

บทที่ 4

ผลจากการทดสอบที่ได้และการวิเคราะห์

4.1 การวิเคราะห์พฤติกรรมและความสัมพันธ์ของการเคลื่อนตัวด้านข้างของ เข็มพิค

จากการทดสอบตามโปรแกรมของการทดสอบในการวิจัยในหัวข้อ 3.6.1 ได้ผลจากการทดสอบดังนี้

4.1.1 พฤติกรรมการร่งตัวของ เข็มพิค

จากผลการทดสอบพฤติกรรมการร่งตัวของ เข็มพิคโดยใช้ Inclinometer พบว่า การร่งตัวของ เข็มพิคทั้ง 2 เรนได้แก่ I1 สำหรับเรนแรกซึ่งชุกสี 9.5 เมตร และ I2, I3 & I4 สำหรับเรนที่ 2 ซึ่งชุกสี 11.3 เมตรนั้น มีรูปแบบของการเสียรูปเป็นแบบ Rotation about bottom ซึ่งเป็นลักษณะการร่งตัวของ เข็มพิคที่มีปลายล่างหยั่งถึงชั้นดินแข็ง. รูปที่ 4.1(ก), (ข), (ค) และ (ง) แสดงพฤติกรรมการร่งตัวของ เข็มพิคตลอดระยะเวลาการก่อสร้างของ I1, I2, I3 และ I4 ตามลำดับ. ในการวิเคราะห์พฤติกรรมการร่งตัวของ เข็มพิคได้แยกพิจารณาเป็น 2 ขั้นตอนดังนี้

1) First stage of excavation จากการเปรียบเทียบปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของ เข็มพิค (ΔH_{max}) ระหว่าง I1 ที่ day no. 18 (27 Apr. 91) กับ I4 ที่ day no. 9 (29 Jun 91) ภายได้เงื่อนไขคล้ายคลึงกันคือ การชุกดินสี (H) เท่ากับ 2.3 เมตร, สภาพน้ำหนักบรรทุกบนผิวดินจากขุดยานคล้ายคลึงกัน, ไม่มี การเว้นคันดิน (Berm width, $W=0$) และยังไม่ได้อัดแรงในค้ำยันชั้นแรก. พบว่า เข็มพิคเกิดการเคลื่อนตัว ΔH_{max} เท่ากับ 80 และ 24 มิลลิเมตร สำหรับ I1 และ I4 ตามลำดับ

สาเหตุที่ทำให้ I1 เกิดการเคลื่อนตัว ΔH_{max} มากกว่า I4 ถึงประมาณ

3.33 เท่า เนื่องจากการติดตั้งค้ำยันเอียง (Raker) และค้ำยันชั้นแรก (First strut) ล้ำเข้าหาหน้าดินของน้ำหนักรวมของดินที่ระดับดินหลังกำแพง เกิดขึ้นซึ่งจะสังเกตเห็นว่ารูปแบบการโก่งตัวของ I1 และ I4 แตกต่างกันไปคือ I1 (ยังไม่ติดตั้ง Raker) มีการโก่งตัวแบบ Cantilever ส่วน I4 (ติดตั้ง Raker แล้ว) มีการโก่งตัวแบบ Inward burging. สาเหตุอีกประการหนึ่งอาจเนื่องจากความลึกของการขุดในช่วงแรก ($H=2.3$ เมตร) มีค่าใกล้เคียงกับความลึกวิกฤติ ($H_c=2Su/\gamma = 2 \times 2.00/1.6=2.5$ เมตร, เมื่อ Su คือกำลังรับแรงเฉือนของดินแบบไม่ระบายน้ำ และ γ คือหน่วยน้ำหนักรวมของดิน)

ผลการทดสอบสอดคล้องกับผลการศึกษาของ Peck (1969) และ Clough & Davidson (1977) ซึ่งกล่าวว่า งานขุดดินชั้นดินเหนียวในชั้นแรกนั้นไม่ควรขุดลึกเกินค่าความลึกวิกฤติ (Critical height, H_c) เพราะจะทำให้มวลดินหลังกำแพงเกิดการเคลื่อนตัวมาก โดยเฉพาะอย่างยิ่งหากติดตั้งค้ำยันชั้นแรกล้ำเข้า.

2) Intermediat to final stage of excavation จากรูปที่

4.1 (ก) ถึง (ง) จะเห็นว่าการโก่งตัวของ เข็มพิค จะเกิดการป่องเข้าในบ่อขุด (Inward burging) ซึ่งเป็นลักษณะการโก่งตัวโดยทั่วไปของกำแพงกันดินแบบยึดหมุนชนิดใช้ค้ำยัน

4.1.2 พฤติกรรมทรุดตัวที่ผิวดิน

จากการทดสอบตามโปรแกรมการทดสอบในหัวข้อ 3.6.1 (ดูตารางที่ 3.7) เพื่อศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวที่ผิวดินของแนวทดสอบตามขวางหมายเลข 1 สำหรับชั้นแรก ซึ่งขุดลึก 9.5 เมตร และหมายเลข 2, 3 & 4 สำหรับชั้นที่ 2 ซึ่งขุดลึก 11.3 เมตร พบว่าการทรุดตัวที่ผิวดินของทั้ง 2 ชั้น อยู่ภายในขอบเขตของ Settlement envelope ที่เสนอโดย Peck (1969) และ Mana & Clough (1981) โดยการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดิน (δ_{vmax}) จะเกิดขึ้นที่ระยะห่างจากหลัง เข็มพิค ประมาณ 5 เมตร (หรือประมาณ 0.44 ถึง 0.53 เท่าของความลึกสุดท้ายที่ขุด) โดยมีบริเวณที่เกิดการทรุดตัวที่ผิวดินห่างจากหลัง เข็มพิค ออกมาน้อยกว่า 2 ถึง 2.4 เท่าของความลึกสุดท้ายที่ขุด. ตารางที่

- 4.1 (ก), (ข), (ค) และ (ง) แสดงปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดิน (δ_v) ของแนวทดสอบตามขวางหมายเลข 1, 2, 3, และ 4 ตามลำดับ.

รูปที่ 4.2 (ก), (ข), (ค) และ (ง) แสดงพฤติกรรมทรุดตัวที่ผิวดินของแนวทดสอบตามขวางหมายเลข 1, 2, 3 และ 4 ตามลำดับ

4.1.3 ความสัมพันธ์ของการ เคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของ เข็มทิศ (δ_{Hmax}) กับการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดิน (δ_{vmax})

ในการศึกษา เพื่อหาความสัมพันธ์ของการ เคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของ เข็มทิศ (δ_{Hmax}) กับการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดิน (δ_{vmax}) ตามโปรแกรมการทดสอบในหัวข้อ 3.6.1 (ดูตารางที่ 3.7) นั้น ได้ค่า δ_{Hmax} และ δ_{vmax} ของ I1 กับหมายเลข 14, I2 กับหมายเลข 2b, I3 กับหมายเลข 3b และ I4 กับหมายเลข 11 ที่วัดได้มาพล็อตเทียบกับเวลา (day no.) ดังแสดงในตารางที่ 4.2 (ก), (ข), (ค) & (ง) ตามลำดับ และแสดงผลไว้ในรูปที่ 4.3 (ก), (ข), (ค) & (ง) ตามลำดับ. จากนั้นได้ค่า δ_{vmax} กับ δ_{Hmax} ที่วัดได้ ณ เวลาเดียวกันมาพล็อตเพื่อหาความสัมพันธ์ดังแสดงในรูปที่ 4.4 พบว่ามีความสัมพันธ์กันคือ อัตราส่วนของ $\delta_{vmax}/\delta_{Hmax}$ มีค่าเท่ากับ 2.13, 0.83, 1.62 และ 1.94 สำหรับ I1, I2, I3 และ I4 ตามลำดับ. จากรูปที่ 3.2 จะเห็นว่า I1 และ I4 อยู่ในบริเวณที่มีจราจร (Traffic area) ส่วน I2 และ I3 อยู่ในบริเวณที่ไม่มีจราจร (Non traffic area) ดังนั้นอาจกล่าวได้ว่าอัตราส่วนของ $\delta_{vmax}/\delta_{Hmax}$ มีค่าอยู่ในช่วงประมาณ 1.94 ถึง 2.13 สำหรับบริเวณที่มีจราจร และ มีค่าอยู่ในช่วงประมาณ 0.83 ถึง 1.62 สำหรับบริเวณที่ไม่มีจราจร.

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สำหรับการวิเคราะห์ผลของตัวแปรและพารามิเตอร์ที่มีผลต่อปริมาณการ เคลื่อนตัวค้ำยันข้าง สูงสุดของ เข็มพืด (δ_{Hmax}) ตามโปรแกรมการทดสอบในหัวข้อที่ 3.6.2 ได้แก่การศึกษาถึงผลของระบบ โครงสร้างค้ำยัน, ขนาดของงานชุด, วิธีการก่อสร้างและ เสถียรภาพของป้อชุดซึ่งจะได้กล่าวถึงหัวข้อ ต่อไปนั้น ได้ทำการวิเคราะห์ศึกษาใช้วิธีการ เปรียบเทียบปริมาณการ เคลื่อนตัวค้ำยันข้างสูงสุดของ เข็มพืด (δ_{Hmax}) จากผลของตัวแปรและพารามิเตอร์ดังกล่าวโดย การ เลือกใช้ข้อมูลที่ทดสอบได้มาทำการ เปรียบ เทียบเป็นกรณีเฉพาะได้สภาพเงื่อนไขต่าง ๆ ที่พิจารณาตั้งแต่แสดงไว้ในตารางที่ 4.3 ดังนั้นการศึกษาถึง ผลของตัวแปรและพารามิเตอร์ดังกล่าวจึง เป็นเพียงการ เปรียบเทียบปริมาณ δ_{Hmax} ณ สภาพเงื่อนไข นั้น ๆ ที่พิจารณา. การวิเคราะห์ผลของตัวแปรและพารามิเตอร์ดังกล่าวข้างต้นมีรายละเอียดดังนี้

4.2 การวิเคราะห์ผลของระบบโครงสร้างค้ำยันที่มีต่อปริมาณการ เคลื่อนตัวค้ำยันข้างของ เข็มพืด

ได้พิจารณาเปรียบเทียบถึงผลของสติฟเนสของค้ำยัน (Strut stiffness, S) และการอัดแรงในค้ำยัน (Preloading of strut, P) ดังนี้

4.2.1 การ เปรียบเทียบปริมาณการ เคลื่อนตัวค้ำยันข้างสูงสุดของ เข็มพืด (δ_{Hmax}) จากผลของสติฟเนสของค้ำยัน (S)

เนื่องจากการวิจัยนี้สติฟเนสของค้ำยันของทั้ง 2 ชนิดมีค่าแตกต่างกัน เฉพาะในค้ำยันชั้นแรก เท่านั้น ในการพิจารณาเปรียบเทียบปริมาณ δ_{Hmax} จึงได้ เปรียบเทียบระหว่าง I1 ที่ day no.25 (ภายหลังการอัดแรงในค้ำยันชั้นแรก 7 วัน) กับ I4 ที่ day no.16 (ภายหลังการอัด แรงในค้ำยันชั้นแรก 1 วัน) ทั้ง I1 และ I4 มีค่าสติฟเนสของค้ำยันชั้นแรก เป็น 4,284 และ 8,463 ตัน-คร.ม. ตามลำดับ โดยได้พิจารณาเปรียบเทียบภายใต้สภาพเงื่อนไขที่คล้ายคลึงกัน คือการชุกกินลึก (H) เท่ากับ 4.5 เมตร, สภาพหน้าหน้าบรทุกบนผิวค้ำยันจากขยค้ำยันคล้ายคลึงกัน, ความกว้างของการ เว้นค้ำค้ำ (Berm width, W=7 เมตร) และภายหลังการอัดแรงในค้ำยันชั้นแรก. พบว่า เข็มพืด เกิดการ เคลื่อนตัว δ_{Hmax}

สาเหตุที่ทำให้ I1 เกิดการเคลื่อนตัว C_{Hmax} มากกว่า I4 ถึงประมาณ 2.87 เท่า เนื่องจากมีค่าสัฟเฟนเนสของค้ำยันน้อยกว่า 1.98 เท่า (ประมาณ 2 เท่า) นอกจากนี้ส่วนหนึ่ง เป็นผลมาจากการติดตั้งและอัดแรงในค้ำยันชั้นแรกล่าช้า ก่อปรกับการขุดดินในชั้นแรกก่อนหน้านี้มีความลึกของการขุดใกล้เคียงกับความลึกวิกฤติ (Critical height, H_c) ทำให้ในขณะนั้นดินอยู่ในสภาพ Pre-yield condition แล้ว ซึ่งสอดคล้องกับผลการศึกษาของ Clough, Hansen & Mana (1979) ซึ่งกล่าวว่าไว้ว่าการเสียรูป (Deformation) ของกำแพงกันดินเป็นผลส่วนหนึ่งที่เกิดจากการขุดดินในชั้นก่อนหน้านั้นซึ่งขณะนั้นดินอยู่ในสภาพ Pre-yield condition แล้ว.

4.2.2 พฤติกรรมของ เข็มที่คจากผลของการอัดแรงในค้ำยัน

ในการวิจัยนี้ได้อัดแรงในค้ำยันแต่ละตัวในปริมาณ 70% ของ Design pressure diagram หรือ Apparent earth pressure ที่เสนอโดย Terzaghi & Peck (1967) โดยค้ำยันทุกบรทุกบนผิวดินเป็นแบบสม่ำเสมอ (Uniform surcharge load, q) มีค่าเท่ากับ 6 ตัน/ตร.ม. Preloaded pressure ในค้ำยันแต่ละชั้น แสดงไว้ในรูปที่ 4.5. การศึกษาผลของปริมาณการอัดแรงในค้ำยันที่มีต่อปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของ เข็มที่ค (C_{Hmax}) แสดงไว้ในรูปที่ 4.5 โดยได้ค่า Preloaded pressure ($\sigma_{preload}$) ที่ได้จาก การอัดแรงในค้ำยันแต่ละชั้น มาพล็อตกราฟเปรียบเทียบกับหน่วยแรงดันดินรวมด้านข้างในสนาม (Total lateral in-situ stress, σ_{Ho}), หน่วยแรงดันดินแบบแอคทีฟ (Active earth pressure, σ_A) และหน่วยแรงดันดินแบบเพสซีฟ (Passive earth pressure, σ_p) ที่ระดับความลึกต่าง ๆ การคำนวณหาค่าหน่วยแรง H_o ได้ใช้ค่าเฉลี่ยของสัมประสิทธิ์หน่วยแรงดันดินด้านข้างในสภาพสถิตย์ (Coefficient of lateral earth pressure at rest, K_o) จากผลการทดสอบ Pressuremeter test ในช่วงความลึกตั้งแต่ 3 เมตร ถึง 12 เมตร ซึ่งให้ค่า K_o โดยเฉลี่ยเท่ากับ 0.58 (ค่า K_o ในแต่ละความลึกจากผลการทดสอบ Pressuremeter test แสดงไว้ใน ตารางที่ 3.4). สำหรับการคำนวณค่าหน่วยแรงดันดินแบบแอคทีฟและแบบเพสซีฟ (σ_A & σ_p) นั้นใช้ทฤษฎีของ Rankine โดยไม่ค้ำยันที่บรทุกบนผิวดิน (Surcharge load, $q=0$). ตารางที่ 4. แสดงวิธีการ คำนวณหาค่าหน่วยแรงต่าง ๆ ดังกล่าวข้างต้น.

