

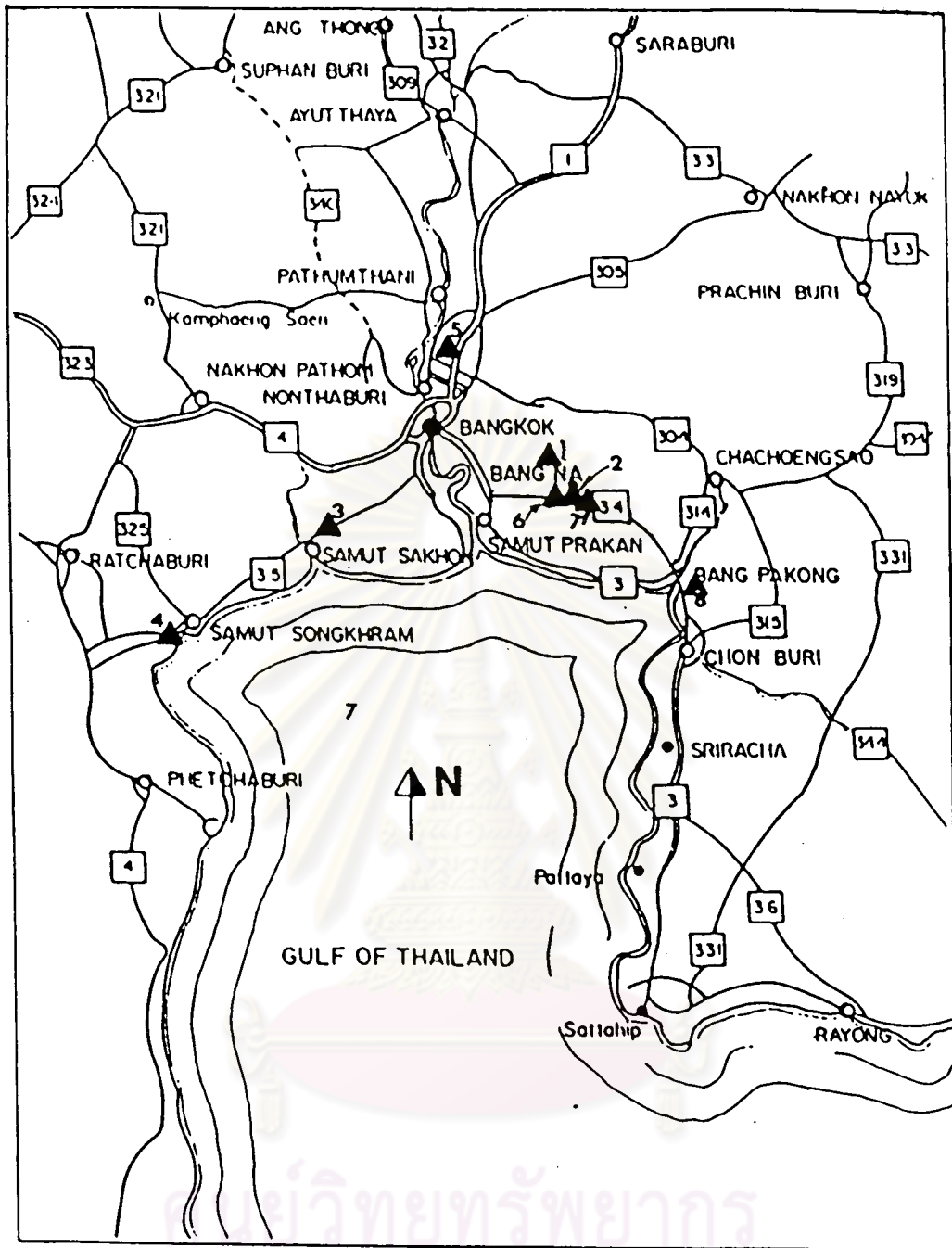
สถานที่ก่อสร้างคันดินถมทลอบและข้อมูลด้านปรุพิกลค่าลัศร์

3.1 การเก็บรวบรวมข้อมูล

การศึษาวิจัยนี้จะได้ทำการรวบรวมข้อมูลด้านปรุพิกลค่าลัศร์ จากการก่อสร้างคันดินถม ในบริเวณต่าง ๆ รอบ ๆ พื้นที่กรุงเทพมหานครที่สร้างขึ้นโดยมีวัตถุประสงค์ต่าง ๆ กัน ตารางที่ 3.1 ได้แสดงข้อมูลทั่วไปของการก่อสร้างคันดินถมที่ได้มาศึษาวิจัยในงานวิทยานิพนธ์นี้ ตำแหน่งบริเวณ ของพื้นที่ที่ก่อสร้างคันดินถมแสดงอยู่ในรูปที่ 3.1

สถานที่	ขนาด, ความสูง ของคันดินถม (เมตร)	วัสดุที่ใช้ถม	ความหนาแน่นของ วัสดุที่ใช้ถม (กณ./ม. ³)	วัตถุประสงค์
หนองงูเห่า	30x100x3.4	ทราย	1,850	ศึษาด้านเสถียรภาพ (2516)
ถนนสายกรุงเทพ-ศึราษา	18.4x75x2.6	ทราย	2,000	ศึษาด้านเสถียรภาพ (2512)
ถนนสายธนบุรี-ปากท้อ SITE 2	22x65x4.2	ทราย	1,700	ศึษาด้านเสถียรภาพ (2512)
Section 3A	22x50x2.45	ทราย	1,660	ศึษาด้านแรงค้ำน้ำ
Section 3B	18.4x40x1.38	ทราย	1,660	ในดินและการทรุดตัว
Section 3C	15.2x50x0.74	ทราย	1,640	(2512)
ถนนสายธนบุรี-ปากท้อ SITE 3	20x65x2.64	ทราย	1,540	ศึษาด้านเสถียรภาพ (2512)
Section 3Aa	18.4x36x1.82	ทราย	1,640	ศึษาด้านแรงค้ำน้ำในดิน
Section 3Ab	18.4x24x1.93	ทราย	1,660	และการทรุดตัว (2512)
Section 3B	16.8x40x1.09	ทราย	1,530	
Section 3C	15.2x50x0.70	ทราย	1,630	
สถาบันเทคโนโลยี แห่งเอเชียที่รังสิต	18x80x3.0	ดินเหนียว	1,790	ศึษาด้านแรงค้ำน้ำในดิน (2512)
ถนนสายบางนา-ตราด (ปรับปรุงใหม่) กิโลเมตรที่ 24, 30, 52	-	ทราย	2,100	ศึษาด้านเสถียรภาพ, แรง ค้ำน้ำในโพรงดิน, การทรุด ตัวของชั้นดิน (2528)

ตารางที่ 3.1 แสดงรายละเอียดของข้อมูลการก่อสร้างคันดินถมบริเวณต่าง ๆ รอบ ๆ กรุงเทพมหานคร



รูปที่ 3.1 แสดงตำแหน่งบริเวณพื้นที่ก่อสร้างคันดินถมบนชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

โดยที่ 1 สถานีก่อสร้างท่าอากาศยานหนองงูเห่า

2 ถนนสายกรุงเทพ-ศรีราชา บริเวณ กม. 28

3 ถนนสายธนบุรี-ปากท่อ บริเวณ Site 2

4 ถนนสายธนบุรี-ปากท่อ บริเวณ Site 3

5 สถานีก่อสร้างสถาปนเทคโนโลยีแห่งเอเชียที่รังสิต

6 ถนนสายบางนา-บางปะกง บริเวณ กม. 24

7 ถนนสายบางนา-บางปะกง บริเวณ กม. 30

8 ถนนสายบางนา-บางปะกง บริเวณ กม. 52

3.2 รายละเอียดทั่วไปและข้อมูลด้านปรุพิกลค่าสตร์

3.2.1 ข้อมูลหนองงูเห่า

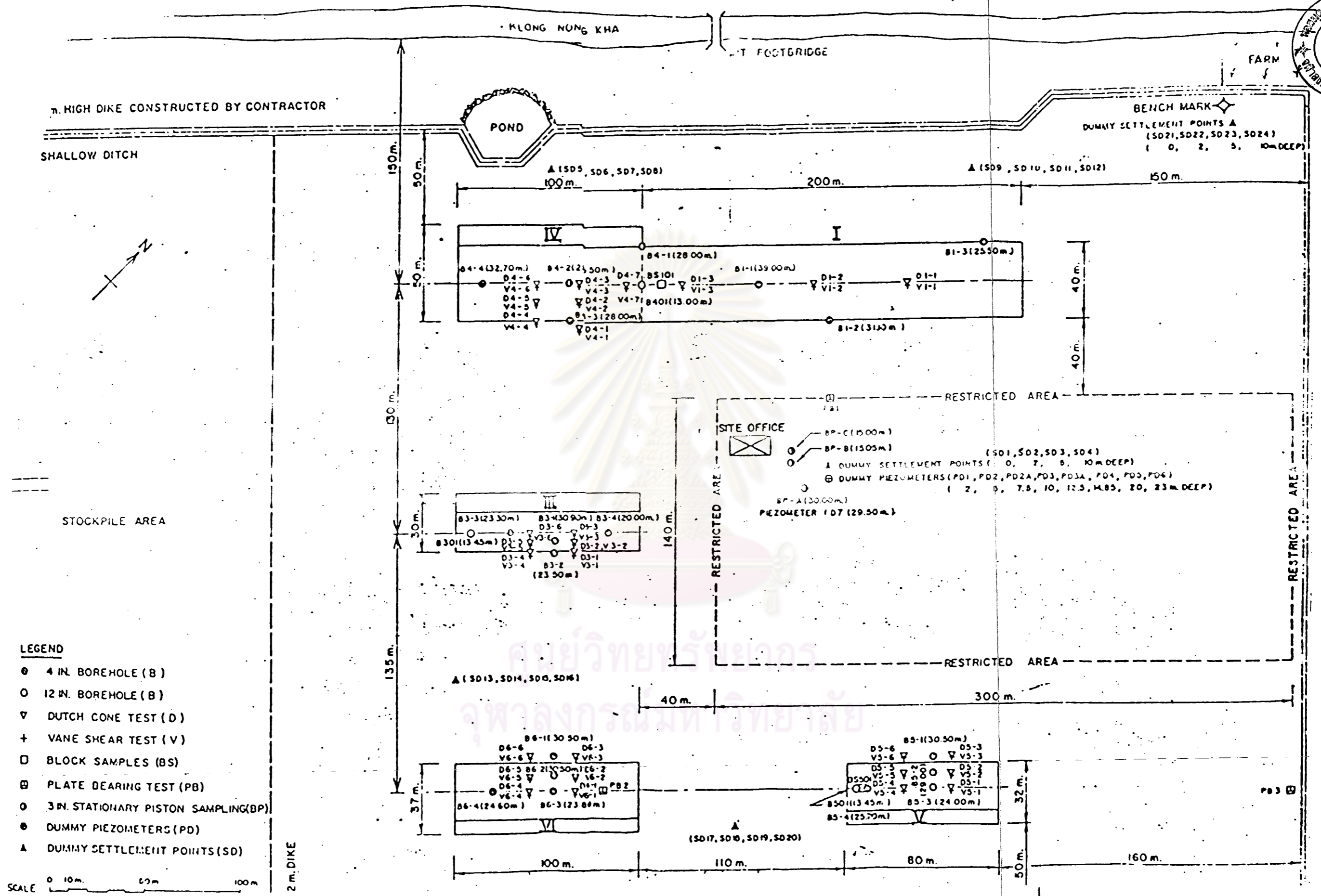
จากการที่ได้มีข้อเสนอให้ทำการก่อสร้างท่าอากาศยานพาณิชย์แห่งใหม่ของประเทศไทย ณ บริเวณพื้นที่หนองงูเห่า ซึ่งตั้งอยู่ทางทิศตะวันออกของกรุงเทพมหานครเป็นระยะทางประมาณ 20 กิโลเมตรเพื่อศึกษาถึงความเป็นไปได้ของโครงการ จึงได้มีการเตรียมและจัดหาข้อมูลในด้านต่าง ๆ รวมทั้งการศึกษาปัญหาด้านปรุพิกลค่าสตร์ ซึ่งได้ทำการศึกษาโดยสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย (ASIAN INSTITUTE OF TECHNOLOGY, A.I.T.) ในปี พ.ศ. 2516 ซึ่งในการศึกษาได้ทำการก่อสร้างคันดินถมในพื้นที่ที่จะก่อสร้างท่าอากาศยาน โดยแบ่งการศึกษาออกเป็น 4 ลักษณะ (รูปที่ 3.2) คือ

1. TEST I การก่อสร้างคันดินถมโดยมีความสูงของคันดินต่างระดับกันเพื่อศึกษาด้านการทรุดตัวเมื่อเวลาผ่านไปนาน ๆ (Long Term Settlement)
2. TEST III การก่อสร้างคันดินถมโดยก่อสร้างอย่างรวดเร็วเพื่อให้เกิดการพังทลาย (Embankment build rapid to failure) เพื่อศึกษาด้านเสถียรภาพ
3. TEST IV การก่อสร้างคันดินถมเพื่อศึกษา Creep และการทรุดตัวเมื่อเวลาผ่านไปนาน ๆ (Long Term Settlement)

4. TEST V การก่อสร้างคูดิน (Excavation Test) เพื่อศึกษาเสถียรภาพ

การศึกษาวิเสัยในอดีตที่ผ่านมาเกี่ยวกับข้อมูลหนองงูเห่านี้ พอสรุปได้คือ

1. ศึกษาวิเสัยกรณี TEST I และ TEST IV ในปี พ.ศ. 2516 โดย YUEN และในปี พ.ศ. 2519 โดย DHARMASAROJA
2. ศึกษาวิเสัยกรณี TEST III ในปี พ.ศ. 2517 โดย BOONSINSUK, ในปี พ.ศ. 2518 โดย HO
3. ศึกษาวิเสัยกรณี TEST V ในปี พ.ศ. 2517 โดย ESSA และในปี พ.ศ. 2518 โดย HO



- LEGEND**
- ⊙ 4 IN. BOREHOLE (B)
 - 12 IN. BOREHOLE (B)
 - ▽ DUTCH CONE TEST (D)
 - + VANE SHEAR TEST (V)
 - BLOCK SAMPLES (BS)
 - ⊞ PLATE BEARING TEST (PB)
 - ⊙ 3 IN. STATIONARY PISTON SAMPLING (BP)
 - ⊙ DUMMY PIEZOMETERS (PD)
 - △ DUMMY SETTLEMENT POINTS (SD)

SCALE 0 10m 50m 100m

รูปที่ 3.2 แสดงบริเวณก่อสร้างคันดินถมเพื่อการทดสอบที่หนองจุกเก่า (ข้อมูลจาก HO.Y.M., 1976)

ในงานศึกษาวิจัยได้ใช้ข้อมูล TEST III เป็นข้อมูลในการศึกษาวิจัยเพื่อทำการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินถมจากข้อมูลปฏิภาคศาสตร์ที่ทดสอบแบบ FIELD VANE TEST และ USALS

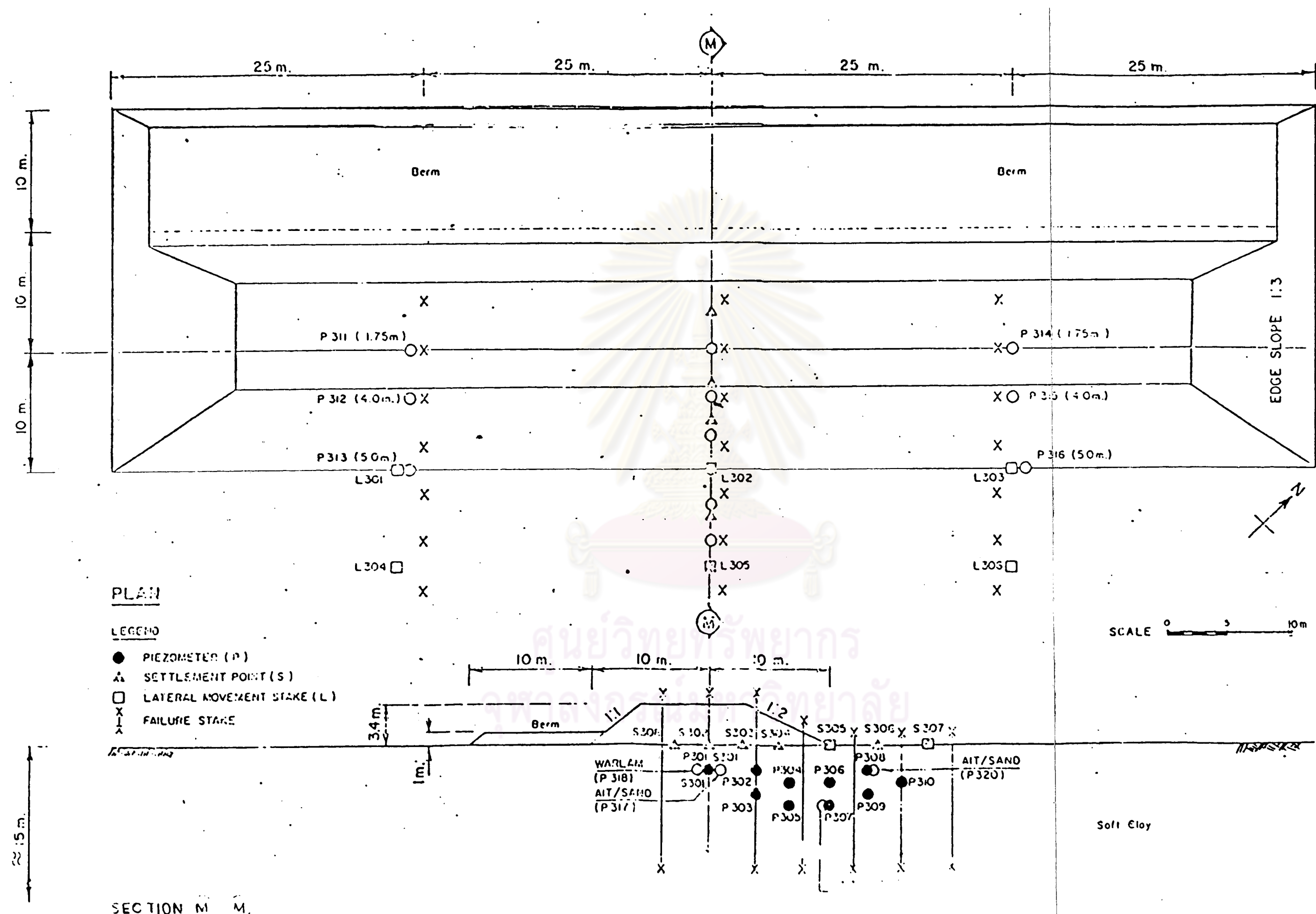
3.2.1.1 ลักษณะของคันดินถมและการก่อสร้าง

คันดินถมที่สร้างขึ้นเพื่อศึกษาในกรณี TEST III นี้เป็นคันดินถมที่มีขนาดกว้างที่ฐาน 30 เมตร บวก 100 เมตร มีความลาดเอียงด้านข้าง 1:2 (ตั้ง:ราบ) และก่อสร้างไว้มีด้านหนึ่งเป็น BERM ขนาดสูง 1.0 เมตร เพื่อป้องกันให้เกิดการพังทลายในอีกด้านหนึ่ง (รูปที่ 3.3)

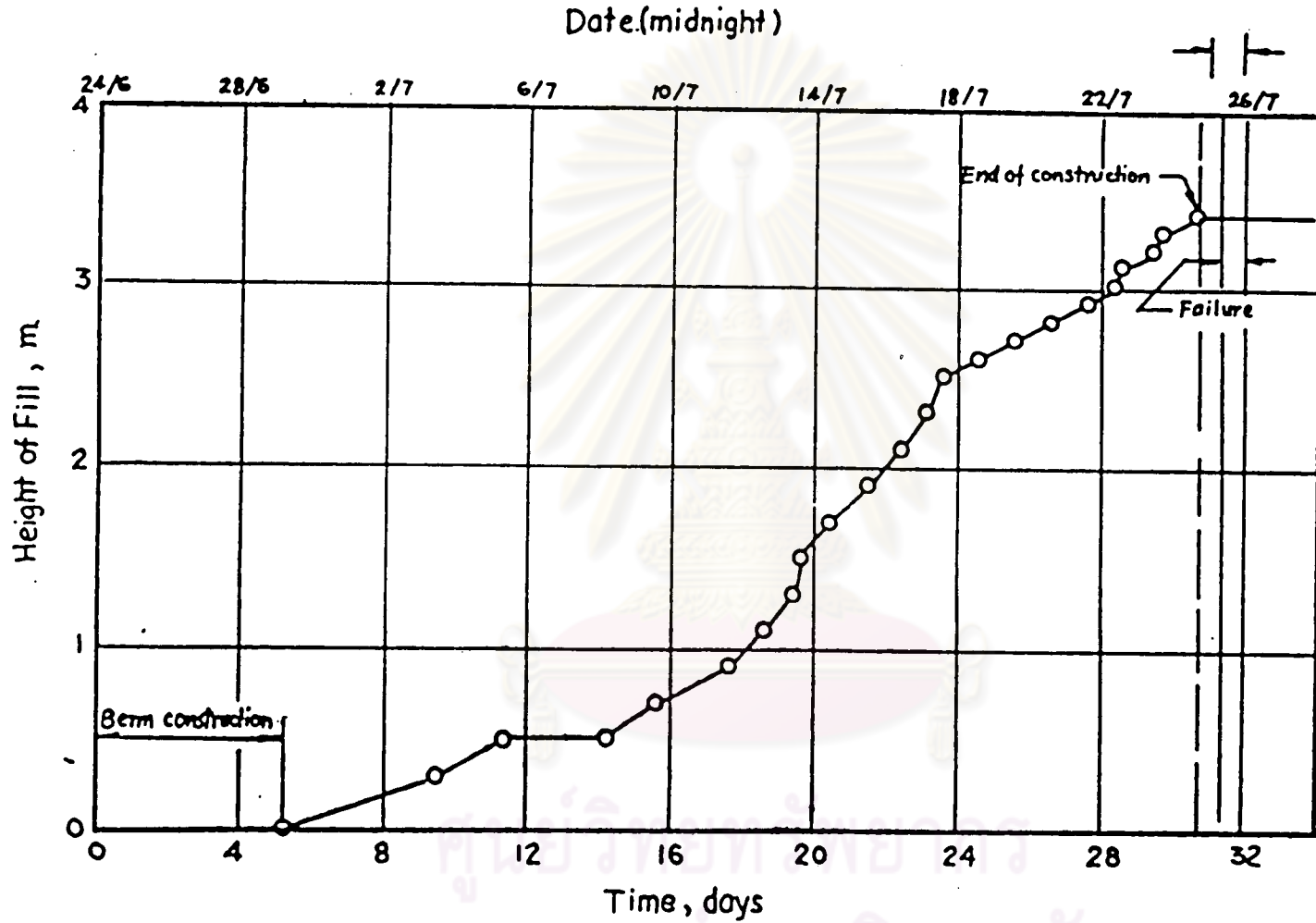
การก่อสร้างคันดินถมเพื่อการทดสอบนี้ ได้เริ่มก่อสร้างขึ้นเมื่อวันที่ 25 มิถุนายน พ.ศ. 2516 โดยได้ทำการติดตั้งเครื่องมือต่าง ๆ เพื่อตรวจสอบและเก็บข้อมูลค่าเป็น เช่น ติดตั้ง Piezometer เพื่อวัดข้อมูลเกี่ยวกับแรงดันน้ำในโพรงดิน Settlement Point และ Lateral Stake เพื่อเก็บข้อมูลด้านการเคลื่อนตัวของมวลดินในแนวดิ่งและแนวราบ Failure Stake เพื่อศึกษาลักษณะของการพังทลายของคันดินถม ตำแหน่งของเครื่องมือต่าง ๆ ปรากฏอยู่ในรูปที่ 3.3 การก่อสร้างจึงเริ่มทำการก่อสร้างคันดินถมในส่วนที่สูงชันไป วัสดุที่นำไปใช้ถมเป็นทราย ทำการบดอัดด้วยแรงงานคนและรถขนาดเล็ก การตรวจสอบค่าความหนาแน่นของดินถมในส่วนมาใช้วิธีการแทนที่ทราย (Sand Replacement) พบว่ามีค่าความหนาแน่นประมาณ 1.85 ตันต่อลูกบาศก์เมตร การก่อสร้างคันดินถมนี้สามารถก่อสร้างจนมีความสูงของคันดิน 3.40 เมตร จากระดับดินเดิม โดยใช้เวลาก่อสร้างนาน 31 วัน (เวลา 18.00 น. ของวันที่ 25 กรกฎาคม พ.ศ. 2516) ดังรูปที่ 3.4 และเมื่อ 8.00 น. ของวันที่ 26 กรกฎาคม พ.ศ. 2516 ก็ได้ตรวจพบรอยแตกของผิวดินตามแนวราบบริเวณส่วนบนของคันดินถม จึงได้ยุติการก่อสร้าง และเริ่มสังเกตการพังทลายของคันดินถม ซึ่งเริ่มเกิดการเคลื่อนตัวของมวลดินเมื่อวันที่ 22.00 น. ของวันเดียวกัน

3.2.1.2 ลักษณะของชั้นดินและข้อมูลด้านปฏิภาคศาสตร์

การเจาะสำรวจเพื่อเก็บตัวอย่างดินเพื่อศึกษาข้อมูลด้านปฏิภาคศาสตร์ ได้ใช้หลุมเจาะขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 4 นิ้ว และ 12 นิ้ว โดยใช้ Rotary Auger เพื่อเก็บตัวอย่างดินและ Wash Boring ที่ระดับความลึกประมาณ 30 เมตรเพื่อเก็บตัวอย่างดิน นอกจากนี้ยังได้มีการทำ



รูปที่ 3.3 แสดงแผน, รูปตัดของดินถมเพื่อการทดสอบและตำแหน่งของเครื่องมือ ที่หนองจุฬา TEST III (ข้อมูลจาก HO.Y.M., 1976)



Rate of Construction of Test Embankment

รูปที่ 3.4 แสดงอัตราเร็วของการก่อสร้างคันดินทดสอบที่หนองจุก TEST III (ข้อมูลจาก HO.Y.M., 1976)

Standard Penetration Test ในชั้นดินที่เป็นทรายด้วย

ข้อมูลพื้นฐานด้านปรุพิภพศาสตร์ ซึ่งได้จากตัวอย่างดินของหลุมเจาะหมายเลข I-1 (รูปที่ 3.2) ได้นำไปทำการทดสอบเพื่อหาข้อมูลต่าง ๆ เช่น ค่าปริมาณความชื้นในธรรมชาติ (Natural Water Content) ค่าพิภพความเหลว (Liquid Limit) ค่าพิภพความเป็นพลาสติก (Plastic Limit) หน่วยน้ำหนักของดิน (Total Unit Weight) ปริมาณเกลือละลายในดิน (Soluble Salt Content) ปริมาณความเป็นกรดต่างและสารเพอซิม (pH and organic matter content) และค่า overconsolidated ratio ผลที่ได้จากการทดสอบได้รวบรวมไว้ในรูปที่ 3.5, 3.6 และ 3.7 จากรูปที่ 3.5 จะพบได้ว่าพื้นที่บริเวณนี้มีสภาพชั้นดินที่ลุ่ม ล่มอไม่แตกต่างกันมากนัก ซึ่งสามารถแบ่งชั้นดินออกได้เป็น 3 ลักษณะใหญ่ ๆ คือ

1. ลากระดับผิวดินลึกลงไปประมาณ 4.0 ถึง 4.5 เมตร ชั้นดินเป็นดินเหนียวอ่อนมาก มีค่าดัชนีความเหลว (Liquidity Index) สูง (มีค่ามากกว่า 1.0) ปริมาณเกลือละลายในดินต่ำ (low soluble salt content) มีค่าประมาณ 5 ถึง 10 กรัมต่อลิตร ค่าปริมาณความเป็นกรดต่างและปริมาณเกลือในดินมีค่าเพิ่มมากขึ้นเมื่อความลึกของชั้นดินมากขึ้น ค่า Overconsolidated Ratio มีค่าประมาณ 3.0 และลดลงเมื่อความลึกเพิ่มขึ้น (มีค่า 1.6 ที่ความลึก 4.0 เมตร) ค่าปริมาณความชื้นในดินตามธรรมชาติ (Natural Water Content) มีค่าประมาณ 100-140 % ค่าดัชนีความเป็นพลาสติก (Plasticity Index) ประมาณ 60 ถึง 75 % ค่าความหนาแน่นของดิน (Total Unit Weight) ประมาณ 1.35 ตันต่อ m^3 .
2. ความลึก 4.0 เมตร ไปถึงความลึกประมาณ 16.0 เมตร เป็นชั้นดินเหนียวอ่อนที่มีปริมาณเกลือละลายค่อนข้างลุ่ม ล่มอ โดยมีค่าปริมาณเกลือละลาย (Salt Content) ประมาณ 14 ถึง 20 กรัมต่อลิตร ค่าความเป็นกรดต่าง (pH) เท่ากับ 9 ค่าดัชนีความเหลว (Liquidity Index) มีค่าลดลงจาก 1.0 ที่ส่วนบนของชั้นดินเป็น 0.6 ที่ความลึก 15.0 เมตร มีค่า Overconsolidated Ratio เท่ากับ 1.5 ถึง 2.0 ที่ความลึก 4.0 ถึง 9.0 เมตร ค่าปริมาณความชื้นในดินตามธรรมชาติ มีค่าประมาณ 50 ถึง 100 % ค่าดัชนีความเป็นพลาสติก ประมาณ 50 % ค่าความหนาแน่นของดินประมาณ 1.4 ตันต่อ m^3 ที่ความลึก 4.0

ถึง 8.0 เมตร และประมาณ 1.6 ตันต่อ m^3 ที่ความลึก 8.0 ถึง 16.0 เมตร

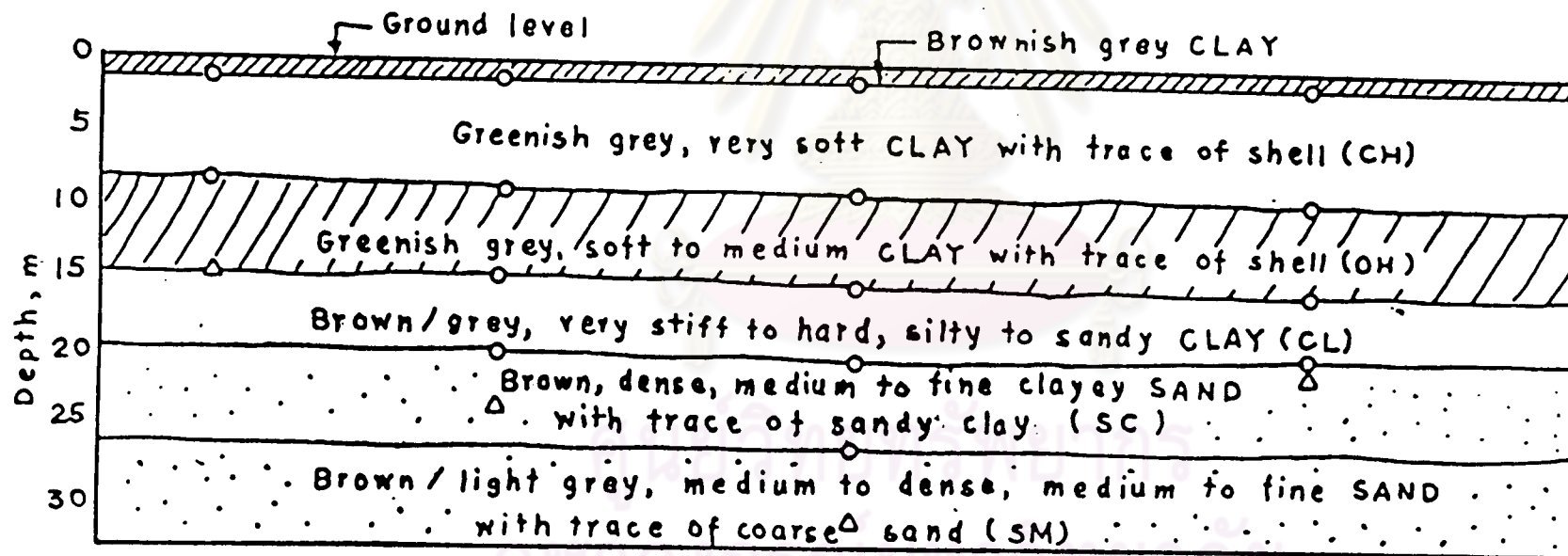
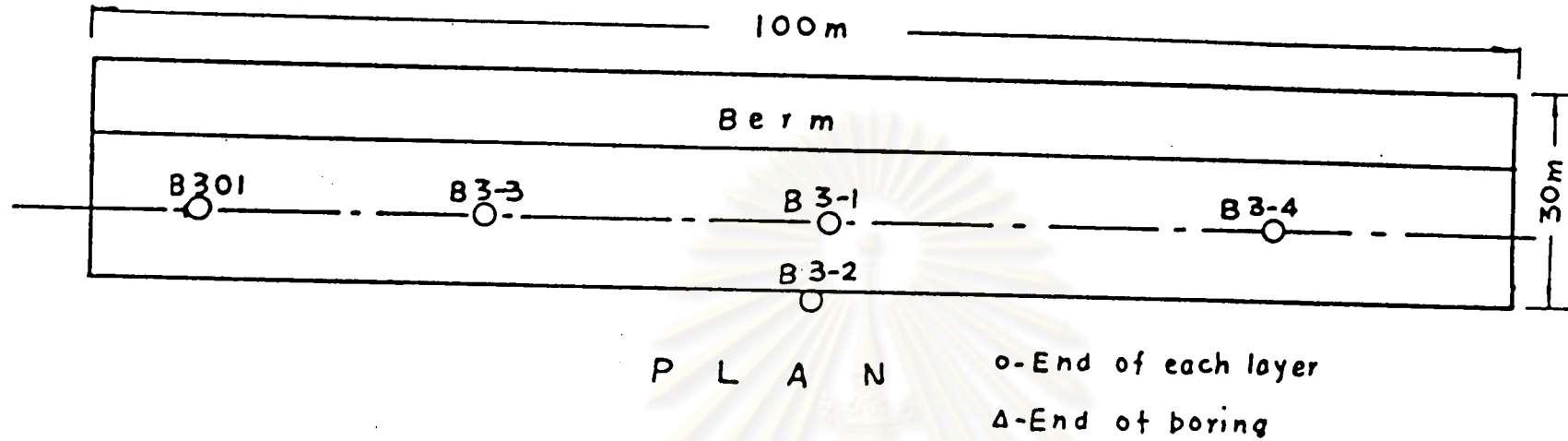
3. จากความลึก 16.0 เมตร ลงไปเป็นชั้นดินแข็ง (Stiff Clay) ที่มีค่าดัชนีความเหลว (Liquidity Index) ต่ำ (0-0.3) ปริมาณสารละลายและความเป็นกรดต่างค่อนข้างต่ำ ค่า Overconsolidated Ratio ต่ำลงเมื่อความลึกเพิ่มมากขึ้น ค่าปริมาณความชื้นในดินตามธรรมชาติมีค่าต่ำ (ประมาณ 20 %) ค่าดัชนีความเป็นพลาสติกประมาณ 20-30 % ค่าความหนาแน่นของดินสูงประมาณ 2.0-2.3 ตันต่อ m^3 .

