

เอกสารอ้างอิง

1. Alpan, I. (1967), "The Empirical Evaluation of the Coefficient K_o and K_{or} ," Soil and Foundation (Jap. Soc. Soil Mech. Found. Eng.), Vol. VII, No.1, pp.31-40.
2. Asaoka, A. (1978), "Observational Procedure of Settlement Prediction," Soils and Foundations, Vol.7, No.1, Japan., pp.87-101.
3. Bjerrum, L. (1972), "Embankment on Soft Ground," Proc. Spec. Conf. Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Lafayette, Ind., 2, pp.1-54.
4. Bjerrum, L. (1973), "Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays and Structurally Unstable Soils (Collapsible, Expansive and Others)," Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Moscow, Vol.3, pp.111-159.
5. Bjerrum, L. (1973), "The Effect of Rate of Loading of P_c -Value Observed in Consolidation Test on Soft Clays," N.G.I. Pub., No.95, Oslo, pp.101-104.
6. Brand, E.W. and Kanjanophas, S. (1971), "The Consolidation Characteristics of Weathered Tropical Clay," Proc. 7th African-Reg. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Launda, Vol.1, pp.351-356.
7. Brand, E.W. and Brenner, R.P. (1981), "Soft Clay Engineering," Elsevier Scientific Publishing Company, New York.
8. Brooker, Elmer W., and H.O. Ireland. (1965), "Earth Pressures at Rest Related to Stress History," Canadian Geotechnical Journal, Vol.11, No.1 (Feb).

9. Christian, J.T. and Boehmer, J.W. (1970), "The Effect of Soil Parameters and Boundary Conditions on the Consolidation of an Elastic Layer," Technical Report FRA-RT-ul-77, Massachusetts Institute of Technology.
10. Cox, J.B. (1970), "Shear Strength Characteristics of the Recent Marine Clays in South East Asia," Journal S.E.A.S.S.E., Vol.1, 1970.
11. Cox, J.B. (1981), "The Settlement of a 55 km Long Highway on Soft Bangkok Clay," Pro. 10th Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Vol.1, Stockha.
12. D'Appolonia, D.J. and Lambe, T.W. (1970), "Method for Predicting Initial Settlement," J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol.96, No. SM 2, pp.523-544.
13. D'Appolonia, D.J., Lambe, T.W. and Poulos, H.G. (1971), "Evaluation of Pore Pressure beneath an Embankment," J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE, No.SM 6, pp.881-897.
14. D'Appolonia, D.J., Poulos, H.G., and Ladd, C.C. (1971), "Initial Settlement of Structure on Clay," J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol.97, No. SM 10, pp.1359-1377.
15. Davis, E.H. and Poulos, H.G. (1963), "Triaxial Testing and Three-Dimensional Settlement Analysis," Proc. 4th, Australia New Zealand Conf. on Soil Mech. Found. Eng., Adelaide, pp.233-243.
16. Davis, E.H. and Poulos, H.G. (1968), "The Use of Elastic Theory For Settlement Predictions under Three-Dimensional Conditions," Geotechnique, Vol.18, pp.67-91.
17. Foss, I. (1972), "Measurements on two test fills in Drammen," Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway, Technical Report No.12.

18. Giroud, J.P. (1973), "Tables pour le calcul des fondations, Vol.2: Tassement Dunod, Paris, Trans. ASCE, 110 : 1327-1344.
19. Hoeg, K., Andersland, O.B. and Rolfsen, E.N. (1969), "Undrained Behavior of Quick Clay under Load Tests at Asrum," Geotechnique, Vol.19(1), pp.101-115.
20. Janbu, N., Bjerrum, L., and Kjaernsli, B. (1956), "Veiledning ved Losning av Fundamenteringsoppgaver," N.G.I. Publication No.16, 93p.
21. Kai-Sang, Y. (1975), "Settlement Analysis of The Nong Ngoo Hao Test Embankment by Stress Path Method," M. Eng. Thesis, No.920, Asian Institute of Technology, Bangkok.
22. Kampananonda, N. (1984), "Settlement Prediction and Performance of Railway Embankment at Chachoengsao," M. Eng. Thesis, Asian Institute of Technology, Bangkok.
23. Ladd, C.C., and Preston, W.E. (1965), "On the Secondary Compression of Saturated Clays," Soils Publication 181, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass.
24. Ladd, C.C. (1971), "Settlement Analysis for Cohesive Soils," Research Report R.71-2, Soil Mechanics Division, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology.
25. Ladd et al. (1977), "Stress Deformation and Strength Characteristics," State-of-the Art Report for Session I, ICSMFE IX, TOKYO, JAPAN.
26. Lambe, T.W. (1967), "Stress Path Method," J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol.93, SM 6, pp.309-331.
27. Lambe, T.W. and Whitman, R.V. (1969), "Soil Mechanics," John Wiley and Sons, New York.

28. Lambe, T.W. and Marr, W.A. (1979), "Stress Path Method : Second Edition," J. Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol.105, No.GT 106, pp.727-738.
29. La Rochelle, P., Trak, B. Tavenas, F., Roy, M. (1974), "Failure of a Test Embankment on a Sensitive Champlain Clay Deposit," Canadian Geotechnical Journal, Vol.11(1), pp.142-164.
30. Law, K.T., and Bozuzuk, M. (1978), "A Method of Estimating Excess Pore Pressures Beneath Embankments on Sensitive Clays," Geotechnical Section, Division of Building Research, National Research Council of Canada, Ottawa Cont., Canada KIA OR 6.
31. Leonards, G.A. and Girault, P. (1961), "A Study of the One-Dimensional Consolidation Test," Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Paris, Vol.1, pp.213-218.
32. Leroueil, S., Tavenas, F., Trak, B., La Rochelle, P., and Roy, M. (1978), "Construction Pore Pressures in Clay Foundations under Embankments Part I : the Saint-Alban test fills," Canadian Geotechnical Journal, 15, pp.54-65.
33. Lo, K.Y. (1961), "Secondary Compression of Clays," J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol.87, No. SM 4, pp.61-87.
34. Magnan, J.P. and Mieussens, C. (1980), "Les remblais d'essai : Un outil Efficace pour ameliover les projects d'ouvrages sur sols compressibles," Bull. Liais Lab. Ponts. Chauss. No. 106, pp.79-96.
35. Moh, Z.C., Brand, E.W., and Nelson, J.D. (1972), "Pore Pressure Under a Bund on Soft Fissured Clay," Proceeding ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Lafayette, IN, Vol.1, pp.243-272.

36. NAVFAC DM-7 (1982), "Soil Mechanics," Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command.
37. Poulos, H.G. and Davis, E.H. (1974), "Elastic Solutions for soil and Rock Mechanics," John Wiley & Sons, Inc, New York.
38. Schiffman, R.L., Ladd, C.C. and Chen, A. T-P (1964), "The Secondary Consolidation of Clay." Sym. Inter. Union of Theoretical and Applied Mechanics, Rheology and Soil Mechanics, Grenoble.
39. Schmidt, B. (1966), "Discussion of Earth Pressure at Rest Related to Stress History," Canadian Geotechnical Journal, Vol.3, No.4, pp.239-242.
40. Skempton, A.W. and Bjerrum, L. (1957), "A Contribution to the Settlement Analysis of Foundation on Clay," Geotechnique, Vol.7, pp.168-178.
41. Tavenas, F. (1979), "The Behaviour of Embankment on Clay Foundation," A State Approach to Stability Analysis of Embankment on Sensitive Clay, Proc. 32 nd, Canadian Geotechnical Conference.
42. Terzaghi, K. (1943), "Theoretical Soil Mechanics," John Wiley and Sons, New York.
43. Teves, A.S. and Moh, Z.C. (1968), "Compressibility of Soft and Medium Bangkok Clay," Research Report No.4, Asian Institute of Technology, Bangkok.
44. Thumprudti, A. (1974), "One-Dimensional Consolidation Characteristics of Weathered Nong Ngoo Hao Clay," M. Eng. Thesis No.705, Asian Institute of Technology, Bangkok.
45. Torstensson, B.A. 1977, "Time-Dependent Effects in the Field Vane Test," Int. Symp. Soft Clay, Bangkok, pp.387-399.

46. Trak, B., La Rochelle, P., Tavenas, F., Leroueil, S. and Roy, M.,
" A New Approach to the Stability Analysis of Embankments
on Sensitive Clays," Proposed for Presentation at Session 3
32nd Canadian Geotechnical Conference, 28 September 1979.
47. Wahls, H.E. (1962), "Analysis of Primary and Secondary Consolidation," J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol.88, No. SM.6, Proc. Paper 3373, Dec., pp.207-231.
48. Walker, L.K. (1969), "Secondary Settlements in Sensitive Clays," Canadian Geotechnical Journal, Vol.6, No.2, pp.219-222.
49. ชูชาติ เกียรติขจรกุล. "การศึกษาพฤติกรรมของภาวะแอนไฮโดรอปปีในอันตรนคริปของดินเหนียวอ่อนมากที่บางปู." วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2527
50. นริศ นามสินทรา. "การคาดคะเนทรุดตัวของคันทางถนนต่อเติมใหม่หลายบางนา-บางปะกง" วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2528 (กำลังจัดทำ)
51. พิณ ธรรมธรรสิริ. "การวิเคราะห์เสถียรภาพและการคาดคะเนการทรุดตัวของถนนต่อเติมใหม่บนชั้นดินเหนียวอ่อนมาก." วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2528 (กำลังจัดทำ)
52. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา. "การศึกษาผลกระทบอันจะมีต่อแนวท่อส่งก๊าซธรรมชาติบนบก." คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2527
53. สุรฉัตร สัมพันธ์ราษฎร์. วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยและภาควิชาวิศวกรรมโยธา. "เทคนิคการวิเคราะห์และการวัดการทรุดตัวของชั้นดิน." วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย พระบรมราชูปถัมภ์ ร่วมกับภาควิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, 2527



ภาคผนวก ก.

ผลการทดลองการอัดตัวคายนํ้าแบบ 1 มิติ (เพิ่มน้ำหนัก
หลังจากสิ้นสุดการทรุดตัว เนื่องจากการอัดตัวคายนํ้า
(t_{100} จากวิธี \sqrt{t} ของ Taylor)

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ ก.1 ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติ (Lab) สำหรับใช้วิเคราะห์อัตราการทรุดตัวของดินทางถนนที่ กม.2

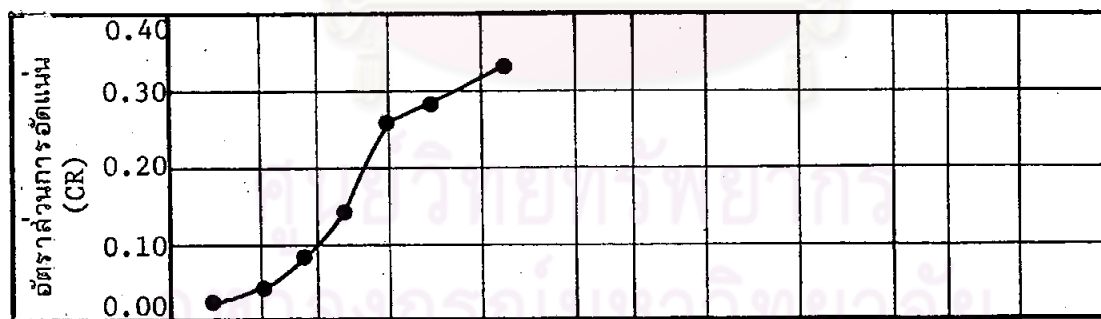
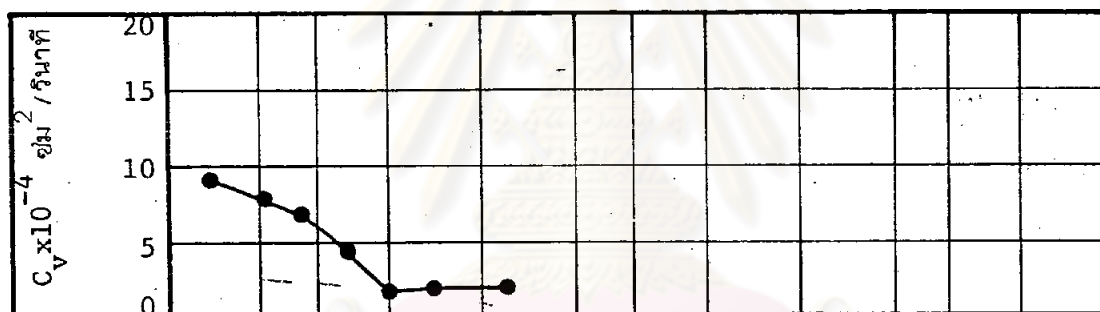
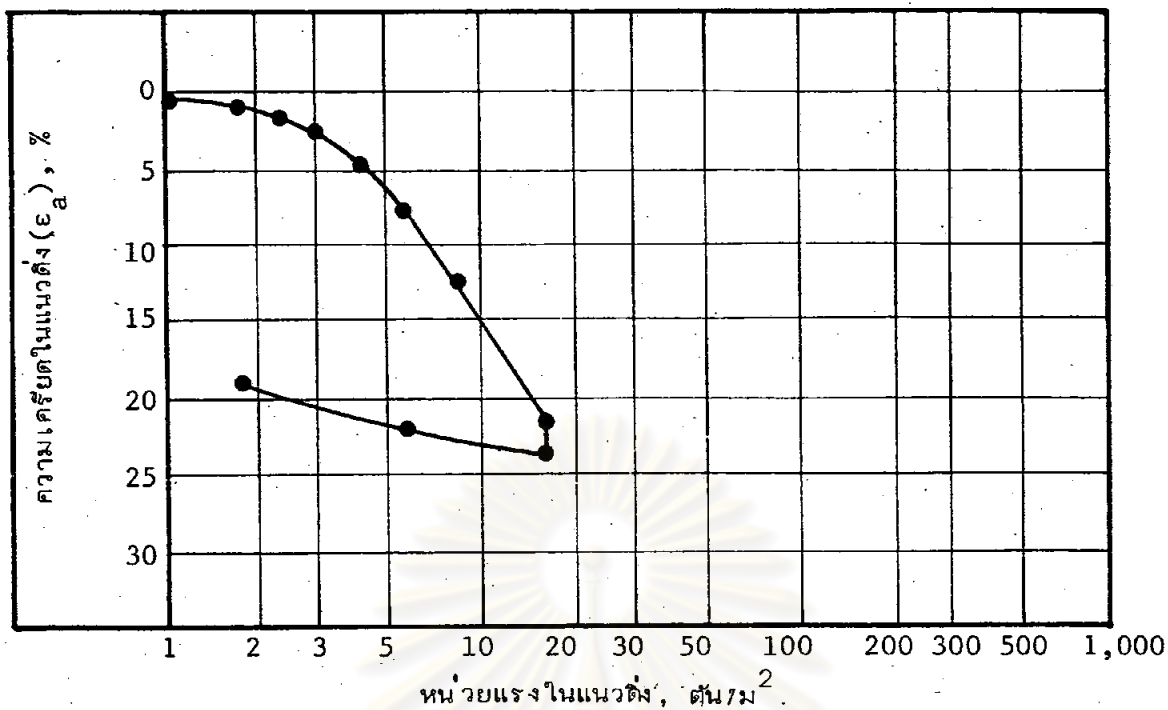
ระดับความลึก, ⁽¹⁾ ม. (MSL)	$C_v \times 10^{-4}$ ซม. ² /วินาที (จากเครื่องทดสอบ Oedometer)									C_v (เฉลี่ย) ซม. ² /วินาที
	ST-1	ST-2	PST-4	PST-5	PST-6	PST-8	PST-9	PST-12	PST-13	
- 0.60	1.50	32.00	-	-	-	-	-	-	-	16.75
- 3.30	1.60	14.00	-	-	-	-	-	-	-	7.80
- 5.40	-	-	3.00	-	-	-	-	-	-	3.00
- 8.10	-	-	-	1.50	2.50	16.00	10.00	-	-	7.50
-11.80	-	-	-	1.50	2.00	10.00	3.50	-	-	4.25
-15.20	-	-	-	-	-	-	-	3.20	3.70	3.45
-18.20	-	-	-	-	-	-	-	2.00	2.70	2.35

$$C_{v(avg)} = \frac{1}{7} (16.75+7.80+3.00+7.50+4.25+3.45+2.35) \times 10^{-4} \text{ ซม.}^2/\text{วินาที}$$

