

บทที่ 4

ผลการทดสอบและวิจารณ์

4.1 การแบ่งชั้นดินและการทดสอบ Field Vane

จากการทำหลุมเจาะเพื่อเก็บตัวอย่างดิน และเมื่อพิจารณาสมบัติพื้นฐานที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ รวมทั้งค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ Field Vane ทำให้สามารถแบ่งชั้นดินของแต่ละหลุมเจาะออกได้ดังแสดงในรูปที่ 4.1 และ 4.2

ผลการทดสอบ Field Vane (รูปที่ 4.3 และ 4.4) พบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนมีค่าเพิ่มขึ้นตามความลึก โดยมีค่าประมาณ $0.5-4.0$ กิโลกรัม/ม^2 และมีความไวยระหว่าง 4-7 ซึ่งนับว่าดินเหนียวอ่อนบริเวณนี้เป็นดินเหนียวอ่อนที่มีความไวยสูง

4.2 ผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

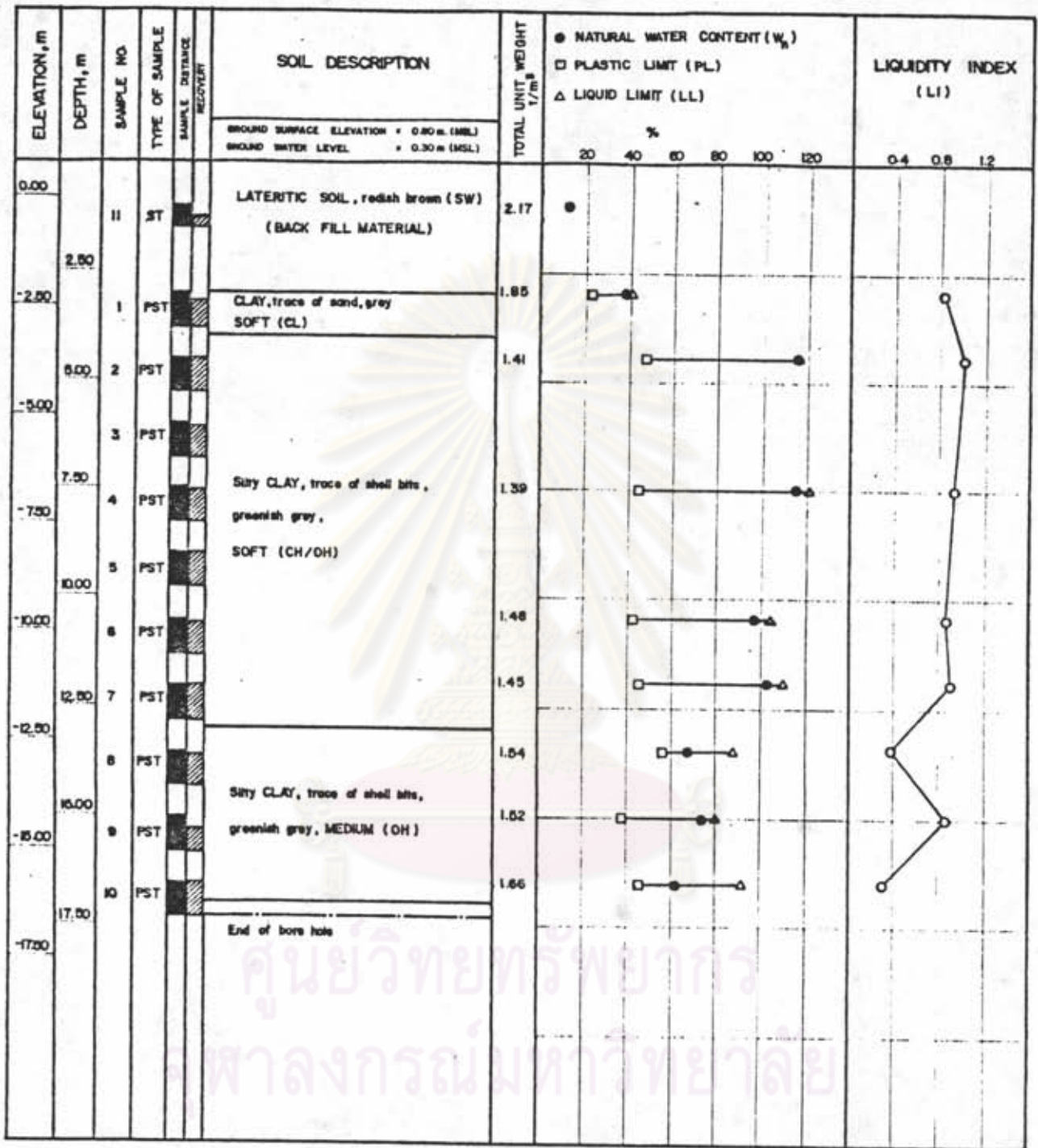
หัวข้อนี้จะกล่าวถึงผลของการทดสอบในห้องปฏิบัติการ อันประกอบด้วย การทดสอบสมบัติพื้นฐาน การทดสอบ Consolidation การทดสอบ UU และ การทดสอบ Stress Path

4.2.1 การทดสอบสมบัติพื้นฐาน

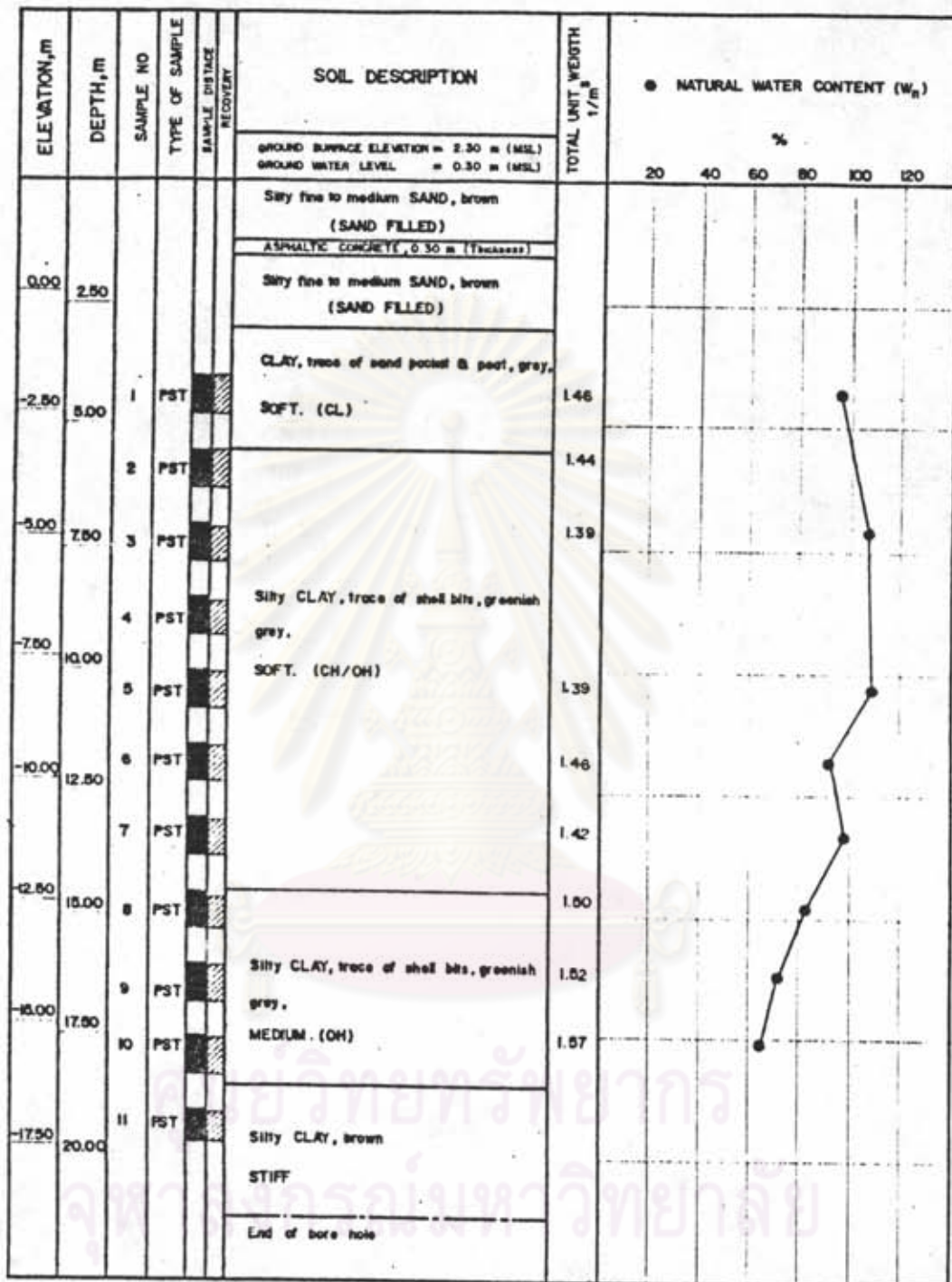
สมบัติพื้นฐานของตัวอย่างดินที่ทำการศึกษาทดสอบ ได้สรุปไว้ในตารางที่ 4.1 ปริมาณความชื้นในชั้นดินเหนียวอ่อนมีค่าระหว่าง 90-120% และมีค่าต่ำกว่าพิกัดเหลวเล็กน้อย ค่าดัชนีสภาพพลาสติก (Plasticity Index) มีค่าระหว่าง 60-80% ในชั้นดินเหนียวอ่อน และในชั้นดินเหนียวปานกลาง มีค่าระหว่าง 30-45% ส่วนความหนาแน่นรวมนั้น มีค่าประมาณ 1.4 กิโลกรัม/ม^3 ในชั้นดินเหนียวอ่อน และ 1.5 กิโลกรัม/ม^3 ในชั้นดินเหนียวปานกลาง

4.2.2 การทดสอบ Consolidation

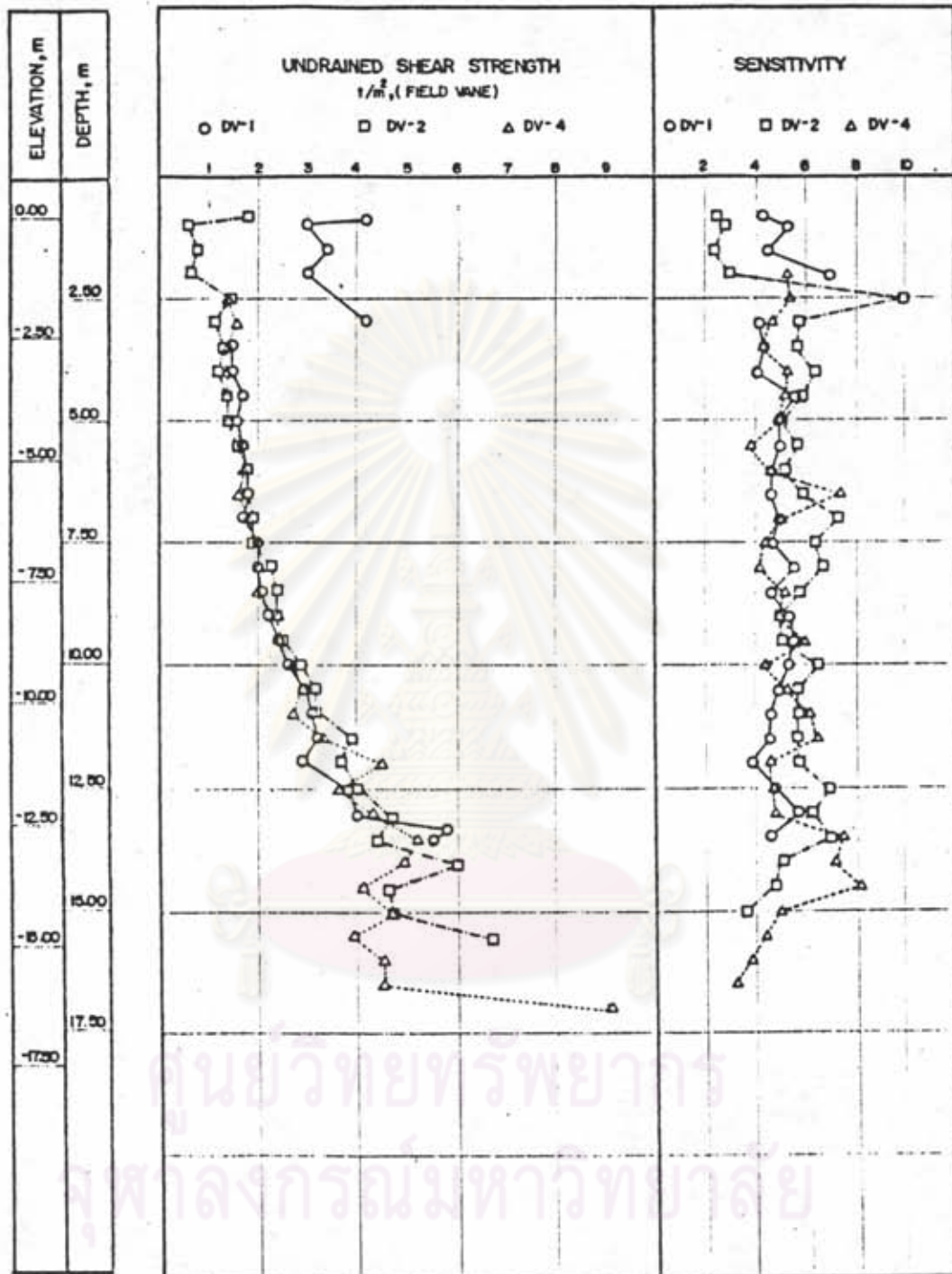
การทดสอบ Consolidation โดยให้เวลาของการใส่น้ำหนักเท่ากับ t_{100} ที่ได้จากวิธี \sqrt{t} นั้น จะทำให้ได้ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดที่สิ้นสุดของการอัดตัว



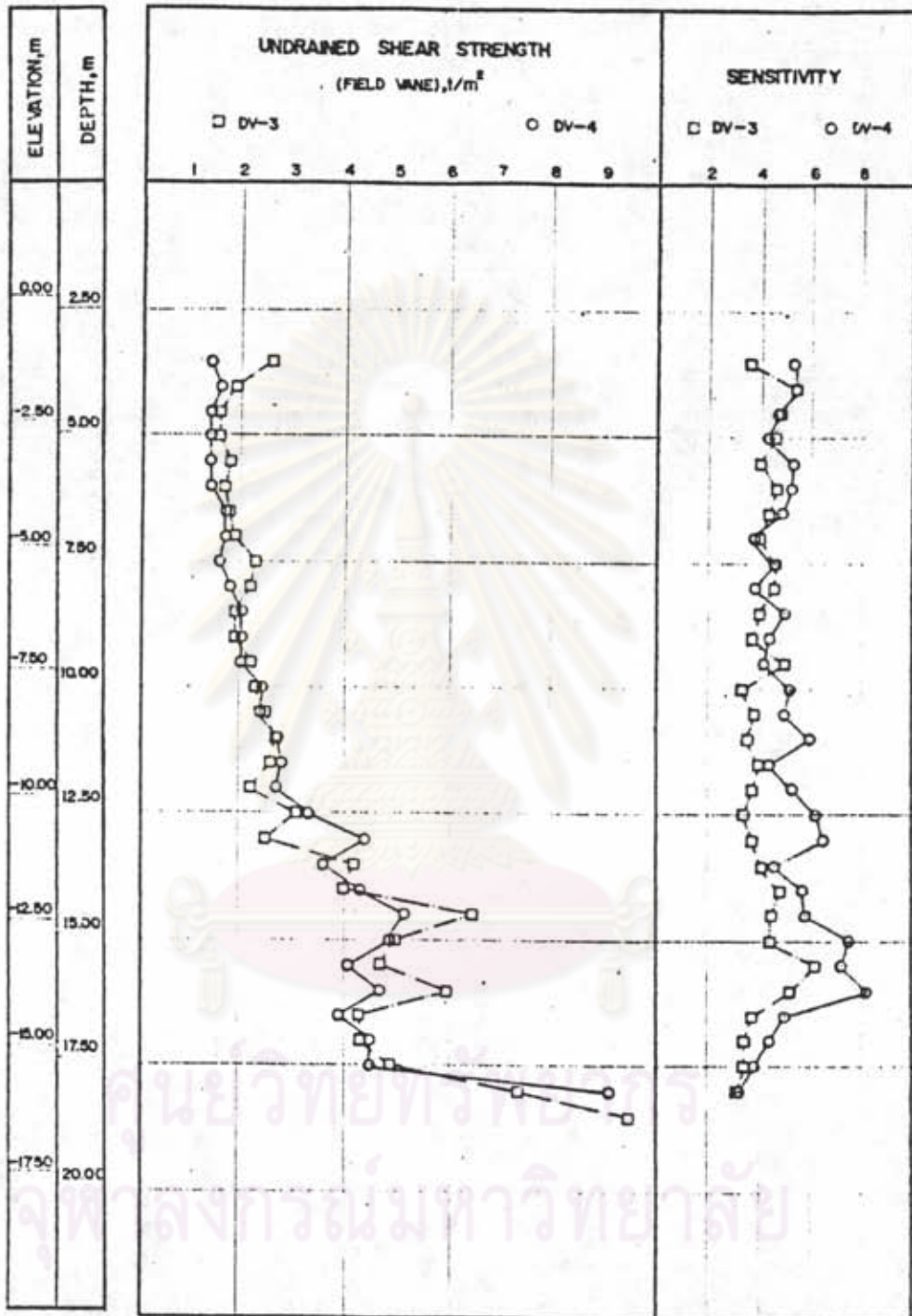
รูปที่ 4.1 ชั้นดินและสมบัติพื้นฐานของดินที่หลุมเจาะ DB-1



รูปที่ 4.2 ชั้นดินและสมบัติพื้นฐานของดินที่หลุมเจาะ DB-2



รูปที่ 4.3 ผลการทดสอบ Field Vane ที่ DV-1, DV-2 และ DV-4



รูปที่ 4.4 ผลการทดสอบ Field Vane ที่ DV-3 และ DV-4

ตารางที่ 4.1 สมบัติพื้นฐานของตัวอย่างดิน

หลุมเจาะที่ DB-1

| DESCRIPTION | | | BASIC PROPERTIES | | | | | | |
|-------------|-------------|-------|--------------------|-----------------------|------|----|---------------------------|---------------------------------------|--------------------------------|
| SAMPLE NO. | DEPTH m. | | WATER CONTENT % | ATTERBERG LIMITS % | | | LIQUIDITY INDEX (L.I.) | TOTAL UNIT WEIGHT t/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 | 1.66 | OH |

หลุมเจาะที่ DB-2

| DESCRIPTION | | | BASIC PROPERTIES | | | | | | |
|-------------|-------------|-------|--------------------|-----------------------|----|----|---------------------------|---------------------------------------|--------------------------------|
| SAMPLE NO. | DEPTH m. | | WATER CONTENT % | ATTERBERG LIMITS % | | | LIQUIDITY INDEX (L.I.) | TOTAL UNIT WEIGHT t/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 | |
| PST-9 | 16.00 | 16.80 | 72 | | | | | 1.50 | |
| PST-10 | 17.50 | 18.30 | 65 | | | | | 1.57 | |

ค่าน้ำหนัก \log ของความเค้น ($e - \log \sigma_v$) และกับความเค้น ($e - \sigma_v$) จากความสัมพันธ์ $e - \log \sigma_v$ นี้ สามารถประมาณค่า $\bar{\sigma}_{vm}$ ได้โดยอาศัยวิธีการของ Casagrande และสามารถคำนวณค่า m_v ได้จากความสัมพันธ์ $e - \sigma_v$ ในรูปที่ 4.5 และ 4.6 เป็นข้อมูลที่ได้จากการทดสอบ Consolidation สำหรับค่าความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติ ($\bar{\sigma}_{vo}$) นั้น มีค่าเท่ากับความเค้นรวมในแนวตั้ง (σ_{vo}) ลบด้วยความค้ำน้ำในโพรงที่อ่านได้จาก Dummy Piezometer ซึ่งจะกล่าวต่อไป เมื่อพิจารณาว่า OCR จะเห็นว่าที่กึ่งกลางของถนน (DB-2) มีค่า OCR ต่ำกว่าบริเวณภายนอกถนน (DB-1) ซึ่งก็เนื่องมาจากที่กึ่งกลางของถนนนั้นได้เกิดการอัดตัวค้ำน้ำขึ้น เนื่องจากน้ำหนักของถนนเส้นเก่า จึงทำให้ความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งสูงขึ้น

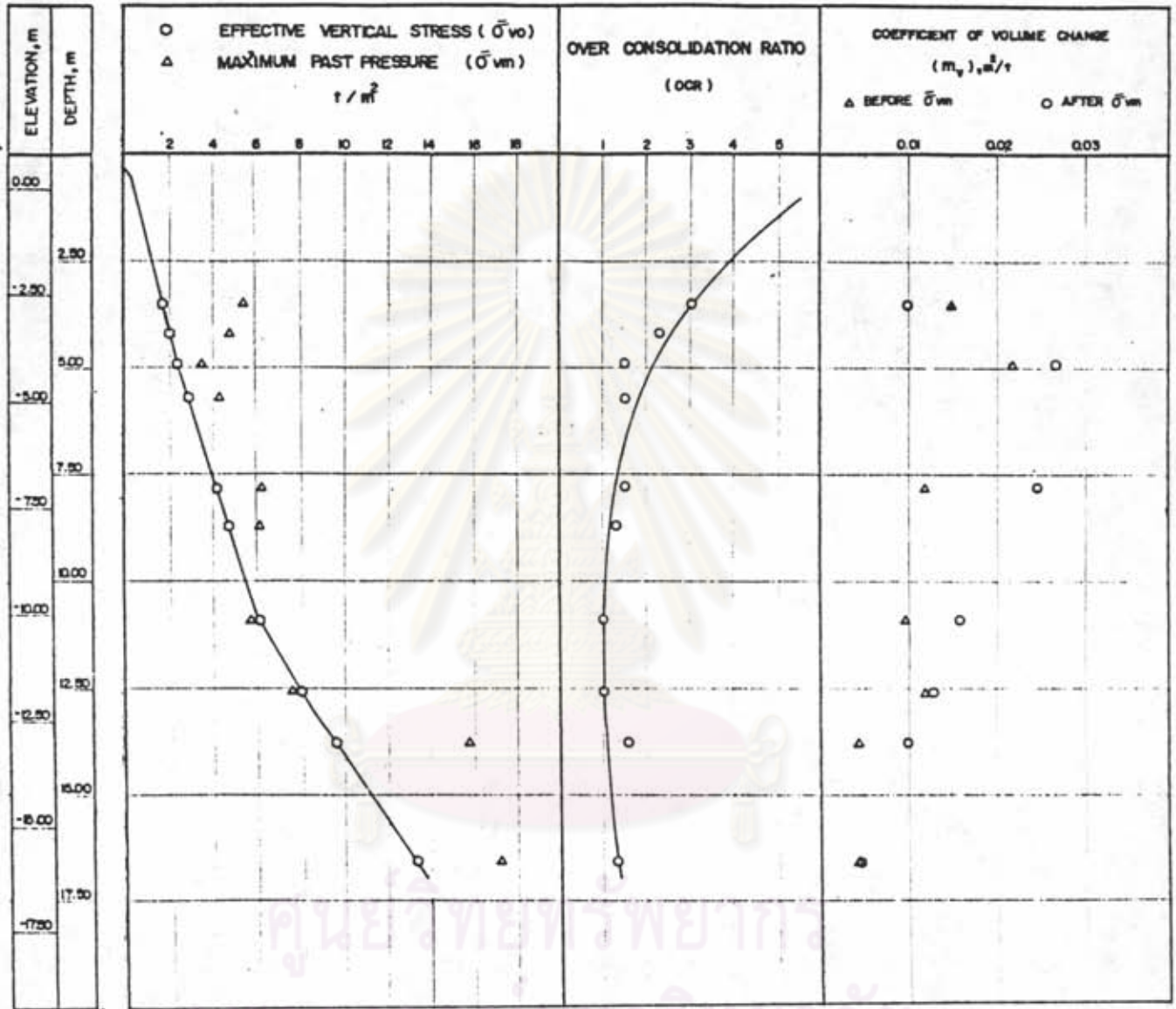
ค่าสัมประสิทธิ์ของการอัดตัวค้ำน้ำ (C_v) คำนวณได้จากวิธี \sqrt{e} ของ Taylor และได้นำมาพล็อตกับ $\bar{\sigma}_{vc}/\bar{\sigma}_{vm}$ ในรูปที่ 4.7 จะเห็นว่า C_v มีค่าสูงมากที่ความเค้นต่ำกว่า $\bar{\sigma}_{vm}$ และมีค่าลดลงอย่างรวดเร็วจนค่าที่สุดท้ายที่ความเค้นใกล้เคียงกับ $\bar{\sigma}_{vm}$ (ประมาณ 1.1-1.2 เท่าของ $\bar{\sigma}_{vm}$) หลังจากนั้นจะมีค่าคงที่หรือสูงขึ้นเล็กน้อย