3.2.1.3 ก๊าซรับแรงเฉือนแบบอเนตรนของดินเหนียว

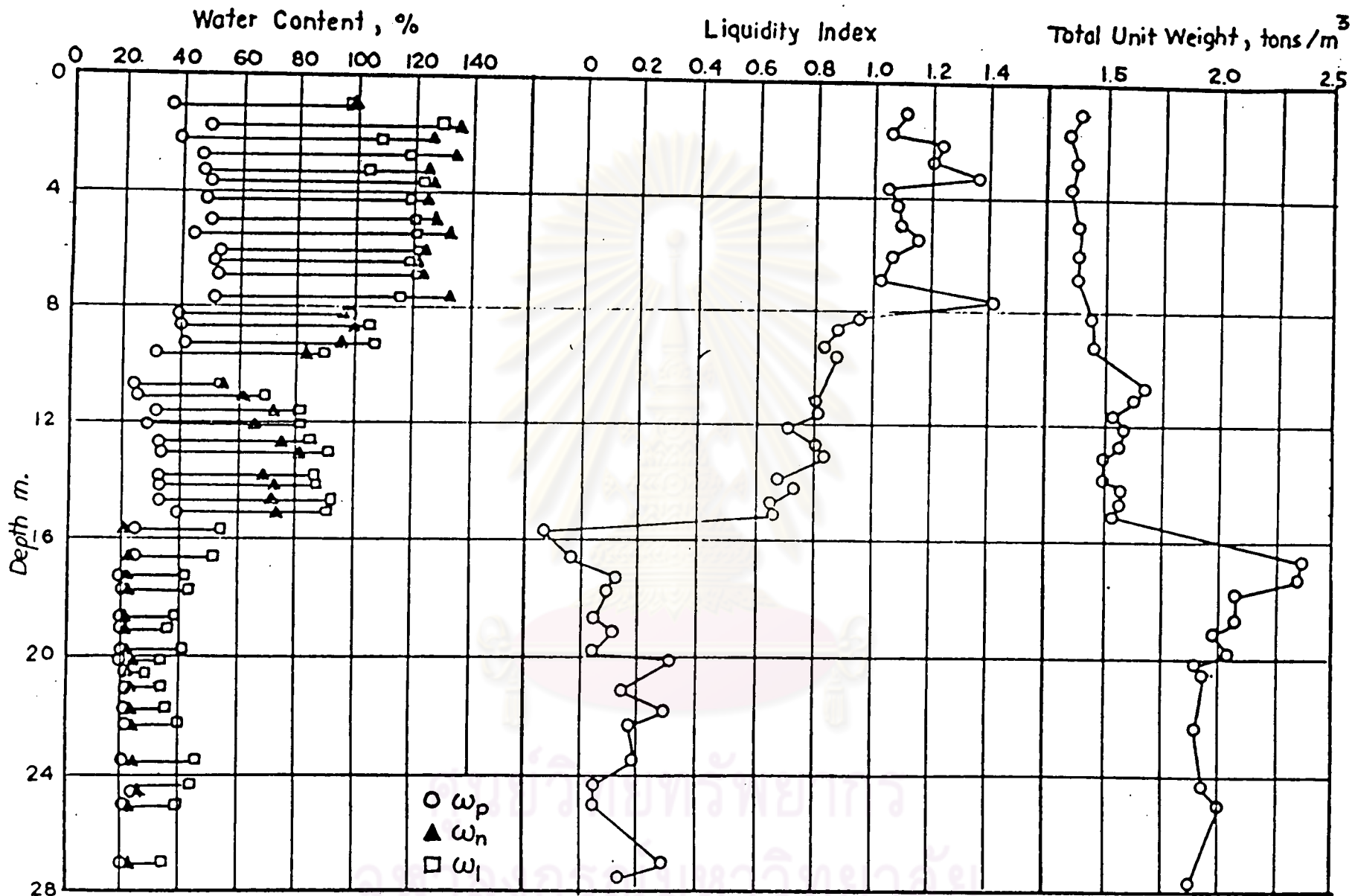
ได้มีการทดสอบทั้งในสนามและนำตัวอย่างดินไปทดสอบในห้องทดลองเพื่อหาค่าก๊าซรับแรงเฉือนแบบอเนตรนและพารามิเตอร์ของก๊าซรับแรงเฉือน เพื่อนำไปใช้วิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินถม ซึ่งในงานศึกษาวิจัยนี้จะนำผลจากการทดสอบในสนามแบบ Field Vane และผลการประมาณค่าก๊าซรับแรงเฉือนแบบอเนตรนโดยวิธี USALS ($C = 0.22 \bar{\sigma}_{vm}$) เพื่อไปใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพเท่านั้น

การทดสอบในสนามเพื่อหาค่าก๊าซรับแรงเฉือนแบบอเนตรน โดยการทดสอบแบบ Field Vane ได้กระทำขึ้นทั้งสิ้น 6 หลุมเจาะสำรวจ ซึ่งมีตำแหน่งของหลุมเจาะสำรวจแสดงอยู่ในรูปที่ 3.2 และผลจากการทดสอบแสดงอยู่ในรูปที่ 3.8 การทดสอบในสนามนี้ได้ใช้เครื่องมือแบบ Geonor Vane ทำให้ได้ค่าเฉลี่ยของก๊าซรับแรงเฉือนแบบอเนตรนของดินเหนียวอ่อน เพื่อนำไปใช้วิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินถม พอสรุปได้คือ ในช่วงความลึกจากระดับผิวดินลงไปลึก 3.0 เมตร ค่าก๊าซรับแรงเฉือนแบบอเนตรนจะมีค่าค่อนข้างคงที่ประมาณ 1.9 ตันต่อ m^2 และลดลงเป็น 1.6 ตันต่อ m^2 ที่ความลึก 4.0 เมตร แล้วเพิ่มขึ้นเล็กน้อยเป็น 1.8 ตันต่อ m^2 ที่ความลึก 8.0 เมตร

ค่าก๊าซรับแรงเฉือนแบบอเนตรนโดยวิธี Undrained Strength at Large Strain (USALS) ของดินเหนียวอ่อน สามารถประมาณค่าได้จากสมการที่ 2.4 คือ $S_u = 0.22 \bar{\sigma}_{vm}$ ซึ่งจากตัวอย่างดินที่ได้นำไปทดสอบจะพบว่า ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งสูงสุดในอดีต (Maximum Past Pressure, $\bar{\sigma}_{vm}$) ดังปรากฏในตารางที่ 3.2



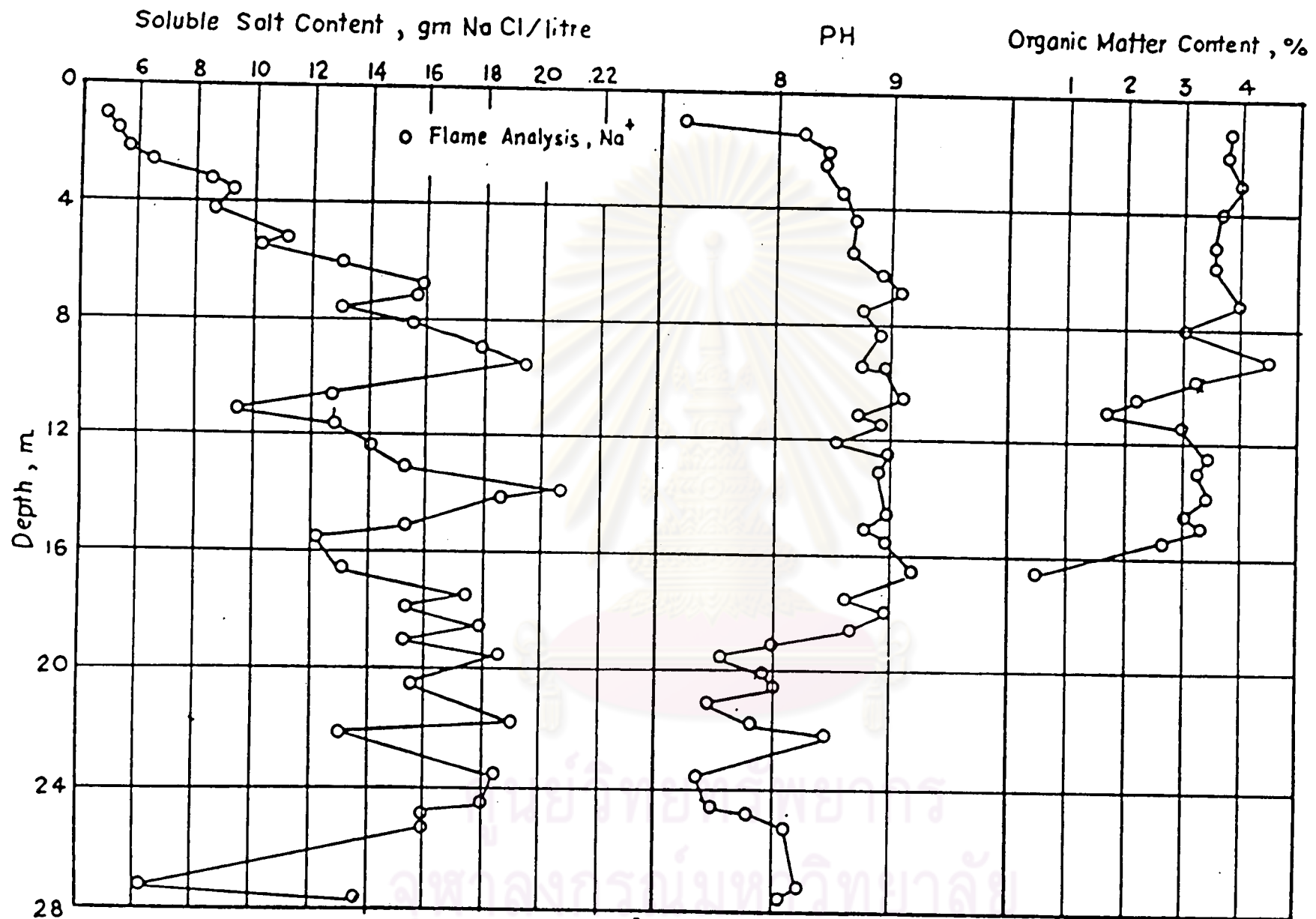
Soil Profile along Embankment



Variation in Water Content , Liquidity Index and Total Unit Weight

รูปที่ 3.6 แสดงค่าปริมาณความชื้นในดินตามธรรมชาติ, ดัชนีความเหลว, หน่วยน้ำหนักของดิน

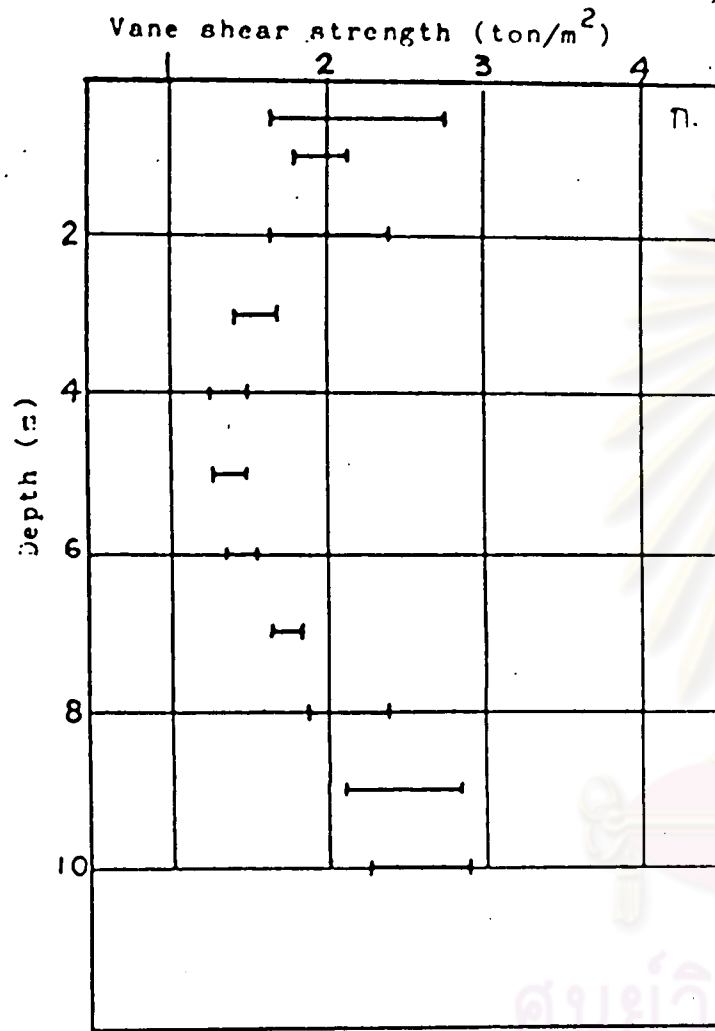
ที่ความลึกต่าง ๆ บริเวณหนองจุกเก่า (ข้อมูลจาก HO.Y.M., 1976)



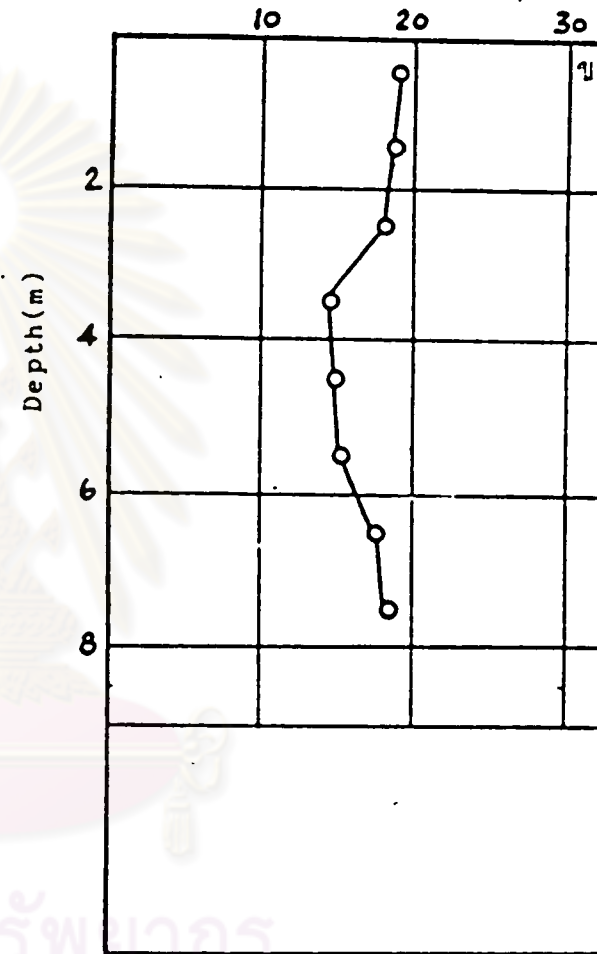
Variation in Soluble Salt Content, PH and Organic Matter Content

รูปที่ 3.7 แสดงค่าปริมาณเกลือละลายในดิน, ค่าความเป็นกรดต่างของดิน, ค่าปริมาณสารอินทรีย์ในดิน

ที่ความลึกต่าง ๆ บริเวณหนองงูเห่า (ข้อมูลจาก HO.Y.M., 1976)



Mean Vane Strength (KN/m²)



รูปที่ 3.8 แสดงค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบฮันเดรนจากการทดสอบ Field Vane บริเวณหนองงูเห่า
(ข้อมูลจาก HO.Y.M., 1976)

ความลึก (เมตร)	$\bar{\sigma}_{vo}$ ตัน/ม. ² .	$\bar{\sigma}_{vm}$ ตัน/ม. ² .	OCR
1.0	0.90	4.40	4.9
2.0	1.45	4.00	2.8
3.0	1.90	3.80	2.0
4.0	2.45	3.90	1.6
5.0	2.55	4.60	1.8
6.0	3.10	5.60	1.8

ตารางที่ 3.2 แสดงค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งสูงสุดในอดีต

(Maximum Past Pressure, $\bar{\sigma}_{vm}$) ข้อมูลจาก Lee. Y.H., 1983

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

3.2.2 ข้อมูลถนนสายกรุงเทพ-ศรีราชา

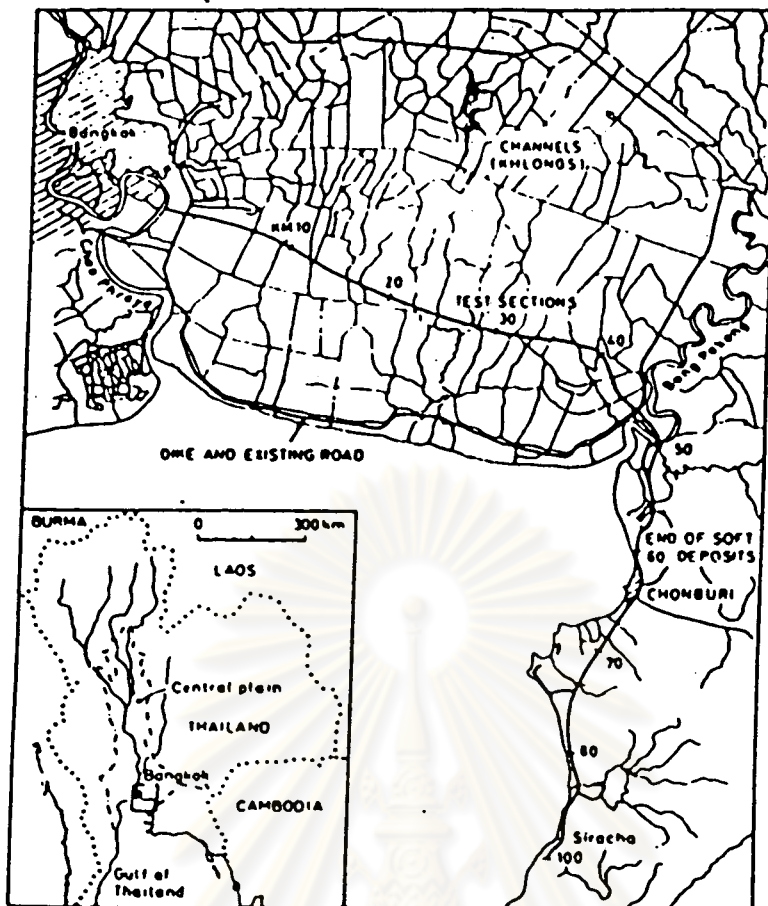
ในปี พ.ศ. 2512 ได้มีการก่อสร้างถนนสายใหม่ขึ้นทางทิศตะวันออกของกรุงเทพมหานครเพื่อให้บริการขยายตัวอย่างรวดเร็วของจังหวัดที่อยู่ชายทะเลฝั่งตะวันออกของประเทศไทย ซึ่งเดิมถนนที่ใช้งานเป็นเพียงถนนแคบ ๆ สร้างขนานไปกับชายฝั่งทะเล โดยถนนสายเดิมนี้ไม่ได้ออกแบบไว้เพื่อการขยายตัวของการจราจรในอนาคต และนอกจากนี้ยังต้องเสียค่าบำรุงรักษาซ่อมแซมถนนอันเนื่องจากการทรุดตัวอยู่เสมอ ๆ

ถนนที่สร้างขึ้นใหม่ ในปี พ.ศ. 2512 นี้ สร้างขึ้นจากขานเมืองของกรุงเทพมหานครไปทางทิศตะวันออก (รูปที่ 3.9) ผ่านไปบนพื้นที่ซึ่งเป็นดินเหนียวอ่อนที่มีความหนาของชั้นดินประมาณ 15 ถึง 25 เมตร (รูปที่ 3.10) มีระยะทางประมาณ 60 กิโลเมตร โดยในระยะทาง 45 กิโลเมตรแรกจากกรุงเทพมหานคร ระดับผิวดินจะสูงจากระดับน้ำทะเลปานกลาง (Mean Sea Level, MSL.) ประมาณ 0.4 ถึง 1.0 เมตร ซึ่งบริเวณนี้จะถูกน้ำท่วมในฤดูน้ำหลากสูงจากระดับน้ำทะเลปานกลางประมาณ 1.20 เมตร และในระยะทาง 45 ถึง 60 กิโลเมตรจากกรุงเทพมหานคร ระดับผิวดินจะอยู่สูงจากระดับน้ำทะเลปานกลางประมาณ 1.0 ถึง 1.2 เมตร ซึ่งบริเวณนี้จะถูกน้ำท่วมสูงจากระดับน้ำทะเลปานกลาง 1.70 เมตร อันเป็นผลจากการหนุนของน้ำทะเล ดังนั้น ในการออกแบบถนนสายใหม่จึงกำหนดให้ระดับของผิวจราจรสูงกว่าระดับน้ำที่จะท่วมได้สูงสุดอยู่โดยน้อยที่สุดเท่ากับ 0.50 เมตร

ในการออกแบบถนนสายนี้ กรมทางหลวงแห่งประเทศไทยได้ทำการว่าจ้างวิศวกรที่ปรึกษาชาวออร์เวีย คือ Kampmann, Kieruff & Saxild, Kampsax เพื่อทำการออกแบบและควบคุมการก่อสร้าง ซึ่งได้มีการก่อสร้างคันดินถมที่กิโลเมตรที่ 55 เพื่อศึกษาประสิทธิภาพของ Sand Drains แต่ในขณะที่ทำการก่อสร้างได้มีการพังทลายของคันดินถมก่อนที่จะถึงระดับความสูงที่ต้องการ จึงได้มีการก่อสร้างคันดินถมเพื่อศึกษาเสถียรภาพขึ้นที่กิโลเมตรที่ 28 และจากข้อมูลการทดสอบที่กิโลเมตร 28 นี้จึงได้นำมาศึกษาในงานวิจัยนี้

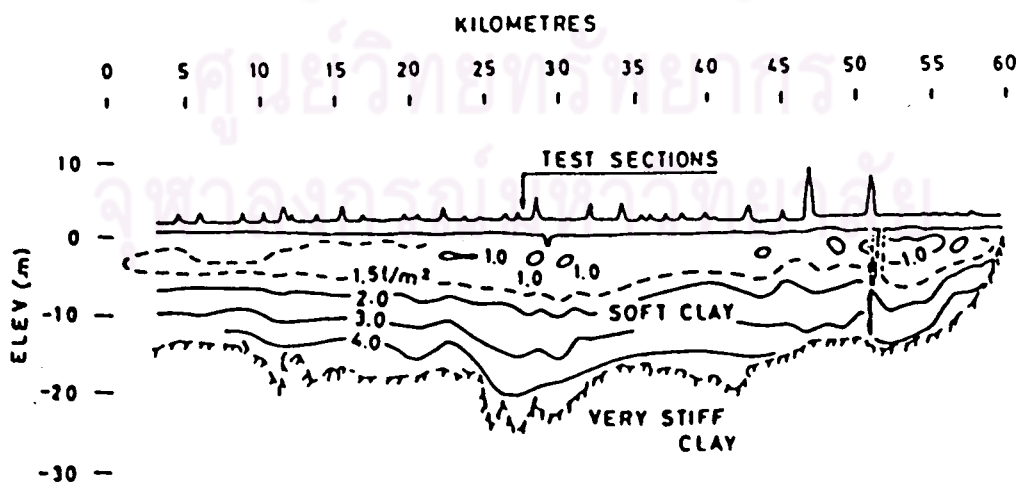
3.2.2.1 ลักษณะของคันดินถมและการก่อสร้าง

คันดินถมที่สร้างขึ้นเพื่อการทดสอบนี้ได้แบ่งการทดสอบออกเป็น 3 ส่วน โดยก่อสร้างคันดินถมมีความยาวทั้งสิ้น 75 เมตร ความลาดเอียงด้านข้าง 1:2 (ตั้ง:ราบ) มีการ



Location of the new Bangkok-Siracha Highway

รูปที่ 3.9 แสดงตำแหน่งบริเวณที่ก่อสร้างคันดินถมเพื่อการทดสอบ ถนนสายกรุงเทพ-ศรีราชา (ข้อมูลจาก Eide and Holmberg, 1972)



Vane shear strength along the highway

รูปที่ 3.10 แสดงลักษณะชั้นดินและค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบแบบ Field Vane ตลอดความยาว ถนนสายกรุงเทพ-ศรีราชา (ข้อมูลจาก Eide and Holmberg, 1972)

ก่อสร้าง Berm สูง 1.0 เมตร (แสดงในรูปที่ 3.11) ความสูงของคันดินถมได้ออกแบบไว้ให้มีความสูงประมาณเท่ากับความสูงของระดับผิวจราจรของถนนที่จะทำการก่อสร้าง การทดสอบทั้ง 3 ส่วนแบ่งออกได้เป็น

1. Section A ก่อสร้างให้มีความกว้างของคันดินถม 18.4 เมตร ความลาดเอียงด้านข้าง 1:2 (ตั้ง:ราบ) มี Berm ทางด้านขวาสูง 1.0 เมตร กว้างประมาณ 8 เมตร
2. Section B ก่อสร้างให้มีความกว้างของคันดินถม 19.5 เมตร มี Berm ทางด้านขวา กว้าง 10 เมตร และ Berm ทางด้านซ้าย กว้าง 8 เมตร ความสูงของ Berm ทั้งสองด้านเท่ากับ 1.0 เมตร ความลาดเอียงด้านข้าง 1:2 (ตั้ง:ราบ)
3. Section C ก่อสร้างให้มีความกว้าง 19.8 เมตร ความลาดเอียงด้านข้าง 1:2 (ตั้ง:ราบ) และมี Berm ทางด้านขวาสูง 1.0 เมตร นอกจากนี้ยังมีการเสริมไม้ไผ่ที่ฐานของคันดินถม โดยไม้ไผ่ที่นำมาเสริมมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางประมาณ 25 เซนติเมตร ยาว 7 ถึง 8 เมตร วางแผ่ห่างกันเป็นระยะ 2 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางไม้ไผ่ เสริมตลอดความยาวครึ่งหนึ่งของคันดินถม ส่วนที่เหลืออีกครึ่งหนึ่งของความยาวเสริมไม้ไผ่ โดยวางไม้ไผ่แผ่ติดกัน (รูปที่ 3.11 ในส่วน Bamboo-Section)

การก่อสร้างคันดินถมเพื่อการทดสอบได้เริ่มต้นก่อสร้างระหว่างเดือน มีนาคมถึงเดือนเมษายน พ.ศ. 2511 โดยวัสดุที่นำมาถมเป็นทราย ทำการบดอัดให้มีความหนาแน่นเท่ากับ 95 % Standard Proctor ซึ่งเป็นไปตามมาตรฐานของการก่อสร้างถนน ทดสอบหาค่าความหนาแน่นของดินถมในสนามได้ 2.0 ตันต่อลูกบาศก์เมตร เนื่องจากในการทดสอบนี้มิได้วางแผนที่จะศึกษาต้านแรงดันน้ำในโพรงดิน จึงได้มีการติดตั้ง Piezometer เพียง 2-3 ตำแหน่ง ซึ่งไม่อาจนำข้อมูลไปใช้ศึกษาได้ แต่ก็ได้มีการติดตั้ง Failure Stake ไว้ 4 ตำแหน่ง เพื่อใช้เป็นหลักอ้างอิงในการตรวจสอบการพังทลายของคันดินถม

การพังทลายของคันดินถมได้เกิดขึ้นที่ Section A ก่อน โดยหลังจากเริ่มก่อสร้างได้ 47 วัน (รูปที่ 3.12) สามารถก่อสร้างคันดินถมถึงระดับ 2.60 เมตร (สูงจากระดับดินเดิมประมาณ 2.0 เมตร) ซึ่งเป็นระดับความสูงที่คาดว่าจะเกิดการพังทลายของคันดินถม

จึงได้หยุดการก่อสร้างและรอสังเกตการเปลี่ยนแปลง ซึ่งพบว่า หลังจากหยุดการก่อสร้างได้ 2 วัน ก็ได้เกิดการพังทลายของคันดินถมเมื่อวันที่ 12 เมษายน พ.ศ. 2511 โดยสามารถทราบการเกิดการพังทลายของคันดินถมได้ล่วงหน้าประมาณ 20 นาที เนื่องจากพรอยแยกของผิวดินยาวประมาณ 1.0 เมตร ระหว่างสันคันดินถมและ Berm การพังทลายของคันดินถมได้เกิดขึ้นในอีกด้านหนึ่ง (ด้านที่ไม่มี Berm) โดยเกิดรอยแยกตลอดแนวศูนย์กลางของคันดินถมและเกิดการเคลื่อนตัวของมวลดินอย่างรวดเร็ว

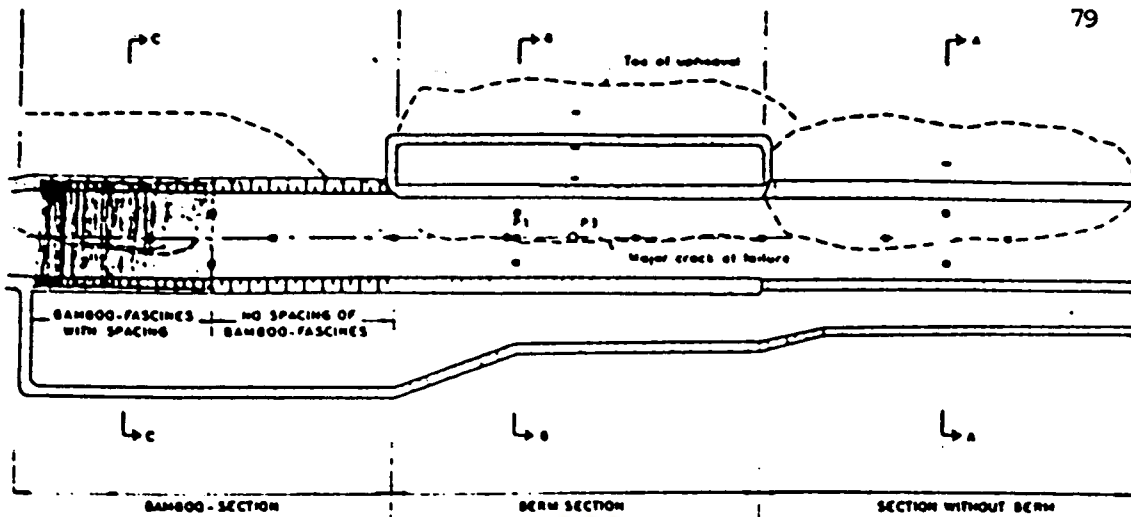
การพังทลายของคันดินถมที่เกิดขึ้นต่อจาก Section A ได้เกิดขึ้นที่ Section C ในส่วนที่เสริมไม้ไผ่วางแผ่เป็นระยะ ๆ โดยหลังจากเริ่มก่อสร้างได้ 64 วัน รูปที่ 3.13 (วันที่ 27 เมษายน พ.ศ. 2511) ขณะทำการก่อสร้างคันดินถมจากระดับ +2.80 ไปสู่ระดับ +3.00 เมตร ได้เกิดรอยแยกขึ้นเป็นแนวยาวทำให้ทราบได้ว่าการทรุดตัวของไม้ไผ่ที่วางอยู่ที่ระดับดินเดิมและเมื่อก่อสร้างคันดินถมจนถึงระดับ +3.0 เมตร แล้วก็ได้เกิดรอยแยกขึ้นอีก 2 แห่ง จากนั้นจึงเกิดการเคลื่อนตัวของมวลดินอย่างช้า ๆ การพังทลายของคันดินถมนี้เกิดขึ้นในเวลาทั้งสิ้นประมาณ 1 ชั่วโมง ส่วน Section C ที่เสริมไม้ไผ่โดยวางติดกันไม่ปรากฏว่าเกิดการพังทลายของคันดินถม

การพังทลายของคันดินถมในส่วนสุดท้ายเกิดขึ้นที่ Section B โดยเมื่อทำการก่อสร้างคันดินถมขึ้นไปจนถึงระดับ +2.9 เมตร พบว่ามีการทรุดตัวที่ยังให้เห็นว่าคันดินถมเริ่มจะเกิดการพังทลาย จึงหยุดการก่อสร้างและสังเกตการเปลี่ยนแปลง ซึ่งได้พบว่า เกิดรอยแยกขึ้นกว้างประมาณ 5 มิลลิเมตร ยาวประมาณ 35 เมตร แต่เมื่อเวลาผ่านไป 1 สัปดาห์ ไม่พบว่ามี การขยายตัวของรอยแยกจึงได้เสริมคันดินถมขึ้นไปจนถึงระดับ +3.0 เมตร และสังเกตการเปลี่ยนแปลงพบว่า ในเวลา 2 วันหลังจากเสริมคันดินถมได้ปรากฏรอยแยกขึ้นอีกและเกิดการเคลื่อนตัวของมวลดินในคันนั้น รวมระยะเวลาการก่อสร้างทั้งสิ้น 65 วัน (รูปที่ 3.14)

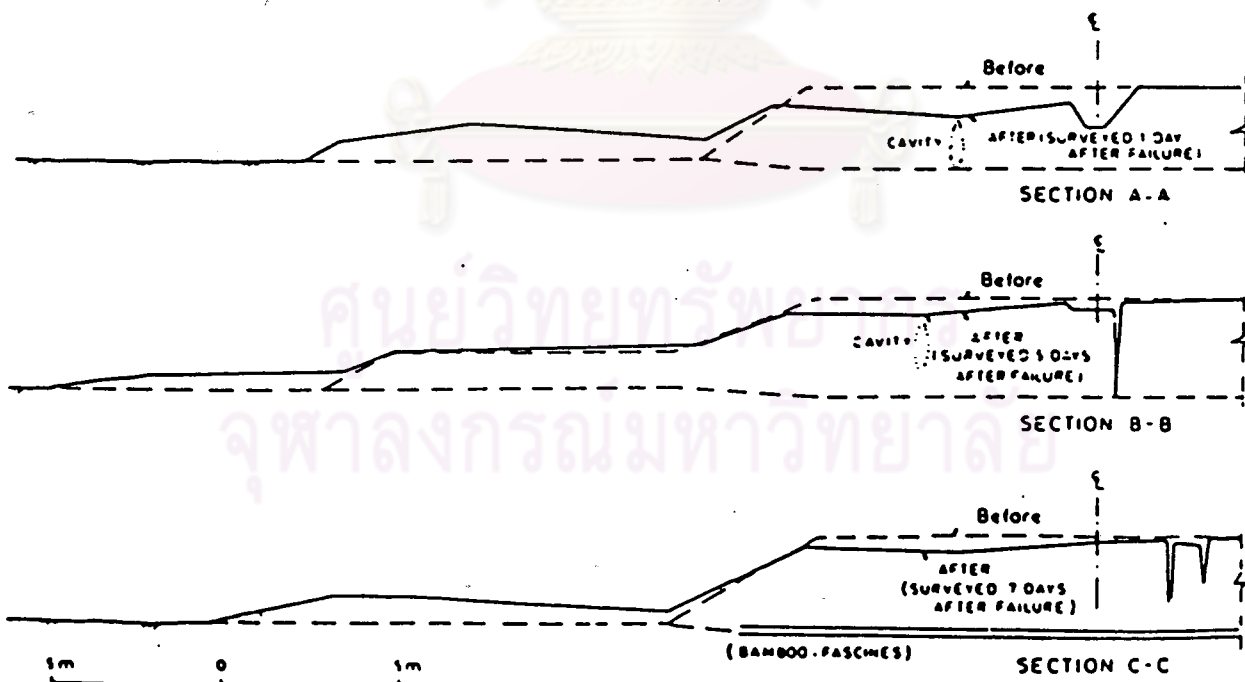
ตำแหน่งของระนาบของการลื่น (Slip Circle) ของคันดินถม ทั้ง 3 Section ไม่อาจใช้เป็นข้ออ้างอิงได้เนื่องจากมีการติดตั้ง Failure Stake เพียง 4 ตำแหน่ง

3.2.2.2 ลักษณะของชั้นดินและข้อมูลด้านปรุพิกลค่าสูตร

พื้นที่โดยทั่วไปที่ทำการก่อสร้างคันดินถมมีระดับผิวดินอยู่ที่ประมาณ 0.5 ถึง 0.6 เมตร สูงจากระดับน้ำทะเลปานกลาง จากการเจาะสำรวจดินโดยใช้ Geonor Vane

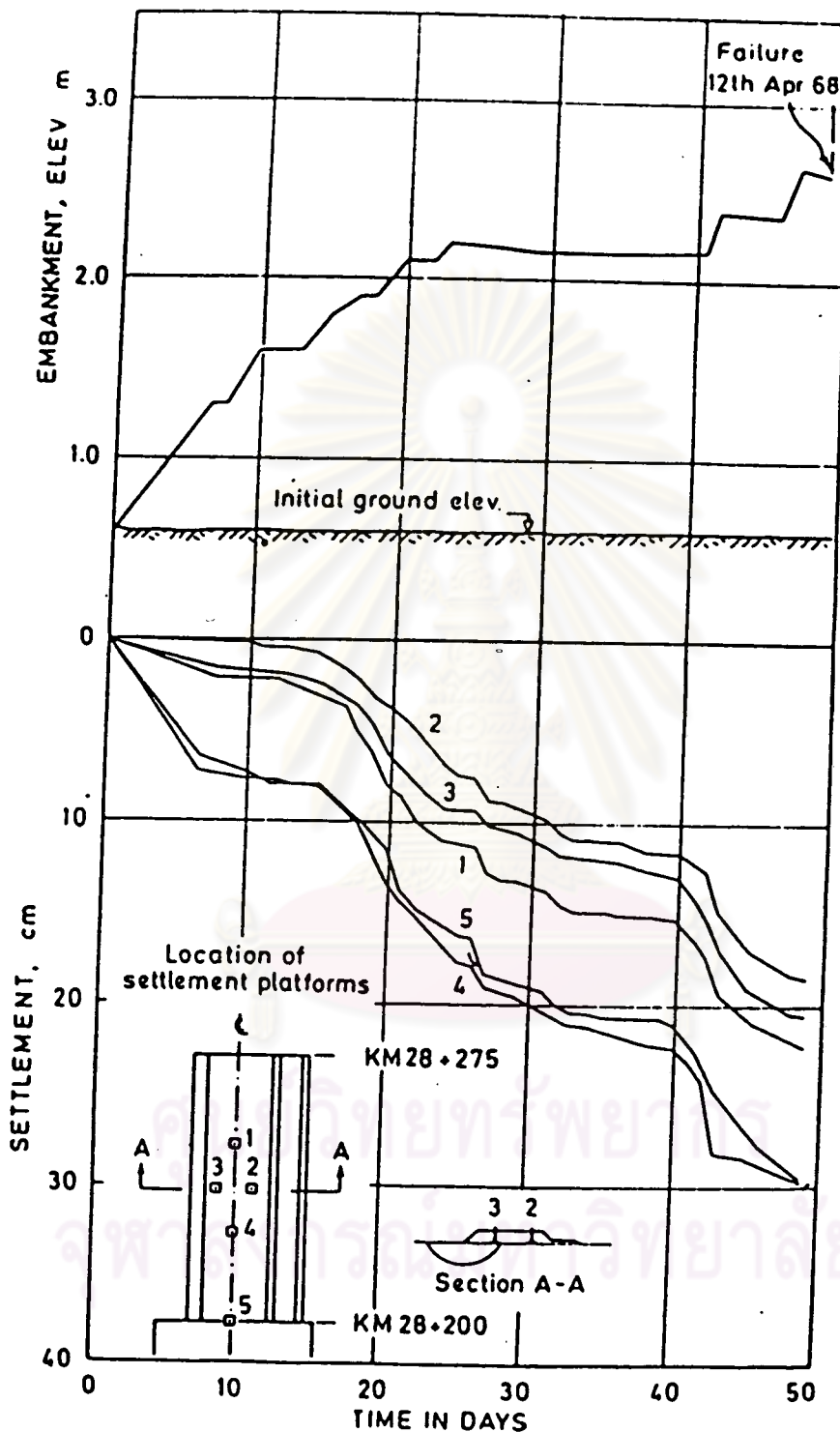


Plan of test fills at km 28



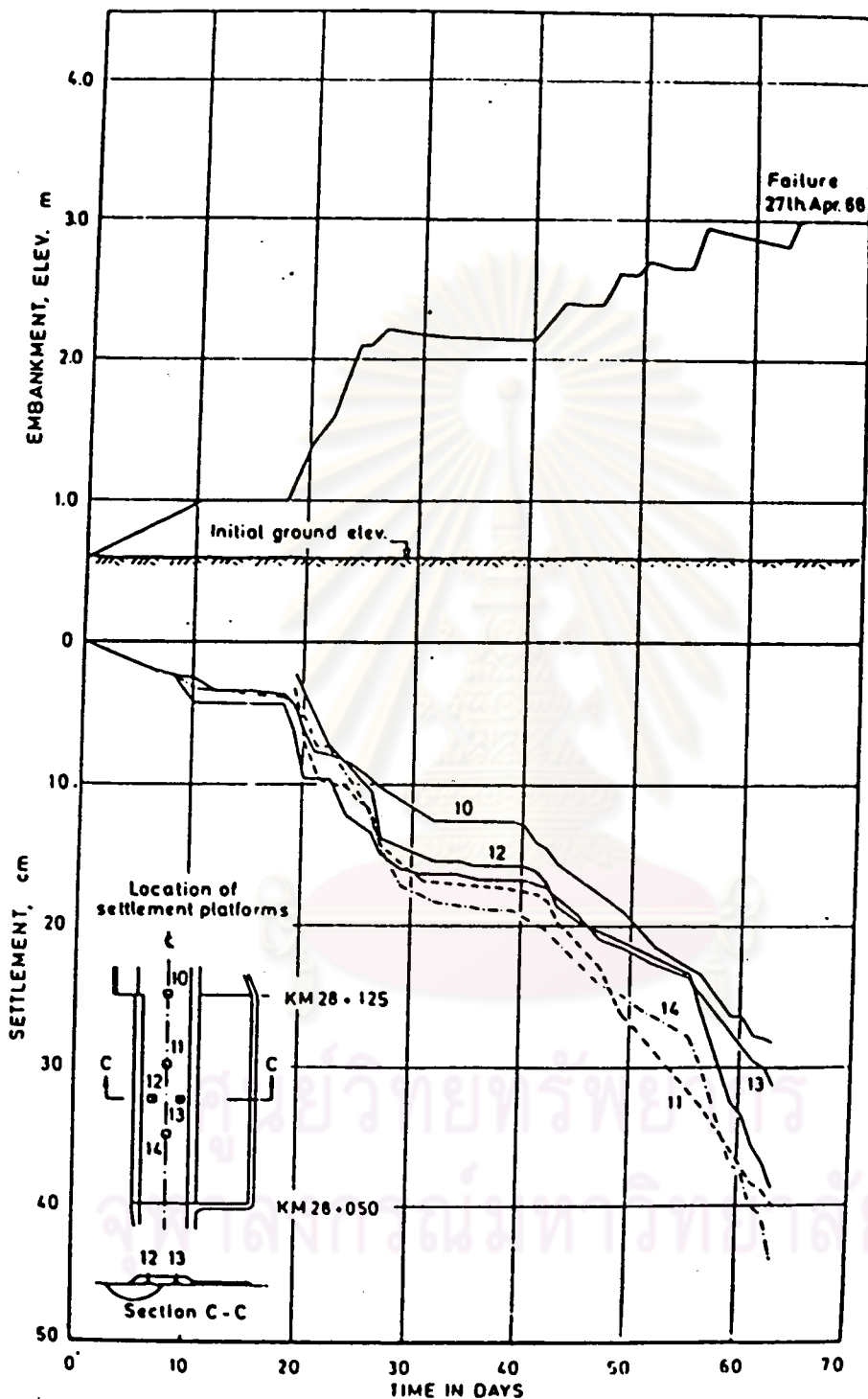
Cross sections of the test fills after failure

