



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการวิจัยงบประมาณเงินรายได้ (เงินอุดหนุนจากรัฐบาล)

ปีงบประมาณ พ.ศ. ๒๕๕๗

ชื่อโครงการวิจัย

การศึกษาผลกระทบของการเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากงานขุดต่อ

โครงสร้างข้างเคียง

เลขที่ ๑๑๕/๒๕๕๗

โดย

สยาม ยิ้มศิริ

คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

กันยายน ๒๕๕๗

บทคัดย่อ

โครงการวิจัยนี้ทำการคำนวณย้อนกลับ (back-analysis) เพื่อศึกษาผลกระทบของการเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากงานขุดต่อความเสียหายของโครงการข้างเคียง โดยเลือกกรณีศึกษาที่เกิดความเสียหายจริงที่ดำเนินการก่อสร้างในบริเวณภาคตะวันออก เพื่อพัฒนาความเข้าใจพฤติกรรมของงานขุดในดินในชั้นดินในพื้นที่ซึ่งแตกต่างจากชั้นดินในกรุงเทพฯ ที่มักจะเลือกเป็นกรณีศึกษา เพื่อให้สามารถที่จะทำการออกแบบงานขุดในบริเวณดังกล่าวได้อย่างปลอดภัยและประหยัดยิ่งขึ้น

บทสรุปสำหรับผู้บริหาร

เนื่องจากการใช้ที่ดินมีความแออัดมากขึ้นดังนั้นจึงมีการก่อสร้างใต้ดินเพื่อเพิ่มพื้นที่ใช้สอย เช่น ชั้นใต้ดินและอุโมงค์ การก่อสร้างงานชุดใต้ดินต้องใช้ระบบกำแพงกันดินและค้ำยันที่เหมาะสมเพื่อให้งานชุดมีเสถียรภาพและลดผลกระทบของการเคลื่อนตัวของโครงสร้างรอบๆ (ทั้งบนดินและใต้ดิน) โดยระบบกันดินที่ไม่เหมาะสมจะเป็นสาเหตุที่สำคัญที่สุดที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินมากเกินไปและก่อให้เกิดความเสียหายกับโครงสร้างข้างเคียง การออกแบบงานชุดที่มีประสิทธิภาพไม่ใช่เรื่องง่ายเพราะวิศวกรปฐพีต้องทำการประเมินความเสี่ยงที่จะเกิดขึ้นทั้งหมด (Shirlaw, 2005) ข้อมูลการตรวจวัดพฤติกรรมของดินและโครงสร้างในสนามจะเป็นสิ่งจำเป็นเพื่อที่จะช่วยให้วิศวกรปฐพีตรวจสอบสมมุติฐานในการออกแบบและช่วยให้ผู้รับเหมาสามารถดำเนินการก่อสร้างด้วยความปลอดภัยและประหยัด นอกจากนี้ข้อมูลการตรวจวัดในสนามสามารถจะถูกใช้เป็นกรณีศึกษาเพื่อตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองด้าน analytical และ numerical จากการเปรียบเทียบกับผลการคำนวณย้อนกลับ (back analysis) ซึ่งเรียกการเปรียบเทียบชนิดนี้เรียกว่า Class C prediction (Lambe, 1973) ถึงแม้ว่า Class C prediction สามารถช่วยในการปรับปรุงและพัฒนาความเข้าใจสำหรับการออกแบบอนาคตแต่ความต้องการที่สำคัญที่สุดสำหรับผู้ออกแบบคือความสามารถที่จะประมาณพฤติกรรมของโครงสร้างได้อย่างถูกต้องก่อนการก่อสร้าง (Class A prediction) ในโครงการวิจัยนี้ทำการคำนวณย้อนกลับ (back-analysis) เพื่อศึกษาผลกระทบของการเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากงานชุดต่อความเสียหายของโครงการข้างเคียง โดยเลือกกรณีศึกษาที่เกิดความเสียหายจริงที่ดำเนินการก่อสร้างในบริเวณภาคตะวันออก เพื่อพัฒนาความเข้าใจพฤติกรรมของงานชุดในดินในชั้นดินในพื้นที่ซึ่งแตกต่างจากชั้นดินในกรุงเทพฯ ที่มักจะเลือกเป็นกรณีศึกษา เพื่อให้สามารถที่จะทำการออกแบบงานชุดในบริเวณดังกล่าวได้อย่างปลอดภัยและประหยัดยิ่งขึ้น

คำนำ

วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัยนี้คือการทำการคำนวณย้อนกลับ (back-analysis) เพื่อศึกษาผลกระทบของการเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากงานขุดต่อความเสียหายของโครงการข้างเคียง โดยเลือกกรณีศึกษาที่เกิดความเสียหายจริงที่ดำเนินการก่อสร้างในบริเวณภาคตะวันออก เพื่อพัฒนาความเข้าใจพฤติกรรมของงานขุดในดินในชั้นดินในพื้นที่ซึ่งแตกต่างจากชั้นดินในกรุงเทพฯ ที่มักจะเลือกเป็นกรณีศึกษา เพื่อให้สามารถที่จะทำการออกแบบงานขุดในบริเวณดังกล่าวได้อย่างปลอดภัยและประหยัดยิ่งขึ้น

โครงการวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนจากโครงการวิจัยงบประมาณเงินรายได้ (เงินอุดหนุนจากรัฐบาล) ปีงบประมาณ พ.ศ. 2557 (เลขที่ 115/2557) จากมหาวิทยาลัยบูรพา โดยส่วนหนึ่งของโครงการวิจัยนี้ได้ตีพิมพ์เป็นบทความวิจัยตีพิมพ์ในรายงานสืบเนื่องจากการประชุมวิชาการระดับชาติ จำนวน 1 บทความ ดังนี้

สยาม ยิ้มศิริ (2557), "ความเสียหายของอาคารจากการเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากงานขุดลึกข้างเคียง", การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 19, จัดโดยมหาวิทยาลัยขอนแก่น

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อ	i
บทสรุปสำหรับผู้บริหาร	ii
คำนำ	iii
สารบัญ	iv
บทที่ 1 บทนำ	
1.1 ที่มาและความสำคัญของปัญหา	1-1
1.2 สมมุติฐาน	1-1
1.3 ข้อมูลพื้นฐานของโครงสร้างอาคาร	1-2
1.3.1 ด้านโครงสร้าง	1-2
1.3.2 ด้านฐานราก	1-3
1.4 ความเสียหายของอาคาร	1-4
1.4.1 ด้านโครงสร้าง	1-4
1.4.2 ด้านฐานราก	1-5
1.5 การทรุดตัวของพื้นชั้นล่าง	1-5
บทที่ 2 การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของงานชุด	
2.1 แผนการทดลอง	2-1
2.2 ลักษณะชั้นดิน	2-1
2.3 คุณสมบัติของวัสดุ	2-3
2.3.1 คุณสมบัติของดิน	2-3
2.3.2 กำแพงเข็มพีต	2-4
2.3.3 Wale และ strut	2-5
2.3.4 Base slab	2-5
2.3.5 เสาเข็ม	2-5
2.4 ลำดับขั้นตอนการก่อสร้าง	2-7
2.5 สมมุติฐานในการวิเคราะห์แบบ 3-D	2-8
2.6 ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์	2-10
2.6.1 โมเมนต์ดัดในเสาเข็ม	2-10
2.6.2 แรงเฉือนในเสาเข็ม	2-11
2.6.3 การเคลื่อนตัวในแนวตั้งของหัวเสาเข็ม	2-12

2.6.4	การเคลื่อนตัวในแนวนอนของหัวเสาเข็ม	2-13
2.7	บทสรุป	2-15

บทที่ 3 การทดสอบในสนาม

3.1	การทดสอบ dynamic pile load test	3-1
3.2	การทดสอบความสมบูรณ์ของเสาเข็ม	3-3
3.3	การตรวจสอบสภาพของหัวเสาเข็ม	3-3
3.4	บทสรุป	3-4
3.4.1	กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม	3-4
3.4.2	การทรุดตัวของเสาเข็ม	3-8

บทที่ 4 การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของโครงสร้าง

4.1	การวิเคราะห์หาสภาวะวิกฤติ	4-1
4.1.1	ขั้นตอนการก่อสร้าง Backfill 1	4-1
4.1.2	ขั้นตอนการก่อสร้าง Excavation 5	4-2
4.2	ความเป็นไปได้ในการวิบัติ	4-3
4.2.1	การวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัด	4-3
4.2.2	การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน	4-4
4.2.3	การวิบัติเนื่องจากแรงตามแนวแกน	4-4
4.3	การวิเคราะห์การแตกร้าวและความปลอดภัยขององค์อาคาร	4-4
4.3.1	การวิบัติของคาน	4-4
4.3.2	การวิบัติของเสา	4-7
4.3.3	การวิบัติของพื้นชั้น 2	4-10
4.3.4	การวิบัติของพื้นชั้นล่าง	4-11
4.4	บทสรุป 4-13	

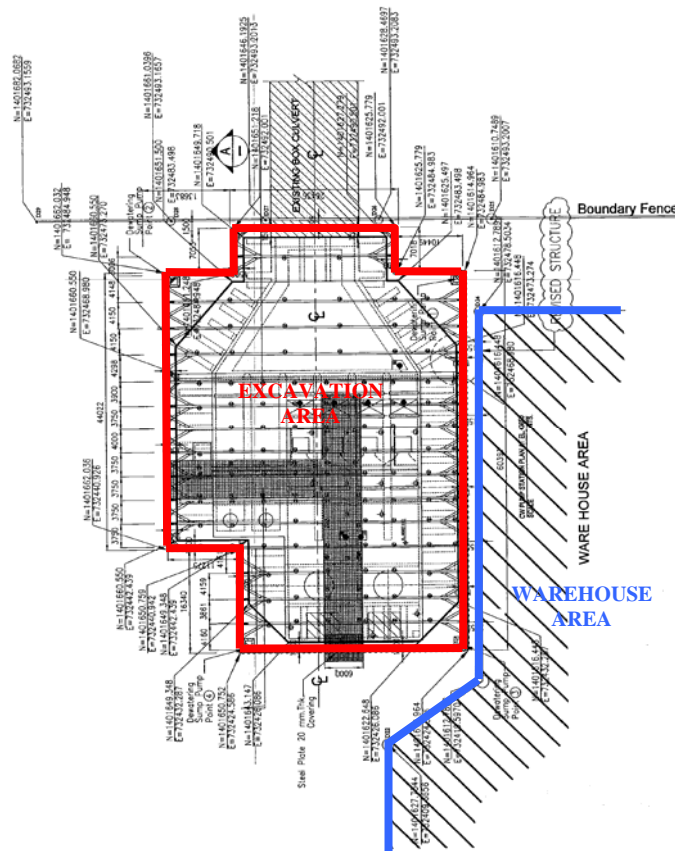
บทที่ 5 สรุปผลการทดลอง

เอกสารอ้างอิง	R-1
ภาคผนวก ผลงานตีพิมพ์	

บทที่ 1 บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญของปัญหา

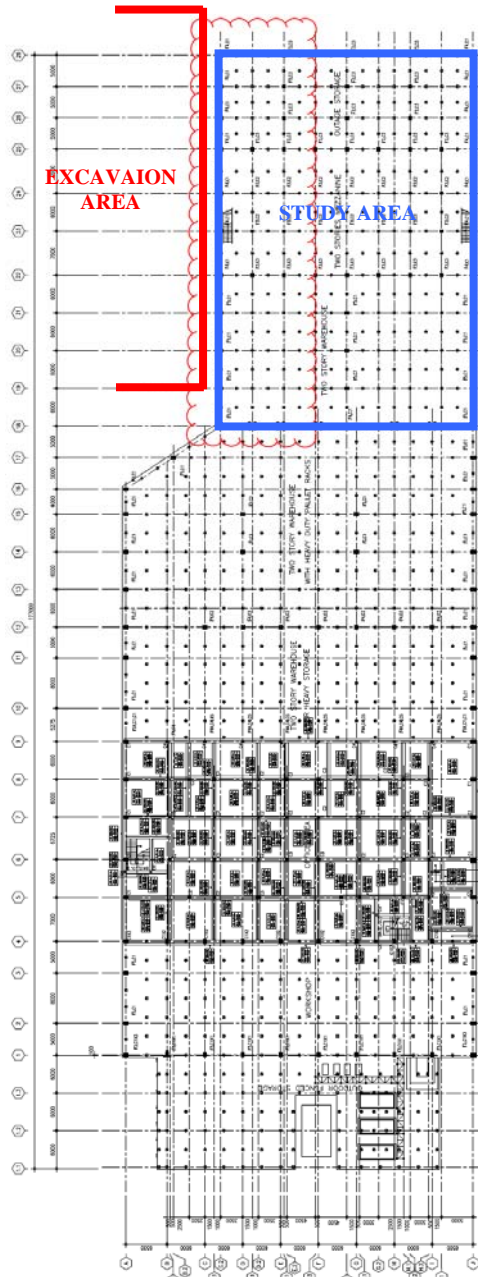
โครงการก่อสร้างโรงไฟฟ้าในนิคมอุตสาหกรรมมาบตาพุด จ.ระยอง จำเป็นต้องมีการดำเนินงานขุดลึกในบริเวณใกล้เคียงกับอาคารโดยมีระยะห่างเพียง 2-3 ม ดังแสดงในรูปที่ 1-1 งานขุดได้ดำเนินการขณะที่การก่อสร้างโครงสร้างของอาคารข้างเคียงได้เสร็จสิ้นแล้วและกำลังดำเนินงานระบบและตกแต่งภายใน งานขุดมีความลึก 15 ม BGL ในขณะที่อาคารวางอยู่บนฐานรากเสาเข็มที่ปลายเสาเข็มมีความลึก 12 ม BGL ระหว่างการดำเนินงานขุดได้เกิดความเสียหายต่อโครงสร้างอาคาร ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงดำเนินการเพื่อศึกษาถึงสาเหตุและขอบเขตของความเสียหายที่เกิดขึ้น



รูปที่ 1-1 แปลนของงานขุดและอาคาร

1.2 สมมุติฐาน

โครงการวิจัยนี้ให้ความสนใจเฉพาะบริเวณของอาคารที่อยู่ใกล้เคียงกับงานขุดดังแสดงในรูปที่ 1-2 โครงสร้างส่วนอื่นของอาคารถูกสมมุติว่าไม่มีผลกระทบต่อพื้นที่ศึกษา การวิเคราะห์ประกอบด้วย 2 ส่วน คือ (i) โครงสร้างงานขุด – งานขุดจะถูกวิเคราะห์เพื่อให้ได้การเคลื่อนตัวของหัวเสาเข็ม และ (ii) โครงสร้างอาคาร – ผลลัพธ์ของการเคลื่อนตัวของหัวเสาเข็มจะใช้เป็นข้อมูลสถานะขอบเขตสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างอาคาร การวิเคราะห์แบบนี้ทำให้ความแข็งแรงของอาคารไม่มีผลกระทบต่อโครงสร้างงานขุด



รูปที่ 1-2 พื้นที่ทำการศึกษ

1.3 ข้อมูลพื้นฐานของโครงสร้างอาคาร

รายละเอียดของอาคารเป็นดังนี้

1.3.1 ด้านโครงสร้าง

อาคารที่สนใจเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 2 ชั้นและมีหลังคาเป็นโครงสร้างเหล็ก โดยมีรายละเอียดของส่วนต่างๆดังนี้

- คาน: คานคอนกรีตเสริมเหล็กมีขนาดใหญ่ที่สุดคือ 40×60 ซม² มีความยาวมากที่สุดคือ 7 ม และใช้เหล็กเสริมข้ออ้อย เกรด SD 40
- เสา: เสาคอนกรีตเสริมเหล็กมีขนาดตั้งแต่ 50×50 ซม² ถึง 70×50 ซม² มีความยาวมากที่สุด 7.7 ม ใช้เหล็กเสริม DB25 Grade SD 40
- พื้น: พื้นชั้นล่างเป็นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กหนา 25 ซม และรองรับโดยเสาเข็มที่วางเป็นกริดที่มีระยะห่าง 2.5 ม (slab on pile) เหล็กเสริมของพื้นชั้นล่างเป็น DB12@0.20 ม เกรด Grade SD 40 และมี drop panel ที่หัวเสาเข็มเพื่อต้านทานแรงเฉือน พื้นชั้น 2 เป็นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กหนา 20 ซม และรองรับโดยคาน (slab on beam) เหล็กเสริมของพื้นชั้น 2 เป็น DB12@0.20 ม เกรด Grade SD 40
- หลังคา หลังคาเป็นโครงสร้างเหล็กแบบ I-beam รองรับ metal sheet ระยะระหว่างเสามากที่สุดคือ 20 ม

1.3.2 ด้านฐานราก

อาคารวางอยู่บนฐานรากเสาเข็มที่มีปลายเสาเข็มลึก 12 ม BGL เสาเข็มเป็นแบบ precast concrete pile มีพื้นที่หน้าตัด 30×30 ซม² เสาเข็มถูกออกแบบการรับแรงแบบ end-bearing เสาของอาคารรองรับโดยฐานรากแยกที่มีเสาเข็ม 2-4 ต้นในแต่ละฐานราก ค่าโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนที่อนุญาตของเสาเข็มสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$\begin{aligned} \text{โมเมนต์ดัดที่อนุญาต} \quad \sigma_a &= \frac{M_a c}{I} + \frac{P}{A} \\ (0.45)(350) &= \frac{M_a (15)}{\left(\frac{1}{12}\right)(30)(30^3)} + \frac{30 \times 10^3}{(30)(30)} \\ M_o &= 55.9 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

- โดยที่ M_o = โมเมนต์ดัดที่อนุญาต
 σ_o = กำลังอัดที่อนุญาตของคอนกรีต ($0.45f_c'$)
 c = ระยะระหว่าง neutral axis กับขอบเขต
 I = โมเมนต์เฉื่อย
 P = กำลังเสาเข็มที่อนุญาต (30 ต้น)
 A = พื้นที่หน้าตัด

$$\begin{aligned} \text{แรงเฉือนที่อนุญาต} \quad S_a &= 0.29\sqrt{f_c'}bd \\ &= 48.8 \text{ kN} \end{aligned}$$

- โดยที่ f_c' = กำลังอัดประลัยของคอนกรีต (350 ksc)
 b = ความกว้างของหน้าตัด
 d = ความยาวของหน้าตัด

1.4 ความเสียหายของอาคาร

ความเสียหายของอาคารเนื่องจากงานชุดข้างเคียงสามารถสังเกตเห็นได้ดังนี้

1.4.1 ด้านโครงสร้าง

รูปที่ 1-3 แสดงความเสียหายของโครงสร้างซึ่งมีรายละเอียดดังนี้

คาน: ความเสียหายเกือบทั้งหมดเกิดขึ้นที่จุดต่อระหว่างคานกับเสา โดยรอยแตกร้าวอยู่ที่โครงสร้างบริเวณที่ใกล้กับงานชุด ความเสียหายคาดว่าน่าจะเกิดจากโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนที่มากเกินไปเนื่องจากการทรุดตัวไม่เท่ากัน

เสา: ไม่มีรอยแตกร้าวที่เสาอาจจะเนื่องจากเสามีขนาดใหญ่และสามารถรับแรงที่เกิดขึ้นเพิ่มเติมได้ โดยคาดว่าสภาวะวิกฤติน่าจะเกิดจากโมเมนต์ดัดและไม่น่าจะมีปัญหาเกี่ยวกับแรงเฉือนและแรงตามแนวแกน ในการดำเนินการวิเคราะห์ความสามารถในการรับแรงของเสาจะพิจารณาทั้งแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดเหมือนกับเสาที่รับแรงเยื้องศูนย์

พื้นชั้นล่าง: พื้นชั้นล่างออกแบบเป็น slab on pile ฉะนั้นความเสียหายจะเนื่องมาจากการเคลื่อนตัวของเสาเข็มข้างล่างเป็นหลัก พื้นชั้นล่างมีความแข็งแรงมากจนทำให้เกิดช่องว่างระหว่างหัวเสาเข็มและพื้น เหตุการณ์เหล่านี้อาจทำให้เกิดความเสียหายเล็กน้อยในสภาพปัจจุบัน แต่หากพื้นอยู่ภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานความเสียหายอาจมากเพราะมีช่องว่างที่อนุญาตให้พื้นเกิดการแอ่นตัวซึ่งทำให้เกิดโมเมนต์ดัดเพิ่มเติม และคาดว่ารอยแตกจะเป็นแนวยาวขนานกับงานชุด

พื้นชั้น 2: พื้นชั้น 2 เป็น slab on beam ทำให้ความเสียหายของผนังขึ้นอยู่กับเคลื่อนตัวของคานชั้น 2 โดยทั่วไปรอยแตกจะเกิดขึ้นในพื้นที่ชัดเจนกว่าในคานเพราะพื้นเป็นโครงสร้างที่บางกว่า รอยแตกที่สังเกตเห็นเป็นแนวยาวตามงานชุด



รูปที่ 1-3 ความเสียหายต่อโครงสร้าง

1.4.2 ด้านฐานราก

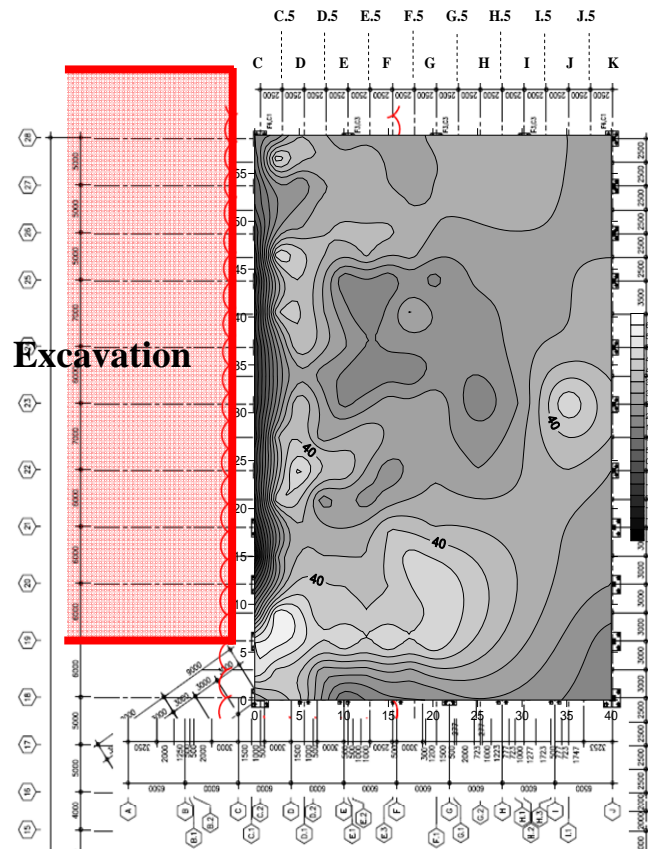
ความเสียหายต่อฐานรากส่วนใหญ่ (เช่น ความเสียหายต่อเสาเข็มและ pile cap) ไม่สามารถสังเกตเห็นได้ในสภาวะปัจจุบันเนื่องจากมีโครงสร้างทับอยู่ ความเสียหายเหล่านี้จะเห็นได้เมื่อได้เอาบางส่วนของพื้นชั้นล่างออกและมีการทดสอบในสนามตามที่อธิบายในบทที่ 3 อย่างไรก็ตามได้สังเกตเห็นว่าเกิดปัญหาที่จุดสัมผัสต่อระหว่างเสาเข็มและพื้นชั้นล่างที่ 1 ตำแหน่งโดยเกิดช่องว่างระหว่างหัวเสาเข็มและพื้นชั้นล่างดังแสดงในรูปที่ 1-4



รูปที่ 1-4 ปัญหาที่เกิดขึ้นที่จุดสัมผัสระหว่างหัวเสาเข็มและพื้นชั้นล่าง

1.5 การทรุดตัวของพื้นชั้นล่าง

การสังเกตการทรุดตัวของพื้นชั้นล่างเบื้องต้นได้ดำเนินการโดยอุปกรณ์วัดระดับและแสดงผลเป็นเส้นระดับในรูปที่ 1-5 ค่าของเส้นระดับในรูปที่ 1-5 แสดงค่าระดับของพื้นอ้างอิงกับค่า benchmark (+ แสดงว่าอยู่สูงกว่า benchmark และ - แสดงว่าอยู่ใต้ benchmark) การแปลผลอาจมีความไม่แน่นอนเนื่องจากการควบคุมระดับพื้นระหว่างการเทปูน อย่างไรก็ตามจะสังเกตเห็นได้ว่าพื้นมีการทรุดตัวไปทางด้านที่มีงานขุดโดยมีค่าการทรุดตัวมากที่สุดเท่ากับ 35 มม. และการทรุดตัวกระจายไปเป็นระยะ 2.5 ม. จากงานขุด (ขนาดอาจมีความไม่แน่นอนดังอธิบายในหัวข้อ 3.4.2) แบบแผนของการทรุดตัวของพื้นชั้นล่างจะเป็นประโยชน์ในการแปลงผลการวิเคราะห์แบบ 2 มิติเป็นข้อมูล 3 มิติ (หัวข้อ 2.5)



รูปที่ 1-5 การทรุดตัวของพื้นชั้นล่าง (หน่วยเป็น มม)

บทที่ 2 การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของงานขุด

2.1 แผนการทดลอง

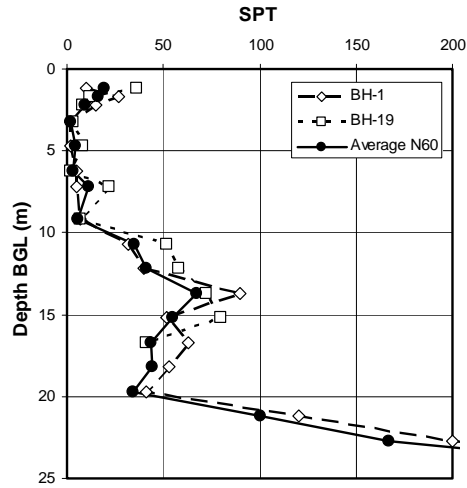
งานวิจัยส่วนนี้ได้ดำเนินการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของงานขุดเพื่อศึกษาผลกระทบของงานขุดที่มีต่ออาคารข้างเคียง การวิเคราะห์ทำแบบ 2 มิติ ดังนั้นผลการวิเคราะห์จะใกล้เคียงกับพฤติกรรมของหน้าตัดที่อยู่ตรงกลางของงานขุด จากนั้นได้ประมาณผล 2 มิตินี้เป็น 3 มิติตามที่อธิบายในหัวข้อ 2.5 การวิเคราะห์งานขุดนี้พิจารณาเฉพาะโครงสร้างที่เกี่ยวข้อง คือ เสาเข็มพืด, ค้ำยันงานขุด, และเสาเข็มของอาคาร ความแข็งแรงของโครงสร้างอาคารไม่ได้พิจารณาในการวิเคราะห์งานขุดนี้ ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของงานขุดจะให้ข้อมูล: (i) การเคลื่อนตัวของหัวเสาเข็มซึ่งจะใช้เป็นข้อมูลสถานะขอบเขตสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารในบทที่ 4 และ (ii) โมเมนต์ตัดและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาเข็มเพื่อพิจารณาความเสียหายของเสาเข็ม

2.2 ลักษณะชั้นดิน

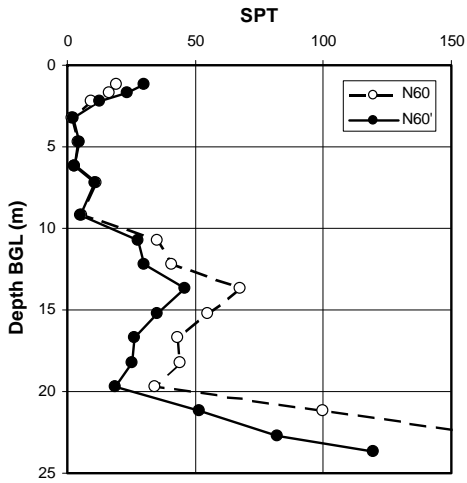
คุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินวิเคราะห์มาจากผลการทดสอบ SPT ระหว่างการเจาะสำรวจดิน 2 หลุม คือ (i) BH-1 อยู่ในพื้นที่งานขุด และ (ii) BH-19 อยู่ในพื้นที่อาคาร โดยมีสมมุติฐานในการวิเคราะห์คุณสมบัติของดินดังนี้

- ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ 1.0 ม BGL
- ผลการทดสอบ SPT ในสนามสมมุติว่ามีพลังงานประสิทธิผลเท่ากับ 50% (ธีรชัย และคณะ, 2553)
- ปรับแก้ผลการทดสอบ SPT ไปที่ N_{60} (พลังงานประสิทธิผล 60%)
- ปรับแก้ความเค้นกกดทับของดินตาม Skempton (1986)
- ใช้ความสัมพันธ์ระหว่าง SPT และ friction angle (ϕ') ตาม Peck et al. (1974)
- ใช้ความสัมพันธ์ระหว่าง SPT และ Young's modulus (E) ตาม Kulhawy & Mayne (1990)

