



## ขั้นตอนวิธีดำเนินการและผลของการวิจัย

### 4.1 ขั้นตอนการศึกษาวิจัย

การศึกษาและวิจัยมีขั้นตอนและวิธีดำเนินการ ดังต่อไปนี้

1. เก็บรวบรวมข้อมูลเพื่อการวิจัย ประกอบด้วยข้อมูลการเจาะสำรวจดิน (Soil Investigation), ข้อมูลทางเทคนิคการก่อสร้าง, ข้อมูลการวัดการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน และข้อมูลแรงดันดินด้านข้าง ในการก่อสร้าง Aquarium และบ่อบำบัดน้ำเสีย ของโครงการสยามพารากอน ที่ใช้ระบบกำแพงกันดินชนิดเข็มพืด และไคอะแฟรม

2. คัดเลือก และเสนอค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ( $S_u$ ) ตามระดับความลึกของโครงการก่อสร้างที่อยู่ในพื้นที่ของการวิจัย โดยอาศัยข้อมูลจากการเจาะสำรวจดิน

3. หาความสัมพันธ์แบบ Empirical ระหว่างค่าโมดูลัสของดิน (Young's Modulus,  $E_u$ ) กับค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน (Shear Strength,  $S_u$ ) โดยวิธีการวิเคราะห์หาค่ากลับ (Back Analysis) ซึ่งอาศัยการคาดคะเนการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินโดย Finite Element Method และผลการวัดการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินในสนาม

4. คัดเลือกค่าโมดูลัสของดิน (Young's Modulus,  $E_u$ ) จากผลการวิเคราะห์หาค่ากลับ (Back Analysis) เพื่อนำเสนอค่าที่เหมาะสมสำหรับการคำนวณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิดเข็มพืด และไคอะแฟรมสำหรับชั้นดินกรุงเทพ

### 4.2 การคัดเลือกและเสนอค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ( $S_u$ ) ของดินที่ระดับความลึกต่าง ๆ

การวิจัยนี้  $S_u$  เป็นค่าพารามิเตอร์ที่สำคัญที่สุด เนื่องจากใช้สำหรับประเมินค่า สัดส่วนอัดแน่นเกินตัวของดิน (Overconsolidate Ratio : OCR), สัมประสิทธิ์หน่วยแรงดันด้านข้างแบบสถิต ( $K_0$ ) และใช้เป็นค่าเบื้องต้นในการทำ Back Analysis หาค่า Modulus of Subgrade Reaction ของดิน การคัดเลือกค่า  $S_u$  ที่ไม่เหมาะสม มีผลกระทบต่อผลลัพธ์ของการวิจัยเป็นอย่างมาก ข้อมูลจากการเจาะสำรวจดินที่ใช้ประเมินค่า  $S_u$  มีสามชนิดคือ ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบรับ

แรงอัดแบบไม่จำกัด (Unconfined Compression Test :  $S_{u(UC)}$ ), ค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบแบบเวนในสนาม ( $S_{u(FV)}$ ) และค่าทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน  $N$  ค่า  $S_u$  ที่ได้จากข้อมูลทั้งสามชนิดนี้มีความเหมาะสมเพื่อนำไปใช้แตกต่างกัน

หลักการพิจารณาคัดเลือกค่า  $S_u$  ของดินที่ความลึกต่างๆ จะคัดเลือกจากชนิดข้อมูลที่ให้คุณภาพของผลการทดสอบค่า  $S_u$  ที่ดีที่สุดเพื่อหาค่าคุณสมบัติของดินในการวิเคราะห์หาการเคลื่อนตัวของกำแพงในแต่ละโครงการ ซึ่งในชั้นดินแต่ละประเภทจะใช้ชนิดของข้อมูลจะสำรวจที่มีความเหมาะสมจะแตกต่างกัน

ในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงปานกลาง (Soft to Medium Clay) ค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบแบบเวนในสนาม ( $S_{u(FV)}$ ) หลังจากปรับแก้แล้วจะให้ค่า  $S_u$  ที่เหมาะสมที่สุด เนื่องจากดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ มีความไวสูง การทดสอบกำลังเฉือนในสนามมีผลกระทบของการรบกวนตัวอย่างดินน้อยกว่าการทดสอบในห้องปฏิบัติการ แต่ก็มีข้อเสียคือ เมื่อค่า  $S_u$  ของดินสูงเกิน  $4 - 5 \text{ t/m}^2$  ผลการทดสอบค่า  $S_{u(FV)}$  จะให้ค่าที่สูงเกินความเป็นจริง ทำให้กรณีนี้ค่าทดสอบกำลังเฉือน  $S_{u(UC)}$  เหมาะสมกว่า ในกรณีที่ยางหน่วยงานก่อสร้างไม่มีข้อมูลค่า  $S_{u(FV)}$  สำหรับนำมาใช้คัดเลือกเป็นผลให้ต้องนำค่า  $S_{u(UC)}$  มาใช้ในการวิเคราะห์เพียงชนิดเดียว

ในชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก (Stiff to Very Stiff Clay) คุณภาพค่ากำลังรับแรงเฉือนชนิด  $S_{u(UC)}$  ให้ค่า  $S_u$  ที่เหมาะสมที่สุด เนื่องจากเป็นค่าทดสอบโดยตรง ส่วนค่า  $S_u$  ที่ได้จากค่าสหสัมพันธ์แบบ empirical ของพารามิเตอร์  $N$  จากการทดสอบค่าทะลุทะลวงมาตรฐาน ( $S_{u(spt)}$ ) เหมาะสมรองลงมา โดยเฉพาะกรณีที่เป็นดินเหนียวแข็งอยู่ที่ระดับลึกมีความยากลำบากในการเก็บตัวอย่างดินเพื่อนำมาทดสอบ และมีความประสงค์จะหาค่า  $S_u$  เพียงอย่างเดียว ความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $N$  และค่า  $S_u$  ของชั้นดินเหนียวชั้นแรกเพื่อนำมาใช้ เสนอโดย วีรพันธ์ (2526) มีรายละเอียดดังนี้

สำหรับดินเหนียวที่มีความเป็นพลาสติกสูง (CH)

$$S_u = 0.685 N \text{ ตัน/ตารางเมตร} \dots\dots\dots(4.1)$$

สำหรับดินเหนียวที่มีความเป็นพลาสติกต่ำถึงปานกลาง (CL)

$$S_u = 0.520 N \text{ ตัน/ตารางเมตร} \dots\dots\dots(4.2)$$

### 4.3 คุณสมบัติของกำแพงกันดิน และค้ำยัน

งานชุดเพื่อการก่อสร้าง Aquarium เป็นระบบกำแพงกันดินชนิดเข็มพืด โดยใช้ชนิด JSP Type IV มีค่าพื้นที่หน้าตัด เท่ากับ  $242.0 \text{ cm}^2/\text{m}$  , ค่า Moment of Inertia เท่ากับ  $38,600 \text{ cm}^4/\text{m}$  และ คำน้้าหนัก เท่ากับ  $190 \text{ kg/m}^2$  ส่วนค้ำยันนั้น ใช้เหล็ก H-Beam ขนาด H-350x350x12x19 มีค่าพื้นที่หน้าตัด เท่ากับ  $173.9 \text{ cm}^2$  , ค่า Moment of Inertia เท่ากับ  $40,300 \text{ cm}^4$  และค้ำน้ำหนัก เท่ากับ  $137 \text{ kg/m}$

งานชุดเพื่อการก่อสร้างบ่อบำบัดน้ำเสีย เป็นระบบกำแพงกันดินชนิดไดอะแฟรม เป็นโครงสร้างชนิดคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งงานวิจัยนี้กำหนดค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต ( $E_c$ ) ตามสมการที่เสนอโดย ACI Sec. 8.5.1 :  $E_c = 15210 \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$  ในการก่อสร้าง ค่ากำลังประลัยของคอนกรีต ( $f'_c$ ) เท่ากับ  $280 \text{ kg/cm}^2$  ส่วนค้ำยันนั้น ใช้เหล็ก H-Beam ขนาด H-350x350x12x19 และ H-400x400x13x21

- เหล็ก H-Beam ขนาด H-350x350x12x19 มีค่าพื้นที่หน้าตัด เท่ากับ  $173.9 \text{ cm}^2$  , ค่า Moment of Inertia ( $I_x$ ) เท่ากับ  $40,300 \text{ cm}^4$  และค้ำน้ำหนัก เท่ากับ  $137 \text{ kg/m}$

- เหล็ก H-Beam ขนาด H-400x400x13x21 มีค่าพื้นที่หน้าตัด เท่ากับ  $218.7 \text{ cm}^2$  , ค่า Moment of Inertia ( $I_x$ ) เท่ากับ  $66,600 \text{ cm}^4$  และค้ำน้ำหนัก เท่ากับ  $172 \text{ kg/m}$

### 4.4 ผลการวิเคราะห์

ในการวิเคราะห์จะแบ่งระบบกำแพงกันดินออกเป็น 2 ระบบ คือ ระบบกำแพงกันดินชนิดเข็มพืดของพื้นที่ Aquarium และระบบกำแพงกันดินชนิดไดอะแฟรมของพื้นที่บ่อบำบัดน้ำเสีย

#### 4.4.1 ระบบกำแพงกันดินชนิดเข็มพืดของ Aquarium

4.4.1.1 การคาดคะเนการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินชนิดเข็มพืดของพื้นที่ Aquarium จากการใช้ Finite Element Method เปรียบเทียบกับการวัดจริงในสนาม

การคาดคะเนการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินนั้น ใช้โปรแกรม Finite Element ชื่อ PLAXIS ซึ่งใช้สำหรับวิเคราะห์ปัญหาแบบ Plane Strain

#### 4.4.1.1.1 ระบบเข็มพืดแบบ Cofferdam

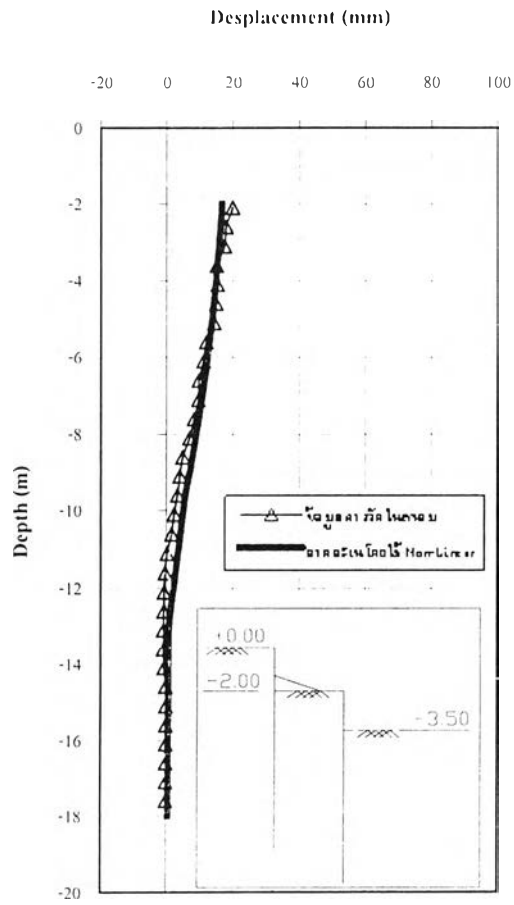
การคาดคะเนการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินจากการใช้โปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับการวัดจริงในสนาม ได้แสดงในรูปที่ 4.1

การคาดคะเนการเคลื่อนตัวทางด้านข้างเข็มพืดในช่วงในการขุดแรกๆ นั้น การคาดคะเนไม่ใกล้เคียงกันกับการเคลื่อนตัวในสนาม แต่สำหรับการขุดในระยะท้ายๆ การคาดคะเนจะใกล้เคียงกันกับการเคลื่อนตัวในสนามมากขึ้น โดยในขั้นตอนการขุดสุดท้ายการคาดคะเนจะใกล้เคียงกับการเคลื่อนตัวด้านข้างในสนามมากที่สุด ดังนั้น เพื่อให้การเคลื่อนตัวในขั้นตอนแรกๆ ของการขุดใกล้เคียงกันกับการเคลื่อนตัวในสนามมากขึ้น จึงได้ปรับเพิ่มค่า  $E_u/S_u$  ของชั้นดิน ซึ่งเมื่อปรับเพิ่มค่า  $E_u/S_u$  ของชั้นดินแล้ว พบว่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างจากการคาดคะเนใกล้เคียงกันกับค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างในสนามมากขึ้น การคาดคะเนโดยใช้ FEM ในขั้นตอนการขุดสุดท้าย แสดงในรูปที่ 4.2

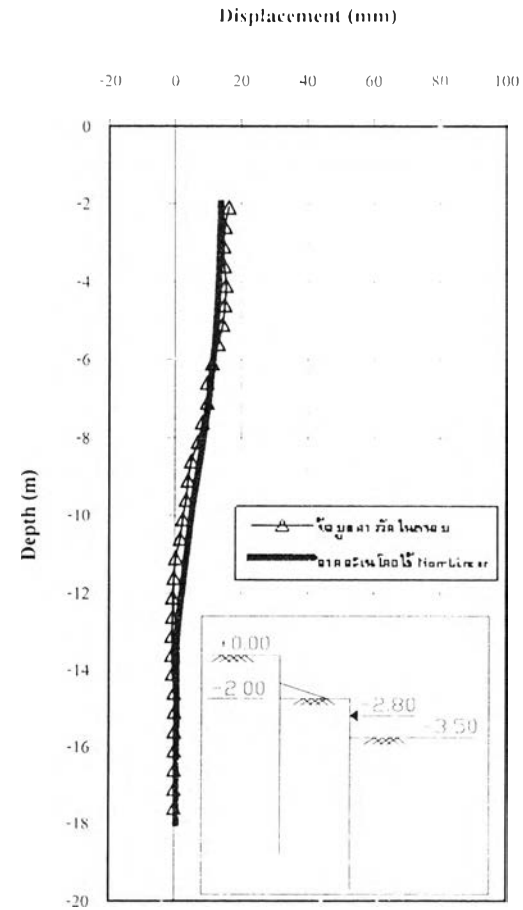
พฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิดเข็มพืด สรุปได้ดังนี้