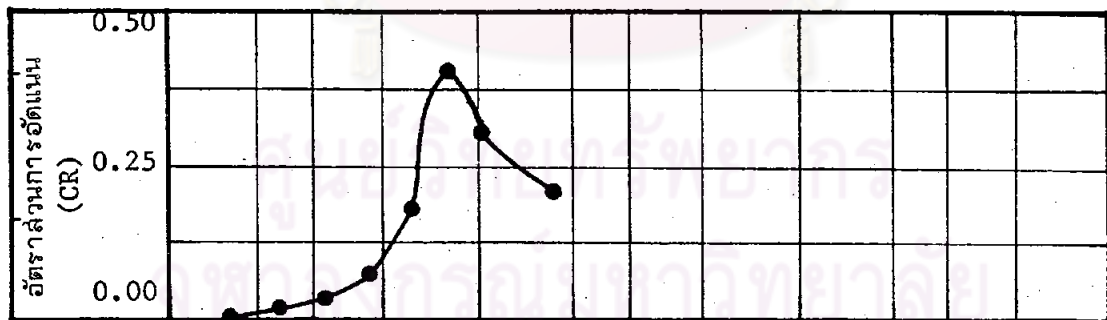
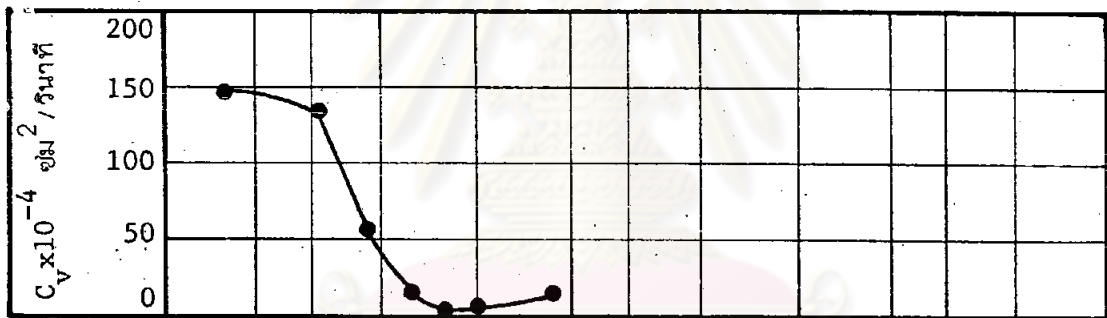
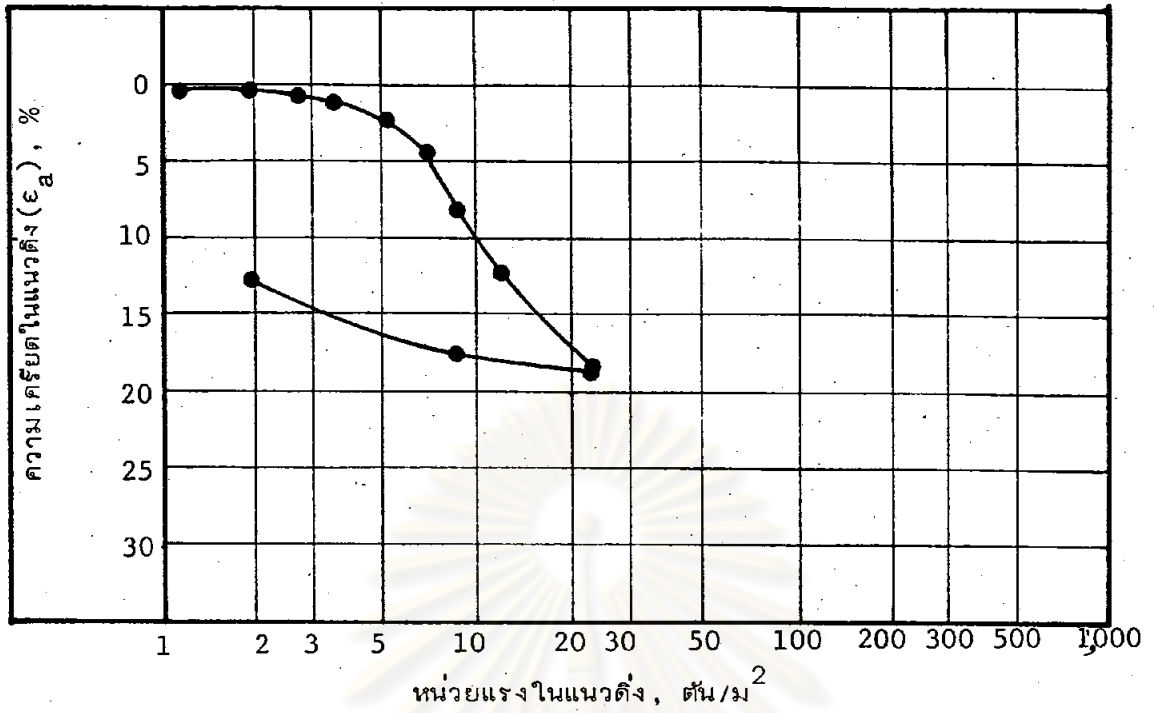
$$= 6.44 \times 10^{-4} \text{ ซม.}^2/\text{วินาที}$$

$$C_{v(avg)} = 55.6 \text{ ซม.}^2/\text{วัน} \dots\dots\dots*$$

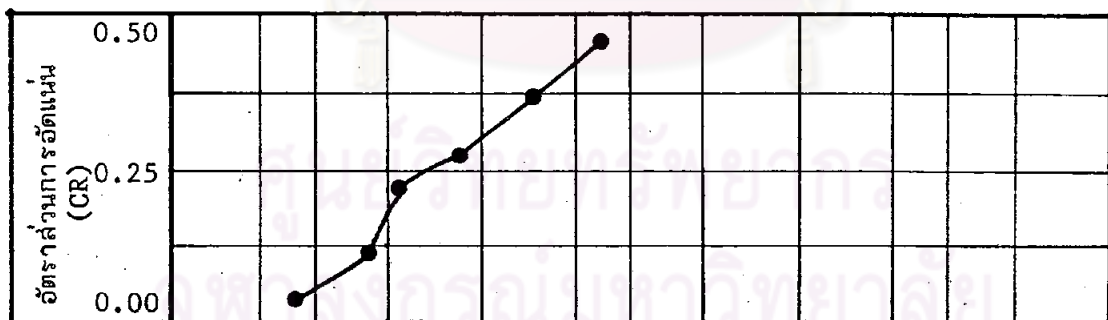
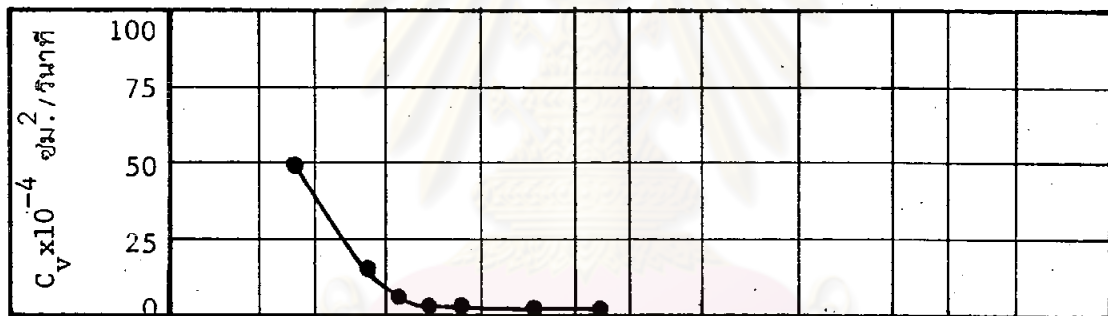
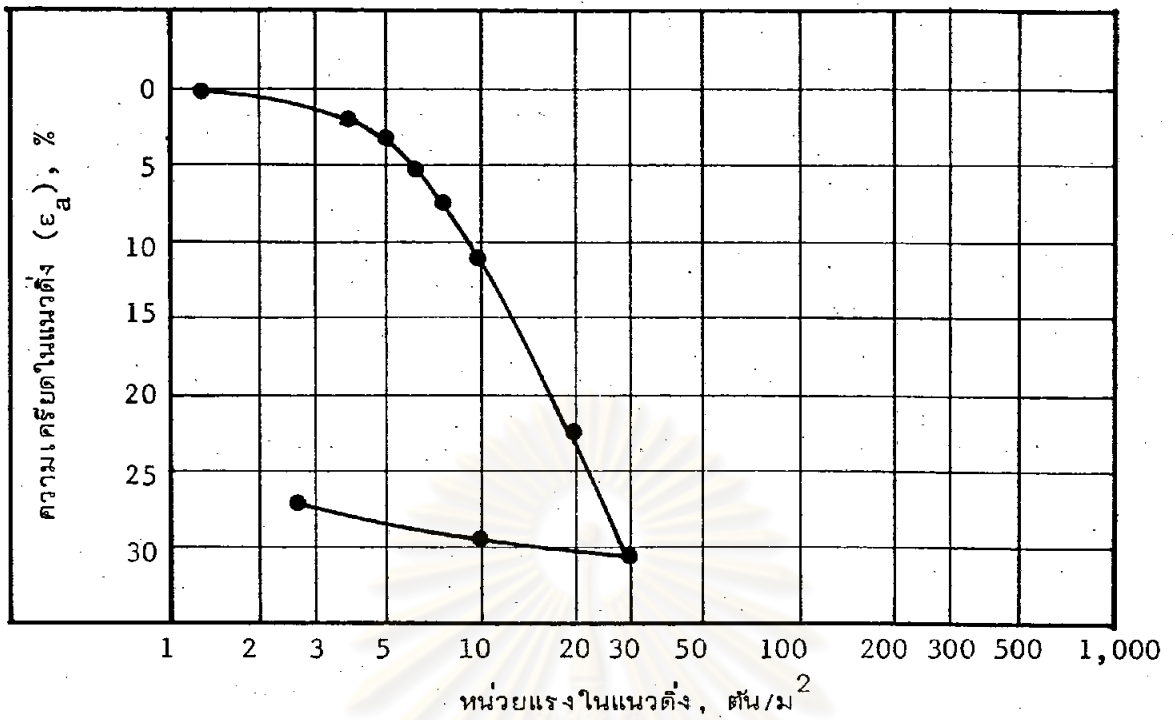
(1) ระดับความลึกของชั้นดินที่พิจารณาหน่วยแรงที่เกิดขึ้น



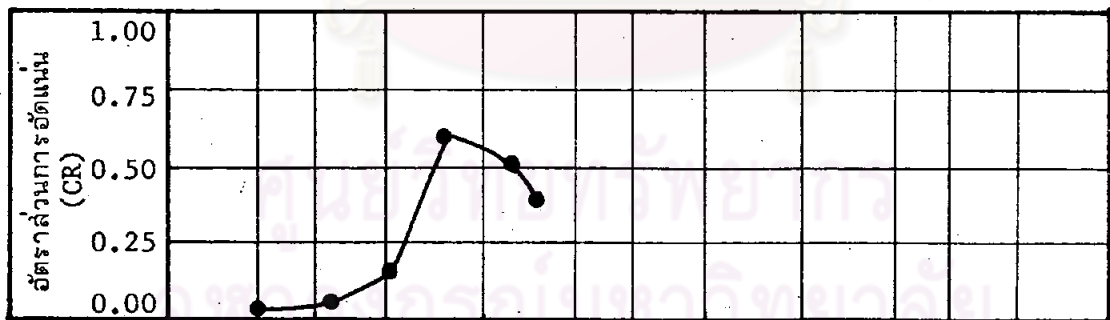
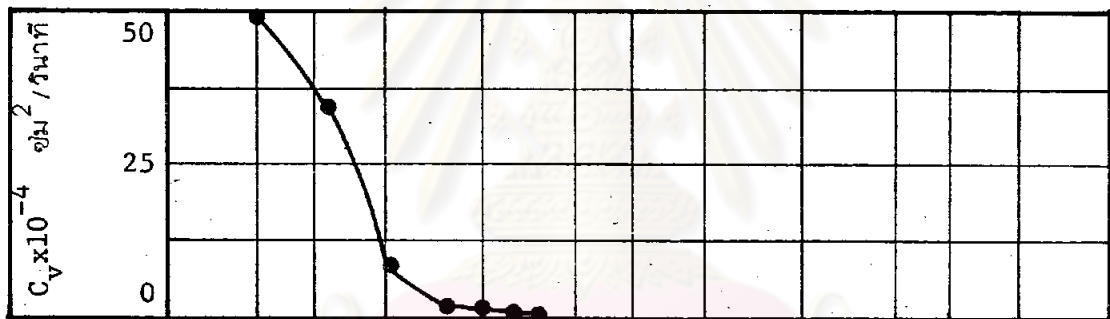
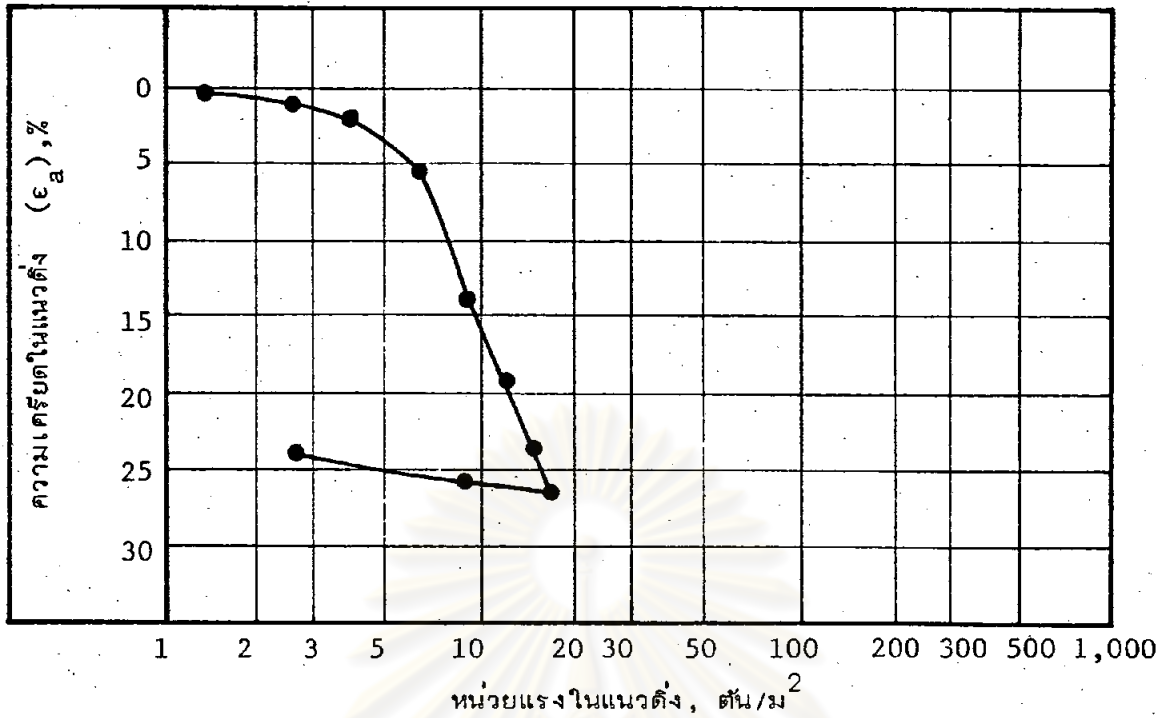
หลุมเจาะเลขที่ DB-1					เริ่มแรก	ท้ายสุด
ตัวอย่างเลขที่	ST-1	LL 84 %	ความสูง	ซม.	2.57	-
ระดับผิวดิน	+0.80 (MSL)	PI 39 %	ψ_n	%	98	-
ระดับความลึก	-0.25 (MSL)	$\bar{\sigma}_{vm}$ 4.0 ตัน/ม ²	γ_T	ตัน/ม ³	1.46	-
เส้นผ่าศูนย์กลาง	6.33 ซม.	$\bar{\sigma}_{vo}$ 0.8 ตัน/ม ²	γ_d	ตัน/ม ³	0.74	-