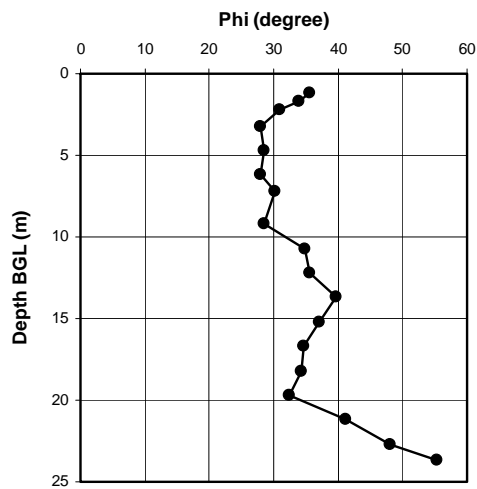
ผลการทดสอบ SPT ในสนามได้แสดงในรูปที่ 2-1 พร้อมทั้งค่าเฉลี่ยของ SPT N_{60} ซึ่งจะใช้เป็นตัวแทนในการวิเคราะห์คุณสมบัติของดินต่อไป รูปที่ 2-2 แสดงค่า SPT N_{60}' (ปรับแก้ความเค้นกกดทับ) รูปที่ 2-3 และ 2-4 แสดงผลการวิเคราะห์ค่า internal friction angle (ϕ') และ Young's modulus (E) ตามลำดับ



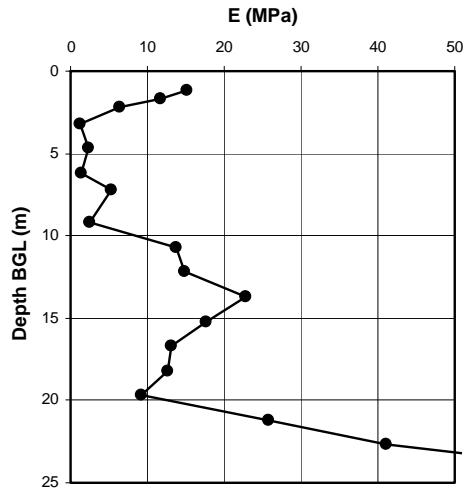
รูปที่ 2-1 ผลการทดสอบ SPT ในสนามและค่า N_{60}



รูปที่ 2-2 ค่า SPT N_{60}' (ปรับแก้ความเค้นกดทับ)



รูปที่ 2-3 ผลการวิเคราะห์ค่า friction angle



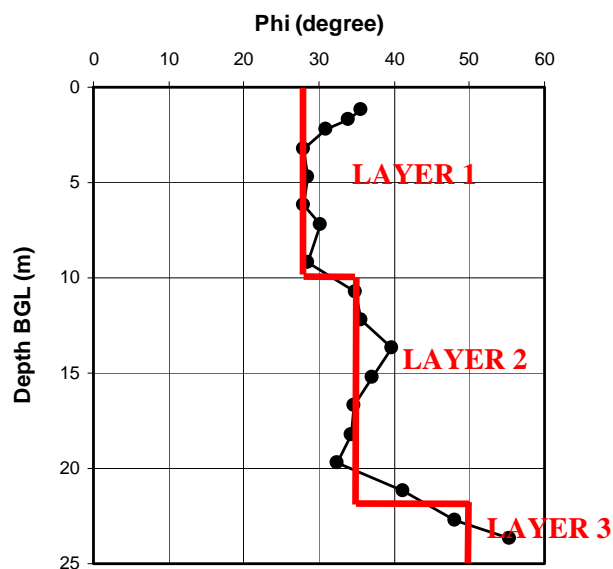
รูปที่ 2-4 ผลการวิเคราะห์ค่า Young's modulus

2.3 คุณสมบัติของวัสดุ

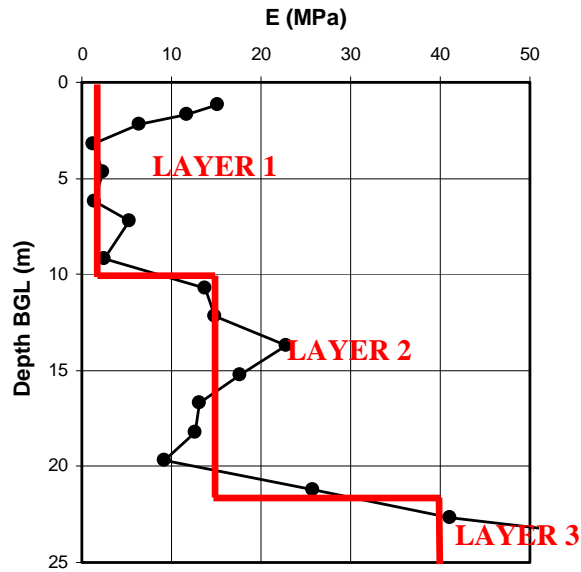
คุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์เป็นดังนี้

2.3.1 คุณสมบัติของดิน

ชั้นดินจนถึงความลึก 30 ม สามารถแบ่งเป็น 3 ชั้นตามผลการเจาะสำรวจดิน ส่วนที่ลึกกว่า 30 ม สมมุติว่าเป็นชั้นหินแข็ง รูปที่ 2-5 และ 2-6 แสดงการแบ่งค่า friction angle และ Young's modulus คุณสมบัติของดินแต่ละชั้นได้แสดงในตารางที่ 2-1 คุณสมบัติของดินสมมุติว่าเหมือนกับ Layer 2



รูปที่ 2-5 Friction angle



รูปที่ 2-6 Young's modulus

ตารางที่ 2-1 คุณสมบัติของดิน

คุณสมบัติ	Layer 1	Layer 2	Layer 3
แบบจำลองดิน	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
พฤติกรรมการระบายน้ำ	Drained	Drained	Drained
ความลึก (ม BGL)	0-10	10-22	22-30
Cohesion, c' (kPa)	1	1	1
Friction angle, ϕ' ($^{\circ}$)	28	35	50
Dilation angle, ψ ($^{\circ}$)*	0	7	22
Young's modulus, E' (MPa)	2	15	40
Poisson's ratio, ν	0.2	0.2	0.2
Unsat. unit weight, γ_{unsat} (kN/m ³)	20.5	20.5	20.5
Sat. unit weight, γ_{sat} (kN/m ³)	22.5	22.5	22.5
Permeability, $k_x = k_y$ (m/day)	1×10^{-4}	1×10^{-4}	1×10^{-4}

* สมมุติ $\psi = \phi' - \phi'_{crit}$ และ $\phi'_{crit} = \phi'$ สำหรับ Layer 1

2.3.2 กำแพงเข็มพืด

คุณสมบัติของกำแพงเข็มพืดแสดงในตารางที่ 2-2

ตารางที่ 2-2 คุณสมบัติของเสาเข็มพืด (Nippon Steel Corporation)

แบบจำลอง	Elastic
ชนิด	FSP-IV
Section modulus, Z_x (cm ³ /m)	2270
Cross-sectional area, A_w (cm ² /m)	242.5
Young's modulus of steel, E_s (GPa)	200
Moment of inertia, I (cm ⁴ /m)	38600

2.3.3 Wale และ strut

Wale และ strut มีพื้นที่หน้าตัดเท่ากันและมีคุณสมบัติตามตารางที่ 2-3

ตารางที่ 2-3 คุณสมบัติของ wale และ strut (Dosan Heavy Industries and Construction, 2009)

แบบจำลอง	Elastic
ชนิด	YH 350 X 350
Cross-sectional area, A (cm ²)	154.9
Section-modulus, Z_x (cm ³)	2000
Young's modulus of steel, E_s (GPa)	200
ระยะห่างระหว่าง strut (m)	6.0
ความยาวของ strut (m)	23

2.3.4 Base slab

คุณสมบัติของ base slab แสดงในตารางที่ 2-4

ตารางที่ 2-4 คุณสมบัติของ base slab

แบบจำลอง	Elastic
ชนิด	คอนกรีต
ความหนา (cm)	20
Young's modulus ของ concrete, E_c (GPa)	30
ความยาว (m)	23

2.3.5 เสาเข็ม

เสาเข็มเป็นแบบคอนกรีตอัดแรงมีพื้นที่หน้าตัด 30×30 ซม² และมีความยาว 12 ม โดยมีคุณสมบัติดังแสดงในตารางที่ 2-5

ตารางที่ 2-5 คุณสมบัติของเสาเข็ม

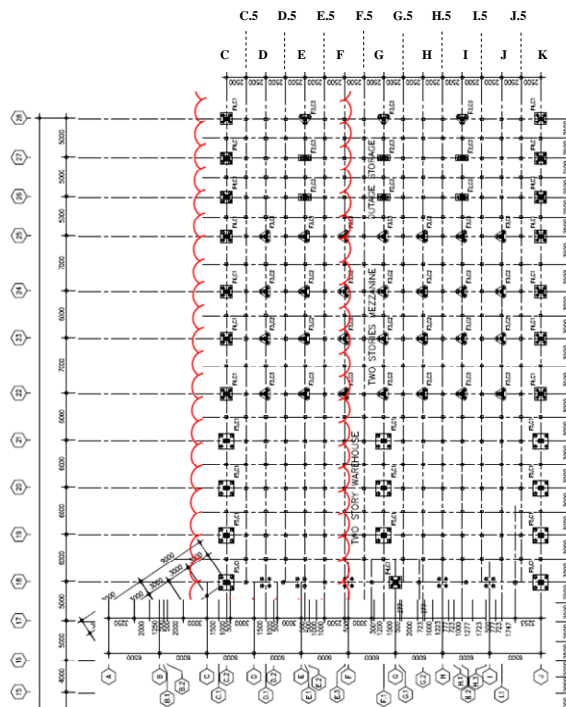
พื้นที่หน้าตัด, A (cm^2)	900
Moment of inertia, I (m^4)	6.75×10^{-4}
Young's modulus ของ concrete, E_c (GPa)	30

ในการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ จะต้องมีการปรับคุณสมบัติของเสาเข็มใน 3 มิติให้เทียบเท่ากับกรณี 2 มิติ โดยการเฉลี่ยคุณสมบัติของเสาเข็มเป็นต่อความยาว 1 ม สำหรับแต่ละเส้นกริด (ดูรูปที่ 2-7) ตารางที่ 2-6 แสดงจำนวนเสาเข็มในแต่ละเส้นกริดซึ่งสามารถแบ่งเป็น 3 กลุ่มและสามารถคำนวณคุณสมบัติได้ตามสมการที่ (2-1) ถึง (2-3) คุณสมบัติของเสาเข็มแต่ละกลุ่มแสดงในตารางที่ 2-7

$$EA = (30 \times 10^9 \text{ N/m}^2)(0.09 \text{ m}^2) \left(\frac{X \text{ piles}}{53 \text{ m}} \right) \quad (2-1)$$

$$EI = (30 \times 10^9 \text{ N/m}^2)(6.75 \times 10^{-4} \text{ m}^4) \left(\frac{X \text{ piles}}{53 \text{ m}} \right) \quad (2-2)$$

$$W = (2160 \text{ N/m}) \left(\frac{X \text{ piles}}{53 \text{ m}} \right) \quad (2-3)$$



รูปที่ 2-7 การวางตำแหน่งของเสาเข็ม

ตารางที่ 2-6 จำนวนเสาเข็มในแต่ละเส้นกริด

เส้นกริด	จำนวนเสาเข็ม/ความยาว 53 ม	กลุ่ม
C	23 (2 แถว)	Pile I
C.5	19	Pile II
D	14 (2 แถว)	Pile III
D.5	19	Pile II
E	14 (2 แถว)	Pile III
E.5	19	Pile II
F	14 (2 แถว)	Pile III
F.5	19	Pile II
G	18 (2 แถว)	Pile II
G.5	19	Pile II
H	14 (2 แถว)	Pile III
H.5	19	Pile II
I	14 (2 แถว)	Pile III
I.5	19	Pile II
J	14 (2 แถว)	Pile III
J.5	19	Pile II
K	23 (2 แถว)	Pile I

ตารางที่ 2-7 คุณสมบัติของเสาเข็มแต่ละกลุ่ม

คุณสมบัติ	Pile I	Pile II	Pile III
แบบจำลอง	Elastic	Elastic	Elastic
EA (kN/m)	9.1×10^5	8.0×10^5	5.9×10^5
EI (kN-m ² /m)	7300	5900	4400
น้ำหนัก, W (kN/m/m)	1.0	0.8	0.6

2.4 ลำดับขั้นตอนการก่อสร้าง

ลำดับขั้นตอนการก่อสร้างแบ่งเป็น 10 ขั้นตอนดังแสดงในตารางที่ 2-8 strut ถูก pre-load เท่ากับ 40% ของค่าแรงปฏิกิริยาที่คำนวณได้คือ 70 kN/m หรือ 400 kN/strut ในทุกลำดับขั้นตอนจะสูบน้ำออกเพื่อทำให้ระดับน้ำใต้ดินในงานชุดอยู่ที่ระดับงานชุดเพื่อทำให้พื้นที่งานชุดแห้ง โดยระดับน้ำใต้ดินภายนอกงานชุดอยู่ที่ 1 ม BGL

ตารางที่ 2-8 ลำดับขั้นตอนการก่อสร้าง

ลำดับขั้นตอน	รายละเอียด
Excavation 1	ขุดถึง -2.0 m BGL
Excavation 2	ขุดถึง -5.5 m BGL
Excavation 3	ขุดถึง -9.0 m BGL
Excavation 4	ขุดถึง -12.0 m BGL
Excavation 5	ขุดถึง -15.3 m BGL
Backfill 5	ถมกลับถึง -11.7 m BGL
Backfill 4	ถมกลับถึง -8.7 m BGL
Backfill 3	ถมกลับถึง -5.2 m BGL
Backfill 2	ถมกลับถึง -1.7 m BGL
Backfill 1	ถมกลับถึงระดับผิวดิน

2.5 สมมุติฐานในการวิเคราะห์แบบ 3-D

รูปที่ 2-8 แสดงแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์โดยในการวิเคราะห์ได้สมมุติเป็น 2 มิติซึ่งหมายความว่าผลการวิเคราะห์เป็นตัวแทนของระนาบที่อยู่กึ่งกลางของงานขุด การแปลผลจาก 2 มิติเป็น 3 มิติ ได้ดำเนินการโดยมีพื้นฐานจากพฤติกรรมการทรุดตัวของพื้นที่ชั้นล่างที่ได้สำรวจพบ (หัวข้อ 1.5) โดยที่การทรุดตัวของพื้นที่ชั้นล่างได้แสดงอีกครั้งในรูปที่ 2-9 ซึ่งจะเห็นว่าพฤติกรรมที่ส่วนกลางของพื้นมีลักษณะสม่ำเสมอและสามารถพิจารณาเป็น 2 มิติและผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์น่าจะแสดงพฤติกรรมของส่วนนี้ สมมุติฐานที่ใช้เพิ่มเติมคือขอบบนสุดและล่างสุดของงานขุดควรจะมีการเคลื่อนตัวเป็นครั้งหนึ่งของผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2-D และการเคลื่อนตัวที่ตำแหน่งอื่นๆได้จากการเทียบตามสัดส่วน โดยที่ตำแหน่งของขอบบนสุดของงานขุดอยู่ห่างจากขอบเขตบนสุดของพฤติกรรม 2 มิติ เป็นระยะทาง 21 ม (ด้าน B) ส่วนขอบล่างสุดของงานขุดอยู่ห่างจากขอบเขตล่างสุดของพฤติกรรม 2 มิติ เป็นระยะทาง 12 ม (ด้าน A) ดังนั้นผลการวิเคราะห์ที่ตำแหน่งใดๆของพื้นที่ชั้นล่างสามารถคำนวณได้ดังสมการที่ (2-4) และ (2-5)

$$\text{ด้าน A} \quad X = X_{2-D} - \left(\frac{A}{12}\right) \left(\frac{X_{2-D}}{2}\right) \quad (2-4)$$

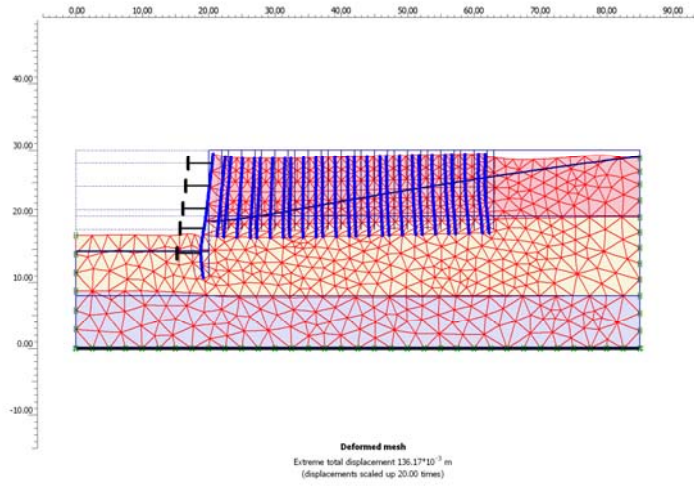
$$\text{ด้าน B} \quad X = X_{2-D} - \left(\frac{B}{21}\right) \left(\frac{X_{2-D}}{2}\right) \quad (2-5)$$

โดยที่ X = ปริมาณที่สนใจใน 3 มิติ

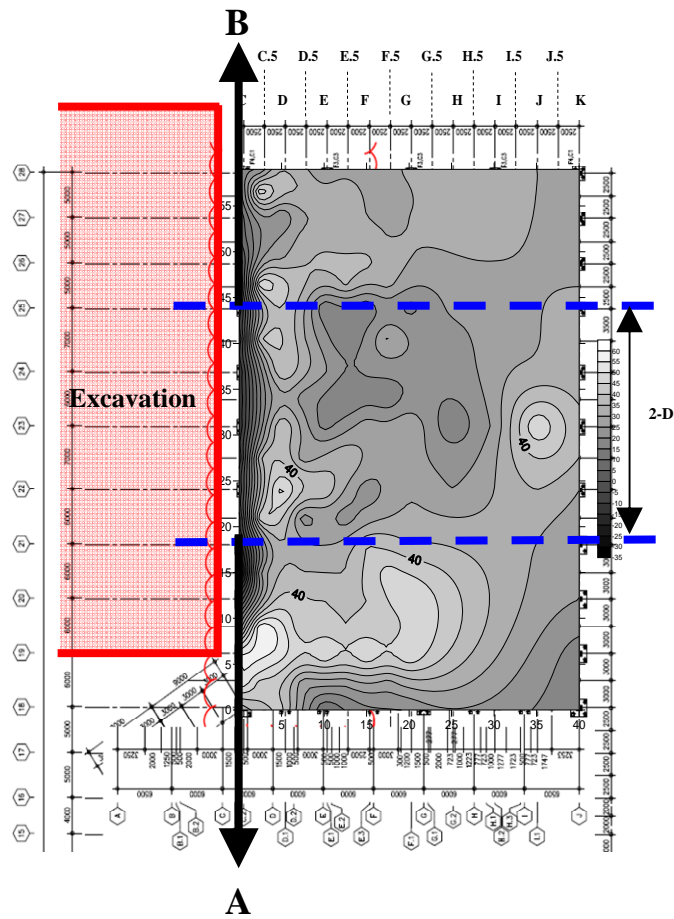
X_{2-D} = ผลการวิเคราะห์จากแบบจำลอง 2 มิติ

A = ระยะทางตามแกน A

B = ระยะทางตามแกน B



รูปที่ 2-8 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 2 มิติ

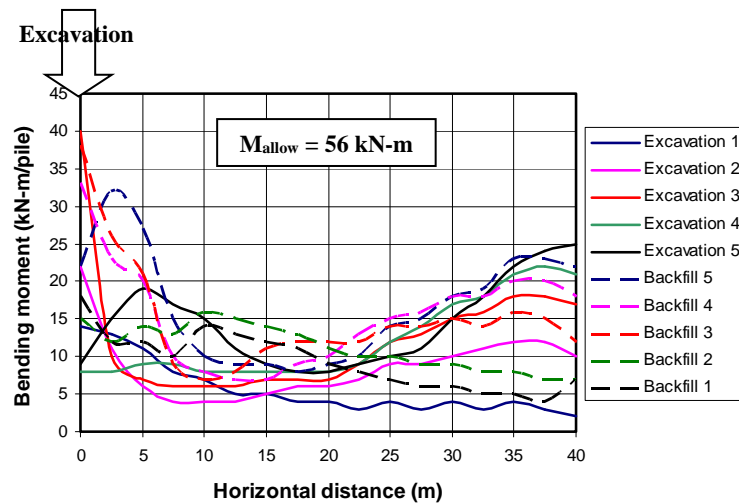


รูปที่ 2-9 การทรุดตัวของพื้นชั้นล่าง (สมมุติฐาน 3 มิติ)

2.6 ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์

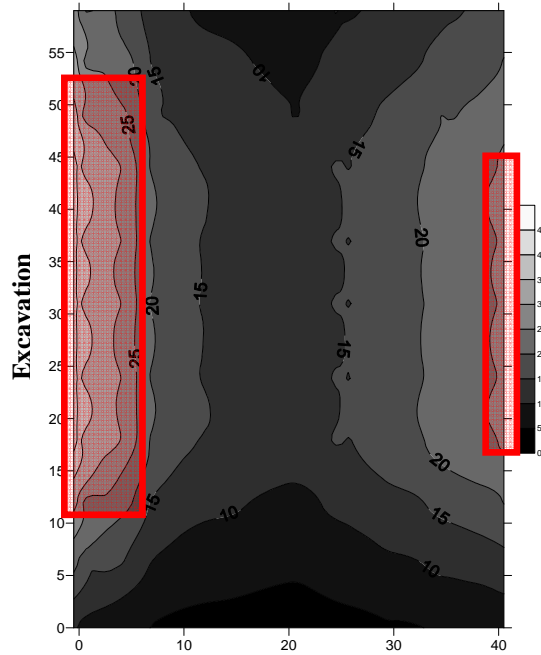
2.6.1 โมเมนต์ดัดในเสาเข็ม

รูปที่ 2-10 แสดงผลการวิเคราะห์โมเมนต์ดัดมากที่สุดที่เกิดขึ้นในเสาเข็มในแต่ละลำดับขั้นตอนการก่อสร้าง จะเห็นว่าลำดับขั้นตอนการก่อสร้างที่วิกฤติคือเมื่องานขุดมีความลึก ส่วนตำแหน่งวิกฤติคือตำแหน่งที่ใกล้และไกลจากงานขุดมาก ส่วนเสาเข็มที่อยู่บริเวณกึ่งกลางของพื้นได้รับโมเมนต์ดัดน้อยกว่า อย่างไรก็ตาม โมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นกับเสาเข็มทุกต้นยังคงไม่เกินค่าโมเมนต์ดัดที่อนุญาตของเสาเข็ม (56 kN-m) ดังนั้นจึงคาดว่าเสาเข็มไม่ควรเกิดความเสียหายเนื่องจากโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นเนื่องจากงานขุด



รูปที่ 2-10 โมเมนต์ดัดมากสุดในเสาเข็มในแต่ละลำดับขั้นตอนการก่อสร้าง

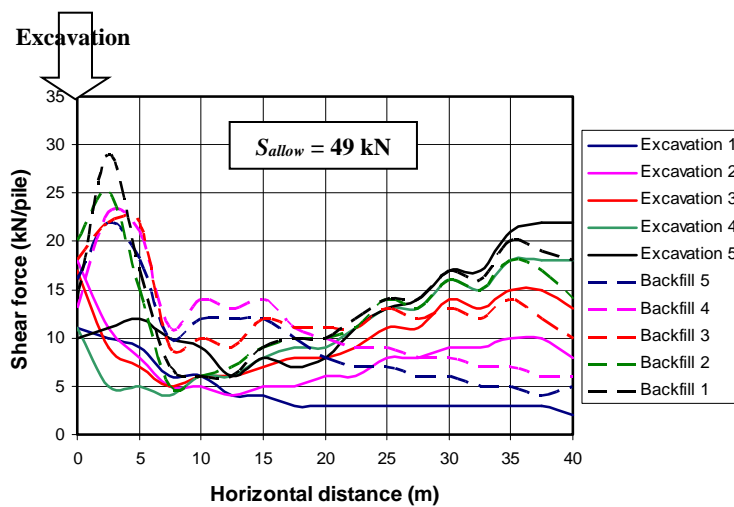
รูปที่ 2-11 แสดงโมเมนต์ดัดมากที่สุดที่เกิดขึ้นในทุกลำดับขั้นตอนการก่อสร้าง พื้นที่ที่เน้นคือพื้นที่วิกฤติ และเสาเข็มในพื้นที่เหล่านี้จะต้องถูกทำการทดสอบ (ดูบทที่ 3)



รูปที่ 2-11 เส้นระดับแสดงโมเมนต์ดัด (หน่วยเป็น kN-m)

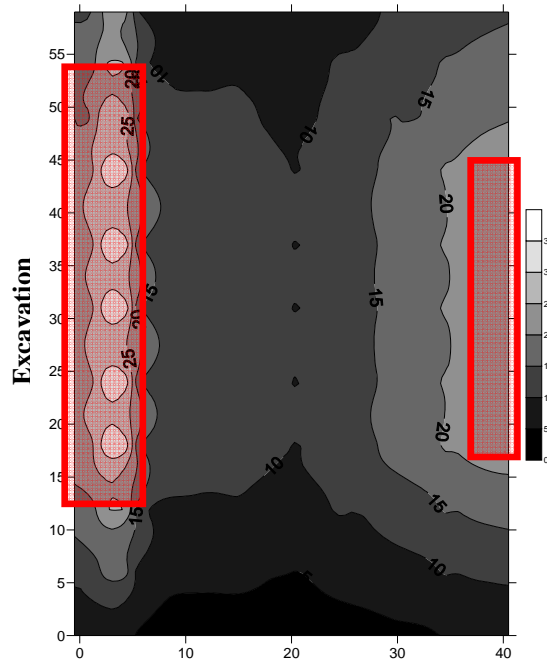
2.6.2 แรงเฉือนในเสาเข็ม

รูปที่ 2-12 แสดงผลการวิเคราะห์แรงเฉือนมากสุดที่เกิดขึ้นในเสาเข็มในแต่ละลำดับขั้นตอนการก่อสร้าง จะเห็นว่าลำดับขั้นตอนการก่อสร้างที่วิกฤติคือเมื่องานขุดมีความลึก ส่วนตำแหน่งวิกฤติคือตำแหน่งที่ใกล้และไกลจากงานขุดมาก ส่วนเสาเข็มที่อยู่บริเวณกึ่งกลางของพื้นที่ได้รับแรงเฉือนน้อยกว่า อย่างไรก็ตามแรงเฉือนที่เกิดขึ้นกับเสาเข็มทุกต้นยังคงไม่เกินค่าแรงเฉือนที่อนุญาตของเสาเข็ม (49 kN-m) ดังนั้นจึงคาดว่าเสาเข็มไม่ควรเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนที่เกิดเนื่องจากการขุด



รูปที่ 2-12 แรงเฉือนมากสุดในเสาเข็มในแต่ละลำดับขั้นตอนการก่อสร้าง

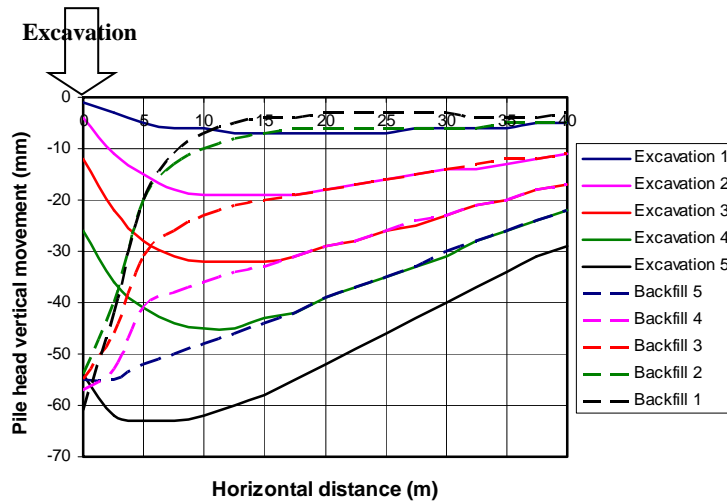
รูปที่ 2-13 แสดงแรงเฉือนมากที่สุดที่เกิดขึ้นในทุกลำดับขั้นตอนการก่อสร้าง พื้นที่ที่เน้นคือพื้นที่วิกฤติ และเสาเข็มในพื้นที่เหล่านี้ตรงกับพื้นที่วิกฤติสำหรับโมเมนต์ดัด