รูปที่ 3.11 แสดงรายละเอียดของคันดินทดสอบและค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอินเดรอนของถนนสายกรุงเทพ-ศรีราชา (ข้อมูลจาก Eide and Holmberg, 1972)



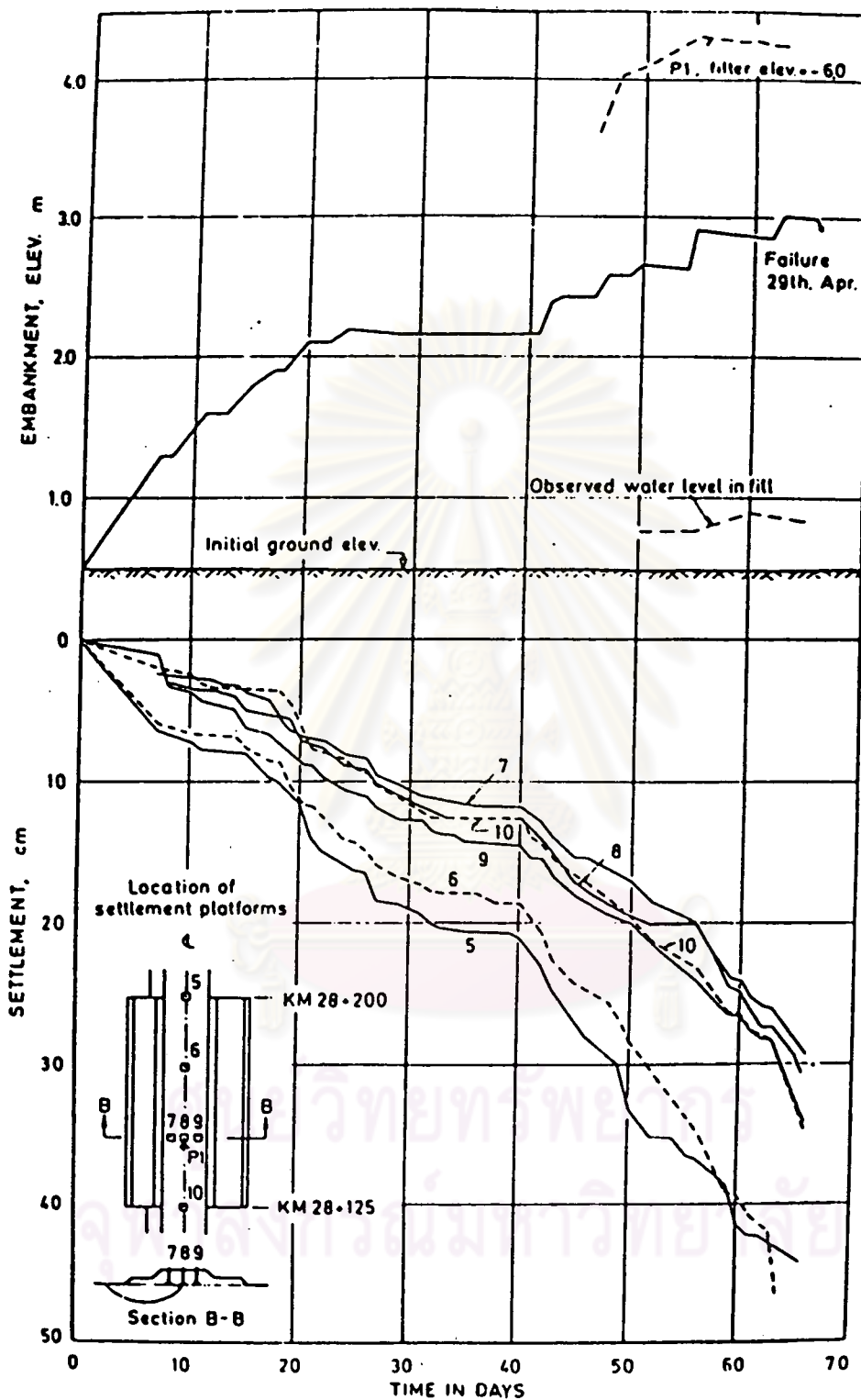
Fill elevation and settlements versus time, section A

รูปที่ 3.12 แสดงอัตราเร็วของการก่อสร้างและค่าการทรุดตัวของคันดินถมตลอด Section A ถนนสายกรุงเทพ-ศรีราชา (ข้อมูลจาก Eide and Holmberg, 1972)



Fill elevation and settlements versus time.
section C

รูปที่ 3.13 แสดงอัตราเร็วของการก่อสร้างและค่าการทรุดตัวของสันดินถมทดสอบ Section C
ถนนสายกรุงเทพ-ศรีราชา (ข้อมูลจาก Eide and Holmberg, 1972)



Fill elevation and settlements versus time, section B

รูปที่ 3.14 แสดงอัตราเร็วของการก่อสร้างและค่าการทรุดตัวของดินถมตลอด Section B ถนนสายกรุงเทพ-ศรีราชา (ข้อมูลจาก Eide and Holmberg, 1972)

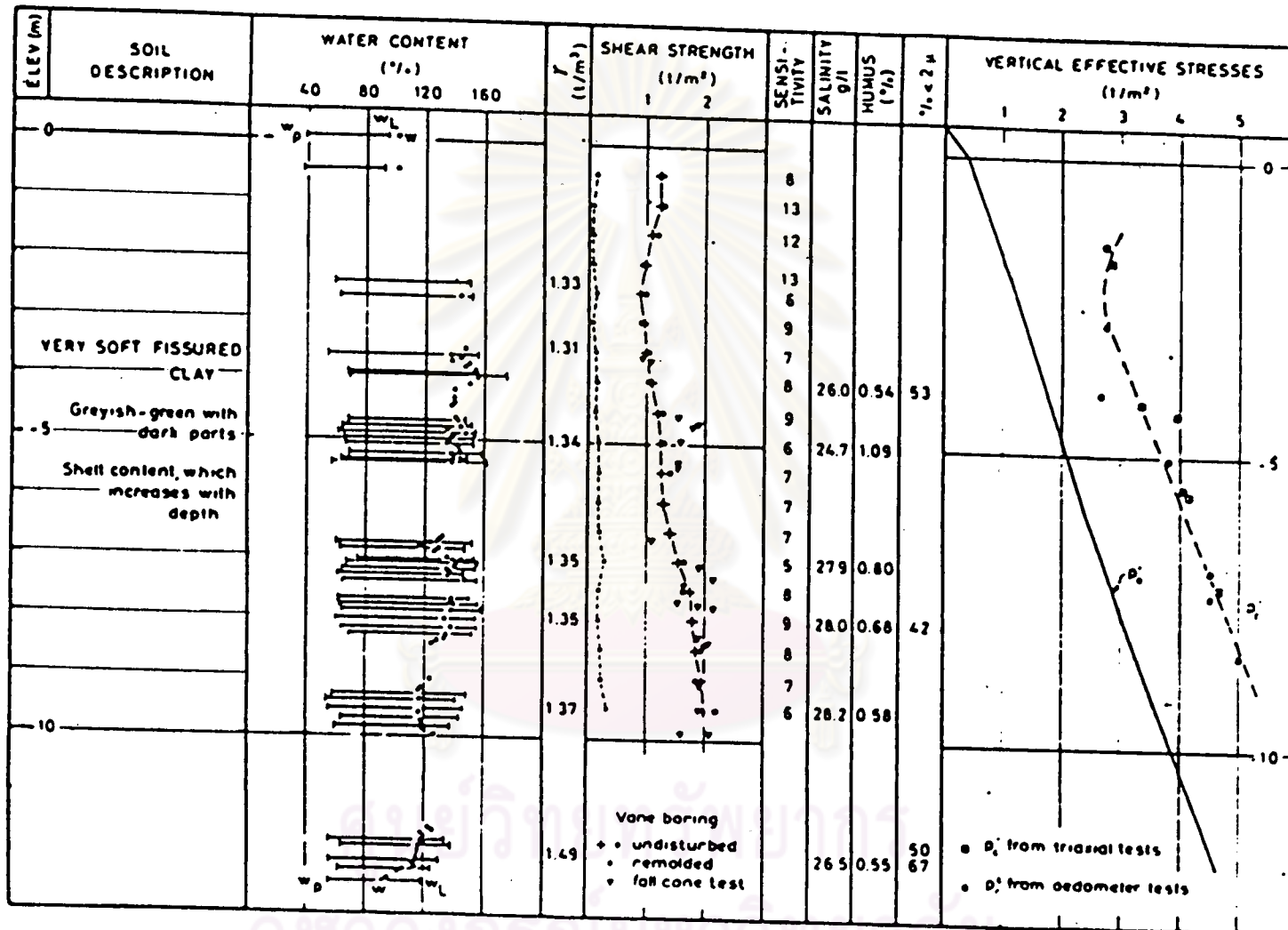
Test ทุกระยะห่าง 25 เมตร พบว่าชั้นดินมีการเปลี่ยนแปลงน้อย โดยเป็นชั้นดินเหนียวอ่อน ลึกลงไปถึง 23 เมตร (รูปที่ 3.10) จากนั้นจึงเป็นชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay)

จากข้อมูลพื้นฐานทางด้านปรุพิกลค่าสัตรี ดังปรากฏในรูปที่ 3.15 จะพบว่าค่าปริมาณความชื้นในดินตามธรรมชาติมีค่าใกล้เคียงกับค่าพิกัดความเหลว (Liquid Limit) โดยมีค่าปริมาณความชื้นในดินตามธรรมชาติที่ระดับความลึก 2.0 เมตร เท่ากับ 150 % และลดลง เป็น 110 % ที่ระดับความลึก 13 เมตร ค่าดัชนีความเป็นพลาสติก (Plastic Limit) ประมาณ 80 ถึง 90 % ปริมาณเกลือละลาย (Salt Content) ประมาณ 27 กรัมต่อลิตร ปริมาณสารอินทรีย์ในดินต่ำโดยมีค่า 0.5 ถึง 1.0 % จึงจัดเป็นดินประเภท Inorganic Clay มีค่าความไว (Sensitivity) ค่อนข้างสูงโดยมีค่าเท่ากับ 8 และจากการทดสอบโดยเครื่องมือ Oedometer ชี้ให้เห็นว่าชั้นดินเหนียวอ่อนนี้เป็นดินเหนียวอัดแน่นเกินตัวเล็กน้อย (Slightly-Overconsolidated Clay) โดยมีค่าอัตราส่วนของ Apparent Preconsolidation Pressure (P'_c) ต่อค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง (Effective Overburden Pressure, P'_0) เท่ากับ 1.5 ถึง 1.7

3.2.2.3 ก๊าซรับแรงเฉือนแบบฮันเดรอนของดินเหนียว

ค่าก๊าซรับแรงเฉือนแบบฮันเดรอนของดินเหนียวอ่อน ได้จากการทำการทดสอบในสนามโดยใช้ Geonor Vane Test ทุกช่วงระยะห่าง 25 เมตร ทำให้เห็นได้จากรูปที่ 3.11 ว่าค่าก๊าซรับแรงเฉือนแบบฮันเดรอนของบริเวณที่ก่อสร้างมีค่าค่อนข้างสม่ำเสมอ โดยมีค่าก๊าซรับแรงเฉือนแบบฮันเดรอนประมาณ 1.2 ตันต่อ m^2 ที่ความลึก 1.0 เมตร แล้วลดลงเป็น 0.9 ตันต่อ m^2 ที่ความลึก 3.0 เมตร และมีค่าคงที่ไปจนถึงความลึกประมาณ 5.0 เมตร จึงมีค่าสูงขึ้นเป็น 1.2 ตันต่อ m^2 และเพิ่มมากขึ้นจนมีค่าประมาณ 2 ตันต่อ m^2 ที่ความลึก 10.0 เมตร (รูปที่ 3.15)

ค่าก๊าซรับแรงเฉือนแบบฮันเดรอนที่ประมาณค่าโดยวิธี USALS จะมีค่าที่ประมาณได้จากค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต (Maximum Past Pressure, $\bar{\sigma}_{vm}$) ดังปรากฏในตารางที่ 3.3



Geotechnical profile from km 28

รูปที่ 3.15 แสดงรายละเอียดและคุณสมบัติต่าง ๆ ด้านปรอทกลศาสตร์ของชั้นดินบริเวณที่ทำการทดสอบ ถนนสายกรุงเทพ-ศรีราชา (ข้อมูลจาก Eide and Holmberg, 1972)

ความลึก (เมตร)	$\bar{\sigma}_{vo}$ ตัน/ม. ² .	$\bar{\sigma}_{vm}$ ตัน/ม. ² .	OCR
1.0	0.70	3.10	4.4
2.0	1.10	2.70	2.4
3.0	1.40	2.90	2.0
4.0	1.70	3.30	1.9
5.0	2.10	3.80	1.8
6.0	2.40	4.10	1.7

ตารางที่ 3.3 แสดงค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งสูงสุดในอดีตของถนนสายกรุงเทพ-ศรีราชา กิโลเมตรที่ 28 (ข้อมูลจาก Eide and Holmberg, 1972)

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

3.2.3 ข้อมูลถนนสายธนบุรี-ปากท่อ

จากการที่ได้มีการก่อสร้างถนนสายใหม่เพื่อใช้เป็นเส้นทางลงสู่จังหวัดทางภาคใต้ของประเทศไทยและเพื่อเป็นการแบ่งเบาภาระการจราจรในถนนสายเดิม (ถนนเพชรเกษม) กรมทางหลวงแห่งประเทศไทยจึงได้ทำการว่าจ้างบริษัทวิศวกรที่ปรึกษาจากประเทศแคนาดา คือ บริษัท General Engineering Company Limited (GECO) เพื่อทำการออกแบบและควบคุมการก่อสร้างถนนโดยเริ่มจากกรุงเทพมหานคร ฝั่งธนบุรี ไปถึง อ. ปากท่อ จ. ราชบุรี รวมระยะทางทั้งสิ้นประมาณ 86 กิโลเมตร (รูปที่ 3.16) ในปี พ.ศ. 2512 ซึ่งก็ได้มีการก่อสร้างคันดินถมเพื่อศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนในด้านต่าง ๆ ทั้งเสถียรภาพและการทรุดตัว โดยแบ่งพื้นที่ทำการศึกษาออกเป็น 3 แห่ง (รูปที่ 3.16) คือ

1. Site 1 อยู่ทางทิศตะวันออกของแม่น้ำท่าจีนห่างจากลำนวนาป่า ล้อมประมาณ 500 เมตร บริเวณ Station 55+700
2. Site 2 อยู่ทางทิศตะวันออกของถนนเอกชัยซึ่งเป็นที่ราบลุ่มท้องนา บริเวณ Station 63+400
3. Site 3 อยู่ทางทิศตะวันตกของคลองตะเคียนเป็นบริเวณลุ่มมะพร้าวเก่า อยู่ที่ Station 13+900

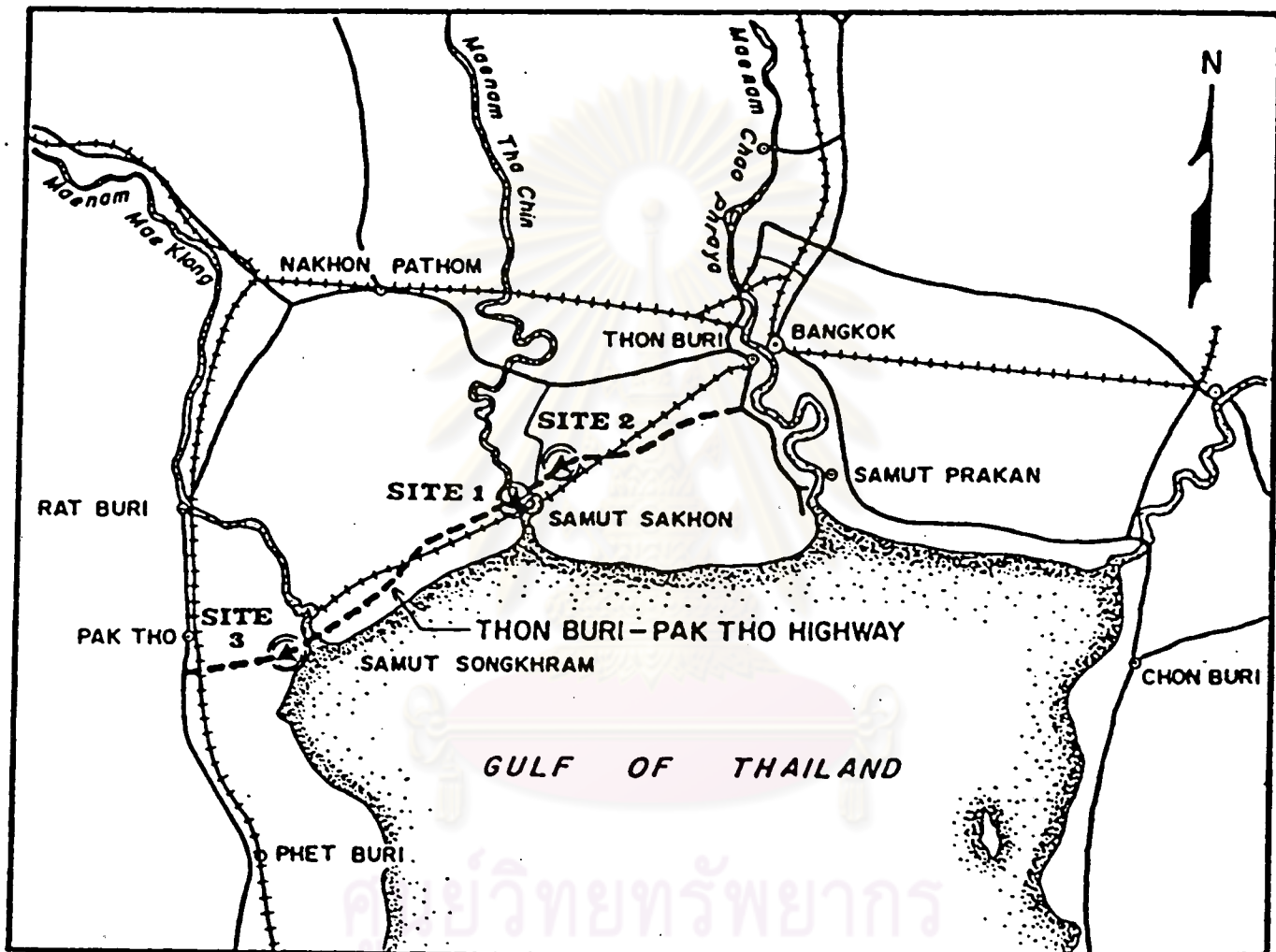
ในงานศึกษาวิจัยนี้ได้ใช้ข้อมูลของ Site 2 และ Site 3 เพราะเป็นแหล่งข้อมูลที่ได้มีการทดสอบเสถียรภาพของคันดินถมและศึกษาด้านการทรุดตัวของดิน

3.2.3.1 ลักษณะของคันดินถมและการก่อสร้างบริเวณ Site 2

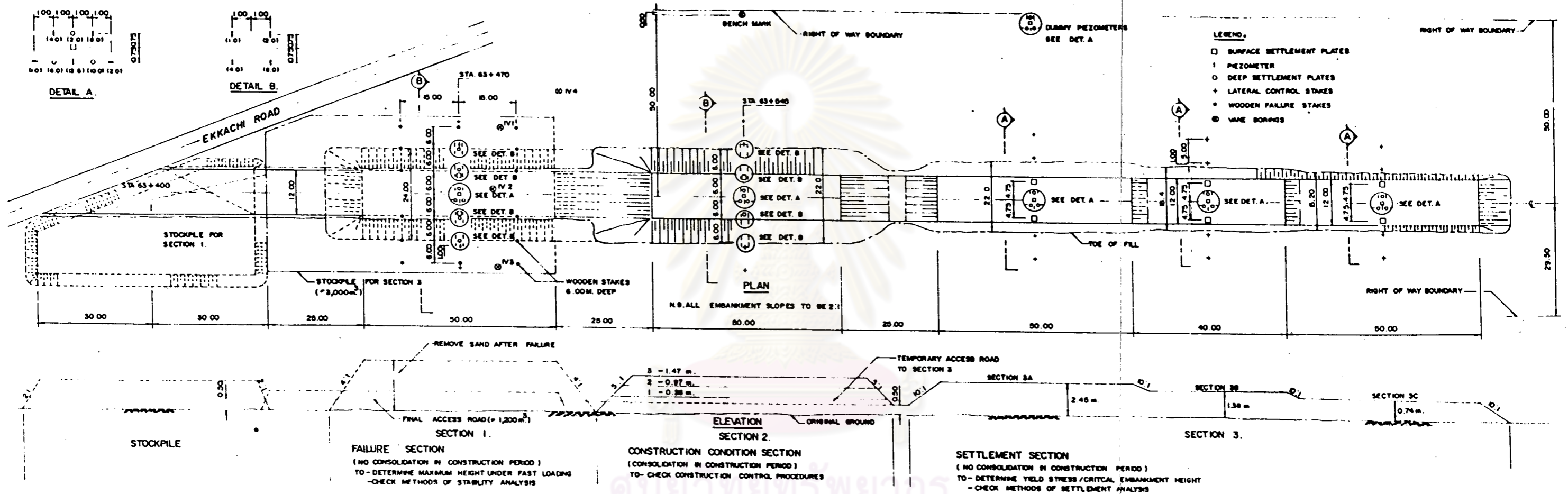
คันดินถมที่สร้างขึ้นเพื่อการทดสอบของถนนสายธนบุรี-ปากท่อบริเวณ Site 2 นี้ได้แบ่งการก่อสร้างเพื่อศึกษาพฤติกรรมของดินใน 2 ลักษณะ (รูปที่ 3.17) คือ

1. Section 1 ก่อสร้างเพื่อศึกษาเสถียรภาพของคันดินถม
2. Section 3A, 3B, 3C ก่อสร้างเพื่อศึกษาด้านการทรุดตัว

และแรงดันน้ำในโพรงดิน



รูปที่ 3.16 แสดงบริเวณที่ก่อสร้างคันดินถมเพื่อการทดสอบของถนนสายธนบุรี-ปากท่อ



รูปที่ 3.17 แสดงรายละเอียดของคันดินถมที่ก่อสร้างบริเวณถนนสายธนบุรี-ปากท่อ Site 2 (ข้อมูลจาก Cox, 1971)

การก่อสร้าง Section 1 ได้เริ่มทำการก่อสร้างเมื่อวันที่ 11 มิถุนายน 2512 โดยก่อสร้างคันดินมีขนาดความกว้างที่ฐาน 22 เมตร ยาว 65 เมตร ความลาดเขียงด้านข้าง 1:2 (ตั้ง:ราบ) วัสดุที่ใช้ถมเป็นทรายที่นำมาจากแม่น้ำท่าจีนซึ่งอยู่ห่างออกไปประมาณ 11 กิโลเมตร ทำการถมเป็นชั้น ๆ หนาชั้นละ 20 เซนติเมตร โดยควบคุมการบดอัดให้มีความหนาแน่นของดินถมประมาณ 1.6 ถึง 1.7 ตันต่อ m^3 . การก่อสร้างได้ทำการถมจนคันดินถมมีความสูง 4.20 เมตร เหนือระดับดินเดิม จึงเกิดการพังทลายขึ้นในวันที่ 18 กรกฎาคม 2512 รวมเวลาก่อสร้าง 38 วัน

การก่อสร้าง Section 3A, 3B, 3C ได้เริ่มทำการก่อสร้างหลังจาก Section 1 เกิดการพังทลายแล้ว ซึ่งวัสดุที่ใช้ถมเป็นวัสดุที่ได้จาก Section 1 โดยการก่อสร้าง Section 3A เริ่มวันที่ 5 กันยายน 2512 แล้วเสร็จวันที่ 15 ตุลาคม 2512 มีขนาดความกว้างที่ฐาน 22 เมตร ยาว 50 เมตร สูง 2.45 เมตร ความหนาแน่นของดินถมเฉลี่ย 1.70 ตัน/ m^3 . การก่อสร้าง Section 3B เริ่มเมื่อวันที่ 12 สิงหาคม 2512 แล้วเสร็จวันที่ 13 กันยายน 2512 มีขนาดความกว้างที่ฐาน 18.4 เมตร ยาว 40 เมตร สูง 1.38 เมตร ความหนาแน่นของดินถมเฉลี่ย 1.69 ตัน/ m^3 . การก่อสร้าง Section 3C เริ่มเมื่อวันที่ 16 กรกฎาคม 2512 แล้วเสร็จวันที่ 30 สิงหาคม 2512 มีขนาดความกว้างที่ฐาน 15.2 เมตร ยาว 50 เมตร สูง 0.74 เมตร ความหนาแน่นของดินถมเฉลี่ย 1.64 ตัน/ m^3 . การก่อสร้างในส่วนนี้ทั้ง 3 ส่วน ไม่ปรากฏการพังทลายแต่อย่างใด และในขณะที่ก่อสร้างและภายหลังการก่อสร้างแล้วเสร็จได้มีการบันทึกค่าแรงดันน้ำในโพรงดินตลอดจนค่าการเคลื่อนตัวของมวลดิน ซึ่งสามารถนำไปใช้ศึกษาวิเคราะห์ได้ รายละเอียดการก่อสร้างได้ถูกบันทึกไว้ดังตารางที่ 3.4

3.2.3.2 ลักษณะของชั้นดินและข้อมูลด้านปรุฝักกลค่าสัตรีบริเวณ Site 2

พื้นที่ที่ก่อสร้างบริเวณ Site 2 โดยทั่วไปเป็นที่ราบมีระดับผิวดินอยู่สูงจากระดับน้ำทะเลปานกลางประมาณ 0.90 เมตร ระดับน้ำในฤดูน้ำหลากอยู่ที่ประมาณ +1.10 เมตร เหนือระดับน้ำทะเลปานกลาง

ข้อมูลด้านปรุฝักกลค่าสัตรีที่ได้จากหลุมเจาะสำรวจ (รูปที่ 3.18) พบว่าชั้นดินเป็นดินเหนียวอ่อนสีเทา (Grey, Soft Marine Clay) มีความหนาของชั้นดินเหนียวอ่อนประมาณ 13.5 เมตร จากนั้นจึงเป็นชั้นดินเหนียวแข็งสีเหลืองมีความหนาของชั้นดินประมาณ 5.0 เมตร แล้วจึงเป็นชั้นดินทราย

EMBANKMENT LOADING RECORD SITE 2

a SECTION 1 (Base width = 22.0 m)

Str. No.	Loading Period (1967)	Top Elevation (m)	Lith Thickness (m)	Height Above Ground Surface (m)	Total Density (t/m^3)	Av. Pressure on Base of Embankment (t/m^2)	Max. Pressure Beneath Top Width (t/m^2)
1	Jun 11-12	10.9	0.39	0.35	1.50	0.55	0.58
2	Jun 17-18	12.5	0.47	0.86	1.55	1.23	1.23
3	Jun 22-23	14.5	0.43	1.29	1.55	1.79	1.55
4	Jun 25-27	15.2	0.43	1.71	1.55	2.35	2.55
5	Jun 28-30	12.5	0.64	2.34	1.57	2.96	3.65
6	Jul 2	11.6	0.29	2.65	1.57	3.17	4.12
7	Jul 3	12.5	0.32	2.81	1.70	3.63	4.72
8	Jul 6	11.2	0.37	3.25	1.70	3.93	5.19
9	Jul 6	7.3	0.32	3.56	1.72	4.23	5.77
10	Jul 10	7.2	0.12	3.66	1.78	4.41	6.02
11	Jul 15	6.3	0.34	3.82	1.65	4.65	5.62
12	Jul 17-18	5.2	0.31	4.20	1.70	4.59	7.31
b) SECTION 2 (Base width = 22.0 m)							
1	Jun 9-14	11.0	0.26	0.26	1.66	0.42	0.43
2	Oct 16-22	22.0	0.74	3.97	1.65	1.40	1.65
3	Feb 22-71	14.0	0.53	1.47	1.65	2.00	2.56
c) SECTION 3A (Base width = 22.0 m)							
1	Sept 5-6	10.0	0.44	0.44	1.74	0.73	0.77
2	Sept 13-22	18.0	0.48	0.93	1.71	1.40	1.57
3	Sept 23-Oct 2	18.0	0.53	1.42	1.60	1.59	2.43
4	Oct 4-13	14.0	0.52	1.92	1.66	2.72	3.32
5	Oct 10-15	12.0	0.57	2.45	1.66	3.04	4.21
d) SECTION 3B (Base width = 16.4 m)							
1	Aug 12-20	16.4	0.43	0.42	1.75	0.70	0.76
2	Aug 30-Sept 4	14.4	0.34	0.85	1.67	1.13	1.35
3	Sept 9-23	12.0	0.59	1.38	1.66	1.89	2.31
e) SECTION 3C (Base width = 15.2 m)							
1	Jul 16-Aug 2	13.5	0.33	0.34	1.64	0.52	0.54
2	Aug 25-30	12.0	0.41	0.74	1.64	1.09	1.21

ศูนย์วิทยทรัพยากร
 ภาควิชาธรณีวิทยา
 มหาวิทยาลัยมหิดล

ตารางที่ 3.4 แสดงข้อมูลการก่อสร้างคันดินถมบริเวณถนนธนบุรี-ปากท่อ Site 2 (ข้อมูลจาก Cox, 1971)

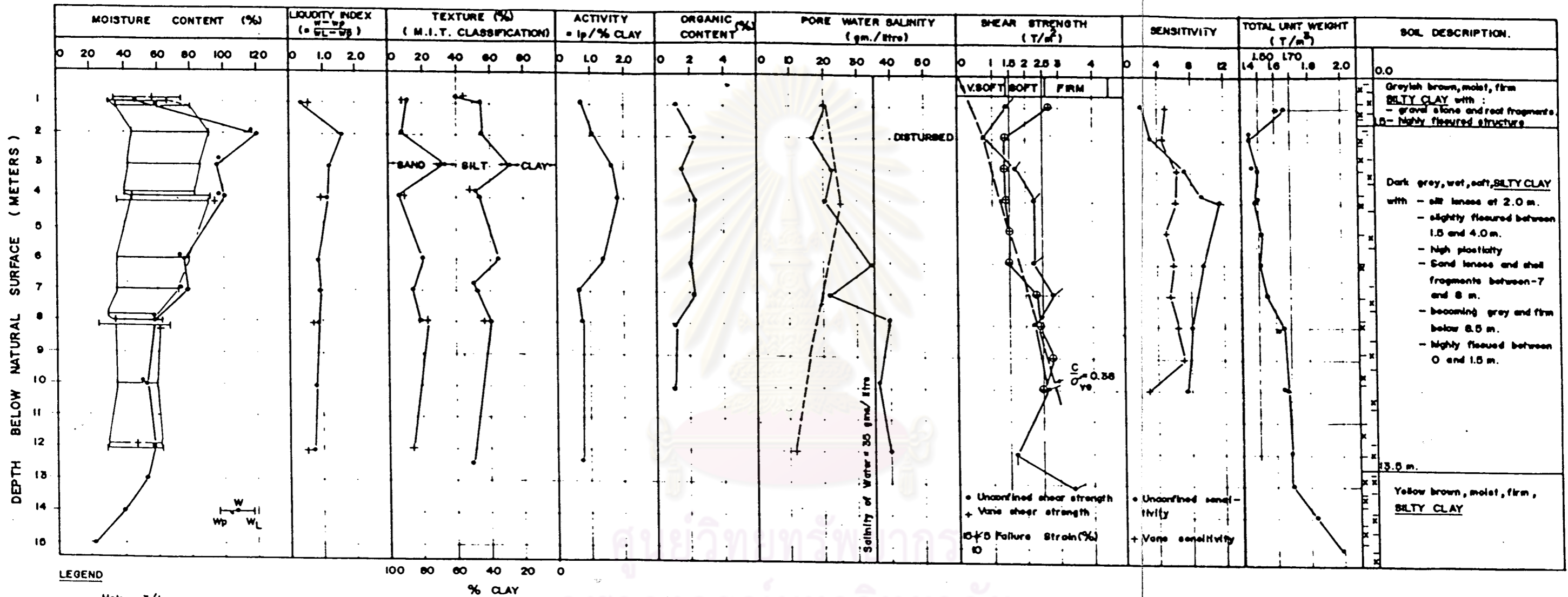
ลักษณะดินเหนียวอ่อนบริเวณ Site 2 นี้พบว่า มีค่าเปอร์เซ็นต์ความเป็นดินเหนียว (Clay Percentage) ประมาณ 40 % ค่าหน่วยน้ำหนักของดินมีค่าประมาณ 1.6 ตันต่อ m^3 . ที่ความลึก 1.0 เมตร แล้วลดลงเป็น 1.5 ตันต่อ m^3 . ที่ความลึก 2 ถึง 8 เมตร จากผิวดิน ค่าดัชนีความเป็นพลาสติก (Plasticity Index) มีค่าประมาณ 45 % โดยที่ค่าพิกัดความเหลวของดิน (Liquid Limit) มีค่าลดลงเมื่อความลึกเพิ่มขึ้นโดยมีค่าประมาณ 80 ถึง 90 % ค่าปริมาณความชื้นของดินตามธรรมชาติมีค่าสูงประมาณ 100 ถึง 120 % ที่ความลึกจากผิวดินถึงความลึก 4 เมตร แล้วลดลงเป็นค่าประมาณ 80 % ที่ความลึก 6 เมตร ค่าปริมาณเกลือละลายในดิน (Salt Content) มีค่าประมาณ 20 กรัมต่อลิตร ที่ผิวดิน ค่าปริมาณสารอินทรีย์ในดิน (Organic Content) ประมาณ 1.0 ถึง 3.0 %

3.2.3.3 กำลังรับแรงเฉือนแบบอเนกตรนของดินเหนียวบริเวณ Site 2

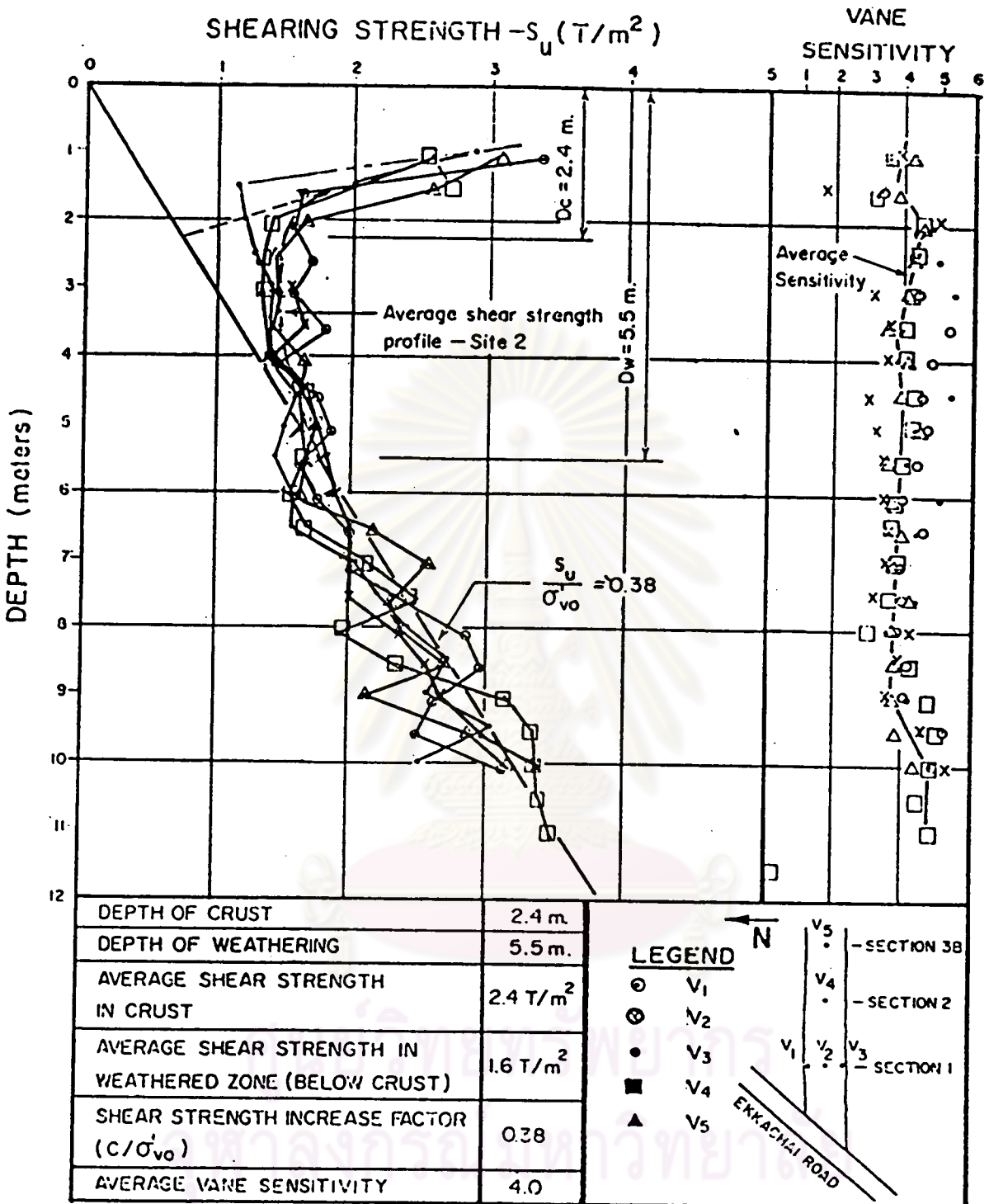
ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอเนกตรนของดินเหนียวอ่อนบริเวณ Site 2 ที่ได้จากการทำการทดสอบในสนาม โดยใช้ Geonor Vane Test ดังแสดงผลในรูปที่ 3.19 จะพบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอเนกตรนในช่วงความลึก 6.0 เมตรแรกจากระดับผิวดินมีค่าค่อนข้างคงที่ประมาณ 1.3 ถึง 1.5 ตันต่อ m^2 . และที่ความลึกต่ำลงไปค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอเนกตรนจะมีค่าสูงขึ้นเป็น 2.4 ตันต่อ m^2 . ที่ความลึก 7.0 เมตร และ 2.8 ตันต่อ m^2 . ที่ความลึก 9.0 เมตร โดยมีอัตราการเพิ่มขึ้นของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอเนกตรน (Undrained Shear Strength increase factor, $S_u/\bar{\sigma}_{vo}$) เป็น 0.38 และมีค่าความไว (Sensitivity) สูง คือมีค่า 4 ถึง 5