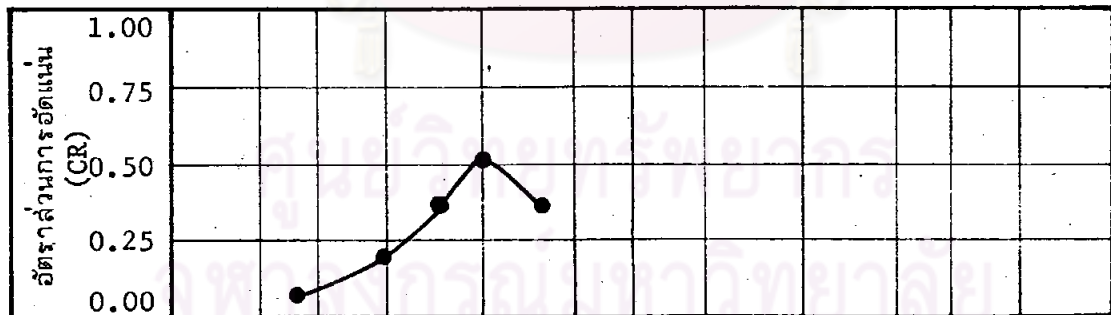
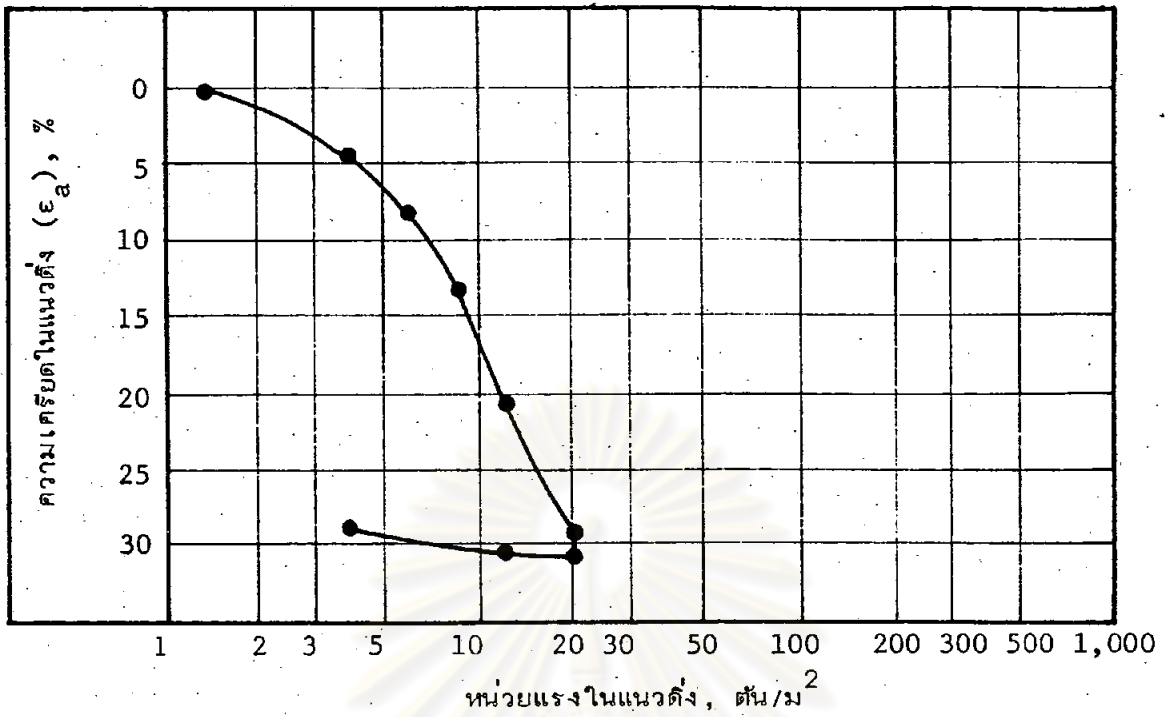
หลุมเจาะเลขที่ DB-1				เริ่มแรก	ท้ายสุด	
ตัวอย่างเลขที่ ST-2	LL	111 %	ความสูง	ชม.	2.54	-
ระดับผิวดิน +0.80 ม. (MSL)	PI	68 %	w _n	%	116	-
ระดับความลึก -1.65 ม. (MSL)	$\bar{\sigma}_{vm}$	6.2 ตัน/ม ²	γ _T	ตัน/ม ³	1.42	-
เส้นผ่าศูนย์กลาง 6.33 ซม.	$\bar{\sigma}_{vo}$	1.4 ตัน/ม ²	γ _d	ตัน/ม ³	0.66	-



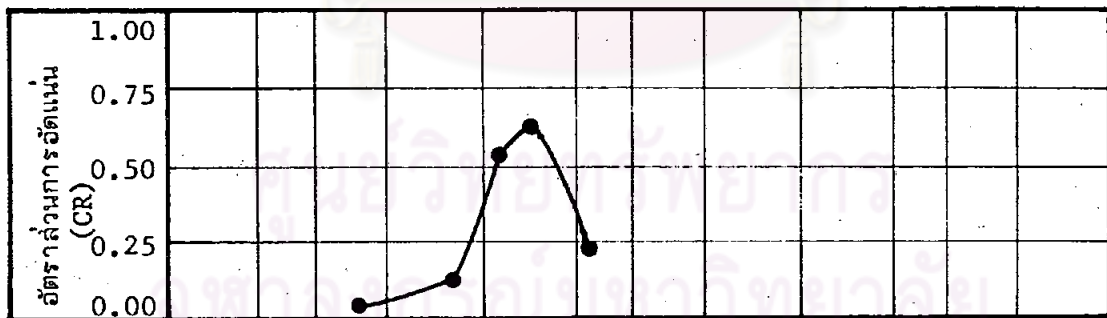
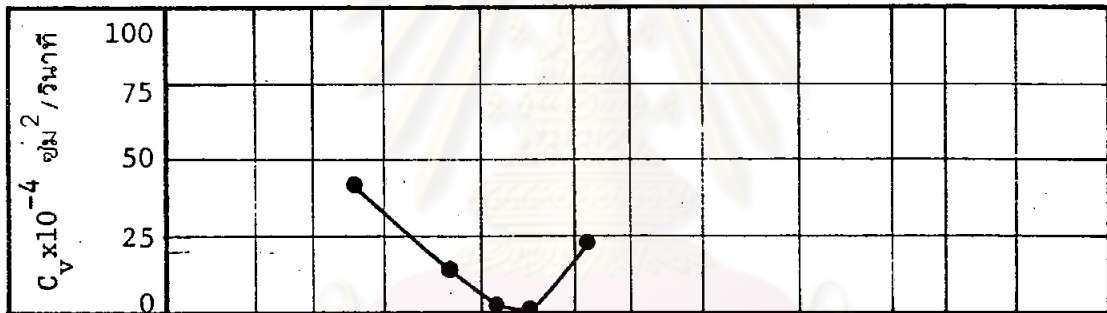
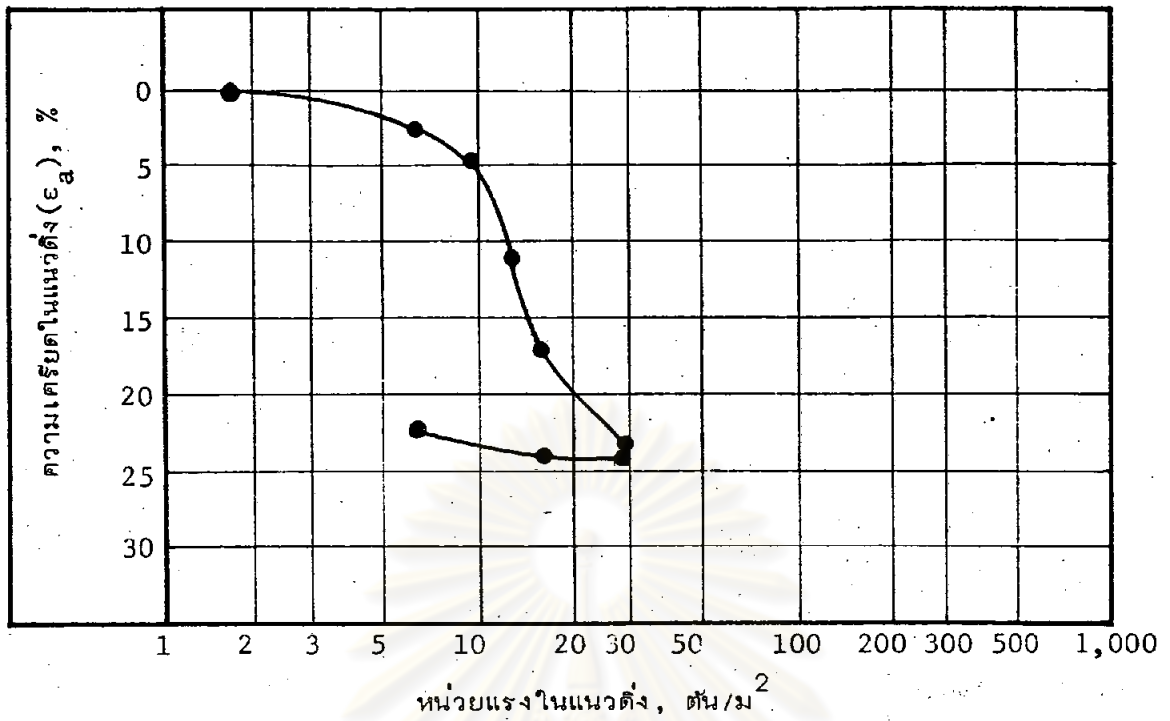
หลุมเจาะเลขที่ DB-1				เริ่มแรก	ท้ายสุด
ตัวอย่างเลขที่ PST-4	LL 104 %	ความสูง	ชม.	1.91	-
ระดับผิวดิน+0.80 ม. (MSL)	PI 65 %	w_n	%	95	-
ระดับความลึก-5.05ม. (MSL)	$\bar{\sigma}_{vm}$ 6.5 ตัน/ม ²	γ_T	ตัน/ม ³	1.46	-
เส้นผ่าศูนย์กลาง 4.98 ชม.	$\bar{\sigma}_{vo}$ 2.9 ตัน/ม ²	γ_d	ตัน/ม ³	0.75	-



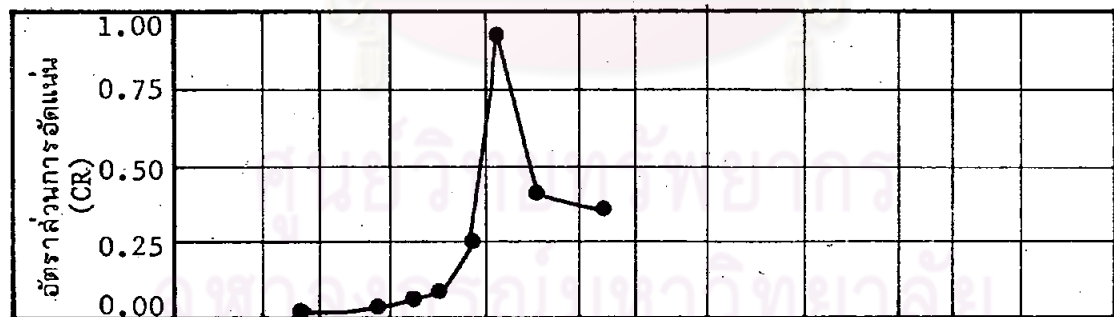
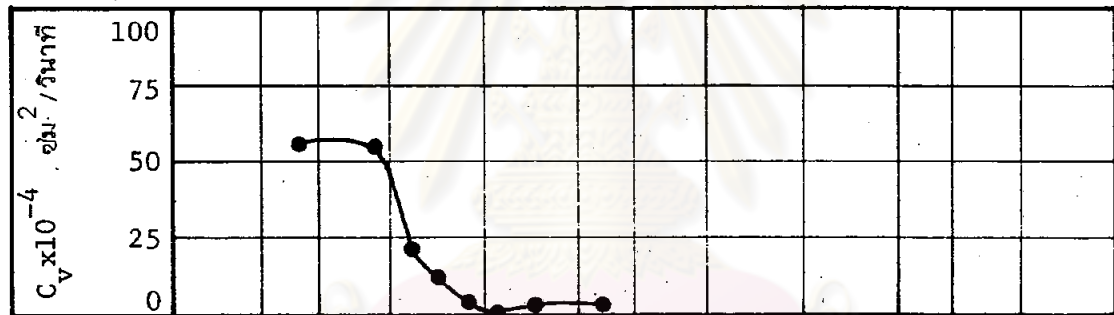
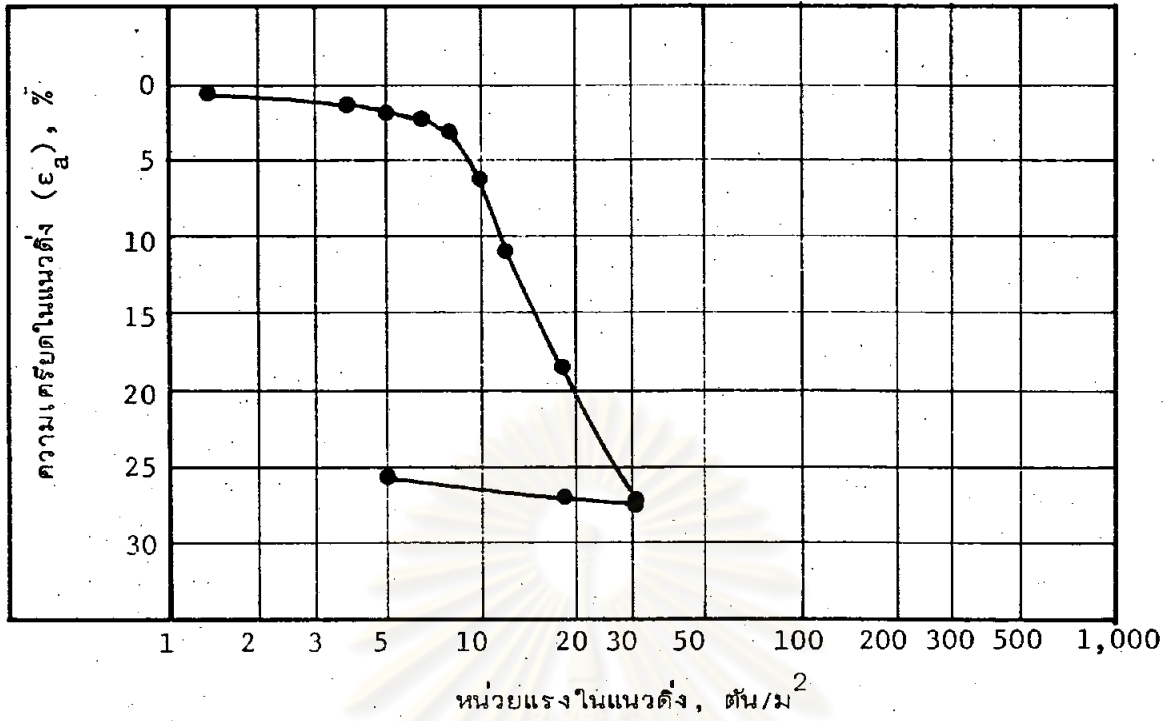
หลุมเจาะเลขที่ DB-1				เริ่มแรก	ท้ายสุด	
ตัวอย่างเลขที่ PST-5	LL	114 %	ความสูง	ซม.	1.91	-
ระดับผิวดิน+0.80 ม.(MSL)	PI	68 %	w _n	%	109	-
ระดับความลึก-6.70ม.(MSL)	$\bar{\sigma}_{vm}$	6.7 ตัน/ม ²	γ_T	ตัน/ม ³	1.42	-
เส้นผ่าศูนย์กลาง 4.98 ซม.	$\bar{\sigma}_{vo}$	3.6 ตัน/ม ²	γ_d	ตัน/ม ³	0.68	-



