

MỞ ĐẦU

1. TÍNH CẤP THIẾT CỦA ĐỀ TÀI NGHIÊN CỨU

ĐBSCL có đặc trưng là vùng trũng thấp, sông ngòi chằng chịt, đất sét bão hòa rất yếu, ngập lũ thường xuyên hàng năm nên xây dựng đường phải đắp cao, biến dạng theo thời gian rất lớn mà qui trình tính lún từ biến theo thời gian của Bộ GTVT chưa có.

2. MỤC ĐÍCH, ĐỐI TƯỢNG VÀ PHẠM VI NGHIÊN CỨU

Nghiên cứu, giải quyết các vấn đề về lún và ổn định từ biến của nền đất yếu dưới nền đường ô tô ngập lũ ở ĐBSCL.

3. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

Thu thập tài liệu của các tác giả trong, ngoài nước có liên quan đến đề tài.

Nghiên cứu và phát triển lý thuyết phục vụ đề tài.

Nghiên cứu thí nghiệm trong phòng và khảo sát, thử nghiệm hiện trường.

Nghiên cứu áp dụng trên các công trình thực tế ở ĐBSCL.

4. MỤC TIÊU NGHIÊN CỨU VÀ TÍNH MỚI CỦA ĐỀ TÀI

Nghiên cứu sự thay đổi độ nhớt theo cấu trúc của đất khi dịch chuyển từ biến do ứng suất tiếp đến trạng thái trượt của đất.

Nghiên cứu lý thuyết và chế tạo thiết bị thí nghiệm độ nhớt của đất theo nguyên lý cắt xoay với tốc độ cắt chậm.

Nghiên cứu chuyển dịch từ biến của nền đất yếu dưới nền đường ô tô ngập lũ ở ĐBSCL do ứng suất tiếp, từ đó làm nền tảng nghiên cứu cơ sở khoa học, thực tiễn về hệ số an toàn từ biến do ứng suất tiếp dưới nền đường ô tô chịu ảnh hưởng của áp lực thủy động.

Nghiên cứu về tốc độ từ biến và sự thay đổi tốc độ từ biến của nền đất yếu dưới nền đường ô tô chịu ảnh hưởng của áp lực thủy động.

Nghiên cứu về lún từ biến do ứng suất pháp tổng, ứng suất tiếp của nền đất yếu dưới nền đường ô tô chịu ảnh hưởng của áp lực thủy động và theo độ lớn của ứng suất tác động so với áp lực tiền cố kết, ngưỡng từ biến của N.N. Maslov.

Ngoài các thông số áp lực tiền cố kết hay hệ số tiền cố kết OCR, hệ số rỗng e , độ sệt I_L , NCS nghiên cứu các dấu hiệu của đất ở ĐBSCL dễ xảy ra mất ổn định từ biến và có giá trị lún từ biến lớn do ứng suất pháp tổng và ứng suất tiếp.

5. Ý NGHĨA KHOA HỌC VÀ GIÁ TRỊ THỰC TIỄN CỦA ĐỀ TÀI NGHIÊN CỨU

+ Ý nghĩa khoa học:

- Đề xuất phương pháp đánh giá độ ổn định và biến dạng từ biến có xét yếu tố độ nhớt thay đổi.
- Đề xuất phương pháp xác định độ nhớt thay đổi theo chuyển dịch từ biến của khối đất nền đến trạng thái trượt bằng phương pháp cắt xoay với tốc độ chậm.

+ Ý nghĩa thực tiễn:

- Kết quả nghiên cứu giúp đánh giá độ ổn định và biến dạng có xét đến yếu tố từ biến phù hợp với đất yếu bão hòa nước của khu vực.
- Kết quả nghiên cứu có thể được dùng để định hướng thiết kế cho công trình cấp cao như đường cao tốc và làm cơ sở đề xuất cho Bộ GTVT tính toán thiết kế đường ô tô trên nền đất yếu có xét yếu tố từ biến theo các trạng thái giới hạn.

6. CẤU TRÚC CỦA LUẬN ÁN

Luận án gồm 6 phần: Mở đầu, 04 chương, kết luận và kiến nghị. Tổng cộng có 98 trang, trong đó có 59 hình vẽ, 29 bảng số. Phụ lục gồm 100 trang.

CHƯƠNG I. TỔNG QUAN ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH ĐBSCL VÀ CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH CỦA NỀN ĐẤT YẾU DƯỚI NỀN ĐƯỜNG Ô TÔ

1.1 NỘI DUNG PHƯƠNG PHÁP ĐÁNH GIÁ KHẢ NĂNG CHỊU TẢI NỀN ĐẤT YẾU DƯỚI NỀN ĐƯỜNG Ô TÔ [3], [4], [5]

Nhằm làm rõ và làm nền tảng để nhìn nhận nền đất yếu đang làm việc ở trạng thái nào và chọn chiều cao đắp nền đường giới hạn tùy theo cấp đường, ta đánh giá mức độ huy động khả năng chịu tải của đất nền và hệ số an toàn thông qua các hệ số sau:

$$F = \frac{q_{dn}}{q_{tt}} \quad ; \quad F_{gh} = \frac{q_{gh}}{q_{tt}} \quad ; \quad F_{at} = \frac{q_{at}}{q_{tt}} \quad ; \quad K = \frac{F_{gh}}{F_{at}} = \frac{q_{gh}}{q_{at}} \quad (1-1)$$

Theo Sokolovski, N.P. Puzurevski, Prandtl: Theo lí thuyết biến dạng tuyến tính và cho tải trọng hình băng phân bố đều, nền không trọng lượng $\gamma=0$

$$p_0 = \pi \cdot c \quad ; \quad p_{gh} = (\pi+2) \cdot c \quad ; \quad K = \frac{p_{gh}}{p_0} = \frac{(\pi+2)}{\pi} = 1,64 \quad (1-2)$$

Theo N.N. Maslov: $\gamma = 0, \varphi = 0, c \neq 0$ tải phân bố tam giác

$$p_0 = 4 \cdot c \quad ; \quad p_{gh} = 6,25c \quad ; \quad K = \frac{6,25 \cdot c}{4 \cdot c} = 1,56 \quad (1-3)$$

Với $\gamma \neq 0, \varphi \neq 0, c \neq 0$

+ Theo N.P. Puzurevski:
$$p_0 = \frac{\pi \cdot (q+n)}{\cot g \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + q \quad (1-4)$$

+ Theo Berezantsev:
$$p_{gh} = A \cdot \gamma \cdot b + B \cdot q + D \cdot c \quad (1-5)$$

Ở đây có thể thấy rằng khi hệ số an toàn tải trọng lớn hơn $1,56 \div 1,64$ thì nền còn làm việc ở giai đoạn đàn hồi, vùng dẻo chỉ mới xuất hiện một điểm ở nhân hoặc hai mép tải trọng.