3.2.3.4 การวัดการทรุดตัวของคันดินบริเวณ

ในระหว่างทำการก่อสร้างคันดินถมเพื่อการศึกษาลักษณะการทรุดตัวของคันดินบริเวณ Site 2 ของถนนสายธนบุรี-ปากท่อ ซึ่งได้แก่ Section 3A, 3B และ 3C ได้มีการบันทึกข้อมูลการทรุดตัวของคันดินที่เกิดขึ้นตั้งแต่แสดงในภาคผนวก ข. ซึ่งข้อมูลที่บันทึกนี้เป็นข้อมูลการทรุดตัวของคันดินที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักกระทำที่ผิวดิน และจะนำไปวิเคราะห์หาค่าปริมาณการทรุดตัวและอัตราการทรุดตัวของดิน โดยวิธีของ Asaoka ส่วนข้อมูลจากการทดสอบ Consolidation ในห้องทดลอง โดยใช้ Hydraulic Oedometer จาก CHEN (1972) แสดงในรูปที่ 3.20



รูปที่ 3.18 แสดงข้อมูลด้านปรุที่กลศาสตร์ของชั้นดินบริเวณถนนธนบุรี-ปากท่อ Site 2 (ข้อมูลจาก Cox, 1971)



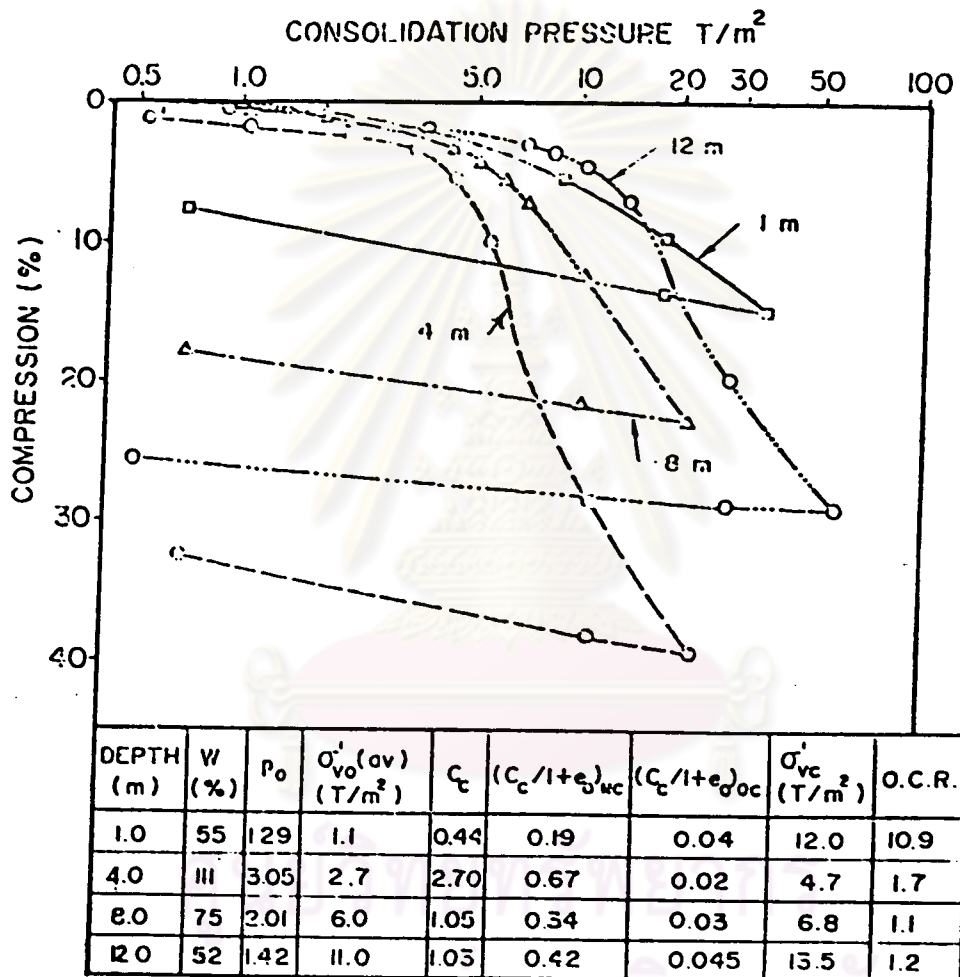
รูปที่ 3.19 แสดงค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันตรรกนจากการทดสอบ Field Vane Test บริเวณถนนบุรี-ปากท่อ Site 2 (ข้อมูลจาก Cox, 1971)

นอกจากนี้แล้วในขณะก่อสร้างคันดินถมเพื่อศึกษาสัณฐานการทรุดตัว ยังได้มีการบันทึกข้อมูลการทรุดตัวทันที (Immediate Settlement) ซึ่งแสดงอยู่ในตารางที่ 3.5 ซึ่งจะนำไปเปรียบเทียบกับค่าความเค้นโดยทฤษฎีวิลลาส์ตีก โดยมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของดินแบบอิ่มตัวที่ระดับของหน่วยแรงเฉือน 50 % (Undrained Modulus, E_{u50}) เท่ากับ 800 ตัน/ม². จากการทดสอบ UU และค่าอัตราส่วน E_{u50}/S_u เท่ากับ 530 (ข้อมูลจาก Cox, 1971)

3.2.3.5 ความดันน้ำในโพรงเพิ่มบริเวณ Site 2

ในขณะที่ทำการก่อสร้างคันดินถมเพื่อศึกษาพฤติกรรมทรุดตัวของ Section 3A, 3B และ 3C บริเวณ Site 2 นี้ก็ได้ทำการติดตั้ง Dummy Piezometer และ Piezometer เพื่อวัดค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่ระดับความลึกต่าง ๆ ซึ่งข้อมูลค่าความดันน้ำในโพรงดินและค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่ม ได้แสดงไว้ในภาคผนวก ค. ส่วนค่าพารามิเตอร์ของความดันน้ำแบบ Skempton (Skempton Pore Pressure Parameter-A) ซึ่งได้จากการทดสอบ \overline{CK}_U ในห้องปฏิบัติการและในสนาม ได้แสดงค่าในตารางที่ 3.6

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 3.20 แสดงข้อมูลจากการทดสอบ Consolidation โดยใช้เครื่อง Hydraulic Oedometer ที่บริเวณถนนธนบุรี-ปากท่อ (จาก CHEN, 1972)

IMMEDIATE SETTLEMENTS AT SITE 2

Site	Sect.	Lift	Height Above Ground (m)	Embankment Pressure (T/m ²)	Initial Settlement (cm)				Strain (%)		
					Surface	2.0	6.0	10.0	0-2	2-6	6-10
2	1	1	0.39	0.58	0.2	0.1	0.1	0.0	0.05	0.00	0.02
		2	0.56	1.23	1.5	0.6	0.3	0.0	0.45	0.07	0.07
		3	1.29	1.90	1.7	1.1	0.5	0.1	0.30	0.15	0.10
		4	1.71	2.55	3.5	2.1	0.9	0.2	0.70	0.33	0.15
		5	2.34	3.63	6.0	3.1	1.1	0.3	1.45	0.50	0.20
		6	2.61	4.12	8.7	5.0	1.3	0.4	1.85	0.93	0.22
		7	2.91	4.72	11.9	6.7	1.6	0.5	2.60	1.27	0.26
		8	3.26	5.19	15.4	8.3	1.9	0.7	3.30	1.72	0.30
		9	3.56	5.77	18.8	10.5	2.2	0.8	4.15	2.07	0.35
		10	3.66	6.02	22.5	12.6	2.5	1.0	5.00	2.52	0.33
		11	3.92	6.62	28.7	14.1	3.6	1.6	7.30	2.65	0.50
		12	4.20	7.31	34.2	16.9	4.5	2.1	8.65	3.10	0.60
2	3A	1	0.44	0.77	0.1	0.0	0.0	0.0	0.05	0.00	0.00
		2	0.50	1.57	1.5	1.1	0.6	0.7	0.20	0.07	0.03
		3	1.42	2.43	3.0	2.2	1.0	0.8	0.40	0.30	0.05
		4	1.92	3.32	5.0	3.0	1.3	0.9	1.00	0.42	0.10
		5	2.45	4.21	8.2	5.3	1.6	1.0	1.45	0.92	0.15
2	3B	1	0.42	0.76	0.5	0.5	0.4	0.2	0.00	0.02	0.05
		2	0.50	1.35	0.7	0.6	0.3	0.2	0.05	0.07	0.02
		3	1.38	2.31	1.9	1.5	1.1	0.5	0.20	0.20	0.15
2	3C	1	0.34	0.54	0.4	0.3	0.2	0.1	0.05	0.02	0.02
		2	0.74	1.71	0.9	0.5	0.4	0.2	0.20	0.03	0.05

ตารางที่ 3.5 แสดงข้อมูลการทรุดตัวทันทีของคันดินถมบริเวณถนนธนบุรี-ปากท่อ

Site 2 (ข้อมูลจาก Cox, 1971)

ตารางที่ 3.6 แสดงค่า A-พารามิเตอร์จากวิธีการต่าง ๆ บริเวณถนนธนบุรี-ปากท่อ Site 2

(ข้อมูลจาก, Cox, 1971)

Section	ความลึก	ผลจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ	ผลจากการทดสอบในสนาม (1)	ผลจากการทดสอบในสนาม (2)	ผลจากการทดสอบในสนาม (3)	หมายเหตุ
3A	1.0	0.22	-0.27	0.61	-0.46	(1) ได้จากค่า ΔU สูงที่สุดในแต่ละขั้นตอนการก่อสร้าง ΔU
	4.0	0.19	0.82	0.19	0.42	
	8.0	0.44	0.79	0.75	0.75	
	12.0	0.61	0.72	0.62	0.63	
3B	1.0	0.30	-6.22	-7.10	-8.10	(2) ได้จากค่าแตกต่างของ ΔU ระหว่างขั้นตอนของการก่อสร้าง
	4.0	0.35	0.01	-0.46	-0.16	
	8.0	0.79	0.57	0.03	0.03	
	12.0	1.00	0.29	0.11	0.03	
3C	1.0	0.30	-2.88	-1.68	-5.32	(3) ได้จากค่าแตกต่างของที่เกิดขึ้นเมื่อเริ่มต้นและสิ้นสุดของการก่อสร้าง ทุกวิธีการคำนวณค่าความเค้นจากทฤษฎีของ Poulos (1967b) มี Rigid Base ที่ผิวของชั้นดินเหนียวแข็ง
	4.0	0.19	0.15	0.25	-0.27	
	8.0	0.51	0.50	0.25	-0.07	
	12.0	0.73	0.96	0.38	0.20	

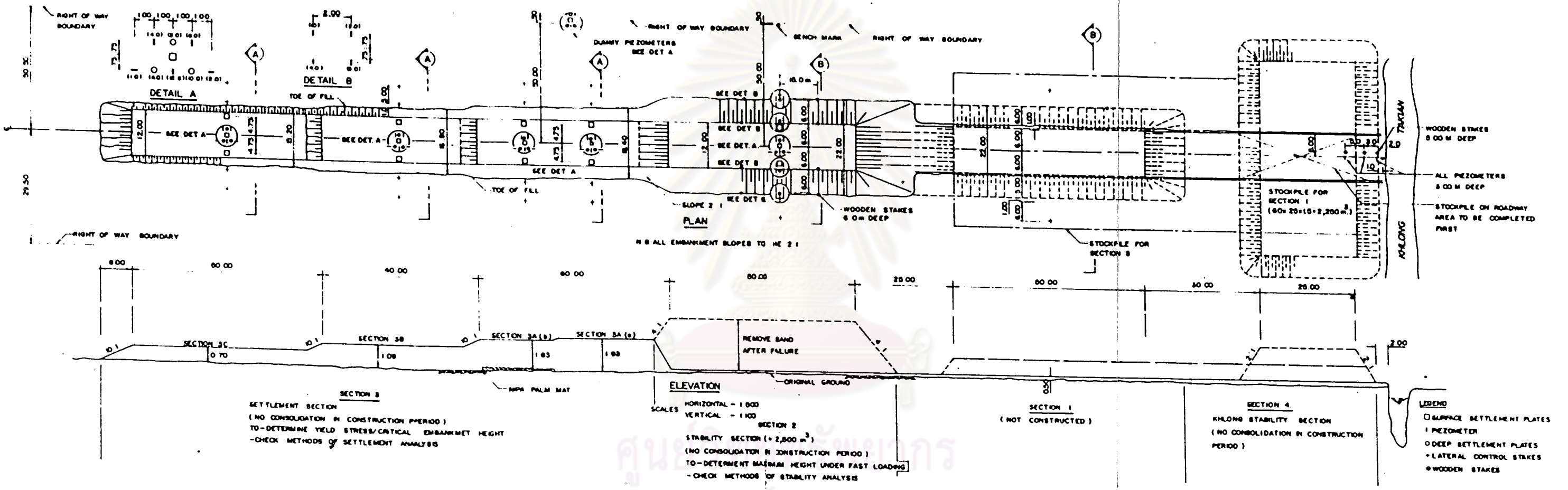
3.2.3.6 ลักษณะของคันดินถมและการก่อสร้างบริเวณ Site 3

การก่อสร้างคันดินถมบริเวณ Site 3 นี้มีวัตถุประสงค์เช่นเดียวกับ Site 2 โดยมีการก่อสร้างคันดินถม ดังรูปที่ 3.21 คือ

1. Section 2 ก่อสร้างเพื่อศึกษาเสถียรภาพของคันดินถม
2. Section 3Aa, 3Ab, 3B, 3C ก่อสร้างเพื่อศึกษาด้านการทรุดตัวและแรงดันน้ำในโพรงดิน

การก่อสร้าง Section 2 ได้เริ่มทำการก่อสร้างเมื่อวันที่ 4 กันยายน 2512 โดยก่อสร้างคันดินถมมีขนาดความกว้างที่ฐาน 22 เมตร ยาว 65 เมตร ความลาดเอียงด้านข้าง 1:2 (ตั้ง:ราบ) วัสดุที่ใช้ถมเป็นทรายที่ได้จากบริเวณคลองตะเคียน ทำการถมเป็นชั้น ๆ โดยก่อนการก่อสร้างได้ทำการขุดลอกผิวดินซึ่งเป็นเศษวัชพืชทิ้งก่อน การบดอัดดินถมได้ถูกควบคุมให้มีค่าความหนาแน่นประมาณ 1.5 ถึง 1.6 ตันต่อ m^3 . การก่อสร้างสามารถสร้างคันดินได้สูง 2.64 เมตร จากระดับผิวดินจึงเกิดการพังทลายขึ้นในวันที่ 20 ตุลาคม 2512 รวมเวลาก่อสร้าง 47 วัน

การก่อสร้าง Section 3Aa, 3Ab, 3B, 3C ได้เริ่มก่อสร้างภายหลังจาก Section 2 เกิดการพังทลายซึ่งวัสดุที่ใช้ก่อสร้างก็นำมาจาก Section 2 เช่นเดียวกับที่ Site 2 การก่อสร้าง Section 3Aa ได้เริ่มขึ้นเมื่อวันที่ 23 พฤศจิกายน 2512 แล้วเสร็จเมื่อวันที่ 5 ธันวาคม 2512 มีขนาดความกว้างที่ฐาน 18.4 เมตร ยาว 36 เมตร สูง 1.82 เมตร ความหนาแน่นของดินถมเฉลี่ย 1.61 ตัน/ m^3 . การก่อสร้าง Section 3Ab ได้เริ่มขึ้นเมื่อวันที่ 22 พฤศจิกายน 2512 แล้วเสร็จเมื่อวันที่ 3 ธันวาคม 2512 มีขนาดความกว้างที่ฐาน 18.4 เมตร ยาว 24 เมตร สูง 1.93 เมตร ความหนาแน่นของดินถมเฉลี่ย 1.63 ตัน/ m^3 . การก่อสร้าง Section 3B ได้เริ่มขึ้นเมื่อวันที่ 11 พฤศจิกายน 2512 แล้วเสร็จเมื่อวันที่ 21 พฤศจิกายน 2512 มีขนาดความกว้างที่ฐาน 16.8 เมตร ยาว 40 เมตร สูง 1.09 เมตร ความหนาแน่นของดินถมเฉลี่ย 1.41 ตัน/ m^3 . การก่อสร้าง Section 3C ได้เริ่มขึ้นเมื่อวันที่ 3 พฤศจิกายน 2512 แล้วเสร็จเมื่อวันที่ 8 พฤศจิกายน 2512 มีขนาดความกว้างที่ฐาน 15.2 เมตร ยาว 50 เมตร สูง 0.70 เมตร ความหนาแน่นของดินถมเฉลี่ย 1.63 ตัน/ m^3



รูปที่ 3.21 แสดงรายละเอียดของคันดินถมที่ก่อสร้างบริเวณถนนสายบรมบุรี-ปากท่อ Site 3
 (ข้อมูลจาก Cox, 1971)

การก่อสร้างในส่วนที่ 3 นี้ยังไม่ปรากฏการพังทลายของคันดินถม
แต่อย่างไร ซึ่งรายละเอียดการก่อสร้างได้บันทึกดังตารางที่ 3.7

3.2.3.7 ลักษณะของชั้นดินและข้อมูลด้านปรุพิกลค่าสัตรีบริเวณ Site 3

พื้นที่ที่ก่อสร้างบริเวณ Site 3 นี้เดิมเป็นส่วนมะพร้าว ฝังดิน
จึงถูกปกคลุมไปด้วยเศษพืชพรรณประมาณ 0.6 เมตร ระดับผิวดินเดิมมีค่าแตกต่างกันจากระดับ
ประมาณ 0.7 ถึง 1.3 เมตรเหนือระดับน้ำทะเลปานกลาง

ข้อมูลด้านปรุพิกลค่าสัตรีที่ได้จากหลุมเจาะสำรวจ (รูปที่ 3.22)

พบว่าชั้นดินเป็นดินเหนียวอ่อนสีเทาเขียวเข้ม (Dark greyishgreen, soft silty clay)
มีความหนาของชั้นดินประมาณ 12.0 เมตร จากนั้นจึงเป็นชั้นดินเหนียวแข็งสีเหลืองน้ำตาล
(Yellow brown, stiff silty clay) หนาประมาณ 5.0 เมตร แล้วจึงเป็นชั้นทราย

ลักษณะดินเหนียวอ่อนบริเวณ Site 3 นี้พบว่ามีค่าเปอร์เซ็นต์
ความเป็นดินเหนียว (Clay Percentage) ประมาณ 50 ถึง 60 % ค่าหน่วยน้ำหนักของดินมี
ค่าเพิ่มขึ้นเมื่อความลึกเพิ่มขึ้นโดยมีค่า 1.4 ตันต่อ m^3 ที่ 1 ถึง 3 เมตร แล้วเพิ่มเป็น 1.55
ตันต่อ m^3 ที่ความลึก 6 เมตร และมีค่า 1.62 ตันต่อ m^3 ที่ความลึก 8.0 เมตร ค่าดัชนีความ
เป็นพลาสติกของดิน (Plasticity index) มีค่าสูงที่ระดับผิวดินโดยมีค่าประมาณ 80 % และ
ลดลงเป็น 50 % มีความลึก 4.0 ถึง 8.0 เมตร โดยมีค่าพิกิตความเหลวของดิน (Liquid
Limit) ประมาณ 90 ถึง 120 % ค่าปริมาณความชื้นของดินตามธรรมชาติสูงประมาณ 120 ถึง
130 % ที่ความลึกจากผิวดินถึงความลึก 3.0 เมตร แล้วลดลงเหลือประมาณ 70 ถึง 80 % ที่
ความลึก 6.0 เมตร ค่าปริมาณเกลือละลายในดิน (Salt Content) มีค่าสูงประมาณ 35 กรัม
ต่อลิตร ค่าปริมาณสารอินทรีย์ในดิน (Organic Content) มีค่าประมาณ 1.5 ถึง 3 %

3.2.3.8 กำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอนของดินเหนียวบริเวณ Site 3

ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอนของดินเหนียวอ่อนบริเวณ Site 3
ที่ได้จากการทดสอบในสนาม โดยใช้ Geonor Vane Test ดังแสดงผลในรูปที่ 3.23 จะพบว่าใน
ช่วงความลึก 6.0 เมตรแรกจากผิวดิน ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอนจะมีค่าประมาณ 0.9 ถึง

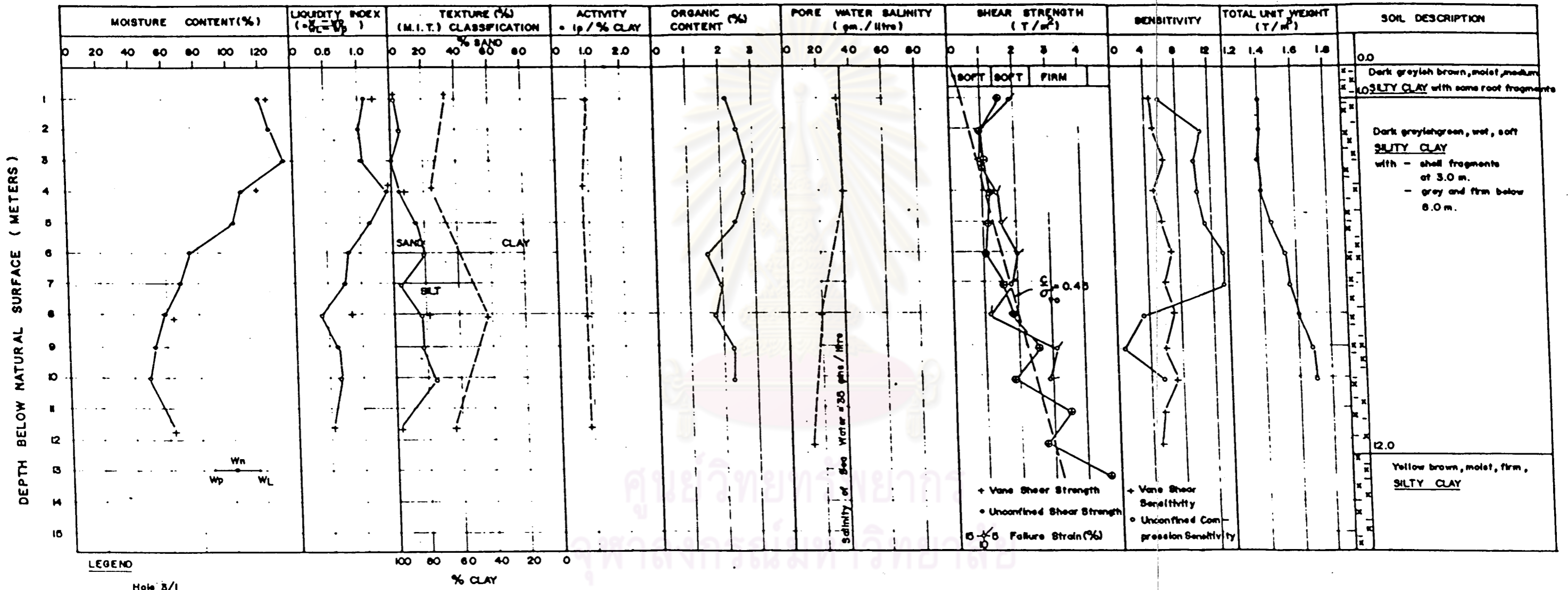
EMBANKMENT LOADING RECORD - SITE 3

a) SECTION 1 Base width: 22.0 m)

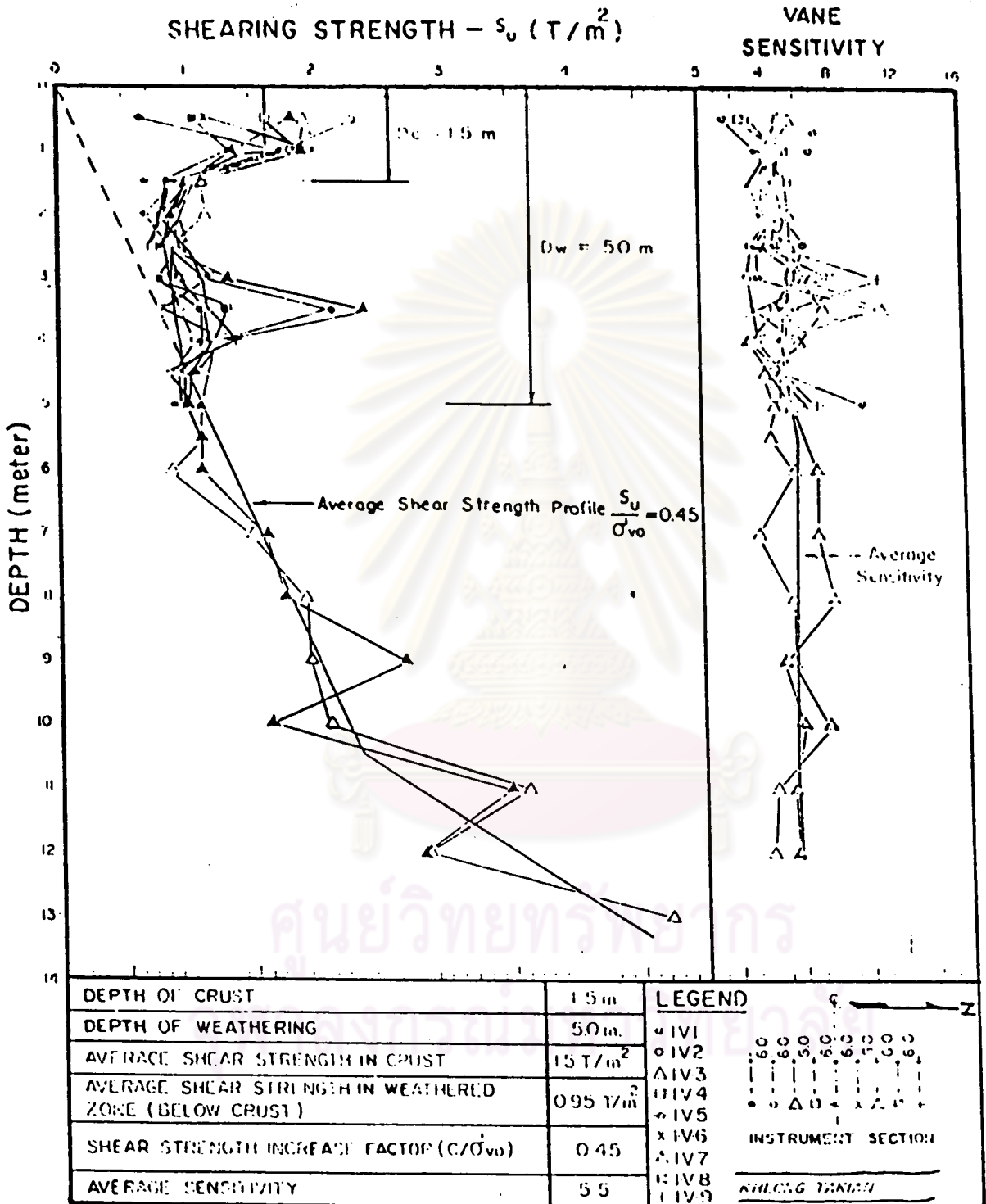
L.R. No.	Loading Period (1969)	Top Width (m)	Lift Thickness (m)	Height Above Ground Surface (m)	Total Density (ρ/m^3)	Average Pressure on Base of Embankment (ρ/m^2)	Max. Pressure Beneath Top Width (ρ/m^2)
1	Sept 4-13	13.0	0.92	0.91	1.69	1.42	1.55
2	Sept 17-23	16.1	0.62	1.49	1.55	2.13	2.52
3	Sept 24-27	15.0	0.34	1.60	1.45	2.42	3.01
4	Oct 1-2	14.1	0.28	2.01	1.56	2.65	3.45
5	Oct 4-7	13.1	0.31	2.20	1.57	2.83	3.93
6	Oct 9-15	12.0	0.31	2.41	1.43	3.12	4.37
7	Oct 20	11.1	0.39	2.64	1.50	3.37	4.96
b) SECTION 2a Base width = 18.4 m)							
1	Nov 23-24	15.6	0.52	0.52	1.52	0.73	0.79
2	Nov 26-27	13.0	0.49	1.02	1.61	1.45	1.55
3	Nov 28-29	12.0	0.54	1.48	1.66	2.09	2.46
4	Dec 4-5	10.4	0.51	1.82	1.64	2.43	3.29
c) SECTION 2b Base width = 18.4 m)							
1	Nov 22-23	15.5	0.63	0.63	1.62	0.95	1.03
2	Nov 25-26	13.0	0.45	1.05	1.64	1.56	1.77
3	Nov 27-28	12.0	0.47	1.50	1.56	1.97	2.50
4	Dec 2-3	10.4	0.48	1.53	1.66	2.61	3.35
d) SECTION 2D Base width = 16.8 m)							
1	Nov 11-12	14.8	0.51	0.40	1.25	0.61	0.53
2	Nov 20-21	12.0	0.62	1.00	1.53	1.45	1.57
e) SECTION 2C Base width = 15.2 m)							
1	Nov 3-4	12.0	0.71	0.70	1.63	1.04	1.17
f) SECTION 4 Base width = 22.0 m)							
1	Aug 3-15	18.0	0.55	0.54	1.65	1.39	1.63
2	Aug 21-23	18.0	0.63	1.43	1.58	2.05	2.50

ตารางที่ 3.7 แสดงข้อมูลการก่อสร้างคันดินกمبرบริเวณถนนบุรี-ปากท่อ Site 3

(ข้อมูลจาก Cox, 1971)



รูปที่ 3.22 แสดงข้อมูลด้านปรุพิกลค่าลัตรีของชั้นดินบริเวณถนนธนบุรี-ปากท่อ Site 3 (ข้อมูลจาก Cox, 1971)



รูปที่ 3.23 แสดงค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอ่อนดินจากการทดสอบ Field Vane Test บริเวณถนนธนบุรี-ปากท่อ Site 3 (ข้อมูลจาก Cox, 1971)

1.2 ตันต่อ m^2 และที่ความลึกมากขึ้นค่ากำลังรับแรงเฉือนจะสูงขึ้นเป็น 2.0 ตันต่อ m^2 ที่ความลึก 8.0 เมตร โดยมีอัตราค่าการเพิ่มขึ้นของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบฮันเดรอน ($s_u/\bar{\sigma}_{vo}$) เป็น 0.45 และมีค่าความไว (Vane Sensitivity) สูงประมาณ 4 ถึง 8

3.2.3.9 การวัดการทรุดตัวของดินบริเวณ Site 3

ในระหว่างการก่อสร้างคันดินถมเพื่อศึกษาลักษณะการทรุดตัวของชั้นดินบริเวณถนนลำยรนบุรี-ปากท่อ Site 3 ซึ่งประกอบด้วย Section 3Aa, 3Ab, 3B และ 3C ได้มีการบันทึกข้อมูลการทรุดตัวของชั้นดินที่เกิดขึ้น ดังแสดงในภาคผนวก ง. ซึ่งข้อมูลของแต่ละ Section จะเป็นข้อมูลการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักกระทำที่ผิวดินแตกต่างกันและจะนำไปวิเคราะห์หาค่าปริมาณการทรุดตัวและอัตราค่าการทรุดตัวของชั้นดิน โดยวิธีของ Asoka ส่วนข้อมูลจากการทดสอบ Consolidation ในการทดลองโดยใช้ Hydraulic Oedometer จาก CHEN (1972) แสดงในรูปที่ 3.24

นอกจากนี้แล้วในขณะที่ก่อสร้างคันดินถมเพื่อศึกษาลักษณะการทรุดตัวยังได้มีการบันทึกข้อมูลการทรุดตัวในทันที (Immediate Settlement) ซึ่งแสดงอยู่ในตารางที่ 3.8 ซึ่งจะนำไปเปรียบเทียบกับค่าคำนวณโดยทฤษฎีอีลาสติก โดยมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของดินแบบฮันเดรอนที่ระดับของหน่วยแรงเฉือน 50 % (Undrained Modulus, E_{u50}) เท่ากับ 510 ตัน/ม² และค่าอัตราส่วน E_u/S_u เท่ากับ 510 (ข้อมูลจาก Cox, 1971) จากการทดสอบ UU

3.2.3.10 ความดันน้ำในโพรงเพิ่มบริเวณ Site 3

ในขณะที่ทำการก่อสร้างคันดินถมเพื่อศึกษาพฤติกรรมทรุดตัวของ Section 3Aa, 3Ab, 3B และ 3C บริเวณ Site 3 นี้ก็ได้ทำการติดตั้ง Dummy Piezometer และ Piezometer เพื่อวัดค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่ระดับความลึกต่าง ๆ ซึ่งข้อมูลค่าความดันน้ำในโพรงดินและค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มได้แสดงไว้ในภาคผนวก จ. ส่วนค่าพารามิเตอร์ของความดันน้ำแบบ Skempton (Skempton Pore Pressure Parameter-A) ซึ่งได้จากการทดสอบ \overline{CK}_0 ในห้องปฏิบัติการและในสนาม ได้แสดงค่าไว้ในตารางที่ 3.9

IMMEDIATE SETTLEMENTS AT SITE 3

Site	Sect.	Lift	Height Above Ground (m)	Embankment Pressure (T/m ²)	Initial Settlement (cm)				Strain (%)		
					Surface	2.0	6.0	10.0	0-2	2-6	6-10
3	1	1	0.91	1.55	1.2	0.7	0.4	0.1	0.25	0.07	0.07
		2	1.49	2.52	3.5	1.3	0.6	0.2	1.10	0.17	0.10
		3	1.80	3.01	5.0	2.7	1.2	0.4	1.15	0.37	0.20
		4	2.01	3.45	6.0	4.7	2.1	1.6	1.65	0.65	0.26
		5	2.20	3.93	13.0	9.0	3.4	1.3	2.00	1.40	0.52
		6	2.41	4.37	20.0	15.0	5.2	1.5	2.25	2.40	0.92
		7	2.64	4.96	24.0	17.0	7.0	1.5	3.50	2.50	1.37
3	3Aa	1	0.52	0.79	0.2	0.1	0.0	0.0	0.05	0.02	0.00
		2	1.02	1.50	1.8	1.0	0.4	0.2	0.40	0.15	0.10
		3	1.43	2.46	4.0	2.0	0.8	0.3	1.00	0.30	0.12
		4	1.82	3.29	3.0	4.3	2.0	0.9	2.25	0.57	0.28
3	3Ab	1	0.63	1.02	0.6	0.4	0.2	0.0	0.10	0.05	0.05
		2	1.09	1.77	2.3	2.4	0.6	0.2	0.20	0.45	0.10
		3	1.50	2.50	4.2	3.6	1.5	0.4	0.30	0.52	0.28
		4	1.93	3.30	6.8	6.0	4.5	1.0	1.40	0.52	0.40
3	3B	1	0.49	0.63	1.5	0.6	0.4	0.1	0.45	0.05	0.07
		2	1.09	1.57	2.3	1.3	0.7	0.3	0.50	0.15	0.10
3	3C	1	0.72	1.17	1.3	0.6	0.4	0.3	0.35	0.05	0.02

ตารางที่ 3.8 แสดงข้อมูลการทรุดตัวทันทีบริเวณถนนบุรี-ปากท่อ Site 3
(ข้อมูลจาก Cox, 1971)

3.2.4 ข้อมูลการก่อสร้างสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชียที่รังสิต (Asian Institute of Technology, (A.I.T.) at Rangsit))

ในประมาณต้นปี พ.ศ. 2512 ได้มีการวางแผนที่จะย้ายสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย (A.I.T.) จากบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ไปตั้งอยู่ที่ อ. รังสิต จ. ปทุมธานี ทางทิศเหนือของกรุงเทพมหานคร ห่างออกไปเป็นระยะทางประมาณ 40 กิโลเมตร โดยจะทำการก่อสร้างในพื้นที่ประมาณ 1000 ไร่ ซึ่งพื้นที่เดิมเป็นที่ราบลุ่มทำให้มีน้ำท่วมเป็นระยะเวลานานในช่วงฤดูน้ำหลาก เนื่องจากทางด้านทิศตะวันออกมีถนนขนานไปตามพื้นที่ ส่วนที่เหลืออีก 3 ด้านเป็นที่ราบลุ่มและใกล้แม่น้ำ ดังนั้นจึงจำเป็นต้องยกระดับพื้นที่บริเวณก่อสร้างขึ้นสูงประมาณ 2 เมตร เพื่อป้องกันปัญหาน้ำท่วม แต่เพื่อต้องการประหยัดในการก่อสร้างจึงได้มีการออกแบบคันดินถมและอุระบายน้ำขนานไปด้วยกันโดยรอบพื้นที่เพื่อป้องกันน้ำท่วมแทนการยกระดับพื้นที่ ซึ่งในขั้นต้นได้ออกแบบคันดินถมไว้สูง 3 เมตร ยาวโดยรอบพื้นที่เป็นระยะทางประมาณ 5200 เมตร คิดเป็นปริมาณงานดินทั้งสิ้นประมาณ 400,000 ลูกบาศก์เมตร (Robert Mathew et al, 1969) ดังนั้นจึงได้มีการก่อสร้างคันดินถมเพื่อการทดสอบขึ้นโดยมีการติดตั้งเครื่องมือต่าง ๆ เพื่อหาข้อมูลในการออกแบบ

3.2.4.1 ลักษณะของคันดินถมและการก่อสร้าง

คันดินถมที่สร้างขึ้นเพื่อการทดสอบนี้ได้แบ่งการทดสอบออกเป็น 2 ระยะ คือในระยะแรกเริ่มทำการก่อสร้างในเดือนมิถุนายน พ.ศ. 2512 เพื่อศึกษาข้อมูลทั่วไปเกี่ยวกับแรงดันน้ำในโพรงดินและการทรุดตัว โดยศึกษาเป็นระยะเวลานาน 11 เดือนจึงเริ่มทำการทดสอบในระยะที่สองต่อไป ซึ่งเป็นการทดสอบเพื่อศึกษาเสถียรภาพของคันดินถม โดยทำการก่อสร้างคันดินถมให้สูงเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วเพื่อให้เกิดการพังทลายของคันดินถม (Embankment build rapid to failure) โดยในงานศึกษาวิชาญนี้ได้ศึกษาข้อมูลการทดสอบในระยะแรก

คันดินถมที่สร้างขึ้นเพื่อการทดสอบนี้ได้สร้างขึ้นในเดือนมิถุนายน พ.ศ. 2512 มีขนาดความยาว 80 เมตร ฐานกว้าง 16 เมตร ความกว้างที่ส่วนบนของคันดินถม 6.0 เมตร สูง 3.0 เมตร และมีอุระบายน้ำห่างจากขอบฐานของคันดินถมเป็นระยะ 10 เมตร มีขนาดกว้าง 10 เมตร ลึก 3.0 เมตร ความลาดเอียงด้านข้าง 1:3 (ตั้ง:ราบ)

