cọc CDM với đường kính 1m và khoảng cách giữa hai tim cọc liền kề là 2.5m. Các thông số về vật liệu được sử dụng cho phân tích số là được thể hiện như trong bảng 1. Nền đắp được xây dựng theo nhiều giai đoạn với chiều dày của mỗi lớp đất đắp là 0,25m. Tải trọng xe tham gia giao thông mô tả bởi tải trọng phân bố đều với cường độ 12kPa. Liên kết giữa các cọc đất gia cố xi măng với đất yếu cũng

¹ Khoa Xây dựng Cầu đường, Trường Đại học Bách khoa, Đại học Đà Nẵng

như giữa đất yếu, cọc, vải địa và nền đắp được giả thiết là liên tục, nghĩa là chúng làm việc đồng thời và tương tác với nhau.



Hình 1. Kích thước, điều kiện biên trong mô hình số

Phần mềm Plaxis với việc phân tích theo phương pháp phần tử hữu hạn kết hợp toán tử Lagrangian đã được lựa chọn để phân tích trong bài báo này. Vải địa kỹ thuật gia cường trên đầu cọc CDM được mô phỏng như một vật liệu đàn hồi dẻo theo mô hình Von-Mises. Nền đắp và các lớp đất được mô phỏng theo mô hình vật liệu Morh-Coulomb. Một mô đun mở rộng của mô hình Morh-Coulomb (Strain softening) được sử dụng để mô phỏng cho ứng xử của cọc CDM (Yapage et al., 2012). Việc mở rộng vật liệu này đã được tích hợp vào trong các mã phần tử hữu hạn, Plaxis/Standard, thông qua mô hình người dùng tự định nghĩa USDFLD.

Vật liệu	E (MPa)	μ	γ (kN/m ³)	φ' (độ)	c' (KPa)	k (m/s)	ψ' (độ)
Đất đắp	40	0.25	20	38	5	6.34x10 ⁻⁶	-
Lớp đệm	20	0.33	20	5	32	6.34x10 ⁻⁶	-
Đất yếu	3.0	0.42	18	13	8	6.34x10 ⁻¹¹	-
Đất tốt	16	0.33	20	20	5	6.34x10 ⁻⁶	-
Cọc DCM	300	0.30	22.0	30	90	9.93×10^{-10}	5
Vải địa	EA= 1700 kN/m, t=30mm, c _i =0.8, J=200kN/m						

Bảng 1. Các tham số cơ lý của vật liệu

Ghi chú: E - Mô đun đàn hồi (cọc CDM) và mô đun biến dạng (đất); μ - Hệ số Poison; γ - dung trọng; c' - lực dính có hiệu; φ' - góc nội ma sát; k - hệ số thấm; ψ' - góc trương nở; EA - độ cứng vải địa; t - chiều dày lớp vải địa; c_i - hệ số tương tác giữa vải địa và mặt đất; J - cường độ chịu kéo của vải địa kỹ thuật.

3. XÁC ĐỊNH CÁC HÌNH THỨC PHÁ HOẠI BẰNG FEM

Các nguyên tắc để xác định sự mất ổn định trong phân tích số có thể được nhận biết theo 3 khía cạnh sau: i) Xảy ra sự tăng đột ngột trong chuyển vị hoặc biến dạng nút tại các vị trí của nền đắp; ii) Khi bắt đầu phân tích, đã xảy ra sự phân bố và phát triển của biến dạng dẻo, biến dạng cắt hoặc vật liệu bị chảy dẻo tại một vị trí bất kỳ; iii) Xảy ra trạng thái không hội tụ giữa các điểm tương tác đã được người dùng định nghĩa cho mô hình (Yapage et al., 2012). Trong nghiên cứu này, khía cạnh thứ nhất và thứ hai là được sử dụng để xác định cơ chế phá hoại.

4. CÁC HÌNH THỨC PHÁ HOẠI LIÊN QUAN TỚI NỀN ĐẮP GIA CỐ HỆ GRPS

4.1. Sự kết hợp giữa hình thức phá hoại uốn và phá hoại cắt

Phá hoại uốn và cắt dạng cung trượt là những hình thức phá hoại liên quan đến sự ổn định nội bộ của nền đắp trên hệ GRPS. (Broms, 2004) đã minh họa một dạng cung trượt phá hoại có thể xảy ra cho các cọc trong khu vực chủ động được thể hiện như trong hình 2. Việc phân tích được tiến hành trên mặt cắt ngang đường để xem xét sự phát triển đầy đủ của cung trượt.

