

ผลการทดลอง และการวิเคราะห์

4.1 ผลการทดลองในห้องปฏิบัติการและภาคสนาม

4.1.1 ผลการทดลองหาสมบัติพื้นฐานของดินอ่อน

ดินเหนียวอ่อนมากจากหลุมเจาะ DB-1 และ DB-2 ได้ถูกทดสอบหาสมบัติพื้นฐาน และแสดงไว้ในตารางที่ 4.1 และ 4.2 ค่า Liquidity Index และการจำแนกดินตาม Unified ได้ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.1 ด้วยเหมือนกัน และเพื่อเป็นการสะดวกในการวิเคราะห์ จึงได้ทำการแบ่งชั้นดินออกเป็นชั้น ๆ โดยพิจารณาจากชนิดของดิน กำลังรับแรงเฉือน ความหนาแน่นเปียก ปริมาณน้ำตามธรรมชาติ ดังแสดงไว้ใน Boring Log รูปที่ 4.1 และ 4.2

ดินเหนียวอ่อนจากหลุม DB-1 โดยส่วนใหญ่ เป็นดินเหนียวอินทรีย์ มีพลาสติกซิตีสูง (PI 67-81%) ความหนาแน่นเปียกประมาณ 1.35 ตันต่อ m^3 ในช่วง 10 ม. แรก ยกเว้นชั้นหน้าดิน (Weathered Clay) มีความหนาแน่น 1.58 ตันต่อ m^3 จากนั้นความหนาแน่นจะค่อย ๆ สูงขึ้น จนถึง 1.78 ตันต่อ m^3 ที่ระดับ -22.0 ม. ปริมาณน้ำตามธรรมชาติมีค่าสูง (110-150%) ในชั้นดินอ่อน Liquidity Index มีค่าเท่ากับ 0.8-1.3 สำหรับหลุม DB-2 ที่อยู่ ๕ ของชั้นทางดินเหนียวอ่อน มีความหนาแน่นเปียกประมาณ 1.39 ตันต่อ m^3 ในชั้นดินอ่อน และ 1.58-1.76 ตันต่อ m^3 เมื่อความลึกเพิ่มขึ้น ปริมาณน้ำตามธรรมชาติมีค่าระหว่าง 110-126% ในชั้นดินอ่อน เหตุที่ดินอ่อนจากหลุม DB-2 มีค่าความหนาแน่นสูงกว่า และปริมาณน้ำตามธรรมชาติต่ำกว่าดินอ่อนจากหลุม DB-1 ก็เนื่องมาจากดินถูกความเค็มของถนนเก่าที่ก่อสร้างเมื่อปี 1969 เมื่อมีการก่อสร้างถนนความเค็มเนื่องจากน้ำหนักของถนนในดินอ่อนก็สูงตามไปด้วย และเกิดการเคลื่อนตัวแบบอันเดรนในแนวตั้ง ≈ 1.0 ม. ในระหว่างก่อสร้างและการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ ซึ่งทำให้ช่องว่างระหว่างเม็ดดินมีขนาดเล็กลง ปริมาณน้ำตามธรรมชาติลดลง ความหนาแน่นเปียกเพิ่มขึ้น และเกิดการทรุดตัวหลังการก่อสร้างอีก ≈ 1.5 ม. ค่า Liquidity Index ยังคงมีค่าที่สูงอยู่ แสดงว่าบริเวณ กม.30 สายบางนา-บางปะกง นี้ยังเป็น younger sediments (cox, 1968)

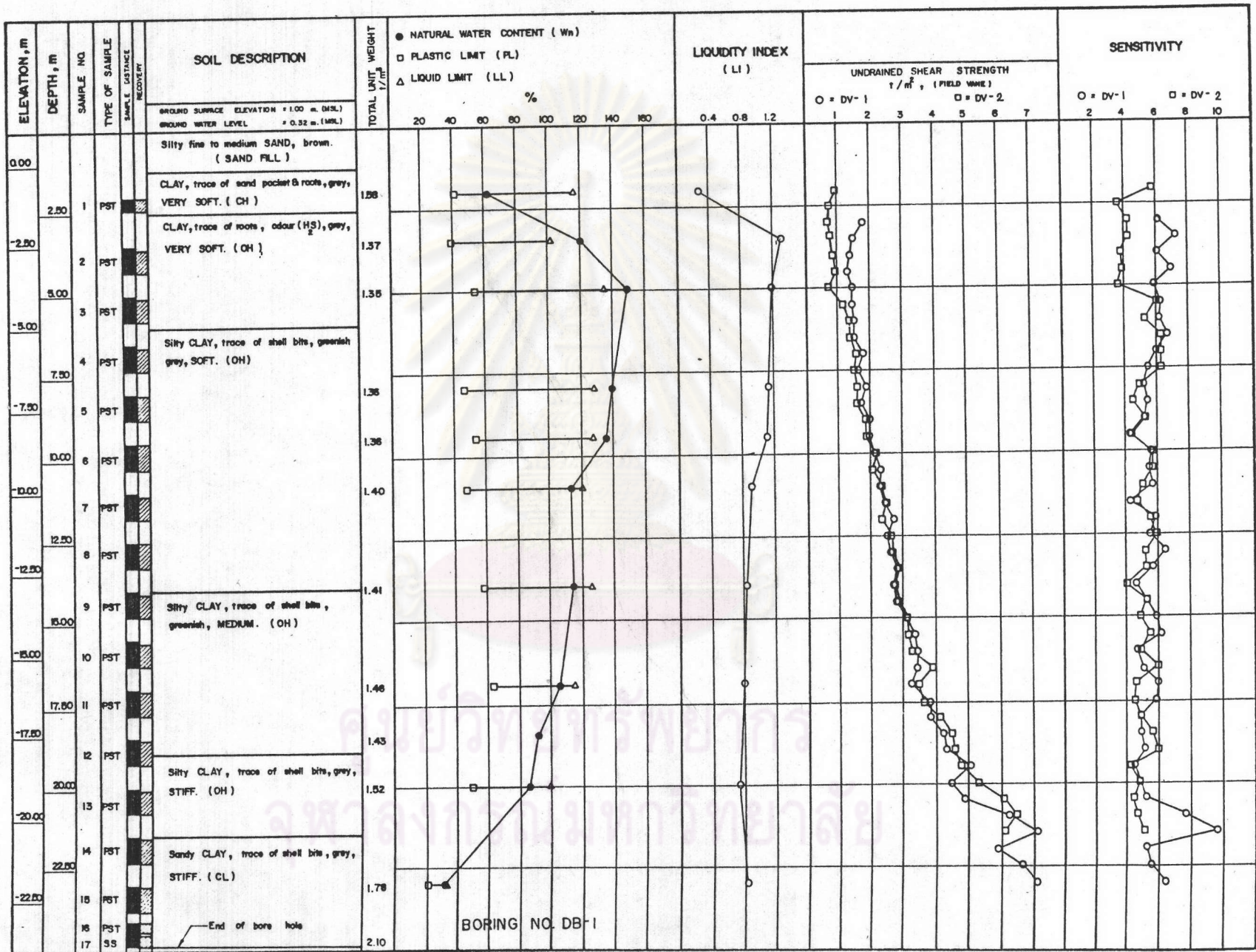
ตารางที่ 4.1 สรุปผลการทดลองของดินอ่อนจากหลุม DB-1

DESCRIPTION			BASIC PROPERTIES							CONSOLIDATION TEST RESULTS (LID = 100)												UU TEST RESULTS			
SAMPLE NO.	DEPTH m.		WATER CONTENT %	ATTERBERG LIMITS %			LIQUIDITY INDEX (L.I.)	TOTAL UNIT WEIGHT γ / m^3	UNIFIED SOIL CLASSIFICATION	EFFECTIVE STRESS $\bar{\sigma}_{vo}$ (γ / m^2)	MAXIMUM PAST PRESSURE $\bar{\sigma}_{vm}$ (γ / m^2)	OVER CONSOLIDATION RATIO (OCR)	COMPRESSION RATIO (CR)	RECOMPRESSION RATIO (RR)	COEFFICIENT OF VOLUME CHANGE (M_v) m^2/γ		CONSTRAINED MODULUS (D) γ / m^2		DRAINED YOUNG'S MODULUS (\bar{E}) γ / m^2				UNDRAINED SHEAR STRENGTH τ / m^2	UNDRAINED YOUNG'S MODULUS γ / m^2	
	FROM	TO		LL.	PL.	PI.									BEFORE	AFTER	BEFORE	AFTER	POISSON'S RATIO = 0.25		POISSON'S RATIO = 0.35			Eu (50)	Eu (80)
																			$\bar{\sigma}_{vm}$	$\bar{\sigma}_{vm}$	$\bar{\sigma}_{vm}$	$\bar{\sigma}_{vm}$			
PST-1	2.00	2.40	62	116	41	75	0.28	1.58	CH	0.55	2.6	4.7	0.183	0.023	0.026	0.016	38	61	31	50	23	38			
PST-2	3.50	4.30	120	102	39	63	1.30	1.37	CH	1.11	3.0	2.7	0.268	0.030	0.031	0.029	32	34	27	28	20	21			
PST-3	5.00	5.80	148	134	53	81	1.18	1.35	OH	1.60	3.6	2.3	0.314	0.048	0.013	0.023	77	44	64	37	48	27			
PST-4	6.50	7.30																							
PST-5	8.00	8.80	139	128	47	81	1.13	1.36	CH	2.98	4.4	1.5	0.519	0.038	0.025	0.040	40	25	36	21	27	16			
PST-6	9.50	10.30	135	127	54	73	1.11	1.36	OH	3.58	6.3	1.8	0.712	0.052	0.020	0.040	49	25	41	21	30	16			
PST-7	11.00	11.80	113	120	47	73	0.90	1.40	OH	4.49	8.2	1.8	0.684	0.054	0.012	0.023	86	44	72	36	54	27			
PST-8	12.50	13.30	125								8.5	1.6	0.596	0.049											
PST-9	14.00	14.80	114	125	58	67	0.84	1.41	OH	7.06	10.2	1.4	0.632	0.040	0.008	0.026	121	39	100	32	75	24			
PST-10	15.50	16.30																							
PST-11	17.00	17.80	105	115	64	51	0.81	1.46	OH	10.41	11.8	1.1	0.490	0.031	0.004	0.015	241	68	200	57	150	42			
PST-12	18.50	19.30	91					1.43																	
PST-13	20.00	20.80	87	99	50	49	0.75	1.52	OH	15.07	16.0	1.1	0.412	0.044	0.005	0.008	191	122	159	101	119	76			
PST-14	21.50	22.30																							
PST-15	23.00	23.80	32	34	22	12	0.84	1.78	CL	23.19	23.0	1.0	0.165	0.032	0.002	0.003	407	398	339	331	254	248			
PST-16	24.10	24.40																							
SS-17	24.40	24.85						2.10	SC																

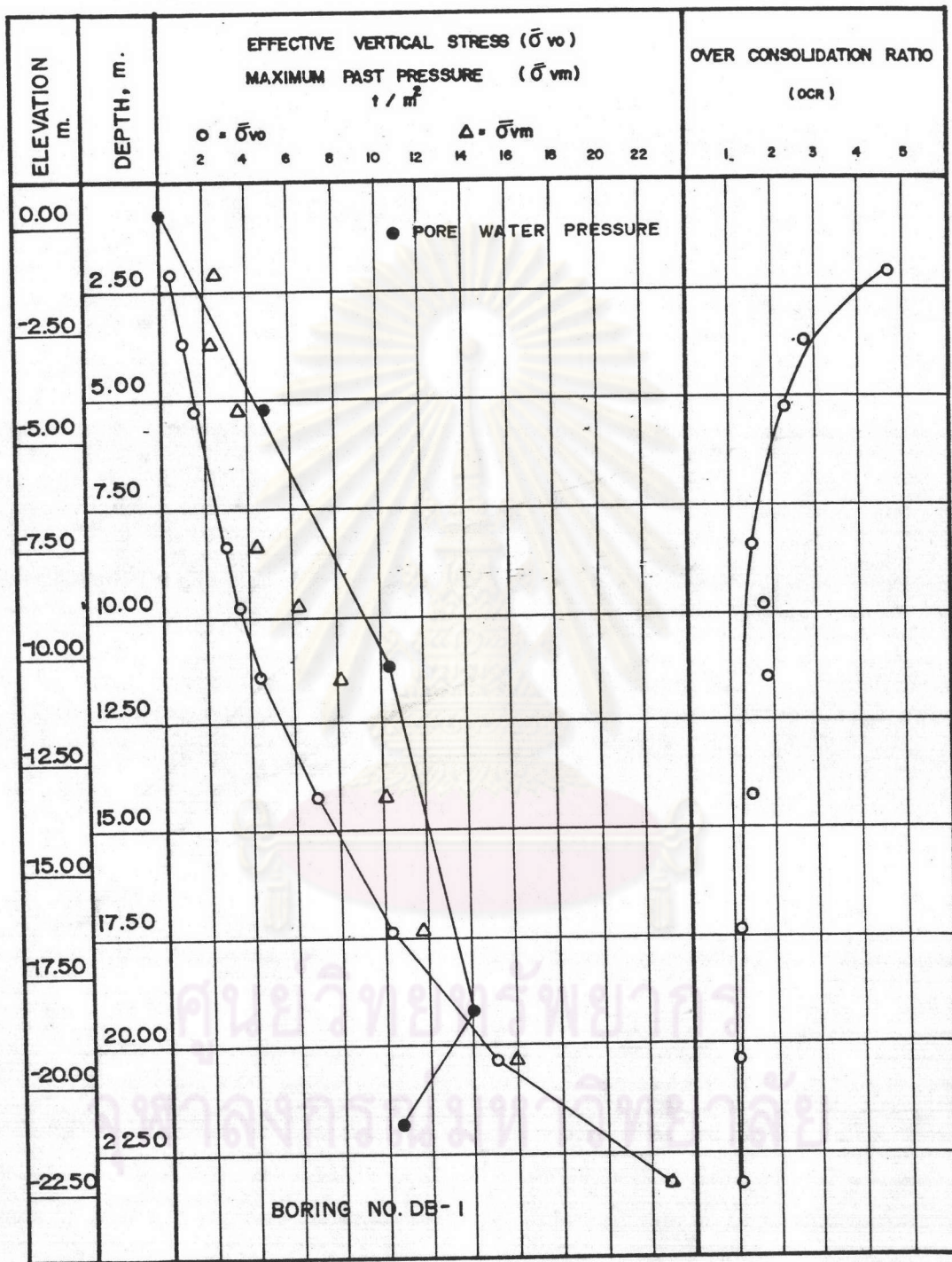
LOCATION : KM.30 BANG NA - BANG PA KONG
BORING NO.: DB-1
BORING DATE: MAY 9, 1984

ตารางที่ 4.2 สรุปผลการทดลองของดินอ่อนจากหลุม DB-2

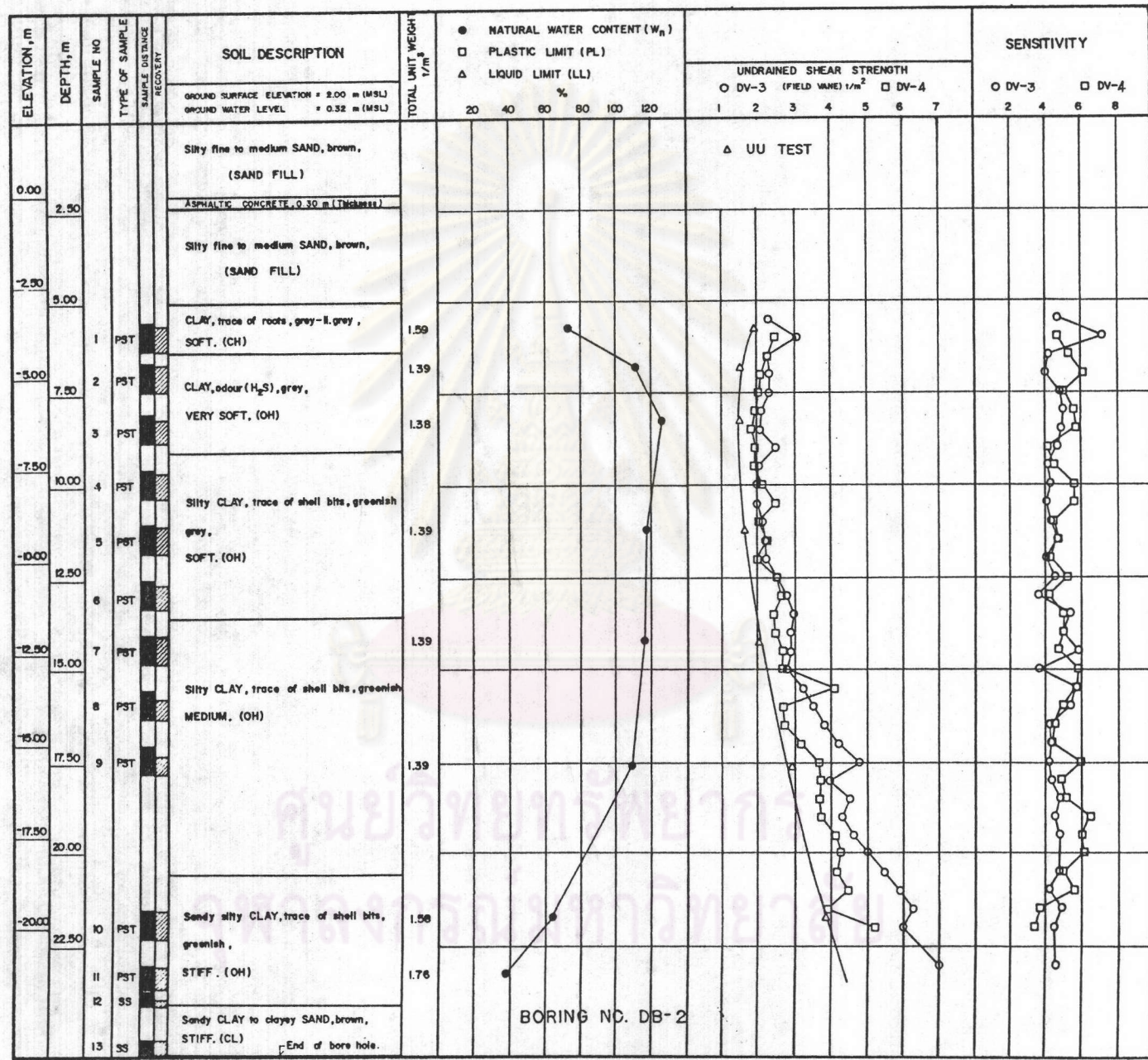
DESCRIPTION			BASIC PROPERTIES						CONSOLIDATION TEST RESULTS (LID = 100)												UU TEST RESULTS				
SAMPLE NO.	DEPTH m.		WATER CONTENT %	ATTERBERG LIMITS %			LIQUIDITY INDEX (L.I.)	TOTAL UNIT WEIGHT t/m ³	UNIFIED SOIL CLASSIFICATION	EFFECTIVE STRESS ⁽¹⁾ $\bar{\sigma}_{vo}$ (t/m ²)	MAXIMUM PAST PRESSURE $\bar{\sigma}_{vm}$ (t/m ²)	OVER CONSOLIDATION RATIO (OCR)	COMPRESSION RATIO (CR)	RECOMPRESSION RATIO (RR)	COEFFICIENT OF VOLUME CHANGE (M _v) m ² /t		CONSTRAINED MODULUS (D) t/m ²		DRAINED YOUNG'S MODULUS (\bar{E}) t/m ²				UNDRAINED SHEAR STRENGTH t/m ²	UNDRAINED YOUNG'S MODULUS t/m ²	
	FROM	TO		LL	PL	PI									BEFORE $\bar{\sigma}_{vm}$	AFTER $\bar{\sigma}_{vm}$	BEFORE $\bar{\sigma}_{vm}$	AFTER $\bar{\sigma}_{vm}$	POISSON'S RATIO = 0.25		POISSON'S RATIO = 0.35			Eu (50)	Eu (80)
																			BEFORE $\bar{\sigma}_{vm}$	AFTER $\bar{\sigma}_{vm}$	BEFORE $\bar{\sigma}_{vm}$	AFTER $\bar{\sigma}_{vm}$			
PST-1	5.50	6.30	73				1.59		4.27	14.0	3.27	0.155	0.045	0.003	0.005	315	210	263	176	196	131	1.9	465	210	
PST-2	6.60	7.40	111				1.39		4.67	6.4	1.4	0.404	0.047	0.016	0.014	61	71	51	59	38	44	1.4	209	166	
PST-3	8.00	8.80	126				1.38		5.21	5.3	1.0	0.439	0.045	0.017	0.025	60	40	50	33	37	25	1.4	280	188	
PST-4	9.50	10.30																							
PST-5	11.00	11.80	118				1.39		6.23	6.9	1.1	0.502	0.049	0.016	0.028	63	36	52	30	39	22	1.6	294	177	
PST-6	12.50	13.30																							
PST-7	14.00	14.80	116				1.39		8.38													2.0	346	278	
PST-8	15.50	16.30																							
PST-9	17.00	17.80	110				1.39		11.62	10.8	1.0	0.595	0.033	0.006	0.023	161	44	134	37	100	28	2.9	535	346	
PST-10	21.50	22.30	64				1.58		17.56	19.0	1.1	0.386	0.031	0.005	0.006	205	173	171	144	128	108	4.9	753	434	
PST-11	23.00	23.67	38				1.76		21.05													5.8	814	465	
SS-12	23.67	24.12																							
SS-13	25.00	25.45																							
									(1)	วิธีการคำนวณได้แสดงในหัวข้อ 3.5										LOCATION: KM.30 BANG NA - BANG PA KONG BORING NO: DB-2 BORING DATE: MAY 14, 1984					