1.2 CHỌN CHIỀU CAO ĐÁP NỀN ĐƯỜNG H_d TRÊN NỀN ĐẤT YẾU Ở ĐBSCL

$$H_d + (0,7 \div 0,9 \text{ m}) < [h_{gh}] \quad ; \quad [h_{gh}] = 5,14 \cdot c_u / \gamma_{dd}$$

Khi không có c_u theo thí nghiệm nén ba trục ta có thể sử dụng c_u^{td} được tính theo: $c_u^{td} = c_{bh} + \gamma_{dd} \cdot h_{gh} \cdot \tan \varphi_{bh}$

$$[h_{gh}] = 5,14 \cdot c_{bh} / \gamma_{dd} \cdot (1 - 5,14 \cdot \tan \varphi_{bh}) \quad (1-16)$$

1.3 TÍNH ĐỘ LÚN ỔN ĐỊNH THEO CHỈ SỐ NÉN C_c [5], [14], [15]

Với trường hợp đất cổ kết thường, ta sử dụng công thức tính lún ổn định:

$$S = \frac{C_c H}{1 + e_l} \lg \frac{p_l + \Delta p}{p_l} \quad (1-22)$$

Tính lún cho đất quá cô kết (OC) với p_c - áp lực tiền cô kết

+ Trường hợp $p_l < p_c$ và $p_2 = p_l + \Delta p < p_c$; $\Delta e = C_s \lg \left(\frac{p_l + \Delta p}{p_l} \right)$

$$S = \frac{C_s H_l}{1 + e_l} \lg \left(\frac{p_l + \Delta p}{p_l} \right) \quad (1-23)$$

+ Trường hợp $p_l \geq p_c$ và $p_2 = p_l + \Delta p > p_c$; $\Delta e = C_c \lg \left(\frac{p_l + \Delta p}{p_l} \right)$

$$S = \frac{C_c H_l}{1 + e_l} \lg \left(\frac{p_l + \Delta p}{p_l} \right) \quad (1-24)$$

+ Trường hợp $p_l < p_c$ và $p_2 = p_l + \Delta p > p_c$ ta phân ra hai giai đoạn có

$$\Delta p = \Delta p_l + \Delta p_2$$

Độ lún ổn định trong trường hợp này sẽ là:

$$S = \frac{C_s H_l}{1 + e_l} \lg \left(\frac{p_c}{p_l} \right) + \frac{C_c H_l}{1 + e_{lc}} \lg \left(\frac{p_c + \Delta p_2}{p_c} \right) \quad (1-25)$$

1.4 TÍNH ĐỘ LÚN THEO THỜI GIAN CÓ KẾT THẨM

3 trường hợp cơ bản:

+) σ'_z là ứng suất gây lún ở mặt thoát nước.

σ''_z là ứng suất gây lún ở mặt không thoát nước.

Tại $z = 0$ (mặt thoát nước), $\sigma'_z = p$

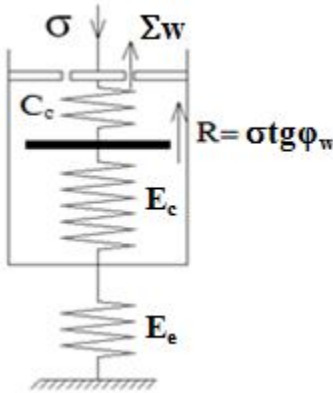
Tại $z = H$ (mặt không thoát nước), $\sigma''_z = p$; $U_t = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N}$; $N = \frac{\pi^2 C_v}{4H^2} t$

+) $\sigma_z = \frac{p}{H} z$; $\sigma'_z = 0$; $\sigma''_z = p$; $U_t = 1 - \frac{32}{\pi^2} e^{-N}$; $N = \frac{\pi^2 C_v}{4H^2} t$

+) $\sigma_z = p - \frac{p}{H} z$; $\sigma'_z = p$; $\sigma''_z = 0$; $U_t = 1 - \frac{16}{\pi^2} e^{-N} + \frac{32}{\pi^3} e^{-N}$;

$$N = \frac{\pi^2 C_v}{4H^2} t \quad (1-39)$$

1.5 MÔ HÌNH NGHIỆN CỨU TỪ BIẾN THEO N. N. MASLOV



$$\tau_d = \sigma \operatorname{tg} \varphi_w + c_c + \Sigma w$$

$$C_w = c_c + \Sigma w \quad (1-42)$$

Φ_w - góc ma sát trong của đất phụ thuộc độ chặt - độ ẩm của đất.

C_c - lực dính cứng của đất.

Σw - lực dính nhớt của đất.

C_w - lực dính tổng phụ thuộc độ chặt - độ ẩm của đất.

Căn cứ vào điều kiện phá vỡ độ bền liên kết cứng của đất:

$$\tau_{\lim} = \sigma \operatorname{tg} \varphi_w + c_c$$

- Khi $\tau < \tau_{\lim} = \sigma \operatorname{tg} \varphi_w + c_c$: biến dạng từ biến không xảy ra.
- Khi $\tau > \tau_d = \sigma \operatorname{tg} \varphi_w + c_c + \Sigma w$: sự phá hoại của đất xảy ra.

- Khi $\tau_{\lim} = \sigma \operatorname{tg} \varphi_w + c_c < \tau < \tau_d = \sigma \operatorname{tg} \varphi_w + c_c + \Sigma w$: quá trình từ biến xảy ra.

Có hai trường hợp xảy ra:

1. $\tau_{\lim \infty} = \sigma \operatorname{tg} \varphi_w < \tau_{\lim 0} = \sigma \operatorname{tg} \varphi_w + c_c < \tau$: từ biến không tắt dần và phát triển dần gây trượt, lực dính cứng c_c giảm dần đến 0.
2. Khi điều kiện cân bằng mới tái lập, hệ số an toàn tăng lên, biến dạng từ biến tắt dần.

1.5.1 Độ lún từ biến do ứng suất pháp tổng

Trong trường hợp bài toán nén ép một chiều, bài toán phẳng, lời giải của phương trình cổ kết từ biến như sau :

$$S_\eta(T_\eta) = q_w \cdot H \cdot \left[\frac{T_\eta}{\eta_c} + \frac{1}{\mu \cdot \eta_c} \ln \left(\frac{\eta_c - (\eta_c - \eta_d) e^{-\mu T_\eta}}{\eta_d} \right) \right] \quad (1-49)$$

Kết quả lời giải cho bài toán phẳng, thoát nước hai chiều:

$$\tilde{S}_\eta(t_\eta) = M(1-\nu^2) \cdot q \cdot B \left[\ln \left(\frac{B+H}{B} \right) - \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \frac{H(2B+H)}{(B+H)^2} \right] \cdot \left[\frac{t_\eta}{\eta_c} + \frac{1}{\mu \cdot \eta_c} \ln \left(\frac{\eta_c - (\eta_c - \eta_d) e^{-\mu t_\eta}}{\eta_d} \right) \right] \quad (1-50)$$

Kết quả lời giải bài toán phẳng, tải trọng hình băng có chiều rộng đặt tải B:

$$S_t = P'' \cdot B \left[\frac{t}{\eta_c} + \frac{1}{\mu \cdot \eta_c} \ln \left(\frac{\eta_c - (\eta_c - \eta_d) e^{-\mu t_\eta}}{\eta_d} \right) \right] \cdot \ln \frac{B+D}{B} \quad (1-51)$$

1.5.2 Độ chuyển dịch từ biến công trình chịu lực đứng p_0 và lực ngang q_0

Tốc độ chuyển dịch:

$$V_0 = \frac{D}{\eta} \left\{ \frac{2q_0}{\pi} \arctg \frac{b}{D} - \left[\left(p_0 + \frac{\gamma}{2} D \right) \operatorname{tg} \varphi_w + c_c \right] \right\} \quad (1-76)$$

Đối với đất sét chảy dẻo ($\varphi_w=0$, $c_c=0$) sẽ có: $V_0 = \frac{D}{\eta} \frac{2q_0}{\pi} \arctg \frac{b}{D}$

Chuyển vị ngang U_{n0} của công trình theo t :

$$U_{n0} = D \left\{ \frac{2.q_0}{\pi} \arctg \frac{b}{D} - \left[(p_0 + \frac{\gamma}{2} D) tg \varphi_w + c_c \right] \right\} \left[\frac{t}{\mu_c} + \frac{1}{\mu \eta_c} \ln \frac{\eta_c - (\eta_c - \eta_0) e^{-\mu t}}{\eta_0} \right] \quad (1-88)$$

1.6 TỪ BIẾN CỦA ĐẤT THEO MÔ HÌNH SOFT SOIL CREEP

$$C = \frac{C_\alpha}{(1+e_o) \ln 10} = \frac{C_B}{(1+e_o) \ln 10} \quad ; \quad A = \frac{C_r}{(1+e_o) \ln 10} \quad ; \quad B = \frac{(C_c - C_r)}{(1+e_o) \ln 10}$$