Sự hình thành các khớp dẻo từ mô hình phần tử hữu hạn được thể hiện như trên hình 3. Khi xem xét sự phát triển biến dạng cắt kết hợp cùng với việc gia tải đều đặn đã cho thấy: khu vực có biến dạng cắt cao ban đầu phát triển gần hơn đến các vị trí đầu cọc ở giữa tâm của nền đắp và sau đó phát triển nhanh về phía các cọc gần với mép nền đắp. Trong quá trình này, từng cọc đơn CDM có khả năng bị phá hoại uốn. Khi momen uốn lớn nhất xuất hiện trong cọc vượt quá khả năng chịu moment của cọc, các khớp dẻo sẽ phát triển ở những vị trí được minh họa như trên hình 3. Nền đất yếu giữa các cọc sẽ chịu một biến dạng cắt đáng kể bởi sự xuất hiện biến dạng đột ngột của các cọc phá hoại. Kết quả cung trượt không phải là một cung tròn mà nó là một nhánh trượt, phù hợp với đề xuất của (Broms, 2004) như trên hình 3.



Hình 2. Một hình thức phá hoại của nền đắp (Broms, 2004).



Hình 3. Lưới biến dạng từ mô hình phần tử hữu hạn

Các cọc gần với tâm nền đắp hơn thì có một khớp dẻo đơn, trong khi các cọc ở gần mép nền đắp có hai khớp dẻo với khoảng cách xấp xỉ tương tự với khoảng cách giữa hai cọc. Khi một cọc xuất hiện hai khớp dẻo thì một khớp sẽ nằm ở vị trí có momen dương lớn nhất và một khớp sẽ nằm ở vị trí có momen âm lớn nhất. Nó cũng có thể được xem rằng cơ chế phá hoại này có mối liên quan chặt chẽ với mặt trượt được đề cập (Broms, 2004) như hình 2.

Hình thức phá hoại uốn chủ yếu phụ thuộc vào cường độ chịu kéo của cọc CDM. Theo như hình 4, tải trọng thẳng đứng phía trên đầu cọc đã gây ra các ứng suất nén trong mặt cắt ngang cọc, trong khi moment lại gây ra cả ứng suất kéo và ứng suất nén. Do đó, sự phân bố ứng suất trong phạm vi mặt cắt ngang cọc có thể bao gồm cả ứng suất kéo, phụ thuộc vào tải trọng hoạt động trên đầu cọc. Sự phá hoại cọc CDM xảy ra khi ứng suất kéo gây ra trong cọc vượt quá cường độ chịu kéo của vật liệu cọc.



Hình 4. Sự phân bố ứng suất trong cọc CDM

Theo như (Broms, 2004), cường độ chịu kéo của cọc DCM thường bằng $\approx (10 \div 20\%)$ cường độ chịu nén. Tuy nhiên, (EuroSoilStab, 2002) đã khuyến nghị rằng đối với các cọc CDM theo phương pháp trộn khô thì không nên xem xét ứng suất kéo bởi vì cường độ chịu kéo của cọc chưa có những nghiên cứu chi tiết. (Navin, 2005) cũng đã khuyến nghị rằng các cọc nên được thiết kế để đảm bảo điều kiện ứng suất kéo bằng không tại bất kỳ điểm nào trên mặt cắt ngang cọc.

Để tránh xảy ra điều kiện ứng suất âm thì:

$$\sigma_t = \sigma_N^+ + \sigma_M^- > 0 \tag{1}$$

$$\sigma_{N+}^+ \sigma_M^- \text{ duoc dinh nghĩa như sau:}$$

$$\sigma_N^+ = \frac{R_i}{\pi D^2 / 4} (2); \ \sigma_M^- = \frac{M_i \cdot y}{I} = \frac{M_i}{\pi D^3 / 32} (3)$$

Trong đó R_i là tải trọng thẳng đứng và M_i là momen uốn gây ra trên đầu cọc.

Khả năng chống uốn chủ yếu phụ thuộc vào cường đô chiu kéo của coc CDM. Kết quả phân tích số đã thể hiện rằng các cọc DCM ở mép nền đắp chịu tải trọng dọc trục thấp hơn so với các cọc ở giữa. Do đó, các cọc DCM ở mép nền đắp có khả năng bị phá hoại uốn cao hơn so với các vi trí khác. Lưới đia kỹ thuật gia cường đã cung cấp một sức kháng moment để chống lại moment gây ra bởi áp lực ngang của nền đắp, là nguyên nhân gây ra ứng suất kéo trong cọc. Vì vậy lưới địa kỹ thuật đã đóng một vai trò quan trong trong việc chống lại phá hoại uốn của cọc. Thêm vào đó, việc bố trí khoảng cách coc gần hơn, đường kính coc lớn hơn hay sử dụng các thanh thép hỗ trợ cũng có thể được sử dung để han chế sự phát triển ứng suất kéo trong cọc và chống lại sự phá hoại uốn của cọc (Wong et. al, 2011).