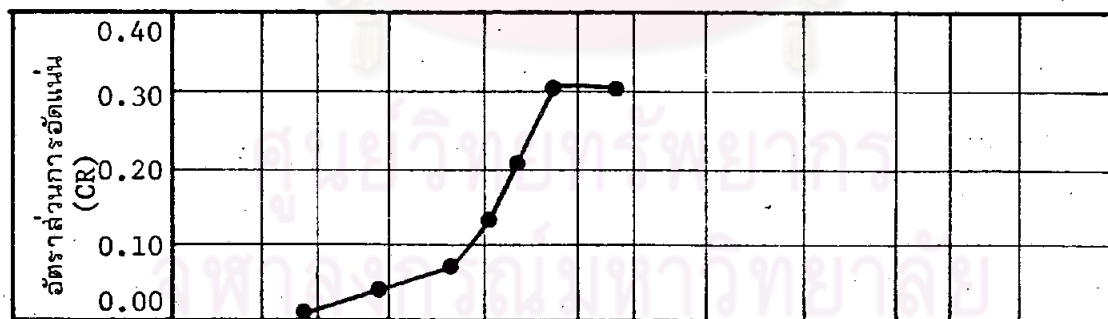
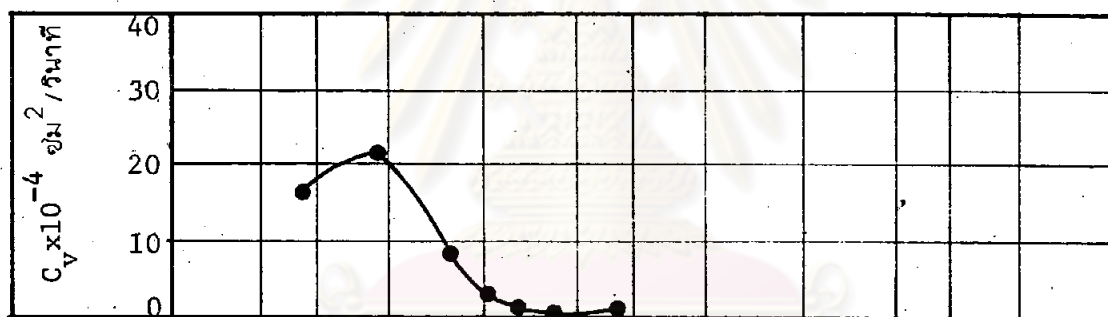
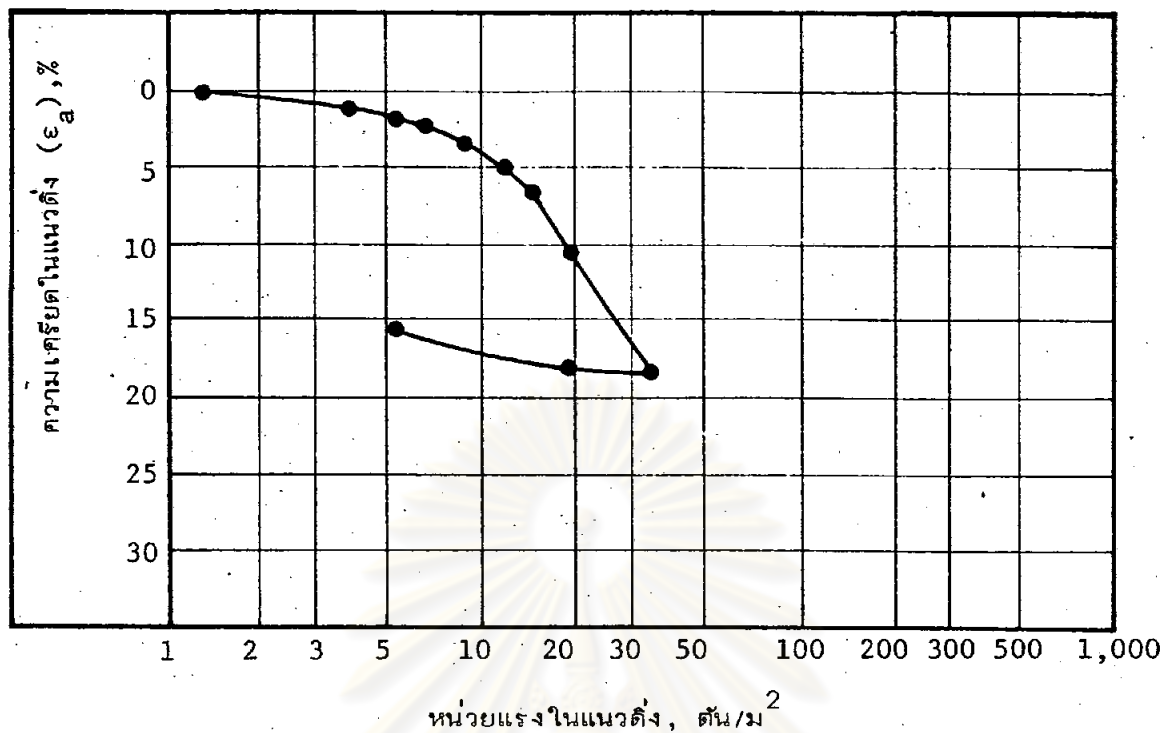
หลุมเจาะเลขที่ DB-1					เริ่มแรก	ท้ายสุด
ตัวอย่างเลขที่ PST-6	LL	116 %	ความสูง	ซม.	2.57	-
ระดับผิวดิน+0.80ม. (MSL)	PI	67 %	w_n	%	100	-
ระดับความลึก-8.00ม (MSL)	$\bar{\sigma}_{vm}$	5.8 ตัน/ม ²	γ_T	ตัน/ม ³	1.41	-
เส้นผ่าศูนย์กลาง 6.33 ซม.	$\bar{\sigma}_{vo}$	4.2 ตัน/ม ²	γ_d	ตัน/ม ³	0.71	-



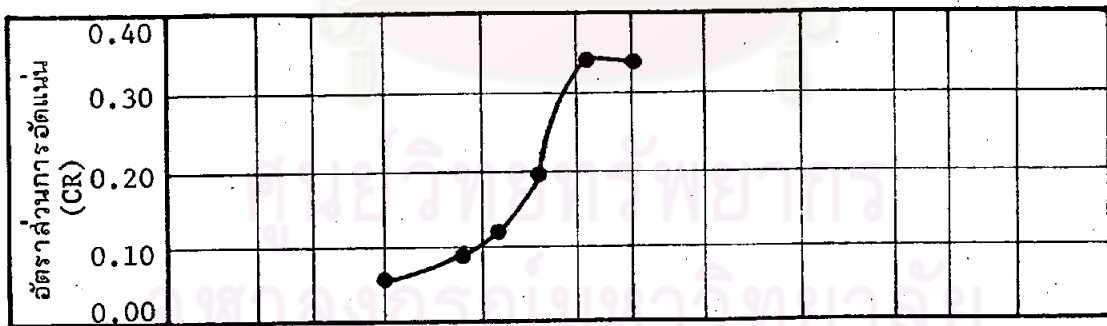
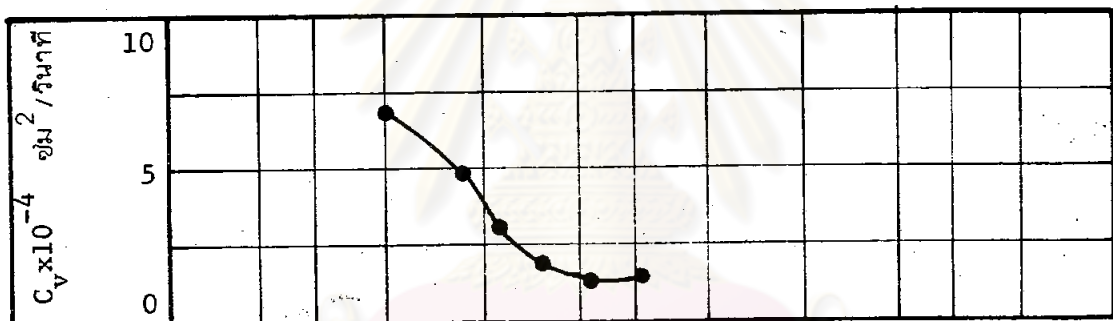
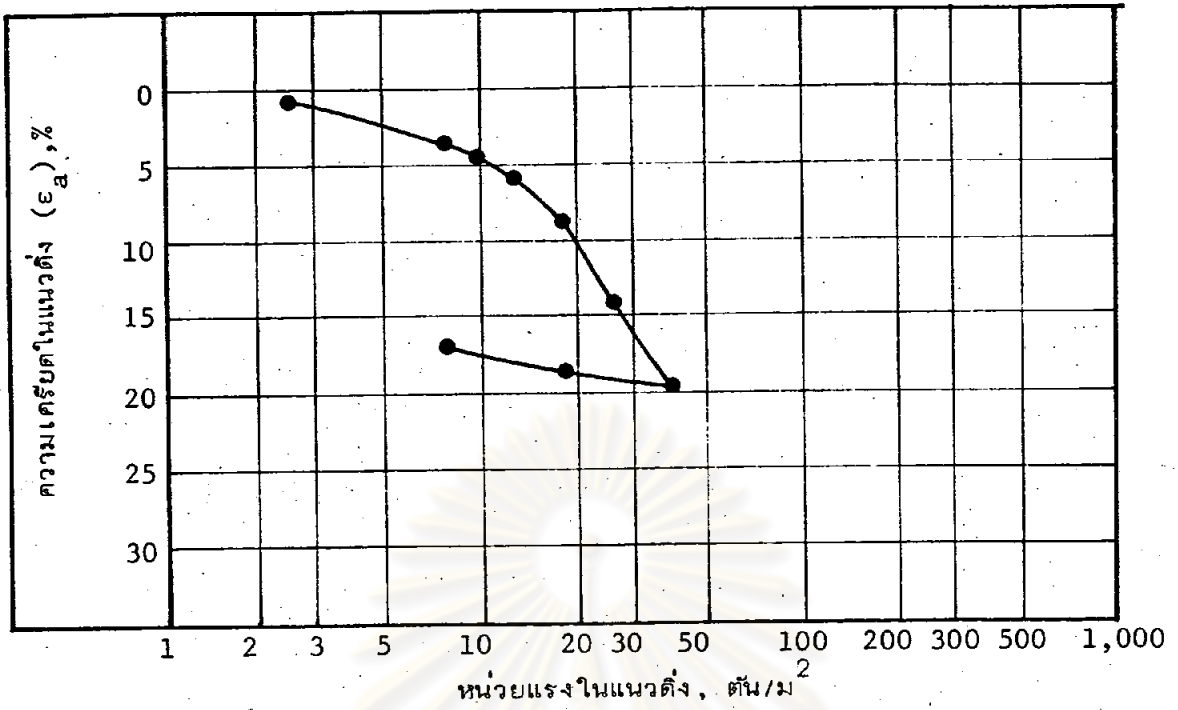
หลุมเจาะเลขที่ DB-1				เริ่มแรก	ท้ายสุด	
ตัวอย่างเลขที่ PST-8	LL	97 %	ความลู่	ซม.	2.54	-
ระดับผิวดิน +0.80 ม.(MSL)	PI	50 %	w _n	%	94	-
ระดับความลึก -11.05ม	$\bar{\sigma}_{vm}$	10.0 ตัน/ม ²	γ _T	ตัน/ม ³	1.44	-
เส้นผ่าศูนย์กลาง 6.34 ซม.	$\bar{\sigma}_{vo}$	5.6 ตัน/ม ²	γ _d	ตัน/ม ³	0.74	-



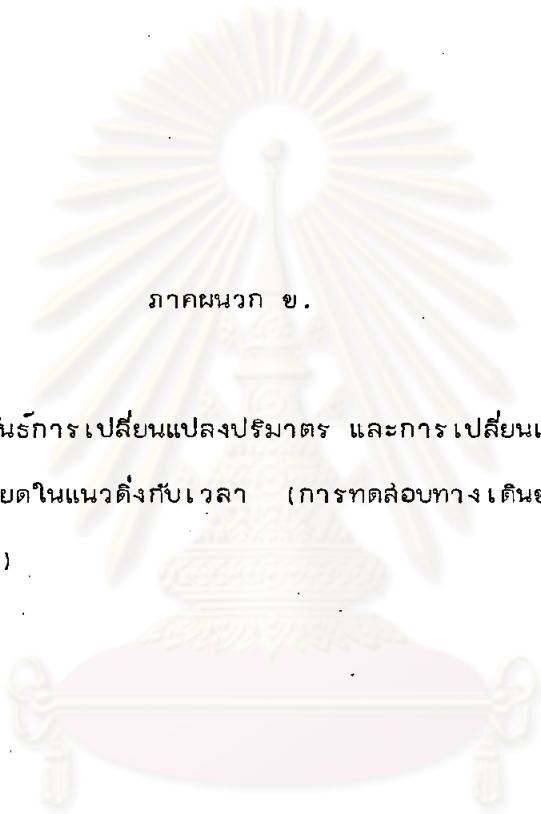
หลุมเจาะเลขที่ DB-1					เริ่มแรก	ท้ายสุด	
ตัวอย่างเลขที่ PST-9	LL	96	%	ความสูง	ขม.	2.54	-
ระดับผิวดิน+0.80 ม. (MSL)	PI	48	%	w _n	%	77	-
ระดับความลึก-12.95ม (MSL)	σ _{vm}	9.1	ตัน/ม ²	γ _T	ตัน/ม ³	1.49	-
เส้นผ่าศูนย์กลาง 6.34	σ _{vo}	6.4	ตัน/ม ²	γ _d	ตัน/ม ³	0.84	-



หลุมเจาะเลขที่ DB-1				เริ่มแรก	ท้ายสุด
ตัวอย่างเลขที่ PST-12	LL	69 %	ความสูง ซม.	1.91	-
ระดับผิวดิน+0.80 ม. (MSL)	PI	35 %	w_n %	62	-
ระดับความลึก-17.05ม(MSL)	$\bar{\sigma}_{vm}$	12.8 ตัน/ม ²	γ_T ตัน/ม ³	1.61	-
เส้นผ่าศูนย์กลาง 4.98 ซม.	$\bar{\sigma}_{vo}$	8.9 ตัน/ม ²	γ_d ตัน/ม ³	0.99	-



หลุมเจาะเลขที่ DB-1					เริ่มแรก	ท้ายสุด
ตัวอย่างเลขที่ PST-13	LL	66	% ความลู่	ซม.	2.55	-
ระดับผิวดิน+0.80 ม.(MSL.)	PI	35	% w _n	%	54	-
ระดับความลึก-18.45ม(MSL)	$\bar{\sigma}_{vm}$	15.3	ตัน/ม ² γ _T	ตัน/ม ³	1.70	-
เส้นผ่าศูนย์กลาง 6.34 ซม	$\bar{\sigma}_{vo}$	10.2	ตัน/ม ² γ _d	ตัน/ม ³	1.10	-

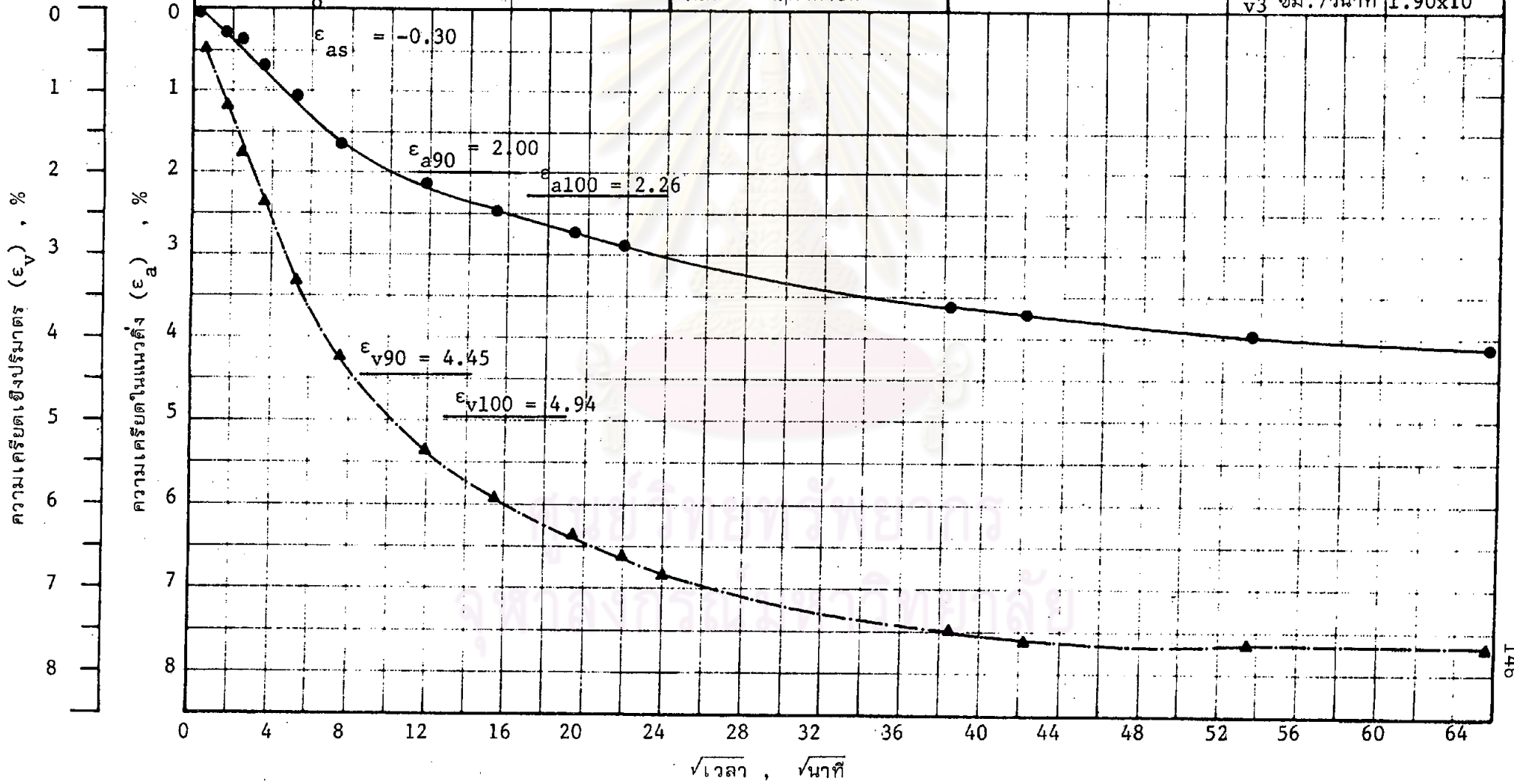


ภาคผนวก ข.

