



รายงานฉบับที่ วพ. 160 ศูนย์วิจัยและพัฒนาทาง

REPORT NO. 160 ROAD RESEARCH AND DEVELOPMENT CENTER

พฤติกรรมการหลุดตัวของถนนพระรามที่ 2

โดย

ดร. ยงยุทธ เตศิริ

สุพจน์ ทาลถนอม

พิชัย ประทุมศรีสาคร

กรมทางหลวง กระทรวงคมนาคม

DEPARTMENT OF HIGHWAYS, MINISTRY OF TRANSPORT AND COMMUNICATIONS.

RATCHATHEWI, BANGKOK 10400, THAILAND

พฤติกรรมการณ์หดตัวของถนนพระรามที่ 2

* * * *

โดย

ดร. ยงยุทธ แต่ศิริ
สุพจน์ หวลถนอม
พิชัย ประหมศรีสาคร

รายงาน ฉบับที่ วพ. 160
ศูนย์วิจัยและพัฒนาทาง
กรมทางหลวง
มกราคม 2540
ISSN 0125 - 8044

รายงานฉบับนี้เป็นแนวความคิดของผู้เขียนเท่านั้น กรมทางหลวงไม่มีส่วนผูกพันแต่อย่างใด

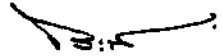
คำนำ

ถนนที่ก่อสร้างบนดินอ่อนในที่ราบลุ่มภาคกลางของประเทศไทย โดยทั่วไปประสบปัญหา 2 ประการ คือ เสถียรภาพของคันทางและการทรุดตัวของถนนในระยะยาว ซึ่งทำให้อายุการใช้งานของถนนสั้น

ถนนพระรามที่ 2 เป็นถนนเชิงกรรมทางหลวงได้ออกแบบก่อสร้าง โดยมีการทำการทดลองนำวิธีการเสริมความแข็งแรงของคันทาง และการปรับปรุงคุณภาพดินฐานรากมาใช้ เพื่อประกอบการตัดสินใจนำเทคนิคเหล่านี้มาใช้งาน ในการก่อสร้างได้มีการติดตั้งเครื่องมือทางธรณีเทคนิค เพื่อวัดพฤติกรรมการทรุดตัวของถนนในระยะยาว ข้อมูลที่วัดได้จากการศึกษาเป็นประโยชน์และสามารถนำมาเปรียบเทียบกับการวิเคราะห์ทางทฤษฎี

การศึกษาวิจัยครั้งนี้ พบว่า การวิเคราะห์การทรุดตัวของถนนด้วยวิธี Finite Element โดยใช้โปรแกรม CRISP ๑๐ ได้ผลใกล้เคียงกับการวัดการทรุดตัวในสนามและให้ผลดีกว่าการวิเคราะห์ด้วยวิธีการดั้งเดิม

ผลที่ได้จากการวิจัยในครั้งนี้ คงจะเป็นประโยชน์และสามารถนำไปใช้งานทางด้านวิศวกรรมงานทางต่อไป



(นายประพล สมุทรประภูต)

อธิบดีกรมทางหลวง

(1)

สารบัญ

	หน้า
สารบัญ	(1)
สารบัญตาราง	(2)
สารบัญภาพ	(3)
บทคัดย่อ	
บทที่ 1 บทนำ	1
บทที่ 2 ทฤษฎี	6
บทที่ 3 อุปกรณ์และวิธีการ	53
บทที่ 4 ผลและวิจารณ์	66
บทที่ 5 สรุป	105
เอกสารอ้างอิง	107

สารบัญตาราง

ตารางที่		หน้า
1	คุณสมบัติของ Geotextile กับสภาพใช้งาน	18
2	ผลการทดสอบ Triaxial CIU Test	66
3	ผลการทดสอบ Consolidation Test	67
4	คุณสมบัติทางวิศวกรรมของทรายอูซุซา	68
5	โมดูลัสยืดหยุ่นของดิน	69
6	ค่า Poisson's Ratio ของดิน	69
7	คุณสมบัติของ Polyfelt Geotextile	70
8	แรงเกาะยึดและมุมเสียดทานของ Geotextile กับดินชนิดต่าง ๆ	71
9	คุณสมบัติของ Tensar Geogrid SS 2 และ SR 55	71
10	Initial Stress ของชั้นดิน	72
11	คุณสมบัติของชั้นดิน ในการวิเคราะห์แบบ Undrained	72
12	คุณสมบัติของชั้นดิน ในการวิเคราะห์แบบ Consolidation	73
13	คุณสมบัติของดินถมคันทาง ในการวิเคราะห์แบบ Undrained	73
14	คุณสมบัติของดินถมคันทาง ในการวิเคราะห์แบบ Consolidation	74
15	คุณสมบัติทางวิศวกรรมของ Geosynthetic	74
16	คุณสมบัติของดินที่ผิวของ Geosynthetic (Interface Element)	75
17	ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวแบบพื้นที่กันโคลงถนนพระรามที่ 2	76
18	การเปรียบเทียบผลการทรุดตัวที่กึ่งกลางถนนพระรามที่ 2 ที่เวลาต่าง ๆ	90
19	Pore Pressure Parameter สูงสุด ที่ความลึกต่าง ๆ	91
20	การเปรียบเทียบผลการทรุดตัวและแรงดันน้ำส่วนเกินที่ระบายออกไป ระหว่างวิธี Conventional Method กับ Finite Element Method (FEM.) ที่ 1257 วัน	92
21	การเปรียบเทียบผลของวิธีกราฟฟิกของ Asaoka (1978) ที่ 620 วัน และ 1257 วัน	96
22	การทรุดตัวที่กึ่งกลางคันทางและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ Toe ของคันทาง ของถนนพระรามที่ 2 ที่ 1257 วัน	97
23	ค่าความปลอดภัยของเสถียรภาพความลาดของถนนพระรามที่ 2	97
24	การเปรียบเทียบผลการทรุดตัวของการวิเคราะห์แบบ Drained ระหว่างวิธี Conventional Method กับผลจากโปรแกรม CRISP 90	104

สารบัญภาพ

ภาพที่		หน้า
1	บริเวณพื้นที่ดินเหนียว ในภูมิภาคเอเชียตะวันออกเฉียงใต้	2
2	ชั้นดินเหนียวอ่อน บริเวณที่ราบลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่าง	3
3	แนวถนนพระรามที่ 2 (ธนบุรี-ปากท่อ)	3
4	ตำแหน่งเครื่องมือวัดทางธรณีเทคนิค ของถนนพระรามที่ 2	4
5	รูปตัดถนนที่ปรับปรุงฐานรากด้วย Geocell Mattress	7
6	รูปตัดถนนที่ปรับปรุงฐานรากด้วย Geogrid และ Soil Cement	8
7	รูปตัดถนนที่ปรับปรุงฐานรากด้วย Soil Cement	8
8	รูปตัดถนนที่ปรับปรุงฐานรากด้วย Geotextile	8
9	รูปตัดถนนที่ก่อสร้างปกติ	8
10	ลักษณะชั้นดินตามแนวถนนพระรามที่ 2	10
11	Geostatic Stress ในมวลดิน	11
12	แสดงตัวแปรสำหรับการหาหน่วยแรงเนื่องจาก Embankment Loading	13
13	Influence Factor for Embankment Loading	14
14	การติดตั้ง Tensar SR 55 Geogrids ที่บริเวณรอบนอก	19
15	การติดตั้ง Tensar SR 55 Geogrids ที่บริเวณรอบใน	19
16	ลักษณะการกระทำของแรง	23
17	ความสัมพันธ์ระหว่าง U_u และ σ_v	26
18	ความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure Parameter กับ OCR.	27
19	Idealized Load-Initial Settlement Curve (D'Appolonia และคณะ, 1971)	30
20	ความสัมพันธ์ระหว่าง Settlement Ratio และ Applied Stress Ratio	31
21	กราฟ e -log σ_v ของ Soft Clays	34
22	ค่า C_r , C_c และ C_c'	34
23	Factor ของ Skempton และ Bjerrum (1957)	35
24	กราฟการทรุดตัว Asaoka (1978)	36
25	Stress Path for Undrained Test	37
26	การหาค่า C_v โดยวิธี Log-Time Fitting	38
27	การหาค่า C_v โดยวิธี Square-Root Time Fitting	39
28	การแบ่งช่วง Primary และ Secondary Consolidation Stage	41
29	Type of Failure Surface	41
30	Modified (σ/d) Diagram	43
31	Yield Surface ของ Cam Clay และ Modified Cam Clay	47
32	Element Type	50
33	Flow Chard ขั้นตอนการทำงานของโปรแกรม CRISP 90	52

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
34	Surface Settlement Plate และการติดตั้ง	54
35	Deep Settlement Plate และการติดตั้ง	55
36	Open Stand Pipe Piezometer และการติดตั้ง	56
37	Observation Well และการติดตั้ง	57
38	Bench Mark และการติดตั้ง	58
39	แผนภูมิการวิเคราะห์แบบ Undrained	64
40	แผนภูมิการวิเคราะห์แบบ Consolidation และ Drained	65
41	ความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวแบบทันทีทันใด (Immediate Settlement) กับความสูงของคันทาง ในกรณีที่มีคันดินข้างทาง (Berm)	77
42	ความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวแบบทันทีทันใด (Immediate Settlement) กับความสูงของคันทาง ในกรณีที่ไม่มีคันดินข้างทาง (Berm)	77
43	การเปรียบเทียบหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากดินถมคันทางระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับวิธีของ Osterberg (1957) ของ Control Section With Berm	79
44	การเปรียบเทียบหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากดินถมคันทางระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับวิธีของ Osterberg (1957) ของ Geotextile Section With Berm	80
45	การเปรียบเทียบหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากดินถมคันทางระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับวิธีของ Osterberg (1957) ของ Soil Cement Section Without Berm	81
46	การเปรียบเทียบหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากดินถมคันทางระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับวิธีของ Osterberg (1957) ของ Geogrid & Soil Cement Section Without Berm	82
47	การเปรียบเทียบหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากดินถมคันทางระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับวิธีของ Osterberg (1957) ของ Geocell Mattress Section Without Berm	83
48	การเปรียบเทียบการทรุดตัวระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับผลที่วัดได้จากสนามของ Control Section	85
49	การเปรียบเทียบการทรุดตัวระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับผลที่วัดได้จากสนามของ Geotextile Section	85
50	การเปรียบเทียบการทรุดตัวระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับผลที่วัดได้จากสนามของ Soil Cement Section	86
51	การเปรียบเทียบการทรุดตัวระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับผลที่วัดได้จากสนามของ Geogrid & Soil Cement Section	86
52	การเปรียบเทียบการทรุดตัวระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับผลที่วัดได้จากสนามของ Geocell Mattress Section	87

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
53	การเปรียบเทียบแรงดันน้ำส่วนเกินระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับผลที่วัดได้จากสนามของ Control Section	87
54	การเปรียบเทียบแรงดันน้ำส่วนเกินระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับผลที่วัดได้จากสนามของ Geotextile Section	88
55	การเปรียบเทียบแรงดันน้ำส่วนเกินระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับผลที่วัดได้จากสนามของ Soil Cement Section	88
56	การเปรียบเทียบแรงดันน้ำส่วนเกินระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับผลที่วัดได้จากสนามของ Geogrid & Soil Cement Section	89
57	การเปรียบเทียบแรงดันน้ำส่วนเกินระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับผลที่วัดได้จากสนามของ Geocell Mattress Section	89
58	การเปรียบเทียบค่า Pore Pressure Parameter ของถนนพระรามที่ 2	91
59	การเปรียบเทียบการทรุดตัวระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับผลจากวิธี Conventional Method ของ Control Section	93
60	การเปรียบเทียบการทรุดตัวระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับผลจากวิธี Conventional Method ของ Geotextile Section	93
61	การเปรียบเทียบการทรุดตัวระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับผลจากวิธี Conventional Method ของ Soil Cement Section	94
62	การเปรียบเทียบการทรุดตัวระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับผลจากวิธี Conventional Method ของ Geogrid & Soil Cement Section	94
63	การเปรียบเทียบการทรุดตัวระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับผลจากวิธี Conventional Method ของ Geocell Mattress Section	95
64	เสถียรภาพความลาดของถนนพระรามที่ 2 ตามวิธีของ Matsuo และ Kawamura (1977)	97
65	ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวในแนวราบกับการทรุดตัวที่กึ่งกลางคันดินข้างทางของ Control Section With Berm	99
66	ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวในแนวราบกับการทรุดตัวที่ Toe ของคันดินข้างทางของ Control Section With Berm	99
67	ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวในแนวราบกับการทรุดตัวที่กึ่งกลางคันดินข้างทางของ Geotextile Section With Berm	100
68	ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวในแนวราบกับการทรุดตัวที่ Toe ของคันดินข้างทางของ Geotextile Section With Berm	100
69	ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวในแนวราบกับการทรุดตัวที่กึ่งกลางถนนของ Soil Cement Section Without Berm	101

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
70	ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวในแนวราบกับการทรุดตัว ที่ Toe ของถนน ของ Soil Cement Section Without Berm	101
71	ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวในแนวราบกับการทรุดตัวที่กึ่งกลางถนน ของ Geogrid & Soil Cement Section Without Berm	102
72	ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวในแนวราบกับการทรุดตัว ที่ Toe ของถนน ของ Geogrid & Soil Cement Section Without Berm	102
73	ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวในแนวราบกับการทรุดตัวที่กึ่งกลางถนน ของ Geocell Mattress Section Without Berm	103
74	ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวในแนวราบกับการทรุดตัว ที่ Toe ของถนน ของ Geocell Mattress Section Without Berm	103

พฤติกรรมทรุดตัวของถนนพระรามที่ 2

* * * * *

ดร. ยงยุทธ แต่ศิริ
ศูนย์วิจัยและพัฒนางานทาง
กรมทางหลวง

สุพจน์ ทวณนอม
ศูนย์วิจัยและพัฒนางานทาง
กรมทางหลวง

พิชัย ประทุมศรีสาคร
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

บทคัดย่อ

ถนนพระรามที่ 2 เป็นถนนสายหนึ่งที่มีปริมาณการจราจรสูงมาก และประสบปัญหาการทรุดตัวมาก เนื่องจากก่อสร้างบนดินอ่อนซึ่งสามารถรับแรงเฉือนได้ต่ำ ดังนั้นในการปรับปรุงถนนดังกล่าวในปี พ.ศ. 2530 จึงได้มีการปรับปรุงดินฐานรากหลายแบบด้วย และได้มีการติดตั้งเครื่องวัดทางธรณีเทคนิค เพื่อติดตามพฤติกรรมของถนน

สำหรับการวิจัยครั้งนี้ พบว่า การวิเคราะห์การทรุดตัวของถนนด้วยวิธี Finite Element Method (FEM.) โดยใช้โปรแกรม CRISP 90 ในทุก Section ได้ผลใกล้เคียงกับผลที่จากการวัดในสนาม และมีความแม่นยำกว่าวิธีปฐพีกลศาสตร์พื้นฐาน (Conventional Method) หลายวิธี และผลจากโปรแกรม CRISP 90 ให้ผลใกล้เคียงกับวิธีกราฟฟิคของ Asaoka (1978)

การวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดของถนนพระรามที่ 2 ด้วยวิธี Simplified Bishop และวิธี Matsuo และ Kawamura (1977) พบว่า วิธี Simplified Bishop จะให้ผลสูงกว่า ทั้งนี้ เพราะวิธี Matsuo และ Kawamura (1977) จะพิจารณารวมถึงการเกิด Undrained Creep และ Flow ของดินได้ฐานราก

บทที่ 1

บทนำ

ในภูมิภาคเอเชียตะวันออกเฉียงใต้ เป็นบริเวณหนึ่งที่มีตะกอนดินอ่อนมาทับถมกัน อันเนื่องจากการพัดพาของแม่น้ำ และการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำทะเล เช่น บริเวณสามเหลี่ยมปากแม่น้ำโขง และบริเวณที่ราบลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยา (Bergado และ Huan, 1987) ดังภาพที่ 1

บริเวณที่ราบลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่าง เป็นพื้นที่ที่มีตะกอนดิน (Marine Clay) ซึ่งเป็นดินที่มีการยุบตัวได้สูงและมีความสามารถรับแรงเฉือนได้ต่ำ ปกคลุมเป็นบริเวณกว้าง โดยมีอาณาเขตครอบคลุมอำเภอไทยจากจังหวัดชลบุรีถึงจังหวัดราชบุรี และลึกเข้าไปจนถึงจังหวัดอยุธยา (วิชาญ, 2533) ตามภาพที่ 2 พื้นที่บริเวณดังกล่าวเป็นที่ตั้งของกรุงเทพมหานครและปริมณฑล มีประชากรอาศัยอยู่หนาแน่น ดังนั้นจึงมีการก่อสร้างสาธารณูปโภค เพื่อตอบสนองความต้องการของประชาชน ถนนพระรามที่ 2 (ธนบุรี-ปากท่อ) เป็นถนนสายหนึ่งที่เป็นทางคมนาคมขนส่งที่เชื่อมระหว่างถนนสุขสวัสดิ์กับถนนเพชรเกษม ซึ่งระยะทางสั้นกว่าถนนเพชรเกษมเดิม ทำให้การจราจรหนาแน่น และมีอัตราการเพิ่มของปริมาณจราจรสูงขึ้น

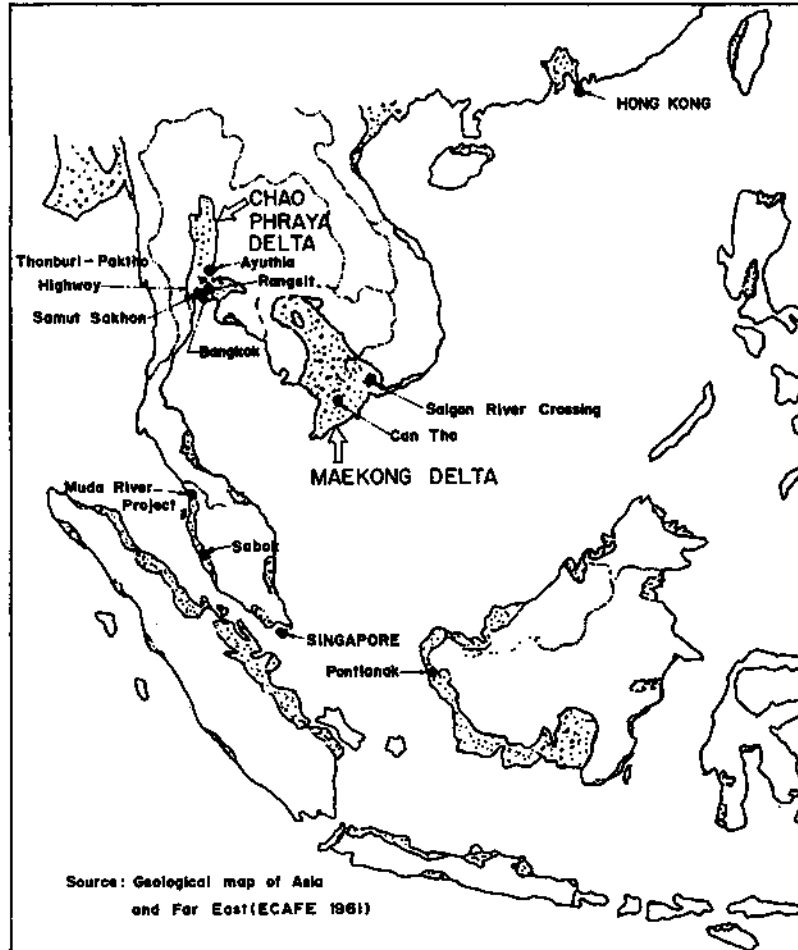
การก่อสร้างถนนบนดินอ่อน มักประสบปัญหาการเคลื่อนตัวของดินฐานรากของคันทาง และการทรุดตัวของถนน ทั้งในระหว่างการก่อสร้างและระหว่างเปิดใช้งาน ทำให้เกิดความเสียหายต่อถนน การก่อสร้างทำได้ล่าช้า ค่าก่อสร้างและค่าบำรุงรักษาสูงกว่าปกติ และมีอายุการใช้งานสั้น

โครงการก่อสร้างทางหลวงพิเศษ หมายเลข 35 ถนนพระรามที่ 2 (สายธนบุรี-ปากท่อ) ของกรมทางหลวง ตามภาพที่ 3 ได้มีการเสริมความแข็งแรงของฐานรากถนนหลายวิธีด้วยกัน ดังนี้

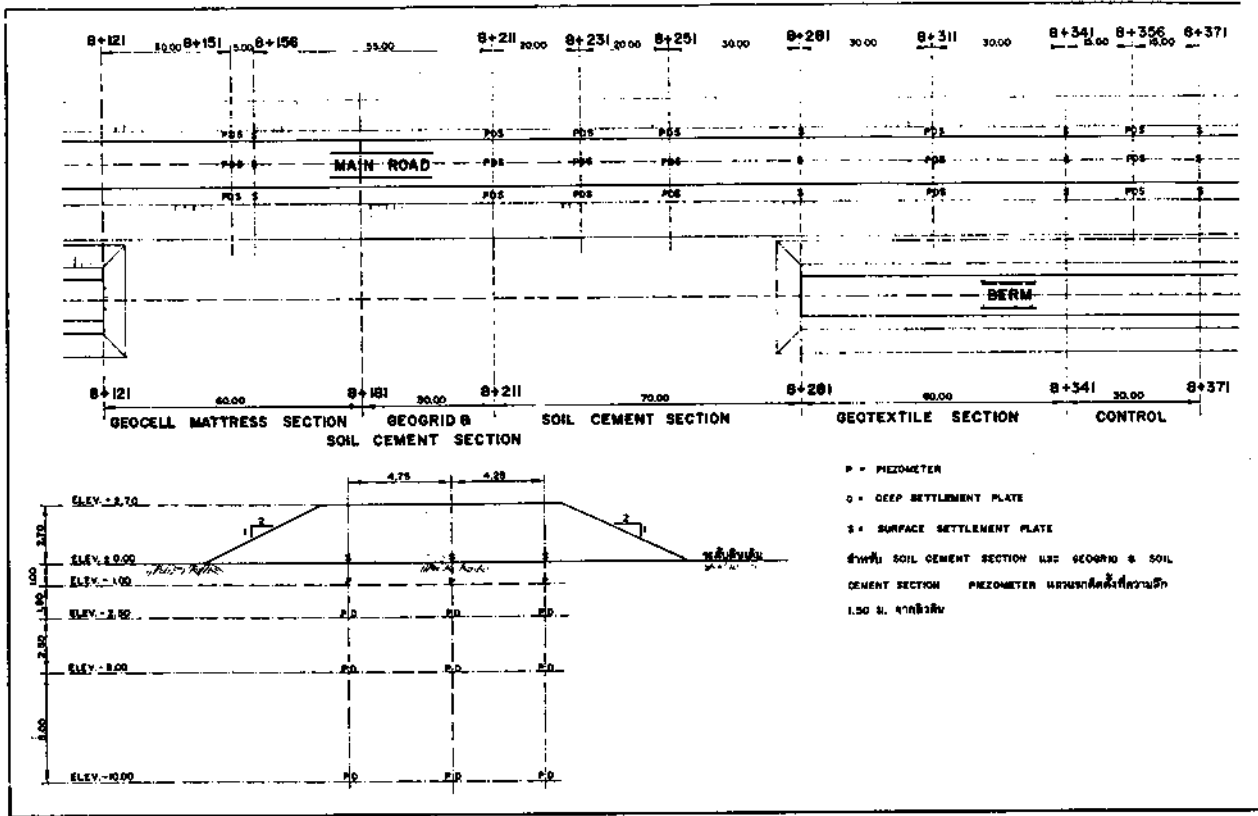
1. Geocell Mattress Section ช่วง กม. 8+121 ถึง 8+181
2. Geogrid & Soil Cement Section ช่วง กม. 8+181 ถึง 8+211
3. Soil Cement Section ช่วง กม. 8+211 ถึง 8+281
4. Geotextile Section ช่วง กม. 8+281 ถึง 8+341

และมีการก่อสร้างถนนที่ไม่มีการปรับปรุงดินฐานราก (Control Section) เพื่อใช้เปรียบเทียบในช่วง กม. 8+341 ถึง กม. 8+371

การปรับปรุงฐานรากนี้ มีการติดตั้งเครื่องวัดทางธรณีเทคนิคที่ตำแหน่งต่าง ๆ ตามภาพที่ 4 เพื่อติดตามพฤติกรรมของถนนในช่วงเวลาต่าง ๆ



ภาพที่ 1 บริเวณพื้นที่ดินเหนียว ในภูมิภาคเอเชียตะวันออกเฉียงใต้



ภาพที่ 4 ตำแหน่งเครื่องมือวัดทางธรณีเทคนิค

วัตถุประสงค์

การศึกษาพฤติกรรมและการทรุดตัวของถนนพระรามที่ 2 ในครั้งนี้มีวัตถุประสงค์ดังนี้

1. เปรียบเทียบการทรุดตัวของถนนที่มีการปรับปรุงฐานราก กับถนนที่ไม่มีการปรับปรุงฐานรากด้วยวิธี Finite Element Method (FEM.)
2. เปรียบเทียบพฤติกรรมและการทรุดตัวของถนนพระรามที่ 2 กับผลการวิเคราะห์จากวิธี Finite Element Method (FEM.)
3. เปรียบเทียบการทรุดตัวของถนนโดยวิธีปฐพีกลศาสตร์พื้นฐาน (Conventional Method) กับวิธี Finite Element Method (FEM.) เพื่อหาวิธีคาดคะเนการทรุดตัวที่เหมาะสม

บทที่ 2

ทฤษฎี

1. ประวัติสายทาง

ทางหลวงพิเศษหมายเลข 35 สายพระรามที่ 2 (ธนบุรี-ปากท่อ) เริ่มต้นจาก กม. 0+000 จุดบรรจบถนนสุขสวัสดิ์ ที่ดาวคนอง ผ่านจังหวัดสมุทรสาคร สมุทรสงคราม และบรรจบกับทางหลวงแผ่นดินหมายเลข 4 ที่ กม. 84+041 บ้านวังมะนาว อ.ปากท่อ จ.ราชบุรี (ที่ กม. 125+525 ทางหลวงหมายเลข 4 เพชรเกษม) รวมระยะทาง 84 กิโลเมตร

กรมทางหลวงได้เริ่มดำเนินการก่อสร้างในปี พ.ศ. 2513 และก่อสร้างแล้วเสร็จตลอดสายในปี พ.ศ. 2516

ประชาชนนิยมใช้เส้นทางนี้กันมาก เนื่องจากมีระยะทางสั้นกว่าทางหลวงหมายเลข 4 (สายเพชรเกษม) ประมาณ 40 กม. แต่สภาพพื้นดินเดิมเป็นดินเหนียวอ่อน คันทางจึงมีการทรุดตัวมาก ทำให้คันทางและผิวทางเกิดความเสียหาย กรมทางหลวงจึงได้วางแผนดำเนินการก่อสร้าง ในปี พ.ศ. 2527 โดยเริ่มในช่วง กม. 0+000 ถึง กม. 28+000 ก่อน

ได้เริ่มดำเนินการสำรวจและออกแบบเสร็จเรียบร้อยในปี พ.ศ. 2526 และเตรียมประกวดราคา ต้นปีงบประมาณ 2527 แต่รัฐบาลขณะนั้นมีนโยบายให้เส้นทางสายนี้เป็นทางหลวงสัมปทาน โดยให้เอกชนลงทุน แต่ไม่ประสบความสำเร็จ เนื่องจากต้องลงทุนสูง และผู้เสนอขอรับสัมปทานได้เสนอเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางในอัตราที่สูง จึงได้ยกเลิกสัมปทาน กลับมาให้ดำเนินการก่อสร้างด้วยเงินงบประมาณและเงินกู้เช่นเดิม เมื่อวันที่ 7 เมษายน 2530

กรมทางหลวงได้ดำเนินการออกแบบใหม่ ให้เหมาะสมกับสภาพปัจจุบันยิ่งขึ้น เนื่องจากมีทางด่วนของการทางพิเศษแห่งประเทศไทย มาบรรจบกับถนนพระรามที่ 2 (ธนบุรี-ปากท่อ) ที่ กม. 1+300 ทำให้ปริมาณการจราจรเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว

1.1 ลักษณะโครงการ

ทางหลวงพิเศษหมายเลข 35 สายพระรามที่ 2 (ธนบุรี-ปากท่อ) มี 4 ช่องทางจราจร แยกการจราจรไป-กลับ คั่นละ 2 ช่องทางจราจร โดยมีช่องระบายน้ำอยู่ระหว่างกลางและก่อสร้างทางขนานเป็นช่วงๆ ตามความจำเป็นกับสภาพท้องถิ่น โดย Main Road กว้าง 7.00 ม. มีไหล่ทางกว้าง 1.50 ม. และ 2.50 ม. โดยมีทรายถมเป็นคันทาง มีชั้นลูกรังรองพื้นทางหนา 20 ซม.

หินคลุกพื้นทางหนา 20 ซม. และมีผิวทาง Asphaltic Concrete หนา 10 ซม. และมีทาง
คูขนานกว้าง 6.00 ม.

การปรับปรุงฐานรากถนน อยู่ในทิศทางขาเข้าเพียงด้านเดียว โดยใช้สารสังเคราะห์
จำพวก Geosynthetic มีรายละเอียดดังนี้

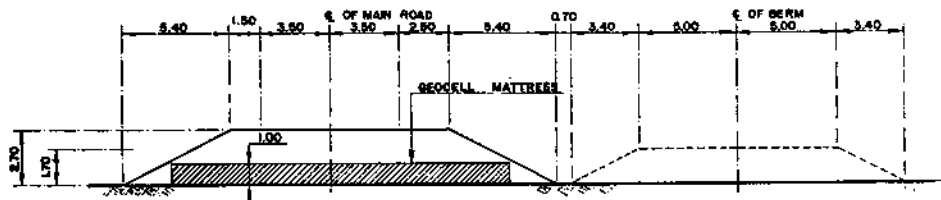
1. Geocell Mattress Section ประกอบด้วย Tensar Geogrid SS2 ปูไว้บนดินเดิม และ
มี Tensar Geogrid SR 55 เป็นแผ่นตั้ง สูง 1.00 ม. ภายใบบรรจุด้วยหินคลุก ตามภาพที่ 5

2. Geogrid & Soil Cement Section โดย Soil Cement มีส่วนผสมของ Cement 4 %
โดยน้ำหนัก หนา 1.00 ม. เสริมด้วย Tensar Geogrid SS 2 ที่ระดับ 0.30 ม. จากผิวล่างของ Soil
Cement ตามภาพที่ 6

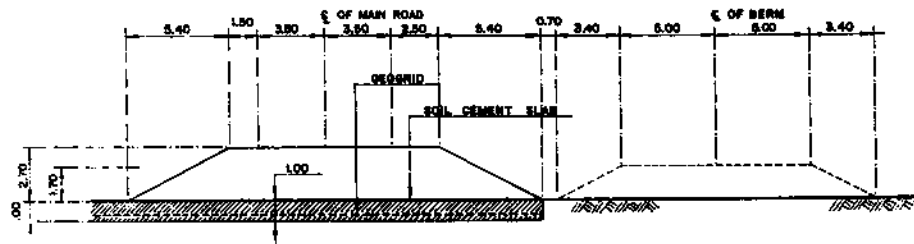
3. Soil Cement Section โดย Soil Cement มีส่วนผสมของ Cement 4 % โดย
น้ำหนัก หนา 1.00 ม. ตามภาพที่ 7

4. Geotextile Section โดยใช้ Polyfelt Geotextile TS 600 ปูบนดินเดิม และถมด้วย
ทราย ตามภาพที่ 8

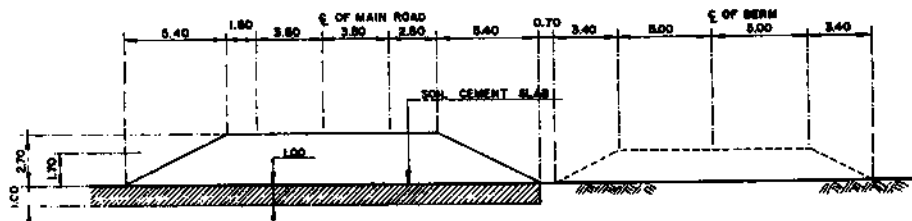
5. Control Section เป็นการก่อสร้างตามปกติ โดยใช้ทรายถมเป็นคันทางตามภาพ
ที่ 9



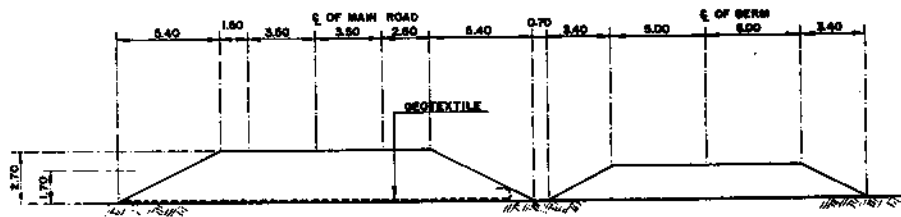
ภาพที่ 5 รูปตัดถนนที่ปรับปรุงด้วย Geocell Mattress



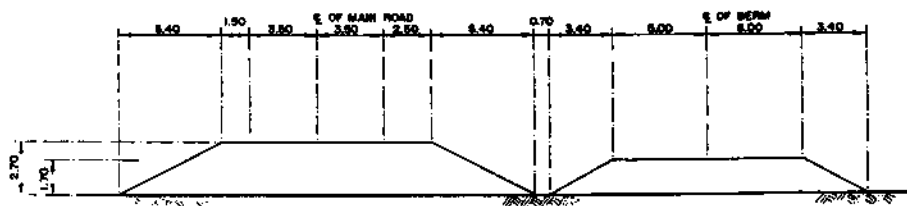
ภาพที่ 6 รูปตัดถนนที่ปรับปรุงด้วย Geogrid และ Soil Cement



ภาพที่ 7 รูปตัดถนนที่ปรับปรุงด้วย Soil Cement



ภาพที่ 8 รูปตัดถนนที่ปรับปรุงด้วย Geotextile



ภาพที่ 9 รูปตัดถนนที่ก่อสร้างปกติ

2. ลักษณะของชั้นดิน

จากผลการเจาะสำรวจชั้นดินตามแนวถนนพระรามที่ 2 (ธนบุรี-ปากท่อ) และทำการทดสอบคุณสมบัติของดินทั้งในสนามและในห้องปฏิบัติการโดย Cox (1971) แบ่งชั้นดินออกได้เป็น 4 ชั้นใหญ่ๆ ตามภาพที่ 10 มีรายละเอียด ดังนี้

1. ชั้นล่างสุด Pleistocene Recent Sands มีความหนาประมาณ 10.00 ม. Brown and Grey, Dense Sand ลึกๆเป็นทรายหยาบจนถึงคอนบน ที่ระดับประมาณ 20 ม.จากผิวดิน จะเป็นทรายละเอียด ปนตะกอน ชั้นนี้มีลักษณะเป็นผิวโลกดั้งเดิม ภายใต้น้ำหนักบรรทุกของถนนโดยปกติ อาจถือได้ว่าเป็น Incompressible, Impermeable Boundary

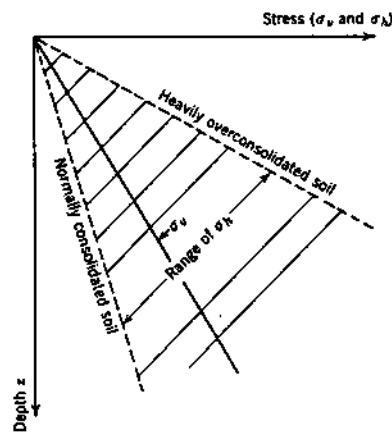
2. ถัดขึ้นมา Pleistocene Recent Terrestrial Sands and Clays ($S_u > 20$ ตัน/ม²) เป็นดินที่มีลักษณะ Brown, Hard, Silty Clay เป็น Medium Plasticity มีชั้นทรายแทรกกระจาย โดยเฉพาะบริเวณ Eastern End ของถนนด้านที่ติดกับภูเขา จะมีก้อนเม็ดยูน (Limestone) ขนาดประมาณ 10 มม.