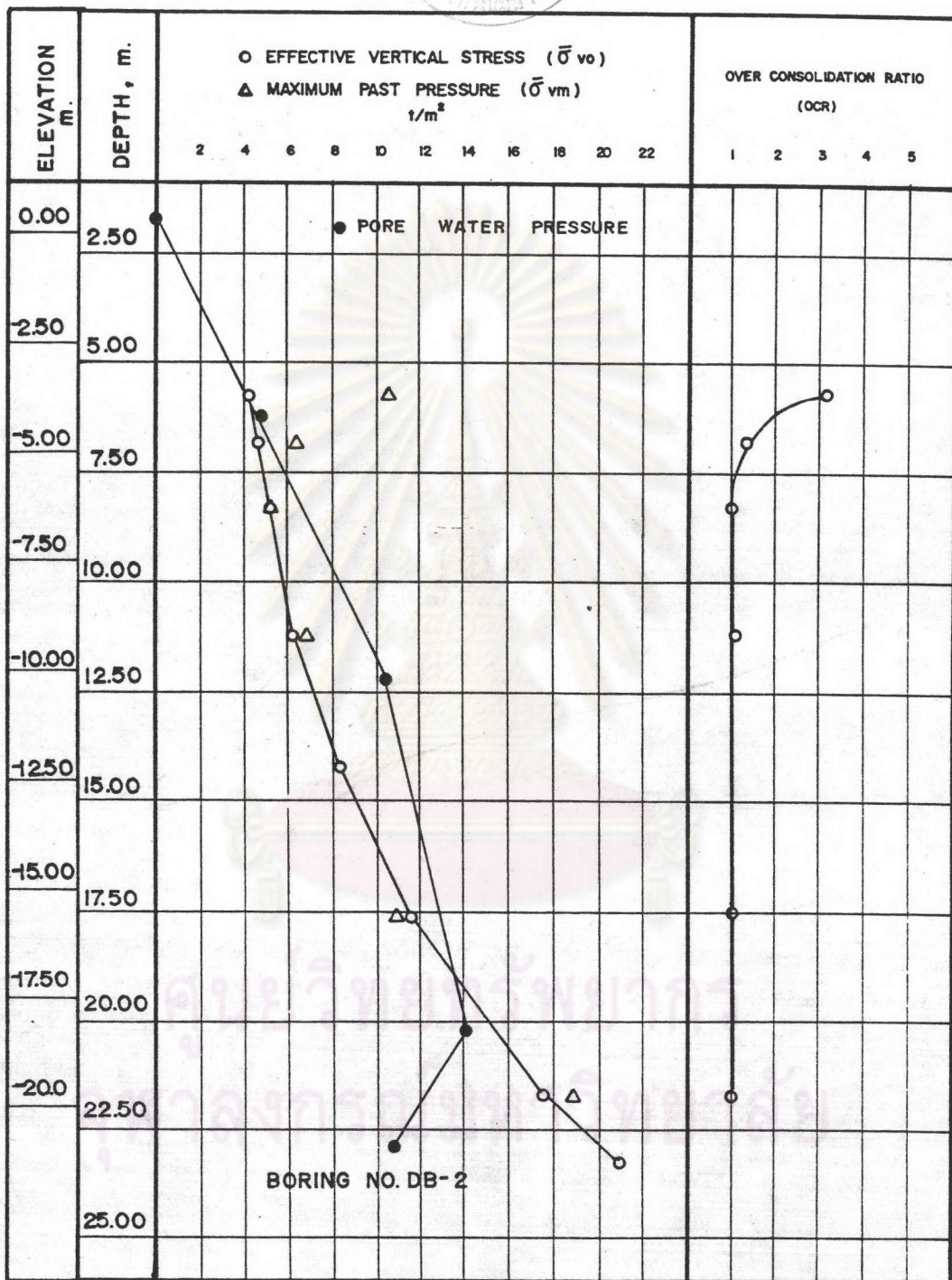
รูปที่ 4.1 ก. Boring log ของดินจากหลุม DB-1



รูปที่ 4.1 ข. ประวัติของหน่วยแรงของดินจากหลุม DB-1



รูปที่ 4.2 ก. Boring log ของดินจากหลุม DB-2



รูปที่ 4.2 ข. ประวัติของหน่วยแรง ของดินจากหลุม DB-2

เมื่อพิจารณาถึงเนื้อดิน จะพบว่าค่อนข้างจะ homogeneous ในช่วง 0-10 ม. แรก และในช่วงที่ลึกกว่านี้ลงไป จะพบพวกเปลือกหอยบ้าง ซึ่งเป็นอุปสรรคในการตัดแต่ง (Trim) ตัวอย่าง ให้ได้รูปทรงตามต้องการ เพื่อการทดลองต่อไป

4.1.2 ผลการทดลองการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ (1-D Consolidation Tests)

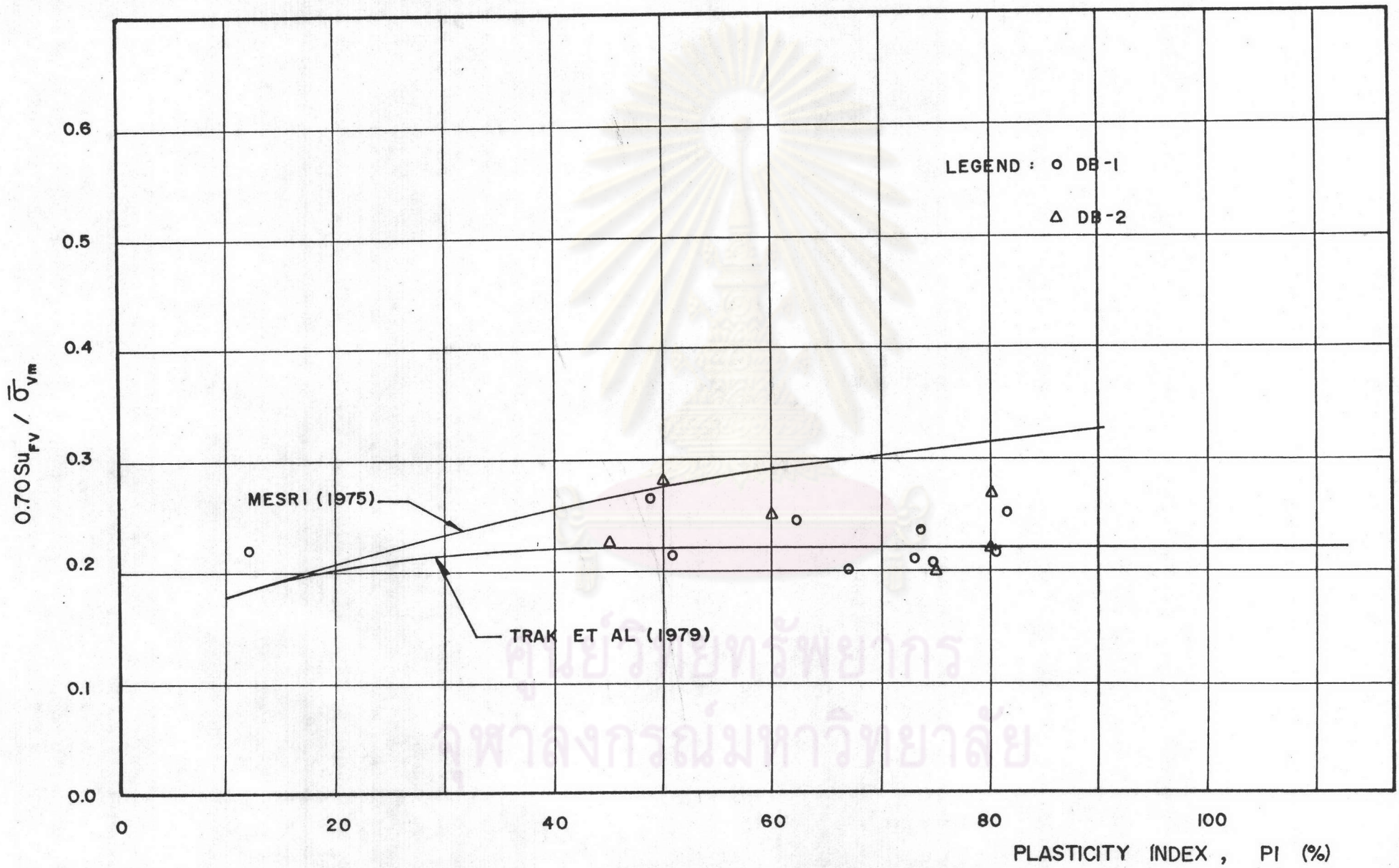
4.1.2.1 การทดลองการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ระยะเวลาการเพิ่มน้ำหนักเท่ากับ t_{100}

ผลการทดลอง แสดงไว้ในตารางที่ 4.1 และ 4.2 รูปที่ 4.3 แสดงการตรวจสอบผลการทดลอง จากกราฟจะเห็นว่า ข้อมูลส่วนใหญ่มีแนวโน้มที่จะเกาะกลุ่มเส้นของ Trak et al., (1979) แสดงว่าตัวอย่างดินอ่อนที่เก็บมามีคุณภาพดี และมีค่า $\mu_{FV} \approx 0.22 \bar{\sigma}_{vm}$, ($\mu = 0.7$) ตามที่เสนอโดย Trak et al., (1979)

จากตารางที่ 4.1 และ 4.2 จะพบว่าค่า CR มีค่าต่ำในชั้นหน้าดิน ซึ่งมีค่าประมาณ 0.155-0.183 และจะมีค่าสูงขึ้นเรื่อย ๆ จนถึงความลึก -9.30 ม. ค่า CR มีค่า 0.712 และจะมีค่าลดลงอีก จนถึงชั้นดินแข็ง ซึ่งมีค่า CR = 0.165 สำหรับค่า RR จะมีค่าอยู่ระหว่าง 0.023-0.054 ในชั้นของดินเหนียวอ่อน อัตราส่วนของ CR/RR จะมีค่าอยู่ระหว่าง 5-20 สำหรับค่าโมดูลัสยืดหยุ่นในสภาวะเดรน (\bar{E}) คำนวณจากการทดลอง consolidation และค่าสัมประสิทธิ์การเปลี่ยนแปลงปริมาตร (Coefficient of Volume Change, m_v) ก็ได้แสดงไว้ในตารางดังกล่าวเช่นกัน

รูปที่ 4.1 ข. และ 4.2 ข. แสดงค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง OCR และค่าหน่วยแรงสูงสุดในอดีต กับความลึก พบว่าดินในสภาวะธรรมชาติ (DB-1) บริเวณใกล้ ๆ ผิวดินมีค่า OCR ≈ 5 และลดลงจนกระทั่งมีสภาพเป็น normally consolidated clay ที่ความลึกประมาณ -10.0 ม. ลงไป ส่วนดินอ่อนที่อยู่ใต้ถนน (DB-2) มีสภาพเกือบเป็น normally consolidated clay ตลอดทั้งชั้นดิน อันเป็นผลมาจากการอัดตัวคายน้ำ เนื่องมาจากน้ำหนักของถนนก่อสร้างในปี 1969 ทำให้หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งเพิ่มขึ้น ยกเว้นชั้นหน้าดิน ซึ่งยังมี OCR สูงอยู่คือ ประมาณ 3

กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเครียด และหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งในสเกลธรรมดา รูปที่ ก-1 ถึง ก-7 ในภาคผนวก ก. ซึ่งเราจะนำไปใช้ในการหาค่า m_v ที่ระดับของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในสนาม เพื่อการคาดคะเนค่าการทรุดตัว โดย



รูปที่ 4.3 แสดงการตรวจสอบคุณภาพการทดสอบ คอนโซลิดेशन

วิธีปรุพิกลค่าลัตรีพื้นฐานต่อไป

4.1.2.2 การทดลองการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ตามวิธีมาตรฐาน ASTM

D 2435-65 T

ค่าอัตราการทรุดตัวครั้งที่สอง (Rate of Secondary Compression, C_{α}) หาได้จากความสัมพันธ์ของความเครียด กับ log ของเวลาในรูปที่ ก-8 ถึง ก-13 ในภาคผนวก ก. เป็นผลการทดลองที่อยู่ในช่วงของหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติกับหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งสุดท้าย ซึ่งจะนำมาคำนวณหาค่าการยุบอัดตัวครั้งที่สอง

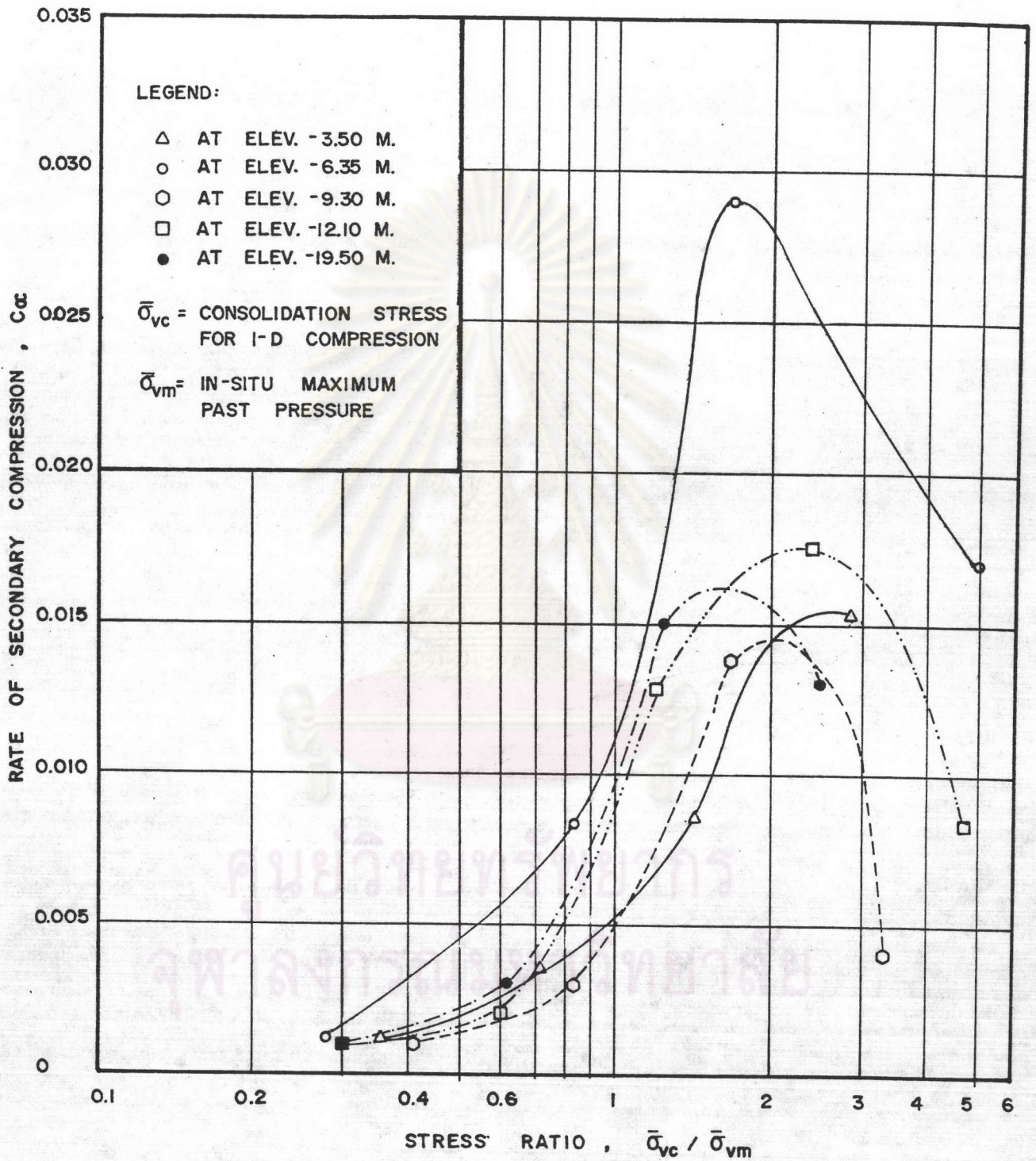
ผลของอัตราการทรุดตัวครั้งที่สอง (C_{α}) กับค่าอัตราส่วนของหน่วยแรง (Stress Ratio, $\bar{\sigma}_{vc}/\bar{\sigma}_{vm}$) แสดงในรูปที่ 4.4 จากกราฟแสดงว่าเมื่อดินมีระดับของหน่วยแรงอยู่ในช่วงที่เป็น overconsolidated จะมีค่าอัตราการทรุดตัวครั้งที่สองต่ำ และมีค่าสูงสุดเมื่ออัตราส่วนของหน่วยแรงเท่ากับ 2 หลังจากนั้นจะมีค่าลดลง จากการทดลองกับดินอ่อนที่ กม.30 นี้ พบว่า ค่า C_{α} มีค่าประมาณ 0.5-1.0% เมื่ออัตราส่วนของหน่วยแรงมีค่าเท่ากับ 1 และ C_{α} มีค่าประมาณ 1.5-1.8% เมื่ออัตราส่วนของหน่วยแรงมีค่าเท่ากับ 2

รูปที่ 4.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง CR และ C_{α} จากกราฟพอจะสรุปได้ว่าค่าของ CR มีค่าอยู่ระหว่าง $0.154 C_{\alpha}$ ถึง $0.286 C_{\alpha}$

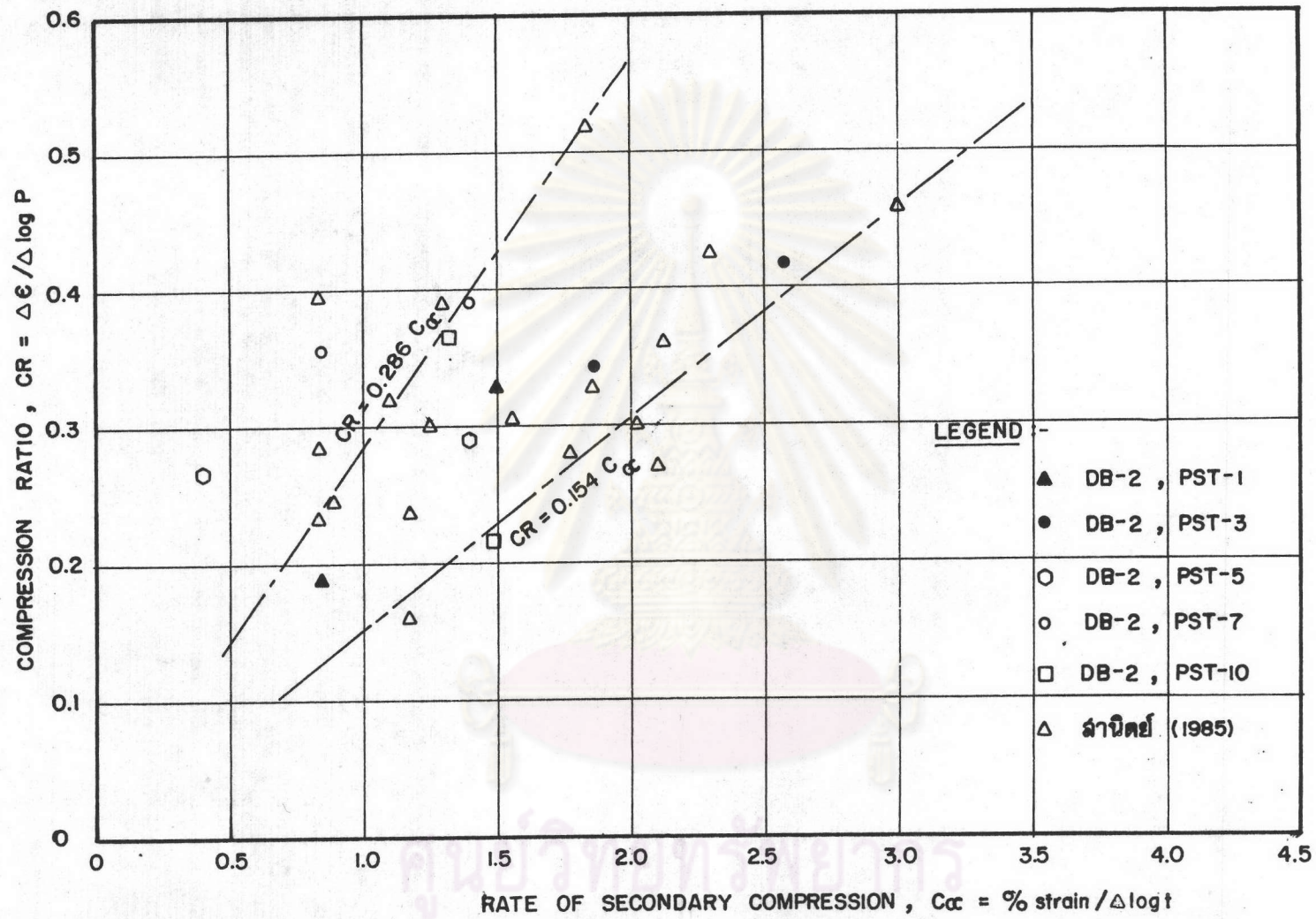
4.1.3 ผลการทดลองไตรแอกเซียล (Triaxial Test Results)

4.1.3.1 การทดลองหากำสรับแรงกดของดินที่ไม่ถูกอัดตัวคายน้ำในสภาพไม่ระบายน้ำ (UU Test)

กำสรับแรงเฉือน และโมดูลัสยืดหยุ่น แบบอันเดรน ที่ระดับของหน่วยแรงเฉือนเท่ากับ 50% และ 80% ของกำสรับแรงเฉือน ได้ถูกแสดงในตารางที่ 4.2 และรูปที่ 4.2 ก. แสดงค่ากำสรับแรงเฉือนแบบอันเดรนกับความลึก จากกราฟจะพบว่ากำสรับแรงเฉือนแบบอันเดรน ที่ได้จากการทดลอง UU จะมีค่าต่ำกว่าค่ากำสรับแรงเฉือนแบบอันเดรน โดยการทดสอบ field vane shear ประมาณ 30 เปอร์เซ็นต์ และค่ากำสรับแรงเฉือนแบบอันเดรน จะสูงขึ้นเมื่อดินมีค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง ($\bar{\sigma}_{vo}$) สูงขึ้นยกเว้นชั้นหน้าดินเท่านั้น ส่วนค่าโมดูลัสยืดหยุ่นแบบอันเดรน ที่ระดับของหน่วยแรงเฉือนเท่ากับ 80% ของกำสรับแรงเฉือนแบบอันเดรน พบว่าค่า E_u ค่อนข้างคงที่ประมาณ 180 ตันต่อ ม^2



รูปที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่าง C_α และ Stress Ratio



รูปที่ 4.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง CR และ C_{α} สำหรับ Normally Consolidated Clay

ในช่วงความลึก -5.0 ถึง -10.0 ม. และจะสูงขึ้นเรื่อย ๆ ประมาณ 430 ตันต่อ m^2 ที่ความลึก -20.0 ม.