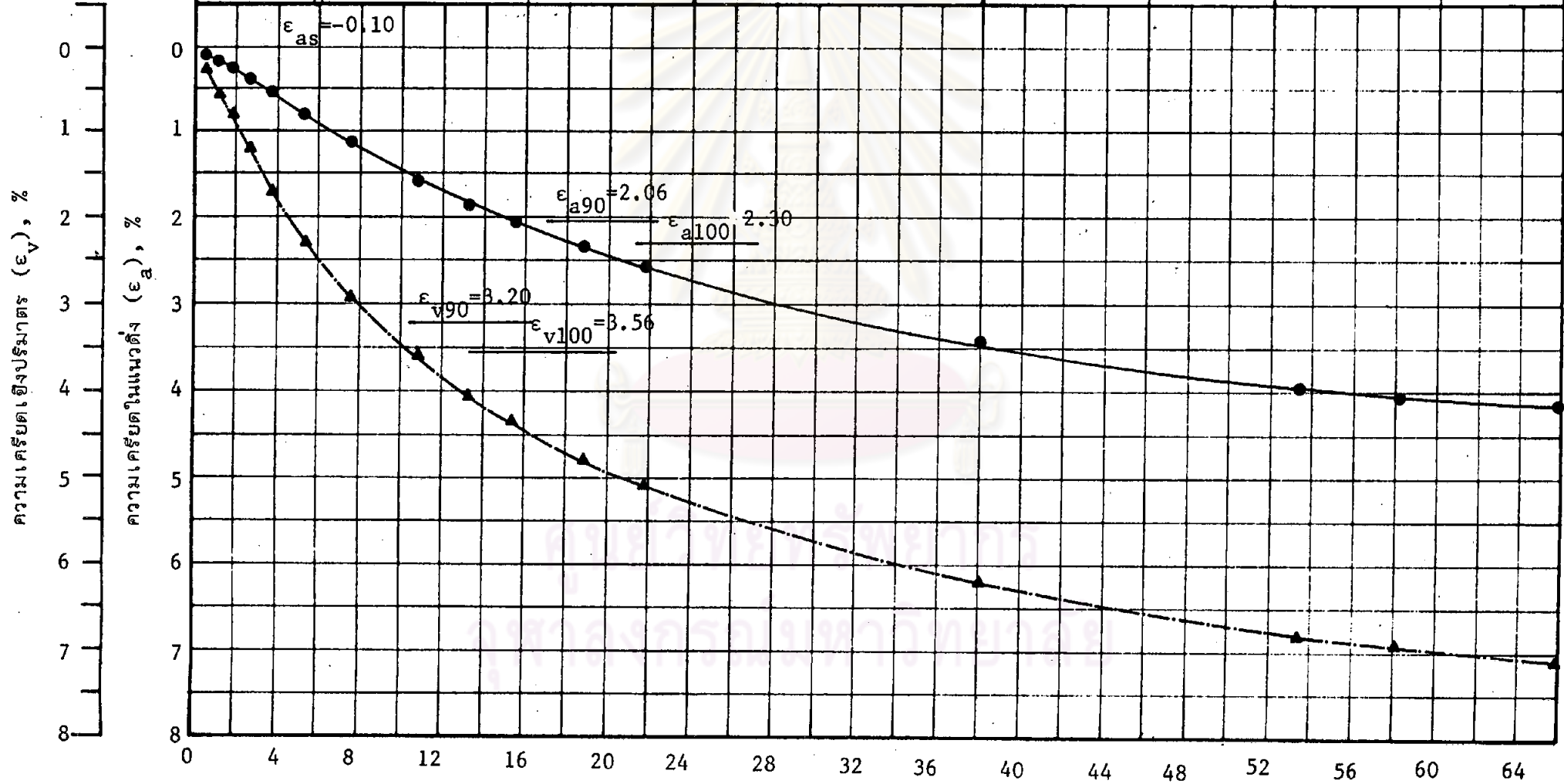
ความสัมพันธ์การเปลี่ยนแปลงปริมาตร และการเปลี่ยนแปลง
ความเครียดในแนวตั้งกับเวลา (การทดสอบทางเดินของ
หน่วยแรง)

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

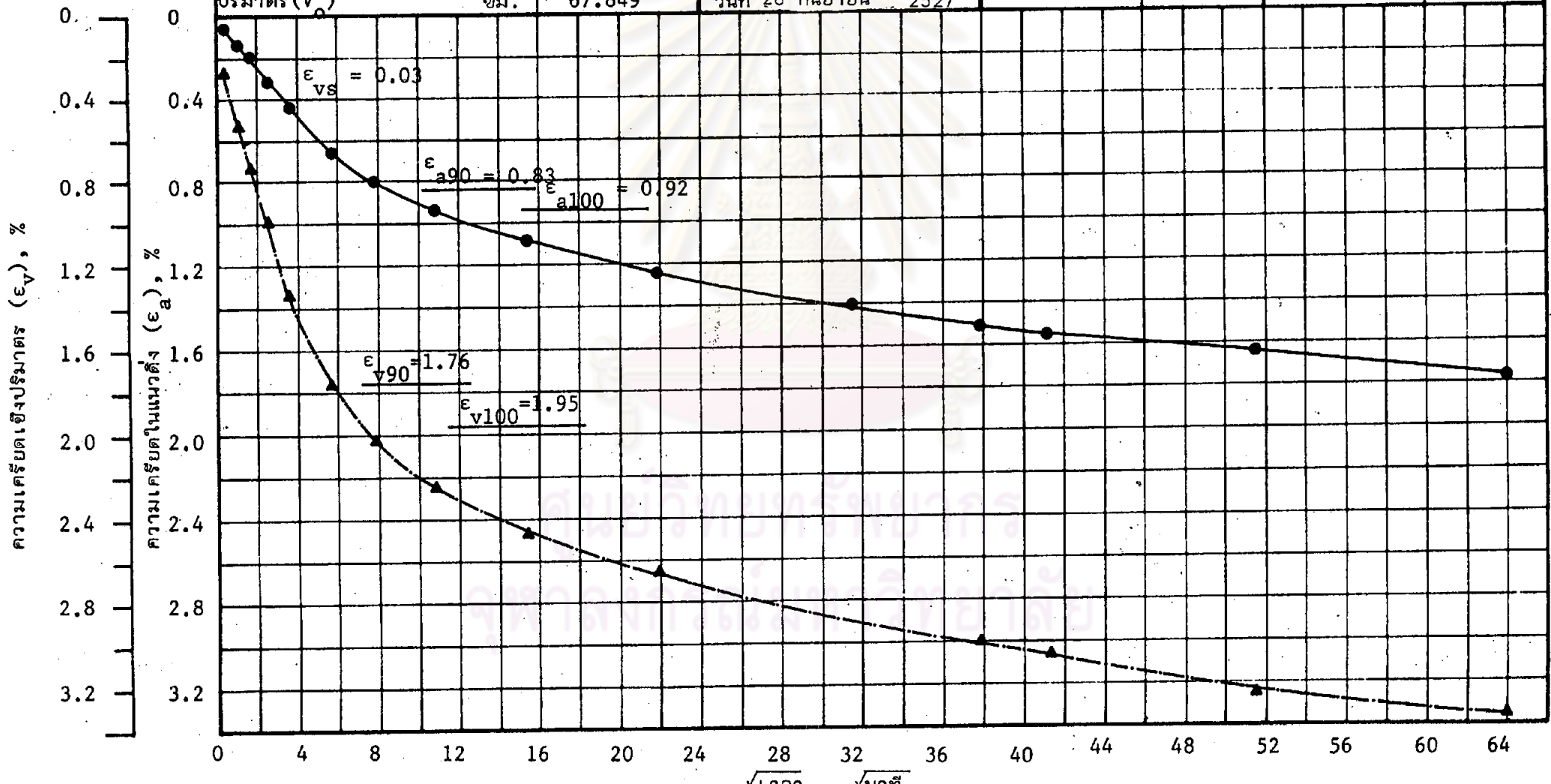
การทดสอบวิธีทางเดินของหน่วยแรง			ณ สภาวะ K_0		สภาพระบายน้ำ				
ระดับลึกลงในสนาม (MSL) ม.	EL-0.60 (ST-1)		$\bar{\sigma}_{vo}$ ตัน/ม. ²	0.92	$\bar{\sigma}_{vn}$ ตัน/ม. ²	5.29	ϵ_a %	2.56	
ปริมาณความชื้น %	99		$\bar{\sigma}_{ho}$ ตัน/ม. ²	0.92	$\bar{\sigma}_n$ ตัน/ม. ²	3.22	\bar{v}	0.04	
เส้นผ่าศูนย์กลางกลาง (D_o) ซม.	3.508		σ_{back} ตัน/ม. ²	20.00	$\Delta\sigma_v$ ตัน/ม. ²	4.37	\bar{E} ตัน/ม. ²	146	
ความสูง (H_o) ซม.	7.020		วันที่ 24 พฤศจิกายน 2527			$\Delta\sigma_n$ ตัน/ม. ²	2.30	t_{90} นาที	70.56
ปริมาตร (V) ซม. ³	67.849					C_{v3} ซม. ² /วินาที	1.90×10^{-4}		



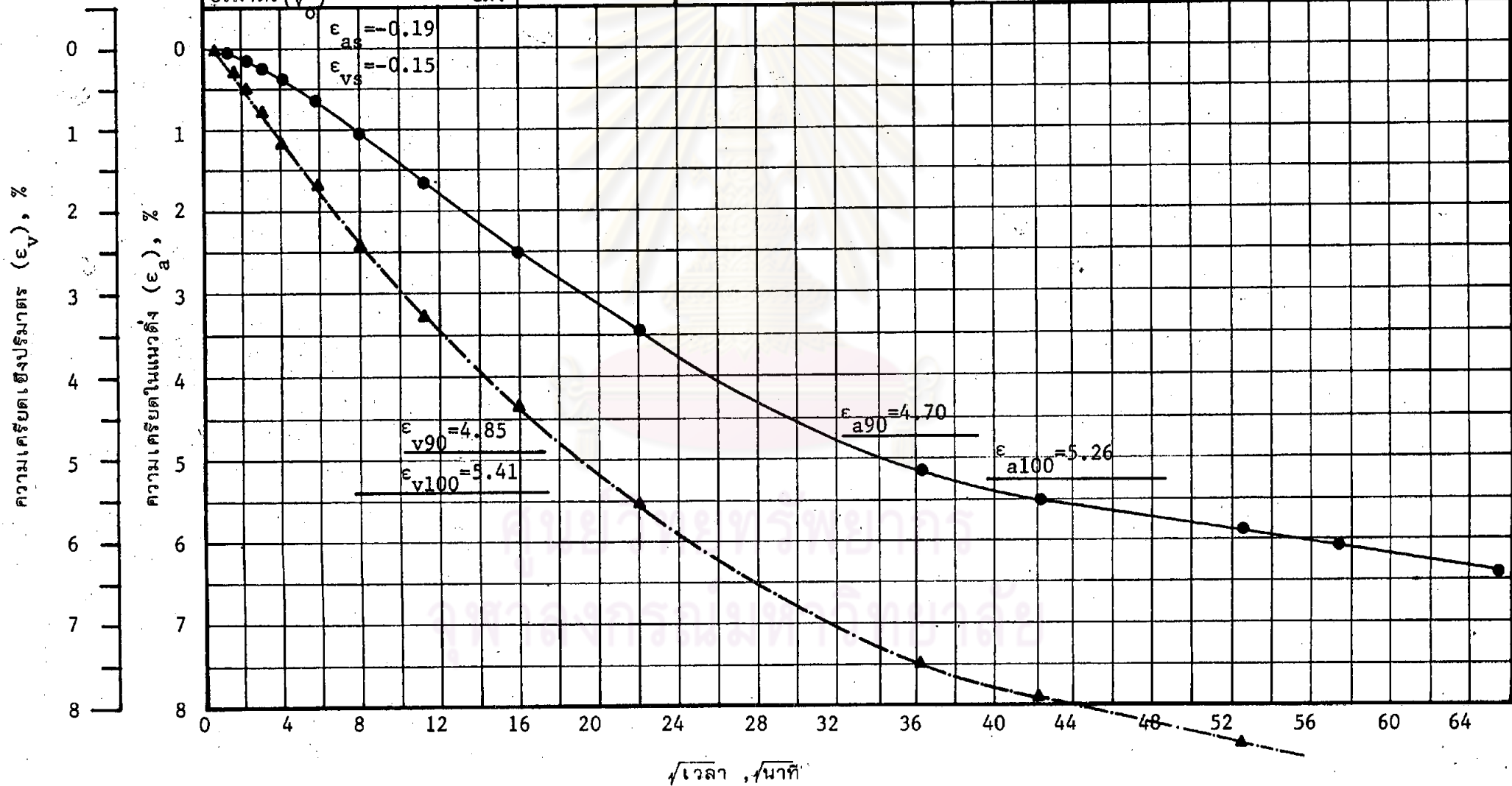
การทดสอบวิธีทางเดินของหน่วยแรง			ณ สภาวะ K_o		สภาพระบายน้ำ			
ระดับสีกาลองในสนาม (MSL) ม.	EL=3.30 (ST-2)		$\bar{\sigma}_{vo}$ ตัน/ม ²	2.10	$\bar{\sigma}_v$ ตัน/ม ²	6.26	ϵ_a %	2.40
ปริมาณความชื้น %	108		$\bar{\sigma}_{ho}$ ตัน/ม ²	2.10	$\bar{\sigma}_h$ ตัน/ม ²	3.15	\bar{v}	-0.06
เส้นผ่าศูนย์กลาง (D_o) ซม.	3.508		σ_{back} ตัน/ม ²	20.00	$\Delta\sigma_v$ ตัน/ม ²	4.16	\bar{E} ตัน/ม ²	150
ความสูง (H_o) ซม.	7.020				$\Delta\sigma_n$ ตัน/ม ²	1.05	t_{90} นาที	82.81
ปริมาตร (V) ซม ³	67.849		วันที่ 3 มกราคม 2528				C_{v3} ซม ² /วินาที	1.59×10^{-4}



การทดสอบวิธีทางเดินของหน่วยแรง			ณ สภาวะ K_o		สภาพระบายน้ำ			
ระดับลึกจำลองในสนาม (MSL) ม.	EL-5.40 (PST-4)	σ_{vo} ตัน/ม. ²	3.04	\bar{v} ตัน/ม. ²	6.82	ϵ_a %	0.92	
ปริมาณความชื้น %	78	σ_{ho} ตัน/ม. ²	2.46	$\bar{\sigma}_n$ ตัน/ม. ²	3.36	\bar{v}	- 0.04	
เส้นผ่าศูนย์กลาง (D _o) ซม.	3.508	σ_{back} ตัน/ม. ²	20.00	$\Delta\sigma$ ตัน/ม. ²	3.78	\bar{E} ตัน/ม. ²	268	
ความสูง (H _o) ซม.	7.020			$\Delta\sigma_n$ ตัน/ม. ²	0.90	t_{90} นาที	36.00	
ปริมาตร (V _o) ซม. ³	67.849	วันที่ 28 กันยายน	2527			C_{v3} ซม. ² /วินาที	3.74×10^{-4}	