- 1) การขุดดินถึงระดับ -3.5 เมตร การเคลื่อนตัวของเข็มพืดเป็นแบบ Cantilever Sheet Pile โดยมีค่าการเคลื่อนตัวที่ปลายบนของเข็มพืดเท่ากับ 20 มิลลิเมตร
- 2) เมื่อติดตั้ง Strut และทำการ Preload ของค้ำยันชั้นที่ 1 แล้ว จะทำให้การเคลื่อนตัวที่ปลายบนของเข็มพืดนั้นลดลง แต่การเคลื่อนตัวที่ระดับต่ำกว่าปลายบนของเข็มพืดมีค่าเพิ่มมากขึ้น การเคลื่อนตัวมากที่สุดในสนามเกิดขึ้นที่ระดับ -5.6 เมตร มีค่าการเคลื่อนตัวเท่ากับ 24 มิลลิเมตร ที่ระดับการขุดสุดท้าย และการเคลื่อนตัวด้านข้างที่สูงที่สุดจากการคาดคะเนโดยใช้ FEM เกิดขึ้นที่ขั้นตอนสุดท้ายของการขุดเช่นเดียวกัน เกิดการเคลื่อนตัวมากที่สุดในระดับ -5.5 เมตร ที่มีค่าการเคลื่อนตัวเท่ากับ 23 มิลลิเมตร
- 3) จากข้อมูลการเคลื่อนตัวในสนามพบว่า ที่ปลายล่างของเข็มพืดไม่เกิดการเคลื่อนตัวเลย แต่ค่าการเคลื่อนตัวที่ปลายล่างของเข็มพืดจากการคาดคะเนโดยใช้ FEM พบว่าเกิดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างเท่ากับ 1.6 มิลลิเมตร

### Excavate 1<sup>st</sup>



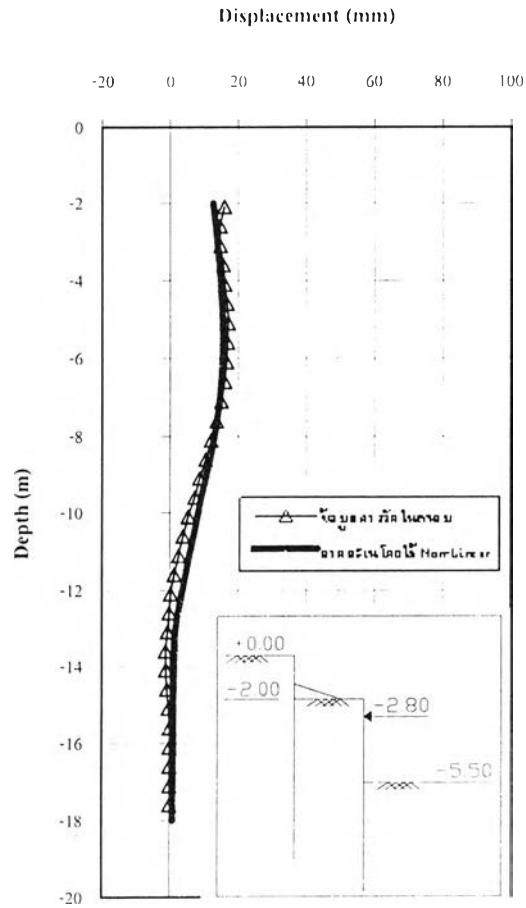
### Strut 1<sup>st</sup> & Preload



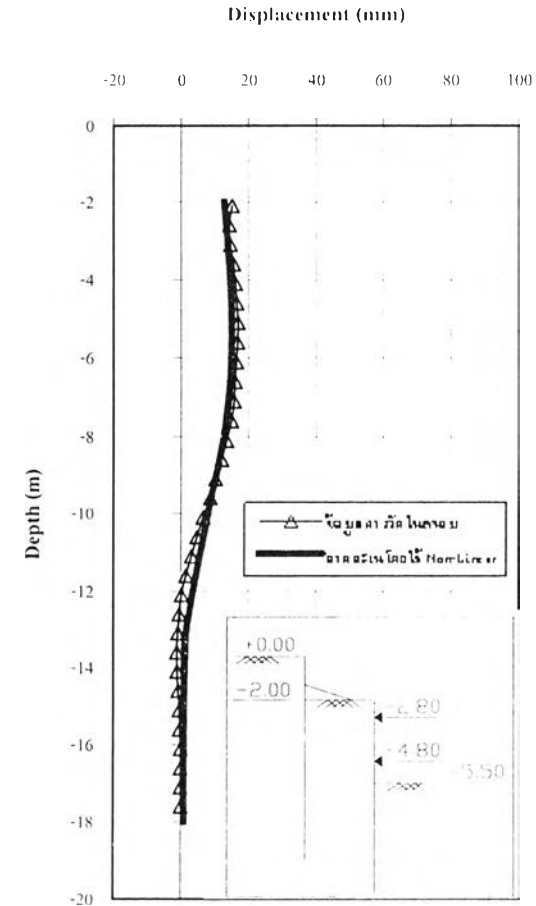
รูปที่ 4.' แสดงการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของเข็มพีระหว่างการวัดจริงในสนามเปรียบกับการใช้ FEM ของ Aquarium

$$(E_{u,Soft\ Clay} = 150S_u, E_{u,Medium\ Clay} = 250S_u, E_{u,Stiff\ Clay} = 1000S_u)$$

### Excavate 2<sup>nd</sup>

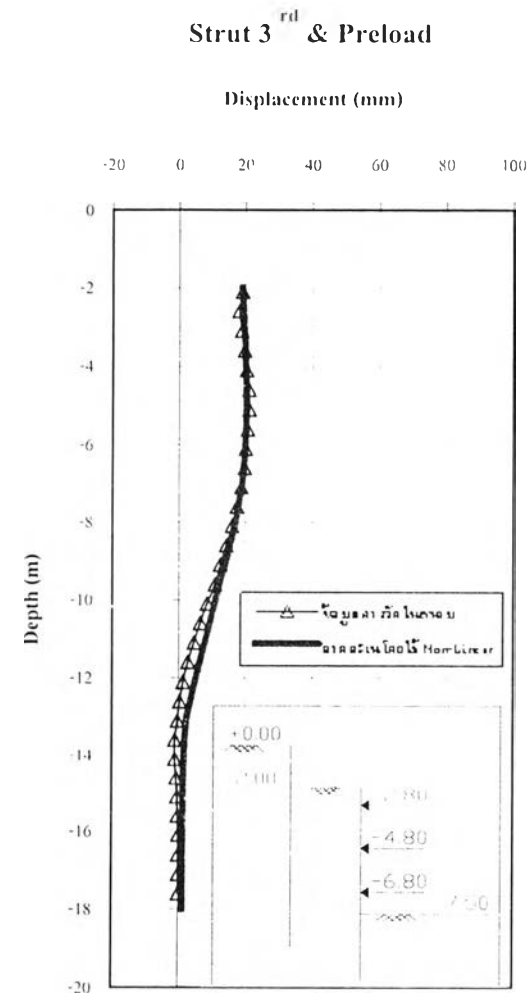
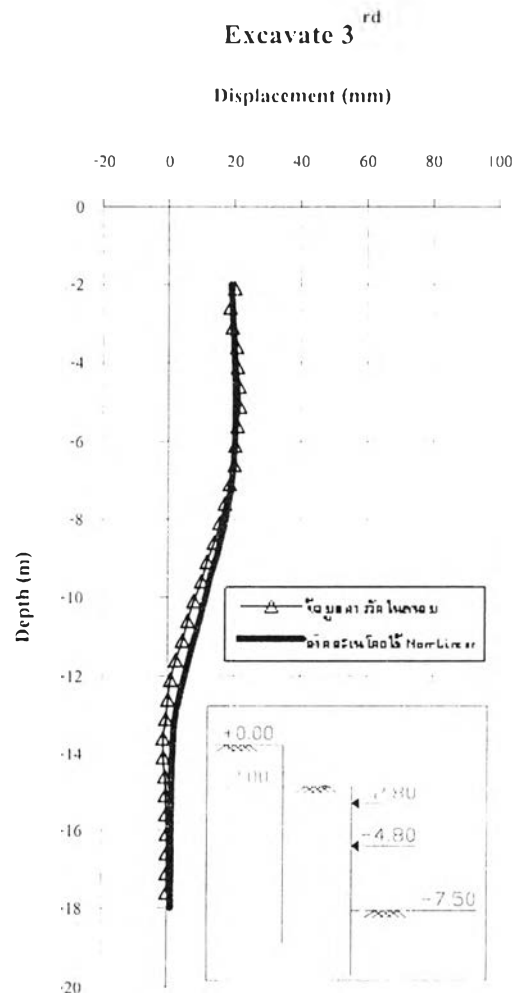


### Strut 2<sup>nd</sup> & Preload



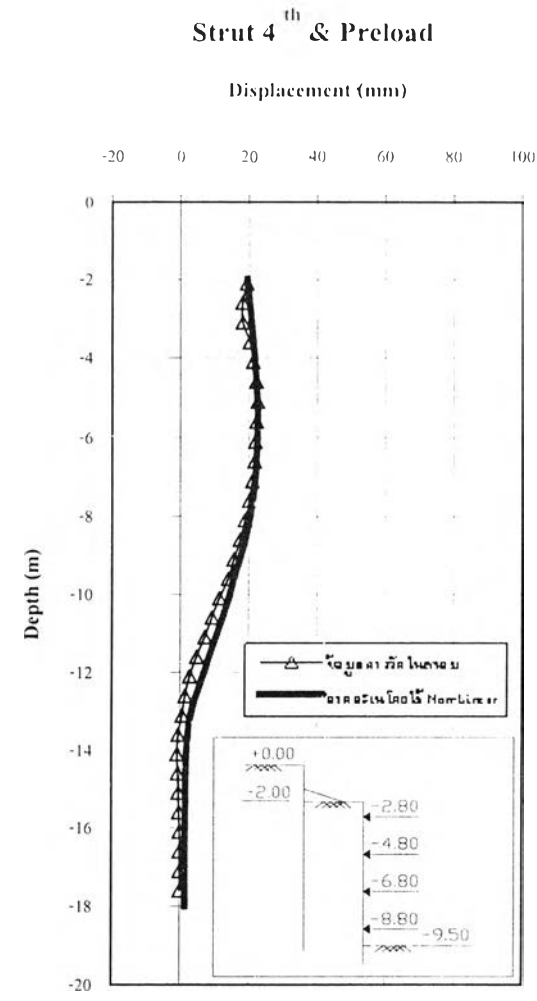
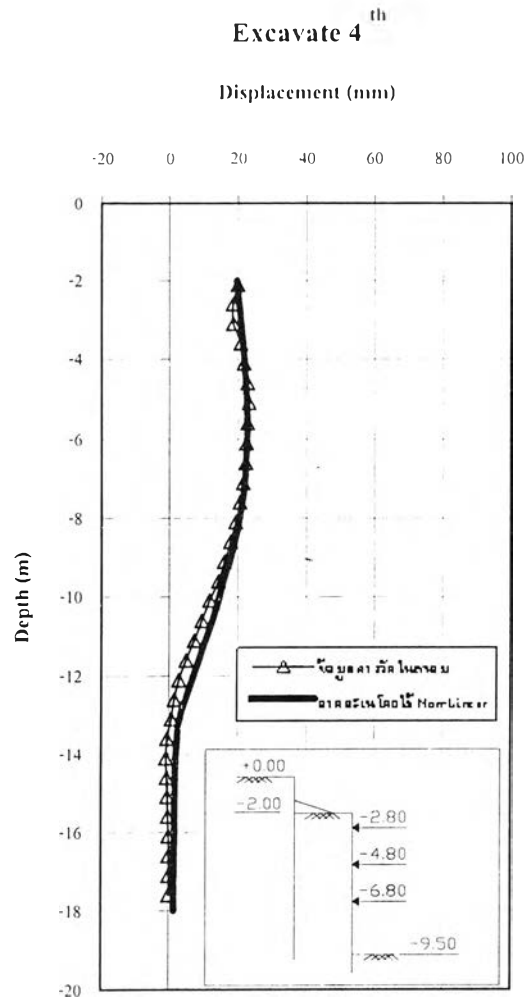
รูปที่ 4.1 (ต่อ) แสดงการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของเข็มพีคระหว่างการวัดจริงในสนามเปรียบกับการใช้ FEM ของ Aquarium

$$( E_{u,Soft\ Clay} = 200S_u \cdot E_{u,Medium\ Clay} = 300S_u \cdot E_{u,Stiff\ Clay} = 1000S_u )$$



รูปที่ 4.1 (ต่อ) แสดงการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของเข็มพืดระหว่างการวัดจริงในสนามเปรียบกับการใช้ FEM ของ Aquarium

$$(E_{u, \text{Soft Clay}} = 250S_u, E_{u, \text{Medium Clay}} = 375S_u, E_{u, \text{Stiff Clay}} = 1000S_u)$$