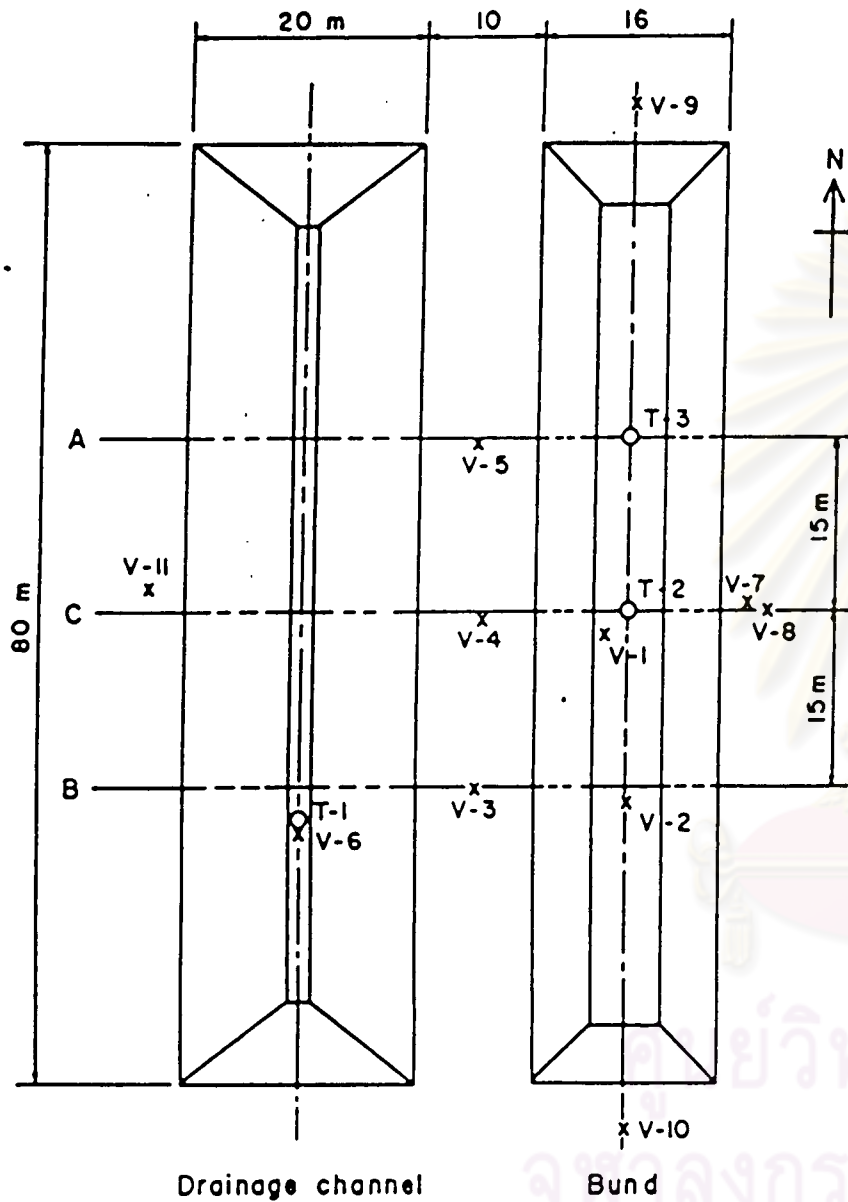
รูปที่ 3.25 ทำการติดตั้ง Piezometer จำนวน 52 ตำแหน่ง Settlement Point จำนวน 58 ตำแหน่ง ณ จุดต่าง ๆ ดังปรากฏในรูปที่ 3.26 การก่อสร้างได้ใช้แรงงานคน วัสดุที่นำไปใช้ถมเป็นคันดิน เป็นดินที่ได้มาจากการขุดอุระบายน้ำบ้านข้าง ทำการบดอัดเป็น ชั้น ๆ หนาชั้นละ 0.15 เมตร มีค่าความหนาแน่นของดินถมที่ได้จากการทดสอบในสนามเท่ากับ 1.79 ตันต่อลูกบาศก์เมตร ค่าประมาณความชื้นในดินเท่ากับ 32 % ก่อสร้างแล้วเสร็จใน 13 วัน โดยไม่ปรากฏการพังทลายของคันดินถมแต่อย่างใด

การเก็บบันทึกข้อมูลเกี่ยวกับแรงดันน้ำในโพรงดิน ได้จากการอ่านค่าที่ได้จาก Piezometer โดยเก็บบันทึกข้อมูลวันละ 2 ครั้งขณะทำการก่อสร้าง วันละครั้ง ภายหลังจากก่อสร้างแล้วเสร็จเป็นเวลา 2 เดือน และเป็นระยะ ๆ จนครบ 10 เดือนภายหลังจากก่อสร้าง

3.2.4.2 ลักษณะของชั้นดินและข้อมูลดินในทางปฐพีกลศาสตร์

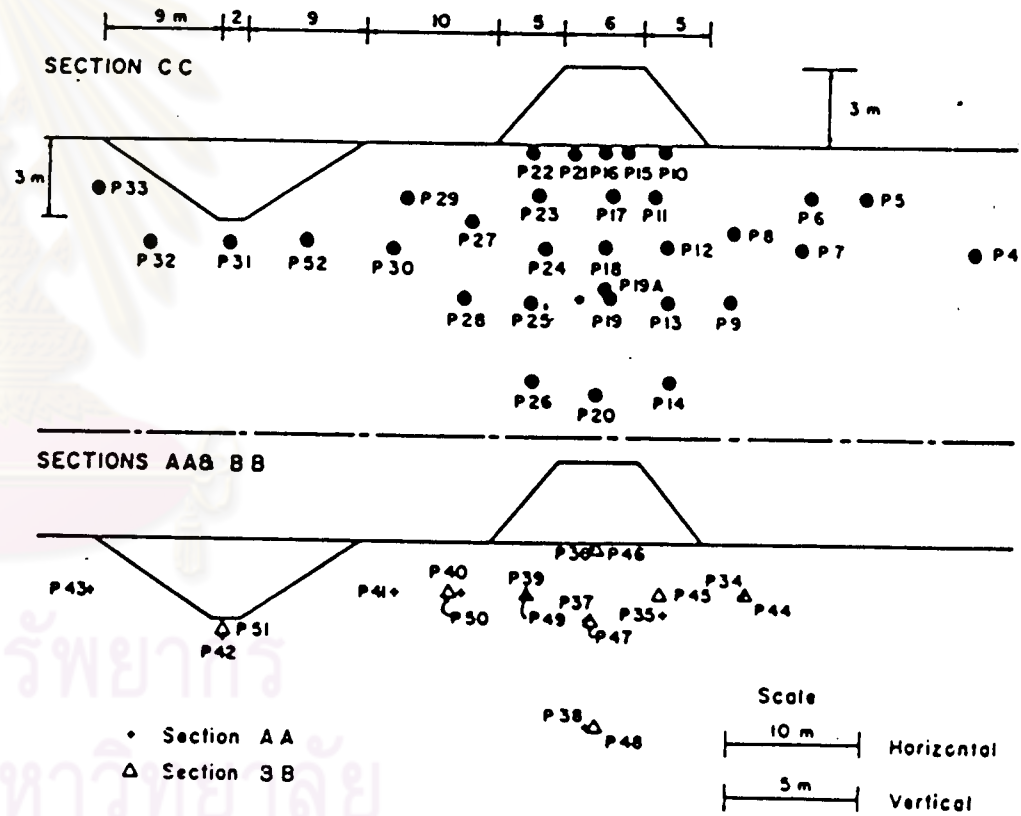
ลักษณะของชั้นดินบริเวณที่ทำการทดสอบ (รูปที่ 3.27) จะพบว่า ชั้นดินจะเป็นดินเหนียวอ่อนหนาประมาณ 8 ถึง 9 เมตร จากนั้นจะเป็นดินเหนียวแข็งหนาประมาณ 2.0 เมตร แล้วจึงเป็นชั้นทราย (Fine medium sand)

ดินเหนียวอ่อนที่ปรากฏในชั้นแรกเป็นดินเหนียวอ่อนสีเทาที่เกิดจากการตกตะกอนทับถมตัวกันอย่างสม่ำเสมอซึ่งทำให้ไม่พบว่าการแยกตัวเป็นชั้นของดิน แต่ในบางบริเวณพบว่า มีชั้นดินประเภท Silt แทรกอยู่เป็นชั้นบาง ๆ ซึ่งพบเล็กน้อยในแท่งตัวอย่างดิน ดินเหนียวอ่อนในชั้นนี้ที่ระดับผิวดินเป็นดินที่ค่อนข้างแข็งและมีรอยแยก (Crack) ของดินลึกประมาณ 1.50 เมตร ค่าประมาณความชื้นในดินประมาณ 40 ถึง 60 % ค่าดัชนีความเป็นพลาสติกประมาณ 45 % ค่าดัชนีความเหลวประมาณ 0.6 มีค่าความไว (Sensitivity) สูงประมาณ 5 ถึง 10 ชั้นดินที่อยู่ถัดลงไปเป็นดินเหนียวอ่อนสีเทาเข้ม (Dark Grey Silty Clay) ซึ่งมีค่าประมาณความชื้นในดินสูงเพิ่มขึ้นโดยมีค่าประมาณ 80 % ค่าดัชนีความเป็นพลาสติกประมาณ 60 % ค่าดัชนีความเหลวประมาณ 0.7 ประสิทธิภาพของหน่วยแรงซึ่งได้จากการทดสอบแบบการอัดตัวคายน้ำลักษณะ 1 มิติ (One-Dimensional Consolidation Test) ดังปรากฏในรูปที่ 3.28 จะพบว่าค่า OCR จะมีค่าลดลงอย่างรวดเร็วจากที่ระดับผิวดินซึ่งมีค่าประมาณ 10 ลดลงเป็น 2 ที่ความลึก 4.5 เมตร



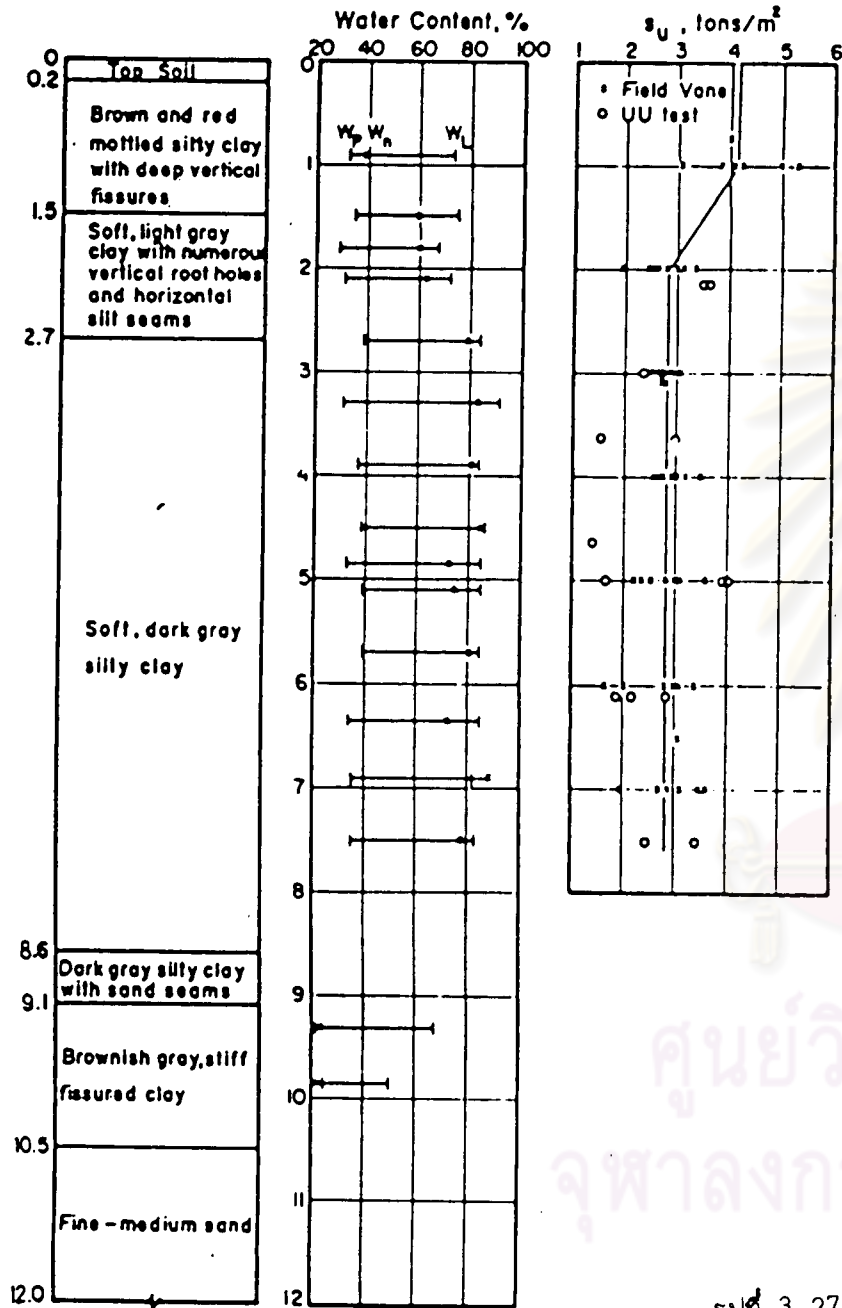
รูปที่ 3.25 แสดงขนาดของคันดินถมและกระแสน้ำที่ก่อสร้างขึ้นเพื่อการทดสอบระยะแรก

รูปที่ 3.25 แสดงขนาดของคันดินถมและกระแสน้ำที่ก่อสร้างขึ้นเพื่อการทดสอบระยะแรก บริเวณสถานีเทคโนโลยีแห่งเอเชีย ที่รังสิต (ข้อมูลจาก Moh, Brand, Nelson (1997))

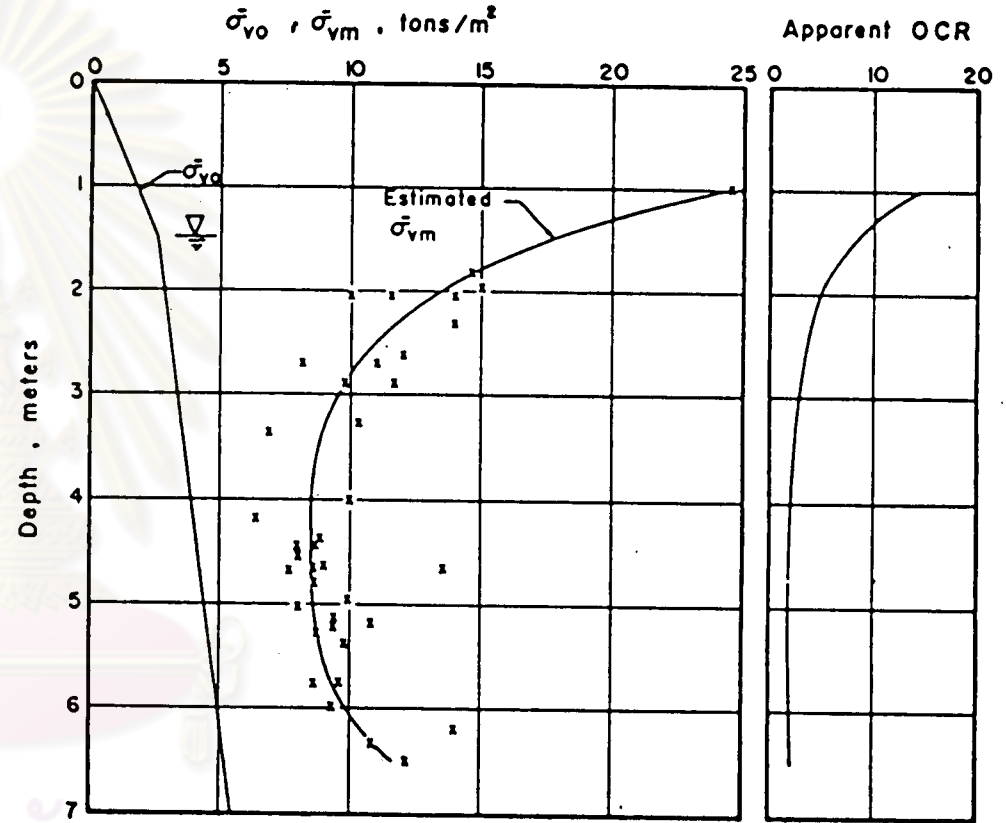


รูปที่ 3.26 แสดงรูปตัดและตำแหน่งต่าง ๆ ของเครื่องมือที่ติดตั้งในการทดสอบที่สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย ที่รังสิต (ข้อมูลจาก Moh, Brand, Nelson (1997))

รูปที่ 3.26 แสดงรูปตัดและตำแหน่งต่าง ๆ ของเครื่องมือที่ติดตั้งในการทดสอบที่สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย ที่รังสิต (ข้อมูลจาก Moh, Brand, Nelson (1997))



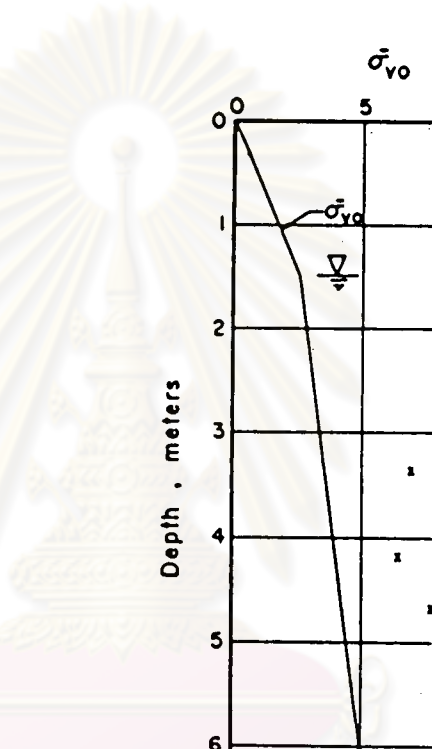
Soil Profile Showing Atterberg Limits and Undrained Strengths



Stress History of the Soft Clay at Rangsit.

รูปที่ 3.28 แสดงค่าประวัติของหน่วยแรงที่บริเวณสถานีเทคโนโลยีแห่งเอเชีย ที่รังสิต (ข้อมูลจาก Moh, Brand, Nelson (1972))

รูปที่ 3.27 แสดงลักษณะชั้นดิน Atterberg Limits และกำลังรับแรงเฉือนแบบอิ่มตัวของดินบริเวณสถานีเทคโนโลยีแห่งเอเชีย ที่รังสิต (ข้อมูลจาก Moh, Brand, Nelson (1972))



ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

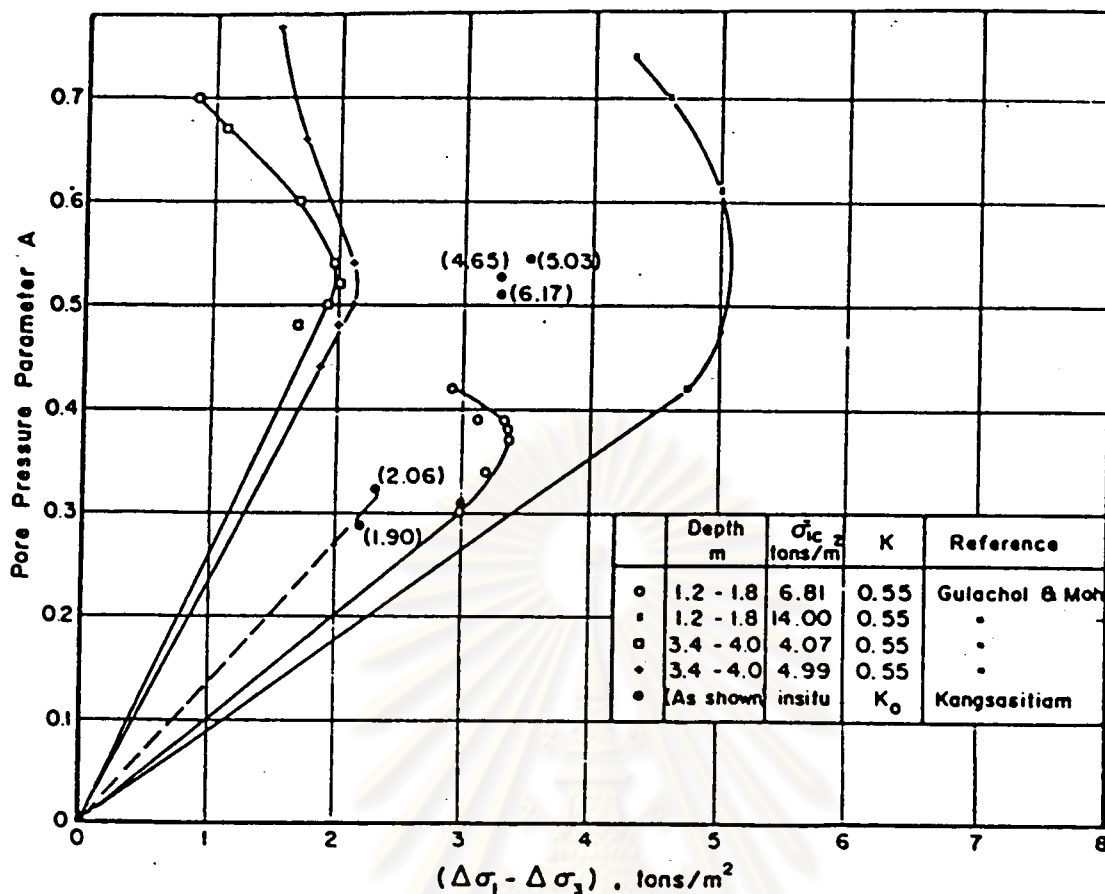
การที่ค่า OCR มีค่าสูงที่ระดับผิวดินพบว่า สืบเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงทางกระบวนการฟิสิกส์ และเคมี และการเกิด desiccation ของดิน (Moh et al, 1969) ค่าพารามิเตอร์ของแรงดันน้ำแบบ Skempton A (Skempton Pore Pressure Parameter A) ซึ่งหาได้จากการทดสอบแบบ Triaxial (\overline{CK}_U) ดังแสดงในรูปที่ 3.29 และรูปที่ 3.30 ซึ่งแสดงให้เห็นลักษณะทั่วไปที่แตกต่างกันระหว่างการทดสอบแบบ Anisotropic และ Isotropic โดยจะพบว่าจากการทดสอบแบบ Anisotropic ค่า A-พารามิเตอร์ ที่ได้จะมีค่าต่ำกว่าจากการทดสอบ Isotropic และค่า A-พารามิเตอร์ยังมีค่าที่เปลี่ยนแปลงมากกว่าค่าความเครียด (Strain) ต่างกัน ดังนั้นจึงสร้างความสับสนระหว่างค่า A-พารามิเตอร์กับค่าการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงหลัก ดังตารางที่ 3.10

Depth m.	Parameter -A	Max. ($\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$) Ton/m ²
0-1.5	0.10 ($\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$)	5.0
1.5-2.5	0.14 ($\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$)	2.4
2.5-3.5	0.16 ($\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$)	3.0
3.5-5.0	0.26 ($\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$)	2.0
5.0-9.5	0.16 ($\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$)	3.6

ตารางที่ 3.10 แสดงค่าพารามิเตอร์ของความดันน้ำแบบ Skempton (Skempton Pore Pressure Parameter -A) (ข้อมูลจาก Moh, Brand, Nelson (1972))

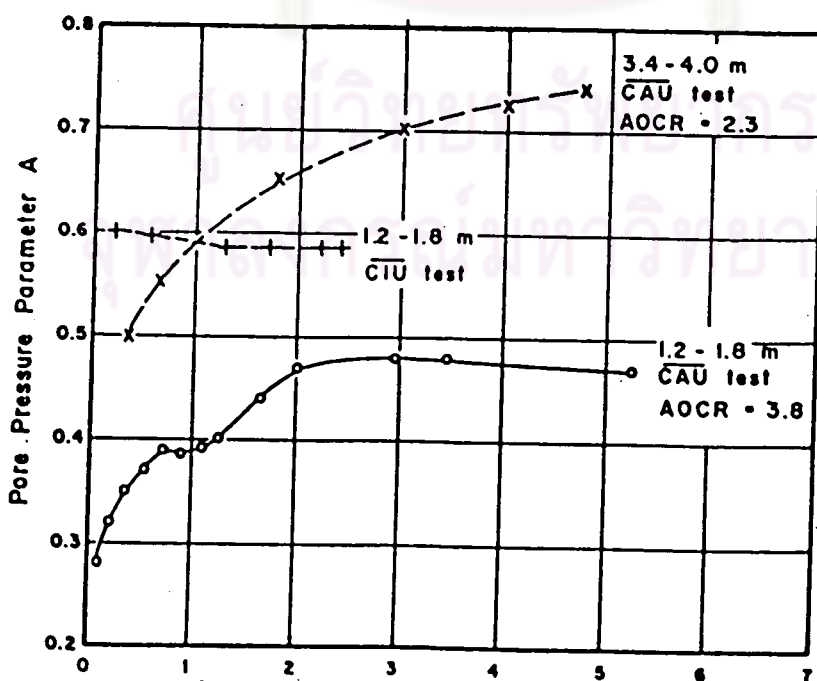
3.2.4.3 ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนของดินเหนียว

ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนของดินเหนียวที่ได้จากการทดสอบแบบ Field Vane ดังรูปที่ 3.27 จะพบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนจะมีค่าสูงที่ระดับผิวดิน โดยมีค่าประมาณ 4 ตันต่อ ม² และมีค่าคงที่จนถึงระดับความลึก 1.0 เมตร แล้วลดลงเป็นค่าประมาณ 2.8 ตันต่อ ม² ที่ความลึก 2 เมตร และคงที่ไม่เปลี่ยนแปลงมาตลอดความหนาของชั้นดินเหนียวอ่อนนี้



Relationships between Parameter A and $(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$.

รูปที่ 3.29 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าพารามิเตอร์ของแรงดันน้ำแบบ Skempton กับค่า $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$ (ข้อมูลจาก Moh, Brand, Nelson (1972))



Typical Relationships between Parameter A and Strain. Axial Strain . %

รูปที่ 3.30 แสดงค่าพารามิเตอร์ของแรงดันน้ำแบบ Skempton กับค่าความเครียด

3.2.5 ข้อมูลการปรับปรุงถนนสายบางนา-ตราด

จากการที่ถนนสายบางนา-ตราด (ถนนสายกรุงเทพ-ศรีราชา ในหัวข้อ 3.2.2) ได้ทำการก่อสร้างแล้วเสร็จและเปิดใช้งานในปี พ.ศ. 2512 ปรากฏว่าผิวจราจรได้ทรุดตัวจนไม่สามารถใช้งานได้ กรมทางหลวงจึงได้ทำการปรับปรุงถนนสายนี้ใหม่ โดยให้บริษัท N.D. Lea & Associates เป็นผู้ออกแบบ ซึ่งก่อสร้างแล้วเสร็จในปี พ.ศ. 2528 ในรายงานการปรับปรุงถนนนี้ ในปี พ.ศ. 2527 การปีโตรเลียมแห่งประเทศไทยได้มอบหมายให้ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เป็นผู้จัดทำการศึกษาผลกระทบอันจะมีต่อแนวท่อส่งก๊าซธรรมชาติบนบก

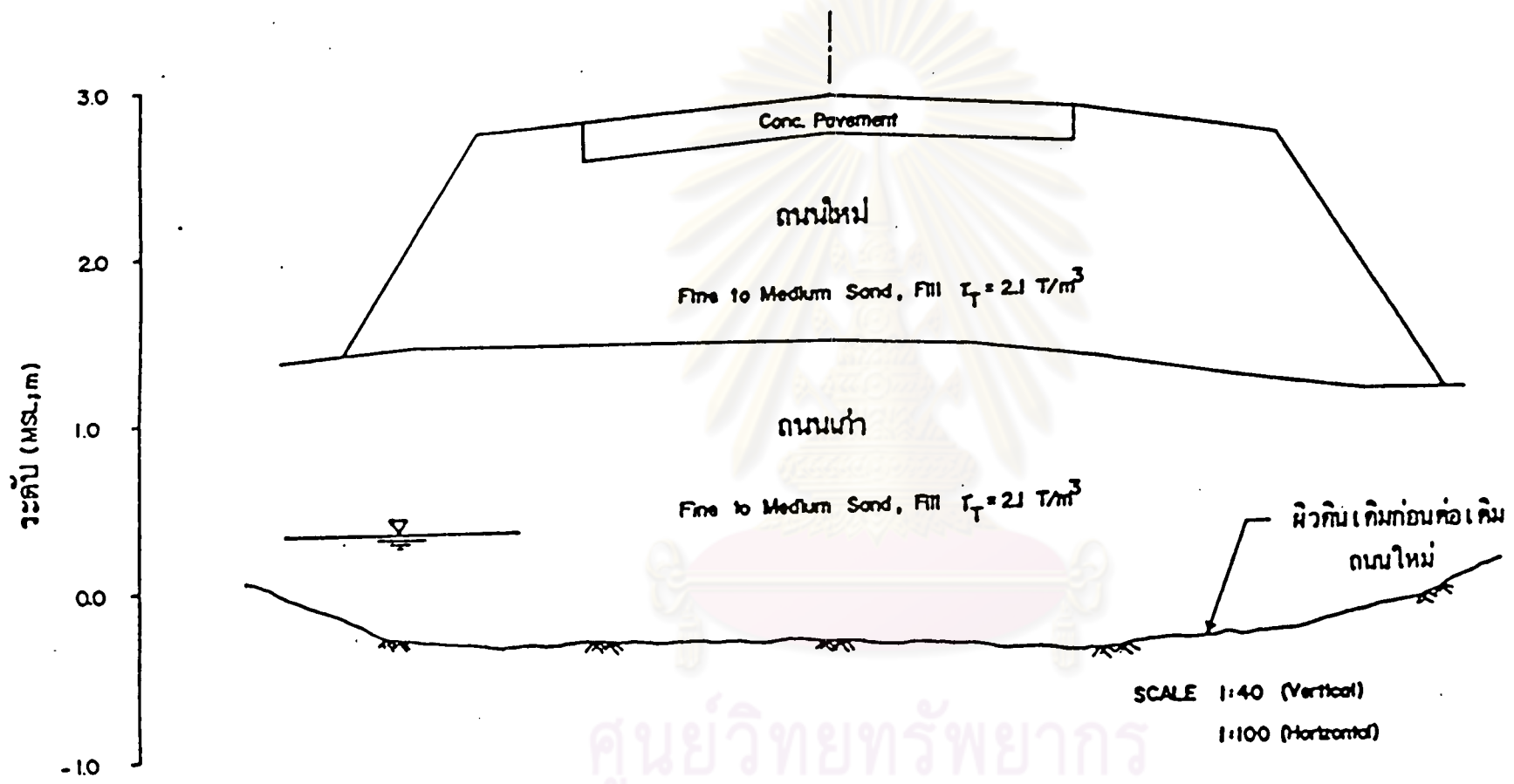
การศึกษาวินิจฉัยได้ทำขึ้นโดย นรค (2528) ซึ่งได้ทำการศึกษาวินิจฉัยการทรุดตัวของชั้นดินและความตื้นน้ำในโพรงดินที่บริเวณกิโลเมตรที่ 24 , ทฉฉ (2528) ซึ่งได้ทำการศึกษาวินิจฉัยด้านเสถียรภาพของถนน การทรุดตัวของถนนบริเวณกิโลเมตรที่ 30 , ลำดดย (2528) ซึ่งได้ทำการศึกษาวินิจฉัยด้านการทรุดตัวและความตื้นน้ำในโพรงดินที่บริเวณกิโลเมตรที่ 52 ดังจะได้กล่าวรายละเอียดในหัวข้อต่อไป

3.2.5.1 ลักษณะคันดินถนนบริเวณกิโลเมตรที่ 24

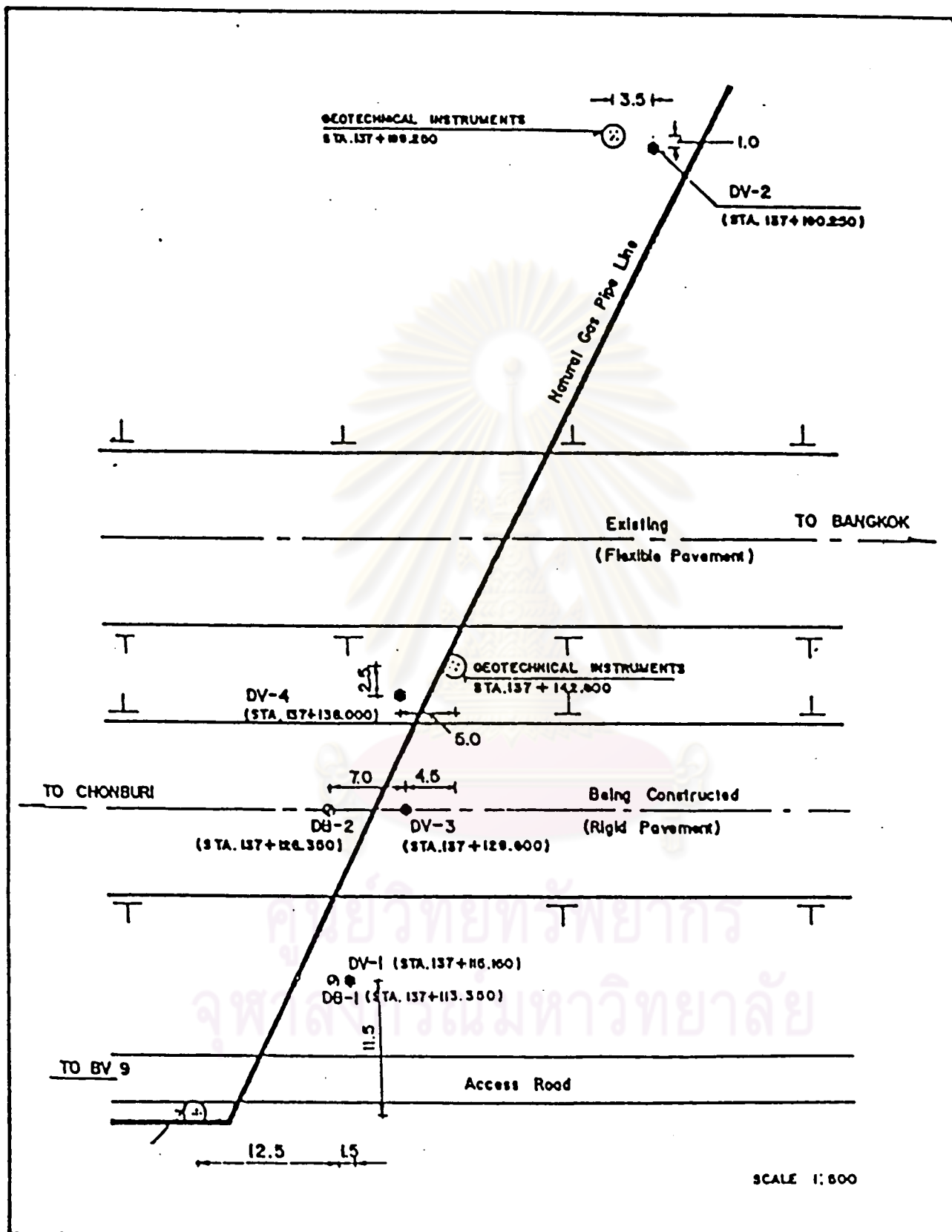
คันทางบริเวณกิโลเมตรที่ 24 ของถนนสายบางนา-ตราด นี้ เป็นคันทางที่ได้ยกระดับขึ้นจากระดับผิวการจราจรเดิมซึ่งทรุดตัวลงไป ซึ่งได้ยกผิวจราจรขึ้นสูงประมาณ 1.50 เมตร ผิวจราจรเป็นคอนกรีตหนา 0.23 เมตร วัสดุที่ใช้ถมเป็นทรายมีความหนาแน่นประมาณ 2.1 ตันต่อ m^3 (รูปที่ 3.31)

ในการศึกษาวินิจฉัยนี้ ได้มีการติดตั้งเครื่องมือทางเทคนิคธรณี อันประกอบด้วย Piezometer, Dummy Piezometer และ Settlement Plate ตามตำแหน่งต่าง ๆ ดังรูปที่ 3.32 ซึ่งค่าความตื้นน้ำในโพรงดินที่วัดได้จะถูกนำไปเปรียบเทียบกับค่าที่คำนวณได้จากวิธีการต่าง ๆ

3.2.5.2 ลักษณะของชั้นดินและข้อมูลด้านประสิทธิผลค่าลึกลับบริเวณถนนบางนา-ตราด กิโลเมตรที่ 24

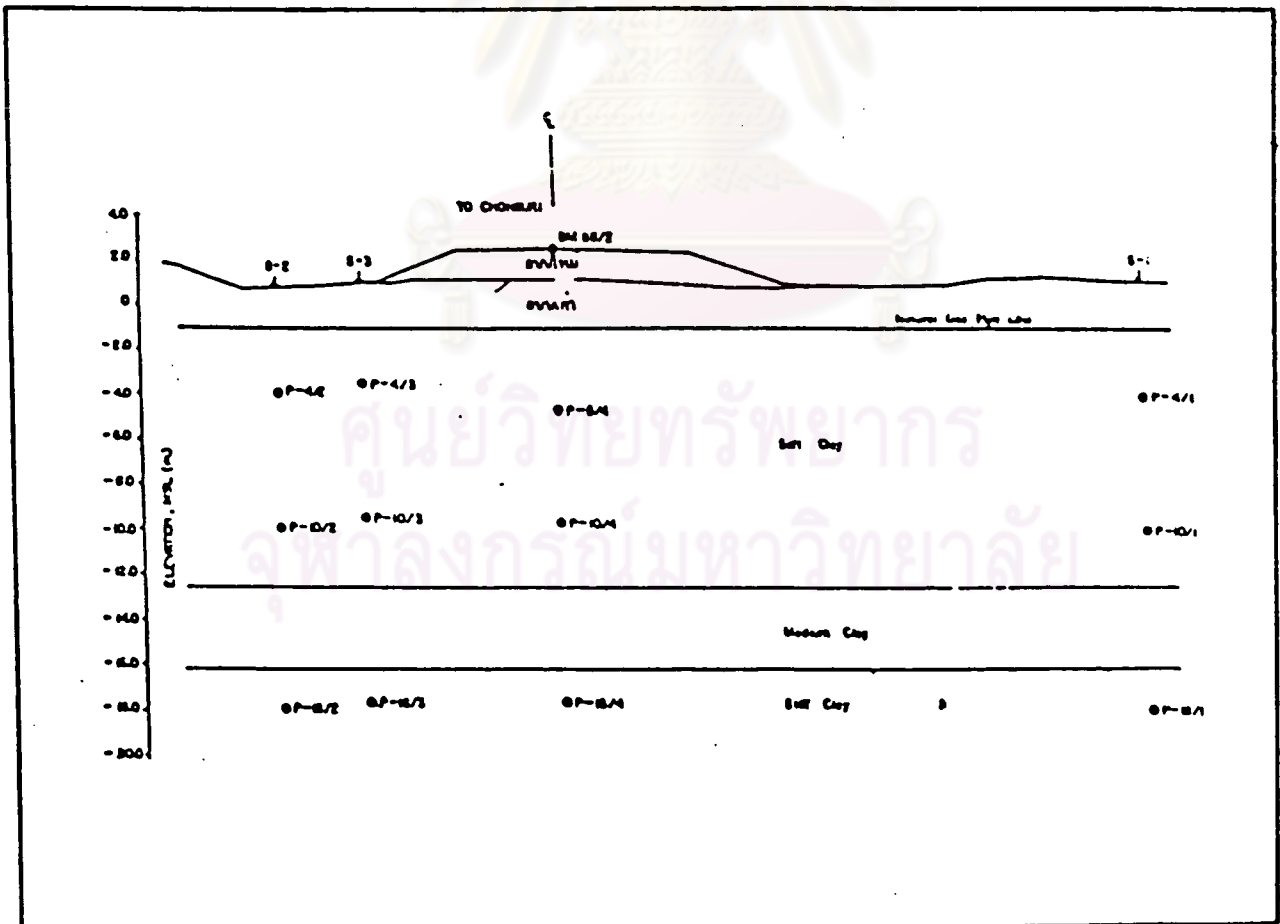
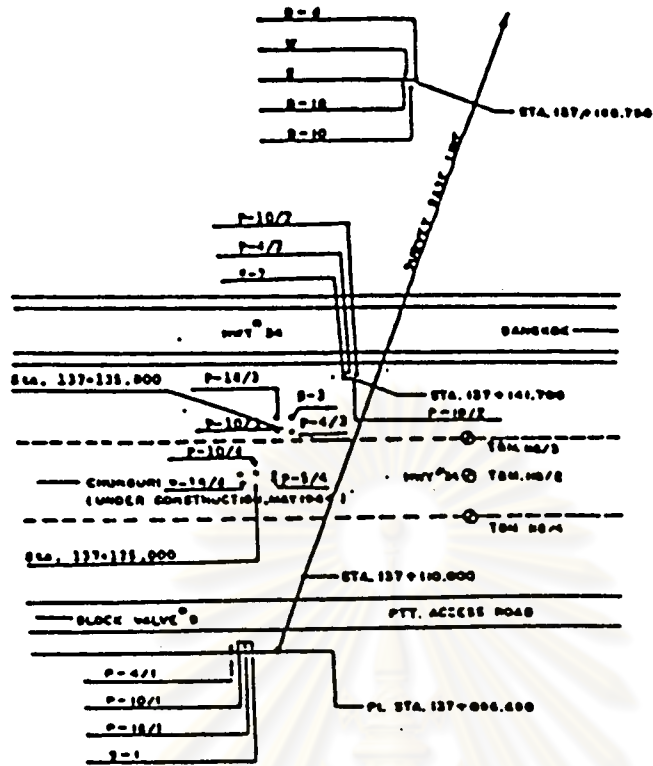