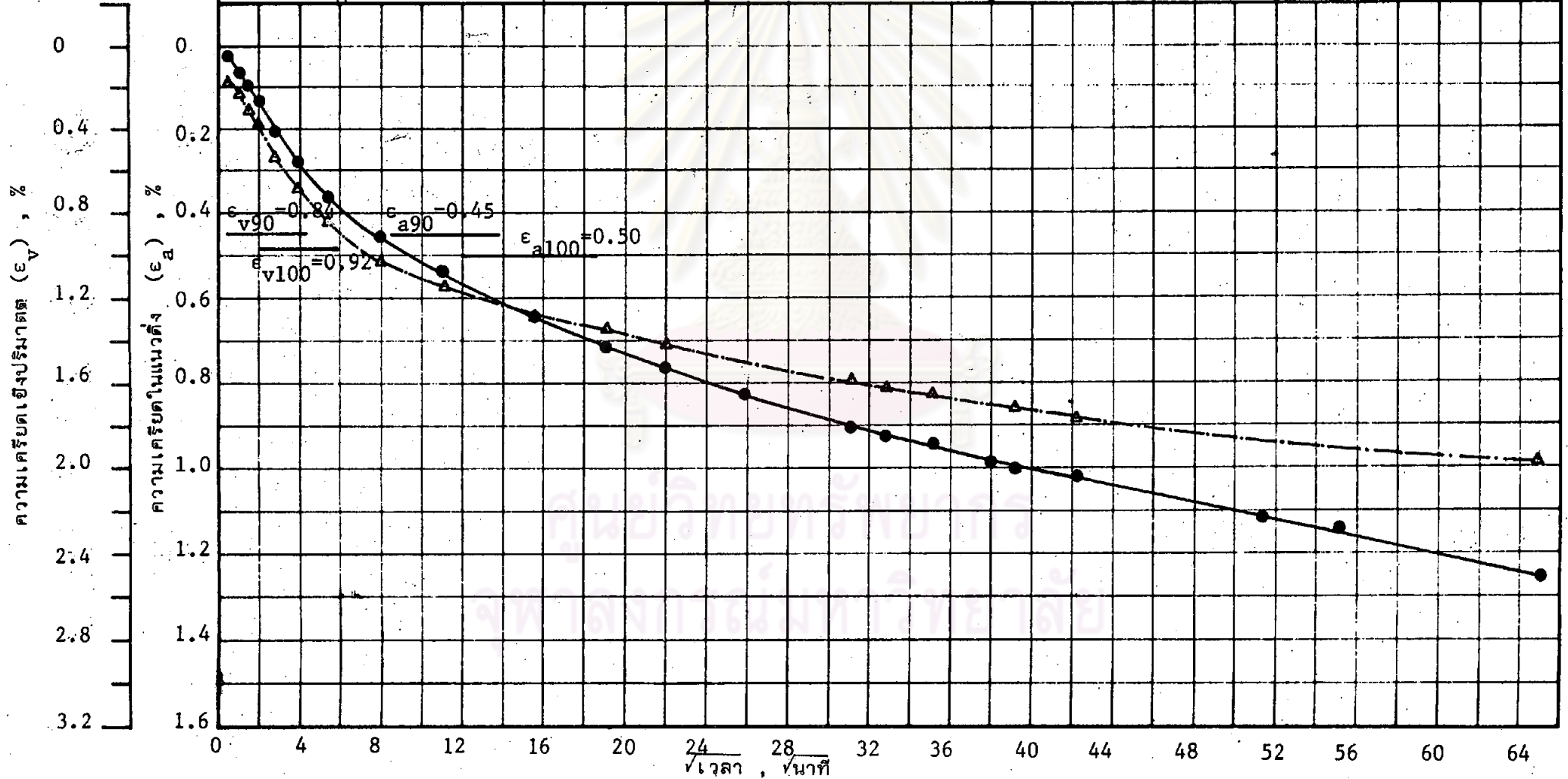
การทดสอบวิธีทางเดินของหน่วยแรง			ณ สภาวะ K_0		สภาพระบายน้ำ			
ระดับลิกจาลองในสนาม (MSL) ม.	EL-8.10 (PST-5)		σ_{vo} ตัน/ม. ²	4.25	$\bar{\sigma}_v$ ตัน/ม. ²	7.80	ϵ_a %	5.45
ปริมาณความชื้น %	104		$\bar{\sigma}_{ho}$ ตัน/ม. ²	3.02	σ_n ตัน/ม. ²	3.79	\bar{v}	0.07
เส้นผ่าศูนย์กลาง (D_0) ซม.	3.501		σ_{back} ตัน/ม. ²	20.00	$\Delta\sigma_v$ ตัน/ม. ²	3.55	\bar{E} ตัน/ม. ²	58
ความสูง (H_0) ซม.	7.020				$\Delta\sigma_h$ ตัน/ม. ²	0.77	t_{90} นาที	338.56
ปริมาตร (V) ซม. ³	67.579		วันที่ 20 ตุลาคม 2527				C_{v3} ซม. ² /วินาที	0.39×10^{-4}



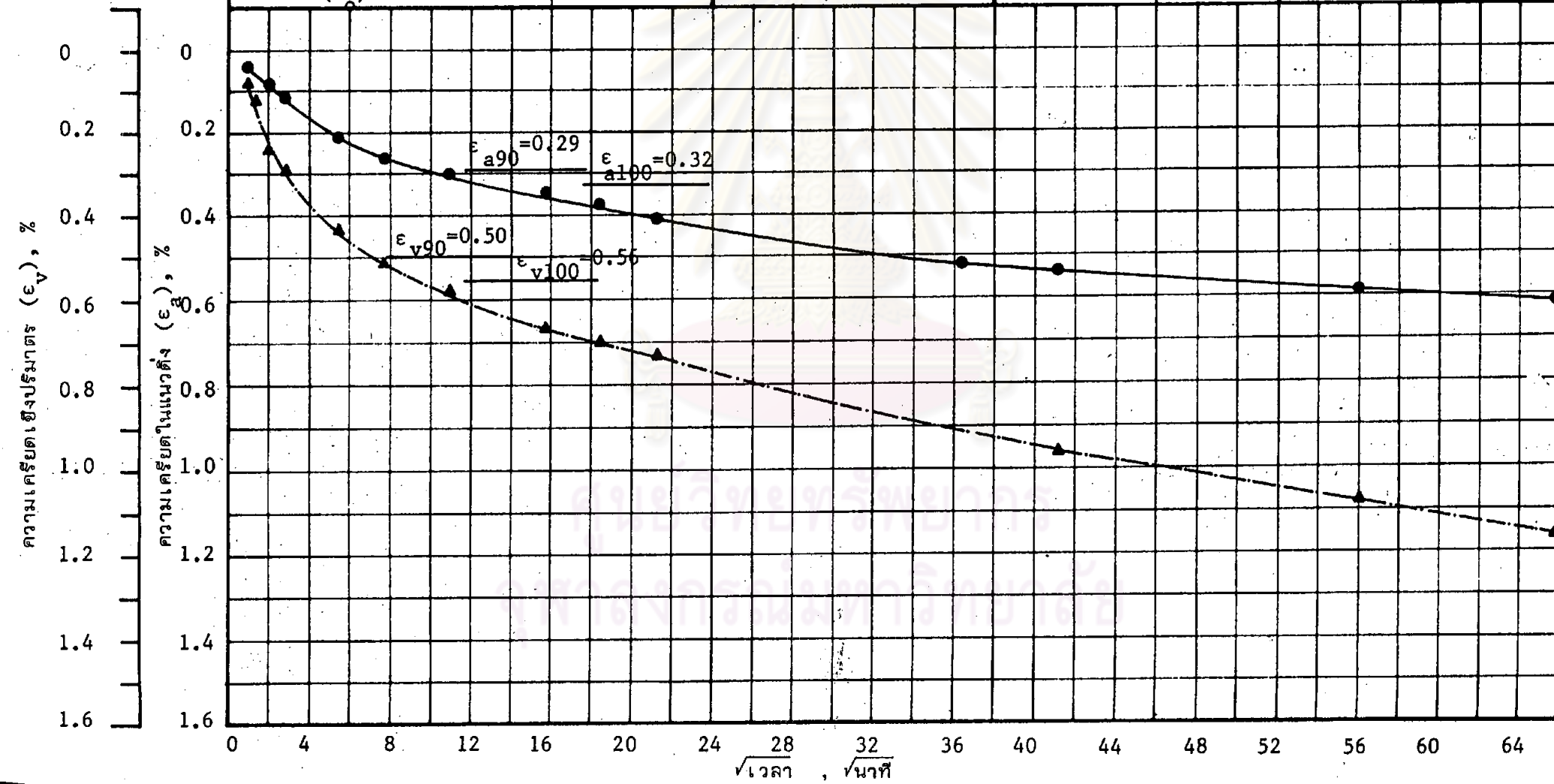
การทดสอบวิธีทางเดินของหน่วยแรง			ผล สภาวะ K_o		สภาพระบายน้ำ			
ระดับลึกลับค่าลงในสนาม (MSL)ม.	EL-11.8 (PST-9)		$\bar{\sigma}_{vo}$ ตัน/ม. ²	5.87	$\bar{\sigma}_v$ ตัน/ม. ²	9.07	ϵ_a %	2.61
ปริมาณความชื้น %	98		$\bar{\sigma}_{ho}$ ตัน/ม. ²	4.17	$\bar{\sigma}_h$ ตัน/ม. ²	4.62	\bar{v}	-0.08
เส้นผ่าศูนย์กลาง (D) ซม.	3.517		σ_{back} ตัน/ม. ²	20.00	$\Delta\sigma_v$ ตัน/ม. ²	3.20	\bar{E} ตัน/ม. ²	117
ความสูง (H) ซม.	7.020				$\Delta\sigma_h$ ตัน/ม. ²	0.45	t_{90} นาที	349.69
ปริมาตร (V) ซม. ³	68.198		วันที่ 31 ตุลาคม 2527				C_{v3} ซม. ² /วินาที	0.37×10^{-4}

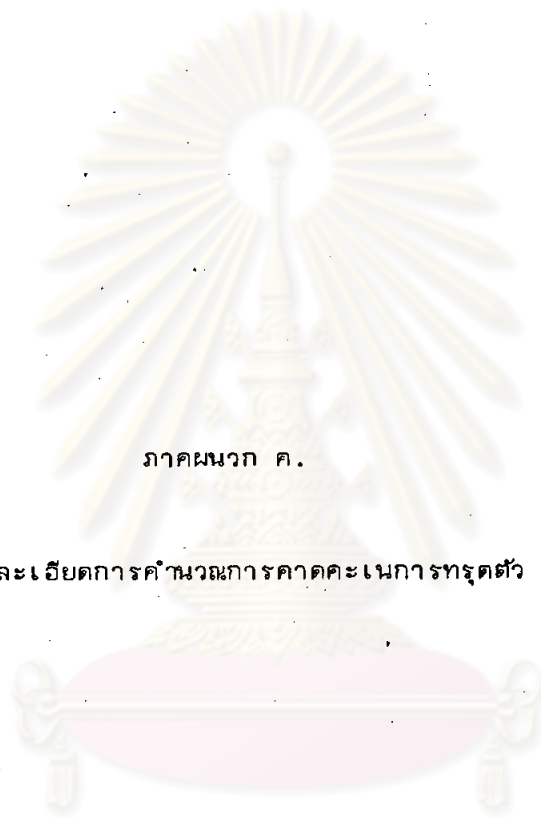


การทดสอบวิธีทางเดินของหน่วยแรง			ณ สภาวะ K_0		สภาวะระบายน้ำ			
ระดับลึกจาลองในสนาม (MSL) ม.	EL-15.20 (PST-10)		σ_{vo} ตัน/ม ²	7.62	σ_v ตัน/ม ²	10.47	ϵ_a %	0.50
ปริมาณความชื้น %	67		σ_{ho} ตัน/ม ²	4.92	σ_h ตัน/ม ²	5.72	\bar{w}	0.04
เส้นผ่าศูนย์กลาง (D_o) ซม.	3.501		σ_{back} ตัน/ม ²	20.00	$\Delta\sigma_v$ ตัน/ม ²	2.85	\bar{E} ตัน/ม ²	416
ความสูง (H_o) ซม.	7.020				$\Delta\sigma_h$ ตัน/ม ²	0.80	t_{90} นาที	30.25
ปริมาตร (V) ซม. ³	67.579		วันที่ 9 กันยายน 2527				c_{v3} ซม. ² /วินาที	4.34×10^{-4}



การทดสอบวิธีทางเดินของหน่วยแรง			ณ สภาวะ K_o		สภาพระบายน้ำ				
ระดับสีจวาลองในสนาม (MSL) ม.	EL-18.20 (PST-12)		$\bar{\sigma}_{vo}$ ตัน/ม ²	9.64	$\bar{\sigma}_v$ ตัน/ม ²	12.24	ϵ_a %		0.32
ปริมาณความชื้น %	57		$\bar{\sigma}_{ho}$ ตัน/ม ²	6.17	$\bar{\sigma}_h$ ตัน/ม ²	7.53	\bar{v}		0.17
เส้นผ่าศูนย์กลาง (D_o) ซม.	3.508		σ_{back} ตัน/ม ²	20.00	$\Delta\sigma_v$ ตัน/ม ²	2.60	\bar{E} ตัน/ม ²		562
ความสูง (H_o) ซม.	7.020				$\Delta\sigma_h$ ตัน/ม ²	1.36	t_{90} นาที		53.29
ปริมาตร (V) ซม. ³	67.849		วันที่ 20 พฤศจิกายน 2527				C_{v3} ซม. ² /วินาที		2.48×10^{-4}





ภาคผนวก ค.