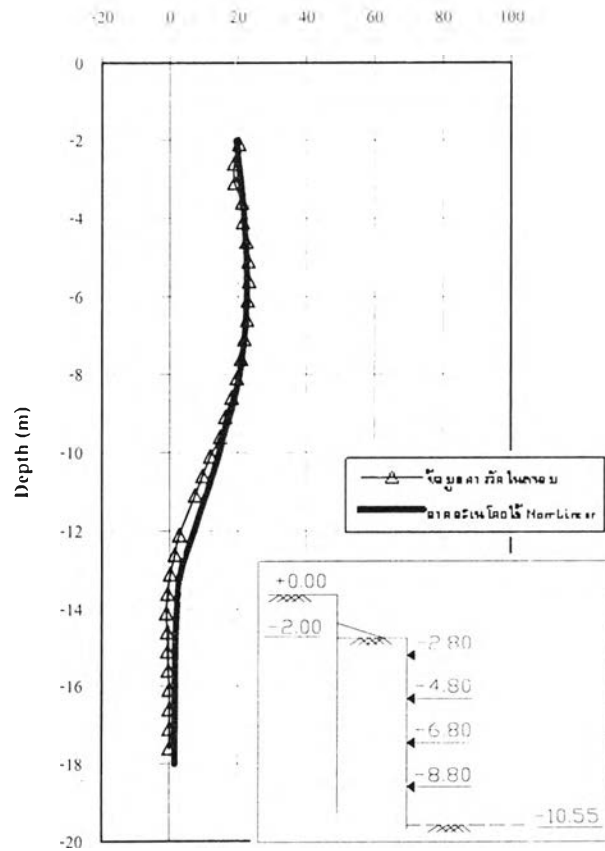
รูปที่ 4.1 (ต่อ) แสดงการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของเข็มพืดระหว่างการวัดจริงในสนามเปรียบกับการใช้ FEM ของ Aquarium

$$( E_{u,Soft\ Clay} = 325S_u \cdot E_{u,Medium\ Clay} = 450S_u \cdot E_{u,Stiff\ Clay} = 1000S_u )$$



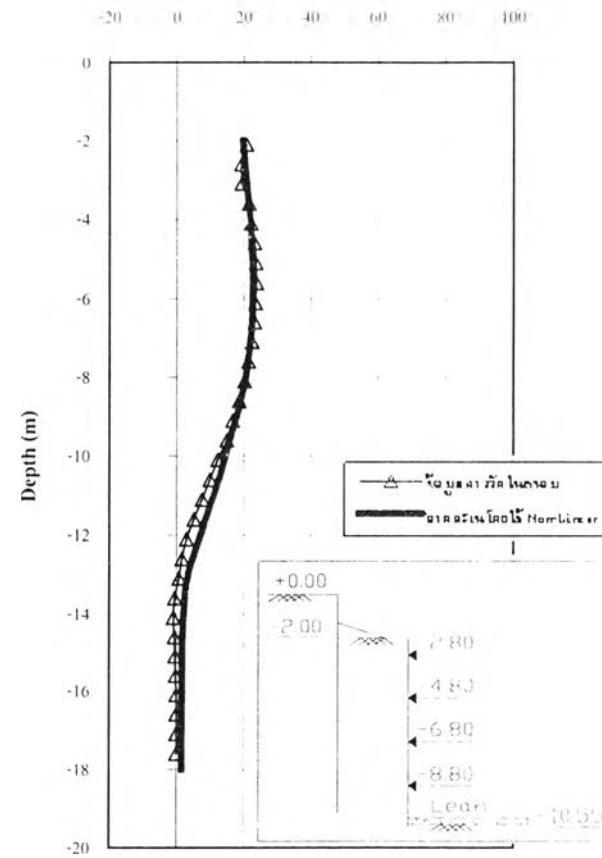
### Excavate 5<sup>th</sup>

Displacement (mm)



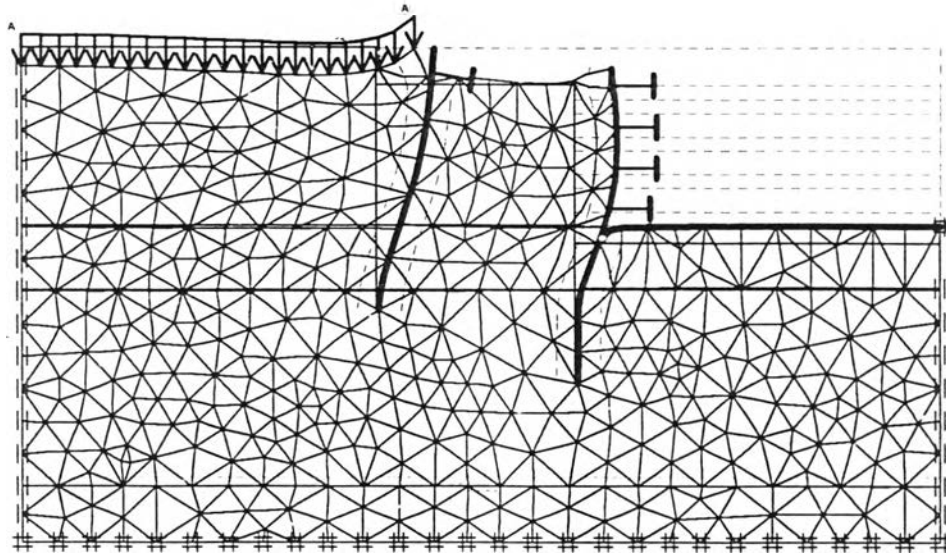
### Lean Concrete

Displacement (mm)



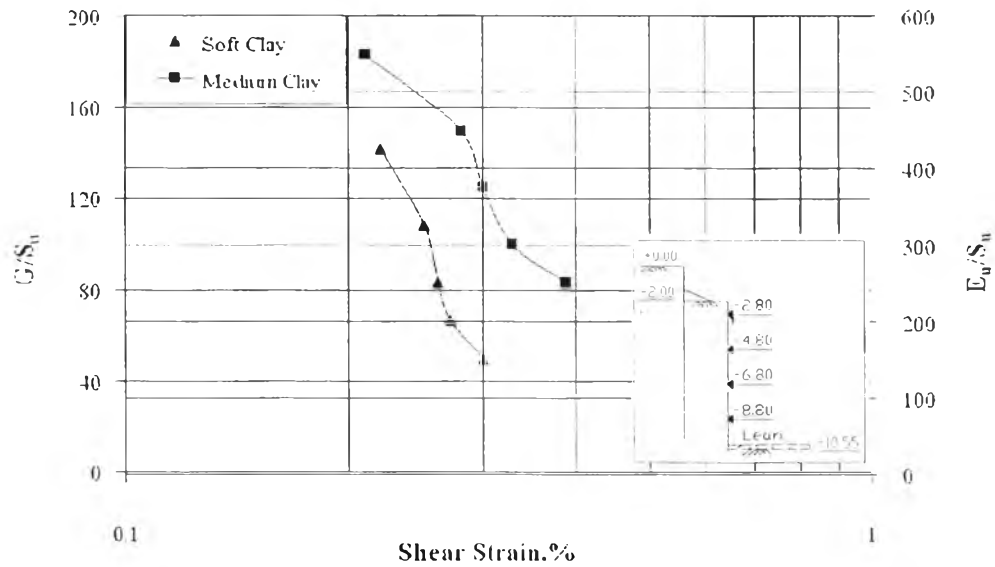
รูปที่ 4.1 (ต่อ) แสดงการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของเข็มพีคระหว่างการวัดจริงในสนามเปรียบกับการใช้ FEM ของ Aquarium

$$( E_{u, \text{Soft Clay}} = 425S_u , E_{u, \text{Medium Clay}} = 550S_u , E_{u, \text{Stiff Clay}} = 1000S_u )$$



รูปที่ 4.2 แสดงการคาดคะเนการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินชนิดเข็มพืด โดยการใช้ FEM ในขั้นตอนการขุดสุดท้าย

เมื่อนำค่า  $E_u/S_u$  และ  $G/S_u$  ที่ได้จากการคาดคะเนการเคลื่อนตัวด้านข้างโดยการใช้ FEM มาหาความสัมพันธ์ กับค่า Shear Strain จะ ได้ความสัมพันธ์ดังแสดงในรูปที่ 4.3



รูปที่ 4.3 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $E_u/S_u$  และ  $G/S_u$  กับค่า Shear Strain ของระบบค้ำยันเข็มพืดแบบ Cofferdam

Shear Strain ที่ใช้ในการหาความสัมพันธ์กับ  $E_u/S_u$  และ  $G/S_u$  ดังรูปที่ 4.3 นั้น หาได้จาก Shear Strain ที่เกิดขึ้นมากที่สุดในสนาม (Maximum Shear Strain)

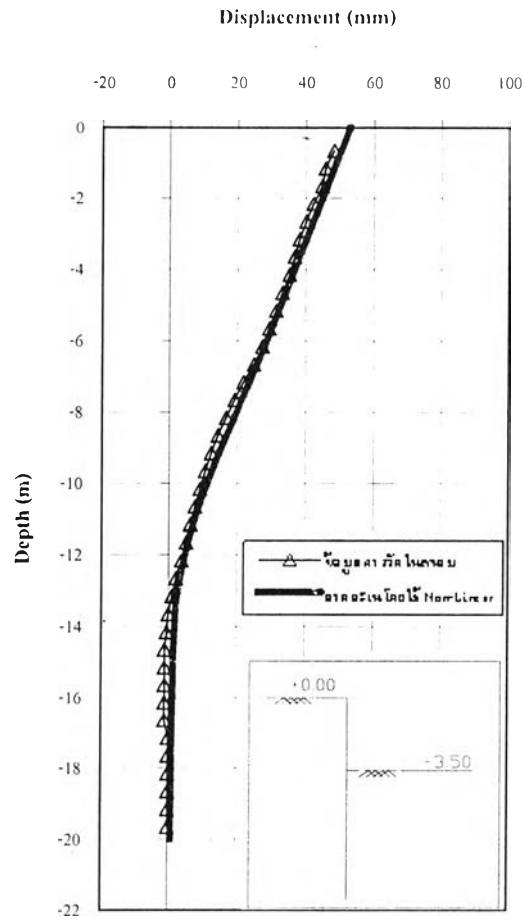
จากรูปที่ 4.3 พบว่าค่า Young's Modulus ของดินจะไม่คงที่ แต่จะแปรผันกับค่า Strain ของดิน โดยพบว่าที่ระดับของ Strain ต่ำๆ (ขั้นตอนการขุดแรกๆ) ค่า Young's Modulus ของดินจะมีค่าสูง และแสดงความสัมพันธ์ที่ไม่เป็นเส้นตรง (Non linear behavior) โดยการเคลื่อนตัวของระบบค้ำยันเข็มพืดแบบ Cofferdam ในชั้นดิน Soft Clay นั้นมีการเคลื่อนตัวเพิ่มขึ้นค่อนข้างสม่ำเสมอ ยกเว้นขั้นตอนการขุดสุดท้ายที่การเคลื่อนตัวมีการเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว ส่วนการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินในชั้นดิน Medium Clay ตั้งแต่ขั้นตอนการขุดที่ 2 เป็นต้นไปนั้น มีการเคลื่อนตัวเพิ่มขึ้นค่อนข้างสม่ำเสมอ

#### 4.4.1.1.2 ระบบเข็มพืดแบบ Single Row

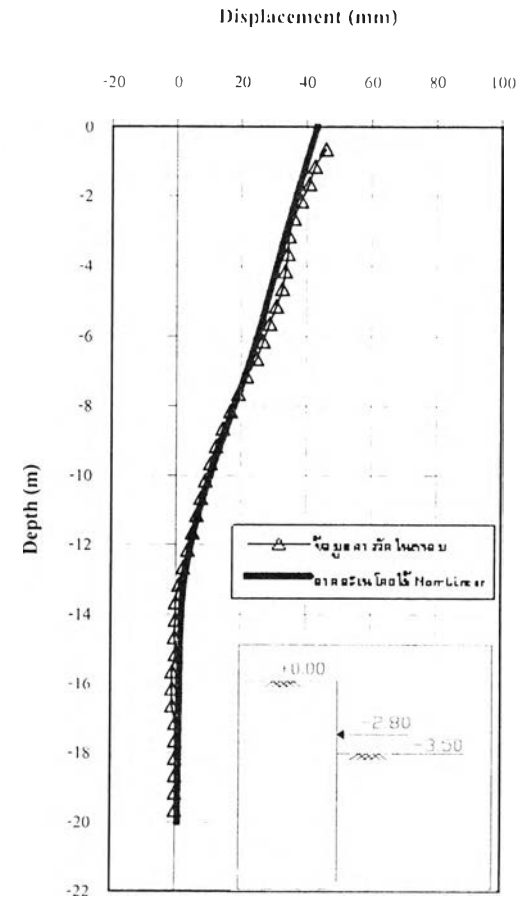
เมื่อติดตั้ง Strut และทำการ Preload ของค้ำยันชั้นที่ 1 แล้ว จะทำให้การเคลื่อนตัวที่ปลายบนของเข็มพืดนั้นลดลงแต่ก็ยังคงมีการเคลื่อนตัวเกิดขึ้นในทุกขั้นตอนของการขุด การเคลื่อนตัวมากที่สุดในสนามเกิดขึ้นที่ระดับ -0.65 เมตร มีค่าการเคลื่อนตัวเท่ากับ 55 มิลลิเมตร และการเคลื่อนตัวด้านข้างที่สูงที่สุดจากการคาดคะเนโดยใช้ FEM เกิดการเคลื่อนตัวมากที่สุดที่ระดับ +0.0 เมตร (ระดับผิวดิน) และมีค่าการเคลื่อนตัวเท่ากับ 50 มิลลิเมตร

การคาดคะเนการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินจากการใช้โปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับการวัดจริงในสนาม ได้แสดงในรูปที่ 4.4 โดยในขั้นตอนการขุดสุดท้ายการคาดคะเนจะใกล้เคียงกับการเคลื่อนตัวด้านข้างในสนามมากที่สุด ดังนั้น เพื่อให้การเคลื่อนตัวในขั้นตอนแรกๆ ของการขุดใกล้เคียงกันกับการเคลื่อนตัวในสนามมากขึ้น จึงได้ปรับเพิ่มค่า  $E_u/S_u$  ของชั้นดิน โดยการคาดคะเนโดยใช้ FEM ในขั้นตอนการขุดสุดท้าย แสดงในรูปที่ 4.5