รูปที่ 3.31 แสดงรูปตัดถนนที่ปรับปรุงโดยยกกระดานผิวจราจรขึ้นที่บริเวณถนนบางนา-ตราด
กิโลเมตรที่ 24 (ข้อมูลจาก นรค., 2528)



รูปที่ 3.32 ก. แสดงตำแหน่งของหลุมเจาะสำรวจชั้นดินบริเวณถนนบางนา-ตราด กิโลเมตร

ที่ 24 (ข้อมูลจาก นรค., 2528)



รูปที่ 3.32 ข. แสดงตำแหน่งติดตั้งเครื่องมือทางเทคนิคครื่องที่บริเวณถนนบางนา-ตราด
กิโลเมตรที่ 24 (ข้อมูลจาก นรค., 2528)

จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการสามารถแบ่งชั้นดินได้จากหลุม
เจาะสำรวจ 2 หลุม ดังรูปที่ 3.33 และ 3.34 ซึ่งจะพบว่าชั้นดินเหนียวอ่อนจะมีความหนาของ
ชั้นดินประมาณ 12.5 เมตร โดยมีสัมประสิทธิ์พื้นฐานดังปรากฏในตารางที่ 3.11 อันจะเห็นได้ว่า
ค่าปริมาณความชื้นในชั้นดินเหนียวอ่อนมีค่าประมาณ 90-120 % และมีค่าต่ำกว่าขีดเหลว
(Liquid Limit) เล็กน้อย ค่าดัชนีความเป็นพลาสติก (Plasticity Index) มีค่าประมาณ
60-80 % ค่าความหนาแน่นรวมมีค่าประมาณ 1.4 ตัน/เมตร³

3.2.5.3 ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบฮันเดรนบริเวณถนนบางนา-ตราดกิโลเมตรที่ 24

ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบฮันเดรนบริเวณกิโลเมตรที่ 24 นี้ ได้จาก
การทดสอบในสนามแบบ Field Vane ดังรูปที่ 3.35 และ 3.36 พบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบ
ฮันเดรนของดินเหนียวอ่อนมีค่าเพิ่มขึ้นตามความลึก โดยมีค่าประมาณ 0.5 ถึง 4.0 ตัน/ม² และ
มีค่าความไวระหว่าง 4-7 ซึ่งนับว่าเป็นดินเหนียวอ่อนที่มีความไวสูง

3.2.5.4 การทดสอบ Consolidation ของดินบริเวณถนนบางนา-ตราด กิโลเมตรที่ 24

จากการทดสอบ Consolidation ในห้องปฏิบัติการ ซึ่งให้เวลา
ของการใส่น้ำหนักเท่ากับ t_{100} จากวิธี \sqrt{t} ทำให้ประมาณค่า $\bar{\sigma}_{vm}$ จากวิธีการของ Casagrande
ส่วนค่า $\bar{\sigma}_{v0}$ นั้นคำนวณได้จากค่าความเค้นรวมในแนวตั้ง (σ_{v0}) ลบด้วยค่าความดันน้ำในโพรงดิน
ที่อ่านได้จาก Dummy Piezometer และคำนวณค่า m_v ได้จากความสัมพันธ์ $\epsilon - \sigma_v$ ดังแสดงในรูป
ที่ 3.37 และ 3.38

3.2.5.5 ความดันน้ำในโพรงเพิ่มบริเวณถนนบางนา-ตราด กิโลเมตรที่ 24

จากการติดตั้ง Dummy Piezometer และ Piezometer บริเวณ
ที่ก่อสร้างปรับปรุงถนนทำให้ทราบค่าความดันน้ำในโพรงดินและค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่ความลึก
ต่าง ๆ ได้ โดยแสดงอยู่ในภาคผนวก ฉ. โดยค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่วัดได้นี้เป็นค่าที่ได้ภาย
หลังจากการก่อสร้างแล้วเสร็จ 5 เดือน ซึ่งมีค่า 2.95 และ 2.82 ตันต่อ ม² ที่ความลึก 4.7
และ 9.6 เมตร ตามลำดับ (จาก นรค., 2528) ส่วนค่า A-พารามิเตอร์ของความดันน้ำได้อาศัย
ค่า A_f จากการทดสอบ $\overline{CK}_0 UC$ ดังรูปที่ 3.39 ในการคาดคะเนความดันน้ำในโพรงเพิ่ม

ตารางที่ 3.11 สัมบัติพื้นฐานของตัวอย่างดินบริเวณถนนบางนา-ตราด กิโลเมตรที่ 24

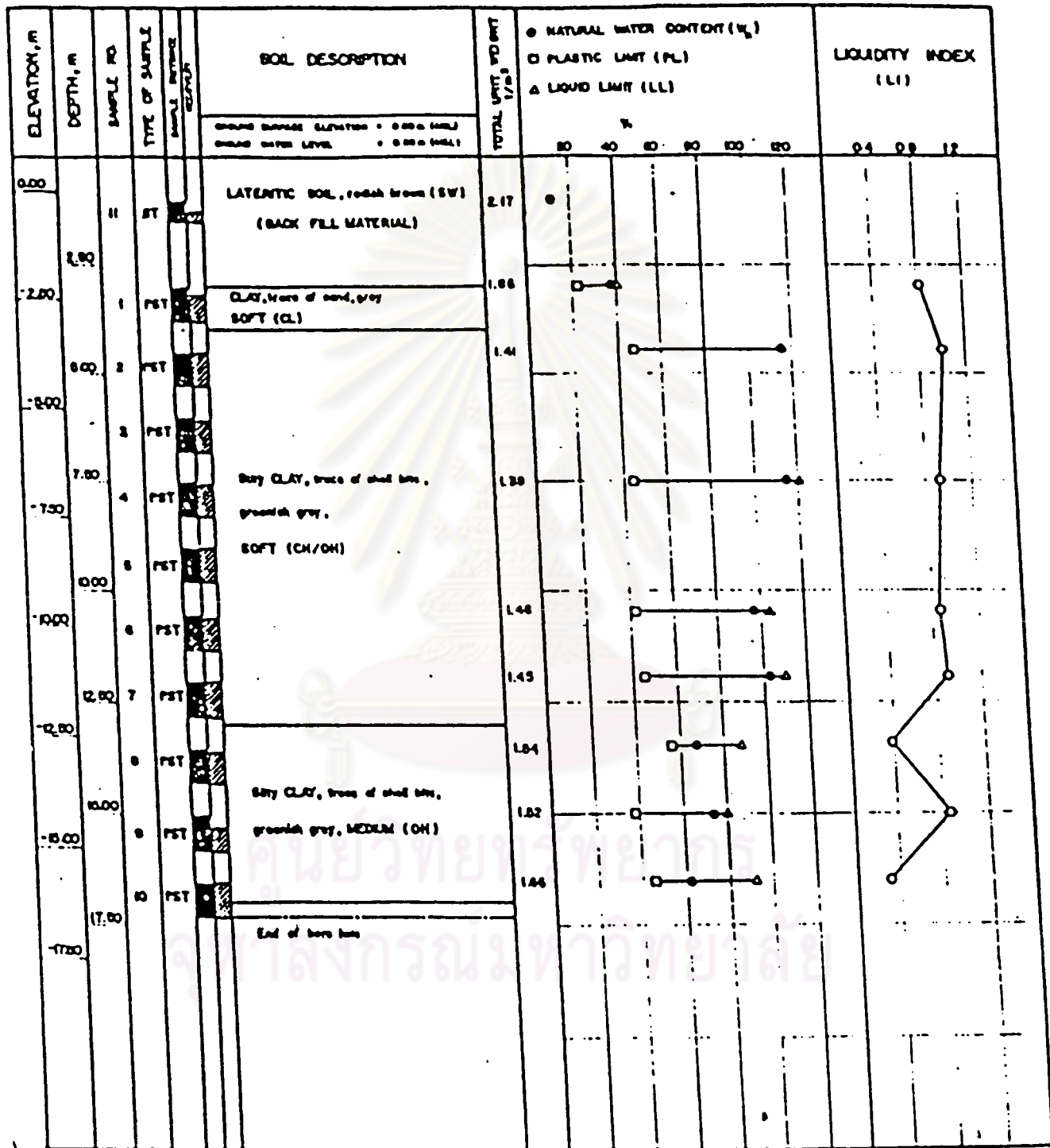
(ข้อมูลจาก นรค., 2528)

หลุมเจาะที่ DB-1

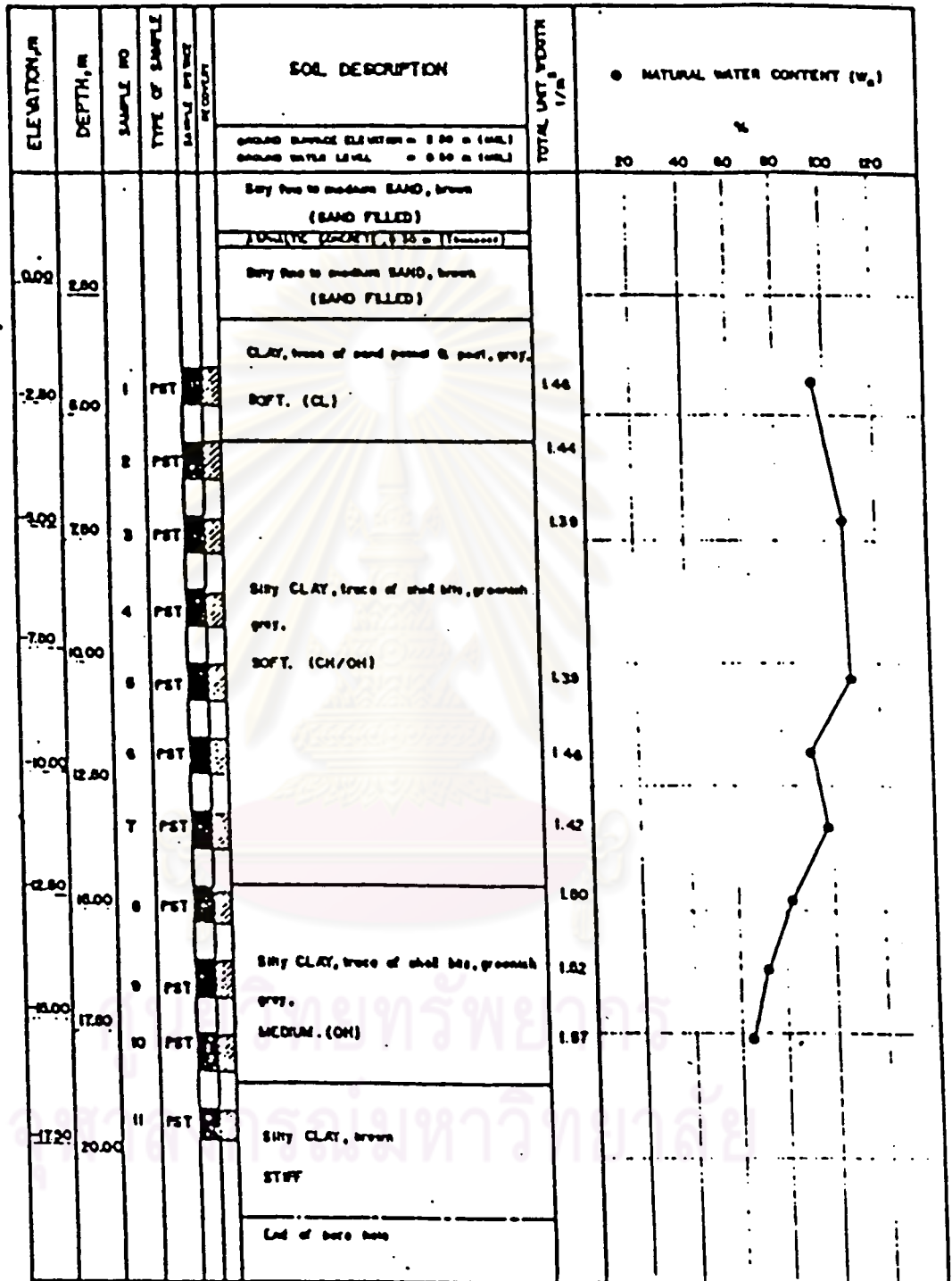
DESCRIPTION			BASIC PROPERTIES						
SAMPLE NO	DEPTH m.		WATER CONTENT %	ATTERBERG LIMITS %			LIQUIDITY INDEX (L.I.)	TOTAL UNIT WEIGHT 1/m ³	UNIFIED SOIL CLASSIFICATION
	FROM	TO		LL	PL	PI			
ST-II	1.00	1.50	12	NONE	NONE	-	-	2.17	SW
PST-1	3.00	3.80	39	42	24	18	0.83	1.85	CL
PST-2	4.50	5.30	117	117	48	69	1.00	1.41	OH
PST-3	6.00	6.80							
PST-4	7.50	8.30	116	122	45	77	0.92	1.39	CH
PST-5	9.00	9.80							
PST-6	10.50	11.30	97	105	43	62	0.87	1.48	OH
PST-7	12.00	12.80	103	109	46	63	0.90	1.45	OH
PST-8	13.50	14.30	68	88	56	32	0.38	1.54	OH
PST-9	15.00	15.80	74	80	38	42	0.86	1.52	OH
PST-10	16.50	17.30	62	92	46	46	0.35	1.68	OH

หลุมเจาะที่ DB-2

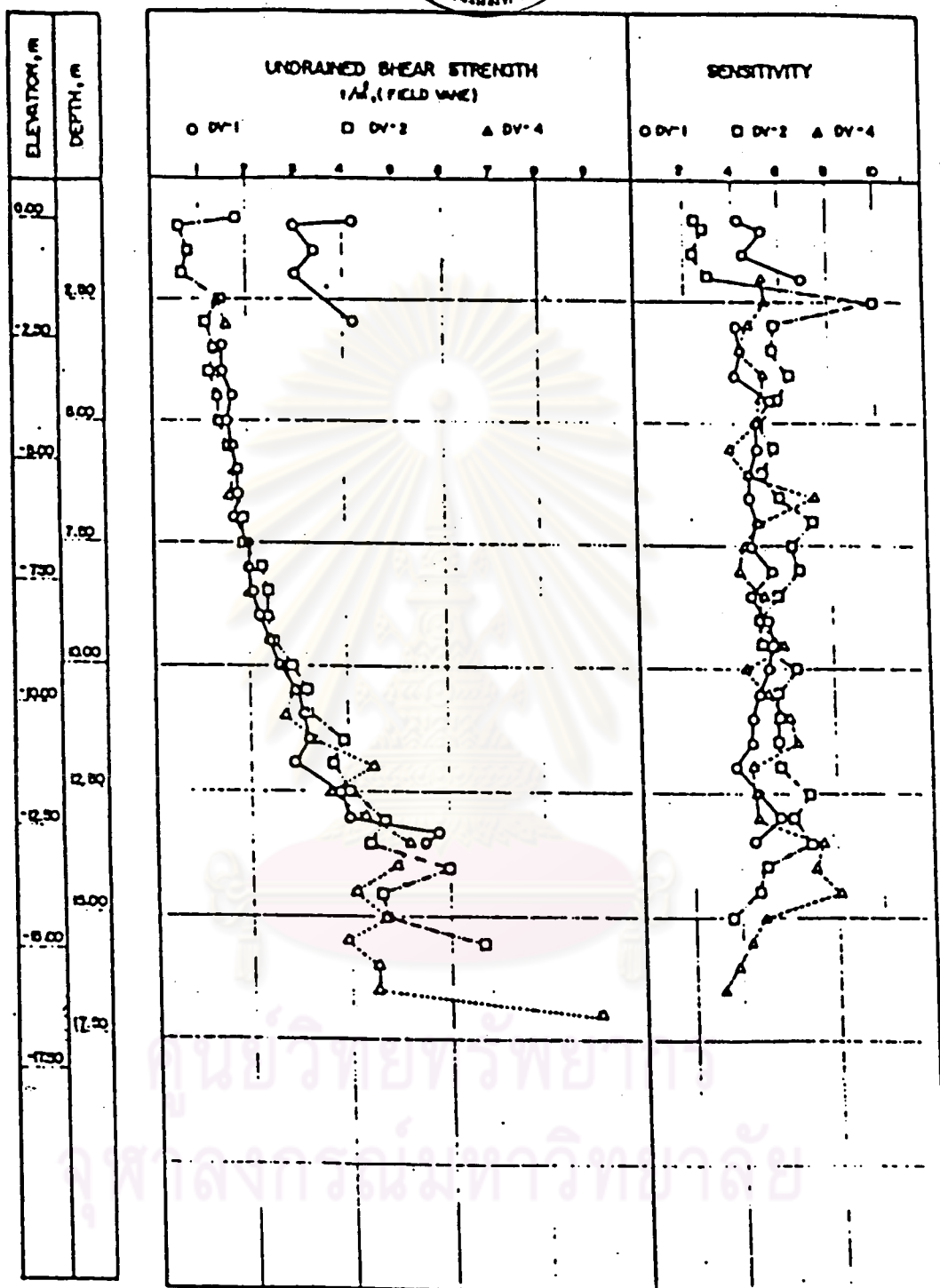
DESCRIPTION			BASIC PROPERTIES						
SAMPLE NO	DEPTH m.		WATER CONTENT %	ATTERBERG LIMITS %			LIQUIDITY INDEX (L.I.)	TOTAL UNIT WEIGHT 1/m ³	UNIFIED SOIL CLASSIFICATION
	FROM	TO		LL	PL	PI			
PST-1	4.00	4.80	96					1.46	
PST-2	5.50	6.30	111					1.44	
PST-3	7.00	7.80	107					1.39	
PST-4	8.50	9.30							
PST-5	10.00	10.80	109					1.39	
PST-6	11.50	12.30	92					1.46	
PST-7	13.00	13.80	98					1.42	
PST-8	14.50	15.30	93					1.44	
								1.50	
PST-9	16.00	16.80	72					1.52	
PST-10	17.50	18.30	65					1.57	



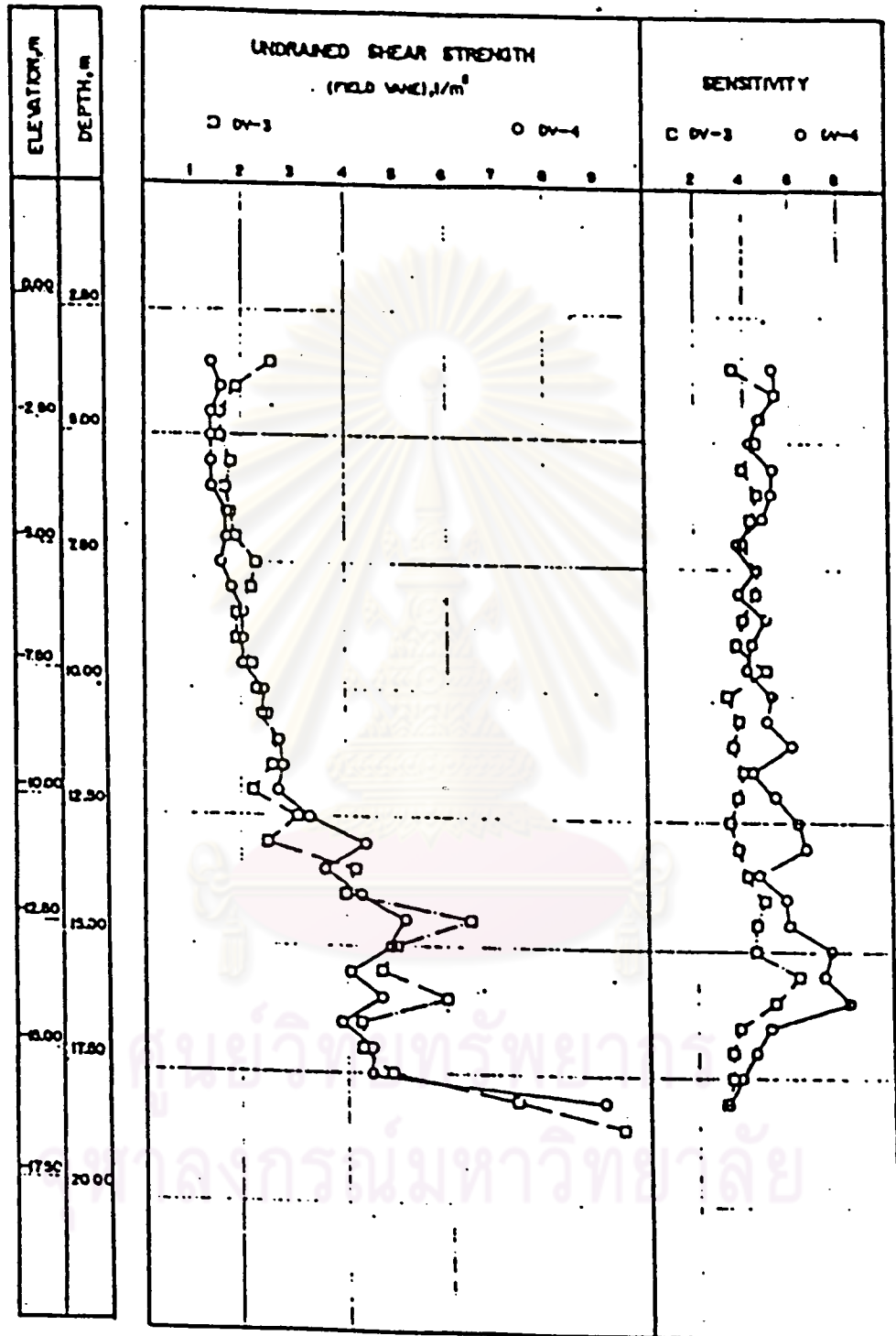
รูปที่ 3.33 แสดงชั้นดินและสมบัติพื้นฐานของดินบริเวณถนนบางนา-ตราด กิโลเมตรที่ 24
หลุมเจาะ DB1 (ข้อมูลจาก นรค., 2528)



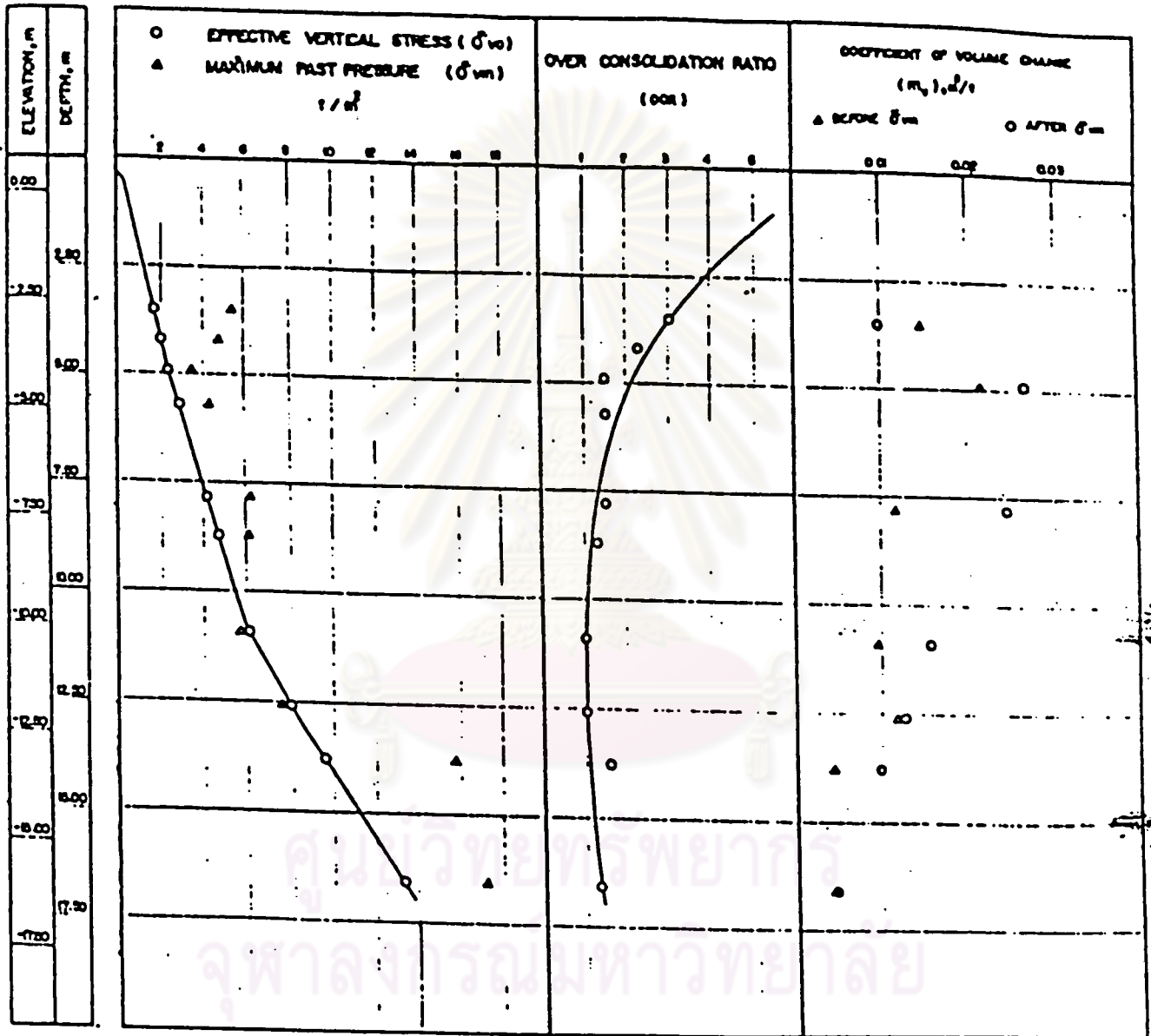
รูปที่ 3.34 แสดงชั้นดินและสมบัติพื้นฐานของดินบริเวณถนนบางนา-ตราด กิโลเมตรที่ 24
 หลุมเจาะ DB2 (ข้อมูลจาก นรค., 2528)



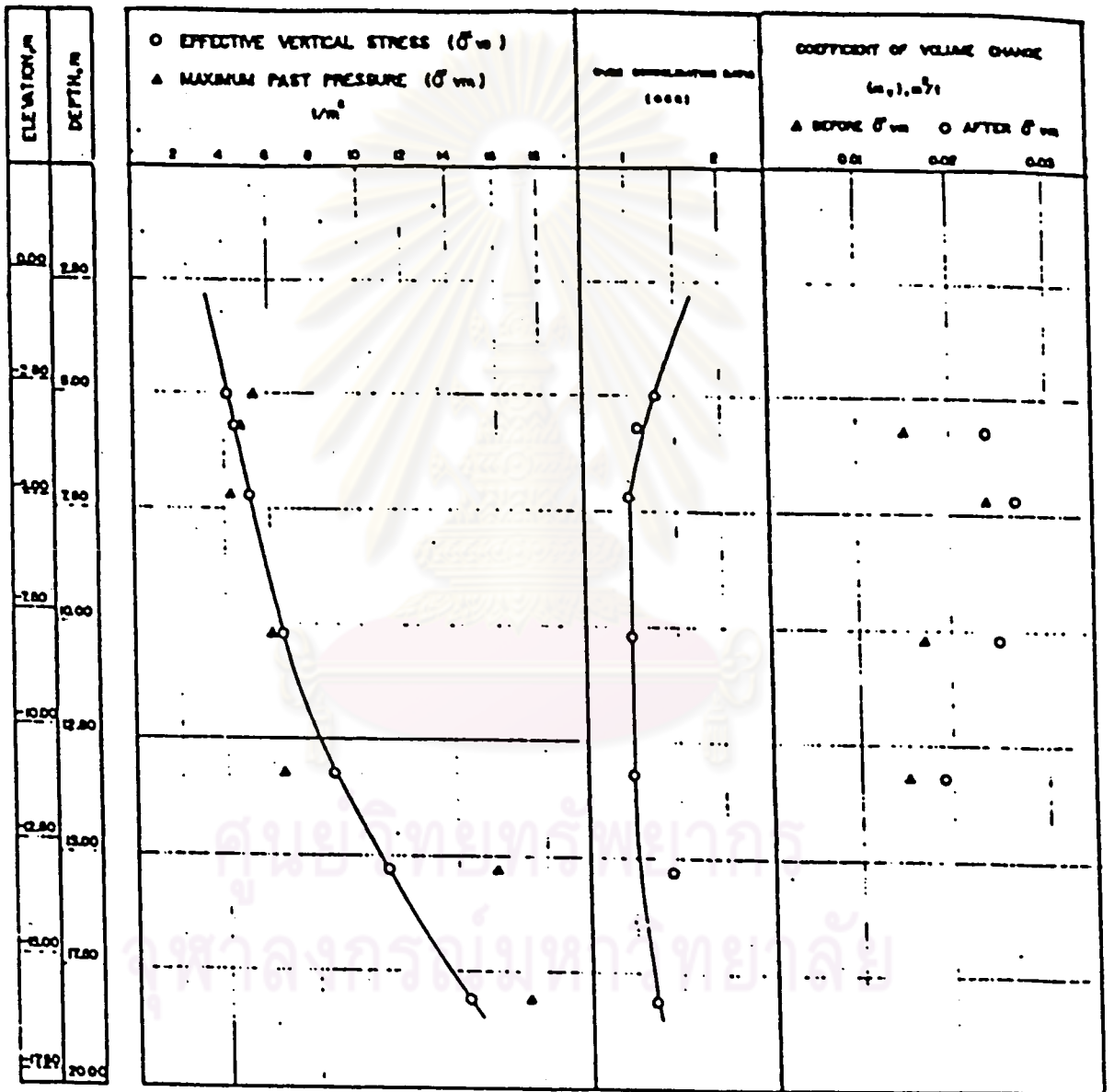
รูปที่ 3.35 แสดงค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบขั้นเตอรณจากการทดสอบ Field Vane บริเวณถนนบางนา-ตราด กิโลเมตรที่ 24 หลุมเจาะ DV1, DV2 และ DV4 (ข้อมูลจาก นรค., 2528)



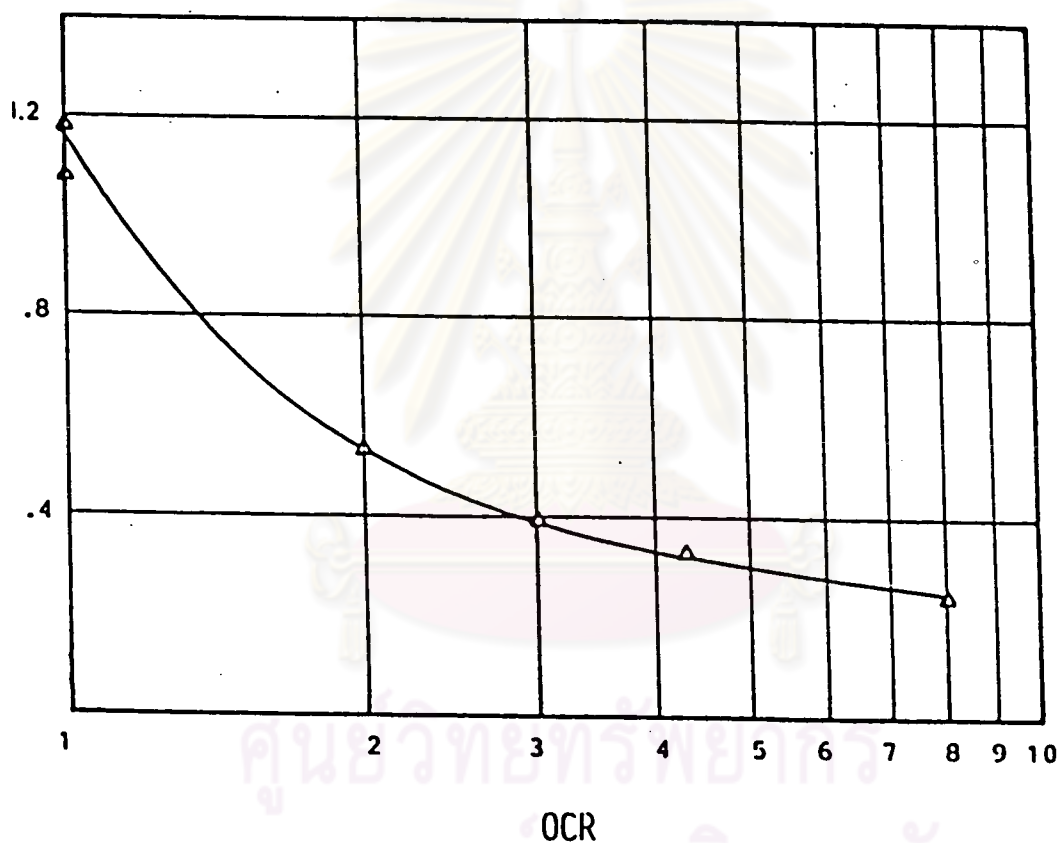
รูปที่ 3.36 แสดงค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบขั้นเตรนจากการทดสอบ Field Vane บริเวณถนนบางนา-ตราด กิโลเมตรที่ 24 หลุมเจาะ DV3 และ DV4 (ข้อมูลจาก นรศ., 2528)



รูปที่ 3.37. แสดงข้อมูลจากการทดสอบ Consolidation บริเวณถนนบางนา-ตราด
กิโลเมตรที่ 24 หลุมเจาะ DB1 (ข้อมูลจาก นรศ., 2528)



รูปที่ 3.38 แสดงข้อมูลจากการทดสอบ Consolidation ถนนบางนา-ตราด กิโลเมตรที่ 24 หลุมเจาะ DB2 (ข้อมูลจาก นรค., 2528)



รูปที่ 3.39 ความสัมพันธ์ระหว่าง $A_f = \Delta U_f / \Delta \sigma_{vf}$ จากการทดสอบ \overline{CK}_{UC} ของดินเหนียวบางนา-ตราด (รายงานการศึกษามูลกระทบอันจะมีต่อแนวท่อส่งก๊าซธรรมชาติบนบก คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2527)

3.2.5.6 การวัดค่าการทรุดตัวของถนนบริเวณถนนบางนา-ตราด

กิโลเมตรที่ 24 .