(Kitazume, 2008) đã đề xuất một phương pháp tính toán để đánh giá khả năng xảy ra phá hoại uốn của cọc phía dưới nền đắp. Tuy nhiên, Kitazume đã không xem xét ảnh hưởng của tải trọng giao thông phía trên và sự phát triển của ứng suất kéo trong các lớp lưới địa kỹ thuật và đã giả thiết mặt phẳng phá hoại bao quanh cọc là nằm ngang. Tuy nhiên mặt phẳng phá hoại là một mặt phẳng nghiêng như trên hình 5.





Do đó, một phương trình tính toán ổn định mới nên được phát triển để xem xét sự phá hoại uốn dựa theo mặt trượt nằm nghiêng. Một vài thông số được thể hiện trên hình 5 bao gồm áp lực đất chủ động gây ra bởi tải trọng nền đắp, P_{ae} ; lớp sét yếu, P_{ac} ; và tải trọng giao thông P_{at} nên được xem để tính toán momen gây uốn. Momen kháng uốn bao gồm sự kết hợp từ áp lực đất bị động của lớp sét yếu, P_{pc} ; nền đắp và tải trọng giao thông, P_{el} ; trọng lượng bản thân cọc, P_{sw} ; lực kéo của lưới địa kỹ thuật, T_{gs} ; sức kháng ma sát bên và cường độ kháng cắt của đất sét giữa các cọc, C_u được thể hiện trên hình vẽ. Momen gây uốn không được vượt quá cường độ chống uốn của cọc CDM.

Một vấn đề quan trọng chính là phải xác định được góc nghiêng của mặt trượt phá hoại theo kích thước và đặc tính vật liệu của nền đắp. Để đạt được điều này, một nghiên cứu về các thông số chi tiết cần được tiến hành trước khi phát triển phương pháp phân tích cho việc tính toán sự ổn định chống phá hoại uốn của hệ GRPS.

4.2. Hình thức phá hoại dạng khe nứt và hố lõm trong nền đắp

Đối với các lớp nền đắp, một số kiểu phá hoại có thể xảy ra sau một thời gian dài đưa vào sử dụng chẳng hạn như sự hình thành khe nứt, hố lõm, cung trượt, trượt ngang. Trong phần này sẽ tiến hành phân tích chi tiết cho hình thức phá hoại khe nứt và hố lõm trong nền đắp.

Hình thức phá hoại dạng khe nứt và hố lõm có thể được chia làm hai nhóm: phá hoại cục bô và phá hoại tổng thể. Khi xem xét tại các vị trí đầu cọc ta thấy rằng, độ lún của nền đất yếu giữa các coc là nhiều hơn so với đô lún đầu coc. Do đó, có thể đầu coc sẽ đâm xuyên vào các lớp đất đắp và tao ra sư phá hoai cục bô dang khe nứt và hồ lõm. Nếu sự phá hoại tổng thể xảy ra thì nó là dễ dàng nhìn thấy các vết nứt và hố lõm (ổ gà, ổ voi...) hình thành trên bề mặt nền đắp và dẫn đến phá hoại mặt đường, khu vực phá hoai này sẽ phát triển trong khu vực nền đất giữa các cọc. Hình thức phá hoại dạng khe nứt và hố lõm có thể được xác đinh từ biến dang cắt ở trên đầu cọc và độ lún lệch ở đáy nền đắp bằng mô hình số.



Hình 6. Biểu đồ bao chuyển vị của nền đắp cao 5.5m và 2.5m từ FEM

Để xác định hình thức phá hoại này, hai mô hình số với chiều cao đắp khác nhau được tiến hành để xem xét và phân tích. Một trường hợp với chiều cao nền đắp 5.5m và một trường hợp khác có chiều cao nền đắp 2.5m. Đường kính cọc CDM là 1m và khoảng cách cọc tính từ tim tới tim là 2.5m trong mỗi trường hợp. Kết quả phân tích độ lún được thực hiện trong thời gian 5 năm như trên hình 6a và hình 6b cho



Hình 7. Biểu đồ độ lún cho nền đắp cao 2.5m

Hình 7, 8 minh họa rõ ràng các mô đất lồi (vùng đất bị đẩy ùn) và các vùng lõm (vùng sụt lún) ở đỉnh (at crest) và đáy (at bottom) của nền đắp thấp. Độ lún lệch trong sơ đồ đấp thấp là $\approx 8mm$ và biến dạng tương đối là 0.21%, trong khi biến dạng cho phép của nền đường là 1% (BS8006, 1995). Trong nhiều trường hợp thì hình thức phá hoại dạng khe nứt và hố lõm có thể xảy ra và dẫn đến mất khả năng làm việc của nền đường. Do vậy, nền đắp cao (5.5m) và nền đắp thấp (2.5m) tương ứng.