4.1.3.2 การทดลองหาค่ากำลังรับแรงกดของดิน ที่ถูกอัดตัวคายน้ำ แบบ Ko ในสภาพอันเดรน (Ko-Consolidated Undrained Triaxial Compression Test with Pore Pressure Measurement, CKoU-TC Test)

ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเบี่ยงเบน ($\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3$) และความเครียดของการทดลอง CKoU-TC ซึ่งรวมทั้งผลของกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน โมดูลัสยืดหยุ่นแบบอันเดรน และค่าพารามิเตอร์ A ณ จุดพิบัติ ได้ถูกแสดงไว้ในรูปที่ 4.6 กรณี normally consolidated clay (OCR = 1) พารามิเตอร์ A ณ จุดพิบัติ เท่ากับ 1.03, $E_{u80}/S_u = 127.5$ และ $S_u/\bar{\sigma}_{vc} = 0.39$

รูปที่ 4.7 แสดง normalized effective stress envelope ในกรณีของดินอ่อนที่เป็น overconsolidated ระยะตัดแกนตั้ง หรือ $\bar{a}/\bar{\sigma}_{vm}$ มีค่าเท่ากับ 0.12 และค่าความลาดชันของ failure envelope (α_{oc}) เท่ากับ 22.5° และถ้าดินอ่อนเป็น normally consolidated (OCR = 1) failure envelope จะผ่านจุดกำเนิด (Origin) โดยมีค่าความลาดชัน (α_{NC}) ประมาณ 30° ดินเหนียวอ่อนที่ใช้ในการทดลองนี้จะมีค่า PI อยู่ระหว่าง 67-81% ซึ่งใกล้เคียงกับดินอ่อนที่ใช้ในการทดลอง stress-path และ failure envelope ดังกล่าว จะถูกนำไปใช้ในการควบคุมการทดลอง stress-path

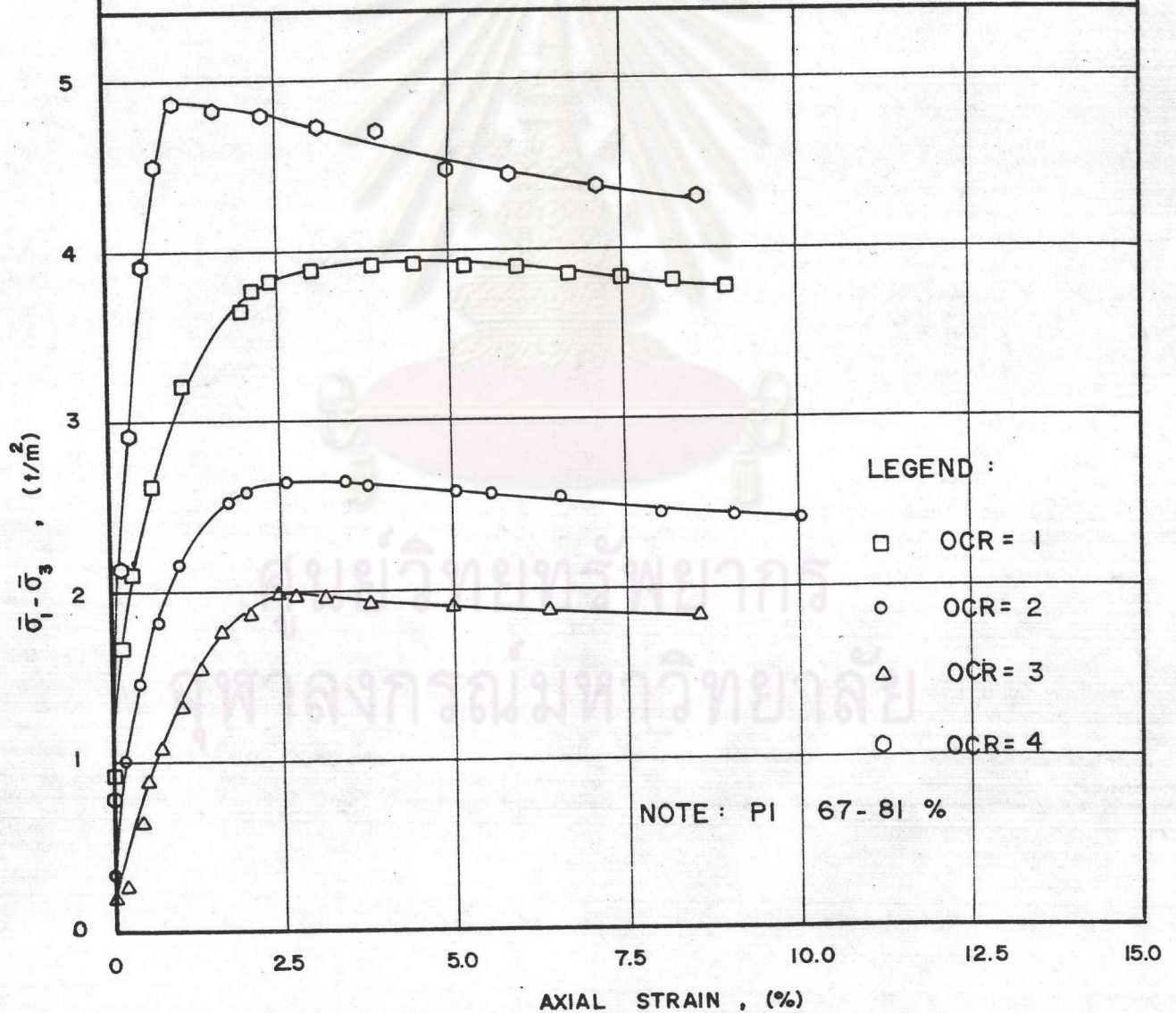
รูปที่ 4.8 เป็นกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์ A กับระดับของหน่วยแรงเฉือน ($\Delta q/\Delta q_f$) ที่ OCR ต่าง ๆ ของการทดสอบ CKoU-TC จากผลการทดลองกับดินอ่อนที่ OCR = 1 เมื่อระดับของหน่วยแรงเฉือนสูงขึ้น ค่าพารามิเตอร์ A ก็จะมีค่าสูงขึ้นตามไปด้วย โดยจะมีค่าพารามิเตอร์ A ≈ 1 เมื่อเกิดการพิบัติของมวลดิน ($\Delta q/\Delta q_f \approx 1$) สำหรับดินอ่อนที่มี OCR = 3 และ 4 ค่าพารามิเตอร์ A จะลดลงเมื่อระดับของหน่วยแรงเฉือนสูงขึ้น เนื่องจากจำนวนตัวอย่างที่ทำการทดสอบแต่ละ OCR ใช้เพียง 1 ตัวอย่าง จึงยังไม่อาจจะยืนยันได้ถึงความน่าเชื่อถือของเส้นกราฟแต่ละเส้นว่ามีมากแค่ไหน

รูปที่ 4.9 เป็นกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $E_{u80}/\bar{\sigma}_{vc}$ กับ OCR ซึ่งสอดคล้องกันดีกับผลการทดลองของ Ladd (1972) โดยทดลองกับ Atchafalaya

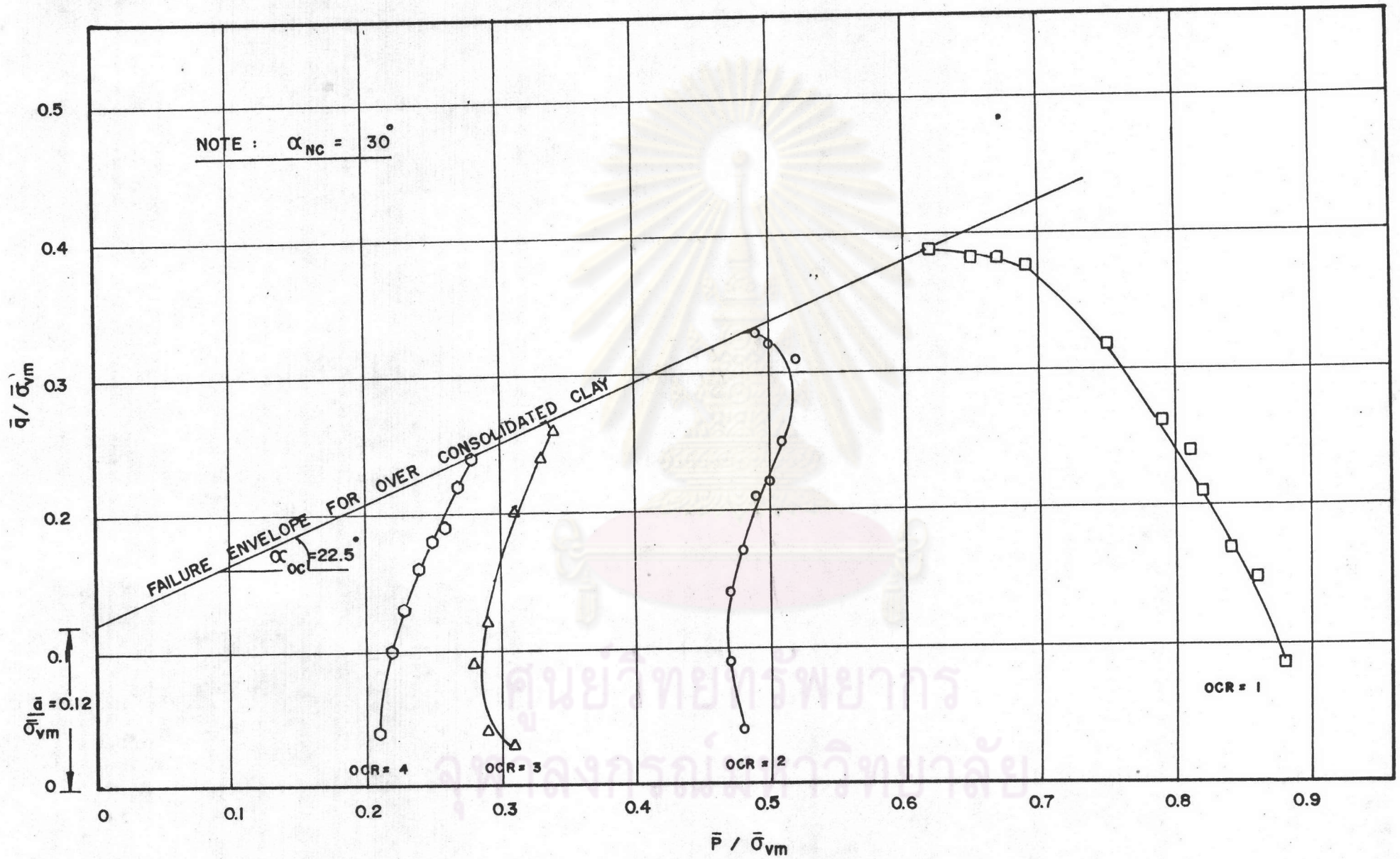
CK₀U TRIAXIAL COMPRESSION TEST

OCR	$\bar{\sigma}_{vc}$ (T/m ²)	S_{u2} (T/m ²)	E_{u50} (T/m ²)	$S_u/\bar{\sigma}_{vc}$	$E_{u50}/\bar{\sigma}_{vc}$	E_{u50}/S_u	Af
1	5.00	1.96	495 (250)	0.39	99 (50)	127.5	1.03
2	1.97	1.32	280 (215)	0.67	142 (110)	162.9	0.52
3	1.20	0.99	135 (105)	0.82	112 (87)	106.0	0.45
4	2.55	2.43	830 (626)	0.95	325 (245)	257.6	0.34

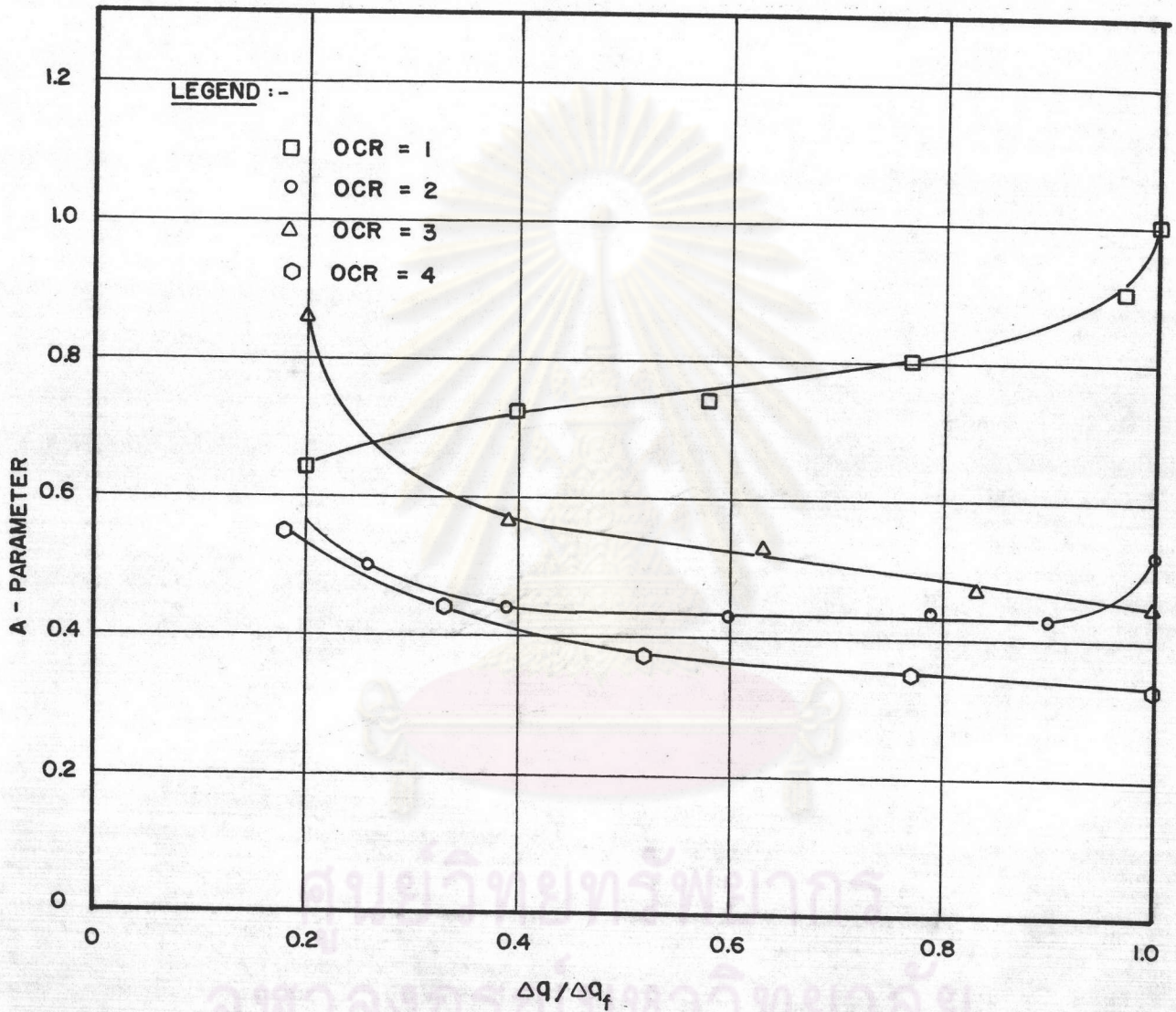
หมายเหตุ : ตัวเลขในวงเล็บเป็นค่าที่ระดับของหน่วยแรงเฉือน = 80 %



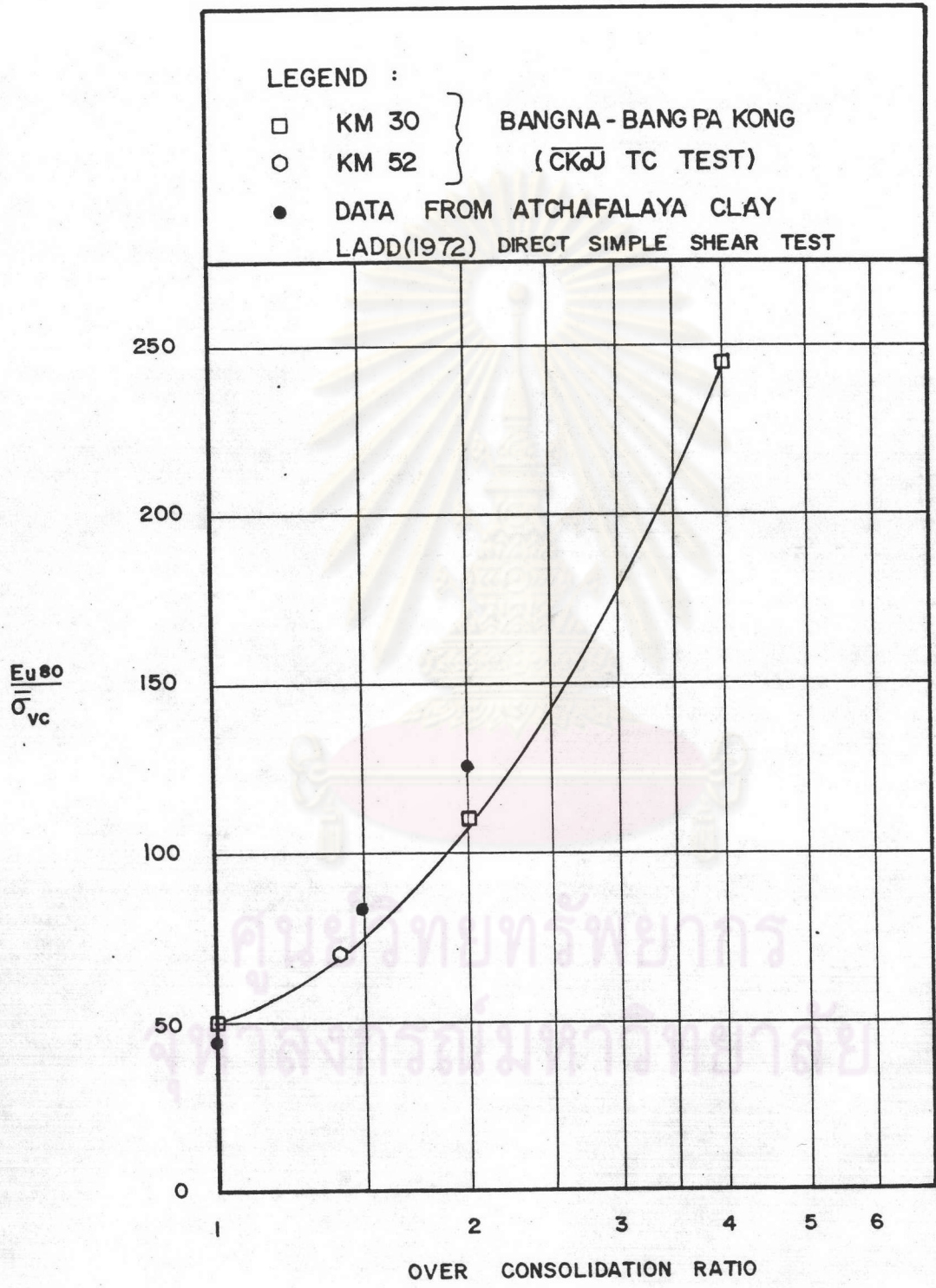
รูปที่ 4.6 แสดงผลการทดลอง CK₀U-TC ที่ OCR ต่าง ๆ โดยใช้ตัวอย่างดินลากหลุม DB-1



รูปที่ 4.7 Normalized Effective Stress Envelope จากการทดสอบ CKoU-TC



รูปที่ 4.8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง A-Parameter กับระดับของหน่วยแรงเฉือน ($\Delta q / \Delta q_f$) ที่ OCR ต่าง ๆ จากการทดสอบ CKoU-TC (PI 67-81%)



รูปที่ 4.9 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\frac{Eu_{80}}{\sigma_{vc}}$ กับค่า OCR

Clay ซึ่งมีค่า PI สูงเช่นเดียวกับดินอ่อนบางนา-บางปะกง จากค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง และค่า OCR ในรูปที่ 4.1 ข. (สำหรับหาค่า e_u ของดินอ่อนที่อยู่ใต้ berm) และ 4.2 ข. (สำหรับหาค่า e_u ของดินอ่อนที่อยู่ใต้กึ่งกลางถนน) ทำให้สามารถหาค่า e_u ที่ทุก ๆ ความลึกได้ โดยวิธี SHANSEP ซึ่งเราจะนำค่า e_u ที่หาได้นี้ไปใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวแบบอันเดรอน โดยวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ รูปที่ 4.22 แสดงค่า e_u กับความลึก ซึ่งหาได้ด้วยวิธีดังกล่าว

4.1.3.3 การทดลองไตรแอกเซียล (Triaxial) จำลองระบบของหน่วยแรงในสนาม

การแบ่งชั้นดินเพื่อการวิเคราะห์ โดยวิธี stress path ได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.4 เพื่อให้การวิเคราะห์ได้คำตอบที่ละเอียด และใกล้เคียงกับที่เป็นจริง จึงได้ทำการแบ่งชั้นดินเป็น 6 ชั้นย่อย ๆ

หน่วยแรงที่ใช้ในการทดลอง ตลอดจนค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ รวมทั้งค่าการทรุดตัวของถนน ทั้งในสภาพไม่ระบายน้ำ และอัดตัวคายน้ำ ได้ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.3 และ 4.4 ค่าการทรุดตัวของถนนต่อเดิมนใหม่ (1983) ที่ทดลองได้ในสภาพอันเดรอนมีค่าเท่ากับ 68.89 ซม. ซึ่งปล่อยให้เกิดขึ้นเดิมนครพ และ yield ได้อย่างเต็มที่ ซึ่งมีค่าค่อนข้างสูงมาก สำหรับในสภาพอัดตัวคายน้ำ การทรุดตัวมีค่าเท่ากับ 125.86 ซม. รวมการทรุดตัวทั้งหมด เท่ากับ 194.75 ซม. สภาพดินอ่อนใต้ถนนเก่า (1969) ในปัจจุบันโดยส่วนใหญ่จะมีสภาพเป็น normally consolidated clay ซึ่งแสดงว่าค่าอัตราการอัดตัวคายน้ำ เนื่องจากความเค้นของถนนต่อเดิมนใหม่จะขาลงด้วย

จากการทดลอง stress-path พบว่า ตัวอย่างดินอ่อน PST-1, PST-2, PST-5 และ PST-7 (ระดับที่จำลองระบบของหน่วยแรงคือ -3.50, -5.70, -9.25 และ -13.25 ม. ตามลำดับ) เกิดการพิบัติ (Yield) ดังแสดงในกราฟ $p-q$ ในรูปที่ 4.10, 4.11, 4.12 และ 4.13 ซึ่งสอดคล้องกับผลการคำนวณหาหน่วยแรงเฉือนเทียบกับกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ field vane shear ซึ่งเท่ากับกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ CKoU-TC โดยประมาณ ในรูปที่ 4.16 และ 4.17 บริเวณที่เกิดการพิบัติ (Yield) จะเกิดขึ้นตั้งแต่ผิวดินจนถึงระดับ -15.0 ม. ส่วนตัวอย่างดินอ่อนที่ระดับลึกกว่า จะมีกำลังรับแรงเฉือนที่สูงกว่าหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้น ฉะนั้นจึงไม่เกิดการพิบัติ ตัวอย่างดินที่ไม่เกิดการพิบัตินี้ ในการทดลองได้ปล่อยให้เกิดขึ้นเดิมนครพอย่างเต็มที่ (3 วัน) ปรากฏว่า

ตารางที่ 4.3 แสดงผลการทดลองและการคาดคะเนการทรุดตัวจากการทดลองไตรแอกเซียลจำลองหน่วยแรงในสนาม ในสภาพอื่นเดรน

Layer No.	Interval (m.)		Sample Depth (m.)	H (m.)	STRESS CONDITION, (t/m^2)				Construc. Year	UNDRAINED RESULTS					OCR	Undrained Settlement (cm.)
	From	To			Initial		Final			ϵ (%)	E_u (t/m^2)	ΔU (t/m^2)	A	μ		
					$\bar{\sigma}_{vo}$	$\bar{\sigma}_{ho}$	$\bar{\sigma}_v$	$\bar{\sigma}_h$								
1	-3.00	-4.50	-1.40	2.00	1.11	0.88	4.61	2.59	1969	2.40	240(75)	2.30	0.33	0.66	2.34	4.80
							9.67	5.82	1983	0.51(3.40)	180(53)	4.60	0.75	0.91	1	1.02(6.80)
2	-4.50	-7.00	-2.80	2.50	1.97	1.63	5.44	2.85	1969	2.60	300(86)	2.20	0.44	0.63	1.52	6.50
							10.36	4.07	1983	0.69(6.15)	265(41)	4.20	0.71	0.85	1	1.73(15.40)
3	-7.00	-11.50	-7.20	4.50	3.44	2.62	6.70	3.77	1969	2.92	314(72)	2.70	0.73	0.83	1.28	13.14
							11.15	4.83	1983	0.48(3.92)	302(45)	4.50	1.03	1.01	1	2.07(17.64)
4	-11.50	-15.00	-10.00	3.50	6.79	4.69	9.82	5.77	1969	0.49	1300(400)	2.20	0.57	0.73	1.25	1.72
							13.76	6.64	1983	0.32(4.62)	483(66)	3.70	0.92	0.94	1	1.12(16.17)
5	-15.00	-18.50	-16.25	3.50	10.22	6.20	13.11	7.38	1969	0.27	1710(640)	2.10	0.54	0.73	1.15	0.95
							16.68	8.50	1983	0.16(3.02)	1550(81)	5.50	1.79	1.54	1	0.56(10.57)
6	-18.50	-22.00	-19.25	3.50	16.61	10.03	19.33	11.54	1969	0.26	2420(460)	3.00	1.23	1.10	1	0.91
							22.58	13.24	1983	0.05(0.66)	3100(235)	3.80	1.36	1.17	1	0.18(2.31)

การทรุดตัวของถนนเก่า (1969) - 28.02 ซม.