รูปที่ 2-13 เส้นระดับแสดงแรงเฉือน (หน่วยเป็น kN)

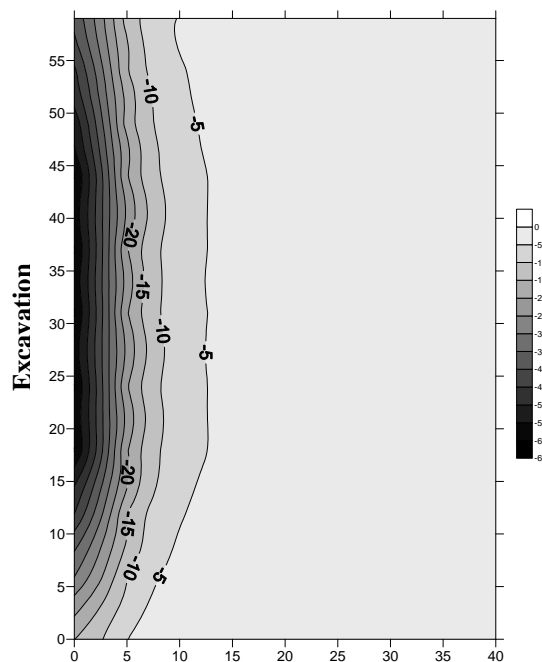
2.6.3 การเคลื่อนตัวในแนวตั้งของหัวเสาเข็ม

รูปที่ 2-14 แสดงผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวในแนวตั้งของหัวเสาเข็มในแต่ละลำดับขั้นตอนการก่อสร้าง จะเห็นว่าการเคลื่อนตัวในแนวตั้งของหัวเสาเข็มมีค่ามากที่สุดอยู่ใกล้ด้านที่ทำงานขุด ระหว่างการถมกลับการเคลื่อนตัวในแนวตั้งของหัวเสาเข็มมากที่สุดเกิดขึ้นที่ขอบของพื้นด้านงานขุด เมื่อการถมกลับเสร็จสิ้นหัวเสาเข็มจะกลับคืนสู่ระดับเดิม (โดยประมาณ) ยกเว้นที่ระยะห่าง 0-3 ม จากงานขุดซึ่งเกิดการเคลื่อนตัวในแนวตั้งของหัวเสาเข็มอย่างถาวรในปริมาณมาก



รูปที่ 2-14 การเคลื่อนตัวในแนวตั้งของหัวเสาเข็มในแต่ละลำดับขั้นตอนการก่อสร้าง

รูปที่ 2-15 แสดงเส้นระดับของการเคลื่อนตัวในแนวตั้งของหัวเสาเข็มในขั้นตอนการก่อสร้าง Backfill 1 (ถมกลับถึงระดับผิวดิน) จะเห็นว่าหัวเสาเข็มจะกลับคืนสู่ระดับเดิม (โดยประมาณ) ยกเว้นที่ระยะ 0-3 ม จากงานขุด (ในบริเวณ 2 เมตร) ซึ่งเกิดการเคลื่อนตัวในแนวตั้งของหัวเสาเข็มอย่างถาวรในปริมาณมาก



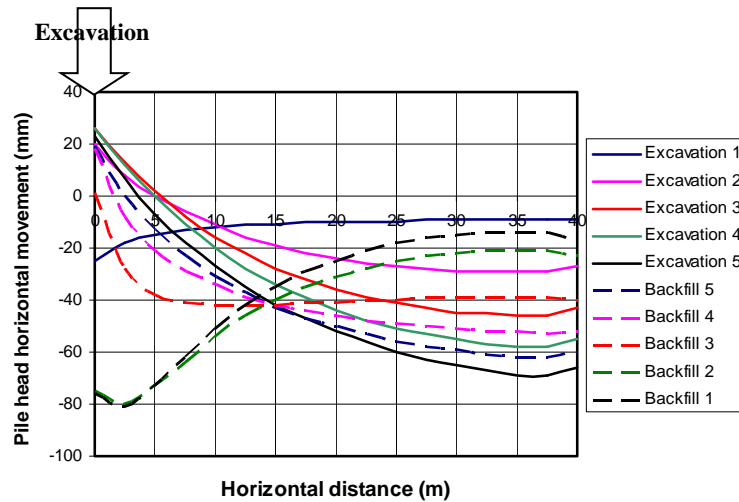
รูปที่ 2-15 การเคลื่อนตัวในแนวตั้งของหัวเสาเข็มในขั้นตอนงานขุด Backfill 1 (หน่วยเป็น มม)

2.6.4 การเคลื่อนตัวในแนวนอนของหัวเสาเข็ม

รูปที่ 2-16 แสดงผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวในแนวนอนของหัวเสาเข็มในแต่ละลำดับขั้นตอนการก่อสร้าง จะเห็นว่าการเคลื่อนตัวในแนวนอนของหัวเสาเข็มมีค่ามากที่ด้านขวาของพื้นที่ ระหว่างการถมกลับ

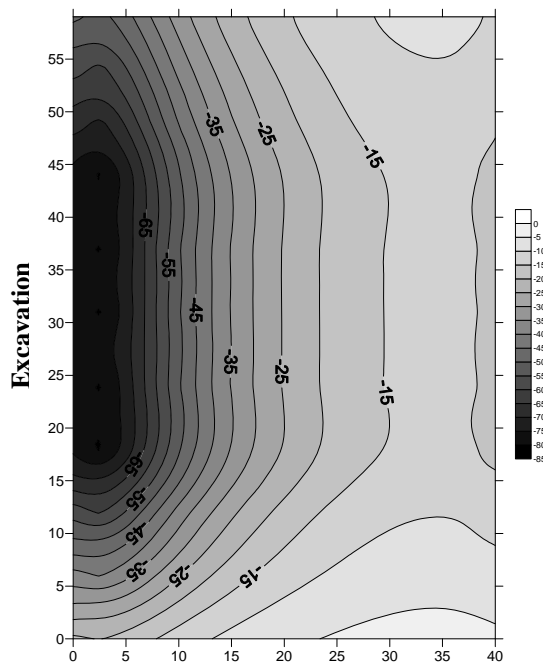
การเคลื่อนตัวในแนวนอนของหัวเสาเข็มมากที่สุดเกิดขึ้นที่ขอบของพื้นด้านงานขุด เมื่อการถมกลับเสร็จสิ้นหัวเสาเข็มจะกลับคืนสู่ตำแหน่งเดิม (โดยประมาณ) ยกเว้นด้านครึ่งซ้ายของพื้น

การเคลื่อนตัวในแนวนอนของหัวเสาเข็มอย่างมากระหว่างงานขุดสามารถทำให้เกิดโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนต่อเสาเข็ม การเกิดการเคลื่อนตัวในแนวนอนของหัวเสาเข็มอย่างมากที่ด้านขวาของพื้นอาจเป็นเหตุผลในหัวข้อก่อนหน้าที่พบพื้นที่วิกฤติเล็กๆสำหรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนที่ด้านขวาของพื้น



รูปที่ 2-16 การเคลื่อนตัวในแนวนอนของหัวเสาเข็มในแต่ละลำดับขั้นตอนการก่อสร้าง

รูปที่ 2-17 แสดงเส้นระดับของการเคลื่อนตัวในแนวนอนของหัวเสาเข็มที่ขั้นตอนการก่อสร้าง Backfill 1 (ถมกลับถึงระดับผิวดิน) จะเห็นว่าหัวเสาเข็มจะกลับคืนสู่ตำแหน่งเดิม (โดยประมาณ) ยกเว้นที่ระยะครึ่งซ้ายของพื้น (ในบริเวณ 2 เมตร)



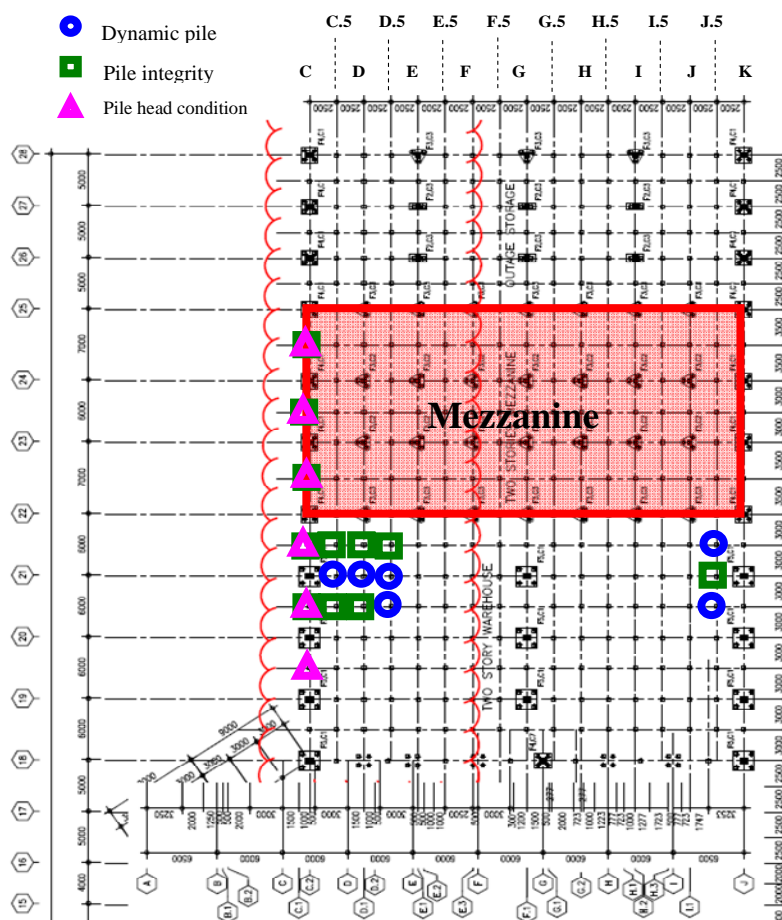
รูปที่ 2-17 การเคลื่อนตัวในแนวนอนของหัวเสาเข็มที่ขั้นตอนการก่อสร้าง Backfill 1 (หน่วยเป็น มม)

2.7 บทสรุป

ได้ดำเนินการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของงานชุดเพื่อศึกษาผลกระทบของงานชุดต่ออาคารข้างเคียง ผลการวิเคราะห์ให้ข้อมูล 2 อย่าง คือ (i) ให้โมเมนต์ดัดและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาเข็ม และ (ii) ให้การเคลื่อนตัวในแนวตั้งและแนวนอนของหัวเสาเข็ม ผลลัพธ์ของโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนมากที่สุดที่เกิดขึ้นในเสาเข็มแสดงว่าเสาเข็มไม่ควรเสียหายเนื่องจากงานชุดเนื่องจากโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยกว่าค่าที่อนุญาตของเสาเข็ม นอกจากนี้ผลการวิเคราะห์ยังแสดงพื้นที่วิกฤติที่เสาเข็มในบริเวณนี้ได้รับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนขนาดใหญ่ เสาเข็มในบริเวณนี้จะถูกทำการทดสอบในสนามต่อไปดังอธิบายในบทที่ 3 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวในแนวตั้งและแนวนอนของหัวเสาเข็มจะถูกใช้เป็นข้อมูลสถานะขอบเขตสำหรับการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของโครงสร้างซึ่งอธิบายในบทที่ 4

บทที่ 3 การทดสอบในสนาม

ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของงานชุดในบทที่ 2 แสดงพื้นที่วิกฤติที่เสาเข็มในพื้นที่นี้จะได้รับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนขนาดใหญ่ ดังนั้นจึงได้ดำเนินการทดสอบในสนามในพื้นที่วิกฤติเหล่านี้ดังแสดงในรูปที่ 3-1 โดยการทดสอบในสนามประกอบด้วย (i) 6 dynamic pile load test, (ii) 8 pile integrity test, และ (iii) 6 pile head check ข้อจำกัดของการดำเนินการทดสอบในสนามคือ (i) ทำการทดสอบบริเวณที่มีชั้นลอย (mezzanine) ไม่ได้เนื่องจากมีที่ว่างในแนวดิ่งไม่เพียงพอสำหรับ dynamic pile load test, (ii) การทดสอบทำที่บริเวณส่วนบนของพื้นไม่ได้เนื่องจากงานตกแต่งของอาคารได้ดำเนินการเสร็จแล้ว, และ (iii) ต้องมีการเจาะพื้นให้น้อยที่สุด



รูปที่ 3-1 การทดสอบในสนาม

3.1 การทดสอบ dynamic pile load test

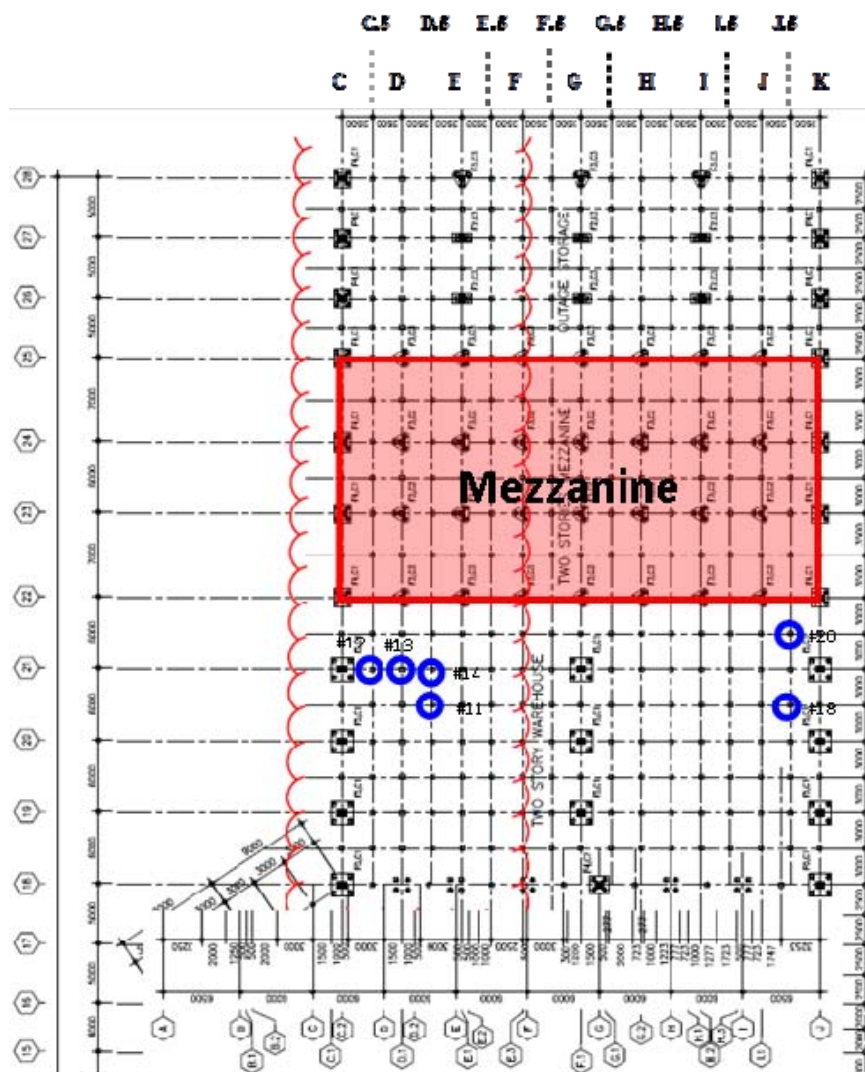
รูปที่ 3-2 แสดงตำแหน่งของเสาเข็มที่ทำการทดสอบ dynamic pile load test ตารางที่ 3-1 สรุปผลกำลังรับน้ำหนักประลัยของเสาเข็มที่ได้ ด้วยการออกแบบกำลังรับน้ำหนักที่อนุญาตที่ 30 ตัน พบว่าค่า Factor of Safety (FS) ของเสาเข็ม #12 ต่ำกว่าค่าทั่วไปที่ 2.5 (Das, 1999) ตำแหน่งของเสาเข็ม #12 อยู่

ใกล้กับงานชุดที่สุดจึงเป็นไปได้ว่างานชุดทำให้กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มลดลงเนื่องจากการทรุดตัวของเสาเข็ม (Leung et al., 2000) การทดสอบ dynamic pile load test ยังให้ข้อมูลเกี่ยวกับความสมบูรณ์ของเสาเข็ม โดยแสดงว่าเสาเข็ม #11 ถึง #20 มีสภาพสมบูรณ์

ตารางที่ 3-1 กำลังรับน้ำหนักประลัยของเสาเข็มจากการทดสอบ dynamic pile load test

เสาเข็ม	กำลังรับน้ำหนักประลัยของเสาเข็ม (ตัน)	FS*
#11	102	3.4
#12	70	2.3
#13	85	2.8
#14	98	3.3
#18	83	2.8
#20	101	3.4

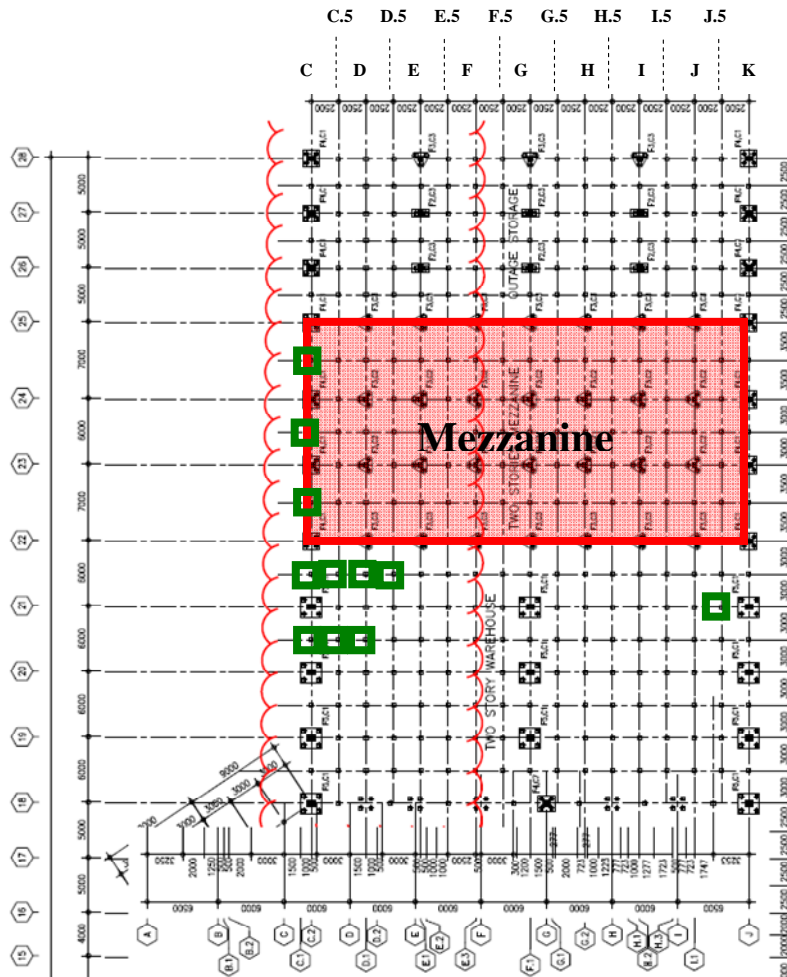
* กำลังรับน้ำหนักใช้งานคือ 30 ตัน



รูปที่ 3-2 ตำแหน่งการทดสอบ dynamic pile load test

3.2 การทดสอบความสมบูรณ์ของเสาเข็ม

รูปที่ 3-3 แสดงตำแหน่งของเสาเข็มที่ทำการทดสอบความสมบูรณ์ของเสาเข็ม (pile integrity test) การทดสอบสามารถบอกสภาพเสาเข็มว่ามีการแตกร้าว, ไม่ต่อเนื่อง, หรือหักหรือไม่ ผลการทดสอบแสดงว่าเสาเข็มทุกต้นที่ทดสอบ (ทั้งหมด 11 ต้น) มีสภาพสมบูรณ์



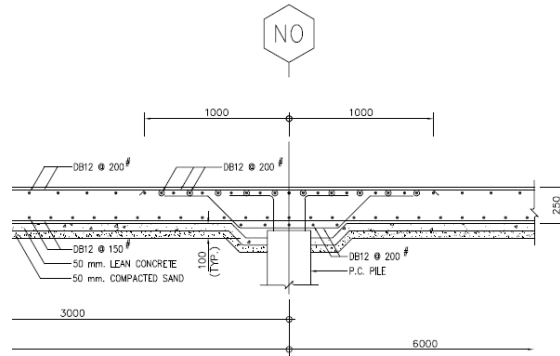
รูปที่ 3-3 ตำแหน่งการทดสอบความสมบูรณ์ของเสาเข็ม

3.3 การตรวจสอบสภาพของหัวเสาเข็ม

พื้นชั้นล่างรองรับด้วยเสาเข็มโดยตรงดังแสดงในรูปที่ 3-4 ในการก่อสร้างจริงพบว่าไม่มี dowel bar ระหว่างหัวเสาเข็มและพื้นชั้นล่าง ลักษณะเช่นนี้จะอนุญาตให้เกิดการแยกตัวออกจากกันระหว่างหัวเสาเข็มและพื้นชั้นล่างเมื่อเสาเข็มเกิดการทรุดตัวอย่างมากและพื้นชั้นล่างไม่ได้ทรุดตัวมากเนื่องจากความแข็งของพื้นนี้มาก (ดังอธิบายในหัวข้อ 1.4.2) การแยกตัวออกจากกันระหว่างหัวเสาเข็มและพื้นชั้นล่างจะทำให้พื้นชั้นล่างไม่ถูกเสาเข็มดึงลงซึ่งทำให้ความเสียหายของพื้นน้อยลง

ได้สำรวจการแยกตัวออกจากกันระหว่างหัวเสาเข็มและพื้นชั้นล่างในตำแหน่งดังแสดงในรูปที่ 3-5 และแสดงผลในตารางที่ 3-2 หากการแยกตัวออกจากกันระหว่างหัวเสาเข็มและพื้นชั้นล่างน้อยกว่า 50 มม. จะไม่

สามารถสังเกตเห็นได้เนื่องจากหัวเสาเข็มยังคงอยู่ในช่องว่างของ drop panel เสาเข็ม #1 เกิดการแยกตัวออกจากกันระหว่างหัวเสาเข็มและพื้นชั้นล่างอย่างมาก (ดูรูปที่ 1-3) โดยไม่ทราบสาเหตุที่แน่ชัด การแยกตัวออกจากกันระหว่างหัวเสาเข็มและพื้นชั้นล่างอาจจะไม่มีผลร้ายต่อพื้นชั้นล่างในสถานการณ์ปัจจุบันซึ่งพื้นยังไม่ได้รับน้ำหนักบรรทุก อย่างไรก็ตามช่องว่างนี้จะปิดลงเมื่อพื้นโก่งตัวเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกและทำให้เกิดความเสียหายต่อพื้นชั้นล่าง



รูปที่ 3-4 แบบของจุดรองรับระหว่างพื้นชั้นล่างและเสาเข็ม

ตารางที่ 3-2 ผลการตรวจสอบสภาพของหัวเสาเข็ม

ตำแหน่ง	การแยกตัวออกจากกันระหว่างหัวเสาเข็มและพื้นชั้นล่าง
#1 (ระหว่างเส้นกริด 19 & 20)	130 มม
#2 (ระหว่างเส้นกริด 20 & 21)	< 50 มม
#3 (ระหว่างเส้นกริด 21 & 22)	< 50 มม
#4 (ระหว่างเส้นกริด 22 & 23)	< 50 มม
#5 (ระหว่างเส้นกริด 23 & 24)	< 50 มม
#6 (ระหว่างเส้นกริด 24 & 25)	< 50 มม

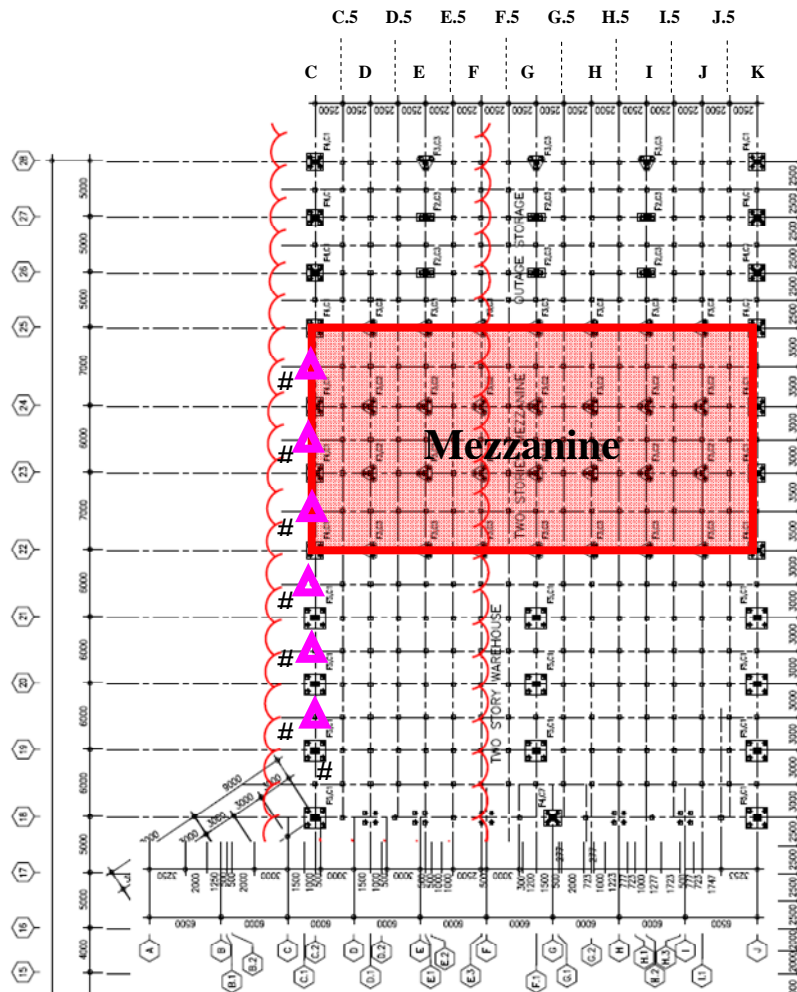
3.4 บทสรุป

ได้ดำเนินการทดสอบในสนามในพื้นที่วิกฤติของเสาเข็ม โดยมีข้อพิจารณา 2 อย่างเกี่ยวกับฐานรากเสาเข็ม คือ (i) กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม และ (ii) การทรุดตัวของเสาเข็ม ซึ่งอธิบายดังนี้

3.4.1 กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม

ผลการทดสอบความสมบูรณ์ของเสาเข็มแสดงว่าเสาเข็มทั้งหมดมีความสมบูรณ์ซึ่งตรงกับผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ในบทที่ 2 ผลการทดสอบ dynamic pile load test แสดงว่าเสาเข็มที่อยู่ใกล้กับงานชุดอาจมีกำลังรับน้ำหนักประลัยลดลงเนื่องจากการเคลื่อนตัวซึ่งเกิดจากงานชุด ค่า FS ของเสาเข็มที่อยู่ใกล้งานชุดมีค่าไม่มากพอ (โดยใช้กำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ใช้งานเท่ากับ 30 ตัน) อย่างไรก็ตามเสาเข็มเหล่านี้อยู่ที่ตำแหน่งขอบของอาคารทำให้น่าจะรับแรงน้อยกว่าต้นอื่น ดังนั้นจึงมีการพิจารณากำลังรับน้ำหนักของ

เสาเข็มโดยละเอียดโดยแบ่งเสาเข็มออกเป็น 2 กรณี คือ (i) เสาเข็มที่รองรับเสาอาคาร และ (ii) เสาเข็มที่รองรับพื้นชั้นล่าง



รูปที่ 3-5 ตำแหน่งการตรวจสอบสภาพของหัวเสาเข็ม

(a) เสาเข็มที่รองรับเสาอาคาร

เสาอาคารที่ตำแหน่งของขอบอาคารควรรับแรงน้อยกว่าตันอื่นดังนั้นค่า FS ที่แท้จริงภายใต้สภาวะใช้งานของเสาเข็มที่เส้นกริด 23 (ดูรูปที่ 3-6) ซึ่งพิจารณาว่าวิกฤติที่สุดได้ถูกคำนวณอย่างละเอียดดังแสดงในตารางที่ 3-2 จะเห็นว่าภายใต้สภาวะใช้งานเสาเข็มมีค่า FS มากกว่าค่าทั่วไปที่ 2.5

ตารางที่ 3-2 ค่า FS ที่แท้จริงของเสาเข็มที่รองรับเสาอาคารภายใต้สภาวะใช้งาน

ตัวแปร	เส้นกริด				
	C	D	E	F	G
น้ำหนักฐานราก (ตัน)*	86	103	103	103	103
จำนวนเสาเข็มที่รองรับ	4	3	3	3	3
น้ำหนักที่รองรับต่อเสาเข็ม (ตัน)**	22	30	30	30	30
กำลังรับน้ำหนักประลัยของเสาเข็ม (ตัน)***	70	85	98	98	98
Factor of Safety	3.3	2.8	3.3	3.3	3.3

* คำนวณจากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง

** ใช้ค่า 30 ตันเป็นค่าน้ำหนักที่รองรับต่อเสาเข็มมากที่สุด (ค่ามากที่สุดที่คำนวณได้จริงคือ 34 ตัน)

*** ข้อมูลจากตารางที่ 3-1

(b) เสาเข็มที่รองรับพื้นชั้นล่าง

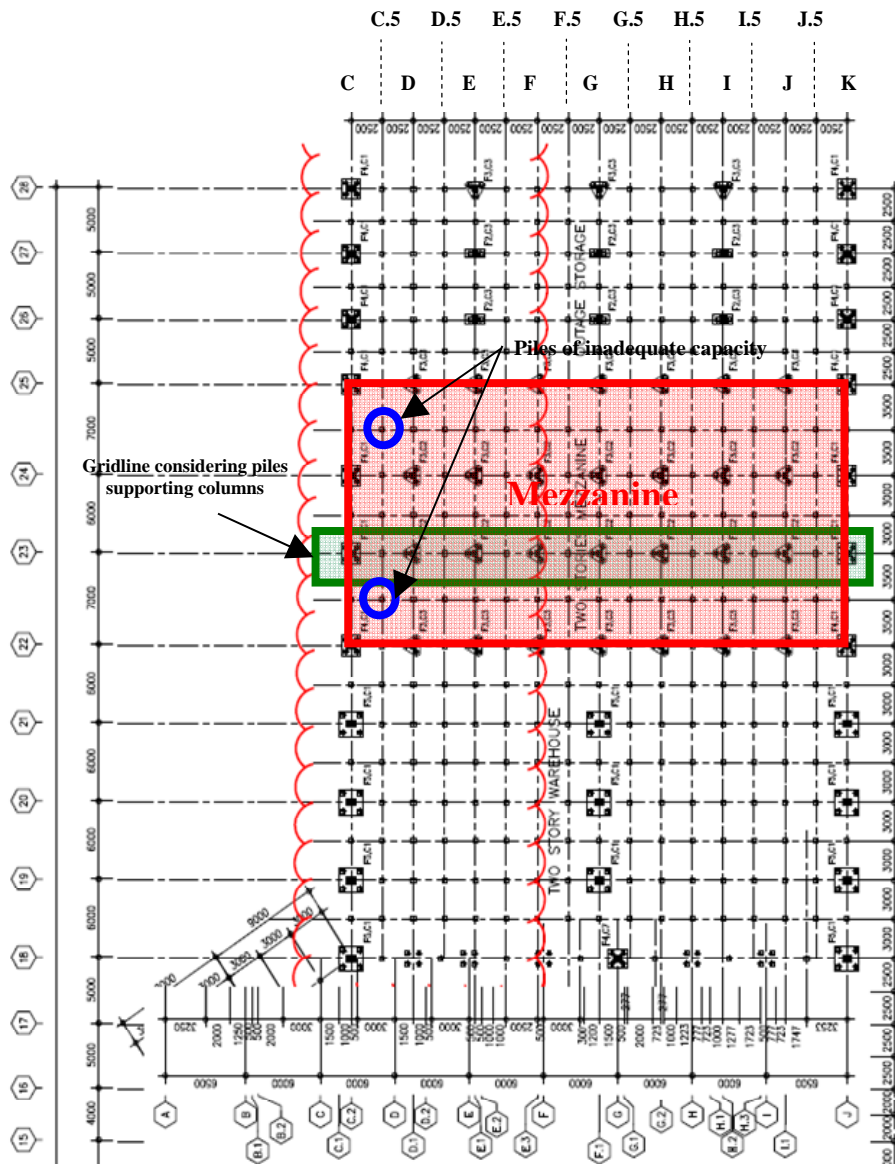
เสาเข็มที่รองรับพื้นชั้นล่างรับน้ำหนักดังแสดงในตารางที่ 3-3 ได้คำนวณค่า FS ใน 3 พื้นที่ คือ (i) เส้นกริด C (ซึ่งมีค่ากำลังรับน้ำหนักประลัยของเสาเข็ม = 70 ตัน), (ii) เส้นกริด C.5 (ซึ่งมีกำลังรับน้ำหนักประลัยของเสาเข็ม = 70 ตัน), และ (iii) เส้นกริด D เป็นต้นไป (ซึ่งมีกำลังรับน้ำหนักประลัยของเสาเข็ม = 85 ตัน) โดยหากพิจารณาว่าค่า FS = 2.4 เป็นค่าต่ำสุดที่ยังสามารถยอมรับได้จะได้ว่ามีเสาเข็ม 2 ต้นที่มีค่า FS ต่ำกว่าค่าที่กำหนด รูปที่ 3-6 ได้แสดงตำแหน่งของเสาเข็มเหล่านี้

โดยสรุปเสาเข็มที่รองรับเสาอาคารมีกำลังรับน้ำหนักเพียงพอภายใต้สภาวะใช้งาน โดยมีเสาเข็มที่รองรับพื้นชั้นล่าง 2 ต้นที่มีค่า FS ไม่เพียงพอ แต่ทั้ง 2 ต้นนี้อยู่ได้ชั้นลอยทำให้น้ำหนักบรรทุกที่จะรับโดยพื้นในบริเวณนี้ (เนื่องจากมีความสูงในแนวตั้งจำกัด) ดังนั้นจึงน่าจะสรุปได้ว่าเสาเข็มที่รองรับพื้นชั้นล่างมีกำลังรับน้ำหนักเพียงพอภายใต้สภาวะใช้งาน

ตารางที่ 3-3 ค่า FS ที่แท้จริงของเสาเข็มที่รองรับพื้นชั้นล่างภายใต้สภาวะใช้งาน

เส้นกริด แนวนอน	น้ำหนักที่รองรับต่อ เสาเข็ม (ตัน)*	FS		
		เส้นกริดแนวตั้ง C (กำลังรับน้ำหนักประลัยของ เสาเข็ม = 70 ตัน)	เส้นกริดแนวตั้ง C.5 (กำลังรับน้ำหนักประลัยของ เสาเข็ม = 70 ตัน)	เส้นกริดแนวตั้ง D (กำลังรับน้ำหนักประลัยของ เสาเข็ม = 85 ตัน)
18.5	27	5.2	2.6	3.1
19	27	5.2	2.6	3.1
19.5	27	5.2	2.6	3.1
20	27	5.2	2.6	3.1
20.5	27	5.2	2.6	3.1
21	27	5.2	2.6	3.1
21.5	27	5.2	2.6	3.1
22	29.3	4.8	2.4	2.8
22.5	31.5	4.4	2.2	2.6
23	29.3	4.8	2.4	2.8
23.5	27	5.2	2.6	3.1
24	29.3	4.8	2.4	2.8
24.5	31.5	4.4	2.2	2.6
25	27	5.2	2.6	3.1
25.5	22.5	6.2	3.1	3.7
26	22.5	6.2	3.1	3.7
26.5	22.5	6.2	3.1	3.7
27	22.5	6.2	3.1	3.7
27.5	22.5	6.2	3.1	3.7

* เสาเข็มที่เส้นกริด C ถูกกระทำด้วยค่าครึ่งหนึ่งของคานี้

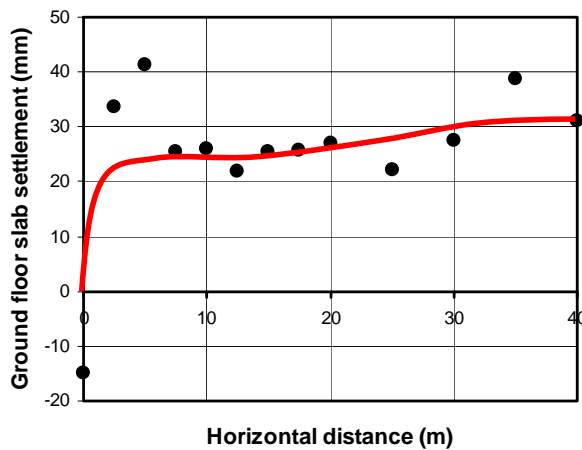


รูปที่ 3-6 เส้นกริดเพื่อพิจารณาเสาเข็มที่รองรับเสาอาคารและเสาเข็มที่ไม่มีกำลังรับน้ำหนักเพียงพอ

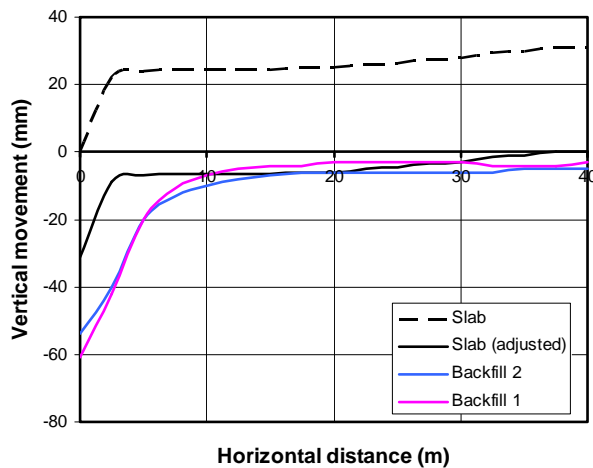
3.4.2 การทรุดตัวของเสาเข็ม

รูปที่ 3-7 แสดงหน้าตัดของการทรุดตัวของพื้นชั้นล่างโดยเฉลี่ยจากบริเวณ 2 เมตร (เส้นกริด 21 ถึง 25) พร้อมทั้งแสดงเส้น best fit รูปที่ 3-8 แสดงการเปรียบเทียบระหว่างการทรุดตัวของพื้นชั้นล่างและการทรุดตัวของหัวเสาเข็มระหว่างขั้นตอนการก่อสร้าง Backfill 1 และ Backfill 2 การทรุดตัวของพื้นชั้นล่างได้ถูกปรับเพื่อให้ค่าการทรุดตัวที่ระยะ 20 ม เท่ากับการทรุดตัวของหัวเสาเข็ม เนื่องจากผลการวิเคราะห์ที่ไฟไนต์เอลิเมนต์ในบทที่ 2 แสดงว่าบริเวณนี้มีการทรุดตัวน้อยที่สุดทำให้น่าจะพิจารณาว่ามีการแยกตัวระหว่างหัวเสาเข็มและพื้นชั้นล่างน้อยที่สุดด้วย รูปที่ 3-8 แสดงว่าหัวเสาเข็มทรุดตัวมากกว่าพื้นชั้นล่าง รูป 3-9 แสดงการทรุดตัวสัมพัทธ์ระหว่างหัวเสาเข็มและพื้นชั้นล่างซึ่งแสดงถึงการแยกตัวระหว่างหัวเสาเข็มและพื้นชั้นล่างโดยมีค่ามากที่สุดประมาณ 30 มม ซึ่งไม่สามารถสังเกตเห็นได้ในสนามเนื่องจากหัวเสาเข็มยังคงอยู่ในช่องลึก 50 มม

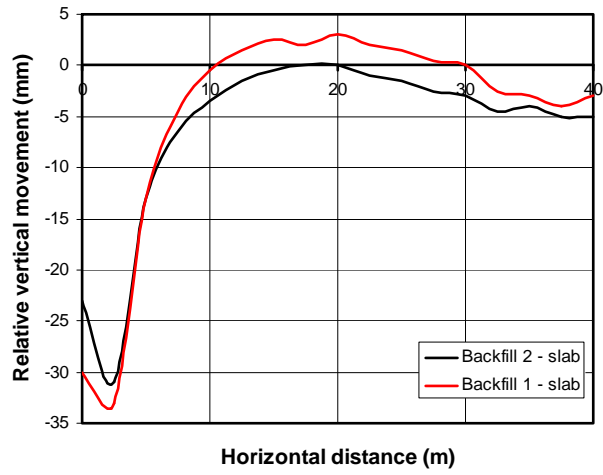
ภายใน drop panel ผลการวิเคราะห์นี้ตรงกับการทดสอบในสนามที่ได้อธิบายในหัวข้อ 3.3 การแยกตัวระหว่างหัวเสาเข็มและพื้นชั้นล่างเกิดขึ้นในขอบเขตระยะในแนวนอน 7.5 ม จากงานชุดซึ่งตรงกับค่าการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งของหัวเสาเข็มเท่ากับ 10 มม ในขั้นตอนการก่อสร้าง Backfill 1 เส้นระดับชั้นของการเคลื่อนตัวในแนวดิ่งของหัวเสาเข็มในขั้นตอนการก่อสร้าง Backfill 1 แสดงในรูปที่ 3-10 พร้อมด้วยเส้นขอบเขตที่แสดงการเคลื่อนตัวในแนวดิ่งของหัวเสาเข็มเท่ากับ 10 มม พื้นที่ด้านซ้ายของเส้นนี้คาดว่าจะเกิดการแยกตัวระหว่างหัวเสาเข็มและพื้นชั้นล่าง เสาเข็มที่คาดว่าจะเกิดการแยกตัวระหว่างหัวเสาเข็มและพื้นชั้นล่างได้แสดงในรูปที่ 3-11 ซึ่งมีจำนวนทั้งหมด 55 ต้น



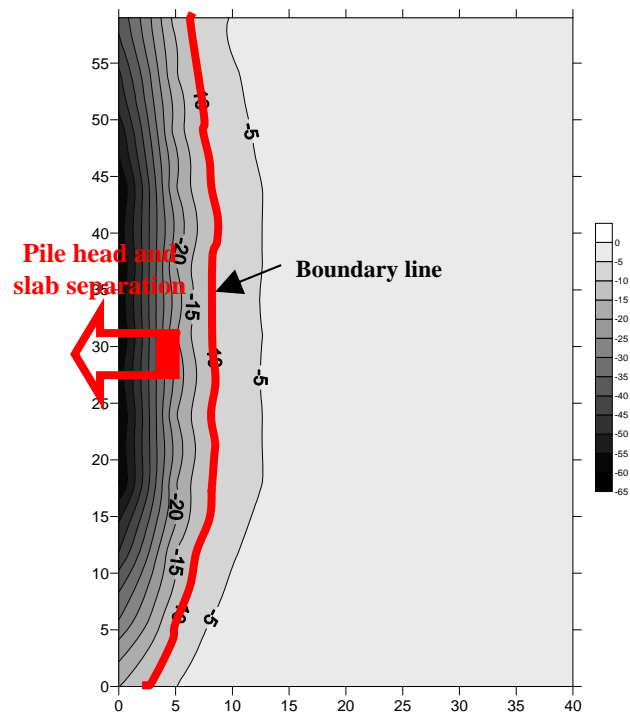
รูปที่ 3-7 หน้าตัดของการทรุดตัวของพื้นชั้นล่าง



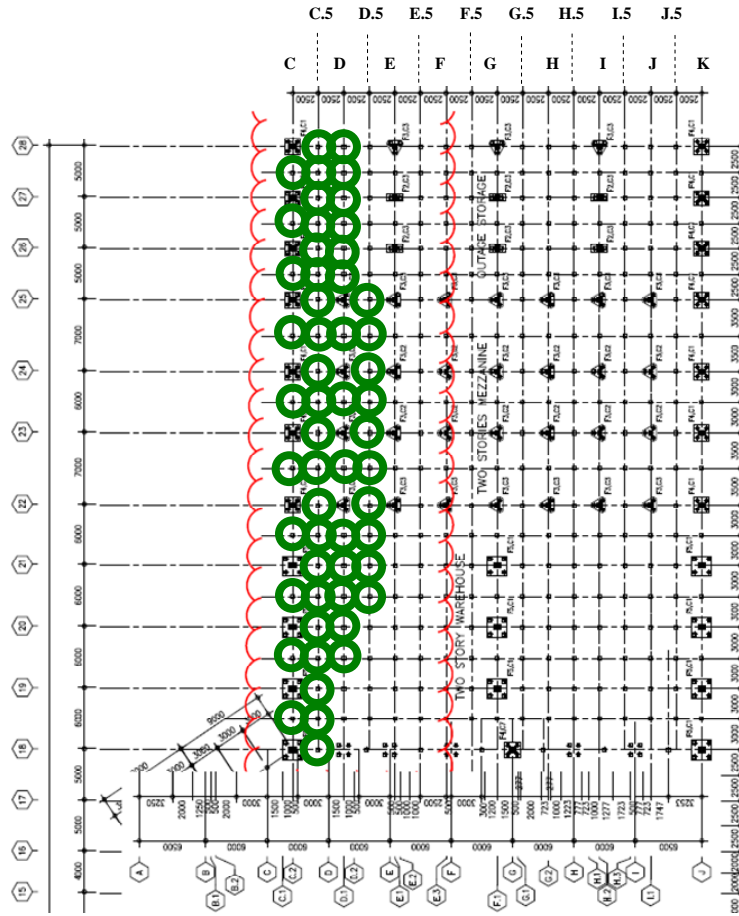
รูปที่ 3-8 การเปรียบเทียบระหว่างการเคลื่อนตัวในแนวดิ่งของพื้นชั้นล่างและของหัวเสาเข็ม



รูปที่ 3-9 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแนวตั้งระหว่างพื้นชั้นล่างและหัวเสาเข็ม



รูปที่ 3-10 การเคลื่อนตัวในแนวตั้งของหัวเสาเข็มระหว่างขั้นตอนการก่อสร้าง Backfill 1



รูปที่ 3-11 ตำแหน่งเสาเข็มที่คาดว่าจะเกิดการแยกตัวระหว่างหัวเสาเข็มและพื้นชั้นล่าง

บทที่ 4 การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของโครงสร้าง

ได้ดำเนินการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของโครงสร้างอาคารเพื่อศึกษาถึงผลกระทบของการทรุดตัวไม่สม่ำเสมอต่อโครงสร้างของอาคาร โดยพิจารณาอาคารในสภาพจริงที่ยังไม่เปิดใช้งานจึงรับน้ำหนักบรรทุกถาวรเท่านั้น ไม่มีน้ำหนักบรรทุกจร) ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของฐานรากที่ได้จากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของงานชุด (บทที่ 2) ได้ใช้เป็นข้อมูลสถานะขอบเขตสำหรับการทรุดตัวไม่สม่ำเสมอของอาคาร ระหว่างการทรุดตัวไม่สม่ำเสมอทุกลำดับขั้นตอนการก่อสร้างจะมีการวิเคราะห์โมเมนต์ดัด, แรงเฉือน, และแรงตามแนวแกนที่เกิดขึ้นในโครงสร้างอาคาร (ดูตารางที่ 2-8) เพื่อระบุสถานะที่วิกฤติที่สุด หลังจากนั้นจะทำการวิเคราะห์ความปลอดภัยของโครงสร้างสำหรับสภาวะวิกฤติที่พบ

4.1 การวิเคราะห์หาสภาวะวิกฤติ

ตารางที่ 4-1 แสดงค่าแรงภายในสูงสุด (แรงตามแนวแกน, โมเมนต์ดัด, และแรงเฉือน) ที่เกิดขึ้นในโครงสร้างอาคารในแต่ละขั้นตอนการก่อสร้าง สภาวะวิกฤติของอาคารเนื่องจากงานชุดพิจารณาจาก: (i) ค่าแรงภายในสูงสุดในองค์อาคาร และ (ii) การกระจายของแรงภายใน พบว่าลำดับขั้นตอนการก่อสร้างที่เกิดสภาวะวิกฤติของโครงสร้างคือ Backfill 1 และ Excavation 5 และจะถูกวิเคราะห์ความเสียหายต่อไป

ตารางที่ 4-1 ค่าแรงภายในสูงสุดเนื่องจากการทรุดตัวไม่สม่ำเสมอ

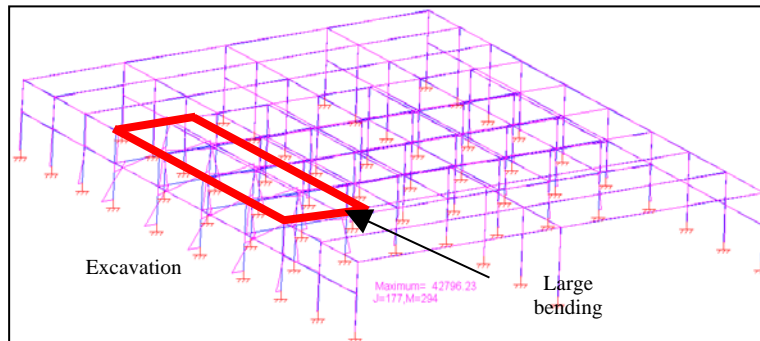
เลขที่	ขั้นตอนการก่อสร้าง	แรงตามแนวแกนสูงสุด (kg)	แรงเฉือนสูงสุด (kg)	โมเมนต์ดัดสูงสุด (kg-m)
1	Excavation 1	13027	5189	11885
2	Excavation 2	18051	7921	16314
3	Excavation 3	21555	11980	24620
4	Excavation 4	25012	15016	30789
5	Excavation 5	51585	18095	37011
6	Backfill 5	46400	16351	33841
7	Backfill 4	46260	14468	30260
8	Backfill 3	29740	10876	23079
9*	Backfill 2	33478	18485	39026
10*	Backfill 1	37343	20332	42796

* ขั้นตอนการก่อสร้าง Backfill1 และ 2 รูปแบบการกระจายเหมือนกันจึงพิจารณาเฉพาะขั้นตอน Backfill 1 เป็นกรณีวิกฤติ

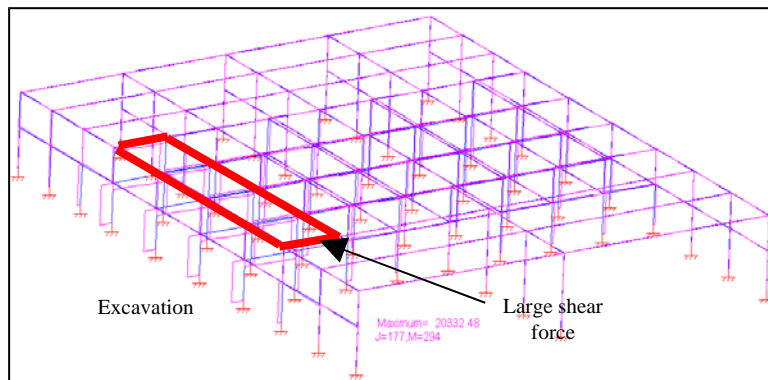
4.1.1 ขั้นตอนการก่อสร้าง Backfill 1

ขั้นตอนการก่อสร้าง Backfill 1 เป็นขั้นตอนสุดท้ายของการถมกลับซึ่งเป็นการถมกลับจนถึงระดับผิวดิน ตารางที่ 4-1 แสดงว่าขั้นตอน Backfill 1 ให้แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดมากที่สุด อย่างไรก็ตามรูปที่ 4-1 และ 4-2 แสดงว่าการกระจายของโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนที่มีขนาดมากจะจำกัดอยู่ในบริเวณใกล้งานชุดเท่านั้นใน

ขณะที่องค์อาคารนอกเหนือบริเวณนี้จะมีแรงภายในต่ำ เนื่องจากการเคลื่อนตัวในแนวตั้งของเสาเข็มสามารถกลับคืนระหว่างการถมกลับยกเว้นสำหรับเสาเข็มที่อยู่ใกล้งานขุดซึ่งเกิดการเคลื่อนตัวในแนวตั้งของเสาเข็มอย่างถาวร ดังนั้นการทรุดตัวจะมีมากเฉพาะในบริเวณที่ใกล้งานขุด (ดูหัวข้อ 2.6.3 และรูป 2-14)



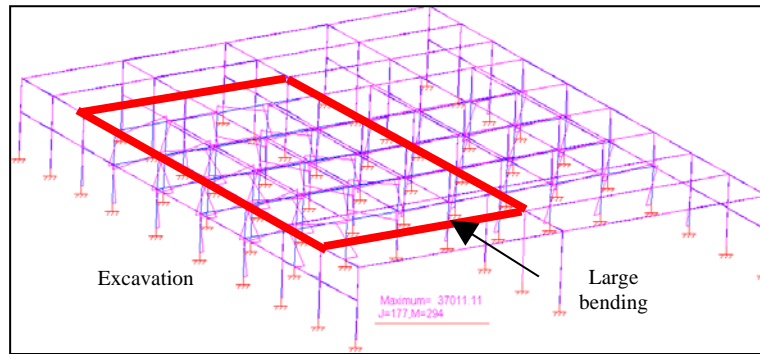
รูปที่ 4-1 โมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นระหว่างขั้นตอนการก่อสร้าง Backfill 1



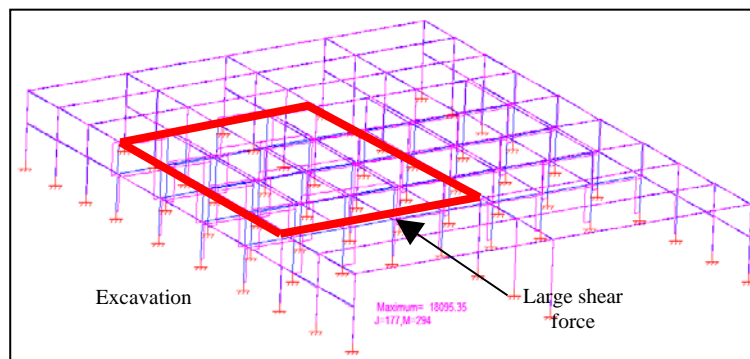
รูปที่ 4-2 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นระหว่างขั้นตอนการก่อสร้าง Backfill 1

4.1.2 ขั้นตอนการก่อสร้าง Excavation 5

ลำดับขั้นตอนการก่อสร้าง Excavation 5 เป็นขั้นตอนสุดท้ายของการขุดคือการขุดที่ลึกที่สุดจนถึงระดับ -15.3 ม BGL ตารางที่ 4-1 แสดงว่าขั้นตอน Excavation 5 ให้แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดค่อนข้างมาก ถึงแม้ว่าจะไม่มากที่สุด นอกจากนี้ตามรูปที่ 4-3 และ 4-4 แสดงว่าการกระจายของโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนที่มีขนาดใหญ่เกิดขึ้นในบริเวณกว้างและสามารถก่อให้เกิดความเสียหายต่อโครงสร้างได้ เนื่องจากขั้นตอนการก่อสร้าง Excavation 5 เป็นขั้นตอนงานขุดที่ลึกที่สุดและทำให้เกิดการเคลื่อนตัวในแนวตั้งของเสาเข็มอย่างมาก (ดูหัวข้อ 2.6.3 และรูป 2-14) โดยทฤษฎีขั้นตอนการก่อสร้างนี้ควรจะเป็นกรณีที่วิกฤติที่สุด



รูปที่ 4-3 โมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นระหว่างขั้นตอนการก่อสร้าง Excavation 5



รูปที่ 4-4 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นระหว่างขั้นตอนการก่อสร้าง Excavation 5

4.2 ความเป็นไปได้ในการวิบัติ

การแตกร้าวขององค์อาคารสามารถเกิดขึ้นเนื่องจากการหลุดตัวไม่สม่ำเสมอที่เกิดจากงานขุด ซึ่งทำให้เกิดแรงภายใน (โมเมนต์ดัด, แรงเฉือน, และแรงตามแนวแกน) เพิ่มขึ้นในองค์อาคาร (คาน, พื้น, กำแพง, และเสา) แล้วทำให้เกิดการวิบัติของโครงสร้าง ความเป็นไปได้ในการวิบัติขององค์อาคารเป็นดังนี้

4.2.1 การวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัด

การเพิ่มขึ้นของโมเมนต์ดัดเนื่องจากการหลุดตัวไม่สม่ำเสมอสามารถเกิดการแตกร้าวแก่คาน, พื้น, และจุดต่อระหว่างคานและพื้น การแตกร้าวเหล่านี้สามารถเกิดขึ้นได้ในขณะที่โครงสร้างยังไม่ได้รับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน หากไม่มีการซ่อมแซมการแตกร้าวเหล่านี้จะเพิ่มขึ้นระหว่างการใช้งานเพราะการเพิ่มขึ้นของโมเมนต์ดัดเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกใช้งาน ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของอาคารแสดงว่าโมเมนต์ดัดที่มีค่าสูงส่วนมากจะเกิดขึ้นในเสาซึ่งเป็นโครงสร้างขนาดใหญ่ที่สามารถต้านทานโมเมนต์ดัดที่สูงนั้น ดังนั้นจึงไม่เห็นรอยแตกร้าวในเสา โมเมนต์ดัดเกิดขึ้นน้อยกว่าในคานแต่สังเกตเห็นรอยแตกร้าวในคานเนื่องจากคานเป็นองค์อาคารที่เล็กกว่า