### Excavate 1<sup>st</sup>

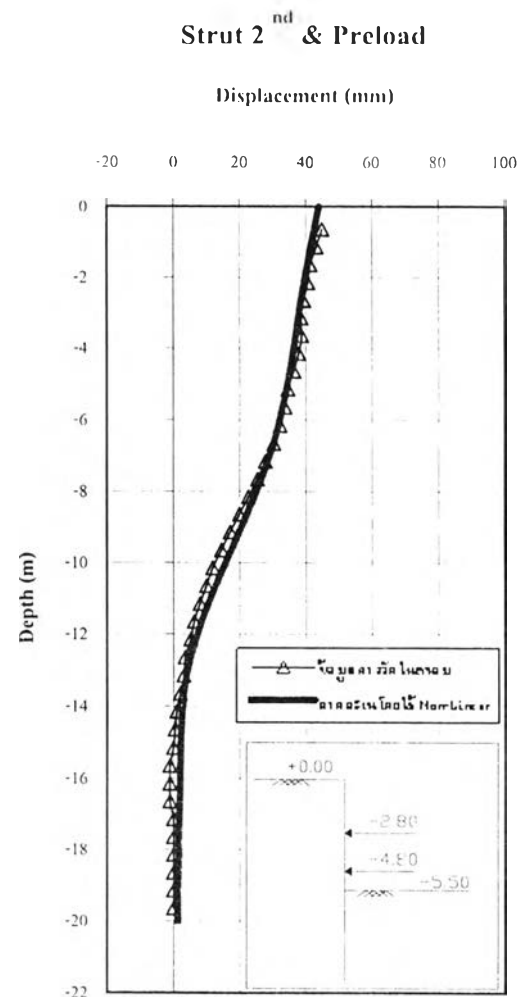
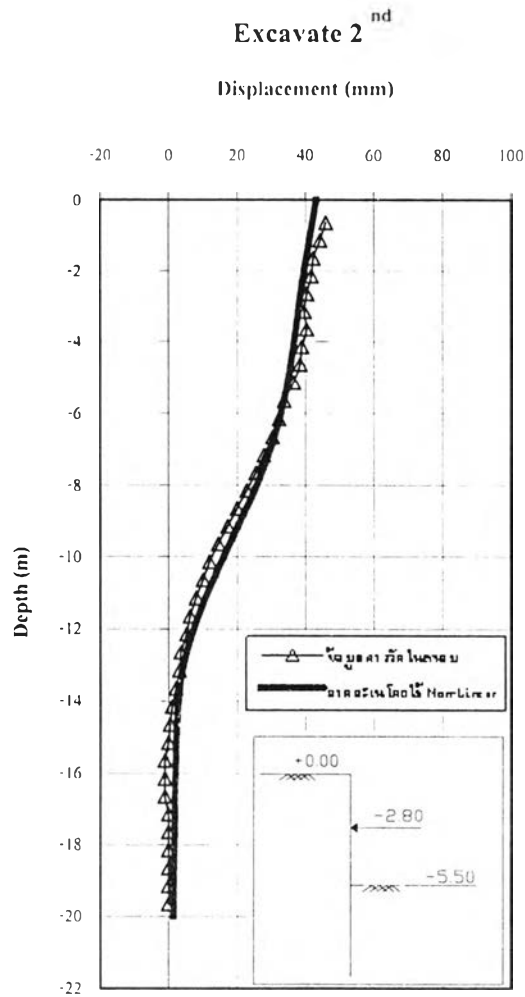


### Strut 1<sup>st</sup> & Preload



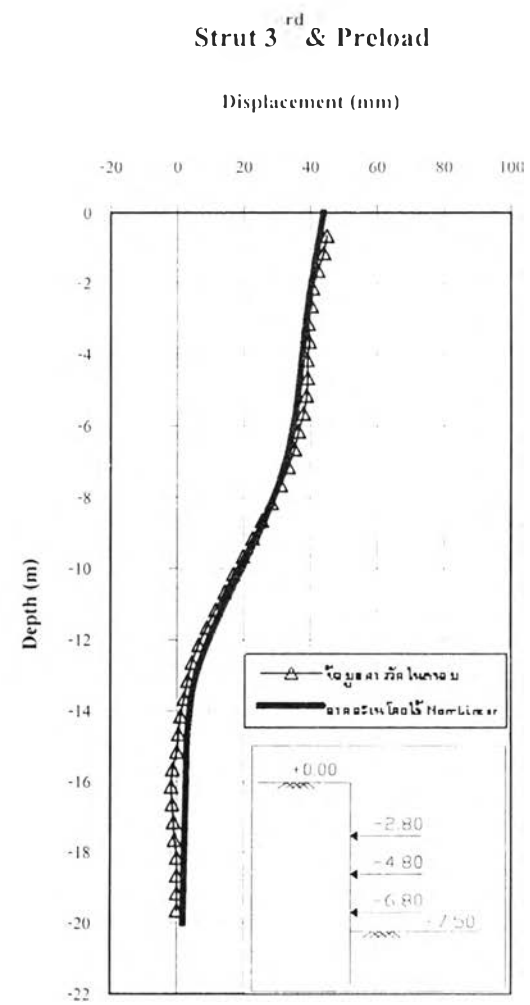
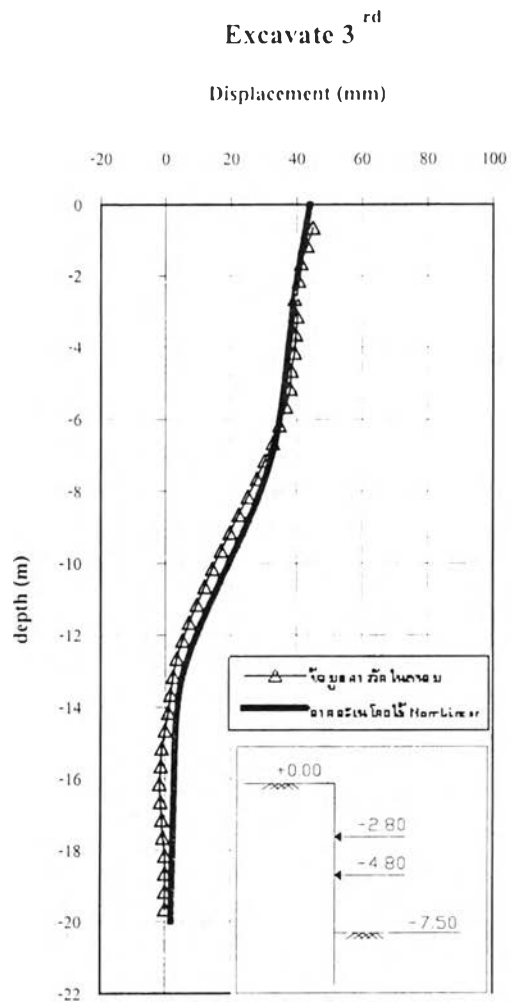
รูปที่ 4.4 แสดงการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของเข็มพีคระหว่างการวัดจริงในสนามเปรียบกับการใช้ FEM ของ Aquarium

$$( E_{u,Soft\ Clay} = 125S_u , E_{u,Medium\ Clay} = 200S_u , E_{u,Stiff\ Clay} = 1000S_u )$$



รูปที่ 4.4 (ต่อ) แสดงการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของเข็มพืดระหว่างการวัดจริงในสนามเปรียบกับการใช้ FEM ของ Aquarium

(  $E_{u,Soft\ Clay} = 150S_u$  ,  $E_{u,Medium\ Clay} = 250S_u$  ,  $E_{u,Stiff\ Clay} = 1000S_u$  )

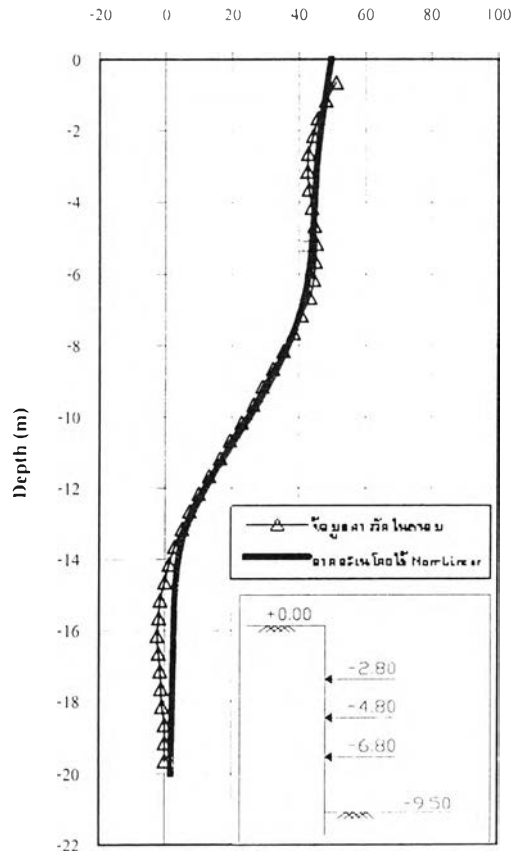


รูปที่ 4.4 (ต่อ) แสดงการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของเข็มพืดระหว่างการวัดจริงในสนามเปรียบกับการใช้ FEM ของ Aquarium

$$( E_{u,Soft\ Clay} = 200S_u , E_{u,Medium\ Clay} = 325S_u , E_{u,Stiff\ Clay} = 1000S_u )$$

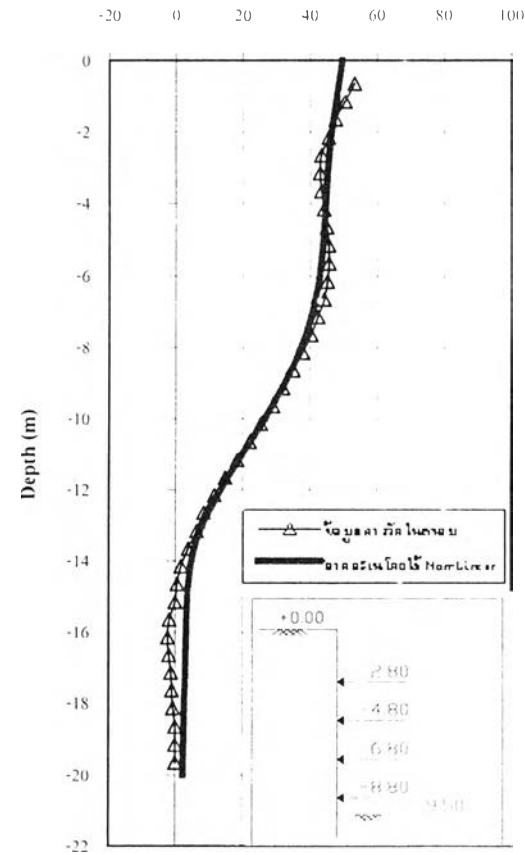
### Excavate 4<sup>th</sup>

Displacement (mm)



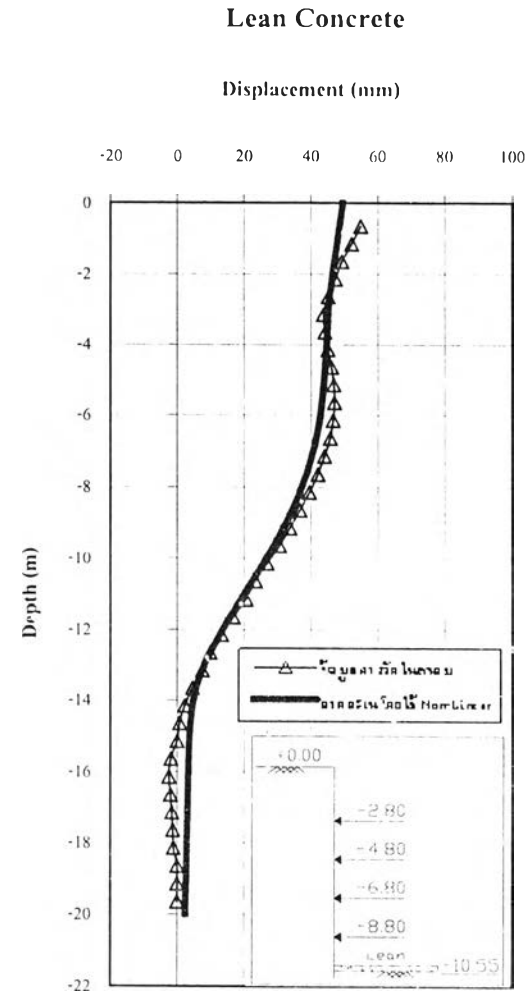
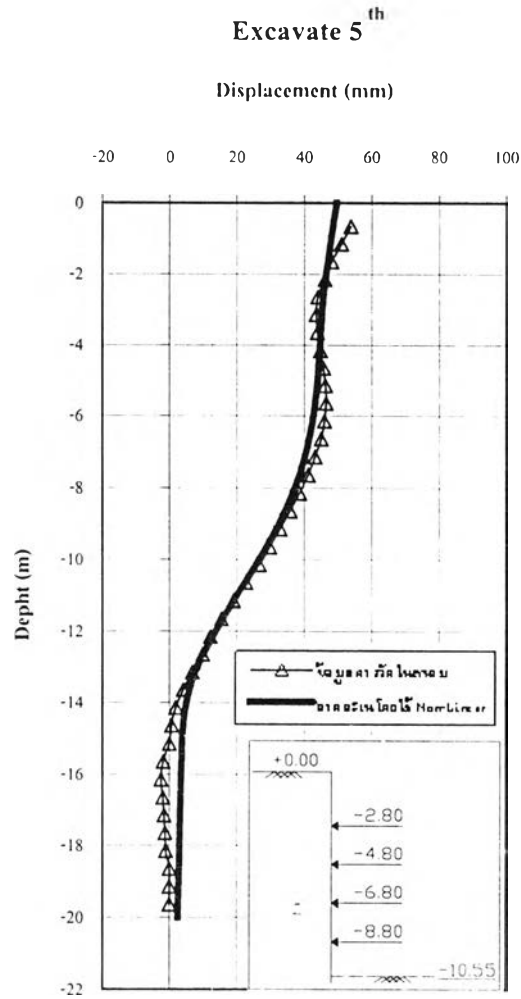
### Strut 4<sup>th</sup> & Preload