จากผลการทดสอบที่แสดงไว้ในรูปที่ 4.3(ก) ถึง (ง) จะเห็นว่าการอัดแรงในค้ำยันช่วยลดปริมาณการ เคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของ เข็มพืด (σ_{Hmax}) ลงได้มากในช่วง 2 ชั้นแรก ส่วนการอัดแรงในค้ำยันของชั้นล่างถัดลงมา มีผลช่วยลดปริมาณ σ_{Hmax} ลงได้น้อยมากนัก แต่ช่วยทำให้ปริมาณ σ_{Hmax} มีค่าเพิ่มมากขึ้นกว่าเดิมก่อนที่จะมีการอัดแรงในค้ำยัน ซึ่ง เมื่อพิจารณาสภาวะของหน่วยแรงต่าง ๆ (State of stresses) ในรูปที่ 4.6 จะเห็นว่าการอัดแรงในค้ำยัน 2 ชั้นแรกมีค่า Preloaded pressure ($\sigma_{preload}$) มากกว่าค่าของหน่วยแรงคั่นดินรวมด้านข้างในสนามในสภาพสถิตย์ (Total At-rest lateral in-situ stress, σ_{Ho}).

ดังนั้นสำหรับผลการวิจัยนี้ อาจกล่าวได้ว่าการอัดแรงในค้ำยันช่วยลดปริมาณการ เคลื่อนตัวด้านข้างของ เข็มพืดและช่วยไม่ให้เข็มพืดเกิดการ เคลื่อนตัวเพิ่มมากขึ้น การช่วยลดปริมาณการ เคลื่อนตัวลงขึ้นอยู่กับปริมาณการอัดแรงในค้ำยัน โดยเฉพาะอย่างยิ่ง เมื่อการอัดแรงในค้ำยันมีค่ามากกว่าหน่วยแรงคั่นดินรวมด้านข้างในสนาม.

4.3 การวิเคราะห์ผลของขนาดของงานขุดที่มีต่อปริมาณการ เคลื่อนตัวด้านข้างของ เข็มพืด

ได้พิจารณา เปรียบเทียบถึงผลของความลึกของการขุดและความหนาของชั้นดินจากระดับขุดถึงชั้นดินแข็งดังนี้

4.3.1 การ เปรียบเทียบปริมาณการ เคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของ เข็มพืดจากผลของความลึกของการขุด (Depth of excavation, H)

ในการศึกษาผลของความลึกของการขุด (H) ที่มีผลต่อปริมาณการ เคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของ เข็มพืด (σ_{Hmax}) ได้พิจารณา เปรียบเทียบภายใต้สภาพเงื่อนไขตามตารางที่ 4.3 ดังนี้ คือ สลิปเบสของค้ำยัน (S) เท่ากับ 8,463 คม.-คร.ม. น้มีการเว้นคั่นดิน (Berm width, W=0) และภายหลังการอัดแรงในค้ำยันชั้นบนแล้ว. โดยได้เปรียบเทียบปริมาณ σ_{Hmax} และ σ_{Hmax}/H (%) ที่วัดได้ของ I1, I2, I3 และ I4 ที่ความลึกของการขุด (H) เท่ากับ 4.5, 7.0, 9.5 และ 11.3 เมตร ดังแสดงไว้ในรูปที่ 4.6 และตารางที่ 4.4

จากผลการทดสอบพบว่า อัตราส่วน $\bar{O}H_{max}/H(\%)$ มีแนวโน้มลดลง เมื่อ ความลึกของการชุก(H) เพิ่มขึ้น ซึ่งสอดคล้องกับผลการศึกษาของ Wong และ Broms (1989) อันมี สาเหตุมาจากกำลังรับแรงเฉือนของดินมีค่าเพิ่มขึ้นตามความลึก

4.3.2 การเปรียบเทียบปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของ เข็มพิกจากผล ของความหนาของชั้นดินจากระดับชุกถึงชั้นดินแข็ง(T)

การวิจัยนี้ชั้นดินแข็งอยู่ที่ระดับ-21 เมตร จากระดับดินเดิมซึ่งเป็นชั้น ทรายชั้นแรกมีค่า SPT-N value มากกว่า 20. ได้พิจารณาเปรียบเทียบภายใต้สภาพเงื่อนไข เช่นเดียว กันกับหัวข้อที่ 4.3.1 ข้างต้น

จากผลการทดสอบทั้งแสดงในรูปที่ 4.7 และตารางที่ 4.4 พบว่าค่าอัตรา ส่วน $\bar{O}H_{max}/H(\%)$ มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเมื่อความหนา T เพิ่มขึ้น ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบจากผลของ ความลึกของการชุก(H) ในหัวข้อที่ 4.3.1 ข้างต้น

4.4 การวิเคราะห์ผลของวิธีการก่อสร้างที่มีต่อปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างของ เข็มพิก

4.4.1 การเปรียบเทียบปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของ เข็มพิกจากผล ของการเว้นคันดิน(Berm width, W)

การศึกษาผลของความกว้างของการเว้นคันดิน(W) ที่มีต่อปริมาณการ เคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของ เข็มพิก ($\bar{O}H_{max}$) ได้พิจารณาเปรียบเทียบภายใต้สภาพเงื่อนไขตามตาราง ที่ 4.3 ทั้งนี้คือ สติพเนสของค้ำยัน(S) เท่ากับ 8,463 ตัน-ตร.ม. และภายหลังการอัดแรงในค้ำยันชั้น บนแล้ว. โดยได้เปรียบเทียบปริมาณ $\bar{O}H_{max}$ และ $\bar{O}H_{max}/H(\%)$ ที่วัดได้ของ I1, I2, I3 และ I4 ที่ความลึก ของการชุก(H) เท่ากับ 4.5, 7.0, 9.5 และ 11.3 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 4.8 และตารางที่ 4.5

จากผลการทดสอบพบว่า การเว้นคันดิน(W) มีผลช่วยลดปริมาณ $\bar{O}H_{max}$ ได้ เฉพาะที่ความลึกของการชุก(H) เท่ากับ 4.5 และ 7.0 เมตร สำหรับที่ความลึกของการชุกเท่ากับ 9.5

และ 11.3 เมตร นั้นพบว่า การเว้นคันดิน (W) แทนจะช่วยให้ปริมาณการเคลื่อนตัวของ C_{Hmax} ลดลง ทั้งนี้ น่าจะมีสาเหตุมาจากกำลังรับแรงเฉือนของดินมีค่าเพิ่มขึ้นตามความลึก (ดูรูปที่ 3.8) โดยเฉพาะที่ความลึกมากกว่า 9.5 เมตร กำลังรับแรงเฉือนของดินเริ่มมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างชัดเจน

4.5 การวิเคราะห์เสถียรภาพของบ่อขุด

การวิเคราะห์เสถียรภาพของบ่อขุด (Factor of safety against basal heave, FS.) ที่มีผลต่อปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของ เข็มพิค (C_{Hmax}) โดยวิธีของ Terzaghi (1943) ตามข้อเสนอแนะของ Manal และ Clough (1981) ซึ่งใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากผลการทดสอบ Field vane shear test (Uncorrected field vane shear strength, S_{uv}) โดยไม่พิจารณาน้ำหนักบรรทุกบนผิวดิน (Surcharge loading, $q=0$) นั้น ได้พิจารณาเปรียบเทียบที่สภาพเงื่อนไขตามตารางที่ 4.3 ดังนี้คือ สติพเนสของค้ำยัน (S) เท่ากับ 8,463 ตัน-คร.ม., ไม่มี การเว้นคันดิน (Berm width, $W=0$) และภายหลังการอัดแรงในค้ำยันชั้นบนแล้ว. โดยได้เปรียบเทียบปริมาณ $C_{Hmax}/H(\%)$ ที่วัดได้ของ I1, I2, I3 และ I4 ที่ความลึกของการขุด (H) เท่ากับ 4.5, 7.0, 9.5 เมตร และ 11.3 เมตร โดยเทียบกับผลการศึกษาของ Manal และ Clough (1981) ดังแสดงในรูปที่ 4.9 และตารางที่ 4.6

ผลการทดสอบในการวิจัยนี้พบว่า ปริมาณ $C_{Hmax}/H(\%)$ มีแนวโน้มให้ค่าต่ำกว่าวิธีที่เสนอโดย Manal และ Clough (1981) ทั้งนี้ เป็นผลมาจากการอัดแรงในค้ำยันในสนามใช้ค่าสูงกว่าปริมาณการอัดแรงที่เสนอโดย Manal และ Clough (1981) กล่าวคือ ในการวิจัยนี้ Apparent earth pressure ที่ใช้อัดแรงในค้ำยันได้คือน้ำหนักบรรทุกบนผิวดิน (Surcharge load, q) เท่ากับ 6 ตัน/คร.ม. ในขณะที่วิธีเสนอโดย Manal และ Clough (1981) นั้นไม่ได้คือน้ำหนักบรรทุกบนผิวดิน ($q=0$)

4.6 การคาดคะเนปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของ เข็มทิศ

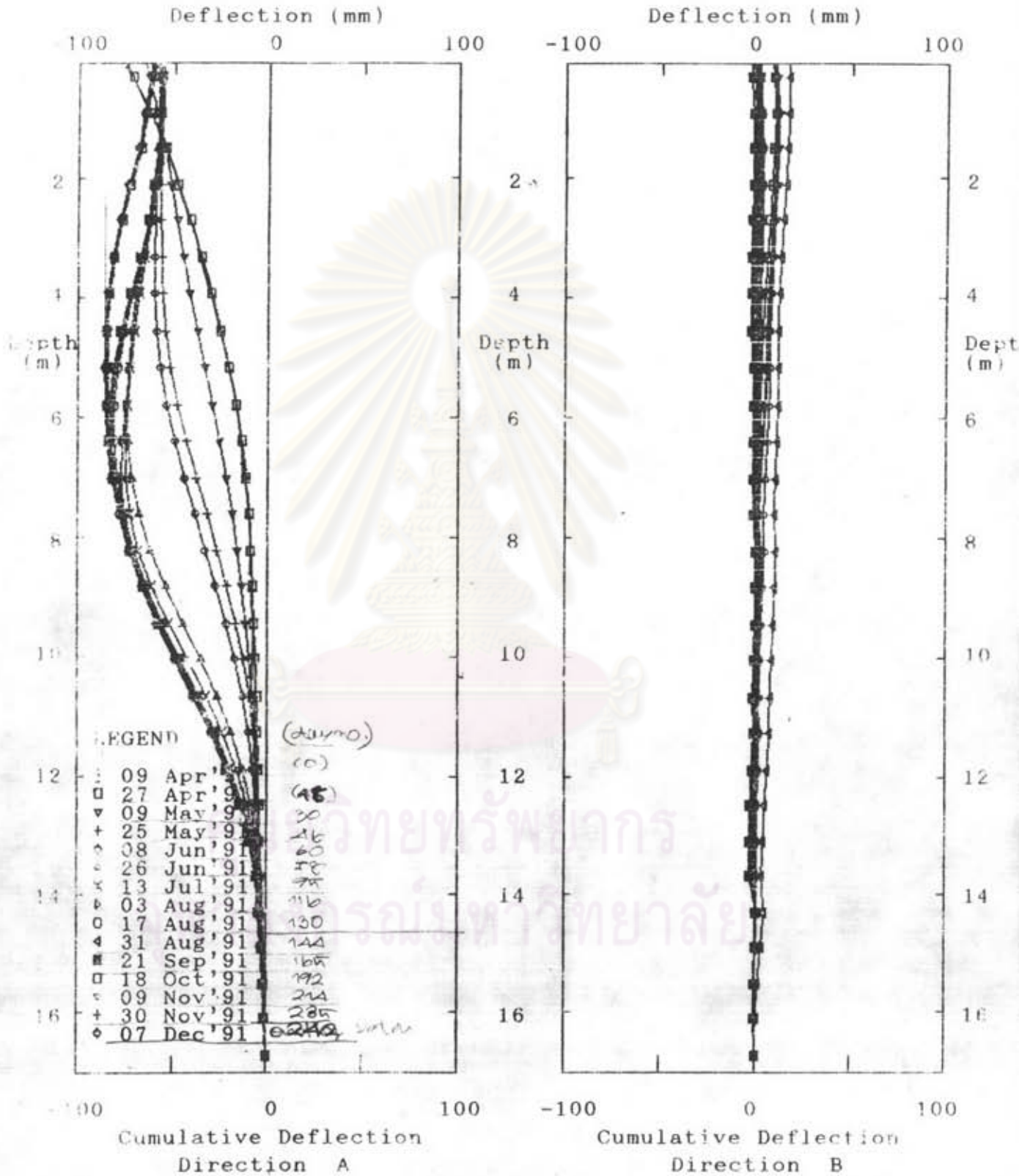
การคาดคะเนปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของ เข็มทิศ (C_{Hmax}) โดยวิธี Simplified method ที่เสนอโดย Wong และ Broms (1989) ที่ใช้ในการวิจัยนี้ได้พิจารณาเฉพาะในกรณีที่ 2 ได้แก่ I2, I3, และ I4 เนื่องจากมีความลึกของการขุด (H) เท่ากันคือ 11.3 เมตร. โดยการคาดคะเนไม่ได้พิจารณาน้ำหนักบรรทุกบนผิวดิน (Surcharge load, $q=0$) เนื่องจากในขั้นตอนการขุดดินครั้งสุดท้ายที่ความลึก 11.3 เมตรนั้น ยวดยานต่าง ๆ ในการก่อสร้างใช้ Platform เป็นเส้นทางขนส่งแทนการใช้ถนนรอบพื้นที่ก่อสร้าง.