จากการติดตั้ง Settlement Plate ที่บริเวณการก่อสร้าง ทำให้สามารถวัดค่าการทรุดตัวของถนนต่อเดิมนิใหม่ได้ดังแสดงในภาคผนวก จ. ซึ่งจากข้อมูลนี้จะนำไปคำนวณการทรุดตัวโดยวิธีการของ Asoka (1978) และเปรียบเทียบกับวิธีอื่น ๆ ต่อไป

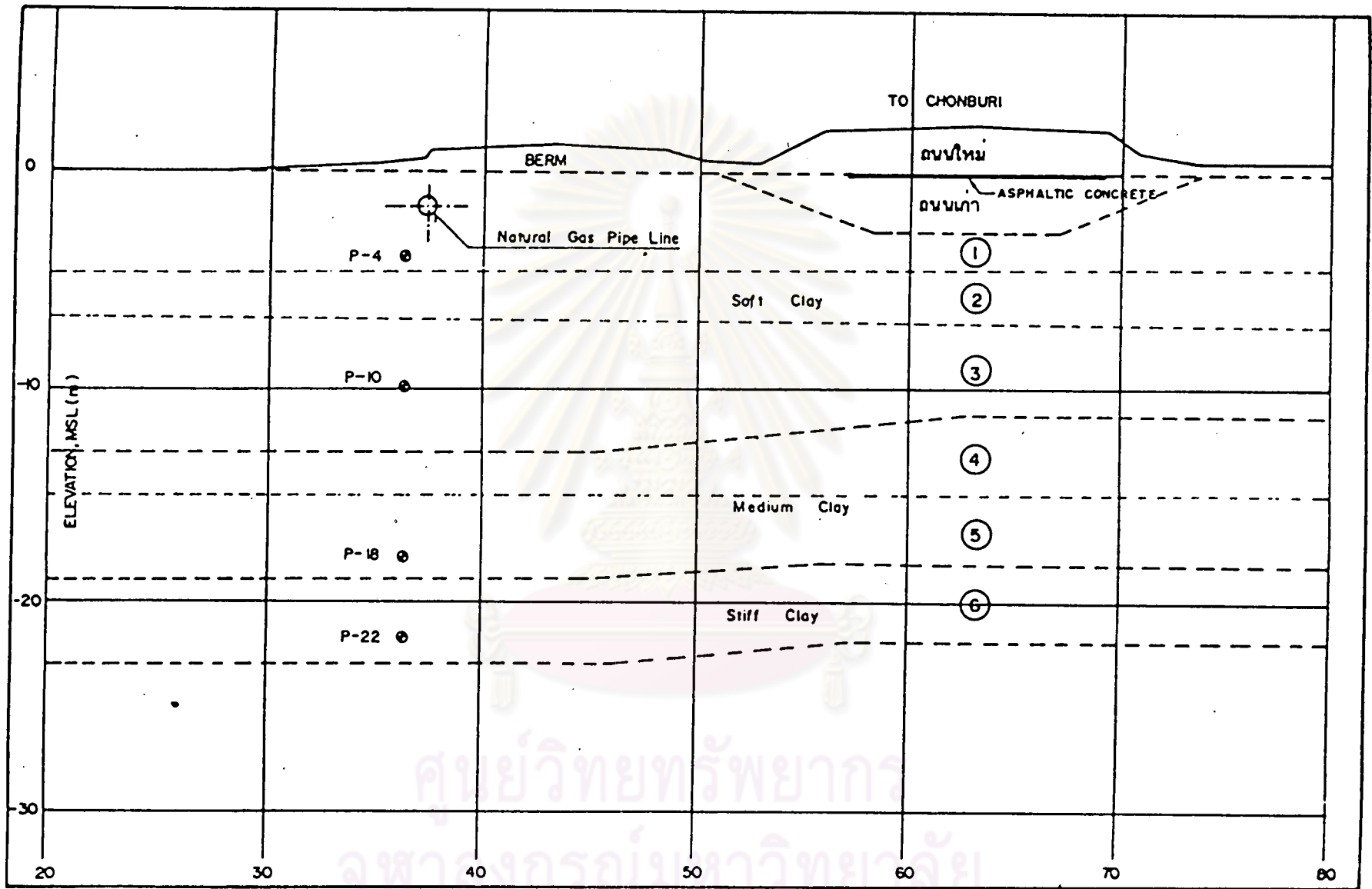
3.2.5.7 ลักษณะดินถมบริเวณถนนบางนา-ตราด กิโลเมตรที่ 30

ชั้นดินถมบริเวณกิโลเมตรที่ 30 นี้ เป็นต้นทางที่ยกระดับขึ้นจากผิวการจราจรเดิมซึ่งทรุดตัวลงไป ดังรูปที่ 3.40 ซึ่งได้ขุดผิวการจราจรขึ้นสูงจากเดิมประมาณ 2.50 เมตร โดยมีการก่อสร้าง Berm สูงประมาณ 1.0 เมตร เพื่อเพิ่มเสถียรภาพให้แก่ถนน โดยการก่อสร้าง Berm นี้ได้ก่อสร้างที่ลงไปบนแนวท่อส่งก๊าซธรรมชาติซึ่งอาจก่อให้เกิดความเสียหายแก่อุปกรณ์เนื่องจากการทรุดตัวของดินได้

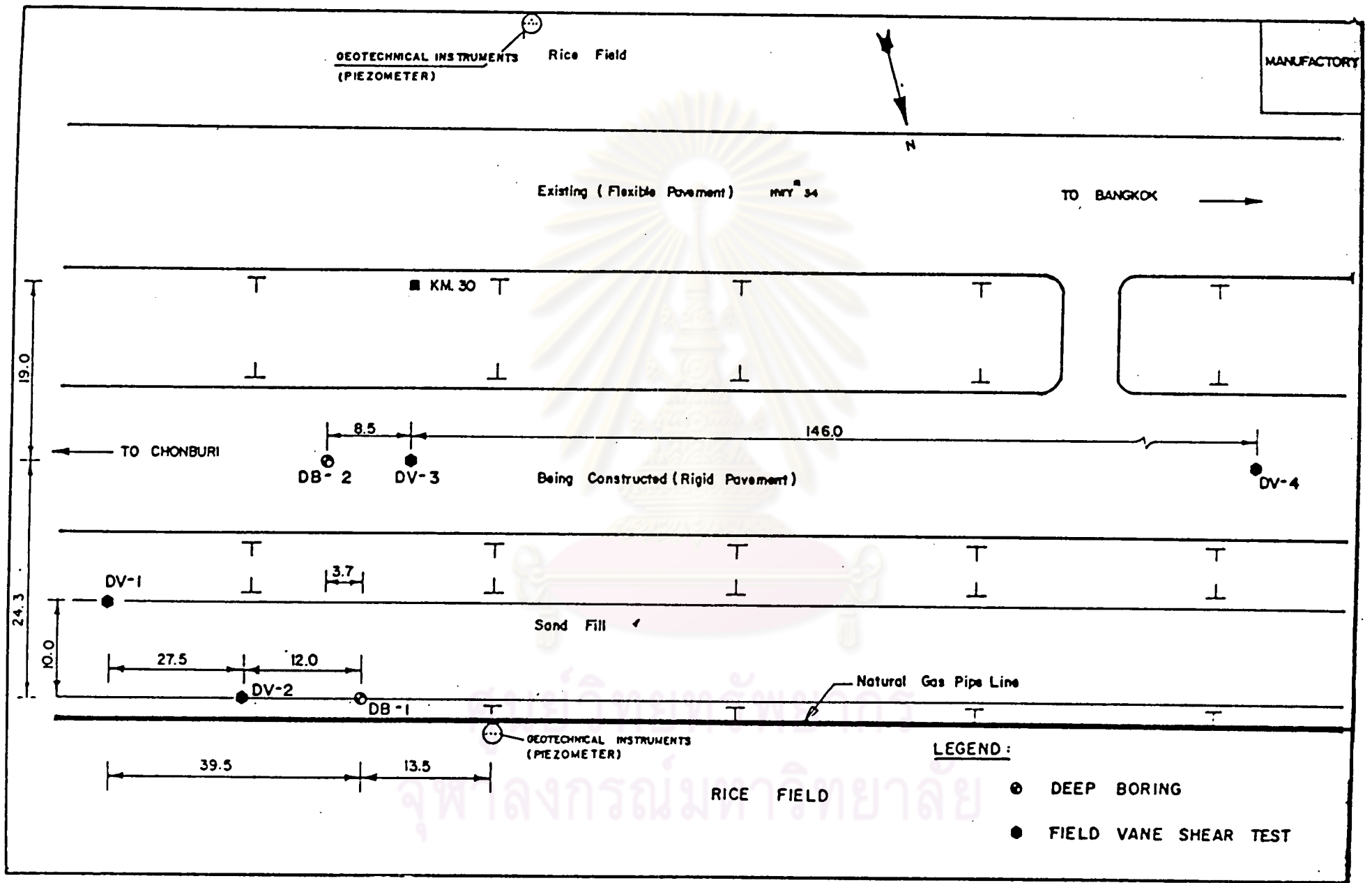
ในการศึกษาวิจัยของถนนส่วนนี้จึงได้มีการเจาะสำรวจดินและติดตั้งเครื่องมือทางเทคนิคกรณีขึ้น ดังรูปที่ 3.41 ซึ่งข้อมูลที่ได้จากเครื่องมือนี้จะถูกนำไปเปรียบเทียบกับค่าที่คำนวณได้โดยวิธีการต่าง ๆ

3.2.5.8 ลักษณะของชั้นดินและข้อมูลด้านปรุพิกลค่าสถับริเวณถนนบางนา-ตราด กิโลเมตรที่ 30

จากข้อมูลที่ได้จากหลุมเจาะสำรวจ 2 หลุม (DB1 และ DB2) สามารถแบ่งชั้นดินได้ดังรูปที่ 3.42 และ 3.43 ซึ่งพบว่า ดินจากหลุมเจาะ DB1 ส่วนใหญ่เป็นดินเหนียวอนทรีย์มีค่าดัชนีความเป็นพลาสติกสูง (P.I. 67-81 %) ค่าความหนาแน่นดินประมาณ 1.35 ตัน/ม^3 ในช่วง 10 เมตรแรก ยกเว้นชั้นหน้าดินมีความหนาแน่น 1.58 ตัน/ม^3 จากนั้นค่าความหนาแน่นจะสูงขึ้นเมื่อความลึกมากขึ้นจนเป็น 1.78 ตัน/ม^3 ที่ความลึก 22 เมตร ค่าปริมาณความชื้นตามธรรมชาติในดินอ่อนมีค่าสูง (w_n 110-150 %), ค่าดัชนีความเหลวมีค่าระหว่าง 0.8-1.3 ส่วนดินจากหลุมเจาะ DB2 ซึ่งอยู่แนวกึ่งกลางของถนน ดินเหนียวอ่อนจะมีค่าความหนาแน่นประมาณ 1.39 ตัน/ม^3 ค่าปริมาณความชื้นในดินตามธรรมชาติมีค่าสูง (w_n 110-126 %) เหตุที่ดินจากหลุม DB2 มีค่าความหนาแน่นสูงกว่าและปริมาณความชื้นในดินตามธรรมชาติต่ำกว่าดินจากหลุม DB1 ก็เพราะดินถูกความเค้นของถนนเก่า ทำให้มีการอัดตัวคาน้ำจึงมีช่องว่างระหว่างเม็ดดินเล็กลง ปริมาณความชื้นในดินจึงน้อยลงและความหนาแน่น



รูปที่ 3.40 แสดงตำแหน่งที่ติดตั้ง Piezometer ที่ขอบของ Berm และรูปหน้าตัดของถนนต่อเดิมใหม่ บริเวณถนนบางนา-ตราด กิโลเมตรที่ 30 (พฉล, 2528)



รูปที่ 3.41 แสดงตำแหน่งหลุมเจาะสำรวจ, การทดสอบ Field Vane และการติดตั้ง Piezometer บริเวณถนนบางนา-ตราด กิโลเมตรที่ 30 (พฉ., 2528)

3.2.5.9 ค่ากำลังรับแรงเสื่อนแบบฮันเดรนบริเวณถนนบางนา-ตราด

กิโลเมตรที่ 30

ค่ากำลังรับแรงเสื่อนแบบฮันเดรนและค่าความไวของดินเหนียวอ่อนบริเวณกิโลเมตรที่ 30 นี้ ได้จากการทดสอบ Field Vane ในสนาม ซึ่งแสดงไว้ในรูปที่ 3.42 และ 3.43 พบว่าจากหลุม DV-2 ซึ่งอยู่ในบริเวณที่ห่างจากถนนเก่าในตำแหน่งที่ไม่ถูกความเค้นจากถนนเก่ากระทำ จะมีค่ากำลังรับแรงเสื่อนที่สูงขึ้นเมื่อความลึกมากขึ้น โดยมีค่าอัตราส่วน $S_u F.V. / \bar{\sigma}_{vo}$ เฉลี่ยประมาณ 0.30 ในชั้นดินอ่อน

ส่วนหลุมเจาะบริเวณฮันเดรนคือ DV-1, DV-3 และ DV-4 ค่ากำลังรับแรงเสื่อนแบบฮันเดรนจะมีค่าสูงที่ผิวดิน และไม่เพิ่มมากขึ้นเมื่อความลึกมากขึ้น แต่ก็มีค่ามากกว่ากำลังรับแรงเสื่อนแบบฮันเดรนของหลุม DV-2 ประมาณ 12.5 ถึง 46 % ฮันเดรนเป็นผลมาจากการอัดตัวคายน้ำโดยความเค้นจากถนนเก่า

นอกจากนี้จะพบว่า ค่าความไวของดินทั้ง 4 หลุมจะมีค่าระหว่าง 4-6 แสดงว่าดินบริเวณนี้เป็นดินที่มีความไวสูง

3.2.5.10 การทดสอบ Consolidation ของดินบริเวณถนนบางนา-ตราด

กิโลเมตรที่ 30

จากการทดสอบ Consolidation ของดินจากหลุม DB-1 และ DB-2 ดังแสดงในรูปที่ 3.44 และ 3.45 จะพบว่า ดินในสภาพธรรมชาติ (จากหลุม DB-1) มีค่า OCR ประมาณ 5 ที่ผิวดิน แล้วลดลงจนเป็น Normally consolidated clay ที่ความลึกประมาณ 10 เมตรลงไป ส่วนดินที่อยู่ใต้ถนน (จากหลุม DB-2) จะมีสภาพเป็น Normally consolidated clay เกือบตลอดทั้งชั้นดิน ฮันเดรนเป็นผลจากการอัดตัวคายน้ำจากความเครียดที่เพิ่มขึ้นจากถนนเก่า

จากตารางที่ 3.12 และ 3.13 จะพบว่าค่า CR มีค่าที่ผิวดิน โดยมีค่าประมาณ 0.155-0.183 และมีค่าสูงขึ้นเรื่อย ๆ จนมีค่า 0.712 ที่ความลึก 9-30 เมตร และลดลงเป็น 0.165 สำหรับชั้นดินเหนียวแข็ง ส่วนค่า RR ของดินเหนียวอ่อนจะมีค่าประมาณ 0.023-0.054 โดยอัตราส่วน CR/RR จะมีค่าประมาณ 5-20

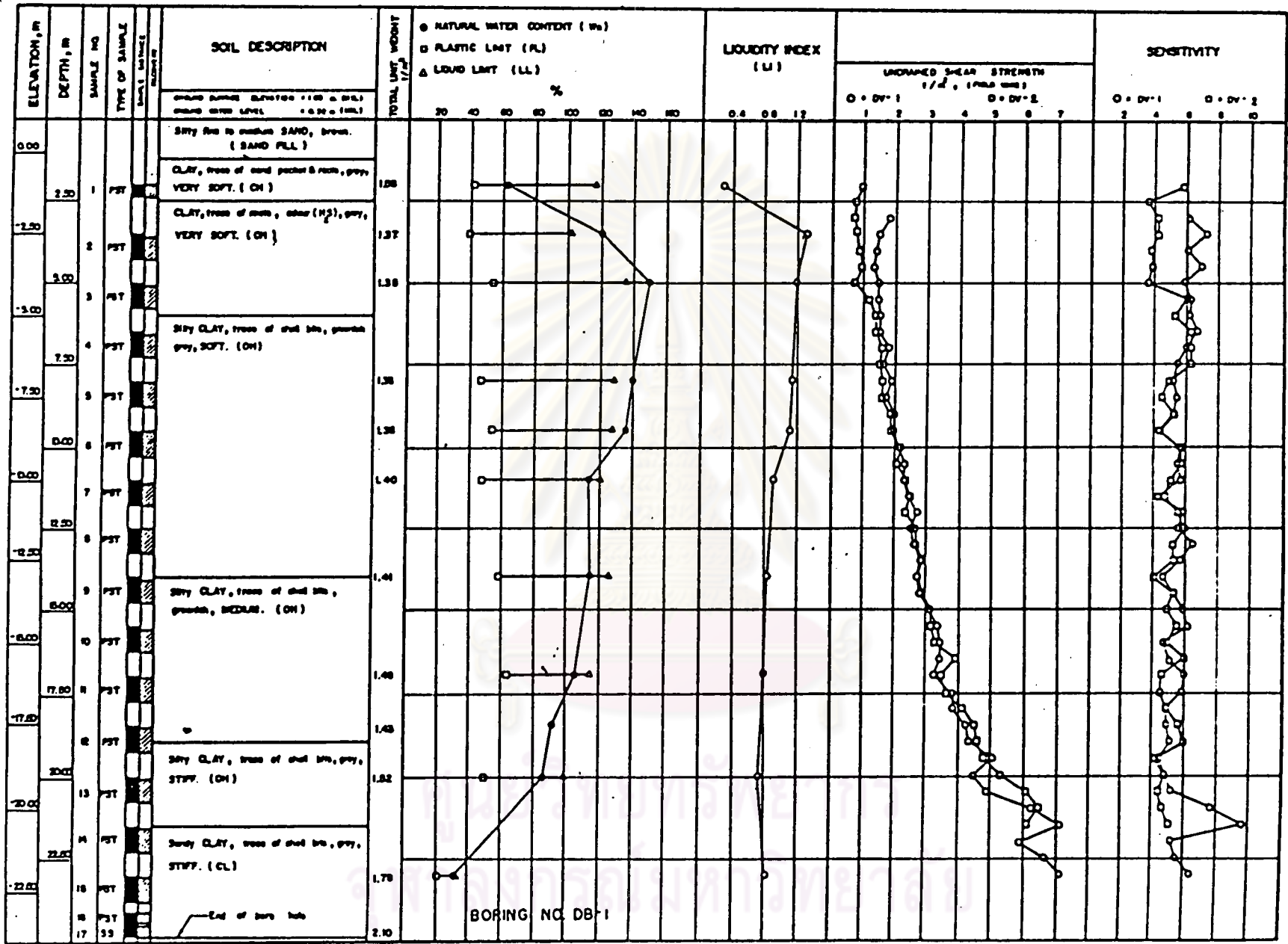
ตารางที่ 3.12 สรุปผลการทดลองของดินอ่อนจากหลุม DB-1 บริเวณถนนบางนา-ตราด กิโลเมตรที่ 30 (ข้อมูลจาก พินิจ, 2528)

DESCRIPTION			BASIC PROPERTIES							CONSOLIDATION TEST RESULTS (LID = 100)												UU TEST RESULTS							
SAMPLE NO.	DEPTH m.		WATER CONTENT %	ATTENBERG LIMITS %			LIQUIDITY INDEX (LL)	TOTAL UNIT WEIGHT 1/m ³	UNSATURATED SOIL CLASSIFICATION	EFFECTIVE STRESS $\bar{\sigma}_v$ (1/m ²)	MAXIMUM PAST PRESSURE $\bar{\sigma}_{vm}$ (1/m ²)	OVER CONSOLIDATION RATIO (OCR)	COMPRESSION RATIO (CR)	RECOMPRESSION RATIO (RR)	COEFFICIENT OF VOLUME CHANGE (m_v) 1/m ³		CONSTRAINED MODULUS (D) 1/m ²		DRAINED YOUNG'S MODULUS (E) 1/m ²				UNSATURATED SHEAR STRENGTH 1/m ²	UNSATURATED YOUNG'S MODULUS 1/m ²					
	FROM	TO		LL	PL	PI									BEFORE $\bar{\sigma}_{vm}$	AFTER $\bar{\sigma}_{vm}$	BEFORE $\bar{\sigma}_{vm}$	AFTER $\bar{\sigma}_{vm}$	POISSON'S RATIO = 0.25		POISSON'S RATIO = 0.35			BEFORE $\bar{\sigma}_{vm}$	AFTER $\bar{\sigma}_{vm}$	BEFORE $\bar{\sigma}_{vm}$	AFTER $\bar{\sigma}_{vm}$	E _s (50)	E _s (20)
																			BEFORE $\bar{\sigma}_{vm}$	AFTER $\bar{\sigma}_{vm}$	BEFORE $\bar{\sigma}_{vm}$	AFTER $\bar{\sigma}_{vm}$							
PST-1	2.00	2.40	62	116	41	75	0.28	1.58	CH	0.55	2.6	4.7	0.183	0.023	0.026	0.016	38	61	31	50	23	38							
PST-2	3.50	4.30	120	102	39	63	1.30	1.37	CH	1.11	3.0	2.7	0.268	0.030	0.031	0.029	32	34	27	28	20	21							
PST-3	5.00	5.80	148	134	53	81	1.18	1.35	OH	1.60	3.6	2.3	0.314	0.048	0.013	0.023	77	44	64	37	48	27							
PST-4	6.50	7.30																											
PST-5	8.00	8.80	139	128	47	81	1.13	1.36	CH	2.98	4.4	1.5	0.519	0.036	0.025	0.040	40	25	36	21	27	16							
PST-6	9.50	10.30	135	127	54	73	1.11	1.36	OH	3.58	6.3	1.8	0.712	0.052	0.020	0.040	49	25	41	21	30	15							
PST-7	11.00	11.80	113	120	47	73	0.90	1.40	OH	4.49	8.2	1.8	0.684	0.054	0.012	0.023	86	44	72	36	54	27							
PST-8	12.50	13.30	125								8.5	1.6	0.596	0.049															
PST-9	14.00	14.80	114	125	58	67	0.84	1.41	OH	7.06	10.2	1.4	0.632	0.040	0.008	0.026	121	39	100	32	75	24							
PST-10	15.50	16.30																											
PST-11	17.00	17.80	105	115	64	51	0.81	1.46	OH	10.41	11.8	1.1	0.490	0.031	0.004	0.015	241	68	200	57	150	42							
PST-12	18.50	19.30	91					1.43																					
PST-13	20.00	20.80	87	99	50	49	0.75	1.52	OH	15.07	16.0	1.1	0.412	0.044	0.005	0.008	191	122	159	101	119	76							
PST-14	21.50	22.30																											
PST-15	23.00	23.80	32	34	22	12	0.84	1.78	CL	23.19	23.0	1.0	0.165	0.032	0.002	0.003	407	398	339	331	254	248							
PST-16	24.10	24.40																											
SS-17	24.40	24.85						2.10	SC																				

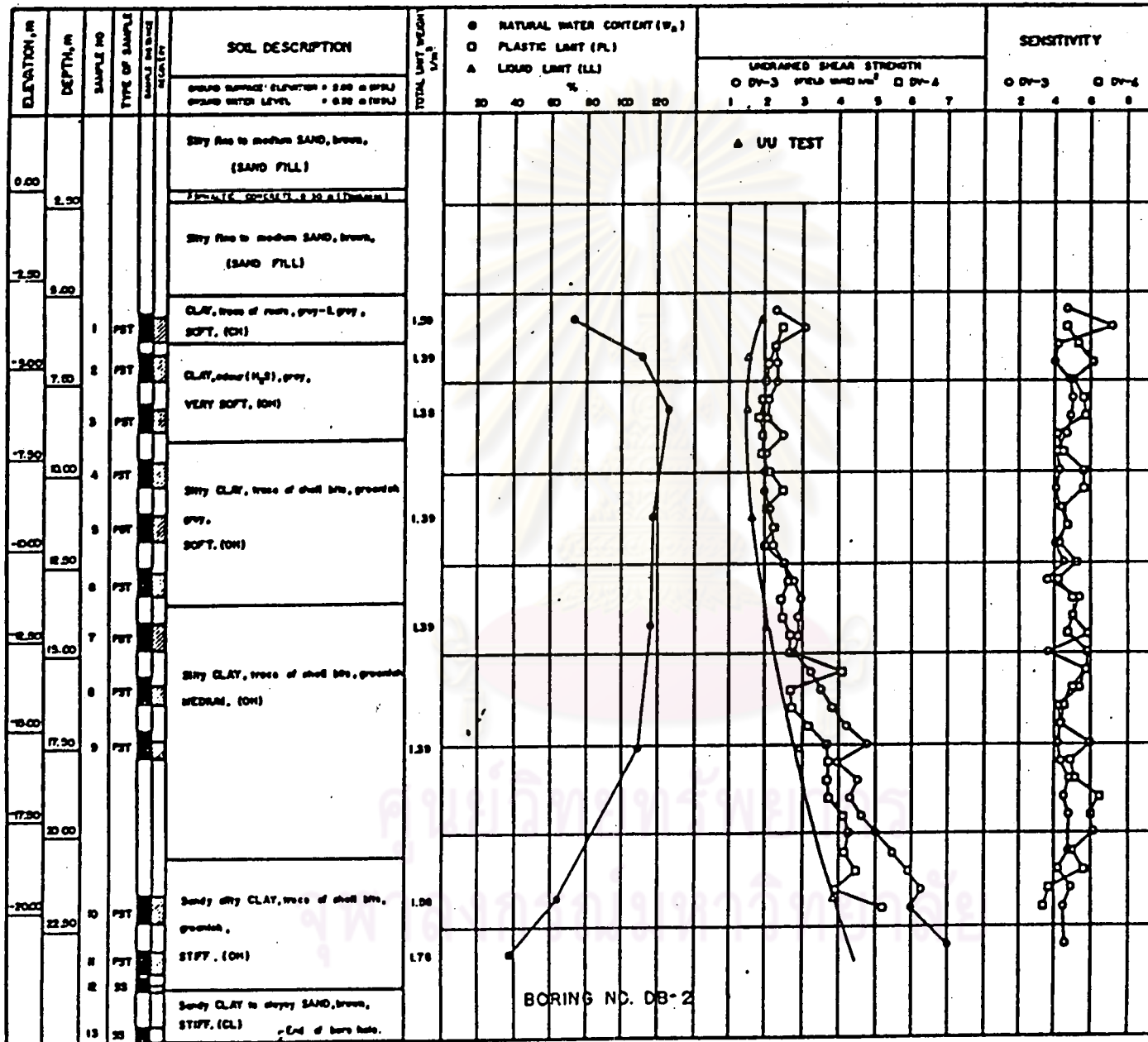
LOCATION : KM. 30 BANG NA - BANG PA KONG
 BORING NO. : DB-1
 BORING DATE : MAY 9, 1984

ตารางที่ 3.13 สรุปผลการทดลองของดินอ่อนจากหลุม DB-2 บริเวณถนนบางนา-ตราด กิโลเมตรที่ 30 (ข้อมูลจาก ชนิด, 2528)

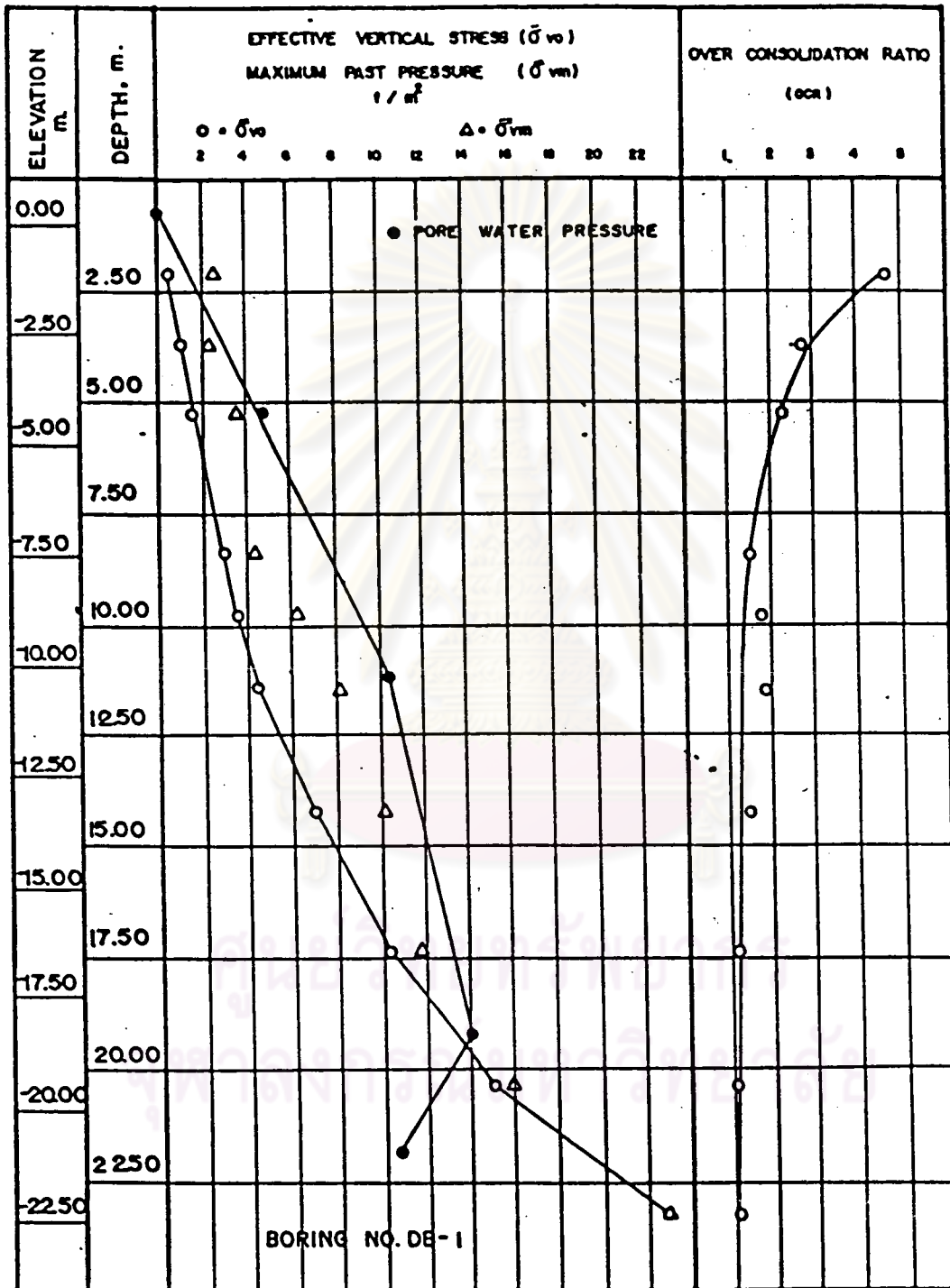
DESCRIPTION			BASIC PROPERTIES						CONSOLIDATION TEST RESULTS (LID = 100)											UU TEST RESULTS									
SAMPLE NO.	DEPTH m.		WATER CONTENT %	ATTERBERG LIMITS %			LIQUIDITY INDEX (LL)	TOTAL UNIT WEIGHT 1/m ³	UNIFIED SOIL CLASSIFICATION	EFFECTIVE STRESS $\bar{\sigma}_{vm}$ (1/m ²)	MAXIMUM PAST PRESSURE $\bar{\sigma}_{vm}$ (1/m ²)	OVER CONSOLIDATION RATIO (OCR)	COMPRESSION RATIO (CR)	RECOMPRESSION RATIO (RR)	COEFFICIENT OF VOLUME CHANGE (m_v) m ² /t		CONSTRAINED MODULUS (σ) 1/m ²		DRAINED YOUNG'S MODULUS (\bar{E}) 1/m ²				UNDRAINED SHEAR STRENGTH 1/m ²	UNDRAINED YOUNG'S MODULUS 1/m ²					
	FROM	TO		L	PL	PI									BEFORE $\bar{\sigma}_{vm}$	AFTER $\bar{\sigma}_{vm}$	BEFORE $\bar{\sigma}_{vm}$	AFTER $\bar{\sigma}_{vm}$	POISSON'S RATIO = 0.25		POISSON'S RATIO = 0.35			BEFORE $\bar{\sigma}_{vm}$	AFTER $\bar{\sigma}_{vm}$	BEFORE $\bar{\sigma}_{vm}$	AFTER $\bar{\sigma}_{vm}$	E _v (50)	E _v (80)
																			BEFORE $\bar{\sigma}_{vm}$	AFTER $\bar{\sigma}_{vm}$	BEFORE $\bar{\sigma}_{vm}$	AFTER $\bar{\sigma}_{vm}$							
PST-1	5.50	6.30	73				1.59		4.27	14.0	3.27	0.155	0.045	0.003	0.005	315	210	263	176	196	131	1.9	465	210					
PST-2	6.60	7.40	111				1.39		4.67	6.4	1.4	0.404	0.047	0.016	0.014	61	71	51	59	38	44	1.4	209	165					
PST-3	8.00	8.80	126				1.38		5.21	5.3	1.0	0.439	0.045	0.017	0.025	60	40	50	33	37	25	1.4	280	188					
PST-4	9.50	10.30																											
PST-5	11.00	11.80	118				1.39		6.23	6.9	1.1	0.502	0.049	0.016	0.028	63	36	52	30	39	22	1.6	294	177					
PST-6	12.50	13.30																											
PST-7	14.00	14.80	116				1.39		8.38													2.0	346	278					
PST-8	15.50	16.30																											
PST-9	17.00	17.80	110				1.39		11.62	10.8	1.0	0.595	0.033	0.006	0.023	161	44	134	37	100	28	2.9	535	346					
PST-10	21.50	22.30	64				1.58		17.56	19.0	1.1	0.386	0.031	0.005	0.006	205	173	171	144	128	108	4.9	753	434					
PST-11	23.00	23.67	38				1.76		21.05													5.8	814	465					
SS-12	23.67	24.12																											
SS-13	25.00	25.45																											
LOCATION: KM.30 BANG NA - BANG PA KONG																													
BORING NO: DB-2																													
BORING DATE: MAY 14, 1964																													



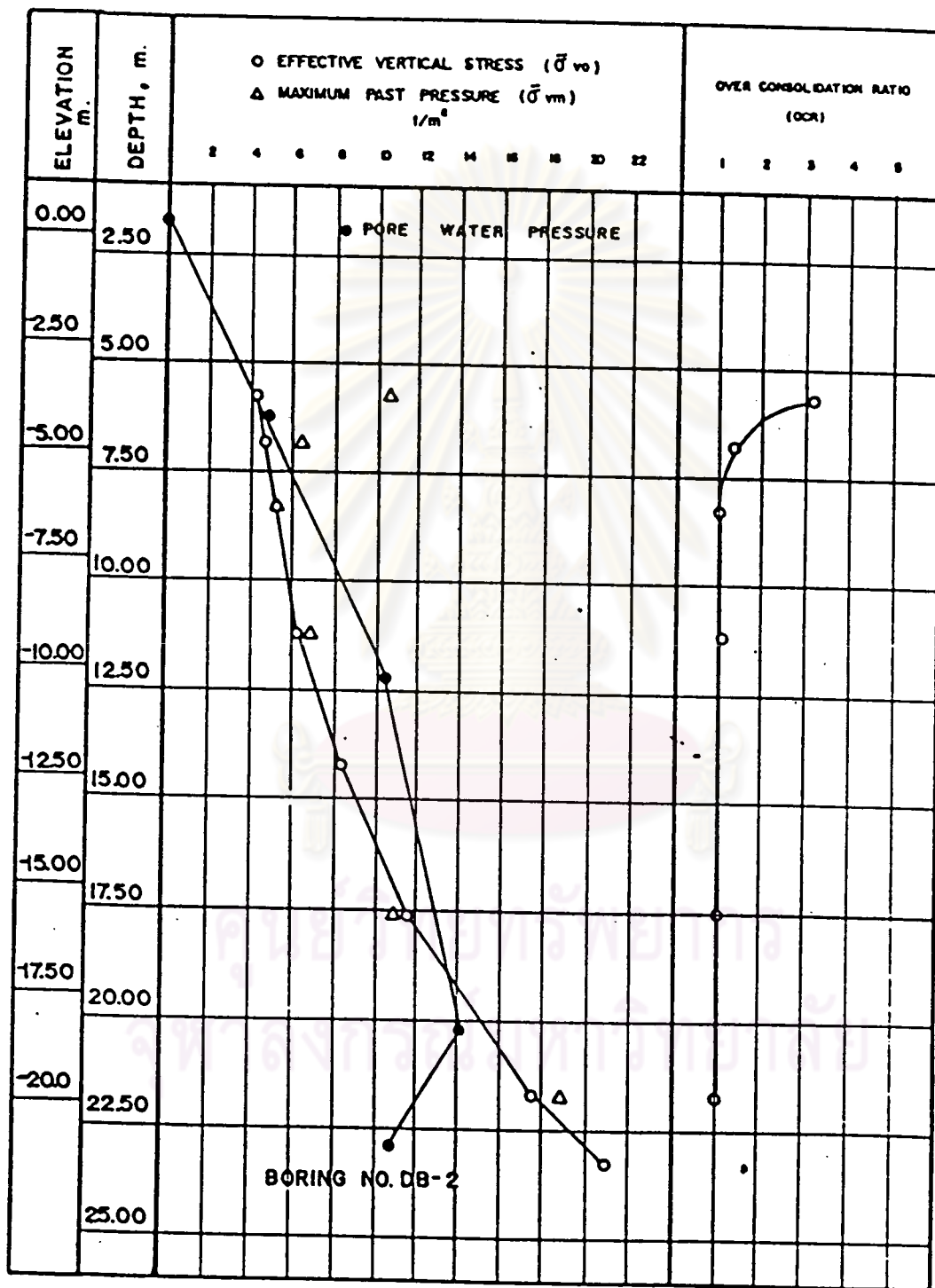
รูปที่ 3.42 Boring log ของดินจากหลุม DB-1 บริเวณถนนบางนา-ตราด กิโลเมตรที่ 30 (ข้อมูลจาก พิศ, 2528)



รูปที่ 3.43 Boring log ของดินจากหลุม DB-2 บริเวณถนนบางนา-ตราด กิโลเมตรที่ 30 (ข้อมูลจาก พฉฉ, 2528)



รูปที่ 3.44 ประวัติของหน่วยแรงของดินจากหลุม DB-1 บริเวณถนนบางนา-ตราด
กิโลเมตรที่ 30 (ข้อมูลจาก ศผจ., 2528)



รูปที่ 3.45 ประวัติของหน่วยแรงของดินจากหลุม DB-2 บริเวณถนนบางนา-ตราด
กิโลเมตรที่ 30 (ข้อมูลจาก ศผจ., 2528)

3.2.5.11 การวัดค่าความตื้นน้ำในโพรงดินบริเวณถนนบางนา-ตราด

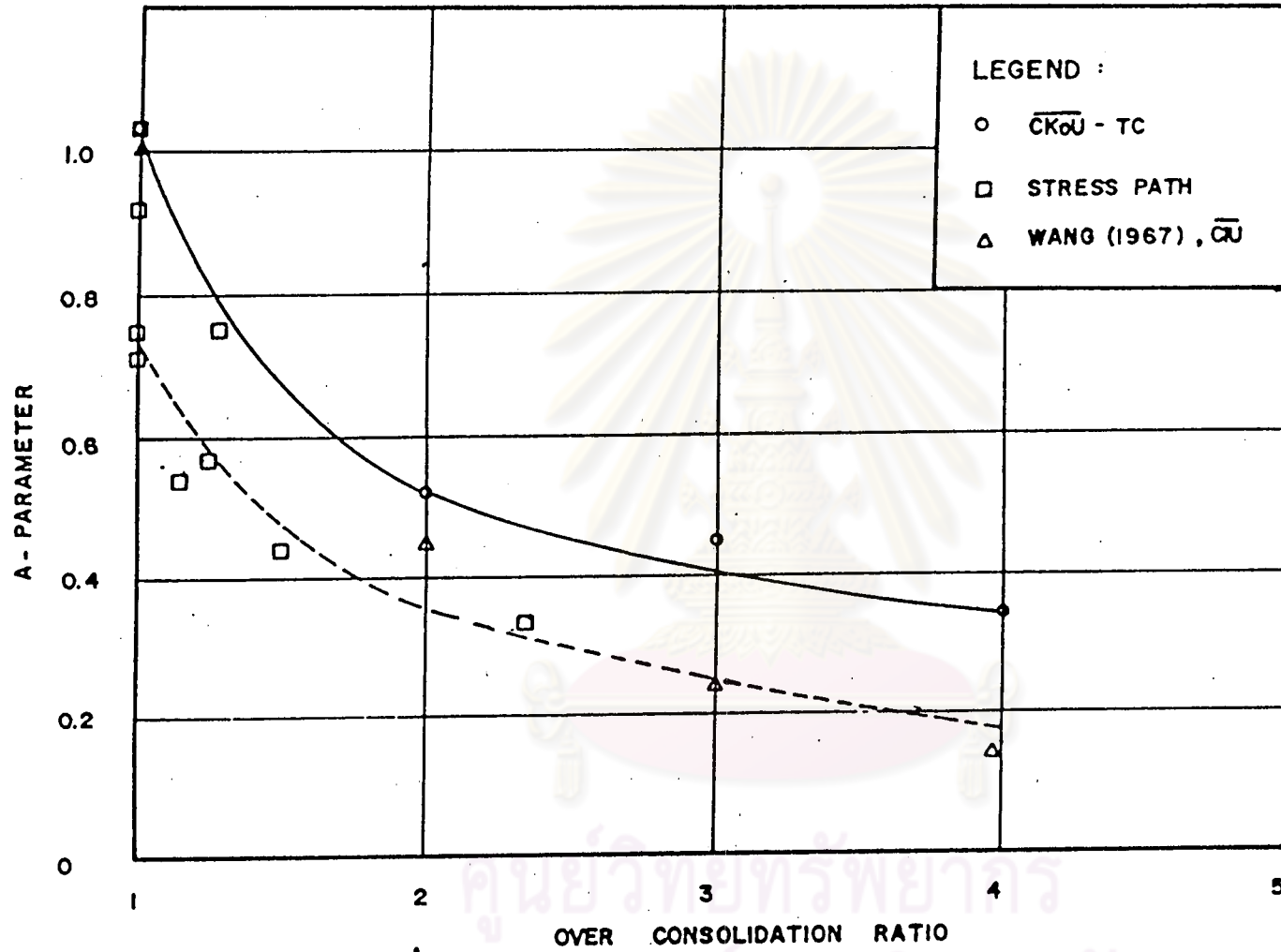
กิโลเมตรที่ 30

จากการติดตั้งเครื่องมือทางเทคนิคกรณี ทำให้สามารถวัดค่าความตื้นน้ำในโพรงดินที่ใต้กึ่งกลางของถนนและที่ขอบของถนน (แสดงผลที่สำรวจได้ในภาคผนวก ข.) ในระดับความลึกต่าง ๆ ได้ ซึ่งค่าที่วัดได้นี้จะถูกนำไปเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการคำนวณคาดคะเนโดยวิธีอื่น ๆ ส่วนค่า A-พารามิเตอร์ของความตื้นน้ำได้ใช้ค่า A-Parameter จากการทดสอบ \overline{CK}_U ดังรูปที่ 3.46 ในการคาดคะเนความตื้นน้ำในโพรงเพิ่ม

3.2.5.12 ค่าการทรุดตัวของถนนบริเวณถนนบางนา-ตราด กิโลเมตรที่ 30

ผลจากการวัดค่าการทรุดตัวของถนนกับเวลาที่บริเวณกิโลเมตรที่ 30 นี้ ได้แสดงไว้ในภาคผนวก ข. โดยมีค่าการทรุดตัวในทันทีเท่ากับ 29.5 ซม. (ข้อมูลจาก พิณฉ, 2528) ส่วนค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของดินแบบฮันเดรนที่ระดับของหน่วยแรงเฉือน 50 % จากการทดสอบ \overline{CK}_U มีค่าเท่ากับ 495 ตัน/ม² (จาก พิณฉ, 2528)

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 3.46 ความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์ A กับ OCR (จาก พณจ, 2528)

3.2.5.13 ลักษณะคันดินถมบริเวณถนนบางนา-ตราด กิโลเมตรที่ 52

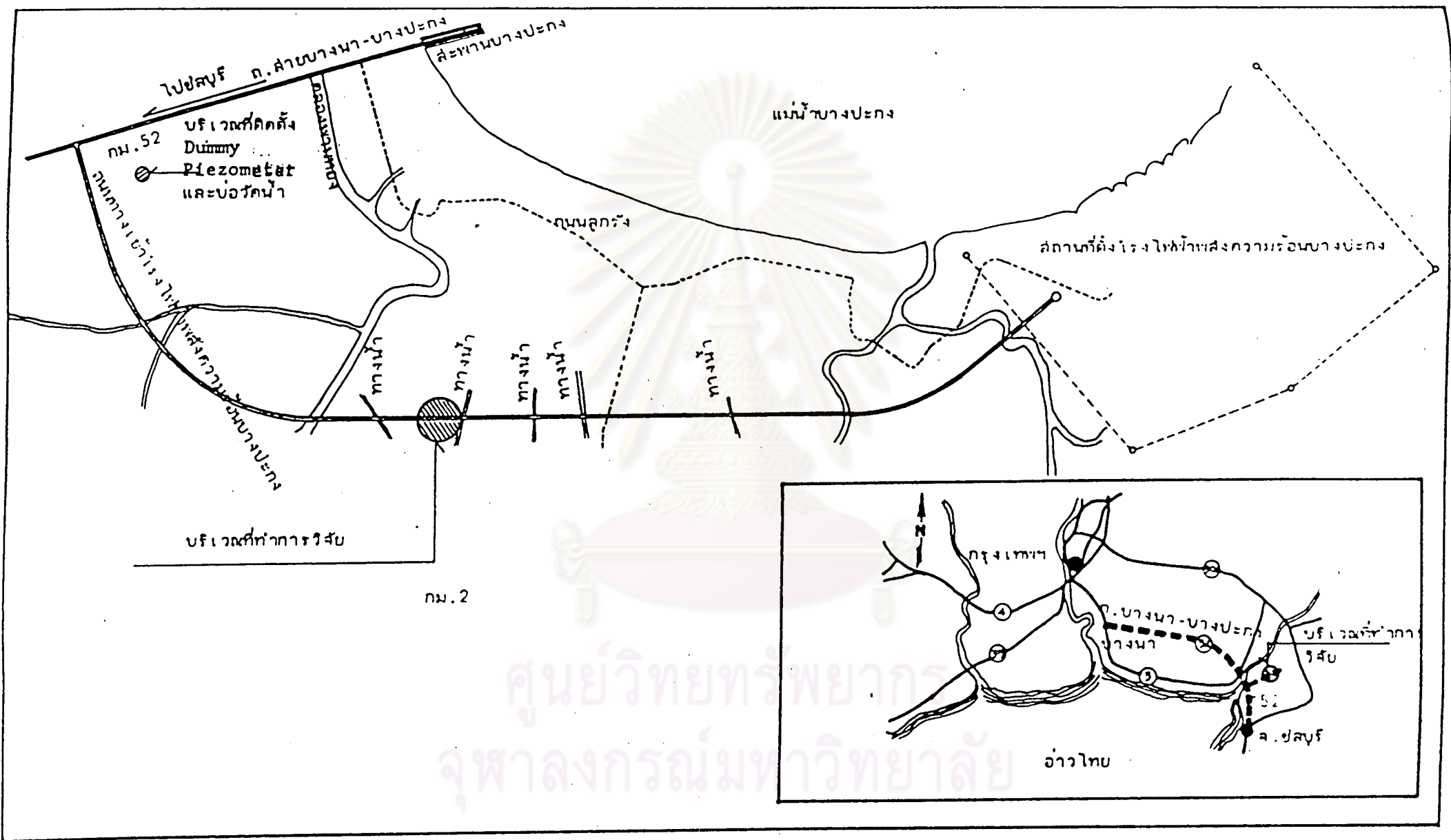
คันดินถมที่ศึกษาวิจัยนี้อยู่ที่บริเวณทางแยกเข้าโรงไฟฟ้าพลังความร้อนบางปะกง ห่างจากทางแยกบริเวณกิโลเมตรที่ 52 ของถนนบางนา-ตราด ประมาณ 2 กิโลเมตร ดังรูปที่ 3.47 ซึ่งได้ก่อสร้างคันทางขึ้นสูงประมาณ 2.0 เมตร ดังรูปที่ 3.48

3.2.5.14 ลักษณะของชั้นดินและข้อมูลด้านปฐพีกลศาสตร์บริเวณถนนบางนา-ตราด กิโลเมตรที่ 52

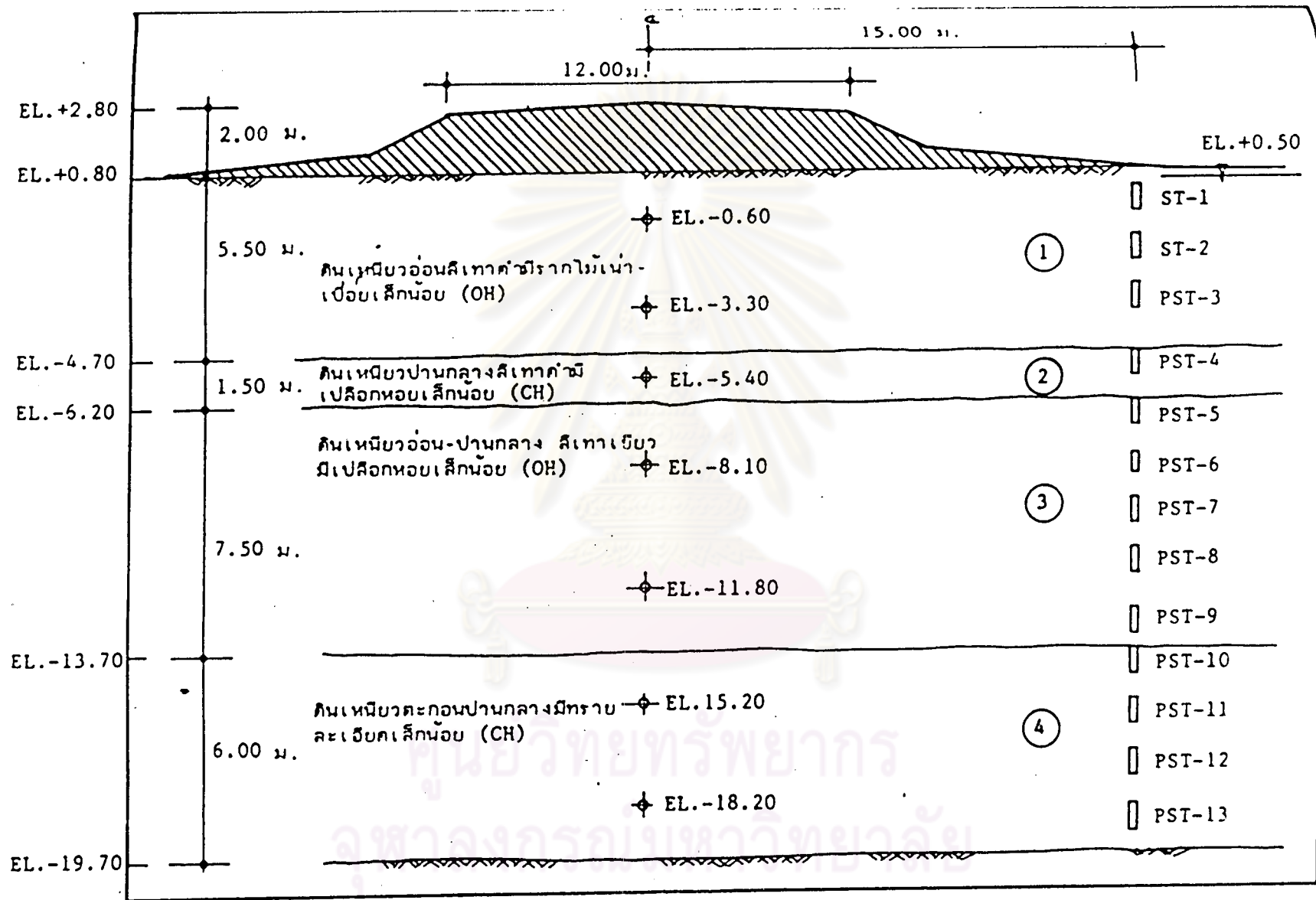
จากหลุมเจาะสำรวจอันปรากฏตำแหน่งดังรูปที่ 3.49 ข้อมูลจากหลุมเจาะ DB-1 สามารถแบ่งชั้นดินได้ดังรูปที่ 3.50 และพบว่า จากระดับผิวดิน (ระดับ 0.80 เมตร) ลงไปถึงความลึก -13.70 เมตร เป็นดินเหนียวอ่อน ซึ่งถูกแทรกด้วยดินเหนียวปานกลางหนา 1.50 เมตร ที่ความลึก -4.70 ถึง 6.20 เมตร และตารางที่ 3.14 จะแสดงสมบัติพื้นฐานของดินบริเวณนี้ ซึ่งพบว่า ปริมาณความชื้นตามธรรมชาติของดินเหนียวอ่อนมีค่าประมาณ 52 ถึง 116 % โดยมีค่าลดลงเมื่อความลึกมากขึ้น ค่าพิกัดเหลวของดินเหนียวอ่อนมีค่าระหว่าง 66 ถึง 116 % ค่าพิกัดความเป็นพลาสติกมีค่าระหว่าง 31 ถึง 49 % ทำให้มีค่าดัชนีความเป็นพลาสติกระหว่าง 35 ถึง 68 % และดัชนีเหลวมีค่า 0.49 ถึง 1.36 โดยมีค่าลดลงเมื่อความลึกมากขึ้น ค่าความหนาแน่นของดินเหนียวอ่อนมีค่าระหว่าง 1.41 ถึง 1.70 ตัน/ม³ โดยมีค่าเพิ่มมากขึ้นเมื่อความลึกมากขึ้น

3.2.5.15 กำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอนบริเวณถนนบางนา-ตราด กิโลเมตร 52

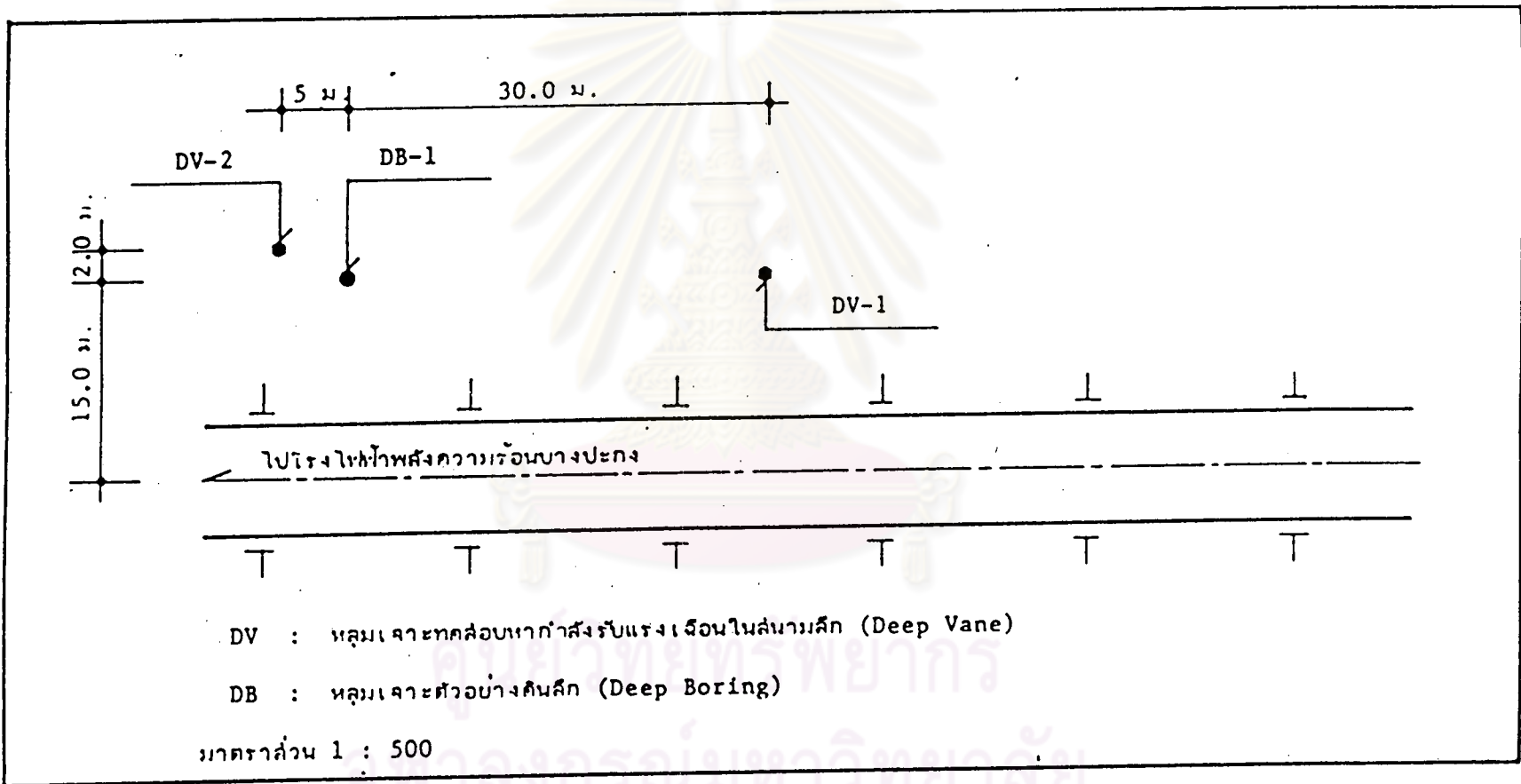
ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอนและค่าความไวของดินบริเวณนี้ ได้จากการทดสอบ Field Vane ในสนามทุกระยะความลึก 50 ซม. ดังรูปที่ 3.51 พบว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอน มีค่าระหว่าง 0.8 ถึง 5.6 ตัน/ม² โดยมีค่าสูงขึ้นเมื่อความลึกมากขึ้น และมีค่าความไวสูงมากคือ มีค่าระหว่าง 3 ถึง 9



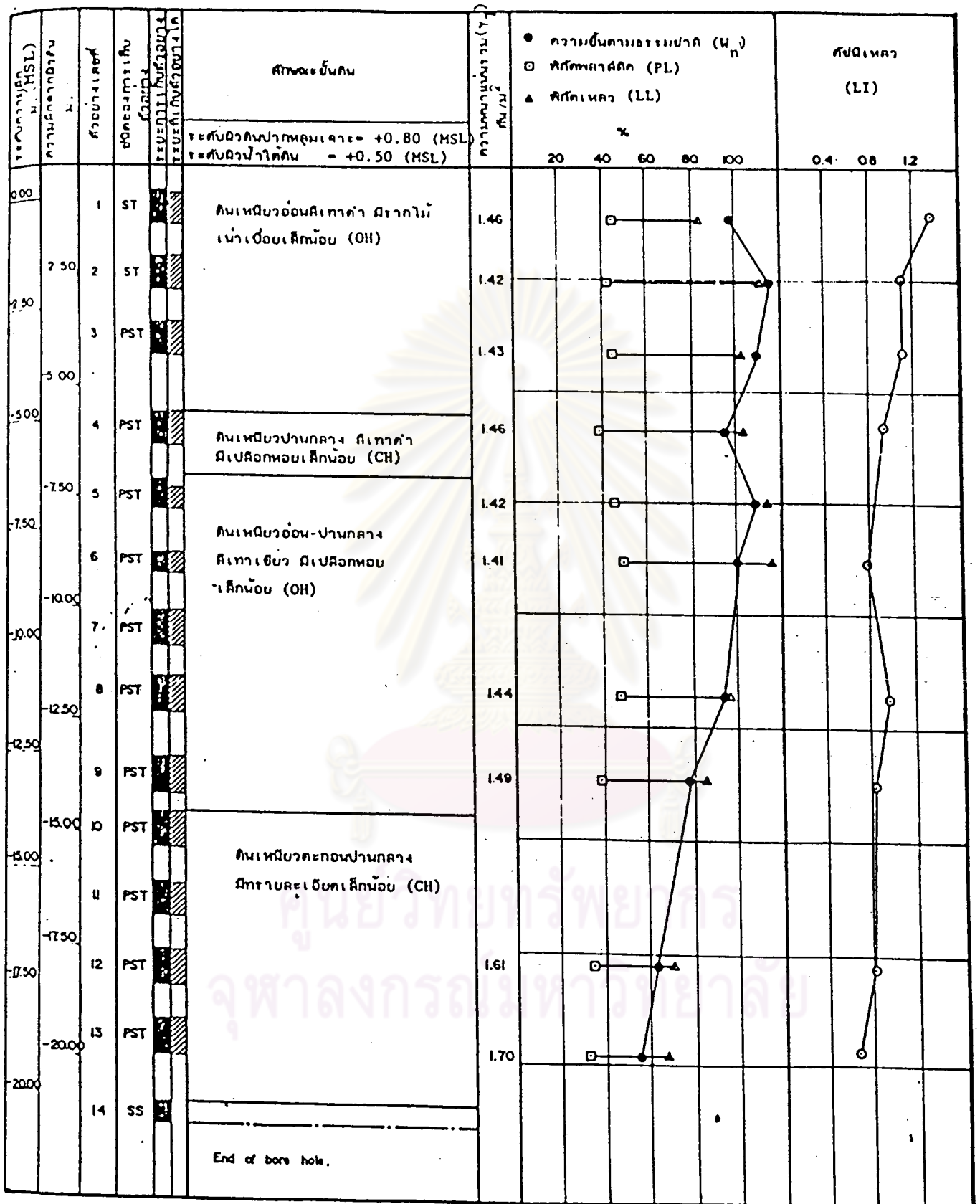
รูปที่ 3.47 ตำแหน่งบริเวณที่ทำการวิจัย (ที่ กม.2 ของถนนทางเข้าโรงไฟฟ้าพลังงานบางปะกง (ข้อมูลจาก ลำดิษฐ์, 2528)



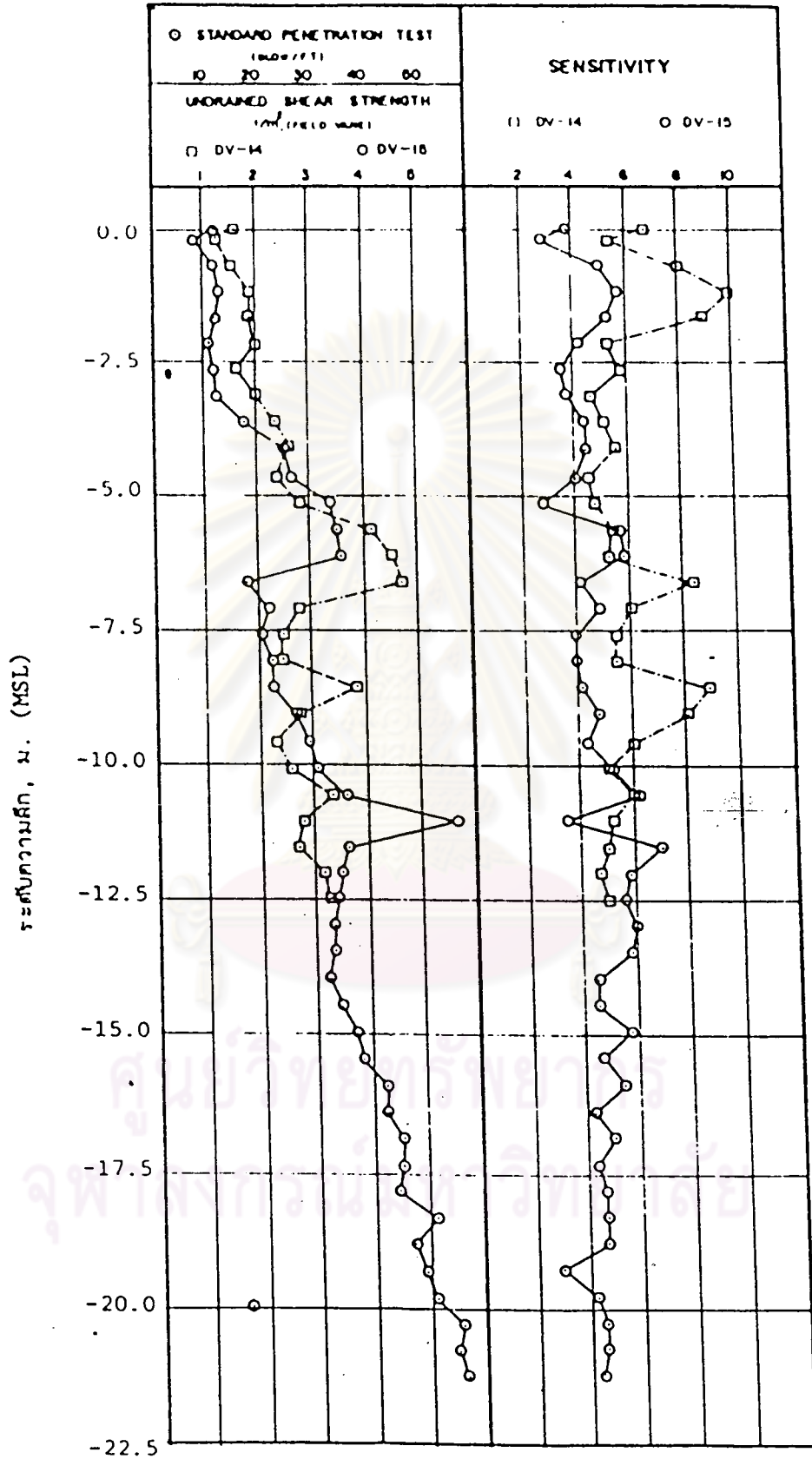
รูปที่ 3.48 รูปตัดขวางของถนนแสดงตำแหน่งระดับที่จำลองหน่วยแรงในสนาม (ข้อมูลจาก ลำาดิตย์, 2528)



รูปที่ 3.49 ตำแหน่งการเจาะสำรวจดินที่ กม. 2 (ข้อมูลจาก สำเนา, 2528)



รูปที่ 3.50 ลักษณะชั้นดินและคุณสมบัติพื้นฐานบริเวณถนนบางนา-ตราด กิโลเมตรที่ 52 (ข้อมูลจาก ลำประดิษฐ์, 2528)



รูปที่ 3.51 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในส่วนที่มีระดับความลึกต่าง ๆ ของชั้นดิน บริเวณถนนบางนา-ตราด กิโลเมตรที่ 52 (ข้อมูลจาก สำเนา, 2528)



ตารางที่ 314 คุณสมบัติพื้นฐานของดินบริเวณถนนบางนา-ตราด กิโลเมตรที่ 52 (ข้อมูลจาก ลำดับที่, 2528)

ลักษณะการเก็บ ตัวอย่างดิน			คุณสมบัติพื้นฐาน						
ตัวอย่างเลขที่	ความลึกจาก ผิวดิน ม.		ปริมาณความชื้น %	ATTERBURG LIMITS %			ดัชนีเหลว (LI)	ความหนาแน่นรวม (γ_T) ตัน/ม ³	UNIFIED SOIL CLASSIFICATION
	จาก	ถึง		L	PL	PI			
ST-1	0.50	1.30	98	84	45	39	1.36	1.46	OH
ST-2	2.00	2.80	116	111	43	68	1.07	1.42	OH
PST-3	3.50	4.30	109	103	45	58	1.10	1.43	OH
PST-4	5.50	6.30	95	104	39	65	0.86	1.48	CH
PST-5	7.10	7.80	109	114	46	68	0.93	1.42	OH
PST-6	8.70	9.20	100	116	49	67	0.76	1.41	OH
PST-7	10.00	10.80							
PST-8	11.50	12.30	94	97	47	50	0.94	1.44	OH
PST-9	13.30	14.10	77	86	38	48	0.81	1.49	OH
PST-10	14.50	15.30	54	77	32	45	0.49		CH
PST-11	16.00	16.75							
PST-12	17.50	18.30	62	69	34	35	0.80	1.61	CH
PST-13	19.10	19.90	54	66	31	35	0.66	1.70	CH

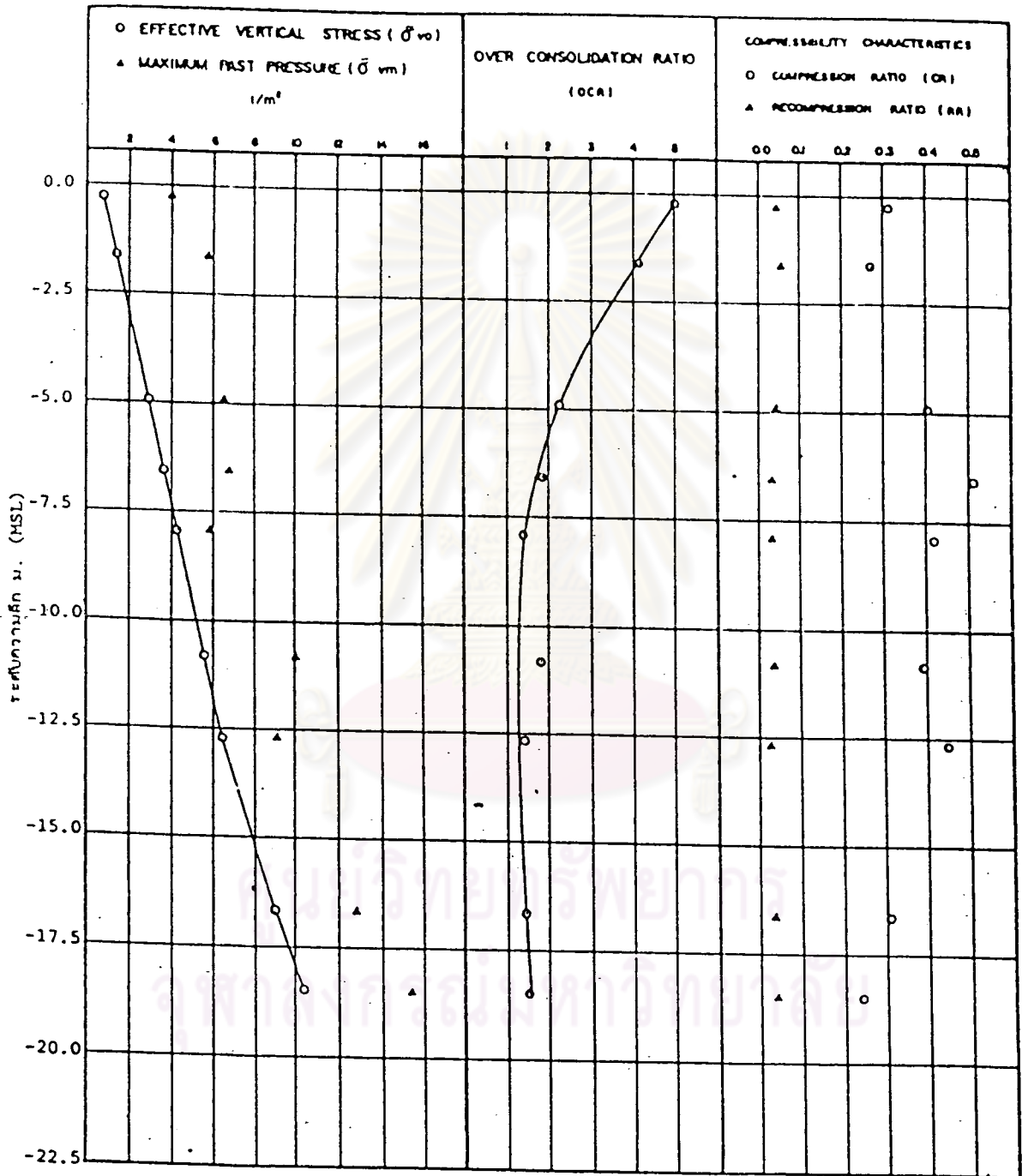
3.2.5.16 การทดสอบ Consolidation ของดินบริเวณถนนบางนา-ตราด
กิโลเมตรที่ 52

จากการทดสอบ Consolidation แบบ 1 มิติ ของดินจากหลุม DB-1 ดังแสดงในรูปที่ 3.52 ก, 3.52 ข. และตารางที่ 3.15 พบว่า ค่า σ_{vm} จะมีค่าระหว่าง 4.0 ถึง 15.3 ตัน/ม² และมีค่ามากขึ้นเมื่อความลึกมากขึ้น และมีค่ามากกว่า σ_{vo} โดยมีค่า OCR ประมาณ 5 ที่ผิวบนของชั้นดินเหนียวอ่อนแล้วค่อย ๆ ลดลงจนมีค่า 1.4 ที่ความลึก 7.5 เมตร และคงที่ตลอดชั้นดินเหนียวอ่อน ค่า CR ของดินเหนียวอ่อนมีค่าระหว่าง 0.242 ถึง 0.510 ส่วนค่า RR มีค่าระหว่าง 0.023 ถึง 0.057 โดยมีอัตราส่วน CR/RR ประมาณ 5 ถึง 20

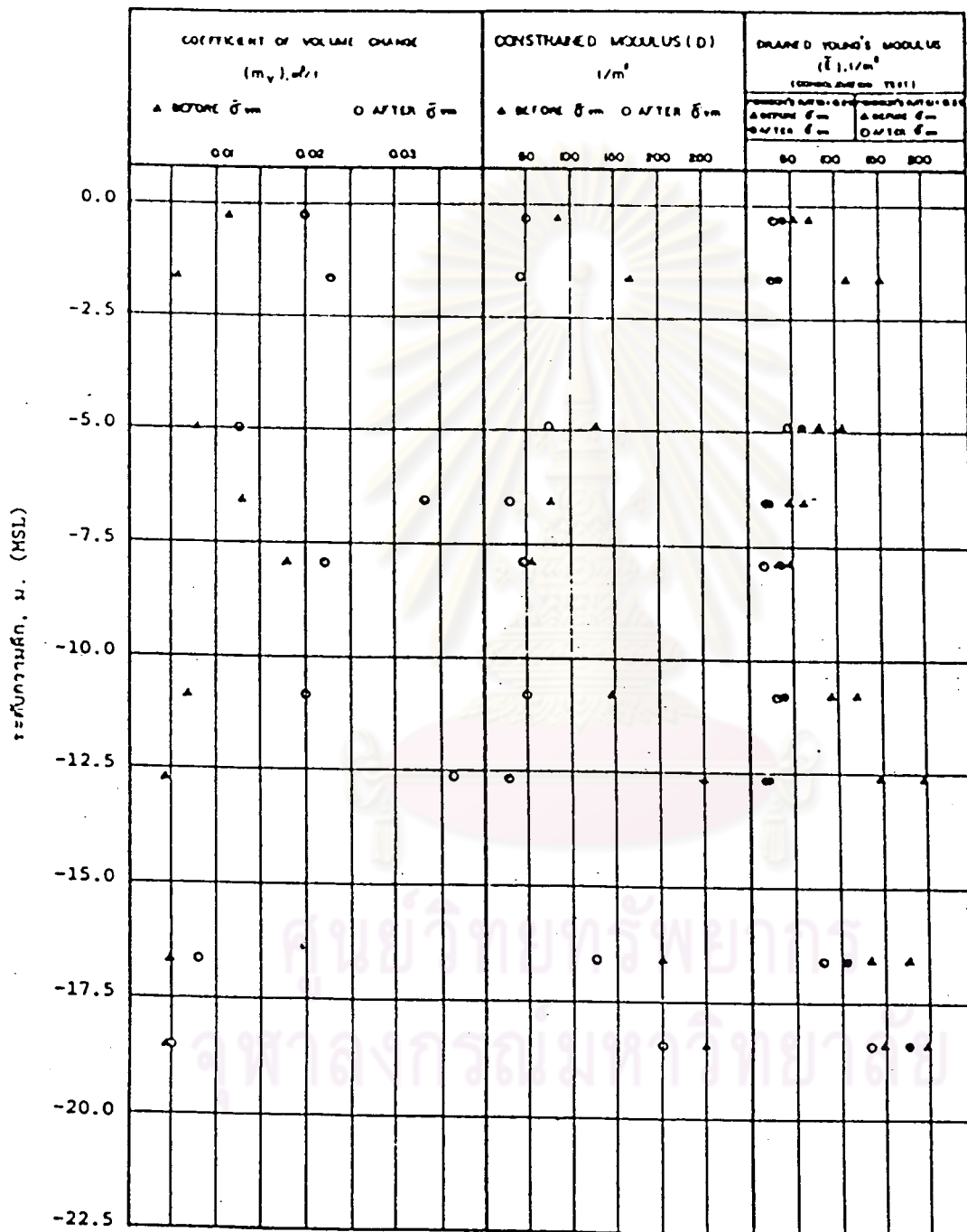
3.2.5.17 ค่าการทรุดตัวของถนนบางนา-ตราด กิโลเมตรที่ 52

เนื่องจากการศึกษาที่บริเวณกิโลเมตรที่ 52 นี้ไม่ได้ทำการติดตั้ง Piezometer ในภาคผนวก ข. จึงมีเพียงผลการทรุดตัวของถนนกับเวลาเท่านั้น ซึ่งจะนำผลนี้ไปคำนวณค่าการทรุดตัวโดยวิธีการของ Asapla ต่อไป

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 3.52 ก. ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ที่ระดับความลึกต่าง ๆ ของชั้นดิน บริเวณถนนบางนา-ตราด กิโลเมตรที่ 52 (ข้อมูลจาก สำนักขุด, 2528)



รูปที่ 3.52 ข. ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ที่ระดับความลึกต่าง ๆ ของชั้นดิน บริเวณถนนบางนา-ตราด กิโลเมตรที่ 52 (ข้อมูลจาก สำนักตัด, 2528)

ตารางที่ 3.15 แสดงการวัดตัวคายน้ําแบบ 1 มิติ บริเวณถนนบางนา-ตราด กิโลเมตรที่ 52 (ข้อมูลจาก ลำดับที่, 2528)

ตัวอย่างเลขที่	ระดับความลึก (MSL) ม.	$\bar{\sigma}_{v0}$, ตัน/ม ²	$\bar{\sigma}_{vm}$, ตัน/ม ²	อัตราส่วนการวัดแน่น- เกินรับ (OCR)	อัตราส่วนการวัดแน่น (CR)	อัตราส่วนการวัดแน่นข้อ (RR)	สัมประสิทธิ์การ เปลี่ยนแปลงปริมาตร (m_v), ตัน/ม ²		$\bar{\sigma}_{vm} / \bar{\sigma}_v$		CONSTRAINED MODULUS ₂ (D), ตัน/ม ²		โมดูลัสความยืดหยุ่นในสภาพระบายน้ํา (\bar{E}), ตัน/ม ²			
							ก่อน $\bar{\sigma}_{vm}$	หลัง $\bar{\sigma}_{vm}$	ก่อน $\bar{\sigma}_{vm}$	หลัง $\bar{\sigma}_{vm}$	ก่อน $\bar{\sigma}_{vm}$	หลัง $\bar{\sigma}_{vm}$	สำหรับ $\bar{v} = 0.25$		สำหรับ $\bar{v} = 0.35$	
													ก่อน $\bar{\sigma}_{vm}$	หลัง $\bar{\sigma}_{vm}$	ก่อน $\bar{\sigma}_{vm}$	หลัง $\bar{\sigma}_{vm}$
ST-1	- 0.25	0.8	4.0	5.0	0.313	0.046	0.012	0.020	2.35	0.49	83	50	69	42	52	31
ST-2	- 1.65	1.4	6.2	4.4	0.270	0.057	0.006	0.023	2.96	0.67	167	44	139	37	104	27
PST-4	- 5.05	2.9	6.5	2.2	0.402	0.042	0.008	0.014	5.00	0.64	125	71	104	59	78	44
PST-5	- 6.70	3.6	6.7	1.9	0.510	0.030	0.013	0.033	1.69	0.74	77	30	64	25	48	19
PST-6	- 8.00	4.2	5.8	1.4	0.417	0.029	0.018	0.022	1.49	0.50	56	45	47	38	35	28
PST-8	-11.05	5.6	10.0	1.8	0.389	0.032	0.007	0.020	1.54	0.62	143	50	119	42	89	31
PST-9	-12.95	6.4	9.1	1.4	0.444	0.023	0.004	0.037	2.35	0.78	250	27	208	23	156	17
PST-12	-17.05	8.9	12.8	1.4	0.305	0.033	0.005	0.008	2.39	0.65	200	125	167	104	125	78
PST-13	-18.45	10.2	15.3	1.5	0.240	0.035	0.0049	0.0069	2.00	0.59	204	145	170	121	127	90