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^c = -A \ln \left(\frac{\sigma'}{\sigma_{p0}} \right) - B \ln \left(\frac{\sigma_{pc}}{\sigma_{p0}} \right) - C \ln \left(\frac{\tau_c + t'}{\tau_c} \right)$$

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^c = -A \frac{\dot{\sigma}'}{\sigma'} - \frac{C}{\tau} \left(\frac{\sigma'}{\sigma_p} \right)^{\frac{B}{C}}$$

$$\text{Trong đó:} \quad \sigma_p = \sigma_{p0} \exp \left(\frac{-\varepsilon^c}{B} \right) \quad (1-105)$$

1.7 TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH NỀN ĐƯỜNG ĐẮP TRÊN ĐẤT YẾU

$$\text{+) Khi xét đẩy nổi mảnh ngập nước} \quad F = \frac{\sum [c.l_i + (W_i + W_i') \cos \alpha_i tg \varphi]}{\sum (W_i + W_i') \sin \alpha} \quad (1-111)$$

$$\text{+) Khi xét lực thủy động} \quad F = \frac{\sum [c.l_i + W_i \cos \alpha_i tg \varphi]}{\sum (W_i \sin \alpha + W_{gri}') \sin \alpha_i} \quad (1-114)$$

1.8 NHẬN XÉT CHƯƠNG I

Từ các kết quả nghiên cứu đã có, có thể rút ra một số nhận xét:

1. ĐBSCL là vùng đất yếu lại trũng thấp, sông ngòi chằng chịt, đất đắp nền đường thường lớn hơn 2,5 ÷ 3m để chống ngập lũ thuộc nền đường đắp cao trên nền đất yếu nên dễ xảy ra quá trình từ biến gây độ lún đáng kể.
2. Có thể chọn chiều cao đắp đất nền đường trên nền đất yếu theo chiều cao đắp giới hạn

$$H_d < [h_{gh}] - (0,7 \div 0,9m) ; [h_{gh}] = 5,14.c_u / \gamma_{dd}$$

$$\text{hay } [h_{gh}] = 5,14.c_{bh} / \gamma_{dd} \cdot (1-5,14.tg \varphi_{bh})$$

3. Trong đánh giá hệ số an toàn $F_s = \frac{q_{dn}}{q_{tt}} = \frac{p_{gh}}{p_0} = 1,64$; $p_0 = 3,14.c$

và $p_{gh} = 5,14.c$ khi lấy hệ số an toàn tải trọng $F_s > 1,64$ thì nên còn làm việc ở giai đoạn đàn hồi, vùng dẻo chỉ mới xuất hiện một điểm ở nhân hoặc hai mép tải trọng.

4. Lý thuyết tính biến dạng từ biến phức tạp và chưa tính tốc độ chuyển dịch từ biến do ứng suất tiếp của nền đất yếu dưới nền đường ô tô ngập lũ.
5. Công thức dạng giải tích tính lún từ biến do ứng suất pháp của nền đất yếu dưới nền đường ô tô còn chưa tính đến mức độ từ biến xảy ra mạnh yếu khác nhau do ứng suất gây lún dưới nền đất yếu lớn nhỏ khác nhau và so với áp lực tiền cố kết của phân lớp đất khác nhau.
6. Hệ số an toàn ổn định từ biến có thể bị suy giảm do ảnh hưởng của nước ngập lũ, thấm thủy động qua nền đất yếu dưới nền đường gây nguy hiểm cho công trình.

CHƯƠNG II. NGHIÊN CỨU PHÁT TRIỂN LÝ THUYẾT TÍNH ỔN ĐỊNH VÀ BIẾN DẠNG TỪ BIẾN CỦA NỀN ĐẤT YẾU DƯỚI NỀN ĐƯỜNG Ô TÔ Ở ĐBSCL. THIẾT KẾ CHẾ TẠO THIẾT BỊ THÍ NGHIỆM XÁC ĐỊNH HỆ SỐ NHỚT THEO PHƯƠNG PHÁP CẮT XOAY

2.1 BIẾN DẠNG TỪ BIẾN THĂNG ĐỨNG DO ỨNG SUẤT PHÁP TỔNG [5], [9], [24], [26], [31], [39], [40], [41]

Theo Raymond và Wahls(1976)

$$C_t = \frac{e_1 - e_2}{\log t_2 - \log t_1} ; C_\alpha = \frac{C_t}{1 + e_1} ; S_t = \frac{C_t \cdot H_1}{(1 + e_1)} \cdot (\log t_2 - \log t_1)$$

Theo kiến nghị của NCS độ lún từ biến của lớp đất có bề dày H_1 được tính theo:

$$S_t = \frac{C_t \cdot H_1}{(1 + e_1) \cdot \ln \frac{\sigma_{2C}}{\sigma_{1C}}} \cdot (\log t_2 - \log t_1) \quad (2-8)$$

$$C_t : \text{chỉ số nén thứ cấp được tính theo: } C_t = \frac{e_1 - e_2}{\log t_2 - \log t_1} \cdot \ln \frac{\sigma_{2C}}{\sigma_{1C}}$$

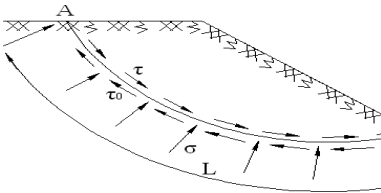
$$C_\alpha : \text{Hệ số nén thứ cấp được tính theo: } C_\alpha = \frac{C_t}{(1 + e_1) \cdot \ln \frac{\sigma_{2C}}{\sigma_{1C}}}$$

Trong đó: thường lấy σ_{1C} bằng áp lực tiền cố kết

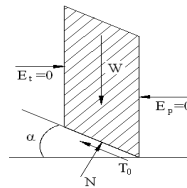
σ_{2C} : áp lực nén gây biến dạng công trình tại vị trí muốn tính

2.2 THIẾT LẬP PHƯƠNG TRÌNH CƠ BẢN TÍNH BIẾN DẠNG VÀ ỔN ĐỊNH TỪ BIẾN DO ỨNG SUẤT TIẾP CHO NỀN ĐẤT YẾU DƯỚI NỀN ĐƯỜNG Ô TÔ THEO MẶT CHUYỂN DỊCH TỪ BIẾN

2.2.1 Phương pháp mặt chuyển dịch bất kỳ và bỏ qua các lực tương tác, sử dụng hệ số huy động cường độ chống cắt của đất



Hình 2-1: Mặt chuyển dịch từ biến



Hình 2-2: Sơ đồ lực tác động lên mảnh phân tố gây chuyển dịch từ biến

Điều kiện ổn định chuyển dịch từ biến và sử dụng ngưỡng từ biến

$$\text{của N.N. Maslov: } \int_L \tau \cdot dl \leq \int_L \tau_0 \cdot dl = \sigma g \varphi + c_c \quad (2-10)$$

$$F = \frac{\sum (W.tg\varphi_{cu}^{tb} + \ell.c_{cu}^{tb}.\cos\alpha) \cdot \frac{1}{m_\alpha}}{\sum W.\sin\alpha} \quad (2-21)$$

Trong đó: $m_\alpha = \cos\alpha + \frac{1}{F} \sin\alpha.tg\varphi_{cu}^{tb}$

Nếu có thêm hoạt tải p tác động thì công thức tính hệ số an toàn ổn định chuyển dịch từ biến là:

$$F = \frac{\sum [(W + p).tg\varphi_{cu}^{tb} + \ell.c_{cu}^{tb}.\cos\alpha] \cdot \frac{1}{m_\alpha}}{\sum (W + p).\sin\alpha} \quad (2-22)$$