4.2.2 การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน

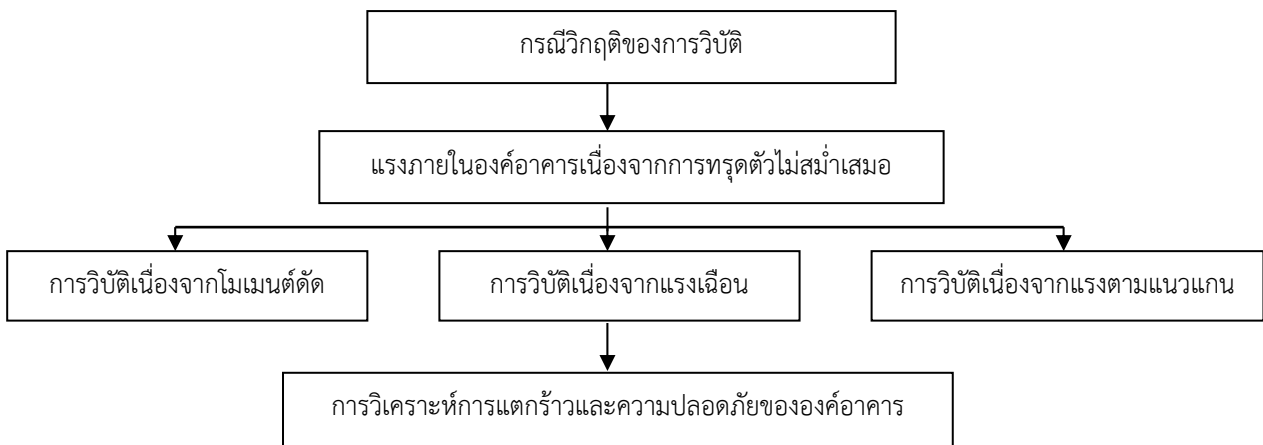
การเพิ่มขึ้นของแรงเฉือนเนื่องจากการทรุดตัวไม่สม่ำเสมอสามารถก่อให้เกิดการแตกร้าวแก่คาน, พื้น, และจุดต่อระหว่างคานและพื้น ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของอาคารแสดงว่าแรงเฉือนที่มีขนาดใหญ่ส่วนมากเกิดขึ้นในเสาซึ่งเป็นโครงสร้างขนาดใหญ่ซึ่งสามารถต้านทานแรงเฉือนขนาดใหญ่ขึ้นได้ ดังนั้นจึงไม่เห็นรอยแตกร้าวในเสา แรงเฉือนเกิดขึ้นน้อยกว่าในคานแต่สังเกตเห็นรอยแตกร้าวในคานเนื่องจากคานเป็นองค์อาคารที่เล็กกว่า

4.2.3 การวิบัติเนื่องจากแรงตามแนวแกน

การเพิ่มขึ้นของแรงตามแนวแกนเนื่องจากการทรุดตัวไม่สม่ำเสมอส่วนมากจะเกิดขึ้นในเสาซึ่งเป็นโครงสร้างขนาดใหญ่ซึ่งสามารถต้านทานแรงตามแนวแกนที่สูงขึ้นได้ ดังนั้นจึงไม่คาดว่าจะเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงตามแนวแกนในเสา

4.3 การวิเคราะห์การแตกร้าวและความปลอดภัยขององค์อาคาร

ได้ดำเนินการวิเคราะห์การแตกร้าวและความปลอดภัยขององค์อาคารสำหรับกรณีวิกฤติตามที่ได้วิเคราะห์ไว้ในหัวข้อ 4.1 รูปที่ 4-5 แสดงวิธีการวิเคราะห์และพิจารณาสภาพก่อนโครงสร้างจะรับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน การคำนวณแรงภายในที่อนุญาตสำหรับองค์อาคารที่วิกฤติมีเกณฑ์ดังนี้: (i) วิธีการออกแบบ: working stress design, (ii) $f_c' = 280 \text{ ksc}$, และ (iii) $f_y = 4000 \text{ ksc}$



รูปที่ 4-5 การวิเคราะห์การแตกร้าวและความปลอดภัยขององค์อาคาร

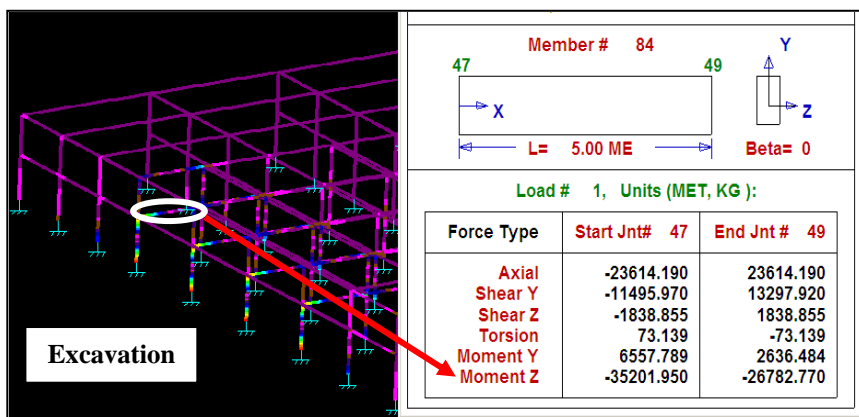
4.3.1 การวิบัติของคาน

การแตกร้าวของคานมีสาเหตุส่วนมากมาจากโมเมนต์ดัดและแรงเฉือน หากพิจารณาขั้นตอนการก่อสร้างวิกฤติ 2 กรณี คือ Backfill 1 และ Excavation 5 ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แสดงว่าจะเกิด

ความเสียหายต่อคานชั้น 2 เนื่องจากโมเมนต์ดัดมากกว่าแรงเฉือน การวิบัติของคานจะก่อให้เกิดรอยแตกกว้างในพื้นและผนังตามมา ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของ 2 กรณีวิกฤติได้แสดงดังนี้

a) ขั้นตอนการก่อสร้าง Backfill 1

ค่าโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนมากที่สุดในคานในขั้นตอนการก่อสร้าง Backfill 1 พบว่าเกิดขึ้นที่คาน B6 ที่เส้นกริด 25 โดยมี $M_{max} = 35,201 \text{ kg-m}$ และ $S_{max} = 13,297 \text{ kg}$ (ดูรูปที่ 4-6) การคำนวณตรวจสอบแรงภายในที่อนุญาตในรูปที่ 4-7 แสดงว่าคานจะไม่สามารถต้านทานโมเมนต์ดัดมากที่สุดที่เกิดขึ้นได้ ดังนั้นจึงมีความเป็นไปได้ที่จะเกิดรอยแตกกว้างที่จุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและคานตามแนวเส้นกริด 25 โดยเฉพาะตำแหน่ง [C, 25] อย่างไรก็ตามคานสามารถที่จะต้านทานแรงเฉือนที่เกิดขึ้นได้อย่างปลอดภัย



รูปที่ 4-6 โมเมนต์ดัดและแรงเฉือนมากที่สุดที่เกิดขึ้นในคาน (Backfill 1)

b) ขั้นตอนการก่อสร้าง Excavation 5

ค่าโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนมากที่สุดในคานในขั้นตอนการก่อสร้าง Excavation 5 พบว่าเกิดขึ้นที่คาน B6 ที่เส้นกริด 24 โดยมี $M_{max} = 34,303 \text{ kg-m}$ และ $S_{max} = 13,497 \text{ kg}$ (ดูรูปที่ 4-8) การคำนวณตรวจสอบแรงภายในที่อนุญาตในรูปที่ 4-9 แสดงว่าคานไม่สามารถต้านทานโมเมนต์ดัดมากที่สุดที่เกิดขึ้นได้ ดังนั้นจึงมีความเป็นไปได้ที่จะเกิดรอยแตกกว้างที่จุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและคานตามแนวเส้นกริด 24 โดยเฉพาะตำแหน่ง [E, 25] อย่างไรก็ตามคานสามารถต้านทานแรงเฉือนที่เกิดขึ้นได้อย่างปลอดภัย

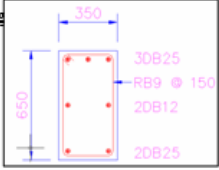
สังเกตว่าคานที่วิกฤติในขั้นตอนการก่อสร้าง Excavation 5 มีแรงในแนวแกนและโมเมนต์ดัดในปริมาณมากพร้อมกัน ซึ่งจะทำให้ความเสียหายเนื่องจากโมเมนต์ดัดลดลง ดังนั้นจึงพิจารณาว่าคานที่วิกฤติในขั้นตอนการก่อสร้าง Backfill 1 จะต้องการการซ่อมแซมมากกว่า

Back fill I (Beam checked for Bending)

Critical Structure : **B6**

Moment 35201 kg-m

Shear 13297 kg



Concrete f_c'	= 280 ksc	f_c	= 126 ksc
Reinforcing Steel f_y	= 4000 ksc	f_s	= 2000 ksc
Stirrup f_y	= 2400 ksc	f_s	= 1200 ksc
Depth h	= 65 cm	d	= 61 cm
Width b	= 35 cm	d'	= 4 cm
Covering	4 cm		

$E_c = 252976.8$ $E_s = 2038736$ $n = 8$

$k = 0.335$ $j = 0.888$

$R = (1/2) \cdot f_c \cdot k \cdot j = 18.75 \text{ ksc}$ $f_i' = 2 \cdot f_s \cdot (k \cdot d' / d) / (1 - k) = 1621.5 \text{ ksc use}$

$M_R = R \cdot b \cdot d^2 = 24423.6 \text{ kg-m}$ $A_{sR} = M_R / (f_i \cdot j \cdot d) = 22.54 \text{ cm}^2$

$M' = M - M_R = 10777 \text{ kg-m}$ $A_{s1} = M' / (f_i \cdot (d - d')) = 9.45 \text{ cm}^2$

$A_{sC} = M' / (f_i' \cdot (d - d')) = 11.66 \text{ cm}^2$ $A_{sT} = A_{sR} + A_{s1} = 31.99 \text{ cm}^2$

$v_c = 0.292 \cdot \sqrt{f_c'} = 4.89 \text{ ksc}$

$V_c = v_c \cdot b \cdot d = 10431.8 \text{ kg}$ **Stirrup** RB9 1

$V' = V - V_c = 2865.2 \text{ kg}$ **Area** = 1.27 cm²

spacing $s = A_v \cdot f_y \cdot d' / V' = 32.51 \text{ cm}$

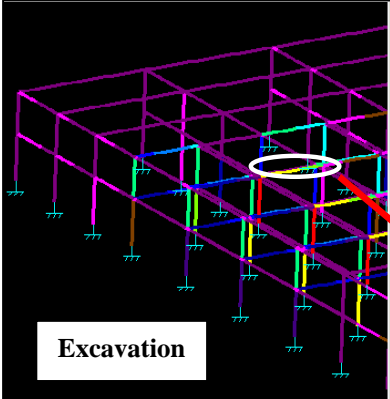
Tension Steel

DB25	3 N	Area = 14.73
DB16	0 N	Area = 0.00
DB16	0 N	Area = 0.00
A = 14.73 cm²		31.99

Compression Steel

DB20	0 N	Area = 0.00
DB25	2 N	Area = 9.82
RB6	0 N	Area = 0.00
A = 9.82 cm²		11.66

รูปที่ 4-7 โมเมนต์ดัดและแรงเฉือนมากที่สุดที่เกิดขึ้นในคาน (คาน B6)



Excavation

Member # 206

62 143

X Z Y

L = 5.00 ME Beta = 0

Load # 1, Units (MET, KG):

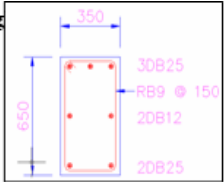
Force Type	Start Jnt# 62	End Jnt # 143
Axial	51585.050	-51585.050
Shear Y	13497.610	-11695.660
Shear Z	1261.516	-1261.516
Torsion	-57.211	57.211
Moment Y	-4618.243	-1689.338
Moment Z	34303.620	28679.560

รูปที่ 4-8 โมเมนต์ดัดและแรงเฉือนมากที่สุดที่เกิดขึ้นในคาน (Excavation 5)

Excavation V (Beam checked for Bending)

Critical Structure : B6

Moment 34303 kg-m
Shear 13497 kg



Concrete f_c'	=	280	kg/c	f_c	=	126	kg/c
Reinforcing Steel f_y	=	4000	kg/c	f_s	=	2000	kg/c
Stirrup f_y	=	2400	kg/c	f_s	=	1200	kg/c
Depth h	=	65	cm				
Width b	=	35	cm	d	=	61	cm
Covering	=	4	cm	d'	=	4	cm

$E_c = 252976.8$ $E_s = 2038736$ $n = 8$

$k = 0.335$ $j = 0.888$

$R = (1/2) \cdot f_c \cdot k \cdot j = 18.75$ kg/c $f_s' = 2 \cdot f_s \cdot (k \cdot d'/d) \cdot (1-k) = 1621.5$ kg/c use 16%

$M_R = R \cdot b \cdot d^2 = 24423.6$ kg-m $A_{SR} = M_R / (f_s \cdot j \cdot d) = 22.54$ cm²

$M' = M - M_R = 9879$ kg-m $A_{S1} = M' / (f_s \cdot (d - d')) = 8.67$ cm²

$A_{SC} = M' / (f_s' \cdot (d - d')) = 10.69$ cm² $A_{St} = A_{SR} + A_{S1} = 31.20$ cm²

$v_c = 0.292 \cdot \sqrt{f_c'} = 4.89$ kg/c

$V_c = v_c \cdot b \cdot d = 10431.8$ kg Stirrup RB9 1

$V' = V - V_c = 3065.2$ kg Area = 1.27 cm²

spacing $s = A_{sv} \cdot f_y \cdot d' / V' = 30.38$ cm

Tension Steel

DB25	3	N	Area = 14.73	cm ²
DB16	0	N	Area = 0.00	cm ²
DB16	0	N	Area = 0.00	cm ²
			A = 14.73	cm ²

31.20 cm²

Compression Steel

DB20	0	N	Area = 0.00	cm ²
DB25	2	N	Area = 9.82	cm ²
RB6	0	N	Area = 0.00	cm ²
			A = 9.82	cm ²

10.69 cm²

รูปที่ 4-9 การคำนวณตรวจสอบแรงภายในที่อนุญาตในคาน (คาน B6)

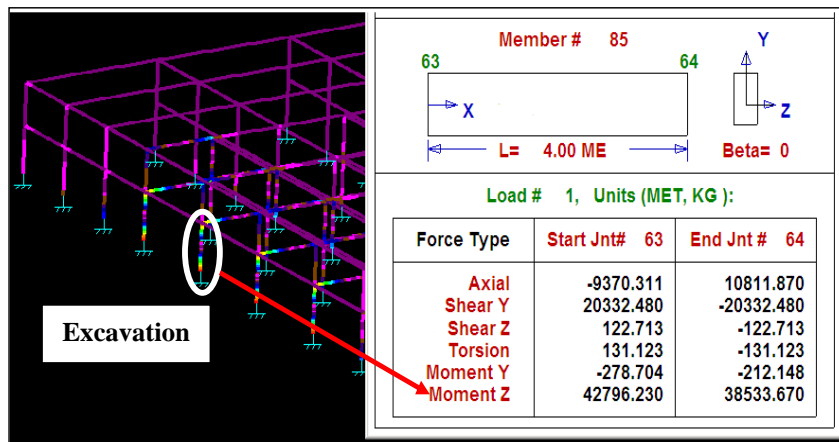
4.3.2 การวิบัติของเสา

การวิบัติของเสาสามารถมีสาเหตุมาจากโมเมนต์ดัด, แรงเฉือน, และแรงตามแนวแกน หากพิจารณาขั้นตอนการก่อสร้างวิกฤติ 2 กรณี คือ Backfill 1 และ Excavation 5 ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แสดงว่าจะไม่เกิดความเสียหายต่อเนื่องจากการทรุดตัวไม่สม่ำเสมอ และเสามีความแข็งแรงเพียงพอที่จะรองรับแรงภายในได้อย่างปลอดภัย ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของ 2 กรณีวิกฤติได้แสดงดังนี้

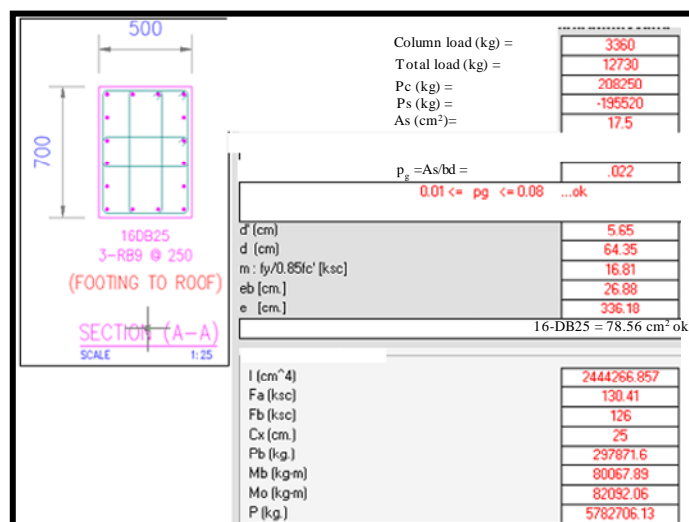
a) ขั้นตอนการก่อสร้าง Backfill 1

ค่าโมเมนต์ดัด, แรงเฉือน, และแรงตามแนวแกนมากที่สุดในเสาในขั้นตอน Backfill 1 พบว่าเกิดขึ้นที่เสา C1 ที่ตำแหน่ง [C, 24] โดยมี $M_{max} = 42,796$ kg-m, $S_{max} = 20,332$ kg, และ $P_{max} = 9,370$ kg (ดูรูปที่ 4-

10) การคำนวณตรวจสอบแรงภายในที่อนุญาตในรูปที่ 4-11 แสดงว่าโมเมนต์ตัดมากที่สุดที่เกิดขึ้นยังคงมีค่าน้อยกว่าแรงภายในที่อนุญาตของเสา ดังนั้นเสาสามารถรองรับโมเมนต์ตัดที่เกิดขึ้นได้อย่างปลอดภัย

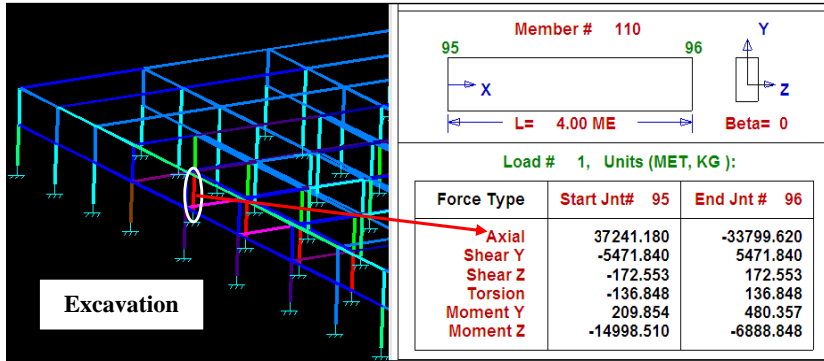


รูปที่ 4-10 โมเมนต์ตัดและแรงเฉือนมากที่สุดที่เกิดขึ้นในเสา (Backfill 1)

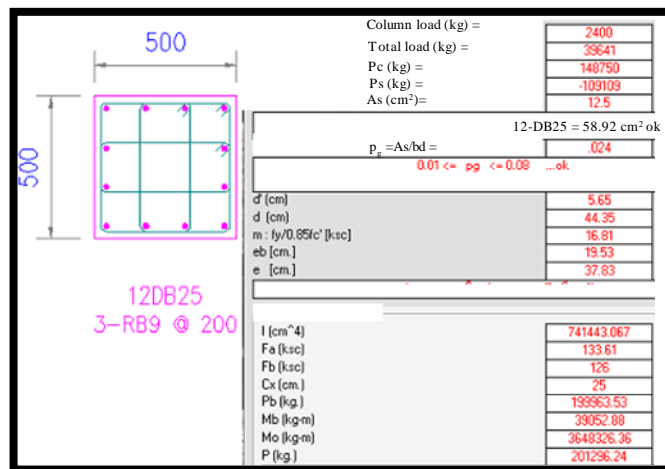


รูปที่ 4-11 การคำนวณตรวจสอบแรงภายในที่อนุญาตในเสา (เสา C1)

ค่าแรงตามแนวแกนมากที่สุดที่เสาพบว่าเกิดขึ้นที่เสา C3 ที่ตำแหน่ง [D, 25] โดยมี $M_{max} = 14,998$ kg-m, $S_{max} = 5,471$ kg, และ $P_{max} = 37,241$ kg (ดูรูปที่ 4-12) การคำนวณตรวจสอบแรงภายในที่อนุญาตในรูปที่ 4-13 แสดงว่าเสา C3 สามารถรองรับแรงที่เกิดขึ้นได้อย่างปลอดภัย สังเกตว่าเสา C3 มีขนาดเล็กกว่าและรองรับโมเมนต์ตัดด้วย



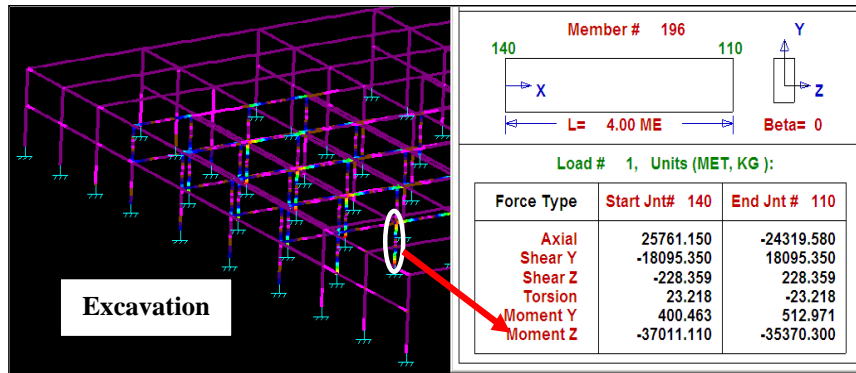
รูปที่ 4-12 แรงตามแนวแกนมากสุดในเสา (Backfill 1)



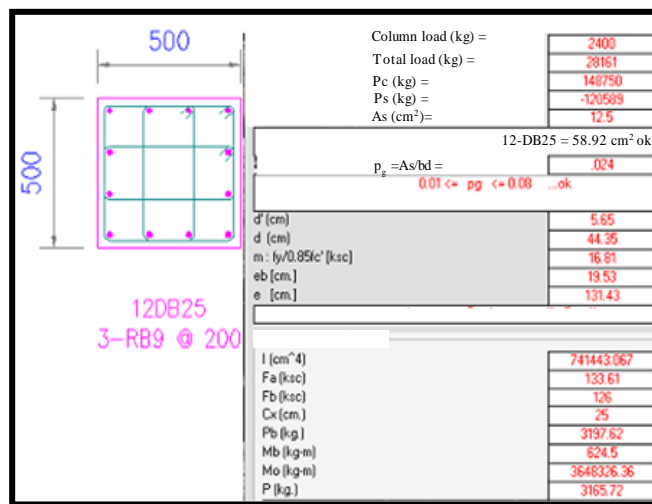
รูปที่ 4-13 การคำนวณตรวจสอบแรงภายในที่อนุญาตในเสา (เสา C3)

b) ขั้นตอนการก่อสร้าง Excavation 5

ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ในรูปที่ 4-14 แสดงว่าค่าโมเมนต์ดัด, แรงเฉือน, และแรงตามแนวแกนขนาดใหญ่ในเสาเกิดขึ้นที่เสา C3 ที่ตำแหน่ง [E, 22] โดยมี $M_{max} = 37,011$ kg-m, $S_{max} = 18,095$ kg, และ $P_{max} = 25,761$ kg การคำนวณตรวจสอบแรงภายในที่อนุญาตในรูปที่ 4-15 แสดงว่าเสา C3 สามารถรองรับแรงภายในที่เกิดขึ้นได้อย่างปลอดภัย



รูปที่ 4-14 โมเมนต์ดัด, แรงเฉือน, และแรงตามแนวแกนที่เกิดขึ้นในเสา (Excavation 5)



รูปที่ 4-15 การคำนวณตรวจสอบแรงภายในที่อนุญาตในเสา (เสา C3)

4.3.3 การวิบัติของพื้นชั้น 2


การวิบัติของพื้นชั้น 2 เกิดขึ้นเนื่องจากการวิบัติของคานชั้น 2 เพราะเป็น slab on beam โดยทั่วไปเมื่อโครงสร้างเกิดการทรุดตัวไม่สม่ำเสมอจะสังเกตเห็นรอยแตกที่พื้นได้ง่ายกว่าที่คานเนื่องจากพื้นเป็นองค์อาคารที่บางกว่า รอบแตกร้าวในพื้นที่เกิดขึ้นตามการกระจายของแรงสูงสุดในคาน ในขั้นตอนการก่อสร้าง Excavation 5 เกิดการกระจายของแรงภายในขนาดใหญ่เป็นวงกว้างกว่าในขั้นตอนการก่อสร้าง Backfill 1 ดังนั้นความเสียหายมีแนวโน้มที่จะมากกว่าสำหรับขั้นตอนการก่อสร้าง Excavation 5 ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แสดงว่าแรงภายในขนาดใหญ่หนาแน่นอยู่ในพื้นบริเวณใกล้งานขุดระหว่างตำแหน่ง [C, 22] และ [E, 25] การคำนวณตรวจสอบแรงภายในที่อนุญาตในรูปที่ 4-16 แสดงว่าพื้นชั้น 2 ไม่สามารถรองรับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นได้ ดังนั้นคาดว่าจะเกิดรอยแตกร้าวที่พื้นในบริเวณนั้น รอยแตกร้าวในคานจะเห็นไม่ชัดเจนก่อนการรองรับน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานเพราะแรงยังคงน้อยอยู่ อย่างไรก็ตามความเสียหายจะรุนแรงขึ้นภายใต้สภาวะใช้งาน

Excavation V (2nd Slab)

Critical Structure ;

Moment 34303 kg-m

Shear 13497 kg



Concrete	$f'_c = 280 \text{ ksc}$	$f_c = 126 \text{ ksc}$
Reinforcing Steel	$f_y = 4000 \text{ ksc}$	$f_s = 2000 \text{ ksc}$
Stirrup	$f_y = 2400 \text{ ksc}$	$f_s = 1200 \text{ ksc}$
Depth	$h = 20 \text{ cm}$	$d = 16 \text{ cm}$
Width	$b = 250 \text{ cm}$	$d' = 4 \text{ cm}$
Covering	4 cm	

$E_c = 252976.8$ $E_s = 2038736$ $n = 8$

$k = 0.335$ $j = 0.888$

$R = (1/2) \cdot f_c \cdot k \cdot j = 18.75 \text{ ksc}$ $f'_s = 2 \cdot f_s \cdot (k \cdot d' / d) / (1 - k) = 512.0 \text{ ksc use } 512.0$

$M_R = R \cdot b \cdot d^2 = 12002.2 \text{ kg-m}$ $A_{sR} = M_R / (f'_s \cdot j \cdot d) = 42.22 \text{ cm}^2$

$M' = M - M_R = 22301 \text{ kg-m}$ $A_{s1} = M' / (f_s \cdot (d - d')) = 92.92 \text{ cm}^2$

$A_{sc} = M' / (f'_c \cdot (d - d')) = 362.97 \text{ cm}^2$ $A_{st} = A_{sR} + A_{s1} = 135.14 \text{ cm}^2$