ส่วนการทดสอบ Consolidation โดยวิธีมาตรฐานนั้นกระทำเพื่อศึกษาสมบัติของดินทางด้านการยุบอัดตัวขึ้นที่สอง ในรูปที่ 4.8 เป็นการพล็อตระหว่างอัตราของการยุบอัดตัวขึ้นที่สอง C_α กับ $\bar{\sigma}_{vc}/\bar{\sigma}_{vm}$ จะเห็นว่าสำหรับดินเหนียวทุกความลึกยกเว้นดินเหนียวชั้นบน (Weather Clay) C_α มีค่าต่ำมากที่ความเค้นน้อยกว่า 0.3 เท่าของ $\bar{\sigma}_{vm}$ แล้วจากนั้นจะมีค่าสูงขึ้นอย่างรวดเร็ว และมีค่าสูงสุดที่ความเค้นประมาณ 1.4-2 เท่าของ $\bar{\sigma}_{vm}$ หลังจากนั้น C_α จะมีค่าลดลง สำหรับดินเหนียวชั้นบน C_α จะมีค่าค่อย ๆ เพิ่มขึ้นจนถึงสูงสุดที่ความเค้นประมาณ 3.5 เท่าของ $\bar{\sigma}_{vm}$ หลังจากนั้นจะมีค่าคงที่

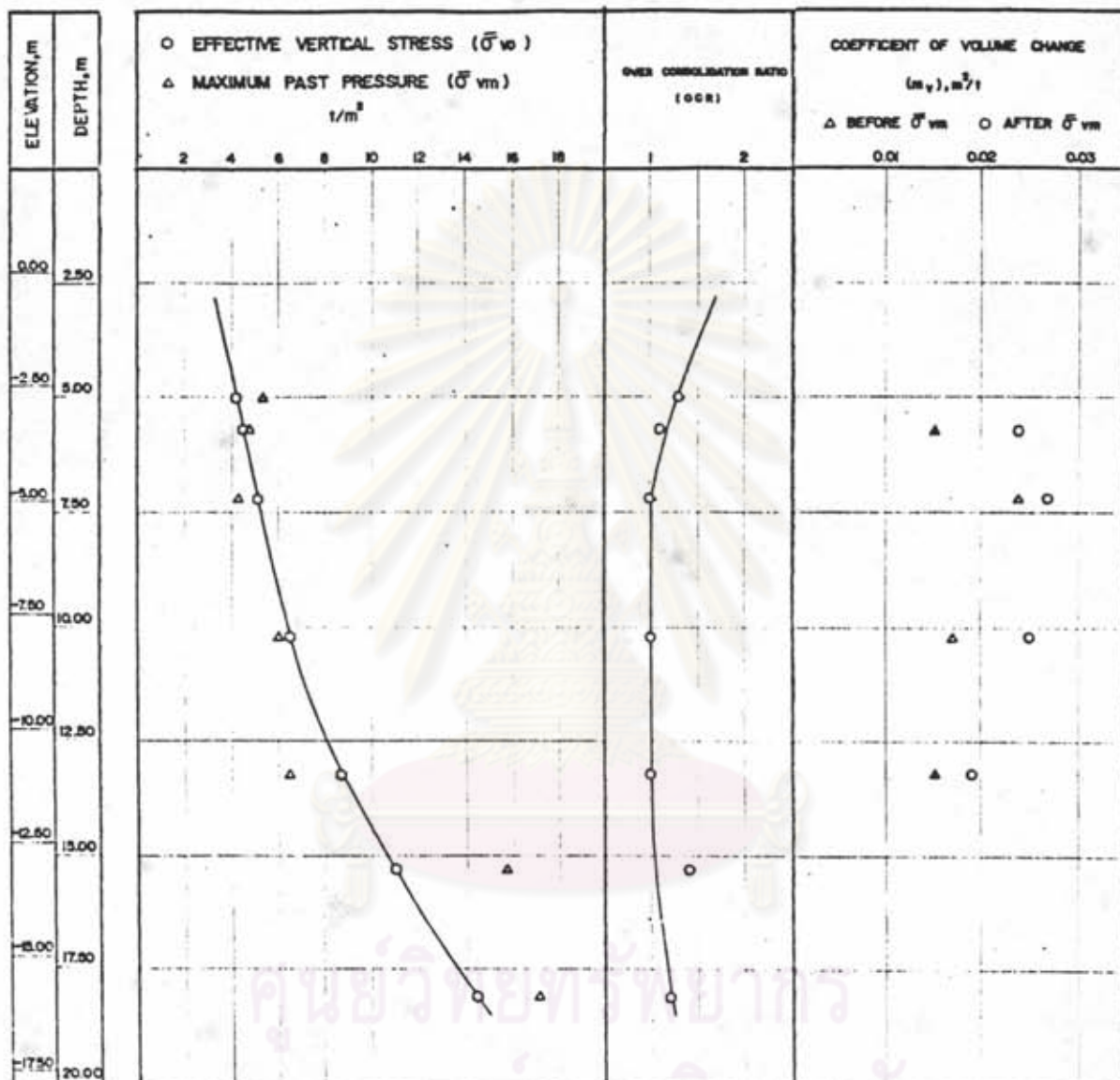
ก่อนที่จะนำข้อมูลทางด้านความสามารถยุบอัดตัว (Compressibility) ไปใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัว จำเป็นที่จะต้องทำการตรวจสอบข้อมูลที่ได้จากการทดสอบเสียก่อน เพราะถ้าข้อมูลที่ใช้นั้นถูกต้องแล้ว ก็จะทำให้ผลของการวิเคราะห์การทรุดตัวผิดพลาดไป

เนื่องจากการศึกษาในโครงการวิจัยผลกระทบอันจะมีต่อแนวท่อส่งก๊าซธรรมชาติบนบกนี้ ได้แบ่งสถานที่ทำการศึกษออกเป็นหลายส่วน แต่ละส่วนก็มีการทดสอบเหมือนกัน ดังนั้นจึงสามารถเปรียบเทียบข้อมูลที่ กม.24 นี้ กับข้อมูลของการศึกษาส่วนอื่น ๆ ได้

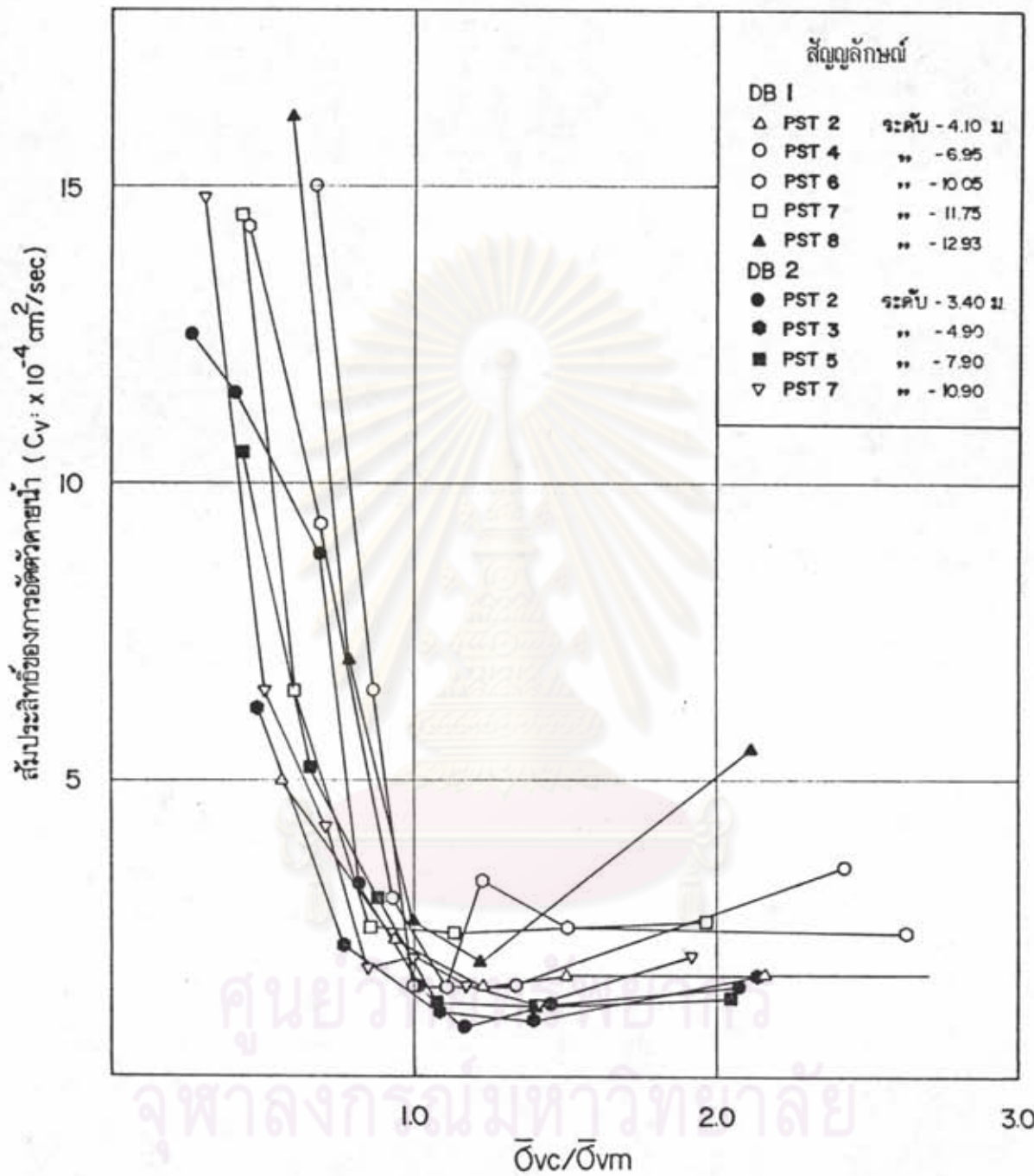
เมื่อนำข้อมูล $\mu_{Su}(Vane)/\bar{\sigma}_{vm}$ มาพล็อตกับค่าดัชนีสภาพพลาสติก (รูปที่ 4.9)



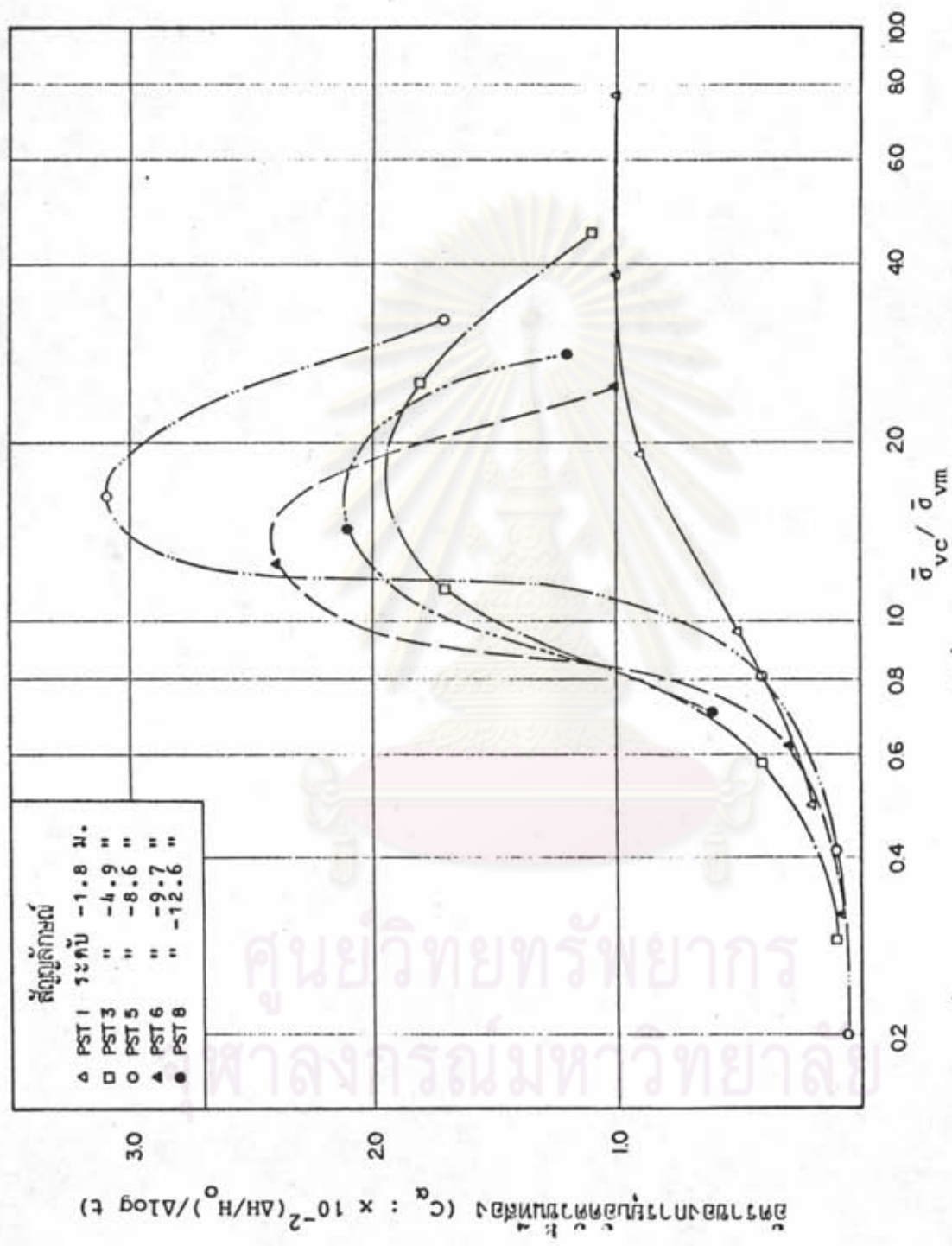
รูปที่ 4.5 ข้อมูลการทดสอบ Consolidation ของตัวอย่างดินจากหลุมเจาะที่ DB-1



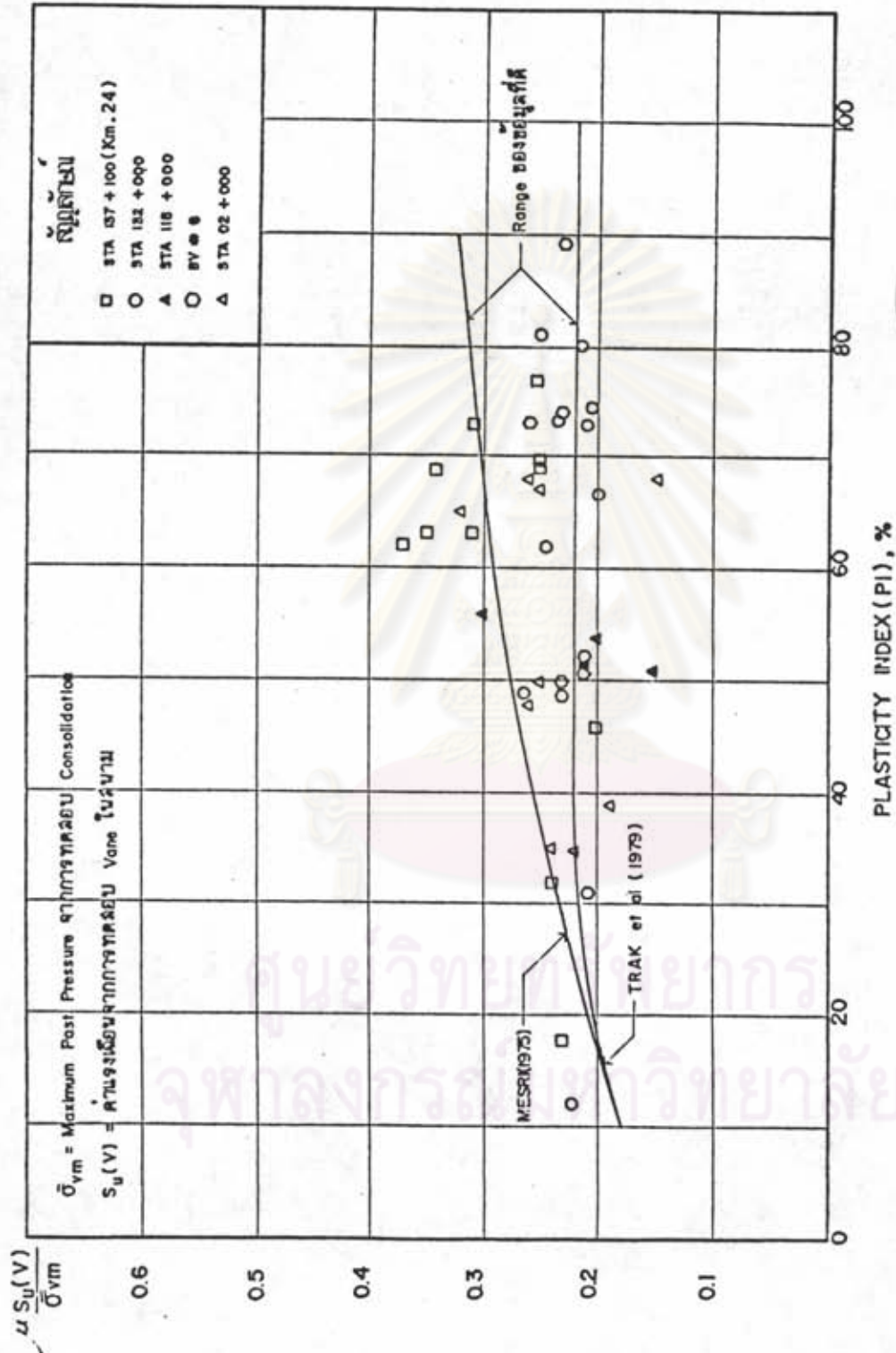
รูปที่ 4.6 ข้อมูลการทดสอบ Consolidation ของตัวอย่างดินจากหลุมเจาะที่ DB-2



รูปที่ 4.7 สัมประสิทธิ์ของการอัดตัวคายน้ำจากการทดสอบ Consolidation



รูปที่ 4.8 อัตราของการยุบตัวสัมพันธ์สองจากการทดสอบ Consolidation



รูปที่ 4.9 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\mu S_u(V) / \sigma_{vm}$ กับ PI

พบว่าข้อมูลบริเวณที่ทำการศึกษานี้ไม่คืนก ซึ่งอาจเนื่องมาจากคุณภาพของตัวอย่างดินที่ทำการเก็บขึ้นมา เมื่อทำการปรับแก้ข้อมูลทางด้านความสามารถยวบยัดตัว จึงได้ทำการพล็อตระหว่าง m_v กับปริมาณความชื้น ดังแสดงในรูปที่ 4.10 จะเห็นว่าค่า $m_v(\text{Before } \bar{\sigma}_{vm})$ ที่ กม. 24 กระจายออกนอกกลุ่มเป็นบางส่วน ดังนั้นจึงได้หาความสัมพันธ์ระหว่าง $m_v(\text{Before } \bar{\sigma}_{vm})$ กับ w_n ปรากฏว่า $m_v = 7.8 \times 10^{-5} w_n$ สำหรับค่า $m_v(\text{After } \bar{\sigma}_{vm})$ นั้นพบว่ามีค่าอยู่ในกลุ่มกับข้อมูลของการศึกษาส่วนอื่น ๆ ดังนั้นจึงไม่ต้องปรับแก้ แต่จะปรับแก้เฉพาะค่า $m_v(\text{Before } \bar{\sigma}_{vm})$ โดยใช้ความสัมพันธ์ดังกล่าวข้างบน และจะใช้ข้อมูลเหล่านี้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวต่อไป

4.2.3 การทดสอบ UU

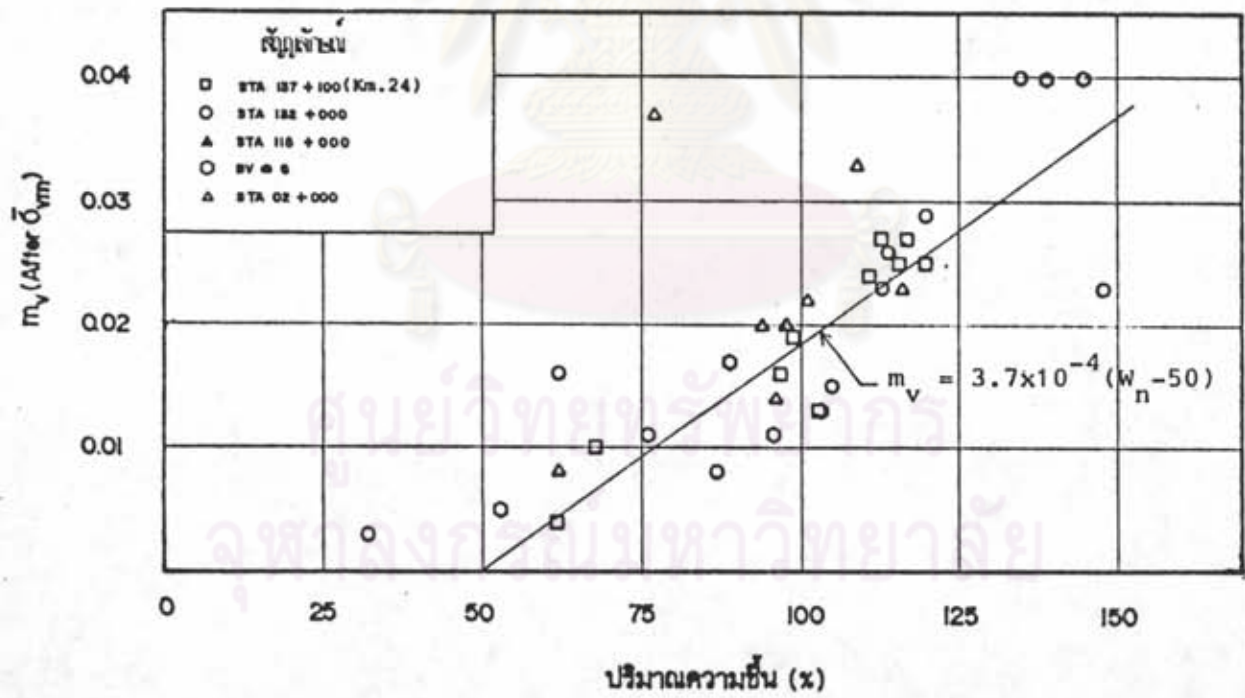
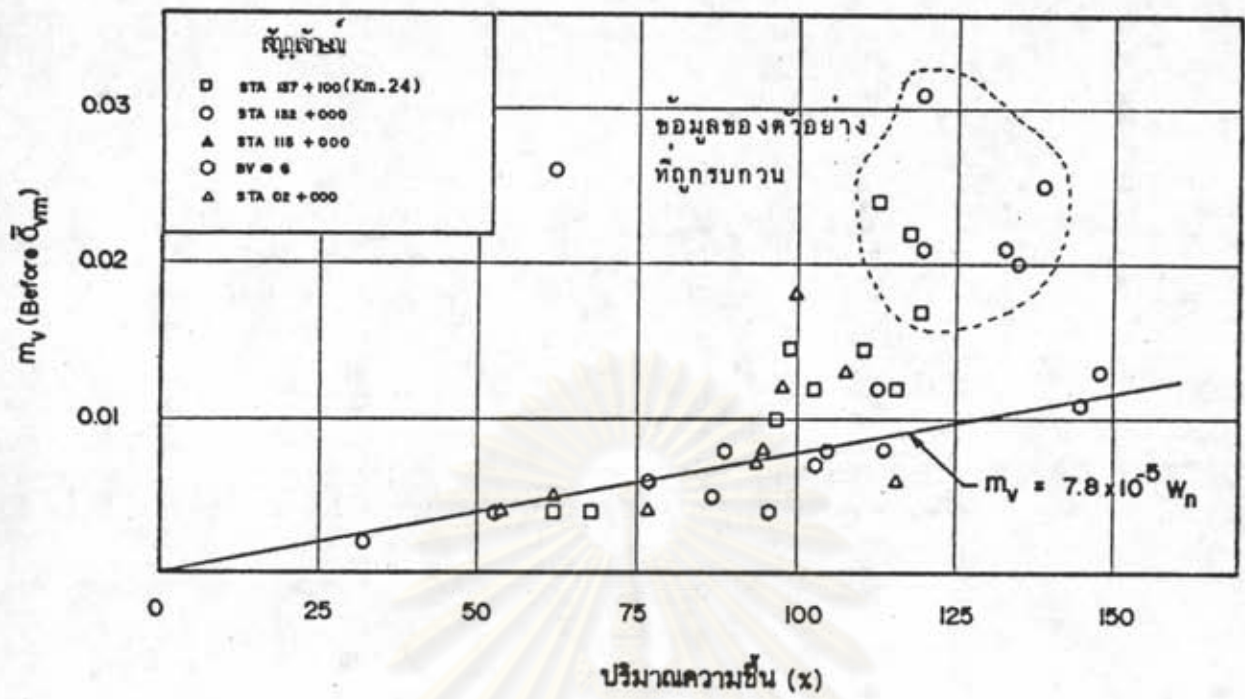
การทดสอบ UU ได้กระทำขึ้นโดยใช้ตัวอย่างดินจากหลุมเจาะที่ DB-2 ในรูปที่ 4.11 เป็นผลที่ได้จากการทดสอบ ค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ (S_u) จากการทดสอบ UU นี้มีค่าระหว่าง 0.8-2.1 $\text{กน}/\text{ม}^2$ ในชั้นดินเหนียวอ่อน และ 2.6-3.1 $\text{กน}/\text{ม}^2$ ในชั้นดินเหนียวปานกลาง เมื่อเปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากการทดสอบ Field Vane (DV-3) พบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ Field Vane มีค่าสูงกว่าประมาณ 1.7-2.1 เท่า ส่วนค่าโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำ (E_u) นั้น ได้พิจารณาที่ระดับความเค้นเท่ากับ 50 และ 80% พบว่าในชั้นดินเหนียวอ่อนค่า E_u มีค่าสูงขึ้นตามความลึก และในช่วงความลึกที่ดินเหนียวอ่อนเป็นดินเหนียวอัดแน่นปกติ ค่า $E_{u(50)}/\bar{\sigma}_{vo}$ มีค่าประมาณ 35 ค่า E_u นี้ จะถูกนำไปใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวต่อไป