2.2.2 Phương pháp mặt chuyển dịch bất kỳ, có xét lực tương tác

Với $E_p = E_t + E$ ta có:
$$N = \frac{W - \frac{1}{F} \cdot \ell.c_{cu}^{tb} \cdot \sin\alpha}{\cos\alpha + \frac{1}{F} \cdot \sin\alpha.tg\varphi_{cu}^{tb}} \quad (2-29)$$

$$T_0 = \frac{1}{F} \left(\frac{W.tg\varphi_{cu}^{tb} + \ell.c_{cu}^{tb} \cdot \cos\alpha}{\cos\alpha + \frac{1}{F} \cdot \sin\alpha.tg\varphi_{cu}^{tb}} \right)$$

$$\Delta E = \left(\sin\alpha - \frac{1}{F} \cdot \cos\alpha.tg\varphi_{cu}^{tb} \right) \cdot N - \frac{1}{F} \cdot \ell.c_{cu}^{tb} \cdot \cos\alpha$$

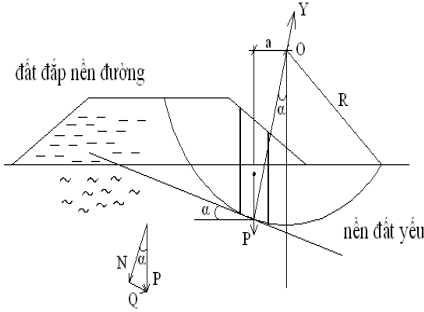
2.2.3 Đối với trường hợp đơn giản có mặt chuyển dịch tròn tâm O, bán kính R

Từ phương trình cân bằng moment chống chuyển dịch và gây chuyển dịch ta có:

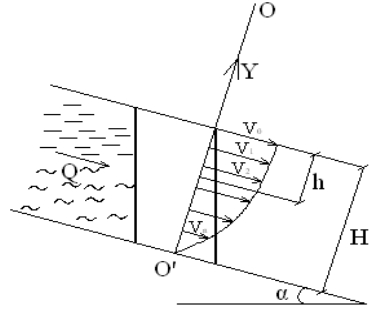
$$F = \frac{\sum (W.tg\varphi_{cu}^{tb} + \ell.c_{cu}^{tb}.\cos\alpha) \cdot \frac{1}{m_\alpha}}{\sum W.\sin\alpha} \quad (2-34)$$

$$m_{\alpha} = \cos \alpha + \frac{1}{F} \cdot \sin \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi_{cu}^{tb}$$

2.3 PHƯƠNG TRÌNH CHUYỂN DỊCH TỪ BIẾN VÀ TRƯỢT CỦA NỀN ĐẤT YẾU DƯỚI NỀN ĐƯỜNG Ô TÔ



Hình 2-5: Mặt chuyển dịch từ biến theo cung tròn để tính tốc độ chuyển dịch



Hình 2-6: Lực tác động lên mảnh phân tố gây chuyển dịch từ biến

$$V^{tb} = \frac{\gamma}{\eta} \left(\frac{H^2}{2} \right) \cdot (\sin \alpha - \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi_w) - \frac{c_c}{\eta} H$$

$$V^{tr} = \frac{\gamma}{2\eta} H^2 (\sin \alpha - \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi_w)$$

2.4 PHƯƠNG TRÌNH TÌM HÀM LƯỢNG KHÍ KÍN TRONG ĐẤT SÉT YẾU BẢO HÒA NƯỚC

$$\gamma_{rhh} = 100 / (q_s / \gamma_{rs} + q_w / \gamma_{rw}) ; V_a / V = (\gamma_{rhh} - \gamma_w) \cdot 100 / \gamma_{rhh}$$

$$q_s = m_s / m ; q_w = m_w / m$$

Nếu tính theo các thông số truyền thống khác, ta có công thức tính

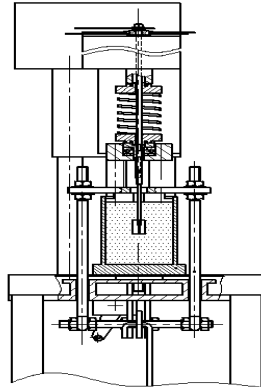
$$V_a / V \text{ như sau: } V_a / V = 1 + \gamma_c - \gamma - \gamma_c / \gamma_{rs} \quad (2-50)$$

2.5 NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHẾ TẠO MÁY THÍ NGHIỆM ĐỘ NHÓT THEO PHƯƠNG PHÁP CẮT XOAY VỚI TỐC ĐỘ CẮT CHẬM:

Độ nhớt η được tính theo công thức

$$\eta = \left(\frac{2M}{9\pi h^3 \Delta\omega} \ln|r| + \frac{M}{3\pi h^2 r \Delta\omega} - \frac{M}{4\pi h r^2 \Delta\omega} - \frac{2M}{9\pi h^3 \Delta\omega} \ln\left|\frac{2}{3}r + h\right| \right) \Bigg|_{r_0}^{r_1}$$

Tốc độ cắt xoay của máy không đổi và rất chậm, được chọn căn cứ vào phương pháp tốc độ cắt đặc trưng từ biến không đổi của N.N. Maslov và nằm trong khoảng $a.10^{-5}$, $a.10^{-6}$, $a.10^{-7}$ cm/s với $a=\{1\div 10\}$. Ở đây NCS chọn tốc độ cắt của máy là 0,005mm/phút hay $8,3.10^{-6}$ cm/s, tương ứng tốc độ cắt xoay của máy là $1^0/22$ phút. Tốc độ cắt của khối đất khi chuyển dịch trong quá trình cắt sẽ thay đổi khác nhau và nhỏ hơn tốc độ cắt của máy rất nhiều, được xác định trong quá trình thí nghiệm.



Hình 2-12: Máy thí nghiệm xác định độ nhớt theo phương pháp cắt xoay và mặt cắt thân máy

Dựa vào kết quả số liệu thí nghiệm ta sẽ có bảng số liệu η thay đổi từ lúc bắt đầu chuyển dịch đến khi bị cắt trượt hoàn toàn theo các cặp số liệu tương ứng (M , $\Delta\omega$).

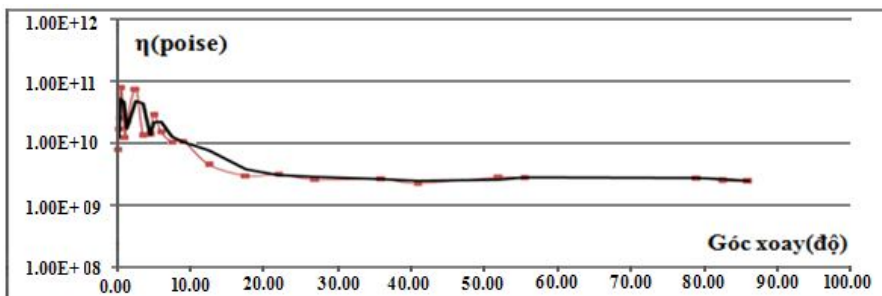
2.6 NHẬN XÉT CHƯƠNG II

1. Thiết bị thí nghiệm xác định hệ số nhót theo phương pháp cắt xoay với tốc độ chậm còn cho phép xác định được ứng suất tiếp và biến dạng trượt chuyển dịch tương ứng của khối đất.
2. Tốc độ chuyển dịch từ biến của nền đất yếu dưới nền đường theo mặt chuyển dịch lằng trụ tròn có thể được xác định căn cứ vào giá trị ứng suất tiếp dọc theo mặt này và phụ thuộc vào độ nhót của đất tương ứng.
3. Dựa trên nền tảng kết quả nghiên cứu của N.M. Gerxevanov (1948) và của Lomtadze, NCS đã chứng minh phương trình tính lún từ biến do ứng suất pháp tổng giống như phương trình tính lún từ biến do ứng suất pháp tổng của Raymond & Wahls (1976) nhưng tổng quát hơn và trong trường hợp đặc biệt sẽ quay về giống như phương trình tính lún từ biến do ứng suất pháp tổng của Raymond & Wahls.
4. Áp lực nén σ_2 dưới móng công trình được chọn theo giá trị trung bình của từng phân lớp theo biểu đồ ứng suất pháp tác động trong vùng hoạt động. Vùng có ứng suất nén lớn hơn so với ứng suất tiền cố kết sẽ xảy ra biến dạng từ biến lớn. Vì vậy sẽ phân vùng từ biến một cách định lượng theo giá trị ứng suất tác động.
5. Đã thiết lập hệ thống công thức đánh giá quá trình chuyển dịch từ biến do ứng suất tiếp của nền đất yếu dưới nền đường ô tô xảy ra ngay khi $\tau > \tau_{\text{lim}} = \sigma \tan \varphi_w + c_c$, sự chuyển dịch sẽ theo mặt chuyển dịch đơn giản là cung tròn và công thức tính hệ số an toàn ổn định chuyển dịch từ biến.