การทรุดตัวของถนนต่อเติมใหม่ (1983) - 6.68 (68.89) ซม.

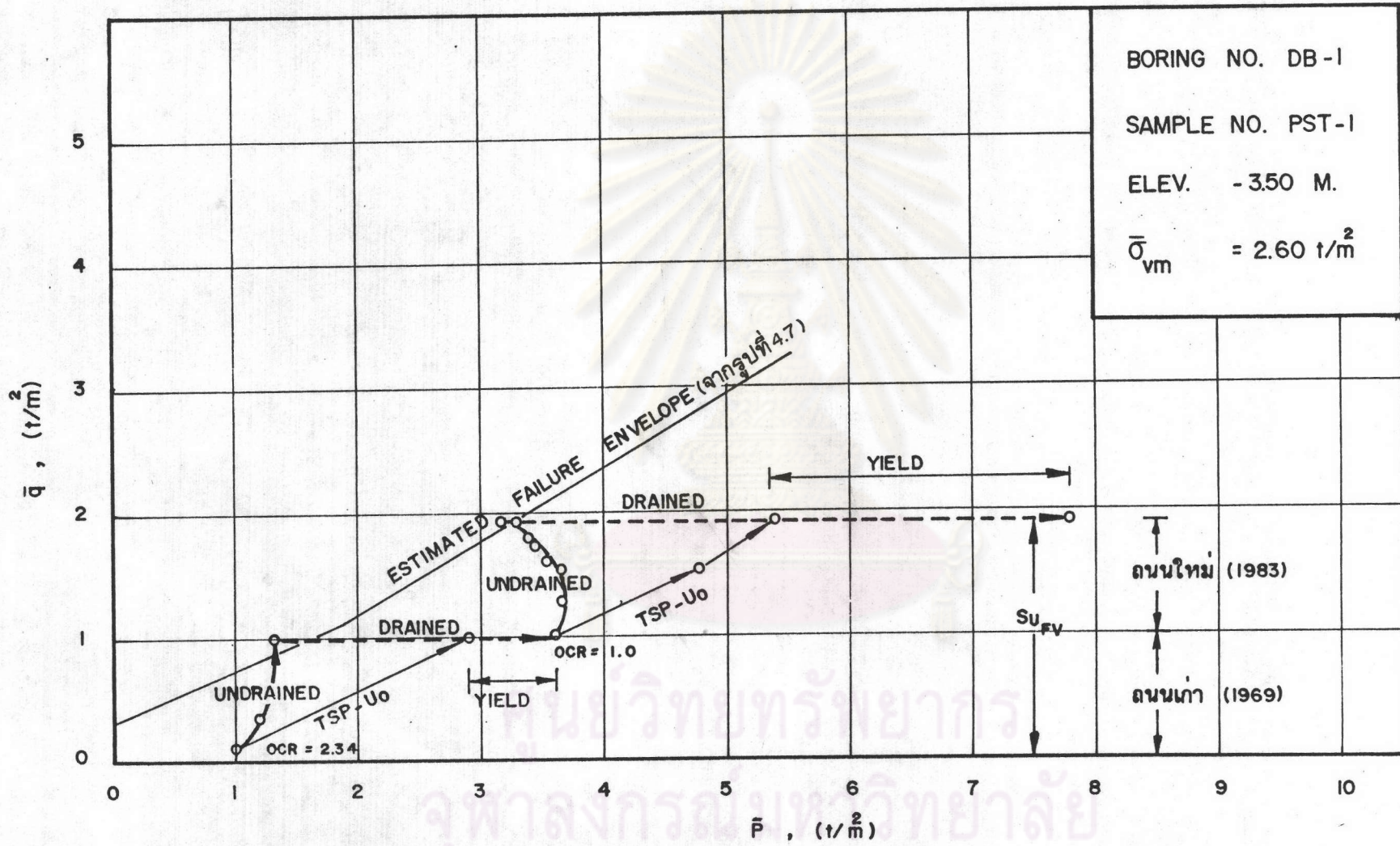
หมายเหตุ : ตัวเลขใน () รวมผลของ Creep และ Yield

ตารางที่ 4.4 แสดงผลการทดลองและการคาดคะเนการทรุดตัว จากการทดลองไตรแอกเซียล จำลองหน่วยแรงในสนามในสภาพอัดตัวคายน้ำ

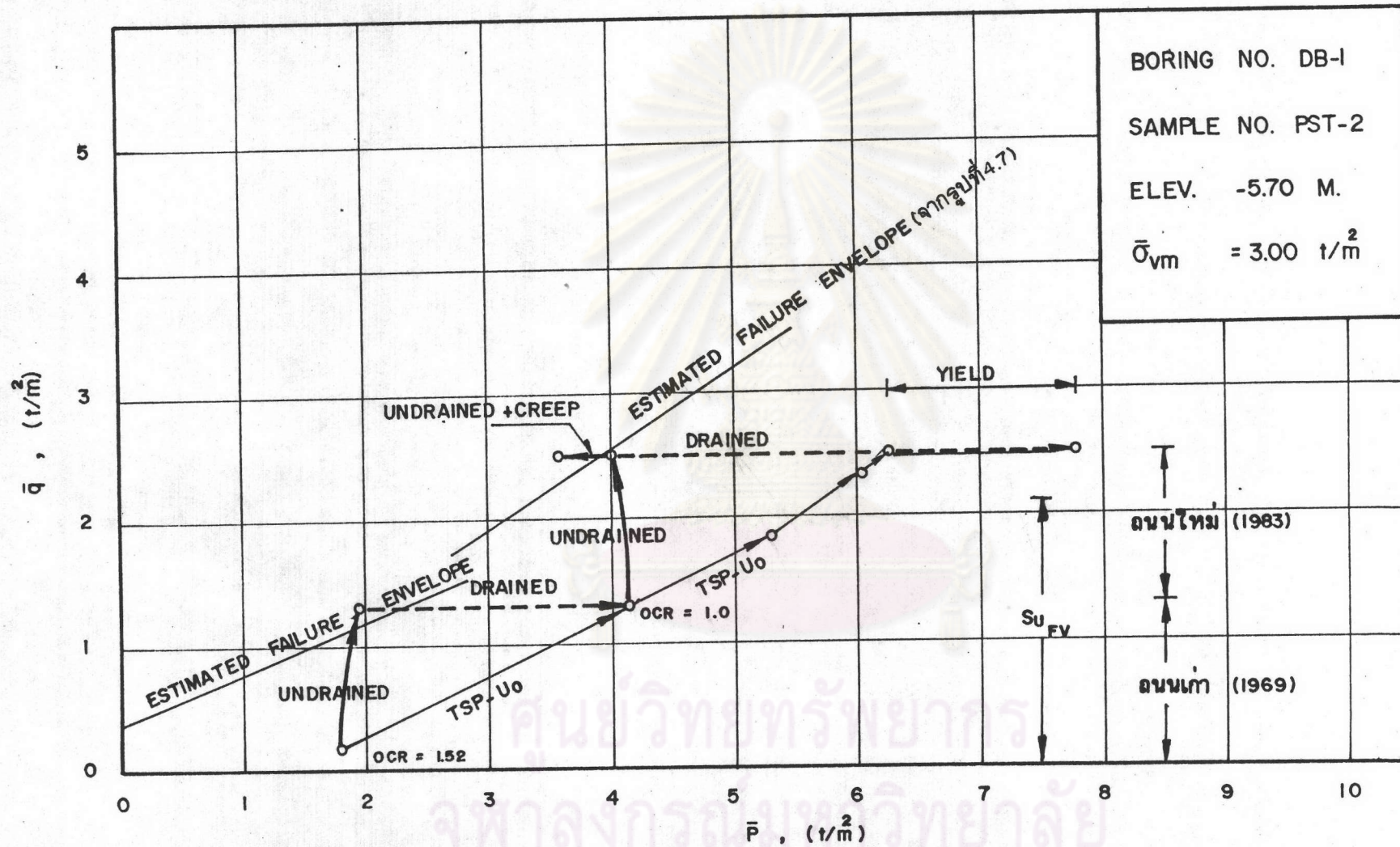
Layer No.	Interval (m.)		Sample Depth (m.)	H (m.)	STRESS CONDITION, (t/m ²)				Construc. Year	DRAINED RESULTS					Drained Settlement (c.m.)
	From	To			Initial		Final			ε (%)	\bar{E}_2 (t/m)	ν'	$C_v \times 10^{-5}$ (cm ² /sec)	Cc	
					$\bar{\sigma}_{vo}$	$\bar{\sigma}_{ho}$	$\bar{\sigma}_v$	$\bar{\sigma}_h$							
1	-3.00	-4.50	-1.40	2.00	1.11	0.88	4.61	2.59	1969	5.20	46	0.223	3.98	0.0131	10.40
							9.67	5.82	1983	5.68	42	0.346	3.64	0.0132	11.36
2	-4.50	-7.00	-2.80	2.50	1.97	1.63	5.44	2.85	1969	5.70	48	0.150	3.77	0.0173	14.25
							10.36	4.07	1983	7.10	47	0.275	4.21	0.0160	17.75
3	-7.00	-11.50	-7.20	4.50	3.44	2.62	6.70	3.77	1969	8.20	31	0.214	2.67	0.0285	36.90
							11.15	4.83	1983	8.20	29	0.360	3.30	0.0280	36.90
4	-11.50	-15.00	-10.00	3.50	6.79	4.69	9.82	5.77	1969	3.50	70	0.216	0.96	0.0110	12.25
							13.76	6.64	1983	8.50	40	0.229	1.67	0.0130	29.75
5	-15.00	-18.50	-16.25	3.50	10.22	6.20	13.11	7.38	1969	2.05	117	0.161	2.34	0.0220	7.18
							16.68	8.50	1983	6.10	51	0.168	1.69	0.0200	21.35
6	-18.50	-22.0	-19.25	3.50	16.61	10.03	19.33	11.54	1969	2.70	66	0.298	0.49	0.0180	9.45
							22.58	13.24	1983	2.50	87	0.304	0.53	0.0140	8.75

การทรุดตัวของถนนเก่า (1969) - 90.43 ซม.

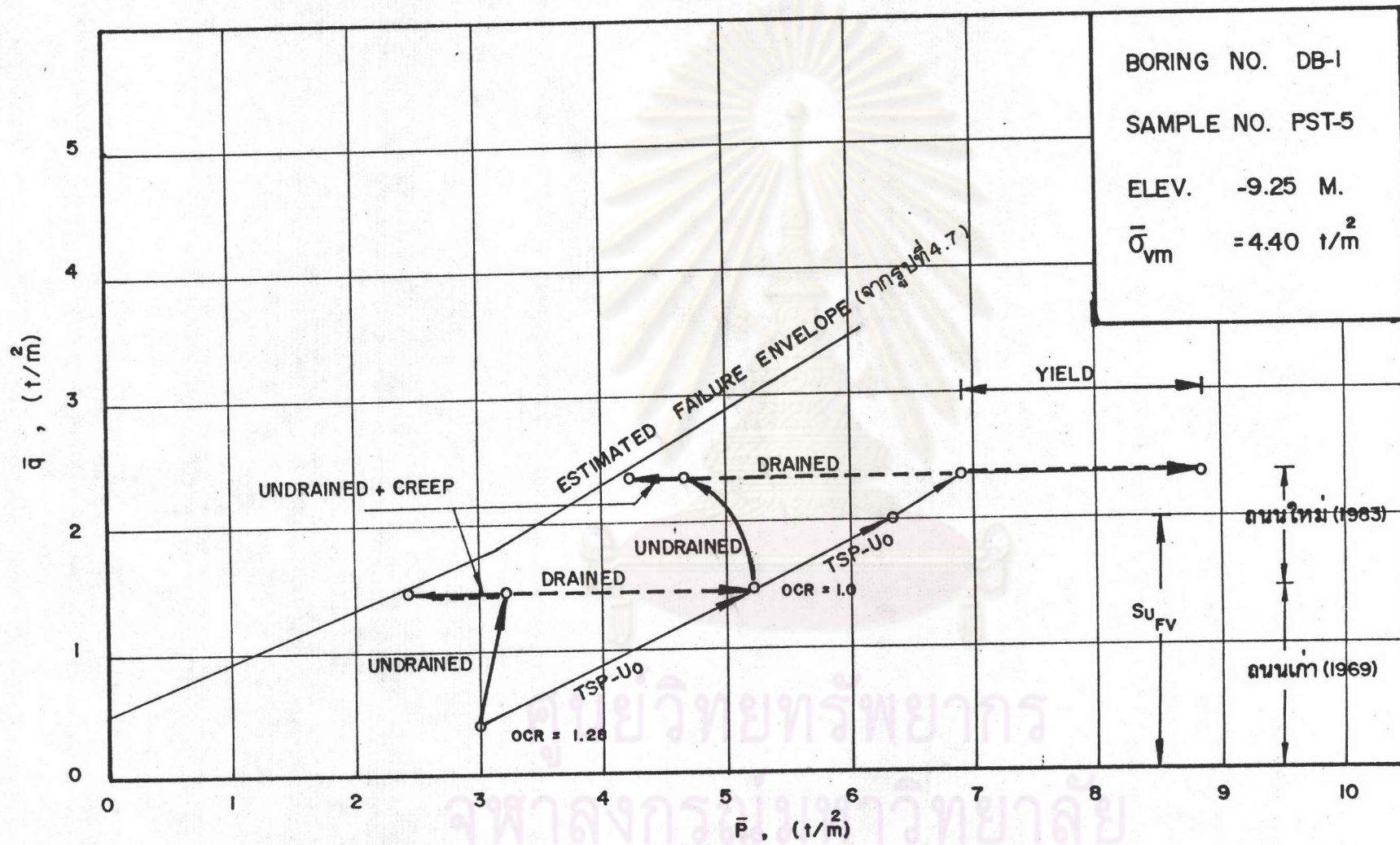
การทรุดตัวของถนนคอเดิมใหม่ (1983) - 125.86 ซม.



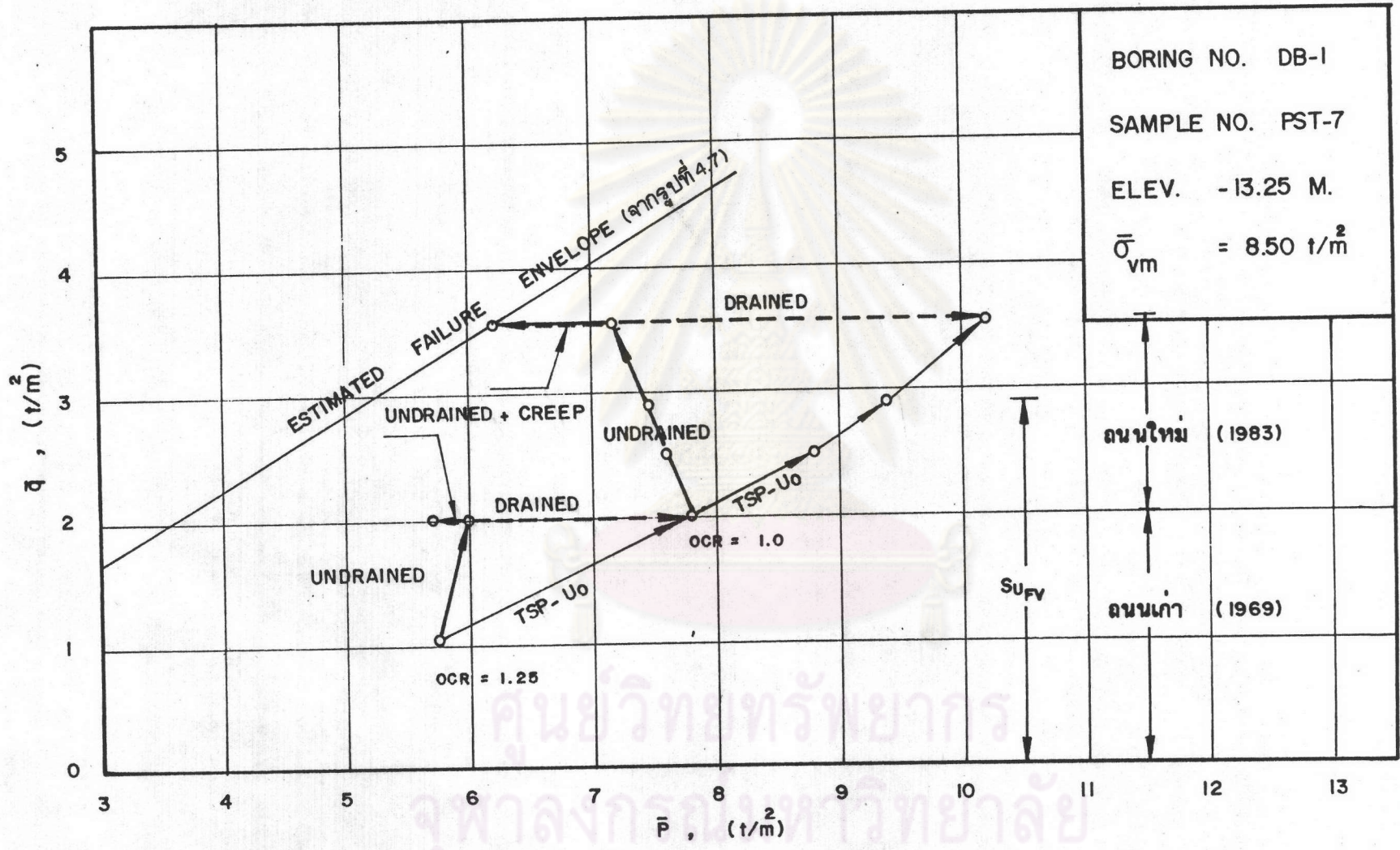
รูปที่ 4.10 แสดง stress path ที่ระดับความลึก -3.50 ม.



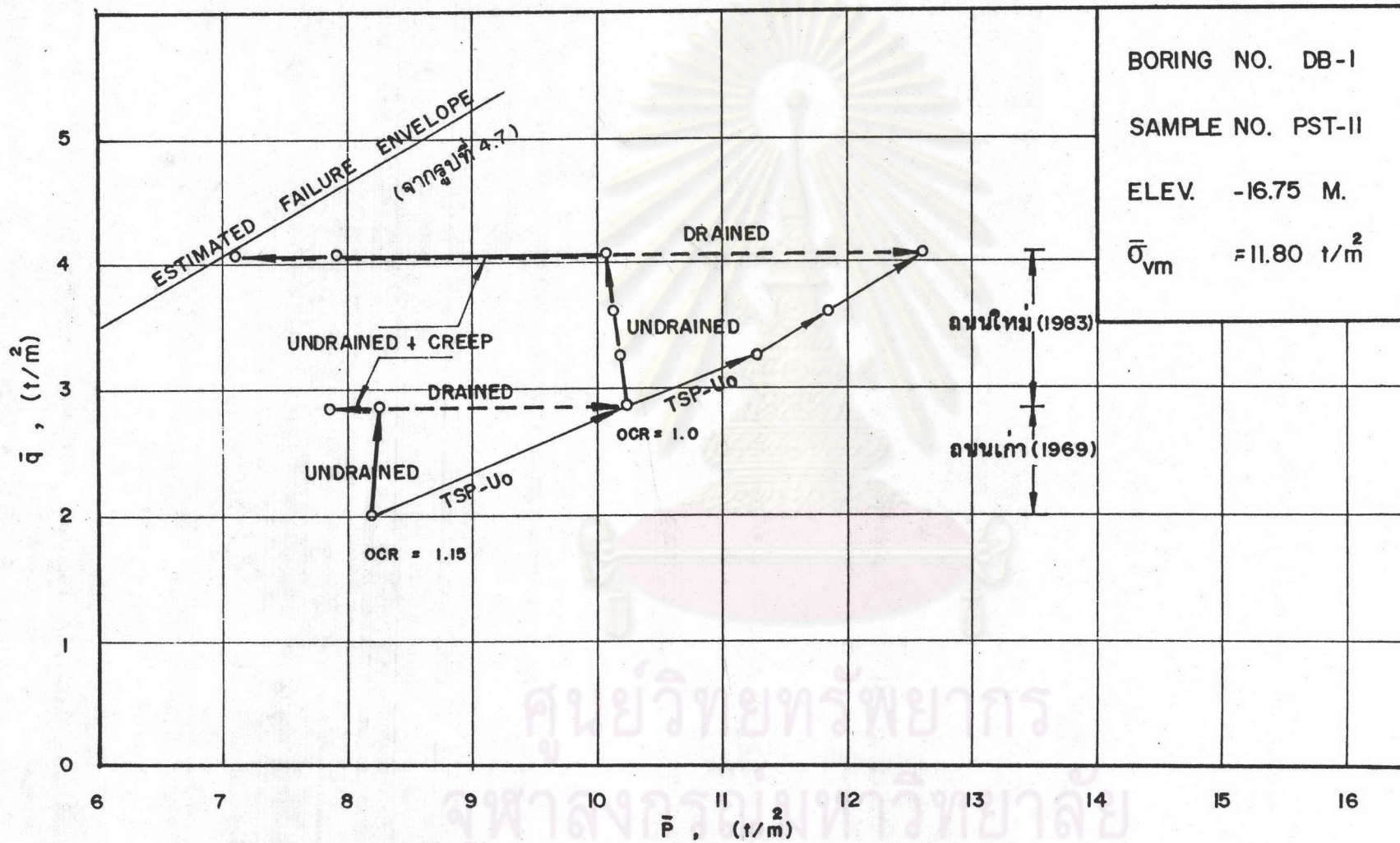
รูปที่ 4.11 แสดง stress path ที่ระดับความลึก -5.70 ม.