4.2.4 ผลการทดสอบ Stress Path

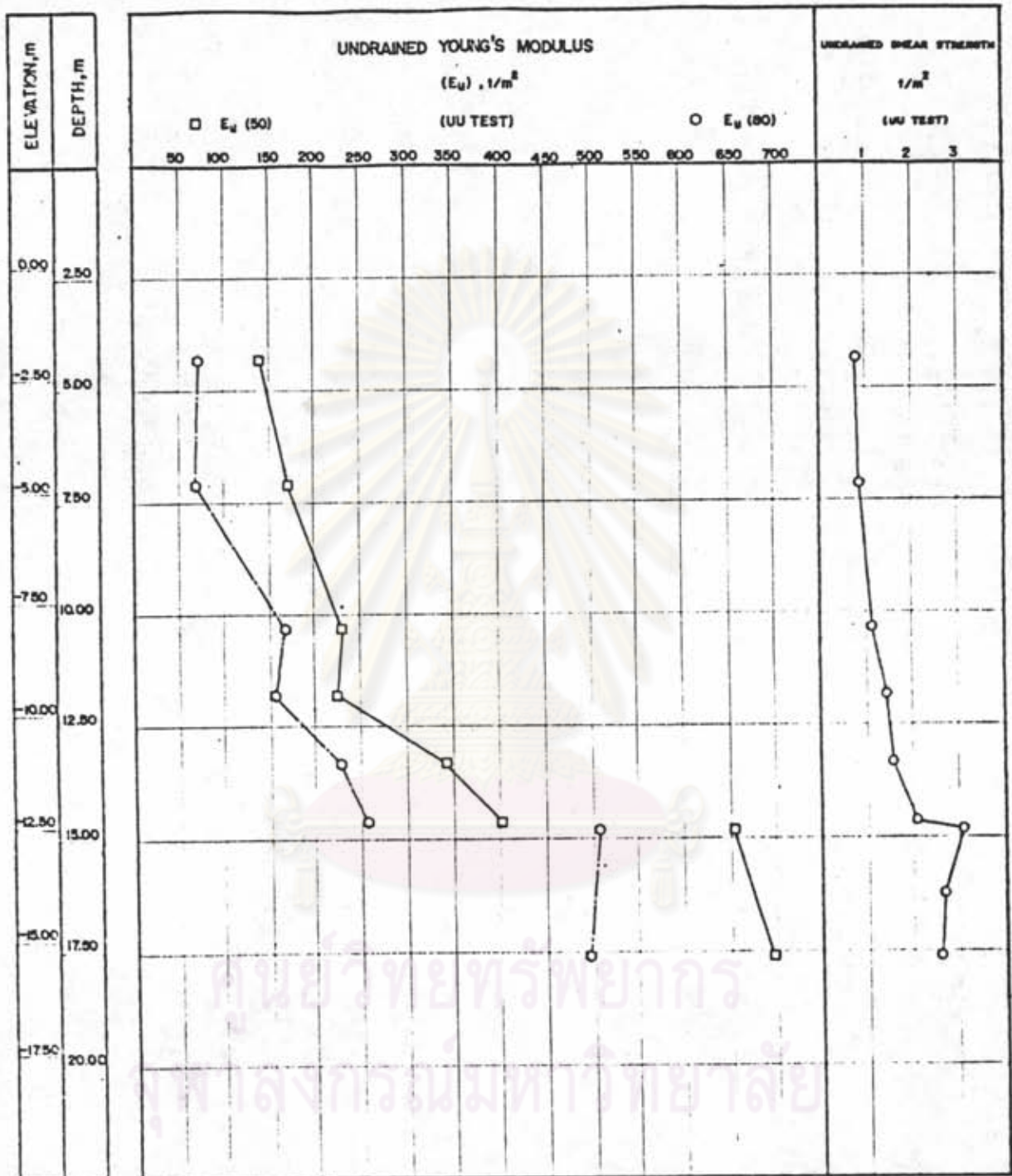
รูปที่ 4.12 เป็น TSP และ ESP ที่ได้จากการทดสอบทั้งหมด 5 ตัวอย่าง และตามที่กล่าวมาแล้วถึงวิธีการทดสอบว่าได้แบ่งออกเป็นชั้นคอนดนนเก่าและดินใหม่ สำหรับในที่นี้จะได้แสดงผล และกล่าวถึงเฉพาะในส่วนของชั้นคอนดนนใหม่เท่านั้น ค่าพารามิเตอร์ของดินที่ได้ในชั้นคอนนี้ จะนำไปใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวเนื่องจากการปรับปรุงยกระดับของถนนต่อไป

ก. การทดสอบในสภาพไม่ระบายน้ำ

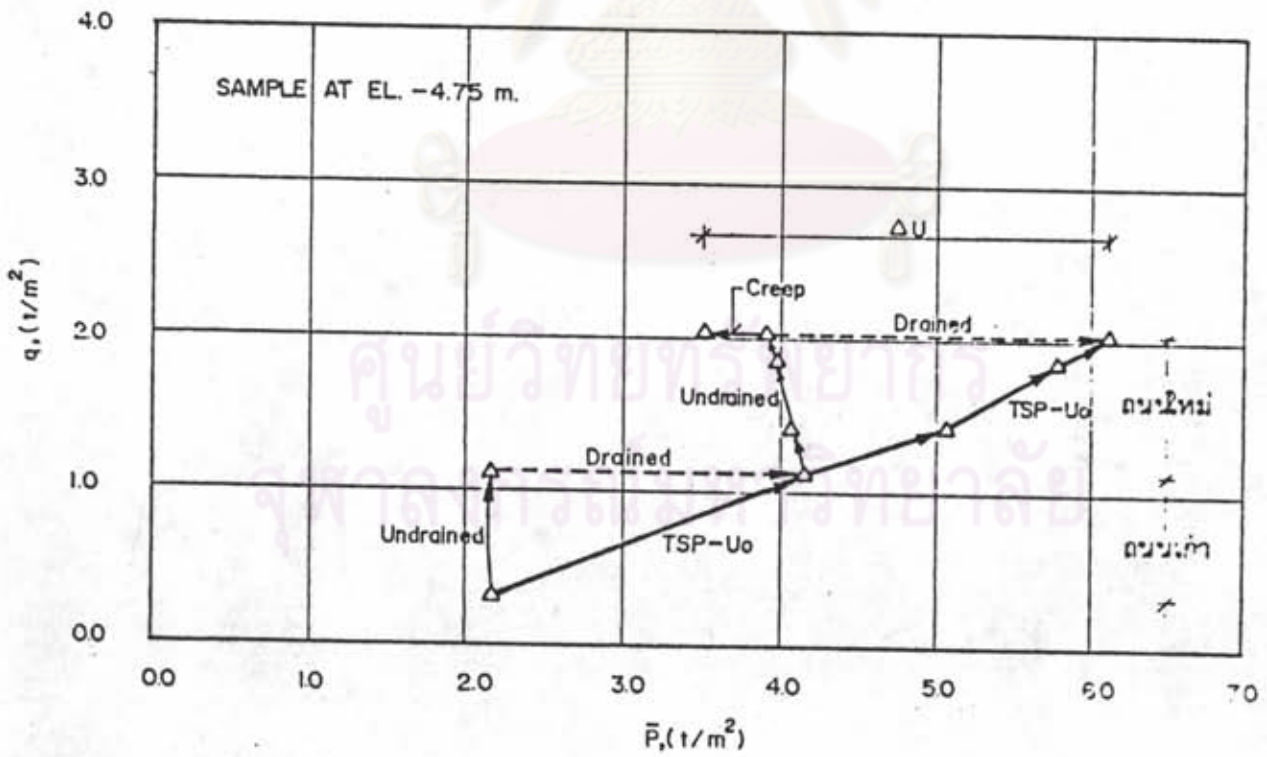
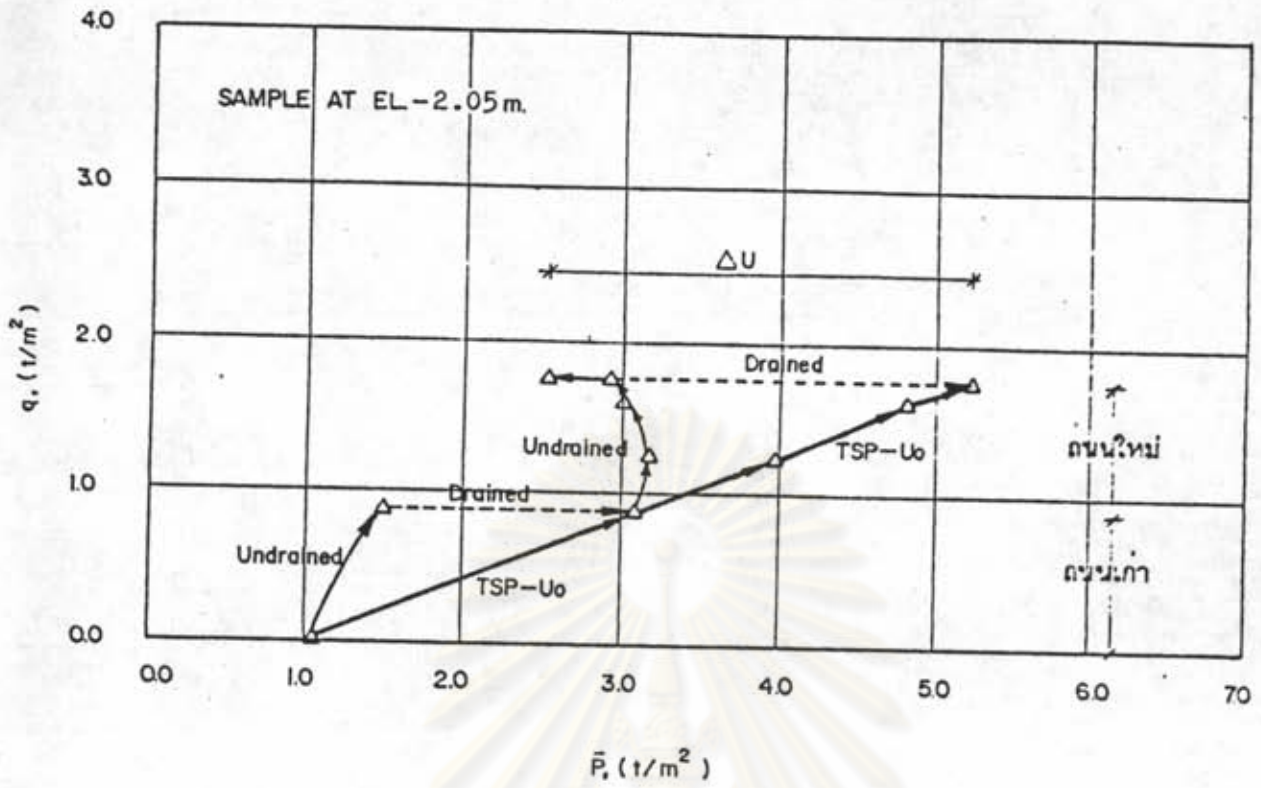
ตารางที่ 4.2 เป็นสรุปผลของการทดสอบรวมทั้งการคำนวณปริมาณ



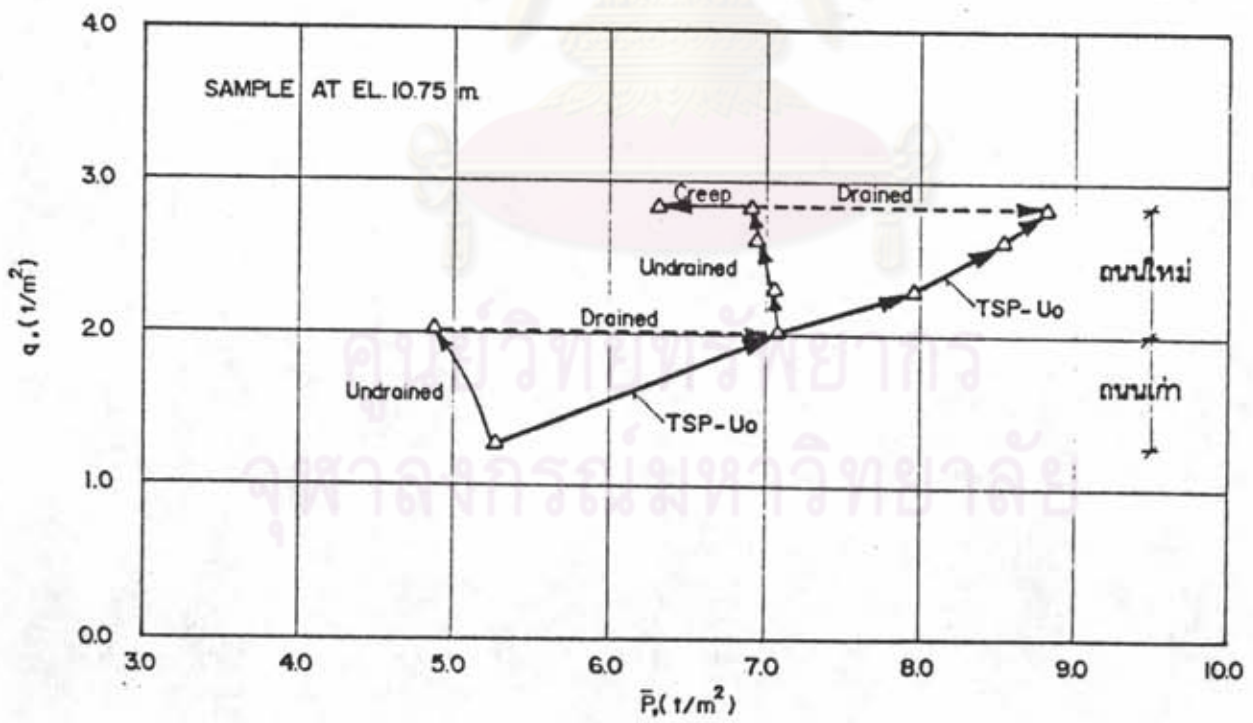
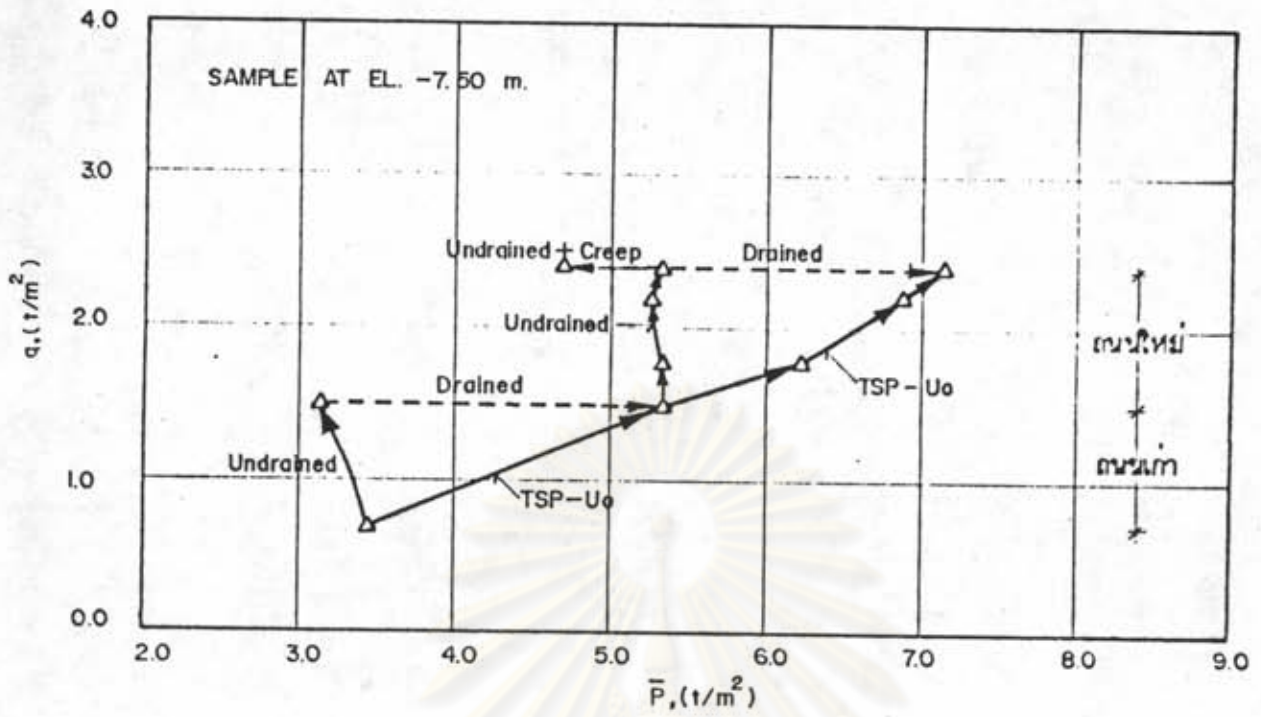
รูปที่ 4.10 การพล็อตระหว่างปริมาณความชื้นกับ m_v



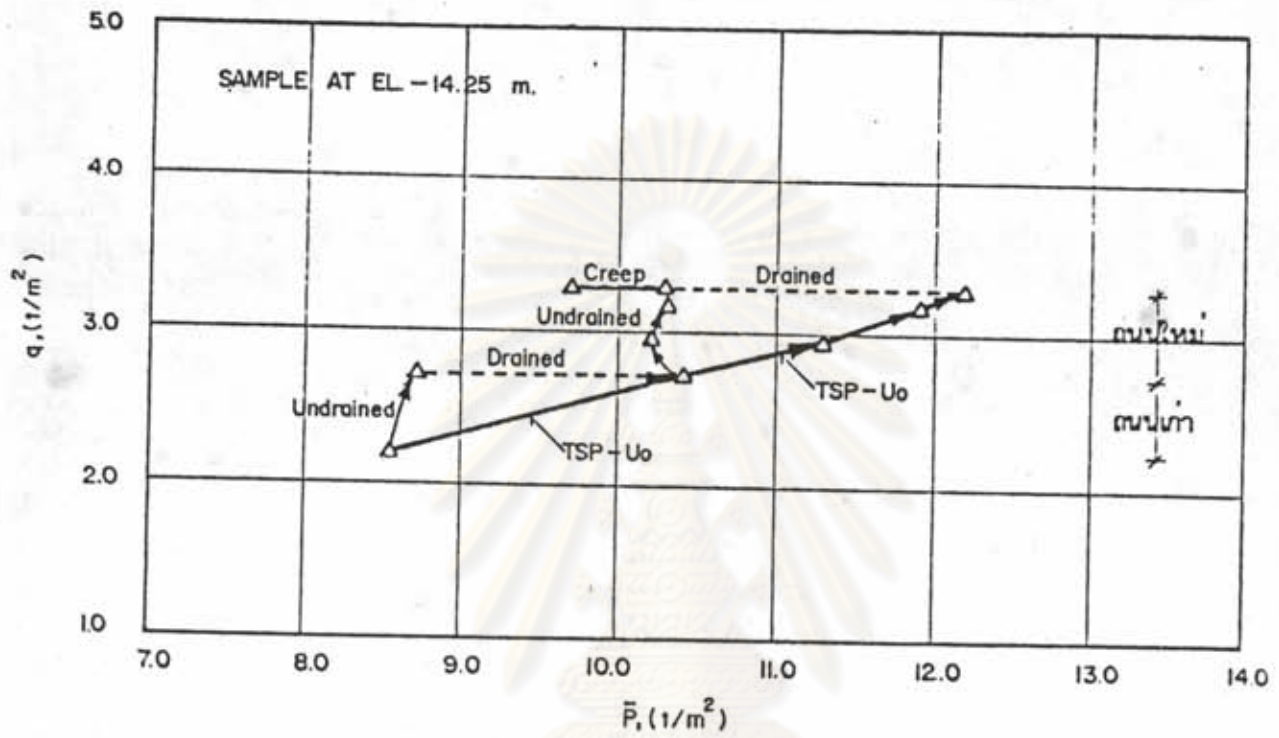
รูปที่ 4.11 ผลการทดสอบ UU (ตัวอย่างดินจากหลุมเจาะที่ DB-2)



รูปที่ 4.12(n) Effective Stress Path ของตัวอย่างดิน



รูปที่ 4.12(ข) Effective Stress Path ของตัวอย่างดิน



รูปที่ 14.2(ค) Effective Stress Pathของตัวอย่างดิน

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.2 สรุปผลการทดสอบ Stress Path (แบบไม่ระบายน้ำ)

| Layer | Elevation MSL (m.) | H (m.) | Incre. Stresses | | Results | | | | | Settlement (cm.) | | Remarks |
|-------|--------------------|--------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------|------------------|-------|------|------------------------------|------------------|------------|--|
| | | | $\Delta\sigma_v$ (T/m ²) | $\Delta\sigma_h$ (T/m ²) | ΔU (T/m ²) | ϵ_u (%) | μ | A | E_{u2} (T/m ²) | without Creep | with Creep | |
| 1 | -0.6 to -3.5 | 2.9 | 1.24 | 0.52 | 0.9 | 0.11 | 0.73 | 0.53 | 655 | 2.23 | 7.13 | $\mu = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_v}$ $A = \frac{\Delta u - \Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3}$ $E_u = \frac{\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3}{\epsilon_u}$ *เบ็ดล้นระบายน้ำ เนื่องจาก มีแนวโน้มจะเกิดการวัฏ |
| | | | 2.46 | 0.99 | 1.9 | 0.59 | 0.77 | 0.62 | 249 | | | |
| | | | 3.01 | 1.27 | 2.4* | 0.77 | 0.60 | 0.65 | 226 | | | |
| 2 | -3.5 to -6.0 | 2.5 | 1.21 | 0.60 | 1.0 | 0.09 | 0.83 | 0.66 | 678 | 2.15 | 4.30 | |
| | | | 2.36 | 0.90 | 1.8 | 0.46 | 0.76 | 0.62 | 317 | | | |
| | | | 2.88 | 1.04 | 2.2* | 0.86 | 0.76 | 0.63 | 214 | | | |
| 3 | -6.0 to -9.0 | 3.0 | 1.18 | 0.60 | 0.9 | 0.08 | 0.76 | 0.52 | 725 | 1.71 | 4.86 | |
| | | | 2.24 | 0.80 | 1.6 | 0.33 | 0.71 | 0.56 | 436 | | | |
| | | | 2.72 | 0.88 | 1.8* | 0.57 | 0.66 | 0.50 | 323 | | | |
| 4 | -9.0 to -12.5 | 3.5 | 1.16 | 0.60 | 0.9 | 0.03 | 0.78 | 0.54 | 1867 | 0.91 | 3.29 | |
| | | | 2.12 | 0.80 | 1.6 | 0.16 | 0.75 | 0.61 | 825 | | | |
| | | | 2.55 | 0.90 | 1.9* | 0.26 | 0.75 | 0.61 | 635 | | | |
| 5 | -12.5 to -16.0 | 3.5 | 1.11 | 0.68 | 1.1 | 0.007 | 0.99 | 0.98 | 6143 | 0.09 | 0.20 | |
| | | | 1.95 | 1.06 | 1.6 | 0.018 | 0.82 | 0.61 | 4944 | | | |
| | | | 2.33 | 1.23 | 1.9 | 0.025 | 0.82 | 0.61 | 4400 | | | |
| Total | | | | | | | | | | 7.09 | 19.78 | |