Displacement (mm)



รูปที่ 4.4 (ต่อ) แสดงการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของเข็มพีคระหว่างการวัดจริงในสนามเปรียบกับการใช้ FEM ของ Aquarium

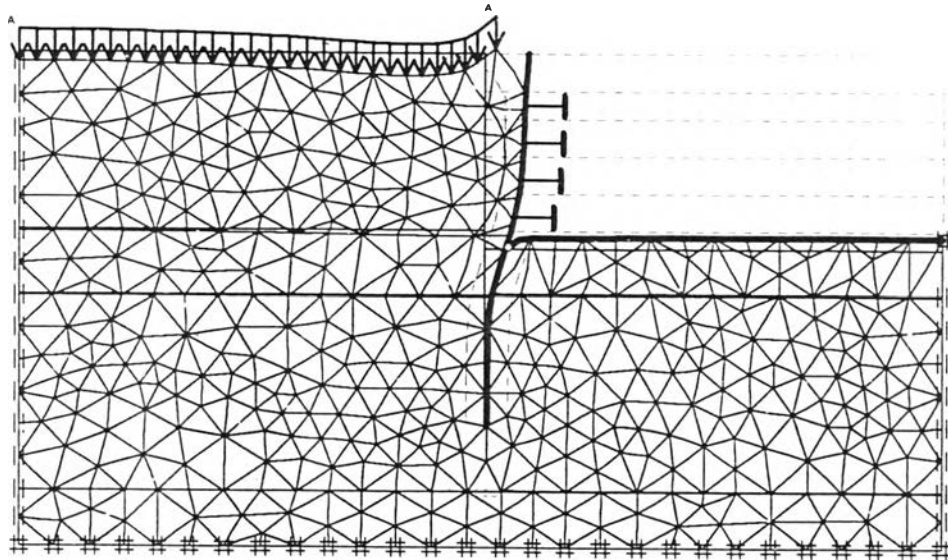
$$( E_{u, \text{Soft Clay}} = 275S_u \cdot E_{u, \text{Medium Clay}} = 400S_u \cdot E_{u, \text{Stiff Clay}} = 1000S_u )$$



รูปที่ 4.4 (ต่อ) แสดงการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของเข็มีพีคระหว่างการวัดจริงในสนามเปรียบกับการใช้ FEM ของ Aquarium

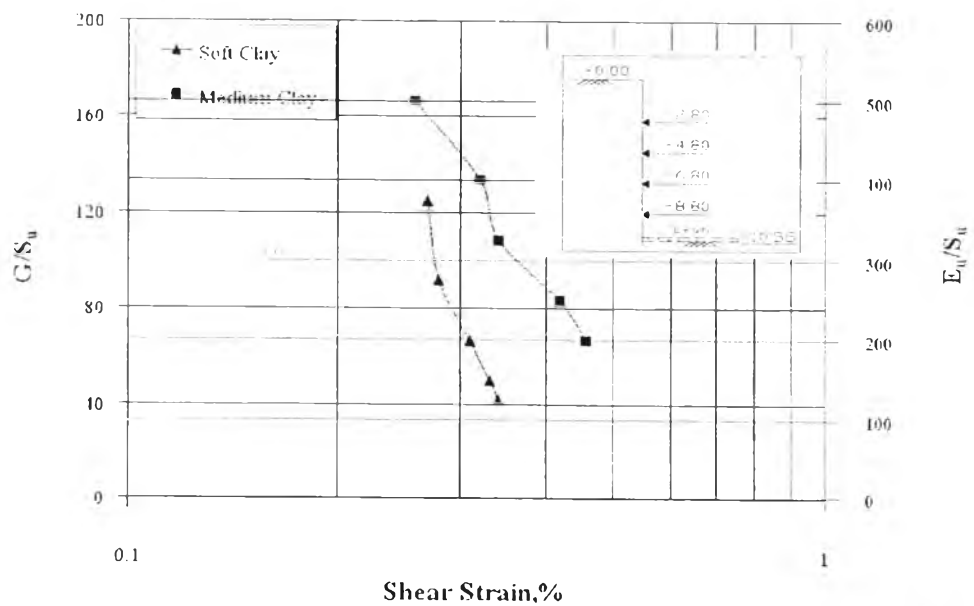
$$(E_{u,Soft\ Clay} = 375S_u, E_{u,Medium\ Clay} = 500S_u, E_{u,Stiff\ Clay} = 1000S_u)$$





รูปที่ 4.5 แสดงการคาดคะเนการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินชนิดเข็มพืด โดยการใช้อยู่ FEM ในขั้นตอนการขุดสุดท้าย

เมื่อนำค่า  $E_u/S_u$  และ  $G/S_u$  ที่ได้จากการคาดคะเนการเคลื่อนตัวด้านข้างโดยการใช้ FEM มาหาความสัมพันธ์ กับค่า Shear Strain จะได้ความสัมพันธ์ที่ไม่เป็นเส้นตรง (Non linear behavior) ซึ่งค่า Young's Modulus ของดินจะไม่คงที่ แต่จะแปรผันกับค่า Strain ของดิน ดังแสดงในรูปที่ 4.6



รูปที่ 4.6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $E_u/S_u$  และ  $G/S_u$  กับค่า Shear Strain ของระบบค้ำยันแบบ Single Row of Sheet Pile

Shear Strain ที่ใช้ในการหาความสัมพันธ์กับ  $E_u/S_u$  และ  $G/S_u$  ดังรูปที่ 4.6 นั้น มาได้จาก Shear Strain ที่เกิดขึ้นมากที่สุดในสนาม (Maximum Shear Strain)

#### 4.4.1.2 การเคลื่อนตัวด้านข้างของ Cofferdam Sheet Pile เปรียบเทียบกับการเคลื่อนตัวด้านข้างของ Single Row of Sheet Pile

ข้อมูลการเคลื่อนตัวด้านข้างของ Cofferdam Sheet Pile และ Single Row of Sheet Pile แสดงในรูปที่ 3.9 และรูปที่ 3.10 ตามลำดับ เมื่อเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวระหว่าง Cofferdam Sheet Pile กับ Single Row of Sheet Pile พบว่า Cofferdam Sheet Pile เกิดการเคลื่อนตัวด้านข้างน้อยกว่า Single Row of Sheet Pile ในทุกขั้นตอนของการขุด ซึ่งแสดงให้เห็นว่าระบบกำแพงกันดินเข็มพืดแบบ Cofferdam มีประสิทธิภาพในการควบคุมการเคลื่อนตัวของดินมากกว่าระบบกำแพงกันดินเข็มพืดแบบ Single Row

#### 4.4.1.3 ความสัมพันธ์ของการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินต่อการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุด ของระบบค้ำยันระบบเข็มพืดแบบ Cofferdam

ระบบเข็มพืดแบบ Cofferdam มีค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 24 มิลลิเมตร ที่ระดับ -5.6 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 3.9 ส่วนค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินของระบบเข็มพืดแบบ Cofferdam มีค่าเท่ากับ 33 มิลลิเมตร ที่ระยะ 8.1 เมตร จากด้านหลังเข็มพืด ดังแสดงในรูปที่ 3.13 ซึ่งได้ค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดิน ( $\delta V_{max}$ ) ต่อค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุด ( $\delta H_{max}$ ) ที่เท่ากับ 1.38 ซึ่งให้ค่าที่น้อยกว่า พีพัฒนา (2535) ที่เสนอค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดิน ( $\delta V_{max}$ ) ต่อค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุด ( $\delta H_{max}$ ) เท่ากับ 1.94-2.13 สำหรับบริเวณที่มีขุดยานจราจร หรือมีน้ำหนักบรรทุกที่ผิวดิน ทั้งนี้เนื่องมาจากระบบโครงสร้างค้ำยันของ พีพัฒนา (2535) เป็นระบบเข็มพืดแบบ Single Row

#### 4.4.1.4 ค่าแรงดันดินของ Cofferdam Sheet Pile เปรียบเทียบกับค่าแรงดันดินของ Single Row of Sheet Pile

ผลการวัดค่าแรงดันดินของเครื่องมือ Pressure Gauge ในระบบค้ำยันเข็มพืดแบบ Cofferdam และแบบ Single Row แสดงในรูปที่ 3.11 และรูปที่ 3.12 ตามลำดับ

เมื่อเปรียบเทียบค่าแรงดันดินในระบบค้ำยันเข็มพืดแบบ Cofferdam กับแบบ Single Row พบว่า ค่าแรงดันดินในระบบเข็มพืดแบบ Cofferdam มีช่วงของค่าแรงดันดินประมาณ 300 kN ถึง 500 kN ในขณะที่ค่าแรงดันดินในระบบเข็มพืดแบบ Single Row มีช่วงของค่าแรงดันดินประมาณ 500 kN ถึง 700 kN ซึ่งจะเห็นได้ว่าค่าแรงดันดินในระบบ Cofferdam มีค่าน้อยกว่าค่าแรงดันดินในระบบ Single Row

#### 4.4.1.5 การประมาณค่าไดอะแกรมขอบเขตหน่วยแรงดันดิน

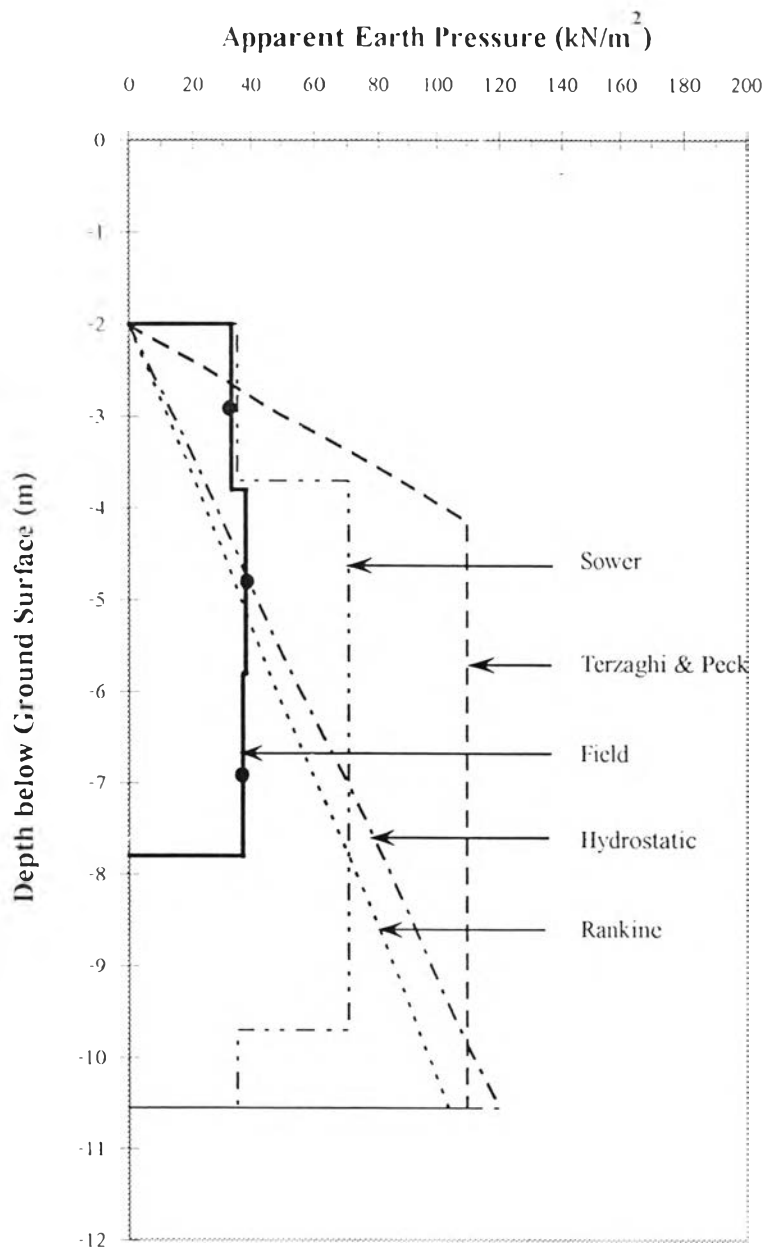
ผลของการวัดค่าแรงดันดินระบบค้ำยันเข็มพืดแบบ Cofferdam สามารถนำมาเขียนเป็นไดอะแกรมขอบเขตหน่วยแรงดันดินที่เสนอโดย Sower (1979) , Terzaghi & Peck (1967) , Rankine และ Hydrostatic Earth Pressure ได้ดังรูปที่ 4.7

จากรูปที่ 4.7 พบว่าระบบค้ำยันดินเข็มพืดแบบ Cofferdam มีค่า Pressure ของดินในสนามน้อยกว่าที่เสนอโดย Sower และ Terzaghi & Peck โดยค่า Pressure ที่มากที่สุดของดินในสนาม , Sower และ Terzaghi & Peck เท่ากับ  $38 \text{ kN/m}^2$  ,  $70 \text{ kN/m}^2$  และ  $110 \text{ kN/m}^2$  ตามลำดับ

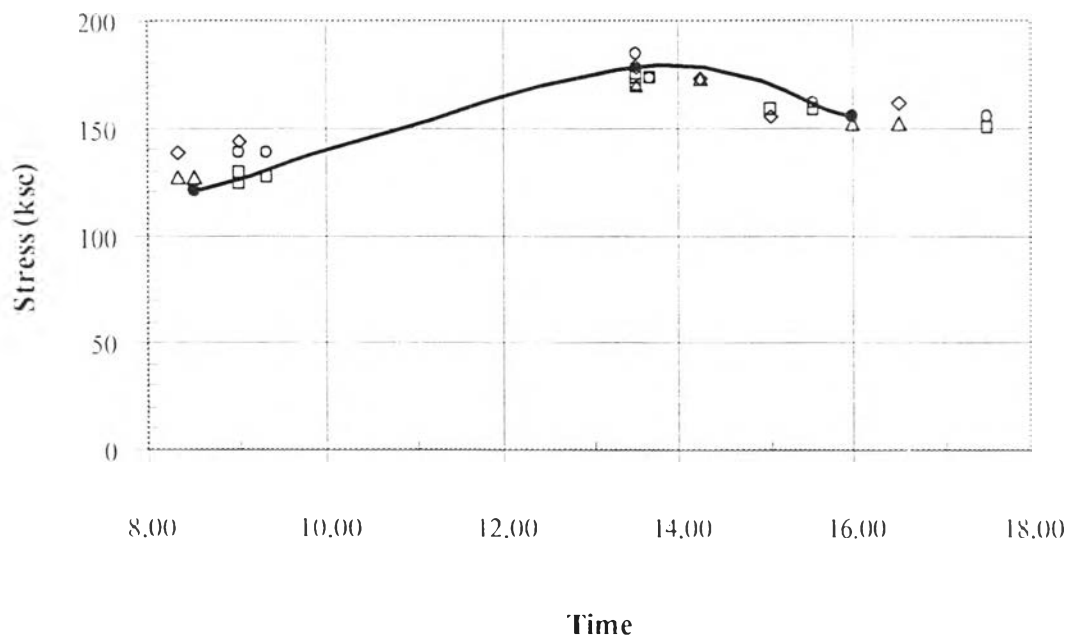
Earth Pressure Envelope ของดินในสนาม มีรูปร่างใกล้เคียงกับ Pressure Diagram ของ Sower และ Pressure Diagram ของ Rankine มีรูปร่างเหมือนกับ Hydrostatic แต่มีค่า Pressure น้อยกว่า

#### 4.4.1.6 การหาค่า Stress ที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลง ในระบบค้ำยันเข็มพืดแบบ Cofferdam

Stress ที่เกิดขึ้นในระบบค้ำยันเข็มพืดแบบ Cofferdam ณ เวลาที่แตกต่างกัน แสดงไว้ในรูปที่ 4.8 ซึ่งพบว่า ณ เวลา 8.30 น ซึ่งเป็นเวลาในการตรวจวัดที่ให้ค่า Stress ต่ำที่สุดมีค่า Stress ที่เกิดขึ้นในระบบค้ำยันมีค่าเท่ากับ 121 ksc และ ณ เวลา 13.30 น ซึ่งเป็นเวลาในการตรวจวัดที่ให้ค่า Stress สูงที่สุดมีค่า Stress ที่เกิดขึ้นในระบบค้ำยันมีค่าเท่ากับ 178 ksc ดังนั้น Cofferdam Sheet Pile มีค่า Stress ที่เพิ่มขึ้นเนื่องมาจากผลของการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ ณ เวลา 8.30 น กับ 13.30 น เท่ากับ 57 ksc



รูปที่ 4.7 แสดงการเปรียบเทียบไดอะแกรมขอบเขตหน่วยแรงดันดินที่เสนอโดย Sower (1979) , Terzaghi & Peck (1967) , Rankine และ Hydrostatic Earth Pressure กับค่าแรงดันดินที่วัดได้จาก Strut ที่กระทำกับกำแพงกันดินระบบเข็มพืดแบบ Cofferdam

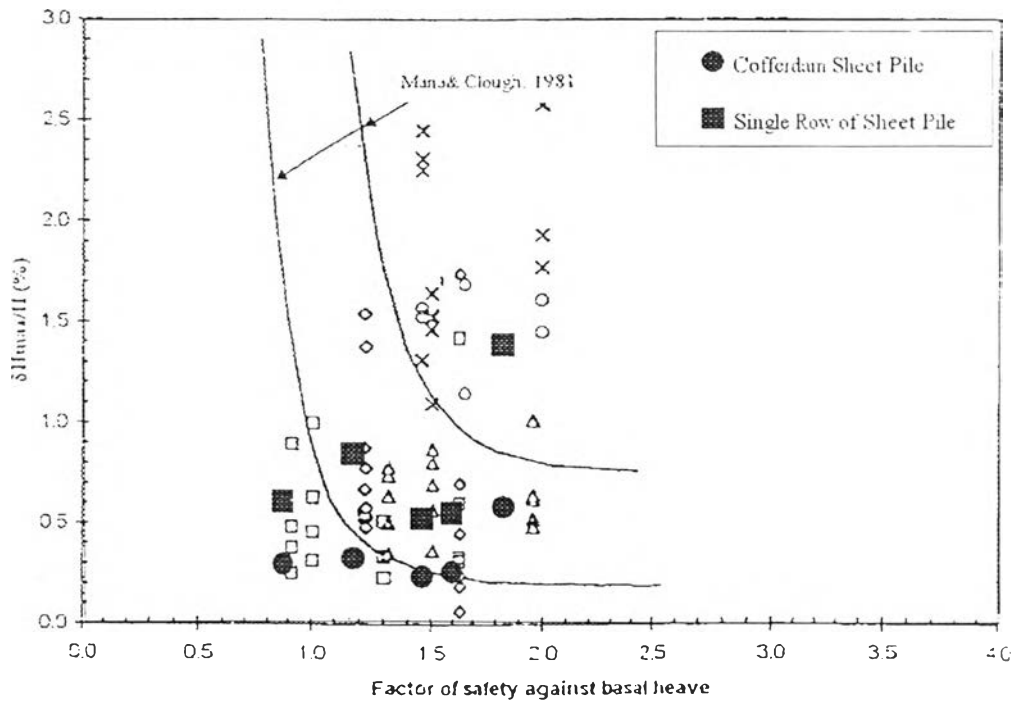


รูปที่ 4.8 แสดง Stress ที่เกิดขึ้นในระบบค้ำยันเข็มพืดแบบ Cofferdam ณ เวลาที่แตกต่างกัน

#### 4.4.1.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง Factor of Safety Against Basal Heave กับค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของระบบค้ำยันเข็มพืดแบบ Cofferdam และ Single Row

วิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพของบ่อขุด (Factor of Safety Against Basal Heave) นั้น ใช้วิธีการของ Terzaghi (1943) ซึ่งได้ให้นิยามของ Factor of Safety Against Basal Heave ดังแสดงในรูปที่ 2.15 (ล่าง)

ความสัมพันธ์ระหว่าง Factor of Safety Against Basal Heave กับค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของระบบค้ำยันเข็มพืดแบบ Cofferdam และ Single Row แสดงในรูปที่ 4.9 ซึ่งพบว่าความสัมพันธ์ดังกล่าวส่วนใหญ่แล้วอยู่ในเส้นขอบเขตของ Mana & Clough (1981)



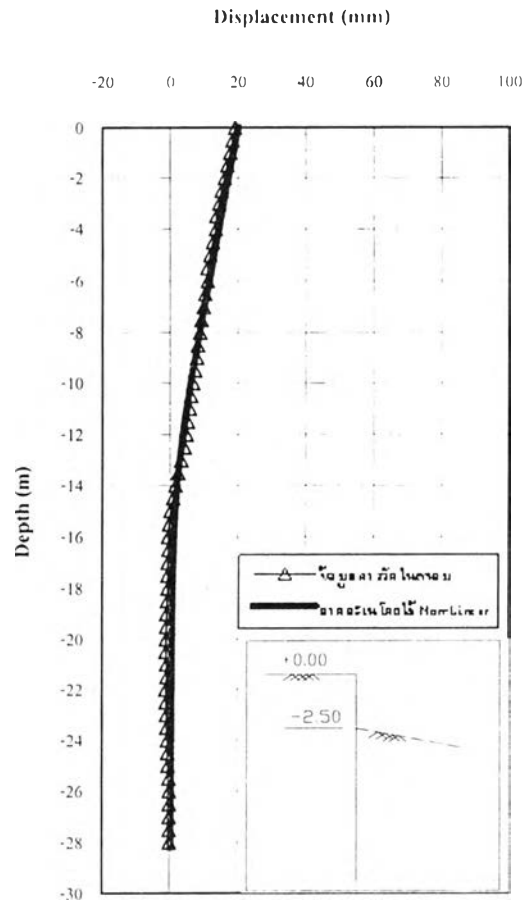
รูปที่ 4.9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Factor of Safety Against Basal Heave กับค่า  $\Delta H_{max}/H$  ของระบบค้ำยันเข็มพืดแบบ Cofferdam และ Single Row โครงการสยามพารากอน เปรียบเทียบกับงานวิจัยของศิริมาศ วิเศษศรี (2541)

#### 4.4.2 ระบบกำแพงกันดินชนิดไดอะแฟรมของบ่อบำบัดน้ำเสีย

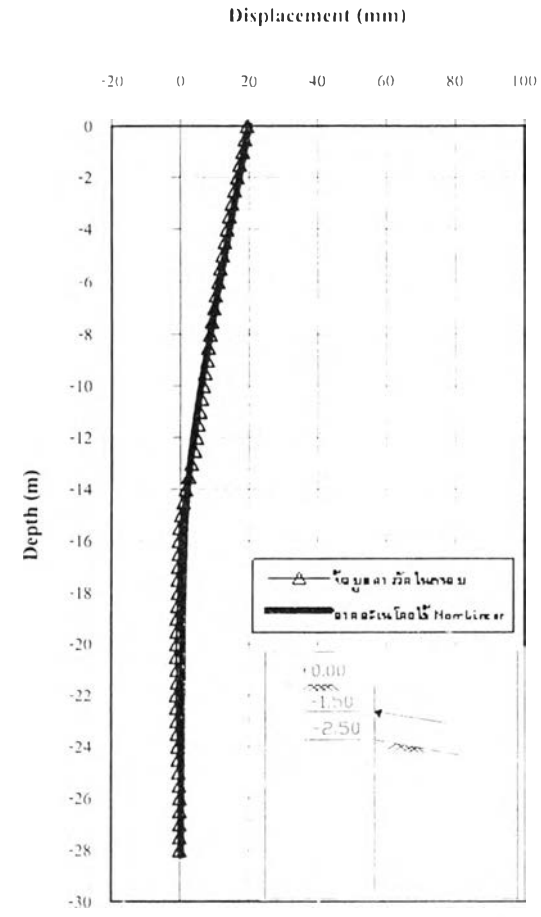
4.4.2.1 การคาดคะเนการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินชนิดไดอะแฟรมของพื้นที่บ่อบำบัดน้ำเสีย จากการใช้ Finite Element Method เปรียบเทียบกับการวัดจริงในสนาม

การคาดคะเนการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินจากการใช้โปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับการวัดจริงในสนาม ได้แสดงในรูปที่ 4.10 ส่วนการคาดคะเนโดยการใช้ FEM ในขั้นตอนการขุดสุดท้าย แสดงในรูปที่ 4.11

Excavate 1<sup>st</sup>



Strut 1<sup>st</sup> & Preload

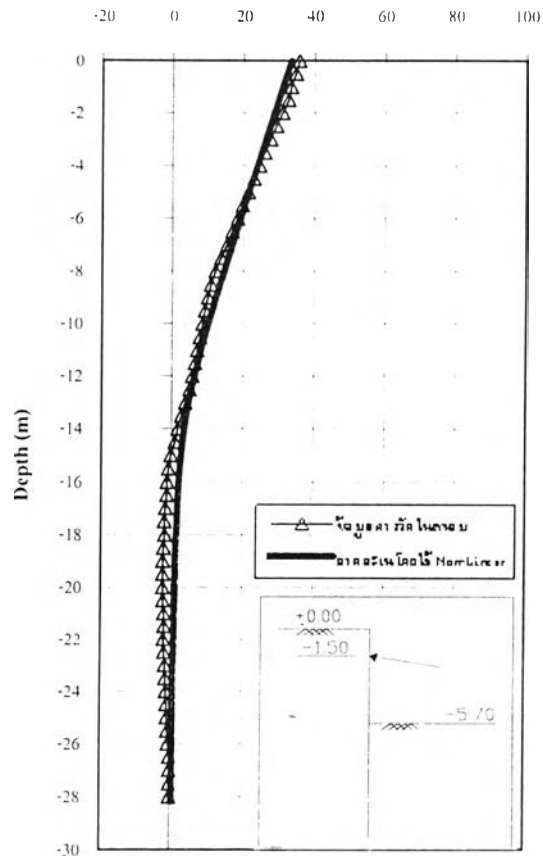


รูปที่ 4.10 การเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของไดอะแฟรมระหว่างการวัดจริงในสนามเปรียบกับการใช้ FEM ของบ่อทำน้ำเสีย

$$( E_{u,Soft\ Clay} = 350S_u \cdot E_{u,Medium\ Clay} = 500S_u \cdot E_{u,Stiff\ Clay} = 1000S_u )$$

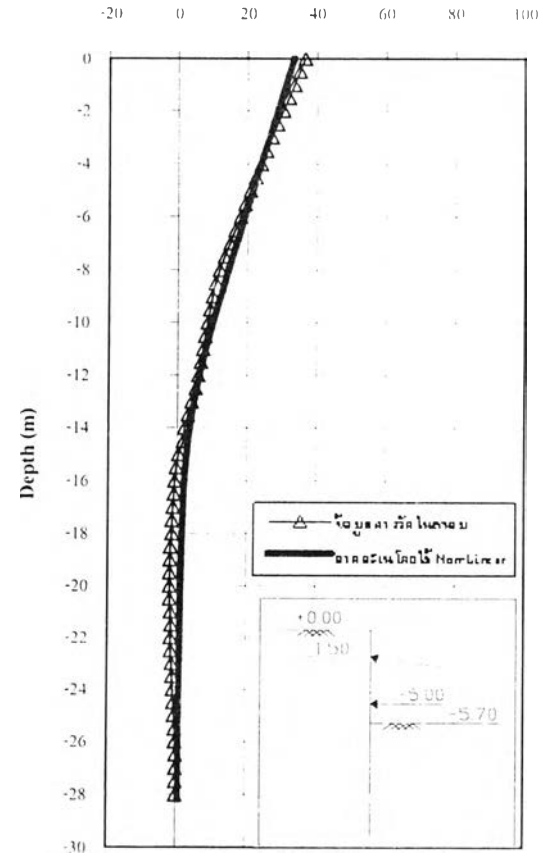
### Excavate 2<sup>nd</sup>

Displacement (mm)