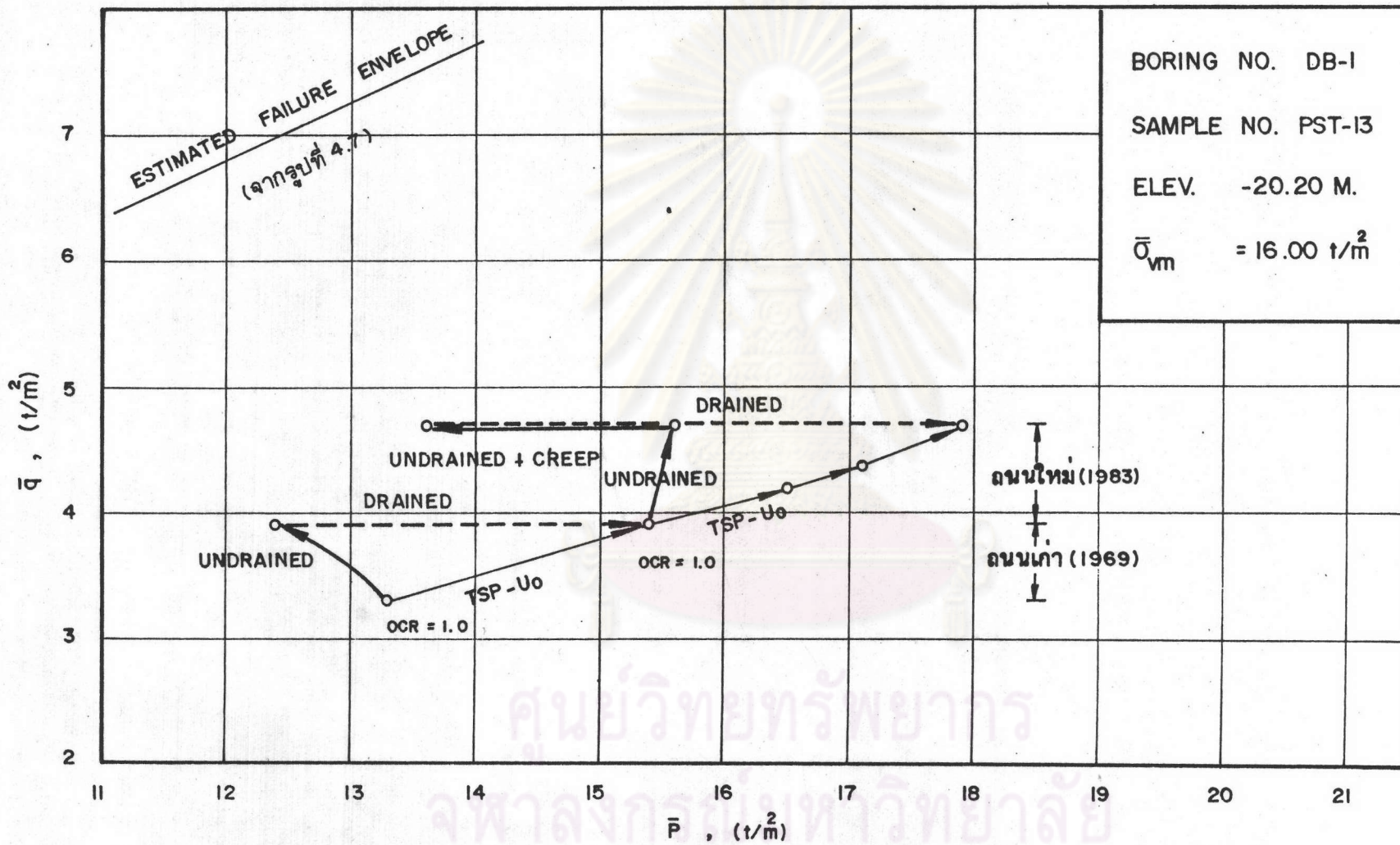
รูปที่ 4.12 แสดง stress path ที่ระดับความลึก-9.25 ม.



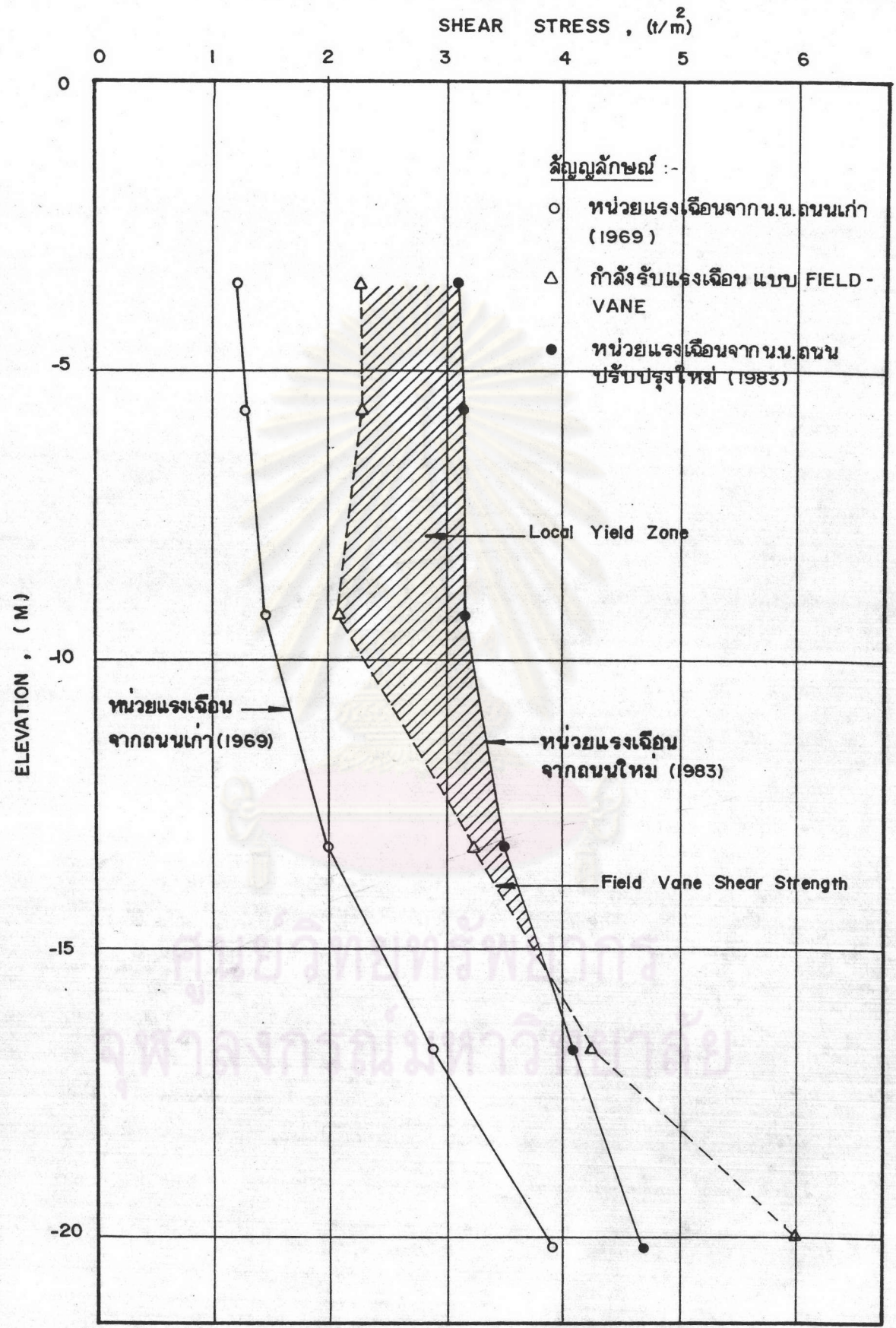
รูปที่ 4.13 แสดง stress path ที่ระดับความลึก -13.25 ม.



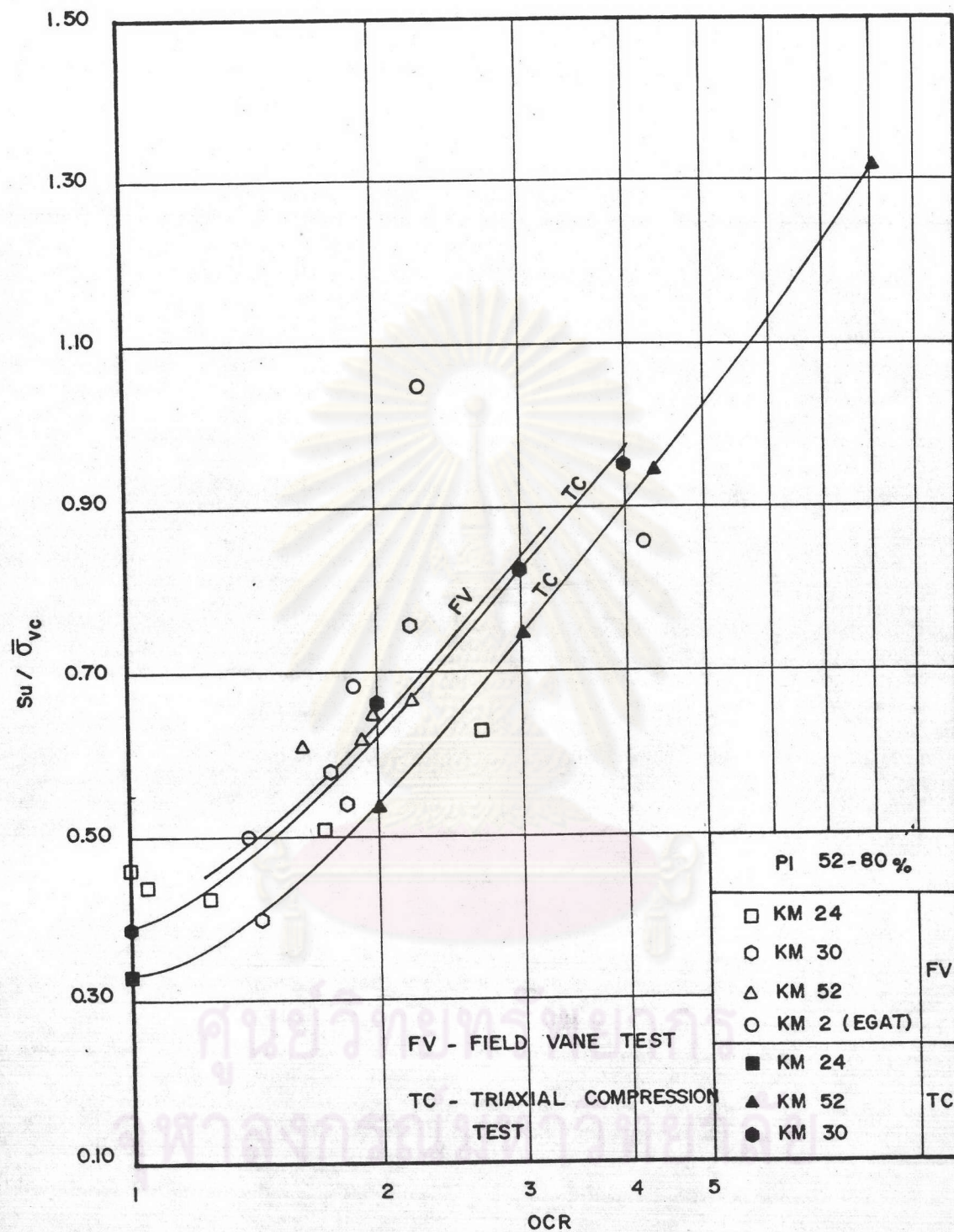
รูปที่ 4.14 แสดง stress path ที่ระดับความลึก -16.75 ม.



รูปที่ 4.15 แสดง stress path ที่ระดับความลึก -20.20 ม.



รูปที่ 4.16 หน่วยแรงเฉือนเทียบกับกำลังรับแรงเฉือนจาก field vane บริเวณ กม.30 บางนา-บางปะกง



รูปที่ 4.17 ความสัมพันธ์ระหว่าง $S_u / \bar{\sigma}_{vc}$ กับ OCR

ดินอ่อนที่ทดลองมีค่าการทรุดตัว เนื่องจากอันตรนครีพลังเช่นกัน ทั้งนี้อาจเป็นผลของระดับของหน่วยแรงเฉือนมีค่าสูง (หน่วยแรงเฉือนมีค่าเท่ากับ 0.95 เท่าของกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ vane shear) ส่วนตัวอย่างดินในชั้นดินแข็ง (Stiff Clay) มีค่าการทรุดตัวเนื่องจากอันตรนครีพต่ำ เพราะมีค่าระดับของหน่วยแรงเฉือน $\approx 75\%$

4.1.4 ผลการทดสอบ field vane shear

ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันตรนครี และค่า sensitivity จากการทดสอบ field vane shear ได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.1 ก. และ 4.2 ก. จากผลการทดสอบจะพบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันตรนครี ที่ตำแหน่งต่างกัน แต่ระดับเดียวกัน จะมีค่าที่ต่างกัน ทั้งนี้เนื่องจากความเข้มของความเค้น อันเนื่องมาจากน้ำหนักของถนนเก่า (1969) มีค่าต่างกัน ความแตกต่างของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันตรนครีจะหมดไป เมื่อดินอ่อนอยู่ที่ระดับความลึกมากกว่า -8.50 ม.

การทดสอบ field vane shear จากหลุม DV-2 ซึ่งอยู่ติดทุ่งนาเป็นตำแหน่งที่อยู่ห่างจากความเค้นของถนนเก่า (1969) พอควร จึงเปรียบเสมือนเป็นการทดสอบ เพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันตรนครีในสภาพธรรมชาติ ซึ่งยังไม่เคยถูกความเค้นจากแรงภายนอกกระทำมาก่อน และจากผลการทดสอบก็ยิ่งเป็นการยืนยันข้อสรุปดังกล่าว กล่าวคือ ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันตรนครีมีค่าสูงขึ้น เมื่อระดับความลึกมากขึ้น ค่าอัตราส่วน $Su_{FV}/\bar{\sigma}_{vo}$ โดยเฉลี่ยในชั้นดินอ่อนมีค่าประมาณ 0.30

สำหรับการทดสอบ field vane shear ที่ตำแหน่งอื่น คือ หลุม DV-1, DV-3 และ DV-4 ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันตรนครีจะไม่สูงขึ้นตามความลึก แต่จะมีค่าสูงที่ผิวดิน และจะลดลงจนกระทั่งถึงความลึกประมาณ -6.50 ม. จากนั้นก็จะมีค่าสูงขึ้นอีกเมื่อความลึกมากขึ้น จากผลการทดสอบพบว่าในช่วง -3.00 ถึง -8.50 ม. ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันตรนครี จากหลุม DV-1, DV-3 และ DV-4 จะมีค่ามากกว่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันตรนครีในสภาพธรรมชาติ (DV-2) เท่ากับ 12.5%, 46% และ 29% ตามลำดับ การเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนแบบอันตรนครีสืบเนื่องมาจากการอัดตัวคายน้ำของดิน ซึ่งถูกกระทำโดยน้ำหนักจากถนนเก่า (1969) ทำให้หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งสูงขึ้น กำลังรับแรงเฉือนแบบอันตรนครีจึงมีค่าสูงตามไปด้วย

จากรูปที่ 4.1 ก. และ 4.2 ก. จะเห็นได้ว่าค่า sensitivity โดยส่วนใหญ่ จะมีค่าอยู่ระหว่าง 4 ถึง 6 แสดงว่าดินบริเวณนี้เป็น very sensitive clay (Rosenqvist, 1953) ฉะนั้นไม่ว่าจะด้วยวิธีการใดก็ตาม อันจะมีผลต่อการรบกวนดิน ทำให้กำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอนลดลง ด้วยระดับของหน่วยแรงเฉือนที่สูงอยู่แล้วจึงอาจจะทำให้คันทางเกิดการพิบัติโดยฉับพลันได้

4.2 เสถียรภาพของคันทาง

4.2.1 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพ

พารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันทาง จะแบ่งการพิจารณาออกเป็น 2 ส่วน ได้แก่ ส่วนที่เป็นทรายถมคันทาง และส่วนที่เป็นดินอ่อนใต้คันทาง

พารามิเตอร์ของทรายถมคันทาง ได้แก่ ค่าความหนาแน่น และค่ามุมเสียดทานภายใน (Angle of Internal Friction) จากรายงานของ Eide และ Holmberg (1972) และรายงานการออกแบบของกรมทางหลวง กล่าวว่า ค่าความหนาแน่นเฉลี่ยของทรายถมคันทางเท่ากับ 2.1 ตันต่อ m^3 และมุมเสียดทาน เท่ากับ 36 และ 33 องศาในชั้นทรายถมใหม่ (1983) และทรายถมเก่า (1969) ที่จมอยู่ในดินอ่อนตามลำดับ

เนื่องจากว่าในกรณีของสภาพอันเดรอน (มุมเสียดทานภายใน = 0°) จะให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่ำสุด ฉะนั้นค่าสัมบัติของดินเหนียวอ่อนที่จะนำมาใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันทาง จะใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอน

บริเวณ กม.28 สายบางนา-บางปะกง Eide และ Holmberg (1972) ได้ทำแปลงดินทดลอง (Test Section) 3 แปลง และได้สรุปผลว่า กรณีของคันทางที่ไม่มี berm ข้าง ๆ คันทาง จะได้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยทางด้านเสถียรภาพเท่ากับ 1.46 เมื่อคันทางเกิดการพิบัติ สำหรับกรณีของคันทางที่มี berm ถมอยู่ข้าง ๆ คันทาง จะได้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย เท่ากับ 1.61 เมื่อคันทางเกิดการพิบัติทั้งสองกรณีได้ใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอน จากการทดสอบ field vane shear นั่นคือ ค่าเฉลี่ยของอัตราส่วนความปลอดภัย เมื่อเกิดการพิบัติของคันทางจะมีค่าเท่ากับ 1.5 หรือจะได้ค่า Bjerrum's correction factor, $\mu = 0.67$

รูปที่ 4.17 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า $S_u/\bar{\sigma}_{vc}$ กับค่า OCR จากรูปแสดงว่า ค่าเฉลี่ยของ S_u_{FV} (ซึ่งเฉลี่ยจากหลาย ๆ station สายบางนา-บางปะกง) มีค่าใกล้เคียง

กับค่า S_u จากการทดลอง $\overline{CKoU-TC}$ กล่าวคือ ค่า $S_{u_{FV}}$ จะมีค่ามากกว่า $S_u \overline{CKoU-TC}$ ของการทดสอบตัวอย่างดิน ที่กม.30 ประมาณ 5% และ 15% ของการทดสอบตัวอย่างดินที่ กม.52 ยิ่งไปกว่านั้นยังได้ทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนจากการทดสอบ UU เพื่อ ตรวจสอบค่ากำลังรับแรงเฉือน จากการทดสอบ vane shear พบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน จากการทดสอบทั้งสองวิธีสอดคล้องกัน โดยค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนจากการทดสอบ UU จะให้ค่าต่ำกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ field vane shear ประมาณ 30% ที่ทุก ๆ ความลึก แสดงว่า ค่า $S_{u_{FV}}$ ที่ได้จากการทดสอบในสนามมีคุณภาพดินน้ำเชือถือ ฉะนั้นค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของถนนต่อเติมใหม่ กม.30 บางนา-บางปะกง จึงได้ใช้ผลจากการทดสอบ field vane shear โดยใช้ค่า Bjerrum's correction factor, $\mu = 0.70$ ผลจากการทดสอบ field vane shear ในตำแหน่งต่าง ๆ ตามรูปที่ 3.1 ทำให้สามารถจะแบ่งดินเป็น เอลลิเมนต์ย่อย ๆ เพื่อใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพ ดังแสดงไว้ในรูปที่ 4.18 และ 4.19

4.2.2 การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันทาง

รูปแบบของหน้าตัดของคันทาง ตลอดจนการแบ่งชนิดของดินอ่อนออกเป็น เอลลิเมนต์ย่อย ๆ ได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.18 และ 4.19

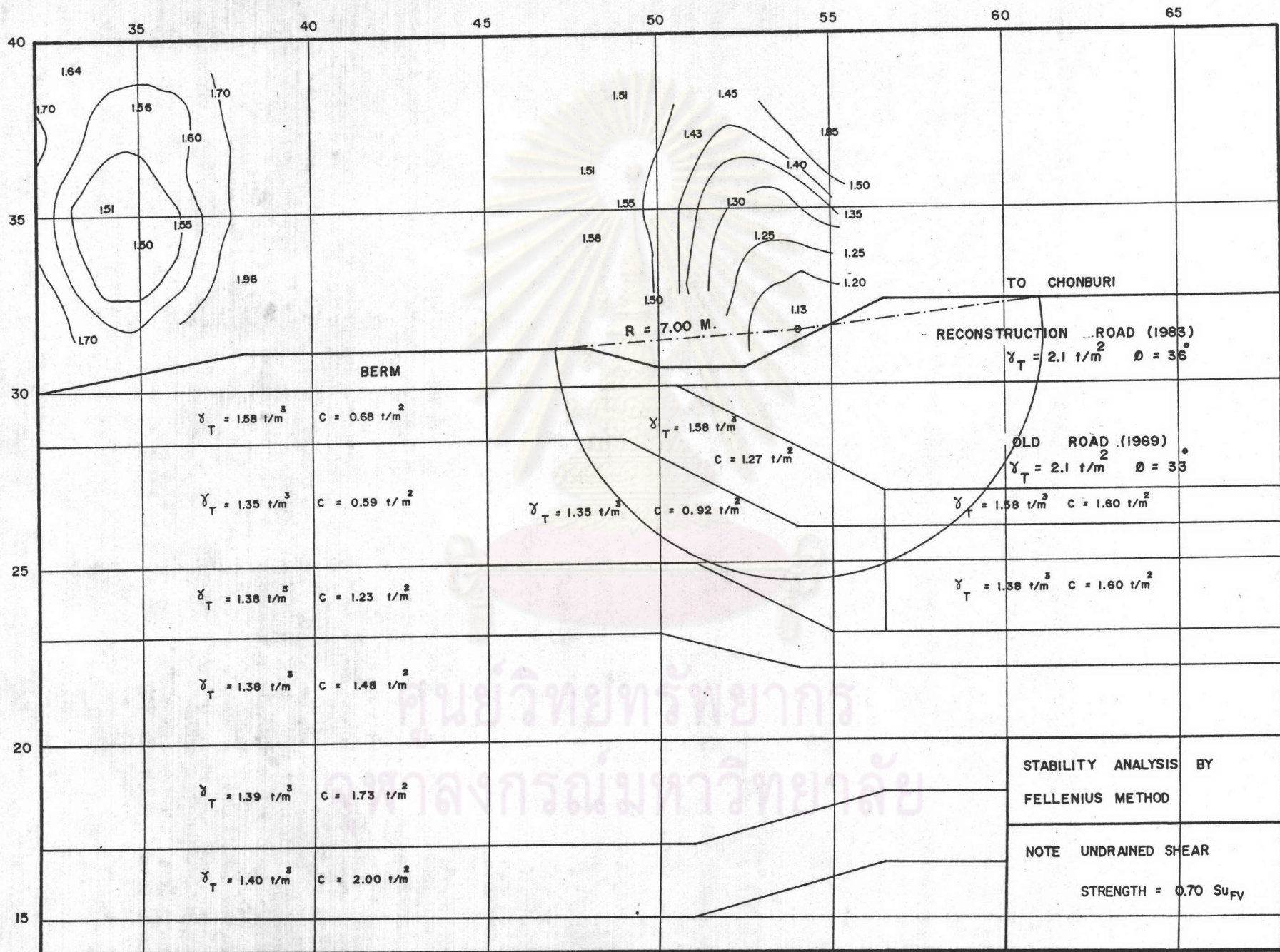
การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันทางแบ่งออกเป็น 2 วิธี ซึ่งจะให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ต่างกัน ได้แก่

1. วิธี Fellenius ซึ่งจะให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยค่อนข้างต่ำ
2. วิธี Bishop จะเป็นวิธีที่ให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยใกล้เคียงกับที่เกิดขึ้นจริงในสนาม (Whitman และ Moore, 1963)
(สำหรับกรณีที่มีมุมเสียดทานภายใน, $\phi = 0^\circ$ เท่านั้น ที่ทั้งสองวิธีดังกล่าวจะให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่เท่ากัน)