การทรุดตัว เนื่องจากการทดสอบนี้ได้แบ่งความเค้นให้เป็นไปตามลำดับของการก่อสร้างในสนาม และเมื่อถึงความเค้นสุดท้าย (การก่อสร้างเสร็จสิ้น) ได้ปล่อยน้ำหนักทิ้งไว้เพื่อทำการศึกษาค่าของอันไครนคริพ (Undrained Creep) ดังนั้นจึงทำให้ได้ข้อมูลที่ระดับความเค้นต่าง ๆ ความเครียดรวมทั้งความคืบหน้าในโพรงเพิ่มเติมที่เกิดขึ้นในช่วงอีลาสติก และช่วงอันไครนคริพด้วย จากการทดสอบทั้งหมด 5 ตัวอย่างนี้ ปรากฏว่าการทดสอบของตัวอย่างดิน 4 ชั้นบน เมื่อใส่ น้ำหนักครบและปล่อยน้ำหนักทิ้งไว้ได้ช่วงระยะเวลาหนึ่ง พบว่ามีแนวโน้มของการวิบัติเกิดขึ้น เพื่อป้องกันกาพังทลายของตัวอย่างดิน จึงจำเป็นต้องเปิดลิ้นระบายน้ำก่อนถึงเวลา 3 วัน ตามที่กำหนดไว้ ดังนั้นข้อมูลที่ได้ (ความเครียด และความคืบหน้าในโพรงเพิ่มเติม) อาจจะไม่ใช้ค่าสูงสุดที่สามารถเกิดขึ้น

เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบความเครียด และความคืบหน้าในโพรงเพิ่มเติมที่เกิดขึ้นในช่วงอีลาสติก และในช่วงอันไครนคริพ ได้พบว่าในช่วงของอันไครนคริพนั้น ความเครียดมีค่า 2.0-3.6 เท่า ของค่าในช่วงอีลาสติก เมื่อทำการ Normalized ค่า E_u ที่ได้จากการทดสอบ Stress Path นี้ และการทดสอบ UU ด้วยค่า S_u (Vane) (ตารางที่ 4.3) และทำการพล็อตระหว่าง E_u/S_u กับระดับความเค้นเฉือน ดังแสดงในรูปที่ 4.13 จะเห็นว่า E_u/S_u มีค่าลดลงเมื่อระดับความเค้นเฉือนสูงขึ้น และยังพบว่า $E_{u(creep)}/S_u$ มีค่าอยู่ในช่วงของ $E_{u(80)}/S_u$ ดังนั้นสำหรับพื้นที่บริเวณนี้อาจใช้ค่า $E_{u(80)}$ จากการทดสอบ UU คำนวณหาการทรุดตัวทันทีที่รวมถึงผลของอันไครนคริพแทนการทดสอบ Stress Path ที่ยุ่งยากและใช้เวลานาน อนึ่งพึงระลึกไว้ด้วยว่าเส้นโค้งที่แสดงในรูปที่ 4.13 นั้นได้มาจากข้อมูลดินเหนียวอ่อน ซึ่งมีค่า $\mu = 1.00$

สำหรับค่า μ และ A นั้นได้ทำการพล็อตเปรียบเทียบข้อมูลของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ในรูปที่ 4.14 และ 4.15 โดยค่า A ที่นำมาพล็อตนี้ได้เลือกค่าที่เกิดขึ้น สำหรับระดับความเค้นเฉือนประมาณ 1.0 ซึ่งปรากฏว่า μ มีค่าใกล้เคียงกับขอบเขตที่กำหนดไว้ สำหรับ A นั้นพบว่าส่วนมากมีค่าต่ำกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบ \overline{CK}_{UC} ของตัวอย่างดินที่ กม. 52 ที่เป็นคั้งนี้อาจเป็นเพราะค่า Δu ที่ได้ค่าสุดท้ายก่อนการเปิดลิ้นระบายน้ำนั้น ยังไม่ใช้ค่าสูงสุดที่จะเกิดขึ้นได้ คาดว่าค่า Δu สูงสุดที่จะเกิดขึ้นสามารถทำให้ค่า μ และ A ใกล้เคียงกับค่า $\mu(Lee)$ และ A_f จากการทดสอบ \overline{CK}_{UC} ตามลำดับ ดังนั้นจึงอาจกล่าวได้ว่าสามารถใช้ $\mu(Lee)$ และ A_f นี้ประมาณค่าสูงสุดของความคืบหน้าในโพรงเพิ่มเติมที่เกิดขึ้นเนื่องจากผลของอันไครนคริพได้

ตารางที่ 4.3 การ Normalized E_u ของ S_u (Vane)

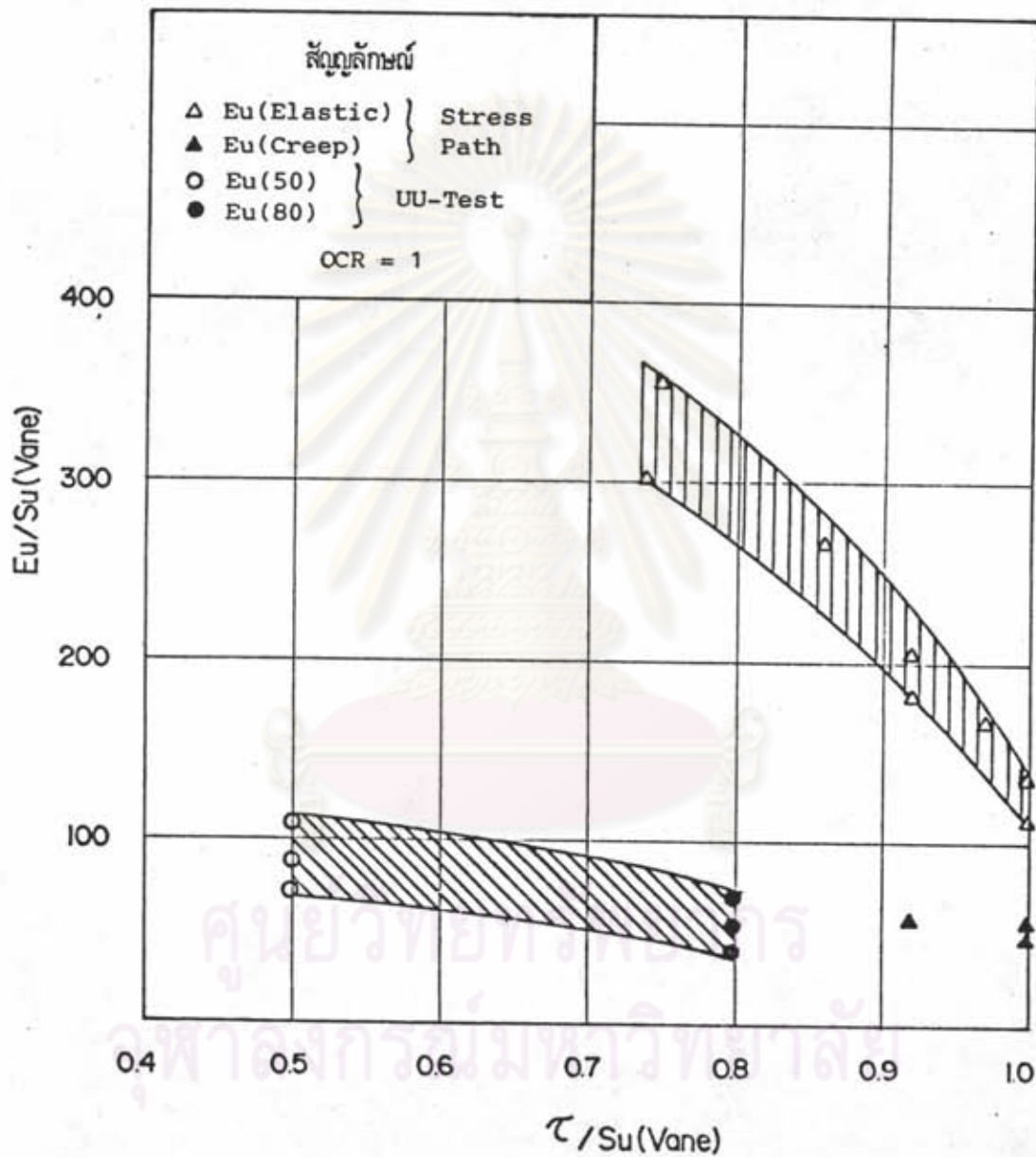
| Layer | ขนาด | | | τ | S_u | $\frac{\tau}{S_u}$ | Stress Path | | | UU-Test | |
|-------|------------------|------------------|-----|--------|-------|--------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|--|
| | $\bar{\sigma}_v$ | $\bar{\sigma}_h$ | OCR | | | | $\frac{E_u(E)}{S_u}$ | $\frac{E_u(C)}{S_u}$ | $\frac{E_u(50)}{S_u}$ | $\frac{E_u(80)}{S_u}$ | |
| 1 | 3.97 | 2.22 | 1.5 | 1.24 | 2.1 | 0.59 | 312 | 34 | 67 | 36 | |
| | | | | 0.52 | | | 119 | | | | |
| | | | | 0.99 | | | 108 | | | | |
| 2 | 5.28 | 3.06 | 1.0 | 1.42 | 1.9 | 0.75 | 357 | 56 | 87 | 39 | |
| | | | | 0.60 | | | 167 | | | | |
| | | | | 0.90 | | | 113 | | | | |
| 3 | 6.82 | 3.85 | 1.0 | 1.78 | 2.4 | 0.74 | 302 | 48 | 71 | 54 | |
| | | | | 0.60 | | | 182 | | | | |
| | | | | 0.80 | | | 135 | | | | |
| 4 | 9.10 | 5.08 | 1.0 | 2.29 | 3.1 | 0.74 | 602 | 57 | 108 | 69 | |
| | | | | 0.60 | | | 266 | | | | |
| | | | | 0.80 | | | 205 | | | | |
| 5 | 13.13 | 7.68 | 1.1 | 2.94 | 6.1 | 0.48 | 1007 | 316 | 111 | 82 | |
| | | | | 0.68 | | | 810 | | | | |
| | | | | 1.06 | | | 721 | | | | |

Note : Stress in T/m^2

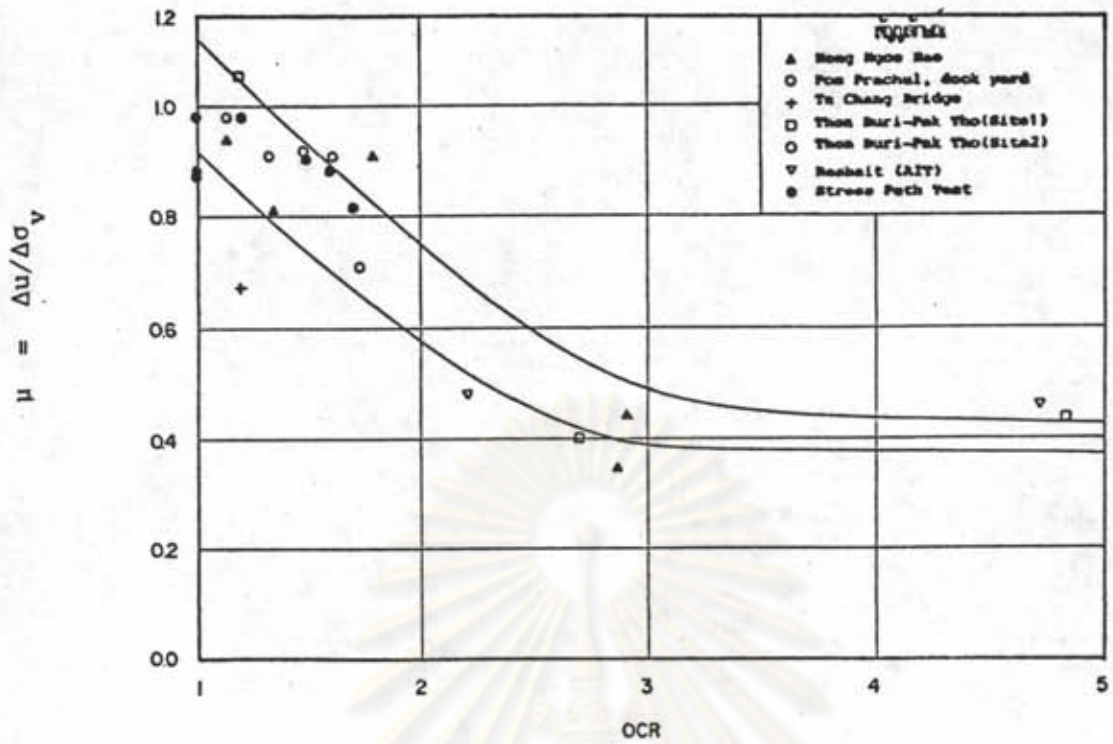
$$S_u = S_{u(\text{Vane})}$$

$$E_{u(E)} = E_u \text{ in Elastic range}$$

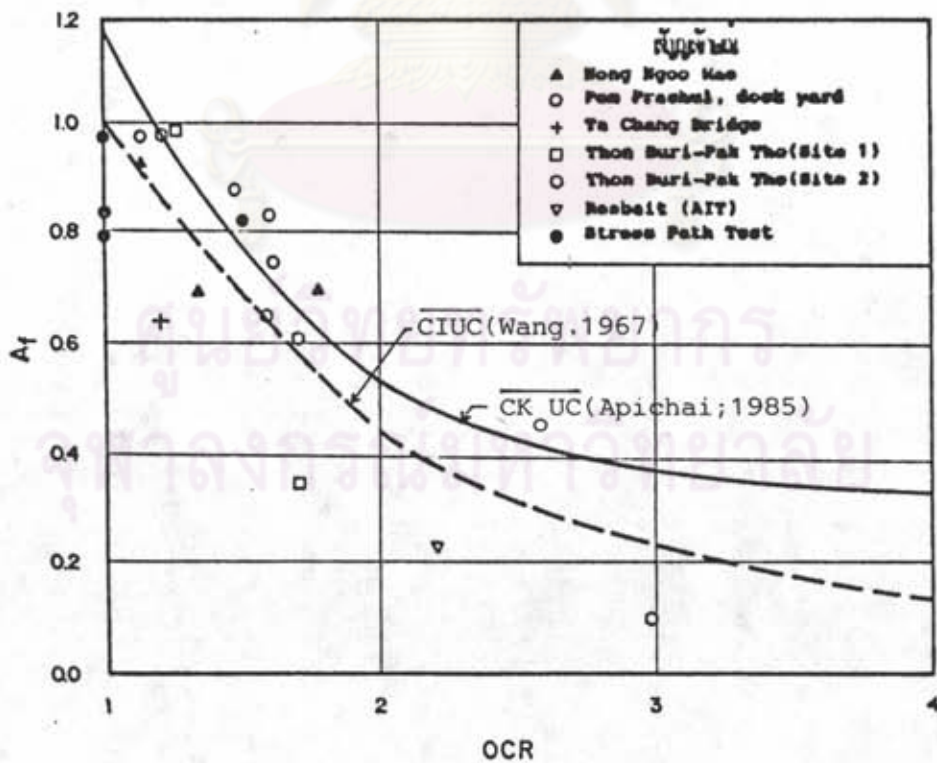
$$E_{u(C)} = E_u \text{ with Creep}$$



รูปที่ 4.13 ความสัมพันธ์ระหว่าง $E_u/S_u(\text{Vane})$ กับระดับความเค้นเฉือน



รูปที่ 4.14 ความสัมพันธ์ระหว่าง μ กับ OCR



รูปที่ 4.15 ความสัมพันธ์ระหว่าง A_f กับ OCR

ข. การทดสอบในสภาพระบายน้ำ

การทดสอบในชั้นตอนนี้ได้ทำการบันทึกค่าการยุบตัวของดินในแนวดิ่งและการเปลี่ยนแปลงปริมาตรกับเวลา เพื่อที่จะประมาณเวลาที่สิ้นสุดของการอัดตัวคายน้ำ (t_{100}) คือไป รูปที่ 4.16 เป็นการพล็อตระหว่างความเครียดในแนวแกน (Axial Strain) และความเครียดในเชิงปริมาตร (Volumetric Strain) กับ \log ของเวลา

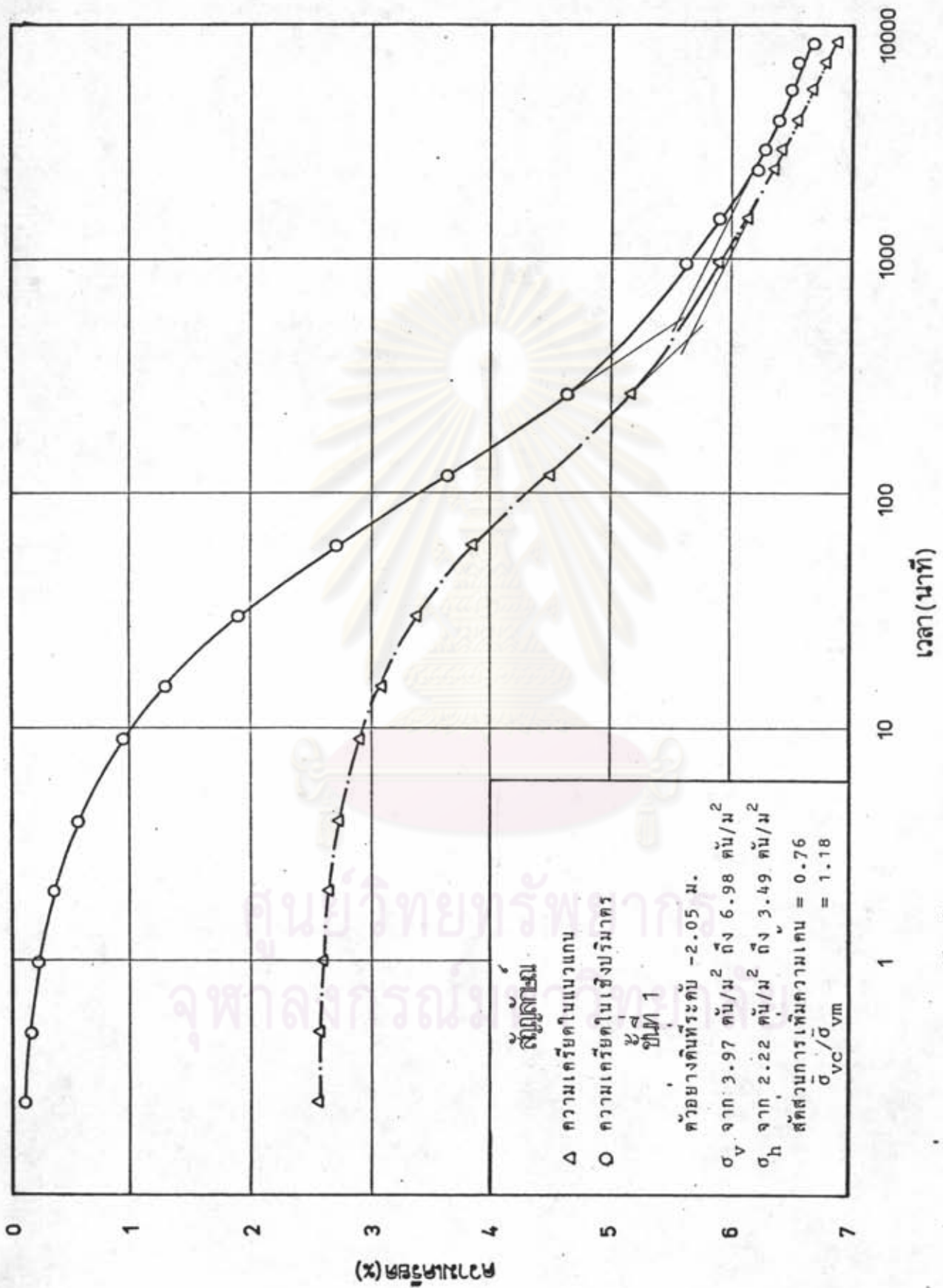
เป็นที่ทราบกันดีแล้วว่าลักษณะของเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับ \log ของเวลานั้น มีอยู่ 3 รูปแบบเดียวกัน และจากการวิจัยที่ผ่านมาของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ และหนองงูเห่า (Tavenas and Moh; 1968, Brand and Kanjanaphas; 1971, Thumaphudti; 1974 และ Reinmanopon; 1974) โดยการทดสอบ consolidation แบบ 1 มิติ ได้สรุปไว้ว่าเส้นโค้งแบบที่ 3 จะเกิดขึ้นเมื่อสัดส่วนการเพิ่มความดัน (Pressure Increment Ratio) ต่ำกว่า 0.5 สำหรับความเค้นในช่วงต่ำกว่า $\bar{\sigma}_{vm}$ และ 0.25 สำหรับความเค้นในช่วงมากกว่า $\bar{\sigma}_{vm}$

เมื่อพิจารณาจากรูปที่ 4.16 จะเห็นว่าสำหรับดิน 4 ชั้นบนเส้นโค้งที่ได้จะเป็นแบบที่ 1 ส่วนตัวอย่างดินชั้นที่ 5 ซึ่งสัดส่วนการเพิ่มความดันต่ำเพียง 0.18 นั้นเป็นเส้นโค้งแบบที่ 3 การประมาณค่า t_{100} กระทำโดยอาศัยวิธีการของ Casagrande และได้พบว่าทั้งเส้นโค้งของความเครียดในแนวแกนและความเครียดในเชิงปริมาตรกับ \log ของเวลานั้น ให้ค่า t_{100} ที่ใกล้เคียงกัน ในที่นี้ได้ใช้ t_{100} จากเส้นโค้งของความเครียดในเชิงปริมาตรกับ \log ของเวลา สำหรับชั้นที่ 5 นั้นเนื่องจากใช้วิธีของ Casagrande ไม่ได้ จึงได้ใช้วิธี \sqrt{t} ของ Taylor ประมาณค่า t_{100} แทน

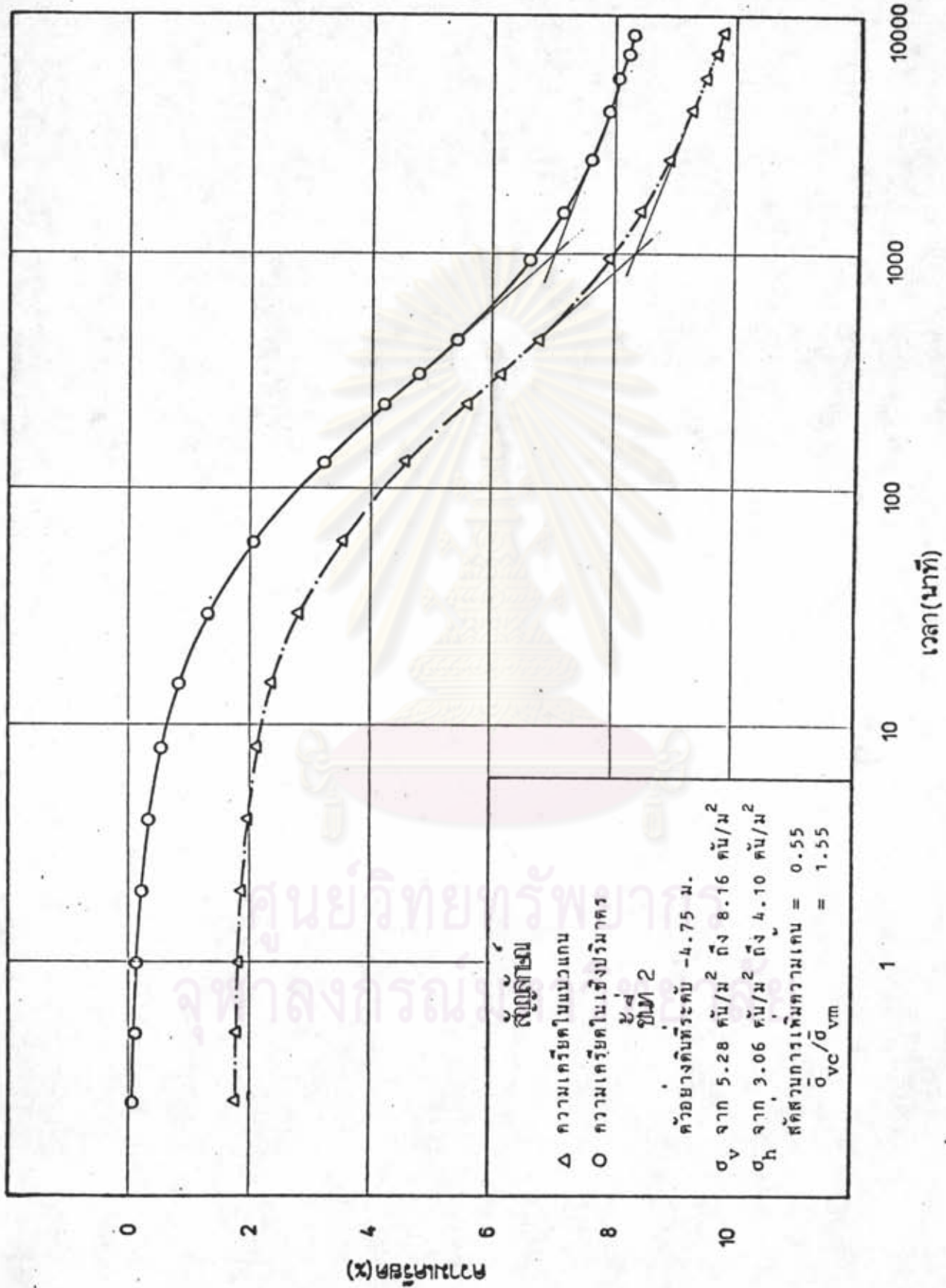
ในตารางที่ 4.4 เป็นสรุปผลและพารามิเตอร์ที่ได้จากการทดสอบรวมทั้งการคำนวณหาปริมาตรการทรุดตัว สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อน v' มีค่าประมาณ 0.2-0.3 และ E' มีค่าประมาณ 28-40 T/m^2 ส่วนค่า C_v และ C_α เมื่อนำไปเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการทดสอบ consolidation (รูปที่ 4.6 และ 4.7) พบว่าค่าที่ได้จากการทดสอบ Stress Path นี้ให้ค่าที่ต่ำกว่ามาก

4.3 ความคืบหน้าในโพรงเพิ่ม

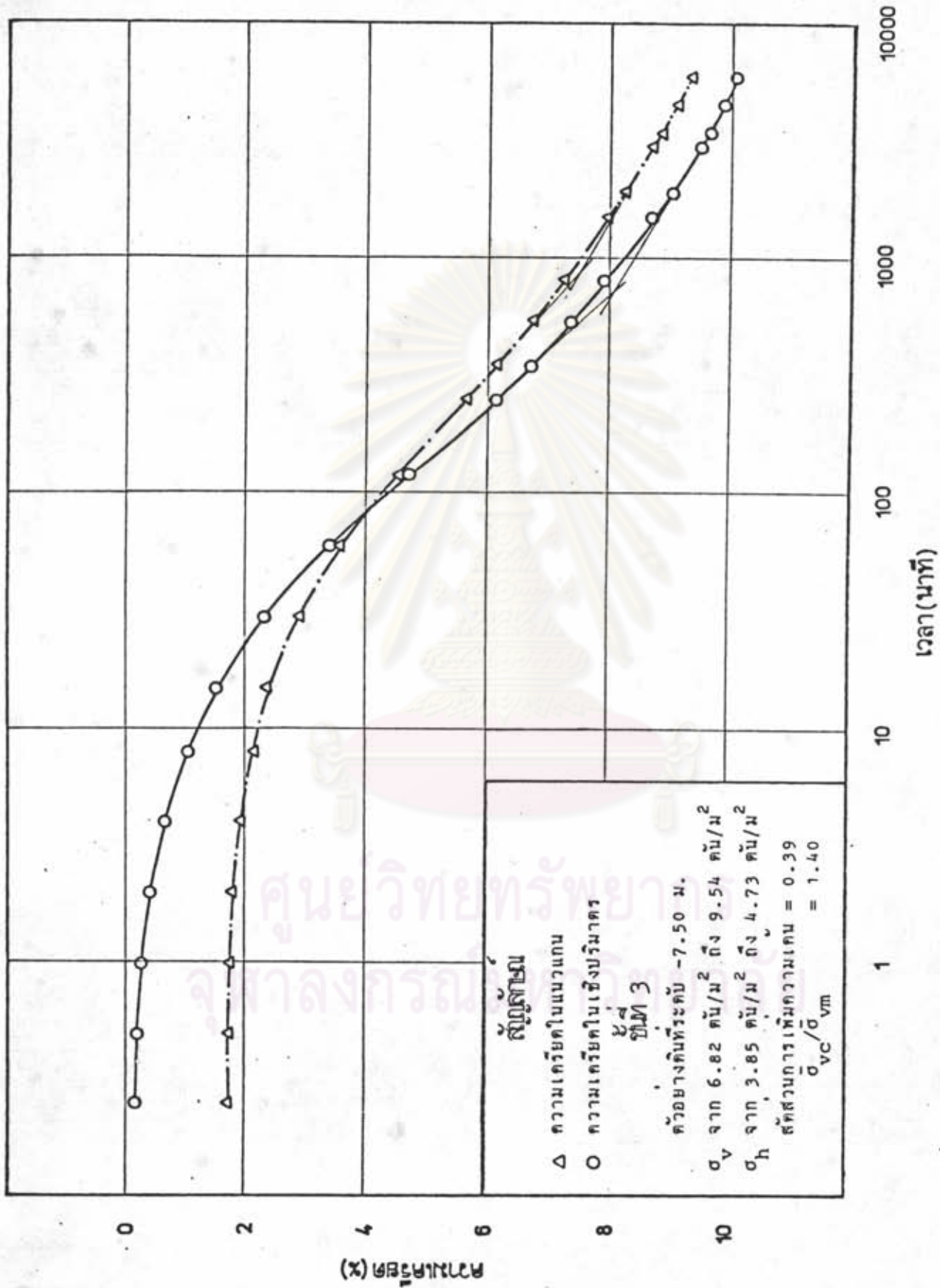
4.3.1 ข้อมูลที่ได้จากการวัดในสนาม



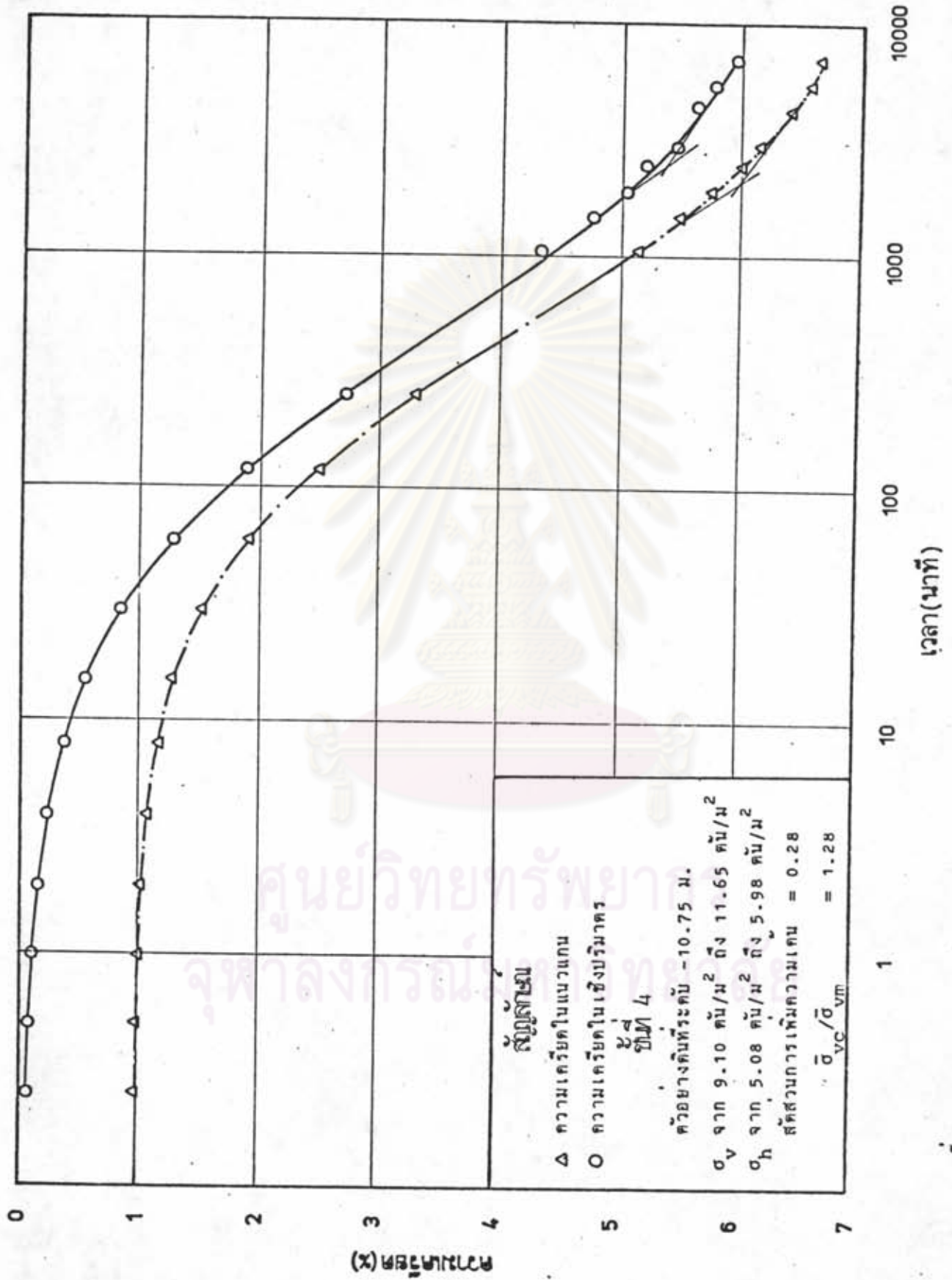
รูปที่ 4.16(ก) ความเคียดกับ log ของเวลา



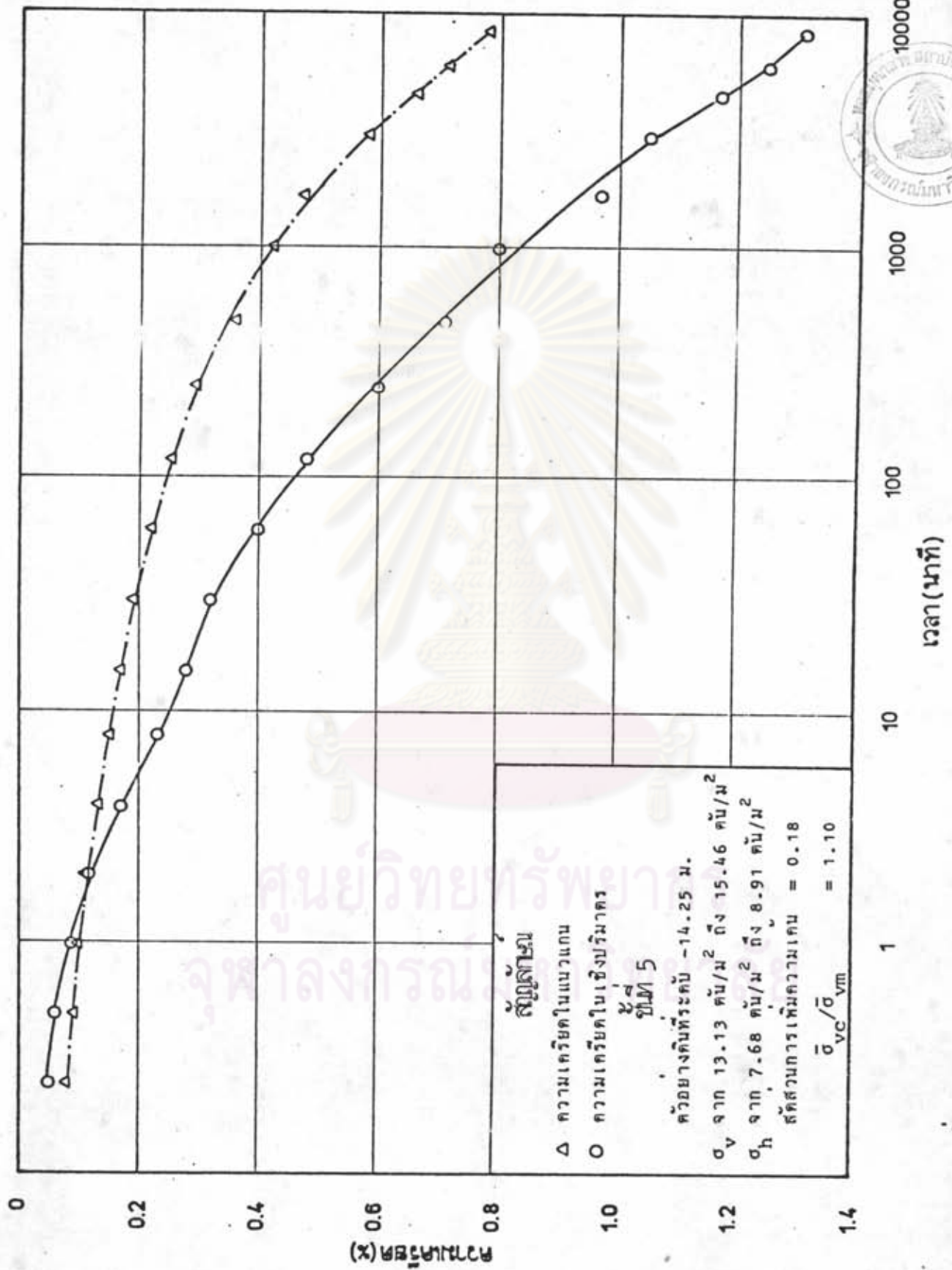
รูปที่ 4.16(ข) ความเครียดกับ log ของเวลา



รูปที่ 4.16(ค) ความเครียดกับ log ของเวลา



รูปที่ 4.16(ง) ความเครียดกับ log ของเวลา



รูปที่ 4.16(จ) ความเค้นกับ log ของเวลา



ตารางที่ 4.4 ขั้นตอนการหาค่าของ Stress Path (แบบระบายน้ำ)

| Layer | Elevation MSL; (m) | | H (m) | Incre. Stresses | | ϵ' % | ϵ_v % | C_v | Results | | | Settle-ment (cm.) | Note |
|-------|--------------------|-------|-------|--|--|---------------|----------------|-------|------------|----------------------------|-------|-------------------|--|
| | From | to | | $\Delta\sigma_v/2$ (T/m ²) | $\Delta\sigma_h/2$ (T/m ²) | | | | C_α | E'_2 (T/m ²) | v' | | |
| 1 | -0.6 | -3.5 | 2.9 | 3.01 | 1.27 | 3.10 | 5.23 | 4.58 | 0.009 | 40 | 0.312 | 8.99 | $v' = \frac{\epsilon_1 \Delta\sigma_3 - \epsilon_3 \Delta\sigma_1}{\epsilon_1 (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3) - 2\epsilon_3 \Delta\sigma_3}$ $E' = \frac{\Delta\sigma_1 - 2v' \Delta\sigma_3}{\epsilon_1}$ $\epsilon_1 = \epsilon_u + \epsilon'$ $\epsilon_3 = \frac{1}{2}(\epsilon_v - \epsilon_1)$ $C_v : \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{Sec.}$ |
| 2 | -3.5 | -6.0 | 2.5 | 2.88 | 1.04 | 6.31 | 6.70 | 1.65 | 0.014 | 28 | 0.312 | 15.78 | |
| 3 | -6.0 | -9.0 | 3.0 | 2.72 | 0.88 | 5.43 | 7.73 | 3.07 | 0.020 | 33 | 0.213 | 16.29 | |
| 4 | -9.0 | -12.5 | 3.5 | 2.55 | 0.90 | 5.11 | 5.32 | 1.15 | 0.011 | 33 | 0.296 | 17.89 | |
| 5 | -12.5 | -16.0 | 3.5 | 2.33 | 1.23 | 0.51 | 1.06 | 1.42 | 0.004 | 369 | 0.091 | 1.79 | |
| | | | | | | | | | | | | 60.74 | |

ค่าของ C_v โดยอาศัยรูปที่ 2.21 (Radial and Both End Drainage)

เพื่อพิจารณาความคืบหน้าในโพรงที่วัดได้จาก Dummy Piezometer (รูปที่ 4.17) พบว่าความคืบหน้าในโพรงเริ่มมีค่าลดลงต่ำกว่าความคืบหน้า Hydrostatic (มี Declined Pore Pressure) ที่ระดับประมาณ -4.0 เมตร แสดงว่าพื้นที่บริเวณนี้มีการสูบน้ำบาดาลขึ้นมาใช้ด้วยปริมาณที่มากกว่าน้ำที่ไหลกลับเข้าไปแทนที่ (Recharge) และเมื่อเปรียบเทียบค่าความคืบหน้าในโพรงที่เวลาต่างกัน พบว่ามีค่าลดลงเมื่อเวลาเปลี่ยนไป ซึ่งบอกให้รู้ว่าการสูบน้ำบาดาลได้ก่อให้เกิดการทรุดตัวขึ้นในบริเวณนี้

สำหรับความคืบหน้าในโพรงที่วัดได้จาก Piezometer ที่ตำแหน่งอื่น ๆ นั้น เมื่อนำค่าที่วัดได้ลบด้วยค่าความคืบหน้าในโพรงจาก Dummy Piezometer ที่ระดับเดียวกัน จะได้ค่าความคืบหน้าในโพรงเพิ่มที่ระดับนั้น ๆ รูปที่ 4.18 และ 4.19 เป็นข้อมูลความคืบหน้าในโพรงเพิ่มกับเวลา เมื่อพิจารณาตามรูปนี้แล้วพบว่าในช่วงเวลาที่ได้ทำการศึกษานี้ ค่าความคืบหน้าในโพรงเพิ่มมีแนวโน้มลดลงน้อยมาก แสดงว่าอัตราการกระจายออกของความคืบหน้าในโพรงเพิ่มมีค่าต่ำ

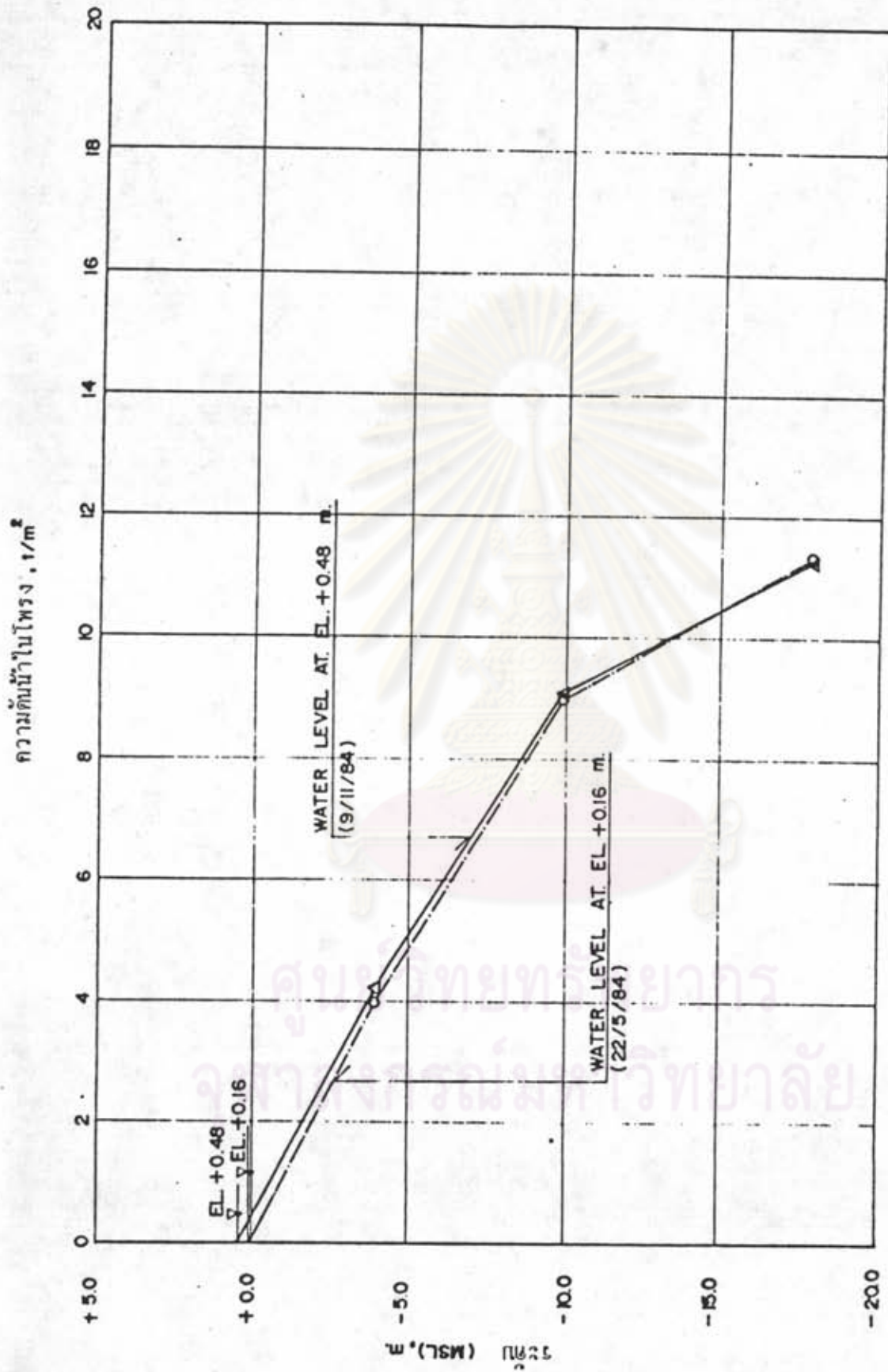
4.3.2 การประมาณความคืบหน้าในโพรงเพิ่ม

ความคืบหน้าในโพรงเพิ่มในที่นี้หมายถึงความคืบหน้าในโพรงเพิ่มเริ่มทันทีที่เกิดขึ้นภายหลังการก่อสร้างคันทางเสร็จ ตำแหน่งที่ทำการประมาณคือ ที่กึ่งกลางและที่ขอบของถนน (ตำแหน่ง P-4 และ P-3) และจะได้เปรียบเทียบค่าที่ประมาณได้นี้กับข้อมูลที่วัดได้ในสนามต่อไป

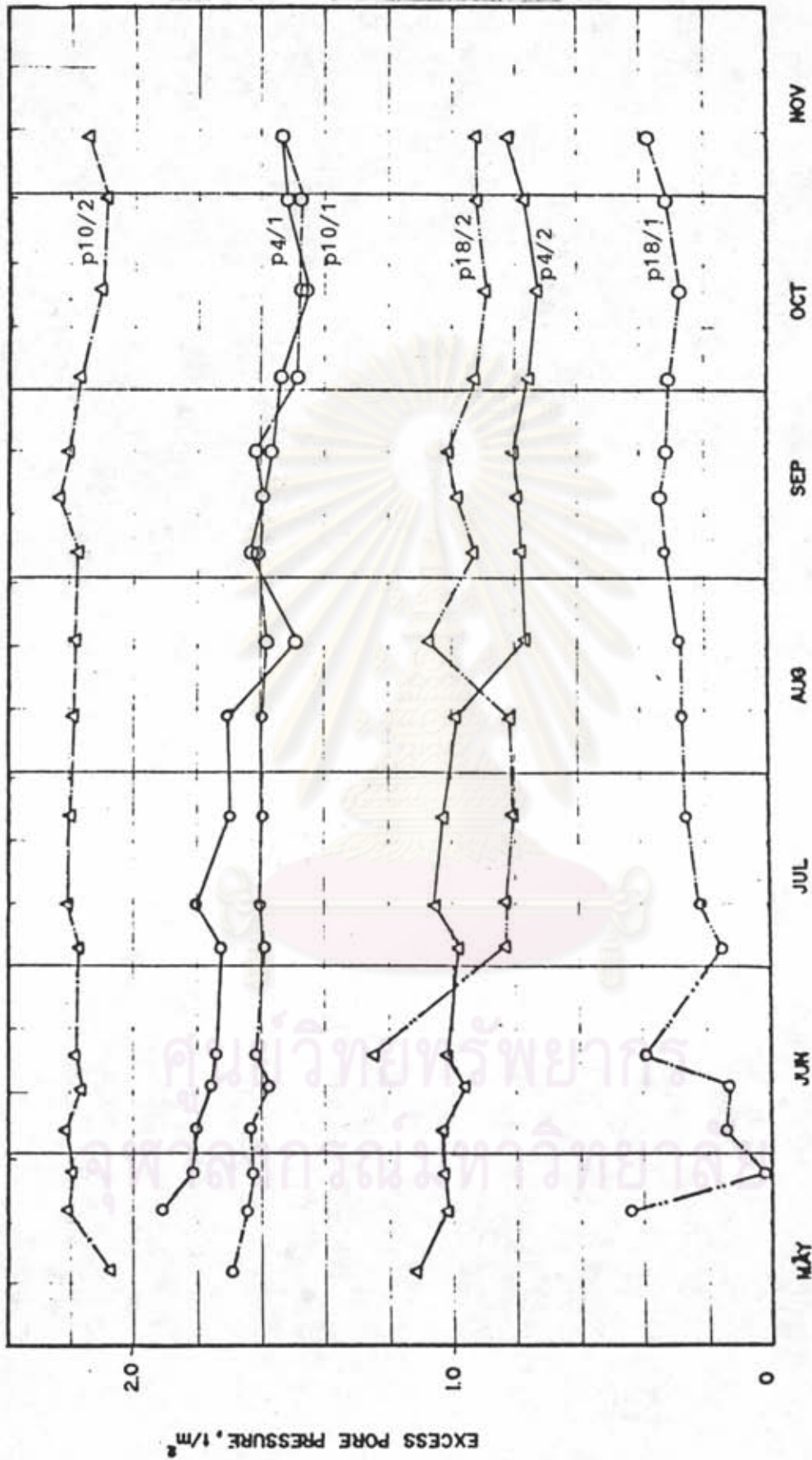
การประมาณความคืบหน้าในโพรงเพิ่มนี้ ได้กระทำขึ้นโดยอาศัยวิธีการและสมการต่าง ๆ ที่กล่าวไว้ในหัวข้อ 2.3 และมีรายละเอียดเพิ่มเติม ดังนี้

ก. ความเค้นที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักของคันทาง คำนวณได้โดยวิธีของ Poulos (1969) ตามรูปที่ 2.2 สำหรับที่ตำแหน่งขอบของถนนความเค้นที่ได้นั้นไม่ใช่หน่วยแรงหลัก ค่าที่ได้คือ $\Delta\sigma_x$, $\Delta\sigma_y$, $\Delta\sigma_z$ และ τ_{xz} และได้ใช้ค่าเหล่านี้คำนวณหาหน่วยแรงหลัก ($\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_2$ และ $\Delta\sigma_3$) และมุมระหว่าง $\Delta\sigma_1$ กับแนวดิ่ง (β) ต่อไป

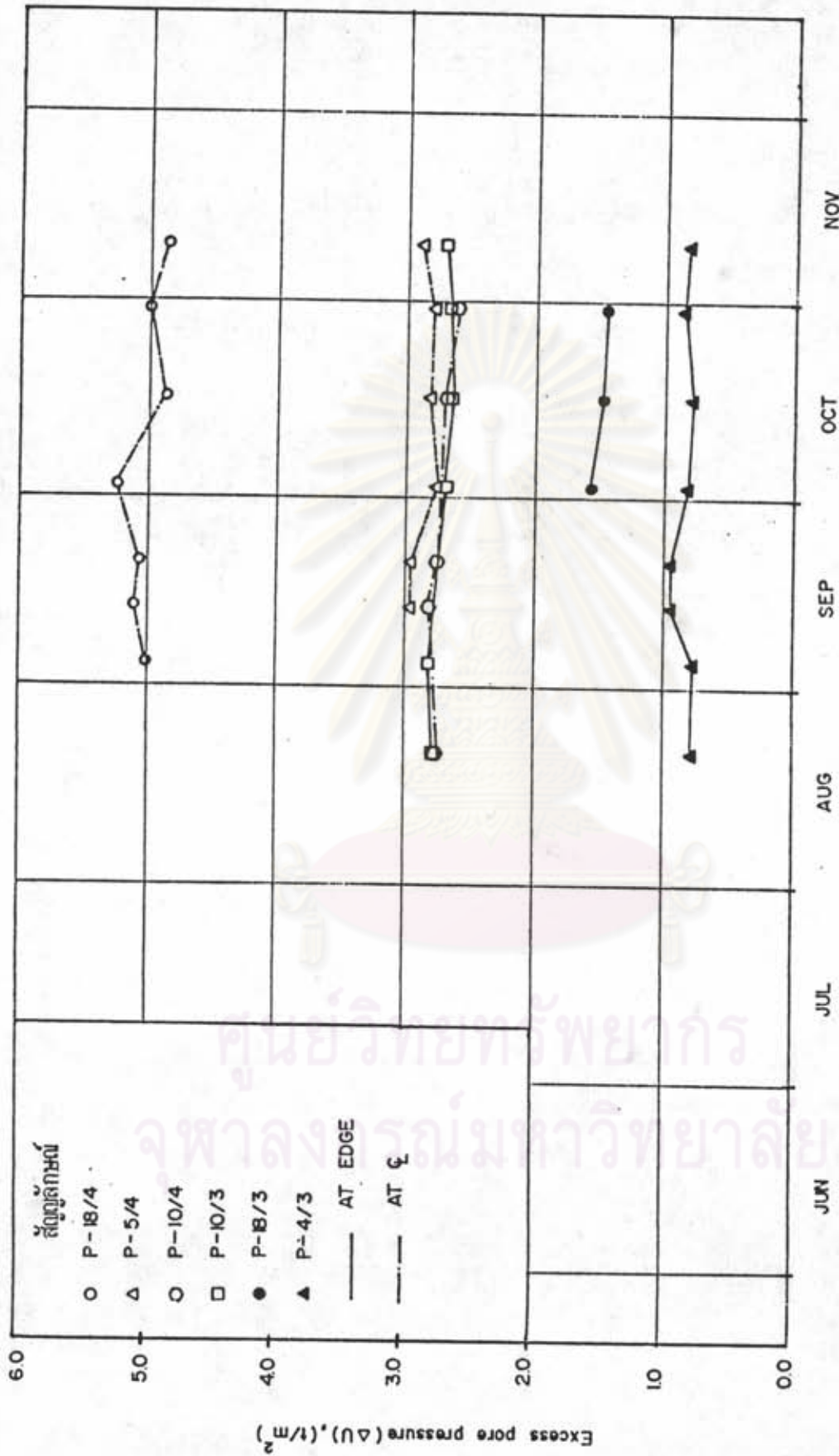
ข. สมการของ Skempton จากรูปที่ 2.3 ค่า A_f เป็นค่าที่มุม $\beta = 0^\circ$; $A_{f(\beta = 0^\circ)}$ ดังนั้นที่ขอบของคันทางจึงต้องหาค่า A_f ที่มุม β ตามที่คำนวณไว้ ในที่นี้ได้อาศัยความสัมพันธ์ระหว่าง $A_{f(\beta)}/A_{f(\beta=0^\circ)}$ กับมุม β ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ



รูปที่ 4.17 ข้อมูลความดันน้ำในโพรงเพิ่มหัววัดจาก Dummy Piezometer



รูปที่ 4.18 ข้อมูลความดันน้ำในโพรงเพิ่มขึ้นกับเวลาที่ตำแหน่ง P1 และ P2



รูปที่ 4.19 ข้อมูลความดันน้ำในโพรงเพิ่มขึ้นบริเวณที่กึ่งกลางและขอบของถนน

จากการศึกษาของเรื่องเลข (2525) หากค่า $A_{f(\beta)}$ ออกมาได้ เพราะฉะนั้นจึงได้ค่า $A_{f(\beta = 0^\circ)}$ และ $A_{f(\beta)}$ ประมาณความคืบหน้าในโพรงเพิ่มที่ตำแหน่งกึ่งกลางและขอบของถนนตามลำดับ

ค. สมการของ Henkel ได้ใช้สมการ $a = 3A - 1/\sqrt{2}$ และ $a = 3A - 2/\sqrt{2}$ หากค่า $a(\beta = 0^\circ)$ และ $a(\beta = 90^\circ)$ ตามลำดับ หลังจากนั้นคำนวณค่า a ที่มุม β ตามที่คำนวณไว้ และจะใช้ $a(\beta = 0^\circ)$ และ $a(\beta)$ นี้ ประมาณความคืบหน้าในโพรงเพิ่มที่ตำแหน่งกึ่งกลาง และขอบของถนนตามลำดับ

ง. วิธีการของ Hoeg et al ได้ใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ Field Vane เป็นค่ากำหนดคืบหน้าของคันทางที่พอดีทำให้เกิดการวิบัติเป็นแห่ง นั่นคือถือว่าการวิบัติเป็นแห่งจะเกิดขึ้นเมื่อความเค้นเฉือนมีค่าเท่ากับ $S_u(\text{Vane})$

จ. วิธีของ Tavenas ได้ใช้ค่า I จากวิธีของ Poulos (1969)

ฉ. ใช้ค่าขอบเขตสูงสุด (Upper Bound Value) ของ μ ; Lee (1983)

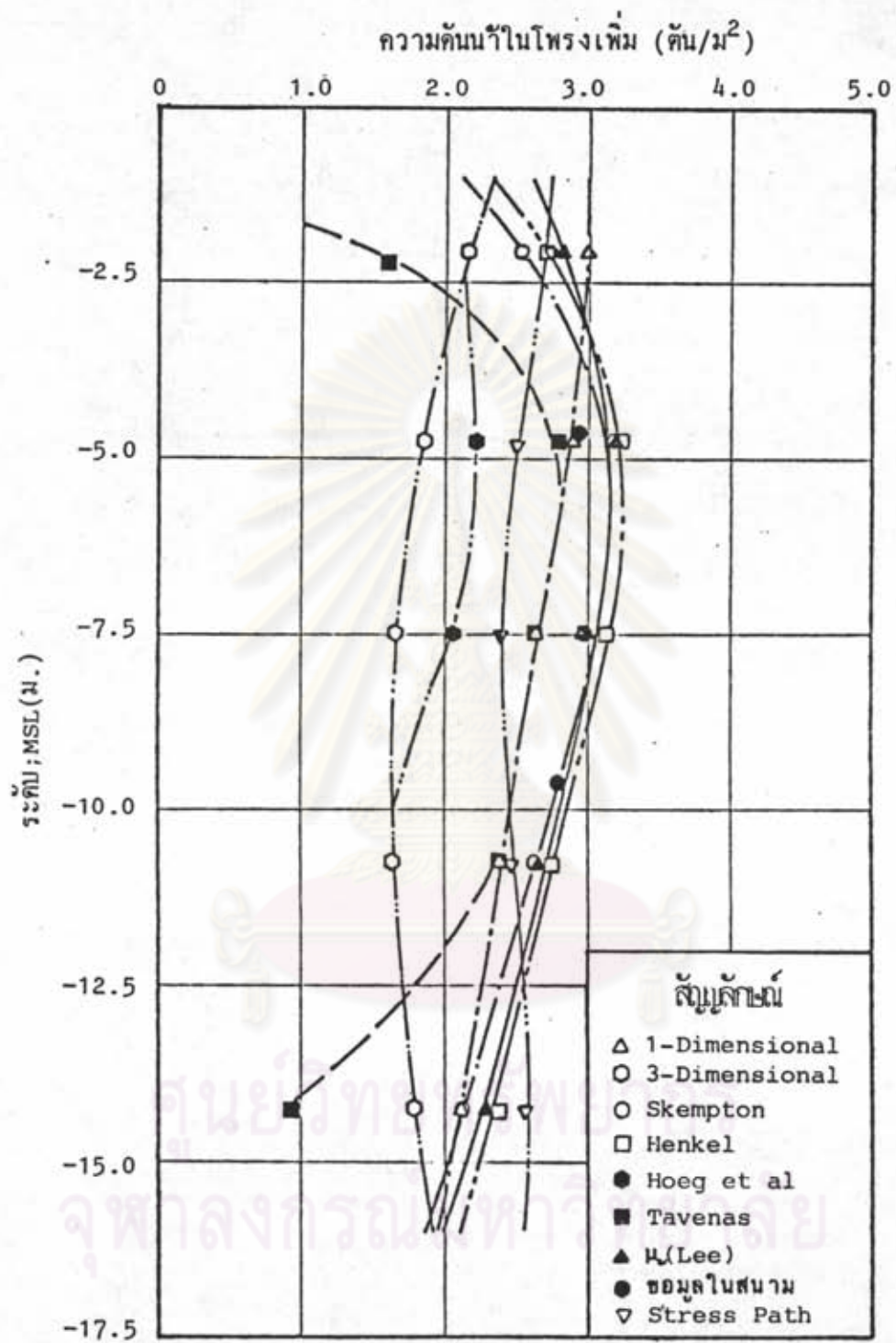
ในรูปที่ 4.20 และ 4.21 เป็นผลของการประมาณความคืบหน้าในโพรงเพิ่ม

4.3.3 การเปรียบเทียบความคืบหน้าในโพรงเพิ่มที่ได้จากการประมาณกับค่าที่วัดได้ในสนาม

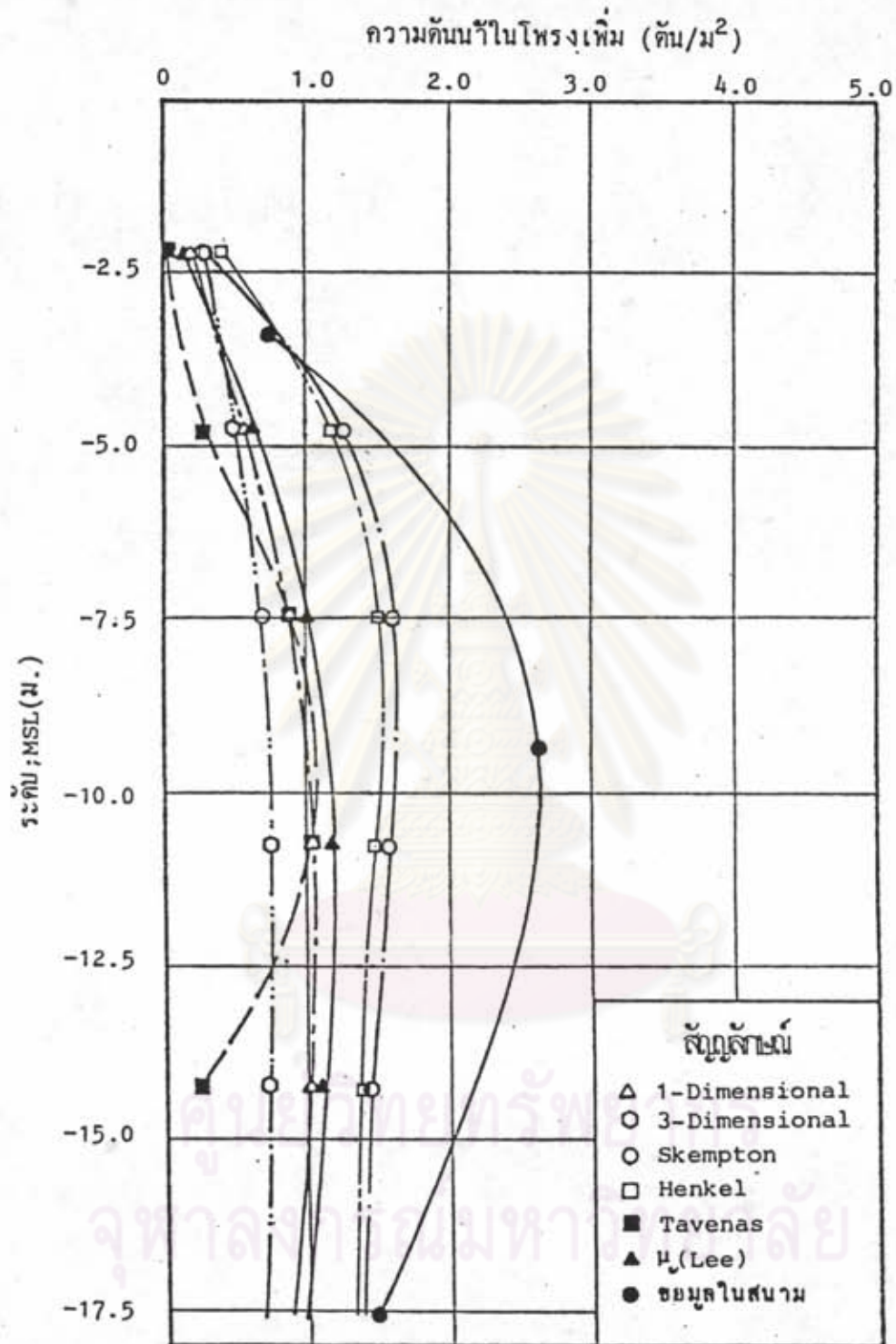
เป็นที่ทราบแล้วว่าความคืบหน้าในโพรงเพิ่มที่ได้รับการประมาณขึ้นนั้นเป็นค่าความคืบหน้าในโพรงเพิ่มเริ่มต้น ดังนั้นจึงสมควรที่จะเปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้เป็นเวลาสิ้นสุดของการก่อสร้าง แต่เนื่องด้วยการติดตั้ง Piezometer ได้กระทำขึ้นภายหลังก่อสร้างเสร็จแล้วเป็นเวลาประมาณ 5 เดือน และตามที่กล่าวแล้วว่าในช่วงเวลาของการวัดข้อมูลในสนามนั้น ค่าความคืบหน้าในโพรงเพิ่มได้ลดลงน้อยมาก ดังนั้นจึงจะใช้ค่าที่ภายหลังก่อสร้างแล้วเสร็จ 5 เดือนนี้เปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากการประมาณขึ้นด้วยวิธีการและสมการต่าง ๆ ต่อไป

ก. ตำแหน่งกึ่งกลางของถนน

ข้อมูลความคืบหน้าในโพรงเพิ่มที่วัดได้ในสนามมีดังนี้



รูปที่ 4.20 การประมาณความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่ตำแหน่งกึ่งกลางของถนน



รูปที่ 4.21 การประมาณความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่ตำแหน่งขอบของถนน

| หมายเลข | ระดับ(ม.) | ความดันน้ำในโพรงเพิ่ม (ตัน/ม ²) |
|---------|-----------|---|
| P5/4 | -4.7 | 2.95 |
| P10/4 | -9.6 | 2.82 |
| P18/4 | -17.6 | 5.11 |

พิจารณาตามข้อมูลที่วัดได้ในสนามจะเห็นว่า อาจเกิดความผิดพลาด หรือ บกพร่องขึ้นที่ Piezometer หมายเลข P18/4 เพราะค่ามากกว่าที่ระดับดินกว่า และ ยังมากกว่าน้ำหนักของดินทางที่กระทำบนผิวดิน ดังนั้นจึงถือว่า P18/4 ไร้ค่าที่ผิด และทำให้ที่ ตำแหน่งกึ่งกลางของถนนค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มเพียง 2 จุดเท่านั้น จึงไม่สามารถที่จะ รูถึงลักษณะและรูปร่างของการกระจายความดันน้ำในโพรงเพิ่มอย่างแน่นอน

เมื่อทำการเปรียบเทียบข้อมูลที่มีอยู่นี้ พบว่าวิธี 3 มิติ และวิธีของ Hoeg et al ไร้ค่าที่ค่าเกินไป ส่วนสมการและวิธีที่เหลือนี้ ค่าไร้ค่าที่อยู่ในข่ายใกล้เคียงกับค่าที่วัด ได้ โดยวิธีของ Tavenas และ 1 มิติ ไร้ค่าที่ต่ำกว่าเล็กน้อย และเมื่อพิจารณาอย่างรอบคอบ แล้วค่าประมาณที่ใกล้เคียงแต่มีค่าไปทางด้านมากกว่าน่าจะเป็นค่าที่ถูกต้องและน่าเชื่อถือมากกว่า เพราะค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่นำมาเปรียบเทียบนี้มีค่าต่ำกว่าค่าเริ่มตนจริง ๆ เล็กน้อย ดังนั้นจึงพอจะกล่าวได้ว่า สมการของ Skempton Henkel และ μ (Lee) ไร้ค่าที่ถูกต้อง สำหรับช่วงความลึก -5 ถึง 10 เมตร โดยไม่อาจยืนยันได้ว่าจะถูกต้องอย่างแน่นอนสำหรับระดับความลึกอื่น

และในรูปที่ 4.20 นี้ ยังได้แสดงค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่ได้จากการ ทดสอบ Stress Path ซึ่งจะเห็นว่าตัวอย่างชั้นที่ 1 ถึง 4 ไร้ค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มค่า กว่าค่าที่วัดได้ในสนาม ส่วนตัวอย่างชั้นที่ 5 ซึ่งสามารถปล่อยในเก็คอน์เครนควิพีได้เต็มขั้นนี้ ไร้ค่าที่สูงกว่าวิธีและสมการอื่น ๆ ทั้งหมด

ข. ตำแหน่งขอบของถนน

ข้อมูลความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่วัดได้ในสนาม มีดังนี้

| หมายเลข | ระดับ(ม.) | ความดันน้ำในโพรงเพิ่ม (ตัน/ม ²) |
|---------|-----------|---|
| P4/3 | -3.4 | 0.79 |
| P10/3 | -9.4 | 2.65 |
| P18/3 | -17.5 | 1.49 |

เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบกับค่าความค้ำน้ำในโพรงเพิ่มที่ประมาณไว้ พบว่า วิธีการและสมการต่าง ๆ ให้ค่าที่ค่าเกินไป ในจำนวนวิธีการและสมการทั้งหมดมีเพียง 2 สมการที่มีการพิจารณาผลของการหมุนแกนของหน่วยแรงหลัก (Rotation of Principal Stresses) คือสมการของ Skempton และของ Henkel ทั้ง 2 สมการนี้ให้ค่าที่สูงกว่าวิธีอื่น ๆ และมีเพียงบางระดับความลึกเท่านั้นที่ให้ค่าใกล้เคียงกับค่าที่วัดได้ในสนาม คือที่ระดับตื้น ๆ และระดับลึก ซึ่งทั้ง 2 จุดนี้มีระยะระยะระบายน้ำสั้น จึงเป็นไปได้ว่าค่าความค้ำน้ำในโพรงเพิ่มที่วัดได้ทั้ง 2 จุดนี้มีค่าต่ำกว่าค่าที่เริ่มค้นจริง ๆ มาก ดังนั้นที่ตำแหน่งขอบของถนนนี้จึงไม่มีวิธีการหรือสมการใดให้ค่าความค้ำน้ำในโพรงเพิ่มใดถูกต้อง และเป็นไปตามที่ Tavenas (1979) ได้กล่าวไว้ว่าวิธีการต่าง ๆ ที่ใช้ในการประมาณความค้ำน้ำในโพรงเพิ่มนั้น สามารถใช้ได้เฉพาะในกรณีที่มีการหมุนแกนของหน่วยแรงหลัก เช่น ที่กึ่งกลางของดินถมเท่านั้น

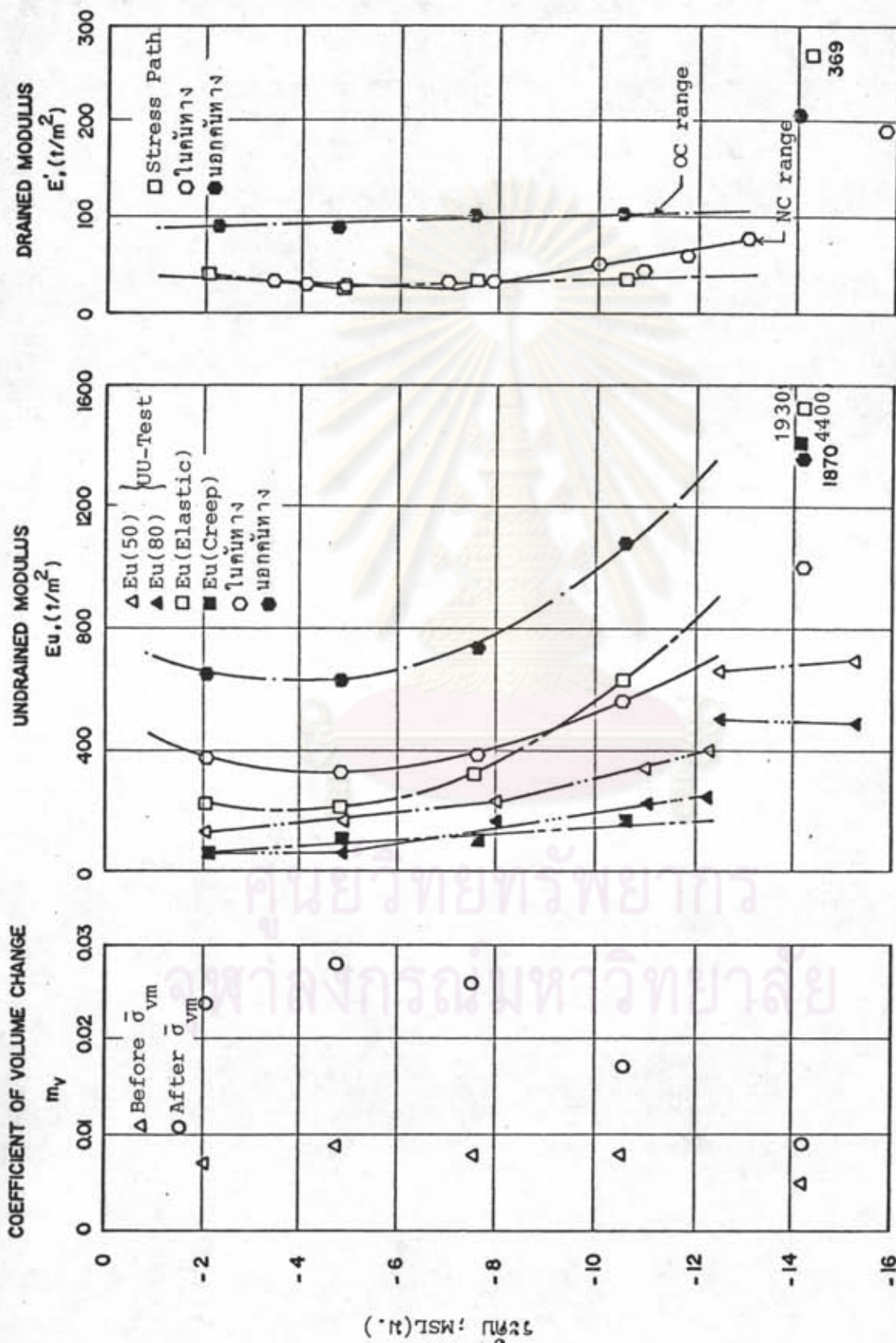
อนึ่งความมั่นใจในการที่จะชี้ชัดว่าสมการของ Skempton และ Henkel ให้ค่าไม่ถูกต้องจะมีมากขึ้นกว่านี้ ถ้าในช่วงกลางของระดับความลึกมีการติดตั้ง Piezometer มากกว่าที่เป็นอยู่

4.4 การวิเคราะห์การทรุดตัว

4.4.1 พารามิเตอร์ของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัว

พารามิเตอร์ของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวของคันทาง ได้สรุปแสดงไว้ในรูปที่ 4.22 ค่า m_v ได้จากการทดสอบ Consolidation และได้รับการปรับแก้เรียบร้อยแล้ว (หัวข้อ 4.22) ค่า m_v นี้จะใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวขั้นแรกโดยวิธีพื้นฐานต่อไป ค่า E_u ที่ใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวทันทีโดยทฤษฎีอีลาสติคนั้นได้จากการทดสอบ UU และ Stress Path และได้ใช้ค่าโมดูลัสแบบระบายน้ำ (E') จากการทดสอบ Stress Path ในวิธีอีลาสติค

สำหรับวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์นั้น ค่า E_u ที่ใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวทันทีได้มาจากความสัมพันธ์ระหว่าง $E_u/\bar{\sigma}_{vc}$ กับ OCR ความสัมพันธ์นี้ได้จากการทดสอบ $\overline{CK}_0 UC$ ของดินเหนียวบางปะกงที่ กม.52 (อภิชัย; 2528) และในการนี้ได้ใช้ค่า OCR ที่ DB-2 สำหรับบริเวณภายในคันทาง และใช้ค่า OCR ที่ DB-1 สำหรับบริเวณนอกคันทาง ส่วนค่า E' นั้นได้จากการทดสอบ Consolidation โดยค่า E' นี้ คำนวณจาก



รูปที่ 4.22 ค่าพารามิเตอร์ของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัว

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

$$D = \frac{1}{m_v}$$

$$\text{สมมติ } \nu' = 0.25$$



และได้พิจารณาว่าความเค้นภายในคันทางอยู่ในช่วงอัดแน่นปกติ (NC range) และความเค้นอยู่ในช่วงอัดแน่นเกินตัว (OC range) ที่ภายนอกคันทาง นั่นคือคำนวณ E' จาก $m_v(\text{after } \bar{\sigma}_{vm})$ และ $m_v(\text{Before } \bar{\sigma}_{vm})$ ตามลำดับ

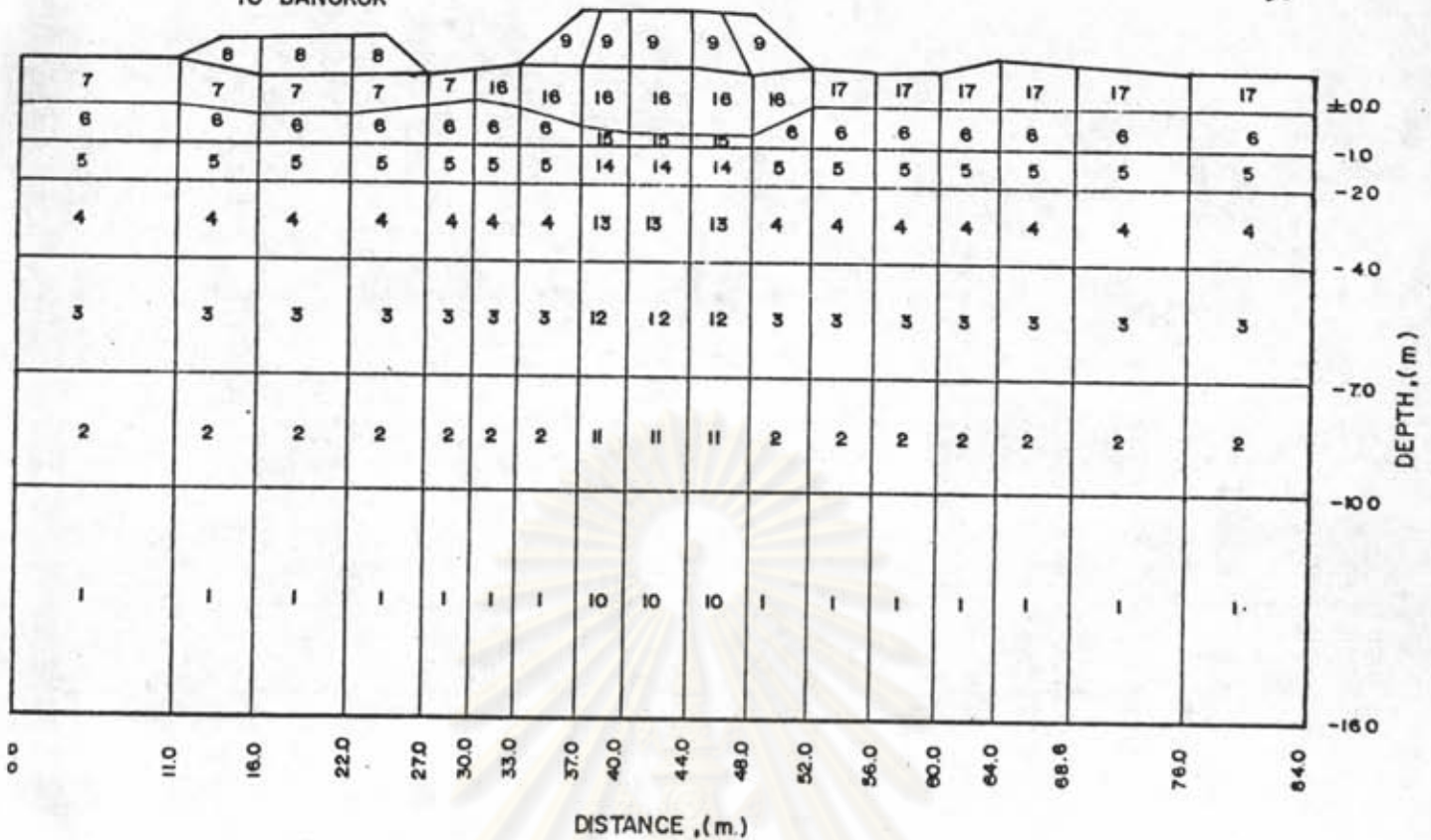
ในรูปที่ 4.23 เป็นการแบ่งหน้าตัดชั้นดินและหารามิเตอร์ของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวโดยวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์

4.4.2 การทรุดตัวทันที

ตารางที่ 4.5 ได้สรุปผลของการวิเคราะห์การทรุดตัวทันทีโดยวิธีการต่าง ๆ การวิเคราะห์โดยทฤษฎีอิลาสติกนั้นได้ใช้วิธีการรวมผลของความเครียด (Summation of Strain) และใช้ค่า SR ของ D'Appolonia et al (1971) ในกรณีที่พิจารณาผลของการวิบัติเป็นแห่งค้ำย วิธีของ Cox นั้นเป็นการทรุดตัวทันทีที่พิจารณาผลของการวิบัติเป็นแห่งบวกกับการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากการอัดตัวค้ำยน้ำในช่วงอัดแน่นเกินตัว และสำหรับการทรุดตัวทันทีจากการทดสอบ Stress Path เป็นผลรวมของผลคูณระหว่างความเครียดที่ได้จากการทดสอบกับความหนาของชั้นดินแต่ละชั้น

เนื่องจากการวัดการทรุดตัวในสนามได้เริ่มกระทำเมื่อการก่อสร้างได้เสร็จสิ้นไปแล้วเป็นระยะเวลาหนึ่ง ดังนั้นจากข้อมูลการทรุดตัวกับเวลาที่มีอยู่ (รูปที่ 4.24) จึงได้คำนวณย้อนกลับค้ำยการใช้อัตราการทรุดตัวเท่ากับที่วัดได้ในช่วงเดือนกรกฎาคมถึงสิงหาคม จากการคำนวณนี้ทำให้ได้ระดับของคันทางที่เวลาสิ้นสุดของการก่อสร้าง ทำให้ทราบว่าได้เกิดการทรุดตัวที่เวลานั้น 19.0 ซม. และจะใช้ค้ำนี้เปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ต่อไป

เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบผลที่ได้จากการวิเคราะห์โดยวิธีการต่าง ๆ กับปริมาณการทรุดตัวที่สิ้นสุดของการก่อสร้าง จะเห็นว่าวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ให้ค่าที่ค่าเกินไปและค่ากว่าวิธีอื่น ๆ มาก ซึ่งส่วนนี้อาจเนื่องมาจากการใช้ค่า E_u สูงกว่าวิธีอื่น ๆ หรืออาจจะเป็นข้อบกพร่องภายในโปรแกรมเอง นอกจากนี้แล้วปริมาณการทรุดตัวทันทีจากการทดสอบ



หัวข้อเกี่ยวกับหมายถึง Material Type

| MATERIAL TYPE | RUN NO. 1 | | | | RUN NO. 2 | | | | RUN NO. 3 | | | | |
|---------------|-----------|---------------------------------|--------------------------|-------|-----------|---------------------------------|--------------------------|-------|---------------------------|-----|---------------------------------|--------------------------|-------|
| | DES | γ (t/m ³) | E (t/m ²) | ν | DES | γ (t/m ³) | E (t/m ²) | ν | Su (t/m ²) | DES | γ (t/m ³) | E (t/m ²) | ν |
| 1 | C | - | 173.3 | 0.25 | C | - | 1090.0 | 0.50 | 340 | C | - | 173.3 | 0.25 |
| 2 | C | - | 101.0 | 0.25 | C | - | 820.0 | 0.50 | 1.70 | C | - | 101.0 | 0.25 |
| 3 | C | - | 98.0 | 0.25 | C | - | 645.0 | 0.50 | 1.36 | C | - | 98.0 | 0.25 |
| 4 | C | - | 93.0 | 0.25 | C | - | 640.0 | 0.50 | 1.28 | C | - | 93.0 | 0.25 |
| 5 | C | - | 90.0 | 0.25 | C | - | 690.0 | 0.50 | 0.65 | C | - | 90.0 | 0.25 |
| 6 | C | - | 90.0 | 0.25 | C | - | 740.0 | 0.50 | 1.53 | C | - | 90.0 | 0.25 |
| 7 | S | 0.66 | 4000.0 | 0.20 | S | 1.54 | 4000.0 | 0.20 | - | S | 1.547 | 4000.0 | 0.20 |
| 8 | S | 0.66 | 4000.0 | 0.20 | S | 1.54 | 4000.0 | 0.20 | - | S | 1.547 | 4000.0 | 0.20 |
| 9 | S | - | 4000.0 | 0.20 | S | 2.21 | 4000.0 | 0.20 | - | S | 2.21 | 4000.0 | 0.20 |
| 10 | C | - | 112.0 | 0.25 | C | - | 166.0 | 0.50 | 3.50 | C | - | 112.0 | 0.25 |
| 11 | C | - | 50.0 | 0.25 | C | - | 430.0 | 0.50 | 2.00 | C | - | 50.0 | 0.45 |
| 12 | C | - | 30.0 | 0.25 | C | - | 340.0 | 0.50 | 1.60 | C | - | 30.0 | 0.25 |
| 13 | C | - | 34.0 | 0.25 | C | - | 360.0 | 0.50 | 1.50 | C | - | 34.0 | 0.25 |
| 14 | C | - | 36.0 | 0.25 | C | - | 400.0 | 0.50 | 1.50 | C | - | 36.0 | 0.25 |
| 15 | C | - | 38.0 | 0.25 | C | - | 435.0 | 0.50 | 1.50 | C | - | 38.0 | 0.25 |
| 16 | S | 2.21 | 4000.0 | 0.20 | S | - | 4000.0 | 0.20 | - | S | - | 4000.0 | 0.20 |
| 17 | S | - | 4000.0 | 0.20 | S | 2.21 | 4000.0 | 0.20 | - | S | 2.21 | 4000.0 | 0.20 |

C - CLAY

S - SAND

รูปที่ 4.23 การแบ่งหน้าตัดชั้นดินเป็นโพ้นท์เฮลลิเมนต์และพารามิเตอร์ของดิน
ที่ใช้ในการวิเคราะห์

ตารางที่ 4.5 การประมาณการทรุดตัวทันที

| วิธี | ρ_i (ชม.) |
|------------------------|----------------|
| วิธีของ Cox | 20.8 |
| ทฤษฎีอีลาสติก | |
| $E_u(50)$ } UU-Test | 8.4 (15.3) |
| $E_u(80)$ } | 15.8 (28.8) |
| $E_u(E)$ } Stress Path | 5.3 (9.7) |
| $E_u(C)$ } | 14.8 |
| การทดสอบ Stress Path : | |
| ช่วงอีลาสติก | 7.1 |
| รวมอันไครนครีพ | 19.8 |
| วิธีไฟไนท์เอลิเมนต์ | 1.9 |

ปริมาณการทรุดตัวที่สิ้นสุดของการก่อสร้าง = 19.0 ชม.

หมายเหตุ () พิจารณาผลของการวิบัติเป็นแห่ง (Local Yielding) ด้วย

Stress Path ที่ใช้ค่าความเครียดในช่วงอีลาสติก และวิธีอีลาสติกที่ใช้ $E_u(\text{Elastic})$ มีค่าที่ค่อนข้างต่ำไป ซึ่งอาจเป็นเพราะปริมาณการทรุดตัวที่สิ้นสุดของการก่อสร้างนั้นเป็นผลรวมของการทรุดตัวทันที การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำของดินส่วนบน ตลอดจนผลของการวิบัติเป็นแห่งและอันไครนครีพด้วย สำหรับวิธีอื่น ๆ คือ วิธีของ Cox วิธีอีลาสติกที่ใช้ค่า $E_u(50)$ และรวมผลของการวิบัติเป็นแห่ง วิธีอีลาสติกที่ใช้ค่า $E_u(80)$ และ $E_u(\text{Creep})$ และวิธี Stress Path ที่ปล่อยให้เกิดอันไครนครีพ ได้ให้ค่าที่ยอมรับได้ สำหรับปริมาณการทรุดตัวทันที ซึ่งได้จากวิธี Stress Path นั้น อาจถือได้ว่าเป็นค่าสูงสุดที่จะเกิดขึ้นได้ เพราะในการทดสอบนั้นได้ปล่อยให้เกิดอันไครนครีพได้เต็มที่

อนึ่งวิธีของ Cox นั้นจะให้ค่าที่ถูกต้องใกล้เคียงกับค่าที่วัดได้ในสนามเพียงไรนั้น ย่อมขึ้นอยู่กับระยะเวลาของการก่อสร้าง ถ้าระยะเวลาของการก่อสร้างสั้นและมีความ-

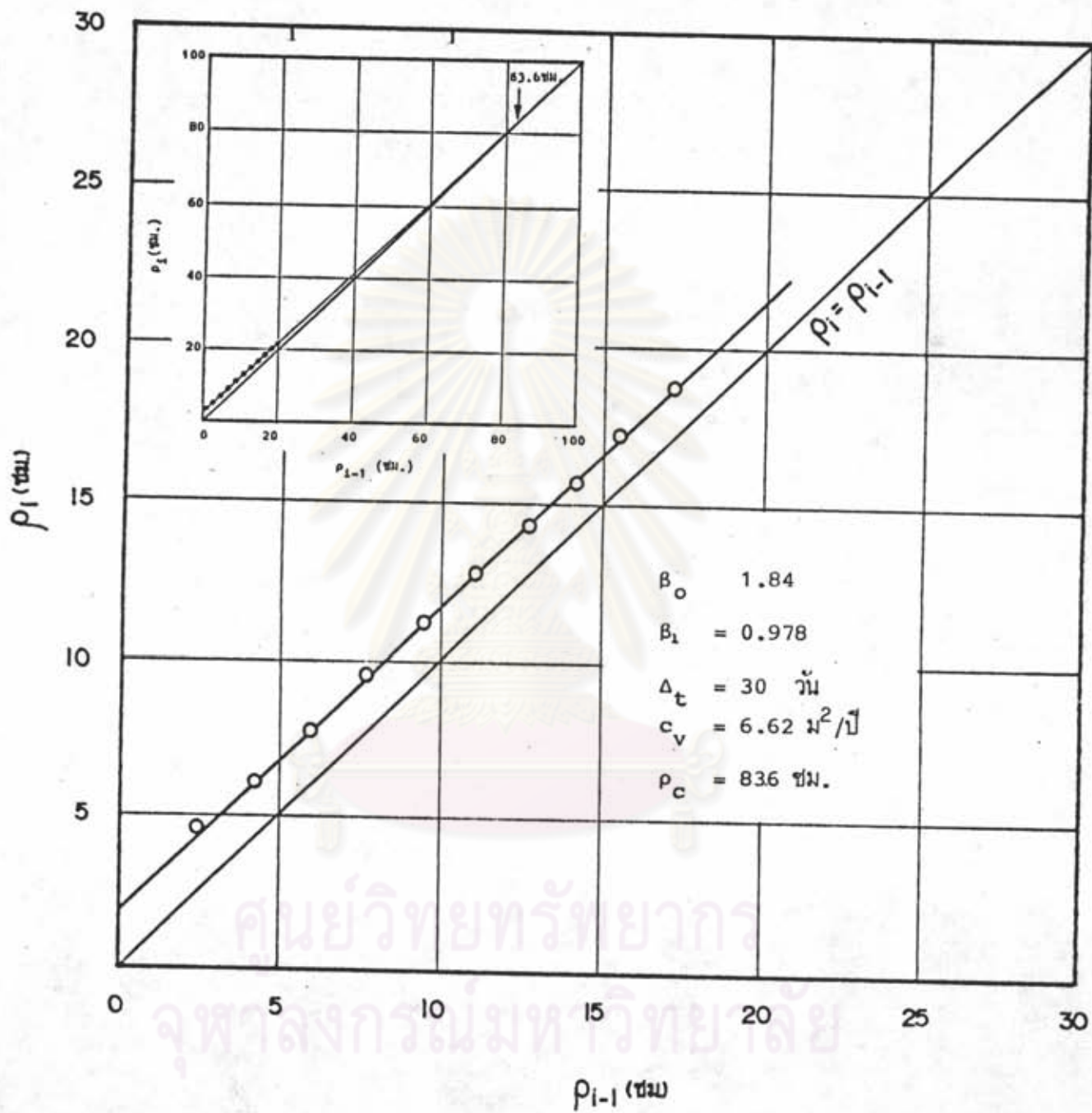
เกินอยู่ในช่วงอนันต์เกินคว (OC range) มาก วิธีการนี้ซึ่งถือหลักการว่าการทรุดตัวที่สิ้นสุดของการก่อสร้างเป็นผลรวมของการทรุดตัวทันทีกับการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำในช่วงอัดแน่นเกินควทั้งหมดนั้น จะให้ค่าที่มากเกินไป ดังผลที่ Natamol (1984) แสดงไว้ว่าวิธีการที่อาศัยหลักการนี้ได้ให้ปริมาณการทรุดตัวที่มากกว่าค่าที่วัดได้ในสนามถึง 100%

4.4.3 การทรุดตัวขั้นแรก (Primary Consolidation)

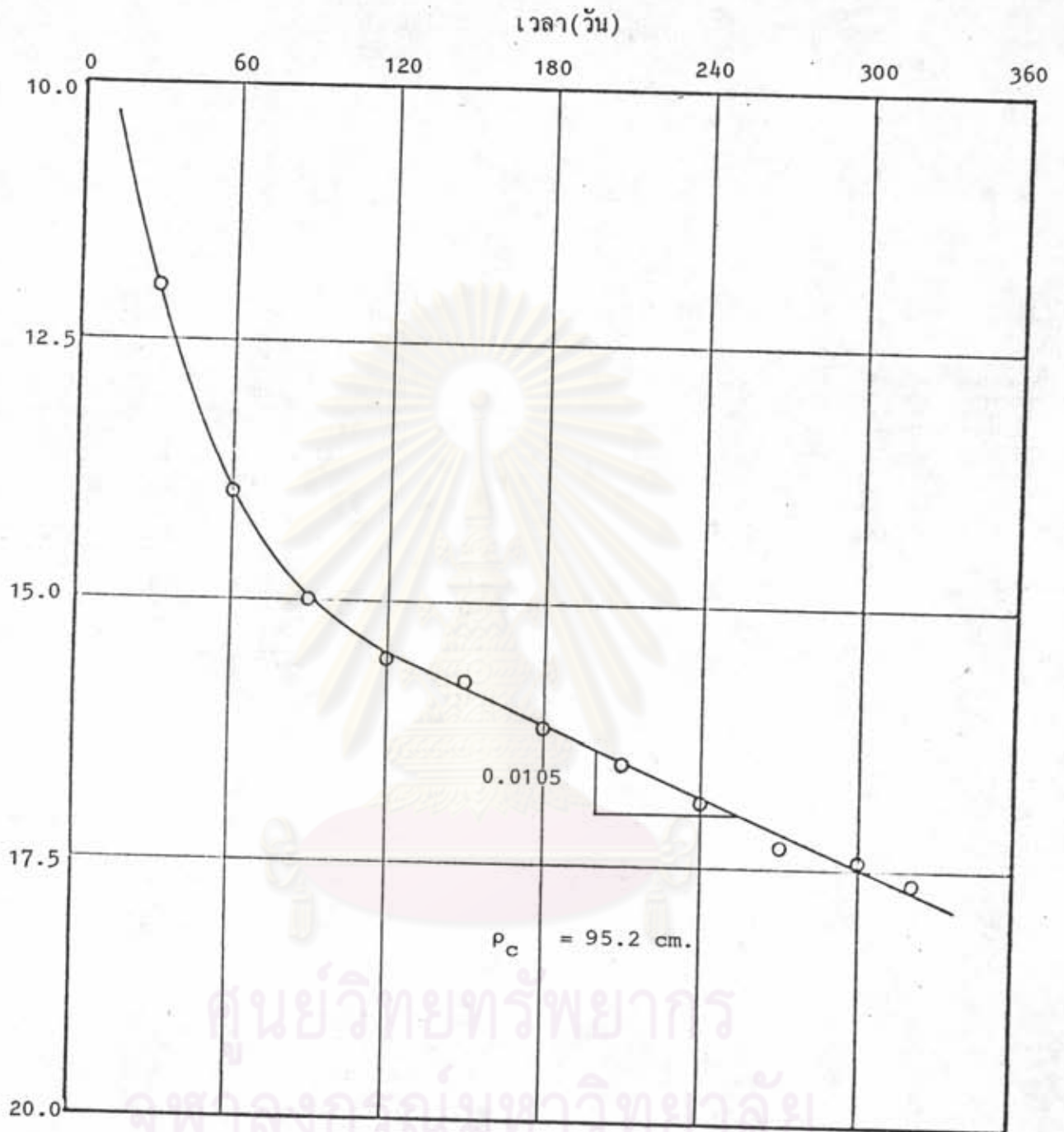
ภายหลังการก่อสร้างแล้ว การทรุดตัวขั้นแรกจะเกิดขึ้นเนื่องจากการกระจายออกของความคั่นน้ำในโพรงเพิ่ม และจะสิ้นสุดลงเมื่อความคั่นน้ำในโพรงเพิ่มมีค่าเป็นศูนย์ เนื่องจากการวัดการทรุดตัวในสนามไม่ครอบคลุมถึงสิ้นสุดของขบวนการอัดตัวคายน้ำ จึงได้ใช้ข้อมูลการทรุดตัวกับเวลาที่มีอยู่ประมาณ 10 เดือน (รูปที่ 4.24) ทำการประมาณการทรุดตัวสุดท้าย โดยวิธีของ Asaoka ดังแสดงในรูปที่ 4.25 และจะใช้ค่านี้เปรียบเทียบกับค่าการทรุดตัวที่ได้จากการวิเคราะห์

ตารางที่ 4.6 ได้สรุปผลของการวิเคราะห์การทรุดตัวขั้นแรกโดยวิธีการต่าง ๆ การวิเคราะห์โดยวิธีของ Skempton และ Bjerrum นั้น ได้ใช้ค่า A_f จากการทดสอบ \overline{CK}_{OC} ของดินเหนียวบางปะก่ง และ μ จากค่าขอบเขตสูงของ Lee (1983) การทรุดตัวที่ได้จากวิธีของ Cox เป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำในช่วงอัดแน่นปกติ (NC range) และสำหรับวิธีอีลาสติกนั้นได้จากการรวมผลของความเครียดเช่นเดียวกับการวิเคราะห์การทรุดตัวทันที

เมื่อพิจารณาผลที่ได้จากการวิเคราะห์ (ตารางที่ 4.6) จะเห็นว่าวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ให้ค่าที่ต่ำไป และต่ำกว่าวิธีอื่น ๆ มาก เมื่อเปรียบเทียบกับวิธีอีลาสติกซึ่งใช้ค่า E' ไกลเคียงกันยังให้ค่าการทรุดตัวที่มากกว่า ซึ่งแสดงให้เห็นว่าโปรแกรมไฟไนท์เอลลิเมนต์นี้ยังไม่เหมาะสมที่จะนำมาใช้ในการวิเคราะห์สมควรที่จะทำการปรับปรุงให้ถูกต้องยิ่งขึ้น ส่วนวิธี Stress Path วิธีอีลาสติก และวิธีของ Cox นั้นได้ให้ค่าที่ต่ำกว่าวิธี Asaoka วิธีการที่ให้ค่าซึ่งอยู่ในข่ายใกล้เคียงกับวิธี Asaoka คือวิธีของ Terzaghi และของ Skempton - Bjerrum นอกจากนี้ยังพบว่าวิธีของ Skempton - Bjerrum ทั้งที่ใช้ค่า A_f และ μ (Lee) นั้นได้ให้ค่าการทรุดตัวที่ใกล้เคียงกัน ซึ่งสอดคล้องกับการประมาณความคั่นน้ำในโพรงเพิ่มจากการใช้ A_f และ μ (Lee) ได้ใกล้เคียงกันเช่นกัน



รูปที่ 4.25 การประมาณการทรุดตัวโดยวิธี Asoka



รูปที่ 4.26 การประมาณการหาค่าโดยวิธี Hyperbolic Fitting

เนื่องจากสถานที่ทำการศึกษานี้ชั้นดินเกือบทั้งหมดภายใต้ชั้นทางเป็นดินเหนียวอัดแน่นปกติ จึงทำให้ค่าการทรุดตัวจากวิธีของ Terzaghi มีค่าใกล้เคียงกับค่าจากวิธีของ Skempton และ Bjerrum แต่ถาชั้นดินเป็นดินเหนียวอัดแน่นเกินตัว ซึ่ง $\Delta u < \Delta \sigma_v$ แล้ว วิธีของ Terzaghi จะให้ค่าการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำที่สูงเกินไป

ตารางที่ 4.6 สรุปการประมาณการทรุดตัว

| วิธีการ | p_i (ชม.) | p_c (ชม.) | p_T (ชม.) |
|--|---------------------|---------------------|----------------|
| การทดสอบ Oedometer | | | |
| วิธีของ Terzaghi | - | 74.1 | 74.1 |
| วิธีของ Skempton-Bjerrum | 15.3 ⁽¹⁾ | 78.5 | 93.8 |
| วิธีของ Skempton-Bjerrum (μ Lee) | 15.3 ⁽¹⁾ | 80.9 | 96.2 |
| คำนวณจาก Δu ที่วัดได้ | - | 65.0 ⁽²⁾ | - |
| วิธีของ Cox | 20.8 | 68.7 | 89.5 |
| การทดสอบ Stress Path | 19.8 | 60.7 | 80.5 |
| ทฤษฎีอีลาสติก | | | |
| $E_{u(50)}$: การทดสอบ UU | 8.4 (15.3) | - | - |
| E_u, E' : การทดสอบ Stress Path | 14.8 | 65.2 | 80.0 |
| Curve Fitting | | | |
| วิธีของ Asaoka | 19.0 ⁽³⁾ | 83.6 | 102.6 |
| วิธี Hyperbolic Fitting | 19.0 ⁽³⁾ | 95.2 | 114.2 |
| วิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ | 1.9 | 49.1 | 51.0 |

หมายเหตุ (1) การทรุดตัวทันทีจากวิธีอีลาสติกโดยการใช้ $E_{u(50)}$ จากการทดสอบ UU และพิจารณาผลของการวิบัติเป็นแห่ง

(2) ยังไม่มีน้ำหนักของผิวทางคอนกรีต และคิดว่า Piezometer ที่ความลึก 18 ม. ให้ค่าไม่ถูกต้อง

(3) จากการวัดในสนาม

() พิจารณาผลของการวิบัติเป็นแห่งด้วย

4.4.4 วิธีการที่เหมาะสมสำหรับวิเคราะห์การทรุดตัว

ตามผลที่ได้จากการวิเคราะห์โดยวิธีการต่าง ๆ ดังกล่าวมาแล้วนี้ จะเห็นว่ามียุหลายวิธีที่ใ้ปริมาณการทรุดตัวทันทีใกล้เคียงกับค่าที่วัดได้ในสนาม แต่จะต้องพิจารณาหาวิธีการที่เหมาะสมที่สุดสำหรับใช้ในงานทั่ว ๆ ไป วิธีอีลาสติคที่ใช้ $E_u(50)$ จากการทดสอบ UU และค่า SR ของ D'Appolonia นั้น ถึงแม้ว่าจะให้ค่าได้ดีสำหรับการศึกษานี้ แต่เนื่องจากค่า E_u นี้มีความไม่แน่นอนขึ้นอยู่กับคุณภาพของตัวอย่างดิน จึงไม่ค่อยเหมาะสมนักสำหรับงานทั่วไป ซึ่งคุณภาพของตัวอย่างดินอาจไม่ตีเสมอไปเหมือนในการศึกษานี้ ส่วนวิธีของ Cox นั้นอาจเหมาะสมสำหรับใช้ในการวิเคราะห์หาปริมาณการทรุดตัวทันทีที่สิ้นสุดของการก่อสร้าง ถ้าระยะเวลาของการก่อสร้างไม่สั้นเกินไป และสำหรับวิธี Stress Path นั้น พฤติกรรมของการทรุดตัวอาจไม่ตรงกับความเป็นจริงนัก เพราะในสนามอาจเกิดการอัดตัวคายน้ำได้เป็นบางส่วน แต่เนื่องจากวิธีการทดลองสามารถจำลองสภาวะความเค้นให้เหมือนจริงในสนามแล้ววัดความเครียดที่เกิดขึ้นโดยตรง และนอกจากนี้แล้วการให้ความเค้นแก่ตัวอย่างดินให้กลับไปอยู่ในสภาวะเดิมก่อนการทดสอบ ยังช่วยลดผลของการรบกวนต่อตัวอย่างดินได้อีกด้วย ดังนั้นวิธี Stress Path จึงน่าจะเป็นวิธีที่เหมาะสมที่สุดสำหรับวิเคราะห์หาปริมาณการทรุดตัวทันที

ส่วนการวิเคราะห์การทรุดตัวขั้นแรกนั้น วิธีการพื้นฐานโดยการทดสอบ Consolidation ก็เพียงพอที่จะใช้ในการวิเคราะห์แล้วเพียงแต่ต้องเลือกใช้ค่าปรับแก้ที่เหมาะสม ในที่นี้วิธีการดังกล่าวคือ วิธีของ Skempton และ Bjerrum ด้วยการอาศัยการปรับแก้จากค่า A_f และ μ (Lee)

4.5 อัตราการทรุดตัว (Rate of Settlement)

4.5.1 ลักษณะของการระบายน้ำ

ก่อนที่จะทำการวิเคราะห์อัตราการทรุดตัว จำเป็นจะต้องทราบถึงลักษณะของการระบายน้ำเสียก่อนว่าเป็นแบบทิศทางเดียวหรือ 2 ทิศทาง สถานที่ที่ทำการศึกษานี้มีลักษณะชั้นดินเหนียวแข็งรองรับอยู่ชั้นดินเหนียวอ่อน ซึ่งกรณีทั่ว ๆ ไปความยาวของเส้นทางระบายน้ำ (Drainage Path) คือความหนาของดินเหนียวอ่อนทั้งหมด แต่เนื่องจากบริเวณนี้มีการสูบน้ำบาดาล น้ำอาจสามารถไหลได้ทั้ง 2 ทิศทาง และเมื่อนำข้อมูลจาก Piezometer มาคำนวณค่าเชครวม (Total Head) กับระดับความลึก จึงทำให้ทราบอย่างแน่ชัดว่าน้ำ-

สามารถไหลออกได้ทั้ง 2 ทิศทาง ดังนั้นสำหรับสถานที่ที่มีความยาวของเส้นทางระบายน้ำ คือ ครึ่งหนึ่งของระยะระหว่างผิวล่างของคันทางกับชั้นดินเหนียวแข็ง

4.5.2 สัมประสิทธิ์ของการอัดตัวคายน้ำ

สัมประสิทธิ์ของการอัดตัวคายน้ำเป็นค่าพารามิเตอร์ที่จะใช้ในการวิเคราะห์อัตราการทรุดตัว และเป็นค่าที่จะหาใหญ่ถูกต้องได้ยากมาก ในการศึกษานี้ได้ใช้วิธีการหาค่า C_v อยู่ 3 วิธี ดังนี้

ก. การทดสอบ Consolidation เนื่องจาก C_v ที่ได้มีค่าไม่คงที่ตลอดชั้นดิน จึงได้ใช้สมการของ Absi (1965) $[C_{vm} = \frac{(\Sigma h)^2}{(\Sigma h / \sqrt{C_v})^2}]$ ประมาณค่า C_v ที่จะ

เป็นตัวแทนของดินตลอดทั้งชั้น ซึ่งได้ค่า $C_v = 0.47 \text{ ม}^2/\text{ปี}$

ข. นำข้อมูลการทรุดตัวกับเวลา ของถนนเส้นเดิมที่ กม.23 + 270 วิเคราะห์โดยวิธีของ Asaoka (รูปที่ 4.27) ได้ค่า $C_v = 6.44 \text{ ม}^2/\text{ปี}$ และอาศัยข้อมูล C_v จากการทดสอบ Consolidation พบว่า C_v ที่ความเค้นของถนนใหม่มีค่าเท่ากับ 0.54 เท่าของค่าที่ความเค้นของถนนเก่า ดังนั้นจากสัดส่วนนี้จึงได้ค่า C_v ของถนนใหม่เท่ากับ $3.48 \text{ ม}^2/\text{ปี}$ ซึ่งมีค่าประมาณ 7 เท่าของค่าที่ได้จากการทดสอบ Consolidation

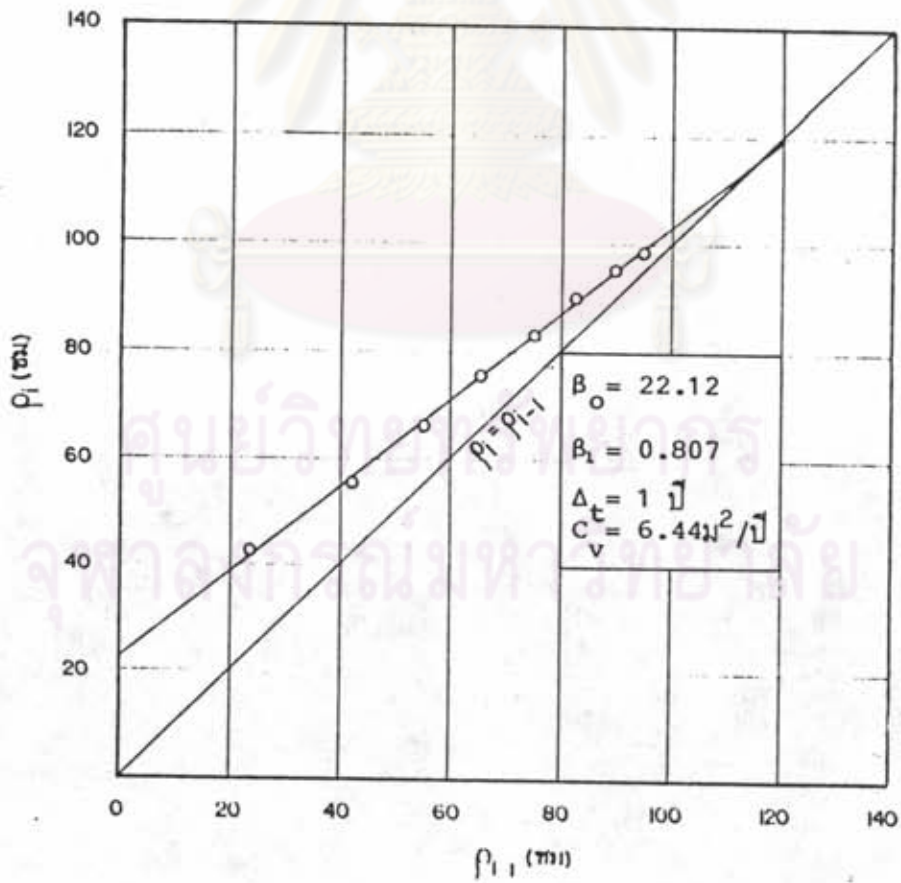
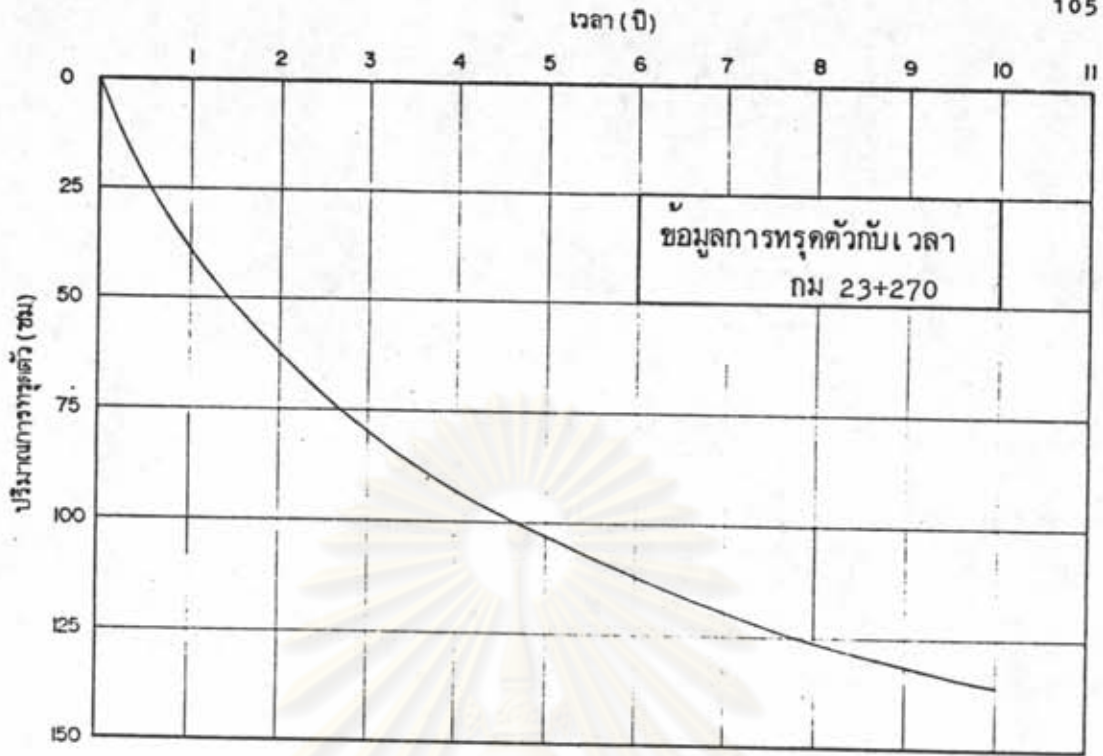
ค. จากข้อมูลการทรุดตัวกับเวลา ของถนนเส้นใหม่เอง ทำการวิเคราะห์โดยวิธีของ Asaoka (รูปที่ 4.25) ได้ค่า $C_v = 6.62 \text{ ม}^2/\text{ปี}$ ซึ่งมีค่าประมาณ 14 เท่าของค่าที่ได้จากการทดสอบ Consolidation

เมื่อพิจารณาถึงค่า C_v ที่ได้มา จะเห็นว่าค่าที่ได้จากการทดสอบ Consolidation นั้นมีค่าต่ำมากเมื่อเปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากข้อมูลในสนาม ส่วน C_v ที่ได้จากข้อมูลในสนาม 2 วิธีหลังนั้นปรากฏว่าให้ค่าที่แตกต่างกันมาก แต่ค่าที่ได้จากวิธีที่ 2 ควรจะเป็นค่าที่น่าเชื่อถือมากกว่า เพราะวิธีสุดท้ายนั้นได้หาข้อมูลการทรุดตัวกับเวลา ที่สั้นมาก เพียงประมาณ 25 % ของการทรุดตัวทั้งหมดเท่านั้น

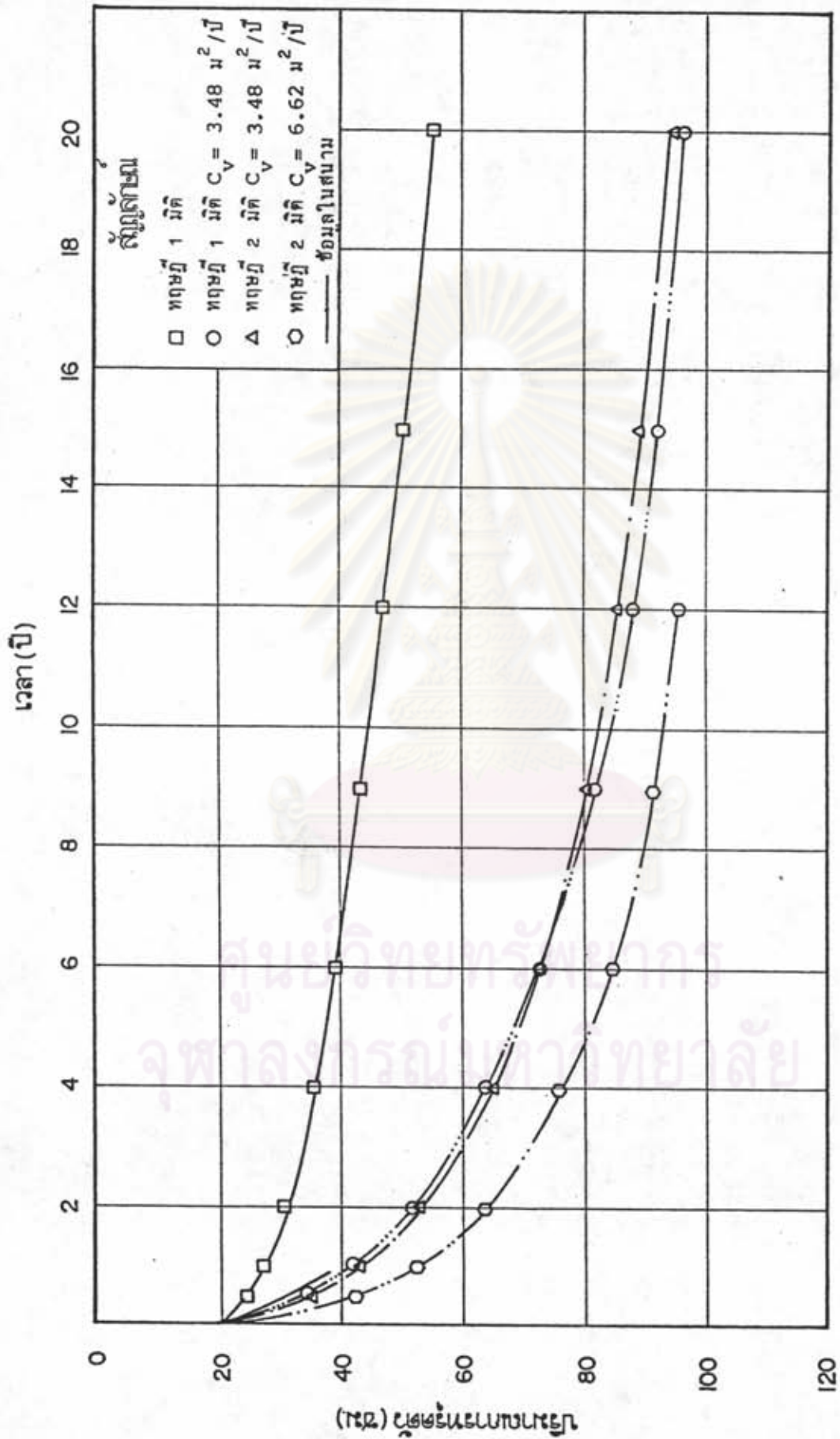
4.5.3 การทรุดตัวกับเวลา

ในรูปที่ 4.28 เป็นเส้นโค้งการทรุดตัว-เวลา ที่ได้จากวิธีการต่าง ๆ

ดังนี้



รูปที่ 4.27 การใช้วิธี Asaoka หาค่า C_v ของถนนเก่าที่ กม.23+270



รูปที่ 4.28 เส้นโค้งการหลุดตัวกับเวลาที่กึ่งกลางของถนน

- ก. ใช้ค่า $C_v = 0.47 \text{ ม}^2/\text{ปี}$ และความสัมพันธ์ $U-T_v$ ของ Terzaghi
- ข. ใช้ค่า $C_v = 3.48 \text{ ม}^2/\text{ปี}$ และความสัมพันธ์ $U-T_v$ ของ Terzaghi
- ค. ใช้ค่า $C_v = 3.48 \text{ ม}^2/\text{ปี}$ และความสัมพันธ์ $U-T_v$ ของ Lacasse et al
- ง. ใช้ค่า $C_v = 6.62 \text{ ม}^2/\text{ปี}$ และความสัมพันธ์ $U-T_v$ ของ Lacasse et al

และวิธีทั้งหมดใช้ค่า $P_c = 80.9 \text{ ซม.}$

จากรูปจะเห็นว่าทฤษฎีการทรุดตัวใน 1 มิติ และใช้ค่า C_v จากการทดสอบ Consolidation ซึ่งถือว่าน้ำสามารถไหลออกได้เฉพาะในแนวตั้งนั้น ให้อัตราการทรุดตัวที่ช้ามาก และย่อมไม่ถูกต้องที่จะนำมาใช้กับกรณีของคันทางนี้ ซึ่งมีลักษณะปัญหาเป็นแบบ 2 มิติ เมื่อพิจารณาตามข้อมูลการทรุดตัวกับเวลา ที่วัดได้ในสนาม จะเห็นว่าเส้นโค้งการทรุดตัวกับเวลา ที่ใช้ค่า $C_v = 3.48 \text{ ม}^2/\text{ปี}$ นั้นให้อัตราการทรุดตัวใกล้เคียงมากที่สุด แต่เนื่องจากข้อมูลการทรุดตัวกับเวลาที่มีอยู่นั้นน้อยมาก จึงไม่อาจบอกได้ว่าเส้นโค้งนี้จะถูกต้องตลอดไป นอกจากนี้จะเห็นว่าทฤษฎีของ Terzaghi และ Lacasse et al ให้อัตราการทรุดตัวต่างกันเพียงเล็กน้อย

อนึ่งเส้นโค้งการทรุดตัวกับเวลานี้ การทรุดตัวที่พล็อตเป็นการทรุดตัวเนื่องจากน้ำหนักกระทำของคันทางเท่านั้น ไม่ได้รวมผลของการทรุดตัวเนื่องจากการสูบน้ำบาดาล และผลของน้ำหนักการจราจร