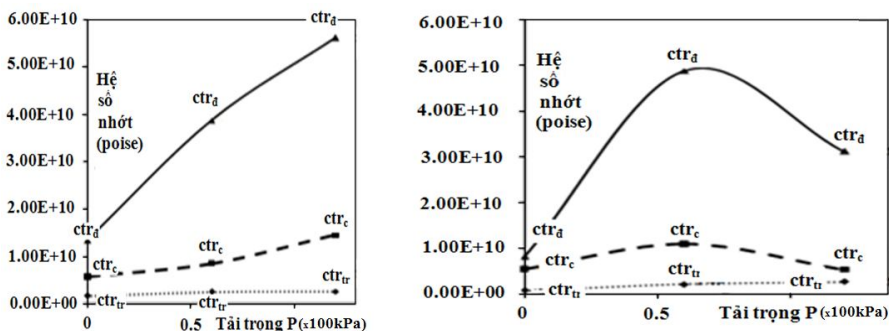
6. Ngoài các thông số áp lực tiền cố kết hay hệ số tiền cố kết OCR, hệ số rỗng e , độ sệt I_L , NCS đã đề xuất công thức tính hàm lượng khí kín trong lỗ rỗng V_a/V cho các loại đất yếu bão hòa nước ở ĐBSCL nhằm tìm dấu hiệu loại đất có khả năng xảy ra mất ổn định từ biến và có giá trị lún từ biến lớn do ứng suất tiếp và ứng suất pháp tổng.

CHƯƠNG III. NGHIÊN CỨU KHẢO SÁT THỰC NGHIỆM HIỆN TRƯỜNG VÀ THÍ NGHIỆM TRONG PHÒNG ĐỂ KIỂM CHỨNG KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU

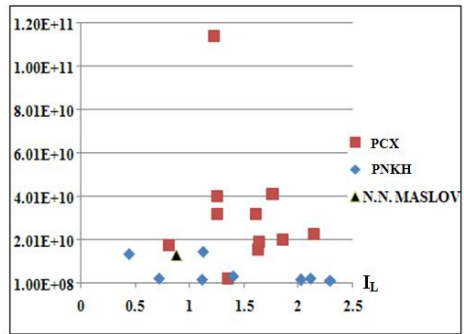
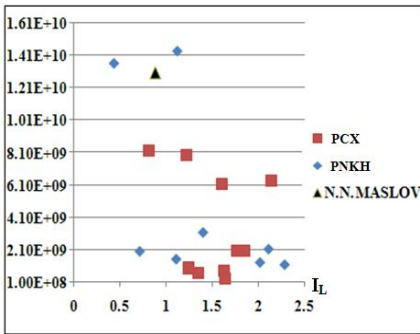
3.1 MỘT SỐ KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM TRONG PHÒNG VÀ THỰC NGHIỆM HIỆN TRƯỜNG



Hình 3-8: Quan hệ giữa độ nhớt η theo cấu trúc khi dịch chuyển và góc xoay khối đất tương ứng



Hình 3-10: Độ nhớt theo cấu trúc đất khi dịch chuyển và áp lực nén P



Trường hợp $P = 0\text{kPa}$, $U = 0\%$ hệ số nhót η_{kd} Trường hợp $P = 0\text{kPa}$, $U = 0\%$ hệ số nhót η_d

Hình 3-11: Đối chiếu độ nhót η_{kd}^{ctr} , η_d^{ctr} theo phương pháp cắt xoay với độ nhót thí nghiệm theo phương pháp nén không nở hông và phương pháp cắt trượt ngang cải tiến của N.N. Maslov

Ghi chú: P là áp lực nén có thứ nguyên kPa, U là độ cố kết mẫu thí nghiệm

■ : Kết quả thí nghiệm độ nhót theo phương pháp cắt xoay
 ◆ : Kết quả thí nghiệm độ nhót theo phương pháp nén không nở hông
 ▲ : Kết quả thí nghiệm độ nhót theo phương pháp cắt trượt ngang của N.N. Maslov.

- Theo phương pháp cắt xoay $I_L=1,502$, $\eta_{kd}^{ctr}=3,32E9$
- Theo phương pháp nén không nở hông $I_L=1,554$, $\eta=3,19E9$
- Theo phương pháp cắt trượt cải tiến của Maslov $I_L=0,88$, $\eta=1,3E10$
- Độ chênh (%): $\eta_{kd}^{ctr}=3,32E9 / \eta=3,19E9 = 9,4\%$
- Độ chênh (%): $\eta_{kd}^{ctr}=3,32E9 / \eta=1,3E10 = 74,5\%$, độ chênh lớn do độ sệt mẫu đất thí nghiệm lớn.

Bảng 3-5: Sự thay đổi độ nhớt theo sự dịch chuyển do ứng suất tiếp

	P=0kPa			P= 60kPa			P=120kPa		
	η_d^{ctr}	η_c^{ctr}	η_{tr}^{ctr}	η_d^{ctr}	η_c^{ctr}	η_{tr}^{ctr}	η_d^{ctr}	η_c^{ctr}	η_{tr}^{ctr}
	3.23E+10	1.19E+10	2.33E+09	5.26E+10	1.15E+10	1.73E+09	1.09E+11	1.56E+10	1.70E+09
Độ chênh lệch (%) η_i / η_d^{ctr}	100.00	36.76	7.22	100.00	21.82	3.29	100.00	14.30	1.55

Bảng 3-10: Một số kết quả hàm lượng khí lỗ rỗng của đất yếu nền đường
đê Tân Thành, Gò Công. Vị Trí khoan thí nghiệm: Km 10+050

Số hiệu mẫu	q_s (%)	q_w (%)	ρ_{rhh} (γ_{rhh}) kN/m ³	γ kN/m ³	γ_c kN/m ³	ρ_s (γ_{rs}) kN/m ³	$\frac{V_a}{V}$ (%)	Độ sâu (m)	I_L (B)	e
ND1-1	0.68	0.3176	17.5	17.0	11.6	27.0	3.037	0.5~1	0.73	1.328
ND1-2	0.68	0.3235	17.4	17.0	11.5	27.0	2.407	1~1.6	0.73	1.348
...										
ND1-5	0.55	0.4476	15.3	14.3	7.9	26.6	6.301	4~4.6	2.04	2.37
ND1-6	0.81	0.1891	20.5	20.1	16.3	27.1	1.852	16.2~17	0.35	0.663

3.2 NHẬN XÉT CHƯƠNG III

1. Giá trị độ nhớt cấu trúc đầu η_d^{ctr} đạt giá trị lớn nhất tương ứng với góc xoay chuyển dịch từ biến của khối đất thường từ $1^0 \div 3^0$ tùy theo loại đất, độ sệt I_L và cấp áp lực tác dụng.
2. Độ nhớt tăng đến khi đạt giá trị cực đại và giảm dần đến giá trị nhỏ nhất khi đất bị trượt phá hoại.
3. Độ nhớt η_d^{ctr} phụ thuộc đáng kể vào cấp áp lực nén còn η_c^{ctr} và η_{tr}^{ctr} phụ thuộc cấp áp lực nén không rõ ràng, các giá trị η_d^{ctr} , η_c^{ctr} và η_{tr}^{ctr} tùy theo trạng thái ứng suất chênh nhau (7÷65 lần).
4. Giá trị độ nhớt tỉ lệ nghịch với độ sệt I_L và hàm lượng khí kín có trong đất.
5. Giá trị trung bình độ nhớt đầu η_d^{ctr} thí nghiệm theo phương pháp cắt xoay có độ sệt $I_L=1,502$ so với kết quả độ nhớt bằng thiết bị thí

nghiệm nén không nở hông có $I_L = 1,554$ chênh nhau 9,4% và so với thiết bị thí nghiệm cắt trượt cải tiến của N.N. Maslov có $I_L = 0,88$ nên chênh nhau 74,5%.

- Sức kháng cắt không thoát nước S_u dưới nền đường tăng 18÷42% so với nền đất tự nhiên, trung bình là 26,95%. Sự gia tăng xảy ra chủ yếu ở gần bề mặt, càng xuống sâu sự gia tăng có xu hướng giảm dần theo qui luật phi tuyến.

CHƯƠNG IV. ÁP DỤNG KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH NỀN ĐƯỜNG ĐẮP CAO TRÊN NỀN ĐẤT YẾU CHỊU ẢNH HƯỞNG CỦA LŨ VÀ CÓ XÉT ĐẾN TỪ BIẾN

4.1 ĐÁNH GIÁ KHẢ NĂNG CHỊU TẢI

Bảng 4-1: Bảng tổng hợp hệ số an toàn F_{at} (F_{gh}) theo các trường hợp xét

Thời gian	Khối đắp cũ		Khối đắp mới	
	Nền chưa có kết đắp hai giai đoạn	Nền có kết	Nền chưa có kết đắp một giai đoạn	Nền có kết
1990	1,42 (2,339)		0,71 (1,323)	
2010		2,314(3,409)		2,314 (3,409)

4.2 KIỂM TRA HỆ SỐ AN TOÀN ỔN ĐỊNH TRƯỢT VÀ HỆ SỐ AN TOÀN CHUYỂN DỊCH TỪ BIẾN

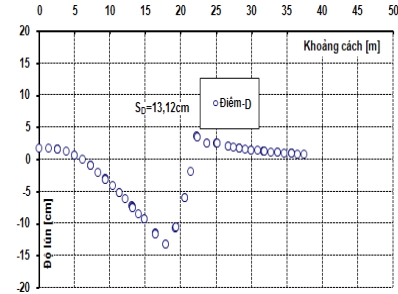
Bảng 4-2: Bảng tổng hợp hệ số an toàn ổn định trượt và hệ số an toàn ổn định từ biến tính theo các trường hợp khác nhau

Không xét áp lực thủy động	Có xét áp lực thủy động	Có xét áp lực thủy động và tính theo ngưỡng từ biến N.N. Maslov (c_c)		Có xét áp lực thủy động và tính theo lực dính nhót (Σw)		Có xét áp lực thủy động và tính theo lực dính (c_v)	
		Độ	Fs	Độ	Fs	Độ	Fs
Fs=1.892	Fs=1.304	0	Fs=0.453	0	Fs=1.184	0	Fs=1.304
		1	Fs=0.502	1	Fs=1.310	1	Fs=1.442
		2	Fs=0.563	2	Fs=1.466	2	Fs=1.614
		3	Fs=0.640	3	Fs=1.665	3	Fs=1.833
		5	Fs=0.879	5	Fs=2.284	5	Fs=2.514
		5.65	Fs=1.000	5.65	Fs=2.598	5.65	Fs=2.860
		6	Fs=1.081	6	Fs=2.806		
		7	Fs=1.402	7	Fs=3.638		

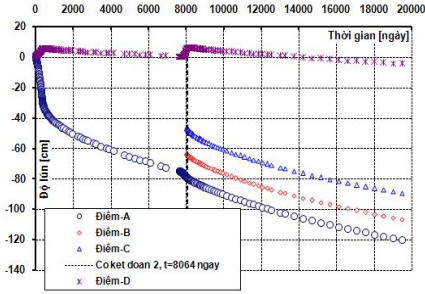
Không xét áp lực thủy động	Có xét áp lực thủy động	Có xét áp lực thủy động và ngưỡng từ biến N.N. Maslov(c_c)			Có xét áp lực thủy động và tính theo lực dính nhất (Σw)		
Fs=1.892	Fs=1.304	Độ	c_c ban đầu	c_c thay đổi	Độ	Σw ban đầu	Σw thay đổi
		0	Fs=0.453	Fs=0.776	0	Fs=1.184	Fs=0.956
		1	Fs=0.502	Fs=0.859	1	Fs=1.310	Fs=1.058
		2	Fs=0.563	Fs=0.961	2	Fs=1.466	Fs=1.185
		3	Fs=0.640	Fs=1.092	3	Fs=1.665	Fs=1.345
		5	Fs=0.879	Fs=1.499	5	Fs=2.284	Fs=1.846
		6	Fs=1.081	Fs=1.842	6	Fs=2.806	Fs=2.269
		7	Fs=1.402	Fs=2.389	7	Fs=3.638	Fs=2.941

Dựa vào bảng tổng hợp các kết quả trên như bảng 4-2, ta có tương quan giữa hệ số an toàn ổn định từ biến và an toàn ổn định trượt.

4.3 TÍNH LÚN NỀN ĐẤT YẾU DƯỚI NỀN ĐƯỜNG ĐÊ GỒ CÔNG BẰNG PHẦN MỀM PLAXIS



Hình 4-17: Biến dạng đáy trôi tại điểm D



Hình 4-18: Biến dạng lún theo thời gian tại các điểm A, B, C, D

- Độ lún của điểm giữa tim đường (điểm A), điểm giữa tim và vai (điểm B) và điểm vai đường (điểm C)
- Độ lún tại điểm A giai đoạn 1 là 74,96 cm
- Độ lún tại điểm B giai đoạn 1 là 55,46 cm
- Độ lún tại điểm C giai đoạn 1 là 27,06 cm
- Độ lún tại điểm A 40 năm sau giai đoạn 2 là 48,29 cm
- Độ lún tại điểm B 40 năm sau giai đoạn 2 là 50,23 cm
- Độ lún tại điểm C 40 năm sau giai đoạn 2 là 53,09 cm

4.4 KẾT QUẢ TÍNH ĐỘ CHÊNH LÚN CỦA KHỐI ĐÁP CŨ VÀ KHỐI ĐÁP MỚI

Bảng 4-10: Kết quả tính lún theo các trường hợp tương ứng của khối đất cũ và mới

Trường hợp tính	Độ lún	PP tính lún theo 22TCN262-2000			PP tính lún theo 22TCN262-2000		
		Tại tâm cũ (cm)	Tại vai cũ (cm)	Tại chân taluy cũ (cm)	Tại tâm mới (cm)	Tại vai mới (cm)	Tại chân taluy mới (cm)
Lún của khối đắp cũ (P _{đắp cũ})	Cổ kết	45.66	40.32	28.79	36.93	27.52	23.96
	Tức thời	18.27	16.13	11.52	14.77	11.01	9.59
	Sc	63.33	56.45	40.31	51.7	38.53	33.55
	Sctb	71.12	63.67	47.62	58.95	45.84	40.89
Lún của khối đắp cũ và mới (P _{đắp cũ} + P _{đắp mới})	Cổ kết				65.53	44.3	28.05
	Tức thời				26.21	17.96	11.22
	Sc				91.74	62.86	39.27
	Sctb				99.2	70.22	46.6

Trường hợp tính	Độ lún	PP tính lún theo 22TCN262-2000			PP tính lún theo 22TCN262-2000		
		Tại tâm cũ (cm)	Tại vai cũ (cm)	Tại chân taluy cũ (cm)	Tại tâm mới (cm)	Tại vai mới (cm)	Tại chân taluy mới (cm)
Chênh lún giữa hai lần đắp cũ và đắp mới	Cổ kết				28.6	16.78	4.09
	Tức thời				11.44	6.95	1.63
	Sc				40.04	24.33	5.72
	Sctb				40.25	24.38	5.71