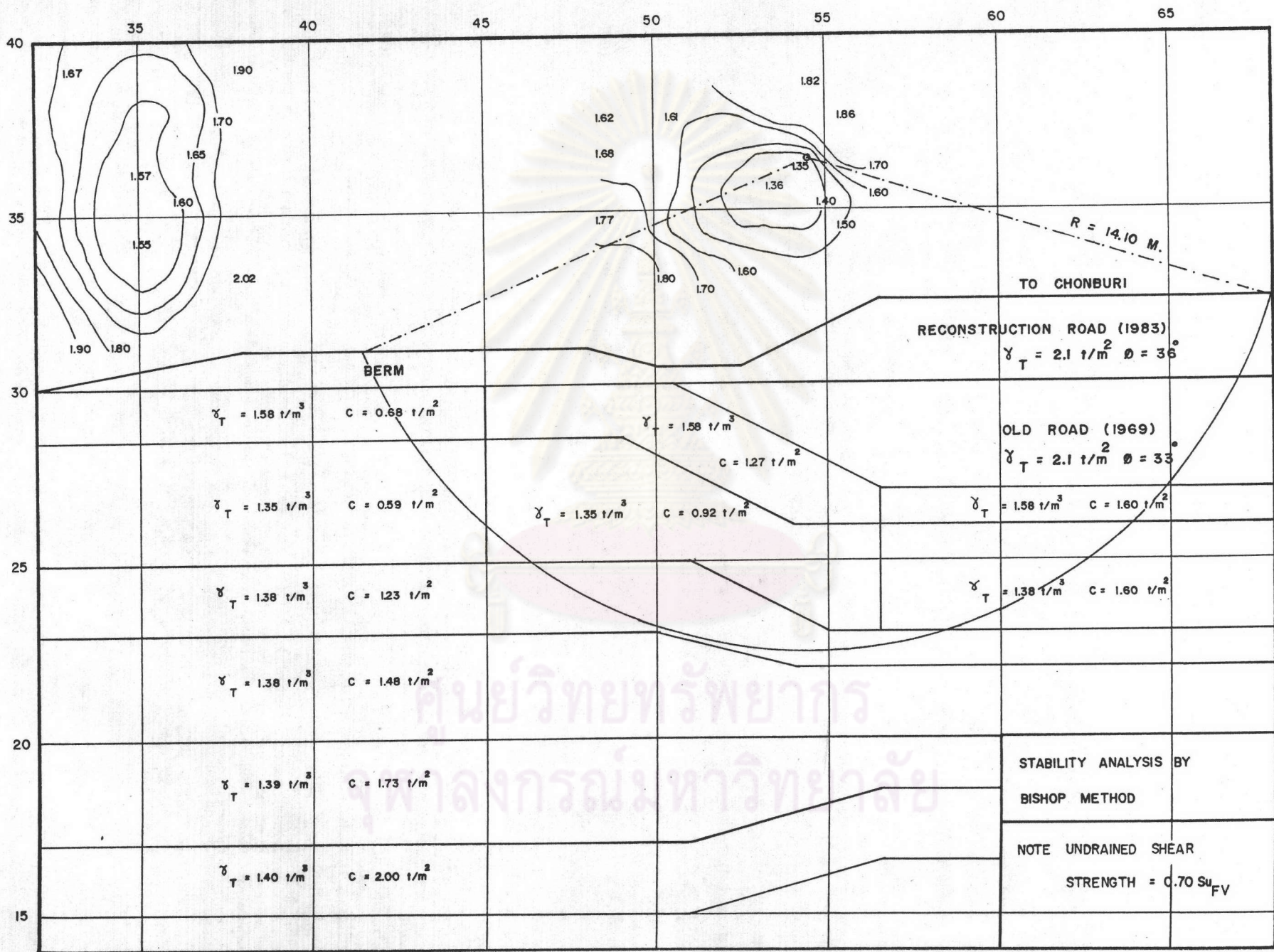
การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันทางในแต่ละวิธีจะทำการวิเคราะห์ 2 ครั้ง

- ก. วิเคราะห์เสถียรภาพของ berm เพียงอย่างเดียว
- ข. วิเคราะห์เสถียรภาพของถนนต่อเติมใหม่ เมื่อมี berm ถมอยู่

ในการวิเคราะห์ เนื่องจากจะต้องล้มมุม (Trial) ระบายแห่งการสิ้นไกล ในลักษณะต่าง ๆ กัน จึงได้ใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ ในภาษาโฟรแทรน กับเครื่องคอมพิวเตอร์



รูปที่ 4.18 แสดงการแบ่งชั้นดิน และการวิเคราะห์เสถียรภาพ โดยวิธี Fellenius



รูปที่ 4.19 แสดงการแบ่งชั้นดิน และการวิเคราะห์เสถียรภาพ โดยวิธี Bishop

IBM 370 โดยอาศัยพื้นฐานทฤษฎีของ Fellenius และ Bishop ที่ได้กล่าวไว้แล้วในบทที่ 2 ช่วยในการวิเคราะห์ ผลของการวิเคราะห์แสดงไว้ในตารางที่ 4.5

ตารางที่ 4.5 แสดงค่าอัตราส่วนความปลอดภัยในสภาพต่าง ๆ

วิธีการวิเคราะห์	อัตราส่วนความปลอดภัย (Safety Factor)			
	berm	ถนนต่อเติมใหม่ (1983)		
		ETS= 0 ตัน/ม ²	ETS=0.5 ตัน/ม ²	ETS=1.0 ตัน/ม ²
Fellenius'	1.50	1.13	-	-
Bishop's	1.55	1.35	1.25	1.18

ETS = Equivalent Traffic Surcharge

จากรูปที่ 4.18 และ 4.19 พบว่า contour ของอัตราส่วนความปลอดภัยของ berm มีลักษณะคล้าย ๆ กันมาก ทั้งนี้เนื่องจากว่าความหนาของ berm ไม่หนามาก ทำให้ได้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย โดยวิธี Bishop ไม่ต่างจากวิธีของ Fellenius มากนัก ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของ berm เพียงอย่างเดียว พบว่าอัตราส่วนความปลอดภัยจากวิธีการของ Bishop จะให้ค่าสูงกว่า วิธีการของ Fellenius ประมาณ 3% ซึ่งในทางปฏิบัติแล้วสำหรับคันทางที่มีชั้นทรายบาง ๆ (ประมาณ 1.0 เมตร) การใช้วิธี Fellenius เป็นวิธีง่าย ๆ และให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย ที่น่าเชื่อถือดีพอสมควร การที่ berm มีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยโดยวิธี Bishop เท่ากับ 1.55 แสดงว่า berm มีเสถียรภาพดี และคงไม่เกิดการพังทลายอย่างแน่นอน

ส่วน contour ของอัตราส่วนความปลอดภัยของถนนต่อเติมใหม่ ในรูปที่ 4.18 และ 4.19 จะมีรูปร่างลักษณะต่างกันมาก ก็เนื่องจากเหตุผลในทำนองเดียวกับที่กล่าวมาแล้ว คือ ชั้นทรายของถนนต่อเติมใหม่หนามาก ทำให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่คำนวณได้โดยวิธีการของ Bishop สูงกว่าวิธีของ Fellenius มาก ฉะนั้นในกรณีนี้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ได้จากวิธีของ Bishop จึงน่าเชื่อถือกว่า ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของถนนต่อเติมใหม่ โดยวิธี Bishop เท่ากับ 1.35 โดยไม่คิด equivalent traffic surcharge

ซึ่งสอดคล้องว่ามีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยอยู่ในเกณฑ์ค่อนข้างต่ำ (โดยไม่คิด surcharge F.S. ควรไม่น้อยกว่า 1.5) ในกรณีที่มี equivalent traffic surcharge กระทำ เท่ากับ 0.5 และ 1.0 ตันต่อ m^2 ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย โดยวิธีการของ Bishop จะลดลงเหลือ 1.25 และ 1.18 ตามลำดับ ซึ่งถือว่าต่ำ และตามมาตรฐานของกรมทางหลวงค่าอัตราส่วนความปลอดภัย ไม่ควรต่ำกว่า 1.30 ในกรณีที่มีค่า equivalent traffic surcharge เท่ากับ 1 ตัน ต่อ m^2 ฉะนั้นถนนต่อเติมใหม่ ที่บริเวณ กม.30 บางนา-บางปะกง นี้ จึงมีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ต่ำกว่ามาตรฐานเล็กน้อย แต่ด้วยผลของวิธีและขั้นตอนการก่อสร้าง โดยการยกระดับถนนขึ้นทีละน้อย (ขั้นตอนการถมทรายก็ได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.3) และก่อนจะถมถนนเพิ่มอีก ก็คงปล่อยให้มีการเวลาพอสมควร เพื่อให้ความตันทนน้ำใต้ดินมีค่าลดลงด้วยผลของการอัดตัวคายน้ำ ทำให้หน่วยแรงประสิทธิผลในมวลดินมีค่าสูงขึ้น ฉะนั้นค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอน ก็จะมีค่าสูงขึ้นจากค่าที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพ อัตราส่วนความปลอดภัย ก็ควรจะมีความสูงขึ้นตามไปด้วย จากผลการสำรวจการเคลื่อนตัวของตอ้ำก้ำซึ่งวางอยู่ในแนวขนานกับถนนบริเวณขอบของ berm ด้านติดทุ่งนา ดังแสดงไว้ในรูปที่ 3.4 พบว่าท่อเคลื่อนตัวทางด้านข้าง 1-2 ซม. ภายใน 5 เดือน (กันยายน ถึง ตุลาคม 2527) และในช่วงฤดูฝน 2 เดือนสุดท้าย พบว่าท่อแทบไม่เคลื่อนตัวเลย ผลจากการสังเกตค่าความตันทนน้ำโพรงเพิ่มก่อนมีต่อเติมถนนอีก (รูปที่ 3.3 และ 3.5) ก็ไม่มีแนวโน้มที่จะสูงขึ้นอย่างรวดเร็ว อันจะบ่งถึงการบีบอัดของดินทาง หนึ่งทุ่งนาที่อยู่ข้าง ๆ ถนน จะช่วยกักน้ำในฤดูฝน ซึ่งจะทำให้อัตราส่วนความปลอดภัยของดินทางสูงขึ้นได้ด้วย ฉะนั้นจึงอาจจะสรุปได้ว่าถนนต่อเติมใหม่ในสภาพดังกล่าวจะยังมีเสถียรภาพดีอยู่ในเกณฑ์ใช้งานได้ ข้อควรระวังก็คือ จะต้องไม่ให้มีการขุดลอกคูคลองในแนวขนานกับถนน ณ บริเวณขอบ ๆ berm เพราะจะทำให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของ berm ลดลงจนอาจเกิดการพังทลาย ยังผลให้ถนนต่อเติมใหม่เกิดการพังทลายตามด้วย ในกรณีนี้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ได้จากวิธี Bishop จะให้ค่าที่สูงกว่าวิธีการของ Fellenius ประมาณ 20%

4.3 ความตันทนน้ำโพรงเพิ่ม (Excess Pore Water Pressure, Δu)

4.3.1 การคาดคะเนค่าความตันทนน้ำโพรงเพิ่ม

การวิจัยนี้ได้ใช้ทฤษฎีอีลาสติคของ Poulos (1967 b) โดยมี rigid base อยู่ที่ผิวของชั้นทราย ที่ระดับความลึกประมาณ -22.0 ม. ในการวิเคราะห์หาค่าหน่วยแรง



ที่เกิดจากน้ำหนักของถนนต่อเติมใหม่ เพื่อนำไปคำนวณหาค่าความดันน้ำโพรงเพิ่ม โดยวิธีปฏิสัมพันธ์ค่าสัตรีพื้นฐาน (1- มิติของ Terzaghi (1943), 3-มิติ, Skempton's (1954) Eq., Henkel's (1960) Eq.) วิธีของ Tavenas (1979) และวิธีการโดยการใส่พารามิเตอร์ μ ของ Lee (1983) ผลการคาดคะเนโดยวิธีการต่าง ๆ ได้แสดงไว้ในตารางที่ 4.6

4.3.2 การเปรียบเทียบค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มที่คาดคะเนกับข้อมูลที่วัดได้ในสนาม

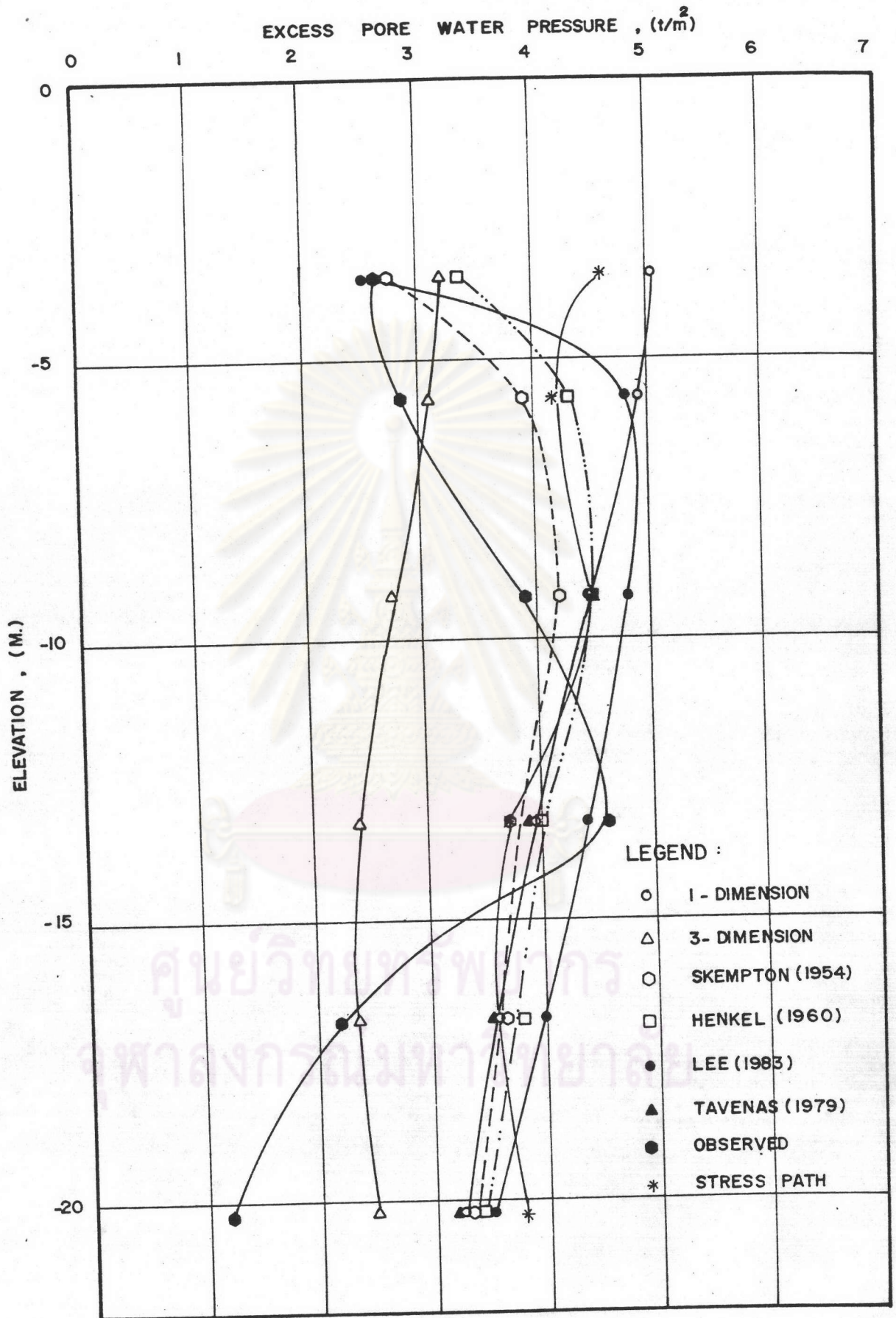
รูปที่ 4.20 แสดงค่าความดันน้ำโพรงเพิ่ม ใต้กึ่งกลางถนน อันเนื่องจากการต่อเติมถนนใหม่ (1983) ที่ระดับความลึกต่าง ๆ โดยวิธีการคาดคะเนที่ได้กล่าวไว้แล้วในหัวข้อ 4.3.1 กับค่าที่สำรวจได้ในสนาม (รูปที่ 3.3) และผลจากการทดลอง stress-path ในตารางที่ 4.3 จะเห็นได้ว่าที่ระดับความลึก -13.25 ม. ค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มจากการคาดคะเนโดยวิธีการใส่พารามิเตอร์ μ ของ Lee (1983) จะให้ค่าที่ต่ำกว่าที่สำรวจได้ประมาณ 4% ในขณะที่จากการทดลอง stress-path วิธี Skempton (1954) วิธีการ Henkel (1960) วิธีการ 1 มิติ วิธีการของ Tavenas (1979) ให้ค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มต่ำกว่าที่สำรวจได้ $\approx 14-20\%$ สำหรับวิธี 3 มิติ จะให้ค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มที่ค่อนข้างต่ำมาก และต่ำกว่าที่สำรวจได้ประมาณ 50%

ที่ระดับความลึกอื่นจะเห็นว่าค่าความดันน้ำโพรงเพิ่ม ที่คาดคะเน กับที่วัดได้แตกต่างกันมาก อาจเนื่องมาจากว่าระยะทางระบายน้ำ (Drainage Path) ในสนามค่อนข้างสั้น ค่า Over Consolidation Ratio สูงในชั้นหน้าดิน (Weathered Clay) ประกอบกับพวกรอยแตกต่าง ๆ และรูตามรากของต้นไม้ (Lee, 1983; Kampananond, 1984) จึงทำให้เกิดการระบายความดันน้ำโพรงเพิ่มได้เร็วกว่าปกติ ค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มที่วัดได้ จึงต่ำกว่าที่ควรจะเป็น

จากค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มที่ได้จากการคาดคะเนทั้งหมด ค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มที่คำนวณได้โดยวิธีใส่พารามิเตอร์ μ ของ Lee (1983) จะให้ค่า Δu ที่สูงที่สุดสำหรับดินที่เป็น normally consolidated และวิธีของ Skempton (1954) จะให้ค่าที่ต่ำที่สุด และต่างจากวิธีการใส่พารามิเตอร์ μ ของ Lee อย่างมากที่สุด ประมาณ 20% และจะเห็นได้ว่าวิธี 3 มิติ (โดยทฤษฎี ฮีลาล์ดค) จะให้ค่าต่ำเกินไป อันเป็นผลเนื่องจากระดับความเค้นในมวลดินมีค่าสูง ฉะนั้นดินจึงมีพฤติกรรมที่จะไม่เป็นฮีลาล์ดค การคาดคะเนความดันน้ำโพรงเพิ่มโดยวิธี 3-มิติ นี้จึงให้ค่าที่ค่อนข้างต่ำมากเกินไป สำหรับในชั้นหน้าดิน (Weathered Clay)

ตารางที่ 4.6 แสดงผลการคาดคะเนค่าความดันน้ำโพรงเพิ่ม (Excess Pore Water Pressure) ใต้กึ่งกลางถนน

Layer No.	EXCESS PORE WATER PRESSURE , (t/m ²)							
	1-Dimension	3-Dimension	Skempton(1954)	Henkel (1960)	Lee (1983)	Tavenas(1979)	Stress Path	Observed
1 (EL.-3.75)	5.06	3.19	2.75	3.34	2.53	-	4.60	2.65
2 (EL.-5.75)	4.93	3.08	3.89	4.32	4.83	>3.97	4.20	2.85
3 (EL.-9.25)	4.45	2.75	4.18	4.48	4.81	>4.45	4.50	3.90
4 (EL.-13.25)	3.94	2.41	3.70	3.97	4.41	3.94	3.70	4.60
5 (EL.-16.75)	3.57	2.35	3.64	3.81	4.00	3.57	-	2.20
6 (EL.-20.25)	3.25	2.47	3.29	3.41	3.51	3.25	3.80	1.20



รูปที่ 4.20 ค่าความดันน้ำพรองเพิ่มใต้กึ่งกลางถนน ที่ระดับความลึกต่าง ๆ

ซึ่งเป็น over consolidated clay การคาดคะเนค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มโดยวิธี 3-มิติ Skempton's (1954) และ Henkel's (1960) จะให้ค่าที่ต่ำเกินไป เพราะไม่ได้คิดผลของการพืด (Yield) ซึ่งจะทำให้ค่า Δu มีค่าสูงกว่าปกติ

ฉะนั้นในการคาดคะเนค่าความดันน้ำโพรงเพิ่ม จะต้องเลือกใช้ทฤษฎีให้เหมาะสมกับพฤติกรรมของดินที่เกิดขึ้นจริง ประวัติ และระดับของหน่วยแรง ก็เป็นสิ่งสำคัญที่จะต้องนำมาพิจารณาในการคาดคะเนค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มด้วย

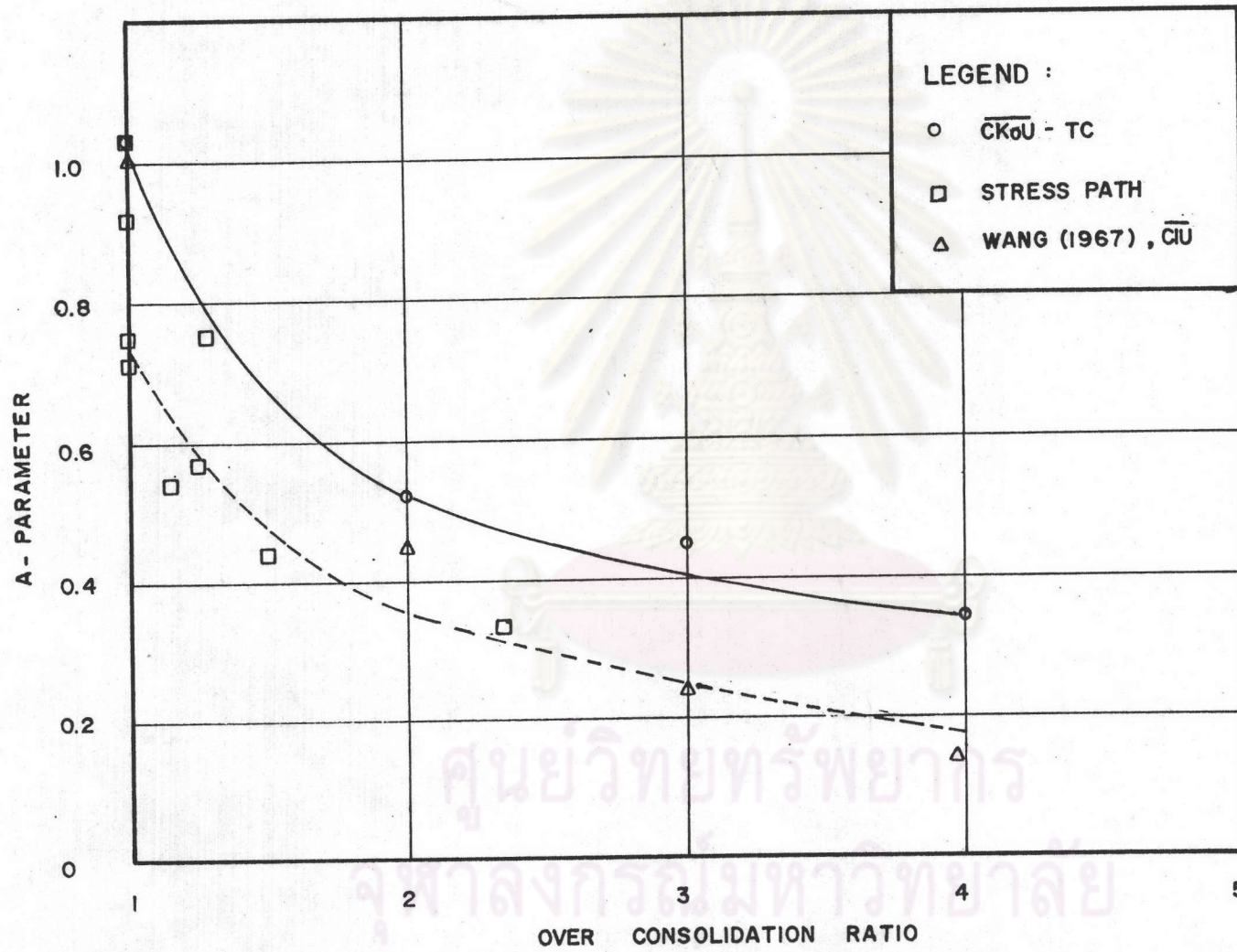
4.3.3 พารามิเตอร์ของแรงดันน้ำโพรงเพิ่ม (Pore Pressure Parameter)