$v_c = 0.292 \cdot \sqrt{f'_c} = 4.89 \text{ ksc}$

$V_c = v_c \cdot b \cdot d = 19544.4 \text{ kg}$ Stirrup 1

$V' = V - V_c = 0.0 \text{ kg}$ Area = 1.27 cm^2

spacing $s = A_v \cdot f_y \cdot d' / V' =$ cm

Tension Steel 25 N Area = 28.27 cm^2

0 N Area = 0.00 cm^2

No 0 N Area = 0.00 cm^2

A = 28.27 cm^2 135.14 cm^2

Compression Steel 0 N Area = 0.00 cm^2

25 N Area = 28.27 cm^2

No 0 N Area = 0.00 cm^2

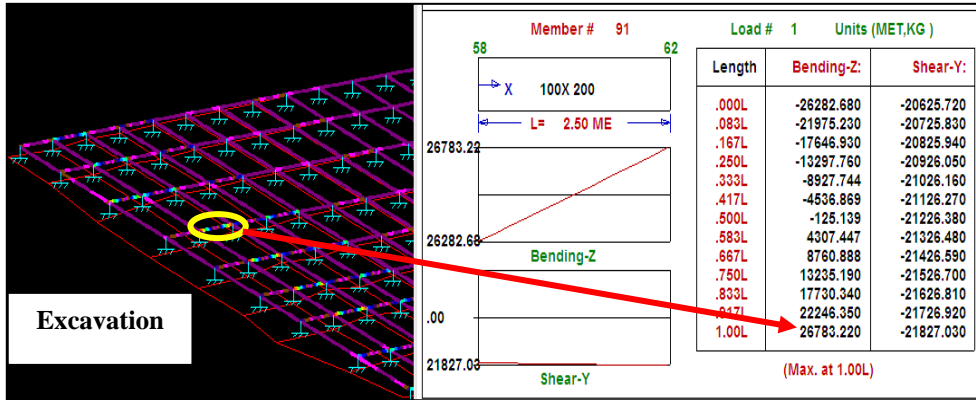
A = 28.27 cm^2 362.97 cm^2

รูปที่ 4-16 การคำนวณตรวจสอบแรงภายในที่อนุญาตในพื้นที่ 2

4.3.4 การวิบัติของพื้นชั้นล่าง

พื้นชั้นล่างรองรับโดยตรงโดยเสาเข็ม (slab on pile) ดังนั้นการวิบัติของพื้นชั้นล่างจึงมีความสัมพันธ์โดยตรงกับการทรุดตัวของเสาเข็ม ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แสดงโมเมนต์ดัดมากที่สุดในพื้นที่ชั้นล่างดังรูปที่ 4-17 การคำนวณตรวจสอบแรงภายในที่อนุญาตในรูปที่ 4-18 แสดงว่าพื้นชั้นล่างไม่สามารถรองรับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นได้และคาดว่าจะเกิดรอยแตกกว้างที่พื้น รอยแตกกว้างในพื้นที่คาดว่าจะเกิดขึ้นในพื้นที่ใกล้งานขุดระหว่างตำแหน่ง [C, 22] และ [E, 25] เพราะบริเวณนี้มีการทรุดตัวมาก

เสาเข็มใต้พื้นไม่มี dowel bar ดังนั้นพื้นชั้นล่างและเสาเข็มจะถูกบังคับให้ทรุดตัวไปด้วยกันเฉพาะที่ตำแหน่งฐานราก (เสาอาคาร) เท่านั้น ที่ตำแหน่งอื่นโดยเฉพาะก่อนรับน้ำหนักบรรทุกจรพื้นอาจจะไม่ทรุดตัวมากเท่ากับเสาเข็มเพราะพื้นมีความแข็งมากและสามารถรองรับน้ำหนักตัวเองได้ ในขั้นตอนนี้อาจจะมีความเสียหายต่อพื้นเพียงเล็กน้อยแต่จะเกิดช่องว่างระหว่างพื้นและหัวเสาเข็ม หลังจากนั้นภายใต้น้ำหนักบรรทุกใช้งานพื้นสามารถทรุดตัวมากขึ้นและทำให้เกิดความเสียหายอย่างมากต่อพื้น



รูปที่ 4-17 โมเมนต์ดัดมากที่สุดที่เกิดขึ้นที่พื้นชั้นล่าง (Excavation 5)

Excavation V (Ground Slab)

Critical Structure :

Moment 26733 kg-m

Shear 21827 kg

Concrete f_c'	=	280	ks e	f_c	=	126	ks e
Reinforcing Steel f_y	=	4000	ks e	f_t	=	2000	ks e
Stirrup f_y	=	2400	ks e	f_t	=	1200	ks e
Depth h	=	25	cm				
Width b	=	250	cm	d	=	21	cm
Covering	=	4	cm	d'	=	4	cm

$E_c = 252976.8$ $E_s = 2038736$ $n = 8$

$k = 0.335$ $j = 0.888$

$R = (1/2) \cdot f_c \cdot k \cdot j = 18.75$ ks e $f_t' = 2 \cdot f_t \cdot (k \cdot d' / d) / (1 - k) = 870.1$ ks e use 870.1

$M_R = R \cdot b \cdot d^2 = 20675.7$ kg-m $A_{sR} = M_R / (f_t \cdot j \cdot d) = 55.42$ cm²

$M' = M - M_R = 6057$ kg-m $A_{s1} = M' / (f_t \cdot (d - d')) = 17.82$ cm²

$A_{sc} = M' / (f_t' \cdot (d - d')) = 40.95$ cm² $A_{st} = A_{sR} + A_{s1} = 73.23$ cm²

$v_c = 0.292 \cdot \sqrt{f_c'} = 4.89$ ks e

$V_c = v_c \cdot b \cdot d = 25652.0$ kg Stirrup RB9 1

$V' = V - V_c = 0.0$ kg Area = 1.27 cm²

spacing $s = A_v \cdot f_y \cdot d / V' =$ cm

Tension Steel DB12 25 N Area = 28.27 cm²

DB16 0 N Area = 0.00 cm²

No DB16 0 N Area = 0.00 cm²

A = 28.27 cm² 73.23 cm²

Compression Steel DB20 0 N Area = 0.00 cm²

DB12 25 N Area = 28.27 cm²

No RB6 0 N Area = 0.00 cm²

A = 28.27 cm² 40.95 cm²

รูปที่ 4-18 การคำนวณตรวจสอบแรงภายในที่อนุญาตในพื้นชั้นล่าง

4.4 บทสรุป

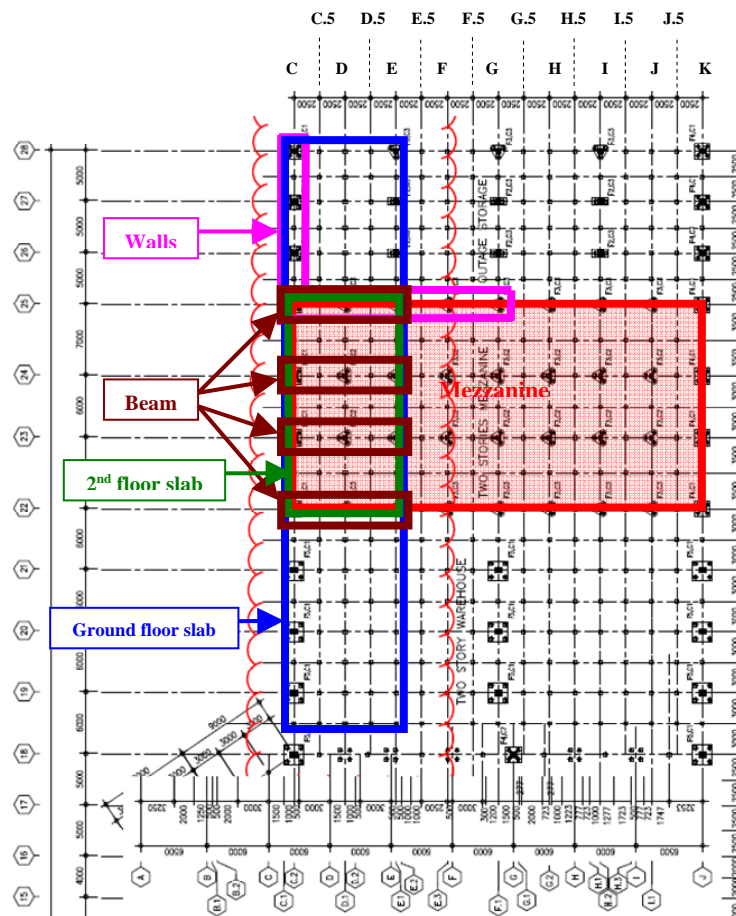
ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของอาคารแสดงสภาพขององค์อาคารเนื่องจากการทรุดตัวไม่สม่ำเสมอ ดังนี้

- คานไม่สามารถรองรับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นได้อย่างปลอดภัย
- เสาสามารถรองรับแรงภายในที่เกิดขึ้นได้อย่างปลอดภัย
- ทั้งพื้นชั้น 2 และพื้นชั้นล่างไม่สามารถรองรับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นได้อย่างปลอดภัย

พื้นที่วิกฤติได้แสดงในรูปที่ 4-19 โดยเป็นพื้นที่ที่องค์อาคารรับแรงภายในที่เกิดขึ้นมากกว่าแรงภายในที่อนุญาตดังแสดงในตารางที่ 4-2

ตารางที่ 4-2 เกณฑ์ในการพิจารณาพื้นที่วิกฤติ

องค์อาคาร	เกณฑ์สำหรับพื้นที่วิกฤติ
คาน	โมเมนต์ดัด > 20,000 kg-m (แรงเฉือนและแรงตามแนวแกนไม่วิกฤติ)
พื้นชั้น 2	โมเมนต์ดัด > 10,000 kg-m (แรงเฉือนและแรงตามแนวแกนไม่วิกฤติ)
พื้นชั้นล่าง	โมเมนต์ดัด > 15,000 kg-m (แรงเฉือนและแรงตามแนวแกนไม่วิกฤติ)



รูปที่ 4-19 พื้นที่วิกฤติ

บทที่ 5 สรุปผลการทดลอง

เนื่องจากการใช้ที่ดินมีความแออัดมากขึ้นดังนั้นจึงมีการก่อสร้างใต้ดินเพื่อเพิ่มพื้นที่ใช้สอย เช่น ชั้นใต้ดินและอุโมงค์ การก่อสร้างงานชุดใต้ดินต้องใช้ระบบกำแพงกันดินและค้ำยันที่เหมาะสมเพื่อให้งานชุดมีเสถียรภาพและลดผลกระทบของการเคลื่อนตัวของโครงสร้างรอบๆ (ทั้งบนดินและใต้ดิน) โดยระบบกันดินที่ไม่เหมาะสมจะเป็นสาเหตุที่สำคัญที่สุดที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินมากเกินไปและก่อให้เกิดความเสียหายกับโครงสร้างข้างเคียง การออกแบบงานชุดที่มีประสิทธิภาพไม่ใช่เรื่องง่ายเพราะวิศวกรปฐพีต้องทำการประเมินความเสี่ยงที่จะเกิดขึ้นทั้งหมด (Shirlaw, 2005) ข้อมูลการตรวจวัดพฤติกรรมของดินและโครงสร้างในสนามจะเป็นสิ่งจำเป็นเพื่อที่จะช่วยให้วิศวกรปฐพีตรวจสอบสมมุติฐานในการออกแบบและช่วยให้ผู้รับเหมาสามารถดำเนินการก่อสร้างด้วยความปลอดภัยและประหยัด นอกจากนี้ข้อมูลการตรวจวัดในสนามสามารถจะถูกใช้เป็นกรณีศึกษาเพื่อตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองด้าน analytical และ numerical จากการเปรียบเทียบกับผลการคำนวณย้อนกลับ (back analysis) ซึ่งเรียกการเปรียบเทียบชนิดนี้เรียกว่า Class C prediction (Lambe, 1973) ถึงแม้ว่า Class C prediction สามารถช่วยในการปรับปรุงและพัฒนาความเข้าใจสำหรับการออกแบบอนาคตแต่ความต้องการที่สำคัญที่สุดสำหรับผู้ออกแบบคือความสามารถที่จะประมาณพฤติกรรมของโครงสร้างได้อย่างถูกต้องก่อนการก่อสร้าง (Class A prediction) ในโครงการวิจัยนี้จะทำการคำนวณย้อนกลับ (back-analysis) เพื่อศึกษาผลกระทบของการเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากงานชุดต่อความเสียหายของโครงการข้างเคียง โดยเลือกกรณีศึกษาที่เกิดความเสียหายจริงที่ดำเนินการก่อสร้างในบริเวณภาคตะวันออก เพื่อพัฒนาความเข้าใจพฤติกรรมของงานชุดในดินในชั้นดินในพื้นที่ซึ่งแตกต่างจากชั้นดินในกรุงเทพฯ ที่มักจะเลือกเป็นกรณีศึกษา เพื่อให้สามารถที่จะทำการออกแบบงานชุดในบริเวณดังกล่าวได้อย่างปลอดภัยและประหยัดยิ่งขึ้น

เอกสารอ้างอิง

- Das, B. M. (1999), *Principles of Foundation Engineering*, 4th Edition
- Kulhawy, F. H. and Mayne, P. W. (1990), *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*, Report No. EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA
- Leung, C. F., Chow, Y. K., and Shen, R. F. (2000), "Behavior of pile subject to excavation-induced soil movement", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 126, No. 11, pp. 947-954
- Nippon Steel Corporation, *Steel Sheet Piles* (information from webpage)
- Peck, R. B., Hansen, W. E., and Thornburn, T. H. (1974), *Foundation Engineering*, 2nd Edition, John Wiley
- Pro-En Technologies, Ltd. (2008), *Structural Analysis and Design Calculation of New Warehouse and Workshop Project*, Pro-En Project No. 50022.GCO
- Skempton, A. W. (1986), "Standard Penetration Test Procedures and the Effect in Sand of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging and Overconsolidation", *Geotechnique*, Vol. 36, No. 3, pp. 425-447
- Tengchoo, T., Yimsiri, S., and Soralump, S. (2010), "Energy efficiency in Standard Penetration Test using different types of hammer", *15th National Convention on Civil Engineering*, Ubon Ratchathani, Thailand, organized by Ubon Ratchathani University (in Thai)

ภาคผนวก ผลงานตีพิมพ์



ความเสียหายของอาคารจากการเคลื่อนตัวของดิน เนื่องจากการขุดลึกข้างเคียง

Damage of a building due to soil movement from an adjacent deep excavation

สยาม ยิ้มศิริ

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี

บทคัดย่อ

บทความนี้แสดงกรณีศึกษาของการประเมินความเสียหายของอาคารเนื่องจากการเคลื่อนตัวของดินรอบๆงานขุดลึกข้างเคียงโดยใช้การวิเคราะห์เชิงตัวเลข โครงสร้างของอาคารเป็นคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีฐานรากเสาเข็มและโครงสร้างของงานขุดลึกเป็นเสาเข็มพีคที่มีค้ำยัน การวิเคราะห์เชิงตัวเลขได้ดำเนินการเป็น 2 ขั้นตอน คือ การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินรอบๆงานขุด จากนั้นใช้ผลการเคลื่อนตัวของดินที่ได้เป็นสภาวะขอบเขตในการวิเคราะห์โครงสร้างอาคาร ผลการวิเคราะห์จะได้แรงเฉือน, โมเมนต์ดัด, และแรงในแนวแกนในเสาเข็มและส่วนต่างๆของโครงสร้างอาคาร ค่าที่ได้นี้จะใช้เปรียบเทียบกับความสามารถในการรับแรงของเสาเข็มและโครงสร้างอาคารเพื่อประเมินความเสียหาย

คำสำคัญ: ความเสียหายของอาคาร, การเคลื่อนตัวของดิน, งานขุดลึก

Abstract

The case study of the damage of reinforced concrete building due to adjacent deep excavation is presented. The finite element analysis of the excavation is undertaken to study its effects on the movement of the foundations of the building. The analyzed movements of foundations are then used as a boundary condition for differential settlements of the building. Finally, the finite element analysis of the building structure is undertaken to investigate the effects of differential settlement on the structural members. The bending moments, shear forces, and axial forces due to adjacent excavation are analyzed for all construction steps and the extent of structural damage of the building is evaluated.

Keywords: damage of a building, soil movement, deep excavation

1. คำนำ

การดำเนินงานขุดลึกจะทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงสภาพความเค้นของดินและทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินรอบๆซึ่งจะทำให้เกิดผลกระทบต่ออาคารข้างเคียง ลักษณะของการเคลื่อนตัวของดินจะขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของดิน, มิติของงานขุด คือ ความกว้าง ความยาว และความลึก, ชนิดของกำแพงกันดินและค้ำยัน, และขั้นตอนการก่อสร้าง การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินและการประเมินความเสี่ยงต่อความเสียหายต่ออาคารข้างเคียงเป็นส่วนสำคัญในการวางแผน, ออกแบบ, และก่อสร้างงานขุดลึกในพื้นที่หนาแน่น

ภาคตะวันออกของประเทศไทยเป็นพื้นที่อุตสาหกรรมที่สำคัญและมีนิคมอุตสาหกรรมจำนวนมาก ด้วยความเจริญเติบโตทางเศรษฐกิจทำให้นิคมอุตสาหกรรมเหล่านี้มีความหนาแน่นเพิ่มขึ้นโดยมีการก่อสร้างสาธารณูปโภคและอาคารที่มีความแออัดมากขึ้นจึงมีความเสี่ยงที่การก่อสร้างจะส่งผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียงมากขึ้น บทความนี้ได้แสดงกรณีศึกษาของการวิเคราะห์ความเสียหายของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเนื่องจากการขุดลึกข้างเคียงที่เกิดขึ้นในพื้นที่ภาคตะวันออก

2. ปัญหาที่เกิดขึ้น

กรณีศึกษาที่เกิดขึ้นที่นิคมอุตสาหกรรมมาบตาพุด จ.ระยอง โดยมีการก่อสร้างงานขุดลึกห่างจากอาคารข้างเคียงน้อยมากดังแสดงในรูปที่ 1 งานขุดเป็นเสาเข็มพีคแบบมีค้ำยันลึกประมาณ 15 ม. อาคารข้างเคียงเป็นโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก 2 ชั้น (พื้นที่ 40×60 ม²) และใช้ในการเก็บวัสดุที่มีน้ำหนักจรมาก โดยมีคานคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดใหญ่สุด 40×60 ซม² และมีความยาวมากที่สุด 7 ม. และมีเสาคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดตั้งแต่ 50×50 ซม² ถึง 70×50 ซม² และมีความยาวมากที่สุด 7.7 ม. พื้นคอนกรีตเสริมเหล็กชั้นล่างหนา 25 ซม และรองรับด้วยเสาเข็มที่มีระยะห่าง 2.5 ม. (slab on pile) โดยมีความหนาเพิ่มขึ้นที่ตำแหน่งหัว

* ผู้เขียนผู้รับผิดชอบบทความ (Corresponding author)

E-mail address: ysiam@buu.ac.th

เสาเข็มเพื่อต้านการเฉือนทะเลว พื้นคอนกรีตเสริมเหล็กชั้น 2 มีความหนา 20 ซม. และรองรับโดยคาน (slab on beam) หลังคาเป็นโครงสร้างเหล็กเป็นคานตัว I และแผ่นโลหะผสมโดยมีความยาว 20 ม. ฐานรากของอาคารเป็นแบบแยกกัน โดยมีเสาเข็ม 2-4 ต้นที่แต่ละตำแหน่งฐานรากโดยเป็นเสาเข็มตอกขนาด 30 × 30 ซม² และมีความยาว 12 ม. เป็นแบบ end bearing งานชุดได้ดำเนินการเมื่อการก่อสร้างโครงสร้างอาคารได้ดำเนินการเสร็จสิ้นและอยู่ระหว่างการตกแต่งและวางระบบโดยระหว่างการดำเนินงานชุดได้เกิดความเสียหายของอาคารขึ้น

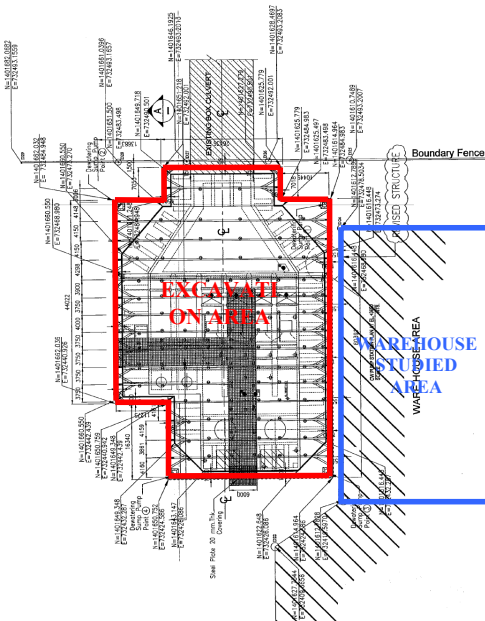
ความเสียหายของอาคารที่พบคือพบความเสียหายของคานที่จุดต่อระหว่างคานและเสา พบรอยร้าวในแผ่นพื้นชั้น 2 มีทิศทางขนานกับงานชุดแต่ไม่พบรอยร้าวในแผ่นพื้นชั้นล่าง พบว่า pile-slab contact ที่ตำแหน่งหนึ่งเกิดช่องว่างระหว่างหัวเสาเข็มและพื้นชั้นล่าง (เนื่องจากพื้นชั้นล่างแข็งแรงมากจึงอาจทำให้การทรุดตัวของเสาเข็มทำให้เกิดช่องว่างระหว่างเสาเข็มและพื้น) ความเสียหายต่อฐานราก (เสาเข็มและหัวเสาเข็ม) ไม่สามารถสังเกตเห็นได้ด้วยตาเนื่องจากอยู่ใต้โครงสร้างซึ่งก่อสร้างเสร็จแล้ว

การวิเคราะห์กรณีศึกษาที่สนใจเฉพาะพื้นที่ของอาคารที่อยู่ใกล้กับงานชุด และสมมติว่าส่วนของอาคารอื่นๆและโครงสร้างรอบๆไม่มีผลกระทบต่อกระบวนการวิเคราะห์แสดงในรูปที่ 2

3. การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของงานชุด

การวิเคราะห์ FE ของงานชุดทำเพื่อศึกษาการเคลื่อนตัวของดินรอบๆงานชุด การวิเคราะห์ทำแบบ 2 มิติโดยพิจารณาเฉพาะงานชุด, เสาเข็มพืดและค้ำยัน, และเสาเข็ม โดยไม่พิจารณาความแข็งแรงของโครงสร้างอาคาร ผลการวิเคราะห์ FE ของงานชุดจะให้ (i) การเคลื่อนตัวของหัวเสาเข็มซึ่งจะใช้เป็นข้อมูลของการเคลื่อนตัวในการวิเคราะห์โครงสร้าง และ (ii) โมเมนต์ค้ำยันและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาเข็มเพื่อพิจารณาความเสียหายของเสาเข็ม

3.1 ภูมิ



รูปที่ 1 แปลนของงานชุดและอาคารข้างเคียง

ดินที่บริเวณก่อสร้างเป็นทรายและได้ทำการทดสอบกำลังและโมดูลัสด้วยการทดสอบ Standard Penetration Test (SPT) โดยมีสมมุติฐานในการวิเคราะห์คุณสมบัติของดินดังนี้ (i) ระดับน้ำใต้ดินลึก 1 ม., (ii) การทดสอบ SPT สมมุติว่ามี energy efficiency เท่ากับ 50% [1], (iii) ผล SPT ถูกปรับไปที่ N_{60} (60% energy efficiency), (iv) ปรับแก้ค่า SPT เนื่องจากน้ำหนักกดทับตาม Skempton [2], (v) วิเคราะห์ internal friction angle (ϕ') ของดินจากผล SPT ตาม Peck et al. [3], และ (vi) วิเคราะห์ Young's modulus (E) จากผล SPT ตาม Kulhawy & Mayne [4] รูปที่ 3 แสดงผลการทดสอบ SPT และผลการวิเคราะห์ internal friction angle และ Young's modulus

ตารางที่ 1 แสดงคุณสมบัติของดินแต่ละชั้น โดยแบ่งเป็น 3 ชั้นและดินที่ลึกกว่า 30 ม. พิจารณาว่าแข็งมาก คุณสมบัติของดินถมกลับสมมุติให้เหมือนกับของ Layer 2 ตารางที่ 2 แสดงคุณสมบัติของเสาเข็มพืด ตารางที่ 3 แสดงคุณสมบัติของค้ำยัน ตารางที่ 4 แสดงคุณสมบัติของ concrete base slab และตารางที่ 5 แสดงคุณสมบัติของเสาเข็มแบบคอนกรีตอัดแรงมีพื้นที่หน้าตัด 30 × 30 ซม² และยาว 12 ม. ในการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ นั้นต้องปรับคุณสมบัติของเสาเข็มจริงใน 3 มิติ ดังแสดงในรูปที่ 4 ให้เป็นคุณสมบัติเทียบเท่าใน 2 มิติ ซึ่งทำโดยการเฉลี่ยค่าคุณสมบัติของเสาเข็มต่อหนึ่งหน่วยความยาวของโครงสร้างในแต่ละ gridline โดยเสาเข็มสามารถแบ่งเป็น 3 กลุ่มดังตารางที่ 6 และมีคุณสมบัติดังตารางที่ 7

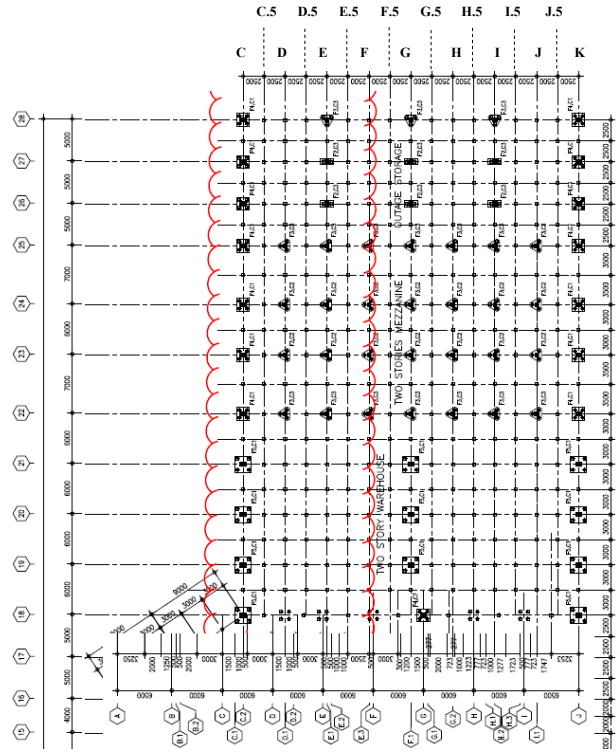
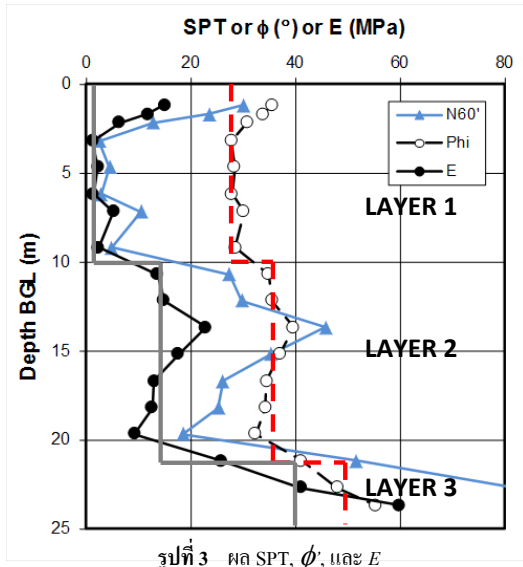
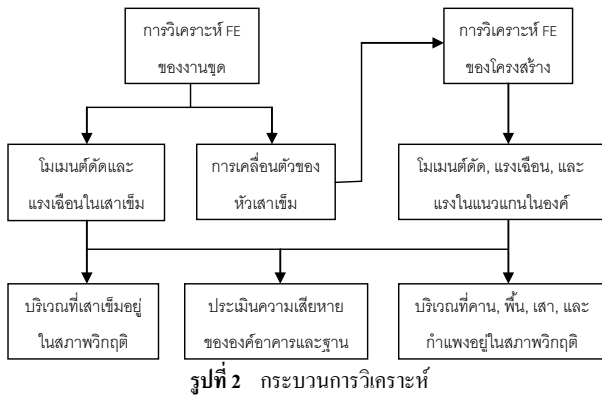
3.2 ขั้นตอนการดำเนินงานชุด

ตารางที่ 8 แสดงขั้นตอนการดำเนินงานชุดโดยแบ่งเป็น 10 ขั้นตอน ในทุกขั้นตอนระดับน้ำใต้ดินในงานชุดอยู่ที่ก้นงานชุดและระดับน้ำใต้ดินนอกงานชุดอยู่ที่ความลึก 1 ม. strut มีการให้แรง preload เท่ากับ 400 kN/strut (70 kN/m)

ตารางที่ 1 คุณสมบัติของดิน

คุณสมบัติ	Layer 1	Layer 2	Layer 3
แบบจำลองดิน	Mohr-Coulomb		
พฤติกรรม	ระบายน้ำ		
ความลึก (m)	0-10	10-22	22-30
Cohesion, c' (kPa)	1	1	1
Friction angle, ϕ' (°)	28	35	50
Dilation angle, ψ' (°)*	0	7	22
Young's modulus, E' (MPa)	2	15	40
Poisson's ratio, ν	0.2	0.2	0.2
Unsat. unit wt., γ_{unsat} (kN/m ³)	20.5	20.5	20.5
Sat. unit wt., γ_{sat} (kN/m ³)	22.5	22.5	22.5
Permeability, $k_x = k_y$ (m/day)	1×10^{-4}	1×10^{-4}	1×10^{-4}