3. Recent Translocent Transitional Clay ($S_u = 5-20$ ตัน/ม²) ชั้น Mottled Grey and Yellow Brown, Stiff to very Stiff, Silty Clays บนชั้น Hard Clay มีสารอินทรีย์และ Peat ปนอยู่ เป็น Marine Clays

4. Recent Marine Clays (S_u ประมาณ 5 ตัน/ม²) เป็นลักษณะดินที่จะพบได้ทั่วไปในบริเวณตั้งแต่ชายทะเลจนถึงลึกเข้ามาในแผ่นดินถึงประมาณ 80 กม. ที่ตอนเหนือของจังหวัดอยุธยา มีลักษณะเป็น Greenish-grey, Soft, Silty Clays เป็น High Plasticity มีเศษเปลือกหอยปนอยู่มาก ความลึกของชั้น Soft Clay โดยเฉลี่ยประมาณ 16.00 ม. ที่บริเวณ Center of the Deltatic Plains และจะลดลงตามลำดับจนถึงบริเวณ Edge of the Deltaic Basin ใกล้อำเภอบางปะอิน เหลือความลึกประมาณ 5.00 ม.

3. หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในชั้นดินฐานรากใต้ดินถมคันทาง

ตามธรรมชาติดินจะมีหน่วยแรงกระทำในแนวตั้ง อันเนื่องมาจากน้ำหนักของชั้นดินที่ทับถมอยู่ข้างบน ซึ่งเรียกว่า Overburden หรือ Vertical Geostatic Stress ส่วนหน่วยแรงในแนวราบ จะขึ้นอยู่กับสภาพดินเป็นลักษณะ Isotropy หรือ Anisotropy ตามภาพที่ 11 สำหรับฐานรากของดินถมคันทาง ซึ่งจะมีความยาวมากกว่าความกว้างมาก จึงมักจะพิจารณาเป็นแบบ Plane Strain คือไม่คำนึงถึง Stress ในแนวราบที่มีทิศทางตามแนวนอน ต่อเมื่อมีสิ่งก่อสร้างหรือน้ำหนักบรรทุกมากกระทำที่บริเวณผิวดินจะทำให้เกิดหน่วยแรง Induced Stress แฉ่กระจายลงชั้นดินเบื้องล่างเพิ่มขึ้น ทั้งในแนวตั้งและแนวราบ ซึ่งมีการวิเคราะห์หาค่าของหน่วยแรงดังกล่าวหลายรูปแบบ ขึ้นอยู่กับรูปร่าง ชนิด และลักษณะของวัตถุนั้น ๆ



ภาพที่ 11 Geostatic Stress ในมวลดิน

3.1 Geostatic Stress, Total Stress

Geostatic Stress หรือ Total Stress สามารถหาค่าหน่วยแรงในแนวตั้งได้จาก ผลรวมของผลคูณของหน่วยน้ำหนักรวม (Total Unit Weight) กับความหนาแน่นของชั้นดินแต่ละชั้น ที่ทับถมอยู่ด้านบน (Lambe และ Whitman, 1979)

$$\sigma_z = \Sigma (\gamma \Delta Z) \quad (1)$$

เมื่อ σ_z = Total Vertical Stress
 γ = หน่วยน้ำหนักของดิน
 ΔZ = ความหนาของชั้นดินแต่ละชั้น

หน่วยแรงดันข้าง สำหรับดินประเภท Isotropy จะมีค่าเท่ากับหน่วยแรงในแนวตั้ง สำหรับดินประเภท Anisotropy จะมีอัตราส่วนของแรงเค้นประสิทธิผลในแนวราบ ต่อ ความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้ง ซึ่งแทนค่าด้วย K_0 (Coefficient of Earth Pressure at Rest) สำหรับ ค่า K_0 ได้มี ผู้ค้นคว้าไว้หลายท่าน ดังนี้

Jacky (1944)

$$K_{nc} = 1 - \sin \bar{\phi} \quad (2)$$

เมื่อ $\bar{\phi}$ = มุมเสียดทานภายใน (การทดสอบแบบ Drain Test)

Worth (1975)

$$K_0 = OCR \cdot K_{nc} - \frac{\mu}{1 - \mu} (OCR - 1) \quad (3)$$

เมื่อ OCR. = อัตราส่วนของหน่วยน้ำหนักที่กระทำกับดินในอดีต ต่อหน่วยน้ำหนักที่กระทำกับดินในปัจจุบัน

μ = Poisson's Ratio

สำหรับ Bangkok Clay นั้น ได้ทำการวิจัยโดยวิธี Laboratory Test โดย Supachai (1982) พบว่า ในชั้น Weathered Zone ค่า K_0 มีค่าประมาณ 0.68 ส่วน Soft Clay มีค่าอยู่ในช่วง 0.60-0.68 และโดยวิธี Field Test พบว่า ค่า K_0 ของชั้น Soft Clay มีค่าประมาณ 0.89

3.2 Effective Stress

ในชั้นดินที่อยู่ใต้ระดับน้ำ เมื่อมีแรงภายนอกกระทำกับชั้นดิน จะทำให้เกิดหน่วยแรงปฏิกิริยาจากดิน ซึ่งสามารถแยกออกเป็น 2 ส่วน ด้วยกัน คือหน่วยแรงที่เกิดมวลดินหรือความเค้นประสิทธิผล (Effective stress) กับ หน่วยแรงที่เกิดน้ำหรือแรงดันน้ำ

$$\sigma = \bar{\sigma} + u \quad (4)$$

เมื่อ σ = Total Stress

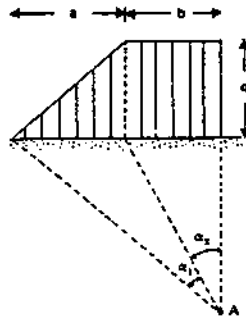
$\bar{\sigma}$ = Effective Stress

u = แรงดันน้ำ

3.3 Induced Stress

สำหรับวิธีการวิเคราะห์ส่วนใหญ่ จะอาศัย Theory of Elasticity โดยมีสมมุติฐานว่า Stress และ Strain เป็นสัดส่วนต่อกัน ดินมีลักษณะเป็นเนื้อเดียวกันโดยตลอด (Homogeneous) มีคุณสมบัติเหมือนกันในทุกทิศทาง (Isotropic) ซึ่งค่าหน่วยแรงที่ได้จากทฤษฎีนี้ มักจะมีผลมาจากค่า Poisson's Ratio (μ) ของดิน Osterberg (1957) ได้รวบรวมวิธีการวิเคราะห์สำหรับฐานรากรับน้ำหนักบรรทุกรูปแบบต่างๆกัน และเสนอสมการสำหรับวิเคราะห์หาหน่วยแรงจาก Embankment Loading ด้วยโดย

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} \left[\left(\frac{a+b}{a} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \left(\frac{b}{a} \right) \alpha_2 \right] \quad (5)$$



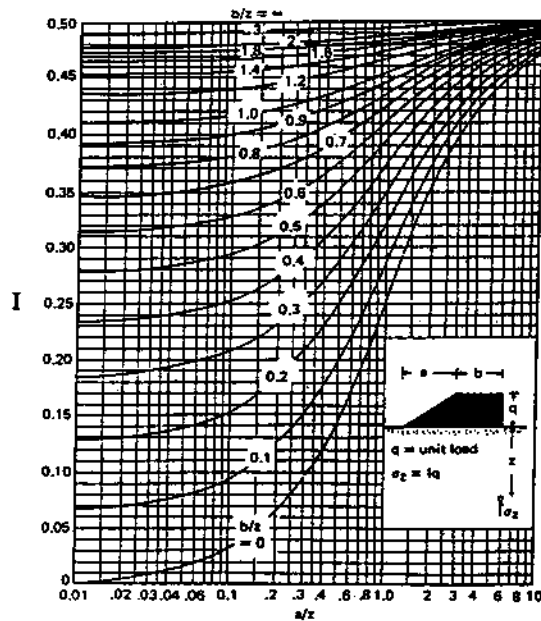
ภาพที่ 12 แสดงตัวแปรสำหรับการหาหน่วยแรงเนื่องจาก Embankment Loading

$$\sigma_z = I q \quad (6)$$

เมื่อ I = Influence Factor

$$= \frac{1}{\pi} \left[\left(\frac{a+b}{a} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \left(\frac{b}{a} \right) \alpha_2 \right]$$

ซึ่งค่า Influence Factor สามารถหาได้จาก Chart ของ Osterberg (1957)



ภาพที่ 1.3 Influence Factor for Embankment Loading

4. การปรับปรุงคุณภาพของดินฐานราก

Hausmann (1990) แนะนำวิธีการแก้ไขปัญหของโครงการก่อสร้างที่มีดินฐานรากเป็นดินอ่อน มีคุณสมบัติรับน้ำหนักได้น้อย เกิดการทรุดตัวได้มาก และไม่มีคามมั่นคง ดังนี้

1. การขุด ซบย้ายวัสดุดินเดิมที่มีคุณภาพไม่เหมาะสมออกไป แล้วนำวัสดุที่เหมาะสมมาถมแทนที่ ซึ่งสามารถทำได้หากปริมาณของวัสดุไม่มากนัก ระยะทางขนส่งและแหล่งวัสดุที่จะนำมาแทนที่ ปัญหาที่สำคัญอย่างหนึ่ง หากมีปริมาณมากๆ อาจจะไม่เหมาะสม เพราะค่าใช้จ่ายจะสูงมาก เช่น โครงการก่อสร้างถนนยาวหลายสิบกิโลเมตรบนชั้นดินฐานรากอ่อนที่มีชั้นดินอ่อนลึกมาก (10-20 ม.)

2. การออกแบบอาคารหรือสิ่งก่อสร้างให้สอดคล้องกับสภาพดินฐานราก โดยจะต้องคำนึงถึงงบประมาณ ระยะเวลา ประสิทธิภาพการทำงาน เช่น การออกแบบอาคารสูงโดยใช้ฐานรากเสาเข็มยาวช่วยถ่ายน้ำหนักบรรทุกลงสู่ชั้นดินแข็งที่อยู่ลึกลงไป

3. การปรับปรุงคุณสมบัติของดินฐานราก ให้เหมาะสมกับความถูกต้องของสิ่งก่อสร้าง ซึ่งวิธีนี้เรียกว่า Soil Treatment, Soil Improvement หรือ Soil Stabilization ซึ่งการปรับปรุงคุณสมบัติของดินฐานรากจะคำนึง ลักษณะ ชนิดของสิ่งก่อสร้าง และวิธีการปรับปรุงคุณสมบัติของดิน ให้มีคุณสมบัติตามต้องการ

วัตถุประสงค์ของการปรับปรุงดินฐานรากได้แก่

1. Volume Stability ซึ่งดินบางแห่งมีลักษณะเฉพาะที่จะมีการเปลี่ยนแปลงปริมาตรได้มาก เมื่อมีการเปลี่ยนแปลงปริมาณน้ำในมวลดิน โดยอาจจะเกิดการขยายตัวหรือหดตัวมาก ซึ่งจะมีผลต่อการก่อสร้างหรืออาคารที่มีน้ำหนักเบาเกิดการเคลื่อนตัวเสียหายได้

2. Strength ของดินให้สูงขึ้น เพื่อให้สามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกได้ดียิ่งขึ้น

3. Permeability ขึ้นอยู่กับวัตถุประสงค์ในการใช้งาน เช่นงานแกนเขื่อนดินจะปรับปรุงให้มีค่าต่ำลง หรือให้มีความทึบน้ำมากขึ้น

4. Stress-Strain Modulus ให้มีค่าสูงขึ้น เพื่อความมั่นคงของดินฐานราก

5. Compressibility ให้มีค่าลดลงอยู่ในเกณฑ์ที่จะยอมรับได้

6. Durability จากการเปลี่ยนแปลงทางกายภาพหรือทางเคมีจากสภาวะแวดล้อม

7. Liquifaction เป็นการสูญเสียกำลังของดินเนื่องจากแผ่นดินไหว ซึ่งจะมี Excess Pore Pressure สะสมมากเกินไป

8. Uniformity โดยลดความแปรปรวนของคุณสมบัติวัสดุที่มาจากแหล่งเดียวกัน

Hausmann (1990) แบ่งวิธีการปรับปรุงคุณภาพของดินฐานราก ออกเป็นประเภทต่าง ๆ ดังนี้

1. Mechanical Modification เป็นการทำให้ดินแน่นขึ้นโดยใช้แรงกระทำ เช่น การใช้เครื่องจักรกลอัดดิน ซึ่งเป็นการลด Air Void ในมวลดินลงโดยที่ปริมาตรของเนื้อดินและ Water Content ยังคงเดิม เป็นต้น มักจะมีจุดประสงค์เพื่อเพิ่ม Shear Strength, ลด Compressibility, ลด Permeability, ป้องกันการเกิด Liquifaction, ควบคุม Volume Stability และ เพิ่ม Durability ของดินฐานราก

2. Physical and Chemical Modification เป็นการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติทางกายภาพหรือทางเคมีของชั้นดินฐานราก เช่นโดยการผสมสาร Admixtures ประเภทปูนซีเมนต์ ปูนขาว รวมทั้งวัสดุอื่นๆ การให้ความร้อนหรือทำให้ดินเย็นจัดจนน้ำในมวลดินแข็งตัว ซึ่งใช้กับการขุดอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่อิ่มตัวด้วยน้ำ การ Grouting ซึ่งเป็นการอัดฉีดวัสดุที่อยู่ในสถานะของเหลวเข้าไปในช่องว่างระหว่างและลด Permeability ของดินหรือหิน

3. Inclusions and Confinement Modification ได้แก่ การทำ Soil Reinforcement โดยใช้วัสดุสังเคราะห์ Geosynthetics ต่างๆ การใช้สมอฮีด สำหรับงาน Slope Stability ซึ่งหลักการก็เป็นการเพิ่ม Internal Friction การช่วยเสริมตัวรับแรง Tensile Stresses ช่วยเพิ่ม Stability, เพิ่ม Bearing Capacity, ลด Settlement และการเคลื่อนตัวด้านข้างของดิน

4. Hydraulic Modification เป็นการไล่น้ำออกจากมวลดิน หรือการ Redirecting Seepage สำหรับมวลดินชนิดเม็ดหยาบ อาจทำได้ง่าย ๆ โดยอาศัยแรงโน้มถ่วงของโลกให้ระบายน้ำในมวลดินไหลลงสู่ที่ต่ำกว่า แต่สำหรับดินชนิดเม็ดละเอียด การไหลของน้ำออกจากมวลดินโดยแรงโน้มถ่วงของโลกเป็นไปได้ช้ามาก มักจะใช้แรงกระทำหรือน้ำหนักบรรทุก เป็นแบบ Forced Consolidation ได้แก่วิธี Preloading, Electrosmosis มักจะมีวัตถุประสงค์เพื่อทำให้บริเวณก่อสร้างแห้ง, เพิ่มเสถียรภาพของลาด, ลดแรงดันด้านข้างของดินที่กระทำต่อกำแพงกันดิน, ลด Compressibility ของ Granular Soils, เพิ่ม Bearing Capacity, ป้องกันการเกิด Liquefaction, ป้องกันการพัฒนาเม็ดดินโดยน้ำใต้ดินหรือ Piping, ป้องกันการกัดเซาะดินผิวหน้า, ลดอันตรายจาก Frost Heave

5. Geosynthetics

วัสดุสังเคราะห์ขึ้นมาเพื่อใช้ร่วมกับดินหรือแทนที่ดินบางส่วน มักจะทำจากอุตสาหกรรมพลาสติก โดยเฉพาะพวก Polymers และอาจจะทำจาก ยาง, Fiberglass หรืออื่นๆ ก็ได้ (Koerner, 1990) เรียกว่า Geosynthetics มักจะนำมาใช้เนื่องจากวัตถุประสงค์หลัก 5 ประการคือ

1. Separation แยกชั้นวัสดุออกจากกัน
2. Reinforcement เสริมกำลังรับแรงของดินให้แข็งแรงยิ่งขึ้น
3. Filtration ช่วยกรองวัสดุ
4. Drainage ช่วยเพิ่มประสิทธิภาพในการระบายน้ำ
5. Moisture Barrier ปิดกั้นความชื้น

Koemer (1990) ได้แบ่งกลุ่มของ Geosynthetics ตามลักษณะได้ดังนี้

1. Geotextiles มีคุณสมบัติยอมให้น้ำซึมผ่านได้ มีความเหนียวยืดหยุ่นได้
2. Geogrids มักจะนำคุณสมบัติทางด้าน Reinforcement มาใช้มาก
3. Geonets ใช้เกี่ยวกับการระบายน้ำ
4. Geomembranes เป็นแผ่นบางๆ ป้องกันการรั่วซึมของน้ำได้
5. Geocomposites เป็นการนำ Geosynthetics ตั้งแต่ 2 ชนิดขึ้นไป มาใช้ร่วมกัน เช่น Geocells ประกอบด้วย Geogrids ทำเป็นกล่องบรรจุด้วยหินย่อย ช่วยเพิ่ม Bearing Capacity ของดินฐานราก
6. Geo-others ใช้ในกรณีที่ต้องการประสิทธิภาพการใช้งานที่สูงขึ้นไปอีก เช่น ใช้ในการ Threaded Soil Masses, Polymeric Anchors และ Encapsulated Soil Cells

สำหรับการวิจัยครั้งนี้ได้มีการปรับปรุงฐานรากถนน โดยใช้วัสดุจำพวก Geosynthetic ได้แก่ Geotextile, Geogrid และ Geocell Mattress ซึ่งมีรายละเอียดดังนี้

5.1 Geotextile

Geotextile เป็นวัสดุเสริมความแข็งแรงชนิดหนึ่งที่ใช้ในงานธรณีเทคนิค ซึ่งทำจากสารสังเคราะห์ Polypropylene (PP.) มีลักษณะเป็นเส้นใยเชื่อมและต่อกันเป็นแผ่น และมีคุณสมบัติตามสภาพการใช้งานดังตารางที่ 1 ต่อไปนี้

สำหรับการวิจัยครั้งนี้ได้ใช้ Polyfelt Geotextile TS 600 ปูบนดินเดิมก่อนที่ทำการถมด้วยทรายถม สูง 2.70 เมตร ยาว 30.00 เมตร จำนวน Polyfelt Geotextile TS 600 ซึ่งได้รับความเอื้อเฟื้อจากบริษัท Polyfelt Geosynthetic (Thailand) จำกัด

ตารางที่ 1 คุณสมบัติของ Geotextite กับสภาพใช้งาน

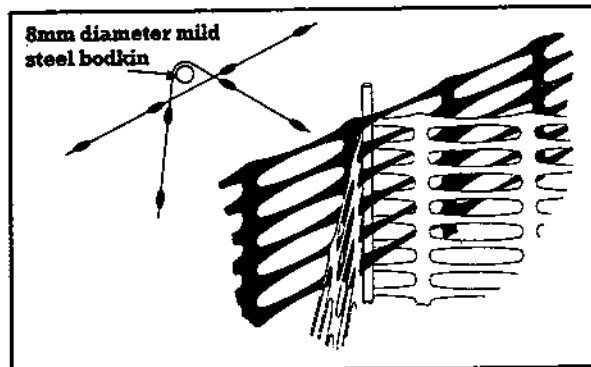
ประเภทการใช้งาน	วัตถุประสงค์ของการใช้งาน					
	แบ่งแยกวัสดุ	วัสดุกรองน้ำ	ระบายน้ำ	เสริมความแข็งแรง	ป้องกัน การพังทลาย	ป้องกัน การรื้อซึม
ถนนที่ไม่มีผิวทาง	หลัก	รอง	รอง	รอง	-	-
งานซ่อมผิวทาง	-	-	-	รอง	-	หลัก
ทางรถไฟ	หลัก	หลัก	-	-	-	-
โครงสร้างทางชลศาสตร์	รอง	หลัก	-	-	-	-
ทางระบายน้ำ	รอง	หลัก	รอง	-	-	-
สนามกีฬา	หลัก	หลัก	-	-	-	-
งานดินถม	หลัก	รอง	รอง	-	-	-
Vertical Drain	-	รอง	หลัก	-	-	-
งานก้ำแพงกันดิน	-	-	รอง	หลัก	-	-
งานอุโมงค์	-	-	หลัก	-	หลัก	-

5.2 Geogrid

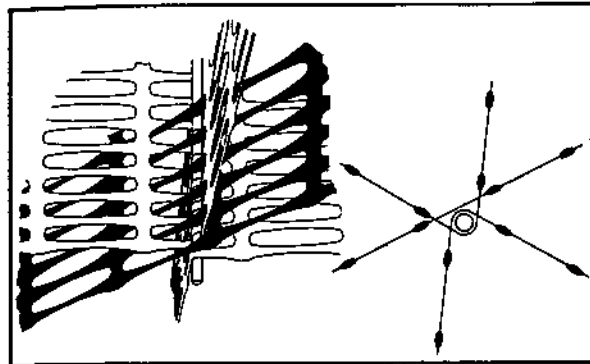
Geogrid เป็นวัสดุเสริมความแข็งแรงชนิดหนึ่งที่ใช้งานธรณีเทคนิค ซึ่งมีคุณสมบัติในการรับแรงดึงได้ดี ซึ่งทำจากสารสังเคราะห์ Polypropylene (PP.) สำหรับในการวิจัยครั้งนี้ได้ใช้ Tensar SS 2 Geogrids เสริมใน Soil Cement ทน 1.00 ม. โดยการเสริมที่ระดับ 0.30 ม. จากผิวล่างของ Soil Cement หลังจากนั้นถมด้วยทรายถม สูง 2.70 ม. ยาว 30.00 ม.

5.3 Geocell Mattress

Geocell Mattress เป็นวัสดุเสริมความแข็งแรงในถนนที่ก่อสร้างดินอ่อน ซึ่งทำจากสารสังเคราะห์ Polypropylene (PP.) โดยจะทำการปู Tensar SS 2 Geogrids บนดินเดิม แล้วทำการติดตั้ง Tensar SR 55 Geogrids (แผ่นตั้ง) สูง 1.00 เมตร ยึดด้วยแท่งเหล็ก ดังภาพที่ 14 และ 15 ภายในบรรจุด้วยหินคลุกจนเต็มทุกช่อง



ภาพที่ 14 การติดตั้ง Tensar Geogrid SR 55 ที่บริเวณรอบนอก



ภาพที่ 15 การติดตั้ง Tensar Geogrid SR 55 ที่บริเวณภายใน

6. Soil Cement

Soil Cement เป็นการปรับปรุงคุณภาพดินให้มีคุณสมบัติทางด้านกำลังรับแรงอัดที่สูงขึ้น โดยการผสมปูนซีเมนต์ ในอัตราส่วนที่เหมาะสมกับดิน จะเกิดปฏิกิริยา Hydration ทำให้ดินจับตัวเป็นเม็ดใหญ่ มีความแข็งแรงสูงขึ้น (Ingles และ Metcalf, 1972)

การปรับปรุงคุณภาพดินด้วยซีเมนต์ได้เริ่มตั้งแต่ ค.ศ. 1915 ที่ถนนไฮต์ เมืองซาราโตจามลรัฐฟลอริดา โดยการชูด Shell จากบริเวณอ่าวมาผสมกับทรายและซีเมนต์ แล้วบดอัดด้วยรถบดไอน้ำ ขนาด 10 ตัน (ทรงพล, 2531)

การปรับปรุงคุณภาพของดินด้วยซีเมนต์ ซึ่งอาศัยผลจากปฏิกิริยาเคมีระหว่างทราย ดิน ซีเมนต์ และน้ำ แล้วทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติทางด้านวิศวกรรม ซึ่งเป็นวิธีที่มีประสิทธิภาพและนำไปใช้อย่างกว้างขวาง (อนุวัตร, 2538)

คุณสมบัติของดินซีเมนต์ หลังจากซีเมนต์ผสมดินและน้ำแล้ว จะทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติดังต่อไปนี้ (อนุวัตร, 2538)

1. ความสามารถในการเปลี่ยนแปลงรูปร่าง เนื่องจากปฏิกิริยาซีเมนต์ไฮเดรชัน จะทำให้เกิดแคลเซียมไฮดรอกไซด์ แล้วมีการแลกเปลี่ยนหรือรวมตัวกันของประจุไฟฟ้ารอบเม็ดดิน ทำให้มีแรงดึงดูดระหว่างกัน เม็ดดินจึงจับตัวกันเป็นก้อน

2. การยึดประสานในการบดอัดดินซีเมนต์ ส่วนประกอบต่างๆ ของซีเมนต์จะทำให้ปฏิกิริยาไฮเดรชันเกิดขึ้นในเวลาต่างกันไป เม็ดดินจะเกิดการเกาะยึดกันเป็นก้อนและสามารถรับแรงอัดได้ การยึดเกาะกันนี้จะเกิดขึ้นทั้งระหว่างเม็ดดินกับซีเมนต์ และซีเมนต์กับซีเมนต์เอง และเม็ดดินกับซีเมนต์ ซึ่งแยกประเภทสำหรับดินเม็ดละเอียดและดินเม็ดหยาบดังนี้

2.1 ดินเม็ดละเอียด การผสมซีเมนต์กับเม็ดดินละเอียดนั้น ทำได้ทั้งชนิด Clayey และ Silty Soil แต่ต้องใช้ปริมาณซีเมนต์สูงกว่าดินชนิดเม็ดหยาบ เพราะที่ดินชนิดเม็ดละเอียดมีพื้นที่ผิวและจุดสัมผัสมากกว่าชนิดเม็ดหยาบ โดยซีเมนต์จะเป็นตัวช่วยในการเกาะตัวของเม็ดดินให้แข็งแรงขึ้น นอกจากนั้นซีเมนต์จะเป็นตัวช่วยลดค่าความเหนียว (Plasticity) แล้ว ยังช่วยในการเพิ่มค่ากำลังรับแรงเฉือน (Shear Strength) ของดินอีกด้วย ทั้งนี้เพราะปฏิกิริยาเคมีของซีเมนต์ที่เกิดขึ้นจะเกิดตามผิวของเม็ดดิน โดยจะไล่ น้ำที่เกาะอยู่รอบๆ ผิวเม็ดดินออกไป และตัวซีเมนต์จะเข้าไปแทนที่ ทำให้ลดการบวมและอ่อนตัวของดินเมื่อมีน้ำภายนอกซึมเข้าไปอีก

2.2 ดินเม็ดหยาบ ในกรณีของดินชนิดเม็ดหยาบ ปฏิกิริยาของซีเมนต์จะทำหน้าที่คล้ายกับการผสมคอนกรีต เว้นแต่ว่าซีเมนต์เพสต์ (Cement Paste) จะไม่ไปช่วยอุดช่องว่างระหว่างเม็ดดิน การยึดเกาะกันก็จะมีการเกาะกันทาง Mechanical Interlock และ Chemical Cimentation กรณีของทราย การยึดเกาะจะเกิดขึ้นตรงบริเวณผิวสัมผัส เมื่อทรายมีการบดอัดแน่น ช่องว่างระหว่างเม็ดทรายจะมีน้อย พื้นที่ผิวสัมผัสมีมาก การยึดเกาะกันก็จะแข็งแรงขึ้น แต่ถ้าเป็นทรายชนิดเม็ดขนาดเดียวกันตลอด (Uniform Grade) พื้นที่ผิวสัมผัสจะมีน้อย การใช้ซีเมนต์จึงต้องมีปริมาณมากขึ้นกว่าชนิดที่มีขนาดคละกันดี (Well Graded)

6.1 กลไกของการปรับปรุงคุณสมบัติของดินโดยการผสมซีเมนต์

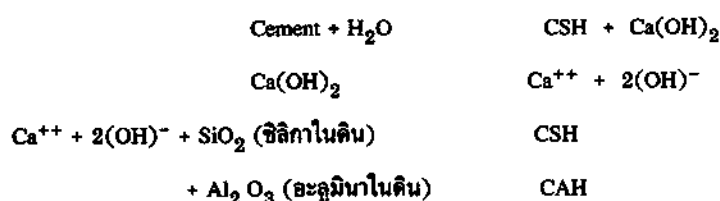
Lambe และคณะ (1959) และ Mob (1962) ได้อธิบายไว้ว่า สารประกอบสำคัญ 4 ชนิดที่มีอยู่ในซีเมนต์ ได้แก่ ไตรแคลเซียมซิลิเกต (C_3S), ไดแคลเซียมซิลิเกต (C_2S), ไตรแคลเซียม อะลูมิเนต (C_3A) และเตตราแคลเซียมอะลูมิโนเฟอร์ไรท์ (C_4AF) เมื่อน้ำผสมกับซีเมนต์จะทำให้เกิดปฏิกิริยาซีเมนต์ไฮเดรชัน เกิดเป็นสารประกอบแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (CSH), แคลเซียมอะลูมิเนตไฮเดรต (CAH) และ วีสซิลไฮเดรทโลม (ปูนขาว) กระบวนการคั่งกล่าวทำให้เกิดการแข็งตัวของ CSH และ CAH ซึ่งเป็นวัสดุสำหรับเชื่อมยึด นอกจากนี้วีสซิลไฮเดรทโลม (ปูนขาว) ที่เกิดขึ้นในกระบวนการคั่งกล่าวจะทำให้ความเป็นด่าง (pH) ของ Pore Water เพิ่มขึ้น เป็นผลทำให้ Colloidal Gel หรือ Cement Gel เกิดการรวมตัวแล้วยึดเกาะกันเป็นมวลที่มีกำลังรับแรงอัดสูงขึ้นตามอายุการบ่ม

ในมวลดินที่มีขนาดเม็ดหยาบเมื่อเกิดซีเมนต์ไฮเดรชัน การยึดเกาะกันของเม็ดดินจะคล้ายกับในคอนกรีต แต่ซีเมนต์เพสต์ (Cement Paste) จะไม่อุดเต็มช่องว่างระหว่างอนุภาคของดิน โดยแรงเชื่อมยึดติดกัน จะเกิดจากแรงยึดเหนี่ยวทางด้าน Mechanical ของ CSH และ CAH ที่มีอนุภาคของดิน

ส่วนดินที่มีขนาดเม็ดละเอียด แรงยึดเกาะกันจะประกอบทั้งด้าน Mechanical Interlock และ Chemical Cementation การยึดเกาะทางด้าน Chemical Cementation นั้น เกิดปฏิกิริยาระหว่างซีเมนต์กับซิลิกาและอะลูมินา ที่มีอยู่ตามผิวเม็ดดิน ส่วนสารประกอบ CSH และ CAH ที่อยู่รอบเม็ดดินก็จะทำให้เม็ดดินเกิดการเชื่อมต่อกัน

Herzog และ Mitchell (1963) ได้กล่าวถึงการเกิดซีเมนต์ไฮเดรชันว่า ในช่วงแรกจะมีการเกิด CSH และ CAH ขึ้นมาก่อน หลังจากนั้นปฏิกิริยาซิลิกาและอะลูมินา ที่มีอยู่ในเม็ดดินกับแคลเซียมไฮดรอกไซด์ที่เกิดจาก วีสซิลไฮเดรทโลม (ปูนขาว) จะเป็นกระบวนการที่สองที่จะทำให้เกิด CSH และ CAH ตามมา ซึ่งต้องใช้ระยะเวลายาวนานกว่า จึงทำให้กำลังรับแรงอัดของดินซีเมนต์จะสูงตามอายุการบ่มที่เพิ่มขึ้น

Moh (1965) ได้เขียนปฏิกิริยาของดินซีเมนต์เป็นสมการทางเคมี ได้ดังต่อไปนี้



7. แรงดันน้ำในมวลดิน

แรงดันน้ำในมวลดินตามธรรมชาติ ที่ระดับความลึกเดียวกันจะเท่ากัน (เท่ากับระดับน้ำใต้ดินที่จุดนั้น) เมื่อเกิดแรงกระทำต่อมวลดิน โดยเฉพาะดินเหนียวซึ่งน้ำระบายออกจากช่องว่างได้ยาก จะทำให้เกิด Excess Pore Water Pressure ขึ้นมารับแรงที่กระทำ ความดันน้ำในขณะนั้นจะสูงกว่าบริเวณข้างเคียง ที่ไม่ได้รับอิทธิพลของน้ำหนักที่เพิ่มขึ้น ตามธรรมชาติของน้ำจะไหลออกจากที่ที่มี Total Head สูง ไปสู่ที่ที่มี Total Head ต่ำกว่า น้ำจึงหาทางกระจายออกไปรอบข้าง โดยแทรกออกไปตามช่องว่างระหว่างเม็ดดิน ในขณะเดียวกันน้ำหนักบรรทุกทุกที่จะถูกถ่ายไปสู่เนื้อดินมากขึ้นตามลำดับ จนกระทั่ง Total Head เท่ากันกับบริเวณรอบด้านอีกครั้งหนึ่ง (วรากร, 2527) ในกรณีที่มีน้ำหนักบรรทุกกระทำอย่างรวดเร็ว และมีค่าเกินกำลังของดินที่รับไว้ได้ จะเกิดการเคลื่อนพัง การทรุดตัวแบบ Flow ของดินซึ่งอาจจะหยุดเมื่อเกิด Consolidation Process ก็ได้ การทรุดตัวดังกล่าวจะทำให้เกิดค่า Excess Pore Water Pressure ในดินเพิ่มขึ้นกับเวลาเพียงเล็กน้อย ถ้าในสนามเกิด Consolidation Process พร้อมกันไปด้วย ค่า Excess Pore Water Pressure มักจะมีแนวโน้มว่าจะคงที่กับเวลา และในกรณีที่พบว่า Excess Pore Water Pressure เพิ่มขึ้นกับเวลาก็แสดงว่ามวลดินอาจเกิดการพังทลายได้ด้วยผลของ Undrained Creep และ Flow (สุรฉัตร, 2527)

7.1 Pore Pressure Parameters

Skempton เป็นคนแรกที่กล่าวถึงและนำมาใช้ในปี ค.ศ. 1954 จึงอาจเรียกได้ว่าเป็น Skempton's Pore Pressure Parameters ก็ได้ (Das, 1985) โดยจะหมายถึงความถึงอัตราส่วนระหว่างแรงดันน้ำในมวลดินที่เพิ่มขึ้นต่อ Total Stress ที่เพิ่มขึ้น ใช้ในการคาดคะเนค่า Initial Excess Pore Pressure Parameter ที่จะเกิดขึ้นในมวลดิน เมื่อเกิดการเปลี่ยนแปลงของ Total Stress System เพื่อใช้วิเคราะห์ปัญหาเกี่ยวกับความมั่นคงหรือการทรุดตัวของดิน (Bishop, 1954; Lambe และ Whitman, 1979) ซึ่งจะขึ้นอยู่กับลักษณะของแรงกระทำตามภาพที่ 16 ได้แก่