4.3.3.1 พารามิเตอร์ A ของ Skempton

จากผลการทดลอง $\overline{CKoU-TC}$ พบว่าค่าพารามิเตอร์ A จะมีค่าลดลงเมื่อ Over Consolidation Ratio (OCR) มีค่าเพิ่มขึ้น และจะมีค่าประมาณ 1 เมื่อดินอ่อนมีสภาพเป็น normally consolidated ความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์ A และค่า OCR ได้แสดงอยู่ในรูปที่ 4.21 ในรูปเดียวกันนี้ยังได้ใส่ผลพารามิเตอร์ A ที่ได้จากการทดลอง stress path และผลการทดลอง \overline{CIU} ของ Wang (1967) โดยทดลองกับดินอ่อนกรุงเทพฯ ที่ระดับความลึก ≈ -5.0 ม. จะเห็นได้ว่าที่ OCR เท่ากับ 1 และ 2 ผลการทดลองของ $\overline{CKoU-TC}$ จะให้ค่าใกล้เคียงกับผลการทดลองของ Wang แต่ที่ OCR มากกว่า 2 $\overline{CKoU-TC}$ จะให้ค่าสูงกว่าของ Wang สำหรับพารามิเตอร์ A จากการทดลอง stress-path โดยส่วนใหญ่จะให้ค่าต่ำกว่าพารามิเตอร์ A ที่ได้จากการทดลอง $\overline{CKoU-TC}$ ทั้งนี้เนื่องมาจากผลของระยะเวลาการใส่น้ำหนัก กล่าวคือ การทดลอง stress-path จะใส่น้ำหนักให้ตัวอย่างดินอ่อนในอัตราที่เร็ว ฉะนั้นการตอบสนอง (Response) ของค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มจึงเกิดขึ้นได้ไม่เต็มที่ ค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มที่วัดได้จึงมีค่าต่ำ แต่สำหรับการทดลอง $\overline{CKoU-TC}$ จะทดลองโดยการกดอัดตัวอย่างดินอ่อนด้วยอัตราความเครียด (Strain Rate) ที่คงที่ และช้ามาก คือ 1 เปอร์เซ็นต์ต่อชั่วโมง (Ladd และ Foott, 1974) ฉะนั้นค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มจึงมีเวลานานพอสมควรที่จะตอบสนองต่อแรงภายนอกที่มากระทำได้อย่างเต็มที่ ค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มที่วัดได้จึงมีค่าสูง พารามิเตอร์ A จึงมีค่าสูงตามไปด้วย

4.3.3.2 พารามิเตอร์ μ (Lee, 1983)

พารามิเตอร์ μ ของ Lee ได้ถูกตรวจสอบโดยการ plot ค่าที่สำรวจได้ในสนาม (OCR = 1, $\mu = 1.17$ ระดับความลึก -13.25 ม.) และค่าที่ได้จาก



รูปที่ 4.21 ความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์ A กับค่า OCR

การทดสอบ stress path และ $\overline{CKoU-TC}$ ดังแสดงในรูปที่ 2.6 จะเห็นได้ว่าขอบเขตล่าง (Lower Bound) ของ Lee จะสอดคล้องกับผลการทดสอบ $\overline{CKoU-TC}$ และที่ $OCR = 1$ จากการทดลอง stress path ค่าพารามิเตอร์ μ จะมีค่าอยู่ระหว่าง 0.90-1.10 ฉะนั้นในการวิเคราะห์หรือออกแบบโดยใช้ขอบเขตบน (Upper Bound) ของ Lee จะให้ค่าที่ค่อนข้างปลอดภัย (Conservative Side)

ในการวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ํา โดยใช้หลักการของ Skempton & Bjerrum, 1957 และขอบเขตบนของพารามิเตอร์ μ ของ Lee พบว่ามีค่าใกล้เคียงกับการหาค่าการทรุดตัวโดยวิธีของ Asaoka ซึ่งถือว่าเป็นตัวแทนการทรุดตัวจริงในสนาม

4.4 การคาดคะเนการทรุดตัวของถนนต่อเติมใหม่

รูปแบบหน้าตัดของถนนต่อเติมใหม่ และการแบ่งชั้นดิน ออกเป็นชั้นย่อย ๆ เพื่อการวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวที่กึ่งกลางถนน โดยวิธีการต่าง ๆ ได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.4 การคาดคะเนในแต่ละวิธี (ยกเว้นวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์เท่านั้น) จะอาศัยหลักการพื้นฐานที่การหาค่าความเครียดที่จุดกึ่งกลางของชั้นดินแต่ละชั้นคูณกับค่าความหนาของชั้นดินที่แบ่ง ก็จะได้ค่าการทรุดตัวของดินอ่อนชั้นนั้น ๆ ผลรวมของค่าการทรุดตัวของชั้นดินทุกชั้น ก็จะกลายเป็นค่าการทรุดตัวของถนนต่อเติมใหม่ ฉะนั้นหน่วยแรงที่พิจารณาคือหน่วยแรง ณ ตำแหน่งกึ่งกลางของชั้นดิน ในการคำนวณจะใช้ทฤษฎีอีลาสติคของ Poukos (1967 b) โดยมี rigid base อยู่ที่ระดับ -22.0 ม. ลมบัติของดินอ่อนที่ใช้ในการคาดคะเนได้กล่าวไว้แล้วในหัวข้อ 4.1 สิ่งสำคัญของการคาดคะเนการทรุดตัวของคันทางก็คือ การเลือกใช้ลมบัติของดินที่สอดคล้องกับพฤติกรรมของดินในสภาพที่เกิดขึ้นจริงในสนาม ซึ่งจะทำให้การคาดคะเนค่าการทรุดตัวมีค่าใกล้เคียงกับค่าที่จะเกิดขึ้นจริง

4.4.1 วิธีปฏิพิกลค่าสูตรพื้นฐาน (Conventional Method)

ผลของการพิบัติเฉพาะจุด (Local Yield) ดังแสดงในรูปที่ 4.16 ผนวกเข้ากับอันตรนครพในชั้นดินอ่อนที่ไม่เกิดการพิบัติเฉพาะจุด แต่มีค่าระดับของหน่วยแรงเฉือนสูง จึงทำให้ค่าการทรุดตัวของถนนต่อเติมใหม่ ในสภาพอันตรนมีค่าสูง

ตารางที่ 4.7 แสดงการคำนวณค่าของการทรุดตัวแบบอันตรน และการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ํา ของถนนต่อเติมใหม่ (1983)

ตารางที่ 4.7 การคาดคะเนการทรุดตัวโดยวิธีปฏิภนค่าลัทรพื้นฐาน (Conventional Method)

การทรุดตัวแบบอันเดรน (Undrained Settlement, ρ_i)

$$\rho_i = \frac{ph I_{st}}{\pi Eu SR} ; SR = 0.5 \text{ (D'Appolonia et al, 1971)}$$

$$= \frac{4.83 \times 19.50 \times 0.60 \times 2}{\pi \times 250 \times 0.50} = 0.288 \text{ m.}$$

การทรุดตัวแบบอันเดรนของถนนคือเดิมใหม่เท่ากับ 28.80 ซม.

การทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Settlement, ρ_c)

Layer No.	Interval (m.)		H (m.)	m_v ($\frac{m^2}{t}$)	$\Delta\sigma_v$ (t/m^2)	μ ($\frac{\Delta u}{\Delta\sigma_v}$) LEE (1983)	ρ_c (cm.)
	From	To					
1	-3.00	-4.50	2.00	0.0032	5.06	0.50	1.62
2	-4.50	-7.00	2.50	0.0140	4.93	0.98	16.91
3	-7.00	-11.50	4.50	0.0176	4.45	1.08	38.06
4	-11.50	-15.00	3.50	0.0260	3.95	1.12	40.26
5	-15.00	-18.50	3.50	0.0176	3.56	1.12	24.56
6	-18.50	-22.0	3.50	0.0058	3.25	1.08	7.13

การทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำของถนนคือเดิมใหม่เท่ากับ 128.54 ซม.

ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นแบบอันเดรอน (E_u) ที่ใช้ในการคาดคะเนการทรุดตัวแบบอันเดรอน หาได้จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด จากการทดลอง UU และเนื่องจากระดับของหน่วยแรงเฉือนมีค่าสูง ฉะนั้นจึงใช้ secant-modulus ที่ระดับของหน่วยแรงเฉือนเท่ากับ 80 เปอร์เซ็นต์ และใช้ค่า SR เพื่อปรับแก้ผลของ yield เท่ากับ 0.5

ส่วนการคำนวณหาค่าการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ ได้ใช้หลักการของ Skempton และ Bjerrum (1957) ค่าพารามิเตอร์ m_v ที่ใช้ในการคำนวณหาได้จากผลการทดลอง consolidation รูป ก.1-ก.7 ในภาคผนวก ก. โดยใช้ค่าในย่อจากหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติไปยังหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งสุดท้าย พารามิเตอร์ μ เพื่อปรับแก้หน่วยแรงรวมในแนวตั้งที่เพิ่มขึ้น ($\Delta\sigma_v$) ไปเป็นค่าความดันน้ำโพรงเพิ่ม ได้ใช้ขอบเขตบนของ Lee (1983) รูปที่ 2.6

4.4.2 วิธี stress path

ผลการทดลอง stress path เพื่อหาค่าการทรุดตัวของถนนต่อเติมใหม่ รวมทั้งค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ของดิน เช่น โมดูลัสยืดหยุ่นแบบอันเดรอน (E_u) และแบบอัดตัวคายน้ำ (\bar{E}) ค่าอัตราส่วนบัวช่อง (v') ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ (C_v) พารามิเตอร์ A และ μ ได้แสดงไว้ในตารางที่ 4.3 และ 4.4

ทางเดินของหน่วยแรงที่จำลองแบ่งออกเป็น 2 ช่วง ได้แก่ ระบบของหน่วยแรงในสภาพธรรมชาติ ไปยังระบบของหน่วยแรงในสภาพถนนเก่า (1969)

การทรุดตัวในสภาพอันเดรอนของถนนเก่า (1969) จากการทดลอง stress path ที่แสดงไว้ในตารางที่ 4.3 มีค่าต่ำกว่าค่าการทรุดตัวของถนนที่วัดได้จริง (95 ซม.) ในระหว่างการก่อสร้าง ทั้งนี้เนื่องมาจากสภาพดินอ่อนก่อนการถมถนนเป็น over consolidated clay มีค่ากำลังรับแรงเฉือนต่ำ ฉะนั้นระหว่างการก่อสร้างการทรุดตัวจึงมีการทรุดตัวในสภาพอันเดรอน ซึ่งรวมผลของอันเดรอนคริป + yield และการอัดตัวคายน้ำ อีกทั้งหน่วยแรงกระทำที่ผิวดินก็มีค่าสูงกว่าหน่วยแรงที่ใช้ในการจำลองการทดลอง stress path (กล่าวไว้ในหัวข้อ 3.5) จึงทำให้การทรุดตัวจริงในระหว่างการก่อสร้างสูงกว่าค่าที่ได้จากการทดลอง stress path

ส่วนการทรุดตัวในสภาพอัดตัวคายน้ำของถนนเก่า (1969) จากการทดลอง stress-path ในตารางที่ 4.4 มีค่าต่ำกว่าที่กรมทางหลวงวัดได้ (ประมาณ 1.50 เมตร)

นั้นเป็นผลมาจากสภาพจริงในสนามดินอ่อนจะเกิดการยุบอัดตัวครั้งที่สองประกอบกับการทรุดตัวของแผ่นดินอันเนื่องมาจากการสูบน้ำบาดาล

ทางเดินของระบบของหน่วยแรงจากสภาพของถนนเก่า (1969) ไปยังสภาพถนนต่อเติมใหม่ (1983) เป็นอีกช่วงหนึ่งของการทดลอง stress path ความเครียดที่ได้จากการทดลอง stress path ในช่วงหลังนี้เป็นสิ่งที่เราสนใจ และจะนำไปใช้ในการคาดคะเนการทรุดตัวของถนนต่อเติมใหม่ (1983)

ฉะนั้นในการทดลอง stress path จำลองระบบของหน่วยแรงรวมที่ กม.30 ลายบางนา-บางปะกงนี้จึงไม่ได้เน้นถึงการหาค่าการทรุดตัวของถนนเก่า (1969) เพียงแต่พยายามจำลอง stress path ให้ใกล้เคียงกับสภาพในธรรมชาติเท่านั้น

รูปที่ 4.10 ถึง 4.15 แสดงถึงทางเดินของระบบหน่วยแรงที่ได้จากการทดลอง โดยจำลองระบบของหน่วยแรงที่แต่ละระดับความลึก ค่าการทรุดตัวของถนนต่อเติมใหม่หาได้จากผลรวมของความเครียดของแต่ละตัวอย่างคูณกับความหนาของชั้นดิน

ในการทดลอง stress path ดินอ่อนส่วนใหญ่ จะเกิดอันตรรกณ์ และ yield ในขั้นตอนของการกดอัดดินในสภาพไม่ระบายน้ำ ฉะนั้นความเครียด หรือการทรุดตัวแบบอันตรรกณ์จะมีค่ามากเกินไป

หลังจากปล่อยให้เกิดการทรุดตัวแบบอันตรรกณ์อย่างเต็มที่แล้ว จึงเปิดวาล์ว back pressure เพื่อระบายน้ำออกจากตัวอย่างดิน ก่อนที่ตัวอย่างดินจะเกิดการพิบัติแบบอันตรรกณ์ ในขั้นตอนนี้จะเกิดขบวนการอัดตัวคายน้ำ ความเครียดในแนวตั้งจะหาได้โดยการ plot กราฟของการทรุดตัวกับเวลา ไพบูลย์ (2528) กล่าวว่า ถ้าดินมีสภาพเป็น normally consolidated และมีอัตราการเพิ่มน้ำหนัก (Load Increment Ratio, LIR) เท่ากับ 0.5 แล้วความสัมพันธ์ของลอการิทึมของเวลา กับค่าการยุบตัว จะได้กราฟชนิดที่ I เนื่องจากสภาพดินอ่อนที่ทดลอง stress-path มีสภาพเป็น normally consolidated และอัตราการเพิ่มน้ำหนักโดยส่วนใหญ่ อยู่ในช่วง 0.5 ถึง 1.1 จึงใช้วิธีลอการิทึมของเวลา ในการหาความเครียดในขบวนการอัดตัวคายน้ำได้ ยกเว้น 2 ตัวอย่างที่ระดับความลึกสุดท้าย ซึ่งอัตราการเพิ่มน้ำหนัก เท่ากับ 0.27 และ 0.17 ตามลำดับ เท่านั้นที่จำเป็นต้องใช้วิธีการที่ที่สองของเวลา (Taylor, 1948)

4.4.3 วิธีไฟไนท์ เอลลิเมนต์

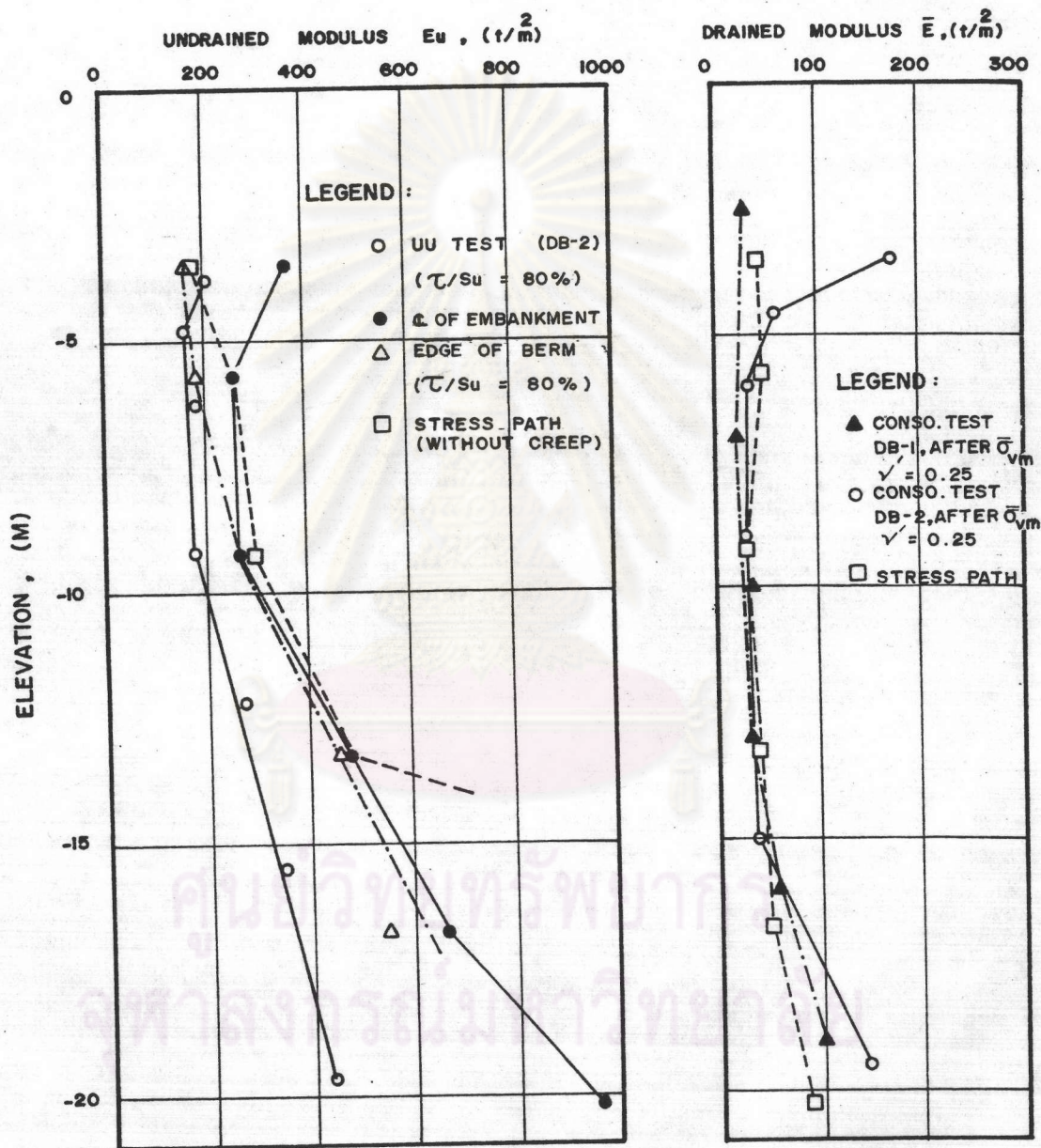
จากอดีต (1969) จนถึงปัจจุบัน (1983) ได้มีการก่อสร้างถนน 2 ครั้งด้วยกัน ฉะนั้นในการวิเคราะห์การทรุดตัวของคันทางโดยวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ จำเป็นต้อง Run โปรแกรมคอมพิวเตอร์ 2 ขั้นตอน กล่าวคือ การ Run ขั้นตอนแรก (Run No.1) เพื่อที่จะหาหน่วยแรงในเอลลิเมนต์ต่าง ๆ ก่อนที่จะรับความเค้นเพิ่มขึ้น เนื่องจากการถมถนนต่อเติมใหม่ จากนั้นจึง Run ขั้นตอนที่สอง (Run No.2) เพื่อหาค่าการทรุดตัวแบบอันเดรน ในทำนองเดียวกันก็จะ Run ขั้นตอนที่สอง (Run No.3) เพื่อหาค่าการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ และใช้โปรแกรม "A Static Nonlinear Finite Element Program for Analysis of Embankment on Very Soft Soil" Chandrangu (1976) ในการวิเคราะห์

รูปที่ 4.22 แสดงค่าพารามิเตอร์ของดินอ่อน ซึ่งจะนำไปใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวทั้งในสภาพอันเดรน (ใช้ E_u จากการทดลอง CKoU-TC และหลักการของ SHENSEP ซึ่งกล่าวไว้ในหัวข้อที่ 4.1.3.2) และการอัดตัวคายน้ำ (\bar{E} จากการทดลองคอนโซลิดেশัน โดยใช้ค่า \bar{E} ในช่วงของหน่วยแรงหลังจาก $\bar{\sigma}_{vm}$ และ $v' = 0.25$, DB-1 = ใต้กึ่งกลางถนนและ DB-2 = ขอบ berm) โดยวิธีไฟไนท์ เอลลิเมนต์ ในการตรวจสอบพิบัติเฉพาะจุด (Local Yield) ในมวลดิน ได้ใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ field vane shear เป็นเกณฑ์ในการตรวจสอบ

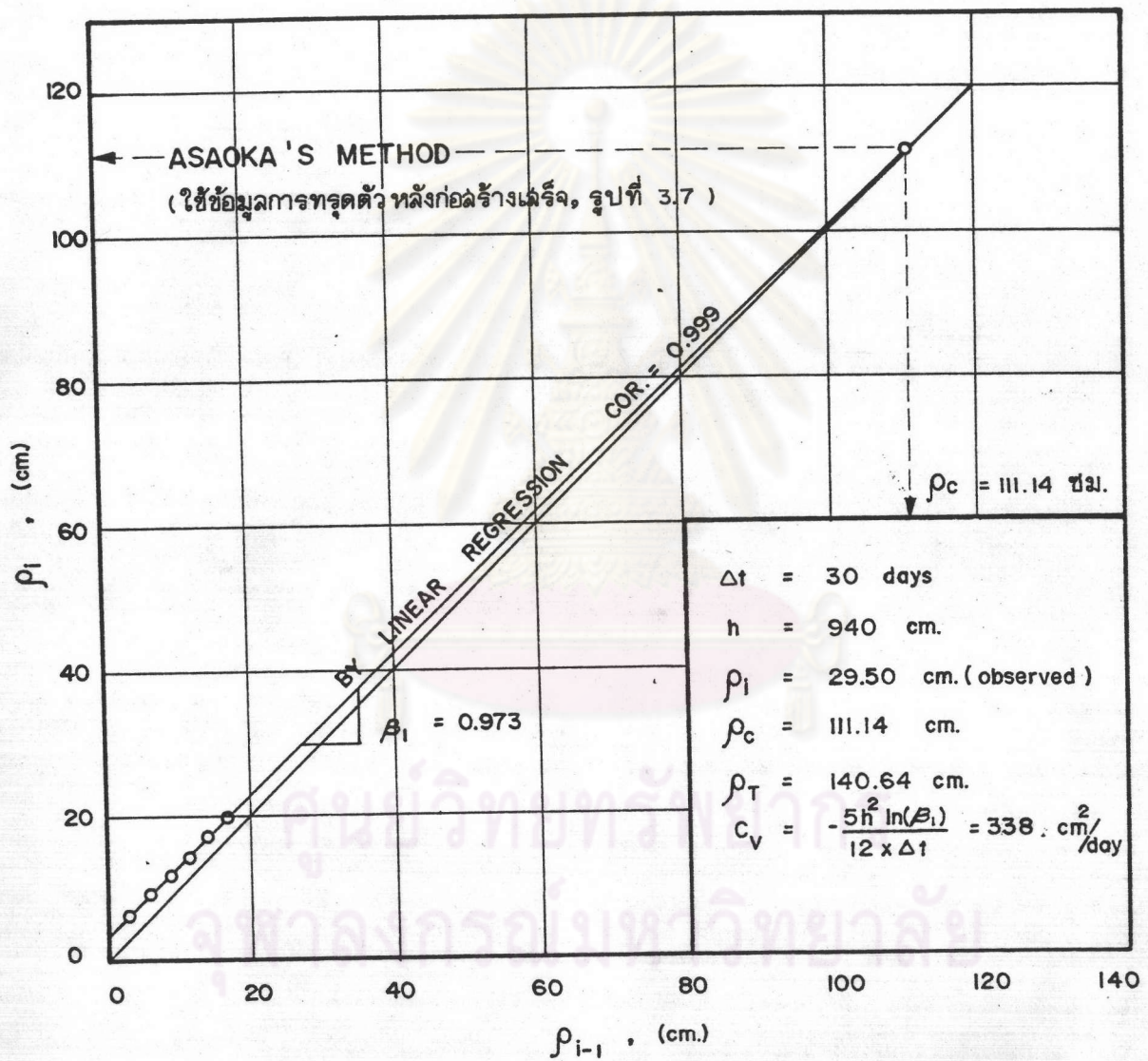
จากผลการทดสอบ stress-path พบว่าค่าอัตราส่วนปัวซอง ในสภาพระบายน้ำ (v') จะมีค่าเฉลี่ยประมาณ 0.28 ฉะนั้นในการ RUN โปรแกรมไฟไนท์ เอลลิเมนต์ เราจึงใช้ค่าอัตราส่วนปัวซอง เท่ากับ 0.25 สำหรับการวิเคราะห์การทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำรูปแบบของหน้าตัดถนน ตลอดจนการแบ่งเอลลิเมนต์ nodal points และการกำหนดสมบัติของแต่ละเอลลิเมนต์ของดินอ่อนที่อยู่ใต้ถนนได้ถูกแสดงไว้ในรูปที่ 2.21

4.4.4 วิธี Asaoka

รูปที่ 3.7 ข้อมูลการทรุดตัวที่กึ่งกลางถนน (กม.30 บางนา-บางปะกง) ในระหว่างการก่อสร้าง (พฤษภาคม 2526 ถึง เมษายน 2527) ได้ถูกนำมาวิเคราะห์โดยวิธีของ Asaoka ตามที่ได้กล่าวมาแล้วในหัวข้อ 2.2.4 (วิธีการและผลการคาดคะเนได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.23) เนื่องจากข้อมูลที่สำรวจได้จะรวมผลการทรุดตัวของแผ่นดิน เนื่องจากการสูบน้ำบาดาลเข้าไว้ด้วย ฉะนั้นก่อนที่จะวิเคราะห์การทรุดตัวโดยวิธีการของ Asaoka จึงได้หักผล



รูปที่ 4.22 ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นในสภาพอันเดรน และสภาพอัดตัวคายน้ำที่ระดับความลึกต่าง ๆ



รูปที่ 4.23 การคาดคะเนการทรุดตัวของถนนต่อเติมใหม่โดยวิธี Asaoka

ของการทรุดตัวของแผ่นดิน เนื่องจากการสูบน้ำบาดาล 2.4 ซม./ปี (สำรวจโดยคณะวิจัย-โครงการ "การศึกษาผลกระทบอันจะมีต่อแนวท่อส่งก๊าซธรรมชาติบนบก" ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย) และด้วยเหตุที่ขั้นตอนการก่อสร้างมีการถมถนนเป็นระยะ ๆ ฉะนั้นในระหว่างการก่อสร้างถนน (ในการนี้ค่าการทรุดตัวของถนนในระหว่างการก่อสร้างที่วัดได้มีค่าเท่ากับ 29.5 ซม.) จะมีการทรุดตัวทั้งในสภาพอันเดรน และการอัดตัวคายน้ำ การวิเคราะห์ซึ่งนำเอาข้อมูลเฉพาะที่เกิดการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ ในที่นี้คิดเฉพาะค่าการทรุดตัวหลังจากการถมถนนชั้นสุดท้าย (ธันวาคม 2526) สิ้นสุดลง ช่วงเวลา (Δt) ที่ใช้มีค่าเท่ากับ 30 วัน ค่าการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำที่วิเคราะห์ได้เท่ากับ 111.14 ซม. และค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ (C_v) มีค่าเท่ากับ $338 \text{ ซม.}^2/\text{วัน}$

4.4.5 วิธีการของ Skempton และ Bjerrum โดยใช้ค่า Δu ที่วัดได้ในสนาม

การคาดคะเนโดยวิธีนี้ ได้ใช้หลักการเดียวกับที่กล่าวไว้แล้วในหัวข้อ 4.4.1 เพียงแต่ว่า จะแทนค่า $\mu \Delta \sigma_v$ ในสมการที่ 2.3 ด้วยค่า Δu ซึ่งวัดได้ในสนาม ค่า Δu ที่ใช้ในการคำนวณ หาได้จากรูปที่ 3.3 ฮิตจำกัดของวิธีนี้ก็คือ เราไม่สามารถจะรู้ได้ว่าการทรุดตัวของถนนในสภาพอันเดรนมีค่าเท่าไร นอกจากการวัดในสนาม ฉะนั้นในที่นี้จึงใช้ค่าการทรุดตัว ($\rho_{\pm} = 20.5 \text{ ซม.}$) ที่วัดได้ในสนามในระหว่างการก่อสร้าง เป็นค่าการทรุดตัวแบบอันเดรน และผลที่ได้จากการคาดคะเนการทรุดตัว โดยวิธีนี้น่าจะเป็นวิธีที่น่าเชื่อถือพอสมควร แต่เนื่องจากว่าค่า Δu ที่วัดได้มีคุณภาพไม่ดี ฉะนั้นการคาดคะเนโดยวิธีนี้จึงให้ผลได้ไม่ดีเท่าที่ควร

4.4.6 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่คาดคะเนได้

ตารางที่ 4.8 แสดงค่าการทรุดตัวของถนนต่อเดิมนใหม่ (1983) ในสภาพอันเดรนที่คาดคะเนได้จากวิธีการต่าง ๆ เปรียบเทียบกับข้อมูลที่วัดได้ในสนาม จากผลการวิเคราะห์จะพบว่า วิธีปฏิพิทลค่าสูตรพื้นฐาน ซึ่งใช้ทฤษฎีอีลาสติค และปรับแก้ผลของ Local yield (D' Appolonia et al., 1971) โดยใช้ Eu_{80} จากการทดสอบ UU จะให้ค่าการทรุดตัวที่มากกว่าที่สำรวจได้ประมาณ 40% สำหรับวิธี stress path จะให้ค่าการทรุดตัวของถนนต่อเดิมนใหม่มากกว่าที่สำรวจได้ 236% ทั้งนี้เนื่องจากผลของอันเดรนครีฟและ yield ที่เราปล่อยให้เกิดขึ้นได้อย่างเต็มที่ ส่วนวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ โดยใช้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นแบบอันเดรนในกรณีต่าง ๆ จะพบว่าทุกกรณีล้วนให้ค่าการทรุดตัวของถนนต่อเดิมนใหม่ไปในทางที่ต่ำเกินไป ทั้งนี้เนื่องจากตัวโปรแกรมไฟไนท์เอลลิเมนต์ไม่อาจจำลองการเกิดการเคลื่อนตัวแบบ flow เมื่อเกิด local yield ได้ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นแบบอันเดรนที่ใช้ในการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ แล้วให้

ตารางที่ 4.8 แสดงการเปรียบเทียบผลการคาดคะเนการทรุดตัวในสภาพอันตรรก กับข้อมูลที่วัดได้ในสนาม
(ข้อมูลจาก Settlement Plate รูปที่ 3.7)

วิธีการคาดคะเน	การทรุดตัวในสภาพอันตรรก (ซ.ม.)	ค่าที่ต่างจากข้อมูลในสนาม (ซ.ม.)	เปอร์เซ็นต์ของความแตกต่าง (%)
ปรุพิกลศาสตร์พื้นฐาน	28.80	8.30	40.50
STRESS PATH	68.89	48.39	236.60
ไฟไนท์เอลิเมนต์: Eu (stress path)	5.34	- 15.16	- 74.00
Eu = 75 Su _{FV}	10.70	- 9.80	- 47.80
Eu = 50 Su	16.00	- 4.50	- 22.00

หมายเหตุ : ค่าการทรุดตัวของถนนต่อเต็มใหม่ที่สำรวจได้ในสภาพอันตรรกเท่ากับ 20.50 ซ.ม.

การทรุดตัวที่ใกล้เคียงกับที่สำรวจได้ คือ $E_u = 50 Su_{FV}$ โดยจะให้ค่าการทรุดตัวของถนนต่อ-
เดมิใหม่ในสภาพอันตรนต่ำกว่าประมาณ 20% ของค่าที่สำรวจได้

ตารางที่ 4.9 แสดงค่าการทรุดตัวของถนนต่อเดมิใหม่ ที่ได้จากการวิเคราะห์
โดยวิธีการต่าง ๆ ทั้งในสภาพตรนและอันตรน เนื่องจากข้อมูลการทรุดตัวในสนามที่วัดได้มี
จำกัด ฉะนั้นจึงถือว่าค่าการทรุดตัวของถนนต่อเดมิใหม่ ที่คาดคะเนได้จากวิธีการ Asaoka
ซึ่งวิเคราะห์ได้จากข้อมูลการทรุดตัวของถนนต่อเดมิใหม่ที่วัดได้ในสนาม เป็นวิธีที่น่าเชื่อถือมากที่สุด
จากตารางที่ 4.9 จะพบว่าวิธีการวิเคราะห์โดยส่วนใหญ่ จะให้ค่าการทรุดตัวของถนนต่อ
เดมิใหม่ในสภาพอัดตัวคายน้ำใกล้เคียงกัน และมีค่ามากกว่าวิธีการของ Asaoka ประมาณ 5-7%
ยกเว้นวิธีที่ใช้หลักการของ Skempton และ Bjerrum ซึ่งใช้ข้อมูลความดันน้ำโพรงเพิ่มที่วัดได้
ในสนาม จะให้ค่าการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำของถนนต่อเดมิใหม่ต่ำกว่าวิธีการของ Asaoka
ประมาณ 30% ฉะนั้นค่าการทรุดตัวรวมทั้งหมดของถนนต่อเดมิใหม่ทั้งในสภาพอันตรน และอัดตัว
คายน้ำ คาดว่าจะมีค่าเท่ากับ 140 ซม. (ไม่รวมค่าของการยุบอัดตัวครั้งที่สอง และการทรุดตัว
ของแผ่นดินเนื่องจากการสูบน้ำบาดาล)

4.5 อัตราการทรุดตัวของถนนต่อเดมิใหม่

4.5.1 สัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ (Coefficient of Consolidation, C_v)

ในระหว่างปี ค.ศ. 1969-1979 และปี ค.ศ. 1983-1984 กรมทางหลวงได้
สำรวจการทรุดตัวของถนนมาโดยตลอด รูปที่ 3.6 และ 3.7 ฉะนั้นจากข้อมูลเหล่านี้ทำให้สามารถ
วิเคราะห์หาค่า C_v ได้โดยวิธีการของ Asaoka ผลการวิเคราะห์ได้แสดงไว้ในตารางที่ 4.10
ซึ่งพบว่า ค่า C_v จากการวิเคราะห์โดยวิธีของ Asaoka จะให้ค่าสูงกว่าค่า C_v จากการทดลอง
คอนโซลิดะชั่น (ในการเปรียบเทียบจะกระทำที่ระดับของหน่วยแรงประสิทธิผลเดียวกัน) ประมาณ
10-20 เท่า สำหรับค่า C_v ที่หาจาก stress-path จะให้ค่าที่ค่อนข้างต่ำมาก

การหาค่า C_v เพื่อนำมาวิเคราะห์หาอัตราการทรุดตัวของถนนต่อเดมิใหม่ (1983)
แบ่งออกเป็น 2 วิธี คือ

ก) วิเคราะห์หาค่า C_v ($338 \text{ ซม}^2/\text{วัน}$) จากข้อมูลที่สำรวจได้ระหว่างปี
ค.ศ. 1983-1984 รูปที่ 3.7 โดยหักผลการทรุดตัว เนื่องจากการสูบน้ำบาดาลก่อนทำการ
วิเคราะห์โดยวิธีของ Asaoka

ข) วิเคราะห์หาค่า C_v ($185 \text{ ซม}^2/\text{วัน}$) จากข้อมูลที่สำรวจได้ระหว่างปี ค.ศ.
1969-1979 รูปที่ 3.6 ซึ่งหักผลการทรุดตัวของแผ่นดิน เนื่องจากการสูบน้ำบาดาลก่อนทำการ

ตารางที่ 4.9 การเปรียบเทียบผลการคาดคะเนการทรุดตัวของถนนต่อเติมใหม่

วิธีการคาดคะเน	ค่าการทรุดตัว (ซ.ม.)		ค่าการทรุดตัวรวมทั้งหมด (ซ.ม.)
	ในสภาพอันเดรน	ในสภาพอัดตัวคายน้ำ	
ปรุทีกลศาสตร์พื้นฐาน	28.80	128.54	157.34
STRESS PATH	68.89	125.86	194.75
โฟไนท์โพลีเมบต์ :			
Eu (stress path)	5.34		131.46
Eu = 75 Su _{FV}	10.70	126.12	136.82
Eu = 50 Su _{FV}	16.00		142.12
Skempton & Bjerrum 's (1957) (ใช้ข้อมูลการทรุดตัว และ ΔU ที่วัดได้)	20.50 *	82.08	102.58
ASAOKA 'S (ใช้ข้อมูลการทรุดตัวที่วัดได้)	20.50 *	120.14	140.64

หมายเหตุ : * ค่าการทรุดตัวแบบอันเดรนที่สำรวจได้ในสนาม

วิเคราะห์โดยวิธีการของ Asaoka พร้อมทั้งปรับแก้ค่า C_V ซึ่งจะมีค่าลดลงเนื่องจากระดับความเค้นใต้คันทางที่สูงขึ้น โดยอาศัยข้อมูลจากการทดลองคอนโซลิดेशन เนื่องจากมีข้อมูลการวัดการทรุดตัวของถนนมากอย่างเพียงพอ ฉะนั้นค่า C_V ที่วิเคราะห์ได้โดยวิธีหลังนี้จึงน่าเชื่อถือมากกว่า

การทรุดตัวของแผ่นดิน เนื่องจากการสูบน้ำบาดาลเท่ากับ 2.4 ซม./ปี เป็นค่าที่สำรวจโดยคณะวิจัย โครงการ "การศึกษาผลกระทบอันจะมีต่อแนวท่อส่งก๊าซธรรมชาติบนบก" ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

หลังจากหาค่า C_V ได้แล้ว ก็ให้นำค่า C_V นี้ไปใช้ในการคาดคะเนหาอัตราการทรุดตัวของถนนต่อเติมใหม่ต่อไป

4.5.2 อัตราการทรุดตัวของถนนต่อเติมใหม่

โดยที่ทางระบายน้ำ 2 ทิศทาง (Double Drainage Path) B/H เท่ากับ 1 และสัมมุตติให้ k_h/k_v เท่ากับ 1 จะพบว่าความสัมพันธ์ระหว่างเปอร์เซ็นต์การอัดตัวคายน้ำ และตัวประกอบเวลา (Time Factor) ที่เสนอโดยวิธี Lacasse et al., (1975) ในลักษณะ 2-มิติ และที่เสนอโดย Terzaghi ในลักษณะ 1-มิติ มีความสัมพันธ์ที่ใกล้เคียงกัน ฉะนั้นในการคาดคะเนอัตราการทรุดตัวของถนนต่อเติมใหม่ครั้งนี้ จึงใช้ความสัมพันธ์ระหว่าง T กับ T_V ของ Terzaghi (กล่าวไว้ในหัวข้อ 2.2.4)

รูปที่ 4.24 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการทรุดตัวของผิวถนนกับเวลาเทียบกับระดับน้ำใต้ดินสูงสุด (อ่านจาก observation well ที่ติดตั้งโดยกรมทางหลวงและคณะวิจัย โครงการ "การศึกษาผลกระทบอันจะมีต่อแนวท่อส่งก๊าซธรรมชาติบนบก") พิจารณากราฟที่ใช้ $C_V = 185$ ซม.²/วัน และคิดการทรุดตัวของแผ่นดินเนื่องจากการสูบน้ำบาดาล จะพบว่า ถ้าอีกประมาณ 7 ปีข้างหน้า หลังจากก่อสร้างถนนเสร็จ และระดับน้ำใต้ดินมีระดับเท่ากับระดับน้ำสูงสุด ปี ค.ศ. 1983 แล้วอายุของถนนบริเวณที่ศึกษานี้จะสิ้นสุดลง ความเป็นไปได้ดังกล่าวขึ้นอยู่กับองค์ประกอบแวดล้อมหลายประการ เช่น ความถูกต้องของค่า C_V , ระดับน้ำสูงสุด และอัตราการทรุดตัวของแผ่นดินเนื่องจากผลของการสูบน้ำบาดาล

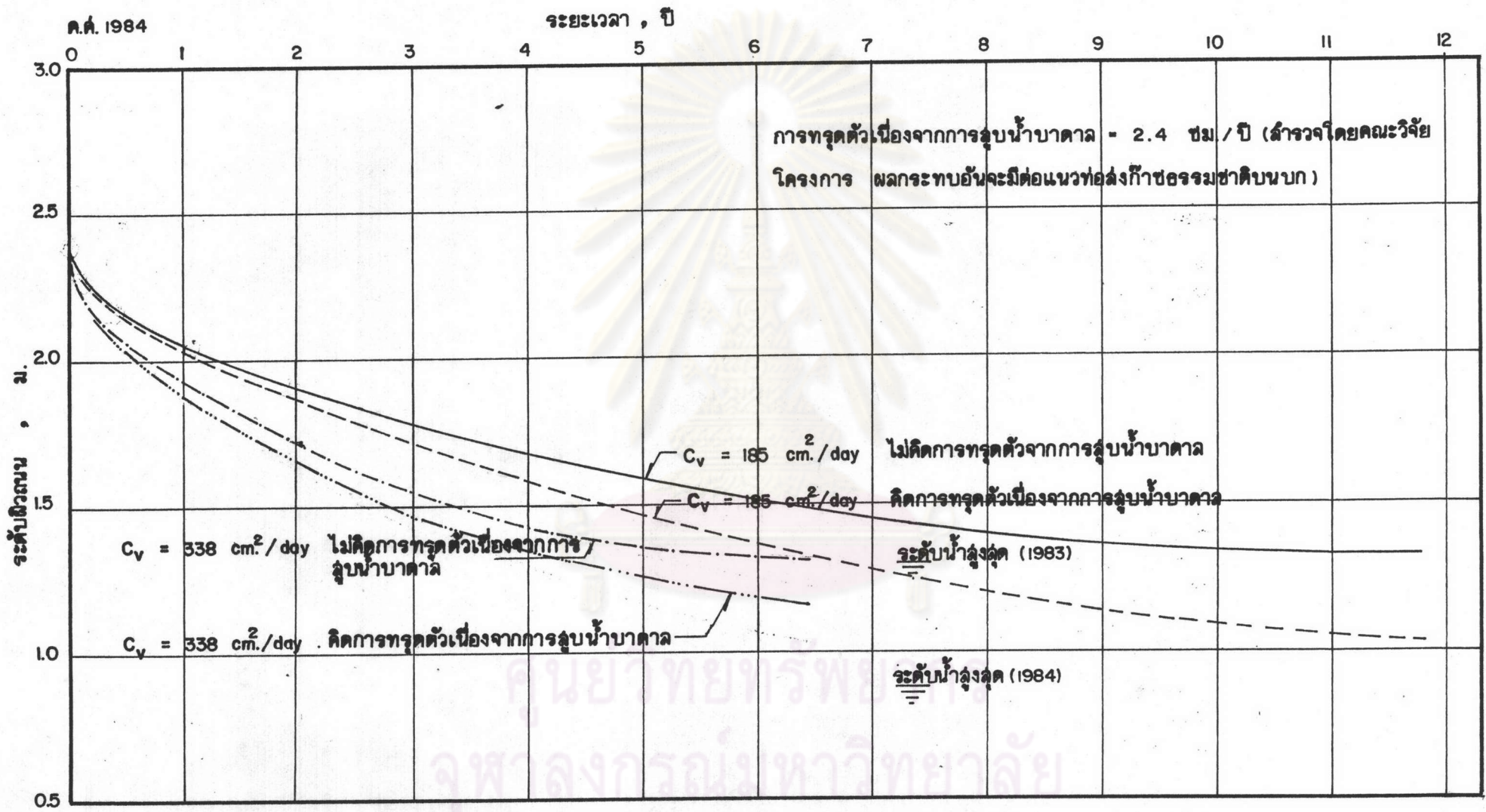
4.5.3 การทรุดตัวครั้งที่สอง

ตารางที่ 4.11 แสดงการคำนวณค่าการยุบอัดตัวครั้งที่สอง ค่าอัตราการทรุดตัวครั้งที่สอง (C_{α}) หาได้จากการทดลอง consolidation รูปที่ ก.8-ก.13 ในภาคผนวก ก.

ตารางที่ 4.10 แสดงค่า C_v เจลี่ยตลอดชั้นดินอ่อน

วิธีการ	สัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ , $C_v \times 10^{-4}$ (ซ.ม. ² /วินาที)		หมายเหตุ
	1969 - 1979	1983 - End of conso.	
Asaoka 's	36.34	39.12	
Consolidation Test	3.30	1.95	
Stress Path Test	0.24	0.25	

$$C_v \text{ (Asaoka's)} \cong 10 - 20 C_v \text{ (Consolidation)}$$



รูปที่ 4.24 แสดงการคาดคะเนอัตราการทรุดตัวของถนนต่อเติมใหม่

ตารางที่ 4.11 การคาดคะเนค่าการยุบตัวครั้งที่สอง โดยให้ $t/t_{100} = 2$

Layer No.	Interval (m.)		Sample Depth (m.)	H (m.)	C_{α}	$C_{\alpha} \log 2$	Secondary Compression (cm.)	Remarks
	From	To						
1	-3.00	-4.50	-3.80	2.00	0.0035	0.00105	0.21	
2	-4.50	-7.00	-6.35	2.50	0.0257	0.00774	1.93	
3	-7.00	-11.50	-9.30	4.50	0.0140	0.00421	1.90	
4	-11.50	-15.00	-12.10	3.50	0.0129	0.00388	1.36	
5	-15.00	-18.50	-12.10	3.50	0.0139	0.00418	1.46	
6	-18.50	-22.0	-19.70	3.50	0.0148	0.00446	1.56	



การยุบตัวครั้งที่สองของถนนต่อเติมใหม่เท่ากับ 8.42 ซม.

ค่า t/t_{100} สัมมุติให้ประมาณ 2 ทั้งนี้เนื่องจากว่าอายุการใช้งานที่ออกแบบไว้ของถนน
ประมาณ 20 ปี และเวลาที่เกิดการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำจะสิ้นสุดภายในประมาณ 10 ปี
ผลการวิเคราะห์พบว่าค่าการยุบอัดตัวครั้งที่สอง มีค่าเท่ากับ 8.42 ซม. เมื่อเทียบกับการทรุด
ตัว เนื่องจากการอัดตัวคายน้ำแล้วน้อยมาก (ประมาณ 7%)



ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย