



4.1 เสถียรภาพของคันดินถม

4.1.1 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพ

เนื่องจากคันดินถมที่นำมาวิเคราะห์หาค่าเสถียรภาพในงานวิจัยนี้เป็นคันดินถมที่ใช้ทรายเป็นวัสดุถมทั้งหมด จึงสามารถแบ่งการพิจารณาค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ ออกได้เป็น 2 ส่วน คือ ส่วนที่เป็นทรายถมเป็นคันดินและส่วนที่เป็นดินเหนียวอ่อนใต้คันดิน

ค่าพารามิเตอร์ของทรายถมคันดินที่ใช้ได้แก่ ค่าความหนาแน่นของดินและค่ามุมเสียดทานภายใน (Angle of Internal Friction, ϕ)

ค่าพารามิเตอร์ของดินเหนียวอ่อนใต้คันดินจะถูกนำมาพิจารณาในกรณีอื่นตรง โดยใช้กำลังรับแรงเฉือนแบบ $\phi = 0^\circ$ ซึ่งเป็นกรณีที่จะทำให้ได้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่ำที่สุด ดังนั้นค่าพารามิเตอร์ของดินเหนียวอ่อนจึงได้แก่ค่าความหนาแน่นของดินและกำลังรับแรงเฉือนแบบอื่นตรงของดินที่ได้จากการทดสอบในสนามแบบ Field Vane ซึ่งได้ปรับแก้โดยใช้ค่าปรับแก้ μ Bjerrum (1972) ตามค่าดัชนีความเป็นพลาสติกของดินและกำลังรับแรงเฉือนที่ถูกประมาณค่าโดยวิธีของ Mesri (1975), Trak et al (1979) คือ $S_u = 0.22 \bar{\sigma}_{vm}$

ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่ใช้ในการวิเคราะห์คันดินถมของแต่ละแห่ง ได้แสดงไว้ในตารางที่ 4.1

4.1.2 การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินถม

การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินถมจะทำได้ทำการวิเคราะห์โดยแบ่งออกเป็น

2 วิธีคือ

1. วิธีการของ Fellenius (1936) ซึ่งมักจะให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่ำกว่าของ Bishop (1955)

ตารางที่ 4.1 แสดงค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินถม

สถานที่	ความลึก (เมตร)	ความหนาแน่น (ตัน/ม. ³)	P.I. (%)	μ Bjrrum (1972)	$Su_{F.V.}$ ตัน/ม. ²	$\mu Su_{F.V.}$ ตัน/ม. ²	$\bar{\sigma}_{vm}$ ตัน/ม. ²	$\bar{\sigma}_{vo}$ ตัน/ม. ²	$0.22\bar{\sigma}_{vm}$ ตัน/ม. ²	OCR	$\frac{\mu Su_{F.V.}}{\bar{\sigma}_{vm}}$	หมายเหตุ
หนองงูเห่า	1.0	1.35	65	0.73	1.93	1.41	4.4	0.90	0.97	4.9	0.32	ค่าความหนาแน่นของทรายถม = 1.8 ตัน/ม. ³ $\phi = 35^\circ$
	2.0	1.35	75	0.70	1.80	1.26	4.0	1.45	0.88	2.8	0.32	
	3.0	1.35	85	0.65	1.80	1.17	3.8	1.90	0.84	2.0	0.31	
	4.0	1.35	70	0.71	1.45	1.03	3.9	2.45	0.86	1.6	0.26	
	5.0	1.40	70	0.71	1.48	1.05	4.6	2.55	1.01	1.8	0.23	
	7.0	1.40	65	0.73	1.75	1.28	5.6	3.10	1.23	1.8	0.23	
	9.0	1.45	65	0.73	1.75	1.28	5.6	-	1.23	-	0.23	
	ค่าเฉลี่ย			70	0.71	1.71	1.21	4.56	2.06	1.00	2.5	
ถนน กรุงเทพมหานคร	0.5	1.40	52	0.79	1.40	1.11	3.1	-	0.68	-	0.36	ค่าความหนาแน่นของทรายถม 2.0 ตัน/ม. ³ $\phi = 35^\circ$
	1.5	1.40	70	0.71	1.40	0.99	3.1	0.7	0.68	4.4	0.32	
	2.5	1.40	85	0.65	1.10	0.72	2.9	1.1	0.64	2.6	0.25	
	3.5	1.40	100	0.60	1.00	0.60	2.8	1.4	0.62	2.0	0.21	
	4.5	1.40	100	0.60	1.20	0.72	3.1	1.7	0.68	1.8	0.23	
	5.5	1.40	100	0.60	1.30	0.78	3.6	2.1	0.78	1.7	0.22	
	6.5	1.40	100	0.60	1.40	0.84	3.9	2.4	0.87	1.6	0.22	
	7.5	1.40	100	0.60	1.50	0.90	4.0	-	0.87	-	0.23	
ค่าเฉลี่ย			88	0.64	1.29	0.83	3.3	1.6	0.73	2.4	0.26	

ตารางที่ 4.1 (ต่อ) แสดงค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของดินเหนียว

สถานที่	ความลึก (เมตร)	ความหนาแน่น ³ (ตัน/ม.)	P.I. (%)	μ (1972)	Su _{F.V.} ตัน/ม. ²	μ Su _{F.V.} ตัน/ม. ²	$\bar{\sigma}_{vm}$ ตัน/ม. ²	$\bar{\sigma}_{vo}$ ตัน/ม. ²	$0.22\bar{\sigma}_{vm}$ ตัน/ม. ²	OCR	$\frac{\mu Su_{F.V.}}{\bar{\sigma}_{vm}}$	หมายเหตุ
ถนนบุรีปากท่อ Site 2	0.5	1.55	43	0.84	2.00	1.68						ค่าความหนาแน่นของทรายถม = 1.7 ตัน/ม. ³ $\phi = 35^\circ$
	1.5	1.55	43	0.84	2.00	1.68	12.0	11.1	2.64	10.9	0.14	
	2.5	1.48	48	0.81	1.30	1.05	4.7	2.7	1.03	1.7	0.23	
	3.5	1.49	46	0.82	1.33	1.09						
	4.5	1.50	47	0.81	1.42	1.15	6.8	6.0	1.50	1.1	0.17	
	5.5	1.52	47	0.81	1.50	1.22						
	6.5	1.53	43	0.84	1.93	1.62	13.5	11.0	2.97	1.2	0.14	
	7.5	1.60	35	0.89	2.40	2.14						
	ค่าเฉลี่ย		44	0.83	1.74	1.45	9.3	5.2	2.04	3.7	0.17	
ถนนบุรีปากท่อ Site 3	0.5	1.40	72	0.70	1.55	1.09						ค่าความหนาแน่นของทรายถม = 1.5 ตัน/ม. ³ $\phi = 35^\circ$
	1.5	1.40	72	0.70	1.23	0.86	3.5	0.7	0.77	5.0	0.28	
	2.5	1.40	80	0.66	0.98	0.64	3.2	1.9	0.70	1.7	0.23	
	3.5	1.40	65	0.73	1.12	0.82						
	4.5	1.43	50	0.80	1.15	0.92	7.3	3.8	1.61	1.9	0.12	
	6.0	1.50	49	0.81	1.05	0.85						
	8.0	1.55	44	0.83	1.28	1.06	9.0	7.2	1.98	1.3	0.12	
		ค่าเฉลี่ย		62	0.75	1.19	0.89	5.8	3.4	1.16	2.5	

2. วิธีการของ Bishop (1955) ซึ่งเป็นวิธีการที่ให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ใกล้เคียงกับที่คิดขึ้นจริงในสนาม (Whitman และ Moore, 1963)

ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินเหนียว ได้ทำการวิเคราะห์โดยวิธีโปรแกรมคอมพิวเตอร์ในภาษา FORTRAN IV กับเครื่องคอมพิวเตอร์ IBM 370 โดยรายละเอียดของโปรแกรมและรูปแบบ (Format) ของการใส่ข้อมูลแสดงอยู่ในภาคผนวก ก.

ผลที่ได้จากการวิเคราะห์แสดงอยู่ในตารางที่ 4.2 และรูปที่ 4.1 ถึง 4.4 ซึ่งแสดงรูปแบบของหน้าตัดของคันดิน การแบ่งชั้นดิน ค่าพารามิเตอร์ของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์และผลที่ได้จากการวิเคราะห์

ผลจากการวิเคราะห์โดยใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันตรนจาก Field Vane (ปรับแก้ด้วยค่าปรับแก้ μ ของ Bjerrum, 1972) ด้วยวิธีการของ Fellenius จะพบว่ามีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของคันดินมีค่า 0.928 ถึง 1.037 ส่วนจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีการของ Bishop จะพบว่ามีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยมีค่า 1.005 ถึง 1.127 โดยคันดินทำให้เกิดการพังทลายในการก่อสร้างจริงซึ่งค่าอัตราส่วนความปลอดภัยควรเท่ากับ 1.0 แสดงให้เห็นว่าการใช้ค่าปรับแก้ของ Bjerrum (1972) สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพมหานครตามวิธีการที่แสดงในตารางที่ 4.1 พอที่จะใช้งานได้ในทางปฏิบัติ และถ้าพิจารณาถึงการเปลี่ยนแปลงของค่ากำลังรับแรงเฉือนกับพื้นที่แล้วค่าอัตราส่วนความปลอดภัยจากการวิเคราะห์ของ Fellenius ควรมีค่าอยู่ระหว่าง 0.77 ถึง 1.18 และจากการวิเคราะห์ของ Bishop ควรมีค่าอยู่ระหว่าง 0.83 ถึง 1.28

ผลจากการวิเคราะห์โดยใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ประมาณค่าโดยวิธีการของ Mesri (1975), Trak et al (1979) คือ $S_u = 0.22 \bar{\sigma}_{vm}$ ด้วยวิธีการของ Fellenius จะพบว่ามีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของคันดิน 0.747 ถึง 0.977 และโดยวิธีการของ Bishop จะพบว่ามีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยมีค่า 0.803 ถึง 1.042

ค่าที่ได้จากการวิเคราะห์เสถียรภาพโดยใช้กำลังรับแรงเฉือนที่ต่างกันทั้งสองวิธี จะพบได้ว่า การวิเคราะห์โดยอาศัยวิธีการของ Bishop จะให้ค่าที่สูงกว่าวิธีการของ Fellenius โดยมีค่าแตกต่างกันประมาณ 5 ถึง 10 % อันเป็นผลเนื่องมาจากการที่วิธีที่ใช้ถมคันดินเป็นทรายและผลของการวิเคราะห์แบบ ESA ในทรายของ Bishop จะให้ค่าอัตราส่วน

ความปลอดภัยสูงกว่าและใกล้เคียงสภาพเป็นจริงมากกว่า แต่อย่างไรก็ตามการที่ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยจากวิธีการวิเคราะห์ทั้งสองวิธีมีค่าแตกต่างกันน้อยกว่า 10 % นี้ ทำให้วิธีการของ Fellenius สามารถใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินถมบนชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯได้ดีเช่นกัน เนื่องจากเป็นวิธีที่ง่ายกว่าในทางปฏิบัติ และให้ผลที่น่าเชื่อถือพอสมควร

เมื่อเปรียบเทียบผลจากการวิเคราะห์โดยใช้ค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนทั้ง 2 วิธีพบว่าค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของคันดินถมจากวิธีการวิเคราะห์ของ Fellenius และวิธีการของ Bishop โดยใช้ค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนแบบอันเดรนจากการทดสอบ Field Vane ปรับแก้ค่าโดยใช้ค่า μ ของ Bjerrum (1972) จะให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยสูงกว่าและใกล้เคียงสภาพเป็นจริงกว่าการวิเคราะห์โดยใช้ค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่เสนอโดย Mesri (1975) และ Trak et al (1979) ประมาณ 17 % (ยกเว้นคันดินถมบริเวณถนนธนบุรี-ปากท่อ Site 2)

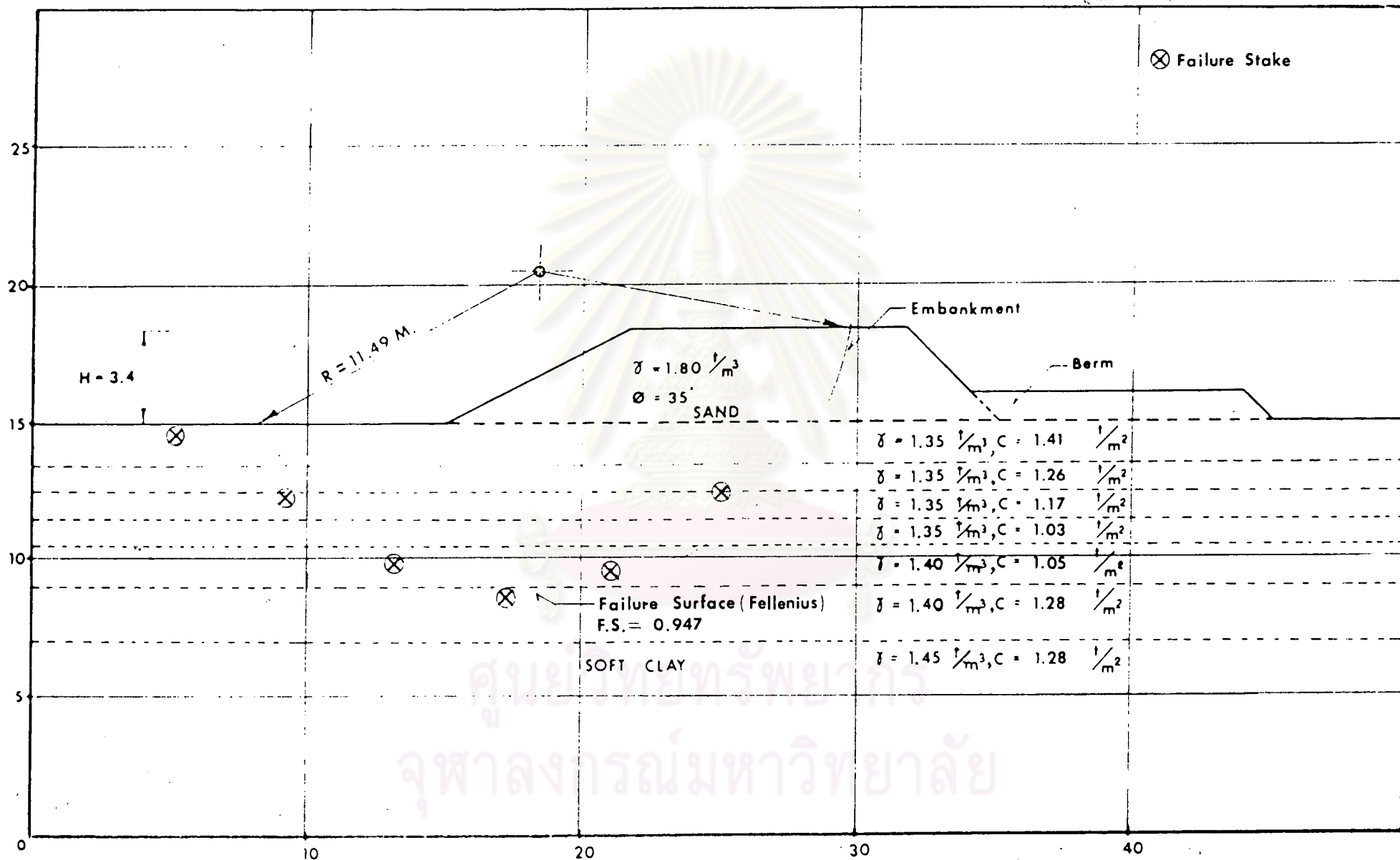
จากการพิจารณารูปที่ 4.5 ซึ่งเป็นการ Plot ระหว่างค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่วิเคราะห์โดยใช้ค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนแบบอันเดรนจากการทดสอบ Field Vane ปรับแก้ค่าโดยใช้ค่า μ ของ Bjerrum (1972) กับค่าดัชนีความเป็นพลาสติกของดิน พบว่ามีความสัมพันธ์กันเป็นเส้นตรงที่เกือบขนานกับค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ค่า F.S. เท่า 1.0 ซึ่งถือว่าเป็นค่าที่บ่งชี้ถึงการพังทลายของคันดินถม ทำให้เห็นได้ชัดเจนยิ่งขึ้นว่า การใช้ค่าปรับแก้ μ ของ Bjerrum (1972) สามารถใช้ได้กับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เพราะจะสังเกตเห็นได้ว่ามีการแปรปรวนของข้อมูลจากการทำวิเคราะห์จากหลาย Site มีน้อยและอยู่ในทิศทางเดียวกันหมดสำหรับวิธีการของ Bishop และจากจำนวน Site ที่ทำ 4 Site ได้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยจาก 3 Site ซึ่งใกล้เคียงกับ 1.0 มากและดีกว่าค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ได้จากวิธีการของ Fellenius

รูปที่ 4.6 เป็นการ Plot ค่าส่วนความปลอดภัยจากวิธีการของ Fellenius และวิธีการของ Bishop ที่ใช้ค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ประมาณค่าโดยวิธีการของ Mesri (1975) และ Trak et al (1979) กับค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต ($\bar{\sigma}_{vm}$) พบว่ามีความสัมพันธ์กันเป็นเส้นโค้ง ซึ่งจะสังเกตเห็นได้ว่าที่ค่า $\bar{\sigma}_{vm}$ ต่ำ ๆ จะมีค่าความแปรปรวนของข้อมูลมากกว่าที่ค่า $\bar{\sigma}_{vm}$ สูง อันอาจจะเป็นสาเหตุเนื่องจากการที่ระนาบของการพังทลาย (Failure Surface) อยู่ในระดับความลึกที่ไ้ม่มาก ซึ่งชั้นดินยังคงเป็น weathered clay เสียส่วนมากการใช้ค่า $S_u = 0.22 \bar{\sigma}_{vm}$ จึงไม่ดีเท่าที่ควร

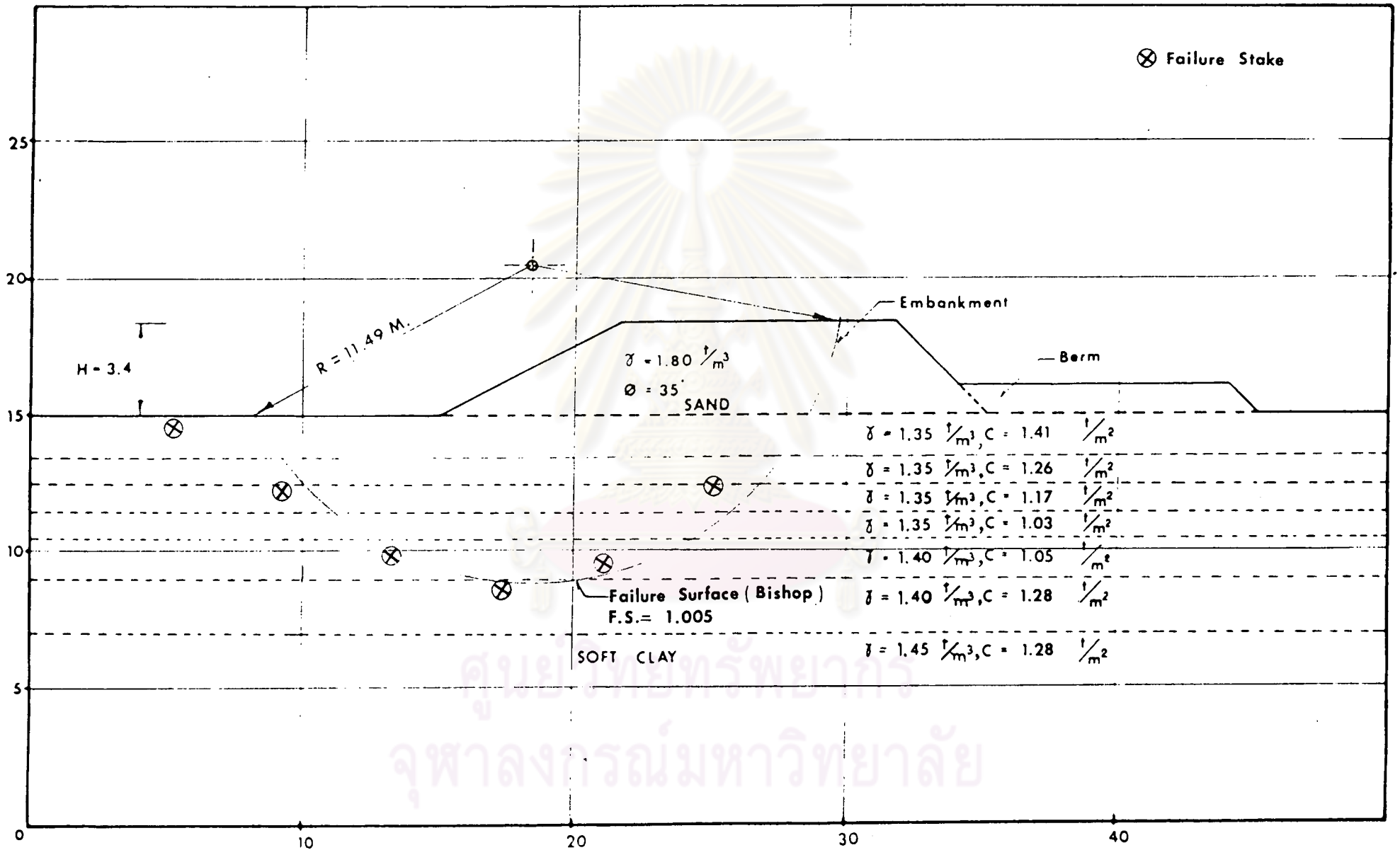
ตารางที่ 4.2 แสดงค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของดินดินจากการวิเคราะห์

สถานที่	ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย ¹			ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย ²			หมายเหตุ
	Fellenius	Bishop	% Diff.	Fellenius	Bishop	% Diff.	
หนองงูเห่า	0.947	1.005	6.13	0.747	0.803	7.5	1 ค่า C จาก Corrected Field Vane
ถนนสายกรุงเทพฯ-ศรีราชา	0.953	1.012	6.19	0.808	0.882	9.16	2 ค่า C จาก Mesri(1975), Traketal (1979), C = 0.22 v.m.
ถนนสายธนบุรี-ปากท่อ Site 2	0.928	1.006	8.41	0.977	1.042	6.65	
ถนนสายธนบุรี-ปากท่อ Site 3	1.037	1.127	8.68	0.963	1.018	5.71	

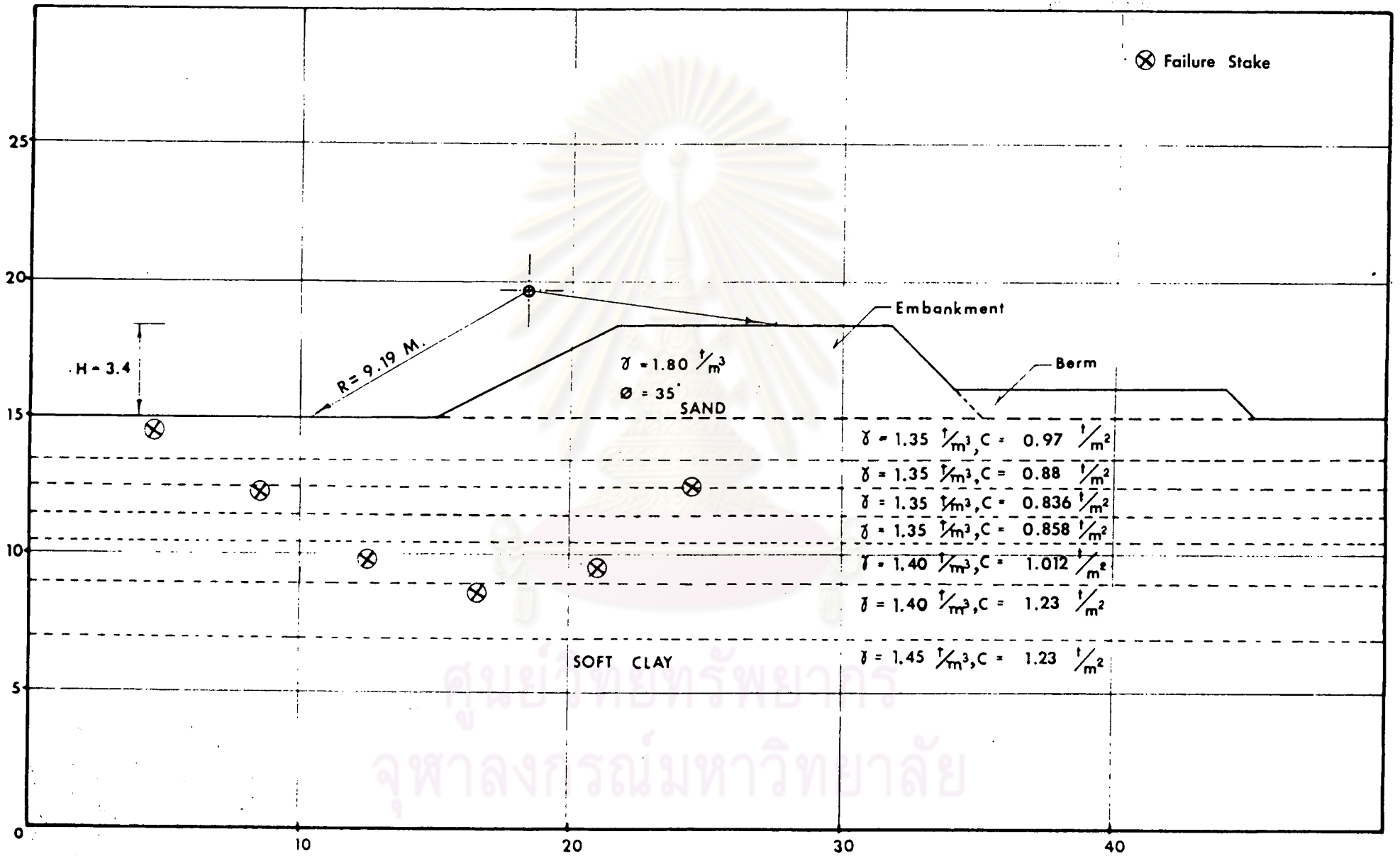
ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



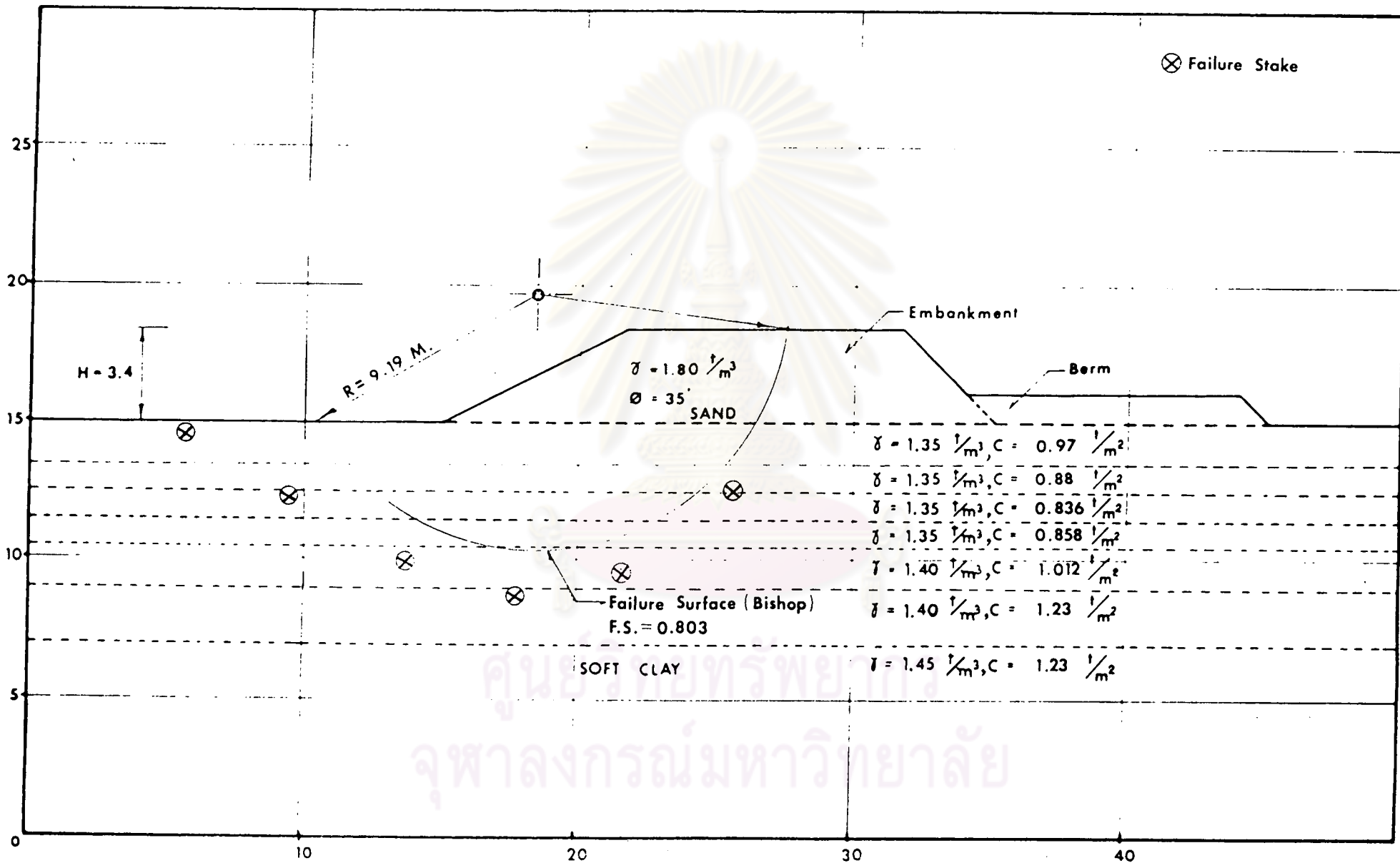
รูปที่ 4.1 ก. แสดงการแบ่งชั้นดิน ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ($C = \mu S_{UF.V.}$) และผลการวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธีของ Fellenius ที่หนองงูเห่า



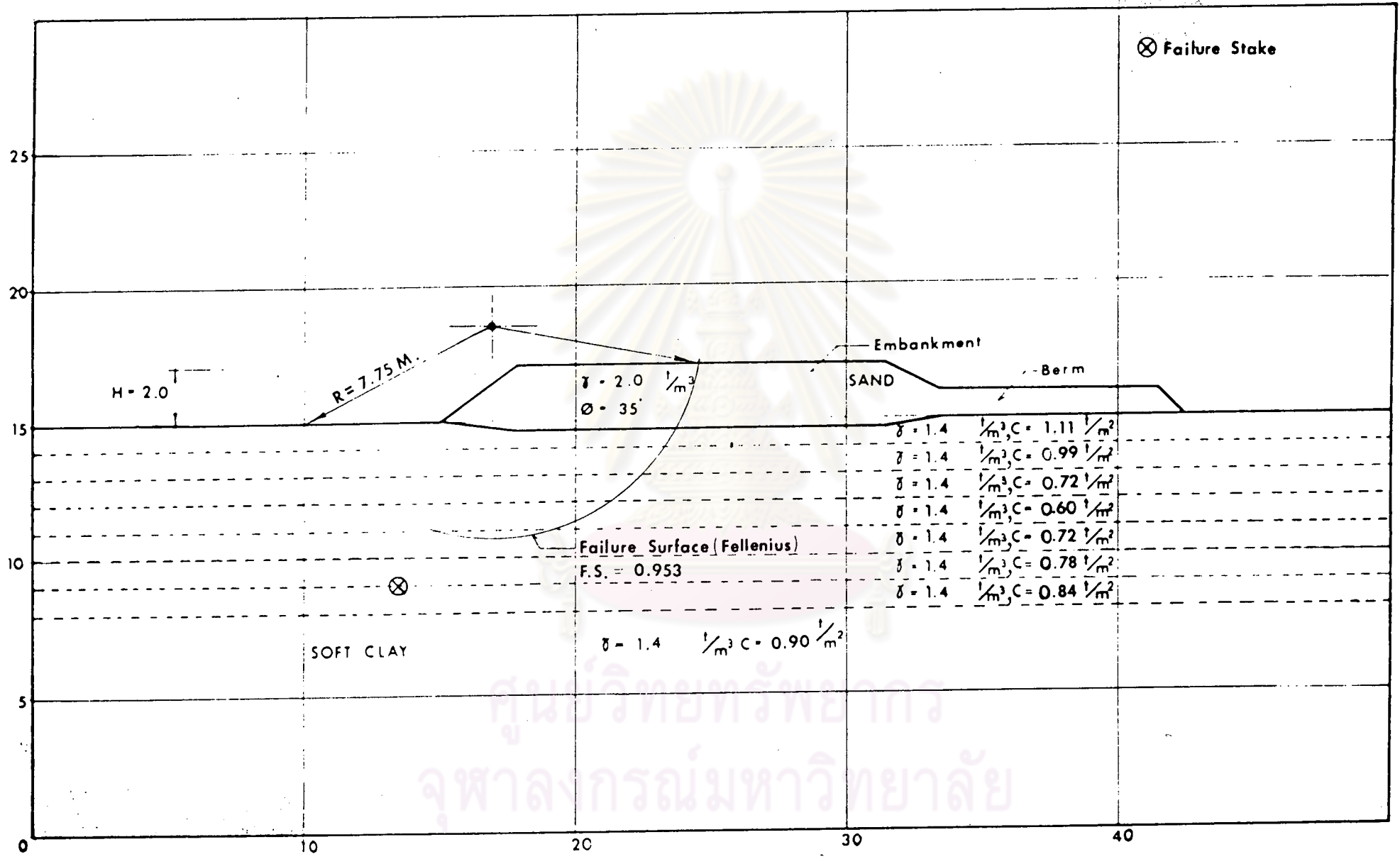
รูปที่ 4.1 ข. แสดงการแบ่งชั้นดิน ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ($C = \mu S_{uF.V.}$) และผลการวิเคราะห์ที่เสถียรภาพโดยวิธีของ Bishop ที่หนองจอก



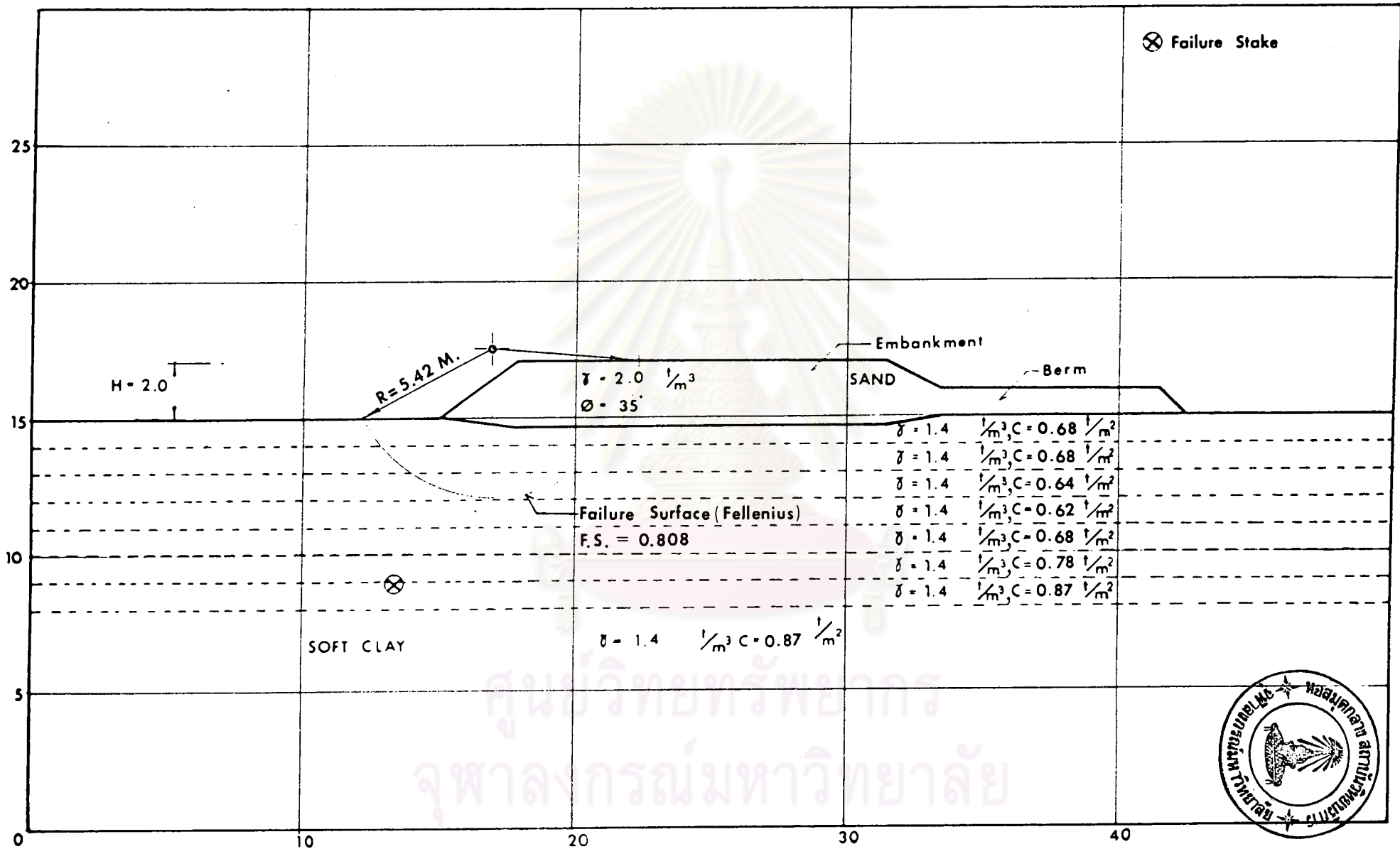
รูปที่ 4.1 ค. แสดงการแบ่งชั้นดิน ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ($C = 0.22\sigma_{vm}$) และผลการวิเคราะห์ที่เสถียรภาพโดยวิธีการของ Bishop ที่หนองงูเห่า



รูปที่ 4.1 ง. แสดงการแบ่งชั้นดิน ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ($C = 0.22 \bar{\sigma}_{vm}$) และผลการวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธีของ Bishop ที่หนองงูเห่า

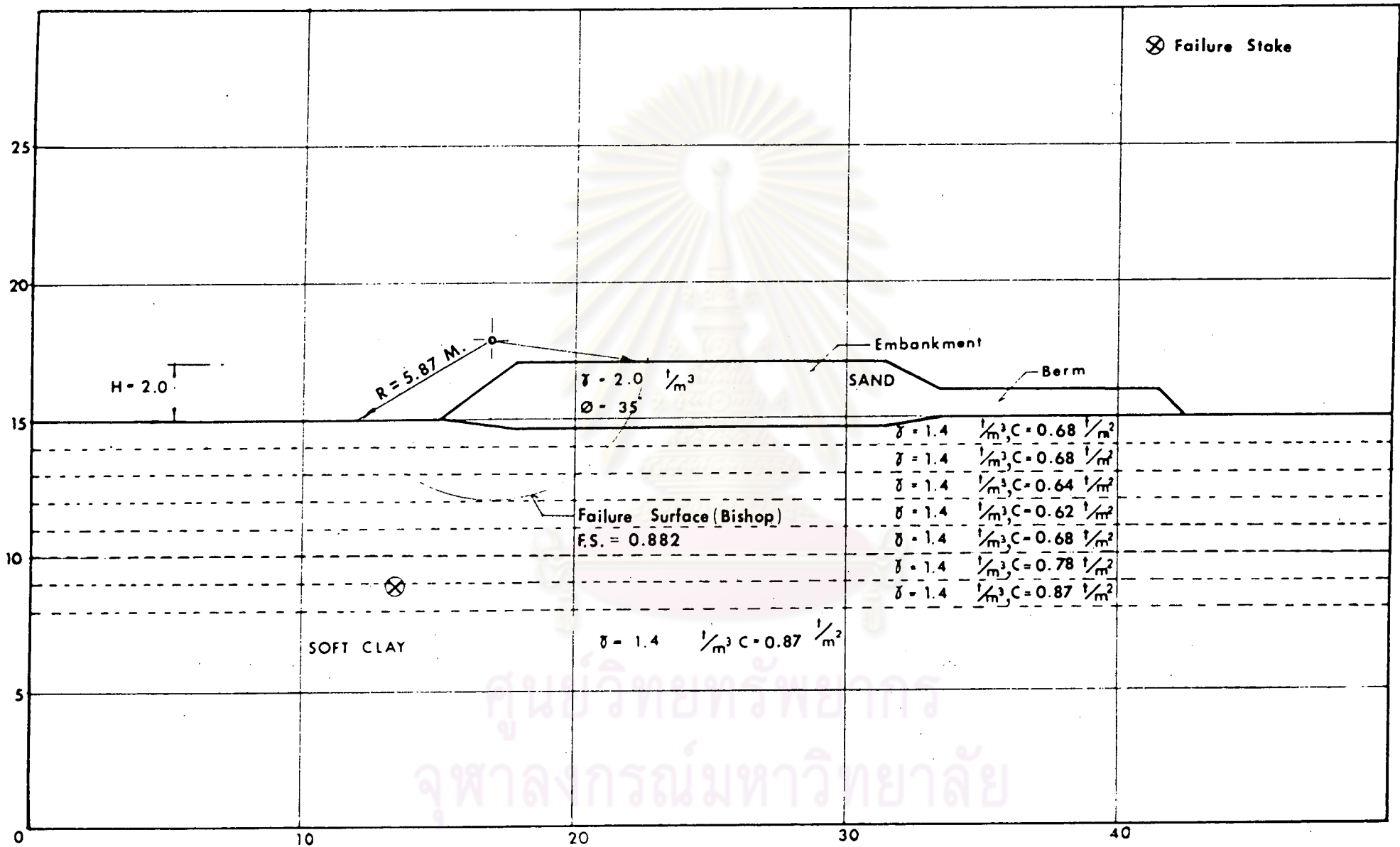


รูปที่ 4.2 ก. แสดงการแบ่งชั้นดิน ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ($C = S_{UF.V.}$) และผลการวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธีของ Fellenius ที่ถนนกรุงเทพ-ศรีราชา

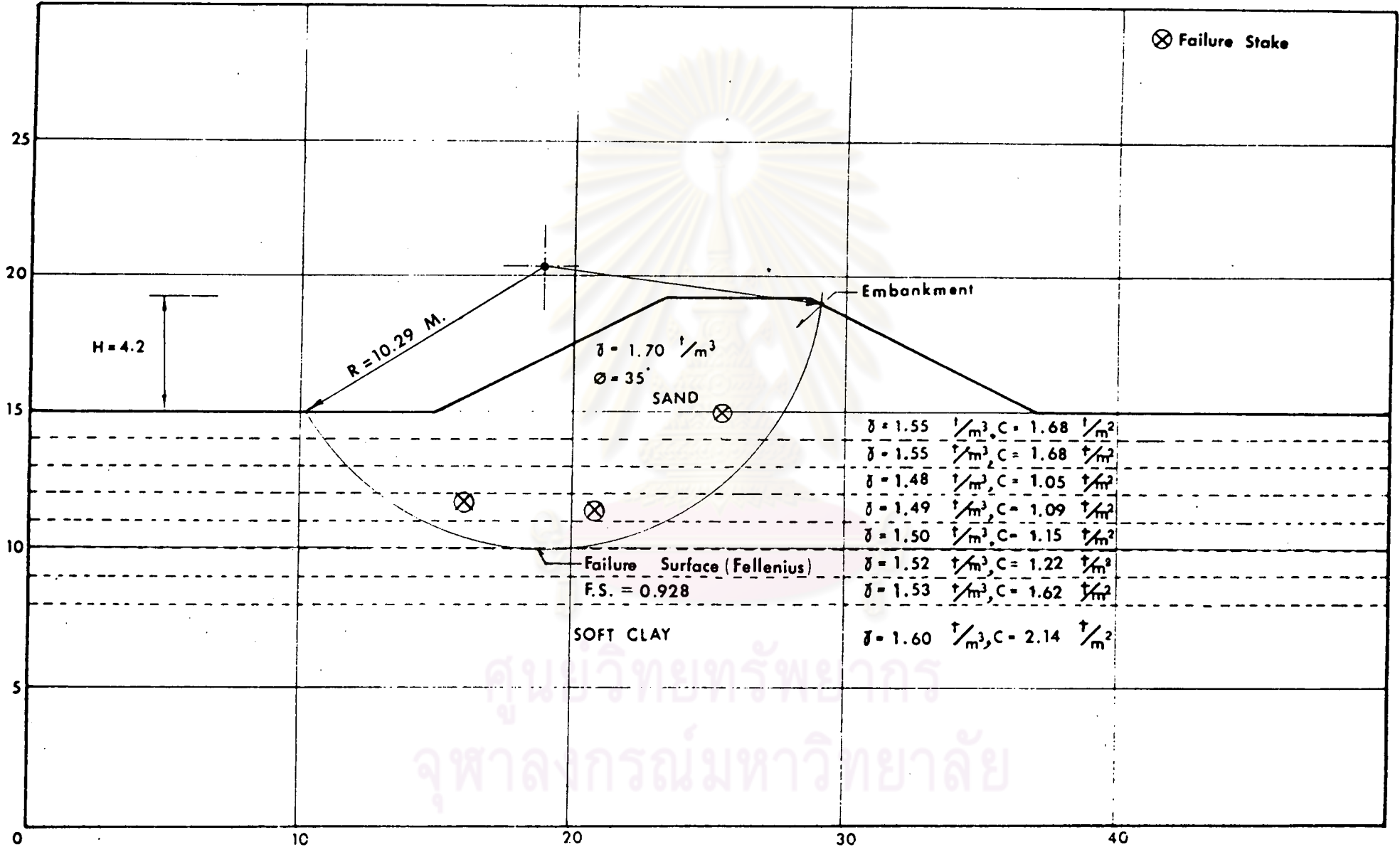


รูปที่ 4.2 ค. แสดงการแบ่งชั้นดิน ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ($C = 0.22 \sigma_{vm}$) และผลการวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธีของ Fellenius ที่ถนนกรุงเทพฯ-ศรีราชา

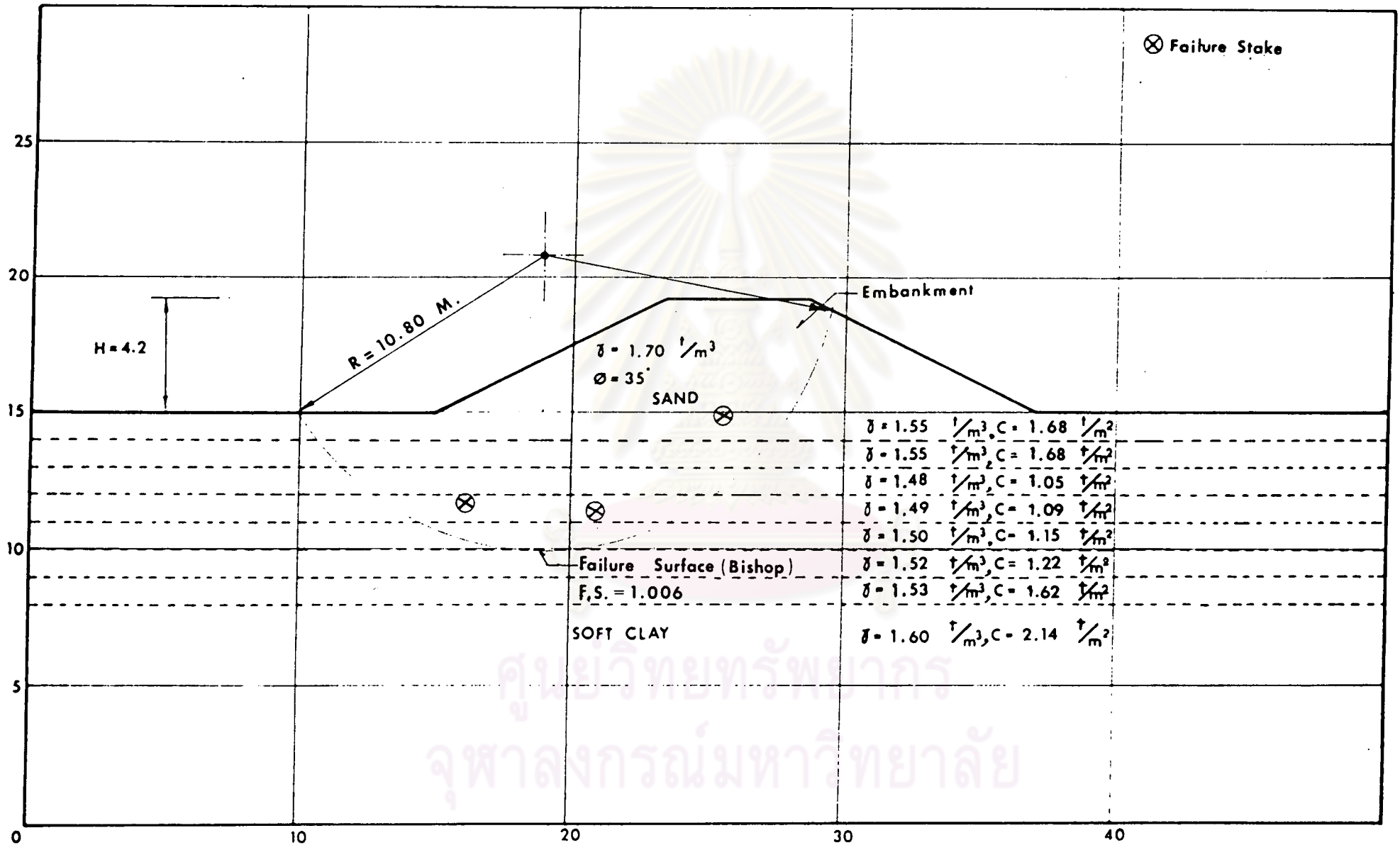




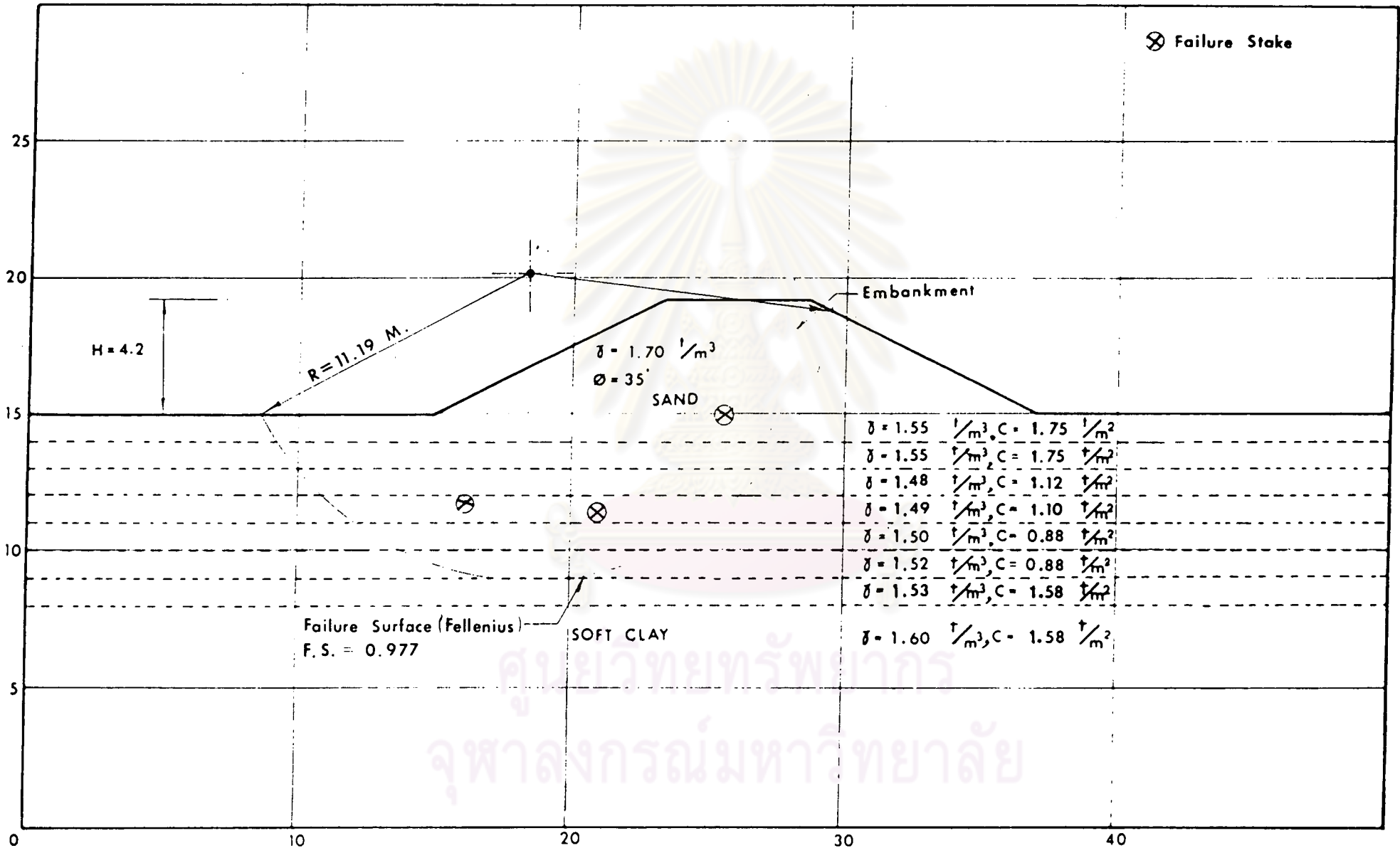
รูปที่ 4.2 ง. แสดงการแบ่งชั้นดิน ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ($C = 0.22 \sigma_{vm}$) และผลการวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธีของ Bishop ที่ถนนกรุงเทพฯ-ศรีราชา



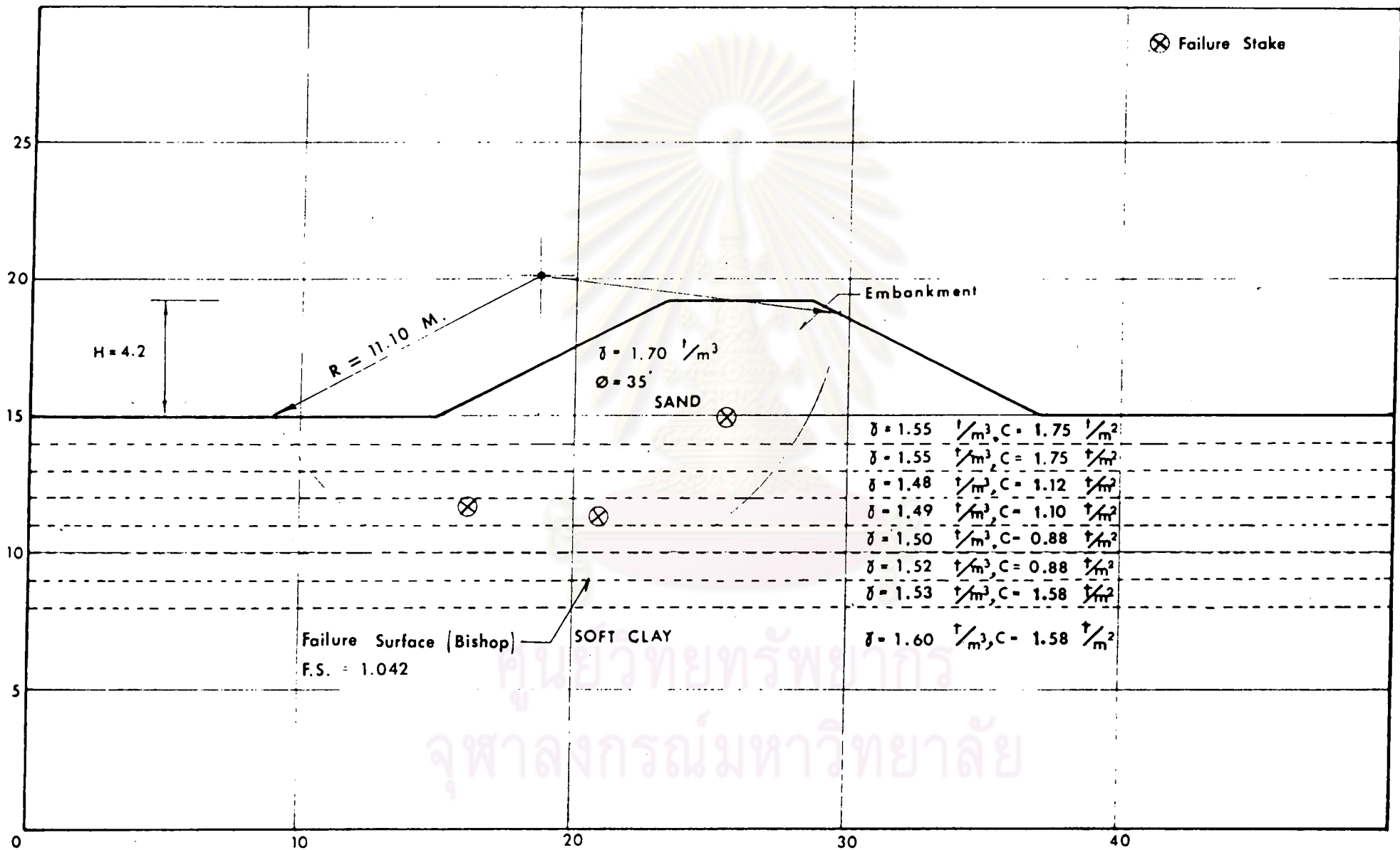
รูปที่ 4.3 ก. แสดงการแบ่งชั้นดิน ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ($C = \mu S_{UF.V.}$) และผลการวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธีของ Fellenius ที่ถนนธนบุรี-ปากท่อ



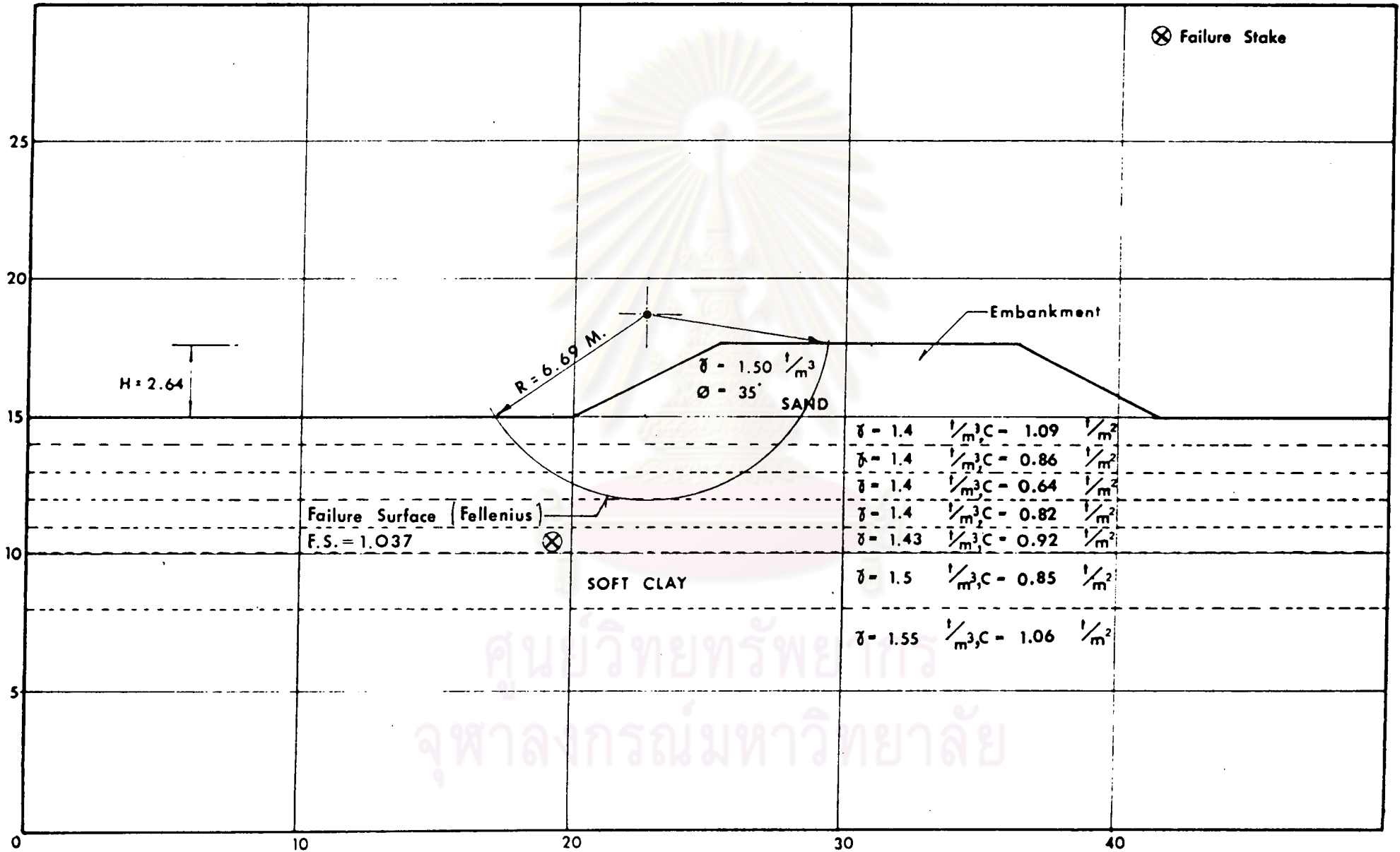
รูปที่ 4.3 ข. แสดงการแบ่งชั้นดิน ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ($C = \mu S_{UF.V.}$) และผลการวิเคราะห์ที่เสถียรภาพโดยวิธีของ Bishop ที่ถนนธนบุรี-ปากท่อ Site 2



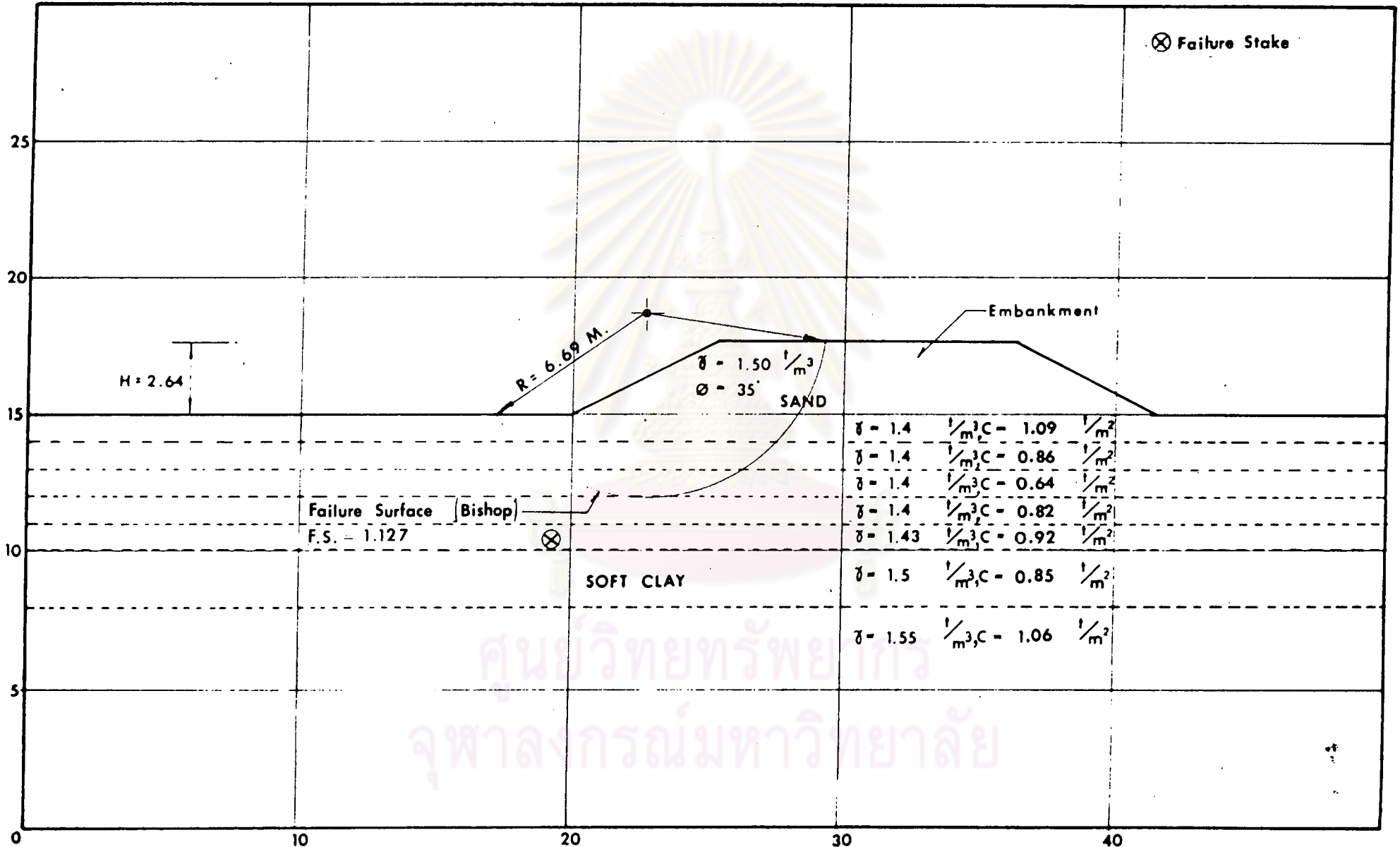
รูปที่ 4.3 ค. แสดงการแบ่งชั้นดิน ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ($C = 0.22 \bar{\sigma}_{vm}$) และผลการวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธีของ Fellenius ที่ถนนธนบุรี-ปากท่อ Site 2



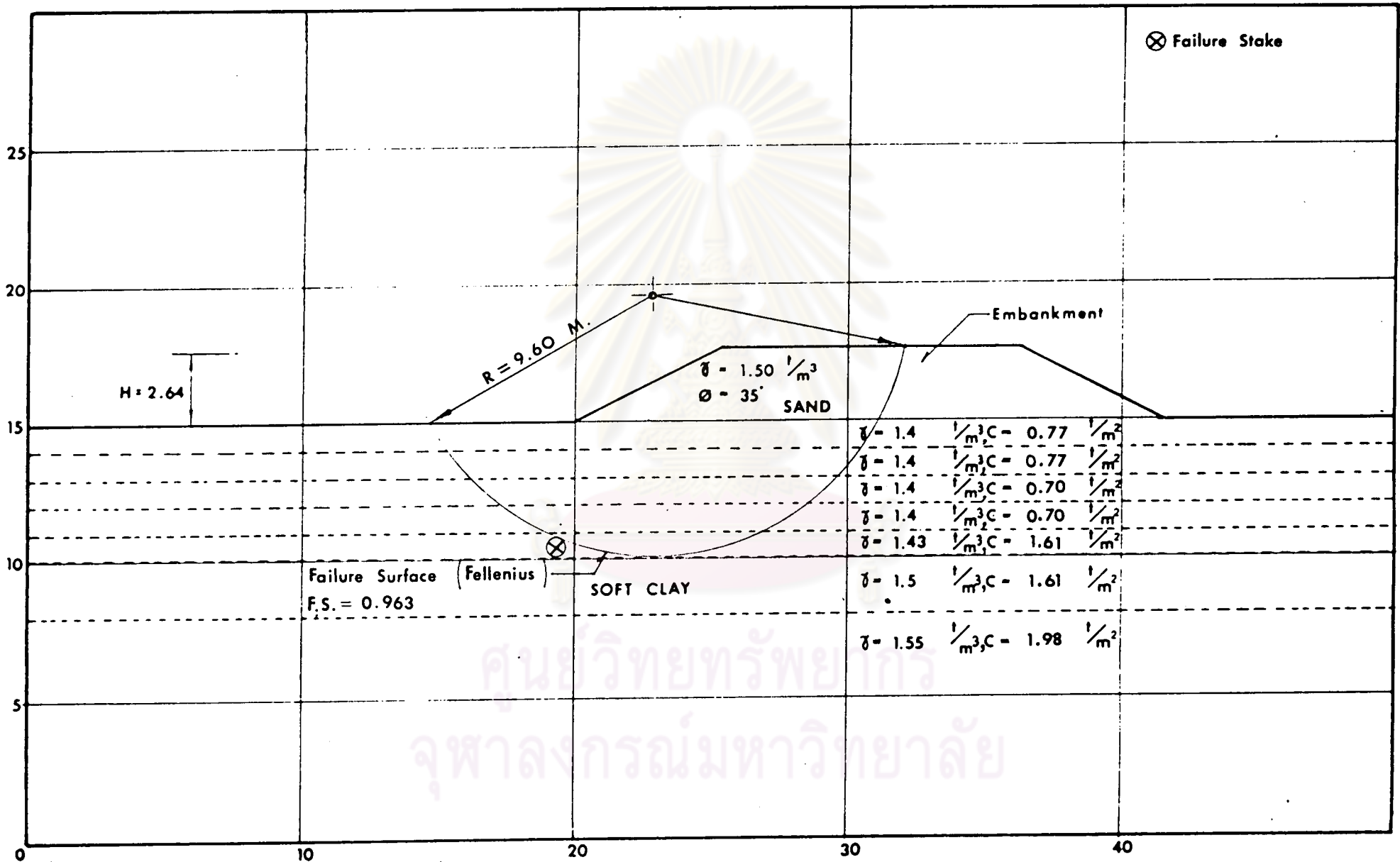
รูปที่ 4.3 ง. แสดงการแบ่งชั้นดิน ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ($C = 0.22 \bar{\sigma}_{vm}$) และผลการวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธีการของ Bishop ที่ถนนธนบุรี-ปากท่อ Site 2



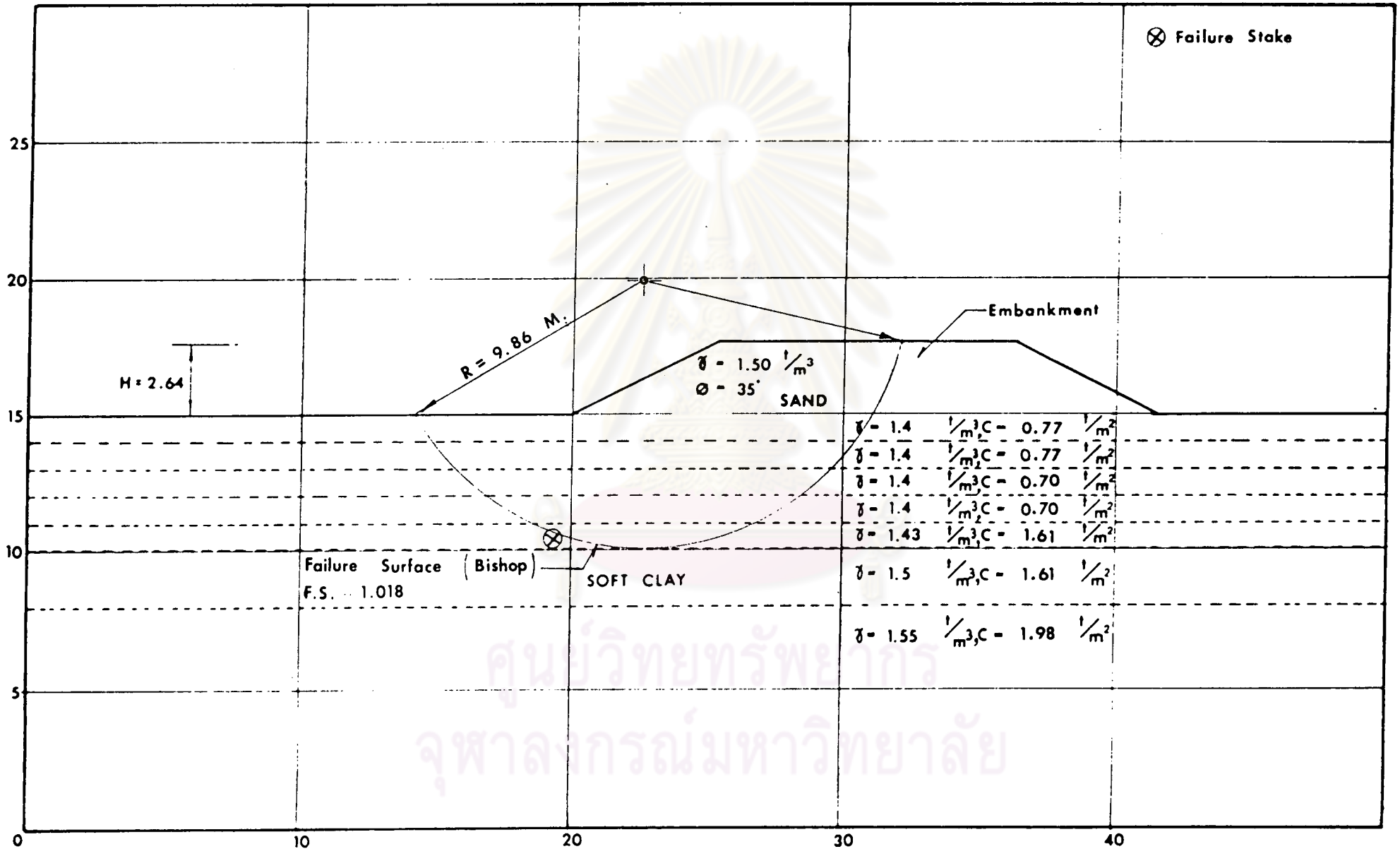
รูปที่ 4.4 ก. แสดงการแบ่งชั้นดิน ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ($C = \mu_{SUF.V.}$) และผลการวิเคราะห์ที่เสถียรภาพโดยวิธีของ Fellenius ที่ถนนธนบุรี-ปากท่อ Site 3



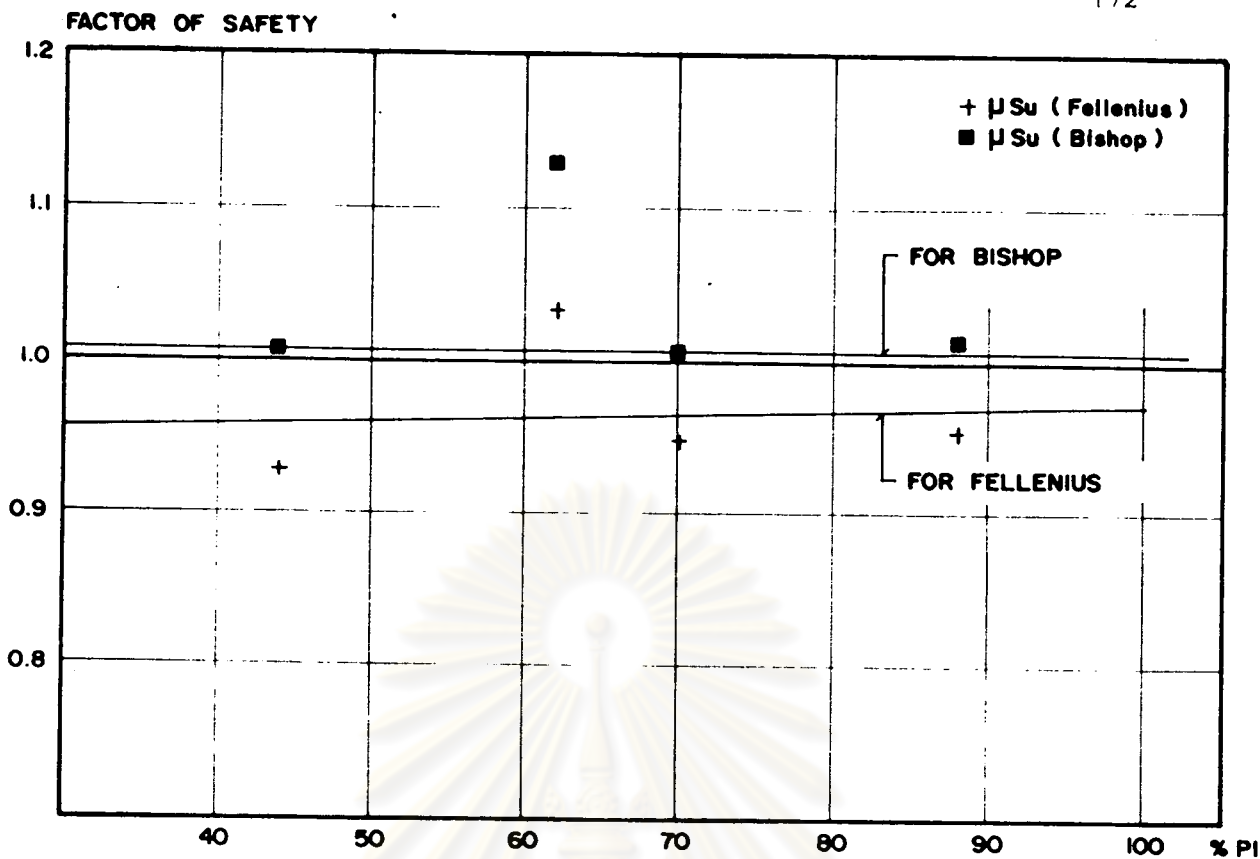
รูปที่ 4.4 ข. แสดงการแบ่งชั้นดิน ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ($C = \mu S_{uF.V.}$) และผลการวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธีของ Bishop ที่ถนนหนูรี-ปากท่อ Site 3



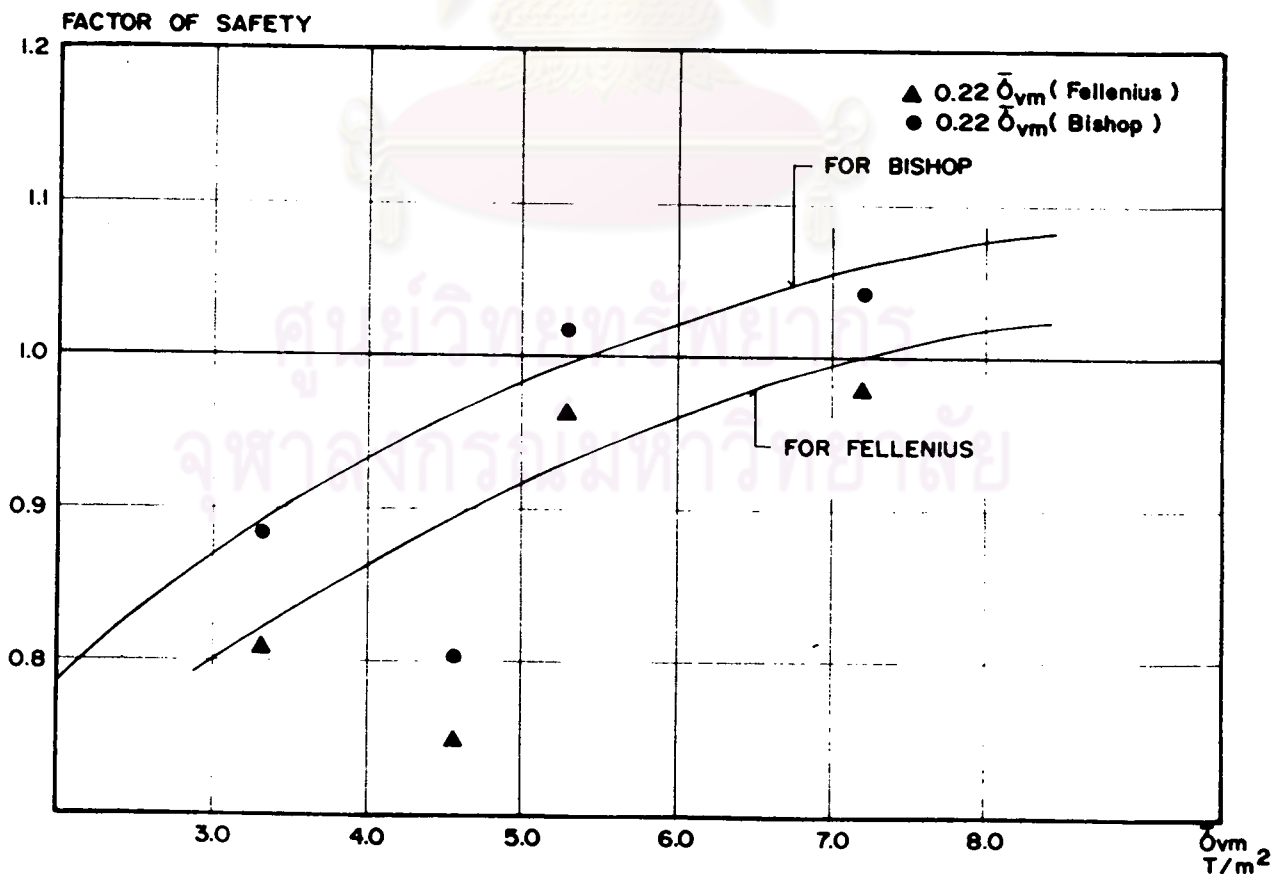
รูปที่ 4.4 ค. แสดงการแบ่งชั้นดิน ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ($C = 0.22 \frac{t}{m^3}$) และผลการวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธีของ Fellenius ที่ถนนพหลโยธิน-ปากท่อ Site 3



รูปที่ 4.4 ง. แสดงการแบ่งชั้นดิน ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ($C = 0.22 \bar{\sigma}_{vm}$) และผลการวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธีของ Bishop ที่ถนนอนุสรณ์-ปากท่า Site 3



รูปที่ 4.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของสันดินถมที่พังทลายจากการใช้ค่า Corrected Field Vane กับค่าดัชนีความเป็นพลาสติกของดิน



รูปที่ 4.6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของสันดินถมที่พังทลายจากการใช้

ค่า $S_u = 0.22 \bar{\sigma}_{vm}$ กับค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต

รูปที่ 4.7 เป็นการ Plot ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยจากวิธีการของ Fellenius และวิธีการของ Bishop ที่ใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนประมาณค่าโดยวิธีการของ Mesri (1975) และ Trak et al (1979) พบว่าวิธีการของ Mesri (1975) และ Trak et al (1979) นี้เหมาะที่จะใช้กับดินเหนียวอ่อนที่มีค่า PI น้อยกว่า 60 %

4.2 ความดันน้ำในโพรงเพิ่ม

4.2.1 การประมาณค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่ม

ในงานศึกษาวิจัยนี้ได้ใช้ทฤษฎีอูลาสติกของ Poulos (1967 b) คำนวณค่าหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้น เนื่องจากน้ำหนักที่เพิ่มขึ้นจากคันดินถม โดยมีชั้น rigid base อยู่ที่ผิวของชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) และใช้ค่าอัตราส่วนบัวช่อง (ν) เท่ากับ 0.5 ในชั้นดินเหนียวอ่อน เพื่อนำค่าที่คำนวณได้ไปประมาณค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่ม โดยใช้ค่าพารามิเตอร์ดังแสดงในตารางที่ 4.3 ตามวิธีการต่าง ๆ คือ

1. วิธีการค่าลัทรพื้นฐาน

1.1 วิธีการ 1 มิติของ Terzaghi (1943)

1.2 วิธีการ 3 มิติ

1.3 วิธีการของ Skempton (1954)

1.4 วิธีการของ Henkel (1960)

2. วิธีการของ Tavenas (1979)

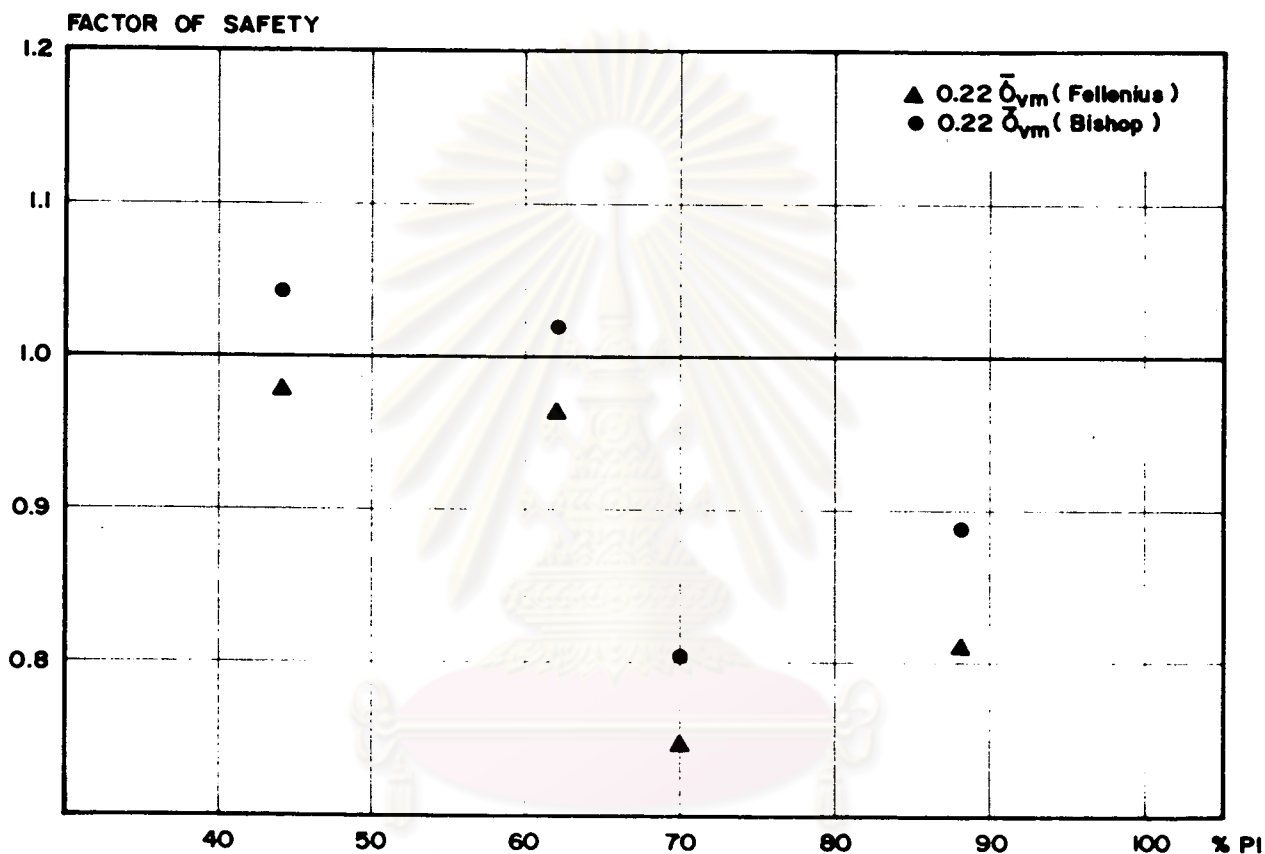
3. วิธีการของ Lee (1983) โดยใช้ค่าขอบเขตบน

ผลจากการประมาณค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มโดยวิธีต่าง ๆ ได้แสดงไว้ในตาราง

ที่ 4.4

4.2.2 การเปรียบเทียบค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่ได้จากการประมาณกับค่าที่วัดได้ในสนาม

รูปที่ 4.8 ถึง 4.11 แสดงค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่วัดได้ในสนามใต้กึ่งกลางคันดินและที่ได้จากการประมาณค่าโดยวิธีการต่าง ๆ ในหัวข้อที่ 4.2.1 ที่ความลึกต่าง ๆ ค่าความดัน



รูปที่ 4.7 แสดงค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของคันดินรวมทั้งหลายจากการใช้ค่า $S_u = 0.22 \bar{\sigma}_{vm}$ กับค่าดัชนีความเปราะบางลึกลับของดิน

ศูนย์วิจัยทรัพยากรน้ำ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.3 แสดงค่าพารามิเตอร์ต่างๆที่ใช้ในการคำนวณค่าความดันน้ำในโพรงเต็ม

สถานที่	ความลึก (เมตร)	P.I. %	$\bar{\sigma}_{vm}$ ตัน/ม. ²	$\bar{\sigma}_{vo}$ ตัน/ม. ²	OCR	λ_f	μ (Lee, 1983)	หมายเหตุ
สระฝ-ป่ามอ Site 2 Section 3A	1.0	43	12.0	1.10	10.9	0.22	0.43	จากการทดสอบ \overline{CKoU}
	4.0	46	4.7	2.70	1.7	0.19	0.84	
	8.0	45	6.8	6.00	1.1	0.44	1.06	
	12.0	35	13.5	11.00	1.2	0.61	1.03	
สระฝ-ป่ามอ Site 2 Section 3B	1.0	43	12.0	1.10	10.9	0.30	0.43	จากการทดสอบ \overline{CKoU}
	4.0	46	4.7	2.70	1.7	0.35	0.84	
	8.0	45	6.8	6.00	1.1	0.79	1.06	
	12.0	35	13.5	11.00	1.2	1.00	1.03	
สระฝ-ป่ามอ Site 2 Section 3C	1.0	43	12.0	1.10	10.9	0.30	0.43	จากการทดสอบ \overline{CKoU}
	4.0	46	4.7	2.70	1.7	0.19	0.84	
	8.0	45	6.8	6.00	1.1	0.51	1.06	
	12.0	35	13.5	11.00	1.2	0.73	1.03	
สระฝ-ป่ามอ Site 3 Section 3Aa	1.0	72	3.5	0.70	5.0	-0.06	0.43	จากการทดสอบ \overline{CKoU}
	4.0	65	3.2	1.90	1.7	0.32	0.86	
	8.0	47	7.3	3.80	1.9	0.82	0.77	
	12.5	50	9.0	7.20	1.3	0.63	1.01	

ตารางที่ 4.3 (ต่อ) แสดงค่าพารามิเตอร์ต่างๆที่ใช้ในการคำนวณค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่ม

สถานที่	ความลึก (เมตร)	P.I. %	$\bar{\sigma}_{vm}$ ตัน/ม. ²	$\bar{\sigma}_{vo}$ ตัน/ม. ²	OCR	λ_F	μ (Lee, 1983)	หมายเหตุ
บึงฝ-ปากท่อ Site 3 Section 3Ab	1.0	72	3.5	0.70	5.0	0.39	0.43	จากการทดสอบ \overline{CKoU}
	4.0	65	3.2	1.90	1.7	0.32	0.86	
	8.0	47	7.3	3.80	1.9	0.51	0.77	
	12.5	50	9.0	7.20	1.3	0.33	1.01	
บึงฝ-ปากท่อ Site 3 Section 3B	1.0	72	3.5	0.70	5.0	-0.41	0.43	จากการทดสอบ \overline{CKoU}
	4.0	65	3.2	1.90	1.7	0.16	0.86	
	8.0	47	7.3	3.80	1.9	0.60	0.77	
	12.5	50	9.0	7.20	1.3	0.33	1.01	
บึงฝ-ปากท่อ Site 3 Section 3C	1.0	72	3.5	0.70	5.0	0.07	0.43	จากการทดสอบ \overline{CKoU}
	4.0	65	3.2	1.90	1.7	0.38	0.86	
	8.0	47	7.3	3.80	1.9	0.53	0.77	
	12.5	50	9.0	7.20	1.3	0.65	1.01	

ตารางที่ 4.3 (ต่อ) แสดงว่าค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่ใช้ในการคำนวณค่าความดันน้ำในทรงเต็ม

สถานที่	ความลึก (เมตร)	P.I. %	\bar{v}_{70} คืบ/ม. ²	\bar{v}_{90} คืบ/ม. ²	OCR	A_f	μ (Lee, 1983)	หมายเหตุ
สถานีเทคโนโลยีแห่งเอเชีย (A.I.T.)	0.5	42	24.0	1.8	13.0	0.50	0.43	ค่า A จากการทดสอบ \overline{CKoU}
	2.0	40	13.5	2.8	4.8	0.34	0.43	
	4.0	47	8.5	4.0	2.1	0.52	0.72	
	6.0	48	10.0	5.0	2.0	0.52	0.75	
	9.0	45	-	-	-	0.58	0.75	
ถนนบางนา-ตราด (ปรับปรุงใหม่) กม.24	4.75	69	4.4	4.0	1.10	1.05	1.12	ค่า A จากสถิติ (2528) (\overline{CKoU})
	7.50	77	5.7	5.2	1.10	1.05	1.12	
	10.75	62	7.1	6.5	1.10	1.05	1.12	
	14.25	32	11.0	10.0	1.10	1.05	1.12	
ถนนบางนา-ตราด (ปรับปรุงใหม่) กม.30	3.75	63	3.0	1.1	2.7	0.52	0.5	ค่า A จาก \overline{CKoU}
	5.75	81	3.6	1.6	2.3	0.45	0.98	
	9.25	77	4.4	2.9	1.5	1.03	1.08	
	13.25	70	8.5	5.3	1.6	1.03	1.12	
	16.75	59	11.8	10.4	1.1	1.03	1.12	
	20.25	49	16.0	15.1	1.1	1.03	1.08	
								ค่า μ , Lee(1983) ได้จากรูปที่ 2.21 (ขอบเขตบน)

ตารางที่ 4.4 แสดงผลการประมาณค่าความดันน้ำในโพรงดิน (Excess Pore Water Pressure) ได้ทั้งกลางคัน

สถานที่	ความลึก (เมตร)	ค่าความดันน้ำในโพรงดิน (Excess Pore Water Pressure, Δu) طن/ม.^2							
		Observed	1-Dimen- sion	3-Dimen- sion	Skempton	Henkel	Tavenas	Lee(Upper Bound)	
ถนนรถไฟ-ป่าท้อ Site 2	Section 3A	1.0	0.98	4.23	3.13	2.50	3.00	0.63	1.82
		4.0	2.03	4.02	2.91	2.07	1.92	1.89	3.38
		8.0	2.20	3.78	2.72	2.60	3.31	2.27	4.02
		12.0	1.66	3.38	2.59	3.55	3.72	1.28	3.47
	Section 3B	1.0	0.50	2.31	1.72	1.48	1.69	0.35	0.99
		4.0	0.84	2.21	1.94	1.85	1.96	1.04	1.86
		8.0	1.01	2.03	1.32	1.73	3.00	1.22	2.15
		12.0	0.26	1.79	1.35	1.79	2.89	0.68	1.84
Section 3C		1.0	0.27	1.21	0.77	0.59	0.74	0.18	0.52
		4.0	0.36	1.14	0.76	0.52	0.47	0.54	0.96
		8.0	0.37	1.01	0.68	0.69	0.98	0.61	1.07
		12.0	0.55	0.88	0.65	0.76	1.11	0.33	0.91

ตารางที่ 4.4 (ต่อ) แสดงผลการประมาณค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่ม (Excess Pore Water Pressure) ใต้ที่กลางคันดิน

สถานี	ความลึก (เมตร)	ค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่ม (Excess Pore Water Pressure, Δu) ตัน/ม. ²							
		Observed	1-Dimen- sion	3-Dimen- sion	Skempton	Henkel	Tavenas	Lee(Upper Bound)	
ถนนรถไฟ-บ้านท่า Site 3	Section 3Aa	1.0	0.56	3.29	2.45	1.50	0.72	0.59	1.41
		4.0	1.70	3.18	2.16	1.80	2.09	1.65	2.73
		8.0	1.90	2.89	2.02	2.58	3.36	1.59	2.23
		12.5	1.20	2.41	2.79	2.89	3.38	-	2.43
	Section 3Ab	1.0	1.42	3.30	2.28	2.05	2.58	0.59	1.42
		4.0	2.07	3.19	2.17	1.80	2.10	1.66	2.74
		8.0	2.31	2.90	2.03	2.05	2.83	1.60	2.23
		12.5	1.68	2.42	2.80	2.67	2.79	-	2.44
	Section 3B	1.0	0.90	1.57	1.17	0.43	0.39	0.28	0.68
		4.0	1.00	1.52	1.03	0.70	0.59	0.79	1.31
		8.0	1.14	1.38	0.97	1.05	1.54	0.76	1.06
		12.5	0.54	1.15	1.33	1.27	1.33	-	1.16
	Section 3C	1.0	0.40	1.17	0.87	0.61	0.46	0.21	0.50
		4.0	0.77	1.12	0.74	0.66	0.83	0.58	0.96
		8.0	0.84	1.01	0.82	0.83	1.02	0.56	0.78
		12.5	0.95	0.83	0.84	0.85	0.86	-	0.84

ตารางที่ 4.4 (ต่อ) แสดงผลการประมาณค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่ม (Excess Pore Water Pressure) ได้ทั้งกลางคันดิน

สถานที่	ความลึก (เมตร)	ค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่ม (Excess Pore Water Pressure, Δu)						หน่วย kg/cm^2
		Observed	1-Dimen- sion	3-Dimen- sion	Skempton	Henkel	Tavenas	
Resbait (A.I.T.Rangsit)	0.50	2.75	5.37	3.99	3.54	3.99	0.70	2.31
	2.0	2.10	5.33	3.70	3.17	3.71	2.19	2.29
	4.0	1.95	5.06	3.42	3.48	3.95	2.99	3.64
	6.0	2.40	4.79	3.48	3.53	3.90	2.54	3.59
	9.5	0.10	4.03	4.05	4.04	4.05	-	3.02
ถนนบางนา-ตราด (บริเวณโรงโม่)	2.0	-	3.00	2.15	2.50	2.70	1.60	2.80
	4.75	2.95	2.90	1.85	3.15	3.20	2.80	3.20
	7.50	-	2.65	1.65	3.10	3.15	2.65	3.00
	10.75	2.82	2.40	1.65	2.60	2.75	2.40	2.65
	14.25	-	2.10	1.80	2.10	2.35	0.90	2.30
ถนนบางนา-ตราด (บริเวณโรงโม่)	3.75	2.65	5.06	3.19	2.75	3.34	-	2.53
	5.75	2.85	4.93	3.08	3.89	4.32	4.93	4.83
	9.25	3.90	4.45	2.75	4.18	4.48	4.45	4.81
	13.25	4.60	3.94	2.41	3.70	3.97	3.94	4.41
	16.75	2.20	3.57	2.35	3.64	3.81	3.57	4.00
20.25	1.20	3.25	2.47	3.29	3.41	3.25	3.51	

จากผล (2528)

จากผล (2528)

น้ำในโพรงเพิ่มเหล่านี้ได้วัดภายหลังจากการก่อสร้างเป็นระยะเวลาหนึ่ง ดังนั้นค่าที่วัดได้จึงเป็นค่าที่ต่ำกว่าความเป็นจริง

ผลจากการคำนวณพบว่า คำนดินถมบริเวณถนนธนบุรี-ปากท่อ Site 2 ทั้ง 3 Section (Section 3A, 3B , 3C) ถนนธนบุรี-ปากท่อ Site 3 ทั้ง 4 Section (Section 3Aa, 3Ab, 3B, 3C) และคำนดินถมที่สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชียที่รังสิต (Resbait, A.I.T.Rangsit)เป็นคำนดินที่มีความสูงของ คำนดินก่อนถึงความสูงวิกฤติ ส่วนคำนดินที่ถนนบางนา-ตราด กิโลเมตรที่ 24 และ 30 มีความสูงเกินความสูงวิกฤติซึ่งได้พิจารณาการเกิด yield ด้วย การพิจารณาความสูงวิกฤตินี้โดยใช้วิธีการของ Tavenas (1979) ตามสมการที่ 2.36

รูปที่ 4.8 ก, ข และ ค เป็นผลที่ได้จากการ Plot ค่าความตื้นน้ำในโพรง เพิ่มกับความลึกต่าง ๆ ที่บริเวณถนนธนบุรี-ปากท่อ Site 2, Section 3A, 3B และ 3C ตามลำดับ จะเห็นได้ว่าการประมาณค่าความตื้นน้ำในโพรงเพิ่มโดยวิธีการของ Tavenas (1979) จะให้ค่าที่ใกล้เคียงกับสภาพที่เกิดขึ้นจริงมากที่สุด ซึ่งจะพบว่ากึ่งกลางความหนาของชั้นดินอ่อน (ความลึก 4-8 ม.) จะให้ค่าสูงกว่าเป็นจริงประมาณ 30 % ส่วนที่ความลึกต้น ๆ บริเวณผิวดิน (ความลึก 1.0 ม.) และที่ความลึกใกล้ชั้น Rigid Base จะให้ค่าต่ำกว่าค่าที่วัดได้ประมาณ 30 % วิธีการของ 1-Dimension จะให้ค่าที่สูงกว่าค่าที่วัดได้มากที่สุด ซึ่งที่ระดับความลึกต้น ๆ จะให้ค่าที่มากกว่าถึงประมาณ 4 เท่า ที่ระดับช่วงกึ่งกลางความหนาของชั้นดินเหนียวอ่อนจะให้ค่าที่มากกว่าประมาณ 1.5 ถึง 2 เท่า วิธีการ 3-Dimension วิธีการของ Skempton วิธีการของ Lee จะประมาณค่าที่สูงกว่าเป็นจริง โดยทั้ง 4 วิธีจะให้ค่าที่ใกล้เคียงกัน โดยที่ความลึกต้น ๆ จะให้ค่าที่มากกว่าประมาณ 200 % และลดลงเมื่อความลึกมากขึ้นที่ประมาณกึ่งกลางของชั้นดินเหนียว วิธีการของ Lee (1983) ให้ค่าที่สูงกว่าค่าที่วัดได้ประมาณ 2 เท่า และสังเกตได้ว่าวิธีการของ Skempton และวิธีการของ Henkel จะให้ค่าที่ประมาณได้ใกล้เคียงกัน โดยวิธีการของ Henkel จะมีค่าสูงกว่าเล็กน้อย และวิธีการของ Lee กับวิธีการ 3-Dimension ก็ให้ค่าที่ประมาณได้ใกล้เคียงกันเช่นกัน และข้อสังเกตอีกประการหนึ่งคือที่บริเวณกึ่งกลางความหนาของชั้นดินเหนียวอ่อน วิธีการของ Lee จะให้ค่าที่สูงกว่าวิธีการอื่น (ค่า OCR ของดินช่วงนี้ ประมาณ 1.2-1.7) ดังนั้นในส่วนของถนนธนบุรี-ปากท่อ Site 2 ทั้ง 3 Section นี้วิธีการ 3-Dimension และวิธีการของ Tavenas (1979) จะให้ผลการประมาณที่ใช้การได้

รูปที่ 4.9 ก, ข, ค และ ง ซึ่งเป็นผลที่ได้จากการ Plot ค่าความดันน้ำใน โพรงเพิ่มความลึกต่าง ๆ ที่บริเวณถนนธนบุรี-ปากท่อ Site 3 Section 3Aa, 3Ab, 3B และ 3C ตามลำดับ จากรูปจะเห็นได้ว่าวิธีการ 1-Dimension ยังคงเป็นวิธีการที่ให้ค่าการ ประมาณสูงที่สุดเช่นเดียวกับที่ถนนธนบุรี-ปากท่อ Site 2 โดยจะให้ค่าที่มากกว่าค่าที่วัดได้ระดับ ความลึก 1.0 เมตร ประมาณ 2 เท่า และที่ระดับความลึกมากขึ้นค่าที่ประมาณได้จะมีค่ามากกว่า ค่าที่วัดได้ประมาณ 50 % ถึง 80 % ส่วนวิธีการของ Tavenas จะเป็นวิธีที่ให้ค่าการประมาณ ต่ำที่สุด โดยมีค่าน้อยกว่าค่าที่วัดได้ประมาณ 20 ถึง 60 % วิธีการของ 3-Dimension ให้ผล การประมาณค่าที่ค่อนข้างใกล้เคียงโดยที่ความลึก 1 ถึง 2 เมตร จะให้ค่าที่มากกว่าค่าที่วัดได้ ประมาณ 20 ถึง 60 % และที่ความลึกมากขึ้น (ความลึก 4 ถึง 12.5 เมตร) ค่าที่ได้จากการ ประมาณจะให้ค่าที่มากกว่าค่าที่วัดได้ไม่เกิน 20 % วิธีการของ Skempton วิธีการของ Lee และวิธีการของ Lee เป็นวิธีการที่ให้ค่าการประมาณใกล้เคียงกันและต่ำกว่าวิธีการ 3-Dimension ที่ความลึก 1.0 ถึง 4.0 เมตร โดยวิธีการของ Skempton จะให้ค่าการประมาณอยู่ในช่วง ± 30 % วิธีการของ Henkel จะให้ค่าการประมาณมีแนวโน้มไปทางที่มากกว่าค่าที่วัดได้ประมาณ 30 % วิธีการของ Lee จะให้ผลการประมาณอยู่ในช่วง ± 25 % โดยจะพบว่าที่ค่า OCR เท่ากับ 1.7 (ความลึก 4 เมตร) จะให้ค่าที่สูงกว่าวิธีการ 3-Dimension วิธีการของ Skempton และวิธีการของ Henkel ส่วนที่ความลึก 8.0 ถึง 12.5 เมตร วิธีการของ Henkel จะเป็น วิธีการที่ให้ค่ามากที่สุดและมากกว่าวิธีการ 1-Dimension โดยให้ค่าการประมาณสูงกว่าค่าที่เกิด ขึ้นจริงประมาณ 25 ถึง 70 % ส่วนวิธีการ 3-Dimension วิธีการของ Skempton และวิธีการ ของ Lee จะให้ค่าที่ใกล้เคียงกันโดยจะให้ค่าการประมาณอยู่ในช่วง -15 ถึง +20 %

ดังนั้นในส่วนของถนนธนบุรี-ปากท่อ Site 3 นี้ การประมาณค่าความดันน้ำ ในโพรงเพิ่มโดยวิธีการของ Lee (1983) จะให้ผลการประมาณค่าที่ดีที่สุด ส่วนวิธีการของ Tavenas (1979) แม้จะใกล้เคียงแต่ก็ประมาณค่าที่ต่ำมากเกินไป

รูปที่ 4.10 เป็นผลที่ได้จากการ Plot ค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มความลึก ต่าง ๆ ที่บริเวณสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย ที่รังสิต (A.I.T.) จากรูปจะเห็นได้ว่าวิธีการ 1-Dimension ก็ยังคงเป็นวิธีการที่ให้ค่าการประมาณแรงดันน้ำในโพรงเพิ่มสูงที่สุด โดยค่าที่ได้ จากการประมาณจะมีค่าสูงกว่าค่าที่วัดได้โดยเฉลี่ยประมาณ 120 % ซึ่งที่ระดับประมาณกึ่งกลางความ หนาของชั้นดินเหนียวอ่อนจะให้ค่าที่สูงกว่าค่าที่วัดได้ถึง 150 % และวิธีการของ Tavenas (1979)

ยังคงเป็นวิธีการที่ให้ค่าการประมาณของแรงดันน้ำในโพรงเพิ่มต่ำที่สุด โดยที่ระดับกึ่งกลางความหนาของชั้นดินจะให้ค่าการประมาณสูงกว่าค่าที่วัดได้โดยเฉลี่ย 20 % ส่วนวิธีการ 3-Dimension วิธีการของ Skempton วิธีการของ Henkel และวิธีการของ Lee จะให้ค่าอยู่ระหว่างวิธีการ 1-Dimension และวิธีการของ Tavenas ซึ่งวิธีการทั้ง 4 วิธีนี้จะให้ค่าการประมาณที่ระดับความลึก 2 ถึง 6 เมตร ใกล้เคียงกันโดยมีค่าสูงกว่าค่าที่เกิดขึ้นจริงประมาณ 40 ถึง 70 %

สิ่งที่น่าสนใจเกิดอย่างหนึ่งสำหรับชั้นดินถมบริเวณนี้คือ ที่ระดับความลึก 9.5 เมตร ซึ่งอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) ไม่มีวิธีการใดที่ให้ค่าการประมาณใกล้เคียงกับสภาพที่เกิดขึ้นจริง โดยค่าที่วัดได้ในสนามมีค่าน้อยมาก (วัดได้เพียง 0.1 ตัน/ม^2) ส่วนวิธีการต่าง ๆ จะให้ค่าการประมาณใกล้เคียงกันโดยให้ค่าที่มากกว่าค่าที่วัดได้ถึง 4 เท่า

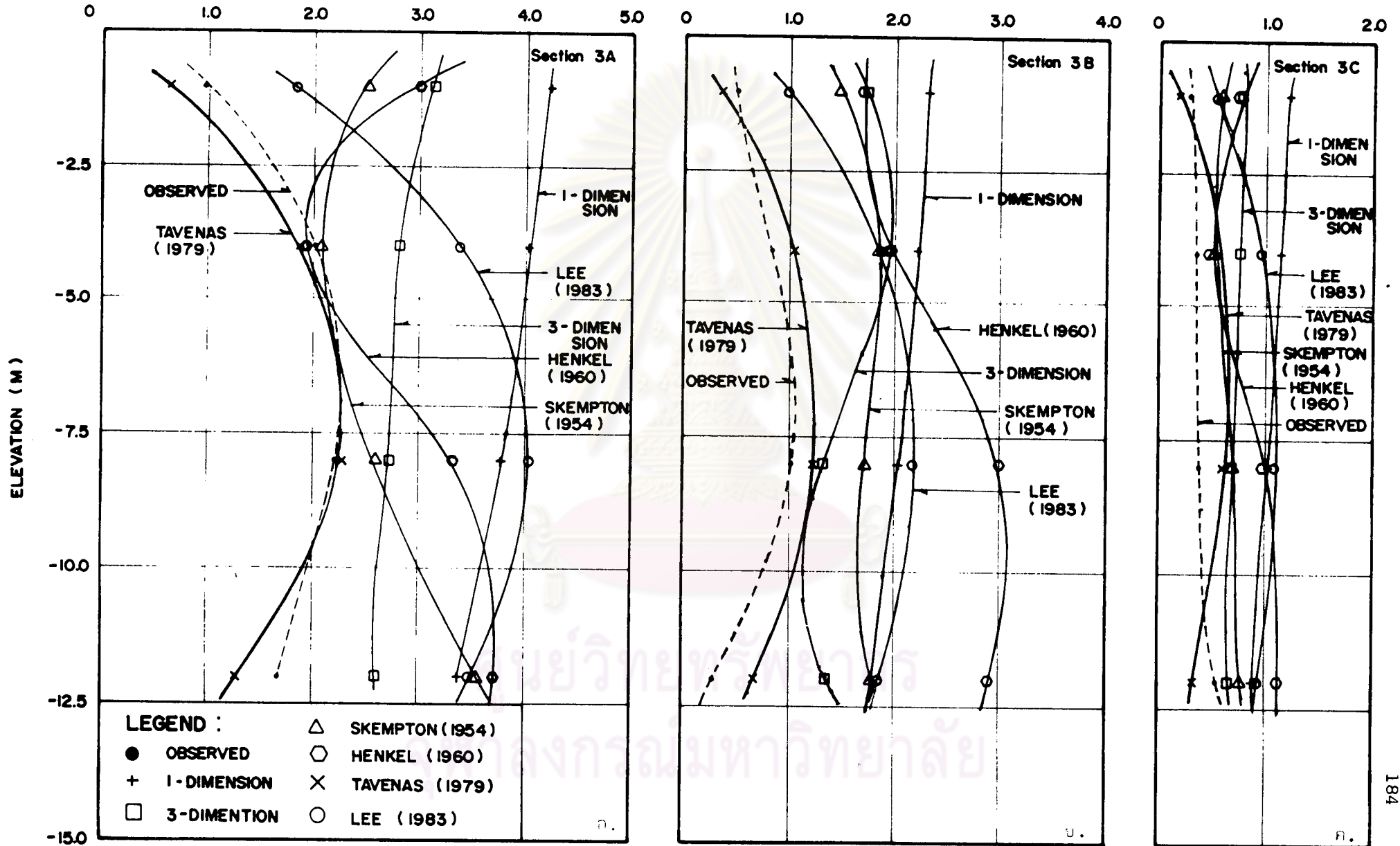
สรุปแล้วสำหรับการประมาณค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่บริเวณสถาปนเทคโนโลยีแห่งเอเชีย ที่รังสิตนี้วิธีการของ Lee (1983) และวิธีการของ Tavenas (1979) ให้ผลการประมาณค่าที่น่าพอใจโดยวิธีการของ Tavenas มีแนวโน้มที่จะประมาณค่าต่ำเกินไปเล็กน้อย

รูปที่ 4.11 และ 4.12 เป็นผลที่ได้จากการ Plot ค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่ความลึกต่าง ๆ บริเวณถนนบางนา-ตราด (ปรับปรุงใหม่) กิโลเมตรที่ 24 และ 30 จากการคำนวณพบว่า เป็นชั้นดินถมที่ต้องพิจารณาการพังทลายเป็นจุด ๆ ในมวลดิน (local yielding) ด้วย ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบค่าที่ได้จากการประมาณกับค่าแรงดันน้ำในโพรงเพิ่มที่วัดได้ในสนามพบว่า ที่บริเวณกิโลเมตรที่ 24 วิธีการ 3-Dimension จะให้ค่าการประมาณที่ต่ำมากเกินไป โดยให้ค่าต่ำกว่าที่วัดได้ในสนามประมาณ 40 % ส่วนวิธีการอื่นๆ จะให้ค่าที่ใกล้เคียงกันและค่อนข้างใกล้เคียงกับที่วัดได้ในสนาม โดยวิธีการ 1-Dimension และวิธีการของ Tavenas (1979) จะให้ค่าต่ำกว่าที่วัดได้ในสนามประมาณ 15 % ส่วนวิธีการที่เหลือจะให้ค่าที่มากกว่าค่าที่วัดได้ในสนามประมาณ 10 % อนึ่งที่บริเวณกิโลเมตรที่ 24 นี้ การวัดค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มได้กระทำภายหลังการก่อสร้างประมาณ 5 เดือนและมีค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่วัดได้ที่มีความลึก 4.75 และ 10.75 เมตรเพียง 2 จุด ซึ่งไม่อาจยืนยันค่าที่ประมาณได้ว่าจะถูกต้องแน่นอน (นริศ, 2528)

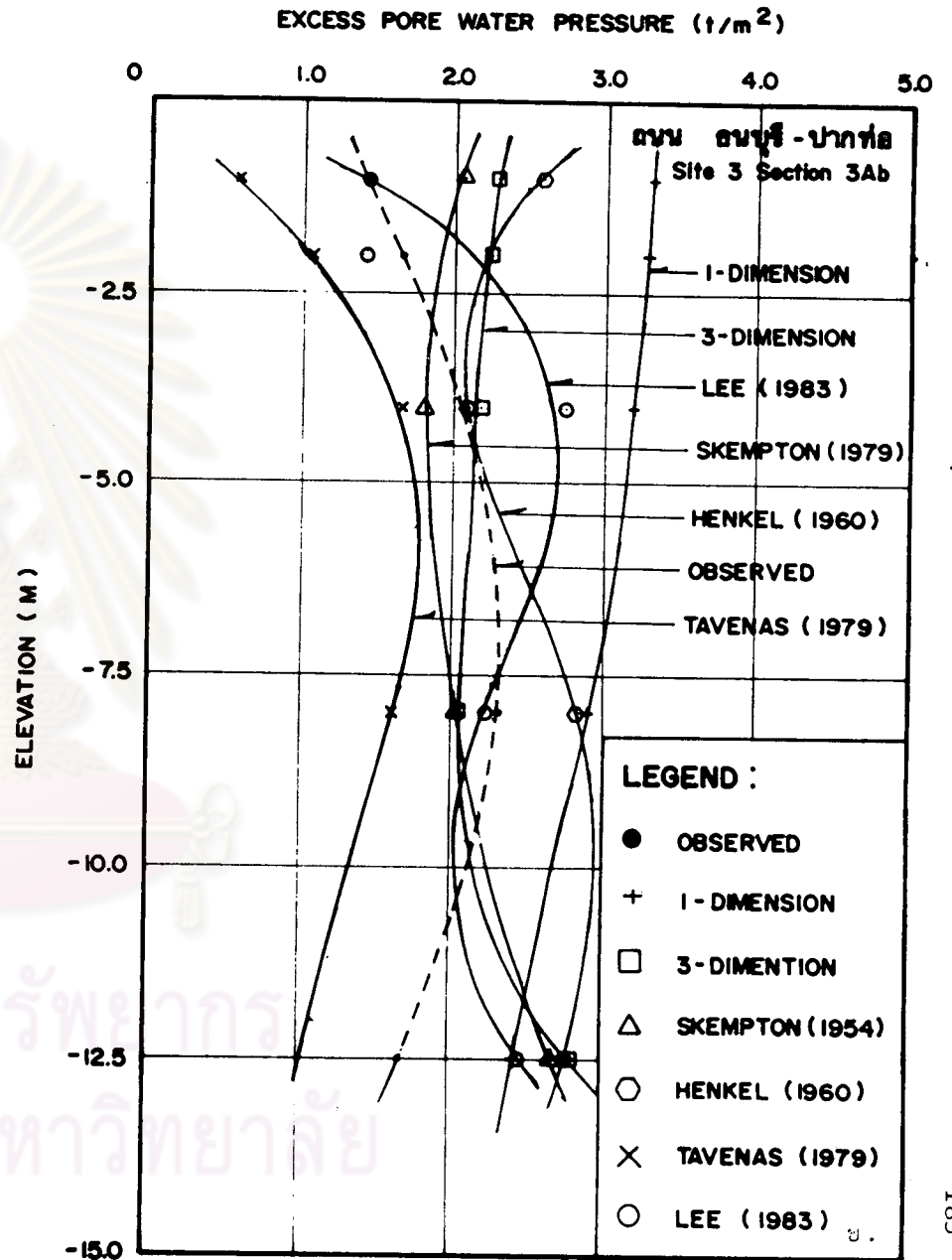
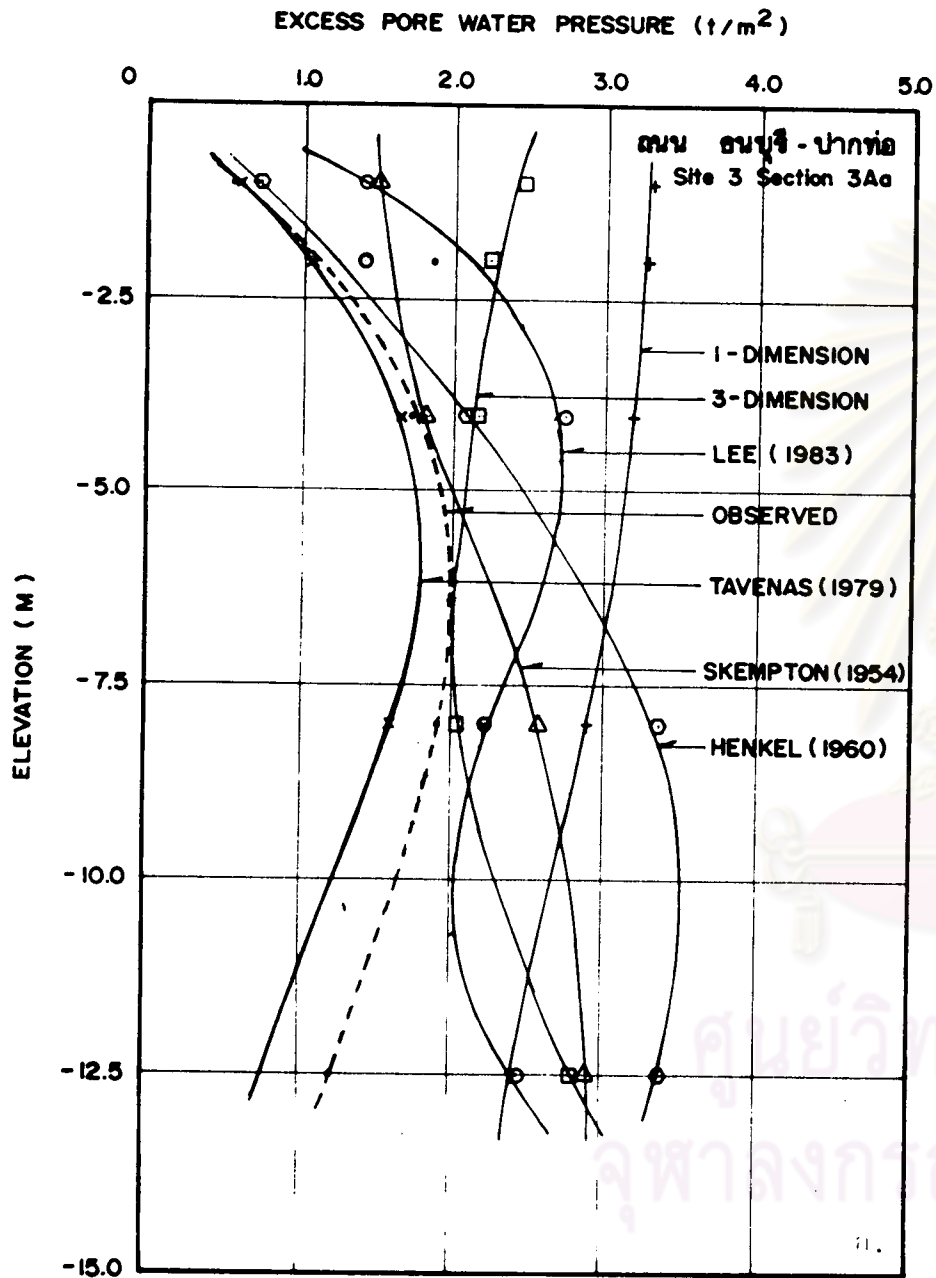
ส่วนที่บริเวณกิโลเมตรที่ 30 พบว่า วิธีการ 3-Dimension ก็เป็นวิธีการที่ให้ค่าการประมาณต่ำกว่าที่วัดได้ในสนามมากที่สุดกว่าวิธีอื่น ๆ โดยให้ค่าการประมาณต่ำกว่าที่

ถนน ถนนบุรี-ปากท่อ Site 2

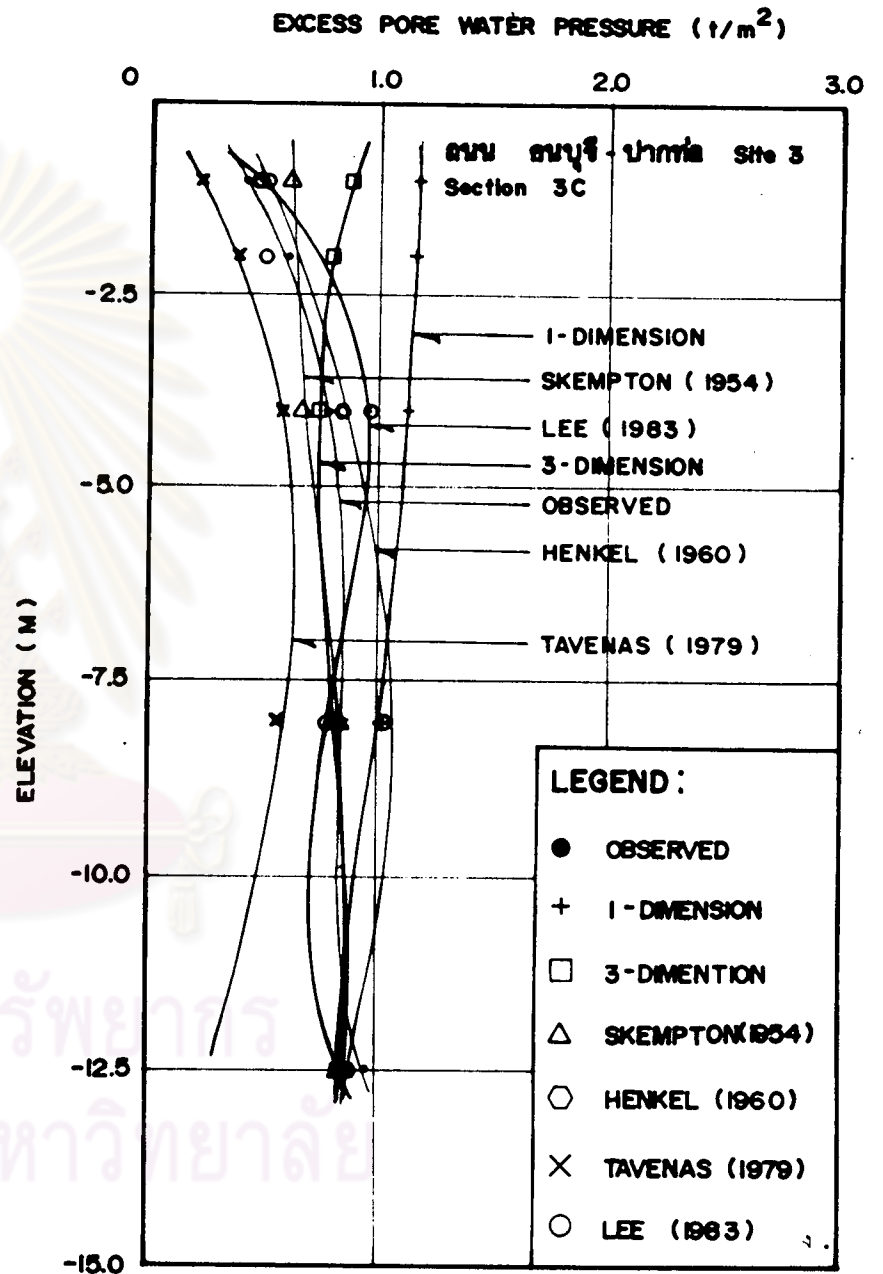
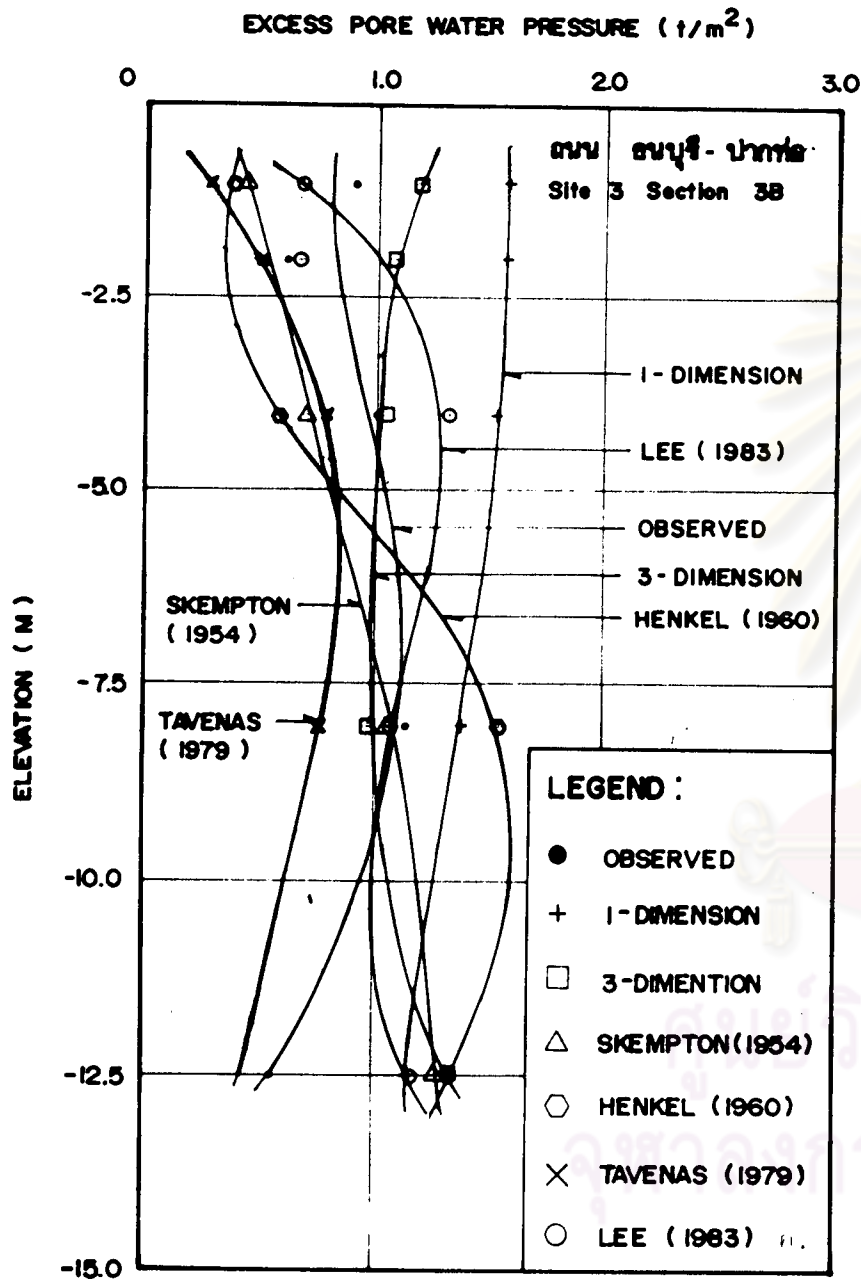
EXCESS PORE WATER PRESSURE (t/m^2)



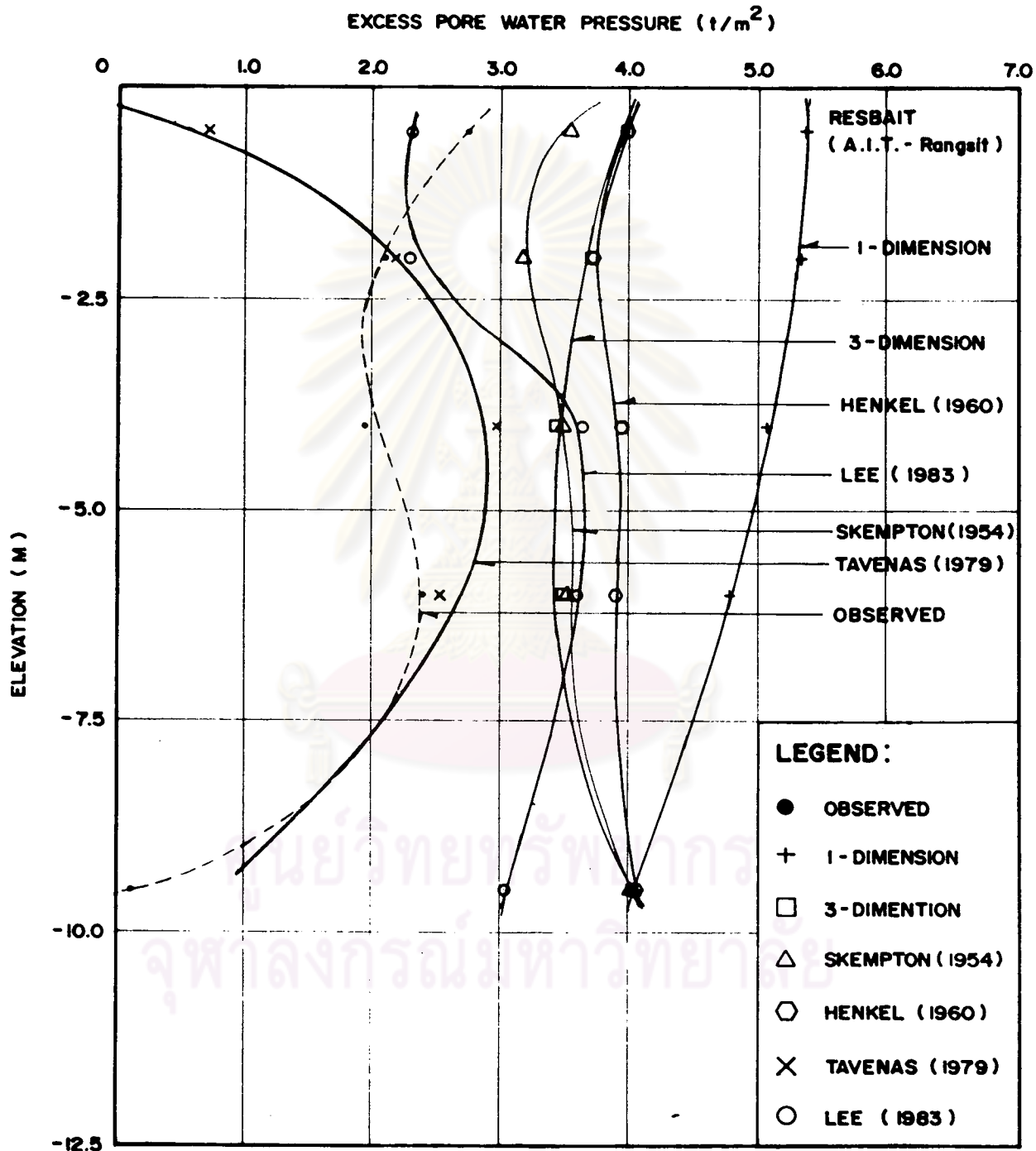
รูปที่ 4.- แสดงค่าความดันน้ำโพรงที่เพิ่มขึ้นกับความลึก บริเวณถนนถนนบุรี-ปากท่อ Site 2, Section 3A, 3B และ 3C



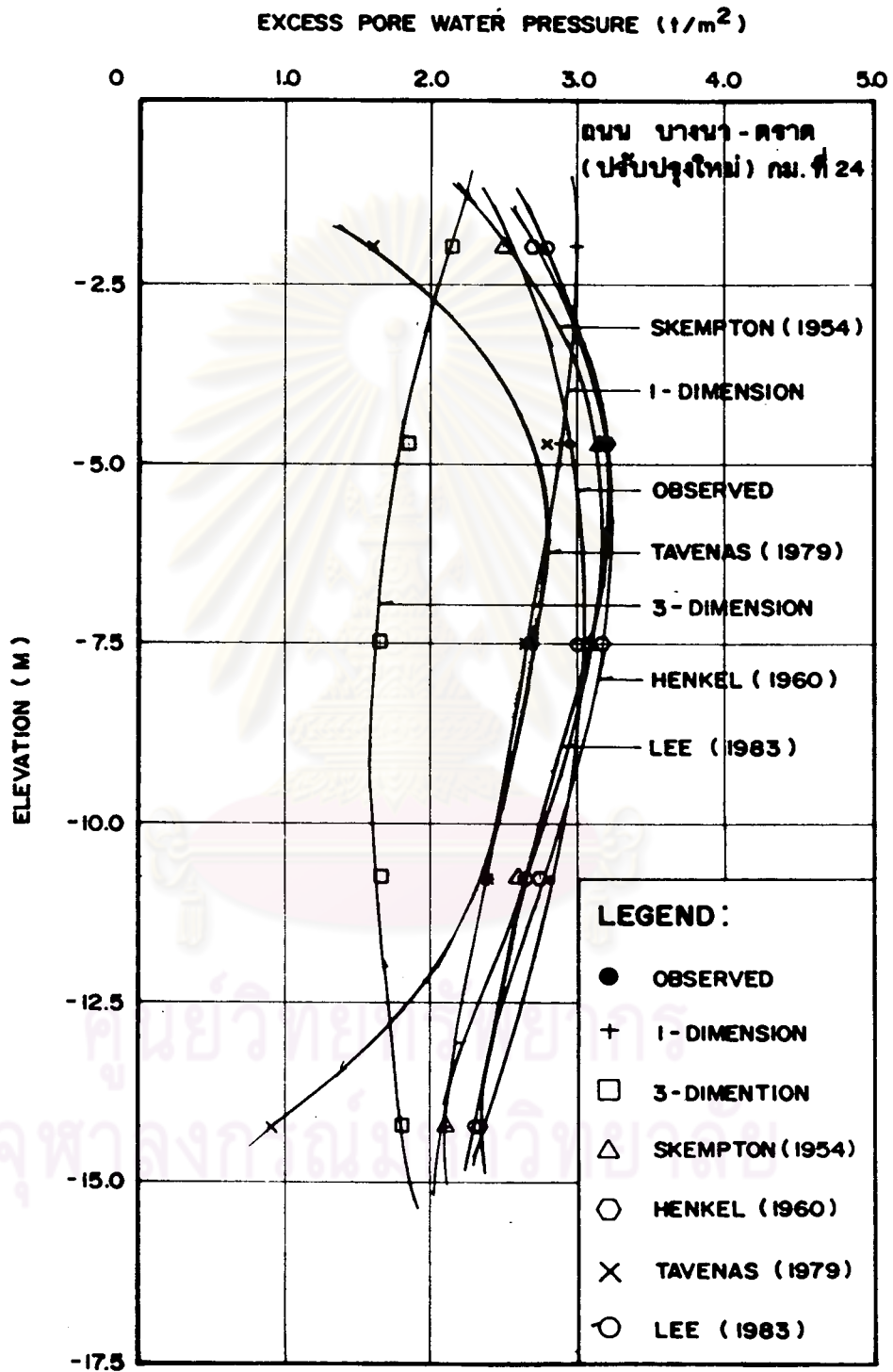
รูปที่ 4. แสดงค่าความดันน้ำในทางวิ่งเทียบกับความลึก บริเวณถนนถนนรี - ปากท่อ Site 3, Section 3Aa และ 3Ab



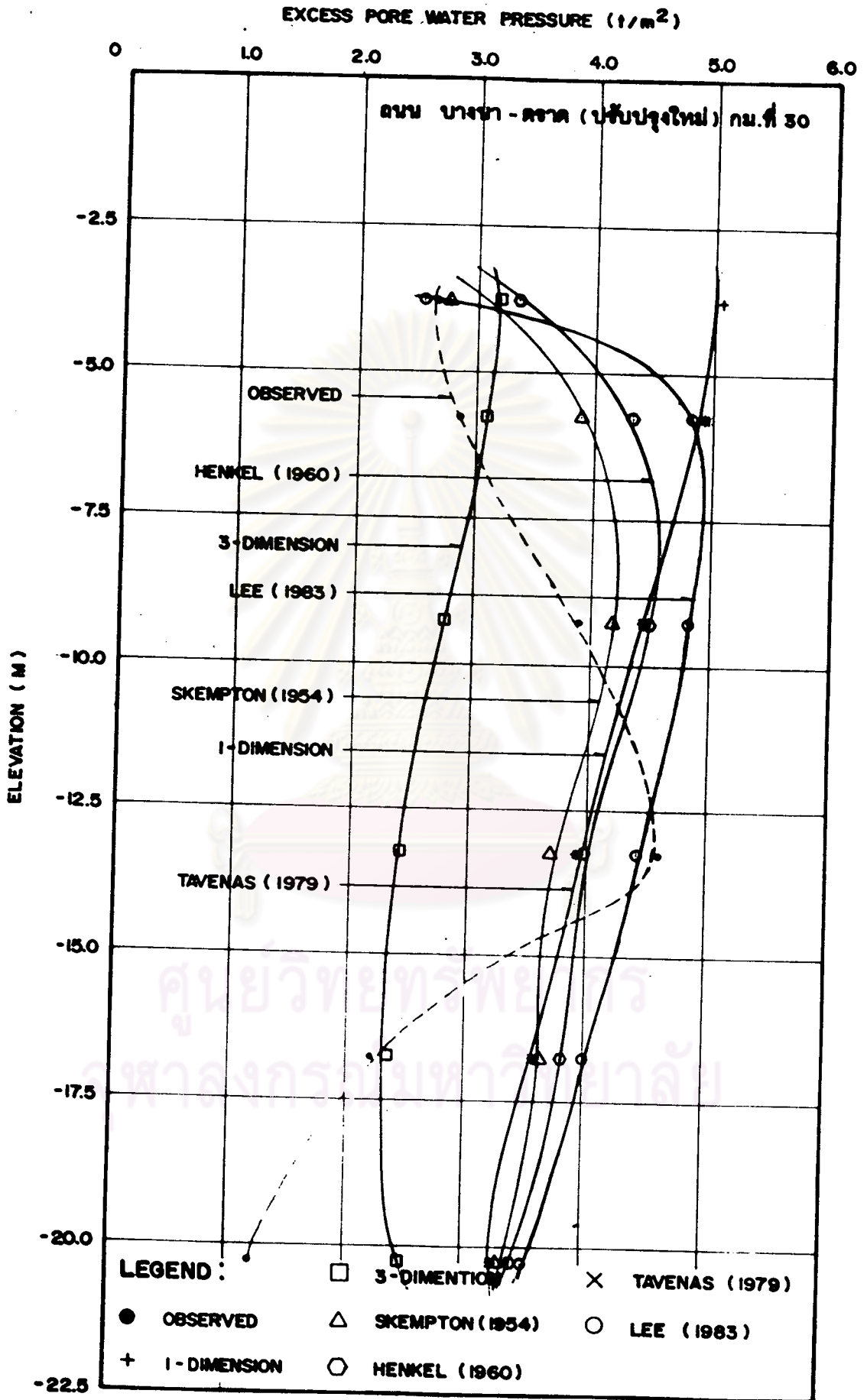
รูปที่ ... (ต่อ) แสดงค่าการคำนวณเป็นโพรงเทียบกับความลึก บริเวณถนนธนบุรี-ปากท่อ Site 3, Section 3B และ 3C



รูปที่ ๓.๖ แสดงค่าความดันน้ำในทรง เพิ่มกับค่าเฉลี่ย บริเวณสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย
ที่รังสิต



รูปที่ 4.11 แสดงค่าความดันน้ำในโพรง พร้อมกับความลึกที่บริเวณถนนบางนา-ตราด (ปรับปรุงใหม่) กม. 24



รูปที่ 4.12 แสดงค่าความดันน้ำในโพรง เติมกับความลึกที่บริเวณถนนบางนา-ตราด (ปรับปรุงใหม่) กม. ที่ 30

วัดได้ประมาณ 50 % ส่วนวิธีการอื่น ๆ จะให้ค่าการประมาณที่ใกล้เคียงกันโดยวิธีการ 1-Dimension และวิธีการของ Tavenas (1979) จะให้ค่าการประมาณต่ำกว่าค่าที่วัดได้ 14 ถึง 20 % ส่วนวิธีการของ Lee (1983) จะให้ค่าการประมาณสูงที่สุด โดยเฉพาะในช่วงที่ดินเหนียวมีพฤติกรรมเป็น Normally consolidated ค่าที่คำนวณได้จะสูงกว่าค่าที่วัดได้ในส่วนประมาณ 20 ถึง 70 %

จากการพิจารณาค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่วัดได้ในส่วนกับค่าที่ได้จากการประมาณค่าโดยวิธีการต่าง ๆ ภายใต้อินดินทุกแห่งแล้ว จะพบว่าลักษณะที่เหมือนกันของความดันน้ำในโพรงเพิ่มแต่ละแห่งคือ

1. รูปร่างลักษณะการกระจายของความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่วัดได้ในส่วน มักจะมีค่าน้อยที่ระดับผิวดินแล้วมีค่าเพิ่มมากขึ้นจนมีค่าสูงที่สุดที่ประมาณกึ่งกลางความหนาของชั้นดินเหนียวอ่อน และจะมีค่าลดต่ำลงจนต่ำที่สุดที่ระดับผิวดินของชั้นดินเหนียวแข็ง เหตุที่ค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มมีค่าต่ำที่ระดับผิวดิน อาจเนื่องมาจากทางระบายน้ำ (Drainage Path) ในส่วนสั้น ประกอบกับรอยแตกและรูตามรากไม้ในดิน (Moh, Brand and Nelson, 1972; Lee, 1983) ทำให้เกิดการระบายความดันน้ำในโพรงเพิ่มได้เร็วกว่าปกติ ค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่วัดได้จึงต่ำกว่าที่ควรจะเป็น และการที่ค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มมีค่าต่ำที่บริเวณชั้นล่างสุดของชั้นดินเหนียวอ่อน (ระดับผิวดินของชั้นดินเหนียวแข็ง) แสดงว่า ค่าการกระจายของความดันน้ำจากหน้าหน้ากระทำของชั้นดินถมมีค่าน้อยกว่าที่วิเคราะห์ได้ด้วยความลึกมาก ๆ เนื่องจากการคำนวณโดยใช้หลักการของ rigid base จะทำให้ค่าความดันในแนวตั้งสูงกว่ปกติได้ หรืออาจเป็นสาเหตุจากการนี้ดินเหนียวแข็งทำหน้าที่เป็น drainage ด้วย

2. ในกรณีนี้หน้าหน้ากระทำของชั้นดินถมไม่ก่อให้เกิด Local Yielding ในมวลดิน การประมาณค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มโดยวิธีการ 1-Dimension จะให้ค่าที่สูงมากเกินไป และวิธีการของ Tavenas จะให้ค่าการประมาณที่ต่ำที่สุดและค่อนข้างใกล้เคียงกับค่าที่วัดได้ในส่วน โดยจะประมาณค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มออกไปในทางที่ต่ำกว่า ส่วนวิธีการ 3-Dimension วิธีการของ Skempton วิธีการของ Henkel และวิธีการของ Lee จะให้ค่าการประมาณในทางที่สูงกว่าเล็กน้อยในช่วงกึ่งกลางความหนาของชั้นดินเหนียวอ่อน

3. ในกรณีที่มีน้ำหนักกระทำของคันดินถมก่อให้เกิด Local Yielding ในมวลดิน การประมาณค่าโดยวิธีการ 3-Dimension จะให้ค่าที่ต่ำกว่าค่าที่วัดได้ในส่วนมาก ส่วนวิธีการอื่น ๆ จะให้ค่าที่ใกล้เคียงกันและจะให้ค่าการประมาณในทางที่มากกว่าค่าที่วัดได้ในส่วน

4. ไม่มีวิธีการประมาณค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มเติม ๆ ที่ให้ค่าใกล้เคียงกับค่าที่วัดได้ในส่วนที่ระดับความลึกบริเวณผิวดินและที่ความลึกมาก ๆ ใกล้เคียงดินเหนียวแข็ง

5. จากตารางที่ 4.5 ซึ่งแสดงค่าอัตราส่วนของค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มต่อค่าที่วัดได้ในส่วนที่ความลึกต่าง ๆ พบว่า วิธีการที่น่าจะเหมาะสมในการประมาณค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มคือวิธีการของ Tavenas (1979) และวิธีการของ Lee (1983) โดยจากรูปที่ 4.13 ซึ่งเป็นการ Plot ค่าอัตราส่วนความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่ประมาณค่าโดยวิธีการของ Tavenas ต่อค่าที่วัดได้ในส่วนกับ OCR ของดิน พบว่า กลุ่มของข้อมูลส่วนใหญ่จะมีค่า $\Delta U_{\text{predict}} / \Delta U_{\text{observed}}$ ประมาณ 0.8 ถึง 1.5 ซึ่งสามารถใช้ค่าอัตราส่วนนี้ในการบอกถึงความถูกต้องของการประมาณค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มโดยวิธีการของ Tavenas สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ส่วนรูปที่ 4.14 เป็นรูปแสดงอัตราส่วนระหว่างค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่วัดได้ในส่วนต่อค่าความเค้นในแนวตั้ง กับค่า OCR ซึ่งจากข้อมูลที่เพิ่มเติมขึ้นนี้ทำให้พบว่า ค่าขอบเขตบนของ Lee (1983) มีความเหมาะสมถูกต้องแล้ว แต่ค่าขอบเขตล่างของรูปดังกล่าวสมควรมีค่าลดลงเล็กน้อย เมื่อพิจารณาจากรูปที่ 4.15 ซึ่งเป็นการ Plot ค่าอัตราส่วนความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่ประมาณค่าโดยวิธีการของ Lee (1983) ต่อค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่วัดได้ กับค่า OCR เปรียบเทียบกับรูปที่ 4.13 ซึ่งเป็นผลที่ได้จากวิธีการของ Tavenas (1979) พบว่า วิธีการของ Tavenas (1979) มีแนวโน้มที่จะประมาณค่าที่ต่ำกว่าค่าที่วัดได้ในส่วน เมื่อ OCR ของดินมากกว่า 2.0 ส่วนวิธีการของ Lee (1983) จะให้ผลการประมาณที่สูงกว่าค่าที่วัดได้ในส่วนเล็กน้อย ดังนั้นการใช้วิธีการของ Lee (1983) น่าจะเป็นวิธีการที่ดีที่สุดในการประมาณค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

4.3 การประมาณค่าการทรุดตัวของคันดินถม

การประมาณค่าการทรุดตัวของคันดินถมนี้จะแยกการประมาณค่าการทรุดตัวเป็น

ตารางที่ 4.5 แสดงค่าอัตราส่วนค่าความตึงในโพรงเข็มที่ได้จากการประมาณค่าโดยวิธีการต่างๆต่อค่าความตึงในโพรงเข็มที่วัดได้ในสนาม

ส่วนที่	ความลึก (เมตร)	OCR	ค่าอัตราส่วนความตึงในโพรงเข็มที่ประมาณค่าโดยวิธีการต่างๆต่อค่าความตึงในโพรงเข็มที่วัดได้ในสนาม ($\Delta Up / \Delta U_{obs}$)						
			1-Dimen- sion	3-Dimen- sion	Skempton	Henkel	Tavenas	Lee	
ถนนรถไฟ-บ้านใหม่ Site 2	Section 3A	1.0	10.9	4.35	3.31	2.56	3.03	0.64	1.85
		4.0	1.7	2.00	1.39	1.02	0.94	0.93	1.67
		8.0	1.1	1.72	1.23	1.18	1.52	1.03	1.82
		12.0	1.2	2.04	1.56	2.13	2.22	0.77	2.08
	Section 3B	1.0	10.9	4.55	3.45	2.94	3.33	0.70	1.96
		4.0	1.7	2.63	2.33	2.22	2.33	1.23	2.22
		8.0	1.1	2.00	1.30	1.72	2.94	1.20	2.13
		12.0	1.2	6.67	5.26	6.67	11.11	2.63	7.14
	Section 3C	1.0	10.9	4.55	2.86	2.17	2.78	0.67	1.92
		4.0	1.7	3.13	2.13	1.45	1.30	1.49	2.63
		8.0	1.1	2.70	1.85	1.85	2.63	1.64	2.86
		12.0	1.2	1.59	1.18	1.39	2.00	0.60	1.67

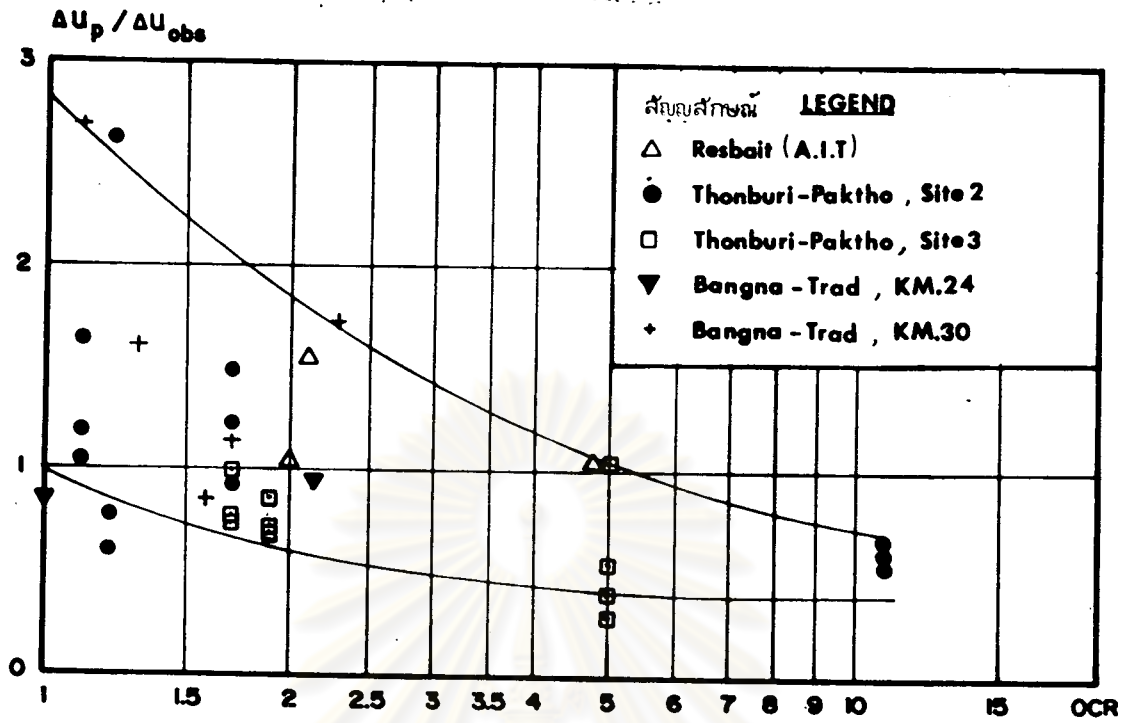


ตารางที่ 4.5 (ต่อ) แสดงค่าอัตราส่วนค่าความดันน้ำในโพรงแข็งที่ได้จากการประมาณค่าโดยวิธีการต่างๆต่อค่าความดันน้ำในโพรงแข็งที่วัดได้ในสนาม

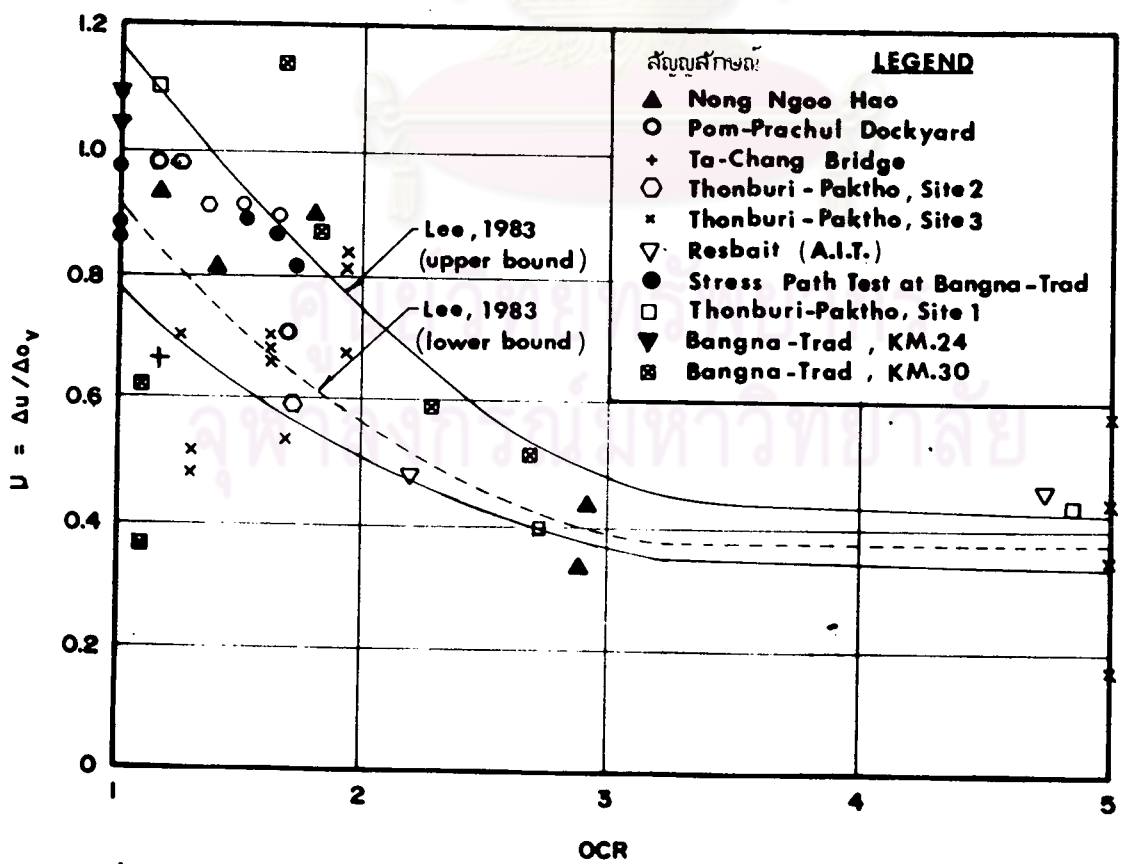
สถานที่	ความลึก (เมตร)	OCR	ค่าอัตราส่วนความดันน้ำในโพรงแข็งที่ประมาณค่าได้ต่อค่าที่วัดได้ในสนาม ($\Delta U_p / \Delta U_{obs}$)						
			1-Dimen- sion	3-Dimen- sion	Skempton	Henkel	Tavenas	Lee	
ถนนพหลโยธิน-ปากมอ Site 3	Section 3Aa	1.0	5.0	5.88	4.35	2.70	1.28	1.05	2.50
		4.0	1.7	1.89	1.27	1.06	1.23	0.97	1.61
		8.0	1.9	1.52	1.06	1.35	1.75	0.84	1.18
		12.5	1.3	2.00	2.33	2.38	2.36	-	2.04
	Section 3Ab	1.0	5.0	2.33	1.61	1.45	1.82	0.41	1.00
		4.0	1.7	1.54	1.05	0.87	1.01	0.80	1.32
		8.0	1.9	1.25	0.88	0.88	1.22	0.69	0.96
		12.5	1.3	1.45	1.67	1.59	1.67	-	1.45
	Section 3B	1.0	5.0	1.75	1.30	0.48	0.43	0.31	0.76
		4.0	1.7	1.52	1.03	0.70	0.59	0.79	1.32
		8.0	1.9	1.20	0.85	0.92	1.35	0.67	0.93
		12.5	1.3	2.13	2.44	2.33	2.44	-	2.13
	Section 3C	1.0	5.0	2.94	2.17	1.52	1.15	0.53	1.25
		4.0	1.7	1.45	0.96	0.85	1.08	0.75	1.25
		8.0	1.9	1.20	0.98	0.99	1.22	0.67	0.93
		12.5	1.3	0.88	0.88	0.89	0.91	-	0.88

ตารางที่ 4.5 (ต่อ) แสดงค่าอัตราส่วนค่าความดันน้ำในโพรงเต็มที่ไดจากการประมาณค่าโดยวิธีการต่างๆต่อค่าความดันน้ำในโพรงเต็มที่วัดได้ในสนาม

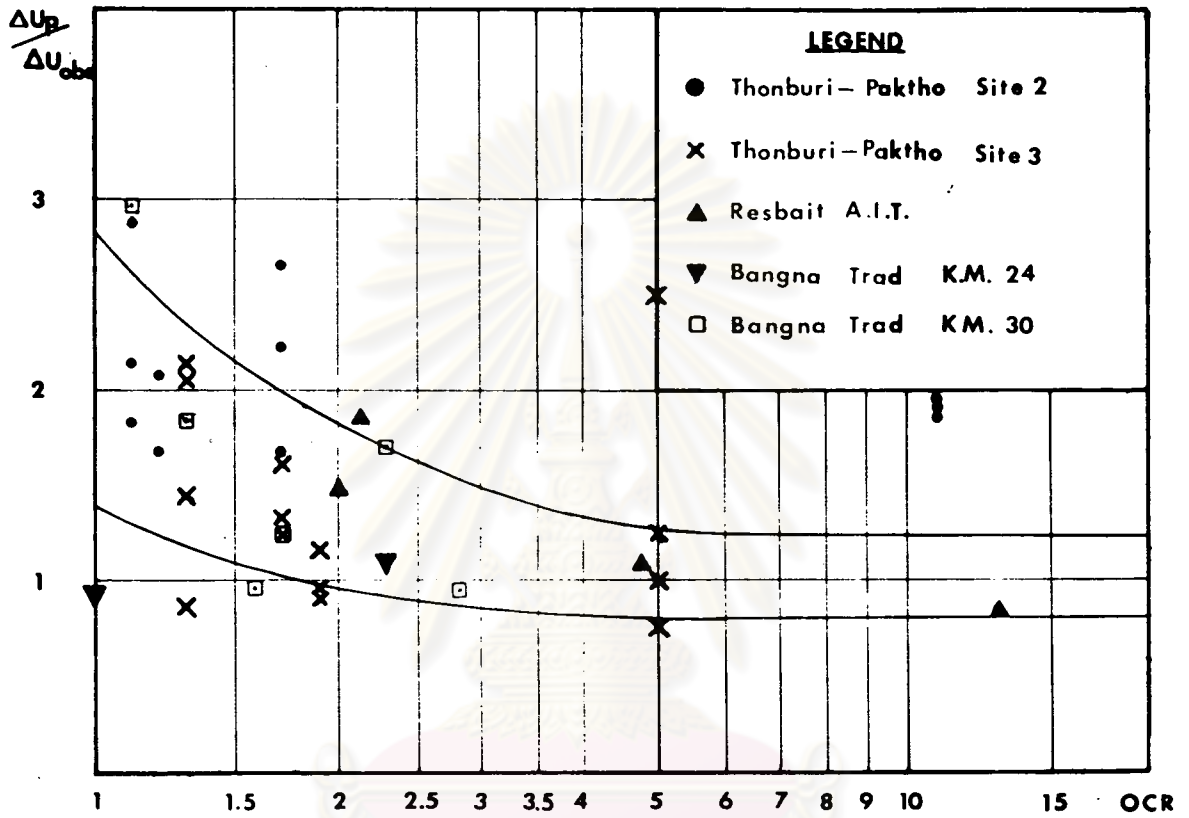
สถานที่	ความลึก (เมตร)		ค่าอัตราส่วนค่าความดันน้ำในโพรงเต็มที่ประมาณค่าโดยวิธีการต่างๆต่อค่าความดันน้ำในโพรงเต็มที่วัดได้ในสนาม ($\Delta U_p / \Delta U_{obs}$)					
			1-Dimen- sion	3-Dimen- sion	Skempton	Henkel	Tavenas	Lee
A.I.T (Rangsit)	0.5	13.0	1.96	1.45	1.28	1.45	0.25	0.84
	2.0	4.8	2.56	1.75	1.52	1.75	1.04	1.09
	4.0	2.1	2.56	1.75	1.79	2.04	1.54	1.85
	6.0	2.0	2.00	1.45	1.47	1.61	1.06	1.49
	9.5	-	40.3	40.50	40.40	40.50	-	30.20
ถนนบางนา-ตราด(ปทุมธานี)	4.75	2.2	0.98	0.63	1.06	1.09	0.95	1.09
	10.75	1.0	0.85	0.58	0.93	0.97	0.85	0.94
กิโลเมตร 30	3.75	2.7	1.92	1.20	1.04	1.27	-	0.95
	5.75	2.3	1.72	1.08	1.37	1.52	1.72	1.69
	9.25	1.7	1.14	0.70	1.08	1.15	1.14	1.23
	13.25	1.6	0.85	0.52	0.81	0.86	0.85	0.96
	16.75	1.3	1.61	1.06	1.67	1.72	1.61	1.82
	20.25	1.1	2.70	2.04	2.78	2.86	2.70	2.94



รูปที่ 4.13 แสดงค่าอัตราส่วนค่าความตันทันน้ำในโพรงเต็มที่ประมาณโดยวิธีการของ Tavenas (1979) ต่อค่าความตันทันน้ำในโพรงเต็มที่วัดได้ในสนาม กับค่า OCR



รูปที่ 4.14 แสดงค่าอัตราส่วนค่าความตันทันน้ำในโพรงเต็มที่วัดได้ในสนามต่อค่าความตันทันในแนวตั้งกับค่า OCR



รูปที่ 11.11 แสดงค่าอัตราส่วนค่าที่วัดได้กับค่าที่พยากรณ์ในรูปกราฟที่ปรากฏโดยวิธีการของ Lee (1983)

ที่ค่าการเพิ่มขึ้นของน้ำที่วัดได้โดยค่า OCR

1. การทรุดตัวในทันที (Immediate Settlement) โดยใช้วิธีการของ
 - 1.1 Janbu, Bjerrum & Kjaernsli (1956) โดยอาศัยรูปที่ 2.21
 - 1.2 Davis & Poulos (1967) โดยอาศัยรูปที่ 2.22
 - 1.3 Giroud (1973) โดยอาศัยรูปที่ 2.23

2. การทรุดตัวเนื่องกับเวลา อันเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ (Primary Consolidation Settlement) โดยวิธีการของ
 - 2.1 การอัดตัวคายน้ำในลักษณะ 1 มิติของ Terzaghi (1943)
 - 2.2 การอัดตัวคายน้ำในลักษณะ 3 มิติของ Skempton & Bjerrum (1957) โดยอาศัยค่า μ จากวิธีการของ Lee โดยใช้ค่าขอบเขตบน และค่า $\mu = \Delta U / \Delta \sigma_v$ โดย ΔU เป็นค่าที่วัดจริงในสนาม

3. การประมาณค่าการทรุดตัวทั้งหมด โดยวิธีการของ Asaoka (1978)
 - 4.3.1 การประมาณค่าการทรุดตัวทันที

จากข้อมูลรูปตัดของคันดินถมบริเวณต่าง ๆ และค่าพารามิเตอร์ของดิน ดังแสดงในตารางที่ 4.6 ได้ถูกนำมาวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวในทันที โดยการประมาณค่าการทรุดตัวในทันทีนี้ ได้แบ่งการคำนวณออกตามวิธีต่าง ๆ โดยใช้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นแบบฮันเดรอน (E_u) ที่ระดับของหน่วยแรงเฉือนเท่ากับ 50 % ของกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ UU และปรับแก้ค่าการทรุดตัวเนื่องจากผลของการบีบอัดเฉพาะจุด (Local Yielding) โดยวิธีการของ D'Appolonia (1971) ตารางที่ 4.7 จะแสดงผลจากการประมาณค่าโดยวิธีต่าง ๆ

ผลที่ได้จากการประมาณค่าการทรุดตัวทันทีพบว่า โดยทั่วไปแล้ววิธีการของ Janbu, Bjerrum & Kjaernsli (1956) จะให้ค่าที่ประมาณได้มีทั้งสูงกว่าและต่ำกว่าค่าที่เกิดขึ้นจริง 40 ถึง 50 % และสูงกว่าค่าที่เกิดขึ้นจริง 10 ถึง 30 % วิธีการของ Davis & Poulos (1967) จะให้ค่าที่ประมาณได้ต่ำกว่าค่าที่เกิดขึ้นจริงประมาณ 5 ถึง 39 % (เฉลี่ย 22 %) วิธีการของ Giroud ให้ค่าที่ประมาณได้มีทั้งสูงกว่าและต่ำกว่าที่เกิดขึ้นจริง โดยสูงกว่าค่าเป็นจริง 11 ถึง 15 % (เฉลี่ย 13 %) และต่ำกว่าค่าเป็นจริง 11 ถึง 35 % (เฉลี่ย 19 %)

ตารางที่ 4.6 แสดงค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการคำนวณค่าการทรุดตัวของดิน

สถานที่	ความลึก	H (ม.)	PI	$\bar{\sigma}_{vm}$ طن/ม. ²	$\bar{\sigma}_{vo}$ طن/ม. ²	CCR	CR	RR	m_v before $\bar{\sigma}_{vm}$ ม. ³ /ตัน	m_v after $\bar{\sigma}_{vm}$ ม. ³ /ตัน	$E_u(50)$ (Avg.) طن/ม.	หมายเหตุ
ถนนรพฟ-ป่าท้อ Site 2	1.0	2.50	43	12.0	1.1	10.9	0.19	0.040	-	-	800	จาก CHEN (1972) $E_u(50)$ จาก UU
	4.0	3.50	47	4.7	2.7	1.7	0.67	0.020	-	-		
	8.0	4.00	47	6.8	6.0	1.1	0.34	0.030	-	-		
	12.0	5.00	35	13.5	11.0	1.2	0.42	0.045	-	-		
ถนนรพฟ-ป่าท้อ Site 3	1.0	2.50	72	3.5	0.7	5.0	0.50	0.035	-	-	510	จาก CHEN (1972) $E_u(50)$ จาก UU
	4.0	3.50	60	3.2	1.9	1.7	0.61	0.040	-	-		
	8.0	4.00	44	7.3	3.8	1.9	0.40	0.035	-	-		
	12.0	2.50	50	9.0	7.2	1.3	0.32	0.045	-	-		
ถนนบาง-ตราด ถ.ม.24	2.0	2.90	-	-	-	-	-	-	0.007	0.024	250	จาก MFA (2528) $E_u(50)$ จาก UU
	4.75	2.50	69	4.4	4.0	1.1	-	-	0.009	0.028		
	7.50	3.00	77	5.7	5.2	1.1	-	-	0.008	0.026		
	10.75	3.50	62	7.1	6.5	1.1	-	-	0.008	0.017		
	14.25	3.50	32	11.0	10.0	1.1	-	-	0.005	0.009		

ตารางที่ 4.6 (ต่อ) แสดงค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการคำนวณค่าการทรุดตัวของชั้นดิน

สถานที่	ความลึก	H (ม.)	PI	$\bar{\sigma}_{vm}$ ตัน/ม. ²	$\bar{\sigma}_{vo}$ ตัน/ม. ²	OCR	CR	RR	m_v before $\bar{\sigma}_{vm}$ ม ² /ตัน	m_v after $\bar{\sigma}_{vm}$ ม ² /ตัน	$E_u(50)$ (Avg.) ตัน/ม. ²	หมายเหตุ
ถนนบางนา-ตราด กม. 30	3.75	2.00	63	3.0	1.11	2.7	-	-	0.031	0.029	495	จาก A04 (2528) $E_u(50)$ จาก B0
	5.75	2.50	81	3.6	1.60	2.3	-	-	0.013	0.023		
	9.25	4.50	77	4.4	2.9	1.5	-	-	0.025	0.040		
	13.25	3.50	70	8.5	5.3	1.6	-	-	0.012	0.023		
	16.75	3.50	59	11.8	10.4	1.1	-	-	0.004	0.015		
	20.25	3.50	49	16.0	15.1	1.1	-	-	0.005	0.008		
ถนนบางนา-ตราด กม. 52	0.2	3.00	-	3.2	0.61	5.2	-	-	0.011	0.040	343	จาก A04 (2528) $E_u(50)$ จาก B0
	4.6	6.00	-	4.20	2.06	2.0	-	-	0.021	0.056		
	11.9	8.00	-	10.00	5.03	2.0	-	-	0.008	0.017		
	16.6	4.75	-	16.00	7.17	2.2	-	-	0.004	0.005		

ศูนย์วิทยุภาพ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.7 แสดงค่าที่ได้จากการประมาณค่าการทรุดตัวทันทีโดยวิธีต่างๆ

สถานที่	ค่าการทรุดตัวทันที, ρ_i ซม.				ความแตกต่างจากค่าที่วัดได้ ในสนาม %			หมายเหตุ
	Janbu	Poulos	Giroud	Observed	Janbu	Poulos	Giroud	
Site 2 ถนนบุรี-ปากหม้อ Section 3A	4.95	2.86 (5.73)	2.66	8.20	-40	-30	-68	1.ตัวเลขในวงเล็บ เป็นผลที่พิจารณา Local Yielding
Section 3B	2.55	1.65	2.03	2.31	+10	-29	-12	*ไม่มีข้อมูลในสนาม 2.ใช้ค่า E_{u50} จาก CKoU
Section 3C	1.23	0.87	1.08	1.21	+2	-28	-11	
Site 3 ถนนบุรี-ปากหม้อ Section 3Aa	4.83	2.93 (8.37)	3.43	8.80	-45	-5	-61	
Section 3Ab	4.85	2.94 (8.40)	3.44	8.80	-45	-5	-61	
Section 3B	2.31	1.40	1.91	2.30	+0.4	-39	-17	
Section 3C	1.72	1.08	1.50	1.30	+32	-17	+15	
ถนนบางนา-ตราด(ปรับปรุงใหม่) กิโลเมตร 24	10.58	8.4 (15.3)	7.96	19.00	-44	-19	-58	
กิโลเมตร 30	10.15 ²	7.27 ² (14.54)	8.52 ²	20.50	-50	-29	-58	
กิโลเมตร 52	13.05	9.90 (11.50)	9.30	*	-	-	-	

จากการพิจารณาโดยละเอียดแล้วจะเห็นได้ว่าวิธีการของ Davis & Poulos (1967) แม้จะให้ผลการประมาณค่าที่ต่ำกว่าค่าที่เกิดขึ้นจริงแต่ก็มีความสม่ำเสมอโดยประมาณค่าที่ต่ำกว่าค่าที่เกิดขึ้นจริงประมาณ 30 % ซึ่งอาจเป็นสิ่งชี้ว่าค่า E_u ที่ใช้ในการคำนวณมีค่าสูงเกินไป รูปที่ 4.15 ได้แสดงค่า E_u/S_u ที่ใช้ในการคำนวณกับค่า OCR และค่า E_u/S_u ที่ควรจะเป็นกับค่า OCR ซึ่งจากการคำนวณโดยใช้สัดส่วนของค่าการทรุดตัวที่ประมาณได้กับค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงพบว่า ค่า E_u ที่เหมาะสมที่จะใช้คำนวณค่าการทรุดตัวนั้นที่ควรมีค่าประมาณ 75 % ของค่า E_u ที่ระดับของหน่วยแรงเฉือน 50 % จากการทดสอบ UU และเป็นที่น่าสนใจที่ค่า E_u/S_u สำหรับถนนธนบุรี-ปากท่อ ทั้ง Site 2 และ Site 3 มีค่าสูงผิดปกติ ซึ่งจากตารางที่ 4.8 ได้แสดงค่า E_u/S_u ที่ค่า PI และ OCR ต่าง ๆ (จาก DM-7) จะพบว่าค่า E_u/S_u มีค่าสูงมากเกินไปสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

4.3.2 การประมาณค่าการทรุดตัวรวมโดยวิธีการของ Asaoka

จากรูปแสดงค่าการทรุดตัวของชั้นดินกับเวลาของคันดินถมบริเวณถนนธนบุรี-ปากท่อ Site 2 Section 3A, 3B และ 3C ถนนธนบุรี-ปากท่อ Site 3 Section 3Aa, 3Ab, 3B และ 3C ถนนบางนา-ตราด (ปรับปรุงใหม่) กิโลเมตรที่ 24, 30 และ 52 (แสดงในภาคผนวก ข, ง, จ, ช และ ซ) ตามลำดับ) ได้ถูกนำมาวิเคราะห์หาค่าปริมาณการทรุดตัวรวมโดยวิธีการของ Asaoka ประมาณค่าโดยใช้ Linear Regression โดยมีช่วงเวลา (Δt) เท่ากับ 30 วัน ดังแสดงในภาคผนวก ฉ. ผลการวิเคราะห์ได้สรุปไว้ในตารางที่ 4.9

4.3.3 การประมาณค่าการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำขั้นแรก (Primary Consolidation)

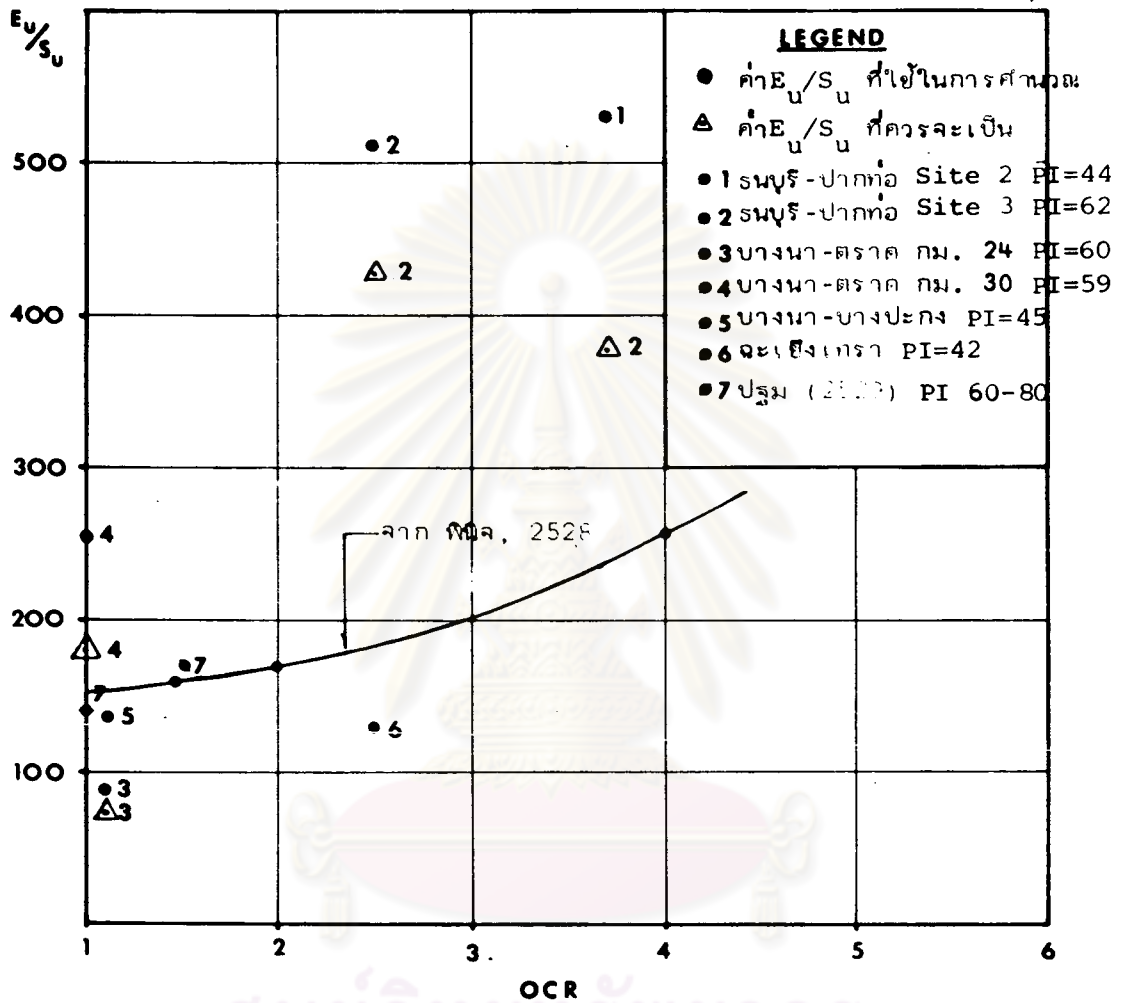
จากข้อมูลแสดงค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ของชั้นดินในบทที่ 3 ได้นำไปใช้ในการวิเคราะห์ประมาณค่าการทรุดตัวของชั้นดินแบบอัดตัวคายน้ำขั้นแรก ที่กึ่งกลางคันดินถมบริเวณต่าง ๆ การประมาณค่าการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำนี้จะคำนวณค่าความเค้นที่เพิ่มขึ้นที่กึ่งกลางชั้นดินแต่ละชั้นโดยใช้ทฤษฎีออสติคของ Poulos (1967) โดยมีชั้น rigid base อยู่ที่ผิวของชั้นดินเหนียวแข็ง

ตารางที่ 4.10 ได้แสดงผลที่ได้จากการคำนวณค่าการทรุดตัวโดยวิธีการต่าง ๆ ของคันดินถมแต่ละแห่งคือ วิธีการ 1 มิติ ของ Terzaghi วิธีการของ Skempton & Bjerrum โดยใช้ค่า μ จากขอบเขตบนของ Lee (1983) และวิธีการของ Skempton & Bjerrum โดยใช้ค่าความตื้นน้ำในโพรงที่วัดได้ในสนามในการคำนวณ

ตารางที่ 4.8 แสดงความสัมพันธ์ของค่า E_u/S_u ที่ OCR และ PI ต่าง ๆ (จาก DM-7)

OCR	E_u/S_u		
	$PI < 30$	$30 < PI < 50$	$PI < 50$
3 >	600	300	125
3-5	400	200	75
>5	150	75	50

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 16 แสดงค่า E_u/S_u กับ OCR ที่ใช้ในการคำนวณค่าการทรุดตัวในทันที

ตารางที่ 4.9 แสดงค่าการประมาณการทุกตัวโดยวิธีการของ Asaoka

สถานที่	ρ^T Asaoka cm.	$Cv.$ cm ² /day.
Site 2 Section 3A	54.38	968
Site 2 Section 3B	16.28	550
Site 2 Section 3 C	3.74	1316
Site 3 Section 3Aa	59.73	511
Site 3 Section 3Ab	61.75	431
Site 3 Section 3B	26.70	333
Site 3 Section 3C	7.52	1514
ถนนพหลโยธิน (บริเวณโรงเรียน) กม. 24	83.60	181
ถนนพหลโยธิน (บริเวณโรงเรียน) กม. 30	111.14	338
ถนนพหลโยธิน (บริเวณโรงเรียน) กม. 52	173.42	443

ผลจากการวิเคราะห์พบว่า วิธีการของ Skempton & Bjerrum โดยใช้ค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่วัดได้ในสนามในการคำนวณจะให้ค่าการทรุดตัวที่น้อยที่สุด และวิธีการ 1 มิติ ของ Terzaghi จะให้ค่าการทรุดตัวที่มากที่สุด และมีค่าใกล้เคียงกับวิธีการของ Skempton & Bjerrum ที่ใช้ค่า μ ของ Lee (1983) โดยมีค่าต่างกันประมาณ 15 ถึง 20 % และยังต่างจากวิธีการของ Asaoka อยู่ประมาณ ± 25 %

4.3.4 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่ประมาณค่าโดยวิธีต่าง ๆ และวิธีการที่เหมาะสมในการประมาณค่าการทรุดตัว

ตารางที่ 4.10 แสดงค่าการทรุดตัวรวมที่ประมาณค่าได้จากวิธีการต่าง ๆ โดยถือว่าค่าการทรุดตัวที่คำนวณได้จากวิธีการของ Asaoka เป็นค่าการทรุดตัวรวมของชั้นดินถมแต่ละแห่ง ทั้งนี้เนื่องจากข้อมูลการทรุดตัวในสนามมีจำกัดจากค่าที่แสดงในตารางที่ 4.7 จะเห็นได้ว่าการประมาณค่าการทรุดตัวรวมของแต่ละแห่งมีค่าใกล้เคียงกัน โดยวิธีการ 1 มิติ ของ Terzaghi จะให้ค่ามากที่สุด และวิธีการของ Skempton & Bjerrum ที่ใช้ค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่วัดได้ในสนามจะให้ค่าที่ต่ำที่สุด ทั้งนี้อาจเป็นเพราะชั้นดินเกิดการอัดตัวคายน้ำในเวลาอันรวดเร็วทำให้ค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่วัดได้มีค่าต่ำ การประมาณค่าการทรุดตัวที่ได้จึงมีค่าน้อย วิธีการนี้ไม่เหมาะสมที่จะใช้ในการประมาณค่าการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ

เมื่อพิจารณาค่าการทรุดตัวที่ได้จากวิธีการของ Terzaghi และวิธีการของ Skempton & Bjerrum ที่ใช้ค่า μ ของ Lee (1983) ดังรูปที่ 4.17 พบว่าวิธีการทั้งสองจะให้ค่าการทรุดตัวที่ใกล้เคียงกัน และใกล้เคียงกับวิธีการของ Asaoka แต่เนื่องจากวิธีการของ Terzaghi จะให้ผลการประมาณค่าที่มีแนวโน้มจะสูงกว่าวิธีการของ Asaoka เมื่อพิจารณาถึงการออกแบบคันทางแล้ว การประมาณค่าการทรุดตัวในทางที่มากกว่าประมาณการทรุดตัวที่จะเกิดขึ้นจริงจะปลอดภัยกว่า วิธีการของ Terzaghi จึงเหมาะสมที่จะใช้ในการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ

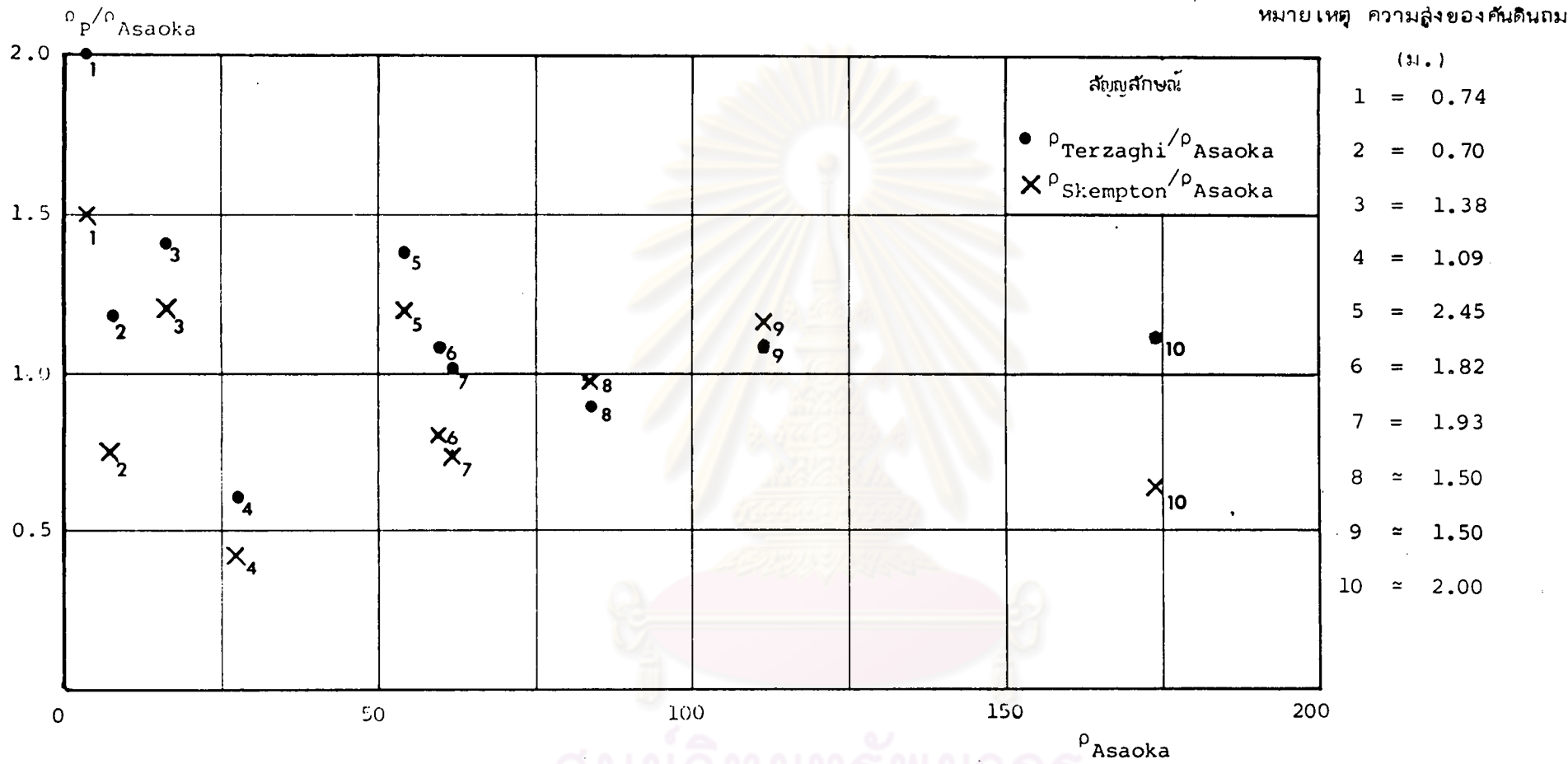
4.4 การวิเคราะห์สัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำและอัตราการทรุดตัว

การวิเคราะห์หาอัตราการทรุดตัวของชั้นดินที่ถูกต้องเป็นสิ่งที่ยากลำบากมาก เนื่องจากในสภาพที่แท้จริงของชั้นดินไม่เป็นเนื้อเดียวกันทั้งหมด และการระบายน้ำมีความซับซ้อน ทำให้

ตารางที่ 4.10 แสดงค่าการประมาณค่าการทรุดตัวแบบยึดตัวควบน้ำ (Consolidation Settlement)

โดยทฤษฎีต่าง ๆ

สถานที่	ค่าการทรุดตัวของชั้นดิน P_c (ซม.)				หมายเหตุ
	1 Terzaghi	2 Skempton & Bjerrum	3 ΔU_{obs}	4 Asaoka	
Section 3A	74.79	65.52	37.24	54.38	1. ได้จากการพิจารณา ของ Terzaghi
Section 3B	22.89	19.62	8.82	16.28	
Section 3C	7.48	5.59	2.42	3.74	
Section 3Aa	64.46	47.78	35.10	59.73	2. ได้จากการพิจารณา โดยใช้ค่า μ ของ Lee (1983) ซอบเซต วม
Section 3Ab	62.15	45.27	38.55	61.75	
Section 3B	15.92	10.99	9.25	26.70	3. ได้จากการพิจารณา ของ Skempton & Bjerrum โดยใช้ค่าความดันน้ำ ในโพรงเดิมที่วัดได้ ในสนาม
Section 3C	8.85	5.53	5.80	7.52	
กม. 24	74.1	80.90	65.0	83.6	4. ได้จากการพิจารณา ของ Asaoka (1978)
กม. 30	120.2	128.54	82.08	111.14	
กม. 52	194.0	109.0	*	174.0	* ไม่มีข้อมูลความดันน้ำ ในสนาม



รูปที่ 4.17 แสดงค่าอัตราส่วนการทรุดตัวจากการประมาณค่าโดยวิธีการต่างๆ ต่อค่าที่ได้จากวิธีการของ Asaoka (1978) กับค่าที่ได้จากการประมาณค่าโดยวิธีการของ Asaoka (1978)

อัตราการทรุดตัวจริงในสนามมีค่ามากกว่าผลที่คำนวณจากทฤษฎีต่าง ๆ นอกจากนี้แล้วค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ (Coefficient of Consolidation, C_v) ก็ไม่ได้เป็นคุณสมบัติโดยเนื้อแท้ของดิน จึงทำให้ค่าที่คำนวณได้จากทฤษฎีไม่ตรงกับสภาพเป็นจริง

4.4.1 ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ (Coefficient of Consolidation, C_v)

การวิเคราะห์หาค่า C_v ของดินในแต่ละพื้นที่ได้ทำการวิเคราะห์โดยวิธีการของ Asaoka (1978) วิธีการชั้นพื้นฐาน 1 มิติ ของ Terzaghi และวิธีการ 2 มิติ ของ Lacasse et al (1975) โดยอาศัยข้อมูลการทรุดตัวกับเวลาในสนามที่วัดได้ ผลการวิเคราะห์หาค่า C_v ได้แสดงอยู่ในตารางที่ 4.11 ซึ่งจะพบว่าค่า C_v ที่ได้จากรีการของ Asaoka (1978) จะมีค่าสูงที่สุด ส่วนค่า C_v ที่ได้จากรีการชั้นพื้นฐานของ Terzaghi และวิธีการของ Lacasse et al (1975) นั้นจะให้ค่าที่ใกล้เคียงกัน และจะได้หาค่า C_v ที่ได้ในแต่ละวิธีนี้ไปคำนวณอัตราการทรุดตัวต่อไป

4.4.2 อัตราการทรุดตัวของคันดินถม

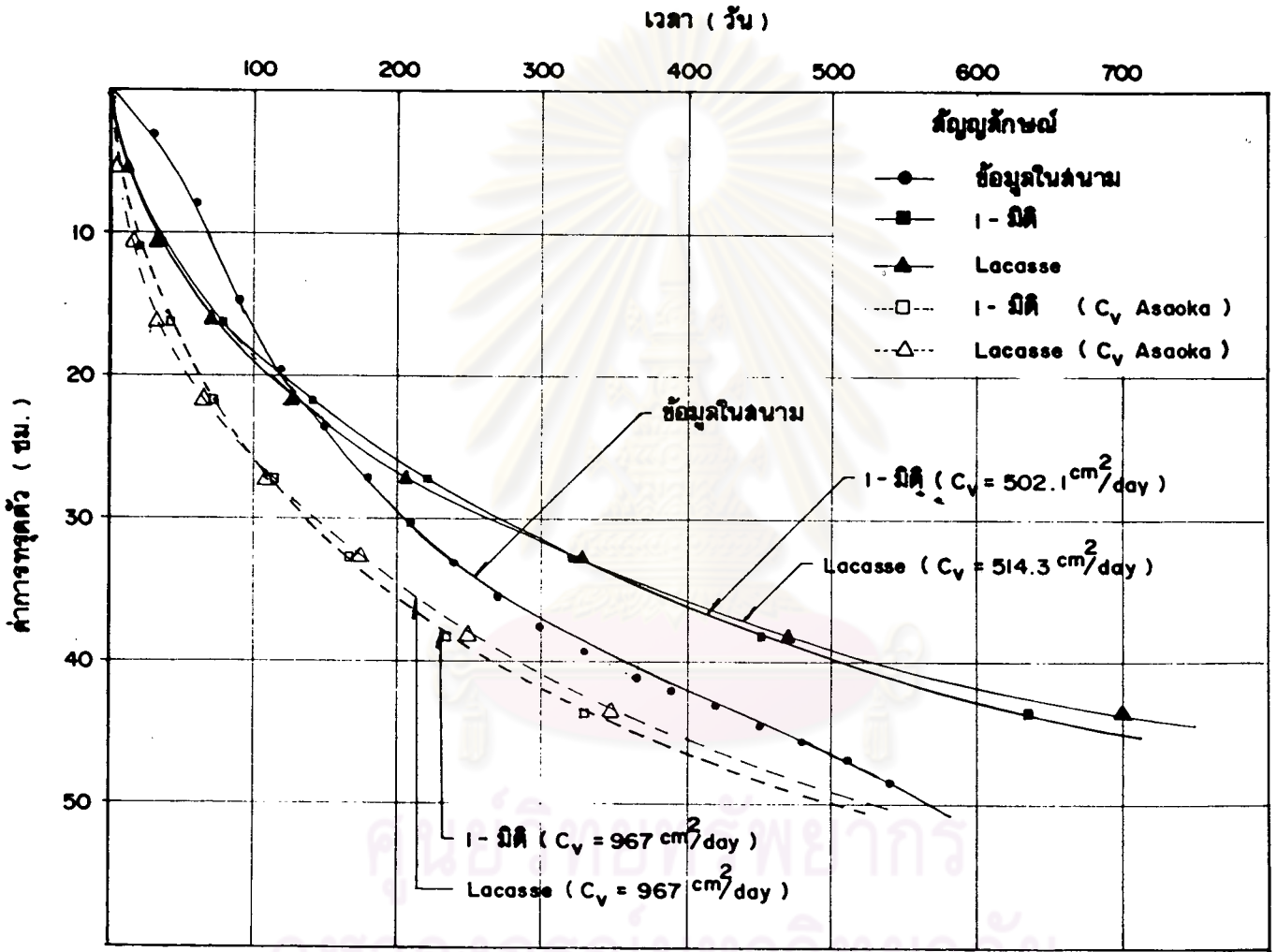
ผลจากการวิเคราะห์หาค่า C_v โดยวิธีต่าง ๆ ได้นำไปคำนวณค่าการทรุดตัวเนื่องกับเวลาของคันดินถมแต่ละแห่ง โดยวิธีการ 1 มิติ ของ Terzaghi และวิธีการ 2 มิติ ของ Lacasse et al (1975) มีค่าทางการระบายน้ำออกได้ 2 ทิศทาง และสมมติให้ k_h/k_v มีค่าเท่ากับ 1.0 ซึ่งแสดงผลการวิเคราะห์ในรูปแบบที่ 4.16 ถึง 4.25 พบว่า ทั้ง 2 วิธีการจะให้ค่าอัตราการทรุดตัวที่ใกล้เคียงกันและมีค่าอัตราการทรุดตัวที่ช้ากว่าสภาพเป็นจริง ส่วนการใช้ค่า C_v ที่ได้จากรีการของ Asaoka (1978) พบว่ามีค่าอัตราการทรุดตัวที่เร็วกว่าสภาพเป็นจริง

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.11 แสดงค่าสัมประสิทธิ์การรั่วซึมของน้ำในสนามจากวิธีการต่างๆ

สถานที่	ค่าสัมประสิทธิ์การรั่วซึมของน้ำ C_v , ซม. ² / วัน			หมายเหตุ
	Terzaghi	Lacasse (1975)	Asaoka (1978)	
ถนนหน้า-ปากท่อ Site 2				
; Section 3 A	502.1	514.3	967.	1 จากการทดสอบการรั่วซึมของน้ำ 1-มิติ ในห้องทดลอง
Section 3 B	356.0	351.4	549.	
Section 3 C	1193.9	1101.9	1316	
ถนนหน้า-ปากท่อ Site 3				
Section 3 Aa	460.0	470.6	511	
Section 3 Ab	349.5	355.1	431	
Section 3 B	314.4	321.8	333	
Section 3 C	999.3	1117.8	1514	
ถนนบางนา-ตราด (ปรับปรุงใหม่) กิโลเมตรที่ 24	12.9 ¹	-	181.4	
กิโลเมตรที่ 30	16.8 ¹	-	338.0	
กิโลเมตรที่ 52	55.6 ¹	258.4	443.1	

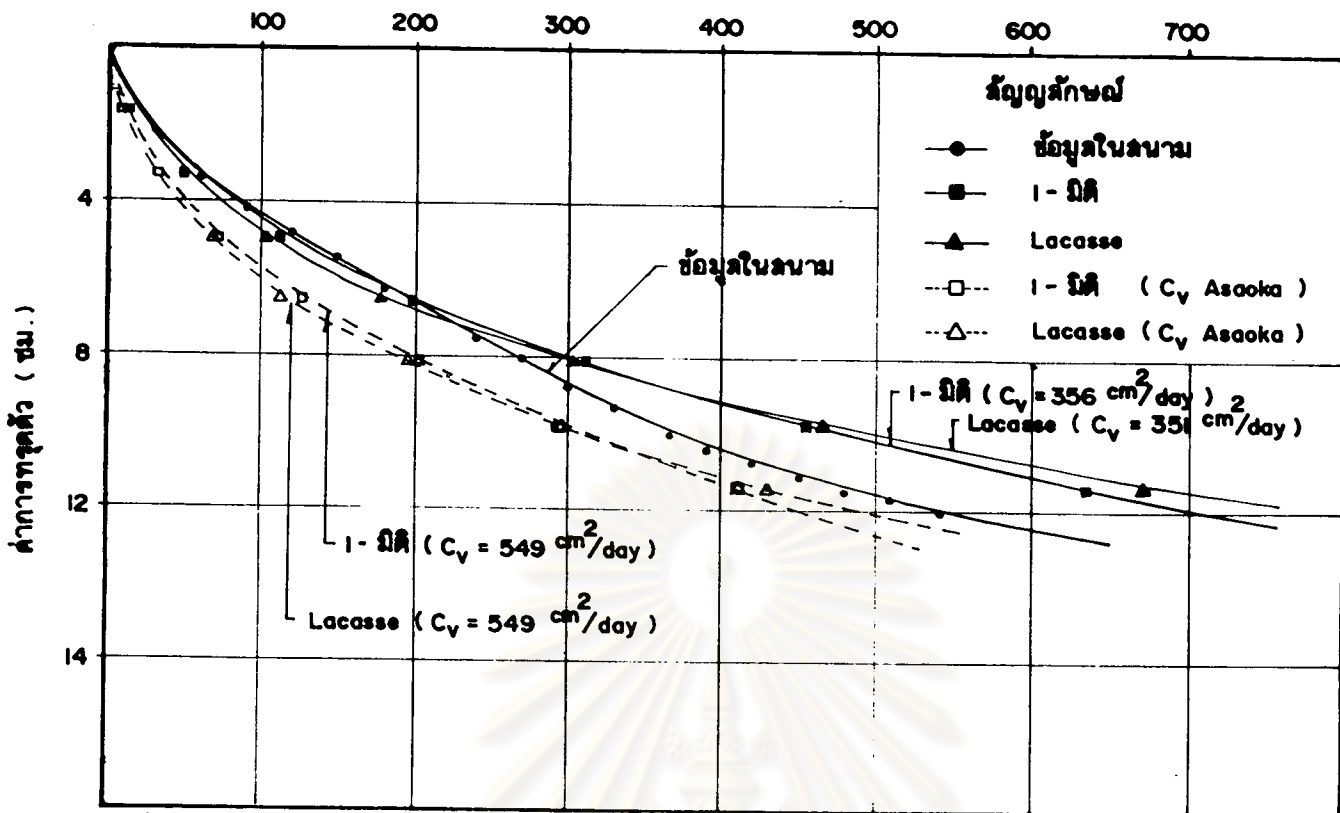
ถนน ถนนบุรี - ปากท่อ Site 2 Section 3A



รูปที่ 18. ผลการสังเกตการทรุดตัวของถนนถนนบุรี-ปากท่อ Site 2, Section 3A

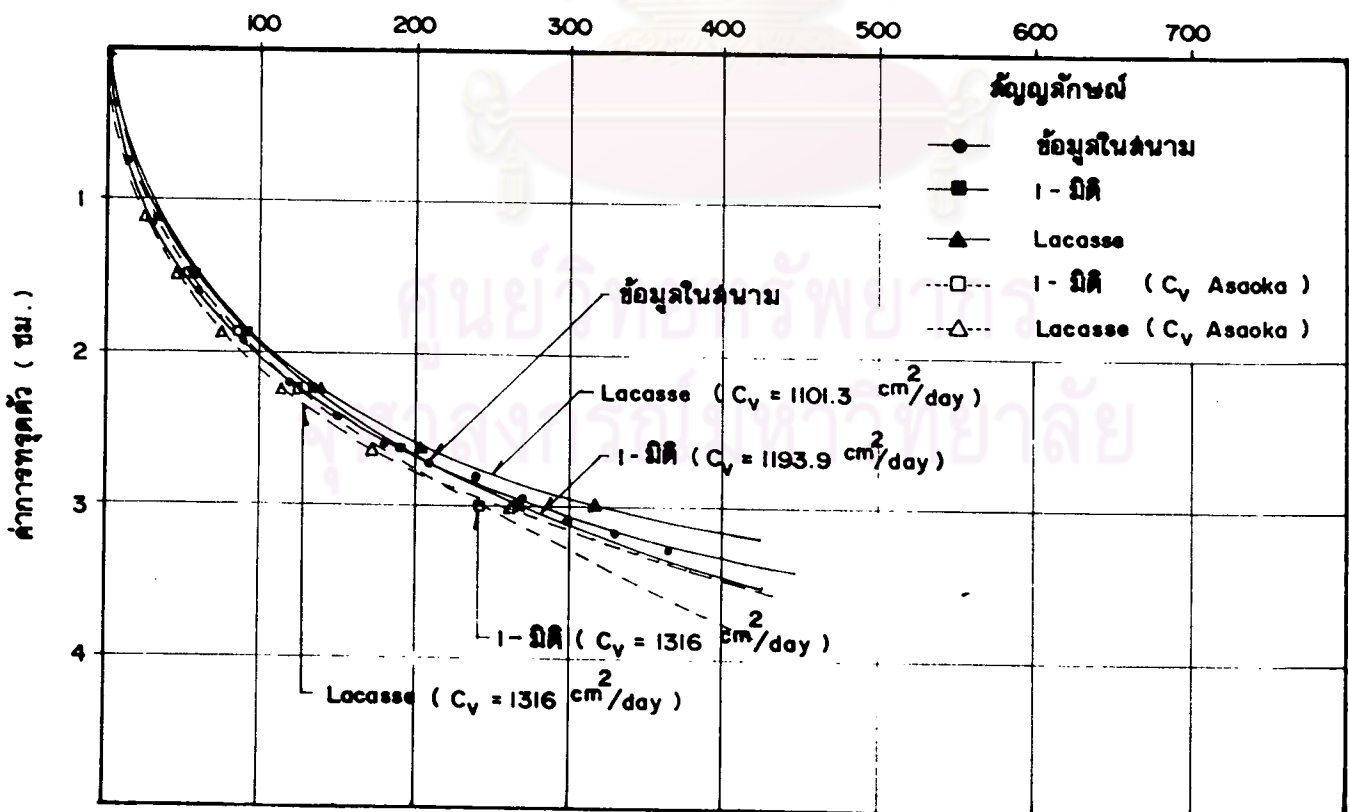
ถนน ถนนบุรี - ปากท่อ Site 2 Section 3B

เวลา (วัน)

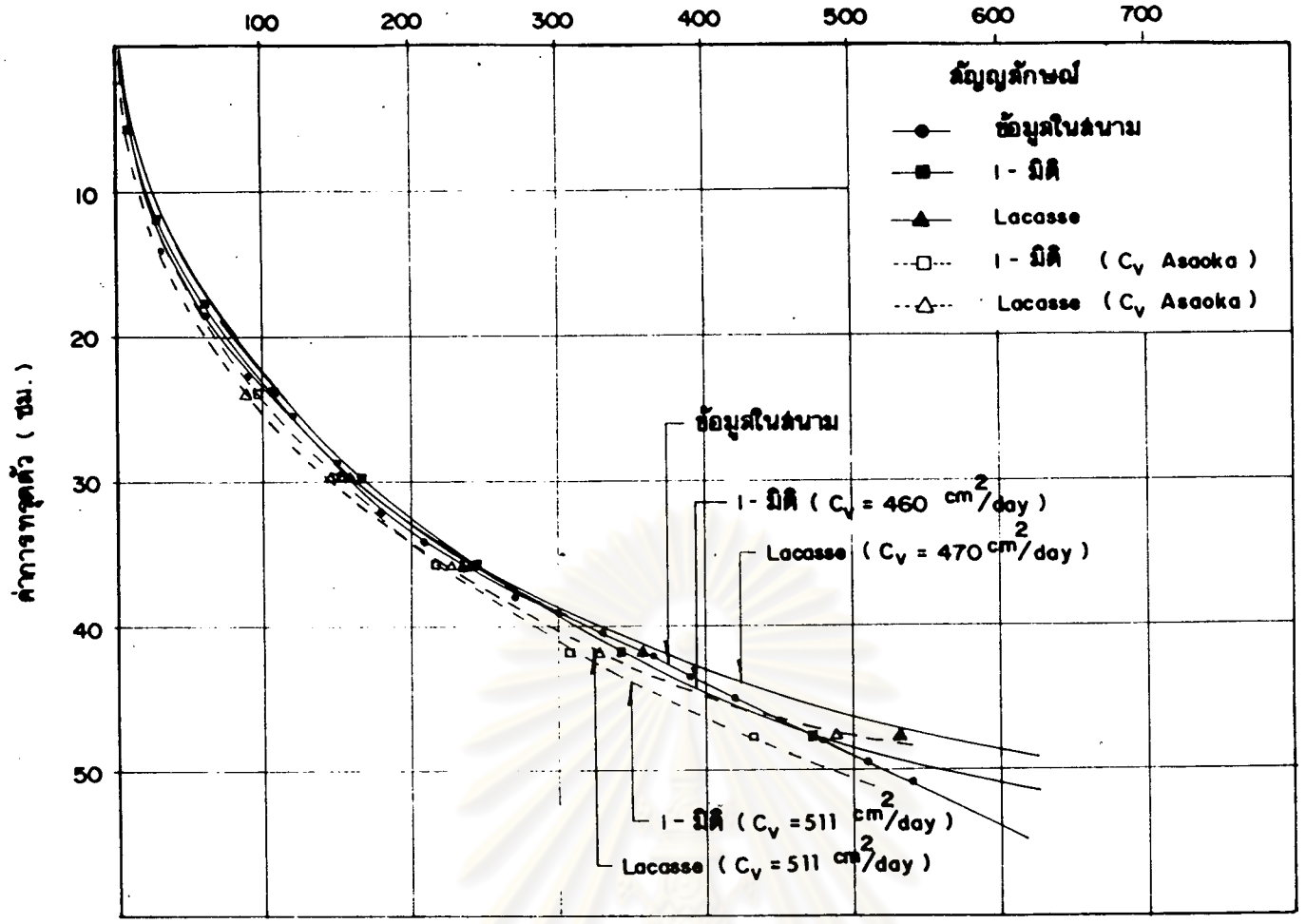


รูปที่ 4.19 แสดงอัตราการทรุดตัวของถนนถนนบุรี-ปากท่อ Site 2, Section 3B

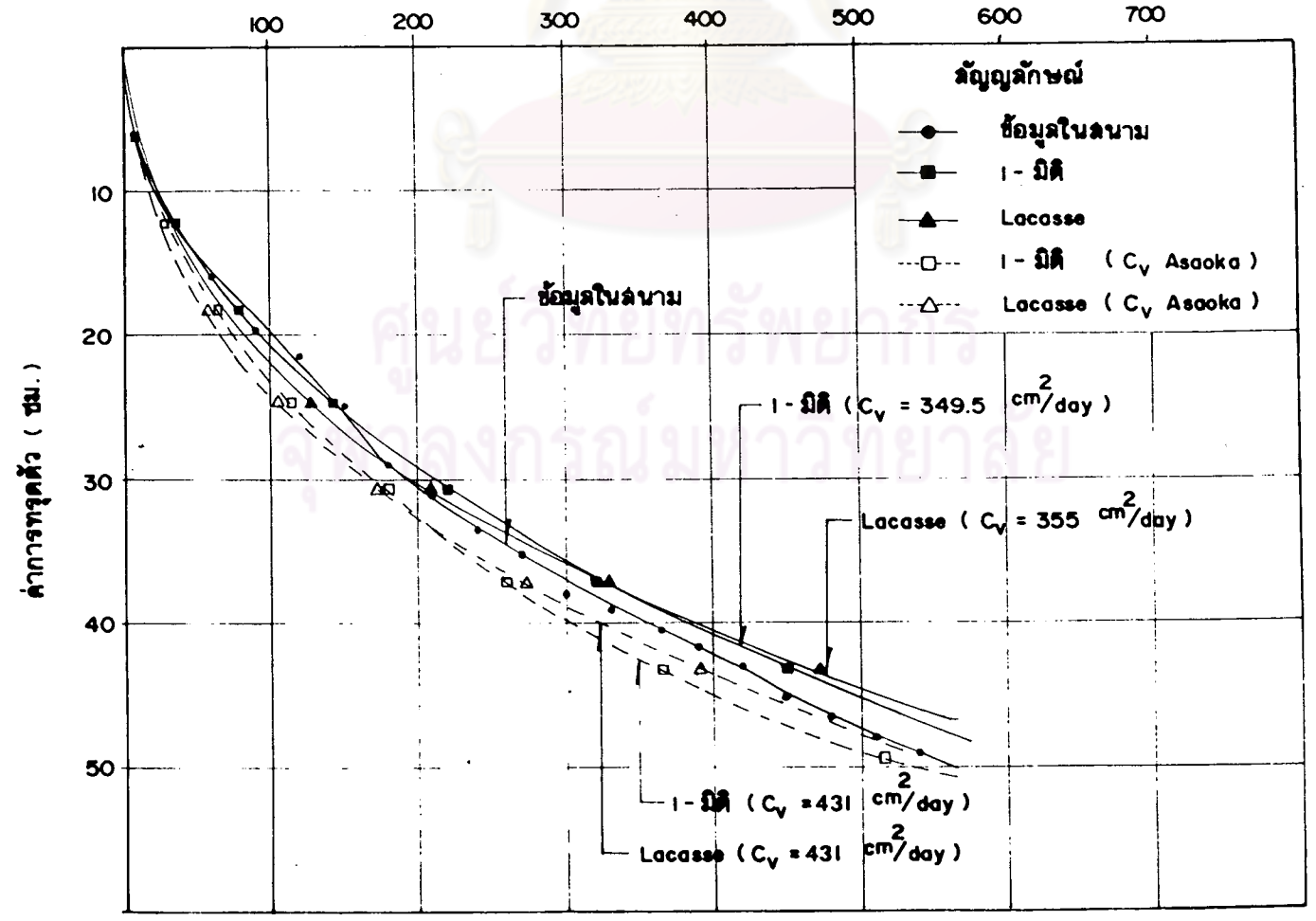
เวลา (วัน)



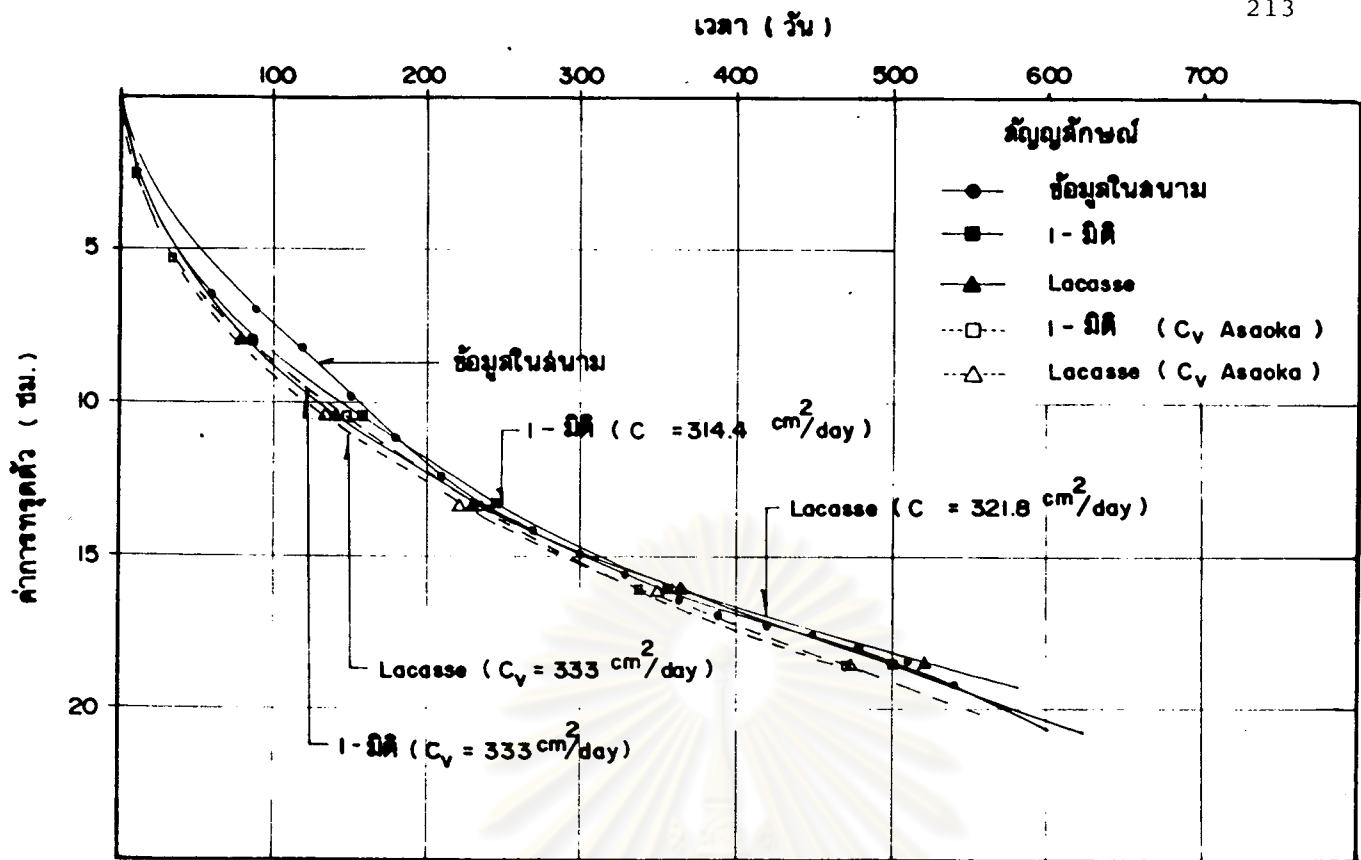
รูปที่ 4.20 แสดงอัตราการทรุดตัวของถนนถนนบุรี-ปากท่อ Site 2, Section 3C



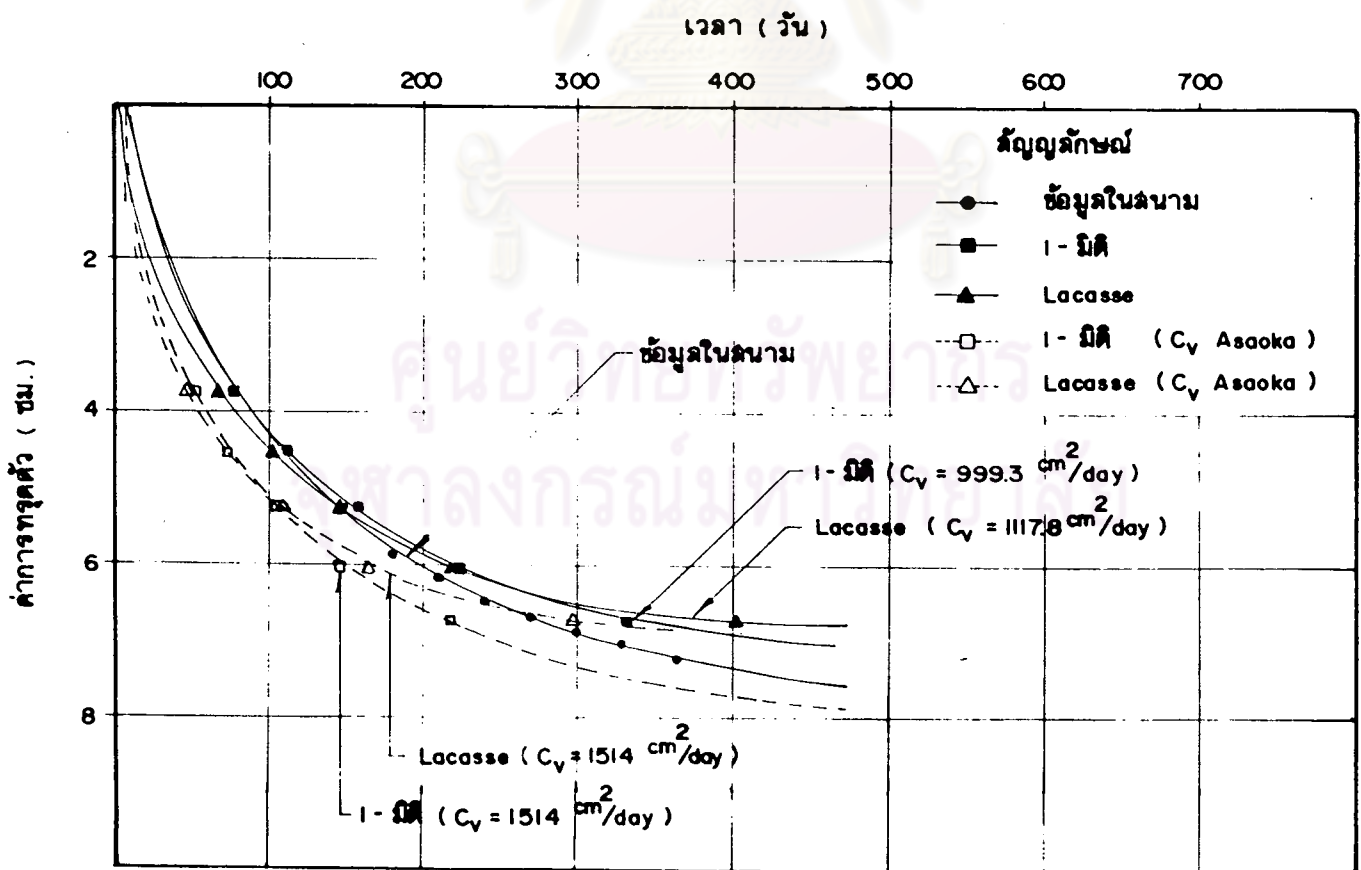
รูปที่ 4.21 แสดงถึงผลการเปรียบเทียบข้อมูลสนามกับแบบจำลอง 1- มิติ Site 3, Section 3Aa



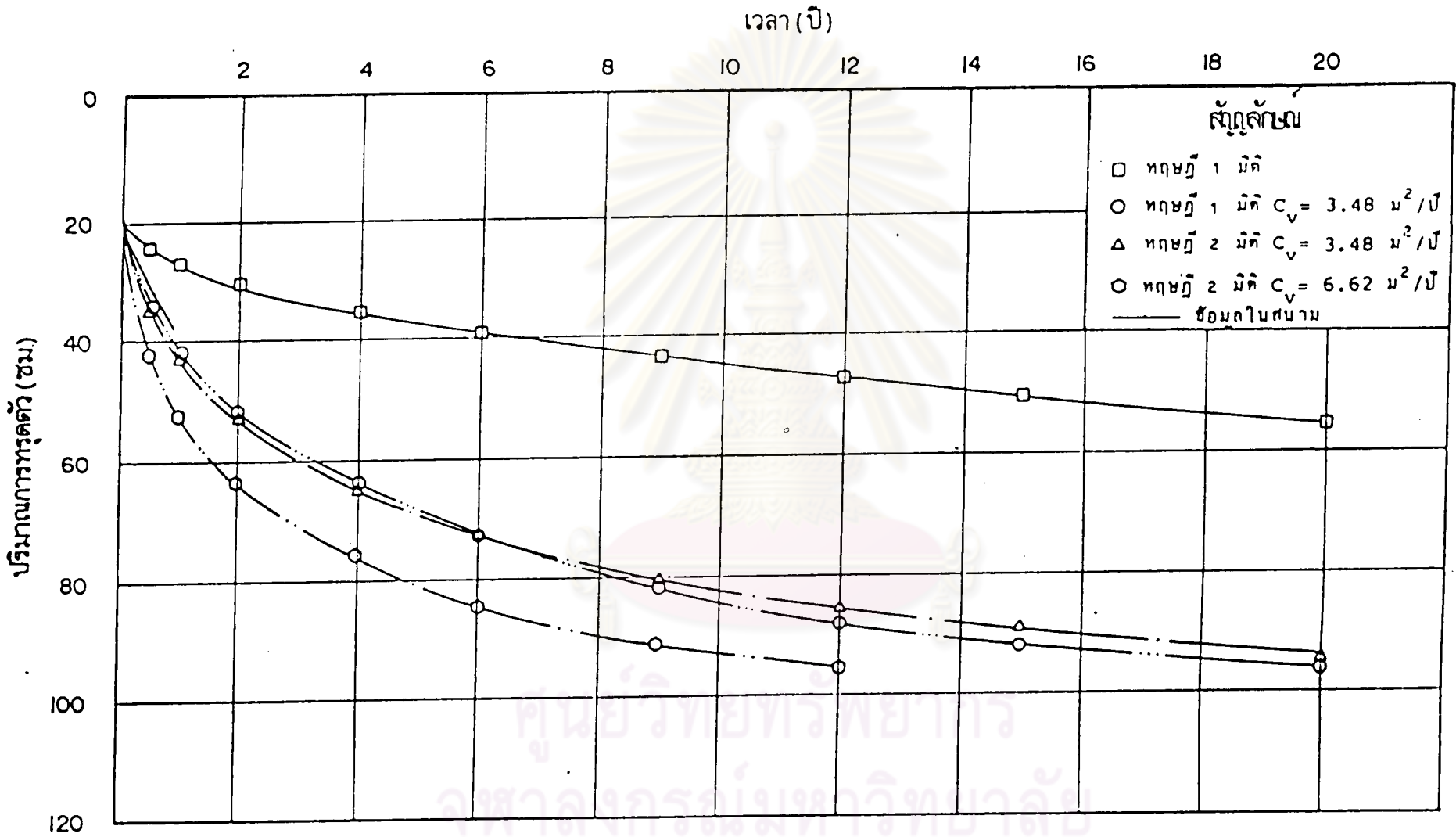
รูปที่ 4.22 แสดงถึงผลการเปรียบเทียบข้อมูลสนามกับแบบจำลอง 1- มิติ Site 3, Section 3Ab



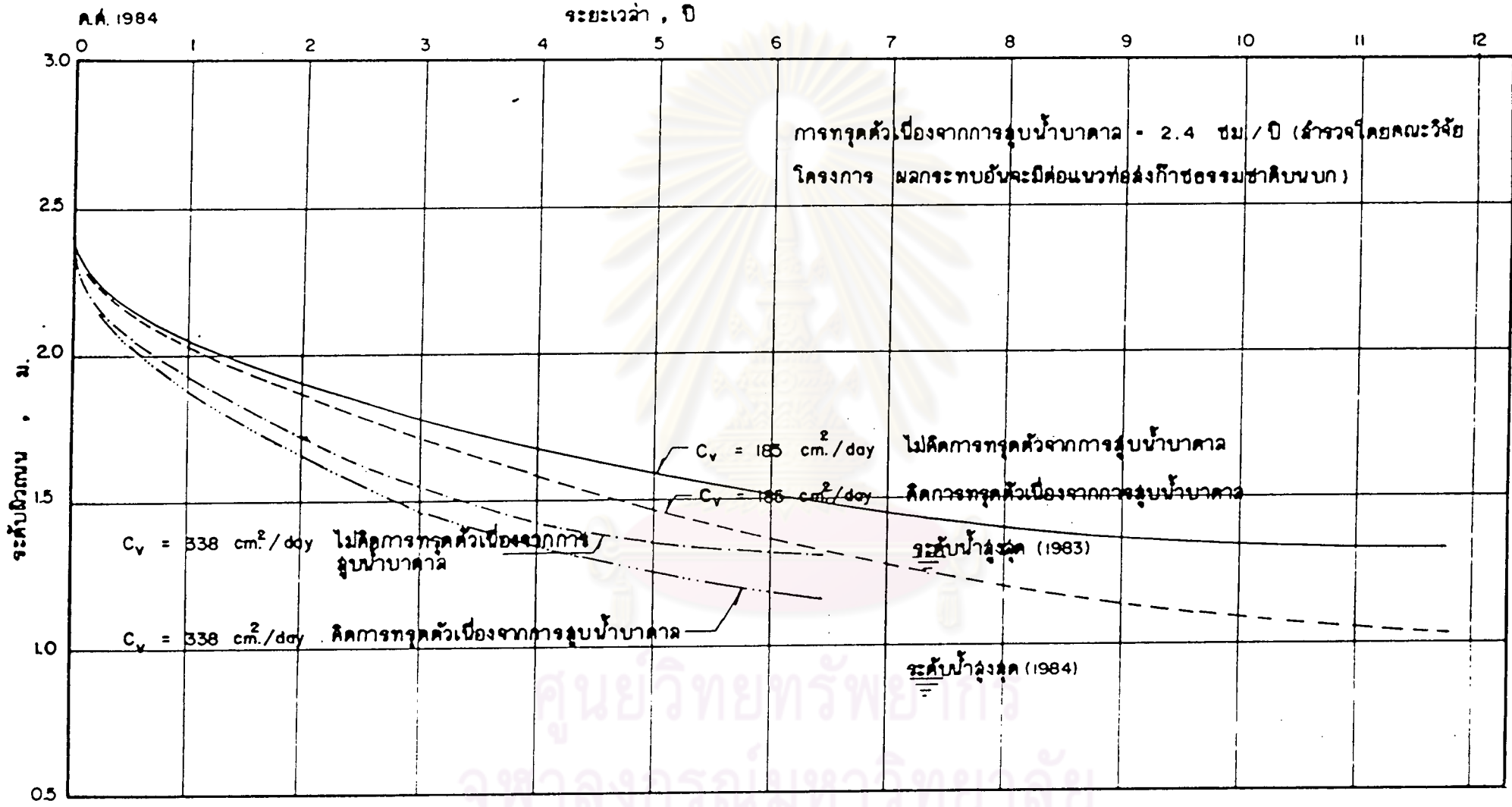
รูปที่ 4.23 แสดงอัตราการทรุดตัวของถนนลูกรัง-ปากท่อ Site 3, Section 3B



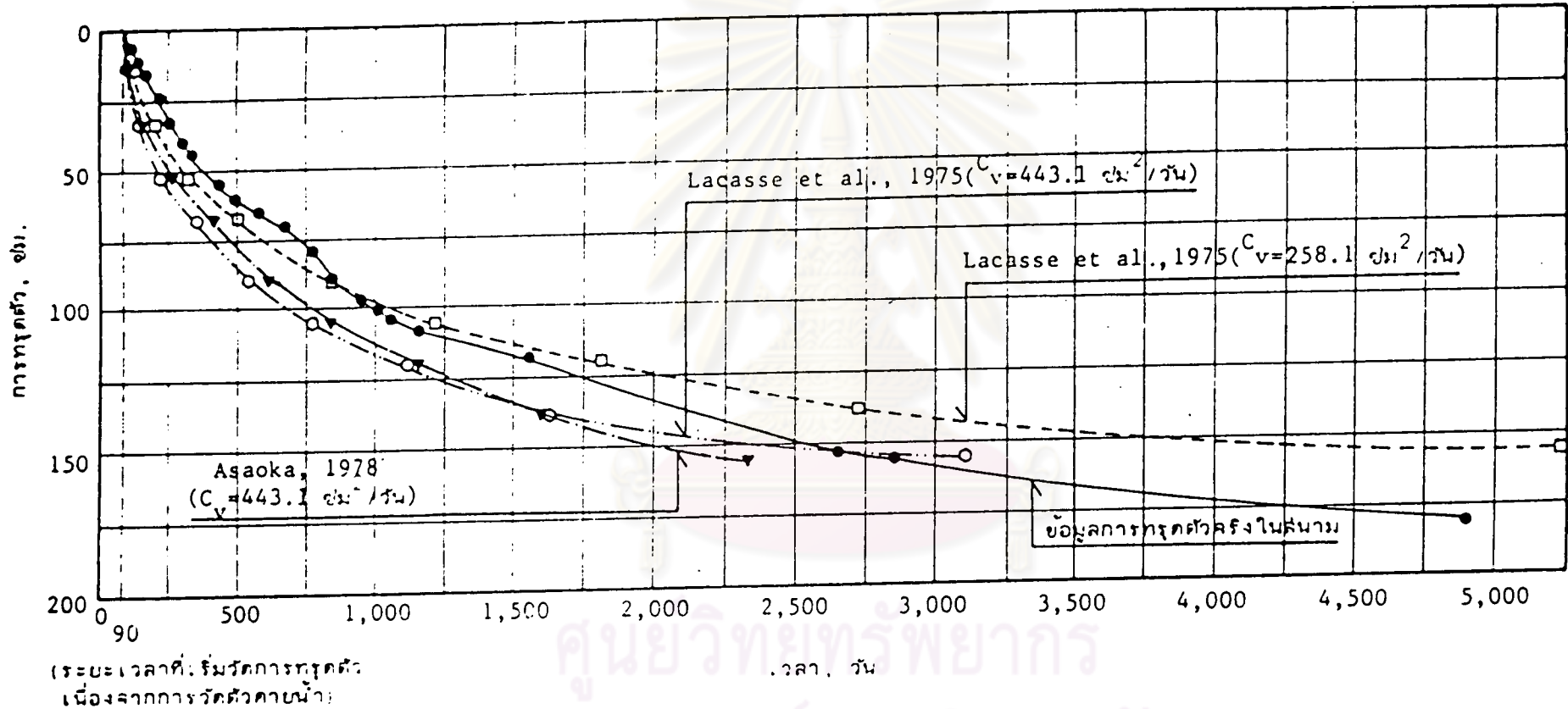
รูปที่ 4.24 แสดงอัตราการทรุดตัวของถนนลูกรัง-ปากท่อ Site 3, Section 3C



รูปที่ 4.25 เส้นโค้งการทรุดตัวกับเวลาที่กึ่งกลางของถนนบางนา-ตราด กม. 24 (จาก นริศ, 2528)



รูปที่ ๓.2 แสดงการคาดคะเนอัตราการทรุดตัวของถนนทางนา-ตราด (ปรับปรุงใหม่) กม. 30 (จาก ศผจ., 2528)



รูปที่ 4.27 การทาดัวของถนนสายบางนา-ตราด (ปรับปรุงใหม่) กม. 52 (จาก ลำดับที่, 2528)