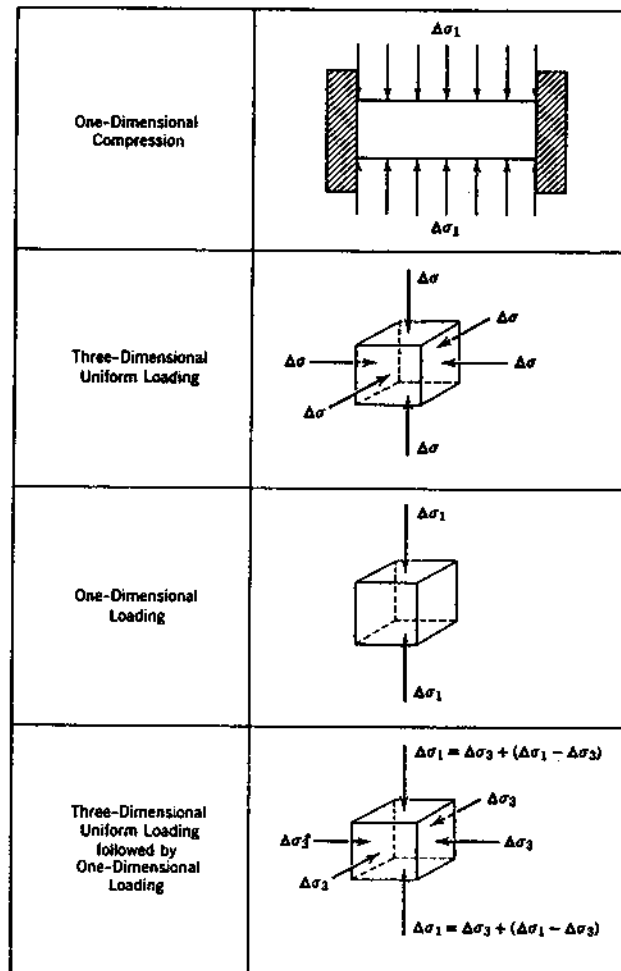
1. ในสภาวะ K_0 - Consolidation ซึ่งเกิดแรงกระทำต่อดิน ที่อยู่ในวงแหวน เป็น One Dimension Compression เรียกว่า Pore Pressure Parameter "C" สำหรับในดินทุกชนิดที่อิ่มตัวด้วยน้ำ ค่า $C = 1$ (Lambe และ Whitman, 1979)

$$C = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1} = \frac{1}{[1 + n(C_w / C_{sk})]} \quad (7)$$

เมื่อ Δu = Pore Pressure Increment
 $\Delta \sigma_1$ = Total Vertical Stress Increment
 n = Porosity

C_w = Compressibility of Water

C_{sk} = Compressibility of Soil Skeleton



ภาพที่ 16 ลักษณะการกระทำของแรง

2. ในสภาวะ Isotropic Stress มีแรงกระทำ ในทุกทิศทางเท่าๆกัน เรียกว่าค่า Pore Pressure Parameter “B” สำหรับในดินที่อิ่มตัวด้วยน้ำ ค่า $B = 1$ ส่วนดินที่ไม่มีน้ำเลย ค่า $B = 0$ (Skempton, 1954)

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1} = \frac{1}{[1 + n(C_w / C_{sk})]} \quad (8)$$

3. ในสภาวะ Uniaxial Stress มีแรงกระทำในแนวตั้งแนวเดียวและเกิด Lateral Strain ได้ เรียกว่าค่า Pore Pressure Parameter "D" สำหรับดินอิ่มตัวด้วยน้ำ ค่า D = 1/3 (Lambe และ Whitman, 1979)

$$D = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1} = \frac{1}{[n(C_w / C_{sk}) + 3]} \quad (9)$$

4. ในสภาวะ Triaxial Stress กรณีที่เช่นเดียวกับ ใน Standard Triaxial Test โดยคอนแรกให้แรงกระทำโดยรอบ (Confining Pressure) เท่ากัน แล้วเพิ่มแรงในแนวตั้ง (Deviator Stress) เท่ากับค่า Pore pressure Parameter ที่เกี่ยวข้องจะได้จากกรณี Isotropic และ Uniaxial Stress ซึ่งสามารถวัดค่าได้ในการทดสอบในห้องปฏิบัติการ (Skempton, 1954)

$$\begin{aligned} \Delta u &= B\Delta\sigma_3 + D(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \\ &= \Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \text{ for Saturated Clays} \end{aligned} \quad (10)$$

ค่า Pore Pressure Parameter "A" ไม่ได้เป็นคุณสมบัติที่คงที่ของดิน (Lambe, 1964) แต่จะเพิ่มขึ้นตาม Strain, OCR., Initial Stress System และ Total Stress Path เป็นต้น

Henkel (1960) ได้ปรับแก้สมการของ Skempton (1954) เพื่อให้ใช้ได้กับกรณีที่ไม่เท่ากันด้วย เป็น

$$\Delta u = \Delta\sigma_{oct} + 3a \Delta\tau_{oct} \quad (11)$$

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

$$\Delta\tau_{oct} = a \sqrt{[(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2)^2 + (\Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3)^2 + (\Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_1)^2]}$$

$$a = \text{Henkel's Pore Pressure Parameter}$$

ในกรณีของ $\Delta\sigma_2 = -\Delta\sigma_3$ จะได้ว่า

$$\Delta u = \frac{\Delta\sigma_1 + 2\Delta\sigma_3}{3} + a\sqrt{2}(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (12)$$

ในกรณีของ Uniaxial Stress จะได้ว่า

$$\begin{aligned} \Delta u &= \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3}{3} + a\sqrt{2}(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \\ &= (1/3 + a\sqrt{2})(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \end{aligned} \quad (13)$$

เปรียบเทียบกับกรณี Uniaxial Stress $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$ ซึ่ง

$$\Delta u = A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (14)$$

$$\text{จะได้ว่า } A = (1/3 + a\sqrt{2}) \quad (15)$$

$$\text{หรือ } a = (A - 1/3)/\sqrt{2} \quad (16)$$

ซึ่งเหมาะสำหรับกรณีของ Plane Strain (Das, 1985) ซึ่งจะไม่คำนึงถึง Stress ตามความยาวของถนน เนื่องจากความยาวมีค่ามากกว่าความกว้างของถนนมาก

วิธีการดังกล่าวเป็นที่นิยมใช้ในการคาดคะเนค่าแรงดันน้ำในมวลดินในช่วง Elastic (D'Appolonia, 1971; Lambe, 1973) ต่อมา Tavenas และ Leroueil (1980) ได้ทำการศึกษาจากการก่อสร้างจริงพบว่า มีการเกิด Consolidation ขึ้นด้วยในระหว่างช่วงแรกๆ ของการก่อสร้าง และได้แบ่งสภาพการเกิดแรงดันน้ำส่วนเกินในมวลดิน (Excess Pore Water Pressure) ออกเป็น 3 ช่วง ตามภาพที่ 17 คือ

- ช่วงแรกสำหรับดิน NCC. ค่า "B" ($\Delta u/\Delta\sigma_3$) จะมีค่าน้อยกว่า 1 จนกระทั่งถึงจุด Preconsolidated Pressure โดยค่า B_1 สามารถหาค่าโดยประมาณได้จาก

$$B_1 = 0.6 - 2.4[(Z/H) - 0.5]^2 \quad (17)$$

เมื่อ NCC. = Normally Consolidated Clay

- Z = ความลึกของชั้นดินที่พิจารณา
- H = ความหนาของชั้นดินเหนียวนั้น

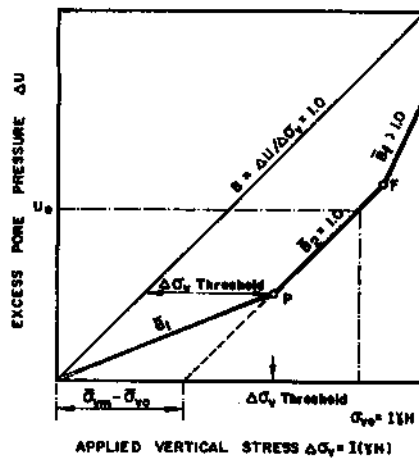
ส่วนค่าความสูงของดินถมที่สามารถทำได้ โดยที่ยังอยู่ในช่วงแรกนี้เรียกว่า Threshold Height of Embankment สามารถหาค่าได้จาก (Leroueil และ คณะ, 1978)

$$\gamma H_{nc} = \frac{\bar{\sigma}_{vm} - \bar{\sigma}_{vo}}{I \cdot B_1} \quad (18)$$

- เมื่อ
- γ = Total Unit Weight
 - $\bar{\sigma}_{vm}$ = Preconsolidation Pressure
 - $\bar{\sigma}_{vo}$ = Overburden Effective Stress
 - I = Stress Influence Factor (from any elastic solution)

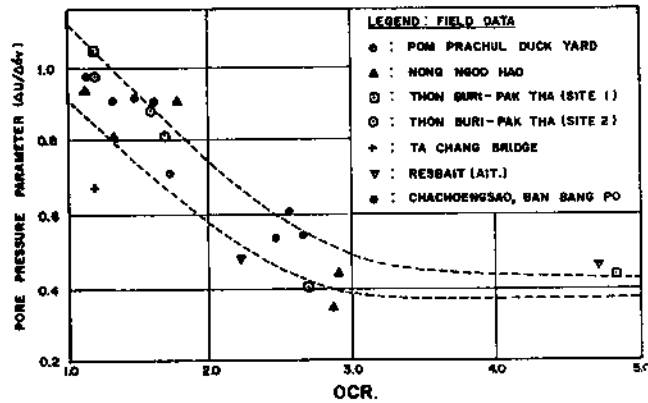
- ช่วงที่สองค่า B_2 จะมีค่าเท่ากับ 1.0

- ช่วงที่สามเกิด Local Failure ซึ่งค่าแรงดันน้ำส่วนเกิดไม่สามารถคาดคะเนได้ ค่า B_3 มากกว่า 1.0



ภาพที่ 17 ความสัมพันธ์ระหว่าง Δu และ σ_v

Lee (1983) ได้ทำการวัดแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นได้ค้นดินในกรุงเทพฯ และบริเวณใกล้เคียง ซึ่งพบความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure Parameter ($\Delta u/\Delta \sigma_v$) กับ OCR. ดังภาพที่ 18 จากความสัมพันธ์นี้ทำให้สามารถประมาณแรงดันน้ำส่วนเกินที่ประลัยได้อีกวิธีหนึ่ง



ภาพที่ 18 ความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure Parameter กับ OCR.

8. การทรุดตัวของดิน

มวลดินตามธรรมชาติ ประกอบไปด้วยเม็ดดินขนาดต่างๆ กันจัดเรียงตัวกัน ในรูปลักษณะที่ไม่แน่นอนมีช่องว่างอยู่ระหว่างเม็ดดิน สำหรับดินที่มีความชื้น จะมีน้ำแทรกอยู่ในช่องว่างดังกล่าวเป็นบางส่วน ส่วนในดินที่อิ่มตัวด้วยน้ำจะมีน้ำอยู่เต็มในช่องว่างทั้งหมด เมื่อได้รับแรงกระทำจากภายนอก จะทำให้มวลดินยุบตัวมีปริมาตรลดลงจากเดิม อันเนื่องมาจากการจัดเรียงตัวของเม็ดดินจากการลดลงของช่องว่างระหว่างเม็ดดิน และจากการที่มีน้ำไหลออกไปจากมวลดิน (Skempton และ Bjerrum, 1957) แบ่งออกเป็น 3 ส่วนใหญ่ๆ ดังต่อไปนี้

8.1 Immediate Settlement

Immediate Settlement (S_i) เป็นการยุบตัวของมวลดินที่เกิดขึ้นในทันทีทันใด ที่ได้รับแรงกระทำโดยปริมาตรไม่เปลี่ยนแปลง ไม่มีการไหลของน้ำออกจากมวลดิน ซึ่งจะขึ้นกับคุณสมบัติในการรับแรงของดิน เช่น Modulus of Elasticity (E_p), Poisson's Ratio (μ) และ แรงกระทำ (วรากร, 2527) ขณะที่ดินบริเวณนั้นทรุดตัวลง จะมีผลทำให้ดินบริเวณใกล้เคียงพองปูดขึ้นมาแทน สำหรับดินที่ไม่อิ่มตัวด้วยน้ำ จะเกิดการทรุดเนื่องจากการลดปริมาตรของช่องว่างอย่างรวดเร็ว โดย Compressive Stresses มีผลทำให้ Effective Stresses เพิ่มขึ้น เมื่อเพิ่มถึงประมาณ 90% จะทำให้เกิด

แรงดันของน้ำเพิ่มขึ้น ถ้าแรง Compression เกิดขึ้นอย่างช้าๆ จะเป็นขบวนการ Consolidation (Stamatopoulos และ Kotzias, 1985)

การคำนวณหาประมาณการทรุดตัวกระทำได้หลายวิธี ได้แก่

1. หลักการของ Theory of Elasticity

$$S_i = (1 - \mu^2) \frac{q \cdot B \cdot I}{E_u} \quad (19)$$

เมื่อ S_i = ระยะการทรุดตัวที่แนวศูนย์กลาง
 q = Pressure ที่กระทำ
 E_u = Undrained Young's Modulus
 μ = Poisson's Ratio
 = 0.5 เนื่องจากปริมาตรไม่เปลี่ยนแปลง
 B = ความกว้างของน้ำหนักรรทุก
 I = Influence Factor

ค่า I จะขึ้นอยู่กับ Shape of Loaded Area และความลึกของชั้นดินเหนียว ซึ่ง Steinbrenner(1934) ได้สร้างเป็นสมการไว้ ต่อมา Fox (1948) ได้เสนอค่า Correction Factor สำหรับกรณีพื้นฐานรากอยู่ลึกจมลงไปในดินไว้ด้วย เช่นเดียวกับ Janbu และคณะ (1956) ซึ่งได้เสนอสมการสำหรับ Uniformly Loaded Flexible Footing ไว้ ต่อมา Christian และ Carrier (1978) ได้รวบรวมปรับปรุง สร้างเป็น Chart สำหรับหาค่า Correction Factors ดังกล่าว ส่วน Rigid Footings จะเกิด Uniform Settlement มีค่าลดลงประมาณ 7 % (Schleicher, 1926) เนื่องจากลด Loading Intensity ที่จะส่งผลไปสู่ชั้นดินฐานรากได้ด้วย (Fones, 1985) Madhav และ Mirea (1992) ยังได้กล่าวว่า มีผลทำให้การทรุดตัวที่เกิดจะเป็นลักษณะ Uniform มากขึ้น โดยบริเวณกึ่งกลางจะมีค่าลดลง และเพิ่มขึ้นที่บริเวณขอบไหล่ทาง

2. วิธี Finite Element เป็นการกะประมาณรูปแบบของปัญหา โดยการแบ่งมวลดินเป็น Element ย่อยๆ ที่ต่อเนื่องกัน ในแต่ละ Element จะถูกกำหนดให้มี Stress-Strain Law และ Failure Criteria จุดต่อของ Element ที่เชื่อมต่อกับ Element ข้างเคียง เรียกว่า Nodal Points ในด้านปรุทฤษฎศาสตร์ เราจะใช้วิธี Finite Element เพื่อหาค่าหน่วยแรงและความเครียดในมวลดิน

ส่วนสำคัญของวิธี Finite Element คือ Stiffness ของแต่ละ Element ซึ่งจะขึ้นกับค่า Poisson's Ratio (μ) และโมดูลัสยืดหยุ่นของดิน (E_u) เนื่องจากมี Nodal Point จำนวนมาก จึงมีสมการการเคลื่อนที่ของ Nodal Point มาก การแก้สมการเหล่านี้ จะต้องใช้วิธี Matrix Algebra

คำตอบของวิธี Finite Element จะอยู่ในรูปของสมการสมดุลและ Compatibility ของแต่ละ Nodal Point ซึ่งสามารถเขียนสมการในรูปของ Matrix ได้ดังสมการที่ 20

$$\{F\} = [k]\{\delta\} \quad (20)$$

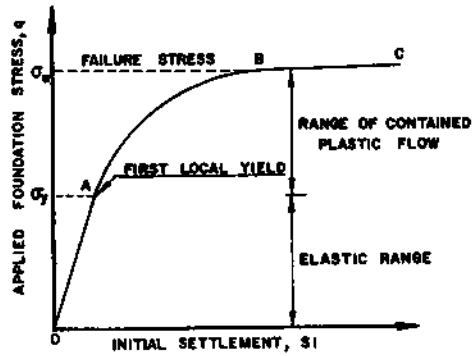
เมื่อ F = แรงที่กระทำ (Vector of Applied Nodal Forces)
 k = Stiffness Matrix
 δ = Unknown Nodal Displacement Vector

เมื่อแก้สมการข้างต้นแล้วด้วยคอมพิวเตอร์มีขนาดเหมาะสม จะทำให้ทราบการเคลื่อนที่ของดินได้ฐานราก หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในแต่ละ Element จะหาได้ โดยการเปลี่ยนค่าการเคลื่อนที่ของ Node ไปเป็นความเครียดของแต่ละ Element และใช้ความสัมพันธ์ของ Stress- Strain Relationship หาค่าหน่วยแรงใน Element

วิธี Finite Element จะทำให้ทราบพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของดินทุก ๆ จุดได้ดี แต่ค่าที่ได้จะไม่ถูกต้อง เนื่องจากการแบ่งขนาดของแต่ละ Element การกำหนดขอบเขต (Boundary Condition) ไม่ดี และอาจเนื่องจากการเลือกใช้คุณสมบัติของดินไม่เหมาะสม (พินิจ, 2528)

3. วิธีของ D'Appolonia และ คณะ(1971) ใช้วิธี Theory of Elasticity ร่วมกับ Finite Element โดยอาศัยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ชื่อ PLASAD (MIT., 1969) สร้างเป็นกราฟแสดงค่าระหว่าง Settlement Ratio (S_r) กับ Applied Stress Ratio (q/q_u) ที่ $H/B = 3$ ค่า (H คือความหนาของชั้นดินและ B คือความกว้างของฐานราก) เพื่อใช้คำนวณหา Initial Settlement ที่น้ำหนักบรรทุกใด ๆ ไปจนกระทั่งถึงจุด Failure ตามภาพที่ 19

ค่า Parameters ที่ใช้มี 3 ตัวคือ Undrained Young's Modulus (E_u), Ultimate Bearing Stress (q_u) และ Initial Shear Stress Ratio (f) ซึ่ง f เป็นสัดส่วน ระหว่าง Initial In Situ Stress ต่อ Undrained Shear Strength โปรแกรมดังกล่าวมีข้อสมมุติฐานว่าดินฐานรากมีคุณสมบัติเป็น Elastic-Perfectly Plastic และเกิด Yield ตามหลักการของ Tresca Criterion ($T_{max} = S_u$) น้ำหนักบรรทุกเป็น Uniformly Load Strip on a Homogeneous Layer ค่าที่ได้จากกราฟเป็นค่าที่เกิดบริเวณแนวทึ่งกลางของน้ำหนักบรรทุก มีขั้นตอนการคำนวณดังนี้



ภาพที่ 19 Idealized Load-Initial Settlement Curve (D'Appolonia และ คณะ, 1971)

- หาค่า E_u และ f จาก: การหรือในสนาม

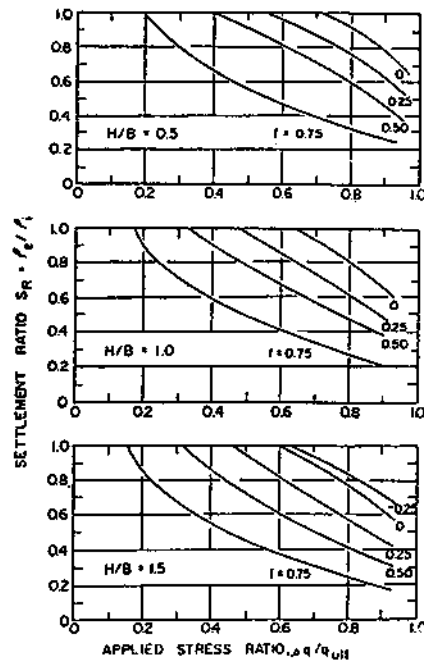
$$\text{เมื่อ } f = \frac{\bar{\sigma}_{vo} - \bar{\sigma}_{ho}}{2S_u} = \frac{(1 - K_o)\bar{\sigma}_{vo}}{2S_u} \quad (21)$$

- หาค่า q และ q_u

- หาค่า S_i จาก Theory of Elasticity

- จาก q/q_u และ f ที่ H/B ต่างๆ เปิดกราฟจาก ภาพที่ 20 จะได้ S_r ได้ค่า

$$\text{Initial Settlement} = S_i/S_r$$



ภาพที่ 20 ความสัมพันธ์ระหว่าง Settlement Ratio และ Applied Stress Ratio

4. วิธีของ Leroueil และ คณะ (1978) ได้เสนอวิธีการคาดคะเนสำหรับในกรณีที่มีการก่อสร้างงานดินถมไม่ได้ทำงานแบบครั้งเดียวเสร็จ จะมีผลทำให้เกิด Consolidation Settlement ร่วมด้วย โดยมีค่าเป็น

$$S_c = \frac{C_s}{1 + e_o} H \log \left(\frac{\bar{\sigma}_{vo} + \Delta\sigma_v}{\bar{\sigma}_{vo}} \right) \quad (22)$$

ถ้า $(\bar{\sigma}_{vo} + \Delta\sigma_v) > \bar{\sigma}_{vm}$ ใช้ค่า $\bar{\sigma}_{vm}$ แทน

- เมื่อ
- C_s = Recompression Index
 - H = ความหนาของชั้นดิน
 - $\bar{\sigma}_{vo}$ = Overburden Vertical Effective Stress
 - $\Delta\sigma_v$ = Incremental Vertical Stress
 - $\bar{\sigma}_{vm}$ = Maximum Past Pressure
 - e_o = In Situ Void Ratio

Cox (1981) ได้นำหลักการดังกล่าวมาใช้กับโครงการก่อสร้างทางหลวงสาย บางนา - บางปะกง กรุงเทพฯ ปรากฏว่าได้ผลใกล้เคียงกับที่วัดได้จริงในสนาม โดยใช้สมการที่ 23

$$S_i = \frac{q B}{E_u \cdot S_r} (1 - \mu^2) + C_s H \log \left(\frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_{vo}} \right) \quad (23)$$

8.2 Primary Consolidation Settlement

Primary Consolidation Settlement (S_c) เป็นการยุบตัวของมวลดินเมื่อเวลาผ่านไป Excess Pore Water Pressure ที่เกิดจากแรงกระทำจากภายนอก จะไหลซึมกระจายออกไปสู่บริเวณข้างเคียง จะขึ้นกับคุณสมบัติในการยุบตัวของดิน ความสามารถในการยอมให้น้ำซึมผ่านออกไปได้ (Terzaghi และ Peck, 1967) การทรุดตัวในช่วงนี้จะเกิดขึ้นทันทีภายหลังเกิด Immediate Compression และเสร็จสิ้นเมื่อแรงดันน้ำลดลงจนหมดไป (Stamatopoulos และ Kotzias, 1985)

การคำนวณหาปริมาณการทรุดตัวกระทำได้หลายวิธี ได้แก่

1. วิธี One-dimensional Consolidation Settlement โดยใช้ผลจาก Oedometer Test (Terzaghi, 1925)

$$\begin{aligned} S_c &= \text{Primary Consolidation Settlement} \\ &= \frac{\Delta e}{1 + e_o} H \end{aligned} \quad (24)$$

เมื่อ e_o = Initial Void Ratio
 Δe = Void Ratio ที่เปลี่ยนแปลงไป
 H = ความหนาของชั้นดิน

สำหรับ Normally Consolidated Clays

$$\Delta e = C_c \log \left(\frac{\bar{\sigma}_{vo} + \Delta \sigma}{\bar{\sigma}_{vo}} \right) \quad (25)$$

เมื่อ C_c = Compression Index
 $\Delta \sigma$ = Induced Stress

สำหรับ Over Consolidated Clays ($\bar{\sigma}_{vo} + \Delta\sigma \leq \bar{\sigma}_{vm}$)

$$\Delta e = C_r \log \left(\frac{\bar{\sigma}_{vo} + \Delta\sigma}{\bar{\sigma}_{vo}} \right) \quad (26)$$

เมื่อ C_r = Recompression Index

ในกรณี $\sigma < \bar{\sigma}_{vm} < \bar{\sigma}_{vo} + \Delta\sigma$

$$\Delta e = C_r \log \left(\frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_{vo}} \right) + C_c \log \left(\frac{\bar{\sigma}_{vo} + \Delta\sigma}{\bar{\sigma}_{vm}} \right) \quad (27)$$

นอกจากนี้ยังมีวิธีคำนวณหา Consolidation ของงานดินถมบนดินเหนียวอ่อน โดยใช้การวิเคราะห์จาก e-log P Curve โดยตรงซึ่งเสนอโดย Mesri และ Choi(1985)

$$S_c = \frac{H}{1 + e_o} \left[C_r \log \left(\frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_{vo}} \right) + C_c \log \left(\frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_p} \right) \right] \quad (28)$$

เมื่อ H = ความหนาของชั้นดิน

e_o = In Situ Void Ratio

C_r = Recompression Index

$\bar{\sigma}_{vm}$ = Preconsolidation Pressure

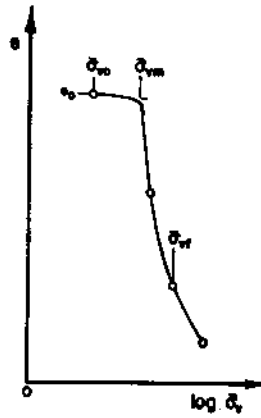
$\bar{\sigma}_{vo}$ = Initial Effective Overburden Pressure

C_c' = Modified Compression Index

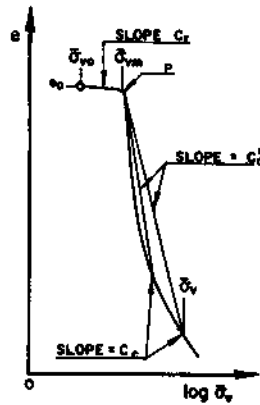
$\bar{\sigma}_{vf}$ = Final Consolidation Pressure

เนื่องจากกราฟ e-log P โดยทั่วไป มักจะไม่เป็นเส้นตรงดังภาพที่ 21

อาจจะไม่สามารถใช้ค่า Compression Index, C_c เพียงค่าเดียวได้ จึงใช้ค่า Modified Compression Index, C_c' ซึ่งได้จาก Slope ของเส้นตรงที่ลากเชื่อมต่อระหว่างจุด P (Preconsolidation Pressure) ไปยังจุดบนเส้นโค้งตามต้องการดังในภาพที่ 22



ภาพที่ 21 กราฟ e-log σ_v ของ Soft Clays

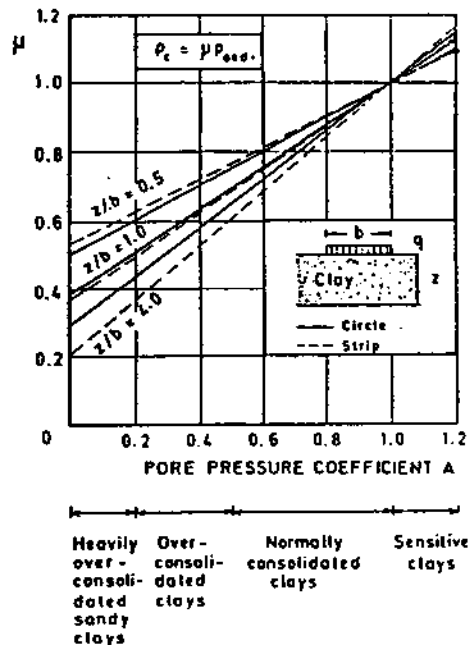


ภาพที่ 22 ค่า C_r, C_c และ C_c'

2. วิธีของ Skempton และ Bjerrum (1957) ใช้ผลจาก Oedometer Test โดยมีค่าปรับแก้เนื่องจากการพิจารณา Excess Pore Water Pressure ด้วย เป็น

$$S_{final} = S_i + u \cdot S_{oed.} \quad (29)$$

- เมื่อ
- S_i = Immediate Settlement
 - S_{oed.} = Settlement Calculated in the Oedometer Test
 - u = Factor ซึ่งขึ้นกับ Pore Pressure Coefficient "A" ตามภาพที่ 23



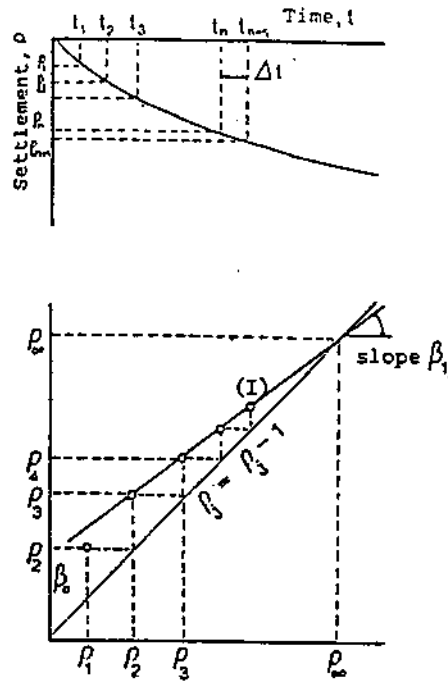
ภาพที่ 23 Factor ของ Skempton และ Bjerrum (1957)

3. วิธีกราฟพีคของ Asaoka (1978) ใช้วิธีการสังเกตวัดค่าการทรุดตัวจากสนาม ซึ่งเป็นค่าที่เกิดขึ้นจริง ในช่วงระยะเวลาต่างๆ แล้วนำมาเขียนกราฟ ดังภาพที่ 24 สามารถทราบค่าการทรุดตัวที่จะเกิดขึ้นในอนาคตที่ระยะเวลาใดๆ และสามารถทราบค่าการทรุดตัวทั้งหมดอีกด้วย ภายใต้สภาวะที่ Initial Distribution of Excess Pore Water Pressure, Drain Length, Final Vertical Strain of Soil และค่า Coefficient of Consolidation อาจจะไม่คงที่ อันเป็นสภาวะที่เกิดขึ้นจริงในทางปฏิบัติ วิธีกราฟนี้ใช้ง่าย สะดวก โดยมีขั้นตอนดังนี้

- นำข้อมูลค่าการทรุดตัวที่วัดได้กับเวลาในช่วงระยะเวลาพอสมควร มาเขียนลงในกราฟ แบ่งช่วงระยะเวลาออกเป็น t เท่าๆ กัน ค่า t ยิ่งมีค่ามาก ความแม่นยำถูกต้องก็จะมากตามไปด้วย

- นำค่าการทรุดตัวแต่ละช่วงเวลา t (Time Interval) ที่แบ่งไว้มาเขียนลงในกราฟ S_{k-1} , S_k โดยที่ k เป็นช่วงเวลาแบ่งไว้ แล้วลากเส้น 45 องศา ($S_{k-1} = S_k$) ไปตัดกับแนวเส้นที่เขียนไว้

- จุดที่เส้นทั้งสองตัดกันจะเป็นค่า Total Final Settlement



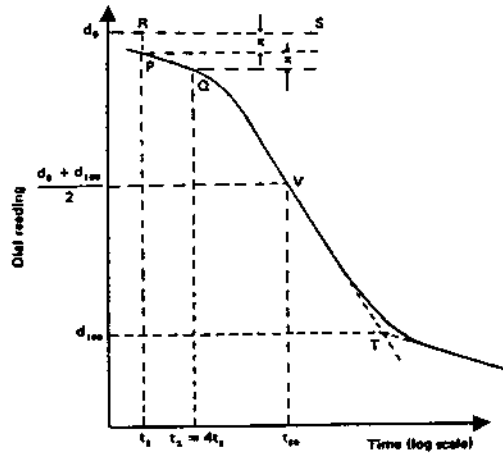
ภาพที่ 24 กราฟการทรุดตัว Asaoka (1978)

4. วิธี Stress Path เนื่องจากการทรุดตัวของโครงสร้าง ไม่ได้ขึ้นอยู่กับแรงดันที่เพิ่มขึ้นเท่านั้น แต่ขึ้นอยู่กับลักษณะของการเพิ่มของแรงด้วย Stress Path จะเป็นตัวที่จะนำมาจำลองสภาพของลักษณะของการเพิ่ม การเปลี่ยนแปลงดังกล่าวอย่างง่าย ๆ และต่อเนื่อง (Lambe, 1964) ตามภาพที่ 25

ซึ่งประกอบด้วย 2 ขั้นตอนคือ คำนวณหาประวัติและสถานะของดินที่อยู่ตามธรรมชาติ แล้วนำมาจำลองสภาพดังกล่าวของ Stress และ Strain ในช่วงเวลา ก่อน, ในระหว่างและภายหลังการก่อสร้าง จากนั้นจึงนำข้อมูล ผลการทดสอบมาวิเคราะห์ตามต้องการ สำหรับ Triaxial Test อาจจะไม่สามารถจำลองสภาวะ Embankment Loading ที่แท้จริงได้ เพราะค่า σ_v และ σ_h จะต้องคำนวณและมีการเปลี่ยนแปลงไปทุกขั้นตอนด้วย (Lambe, 1967) ปัญหาที่พบได้แก่การคำนวณ Stress History, In Situ Stress โดยเฉพาะอย่างยิ่งคือ Lateral Stress, การหาค่าแรงกระทำที่เพิ่มขึ้น และ การหาค่า Soil Parameters ต่าง ๆ (Lambe และ Marr, 1979)

1. วิธี Log Time Fitting (Casagrande และ Fadum, 1940) ดังภาพที่ 26

$$C_v = \frac{0.197L^2}{t_{50}} \quad (31)$$

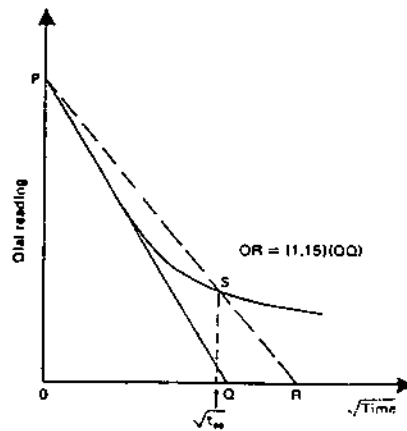


ภาพที่ 26 การหาค่า C_v โดยวิธี Log-Time Fitting

2. วิธี Square-Root Time Fitting (Taylor, 1942) ดังภาพที่ 27

$$C_v = \frac{0.848L^2}{t_{90}} \quad (32)$$

- เมื่อ
- L = Length of the Longest Drainage Path
 - t_{50} = ระยะเวลาที่เกิดการทรุดตัว 50%
 - t_{90} = ระยะเวลาที่เกิดการทรุดตัว 90%



ภาพที่ 27 การหาค่า C_v โดยวิธี Square-Root Time Fitting

3. วิธีของ Asaoka (Asaoka, 1978; Magnan และ Deroy, 1980)

$$C_v = -\frac{(5/12)H^2 \ln \beta_1}{\Delta t} \quad (33)$$

- เมื่อ H = ความหนาของชั้นดิน
 β_1 = Slope ของเส้นกราฟจากวิธีของ Asaoka
 t = ช่วงระยะเวลาที่แบ่งไว้ (Time Interval)

8.3 Secondary Consolidation Settlement

Secondary Consolidation Settlement (S_s) เป็นการยุบตัวของมวลดิน เมื่อเวลาผ่านไปนานๆ โดยที่ไม่มีแรงกระทำภายนอกเพิ่มขึ้น ไม่มี Excess Pore Water Pressure แต่มีการไหลออกของน้ำในมวลดิน ซึ่งเกิดจากการจัดเรียงเม็ดดินเท่านั้น จะขึ้นกับคุณสมบัติเฉพาะของดินเอง เช่น Atterberg's Limit (PI สูงจะทรุดตัวมาก), องค์ประกอบของสารอินทรีย์, Sensitivity (สุรฉัตร, 2527) จะเริ่มเมื่อค่าแรงดันน้ำมีค่าเกือบเป็นศูนย์ และจะเกิดขึ้นตลอดไป เป็นปรากฏการณ์ที่ช่องว่างระหว่างมวลดินค่อยๆ ลดลงเล็กน้อย สำหรับดินประเภท Sands และดินที่มีมวลหยาบอื่นๆ ถือว่าไม่มี Secondary Compression (Stamatopoulos และ Kotzias, 1985)

การคำนวณหาปริมาณการทรุดตัวกระทำได้หลายวิธี ได้แก่

1. วิธีของ Terzaghi (1925) โดยใช้ข้อมูลจาก e -log P Curve

$$S_s = \frac{C_\alpha}{1+e_0} H_{ts} \log \left(\frac{t_s}{t_p} \right) \quad (34)$$

เมื่อ S_s = Secondary consolidation Settlement
 H_{ts} = ความหนาของชั้นดินเมื่อเริ่ม Secondary Consolidation
 = $H - S_c$
 t_s = ระยะเวลาในการเกิด Secondary Compression
 t_p = ระยะเวลาที่เสร็จสิ้น Primary Consolidation

2. วิธีของ Mesri และ Choi (1985) โดยการปรับแก้ จาก e -log P Curve เพื่อใช้กับงานดินถมบนดินเหนียวอ่อนโดยตรง

$$S_s = \frac{C_\alpha}{1+e_0} H_{ts} \log \left(\frac{t_s}{t_p} \right) \quad (35)$$

ค่า Secondary Compression Index, $C_\alpha = \Delta e / \Delta \log t$ ในภาพที่ 28 อาจจะใช้ค่าที่ได้จากการทดสอบ หรือจะใช้จากความสัมพันธ์ระหว่าง C_α/C_c ซึ่งมีค่าคงที่สำหรับ Soft Clay ใดๆ ก็ได้ (Mesri และ Godlewski, 1977; Mesri และ Choi, 1984) ดังนี้

สำหรับ Inorganic Soft Clays

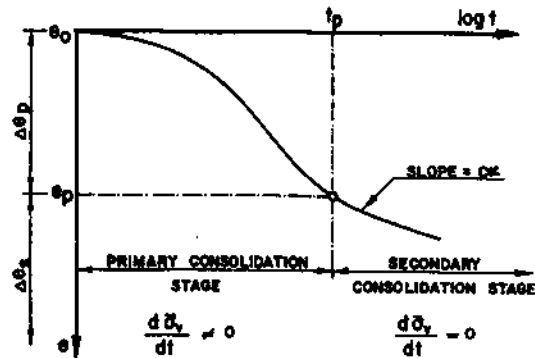
$$C_\alpha/C_c = 0.04 \pm 0.01 \quad (36)$$

สำหรับ Highly Organic Clays

$$C_\alpha/C_c = 0.05 \pm 0.01 \quad (37)$$

สำหรับ Bangkok Clay (Bergado, 1992)

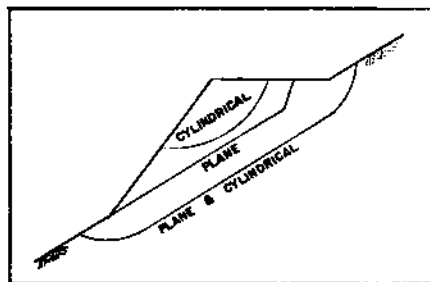
$$C_{\alpha}/C_c = 0.04 \quad (38)$$



ภาพที่ 28 การแบ่งช่วง Primary และ Secondary Consolidation Stages

9. เสถียรภาพความลาด

ความมั่นคงของลาดดินทางหรือ Earth Slope จะขึ้นกับลักษณะของเนื้อดินในบริเวณนั้นๆ ถ้าเป็นลาดตามธรรมชาติ เนื้อดินเป็นลักษณะเดียวกัน การพังทลายจะเกิดในรูปแบบของวงโค้งขนาดใหญ่ พื้นผิวที่พังทลายจะเป็นส่วนโค้งของรูปทรงกระบอก เพราะว่าวงกลมจะมีพื้นที่ผิวต่อหน่วยมวลสารน้อยที่สุด (Huang, 1983) โดยจะขึ้นอยู่กับแรงต้านการเคลื่อนตัวของดิน สำหรับที่ที่มีความยาวของทางลาดมาก ๆ การพังทลายจะเกิดในลักษณะเป็นแนวราบ ชานานไปกับทางลาดนั้นๆ และถ้ามีบริเวณใดที่ไม่แข็งแรง ก็จะเกิดแนวพังทลายผ่านบริเวณนั้น โดยอาจเกิดในรูปแบบผสมผสานกันก็ได้ ตามภาพที่ 29



ภาพที่ 29 Type of Failure Surface

สาเหตุของการพังทลายของลาดดิน (Mairaing, 1990) เนื่องจาก

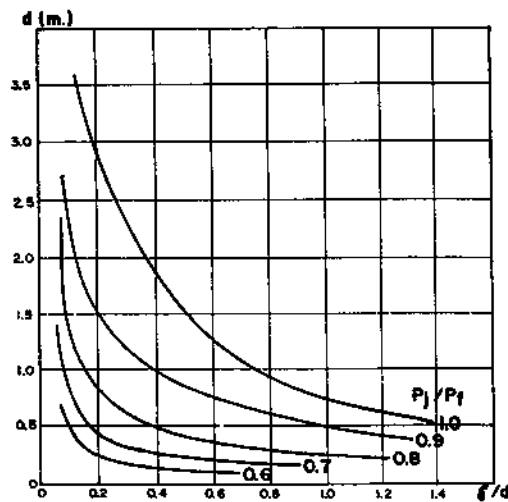
1. แรงโน้มถ่วงของโลก หรือจากน้ำหนักของมวลดินเอง
2. แรงกระทำจากภายนอก เช่นมีน้ำหนักกดทับ แผ่นดินไหว
3. ดินสูญเสียกำลัง เช่นจากการพองตัว คือมีการไหลของน้ำเข้าสู่ช่องว่างในมวลดิน
4. การกัดกร่อนตามธรรมชาติ

การวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดดิน จะใช้หลักของสมมูลย์ โดยอาจจะคิดจากโมเมนต์รวม, แรงกระทำ, หรือร่วมกันทั้งสองประการ (Huang, 1983) สำหรับดินถมคันทางบนฐานรากบนดินอ่อน มีกำลังต่ำกว่าวัสดุที่นำมาใช้เป็นคันทาง มักจะมีแนวโน้มที่จะเกิดการพังทลายเป็นส่วนโค้งของผิววงกลม ตัดลงไปบนชั้นดินฐานรากที่อ่อนนั้น (Low, 1989) การหาค่า Factor of Safety ก็นิยมใช้หลักสมมูลย์ของโมเมนต์ของน้ำหนักกระทำต่อโมเมนต์ต้าน อันเนื่องมาจากกำลังของดิน เช่นวิธีของ Bishop (1955) และปัจจุบันได้มีการพัฒนาเป็นโปรแกรมคอมพิวเตอร์ เพื่อความสะดวก รวดเร็วและแม่นยำ เนื่องจากต้องมีการคำนวณที่ซ้ำซ้อนเป็นจำนวนมาก เช่นโปรแกรม RE5P, Slope, SB-Slope เป็นต้น ดินฐานรากบริเวณที่เรียกว่า Soft Bangkok Clay เป็นดินอ่อน ซึ่งเป็นตะกอนดินขนาดเล็ก มีกำลังต้านแรงเฉือนต่ำและซุยตัวได้มาก ปัญหาที่เกิดขึ้นในระหว่างการก่อสร้าง คือปัญหาเรื่อง Stability ของดินฐานรากที่รองรับดินคันทาง สุรฉัตร (2527) กล่าวว่าภาระที่มวลดินบางส่วนได้รับ Shear Stress จากแรงกระทำภายนอกสูงมาก จนกระทั่งค่า Shear Stress ที่เกิดขึ้นมีค่าเท่ากับแรงเฉือนแบบ Undrained ของดิน เป็นผลให้เกิดการทรุดตัวแบบ Flow ในลักษณะ Undrained Local Yield ซึ่งการ Flow อาจจะหยุดลงเมื่อเกิดกระบวนการ Consolidation Process การทรุดตัวในกรณีเช่นนี้ ยังจะเกิด Undrained Creep อันเป็นการทรุดตัวแบบ Undrained ที่เป็นฟังก์ชันกับเวลาในขณะที่ Shear Stress ในดินมีค่าคงที่ การทรุดตัวดังกล่าวจะทำให้เกิดค่า Excess Pore Water Pressure ในดินเพิ่มขึ้นกับเวลาเล็กน้อย ถ้ามี Consolidation Process เกิดขึ้นพร้อมกันด้วย ค่า Excess Pore Water Pressure มักจะมีแนวโน้มว่าจะคงที่กับเวลา และในกรณีที่พบว่า Excess Pore Water Pressure เพิ่มขึ้นกับเวลา ก็แสดงว่ามวลดินอาจเกิดการพังทลายได้ด้วยผลของ Undrained Creep และ Flow

นอกจากนั้นการวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดดินที่กล่าวแล้วข้างต้น ยังมีวิธีการอื่น ๆ เช่น วิธี Approximate Solution ซึ่งเป็นวิธีการหาความสัมพันธ์ของผลที่เกิดขึ้นเนื่องจากคันทาง หรือหน่วยแรงที่กระทำกับมวลดิน

วิธีของ Matsuo และ Kawamura (1977) เป็นวิธีหนึ่งที่ตั้งอยู่ในวิธี Approximate Solution ที่สามารถหาค่าความปลอดภัยของเสถียรภาพความลาด โดยหาความสัมพันธ์ระหว่างการทรุด

ตัวที่ฝังกลางคันทาง และการเคลื่อนตัวของคันข้างที่ Toe ของลาดดิน จากการวัดในสนาม (Field Data) ของคันดินในประเทศญี่ปุ่น ซึ่งการวัดการเคลื่อนตัวของคันข้างของคันทางในสนามนั้น สามารถทำได้ง่าย และให้ผลแม่นยำกว่า Earth Pressure, Pore Water Pressure และอื่นๆ ดังนั้น Matsuo และ Kawamura (1977) ได้เสนอความสัมพันธ์ข้างต้น ดังภาพที่ 30



ภาพที่ 30 Modified (δ/d) Diagram

วิธีการเพิ่มเสถียรภาพความลาด มีหลายวิธีด้วยกัน คือ

1. **Incremental Load** เป็นการถมดินทีละชั้นๆ โดยแต่ละชั้น จะทิ้งช่วงไว้ระยะเวลาหนึ่ง รอให้ดินฐานรากมีกำลังเพิ่มขึ้นเพียงพอเสียก่อน และปริมาณดินที่ถมก็ต้องไม่มากเกินไป จนกระทั่งทำให้เกิด Stress ในชั้นดินสูงกว่ากำลังของดินฐานราก มิฉะนั้นจะเกิดการเคลื่อนพังของดินฐานรากได้ อาจจะมีการใช้ Piezometer และ Settlement Plate ตรวจวัดแรงดันน้ำในมวลดินและการทรุดเพื่อกำหนดระยะเวลาที่จะทำการถมดินตลอดจนความหนาของชั้นดินที่จะถมต่อไปด้วย

2. **Preloading** เป็นการถมดินในปริมาณที่มากกว่าดินคันทางที่ออกแบบไว้ โดยที่ต้องไม่เกิดการเคลื่อนพังด้วย แล้วปล่อยให้ไว้ให้เกิดการทรุดตัว จนกระทั่งปริมาณการทรุดตัวอยู่ในระดับที่ต้องการ แล้วจึงทำการตัด ขนย้ายดินส่วนที่เกินออก ให้เหลือเพียงระดับคันทางที่ต้องการ อัตราการทรุดตัวจะเกิดขึ้นในอัตราที่รวดเร็วกว่าที่จะเกิดจากน้ำหนักของคันทางเพียงอย่างเดียว

3. **Piling** เป็นการใช้เสาเข็ม เพื่อกระจายและถ่ายน้ำหนักของตัวถนนไปสู่ชั้นดินด้านล่างที่มีความแข็งแรงกว่า ทำให้ Stress ที่เกิดขึ้นในดินฐานรากส่วนบน ซึ่งมีความแข็งแรงน้อยลดลง การทรุดตัวก็จะลดลงด้วย

4. การใช้แผ่นรอง เพื่อช่วยรับแรง Tensile Stress ที่เกิดขึ้นเนื่องจากการไหลตัวของดินเดิมออกทางด้านข้าง เช่น Geosynthetics บางอย่างจะช่วยกระจายน้ำหนักบรรทุกออกไป ช่วยเพิ่ม Bearing Capacity ของดินเดิมเช่น Geocell, Geotextile และ Soil Cement Slab จะรับแรง Tensile Stress ได้น้อย จึงอาจมีการเสริม Geogrid ด้วย แต่จะมีผลช่วยกระจาย Induced Stress ที่จะส่งผ่านลงไปสู่ดินฐานรากที่อ่อนกว่า ให้ลดน้อยลงได้ (Burmister, 1958)

การเลือกใช้วิธีการก่อสร้างแบบใด จึงต้องพิจารณาให้สอดคล้องกับความต้องการ เช่นมีจุดประสงค์เพื่อประหยัดค่าก่อสร้าง การทำงานง่าย สะดวกและลดระยะเวลาก่อสร้าง เป็นต้น

10. เครื่องมือวัดทางธรณีเทคนิคในงานดินถม

การติดตั้งอุปกรณ์มาตรวัดในงาน Road Embankment โดยทั่วไป จะมีวัตถุประสงค์ในการติดตั้ง (Hanna, 1985) ดังนี้

1. ควบคุม ตรวจสอบความมั่นคงของโครงสร้าง โดยวัดการทรุดตัวของคันทาง ที่บริเวณต่าง ๆ เช่น ภายในตัวคันทาง ใต้คันทางและบริเวณข้างเคียง เป็นต้น
2. วัด Pore Water Pressure ที่สำคัญ ๆ จะช่วยให้สามารถควบคุมงานได้อย่างประหยัดและปลอดภัย จากการเคลื่อนพัง
3. ตรวจสอบการเคลื่อนพัง Lateral Yield ได้ทันที
4. เพื่อศึกษาพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงในงานก่อสร้าง นำมาวิเคราะห์เปรียบเทียบกับกรออกแบบต่อไป

พินิจ และ วีระ (2530) ได้จัดแบ่งประเภทของเครื่องมือวัดทางธรณีเทคนิค ในงาน Road Embankment ดังนี้

10.1 เครื่องวัดแรงดันน้ำ

เครื่องมือวัดแรงดันน้ำที่ระดับต่าง ๆ ได้แก่ Piezometer แบบต่าง ๆ เช่น

1. Open Stand Pipe Piezometer สามารถวัดระดับน้ำในท่อได้โดยตรง ราคาถูก ใช้ง่าย

2. Hydraulic Piezometer และ Pneumatic Piezometer วัดโดยอาศัย Pressure Gauge หรือ Manometer จากแรงดันของน้ำใต้ดินที่กระทำต่อแผ่น Diaphragm

3. Vibrating Wire Strain Gage Piezometer อ่านจากค่าการสั่นสะเทือนของเส้นลวดที่ติดกับแผ่น Diaphragm โดยอาศัยความแตกต่างของคลื่นความถี่ การสั่นสะเทือนของเส้นลวดที่มีความตึงหย่อนไม่เท่ากัน

4. Electric Piezometer อ่านจากค่าความต้านทานกระแสไฟฟ้า ของเส้นลวดที่ติดกับแผ่น Diaphragm โดยอาศัยความแตกต่างของการนำไฟฟ้า ของเส้นลวดที่มีความตึงหย่อนไม่เท่ากัน ค่าแรงดันน้ำที่อ่านได้ ต้องนำไปเปรียบเทียบกับแรงดันน้ำสถิตจาก Dummy Piezometer ที่ติดตั้งไว้ในจุดข้างเคียงด้วย เพื่อจะได้ค่าแรงดันน้ำส่วนเกิน (Excess Pore Water Pressure)

10.2 เครื่องมือวัดการทรุดตัว

เครื่องมือวัดการทรุดตัว อันเกิดจากน้ำหนักบรรทุกทำให้ดินฐานรากทรุดตัว ได้แก่

1. Surface Settlement Plate ทำด้วยแผ่นวัสดุ มีก้านสำหรับวัดค่าระดับของดินเดิม
2. Deep Settlement Plate มีลักษณะคล้ายใบสว่าน ต่อกันขึ้นมาถึงผิวดิน ใช้สำหรับวัดการทรุดตัวของดินที่ระดับความลึกต่างๆ กัน
3. Extensometer วัดการทรุดตัวของดินที่ระดับต่างๆ โดยอาศัยตัวตรวจจับ จับสัญญาณจากเป้าที่ฝังไว้ที่ระดับต่างๆ
4. U.S.B.R. Settlement Gauge คล้ายกับ Extensometer เพียงแต่เปลี่ยนจากเป้าสัญญาณเป็นขนาดรอยต่อของท่อที่ไม่เท่ากัน ค่าการทรุดตัวที่ได้จะอ่านเปรียบเทียบกับระดับ Bench Mark โดยใช้กล้องสำรวจช่วย

10.3 เครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวในแนวราบ

เครื่องมือวัดระะการเคลื่อนตัวในแนวราบ อันเนื่องมาจาก Flow ซึ่งทำให้เกิด Local Yield ดินเคลื่อนตัวออกจากด้านข้างได้แก่ Inclinator ซึ่งเป็นท่อที่ฝังไว้ในแนวตั้งมี Torpedo สำหรับหย่อนลงไปเพื่อวัดความลาดเอียงของท่อได้ หรือใช้วิธีการสำรวจโดยการปักหมุดสำรวจวัดการเคลื่อนตัวในบริเวณผิวดิน ไส่ถนนก็ได้

10.4 เครื่องมือวัดหน่วยแรงในชั้นดิน

เครื่องมือวัดหน่วยแรงในชั้นดิน จะสามารถวัดค่า Total Pressure และ Stress Distribution ในมวลดินได้ โดยใช้แผ่นโลหะ 2 แผ่นติดกัน ภายในบรรจุของเหลว ประเภทน้ำมันหรือปรอท มีก้านต่อเชื่อมแผ่น Diaphragm เมื่อมีแรงมากระทำต่อแผ่นหน้ารับแรง จะเกิดการยุบอัดตัวของเหลวภายใน เกิดความดันสูงขึ้นเป็นสัดส่วนกับแรงกด ซึ่งสามารถอ่านค่าได้

10.5 เครื่องมือวัดอื่น ๆ

เครื่องมือวัดอื่น ๆ ได้แก่

1. Foundation Compressing Transducer ใช้วัดการยุบตัวของหินฐานราก
2. Siesmometer ใช้วัดความสั่นสะเทือนอันเนื่องมาจากแผ่นดินไหว
3. Seepage Measuring Devices ใช้วัดปริมาณการไหลซึมของน้ำผ่านดิน ดินถมหรือ
เขื่อน
4. Water Level Meter ใช้วัดระดับน้ำในท่อ Open Stand Pipe Piezometer และหลุม
เจาะต่าง ๆ
5. Readout Equipment ใช้อ่าน แปลสัญญาณข้อมูลต่าง ๆ จากอุปกรณ์มาตรวัดประเภท
ต่าง ๆ เช่น Vibrating Wire Readout, Electrical Resistance, Pneumatic Readout, Manometer และ
Hydraulic Readout เป็นต้น

สำหรับการวิจัยพฤติกรรมการทรุดตัวของถนนพระรามที่ 2 ครั้งนี้ ได้มีการติดตั้งเครื่อง
มือวัดทางธรณีเทคนิคชนิดต่าง ๆ เพื่อติดตามพฤติกรรมของถนน ดังมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

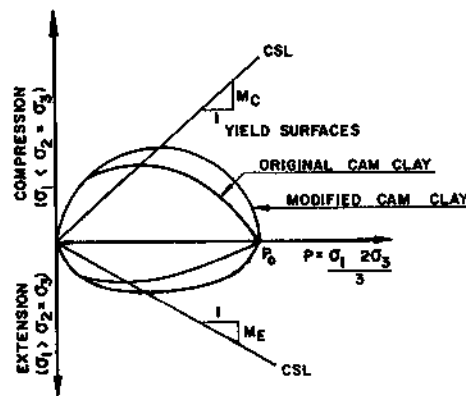
1. เครื่องมือวัดแรงดันน้ำ ได้ใช้ Open Stand Pipe Piezometer ซึ่งมีราคาถูก ติดตั้งได้
สะดวก แต่ให้ผลแม่นยำน้อยกว่า Piezometer ชนิดอื่น
2. เครื่องมือวัดการทรุดตัว ได้มีการติดตั้งเครื่องมือวัด 2 ชนิดด้วยกัน คือ Surface
Settlement Plate และ Deep Settlement Plate

11. Modified Cam clay

หลายปีที่ผ่านมาได้มีผู้วิจัยหลายท่านได้พยายามคิดค้น ทฤษฎีที่สามารถคาดคะเน Plastic Strain ได้มีคณาจารย์แห่งมหาวิทยาลัย แคมบริดจ์ ประเทศอังกฤษ ได้คิดค้นทฤษฎีขึ้นมา เรียกว่า Cam Clay และ Modified Cam Clay ซึ่งอาศัยหลักการสมดุลของพลังงาน และ Normality Condition (Atkinson, 1982)

Modified Cam Clay มีสมมุติฐานให้ดินมีคุณสมบัติ Isotropic, Non Linear, Elastic - Plastic และ Strain Hardening ความสัมพันธ์ของ Stress-Strain จะขึ้นอยู่กับ Stiffness และ Strength Characteristic นอกจากนั้นยังได้กำหนดให้ Elastic Shear Strain เป็นศูนย์ และ Elastic Volumetric Strain ไม่เป็นสัดส่วนกับ Hydrostatic Strain และ ไม่ขึ้นกับ Deviatoric Stress (AIT., 1992)

Modified Cam Clay สามารถอธิบายในรูปของ Stress Path ดังภาพที่ 31



ภาพที่ 31 Yield Surface ของ Cam Clay และ Modified Cam Clay

- ที่ Failure Surface หรือ Critical State Line สามารถเขียนสมการที่ 39

$$q_f = M p' \quad (39)$$

- ที่ Yield Surface สามารถเขียนสมการที่ 40

$$q^2 + M^2 p'^2 = M^2 p' p'_c \quad (40)$$

สำหรับ Parameter ที่สำคัญ สำหรับงานวิจัยครั้งนี้ ซึ่งจะต้องแปลงจากทฤษฎี Elasticity มีดังต่อไปนี้

- ความลาดเอียงของเส้น Consolidation ของกราฟ $e - \ln P$, (λ)

$$\lambda = \frac{C_c}{2.303} \quad (41)$$

เมื่อ C_c = ความลาดเอียงของเส้น Consolidation ของกราฟ $e - \log P$

- ความลาดเอียงของเส้น Swelling ของกราฟ $e - \ln P$, (κ)

$$\kappa = \frac{C_w}{2.303} \quad (42)$$

เมื่อ C_w = ความลาดเอียงของเส้น Swelling ของกราฟ $e - \log P$

- อัตราส่วน $q P$ ที่ Critical State (M)

$$M = \frac{6 \sin \bar{\phi}}{3 - \sin \bar{\phi}} \quad (43)$$

เมื่อ $\bar{\phi}$ = มุมเสียดทานภายในของดิน ในการทดสอบแบบ Drain Test

- Bulk Modulus ของดิน (K)

$$K = \left(\frac{1+e}{\kappa} \right) P \quad (44)$$

เมื่อ κ = ความลาดเอียงของ Swelling Line

- Bulk Modulus ของน้ำในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน

$$K_w = 50 - 500 \text{ เท่าของ } K \quad (45)$$

12. Critical State Program (CRISP 90)

โปรแกรม CRISP 90 เป็นโปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่ได้รับการพัฒนาอย่างต่อเนื่องตั้งแต่ ปี คศ. 1975 ในมหาวิทยาลัยเคมบริดจ์ โดยมีการพัฒนาจากโปรแกรม Cristina, Cristina 1980, CRISP 1984, 1987, 1990 ตามลำดับ และในการวิจัยครั้งนี้ได้โปรแกรม CRISP 90 ในการวิเคราะห์พฤติกรรมของถนนพระรามที่ 2 ซึ่งเป็นโปรแกรมที่ได้ปรับปรุงให้สามารถใช้งานในเครื่องคอมพิวเตอร์แบบ Personal Computer (PC.) ได้ และได้เพิ่มรูปแบบของ Element และใช้งานได้ง่ายขึ้น

โปรแกรม CRISP 90 สามารถวิเคราะห์ผลได้ทั้ง Drained, Undrained, และ Consolidation Analysis ทั้งในระบบ 2 มิติ หรือ 3 มิติ และสามารถกำหนดคุณสมบัติของดินให้เป็น Anisotropic Elasticity, Inhomogeneous Elasticity, Cam Clay, Modified Cam Clay และ Elastic-Perfectly Plastic (Tresca, Mohr-Coulomb, Von Mises และ Drucker-Prager Yield Criterion)

โปรแกรม CRISP 90 จะประกอบด้วยโปรแกรมย่อยหลายโปรแกรม ซึ่งมีหน้าที่แยกกันออกไป ดังต่อไปนี้

1. Super Mesh Program (SMP) เป็นโปรแกรมที่ใช้สร้างรูปร่างของแบบจำลอง กำหนดรูปร่างของ Element ตามภาพที่ 32 และวิธีวิเคราะห์ผล (Undrained, Drained, Consolidation Analysis) ซึ่งสามารถป้อนข้อมูลได้โดยตรงกับโปรแกรม หรือสร้างแฟ้มข้อมูล (Text File)

2. Pre- Analysis Data Generation Program (PRE-ADG) เป็นโปรแกรมที่จะบันทึกข้อมูลที่จำเป็นเกี่ยวกับตำแหน่งของ Node, Element เพื่อนำใช้ในโปรแกรม Analysis Data Generation (ADG) ซึ่งกล่าวถึงในช่วงต่อไป โปรแกรม PRE-ADG จะทำงานทันที เมื่อโปรแกรม SMP ทำงานแล้วเสร็จ

3. Front Squasher Program (SQ) เป็นโปรแกรมจัดลำดับก่อนหลังของ Element ที่จะทำการคำนวณต่อไป ช่วยลดเวลาที่ใช้ในการคำนวณ

4. Geometry Program (GP) เป็นโปรแกรมสร้าง Link File ที่บันทึกรูปร่างของแบบจำลอง และรูปร่างของ Element สำหรับโปรแกรม Main Program (MP)

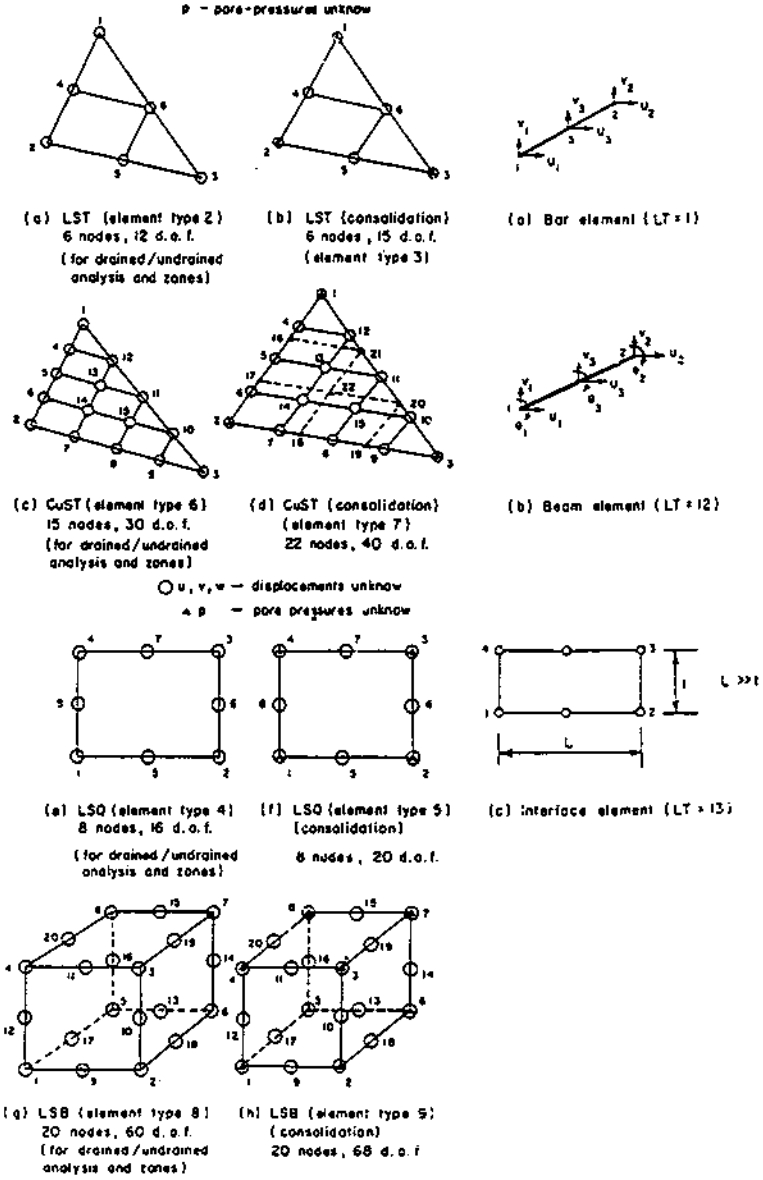


Figure 32 Element Type

5. Analysis Data Generation Program (ADG) เป็นโปรแกรมที่ใช้กำหนดสภาพของ Model เช่น คุณสมบัติของดิน, กำหนดแรงภายนอกที่กระทำกับ Model, ทิศทางการไหลของน้ำ, ขอบเขต, การเคลื่อนที่ของ Node, ลำดับขั้นตอนการก่อสร้าง

6. Main Program (MP) เป็นโปรแกรมที่ใช้ประมวลผล และบันทึกผลในแผ่นบันทึกข้อมูล (Hard Disk)

7. Post Processing Program (PP) เป็นโปรแกรมแสดงผลการคำนวณออกเป็นรูปภาพทางจอภาพ (Monitor)

8. Crisp-Lotus 123 Interface Program เป็นโปรแกรมแปลงผลการคำนวณให้ออกในรูปแบบของ Worksheet เพื่อนำไปใช้ในโปรแกรม Lotus 123 หรือ Q-Pro ต่อไป

ขั้นตอนการทำงานของโปรแกรมย่อยต่างๆ ที่ได้กล่าวมาแล้วในตอนต้น สามารถสรุปเป็น Flow Chart ดังภาพที่ 33

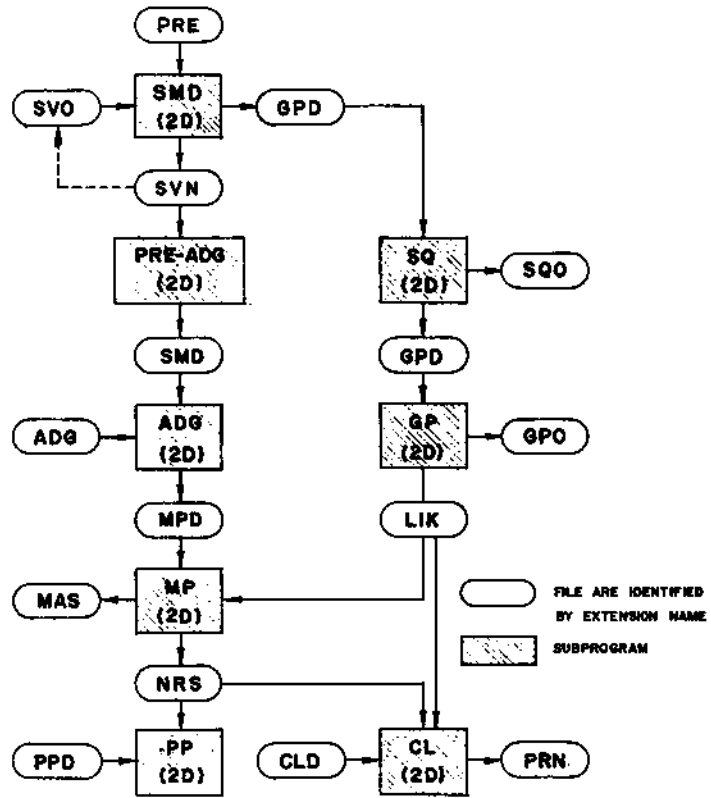
12.1 ข้อจำกัดของการใช้โปรแกรม CRISP 90

1 . การกำหนดรูปแบบ Element ในการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ หรือ 3 มิติ จะไม่สามารถกำหนดรูปแบบของ Element เป็น Bar, Beam และ Slip Element สำหรับโปรแกรม ADG และ SMD

2. กำหนดประเภทของวัสดุได้ไม่เกิน 10 ชนิด ในโปรแกรม SMD สำหรับโปรแกรม CRISP Main Program สามารถกำหนด 25 ชนิด

3 . การกำหนด Increment Block ได้ไม่เกิน 10 Block สำหรับโปรแกรม ADG , SMD สำหรับโปรแกรม CRISP Main Program สามารถกำหนดได้โดยไม่มีข้อจำกัด

4 . การกำหนด Super Element ได้ไม่เกิน 200 Element สำหรับโปรแกรม SMD



ภาพที่ 33 Flow Chart ขั้นตอนการทำงานของโปรแกรม CRISP 90

บทที่ 3

อุปกรณ์และวิธีการ

1. อุปกรณ์

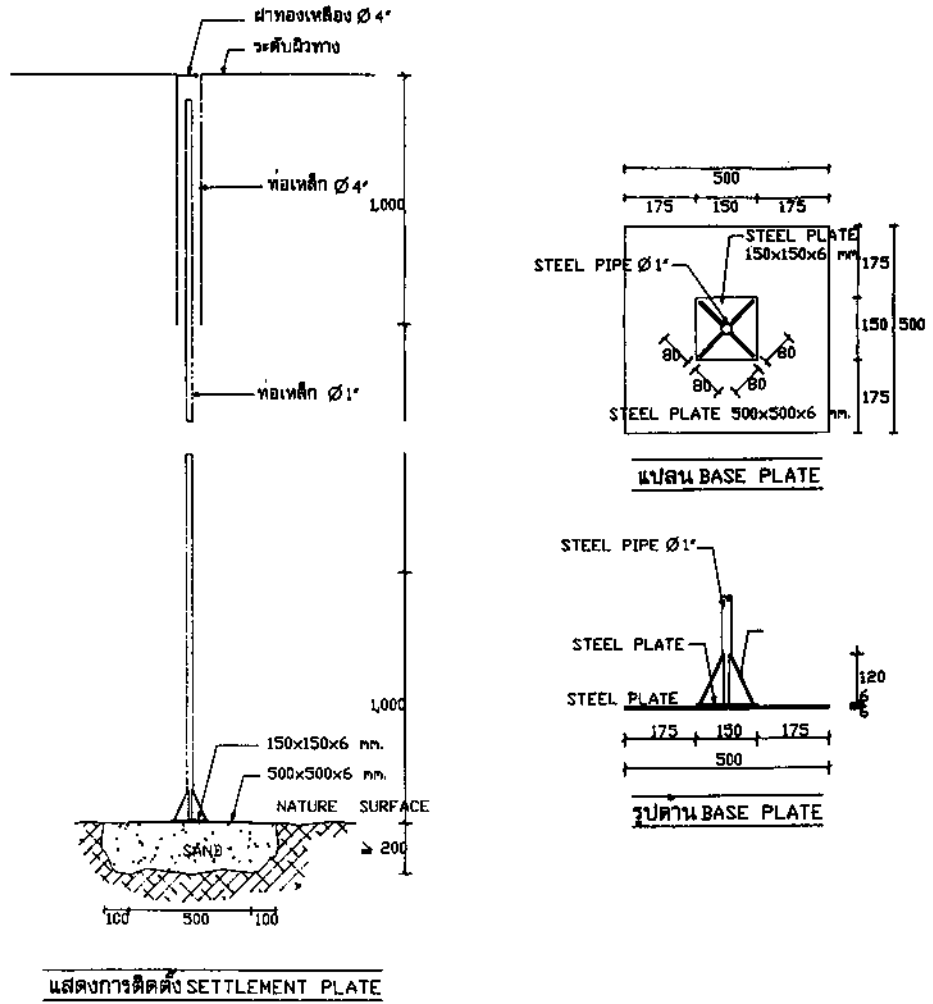
1.1 ภาคสนาม

เครื่องมือวัดที่ใช้ติดตามพฤติกรรมของถนน ซึ่งติดตั้งตำแหน่งต่าง ๆ ของคันทาง ประกอบด้วย

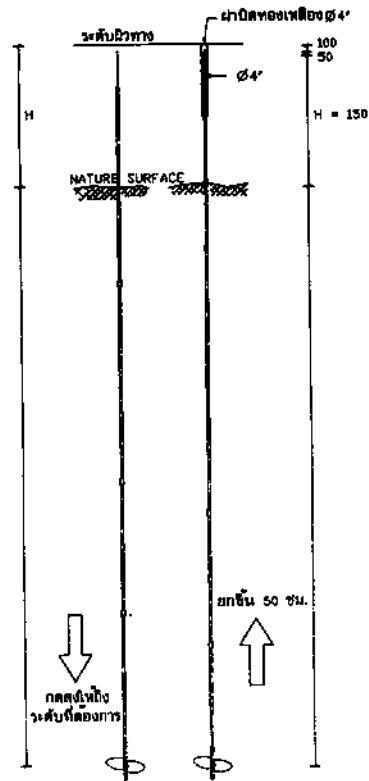
1. เครื่องวัดการทรุดตัว ที่ใช้มี 2 ชนิด
 - 1.1 Surface Settlement Plate ใช้วัดการทรุดตัวที่ระดับผิวดินเดิม ตามภาพที่ 34
 - 1.2 Deep Settlement Plate ใช้วัดการทรุดตัวที่ระดับต่าง ๆ ตามภาพที่ 35
2. Open Stand Pipe Piezometer เป็นการวัดระดับน้ำในท่อโดยตรง ตามภาพที่ 36
3. Observation Well ใช้วัดค่าระดับน้ำที่ผิวดิน เพื่อใช้เป็นระดับน้ำอ้างอิง ตามภาพที่ 37
4. Bench Mark ใช้เป็นระดับอ้างอิง ตามภาพที่ 38

1.2 ภาคการวิเคราะห์ผล

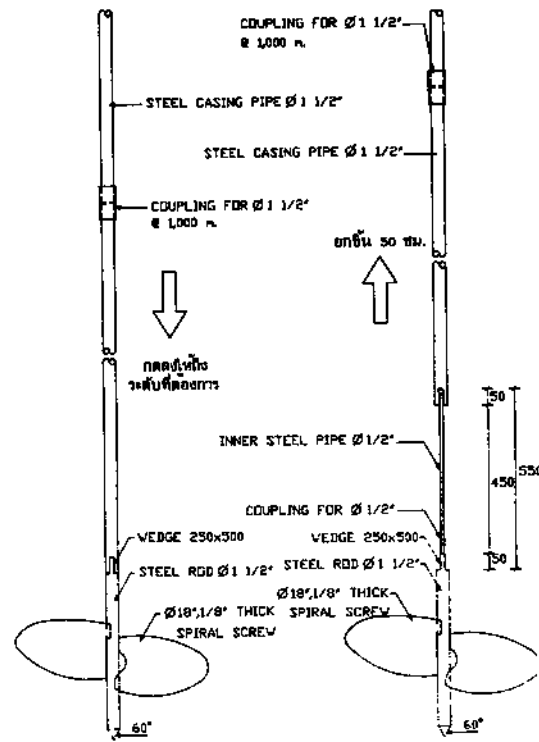
1. เครื่องไมโครคอมพิวเตอร์ PC/AT 486 DX2 ขนาดหน่วยความจำไม่น้อยกว่า 4 เมกะไบต์
2. เครื่องอ่านและบันทึกฐานแม่เหล็ก (Fixed Disk) ที่มีหน่วยความจำไม่น้อยกว่า 800 เมกะไบต์
3. เครื่องพิมพ์แบบ Dot Matrix พร้อมกระดาษพิมพ์



ภาพที่ 34 Surface Settlement Plate และการติดตั้ง

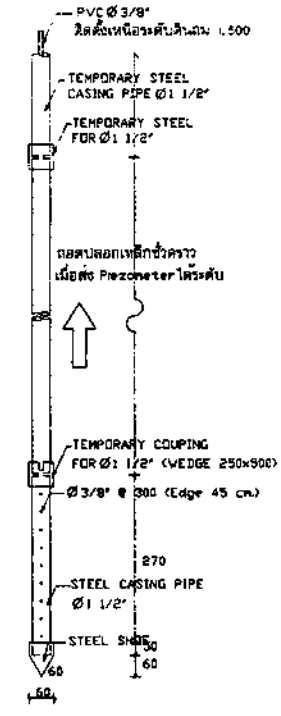
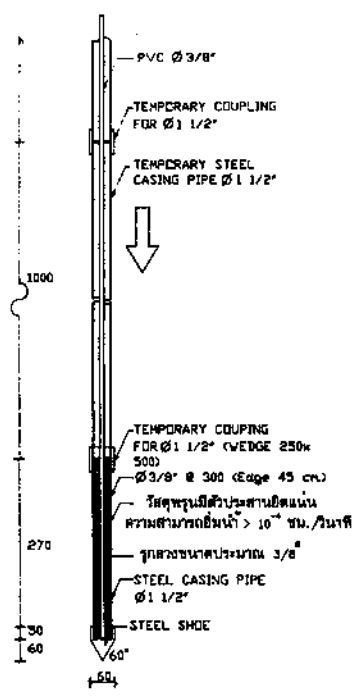
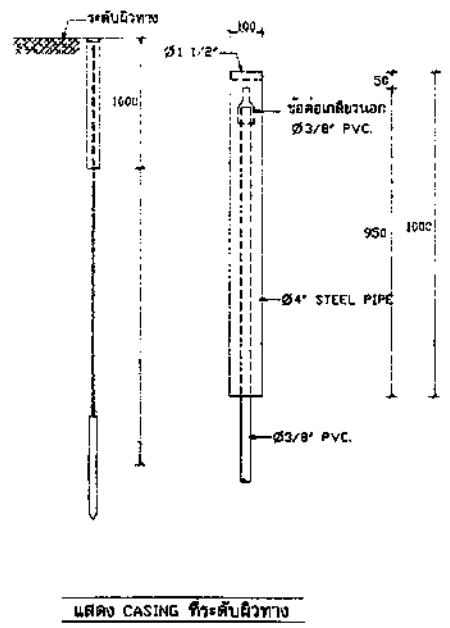


แสดงการติดตั้ง DEEP SETTLEMENT PLATE

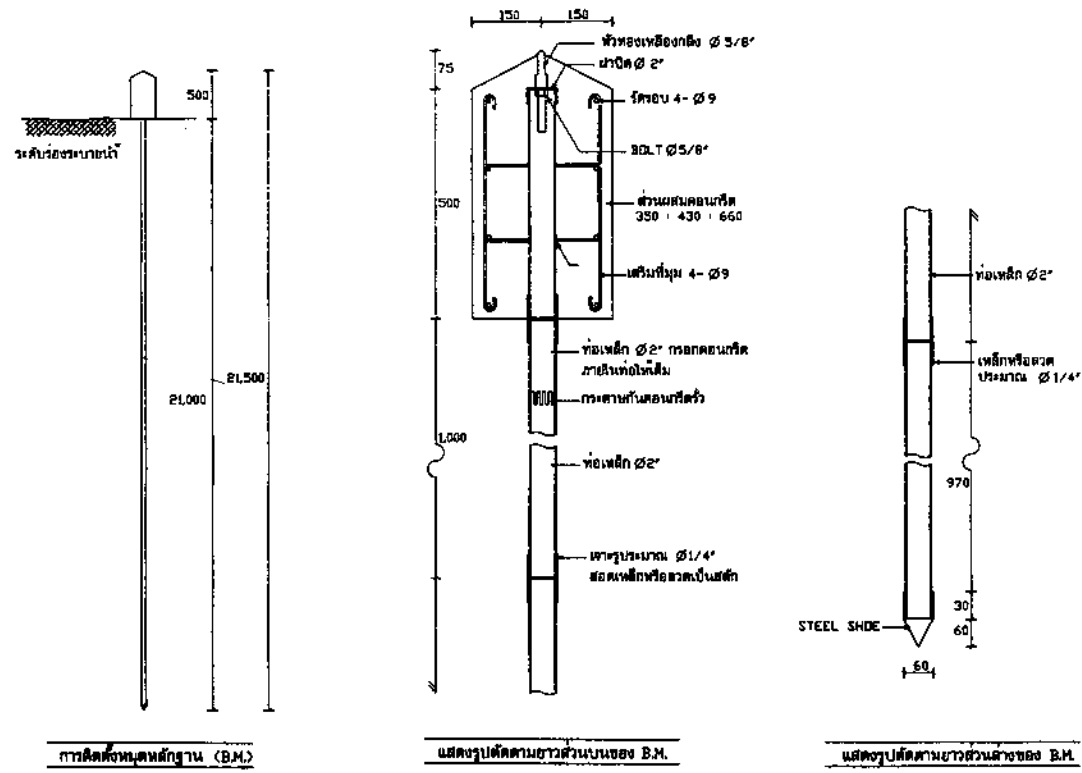


แสดงส่วนประกอบของ DEEP SETTLEMENT PLATE

ภาพที่ 35 Deep Settlement Plate และการติดตั้ง



ภาพที่ 36 Open Stand Pipe Piezometer และการติดตั้ง



ภาพที่ 38 Bench Mark และการติดตั้ง

2. วิธีการ

2.1 ภาคสนาม

1. การติดตั้งเครื่องวัดทางธรณีเทคนิค ซึ่งจะติดตั้งที่ตำแหน่งต่างๆ ของคันทาง ดังภาพที่ 4 และมีรายละเอียดดังนี้

1.1 Surface Settlement Plate ติดตั้งที่ระดับดินเดิม ที่กึ่งกลางถนนและกึ่งกลางไหล่ทางทั้งสองข้าง

1.2 Deep Settlement Plate ติดตั้งที่ระดับ 2.50 ม., 5.00 ม. 10.00 ม. จากระดับดินเดิม ที่กึ่งกลางถนน

1.3 Open Stand Pipe Piezometer ติดตั้งที่ระดับ 1.00 ม.หรือ 1.50 ม., 2.50 ม., 5.00 ม. และ 10.00 ม. จากระดับดินเดิม ที่กึ่งกลางถนน และกึ่งกลางไหล่ทางทั้งสองด้าน

1.4 Dummy Piezometer ติดตั้งที่ระดับความลึก 1.00 ม., 2.50 ม., 5.00 ม. และ 10.00 ม. จากระดับดินเดิม ที่ห่างจากแนวกึ่งกลางถนน ที่ กม. 8+151 ประมาณ 50.00 ม.ไปทางด้านขวามือ

1.5 Observation Well ติดตั้งที่ตำแหน่งใกล้เคียงกับ Dummy Piezometer

1.6 Bench March ติดตั้งที่ตำแหน่งใกล้เคียงกับ Dummy Piezometer

2. การตรวจวัดผล จะทำการอ่านผลของเครื่องมือเป็นระยะๆ ไป โดยเฉพาะช่วงที่มีการถมดินเพิ่มขึ้น พร้อมทั้งวัดความสูงของดินถมที่เวลาเดียวกัน และในช่วงเวลาใช้งาน

2.1 Settlement Plate อ่านค่าระดับด้วยกล้องระดับเทียบกับระดับของ Bench Mark โดยตรง

2.2 Open Stand Pipe Piezometer จะวัดระดับน้ำในท่อด้วยเครื่องวัดกระแสไฟฟ้าแบบ Milli Ampere Meter เทียบกับระดับน้ำที่วัดได้จาก Dummy Piezometer และ Observation Well

2.2 การวิเคราะห์ผล

การรวบรวมข้อมูลดินและดินถม ซึ่งได้รวบรวมข้อมูลที่จำเป็นตามความต้องการของโปรแกรม CRISP 90 ซึ่งสามารถแยกได้ดังนี้

1. ข้อมูลดินเดิม ได้รวบรวมจากวิทยานิพนธ์ปริญญาโท เรื่องการศึกษาเปรียบเทียบพฤติกรรมการทรุดตัวของคันทางทดลองบนถนนพระรามที่ 2 มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

2. ข้อมูล Soil Cement ได้รวบรวมจากวิทยานิพนธ์ปริญญาโท เรื่องการปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยผสมซีเมนต์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

3. ข้อมูลทรายถมและหินคลุก ได้รวบรวมจากหนังสือ Foundation Analysis and Design ของ Bowles E.J. และวิทยานิพนธ์ปริญญาโท เรื่อง Interface Parameter of Geotextiles and Geogrids under Different Reinforcement Inclinations and Different Interaction Mode สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย

4. ข้อมูลดินวัสดุ Geosynthetic ได้รวบรวมจากวิทยานิพนธ์ปริญญาโทเรื่อง Interface Parameter of Geotextiles and Geogrids under Different Reinforcement Inclinations and Different Interaction Mode สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย และคู่มือการใช้งานและออกแบบของวัสดุแต่ละชนิด

การแปลงข้อมูล ในการวิจัยครั้งนี้ได้ใช้วิธี Finite Element Method (FEM.) โดยใช้โปรแกรม CRISP 90 ให้ดินเดิมมีคุณสมบัติเป็น Modified Cam Clay และให้ทรายถม, หินคลุก และ Soil Cement มีคุณสมบัติเป็น Linear Elastic

สำหรับดินเดิมจะต้องมีการแปลงข้อมูลให้เป็น Modified Cam Clay และมีข้อมูลตามที่โปรแกรมต้องการ ซึ่งมีดังต่อไปนี้

$$\lambda = \frac{C_c}{2.303}$$

$$K = \frac{C_w}{2.303}$$

$$M = \frac{6 \sin \bar{\phi}}{3 - \sin \bar{\phi}}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)}$$

$$K = \frac{(1+e)P}{\kappa}$$

$$K_w = 50 - 500 \text{ เท่าของ } K$$

$$k_v = C_v M_v \gamma_w$$

$$k_h = 2 - 6 \text{ เท่าของ } k_v$$

สำหรับทรายถม หินคลุก และ Soil Cement มีการแปลงข้อมูลให้เป็น Linear Elastic มีดังต่อไปนี้

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)}$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\mu)}$$

$$K_w = 50 - 500 \text{ เท่าของ } K$$

การวิเคราะห์ข้อมูล สามารถแบ่งออกได้ดังนี้

1. หน่วยแรงที่เกิดในชั้นดิน อันเนื่องจากชั้นดินเดิม และดินถมคันทาง

1.1 In Situ Stress เนื่องจากน้ำหนักของดินที่อยู่ข้างถนน

$$\sigma_z = \Sigma (\gamma \Delta Z)$$

$$\sigma_x = \sigma_y = K_o \gamma_z$$

1.2 Induced Stress เนื่องจากน้ำหนักดินถมคันทาง โดยวิธีของ Osterberg (1957)

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} \left[\left(\frac{a+b}{a} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \left(\frac{b}{a} \right) \alpha_2 \right]$$

2. การทรุดตัว ซึ่งสามารถแบ่งออกดังนี้

2.1 Immediate Settlement โดยวิธีต่างๆ ดังนี้

- วิธี Theory of Elastic
- วิธี Stress Path
- วิธี Finite Element โดยใช้โปรแกรม CRISP 90

2.2 Consolidation Settlement โดยวิธีต่างๆ ดังนี้

- วิธีของ Terzaghi (1925)
- วิธีของ Mesri และ Choi (1985)
- วิธีของ Skempton และ Bjerrum (1957)
- วิธีการพิศของ Asaoka (1978)
- วิธี Finite Element โดยใช้โปรแกรม CRISP 90

3. การวิเคราะห์เสถียรภาพความลาด

- วิธี Simplified Bishop โดยใช้โปรแกรม RE 5P, SB-Slope และโปรแกรมของบริษัทผู้ผลิต Geosynthetics
- วิธีของ Matsuo และ Kawamura (1977)

การประเมินและเปรียบเทียบผล สามารถแบ่งออกได้ดังนี้

1. Undrained Analysis ซึ่งสามารถแสดงได้ดังภาพที่ 39

- เปรียบเทียบ Immediate Settlement จากโปรแกรม CRISP 90 กับวิธี Conventional Method
- เปรียบเทียบ Induced Stress จากโปรแกรม CRISP 90 กับวิธีของ Osterberg (1957)

2. Consolidation Analysis ซึ่งสามารถแสดงได้ดังภาพที่ 40

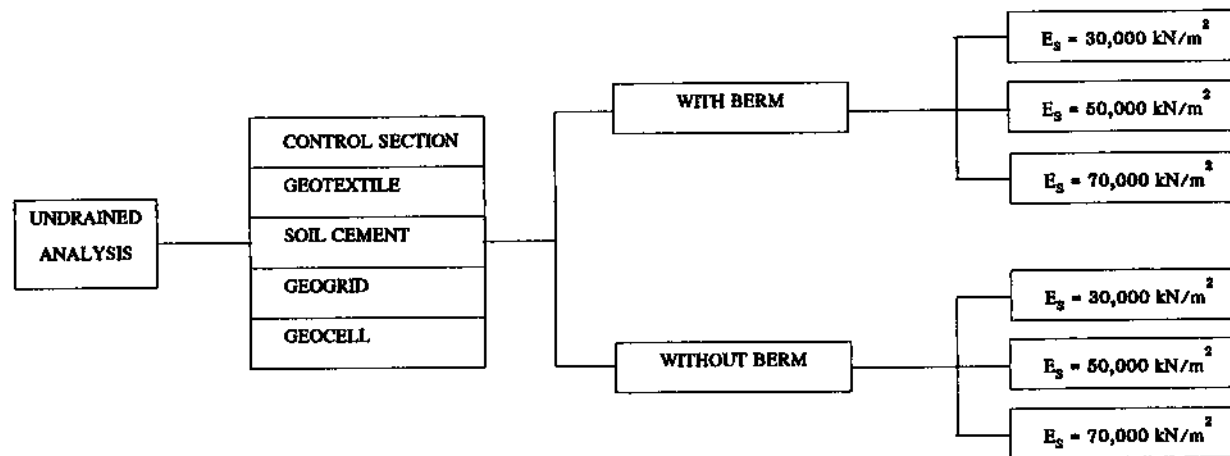
- เปรียบเทียบผลที่วัดได้จากสนามกับผลการคำนวณจากโปรแกรม CRISP 90
- เปรียบเทียบการทรุดตัวจากโปรแกรม CRISP 90 กับวิธี Conventional Method
- ทหาความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวในแนวราบ และการทรุดตัว

3. Drained Analysis ซึ่งสามารถแสดงได้ดังภาพที่ 40

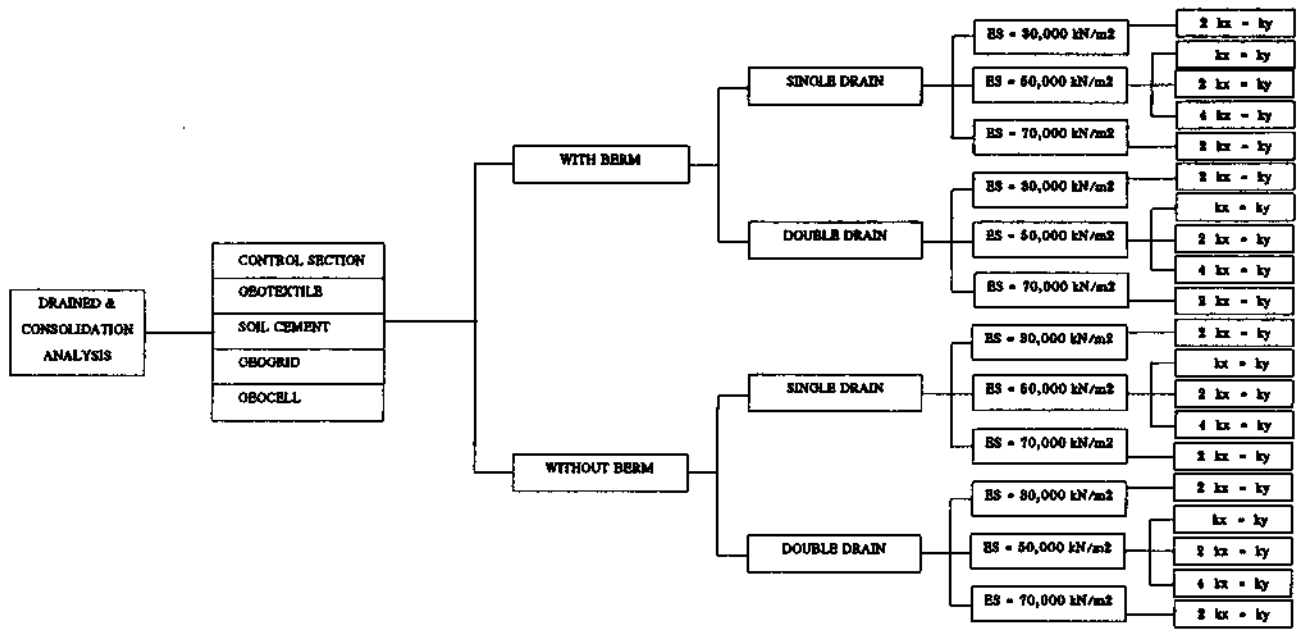
- เปรียบเทียบผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับวิธี Conventional Method

4. การวิเคราะห์เสถียรภาพความลาด

- เปรียบเทียบค่าความปลอดภัยของเสถียรภาพความลาดระหว่างวิธี Simplified Bishop กับวิธีของ Matsuo และ Kawamura (1977)



ภาพที่ 39 แผนภูมิการวิเคราะห์แบบ Undrained



ภาพที่ 40 แผนภูมิการวิเคราะห์แบบ Consolidation ใช้ Drained

บทที่ 4

ผลและวิจารณ์

ผลการวิจัยพฤติกรรมการทรุดตัวของถนนพระรามที่ 2 มีลำดับขั้นตอนดังต่อไปนี้

การรวบรวมข้อมูล

ข้อมูลดิน ช่วง กม. 8+121 ถึง 8+371 โดยตำแหน่งของหลุมเจาะจะอยู่นอกเขตทางที่ กม. 8+180, 8+340 และ 8+356 เจาะด้วยเครื่อง Power Auger และ เก็บตัวอย่างด้วยกระบอกเปลือกบาง ซึ่งสามารถแบ่งออกเป็นชั้นๆ ตามลักษณะของชั้นดินได้ดังนี้ (ปราโมทย์, 2536)

- ความลึก 0.00 - 3.00 ม. เป็นชั้นดินเหนียวสีเทาเข้ม แข็งปานกลาง
- ความลึก 3.00 - 6.80 ม. เป็นชั้นดินเหนียวอ่อนถึงอ่อนมาก มีสีเทาอมเขียว
- ความลึก 6.80 - 13.00 ม. เป็นชั้นดินเหนียวอ่อน มีสีเทาอมเขียว และมีชั้นทรายละเอียดสีน้ำตาลแดงแทรกเป็นริ้วๆ
- ความลึก 13.00 - 17.00 ม. เป็นชั้นดินเหนียวสีเทาเข้ม มีความแข็งปานกลาง และมีชั้นทรายละเอียดสีน้ำตาลแดงแทรกเป็นริ้วๆ
- ความลึก 17.00 - 19.00 ม. เป็นชั้นดินเหนียว สีเทาอมเขียว ค่อนข้างแข็ง
- ความลึก 19.00 - 21.50 ม. เป็นชั้นทรายเม็ดละเอียดอัดแน่น สีน้ำตาล

สำหรับคุณสมบัติทางวิศวกรรม ได้มีการทดสอบ Triaxial CIU Test และ Consolidation Test ซึ่งสามารถสรุปได้ ดังตารางที่ 2 และ 3 ตามลำดับ

ตารางที่ 2 ผลการทดสอบ Triaxial CIU Test

ที่	ช่วงความลึก ม.	หนา ม.	E_s ตัน/ม ²	\bar{C} ตัน/ม ²	$\bar{\phi}$ องศา	C ตัน/ม ²	ϕ องศา
1	0.00 - 3.00	3.00	576	1.00	16.04	1.40	10.41
2	3.00 - 6.80	3.80	1104	1.23	8.03	0.87	8.05
3	6.80 - 13.00	6.20	1416	0.27	23.27	0.40	13.39
4	13.00 - 17.00	4.00	832	0.86	19.26	0.97	10.86

ที่มา : ปราโมทย์ (2536)

ตารางที่ 3 ผลการทดสอบ Consolidation Test

ที่	ลึกเฉลี่ย ม.	e_0	c_c	c_r	c_v ชม. ² /วินาที	σ_{vm} ตัน/ม. ²	OCR.
1	1.30	2.24	1.126	0.1554	0.0029	7.00	2.622
2	3.30	2.39	1.020	0.0745	0.00064	3.40	0.903
3	5.30	2.81	1.349	0.1266	0.00148	4.30	0.937
4	7.30	2.51	1.489	0.1711	0.00118	5.00	0.908
5	9.30	2.92	1.483	0.0261	0.00111	8.00	1.223
6	12.20	1.43	0.765	0.1288	0.00118	10.50	1.243

ที่มา : ปราโมทย์ (2536)

นอกจาก Parameter ต่างๆ ที่แสดงไว้ข้างต้นแล้วนั้น โปรแกรม CRISP 90 สามารถกำหนดค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นน้ำในแนวตั้งและแนวราบ สำหรับ Bangkok Clay ได้มีผู้ทำวิจัยได้แล้ว ซึ่งมีค่า k_h/k_v อยู่ระหว่าง 2 - 5 (Nesarajah, 1994)

ข้อมูลของดินถม ในระหว่างทำการก่อสร้าง ไม่ได้ทำการทดสอบได้ แต่จากค้นคว้าจากวิทยานิพนธ์ที่เกี่ยวข้อง พบว่า Bersabe (1992), Cahulogan (1993) ได้ศึกษาคุณสมบัติของทรายจากอูธยา ซึ่งมีคุณสมบัติดังตารางที่ 4

นอกจากนี้ยัง Parameter บางตัวที่โปรแกรม CRISP 90 ต้องการ เช่น E_s , μ ซึ่งผู้วิจัยได้ศึกษาจากหนังสือ Foundation Analysis and Design ซึ่งได้แสดงไว้ใน ตารางที่ 5 และ 6 ตามลำดับ

ตารางที่ 4 คุณสมบัติทางวิศวกรรมของทรายอยุธยา

Investigator (s)	Bersabe (1992)			Cahulogan (1993)		
	Dr = 60%	Dr = 70%	Dr = 90%	Dr = 60%	Dr = 70%	Dr = 90%
Permeability ($\times 10^{-4}$ cm/sec)	5.30	4.03	0.87	9.71	7.33	1.57
ϕ Value (CID Test at 15% Strain)	32.0	34.6	38.7	-	-	-
ϕ Value (DS Test at 6 mm Horizontal Displacement)	24.5	22.8	26.6	-	-	-
Void Ratio	0.780	0.740	0.661	0.741	0.702	0.624
Gs	2.70			2.66		
$\gamma_{d \max} / \gamma_{d \min}$ (g/cm^3)	1.673/1.337			1.678/1.347		
$D_{10}/D_{30}/D_{60}$ (mm)	0.15/0.23/0.34			0.11/0.21/0.3		
Coefficient of Uniformity (Cu)	2.34			2.73		
Coefficient of Curvature (Cc)	1.07			1.34		
Classification (USCS)	SP-SM			-		
> Compaction Test (Modified Proctor)	$\gamma_{d \max} = 1.776 \text{ g/cm}^3$ at OMC = 12.58 %			-		

หมายเหตุ	Gs	=	Specific Gravity
	SP	=	Poorly-Graded Sand
	SM	=	Silty Sand
	USCS	=	Unified Soil Classification System
	OMC	=	Optimum Moisture Content
	$\gamma_{d \max}$	=	Maximum Dry Density of Soil Specimen
	$\gamma_{d \min}$	=	Minimum Dry Density of Soil Specimen

ตารางที่ 5 โมดูลัสยืดหยุ่นของดิน

Soil Type	E_s	
	ksf	Mpa
Clay		
Very soft	50 - 250	2 - 15
Soft	100 - 500	5 - 25
Medium	300 - 1,000	15 - 50
Hard	1,000 - 2,000	50 - 100
Sandy	500 - 5,000	25 - 250
Sand		
Silty	150 - 450	5 - 20
Loose	200 - 500	10 - 25
Dense	1,000 - 1,700	50 - 81
Sand and gravel		
Loose	1,000 - 3,000	50 - 150
Dense	2,000 - 4,000	100 - 200
Silt	40 - 400	2 - 20

ที่มา : Bolwes (1988)

ตารางที่ 6 Poisson's Ratio ของดิน

Type of Soil	μ
Clay saturated	0.40 - 0.50
Clay unsaturated	0.10 - 0.30
Sandy clay	0.20 - 0.30
Silt	0.30 - 0.35
Sand, Gravelly Sand	-0.10 - 1.00
Commonly used	0.30 - 0.40
Concrete	0.15

ที่มา : Bolwes (1988)

ข้อมูลของ Geosynthetic ในการวิจัยครั้งนี้ได้ใช้วัสดุ Geosynthetic หลายชนิดด้วยกัน ซึ่งมีคุณสมบัติดังต่อไปนี้

1. Geotextile ในการวิจัยครั้งนี้ได้ใช้ Polyfelt Geotextile TS 600 ซึ่งมีคุณสมบัติดังตารางที่ 7 และดินที่อยู่รอบ Geotextile มีคุณสมบัติดังตารางที่ 8

ตารางที่ 7 คุณสมบัติของ Polyfelt Geotextile

Relevant Geotextile Parameters			Polyfelt					
Parameter	Standard	Unit	TS500	TS600	TS700	TS750	TS800	
			(100 g/m ²)	(100 g/m ²)	(200 g/m ²)	(200 g/m ²)	(400 g/m ²)	
Puncture Resistance $x - s$	DIN 54307	N	1350	1800	2600	3000	3400	
Tensile Elongation	ASTM D4595	%	50-80	50-80	50-80	50-80	50-80	
Drop Test (av. Hole diam.)	NT build 243	mm	15.4	12.0	10.0	8.1	7.2	
Effective Opening Size D_w	Franzius Institut Hannover	mm	0.12	0.11	0.09	0.08	0.07	
Thickness t_g at	DIN 53855/3	mm	2 kN/m ²	1.6	2.0	2.6	3.0	3.3
			at 100 kN/m ²	0.7	1.0	1.3	1.6	1.9
			at 200 kN/m ²	0.6	0.8	1.1	1.3	1.5
Permeability in the Plane								
k_h	Franzius institut Hannover	cm/ sec	at 2 kN/m ²	1×10^0	1×10^0	9×10^{-1}	8×10^{-1}	8×10^{-1}
			at 100 kN/m ²	2×10^{-1}	2×10^{-1}	1×10^{-1}	1×10^{-1}	1×10^{-1}
			at 200 kN/m ²	1×10^{-1}	9×10^{-2}	9×10^{-2}	8×10^{-2}	8×10^{-2}
Permeability Normal to the Plane k_v								
at	Franzius institut Hannover	cm/ sec	2 kN/m ²	5×10^{-1}	5×10^{-1}	5×10^{-1}	4×10^{-1}	4×10^{-1}
			at 100 kN/m ²	1×10^{-1}	1×10^{-1}	1×10^{-1}	1×10^{-1}	1×10^{-1}
			at 200 kN/m ²	5×10^{-1}	6×10^{-2}	6×10^{-2}	1×10^{-1}	8×10^{-2}
(Variation v for mechanical values)		%	(16)	(14)	(12)	(10)	(10)	
(Variation v for hydraulic values)		%	(30)	(30)	(30)	(30)	(30)	

ที่มา : คู่มือ การออกแบบและใช้งาน Polyfelt Geotextile

ตารางที่ 8 แรงเกาะยึดและมุมเสียดทานกับดินชนิดต่างๆ

Material	Clayey Silt		Silty Clay		Clay		Sandy Clay		Angular Sand		Rounded Sand		Polyfelt TS	
	C_u	δ	C_u	δ	C_u	δ	C_u	δ	C_u	δ	C_u	δ	C_u	δ
	Soil-to-Soil	12	34	9	38	20	30	28	22	0	40	0	36	-
Polyfelt TS	8	32	4	32	11	30	10	22	0	30	0	26	0	20

ที่มา : คู่มือการออกแบบและใช้งาน Polyfelt Geotextile

2. Geogrid และ Geocell Mattress ในการวิจัยครั้งนี้ ได้ใช้ Tensar Geogrid SS 2 และ Tensar Geogrid SR 55 ซึ่งมีคุณสมบัติดังตารางที่ 9

ตารางที่ 9 คุณสมบัติของ Tensar Geogrid SS 2 และ SR 55

Type of Geogrid	Weight (kg/m^2)	Tranverses		Longitudinal	
		QC.	%	QC.	%
		Strength (kN/m)	Strain	Strength (kN/m)	Strain
Tensar SS 2	0.30	31.5	11.0	17.5	12.0
Tensar SR 55	0.50	-	-	55.0	13.0

หมายเหตุ QC. = Quality Control

ที่มา : คู่มือแนะนำ Tensar Geogrid

สำหรับคุณสมบัติดินที่อยู่รอบ Geogrid ซึ่ง Shiun (1995) ได้ทำการศึกษาไว้ซึ่งสรุปได้ว่า $\delta_{\text{geogrid}} / \delta_{\text{clay}}$ เท่ากับ 0.75

การวิเคราะห์ข้อมูล

ชั้นดินในสภาพปกติจะมีหน่วยแรงเนื่องจากน้ำหนักของดินข้างบนกระทำกับชั้นดินนั้น ซึ่งหน่วยแรงที่เกิดขึ้นนี้จะกระทำกับมวลดินและน้ำที่อยู่ในช่องว่าง หากแรงดันน้ำในช่องว่างลดลงจะทำให้มวลดินจะต้องรับหน่วยแรงเพิ่มขึ้น จากการสำรวจแรงดันน้ำในชั้นดิน ด้วย Open Stand Pipe Piezometer ที่ตำแหน่งใกล้เคียงกับคันดินทดลอง พบว่าแรงดันน้ำในชั้นดินด้านล่างลดต่ำกว่าสภาพ Geostatic อันเนื่องจากการสูบน้ำได้ดิน ซึ่งหน่วยแรงในชั้นดินที่ความลึกต่าง ๆ มีรายละเอียดดังตารางที่ 10

ตารางที่ 10 Initial Stress ของชั้นดิน

Depth m.	$\bar{\sigma}_x$ kN/sq.m	$\bar{\sigma}_y$ kN/sq.m	$\bar{\sigma}_z$ kN/sq.m	μ kN/sq.m	OCR.	$\bar{\sigma}_{vm}$ kN/sq.m
0.00	0.00	0.00	0.00	7.84	0.000	0.00
1.00	4.87	6.72	4.87	16.67	2.661	17.89
3.00	14.26	19.69	14.26	34.81	2.661	52.42
5.00	29.16	33.91	29.16	49.03	0.916	31.06
7.00	42.66	49.60	42.66	61.73	0.916	45.44
9.00	42.26	69.85	42.26	72.56	1.233	86.13
11.00	55.10	91.07	55.10	82.37	1.233	112.29
14.00	83.70	124.92	83.70	96.10	1.243	154.03
17.00	107.76	160.84	107.76	109.83	1.243	199.93

สำหรับการวิจัยครั้งนี้ ได้กำหนดให้ชั้นดินเดิมเป็น Modified Cam Clay Model และ กำหนดให้ทรายถม และ Soil Cement เป็น Linear Elastic Model ซึ่งจำเป็นจะต้องแปลงข้อมูลที่ได้จากการเจาะสำรวจ ข้อมูลที่ได้จากการทดสอบ และข้อมูลจากการค้นคว้าจากเอกสารอื่น โดยมีรายละเอียด ดังต่อไปนี้

1. ข้อมูลของชั้นดิน ในการวิจัยครั้งนี้ นอกจากจะใช้คุณสมบัติของดินที่ได้เจาะสำรวจ และจากการทดสอบในห้องทดลอง ซึ่งมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

1.1 คุณสมบัติของชั้นดินในการวิเคราะห์แบบ Undrained ซึ่งได้แสดงรายละเอียดดัง ตารางที่ 11

ตารางที่ 11 คุณสมบัติของชั้นดินในการวิเคราะห์แบบ Undrained

Depth m.	κ	λ	e_{cs}	M	Gs kN/sq.m	K_w kN/sq.m	γ_{sat} kN/cu.m
0.00 - 3.00	0.067	0.489	3.821	0.609	4,010	33,587	15.544
3.00 - 7.00	0.044	0.515	4.474	0.293	7,916	202,355	14.220
7.00 - 13.00	0.074	0.644	4.494	0.910	9,559	248,103	15.515
13.00 - 17.00	0.056	0.332	2.681	0.741	5,716	379,965	18.550

1.2 คุณสมบัติของชั้นดินในการวิเคราะห์แบบ Consolidation ซึ่งมีรายละเอียดของชั้นดินเดิมดังต่อไปนี้

1.2.1 คุณสมบัติของชั้นดิน ซึ่งมีรายละเอียดดังตารางที่ 12

ตารางที่ 12 คุณสมบัติของชั้นดิน ในการวิเคราะห์แบบ Consolidation

Depth m.	κ	λ	e_{cs}	M	γ_w kN/cu.m	k_h m/day	k_v m/day	γ_{sat} kN/cu.m
0.00 - 3.00	0.067	0.489	3.821	0.809	9.806	5.863E-03	2.932E-03	15.544
3.00 - 7.00	0.044	0.515	4.474	0.293	9.806	5.276E-03	2.638E-03	14.220
7.00 - 13.00	0.074	0.644	4.494	0.910	9.806	1.418E-03	7.068E-04	15.515
13.00 - 17.00	0.056	0.333	2.691	0.741	9.806	1.197E-03	5.983E-04	16.550

2. ข้อมูลของดินถมคันทาง คุณสมบัติของดินถมคันทางได้จากการรวบรวมข้อมูล ซึ่งมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

2.1 คุณสมบัติของดินถมคันทางในการวิเคราะห์แบบ Undrained ซึ่งมีรายละเอียดดังตารางที่ 13

ตารางที่ 13 คุณสมบัติของดินถมคันทาง ในการวิเคราะห์แบบ Undrained

Soil Type	E_h kN/sq.m.	E_v kN/sq.m.	μ_{ht}	μ_{vh}	Gs kN/sq.m.	K_w kN/sq.m.	γ_{sat} kN/cu.m.
Soil Cement ^{1/}	13,755	13,755	0.30	0.30	5,290	1,146,250	23.534
Compacted Sand ^{2/}	50,000	5,000	0.30	0.30	19,231	4,166,667	20.004
Crushed Rock ^{2/}	100,000	100,000	0.30	0.30	38,462	8,333,333	18.631

ที่มา : ^{1/} อนุวัตร (2538)

^{2/} Bolwes (1988)

2.2 คุณสมบัติของดินถมคันทางในการวิเคราะห์แบบ Consolidation มีรายละเอียด ดังตารางที่ 14

ตารางที่ 14 คุณสมบัติของดินถมคันทาง ในการวิเคราะห์แบบ Consolidation

Soil Type	E_h kN/sq.m.	E_v kN/sq.m.	μ	G_s kN/sq.m.	γ_w kN/sq.m.	k_h kN/sq.m.	k_v kN/sq.m.	γ_{sat} kN/cu.m.
Soil Cement ^{1/}	13,755	13,755	0.30	5,290	9.806	1.60E-3	7.98E-4	23.534
Compacted Sand ^{2/}	50,000	5,000	0.30	19,231	9.806	7.52E+0	7.52E+0	20.004
Crushed Rock ^{2/}	100,000	100,000	0.30	38,462	9.806	7.52E+0	7.52E+0	18.631

ที่มา : ^{1/} อнуวัตร (2538)

^{2/} Bolwes (1988)

3. คุณสมบัติของ Geosynthetic และ Interface Element จากข้อมูลต่างๆ ที่ได้รวบรวมไว้สามารถสรุปได้ดังตารางที่ 15 และ 16 ตามลำดับ

ตารางที่ 15 คุณสมบัติทางกลของ Geosynthetic

Material Type	E_s kN/sq.m.	μ	A sq.m.	Remark
Geotextile ^{1/}	9,231	0.40	2.00E-03	Polyfelt TS 600
Geogrid ^{2/}	2.43E+06	0.20	1.18E-04	Tensar SS 2
Geocell ^{2/}	2.43E+06	0.20	1.18E-04	Tensar SS 2 + SR 55

ที่มา : ^{1/} คู่มือการออกแบบและใช้งาน Polyfelt Geotextile

^{2/} คู่มือแนะนำ Tensar Geogrid

ตารางที่ 16 คุณสมบัติของดินที่ผิวของ Geosynthetic (Interface Element)

Synthetic Type	Soil Type	C kN/sq.m.	$\bar{\phi}$ deg.	kn kN/sq.m.	ks kN/sq.m.	ksres kN/sq.m.	t m.
Geotextile ^{1/}	Clay	11.00	30.00	21,423	1,948	1,948	0.010
Geotextile ^{1/}	Sand	0.00	30.00	67,308	19,231	19,231	0.010
Geogrid ^{2/}	Clay	12.75	4.90	21,423	1,948	1,948	0.010
Geogrid ^{2/}	Sand	0.00	35.00	67,308	19,231	19,231	0.010
Geogrid ^{2/}	Soil Cement	228.67	0.00	18,516	5,290	5,290	0.010
Geogrid ^{2/}	Crushed Rock	0.00	38.00	111,111	41,667	41,667	0.010

ที่มา : ^{1/} คู่มือการออกแบบและใช้งาน Polyfelt Geotextile

^{2/} Shiun (1995)

คู่มือแนะนำ Tensar Geogrid

ผลการวิเคราะห์

ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมการทรุดตัวของถนนพระรามที่ 2 โดยวิธี Finite Element Method (FEM.) ด้วยโปรแกรม CRISP 90 สามารถแยกออกตามประเภทของการวิเคราะห์ได้ดังต่อไปนี้

1. การวิเคราะห์แบบ Undrained เป็นการวิเคราะห์ผลและคาดคะเนพฤติกรรมของดินเมื่อดินถูกแรงภายนอกกระทำ โดยปริมาตรไม่เปลี่ยนแปลง และไม่มีการไหลของน้ำออกจากช่องว่างของดิน สำหรับการวิจัยพฤติกรรมของถนนพระรามที่ 2 (ธนบุรี-ปากท่อ) ในครั้งนี้ สามารถจำแนกผลของการวิเคราะห์ได้ดังนี้

1.1 การทรุดตัวแบบทันทีทันใด (Immediate Settlement) จะขึ้นอยู่กับ Modulus of Elasticity (E_s), Poisson's Ratio (μ) และแรงกระทำ (วรากร, 2527) สำหรับการวิจัยครั้งนี้ได้กำหนดให้โมดูลัสยืดหยุ่นของดินถมคันทาง เท่ากับ $50,000 \text{ kN/m}^2$ ซึ่งมีรายละเอียดดังตารางที่ 17

ตารางที่ 17 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวแบบพื้นที่กันไคของถนนพระรามที่ 2

Section Type	Test Condition		Immediate Settlement (cm.)		
	Berm	E_s of Embankment (kN/sq.m.)	LT.	CL.	RT.
Control	With	50,000	2.44	4.02	2.98
Geotextile	With	50,000	2.45	4.03	2.97
Soil Cement	Without	50,000	3.09	5.15	4.26
Geogrid & Soil Cement	Without	50,000	3.13	5.18	4.27
Geocell Mattress	Without	50,000	2.69	4.26	3.54

หมายเหตุ LT. = ตำแหน่งกึ่งกลางไหล่ทางด้านซ้าย
 CL. = ตำแหน่งกึ่งกลางถนนหลัก (Main Road)
 RT. = ตำแหน่งกึ่งกลางไหล่ทางด้านขวา

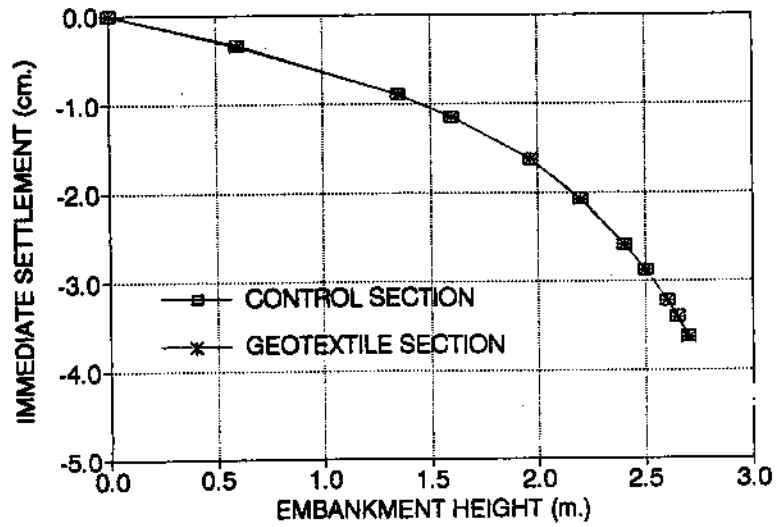
จากการศึกษาเปรียบเทียบพฤติกรรมทรุดตัวของคันทางทดลองบนถนนพระรามที่ 2 ได้สรุปว่า วิธี Stress Path เป็นวิธีที่ให้ผลใกล้เคียงที่สุด ซึ่งผลการทรุดตัวที่ดินถมสูง 2.70 ม. มีค่า 5.56 ซม. สำหรับผลจากการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element Method มีค่าเท่ากับ 4.02 ซม.

ปัจจัยหนึ่งที่มีผลต่อการทรุดตัวแบบพื้นที่กันไค คือแรงที่กระทำกับชั้นดิน ซึ่งสามารถพิจารณาจากความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวแบบพื้นที่กันไค กับความสูงของดินถมคันทาง ซึ่งเป็นน้ำหนักที่กระทำกับชั้นดิน ตามภาพที่ 41 และ 42 ซึ่งสามารถจำแนกตามหน่วยน้ำหนักได้เป็น 3 กลุ่มด้วยกัน

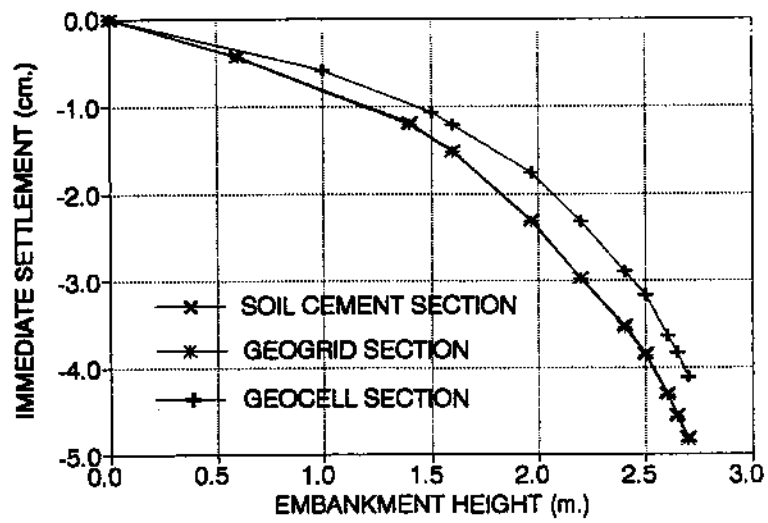
1. Geocell Mattress Section ซึ่งมีหน่วยแรงที่กระทำกับชั้นดินเท่ากับ 52.64 kN/m^2 จะมีการทรุดตัวน้อยที่สุด นอกจากนั้นผลของโมดูลัสยืดหยุ่นของดินถมคันทาง ซึ่งช่วยลดการทรุดตัวด้วยเช่นกัน

2. Control Section และ Geotextile Section ซึ่งมีหน่วยแรงที่กระทำกับชั้นดิน เท่ากับ 54.01 kN/m^2 พบว่า การเสริมด้วย Geotextile ไม่ได้ช่วยลดการทรุดตัวแต่อย่างใด

3. Soil Cement Section และ Geogrid & Soil Cement Section ซึ่งมีหน่วยแรงที่กระทำกับชั้นดิน เท่ากับ 62.00 kN/m^2 จะมีการทรุดตัวมากที่สุดเมื่อเทียบกับหน้าตัดอื่น



ภาพที่ 41 ความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวแบบทันทีที่ทันใจ (Immediate Settlement) กับความสูงของคันทาง ในกรณีที่มีคันดินข้างทาง (Berm)

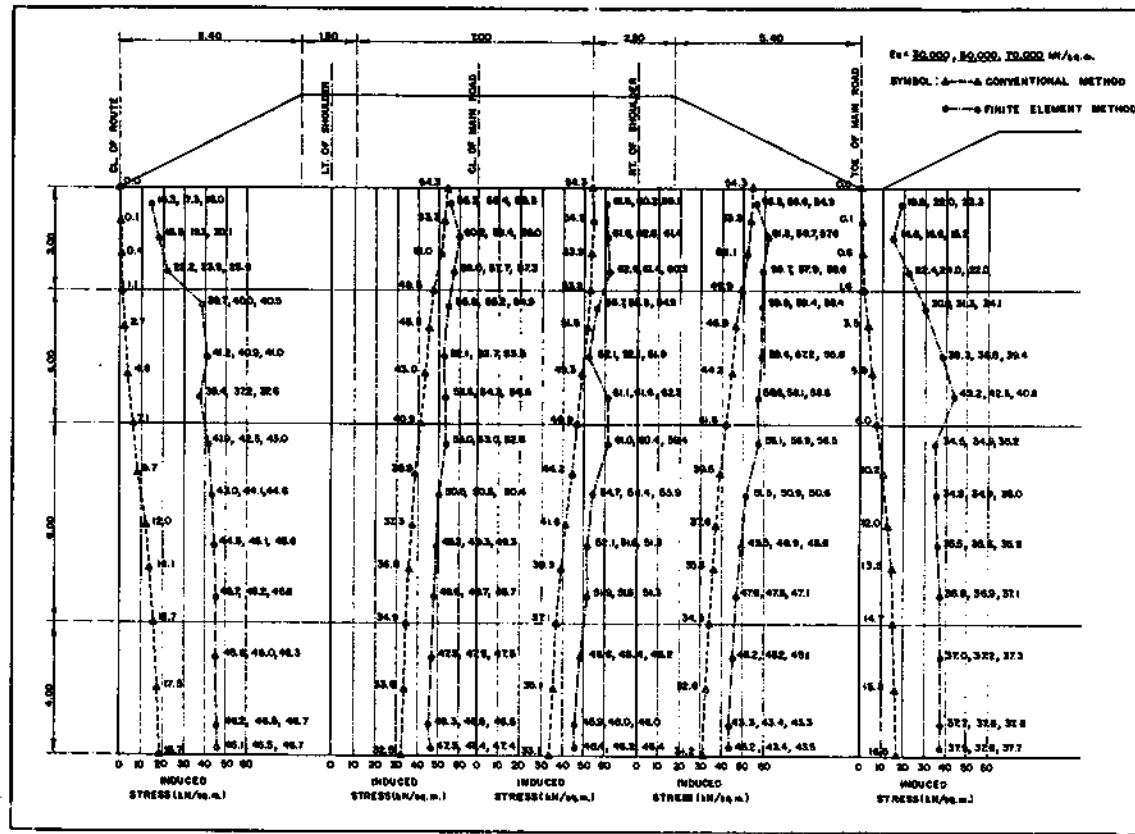


ภาพที่ 42 ความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวแบบทันทีที่ทันใจ (Immediate Settlement) กับความสูงของคันทาง ในกรณีที่ไม่มีการคันดินข้างทาง (Berm)

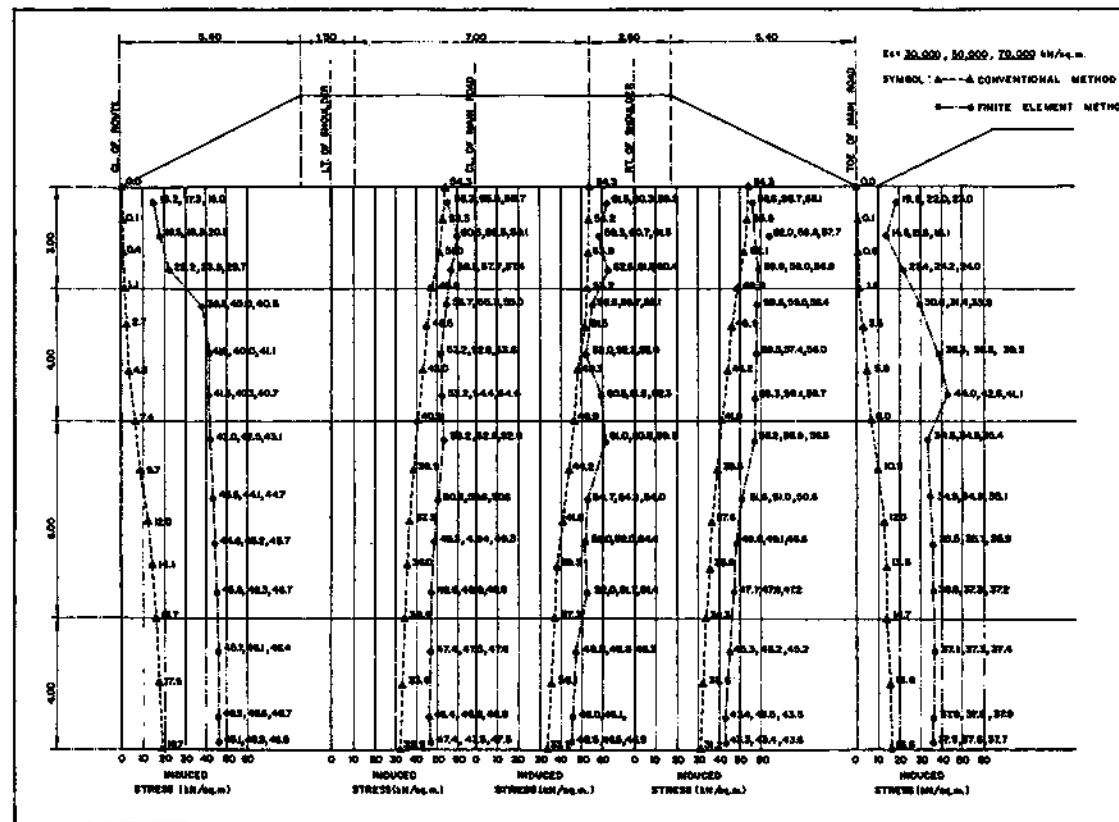
หากพิจารณาจากความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวแบบทันทีทันใด กับความสูงของดินถม พบว่าจะเป็นเส้นตรงในช่วงแรกดินยังอยู่ในช่วง Elastic และเป็นเส้นโค้งในช่วงปลาย แสดงว่าพฤติกรรมของชั้นดินเริ่มเข้าสู่ช่วง Plastic ซึ่งอาจจะเกิด Plastic Flow ซึ่งพฤติกรรมดังกล่าว มีลักษณะคล้ายกับความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวแบบทันทีทันใดกับหน่วยแรงที่กระทำ ตามผลการวิเคราะห์ของ D' Appolonia และคณะ (1971) ที่วิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PLASAD ของสถาบัน MIT. สหรัฐอเมริกา

1.2 หน่วยแรงเนื่องจากดินถมคันทาง (Induced Stress) ซึ่งได้มีการเปรียบเทียบระหว่างวิธี Conventional Method (Osterberg, 1957) กับวิธี Finite Element Method โดยใช้โปรแกรม CRISP 90 ซึ่งได้ทำการวิเคราะห์ที่ตำแหน่งต่าง ๆ ของถนนหลัก (Main Road) ดังได้แสดงรายละเอียดดังภาพที่ 43 ถึง 47 พบว่าหน่วยแรงเนื่องจากดินถมที่วิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element Method จะให้ผลมากกว่าวิธี Conventional Method (Osterberg, 1957) นอกจากการกระจายของหน่วยแรงที่วิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element Method ยังส่งผลไปได้ไกลกว่า

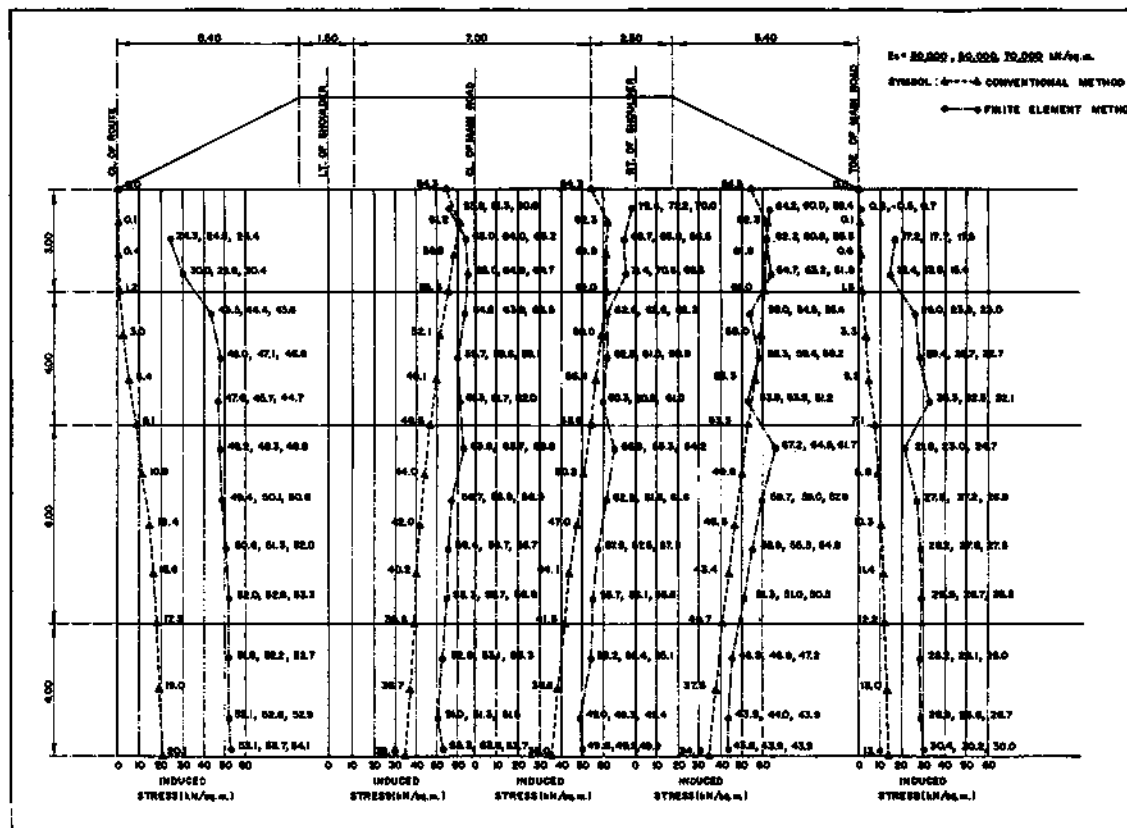
แต่เนื่องจากในสนามไม่ได้ติดตั้งเครื่องมือวัดทางธรณีเทคนิค เช่น Load Cell เป็นต้น ที่ตำแหน่งและความลึกต่างๆ ของคันทาง ดังนั้นจึงไม่สามารถเปรียบเทียบหน่วยแรงเนื่องจากคันทางระหว่างวิธี Conventional Method (Osterberg, 1957) และวิธี Finite Element Method กับผลจากการวัดในสนาม (Field Data)



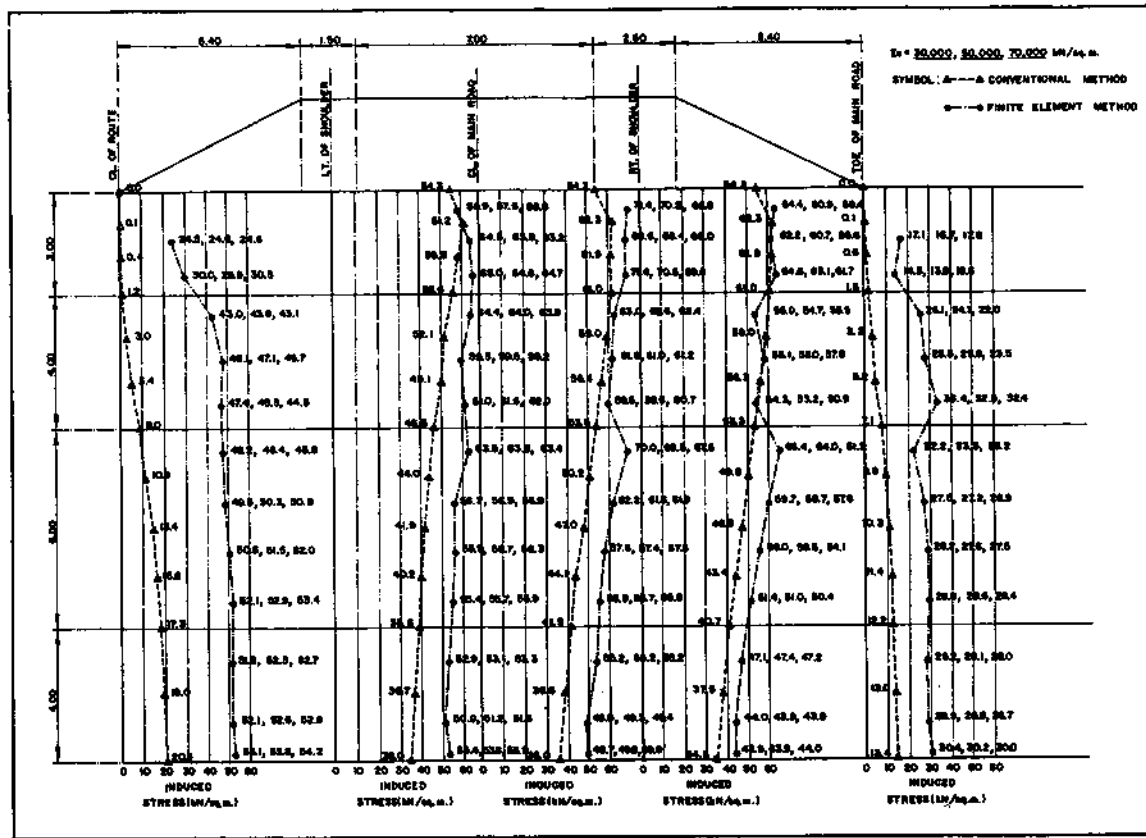
ภาพที่ 43 การเปรียบเทียบหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากดินถล่มคันทางระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับวิธีของ Osterberg (1957)
 ของ Control Section With Berm



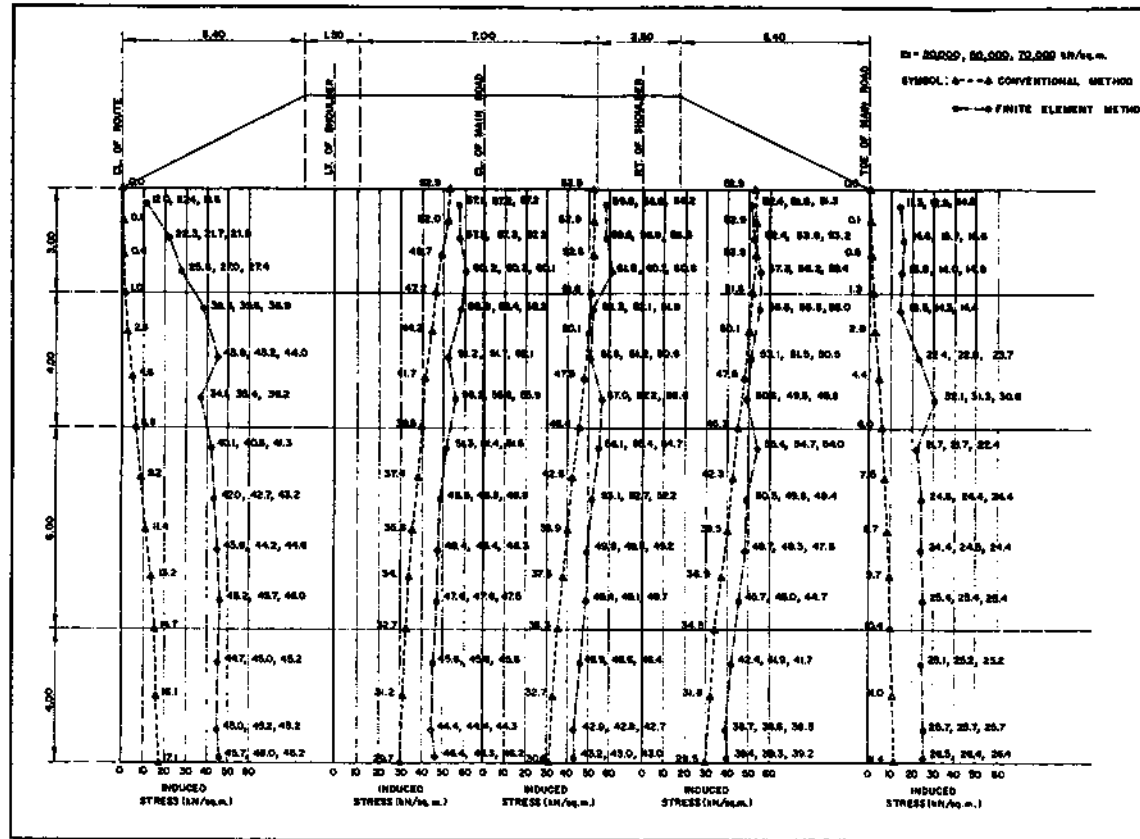
ภาพที่ 44 การเปรียบเทียบหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากดินถมคันทางระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับวิธีของ Osterberg (1957)
 ๘๓ Geotextile Section With Berm



ภาพที่ 45 การเปรียบเทียบหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากดินถนนคันทางระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับวิธีของ Osterberg (1957) ของ Soil Cement Section Without Berm



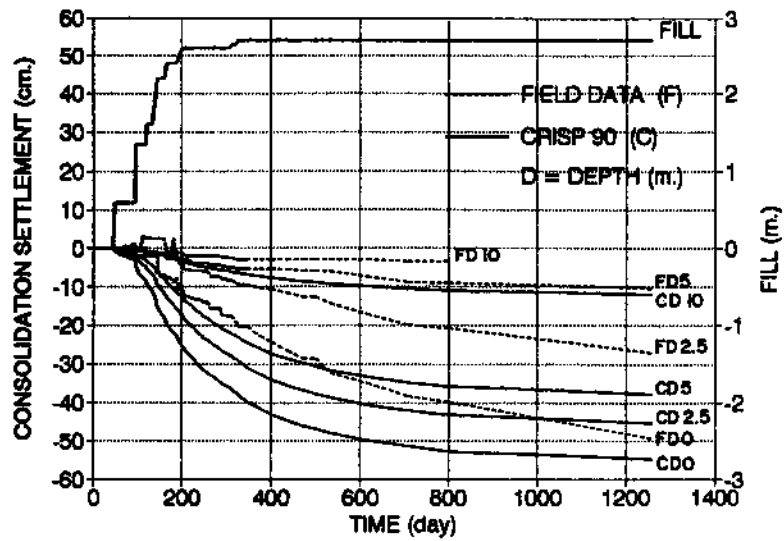
ภาพที่ 46 การเปรียบเทียบหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากดินถดถอยระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับวิธีของ Osterberg (1957) ของ Geogrid & Soil Cement Section Without Berm



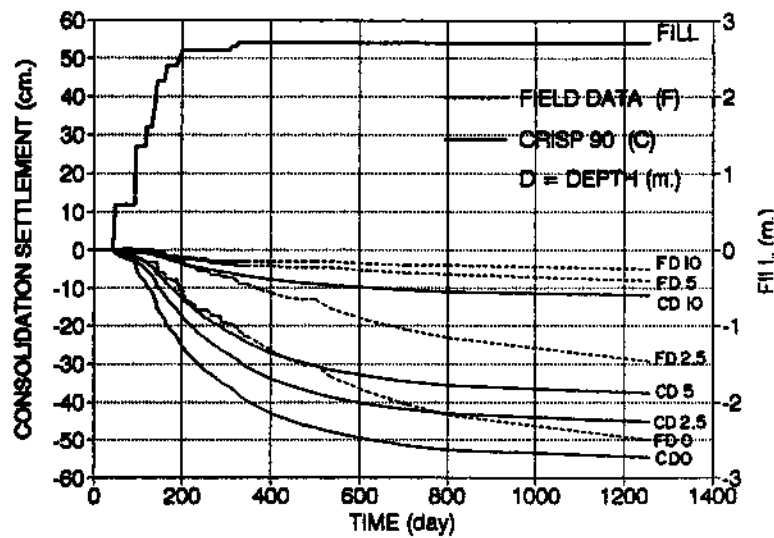
ภาพที่ 47 การเปรียบเทียบหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากดินถนนคันทางระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับวิธีของ Osterberg (1957) ของ Geocell Mattress Section Without Berm

2.การวิเคราะห์แบบ Consolidation เป็นการวิเคราะห์ผลและคาดคะเนพฤติกรรมของถนนเมื่อดินถูกแรงภายนอกกระทำ โดยปริมาตรมีการเปลี่ยนแปลง สำหรับการวิจัยพฤติกรรมของถนนพระรามที่ 2 (ธนบุรี-ปากท่อ) ได้ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element Method (FEM.) เปรียบเทียบกับผลที่วัดได้จากสนาม และวิธี Conventional Method หลายหลายวิธีด้วยกัน ซึ่งสามารถแสดงรายละเอียดดังต่อไปนี้

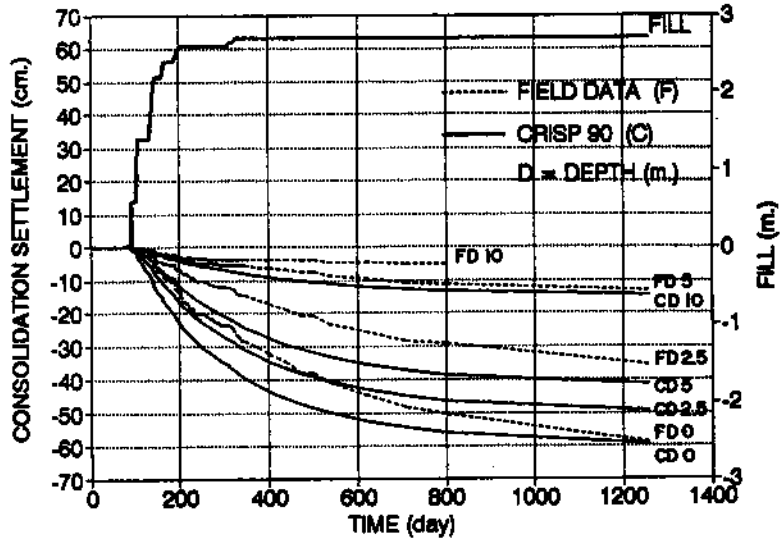
2.1 การเปรียบเทียบผลที่วัดได้จากสนาม กับผลจากวิธี Finite Element Method ซึ่งกำหนดให้โมดูลัสยืดหยุ่นของดินถมคันทาง เท่ากับ $50,000 \text{ kN/m}^2$ มีทิศทางการระบายน้ำทั้งด้านบนและด้านล่าง (Double Drain) และสัมประสิทธิ์การซึมน้ำในแนวนอนเป็น 2 เท่าของสัมประสิทธิ์การซึมน้ำในแนวตั้ง ($k_h = 2k_v$) สำหรับการเปรียบเทียบการทรุดตัวที่ความลึก 0.00 ม., 2.50 ม., 5.00 ม. และ 10.00 ม. จากระดับดิน ซึ่งมีรายละเอียดดังภาพที่ 48 ถึง 52 และความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันน้ำส่วนเกินกับเวลา ที่ความลึก 1.00 หรือ 1.50 ม., 5.00 ม. และ 10.00 ม. จากระดับดิน ซึ่งมีรายละเอียดดังภาพที่ 53 ถึง 57 และสามารถสรุปได้ดังมีรายละเอียดดังนี้



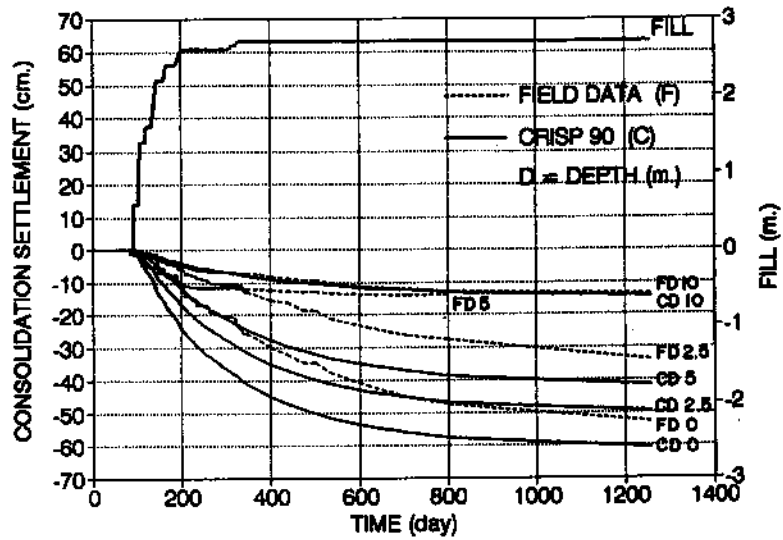
ภาพที่ 48 การเปรียบเทียบการทรุดตัวระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับผลที่วัดได้จาก
สนามของ Control Section



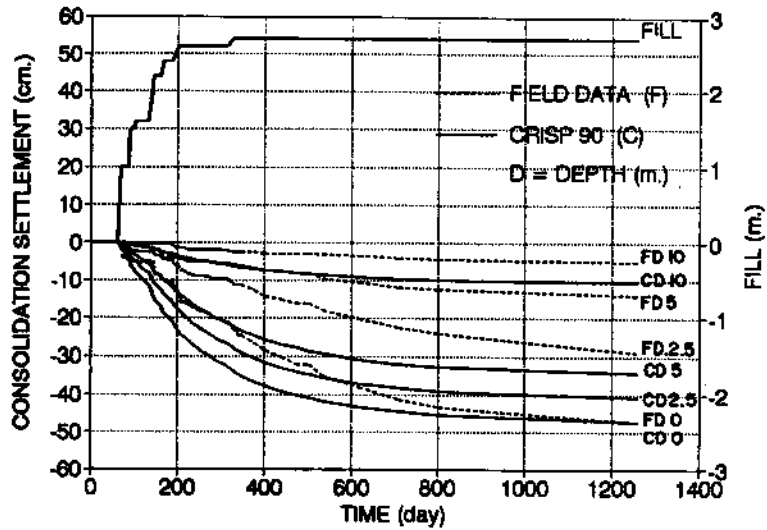
ภาพที่ 49 การเปรียบเทียบการทรุดตัวระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับผลที่วัดได้จาก
สนามของ Geotextile Section



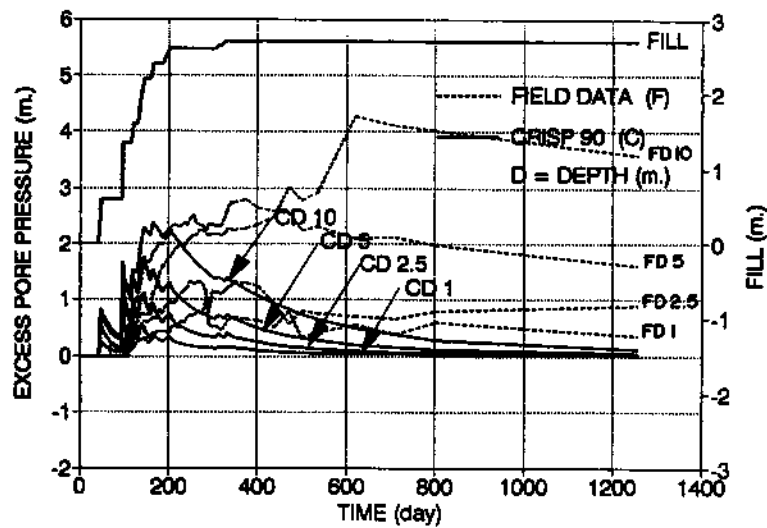
ภาพที่ 50 การเปรียบเทียบการทรุดตัวระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับผลที่วัดได้จากสนามของ Soil Cement Section



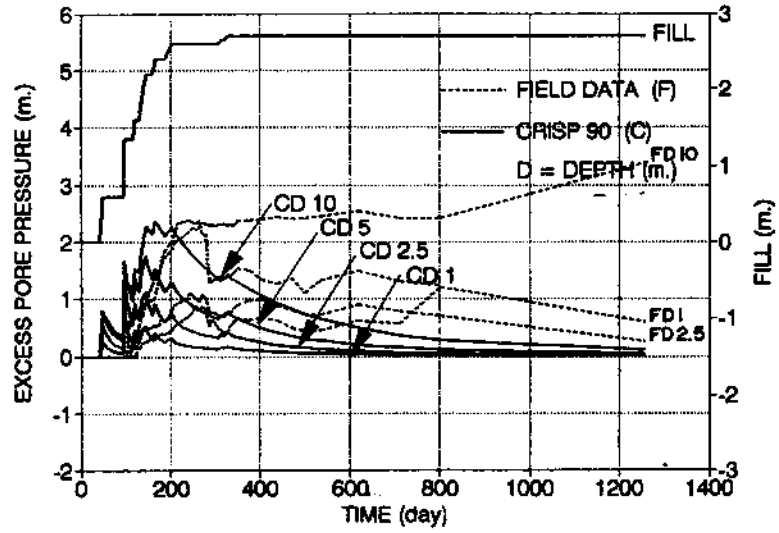
ภาพที่ 51 การเปรียบเทียบการทรุดตัวระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับผลที่วัดได้จากสนามของ Geogrid & Soil Cement Section



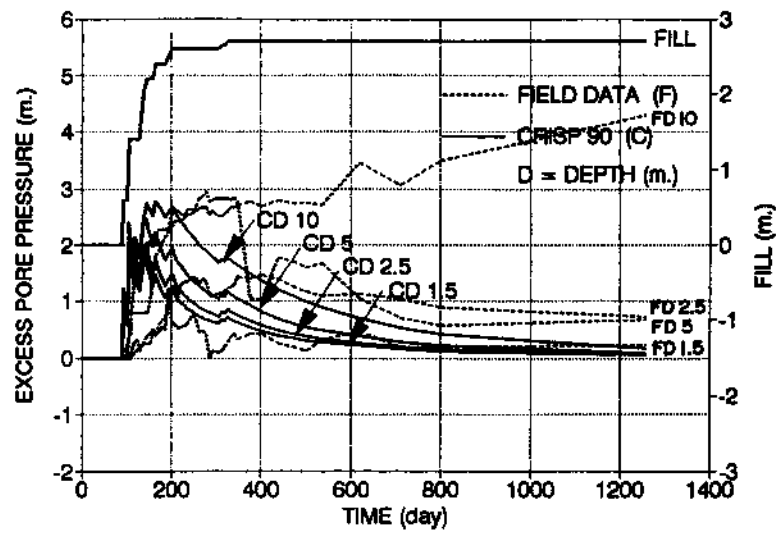
ภาพที่ 52 การเปรียบเทียบการทรุดตัวระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับผลที่วัดได้จากสนามของ Geocell Mattress Section



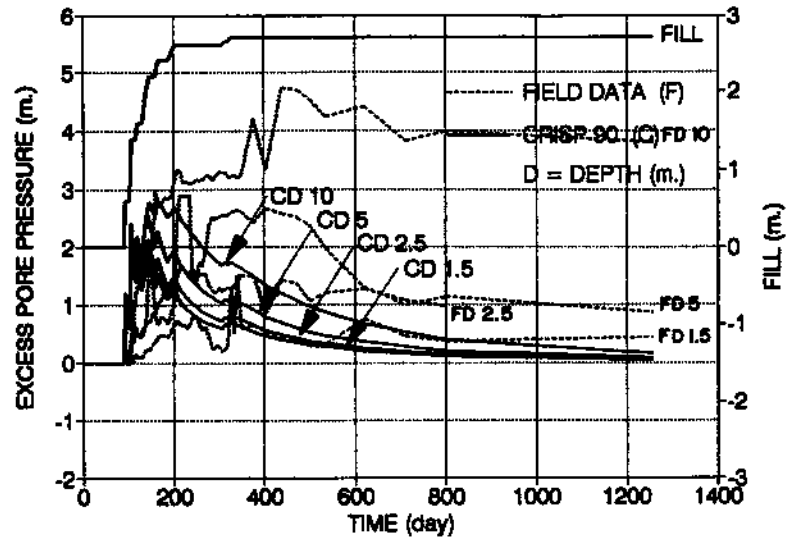
ภาพที่ 53 การเปรียบเทียบแรงดันน้ำส่วนเกินระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับผลที่วัดได้จากสนามของ Control Section



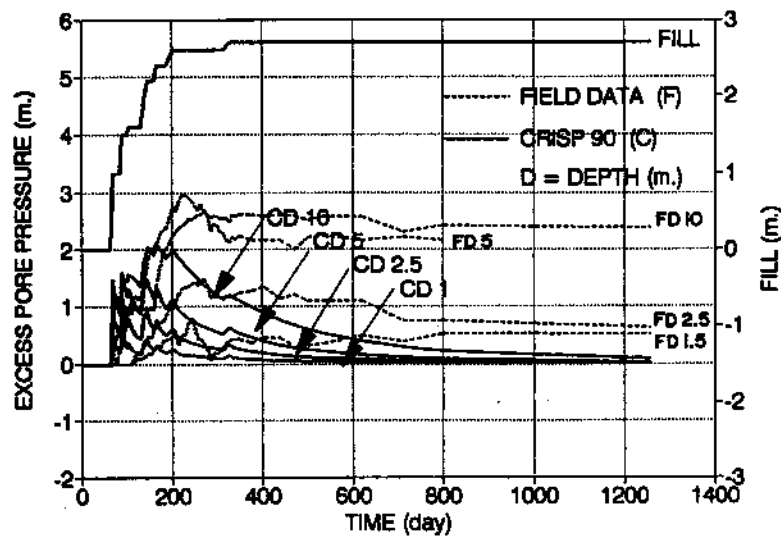
ภาพที่ 54 การเปรียบเทียบแรงดันน้ำส่วนเกินระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับผลที่วัดได้จากสนามของ Geotextile Section



ภาพที่ 55 การเปรียบเทียบแรงดันน้ำส่วนเกินระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับผลที่วัดได้จากสนามของ Soil Cement Section



ภาพที่ 56 การเปรียบเทียบแรงดันน้ำส่วนเกินระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับผลที่วัดได้จากสนามของ Geogrid & Soil Cement Section



ภาพที่ 57 การเปรียบเทียบแรงดันน้ำส่วนเกินระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับผลที่วัดได้จากสนามของ Geocell Mattress Section

2.1.1 ผลการทรุดตัวของชั้นดิน จากการเปรียบเทียบการทรุดตัวที่กึ่งกลางถนนระหว่างผลที่วัดได้จากสนามกับผลจากวิธี Finite Element Method (FEM.) ที่เวลาต่างๆ ซึ่งสามารถแสดงได้ดังตารางที่ 18

ตารางที่ 18 การเปรียบเทียบผลการทรุดตัวที่กึ่งกลางถนนพระรามที่ 2 ที่เวลาต่างๆ

Time (day)	Consolidation Settlement (cm.)				
	Control	Geotextile	Soil Cement	Geogrid	Geocell
101	2.10/ 6.17	19.90/ 6.16	0.60/ 1.34	0.10/ 1.37	4.90/10.26
201	10.70/25.67	10.40/25.64	13.50/23.24	10.90/24.30	12.90/23.49
306	17.60/36.15	19.30/36.12	24.00/35.34	20.50/36.76	20.90/32.13
403	24.30/43.21	26.40/43.24	32.40/43.42	30.20/45.02	22.50/37.87
501	28.50/47.05	30.30/47.07	38.00/48.36	34.50/50.02	26.90/41.20
620	34.90/50.03	37.30/50.04	44.40/52.26	41.50/53.95	30.60/43.39
711	38.20/51.53	40.80/51.54	48.40/54.36	45.30/56.05	34.80/44.60
802	39.80/52.66	43.40/52.66	50.50/55.97	47.40/57.64	35.90/45.48
1257	49.10/54.87	40.10/54.87	59.00/59.23	52.70/60.85	38.30/47.11

หมายเหตุ ผลจากการวัดในสนาม / ผลจากโปรแกรม CRISP 90

จากตารางที่ 18 จะเห็นได้ว่าช่วงเวลา 1-2 ปีแรก ผลการทรุดตัวของวิธีทั้งสองมีความแตกต่างกันประมาณ 15-20 ซม. และจะลดลงเหลือ 5-10 ซม. ในช่วงเวลา 2-3.5 ปี ซึ่งผลที่แตกต่างนี้ อาจเกิดจากขั้นตอนการก่อสร้าง และมีการจราจรของอาคารในระหว่างการก่อสร้าง ทั้งนี้เนื่องจากโปรแกรม CRISP 90 สามารถสร้างแบบจำลอง (Model) ในลักษณะสมมาตร (Symmetry)

2.1.2 แรงดันน้ำส่วนเกิน จากการเปรียบเทียบแรงดันน้ำส่วนเกินระหว่างผลที่ได้จากการวัดในสนาม และผลจากวิธี Finite Element Method (FEM.) พบว่าแรงดันน้ำส่วนเกินสูงสุด ของ Control Section, Geotextile Section, Soil Cement Section จะเท่ากับ 2.35 ม., 2.35 ม. และ 2.85 ม. ซึ่งใกล้เคียงกับผลที่วัดได้ในสนาม สำหรับ Geogrid & Soil Cement Section และ Geocell Mattress Section พบว่าแรงดันน้ำส่วนเกินจากการวัดในสนามมีค่าสูงกว่า 0.50 และ 1.00 ม. ตามลำดับ ที่ระยะเวลา 1 ปีและต่อจากนั้น แรงดันน้ำส่วนเกินจะไม่ลดลงตามเวลาที่ผ่านไป และบางช่วงมีความแปรปรวนมาก ทั้งนี้อาจเกิดจากการก่อสร้างโรงพยาบาลพระราม 2 ซึ่งอยู่ใกล้กับสถานที่ทำการทดสอบ

หากพิจารณา Pore Pressure Parameter ($\Delta u/\Delta \sigma_v$) ที่แนวที่กึ่งกลางถนนหลัก (Main Road) ที่ความลึกต่าง ๆ ซึ่งมีรายละเอียดดังตารางที่ 19

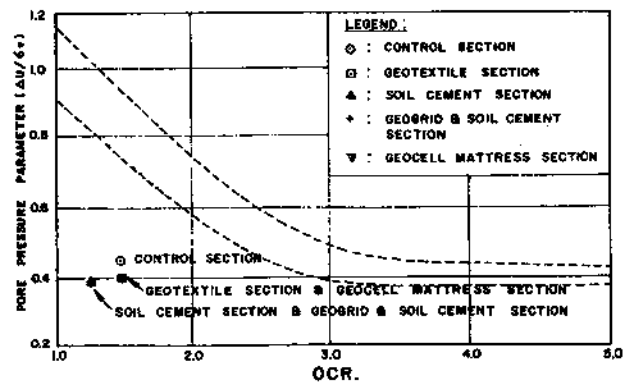
ตารางที่ 19 Pore Pressure Parameter สูงสุด ที่ความลึกต่าง ๆ

Section	Pore Pressure Parameter ($\Delta u/\Delta \sigma_v$)				
	D = 1.00 m.	D = 1.50 m.	D = 2.50 m.	D = 5.00 m.	D = 10.00 m.
Control	0.07	-	0.15	0.29	0.44
Geotextile	0.04	-	0.10	0.23	0.40
Soil Cement	-	0.30	0.32	0.39	0.28
Geogrid	-	0.31	0.33	0.39	0.28
Geocell	0.06	-	0.12	0.26	0.40

หมายเหตุ D = ความลึก หน่วยเป็นเมตร

จากตารางที่ 19 พบว่า ค่า Pore Pressure Parameter สูงสุด ของ Control Section Geotextile Section และ Geocell Mattress Section จะอยู่ที่ความลึก 10.00 ม. แต่ของ Soil Cement Section และ Geogrid & Soil Cement Section จะอยู่ที่ความลึก 5.00 ม. และในในความลึก 1.50, 2.50 ม. Pore Pressure Parameter ก็มีค่าสูงอยู่ ทั้งนี้เพราะมี Soil Cement หนา 1.00 ม. ซึ่งมีความชื้นน้ำมากกว่า ปิดกั้นการระบายแรงดันน้ำส่วนเกินที่ผิวดิน

เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure Parameter ($\Delta u/\Delta \sigma_v$) กับ OCR. ของ Lee (1983) ตามภาพที่ 58 ซึ่งได้รวบรวมแรงดันน้ำส่วนเกินใต้คันทางในกรุงเทพฯ และบริเวณใกล้เคียง และนำค่า Pore Pressure Parameter และ OCR. ของถนนพระรามที่ 2 (ชนบุรี-ปากท่อ) มาเขียนร่วมกัน พบว่าค่า Pore Pressure Parameter จะอยู่ในช่วง 0.40 - 0.45 และยังไม่ถึงขอบเขตที่จะเกิดการพังทลาย (Failure)



ภาพที่ 58 การเปรียบเทียบค่า Pore Pressure Parameter ของถนนพระรามที่ 2

2.1.3 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินใต้คันทาง ในสถานที่ทำการทดสอบไม่ได้ติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวด้านข้าง หรือ Inclinator จึงไม่สามารถที่จะเปรียบเทียบได้ แต่จากการวิจัยคันทางทดลองบนถนนพระรามที่ 2 ในการก่อสร้างถนนในครั้งแรก ซึ่ง Cox (1971) ได้ทดสอบไว้ พบว่าการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินใต้คันทางสูงสุด เท่ากับ 9.00 ซม. ที่ Maximum Pressure เท่ากับ 7.31 ตัน/ตร.ม. และคันทางเกิดการเคลื่อนพังที่ความสูง 4.70 ม.

2.2 การเปรียบเทียบผลจากวิธี Conventional Method กับผลจากวิธี Finite Element Method ซึ่งกำหนดให้โมดูลัสยืดหยุ่นของดินถมคันทาง เท่ากับ 50,000 kN/m² มีทิศทางการระบายน้ำ ทั้งด้านบนและด้านล่าง (Double Drain) และสัมประสิทธิ์การซึมน้ำในแนวนอนเป็น 2 เท่าของสัมประสิทธิ์การซึมน้ำในแนวตั้ง ($k_h = 2k_v$) สำหรับความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวกับเวลาดังภาพที่ 59 ถึง 63 เมื่อพิจารณาผลการคำนวณระหว่างวิธีทั้งสอง ซึ่งสามารถสรุปได้ดังรายละเอียดต่อไปนี้

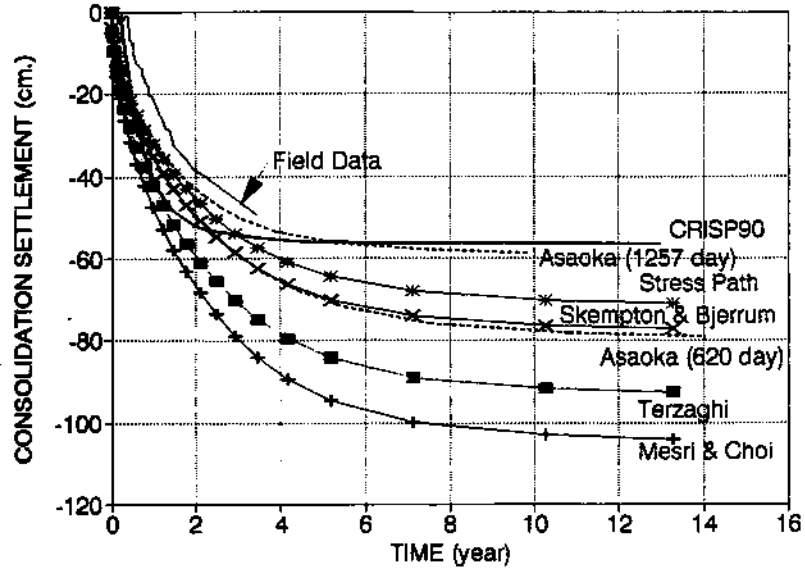
2.2.1 การเปรียบเทียบผลการทรุดตัวและแรงดันน้ำส่วนเกินที่ระบายออกไป ระหว่างวิธี Conventional Method กับวิธี Finite Element Method (FEM.) ซึ่งวิธี Conventional Method จะประกอบด้วยวิธีของ Terzaghi (1952), วิธีของ Skempton และ Bjerrum (1957), วิธีของ Mesri และ Choi (1957) และวิธีกราฟฟิกของ Asaoka (1978) ซึ่งผลการเปรียบเทียบนี้มีรายละเอียดดังตารางที่ 20

ตารางที่ 20 การเปรียบเทียบผลการทรุดตัวและแรงดันน้ำส่วนเกินที่ระบายออกไป ระหว่างวิธี Conventional Method และ Finite Element Method (FEM.) ที่ 1257 วัน

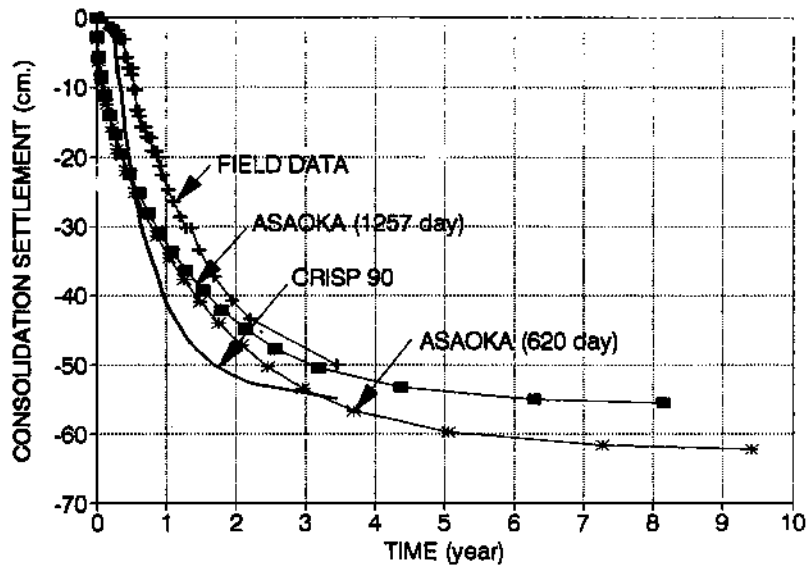
Section	Conventional Method				FEM
	Terzaghi (cm./%U)	Skempton (cm./%U)	Mesri (cm./%U)	Asaoka (cm./%U)	CRISP 90 (cm./%U)
Control	74.63/79.8	62.20/79.8	83.87/79.8	52.41/88.6	54.87/97.5
Geotextile	-	-	-	61.13/91.1	54.87/97.5
Soil Cement	-	-	-	58.98/96.1	59.23/96.5
Geogrid & Soil Cement	-	-	-	52.71/96.4	60.85/96.5
Geocell Mattress	-	-	-	46.49/97.8	47.11/98.0

หมายเหตุ การทรุดตัว / % แรงดันน้ำส่วนเกินที่ระบายออกไป

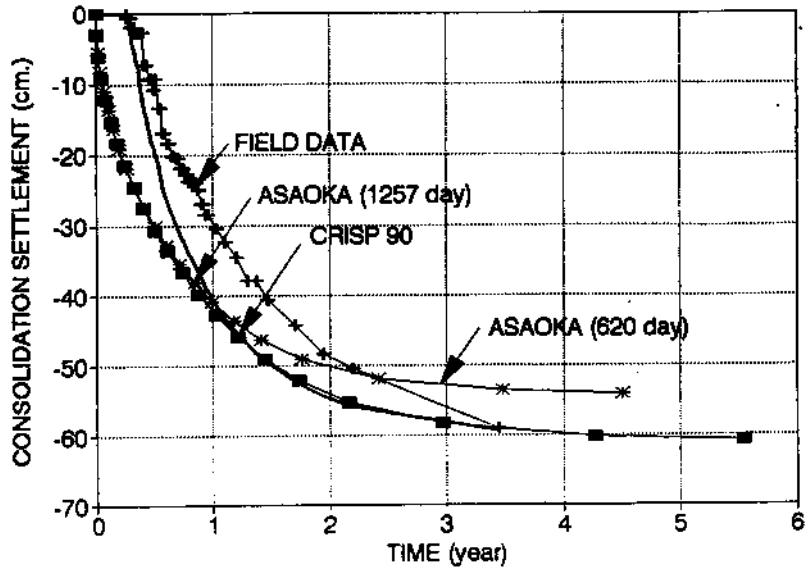
จากตารางที่ 20 จะเห็นได้ว่าการทรุดตัวที่คำนวณได้จากวิธีกราฟฟิกของ Asaoka (1957) กับวิธี Finite Element Method มีความแตกต่างเฉลี่ย 5.28 % และแรงดันน้ำส่วนเกินที่ระบายออกไป (U) มีความแตกต่างเฉลี่ย 3.28 % ซึ่งถือได้วิธีทั้งสองมีความใกล้เคียงกัน



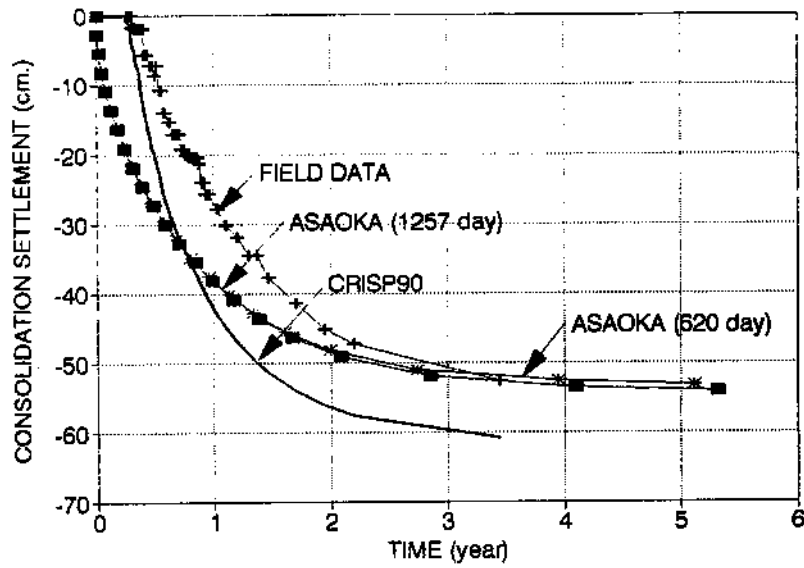
ภาพที่ 59 การเปรียบเทียบการทรุดตัวระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับผลจากวิธี Conventional Method ๒๒๓ Control Section



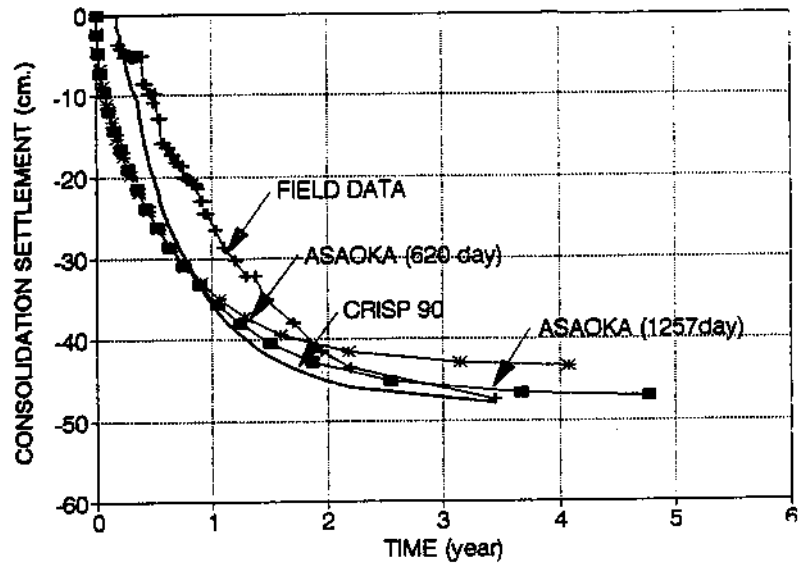
ภาพที่ 60 การเปรียบเทียบการทรุดตัวระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับผลจากวิธี Conventional Method ๒๒๓ Geotextile Section



ภาพที่ 61 การเปรียบเทียบการทรุดตัวระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับผลจากวิธี Conventional Method ของ Soil Cement Section



ภาพที่ 62 การเปรียบเทียบการทรุดตัวระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับผลจากวิธี Conventional Method ของ Geogrid & Soil Cement Section



ภาพที่ 63 การเปรียบเทียบการทรุดตัวระหว่างผลจากโปรแกรม CRISP 90 กับผลจากวิธี Conventional Method ของ Geocell Mattress Section

2.2.2 วิธีกราฟฟิคของ Asaoka (1978) ในการศึกษาครั้งนี้ได้มีการวิเคราะห์ข้อมูลที่วัดในสนามจนถึง 1257 วัน นับจากวันติดตั้งเครื่องมือ หากเปรียบเทียบกับผลในการวิจัยเรื่อง การศึกษาเปรียบเทียบพฤติกรรมการทรุดตัวของคันทางทดลองบนถนนพระรามที่ 2 (ปราโมทย์, 2536) ซึ่งได้วิเคราะห์ข้อมูลจนถึง 620 วัน ซึ่งสามารถแสดงรายละเอียดได้ดังตารางที่ 21

ตารางที่ 21 การเปรียบเทียบผลของวิธีกราฟฟิค (1978) ที่ 620 วัน และ 1257 วัน

Section Type	ข้อมูล 620 วัน			ข้อมูล 1257 วัน		
	C_v $\frac{m^2}{year}$	$U_{99\%}$ (year)	S_c (m)	C_v $\frac{m^2}{year}$	$U_{99\%}$ (year)	S_c (m)
Control	28.119	14.052	79.82	37.288	9.843	59.16
Geotextile	38.946	9.424	62.94	45.052	8.147	56.12
Soil Cement	81.387	4.510	54.67	66.217	5.543	61.38
Geogrid	71.744	5.116	53.67	68.973	5.321	54.67
Geocell	89.997	4.078	43.80	77.023	4.765	47.54

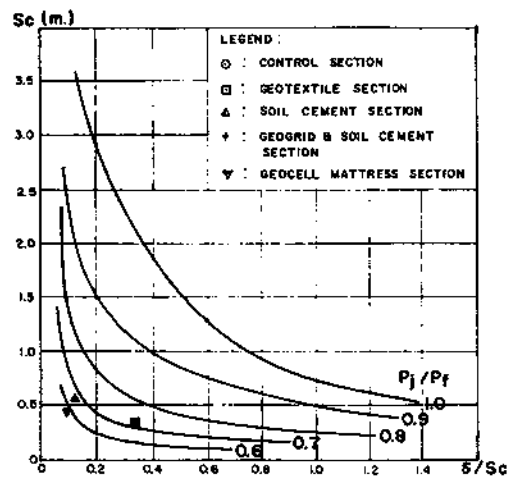
หมายเหตุ C_v = สัมประสิทธิ์ของการยุบอัดตัว
 $U_{99\%}$ = เวลาที่ใช้ในการระบายแรงดันน้ำส่วนเกินออกไป 99%
 S_c = Consolidation Settlement

จากตารางที่ 21 ผลการคำนวณของวิธี Asaoka (1957) ที่ 620 วัน และ 1257 วัน พบว่าค่าสัมประสิทธิ์ของการยุบอัดตัว (C_v) มีความแตกต่างเฉลี่ย 17.5 % เวลาที่ใช้ในการระบายแรงดันน้ำส่วนเกินออกไป 99 % มีความแตกต่างเฉลี่ย 19.1 % และผลการทรุดตัวที่กึ่งกลางถนน มีความแตกต่างเฉลี่ย 13.5 %

2.2.3 การเปรียบเทียบค่าความปลอดภัยของเสถียรภาพความลาด ระหว่างวิธี Simplified Bishop กับวิธีของ Matsuo และ Kawamura (1977) ซึ่งวิธี Simplified Bishop ได้ใช้โปรแกรม RE 5P ของ ดร. วรากร ไผ่เรียง มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, โปรแกรม SB- Slope ของสถาบัน AIT. และโปรแกรมสำหรับวิเคราะห์ Geogrid ของบริษัท Neilon จำกัด และวิธีของ Matsuo และ Kawamura (1977) เป็นวิธีหาค่าความปลอดภัยของเสถียรภาพความลาด จากความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวที่กึ่งกลางของคันทาง กับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ Toe ของคันทาง ซึ่งเป็นผลการวิเคราะห์จากวิธี Finite Element Method (FEM.) ดังตารางที่ 22 ซึ่งความสัมพันธ์ดังกล่าวของทุก Section ได้แสดงดังภาพที่ 64 การเปรียบเทียบค่าความปลอดภัยของเสถียรภาพความลาดของคันทางของทั้งสองวิธี ดังตารางที่ 23

ตารางที่ 22 การทรุดตัวที่กึ่งกลางคันทางและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ Toe ของคันทางของถนนพระรามที่ 2 ที่ 1257 วัน

Section	Berm	Settlement at Center, S_c (cm.)	Lateral Movement at Toe, δ (cm.)	δ/S_c
Control	With	30.80	10.45	0.339
Geotextile	With	30.79	10.51	0.341
Soil Cement	Without	59.23	7.54	0.127
Geogrid & Soil Cement	Without	60.85	7.86	0.126
Geocell Mattress	Without	47.11	4.42	0.094



ภาพที่ 64 เสถียรภาพความลาดของถนนพระรามที่ 2 ตามวิธีของ Matsuo และ Kawamura (1977)

ตารางที่ 23 ค่าความปลอดภัยของเสถียรภาพความลาดของถนนพระรามที่ 2

Section	Berm	วิธี Simplified Bishop			วิธีของ Matsuo (1977)
		RE 5P	SB-Slope	Netlon	
Control	With	1.92	2.16	2.04	1.39
Geotextile	With	1.92	2.16	-	1.39
Soil Cement	Without	2.74	2.76	2.80	1.47
Soil Cement & Geogrid	Without	-	-	2.96	1.47
Geocell Mattress	Without	-	-	2.00	< 1.67

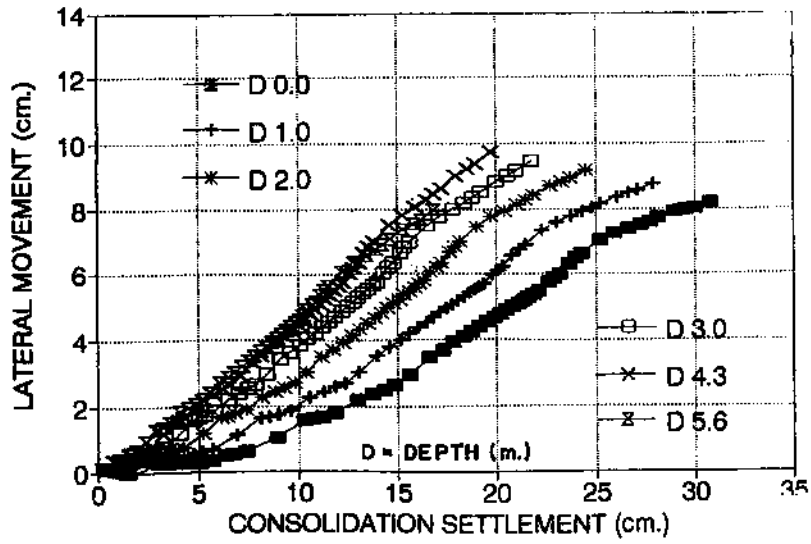
จากตารางที่ 23 ซึ่งแสดงค่าความปลอดภัยของเสถียรภาพความลาดด้วยวิธีต่างๆ พบว่าวิธี Simplified Bishop ของทั้งสามโปรแกรมให้ผลใกล้เคียงกัน แต่วิธีของ Matsuo และ Kawamura (1977) ให้ผลต่ำกว่า ทั้งนี้เป็นผลเนื่องจาก Undrained Creep และ Flow ของดินได้ คำนวณ ในการก่อสร้างถนนพระรามที่ 2 ในครั้งแรก ได้มีการทดสอบถมคันทางจนเกิดการพังทลาย จำนวน 2 แห่ง ซึ่งผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี Normal Analysis พบว่าคันทางเกิดการพังทลายที่ค่าความปลอดภัยของเสถียรภาพความลาดเท่ากับ 1.36 และ 1.49 (Cox, 1970)

2.3 ความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวแบบ Consolidation กับการเคลื่อนตัวในแนวราบ ด้วยวิธี Finite Element Method ซึ่งกำหนดให้โมดูลัสยืดหยุ่นของดินถมคันทาง เท่ากับ $50,000 \text{ kN/m}^2$ มีทิศทางการระบายน้ำทั้งด้านบนและด้านล่าง (Double Drain) และสัมประสิทธิ์การซึมในแนวนอนเป็น 2 เท่าของสัมประสิทธิ์การซึมในแนวตั้ง ($k_h = 2k_v$) ซึ่งมีรายละเอียดดังภาพที่ 65 ถึง 74

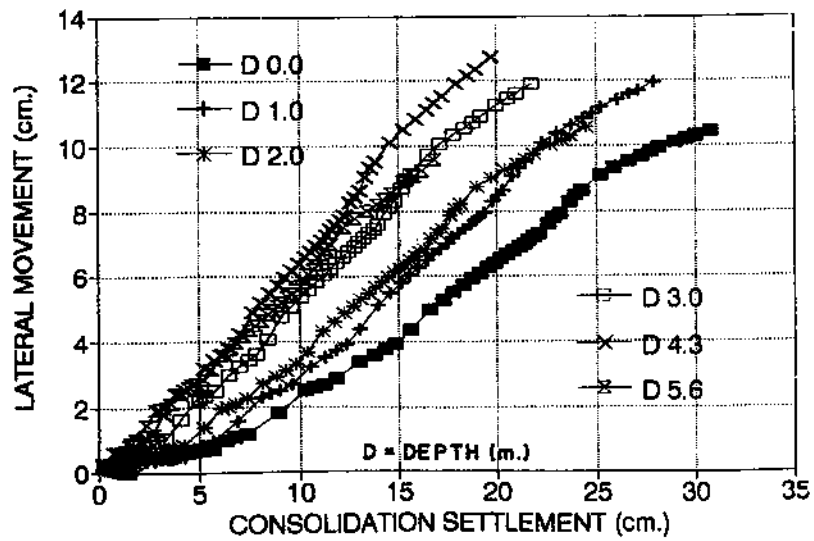
จากความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวแบบ Consolidation ที่กึ่งกลางคันดินข้างทาง (Berm) กับการเคลื่อนตัวในแนวราบที่กึ่งกลางคันทาง และที่ Toe ของคันดิน ในกรณีที่คันดินข้างทาง และการทรุดตัวแบบ Consolidation ที่กึ่งกลางถนนกับการเคลื่อนตัวในแนวราบที่ Toe ของถนน ในกรณีที่ไม่มีคันดินข้างทาง พบว่าความสัมพันธ์ที่เกิดขึ้นเกือบเป็นเส้นตรง ถึงแม้ว่าบางช่วงการเคลื่อนตัวในแนวราบจะเกิดขึ้นอย่างรวดเร็ว เมื่อมีการถมดินคันทางให้สูงขึ้น แต่การเคลื่อนตัวก็เกิดขึ้นเป็นช่วงสั้นๆ แล้วจะกลับเข้าสู่ความสัมพันธ์แบบเดิม

ความชันของเส้นความสัมพันธ์การทรุดตัวแบบ Consolidation กับการเคลื่อนตัวในแนวราบที่กึ่งกลางคันดินข้างทาง (Berm) จะมีค่าอยู่ระหว่าง 0.50-0.70 ที่ Toe ของคันดินข้างทาง จะมีค่าอยู่ระหว่าง 0.50-0.70 ที่กึ่งกลางถนนหลัก (Main Road) จะมีค่าอยู่ระหว่าง 0.40-0.50 และที่ Toe ของถนนหลัก จะมีค่าอยู่ระหว่าง 0.18-0.25

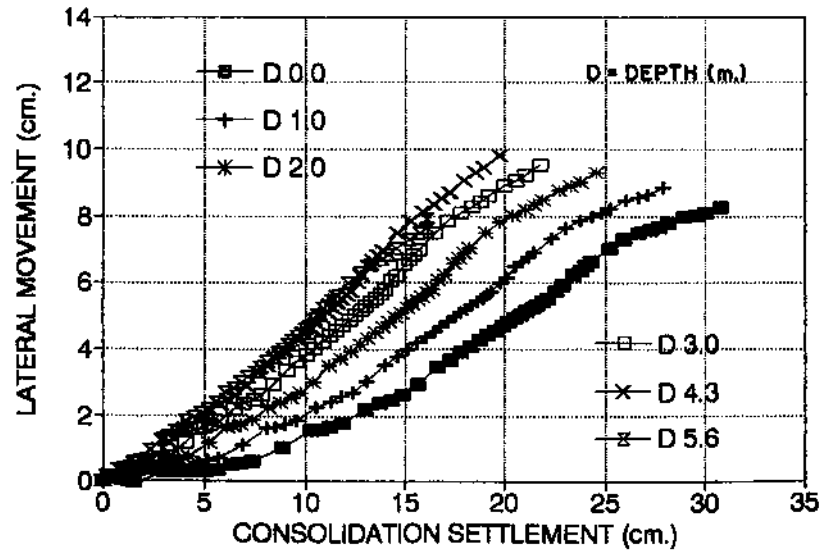
จากความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวแบบ Consolidation กับการเคลื่อนตัวในแนวราบ พบว่าที่ความลึก 3.00, 4.33, 5.67 ม. จากระดับดิน จะมีความชันของเส้นความสัมพันธ์สูงกว่าเส้นอื่น ซึ่งสอดคล้องกับการเคลื่อนตัวในแนวราบตามความลึก



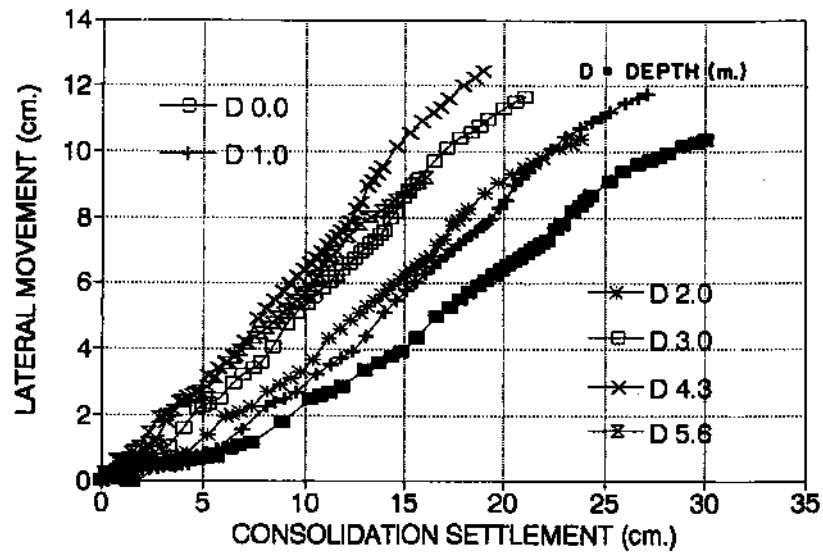
ภาพที่ 65 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวในแนวราบกับการทรุดตัวที่กึ่งกลางคันดินข้างทางของ Control Section With Berm



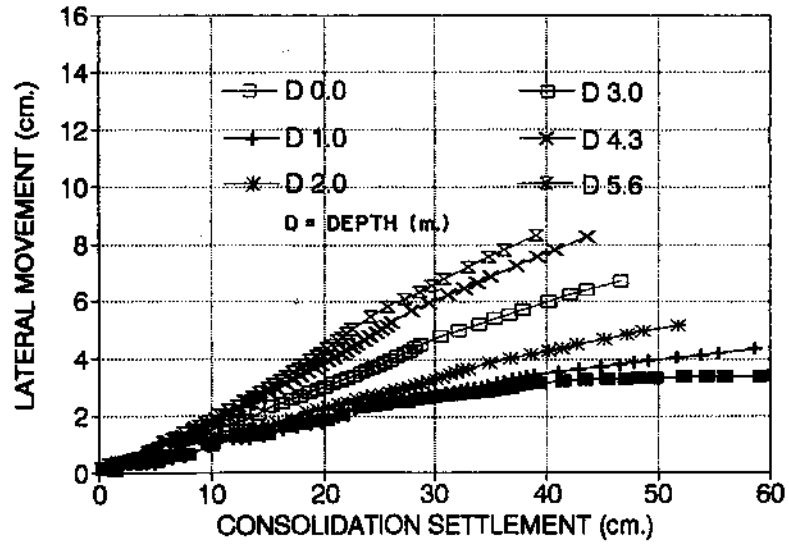
ภาพที่ 66 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวในแนวราบกับการทรุดตัวที่ Toe ของคันดินข้างทางของ Control Section With Berm



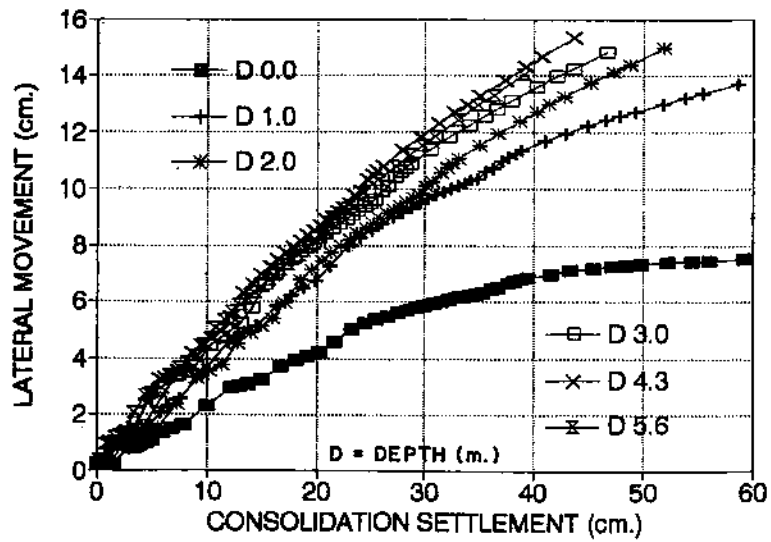
ภาพที่ 67 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวในแนวราบกับการทรุดตัวที่กึ่งกลางคันดินข้างทางของ Geotextile Section With Berm



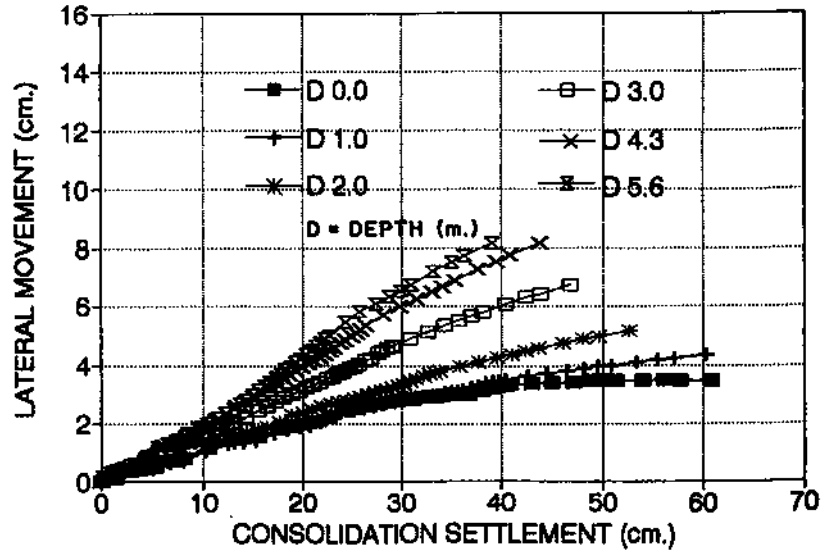
ภาพที่ 68 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวในแนวราบกับการทรุดตัวที่ Toe ของคันดินข้างทางของ Geotextile Section With Berm



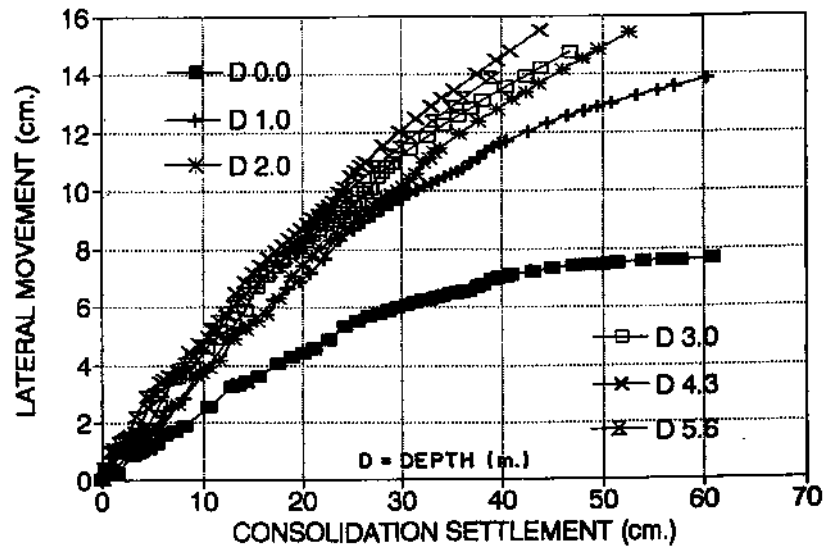
ภาพที่ 69 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวในแนวราบกับการทรุดตัวที่กึ่งกลางถนน ของ Soil Cement Section Without Berm



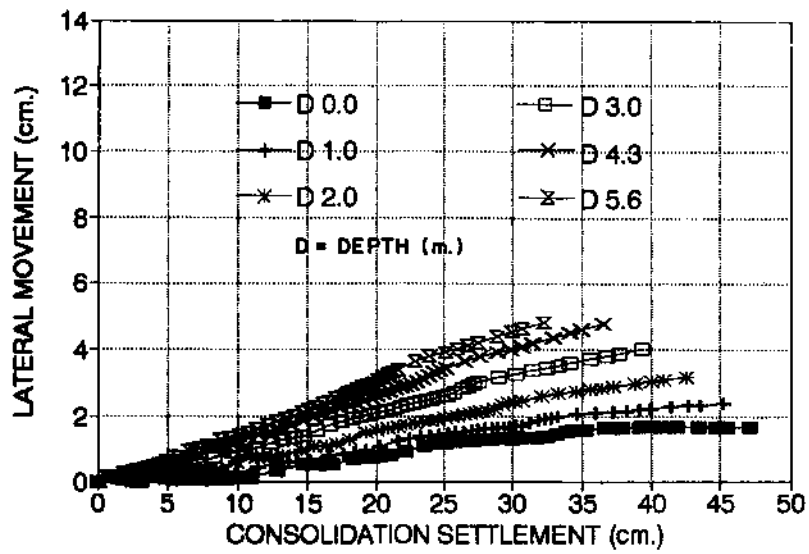
ภาพที่ 70 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวในแนวราบกับการทรุดตัว ที่ Toe ของถนน ของ Soil Cement Section Without Berm



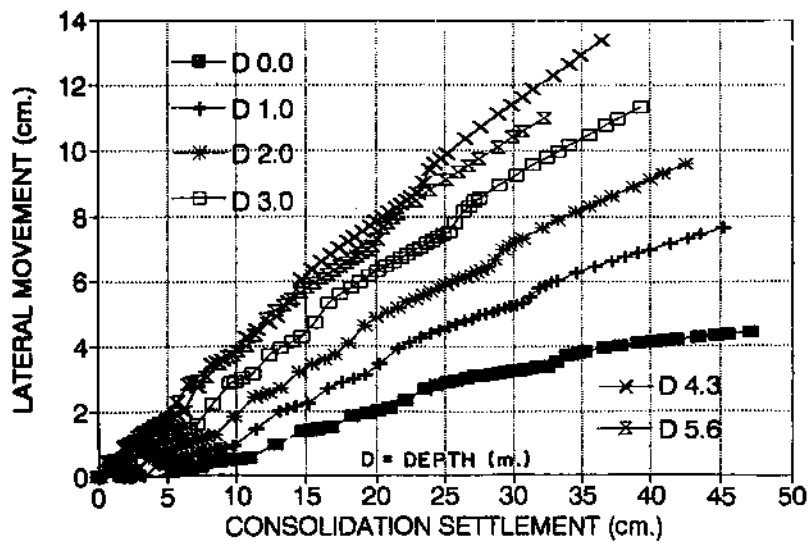
ภาพที่ 71 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวในแนวราบกับการทรุดตัวที่กึ่งกลางถนน ของ Geogrid & Soil Cement Section Without Berm



ภาพที่ 72 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวในแนวราบกับการทรุดตัว ที่ Toe ของถนน ของ Geogrid & Soil Cement Section Without Berm



ภาพที่ 73 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวในแนวราบกับการทรุดตัวที่กึ่งกลางถนน ของ Geocell Mattress Section Without Berm



ภาพที่ 74 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวในแนวราบกับการทรุดตัว ที่ fo_e ของถนน ของ Geocell Mattress Section Without Berm

3. การวิเคราะห์แบบ Drained เป็นการวิเคราะห์ผลที่ไม่มีแรงดันน้ำส่วนเกินคงเหลือในชั้นดิน ซึ่งมีการวิเคราะห์ด้วยกันหลายวิธี แต่ในการศึกษาครั้งนี้ได้ใช้วิธี Conventional Method และวิธี Finite Element Method (FEM.) ซึ่งมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

3.1 การเปรียบเทียบผลการทรุดตัวระหว่างวิธี Conventional Method กับวิธี Finite Element Method ซึ่งวิธี Conventional Method จะประกอบด้วยวิธี Terzaghi (1952), Skempton & Bjerrum (1957), วิธีของ Mesri & Choi (1985) และวิธีกราฟฟิคของ Asaoka (1978) ซึ่งผลการเปรียบเทียบนี้มีรายละเอียดดังตารางที่ 24

ตารางที่ 24 การเปรียบเทียบผลการทรุดตัวของกาวิเคราะห์แบบ Drained ระหว่างวิธี Conventional Method กับ วิธี Finite Element Method

Section	Conventional Method				FEM.
	Terzaghi (cm.)	Skempton (cm.)	Mesri (cm.)	Asaoka (cm.)	CRISP90 (cm.)
Control	93.53	77.96	105.12	59.12	56.26
Geotextile	-	-	-	56.12	56.25
Soil Cement	-	-	-	61.38	61.45
Geogrid & Soil Cement	-	-	-	54.67	63.01
Geocell Mattess	-	-	-	47.54	48.08

จากตารางที่ 24 จะเห็นได้ว่าวิธี Finite Element Method ใกล้เคียงกับวิธีกราฟฟิคของ Asaoka (1978) ซึ่งวิธี Asaoka นี้เป็นวิธีที่ปราโมทย์ (2536) ได้เสนอว่าเป็นวิธีที่ให้ผลใกล้เคียงกับผลที่วัดได้จากสนาม

บทที่ 5

สรุป

ในการศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวของถนนพระรามที่ 2 (ธนบุรี-ปากท่อ) ช่วงกม. 8+121 ถึงกม. 8+371 ซึ่งได้มีการปรับปรุงฐานรากถนนแบบต่างๆ ในการศึกษาครั้งนี้ได้มีการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element Method โดยใช้โปรแกรม CRISP 90 ซึ่งข้อมูลที่ใช้เป็นข้อมูลจากเจาะสำรวจชั้นดิน ร่วมกับการรวบรวมข้อมูลจากเอกสารประกอบกัน และวิธี Conventional Method หลายหลายวิธี เพื่อคาดคะเนพฤติกรรมของถนน ซึ่งสามารถสรุปได้ดังต่อไปนี้

1. การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element Method (FEM.) กับผลที่วัดได้จากสนาม พบว่าการทรุดตัวของถนนมีลักษณะและผลใกล้เคียงกัน โดยผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี FEM. จะให้ผลการทรุดตัวมากกว่าประมาณ 15-20 ซม. ในช่วงระยะเวลา 1-2 ปีแรก และจะลดลงเหลือประมาณ 5-15 ซม. ในช่วงระยะเวลา 2-3.5 ปีต่อมา และแรงดันน้ำส่วนเกินสูงสุดมีค่าใกล้เคียงกับผลจากการวัดในสนาม แต่แรงดันน้ำส่วนเกินที่วัดได้จากสนามจะไม่ลดลงหรือลดลงเล็กน้อย ซึ่งผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี FEM. แรงดันน้ำส่วนเกินจะลดลงตามเวลา โดยแรงดันน้ำส่วนเกินลดลงไป 96-98 % ที่ 1257 วัน ทั้งนี้อาจเป็นผลจาก Undrained Creep และ Flow (สุรฉัตร, 2527) ซึ่งแรงดันน้ำส่วนเกินมีลักษณะคล้ายกับ Muar Flats Site ประเทศมาเลเซีย (A.T., 1993)

2. การเปรียบเทียบผลการทรุดแบบ Consolidation ระหว่างวิธี Finite Element Method กับวิธี Conventional Method วิธีที่ให้ผลใกล้เคียงที่สุดคือ วิธีกราฟฟิกของ Asaoka (1978) คือผลการทรุดตัวมีความแตกต่างกัน 4.74 % และแรงดันน้ำส่วนเกินที่ระบายออกไปมีความแตกต่างกัน 3.28 % นอกจากนั้นวิธี Conventional Method ทั่วไป ยกเว้นวิธีกราฟฟิกของ Asaoka (1978) จะไม่สามารถคาดคะเนผลเนื่องจากการปรับปรุงฐานรากถนนด้วยวัสดุ Geosynthetic

วิธีกราฟฟิกของ Asaoka (1978) หากเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ระหว่างข้อมูลที่ 620 และ 1257 วัน พบว่าการทรุดตัวมีความแตกต่างกัน 13.5 % ระยะเวลาที่ใช้ในการระบายแรงดันน้ำส่วนเกินออกไป 99 % มีความแตกต่างกัน 19.1 % และสัมประสิทธิ์การยุบตัว (c_v) มีความแตกต่างกัน 17.5 % ซึ่งแสดงให้เห็นว่าผลการวิเคราะห์มีความแตกต่างกันพอสมควร

3. การวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดของถนนพระรามที่ 2 ด้วยวิธี Simplified Bishop และวิธี Matsuo และ Kawamura (1977) พบว่าวิธี Simplified Bishop จะให้ผลอยู่ระหว่าง 1.90-2.90 และวิธี Matsuo และ Kawamura (1977) ให้ผลอยู่ระหว่าง 1.39-1.70 แต่จากการทดสอบบนถนนพระรามที่ 2 ในการก่อสร้างครั้งแรก โดยการถมคันทางจนเกิดการพังทลาย ที่ค่าความปลอดภัยของเสถียรภาพความลาดเท่ากับ 1.36 และ 1.49 ด้วยการวิเคราะห์แบบ Normal Analysis

(Cox, 1970) ซึ่งควรจะเกิดการพังทลายที่ค่าความปลอดภัยเท่ากับ 1.00 ทั้งนี้เพราะดินใต้ฐานรากเกิด Undrained Creep และ Flow

4. ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element Method ในการปรับปรุงฐานรากถนนด้วย Geogrid นั้น จะไม่ช่วยลดการทรุดตัว การเคลื่อนตัวด้านข้างของถนน และแรงดันน้ำส่วนเกิน เมื่อเทียบกับ Soil Cement Section หากพิจารณาสภาพเป็นจริงในสนาม พบว่า Geogrid & Soil Cement Section การทรุดตัวและแรงดันน้ำส่วนเกินมีค่าน้อยกว่า Soil Cement Section ทั้งนี้เพราะ Geogrid & Soil Cement Section ก่อสร้างติดกับ Geocell Mattress Section ซึ่งมีหน่วยแรงที่กระทำกับชั้นดินน้อยกว่าประมาณ 9.36 kN/m^2 เป็นผลให้เกิดการทรุดตัวและแรงดันน้ำส่วนเกินมีค่าน้อยกว่าที่ควร

5. การปรับปรุงฐานรากถนนด้วย Geocell Mattress นั้น ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี FEM. ให้ผลใกล้เคียงกับผลจากการวัดในสนาม และมีการทรุดตัวน้อยกว่าวิธีการปรับปรุงฐานรากชนิดอื่น ทั้งนี้เพราะหินคลุกมีหน่วยน้ำหนักที่น้อยกว่าทรายถม นอกจากนั้นหินคลุกมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่สูงกว่า ทำให้การทรุดตัวที่กึ่งกลางถนนลดลง และเป็นการทรุดตัวแบบสม่ำเสมอ

6. ความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวแบบ Consolidation และการเคลื่อนตัวในแนวราบ พบว่ามีความสัมพันธ์เกือบเป็นเส้นตรง หากการเคลื่อนตัวทางด้านข้างเกิดขึ้นอย่างรวดเร็ว แสดงคันทันนั้นจะเกิดการเคลื่อนพัง ถึงแม้ว่าบางช่วงของการเพิ่มความสูงของดินถมคันทันทาง จะทำให้การเคลื่อนตัวทางด้านข้างจะเกิดขึ้นรวดเร็ว แต่ก็ในช่วงสั้นๆ และกลับสู่ความสัมพันธ์แบบเดิม

เอกสารอ้างอิง

ปราโมทย์ ชาติอม. 2538. การศึกษาเปรียบเทียบการทรุดตัวของคันทางทดลองบน ถนนพระรามที่ 2. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท. มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, กรุงเทพฯ.

พินิจ ธรรมธศิริ. 2528. การวิเคราะห์เสถียรภาพและการคาดคะเนการทรุดตัวของถนนต่อเติมใหม่ บนชั้นดินเหนียวอ่อนมาก. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท. จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, กรุงเทพฯ.

พินิจ ธรรมธศิริ และ วีระ วิศิณวรธนะ. 2530. การติดตั้งเครื่องมือทางธรณีเทคนิค. วิศวกรรมสาร 39(5) : 45 - 49.

มณฑิธร กังคศิเทียม. 2531. กลศาสตร์ของดินด้านวิศวกรรม. พิมพ์ครั้งที่ 2 , สมาคมศิษย์เก่า วิศวกรรมชลประทาน ในพระบรมราชูปถัมภ์, กรุงเทพฯ . 371 น.

วิชาญ ภูพัฒน์. 2533. ปัญหาการทรุดตัวของฐานรากในงานโยธา. วิศวกรรมโยธา และการก่อสร้าง มก. 1-3(5) : 49 - 67.

วรากร ไม้เรียง. 2527. การสำรวจหาข้อมูลต่างๆ เพื่อวิเคราะห์การทรุดตัวของชั้นดิน. เอกสารประกอบการอบรมทางวิชาการ เทคนิคการวิเคราะห์และการทรุดตัวของชั้นดิน. มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, กรุงเทพฯ. 21 น.

สุชาติ เข้มเขย. 2529. ความคงทนของดินซีเมนต์. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท. สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้า ธนบุรี, กรุงเทพฯ.

สุรจักร สัมพันธ์รักษ์. 2527. ทฤษฎีและเทคนิคในการวิเคราะห์การทรุดตัวและอัตราทรุดตัวของ ชั้นดิน. เอกสารประกอบการอบรมทางวิชาการ เทคนิคการวิเคราะห์และการทรุดตัวของชั้นดิน. มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, กรุงเทพฯ. 48 น.

อนุวัตร ทองคำ. 2538. การปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯโดยวิธีผสมซีเมนต์. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท. มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, กรุงเทพฯ.

Asian Institute of Technology. 1993. Advanced geotechnical analysis. AIT., Bangkok. 178 p.

Atkinson , J.H. and P.L. Branby. 1982. The mechanics of soil. 1st ed., McGraw-Hill Book Co., UK. 375 p.

Bergado, D.T. and N.M. Huan. 1987. Undrained deformability and strength characteristics of soft Bangkok clay by the screw plater test. *Geotechnical Testing J.* 10(3) : 113 - 122.

Bishop, A.W. 1954. The use of pore pressure coefficients A and B. *Geotechnique*. London. IV: 148-152.

Bowles, E.J. 1988. *Foundation analysis and design*. 4th ed., McGraw - Hill Book Co., New York. 1004 p.

Britto, A.M. and M.J. Gunn. 1990. *CRISP 90 User's and programmer's guide*. Cambridge Univ., Cambridge, UK. 238 p.

Casagrande, A. and R.E. Fadum. 1940. Notes on soil testing for engineer purposes. Cited by B.M. Das. *Advanced soil mechanics*. McGraw-Hill Book Co., New York. 511 p.

Cox, J.B. 1971. Engineering characteristics of the soils along the Thon buri-Pak tho highway, Thailand, pp. 249-255. In *Proc. of the Fourth Asian Regional Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.* Vol. 1, Bangkok.

Das, B.T. 1983. *Advanced soil mechanics*. McGraw-Hill Book Co., New York. 511 p.

Hanna, T.H. 1985. *Field instrumentation in geotechnical engineer*. Trans Tech Pub., USA. 843 p.

Hausmann, M.R. 1990. Engineer principles of ground modification. Cited by Y. Pramost. Comparative study of settlement behavior of trial section on Rama II road. M. Eng. Thesis, Kasetsart Univ., Bangkok.

Ho, T.J. 1995. Finite element analysis for geogrid reinforced embankment. M. Eng. Thesis, AIT., Bangkok.

Ingles, O.G. and J.B. Metcalf. 1972. *Soil stabilization, principles and practice*. Butterworths Pty. Limited, Melbourne. Australia. 373 p.

Koerner, R.M. 1990. Designing with geosynthetics. 2nd ed., Prentice-Hall Inc., New Jersey. 650 p.

Lambe, T.W. 1964. Method of estimating settlement. J. of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE. 90 (SM 5) : 43-67.

Lambe, T.W. and W.A. Marr. 1979. Stress path method: second edition. J. of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE. 105 (GT 6) : 727-738

Matsuo, M. and K. Kawamura. 1977. Diagram for construction control of embankment on soft ground. J. of Japanese Society of Soil Mech. and Found. 17 (3) : 37-52

Moh, Z.X. 1965. Reactions of soil mineral with cement and chemicals. Nat. Res. Council, Washington, D.C., United States. Highway Res. Board Rec. 86 : 39 - 61.

Magnan, J.P. and J.M. Deroy. 1980. Analyse graphic des courbes de consolidation oedometrique Cited by Y. Pramoot. Comparative study of settlement behavior of trial section on Rama II road. M. Eng. Thesis, Kasetsart Univ., Bangkok.

Mesri, G. and P.M. Godlewski. 1997. Time and stress compressibility interrelationship. J. of Geotechnical Eng. Div., ASCE. 105 (GT 5) : 417-430.

Mesri, G. and Y.K. Choi. 1984. Discussion of time effects on the stress-strain behavior of nature soft soil. Cited by J. Graham, J.H.A. Crooks and A.L. Bell. Geotechnique, London. 34 (3) : 439-442.

Nesarajah, S. 1994. Dissipation test on Bangkok clay. M. Eng. Thesis., AIT., Bangkok.

Osterberg, J.O. 1957. Influence values for vertical stress in semi-infinite mass due to embankment loading. Cited by B.T. Das, Advanced soil mechanics. McGraw-Hill Book Co., New York. 511 p.

Shiun, T.S. 1995. Interface parameters of geotextiles and geogrids under different reinforcement inclinations and different interaction modes. M. Eng. Thesis, AIT., Bangkok.

Skempton, A.W. 1954. The pore pressure coefficients A and B. *Geotechnique*. London. IV : 143-147.

Taylor, D.W. 1942. *Research on consolidation of clays*. Cited by B.M. Das. *Advanced soil mechanics*. McGraw-Hill Book Co., New York. 511 p.

- รายงานฉบับที่ : วพ.180 ศูนย์วิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง
- ผู้เขียน : ดร.ชงสุทนต์ แต่ศิริ, สุพจน์ ทวลาณอม, พิชัย ประทุมศรีสาคร
- ชื่อเรื่อง : พฤติกรรมการทรุดตัวของถนนพระรามที่ 2
- บทคัดย่อ : ถนนพระรามที่ 2 เป็นถนนสายหนึ่งที่มีปริมาณการจราจรสูงมาก และประสบปัญหาการทรุดตัวมาก เนื่องจากก่อสร้างบนดินอ่อนซึ่งสามารถรับแรงเฉือนได้ต่ำ ดังนั้น ในการปรับปรุงถนนดังกล่าวในปี พ.ศ. 2530 จึงได้มีการปรับปรุงดินฐานรากหลายแบบด้วย และได้มีการติดตั้งเครื่องวัดทางธรณีเทคนิค เพื่อติดตามพฤติกรรมของถนน สำหรับการวิจัยครั้งนี้ พบว่า การวิเคราะห์การทรุดตัวของถนนด้วยวิธี Finite Element Method (FEM.) โดยใช้โปรแกรม CRISP 90 ในทุก Section ได้ผลใกล้เคียงกับผลที่จากการวัดในสนามและมีความแม่นยำกว่าวิธีปฏิภนศาสตร์พื้นฐาน (Conventional Method) ทดสอบวิธีและผลจากโปรแกรม CRISP 90 ให้ผลใกล้เคียงกับวิธีกราฟฟิกของ Asaoka (1978) การวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดของถนนพระรามที่ 2 ด้วยวิธี Simplified Bishop และวิธี Matsuo และ Kawamura (1977) พบว่าวิธี Simplified Bishop จะให้ผลสูงกว่า ทั้งนี้เพราะวิธี Matsuo และ Kawamura (1977) จะพิจารณา รวมถึงการเกิด Undrained Creep และ Flow ของดินใต้ฐานราก
- ศัพท์เฉพาะเรื่อง : การทรุดตัว, ดินเหนียวอ่อน, การปรับปรุงคุณภาพดิน

ทล.วพ./ร./2540/ท.

ISSN 0125-8044

- Report** : RD. 180, Road Research and Development Center, Department of Highways.
- Author** : Dr. Yongyuth Taesiri, Supote Hualthanom, Pichai Pratoomsrisakorn
- Title** : Settlement Behavior of Rama II Road
- Abstract** : Rama II is one of the road very high traffic volume and facing the settlement problem resulting from soft clay with low shear strength. Hence, upon the repair and improvement of the above mentioned road carried out in the year 1987, several design schemes have been established together with installation of geological instruments has been made to for study of settlement behavior.
The results from Finite Element Method (FEM.) using the Application program CRISP 90 at very sections are close to the measurement made on the site. Moreover, the result of this analysis is more precise than those analysed by other conventional method, and similar to those analysed by Asaoka's graphic method (1978).
Slope Stability analysis of Rama II road by Simplified Bishop method and Matsuo & Kawamura method (1977) result from Simplified Bishop higher than, because Matsuo & Kawamura method (1977) consider to Undrained Creep & Flow of soil.
- Keywords** : Settlement, Soft Clay, Improvement

DH RD/M/1997/T
ISSN 0125-8044

**คณะกรรมการบริหาร
ศูนย์วิจัยและพัฒนางานทาง**

1. รองอธิบดีฝ่ายวิชาการ	ประธานกรรมการ
2. ผู้อำนวยการสำนักสำรวจและออกแบบ	กรรมการ
3. ผู้อำนวยการสำนักวิเคราะห์วิจัยและพัฒนาทาง	กรรมการ
4. ผู้อำนวยการกองบำรุง	กรรมการ
5. ผู้อำนวยการกองวิศวกรรมจราจร	กรรมการ
6. ผู้อำนวยการสำนักเครื่องกลและสื่อสาร	กรรมการ
7. นายสุนทร กังวานพนิชย์	กรรมการ
8. นายอร่าม ก้อนสมบัติ	กรรมการ
9. นายธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์	กรรมการและเลขานุการ