วิธีการคาดคะเนปริมาณ C_{Hmax} ของ I2, I3 และ I4 ที่ความลึกของการขุด (H) เท่ากับ 4.5, 7.0, 9.5 และ 11.3 เมตร ได้แสดงไว้ใน ตารางที่ 4.7 และ รูปที่ 4.10

ผลการคาดคะเนปริมาณ C_{Hmax} ในการวิจัยครั้งนี้ พบว่าวิธี Simplified method ที่เสนอโดย Wong และ Broms (1989) สามารถใช้ได้คืนกรณีที่เป็น การขุดดินขั้นสุดท้ายซึ่งนั้นมีผลของน้ำหนักบรรทุกบนผิวดิน สำหรับในช่วง Intermediate stage of excavation นั้นการคาดคะเนปริมาณ C_{Hmax} ให้ค่ามากกว่าความเป็นจริง ทั้งนี้อาจมีสาเหตุเนื่องจากผลของการอัดแรงในค้ำยัน ดังแสดงในหัวข้อ 4.2.2

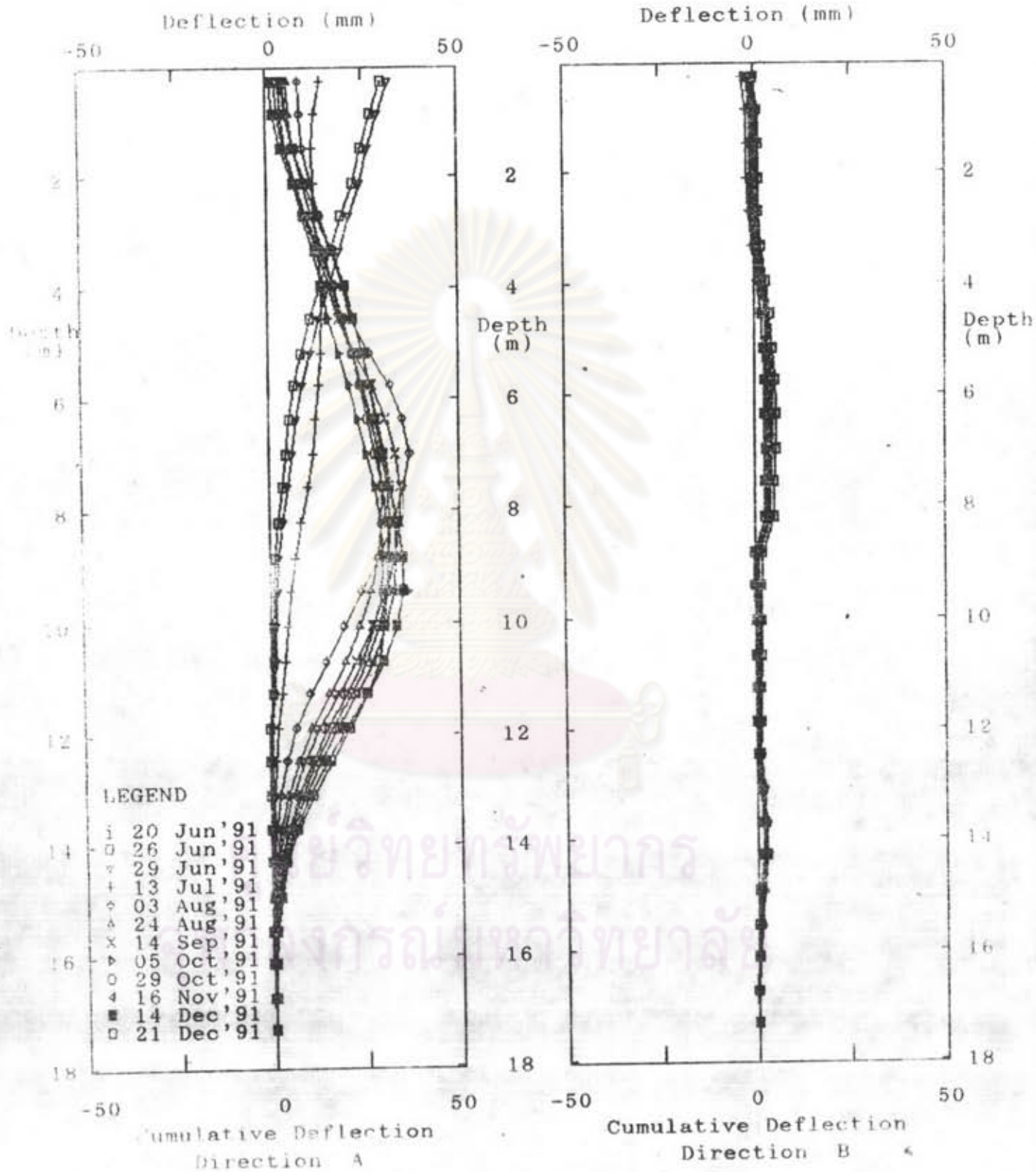
ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

BAIYOKE 2 , BANGKOK

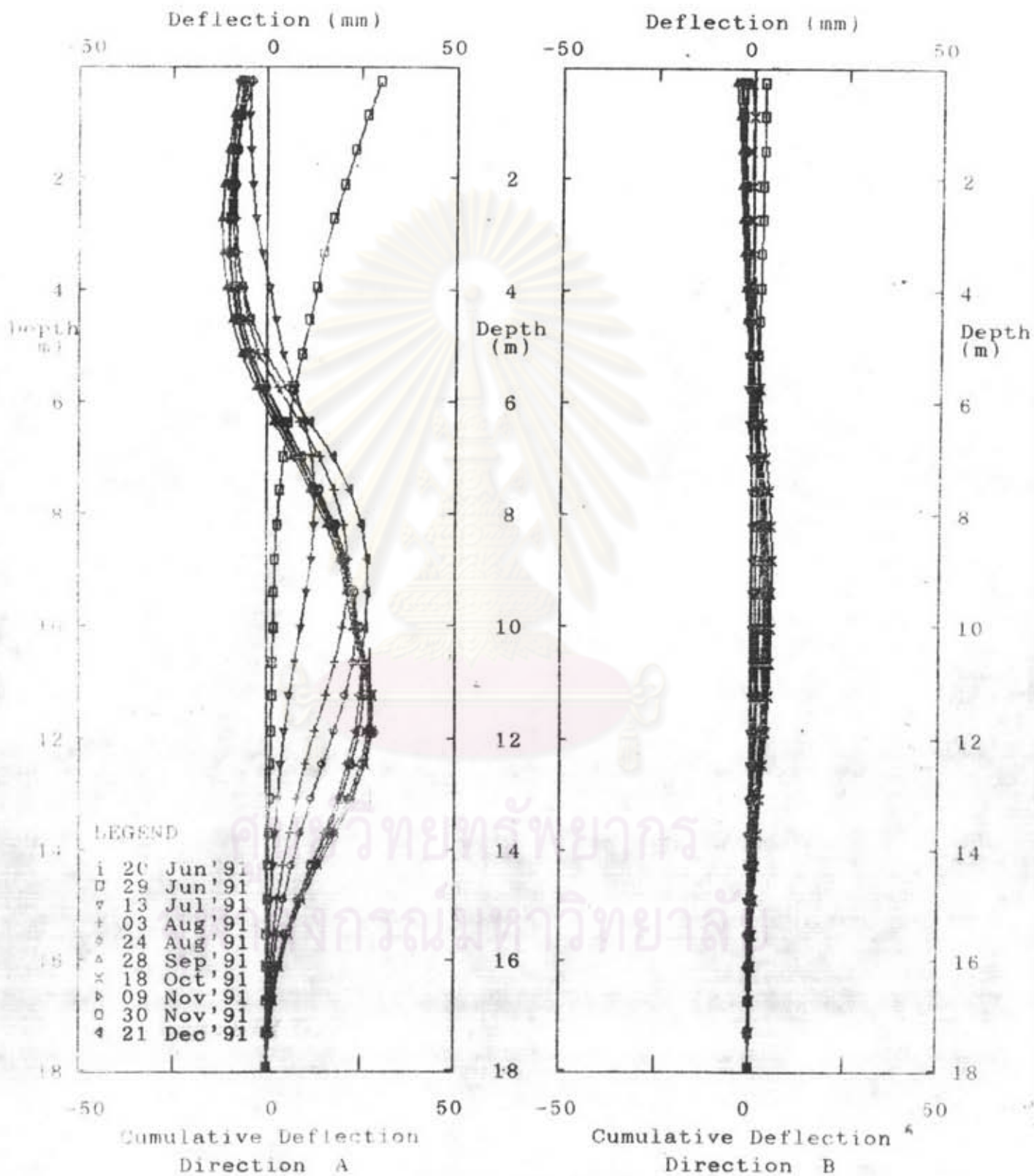


รูปที่ 4.1 พฤติกรรมการโค้งตัวของเข็มคานระหว่างการก่อสร้าง (ก)I1,(ข)I2,(ค)I3 และ(ง)I4

BAIYOKE 2 , BANGKOK (PETRACHA)

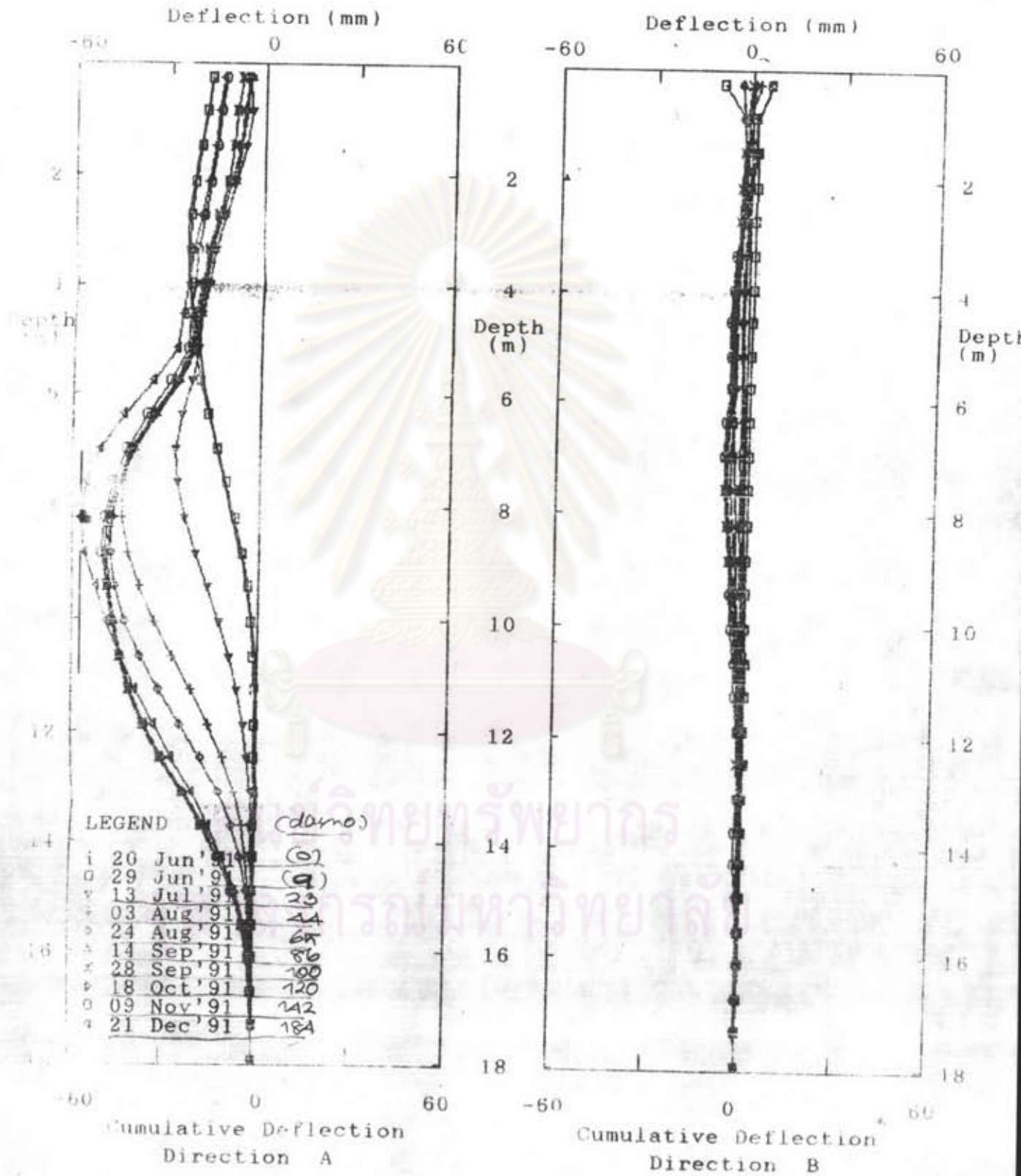


BAIYOKE 2 , BANGKOK (NOREE)