Đối với trường hợp nền đắp cao 5.5m thì vùng lõm chỉ phát triển một phần trong nền đắp (hình 6a). Với trường hợp chiều cao nền đắp thấp (2.5m) thì vùng chuyển vị đã phát triển trên cả toàn bộ phần mép nền đường và vào trong lớp sét yếu, hình thành nên vùng lõm sâu ở giữa nền đắp (hình 6b).



Hình 8. Biểu đồ ứng suất cho nền đắp 2.5m

hình thức phá hoại tổng thể dạng khe nứt và hố lõm là cần được xem xét đến trong nền đắp thấp.

Đối với nền đắp cao, mặc dù ở đây các mô đất lồi và các vùng lõm không hình thành đột ngột như ở nền đắp thấp, nhưng giá trị độ lún và độ lún lệch ở đáy nền đắp là khá lớn (tăng $\uparrow \approx 67.8\%$), độ lún lệch ở đỉnh nền đắp là $\approx 0.51\%$. Do vậy, hình thức phá hoại cục bộ dạng khe nứt và hố lõm dễ hình thành



Hình 9. Biểu đồ độ lún cho nền đắp 5.5m

Từ kết quả mô phỏng số FEM đã cho thấy rằng tỷ lệ tương ứng giữa chiều cao nền đắp với khoảng cách cọc có ảnh hưởng quan trọng đến việc kiểm soát khả năng xảy ra sự phá hoại tổng thể dạng khe nứt và hố lõm. Việc lựa chọn tỷ lệ phù hợp có thể nâng cao hiệu ứng vòm trên đầu cọc và trong các lớp vải địa kỹ thuật, hạn chế tối thiểu độ lún lệch của nền đắp.

4.3. Phá hoại do tổng độ lún nền đắp vượt quá cho phép



30

40

50

Hình 10. Biểu đồ ứng suất cho nền đắp 5.5m

Theo như hình 9, đối với các nền đắp cao thì giá trị tổng độ lún quan trọng hơn so với độ lún lệch. Độ lún nền đắp quá lớn có thể là nguyên nhân của nhiều vấn đề phức tạp trong các nền đường đắp cao, đặc biệt là với sơ đồ bố trí móng có mũi cọc đặt trong lớp sét yếu (floating). Do vậy các thiết kế nền đường nên đưa ra một giá trị độ lún cho phép thích hợp để ngăn ngừa sự phá hoại do tổng độ lún của nền quá lớn.





Hình 11. Biểu đồ lực kéo doc truc của vải đia

Hình 11 thể hiện lực kéo dọc trục xuất hiện trong lớp vải địa kỹ thuật. Đối với trường nền đắp càng cao thì lực kéo dọc trục xuất hiện càng lớn và khi vươt quá cường đô chiu kéo của nó thì vải địa kỹ thuật sẽ bị đứt và phá hoại Hình 12. Biểu đồ độ lún của lớp vải địa

(120kN/m so với J_{max}=200kN/m). Thêm vào đó, trong quá trình làm việc do một số cọc đâm xuyên vào các lớp nền đắp hình thành nên mô đất lồi và vùng lõm có thể dẫn đến khả năng vải địa bị chọc thủng (hình 12). Hình 12 thể hiện rằng, độ lún lệch trong sơ đồ đắp thấp 2.5m là $\approx 6mm$ và biến dạng tương đối là 0.16%, đối với nền đắp cao thì trị số tương ứng là 11mm và 0.29%, trong khi biến dạng cho phép của vải địa là 1%. Để hạn chế nguy cơ phá hoại này thì cần lựa chọn cường độ chịu kéo và số lớp vải địa thích hợp với chiều cao nền đắp và khoảng cách cọc khi thiết kế, điều này cũng có thể phát huy hiệu quả hiệu ứng ứng suất kéo trên đầu cọc CDM.

5. KẾT LUẬN

- Kết quả từ mô hình FEM đã thể hiện rằng phá hoại uốn là một hình thức phá hoại quan trọng cần được xem xét để đảm bảo sự ổn định nội bộ của nền đắp. Các cọc DCM có thể bị phá hoại uốn khi các khớp dẻo hình thành và lan truyền theo một cung trượt nằm nghiêng. Phá hoại uốn phụ thuộc chủ yếu vào cường độ chịu kéo của cọc CDM.

 Một số yếu tố như ảnh hưởng của tải trọng giao thông, sự phát triển của ứng suất kéo trong các lớp lưới địa kỹ thuật, góc nghiêng của mặt trượt phá hoại theo kích thước và đặc tính vật liệu của nền đắp là những thông số mới cần được xem xét đến trong các phương trình tính toán sự ổn định chống phá hoại uốn.

- Sự phá hoại tổng thể dạng khe nứt và hố lõm có thể xảy ra trong nền đắp thấp, sự phá hoại cục bộ dạng khe nứt và hố lõm xảy ra trong nền đắp cao. Do vậy, cần thiết phải đảm bảo một tỷ lệ thích hợp giữa chiều cao nền đắp với sơ đồ bố trí cọc và kích thước hình học của cọc DCM để hạn chế hình thức phá hoại này.

- Cần chú ý đến thông số kỹ thuật của lưới/vải địa kỹ thuật khi sử dụng trong hệ GRPS để tránh khả năng phá hoại do bị đứt hoặc bị chọc thủng khi trị số biến dạng vượt quá cho phép.

- Phá hoại uốn, phá hoại dạng khe nứt và hố lõm và phá hoại chọc thủng lưới địa kỹ thuật là những hình thức phá hoại cần được xem xét thêm trong quá trình thiết kế hiện nay để đánh giá sự ổn định tổng thể của nền đắp có gia cố hệ GRPS.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

Broms, B.B. (2004). 'Lime and lime/cement columns', in GroundImprovement Ed. Moseley, M.P. and Kirsch, K. Spon Press, London, 252-330.

CDIT (Coastal Development Institute of Technology, 2002). '*The Deep Mixing Method: Principle, Design and Construction*', A.A. Balkema: The Netherlands.

EuroSoilStab (2002). 'Development of Design and Construction Methods to Stabilise Soft Organic Soils'. Design Guide Soft SoilStabilization, CT97-0351, Project No: BE 96-3177.

Kitazume, M. (2008). 'Stability of group column type DM improved ground under embankment loading behavior of sheet pile quay wall', Report of the port and airport research institute, Nagase, Yokosuka, Japan, 47(1): 1-53.

Kitazume, M. and Maruyama, K. (2007). 'Internal stability of group column type deep mixing improved ground under embankment', Soils and Foundations, 47(3):437-455.

Navin, M. (2005). 'Stability of embankments founded on soft soil improved with deep mixing method columns', Doctor thesis, Virginia polytechnic institute and state university.

Terashi, M. (2003). 'The state of practice in deep mixing methods.', Proceedings of the 3rd International Conference on Grouting and Ground Treatment, New Orleans, 25-49.

Wong, P. and Muttuvel, T. (2011). 'Support of road embankments on soft ground using controlled modulus columns', Proceedings of Int.Conf. on advances in geotech. eng., Perth, Australia, Nov.7-9. Yapage, N.N.S., Liyanapathirana, D.S., Poulos, H.G., Kelly, R.B. and Leo, C.J. (2012). '2D numerical modelling of geosynthetic reinforced embankments over deep cement mixing columns', 11th ANZ conference on Geomechanics, Melbourne, Australia, 578-583.

Abstract: STUDY FAILURE MODES FOR GEOSYNTHETIC REINFORCED PILE SUPPORTED EMBANKMENT

Cement deep mixing piles are widely used to support highway embankments constructed on soft compressible ground. Current design procedures for these embankments consider the sliding failure for external stability and the shear failure of cement deep mixing (CDM) piles for internal stability. Other failure modes such as collapse failure, slip circle failure, punching shear failure (overall or local) and bending failure of CDM piles are also significant for piles supported embankments. However, still there are uncertainties are identifying the critical failure modes for these embankments. Hence, this paper investigate some failure modes for Geosynthetic reinforced pile supported (GRPS) embankments by using the finite element method. The embankment and traffic loads are gradually increased to bring the embankment to the verge of failure. Bending of failure of CDM piles and subsequent shear failure for internal stability, local punching failure, overall punching failure and excessive total settlement failure are identified from the numerical analysis results and discussed in detail.

Key word: Numerical analysis, cement deep mixing, failure modes, embankments, soft soil.

BBT nhận bài: 24/02/2016 *Phản biện xong:* 06/10/2016