Ghi chú: Độ lún cổ kết thấm tính theo thời gian 20 năm, tổng độ lún S_C và tổng độ lún có xét từ biến S_{ctb} được tính theo thời gian 40 năm

Bảng 4-11: So sánh độ lún từ biến theo R&W và theo công thức kiến nghị của NCS ứng với $l=8.2m$ tại tim (40 năm)

Bề dày lớp đất	C_a (Theo R&W)	C_a (Theo NCS)	σ_p kPa	σ_2 kPa	C_a R&W	C_a NCS	Độ lún từ biến (cm) (Theo R&W)	Độ lún từ biến (cm) (Theo NCS)
2	0.0022	0.0000	86.80	67.70	0.0061	0.017	2.661	7.461
2	0.0108	0.0861	86.80	98.40				
2	0.0108	0.0089	38.00	128.70				
2	0.0108	0.0173	85.20	158.80				
2	0.0108	0.0136	85.20	188.7				
2	0.0003	0.0000	654.7	226.5				
2	0.0003	0.0000	654.7	281.5				
1.5	0.0013	0.0078	261.5	309.1				

Bảng 4-12: Kết quả tính lún thẳng đứng gây ra bởi chuyển dịch từ biến do ứng suất tiếp trên mặt cung tròn, trường hợp có xét áp lực thủy động

STT Mạnh	Htb	L day	W_i	$\cos\alpha$	$\sin\alpha$	Fms_i	T_i	Mr_m	Mo_m
1	0.28	0.51	0.10	0.40	0.91	1.17	0.54	17.35	8.05
2	0.83	0.47	0.29	0.43	0.90	1.10	0.71	16.32	10.49
....									
126	0.67	0.32	0.23	0.61	-0.79	0.73	-0.18	10.78	-2.68
127	0.41	0.33	0.14	0.59	-0.80	0.74	-0.11	10.98	-1.67
128	0.14	0.34	0.05	0.57	-0.82	0.76	-0.04	11.21	-0.58

Tổng moment giữ $Mr_m=8623,51 \text{ kN.m}$, tổng moment trượt $Mo_m=6615,4 \text{ kN.m}$
Hệ số ổn định Fellenius $Fs = 1,614$ tính cho trường hợp chuyển dịch từ biến do ứng suất tiếp có góc chuyển dịch 2° và c_w không đổi, lún tại tim 28 cm, lún tại vai 13cm, trôi chân taluy 7cm. Tốc độ chuyển dịch 0,16 cm/ngày, chiều dài đoạn chuyển dịch từ biến theo mặt cung tròn là 0,513 m, thời gian chuyển dịch từ biến đến trạng thái ổn định dừng chuyển dịch là 321.4 ngày.

4.5 KẾT QUẢ TÍNH TỐC ĐỘ CHUYỂN DỊCH TỪ BIẾN VÀ TỐC ĐỘ KHI TRƯỢT XẢY RA

Bảng 4-13: Kết quả tính tốc độ chuyển dịch từ biến V_{tb} và tốc độ trượt V_{tr}

BẢNG TÍNH TỐC ĐỘ CHUYỂN DỊCH TỪ BIẾN V_{tb} THAY ĐỔI KHI CHUYỂN DẪN ĐẾN TRẠNG THÁI TRƯỢT V_{tr} Trường hợp có xét áp lực thủy động													
γ	α	φ	η_d	η_{tr}	c_c	H	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	$\operatorname{tg}\varphi$	V_{tb}	V_{tb}	V_{tr}	V_{tr}
kG/cm ³	o	o	kG.s/cm ²	kG.s/cm ²	kG/cm ²	cm				cm/s	cm/ngay	cm/s	cm/ngay
1.54E-03	6.9	3.8	6.50E+04	2.01E+03	0.0282	680	0.1201	0.993	0.066	1.8634E-06	0.161	2.13E-02	1.84E+03
Ghi chú $V_{tb} = \frac{\gamma}{\eta} \frac{H^2}{2} (\sin\alpha - \cos\alpha \operatorname{tg}\varphi) - \frac{c_c}{\eta} H \quad V_{tr} = \frac{\gamma}{\eta} \frac{H^2}{2} (\sin\alpha - \cos\alpha \operatorname{tg}\varphi)$													

BẢNG TÍNH TỐC ĐỘ CHUYỂN DỊCH TỪ BIẾN V_{tb} THAY ĐỔI KHI CHUYỂN DẪN ĐẾN TRẠNG THÁI TRƯỢT V_{tr} Trường hợp không có xét áp lực thủy động													
γ	α	φ	η_d	η_{tr}	c_c	H	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	$\operatorname{tg}\varphi$	V_{tb}	V_{tb}	V_{tr}	V_{tr}
kG/cm ³	o	o	kG.s/cm ²	kG.s/cm ²	kG/cm ²	cm				cm/s	cm/ngay	cm/s	cm/ngay
1.54E-03	7.7	3.8	6.50E+04	2.01E+03	0.038	720	0.134	0.991	0.066	1.0063E-06	0.0869	2.66E-02	2.30E+03
Ghi chú $V_{tb} = \frac{\gamma}{\eta} \frac{H^2}{2} (\sin\alpha - \cos\alpha \operatorname{tg}\varphi) - \frac{c_c}{\eta} H \quad V_{tr} = \frac{\gamma}{\eta} \frac{H^2}{2} (\sin\alpha - \cos\alpha \operatorname{tg}\varphi)$													

4.6 NHẬN XÉT CHƯƠNG IV

1. Khi xét điều kiện ngưỡng từ biến của N.N. Maslov $\tau < \tau_{lim} = \sigma \operatorname{tg}\varphi_w + c_c$ để từ biến không xảy ra thì ta có $\tau_{lim} = \tau.0,453$ hay $\tau = 2,207\tau_{lim}$ như vậy từ biến xảy ra và khi dịch chuyển đến góc xoay

- 5,65⁰ thì $\tau = \tau_{\text{lim}}$, $f_s(c_c) = 1$ sẽ dùng chuyển dịch từ biến, khi đó ta có hệ số an toàn ổn định trượt tương ứng là $F_s = 2,545$.
2. Trường hợp xét lực dính cứng c_c thay đổi theo chiều hướng tăng dần, ta thấy hệ số ổn định an toàn từ biến khi xét theo ngưỡng từ biến N.N. Maslov đạt bằng 1 thì hệ số an toàn ổn định trượt đạt tương ứng là 1,345.
 3. Khi xét lún có tính từ biến bằng phần mềm Plaxis cũng cho kết quả tương tự và cũng có hiện tượng chuyển dịch từ biến theo cung tròn gây trôi đất ở chân taluy khi xét chuyển vị của vị trí chân taluy theo thời gian.
 4. Khi tính lún từ biến do ứng suất pháp tổng theo phương pháp của Raymond & Wahls năm 1976 cho 40 năm có giá trị trung bình khoảng 2,66cm, khi tính với công thức kiến nghị của NCS cho trị trung bình 7,33cm với thời gian 40 năm, tăng gấp 2,75 lần khi tính theo phương pháp của Raymond và Wahls, sát với thực tế của ĐBSCL hơn.
 5. Khi tính biến dạng lún do chuyển dịch từ biến theo mặt cung tròn tương ứng với thời gian đã thi công là hai năm cho ta góc xoay chuyển dịch là 2⁰ với độ lún tại tim là 28cm (chiếm 22% so với tổng lún có kể cả lún từ biến do chuyển dịch xoay), lún tại vai 13cm (chiếm 16,6% so với tổng lún có kể cả lún từ biến do chuyển dịch xoay) và trôi ở chân taluy 7cm, tương ứng tốc độ chuyển dịch từ biến là $V_{\text{tb}} = 0.0869$ cm/ngày khi không xét áp lực thủy động, $V_{\text{tb}} = 0.161$ cm/ngày khi chịu ảnh hưởng áp lực thủy động. Nền đất yếu ổn định từ biến và chuyển dịch tắt dần.

KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

I. KẾT LUẬN

Từ các kết quả nghiên cứu thí nghiệm, thiết lập mô hình tính toán và áp dụng tính toán trên cơ sở điều kiện thực tế có thể rút ra các kết luận chính là những điểm đóng góp mới của luận án như sau:

1. Dụng cụ thí nghiệm độ nhớt theo nguyên lý cắt xoay với tốc độ chậm cho phép xác định hệ số nhớt của đất căn cứ vào giá trị ứng suất tiếp và biến dạng cắt. Kết quả thí nghiệm phù hợp với kết quả thí nghiệm bằng phương pháp cắt trượt ngang cải tiến của N.N. Maslov
2. Độ nhớt có khuynh hướng giảm dần sau khi đạt giá trị cực đại và ổn định ở giá trị cuối tương ứng góc xoay từ $12^0 \div 27^0$. Với áp lực $P = 0$ kPa hệ số nhớt giảm 13,9 lần, với áp lực $P = 60$ kPa hệ số nhớt giảm 30,4 lần, với áp lực $P = 120$ kPa hệ số nhớt giảm 64,3 lần.
3. Độ nhớt cấu trúc đầu η_d^{ctr} phụ thuộc đáng kể vào cấp áp lực nén tăng lên khoảng 5 lần giữa áp lực $P = 0$ kPa và áp lực $P = 120$ kPa, đạt giá trị lớn nhất ở góc xoay từ $1^0 \div 3^0$. Độ nhớt cấu trúc cuối η_c^{ctr} và độ nhớt cấu trúc trượt η_{tr}^{ctr} phụ thuộc cấp áp lực nén không rõ ràng, chủ yếu phụ thuộc loại đất, độ sệt I_L và hàm lượng khí lỗ rỗng nhưng luôn luôn thể hiện qui luật độ nhớt của đất sau khi đạt cực đại sẽ giảm dần khi chuyển dịch từ biến đến trạng thái trượt là nhỏ nhất ($\eta_d^{ctr} > \eta_c^{ctr} > \eta_{tr}^{ctr}$).
4. Dưới tác dụng của khối đắp, cùng với biến dạng thể tích do hiện tượng cổ kết, đất nền có thể bị chuyển dịch ngang gây độ lún từ biến thẳng đứng, chiếm $16,6 \div 22\%$ so với tổng lún (có kể cả lún từ biến do chuyển dịch xoay).
5. Kết quả tính toán cho thấy tốc độ chuyển dịch từ biến dao động trong phạm vi $V_{tb} = 0.0869$ cm/ngày khi không xét áp lực thủy động đến $V_{tb} = 0.161$ cm/ngày khi chịu ảnh hưởng của áp lực thủy động

làm rõ quá trình chuyển dịch từ biến khi chịu tác dụng của lũ ảnh hưởng qua áp lực thủy động có thể gây xảy ra sự cố công trình.

6. Dựa trên nền tảng kết quả nghiên cứu của N.M. Gerxevanov (1948) và của Lomtadze, NCS đã chứng minh phương trình tính lún từ biến do ứng suất pháp tổng giống như phương trình tính lún từ biến do ứng suất pháp tổng của Raymond & Wahls (1976) nhưng tổng quát hơn và trong trường hợp đặc biệt sẽ quay về giống như phương trình tính lún từ biến do ứng suất pháp tổng của Raymond & Wahls.
7. Giá trị độ nhớt tỉ lệ nghịch với độ sệt và hàm lượng khí kín có trong đất, khi tỷ số hàm lượng khí kín trong lỗ rỗng $v_a/v > 4,5\%$ sẽ làm cho các loại đất yếu ở ĐBSCL dễ mất ổn định từ biến, giá trị lún từ biến lớn do ứng suất tiếp và ứng suất pháp tổng.

II.KIẾN NGHỊ

1. Đề nghị hoàn thiện qui trình, thiết bị để thí nghiệm các thông số c_c , Σ_w , c_w đối với đất yếu để tính toán, thiết kế, xử lý nền đất yếu dưới nền đường ô tô.
2. Kết hợp cùng với đề tài nghiên cứu về các thành phần lực dính (c_c , Σ_w), hệ số nhớt η và qui luật thay đổi của (c_c , Σ_w , η) theo trạng thái độ sệt I_L của đất dính ở ĐBSCL để định hướng thiết kế cho công trình cấp cao như đường cao tốc và làm cơ sở đề xuất cho Bộ GTVT khi tính toán thiết kế đường ô tô trên nền đất yếu có xét yếu tố từ biến theo các trạng thái giới hạn.
3. Trên cơ sở nghiên cứu lý thuyết và thí nghiệm, NCS đề nghị hệ số an toàn ổn định chuyển dịch từ biến theo các trường hợp:

$$I_L < 0.55; \varphi_w \approx 10^0; C_w \approx 20 \text{ kPa}; C_c \geq 8 \text{ kPa} \text{ thì } F_s = 1.7 \div 1.8$$

$$I_L > 0.55; \varphi_w < 10^0; C_w < 20 \text{ kPa}; C_c \leq 8 \text{ kPa} \text{ thì } F_s = 1.8 \div 2.5$$

DANH MỤC CÁC CÔNG TRÌNH NGHIÊN CỨU ĐÃ CÔNG BỐ

A. CÁC BÀI BÁO KHOA HỌC

1. Hung Pham Van. (2012, Apr.) “New study results the secondary settlement for vertical total stress on highway construction built on soft ground in the mekong delta”. Cornell University Library and Harvard University Library. [Online]. <http://arxiv.org/abs/1204.2244> and http://adsabs.harvard.edu/cgi-bin/bib_query?arXiv.1204.2244
2. NCS.Ths. Phạm Văn Hùng, “Một số vấn đề về tính lún từ biến do ứng suất pháp tổng cho công trình đường ô tô xây dựng trên nền đất yếu ở ĐBSCL,” *Tạp Chí Cầu Đường Việt Nam - Hội Khoa Học Kỹ Thuật Cầu Đường Việt Nam*, Hà Nội, No. 12, 2011, trang 17-21.
3. NCS.Ths. Phạm Văn Hùng, “Phân tích cơ sở lý thuyết phương pháp thí nghiệm độ nhớt của đất bằng phương pháp cắt xoay,” *Tạp Chí Cầu Đường Việt Nam - Hội Khoa Học Kỹ Thuật Cầu Đường Việt Nam*, Hà Nội, No. 11, 2011, trang 34-38.
4. NCS.Ths. Phạm Văn Hùng, “Một số kết quả thí nghiệm độ nhớt của đất bằng phương pháp cắt xoay,” *Tạp Chí Cầu Đường Việt Nam - Hội Khoa Học Kỹ Thuật Cầu Đường Việt Nam*, Hà Nội, No. 10, 2011, trang 18-24.
5. NCS.Ths. Phạm Văn Hùng và cộng sự, “Xử lý nền đất yếu dưới nền đường, đường đầu đắp cao, đường hạ cắt cánh sân bay bằng phương pháp cọc tiếp cận cân bằng gia cố xi măng,” *Tạp Chí Cầu Đường Việt Nam - Hội Khoa Học Kỹ Thuật Cầu Đường Việt Nam*, Hà Nội, No. 10, 2005, trang 31-34.

B. CÔNG TRÌNH NGHIÊN CỨU KHOA HỌC ĐÃ THAM GIA

1. Tham gia nghiên cứu đề tài Khoa Học Cấp Nhà Nước mã số KHCN-10 - 08 mang tên “Nghiên cứu các giải pháp công nghệ phát triển GTVT Đồng Bằng Sông Cửu Long,” 2000 - 2003 (Đề tài đã được nghiệm thu).