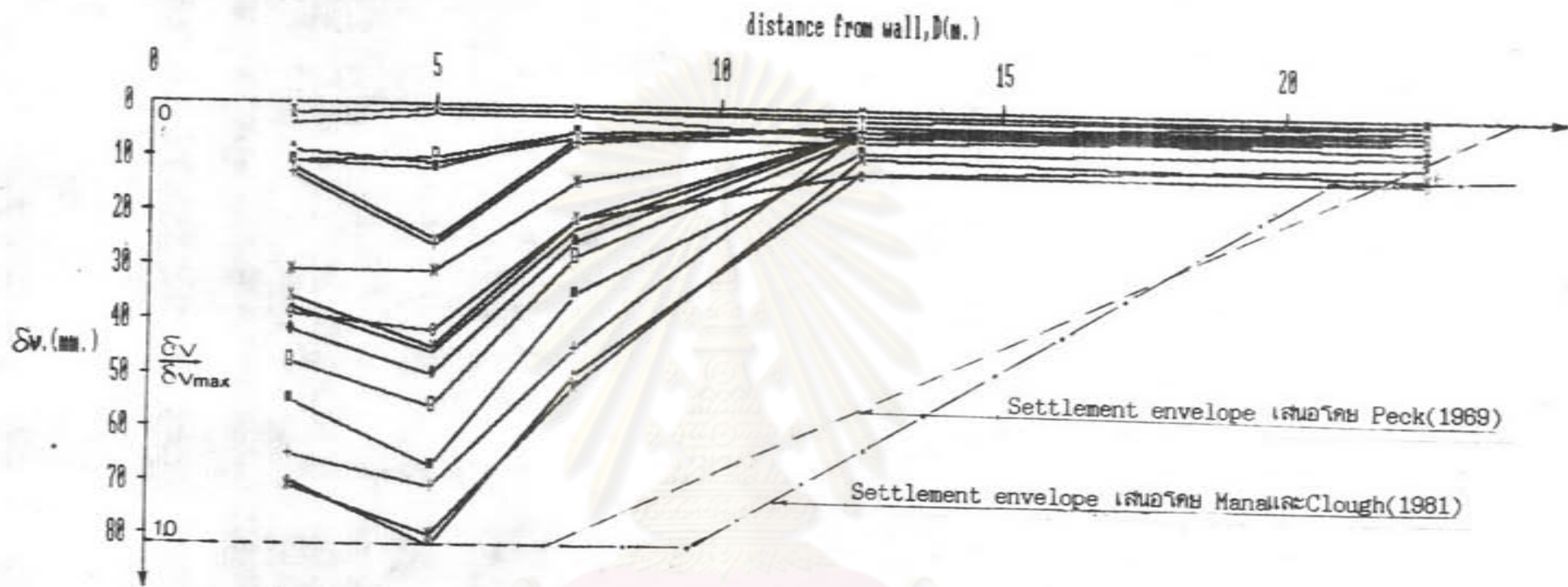


Hardy BBT Limited - Bangkok, Thailand

BAIYOKE 2 , BANGKOK

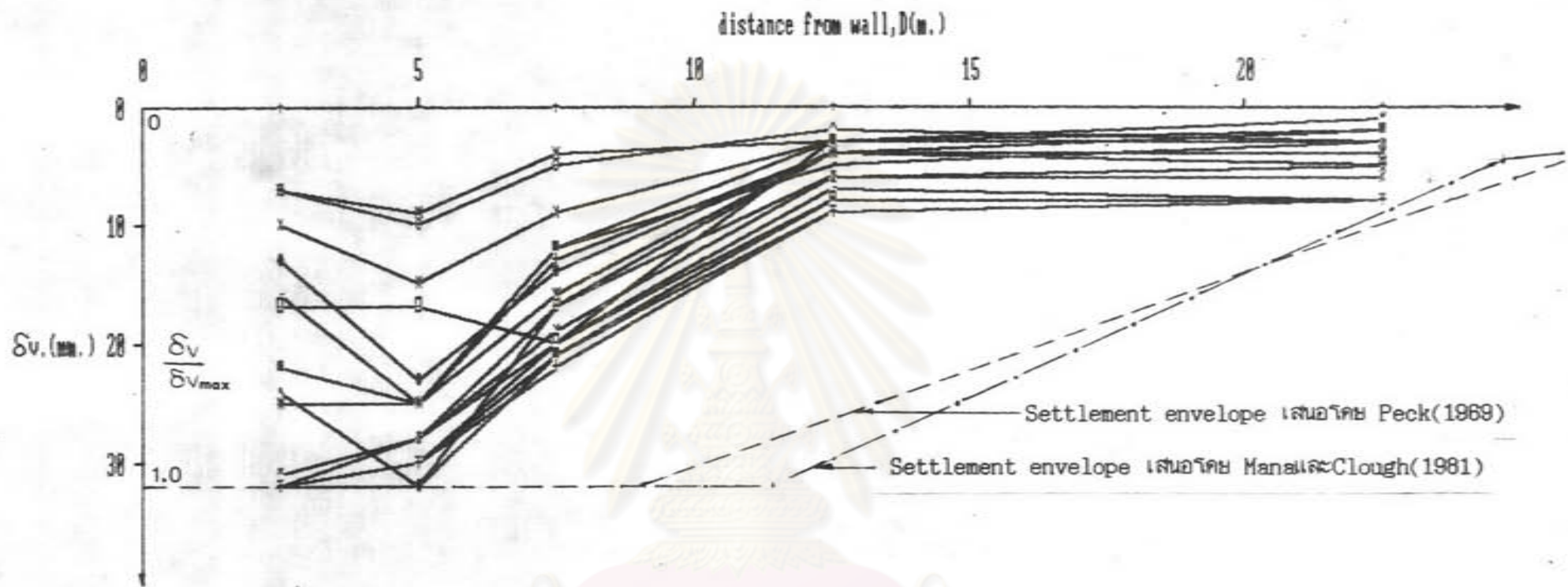


Hardy BBT Limited - Bangkok, Thailand



Test section no.1	→ day no. 8	→ day no. 10	→ day no. 18	→ day no. 25	→ day no. 30
→ day no. 39	→ day no. 44	→ day no. 46	→ day no. 56	→ day no. 60	→ day no. 67
→ day no. 72	→ day no. 78	→ day no. 81	→ day no. 88	→ day no. 95	→ day no. 100
→ day no. 107	→ day no. 116	→ day no. 123			

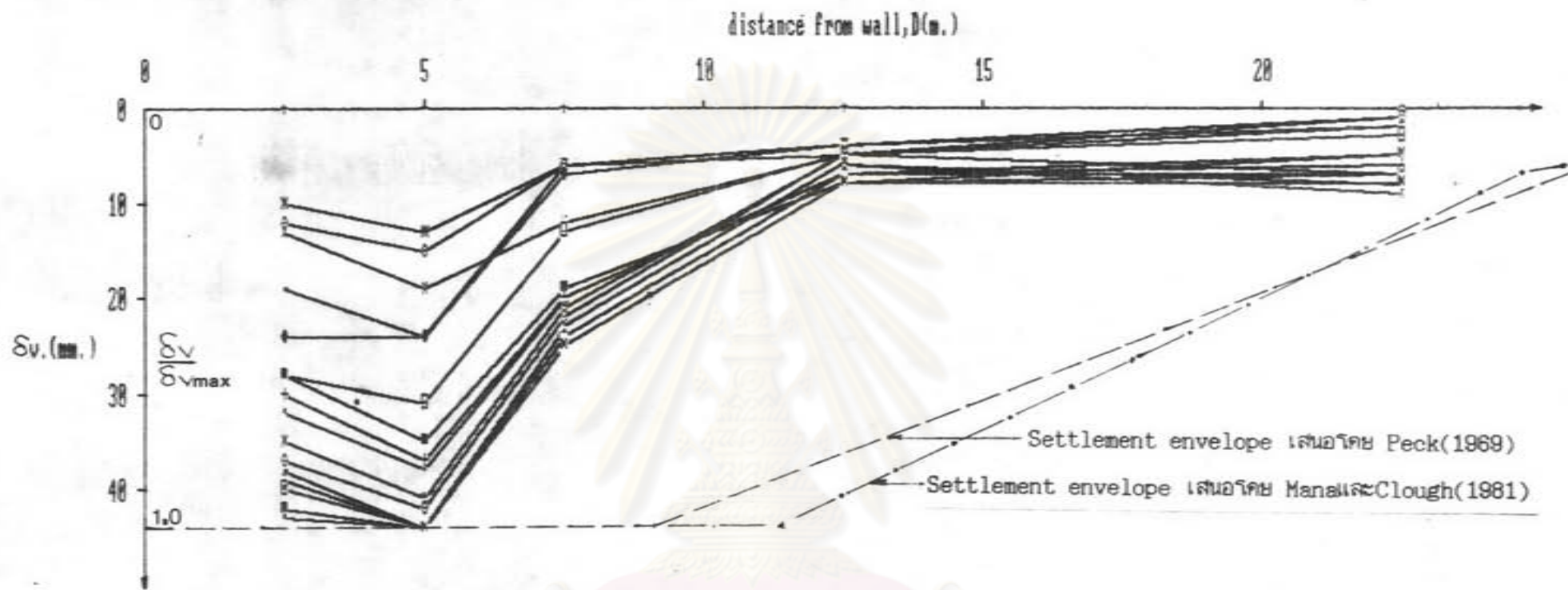
รูปที่ 4.2 พฤติกรรมการทรุดตัวของดินหลัง เข็มคานาระหว่างการก่อสร้างของแนวทดสอบ
 คานขวาง (ก) Test section no.1 (ข) Test section no.2 (ค) Test
 section no.3 และ (ง) Test section no.4.



- | | | | | | |
|-------------------|----------------|---------------|---------------|----------------|----------------|
| Test section no.2 | —+ day no. 8 | —* day no. 6 | —+ day no. 9 | —+ day no. 16 | — day no. 23 |
| —+ day no. 28 | —□ day no. 35 | —* day no. 44 | —+ day no. 51 | —+ day no. 58 | —* day no. 65 |
| —+ day no. 72 | —+ day no. 79 | — day no. 86 | —+ day no. 93 | —□ day no. 100 | —* day no. 107 |
| —+ day no. 114 | —+ day no. 120 | | | | |

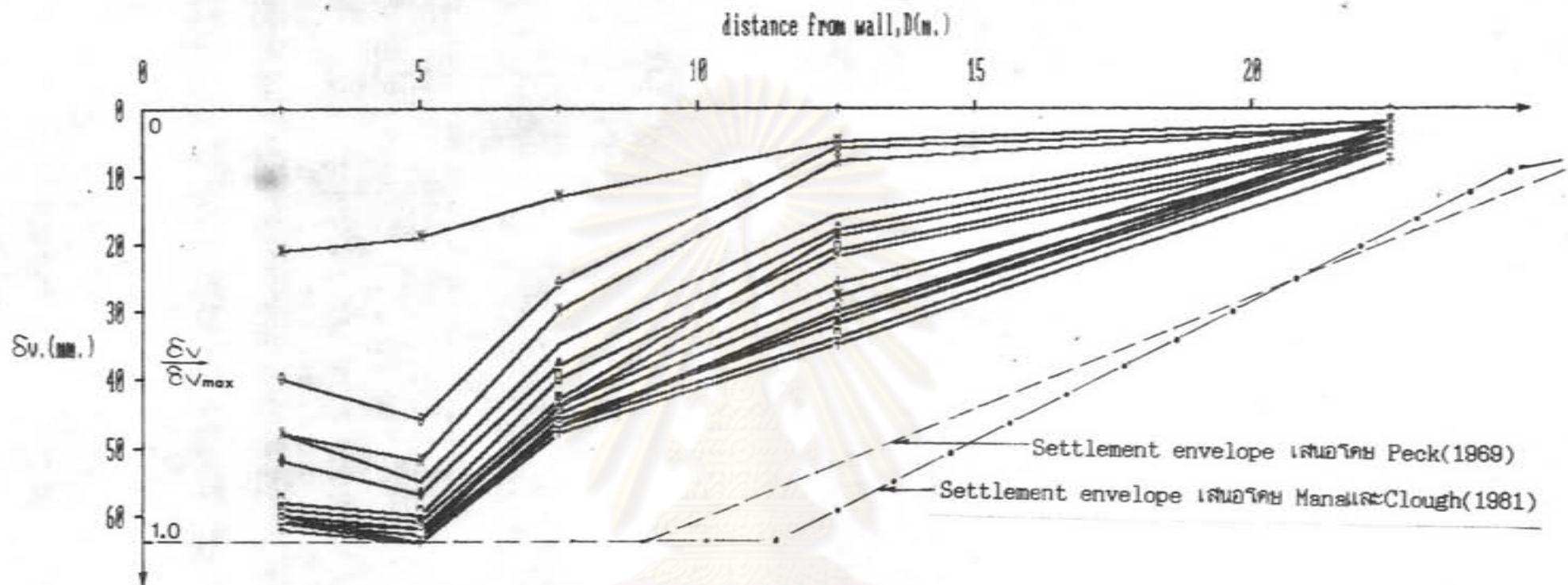
(๓) Test section no.2

รูปที่ 4.2 พฤติกรรมการทรุดตัวของดินหลัง เริ่มคิดในระหว่างการก่อสร้างของแนวท่อลอดใต้ถนนขวาง



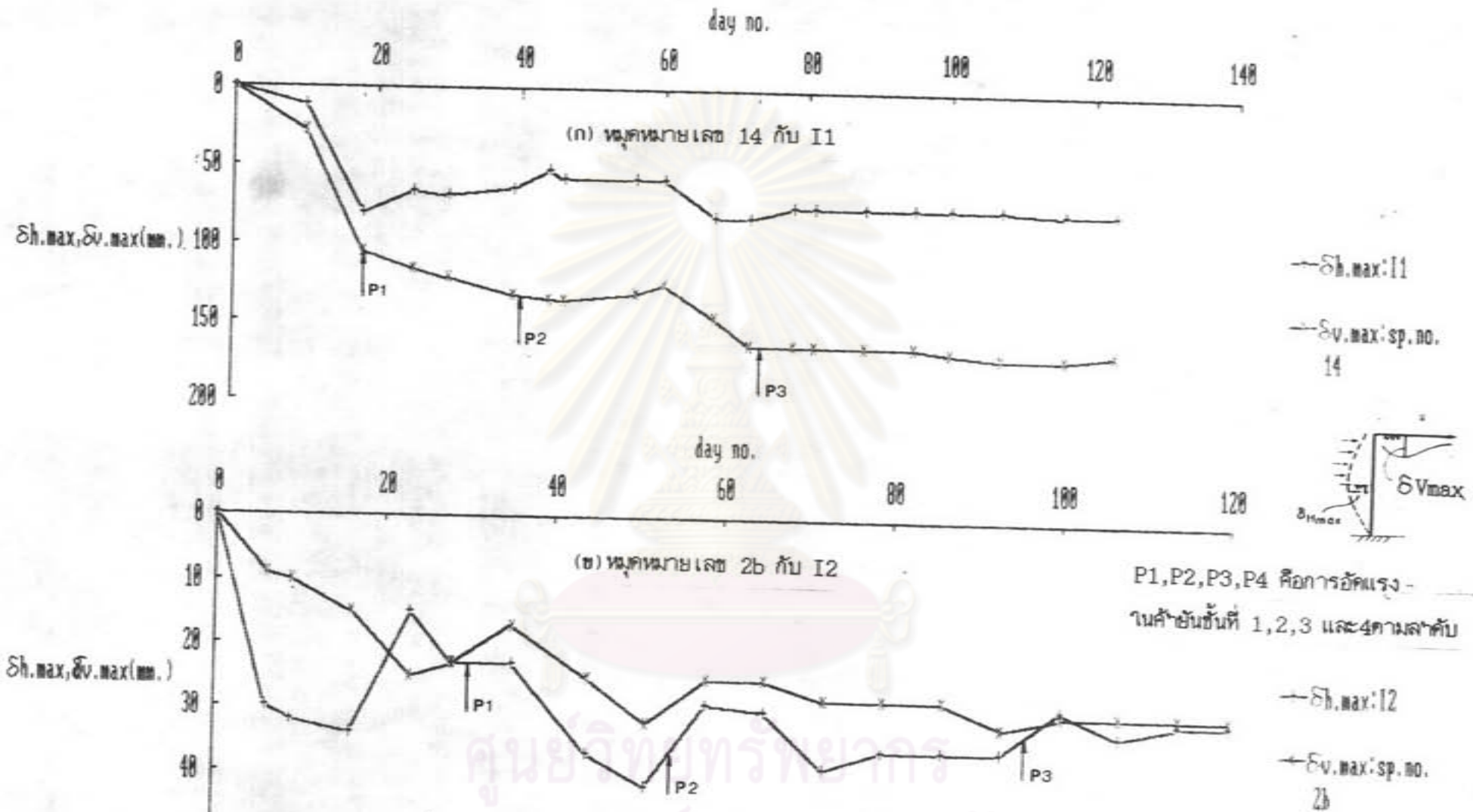
- Test section no. 3
- + day no. 0
 - x day no. 6
 - o day no. 9
 - x day no. 16
 - day no. 23
 - + day no. 28
 - o day no. 35
 - x day no. 44
 - day no. 51
 - + day no. 58
 - x day no. 65
 - o day no. 72
 - + day no. 79
 - x day no. 86
 - + day no. 93
 - o day no. 100
 - x day no. 107
 - day no. 120
- (A) Test section no. 3