* สมมุติ $\psi' = \phi' - \phi'_{crit}$ และ $\phi'_{crit} = \phi'$ ของ Layer 1



ตารางที่ 5 คุณสมบัติของเสาเข็ม

พื้นที่หน้าตัด, A (cm^2)	900
Moment of inertia, I (m^4)	6.75×10^{-4}
Young's modulus ของคอนกรีต, E_c (GPa)	30

ตารางที่ 2 คุณสมบัติของเสาเข็มพืด

แบบจำลอง	Elastic
ชนิด	FSP-IV
Section modulus, Z_x (cm^3/m)	2270
พื้นที่หน้าตัด, A_p (cm^2/m)	242.5
Young's modulus ของเหล็ก, E_s (GPa)	200
Moment of inertia, I (cm^4/m)	38600

ตารางที่ 3 คุณสมบัติของค้ำยัน

แบบจำลอง	Elastic
ชนิด	YH 350 \times 350
พื้นที่หน้าตัด, A (cm^2)	154.9
Section-modulus, Z_x (cm^3)	2000
Young's modulus ของเหล็ก, E_s (GPa)	200
ระยะระหว่าง strut (m)	6.0
ความยาว strut (m)	23

ตารางที่ 4 คุณสมบัติของ concrete base slab

แบบจำลอง	Elastic
ความหนาของคอนกรีต (cm)	20
Young's modulus ของคอนกรีต, E_c (GPa)	30
ความยาว (m)	23

ตารางที่ 6 จำนวนเสาเข็มในแต่ละ gridline

Gridline	จำนวนเสาเข็ม/ความยาว 53 ม.	กลุ่ม
C	23 (2 แถว)	Pile I
C.5	19	Pile II
D	14 (2 แถว)	Pile III
D.5	19	Pile II
E	14 (2 แถว)	Pile III
E.5	19	Pile II
F	14 (2 แถว)	Pile III
F.5	19	Pile II
G	18 (2 แถว)	Pile II
G.5	19	Pile II
H	14 (2 แถว)	Pile III
H.5	19	Pile II
I	14 (2 แถว)	Pile III
I.5	19	Pile II
J	14 (2 แถว)	Pile III
J.5	19	Pile II
K	23 (2 แถว)	Pile I

3.3 การประมาณผลการวิเคราะห์เป็น 3 มิติ

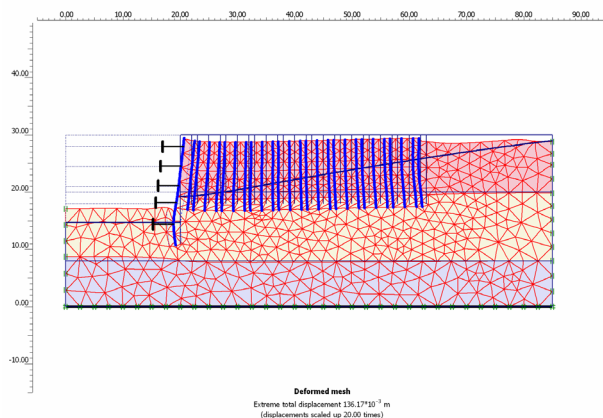
การวิเคราะห์ FE เป็นแบบ 2 มิติดังแสดงแบบจำลองในรูปที่ 5 ซึ่งหมายความว่า เป็นผลของหน้าตัดที่กึ่งกลางของงานขุด การประมาณผลการวิเคราะห์เป็นสภาพ 3 มิติทำโดยการพิจารณาการทรุดตัวของพื้นชั้นล่างดังแสดงในรูปที่ 6 ซึ่งจะเห็นว่าพฤติกรรมที่ส่วนกลางของพื้นจะสมมาตรและสามารถพิจารณาเป็นสภาพ 2 มิติและผลการวิเคราะห์ FE น่าจะแทนส่วนนี้ได้ จากนั้นสมมุติว่าที่ตำแหน่งขอบบนสุดและล่างสุดของงานขุดควรมีผลเป็นครั้งหนึ่งของผลการวิเคราะห์แบบ 2 มิติและคำนวณผลของหน้าตัดอื่นๆโดยการประมาณเป็นเส้นตรง โดยตำแหน่งของขอบบนสุดของงานขุดอยู่ที่ 21 ม. จากขอบบนของพฤติกรรม 2 มิติ (ด้าน B) และของล่างสุดของงานขุดอยู่ที่ระยะ 12 ม. จากขอบล่างของพฤติกรรม 2 มิติ (ด้าน A)

ตารางที่ 7 คุณสมบัติของแต่ละกลุ่มของเสาเข็ม

คุณสมบัติ	Pile I	Pile II	Pile III
แบบจำลอง	Elastic	Elastic	Elastic
EA (kN/m)	9.1×10^5	8.0×10^5	5.9×10^5
EI (kN-m ² /m)	7300	5900	4400
Weight, W (kN/m/m)	1.0	0.8	0.6

ตารางที่ 8 ขั้นตอนการดำเนินงานขุด

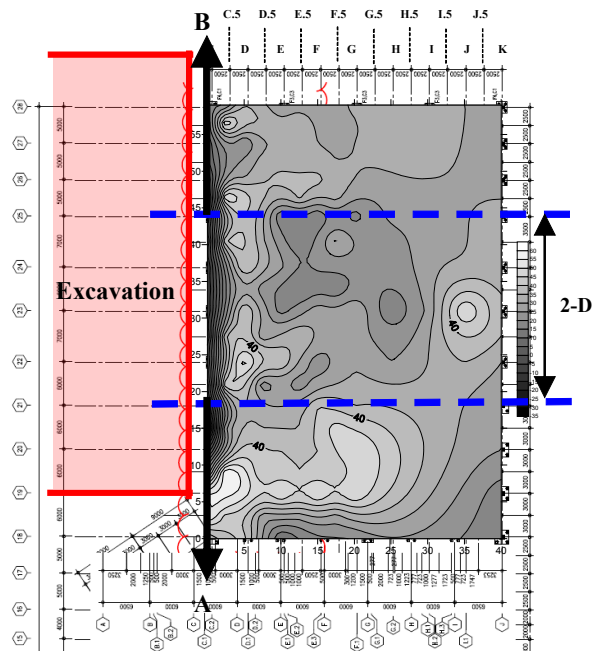
ขั้นตอน	รายละเอียด
Excavation 1	ขุดถึงระดับ -2.0 ม. + ไม้ strut
Excavation 2	ขุดถึงระดับ -5.5 ม. + ไม้ strut
Excavation 3	ขุดถึงระดับ -9.0 ม. + ไม้ strut
Excavation 4	ขุดถึงระดับ -12.0 ม. + ไม้ strut
Excavation 5	ขุดถึงระดับ -15.3 ม. + ไม้ base slab
Backfill 5	ถมกลับถึงระดับ -11.7 ม.
Backfill 4	เอา strut ออก + ถมกลับถึงระดับ -8.7 ม.
Backfill 3	เอา strut ออก + ถมกลับถึงระดับ -5.2 ม.
Backfill 2	เอา strut ออก + ถมกลับถึงระดับ -1.7 ม.
Backfill 1	เอา strut ออก + ถมกลับถึงระดับผิวดิน



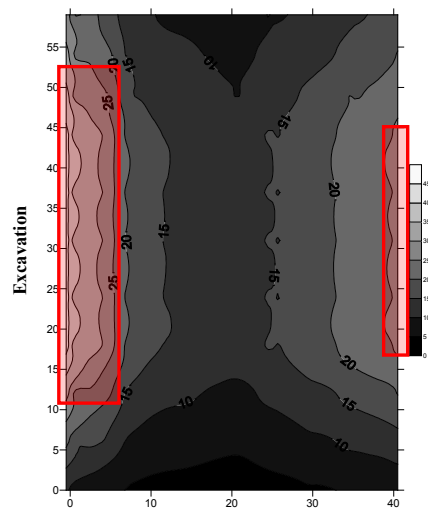
รูปที่ 5 แบบจำลอง FE 2 มิติ

3.4 การประเมินความเสียหายของเสาเข็ม

รูปที่ 7 แสดงเส้น contour ของค่าโมเมนต์ดัดค้มสูงสุดในเสาเข็มระหว่างกระบวนการขุดทุกขั้นตอน และได้แสดงบริเวณที่เสาเข็มมีค่าโมเมนต์ดัดค้มมากที่สุดไว้ (บริเวณวิกฤติ) โดยพบว่าค่าโมเมนต์ดัดค้มที่เกิดขึ้นในเสาเข็มยังคงมีค่าน้อยกว่าโมเมนต์ดัดค้มที่ยอมให้ของเสาเข็ม (56 kN-m) รูปที่ 8 แสดงเส้น contour ของค่าแรงเฉือนสูงสุดในเสาเข็มระหว่างกระบวนการขุดทุกขั้นตอน และได้แสดงบริเวณวิกฤติไว้ โดยพบว่าค่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาเข็มยังคงมีค่าน้อยกว่าแรงเฉือนที่ยอมให้ของเสาเข็ม (49 kN) นอกจากนี้ผลการวิเคราะห์ FE ของงานขุดยังให้ผลการเคลื่อนตัวในแนวดิ่งและแนวนอนของหัวเสาเข็มทุกต้นในแต่ละขั้นตอนงานขุดซึ่งจะใช้ในการกำหนดสภาพขอบเขตของการเคลื่อนตัวสำหรับการวิเคราะห์ FE ของโครงสร้างต่อไป



รูปที่ 6 การทรุดตัวของพื้นชั้นล่าง (สมมุติฐานสภาพ 3 มิติ)



รูปที่ 7 เส้น contour ของค่าโมเมนต์ดัดค้มสูงสุดในเสาเข็ม (หน่วย kN-m)

4. การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของโครงสร้าง

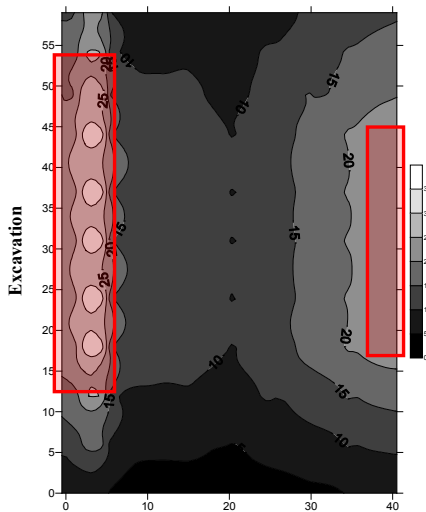
การวิเคราะห์ FE ของโครงสร้างทำเพื่อศึกษาผลกระทบของการทรุดตัวของฐานรากต่อโครงสร้างโดยพิจารณาโครงสร้างในสภาพก่อนการเปิดใช้งาน (คิดเฉพาะน้ำหนักคงที่) โดยใช้สภาพขอบเขตของการเคลื่อนตัวจากผลการวิเคราะห์ FE ของงานขุด ผลการวิเคราะห์จะได้ค่าโมเมนต์ดัด, แรงเฉือน, และแรงในแนวแกนในองค์อาคารเนื่องจากงานขุดข้างเคียงในทุกขั้นตอนของการดำเนินงานขุด

4.1 การวิเคราะห์กรณีวิกฤติ

กรณีวิกฤติของขั้นตอนการดำเนินงานขุดต่อโครงสร้างพิจารณาจาก (i) แรงภายในองค์อาคารสูงสุด และ (ii) บริเวณการเกิดแรงภายในสูงสุด ซึ่งพบว่าเป็นขั้นตอน Excavation 5 เป็นขั้นตอนที่วิกฤติที่สุดซึ่งเป็นขั้นตอนการดำเนินงานขุดขั้นสุดท้าย (ลึกที่สุด) โดยขุดไปถึงระดับ -15.3 ม. รูปที่ 9 แสดงว่าโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนที่มีค่าสูงกระจายเป็นบริเวณกว้างเนื่องจากการเคลื่อนตัวในแนวตั้งของหัวเสาเข็มมากที่สุด ผลของการวิเคราะห์ FE ของโครงสร้างจากขั้นตอน Excavation 5 จะใช้ในการทำการประเมินความเสียหายขององค์อาคารต่อไป

4.2 การประเมินความเสียหายขององค์อาคาร

การประเมินความเสียหายขององค์อาคารทำโดยการเปรียบเทียบค่าแรงภายในที่ได้จากการวิเคราะห์ FE ของโครงสร้างกับค่าแรงภายในที่ยอมรับได้ของโครงสร้างโดยพิจารณาจาก (i) วิธีการออกแบบ: working stress design, (ii) $f_c' = 280$ ksc, และ (iii) $f_y = 4000$ ksc ผลการวิเคราะห์แสดงว่าคานชั้น 2 จะเกิดความเสียหายเนื่องจากโมเมนต์ดัดแต่ยังสามารถรับแรงเฉือนได้ โดยเกิดค่าโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนมากที่สุดที่ Gridline 24 ซึ่งมี $M_{max} = 34,303$ kg-m และ $S_{max} = 13,497$ kg (ดูรูปที่ 11) ดังนั้นจึงมีความเป็นไปได้ที่จะเกิดรอยร้าวที่จุดต่อระหว่างคานและเสาตาม Gridline 24 โดยเฉพาะที่จุด [E, 25] การเสียหายของคานสามารถทำให้เกิดรอยร้าว



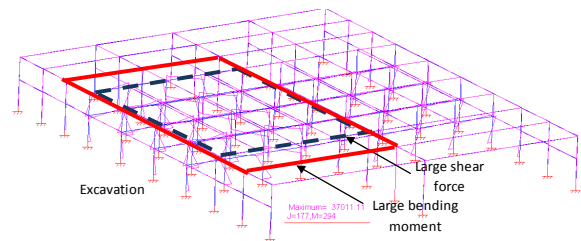
รูปที่ 8 เส้น contour ของค่าแรงเฉือนมากสุดในเสาเข็ม (หน่วย kN)

ในพื้นที่และกำแพง การวิเคราะห์แสดงว่าเสาเข็มมีความแข็งแรงเพียงพอที่จะรับแรงที่เกิดขึ้นได้โดยไม่เกิดความเสียหาย โดยเกิดแรงภายในมากที่สุดที่จุด [D,25] โดยมี $M_{max} = 14,998$ kg-m, $S_{max} = 5,471$ kg, และ $P_{max} = 37,241$ kg และที่จุด [E,22] โดยมี $M_{max} = 37,011$ kg-m, $S_{max} = 18,095$ kg, และ $P_{max} = 25,761$ kg (รูปที่ 11)

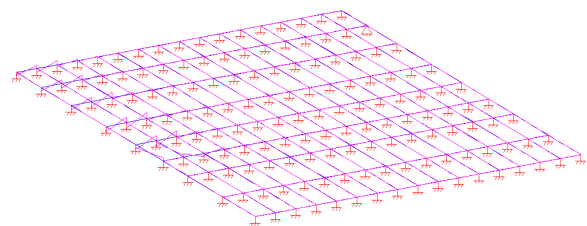
พื้นชั้น 2 จะเกิดความเสียหายเนื่องจากการเสียหายของคานชั้น 2 เพราะเป็น slab on beam โดยทั่วไปเมื่อโครงสร้างเกิดการทรุดตัวที่ไม่เท่ากันจะเกิดรอยร้าวที่พื้นง่ายกว่าที่คานเพราะพื้นบางกว่า การวิเคราะห์แสดงว่าแรงภายในมีค่าสูงที่พื้นบริเวณใกล้งานขุดระหว่างจุด [C, 22] และ [E, 25] และพื้นชั้น 2 ไม่สามารถต้านทานโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นได้ ดังนั้นจึงคาดว่าจะเกิดรอยร้าวในพื้นที่บริเวณนี้ สำหรับพื้นชั้นล่างรองรับโดยตรงด้วยเสาเข็ม (slab on pile) ดังนั้นความเสียหายจะสัมพันธ์กับการทรุดตัวของเสาเข็ม ผลการวิเคราะห์ FE (รูปที่ 10) แสดงว่าพื้นไม่สามารถรับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นได้และคาดว่าจะเกิดรอยร้าวที่พื้นหนาแน่นใกล้งานขุดระหว่างจุด [C,22] และ [E,25] นอกจากนี้เสาเข็มได้พื้นไม่มี dowel bar ดังนั้นพื้นอาจจะไม่ทรุดตัวมากเท่ากับเสาเข็มเพราะพื้นมีความแข็งแรงมาก จึงอาจสังเกตเห็นความเสียหายของพื้นไม่มากเมื่อมีเพียงน้ำหนักคงที่ แต่หลังจากนั้นพื้นสามารถทรุดตัวมากขึ้นภายใต้น้ำหนักจรและทำให้เกิดความเสียหายอย่างมากได้

4.3 บริเวณวิกฤติ

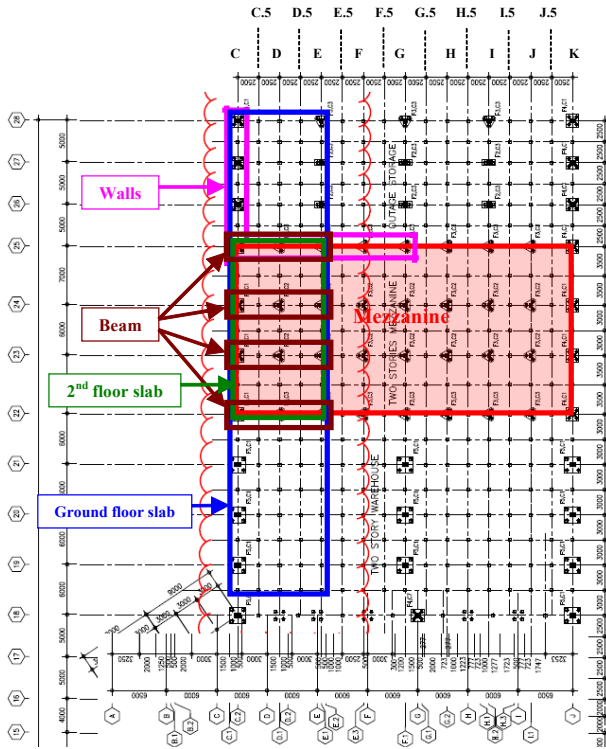
ผลการวิเคราะห์ FE ของโครงสร้างแสดงว่าสภาพขององค์อาคารเนื่องจากการทรุดตัวไม่เท่ากันเป็นดังนี้ (i) คานไม่สามารถรับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นได้, (ii) เสาสามารถรับแรงภายในที่เกิดขึ้นได้, และ (iii) พื้นทั้งชั้นล่างและชั้น 2 ไม่สามารถรับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นได้ โดยบริเวณวิกฤติได้แสดงในรูปที่ 11 ซึ่งพิจารณาว่าเป็นบริเวณที่องค์อาคารรับแรงภายในเกินกว่าความสามารถในการรับแรงได้



รูปที่ 9 การกระจายค่าโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนในขั้นตอน Excavation 5



รูปที่ 10 การวิเคราะห์ FE ของพื้นชั้นล่าง



รูปที่ 11 บริเวณวิกฤติ

5. บทสรุป

บทความนี้แสดงกรณีศึกษาการวิเคราะห์ความเสียหายของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเนื่องจากการขุดลึกข้างเคียง โดยทำการวิเคราะห์ FE สำหรับงานขุดและโครงสร้างเพื่อศึกษาผลกระทบและขอบเขตของความเสียหายของอาคารเนื่องจากการขุด การวิเคราะห์ FE ของงานขุดแสดงว่าเสาเข็มไม่เสียหายเนื่องจากการขุด การวิเคราะห์ FE ของโครงสร้างแสดงว่าคานและพื้นจะเกิดความเสียหายแต่เสาจะไม่เกิดความเสียหาย และได้แสดงบริเวณวิกฤติของความเสียหายขององค์อาคาร ผลการวิเคราะห์นี้จะ เป็นประโยชน์ในการออกแบบการทดสอบในสนามเพื่อพิสูจน์ความเสียหายที่เกิดขึ้นจริง และยังเป็นประโยชน์ในการออกแบบกระบวนการซ่อมแซมอาคารต่อไป

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนบางส่วนจากทุนวิจัยของมหาวิทยาลัยบูรพา ขอขอบคุณ ผศ.ดร. วิเชียร ชาติ ที่ให้ความช่วยเหลือในการวิเคราะห์โครงสร้าง

เอกสารอ้างอิง

- [1] ชีรชัย เต็งชู, สยาม ยิ้มศิริ, และ สุทธิศักดิ์ ศรีสัมพันธ์, “พลังงานประสิทธิผลในการทดสอบการเจาะทะลุของลวดมาตรฐานโดยค้อนตอกชนิดต่างๆ”, การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 15, พ.ศ. 2553.
- [2] A.W. Skempton, “Standard Penetration Test Procedures and the Effect in Sand of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging and Overconsolidation”. *Geotechnique*, 36(3), pp. 425-447, 1986.
- [3] R.B. Peck, W.E. Hansen, and T.H. Thornburn, *Foundation Engineering*, 2nd Edition, John Wiley, 1974.
- [4] F.H. Kulhawy and P.W. Mayne, *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*, Report No. EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA., 1990.



ความเสียหายของอาคารจากการเคลื่อนตัวของดิน เนื่องจากงานขุดลึกข้างเคียง

Damage of a building due to soil movement from an adjacent deep excavation

สยาม ยิ้มศิริ

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี

บทคัดย่อ

บทความนี้แสดงกรณีศึกษาของการประเมินความเสียหายของอาคาร เนื่องจากการเคลื่อนตัวของดินรอบๆงานขุดลึกข้างเคียงโดยใช้การวิเคราะห์เชิงตัวเลข โครงสร้างของอาคารเป็นคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีฐานรากเสาเข็มและโครงสร้างของงานขุดลึกเป็นเสาเข็มพีคที่มีค้ำยัน การวิเคราะห์เชิงตัวเลขได้ดำเนินการเป็น 2 ขั้นตอน คือ การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินรอบๆงานขุด จากนั้นใช้ผลการเคลื่อนตัวของดินที่ได้เป็นสภาวะขอบเขตในการวิเคราะห์โครงสร้างอาคาร ผลการวิเคราะห์จะได้แรงเฉือน, โมเมนต์ดัด, และแรงในแนวแกนในเสาเข็มและส่วนต่างๆของโครงสร้างอาคาร ค่าที่ได้นี้จะใช้เปรียบเทียบกับความสามารถในการรับแรงของเสาเข็มและโครงสร้างอาคารเพื่อประเมินความเสียหาย

คำสำคัญ: ความเสียหายของอาคาร, การเคลื่อนตัวของดิน, งานขุดลึก

Abstract

The case study of the damage of reinforced concrete building due to adjacent deep excavation is presented. The finite element analysis of the excavation is undertaken to study its effects on the movement of the foundations of the building. The analyzed movements of foundations are then used as a boundary condition for differential settlements of the building. Finally, the finite element analysis of the building structure is undertaken to investigate the effects of differential settlement on the structural members. The bending moments, shear forces, and axial forces due to adjacent excavation are analyzed for all construction steps and the extent of structural damage of the building is evaluated.

Keywords: damage of a building, soil movement, deep excavation

1. คำนำ

การดำเนินงานขุดลึกจะทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงสภาพความเค้นของดินและทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินรอบๆซึ่งจะทำให้เกิดผลกระทบต่ออาคารข้างเคียง ลักษณะของการเคลื่อนตัวของดินจะขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของดิน, มิติของงานขุด คือ ความกว้าง ความยาว และความลึก, ชนิดของกำแพงกันดินและค้ำยัน, และขั้นตอนการก่อสร้าง การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินและการประเมินความเสี่ยงต่อความเสียหายต่ออาคารข้างเคียงเป็นส่วนสำคัญในการวางแผน, ออกแบบ, และก่อสร้างงานขุดลึกในพื้นที่หนาแน่น

ภาคตะวันออกของประเทศไทยเป็นพื้นที่อุตสาหกรรมที่สำคัญและมีนิคมอุตสาหกรรมจำนวนมาก ด้วยความเจริญเติบโตทางเศรษฐกิจทำให้นิคมอุตสาหกรรมเหล่านี้มีความหนาแน่นเพิ่มขึ้นโดยมีการก่อสร้างสาธารณูปโภคและอาคารที่มีความแออัดมากขึ้นจึงมีความเสี่ยงที่การก่อสร้างจะส่งผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียงมากขึ้น บทความนี้ได้แสดงกรณีศึกษาของการวิเคราะห์ความเสียหายของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเนื่องจากงานขุดลึกข้างเคียงที่เกิดขึ้นในพื้นที่ภาคตะวันออก

2. ปัญหาที่เกิดขึ้น

กรณีศึกษาที่เกิดขึ้นที่นิคมอุตสาหกรรมมาบตาพุด จ.ระยอง โดยมีการก่อสร้างงานขุดลึกห่างจากอาคารข้างเคียงน้อยมากดังแสดงในรูปที่ 1 งานขุดเป็นเสาเข็มพีคแบบมีค้ำยันลึกประมาณ 15 ม. อาคารข้างเคียงเป็นโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก 2 ชั้น (พื้นที่ 40×60 ม²) และใช้ในการเก็บวัสดุที่มีน้ำหนักจรมมาก โดยมีคานคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดใหญ่สุด 40×60 ซม² และมีความยาวมากที่สุด 7 ม. และมีเสาคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดตั้งแต่ 50×50 ซม² ถึง 70×50 ซม² และมีความยาวมากที่สุด 7.7 ม. พื้นคอนกรีตเสริมเหล็กชั้นล่างหนา 25 ซม และรองรับด้วยเสาเข็มที่มีระยะห่าง 2.5 ม. (slab on pile) โดยมีความหนาเพิ่มขึ้นที่ตำแหน่งหัว

* ผู้เขียนผู้รับผิดชอบบทความ (Corresponding author)

E-mail address: ysiam@buu.ac.th

เสาเข็มเพื่อต้านทานการเฉือนทะลุ พื้นคอนกรีตเสริมเหล็กชั้น 2 มีความหนา 20 ซม. และรองรับโดยคาน (slab on beam) หลังคาเป็นโครงสร้างเหล็กเป็นคานตัว I และแผ่นโลหะผสมโดยมีความยาว 20 ม. ฐานรากของอาคารเป็นแบบแยกกัน โดยมีเสาเข็ม 2-4 ต้นที่แต่ละตำแหน่งฐานรากโดยเป็นเสาเข็มตอกขนาด 30 × 30 ซม² และมีความยาว 12 ม. เป็นแบบ end bearing งานชุดได้ดำเนินการเมื่อการก่อสร้างโครงสร้างอาคารได้ดำเนินการเสร็จสิ้นและอยู่ระหว่างการตกแต่งและวางระบบโดยระหว่างการดำเนินงานชุดได้เกิดความเสียหายของอาคารขึ้น

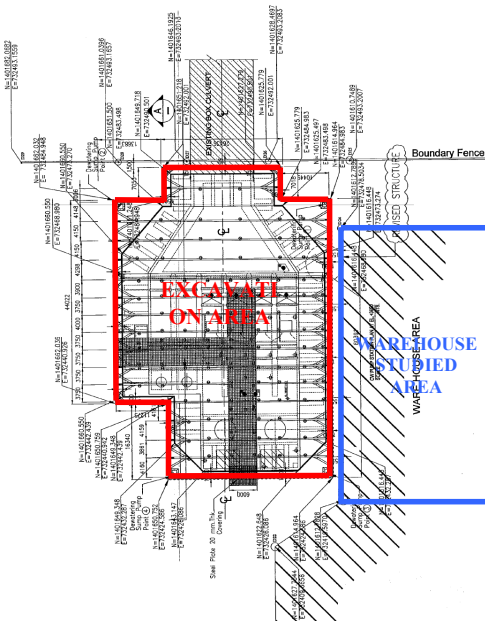
ความเสียหายของอาคารที่พบคือพบความเสียหายของคานที่จุดต่อระหว่างคานและเสา พบรอยร้าวในแผ่นพื้นชั้น 2 มีทิศทางขนานกับงานชุดแต่ไม่พบรอยร้าวในแผ่นพื้นชั้นล่าง พบว่า pile-slab contact ที่ตำแหน่งหนึ่งเกิดช่องว่างระหว่างหัวเสาเข็มและพื้นชั้นล่าง (เนื่องจากพื้นชั้นล่างแข็งแรงมากจึงอาจทำให้การทรุดตัวของเสาเข็มทำให้เกิดช่องว่างระหว่างเสาเข็มและพื้น) ความเสียหายต่อฐานราก (เสาเข็มและหัวเสาเข็ม) ไม่สามารถสังเกตเห็นได้ด้วยตาเนื่องจากอยู่ใต้โครงสร้างซึ่งก่อสร้างเสร็จแล้ว

การวิเคราะห์กรณีศึกษาที่สนใจเฉพาะพื้นที่ของอาคารที่อยู่ใกล้กับงานชุด และสมมติว่าส่วนของอาคารอื่นๆและโครงสร้างรอบๆไม่มีผลกระทบกระบวนการวิเคราะห์แสดงในรูปที่ 2

3. การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของงานชุด

การวิเคราะห์ FE ของงานชุดทำเพื่อศึกษาการเคลื่อนตัวของดินรอบๆงานชุด การวิเคราะห์ทำแบบ 2 มิติโดยพิจารณาเฉพาะงานชุด, เสาเข็มพืดและค้ำยัน, และเสาเข็ม โดยไม่พิจารณาความแข็งแรงของโครงสร้างอาคาร ผลการวิเคราะห์ FE ของงานชุดจะให้ (i) การเคลื่อนตัวของหัวเสาเข็มซึ่งจะใช้เป็นข้อมูลของการเคลื่อนตัวในการวิเคราะห์โครงสร้าง และ (ii) โมเมนต์ค้ำยันและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาเข็มเพื่อพิจารณาความเสียหายของเสาเข็ม

3.1 ภูมิ



รูปที่ 1 แปลนของงานชุดและอาคารข้างเคียง

ดินที่บริเวณก่อสร้างเป็นทรายและได้ทำการทดสอบกำลังและโมดูลัสด้วยการทดสอบ Standard Penetration Test (SPT) โดยมีสมมุติฐานในการวิเคราะห์คุณสมบัติของดินดังนี้ (i) ระดับน้ำใต้ดินลึก 1 ม., (ii) การทดสอบ SPT สมมุติว่ามี energy efficiency เท่ากับ 50% [1], (iii) ผล SPT ถูกปรับไปที่ N_{60} (60% energy efficiency), (iv) ปรับแก้ค่า SPT เนื่องจากน้ำหนักกดทับตาม Skempton [2], (v) วิเคราะห์ internal friction angle (ϕ') ของดินจากผล SPT ตาม Peck et al. [3], และ (vi) วิเคราะห์ Young's modulus (E) จากผล SPT ตาม Kulhawy & Mayne [4] รูปที่ 3 แสดงผลการทดสอบ SPT และผลการวิเคราะห์ internal friction angle และ Young's modulus

ตารางที่ 1 แสดงคุณสมบัติของดินแต่ละชั้น โดยแบ่งเป็น 3 ชั้นและดินที่ลึกกว่า 30 ม. พิจารณาว่าแข็งมาก คุณสมบัติของดินถมกลับสมมุติให้เหมือนกับของ Layer 2 ตารางที่ 2 แสดงคุณสมบัติของเสาเข็มพืด ตารางที่ 3 แสดงคุณสมบัติของค้ำยัน ตารางที่ 4 แสดงคุณสมบัติของ concrete base slab และตารางที่ 5 แสดงคุณสมบัติของเสาเข็มแบบคอนกรีตอัดแรงมีพื้นที่หน้าตัด 30 × 30 ซม² และยาว 12 ม. ในการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ นั้นต้องปรับคุณสมบัติของเสาเข็มจริงใน 3 มิติ ดังแสดงในรูปที่ 4 ให้เป็นคุณสมบัติเทียบเท่าใน 2 มิติ ซึ่งทำโดยการเฉลี่ยค่าคุณสมบัติของเสาเข็มต่อหนึ่งหน่วยความยาวของโครงสร้างในแต่ละ gridline โดยเสาเข็มสามารถแบ่งเป็น 3 กลุ่มดังตารางที่ 6 และมีคุณสมบัติดังตารางที่ 7

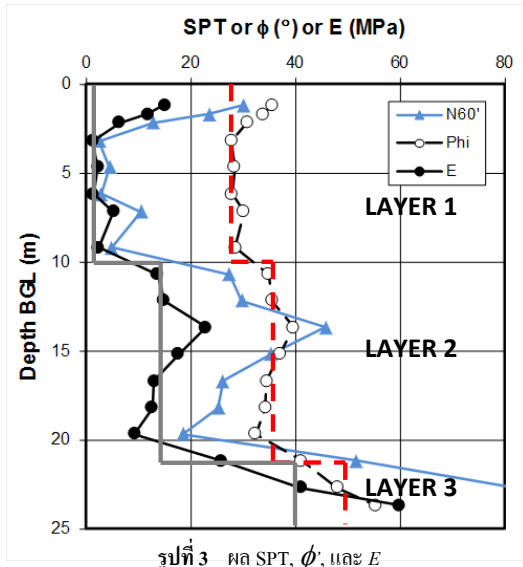
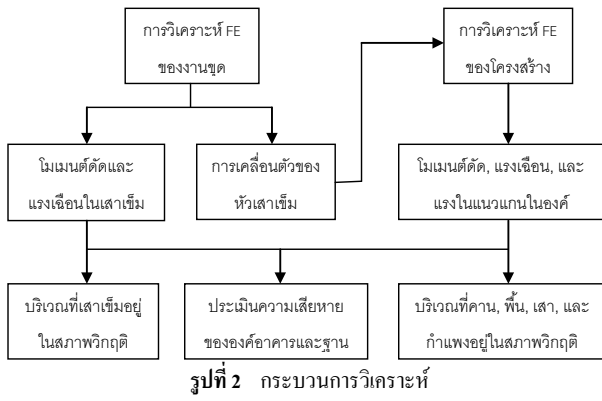
3.2 ขั้นตอนการดำเนินงานชุด

ตารางที่ 8 แสดงขั้นตอนการดำเนินงานชุดโดยแบ่งเป็น 10 ขั้นตอน ในทุกขั้นตอนระดับน้ำใต้ดินในงานชุดอยู่ที่ก้นงานชุดและระดับน้ำใต้ดินนอกงานชุดอยู่ที่ความลึก 1 ม. strut มีการให้แรง preload เท่ากับ 400 kN/strut (70 kN/m)

ตารางที่ 1 คุณสมบัติของดิน

คุณสมบัติ	Layer 1	Layer 2	Layer 3
แบบจำลองดิน	Mohr-Coulomb		
พฤติกรรม	ระบายน้ำ		
ความลึก (m)	0-10	10-22	22-30
Cohesion, c' (kPa)	1	1	1
Friction angle, ϕ' (°)	28	35	50
Dilation angle, ψ' (°)*	0	7	22
Young's modulus, E' (MPa)	2	15	40
Poisson's ratio, ν	0.2	0.2	0.2
Unsat. unit wt., γ_{unsat} (kN/m ³)	20.5	20.5	20.5
Sat. unit wt., γ_{sat} (kN/m ³)	22.5	22.5	22.5
Permeability, $k_x = k_y$ (m/day)	1×10^{-4}	1×10^{-4}	1×10^{-4}

* สมมุติ $\psi' = \phi' - \phi'_{crit}$ และ $\phi'_{crit} = \phi'$ ของ Layer 1



ตารางที่ 2 คุณสมบัติของเสาเข็มพืด

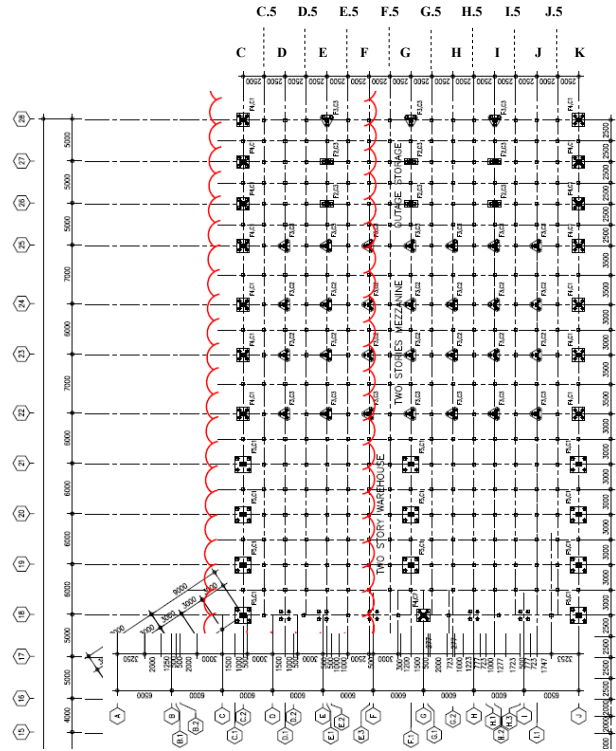
แบบจำลอง	Elastic
ชนิด	FSP-IV
Section modulus, Z_x (cm^3/m)	2270
พื้นที่หน้าตัด, A_p (cm^2/m)	242.5
Young's modulus ของเหล็ก, E_s (GPa)	200
Moment of inertia, I (cm^4/m)	38600

ตารางที่ 3 คุณสมบัติของค้ำยัน

แบบจำลอง	Elastic
ชนิด	YH 350 \times 350
พื้นที่หน้าตัด, A (cm^2)	154.9
Section-modulus, Z_x (cm^3)	2000
Young's modulus ของเหล็ก, E_s (GPa)	200
ระยะระหว่าง strut (m)	6.0
ความยาว strut (m)	23

ตารางที่ 4 คุณสมบัติของ concrete base slab

แบบจำลอง	Elastic
ความหนาของคอนกรีต (cm)	20
Young's modulus ของคอนกรีต, E_c (GPa)	30
ความยาว (m)	23



ตารางที่ 5 คุณสมบัติของเสาเข็ม

พื้นที่หน้าตัด, A (cm^2)	900
Moment of inertia, I (m^4)	6.75×10^{-4}
Young's modulus ของคอนกรีต, E_c (GPa)	30

ตารางที่ 6 จำนวนเสาเข็มในแต่ละ gridline

Gridline	จำนวนเสาเข็ม/ความยาว 53 ม.	กลุ่ม
C	23 (2 แถว)	Pile I
C.5	19	Pile II
D	14 (2 แถว)	Pile III
D.5	19	Pile II
E	14 (2 แถว)	Pile III
E.5	19	Pile II
F	14 (2 แถว)	Pile III
F.5	19	Pile II
G	18 (2 แถว)	Pile II
G.5	19	Pile II
H	14 (2 แถว)	Pile III
H.5	19	Pile II
I	14 (2 แถว)	Pile III
I.5	19	Pile II
J	14 (2 แถว)	Pile III
J.5	19	Pile II
K	23 (2 แถว)	Pile I

3.3 การประมาณผลการวิเคราะห์เป็น 3 มิติ

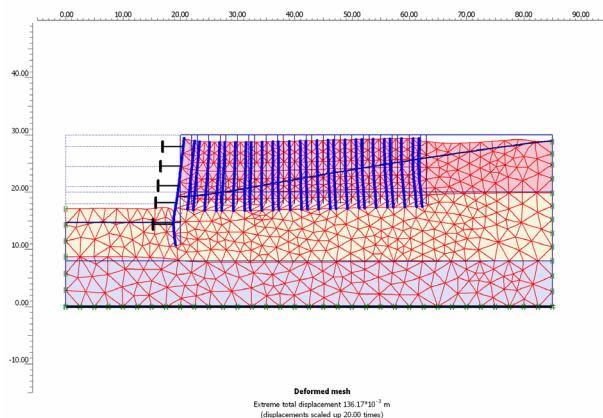
การวิเคราะห์ FE เป็นแบบ 2 มิติดังแสดงแบบจำลองในรูปที่ 5 ซึ่งหมายความว่า เป็นผลของหน้าตัดที่กึ่งกลางของงานขุด การประมาณผลการวิเคราะห์เป็นสภาพ 3 มิติทำโดยการพิจารณาการทรุดตัวของพื้นชั้นล่างดังแสดงในรูปที่ 6 ซึ่งจะเห็นว่าพฤติกรรมที่ส่วนกลางของพื้นจะสม่ำเสมอและสามารถพิจารณาเป็นสภาพ 2 มิติและผลการวิเคราะห์ FE น่าจะแทนส่วนนี้ได้ จากนั้นสมมุติว่าที่ตำแหน่งขอบบนสุดและล่างสุดของงานขุดควรมีผลเป็นครั้งหนึ่งของผลการวิเคราะห์แบบ 2 มิติและคำนวณผลของหน้าตัดอื่นๆโดยการประมาณเป็นเส้นตรง โดยตำแหน่งของขอบบนสุดของงานขุดอยู่ที่ 21 ม. จากขอบบนของพฤติกรรม 2 มิติ (ด้าน B) และของล่างสุดของงานขุดอยู่ที่ระยะ 12 ม. จากขอบล่างของพฤติกรรม 2 มิติ (ด้าน A)

ตารางที่ 7 คุณสมบัติของแต่ละกลุ่มของเสาเข็ม

คุณสมบัติ	Pile I	Pile II	Pile III
แบบจำลอง	Elastic	Elastic	Elastic
EA (kN/m)	9.1×10^5	8.0×10^5	5.9×10^5
EI (kN-m ² /m)	7300	5900	4400
Weight, W (kN/m/m)	1.0	0.8	0.6

ตารางที่ 8 ขั้นตอนการดำเนินงานขุด

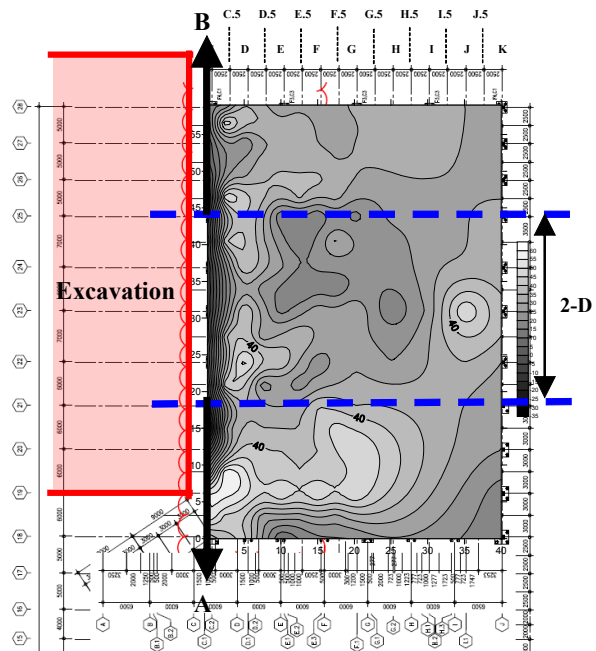
ขั้นตอน	รายละเอียด
Excavation 1	ขุดถึงระดับ -2.0 ม. + ไม้ strut
Excavation 2	ขุดถึงระดับ -5.5 ม. + ไม้ strut
Excavation 3	ขุดถึงระดับ -9.0 ม. + ไม้ strut
Excavation 4	ขุดถึงระดับ -12.0 ม. + ไม้ strut
Excavation 5	ขุดถึงระดับ -15.3 ม. + ไม้ base slab
Backfill 5	ถมกลับถึงระดับ -11.7 ม.
Backfill 4	เอา strut ออก + ถมกลับถึงระดับ -8.7 ม.
Backfill 3	เอา strut ออก + ถมกลับถึงระดับ -5.2 ม.
Backfill 2	เอา strut ออก + ถมกลับถึงระดับ -1.7 ม.
Backfill 1	เอา strut ออก + ถมกลับถึงระดับผิวดิน



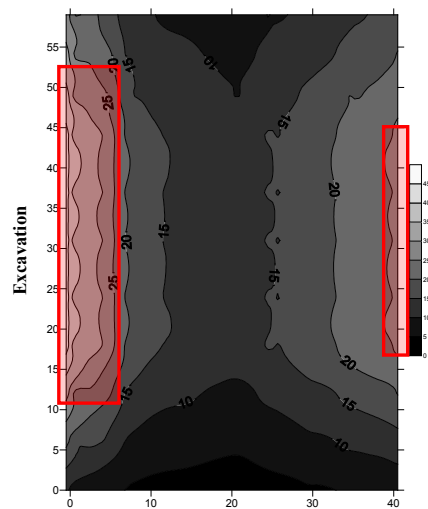
รูปที่ 5 แบบจำลอง FE 2 มิติ

3.4 การประเมินความเสียหายของเสาเข็ม

รูปที่ 7 แสดงเส้น contour ของค่าโมเมนต์ดัดค้มสูงสุดในเสาเข็มระหว่างกระบวนการขุดทุกขั้นตอน และได้แสดงบริเวณที่เสาเข็มมีค่าโมเมนต์ดัดค้มมากที่สุดไว้ (บริเวณวิกฤติ) โดยพบว่าค่าโมเมนต์ดัดค้มที่เกิดขึ้นในเสาเข็มยังคงมีค่าน้อยกว่าโมเมนต์ดัดค้มที่ยอมให้ของเสาเข็ม (56 kN-m) รูปที่ 8 แสดงเส้น contour ของค่าแรงเฉือนสูงสุดในเสาเข็มระหว่างกระบวนการขุดทุกขั้นตอน และได้แสดงบริเวณวิกฤติไว้ โดยพบว่าค่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาเข็มยังคงมีค่าน้อยกว่าแรงเฉือนที่ยอมให้ของเสาเข็ม (49 kN) นอกจากนี้ผลการวิเคราะห์ FE ของงานขุดยังให้ผลการเคลื่อนตัวของดินในแนวดิ่งและแนวนอนของหัวเสาเข็มทุกชั้นในแต่ละขั้นตอนงานขุดซึ่งจะใช้ในการกำหนดสภาพขอบเขตของการเคลื่อนตัวสำหรับการวิเคราะห์ FE ของโครงสร้างต่อไป



รูปที่ 6 การทรุดตัวของพื้นชั้นล่าง (สมมุติฐานสภาพ 3 มิติ)



รูปที่ 7 เส้น contour ของค่าโมเมนต์ดัดค้มสูงสุดในเสาเข็ม (หน่วย kN-m)

4. การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของโครงสร้าง

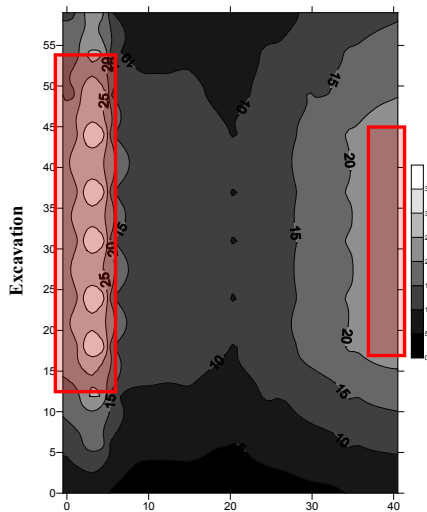
การวิเคราะห์ FE ของโครงสร้างทำเพื่อศึกษาผลกระทบของการทรุดตัวของฐานรากต่อโครงสร้างโดยพิจารณาโครงสร้างในสภาพก่อนการเปิดใช้งาน (คิดเฉพาะน้ำหนักคงที่) โดยใช้สภาพขอบเขตของการเคลื่อนตัวจากผลการวิเคราะห์ FE ของงานขุด ผลการวิเคราะห์จะได้ค่าโมเมนต์ดัด, แรงเฉือน, และแรงในแนวแกนในองค์อาคารเนื่องจากงานขุดข้างเคียงในทุกขั้นตอนของการดำเนินงานขุด

4.1 การวิเคราะห์กรณีวิกฤติ

กรณีวิกฤติของขั้นตอนการดำเนินงานขุดต่อโครงสร้างพิจารณาจาก (i) แรงภายในองค์อาคารสูงสุด และ (ii) บริเวณการเกิดแรงภายในสูงสุด ซึ่งพบว่าเป็นขั้นตอน Excavation 5 เป็นขั้นตอนที่วิกฤติที่สุดซึ่งเป็นขั้นตอนการดำเนินงานขุดขั้นสุดท้าย (ลึกที่สุด) โดยขุดไปถึงระดับ -15.3 ม. รูปที่ 9 แสดงว่าโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนที่มีค่าสูงกระจายเป็นบริเวณกว้างเนื่องจากการเคลื่อนตัวในแนวตั้งของหัวเสาเข็มมากที่สุด ผลของการวิเคราะห์ FE ของโครงสร้างจากขั้นตอน Excavation 5 จะใช้ในการทำการประเมินความเสียหายขององค์อาคารต่อไป

4.2 การประเมินความเสียหายขององค์อาคาร

การประเมินความเสียหายขององค์อาคารทำโดยการเปรียบเทียบค่าแรงภายในที่ได้จากการวิเคราะห์ FE ของโครงสร้างกับค่าแรงภายในที่ยอมรับได้ของโครงสร้างโดยพิจารณาจาก (i) วิธีการออกแบบ: working stress design, (ii) $f_c' = 280$ ksc, และ (iii) $f_y = 4000$ ksc ผลการวิเคราะห์แสดงว่าคานชั้น 2 จะเกิดความเสียหายเนื่องจากโมเมนต์ดัดแต่ยังสามารถรับแรงเฉือนได้ โดยเกิดค่าโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนมากที่สุดที่ Gridline 24 ซึ่งมี $M_{max} = 34,303$ kg-m และ $S_{max} = 13,497$ kg (ดูรูปที่ 11) ดังนั้นจึงมีความเป็นไปได้ที่จะเกิดรอยร้าวที่จุดต่อระหว่างคานและเสาตาม Gridline 24 โดยเฉพาะที่จุด [E, 25] การเสียหายของคานสามารถทำให้เกิดรอยร้าว



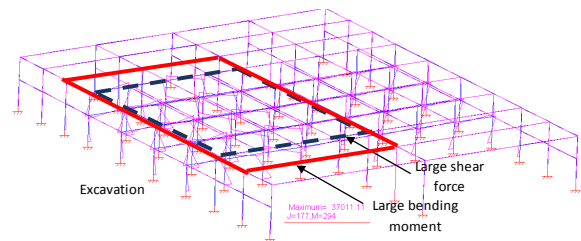
รูปที่ 8 เส้น contour ของค่าแรงเฉือนสูงสุดในเสาเข็ม (หน่วย kN)

ในพื้นที่และกำแพง การวิเคราะห์แสดงว่าเสาเข็มมีความแข็งแรงเพียงพอที่จะรับแรงที่เกิดขึ้นได้โดยไม่เกิดความเสียหาย โดยเกิดแรงภายในมากที่สุดที่จุด [D,25] โดยมี $M_{max} = 14,998$ kg-m, $S_{max} = 5,471$ kg, และ $P_{max} = 37,241$ kg และที่จุด [E,22] โดยมี $M_{max} = 37,011$ kg-m, $S_{max} = 18,095$ kg, และ $P_{max} = 25,761$ kg (รูปที่ 11)

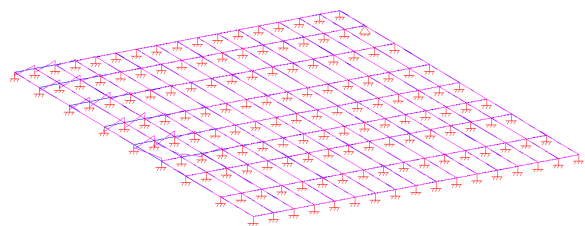
พื้นชั้น 2 จะเกิดความเสียหายเนื่องจากการเสียหายของคานชั้น 2 เพราะเป็น slab on beam โดยทั่วไปเมื่อโครงสร้างเกิดการทรุดตัวที่ไม่เท่ากันจะเกิดรอยร้าวที่พื้นง่ายกว่าที่คานเพราะพื้นบางกว่า การวิเคราะห์แสดงว่าแรงภายในมีค่าสูงที่พื้นบริเวณใกล้งานขุดระหว่างจุด [C, 22] และ [E, 25] และพื้นชั้น 2 ไม่สามารถต้านทานโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นได้ ดังนั้นจึงคาดว่าจะเกิดรอยร้าวในพื้นที่บริเวณนี้ สำหรับพื้นชั้นล่างรองรับโดยตรงด้วยเสาเข็ม (slab on pile) ดังนั้นความเสียหายจะสัมพันธ์กับการทรุดตัวของเสาเข็ม ผลการวิเคราะห์ FE (รูปที่ 10) แสดงว่าพื้นไม่สามารถรับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นได้และคาดว่าจะเกิดรอยร้าวที่พื้นหนาแน่นใกล้งานขุดระหว่างจุด [C,22] และ [E,25] นอกจากนี้เสาเข็มได้พื้นไม่มี dowel bar ดังนั้นพื้นอาจจะไม่ทรุดตัวมากเท่ากับเสาเข็มเพราะพื้นมีความแข็งแรงมาก จึงอาจสังเกตเห็นความเสียหายของพื้นไม่มากเมื่อมีเพียงน้ำหนักคงที่ แต่หลังจากนั้นพื้นสามารถทรุดตัวมากขึ้นภายใต้น้ำหนักจรและทำให้เกิดความเสียหายอย่างมากได้

4.3 บริเวณวิกฤติ

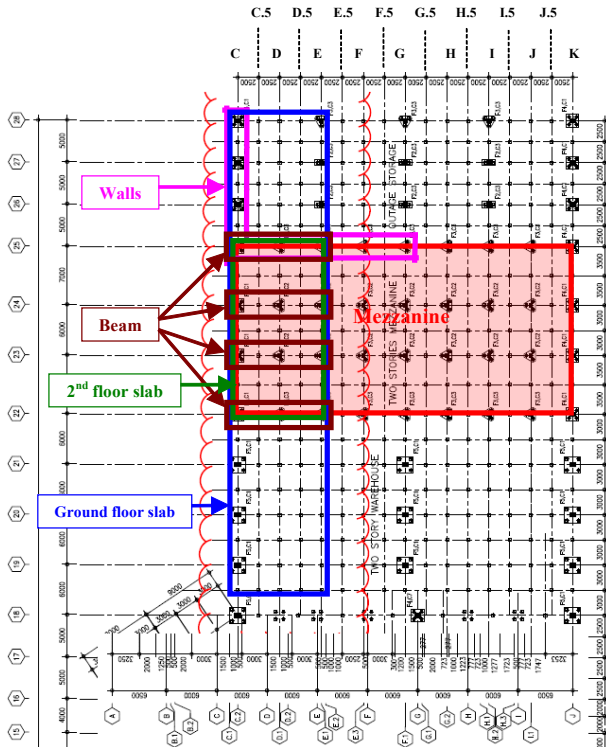
ผลการวิเคราะห์ FE ของโครงสร้างแสดงว่าสภาพขององค์อาคารเนื่องจากการทรุดตัวไม่เท่ากันเป็นดังนี้ (i) คานไม่สามารถรับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นได้, (ii) เสาสามารถรับแรงภายในที่เกิดขึ้นได้, และ (iii) พื้นทั้งชั้นล่างและชั้น 2 ไม่สามารถรับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นได้ โดยบริเวณวิกฤติได้แสดงในรูปที่ 11 ซึ่งพิจารณาว่าเป็นบริเวณที่องค์อาคารรับแรงภายในเกินกว่าความสามารถในการรับแรงได้



รูปที่ 9 การกระจายค่าโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนในขั้นตอน Excavation 5



รูปที่ 10 การวิเคราะห์ FE ของพื้นชั้นล่าง



รูปที่ 11 บริเวณวิกฤติ

5. บทสรุป

บทความนี้แสดงกรณีศึกษาการวิเคราะห์ความเสียหายของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเนื่องจากงานชุดลิกข้างเคียง โดยทำการวิเคราะห์ FE สำหรับงานชุดและ โครงสร้างเพื่อศึกษาผลกระทบและขอบเขตของความเสียหายของอาคารเนื่องจากงานชุด การวิเคราะห์ FE ของงานชุดแสดงว่าเสาเข็มไม่เสียหายเนื่องจากงานชุด การวิเคราะห์ FE ของโครงสร้างแสดงว่าคานและพื้นจะเกิดความเสียหายแต่เสาจะไม่เกิดความเสียหาย และได้แสดงบริเวณวิกฤติของความเสียหายขององค์อาคาร ผลการวิเคราะห์นี้จะ เป็นประโยชน์ในการออกแบบการทดสอบในสนามเพื่อพิสูจน์ความเสียหายที่เกิดขึ้นจริง และยังเป็นประโยชน์ในการออกแบบกระบวนการซ่อมแซมอาคารต่อไป

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนบางส่วนจากทุนวิจัยของมหาวิทยาลัยบูรพา ขอขอบคุณ ผศ.ดร. วิเชียร ชาติ ที่ให้ความช่วยเหลือในการวิเคราะห์โครงสร้าง

เอกสารอ้างอิง

- [1] ชีรชัย เต็งชู, สยาม ยิ้มศิริ, และ สุทธิศักดิ์ ศรีสัมพันธ์, “พลังงานประสิทธิผลในการทดสอบการเจาะทะลุของลวดมาตรฐานโดยค้อนตอกชนิดต่างๆ”, การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 15, พ.ศ. 2553.
- [2] A.W. Skempton, “Standard Penetration Test Procedures and the Effect in Sand of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging and Overconsolidation”. *Geotechnique*, 36(3), pp. 425-447, 1986.
- [3] R.B. Peck, W.E. Hansen, and T.H. Thornburn, *Foundation Engineering*, 2nd Edition, John Wiley, 1974.
- [4] F.H. Kulhawy and P.W. Mayne, *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*, Report No. EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA., 1990.