รายละเอียดการคำนวณการคาดคะเนการทุจริตตัว

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ ค.1 การทรุดตัวโดยวิธีชั้นพื้นฐาน 1 มิติ

ระดับความลึก ม. (MSL)	ความหนาชั้นดิน ซม.	$\bar{\sigma}_{vo}$ ตัน/ม ²	$\bar{\sigma}_{vf}$ ตัน/ม ²	$\Delta\sigma_v$ (1) ตัน/ม ²	m_v (2) ตัน/ม ²	ρ_c ซม.	หมายเหตุ
- 0.60	280	0.92	5.29	4.37	0.011	13.5	(1) $\rho_c = m_v \cdot \Delta\sigma_v \cdot \Delta H$ $\Delta\sigma_v$ จากทฤษฎี อีลาสติคที่มีความหนา ของชั้นดินแน่นอนรอง รับด้วยฐานที่มั่นคง
- 3.30	270	2.10	6.26	4.16	0.014	15.7	
- 5.40	150	3.04	6.82	3.78	0.012	6.8	
- 8.10	380	4.25	7.80	3.55	0.011	14.8	
-11.80	370	5.87	9.07	3.20	0.012	14.2	
-15.20	300	7.69	10.54	2.85	0.005	4.3	
-18.20	300	9.64	12.24	2.60	0.005	3.9	
รวม						73.2	มิติ

ตารางที่ 5.2 การทรุดตัวโดยวิธีของ Skempton และ Bjerrum (1957)

ระดับความลึก ม. (MSL)	ความหนา ชั้นดิน ซม.	OCR	μ (1)	$\Delta\sigma_v$ ตัน/ม ²	Δu ตัน/ม ²	m_v ม ² /ตัน	ρ_c (2) ซม.	หมายเหตุ
- 0.60	280	4.7	0.42	4.37	1.84	0.011	5.7	(1) จากรูปที่ 4.7 Lee(Upper Bound), 1983 (2) $\rho_c = \Delta u \cdot m_v \cdot \Delta H$.
- 3.30	270	3.0	0.49	4.16	2.04	0.014	7.7	
- 5.40	150	2.0	0.75	3.78	2.84	0.012	5.1	
- 8.10	380	1.4	0.98	3.55	3.48	0.011	14.6	
-11.80	370	1.3	1.03	3.20	3.30	0.012	14.7	
-15.20	300	1.4	0.98	2.85	2.79	0.005	4.2	
-18.20	300	1.5	0.95	2.60	2.47	0.005	3.7	
รวม =							55.7	

ตารางที่ ค.3 การหาค่าอัตราส่วนการทรุดตัว (S_R)

ระดับความลึก, ม. (MSL)	H/B	Δq ตัน/ม ²	$\bar{\sigma}_{vo}$ ตัน/ม ²	$\bar{\sigma}_{ho}$ ตัน/ม ²	$S_u(V)$ ตัน/ม ²	q_{ult} (1) ตัน/ม ²	f (2)	S_R (3)	F.S. (4)	หมายเหตุ
- 9.50	1.23	4.41	4.86	3.45	2.10	10.79	0.34	0.86	2.45	(1) $q_{ult} = N_c \cdot S_u$ $= (5.14)(2.10) = 10.79$ (2) $f = \frac{\bar{\sigma}_{vo} - \bar{\sigma}_{ho}}{2 \cdot S_u}$ (3) S_R จากรูปที่ 2.16 สำหรับค่า $\Delta q/q_{ult} = 441/10.79 = 0.41$ $H/B = 1.23$ (4) $F.S. = \frac{N_c \cdot S_u}{\Delta q}$

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

การทรุดตัวโดยวิธีทฤษฎีอีลาสติค

$$E_{u(50)} \text{ (เฉลี่ย)} = 343 \text{ ตัน/ม}^2 \quad (E_{u(50)} \text{ จากการทดสอบ UU})$$

$$m_{v(50)} \text{ (เฉลี่ย)} = 0.010 \text{ ม}^2/\text{ตัน} \quad (m_v \text{ จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติ})$$

$$D = 1/m_v \quad D : \text{constrained modulus}$$

$$= 1/0.010 = 100 \text{ ตัน/ม}^2$$

$$\bar{E} = \frac{D(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)}$$

$$\bar{\nu} = 0.25, \quad \bar{E} = \frac{100(1+0.25)(1-0.50)}{(1-0.25)} = 83 \text{ ตัน/ม}^2$$

หาค่า ρ_{ie}

$$\rho_{ie} = \frac{q \cdot H \cdot I_{st}}{\pi \cdot E_u} \quad (\text{จากทฤษฎีอีลาสติคที่มีความหนา ของชั้นดินแน่นอ่อน})$$

$$= \frac{2(4.41)(2050)(0.59)}{\pi(343)} \quad (\text{รองรับด้วยฐานที่มั่นคง สำหรับ } \nu=0.50)$$

$$\therefore \rho_{ie} = 9.9 \text{ ซม.}$$

$$\therefore S_R = 0.86$$

$$\therefore \rho_i = \rho_{ie} / S_R = 9.9 / 0.86 = 11.5 \text{ ซม.} \dots \dots \dots *$$

หา ρ_{Te}

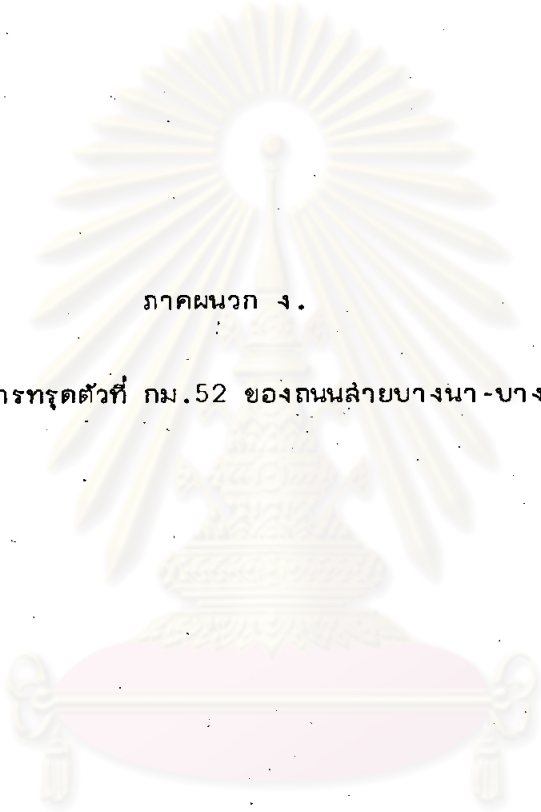
$$\rho_{Te} = \frac{q \cdot H \cdot I_{st}}{\pi \bar{E}}$$

$$\bar{\nu}=0.25, \quad \rho_{Te} = \frac{2(4.41)(2050)(1.05)}{\pi(83)}$$

$$\therefore \rho_{Te} = 72.8 \text{ ซม.} \dots \dots \dots *$$

$$\rho_c = \rho_{Te} - \rho_{ie} = 72.8 - 9.9 = 62.9$$

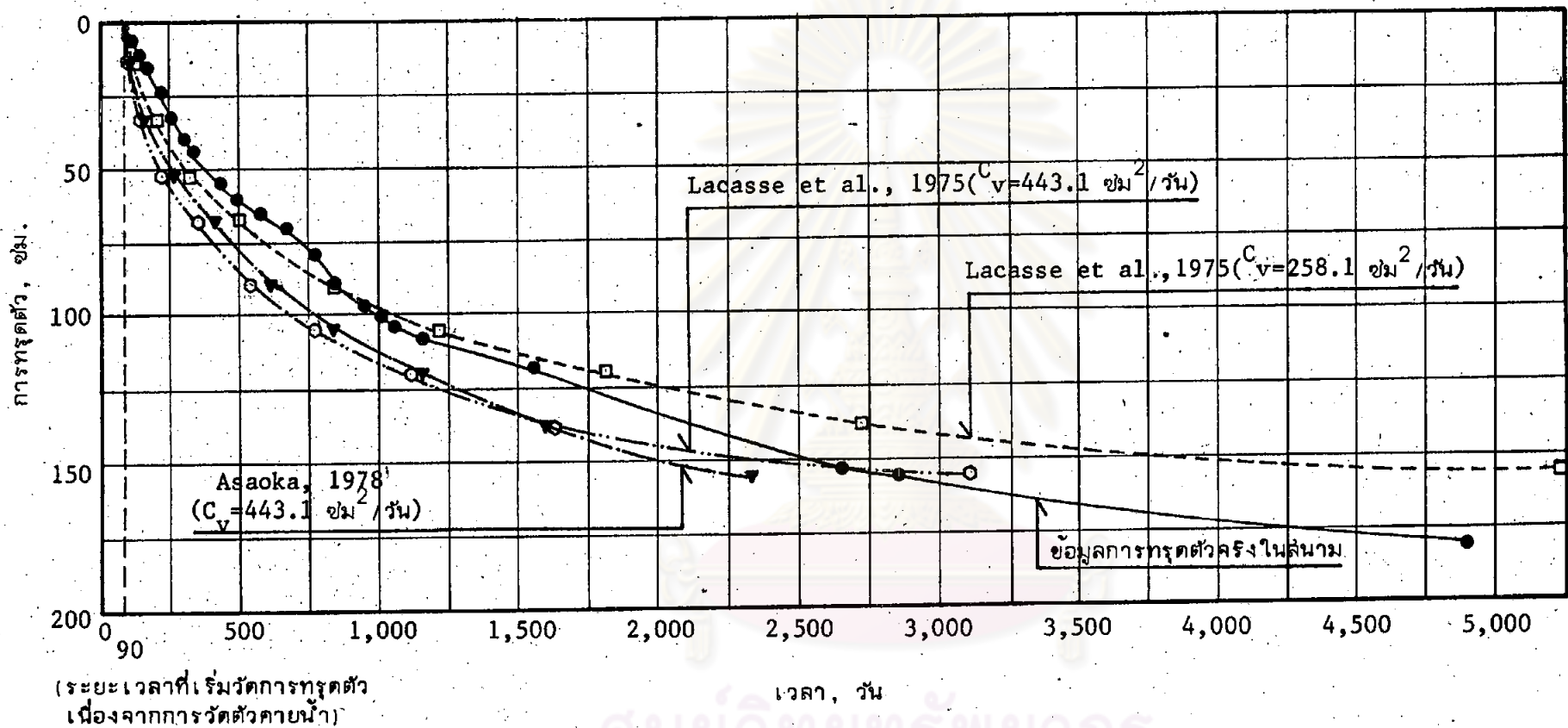
$$\rho_T = \frac{\rho_{ie}}{S_R} + (\rho_{Te} - \rho_{ie}) = 11.5 + 62.9 = 74.4 \text{ ซม.} \dots \dots \dots *$$



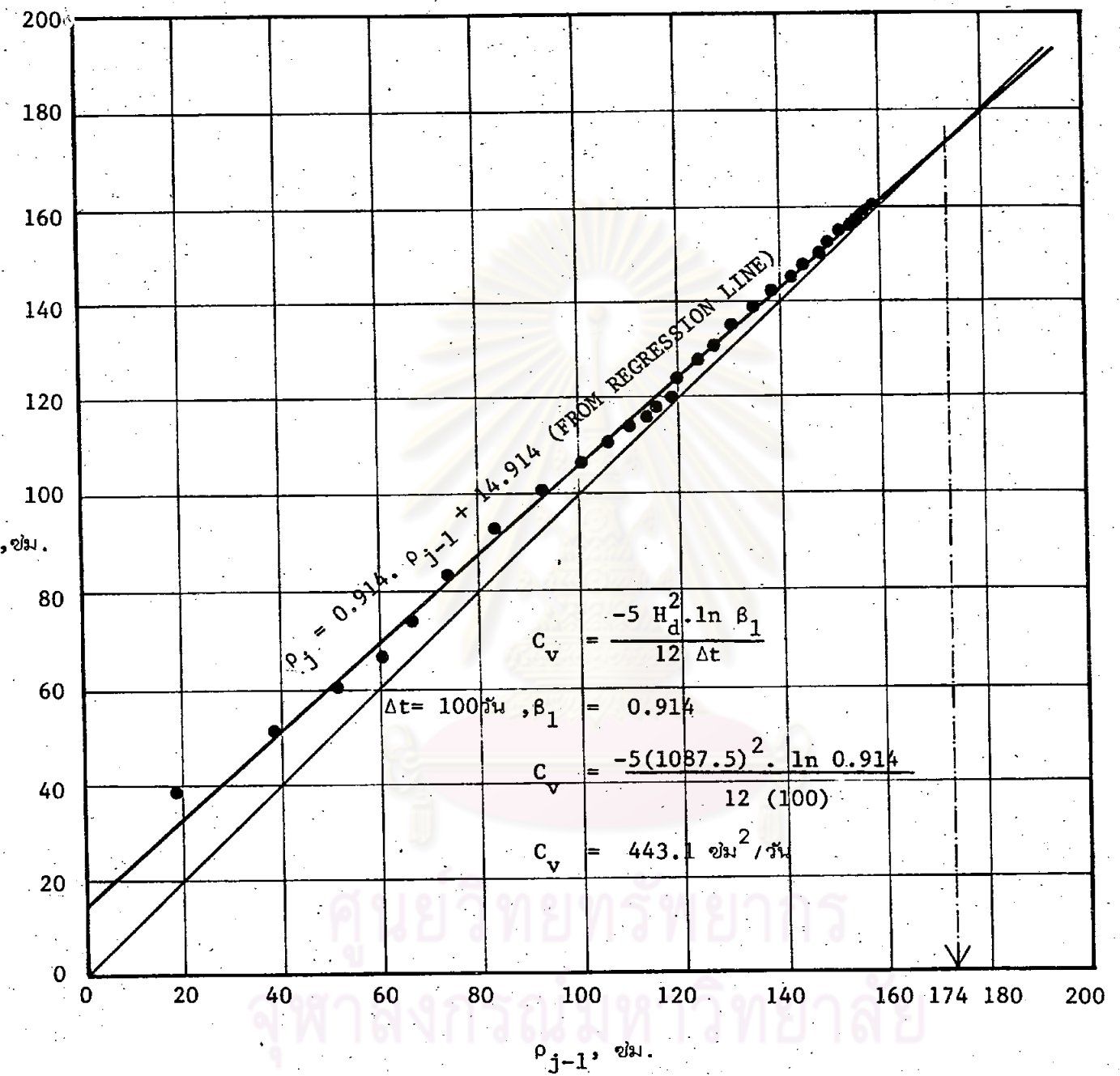
ภาคผนวก ง.

การวิเคราะห์การทวดตัวที่ กม.52 ของถนนลำปางนา-บางปะกง

ศูนย์วิจัยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ ๔.1 การทดสอบของถนนสายบางนา - บางปะกง ที่ กม. 52



การวิเคราะห์อัตราการทรุดตัวของถนนบางนา-บางปะกง ที่ กม.52 เพื่อจำลองแทน

อัตราการทรุดตัว คำนวณของถนนที่ทำการวิจัย โดยวิธีของ Asaoka (1978)

ตารางที่ ง.1 การเปรียบเทียบขนาดการทรุดตัวของถนนที่ กม.52

วิธีการวิเคราะห์	การทรุดตัวทันที ρ_i , ซม.	การทรุดตัวเนื่องจากการ อัดตัวคายน้ำ ρ_c , ซม.	การทรุดตัวรวม ρ_T , ซม.
1) การทรุดตัวในสนาม		181.0	
2) วิธีชั้นพื้นฐาน 1 มิติ		194.0	194.0
3) วิธีของ Asaoka (1978)		174.0	
4) วิธีทฤษฎีอีลาสติค	23.3 (1)	66.0	89.3
5) วิธีของ Skempton และ Bjerrum (1957)	23.3 (1)	109.0	132.3

(1) ใช้ค่าจากวิธีทฤษฎีอีลาสติค

ตารางที่ ง.2 การเปรียบเทียบสัมประสิทธิ์การทรุดตัวและอัตราการทรุดตัวของถนนที่ กม.52

วิธีการวิเคราะห์	สัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ (C_v), ซม. ² /วัน
1) ในสนาม	-
2) วิธีของ Asaoka (1978)	443.1
3) วิธีของ Lacasse et al. (1975)	258.4

ตารางที่ ง.3 การทรุดตัวโดยวิธีชั้นพื้นฐาน 1 มิติ ที่ กม.52

ระดับความลึก ม. (MSL)	ความหนาชั้นดิน ซม.	σ_{vo} ตัน/ม ²	σ_{vm} ตัน/ม ²	OCR	หน่วยแรงที่มากระทำ ⁽¹⁾ ตัน/ม ²			สัมประสิทธิ์การเปลี่ยนแปลงปริมาตร (m_v) ม ² /ตัน		การทรุดตัวในสภาพระบายน้ำ ⁽²⁾ ซม.		
					$\Delta\sigma_{v1}$ (ก่อน σ_{vm})	$\Delta\sigma_{v2}$ (หลัง σ_{vm})	$\Delta\sigma_v$	m_{v1} (ก่อน σ_{vm})	m_{v2} (หลัง σ_{vm})	ρ_{c1}	ρ_{c2}	ρ_c
- 0.20	300	0.61	3.20	5.2	2.59	2.66	5.25	0.011	0.040	8.6	31.9	40.5
- 4.60	600	2.06	4.20	2.0	2.14	2.80	4.94	0.021	0.056	27.0	94.1	121.1
-11.90	800	5.03	10.00	2.0	4.00	-	4.00	0.008	0.017	25.6	-	25.6
-16.60	475	7.17	16.00	2.2	3.60	-	3.60	0.004	0.005	6.8	-	6.8
										$\rho_c = 194.0$ ซม.		