### Strut 2<sup>nd</sup> & Preload

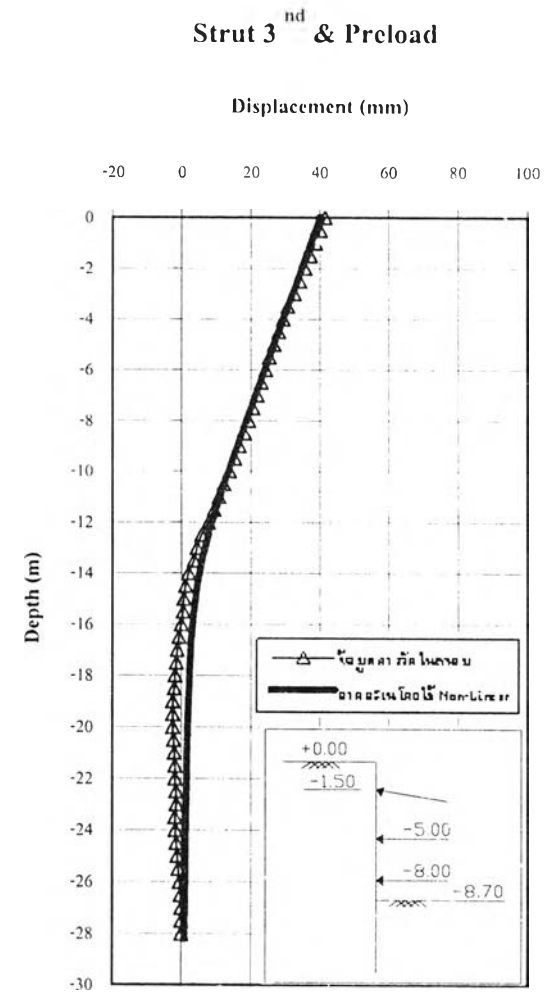
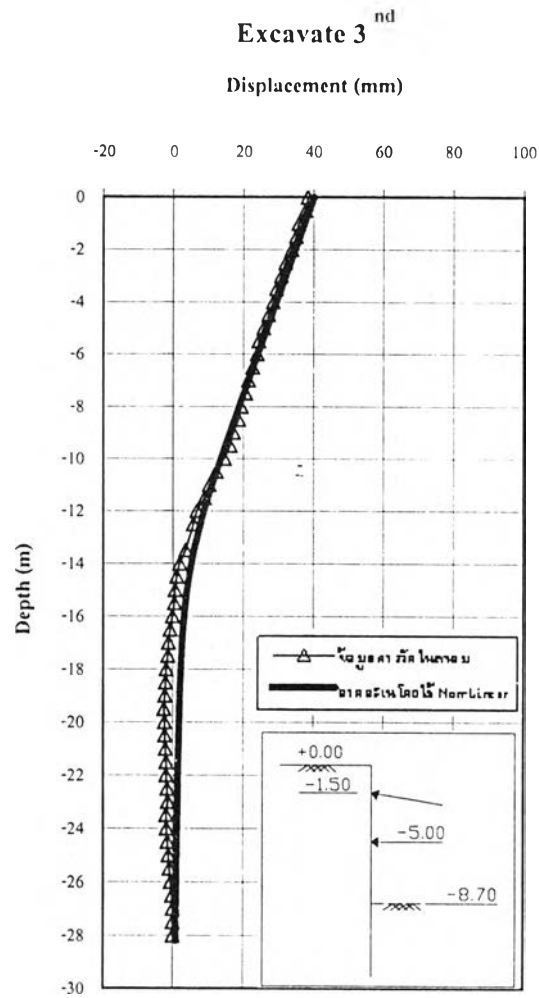
Displacement (mm)



รูปที่ 4.10 (ต่อ) การเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของโคอะเฟรมระหว่างการวัดจริงในสนามเปรียบกับการใช้ FEM ของบ่อบำบัดน้ำเสีย

$$(E_{u, \text{Soft Clay}} = 400S_u, E_{u, \text{Medium Clay}} = 550S_u, E_{u, \text{Stiff Clay}} = 1000S_u)$$



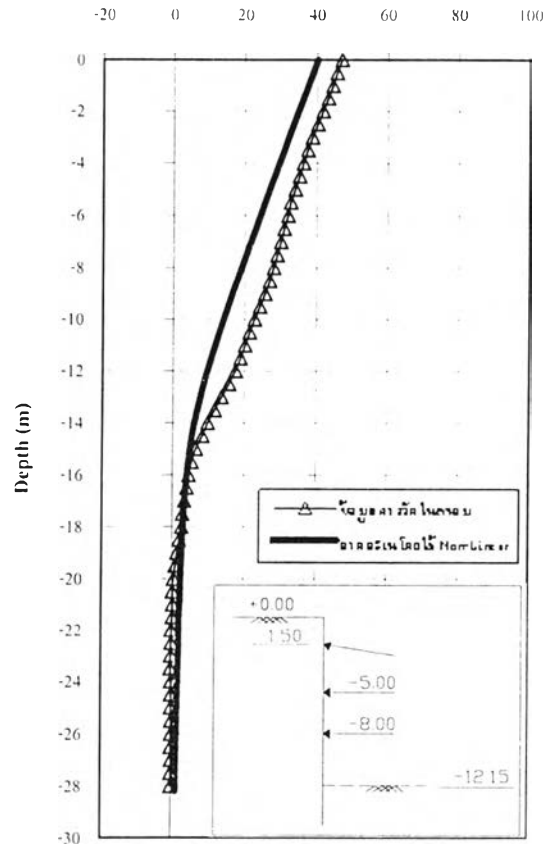


รูปที่ 4.10 (ต่อ) การเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของไดอะแฟรมระหว่างการวัดจริงในสนามเปรียบกับการใช้ FEM ของบ่อน้ำบาดาลเสีย

$$(E_{u, \text{Soft Clay}} = 475S_u, E_{u, \text{Medium Clay}} = 650S_u, E_{u, \text{Stiff Clay}} = 1000S_u)$$

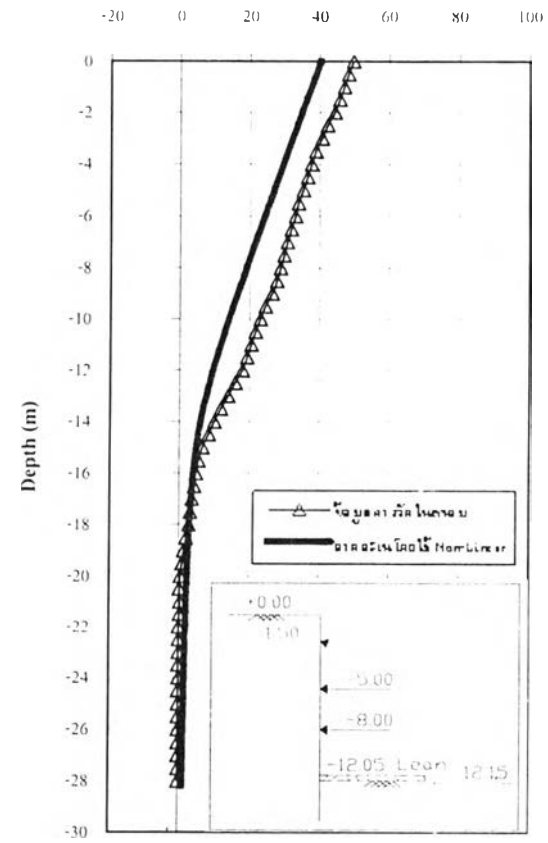
### Excavate 4<sup>th</sup>

Displacement (mm)



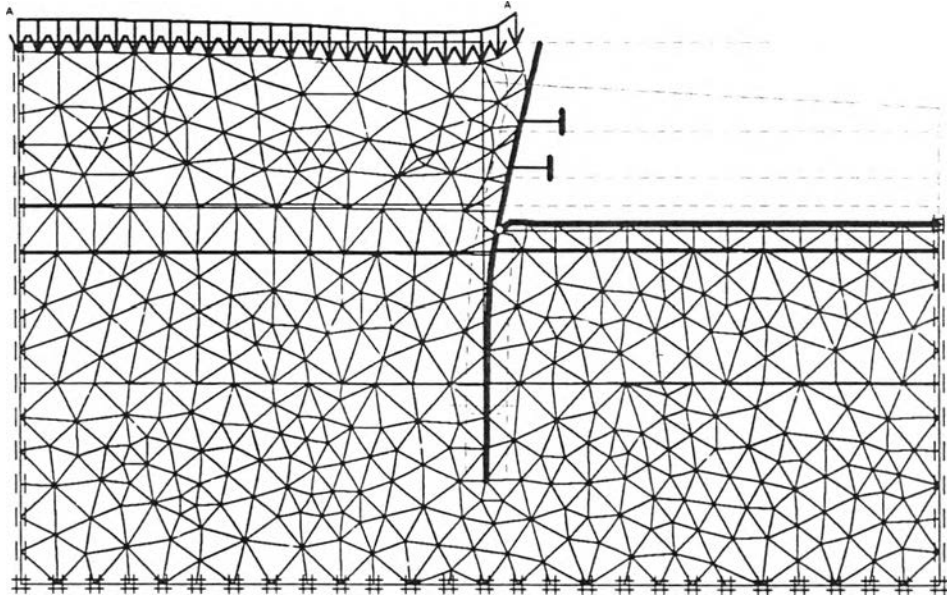
### Lean Concrete

Displacement (mm)



รูปที่ 4.10 (ต่อ) การเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของโคอะเฟรมระหว่างการวัดจริงในสนามเปรียบกับการใช้ FEM ของบ่อน้ำบาดาลเสีย

$$(E_{u, \text{Soft Clay}} = 575S_u, E_{u, \text{Medium Clay}} = 750S_u, E_{u, \text{Stiff Clay}} = 1000S_u)$$



รูปที่ 4.11 แสดงการคาดคะเนการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินชนิดไคอะแพรม โดยการ  
ใช้ FEM ในขั้นตอนการขุดสุดท้าย

พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิดไคอะแพรม สรุปได้ดังนี้

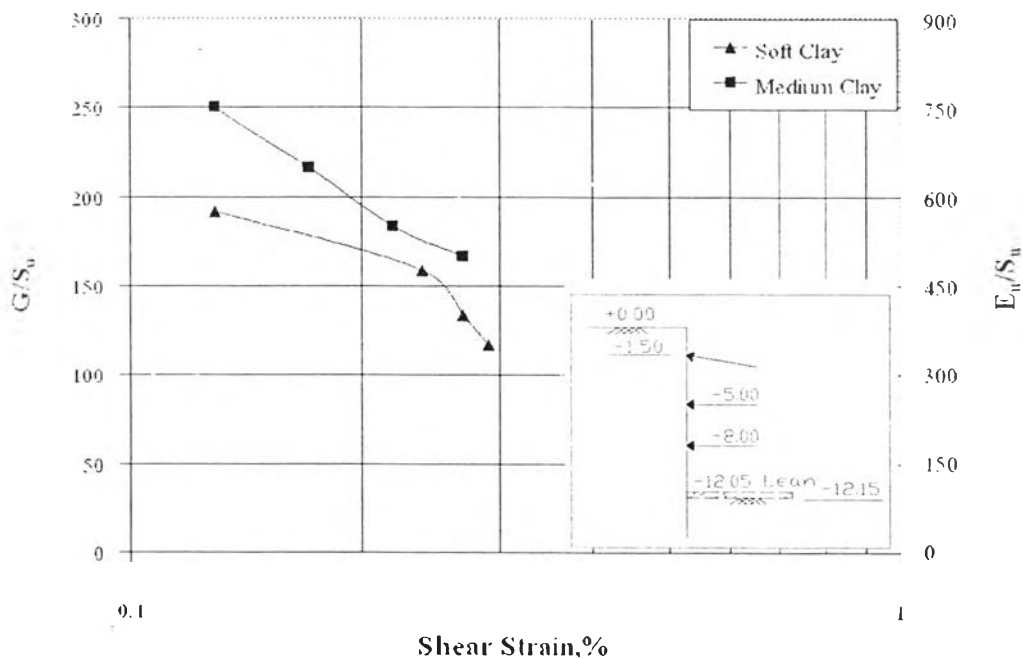
1) ทุกขั้นตอนของการขุดดิน การเคลื่อนตัวของไคอะแพรมเป็นแบบ  
Cantilever

2) เมื่อติดตั้ง Strut และทำการ Preload ของค้ำยันชั้นที่ 1 แล้ว ปรากฏว่า  
ไม่ได้ช่วยให้การเคลื่อนตัวที่ปลายบนของไคอะแพรมลดลง แต่ยังคงมีการเคลื่อนตัวเพิ่มขึ้นอย่าง  
ต่อเนื่อง ซึ่งแสดงให้เห็นว่าได้มีการสูญเสียแรงใน Strut ซึ่งเมื่อตรวจสอบแล้วพบว่าสาเหตุที่มีการ  
สูญเสียแรงใน Strut เพราะว่า Temporary Support ของระบบค้ำยันชั้นที่ 1 เกิดการเคลื่อนตัว ดังนั้น  
เพื่อลดการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นนี้ จึงได้มีการติดตั้ง Strut และทำการ Preload ค้ำยันชั้นที่ 2 ช่วยแล้ว  
จึงทำการ Preload ค้ำยันชั้นที่ 1 ซ้ำ ดังนั้นในการใช้โปรแกรม PLAXIS วิเคราะห์การเคลื่อนตัวจึง  
ไม่ได้ใช้ Strut ชั้นที่ 1

3) การเคลื่อนตัวมากที่สุดในสนามเกิดขึ้นที่ระดับผิวดิน มีค่าการเคลื่อน  
ตัวถึง 50 มิลลิเมตร

เมื่อนำค่า  $E_u/S_u$  และ  $G/S_u$  ที่ได้จากการคาดคะเนการเคลื่อนตัวด้านข้างโดย  
การใช้ FEM มาหาความสัมพันธ์ กับค่า Shear Strain จะได้ความสัมพันธ์ดังแสดงในรูปที่ 4.12

จากรูปที่ 4.12 พบว่าค่า Young's Modulus ของดินจะไม่คงที่ แต่จะแปรผันกับค่า Strain ของดิน และยังแสดงความสัมพันธ์ที่ไม่เป็นเส้นตรง (Non linear behavior) โดยการเคลื่อนตัวของโดอะแฟรมในชั้นดิน Soft Clay นั้นมีการเคลื่อนตัวเป็นอย่างมากในขั้นตอนการขุดเริ่มต้น และค่อยๆลดการเคลื่อนตัวลงหลังจากขั้นตอนการขุดที่สอง



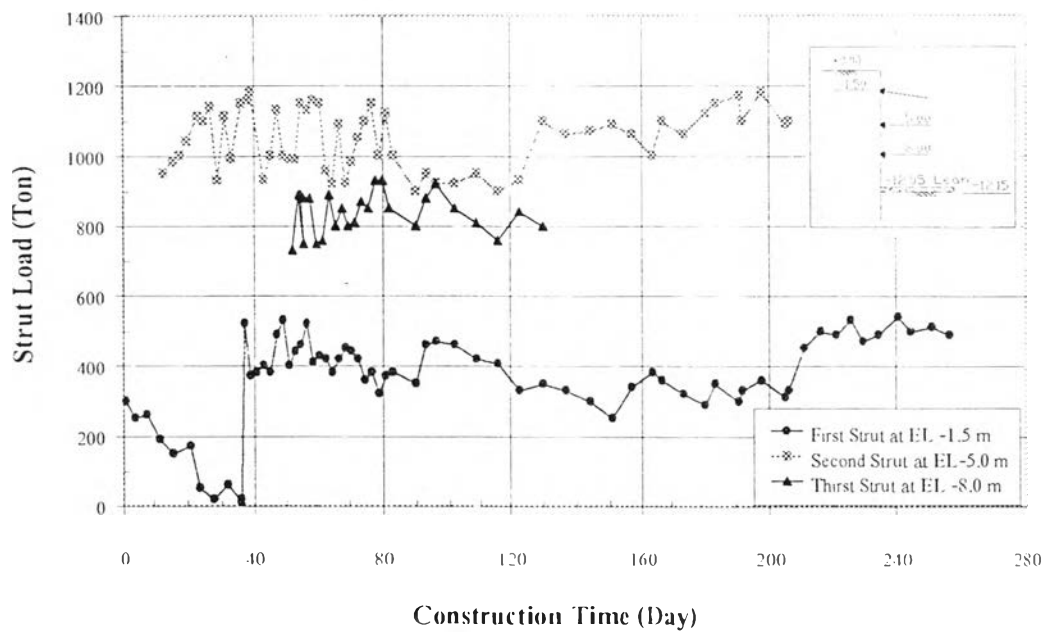
รูปที่ 4.12 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $E_u/S_u$  และ  $G/S_u$  กับค่า Shear Strain ของกำแพงกันดินชนิดโดอะแฟรม

Shear Strain ที่ใช้ในการหาความสัมพันธ์กับ  $E_u/S_u$  และ  $G/S_u$  ดังรูปที่ 4.12 นั้น หาได้จาก Shear Strain ที่เกิดขึ้นมากที่สุดในสนาม (Maximum Shear Strain)

#### 4.4.2.2 การประมาณค่าโดอะแฟรมขอบเขตหน่วยแรงดันดิน

ผลการวัดค่าแรงดันดินของเครื่องมือ Pressure Gauge ในระบบค้ำยันแบบโดอะแฟรม แสดงในรูปที่ 4.13

จากรูปที่ 4.13 พบว่าค่าแรงดันดินใน Strut ของค้ำยันชั้นที่ 1 ได้มีการสูญเสียแรงใน Strut ดังนั้นเพื่อลดการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นนี้ จึงได้มีการติดตั้ง Strut และทำการ Preload ค้ำยันชั้นที่ 2 ช่วยแล้วจึงทำการ Preload ค้ำยันชั้นที่ 1 ซ้ำ



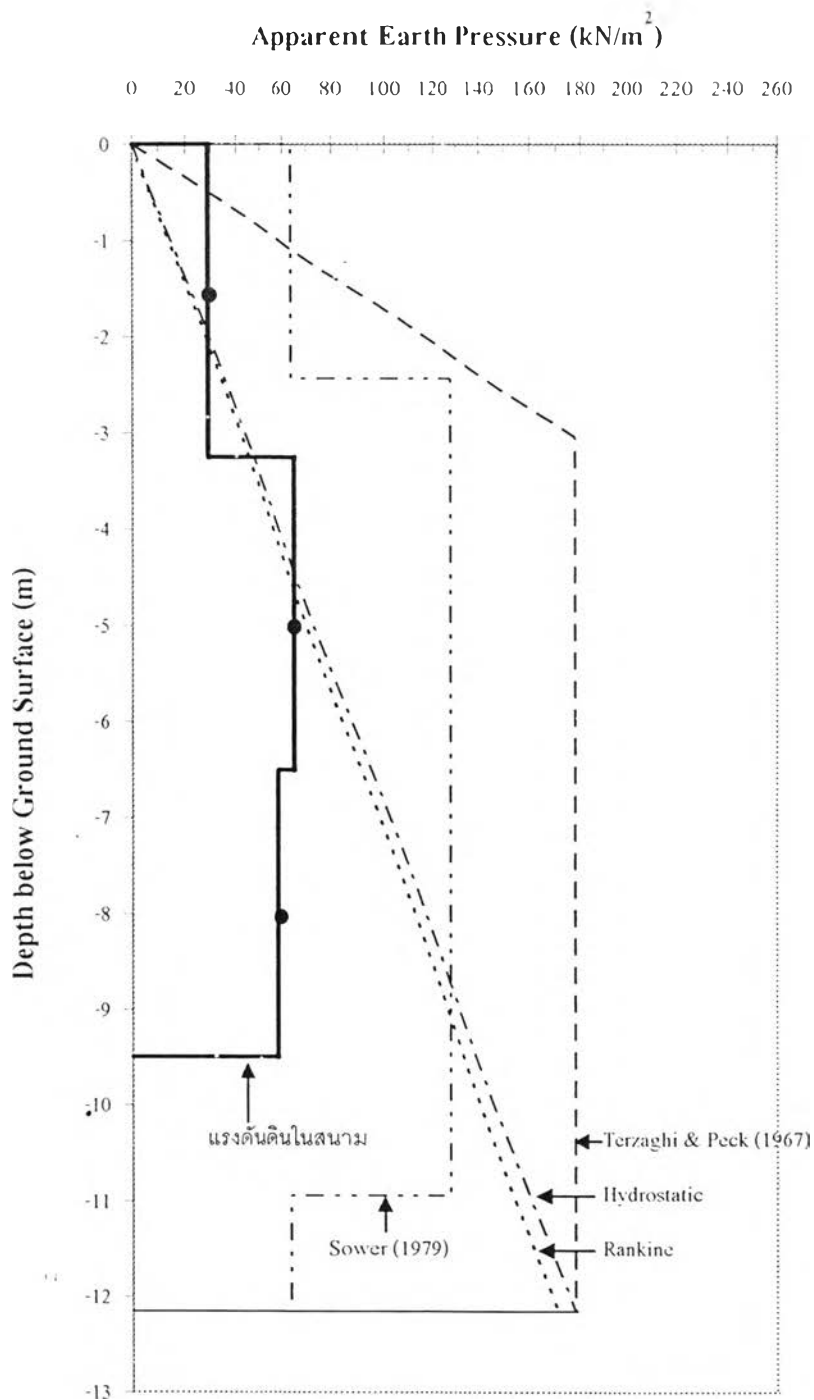
รูปที่ 4.13 แสดงผลการวัดค่าแรงในระบบค้ำยันแบบไคอะแฟรม

ผลของการวัดค่าแรงค้ำยันดินระบบค้ำยันแบบไคอะแฟรม สามารถนำมาเขียนเป็นไคอะแกรมขอบเขตหน่วยแรงค้ำยันดินที่เสนอโดย Sower (1979) , Terzaghi & Peck (1967) , Rankine และ Hydrostatic Earth Pressure ได้ดังรูปที่ 4.14

จากรูปที่ 4.14 พบว่าระบบกำแพงกันดินไคอะแฟรม มีค่า Pressure ของดินในสนามน้อยกว่าที่เสนอโดย Sower และ Terzaghi & Peck โดยค่า Pressure ที่มากที่สุดของดินในสนาม , Sower และ Terzaghi & Peck เท่ากับ  $65 \text{ kN/m}^2$  ,  $128 \text{ kN/m}^2$  และ  $178 \text{ kN/m}^2$  ตามลำดับ

Earth Pressure Envelope ของดินในสนาม มีรูปร่างใกล้เคียงกับ Pressure Diagram ของ Sower และ Pressure Diagram ของ Rankine มีรูปร่างเหมือนกับ Hydrostatic แต่มีค่า Pressure น้อยกว่า

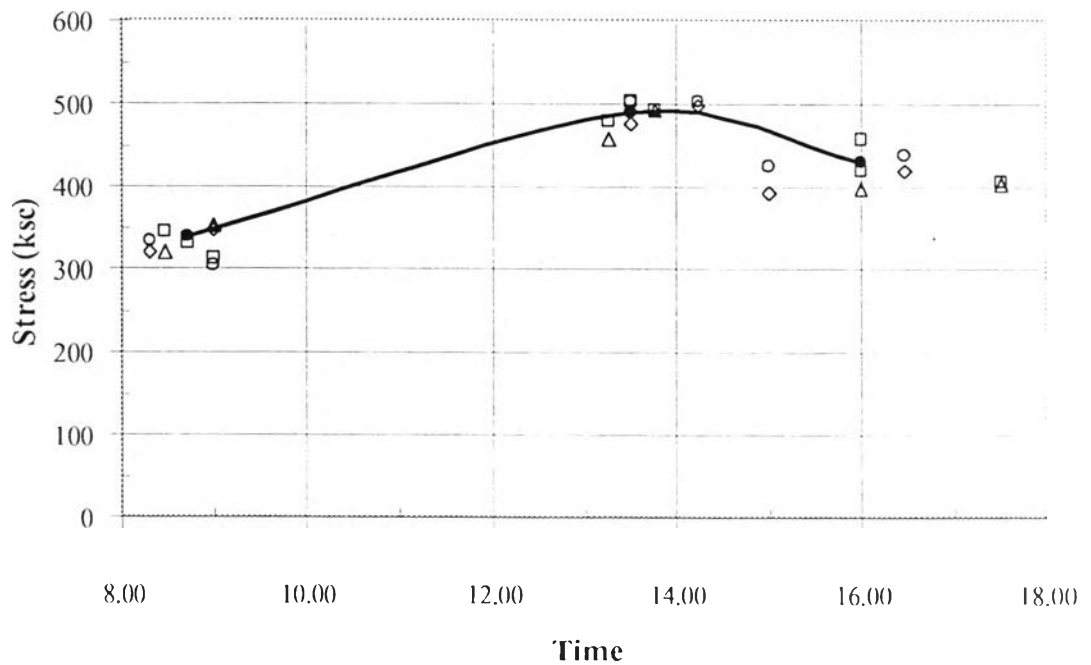
เมื่อเปรียบเทียบ Pressure ของดินที่วัดได้ในสนามในแต่ละชั้นของระบบค้ำยันไคอะแฟรมพบว่า Pressure ของค้ำยันชั้นที่ 1 , 2 และ 3 มีค่าเท่ากับ  $29 \text{ kN/m}^2$  ,  $65 \text{ kN/m}^2$  และ  $58 \text{ kN/m}^2$  ซึ่ง Pressure ของค้ำยันชั้นที่ 2 มีค่ามากที่สุด รองลงมาคือค้ำยันชั้นที่ 3 และน้อยที่สุดคือค้ำยันชั้นที่ 1



รูปที่ 4.14 แสดงการเปรียบเทียบไดอะแกรมขอบเขตหน่วยแรงดันดินที่เสนอโดย Sower (1979) , Terzaghi & Peck (1967) , Rankine และ Hydrostatic Earth Pressure กับค่าแรงดันดินที่วัดได้จาก  $\sigma_{\text{net}}$  ที่กระทำกับกำแพงกันดินระบบไดอะแฟรม

#### 4.4.2.3 การหาค่า Stress ที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลง ในระบบค้ำยัน ไคอะแฟรม

รูปที่ 4.15 แสดง Stress ที่เกิดขึ้นในระบบค้ำยันแบบไคอะแฟรม ณ เวลาที่แตกต่างกัน ซึ่งพบว่า ณ เวลา 8.45 น ซึ่งเป็นเวลาในการตรวจวัดที่ให้ค่า Stress ต่ำที่สุดมีค่า Stress ที่เกิดขึ้นในระบบค้ำยันมีค่าเท่ากับ 338 ksc และ ณ เวลา 13.30 น ซึ่งเป็นเวลาในการตรวจวัดที่ให้ค่า Stress สูงที่สุดมีค่า Stress ที่เกิดขึ้นในระบบค้ำยันมีค่าเท่ากับ 489 ksc ดังนั้นระบบค้ำยันแบบไคอะแฟรม มีค่า Stress ที่เพิ่มขึ้นเนื่องมาจากผลของการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ ณ เวลา 8.45 น กับ 13.30 น เท่ากับ 151 ksc



รูปที่ 4.15 แสดง Stress ที่เกิดขึ้นในระบบค้ำยันไคอะแฟรม ณ เวลาที่แตกต่างกัน