รูปที่ 4.2 พฤติกรรมการทรุดตัวของดินหลัง เข็มคานระหว่างการก่อสร้างของแนวทดสอบ ตามขวาง

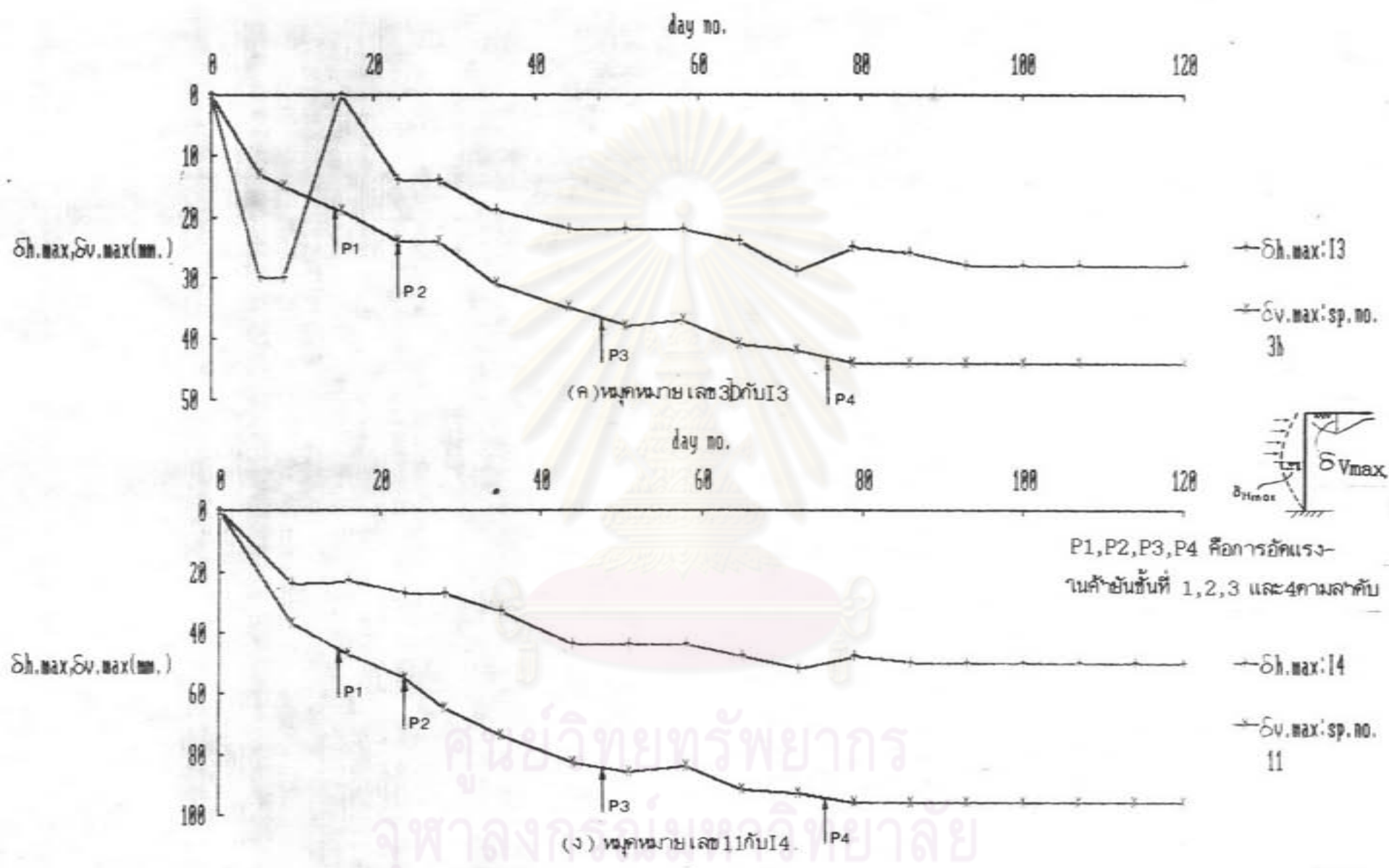


- Test section no. 4
- + day no. 8
 - * day no. 6
 - + day no. 9
 - + day no. 16
 - day no. 23
 - + day no. 28
 - day no. 35
 - * day no. 44
 - + day no. 51
 - + day no. 58
 - * day no. 65
 - + day no. 72
 - + day no. 79
 - day no. 86
 - + day no. 93
 - day no. 100
 - * day no. 107
 - + day no. 114
 - + day no. 128
- (จ) Test section no. 4

รูปที่ 4.2 พฤติกรรมการทรุดตัวที่วัดกันหลัง เริ่มคานระหว่างการก่อสร้างของแนวทศสอบ คานขวาง

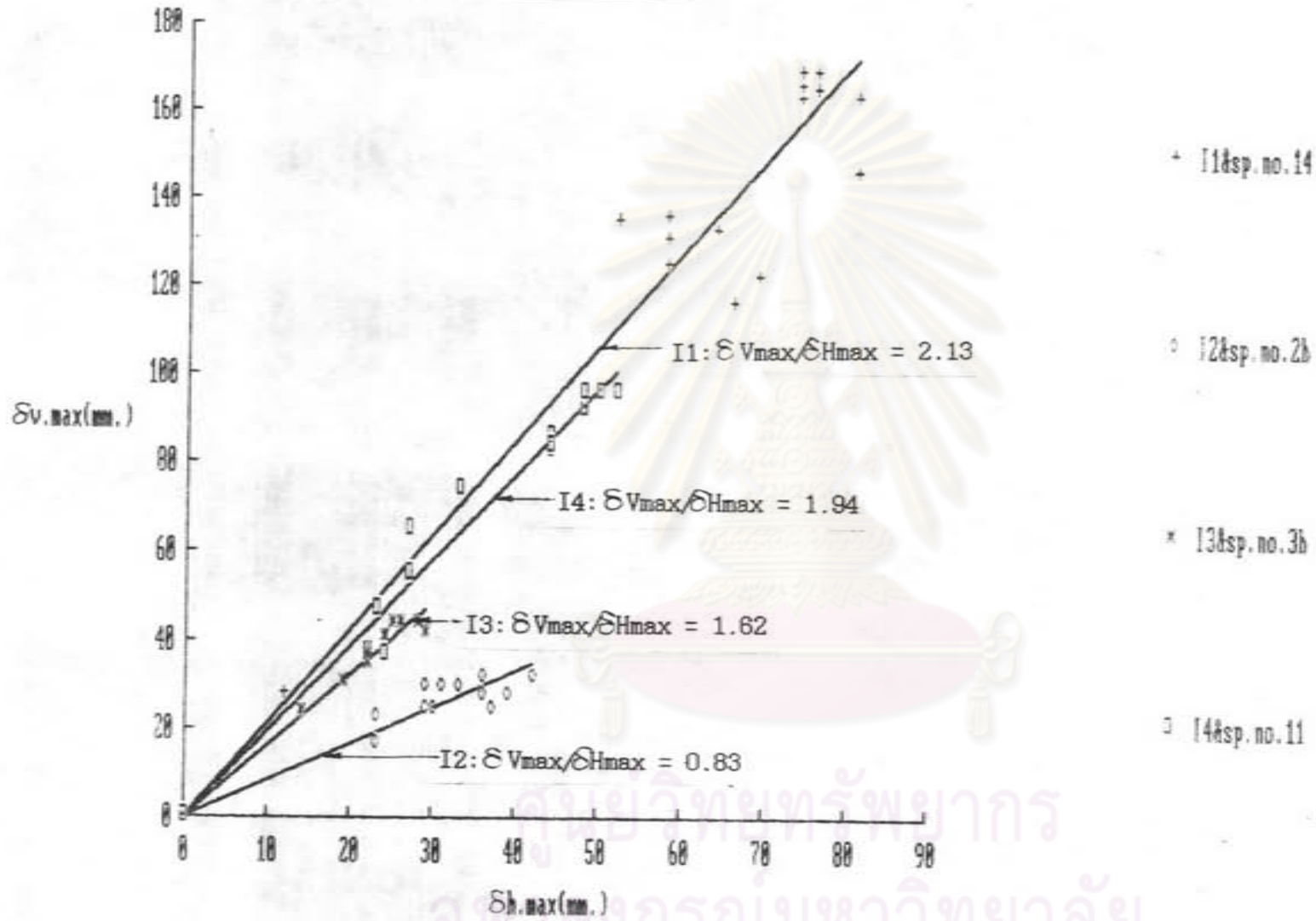


รูปที่ 4.3 การทรุดตัวสูงสุดที่ผิวคาน (δV_{max}) และการเคลื่อนตัวคานข้างสูงสุดของเข็มคาน (δH_{max}) กับเวลา (day no.) ในระหว่างการก่อสร้างสำหรับ (ก) หมายเหตุหมายเลข 14 กับ I1 (ข) หมายเหตุหมายเลข 2b กับ I2 (ค) หมายเหตุหมายเลข 3b กับ I3 และ (ง) หมายเหตุหมายเลข 11 กับ I4.



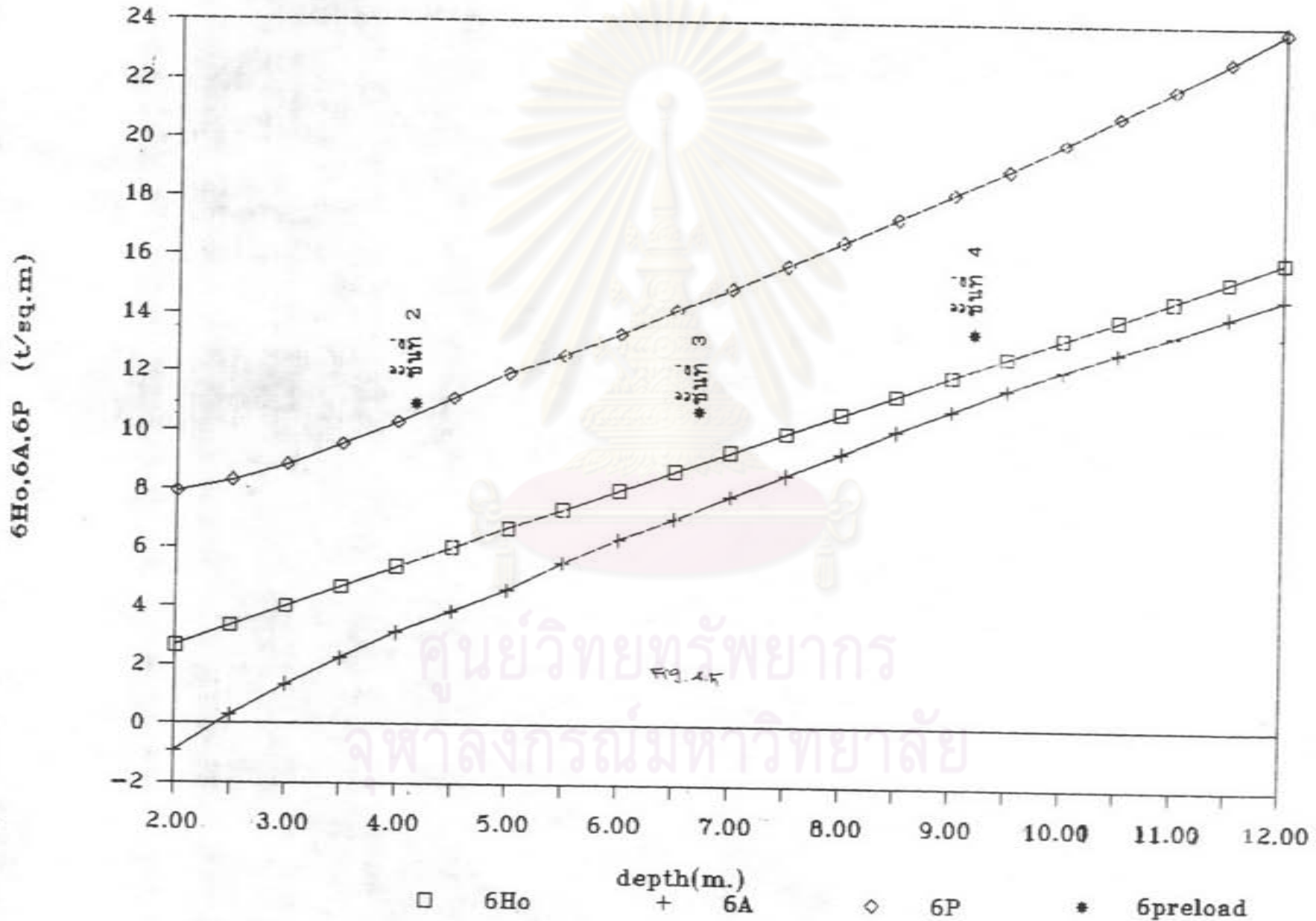
รูปที่ 4.3 การหาค่าสูงสุดที่วัดได้ (δv_{max}) และการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของเข็มค้ำ (δh_{max}) กับเวลา (day no.) ในระหว่างการก่อสร้าง

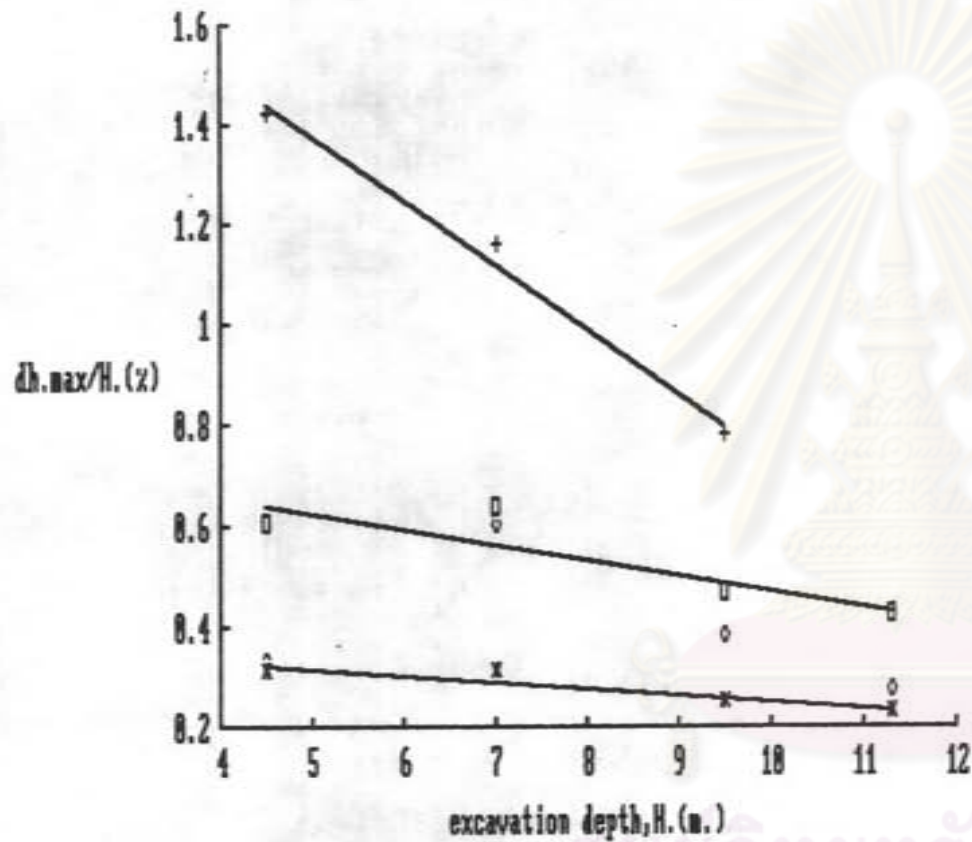
δv_{max} & δh_{max} correlation



รูปที่ 4.4 ความสัมพันธ์ของการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดิน (δv_{max}) กับการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของเข็มคัด (δh_{max}) ในระหว่างการก่อสร้าง.

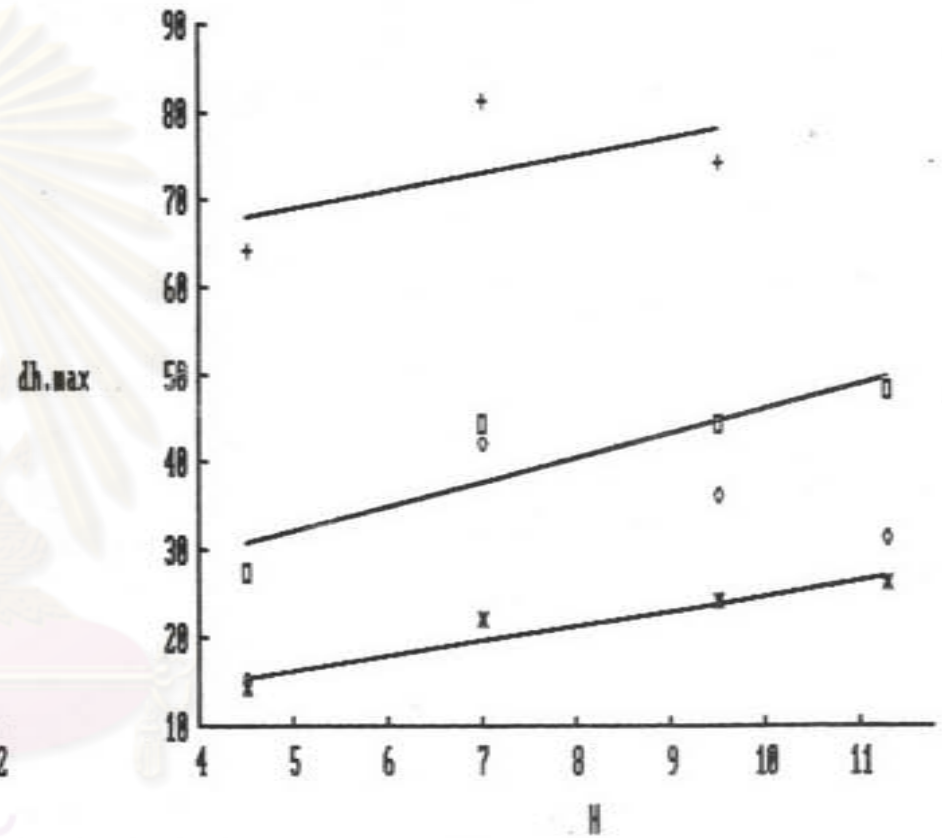
STATE OF STRESSES





+ 11:D=50m. — Simple fit 11:D=50m.
 o 12:D=50m. x 13:D=55m.
 — Simple fit 13:D=55m. o 14:D=55m. — Simple fit 14:D=55m.

FIG 4.6



+ 11:D=50m. — Simple fit 11:D=50m.
 o 12:D=50m. x 13:D=55m.
 — Simple fit 13:D=55m. o 14:D=55m. — Simple fit 14:D=55m.

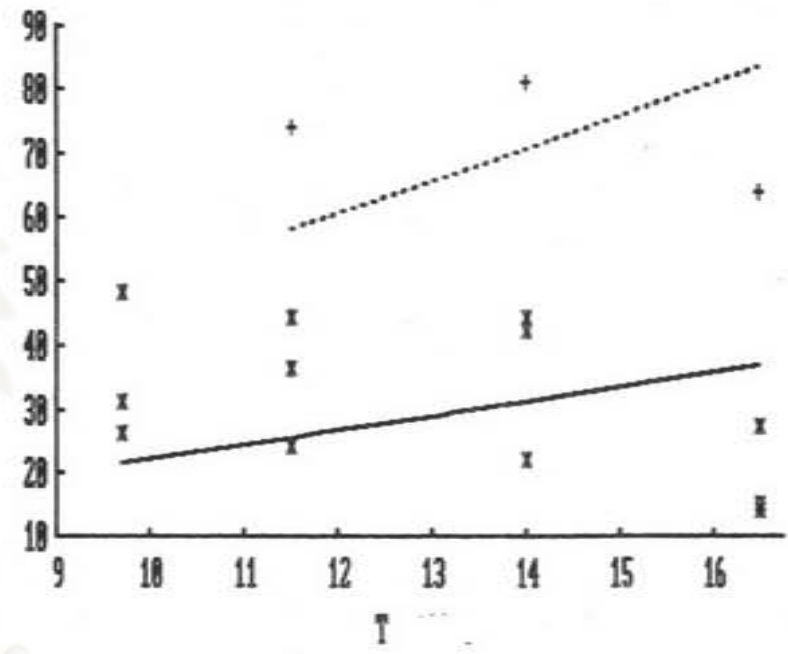
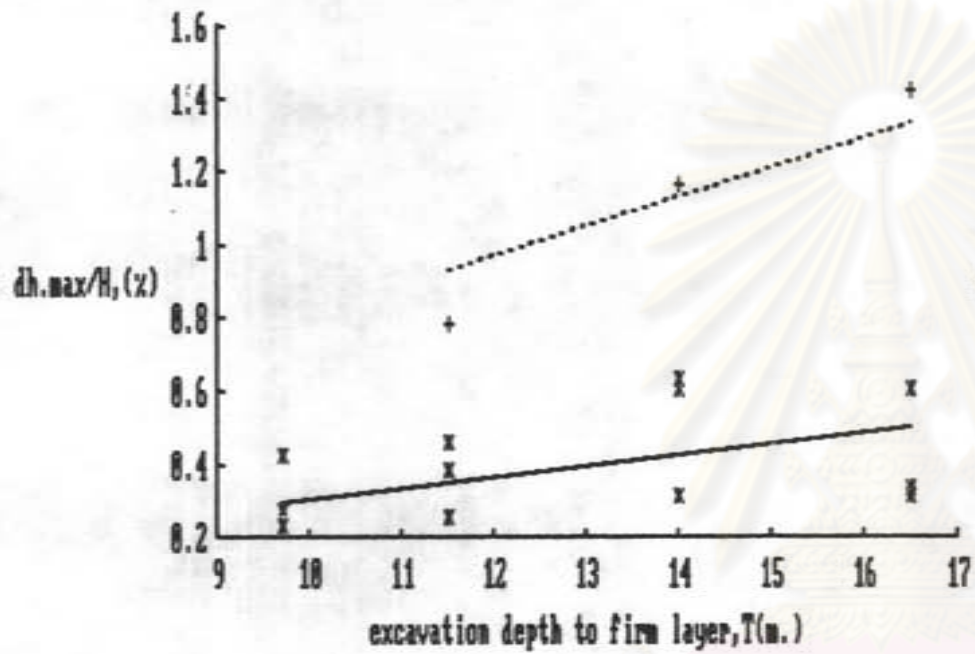
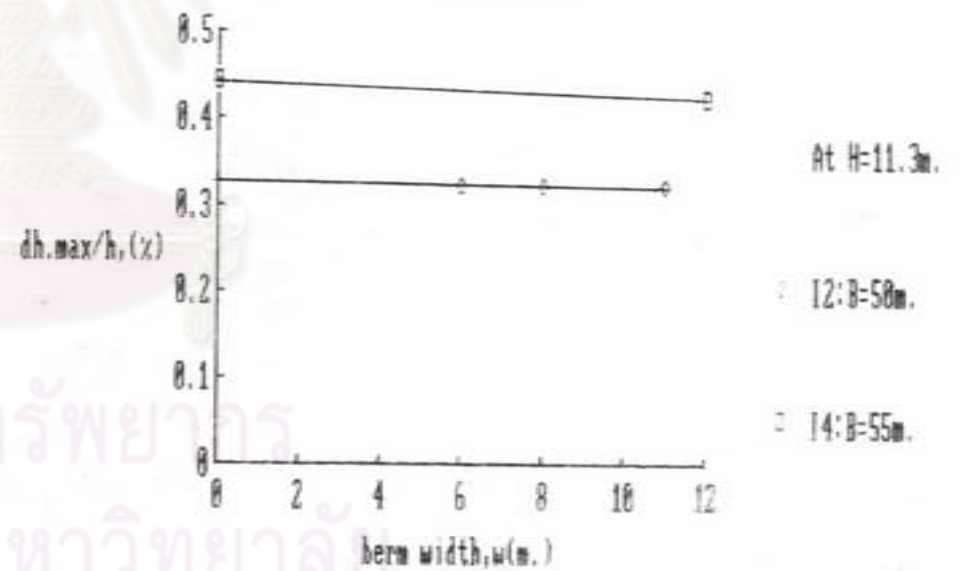
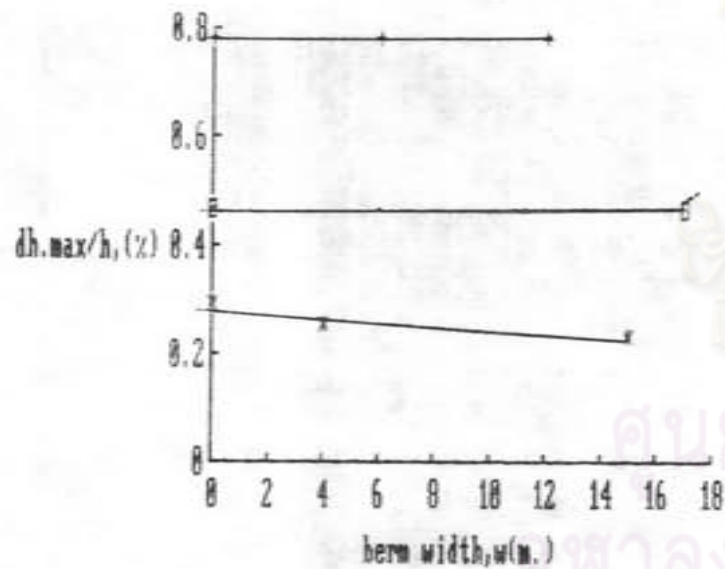
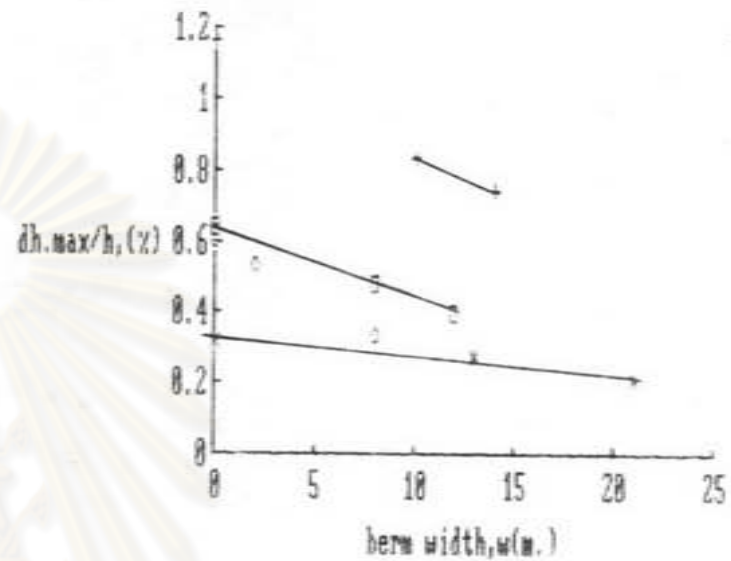
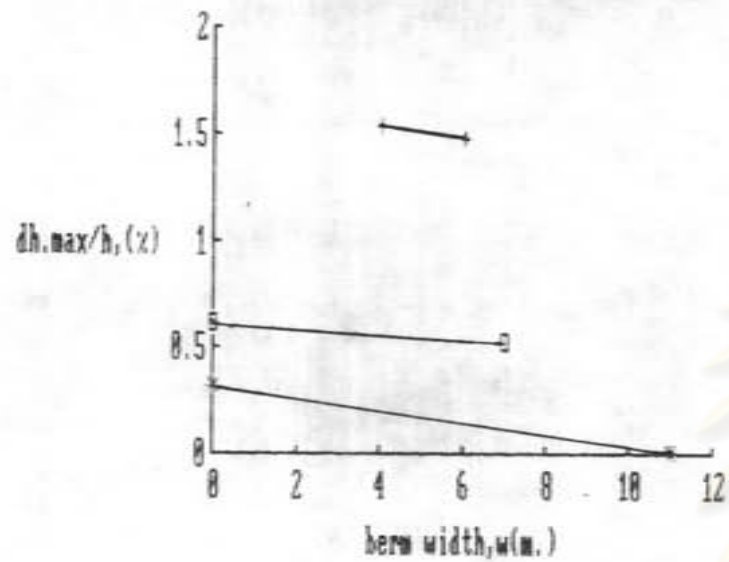


Fig. 4

+ 11:B=50m. ---- Simple fit 11:B=50m. x 12,13&14 — Simple fit 12,13&14 + 11:B=50m. ---- Simple fit 11:B=50m. x 12,13&14 — Simple fit 12,13&14

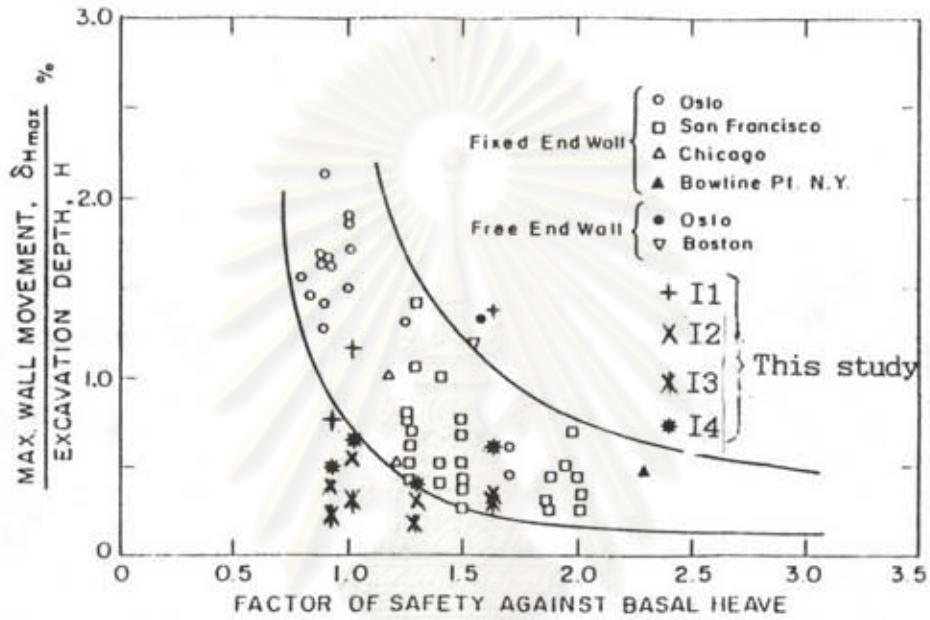
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.8 นอร์มัลการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของเขื่อนดิน ($d_{Hmax}/H, \%$) กับการเว้น

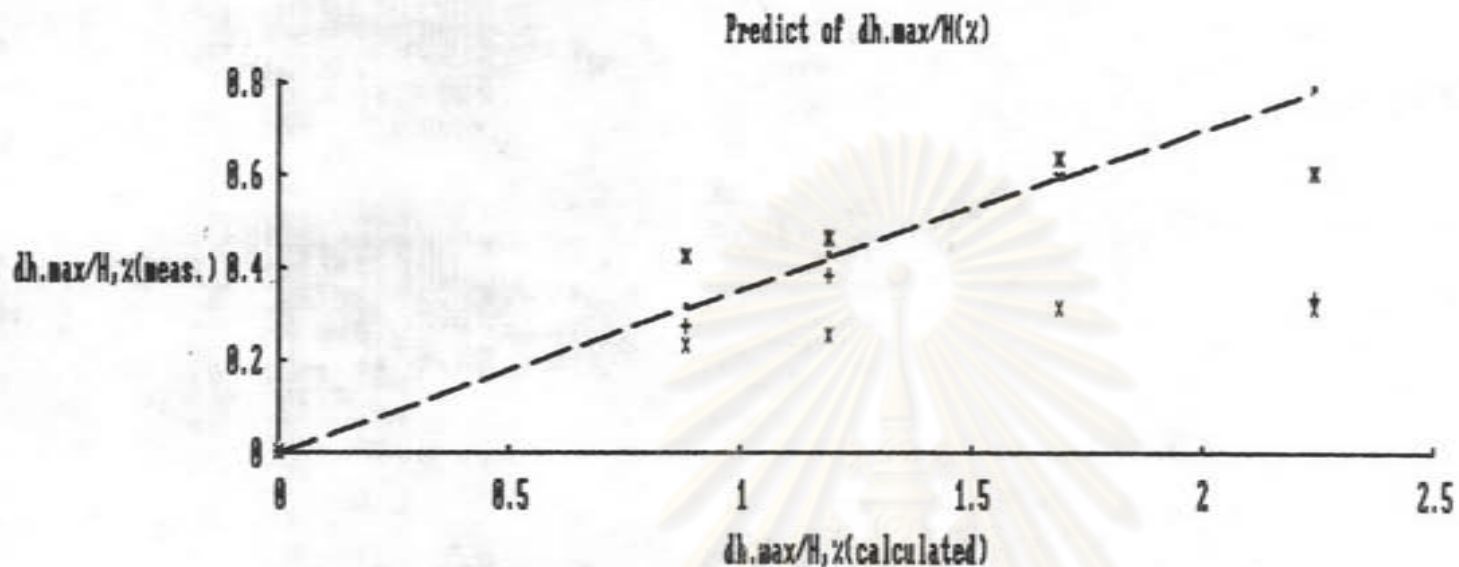
คันดิน (W) ที่ความลึกของการชุก, H. (ก) H=4.5 เมตร (ข) H=7.0 เมตร

(ค) H=9.5 เมตร และ (ง) H=11.3 เมตร.

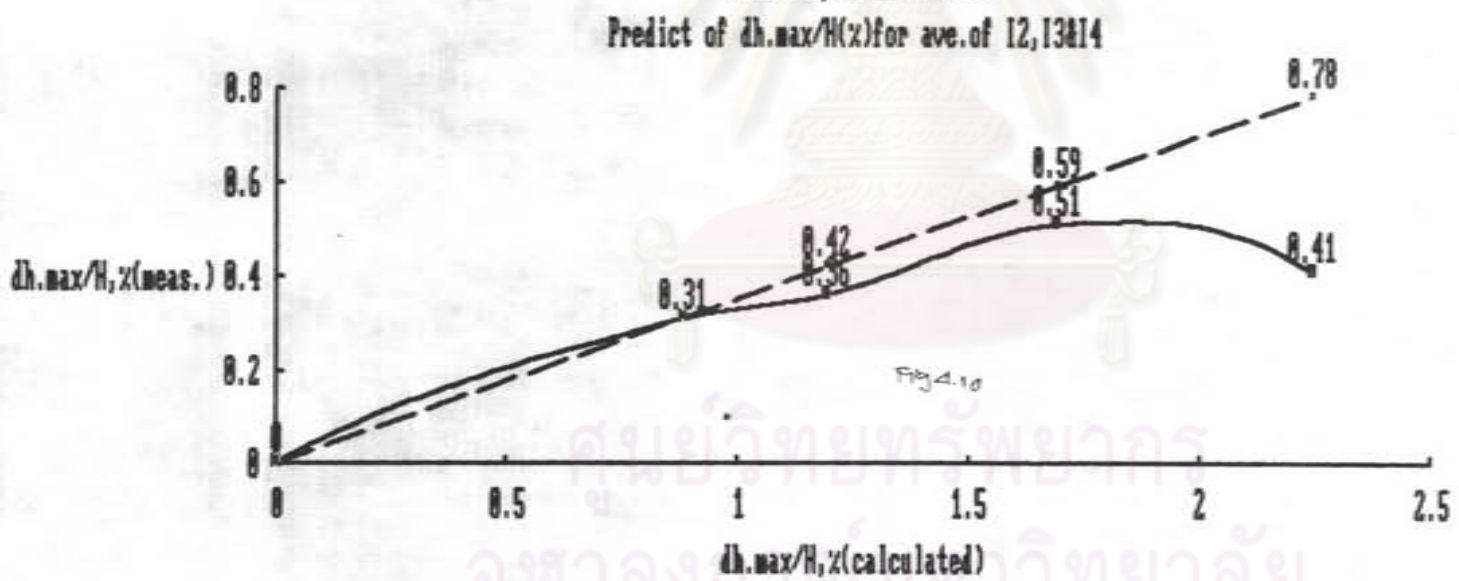


รูปที่ 4.9 นอร์มัลการเคลื่อนตัวค้ำข้างสูงสุดของเข็มพิค ($\delta_{Hmax}/H, \%$) กับ Factor of Safety against basal heave (FS.).

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



- Predict of $dh_{max}/H(x)$
- + 12
 - x 13
 - x 14
 - Wong&Brons(1989)



- + Predict of $dh_{max}/H(x)$ for ave. of 12,13&14
- Wong&Brons(1989)

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.1ก) แสดงปริมาณการทรุดตัวที่วัดขึ้น δ_v (มม.) ของแนวทดสอบตามขวางหมายเลข (1)

สำหรับชั้นแรก (ชุกลึก 9.5 เมตร)

หมายเลข	1a	1b	1c	1d	1e	remark
D (m)	2.5	5.0	7.5	12.5	22.5	
day no.	δ_v	δ_v	δ_v	δ_v	δ_v	
0	0	0	0	0	0	9/4/34
10	0	0	0	0	0	
18	2	1	1	1	1	
25	2	1	1	2	1	
30	4	2	2	5	2	
39	9	11	6	6	4	
44	11	10	5	4	1	
46	11	12	5	4	1	
56	12	25	6	3	3	
60	13	26	7	3	3	
67	31	31	14	5	3	
72	39	42	21	12	12	
78	36	45	21	4	4	
81	38	46	23	4	3	
88	42	50	25	4	3	
95	48	56	28	5	4	
100	55	67	35	8	7	
107	70	82	50	12	9	
116	65	71	45	4	6	
123	71	80	52	9	11	

ตารางที่ 4.1ข) แสดงปริมาณการทรุดตัวที่วัดขึ้น δ_v (มม.) ของแนวทดสอบตามขวางหมายเลข (2)

สำหรับชั้นที่ 2 (ชุกลึก 11.3 เมตร)

หมายเลข	2a	2b	2c	2d	2e	remark
D (m)	2.5	5.0	7.5	12.5	22.5	
Day no.	δ_v	δ_v	δ_v	δ_v	δ_v	
0	0	0	0	0	0	20/6/34
6	7	9	4	3	1	
9	7	10	5	2	3	
16	10	15	9	3	3	
23	16	25	12	5	3	
28	13	23	14	4	2	
35	17	17	20	3	2	
44	22	25	12	3	2	
51	24	32	17	4	4	
58	25	25	13	4	5	
65	25	25	16	4	4	
72	31	28	17	6	5	
79	31	28	19	6	6	
86	32	28	20	7	8	
93	32	32	21	8	8	
100	32	30	20	8	8	
107	32	30	21	9	8	
114	32	30	22	9	8	
120	32	30	22	9	8	

ตารางที่ 4.1ค) แสดงปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดิน δ_v (มม.) ของแนวทดสอบความขวางหมายเลข (3)
สำหรับบริเวณที่ 2 (ซุกลึก 11.3 เมตร)

หมู่หมายเลข	3a	3b	3c	3d	3e	remark
D (m)	2.5	5.0	7.5	12.5	22.5	
day no.	δ_v	δ_v	δ_v	δ_v	δ_v	
0	0	0	0	0	0	20/6/34
6	10	13	6	4	1	
9	12	15	6	5	1	
16	13	19	12	5	2	
23	19	24	6	5	3	
28	24	24	7	4	2	
35	28	31	13	5	3	
44	28	35	19	8	5	
51	32	38	20	7	5	
58	30	37	20	7	6	
65	35	41	21	5	7	
72	37	42	22	5	7	
79	39	44	23	6	9	
86	38	44	23	6	8	
93	40	44	24	7	7	
100	40	44	25	8	7	
107	42	44	25	8	8	
120	43	44	25	8	8	

ตารางที่ 4.1ง) แสดงปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดิน δ_v (มม.) ของแนวทดสอบความขวางหมายเลข (4)
สำหรับบริเวณที่ 2 (ซุกลึก 11.3 เมตร)

หมู่หมายเลข	4a	4b	4c	4d	4e	remark
D (m)	2.5	5.0	7.5	12.5	22.5	
day no.	δ_v	δ_v	δ_v	δ_v	δ_v	
0	0	0	0	0	0	20/6/34
6	21	19	13	5	2	
9	40	46	26	6	3	
16	48	52	30	8	3	
23	48	55	35	16	2	
28	52	57	38	18	2	
35	58	60	40	21	4	
44	59	61	43	19	4	
51	60	62	44	22	5	
58	61	63	44	26	6	
65	61	62	45	28	3	
72	61	63	47	30	5	
79	61	63	47	31	4	
86	60	64	46	32	5	
93	60	64	46	32	6	
100	61	64	47	34	6	
107	62	64	48	35	8	
114	62	64	48	35	8	
120	62	64	48	35	8	

ตารางที่ 3.9 ขอบเขตการวิจัยเพื่อเปรียบเทียบผลของตัวแปรและพารามิเตอร์

ลำดับ	ผลของ	การ treated ตัวแปรที่	ตัวแปรเปรียบเทียบ/ การพิจารณา	การแสดงผลการ เปรียบเทียบ	หมายเหตุ
1.	S	H 4.5ม.	ระหว่าง I1กับ I4 (ค่าขึ้นต้นแรก)	บริเวณของ δ_{Hmax} (มม.) และ $\delta_{Hmax}/H(X)$	ลักษณะของตัวแปร: S = สปีทเบสของค่าขึ้นต้น (ต้น-คร.ม) H = ความลึกของการซุกหิน (เมตร) T = ความหนาของชั้นหินจากระดับซุกถึง ชั้นหินแข็ง W = ความกว้างของการ (รับหิน) (เมตร) q = น้ำหนักบรรทุกที่ผิวหิน (ตัน/ตร.ม) P = การอัดแรงในค่าขึ้น = cosed คือพิจารณาเมื่อภายหลังการอัดแรงค่าขึ้นในชั้นนี้ = upper คือพิจารณาเมื่อภายหลังการอัดแรงค่าขึ้นในชั้นบน I1-I4 = Inclinometers Same = ค่าของตัวแปรหรือสภาพเงื่อนไขเหมือนกันหรือสอดคล้องกัน
		T 16.5ม.			
		W 0			
		q Same			
		P Cosed			
2.	H	S 8,463	I1, I2, I3 และ I4/แยกพิจารณา ในแต่ละตัวแปร	กราฟของ $\delta_{Hmax}/H(X)$ กับ $H(m)$ และ $H/B(X)$	
		T Same			
		W 0			
		q -			
		P upper			
3.	T	S 8,463	I1, I2, I3 และ I4/แยกพิจารณา ในแต่ละตัวแปร	กราฟของ $\delta_{I1max}/H(X)$ กับ $T(m)$ และ T/B	
		H Same			
		W 0			
		q -			
4.	W	S 8,463	I1, I2, I3 และ I4/เปรียบเทียบ ที่ค่าความลึก H = 4.5, 7.0, 9.5 และ 11.3 เมตร	กราฟของ $\delta_{Hmax}/H(X)$ กับ W(m)	
		H 4.5, 7.0, 9.5, 11.3			
		T Same			
		q -			
		P upper			
5.	FS.	S 8,463	I1, I2, I3 และ I4/	กราฟของ $\delta_{Hmax}/H(X)$ กับ FS.	
		H Same			
		T Same			
		W 0			
		q 0			
		P upper			

ตารางที่ 4.4 แสดงผลของความลึกของการขุด(H)และความหนาของชั้นดินจากระดับขุดถึงชั้นดินแข็ง(T)ในแต่ละชั้นคอนกรีตที่มีต่อปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของ เข็มพิค (δ_{Hmax}) ภายหลังจากการอัดแรงในค้ำยันชั้นบนแล้ว (After preload upper layer)

Inclino. no.	day no.	H (m)	T (m)	H/B (%)	T/B	δ_{Hmax} (mm.)	$\frac{\delta_{Hmax}}{H} (\%)$
I1 (B=50m.)	39	4.5	16.5	9	0.33	64	1.42
	67	7.0	14.0	14	0.28	81	1.16
	88	9.5	11.5	19	0.23	74	0.78
I2 (B=50m.)	23	4.5	16.5	9	0.33	15	0.33
	51	7.0	14.0	14	0.28	42	0.60
	93	9.5	11.5	19	0.23	36	0.38
	114	11.3	9.7	23	0.194	31	0.27
I3 (B=55m.)	23	4.5	16.5	8	0.30	14	0.31
	44	7.0	14.0	13	0.25	22	0.31
	65	9.5	11.5	17	0.21	24	0.25
	86	11.3	9.7	21	0.18	26	0.23
I4 (B=55m.)	23	4.5	16.5	8	0.30	27	0.60
	44	7.0	14.0	13	0.25	44	0.63
	58	9.5	11.5	17	0.21	44	0.46
	78	11.3	9.7	21	0.18	48	0.42

หมายเหตุ H คือความลึกของการขุดดิน(Depth of excavation)

T คือความหนาของชั้นดินจากระดับขุดถึงชั้นดินแข็ง

B คือความกว้างของการขุด(Width of excavation)

δ_{Hmax} คือปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของ เข็มพิค

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Inclino. no.	day no.	Excavation depth, H(m)	Berm width, W(m)	δH_{max} (mm)	$\delta H_{max}/H$ (%)	
11 (B=50m.)	25	4.50	7	66	1.47	
	30	4.50	4	69	1.53	
	44	7.00	14	52	0.74	
	46	7.00	10	58	0.83	
	67	7.00	0	81	1.16	
	78	9.50	12	74	0.78	
	81	9.50	6	74	0.78	
	88	9.50	0	74	0.78	
	12 (B=50m.)	35	7.00	8	23	0.33
		44	7.00	2	37	0.53
51		7.00	0	42	0.60	
79		11.30	11	36	0.32	
86		11.30	8	36	0.32	
93		11.30	6	36	0.32	
13 (B=55m.)		16	4.50	11	0	0.00
	23	4.50	0	14	0.31	
	28	7.00	21	14	0.20	
	35	7.00	13	19	0.27	
	44	7.00	0	22	0.31	
	51	9.50	15	22	0.23	
	65	9.50	4	24	0.25	
	72	9.50	0	28	0.29	
	14 (B=55m.)	16	4.50	7	23	0.51
23		4.50	0	27	0.60	
28		7.00	12	27	0.39	
35		7.00	8	33	0.47	
44		7.00	0	44	0.63	
51		9.50	17	44	0.46	
58		9.50	0	44	0.46	
79		11.30	12	48	0.42	
86		11.30	0	50	0.44	

depth (m.)	δv_o (t/sq.m)	U (t/sq.m)	K_o	$\delta H_o'$ (t/sq.m)	δH_o (t/sq.m)	Sul (t/sq.m)	δA (t/sq.m)	δP (t/sq.m)	FOR I1	
									$\delta p_{preload}$ (t/sq.m)	$\delta p_{preload}/$ δH_o ratio
2.00	3.50	1.50	0.58	1.16	2.66	2.21	-0.92	7.92	5.98	2.25
2.50	4.30	2.00	0.58	1.33	3.33	2.00	0.30	8.30	5.98	1.79
3.00	5.10	2.50	0.58	1.51	4.01	1.87	1.36	8.84	11.18	2.79
3.50	5.90	3.00	0.58	1.68	4.68	1.82	2.26	9.54	11.18	2.39
4.00	6.69	3.50	0.58	1.85	5.35	1.79	3.11	10.27	11.18	2.09
4.50	7.48	4.00	0.58	2.02	6.02	1.82	3.84	11.12	11.18	1.86
5.00	8.27	4.50	0.58	2.19	6.69	1.85	4.57	11.97	11.18	1.67
5.50	9.05	5.00	0.58	2.35	7.35	1.78	5.49	12.61	9.72	1.32
6.00	9.83	5.50	0.58	2.51	8.01	1.76	6.31	13.35	9.72	1.21
6.50	10.61	6.00	0.58	2.67	8.67	1.78	7.05	14.17	9.72	1.12
7.00	11.39	6.50	0.58	2.84	9.34	1.78	7.83	14.95	9.72	1.04
7.50	12.17	7.00	0.58	3.00	10.00	1.79	8.59	15.75	9.72	0.97
8.00	12.95	7.50	0.58	3.16	10.66	1.81	9.33	16.57	9.72	0.91
8.50	13.73	8.00	0.58	3.32	11.32	1.82	10.09	17.37		
9.00	14.51	8.50	0.58	3.49	11.99	1.85	10.81	18.21		
9.50	15.30	9.00	0.58	3.65	12.65	1.87	11.56	19.04		
10.00	16.09	9.50	0.58	3.82	13.32	1.94	12.21	19.97		
10.50	16.88	10.00	0.58	3.99	13.99	2.02	12.84	20.92		
11.00	17.68	10.50	0.58	4.16	14.66	2.09	13.50	21.86		
11.50	18.47	11.00	0.58	4.33	15.33	2.16	14.15	22.79		
12.00	19.27	11.50	0.58	4.51	16.01	2.26	14.75	23.79		

Remarks δv_o = Total vertical in-situ stress

U = Hydrostatic pore pressure
(GWT. = -0.50m.)

K_o = Averaged coefficient of
lateral earth pressure at rest
from pressuremeter test.

$$\delta H_o' = K_o(\delta v_o - U)$$

$$\delta H_o = \delta H_o' + U$$

Sul = Average undrained shear-
strength of clay above any depth

δA = Active earth pressure
= $\delta v_o - 2Sul$

δp = Passive earth pressure
= $\delta v_o + 2Sul$

$\delta p_{preload}$ = Preload pressure



TABLE 4.6 STATE OF STRESS

depth (m.)	FOR 12				FOR 13&14			
	δ preload (t/sq.m)	δ preload/ δ Ho ratio	δ preload/ δ A ratio	δ preload/ δ P ratio	δ preload (t/sq.m)	δ preload/ δ Ho ratio	δ preload/ δ A ratio	δ preload/ δ P ratio
2.00	7.46	2.80	-8.11	0.94	6.81	2.56	-7.40	0.86
2.50	7.46	2.24	24.87	0.90	6.81	2.04	22.70	0.82
3.00	11.06	2.76	8.13	1.25	10.59	2.64	7.79	1.20
3.50	11.06	2.36	4.89	1.16	10.59	2.26	4.69	1.11
4.00	11.06	2.07	3.56	1.08	10.59	1.98	3.41	1.03
4.50	11.06	1.84	2.88	0.99	10.59	1.76	2.76	0.95
5.00	11.06	1.65	2.42	0.92	10.59	1.58	2.32	0.88
5.50	11.84	1.61	2.16	0.94	11.05	1.50	2.01	0.88
6.00	11.84	1.48	1.88	0.89	11.05	1.38	1.75	0.83
6.50	11.84	1.37	1.68	0.84	11.05	1.27	1.57	0.78
7.00	11.84	1.27	1.51	0.79	11.05	1.18	1.41	0.74
7.50	11.84	1.18	1.38	0.75	11.05	1.11	1.29	0.70
8.00	14.03	1.32	1.50	0.85	13.22	1.24	1.42	0.80
8.50	14.03	1.24	1.39	0.81	13.22	1.17	1.31	0.76
9.00	14.03	1.17	1.30	0.77	13.22	1.10	1.22	0.73
9.50	14.03	1.11	1.21	0.74	13.22	1.04	1.14	0.69
10.00	14.03	1.05	1.15	0.70	13.22	0.99	1.08	0.66
10.50								
11.00								
11.50								
12.00								

ศูนย์วิจัยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Inclino. no.	Excavation depth, H(m)	γH (t/sq.m)	Su1 (t/sq.m)	Su2 (t/sq.m)	T (t/sq.m)	FS.	SHmax (mm.)	SHmax/H (%)	Remarks.
11 (B=50m.)	4.50	7.48	1.82	2.00	16.50	1.63	64.00	1.42	
	7.00	11.39	1.78	1.86	14.00	1.01	81.00	1.16	
	9.50	15.30	1.87	2.21	11.50	0.92	74.00	0.78	
12 (B=50m.)	4.50	7.48	1.82	2.00	16.50	1.63	15.00	0.33	
	7.00	11.39	1.78	1.86	14.00	1.01	42.00	0.60	
	9.50	15.30	1.87	2.21	11.50	0.92	36.00	0.38	
	11.30	18.15	2.06	3.60	9.70	1.30	31.00	0.27	
13 (B=55m.)	4.50	7.48	1.82	2.00	16.50	1.63	14.00	0.31	
	7.00	11.39	1.78	1.86	14.00	1.01	22.00	0.31	
	9.50	15.30	1.87	2.21	11.50	0.92	24.00	0.25	
	11.30	18.15	2.06	3.60	9.70	1.30	26.00	0.23	
14 (B=55m.)	4.50	7.48	1.82	2.00	16.50	1.63	27.00	0.60	
	7.00	11.39	1.78	1.86	14.00	1.01	44.00	0.63	
	9.50	15.30	1.87	2.21	11.50	0.92	44.00	0.46	
	11.30	18.15	2.06	3.60	9.70	1.30	48.00	0.42	

ศูนย์วิทยพัชกร

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.7 แสดงผลการคาดคะเนปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของ เข็มทิศของโซนที่ 2 (I2, I3, I4) ที่ค่าความลึกของการขุด (H) แต่ละชั้นภายหลังจากการอัดแรงในลำชั้น ชั้นบน (After preload upper layer)

At any H (m.)	$\sigma_v = \gamma H$ (t/sq.m) ; $q=0$	T (m)	Es (t/sq.m)	δ_{Hmax}/H		
				Calculate (%)	aver. meas. (%)	Wong&Broms (1989) (%)
4.5	7.18	16.5	1,170	2.24	0.41	0.78
7.0	11.09	14.0	1,320	1.69	0.51	0.59
9.5	15.02	11.5	1,528	1.19	0.36	0.42
11.3	17.88	9.7	1,737	0.88	0.31	0.31

- หมายเหตุ**
- H คือความลึกของการขุดดินจากระดับดินเดิม (Depth of Excavation)
 - σ_v คือค่าหน่วยแรงรวมในแนวตั้งที่ระดับความลึกของการขุด, H นั้น ๆ ในที่นี้ สมมติว่าไม่มีน้ำหนักบรรทุกที่ผิวดิน ($q=0$)
 - q คือน้ำหนักบรรทุกที่ผิวดินหลัง เข็มทิศ (Surcharge load)
 - T คือความหนาของชั้นดินจากระดับขุดถึงชั้นดินแข็ง (ที่ระดับ -21.00 ม.)
 - Es คือ Secant undrained modulus ของดิน ในที่นี้ใช้ค่า Modulus of deformation ของดินที่ได้จากการทดสอบ Pressuremeter test, E_p โดยเป็นค่าเฉลี่ยในช่วงของ T นั้น ๆ
 - δ_{Hmax} คือปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของ เข็มทิศ ณ ความลึกของการขุด, H นั้น ๆ ภายหลังจากการอัดแรงในลำชั้นชั้นบน
 - δ_{Hmax}/H (%) - calculated = $\gamma \cdot T / E_s$
 - aver. meas. = ค่าเฉลี่ยจาก I2, I3 & I4 ที่วัดค่าได้ในสนาม
 - Wong&Broms (1989) = $0.35 \gamma \cdot T / E_s$