(1) $\Delta\sigma_v$ จากการกระจายหน่วยแรงโดยทฤษฎีอีลาสติคที่มีความหมายของชั้นดินแน่นรองรับ

ด้วยฐานที่มั่นคง ($\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_{v1} + \Delta\sigma_{v2}$)

(2) $\rho_c = \rho_{c1} + \rho_{c2}$

หมายเหตุ ใช้พารามิเตอร์ดินที่ BV[#]6 จากภาควิชาวิศวกรรมโยธา (2527)

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ระดับความลึก, ม. (MSL)	ความหนาชั้นดิน, ซม.	$\frac{\sigma_{vo}}{\sigma_{vo}^2}$ ตัน/ม ²	OCR	(1) $E_{u(80)}/\sigma_{vo}$	$E_{u(80)}$ ตัน/ม ²	$E_{u(avg)}$ ตัน/ม ²	m_v ม ² /ตัน	D (2) ตัน/ม ²	\bar{E} (3) ตัน/ม ²	\bar{E}_{avg} ตัน/ม ²	ρ_{ie} (4) ซม.	ρ_i (5) ซม.	ρ_{Te} (6) ซม.	ρ_c (7) ซม.	ρ_T (8) ซม.
- 0.20	300	0.61	5.2	132	81		0.026	38.5	32						
- 4.60	600	2.06	2.0	60	124	256	0.041	24.4	20	91	17.0	23.3	83.0	66.0	89.3
-11.90	800	5.03	2.0	60	302		0.008	125.0	104						
-16.60	475	7.17	2.2	72	516		0.004	250.0	208						

(1) จากรูปที่ 4.15 (ข)

(2) $D = \frac{1}{m_v}$ (D = Constrained Modulus)

(3) $\bar{E} = \frac{D(1+v)(1-2v)}{(1-v)}$ (v = 0.25)

(4) $\rho_{ie} = \frac{\Delta q \cdot I_{st} \cdot \Delta H}{\sqrt{E_{u(80)}}}$ จากรูปที่ 2.20 ($\Delta q = 5.25$ ตัน/ม²; v = 0.50)

(5) $\rho_i = \frac{\rho_{ie}}{S_R}$

(6) $\rho_{Te} = \frac{\Delta q \cdot I_{st} \cdot \Delta H}{\sqrt{\bar{E}}}$ จากรูปที่ 2.20 (v = 0.25)

(7) $\rho_c = \rho_{Te} - \rho_{ie}$

(8) $\rho_T = \frac{\rho_{ie}}{S_R} - (\rho_{Te} - \rho_c)$

หมายเหตุ ไซฟารามิเตอร์ดิน ที่ BV#6 จากภาควิชาวิศวกรรมโยธา (2527)

ตารางที่ ง.5 การหาค่าอัตราส่วนการทรุดตัว (S_R) ที่ กม. 52

ระดับความลึก, ม. (MSL)	H/B	Δq ตัน/ม ²	$\bar{\sigma}_{vo}$ ตัน/ม ²	$\bar{\sigma}_{ho}$ ตัน/ม ²	$S_u(V)$ ตัน/ม ²	q_{ult} (1) ตัน/ม ²	f (2)	S_R (3)	F.S. (4)	หมายเหตุ
-10.00	1.21	5.25	4.1	3.1	1.68	8.64	0.30	0.73	1.65	(1) $q_{ult} = N_c \cdot S_u$ $= (5.14)(1.68) = 8.64$ (2) $f = \frac{\bar{\sigma}_{vo} - \bar{\sigma}_{ho}}{2 S_u}$ (3) S_R จากรูปที่ 2.16 สำหรับค่า $\Delta q/q_{ult} = 0.61$ $H/B = 1.21$ (4) $F.S. = \frac{N_c \cdot S_u}{\Delta q}$

หมายเหตุ

ใช้พารามิเตอร์ดินที่ BV#6

จากภาควิชาวิศวกรรมโยธา (2527)

ศูนย์วิจัยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ระดับความลึก, ม. (MSL)	ความหนาแน่นดิน, ชม.	σ_{vo}	σ_{vm}	OCR	μ (1)	$\Delta\sigma_v$ (2) ตัน/ม ²	ความดันน้ำในโพรงเพิ่ม ตัน/ม ²			m_v ม ² /ตัน		การทรุดตัวในสภาวะระบายน้ำ ⁽³⁾ ชม.		
							Δu	Δu_1	Δu_2	m_{v1} (ก่อน σ_{vm})	m_{v2} (หลัง σ_{vm})	ρ_{c1}	ρ_{c2}	ρ_c
- 0.20	200	0.61	3.20	5.2	0.42	5.25	2.21	2.21	-	0.011	0.040	7.3	-	7.3
- 4.60	600	2.06	4.20	2.0	0.74	4.94	3.66	2.14	1.52	0.021	0.056	27.0	51.1	78.1
-11.90	800	5.03	10.0	2.0	0.74	4.00	2.96	2.96	-	0.008	0.017	18.9	-	18.9
-16.60	475	7.17	16.0	2.0	0.68	3.60	2.45	2.45	-	0.004	0.005	4.7	-	4.7
												$\rho_c = 109$ ชม.		

(1) จากรูปที่ 4.7 Lee (Upper Bound), 1983

(2) $\Delta\sigma_v$ จากการกระจายหน่วยแรงโดยทฤษฎีอีลาสติคที่มีความหนาของชั้นดินแน่นอนรองรับด้วยฐานที่มั่นคง ($\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_{v1} + \Delta\sigma_{v2}$)

(3) $\rho_c = \rho_{c1} + \rho_{c2}$

หมายเหตุ ใช้พารามิเตอร์ดินที่ BV#6 จากภาควิชาวิศวกรรมโยธา (2527)

ตารางที่ ๔.7 วิธีการวิเคราะห์หัตถการการทรุดตัวของ Lacasse et al., 1975 ที่ กม.52

$$(C_v = 258.4 \text{ ซม}^2/\text{วัน})$$

U %	T_{2D} (1)	t (2) วัน	C_v (3) ซม ² /วัน	t (4) วัน	p_c (5) วัน
10	0.0049	90	64.4	22	17.4
20	0.0235	180	154.4	108	34.8
30	0.0520	310	198.4	238	52.2
40	0.0980	560	207.0	449	69.6
50	0.1690	725	275.7	773	87.0
60	0.2500	960	308.0	1144	104.4
70	0.3800	1540	291.8	1739	121.8
80	0.5800	2005	342.1	2655	139.2
90	1.1300	2760	484.2	5171	156.6
C_v (เฉลี่ย) = 258.4 ซม ² /วัน					

(1) ลากรูปที่ 2.29 ของ Lacasse et al., 1975 สำหรับ $B/H = 0.83$

(2) ได้จากข้อมูลในสนาม

$$(3) C_v = \frac{T_{2D}(H_d)^2}{t} \text{ โดย } H_d = 10.875 \text{ ม. (Two-Way Drainage)}$$

$$(4) t = \frac{T_{2D}(H_d)^2}{C_v} \quad T_{2D} \text{ จาก (1)}$$

$H_d = 10.875 \text{ ม. (Two-Way Drainage)}$
 $C_v = 258.4 \text{ ซม}^2/\text{วัน (วิธีของ Lacasse et al., 1975)}$

(5) $p_{cf} = 174.0 \text{ ซม. (จากวิธีAsaoka, 1978)}$

หมายเหตุ (2) และ (4) เริ่มนับเวลาหลังจากเวลาในรูปที่ 2.1 90 วันไปแล้ว เช่น

$$t^{(2)} = 2760 \text{ วัน เวลาในรูปที่ ๔.1 เป็นเวลา } 90 + 2760 = 2810 \text{ วัน}$$

เพราะมีข้อมูลการทรุดตัวของคันทางถนนที่ กม.52 หลังจากก่อสร้างไปแล้ว 90 วัน

ตารางที่ ง.8 วิธีการวิเคราะห์อัตราการทรุดตัวของ Lacasse et al., 1975 ที่ กม.52

($C_v = 443.1$ ซม.²/วัน จากวิธีของ Asaoka)

U %	T_{2D} (1)	t (2), วัน	p_c (3), ซม.
10	0.0049	13	17.4
20	0.0235	63	34.8
30	0.0520	139	52.2
40	0.0980	262	69.6
50	0.1690	451	87.0
60	0.2500	667	104.4
70	0.3800	1014	121.8
80	0.5800	1548	139.2
90	1.1300	3016	156.6

(1) จากรูปที่ 2.29 ของ Lacasse et al., 1975 สำหรับ $B/H = 0.83$

$$(2) t = \frac{T_{2D} (H_d)^2}{C_v} \quad T_{2D} \text{ จาก (1)}$$

$$H_d = 10.875 \text{ ม. (Two-Way-Drainage)}$$

$$C_v = 443.1 \text{ ซม.}^2/\text{วัน (วิธีของ Asaoka, 1978)}$$

(3) $p_{cf} = 174.0$ ซม. (จากวิธีของ Asaoka, 1978)

หมายเหตุ (2) เริ่มนับเวลาหลังจากเวลาในรูปที่ 2.1 90 วันไปแล้ว เช่น $t^{(2)} = 3016$ วัน
เวลาในรูปที่ ง.1 เป็นเวลา $90 + 3016 = 3106$ วัน เพราะมีข้อมูลการทรุดตัว
ของคันทางถนนที่ กม.52 หลังจากก่อสร้างไปแล้ว 90 วัน

ตารางที่ ง.9 การวิเคราะห์อัตราการทรุดตัว โดยวิธีของ Asaoka, 1978 ที่ กม.52
 $(C_v = 443.1 \text{ ซม}^2/\text{วัน}$ จากวิธีของ Asaoka)

U %	$t^{(1)}$ วัน	$T_v^{(2)}$	$t^{(3)}$ วัน	$p_c^{(4)}$ ซม.
10	90	0.008	21	17.4
20	180	0.031	83	34.8
30	310	0.071	190	52.2
40	560	0.126	336	69.6
50	725	0.197	526	87.0
60	960	0.287	766	104.4
70	1540	0.403	1076	121.8
80	2005	0.567	1513	139.2
90	2760	0.848	2263	156.6

(1) จากข้อมูลในล้นามของ กม.52

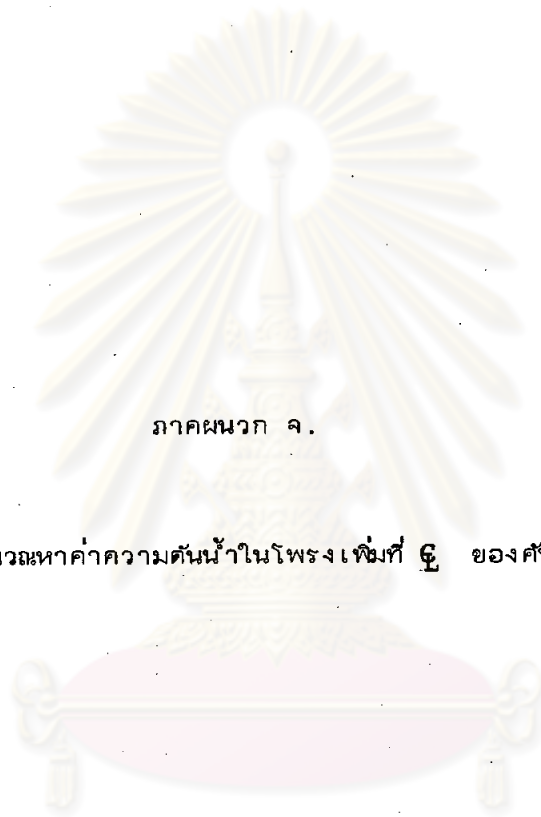
(2) จากรูปที่ 2.28 สำหรับการระบายล่องทิศทาง (Two-Way Drainage)

$$(3) \quad t = \frac{T_v \cdot (H_d)^2}{C_v} \quad H_d = 10.875 \text{ ม. (Two-Way Drainage)}$$

$$C_v(\text{Asaoka}) = 443.1 \text{ ซม}^2/\text{วัน}$$

(4) $p_{cf} = 174.0 \text{ ซม.}$ (จากวิธีของ Asaoka, 1978)

หมายเหตุ (1) และ (3) เริ่มนับเวลาหลังจากเวลาในรูปที่ ง.1 90 วันไปแล้ว เช่น
 $t^{(1)} = 2760$ วัน เวลาในรูปที่ ง.1 เป็นเวลา $90 + 2760 = 2850$ วัน
 เป็นต้น เพราะมีข้อมูลการทรุดตัวของคันทางถนนที่ กม.52 หลังจากก่อสร้าง
 ไปแล้ว 90 วัน



ภาคผนวก จ.

วิธีการคำนวณหาค่าความดันน้ำในโพรงแข็งที่ ๕ ของคันทาง

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ จ.1 ค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มจากการทดสอบทางเดินของหน่วยแรงและสมการของ Henkel

ระดับความลึก, ม. (MSL)	$\Delta u = \Delta\sigma_3 - A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$ (CK ₀ UC Stress Path Test)				$\Delta u = \Delta\sigma_{oct} + a\Delta\tau_{oct}$ (Henkel's Equation)				
	Δu ตัน/ม ²	$\Delta\sigma_1$ ตัน/ม ²	$\Delta\sigma_3$ ตัน/ม ²	A	a	$\Delta\sigma_2$ ตัน/ม ²	$\Delta\sigma_{oct}$ ตัน/ม ²	$\Delta\tau_{oct}$ ตัน/ม ²	Δu ตัน/ม ²
- 0.60	2.80	4.37	2.30	0.24	-0.20	2.67	3.11	0.90	2.93
- 3.30	2.50	4.16	1.05	0.47	0.29	2.09	2.43	1.29	2.80
- 5.40	2.70	3.78	0.90	0.63	0.63	1.87	2.18	1.20	2.94
- 8.10	3.00	3.55	0.77	0.80	0.99	1.72	2.01	1.15	3.15
-11.80	2.80	3.20	0.45	0.85	1.10	1.46	1.70	1.14	2.95
-15.20	2.90	2.85	0.80	1.02	1.46	1.46	1.70	0.85	2.94
-18.20	2.60	2.60	1.36	1.00	1.41	1.58	1.85	0.54	2.61

$$A = \frac{\Delta u - \Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3}$$

$$a = \frac{3A-1}{\sqrt{2}}$$

$$\Delta\sigma_{oct} = \frac{1}{3} (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3)$$

$$\Delta\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2)^2 + (\Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3)^2 + (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)^2}$$

A : พารามิเตอร์ของ Skempton

Δu : ความดันน้ำในโพรงเพิ่ม (รวมอันตรรกณ์)

a : พารามิเตอร์ของ Henkel

$\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2, \Delta\sigma_3$: ขนาดการเปลี่ยนหน่วยแรงในทิศทาง 1, 2 และ 3 ตามลำดับ

$\Delta\sigma_{oct}$: ขนาดการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรง Octahedral

$\Delta\tau_{oct}$: ขนาดการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงเฉือน Octahedral

ตารางที่ ๑.๒ ค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มจากวิธีของ Lee (1983)

ระดับความลึก, ม. (MSL)	อัตราส่วน การอัดแน่นเกินตัว OCR	Lee (1983)				หมายเหตุ
		Lower Bound		Upper Bound		
		$\mu^{(1)}$	Δu ตัน/ม ²	$\mu^{(2)}$	Δu ตัน/ม ²	
- 0.60	4.9	0.37	1.62	0.42	1.84	(1) จากเส้นขอบเขตล่างของรูปที่ 4.7
- 3.30	3.1	0.38	1.58	0.48	2.00	(2) จากเส้นขอบเขตบนของรูปที่ 4.7
- 5.40	2.1	0.55	2.08	0.71	2.68	
- 8.10	1.5	0.74	2.63	0.94	3.34	
-11.80	1.3	0.81	2.59	1.01	3.23	
-15.20	1.4	0.77	2.19	0.97	2.76	
-18.20	1.4	0.77	2.00	0.97	2.52	

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ จ.3 ค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มจากวิธีของ Tavenas (1979)

ระดับความลึก, ม. (MSL)	Tavenas (1979)				หมายเหตุ
	z/H	$\bar{B}_1 = 0.6 - 2.4(z/H - 0.5)^2$	$I_{\gamma H} = \Delta\sigma_v^{(1)}$ ตัน/ม ²	$\Delta u = \bar{B}_1 \cdot I_{\gamma H}$ ตัน/ม ²	
- 0.60	0.07	0.16	4.37	0.70	(1) $\Delta\sigma_v$ ได้จากการวิเคราะห์หน่วยแรงในแนวดิ่งโดยทฤษฎีอีลาสติคที่มีความหนาของชั้นดินแน่นรองรับด้วยฐานที่มั่นคง Z : ความลึกในดินที่พิจารณา H : ความหนาของชั้นดิน
- 3.30	0.20	0.38	4.16	1.58	
- 5.40	0.30	0.50	3.78	1.89	
- 8.10	0.43	0.59	3.55	2.09	
-11.80	0.61	0.57	3.20	1.82	
-15.20	0.78	0.41	2.85	1.17	
-18.20	0.93	0.16	2.60	0.42	

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ประวัติ

นาย สำเนาต์ย์ ศรีสุข เกิดวันที่ 3 มกราคม พ.ศ. 2502 ที่จังหวัดนครนายก
สำเร็จการศึกษาปริญญาตรีวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา จากมหาวิทยาลัยขอนแก่น
ปีการศึกษา 2523 และได้เข้าศึกษาต่อในภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์-
มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2525



ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย