



การทางพิเศษแห่งประเทศไทย

Expressway Authority of Thailand

## รายงานฉบับสมบูรณ์ (Final Report)

---

---

โครงการศึกษาและตรวจสอบฐานรากทางพิเศษบูรพาวิถี

ภาควิชาวิศวกรรมโครงสร้าง สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย (AIT)

ร่วมกับ

ศูนย์วิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษา (CONTEC)

และ

สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร (SIIT)



## สารบัญ

### หัวข้อ

หน้า

#### งานส่วนที่ 1: ข้อมูลเบื้องต้นเกี่ยวกับโครงการ

##### บทที่ 1 ความเป็นมาของโครงการ

1.1 ที่มาและความสำคัญของโครงการ	1-1
1.2 แนวคิดในการแก้ไขปัญหา	1-2
1.3 วัตถุประสงค์หลักของโครงการ	1-5
1.4 ขอบเขตของโครงการ	1-5

##### บทที่ 2 ที่ปรึกษา

2.1 ภาควิชาวิศวกรรมโครงสร้าง สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย (AIT)	2-1
2.2 ศูนย์วิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษา (CONTEC)	2-2
2.3 สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร (SIT) มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์	2-3
2.4 รายนามผู้ดำเนินโครงการ	2-4
2.5 แผนการดำเนินการ	2-5

##### บทที่ 3 ประเภทความเสียหายที่เป็นไปได้และหลักการตรวจสอบกำหนดวิธีซ่อมแซม

3.1 รูปแบบความเสียหายที่มีแนวโน้มเป็นความเสียหายหลัก	3-1
3.1.1 การแตกร้าวนោះจากปฏิกิริยาระหว่างต่างและมวลรวม (Alkali - Aggregate Reaction)	
3.1.2 การแตกร้าวนោះจากการเกิดปฏิกิริยา Delayed Ettringite Formation (DEF)	
3.1.3 การแตกร้าวนោះเนื่องจากความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชัน	
3.1.4 การแตกร้าวนោះเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิระหว่างวัน	
3.1.5 การแตกร้าวนោះเนื่องจากภาระด้วย	
3.2 ผลกระทบจากความเสียหายของโครงสร้างที่พึ่งต่อความสามารถในการรับน้ำหนักของ โครงสร้างที่อาจจะเกิดขึ้น	3-5
3.3 หลักการพื้นฐานในการตรวจสอบหาสาเหตุและกำหนดวิธีการซ่อมแซมโครงสร้าง	3-6

##### บทที่ 4 วิธีการดำเนินงาน

4.1 ภาพรวมของการดำเนินงาน	4-1
4.2 การตรวจสอบสาเหตุหลักของความเสียหาย	4-2
4.2.1 การตรวจสอบปฏิกิริยาระหว่างต่างและมวลรวม	
4.2.2 การตรวจสอบการเกิด Delayed Ettringite Formation (DEF)	
4.2.3 การตรวจสอบวิเคราะห์หลักสัดส่วนผสมคอนกรีต	
4.2.4 การวิเคราะห์แนวโน้มของการแตกร้าวนោះเนื่องจากความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชัน	
4.2.5 การวิเคราะห์แนวโน้มของการแตกร้าวนោះเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิระหว่างวัน	
4.2.6 การวิเคราะห์แนวโน้มการแตกร้าวนោះเนื่องจากการหดตัว	
4.3 การตรวจสอบสภาพโครงสร้างอย่างละเอียดเพื่อประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุก	4-6
4.3.1 การสำรวจสภาพโครงสร้างฐานราก เสาต่อมือ และโครงสร้างเสาอย่างละเอียด	
4.3.2 การทดสอบคุณภาพของวัสดุ ณ สถานที่ใช้งานปัจจุบัน	
4.3.3 การประเมินการรับน้ำหนักโครงสร้างในการรับน้ำหนัก	
4.4 การจำลองพฤติกรรมเชิงโครงสร้างของตัวสร้างตัวอย่างด้วยวิธีไฟโนร์ตอิลิเมนต์	4-9
4.5 การพัฒนาวิธีการตรวจสอบและประเมินความเสียหายที่เหมาะสมต่อการนำไปใช้กับโครงสร้างจำนวนมาก	4-11

4.6 การเสนอแนะวิธีการซ่อมแซมและป้องกันโครงสร้าง	4-13
เอกสารอ้างอิง	4-16

## งานส่วนที่ 2: การสำรวจและตรวจสอบสภาพของโครงสร้างทางกายภาพ

### บทที่ 5 การสำรวจสภาพโครงสร้างเบื้องต้นและการทำแผนที่รอยแตกร้าว

5.1 บทนำ	5-1
5.2 ขั้นตอนการดำเนินงาน	5-1
5.2.1 การสำรวจข้อมูลทุกประจุ (Documentation Survey)	
5.2.2 การสำรวจสภาพโครงสร้างด้วยวิธีการตรวจพินิจอย่างเป็นระบบ (Systematic Visual Inspection)	
5.2.3 การประเมินระดับความรุนแรงและการจัดทำแผนที่รอยแตกร้าว (Rating of Damage and Cracks Mapping)	
5.3 ผลการสำรวจข้อมูลทุกประจุ	5-3
5.3.1 ข้อมูลโครงการเบื้องต้น	
5.4 ผลการตรวจพินิจอย่างเป็นระบบ (Results of Systematic Visual Inspection)	5-6
5.4.1 แบบฟอร์มการสำรวจ	
5.4.2 ผลการสำรวจข้อมูลด้วยวิธีการตรวจพินิจ	
5.5 ผลการประเมินระดับความรุนแรง (Rating of Damage)	5-13
5.5.1 ผลการประเมินระดับความรุนแรงฐานราก	
5.5.2 ผลการประเมินระดับความรุนแรงโครงสร้างเสาตอม่อ	
5.5.3 ความสมมัติระหว่างค่าระดับความรุนแรงของรอยแตกร้าวที่เกิดกับฐานรากและเสาตอม่อ	
5.6 ผลการพิจารณาการคัดเลือกตัวอย่างเพื่อทำการทำแผนที่รอยแตกร้าวและทดสอบรายละเอียด	5-17
5.6.1 การทำแผนที่รอยแตกร้าว (Cracks Mapping)	
5.6.2 ขั้นตอนการทำแผนที่รอยแตกร้าวด้วยการประยุกต์ใช้วิธี Photogrammetry	
5.6.3 ผลการจัดทำแผนที่รอยแตกร้าว	
เอกสารอ้างอิง	5-25

### บทที่ 6 การตรวจสอบคุณสมบัติของตัวอย่างคอนกรีตในโครงสร้าง

6.1 บทนำ	6-1
6.2 ตำแหน่งที่ทำการเจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีตของโครงสร้าง	6-1
6.2.1 โครงสร้างฐานราก	
6.2.2 โครงสร้างเสาตอม่อ	
6.2.3 โครงสร้างเสาเข็ม	
6.2.4 ขั้นตอนการเจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีตเพื่อใช้ในการทดสอบหาคุณสมบัติและหาสาเหตุของการแตกร้าว	
6.3 ขั้นตอนการเตรียมตัวอย่าง	6-7
6.4 การประเมินความหนาแน่นของคอนกรีต	6-9
6.5 การทดสอบหาค่าการแพรลซึ่งของคาร์บอนเชิ้น	6-10
6.6 การทดสอบหาคุณสมบัติของวัสดุด้วยอัลตราโซนิกส์	6-11
6.7 การประเมินค่ากำลังอัดของคอนกรีตและค่าโมดูลัสยึดหยุ่น	6-13
6.8 การทดสอบกับกลุ่มตัวอย่างที่ 1	6-13
6.8.1 การทดสอบกับกลุ่มตัวอย่างที่ 2	
6.8.2 การประเมินค่ามอดูลัสยึดหยุ่นจากกลุ่มตัวอย่างที่ 1 และ 2	
6.8.3 การประเมินค่าโมดูลัสยึดหยุ่นจากกลุ่มตัวอย่างที่ 1 และ 2	
6.8.4 ผลการทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตและค่าโมดูลัสยึดหยุ่น	
เอกสารอ้างอิง	6.20

บทที่ 7 การตรวจสอบสภาพโครงสร้างทางกายภาพในสนาม

7.1 การตรวจสอบหาตำแหน่งเหล็กเสริมในโครงสร้างด้วยเครื่องเรดาร์	7-1
7.1.1 หลักการทำงานของเครื่องเรดาร์	
7.1.2 วัตถุประสงค์ของการตรวจสอบฐานราก	
7.1.3 ตำแหน่งที่ทำการทดสอบและวิธีการตรวจสอบ	
7.1.4 ผลการตรวจสอบและการวิเคราะห์ผล	
7.1.5 สรุป	
7.2 การตรวจสอบหาความเครียดที่มีอยู่ในเหล็กเสริมของฐานราก	7-13
7.2.1 วัตถุประสงค์ของการตรวจสอบ	
7.2.2 วิธีการตรวจสอบ	
7.2.3 ตำแหน่งที่ทำการตรวจสอบ	
7.2.4 ผลของการตรวจสอบ	
7.3 การตรวจหาความลึกและความกว้างของรอยแตกร้าว	7-21
7.3.1 วิธีการทำงาน	
7.3.2 ผลการตรวจสอบ	
7.3.3 สรุปผล	

งานส่วนที่ 3: การตรวจสอบและวิเคราะห์หาสาเหตุของความเสียหายในโครงสร้าง

บทที่ 8 การตรวจสอบและวิเคราะห์หาสาเหตุหลักของความเสียหายในฐานราก

8.1 วิธีการจัดเก็บและเตรียมตัวอย่างคอนกรีตเพื่อการตรวจสอบ	8-1
8.2 การตรวจสอบการเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวม (Alkali - Aggregate Reaction) และการเกิด Delayed Ettringite Formation (DEF)	8-2
8.2.1 วิธีการดำเนินการ	
8.2.2 ผลการตรวจสอบตัวอย่างของฐานรากบนดิน	
8.2.3 ผลการตรวจสอบตัวอย่างของฐานรากริมแม่น้ำ	
8.3 การตรวจสอบและวิเคราะห์หาสัดส่วนผสมคอนกรีต	8-70
8.3.1 วิธีการดำเนินการตรวจสอบ	
8.3.2 ผลการวิเคราะห์หาสัดส่วนผสมคอนกรีต	
8.4 การวิเคราะห์ความเป็นไปได้ที่ฐานรากแตกร้าวด้วยความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชัน	8-78
8.4.1 วิธีการวิเคราะห์	
8.4.2 ตัวแปรในการวิเคราะห์	
8.4.3 ผลการวิเคราะห์	
8.5 การวิเคราะห์ความเป็นไปได้ที่ฐานรากแตกร้าวเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิระหว่างวัน	8-90
8.5.1 วิธีการวิเคราะห์	
8.5.2 ผลการวิเคราะห์	
8.6 การวิเคราะห์ความเป็นไปได้ที่ฐานรากแตกร้าวเนื่องจากการหดตัวของคอนกรีต	8-91
8.6.1 สัดส่วนผสมคอนกรีตที่ใช้ในการวิเคราะห์	
8.6.2 การคำนวณการหดตัวอิสระของคอนกรีต	
8.6.3 การวิเคราะห์หาความเครียดโดยรั้งเนื่องจากการหดตัวของฐานราก	
8.7 สรุปผลการตรวจสอบและวิเคราะห์หาสาเหตุหลักของความเสียหายในฐานราก	8-97
เอกสารอ้างอิง	8-99

บทที่ 9 การตรวจสอบและวิเคราะห์หาสาเหตุหลักของความเสียหายในเสาตอม่อ

9.1 วิธีการจัดเก็บและเตรียมตัวอย่างคอนกรีตเพื่อการตรวจสอบ	9-1
9.2 การตรวจสอบการเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวม (Alkali - Aggregate Reaction) และการเกิด Delayed Ettringite Formation (DEF)	9-2
9.2.1 วิธีการดำเนินการ	
9.2.2 ผลการตรวจสอบ	
9.3 การวิเคราะห์ความเป็นไปได้ที่เสาตอม่อแตกร้าวนៅองจากการหดตัวของคอนกรีต	9-21
9.3.1 การคำนวณเล็กส่วนเชิงคณิต	
9.3.2 การคำนวณการหดตัวของคอนกรีต	
9.3.3 การวิเคราะห์ความเครียดยืดตัวที่เนื่องจากการหดตัวของเสาตอม่อ	
9.4 สรุปผลการตรวจสอบและวิเคราะห์หาสาเหตุหลักของความเสียหายในเสาตอม่อ	9-26
เอกสารอ้างอิง	9-27

บทที่ 10 การตรวจสอบและวิเคราะห์หาสาเหตุหลักของความเสียหายในเสาเข็ม

10.1 วิธีการจัดเก็บและเตรียมตัวอย่างคอนกรีตเพื่อการตรวจสอบ	10-1
10.2 การตรวจสอบการเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวม (Alkali - Aggregate Reaction) และการเกิด Delayed Ettringite Formation (DEF)	10-2
10.2.1 วิธีการตรวจสอบ	
10.2.2 ผลการตรวจสอบ	
10.3 สรุปผลการตรวจสอบและวิเคราะห์หาสาเหตุหลักของความเสียหายในเสาเข็ม	10-54

งานส่วนที่ 4: การทดสอบและวิเคราะห์หากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างที่แตกร้าว

บทที่ 11 การทดสอบความสามารถของโครงสร้างในการรับน้ำหนักบรรทุกจริง

11.1 บทนำ	11-1
11.2 วัตถุประสงค์ของการทดสอบ	11-1
11.3 ขอบเขตของการทดสอบ	11-1
11.4 หลักเกณฑ์การพิจารณาเลือกตัวอย่างโครงสร้างเพื่อทดสอบ	11-2
11.5 การเตรียมพื้นที่ทดสอบ	11-2
11.6 การเตรียมตัวอย่างโครงสร้างเพื่อการทดสอบ	11-6
11.6.1 การประเมินโครงสร้างฐานรากในการรับน้ำหนักบรรทุกด้วยวิธีไฟฟ้าสถิติเมณฑ์	
11.6.2 อุปกรณ์ตรวจด้วยโครงสร้าง	
11.6.3 ตัวแทนผู้ทดสอบ	
11.6.4 ตำแหน่งและน้ำหนักของอุปกรณ์	
11.7 ขั้นตอนการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุก	11-24
11.8 ผลการทดสอบและการวิเคราะห์ผล	11-26

บทที่ 12 การวิเคราะห์หากษัณฑ์และความรุนแรงของการแตกร้าวในโครงสร้างเนื่องจากการขยายตัวของคอนกรีตด้วยวิธีไฟฟ้าสถิติเมณฑ์แบบเชิงเส้น

12.1 บทนำ	12-1
12.2 การสร้างแบบจำลองโครงสร้างทางคณิตศาสตร์	12-1
12.3 แบบจำลองชิ้นส่วนฐานรากคอนกรีตเสริมเหล็ก	12-1
12.4 แบบจำลองชิ้นส่วนโครงสร้างเสาตอม่อ	12-5
12.5 แบบจำลองเสาเข็มคอนกรีตและดินโดยรอบเสาเข็ม	12-7

12.6 การจำลองแรงกระทำต่อโครงสร้างและผลการวิเคราะห์	12-7
12.7 แรงกระทำจากการขยายปริมาตรของคอนกรีตจากปฏิกิริยาทางเคมีในคอนกรีตภายใต้แรงกระทำ	12-8
12.8 แรงกระทำจากการขยายปริมาตรของคอนกรีตจากปฏิกิริยาทางเคมีในคอนกรีตภายใต้แรงกระทำต่อแรงดึงดัน	12-19
12.9 แรงกระทำจากการขยายปริมาตรของคอนกรีตจากปฏิกิริยาทางเคมีในคอนกรีตภายใต้แรงกระทำต่อแรงดึงดัน	12-27
12.10 แรงกระทำจากน้ำหนักบรรทุกใช้งาน	12-36
12.11 ผลของแรงกระทำร่วมระหว่างน้ำหนักบรรทุกใช้งาน และ การขยายตัวอย่างอิสระ ในกรณีต่างๆ	12-39
12.11.1 ผลของแรงกระทำร่วมจาก น้ำหนักบรรทุกใช้งาน และ การขยายตัวอย่างอิสระที่ฐานรากที่ระดับหน่วยความเครียดเท่ากับ 0.002	
12.11.2 ผลของแรงกระทำร่วมจาก น้ำหนักบรรทุกใช้งาน และ การขยายตัวอย่างอิสระที่ฐานรากที่ระดับหน่วยความเครียดเท่ากับ 0.001	
12.11.3 ผลของแรงกระทำร่วมจาก น้ำหนักบรรทุกใช้งาน และ การขยายตัวอย่างอิสระที่ฐานรากที่ 5 ตามรูปที่ 30 ที่ระดับหน่วยความเครียดเท่ากับ 0.002	
12.12 สรุปผลการวิเคราะห์	12-48

บทที่ 13 การวิเคราะห์ห้ามรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างที่แตกร้าวตัวยิริไฟฟ์เน็ตอลิเมนต์  
แบบไรซิ่งเลี้น

13.1 ทั่วไป	13-1
13.2 สภาพพร้อมแตกร้าวของตัวอย่างฐานรากที่บันทึกจากสนาม	13-1
13.3 แบบจำลองไฟฟ์เน็ตอลิเมนต์และการจำลองสภาพพรอยร้าวที่เกิดขึ้น	13-5
13.3.1 โปรแกรมไฟฟ์เน็ตอลิเมนต์ที่นำมาใช้ศึกษา	
13.3.2 เอลิเมนต์ที่ใช้ในการวิเคราะห์	
13.3.3 แบบจำลองหน่วยแรงความเครียดของคอนกรีตและเหล็กเสริม	
13.3.4 การสร้างร้อยร้าวที่มีอุณหภูมิ โดยการจำลองการขยายตัวเนื่องจากอุณหภูมิ (thermal loading)	
13.3.5 ขั้นตอนการให้น้ำหนักบรรทุกในการวิเคราะห์ไฟฟ์เน็ตอลิเมนต์	
13.4 ผลการวิเคราะห์ไฟฟ์เน็ตอลิเมนต์	13-15
13.4.1 การเปรียบเทียบระหว่างผลการวิเคราะห์และผลการทดสอบน้ำหนักบรรทุก (load test)	
13.4.2 ผลการศึกษาห้ามรับน้ำหนักของฐานราก	
13.4.3 กลไกการรับน้ำหนักของฐานรากที่มีรอยร้าว	
13.4.4 การยืนยันผลของการอดัดแรงล่างหน้าซึ่งเกิดจากการขยายตัว	
13.5 การศึกษาพฤติกรรม localization ของเหล็กเสริมในฐานราก	13-61
13.5.1 ความสำคัญของ localization	
13.5.2 การศึกษาอัตราที่เกิดขึ้นในฐานราก 40/16 เมื่อจากน้ำหนักติดตัวและน้ำหนักชาร์	
13.5.3 การศึกษาพฤติกรรม localization ของเหล็กเสริมในสภาวะ 1 มิติ	
13.5.4 การวิเคราะห์ Strain localization เพื่อทำนายจุดที่เหล็กเสริมขาด	
13.5.5 การประเมินโอกาสที่เหล็กเสริมจะขาด	

งานส่วนที่ 5: การตรวจติดตามการขยายและหดตัวของโครงสร้าง

บทที่ 14 การประเมินและติดตามการขยายและหดตัวของฐานราก

14.1 บทนำ	14-1
14.2 วัตถุประสงค์	14-1
14.3 อุปกรณ์ที่ใช้ในการตรวจติดตามการขยายและหดตัวของฐานราก	14-1
14.3.1 Demec Mechanical Strain (DEMEC)	
14.3.2 Vibrating Wire	
14.4 ตำแหน่งโครงสร้างฐานรากที่ติดตั้งอุปกรณ์	14-5
14.5 ตำแหน่งอุปกรณ์ที่ติดตั้งบนโครงสร้างฐานราก	14-6
14.5.1 ตำแหน่งการประเมินและติดตามการขยายและหดตัวของโครงสร้างฐานราก	

14.5.2 ตำแหน่งการประเมินและติดตามรอยแตกร้าวบนผิวของโครงสร้างฐานราก	
14.6 การสอบเทียบอุปกรณ์ในห้องปฏิบัติการ	14-7
14.6.1 ตัวอย่างทดสอบและวิธีการทดสอบ	
14.6.2 ผลการทดสอบเทียบอุปกรณ์	
14.7 ผลการติดตามการขยายและหดตัวของโครงสร้างฐานราก	14-11
14.7.1 ผลการติดตามการขยายและหดตัวของโครงสร้างฐานราก 33/15	
14.7.2 ผลการติดตามการขยายและหดตัวของโครงสร้างฐานราก 40/16	
14.7.3 ผลการติดตามการขยายและหดตัวของโครงสร้างฐานราก 42/23	
14.7.4 ผลการลองเทียบอุปกรณ์ที่ภาคสนาม	
14.7.5 ผลการวัดระหว่างวัน	
14.8 สรุปผลการติดตามการขยายและหดตัวของโครงสร้างฐานราก	14-18
14.9 ข้อเสนอแนะ	14-18

งานส่วนที่ 6: แนวทางการตรวจสอบบำรุงรักษา ซ่อมแซมและเสริมกำลังโครงสร้าง  
บทที่ 15 วิธีการตรวจสอบ ประเมินสภาพและซ่อมแซมโครงสร้างที่เหมาะสมต่อการนำไปใช้  
กับโครงสร้างจำนวนมาก

15.1 แนวทางในการตรวจสอบโครงสร้าง	15-1
15.1.1 แนวทางทั่วไปในการบำรุงรักษาโครงสร้างที่เสียหายเนื่องจาก AAR	
15.1.2 ข้อมูลสำคัญที่ได้จากการศึกษา	
15.2 แนวทางในการตรวจสอบโครงสร้าง	15-5
15.2.1 แนวทางการตรวจสอบโครงสร้างฐานรากของทางด่วนบูรพาวิถี	
15.2.2 แนวทางในการตรวจสอบโครงสร้างฐานรากที่อยู่เหนือระดับผิวดิน	
15.2.3 แนวทางในการตรวจสอบโครงสร้างฐานรากที่ถูกฝังอยู่ใต้ดิน	
15.3 แนวทางการดำเนินการซ่อมแซมรอยร้าวในโครงสร้างฐานรากทางด่วนบูรพาวิถี	15-15
15.3.1 วัสดุประสค์ของการซ่อมแซม	
15.4 วิธีการซ่อมแซมรอยร้าวด้วยการเติมเต็มรอยร้าว (Crack Injection)	15-16

บทที่ 16 ระบบตรวจสอบติดตามการเปลี่ยนแปลงทางโครงสร้างของทางพิเศษบูรพาวิถี

16.1 แนวคิดในการออกแบบระบบตรวจสอบติดตาม	16-1
16.2 ระบบตรวจสอบติดตามโดยใช้ FBG Sensors	16-2
16.3 หลักการทำงานของ FBG Sensors	16-3
16.4 ความเหมาะสมในการตรวจวัดทางพิเศษบูรพาวิถีด้วย FBG Sensors	16-7
16.5 Long-gauge FBG Sensors	16-8
16.6 การติดตั้ง FBG Sensors บนฐานราก	16-10
16.7 การวิเคราะห์ผลการตรวจวัด	16-10
16.8 ค่าใช้จ่ายในการจัดทำระบบตรวจอัตโนมัติติดตาม	16-12
เอกสารอ้างอิง	16-14

บทที่ 17 การเสริมกำลังฐานราก

17.1 แนวทางในการเสริมกำลังโครงสร้าง	17-1
17.2 วิธีการเสริมกำลังฐานราก	17-1
17.3 ขั้นตอนการดำเนินงาน	17-3
17.4 แบบแสดงรายละเอียดและค่าใช้จ่ายในการเสริมกำลังฐานราก	17-10

ภาคผนวก

- ก ผลสำรวจ Visual Inspection
- ข ผลพิจารณาจัดลำดับความเสี่ยงหาย
- ค แผนที่รอยแทกร้าว
- ง แบบแสดงรายละเอียดของการเสริมกำลังโครงสร้างฐานราก
- จ รายละเอียดการประเมินค่าใช้จ่ายของการเสริมกำลังโครงสร้างฐานราก



## งานส่วนที่ 1: ข้อมูลเบื้องต้นเกี่ยวกับโครงการ



## บทที่ 1

### ความเป็นมาของโครงการ

#### 1.1 ที่มาและความสำคัญของโครงการ

ทางพิเศษบูรพาวิถีได้เริ่มเปิดให้บริการมาตั้งแต่ เดือนเมษายน พ.ศ. 2541 โดยเริ่มจากการเปิดบริการเพียงบางช่วงในระหว่างการก่อสร้างและต่อมาในเดือนกุมภาพันธ์ พ.ศ. 2543 ได้เปิดบริการเต็มที่ตลอดสาย โดยเริ่มที่ปลายทางพิเศษเฉลิมมหานครบริเวณบางนา ไปสิ้นสุดที่ทางเลี้ยวเมืองจังหวัดชลบุรี รวมระยะทางทั้งสิ้น 55 กิโลเมตร

โครงการสร้างทางพิเศษบูรพาวิถี ประกอบด้วยโครงสร้างส่วนบน เป็นคอนกรีตซูปเกล่องเดี่ยวแบบ Precast Segmental Box Girder ที่มีความยาวช่วงประมาณ 40 เมตร รองรับด้วยโครงสร้างส่วนล่าง ซึ่งประกอบด้วยเสาตอม่อ (Pier) รูปตัว H สูงประมาณ 18 เมตร, ฐานราก (Pile Cap), และเสาเข็มเจาะ (Bored Piles) ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 1.20 เมตร หรือเสาเข็มตอก (Driven Piles) ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 0.80 เมตร

ภายหลังการเปิดให้บริการ ในช่วงปี พ.ศ. 2547 การทางพิเศษแห่งประเทศไทย (กทพ.) ได้ทำการสำรวจสภาพโครงสร้างทางพิเศษเพื่อการบำรุงรักษา และได้ตรวจพบรอยแตกร้าวในฐานราก และเสาตอม่อเป็นจำนวนมากกว่า 1000 ตำแหน่ง ซึ่งรอยแตกร้าวเหล่านี้บ่งชี้ว่าโครงสร้างอาจมีความเสียหายในระดับที่เป็นอันตราย มีผลต่อความแข็งแรงในการรับน้ำหนักของโครงสร้างและลดthonอย่างมากการใช้งานของโครงสร้าง

ต่อมาในเดือนสิงหาคม พ.ศ. 2548 กทพ. ได้ว่าจ้างคณะที่ปรึกษาให้ดำเนินการตรวจสอบสภาพโครงสร้างทางพิเศษ, วิเคราะห์ประเมินความแข็งแรง, และเสนอวิธีการซ่อมแซมและเสริมกำลัง รวมทั้งกำหนดวิธีการบำรุงรักษาและแก้ไขอย่างเหมาะสม เพื่อให้โครงสร้างมีความปลอดภัยและมีอายุการใช้งานยืนยาว คณะที่ปรึกษาได้ดำเนินการจนเสร็จสิ้นสมบูรณ์และส่งมอบรายงานฉบับสมบูรณ์ ต่อ กทพ. ในเดือนมีนาคม พ.ศ. 2550

คณะที่ปรึกษาได้ทำการสำรวจรอยแตกร้าวในส่วนต่างๆ ของโครงสร้าง และวิเคราะห์พฤติกรรมโครงสร้างโดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ Finite Element แบบ 3 มิติ และ ทำการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับผลการสำรวจ คณะที่ปรึกษาได้สรุปว่า สาเหตุของรอยแตกร้าวน่าจะเกิดจากการยืดหดตัวของเนื้อคอนกรีตซึ่งเป็นผลมาจากการแตกต่างของอุณหภูมิในฐานราก (และสาเหตุอื่นๆ, ประกอบ) อย่างไรก็ตาม คณะที่ปรึกษาได้ทำการทดสอบ หรือวิเคราะห์เชิงวิทยาศาสตร์ที่สมบูรณ์ชัดเจนเพียงพอที่จะยืนยันสนับสนุนข้อสรุปนี้

สำหรับการซ่อมแซมและเสริมกำลังโครงสร้างฐานรากที่มีรอยแตกร้าว คณะที่ปรึกษาได้เสนอให้ทำการฉีดอีพ็อกซี่เพื่ออุดและประสานรอยร้าวในกรณีที่รอยร้าวไม่ลึกมาก แต่ในกรณีที่รอยร้าวมีความลึกให้ทำการฉีดอีพ็อกซี่และหุ้มฐานรากด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กหนา 20 เซนติเมตร ทั้งด้านบนและด้านข้างของฐานราก

เมื่อได้รับคำแนะนำจากคณะที่ปรึกษา กทพ. ได้เริ่มดำเนินการทดลอง ซ่อมแซม ตัวอย่างฐานรากที่มีรอยร้าวไม่ลึกมาก (น้อยกว่า 25 เซนติเมตร) ด้วยการฉีดอีพ็อกซี่ แต่ภายหลังจากการทดลองซ่อมแซมโครงสร้าง ด้วยวิธีดังกล่าวเพียงไม่นาน ก็ได้ตรวจพบรอยร้าวเกิดขึ้นใหม่ในโครงสร้าง ดังแสดงในรูปที่ 1.1



รูปที่ 1.1 รอยร้าวที่เกิดขึ้นใหม่ภายหลังจากการซ่อมแซมฐานรากเป็นที่เรียบร้อยแล้ว

การเกิดรอยร้าวใหม่ในฐานรากที่ซ่อมแซมไปแล้ว บ่งชี้ว่าการซ่อมแซมโครงสร้างด้วยวิธีการดังกล่าวอาจไม่สามารถแก้ปัญหาได้อย่างแท้จริง เพราะอาจจะยังไม่ได้แก้ไขที่ต้นเหตุและอาจจะยังไม่ได้แก้ตระจุดสำคัญ

ด้วยเหตุผลดังกล่าว กทพ. จึงมีความประสงค์ให้ คณะที่ปรึกษาชุดใหม่ซึ่งประกอบด้วยผู้เชี่ยวชาญจากภาควิชาวิศวกรรมโครงสร้าง สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย (Asian Institute of Technology), ศูนย์วิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษา (CONTEC), และสถาบันนานาชาติสิรินธร (SIIT) เข้ามาดำเนินการศึกษาปัญหาความเสียหายโดยโครงสร้างทางพิเศษบูรพาวิถี เพื่อหาสาเหตุที่แท้จริง และเสนอวิธีซ่อมแซมและเสริมกำลังโครงสร้างที่แก้ปัญหาได้อย่างตรงจุด เพื่อให้สามารถขัดปัญหาอย่างถาวร

## 1.2 แนวคิดในการแก้ไขปัญหา

คณะที่ปรึกษาชุดใหม่ (ต่อจากนี้ไป เรียกว่า “คณะที่ปรึกษา”) ภายหลังจากการที่ได้เข้าไปสำรวจสภาพความเสียหายเบื้องต้น และรับทราบข้อมูลที่เกี่ยวข้องบางประการจาก กทพ. ได้มีแนวคิดในการแก้ไขปัญหาดังต่อไปนี้:

- 1) สภาพรอยร้าวในฐานรากเป็นจำนวนมากอยู่ในระดับที่รุนแรง อาจเป็นอันตรายต่อความสามารถในการรับน้ำหนักของโครงสร้างทั้งในปัจจุบันและอาจรุนแรงมากขึ้นในอนาคต
- 2) สาเหตุของการแตกร้าวในฐานรากอาจเกิดจากปฏิกิริยาเคมีที่คงค้างและยังดำเนินอยู่ในเนื้อคอนกรีต เช่น Alkaline Aggregate Reaction หรือ Delayed Ettringite Formation ส่งผลให้เนื้อคอนกรีตมีการบวมขยายตัวอย่างต่อเนื่องแม้ว่า คอนกรีตจะมีอายุหลายปีแล้วก็ตาม

- 3) ถ้าสาเหตุของปัญหาแตกร้าวเป็นดังเช่นที่สันนิษฐาน วิธีซ่อมแซมเสริมกำลังโครงสร้างที่เสนอโดย คณะที่ปรึกษาชุดก่อน ไม่ว่าจะเป็นการฉีดอีพ็อกซี่เพื่ออดและประสานรอยร้าว และ/หรือการหุ้มฐานรากทั้งด้านบนและด้านข้าง ก็ไม่อาจหยุดยั้งปัญหานี้ได้ เพราะปฏิกิริยาเคมีที่ยังคงดำเนินอยู่ จะทำให้เนื้อคอนกรีตบวมและขยายตัวต่อไป และจะสร้างให้เกิดรอยร้าวใหม่ๆ เกิดขึ้นอีก
- 4) การหาสาเหตุของปัญหาแตกร้าวที่แท้จริง เป็นเรื่องที่มีความสำคัญอย่างยิ่งยวด เพราะการแก้ไข ปัญหาที่มีประสิทธิภาพจะต้องแก้ไขตรงจุด ยกตัวอย่างเช่น ถ้าปัญหามีสาเหตุมาจากการ Alkaline Aggregate Reaction การแก้ไขจะทำได้ด้วยการหยุดหรือชลอปฏิกิริยาเคมีดังกล่าวด้วยการ เคลือบผิวคอนกรีตมิให้น้ำซึมเข้าไปทำปฏิกิริยาเคมีกับเนื้อคอนกรีต แต่ถ้าปัญหานี้เกิดจากสาเหตุ อื่น การแก้ปัญหาที่จะแตกต่างไป
- 5) ในขณะนี้ยังไม่มีผู้ใดทราบสาเหตุที่แท้จริงของการเกิดปัญหา “รอยร้าว” นี้ แต่มีข้อสันนิษฐาน ต่างๆ มากมาย
- 6) การที่จะระบุสาเหตุที่แท้จริงของปัญหา “รอยร้าว” ได้จำเป็นต้องทำการทดสอบทางเคมี/พิสิกส์ กับตัวอย่างคอนกรีตหลายรูปแบบ ซึ่งต้องใช้เวลา (งานส่วนที่ 1 ในบทที่ 4)
- 7) ถ้าสาเหตุของการแตกร้าวเกิดจากปฏิกิริยาเคมีคงค้างในเนื้อคอนกรีต ปัญหานี้ก็อาจเกิดขึ้นกับ เสาเข็มและเสาตอม่อที่สร้างด้วยคอนกรีตจากโรงงานผลิตคอนกรีตผสมเสร็จแห่งเดียวgan ดังนั้น จึงต้องตรวจสอบตัวอย่างคอนกรีตทั้งจากเสาเข็มเจาะและเสาเข็มเสาตอม่อด้วย
- 8) จากการพิจารณาสภาพของฐานรากมีการแตกร้าวรุนแรง คณะที่ปรึกษาเชื่อว่ารอยแตกร้าวมีได้มี อยู่แต่เฉพาะด้านบนและด้านข้างของฐานรากที่ม่องเห็นได้ แต่อาจมีรอยร้าวที่ผิวด้านล่างของ ฐานรากที่จมดินอยู่ (ซึ่งไม่สามารถตรวจสอบได้ในขณะนี้)
- 9) การแตกร้าวที่ผิวด้านล่างของฐานรากอาจก่อให้เกิดอันตรายต่อเหล็กเสริมด้านล่างของฐานรากซึ่ง มีความสำคัญอย่างสูงต่อความสามารถในการรับน้ำหนักของฐานราก
- 10) เมื่อพิจารณาถึงความหนาแน่นและขนาดของรอยร้าวในฐานราก คณะที่ปรึกษาเชื่อว่าเหล็กเสริม ภายในฐานรากบางส่วนอาจมีการยึดตัวเกิดพิกันยึดหยุ่น จนเกิดการครุภัณฑ์ (Yielding) และ เหล็ก เสริม บางส่วนอาจเริ่มถูกกัดกร่อน (Corrosion) ซึ่งอาจทำให้เกิดความสามารถในการรับน้ำหนัก ของฐานรากเสื่อมถอยลง
- 11) ในขณะนี้ยังไม่มีผู้ใดทราบว่าฐานรากที่ร้าวเหล่านี้สูญเสียกำลังรับน้ำหนักไปมากน้อยเพียงใด
- 12) หากฐานรากยังมีกำลังอยู่ในเกณฑ์ที่ดี การแก้ไขก็ควรเน้นที่การ “ซ่อมแซม” แต่หากฐานราก สูญเสียกำลังไปอย่างมีนัยสำคัญ การแก้ไขก็จำเป็นต้องมีทั้งการ “ซ่อมแซม” และการ “เสริม กำลัง” โครงสร้าง

- 13) การประเมินสภาพความสามารถในการรับน้ำหนักของฐานราก ทำได้ด้วยการทดสอบฐานรากในภาคสนาม ควบคู่ไปกับ การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยแบบจำลองคอมพิวเตอร์ที่สามารถจำลองผลการแตกร้าวได้ (งานส่วนที่ 2 ในบทที่ 4)
- 14) การทดสอบฐานรากในภาคสนามประกอบด้วยการทดสอบหลายรูปแบบ เช่น การนำรถบรรทุกจำนวนมาก มาจอดแขวนโครงสร้างส่วนบน แล้วตรวจวัดการถ่ายเทน้ำหนักจากเสาตอม่อลงสู่ฐานรากและกระจายลงเสาเข็ม (Load Test), การทำแผนที่รอยแตกร้าวย่างละเอียด (Detailed Crack Mapping), การตรวจสอบการครากตัวของเหล็กเสริม (Reinforcement Yielding Check) ฯลฯ การทดสอบภาคสนามเหล่านี้มีค่าใช้จ่ายสูง ดังนั้น จึงสามารถทดสอบฐานรากเพียงไม่กี่ตัวที่ได้คัดเลือกมาเป็นตัวแทน
- 15) แบบจำลองคอมพิวเตอร์จะต้องสามารถจำลองผลกระทบของการแตกร้าวที่มีต่อกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างได้ ผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองจะต้องนำไปเปรียบเทียบกับผลการทดสอบฐานราก เพื่อตรวจสอบยืนยันความถูกต้องแม่นยำในการพยากรณ์ของแบบจำลอง (Model Verification)
- 16) ผลที่ได้จากการประเมินสภาพความสามารถรับน้ำหนักของโครงสร้างจะช่วยให้สามารถกำหนดวิธีการ “ซ่อมแซม” และ “เสริมกำลัง” ได้อย่างมีเหตุมีผล ถูกต้องเหมาะสมกับสภาพความเป็นจริง
- 17) ฐานรากที่มีอยู่เป็นจำนวนมากนั้น มีตั้งแต่ ฐานรากที่สภาพดีเป็นปกติ ไปจนถึง ฐานรากที่มีการแตกร้าวรุนแรง ดังนั้น การซ่อมแซม/เสริมกำลัง จึงจำเป็นต้องปรับให้เหมาะสมกับสภาพความเสียหายของฐานราก
- 18) เพื่อการนี้จำเป็นต้องพัฒนาวิธีการตรวจสอบและประเมินสภาพความเสียหายของฐานรากและโครงสร้างส่วนอื่นๆ (เสาตอม่อ และเสาเข็มเจาะ) ที่สามารถทำได้อย่างรวดเร็ว แต่ให้ข้อมูลที่สมบูรณ์ชัดเจนเพียงพอ ต่อการกำหนดวิธี “ซ่อมแซม” และ “เสริมกำลัง” ฐานราก (งานส่วนที่ 3 ในบทที่ 4)
- 19) วิธีการซ่อมแซมและเสริมกำลังฐานรากและโครงสร้างส่วนอื่นๆ จะต้องได้รับการออกแบบให้เหมาะสมกับสภาพความเสียหายและแก้ไขปัญหาให้ตรงกับสาเหตุของปัญหา ดังนั้น การออกแบบวิธีการซ่อมแซมและเสริมกำลังโครงสร้าง (งานส่วนที่ 4 ในบทที่ 4) จะทำได้ภายหลังจากการวิเคราะห์สาเหตุ (งานส่วนที่ 1 ในบทที่ 4) และการประเมินสภาพความเสียหายอย่างละเอียด(งานส่วนที่ 2 ในบทที่ 4) เสร็จสิ้นสมบูรณ์แล้ว
- 20) ภายหลังการซ่อมแซมและเสริมกำลังฐานรากแล้ว ควรมีการตรวจสอบตามสภาพโครงสร้างฐานรากอย่างต่อเนื่องเพื่อเป็นการยืนยันว่าได้แก้ไขปัญหาอย่างสมบูรณ์ การตรวจติดตามสภาพโครงสร้าง (Structural Health Monitoring) อาจทำได้ด้วยการผังอุปกรณ์วัดการขยายตัวของฐานรากในขณะที่มีการซ่อมแซมเสริมกำลังฐานราก

### 1.3 วัตถุประสงค์หลักของโครงการ

- 1) วิเคราะห์หาสาเหตุของการแตกร้าวในฐานราก และ โครงสร้างส่วนอื่นๆ ของทางพิเศษบูรพาวิถีที่มีความเสียหายรุนแรง โดยอาศัยหลักการทางวิศวกรรมและการทดสอบทางเคมี/พิสิกส์หลายรูปแบบ กับตัวอย่างวัสดุโครงสร้าง
- 2) ประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างที่อาจเสื่อมสภาพอันเนื่องมาจากการแตกร้าวในโครงสร้าง ด้วยการทดสอบการรับน้ำหนักจริงในภาคสนามและการวิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้แบบจำลองคอมพิวเตอร์ที่สามารถจำลองผลของการแตกร้าวได้
- 3) พัฒนาวิธีการตรวจสอบและประเมินสภาพความเสียหายที่เหมาะสมกับการนำไปใช้กับโครงสร้างจำนวนมากที่มีตลอดเส้นทางพิเศษบูรพาวิถี
- 4) พัฒนาออกแบบวิธีซ่อมแซมและเสริมกำลังโครงสร้างให้เหมาะสมกับสภาพความเสียหายและแก้ไขปัญหาให้ตรงกับสาเหตุของปัญหา

### 1.4 ขอบเขตของโครงการ

เพื่อให้บรรลุตามวัตถุประสงค์ของโครงการศึกษาวิจัยสาเหตุการเสื่อมสภาพของโครงสร้างทางยกระดับบูรพาวิถี ขอบเขตของโครงการจะประกอบด้วย

- 1) ศึกษาข้อมูลที่เกี่ยวเนื่องกับคอนกรีตและการก่อสร้างในโครงการ

การศึกษาในส่วนนี้จะเน้นการค้นคว้าข้อมูลในระหว่างการก่อสร้าง อาทิเช่น วัตถุดิบที่นำมาใช้ อัตราส่วนผสมคอนกรีต คุณสมบัติการรับกำลังของคอนกรีต เป็นต้น อย่างไรก็ตามการค้นคว้าข้อมูลส่วนนี้ จำเป็นต้องอาศัยความร่วมมือกับทางการทางพิเศษแห่งประเทศไทย เพื่อให้ได้ข้อมูลที่ถูกต้องและครบถ้วน ข้อมูลที่ได้นี้จะนำมาใช้ร่วมในการพิจารณาสาเหตุของการเสื่อมสภาพที่สำรวจพบในปัจจุบัน

- 2) การสำรวจการเสื่อมสภาพในรายละเอียด

การสำรวจสภาพความเสียหายในรายละเอียดนี้จะคัดเลือกฐานรากจำนวน 5 ฐานรากเพื่อเก็บรายละเอียดแผนที่การแตกร้าว ซึ่งจะประกอบด้วยฐานรากบริเวณ กม. 0-28 จำนวน 1 ฐานราก ฐานรากบริเวณ กม. 29-40 จำนวน 3 ฐานรากและฐานรากบริเวณโครงสร้างสะพานข้ามแม่น้ำบางปะกงอีก 1 ฐานราก แต่สำหรับการเก็บตัวอย่างเพื่อหาสาเหตุการเสื่อมสภาพของคอนกรีตจะเก็บจากฐานรากจำนวน 4 ฐานราก เสาตอม่อจำนวน 8 ฐานและเสาเข็มของฐานราก 20 ฐาน (ดังแสดงรายละเอียดในตารางที่ 4.2) นอกจากนี้ยังมีการตรวจสอบโครงสร้างที่อยู่บริเวณริมแม่น้ำอีก 1 โครงสร้าง ทั้งนี้ฐานรากโครงสร้างข้ามแม่น้ำบางปะกงจะทำการสำรวจให้ได้มากที่สุดตามแต่พื้นที่ศึกษาสามารถเข้าถึง พร้อมทั้งศึกษาหาคุณลักษณะของรอยแตกร้าวนั้นๆ นอกจากนี้จะทำการทดสอบคุณสมบัติของคอนกรีตในโครงสร้างจริง รวมถึงการทดสอบทางเคมีกับแท่งตัวอย่างคอนกรีต (Cored Concrete Samples) มาใช้เพื่อพิสูจน์หาสาเหตุการเสื่อมสภาพที่แท้จริง

อนึ่ง ฐานรากที่ทางการทางพิเศษแห่งประเทศไทยได้ดำเนินการซ่อมแซมแล้วจำนวน 1 ฐานจะถูกเลือกเพื่อฝึกตามดูประสิทธิภาพของการซ่อมแซมดังกล่าว และนำมาเป็นข้อมูลในการพิจารณาร่วมถึงประสิทธิภาพการซ่อมแซมในอนาคตด้วย

### 3) การทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกและพัฒนาระบบของโครงสร้าง

สำหรับการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกและพัฒนาระบบของโครงสร้างนั้น คณะที่ปรึกษาจะคัดเลือกฐานรากตัวอย่างจำนวน 3 ฐานที่มีระดับความเสียหายแตกต่างกัน โดยคณะที่ปรึกษาจะนำอุปกรณ์ตรวจวัดเข้าไปติดตั้งตามตำแหน่งที่ต้องการผลในการใช้เคราะห์ด้วยระบบวิธีวิจัยไฟไนต์อิลิเมนต์ ตำแหน่งที่สำคัญในการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดในโครงสร้างประกอบด้วย พื้นผิวโครงสร้างเสาเพื่อศึกษาพฤติกรรมการบิดตัวในองค์อาคาร พื้นผิวนฐานรากเพื่อศึกษาการแย่นตัวของฐานราก และพื้นผิวของเสาเข็มเพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักของเสาเข็มแต่ละตัน น้ำหนักบรรทุกจริงที่นำมาใช้นี้จะใช้รถบรรทุกที่ทราบน้ำหนักที่แน่นอนไม่ต่ำกว่า 20 คัน แต่ไม่เกินน้ำหนักที่ออกแบบไว้มาใช้ในการใส่น้ำหนักแก่โครงสร้าง

### 4) การนำเสนอวิธีการตรวจสอบและประเมินความเสียหายของโครงสร้าง

วิธีการที่เหมาะสมต่อการนำไปใช้ตรวจสอบและประเมินโครงสร้างที่มีอยู่เป็นจำนวนมากตลอดเส้นทางพิเศษบูรพาวิถีจะถูกพัฒนาขึ้นในโครงการนี้ คณะที่ปรึกษาจะทำการสาธิตด้วยการนำเสนอวิธีการที่ใช้ตัวอย่างโครงสร้าง ข้อมูลที่ได้รับจากการตรวจสอบ/ประเมินจะช่วยให้สามารถแบ่งระดับความเสียหายของโครงสร้างออกเป็น 3-5 ระดับ เพื่อนำมาใช้กำหนดแนวทางในการบำรุงรักษาและซ่อมแซมเสริมกำลังโครงสร้าง

### 5) การนำเสนอวิธีการซ่อมแซมและเสริมกำลังโครงสร้าง

วิธีการซ่อมแซม/เสริมกำลังโครงสร้างจะถูกปรับให้เหมาะสมกับระดับความเสียหายของโครงสร้าง (ซึ่งถูกแบ่งออกเป็น 3-5 ระดับ) วิธีการเหล่านี้จะถูกออกแบบให้สามารถทำได้ในทางปฏิบัติ มีค่าใช้จ่ายไม่สูงเกินความจำเป็น และแก้ที่สาเหตุของปัญหาเพื่อให้โครงสร้างปลอดภัยและมีอายุการใช้งานที่ยืนยาว คณะที่ปรึกษาจัดทำรายละเอียดและแบบก่อสร้าง (Drawings) ในการซ่อมแซมเสริมกำลังของตัวอย่างฐานรากเพื่อสาธิตให้เห็นถึงวิธีการซ่อมแซม/เสริมกำลังอย่างเป็นรูปธรรม นอกจากนี้คณะที่ปรึกษาจะนำเสนอแนวทางในการตรวจสอบตามสภาพโครงสร้าง (Structural Health Monitoring) ซึ่งอาจทำได้ด้วยการฝังอุปกรณ์วัดการขยายตัวของโครงสร้างในระหว่างที่มีการซ่อมแซมเสริมกำลังโครงสร้าง

## บทที่ 2

### ที่ปรึกษา

#### 2.1 ภาควิชาวิศวกรรมโครงสร้าง สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย (AIT)

สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย เป็นสถาบันที่เปิดทำการสอนในระดับบัณฑิตศึกษานานาชาติ มุ่งเน้นถ่ายทอดวิชาการและวิจัยเทคโนโลยีขั้นสูง เพื่อตอบสนองต่อเทคโนโลยีที่เปลี่ยนแปลงในปัจจุบัน อีกทั้งเพื่อพัฒนาความเป็นอยู่ของประชากรในภาคพื้นเอเชียแปซิฟิกให้สามารถดำเนินชีพด้วยตนเองอย่างยั่งยืนได้ ทางสถาบันได้กำหนดกรอบรูปแบบการดำเนินงานผ่านทางการให้การศึกษาและวิชาการขั้นสูง การวิจัยและพัฒนาอย่างต่อเนื่องที่ตอบสนองต่อความต้องการของประชากรในภาคพื้นเอเชียแปซิฟิกอย่างแท้จริง อีกทั้งเป็นสถาบันที่เผยแพร่ถ่ายทอดความรู้และงานวิจัยออกสู่ภายนอกได้อย่างมีประสิทธิภาพ สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชียจัดตั้งขึ้นตั้งแต่ปี พ.ศ. 2502 หรือ ค.ศ. 1959 โดยใช้กรุงเทพมหานครเป็นศูนย์การศึกษาหลัก นับเป็นผู้นำทางการศึกษาระดับบัณฑิตศึกษานานาชาติแห่งแรกในภูมิภาค นอกจากนี้ สถาบันฯ ยังร่วมดำเนินการควบคู่ไปกับหน่วยงานราชการ/หน่วยงานเอกชนต่างๆ ในภูมิภาค นอกเหนือจากนี้แล้วยังได้ทำความสะอาดร่วมมือในทางวิชาการกับสถาบันชั้นนำทั่วโลก ด้วยความมุ่งมั่นในการดำเนินงานของทางสถาบัน เพื่อให้ตอบสนองต่อสังคมได้อย่างมีประสิทธิภาพและประสิทธิผล ทางสถาบันฯ ได้จัดเตรียมอาคารเรียน และห้องปฏิบัติการขั้นสูงต่างๆ เพื่อสนับสนุนให้นักศึกษาและนักวิจัยได้ผลิตผลงานวิจัยได้อย่างมีประสิทธิผล และเผยแพร่สู่สังคมโลกอย่างเต็มภาคภูมิ ทางสถาบันฯ ยังได้ตระเตรียมบ้านพักอาศัย สนามกีฬาและสาธารณูปการต่างๆ ห้องประชุมเพื่อรองรับงานประชุมสัมมนาทางวิชาการ รวมถึงห้องสมุดซึ่งมีตัววิชาการมากกว่า 230,000 เล่ม และบริการสืบค้นข้อมูลทางอิเล็กทรอนิกส์ ความพร้อมและองค์ประกอบต่างๆ ที่ทางสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชียได้จัดไว้ทั้งหมดนี้ เพียงเพื่อให้ดำเนินการบรรลุตามปณิธานและวัตถุประสงค์ที่ทางสถาบันได้กำหนดไว้ดังกล่าวข้างต้น

ภาควิชาวิศวกรรมโครงสร้าง เป็นสาขานึงในคณะวิศวกรรมและเทคโนโลยี ซึ่งเปิดขึ้นตามอุดมการณ์ที่ต้องการนำความรู้ความเชี่ยวชาญเฉพาะทางรวมถึงงานคิดค้นวิจัยขั้นสูง เพื่อสร้างสรรค์วิวัฒนาการทางโครงสร้าง สู่สังคมในภาคพื้นเอเชียตะวันออกเฉียงใต้ นอกจากนี้ยังใช้เพื่อตอบโจทย์ปัญหาทางโครงสร้างที่ซับซ้อนให้เกิดขึ้นอย่างมีประสิทธิภาพและประสิทธิผล ในด้านวิชาการ ทางภาควิชาวิศวกรรมโครงสร้างได้มุ่งเน้นถ่ายทอดให้เกิดการออกแบบที่ดี โดยพิจารณาถึงความแข็งแรงปลอดภัยของโครงสร้างภายใต้ความคุ้มค่าทางเศรษฐศาสตร์ โดยนำเทคโนโลยีขั้นสูงทั้ง การวิเคราะห์โครงสร้าง การออกแบบขั้นสูง เทคโนโลยีทางด้านวัสดุ มาร่วมกับผู้เชี่ยวชาญเพื่อให้บรรลุตามวัตถุประสงค์ของภาควิชาฯ นอกจากนี้แล้ว ทางภาควิชาฯ ได้นำวิชาการและงานวิจัยที่ผลิตขึ้นจากแนวความคิดของคณาจารย์ มาช่วยสังคมแก่ไขปัญหาทางโครงสร้างผ่านทางโครงการวิจัยต่างๆ อาทิเช่น

- โครงการศึกษาพัฒนาระบบโครงสร้างภายใต้ภัยธรรมชาติ จำนวน 8 ชั้น
- โครงการวิเคราะห์สภาพแวดล้อมของสะพานมิตรภาพไทย-ลาว 2 พร้อมศึกษาพัฒนาระบบโครงสร้างสะพานฯ ให้สามารถรับน้ำหนักบรรทุกหลังการบูรณะ
- โครงการสำรวจสภาพความเสี่ยงของพื้นที่ดินไหวในประเทศไทย จำนวน 64 รายการ

- โครงการศึกษาและวิจัยการออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อรับแรงแผ่นดินไหวในระบบอุตสาหกรรมชิ้นส่วนสำเร็จรูป การเคหะแห่งชาติ

## 2.2 ศูนย์วิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษา (CONTEC)

ถึงแม้ว่าอุตสาหกรรมการก่อสร้างจะเป็นภาคอุตสาหกรรมที่มีขนาดใหญ่มากในระบบเศรษฐกิจของประเทศไทย แต่ก็ยังไม่ค่อยมีการพัฒนาภาคอุตสาหกรรมนี้อย่างเป็นระบบ โดยเฉพาะอย่างยิ่งในเรื่องของการพัฒนาเทคโนโลยีต่างๆ ที่เกี่ยวข้อง ด้วยเหตุนี้จึงยังพบได้ว่ามีปัญหาหลายอย่างที่เกิดขึ้นเป็นประจำในขั้นตอนต่างๆ ที่เกี่ยวข้องกับการก่อสร้างและบำรุงรักษาโครงสร้างให้อยู่ในสภาพที่เหมาะสมกับการใช้งาน ทั้งนี้สาเหตุหลักของปัญหาเกิดจากการดำเนินขั้นตอนก่อสร้างที่ไม่เหมาะสมและผู้ที่เกี่ยวข้องยังไม่มีความรู้และความเข้าใจเพียงพอในทุกขั้นตอน (การวิเคราะห์และออกแบบ, การเลือกวัสดุ, การควบคุมการก่อสร้าง และวางแผนการดำเนินการบำรุงรักษา) ศูนย์วิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษา (CONTEC) เป็นศูนย์วิจัยที่ก่อตั้งขึ้นโดยความร่วมมือระหว่างศูนย์เทคโนโลยีและวัสดุแห่งชาติ (MTEC) และสถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร (SIIT) มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ (Thammasat University) โดยมุ่งที่จะเป็นสถาบันวิจัยและพัฒนา (R&D Institute) เพื่อแก้ปัญหาต่างๆ ที่พบในอุตสาหกรรมการก่อสร้างของไทยดังที่อธิบายไปแล้วข้างต้น

ศูนย์วิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษา (CONTEC) ได้กำหนดกรอบการดำเนินงานผ่านการทำางานวิจัยขั้นสูงและมีการจัดการอบรมเพื่อให้ความรู้กับผู้ที่เกี่ยวข้องในอุตสาหกรรมก่อสร้างมาอย่างต่อเนื่อง ปัจจุบันศูนย์วิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษา (CONTEC) ดำเนินงานวิจัยโดยนักวิจัยระดับปริญญาเอก และมีเครือข่ายความร่วมมือในภาคการศึกษาและภาคอุตสาหกรรมจำนวนมาก นอกจากนี้ยังมีการสนับสนุนการพัฒนาบุคลากรด้วยรูปแบบต่างๆ เช่นการให้ทุนการศึกษาระดับปริญญาโทแก่นักศึกษาที่มีศักยภาพ

ด้วยเครื่องข่ายความร่วมมือขนาดใหญ่และหลากหลาย ศูนย์วิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษาจึงมีความพร้อมทางด้านเครื่องมือ และ ศักยภาพของบุคลากรในการดำเนินการทั้งงานวิจัยพื้นฐานและงานวิจัยประยุกต์ที่มีความซับซ้อนและหลากหลาย ในปัจจุบัน ศูนย์วิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษา (CONTEC) ดำเนินโครงการวิจัยและพัฒนาตามหัวข้อดังนี้

- การออกแบบโครงสร้างพื้นฐาน
- การพัฒนาวัสดุก่อสร้างที่เป็นมิตรกับสิ่งแวดล้อม
- การพัฒนาวัสดุก่อสร้างที่รูปแบบใหม่ที่มีคุณสมบัติเดิม
- การศึกษาเทคนิคการก่อสร้างที่เหมาะสมสำหรับโครงสร้างพิเศษ
- การตรวจสอบโครงสร้างที่ได้รับความเสียหายหรือมีการเสื่อมสภาพ
- การพัฒนาวิธีการทดสอบโครงสร้างแบบไม่ทำลาย (Non-Destructive Tests)
- การวางแผนระบบการปรับปรุงและบำรุงรักษาโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก
- วางแผนการออกแบบซ่อมแซมให้แข็งแรงขึ้น
- ใช้วัสดุสำหรับซ่อมแซมเกี่ยวกับการก่อสร้าง

นอกจากนี้ ศูนย์วิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษา (CONTEC) ยังมีประสบการณ์ในการนำผลงานวิจัยเชิงวิชาการดังกล่าวข้างต้นมาใช้ปฏิบัติจริง ผ่านทางโครงการวิจัยของหน่วยงานต่างๆ เช่น

- โครงการตรวจสอบปัญหาการแตกกร้าวและวิเคราะห์ความมั่นคงของอาคารควบคุมของโรงพยาบาลรัตนรุ่มราชบูรี หลังที่ 1-3 (การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย)
- โครงการศึกษาวิจัยการสึกกร่อนของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดจากน้ำทะเล (การเคหะแห่งชาติ)
- โครงการประเมินอายุการใช้งานและงบประมาณการซ่อมแซมอาคารโรงไฟฟาระยอง (การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย)

### 2.3 สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร (SIIT) มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ได้เริ่มจากการก่อตั้งโครงการหลักสูตร วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต ภาษาอังกฤษ ในปี พ.ศ. 2535 โดยความร่วมมือระหว่างสถาบันฯ และประเทศญี่ปุ่น (KEIDANREN) และมหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ปัจจุบัน เปิดสอนทั้งในระดับปริญญาตรี ปริญญาโท และระดับปริญญาเอกรวม 10 สาขาวิชา มีนักศึกษาประมาณ 2,000 คน มีคณาจารย์ระดับปริญญาเอก 59 คน และเพื่อสร้างฐานความรู้ให้กับนักศึกษา ทางสถาบันฯ ได้จัดเตรียม ห้องสมุดและศูนย์บริการข้อมูลซึ่งมีตำราวิชาการมากกว่า 34,700 เล่ม และavarสวาริชากาต่างประเทศจำนวน กว่า 485 ฉบับ รวมไปถึงระบบการสืบค้นทางอิเล็กทรอนิกส์ที่ทันสมัยและเชื่อมโยงกับเครือข่ายวิชาการชั้นนำ มากมายให้กับนักศึกษา โดยทางสถาบันมีวิสัยทัศน์อย่างหนักแน่นที่ต้องการจะ (1) ผลิตวิศวกรและนักเทคโนโลยี ที่มีความสามารถสูงทางเทคโนโลยีอุตสาหกรรมซึ่งสามารถใช้ภาษาอังกฤษในการปฏิบัติงานได้อย่างคล่องแคล่ว และ (2) สร้างการวิจัยและพัฒนาในด้านวิศวกรรมศาสตร์และเทคโนโลยีที่เกี่ยวข้องกับการเรียนการสอนและ อุตสาหกรรมที่ทันสมัย ด้วยความมุ่งมั่นในวิสัยทัศน์และพันธกิจของสถาบันฯ จึงทำให้สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธรได้เติบโตขึ้นอย่างต่อเนื่องทั้งด้านจำนวนนักศึกษาและคณาจารย์ จำนวนสาขาวิชาที่เปิดสอน จำนวนงานวิจัยและบทความวิชาการ จนมีชื่อเสียงเป็นที่ยอมรับกันทั้งในระดับชาติและนานาชาติ

## 2.4 รายนามผู้ดำเนินโครงการ

คณะกรรมการที่ปรึกษาจัดทำบุคลากรหลักสำหรับโครงการตรวจสอบและวางแผนซ่อมแซมโครงสร้างทางพิเศษบูรพาวิถี ดังรายนามต่อไปนี้

- รองศาสตราจารย์ ดร. เป็นหนึ่ง วนิชชัย (หัวหน้าโครงการ และผู้เชี่ยวชาญด้านพฤติกรรมโครงสร้าง)
- ศาสตราจารย์ ดร. สมนึก ตั้งเติมสิริกุล (ผู้เชี่ยวชาญอาชญากรรมด้านคุณสมบัติและความคงทนของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก)
- รองศาสตราจารย์ ดร. นพดล เพียรเวช (ผู้เชี่ยวชาญอาชญากรรมด้านปฐพีและธรณีวิทยา)
- รองศาสตราจารย์ ดร. ออมร พิมานมาศ (ผู้เชี่ยวชาญอาชญากรรมด้านการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยระบบวิธีไฟน์ตออลิเมนต์)
- ดร. สรรค์ สยามนิภกัติ (ผู้เชี่ยวชาญด้านการทดสอบการรับน้ำหนักจำลองและคุณสมบัติเชิงกลของวัสดุ)
- ดร. รัฐภูมิ ปริชาตปรีชา (ผู้เชี่ยวชาญด้านการทดสอบการรับน้ำหนักจำลองและคุณสมบัติเชิงกลของวัสดุ)
- ดร. ปั้นเจตนา ธรรมรักษ์ (ผู้เชี่ยวชาญการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยระบบวิธีไฟน์ตออลิเมนต์)
- ดร. กันต์ไชย ธนาพรรักษิตต์ (ผู้เชี่ยวชาญการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยระบบวิธีไฟน์ตออลิเมนต์)
- ดร. กวิน วรรณจนา (ผู้เชี่ยวชาญการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยระบบวิธีไฟน์ตออลิเมนต์)
- ดร. รักติพงษ์ สมมิตรมงคล (ผู้เชี่ยวชาญด้านการตรวจสอบด้วยวิธีแบบไม่ทำลาย)
- ดร. วรangคณา แสงสร้อย (ผู้เชี่ยวชาญทดสอบองค์ประกอบทางเคมีและโครงสร้างจุลภาคของวัสดุ)
- ดร. พงษ์ศักดิ์ โชคทวีกาญจน์ (ผู้เชี่ยวชาญการวิเคราะห์รอยร้าวจากความร้อนและการทดสอบตัว)
- นายพงษ์ศักดิ์ วิวัฒน์โรจนกุล (วิศวกรและผู้ประสานงานโครงการ)

## 2.5 แผนการดำเนินการ

โดยมีแผนการดำเนินงานดังแสดงในตารางที่ 2.1

### ตารางที่ 2.1 แผนการดำเนินการ

ขั้นตอนการดำเนินการ	ระยะเวลาการดำเนินการ (เดือนที่)																	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
งานรวบรวมข้อมูลที่เกี่ยวข้องกับโครงการ และวัสดุที่ใช้	100																	
ส่วนที่ 1 การหาสาเหตุหลักของความเสียหายและประเมินความเสียหายในเสาและเสาเข็ม																		
1.1 งานเก็บตัวอย่างเพื่อวิเคราะห์สาเหตุ		40	30	30														
1.2 ศึกษาปฏิกริยา AAR ในคอนกรีต				25	15	10	10	10	10	10	10	5	5					
1.3 ศึกษา Delay Ettringite Formation				10	20	20	20	20	20									
1.4 การทดสอบหาสัดส่วนผสมคอนกรีต				10	20	20	20	20	20	10								
1.5 คำนวณความเป็นไปได้ของการแตกร้าวอันเนื่องมาจากอุณหภูมิ (Thermal Cracking)									50	50								
1.6 วิเคราะห์การทดสอบตัวของคอนกรีต									50	50								
ส่วนที่ 2 งานตรวจสอบสภาพโครงสร้างตัวอย่างโดยละเอียด และประเมินความสามารถในการรับน้ำหนัก																		
2.1 งานเตรียมพื้นที่เข้าสำรวจและป้องกันการพังทลายของดินรอบฐานราก		20	20	20	10	10	10	10										
2.2 ตรวจสอบคุณสมบัติเชิงกลของวัสดุ				20	30	10	10	10	10	10	10							
2.3 การทำแผนผังรอยแตกร้าว		20	20	20	10	10	10	10	10	10								
2.4 การประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกจริง							50	40	10									
2.5 การตรวจสอบความเกินในเหล็กเสริม							30	40	30									
2.6 ทำการตรวจสอบเสาและเสาเข็ม										25	25	25	25					
2.7 ตรวจสอบ ติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดและติดตามสภาพของตัวอย่าง เสาตอม่อที่ได้รับการซ่อมแซม		10	10	10	10	10	10	10	10	10	10							
2.8 การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยไฟไนต์อิลเมท				30						40	10	10	10					
ส่วนที่ 3 การพัฒนาแนววิธีการตรวจสอบและประเมินความเสียหายที่เหมาะสมต่อการนำไปใช้กับโครงสร้างจำนวนมาก																		
ส่วนที่ 4 การนำเสนอแนวทางการซ่อมแซม และเสริมกำลัง										25	25	20	10	10	10			
การจัดทำรายงานฉบับสมบูรณ์												30	30	30	10			

หมายเหตุ

1. รายເສັ້ນປະສົງແດງແສດງຂອບເຂດງານີ່ຈະຕ້ອງສ່ວນມອບໃນແຕ່ລະງວດກາເບີກຈ່າຍເງິນ
2. ຕົວເລີ່ມໃນຊ່ອງຮະຢະເວລາກາration ดำเนินการແສດງຮ້ອຍລະຂອງຄວາມກ້າວໜ້າງານໃນແຕ່ລະເດືອນ



## บทที่ 3

### ประเภทความเสียหายที่เป็นไปได้และหลักการตรวจสอบกำหนดวิธีซ่อมแซม

#### 3.1 รูปแบบความเสียหายที่มีแนวโน้มเป็นความเสียหายหลัก

โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไปอาจเกิดความเสียหายได้จากหลายปัจจัย เช่น เกิดจากแรงกระทำ เกิดจากการทำลายจากสิ่งแวดล้อม หรือเกิดจากปฏิกิริยาที่เกิดขึ้นภายในคอนกรีตเอง การเสื่อมสภาพของ คอนกรีต (Concrete Deterioration) สามารถเกิดได้ในทุกช่วงอายุของคอนกรีต ตั้งแต่ในสภาพเพลาสติก ไปจนถึง คอนกรีตในสภาพแข็งตัวแล้ว ทั้งนี้ลักษณะของการเสื่อมสภาพด้วยสาเหตุต่างๆ กันนั้นจะมีลักษณะสภาพ ความเสียหายที่แตกต่างกัน และจะเกิดขึ้นในช่วงอายุของคอนกรีตที่ต่างกันด้วย นอกจากความเสียหายที่เกิดจาก แรงกระทำแล้ว การเสื่อมสภาพของคอนกรีตสามารถจำแนกได้เป็น 5 ประเภท ตามกลไกของการเสื่อมสภาพ (Deterioration Mechanism) ดังนี้

- 1) การเสื่อมสภาพโดยสาเหตุทางกายภาพ (Physical Deterioration) เช่น การแตกร้าวนៃ่องจาก การหดตัวแบบแห้ง (Drying Shrinkage Cracking)
- 2) การเสื่อมสภาพโดยสาเหตุทางเคมี (Chemical Deterioration) เช่น คาร์บอนเนชัน (Carbonation) การกัดกร่อนโดยกรด (Acid Attack) การกัดกร่อนโดยซัลเฟต (Sulfate Attack) ปฏิกิริยาระหว่างต่างกับมวลรวม (Alkali-Aggregate Reaction) และการสูญเสีย ความเป็นต่างเนื่องจากคลอไรด์ (Chloride Attack)
- 3) การเสื่อมสภาพโดยสาเหตุทางกล (Mechanical Deterioration) เช่น การขัดสี (Abrasion) การฉะด้วยกระแสน้ำและกรดทราย (Erosion) และการแตกตัวของฟองอากาศในน้ำ (Cavitation)
- 4) การเสื่อมสภาพโดยสาเหตุทางชีวภาพ (Biological Deterioration) เช่น การเสื่อมสภาพโดย ตะไคร่ รา ราภพี หรือ แบคทีเรียบางชนิด
- 5) การเสื่อมสภาพโดยสาเหตุร่วม (Mixed Process) เช่น การเกิดสนิมในเหล็ก ซึ่งเป็นความ เสียหาร่วมจากสาเหตุทางเคมีและทางกล

ลักษณะของการเสื่อมสภาพของโครงสร้างจะแตกต่างกันไปตามสภาพแวดล้อมและสาเหตุหลักที่ ก่อให้เกิดการเสื่อมสภาพ เนื่องจากการเสื่อมสภาพในรูปแบบต่างๆ กันนั้นจะมีลักษณะเฉพาะตัว ดังนั้นการหา สาเหตุหลักของการเสื่อมสภาพนั้นจึงเริ่มจากการวิเคราะห์ลักษณะภายนอกประกอบกับการทดสอบโครงสร้างที่ เสื่อมสภาพในสนาม เพื่อวิเคราะห์หารูปแบบความเสียหายที่มีแนวโน้มเป็นความเสียหายหลักก่อนเพื่อเป็นการ กำหนดขอบเขตของการตรวจสอบ และดำเนินการตรวจสอบละเอียดโดยการเก็บตัวอย่างคอนกรีตมาทดสอบใน ห้องปฏิบัติการเพื่อเป็นข้อมูลยืนยันว่าการเสื่อมสภาพนั้นเกิดขึ้นเนื่องจากสาเหตุใดเป็นหลัก โดยในกรณีของ ความเสียหายในโครงสร้างทางพิเศษบูรพาวิถีนั้น จากการตรวจสอบเบื้องต้นสามารถประเมินได้ว่ามีรูปแบบ ความเสียหายที่น่าจะเป็นรูปแบบความเสียหายหลักดังต่อไปนี้

### 3.1.1 การแตกร้าวน์ของจากปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวม (Alkali – Aggregate Reaction)

การแตกร้าวน์ของจากปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวมนั้นเป็นการแตกร้าวันเกิดขึ้นเมื่อด่างกับมวลรวม (Aggregate) เกิดปฏิกิริยาระหว่างกัน โดยไฮดรอกไซด์อิโอน ( $\text{OH}^-$ ) ของธาตุโลหะ เช่น โซเดียม بوتاسيyum หรือแม้แต่แคลเซียมที่เกิดขึ้นจากปฏิกิริยาระหว่างปูนซีเมนต์ และน้ำ และละลายอยู่ในสารละลายในช่องว่างของคอนกรีต (Pore Solution) ทำปฏิกิริยากับแร่ธาตุบางชนิดในมวลรวมที่สามารถทำปฏิกิริยากับด่างได้ทำให้เกิดเป็นเจล ซึ่งเจลนี้จะขยายตัวเมื่อได้รับความชื้นและสามารถทำให้เกิดรอยร้าวได้หากมีอัตราการขยายตัวในปริมาณที่สูง ปฏิกิริยาระหว่างด่างกับมวลรวมสามารถแบ่งแยกออกได้หลายประเภท กล่าวคือ Alkali - silica reaction, Alkali -silicate reaction และ Alkali-carbonate reaction แต่กรณีส่วนใหญ่ที่พบจะเกิดจากปัญหารือว่า Alkali - silica reaction

ห้องนี้พบว่าในข้อกำหนดคุณภาพวัสดุที่ใช้ในงานก่อสร้างทางพิเศษบูรพาวิถี ก็มีการระบุชนิดของมวลรวมที่สามารถใช้ในการก่อสร้างได้ (Allowable type of aggregates) และปริมาณ Na<sub>2</sub>O เทียบเท่ามากสุดที่ยอมให้ได้ในคอนกรีต (Maximum Permissible Na<sub>2</sub>O Amount) เพื่อควบคุมความเสี่ยงของการเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวม (Alkali - Aggregate Reaction) ในระดับหนึ่ง อย่างไรก็ตามข้อกำหนดในลักษณะนี้จะไม่สามารถป้องกันปัญหาอันเนื่องมาจากการปฏิกิริยาระหว่างด่างกับมวลรวมได้ทั้งหมด เพราะว่าในข้อกำหนดคุณภาพวัสดุนั้น ไม่ได้กำหนดให้มีทดสอบว่าแนวโน้มการเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างกับมวลรวมของวัสดุสมคอนกรีตที่ใช้ในการก่อสร้างจริงแต่อย่างใด

จากการตรวจสอบด้วยตาเปล่า (Visual Inspection) ก็พบว่าลักษณะของรอยร้าวเกิดใกล้เคียงกับความเสียหายจากการเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวมที่พับในโครงสร้างคอนกรีตอื่นก่อนหน้านี้ ดังนั้นจึงเป็นไปได้ที่ การเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวมจะเป็นสาเหตุหลักของความเสียหายที่เกิดขึ้น จำเป็นต้องทำการทดสอบแนวโน้มการเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างกับมวลรวม โดยทำการทดสอบกับทั้งมวลรวมและคอนกรีต

ถึงแม้ว่าปัญหาของปฏิกริยาระหว่างด่างกับมวลรวมนั้นจะก่อให้เกิดการขยายตัวมากในโครงสร้างที่เปียกชื้นอยู่เป็นประจำ แต่การเกิดรอยร้าวนั้นมักมีโอกาสเกิดขึ้นกับได้ในทุกส่วนของโครงสร้างที่ได้รับความเปียกชื้นสลับกับแห้งเป็นครั้งคราว ดังนั้นจึงจำเป็นต้องทำการทดสอบแนวโน้มการแตกร้าวเนื่องจากปฏิกริยาระหว่างด่างกับมวลรวมกับตัวอย่างคอนกรีตของโครงสร้างคอนกรีตส่วนต่างๆ ซึ่งในโครงการนี้ คณะที่ปรึกษาจะทำการตรวจสอบโครงสร้าง ได้แก่ ฐานราก, เสาตอม่อ และเสาเข็ม

### 3.1.2 การแทกร้าวนีองจากการเกิดปฏิกิริยา Delayed Ettringite Formation (DEF)

Ettringite ( $C_3A \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$ ) เป็นผลิตภัณฑ์ของปฏิกิริยาระหว่างแคลเซียมโซลูมิเนตและยิปซัม ซึ่งพบได้ในซีเมนต์เพสต์ทั่วไป ปฏิกิริยาการเกิด Ettringite ในซีเมนต์เพสต์ทั่วไปจะหยุดภายใน 1 วัน เนื่องจากการก่อตัวของ Ettringite จะทำให้เกิดการขยายตัวซึ่งอาจก่อให้เกิดความเสียหายในคอนกรีตได้หากมีปริมาณ Ettringite มาากเกินไป ด้วยเหตุนี้ ในปัจจุบันปริมาณของ Ettringite ในซีเมนต์เพสต์จะถูกจำกัดโดยการควบคุมปริมาณของ  $SO_3$  ในปูนซีเมนต์ (โดยเฉพาะอย่างยิ่งยิปซัม) ไม่ให้มากเกินไป

อย่างไรก็ตาม การจำกัดปริมาณ  $\text{SO}_3$  ในซีเมนต์เพสต์ จะทำให้แคลเซียมอลูมิเนตไม่สามารถทำปฏิกิริยาเป็น Ettringite ได้ทั้งหมด แต่จะทำให้เกิด Monosulfate ( $\text{C}_3\text{A} \cdot \text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$ ) แทน นอกจากนี้ ปัจจัยต่างๆ

เช่นปริมาณ Alkali และอุณหภูมิที่สูงเกินไปจะทำให้ Ettringite ที่เกิดขึ้นแล้วอยู่ในสภาพไม่เสถียรและกลایเป็น Monosulfate และชัลเฟตอิสระได้เช่นเดียวกัน

Delayed Ettringite Formation (DEF) คือการเกิด Ettringite เพิ่มในซีเมนต์เพสต์ภายในห้องจากคุณกรีตอยู่ในสภาพแวดล้อมตัวแล้ว การเกิด Delayed Ettringite Formation นั้นคือการเกิดปฏิกิริยาระหว่าง Monosulfate และชัลเฟตอิสระที่อยู่ซีเมนต์เพสต์เมื่อออยู่ในสภาพที่เหมาะสม (อุณหภูมิห้องและมีความชื้นเพียงพอ) หรือการเกิดปฏิกิริยาระหว่างยิปซัมที่หลงเหลืออยู่กับสารประกอบประเภทแคลเซียมอลูมิเนตในคุณกรีต

ด้วยกลไกความเสียหายนี้ การเสื่อมสภาพเนื่องจาก DEF จึงมีแนวโน้มที่จะเกิดขึ้นได้ในกรณีที่คอนกรีต  
เคลือบผ่านอุณหภูมิสูง (สูงกว่า 70°C ในกรณีทั่วไป) และมีปริมาณ SO<sub>3</sub> เพียงพอสำหรับการเกิดปฏิกิริยาเหล่านี้  
โครงสร้างที่พบการเสื่อมสภาพเนื่องจาก DEF ส่วนใหญ่เป็น Precast products ซึ่งมีการปูมภายในตัวอุณหภูมิสูง  
ในขั้นตอนการผลิต หรือในโครงสร้างคอนกรีตที่มีขนาดใหญ่ (Mass concrete) ที่อุณหภูมิจะสูงขึ้นอยู่ช่วงหนึ่ง  
เนื่องจากความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชัน และบ่ออยครั้งที่พบความเสียหายจาก DEF และความเสียหายใน  
คอนกรีตนี้ของ AAR เกิดขึ้นร่วมกัน เนื่องจากรูปแบบความเสียหายทั้ง 2 แบบมีความเกี่ยวข้องกับปริมาณ  
Alkali ในคอนกรีต

Delayed Ettringite ที่เกิดขึ้นจะทำให้คอนกรีตขยายตัวและก่อให้เกิดการแตกร้าวของชิเมนต์เพสต์และรอยแยกระหว่างมวลรวมและชิเมนต์เพสต์ คอนกรีตที่เกิดการขยายตัวเนื่องจาก DEF จะมีการขยายตัวมากขึ้นหากอยู่ในสภาพที่มีความชื้นมากขึ้น

ทั้งนี้ สำหรับกรณีของโครงสร้างทางพิเศษบูรพาวิถีนั้น ในส่วนของฐานราก ซึ่งเป็นคอนกรีตหลาและมีความเป็นไปได้ว่าความร้อนที่เกิดจากปฏิกิริยาไฮเดรชันนั้นอาจทำให้อุณหภูมิในคอนกรีตมีค่าสูงกว่า 70°C อีกทั้งฐานรากยังอยู่ในสภาพแวดล้อมที่มีความชื้น ซึ่งก็มีความเป็นไปได้ที่การแตกร้าวอาจมีสาเหตุมาจากการ DEF ดังนั้นจึงจำเป็นที่จะต้องตรวจสอบการเกิด DEF เพื่อวิเคราะห์ว่า DEF เป็นหนึ่งในสาเหตุหลักของการเกิดความเสียหายของฐานรากหรือไม่

### 3.1.3 การแทรกร้าวเนื่องจากความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชัน

การแตกร้าวน์จากความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชันซึ่งเป็นปฏิกิริยาระหว่างปูนซีเมนต์กับน้ำ (Thermal Crack Due to Heat of Hydration) เป็นปัญหาที่พบมากในโครงสร้างคอนกรีตที่มีขนาดใหญ่หรือมีความหนามาก (Mass Concrete) โดยกลไกของปัญหาเกิดจากความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชันที่ส่วนใหญ่ในของโครงสร้างจะบายนอกสู่สิ่งแวดล้อมได้ยากกว่าความร้อนที่ผ่านโครงสร้าง ดังนั้นจึงทำให้อุณหภูมิภายในโครงสร้างสูงกว่าอุณหภูมิที่ผ่านโครงสร้าง อุณหภูมิที่แตกต่างกันนี้ทำให้เกิดการขยายตัวที่ไม่เท่ากัน (คอนกรีตบริเวณข้างในโครงสร้างขยายตัวมากกว่า) และนำไปสู่การยึดรั้งการขยายตัวด้วยตัวคอนกรีตเอง (Self-Restraint) คอนกรีตบริเวณผิวโครงสร้างจะอยู่ภายใต้แรงดึงและเกิดการแตกร้าวได้

เนื่องจากฐานรากทางพิเศษบูรพาวิถีมีขนาดค่อนข้างใหญ่ กล่าวคือมีความกว้าง 5 เมตร และยาว 11.3 เมตร โดยมีความหนาถึง 2.5 เมตร ฐานรากลักษณะนี้ถือได้ว่าเป็นคอนกรีตหลา (Mass Concrete) และมีโอกาสเกิดการแตกร้าวเนื่องจากความร้อนซึ่งเกิดจากปฏิกิริยาไฮเดรชันได้ หากไม่มีการกำหนดสัดส่วนผสมของคอนกรีตที่ดี ควบคู่ไปกับการควบคุมอณหภูมิและการบ่มอย่างถูกต้องระหว่างการก่อสร้าง

### 3.1.4 การแทรกร้าวนีองจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิระหว่างวัน

การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิที่ผิวของคอนกรีตระหว่างวันอาจจะเป็นสาเหตุหนึ่งที่ทำให้เกิดการยึดรังษ์ของ การยึดหดตัวของคอนกรีต และทำให้เกิดการแตกร้าวได้ โดยผิวคอนกรีตด้านนอกรับความร้อนจากการแพร่รังสี ของดวงอาทิตย์จะมีอุณหภูมิสูงขึ้นกว่าคอนกรีตที่อยู่ในโครงสร้าง และในขณะที่โครงสร้างเย็นตัวลงอุณหภูมิที่ผิว ก็มักจะเย็นลงเร็วกว่าคอนกรีตที่อยู่ในโครงสร้าง รูปแบบการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิดังกล่าวจะทำให้เกิดการยึดรัง กันเป็นวัฏจักร (คอนกรีตในโครงสร้างถูกดึงระหว่างการรับความร้อน และคอนกรีตที่ผิวถูกดึงระหว่างการคาย ความร้อน) และอาจจะนำไปสู่การแตกร้าวได้ หากหน่วยแรงที่เกิดจากการยึดรังษ์มีค่ามากเกินไป โครงสร้าง ตัวอย่างที่พบปัญหานี้บ่อยๆ คือ พื้นคอนกรีตบนชั้นดาดฟ้าของอาคารต่าง ๆ

สำหรับกรณีของฐานรากทางพิเศษบูรพาวิถีนั้น ทางคณะที่ปรึกษาเห็นว่าการแตกร้าวที่พบมีโอกาสเกิดจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิระหว่างวันน้อยมาก ทั้งนี้เนื่องจากฐานรากส่วนใหญ่อยู่ในที่ร่ม อีกทั้งฐานรากบางส่วนที่เกิดการแตกร้าวนั้นอยู่ใต้ดินซึ่งไม่มีโอกาสได้รับความร้อนมากจนทำให้เกิดการแตกร้าวได้อย่างไรก็ตามทางคณะที่ปรึกษาก็ไม่ได้ตัดประเด็นนี้ทิ้งไป และจะทำการวิเคราะห์ในประเด็นนี้ด้วย เพื่อให้ครอบคลุมปัญหาทุกประเด็น

### 3.1.5 การแตกร้าวอันเนื่องมาจากการหดตัว

การหดตัวของคอนกรีตสามารถเกิดขึ้นได้เนื่องจากสาเหตุหลักสองประการ คือ การหดตัวแบบแห้ง (Drying Shrinkage) ซึ่งเป็นการหดตัวเนื่องจากการสูญเสียน้ำจากคอนกรีตไปสู่สิ่งแวดล้อม และการหดตัวแบบออโตจินัส (Autogenous Shrinkage) ซึ่งเป็นการหดตัวเนื่องจากการลดลงของปริมาตรของผลผลิตของปฏิกิริยาไฮเดรชัน (Chemical Shrinkage) บวกกับการสูญเสียน้ำภายในคอนกรีตเนื่องจากใช้ไปในปฏิกิริยา (Self-Desiccation) ดังกล่าว ซึ่งปริมาณ การหดตัวของคอนกรีต ขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายประการ เช่นคุณสมบัติของวัสดุประสาน และมวลรวมที่ใช้ในคอนกรีต การบ่มคอนกรีต อายุของโครงสร้าง อุณหภูมิ ความชื้น ขนาดของขี้นส่วนโครงสร้าง เป็นต้น ในกรณีที่คอนกรีตสามารถหดตัวได้อย่างอิสระโดยไม่มีการยึดรัง รอยร้าวจะไม่เกิดขึ้น แต่ในกรณีที่คอนกรีตมีการถูกยึดรังไม่ว่าจะเป็นการยึดรังภายใน (Internal Restraint) ด้วยเหล็กเสริม การยึดรังตัวเอง (Self-Restraint) หรือการยึดรังจากภายนอก (External Restraint) โดยขี้นส่วนโครงสร้างที่ต่อเนื่องกับขี้นส่วนที่พิจารณาอยู่ ก็อาจจะทำให้เกิดการแตกร้าวได้

การยึดรังเหล่านี้จะทำให้คอนกรีตไม่สามารถหดตัวได้โดยอิสระ และจะก่อให้เกิดหน่วยแรงดึงในคอนกรีต และหากหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นนี้มีค่ามากกว่ากำลังรับแรงดึงของคอนกรีต หรือว่าความเครียดที่เกิดจากการยึดรังการหดตัว (Restrained shrinkage strain) มีค่าสูงกว่าความเครียดแตกคร้ำ (Cracking strain) ก็จะเกิดรอยร้าวขึ้นในโครงสร้างคอนกรีต

การแตกร้าวเนื่องจากการหดตัวเป็นปัญหาที่พบได้ทั่วไปในประเทศไทย รอยร้าวที่พบในโครงสร้างของทางพิเศษบูรพาวิถีนั้นอาจจะมีความเกี่ยวเนื่องจากปัญหาการหดตัวของคอนกรีตที่ใช้ ด้วยเหตุนี้ คณานักปรึกษาจะทำการวิเคราะห์ว่าการหดตัวของคอนกรีตนั้นเกี่ยวข้องกับปัลส์หารอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นในกรณีนี้หรือไม่

### 3.2 ผลกระทบจากความเสียหายของโครงสร้างที่เพบท่อความสามารถในการรับน้ำหนักของ โครงสร้างที่อาจจะเกิดขึ้น

ฐานรากเป็นขั้นส่วนโครงสร้างที่สำคัญ สำหรับรองรับแรงที่กระทำจากโครงสร้างส่วนบนถ่ายลงชั้นดินฐานรากที่แข็งแรงหรือขั้นส่วนที่มีความแข็ง (Stiffness) สูง จะมีประสิทธิภาพในการกระจายแรงสู่เสาเข็มได้อย่างสมบูรณ์ตามที่ได้ออกแบบไว้ อย่างไรก็ตามในกรณีที่มีการแตกกร้าวที่เกิดขึ้นทำให้ฐานรากได้รับความเสียหาย และ อาจส่งผลให้กำลังรับน้ำหนักของฐานรากเสียไป หากกำลังรับน้ำหนักของฐานรากลดน้อยลงไปแล้ว จะทำให้การถ่ายแรงจากโครงสร้างส่วนบนไปสู่โครงสร้างส่วนล่างไม่สามารถเกิดขึ้นได้อย่างสมบูรณ์ ในด้านการรับน้ำหนักของโครงสร้าง รอยแตกกร้าวที่เกิดขึ้นทำให้คุณรีตได้รับความเสียหาย ในสามลักษณะได้แก่

- 1) **กำลังรับแรงดึงของคุณรีตสูญเสียไป** รอยแตกกร้าวที่เกิดขึ้นในคุณรีตเป็นการทำให้คุณรีตเกิดความเสียหาย และ ทำให้กำลังรับแรงดึงของคุณรีตสูญเสียไป เนื่องจากคุณรีตไม่สามารถถ่ายเทแรงดึงได้อีกต่อไป สำหรับโครงสร้างคุณรีต ถึงแม้มีเดินทางแบบให้คุณรีตรับแรงดึงก็ตาม แต่รอยร้าวมีผลอย่างมากเนื่องจาก หากรอยร้าวที่เกิดขึ้นมีขนาดใหญ่มาก อาจจะทำให้เหล็กเสริมเกิดการครากร้าวที่ได้ (localized yielding) ซึ่งเป็นอันตรายต่อการรับแรงที่จะกระทำตามมาในภายหลัง เนื่องจากหากแรงกระทำมีค่าเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อย ก็อาจจะทำให้เหล็กที่มีหน่วยแรงใกล้ถึงจุดครากร้าวันนี้อาจจะขาดได้ ซึ่งจะก่อให้เกิดอันตรายต่อโครงสร้างเป็นอย่างมาก
- 2) **กำลังรับแรงอัดของคุณรีตลดลง** รอยแตกกร้าวที่เกิดขึ้นในคุณรีตมีผลเสียต่อกำลังรับแรงอัดของคุณรีตอย่างมาก เนื่องจากรอยแตกกร้าวทำให้คุณรีตแยกออกจากกัน สร้างผิวสัมผัสที่ขาดความต่อเนื่อง และ ลดพื้นที่สัมผัสระหว่างพื้นผิวคุณรีตที่แยกจากกันนั้น ผลที่ตามมาจะทำให้พื้นที่สัมผัสประสีทิพลดของพื้นผิวคุณรีตลดลง และ ทำให้กำลังรับแรงอัดประสิทธิผลของคุณรีตลดลงตามมาด้วย ในโครงสร้างคุณรีตที่ออกแบบให้คุณรีตทำหน้าที่รับแรงอัด โดยเฉพาะในฐานรากที่หนามากๆ พฤติกรรมการรับแรงของคุณรีตจะใกล้เคียงกับพฤติกรรม strut and tie ซึ่ง กำลังรับแรงอัดของคุณรีตที่ลดลงไปจะมีผลอย่างมากต่อกำลังรับน้ำหนักของฐานราก
- 3) **สติฟเนสของฐานรากลดลงไป** ตามปกติแล้วการออกแบบฐานรากเสาเข็ม หลักการที่สำคัญคือฐานรากจะต้องมีสติฟเนสมากพอที่จะกระจายน้ำหนักจากโครงสร้างส่วนบนลงสู่เสาเข็มแต่ละตันในปริมาณที่ใกล้เคียงกัน ดังนั้นฐานรากจะต้องมีสติฟเนสที่สูง แต่เมื่อมีรอยแตกกร้าวเกิดขึ้น สติฟเนสของฐานรากจะลดลงอย่างมาก เนื่องจาก (1) รอยแตกกร้าวทำให้อิทธิพลของ tension stiffening ของคุณรีตลดลง (2) ภายใต้แรงอัด การถ่ายเทแรงอัดในคุณรีตพื้นผิวร้าว จะต้องใช้การเคลื่อนตัวของผิวร้าวระดับหนึ่งเสียก่อนจึงจะทำให้ผิวของคุณรีตมาสัมผัสนกัน ผลที่เกิดขึ้นนี้ทำให้สติฟเนสของคุณรีตลดลง เมื่อสติฟเนสลดลงอาจจะทำให้การถ่ายแรงลงไปสู่เสาเข็มเกิดความไม่สม่ำเสมอ (3) การแตกกร้าวจะทำให้ความต้านทานแรงเนื่องของโครงสร้างลดลงไป

ดังนั้นเมื่อได้ก็ตามที่ฐานรากเกิดการเสื่อมสภาพและแตกกร้าว หรือเหล็กเสริมภายในอยู่ในสถานภาพที่รับแรงเกินจุดคราก โครงสร้างฐานรากจะมีความแข็ง (Stiffness) ลดน้อยลงไป เมื่อความแข็งของฐานรากลดน้อยลง และฐานรากนั้นต้องรับแรงกระทำจากโครงสร้างส่วนบน ขั้นส่วนโครงสร้างอาจเกิดการแย่นตัวและกระจายแรงหรือน้ำหนักสู่เสาเข็มทั้งระบบไม่สมบูรณ์ เสาเข็มภายในได้เสื่อโครงสร้างจะรับแรงมากกว่าที่ออกแบบไว้ ในขณะที่เสาเข็มรอบนอกจะรับแรงน้อยกว่าที่ออกแบบ หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งว่าช่วงความปลอดภัย (Safety

Margin) ของเสาเข็มตรงกลางจะลดลง หรืออาจทำให้เสาเข็มต้นดังกล่าวเกิดการวินาศีได้ ส่งผลให้ประสิทธิภาพการรับน้ำหนักของฐานรากทั้งระบบลดลงอย่างรวดเร็วเป็นการเพิ่มโอกาส การวินาศีของฐานรากมากขึ้น

### 3.3 หลักการพื้นฐานในการตรวจสอบหาสาเหตุและกำหนดวิธีการซ่อมแซมโครงสร้าง

การตรวจสอบเป็นขั้นตอนที่ถือได้ว่ามีความสำคัญมากที่สุดขั้นตอนหนึ่งของการบำรุงรักษาโครงสร้าง การตรวจสอบด้วยผู้ที่มีประสบการณ์นั้นจะช่วยให้ทราบข้อมูลเกี่ยวกับลักษณะของความเสียหาย หรือ การเสื่อมสภาพของโครงสร้าง โดยปกติ การตรวจสอบมีจุดประสงค์เพื่อระบุตำแหน่ง และระดับของความเสียหาย คร่าวๆ ของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก รวมถึง การติดตามการอัตราความเสียหาย หรือ การเปลี่ยนแปลงของลักษณะความเสียหาย และการคาดการณ์สาเหตุของความเสียหาย

ผู้ตรวจสอบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กสามารถใช้แบบฟอร์มการตรวจสอบ และ เครื่องมือวัดอย่างง่าย อาทิเช่น แบบฟอร์มการตรวจสอบ แบบวัดความกว้างรอยร้าว สายวัด กล้องไมโครสโคป ปากกาเมจิก ค้อนไฟส่องสว่าง เป็นต้น ประกอบการตรวจสอบ

การระบุประเภทของความเสียหาย จะช่วยให้ผู้ทำการวินิจฉัยกำหนดวิธี และขั้นตอนสำหรับหาสาเหตุ ของการเสื่อมสภาพโดยละเอียด โดยการอาศัยหลักการที่ว่าความเสียหายแต่ละประเภทจะมีลักษณะทางกายภาพที่ไม่เหมือนกัน ซึ่งผู้ตรวจสอบสามารถอาศัยความรู้นี้ในการวินิจฉัยสาเหตุของความเสียหายได้ โดย ข้อมูลสภาพแวดล้อม ตำแหน่งของความเสียหายในโครงสร้างและเวลาที่ความเสียหายเริ่มปรากฏจะมีส่วนสำคัญ ในการช่วยให้ผู้ตรวจสอบสามารถกำหนดสาเหตุของความเสียหายที่เกิดขึ้นได้อย่างมีประสิทธิภาพมากขึ้น

ผลจากการตรวจสอบสภาพจากภายนอกบางครั้งอาจเพียงพอต่อการแบ่งระดับความเสียหายเป็นหมวดหมู่ แต่อาจยังไม่เพียงพอต่อการระบุลักษณะสาเหตุที่แท้จริง การนำวิธีการทดสอบทั้งแบบทำลายและไม่ทำลายมาใช้ประกอบ จะสามารถทำให้ทราบถึงข้อเท็จจริงได้แน่นอนขึ้น อาทิเช่น ถ้าคอนกรีตขององค์อาคาร เกิดการเสื่อมสภาพเนื่องด้วย AAR ในกรณีซ่อมแซมอาจเลือกวิธีการป้องกันไม่ให้ปัจจัยหลักที่ส่งเสริมปฏิกิริยาเข้าสู่องค์อาคารได้ แต่ถ้ากรณีสภาพความเสียหายเกิดขึ้นมาก การซ่อมแซมเพียงอย่างเดียวไม่สามารถทำให้องค์อาคารทำงานได้อย่างสมบูรณ์ การป้องกันและการเสริมกำลังมีส่วนช่วยให้โครงสร้างหลังการซ่อมแซมสามารถใช้งานต่อไปได้อย่างปลอดภัย ในปัจจุบันแนวทางการเสริมกำลังมีให้เลือกใช้อยู่หลายวิธี การเสริมกำลังที่ถูกวิธี ต้องคำนึงถึงความเป็นไปได้ในการทำงานภาคสนาม ความมั่นคงแข็งแรงปลอดภัย และค่าใช้จ่ายทั้งในระหว่างการดำเนินงานซ่อมและการบำรุงดูแลรักษาที่จะเกิดขึ้นในภายภาคหน้า การเสริมกำลังสามารถกระทำได้ทั้งภายในและภายนอกองค์อาคาร อาทิเช่น การปรับปรุงคุณภาพคอนกรีต และการเพิ่มปริมาณเหล็กเสริมในองค์อาคาร หรือการรัดองค์อาคารเพื่อเพิ่มกำลังรับน้ำหนักและความมั่นคงให้กับ องค์อาคารนั้นๆ ตามลำดับการออกแบบที่ดีจะต้องให้ความแข็งแรงปลอดภัยแก่โครงสร้างอีกทั้งต้องคำนึงถึงความประหยัดและสามารถปฏิบัติงานได้จริงในภาคสนาม ด้วย

## บทที่ 4

### วิธีการดำเนินงาน

#### 4.1 ภาพรวมของการดำเนินงาน

เมื่อพิจารณาถึงข้อมูล และปัจจัยต่างๆ ที่ได้กล่าวมาข้างต้นแล้วนั้น คณที่ปรึกษาจึงพิจารณา และเสนอแนวทางในการตรวจสอบหาสาเหตุ และประเมินการรับกำลังของฐานราก เสาตอม่อและเสาเข็ม โดยมุ่งเน้นการตรวจสอบหาข้อมูลต่างๆเพิ่มเติมให้เพียงพอต่อการสรุปผลที่ครอบคลุมสาเหตุความเสียหายที่เป็นไปได้ตามหลักการทางวิศวกรรม และจะนำผลการตรวจสอบที่ได้มามวิเคราะห์และวางแผนการซ่อมแซมและเสริมกำลัง และแผนการบำรุงรักษา โดยมีแผนการโดยสังเขปดังต่อไปนี้

##### งานส่วนที่ 1: การตรวจสอบหาสาเหตุหลักของความเสียหาย

การตรวจสอบและทดสอบหาสาเหตุหลักของความเสียหายของโครงสร้าง จะเริ่มจากการตรวจสอบภาพความเสียหาย และเก็บตัวอย่างสำหรับทดสอบจากฐานรากจำนวน 4 ฐาน เสาตอม่อจำนวน 8 ฐาน และเสาเข็มในฐานราก 20 ฐาน (ดังแสดงรายละเอียดในตารางที่ 4.2) นอกจากนี้ยังมีการตรวจสอบโครงสร้างที่อยู่บริเวณริมแม่น้ำอีก 1 โครงสร้าง (ดังที่ระบุในหมายเหตุของตารางที่ 4.2) โดยงานส่วนนี้จะเน้นค้นหาสาเหตุหลักที่น่าจะเป็นการทำให้เกิดความเสียหายดังที่กล่าวไว้ในบทที่ 3 ทั้งนี้การวิเคราะห์หาสาเหตุหลักของความเสียหายจะประกอบด้วยการตรวจสอบการเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวม การเกิด Delayed Ettringite Formation รวมถึงวิเคราะห์หาสัดส่วนผสมของคอนกรีต เพื่อนำมาวิเคราะห์หาโอกาสที่ฐานรากได้เกิดรอยแตกร้าวอันเนื่องจากความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรตชั่นของคอนกรีต และโอกาสการเกิดรอยแตกร้าวนៅ่องจากการหดตัวของฐานรากและเสาตอม่อ

##### งานส่วนที่ 2: การตรวจสอบสภาพตัวอย่างฐานรากอย่างละเอียดเพื่อประเมินความสามารถในการรับน้ำหนัก

วัตถุประสงค์หลักของงานในส่วนนี้ คือ การทำแผนที่รอยแตกร้าวของโครงสร้างจำนวน 5 ฐานราก ประกอบด้วยประเภทฐานรากที่อยู่ในดินจำนวน 1 ฐาน ฐานรากอยู่เหนือดินจำนวน 3 ฐาน และฐานรากบริเวณสภาพน้ำมีน้ำจำนวน 1 ฐาน นอกจากนั้นแล้วทำการประเมินเพื่อตรวจสอบกำลังการรับแรงของฐานราก และเสาตอม่อที่ได้รับความเสียหายว่ายังคงอยู่ในระดับที่สามารถใช้งานได้อย่างปลอดภัยหรือไม่ โดยคณที่ปรึกษาเสนอให้ทำการตรวจสอบเพื่อประเมินความแข็งแรงของฐานรากและเสาตอม่อ โดยวิธี Field Load Test จำนวน 3 ฐานรากและวิธีอื่นๆประกอบ เช่น Detailed Crack Mapping ฯลฯ โดยจะทำการวิเคราะห์โครงสร้าง และประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักของเสาตอม่อตัวอย่างอย่างละเอียด นอกจากนี้ยังดำเนินการตรวจสอบการรากของเหล็กเสริมในโครงสร้างด้วย โดยใช้ตัวอย่างหั้งสิ้น 3 ฐานราก

##### งานส่วนที่ 3: การพัฒนาวิธีการตรวจสอบและประเมินความเสียหายที่เหมาะสมต่อการนำไปใช้กับโครงสร้างจำนวนมาก

เพื่อที่จะทำวางแผนการบำรุงรักษาโครงสร้างทางพิเศษบูรพาวิถีได้อย่างมีประสิทธิภาพนั้น ข้อมูลการตรวจสอบความเสียหายของโครงสร้างทั้งหมดรวมทั้งฐานรากที่อยู่ใต้ดินมีความสำคัญเป็นอย่างยิ่ง อย่างไรก็ตาม ฐานรากจำนวน 1,278 ตันนั้นเป็นจำนวนที่มากเกินกว่าที่จะตรวจสอบโดยละเอียดได้หมด ดังนั้นจึงมีความ

จำเป็นที่จะต้องพัฒนาวิธีการตรวจสอบซึ่งสามารถดำเนินการได้สะดวก (โดยใช้อุปกรณ์พื้นฐานบางชนิด ประกอบ) แต่ให้ผลการตรวจสอบที่ชัดเจนเพียงพอต่อการวิเคราะห์และจำแนกระดับของความเสียหายของแต่ละฐานราก

ด้วยเหตุนี้ คณะที่ปรึกษาจะทำการพัฒนาวิธีการตรวจสอบและกำหนดแนวทางในการจำแนกระดับความเสียหายของแต่ละโครงสร้างที่เหมาะสม งานในส่วนนี้จะพัฒนาวิธีการตรวจสอบขึ้นเพื่อให้กับ กทพ.ปฏิบัติ และจะใช้วิธีการตรวจสอบด้วยตาเปล่าเป็นหลัก ผลจากการจำแนกระดับความเสียหายจะช่วยให้สามารถวางแผนมาตรการบำรุงรักษาในอนาคตได้อย่างมีประสิทธิภาพมากขึ้น นอกจากนี้ การตรวจสอบดังกล่าวจะช่วยให้ผู้ตรวจสอบทราบว่าลักษณะความเสียหายของเสาตอม่อในแต่ละบริเวณมีลักษณะแตกต่างกันหรือไม่

#### งานส่วนที่ 4: การเสนอแนะวิธีการซ่อมแซมและเสริมกำลังโครงสร้าง

ขั้นตอนนี้เป็นการกำหนดวิธีการซ่อมแซมและเสริมกำลังจากผลการตรวจสอบสภาพโครงสร้างที่ได้ โดยจะนำเสนอวิธีการต่างๆ ที่เหมาะสมสำหรับโครงสร้างที่มีระดับความเสียหายหรือมีสาเหตุความเสียหายที่แตกต่างกัน และมีการระบุรายละเอียดและแบบก่อสร้างของการซ่อมแซมและเสริมกำลังในแต่ละกรณี เพื่อให้การทางพิเศษทราบถึงวิธีการอย่างเป็นรูปธรรม

#### 4.2 การตรวจสอบสาเหตุหลักของความเสียหาย

ตารางที่ 4.1 สรุปประเภทของการวิเคราะห์สาเหตุการแตกร้าว ที่ได้ดำเนินการกับโครงสร้างแต่ละส่วน ทั้งนี้ คณะที่ปรึกษาดำเนินการเฉพาะรูปแบบความเสียหายที่น่าจะเกิดขึ้นในโครงสร้างแต่ละส่วนเป็นหลักแต่ไม่ได้ดำเนินการวิเคราะห์รูปแบบความเสียหายบางรูปแบบในโครงสร้างบางอย่าง เช่น ไม่ได้ดำเนินการวิเคราะห์การแตกร้าวน่องจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ และการแตกร้าวน่องจากการหดตัวในเสาเข็ม ทั้งนี้ เพราะความเสียหายรูปแบบดังกล่าวมีโอกาสเกิดขึ้นในเสาเข็มน้อยมาก เป็นต้น นอกจากนี้คณะที่ปรึกษาได้ดำเนินการวิเคราะห์แนวโน้มในการแตกร้าวน่องจาก Delayed Ettringite Formation ในเสาตอม่อและเสาเข็ม เพิ่มเติมจาก TOR ด้วย เพื่อให้การวิเคราะห์หาสาเหตุการแตกร้าวของโครงสร้างมีความสมบูรณ์มากยิ่งขึ้น

ตารางที่ 4.1: การวิเคราะห์สาเหตุการแตกร้าวของโครงสร้างต่าง ๆ

ประเภทของการวิเคราะห์	ฐานราก	เสาเข็ม	เสาตอม่อ
แนวโน้มในการแตกร้าวน่องจากปฏิกิริยาระหว่างด่างกับมวลรวม	○	○	○
แนวโน้มในการแตกร้าวน่องจาก Delayed Ettringite Formation	○	OO	OO
สัดส่วนผสมคอนกรีต	○	X	△
แนวโน้มในการแตกร้าวน่องจากความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่น	○	X	X
แนวโน้มในการแตกร้าวน่องจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิระหว่างวัน	○	X	X
แนวโน้มในการแตกร้าวน่องจากการหดตัว	○	X	○

หมายเหตุ #1: ○ หมายถึงมีการวิเคราะห์, OO หมายถึงมีการวิเคราะห์เพิ่มเติมจาก TOR, △ หมายถึงการวิเคราะห์ทางอ้อมโดยอาศัยข้อมูลจากคุณสมบัติเชิงกล และ X หมายถึงไม่ทำการวิเคราะห์

หมายเหตุ #2: การวิเคราะห์ทางอ้อมคือการวิเคราะห์โดยอ้างอิงข้อมูลกำลังอัดของคอนกรีตที่วัดได้ เพื่อประโยชน์ในการจำกัดจำนวนตัวอย่างที่จะต้องเจาะเก็บ ไม่ให้มากจนอาจจะส่งผลกระทบกับความสามารถเชิงโครงสร้างของโครงสร้างตัวอย่างนั้นๆ

#### 4.2.1 การตรวจสอบปฎิกริยาระหว่างด่างและมวลรวม

เพื่อตรวจสอบการเกิดปฎิกริยาระหว่างด่างและมวลรวม (AAR) คณะที่ปรึกษาได้ทดสอบห้องตัวการขยายตัวคงเหลือ (Residual Expansion) เนื่องจากปฎิกริยา AAR ของแท่งตัวอย่างคอนกรีตจากโครงสร้างทดสอบ Reactivity ของมวลรวม hydraulic และตรวจสอบหาผลผลิตจากปฎิกริยาระหว่างด่างและมวลรวม (AAR) ในคอนกรีต ด้วยเหตุนี้จำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องมีการทำ coring เพื่อเก็บตัวอย่างคอนกรีต โดยตัวอย่างคอนกรีตบางส่วนจะถูกนำมายอยเพื่อนำมวลรวม hydraulic มาทดสอบต่อไป รายละเอียดของปริมาณ และวิธีการทดสอบที่ใช้สำหรับโครงสร้างแต่ละประเภท แสดงในตารางที่ 4.2

ทั้งนี้จำนวนตัวอย่างคอนกรีตที่เก็บได้จริงจากเสาตอม่อในแต่ละระดับความเสียหาย ได้มีการเปลี่ยนแปลงไปเพื่อให้เหมาะสมกับระดับความเสียหายจริงที่พบในเสาตอม่อ นอกจากนี้ยังมีการเก็บตัวอย่างคอนกรีตจากฐานรากเพิ่มเติมจากในตารางที่ 4.2 (เพิ่มเติมจาก TOR) ซึ่งรายละเอียดจะแสดงไว้ในเนื้อหาในบทต่อไป

สำหรับการทดสอบแนวโน้มการเกิดปฎิกริยา AAR ของมวลรวม hydraulic นี้ จะทำการทดสอบโดยตรงกับมวลรวม hydraulic ที่สกัดออกมาจากคอนกรีตที่ได้จากการทำ Coring การทดสอบกับมวลรวมจะแบ่งออกเป็นการทดสอบทางเคมี (ASTM C289) และการทดสอบโดยหล่อเป็นแน็งมอร์ตาร์ แล้วทดสอบการขยายตัวโดยวิธีเร่ง (ASTM C1260) ในส่วนของการทดสอบกับแท่งตัวอย่างคอนกรีตนี้ จะทดสอบการขยายตัวคงเหลือ (Residual Expansion) ตามมาตรฐาน ASTM C1293 ประกอบกับการทดสอบ Petrography บริเวณรอยต่อระหว่างมอร์ตาร์กับ มวลรวม hydraulic เพื่อตรวจหาผลผลิตจากปฎิกริยาระหว่างด่างและมวลรวม (AAR) เช่น silica gel ที่เกิดขึ้น โดยมีการทดสอบ SEM/BSE (Scanning electron microscopy with back-scatter electron mode (SEM/BSE)) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy) ร่วมด้วย ในการทดสอบห้องทดลอง จะทำการตรวจสอบเพื่อเปรียบเทียบโครงสร้างที่มีความเสียหายรุนแรง ความเสียหายปานกลาง และโครงสร้างที่ไม่มีความเสียหายเลย

ทั้งนี้จะไม่ทำการทดสอบ ASTM C289 และ ASTM C1260 กับเสาตอม่อและเสาเข็ม เพราะว่าการทดสอบห้องสองแบบนี้จะต้องใช้ตัวอย่างคอนกรีตจากโครงสร้างจำนวนมาก ซึ่งการเจาะเก็บตัวอย่างปริมาณมากจากเสาตอม่อและเสาเข็ม อาจจะก่อให้เกิดความเสียหายที่มากเกินไปต่อโครงสร้างได้ อย่างไรก็ตาม ได้มีการทดสอบ ด้วยวิธี SEM/BSE ซึ่งเป็นวิธีที่สามารถใช้ตรวจสอบหาผลผลิตเนื่องจาก AAR ได้อย่างชัดเจน

#### 4.2.2 การตรวจสอบการเกิด Delayed Ettringite Formation (DEF)

การวิเคราะห์ด้วย SEM (Scanning Electron Microscope) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy) สามารถใช้ในการตรวจสอบการเกิด Ettringite ในตัวอย่างคอนกรีตได้เช่นเดียวกันกับการตรวจสอบการเกิดปฎิกริยาระหว่างด่างและมวลรวม (AAR)

อย่างไรก็ตาม Ettringite ที่พบจากการทดสอบด้วย SEM (Scanning Electron Microscope) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy) ยังไม่สามารถสรุปได้ชัดเจนว่าเป็น Ettringite ที่เกิดจาก Internal Delayed Ettringite Formation (DEF) ซึ่งเกี่ยวข้องกับอุณหภูมิของคอนกรีต หรือเป็น Ettringite ที่เกิดจากการทำปฏิกริยาของซัลเฟตที่เข้ามาจากสิ่งแวดล้อม ซึ่งจะเรียกว่า External Delayed Ettringite Formation ห้องนี้เนื่องจากห้องสองกลไกนี้สามารถผลิต Ettringite ได้เช่นกัน ดังนั้นจึงได้ตรวจสอบความเป็นไปได้ของการเกิด

External Delayed Ettringite Formation เนื่องจากซัลเฟตในสิ่งแวดล้อมเพิ่มเติมด้วย (เพิ่มเติมจาก TOR) โดยการทดสอบการเกิด Delayed Ettringite Formation (DEF) โดยการทดสอบด้วย SEM (Scanning Electron Microscope) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy) ในตัวอย่างคอนกรีตที่ระดับความลึก 100 เซนติเมตรเปรียบเทียบกับที่ระดับความลึก 30 เซนติเมตร และทดสอบหาปริมาณซัลเฟตในดินตามมาตรฐาน ASTM C1580 ร่วมกับผลการวิเคราะห์อุณหภูมิในคอนกรีต

ตารางที่ 4.2 รายละเอียดการทดสอบแนวโน้มการเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างกับมวลรวม

ประเภท โครงสร้าง	ระดับความ เสียหาย	วิธีการทดสอบ				จำนวนโครงสร้างที่เก็บ ตัวอย่าง
		ASTM C289	ASTM C1260	ASTM C1293	Petrography/ SEM/EDX	
ฐานราก	รุนแรง	○	○	○	○	2
	ปานกลาง	○	○	○	○	1
	ไม่มี	○	○	○	○	1
เสาตอม่อ	รุนแรง	X	X	○	○	4
	ปานกลาง	X	X	○	○	2
	ไม่มี	X	X	○	○	2
เสาเข็ม	-	X	X	○	○	20 ฐานราก x 2 ตัน (เก็บ 1 ตัวอย่างจาก 2 เสาเข็มใน แต่ละฐานราก)

หมายเหตุ #1: ○ หมายถึงมีการทดสอบ และ X หมายถึงไม่ทำการทดสอบ

หมายเหตุ #2: คณฑ์ที่ปรึกษาได้ทำการเก็บตัวอย่างจากฐานรากที่อยู่ริมคลองแม่น้ำเพื่อเป็นข้อมูลเพิ่มเติมอีกหนึ่งโครงสร้าง  
ตัวอย่าง

#### 4.2.3 การตรวจสอบวิเคราะห์หาสัดส่วนผสมคอนกรีต

เนื่องจากในโครงการนี้ มีการวิเคราะห์การเกิดรอยร้าวเนื่องจากความร้อนจากปฏิกิริยาไออกไซเดอร์ชั่นของคอนกรีต การวิเคราะห์ความเป็นไปได้ในการเกิดการแตกร้าวอันเนื่องมาจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิระหว่างวัน และการวิเคราะห์การแตกร้าวนี้เนื่องจากการทดสอบตัวของคอนกรีต ดังนั้นเพื่อให้ได้ข้อมูลที่ถูกต้องและแม่นยำ การวิเคราะห์จะต้องเริ่มจากการรู้ส่วนผสมของคอนกรีตเสียก่อน หลังจากนั้นจึงสามารถทำการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ จึงควรที่จะต้องวิเคราะห์ตัวอย่างคอนกรีตเพื่อให้ทราบสัดส่วนผสมของคอนกรีต ที่ใช้ฐานรากเนื่องจากไม่มีข้อมูลส่วนผสมคอนกรีตที่ใช้ในการก่อสร้างจริงที่เชื่อถือได้

การวิเคราะห์เริ่มจากเก็บตัวอย่างจากโครงสร้างคอนกรีตที่มีความเสียหายมาก ความเสียหายปานกลาง และไม่มีความเสียหายเพื่อนำไปตรวจสอบหาสัดส่วนผสมในคอนกรีต ถึงแม้ว่าจะมีมาตรฐานการตรวจสอบหาสัดส่วนผสมของคอนกรีตที่แข็งตัวไว้แล้ว เช่น BS 1881: Part 124 ซึ่งได้อธิบายถึงวิธีการหาปริมาณปูนซีเมนต์, มวลรวม, และปริมาณน้ำเริ่มต้นในคอนกรีตที่แข็งตัวไว้แล้ว แต่อย่างไรก็ตาม วิธีการตรวจสอบนั้นเน้นไปทางการตรวจสอบด้านเคมี ต้องใช้เครื่องมือที่ค่อนข้างยุ่งยากซับซ้อน และไม่มีการนำเครื่องมือวิเคราะห์สมัยใหม่มาใช้อย่างมีประสิทธิภาพ ดังนั้นในโครงการนี้จึงได้ดัดแปลงวิธีการตรวจสอบให้มีความเหมาะสม โดยในการวิเคราะห์

จะใช้หล่ายฯเทคนิคประกอบกัน ทั้งการทดสอบทางกายภาพและทางเคมี ได้แก่ การหาปริมาณมวลรวมหยาบ โดยใช้ชีรีซี Image Analysis การหาอัตราส่วนน้ำต่ออัตราส่วนโดยการคำนวณย้อนกลับจากค่ากำลังอัծของ คอนกรีตโดยใช้คอมพิวเตอร์โปรแกรม “FACOMP” ซึ่งได้พัฒนาขึ้นที่ศูนย์วิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษา สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ รวมถึงการทดสอบทางเคมี เช่น การทำลายด้วยกรดและด่างตามวิธี Selective dissolution ร่วมกับการวิเคราะห์องค์ประกอบทางเคมีด้วย XRF และคำนวณหาสัดส่วนผสมของคอนกรีต

#### 4.2.4 การวิเคราะห์แนวโน้มของการแตกร้าวนៅจากความร้อนจากปฏิกิริยาไไซเดรชั่น

การวิเคราะห์การแตกร้าวนៅจากอุณหภูมิจะทำการวิเคราะห์โดย เริ่มจากการนำส่วนผสมของ คอนกรีตที่ได้จากการวิเคราะห์ส่วนผสม มาคำนวณคุณสมบัติต่าง ๆ ของคอนกรีต [1-6] ไม่ว่าจะเป็นปริมาณความร้อนที่เกิดขึ้นจากปฏิกิริยาไไซเดรชั่น, คุณสมบัติทางความร้อน, คุณสมบัติเชิงกล หลังจากนั้นใช้โปรแกรมไฟโนท์อี ลีเมนต์วิเคราะห์อุณหภูมิ และความเครียดยึดรั้งที่เกิดขึ้นในแต่ละแห่งของฐานราก จากการวิเครียดยึดรั้งที่คำนวณได้จะทำให้สามารถวิเคราะห์ได้ว่าฐานรากจะมีโอกาสแตกร้าวนៅจากอุณหภูมิได้หรือไม่ ซึ่งหาก ความเครียดยึดรั้ง (Restrained Strain) ที่คำนวณได้ มีค่าสูงกว่าความเครียดแตกร้าว (Cracking strain) จะทำให้เกิดการแตกร้าวนៅจากอุณหภูมิในโครงสร้างคอนกรีตได้

ปริมาณความร้อนที่เกิดขึ้นจากปฏิกิริยาไไซเดรชั่น และคุณสมบัติทางความร้อนของคอนกรีตจะคำนวณ โดยใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์สำหรับทำนายปริมาณความร้อน, คุณสมบัติทางความร้อน และการยึดรั้งใน คอนกรีตหลา แบบจำลองทางคณิตศาสตร์นี้ได้รับการพัฒนาขึ้นที่ ศูนย์วิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษา สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ (CONTEC) แบบจำลองนี้ได้รับการ พิสูจน์แล้วว่าสามารถทำนายอุณหภูมิ และโอกาสการเกิดการแตกร้าวของคอนกรีตหลาได้ รายละเอียด และการ พิสูจน์ความแม่นยำของแบบจำลองแสดงในเอกสารอ้างอิง [7-11] แบบจำลองนี้ยังได้ถูกนำไปใช้ในการออกแบบ ส่วนผสมคอนกรีต, ขั้นตอนการก่อสร้าง, วิธี และระยะเวลาการปั้มที่เหมาะสมสำหรับฐานรากในโครงการต่าง ๆ มากมายทั้งในและต่างประเทศ

#### 4.2.5 การวิเคราะห์แนวโน้มของการแตกร้าวนៅจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิระหว่างวัน

วิธีการวิเคราะห์จะคล้ายคลึงกับการวิเคราะห์แนวโน้มของการแตกร้าวนៅจากความร้อนจากปฏิกิริยาไไซเดรชั่น โดยเริ่มจากการนำส่วนผสมของคอนกรีตที่ได้จากการวิเคราะห์ส่วนผสมมาคำนวณคุณสมบัติต่าง ๆ ของคอนกรีต ไม่ว่าจะเป็นคุณสมบัติทางความร้อน, คุณสมบัติเชิงกล แต่จะกำหนดให้อุณหภูมิสิ่งแวดล้อม โดยรอบฐานรากเปลี่ยนแปลงไปตามลักษณะภูมิอากาศ ใช้โปรแกรมไฟโนท์อีลีเมนต์เพื่อทำการวิเคราะห์อุณหภูมิของฐานรากที่เปลี่ยนแปลงเมื่ออุณหภูมิสิ่งแวดล้อมเปลี่ยนไป และทำการวิเคราะห์การยึดรั้งที่เกิดขึ้นในแต่ละ ตำแหน่งของฐานราก โดยคุณสมบัติของคอนกรีตทางความร้อนต่างๆ ที่ใช้ในโปรแกรมไฟโนท์อีลีเมนต์ เช่น ความร้อนจำเพาะ, ค่าการนำความร้อน และสัมประสิทธิ์การขยายตัวของคอนกรีตจะได้จากการคำนวณโดยใช้ แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่กล่าวไว้ในการวิเคราะห์แนวโน้มของการแตกร้าวนៅจากความร้อนจากปฏิกิริยาไไซเดรชั่น

จากการความเครียดยึดรังที่คำนวณได้จะทำให้สามารถวิเคราะห์ได้ว่าฐานรากจะมีโอกาสแตกกร้าวนៅ่จาก การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิระหว่างวันได้หรือไม่ ซึ่งหากความเครียดยึดรังที่คำนวณได้ มีค่าสูงกว่าความเครียด แตกกร้าว จะทำให้เกิดการแตกกร้าวนៅ่จากอุณหภูมิในโครงสร้างคอนกรีตได้

#### 4.2.6 การวิเคราะห์แนวโน้มการแตกกร้าวนៅ่จากการทดสอบ

การวิเคราะห์แนวโน้มการแตกกร้าวนៅ่จากการทดสอบจะทำการวิเคราะห์โดย นำส่วนผสมของคอนกรีต ที่ได้จากวิเคราะห์ส่วนผสมมาทำการคำนวณปริมาณการทดสอบของคอนกรีต โดยใช้สมการทางคณิตศาสตร์ที่ได้รับการพัฒนาขึ้นมาให้เหมาะสมกับวัสดุและสิ่งแวดล้อมของประเทศไทย [12] สมการนี้ได้รับการพัฒนาขึ้นที่ ศูนย์วิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษา สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ (CONTEC) โดยการทดสอบทั้งหมดซึ่งเป็นผลรวมของการทดสอบแบบอโตเจ็นส์ และการทดสอบแบบแห้ง ซึ่งสมการ ดังกล่าวสามารถใช้ได้กับคอนกรีตที่มีสัดส่วนผสมแตกต่างกันทั้ง อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน ปริมาณเจ้าloy ปริมาณเพสต์ อายุ และวิธีการบ่ม จากปริมาณการทดสอบที่คำนวณได้จะนำไปสู่การคำนวณความเครียดที่เกิดจาก การยึดรัง และหากความเครียดจากการยึดรัง (Restrained Strain) นี้ มีค่าสูงกว่าความเครียดแตกกร้าว (Cracking Strain) โครงสร้างจะแตกกร้าวนៅ่จากการทดสอบได้

ในกรณีของเสาเข็มที่อยู่ใต้ดินตลอดเวลาหนึ้น จะไม่มีโอกาสที่จะเกิดการทดสอบแบบแห้ง (Drying Shrinkage) ได้ดังนั้นในการศึกษานี้จึงไม่มีการวิเคราะห์ปัญหาการแตกกร้าวอันเนื่องมาจากการทดสอบของเสาเข็ม

### 4.3 การตรวจสอบสภาพโครงสร้างอย่างละเอียดเพื่อประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุก

ผลจากการตรวจพินิจสภาพความเสียหายของฐานรากและเสาโครงสร้างตลอดโครงการ ที่ปรึกษาจะ นำมาวิเคราะห์หาตำแหน่งและแบ่งสภาพความเสียหายออกเป็นระดับ ได้แก่ ระดับความเสียหายมาก ระดับ ความเสียหายปานกลาง และไม่เกิดความเสียหาย การแบ่งระดับความเสียหายจะใช้ตำแหน่งรอยแตกกร้าวที่อาจมี ผลต่อการรับกำลังโครงสร้าง ความกว้างและความลึกของรอยแตกกร้าว เป็นเกณฑ์ในการพิจารณา จากนั้นทำการ คัดเลือกตัวแทนฐานรากที่จะทำการศึกษาและประเมินการรับกำลังคงเหลือในโครงสร้าง ขึ้นส่วนโครงสร้าง จำนวน 3 ตัวอย่างจะถูกคัดเลือกเพื่อศึกษาและประเมินการรับน้ำหนักบรรทุก ทั้งนี้จะเลือกจากสภาพฐานรากที่ มีความเสียหายรุนแรง 2 ฐานราก และเลือกจากฐานรากที่ไม่มีสภาพความเสียหายอีก 1 ฐานรากเพื่อใช้เป็น ขั้นส่วนเปรียบเทียบ

งานทดสอบและประเมินสถานภาพการใช้งาน ณ ปัจจุบันของฐานราก จำเป็นอย่างยิ่งที่ต้องทราบถึง คุณสมบัติของวัสดุและพฤติกรรมการทำงานของขั้นส่วนโครงสร้างที่นำมาประกอบกันเป็นระบบซึ่งต้องทำงาน ร่วมกัน โครงสร้างฐานรากที่ดีจะต้องสามารถถ่ายเทแรงสู่เสาเข็มได้ดี อย่างไรก็ตามหากเสาตอม่อฐาน รากเกิดเสื่อมสภาพ หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งว่าค่าสติฟเนสสูงจะมีพฤติกรรมการถ่ายเทแรงสู่เสาเข็มได้ดี อย่างไรก็ตามหากเสาตอม่อฐาน รากเกิดเสื่อมสภาพ หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งว่าค่าสติฟเนสของเสาตอม่อฐานรากนั้นมีค่าลดน้อยลง พฤติกรรมการ รับแรงและถ่ายเทน้ำหนักสู่ฐานรากจะลดน้อยลงไป การลดน้อยลงของสติฟเนสในฐานรากอาจเกิดขึ้นจาก หลาຍสาเหตุ เช่น การเสื่อมสภาพของวัสดุคอนกรีตเอง รอยแตกกร้าวนและใต้เสาตอม่อฐานราก สภาวะการรับ แรงที่อาจเกินจุดครากของเหล็กเสริม ความต้านทานแรงเฉือนที่ลดลงในเสาตอม่อฐานราก เป็นต้น การ เสื่อมสภาพของฐานรากจนทำให้ค่าสติฟเนสของเสาตอม่อฐานรากลดลง จะไปปรับเปลี่ยนพฤติกรรมการถ่ายเท น้ำหนักสู่เสาเข็มและลดความสามารถในการรับน้ำหนักของฐานรากทั้งระบบ เสาตอม่อฐานรากที่ไม่แข็งแรง และ/

หรือที่มีสติฟเนสต่าจะเกิดการแอบตัวมากขั้นรับน้ำหนักจากโครงสร้างส่วนบน ทำให้การกระจายแรงสู่เสาเข้มไม่สมบูรณ์ เสาเข้มที่อยู่ใต้โครงสร้างเสาส่วนบนจะรับกำลังมากกว่าเสาเข้มตันที่ห่างออกไป

จากพฤติกรรมของโครงสร้างฐานรากภายใต้การเสื่อมสภาพดังกล่าวข้างต้น จะเป็นอย่างยิ่งที่ต้องออกแบบงานทดสอบเพื่อให้ได้ข้อมูลที่ครอบคลุมถึงความแข็งของฐานราก ซึ่งต้องดูผลจากการแอบตัวของฐานรากภายใต้น้ำหนักการทำ และ ทำการวัดการรับแรงของเสาเข้มแต่ละตันภายใต้ฐานรากทั้งระบบ ข้อมูล หลักทั้งสองส่วนนี้จะเป็นตัวชี้วัดถึงประสิทธิภาพของฐานรากและพัฒนาระบบกระจายแรงสู่เสาเข้มแต่ละตันในสภาวะการใช้งานปัจจุบัน จากนั้นนำมาใช้ร่วมกับการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยระเบียบวิธีวิจัยเชิงตัวเลขแบบสามมิติ (3-D Finite Element) ดังนั้นในงานทดสอบและประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของฐานราก ณ สภาพปัจจุบันนี้ จำเป็นต้องแบ่งงานออกเป็นสามขั้นตอนอย่อยดังต่อไปนี้

#### 4.3.1 การสำรวจสภาพโครงสร้างฐานราก เสาต่อมอ และโครงสร้างเสาอย่างละเอียด

จากข้อมูลการสำรวจเบื้องต้นพบว่า สภาพความเสียหายที่ปรากฏเป็นรอยแตกร้าว กระจายตัวอยู่ทั่วทุกทิศทางของโครงสร้างฐานรากและเสาต่อมอที่รองรับโครงสร้างส่วนบน ซึ่งแสดงให้เห็นว่าฐานรากมีการขยายตัว (บวมตัว) การดำเนินงานตรวจพินิจึงจำเป็นอย่างยิ่งที่ต้องเข้าถึงพื้นผิวโครงสร้างทุกด้าน เพื่อให้ข้อมูลที่แน่นชัด และถูกต้อง เนื่องด้วยการตรวจพินิจเป็นวิธีการขึ้นพื้นฐานที่มีค่าใช้จ่ายดำเนินงานต่ำสุดเมื่อ เทียบกับวิธีการอื่นๆ ในการวิเคราะห์และแบ่งระดับความเสียหาย อย่างไรก็ตามการตรวจพินิจจำเป็นต้องอาศัยผู้เชี่ยวชาญและมีประสบการณ์ในการสำรวจอย่างมาก โครงสร้างตัวอย่างที่เข้าสำรวจจะถูกบันทึก ข้อมูลสภาพความเสียหาย ตำแหน่งและมิติของรอยแตกร้าวโดยละเอียดเพื่อทำเป็นแผนผังรอยแตกร้าว (Crack Map) รอยแตกร้าวที่ปรากฏสามารถใช้เป็นหลักฐานในการบ่งบอกถึง พัฒนาระบบฐานราก และการถ่ายเทน้ำหนักจากโครงสร้างส่วนบนลงสู่ฐานรากและเสาเข้มตามลำดับ ข้อมูลที่สำรวจได้จะนำมาใช้ ประโยชน์อีก 2 ส่วนหลัก ได้แก่ การตั้งเกณฑ์แบ่งระดับความเสียหายในงานสำรวจฐานรากในอนาคตและ/หรือโครงสร้างฐานรากอื่นๆในโครงการ นอกจากนั้นแล้วยังใช้ประกอบการพิจารณา ร่วมกับผลจากการประเมินการรับโครงสร้างด้วยน้ำหนักบรรทุกจริง และผลจากการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีระเบียบวิจัยเชิงตัวเลข (Finite Element) ซึ่งเป็นวิธีที่ได้รับการยอมรับอย่างแพร่หลายว่าเป็นวิธีวิเคราะห์พัฒนาระบบโครงสร้างที่มีความถูกต้องเมื่อเทียบกับวิธีอื่นๆ ที่มีอยู่ในปัจจุบัน

#### 4.3.2 การทดสอบคุณภาพของวัสดุ ณ สภาวะการใช้งานปัจจุบัน

หลังจากได้ทำการคัดเลือกโครงสร้างฐานรากที่ใช้ศึกษา การเก็บข้อมูลเชิงคุณภาพของวัสดุ เช่น คอนกรีต และเหล็กเสริมในโครงสร้าง ณ สภาวะการรับแรงในปัจจุบัน นับเป็นสิ่งสำคัญอย่างยิ่งในการนำผลทดสอบมาใช้ร่วมกับการวิเคราะห์ด้วยระเบียบวิจัยเชิงตัวเลข (Finite Element)

- คุณภาพคอนกรีตปัจจุบันในฐานรากจริง สามารถหาได้โดยการเจาะเก็บชิ้นตัวอย่างและนำทดสอบที่ห้องปฏิบัติการ ชิ้นตัวอย่างแท่งคอนกรีตจำนวน 2 ตัวอย่างต่อฐานรากและทำการเก็บห้อง 3 ฐานที่ใช้ศึกษาจะเพียงพอต่อการพิจารณาถึงคุณสมบัติคงเหลือของคอนกรีตและนำไปใช้ในการวิเคราะห์วิจัยเชิงตัวเลข ทั้งนี้การทดสอบหาคุณสมบัติการรับกำลังอัดจะทำพร้อมกับการหาค่าโมดูลัสยึดหยุ่น

- คุณสมบัติของเหล็กเสริม ณ สถาوارะการรับน้ำหนักกระทำในโครงสร้างปัจจุบัน การทดสอบไม่สามารถทำได้ด้วยเครื่องมือโดยตรง ดังนั้นเพื่อให้ทราบถึงความเครียดที่มีอยู่ในเหล็กเสริมจึงต้องอาศัยการทดสอบแบบกึ่งทดลอง โดยการสกัดพื้นผิวคอนกรีตลงจนถึงชั้นเหล็กเสริมและกำหนดตำแหน่งเหล็กเสริมที่ต้องการทดสอบ จากนั้นนำเจลไฟฟ้าที่ใช้วัดความเครียดติดที่ผิวเหล็กเสริม และแบ่งออกประมาณ 3 ช่วงต่อหนึ่งเส้นว่างห่างๆ กันตลอดช่วงความยาวของเหล็กเสริม หลังจากอุปกรณ์วัดได้ติดตั้งเสร็จเรียบร้อยดำเนินการตัดเหล็กเสริมนั้นเพื่อให้เหล็กเสริมเป็นอิสระจากโครงสร้างเดิม และวัดความเครียดคืนกลับซึ่งเป็นความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมนั้น เพื่อพิจารณาว่าเหล็กเสริมในโครงสร้างนั้น มีพฤติกรรมการรับแรงอุปทานช่วงใด ตำแหน่งของเหล็กเสริมและจำนวนตัวอย่างที่จะนำมาจากโครงสร้างฐานรากจะกำหนดขึ้นตามความจำเป็นโดยคำนึงถึงความปลอดภัยของโครงสร้างเป็นหลัก

#### 4.3.3 การประเมินการรับกำลังโครงสร้างในการรับน้ำหนัก

โครงสร้างฐานรากเป็นขึ้นส่วนโครงสร้างประกอบที่สำคัญ เมื่อน้ำหนักบรรทุกมากกระทำน้ำหนักทั้งหมดจะถูกถ่ายลงผ่านโครงสร้างเสา เสาตอม่อ ฐานรากและเสาเข็มตามลำดับ ถ้าโครงสร้างฐานรากแข็งแรง น้ำหนักกระทำทั้งหมดจะถูกถ่ายเทลงสู่เสาเข็มได้อย่างมีประสิทธิภาพ อย่างไรก็ตามเมื่อโครงสร้างเกิดความเสียหายไม่ว่าจะเป็นคอนกรีตหรือเหล็กเสริม จะทำให้โครงสร้างฐานรากมีพฤติกรรมการถ่ายแรงที่เปลี่ยนไป การกระจายน้ำหนักของเสาเข็มจะไม่เป็นไปตามที่ออกแบบไว้ เพื่อให้เข้าใจถึงพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างฐานรากและเสาเข็มภายใต้น้ำหนักบรรทุกเป็นสิ่งจำเป็นที่ต้องทำ ขั้นตอนการประเมินการรับกำลังโครงสร้างในการรับน้ำหนักกระทำสามารถแบ่งเป็นขั้นตอนย่อยดังต่อไปนี้

##### การเตรียมพื้นที่และการติดตั้งอุปกรณ์วัด

โครงสร้างที่ศึกษาจะต้องสามารถเข้าสำรวจและทดสอบได้ทุกพื้นผิว จึงจำเป็นต้องใช้ระบบการป้องกันดินพังโดยการตอกเข็มพีล (Sheet pile) ล้อมรอบฐานรากที่ศึกษาซึ่งเป็นมาตรการที่จัดเตรียมไว้เพื่อให้เกิดความปลอดภัยระหว่างการทดสอบและป้องกันการพังทลายของถนนด้านข้าง นอกจากการเข้าสำรวจด้วยตาบริเวณใต้ฐานรากแล้ว การนำอุปกรณ์วัดความเครียดทางไฟฟ้า (Electrical Strain Gauge) และเทคนิคการติดตั้งเพื่อวัดค่าความเครียดที่มีค่าอยู่ในช่วงน้อยๆ นำมาประยุกต์ใช้ โดยจะนำไปติดตั้งบริเวณหัวเสาเข็มเพื่อให้ทราบถึงพฤติกรรมภายใต้น้ำหนักกระทำ นอกจากนั้นโครงสร้างส่วนบนจำเป็นต้องติดตั้งโดยแบ่งตามตำแหน่งที่สำคัญและยังคงต้องอาศัยเทคนิคการติดตั้งเช่นเดียวกันเพื่อให้ทราบถึงพฤติกรรมการเปลี่ยนรูปในโครงสร้างเส้นทั้ง 2 ทิศทางภายใต้น้ำหนักกระทำ สำหรับการเปลี่ยนรูปของฐานราก จะนำอุปกรณ์วัดความเครียดเชิงเส้นทางกลและ/หรือ Vibrating Wire ซึ่งเป็นอุปกรณ์วัดการยืดหดตัวเชิงเส้นด้วยไฟฟ้ามาติดตั้งทางด้านบนฐานราก ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์วัดต่างๆ จะกำหนดเพื่อให้เกิดประโยชน์สูงสุดในการใช้เป็นข้อมูลร่วมในการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟโนว์โอลิเมนท์

##### การทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุก

เนื่องด้วยโครงสร้างฐานรากที่เลือกทำการศึกษาประกอบด้วย ฐานรากจำนวน 3 ตำแหน่ง เพื่อความปลอดภัยและไม่เป็นการรบกวนต่อพื้นผิวจราจรจะต้องทดสอบภายในคืนเดียวกัน วัตถุประสงค์ในการประเมิน

การรับกำลังโครงสร้าง จำเป็นต้องทราบถึงพฤติกรรมการรับแรงและ/หรือน้ำหนักจาก โครงสร้างส่วนบนถ่ายลงสู่เสาเข็ม ดังนั้นข้อมูลที่ต้องดำเนินการเก็บระหว่างการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุก ประกอบด้วย

- 1) พฤติกรรมของการรับแรงและการเปลี่ยนรูปของโครงสร้างเสา ทั้งนี้จะต้องดำเนินการติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียดเชิงเส้นในหลายตำแหน่งเพื่อให้ทราบถึงพฤติกรรมของแรงที่ส่งผ่านชั้นส่วนโครงสร้างว่าสมมาตรหรือไม่
- 2) การเปลี่ยนรูปหรือการแอนตัวของฐานราก จำเป็นต้องศึกษาและเก็บข้อมูลเพื่อใช้ยืนยันถึงพฤติกรรมการรับแรงและการกระจายแรงสู่เสาเข็มทั้งระบบ เนื่องจากการแอนตัวของฐานรากจะเกิดขึ้นในขนาดที่น้อย ดังนั้นการวัดเชิงเส้นจะต้องออกแบบเครื่องมือที่สามารถวัดได้ในระดับความถูกต้องสูง
- 3) การกระจายน้ำหนักลงสู่เสาเข็มแต่ละตันภายใต้ฐานรากศึกษา เสาเข็มทั้งระบบจำเป็นต้องทำการวัดขนาดความเครียดภายใต้แรงกระทำ เพื่อให้ได้ข้อมูลและทราบถึงพฤติกรรมการกระจายแรงสู่เสาเข็มที่ถูกต้อง

การทดสอบจะใช้รอกบรรทุกที่ทราบน้ำหนักแน่นอนจำนวน 20 คันโดยประมาณ ทั้งนี้จะต้องมีน้ำหนักบรรทุกไม่เกินค่าที่ออกแบบไว้ เพื่อจำลองน้ำหนักลงสู่โครงสร้างทั้ง 2 ช่วงเสา (ตำแหน่งด้านซ้ายและขวาของโครงสร้างเสาที่ต้องการทดสอบ) และวางแผนการทดสอบทุกเลน เพื่อความปลอดภัยในการทดสอบน้ำหนักบรรทุกที่กระทำกับโครงสร้าง จะนำรอกบรรทุกเข้าสู่พื้นที่ทดสอบไปทีละเลนแล้วทำการตรวจสอบดูผลการทดสอบพร้อมบันทึก จำนวนค่าอย่างเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจนครบทั้งทุกเลน เพื่อไม่ให้การเสียรูปเกินเกณฑ์การยอมรับทางทฤษฎีโครงสร้าง

เมื่อทำการทดสอบ และบันทึกค่าพฤติกรรมของโครงสร้างตัวที่หนึ่งแล้วเสร็จ น้ำหนักบรรทุกทั้งหมดจะย้ายไปสู่โครงสร้างตัวที่ 2 และ 3 ตามลำดับ ขั้นตอนวิธีการทดสอบในแต่ละโครงสร้างจะปฏิบัติตามแนวทางที่กล่าวมาแล้วข้างต้น เพื่อให้เกิดความสะดวกและไม่รบกวนต่อการใช้งานบนพื้นผิวจราจร การทดสอบจะต้องดำเนินการในเวลากลางคืนและต้องให้เสร็จภายใน 12 ชั่วโมง ดังนั้นจึงต้องอาศัยความร่วมมือจากการทางพิเศษแห่งประเทศไทยในการอำนวยความสะดวกและประสานงานกับหน่วยงานรัฐอื่นๆ เพื่อให้สามารถปฏิบัติได้อย่างดี

#### 4.4 การจำลองพฤติกรรมเชิงโครงสร้างของตัวสร้างตัวอย่างด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์

การตรวจสอบโครงสร้างอย่างละเอียดเพื่อประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกนั้น สามารถกระทำได้โดยวิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้โปรแกรมไฟไนต์อิลิเมนต์ในการจำลองโครงสร้าง ประกอบ ด้วย เสาตอม่อ (pier) ฐานราก (footing) และ เสาเข็ม (pile) โดยอิลิเมนต์ที่ใช้ในการจำลองโครงสร้างจะใช้ solid brick อิลิเมนต์ 3 มิติแทนเสาตอม่อ และ ฐานราก และใช้ beam element แทนเสาเข็ม และจะต้องพิจารณาผลของ soil-structural interaction ซึ่งจะแทนดินรอบเสาเข็มด้วยสปริงที่สามารถคำนวณค่าสติฟเนสของสปริงได้จากคุณสมบัติของดิน การวิเคราะห์ที่ใช้จะเป็นการวิเคราะห์แบบ非线性 (nonlinear analysis) ที่ต้องพิจารณาพฤติกรรมของคอนกรีตตามจริงได้แก่ พฤติกรรมการแตกกร้าวของคอนกรีตภายใต้แรงดึง (tension model) พฤติกรรมภายใต้แรงอัด (compression model) และพฤติกรรมการถ่ายเทแรงเฉือน (shear transfer model) ของคอนกรีต และ พฤติกรรมครากของเหล็กเสริมด้วย โดยจะต้องพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดแบบ非线性 เช่นของเหล็กเสริมและคอนกรีต การวิเคราะห์แบบ非线性 3 มิติที่เสนอมานี้ถือว่าเป็นการวิเคราะห์ที่ให้ความละเอียดสูงที่สุดโดยสามารถจำลองพฤติกรรมของโครงสร้างได้

เหมือนจริงมากที่สุด ไม่ว่าพฤติกรรมของฐานรากจะถูกกำหนดโดยพฤติกรรม strut and tie หรือ พฤติกรรมแบบ canopy ก็ตาม

เมื่อสร้างแบบจำลองโครงสร้างเสร็จเรียบร้อยแล้ว ขั้นตอนต่อไปจะเป็นการสร้างสภาพความเสียหายที่เกิดขึ้นในฐานราก ได้แก่ สภาวะรอยแตกร้าว ความเครียด และ หน่วยแรงเริ่มแรกในคอนกรีตและเหล็กเสริมของฐานราก ซึ่งทำได้โดยการใส่ความเครียดเทียบเท่าให้แก่ฐานราก (imposed equivalent strain) จนฐานรากเกิดแตกร้าวทั้งสองทิศทางใกล้เคียงมีขนาดและการกระจายตัวของรอยแตกร้าวใกล้เคียงกับค่าที่วัดได้ในสนาม การจะสร้างสภาพความเสียหายนี้ จะต้องใช้แบบจำลองคอนกรีตที่สามารถทำให้เกิดรอยร้าว (cracked concrete model) โดยเป็นแบบจำลองชนิดไร้เชิงเส้น ในขณะเดียวกันก็จะต้องจำลองเหล็กเสริมในฐานรากด้วย เพื่อจำลองหน่วยแรงเริ่มต้นในเหล็กเสริม ดังที่ได้กล่าวไว้แล้วว่า ฐานรากเกิดรอยร้าวขนาดใหญ่ ซึ่งอาจทำให้หน่วยแรงในเหล็กเสริมถึงหรือใกล้ถึงจุดคราก ซึ่งหากรับแรงกระทำเพิ่มเติมก็อาจทำให้เหล็กขาดได้ ดังนั้นจึงมีความจำเป็นจะต้องสร้างสภาพโครงสร้างคอนกรีตที่มีความเสียหายใกล้เคียงของจริงให้มากที่สุด ผลที่ได้จากการวิเคราะห์ไฟโนต์อิลิเมนต์ในขั้นตอนนี้จะเป็นโครงสร้างที่มีความเสียหายได้แก่ รอยแตกร้าวในสองทิศทาง มีหน่วยแรงและความเครียดตั้งต้นในคอนกรีตและเหล็กเสริม ซึ่งเป็นแบบจำลองของโครงสร้างที่มีความเสียหายใกล้เคียงกับฐานรากของจริง

ในขั้นตอนที่ 3 จะเป็นการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างที่มีความเสียหาย การวิเคราะห์ที่ในขั้นตอนนี้จะเป็นการเพิ่มแรงกระทำต่อฐานรากเป็นขั้นๆ แล้วศึกษาพฤติกรรมการโกร่งตัวของฐานราก การกระจายน้ำหนักบรรทุกไปที่เสาเข็มแต่ละตัน โดยการวิเคราะห์ไฟโนต์อิลิเมนต์จะให้ความสัมพันธ์เป็นเส้นโค้งระหว่างแรงกระทำกับการเคลื่อนตัว ซึ่งทำให้ทราบถึงกำลังรับน้ำหนักของฐานรากในสภาวะที่มีรอยร้าวได้ ขั้นตอนนี้นับว่ามีความสำคัญมาก เพราะกำลังรับน้ำหนักที่วิเคราะห์จากโปรแกรมไฟโนต์อิลิเมนต์นี้จะเป็นตัวปวงชี้ว่า ฐานรากมีกำลังรับน้ำหนักเพียงพอที่จะต้านทานแรงที่กระทำได้หรือไม่ และ จะต้องซ้อมแซมหรือเสริมกำลังฐานรากอย่างไร

ผลการวิเคราะห์ไฟโนต์อิลิเมนต์เพื่อหากำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างที่ได้รับความเสียหายจากการอยู่ร้าวทำให้ทราบว่า กำลังรับน้ำหนักที่เหลืออยู่ของโครงสร้างเป็นเท่าไร และ รอยร้าวทำให้กำลังของ โครงสร้างสูญเสียไปหรือไม่ จากนั้น จะนำไปสู่การนำเสนอวิธีการซ่อมแซมและเสริมกำลังโครงสร้าง โดยที่ปรึกษาจะเสนอวิธีการเสริมกำลังที่เหมาะสม เพื่อให้โครงสร้างกลับมา มีกำลังรับน้ำหนักดังเดิม การเสริมกำลังโครงสร้างนั้นบางครั้งอาจจะต้องใส่เหล็กเสริมเพิ่มเติม และ อาจต้องมีการขยายหน้าตัดคอนกรีตให้ใหญ่ขึ้น ภายหลังจากที่ได้เสนอวิธีการเสริมกำลังโครงสร้างแล้ว จำเป็นจะต้องตรวจสอบด้วยการวิเคราะห์ไฟโนต์อิลิเมนต์แบบไร้เชิงเส้นเพื่อหา กำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างที่ได้รับการเสริมกำลังแล้ว ใน การวิเคราะห์ตรง ส่วนนี้ ที่ปรึกษาจะใช้แบบจำลองโครงสร้างไฟโนต์อิลิเมนต์ 3 มิติที่ได้ทำไว้ในการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนัก จากนั้นจะเพิ่มอิลิเมนต์ของคอนกรีต และเหล็กเสริมเพื่อแทนส่วนขยายหน้าตัดที่ได้ทำการเสริมกำลัง จากนั้น จะทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีไร้เชิงเส้นเพื่อวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างที่ได้รับการเสริมกำลังแล้ว การวิเคราะห์ที่ในขั้นตอนนี้ต้องใช้เครื่องมือการวิเคราะห์ไฟโนต์อิลิเมนต์ขั้นสูงเนื่องจากแบบจำลองโครงสร้างประกอบด้วยอิลิเมนต์ที่มีความเสียหาย และ อิลิเมนต์ที่ไม่มีความเสียหายอยู่ร่วมกัน อิลิเมนต์ที่มีความเสียหายหมายถึงอิลิเมนต์ที่มีรอยแตกร้าว มีหน่วยแรง และ ความเครียดตั้งตัน ส่วนอิลิเมนต์ที่ไม่มีความเสียหายหมายถึงอิลิเมนต์ของส่วนเสริมกำลังที่ไม่มีรอยร้าว หน่วยแรง และ ความเครียดตั้งตัน จะเห็นได้ว่า อิลิเมนต์ทั้งสองส่วนเริ่มต้นจากจุดตั้งตันที่แตกต่างกัน พฤติกรรมรวมของโครงสร้างจึงขึ้นอยู่กับพฤติกรรมร่วมกันของอิลิเมนต์ทั้งสองส่วนนี้ซึ่งจะสามารถวิเคราะห์ออกมารวดโดยใช้โปรแกรมไฟโนต์อิลิเมนต์ไร้เชิงเส้นแบบ 3 มิติ

ปัจจุบันโปรแกรมไฟไนต์อิลิเมนต์ที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างมีมากมาย แต่ในโครงการนี้จำเป็นต้องใช้โปรแกรมการวิเคราะห์ขั้นสูง ซึ่งต้องมีคุณสมบัติดังต่อไปนี้

- 1) สามารถวิเคราะห์สภาพไร้เชิงเส้น (nonlinear analysis) ของโครงสร้าง โดยวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนัก กรณีแรงกับการเคลื่อนตัว และ หน่วยแรงและความเครียดที่ตำแหน่งต่างๆ ของโครงสร้าง
- 2) มีแบบจำลองสำหรับการวิเคราะห์การแตกร้าวในคอนกรีตได้ทั้งแบบ รอยร้าวกระจาย (smeared cracks) และ รอยร้าวโดด (discrete cracks) และ แบบจำลองนี้ต้องจำลองรอยร้าวได้มากกว่า 1 ทิศทาง ซึ่งเรียกว่า multidirectional cracked concrete model เนื่องจากรอยร้าวที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกอาจจะมีทิศทางและตำแหน่งที่แตกต่างจากการรอยร้าวที่มีอยู่ที่ทำให้ฐานรากเกิดความเสียหาย นอกจากนี้แบบจำลองรอยแตกร้าวยังต้องสามารถทำนายการเกิด และ การขยายตัวของรอยร้าวได้ด้วย
- 3) มีแบบจำลองเหล็กเสริมในคอนกรีตที่สามารถวิเคราะห์จุดคราก เพื่อจำลองสภาพหน่วยแรงเริ่มต้นในเหล็กเสริมในฐานราก
- 4) มีไฟไนต์อิลิเมนต์ชนิด 3D solid brick element เพื่อใช้ในการจำลองฐานราก และมีไฟไนต์อิลิเมนต์อื่นๆ เช่น Beam-column element สำหรับจำลองเสาเข็ม เป็นต้น
- 5) มี Restart function ซึ่งหมายถึงการเก็บสภาพของหน่วยแรง ความเครียด การแตกร้าวในหน่วยความจำ แล้ว นำมาเป็นสภาพเริ่มต้นของโครงสร้างในการวิเคราะห์ที่ตามมา Restart function ตรงนี้ถือได้ว่าเป็นหัวใจของการวิเคราะห์โครงสร้างที่มีความเสียหายล่วงหน้า เนื่องจากทำให้สามารถจำลองสภาพความเสียหายให้แก่โครงสร้างให้สอดคล้องกับความเป็นจริงก่อนที่จะทำการวิเคราะห์หากำลังรับน้ำหนักต่อไป
- 6) โปรแกรมไฟไนต์อิลิเมนต์จะต้องรองรับ การนำอิลิเมนต์บางส่วนออก หรือ การนำอิลิเมนต์บางส่วนใส่เพิ่มเข้าไป ในระหว่างการวิเคราะห์ เพื่อจำลองเหตุการณ์การซ่อมแซม หรือ การเสริมกำลังโครงสร้าง

ถึงแม้ว่าจะมีโปรแกรมไฟไนต์อิลิเมนต์มากมายในปัจจุบัน แต่โปรแกรมไฟไนต์อิลิเมนต์ที่มีคุณสมบัติทั้ง 6 ประการที่กล่าวมานี้มีไม่นัก ยกตัวอย่างโปรแกรมดังกล่าว เช่น โปรแกรม COM3 พัฒนาขึ้นที่มหาวิทยาลัยโตเกียว และ โปรแกรม DIANA จากประเทศเนเธอร์แลนด์ เป็นต้น โปรแกรมทั้งสองนี้เป็นโปรแกรมที่ได้รับการพัฒนาให้มีความสามารถจำลองโครงสร้างคอนกรีตได้เป็นอย่างดี อยู่ในชั้นที่จะเลือกนำมาใช้ในงานนี้ได้ ที่ปรึกษาศึกษาความเป็นไปได้ของโปรแกรมไฟไนต์อิลิเมนต์อื่นๆ อีก และ จะคัดเลือกโปรแกรมไฟไนต์อิลิเมนต์ที่เหมาะสมที่สุดมาใช้ในโครงการนี้

#### 4.5 การพัฒนาวิธีการตรวจสอบและประเมินความเสียหายที่เหมาะสมต่อการนำไปใช้กับโครงสร้างจำนวนมาก

เนื่องจากโครงการทางพิเศษบูรพาวิถี มีโครงสร้างเป็นจำนวนมากที่มีความเสี่ยงจะเกิดปัญหาเดียวกัน ดังนั้นจึงจำเป็นที่จะต้องมีการตรวจสอบประเมินความเสียหายของฐานรากส่วนอื่น โดยจะต้องจัดทำประวัติความเสียหาย บันทึกรูปแบบรอยร้าวที่เกิดขึ้น และจำแนกระดับความเสียหายของแต่ละโครงสร้าง ซึ่งเป็นข้อมูลที่จำเป็นในการดำเนินการวางแผนบำรุงรักษาโครงสร้างอย่างมีประสิทธิภาพต่อไป

เพื่อให้บุคลากรของการทางพิเศษแห่งประเทศไทย สามารถดำเนินการตรวจสอบโครงสร้างฐานราก จำนวนมากอย่างเป็นระบบได้นั้น จำเป็นต้องกำหนดแนวทางการตรวจสอบและประเมินความเสี่ยหายน้ำที่ฐานรากที่สามารถดำเนินการได้อย่างสะดวก เป็นมาตรฐานเดียวกันและสามารถดำเนินการได้โดยผู้ตรวจสอบที่มีประสบการณ์ไม่มากนัก ทั้งนี้จุดประสงค์ของการกำหนดวิธีการตรวจสอบดังกล่าว ก็เพื่อให้การทางพิเศษแห่งประเทศไทยสามารถดำเนินการการตรวจสอบ วิเคราะห์ข้อมูลผลการตรวจสอบ และจำแนกกลุ่มของโครงสร้างตามประเภทและระดับของความเสี่ยหายน้ำได้ด้วยบุคลากรของการทางพิเศษฯ เอง

ขณะที่ปรึกษาจะกำหนดระเบียบขั้นตอนการตรวจสอบ และรายการข้อมูลที่ต้องทำการตรวจสอบและบันทึกจากแต่ละโครงสร้าง โดยมุ่งเน้นไปที่วิธีการตรวจสอบที่สามารถดำเนินการได้อย่างรวดเร็ว เช่น การตรวจสอบด้วยตาเปล่า (Visual Inspection) การใช้อุปกรณ์เสริมเพื่อตรวจวัดระดับความเสี่ยหายน้ำเชิงปริมาณ (Quantitative Measurement) เช่น Digital Photograph, Crack Gage, หรือ Microscope ในกรณีของความเสี่ยหายน้ำที่เกิดขึ้นในบริเวณที่ไม่สะดวกต่อการตรวจสอบด้วยตาเปล่า อาจจะมีการใช้วิธีการตรวจสอบแบบไม่ทำลาย (Non-Destructive Tests) มาใช้ในการเก็บข้อมูลเพิ่มเติม นอกจากนี้จะทำการเสนอแนะวิธีการจัดเก็บและรูปแบบของข้อมูลที่เหมาะสม เพื่อให้สามารถนำมาใช้เป็นข้อมูลอ้างอิงสำหรับการตรวจสอบติดตาม (Monitoring) หรือการซ่อมแซมและเสริมกำลังในอนาคต

นอกเหนือไปจากการตรวจสอบเพื่อแบ่งระดับของความเสี่ยหายน้ำ โดยอาศัยวิธีการตรวจสอบที่สามารถดำเนินการได้อย่างรวดเร็วดังกล่าวข้างต้นแล้ว ในกรณีของโครงสร้างที่ตรวจพบความเสี่ยหายน้ำในระดับที่อาจจะก่อให้เกิดการสูญเสียความสามารถเชิงโครงสร้างและความปลอดภัยในการใช้งานโครงสร้างได้ ก็อาจจะต้องตรวจสอบด้วยเทคนิคพิเศษ เช่น การตรวจสอบแบบไม่ทำลาย (NDTs) บางลักษณะเพิ่มเติมเพื่อตรวจสอบโครงสร้างดังกล่าวว่ามีความเสี่ยหายน้ำอื่นที่ไม่สามารถสังเกตได้จากภายนอกหรือไม่

ข้อมูลที่ได้จากการตรวจสอบดังกล่าว จะสามารถนำไปพิจารณากำหนดวิธีซ่อมแซมและเสริมกำลังที่เหมาะสมสำหรับโครงสร้างแต่ละส่วนเหล่านั้น โดยระดับความเสี่ยหายน้ำของแต่ละโครงสร้างอาจจะถูกแบ่งออกเป็น 3 ถึง 5 ระดับตามความเหมาะสม โดยแต่ละระดับความเสี่ยหายน้ำจะต้องถูกแยกกันด้วยดัชนีความเสี่ยหายน้ำ (Deterioration Index) ที่ชัดเจน ยกตัวอย่างเช่น เสาตอม่อเมอร์รัตน์อยกว่า 5 รอยและมีความกว้างรอยร้าวโดยเฉลี่ยน้อยกว่า 0.2 มม. อาจจะมีความเสี่ยหายน้ำระดับ 1 ในขณะที่เสาตอม่อเมอร์รัตน์กว้างกว่า 5 รอย หรือมีความกว้างรอยร้าวมากกว่า 0.2 มม. อาจจะมีความเสี่ยหายน้ำระดับ 2 และเสาตอม่อเมอร์รัตน์ที่มีรอยร้าวมากกว่า 15 รอยหรือมีความกว้างรอยร้าวเฉลี่ย 1 มม. ก็จะมีระดับความเสี่ยหายน้ำอีกรอบหนึ่ง เป็นต้น ทั้งนี้ ระดับของความเสี่ยหายน้ำที่ถูกจำแนกออกมาก็ควรจะต้องมีความเชื่อมโยงกับแนวทางการบำรุงรักษาและซ่อมแซมโครงสร้างที่เหมาะสม

ยกตัวอย่างเช่น โครงสร้างที่มีความเสี่ยหายน้ำระดับ 1 อาจจะต้องการแค่การซ่อมแซมสภาพภายนอกและทำการปอกโครงสร้างด้วยวิธีอย่างง่าย โครงสร้างที่มีความเสี่ยหายน้ำระดับ 2 อาจจะต้องการวิธีซ่อมแซมเพื่อยุดการเสื่อมสภาพอย่างทันทีและป้องกันการแทรกซ้อนจากการเสื่อมสภาพรูปแบบอื่นๆ ในขณะที่ความเสี่ยหายน้ำระดับ 3 ต้องการการเสริมกำลังเพื่อให้โครงสร้างสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้อย่างปลอดภัย เป็นต้น ทั้งนี้ ดัชนีที่จะใช้ในการจำแนกระดับความเสี่ยหายน้ำจะต้องเป็นไปตามสาเหตุหลักของความเสี่ยหายน้ำและการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมเชิงโครงสร้างที่เกิดขึ้น ดังนั้นผลการวิเคราะห์จากการตรวจสอบหาสาเหตุหลักของความเสี่ยหายน้ำและการจำลองพฤติกรรมเชิงโครงสร้างด้วยวิธีไฟโนร์ตอิลิเมนต์จึงเป็นข้อมูลที่จำเป็นในการกำหนดระเบียบขั้นตอนในส่วนนี้

เมื่อการทางพิเศษแห่งประเทศไทยนำวิธีการตรวจสอบและประเมินความเสียหายที่พัฒนาขึ้นมาใหม่ในโครงการนี้ไปใช้ตรวจสอบโครงสร้างของทางพิเศษบูรพาวิถี ก็จะช่วยให้สามารถประเมินปริมาณและความเร่งด่วนของงานซ่อมแซม เสริมกำลังหรือการปักป้องโครงสร้างในแต่ละส่วนของทางพิเศษบูรพาวิถีได้

#### 4.6 การเสนอแนะวิธีการซ่อมแซมและปักป้องโครงสร้าง

การตรวจสอบสภาพโครงสร้างทั้งหมดดังที่อธิบายในหัวข้อ 4.2 ถึง 4.4 นั้นจะทำให้ทราบถึงสาเหตุของความเสียหายที่พบ ผลกระทบของความเสียหายดังกล่าวที่มีต่อความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุก ของโครงสร้างที่ได้รับความเสียหายระดับต่างๆ ในขณะที่การพัฒนาวิธีการตรวจสอบและประเมินฐานรากดังที่อธิบายในหัวข้อที่ 4.5 จะทำให้สามารถจำแนกโครงสร้างตามระดับความเสียหาย ความเร่งด่วนของการซ่อมแซม และเสริมกำลังแต่ละโครงสร้าง และสามารถใช้ประกอบการประเมินงบประมาณที่จำเป็นในการบำรุงรักษา โครงสร้างในระยะยาวได้ แต่การดำเนินการดังกล่าวทั้งหมดขึ้นก็ยังไม่เพียงพอในการแก้ปัญหาที่พบหากไม่มีมาตรการและวิธีการซ่อมแซมและเสริมกำลังที่เหมาะสม

การกำหนดวิธีการซ่อมแซมและปักป้องโครงสร้างที่เหมาะสมกับแต่ละโครงสร้างเป็นสิ่งจำเป็นในการแก้ปัญหาเพื่อที่จะแก้ไขความเสียหายของโครงสร้างทางพิเศษบูรพาวิถีที่พบอย่างยั่งยืน วิธีการซ่อมแซมและปักป้องโครงสร้างนั้นต้องสอดคล้องกับรูปแบบ และระดับของความเสียหายของโครงสร้างนั้นๆ และมีการพิจารณากำลังรับน้ำหนักบรรทุกคงเหลือ (Remaining Load Carrying Capacity) โดยจะต้องมีการวิเคราะห์และประเมินความสามารถเชิงโครงสร้างและความคงทนของโครงสร้างภายหลังการซ่อมแซม คณที่ปรึกษาจะกำหนดตัวอย่างวิธีการซ่อมแซมและเสริมกำลังโครงสร้าง โดยมีข้อพิจารณาหลัก ดังนี้

1) วิธีการซ่อมแซมและเสริมกำลังโครงสร้างต้องเหมาะสมกับรูปแบบและระดับความเสียหายของแต่ละโครงสร้าง

2) วิธีการซ่อมแซมและเสริมกำลังโครงสร้างจะต้องเป็นการแก้ที่ต้นเหตุของปัญหาโดยตรง หากพบว่าต้นเหตุของปัญหายังคงดำเนินอยู่อย่างต่อเนื่อง เช่น ในกรณีของ AAR และ DEF ที่ยังดำเนินอยู่อย่างมากก็อาจจะต้องมีการจำกัดความชื้นในโครงสร้างเพื่อจำกัดการขยายตัวในอนาคต หรือหากพบว่าความเสียหายเกิดขึ้นจากการทดสอบตัวของโครงสร้าง ก็จะต้องทำการประเมินการทดสอบตัวที่จะเกิดขึ้นในอนาคตและทำการซ่อมแซมเพื่อป้องกันการเกิดรอยร้าวใหม่ๆ ขึ้นในโครงสร้าง อย่างไรก็ตาม ในกรณีที่พบว่าต้นเหตุของความเสียหายได้หยุดลงแล้ว เช่น กรณีของการแตกร้าวนៅองจากความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่น วิธีการซ่อมแซมและเสริมกำลังจะเน้นไปที่การปรับปรุงความสามารถเชิงโครงสร้างและความคงทนให้กลับคืนมาเป็นหลัก

3) หากโครงสร้างมีการสูญเสียความสามารถเชิงโครงสร้าง หรือ สมรรถภาพด้านอื่นๆ ที่มีผลต่อการใช้งานโครงสร้าง ก็จะต้องมีการเสริมกำลังเพื่อฟื้นฟูโครงสร้างให้มีความสามารถเทียบเท่ากับความสามารถที่ออกแบบไว้ แต่ในกรณีที่ความสามารถเชิงโครงสร้างยังคงเพียงพอต่อการใช้งาน ก็อาจจะดำเนินการซ่อมแซมหรือปักป้องโครงสร้างเท่านั้น ยกตัวอย่างเช่น หากพบว่าความเสียหายที่พบเกิดขึ้นเนื่องจากปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวม (AAR) โครงสร้างที่ยังไม่มีความเสียหายมาก อาจจะต้องการการปักป้องผิวโครงสร้าง และป้องกันความชื้นเข้าสู่โครงสร้าง (ทำให้โครงสร้างอยู่ในสภาพแห้ง) ในขณะที่โครงสร้างที่มีความเสียหายระดับรุนแรงแล้ว จะต้องการการเสริมกำลังด้วยวิธีการที่เหมาะสมเพื่อเพิ่มความมั่นใจว่าโครงสร้างจะสามารถรับน้ำหนักบรรทุกที่ต้องการได้ ตลอดอายุการใช้งาน

4) วิธีการซ่อมแซมและเสริมกำลังโครงสร้างจะต้องเป็นวิธีการที่สามารถดำเนินการได้จริง มีค่าใช้จ่ายไม่มากเกินจำเป็น และโครงสร้างภายหลังการซ่อมแซมและเสริมกำลังจะต้องมีอายุการใช้งานที่ยืนยาว

จากการในส่วนนี้ การทางพิเศษแห่งประเทศไทยจะได้รายละเอียดและแบบก่อสร้างของวิธีการซ่อมแซม และปกป้องโครงสร้างที่เป็นรูปธรรมและสามารถนำไปใช้ในการซ่อมแซมโครงสร้างได้จริง นอกจากนี้การทางพิเศษฯ จะสามารถใช้ข้อมูลดังกล่าวประกอบกับจำนวนโครงสร้างที่มีความเสียหายระดับต่างๆ (จากขั้นตอนในหัวข้อ 4.5) ในการประเมินงบประมาณที่จำเป็นในการบำรุงรักษาโครงสร้างในระยะยาวได้

## เอกสารอ้างอิง

- [1] Saengsoy W. and Tangtermsirikul S. (2003). Model for predicting temperature of massconcrete. In Proceedings of the First National Concrete Conference, Engineering Institute of Thailand, 14-16 May 2003, Kanchanaburi, Thailand. pp. 211-218
- [2] Choktawekarn, P. and Tangtermsirikul, S. (2006), “Prediction of Thermal Properties of Concrete”, Proceedings of the 2nd Asian Concrete Federation Conference, Bali, Indonesia, November 20-21, 2006, pp. CMT228 – CMT237
- [3] Choktawekarn, P. and Tangtermsirikul, S. (2006) “Thermal Expansion Coefficient of Concrete”, Proceedings of the 10th East Asia Pacific Conference on Structural Engineering and Construction (EASEC-10), Bangkok, Thailand, 3-5 August, 2006, Vol. 6 pp. 561 – 566
- [4] Choktawekarn P., Saengsoy W. and Tangtermsirikul, S. (2009), “A Model for Predicting Thermal Conductivity of Concrete”, Magazine of Concrete Research, Vol. 61 No. 4, pp. 271-280.
- [5] Choktawekarn P. and Tangtermsirikul, S. (2009), “A Model for Predicting Coefficient of Thermal Expansion of Cementitious Paste”, ScienceAsia, Volume 35 No. 1, pp. 57-63.
- [6] Choktawekarn P. Saengsoy W. and Tangtermsirikul, S. (2009), “A Model for Predicting Specific Heat capacity of fly-ash concrete” ScienceAsia, Volume 35 No. 2, pp. 178-182.
- [7] Choktawekarn P. and Tangtermsirikul, S., A Study of Dispersion Effect of Fly Ash on Heat of Hydration and Model for Predicting Temperature of Mass Concrete, Proceeding of The Twelve National Convention on Civil Engineering, 2 - 4 May 2007, Phitsanuloke, pp. 304 – 309, 2007.
- [8] P. Choktawekarn and S. Tangtermsirikul, (2009) “Analysis of Temperature and Restrained Strain in Mass”, Proceedings of the 14th National Convention on Civil Engineering, Engineering Institute of Thailand, Nakhon Ratchasima, 13-15 May 2009, pp. 1699 – 1704

- 
- [9] P. Choktawekarn and S. Tangtermsirikul, (2008) "The use of Computer Software in the Analysis for Prevention of Thermal Crack during Construction of Mass Concrete " Proceedings of the 4th Annual Concrete Conference, Thai Concrete Association, 20-22 October 2008, Ubon Ratchatani, pp. Mat 236 – 241.
  - [10] P. Choktawekarn and S. Tangtermsirikul, (2007) "Effect of Dimension, Aggregate Type and Curing Condition on Temperature and Restrained Strain of Mass Concrete" Proceedings of the 3rd Annual Concrete Conference, Thai Concrete Association, 24-26 October 2007, Chonburi, pp. Mat 77 – 82.
  - [11] P. Choktawekarn and S. Tangtermsirikul, (2008) "Analysis of Restrained Strain of Mass Concrete with Different Casting Methods", Proceedings of the 13th National Convention on Civil Engineering, Engineering Institute of Thailand, Chonburi, 14-16 May 2008, pp. Mat. 275 – 280.
  - [12] Tongroonsri S., "Prediction of Autogeneous Shrinkage, Drying Shrinkage and Shrinkage Cracking in Concrete", Doctoral Thesis, Sirindhorn International Institute of Technology and Faculty of Engineering, Thammasat University, Pathum Thani Thailand, 2009.

**งานส่วนที่ 2: การสำรวจและตรวจสอบสภาพของโครงสร้างทาง  
กายภาพ**



## บทที่ 5

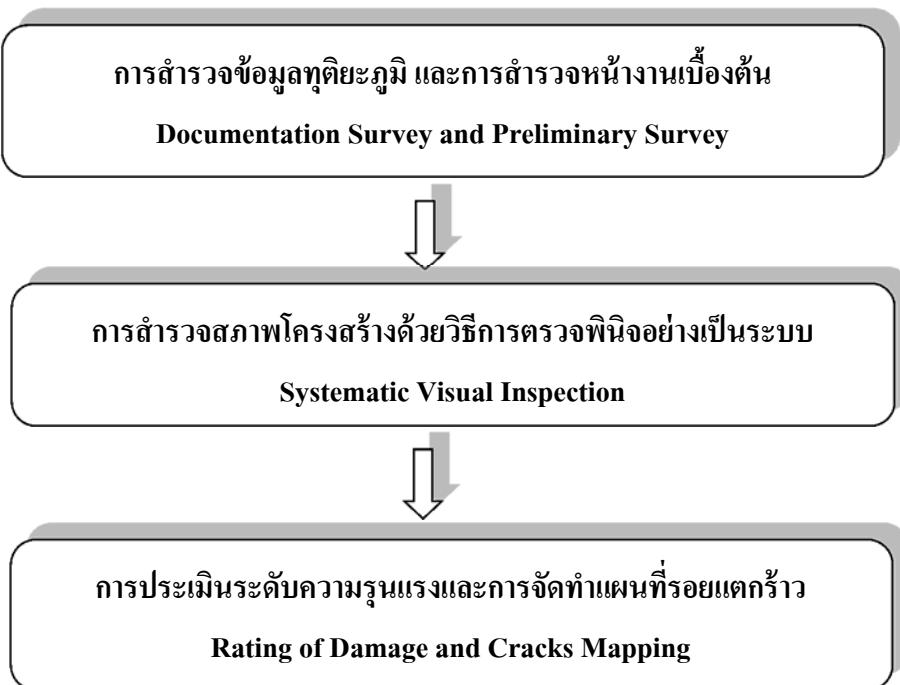
### การสำรวจสภาพโครงสร้างเบื้องต้นและการทำแผนที่รอยแตกร้าว

#### 5.1 บทนำ

เนื่องจากโครงการทางพิเศษบูรพาวิถีเป็นโครงการที่มีขนาดใหญ่ มีจำนวนโครงสร้างที่ต้องทำการสำรวจจำนวนมาก ในกระบวนการสำรวจเพื่อหาสาเหตุของการเสื่อมสภาพอย่างมีประสิทธิภาพจำเป็นที่จะต้องได้ตัวแทนของความเสียหายในรูปแบบต่างๆ ตลอดโครงการ ดังนั้นเพื่อให้การสำรวจครอบคลุมโครงสร้างเสາตอม่อและฐานรากของโครงการทั้งหมด จึงต้องมีการกำหนดวัตถุประสงค์และขอบเขตในการดำเนินงาน ตลอดจนขั้นตอนในการดำเนินงานเพื่อให้ได้ตัวอย่างที่เป็นตัวแทนสภาพความเสียหายที่เหมาะสม อันจะทำให้บรรลุวัตถุประสงค์การดำเนินงานในขั้นตอนต่อไป โดยเนื้อหาในบทนี้จะกล่าวถึงรายละเอียดขั้นตอนการดำเนินงาน ผลการสำรวจ ข้อมูลทุกประการ ผลการสำรวจด้วยวิธีการตรวจพินิจ ผลการประเมินระดับความเสียหาย ผลการคัดเลือกตัวอย่าง เพื่อทำการสำรวจรายละเอียด และผลการจัดทำแผนที่รอยแตกร้าว

#### 5.2 ขั้นตอนการดำเนินงาน

ขั้นตอนหลักในการดำเนินงานเพื่อการสำรวจและประเมินสภาพความเสียหายทางกายภาพของโครงสร้างเสาตอม่อและฐานรากของโครงการฯ แบ่งออกเป็นสามขั้นตอนหลักดังแสดงในรูปที่ 5.1 คือ 1) การสำรวจข้อมูลทุกประการ และการสำรวจหน้างานเบื้องต้น 2) การสำรวจสภาพโครงสร้างด้วยวิธีการตรวจพินิจอย่างเป็นระบบ 3) การประเมินระดับความรุนแรงและการจัดทำแผนที่รอยแตกร้าว



รูปที่ 5.1 แสดงขั้นตอนหลักในการดำเนินการสำรวจสภาพโครงสร้างและการจัดทำแผนที่รอยแตกร้าว

### 5.2.1 การสำรวจข้อมูลทุติยภูมิ (Documentation Survey)

การสำรวจทางกายภาพของโครงสร้างทางพิเศษบูรพาวิถีเพื่อให้ได้กลุ่มตัวอย่างที่เป็นตัวแทนตามวัตถุประสงค์จะเริ่มจากการสำรวจข้อมูลทุติยภูมิ (Documentation Survey) ดำเนินการสำรวจข้อมูลแบบก่อสร้าง เอกสารประกอบแบบก่อสร้าง ประวัติการก่อสร้างและการเปิดใช้งานตลอดจนรายงานการสำรวจและซ่อมแซมที่ผ่านมาเพื่อประกอบการพิจารณาในการดำเนินงานในขั้นตอนต่อไป

### 5.2.2 การสำรวจสภาพโครงสร้างด้วยวิธีการตรวจพินิจอย่างเป็นระบบ (Systematic Visual Inspection)

การสำรวจสภาพโครงสร้างด้วยวิธีการตรวจพินิจอย่างเป็นจจะเป็นการสำรวจ บันทึกข้อมูล และประเมินสภาพโครงสร้างทางกายภาพ (Physical Condition) โดยในโครงการนี้จะทำการสำรวจเฉพาะโครงสร้าง ส่วนล่างของโครงการประกอบด้วย เสาตอม่อและฐานรากเท่านั้น ใน การประเมินสภาพของโครงสร้างที่ใช้ในการดำเนินการครั้งนี้เป็นการประยุกต์การใช้มาตรฐานของ ACI 201.1 R-92 (Guide for Making a Condition Survey of Concrete in Service) และระบบประเมินสภาพความเสียหายของ Hunshin Express Way Corp. (Masaru Kawamura, 2011) ซึ่งได้มีการวางแผนในการตรวจประเมินสภาพโครงสร้างไว้สามระดับคือ 1) การตรวจประเมินสภาพโครงสร้างตามปกติ 2) การตรวจประเมินสภาพโครงสร้างที่คาดว่าจะเกิดปฏิกิริยาระหว่างอัลคาไลน์กับมวลรวม (AAR) และ 3) การตรวจสอบเพื่อติดตามอาการของโครงสร้างที่เกิดการเสื่อมสภาพแบบ AAR แล้ว (Visual Inspection and Health Grading) โดยความสัมพันธ์ระหว่างการตรวจสอบแต่ละประเภท และรายละเอียดการตรวจประเมินดังกล่าวแสดงใน Error! Reference source not found. ข้อมูลที่ได้จากการสำรวจจะใช้สำหรับการวิเคราะห์ชนิดและลักษณะความเสียหาย เพื่อทำการจำแนกชนิดของความเสียหายที่เกิดขึ้น และทำการคัดแยกโครงสร้างที่มีแนวโน้มที่อาจเกิดจากปฏิกิริยาระหว่างอัลคาไลน์กับมวลรวม (Alkali Silica Reaction) โดยผลจากการสำรวจจะนำมาใช้ในการวิเคราะห์เพื่อจัดระดับความรุนแรงของโครงสร้าง (Rating and Ranking) และใช้เป็นข้อมูลในการทำการคัดเลือกตำแหน่งที่จะทำการจัดทำแผนที่รอยแตกร้าว ตรวจสอบคุณสมบัติทางกล คุณสมบัติทางเคมี โครงสร้างจุลภาคและการทดสอบน้ำหนักบรรทุกต่อไป ทั้งนี้ทางคณะกรรมการสำรวจได้ทำการสำรวจโครงสร้างเสาตอม่อและฐานรากครอบคลุมตลอดโครงการจำนวนทั้งสิ้น 1,273 ตำแหน่ง โดยจะรายงานผลการสำรวจความเสียหายที่ปรากฏเฉพาะตำแหน่งที่มีสภาพแวดล้อมที่สามารถเข้าทำการสำรวจได้เท่านั้น

### 5.2.3 การประเมินระดับความรุนแรงและการจัดทำแผนที่รอยแตกร้าว (Rating of Damage and Cracks Mapping)

ขั้นตอนนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อทำการประเมินระดับความรุนแรงจากการเสื่อมสภาพที่ปรากฏและการจัดทำแผนที่รอยแตกร้าว โดยให้ความสำคัญกับการแตกร้าวที่น่าจะมีสาเหตุมาจากการปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวมในโครงสร้างคอนกรีต (Alkali Silica Reaction, AAR) โดยในการจัดระดับความรุนแรงจะประยุกต์ใช้จากระบบที่ใช้ในการประเมินความเสียหายเนื่องจากปฏิกิริยาระหว่างอัลคาไลน์กับมวลรวมของ Hunshin Express Way Corp. (Masaru Kawamura, 2011) อย่างไรก็ตามการจัดระดับความรุนแรงของโครงการนี้สามารถทำได้จากการวิเคราะห์จากการสำรวจการเสื่อมสภาพที่ปรากฏด้วยวิธีการตรวจพินิจตลอดโครงการเท่านั้น ดังนั้น จากข้อมูลดังกล่าวที่ปรึกษา จึงทำการจัดแบ่งระดับความรุนแรงออกเป็นสามระดับคือ 1) เสียหายน้อย : ไม่พบความเสียหายแบบ AAR หรือมีการเสียหายแบบ AAR น้อยมาก 2) เสียหายปานกลาง : พบรความเสียหายที่น่าจะมีสาเหตุมาจากการปฏิกิริยาระหว่างอัลคาไลน์กับมวลรวม 3) เสียหายมาก : พบรความเสียหายที่น่าจะมีสาเหตุมาจากการปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวมในโครงสร้าง

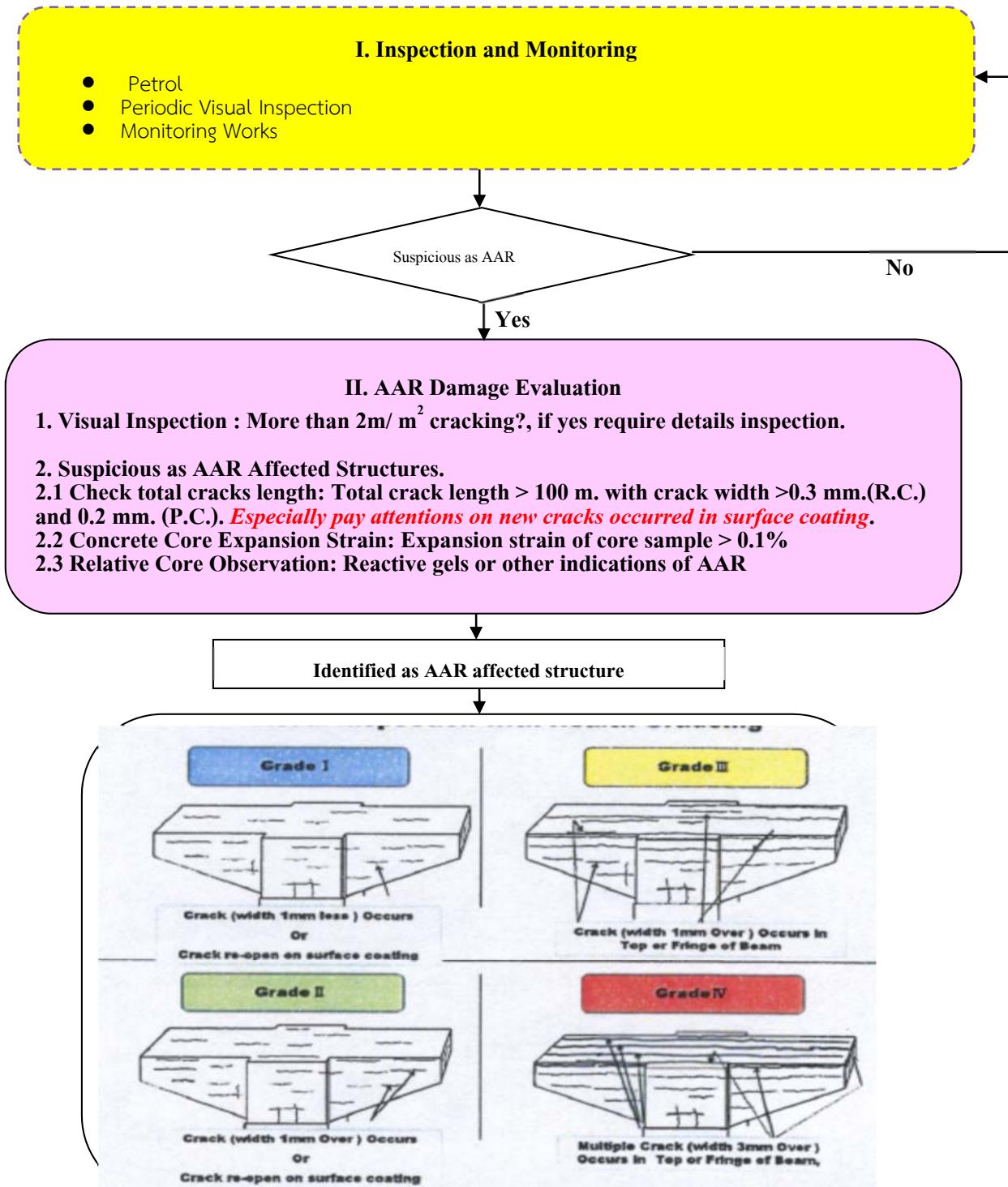
มิลลิเมตร 3) เสียงหายมาก : พบสภาพความเสียหาย ที่น่าจะมีสาเหตุมาจาก AAR กระจายทั่วชั้นส่วนโครงสร้าง อย่างชัดเจน โดยมีขนาดรอยแตกร้าวโตสุดมากกว่า 3 มิลลิเมตร และผลจากการประเมินและแบ่งระดับความรุนแรงดังกล่าว จะนำมาใช้ในการคัดเลือกตัวอย่างโครงสร้างฐานรากเพื่อนำมาใช้ในการจัดทำแผนที่รอยแตกร้าว (Cracks Mapping) ต่อไป โดยในโครงการนี้จะมีการคัดเลือกตัวอย่างเพื่อการจัดทำแผนที่รอยแตกร้าวจำนวน 13 ตำแหน่ง คัดเลือกจากการแบ่งระดับความรุนแรงจำนวน 10 ตำแหน่ง ฐานรากที่อยู่ในแม่น้ำบางปะกง 1 ตำแหน่ง และฐานรากที่อยู่ติดน้ำห่วง กิโลเมตรที่ 0 ถึง 28 จำนวน 2 ตำแหน่ง

### 5.3 ผลการสำรวจข้อมูลทุติยภูมิ

#### 5.3.1 ข้อมูลโครงการเบื้องต้น

เนื่องจากโครงการพิเศษบูรพาวิถี มีโครงสร้างเป็นจำนวนมากที่มีความเสี่ยงจะเกิดปัญหาเดียวกันหรืออาจเกิดจากหลายรูปแบบตามสภาพแวดล้อมที่แตกต่างกัน ดังนั้นจึงมีความจำเป็นที่จะต้องทำการรวบรวมข้อมูลเอกสารที่เกี่ยวข้องและทำการสำรวจเบื้องต้นเพื่อรับรวมข้อมูลของที่ตั้ง จำนวนฐานราก เสาต่อมอ รูปแบบลักษณะโครงสร้าง ลักษณะแวดล้อมพื้นที่ที่สำรวจ และลักษณะการแตกร้าวที่เกิดขึ้นตลอดจนลักษณะการแตกร้าวเพิ่มเติมภายหลังจากการทำการซ่อมแซม เพื่อนำไปประกอบการคัดเลือกตำแหน่งในการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุก และการเก็บตัวอย่างเพื่อใช้ทดสอบเพื่อหาสาเหตุของการแตกร้าว

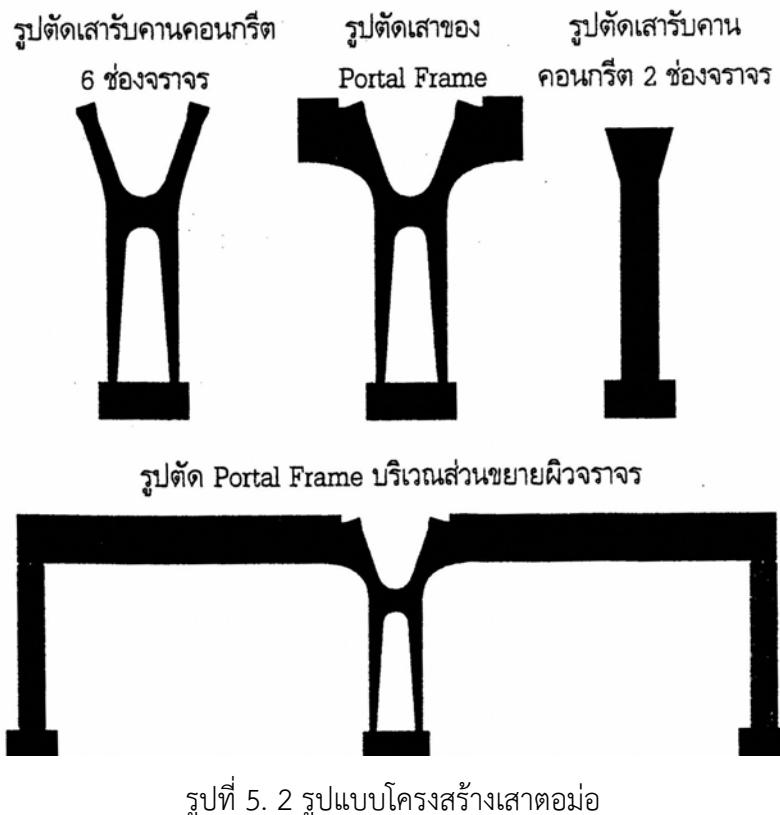
ทางด่วนพิเศษบูรพาวิถี เป็นทางแยกต่างระดับขนาด 6 ช่องทางจราจร มีแนวสายทางเริ่มที่ปลายทางพิเศษเฉลิมมหาราชนครบริเวณบางนา โดยใช้พื้นที่บนเกาะกลางของทางหลวงแผ่นดินหมายเลข 34 สีน้ำเงินที่จังหวัดชลบุรี ระยะทางรวมทั้งสิ้นประมาณ 55 กิโลเมตร เปิดให้บริการเต็มพื้นที่ทั้งโครงการ ตั้งแต่ เดือนกุมภาพันธ์ 2543 แผนที่สังเขปของทางพิเศษบูรพาวิถีดังแสดงในรูปที่ 5. 1 รูปแบบโครงสร้างส่วนล่างของโครงการฯ ประกอบไปด้วยระบบโครงสร้างเสาและตอม่อคอนกรีตเสริมเหล็กแบบต่างๆดังแสดงในรูปที่ 5. 2



รูปที่ 5.2 แสดงขั้นตอนการสำรวจและการตรวจสอบประเมินสภาพโครงสร้างโดย Hunshin Express Way Corp. (Maruyama Kawamura, 2011)



รูปที่ 5. 1 แผนที่สังเขปแสดงทาง ขึ้น-ลงด้านต่างๆ ตลอดแนวเส้นทาง



## 5.4 ผลการตรวจพินิจอย่างเป็นระบบ (Results of Systematic Visual Inspection)

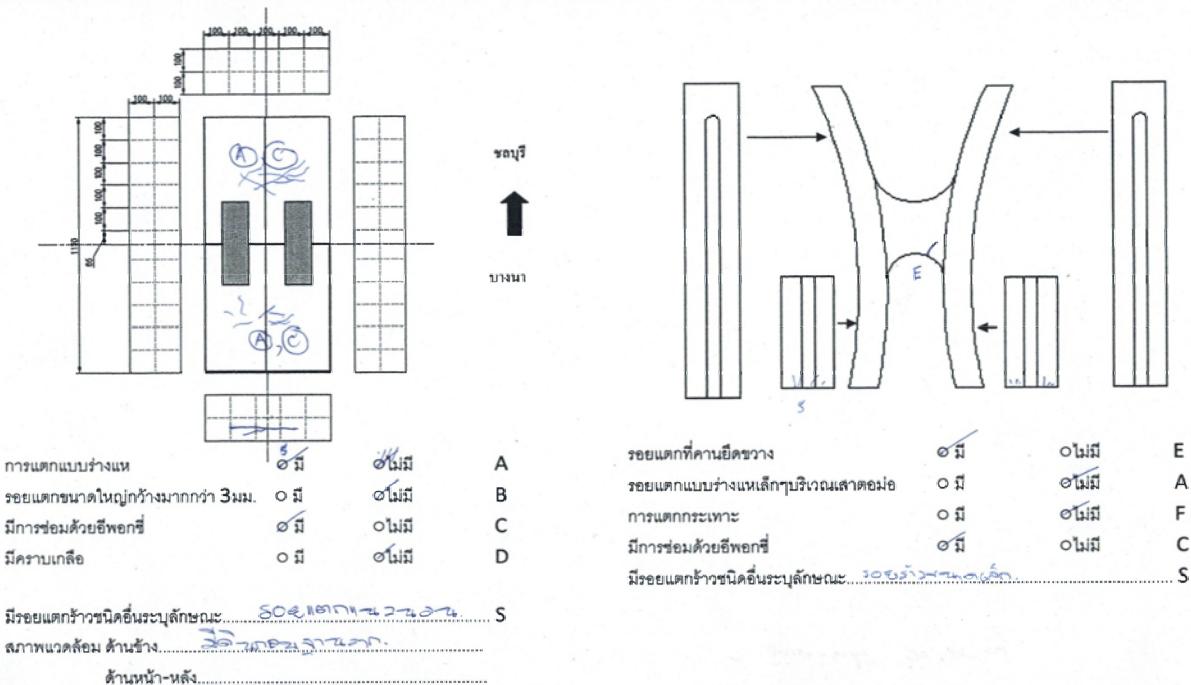
### 5.4.1 แบบฟอร์มการสำรวจ

เพื่อให้การตรวจสอบโครงสร้างฐานรากทางพิเศษบูรพาวิถีมีความละเอียดครบถ้วน และสามารถนำข้อมูลไปใช้ในการจัดลำดับความเสี่ยง หาก เพื่อการคัดเลือกตำแหน่งที่จะทำการสำรวจอย่างละเอียดได้อย่างมีประสิทธิภาพ แบบฟอร์มการตรวจสอบโครงสร้างจึงถูกจัดทำขึ้นพร้อมกับการทำหน่วยรายละเอียดการเก็บข้อมูล ด้วยภาพถ่าย โดยจะทำการสำรวจข้อมูลโครงสร้างส่วนล่างด้วยวิธีตรวจพินิจตามแบบฟอร์มที่ได้ทำการออกแบบ และการเก็บข้อมูลด้วยภาพถ่ายตลอดแนวเส้นทางโครงการรวมระยะทางทั้งสิ้นประมาณ 55 กิโลเมตร รวมเป็นจำนวนชุดโครงสร้างที่เข้าทำการสำรวจทั้งสิ้น 1,273 ตำแหน่ง

#### 5.4.1.1 แบบฟอร์มการประเมินสภาพโครงสร้าง

เป็นแผนผังแสดงลักษณะของโครงสร้างที่มีการลดทอนรายละเอียดให้อยู่ในรูปอย่างง่ายเพื่อใช้ในการบันทึกรูปแบบของความเสี่ยงที่เกิดขึ้นโดยแบ่งชนิดของโครงสร้างส่วนล่างที่ทำการสำรวจเป็นส่วนของเสา ตอม่อและฐานราก โดยจะให้ผู้สำรวจทำการตรวจสอบและจดบันทึกชนิดของความเสี่ยหายที่เกิดขึ้นบนโครงสร้างพร้อมทั้งระบุตำแหน่งและขนาดของความเสี่ยหายลงบนแผนผังที่กำหนดไว้ เพื่อใช้ในการประเมินผลร่วมกับภาพถ่ายดังแสดงในรูปที่ 5.3

ตัวแหน่งโครงสร้าง 44-01 วันที่ตรวจสอบ 11 กันยายน 53 ผู้ตรวจสอบ ชื่อ.....



รูปที่ 5.3 แสดงตัวอย่างแสดงการเก็บข้อมูลความเสียหายด้วยวิธีการตรวจพินิจ

#### 5.4.1.2 การเก็บข้อมูลด้วยภาพถ่ายอย่างเป็นระบบ

เนื่องจากการเก็บข้อมูลด้วยภาพถ่ายทำกับโครงสร้างที่มีปริมาณมาก คณะผู้สำรวจจึงได้ทำการออกแบบ การเก็บข้อมูลด้วยภาพถ่ายอย่างเป็นระบบดังแสดงในตารางที่ 5. 1 และข้อมูลภาพถ่ายทั้งหมดได้เก็บไว้ใน รูปแบบฐานข้อมูลคอมพิวเตอร์ ซึ่งทางที่ปรึกษาได้มอบไว้พร้อมรายงานฉบับสมบูรณ์นี้แล้ว

ตารางที่ 5. 1 แสดงรายละเอียดการเก็บข้อมูลด้วยภาพถ่าย

รูปแบบ	จำนวนรูปถ่าย	ตัวอย่าง
ตำแหน่งของโครงสร้าง	1	
การเก็บภาพถ่าย Geometry ฐานราก	9	
ภาพถ่ายสภาพแวดล้อม	1	
ภาพถ่ายเสาตอม่อค้านหน้า-หลัง	7	

ตารางที่ 5. 1 (ต่อ) แสดงรายละเอียดการเก็บข้อมูลด้วยภาพถ่าย

รูปแบบ	จำนวนรูปถ่าย	ตัวอย่าง
ภาพถ่ายเสาตอม่อค้านช้าง	4	

#### 5.4.2 ผลการสำรวจข้อมูลด้วยวิธีการตรวจพินิจ

##### 5.4.2.1 ผลการสำรวจฐานราก (Footing)

จากการสำรวจสภาพทางกายภาพของโครงสร้างฐานรากที่อยู่เหนือพื้นดินพบว่าจากตำแหน่งของฐานรากจากจำนวนทั้งสิ้น 1,273 ตำแหน่ง สามารถเข้าทำการสำรวจได้ทั้งหมดจำนวน 576 ตำแหน่ง ตำแหน่งที่ไม่สามารถสำรวจได้เนื่องจากสภาพแวดล้อมไม่เอื้ออำนวย เช่นฐานรากในตำแหน่งใต้ดินและใต้น้ำจำนวน 697 ตำแหน่ง จากผลการสำรวจพบว่ารอยแตกร้าวที่เป็นการแตกแบบร่างแหนมีสภาพการเสื่อมสภาพในหลากหลายรูปแบบโดยสามารถจัดกลุ่มรูปแบบความเสียหายได้เป็นสี่กลุ่มคือ 1) การเกิดรอยร้าวแบบร่างแหนมีขนาดความกว้างรอยร้าวน้อยกว่า 3 มิลลิเมตร 2) การเกิดรอยร้าวแบบร่างแหนมีรอยร้าวขนาดโตกว่า 3 มิลลิเมตร 3) การเกิดคราบเกลือ และ 4) ฐานรากที่มีรอยแตกร้าวแบบร่างแหนมีร่องรอยการซ่อมด้วยอีพ็อกซี่ (Epoxy Injection) รูปที่ 5. 4 แสดงตัวอย่างความเสียหายในรูปแบบต่างๆของฐานราก จากการรวบรวมผลการสำรวจสามารถนำมาสร้างแผนภาพแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเสียหายต่างๆที่เกิดขึ้นได้ดังตัวอย่างแสดงในรูปที่ 5. 5 และผลทั้งหมดได้แสดงไว้ในภาคผนวก ก และเมื่อนำผลที่ได้จากรูปที่ 5. 5 มาทำการวิเคราะห์ด้วยแผนภาพแบบเวนน์ (Venn Diagram) ดังแสดงในรูปที่ 5. 6 ทำให้จำแนกความเสียหายที่สำคัญดังนี้คือ พบรากฐานรากที่อยู่ในสภาพดีไม่พบรอยแตกร้าวจำนวน 222 ตำแหน่ง พบรากฐานรากที่พบรอยแตกร้าวแบบเป็นร่องแท้ที่น่าจะมีสาเหตุมาจากการตรวจสอบให้ทั้งหมดและพบว่าในจำนวนนี้มี 31 ตำแหน่งมีขนาดรอยแตกร้าวตั้งแต่ 3 มิลลิเมตรคิดเป็นร้อยละ 50.9 ของตำแหน่งที่ทำการตรวจสอบ ทั้งหมด 31 ตำแหน่งมีขนาดรอยแตกร้าวตั้งแต่ 3 มิลลิเมตรคิดเป็นร้อยละ 10.5 ของฐานรากที่มีรอยแตกแบบร่างแหนม พบการซ่อมรอยแตกร้าวด้วยอีพ็อกซี่ (Epoxy Injection) ในตำแหน่งของฐานรากที่มีการแตกร้าวแบบร่างแหนม จำนวน 194 ตำแหน่ง คิดเป็นร้อยละ 66.2 ของฐานรากที่มีรอยแตกแบบร่างแหนม พบการเกิดคราบเกลือที่ซึมออกจากการรอยแตกร้าวแบบร่างแหนม ถึงแม้จะพบร่องรอยซ่อมแซมด้วยอีพ็อกซี่ (Epoxy Injection) ของฐานรากที่มีขนาดรอยร้าวมากกว่า 3 มิลลิเมตรถึง 13 ตำแหน่งจากจำนวน 31 ตำแหน่ง แต่กลับพบว่ามีฐานรากที่มีรอยแตกร้าวขนาดใหญ่กว่า 3 มิลลิเมตร จำนวน 18 ตำแหน่งยังไม่มีร่องรอยการซ่อมแซม



ก) รอยแตกร้าวแบบร่างแท้



ข) รอยแตกร้าวขนาดมากกว่า 3 มิลลิเมตร



ค) รอยแตกร้าวที่มีการซ่อมด้วยอิพ็อกซี่

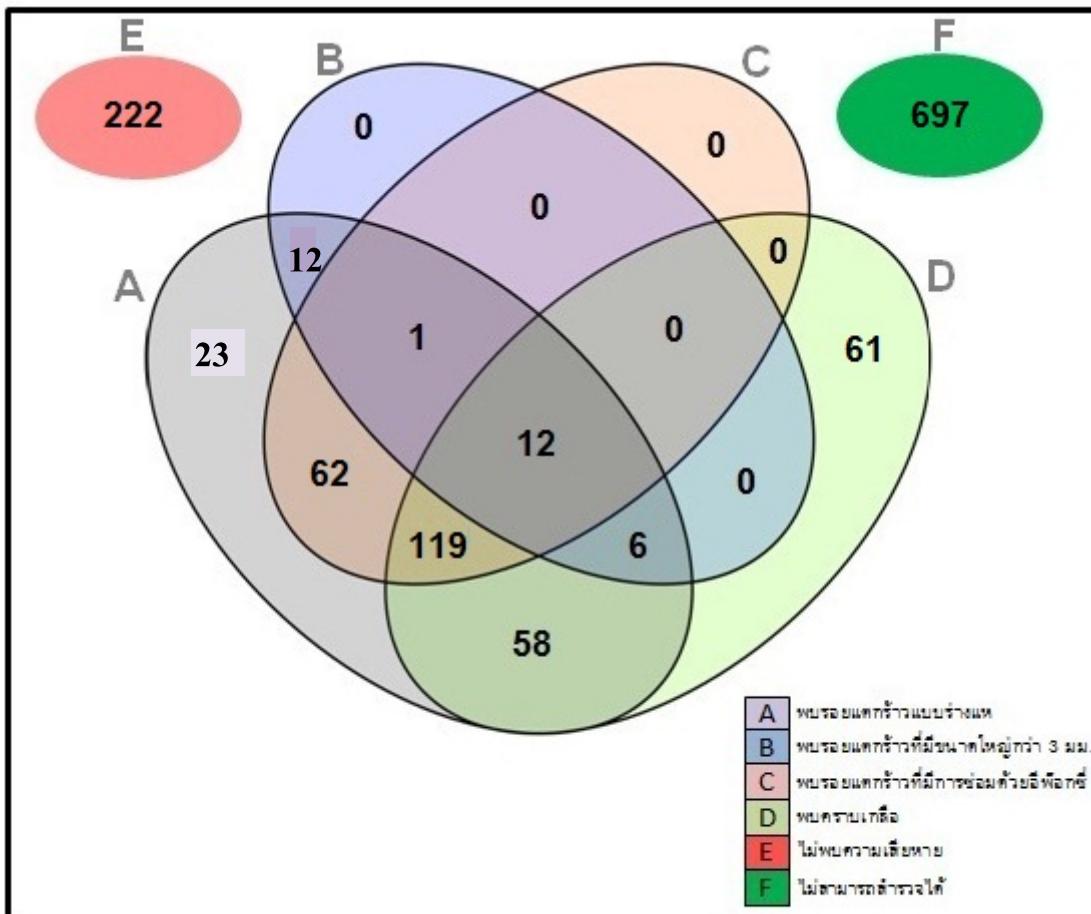


ง) การเกิดคราบเกลือ

รูปที่ 5. 4 ตัวอย่างลักษณะความเสียหายที่เกิดขึ้นกับฐานรากแบบต่างๆที่สำรวจพบ

	Other crack	*	*	*				*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	
	Spalling	*																			
	Cross Beam Crack	*	*	*	*	*		*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	
	Repaired																				
	Map cracks					*															
	Position	M31/01	M31/02	M31/03	M31/04	M31/05	M31/06	M31/07	M31/08	M31/09	M31/10	M31/11	M31/12	M31/13	M31/14	M31/15	M31/16	M31/17	M31/18	M31/19	M31/20
	Map cracks	*	*						*	*	*							*	*		
	width of crack more than 3 mm.			*																	
	Repaired	*						*													
	corrosion			*					*	*	*										
	Other crack			*																	*

รูปที่ 5. 5 แสดงตัวอย่างแผนภาพแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเสียหายรูปแบบต่างๆที่เกิดขึ้นที่แต่ละตำแหน่งของเสาและฐานราก

**Venn Diagram of Footing**

รูปที่ 5. 6 Venn Diagram แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเสียหายแบบต่างๆที่เกิดขึ้นกับฐานราก

#### 5.4.2.2 ผลการสำรวจเสาตอม่อ (Columns)

จากการสำรวจสภาพทางกายภาพของโครงสร้างเสาตอม่อพบว่าจากตำแหน่งของเสาตอม่อจำนวนทั้งสิ้น 1,273 ตำแหน่ง สามารถเข้าทำการสำรวจได้ทั้งหมดจำนวน 1,230 ตำแหน่ง ไม่สามารถสำรวจได้เนื่องจากสภาพแวดล้อมไม่เอื้ออำนวยเช่นตำแหน่งของสะพานข้ามคลองและแม่น้ำจำนวน 43 ตำแหน่ง จากผลการสำรวจพบว่ารอยแตกร้าวที่เป็นการแตกแบบร่างและมีสภาพการเสื่อมสภาพในหลากหลายรูปแบบโดยสามารถจัดกลุ่มรูปแบบความเสียหายได้เป็นสี่กลุ่มคือ 1) การเกิดรอยร้าวแบบร่าง 2) การเกิดรอยแตกร้าวแบบร่างแท้ที่มีร่องรอยการซ่อมตัวยึดพ้อกซี (Epoxy Injection) 3) รอยแตกร้าวบริเวณคานยึดขวาง 4) รอยแตกร้าวชนิดอื่นๆ เช่น บินกระเทาะ (Spalling) และรอยแตกเป็นริ้วที่โคนเสาเป็นต้น รูปที่ 5. 7 แสดงตัวอย่างความเสียหายในรูปแบบต่างๆของเสาตอม่อ จากการรวบรวมผลการสำรวจสามารถนำมาสร้างแผนภาพแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเสียหายต่างๆที่เกิดขึ้นได้ดังตัวอย่างแสดงในรูปที่ 5. 5 และผลทั้งหมดได้แสดงไว้ในภาคผนวก ฯ และเมื่อนำผลที่ได้จากรูปที่ 5. 5 มาทำการวิเคราะห์ด้วยแผนภาพแบบเวนน์ (Venn Diagram) เพื่อวิเคราะห์ความสัมพันธ์ของการแตกร้าวในรูปแบบต่างๆดังแสดงในรูปที่ 5. 8 ทำให้สามารถจำแนกความเสียหายที่สำคัญ

ดังนี้คือ พ布เสาตอมม่อที่อยู่ในสภาพดีไม่พบรอยแตกร้าวจำนวน 47 ตำแหน่ง พบว่ามีฐานรากที่พบรอยแตกร้าวแบบเป็นร่องแทบที่น่าจะมีสาเหตุมาจากการหัวงออัลคาไลน์และมวลรวมในคอนกรีตจำนวน 628 ตำแหน่ง คิดเป็นร้อยละ 51 ของตำแหน่งที่ทำการตรวจสอบได้ทั้งหมดในจำนวนนี้พบร่องรอยการซ่อมด้วยอีพ็อกซี่จำนวน 61 ตำแหน่ง พบการซ่อมรอยแตกร้าวด้วยอีพ็อกซี่ (Epoxy Injection) รวมทั้งสิ้น 103 ตำแหน่ง พบการเกิดรอยแตกร้าวที่บริเวณคานยึดขวางจำนวนถึง 1,142 คิดเป็นร้อยละ 92.8 ของเสาตอมม่อที่ทำการสำรวจได้ทั้งหมด และจากแผนภาพดังกล่าว�ังพบรอยแตกร้าวชนิดอื่นๆรวมกันเป็นจำนวนทั้งสิ้น 538 ตำแหน่งและในจำนวนนี้เกิดร่วมกับการแตกแบบร่องแท้จำนวน 308 ตำแหน่ง



ก) รอยแตกร้าวบริเวณคานยึดขวาง



ข) รอยแตกแบบร่องแท้

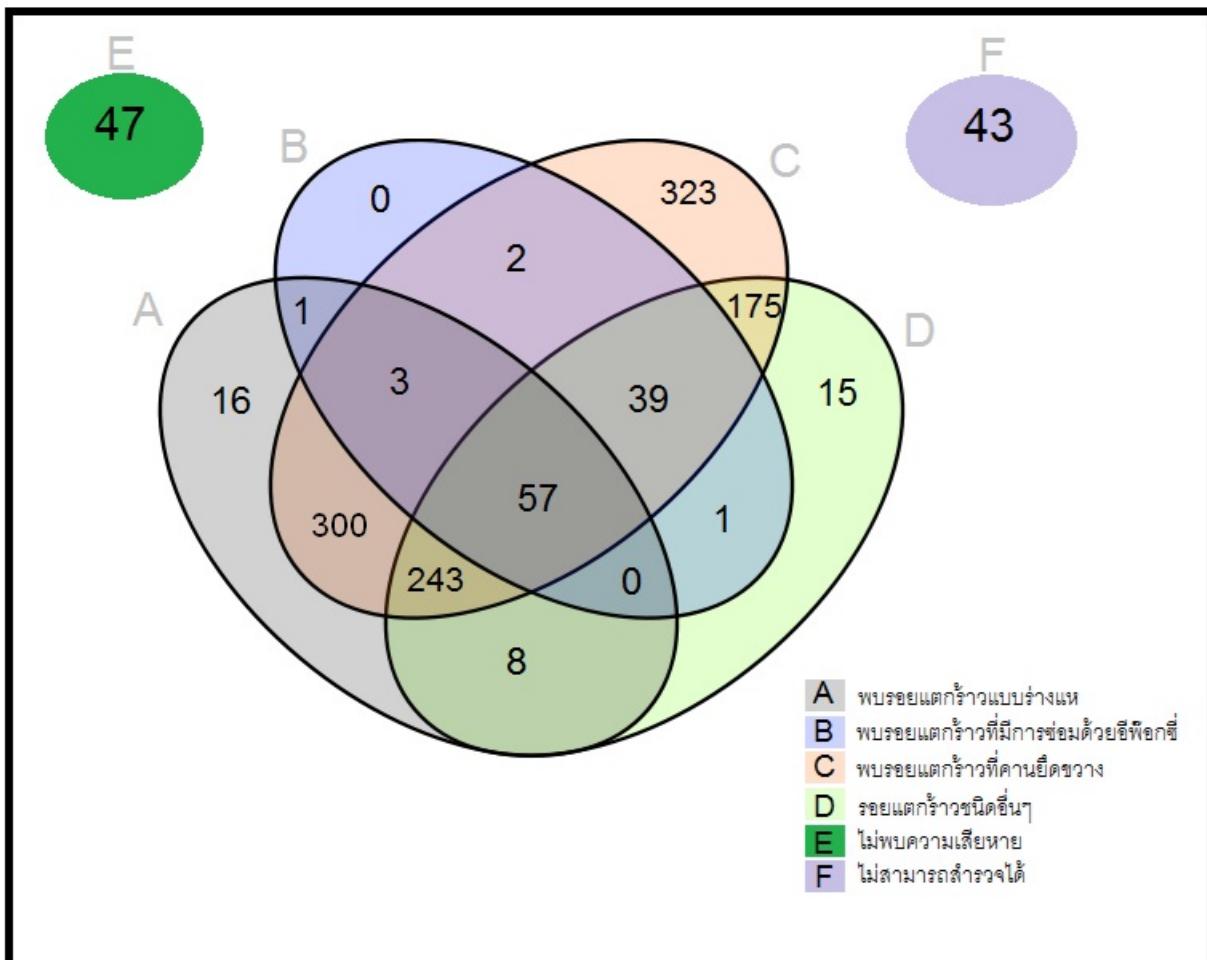


ก) รอยแตกแบบบีบกระเทาะ



ข) รอยแตกร้าวแบบเป็นริ้วที่โคนเสา

รูปที่ 5. 7 ตัวอย่างลักษณะความเสียหายที่เกิดขึ้นกับเสาตอมม่อและคานยึดขวางแบบต่างๆที่สำรวจพบ



## VENN DIAGRAM OF COLUMN

รูปที่ 5. 8 Venn Diagram แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเสียหายแบบต่างๆที่เกิดขึ้นกับเสาตอม่อ

### 5.5 ผลการประเมินระดับความรุนแรง (Rating of Damage)

เมื่อนำข้อมูลการสำรวจด้วยวิธีการตรวจพินิจเฉพาะกรณีที่พบรอยแตกร่องแทง (Map Cracks) มาทำการจัดแบ่งระดับความรุนแรงออกเป็นสามระดับคือ 1) ไม่พบความเสียหายถึงเสียหายน้อย (Low) 2) ระดับความรุนแรงปานกลาง (Moderate) 3) ระดับความรุนแรงมาก (Severe) โดยนิยามความเสียหายในแต่ละระดับสำหรับเสาตอม่อและฐานรากพร้อมสัญลักษณ์ดังแสดงในตารางที่ 5. 2 ผลการพิจารณาประเมินระดับความรุนแรงทั้งหมดของฐานรากจำนวนทั้งสิ้น 576 ตำแหน่ง และ เสาตอม่อจำนวนทั้งสิ้น 1,230 ตำแหน่ง สามารถนำมาแสดงในแผนภูมิที่สามารถระบุตำแหน่งและระดับความรุนแรงของเสาและฐานรากดังแสดงด้วยรูปที่ 5. 9 และรายละเอียดผลการประเมินระดับทั้งหมดได้แสดงไว้ในภาคผนวก ฯ จากผลการวิเคราะห์ข้อมูลดังกล่าวสามารถสรุปผลการจัดระดับความรุนแรงเสาและฐานรากได้ดังต่อไปนี้

ตารางที่ 5. 2 แสดงนิยามระดับความรุนแรงของรอยแตกร้าวเพื่อใช้ประเมินความเสียหายของเสาตอม่อและฐานรากพร้อมสัญลักษณ์

ระดับคะแนน (Rating)	นิยามลักษณะรอยแตกร้าว
ระดับความรุนแรงน้อย (Low)	ไม่พบรอยแตกร้าวแบบร่างแทหรือไม่สามารถสังเกตเห็นรอยแตกร้าวแบบร่างแทด้วยตาเปล่า
ระดับความรุนแรงปานกลาง (Moderate)	มีรอยแตกร้าวแบบร่างแทสังเกตเห็นได้ด้วยตาเปล่า ความกว้างรอบแตกร้าวนานาด โตกว่า 3 mm
ระดับความรุนแรงมาก (Severe)	มีรอยแตกร้าวแบบร่างแทสังเกตเห็นได้ด้วยตาเปล่า ความกว้างรอบแตกร้าวนานาด โตกว่า 3 mm

Column	Rating	H34/11	H34/12	H34/13	H34/14	H34/15	H34/16	H34/17	H34/18	H34/19	H34/20	H34/21	H34/22	H34/23	H35/01	H35/02	H35/03	H35/04	H35/05	H35/06	H35/07	H35/08	H35/09	H35/10	H35/11
POSITION																									
Feeling	Rating	●	○	●	●	●	●	●	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○

รูปที่ 5. 9 แสดงตัวอย่างแผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างตำแหน่งของโครงสร้างและผลการประเมินระดับความรุนแรงของเสาและฐานราก

### 5.5.1 ผลการประเมินระดับความรุนแรงฐานราก

จากฐานรากที่สามารถทำการสำรวจได้ทั้งสิ้น 576 ตำแหน่งสามารถนำมาประเมินเพื่อแบ่งระดับความรุนแรงเฉพาะที่เกิดรอยแตกแบบร่างแท (Map Cracks) ออกเป็นสามระดับคือความเสียหายมาก ระดับความรุนแรงปานกลาง และระดับความรุนแรงน้อย โดยมีตัวอย่างผลการประเมินของทั้งสามระดับดังแสดงในรูปที่ 5.10 จากตารางที่ 5. 3 แสดงผลการประเมินจัดระดับของฐานราก พบรากที่มีความเสียหายมากจำนวน 25 ตำแหน่งคิดเป็นร้อยละ 4.3 มีฐานรากที่เสียหายปานกลางจำนวน 213 ตำแหน่งคิดเป็นร้อยละ 37 และมีฐานรากที่มีความเสียหายน้อยและไม่พบความเสียหายจำนวน 338 ตำแหน่งคิดเป็นร้อยละ 58.7

ตารางที่ 5. 3 ผลการพิจารณาการจัดลำดับความเสียหายและจำนวนตำแหน่งความเสียหายที่เกิดกับฐานราก

ระดับความรุนแรง (Rating)	จำนวน (ตำแหน่ง)	ร้อยละ (%)
ไม่พบความเสียหาย ถึงรุนแรงน้อย (Low)	337	58.7
รุนแรงปานกลาง (Moderate)	208	36.1
รุนแรงมาก (Severe)	31	5.2
รวม	576	100



ก) ฐานรากกลุ่มเสียหายรุนแรงมาก



ข) ฐานรากกลุ่มเสียหายรุนแรงปานกลาง



ค) ฐานรากกลุ่มเสียหายรุนแรงน้อย

รูปที่ 5. 10 แสดงตัวอย่างความรุนแรงของฐานรากทั้งสามระดับ

### 5.5.2 ผลการประเมินระดับความรุนแรงโครงสร้างเสาตอม่อ

จากโครงสร้างเสาตอม่อที่สามารถทำการสำรวจได้ทั้งสิ้น 1,230 ตำแหน่งสามารถนำมาประเมินเพื่อแบ่งระดับความรุนแรงเฉพาะที่เกิดรอยแตกแบบร่องแท่ง (Map Cracks) ออกเป็นสามระดับคือระดับความรุนแรงมาก ระดับความรุนแรงปานกลาง และระดับความรุนแรงน้อย โดยมีตัวอย่างผลการประเมินของทั้งสามระดับดังแสดงในรูปที่ 5. 11 จากตารางที่ 5. 4 แสดงผลการประเมินจัดระดับของเสาตอม่อ พบร่วมเส้าตอม่อที่มีความเสียหายมากจำนวน 47 ตำแหน่งคิดเป็นร้อยละ 4.0 มีเส้าตอม่อที่เสียหายปานกลางจำนวน 494 ตำแหน่งคิดเป็นร้อยละ 40.0 และมีฐานรากที่มีความเสียหายน้อยและไม่พบความเสียหายจำนวน 689 ตำแหน่งคิดเป็นร้อยละ 56.0

ตารางที่ 5. 4 ผลการพิจารณาการประเมินระดับความรุนแรงและจำนวนตำแหน่งความเสียหายที่เกิดกับเสาตอม่อ

ระดับความรุนแรง (Rating)	จำนวน (ตำแหน่ง)	ร้อยละ (%)
ไม่พบความเสียหาย ลึกรุนแรงน้อย (Low)	689	56.0
รุนแรงปานกลาง (Moderate)	494	40.0
รุนแรงมาก (Severe)	47	4.0
รวม	1,230	100



ก) เสาตอม่อคลุ่มเสียหายมาก



ข) เสาตอม่อคลุ่มเสียหายปานกลาง



ค) เสาตอม่อคลุ่มเสียหายน้อย

รูปที่ 5. 11 แสดงตัวอย่างความรุนแรงของเสาตอม่อทั้งสามระดับ

### 5.5.3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าระดับความรุนแรงของรอยแตกร้าวที่เกิดกับฐานรากและเสาตอม่อ

จากการประเมินระดับความรุนแรงของรอยแตกร้าวแบบร่างแท้ที่เกิดกับเสาตอม่อและฐานรากจำนวนทั้งสิ้น 576 ตำแหน่งทั้งนี้พิจารณาเฉพาะตำแหน่งของเสาและฐานรากที่สามารถทำการสำรวจได้พร้อมกันเท่านั้น สามารถนำมาวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่างระดับความรุนแรงที่เกิดขึ้นกับทั้งสององค์อาคารดังกล่าว โดยสามารถแบ่งออกได้เป็น 9 รูปแบบดังแสดงในตารางที่ 5. 5 จากผลการวิเคราะห์พบว่าตำแหน่งที่เสาและฐานรากไม่มีความสัมพันธ์กันของระดับความรุนแรงมีถึง 438 ตำแหน่ง คิดเป็นร้อยละ 76.0 ของกลุ่มตัวอย่าง ในขณะที่มีกลุ่มตัวอย่างจำนวน 138 ตำแหน่ง คิดเป็นร้อยละ 24.0 ที่พบความสัมพันธ์ระหว่างเสาตอม่อและฐานรากในการเกิดรอยแตกร้าวแบบร่างแท้ โดยที่มีถึงร้อยละ 20.3 ที่พบความรุนแรงระดับปานกลางสำหรับเสาและฐานราก ร้อยละ 0.5 ฐานรากเสียหายรุนแรงปานกลางเสาตอม่อเสียหายรุนแรงมาก ร้อยละ 2.8 ฐานรากเสียหายรุนแรงมากเสาตอม่อเสียหายรุนแรงปานกลาง และร้อยละ 0.3 ฐานรากเสียหายรุนแรงมากเสาตอม่อเสียหายรุนแรงมาก

ตารางที่ 5.5 แสดงผลการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ของระดับความรุนแรงระหว่างเสาและฐานราก

No.	รูปแบบความสัมพันธ์ของระดับความรุนแรงระหว่างเสาและฐานราก		จำนวน (ตำแหน่ง)	ร้อยละ (%)
	Footing Rating	Columns Rating		
1	Low	Low	198	34.4
2	Low	Moderate	132	22.9
3	Low	Severe	6	1.0
4	Moderate	Low	89	15.5
5	Moderate	Moderate	117	20.3
6	Moderate	Severe	3	0.5
7	Severe	Low	13	2.3
8	Severe	Moderate	16	2.8
9	Severe	Severe	2	0.3

## 5.6 ผลการพิจารณาการคัดเลือกตัวอย่างเพื่อทำการทำแผนที่รอยแตกร้าวและทดสอบรายละเอียด

ที่ปรึกษาได้พิจารณาใช้ระดับความรุนแรงที่เกิดขึ้นกับฐานรากมาเป็นเกณฑ์ในการคัดเลือกตัวแทนเพื่อใช้ในการพิจารณาสำหรับการทดสอบในรายละเอียด โดยจะพิจารณาจากกลุ่มตัวอย่างที่มีความเสียหายต่างๆ กัน รวมจำนวน 10 ตำแหน่ง ฐานรากบริเวณสะพานข้ามแม่น้ำบางปะกง 1 ตำแหน่ง และฐานรากที่อยู่ใต้ดินจำนวน 2 ตำแหน่ง รวมทั้งสิ้น 13 ตำแหน่ง เพื่อใช้ในการทำแผนที่รอยแตกร้าวดังแสดงรายละเอียดในตารางที่ 5.6 จากผลดังกล่าวทางคณะที่ปรึกษาจะใช้เป็นตัวแทนในการคัดเลือกตำแหน่งเพื่อดำเนินการทดสอบแบบทำลาย (Destructive Test) การทดสอบแบบไม่ทำลาย (Non-Destructive Test) การทำการทดสอบน้ำหนักบรรทุก (load Test) และการวิเคราะห์ประเมินโครงสร้างฐานรากด้วยระบบเบี่ยงเบี้ยวซึ่งดำเนินการตามขั้นตอนต่อไป

ตารางที่ 5. 6 ตารางแสดงผลการคัดเลือกตำแหน่งโครงสร้างเพื่อเป็นตัวแทนในการทำแผนที่รอยแตกร้าว

No.	ตำแหน่ง	ระดับความรุนแรง (Rating)		หมายเหตุ
		ฐานราก (Footing)	เสาตอม่อ (Columns)	
1	M 25/16	Low	Low	ฐานรากอยู่ใต้ดิน
2	M 25/17	Severe	Severe	ฐานรากอยู่ใต้ดิน
3	M 29/24	Moderate	Low	
4	M 30/01	Moderate	Moderate	
5	M 30/06	Low	Severe	
6	M 30/07	Severe	Moderate	
7	M 30/23	Moderate	Moderate	
8	M 33/02	Severe	Low	
9	M 33/15	Low	Low	
10	M 40/16	Severe	Low	
11	M 41/10	Severe	Moderate	
12	M 42/23	Severe	Moderate	
13	ตอม่อสะพานข้ามแม่น้ำบางปะกงฝั่งขวาออก	Low	Low	

#### 5.6.1 การทำแผนที่รอยแตกร้าว (Cracks Mapping)

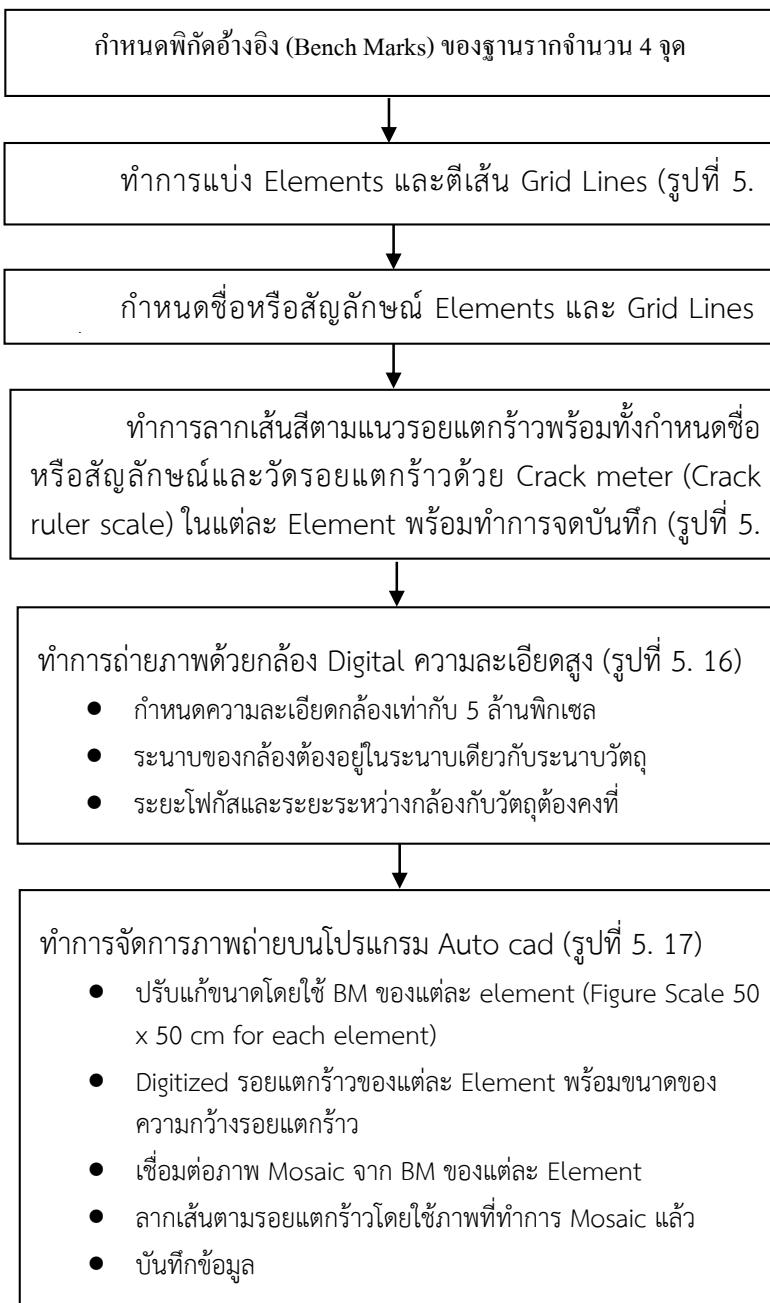
#### 5.6.2 ขั้นตอนการทำแผนที่รอยแตกร้าวด้วยการประยุกต์ใช้วิธี Photogrammetry

ในการจัดทำแผนที่รอยแตกร้าวโดยคณะที่ปรึกษาในครั้งนี้มีวัตถุประสงค์หลักเพื่อใช้เป็นข้อมูลประกอบการประมาณสำหรับการวิเคราะห์พัฒนาระบบที่เกิดขึ้นภายใต้หน่วยงานจากน้ำหนักบรรทุกและหน่วยแรงจากสาเหตุอื่นๆ เช่นความร้อนและปฏิกิริยาเคมีด้วยแบบจำลองโดยระบบเบี่ยงเบี้ยนต์อิเล็กทรอนิกส์ ดังนั้นเพื่อให้การวัดขนาดความกว้าง ความยาว และพิกัดตำแหน่งรอยแตกร้าวมีความถูกต้องแม่นยำและมีประสิทธิภาพ คณะที่ปรึกษาจึงได้พัฒนาระบบการทำแผนที่รอยแตกร้าวด้วยการประยุกต์ใช้วิธี Photogrammetry โดยมีขั้นตอนในการดำเนินการดังนี้

- กำหนดพิกัดจุดอ้างอิงหลัก (Bench Mark) เพื่อควบคุมตำแหน่งพิกัดสำหรับทั้งโครงสร้างและชิ้นส่วนแต่ละชิ้นจำนวน 4 ตำแหน่ง ทำให้ได้รับนาหลักรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า
- ดำเนินการสร้าง grid line จากพิกัดและระนาบหลักทั้งสองด้าน เพื่อจัดแบ่งเป็นชิ้นส่วนย่อย (Elements) ขนาดเท่าๆกัน ตลอดพื้นที่บนระนาบหลัก
- ทำเครื่องหมายรอยแตกร้าวเพื่อสะท้อนต่อการระบุทิศทางของรอยแตกร้าว และการโมเสกภาพ (Mosaic) ในภายหลัง พร้อมทั้งกำหนดชื่อหรือสัญลักษณ์ของรอยแตกร้าวแต่ละเส้น
- ทำการเก็บข้อมูลด้วยกล้องดิจิตอลความละเอียดสูง โดยต้องให้กล้องอยู่ในแนวระนาบขนานกับระนาบของโครงสร้าง

- 5) วัดขนาดความกว้างและความยาวของรอยแตกร้าวในแต่ละชิ้นส่วนย่อย (Elements) ที่ได้ทำการแบ่งไว้ข้างต้น พร้อมจดบันทึก
- 6) นำภาพที่ถ่ายด้วยกล้องดิจิตอลความละเอียดสูงมาทำการเรียงต่อ กันโดยวิธีการโมเสกภาพ (Mosaic) พร้อมกับการลากเส้นรอยแตกร้าวตามภาพที่ได้จากการโมเสกขึ้น บนโปรแกรมที่สามารถจัดการรูปถ่ายที่มีประสิทธิภาพอาทิเช่นโปรแกรม Auto cad
- 7) นำข้อมูลที่จดบันทึกไว้ใช้ในการสอบเทียบขนาดและความยาวที่ได้จากการ digitized บนโปรแกรมสำเร็จรูป

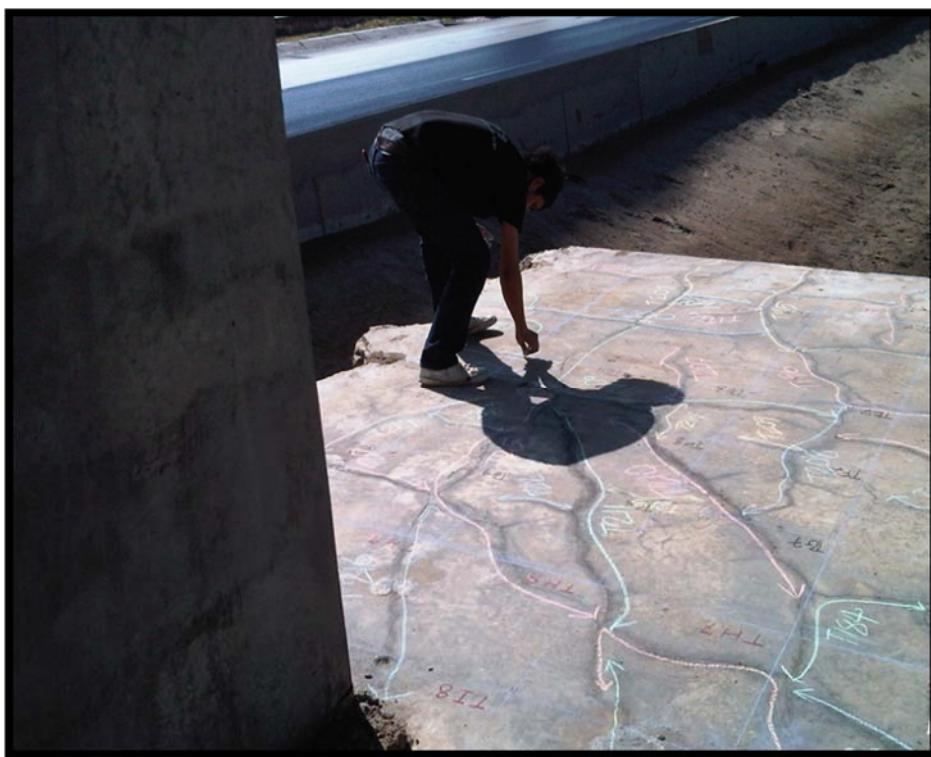
โดยมีแผนภูมิขั้นตอนในการดำเนินงานดังแสดงในรูปที่ 5. 12 ภาคผนวก ง แสดงผลการจัดทำพื้นที่รอยแตกร้าวของฐานรากจำนวนทั้งสิ้น 13 ตำแหน่ง และรูปที่ 5. 18 แสดงตัวอย่างแผนที่รอยแตกร้าวของฐานรากตำแหน่งที่ M 40/16



รูปที่ 5. 12 แสดงขั้นตอนการทำ cracks mapping ด้วยการประยุกต์ใช้วิธี photogrammetry



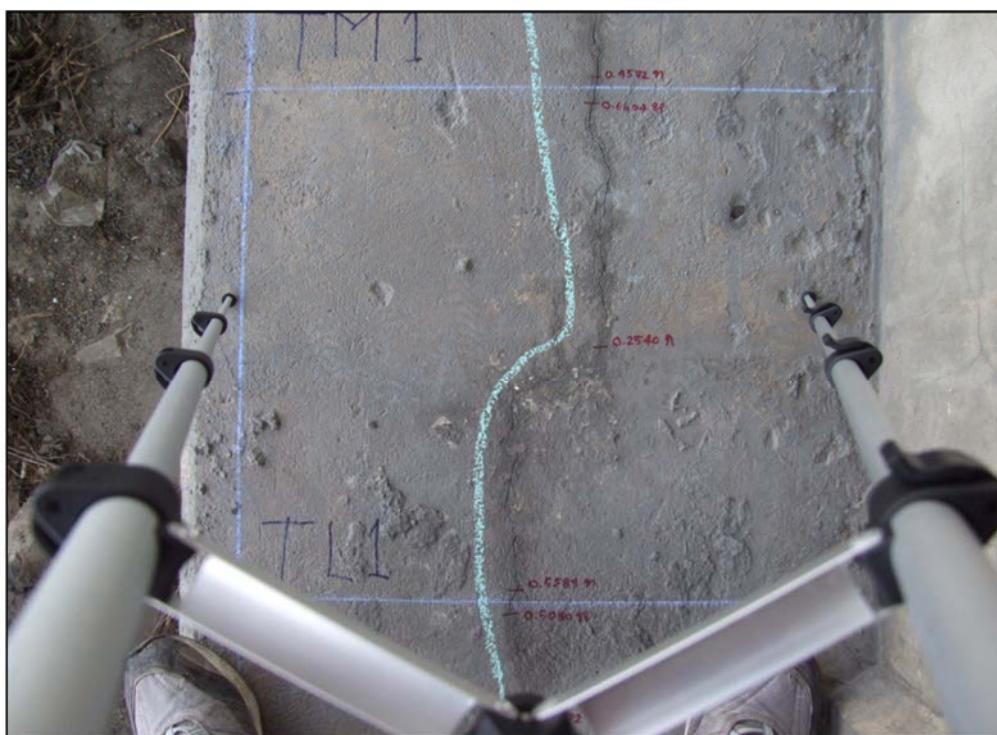
รูปที่ 5. 13 ขั้นตอนการแบ่ง Elements และสร้างเส้น Grid Lines



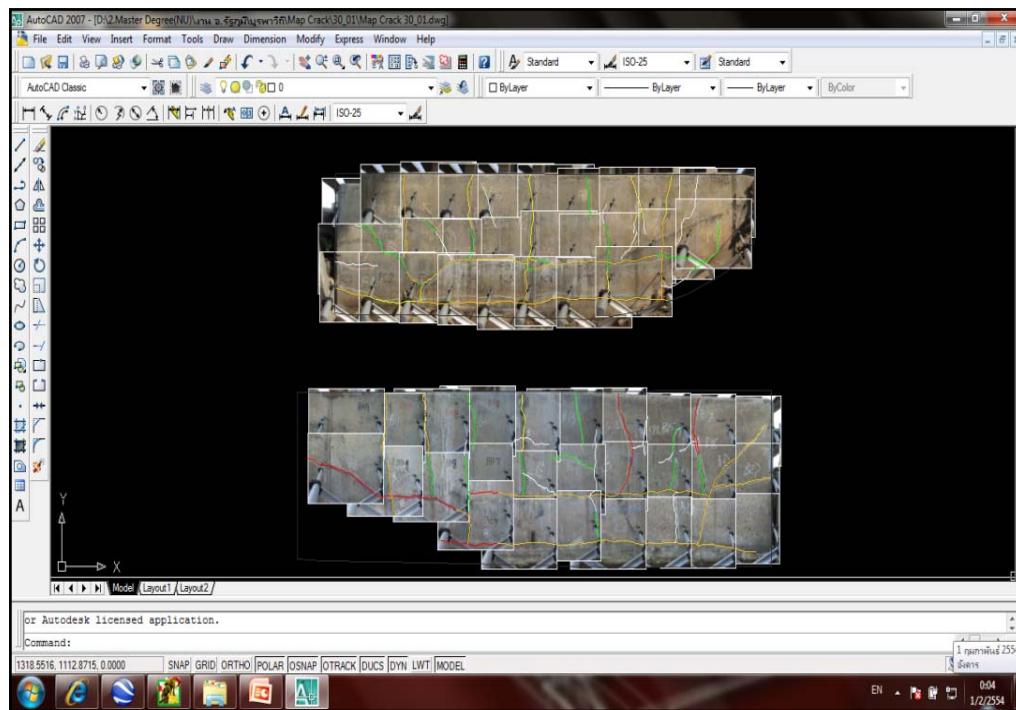
รูปที่ 5. 14 กำหนดสัญลักษณ์ Elements และ Grid Lines



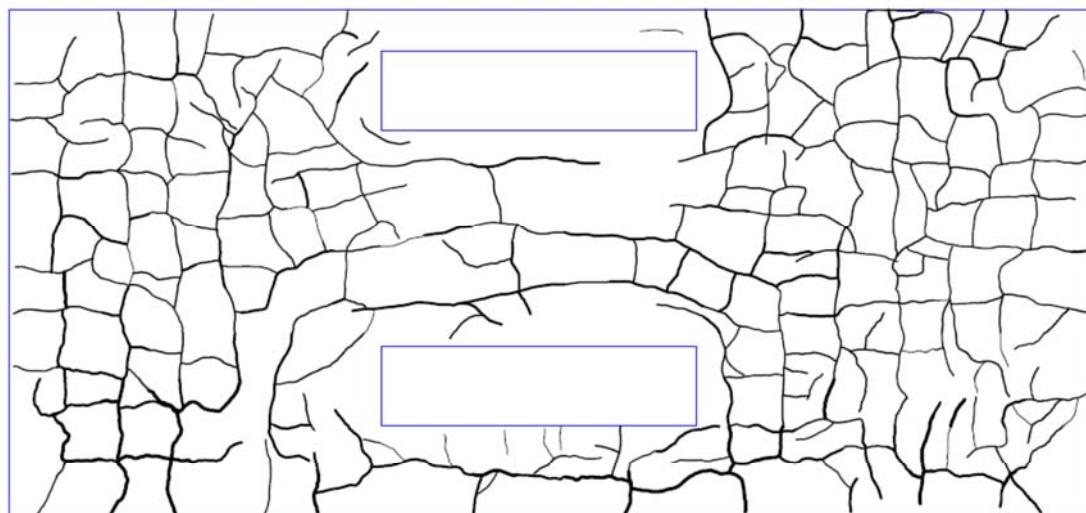
รูปที่ 5. 15 การวัดรอยแตกร้าวด้วย Crack meter และทำสัญลักษณ์เพื่อระบุขนาดและตำแหน่งรอยแตกร้าว



รูปที่ 5. 16 ทำการถ่ายภาพด้วยกล้อง Digital ความละเอียดสูง



รูปที่ 5. 17 รูปแสดงการจัดการภาพถ่าย (Mosaic) บนโปรแกรม Auto cad



TOP VIEW(40/16)  
scale 1:50

0.1-0.3 mm.
0.3-0.6 mm.
0.6-1.0 mm.
1.0-3.0 mm.
More than 3 mm.

รูปที่ 5. 18 แสดงตัวอย่างแผนที่รอยแตกร้าวของฐานรากด้านบนฐานราก

### 5.6.3 ผลการจัดทำแผนที่รอยแตกร้าว

ผลการจัดทำแผนที่รอยแตกร้าวแสดงไว้ในภาคผนวก ค และจากแผนที่รอยแตกร้าวสามารถนำมาใช้ในการวิเคราะห์เพื่อหาค่าความกว้าง ความยาวและพื้นที่ของรอยแตกร้าวได้อย่างสะดวกและมีประสิทธิภาพอย่างไรก็ตามเนื่องจากพื้นที่ในการสำรวจเพื่อจัดทำแผนที่รอยร้าวในแต่ละตำแหน่งมีค่าแตกต่างกัน จึงจำเป็นต้องทำการหาค่าดัชนีการแตกร้าว (Crack Index) ของฐานรากแต่ละตำแหน่งโดยการเทียบสัดส่วนร้อยละของพื้นที่รอยแตกร้าวกับพื้นที่ทำการสำรวจ เพื่อใช้ในการเปรียบเทียบความเสียหายที่เกิดขึ้นกับฐานรากในแต่ละตำแหน่งได้ โดยผลของการวิเคราะห์ฐานรากเฉพาะที่มีรอยแตกร้าวแบบร่างจำนวน 8 ตำแหน่งดังแสดงในตารางที่ 5.7

ตารางที่ 5.7 แสดงผลที่ได้จากการวิเคราะห์แผนที่รอยแตกร้าวของฐานรากที่เกิดรอยแตกร้าวที่น่าจะมีสาเหตุจากปฏิกิริยา AAR

Position	Inspection Area (m <sup>2</sup> )	AAR Rating	Crack Length (m)					Total Crack Length(m)	Crack Area* (m <sup>2</sup> )	Crack Index** (x 10 <sup>-2</sup> %)
			0.1-0.3 mm.	0.3-0.6 mm.	0.6-1.0 mm.	1.0-3.0 mm.	≥ 3.0 mm.			
29/24	49.500	Moderate	49.10	9.01	0.70	0.64	-	59.45	0.0157	3.2
30/01	56.400	Moderate	61.70	68.90	19.30	11.94	-	161.84	0.0707	12.5
30/07	65.900	Severe	52.48	82.86	26.64	35.65	2.92	200.55	0.1492	22.6
33/02	72.325	Severe	9.00	42.28	34.29	66.01	11.81	163.39	0.2157	29.8
41/10	56.250	Severe	6.39	27.18	20.29	2.00	34.87	90.73	0.1384	24.6
25/17	42.560	Severe	3.65	24.29	51.66	31.18	3.06	113.84	0.1245	29.3
40/16	64.350	Severe	8.20	42.96	63.12	43.58	13.59	171.45	0.1994	31.0
42/23	66.825	Severe	16.95	89.91	24.60	11.75	0.31	143.52	0.0880	13.2

\*พื้นที่รอยแตกร้าว (Crack Area, m<sup>2</sup>) = ค่ามัธยฐานของความกว้างรอยร้าว (Median, m) x ความยาวรอยร้าว (crack length, m)

\*\* ดัชนีการแตกร้าว (Crack Index, x 10<sup>-2</sup> %) = พื้นที่รอยแตกร้าว (Crack Area, m<sup>2</sup>) \* 10<sup>4</sup> / พื้นที่ทำการสำรวจ (Inspection Area, m<sup>2</sup>)

จากตาราง 5.7 พบว่าความยาวรวมรอยแตกร้าวของฐานรากแต่ละต้นมีค่าระหว่าง 59.45 m ถึง 200.55 m พื้นที่รอยแตกร้าวมีค่าสูงสุดเท่ากับ 0.216 m<sup>2</sup> ที่ตำแหน่ง 33/02 มีความเสียหายในระดับ Severe และมีค่าต่ำสุดเท่ากับ 0.016 m<sup>2</sup> ที่ตำแหน่ง 25/27 มีความเสียหายในระดับ Moderate จากผลการวิเคราะห์ยังพบอีกว่าค่าดัชนีการแตกร้าว (Crack Index) มีความสัมพันธ์กับค่าระดับความเสียหายอย่างมีนัยสำคัญ และค่าดัชนีการแตกร้าว (Crack Index) ของฐานรากที่ความเสียหายระดับ Severe มีค่าระหว่าง 13.2 ถึง 31.1 ค่าดัชนีการแตกร้าว (Crack Index) ของฐานรากที่ความเสียหายระดับ Moderate มีค่าระหว่าง 3.2 ถึง 12.5 และตำแหน่งที่มีค่าดัชนีการแตกร้าวสูงสุดคือตำแหน่งที่ 40/16 ดังแสดงในแผนที่รอยแตกร้าวดังรูปที่ 5.20 อย่างไรก็ตามควรมีการจัดทำแผนที่รอยแตกร้าวจำนวนมากขึ้นเพื่อที่จะนำมาทำการวิเคราะห์หาดัชนีการแตกร้าวสำหรับใช้เป็นเกณฑ์ในการแบ่งระดับความเสียหายได้อย่างแม่นยำ และมีประสิทธิภาพต่อไป

## เอกสารอ้างอิง

- [1] Guide for Making a Condition Survey of Concrete in Service. Rev. Ed. ACI 201.1R92. Farmington Hills, MI: ACI, 1998.
- [2] Masaru, Kawamura. Maintenance of ASR-affects Structures in Hunshin Expressway, Special Seminar of ASR on Concrete Structures Investigate, Repair, and Maintenance, Hanchin Expressway, Osaka, Japan, 2011.

s



## บทที่ 6

### การตรวจสอบคุณสมบัติของตัวอย่างคอนกรีตในโครงสร้าง

#### 6.1 บทนำ

เนื่องจากโครงสร้างฐานรากและเสาตอม่อได้เกิดความเสียหายที่มีรูปร่างลักษณะแตกต่างกันผิวของโครงสร้าง โดยการแทกร้าวสามารถมองเห็นด้วยตาเปล่าได้อย่างชัดเจน ข้อมูลเกี่ยวกับคุณสมบัติเชิงกลเป็นสิ่งจำเป็นสำหรับการประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักคงเหลือของโครงสร้าง

ในบทนี้จะกล่าวถึงการตรวจสอบสภาพทางโครงสร้างภายใน ประกอบไปด้วย การหาความหนาแน่นของตัวอย่างคอนกรีต การทดสอบหาคุณสมบัติของคอนกรีตด้วยวิธีอัลตราโซนิก Ultrasonic Pulse Velocity (UPV) การประเมินกำลังอัดประดับและโมดูลัสยืดหยุ่น (Young's Modulus) ของคอนกรีต ซึ่งวัตถุประสงค์ของการทดสอบที่กล่าวมาแล้วข้างต้นประกอบไปด้วย 1) เพื่อต้องการหาคุณภาพของคอนกรีตที่อายุปัจจุบัน 2) เพื่อใช้เป็นข้อมูลประกอบกับการจำลองโมเดลและวิเคราะห์ของโครงสร้างด้วยระบบเบี่ยบวิธีไฟน์ต์อิลิเม้นต์ ส่วนงานการตรวจสอบหาสาเหตุประกอบไปด้วยการหาสัดส่วนผสมของคอนกรีต การทดสอบหาการขยายตัว การทดสอบทางเคมี (SEM และ EDX) จะกล่าวในส่วนที่ 3 บทที่ 8

#### 6.2 ตำแหน่งที่ทำการเจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีตของโครงสร้าง

ตารางที่ 6.1 และ ตารางที่ 6.2แสดงตำแหน่งที่ทำการเจาะเก็บตัวอย่างของโครงสร้างฐานราก เสาตอม่อ และเสาเข็ม ตามลำดับ

ตารางที่ 6.1ตำแหน่งที่ทำการเจาะเก็บตัวอย่างโครงสร้างเสาตอม่อ

ลำดับ	ตำแหน่งที่ทำการเจาะเก็บตัวอย่าง คอนกรีต	เก็บตัวอย่าง โครงสร้างฐานราก	เก็บตัวอย่าง โครงสร้างเสาตอม่อ	ระดับความเสียหาย ของโครงสร้างฐานราก	ระดับความเสียหายของ โครงสร้างเสาตอม่อ
1	29/24	○	○	Moderate	Low
2	30/01	○	○	Moderate	Moderate
3	30/06	○	○	Low	Severe
4	30/07	○	○	Severe	Moderate
5	30/23	X	○	Moderate	Moderate
6	33/02	X	○	Severe	Low
7	33/15	○	○	Low	Low
8	40/16	○	○	Severe	Low
9	42/23	○	X	Severe	Moderate
10	ริมแม่น้ำบางปะกง	○	○	Low	Low

○ มีการเจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีต

X ไม่มีการเจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีต

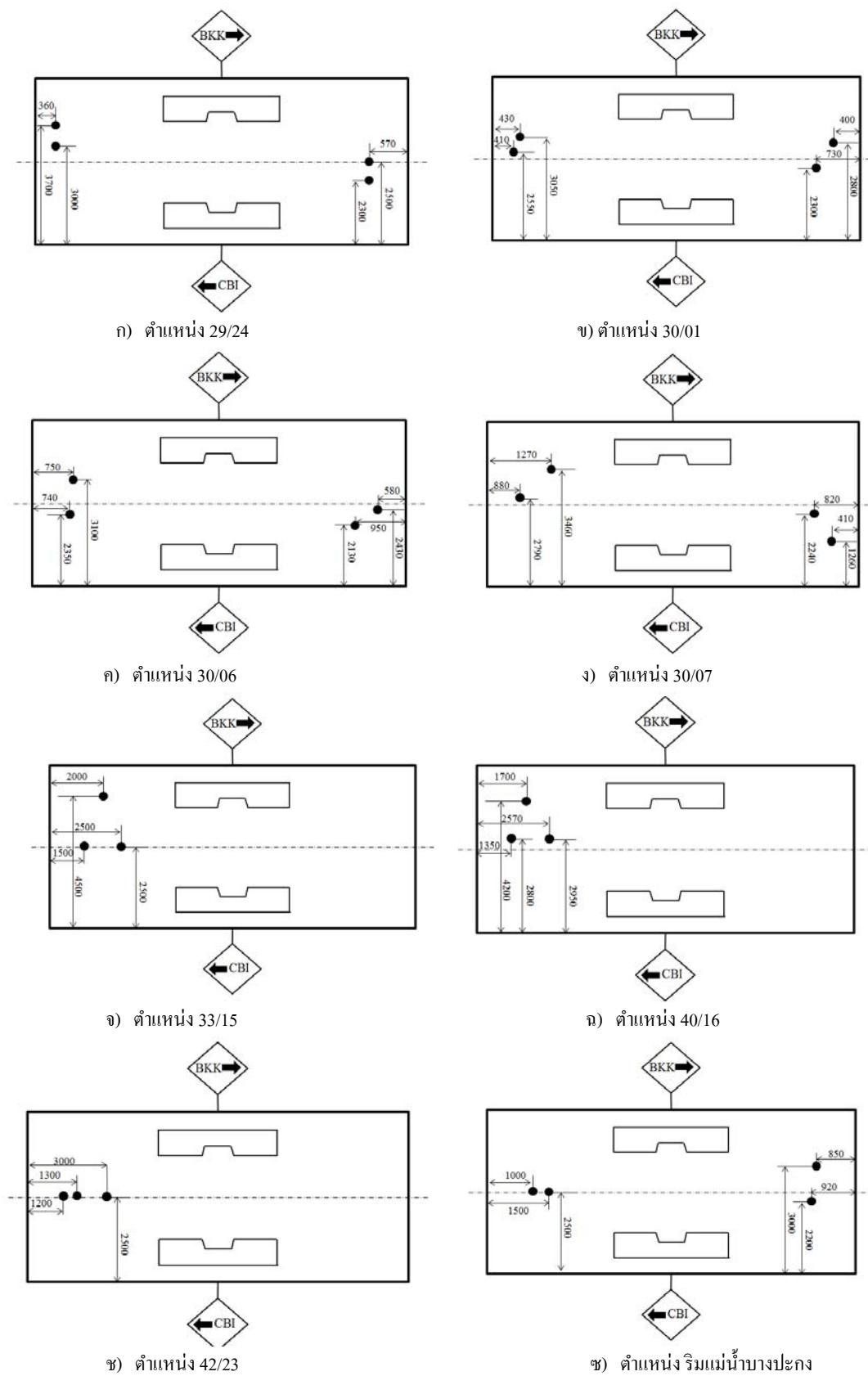
ตารางที่ 6.2 ตำแหน่งที่ทำการเก็บตัวอย่างโครงสร้างเสาเข็ม

ลำดับ	ตำแหน่งที่ทำการเก็บตัวอย่าง คอนกรีต	รูปแบบของเสาเข็มที่ ตรวจพบ	ระดับความเสียหาย ของโครงสร้างฐาน ราก	ระดับความเสียหาย ของโครงสร้างเสา ตอม่อ
1	31/12	เข็มตอก	Moderate	Moderate
2	31/13	เข็มตอก	Moderate	Low
3	31/06	เข็มเจาะ	Low	Low
4	31/05	เข็มเจาะ	Low	Moderate
5	31/04	เข็มเจาะ	Low	Low
6	30/17	เข็มตอก	Low	Moderate
7	30/21	เข็มตอก	Moderate	Moderate
8	30/19	เข็มตอก	Moderate	Moderate
9	30/16	เข็มตอก	Moderate	Moderate
10	30/18	เข็มตอก	Moderate	Moderate
11	31/14	เข็มตอก	Low	Moderate
12	31/15	เข็มตอก	Moderate	Moderate
13	33/01	เข็มตอก	Low	Moderate
14	30/12	เข็มตอก	Low	Low
15	30/23	เข็มตอก	Moderate	Moderate
16	30/13	เข็มตอก	Moderate	Moderate
17	32/23	เข็มตอก	Moderate	Severe
18	33/15	เข็มตอก	Low	Low
19	40/16	เข็มตอก	Severe	Low
20	42/23	เข็มตอก	Severe	Moderate

### 6.2.1 โครงสร้างฐานราก

เนื่องจากจำนวนโครงสร้างฐานรากมีอยู่เป็นจำนวนมากและจากผลสำรวจด้วยวิธีพินิตด้วยตา (Visual Inspection) แสดงให้เห็นว่าความเสียหายของโครงสร้างมีอยู่อย่างกระจายตัว ดังนั้นหลักเกณฑ์ในการเลือกตำแหน่งในการเจาะเก็บตัวอย่างใช้วิธีแบบสุ่ม โดยทำการเลือกเก็บทั้งหมด 4 ตำแหน่งที่อยู่บริเวณพื้นที่เดียวกัน แต่มีระดับความเสียหายที่แตกต่างกัน คือ 29/24 ที่มีระดับความเสียหาย Moderate 30/01 ที่มีระดับความเสียหาย Moderate 30/06 ที่มีระดับความเสียหาย Low และ 30/07 ที่มีระดับความเสียหาย Severe และอีก 3 ตำแหน่งที่ทำการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกจริง คือ 33/15 ที่มีระดับความเสียหาย Low 40/16 ที่มีระดับความเสียหาย Severe และ 42/23 ที่มีระดับความเสียหาย Severe และนอกจากที่กล่าวมาแล้วข้างต้นแล้วยังทำการเจาะเก็บตัวอย่างที่ตำแหน่งกลางแม่น้ำบางปะกง รวมทั้งหมด 8 ตำแหน่ง

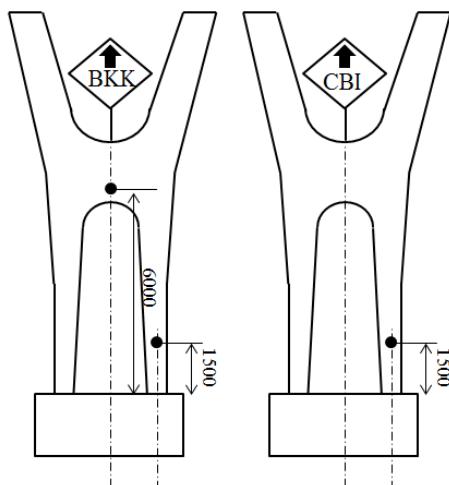
รูปที่ 6.1 แสดงตำแหน่งที่ทำการเจาะเก็บตัวอย่างของโครงสร้างฐานรากทั้งหมด โดยถูกแบ่งออกเป็น 2 กลุ่ม 1) กลุ่มตัวอย่างที่ทำการทดสอบหาสาเหตุของการแตกร้าว (29/24, 30/01, 30/06, 30/07, และ ฐานรากที่อยู่แม่น้ำบางปะกง) ทำการเก็บตัวอย่างทั้งหมด 4 จุดต่อโครงสร้าง โดยการสูบเจาะแต่ละจุดทำการเก็บตัวอย่างให้มีความยาวเท่ากับ 1 เมตร และ 2) กลุ่มตัวอย่างที่ทำการทดสอบการรับน้ำหนักรับบรรทุกจริง (33/15 40/16 และ 42/23) ทำการเก็บตัวอย่างทั้งหมด 3 จุดต่อโครงสร้างฐานราก โดยการสูบเจาะแต่ละจุดทำการเก็บตัวอย่างให้มีความยาวเท่ากับ 1 เมตร สาเหตุที่จำนวนตัวอย่างทดสอบของทั้งสองกลุ่มไม่เท่ากันนั้นเนื่องจากปริมาณการทดสอบในห้องปฏิบัติการของแต่ละกลุ่มไม่เท่ากัน



รูปที่ 6.1 ตำแหน่งและจุดที่ทำการเจาะเก็บตัวอย่างของโครงสร้างฐานราก (หน่วย: มม.)

### 6.2.2 โครงสร้างเสาตอม่อ

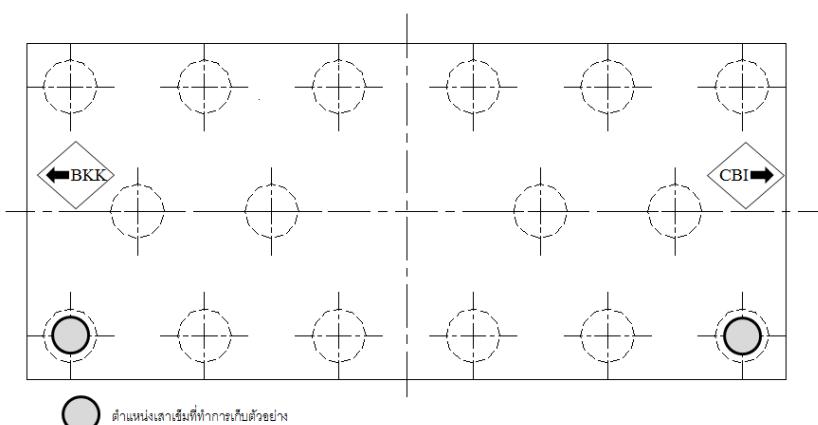
โครงสร้างเสาตอม่อทำการเจาะเก็บตัวอย่าง ณ ตำแหน่งที่ทำการเจาะเก็บตัวอย่างของโครงสร้างฐานรากเป็นหลักและทำการสุ่มเจาะเก็บเพิ่มเติมรวมทั้งหมด 9 ตำแหน่งที่มีระดับความเสียหายที่แตกต่างกันแสดงดังตารางที่ 6.1 และรูปที่ 6.2 แสดงจุดที่ทำการเจาะเก็บตัวอย่างของทุกตำแหน่งที่ทำการเจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีต ซึ่งจำนวนจุดที่ทำการเจาะเก็บตัวอย่างทั้งหมด 3 จุดต่อโครงสร้างเสาตอม่อ โดยความยาวของตัวอย่างมีความยาวประมาณ 50 ซม.



รูปที่ 6.2 จุดที่ทำการเจาะเก็บตัวอย่างของโครงสร้างเสาตอม่อของทุกตำแหน่ง (หน่วย: มม.)

### 6.2.3 โครงสร้างเสาเข็ม

โครงสร้างเสาเข็มทำการเจาะเก็บตัวอย่าง ณ ตำแหน่งที่ทำการเจาะเก็บตัวอย่างของโครงสร้างฐานรากเป็นหลักและทำการสุ่มเจาะเก็บเพิ่มเติมรวมทั้งหมด 20 ตำแหน่งที่มีระดับความเสียหายที่แตกต่างกันแสดงดังตารางที่ 6.2 และรูปที่ 6.3 แสดงจุดที่ทำการเจาะเก็บตัวอย่างของทุกตำแหน่งที่ทำการเจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีต ซึ่งจำนวนจุดที่ทำการเจาะเก็บตัวอย่างทั้งหมด 2 จุดต่อโครงสร้างเสาเข็ม 1 ตำแหน่ง (รวมทั้งหมด 20 ตำแหน่ง 40 เสาเข็ม 80 ตัวอย่าง) โดยความยาวของตัวอย่างมีความยาวประมาณ 40 ซม.



รูปที่ 6.3 จุดที่ทำการเจาะเก็บตัวอย่างของโครงสร้างเสาเข็มของทุกตำแหน่ง (หน่วย: มม.)

#### 6.2.4 ขั้นตอนการเจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีตเพื่อใช้ในการทดสอบหาคุณสมบัติและหาสาเหตุของการแตกร้าว

ขั้นตอนที่จะกล่าวดังต่อไปนี้จะเป็นขั้นตอนในการเจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีตของทุกตำแหน่งของโครงสร้างฐานราก เสาตอม่อและเสาเข็ม โดยมีขั้นตอนดังต่อไปนี้

ขั้นตอนที่ 1 การตรวจหาตำแหน่งเหล็กเสริมในคอนกรีต ด้วย Rebar Locator วิธีนี้เป็นหนึ่งในการตรวจสอบหาตำแหน่งเหล็กแบบไม่ทำลาย แต่จากการใช้กับโครงสร้างฐานรากเบื้องต้นพบว่า อุปกรณ์ชนิดนี้ไม่สามารถบ่งบอกตำแหน่งของเหล็กเสริมได้ถูกต้อง เนื่องจากข้อจำกัดของอุปกรณ์นี้นั้นคือ ระยะห้ามเหล็กเสริมต้องน้อยกว่าระยะห่างของเหล็กด้านข้าง ดังนั้นจึงได้แก้ไขปัญหานี้โดยการใช้อุปกรณ์ GPR แสดงดังรูปที่ 6.4 (Ground Penetrating Radar) ซึ่งรายละเอียดต่างๆของอุปกรณ์雷达 GPR จะอธิบายในบทที่ 7

ขั้นตอนที่ 2 เจาะคอนกรีตด้วยเครื่องเจาะ เครื่องชนิดนี้มีกำลังในการเจาะสูงและเลือกใช้ดอกสว่านที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 3 นิ้ว ซึ่งเป็นไปตามมาตรฐานของ ASTM 42 กำหนดไว้ว่าต้องใช้ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของดอกเจาะมากกว่าขนาดของหินที่อยู่ในโครงสร้างอย่างน้อย 2 เท่า (ขนาดหินวัดที่ผิวของโครงสร้าง) ขนาดของหินประมาณ 1 นิ้ว (วัดจากหลังการเจาะเก็บตัวอย่าง) ในระหว่างเจาะเก็บตัวอย่างได้มีการหล่ออน้ำลงไปในดอกเจาะ เพื่อลดอุณหภูมิของดอกเจาะและป้องกันไม่ให้อุณหภูมิของตัวอย่างคอนกรีตสูงเกินไป ดังรูปที่ 6.5

ขั้นตอนที่ 3 เก็บตัวอย่างคอนกรีตที่ได้จากการเจาะจากโครงสร้าง โดยใช้กระดาษหันสีอพิมพ์ที่ชุบน้ำให้เปียกมาห่อตัวอย่างคอนกรีต 2-3 ชั้น และห่ออีกชั้นด้วยแผ่นพลาสติก วิธีนี้เป็นวิธีเก็บรักษา specimen ที่ดีที่สุด ให้ห่ออยู่ในโครงสร้างจริง ดัง รูปที่ 6.6

ขั้นตอนที่ 4 ซ้อมแซมรอยเจาะที่เกิดขึ้นด้วยชีเมนต์เกร้าท์ชนิดไม่หนดตัว ซึ่งก่อนจะทำการเทชีเมนต์เกร้าท์ชนิดไม่หนดตัวลงในรูจะทำการท่าน้ำยาประสาน (สารละลายน้ำในรูที่ 6.7) บริเวณรอบๆของรูที่ทำการเจาะ ดัง รูปที่ 6.7 เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพการยึดเกาะระหว่างผิวของโครงสร้างและชีเมนต์เกร้าท์ชนิดไม่หนดตัว



ก) เครื่อง Rebar Locator



ข) เครื่อง Ground Penetrating Radar

รูปที่ 6.4 เครื่องที่ใช้ตรวจสอบหาตำแหน่งเหล็กเสริม



ก) เครื่องเจาะเก็บตัวอย่าง

รูปที่ 6.5 ขั้นตอนที่ 2 การเจาะเก็บตัวอย่าง



ข) ดอกเจาะขนาด 3 นิ้ว



ก) ห่อด้วยกระดาษหนังสือพิมพ์

รูปที่ 6.6 ขั้นตอนที่ 3 เก็บรักษาตัวอย่างคงรักติด



ข) ห่อด้วยแผ่นพลาสติก



ก) การทวน้ำยาประสาน

รูปที่ 6.7 ขั้นตอนที่ 4 การซ่อมแซมกลับด้วยซีเมนต์เกร้าท์ชนิดไม่hardตัว



ข) การเทซีเมนต์เกร้าท์ลงรูที่เจาะ

### 6.3 ขั้นตอนการเตรียมตัวอย่าง

รูปที่ 6.8 แสดงถึงลำดับขั้นตอนในการเตรียมตัวอย่างคอนกรีตในการทดสอบด้วยวิธีต่างๆ ตั้งที่ก่อล่ำฯ มาแล้วข้างต้นโดยมีรายละเอียดดังนี้

**ขั้นตอนที่ 1** การนำตัวอย่างที่ได้จากการเจาะมาตัดให้ได้ขนาดความยาวของตัวอย่างเป็นสองเท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่าง ดังรูปที่ 6.9 สาเหตุที่ต้องใช้ความยาวขนาดนี้จะอธิบายอยู่ในการทดสอบหากำลังอัดของคอนกรีต

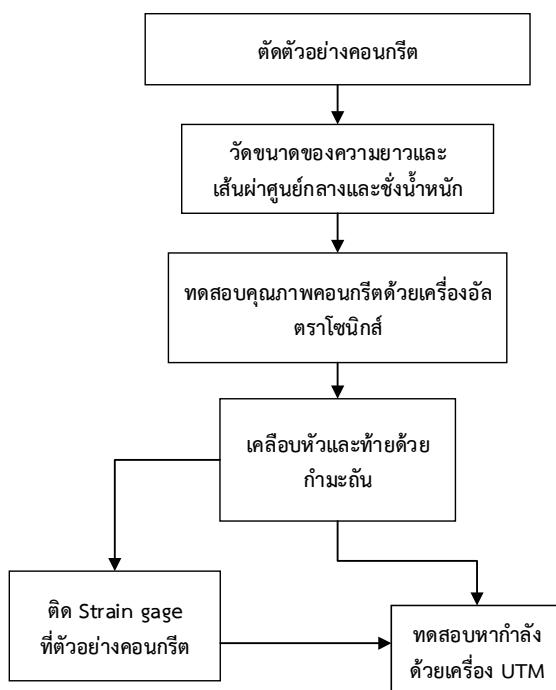
**ขั้นตอนที่ 2** การวัดขนาดของความยาวและเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างคอนกรีตโดยค่าใช้จ่ายจากวัดทั้งหมด 3 ครั้งและนำมาเฉลี่ยและหลังจากนั้นจะนำไปซึ่งน้ำหนักและบันทึกผล ดังรูปที่ 6.10

**ขั้นตอนที่ 3** นำตัวอย่างคอนกรีตไปทดสอบทางด้านคุณภาพคอนกรีตกับเครื่องอัลตราโซนิกส์ ดังรูปที่ 6.11 (คำอธิบายเครื่องอัลตราโซนิกส์ อยู่ในบทที่ 6.6)

**ขั้นตอนที่ 4** นำตัวอย่างคอนกรีตไปเคลือบหัวและท้ายด้วยกระดาษทราย สำหรับการทดสอบหากำลังอัดของตัวอย่างคอนกรีตเพียงอย่างเดียว

**ขั้นตอนที่ 5** นำไปทดสอบกับเครื่อง Universal Testing Machine (UTM) ในกรณีที่ทดสอบหากำลังอัดของตัวอย่างคอนกรีตเพียงอย่างเดียว

**ขั้นตอนที่ 6** นำตัวอย่างคอนกรีตไปติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียดและนำไปทดสอบกับเครื่อง UTM ในกรณีที่ทดสอบหากำลังอัดประลัยและค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของตัวอย่างคอนกรีตรายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียดอยู่ในบทที่ 15



รูปที่ 6.8 ขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างเพื่อทดสอบ



ก) ทำการวัดความยาวก่อนการตัด

ข) การตัดตัวอย่างคอนกรีต

รูปที่ 6.9 ขั้นตอนการวัดความยาวและการตัดตัวอย่างคอนกรีต



รูปที่ 6.10 การวัดขนาดเส้นผ่าศูนย์การและการซึ่งน้ำหนักตัวอย่างคอนกรีต



ก) เครื่องวัดอัลตราโซนิกส์

ข) ตัวอย่างการวัด

รูปที่ 6.11 การทดสอบคุณภาพด้วยคอนกรีตด้วยเครื่องอัลตราโซนิกส์



รูปที่ 6.12 การเคลือบหัวและท้ายตัวอย่างคอนกรีตด้วยกำมะถัน

#### 6.4 การประเมินความหนาแน่นของคอนกรีต

ทุกตัวอย่างคอนกรีตทุกตัวแบบจะถูกน้ำดูดขนาดความยาว เส้นผ่าศูนย์กลางและชั้นน้ำหนัก เพื่อนำข้อมูลเหล่านี้ไปคำนวณหาความหนาแน่นของคอนกรีต ซึ่งผลของความหนาแน่นของคอนกรีตที่ได้จะสามารถนำไปใช้เคราะห์หาสัดส่วนผสมของคอนกรีต การคำนวณหาความหนาแน่นของคอนกรีตจะใช้สมการที่ 6.1

$$\rho = \frac{W}{L\pi(\frac{D}{2})^2} \quad (6.1)$$

โดยที่

$\rho$  คือความหนาแน่นของตัวอย่างคอนกรีต หน่วย กก.ต่อ ลบ.ม. kgf/m<sup>3</sup>

$W$  คือน้ำหนักของตัวอย่างคอนกรีต หน่วย kgf

$L$  คือความยาวของตัวอย่างคอนกรีต หน่วย m

$D$  คือเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างคอนกรีต หน่วย m

ตารางที่ 6.3 แสดงรายละเอียดข้อมูลที่ได้จากการวัดต่างๆ และความหนาแน่นของตัวอย่างคอนกรีต ค่าความหนาแน่นของจำนวนตัวอย่างทั้งหมดอยู่ที่ประมาณ 2200 ถึง 2300 kgf/m<sup>3</sup> ซึ่งมีค่าเท่ากับคอนกรีตทั่วไปที่ใช้งานในปัจจุบัน ซึ่งมีเพียงตัวแบบเดียวเท่านั้นที่มีค่าน้อยกว่าปกติ คือตัวแบบ 29/24 ที่มีค่าความหนาแน่นประมาณ 1800 ถึง 1900 kgf/m<sup>3</sup> ซึ่งผลของค่าความหนาแน่นที่วัดได้สามารถบ่งบอกถึงปริมาณรัศมีของคอนกรีต(หิน ราย น้ำ และคอนกรีต)ที่ใช้และส่วนผสมของคอนกรีตที่ใช้ของตัวแบบ 29/24 แตกต่างจากตัวแบบอื่นๆ ที่ได้มีการทดสอบ

ตารางที่ 6.3 ความหนาแน่นของตัวอย่างคอนกรีต

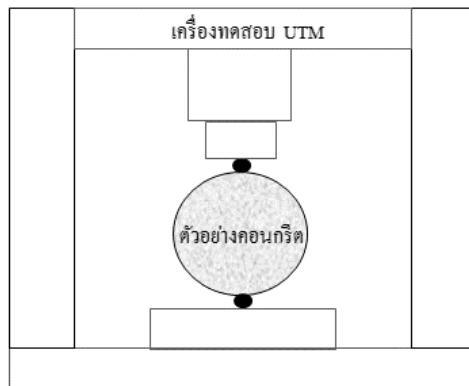
ตำแหน่ง	ตัวอย่าง	ความยาวตัวอย่าง (m)	เส้นผ่าศูนย์กลาง (m)	น้ำหนัก (kgf)	ความหนาแน่น (kgf/m <sup>3</sup> )
29/24	1	0.151	0.076	1.265	1832
	2	0.146	0.076	1.279	1916
	3	0.152	0.075	1.260	1875
30/01	1	0.150	0.068	1.239	2258
	2	0.151	0.068	1.238	2246
	3	0.152	0.068	1.242	2246
30/06	1	0.151	0.068	1.294	2355
	2	0.151	0.068	1.293	2352
	3	0.151	0.068	1.280	2348
30/07	1	0.151	0.068	1.252	2260
	2	0.152	0.068	1.248	2245
	3	0.152	0.068	1.259	2264
33/15	1	0.151	0.076	1.578	2285
	2	0.152	0.076	1.570	2251
	3	0.152	0.076	1.585	2287
40/16	1	0.150	0.076	1.556	2265
	2	0.152	0.076	1.604	2311
	3	0.153	0.076	1.610	2312
42/23	1	0.152	0.076	1.565	2271
	2	0.152	0.076	1.560	2261
	3	0.152	0.076	1.562	2288

## 6.5 การทดสอบหาค่าการแทรกซึมของสารบอนเนชัน

การทดสอบดังต่อไปนี้เพื่อต้องการหาความคงทนของคอนกรีตของโครงสร้างต่อการบอนเนชัน ซึ่งการเกิดปฏิกิริยาสารบอนเนชันในคอนกรีตเป็นหนึ่งของสาเหตุที่ทำให้เหล็กเสริมเกิดสนิมและมีผลต่อกำลังอัดของคอนกรีต การทดสอบความลึกของสารบอนเนชัน คือการทดสอบหาความลึกจากผิวของคอนกรีตที่ถูกสารบอนเนชันซึ่งผ่านลงไปและไปทำปฏิกิริยากับเนื้อในของคอนกรีต สามารถทำการตรวจโดยใช้สารละลายฟีโนอล์ฟทาลีน (Solution of 1% Phenolphthalein in 70% Ethylalcohol) ซึ่งสารละลายดังกล่าวเป็นสารละลายที่ไม่มีสี เมื่อสัมผัสถกับเนื้อคอนกรีตที่ยังไม่เกิดสารบอนเนชันจะมีสีเป็นม่วงชมพูและในทางตรงกันข้ามคอนกรีตที่เกิดปฏิกิริยากับสารบอนเนชันไปแล้วจะไม่เปลี่ยนสี

การทดสอบนี้เป็นไปตามมาตรฐานของ CPC-18 Measurement of Hardened Concrete Carbonation Depth ของ RILEM ประกอบไปด้วย

- 1) การจัดเตรียมสารละลายฟีโนอล์ฟทาลีน
- 2) ผ่าตัวอย่างคอนกรีตด้วยเครื่อง UTM และดึงรูปที่ 6.13
- 3) นำตัวอย่างคอนกรีตตั้งจึ้งโดยให้ผิวคอนกรีตอยู่ทิศบน
- 4) ฉีดสารละลายฟีโนอล์ฟทาลีนลงไปที่ตัวอย่างคอนกรีต
- 5) ทำการวัดความระยะที่ไม่มีสี



รูปที่ 6.13 การผ่าตัวอย่างคอนกรีตด้วยเครื่อง UTM

ตัวอย่างคอนกรีตที่นำมาทดสอบน้ำหนักจากตำแหน่ง 30/06 ของโครงสร้างเสาตอม่อเพียงหนึ่งตำแหน่ง เพื่อสุ่มทดสอบลักษณะเป็นไปได้ที่อาจมีปฏิกิริยาการ์บอนเข้มข้น

จากรูปที่ 6.14 ระยะความลึกที่ควรบอร์นเข้มข้นทำปฏิกิริยากับคอนกรีตน้อยมาก ซึ่งสามารถสรุปได้ว่า โครงสร้างเสาตอม่ออย่างคงมีความคงทนต่อการเกิดปฏิกิริยาการ์บอนเข้มข้น เมื่อระยะห่างที่เกิดปฏิกิริยาเทียบกับระยะห้ามคอนกรีต (ในแบบรายละเอียดคอนกรีตเสริมเหล็กกำหนดที่ 5 ซม.) จะเห็นได้ว่าระยะที่เกิดปฏิกิริยาังไม่ถึงระยะห้ามเหล็ก ดังนั้นการเกิดปฏิกิริยาการ์บอนเข้มข้นยังไม่ส่งผลต่อเหล็กเสริมในคอนกรีต แม้ว่าโครงสร้างจะอยู่ตระหง่านมีปริมาณรถสัญจรเป็นจำนวนมากและโครงสร้างมีอายุมากกว่า 8 ปีแล้วก็ตาม



รูปที่ 6.14 ผลการทดสอบความลึกของการเกิดปฏิกิริยาการ์บอนเข้มข้นของตำแหน่ง 30/06

## 6.6 การทดสอบหาคุณสมบัติของวัสดุด้วยอัลตราโซนิกส์

การทดสอบด้วยอัลตราโซนิกส์ (Ultrasonic Pulse Velocity: UPV) เป็นหนึ่งในวิธีการทดสอบแบบไม่ทำลายที่ใช้ตรวจสอบคุณสมบัติคอนกรีต โดยใช้หลักการคลื่นวิ่งผ่านวัตถุตัวกลาง (ตัวอย่างคอนกรีตที่ทำการทดสอบ) ซึ่งความเร็วที่วัดได้จะแสดงถึงคุณภาพของคอนกรีต โดยตามมาตรฐานของ Indian Standard (1992) ได้กำหนดความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วและคุณภาพของคอนกรีตแสดงดังตารางที่ 6.4

ตารางที่ 6.4 คุณสมบัติคอนกรีตที่ได้จากการวัดด้วยเครื่องอัลตราโซนิกส์ [1]

ความเร็ว (m/s)	คุณสมบัติคอนกรีต
มากกว่า 4500	ดีมาก
3500 ถึง 4500	ดี
3000 ถึง 3500	ปานกลาง
ต่ำกว่า 3000	ต่ำ

ในการทดสอบจะใช้เครื่องอัลตราโซนิกส์ดังรูปที่ 6.11 การทดสอบคุณภาพด้วยคอนกรีตด้วยเครื่องอัลตราโซนิกส์ซึ่งการทดสอบทั้งหมดทำการในห้องปฏิบัติการ จากตัวอย่างคอนกรีตที่กล่าวมาแล้วข้างต้น ซึ่งตัวอย่างทั้งหมดนี้จะถูกนำไปทดสอบกำลังอัดภายในหลังทดสอบด้วยอัลตราโซนิกส์ โดยจะเริ่มจากการวัดขนาดความยาวของตัวอย่างคอนกรีตและใช้เครื่องอัลตราโซนิกส์วัดระยะเวลาที่คลื่นเดินจากหัวส่งสัญญาณไปยังหัวรับสัญญาณ เวลาที่ได้จะคำนวณหาความเร็ว

ตารางที่ 6.5 แสดงผลความเร็วที่คลื่นวิ่งผ่านตัวที่วัดได้จากเครื่องอัลตราโซนิกส์ จะเห็นได้ว่าคุณภาพของคอนกรีตยังอยู่ในเกณฑ์ดีมาก และความเร็วที่คลื่นเคลื่อนที่ผ่านตัวอย่างยังมีความสม่ำเสมอเป็นอย่างมาก ของคอนกรีตอีกด้วย คือความเร็วที่คลื่นลงผ่านตัวอย่างที่มากกว่าแสดงถึงค่ากำลังอัดของคอนกรีตสูงกว่าด้วยเช่นกัน ซึ่งสอดคล้องกับผลที่ได้จากการทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตดังจะกล่าวต่อไป

ตารางที่ 6.5 ความเร็วที่คลื่นวิ่งผ่านตัวที่วัดได้จากเครื่องอัลตราโซนิกส์

ตำแหน่ง	ตัวอย่าง	ระดับความเสียหายของ โครงสร้างฐานราก	ความยาวตัวอย่าง (mm)	เวลาที่ใช้ เดินทาง (μs)	ความเร็ว (m/s)
29/24	1	1	113.5	25	4469
	2		111.0	25	4452
	3		103.0	22	4718
30/07	1	1	123.0	27	4511
	2		132.0	30	4405
	3		117.0	26	4421
33/15	1	0	145.0	31	4652
	2		152.0	33	4583
	3		152.0	33	4639
40/16	1	1	151.0	33	4580
	2		151.0	33	4585
	3		155.0	33	4759
42/23	1	1	151.5	32	4690
	2		151.5	32	4715
	3		151.0	33	4599

## 6.7 การประเมินค่ากำลังอัดของคอนกรีตและค่าโมดูลัสยึดหยุ่น

ในบทนี้จะกล่าวถึงการทดสอบหาค่ากำลังอัดและโมดูลัสยึดหยุ่นของคอนกรีต วัตถุประสงค์หลักของการทดสอบนี้ เพื่อใช้เป็นข้อมูลในการจำลองโมเดลของโครงสร้างฐานรากด้วยวิธีไฟโนต์อิเล็กทรอนิกส์ และหากำลังอัดเพื่อใช้หาส่วนผสมของคอนกรีต ซึ่งการทดสอบจะถูกแบ่งออกเป็น 2 กลุ่มตัวอย่างคือ

1) กลุ่มตัวอย่างของโครงสร้างฐานรากที่ทำการทดสอบหาสาระแตกต่างคือตัวแหน่งที่ 29/24 30/01 30/06 และ 30/07 จะทำการทดสอบหากำลังอัดเพียงอย่างเดียวและนำผลกำลังอัดที่ได้ไปคำนวณหาค่าโมดูลัสยึดหยุ่นจากสมการของของ ACI 318-05 [2]

2) กลุ่มตัวอย่างของโครงสร้างฐานรากที่ทำการทดสอบหารับน้ำหนักบรรทุกจริงคือตัวแหน่งที่ 33/15 40/16 และ 42/23 จะทำการทดสอบหาค่ากำลังอัดของคอนกรีตและค่าโมดูลัสยึดหยุ่น ซึ่งค่าที่ได้มาจากการทดสอบทั้งหมด รายละเอียดทั้งหมดมีดังต่อไปนี้

## 6.8 การทดสอบกับกลุ่มตัวอย่างที่ 1

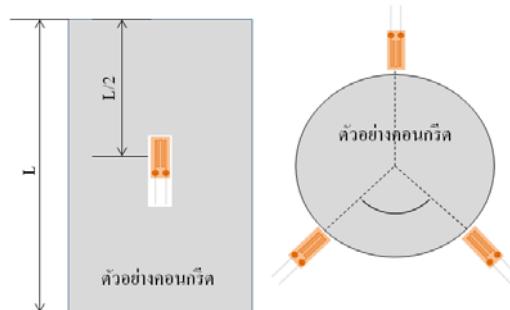
การทดสอบนี้จะเป็นการทดสอบกำลังอัดของคอนกรีต โดยใช้ตามมาตรฐานของ BS EN 12504-1:2000 [3] เก็บและเตรียมตัวอย่าง ตามมาตรฐาน ASTM 42 [4] ในการทดสอบและ ACI 318-05 [2] ทำการทำกำลังอัดคอนกรีตของโครงสร้างจริงจากตัวอย่างคอนกรีต โดยมีรายละเอียดดังนี้

การเตรียมตัวอย่าง มาตรฐาน BS EN 12504-1:2000 [3] กำหนดดังนี้

- 1) กำหนดให้ขนาดของดอกเจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีตต้องมีขนาดมากกว่า 75 มม. (3 นิ้ว) สำหรับโครงสร้างที่ใช้หินขนาด 25 มม.
- 2) กำหนดให้ตัวอย่างคอนกรีตต้องมีขนาดความยาวเป็น 2 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง
- 3) ตัวอย่างคอนกรีตที่นำมาทดสอบต้องไม่มีการแตกร้าวหรือเป็นรูอยู่ภายนอกในตัวอย่างคอนกรีต
- 4) ตัวอย่างคอนกรีตต้องอยู่ในสภาพที่มีอากาศแห้ง 24 ชม. หรือตัวอย่างคอนกรีตต้องไร้ความชื้น
- 5) ทำการเคลือบหัวแล้วท้ายให้มีผิวเรียบ เลือกใช้วัสดุที่มีกำลังอัดและโมดูลัสยึดหยุ่นใกล้เคียงกับคอนกรีต ในการทดสอบครั้งนี้เลือกใช้กระดาษ
- 6) นำไปทดสอบกับเครื่อง UTM เพื่อหากำลังอัดสูงสุดที่ทำให้ตัวอย่างคอนกรีตวิบัติและทำการบันทึก

### 6.8.1 การทดสอบกับกลุ่มตัวอย่างที่ 2

ในการทดสอบกับกลุ่มตัวอย่างที่ 2 ทำการทดสอบลักษณะแบบเดียว กลุ่มตัวอย่างที่ 1 เพียงแต่เพิ่มการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียด (Strain gauge) จะทำการติดทั้งหมด 3 ตัวต่อตัวอย่างคอนกรีตดังรูปที่ 6.15 ก่อนนำไปทดสอบกับเครื่อง UTM โดยจะทำการบันทึกความเครียดทุกๆ แรงกดที่กระทำต่อตัวอย่างคอนกรีตทุกๆ 200 กก. จนไปถึงกำลังสูงสุดที่ทำให้ตัวอย่างคอนกรีตวิบัติ



รูปที่ 6.15 ตำแหน่งติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียด

#### 6.8.2 การประเมินกำลังอัดของโครงสร้างจริงจากตัวอย่างคอนกรีต

การคำนวณหากำลังอัดจะใช้สมการที่ 6.2 และรูปที่ 6.16 และสมการที่ 6.3 แสดงตัวคูณในการปรับแก้ค่ากำลังอัดของตัวอย่างคอนกรีตที่ได้จากการทดสอบเปลี่ยนเป็นค่ากำลังอัดของโครงสร้างจริง

$$f'_c = \frac{P_{max}}{A} \quad (6.2)$$

เมื่อ

$f'_c$  คือ ค่ากำลังอัดของตัวอย่างคอนกรีตที่ได้จากการทดสอบ หน่วย  $\text{kgf/cm}^2$

$P_{max}$  คือ แรงที่กระทำสูงสุดที่ทำให้ตัวอย่างคอนกรีตวิบติ หน่วย  $\text{kgf}$

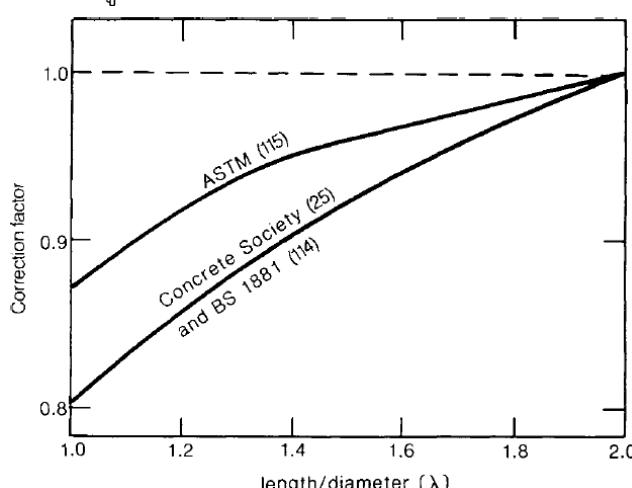
$A$  คือ พื้นที่หน้าตัดของตัวอย่างคอนกรีต หน่วย  $\text{cm}^2$

$$f'_{c,r} = r * f'_c \quad (6.3)$$

เมื่อ

$f'_{c,r}$  คือ ค่ากำลังของคอนกรีตของโครงสร้างจริง  $\text{kgf/cm}^2$

$r$  คือ ตัวคูณในการปรับแก้ gamma จากรูปที่ 6.16



รูปที่ 6.16 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างตัวคูณปรับแก้กับอัตราส่วนของความยาวต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างคอนกรีต

### 6.8.3 การประเมินค่าโมดูลัสยึดหยุ่นจากกลุ่มตัวอย่างที่ 1 และ 2

จากผลข้อมูลที่ได้จากการทดสอบหาค่ากำลังอัตราของตัวอย่างที่ส่องกลุ่มตัวอย่างสามารถนำไปคำนวณหาค่าโมดูลัสยึดหยุ่น โดยใช้สมการของมาตรฐาน ACI 318 [2] ดังสมการที่ 6.4

$$E = 4700\sqrt{f'_{c,r}} \quad (6.4)$$

เมื่อ

$f'_{c,r}$  คือ ค่ากำลังของคุณค่าของโครงสร้างจริง จาก สมการที่ (6.3)

$E$  คือ ค่าโมดูลัสยึดหยุ่น (MPa)

การหาค่าโมดูลัสยึดหยุ่นที่ได้จากการทดสอบตัวอย่างคุณค่าที่ได้มีการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียดจะใช้สมการที่ (6.5) ในการคำนวณ

$$E = \frac{(S_2 - S_1)}{(C - 0.00005)} \quad (6.5)$$

เมื่อ

$E$  คือ ค่าโมดูลัสยึดหยุ่น (MPa)

$S_1$  คือค่าความเค้นที่ 40% ของกำลังอัตราของคุณค่าที่จุดวิกฤต (จากราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเครียด-ความเค้น)

$S_2$  คือค่าความเค้นที่ความเครียดเท่ากับ  $50 \times 10^{-6}$  (จากราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเครียด-ความเค้น)

$C$  คือความเครียดที่ความเค้นเท่ากับ  $S_2$  (จากราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเครียด-ความเค้น)

ดังนั้นผลของค่าโมดูลัสยึดหยุ่นที่ได้มี 2 ค่าคือที่ได้จากการที่ทราบกำลังอัตราของตัวอย่างคุณค่าที่ได้มีการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียด

### 6.8.4 ผลการทดสอบกำลังอัตราของคุณค่าและค่าโมดูลัสยึดหยุ่น

รูปที่ 6.16 แสดงผลของกำลังของคุณค่าที่ 1 และ 2 และค่าโมดูลัสยึดหยุ่นที่ได้จากการคำนวณทั้งสองวิธีที่ได้กล่าวแล้วข้างต้น

สรุปผลของกำลังอัตราที่ได้จากการทดสอบ ตัวอย่างคุณค่าที่ห้องทดสอบมีค่ากำลังอัตราที่สูงกว่าที่ได้ออกแบบไว้ที่  $500 \text{ kgf/cm}^2$  ยกเว้นตำแหน่งที่ 33/15 ที่มีกำลังอัตราอยู่กว่าตัวอย่างที่ได้จากการทดสอบที่อื่นๆ มีค่าเท่ากับ  $280 \text{ kgf/cm}^2$  ณ ปัจจุบันยังไม่ทราบได้ว่าเป็นเพาะเหตุใด เนื่องจากตำแหน่งต่างกันล้วนเป็นตำแหน่งที่ไม่พบการแตกร้าวนโครงสร้างฐานราก ซึ่งอาจเป็นไปได้ที่เหตุที่ทำให้คุณค่าที่ห้องทดสอบต่างกันนี้ได้จากการติดตั้งอัตราของคุณค่าเปลี่ยนไป หรืออาจเป็นไปได้ส่วนผสมและสัดส่วนของคุณค่าที่ใช้แตกต่างจากตำแหน่งอื่นๆ

ราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดและความเค้นทั้งหมดแสดงใน ผลของค่าโมดูลัสยึดหยุ่นที่ได้จากการทดสอบวิธีพิบูลว่าผลของค่าโมดูลัสยึดหยุ่นจากสมการที่ 6.4 มีค่ามากกว่าจากการวัดความเครียดของตัวอย่างคุณค่าที่ (สมการที่ 6.5) เพราะสมการที่ 6.4 เป็นสมการที่ได้จากการทดสอบตัวอย่างตัวอย่างจำนวนมากในห้องปฏิบัติการ ส่วนสมการสุดท้ายผลที่ได้เป็นของตัวอย่างคุณค่าที่ในแต่ละตัวอย่าง ซึ่งผลที่ได้แตกต่างกันมากเนื่องจากหลายปัจจัย เช่น ชนิดและขนาดของหินและทรายที่ใช้ การเรียงตัวของหินในตัวอย่างคุณค่าที่เป็นต้น

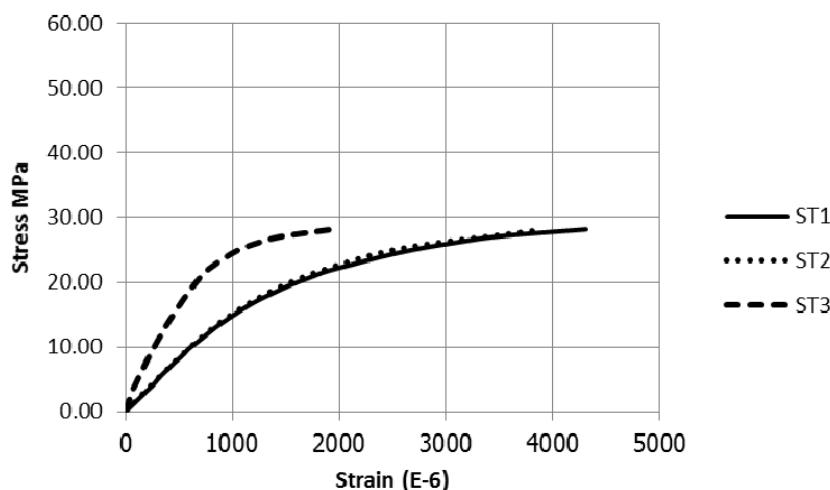
ผลของค่าโมดูลัสยึดหยุ่นของคอนกรีตที่ได้จากการทดสอบด้วยการติดอุปกรณ์วัดความเครียดยังมีค่ามากกว่าที่ได้ออกแบบไว้ (21 MPa คือค่าโมดูลัสยึดหยุ่นที่ออกแบบไว้สำหรับโครงสร้างฐานราก )

ตารางที่ 6.6 ผลทดสอบกำลังอัดคอนกรีตและค่าโมดูลัสยึดหยุ่น

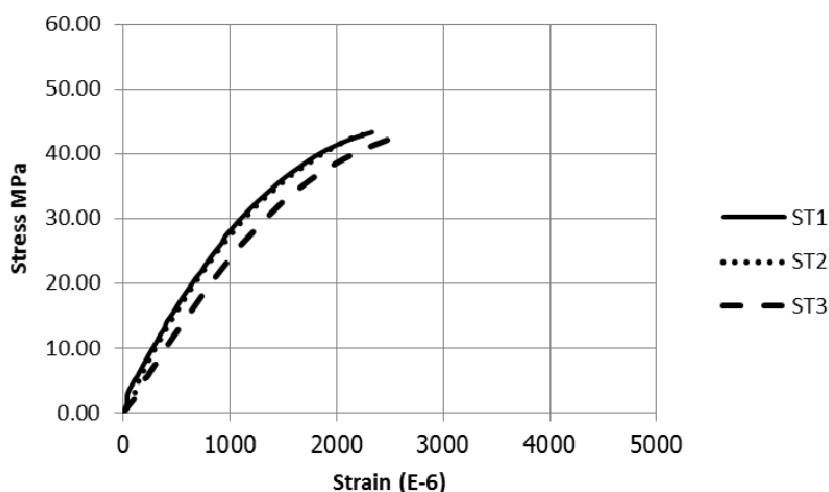
ตำแหน่ง	ตัวอย่าง	ระดับความเสียหายของโครงสร้างฐานราก	กำลังอัด คอนกรีต สมการ 6.2 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )	กำลังอัดคอนกรีต ของโครงสร้างจริง สมการ 6.3 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )	ค่าโมดูลัส ยึดหยุ่น สมการที่ 6.4 (MPa)	ค่าโมดูลัส ยึดหยุ่น สมการที่ 6.5 (MPa)
29/24	1	1	493	483	32967	N/A
	2		515	505	33721	N/A
	3		593	581	36177	N/A
30/01	1	1	469	460	32181	N/A
	2		479	469	32495	N/A
	3		503	493	33329	N/A
30/06	1	0	505	495	33394	N/A
	2		529	519	34174	N/A
	3		580	568	35777	N/A
30/07	1	1	524	514	34012	N/A
	2		498	489	33167	N/A
	3		523	512	33963	N/A
33/15	1	0	278	273	24781	19872
	2		448	439	31433	29675
	3		280	275	24874	N/A
40/16	1	1	391	383	29356	28534
	2		482	472	32616	25292
	3		543	532	34601	26451
42/23	1	1	490	480	32887	29897
	2		499	489	33168	25847
	3		578	567	35726	28436

N/A คือไม่มีการติดอุปกรณ์วัดความเครียดในระหว่างการทดสอบกำลังอัดคอนกรีต

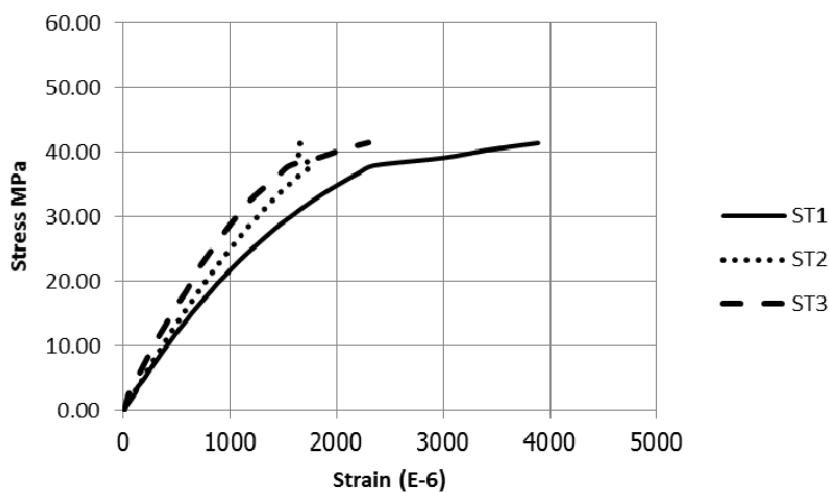
รูปที่ 6.17 ถึง รูปที่ 6.24 แสดงกราฟความสัมพันธ์ของ Stress-Strain ของตัวอย่างที่ทำการทดสอบหาค่าโมดูลัสยึดหยุ่นของตัวอย่างคอนกรีตที่ได้มีการติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียด (Strain Gage)



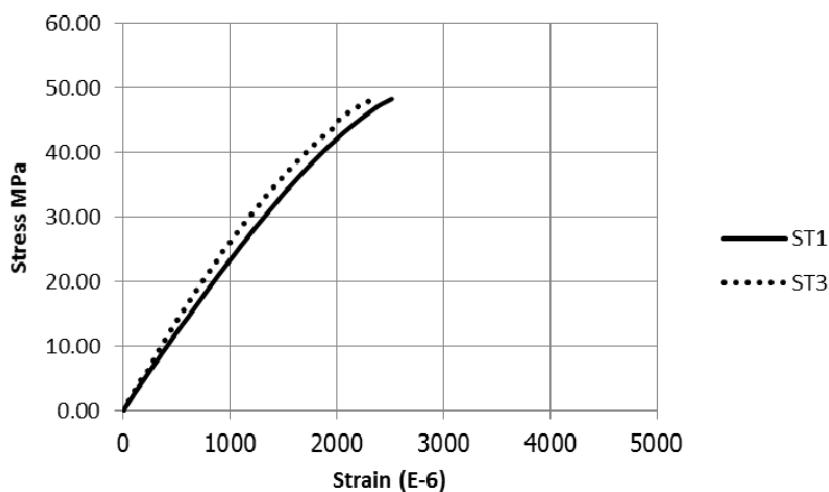
รูปที่ 6.17 ผลกราฟ Stress-Strain ตำแหน่ง 33/15 ตัวอย่างที่ 1



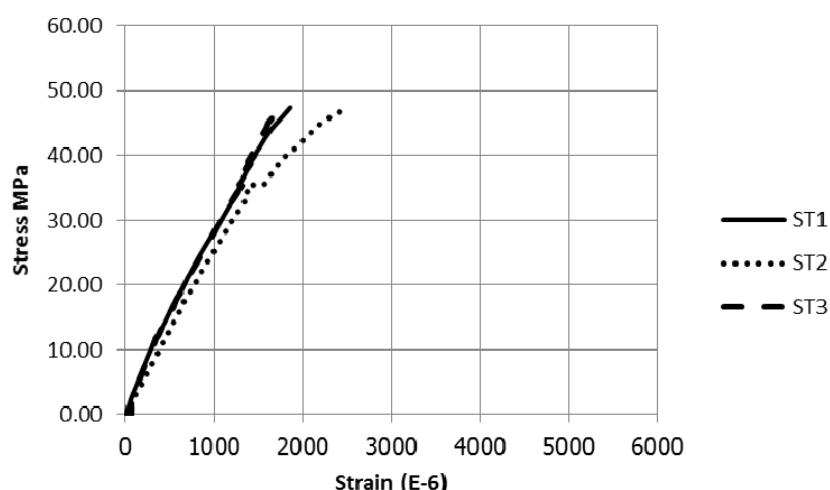
รูปที่ 6.18 ผลกราฟ Stress-Strain ตำแหน่ง 33/15 ตัวอย่างที่ 2



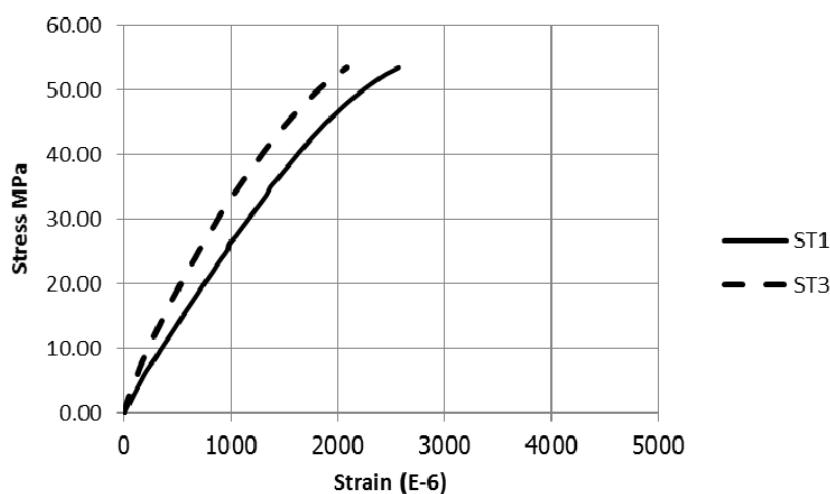
รูปที่ 6.19 ผลกราฟ Stress-Strain ตำแหน่ง 40/16 ตัวอย่างที่ 1



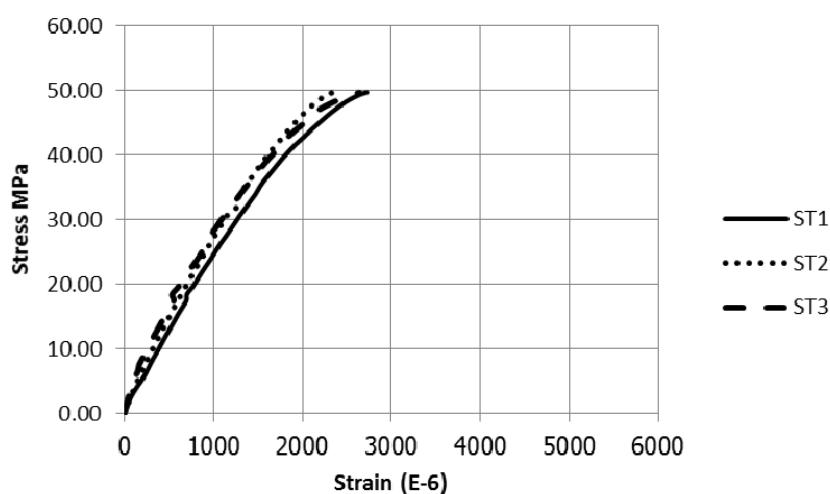
รูปที่ 6.20 ผลกราฟ Stress-Strain ตำแหน่ง 40/16 ตัวอย่างที่ 2



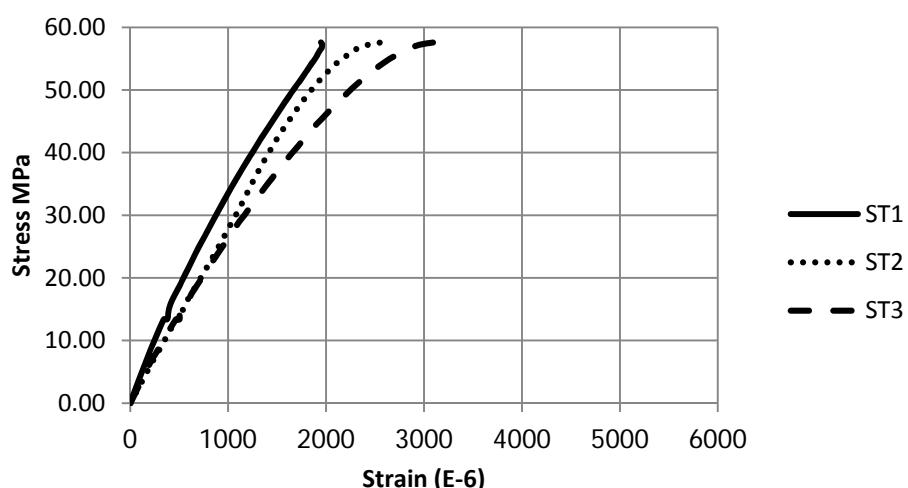
รูปที่ 6.21 ผลกราฟ Stress-Strain ตำแหน่ง 40/16 ตัวอย่างที่ 3



รูปที่ 6.22 ผลกราฟ Stress-Strain ตำแหน่ง 42/23 ตัวอย่างที่ 1



รูปที่ 6.23 ผลกราฟ Stress-Strain ตำแหน่ง 42/23 ตัวอย่างที่ 2



รูปที่ 6.24 ผลกราฟ Stress-Strain ตำแหน่ง 42/23 ตัวอย่างที่ 3

## เอกสารอ้างอิง

- [1] IS code 13311 (Part 1) 1992 (Indian Standard Code of Practice)
- [2] ACI 318-05 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.  
American Concrete Institute, Detroit
- [3] BS EN 12504-1:2000 Testing concrete in structures. Cored specimens. Taking, examining  
and testing in compression, London
- [4] ASTM C42 / C42M - 2003 Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores  
and Sawed Beams of Concrete, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2003, DOI:  
10.1520/C0033-03

## บทที่ 7

### การตรวจสอบสภาพโครงสร้างทางกายภาพในลسانม

ในบทนี้จะกล่าวถึงภาพรวมของข้อมูลทั้งหมดที่ได้จากการบนภาคสนามประกอบไปด้วย 1) การตรวจสอบหาเหล็กเสริมของโครงสร้างด้วยเครื่องเรเดาร์ 2) การประเมินการขยายตัวของโครงสร้างฐานรากด้วยวิธีตัดเหล็กเสริม 3) การตรวจหาความลึกและความกว้างของรอยแตกร้าวนผิวของโครงสร้างฐานรากและบนผิวของแท่งตัวอย่างคอนกรีตที่ได้จากการเจาะเก็บตัวอย่าง (Coring)

#### 7.1 การตรวจสอบหาตำแหน่งเหล็กเสริมในโครงสร้างด้วยเครื่องเรเดาร์

##### 7.1.1 หลักการทำงานของเครื่องเรเดาร์

ดังที่กล่าวมาแล้วในบทที่ 6 ถึงการเก็บเจาะตัวอย่างคอนกรีต ว่าการตรวจสอบหาตำแหน่งเหล็กเสริมด้วย Rebar Locator มีข้อจำกัด เมื่อระยะหุ้มเหล็กเสริมมีค่ามากกว่า 15 ซม. หรือห่างของเหล็กเสริมด้านข้างต้องมากกว่า 2 เท่าของระยะหุ้มเหล็ก แต่พบว่าระยะหุ้มเหล็กเสริมมีมากกว่า 15 ซม. ในหลายจุด ดังนั้นจึงได้เปลี่ยนมาใช้อุปกรณ์ Ground Penetrating Radar (GPR) ซึ่งเหมาะสมมากกว่าในการหาตำแหน่งเหล็กเสริมสำหรับกรณีที่ระยะหุ้มเหล็กมากกว่า 50 ซม. ซึ่งขึ้นอยู่ความถี่ของหัวรับและหัวส่ง

การทำงานของ GPR อาศัยคุณสมบัติพื้นฐานของคลื่นวิทยุในการเคลื่อนที่ผ่านวัสดุตัวกลาง (บรรยากาศ น้ำ คอนกรีต ไม้ เป็นต้น) ซึ่งคลื่นแม่เหล็กไฟฟ้าที่มีความถี่อยู่ในช่วง 600MHz ถึง 3GHz เหมาะสมสำหรับการตรวจสอบโลหะในคอนกรีต โดยหลักการทำงานของ GPR จะทำการปล่อยคลื่นวิทยุจากตัวส่ง สัญญาณ ไปยังวัสดุตัวกลาง จากนั้นตัวสัญญาณจะสะท้อนเมื่อกระทบผิวสัมผัสถูกตัวที่มีค่าทางแม่เหล็กไฟฟ้าที่แตกต่างกัน ซึ่งผลการตรวจสอบของ GPR ที่ได้จะอยู่ในรูปของเวลาที่คลื่นเครื่องที่และสะท้อนกลับเมื่อเจอกลีกเสริมในโครงสร้าง

การหาระยะหุ้มเหล็กจะสามารถคำนวณได้จากระยะเวลาที่คลื่นวิทยุเดินทางไปและกลับ ดังสมการที่ 7.1

$$C = \left( \frac{C_0 \times t}{2\sqrt{\epsilon_r}} \right) \quad (7.1)$$

เมื่อ

$C$  คือระยะหุ้มเหล็กเสริม (เมตร)

$t$  คือเวลาเดินไปกลับที่สะท้อนมาจากเหล็กเสริม (วินาที)

$C_0$  คือความเร็วของแสงในอากาศ ( $3 \times 10^8$  ม.ต่อวินาที)

$\epsilon_r$  คือค่าคงที่ไดอิเลคทริก

### 7.1.2 วัตถุประสงค์ของการตรวจโครงสร้างฐานราก

- 1) เพื่อเปรียบเทียบกับแบบรายละเอียดคอนกรีตเสริมเหล็กของโครงสร้างฐานราก
- 2) เพื่อเปรียบเทียบตำแหน่งเหล็กเสริมและตำแหน่งการแตกร้าว (Map Cracking) ที่ได้รายงานไว้ในบทที่ 5

### 7.1.3 ตำแหน่งที่ทำการทดสอบและวิธีการตรวจสอบ

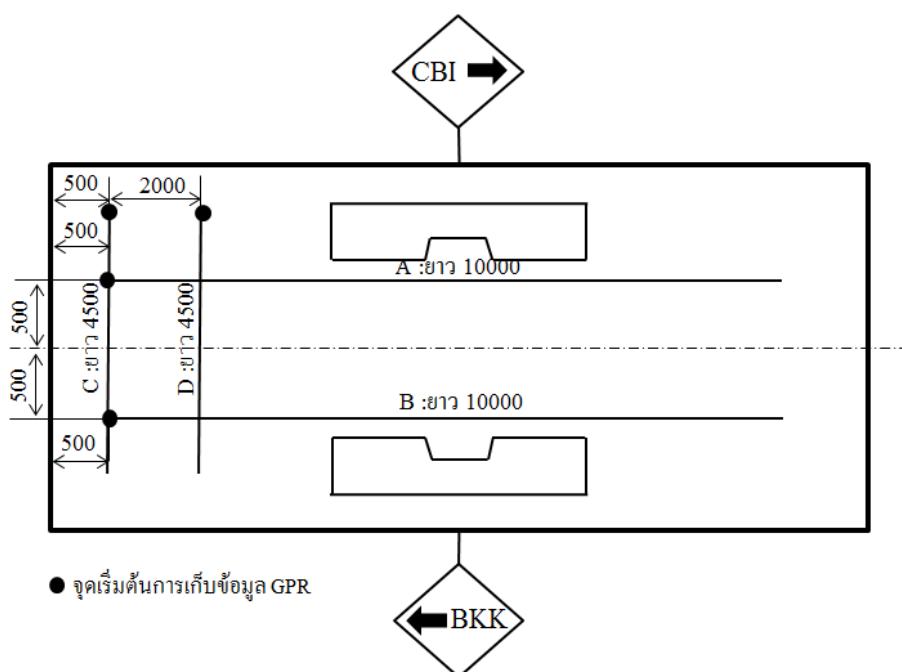
ตำแหน่งที่ทำการทดสอบ GPR จะทำการทดสอบกับโครงสร้างฐานราก 3 ฐาน คือ 33/15 40/16 และ 42/23 โครงสร้างฐานรากเหล่านี้เป็นโครงสร้างที่ได้รับการทดสอบน้ำหนักบรรทุก ดังรูปที่ 7.1 แสดงอุปกรณ์ของ GPR ที่ใช้ในการทดสอบ ความถี่ที่เลือกใช้คือ 1500 MHz การตรวจสอบใช้หัวรับและส่งสัญญาณวิ่งผ่านผิวนอกของคอนกรีต ทำให้ทราบถึงตำแหน่งเหล็ก ณ ระยะต่างๆ จากจุดที่ทดสอบ



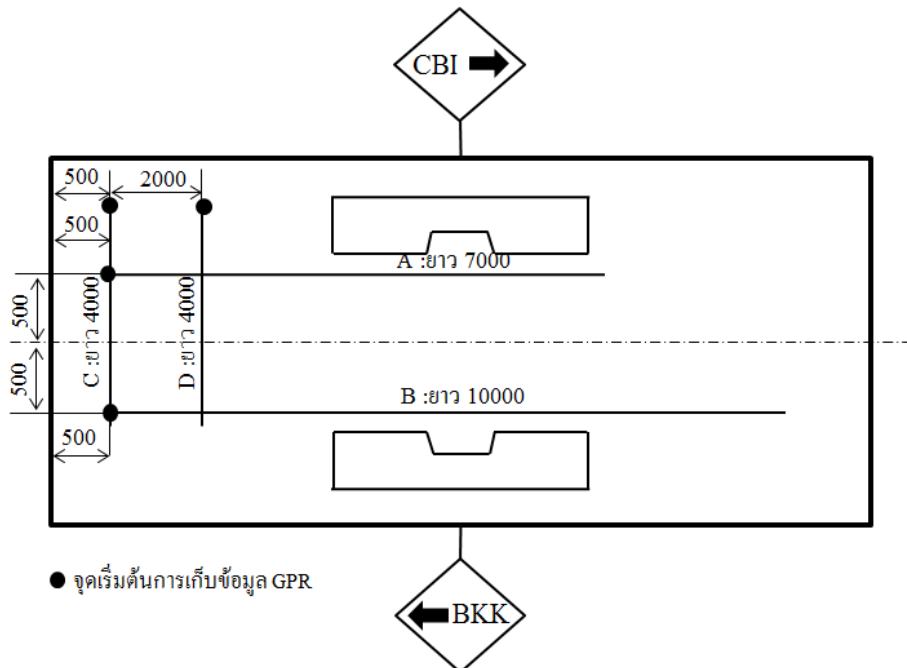
รูปที่ 7.1 อุปกรณ์ GPR และการทดสอบ

รูปที่ 7.2 ถึง

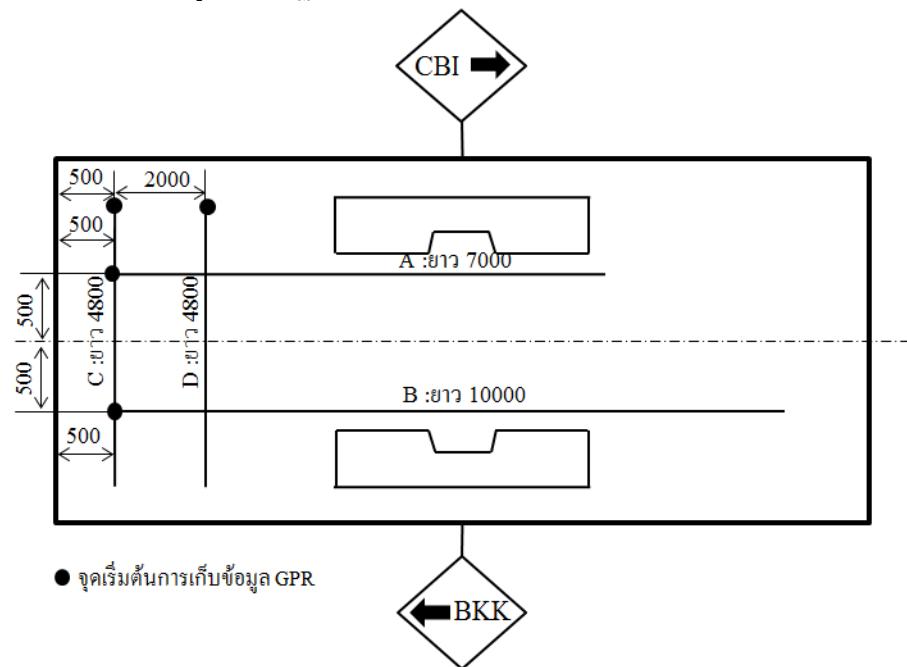
รูปที่ 7.4 แสดงตำแหน่งที่ทำการตรวจสอบบนโครงสร้างฐานราก ณ ตำแหน่งต่างๆ



รูปที่ 7.2 ฐานรากหมายเลข 33/15 (หน่วย: มม.)



รูปที่ 7.3 ฐานรากหมายเลข 40/16 (หน่วย: มม.)



รูปที่ 7.4 ฐานรากหมายเลข 42/23 (หน่วย: มม.)

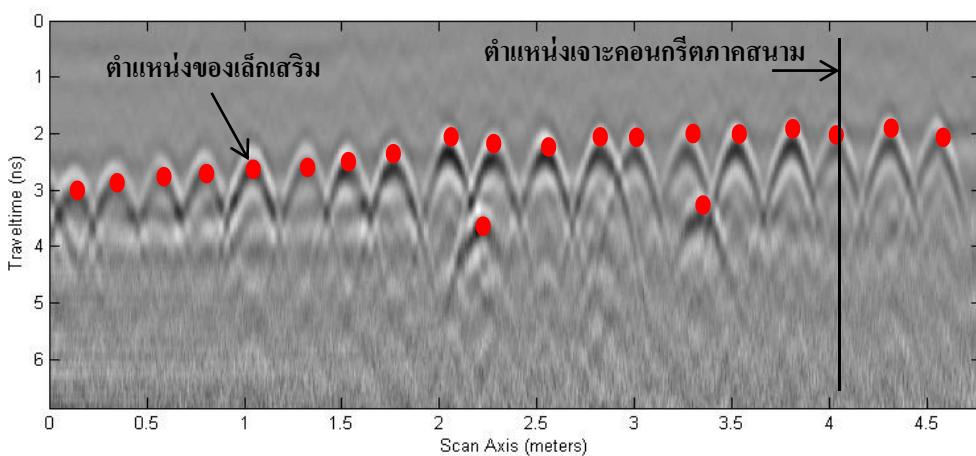
#### 7.1.4 ผลการตรวจสอบและการวิเคราะห์ผล

การคำนวณหาอิเลคทริกของคอนกรีตหาได้จากการหาระยะหุ้มเหล็กเสริมที่ได้จากการเจาะที่ภาคสนาม ซึ่งเป็นที่ตำแหน่งเดียวกันที่ได้ทำการทดสอบหาเหล็กเสริมด้วยเรดาร์ มีค่าระยะหุ้มเหล็กเสริมที่ 18 ซม. ของตำแหน่งที่ 42/23 คำนวณค่าคงที่ได้อิเลคทริกของคอนกรีตได้ 3.06 และจากผลของอิเลคทริกนำไปอ้างอิงกับโครงสร้างตำแหน่งอื่น โดยสมมุติว่าคอนกรีตทุกตำแหน่งมีค่าเท่ากัน

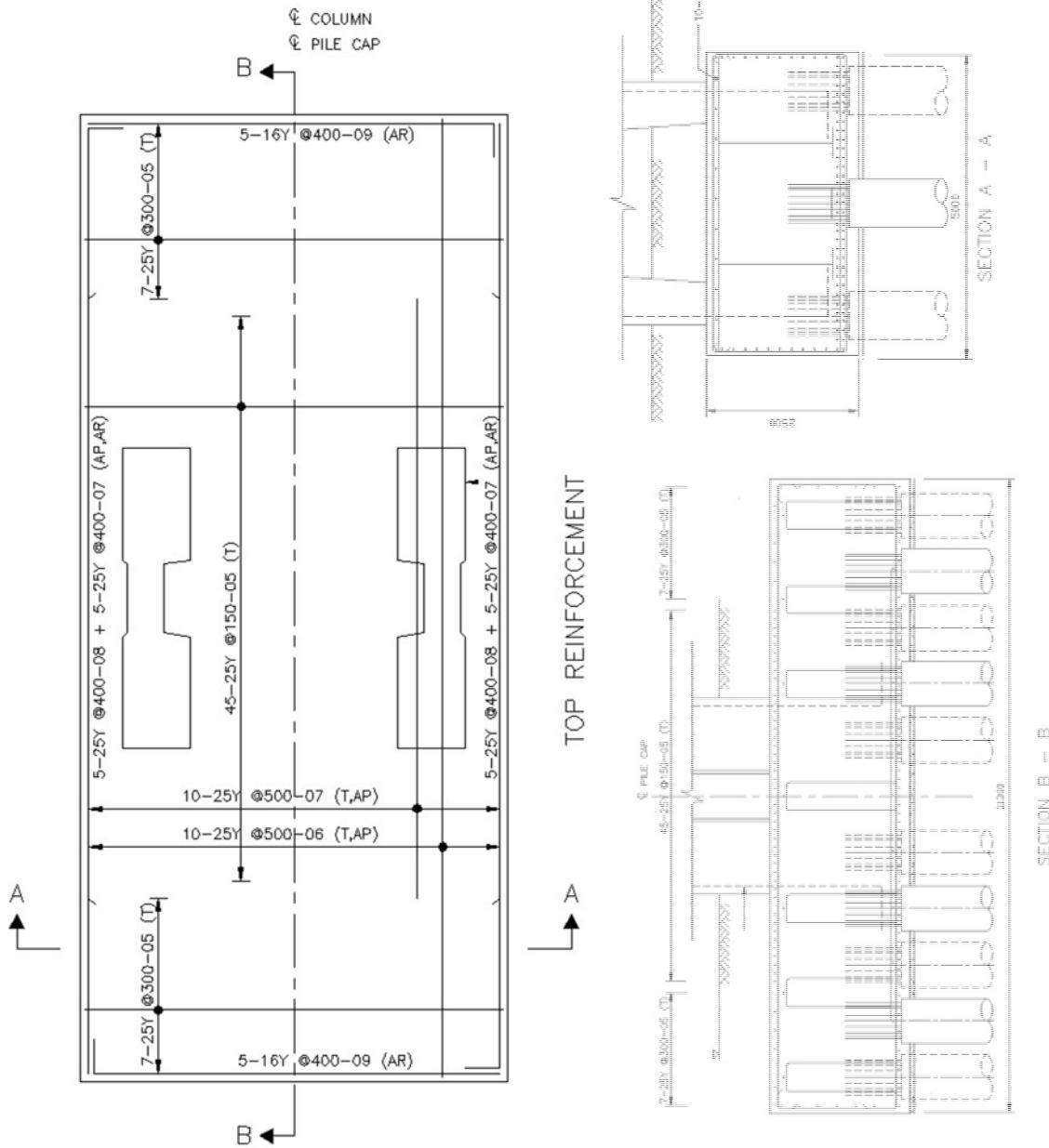
การวิเคราะห์สัญญาณที่ได้จาก GPR จากข้อมูลที่ได้จะอยู่ในความสัมพันธ์ของเวลาที่คลื่นเรเดาร์เดินทางและระยะทางที่ทำการเก็บข้อมูล รูปที่ 7.5 ส่วนตำแหน่งของเหล็กเสริมสามารถดูได้ที่ ภาพพื้นสีขาวที่มีลักษณะเป็นรูปโค้งถ่วงคัว โดยที่จุดโถงสูงสุดคือตำแหน่งของเหล็กเสริมแสดงดังรูปที่ 7.5 และนำไปเปรียบเทียบกับแบบรายละเอียดคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งทั้ง 3 ตำแหน่งที่ทำการทดสอบเป็นมีลักษณะเหมือนกับ “MLF-6A” ดังรูปที่

#### 7.6 (ข) สัญญาณของตำแหน่ง 33/15\_D

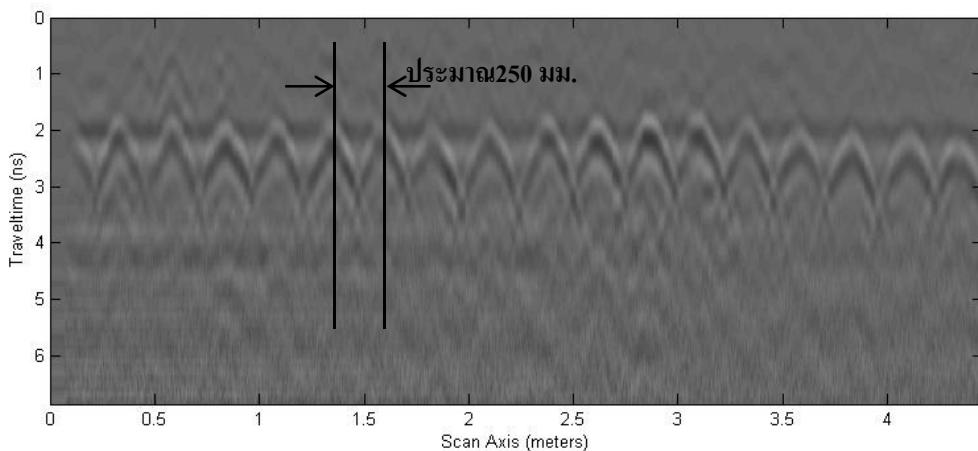
รูปที่ 7.7 แสดงระยะของเหล็กเสริมที่วัดได้ขึ้นทั้ง 2 แนว รูปที่ 7.8 แสดงจำนวนของเหล็กตามแนวยาวของโครงสร้างฐานราก



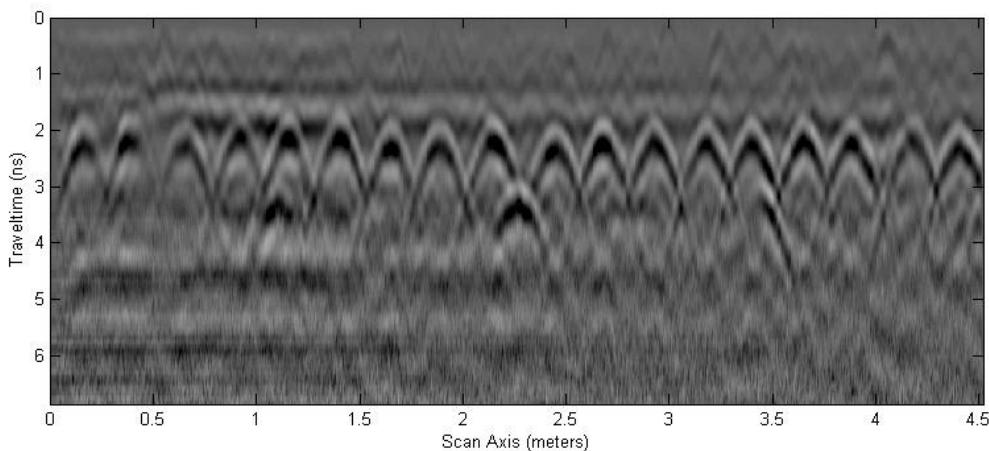
รูปที่ 7.5 ตัวอย่างสัญญาณและตำแหน่งเหล็กของตำแหน่ง 42/23 (จุดสีแดง)



รูปที่ 7.6 แบบรายละเอียดคอนกรีตเสริมเหล็กโครงสร้างฐานรากแบบ “MLF -6A”

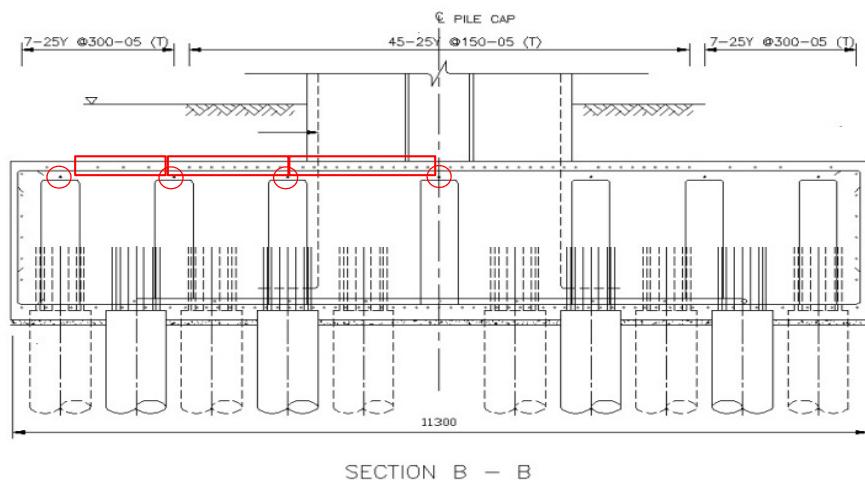


(ก) สัญญาณของตำแหน่ง 33/15\_C



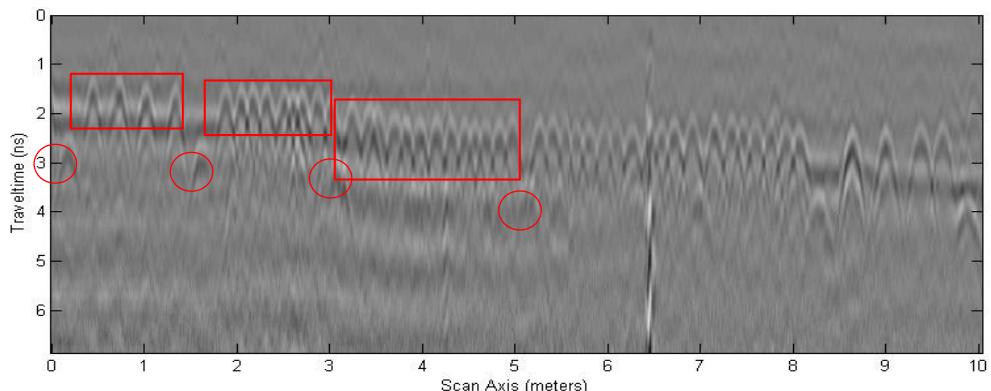
(ข) สัญญาณของตำแหน่ง 33/15\_D

รูปที่ 7.7 (ก): สัญญาณของตำแหน่ง 33/15\_C (ข): สัญญาณของตำแหน่ง 33/15\_D

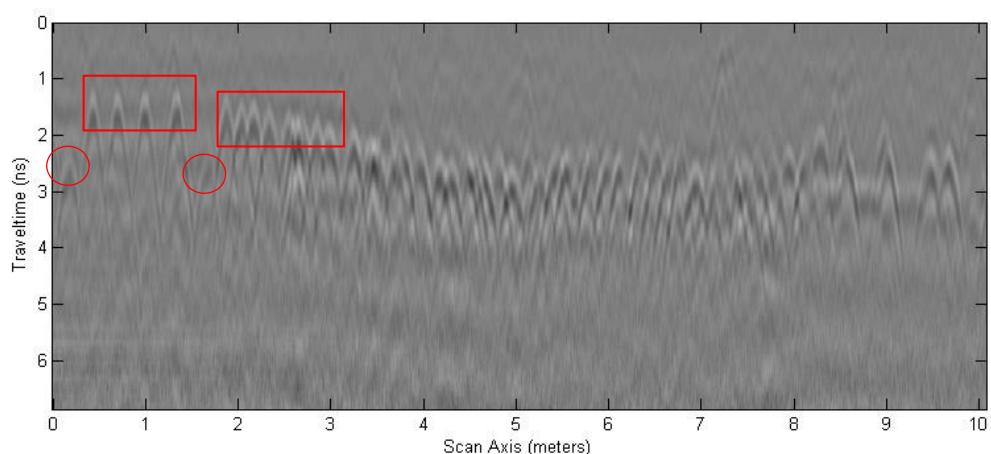


SECTION B - B

ก) ผลการตรวจสอบของเหล็กเสริมตามแนววางด้วย GPR เทียบกับแบบรายละเอียดคอนกรีตเสริมเหล็ก



ข) สัญญาณของตำแหน่ง 33/15\_A



ค) สัญญาณของตำแหน่ง 33/15\_B

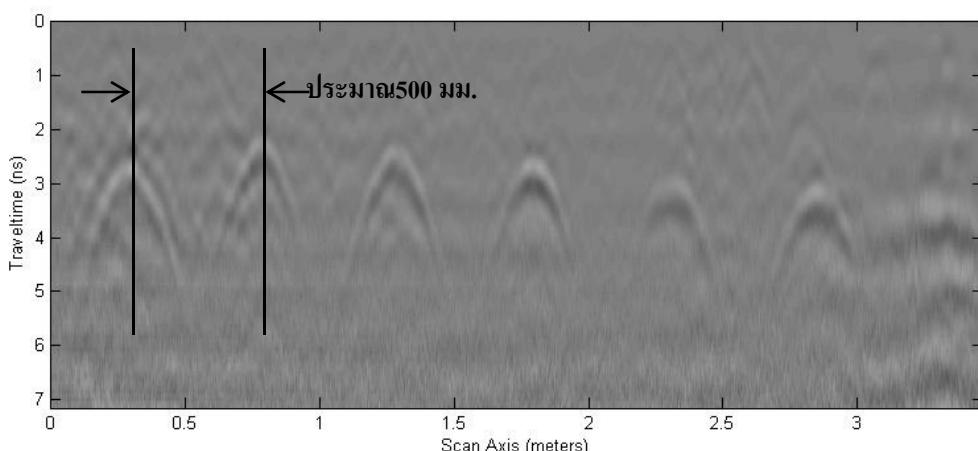
รูปที่ 7.8 ตำแหน่งเหล็กเสริมของตำแหน่ง 33/15

## 7.1.4.1 ตำแหน่งที่ 40/16

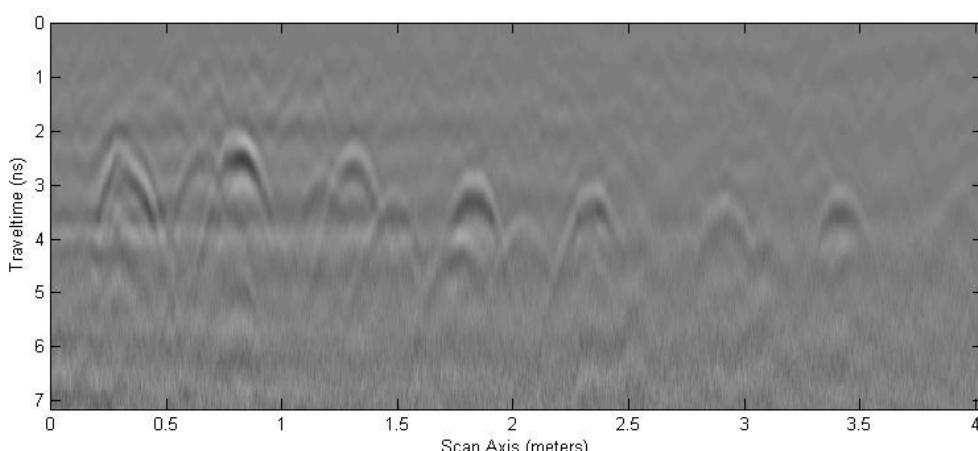
ระยะหุ้มเหล็กที่ตรวจสอบด้วยเครื่อง GPR ผลที่ได้จากการคำนวณพบว่าค่าระยะหุ้มเหล็กเสริมของชั้นบนสุดมากสุดที่ 266 มม. และน้อยสุดที่ 154 มม. (กำหนดให้ค่าไดอิเลคทริกเท่ากับ 3.06) ซึ่งในแบบรายละเอียดก่อสร้างอยู่ที่ 50 มม.

จากข) สัญญาณของตำแหน่ง 40/16\_D

รูปที่ 7.9 ผลการทดสอบ GPR ของตำแหน่ง C และ D ตามแนวยาวของโครงสร้างฐานรากเทียบกับรูปที่ 7.6 Section A-A จำนวนเหล็กเสริมตามแนวยาวที่ตรวจด้วย GPR มีจำนวนตรงตามที่แบบกำหนด จากรูปที่ 7.10 (ค) จะเห็นมีจำนวนเหล็กเสริมบ้างส่วนอยู่ชั้นลึกลงไปมากประมาณ 266 มม. รูปที่ 7.27 แสดงผลการตรวจสอบด้วย GPR เทียบกับแบบละเอียดคอนกรีตเสริมเหล็กพบว่ามีจำนวนเหล็กเสริมตามแนววางตามแบบที่กำหนด

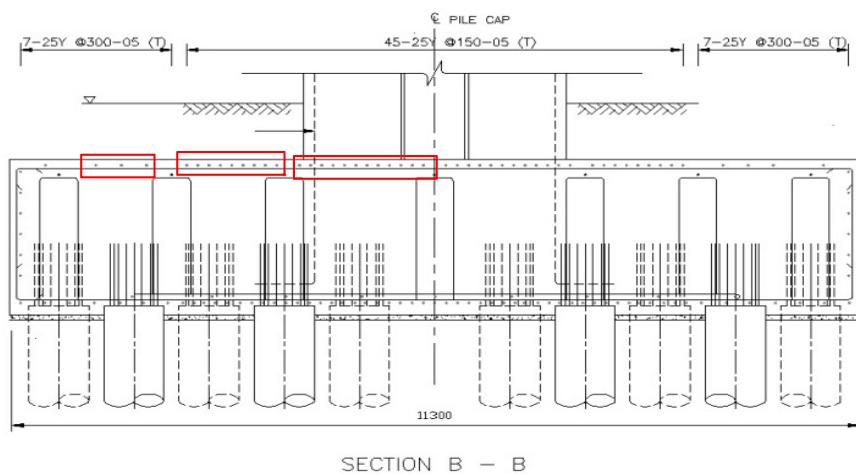


ก) สัญญาณของตำแหน่ง 40/16\_C

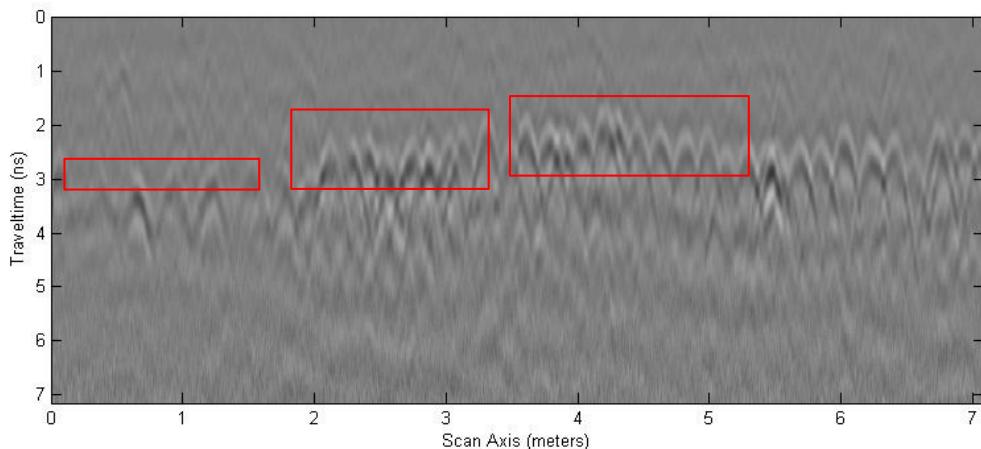


ข) สัญญาณของตำแหน่ง 40/16\_D

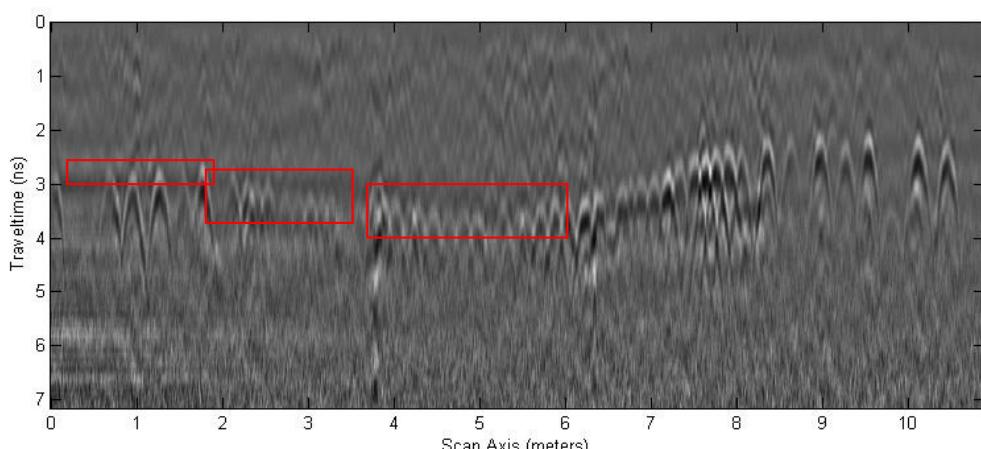
รูปที่ 7.9 ตำแหน่งทดสอบ 40/16 แนววางฐานราก



(ก) แบบรายละเอียดของตำแหน่ง 40/16



(ข) สัญญาณของตำแหน่ง 40/16\_A



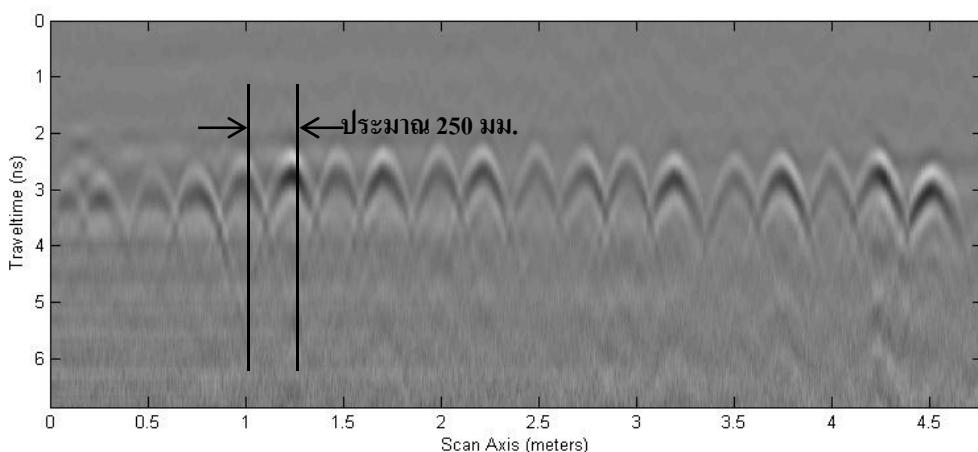
(ค) สัญญาณของตำแหน่ง 40/16\_B

รูปที่ 7.10 ผลการตรวจสอบของเหล็กเสริมตามแนววางเดี่ยว GPR เทียบกับแบบละเอียดคอนกรีตเสริมเหล็ก

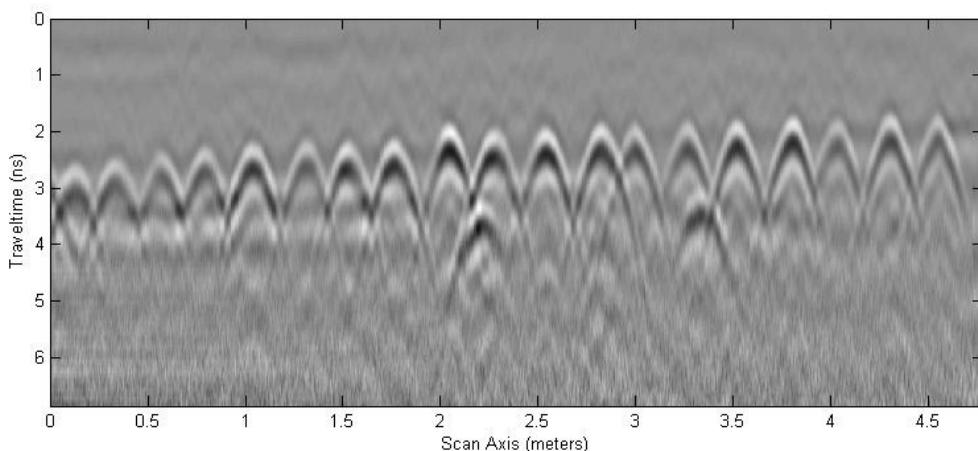
## 7.1.4.2 ตำแหน่งที่ 42/23

ระยะห้องเหล็กที่ตรวจสอบด้วยเครื่อง GPR จำนวนหนึ่งตำแหน่งที่ 33/15 ผลที่ได้พบว่าค่าระยะห้องเหล็กเสริมของชั้นบนสุดมากสุดที่ 240 มม. และน้อยสุดที่ 129 มม. (กำหนดให้ค่าไดอิเลคทริกเท่ากับ 3.06) ซึ่งในแบบรายละเอียดก่อสร้างระบุที่ 50 มม.

จากรูปที่ 7.11 ผลการทดสอบ GPR ของตำแหน่ง C และ D ตามแนวยาวของโครงสร้างฐานรากเทียบกับรูปที่ 7.11 Section A-A จำนวนเหล็กเสริมตามแนวยาวที่ตรวจสอบด้วย GPR มีจำนวนมากกว่าที่แบบกำหนดเกือบสองเท่า รูปที่ 7.12 แสดงผลการตรวจสอบด้วย GPR เทียบกับแบบละเอียดคอนกรีตเสริมเหล็กพบว่ามีจำนวนเหล็กเสริมตามแนวยาวมากกว่าที่แบบกำหนดเกือบสองเท่าเข่นกัน

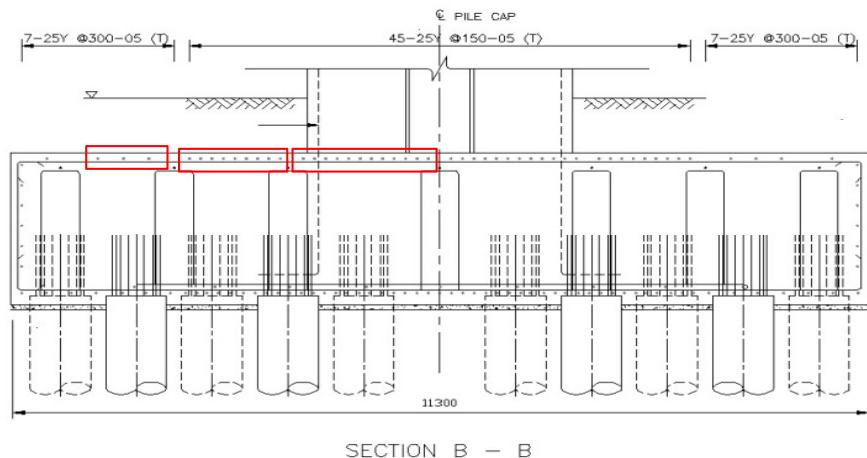


ก) สัญญาณของตำแหน่ง 42/23\_C

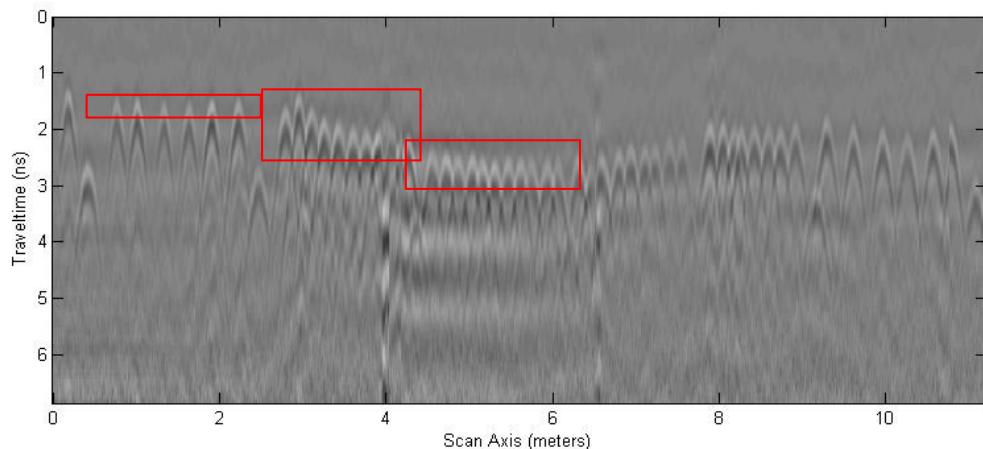


ข) สัญญาณของตำแหน่ง 42/23\_D

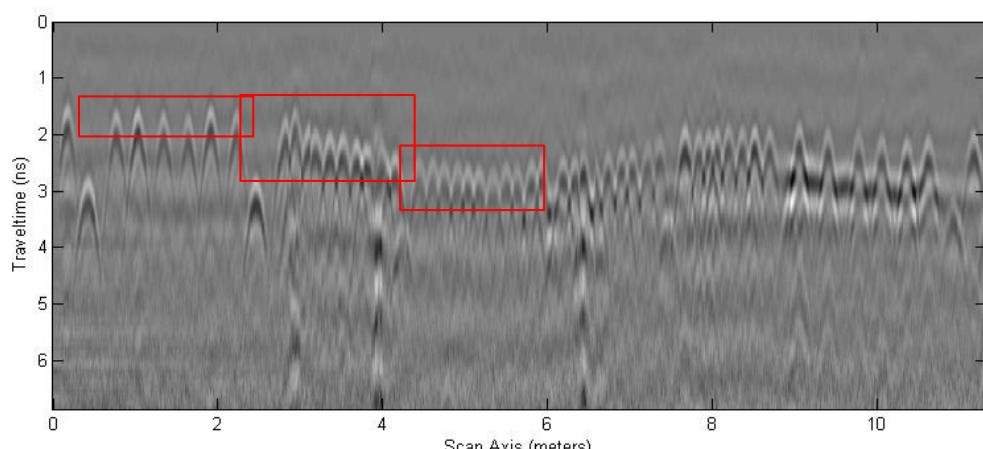
รูปที่ 7.11 ตำแหน่งทดสอบ 42/23



ก) แบบรายละเอียดของตำแหน่ง 42/23



ข) สัญญาณของตำแหน่ง 42/23\_A



ค) สัญญาณของตำแหน่ง 42/23\_B

รูปที่ 7.12 ผลการตรวจสอบของเหล็กเสริมตามแนววางเดี่ยว GPR เทียบกับแบบละเอียดคอนกรีตเสริมเหล็ก

ตารางที่ 7.1 สรุปจำนวนเหล็กที่ตรวจพบด้วยเครื่อง GPR เปรียบเทียบกับปริมาณเหล็กเสริมตามแบบโครงสร้าง

	แบบรายละเอียด คอกกรีตเสริม เหล็ก MLF-6A	33/15	40/16	42/23
เหล็กเสริมตามแนวยาว (เส้นต่อมเมตร)	3	5	3	5
เหล็กเสริมตามแนวขวาง ช่วง 0.5 ถึง 2.10 เมตร (เส้น)	3	4	5	6
เหล็กเสริมตามแนวขวาง ช่วง 2.10 ถึง กึ่งกลาง โครงสร้างฐานราก(เส้น)	21	21	21	22
ระยะห้ามเหล็ก (ม.m.) โดยเฉลี่ยของเหล็กเสริม ขั้นบนสุด	50	129	180	180

### 7.1.5 สรุป

จากผลสรุปได้ว่า ตำแหน่งที่ 40/16 มีเหล็กเสริมตรงตามที่ออกแบบ แต่ตำแหน่งที่ 33/15 และ 42/23 กลับพบว่ามีเหล็กเสริมมากกว่าที่ออกแบบไว้ถึงสองเท่า ซึ่งจากความรุนแรงที่เสียหายของโครงสร้างฐานราก ไม่มีผลสอดคล้องกับจำนวนเหล็กเสริมที่พบ กล่าวคือตำแหน่ง 40/16 มีการแตกร้าวมากที่สุด รองลงมาคือตำแหน่ง 42/23 และ ตำแหน่ง 33/15 ไม่พบการแตกร้าว แต่พบมีจำนวนเหล็กเสริมในโครงสร้างเท่ากัน

## 7.2 การตรวจสอบหาค่าความเครียดที่มีอยู่ในเหล็กเสริมของฐานราก

การตรวจสอบหาค่าความเครียดที่มีอยู่ในเหล็กเสริมของฐานราก เกิดจากแนวคิดที่ว่าโครงสร้างฐานราก มีการหดหรือขยายตัวอาจจะส่งผลให้ความเค้นในเหล็กเสริมมีการเปลี่ยนแปลงไปและอาจส่งผลให้เหล็กเสริม อาจจะเลี้ยวจุดครากได้ ดังนั้นจึงได้ดำเนินการตรวจสอบว่าระดับความรุนแรงของรอยแตกร้าวที่ตรวจพบบนพื้นผิว ของโครงสร้างมีผลมากน้อยเพียงใดต่อเหล็กเสริมในโครงสร้างฐานรากปัจจุบัน

### 7.2.1 วัตถุประสงค์ของการตรวจสอบ

เพื่อตรวจสอบหาความเครียดในเหล็กเสริมที่และทำการเปรียบเทียบระหว่างโครงสร้างฐานรากที่มีความ รุนแรงจากการรอยแตกร้าวแบบ รุนแรง กลาง และไม่มีรอยแตกร้าว เพื่อเก็บข้อมูลเพิ่มเติมหลังจากการ เปิดผิวคอนกรีตออก เช่น ขนาดของเหล็กเสริม สภาพของเหล็กเสริมและความลึกของรอยแตกร้าว

### 7.2.2 วิธีการตรวจสอบ

#### 7.2.2.1 ขั้นตอนการขัดเลือกตำแหน่งที่จะต้องทำการทดสอบหาความเครียดในเหล็กเสริมคือ

- ก) ตำแหน่งที่ทำการทดสอบจะต้องมีรอยร้าวตัดผ่านสำหรับตำแหน่งที่มีรอยแตกร้าว
- ข) เหล็กเสริมที่จะทดสอบจะต้องเป็นเหล็กเสริมที่อยู่ในแนวเดียวกัน เพื่อป้องกันปัญหาที่จะไปกระทบ ต่อโครงสร้างฐานรากได้
- ค) ตำแหน่งที่ทำการทดสอบหาเหล็กเสริมในโครงสร้างฐานรากคือ 33/15, 40/16, และ 42/23 เป็น ตำแหน่งที่ทำการทดสอบน้ำหนักบรรทุกจริงและแต่ละตำแหน่งจะทำการทดสอบทั้งหมด 3 จุด

#### 7.2.2.2 ขั้นตอนการปฏิบัติงาน

- ก) หากตำแหน่งและความลึกของเหล็กเสริม ได้แสดงผลการตรวจสอบด้วย GPR เพื่อหาตำแหน่งเหล็ก เสริมในโครงสร้างฐานรากที่เทียบกับรอยแตกร้าว (Crack Mapping) จากผลการทดสอบดังกล่าวได้ นำมาประยุกต์ใช้ในการทดสอบหาความเครียดของเหล็กเสริมในฐานราก
- ข) เมื่อทราบตำแหน่งเหล็กเสริมและความลึกแล้วจะทำการเปิดผิวคอนกรีตด้วยการเจาะ ดัง รูปที่ 7.13



รูปที่ 7.13 ขั้นตอนการเปิดหลุมเพื่อเตรียมทำการทดสอบ

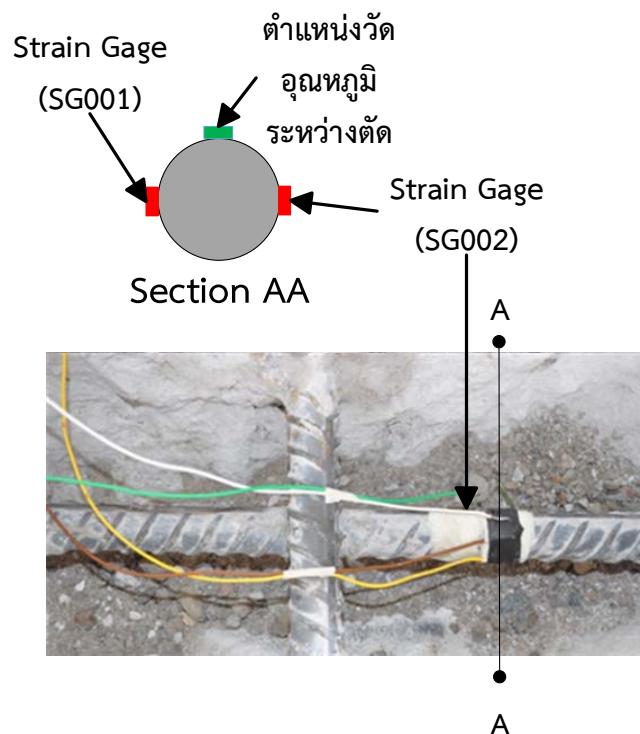
ค) ทำการนำเนื้อคอนกรีตออกด้วยสิ่วเหล็ก (ใช้กำลังคน) เพื่อให้เหล็กเสริมที่จะทำการทดสอบได้รับความกระแทกกระเทือนน้อยที่สุดเพื่อจำกัดไม่ให้ผลที่ได้จากการทดสอบมีค่าความผิดเพี้ยน รูปที่ 7.14 แสดงตำแหน่งที่ได้หลังจากการเปิดเป็นช่องและทำการเก็บข้อมูลเพิ่มเติม



รูปที่ 7.14 ช่องที่ทำการเปิดออกเพื่อเตรียมทดสอบ

#### 7.2.2.3 ขั้นตอนการติดอุปกรณ์ในการวัดอุณหภูมิและความเครียดของเหล็กเสริม

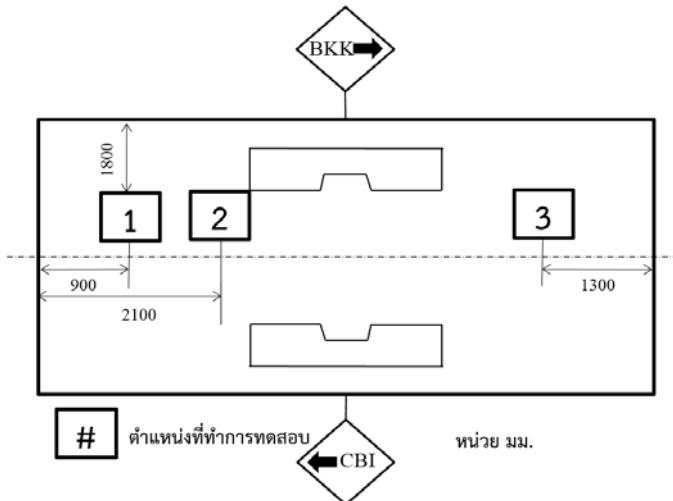
ก) รูปที่ 7.28 แสดงการติดตั้งอุปกรณ์เพื่อวัดค่าความเครียดของเหล็กเสริมและอุณหภูมิ การวัดอุณหภูมิเพื่อวัดค่าที่เปลี่ยนแปลงไปอันเนื่องมากจากการตัดเหล็กเสริม เป็นไปตามหลักการที่ว่า อุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงลงให้เหล็กมีการเปลี่ยนแปลงตามรูปร่างไปด้วย อุปกรณ์ที่ใช้ในการวัดความเค้นคือ strain gage ดังจะกล่าวในบทที่ 5 รูปที่ 3 แสดงถึงตำแหน่งและอุปกรณ์ที่ติดตั้ง ณ ตำแหน่งที่จะทำการวัดความเค้นในเหล็กเสริม



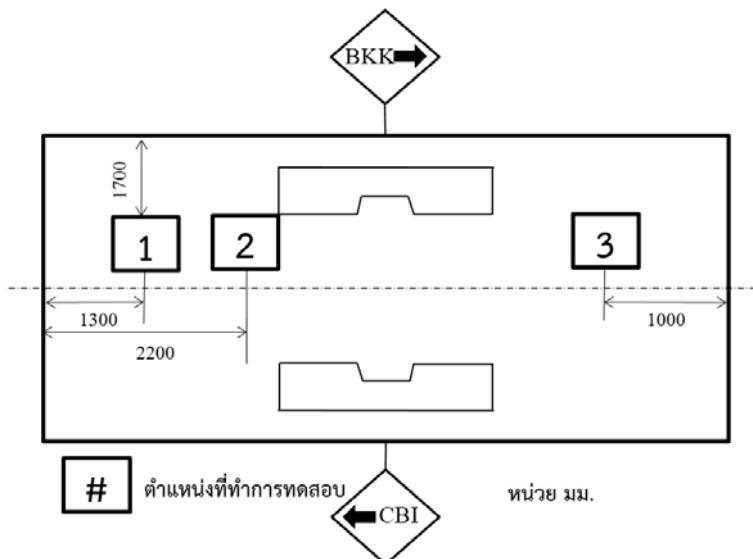
รูปที่ 7.15 ตำแหน่งและอุปกรณ์ที่ติดตั้ง ณ จุดทดสอบ

### 7.2.3 ตำแหน่งที่ทำการทดสอบ

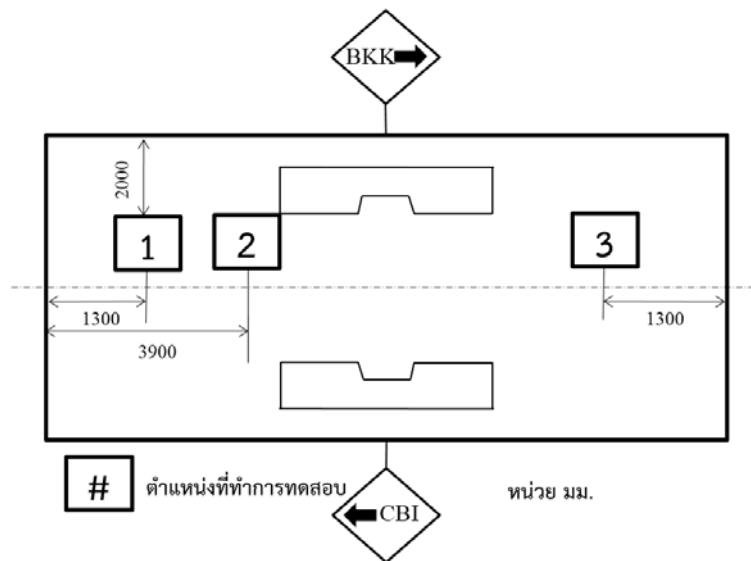
ในการทดสอบครั้งนี้ ทำการทดสอบ 3 ฐานราก คือ ฐานรากหมายเลข 33/15, 40/16, และ 42/23 ทำการทดสอบทั้งหมด 3 ตำแหน่งต่อฐานรากดังรูปที่ 7.16 ถึงรูปที่ 7.18



รูปที่ 7.16 ตำแหน่งที่ทำการทดสอบตัดเหล็กของโครงสร้างฐานราก 33/15



รูปที่ 7.17 ตำแหน่งที่ทำการทดสอบตัดเหล็กของโครงสร้างฐานราก 40/16



รูปที่ 7.18 ตำแหน่งที่ทำการทดสอบติดเหล็กของโครงสร้างฐานราก 42/23

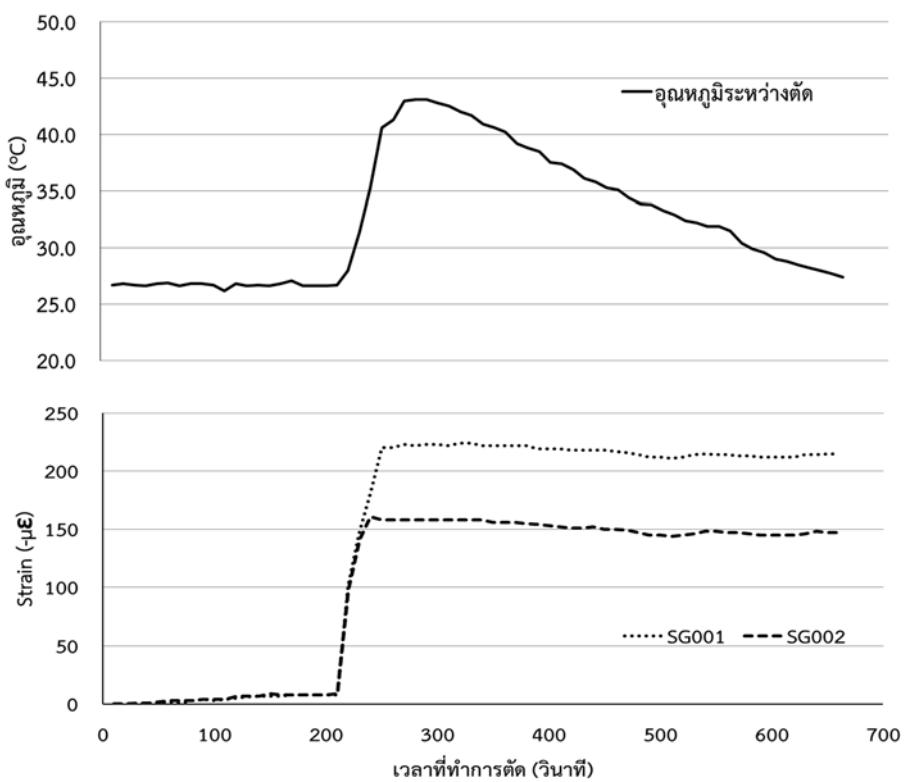
#### 7.2.4 ผลของการตรวจสอบ

ตำแหน่งของการทดสอบของ 33/15 แสดงดังรูปที่ 7.19 ถึง รูปที่ 7.21 ของ 40/16 และดังรูปที่ 7.22 และ รูปที่ 7.24 ของ 42/13 แสดงดังรูปที่ 7.25 และรูปที่ 7.26 (กราฟที่แสดงค่าความเครียดอยู่ในรูปของค่าติดตามหมายคือ การทดสอบตัวของอุปกรณ์ Strain gauge) จากข้อมูลจะเห็นได้อย่างชัดเจนว่าตำแหน่ง 40/16 ที่มีรอยแตกร้าวมากที่สุด ผลของค่าความเครียดที่วัดได้ของเหล็กเสริมก็มากที่สุดคือ 1969 με และตำแหน่ง 33/15 ที่มีรอยแตกร้าวน้อยที่สุด ผลของการทดสอบเหล็กเสริมก็น้อยที่สุด (181 με) เช่นกัน พฤติกรรมของเหล็กเสริมที่ทดสอบหลังจากการตัดมาก ปานกลาง และน้อย เป็นไปตามลำดับของรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นเช่นกัน

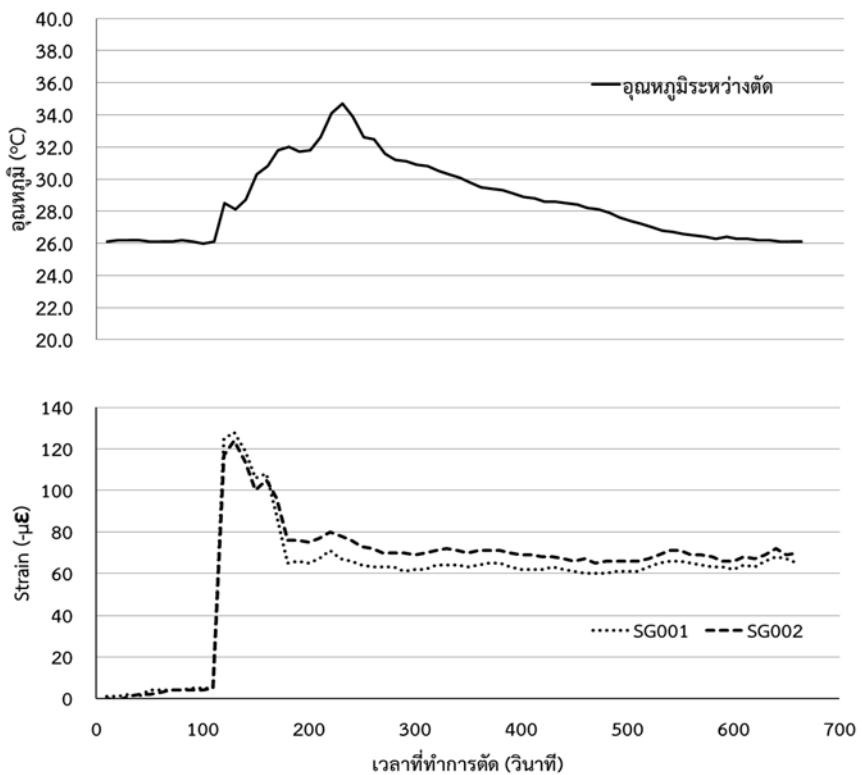
ตารางที่ 7.2 แสดงค่าเฉลี่ยของ Strain ในเหล็กเสริมที่เกิดจากการขยายตัวของโครงสร้างฐานราก และผลของการตัดเหล็กทั้งหมดที่ได้ โดยเลือกค่า Strain ที่วัดได้มีอุณหภูมิคงที่และกลับมาเท่าเดิม (ก่อนทำการตัดเหล็ก) เนื่องจากค่าที่ได้อยู่ในจุดอุณหภูมิความร้อนไม่ผลกระทบต่อค่า Strain

ตารางที่ 7.2 แสดงค่าเฉลี่ยของ Strain ในเหล็กเสริมที่เกิดจากการขยายตัวของโครงสร้างฐานราก

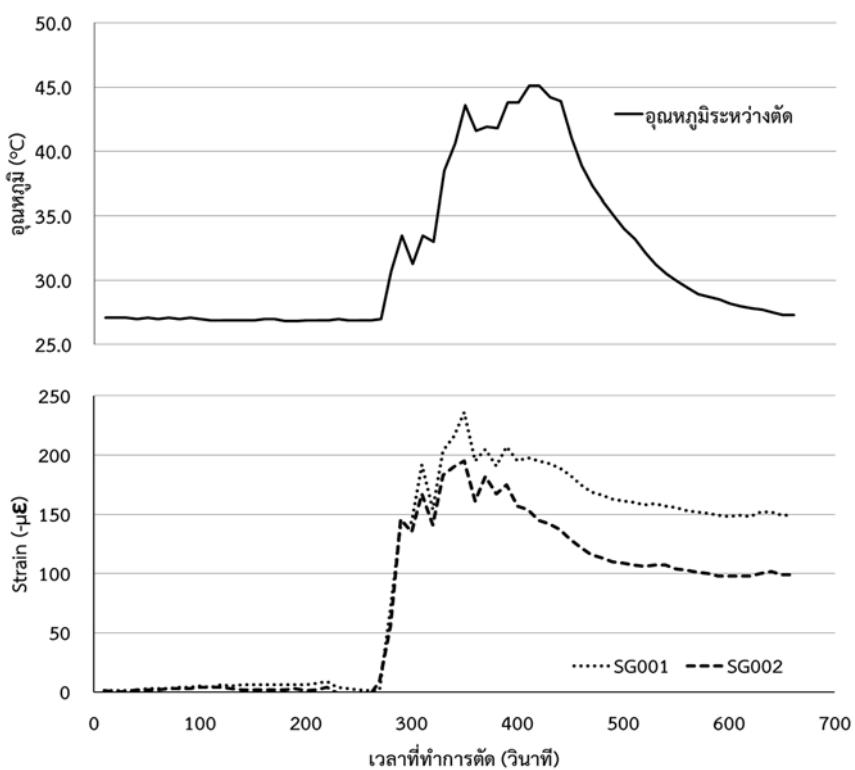
ตำแหน่งโครงสร้าง	จุดวัด Strain ที่ 1 (με)	จุดวัด Strain ที่ 2 (με)	จุดวัด Strain ที่ 3 (με)
33/15	181	124	149
40/16	1845	1969	1630
42/23	อุปกรณ์ชำรุด	1643	1103



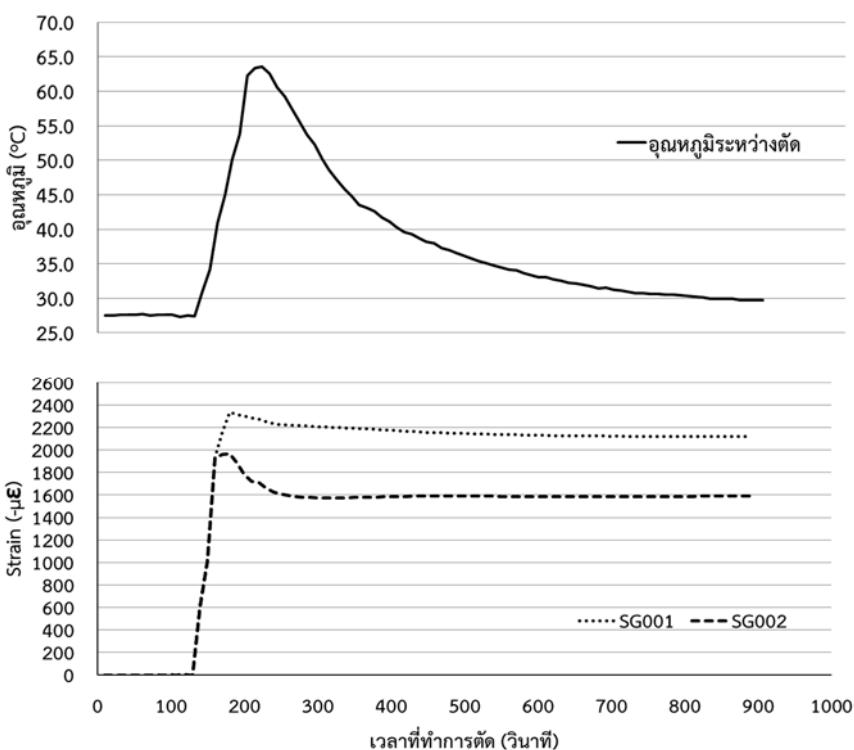
รูปที่ 7.19 ผลของ อุณหภูมิและStrain ตำแหน่งที่ 1 ของฐานราก 33/15



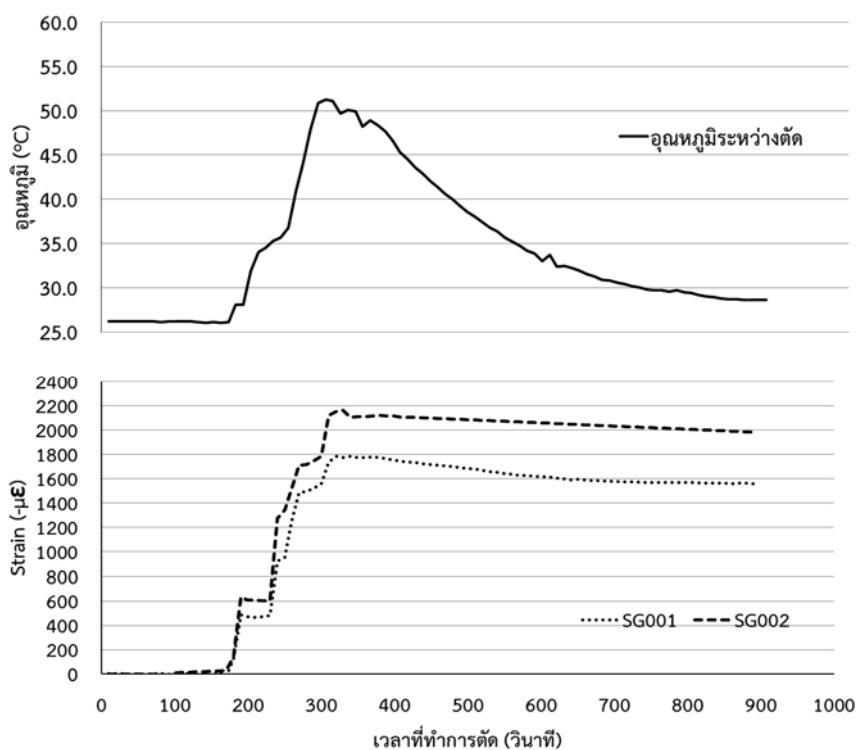
รูปที่ 7.20 ผลของอุณหภูมิและStrain ตำแหน่งที่ 2 ของฐานราก 33/15



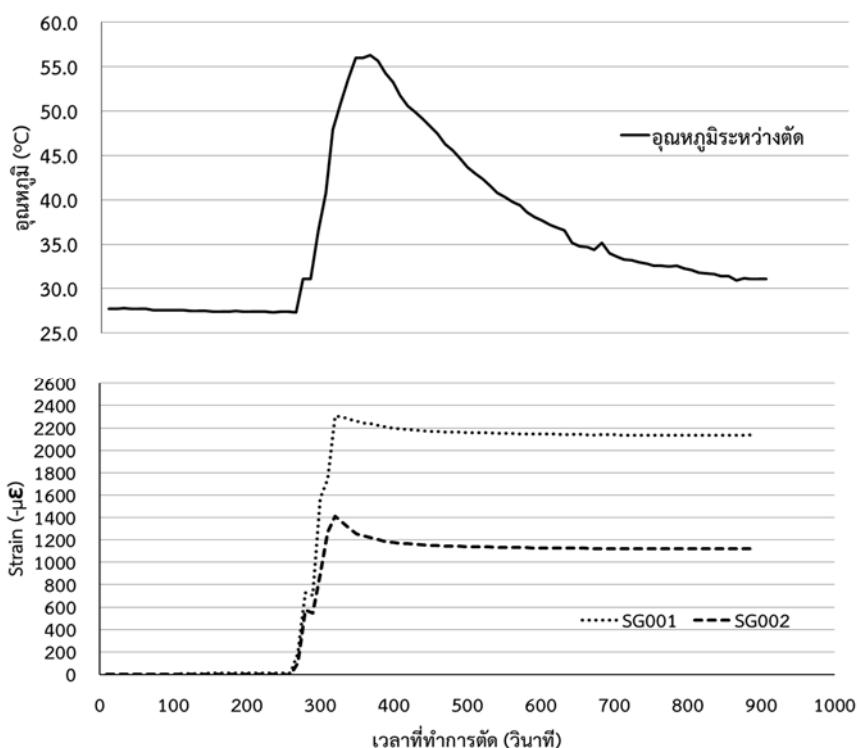
รูปที่ 7.21 ผลของ อุณหภูมิและStrain ตำแหน่งที่ 3 ของฐานราก 33/15



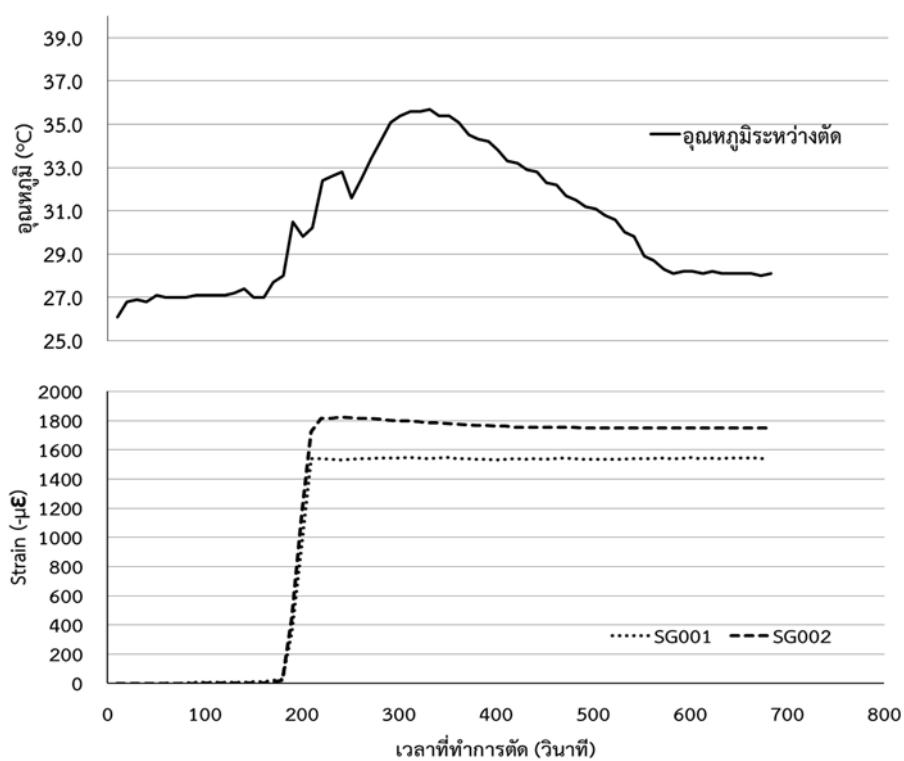
รูปที่ 7.22 ผลของ อุณหภูมิและStrain ตำแหน่งที่ 1 ของฐานราก 40/16



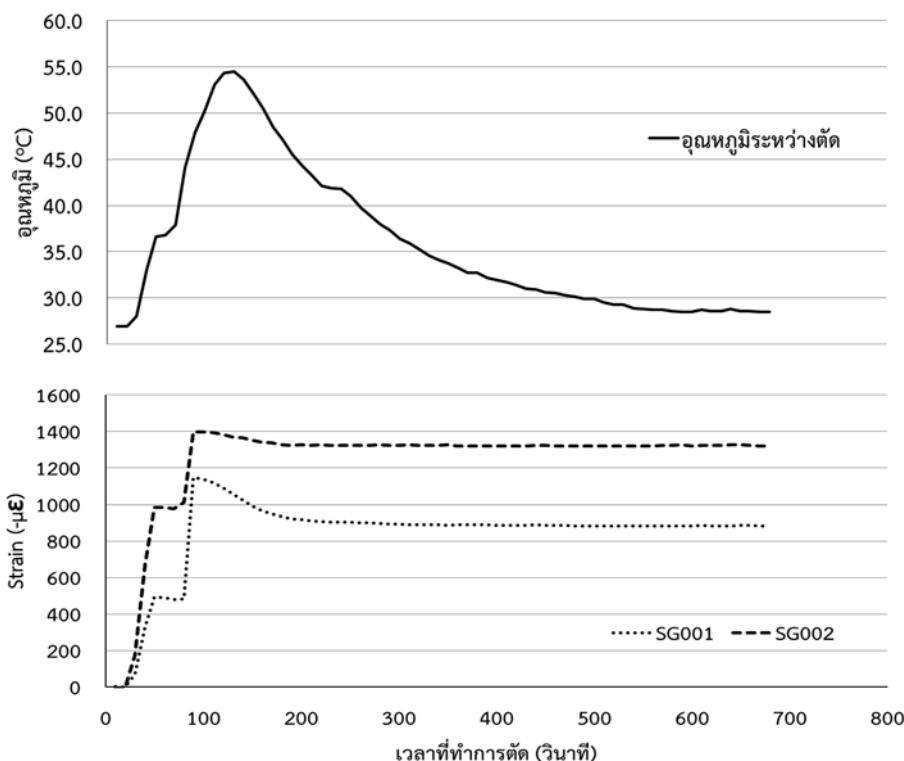
รูปที่ 7.23 ผลของ อุณหภูมิและStrain ตำแหน่งที่ 2 ของฐานราก 40/16



รูปที่ 7.24 ผลของ อุณหภูมิและStrain ตำแหน่งที่ 3 ของฐานราก 40/16



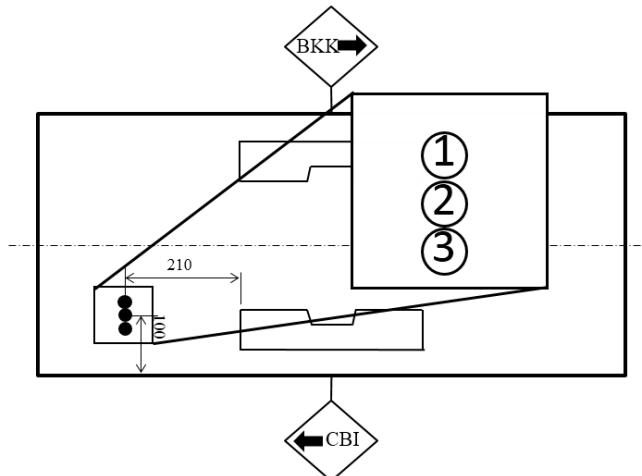
รูปที่ 7.25 ผลของ อุณหภูมิและStrain ตำแหน่งที่ 2 ของฐานราก 42/23



รูปที่ 7.26 ผลของ อุณหภูมิและStrain ตำแหน่งที่ 3 ของฐานราก 42/23

### 7.3 การตรวจความลึกและความกว้างของรอยแตกกร้าว

การสำรวจความลึกและความกว้างของรอยแตกกร้าวของโครงสร้างฐานรากทำการสำรวจเฉพาะโครงสร้างตำแหน่งที่ 25/17 ซึ่งเป็นตำแหน่งโครงสร้างที่อยู่ติดกัน รูปที่ 7.27 แสดงตำแหน่งที่ทำการเจาะสำรวจความลึกและความกว้างของรอยร้าวของฐานราก



รูปที่ 7.27 ตำแหน่งที่เจาะสำรวจของโครงสร้างฐานราก 25/17

#### 7.3.1 วิธีการทำงาน

เริ่มจากการเจาะตามแนวรอยแตกกร้าวยาวลึกประมาณ 350 มม. ดังรูปที่ 7.28 สภาพการเจาะสำรวจเพื่อให้สามารถนำกล้อง Nano Digital (รูปที่ 7.29) ลงไปวัดความกว้างของรอยแตกกร้าว ณ ระยะประมาณ 400 มม. จากผิวนอกโครงสร้างและนำตัวอย่างขึ้นมาตรวจสอบด้วยกล้อง Nano Digital ดังรูปที่ 7.30 การใช้กล้อง Nano Digital สำรวจที่ตัวอย่างคอนกรีตและผิวข้างของรูเจาะ



รูปที่ 7.28 สภาพการเจาะสำรวจรอยร้าว



รูปที่ 7.29 กล้อง Nano Digital



รูปที่ 7.30 การใช้กล้อง Nano Digital สำรวจที่ตัวอย่างคอนกรีต

### 7.3.2 ผลการตรวจสอบ

การสำรวจความกว้างทำได้เพียงตัวอย่างเดียวที่สามารถนำมาหาความกว้าง เนื่องจากตัวอย่างที่เหลือแตกในระหว่างที่ทำการเจาะ รูปที่ 7.31 และความลึกที่วัดได้จากตำแหน่งที่ 1 (ดังรูปที่ 7.27) ความลึกอยู่ 260 มม. และการตรวจร้าวมีลักษณะหลุมเหล็กเสริม筋ไปอีก

รูปที่ 7.32 ถึง รูปที่ 7.34 แสดงความกว้างของรอยแตกร้าวที่วัดได้จากกล้อง Nano Digital ของตัวอย่างที่วัดได้จากรูปที่ 1 ที่ความลึก 150 มม. 200 มม. และที่ปลาย (260 มม.) ได้ความกว้างที่ 1.13 0.50 และ 0.23 มม. ตามลำดับ

รูปที่ 7.35 ถึงรูปที่ 7.37 แสดงความกว้างของรอยแตกร้าวที่วัดได้จากผิวข้างของโครงสร้างฐานรากรูปที่ 1 ที่ระยะ 50 มม. 150 มม. และ 200 มม. วัดความกว้างได้ 1.52 มม. 2.45 มม. และ 1.40 มม. ตามลำดับ

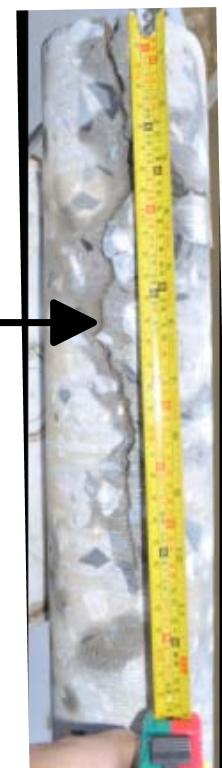
รูปที่ 7.38 ถึงรูปที่ 7.41 แสดงความกว้างของรอยแตกร้าวที่วัดได้จากผิวข้างของโครงสร้างฐานรากรูปที่ 3 ที่ระยะ 50 มม. 100 มม. 150 มม. และ 200 มม. วัดความกว้างได้ 1.44 มม. 0.62 มม. 1.72 มม. และ 2.43 มม. ตามลำดับ

รูปที่ 7.42 แสดงผิวของเหล็กเสริมที่พบ มีลักษณะยังอยู่ในสภาพที่ดี คือไม่มีลักษณะว่าเกิดขึ้นนิมที่ผิวของเหล็กเสริม แม้ว่าอย่างแตกร้าวจะแตกผ่านเหล็กเสริมก็ตาม



รูปที่ 7.31 ตัวอย่างที่ได้จากของตัวอย่างรูปที่ 1 ในรูปที่ 7.27

18/1/2013 16:08:14

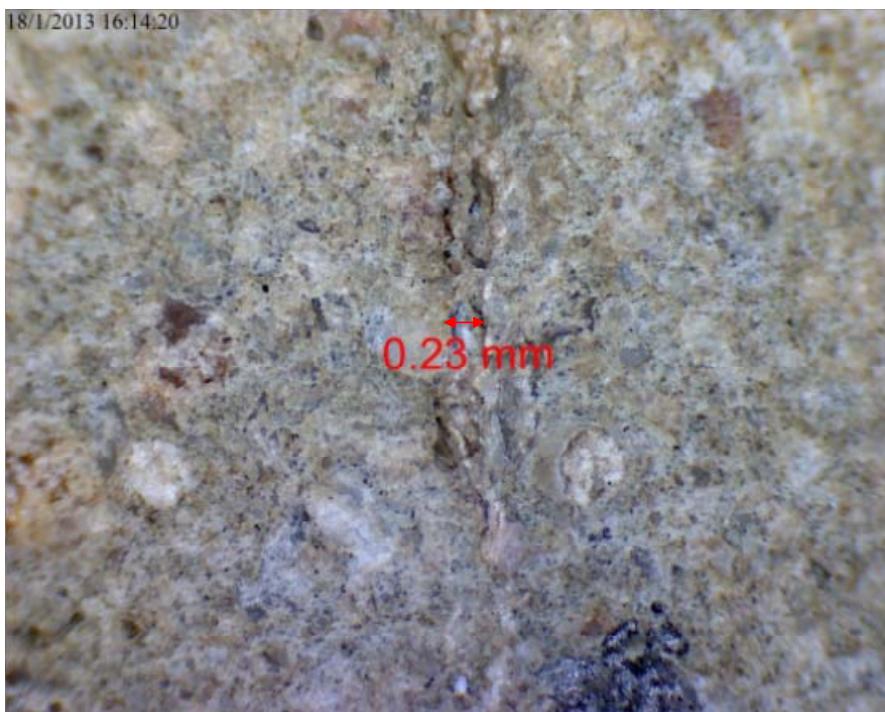


รูปที่ 7.32 ความกว้างของรอยแตกร้าวของตัวอย่างรูที่ 1 ในรูปที่ 7.27 ที่ความลึก 150 มม.

18/1/2013 16:13:14

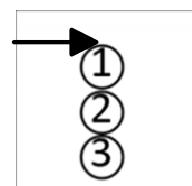
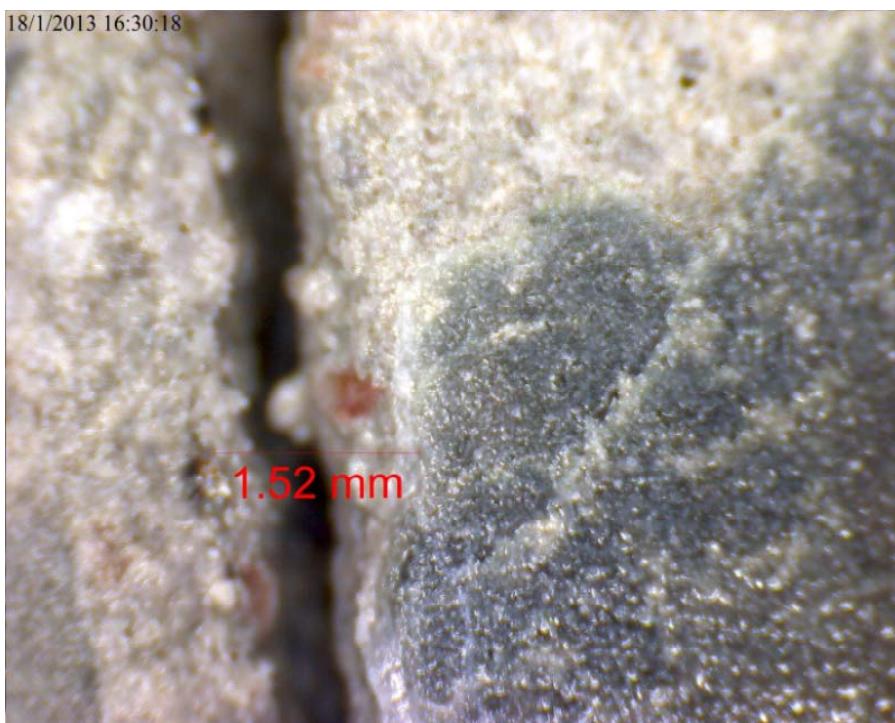


รูปที่ 7.33 ความกว้างของรอยแตกร้าวของตัวอย่างรูที่ 1 ในรูปที่ 7.27 ที่ความลึก 200 มม.



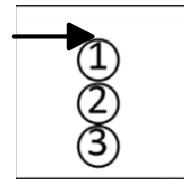
รูปที่ 7.34 ความกว้างของรอยแตกร้าวของตัวอย่างรูที่ 1 ในรูปที่ 7.27 ที่ปลายรอยแตกร้าว

18/1/2013 16:30:18



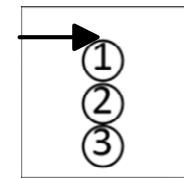
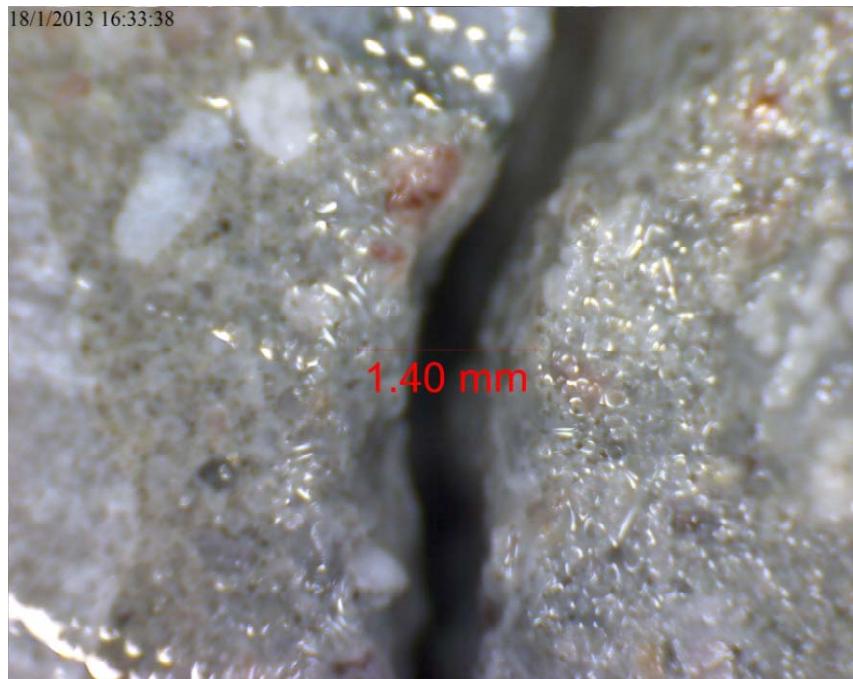
รูปที่ 7.35 ความกว้างของรอยแตกร้าวที่รูที่ 1 ในรูปที่ 7.27 ที่ความลึก 50 มม.

18/1/2013 16:32:29



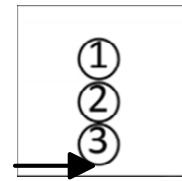
รูปที่ 7.36 ความกว้างของรอยแตกร้าวที่รูที่ 1 ในรูปที่ 7.27 ที่ความลึก 150 มม.

18/1/2013 16:33:38



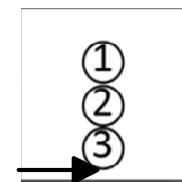
รูปที่ 7.37 ความกว้างของรอยแตกร้าวที่รูที่ 1 ในรูปที่ 7.27 ที่ความลึก 200 มม.

18/1/2013 16:42:10



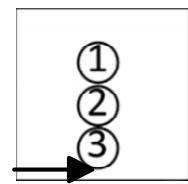
รูปที่ 7.38 ความกว้างของร้อยแทกร้าวที่รูที่ 3 ในรูปที่ 7.27 ที่ความลึก 50 มม

18/1/2013 16:42:46



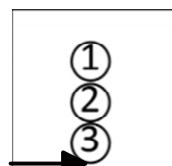
รูปที่ 7.39 ความกว้างของร้อยแทกร้าวที่รูที่ 3 ในรูปที่ 7.27 ที่ความลึก 100 มม

18/1/2013 16:43:17



รูปที่ 7.40 ความกว้างของรอยแตกร้าวที่รูที่ 3 ในรูปที่ 7.27 ที่ความลึก 150 มม

18/1/2013 16:43:51



รูปที่ 7.41 ความกว้างของรอยแตกร้าวที่รูที่ 3 ในรูปที่ 7.27 ที่ความลึก 200 มม



รูปที่ 7.42 เหล็กเสริมที่ตรวจพบยังไม่เกิดสนิม

### 7.3.3 สรุปผล

ตารางที่ 7.3 สรุปผลที่ได้จากการวัดความกว้างของรอยแตกร้าว ณ ตำแหน่งต่างๆ เห็นได้ว่าความกว้างของรอยแตกร้าว เมื่อลึกลงไปความกว้างไม่ได้มีแนวโน้มที่จะน้อยลงและรอยแตกร้าวไม่มีการแตกผ่านหิน แต่กลับมีรอยแตกร้าวยื่นบริเวณข้างหินดังรูปที่ 7.31 รูปที่ 7.35 รูปที่ 7.36 รูปที่ 7.38 รูปที่ 7.39 และรูปที่ 7.41 และยังพบว่าเหล็กเสริมยังไม่มีการเกิดสนิม

ตารางที่ 7.3 ความกว้างของรอยแตกร้าวที่ทำการตรวจสอบจากกล้อง Nano Digital

ความลึกของรอยแตกร้าว (มม.)	ความกว้างของรอยแตกร้าว ณ ตำแหน่งรูปที่ 1 ที่ได้จากตัวอย่างคอนกรีต (มม.)	ความกว้างของรอยแตกร้าว ณ ตำแหน่งรูปที่ 1 ที่ได้จากผิวข้างรูของฐานราก (มม.)	ความกว้างของรอยแตกร้าว ณ ตำแหน่งรูที่ 3 ที่ได้จากผิวข้างรูของฐานราก (มม.)
50	-	1.52	1.44
100	-	-	0.62
150	1.13	2.45	1.72
200	0.50	1.40	2.43
ที่ปลายรอยแตกร้าว	0.23	-	-



**งานส่วนที่ 3: การตรวจสอบและวิเคราะห์หาสาเหตุของความ  
เสียหายในโครงสร้าง**



## บทที่ 8

### การตรวจสอบและวิเคราะห์หาสาเหตุหลักของความเสียหายในฐานราก

#### 8.1 วิธีการจัดเก็บและเตรียมแท่งตัวอย่างคอนกรีตเพื่อการตรวจสอบ

จากข้อมูลที่ได้จากการตรวจสอบความเสียหายของโครงสร้างฐานรากในเบื้องต้น ได้ทำการแบ่งระดับสภาพความเสียหายตามปริมาณและความกว้างของรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้น และเจาะเก็บแท่งตัวอย่างของฐานรากบนดินจำนวน 4 ฐานรากเพื่อเป็นตัวแทนของฐานรากที่มีระดับความเสียหายแตกต่างกัน ได้แก่ ฐานราก 30/07, 30/01, 29/24 และ 30/06 ซึ่งเป็นฐานรากที่มีรอยแตกร้าวมากที่สุด รอยแตกร้าวมาก รอยแตกร้าวปานกลาง และ ไม่มีรอยแตกร้าว ตามลำดับ นอกจากนี้ ได้เก็บตัวอย่างคอนกรีตของฐานรากริมแม่น้ำ จำนวน 1 ฐานราก และเก็บตัวอย่างเพิ่มเติมจาก TOR ได้แก่ ฐานรากบนดินที่เป็นฐานรากเดียวกันกับที่ใช้ทดสอบน้ำหนักบรรทุก จำนวน 3 ฐานราก และฐานรากที่อยู่ใต้ดินจำนวน 2 ฐานราก เพื่อเป็นข้อมูลเพิ่มเติมด้วย ซึ่งฐานรากทั้งหมดที่ทำการเจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีต มีดังนี้

- |                                     |                                   |
|-------------------------------------|-----------------------------------|
| 1) ฐานรากบนดิน                      | จำนวน 4 ฐานราก                    |
| 2) ฐานรากริมแม่น้ำ                  | จำนวน 1 ฐานราก                    |
| 3) ฐานรากที่ทำการทดสอบน้ำหนักบรรทุก | จำนวน 3 ฐานราก (เพิ่มเติมจาก TOR) |
| 4) ฐานรากที่อยู่ใต้ดิน              | จำนวน 2 ฐานราก (เพิ่มเติมจาก TOR) |

ทั้งนี้การหาสาเหตุการแตกร้าวของโครงสร้างฐานราก ได้วิเคราะห์โดยใช้ 4 ฐานรากบนดินที่มีระดับความเสียหายต่างกันเป็นหลัก โดยตรวจสอบหลายอย่าง ได้แก่ ตรวจสอบการเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวม การเกิด Delayed Ettringite Formation รวมถึงวิเคราะห์หาสัดส่วนผสมของคอนกรีต เพื่อนำมาวิเคราะห์ หาความเป็นไปได้ที่ฐานรากได้เกิดรอยแตกร้าวอันเนื่องจากความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชันของคอนกรีต และความเป็นไปได้ในการเกิดรอยแตกร้าวเนื่องจากการทดสอบตัวของฐานราก ส่วนฐานรากที่อยู่ริมตลิ่งแม่น้ำ ฐานรากบนดินที่ใช้ทดสอบน้ำหนักบรรทุก และฐานรากที่อยู่ใต้ดิน จะทำการทดสอบเฉพาะการเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่าง กับมวลรวมและการเกิด Delayed Ettringite Formation โดยวิธี Petrography ด้วยการใช้ SEM/EDX เท่านั้น รายละเอียดการทดสอบการเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างกับมวลรวมในโครงสร้างฐานราก แสดงในตารางที่ 8.1

ตารางที่ 8.1 รายละเอียดการทดสอบการเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างกับมวลรวมในโครงสร้างฐานราก

โครงสร้าง ฐานราก	ระดับความ เสียหาย	วิธีการทดสอบ				หมายเหตุ
		ASTM C289	ASTM C1260	ASTM C1293	Petrography/ SEM/EDX	
30/07	Severe	○	○	○	○	ฐานรากบนดินที่มี ระดับความเสียหาย ต่างกัน
30/01	Moderate	○	○	○	○	
29/24	Moderate	○	○	○	○	
30/06	Low	○	○	○	○	
River	Low	X	X	○	○	ฐานรากริมแม่น้ำ
40/16	Severe	X	X	X	OO	ฐานรากที่ทำการ ทดสอบน้ำหนัก บรรทุก*
42/23	Severe	X	X	X	OO	
33/15	Low	X	X	X	OO	
25/17	Severe	X	X	X	OO	ฐานรากที่อยู่ใต้ดิน*
25/16	Low	X	X	X	OO	

หมายเหตุ: ○ หมายถึงมีการวิเคราะห์, OO หมายถึงมีการวิเคราะห์เพิ่มเติมจาก TOR และ X หมายถึงไม่ทำการวิเคราะห์

## 8.2 การตรวจสอบการเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวม (Alkali – Aggregate Reaction) และการเกิด Delayed Ettringite Formation (DEF)

### 8.2.1 วิธีการดำเนินการ

การทดสอบแนวโน้มการเกิดปฏิกิริยา AAR ของมวลรวมหยาบ ทำการทดสอบโดยตรงกับมวลรวมหยาบที่สกัดออกมาจากคอนกรีตที่ได้จากการทำ Coring ซึ่งการทดสอบกับมวลรวมจะแบ่งออกเป็นการทดสอบทางเคมี (ASTM C289) และการทดสอบโดยหล่อเป็นแท่งมอร์ตาร์ แล้วทดสอบการขยายตัวโดยวิธีเร่ง (ASTM C1260) ในส่วนของการทดสอบกับแท่งตัวอย่างคอนกรีตนั้น จะทดสอบการขยายตัวคงเหลือ (Residual Expansion) ตามมาตรฐาน ASTM C1293 ประกอบกับการทดสอบ Petrography บริเวณรอยต่อระหว่างมอร์ตาร์กับมวลรวมหยาบ เพื่อตรวจหาผลผลิตจากปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวม (AAR) เช่น silica gel ที่เกิดขึ้น โดยมีการทดสอบ SEM/BSE (Scanning electron microscopy with back-scatter electron mode (SEM/BSE)) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy) ร่วมด้วย ซึ่งการทดสอบด้วย SEM/BSE และ EDX นี้ สามารถใช้ในการตรวจสอบการเกิด Ettringite ในตัวอย่างคอนกรีตได้เช่นเดียวกันกับการตรวจสอบ AAR รายละเอียดการทดสอบในแต่ละวิธีมีดังต่อไปนี้

#### 8.2.1.1 การตรวจสอบการเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวมตามวิธี ASTM C289

เป็นการทดสอบความสามารถในการเกิดปฏิกิริยา AAR ของมวลรวมหยาบ โดยจะทำการทดสอบโดยตรงกับมวลรวมหยาบที่สกัดออกมาจากแท่งคอนกรีตที่ได้จากการเจาะเก็บแท่งตัวอย่าง (Coring) ในการทดสอบจะบดมวลรวมหยาบที่ทดสอบให้มีขนาดอนุภาคระหว่าง 150-300 ไมครอน แล้วเก็บตัวอย่างปริมาณ 25 กรัม เพื่อนำมาแข็งในสารละลายนโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) ที่มีความเข้มข้น 1 มอล ปริมาตร 25 มิลลิลิตร ที่อุณหภูมิ 80 องศาเซลเซียส เป็นเวลา 24 ชั่วโมง จากนั้นจึงนำสารละลายนี้ไปกรอง แล้วนำสารละลายนี้มา

วิเคราะห์หาปริมาณซิลิกาที่ละลายอยู่ในสารละลายและปริมาณความเป็นด่างที่ลดลง ( $\text{OH}^-$ ) ซึ่งปริมาณซิลิกาที่ละลายอยู่ในสารละลายสามารถวิเคราะห์โดย Gravimetric Method และปริมาณความเป็นด่างที่ลดลง ( $\text{OH}^-$ ) สามารถวิเคราะห์โดยการไตรเตรท์ (Titration Method)

(a) การคำนวณปริมาณ  $\text{NaOH}$  ที่ลดลง

ทำได้โดยการนำสารละลายที่ได้กล่าวมาแล้วไปหยดด้วยสารละลายฟืนอฟทาลีนและทำการไตรเตรท์ด้วยกรดไฮโดรคลอริก  $\text{HCl}$  ที่มีความเข้มข้น 0.5 มอล ปริมาณความเป็นด่างที่ลดลงสามารถคำนวณได้จากสมการที่ (1)

$$R_c = \left( \frac{20N}{V_1} \right) (V_3 - V_2) \times 1000 \quad (1)$$

โดยที่

$R_c$  คือ ปริมาณความเป็นด่างที่ลดลง (mmol/L)

$N$  คือ normality of  $\text{HCl}$  ที่ใช้ในการไตรเตรท์

$V_1$  คือ ปริมาตรของสารละลายเจือจางที่ใช้ (mL)

$V_2$  คือ ปริมาตรของ  $\text{HCl}$  ที่ใช้ในการหา end point ของ phenolphthalein ในตัวอย่างที่ทดสอบ (mL)

$V_3$  คือ ปริมาตรของ  $\text{HCl}$  ที่ใช้ในการหา end point ของ phenolphthalein ในตัวอย่างควบคุม (mL)

(b) การคำนวณปริมาณซิลิกาที่ละลายอยู่ในสารละลายโดย Gravimetric Method

ปริมาณซิลิกาที่ละลายอยู่ในสารละลายสามารถหาได้จากสมการที่ (2)

$$S_c = 3330 \times W \quad (2)$$

โดยที่

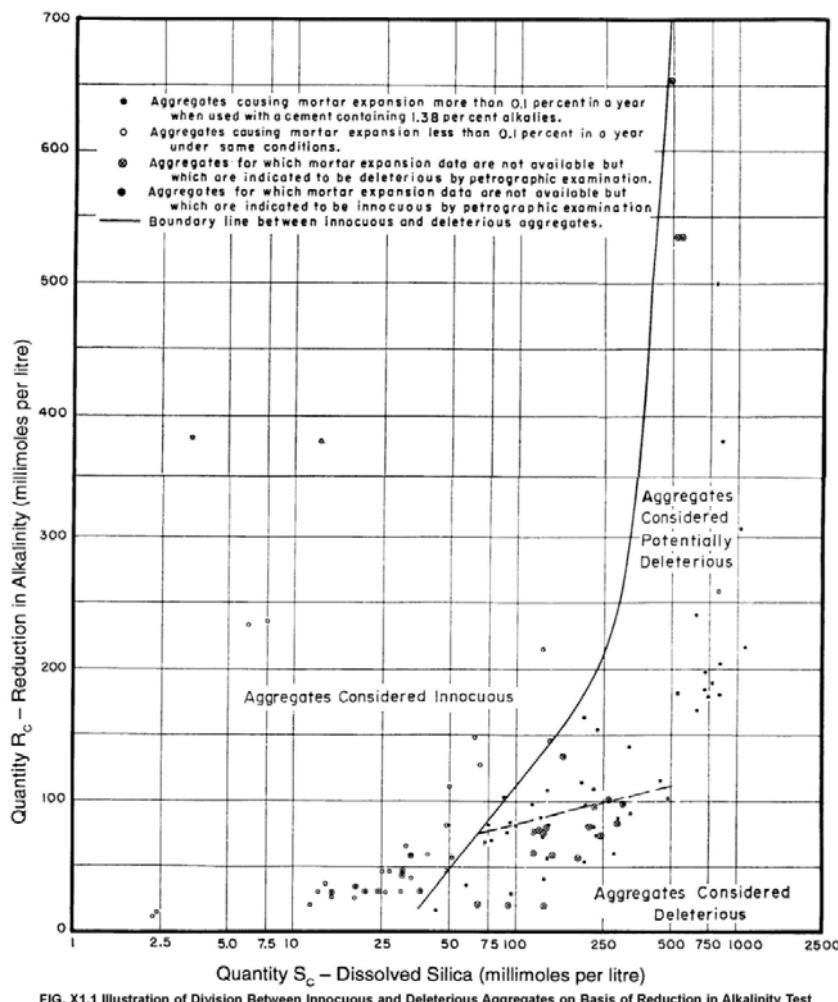
$S_c$  คือ ความเข้มข้นของ  $\text{SiO}_2$  (mmol/L)

$W$  คือ มวลของ  $\text{SiO}_2$  ในสารละลายเจือจาง 100 mL

ตัวอย่างการประเมินการเกิด ปฏิกิริยา AAR ของมวลรวมหยาบจากผลการวิเคราะห์ปริมาณซิลิกาที่อยู่ในสารละลายและปริมาณความเป็นด่างที่ลดลง ( $\text{OH}^-$ ) แสดงอยู่ในรูปที่ 8.1 ซึ่งสามารถประเมินการเกิดปฏิกิริยา AAR ของมวลรวมหยาบได้ดังนี้

- 1) ถ้าค่าปริมาณซิลิกาในสารละลายและความเป็นด่างที่ลดลงของมวลรวมที่ได้อยู่เหนือเส้นทึบ บ่งชี้ว่ามวลรวมนั้นมีแนวโน้มในการเกิดปฏิกิริยา AAR
- 2) ถ้าค่าปริมาณซิลิกาในสารละลายและความเป็นด่างที่ลดลงของมวลรวมที่ได้อยู่ใต้เส้นทึบแต่อยู่เหนือเส้นประ บ่งชี้ว่ามวลรวมนั้นมีแนวโน้มในการเกิดปฏิกิริยา AAR

- 3) ถ้าค่าปริมาณซิลิกาในสารละลายและความเป็นด่างที่ลดลงของมวลรวมที่ได้ อยู่ใต้ทั้งเส้นทึบ และเส้นประ บ่งชี้ว่ามวลรวมนั้นมีความสามารถในการเกิดปฏิกิริยา AAR



รูปที่ 8.1 ตัวอย่างการประเมินแนวโน้มในการเกิดปฏิกิริยา AAR ของมวลรวมหยาบจากปริมาณซิลิกาในสารละลายและความเป็นด่างที่ลดลง [1]

#### 8.2.1.2 การตรวจสอบการเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวมตามวิธี ASTM C1260

เป็นการทดสอบความสามารถในการเกิดปฏิกิริยา AAR ของมวลรวมหยาบในแท่งมอร์ตาร์ โดยใช้วิธีการวัดการขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์ ที่อยู่ในสภาพที่ช่วยเร่งปฏิกิริยา AAR

ในการทดสอบจะต้องทำการแยกมวลรวมหยาบออกมาจากคอนกรีตที่ได้จากการเจาะเก็บแท่งตัวอย่าง (Coring) แล้วนำมวลรวมหยาบมาบดและคัดขนาดให้ได้ขนาดและปริมาณดังแสดงในตารางที่ 8.2 ขั้นตอนการเตรียมมวลรวมหยาบสำหรับใช้ในการทดสอบตามวิธี ASTM C1260 แสดงได้ในรูปที่ 8.2 จากนั้นนำมวลรวมหยาบที่ทำการจัดขนาดคละแล้วไปใช้ในการหล่อแท่งมอร์ตาร์ขนาด  $25 \times 25 \times 285$  มิลลิเมตร โดยใช้ปุนซีเมนต์ 1 ส่วนต่อมวลรวมหยาบที่คัดขนาดแล้ว 2.25 ส่วน จากนั้นทำการแกะแบบหล่อที่อายุ 1 วันและวัดความยาว

เริ่มต้น แล้วนำแท่งตัวอย่างไปแข็งในน้ำที่มีอุณหภูมิ 80 องศาเซลเซียส เป็นเวลา 24 ชั่วโมงแล้ววัดค่าความยาวเริ่มต้น (zero reading) หลังจากนั้น แข็งแท่งตัวอย่างในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ ( $\text{NaOH}$ ) ความเข้มข้น 1 มอล ที่อุณหภูมิ 80 องศาเซลเซียส (รูปที่ 8.3) และวัดความยาวที่เปลี่ยนแปลงไปเป็นระยะๆ เป็นระยะเวลา 14 วันโดยใช้เครื่องวัดความยาว (Length Comparator) (รูปที่ 8.4) และคำนวณค่าการขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์



รูปที่ 8.2 ขั้นตอนการเตรียมมวลรวมหยาบสำหรับใช้ในการทดสอบตามวิธี ASTM C1260



a) เตาอบ



b) ควบคุมอุณหภูมิ 80 องศาเซลเซียส



c) แท่งตัวอย่างมอร์ตาร์แข็งในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์

รูปที่ 8.3 การทดสอบการขยายตัวเนื่องจากปฏิกิริยาระหว่างอัลคาไลและมวลรวม

ตารางที่ 8.2 ขนาดคละของมวลรวมที่ใช้ในการทดสอบตามวิธี ASTM C1260

Sieve Size		Mass, %
Passing	Retained on	
4.75 mm (No. 4)	2.36 mm (No. 8)	10
2.36 mm (No. 8)	1.18 mm (No. 16)	25
1.18 mm (No. 16)	600 µm (No. 30)	25
600 µm (No. 30)	300 µm (No. 50)	25
300 µm (No. 50)	150 µm (No. 100)	15



รูปที่ 8.4 เครื่องมือวัดความยาวของตัวอย่างทดสอบ (Length comparator)

#### 8.2.1.3 การทดสอบการขยายตัวคงเหลือ (Residual Expansion)

เป็นการทดสอบการขยายตัวคงเหลือ (Residual Expansion) เนื่องจากปฏิกิริยา AAR ของแท่งตัวอย่าง คอนกรีตจากโครงสร้าง โดยประยุกต์การทดสอบตามวิธี ASTM 1293 ทั้งนี้เพื่อเป็นการประเมินแนวโน้มการขยายตัวของคอนกรีตที่สามารถเกิดขึ้นได้ในอนาคต โดยทำการทดสอบการขยายตัวภายใต้สภาวะเร่งในห้องปฏิบัติการ โดยวางแท่งคอนกรีตที่ได้จากการเจาะเก็บตัวอย่างทดสอบ (coring) ในอ่างน้ำที่มีอุณหภูมิ 38 องศาเซลเซียส และทำการวัดความยาวที่เปลี่ยนแปลงไปเป็นระยะๆ โดยใช้เครื่องมือวัดความยาวแบบ contact gauge (รูปที่ 8.5) และ Length comparator (รูปที่ 8.4) และคำนวณค่าการขยายตัวของแท่งคอนกรีต



รูปที่ 8.5 เครื่องมือวัดความยาวแบบ Contact gauge

ในการวัดด้วย Length comparator ต้องมีการติดหมุดบริเวณหัวและท้ายของแท่งตัวอย่างคอนกรีตให้ได้ระนาบเดียวกันเพื่อสามารถใช้วัดกับเครื่อง Length Comparator ได้ โดยการหาจุดกึ่งกลางของตัวอย่างดังแสดงในรูปที่ 8.6 เมื่อได้จุดกึ่งกลางแล้ว นำแท่งตัวอย่างมาวางบนเครื่องเจาะหมุด (Geared head drill press) (แสดงในรูปที่ 8.7) โดยใช้จากเหล็กสามเหลี่ยมเป็นตัวรับ และใช้ตัวล็อกดันแท่งตัวอย่างเพื่อทำให้แท่งตัวอย่างอยู่นิ่งขณะที่กำลังเจาะแท่งตัวอย่างตรงจุดกึ่งกลาง ดังแสดงในรูปที่ 8.8 และ รูปที่ 8.9



รูปที่ 8.6 การหาจุดกึ่งกลางของตัวอย่างโดยใช้เวอร์เนียร์



รูปที่ 8.7 เครื่องเจาะให้เด่นวนระนาบ (Geared head drill press)



รูปที่ 8.8 การใช้จากเหล็กสามเหลี่ยมเป็นตัวรับ



รูปที่ 8.9 การล็อกดันแท่งตัวอย่างขณะเจาะ

เมื่อเจาะรูแห้งตัวอย่างแล้ว ผสม Epoxy และนำใส่เข้าไปในรูที่เจาะไว้ ดังแสดงในรูปที่ 8.10 จากนั้นนำหมุดใส่ลงไปในรูที่เจาะ แล้วใช้แผ่น Acrylic (รูปที่ 8.11) เป็นตัวบังคับเพื่อให้หมุดอยู่ในแนวตั้ง และป้องกันไม่ให้หมุดขยับในขณะที่ Epoxy ยังไม่แข็งตัว รูปที่ 8.12 แสดงแห้งตัวอย่างคอนกรีตที่ติดหมุดเรียบร้อยแล้ว



รูปที่ 8.10 ผสม Epoxy และนำใส่เข้าไปในรูที่เจาะไว้



รูปที่ 8.11 แผ่น Acrylic



รูปที่ 8.12 แห้งตัวอย่างคอนกรีตที่ติดหมุดเรียบร้อยแล้ว

หลังจากติดหมุดสำหรับการวัดด้วยเครื่อง Length Comparator แล้ว ก็ทำการติดหมุด Demec (รูปที่ 8.13) สำหรับการวัดความยาวที่เปลี่ยนแปลงไปแบบ Contact gauge หรือ Demec gauge ซึ่งก่อนที่จะติดหมุด ต้องทำการกำหนดตำแหน่งที่ติดโดยใช้แห้งเทียบตำแหน่ง ดังแสดงในรูปที่ 8.14 และ รูปที่ 8.15 จากนั้นนำแห้งตัวอย่างที่ได้ไปขัดปรับระดับด้วยกระดาษทราย และผสม Epoxy ทาบริเวณพื้นผิวน้ำที่ได้รับการขัดแล้ว จากนั้นติดหมุดจำนวน 2 หมุด บนตำแหน่งที่กำหนดไว้ในระนาบเดียวกัน รูปที่ 8.16 แสดงแห้งตัวอย่างคอนกรีตที่ติดหมุด Demec เรียบร้อยแล้ว หลังจากนั้น นำแห้งตัวอย่างคอนกรีตที่ติดหมุดแล้วทั้งหมด (รูปที่ 8.17) ไปแขวนในอ่างน้ำที่ได้จัดทำขึ้น (รูปที่ 8.18) เพื่อควบคุมให้ได้อุณหภูมิ 38 องศาเซลเซียส ตลอดการทดสอบ และทำการวัดการขยายตัว



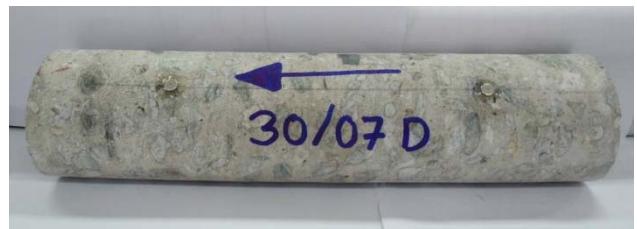
รูปที่ 8.13 หมุด Demec สำหรับ Contact gauge



รูปที่ 8.14 การกำหนดตำแหน่งที่ติด



รูปที่ 8.15 ติดหมุดบนตำแหน่งที่กำหนด



รูปที่ 8.16 แท่งตัวอย่างคอนกรีตที่ติดหมุด Demec  
เรียบร้อยแล้ว



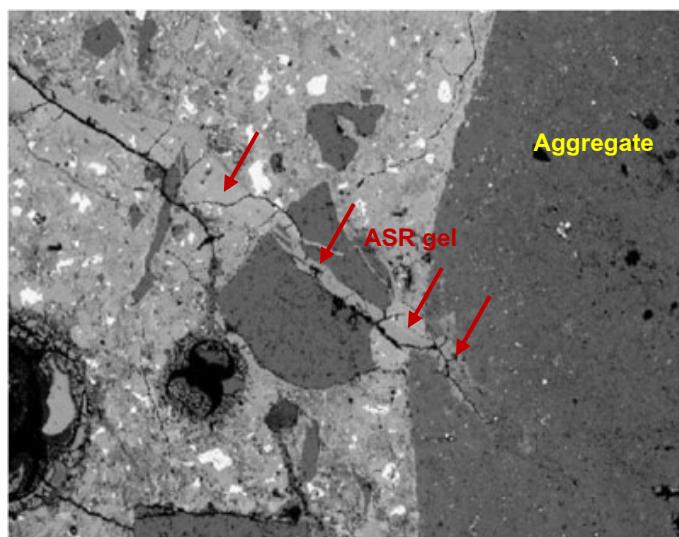
รูปที่ 8.17 ตัวอย่างที่ติดหมุดแล้ว



รูปที่ 8.18 อ่างน้ำที่ควบคุมอุณหภูมิที่ 38 องศาเซลเซียส

#### 8.2.1.4 การวิเคราะห์ Petrography และการวิเคราะห์ด้วย SEM (Scanning Electron Microscope) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy)

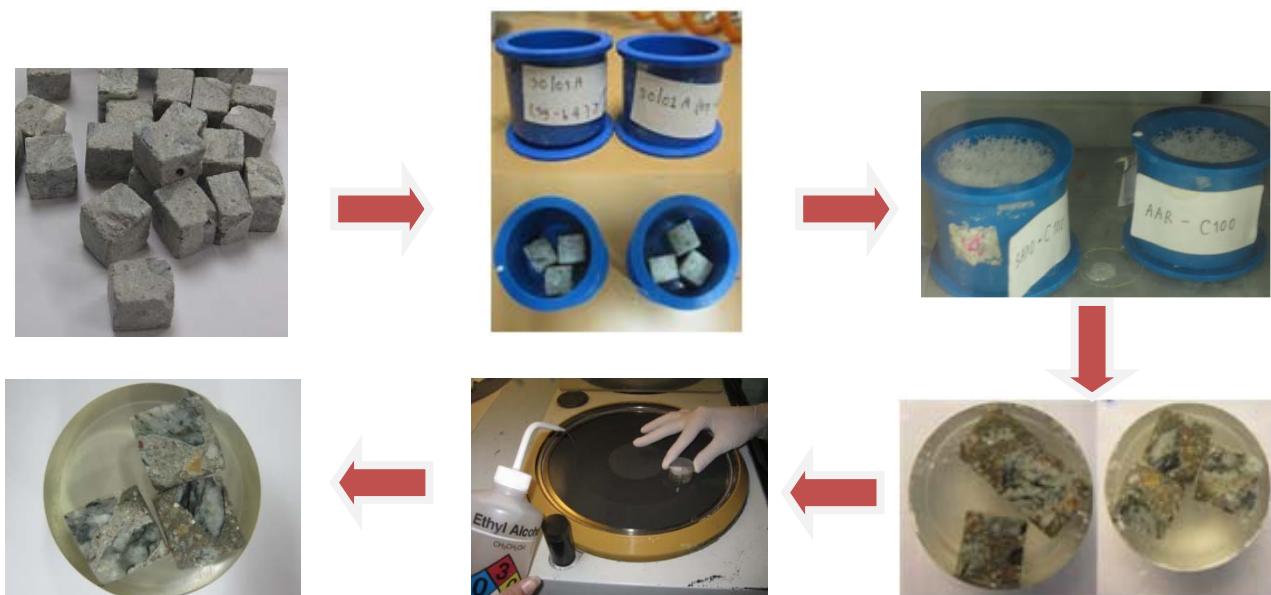
เป็นการวิเคราะห์ความเสียหายและผลผลิตจากปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวมบริเวณมวลรวมและรอยต่อระหว่างมอร์ตาร์และมวลรวมหยาบโดยการถ่ายภาพที่มีกำลังขยายสูงบริเวณรอยต่อนั้น ในการวิเคราะห์ จะต้องทำการเตรียมตัวอย่างทดสอบ แล้วนำมาวิเคราะห์ด้วย Scanning Electron Microscope (SEM) โดยใช้เทคนิคการถ่ายภาพแบบ Backscattered electron image (BSE) เพื่อที่จะสามารถถ่ายภาพของผลผลิตจากปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวมที่ชัดเจนมากขึ้น รูปที่ 8.19 เป็นตัวอย่างภาพถ่าย BSE (Backscattered electron image) ของคอนกรีตที่เกิดความเสียหายจากปฏิกิริยา AAR ซึ่งสามารถสังเกตเห็นผลผลิตจากปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวมอยู่ตามรอยแตกร้าวตั้งแต่บริเวณอนุภาคของมวลรวมหยาบมาจนถึงบริเวณเนื้อมอร์ตาร์



รูปที่ 8.19 ภาพถ่าย BSE (Backscattered electron image) ของคอนกรีตที่เกิดความเสียหายจาก AAR [2]

สำหรับการเตรียมตัวอย่างสำหรับวิเคราะห์ Petrography และการวิเคราะห์ด้วย SEM (Scanning Electron Microscope) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy) ทำโดยการตัดแต่งตัวอย่างคอนกรีตเป็นชิ้นเล็กๆ ขนาด  $1 \times 1 \times 1$  ซม. ด้วยใบตัดเพชร และทำการหั่นหัวหัวก่อนนำตัวอย่างไปหล่อเรซิน โดยใช้เครื่องดูดสูญญากาศเพื่อให้เรซินแทรกเข้าไปในช่องว่างในตัวอย่าง และทิ้งตัวอย่างไว้ 24 ชั่วโมงเพื่อให้เรซินแข็งตัว หลังจากนั้น ขัดผิวน้ำตัวอย่างที่หล่อเรซินแล้วให้เรียบโดยใช้กระดาษทรายเบอร์ 400, 800 และ 1,200 ตามลำดับ และขัดด้วยผงเพชรขนาด 9, 3, และ 1 ไมครอน ตามลำดับ ซึ่งตลอดขั้นตอนการขัด ได้ใช้อุปกรณ์ เป็นสารหล่อลื่น

รูปที่ 8.20 แสดงขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างสำหรับวิเคราะห์ Petrography และการวิเคราะห์ด้วย SEM (Scanning Electron Microscope) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy) รูปที่ 8.21 แสดงเครื่อง SEM (Scanning Electron Microscope) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy)

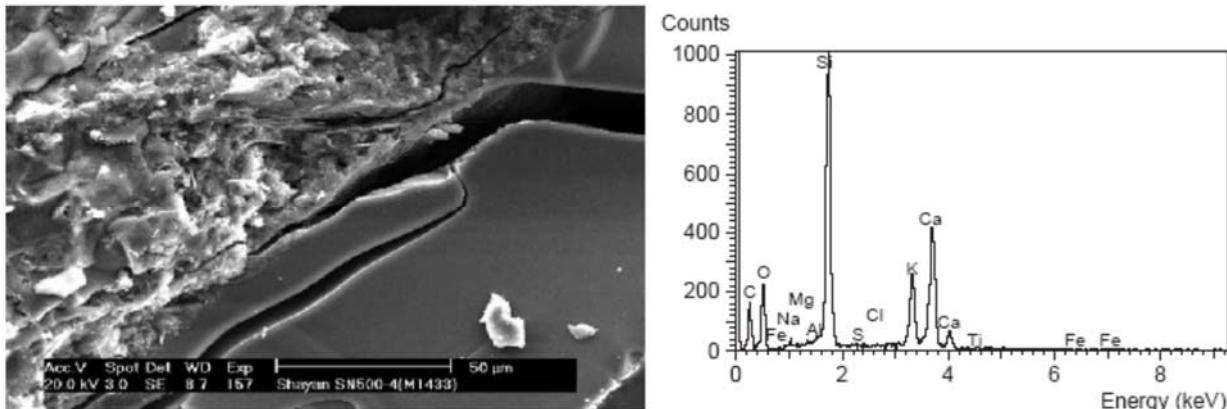


รูปที่ 8.20 ขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างสำหรับวิเคราะห์ Petrography และการวิเคราะห์ด้วย SEM (Scanning Electron Microscope) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy)

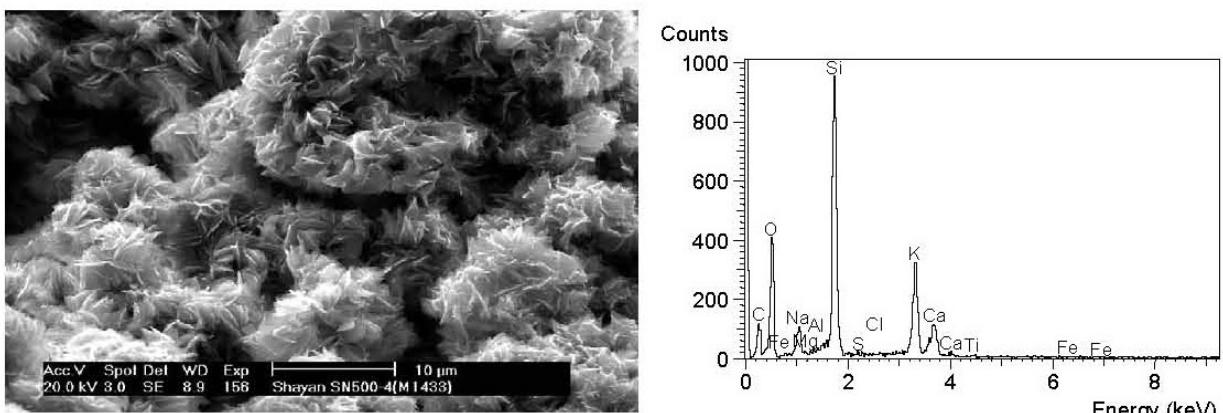


รูปที่ 8.21 เครื่อง SEM (Scanning Electron Microscope) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy)

วิธีนี้เป็นการนำคอนกรีตมาวิเคราะห์โครงสร้างระดับจุลภาค เพื่อตรวจหาผลผลิตจากการเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวมที่เกิดขึ้นในเนื้อคอนกรีต ซึ่งโดยทั่วไปจะเกิดเป็น silica gel หรือผลึก (Crystalline AAR product) ดังแสดงในรูปที่ 8.22 และ รูปที่ 8.23 ตามลำดับ และจะใช้ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy) เพื่อตรวจสอบธาตุที่เป็นองค์ประกอบของ silica gel หรือผลึก (Crystalline AAR product) ที่เกิดขึ้นจากการเกิด AAR ซึ่งจะพบได้ว่ามีปริมาณของธาตุ Si, Na และ K ค่อนข้างสูงเมื่อเทียบกับผลผลิตจากปฏิกิริยาไฮเดรชันของปูนซีเมนต์กับน้ำ



รูปที่ 8.22 ผลการวิเคราะห์ SEM (Scanning Electron Microscope) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy) ของ silica gel [3]



รูปที่ 8.23 ผลการวิเคราะห์ SEM (Scanning Electron Microscope) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy) ของผลึก (Crystalline AAR product) [3]

การวิเคราะห์ด้วย SEM (Scanning Electron Microscope) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy) สามารถใช้ในการตรวจสอบการเกิด Ettringite ในตัวอย่างคอนกรีตได้เช่นเดียวกัน โดยการตรวจสอบการเกิด Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์ หรือ Ettringite ที่อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) และตามช่องว่างของรอยแตกคร้ำ ซึ่งถ้าหากวิเคราะห์รأت้องค์ประกอบของ Ettringite ด้วย EDX จะมีปริมาณของธาตุ Ca, S, และ Al สูงและปริมาณของธาตุ Ca, S, และ Al นั้นเรียงจากมากไปน้อยตามลำดับ

### 8.2.1.5 การตรวจสอบความเป็นไปได้ของการเกิด External Delayed Ettringite Formation เนื่องจากชั้ลเฟตที่เข้ามายังสิ่งแวดล้อม

ถึงแม้ว่าการเกิด Ettringite จะสามารถตรวจสอบได้โดยการวิเคราะห์ด้วย SEM (Scanning Electron Microscope) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy) แต่ก็ยังไม่สามารถสรุปได้ชัดเจนว่าเป็น Ettringite ที่เกิดจาก Internal Delayed Ettringite Formation (DEF) ซึ่งเกี่ยวข้องกับอุณหภูมิของคอนกรีต หรือเป็น Ettringite ที่เกิดจากการทำปฏิกิริยาของชั้ลเฟตที่เข้ามายังสิ่งแวดล้อม ซึ่งจะเรียกว่า External Delayed Ettringite Formation ทั้งนี้เนื่องจากทั้งสองกลไกนี้สามารถผลิต Ettringite ได้ เช่นกัน ดังนั้นจึงทำการตรวจสอบความเป็นไปได้ของการเกิด External Delayed Ettringite Formation เนื่องจากชั้ลเฟตที่อาจเข้ามายังสิ่งแวดล้อมเพิ่มเติมด้วย โดยการวิเคราะห์ด้วย SEM (Scanning Electron Microscope) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy) ในตัวอย่างคอนกรีตที่ระดับความลึก 100 เมตร แล้วตรวจสอบการเกิด Ettringite เปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการตรวจสอบในคอนกรีตที่ระดับความลึก 30 เมตร ถ้า Ettringite ที่เกิดขึ้นในตัวอย่างนั้น เกิดจากการทำปฏิกิริยาของชั้ลเฟตที่มาจากการสิ่งแวดล้อม ปริมาณ Ettringite ที่พบที่ระดับความลึก 100 เมตร มีน้อยกว่าในคอนกรีตที่ระดับความลึก 30 เมตร ทั้งนี้เนื่องจากสารละลายชั้ลเฟตจากสิ่งแวดล้อมจะแทรกซึมเข้าไปถึงที่ความลึก 100 เมตรได้ยาก

นอกจากนี้ ยังมีการทดสอบเพื่อยืนยันผลโดยการหาปริมาณชัลเฟตในดินและการวิเคราะห์อุณหภูมิในคอนกรีตเพิ่มเติมด้วย เพื่อเป็นการตรวจสอบความเป็นไปได้ของการเกิดการเสื่อมสภาพของคอนกรีตเนื่องจากชัลเฟตจากสิ่งแวดล้อม ซึ่งทำให้เกิด Ettringite ได้ เช่นเดียวกับ Internal DEF ซึ่งการหาปริมาณชัลเฟตในดินนั้น สามารถทำได้ด้วยการนำดินที่เก็บมาจากบริเวณใกล้ฐานรากที่ได้ทำการตรวจสอบมาตรฐาน ASTM C1580 ในดินตามมาตรฐาน ASTM C1580

### 8.2.2 ผลการตรวจสอบตัวอย่างของฐานรากบนดิน

#### 8.2.2.1 ผลการตรวจสอบการเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวมตามวิธี ASTM C289

ได้ทำการสกัดมวลรวมหมายของมาจากการทดสอบที่ได้จากการเจาะเก็บแท่งตัวอย่าง (Coring) แล้ว บดมวลรวมหมายให้มีขนาดอนุภาคระหว่าง 150-300 ไมครอน เพื่อนำไปใช้ในการทดสอบความสามารถของ การเกิดปฏิกิริยา AAR ของมวลรวมหมาย โดยวิเคราะห์หาปริมาณซิลิกาที่ละลายอยู่ในสารละลายและปริมาณ ความเป็นด่างที่ลดลง ( $\text{OH}^-$ ) ซึ่งผลการทดสอบความสามารถของการเกิดปฏิกิริยา AAR ของมวลรวมหมายที่สกัด ออกจากแท่งตัวอย่างคอนกรีต แสดงในรูปที่ 8.24

จากการทดสอบพบว่า มวลรวมหมายที่สกัดจากฐานราก 30/07, 30/01, 29/24 และ 30/06 มีค่า ปริมาณซิลิกาในสารละลายและความเป็นด่างที่ลดลงของมวลรวม แสดงอยู่เหนือเส้นทึบ ซึ่งเป็นขอบเขตที่บ่งชี้ว่า มวลรวมหมายที่สกัดจากฐานรากไม่มีแนวโน้มของการเกิด AAR ดังแสดงในรูปที่ 8.24 ทั้งนี้เป็นเพราหมาลรวม หมายที่นำมาทดสอบเป็นมวลรวมที่สกัดจากฐานรากที่โครงสร้างมีอายุมากกว่าสิบปี ซึ่งมวลรวมได้มีการ เกิดปฏิกิริยาไปแล้วบางส่วนก่อนที่จะนำมาทดสอบ จึงเหลือส่วนที่สามารถทำปฏิกิริยากับด่างในการทดสอบ ครั้งนี้เพียงเล็กน้อย

ทั้งนี้ การใช้เกณฑ์การประเมินความสามารถของการเกิดปฏิกิริยา AAR ของมวลรวมตามมาตรฐาน ASTM C289 ซึ่งโดยปกติแล้วจะใช้สำหรับประเมินแนวโน้มของมวลรวมก่อนที่จะนำมาทดสอบคุณภาพน้ำที่จะนำมาร่วมกับมวลรวมที่สักด้วยวิธีที่ได้มีการเกิดปฏิกิริยาไปแล้วบางส่วนก่อนที่จะนำมาทดสอบ ไม่สามารถใช้ระบุถึงความสามารถของการเกิดปฏิกิริยา AAR ของมวลรวมตั้งแต่เริ่มต้นได้ แต่สามารถแสดงถึงแนวโน้มในการเกิดปฏิกิริยา AAR ของมวลรวมในอนาคตได้ ดังนั้น หากต้องการสรุปผลการหาสาเหตุของความเสียหายได้อย่างชัดเจนจึงต้องมีการทดสอบวิธีอื่นร่วมด้วย

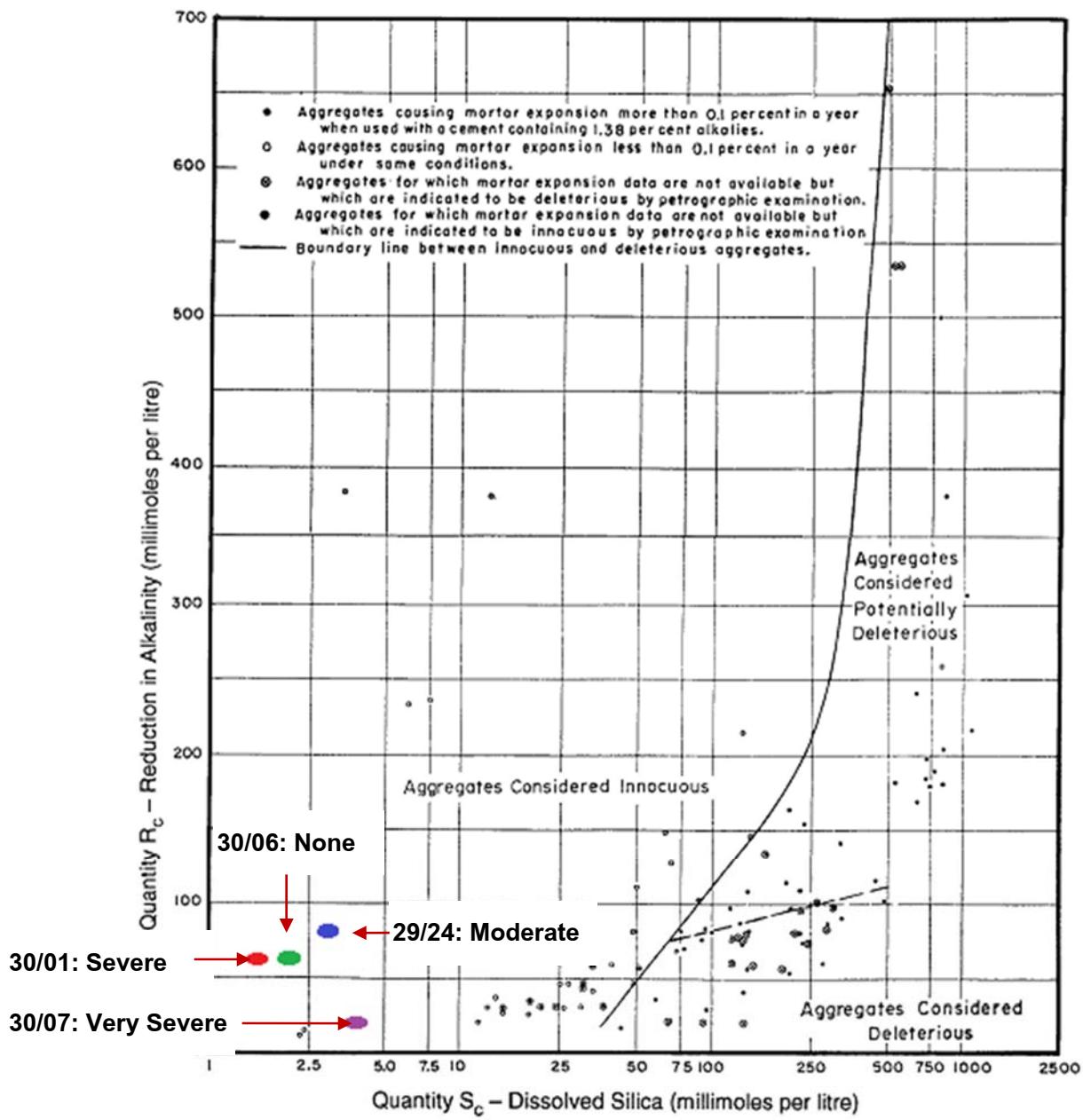


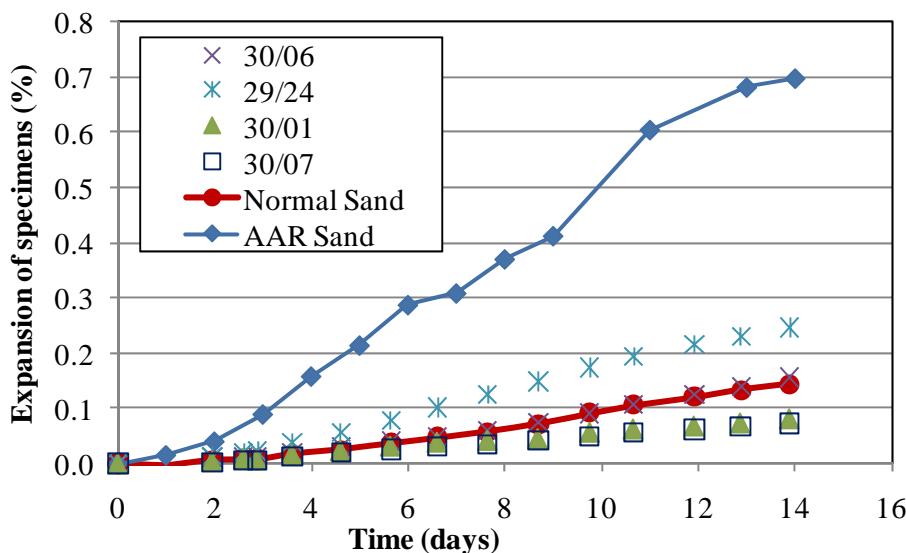
FIG. X1.1 Illustration of Division Between Innocuous and Deleterious Aggregates on Basis of Reduction in Alkalinity Test

รูปที่ 8.24 การประเมินความสามารถในการเกิดปฏิกิริยา AAR ของมวลรวมหยาจากปริมาณซิลิกาในสารละลายน้ำและความเป็นด่างที่ลดลง [1]

### 8.2.2.2 ผลการตรวจสอบการเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวมตามวิธี ASTM C1260

ผลการทดสอบการขยายตัวเนื่องจากปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวมของแท่งมอร์ตาร์ที่หล่อโดยใช้มวลรวมหยาบที่สักดจากแท่งตัวอย่างคอนกรีตที่เจ้ามายาจากฐานราก 30/07, 30/01, 29/24 และ 30/06 แสดงได้ในรูปที่ 8.25 นอกจากนี้ยังได้ทำการทดสอบแท่งมอร์ตาร์ที่หล่อโดยใช้ทรัพย์สิน แล้วและแท่งมอร์ตาร์ที่หล่อโดยใช้ทรัพย์ที่เกิด AAR เพื่อเป็นตัวเปรียบเทียบการขยายตัว จากผลการทดสอบพบว่า แท่งมอร์ตาร์ที่หล่อโดยใช้ทรัพย์ที่เกิด AAR (AAR Sand) มีการขยายตัวมากที่สุด แท่งมอร์ตาร์ที่หล่อโดยใช้มวลรวมหยาบที่สักดจากฐานราก 30/06 มีการขยายตัวใกล้เคียงกับแท่งมอร์ตาร์ที่หล่อโดยใช้ทรัพย์สิน ซึ่งฐานราก 30/06 เป็นฐานรากที่ไม่มีรอยแตกร้าวบริเวณผิวของโครงสร้าง อาจเป็นไปได้ว่า มวลรวมหยาบในฐานราก 30/06 เป็นมวลรวมหยาบที่ไม่มีความสามารถของการเกิด AAR หรือมีเพียงเล็กน้อย ซึ่งไม่ได้ก่อให้เกิดปัญหาคอนกรีตขยายตัวจนทำให้คอนกรีตแตกร้าว ในขณะที่แท่งมอร์ตาร์ที่หล่อโดยใช้มวลรวมหยาบที่สักดจากฐานราก 30/01 และ 30/07 ซึ่งเป็นฐานรากที่มีปริมาณรอยแตกร้าวที่มาก มีการขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์ที่ต่ำกว่าของฐานราก 30/06 และทรัพย์สิน ทั้งนี้เป็นเพราะมวลรวมหยาบที่สักดจากฐานราก 30/01 และ 30/07 มีการเกิดปฏิกิริยา กับด่างไปแล้วบางส่วนก่อนที่จะนำมาทดสอบ จึงเหลือส่วนที่จะสามารถทำปฏิกิริยากับด่างในการทดสอบครั้งนี้เพียงเล็กน้อย เมื่อเทียบกับมวลรวมที่เพิ่งเริ่มต้นทำปฏิกิริยา เช่นทรัพย์ที่เกิด AAR (AAR Sand) ส่วนแท่งมอร์ตาร์ที่หล่อโดยใช้มวลรวมหยาบที่สักดจากฐานราก 29/24 ซึ่งเป็นฐานรากที่มีรอยแตกร้าวปานกลาง มีการขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์สูงกว่าของฐานรากอื่นแต่น้อยกว่าของทรัพย์ที่เกิด AAR ซึ่งสามารถตีความได้ว่า มวลรวมหยาบในฐานราก 29/24 เป็นมวลรวมหยาบที่ยังมีแนวโน้มของการขยายตัวเนื่องจากปฏิกิริยา AAR ในอนาคตได้มากกว่ามวลรวมหยาบที่อยู่ในฐานราก 30/01 และ 30/07

ทั้งนี้ การทดสอบตามวิธี ASTM C1260 และ ASTM C289 เป็นวิธีที่ใช้สำหรับตรวจสอบแนวโน้มการเกิดปฏิกิริยา AAR ของมวลรวมก้อนนำมวลรวมนั้นมาใช้ในการผลิตคอนกรีต แต่ในกรณีนี้ ได้นำมาประยุกต์ใช้ในการทดสอบกับมวลรวมที่สักดจากโครงสร้างจริงที่มีอายุมากกว่าสิบปี ซึ่งปฏิกิริยางบงส่วนได้ดำเนินไปแล้วดังนั้น จากผลการทดสอบตามวิธี ASTM C1260 และ ASTM C289 หากตีความตามมาตรฐาน จะทำให้ไม่สามารถสรุปได้ชัดเจนว่า มวลรวมหยาบในฐานราก เป็นมวลรวมหยาบที่มีความสามารถของการเกิด AAR และเป็นสาเหตุของการแตกร้าว ดังนั้น จึงควรต้องมีการวิเคราะห์โดยวิธีที่เห็นผลชัดเจนยิ่งขึ้น โดยการวิเคราะห์ Petrography และการวิเคราะห์ด้วย SEM (Scanning Electron Microscope) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy) นอกจากนี้ยังมีการทดสอบเพื่อประเมินแนวโน้มการขยายตัวคงเหลือ (Residual Expansion) ของแท่งตัวอย่างคอนกรีตจากโครงสร้างด้วย

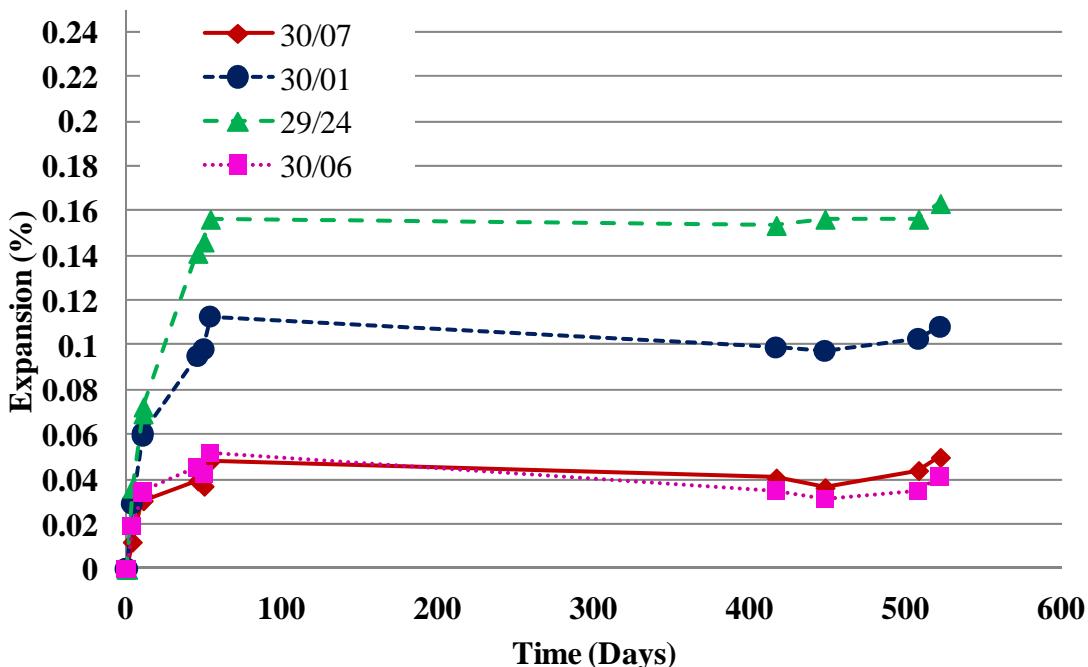


รูปที่ 8.25 การขยายตัวเนื่องจากปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวม

#### 8.2.2.3 ผลการทดสอบการขยายตัวคงเหลือ (Residual Expansion)

ในการทดสอบนี้ได้ประยุกต์การทดสอบตามวิธี ASTM 1293 เพื่อประเมินแนวโน้มการขยายตัวคงเหลือ (Residual Expansion) ที่สามารถเกิดขึ้นได้ในอนาคต เนื่องจากปฏิกิริยา AAR ของแท่งตัวอย่างคอนกรีตจากโครงสร้าง

การขยายตัวคงเหลือ (Residual Expansion) ของตัวอย่างคอนกรีตที่รัดโดยใช้ Length comparator แสดงได้ในรูปที่ 8.26 ซึ่งจะเห็นได้ว่าแท่งคอนกรีตที่เจาะจากฐานราก 29/24 ซึ่งเป็นฐานรากที่มีรอยแตกร้าวปานกลาง มีการขยายตัวมากที่สุด แท่งคอนกรีตที่เจาะจากฐานราก 30/01 มีการขยายตัวรองลงมา ส่วนแท่งคอนกรีตที่เจาะจากฐานราก 30/07 ซึ่งเป็นฐานรากที่มีปริมาณรอยแตกร้าวที่มากที่สุด มีการขยายตัวน้อยสุด และมีการขยายตัวใกล้เคียงกับแท่งคอนกรีตจากฐานราก 30/06 ซึ่งจากการทดสอบที่ได้ มีความสอดคล้องกับผลการทดสอบแท่งมอร์ตาร์ตามมาตรฐาน ASTM C1260 ในหัวข้อ 8.2.2.2 และอาจจะบ่งบอกได้ว่าคอนกรีตของฐานราก 29/24 มีแนวโน้มการขยายตัวเพิ่มขึ้นในอนาคตมากกว่าคอนกรีตของฐานรากอื่น และสาเหตุที่คอนกรีตที่ของฐานราก 30/07 และ 30/01 มีการขยายตัวน้อยกว่าคอนกรีตของฐานราก 29/24 นั้นเนื่องจากได้มีการเกิดปฏิกิริยา AAR ไปแล้วบางส่วนก่อนการทดสอบ ดังที่ได้กล่าวมาแล้วข้างต้น ส่วนคอนกรีตจากฐานราก 30/06 มีการขยายตัวน้อยเนื่องจากมีแนวโน้มการเกิดปฏิกิริยา AAR ต่ำ



รูปที่ 8.26 การขยายตัวคงเหลือ (Residual Expansion) ของตัวอย่างคอนกรีต

#### 8.2.2.4 ผลการวิเคราะห์ Petrography และการวิเคราะห์ด้วย SEM (Scanning Electron Microscope) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy)

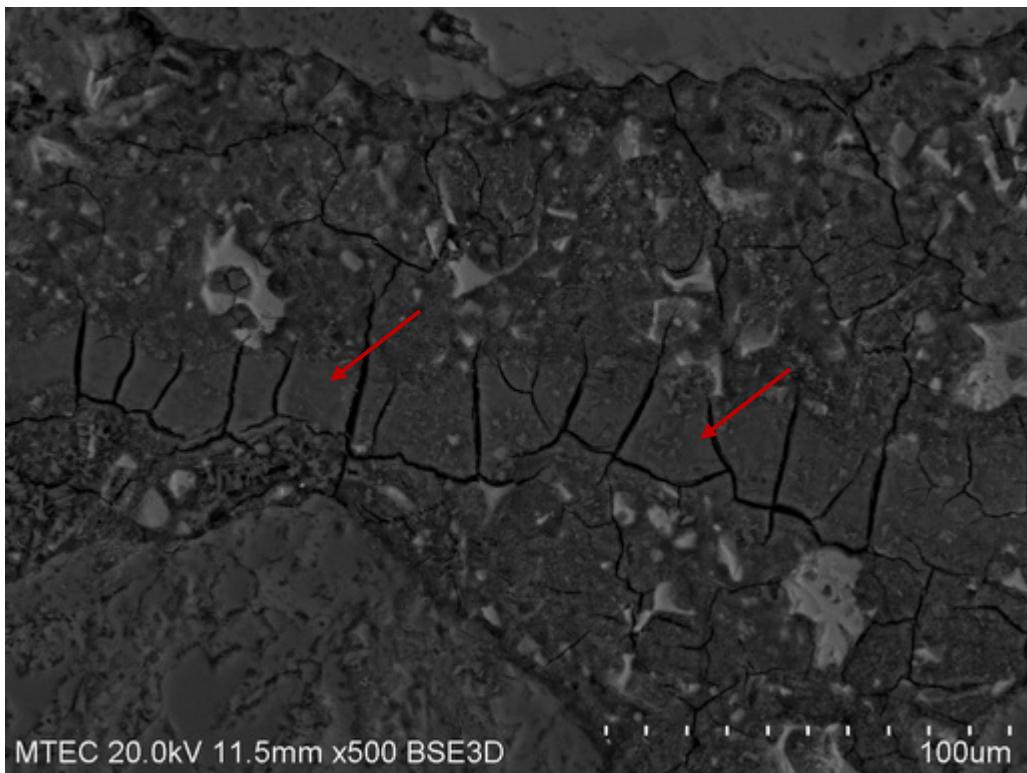
ได้ทำการวิเคราะห์ตัวอย่างคอนกรีตจากฐานราก 30/07, 30/01, 29/24 และ 30/06 และตัวอย่างมอร์ตาร์ที่หล่อโดยใช้ทรายที่เกิด AAR ซึ่งเฉพาะตัวอย่างมอร์ตาร์ที่หล่อโดยใช้ทรายที่เกิด AAR นั้นเป็นตัวอย่างที่ผ่านการทดสอบโดยเร่งปฏิกิริยาการเกิด AAR ตามวิธี ASTM C1260 แล้ว เพื่อศึกษาและเปรียบเทียบการเกิดผลิตผลจากปฏิกิริยา AAR ในเนื้อมอร์ตาร์และคอนกรีต สำหรับตัวอย่างคอนกรีตที่นำมาวิเคราะห์ เป็นตัวอย่างคอนกรีตที่มาจากฐานราก 30/07, 30/01, 29/24 และ 30/06 ที่ระดับความลึกประมาณ 30 เซนติเมตรจากผิวคอนกรีต ทั้งนี้ ไม่ได้ใช้ตัวอย่างบริเวณใกล้ผิวคอนกรีตเกินไปในการวิเคราะห์ เพราะอาจมีผลกระทบจากปฏิกิริยาอื่นๆ ที่บริเวณใกล้ผิวคอนกรีตด้วย ซึ่งทำให้การวิเคราะห์ AAR และ DEF ไม่แม่นยำ

ทั้งนี้ ผลการวิเคราะห์ที่นำมาแสดง เป็นตัวอย่างผลการวิเคราะห์จากหลายๆ ตำแหน่งในแต่ละตัวอย่างทดสอบ ซึ่งผลการวิเคราะห์ในตำแหน่งที่ต่างกันของตัวอย่างทดสอบจะระบุไว้ในรูปภาพ เช่น บริเวณที่ 1 และ บริเวณที่ 2 เป็นต้น

รายละเอียดผลการวิเคราะห์ในแต่ละฐานราก มีดังนี้

ตัวอย่างมอร์ตาร์ที่หล่อโดยใช้ทรายที่เกิด AAR

ผลจากการวิเคราะห์ พบว่ามีผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR ในเพชร์ของตัวอย่างมอร์ตาร์ที่หล่อโดยใช้ทราย AAR ดังแสดงในรูปที่ 8.27

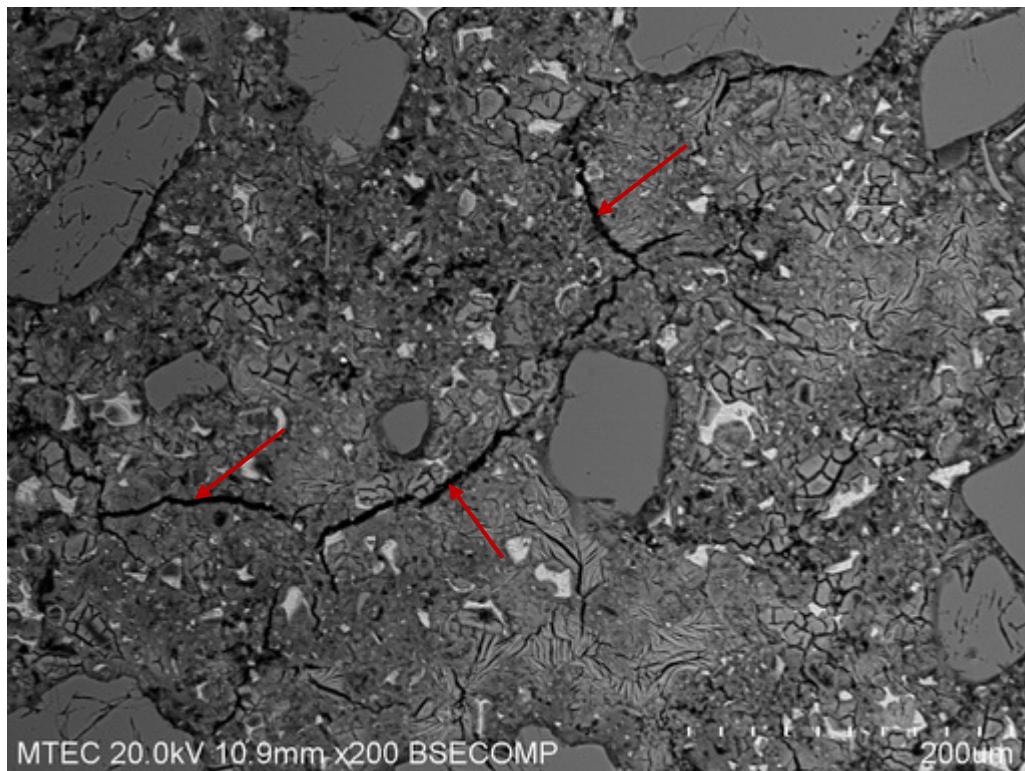


รูปที่ 8.27 ผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR ในเพสต์ ของตัวอย่างมอร์ตาร์ที่หล่อโดยใช้ทราย AAR

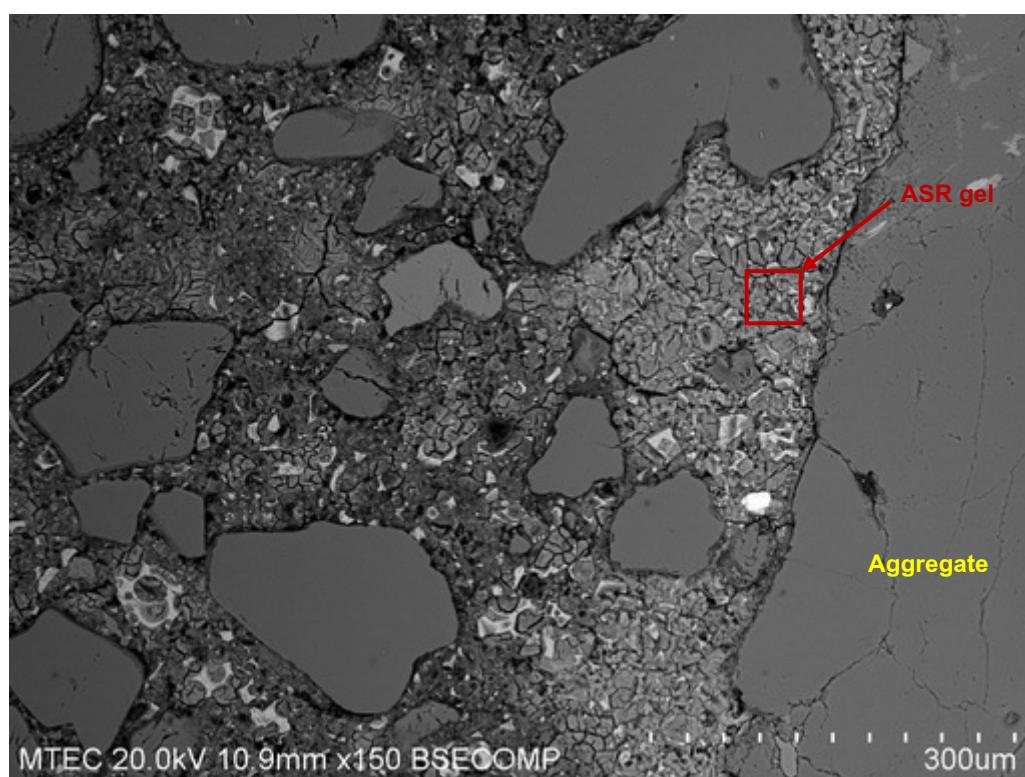
### ฐานราก 30/07

30/07 เป็นฐานรากที่มีปริมาณรอยแตกร้าวในโครงสร้างมากที่สุด ผลจากการวิเคราะห์พบว่ามีรอยแตกร้าวจำนวนมากรอบๆมวลรวมหยาบและในเนื้อเพสต์ (รูปที่ 8.28) นอกจากนี้ ยังพบรอยแตกร้าวขนาดเล็กในเพสต์บริเวณใกล้กับมวลรวมหยาบ และผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR (รูปที่ 8.29 และ รูปที่ 8.31) ผลการวิเคราะห์ธาตุองค์ประกอบด้วย EDX แสดงได้ในรูปที่ 8.30 และ รูปที่ 8.32 ซึ่งจะเห็นได้ว่ามีปริมาณของธาตุ Si สูงกว่า Ca และยังประกอบด้วย Na และ K ด้วย ซึ่งธาตุองค์ประกอบดังกล่าวบ่งบอกได้ว่าเป็นผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และรอยแตกร้าวและผลผลิตที่เกิดขึ้นมีลักษณะคล้ายกับรอยแตกร้าวและผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR ในเพสต์ ของตัวอย่างมอร์ตาร์ที่หล่อโดยใช้ทราย AAR (รูปที่ 8.27)

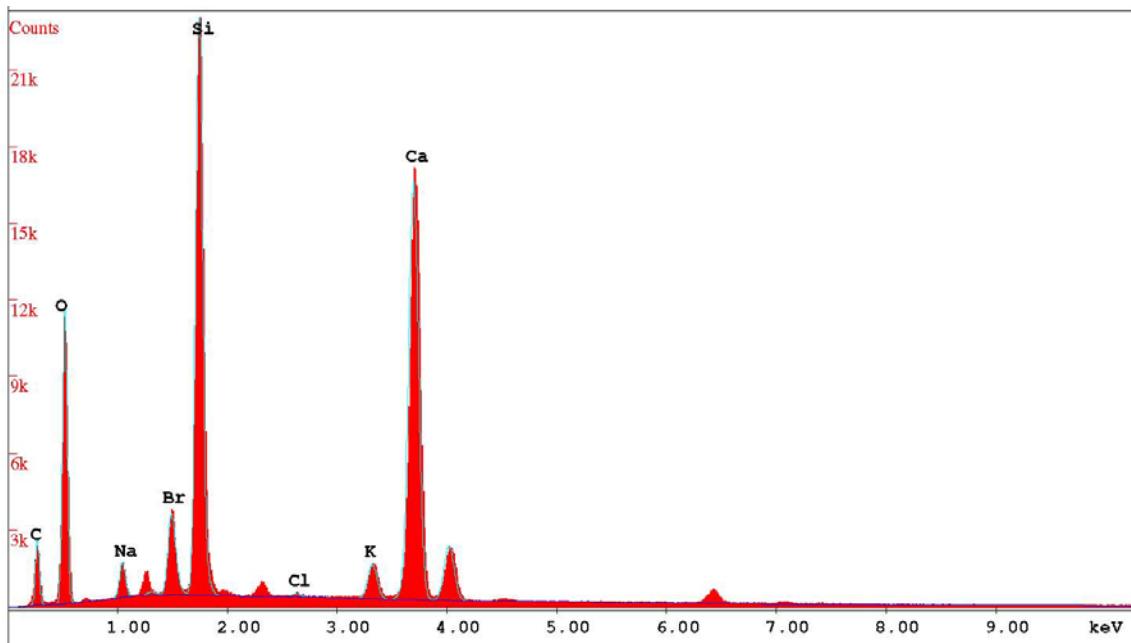
นอกจากนี้ยังพบ Ettringite เกิดขึ้นจำนวนมากในตัวอย่างคอนกรีต ซึ่ง Ettringite นี้พบมากบริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์ (รูปที่ 8.33 และ รูปที่ 8.34) ซึ่งอาจมีการเกิดรอยแตกร้าวขึ้นมาก่อนแล้ว จึงเกิด Ettringite อุดตามช่องว่างของรอยแตกร้าวตั้งกล่าว หรืออาจจะเกิดขึ้นพร้อมๆกัน ทั้งนี้เนื่องจาก Ettringite เองก็สามารถขยายตัวและทำให้เกิดการแตกร้าวเพิ่มขึ้นได้ ซึ่งผลการวิเคราะห์ธาตุองค์ประกอบด้วย EDX แสดงได้ในรูปที่ 8.35 จะเห็นได้ว่ามีปริมาณของธาตุ Ca, S, และ Al สูงและปริมาณของธาตุ Ca, S, และ Al นั้นเรียงจากมากไปน้อย ตามลำดับ ซึ่งบ่งบอกว่าเป็น Ettringite และยังพบ Ettringite อุดอยู่ในรอยแตกร้าวในเพสต์ (รูปที่ 8.36 และ รูปที่ 8.37) และในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 8.38 และ รูปที่ 8.39 นอกจากนี้ยังพบ Ettringite อุดอยู่ในรอยแตกร้าวของมวลรวมหยาบ ดังแสดงในรูปที่ 8.40 และผลการวิเคราะห์ธาตุที่เป็นองค์ประกอบของ Ettringite ด้วย EDX แสดงได้ในรูปที่ 8.41 ซึ่งมีลักษณะคล้ายกันกับผลการวิเคราะห์ที่แสดงในรูปที่ 8.35



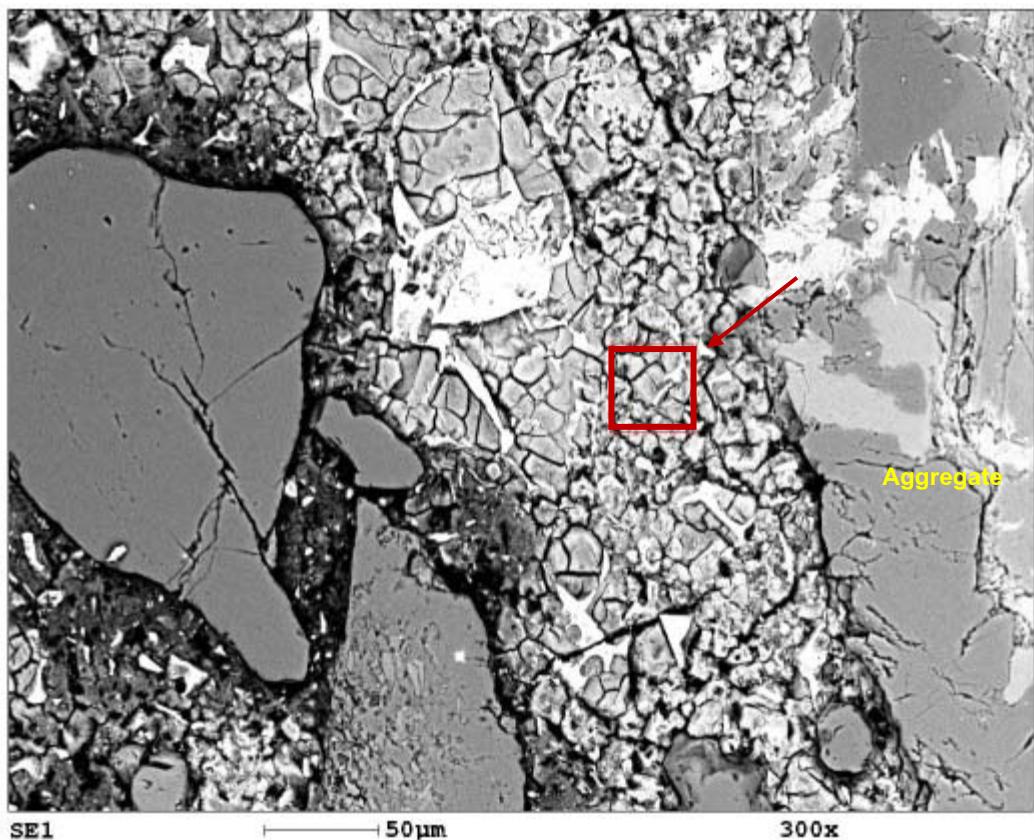
รูปที่ 8.28 รอยแตกร้าวในเนื้อเพสต์



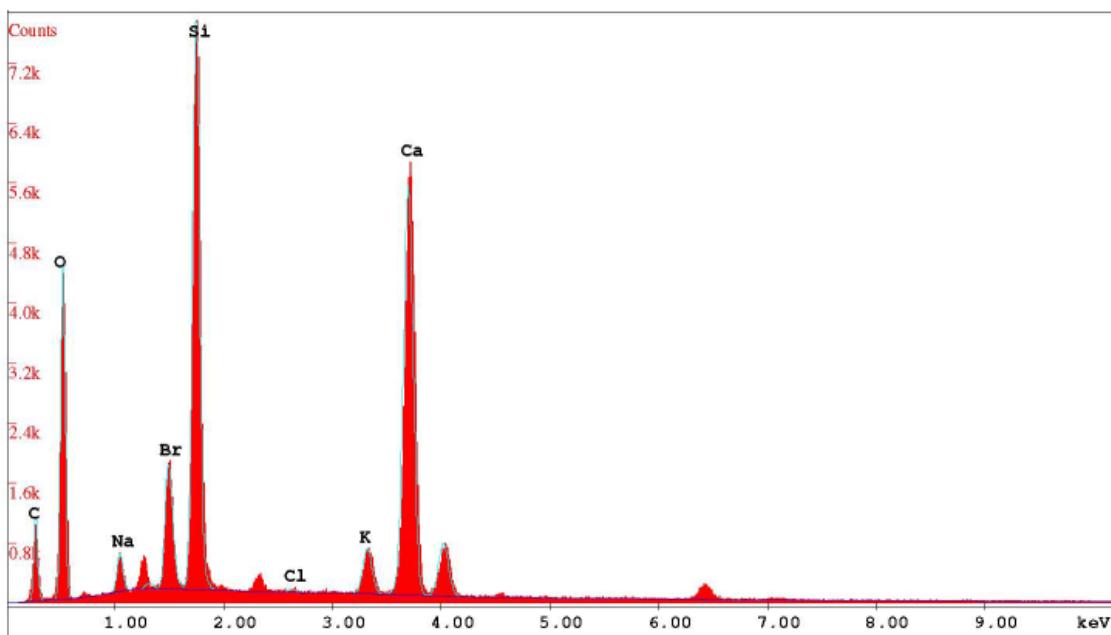
รูปที่ 8.29 รอยแตกร้าวขนาดเล็กในเพสต์บริเวณใกล้กับมวลรวมหยาบและผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR ในบริเวณ  
ที่ 1



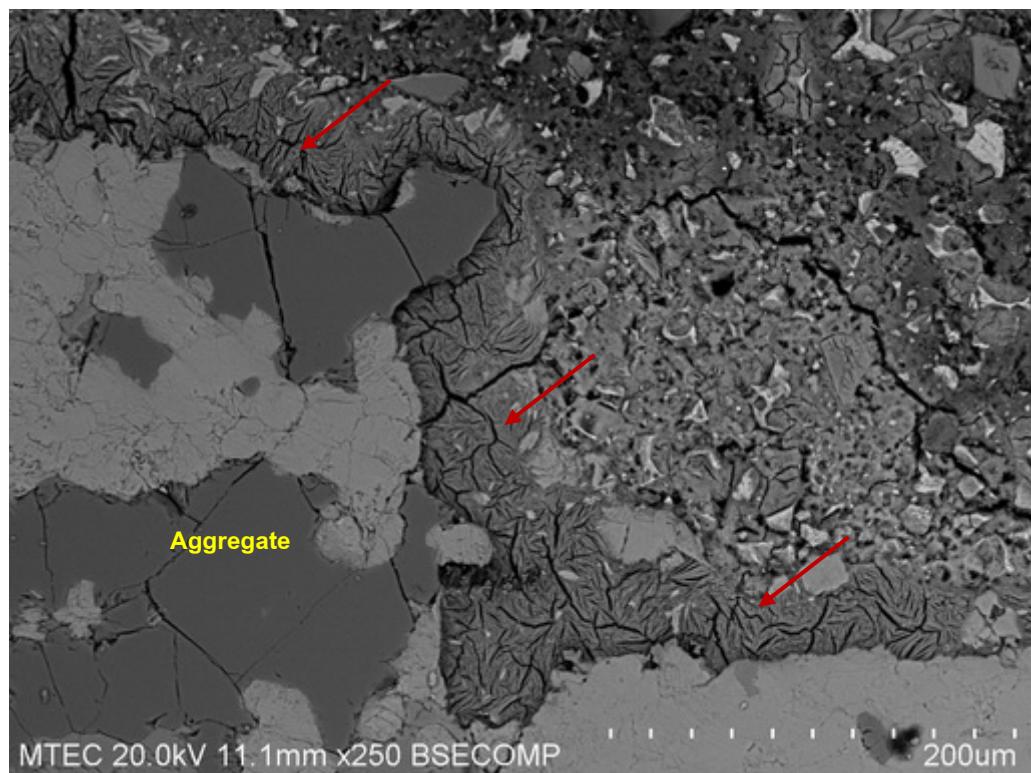
รูปที่ 8.30 EDX ของผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR ในบริเวณที่ 1



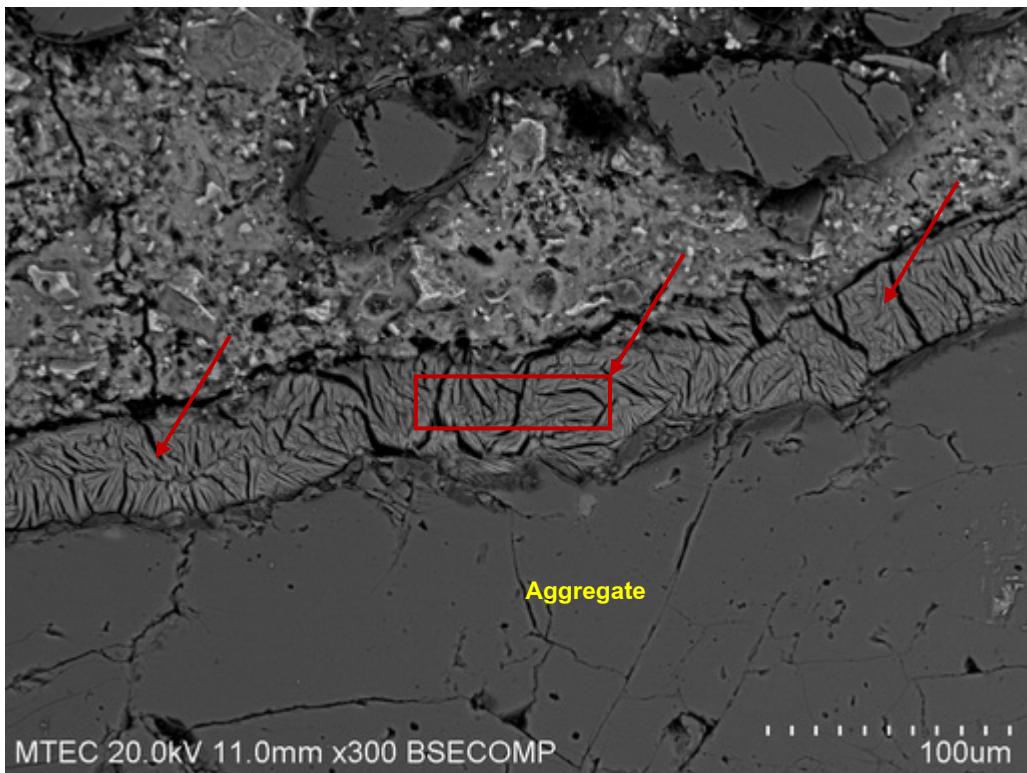
รูปที่ 8.31 รอยแตกร้าวขนาดเล็กในเพสต์บริเวณใกล้กับมวลรวมหยาบและผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR ในบริเวณที่ 2



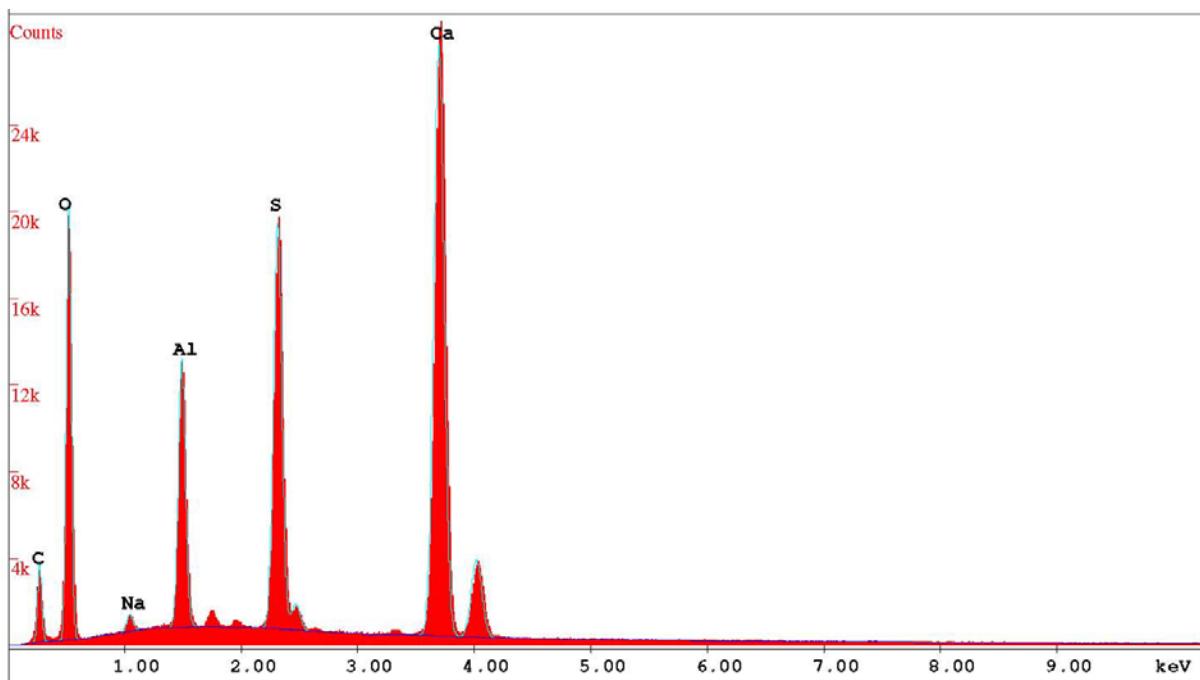
รูปที่ 8.32 EDX ของผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR ในบริเวณที่ 2



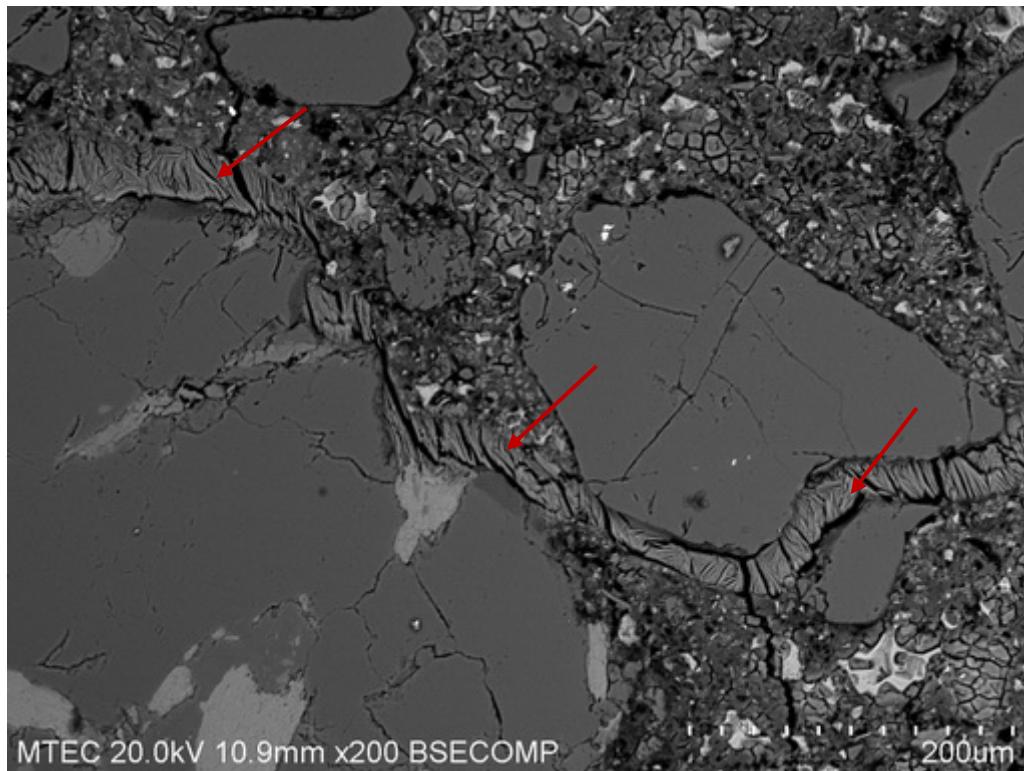
รูปที่ 8.33 Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์ บริเวณที่ 1



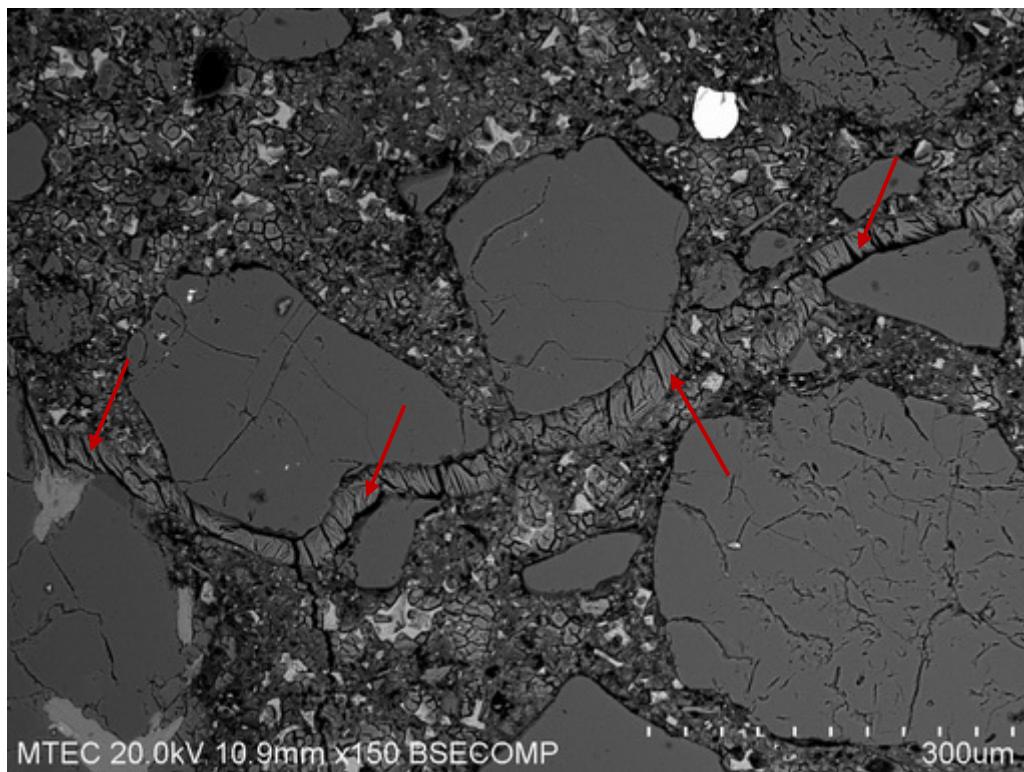
รูปที่ 8.34 Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวม helyab กับ เพสต์ บริเวณที่ 2



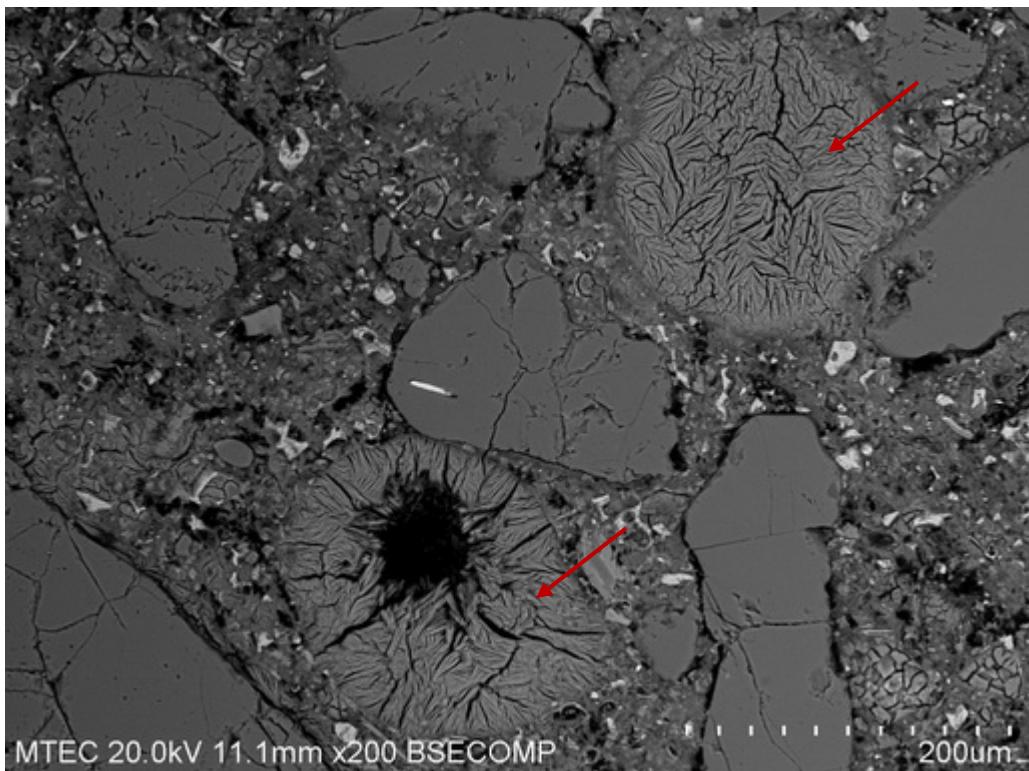
รูปที่ 8.35 EDX ของ Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวม helyab กับ เพสต์ บริเวณที่ 2



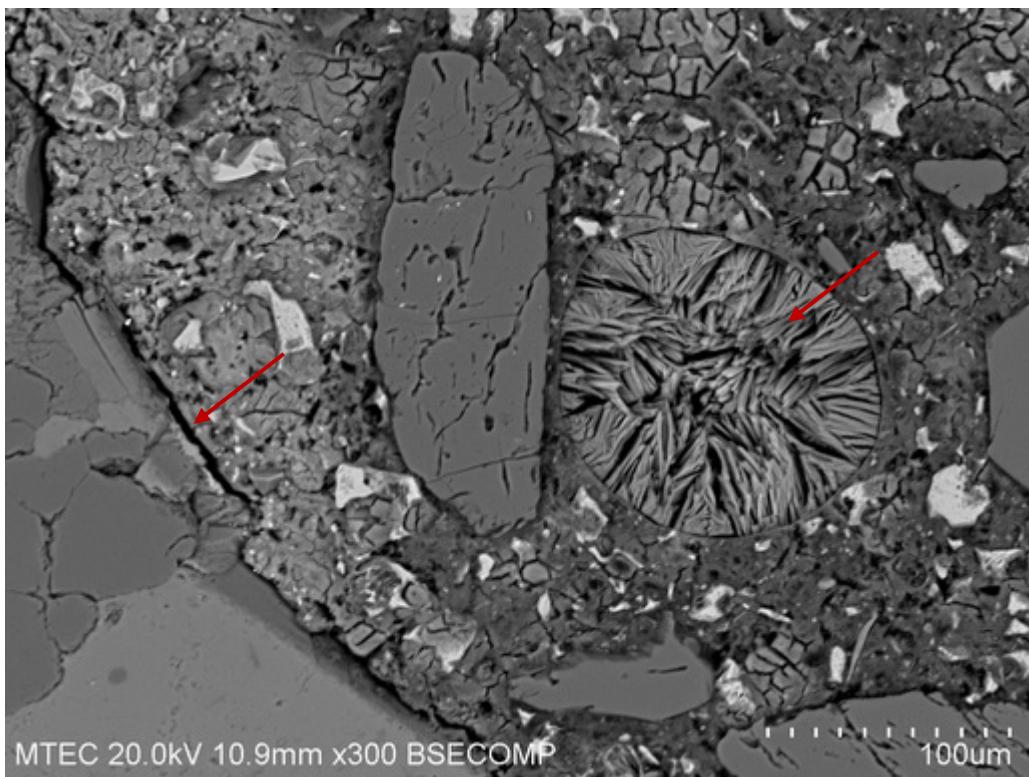
รูปที่ 8.36 Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมhyabกับเพสต์และในรอยแตกร้าว



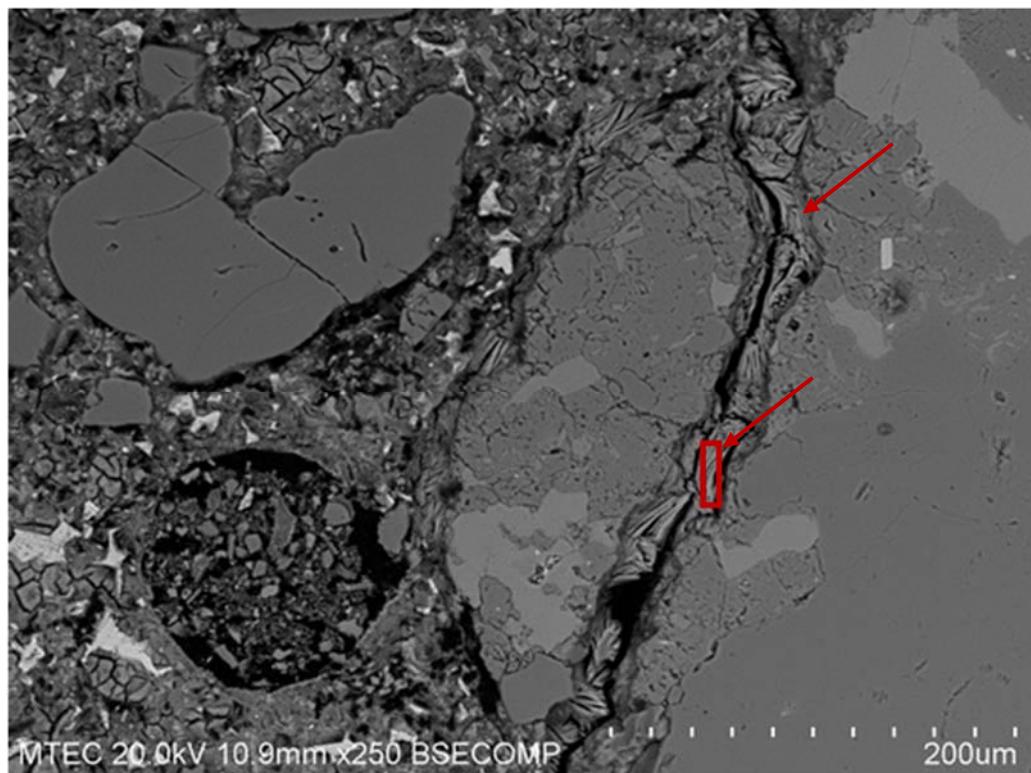
รูปที่ 8.37 Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมhyabกับเพสต์และในรอยแตกร้าว



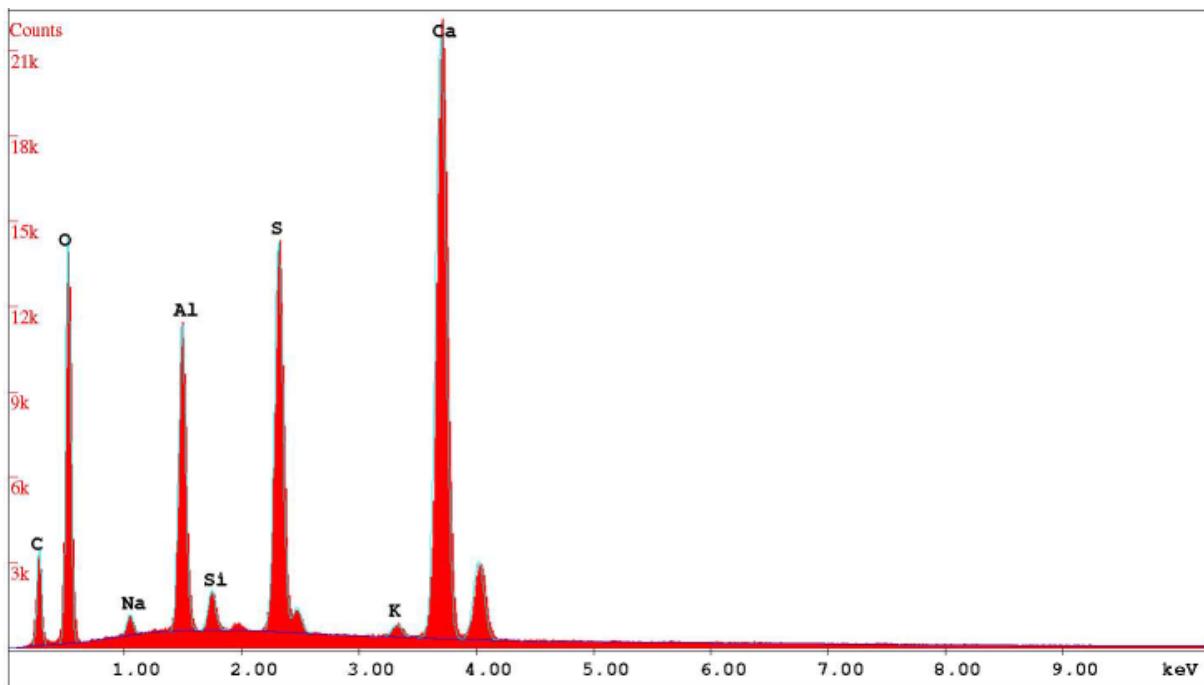
รูปที่ 8.38 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)



รูปที่ 8.39 รอยแตกร้าวรอบมวลรวมหยาบ และ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)



รูปที่ 8.40 Ettringite อุ่ดอยู่ในรอยแตกกร้าวของมวลรวมหยาบ

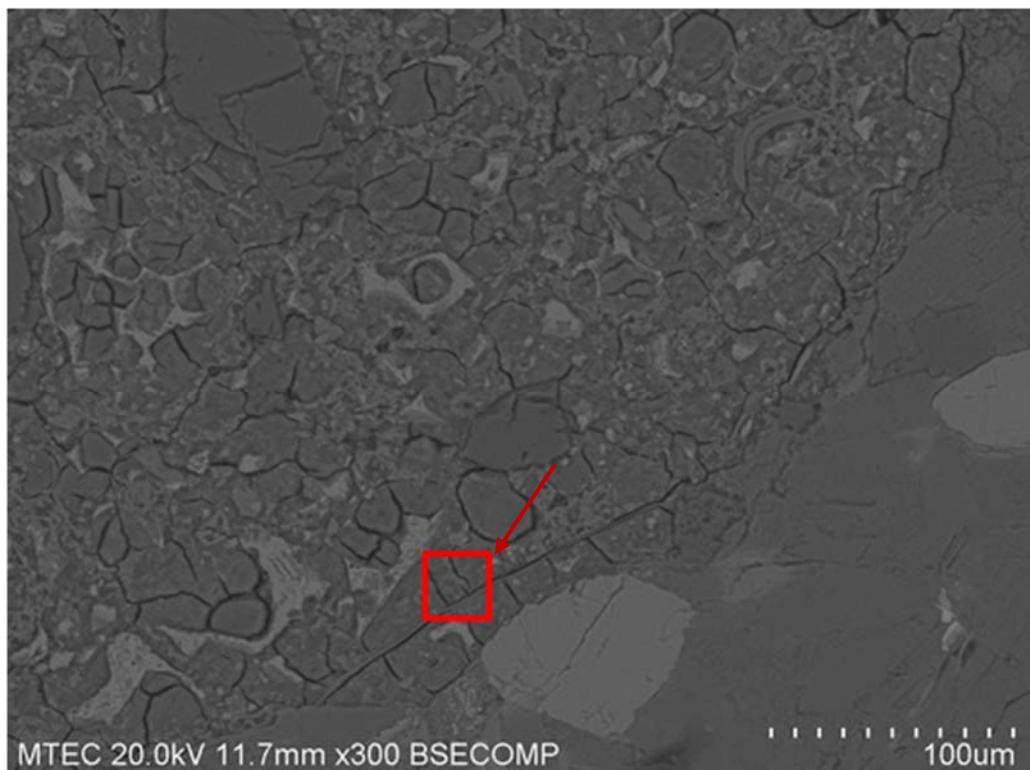


รูปที่ 8.41 EDX ของ Ettringite ที่อุดอยู่ในรอยแตกกร้าวของมวลรวมหยาบ

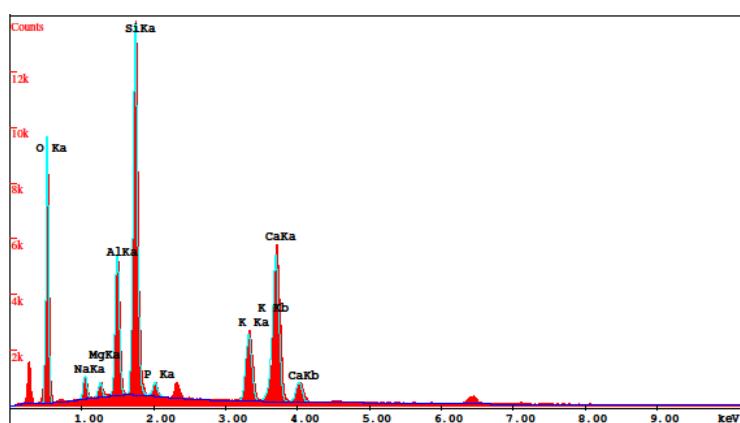
ฐานราก 30/01

30/01 เป็นฐานรากที่มีปริมาณรอยแตกร้าวในโครงสร้างที่มาก จากการวิเคราะห์ พบร่วมผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR เกิดขึ้นใกล้กับมวลรวมหยาบ และในเพสต์ ดังแสดงในรูปที่ 8.42 และ รูปที่ 8.44 ตามลำดับ ผลการวิเคราะห์ธาตุองค์ประกอบผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR ด้วย EDX แสดงได้ในรูปที่ 8.43 และ รูปที่ 8.45 ซึ่งผลผลิตที่เกิดขึ้นจากปฏิกิริยา AAR จะคล้ายกับที่พบในฐานราก 30/07 นอกจากนี้ยังพบผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR อุดในรอยแตกร้าวของมวลรวมหยาบ ดังแสดงในรูปที่ 8.46 และ รูปที่ 8.47

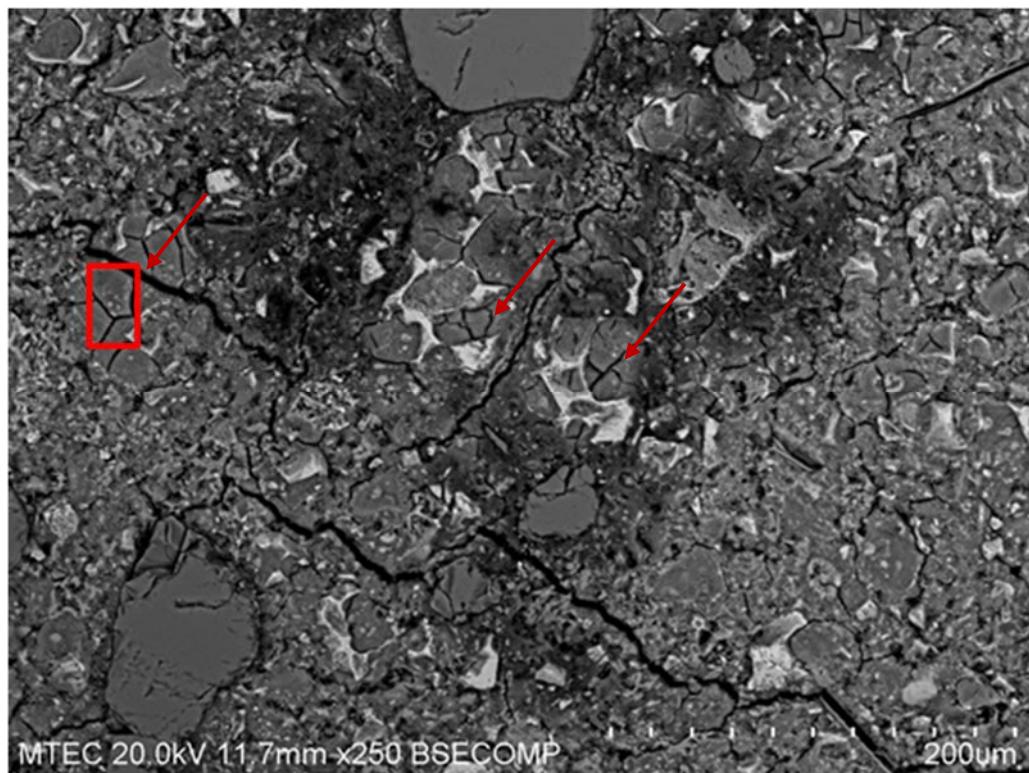
นอกจากนี้ยังพบ Ettringite ในเพสต์ (รูปที่ 8.48) และในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 8.49 และ รูปที่ 8.50



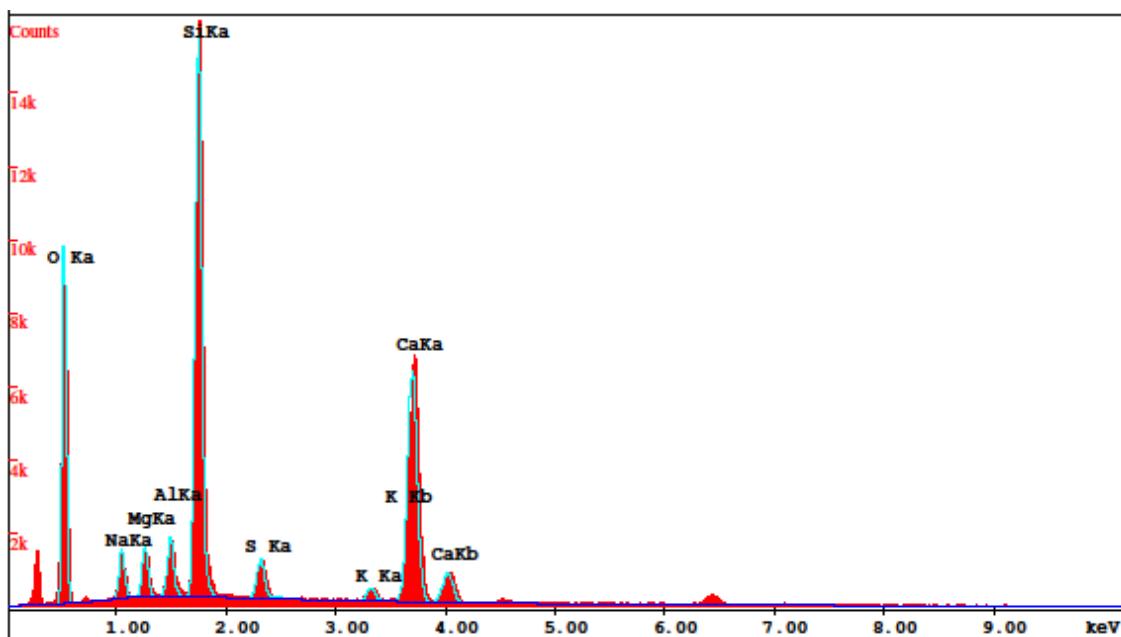
รูปที่ 8.42 ผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR บริเวณใกล้กับมวลรวมหยาบ



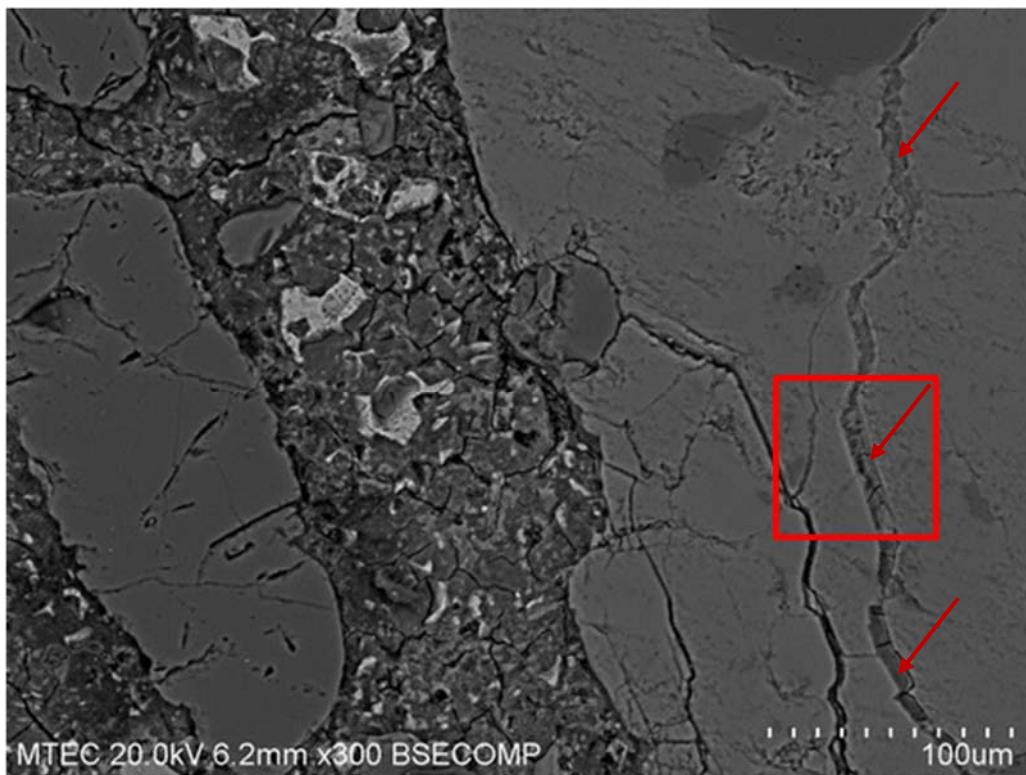
รูปที่ 8.43 EDX ของผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR บริเวณใกล้กับมวลรวมหยาบ



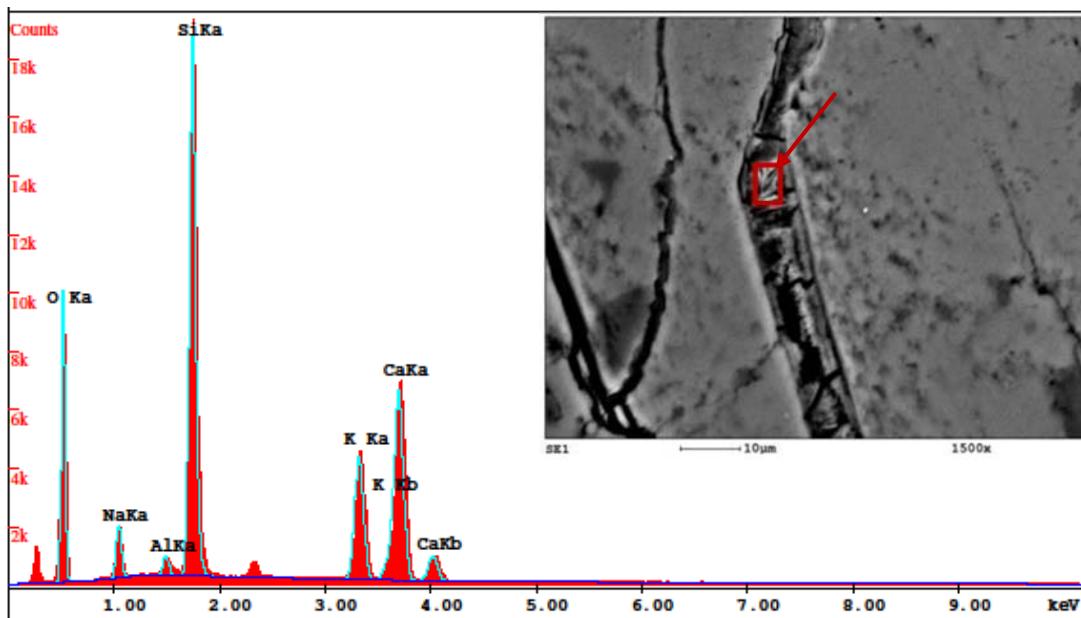
รูปที่ 8.44 ผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR ในเพสต์



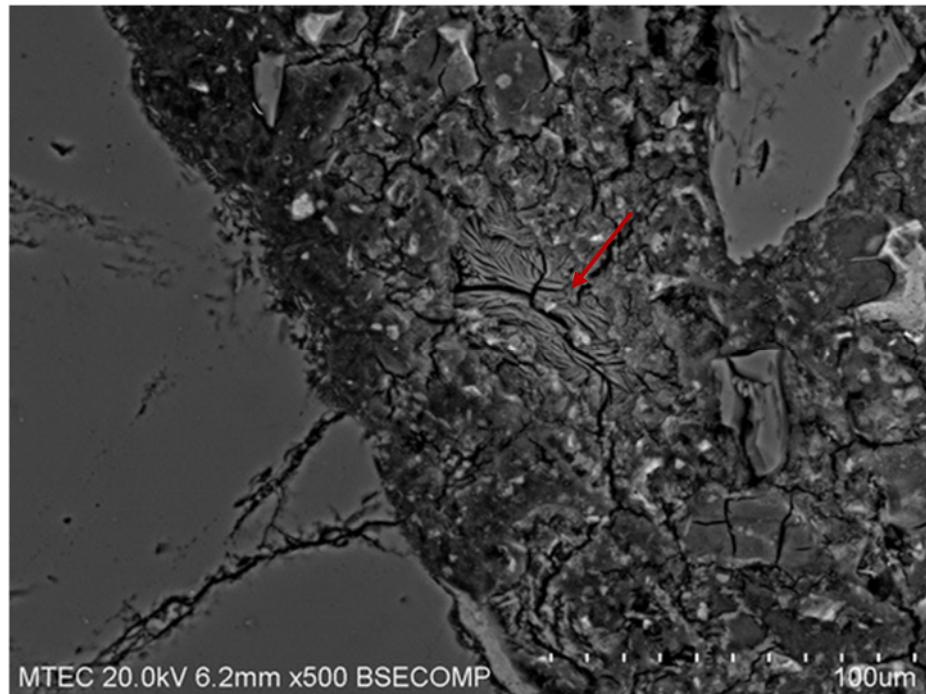
รูปที่ 8.45 EDX ของผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR ในเพสต์



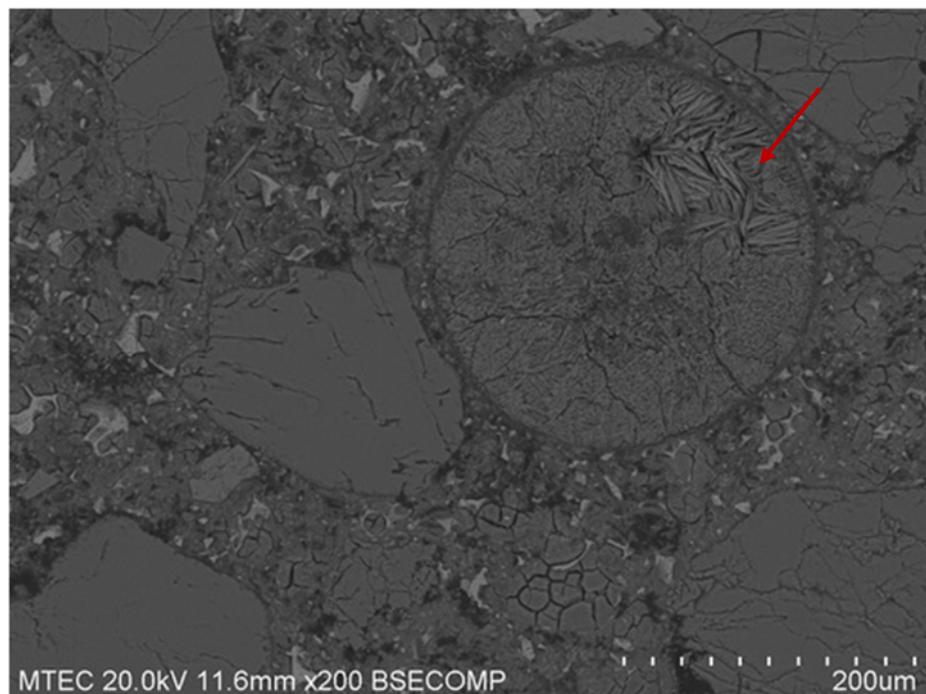
รูปที่ 8.46 ผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR ที่อุดอยู่ในรอยแตกร้าวของมวลรวมหยาบ



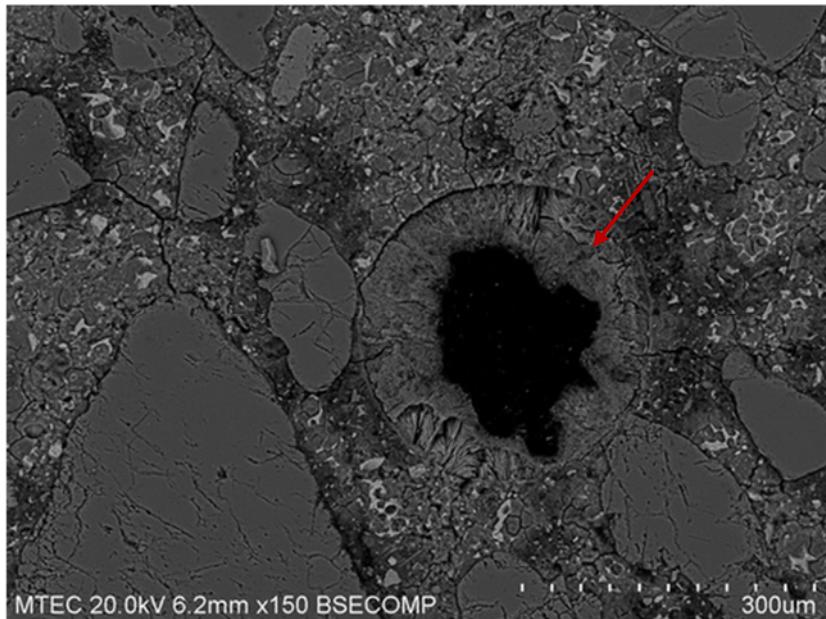
รูปที่ 8.47 EDX ของผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR ที่อุดอยู่ในรอยแตกร้าวของมวลรวมหยาบ



รูปที่ 8.48 Ettringite ในเพสต์



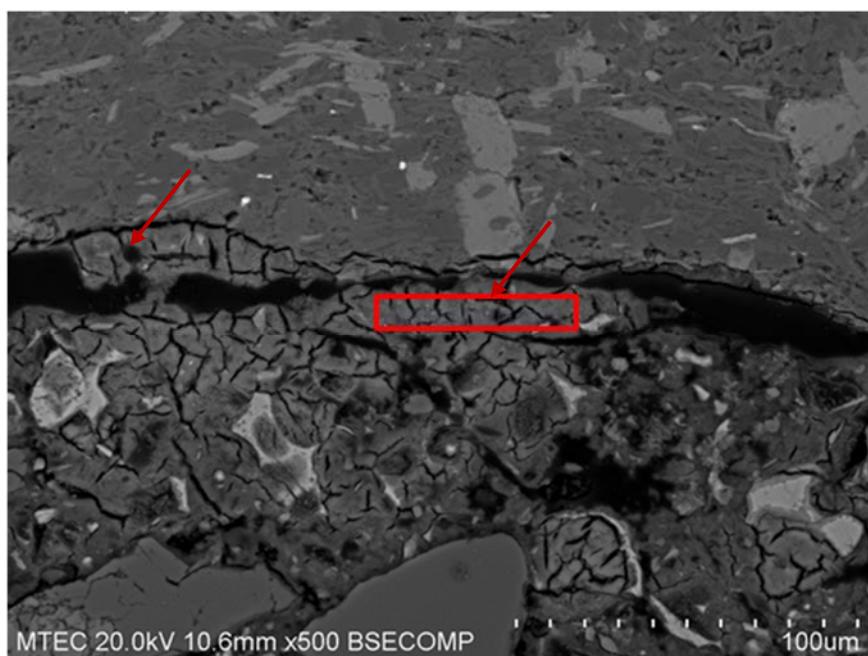
รูปที่ 8.49 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)



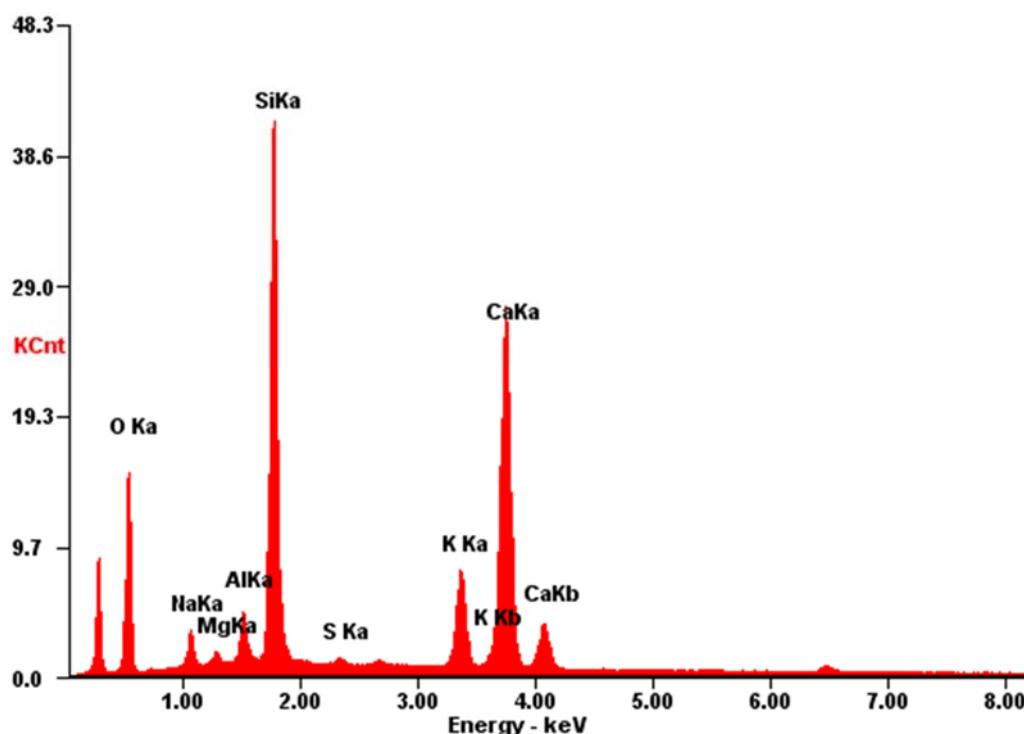
รูปที่ 8.50 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) บางส่วน

#### ฐานราก 29/24

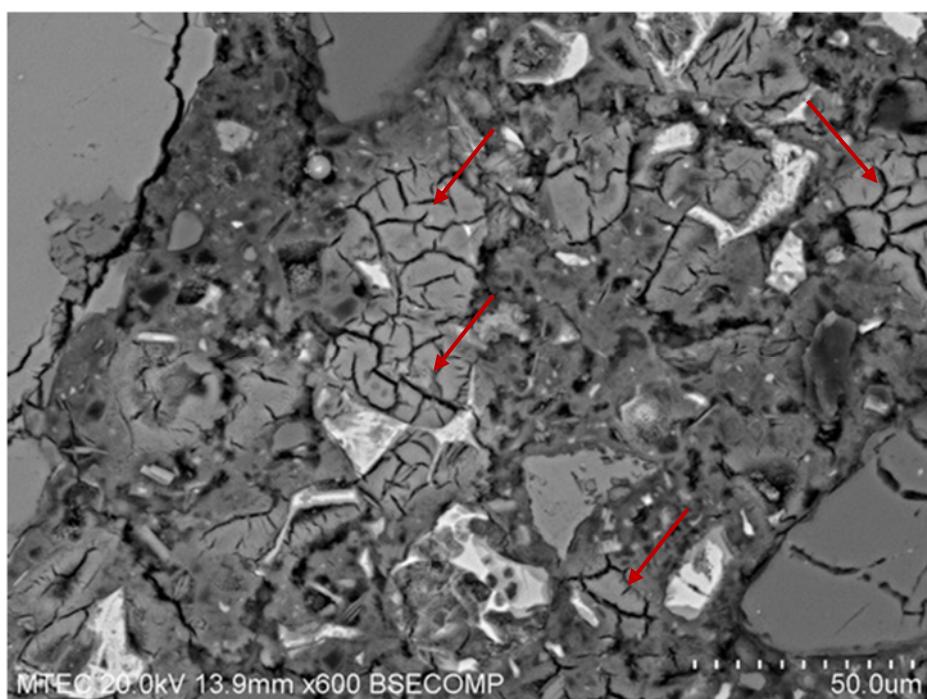
จากการวิเคราะห์ พบร่วมกับผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR เกิดขึ้นใกล้กับมวลรวมหยาบ และในเพสต์ ดังแสดงในรูปที่ 8.51 และ รูปที่ 8.53 ตามลำดับ ผลการวิเคราะห์ระบุองค์ประกอบของผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR ด้วย EDX และได้ในรูปที่ 8.52 นอกจากนี้ยังพบ Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์ (รูปที่ 8.54) ในเพสต์บริเวณใกล้กับมวลรวมหยาบ (รูปที่ 8.55) และอุดในโพรงช่องว่าง (Void) บางส่วน ดังแสดงในรูปที่ 8.56



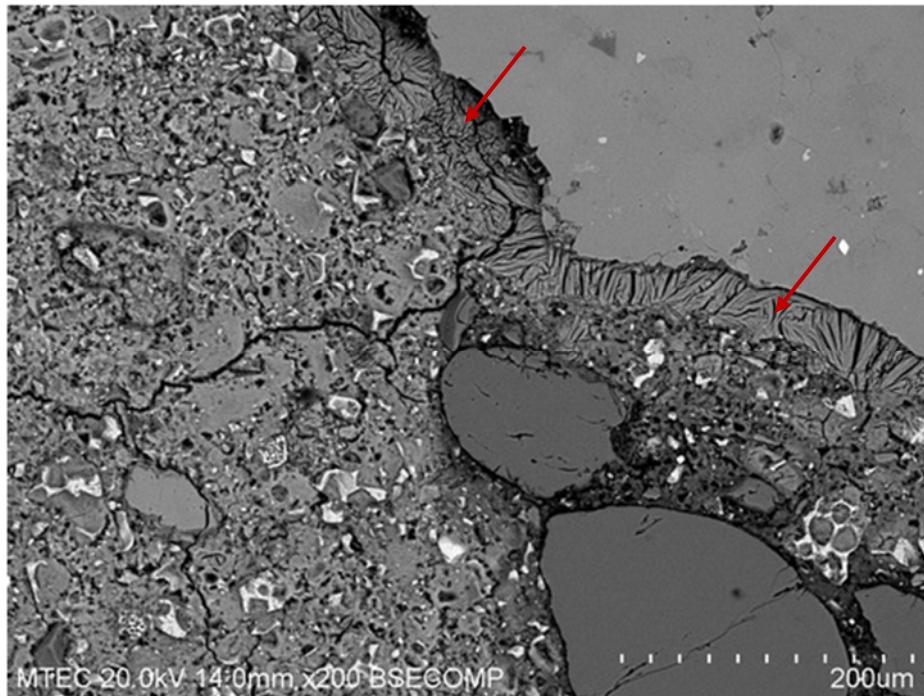
รูปที่ 8.51 ผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR บริเวณใกล้กับมวลรวมหยาบ



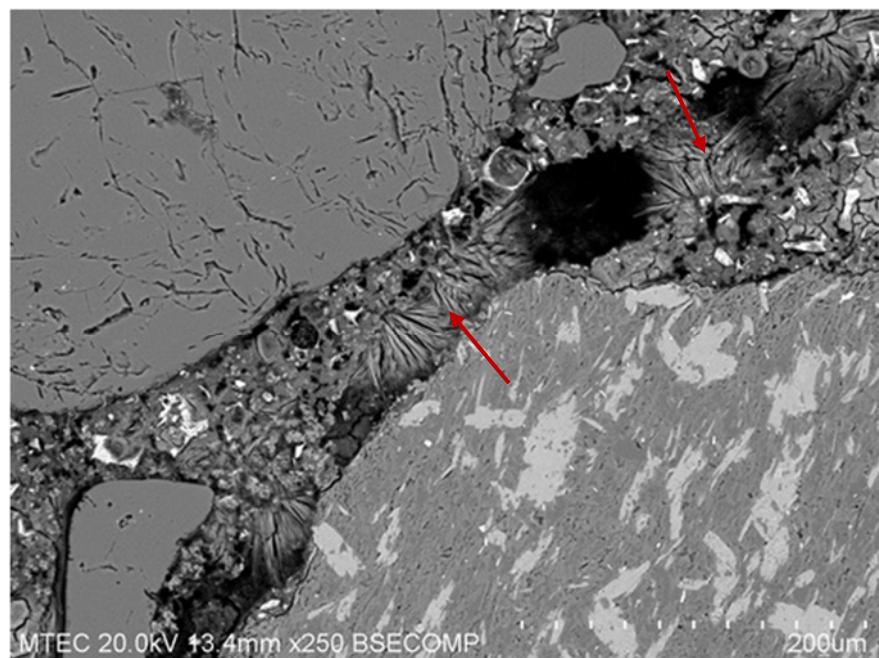
รูปที่ 8.52 EDX ของผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR บริเวณใกล้กับมวลรวมหยาบ



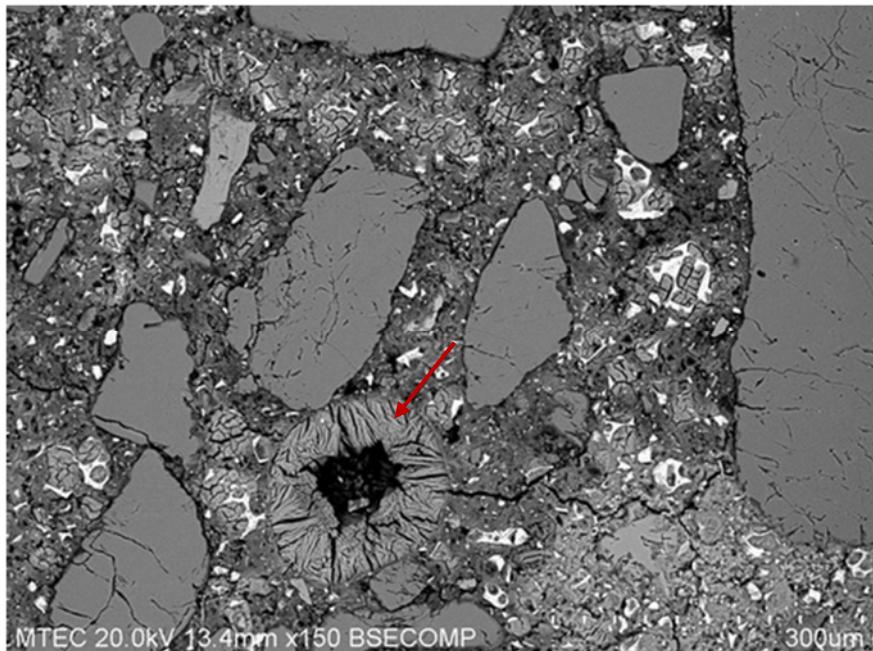
รูปที่ 8.53 ผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR ในเพสต์



รูปที่ 8.54 Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์



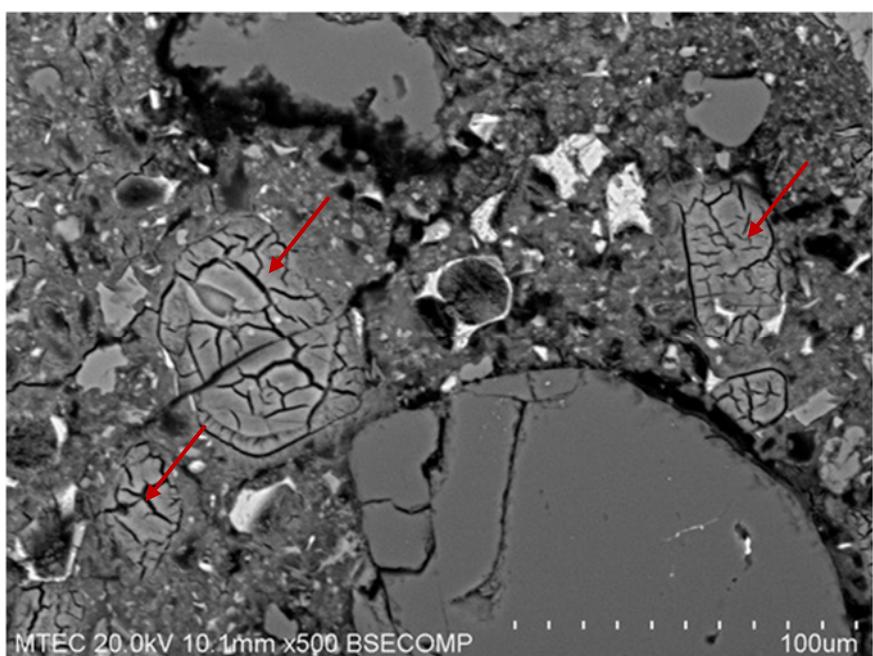
รูปที่ 8.55 Ettringite ในเพสต์ใกล้กับมวลรวมหยาบ



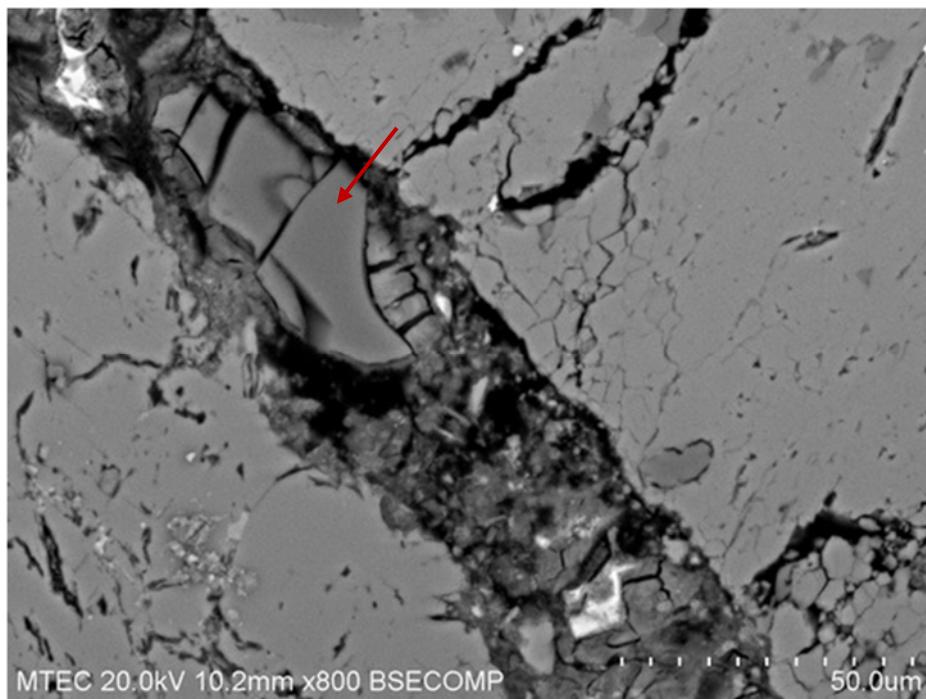
รูปที่ 8.56 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) บางส่วน

ฐานราก 30/06

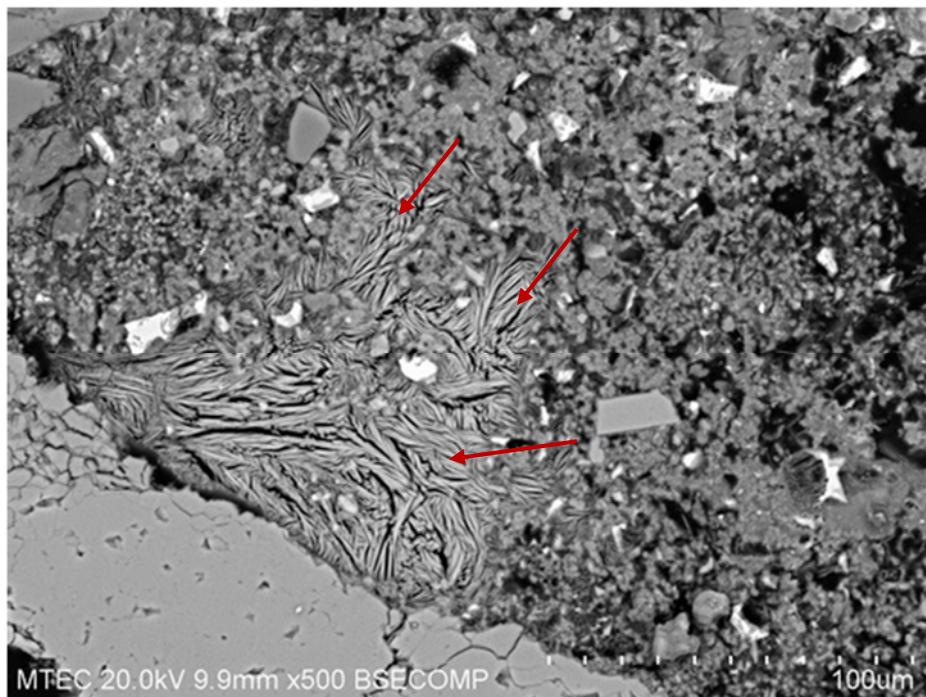
จากการวิเคราะห์พบว่ามีผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR เกิดขึ้นในเพสต์ ดังแสดงในรูปที่ 8.57 และ รูปที่ 8.58 นอกจากนี้ยังพบ Ettringite ในเพสต์ (รูปที่ 8.59) และบริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวม helyab กับเพสต์ (รูปที่ 8.60) และอุดในโพรงช่องว่าง (Void) บางส่วน ดังแสดงในรูปที่ 8.61 อย่างไรก็ตามผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite ที่เกิดขึ้นมีปริมาณที่น้อยกว่าที่พบในฐานรากอื่นๆ



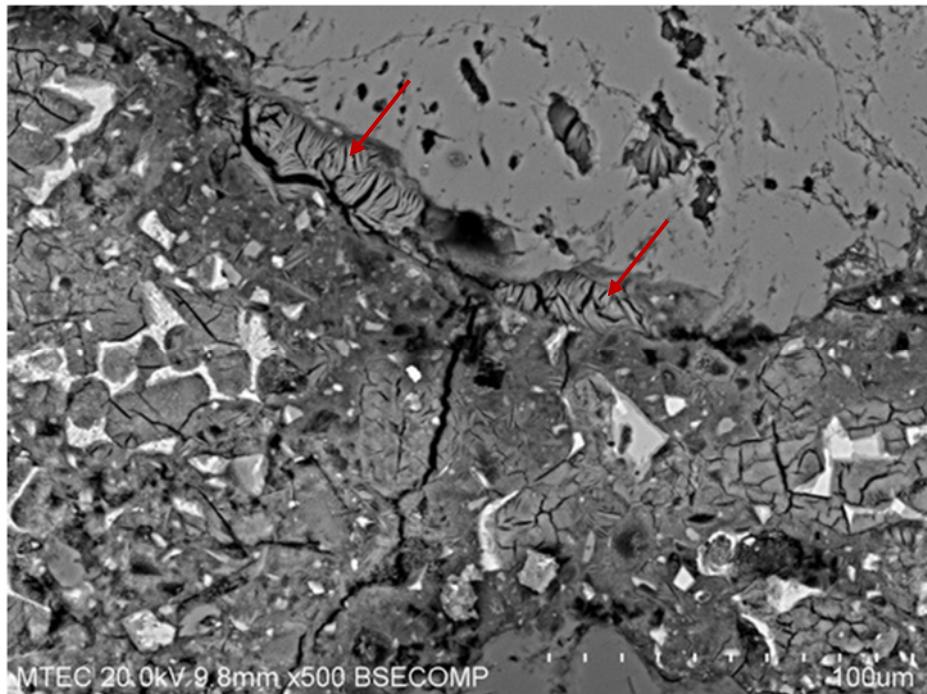
รูปที่ 8.57 ผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR ในเพสต์



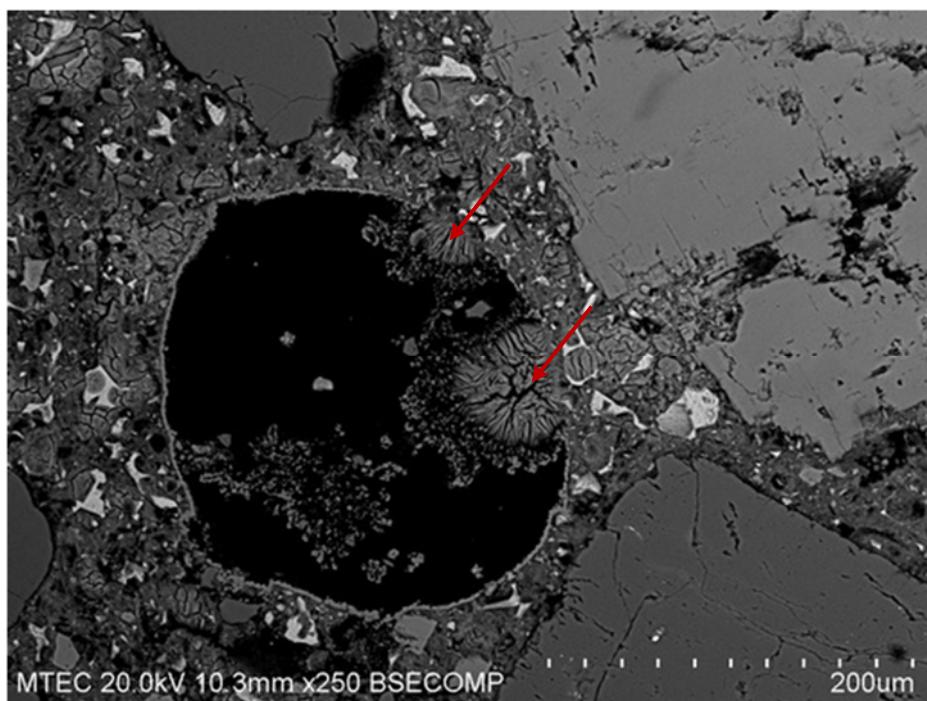
รูปที่ 8.58 ผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR ในเพสต์บริเวณใกล้กับมวลรวมหยาบ



รูปที่ 8.59 Ettringite ในเพสต์



รูปที่ 8.60 Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์



รูปที่ 8.61 Ettringite อุดในโพรงช่องว่าง (Void) บางส่วน

สรุปผลการวิเคราะห์ Petrography และการวิเคราะห์ด้วย SEM (Scanning Electron Microscope) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy)

จากการวิเคราะห์พบว่ามีผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite เกิดขึ้นในทุกตัวอย่าง คอนกรีต และพบมากโดยเฉพาะอย่างยิ่งในตัวอย่างคอนกรีตจากฐานราก 30/07 ซึ่งเป็นเป็นฐานรากที่มีปริมาณ

รอยแตกร้าวในโครงสร้างมากที่สุด ซึ่งผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite ยังพบในฐานราก 30/06 ซึ่งเป็นฐานรากที่ไม่มีรอยแตกร้าวบริเวณผิวของโครงสร้าง อย่างไรก็ตาม ผลผลิตที่เกิดขึ้นมีปริมาณที่น้อยกว่าที่พบในฐานรากอื่นๆ ทั้งนี้ผลการวิเคราะห์ที่ได้มีความสอดคล้องกับการวิเคราะห์จากทาง Taiheiyo Consultant Co., Ltd. ประเทศญี่ปุ่น โดย Shinichi Hirono, Yoko Ando และ Kazuo Yamada (ในหัวข้อ 8.2.2.5) ซึ่งจาก การวิเคราะห์จะพบผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR ได้อย่างชัดเจนในมวลรวมหยาบ Granite mylonite และพับบัง เล็กน้อยใน หินปูน (Cryptocrystalline quartz-bearing limestone) เนื่องจากมวลรวมหยาบในฐานราก 30/07 และ 30/01 เป็น Granite mylonite ส่วนฐานราก 30/06 เป็นหินปูน (Limestone) และฐานราก 29/24 ประกอบด้วยมวลรวมหยาบทั้ง Granite mylonite และหินปูน (Limestone) ดังนั้นชนิดของมวลรวมหยาบที่แตกต่างกัน ก็เป็นสาเหตุหนึ่งที่สามารถทำให้เกิด AAR ในแต่ละฐานรากในระดับที่แตกต่างกัน โดย เรียงลำดับจากมากไปน้อย คือ 30/07, 30/01, 29/24 และ 30/06 ผลการตรวจสอบการเกิดปฏิกิริยาระหว่าง ด่างและมวลรวม สามารถสรุปได้ดังตารางที่ 8.3

ตารางที่ 8.3 สรุปปริมาณผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite ที่พบในตัวอย่างคอนกรีต

โครงสร้างฐานราก	ระดับความเสียหาย	ชนิดของมวลรวมหยาบ [2]	ASR product	Ettringite
			30 cm.	30 cm.
30/07	Very severe	Granite Mylonite	0000	0000
30/01	Severe	Granite Mylonite	000	00
29/24	Moderate	Granite Mylonite, Politie Hornfels, Limestone, Chert	00	000
30/06	None	Limestone	0	00

หมายเหตุ: 0000 = มากที่สุด,..., 0 = น้อยที่สุด

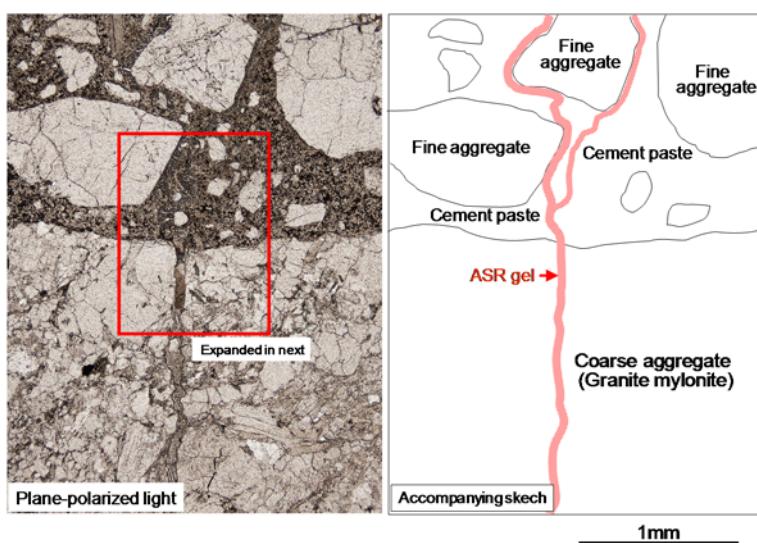
#### 8.2.2.5 ตัวอย่างผลการวิเคราะห์ Petrography และ SEM จาก Taiheiyo Consultant Co., Ltd. ประเทศญี่ปุ่น (เพิ่มเติมจาก TOR)

นอกจากการวิเคราะห์ Petrography และการวิเคราะห์ด้วย SEM (Scanning Electron Microscope) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy) โดยคณะที่ปรึกษาแล้ว ยังได้นำตัวอย่างคอนกรีตจากฐานราก 30/07, 30/01, 29/24 และ 30/06 ไปให้นักวิจัยของ Taiheiyo Consultant Co., Ltd. ประเทศญี่ปุ่น ได้ทำการวิเคราะห์ Petrography ด้วย

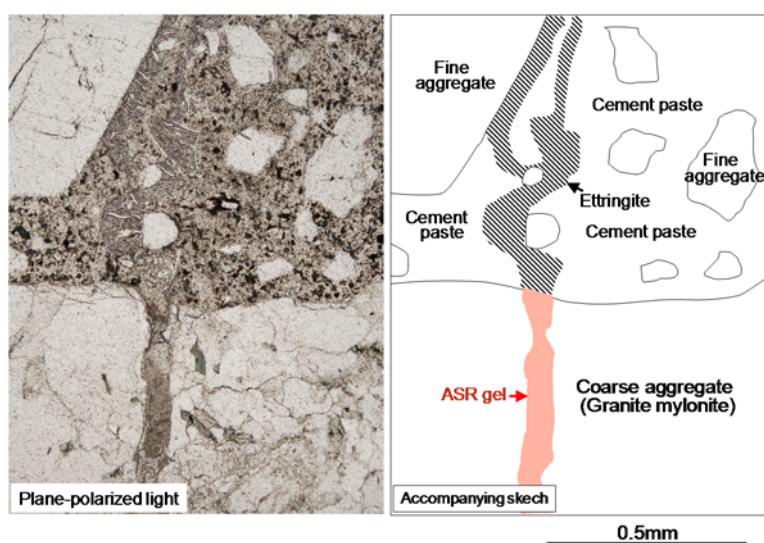
จากการวิเคราะห์ Petrography ของ Shinichi Hirono, Yoko Ando และ Kazuo Yamada นักวิจัยของ Taiheiyo Consultant Co., Ltd. ประเทศญี่ปุ่น พบว่า คอนกรีตฐานรากประกอบด้วยมวลรวมหยาบสองชนิดหลักๆ คือมวลรวมหยาบ Granite mylonite และหินปูน (Limestone) ซึ่งมวลรวมหยาบในฐานราก 30/07 และ 30/01 เป็น Granite mylonite ส่วนฐานราก 30/06 เป็นหินปูน (Limestone) และฐานราก 29/24 ประกอบด้วยมวลรวมหยาบทั้ง Granite mylonite และหินปูน (Limestone) ซึ่งจากการวิเคราะห์จะพบผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR ได้อย่างชัดเจนในมวลรวมหยาบ Granite mylonite และพับบังเล็กน้อยในหินปูน (Cryptocrystalline quartz-bearing limestone)

จากการวิเคราะห์ด้วย Plane-polarized light ของตัวอย่างแบบ Thin section ซึ่งเตรียมจากฐานราก 30/07 พบร่วมกับ มีผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR (ASR gel) เกิดขึ้น และอุดในรอยแตกร้าวของมวลรวมหยาบ ซึ่งเป็นมวลรวมหยาบชนิด Granite mylonite และเจลได้เกิดต่อเนื่องไปในเนื้อเพสต์ ดังแสดงในรูปที่ 8.62 และยังพบร่วมกับ ASR gel เกิดขึ้นในมวลรวมหยาบชนิดเดียวกัน และมี Ettringite เกิดขึ้นต่อเนื่องไปในเพสต์ ซึ่ง Ettringite ที่เกิดขึ้นนี้เป็นการไปแทนที่ส่วนที่เคยเกิดเจลในเพสต์ส่วนนี้มาก่อน ดังแสดงในรูปที่ 8.63 รูปที่ 8.64 แสดงผลการวิเคราะห์ของค่าประกอบทางเคมีของ ASR gel โดยการวิเคราะห์ EDX บนภาพถ่าย Backscatter Electron Image และ EPMA Mapping

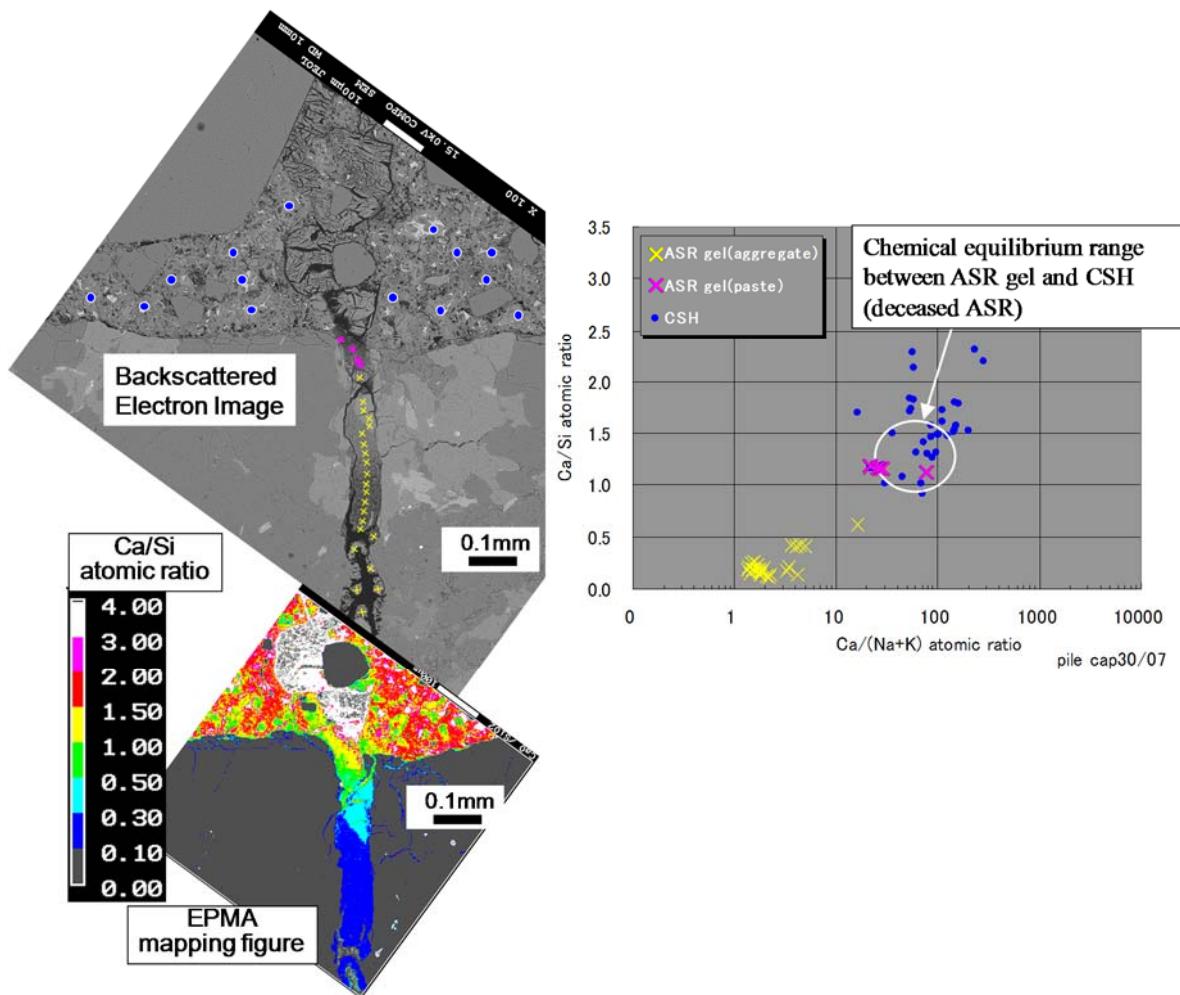
นอกจากนี้ จากการวิเคราะห์โดย SEM พบร่วมกับผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR เกิดขึ้นในตัวอย่างคอนกรีต ซึ่งผลผลิตที่เกิดขึ้นมีลักษณะรูปร่างแบบ Rosette และ ASR เจล ดังแสดงในรูปที่ 8.65 และ รูปที่ 8.66 ตามลำดับ



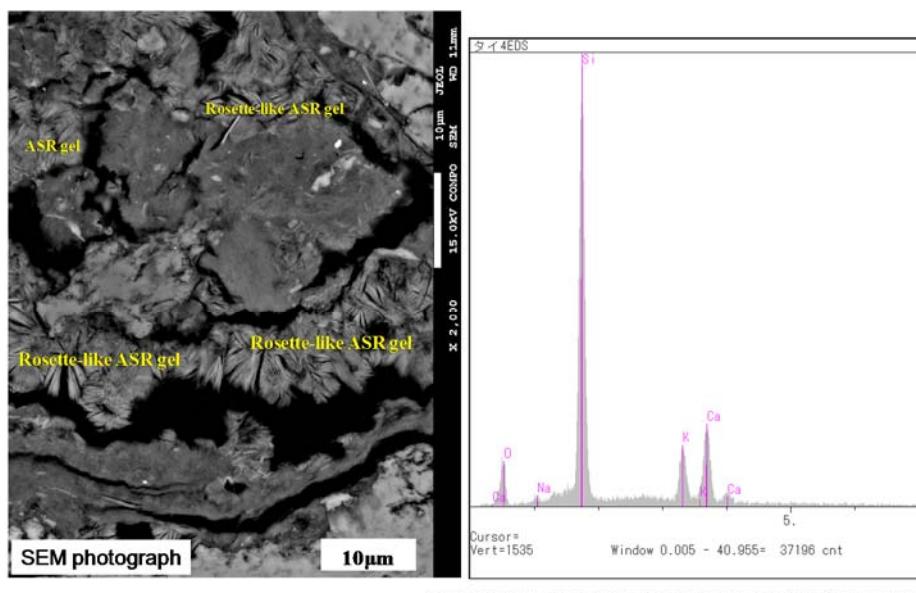
รูปที่ 8.62 ผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR (ASR gel) ในรอยแตกร้าวของมวลรวมหยาบและต่อเนื่องไปในเพสต์ [4]



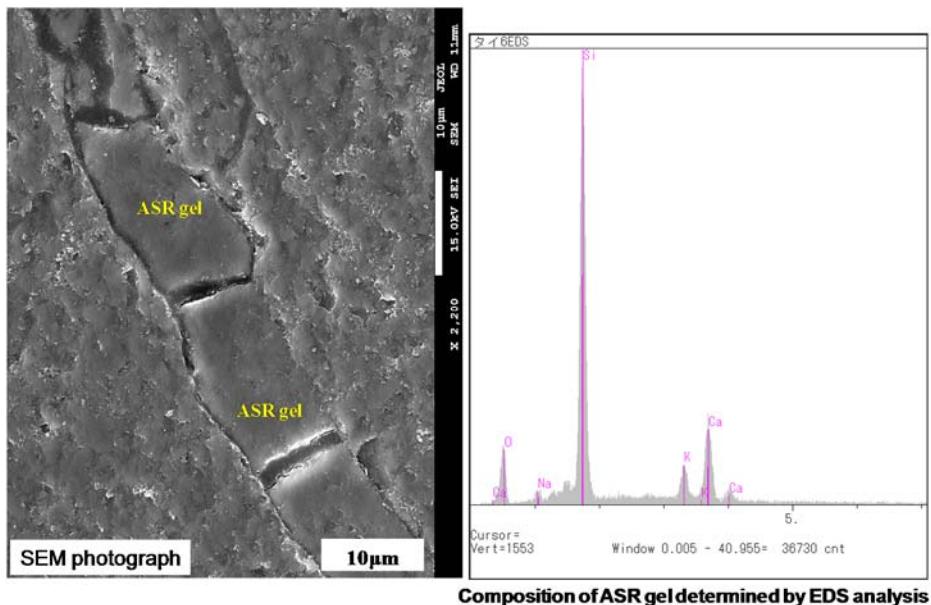
รูปที่ 8.63 ผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR (ASR gel) ในรอยแตกร้าวของมวลรวมหยาบและ Ettringite เกิดขึ้นต่อเนื่องไปในเพสต์ [4]



รูปที่ 8.64 องค์ประกอบทางเคมีของ ASR gel [4]



รูปที่ 8.65 ผลผลิตจากปฏิกริยา AAR แบบ Rosette [4]



รูปที่ 8.66 ผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR แบบเจล [4]

#### 8.2.2.6 การตรวจสอบความเป็นไปได้ในการเกิด External Delayed Ettringite Formation เนื่องจากชั้ลเฟต์ที่มาจากการสังเคราะห์

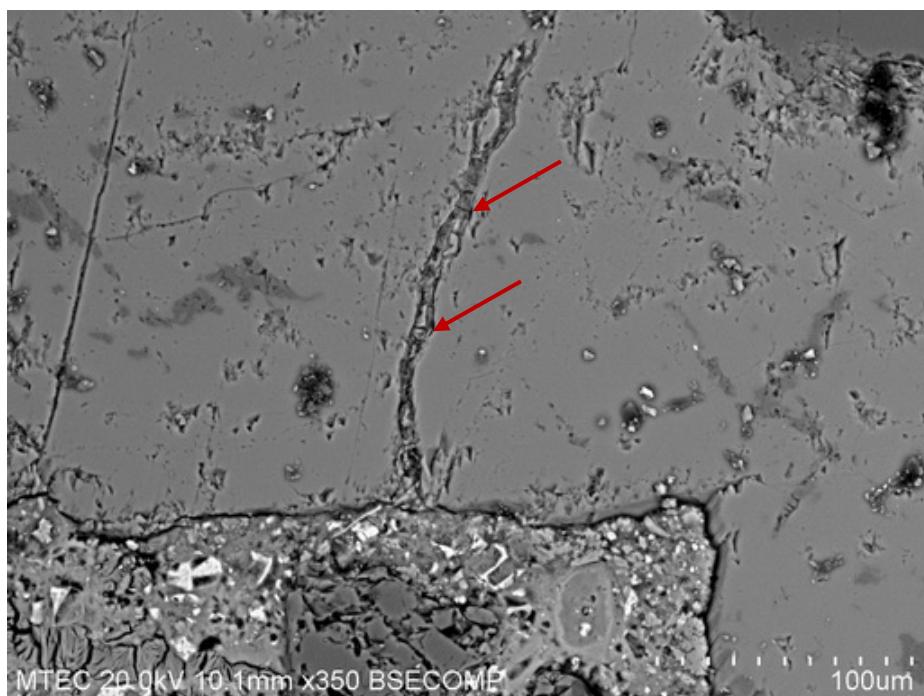
การวิเคราะห์ด้วย SEM (Scanning Electron Microscope) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy) ในตัวอย่างคอนกรีตที่ระดับความลึก 100 เซนติเมตร

จากการวิเคราะห์ด้วย SEM (Scanning Electron Microscope) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy) ในหัวข้อ 8.2.2.4 พบว่ามี Ettringite ในตัวอย่างคอนกรีต อย่างไรก็ตาม Ettringite ที่พบนั้น ยังไม่สามารถสรุปได้ชัดเจนว่าเป็น Ettringite ที่เกิดจากการเกิด Internal Delayed Ettringite Formation (DEF) ทั้งนี้เนื่องจาก Ettringite ที่เกิดขึ้นอาจจะเกิดจากการทำปฏิกิริยาของชัลเฟต์ที่เข้ามายังชั้ลเฟต์ที่มานาจากสิ่งแวดล้อมได้ เช่นกัน ดังนั้นจึงทำการทดสอบเพิ่มเติมเพื่อยืนยันผล โดยการวิเคราะห์ด้วย SEM (Scanning Electron Microscope) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy) ในตัวอย่างคอนกรีตที่ระดับความลึก 100 เซนติเมตร แล้วตรวจสอบการเกิด Ettringite เปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการตรวจสอบในคอนกรีตที่ระดับความลึก 30 เซนติเมตร (ในหัวข้อ 8.2.2.4) ถ้า Ettringite ที่เกิดขึ้นในตัวอย่างนั้น เกิดจากการทำปฏิกิริยาของชัลเฟต์ที่มาจากการสังเคราะห์ ปริมาณ Ettringite ที่พบที่ระดับความลึก 100 เซนติเมตร ควรมีน้อยกว่าในคอนกรีตที่ระดับความลึก 30 เซนติเมตร ทั้งนี้เนื่องจากสารละลายชัลเฟต์จากสิ่งแวดล้อมจะแทรกซึมเข้าไปถึงที่ความลึก 100 เซนติเมตรได้ยาก

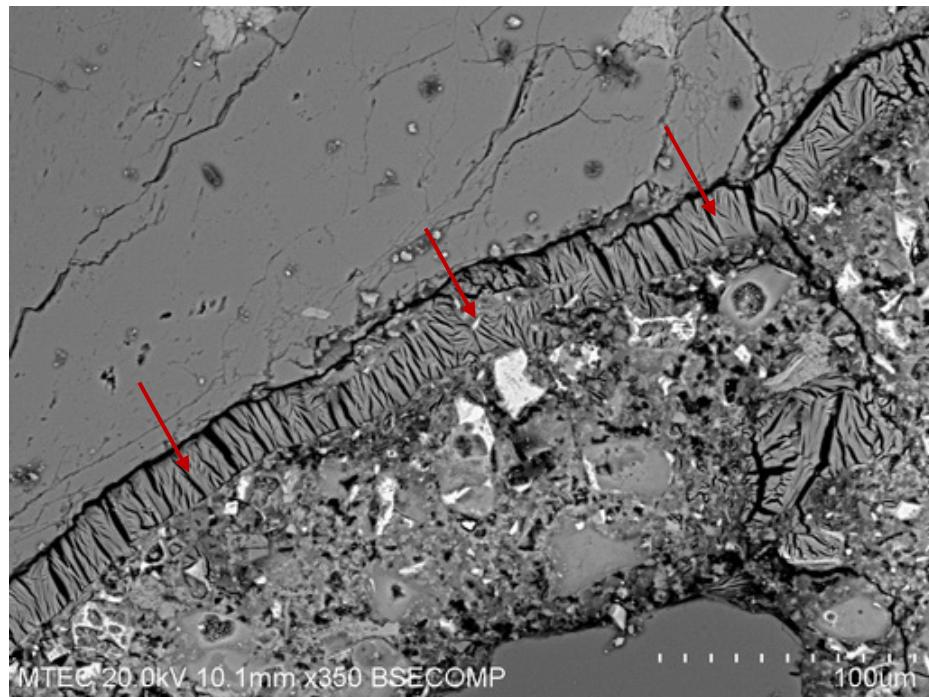
ผลการวิเคราะห์ด้วย SEM (Scanning Electron Microscope) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy) ในตัวอย่างคอนกรีตที่ระดับความลึก 100 เซนติเมตร พบว่ามี Ettringite เกิดขึ้นในตัวอย่างคอนกรีตจากทุกฐานราก แต่พบผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในตัวอย่างคอนกรีตฐานราก 30/07, 30/01 และ 29/24 เท่านั้น ซึ่งตำแหน่งและลักษณะของผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite ที่พบนั้น คล้ายคลึงกับที่พบในตัวอย่างคอนกรีตที่ระดับความลึก 30 เซนติเมตร รูปที่ 8.67 ถึง รูปที่ 8.70 แสดง

ตัวอย่างผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite ที่พบในแต่ละฐานรากที่ความลึก 100 เซนติเมตร นอกจากร่องน้ำ รูปที่ 8.71 แสดงการวิเคราะห์ด้วย SEM-EDX elemental mapping และ ASR gel (ปริมาณ Silicon และ Calcium สูงบริเวณ “I” และ “II”, ตามลำดับ) อุดในร่องแตกร้าวของมวลรวมหยาบและต่อเนื่องไปยังเพสต์ แล้วเข้มต่อกับ Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์ ซึ่ง Ettringite แสดงได้จากบริเวณที่มีปริมาณ Calcium, Aluminium, และ Sulfur สูง ในตำแหน่งที่ “III”, “IV”, and “V”, ตามลำดับ

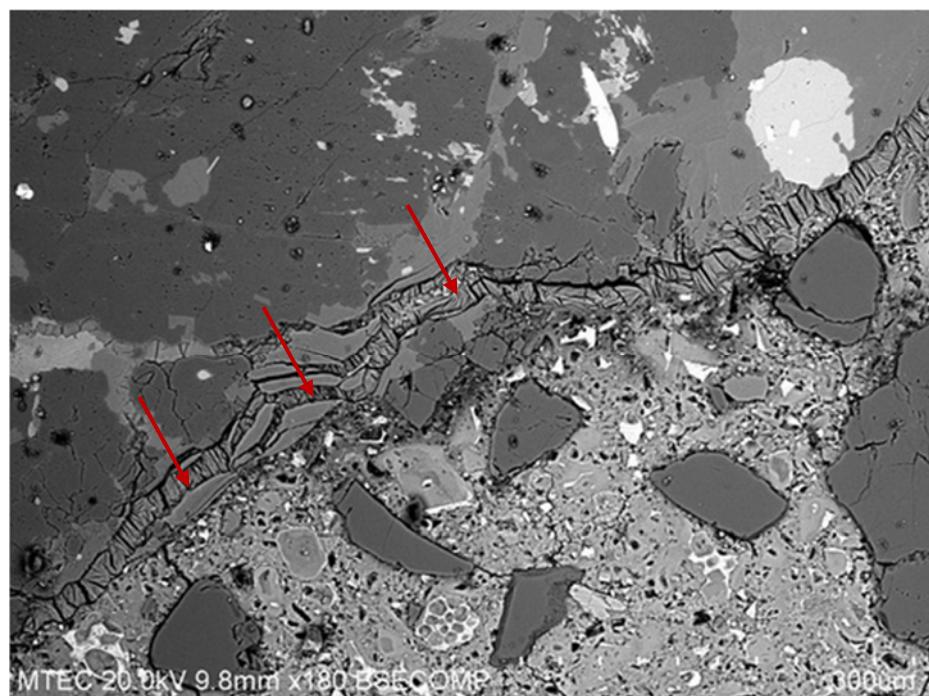
สรุปผลการวิเคราะห์ด้วย SEM (Scanning Electron Microscope) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy) ในตัวอย่างคอนกรีตที่ระดับความลึก 100 เซนติเมตร เปรียบเทียบกับคอนกรีตที่ระดับความลึก 30 เซนติเมตร และมีปริมาณค่อนข้างมากกว่าคอนกรีตที่ระดับความลึก 30 เซนติเมตร ในบางตัวอย่าง ซึ่งสามารถบ่งบอกได้ว่า Ettringite ที่พบในตัวอย่างเกิดจาก Internal Delayed Ettringite Formation (DEF) เป็นหลัก โดยไม่ได้เกิดจากการทำปฏิกิริยาของชั้ลเฟตจากสิ่งแวดล้อม นอกจากนี้ ยังได้มีการทดสอบเพื่อยืนยันผลโดยการหาปริมาณชัลเฟตในดินและการวิเคราะห์อุณหภูมิในคอนกรีตเพิ่มเติมด้วย (ในหัวข้อที่ 8.4.2)



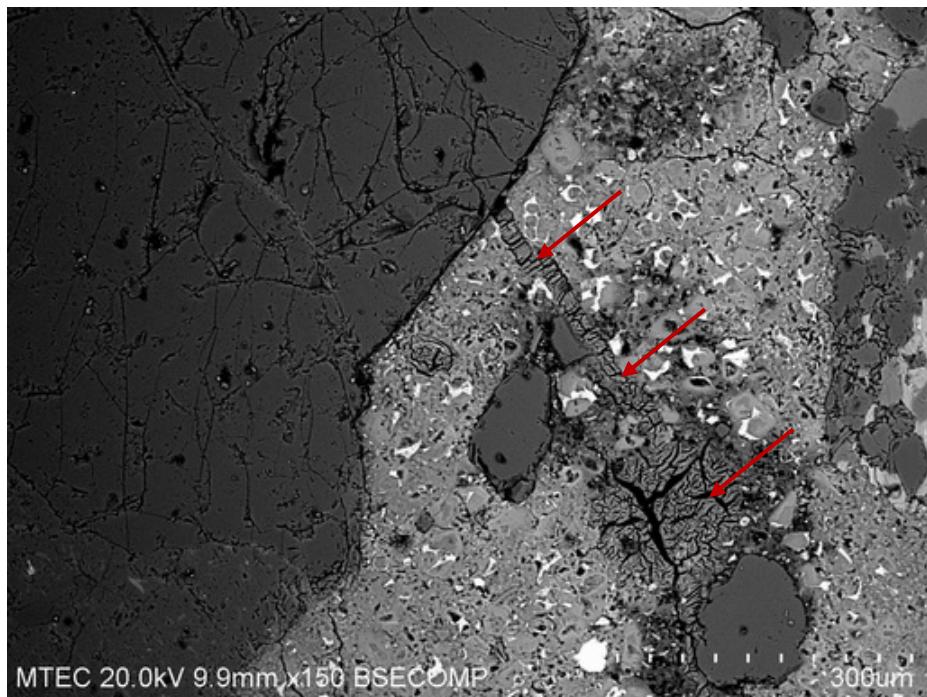
(a) ผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR ที่อุดอยู่ในร่องแตกร้าวของมวลรวมหยาบ



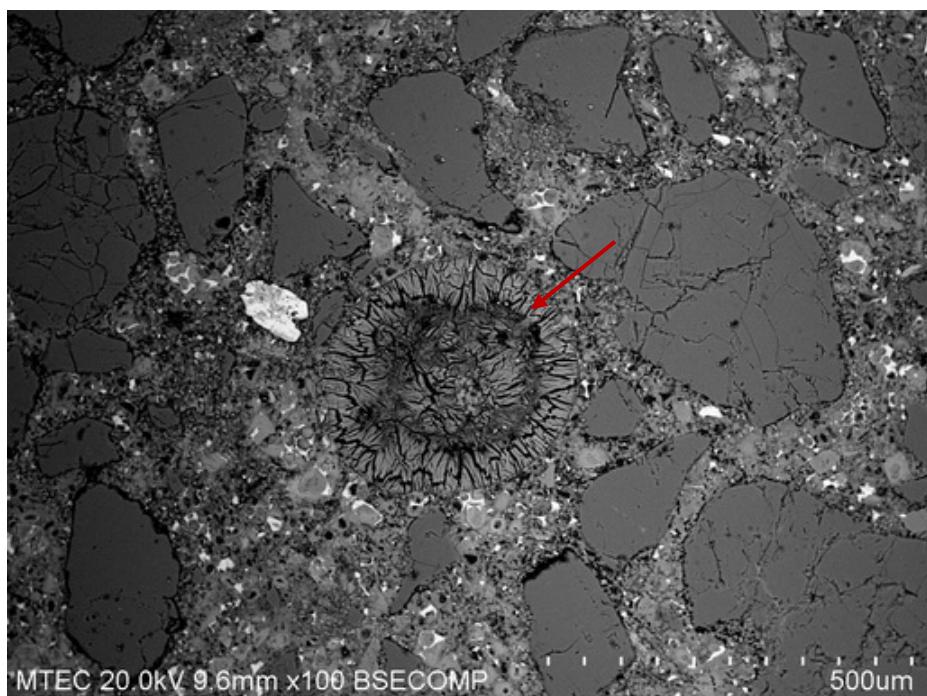
(b) Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมทรายกับเพสต์



(c) Ettringite อุดอยู่ในรอยแตกร้าวของมวลรวมทราย

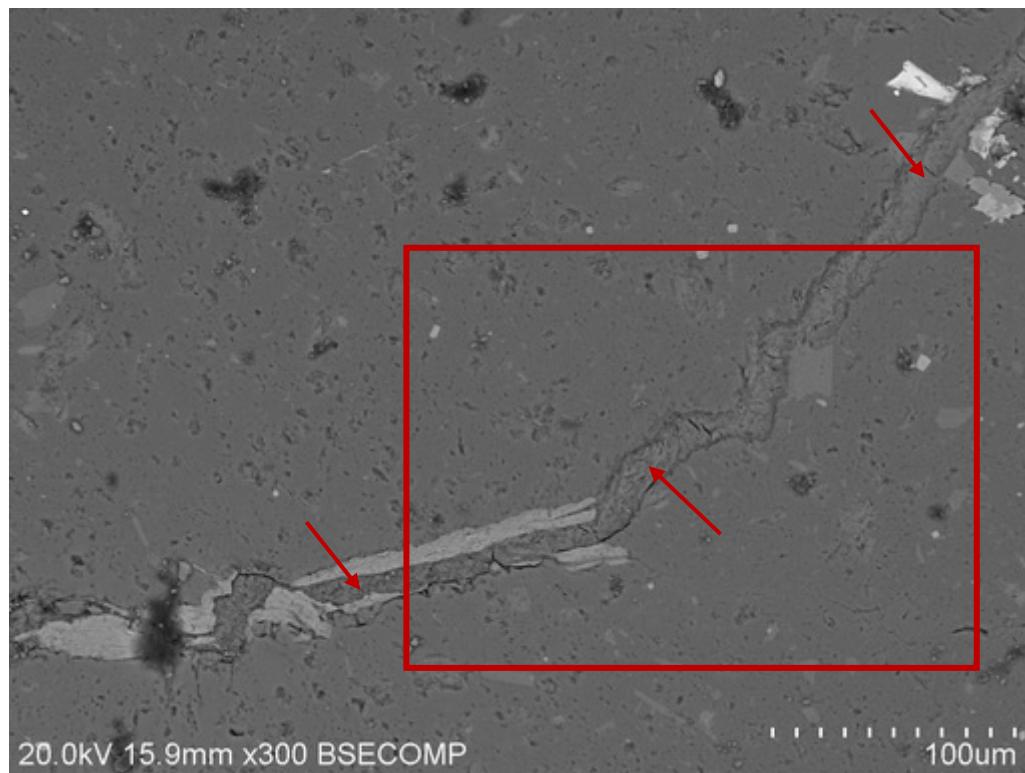


(d) Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) และรอยแตกกร้าวในเพสต์

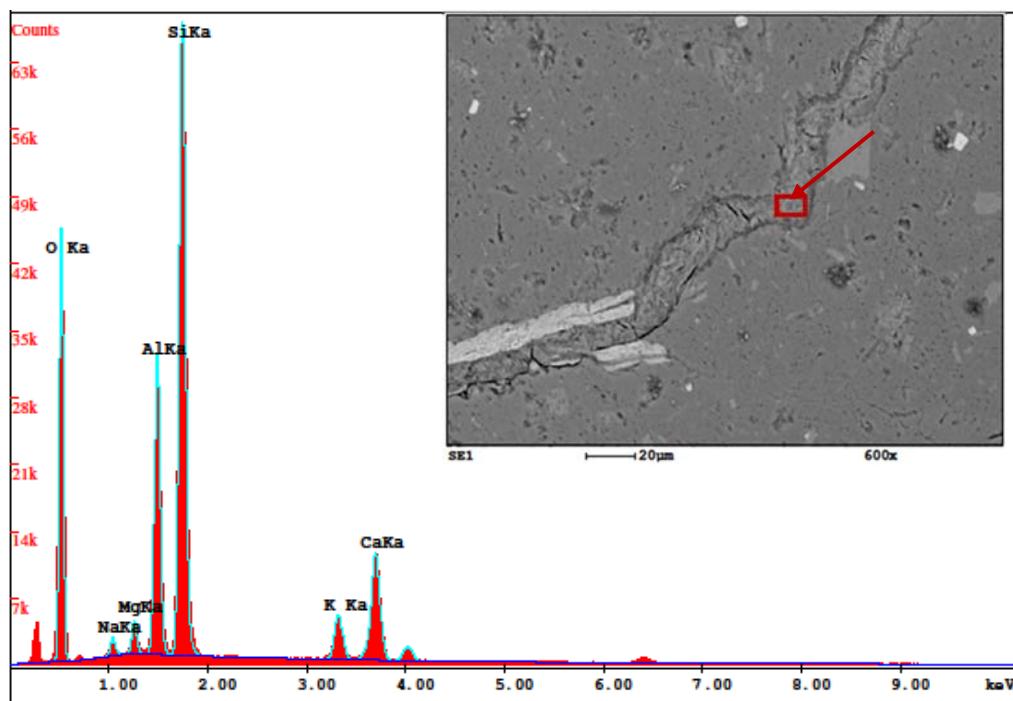


(e) Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

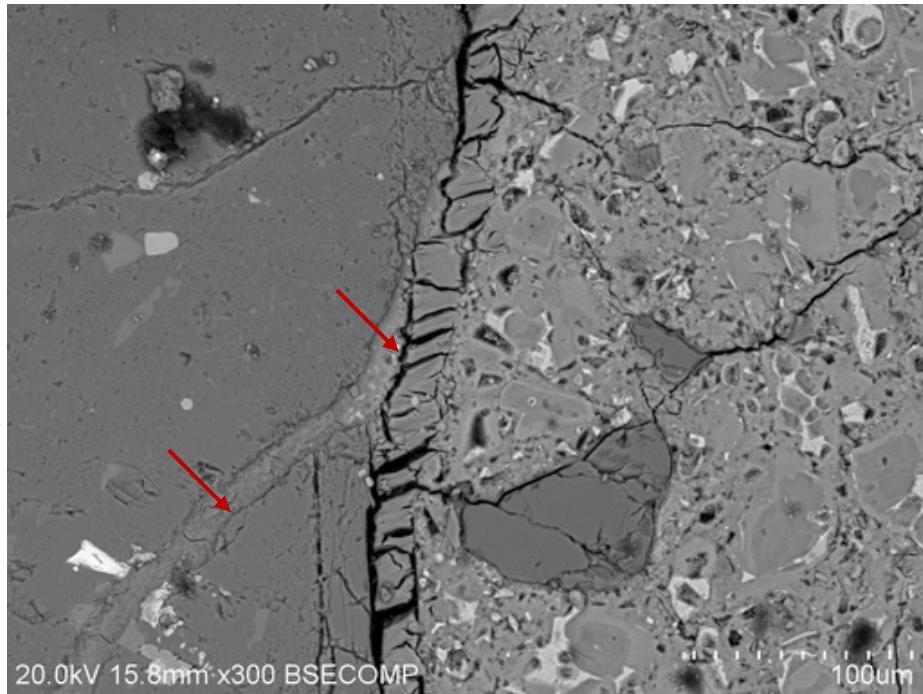
รูปที่ 8.67 ผลการวิเคราะห์ตัวอย่างคอนกรีตจากฐานราก 30/07 ที่ระดับความลึก 100 เซนติเมตร



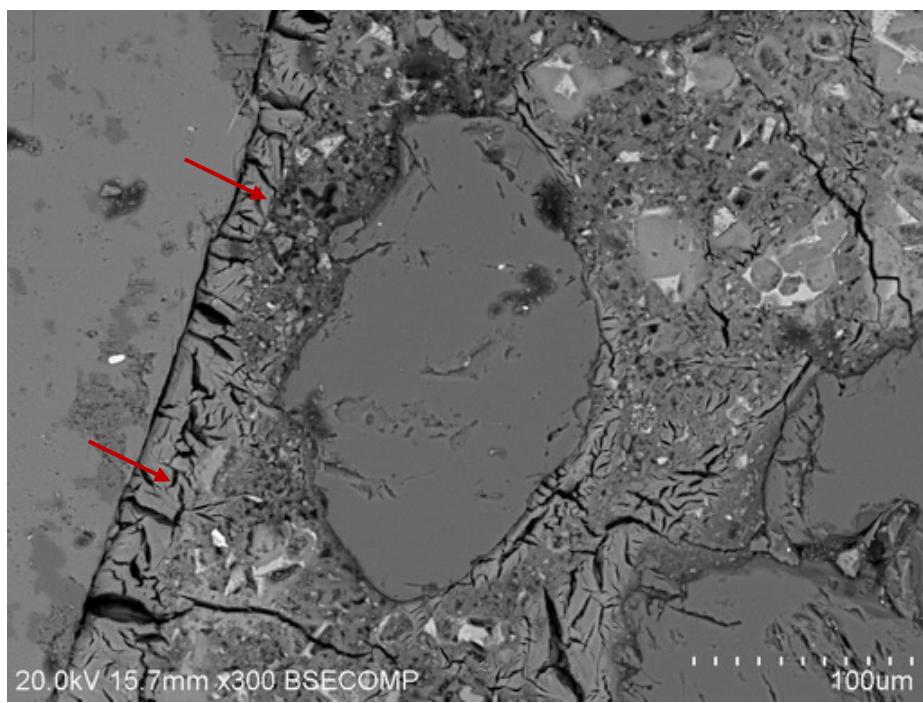
(a) ผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR ที่อุดอยู่ในรอยแตกร้าวของมวลรวมหยาบ



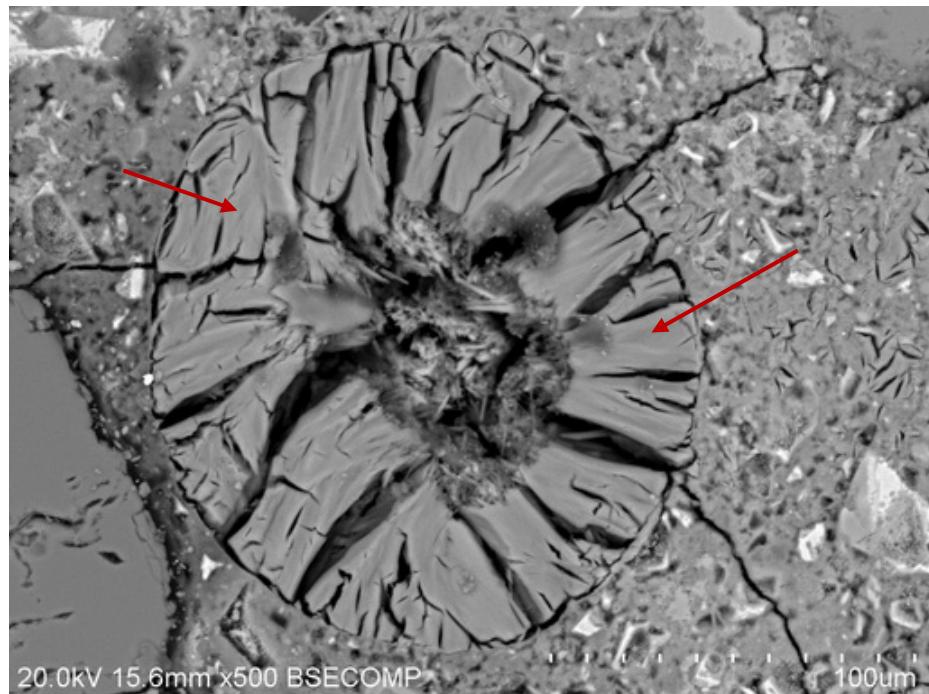
(b) EDX ของผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR ที่อุดอยู่ในรอยแตกร้าวของมวลรวมหยาบ



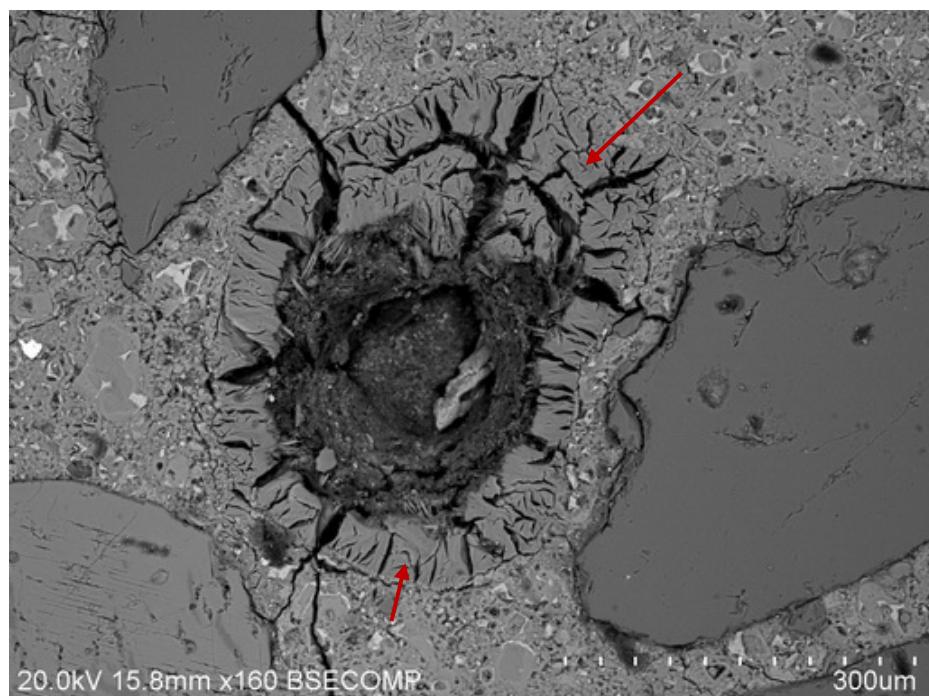
(c) ผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR ที่อุดอยู่ในรอยแตกร้าวของมวลรวมหยาบเชื่อมต่อกับ Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์



(d) Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์

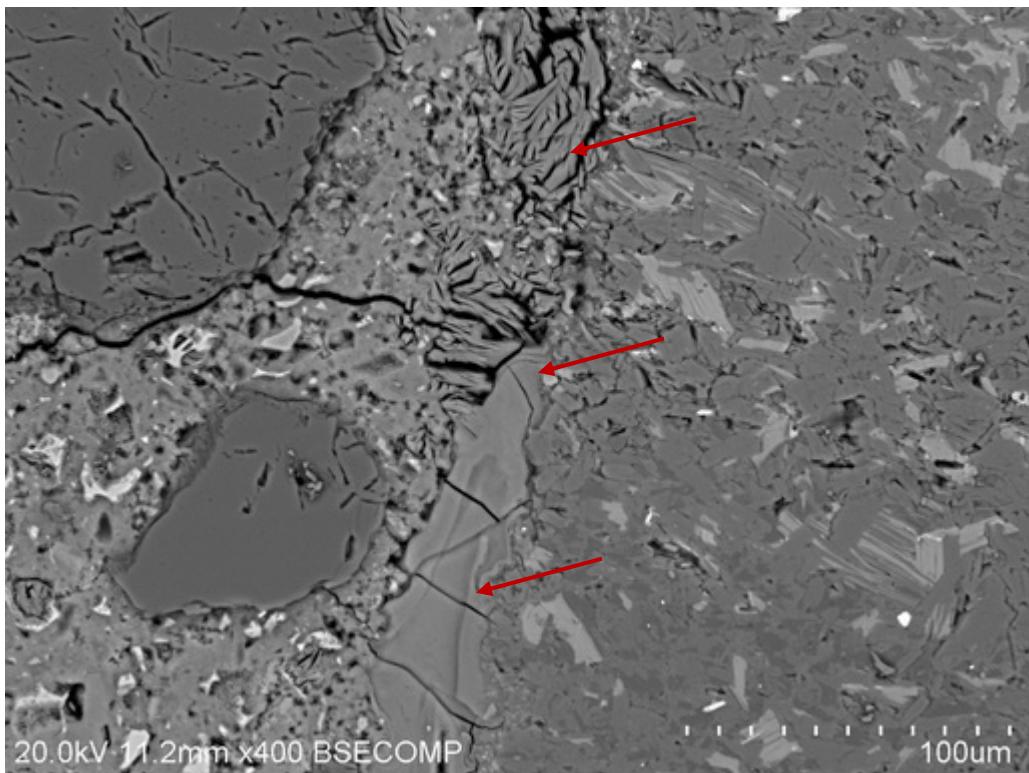


(e) Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

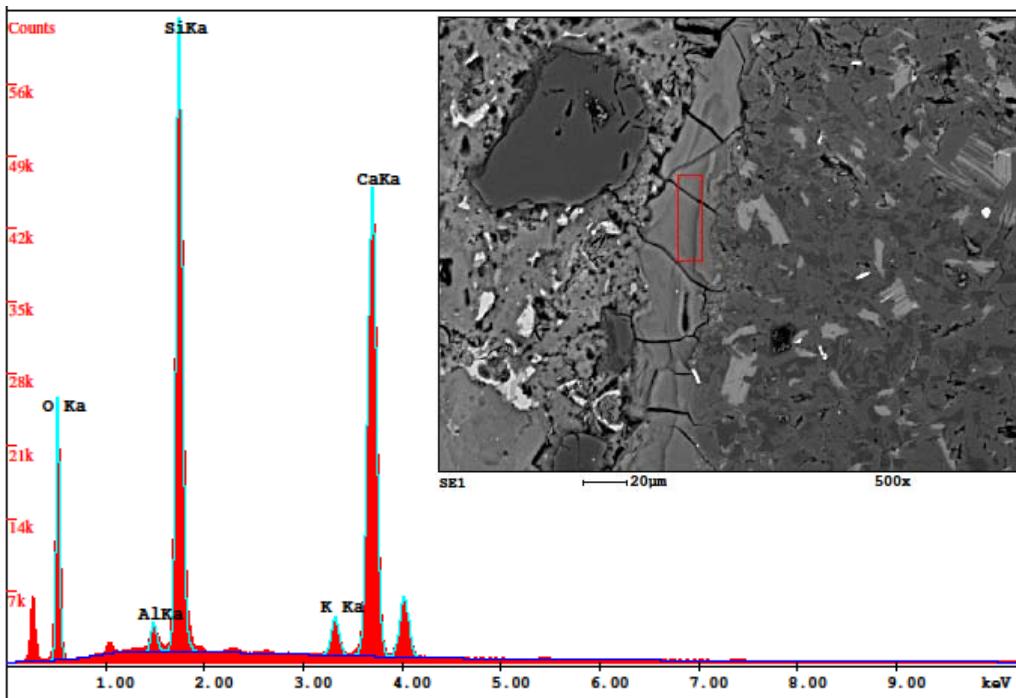


(f) Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) บางส่วน

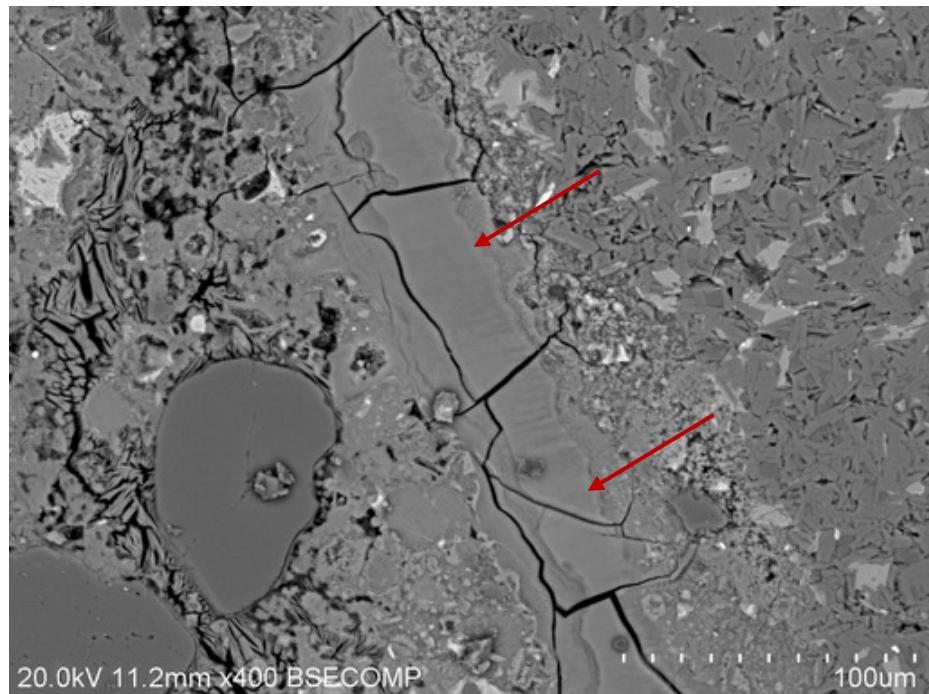
รูปที่ 8.68 ผลการวิเคราะห์ตัวอย่างคอนกรีตจากฐานราก 30/01 ที่ระดับความลึก 100 เซนติเมตร



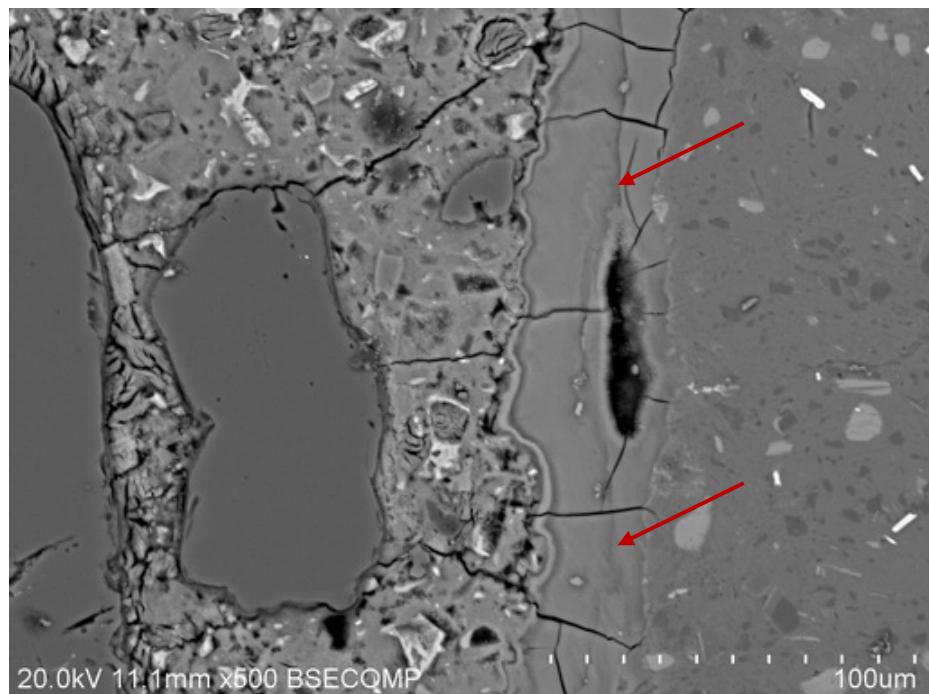
(a) ผลผลิตจากปูนกิริยา AAR เชื่อมต่อกับ Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์



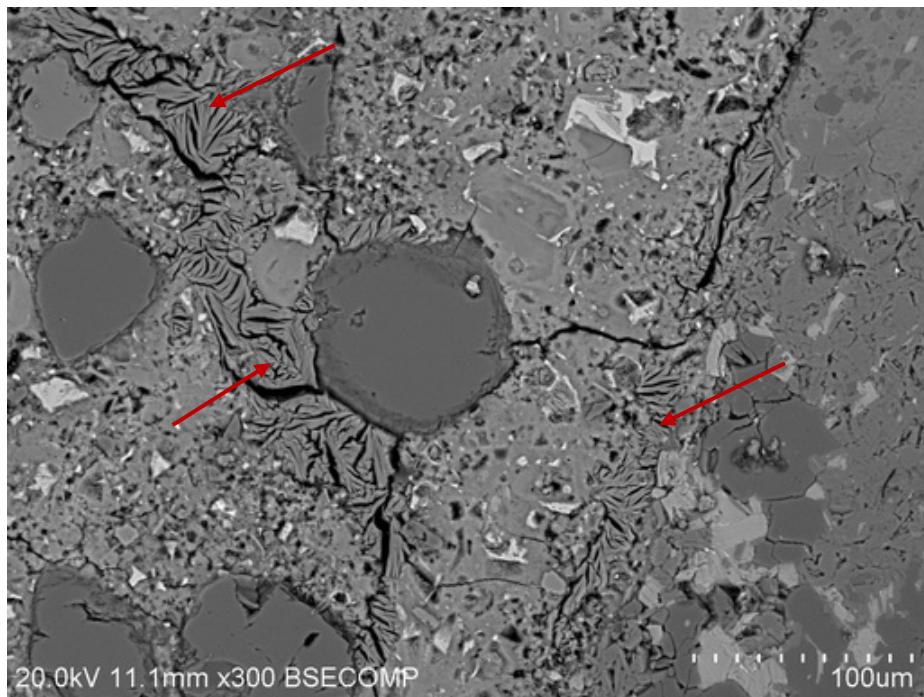
(b) EDX ของผลผลิตจากปูนกิริยา AAR บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์



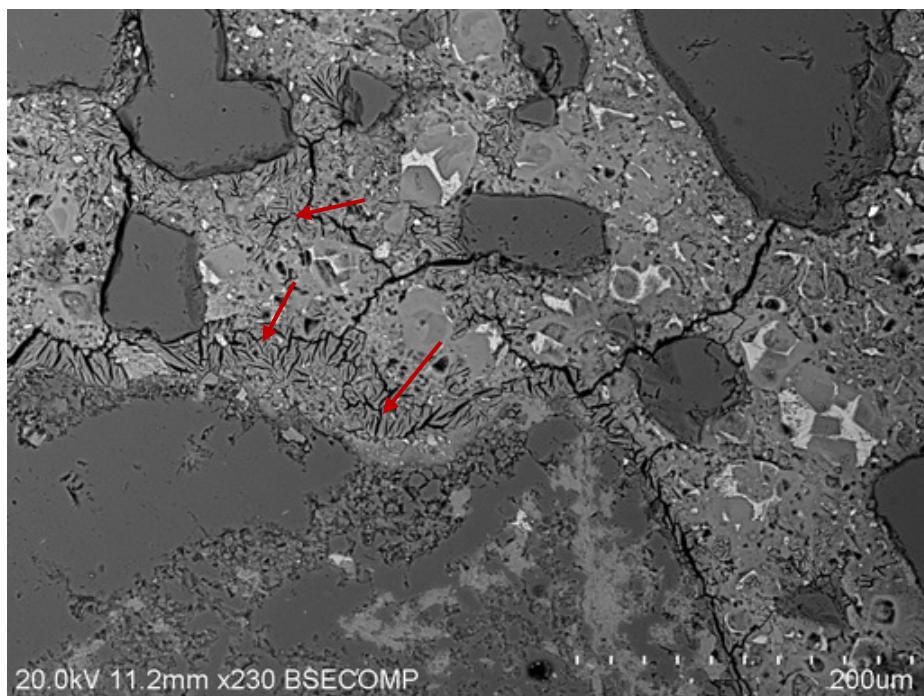
(c) ผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์ บริเวณที่ 1



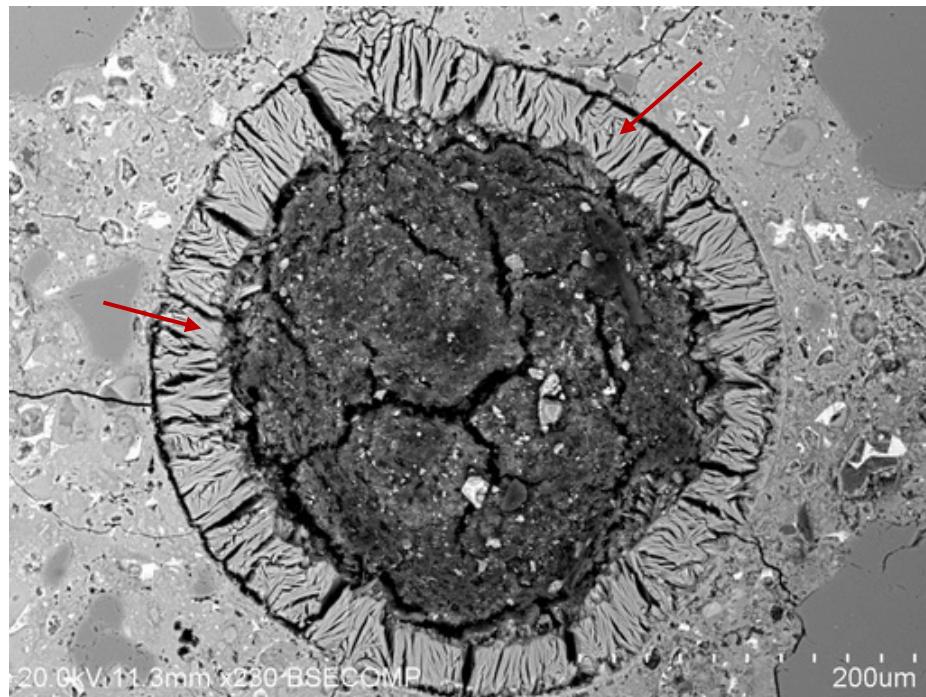
(d) ผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์ บริเวณที่ 2



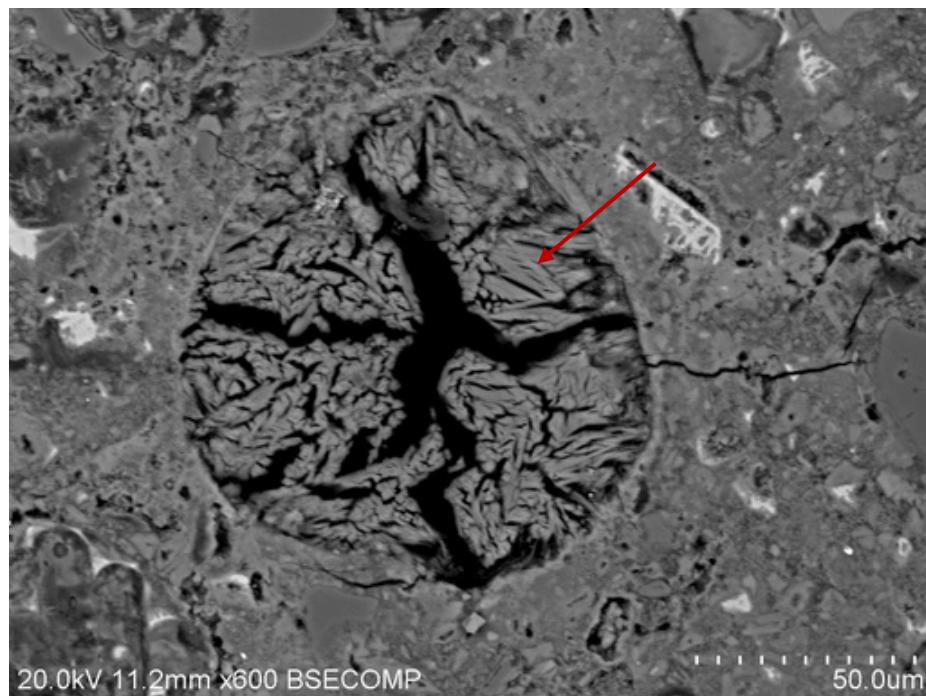
(e) Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์และในเพสต์



(f) Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์และในเพสต์

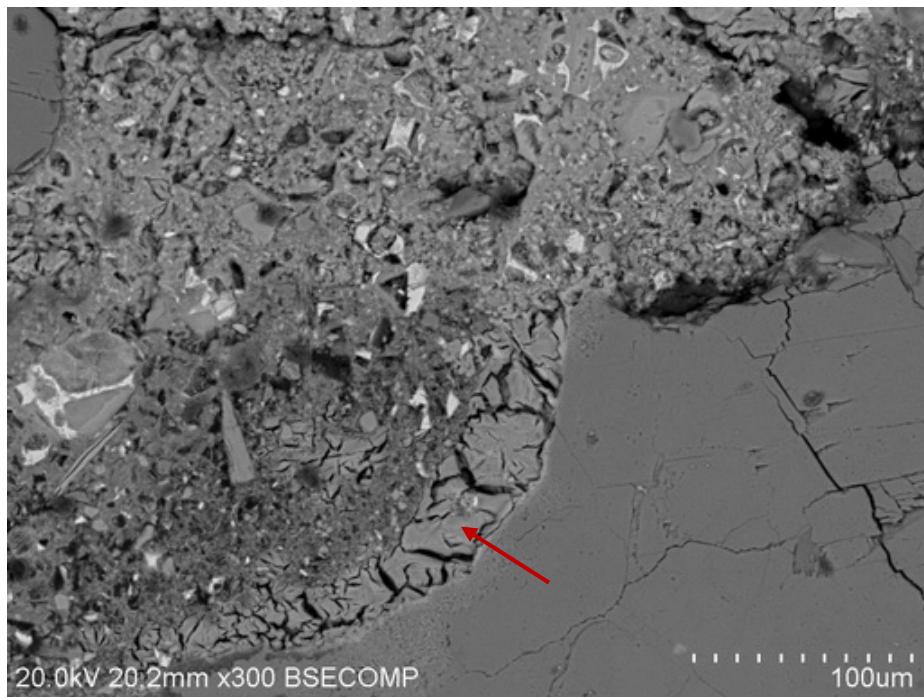


(g) Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) บางส่วน

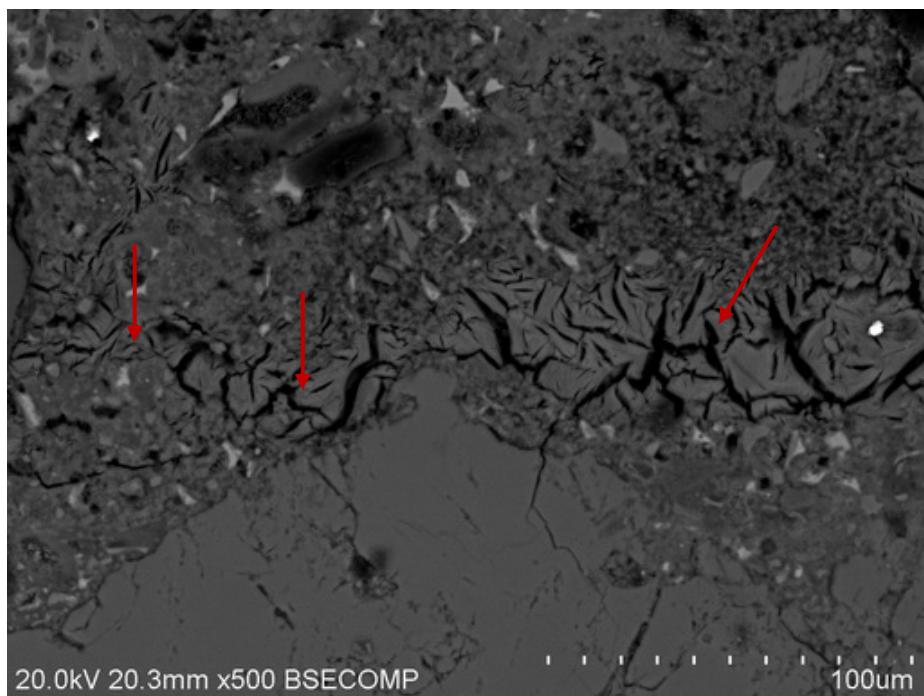


(h) Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

รูปที่ 8.69 ผลการวิเคราะห์ตัวอย่างคอนกรีตจากฐานราก 29/24 ที่ระดับความลึก 100 เซนติเมตร

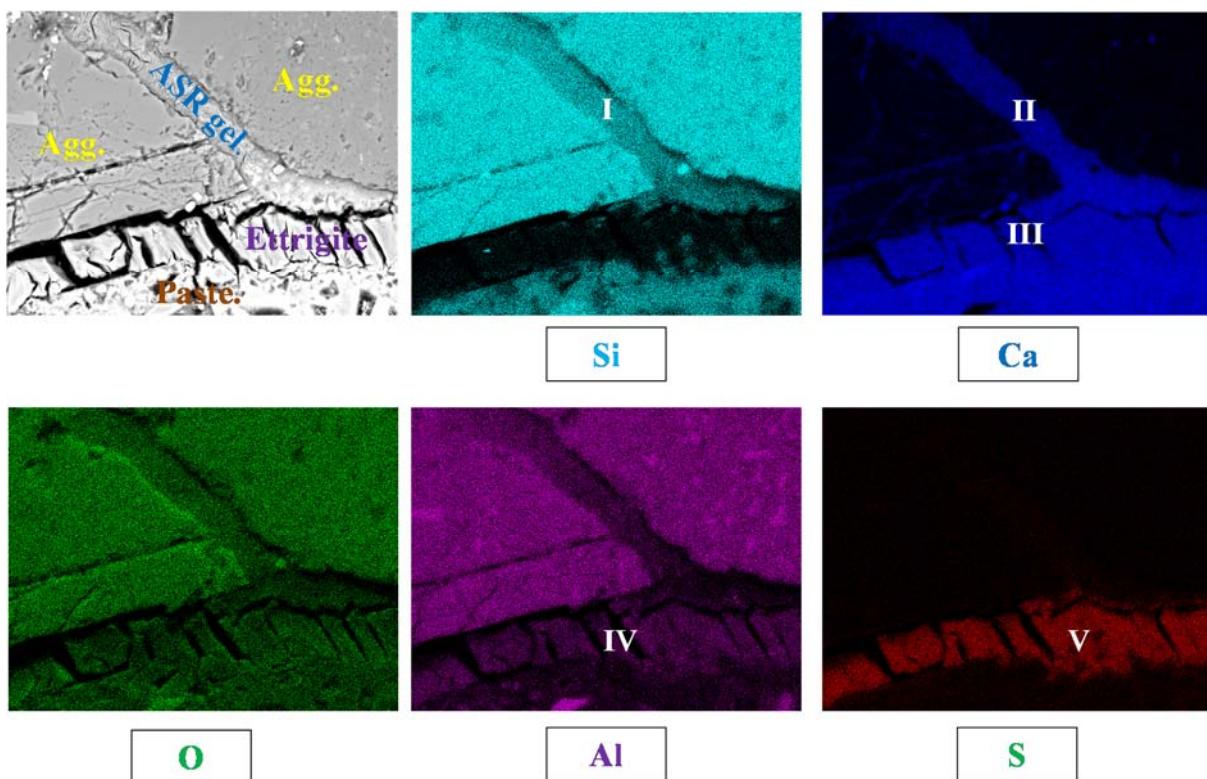


(a) Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมทรายกับเพสต์



(b) Ettringite บริเวณใกล้มวลรวมทราย

รูปที่ 8.70 ผลการวิเคราะห์ตัวอย่างคอนกรีตจากฐานราก 30/06 ที่ระดับความลึก 100 เซนติเมตร



รูปที่ 8.71 การวิเคราะห์ด้วย SEM-EDX elemental mapping แสดง ASR gel อุดในรอยแตกร้าวของมวลรวมหมายและต่อเนื่องไปยังเพสต์ แล้วเข้มต่อ กับ Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหมายกับเพสต์

ตารางที่ 8.4 เปรียบเทียบปริมาณผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite ที่พบร่วมกันในตัวอย่างคอนกรีตที่ระดับความลึก 30 เซนติเมตรและ 100 เซนติเมตร

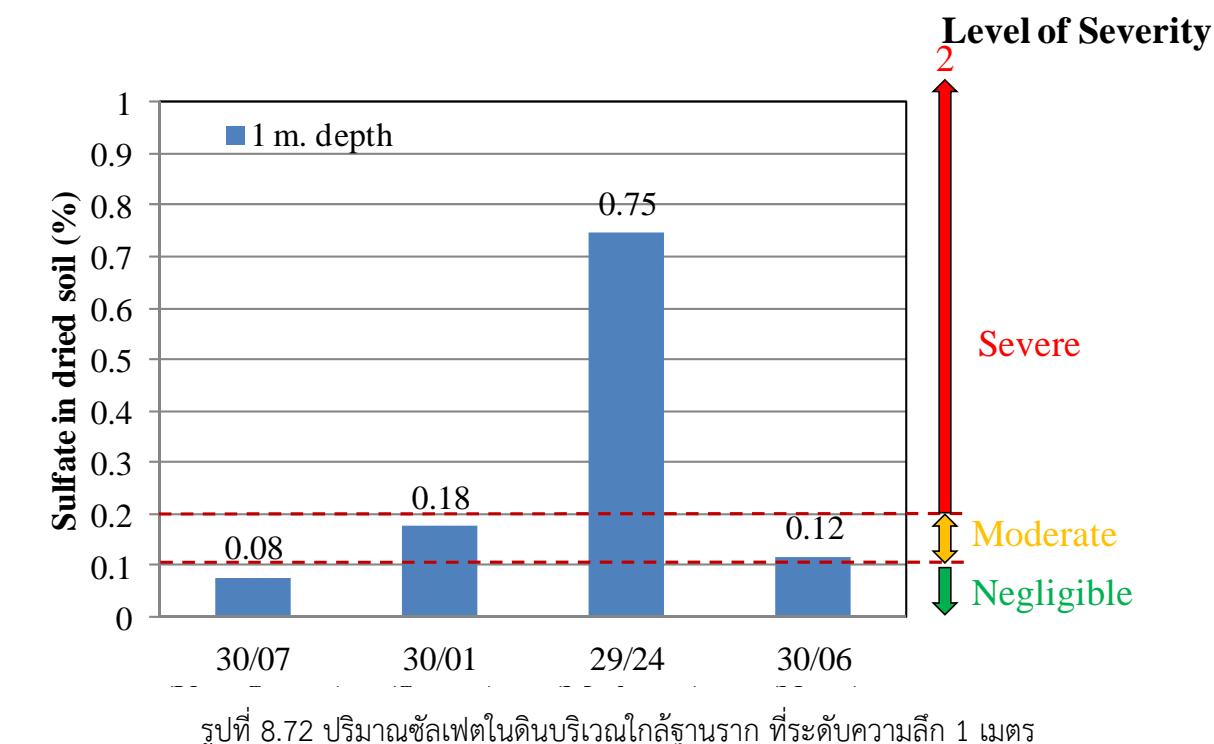
โครงสร้างฐานราก	ระดับความเสียหาย	ASR product		Ettringite	
		30 cm.	100 cm.	30 cm.	100 cm.
30/07	Severe	0000	○	0000	0000
30/01	Moderate	000	○	00	0000
29/24	Moderate	00	00	000	000
30/06	Low	○	-	00	○

หมายเหตุ: 0000 =มากที่สุด,..., ○ =น้อยที่สุด

#### ผลการทดสอบหาปริมาณชัลเฟต์ในดิน

เพื่อเป็นการตรวจสอบความเป็นไปได้ของการเกิดการเสื่อมสภาพของคอนกรีตเนื่องจากชัลเฟต์จากสิ่งแวดล้อม ซึ่งทำให้เกิด Ettringite ได้ เช่นเดียวกับ Internal DEF จึงได้ทำการทดสอบหาปริมาณชัลเฟต์ในดินตามมาตรฐาน ASTM C1580 ซึ่งคืนที่นำมาวิเคราะห์นั้นเก็บมาจากบริเวณใกล้ฐานรากที่ได้ทำการตรวจสอบ รูปที่ 8.72 แสดงปริมาณชัลเฟต์ในดินบริเวณใกล้ฐานรากที่ระดับความลึก 1 เมตร ซึ่งในที่นี้ จะพิจารณาที่ระดับความลึก 1 เมตร เป็นหลัก เนื่องจากเป็นระดับความลึกที่ใกล้เคียงกับตำแหน่งของฐานราก จะเห็นได้ว่าดินบริเวณใกล้ฐานราก 30/07, 30/01, 29/24 และ 30/06 มีปริมาณชัลเฟต์ในดิน 0.08, 0.18, 0.75, และ 0.12% ตามลำดับ เมื่อพิจารณาปริมาณชัลเฟต์กับลักษณะตามมาตรฐาน อย. 1332-55 [5] สามารถจัดได้ว่าเป็นดินที่มี

ปริมาณโซเดียมซัลเฟตอยู่ในระดับที่เสี่ยงต่อการเกิดการเสื่อมสภาพของคอนกรีตเนื่องจากซัลเฟตจากสิ่งแวดล้อมไม่น่าเป็นสาเหตุที่ทำให้คอนกรีตที่ตรวจสอบในโครงการนี้เกิดการแตกร้าว เนื่องจากปริมาณซัลเฟตในดินบริเวณใกล้ฐานรากที่ตรวจสอบไม่มีความสัมพันธ์กับระดับความเสียหายของโครงสร้าง คอนกรีตฐานราก นอกเหนือนี้ รอยแตกร้าวที่พบส่วนใหญ่ในฐานรากที่ทำการตรวจสอบจะเกิดในคอนกรีตที่อยู่เหนือระดับผิวน้ำไม่ได้สัมผัสกับดิน



#### 8.2.2.7 สรุปผลการตรวจสอบการเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวม (Alkali – Aggregate Reaction) และการเกิด Delayed Ettringite Formation (DEF) ในฐานรากบนดิน

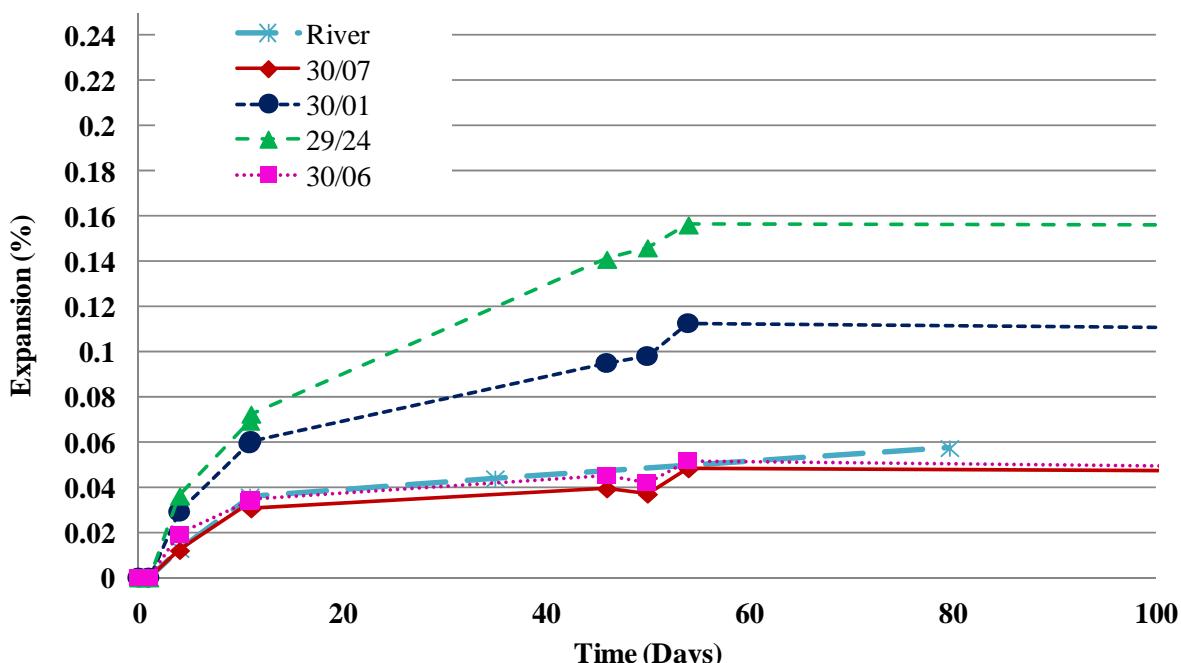
จากการวิเคราะห์ด้วย SEM (Scanning Electron Microscope) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy) พบว่ามีผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite เกิดขึ้นในทุกตัวอย่างคอนกรีต และพบมากโดยเฉพาะอย่างยิ่งในตัวอย่างคอนกรีตฐานราก 30/07 ซึ่งเป็นฐานรากที่มีปริมาณรอยแตกร้าวในโครงสร้างมากที่สุด ซึ่งผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite ยังพบในฐานราก 30/06 ซึ่งเป็นฐานรากที่ไม่มีรอยแตกร้าวบริเวณผิวของโครงสร้าง อย่างไรก็ตาม ผลผลิตที่เกิดขึ้นมีปริมาณที่น้อยกว่าที่พบในฐานรากอื่นๆ ทั้งนี้ผลการวิเคราะห์ที่ได้มีความสอดคล้องกับการวิเคราะห์จากทาง Taiheiyo Consultant Co., Ltd. ประเทศญี่ปุ่น (ในหัวข้อ 8.2.2.5) ซึ่งสามารถสรุปได้ว่าชนิดของมวลรวมทรายที่แตกต่างกัน ก็เป็นสาเหตุหนึ่งที่สามารถทำให้เกิด AAR ในแต่ละฐานรากในระดับที่แตกต่างกัน โดยเรียงลำดับจากมากไปน้อย คือ 30/07, 30/01, 29/24 และ 30/06 ซึ่งผลการตรวจสอบการเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวม สามารถสรุปได้ดังตารางที่ 8.3

อย่างไรก็ตาม Ettringite ที่เกิดขึ้นในตัวอย่างคอนกรีตน้ำอาจจะเกิดได้จากหั้งกระบวนการ Internal DEF และ/หรือ จากการทำปฏิกิริยา กับชั้ลเฟตจากสิ่งแวดล้อม (External DEF) แต่อย่างไรก็ตามการพบ Ettringite ในคอนกรีตที่ระดับความลึก 100 เซนติเมตร เป็นการช่วยยืนยันว่า Ettringite นั้นเกิดจาก Internal DEF อีกทั้งเนื่องจาก Ettringite ที่พบในคอนกรีตที่ระดับความลึก 30 เซนติเมตร ไม่ได้มีปริมาณมากกว่าในคอนกรีตที่ระดับความลึก 100 เซนติเมตร ดังนั้น Internal DEF น่าจะมีแนวโน้มสูงที่จะเป็นสาเหตุหนึ่งของการแตกร้าวของคอนกรีต มากกว่าชั้ลเฟตจากสิ่งแวดล้อม นอกจากนี้ผลจากการวิเคราะห์อุณหภูมิในคอนกรีต (ในหัวข้อที่ 8.4.2) พบร่วมกับอุณหภูมิความเป็นไปได้ที่ได้ผ่านอุณหภูมิสูงเกินกว่า 70 องศาเซลเซียสในช่วงการก่อสร้าง ซึ่งเป็นผลยืนยันเพิ่มเติมในการเกิด Internal DEF ด้วยเช่นกัน

### 8.2.3 ผลการตรวจสอบตัวอย่างของฐานรากริมแม่น้ำ

#### 8.2.3.1 ผลการทดสอบการขยายตัวคงเหลือ (Residual Expansion)

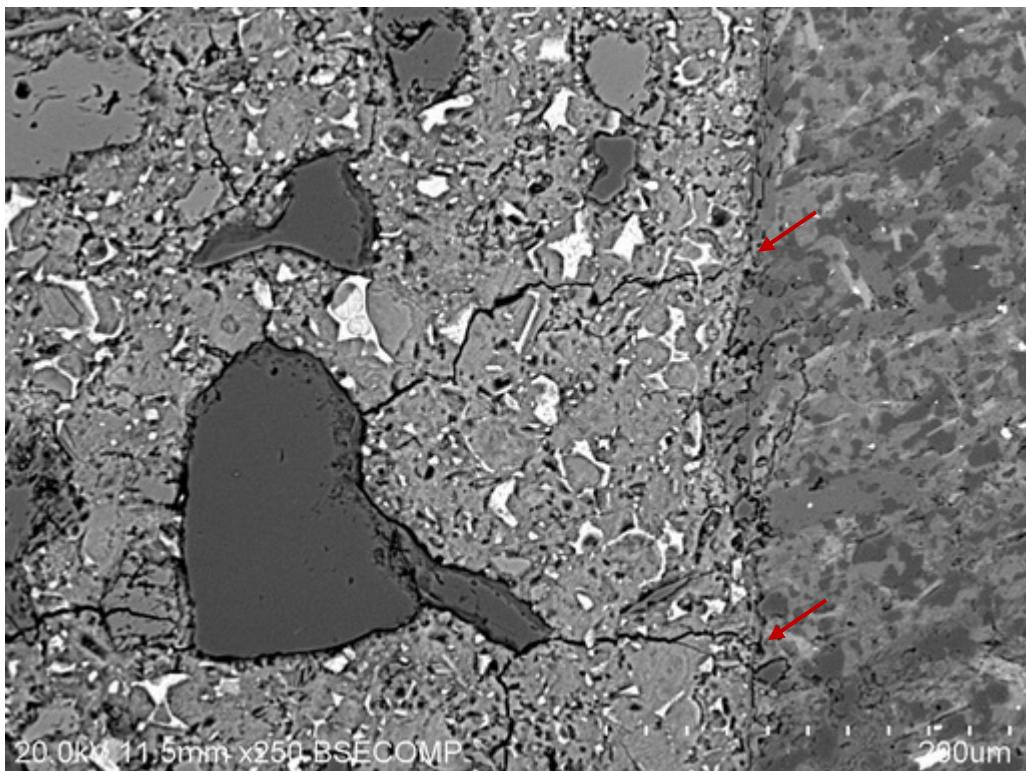
การขยายตัวคงเหลือ (Residual Expansion) ของตัวอย่างคอนกรีตจากฐานรากริมแม่น้ำ (River) เปรียบเทียบกับตัวอย่างคอนกรีตจากฐานรากบนดิน (ฐานราก 30/07, 30/01, 29/24 และ 30/06) ที่วัดโดยใช้ Length comparator แสดงได้ในรูปที่ 8.73 ซึ่งจะเห็นได้ว่าแท่งคอนกรีตที่เจาะจากฐานรากริมแม่น้ำมีการขยายตัวค่อนข้างน้อย และมีการขยายตัวใกล้เคียงกับแท่งคอนกรีตจากฐานราก 30/06 และ ฐานราก 30/07 ซึ่งจากผลการทดสอบที่ได้ อาจจะบ่งบอกได้ว่าคอนกรีตของฐานรากริมแม่น้ำมีแนวโน้มการเกิดปฏิกิริยา AAR และการขยายตัวเพิ่มขึ้นในอนาคตต่อไป



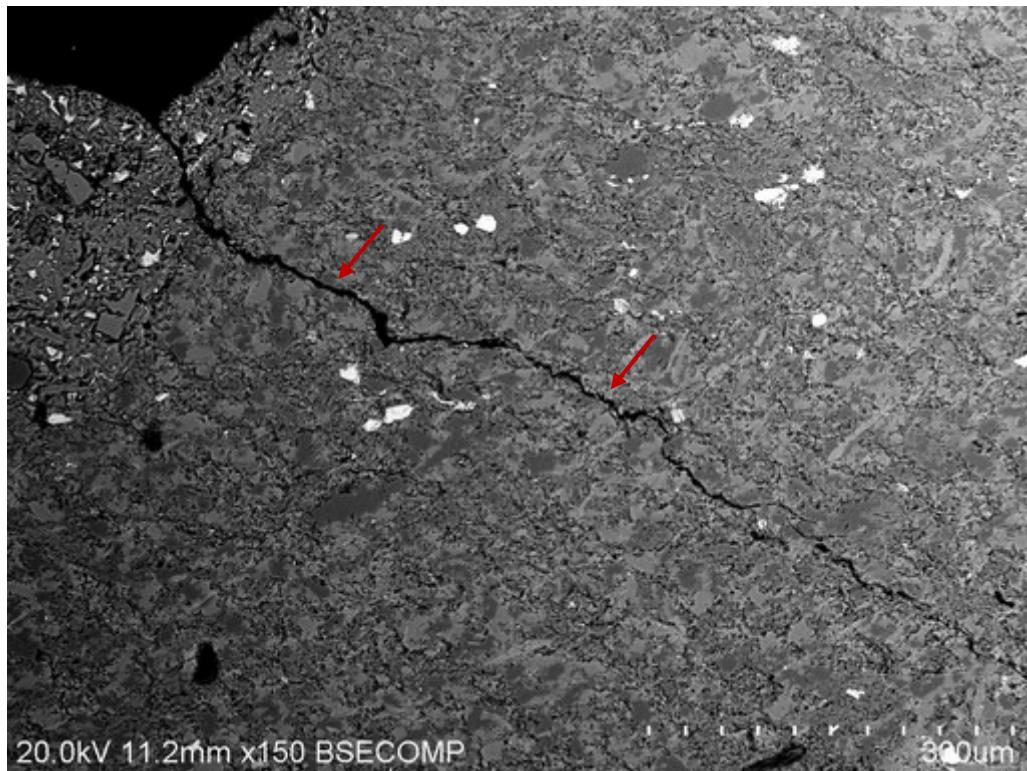
รูปที่ 8.73 การขยายตัวคงเหลือ (Residual Expansion) ของตัวอย่างคอนกรีตจากฐานรากที่อยู่ริมแม่น้ำ (River) เปรียบเทียบกับตัวอย่างคอนกรีตของฐานรากบนดิน

### 8.2.3.2 ผลการวิเคราะห์ Petrography และการวิเคราะห์ด้วย SEM (Scanning Electron Microscope) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy)

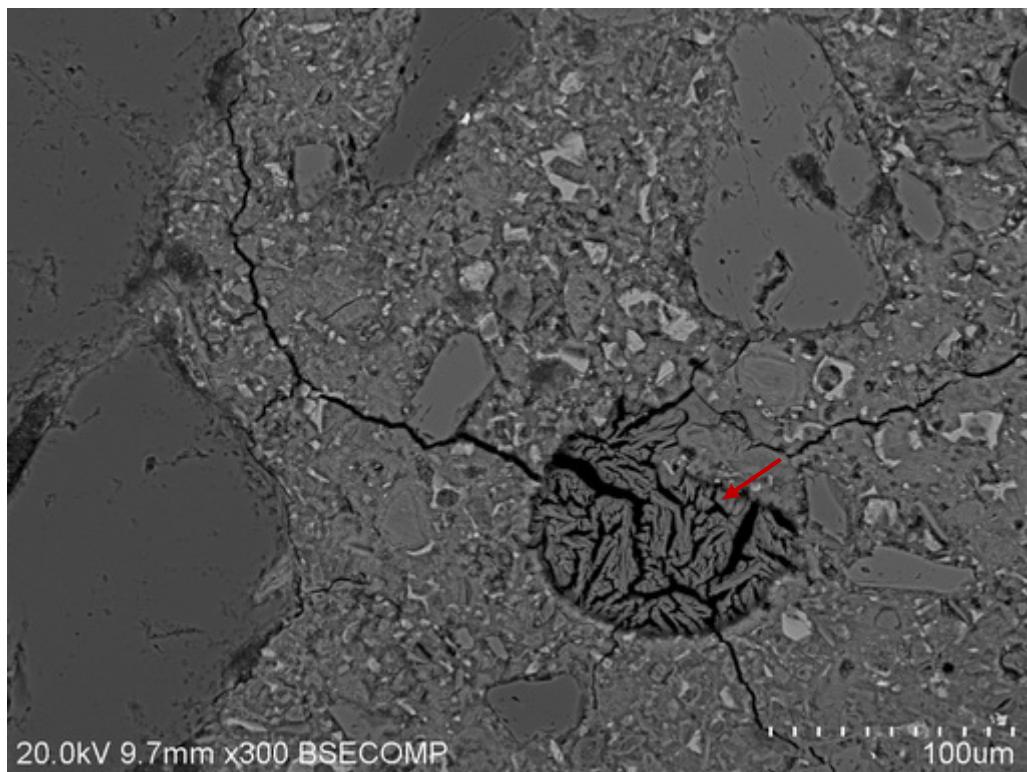
ผลจากการวิเคราะห์ไม่พบผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวม helyab กับ เพสต์ (รูปที่ 8.74) ซึ่งรวมถึงบริเวณรอยแตกร้าวในมวลรวม helyab ที่ไม่พบผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite (รูปที่ 8.75) แต่พบ Ettringite อุดในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 8.76 และ รูปที่ 8.77 อย่างไรก็ตาม Ettringite ที่เกิดขึ้นมีปริมาณที่น้อยกว่าที่พบในฐานรากที่อยู่บนดินอิฐฯ



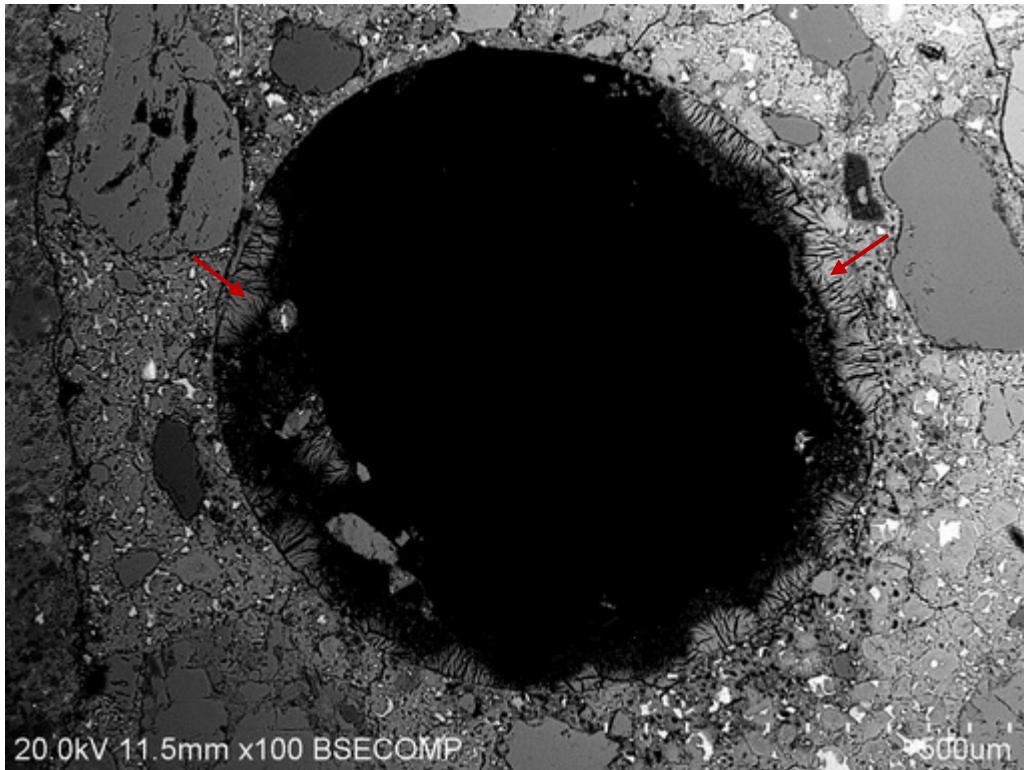
รูปที่ 8.74 รอยต่อบริเวณมวลรวม helyab และ เพสต์ ซึ่งไม่พบผลผลิตที่เกิดปฏิกิริยา AAR และ Ettringite



รูปที่ 8.75 รอยแตกร้าวในมวลรวมหยาบที่ไม่พบผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite



รูปที่ 8.76 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)



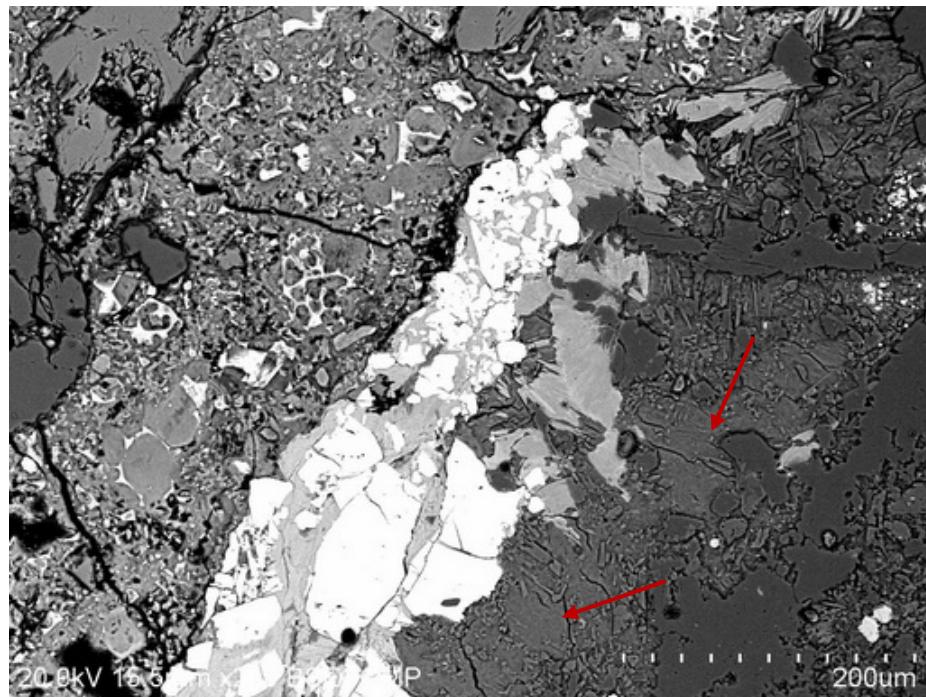
รูปที่ 8.77 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) บางส่วน

#### 8.2.4 ผลการตรวจสอบตัวอย่างของฐานรากที่ใช้ทดสอบน้ำหนักบรรทุก (เพิ่มเติมจาก TOR)

รายละเอียดผลการวิเคราะห์ในแต่ละฐานราก มีดังนี้

##### ฐานราก 40/16

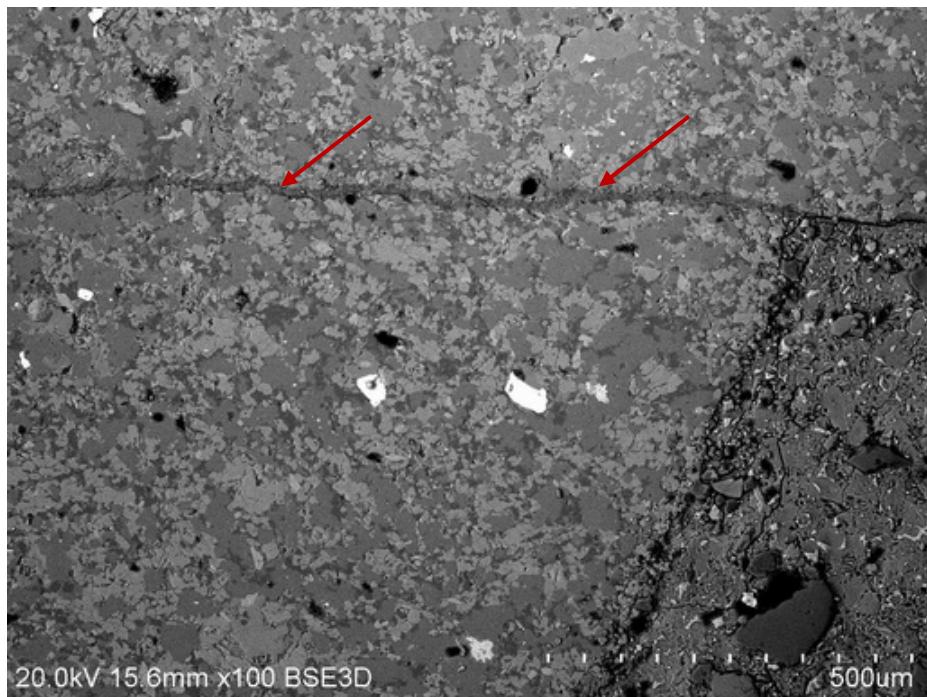
40/16 เป็นฐานรากที่มีปริมาณรอยแตกร้าวในโครงสร้างที่มาก จากการวิเคราะห์ พบร่วมมีผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR เกิดขึ้นในมวลรวมหยาบ ดังแสดงในรูปที่ 8.78 และอุดในรอยแตกร้าวของมวลรวมหยาบ ซึ่งเกิดขึ้นเป็นแนวยาวในมวลรวมหยาบ ดังแสดงในรูปที่ 8.79 และ รูปที่ 8.80 นอกจากนี้ยังพบ Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์ดังแสดงในรูปที่ 8.81 และ รูปที่ 8.82 ซึ่ง Ettringite ยังเกิดขึ้นต่อเนื่องจากบริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์ไปในรอยแตกร้าวในเพสต์ (รูปที่ 8.83) และพบ Ettringite ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 8.84 และ รูปที่ 8.85



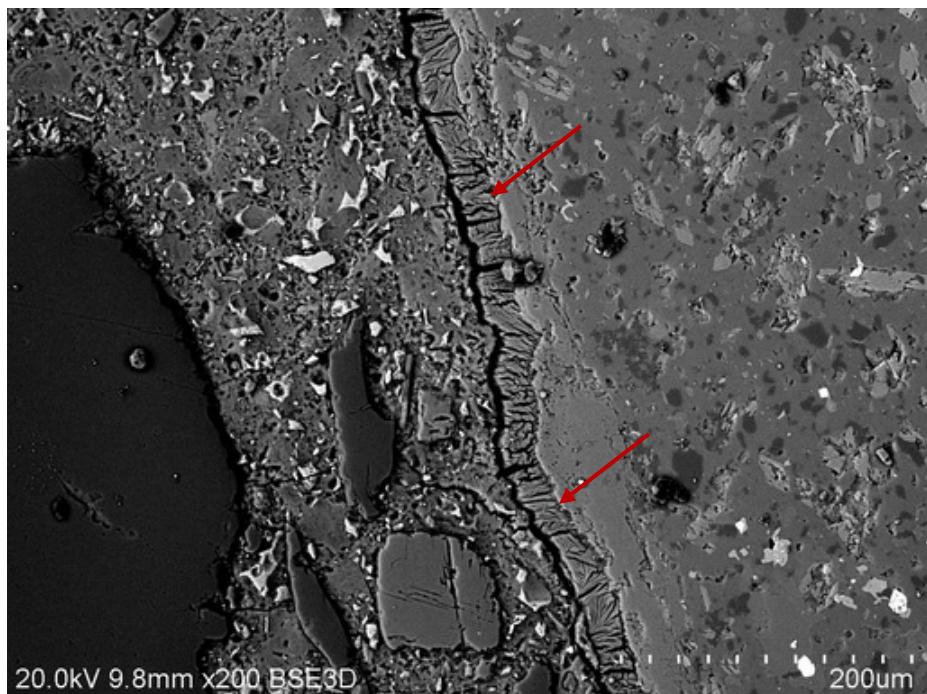
รูปที่ 8.78 ผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR ในมวลรวมหยาบ



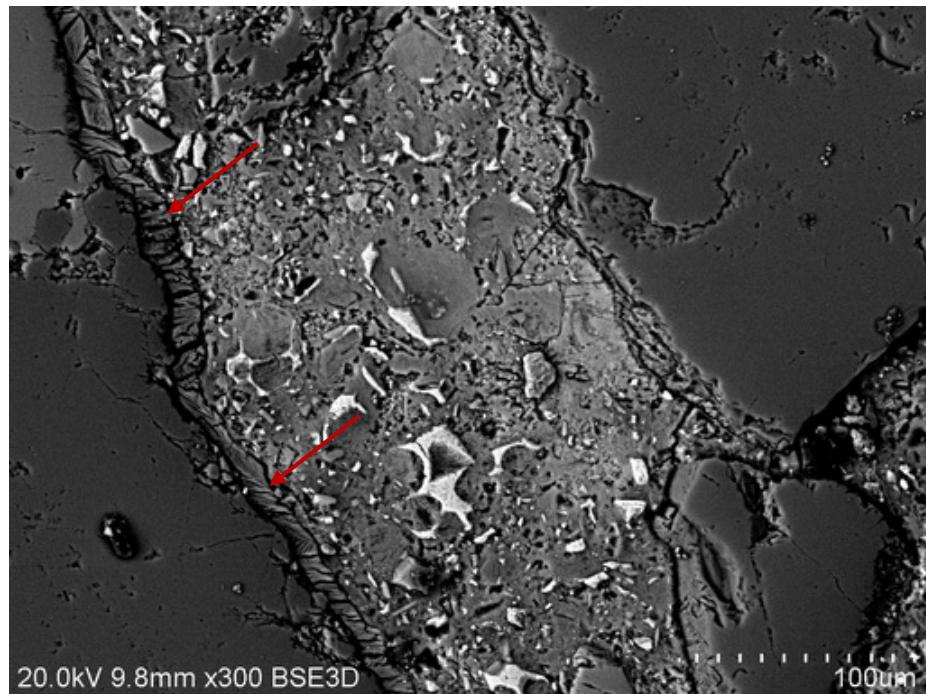
รูปที่ 8.79 ผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR ที่อุดอยู่ในรอยแตกร้าวของมวลรวมหยาบ



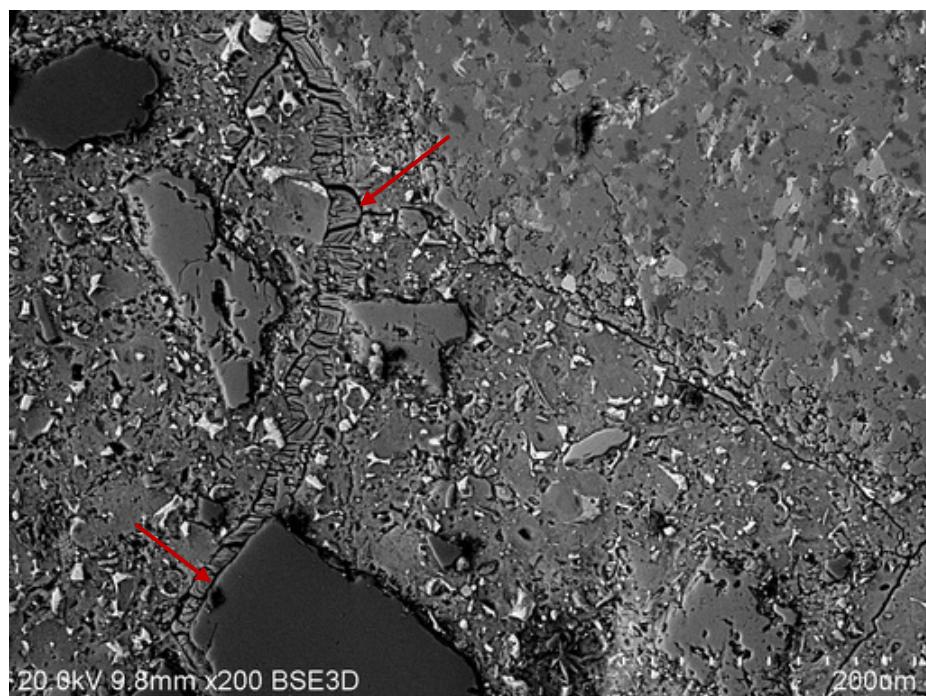
รูปที่ 8.80 ผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR ที่อุดอยู่ในรอยแตกร้าวของมวลรวมหยาบเป็นแนวยาว



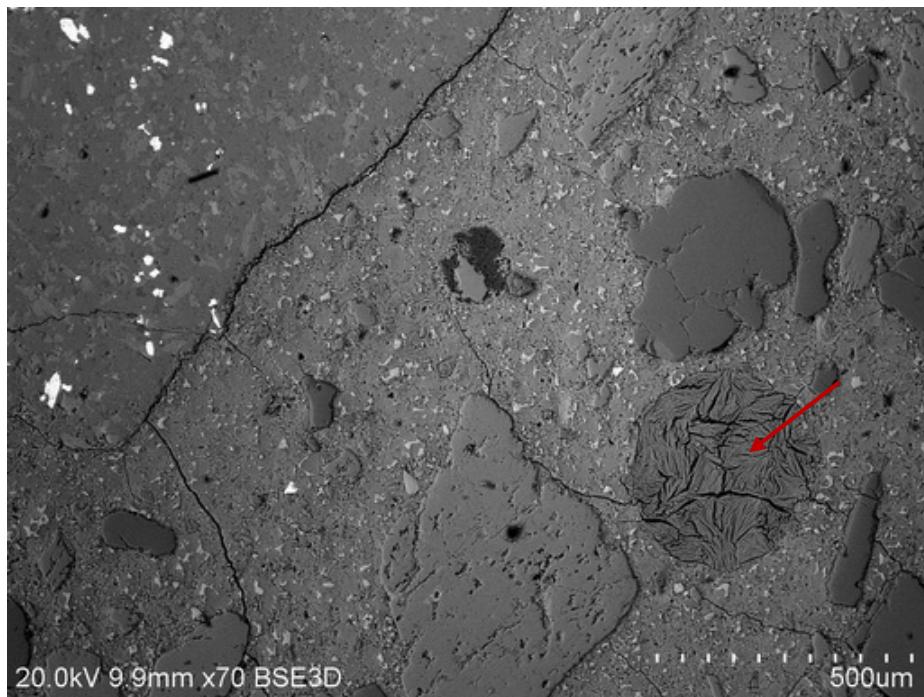
รูปที่ 8.81 Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์ บริเวณที่ 1



รูปที่ 8.82 Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์ บริเวณที่ 2



รูปที่ 8.83 Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์และในเพสต์



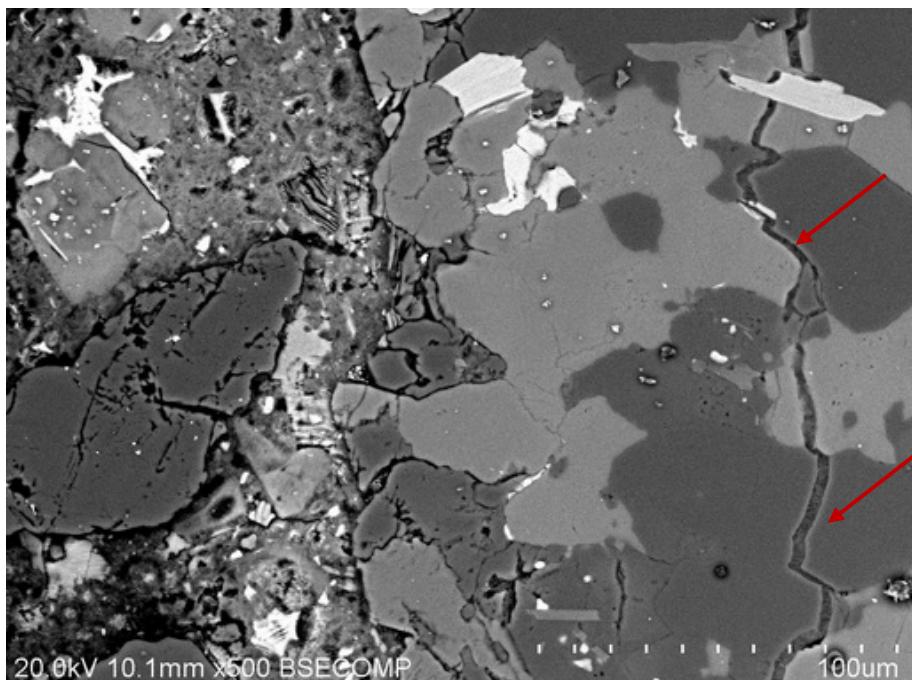
รูปที่ 8.84 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) บริเวณที่ 1



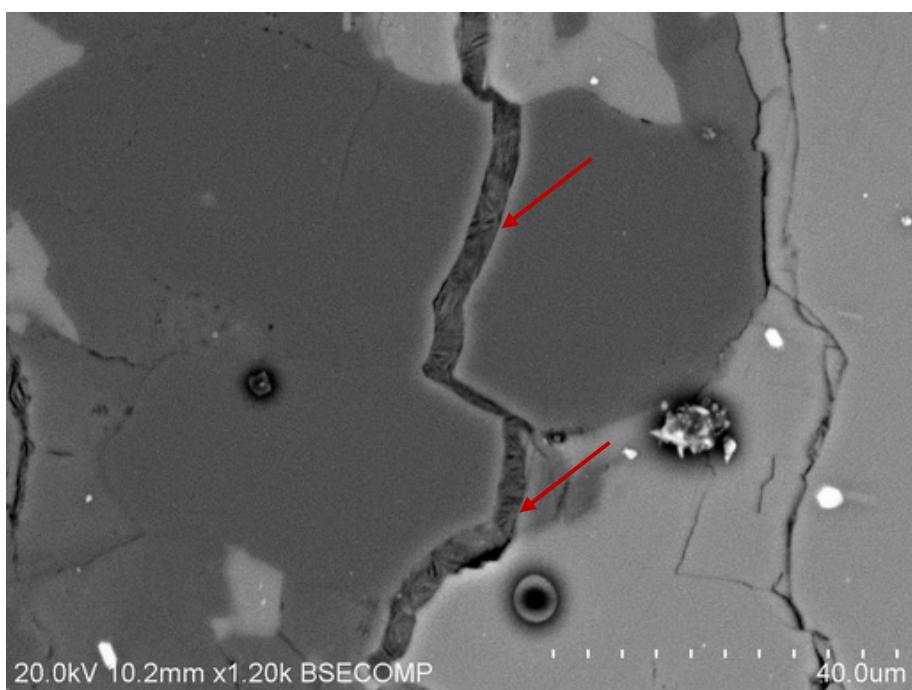
รูปที่ 8.85 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) บริเวณที่ 2

ฐานราก 42/23

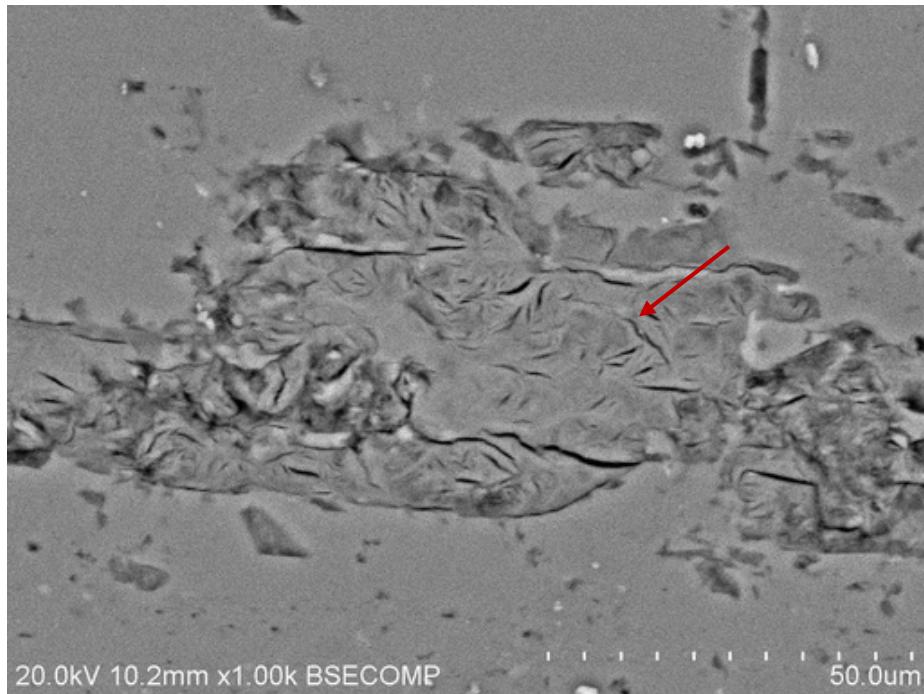
42/23 เป็นฐานรากที่มีปริมาณรอยแตกร้าวในโครงสร้างปานกลาง จากการวิเคราะห์พบว่ามีผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR อุดในรอยแตกร้าวของมวลรวมหยาบแสดงในรูปที่ 8.86 และรูปที่ 8.87 และผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR เกิดขึ้นในมวลรวมหยาบ ดังแสดงในรูปที่ 8.88 และยังพบ Ettringite ในเพชร์บริเวณใกล้กับมวลรวม ดังแสดงในรูปที่ 8.89



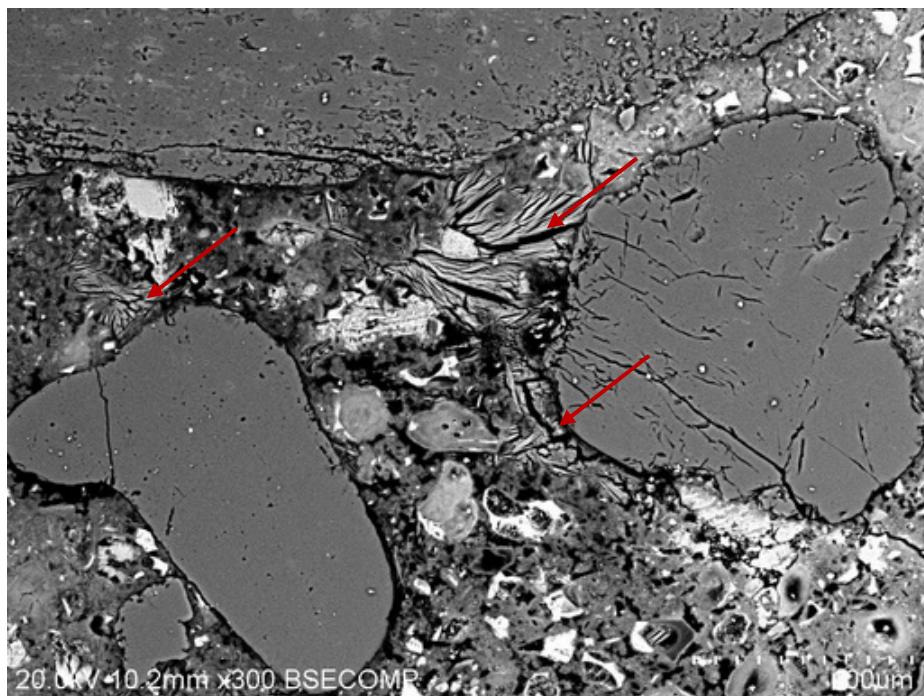
รูปที่ 8.86 ผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR อุดในรอยแตกร้าวของมวลรวมหยาบ บริเวณที่ 1



รูปที่ 8.87 ผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR อุดในรอยแตกร้าวของมวลรวมหยาบ บริเวณที่ 2



รูปที่ 8.88 ผลผลิตจากปฏิกริยา AAR เกิดขึ้นในมวลรวมหยาบ



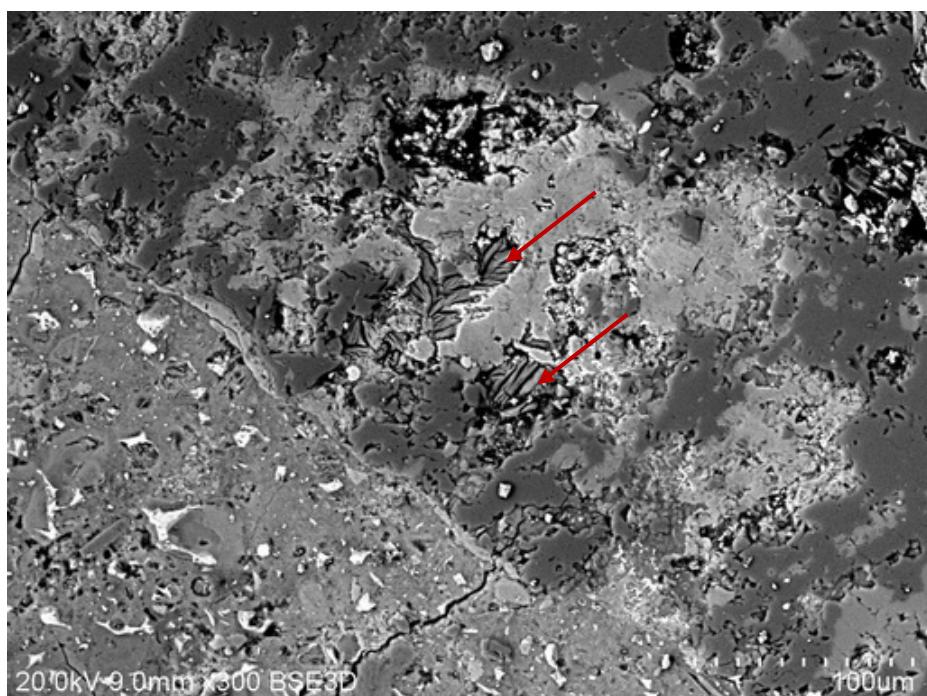
รูปที่ 8.89 Ettringite ในเพสต์บริเวณใกล้กับมวลรวม

ฐานราก 33/15

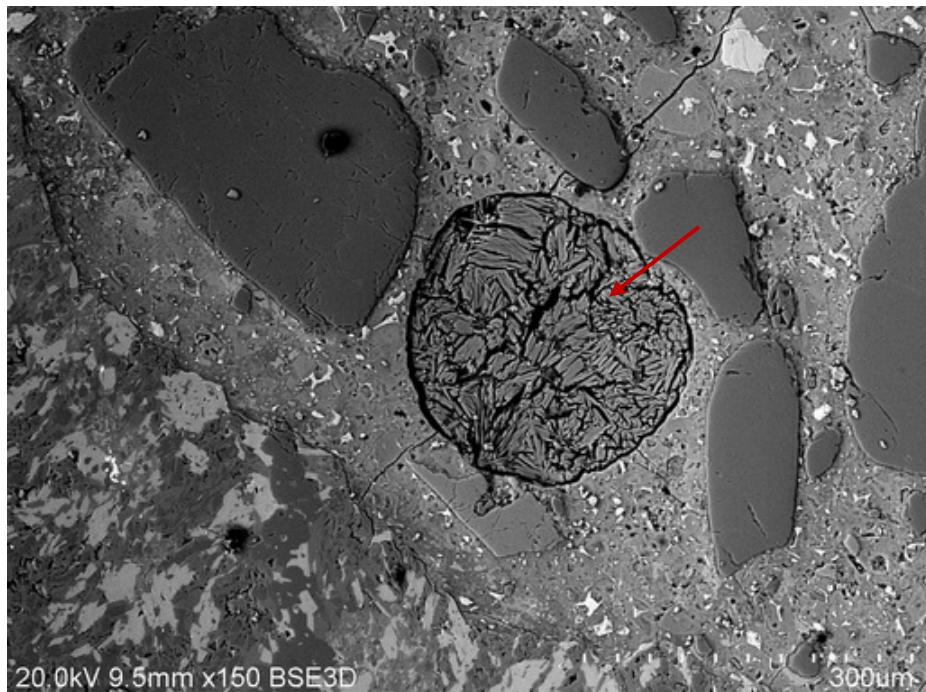
33/15 เป็นฐานรากไม่มีรอยแตกร้าวในโครงสร้าง จากการวิเคราะห์ พบร่วมกับ Ettringite เกิดขึ้นในมวลรวมหยาบ ดังแสดงในรูปที่ 8.90 และ รูปที่ 8.91 และอุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 8.92



รูปที่ 8.90 Ettringite เกิดขึ้นในมวลรวมหยาบ บริเวณที่ 1



รูปที่ 8.91 Ettringite เกิดขึ้นในมวลรวมหยาบ บริเวณที่ 2



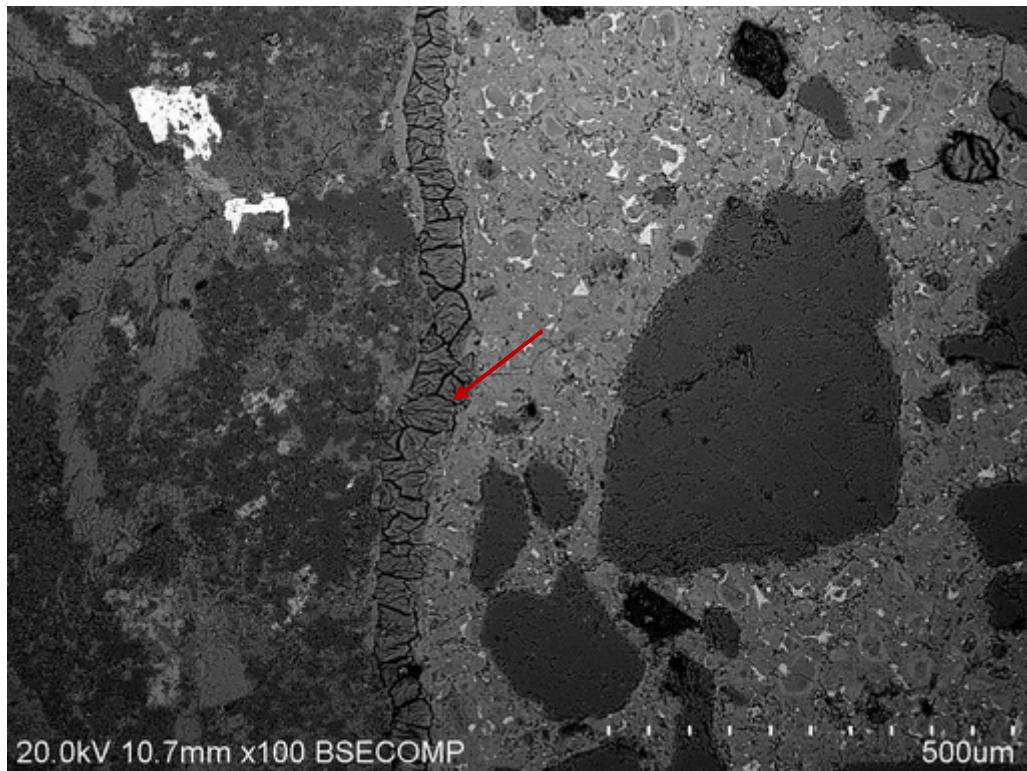
รูปที่ 8.92 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

#### 8.2.5 ผลการตรวจสอบตัวอย่างของฐานรากที่อยู่ใต้ดิน (เพิ่มเติมจาก TOR)

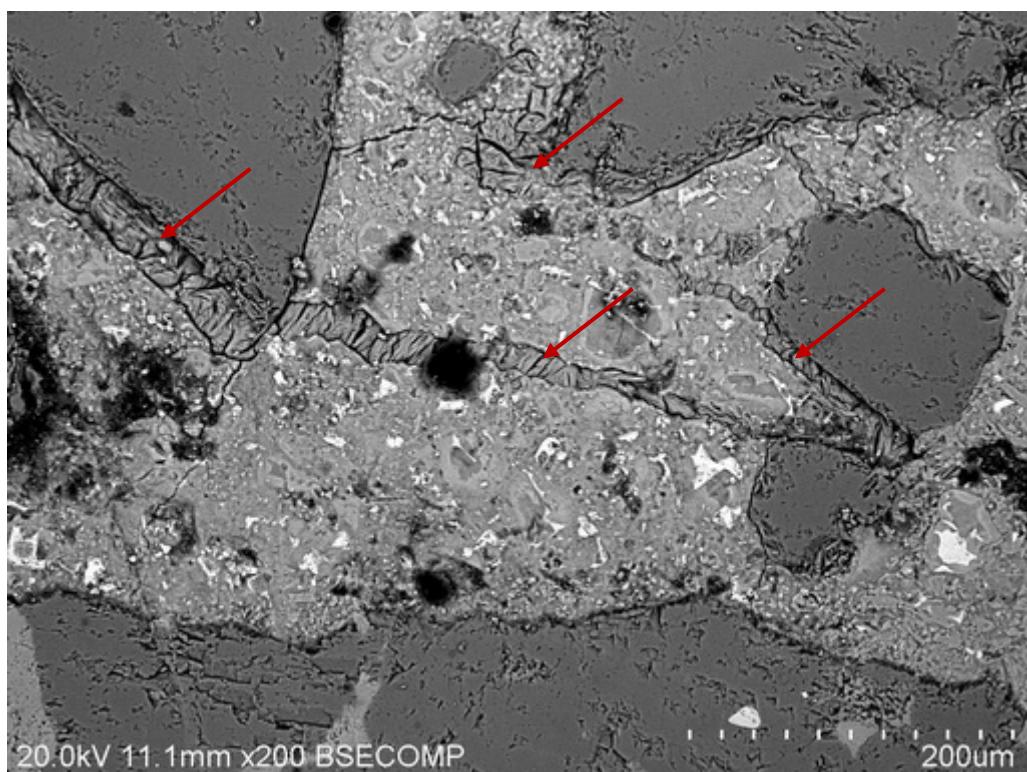
รายละเอียดผลการวิเคราะห์ในแต่ละฐานราก มีดังนี้

##### ฐานราก 25/17

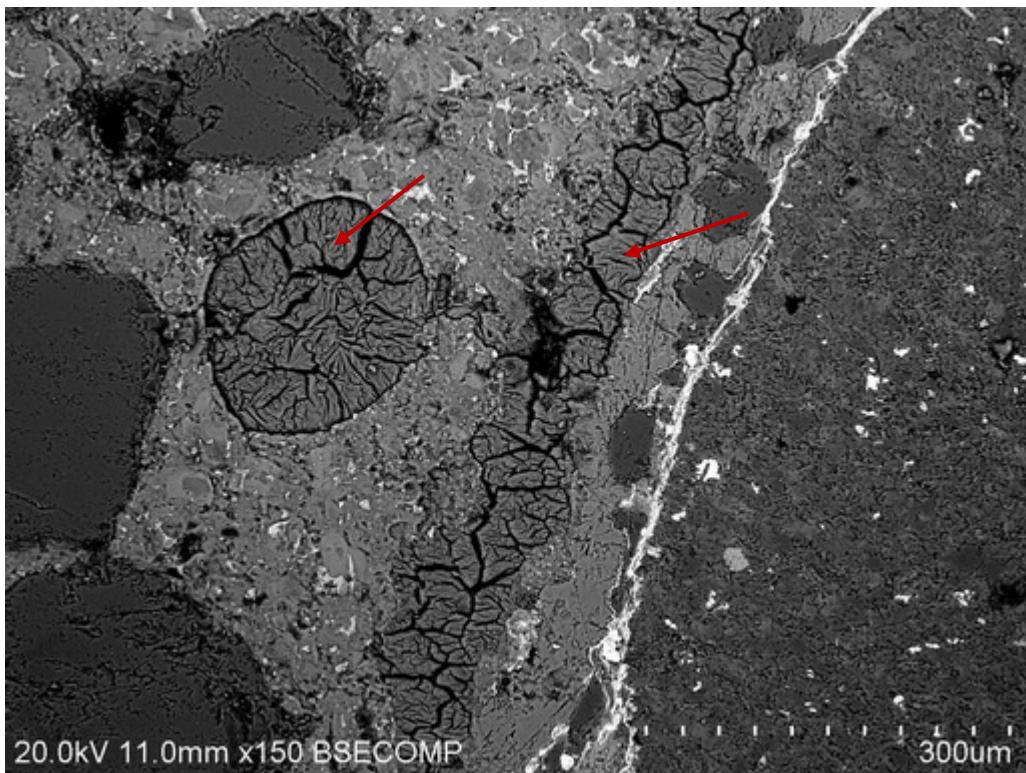
25/17 เป็นฐานรากที่มีปริมาณรอยแตกร้าวในโครงสร้างที่มาก จากการวิเคราะห์ ไม่พบผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR เกิดขึ้น แต่พบ Ettringite เกิดขึ้นเป็นจำนวนมาก โดยจะพบมากบริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวม habitats กับ เพสต์ แสดงในรูปที่ 8.93 และพบ Ettringite เกิดขึ้นต่อเนื่องจากบริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวม habitats กับ เพสต์ ไปในรอยแตกร้าวในเพสต์ (รูปที่ 8.94) และ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 8.95 ถึง รูปที่ 8.97



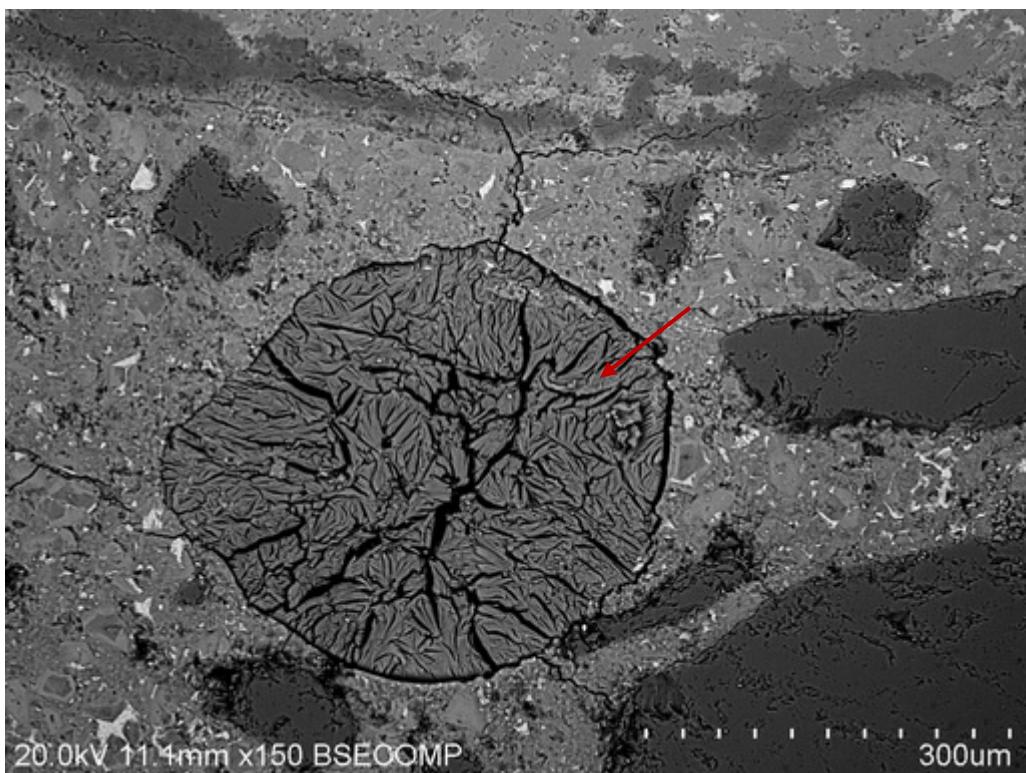
รูปที่ 8.93 Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์



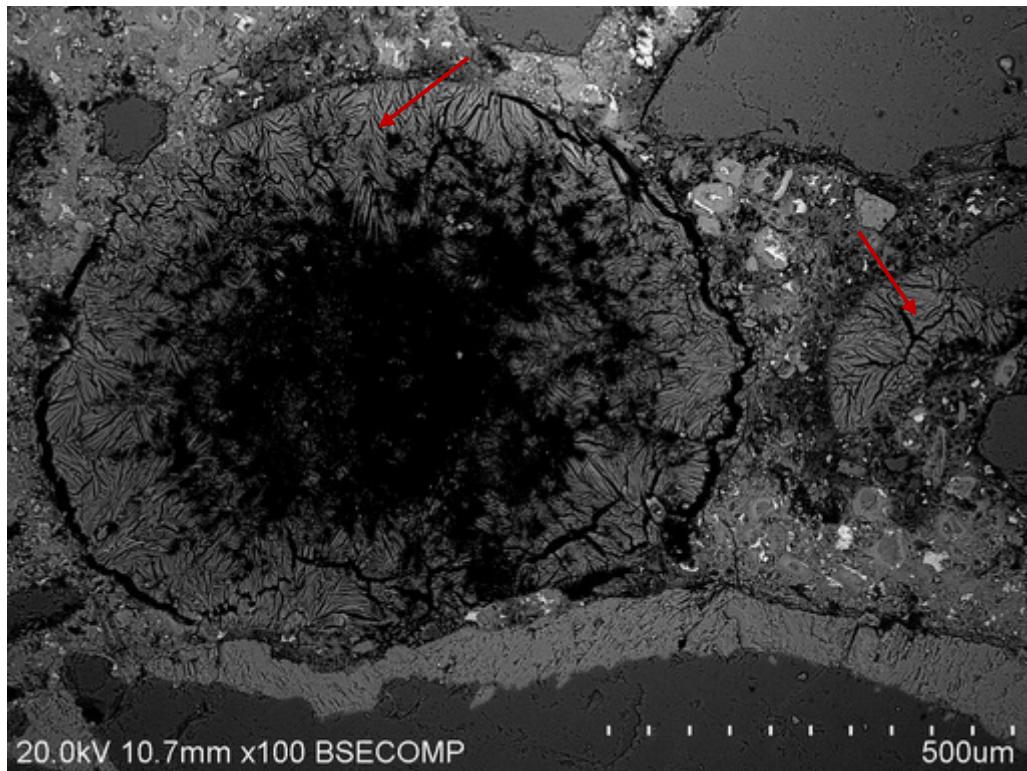
รูปที่ 8.94 Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์และในรอยแตกร้าวในเพสต์



รูปที่ 8.95 Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวม helyab กับ เพสต์ และในโพรงช่องว่าง (Void)



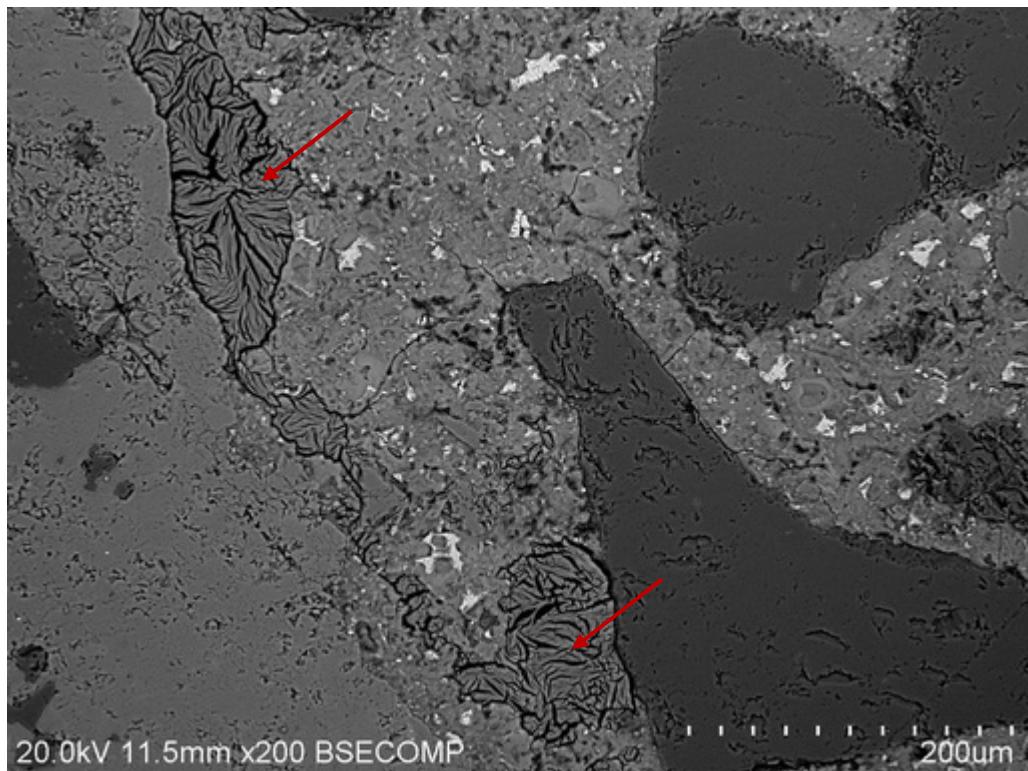
รูปที่ 8.96 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)



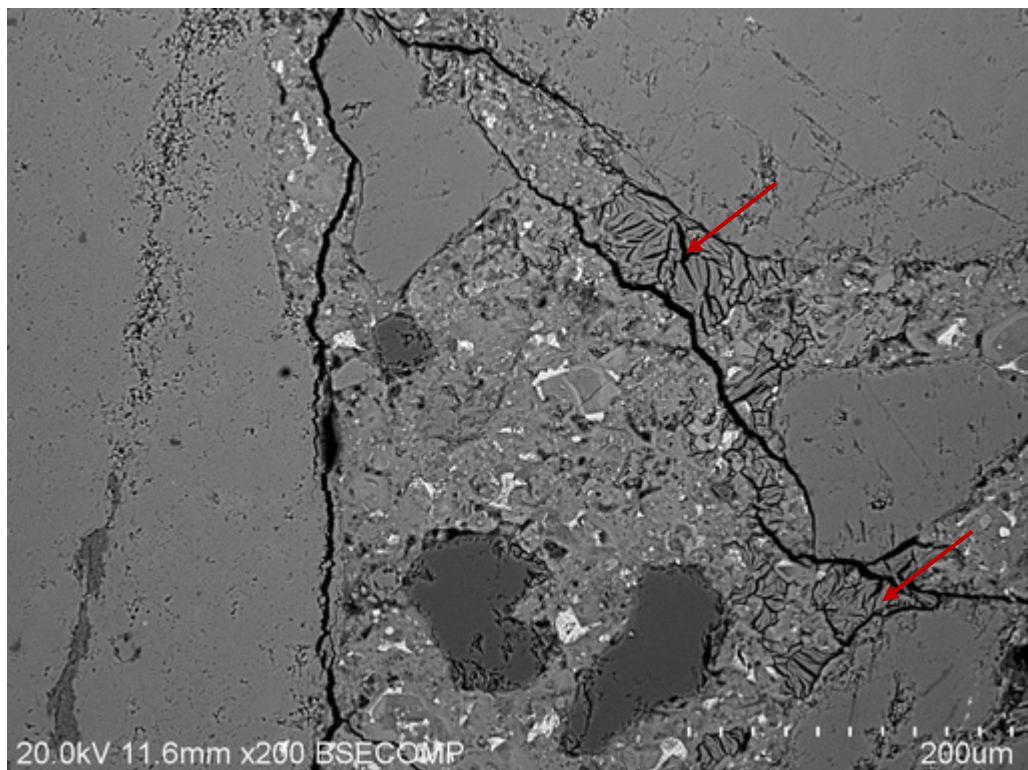
รูปที่ 8.97 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) บางส่วน

ฐานราก 25/16

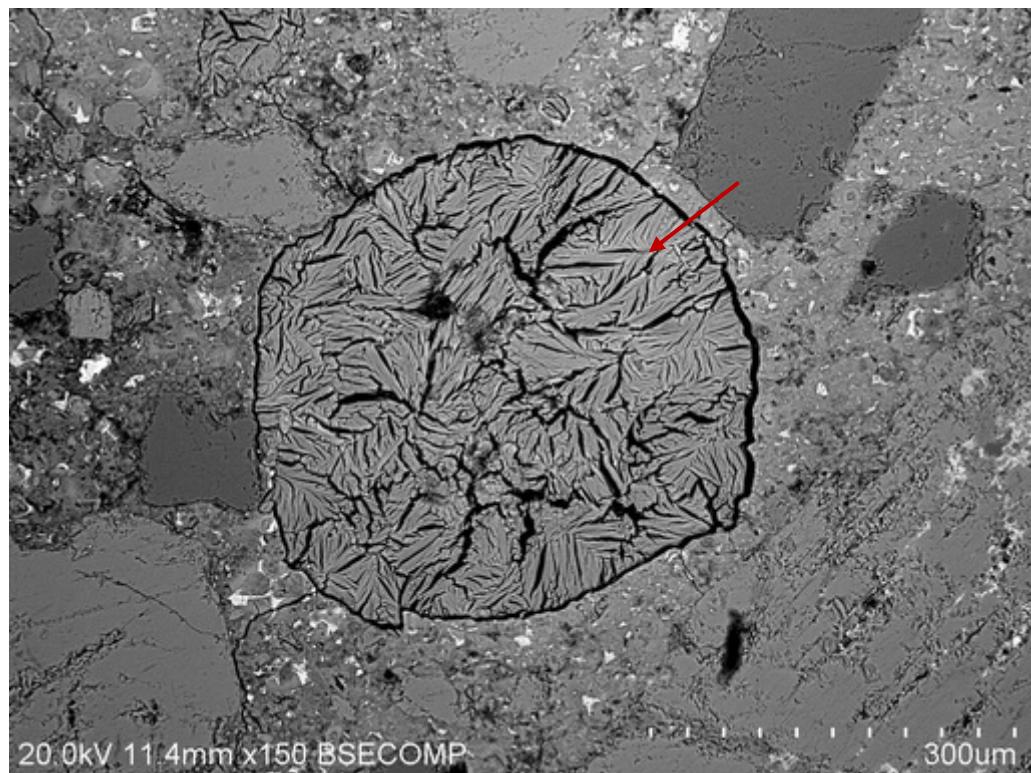
25/16 เป็นฐานรากที่ไม่มีรอยแตกร้าวในโครงสร้าง จากการวิเคราะห์ ไม่พบผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR เกิดขึ้น แต่พบ Ettringite เกิดขึ้นเล็กน้อยบริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์ (รูปที่ 8.98) Ettringite ในเพสต์บริเวณใกล้กับมวลรวม ดังแสดงในรูปที่ 8.99 และพบ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 8.100 และ รูปที่ 8.101



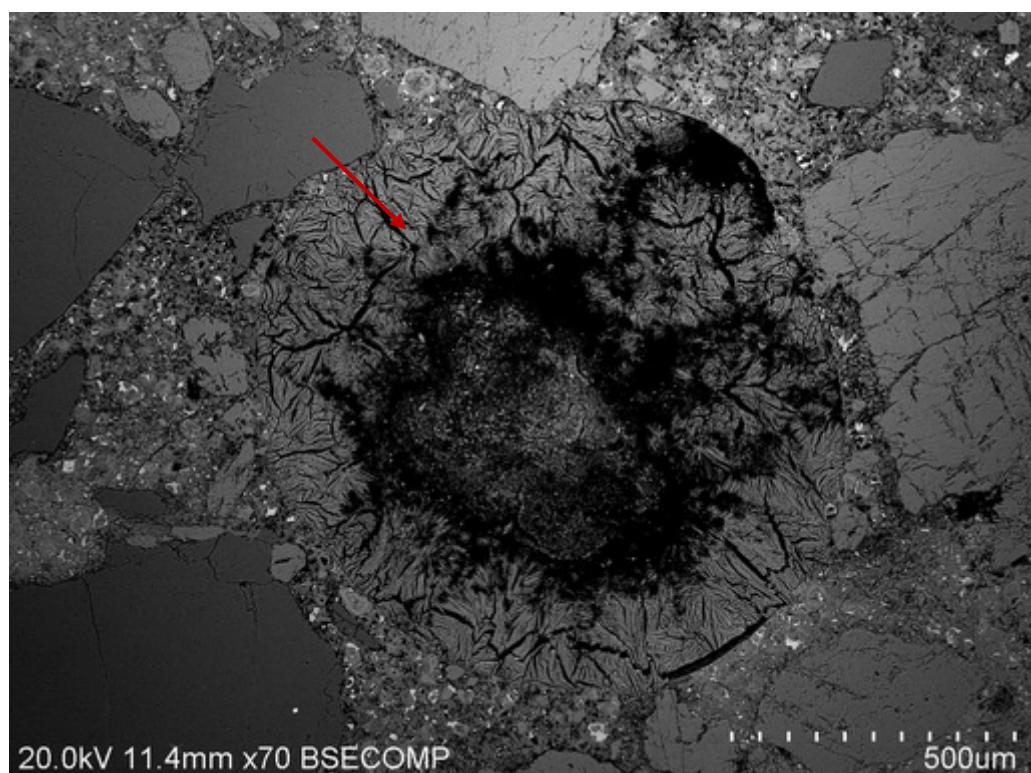
รูปที่ 8.98 Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหายากับเพสต์



รูปที่ 8.99 Ettringite ในเพสต์บริเวณใกล้กับมวลรวม



รูปที่ 8.100 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)



รูปที่ 8.101 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) บางส่วน

### 8.2.6 สรุปผลการตรวจสอบ

ตารางที่ 8.5 แสดงสรุปปริมาณผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite ที่พบในตัวอย่างคอนกรีตที่เจาะจากฐานรากบนดินที่มีระดับความเสียหายต่างกัน ฐานรากริมแม่น้ำ ฐานรากที่ทำการทดสอบน้ำหนักบรรทุก และฐานรากที่อยู่ใต้ดิน โดยภาพรวมจะเห็นได้ว่าโครงสร้างฐานรากที่มีระดับความเสียหายมาก จะพบผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite ในปริมาณมากกว่าฐานรากที่มีความเสียหายน้อยกว่า

ตารางที่ 8.5 สรุปปริมาณผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite ที่พบในตัวอย่างคอนกรีต

โครงสร้างฐานราก	ระดับความเสียหาย	ASR product	Ettringite	หมายเหตุ
		30 cm.	30 cm.	
30/07	Very severe	0000	0000	
30/01	Severe	000	00	ฐานรากบนดินที่มีระดับ
29/24	Moderate	00	000	ความเสียหายต่างกัน
30/06	None	0	00	
River	None	-	0	ฐานรากริมแม่น้ำ
40/16	Very severe	00	000	
42/23	Moderate	00	0	ฐานรากที่ทำการ
33/15	None	-	0	ทดสอบน้ำหนักบรรทุก*
25/17	Very severe	-	0000	ฐานรากที่อยู่ใต้ดิน*
25/16	None	-	00	

หมายเหตุ: 0000 = มากที่สุด,..., 0= น้อยที่สุด และ – หมายถึง ไม่มีผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR

### 8.3 การตรวจสอบและวิเคราะห์หาสัดส่วนผสมคอนกรีต

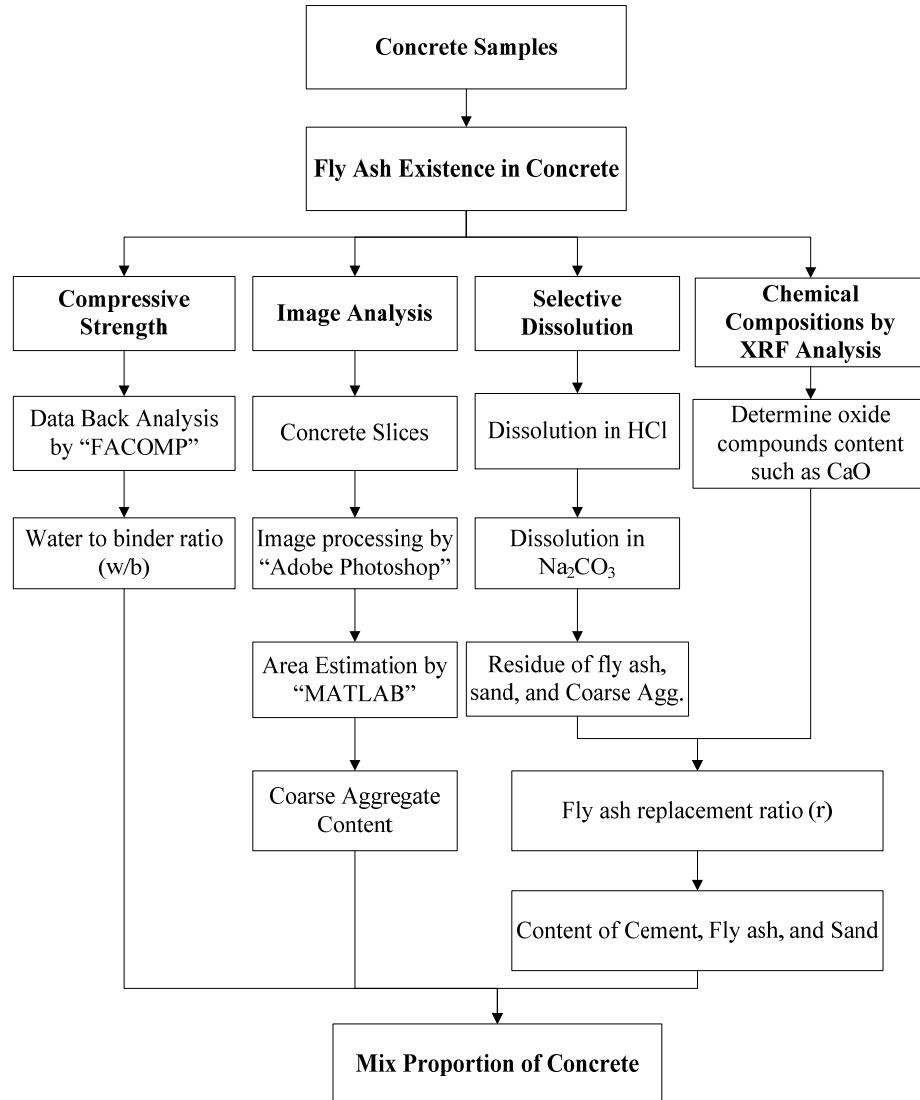
#### 8.3.1 วิธีการดำเนินการตรวจสอบ

การวิเคราะห์เริ่มจากเก็บตัวอย่างจากโครงสร้างคอนกรีตที่มีความเสียหายแตกต่างกันได้แก่ ฐานราก 30/07, 30/01, 29/24 และ 30/06 ซึ่งเป็นฐานรากที่มีรอยแตกร้าวมากที่สุด รอยแตกร้าวมาก รอยแตกร้าวปานกลาง และ ไม่มีรอยแตกร้าว ตามลำดับ เพื่อนำไปตรวจสอบหาสัดส่วนผสมในคอนกรีต ซึ่งได้นำทั้งวิธีทดสอบทางกายภาพและทางเคมีมาใช้ในการวิเคราะห์

การวิเคราะห์หาสัดส่วนผสมคอนกรีต เป็นการหาอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน ร้อยละการแทนที่ถ้า ลอย ปริมาณปูนซีเมนต์ เถ้าลอย น้ำ มวลรวมละเอียดและมวลรวมหยาบ จะทำการตรวจสอบโดยใช้หลายๆ เทคนิคประกอบกัน ได้แก่

- Image analysis
- Selective dissolution
- Chemical compositions by X-Ray Fluorescent (XRF) analysis
- Computer Software

โดยขั้นตอนการวิเคราะห์หาสัดส่วนผสมของคอนกรีตสามารถแสดงได้ดังรูปที่ 8.102



รูปที่ 8.102 แผนผังแสดงวิธีการวิเคราะห์หาสัดส่วนผสมของคอนกรีต

### 8.3.1.1 การหาอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน

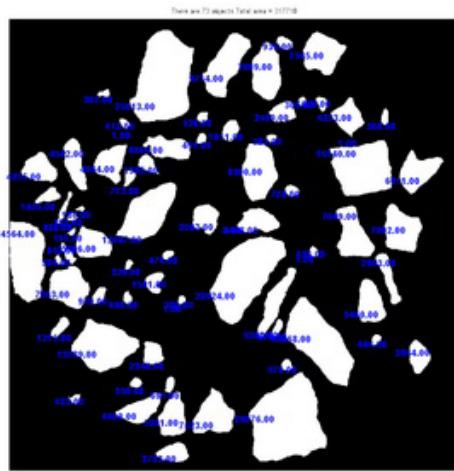
ในการหาอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน สามารถทำได้จากการคำนวณย้อนกลับจากค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตโดยใช้คอมพิวเตอร์โปรแกรม “FACOMP” ซึ่งได้พัฒนาขึ้นที่ศูนย์วิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษา สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

### 8.3.1.2 การหาปริมาณมวลรวมหมายบ

ในการหาปริมาณมวลรวมหมายบจะใช้วิธี Image Analysis โดยนำคอนกรีตมาตัดและถ่ายรูปหน้าตัดดังแสดงในรูปที่ 8.103 จากนั้นใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ “MATLAB” เพื่อวิเคราะห์หาพื้นที่ของมวลรวมหมายบต่อพื้นที่หน้าตัดดังรูปที่ 8.104 และคำนวณกลับเป็นปริมาณมวลรวมหมายบต่อหน่วยคอนกรีต



รูปที่ 8.103 รูปหน้าตัดคอนกรีต



รูปที่ 8.104 พื้นที่มวลรวมหยาบ

#### 8.3.1.3 การทดสอบทางเคมี

การหาร้อยละการแทนที่เก้าโลย ปริมาณปูนซีเมนต์ เก้าโลย และมวลรวมละเอียด จะใช้วิธี Selective dissolution และการวิเคราะห์ด้วย XRF ร่วมด้วย โดยนำคอนกรีตมาทุบและบดเป็นผงเพื่อวิเคราะห์องค์ประกอบทางเคมี เช่น หายใจ CO<sub>2</sub> โดยใช้ XRF และทำการทดสอบ Selective dissolution ซึ่งจะใช้กรดไฮโดรคลอริกเพื่อทำลายเพสต์และส่วนที่มีแคลเซียมเป็นองค์ประกอบ และจะได้มวลรวมละเอียด มวลรวมหยาบและเก้าโลยเป็นส่วนที่เหลือจากการทำลาย รูปที่ 8.105 แสดงเครื่อง XRF และ รูปที่ 8.106 แสดง water bath shaker สำหรับการทำ Selective dissolution จากนั้นปริมาณส่วนผสมต่างๆในคอนกรีตจะสามารถคำนวณได้จากการวัดองค์ประกอบทางเคมีของคอนกรีตและการทำ Selective dissolution



รูปที่ 8.105 เครื่อง XRF สำหรับวิเคราะห์องค์ประกอบทางเคมี



รูปที่ 8.106 Water bath shaker สำหรับการทำ Selective dissolution

#### การคำนวณสัดส่วนผสมของคอนกรีต

ในการคำนวณปริมาณส่วนผสมต่างๆในคอนกรีต ในเบื้องต้นจะคำนวณจากอัตราส่วนต่อหน่วยน้ำหนักแห้งของแต่ละส่วนผสม อัตราส่วนต่อหน่วยน้ำหนักแห้งของมวลรวมหมายสามารถหาได้จากการที่ (3) ส่วนสมการที่ (4) ถึง (6) ใช้สำหรับหาปริมาณอัตราส่วนต่อหน่วยน้ำหนักแห้งของปูนซีเมนต์ เก้าออย และมวลรวมละเอียด โดยการแก้สมการ 3 ตัวแปร

$$w_G = \frac{W_G}{(1 + a_G)UW_d} \quad (3)$$

$$1 = w_c + w_f + w_s + w_G + 0.23(\alpha_c w_c + \alpha_f w_f) \quad (4)$$

$$r_t = (1 - \alpha_f)r_f w_f + r_s w_s + r_G w_G \quad (5)$$

$$CaO_t = CaO_c w_c + CaO_f w_f + CaO_G w_G \quad (6)$$

โดยที่  $w_c$ ,  $w_f$ ,  $w_s$ , และ  $w_G$  คือหน่วยน้ำหนักแห้งของปูนซีเมนต์ เก้าออย มวลรวมละเอียด และมวลรวมหมาย ตามลำดับ  $W_G$  คือปริมาณมวลรวมหมายในสภาพอิ่มตัวผิวแห้ง (SSD) ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ).  $a_G$  คือค่าการดูดซึมน้ำของมวลรวมหมาย  $UW_d$  คือหน่วยน้ำหนักแห้งของคอนกรีต ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ) สามารถหาได้จากการทดสอบตาม ASTM C642  $\alpha_c$  และ  $\alpha_f$  คืออัตราการเกิดปฏิกิริยาไออกเดรชันของปูนซีเมนต์และอัตราการเกิดปฏิกิริยาปอซโซลานของถ้าอย ตามลำดับ  $r_t$  คือ น้ำหนักคงเหลือหลังการทดสอบ Selective dissolution ของตัวอย่างคอนกรีต (%).  $r_f$ ,  $r_s$ , และ  $r_G$  คือ น้ำหนักคงเหลือหลังการทดสอบ Selective dissolution ของเก้าออย มวลรวมละเอียด และมวลรวมหมาย ตามลำดับ (%)  $CaO_t$ ,  $CaO_c$ ,  $CaO_f$ , และ  $CaO_G$  คือปริมาณ  $CaO$  ในตัวอย่างคอนกรีต ปูนซีเมนต์ เก้าออย และมวลรวมหมาย ตามลำดับ

เมื่อหาปริมาณอัตราส่วนต่อหน่วยน้ำหนักแห้งของปูนซีเมนต์ เก้าออย และมวลรวมละเอียด ได้แล้ว สัดส่วนผสมของคอนกรีตสามารถหาได้จากการที่ (7) ถึง (10)

$$W_c = w_c UW_d \quad (7)$$

$$W_f = w_f UW_d \quad (8)$$

$$W_s = (1 + a_s) w_s UW_d \quad (9)$$

$$W_w = (W_c + W_f) w / b \quad (10)$$

โดยที่  $W_c$ ,  $W_f$ ,  $W_s$ , และ  $W_w$  คือน้ำหนักของปูนซีเมนต์ เถ้าโลย มวลรวมละเอียด และน้ำ ตามลำดับ ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ).  $a_s$  คือค่าการดูดซึมน้ำของมวลรวมละเอียด  $w/b$  คืออัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน

### 8.3.2 ผลการวิเคราะห์หาลักษณะส่วนผสมคอนกรีต

#### 8.3.2.1 ผลการหาอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน

อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานที่ได้จากการคำนวณย้อนกลับจากค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีต โดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ “FACOMP” แสดงดังตารางที่ 8.6 ซึ่งจะเห็นได้ว่าอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานที่คำนวณได้จะแปรผันกับค่ากำลังอัดของคอนกรีต แต่อย่างไรก็ตาม อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานของคอนกรีตในแต่ละฐานรากนั้นมีค่าใกล้เคียงกัน

ตารางที่ 8.6 อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานของคอนกรีตที่ได้จากการคำนวณย้อนกลับจากค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

โครงสร้างฐานราก	ระดับความเสียหาย	ค่ากำลังอัด (MPa)		อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุ ประสาน
		ที่อายุ 365 วัน*	ที่อายุ 14 ปี**	
30/07	Very severe	45.608	57.011	0.54
30/01	Severe	42.813	53.516	0.56
29/24	Moderate	47.235	59.043	0.53
30/06	None	47.646	59.558	0.52

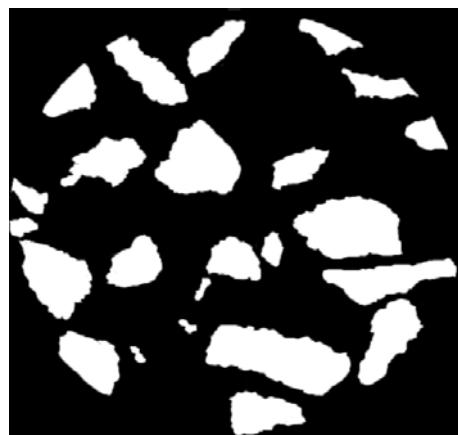
หมายเหตุ: \*ได้จากการคำนวณ, \*\* ได้จากการทดสอบ

### 8.3.2.2 ผลการหาปริมาณมวลรวมหยาบ

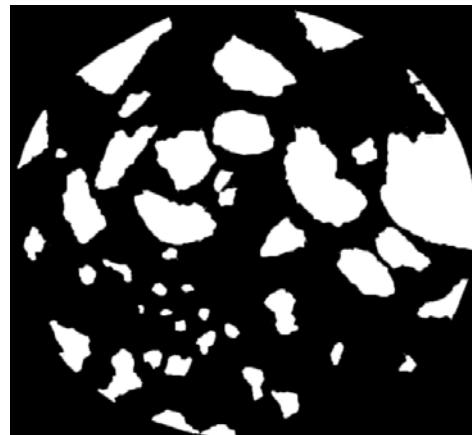
ปริมาณมวลรวมหยาบในตัวอย่างคอนกรีต สามารถหาได้โดยการนำคอนกรีตมาตัดและถ่ายรูปหน้าตัด จากนั้นใช้คอมพิวเตอร์โปรแกรมเพื่อวิเคราะห์หาพื้นที่ของมวลรวมหยาบต่อพื้นที่หน้าตัด ดังแสดงในรูปที่ 8.107 ถึง รูปที่ 8.110 ซึ่งอัตราส่วนของมวลรวมหยาบต่อพื้นที่หน้าตัดของคอนกรีตและปริมาณมวลรวมหยาบใน คอนกรีตจากฐานรากที่ 30/07, 30/01, 29/24 และ 30/06 ที่คำนวณได้ แสดงในตารางที่ 8.7

ตารางที่ 8.7 อัตราส่วนของมวลรวมหยาบต่อพื้นที่หน้าตัดของคอนกรีตและปริมาณมวลรวมหยาบ

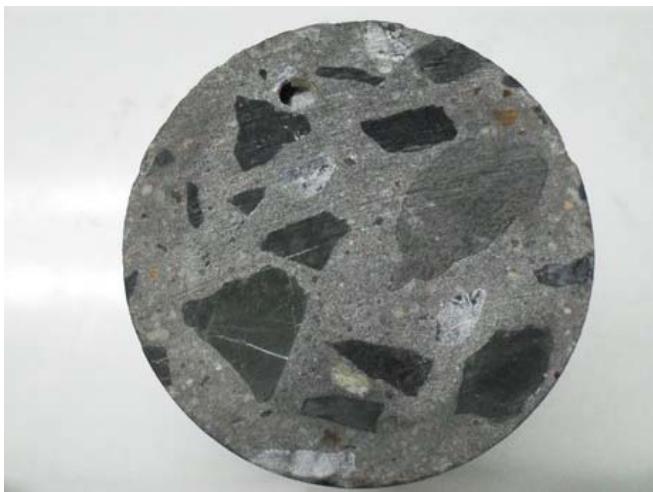
โครงสร้างฐานราก	ระดับความเสียหาย	อัตราส่วนมวลรวมหยาบต่อ พื้นที่หน้าตัดคอนกรีต	ปริมาณมวลรวมหยาบ ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )
30/07	Very severe	0.299	807.666
30/01	Severe	0.325	876.567
29/24	Moderate	0.345	932.527
30/06	None	0.352	949.751



รูปที่ 8.107 ตัวอย่างภาพถ่ายของหน้าตัดคอนกรีตจากฐานรากที่ 30/07



รูปที่ 8.108 ตัวอย่างภาพถ่ายของหน้าตัดคอนกรีตจากฐานรากที่ 30/01



รูปที่ 8.109 ตัวอย่างภาพถ่ายของหน้าตัดคอนกรีตจากฐานรากที่ 29/24



รูปที่ 8.110 ตัวอย่างภาพถ่ายของหน้าตัดคอนกรีตจากฐานรากที่ 30/06

### 8.3.2.3 ผลการทดสอบทางเคมี

จากการทดสอบห้องค์ประกอบทางเคมีโดยวิธี XRF และการทดสอบการทำละลาย (Selective Dissolution) ของตัวอย่างคอนกรีตจากฐานราก 30/07, 30/01, 29/24 และ 30/06 ซึ่งผลการทดสอบห้องค์ประกอบทางเคมีโดยวิธี XRF แสดงได้ในตารางที่ 8.8 ส่วนผลการทดสอบการทำละลาย (Selective Dissolution) โดยใช้กรดเพื่อทำละลายเพสต์และส่วนที่มีแคลเซียมเป็นองค์ประกอบ แสดงได้ใน

ตารางที่ 8.9 ซึ่งผลการทดสอบที่ได้จะถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์หาสัดส่วนผสมคอนกรีตตามสมการที่กล่าวไว้เบื้องต้น

ตารางที่ 8.8 องค์ประกอบทางเคมีของตัวอย่างคอนกรีตโดยวิธี XRF

องค์ประกอบทางเคมี (%)	ฐานราก			
	30/07	30/01	29/24	30/06
SiO <sub>2</sub>	57.11	54.44	53.95	51.64
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	1.89	2.41	2.05	2.90
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	1.95	2.00	2.03	1.97
CaO	28.63	29.50	30.41	30.24
MgO	0.67	0.76	0.93	0.77
SO <sub>3</sub>	1.78	1.72	1.99	1.56
Na <sub>2</sub> O	0.18	0.20	0.16	0.22
K <sub>2</sub> O	0.36	0.91	0.52	1.96
TiO <sub>2</sub>	0.16	0.19	0.24	0.27
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0.07	0.07	0.06	0.09
MnO <sub>2</sub>	0.06	0.03	0.09	0.05
LOI	7.00	7.70	7.50	8.30

ตารางที่ 8.9 ผลการทดสอบการทำละลาย (Selective Dissolution)

ฐานราก	30/07	30/01	29/24	30/06
Residual weight (%)	61.49	60.21	59.23	59.06

#### 8.3.2.4 ผลการคำนวณสัดส่วนผสมของคอนกรีต

สัดส่วนผสมของคอนกรีตที่คำนวณได้ แสดงในตารางที่ 8.10

ตารางที่ 8.10 สัดส่วนผสมของคอนกรีต

สัดส่วนผสมของคอนกรีต	ฐานราก			
	30/07	30/01	29/24	30/06
อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน (w/b)	0.54	0.56	0.53	0.52
ปูนซีเมเนต์ (kg/m <sup>3</sup> )	352.91	356.64	352.26	360.77
น้ำ (kg/m <sup>3</sup> )	190.57	199.72	186.70	187.60
มวลรวมละอียด (kg/m <sup>3</sup> )	965.45	912.74	857.42	870.53
มวลรวมหยาบ (kg/m <sup>3</sup> )	849.51	876.57	973.14	949.75

## 8.4 การวิเคราะห์ความเป็นไปได้ที่ฐานรากแตกร้าวด้วยความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชัน

### 8.4.1 วิธีการวิเคราะห์

การวิเคราะห์การแตกร้าวนี้องจากอุณหภูมิ เริ่มจากการนำส่วนผสมของคอนกรีตที่ได้จากการหักสัดส่วนผสม มาคำนวณคุณสมบัติต่างๆ ของคอนกรีต โดยใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ [6-11] ไม่ว่าจะเป็น ปริมาณความร้อนที่เกิดขึ้นจากปฏิกิริยาไฮเดรชัน, คุณสมบัติทางความร้อน, คุณสมบัติเชิงกล หลังจากนั้นใช้โปรแกรมไฟในท่ออิเล็กทรอนิกส์วิเคราะห์อุณหภูมิ และความเครียดยึดรังที่เกิดขึ้นในแต่ละตำแหน่งของฐานราก จากความเครียดยึดรังที่คำนวณได้จะทำให้สามารถวิเคราะห์ได้ว่าฐานรากจะมีความเป็นไปได้ที่จะเกิดการแตกร้าว เนื่องจากอุณหภูมิได้หรือไม่ ซึ่งหากความเครียดยึดรัง (Restrained Strain) ที่คำนวณได้มีค่าสูงกว่าความเครียดแตกร้าว (Cracking strain) จะทำให้เกิดการแตกร้าวเนื่องจากอุณหภูมิในโครงสร้างคอนกรีตได้

แบบจำลองสำหรับคำนวณอุณหภูมิและการความเครียดยึดรังที่เกิดขึ้นในคอนกรีตหลาที่ใช้ในการวิเคราะห์ฐานรากนี้ ได้รับการพัฒนาขึ้นที่ ศูนย์วิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษา สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ (CONTEC) โดยแบบจำลองนี้ได้รับการพิจารณาและสามารถนำไปใช้ในการคำนวณอุณหภูมิ และสามารถคำนวณโดยอิเล็กทรอนิกส์ในการเกิดการแตกร้าวของคอนกรีตหลาได้ รายละเอียด และการพิจารณาความแม่นยำของแบบจำลองแสดงในเอกสารอ้างอิงที่ 12 ถึง 16 แบบจำลองนี้ได้นำไปใช้ในการออกแบบส่วนผสมคอนกรีต, ขั้นตอนการก่อสร้าง และวิธี และระยะเวลาการบ่มที่เหมาะสมสำหรับฐานรากในโครงการต่างๆ มากมายทั้งในและต่างประเทศ

### 8.4.2 ตัวแปรในการวิเคราะห์

#### 8.4.2.1 ขนาดโครงสร้าง

เนื่องจากฐานรากที่คณที่ปรึกษาเลือกใช้สำหรับการทดสอบทางสาเหตุการแตกร้าวนั้นไม่สามารถหาแบบโครงสร้างที่ใช้ก่อสร้างจริงได้ (As built drawing) ดังนั้นความกว้าง และความยาวของฐานรากที่ใช้ในการวิเคราะห์จึงได้มาจากการวัดฐานรากจริง ดังแสดงในตารางที่ 8.11

สำหรับความลึกของฐานรากนั้น คณที่ปรึกษาได้ใช้ข้อมูลจากแบบโครงสร้างของฐานรากต้นอื่น ๆ ซึ่งพบว่ามีความหนาเท่ากับ 2.3 และ 2.5 เมตร จากข้อมูลเหล่านี้คณที่ปรึกษาได้ใช้ฐานรากที่มีขนาดที่หนาที่สุด เป็นตัวแทนในการวิเคราะห์ เนื่องจากเป็นโครงสร้างขนาดใหญ่มีความเสี่ยงจากการแตกร้าวเนื่องจากอุณหภูมิมาก จากเหตุผลดังกล่าวจึงเลือกใช้ฐานรากในการวิเคราะห์ให้มีขนาดเท่ากับ  $5.5 \times 13.3 \times 2.5$  เมตร

ตารางที่ 8.11 ขนาดของฐานรากจากการวัดขนาดจริงที่ผิวนบ

ฐานรากหมายเลข	ระดับการแตกร้าว	ขนาดฐานราก (เมตร)	
		ความกว้าง	ความยาว
30/07	มากที่สุด	5.5	13.3
30/01	มาก	5.5	13.3
29/24	ต่ำ	5.5	9.0
30/06	ไม่มี	5.5	13.3

#### 8.4.2.2 สัดส่วนผสมคอนกรีต

จากสัดส่วนผสมคอนกรีตที่คำนวณได้ในตารางที่ 8.10 จะเห็นได้ว่าสัดส่วนผสมคอนกรีตในแต่ละฐานรากมีความแตกต่างกันบ้าง แต่เนื่องจากปริมาณปูนซีเมนต์ในคอนกรีตเป็นตัวแปรหลักที่ส่งผลต่อการเกิดความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่นในคอนกรีต ดังนั้นจึงได้เลือกสัดส่วนผสมที่มีปริมาณปูนซีเมนต์น้อยที่สุดดังแสดงในตารางที่ 8.12 มาเป็นตัวแทนในการวิเคราะห์ หากผลการวิเคราะห์โดยการใช้สัดส่วนผสมที่มีปริมาณปูนซีเมนต์น้อยที่สุดส่งผลทำให้คอนกรีตนั้นเกิดการแตกร้าว แสดงว่าคอนกรีตที่มีปริมาณปูนซีเมนต์มากกว่าก็มีแนวโน้มของการแตกร้าวเนื่องจากความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่นได้เช่นกัน

ตารางที่ 8.12 ส่วนผสมคอนกรีตที่ใช้ในการวิเคราะห์

ส่วนผสมคอนกรีต ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )				กำลังรับแรงอัด (MPa)	
ปูนซีเมนต์	น้ำ	มวลรวมละเอียด	มวลรวมหยาบ	ที่อายุ 365 วัน	ที่อายุ 14 ปี
352.26	186.70	857.42	973.14	47.235	59.043

#### 8.4.2.3 ความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่น

ปริมาณความร้อนที่เกิดขึ้นจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่นในคอนกรีตสามารถคำนวณได้โดยใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ซึ่งอ่าว “Adiabatic Temperature Rise Model” ที่พัฒนาขึ้นที่ศูนย์วิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษา สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ (CONTEC) รายละเอียดของแบบจำลองแสดงในเอกสารอ้างอิงที่ 6

#### 8.4.2.4 คุณสมบัติทางความร้อนของคอนกรีต

คุณสมบัติทางความร้อนของคอนกรีตที่ใช้ในการวิเคราะห์ได้แก่ ค่าการนำความร้อน, ความร้อนจำเพาะ และสัมประสิทธิ์การขยายตัวเนื่องจากอุณหภูมิ ซึ่งปัจจัยเหล่านี้มีความสำคัญในการคำนวณอุณหภูมิ และความเครียดจากการยึดรั้งที่เกิดขึ้นในคอนกรีตหลา คุณสมบัติทางความร้อนของคอนกรีตทั้งหมดนี้ขึ้นอยู่กับคุณสมบัติทางความร้อนของแต่ละองค์ประกอบของคอนกรีต อันได้แก่ วัสดุประสาน, น้ำ, มวลรวม, อากาศ และผลิตภัณฑ์จากปฏิกิริยาไฮเดรชั่น คุณสมบัติทางความร้อนของคอนกรีตทั้งหมดนี้สามารถคำนวณได้โดยใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ รายละเอียดของแบบจำลองสำหรับทำงานคุณสมบัติทางความร้อนเหล่านี้แสดงในเอกสารอ้างอิงที่ 7 ถึง 11 โดยแบบจำลองเหล่านี้ได้รับการพิสูจน์กับผลทดสอบจากทั้งในและต่างประเทศ และได้รับการยอมรับว่าสามารถทำงานคุณสมบัติทางความร้อนได้แม่นยำ

รูปที่ 8.111 แสดงแท่งตัวอย่างคอนกรีตที่ได้จากการเจาะฐานรากหมายเลข 30/06 และ 30/07 จากรูปแสดงให้เห็นว่ามีมวลรวมหยาบที่ใช้ในการผสมคอนกรีตมีลักษณะแตกต่างกันอย่างชัดเจน และเมื่อนำก้อนตัวอย่างไปทำการทดสอบชนิดของมวลรวมหยาบที่ใช้ในฐานรากหมายเลข 30/06 และ 30/07 นั้นได้แก่ หินปูน และหินแกรนิต ตามลำดับ (ดูตารางที่ 8.13) หินทั้งสองประเภทนี้มีค่าการนำความร้อน และค่าความร้อนจำเพาะใกล้เคียงกัน แต่มีค่าสัมประสิทธิ์การขยายตัวเนื่องจากความร้อนที่ต่างกัน เมื่อทำการคำนวณคุณสมบัติทางความร้อนของคอนกรีตโดยใช้หินสองประเภทนี้พบว่า คอนกรีตที่ผลิตจากหินสองประเภทนี้จะมีค่าการนำความร้อน และค่าความร้อนจำเพาะที่ใกล้เคียงกัน แต่จะมีค่าสัมประสิทธิ์การขยายตัวเนื่องจากความร้อนที่ต่างกัน (ดูตารางที่ 8.14) โดยคอนกรีตที่ผลิตจากหินแกรนิตจะมีค่าสัมประสิทธิ์การขยายตัวเนื่องจากความร้อนสูงกว่าคอนกรีตที่ผลิตจากหินปูน คุณสมบัติทางความร้อนที่แสดงในตารางที่ 8.14 นี้จะนำไปใช้ในการวิเคราะห์ความเป็นไปได้ที่จะเกิดการแตกร้าวนេื่องจากอุณหภูมิต่อไป



รูปที่ 8.111 ตัวอย่างคอนกรีตที่ได้จากการเจาะฐานรากหมายเลข 30/06 และ 30/07

ตารางที่ 8.13 ชนิดของมวลรวมที่ใช้ในการผลิตคอนกรีตของฐานราก

ฐานรากหมายเลข	ระดับความ รุนแรง	ชนิดของมวลรวม *	
		มวลรวมหยาบ	มวลรวมละเอียด
30/07	มากที่สุด	Granite Mylonite	Granite
30/01	มาก	Granite Mylonite	Granite
29/24	ต่ำ	Granite Mylonite, Politic Hornfels, Limestone, Chert	Granite
30/06	ไม่มี	Limestone	Granite

\* ทดสอบโดย Taiheiyo Consultant Co., Ltd. ประเทศญี่ปุ่น

ตารางที่ 8.14 คุณสมบัติทางความร้อนของคอนกรีตฐานราก 30/06 และ 30/07

ฐานรากหมายเลข	ชนิดมวลรวม	ความร้อนจำเพาะ (kcal/kg °C)	การนำความร้อน (kcal/m hr °C)	สัมประสิทธิ์การขยายตัว เนื่องจากอุณหภูมิ (micron / °C)
30/07	Granite mylonite	0.202	2.24	9.5
30/06	Limestone	0.207	2.11	7

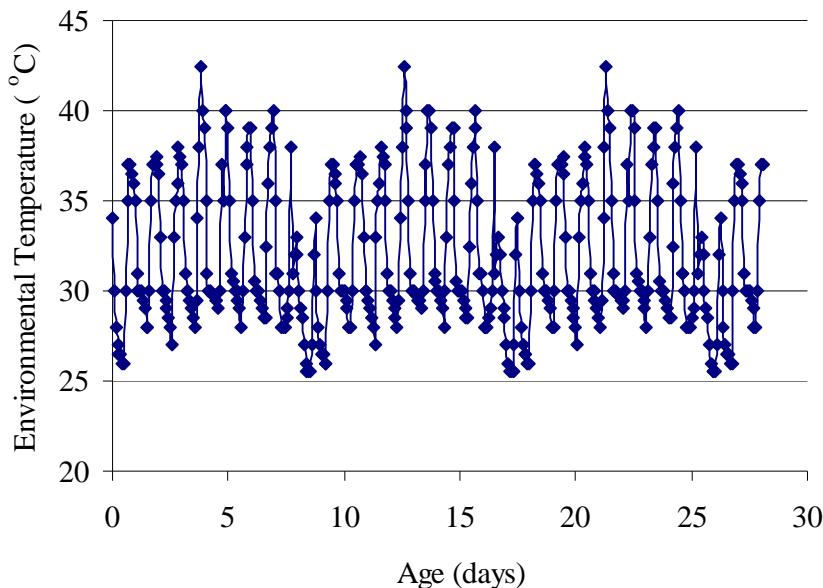
#### 8.4.2.5 สภาพการบ่ม

ในการวิเคราะห์ได้สมมติให้คอนกรีตถูกบ่มโดยการบ่มขึ้นด้วยน้ำ

#### 8.4.2.6 อุณหภูมิสิ่งแวดล้อม และอุณหภูมิคอนกรีต

อุณหภูมิสิ่งแวดล้อมที่ใช้ในการวิเคราะห์แสดงในรูปที่ 8.102 ซึ่งเป็นอุณหภูมิที่วัดได้จริงจากโครงการ ก่อสร้างหนึ่งในเขตกรุงเทพมหานคร ในช่วงเดือนเมษายน โดยมีอุณหภูมิต่ำสุด และสูงสุดประมาณ 25 และ 42°C ตามลำดับ โดยคณะที่ปรึกษาได้สมมติให้อุณหภูมิในระหว่างการก่อสร้างของฐานรากใกล้เคียงกับข้อมูล สิ่งแวดล้อมนี้ ข้อมูลสิ่งแวดล้อมนี้จะใช้สำหรับการวิเคราะห์ทั้งในส่วนของการวิเคราะห์การแตกร้าวน่องจาก ความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่น และการวิเคราะห์การแตกร้าวน่องจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิระหว่างวัน

เพื่อให้การวิเคราะห์ครอบคลุมถึงคอนกรีตที่เทในทุกๆ ระยะ และครอบคลุมถึงอุณหภูมิต่ำสุด ถึง สูงสุดของ แต่ละวัน จึงกำหนดให้อุณหภูมิเริ่มต้นของคอนกรีตเท่ากับ 25, 37 และ 42°C



รูปที่ 8.112 อุณหภูมิสิ่งแวดล้อมสำหรับการวิเคราะห์การแตกร้าวนีองจากความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่น และ การแตกร้าวนีองจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิระหว่างวัน

#### 8.4.3 ผลการวิเคราะห์

Finite element mesh ที่ใช้ในการวิเคราะห์อุณหภูมิของฐานรากแสดงในรูปที่ 8.103 ผลการวิเคราะห์อุณหภูมิของฐานราก 30/06 ที่อุณหภูมิเริ่มต้นของคอนกรีตเท่ากับ 42, 37 และ 25 °C แสดงในรูปที่ 8.114 ถึง รูปที่ 8.116 ตามลำดับ ผลการวิเคราะห์อุณหภูมิของฐานราก 30/07 ที่อุณหภูมิเริ่มต้นของคอนกรีตเท่ากับ 42, 37 และ 25 °C แสดงในรูปที่ 8.117 ถึง รูปที่ 8.119 ตามลำดับ ผลการวิเคราะห์ความเครียดยึดรังบริเวณกึ่งกลางของฐานราก 30/06 ที่อุณหภูมิเริ่มต้นของคอนกรีตเท่ากับ 42, 37 และ 25 °C แสดงในรูปที่ 8.120 ถึง รูปที่ 8.122 ตามลำดับ ผลการวิเคราะห์ความเครียดยึดรังบริเวณกึ่งกลางของฐานราก 30/07 ที่อุณหภูมิเริ่มต้นของคอนกรีตเท่ากับ 42, 37 และ 25 °C แสดงในรูปที่ 8.123 และ รูปที่ 8.125 ตามลำดับ

##### 8.4.3.1 ผลการวิเคราะห์อุณหภูมิ

จากผลการวิเคราะห์อุณหภูมิที่แสดงในรูปที่ 8.114 ถึง รูปที่ 8.119 แสดงให้เห็นว่าในทุก ๆ กรณี ในช่วงอายุต้นอุณหภูมิของฐานรากจะเพิ่มสูงขึ้นเนื่องจากความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่น โดยบริเวณกึ่งกลางของฐานรากมีอุณหภูมิสูงกว่าบริเวณผิวคอนกรีต โดยฐานรากจะมีอุณหภูมิเพิ่มขึ้นสูงสุดเมื่อคอนกรีตมีอายุประมาณ 2 - 2.5 วัน โดยฐานรากที่เดียวคอนกรีตที่มีอุณหภูมิเริ่มต้นสูง จะมีอุณหภูมิคอนกรีตสูงสุดมากกว่าฐานรากที่เดียวคอนกรีตที่มีอุณหภูมิเริ่มต้นต่ำกว่า (สำหรับฐานราก 30/06 เปรียบเทียบรูปที่ 8.114 ถึง รูปที่ 8.116 สำหรับฐานราก 30/07 เปรียบเทียบ รูปที่ 8.117 ถึง รูปที่ 8.119) และเมื่ออุณหภูมิคอนกรีตในฐานรากผ่านจุดสูงสุดไปแล้วอุณหภูมิฐานรากจะลดลงเรื่อยๆ จนกระทั่งอุณหภูมิของฐานรากใกล้เคียงกับอุณหภูมิสิ่งแวดล้อม

เมื่อเปรียบเทียบอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้นของฐานราก 30/06 กับ 30/07 เมื่อพิจารณาที่อุณหภูมิเริ่มต้นของคอนกรีตเท่ากัน (เปรียบเทียบรูปที่ 8.114 กับ รูปที่ 8.117, รูปที่ 8.115 กับ รูปที่ 8.118 และ รูปที่

รูปที่ 8.116 กับ รูปที่ 8.119) พบว่าฐานรากหมายเลข 30/06 และ 30/07 นั้นมีการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิที่ใกล้เคียงกัน ซึ่งสามารถอธิบายได้ว่า เมื่อว่าทินที่ใช้ในคอนกรีตของฐานรากทั้งสองนั้นจะแตกต่างกัน แต่เนื่องจากค่าการนำความร้อน และความร้อนจำเพาะของหินปูน และหินแกรนิตนั้นใกล้เคียงกัน ดังนั้นค่าการนำความร้อน และค่าความร้อนจำเพาะของคอนกรีตทั้งสองนี้จึงใกล้เคียงกัน ด้วยเหตุนี้การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิของฐานรากทั้งสองนี้ใกล้เคียงกัน จากผลการวิเคราะห์อุณหภูมิยังแสดงให้เห็นว่าอีกด้วยว่า ในกรณีที่อุณหภูมิเริ่มต้นของคอนกรีตเท่ากับ  $42^{\circ}\text{C}$  อุณหภูมิของฐานรากจะเพิ่มสูงมาก โดยมีอุณหภูมิสูงสุดประมาณ  $81^{\circ}\text{C}$

#### 8.4.3.2 ผลวิเคราะห์ความเครียดยึดรั้ง

รูปที่ 8.120 ถึง รูปที่ 8.125 แสดงผลการวิเคราะห์ความเครียดยึดรั้งที่เกิดขึ้น ณ บริเวณผิวด้านบน, กึ่งกลางความลึก และผิวด้านล่าง ผลที่ได้จากการคำนวณแสดงให้เห็นว่าที่บริเวณผิวด้านบนและล่างจะมีการยึดรั้งโดยแรงดึง และบริเวณกึ่งกลางความลึกมีการยึดรั้งโดยแรงอัด และพบว่าที่บริเวณผิวด้านบนมีความเค้นดึงเกิดขึ้นสูงที่สุด ดังนั้นในที่นี้จะใช้ความเครียดยึดรั้งที่ ณ บริเวณผิวด้านบนเป็นตัวแทนในการอธิบายผล และใช้ในการป้องกันการเกิดการแตกร้าวของฐานรากต่อไป

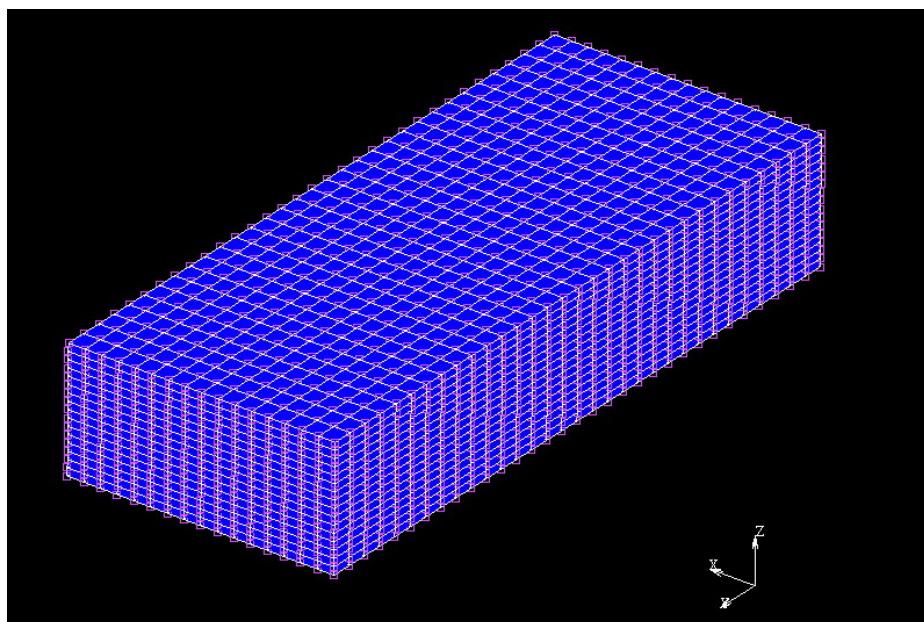
เมื่อพิจารณาฐานรากที่เหลือโดยคอนกรีตที่มีอุณหภูมิเริ่มต้นต่างกัน (สำหรับฐานราก 30/06 เปรียบเทียบ รูปที่ 8.120 ถึง รูปที่ 8.122 ส่วนฐานราก 30/07 เปรียบเทียบ รูปที่ 8.123 ถึง รูปที่ 8.125) พบว่าฐานรากที่เหลือโดยคอนกรีตที่มีอุณหภูมิเริ่มต้นสูงขึ้นจะส่งผลให้ความเครียดยึดรั้งของคอนกรีตเพิ่มสูงขึ้นไปด้วย ทั้งนี้เนื่องจาก การที่อุณหภูมิเริ่มต้นของคอนกรีตสูงขึ้น จะส่งผลให้การเพิ่มขึ้นของอุณหภูมิเนื่องจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่นเพิ่มขึ้น และความแตกต่างของอุณหภูมิระหว่างภายนอกกับภายใน ภายนอกก็เพิ่มขึ้นด้วยเช่นกัน ดังนั้นจึงส่งผลให้คอนกรีตมีความเครียดยึดรั้งที่เพิ่มขึ้นไปด้วย

เมื่อเปรียบเทียบความเครียดยึดรั้งที่เกิดขึ้นในฐานราก 30/06 กับ 30/07 ในกรณีที่อุณหภูมิเริ่มต้นของคอนกรีตเท่ากัน (เปรียบเทียบ รูปที่ 8.120 กับ รูปที่ 8.123, รูปที่ 8.121 กับ รูปที่ 8.124 และ รูปที่ 8.122 และ รูปที่ 8.125) ผลการวิเคราะห์พบว่า ความเครียดยึดรั้งที่เกิดขึ้นในฐานราก 30/06 ต่ำกว่า ฐานราก 30/07 สามารถอธิบายได้ว่าถึงแม้ว่าอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้นของฐานรากทั้งสองนี้จะใกล้เคียงกันก็ตาม แต่เนื่องจากคอนกรีตที่ใช้ฐานรากทั้งสองนี้ผลิตจากหินต่างชนิดกัน จึงมีค่าสัมประสิทธิ์การขยายตัวเนื่องจากอุณหภูมิที่ต่างกัน โดยค่าสัมประสิทธิ์การขยายตัวเนื่องจากอุณหภูมิของคอนกรีตที่ผลิตจากหินแกรนิตนั้นสูงกว่าคอนกรีตที่ผลิตจากหินปูน (ดูตารางที่ รูปที่ 8.114) ด้วยเหตุนี้ความเครียดยึดรั้งของฐานราก 30/07 จึงสูงกว่า 30/06 และมีโอกาสเกิดการแตกร้าวนៅองจากอุณหภูมิได้มากกว่า

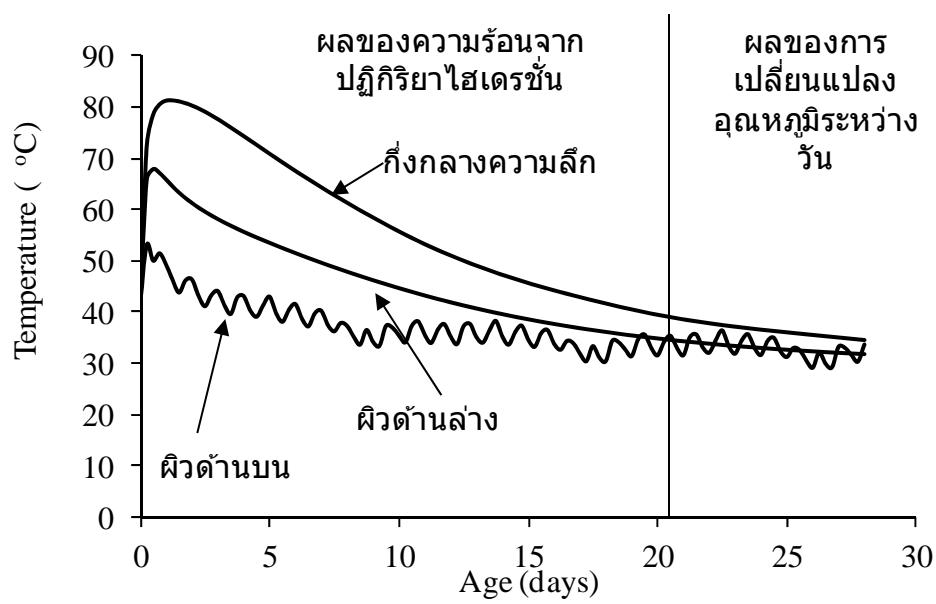
เมื่อเปรียบค่าความเครียดเนื่องจากการยึดรั้งที่ผิวด้านบน ( $\epsilon_{\text{res}}$ ) กับค่าความสามารถในการรับความเครียดเนื่องจากแรงดึงของคอนกรีต (TSC) พบว่าความเครียดสูงสุดของฐานราก 30/06 และ 30/07 นั้นมีค่ามากกว่าค่า TSC ทั้งในกรณีที่อุณหภูมิคอนกรีตเริ่มต้นเท่ากับ  $25, 37$  และ  $42^{\circ}\text{C}$  (ดูรูปที่ 8.120 ถึง รูปที่ 8.122 สำหรับฐานราก 30/06 และ รูปที่ 8.123 ถึง รูปที่ 8.125 สำหรับฐานราก 30/07) ดังนั้นจึงสามารถสรุปได้ว่าทั้งฐานราก 30/06 และ 30/07 นั้นมีโอกาสเกิดการแตกร้าวนៅองจากความร้อนได้ ซึ่งผลการวิเคราะห์แสดงผลลัพธ์ที่ต่างกัน ไม่สามารถอธิบายได้จากการซ้อมแซมรอยร้าวดังกล่าวไปในช่วงหลังเสร็จการก่อสร้างแล้ว

จากผลการวิเคราะห์ดังกล่าว สามารถอธิบายได้ว่า เพราะเหตุใดที่ฐานรากมีพฤติกรรมการแตกร้าวนៅองจากอุณหภูมิที่ต่างกัน ทั้งนี้เนื่องจากการใช้ชนิดของหินที่แตกต่างกัน และอุณหภูมิเริ่มต้นของคอนกรีตที่ไม่

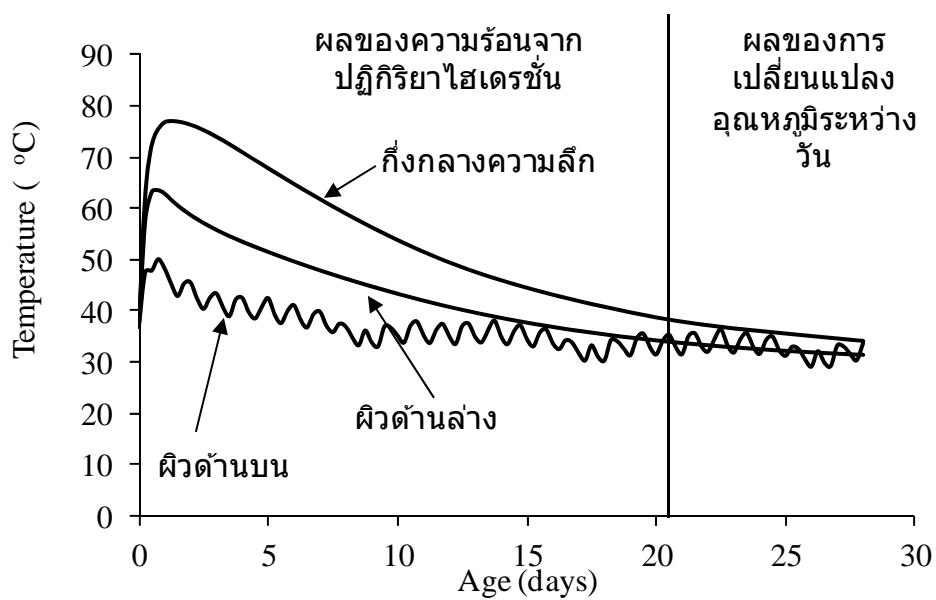
เท่ากัน ซึ่งเกิดจากการฐานรากในเวลาที่ต่างกันนั้นเอง ผลการวิเคราะห์ยังแสดงให้เห็นอีกว่าความเป็นไปได้ที่ฐานรากเกิดการแตกร้าวนี้เนื่องจากความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชันนั้น จะมีมากในช่วงอายุต้น และโอกาสที่จะเกิดการแตกร้าวนี้จะลดลงเมื่ออายุของคอนกรีตเพิ่มขึ้น หรืออีกนัยหนึ่งรอยร้าวที่เกิดเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องของฐานราก ณ ปัจจุบันนี้ไม่ได้เกิดจากความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชันนั้นเอง



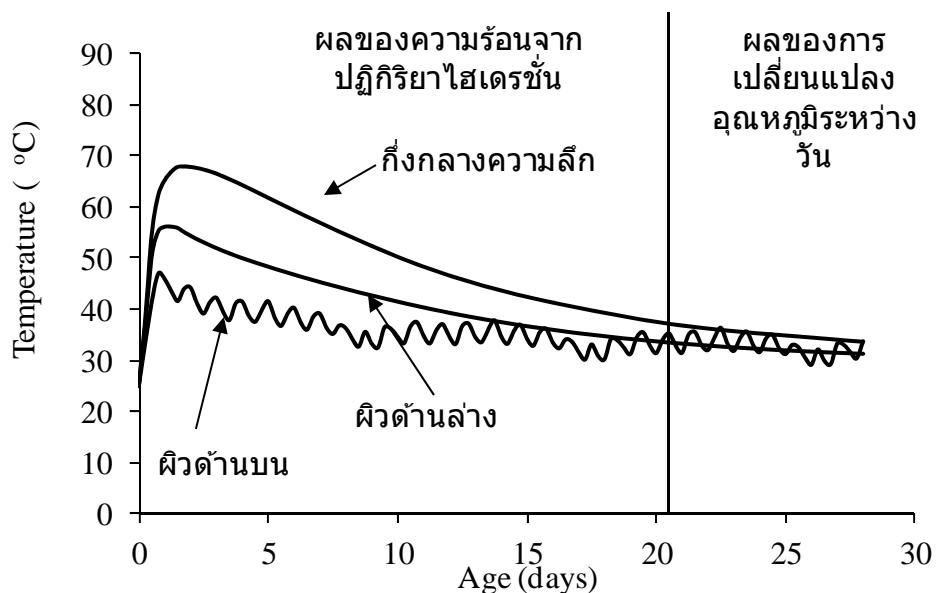
รูปที่ 8.113 Finite element mesh ของฐานราก 30/06 และ 30/07



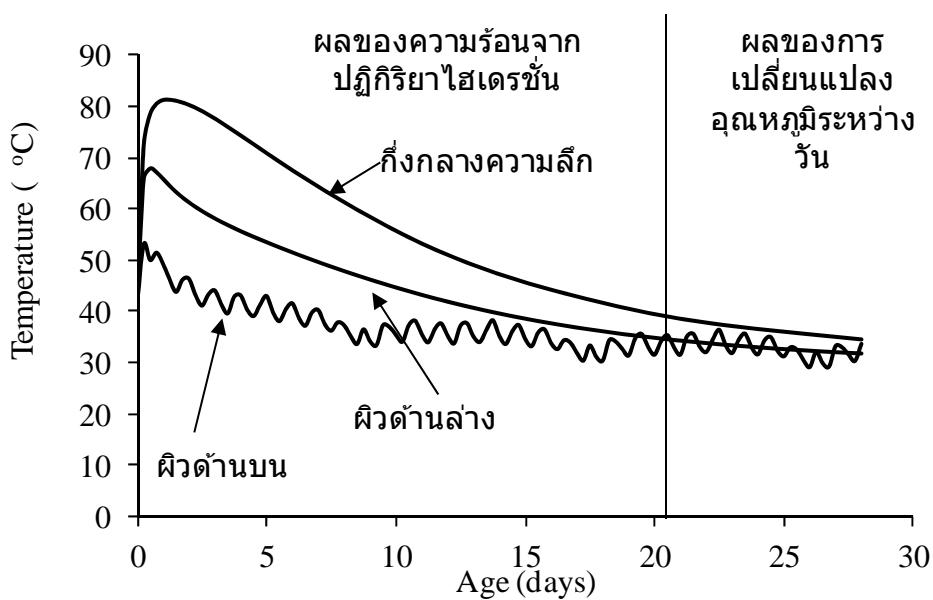
รูปที่ 8.114 การนำหายอุณหภูมิที่เกิดขึ้นของฐานราก 30/06 ที่อุณหภูมิเริ่มต้นเท่ากับ  $42^{\circ}\text{C}$



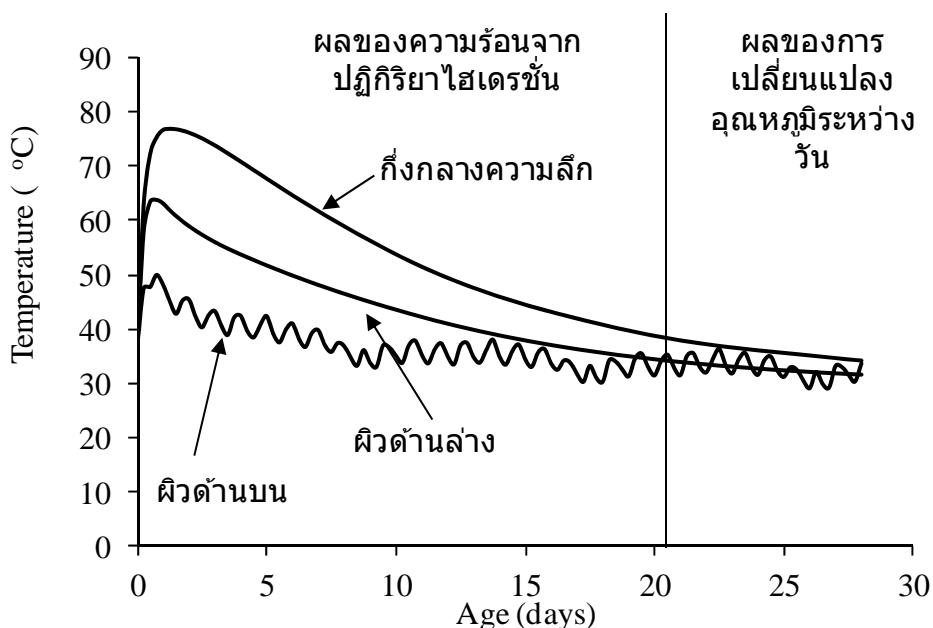
รูปที่ 8.115 การทำนายอุณหภูมิที่เกิดขึ้นของฐานราก 30/06 ที่อุณหภูมิเริ่มต้นเท่ากับ 37 °C



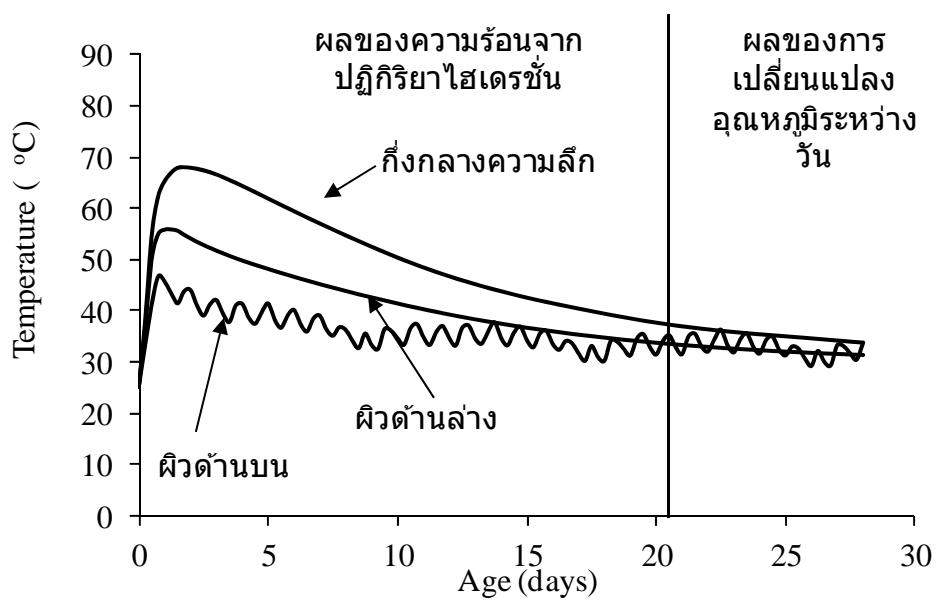
รูปที่ 8.116 การทำนายอุณหภูมิที่เกิดขึ้นของฐานราก 30/06 ที่อุณหภูมิเริ่มต้นเท่ากับ 25 °C



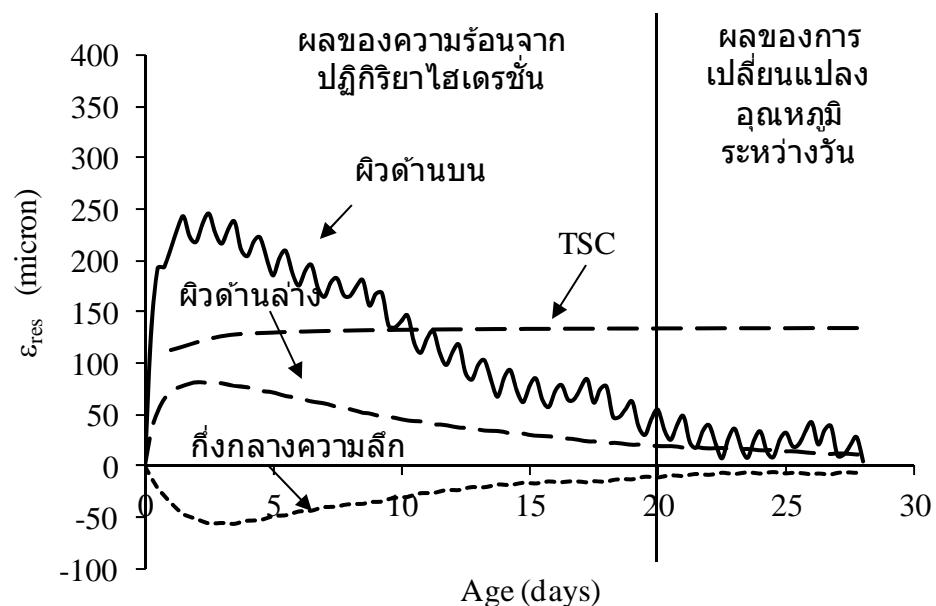
รูปที่ 8.117 การนำหายอุณหภูมิที่เกิดขึ้นของฐานราก 30/07 ที่อุณหภูมิเริ่มต้นเท่ากับ  $42^{\circ}\text{C}$



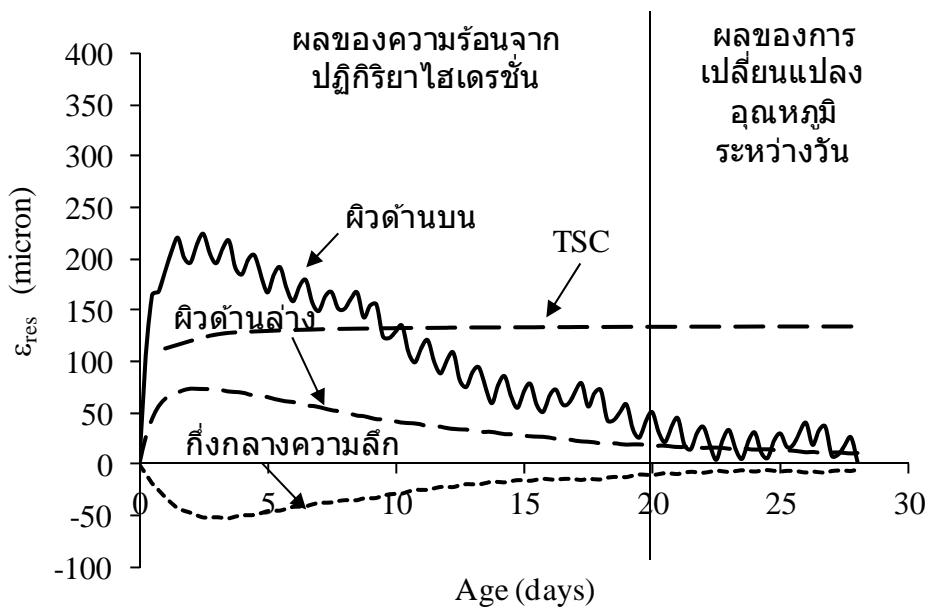
รูปที่ 8.118 การนำหายอุณหภูมิที่เกิดขึ้นของฐานราก 30/07 ที่อุณหภูมิเริ่มต้นเท่ากับ  $37^{\circ}\text{C}$



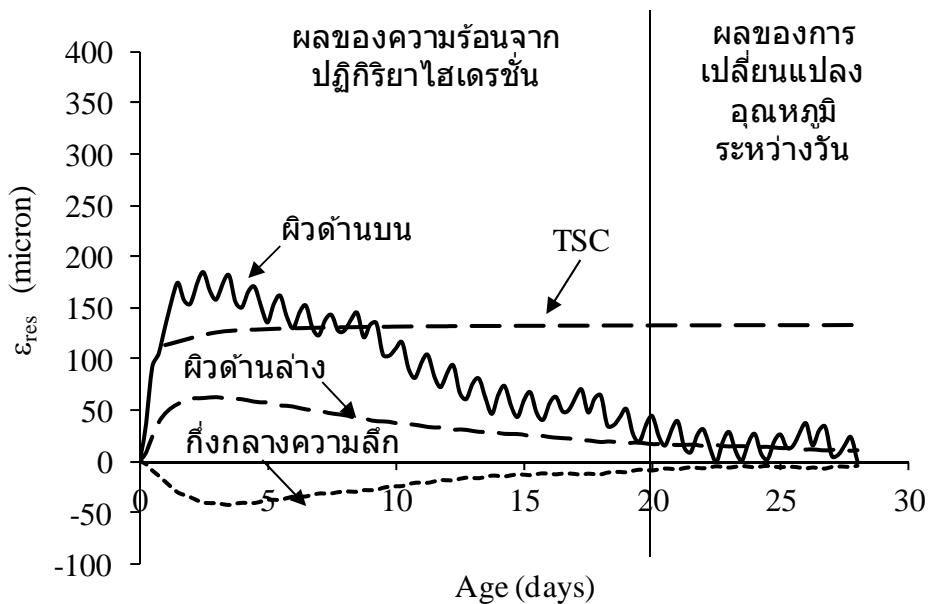
รูปที่ 8.119 การทำนายอุณหภูมิที่เกิดขึ้นของฐานราก 30/07 ที่อุณหภูมิเริ่มต้นเท่ากับ  $25^{\circ}\text{C}$



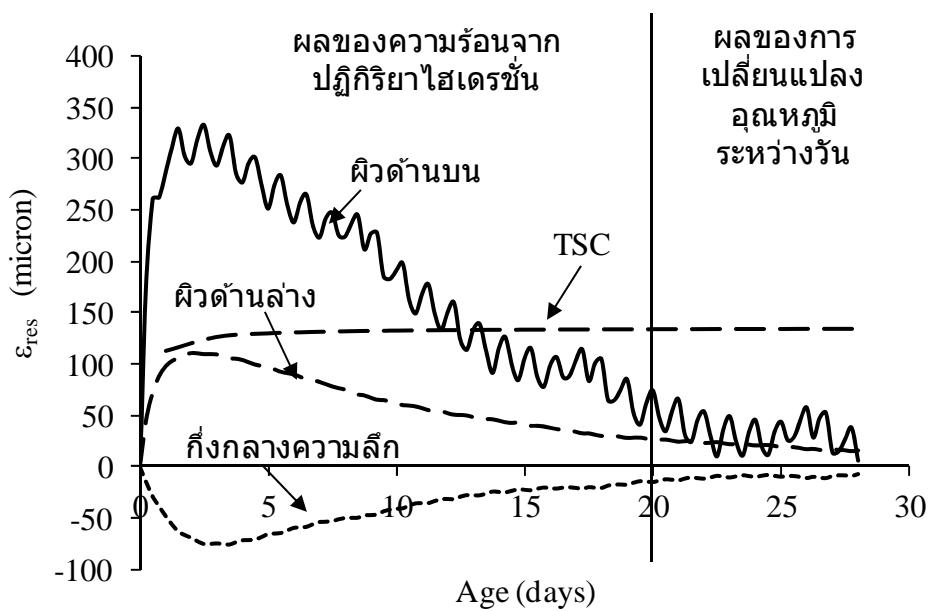
รูปที่ 8.120 การทำนายความเครียดด้วยโครงสร้างที่เกิดขึ้นของฐานราก 30/06 ที่อุณหภูมิเริ่มต้นเท่ากับ  $42^{\circ}\text{C}$



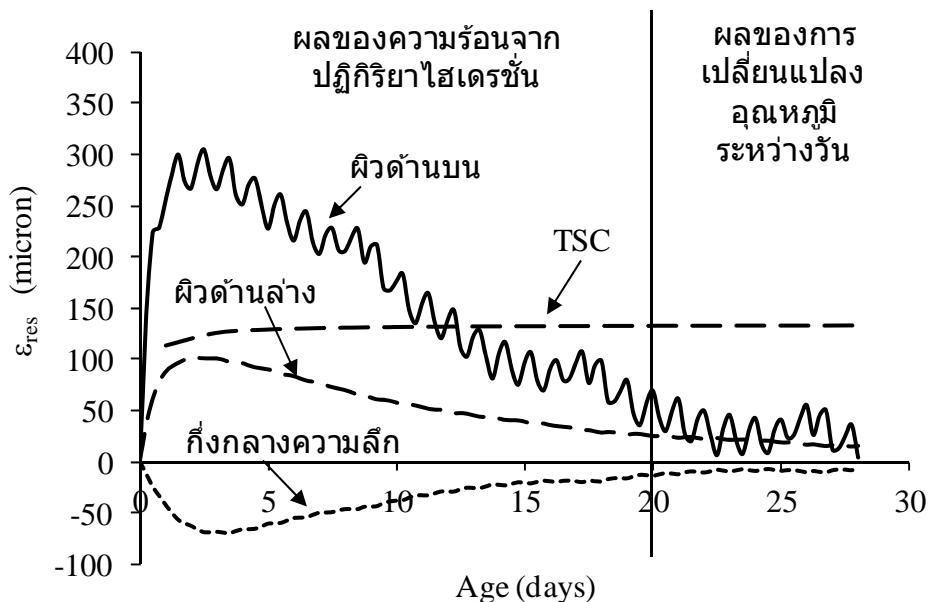
รูปที่ 8.121 การทำนายความเครียดยึดรังที่เกิดขึ้นของฐานราก 30/06 ที่อุณหภูมิเริ่มต้นเท่ากับ  $37^{\circ}\text{C}$



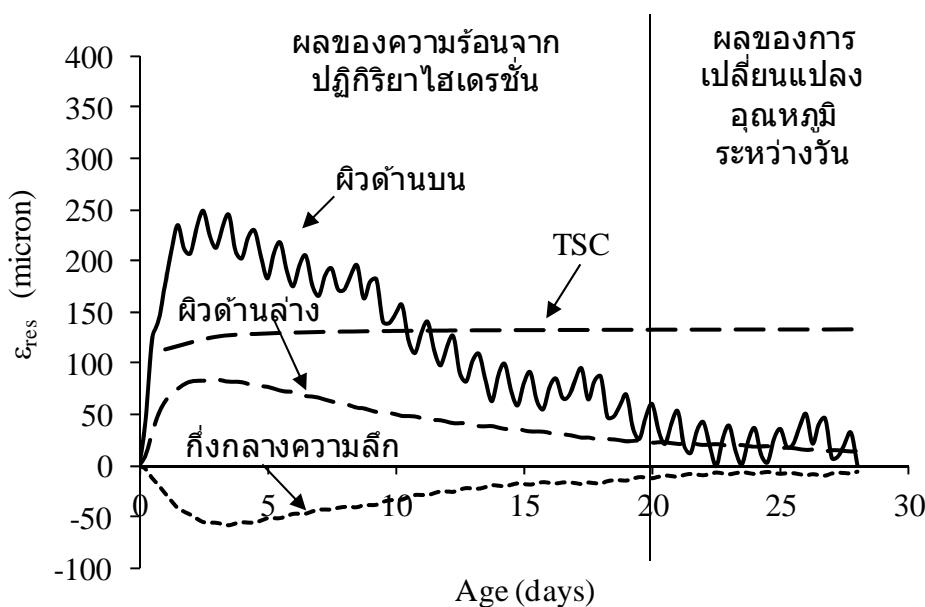
รูปที่ 8.122 การทำนายความเครียดยึดรังที่เกิดขึ้นของฐานราก 30/06 ที่อุณหภูมิเริ่มต้นเท่ากับ  $25^{\circ}\text{C}$



รูปที่ 8.123 การทำนายความเครียดยืดรัดที่เกิดขึ้นของฐานราก 30/07 ที่อุณหภูมิเริ่มต้นเท่ากับ  $42^{\circ}\text{C}$



รูปที่ 8.124 การทำนายความเครียดยืดรัดที่เกิดขึ้นของฐานราก 30/07 ที่อุณหภูมิเริ่มต้นเท่ากับ  $37^{\circ}\text{C}$



รูปที่ 8.125 การทำนายความเครียดยึดรังที่เกิดขึ้นของฐานราก 30/07 ที่อุณหภูมิเริ่มต้นเท่ากับ  $25^{\circ}\text{C}$

## 8.5 การวิเคราะห์ความเป็นไปได้ที่ฐานรากแตกร้าวนៅองจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิระหว่างวัน

### 8.5.1 วิธีการวิเคราะห์

การวิเคราะห์ในหัวข้อนี้จะเป็นการวิเคราะห์ต่อเนื่องจากการวิเคราะห์แนวโน้มของการแตกร้าวนៅองจากความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่น ดังนั้นคุณสมบัติคงกรีต และตัวแปรที่ใช้ในการวิเคราะห์ในหัวข้อนี้จะเหมือนกับตัวแปรที่ใช้ในการวิเคราะห์การแตกร้าวนៅองจากความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่น และสมมุติให้อุณหภูมิเปลี่ยนแปลงระหว่างวันเท่ากับอุณหภูมิสิ่งแวดล้อมที่ใช้ในการวิเคราะห์ในหัวข้อที่ผ่านมา

### 8.5.2 ผลการวิเคราะห์

ผลการวิเคราะห์อุณหภูมิของฐานราก 30/06 ที่อุณหภูมิเริ่มต้นของคอนกรีตเท่ากับ 42, 37 และ  $25^{\circ}\text{C}$  แสดงในรูปที่ 8.114 ถึง รูปที่ 8.116 ตามลำดับ ผลการวิเคราะห์อุณหภูมิของฐานราก 30/07 ที่อุณหภูมิเริ่มต้นของคอนกรีตเท่ากับ 42, 37 และ  $25^{\circ}\text{C}$  แสดงในรูปที่ 8.117 ถึง รูปที่ 8.119 ตามลำดับ ผลการวิเคราะห์ความเครียดยึดรังบริเวณกึ่งกลางของฐานราก 30/06 ที่อุณหภูมิเริ่มต้นของคอนกรีตเท่ากับ 42, 37 และ  $25^{\circ}\text{C}$  แสดงในรูปที่ 8.120 ถึง รูปที่ 8.122 ตามลำดับ ผลการวิเคราะห์ความเครียดยึดรังบริเวณกึ่งกลางของฐานราก 30/07 ที่อุณหภูมิเริ่มต้นของคอนกรีตเท่ากับ 42, 37 และ  $25^{\circ}\text{C}$  แสดงในรูปที่ 8.123 ถึง รูปที่ 8.125 ตามลำดับ

จากผลการวิเคราะห์อุณหภูมิที่แสดงในรูปที่ 8.114 ถึง รูปที่ 8.119 พบว่าเมื่อคอนกรีตมีอายุได้ประมาณ 20 วัน อุณหภูมิของคอนกรีตทั้งบริเวณผิว และที่กึ่งกลางความลึก มีค่าใกล้เคียงกับอุณหภูมิสิ่งแวดล้อม โดยอุณหภูมิที่บริเวณผิวด้านบนของฐานรากเปลี่ยนแปลงเล็กน้อยเมื่ออุณหภูมิสิ่งแวดล้อมเปลี่ยนไปอย่างไรก็ตามผลของอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงระหว่างวันไม่ส่งผลกระทบต่ออุณหภูมิคอนกรีตบริเวณกึ่งกลางความลึกของฐานราก

ผลการวิเคราะห์ความเครียดยึดรัง (คูรปที่ รูปที่ 8.120 ถึง รูปที่ 8.125) แสดงให้เห็นว่า ความเครียดยึดรังบริเวณผิวคอนกรีตเปลี่ยนแปลงเล็กน้อยเมื่ออุณหภูมิสิ่งแวดล้อมเปลี่ยนไป จากผลการวิเคราะห์พบว่า ความเครียดยึดรังที่บริเวณผิวด้านบนมีค่าน้อยกว่าความเครียดแรงดึงที่คอนกรีตยอมรับได้ (tensile strain capacity, TSC) ด้วยเหตุนี้จึงสรุปได้ว่าคอนกรีตไม่มีโอกาสเกิดการแตกร้าวนเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิระหว่างวันได้ หรืออีกนัยหนึ่งรอยร้าวที่เกิดเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่อง ณ ปัจจุบันนี้ไม่ได้เกิดจากการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิสิ่งแวดล้อม

## 8.6 การวิเคราะห์ความเป็นไปได้ที่ฐานรากแตกร้าวนเนื่องจากการหดตัวของคอนกรีต

การหดตัวของคอนกรีตสามารถเกิดขึ้นได้เนื่องจากสาเหตุหลักสองประการ คือ การหดตัวแบบแห้ง (Drying Shrinkage) ซึ่งเป็นการหดตัวเนื่องจากการสูญเสียน้ำจากคอนกรีตไปสู่สิ่งแวดล้อม และการหดตัวแบบออโตเจนัส (Autogenous Shrinkage) ซึ่งเป็นการหดตัวเนื่องจากการลดลงของปริมาตรของผลผลิตของปฏิกิริยาไฮเดรชัน (Chemical Shrinkage) บวกกับการสูญเสียน้ำภายในคอนกรีตเนื่องจากถูกใช้ไปในการทำปฏิกิริยาของวัสดุปราศน้ำ (Self-Desiccation) ซึ่งปริมาณ การหดตัวของคอนกรีต ขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายประการ เช่นคุณสมบัติของวัสดุปราศน้ำ คุณสมบัติของมวลรวมที่ใช้ในคอนกรีต สัดส่วนผสมของคอนกรีต การบ่มคอนกรีต อายุของโครงสร้าง อุณหภูมิ ความชื้น ขนาดของชิ้นส่วนโครงสร้าง เป็นต้น

การหดตัวแบบออโตเจนัสจะเกิดขึ้นทั่วไปทั้งโครงสร้างทั้งที่บริเวณผิว และที่บริเวณภายในของโครงสร้าง ในขณะที่การหดตัวแบบแห้งจะเกิดขึ้นมากที่บริเวณที่มีการระเหยของน้ำ หรือที่ผิวของโครงสร้าง ด้วยเหตุนี้ที่บริเวณด้านในโครงสร้างจะเกิดการหดตัวแบบออโตเจนัส ในขณะที่บริเวณผิวจะเกิดการหดตัวทั้งแบบออโตเจนัส และการหดตัวแบบแห้ง ซึ่งสามารถเรียกการหดตัวที่เกิดขึ้นจากการหดตัวทั้งสองแบบนี้ว่าการหดตัวรวม (Total Shrinkage)

การคำนวณในหัวข้อนี้เริ่มต้นจากการคำนวณหาส่วนผสมคอนกรีตที่ใช้ในการเทฐานราก และเสา จากส่วนผสมคอนกรีตที่ได้จากการคำนวณจะนำมารวบรวมกับการหดตัวอย่างอิสระของคอนกรีต โดยแบ่งออกเป็นการหดตัวแบบออโตเจนัส และการหดตัวรวมซึ่งเป็นผลรวมของการหดตัวแบบออโตเจนัสกับการหดตัวแบบแห้ง ซึ่งการหดตัวทั้งสองนี้จะถูกป้อนเข้าไปในโปรแกรม Finite element เพื่อคำนวณความเครียดยึดรังเนื่องจากการหดตัวของเสา และฐานรากต่อไป หากผลวิเคราะห์พบว่าความเครียดยึดรังของคอนกรีตมีค่าต่ำกว่าความเครียดดึงที่คอนกรีตยอมรับได้ (tensile strain capacity, TSC) ก็จะสรุปได้ว่าคอนกรีตไม่มีโอกาสเกิดการแตกร้าวนเนื่องจากการหดตัวได้

### 8.6.1 สัดส่วนผสมคอนกรีตที่ใช้ในการวิเคราะห์

สำหรับในกรณีของฐานรากส่วนผสมที่ใช้ในการวิเคราะห์จะเป็นส่วนผสมเดียวกับที่ใช้ใน "การวิเคราะห์แนวโน้มของการแตกร้าวนเนื่องจากความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชัน" โดยมีวิธีการคำนวณเช่นเดียวกับที่อธิบายไว้ในหัวข้อที่ 8.4

### 8.6.2 การคำนวณการหดตัวอิสระของคอนกรีต

การหดตัวของคอนกรีตจะใช้สมการการวิเคราะห์ที่ได้จากการวิจัยกระบวนการหดตัวของคอนกรีตในประเทศไทย [17] ดังแสดงในสมการที่ (11) ถึง (17) โดยการหดตัวทั้งหมดซึ่งเป็นผลรวมของการหด

ตัวแบบอโตเจนส์ และการหาดตัวแบบแห้ง โดยสามารถคำนวณได้ดังแสดงในสมการที่ (11) ซึ่งค่าการหาดตัวแบบ อโตเจนส์สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (12) และ (13) ส่วนการหาดตัวแบบแห้งสามารถคำนวณได้จากสมการ ที่ (14) ถึง (17) ซึ่งสมการดังกล่าวสามารถใช้ได้กับคอนกรีตที่มีสัดส่วนผสมแตกต่างกันทั้ง อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุ ประสาน ปริมาณถ้าloy ปริมาณเพสต์ อายุ และวิธีการบ่ม

$$\varepsilon_{TS}(t, t_0) = \varepsilon_{as}(t, t_0) + \varepsilon_{ds}(t, t_0) \quad (11)$$

$$\varepsilon_{as}(t, t_0) = \varepsilon_{as}(t) - \varepsilon_{as}(t_0) \quad (12)$$

$$\varepsilon_{as}(t) = \frac{\varepsilon_{po}(t) \cdot E_p(t) \cdot (1-n_a)}{E_p(t) + E_a} \quad (13)$$

$$\varepsilon_{ds}(t, t_0) = \varepsilon_{dsm} \cdot \beta(t, t_0) \cdot \beta(h) \quad (14)$$

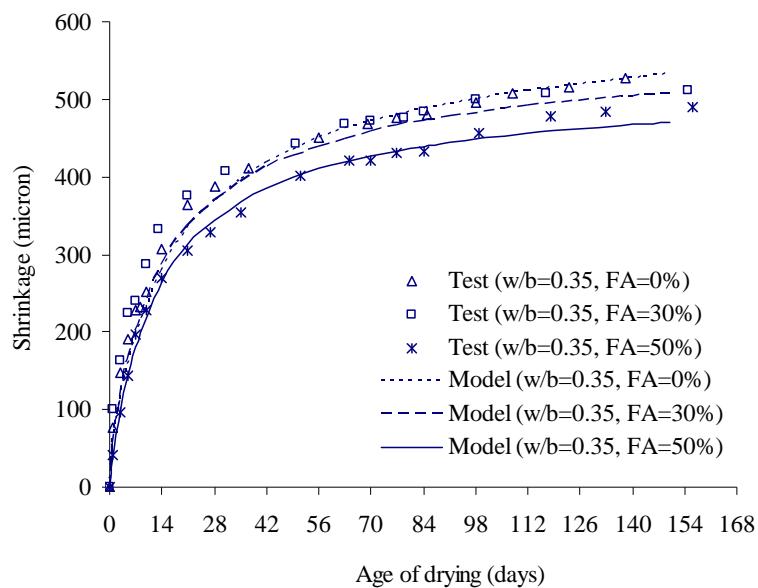
$$\varepsilon_{dsm} = \left( 663 - 291 \exp \left( -7.26 \left( \frac{W}{B} \right)^{5.26} \right) \right) \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 \quad (15)$$

$$\beta(h) = 1.73 \left( 1 - \left( \frac{RH}{100} \right)^3 \right) \quad (16)$$

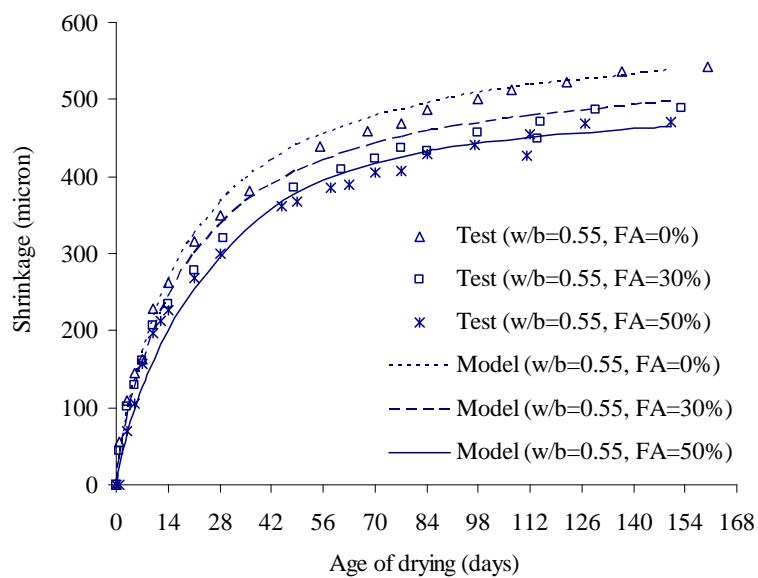
$$\beta(t, t_0) = \left[ \frac{(t - t_0) \cdot B \cdot P}{(t - t_0) + A \cdot G \cdot N \cdot F} \right] \quad (17)$$

โดยที่  $\varepsilon_{TS}(t, t_0)$  คือความเครียดเนื่องจากการหาดตัวทั้งหมดตั้งแต่อายุ  $t_0$  ถึง  $t$  (ไมโครน),  $\varepsilon_{ds}(t, t_0)$  คือ ความเครียดเนื่องจากการหาดตัวตั้งแต่อายุ  $t_0$  ถึง  $t$  (ไมโครน), และ  $\varepsilon_{as}(t, t_0)$  คือความเครียดเนื่องจากการหาดตัวแบบอโตเจนส์ตั้งแต่เวลา  $t_0$  ถึง  $t$  (ไมโครน),  $\varepsilon_{dsm}$  ความเครียดเนื่องจากการหาดตัวของคอนกรีตที่มีอายุ 150 วัน (ไมโครน),  $\beta(h)$  สัมประสิทธิ์แสดงผลของปริมาณความชื้นสัมพัทธ์,  $\beta(t, t_0)$  คือสัมประสิทธิ์ที่แสดงผลของเวลา,  $K_1$  คือสัมประสิทธิ์แสดงผลของปริมาตรของมวลรวม,  $K_3$  คือสัมประสิทธิ์แสดงผลของปริมาณถ้าloy,  $K_4$  คือสัมประสิทธิ์แสดงผลของวิธีการ และระยะเวลาการบ่มคอนกรีต,  $K_2$  และ  $P$  คือสัมประสิทธิ์แสดงผลของชนิดของปูนซีเมนต์,  $A$  และ  $B$  คือสัมประสิทธิ์แสดงผลของกำลังอัดของคอนกรีต,  $G$  คือสัมประสิทธิ์แสดงผลของขนาดของโครงสร้าง,  $N$  และ  $F$  คือ สัมประสิทธิ์แสดงผลของปริมาณมวลรวม และถ้าloy ตามลำดับ  $n_a$  คือปริมาณของมวลรวม,  $E_p(t)$  คือ สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของเพสต์ของคอนกรีตที่อายุที่พิจารณา (ksc),  $E_a$  คือสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของมวลรวม (ksc),  $t$  คืออายุที่พิจารณา (วัน),  $t_0$  คืออายุที่คอนกรีตเริ่มมีการแห้งตัว (วัน),  $RH$  คือปริมาณความชื้นสัมพัทธ์ของสิ่งแวดล้อม (%)

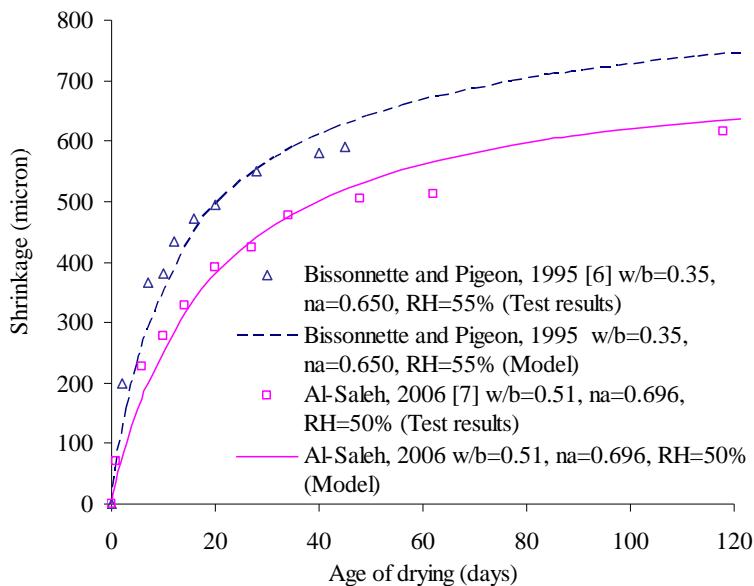
โดยผลการวิเคราะห์การหาดตัวของคอนกรีตที่มีสัดส่วนผสมแตกต่างกัน และปริมาณถ้าloyแตกต่างกัน เปรียบเทียบกับผลการทดลอง เป็นดังแสดงในรูปที่ 8.126 ถึง รูปที่ 8.128 ซึ่งมีข้อมูลการวิเคราะห์มีค่า ใกล้เคียงกับผลการทดลองในงานวิจัยก่อนหน้านี้



รูปที่ 8.126 ข้อมูลเปรียบเทียบระหว่างผลการวิเคราะห์ และผลการทดลองของการหดตัวของคอนกรีตที่มีอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.35 และปริมาณเต้าโลยแตกต่างกัน



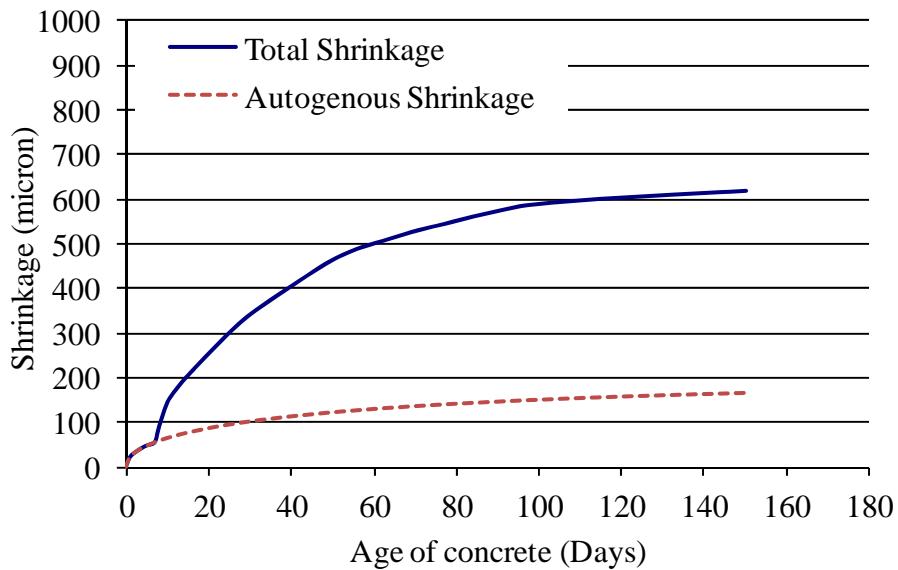
รูปที่ 8.127 ข้อมูลเปรียบเทียบระหว่างผลการวิเคราะห์ และผลการทดลองของการหดตัวของคอนกรีตที่มีอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.55 และปริมาณเต้าโลยแตกต่างกัน



รูปที่ 8.128 ข้อมูลเปรียบเทียบระหว่างผลการวิเคราะห์ และผลการทดลองของการหดตัวของคอนกรีตในงานวิจัยอื่นๆ

จากที่ได้กล่าวไว้ข้างต้น ลักษณะการบ่มคอนกรีตมีผลต่อการหดตัวของคอนกรีต ในการวิเคราะห์การหดตัวอิสระของคอนกรีตโครงสร้างของทางพิเศษบูรพาวิถีนั้น ได้กำหนดให้สภาพการบ่มคอนกรีตเป็นแบบการบ่มแบบห่อหุ้ม (seal curing) เพื่อให้สอดคล้องกับสภาพการทำงานจริง เนื่องจากฐานรากมีขนาดใหญ่มาก ดังนั้น น้ำที่ใช้ในการบ่มฐานรากไม่สามารถซึมเข้าสู่บริเวณด้านในคอนกรีตได้ ด้วยเหตุนี้สภาพการบ่มฐานรากจึงได้สมมติเป็นแบบห่อหุ้ม เพื่อให้การวิเคราะห์เสมีอนจริงมากที่สุด ใน การวิเคราะห์การหดตัวอิสระของคอนกรีต ที่ปรึกษาจึงกำหนดให้คอนกรีตถูกบ่มแบบห่อหุ้ม ผลการวิเคราะห์การหดตัวอิสระแบบอโตจีนัส และการหดตัวอิสระรวมของคอนกรีต สำหรับฐานราก แสดงในรูปที่ รูปที่ 8.129

จากการคำนวณแสดงในรูปที่ รูปที่ 8.129 แสดงให้เห็นว่าการหดตัวของคอนกรีตเกิดขึ้นตั้งแต่ช่วงอายุต้น และการหดตัวเพิ่มขึ้นเมื่ออายุคอนกรีตมากขึ้น อย่างไรก็ตามในช่วงอายุยาวอัตราการหดตัวมีแนวโน้มลดลง และมีการเปลี่ยนแปลงน้อยมาก ด้วยเหตุนี้คณะวิจัยจึงใช้ค่าการหดตัวที่อายุ 150 วันในการคำนวณ โดยสมมุติให้เป็นการหดตัวที่อายุดังกล่าวเป็นการหดตัวสูงสุดของคอนกรีต ซึ่งผลการคำนวณการหดตัวอิสระนี้จะถูกนำไปใช้เป็นข้อมูลพื้นฐาน และถูกป้อนเข้าไปในโปรแกรม Finite element เพื่อคำนวณความเครียดยึดรังเนื่องจากการหดตัวของฐานรากในขั้นตอนต่อไป



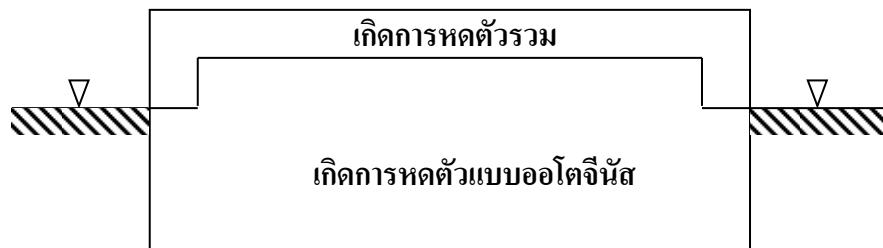
รูปที่ 8.129 ผลการวิเคราะห์ปริมาณการหดตัวของคอนกรีตสำหรับฐานราก

### 8.6.3 การวิเคราะห์หากความเครียดยึดรั้งเนื่องจากการหดตัวของฐานราก

สำหรับฐานรากนั้น ในการวิเคราะห์จะใช้ฐานรากฐานเดียวกันกับที่ใช้ในการวิเคราะห์การแตกร้าวน์เนื่องจากความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่น จากสภาพหน้างานดังแสดงในรูปที่ 8.130 พบว่า โดยรอบฐานรากนั้น ด้านล่างของฐานรากจะมีน้ำ และดินล้อมรอบอยู่ตลอดเวลา ดังนั้นน้ำที่ผิวคอนกรีตในบริเวณดังกล่าวจึงไม่ระเหยออกสู่สิ่งแวดล้อม หรืออีกนัยหนึ่งในบริเวณดังกล่าวจะไม่เกิดการหดตัวแบบแห้งนั้นเอง อีกนัยหนึ่งถึงแม้ว่า ด้านล่างของฐานรากจะอยู่ในสภาพเปียกชื้นอยู่ตลอดเวลา อย่างไรก็ตามเนื่องจากฐานรากมีขนาดใหญ่มาก ดังนั้นน้ำที่ผิวจึงไม่สามารถซึมผ่านเข้าไปในเนื้อคอนกรีตได้มากพอดี จึงยังทำให้เกิดการหดตัวแบบอโตเจ็นส์อยู่ ดังนั้นในการวิเคราะห์จึงได้กำหนดให้บริเวณต่างกันว่าผิวดินและผิวน้ำเกิดการหดตัวเนื่องจากอโตเจ็นส์เท่านั้น ส่วนบริเวณของฐานรากที่โผล่พ้นระดับน้ำ และสัมผัสถกับอากาศ (ประมาณ 1.5 เมตรจากผิวด้านบนของฐานราก) จะกำหนดให้เกิดการหดตัวทั้งแบบอโตเจ็นส์ และการหดตัวแบบแห้งไปด้วยกัน (ดังแสดงรูปที่ 8.131)

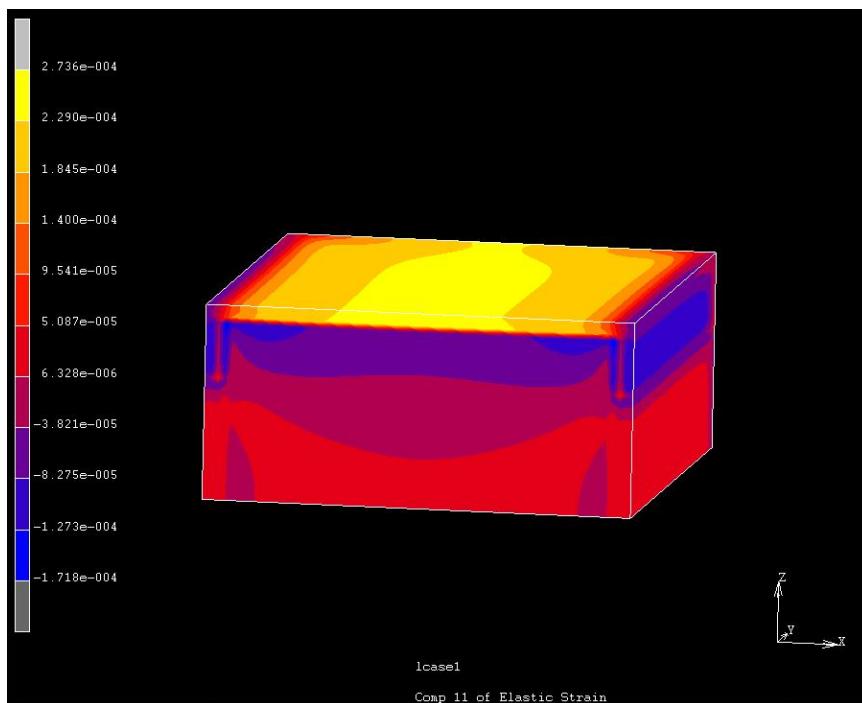


รูปที่ 8.130 สภาพแวดล้อมโดยรอบฐานราก 30/07

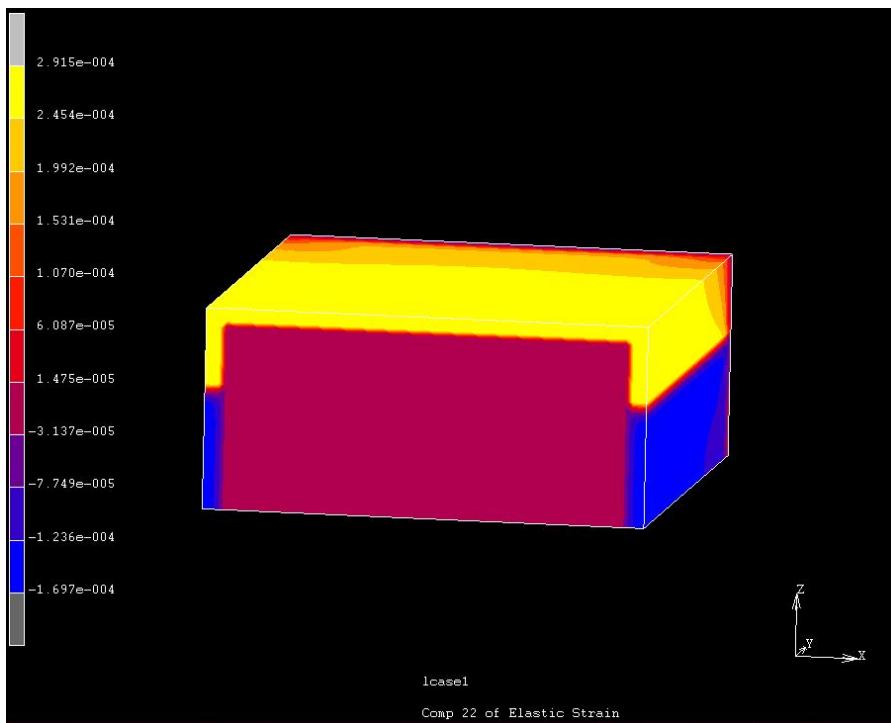


รูปที่ 8.131 ลักษณะการหดตัวในบริเวณต่าง ๆ ของฐานราก (รูปด้านหน้า, ไม่ใช่ขนาดจริง)

รูปตัดตามแนววางของฐานรากในรูปที่ 8.132 และ รูปที่ 8.133 แสดงผลการวิเคราะห์ความเครียดยึดรั้งจากการหดตัวของคอนกรีตในฐานรากตามแนวแกน x และ y ตามลำดับ จากรูปทั้งสองแสดงให้เห็นว่าที่บริเวณผิวด้านบนของฐานราก มีความเครียดยึดรั้งสูงที่สุด จากผลการวิเคราะห์พบว่าความเครียดยึดรั้งที่บริเวณผิวด้านบนมีค่ามากกว่าความเครียดแรงดึงที่คอนกรีตยอมรับได้ ( $145 \text{ micron}$ ) ด้วยเหตุนี้จึงสามารถสรุปได้ว่ามีความเป็นไปได้ที่ฐานรากนี้จะเกิดการแตกร้าวนเนื่องจากการหดตัวอย่างรุนแรงโดยปรกติรอยร้าวที่เกิดจากการหดตัวในฐานรากซึ่งมีขนาดใหญ่และหนา จะมีความกว้างของรอยร้าวน้อยและมักจะไม่ขยายเพิ่มมากขึ้นในระยะยาวมากรๆ เช่น 10 ปีแล้ว ซึ่งไม่เหมือนสภาพที่พบจริง ณ ขณะนี้



รูปที่ 8.132 ผลการวิเคราะห์ความเครียดเนื่องจากการหดตัวของคอนกรีตในฐานรากตามแนวแกน x



รูปที่ 8.133 ผลการวิเคราะห์ความเครียดเนื่องจากการยืดตัวของฐานรากตามแนวแกน y

## 8.7 สรุปผลการตรวจสอบและวิเคราะห์หาสาเหตุหลักของความเสียหายในฐานราก

จากการตรวจสอบและวิเคราะห์หาสาเหตุหลักของความเสียหายในฐานราก สามารถสรุปได้ว่า การแตกร้าวของฐานรากที่ทดสอบนี้ เกิดได้จากหลายสาเหตุประกอบกัน ได้แก่ การเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวม การเกิด Delayed Ettringite Formation การแตกร้าวนี้เนื่องจากความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่นของคอนกรีต และการเกิดรอยแตกร้าวนี้เนื่องจากการหดตัวของฐานราก แต่สาเหตุหลักที่ทำให้เกิดความเสียหายและการแตกร้าวย่างต่อเนื่องของฐานรากเป็นระยะเวลานานหลายปี คือ การเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวมและการเกิด Delayed Ettringite Formation เท่านั้น

สำหรับการแตกร้าวนี้เนื่องจากความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่นของคอนกรีตนั้น ถึงแม้จากการวิเคราะห์แล้วพบว่ามีความเป็นไปได้ที่เป็นสาเหตุของการแตกร้าว แต่กลไกนี้ ทำให้เกิดการแตกร้าวในช่วงอายุต้นของคอนกรีตเท่านั้น โดยขนาดรอยร้าวจะไม่ขยายในอนาคตหากไม่มีก่อตัวอื่นมากระทำ นอกจากนี้ ถึงแม้ว่าจะมีความเป็นไปได้ที่ฐานรากที่ทำการวิเคราะห์นี้ จะเกิดการแตกร้าวนี้เนื่องจากการหดตัวอย่างไรก็ตามโดยปกติรอยแตกร้าวที่เกิดจากการหดตัวจะมีขนาดเล็ก ไม่เหมือนสภาพที่พบจริง ณ ปัจจุบันนี้ อีกทั้งจะไม่ขยายตัวรุนแรงขึ้น อีกในระยะเวลานาน ดังนั้นจึงสามารถสรุปได้ว่า รอยแตกร้าวที่เกิดเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องของฐานราก ไม่ได้เกิดจากความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่นและการหดตัวของฐานราก

ผลการวิเคราะห์สาเหตุการแตกกร้าวของโครงสร้างฐานรากสามารถสรุปได้ในตารางที่ 8.15

ตารางที่ 8.15 สรุปผลการวิเคราะห์สาเหตุการแตกกร้าวของโครงสร้างฐานราก

รูปแบบความเสียหาย	สาเหตุของความเสียหายฐานราก
การแตกกร้าวนี้่องจากปฏิกิริยะระหว่างด่างกับมวลรวม	OO
การแตกกร้าวนี้่องจาก Delayed Ettringite Formation	OO
การแตกกร้าวนี้่องจากการร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่น	O
การแตกกร้าวนี้่องจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิระหว่างวัน	X
การแตกกร้าวนี้่องจากการทดสอบ	O

หมายเหตุ OO หมายถึง เป็นสาเหตุหลักของความเสียหาย O หมายถึง เป็นสาเหตุของความเสียหายแต่ไม่ได้เป็นสาเหตุที่ทำให้รอยร้าวยายตัวต่อเนื่องในระยะยาว และ X หมายถึง ไม่เป็นสาเหตุของความเสียหาย

## เอกสารอ้างอิง

- [1] ASTM C289 Standard Test Method for Potential Alkali-Silica Reactivity of Aggregates (Chemical Method).
- [2] Hollis N. Walker, D. Stephen Lane, and Paul E. Stutzman, Petrographic Methods of Examining Hardened Concrete, A Petrographic Manual Revised, 2004.
- [3] Ahmad Shayan and Jack Grimstad, Deterioration of Concrete in a Hydroelectric Concrete Gravity Dam and its Characterization, Cement and Concrete Research, Volume 36, Issue 2, February 2006, pp. 371–383.
- [4] Yamada K., “ASR problems in Japan”, In Proceeding of the 7th Annual Concrete Conference, Rayong, October 2011, pp. Keynote-26 - Keynote-35.
- [5] มยพ.1332 มาตรฐานงานคอนกรีตเมื่อพิจารณาความคงทนและอายุการใช้งาน
- [6] Saengsoy W. and Tangtermsirikul S. (2003). Model for predicting temperature of massconcrete. In Proceedings of the First National Concrete Conference, Engineering Institute of Thailand, 14-16 May 2003, Kanchanaburi, Thailand. pp. 211-218
- [7] Choktawekarn, P. and Tangtermsirikul, S. (2006), “Prediction of Thermal Properties of Concrete”, Proceedings of the 2nd Asian Concrete Federation Conference, Bali, Indonesia, November 20-21, 2006, pp. CMT228 – CMT237
- [8] Choktawekarn, P. and Tangtermsirikul, S. (2006) “Thermal Expansion Coefficient of Concrete”, Proceedings of the 10th East Asia Pacific Conference on Structural Engineering and Construction (EASEC-10), Bangkok, Thailand, 3-5 August, 2006, Vol. 6 pp. 561 – 566
- [9] Choktawekarn P., Saengsoy W. and Tangtermsirikul, S. (2009), “A Model for Predicting Thermal Conductivity of Concrete”, Magazine of Concrete Research, Vol. 61 No. 4, pp. 271-280.
- [10] Choktawekarn P. and Tangtermsirikul, S. (2009), “A Model for Predicting Coefficient of Thermal Expansion of Cementitious Paste”, ScienceAsia, Volume 35 No. 1, pp. 57-63.

- [11] Choktawekarn P. Saengsoy W. and Tangtermsirikul, S. (2009), “A Model for Predicting Specific Heat capacity of fly-ash concrete” ScienceAsia, Volume 35 No. 2, pp. 178-182.
- [12] Choktawekarn P. and Tangtermsirikul, S., A Study of Dispersion Effect of Fly Ash on Heat of Hydration and Model for Predicting Temperature of Mass Concrete, Proceeding of The Twelve National Convention on Civil Engineering, 2 - 4 May 2007, Phitsanuloke, pp. 304 – 309, 2007.
- [13] P. Choktawekarn and S. Tangtermsirikul, (2009) “Analysis of Temperature and Restrained Strain in Mass”, Proceedings of the 14th National Convention on Civil Engineering, Engineering Institute of Thailand, Nakhon Ratchasima, 13-15 May 2009, pp. 1699 – 1704
- [14] P. Choktawekarn and S. Tangtermsirikul, (2008) “The use of Computer Software in the Analysis for Prevention of Thermal Crack during Construction of Mass Concrete ” Proceedings of the 4th Annual Concrete Conference, Thai Concrete Association, 20-22 October 2008, Ubon Ratchatani, pp. Mat 236 – 241.
- [15] P. Choktawekarn and S. Tangtermsirikul, (2007) “Effect of Dimension, Aggregate Type and Curing Condition on Temperature and Restrained Strain of Mass Concrete” Proceedings of the 3rd Annual Concrete Conference, Thai Concrete Association, 24-26 October 2007, Chonburi, pp. Mat 77 – 82.
- [16] P. Choktawekarn and S. Tangtermsirikul, (2008) “Analysis of Restrained Strain of Mass Concrete with Different Casting Methods”, Proceedings of the 13th National Convention on Civil Engineering, Engineering Institute of Thailand, Chonburi, 14-16 May 2008, pp. Mat. 275 – 280.
- [17] Tongroonsri S., “Prediction of Autogeneous Shrinkage, Drying Shrinkage and Shrinkage Cracking in Concrete”, Doctoral Thesis, Sirindhorn International Institute of Technology and Faculty of Engineering, Thammasat University, Pathum Thani Thailand, 2009.

## บทที่ 9

### การตรวจสอบและวิเคราะห์หาสาเหตุหลักของความเสียหายในเสาตอม่อ

#### 9.1 วิธีการจัดเก็บและเตรียมแท่งตัวอย่างคอนกรีตเพื่อการตรวจสอบ

จากข้อมูลที่ได้จากการตรวจสอบความเสียหายของโครงสร้างเสาตอม่อในเบื้องต้น ได้ทำการแบ่งระดับสภาพความเสียหายตามปริมาณและความกว้างของรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้น และจะเก็บแท่งตัวอย่างจากเสาตอม่อจำนวน 8 เสาตอม่อ เพื่อเป็นตัวแทนของเสาตอม่อที่มีระดับความเสียหายแตกต่างกัน ได้แก่ เสาตอม่อ 30/23, 29/24, 30/06, 30/07, 30/01, 33/02 33/15, และ 40/16 ซึ่งมีระดับความเสียหายดังแสดงในตารางที่ 9.1

ทั้งนี้จะทำการวิเคราะห์หาสาเหตุการแตกร้าวของโครงสร้างเสาตอม่อ ได้แก่ การตรวจสอบการเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวม การเกิด Delayed Ettringite Formation รวมถึงการประเมินหาสัดส่วนผสมของคอนกรีตทางอ้อม เพื่อนำมาวิเคราะห์หาความเป็นไปได้ที่เสาตอม่อแตกร้าวเนื่องจากการหดตัวของคอนกรีต รายละเอียดการทดสอบการเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างกับมวลรวมในโครงสร้างเสาตอม่อและจำนวนสาตอม่อที่ทำการเก็บตัวอย่างในแต่ละระดับความเสียหาย แสดงในตารางที่ 9.2

ตารางที่ 9.1 ระดับความเสียหายของโครงสร้างเสาตอม่อที่ทำการเจาะเก็บแท่งตัวอย่าง

โครงสร้างเสาตอม่อ	ระดับความเสียหาย
30/23	Moderate
29/24	Low
30/06	Severe
30/07	Moderate
30/01	Moderate
33/02	Low
33/15	Low
40/16	Low

ตารางที่ 9.2 รายละเอียดการทดสอบการเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างกับมวลรวม

ประเภท โครงสร้าง	ระดับความ เสียหาย	วิธีการทดสอบ				จำนวนโครงสร้างที่เก็บ ตัวอย่าง	
		ASTM C289	ASTM C1260	ASTM C1293	Petrography/ SEM/EDX	ตาม TOR	ที่เก็บได้จริง
เสาตอม่อ	รุนแรง	X	X	O	O	4	1
	ปานกลาง	X	X	O	O	2	1
	น้อย	X	X	O	O	0	2
	ไม่มี	X	X	O	O	2	4

หมายเหตุ #1 : O หมายถึงมีการทดสอบ และ X หมายถึงไม่ทำการทดสอบ

## 9.2 การตรวจสอบการเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวม (Alkali – Aggregate Reaction) และการเกิด Delayed Ettringite Formation (DEF)

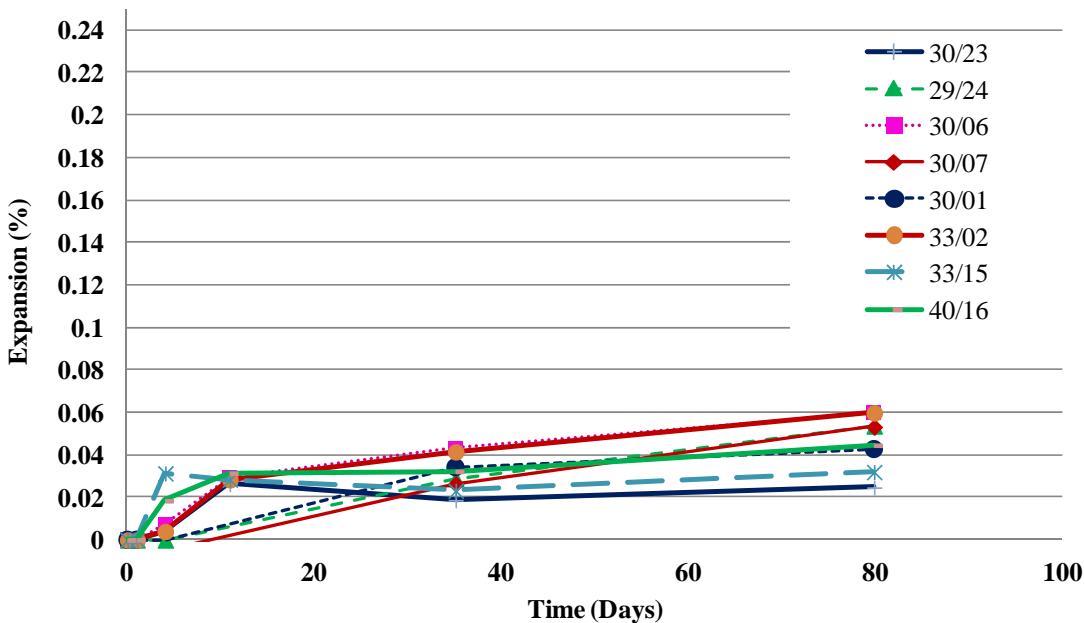
### 9.2.1 วิธีการดำเนินการ

การเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวม (Alkali – Aggregate Reaction) และการเกิด Delayed Ettringite Formation (DEF) ในเสาตอม่อ ได้ตรวจสอบโดยการทดสอบการขยายตัวคงเหลือ (Residual Expansion) และวิธี Petrography และการวิเคราะห์ด้วย SEM (Scanning Electron Microscope) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy) ซึ่งรายละเอียดวิธีการทดสอบได้อธิบายไว้ในการตรวจสอบความเสียหายในฐานราก ในหัวข้อ 8.2.1.3 และ 8.2.1.4

### 9.2.2 ผลการตรวจสอบ

#### 9.2.2.1 ผลการทดสอบการขยายตัวคงเหลือ (Residual Expansion)

การขยายตัวคงเหลือ (Residual Expansion) ของแท่งตัวอย่างคอนกรีตที่วัดโดยใช้ Length comparator และในรูปที่ 9.1 ซึ่งจะเห็นได้ว่าแท่งคอนกรีตที่เจ้าจากเสาตอม่อที่มีรอยแตกร้าวแตกต่างกัน มีการขยายตัวคงเหลือใกล้เคียงกันและมีการขยายตัวไม่สูงมากนัก โดยเสาตอม่อที่มีการขยายตัวคงเหลือมากที่สุด มีการขยายตัวประมาณ 0.06% หรือ 600 ไมครอน ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบกับคอนกรีตที่เจ้าจากฐานรากที่มีการขยายตัวคงเหลือสูงสุดที่ 0.16% หรือ 1600 ไมครอน ถือได้ว่าเสาตอม่อ มีการขยายตัวคงเหลือต่ำกว่าประมาณ 3 เท่า



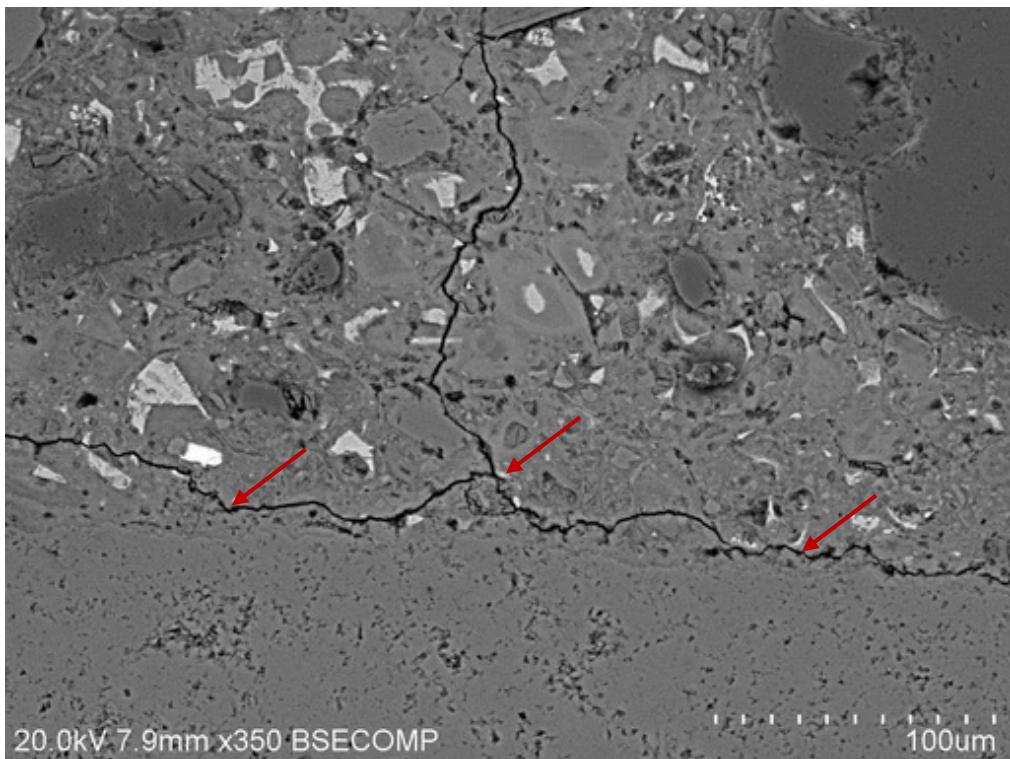
รูปที่ 9.1 การขยายตัวคงเหลือ (Residual Expansion) ของตัวอย่างคอนกรีต

**9.2.2.2 ผลการวิเคราะห์ Petrography และการวิเคราะห์ด้วย SEM (Scanning Electron Microscope) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy)**

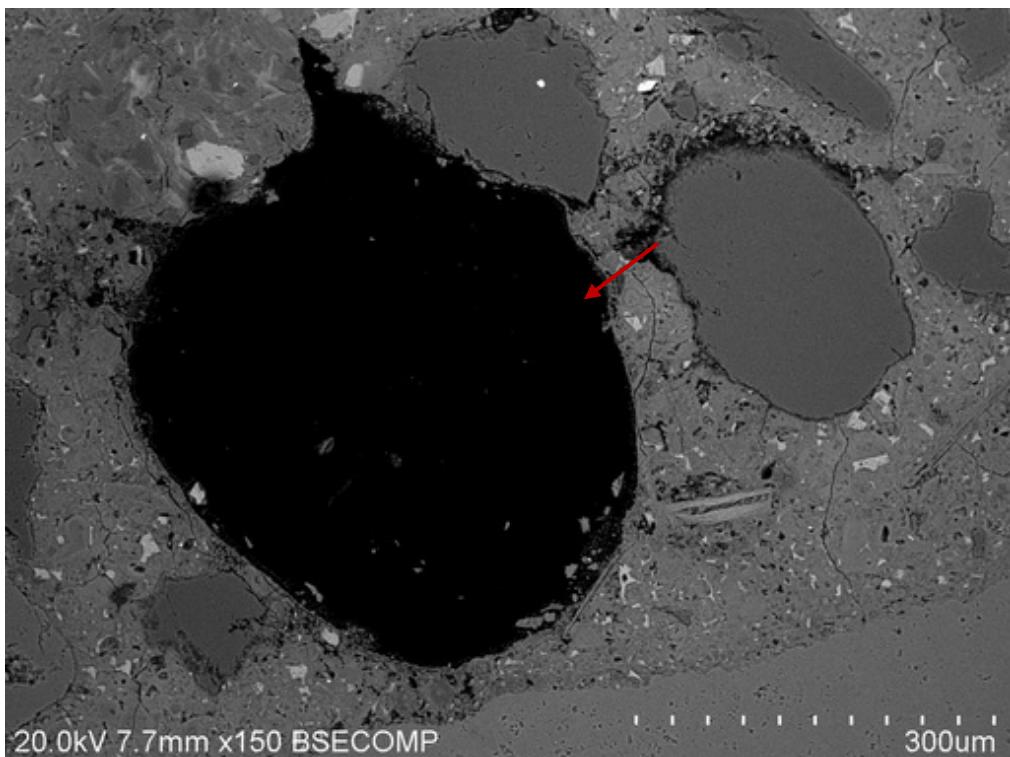
ได้ทำการวิเคราะห์ตัวอย่างคอนกรีตจากเสาตอม่อ 30/23, 29/24, 30/06, 30/07, 30/01, 33/02 33/15, และ 40/16 รายละเอียดผลการวิเคราะห์ในแต่ละเสาตอม่อ มีดังนี้

#### เสาตอม่อ 30/23

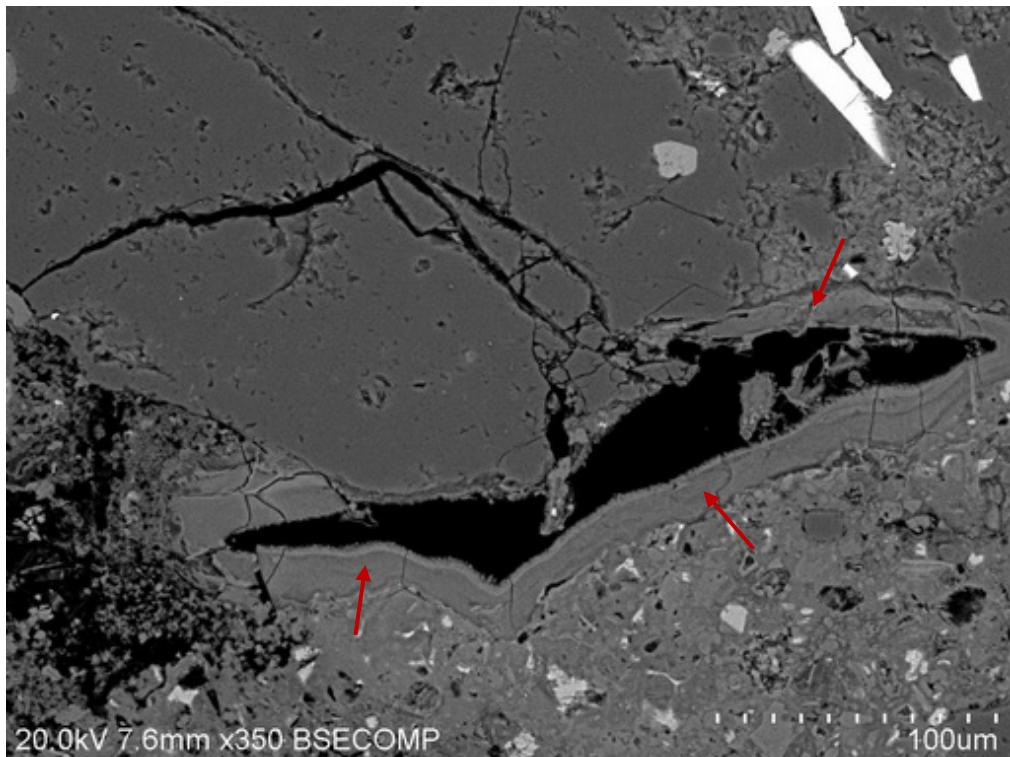
ผลจากการวิเคราะห์ พบร่วมกับ AAR และ Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบและในเนื้อเพชร และไม่พบผลผลิตที่เกิดปฏิกิริยา AAR และ Ettringite บริเวณในโพรงซ่องว่าง (Void) ก็ไม่พบผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite (รูปที่ 9.3) แต่กลับพบผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR ที่เกิดขึ้นในรอยแตกร้าวของหินมวลหยาบแล้วขยายตัวออกมายุบบริเวณในเพชร (รูปที่ 9.4) และผลการวิเคราะห์ธาตุองค์ประกอบ ด้วย EDX แสดงได้ในรูปที่ 9.5 ซึ่งจะเห็นได้ว่ามีปริมาณของธาตุ Si สูงกว่า Ca และยังประกอบด้วย Na และ K ด้วย ซึ่งธาตุองค์ประกอบดังกล่าวบ่งบอกได้ว่าเป็นผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR



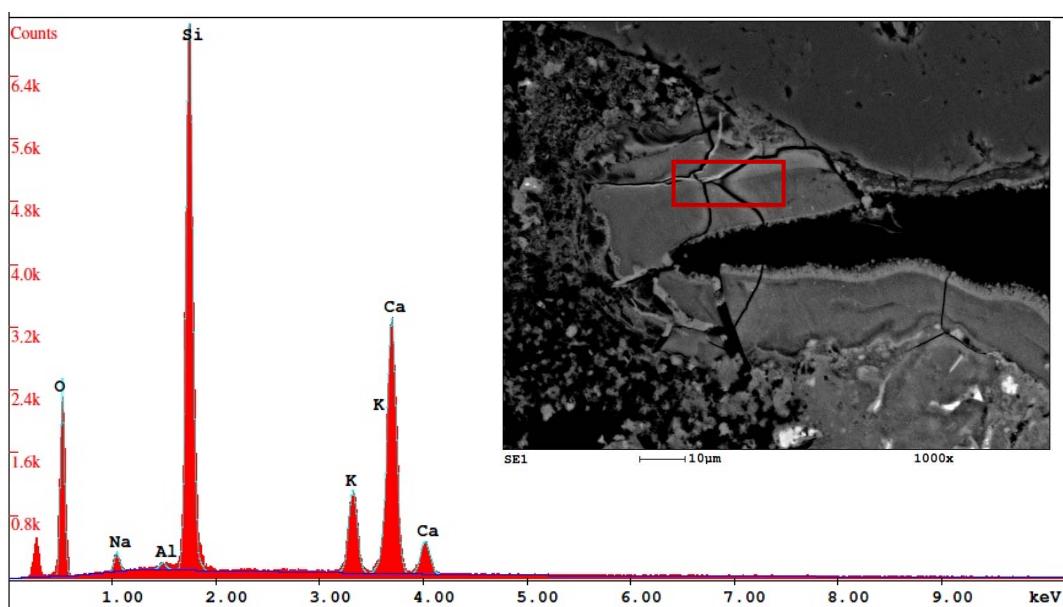
รูปที่ 9.2 รอยแตกร้าวในเพสต์บริเวณใกล้กับมวลรวมหยาบซึ่งไม่พบผลผลิตที่เกิดปฏิกิริยา AAR และ Ettringite



รูปที่ 9.3 ไม่พบผลผลิตที่เกิดปฏิกิริยา AAR และ Ettringite ในโพรงช่องว่าง (Void)



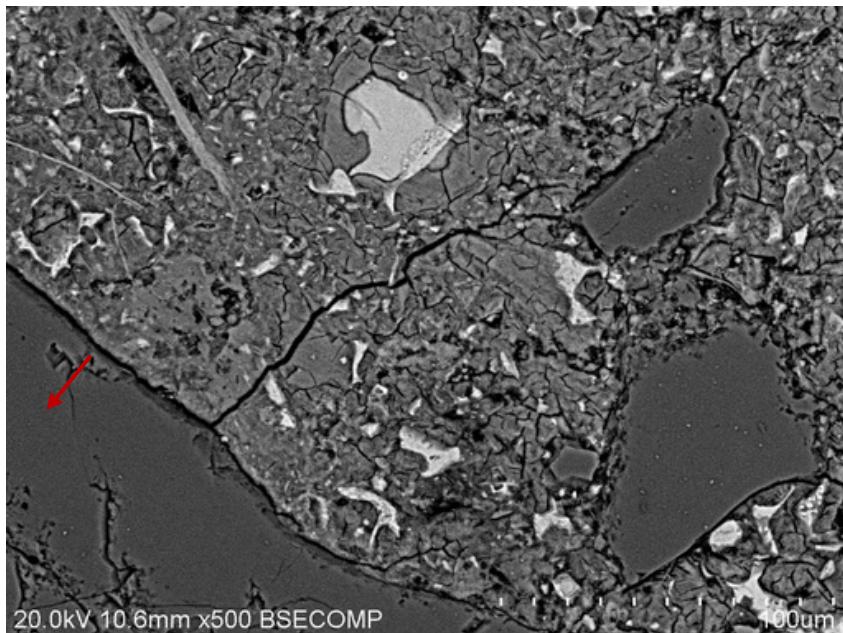
รูปที่ 9.4 ผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR ที่เกิดขึ้นในรอยแตกร้าวของหินมวลหายابแล้วขยายตัวออกมายื่นบริเวณใน  
เพสต์



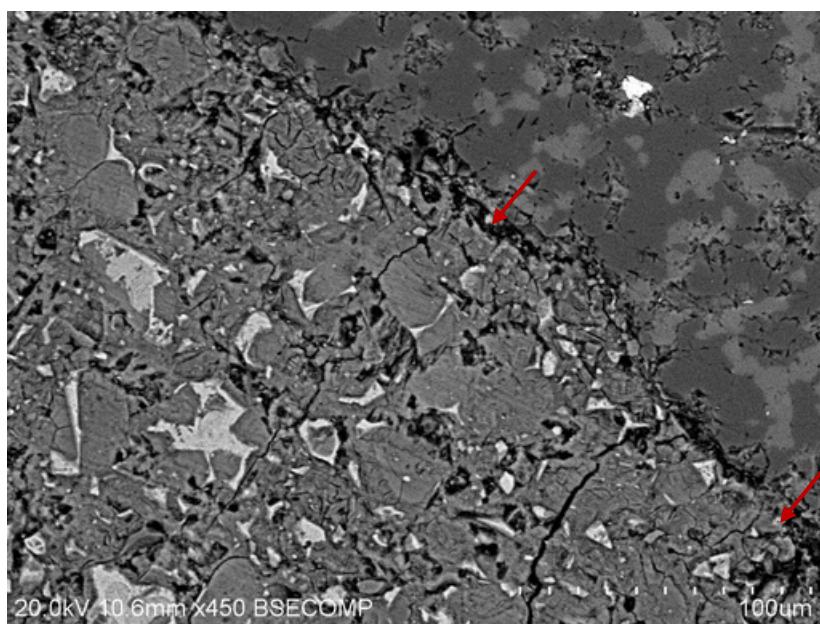
รูปที่ 9.5 EDX ของผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR

เอกสารที่ 29/24

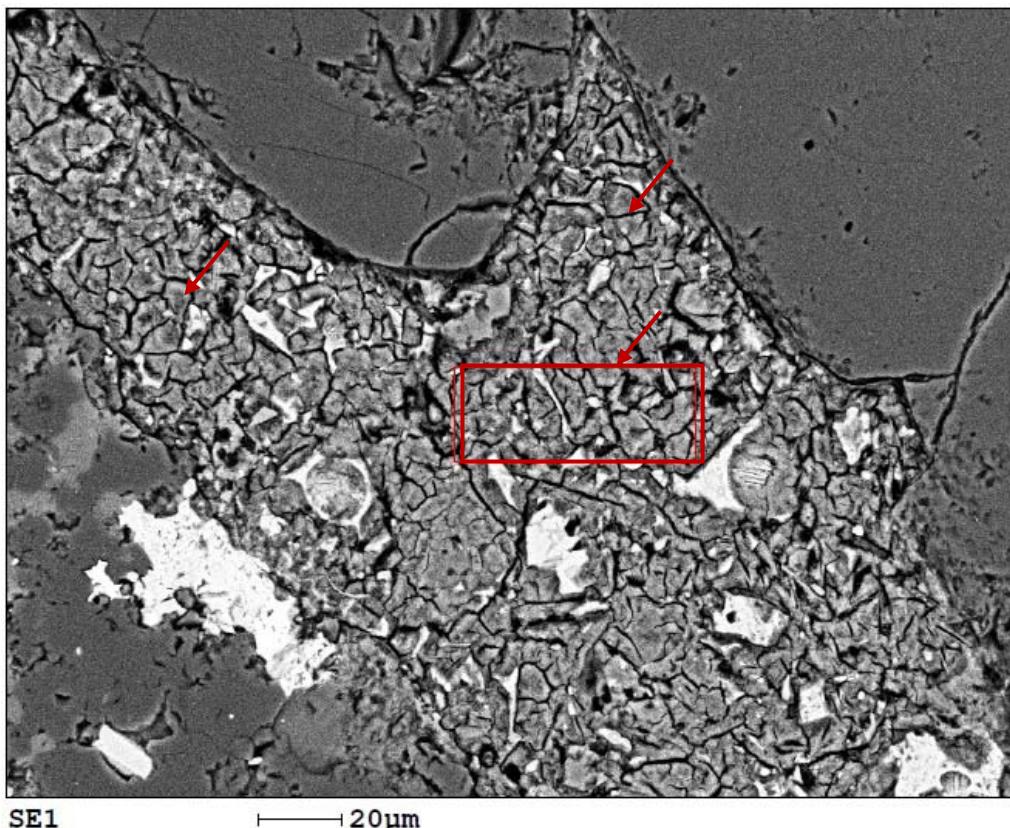
ผลจากการวิเคราะห์ไม่พบผลผลิตที่เกิดปฏิกิริยา AAR และ Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวม helyab กับ เพสต์ (รูปที่ 9.6 และ รูปที่ 9.7) ซึ่งรวมถึงบริเวณรอยแตกกร้าวนในมวลรวม helyab ก็ไม่พบผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite แต่พบรอยแตกกร้าวนขนาดเล็กในเพสต์บริเวณใกล้กับมวลรวม helyab และผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR (รูปที่ 9.8) และผลการวิเคราะห์ธาตุองค์ประกอบด้วย EDX แสดงได้ในรูปที่ 9.9



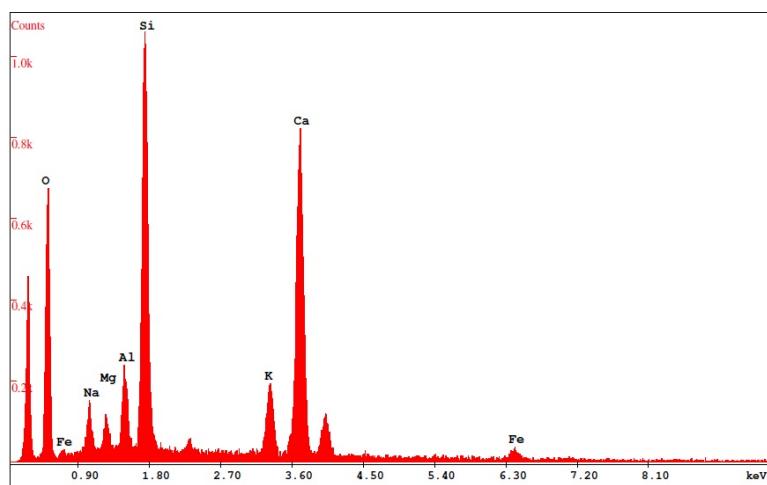
รูปที่ 9.6 รอยต่อบริเวณมวลรวม helyab และเพสต์ซึ่งไม่พบผลผลิตที่เกิดปฏิกิริยา AAR และ Ettringite



รูปที่ 9.7 รอยต่อบริเวณมวลรวม helyab และเพสต์ซึ่งไม่พบผลผลิตที่เกิดปฏิกิริยา AAR และ Ettringite



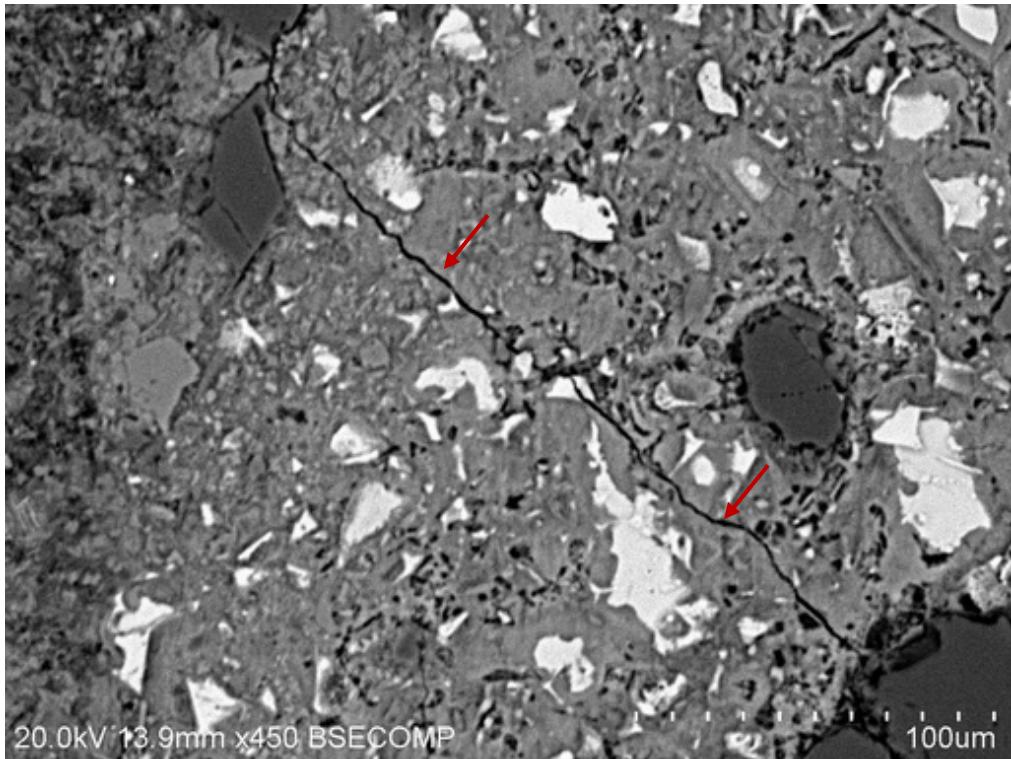
รูปที่ 9.8 รอยแตกร้าวขนาดเล็กในเพสต์บริเวณใกล้กับมวลรวมหยาบและผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR



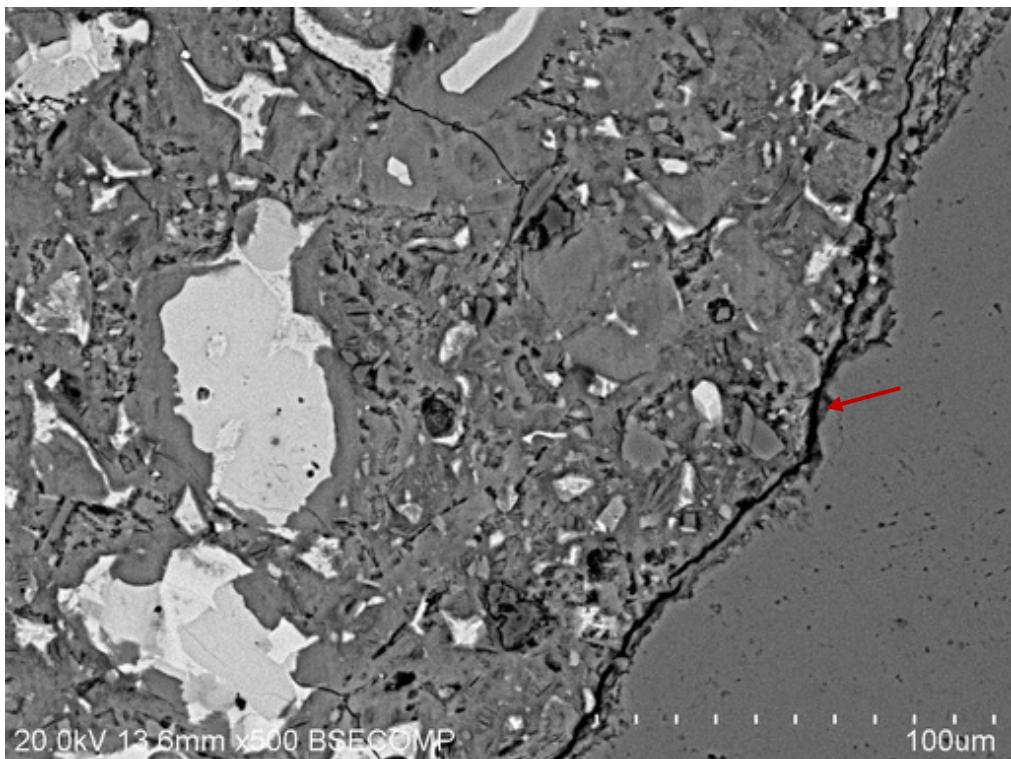
รูปที่ 9.9 EDX ของผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR

เอกสารอื่น 30/06

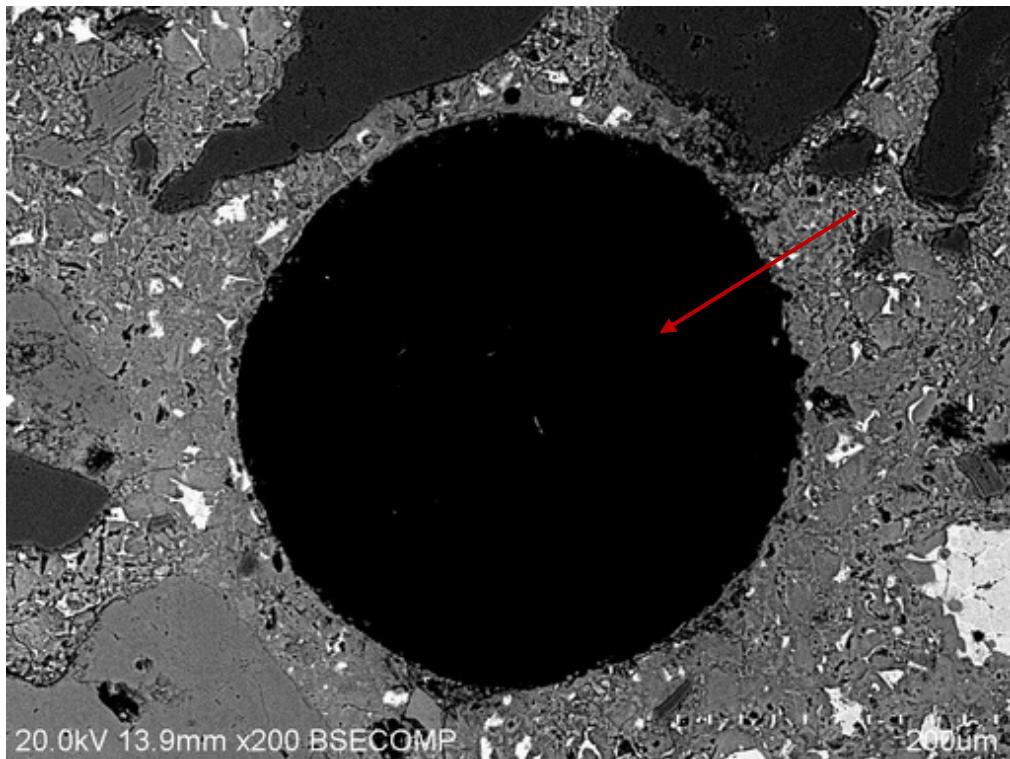
ผลจากการวิเคราะห์พบว่ามีรอยแตกร้าวน้อยมากรอบๆ มวลรวมหยาบและในเนื้อเพสต์ (รูปที่ 9.10) และไม่พบผลผลิตที่เกิดปฏิกิริยา AAR และ Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์ (รูปที่ 9.11) ซึ่งรวมถึงบริเวณในโพรงช่องว่าง (Void) และรอยแตกบริเวณมวลรวมหยาบก็ไม่พบผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite (รูปที่ 9.12 และ รูปที่ 9.13)



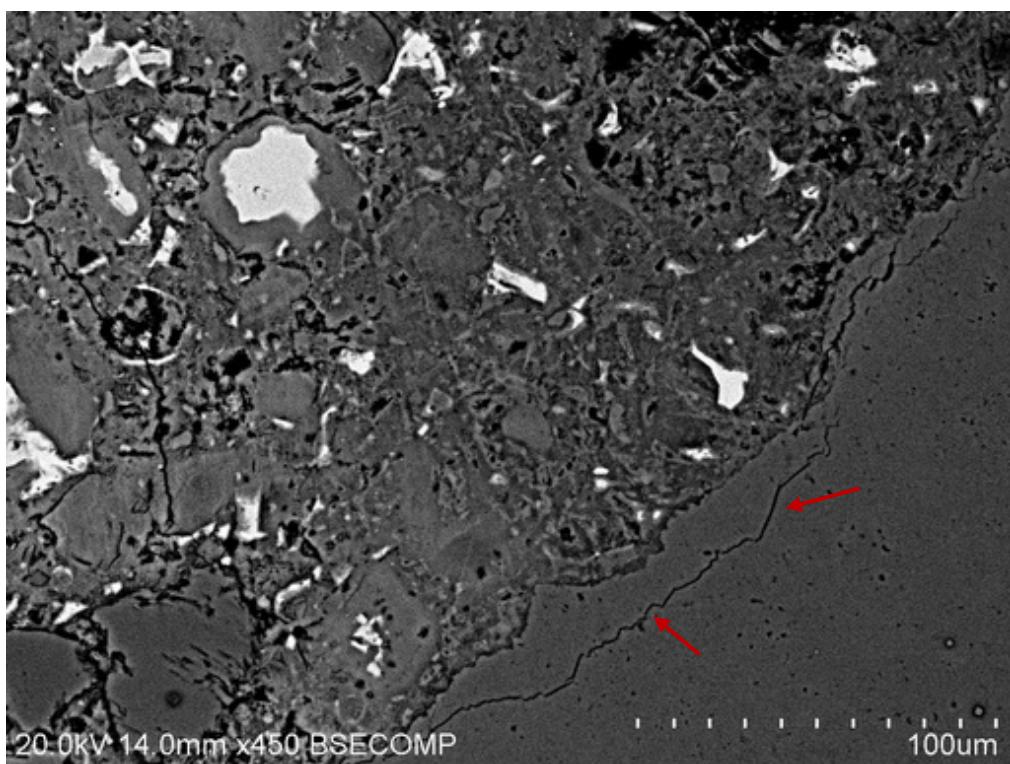
รูปที่ 9.10 รอยแตกร้าวในเพสต์บริเวณใกล้กับมวลรวมหยาบซึ่งไม่พบผลผลิตที่เกิดปฏิกิริยา AAR และ Ettringite



รูปที่ 9.11 รอยต่อบริเวณมวลรวมหยาบและเพสต์ซึ่งไม่พบผลผลิตที่เกิดปฏิกิริยา AAR และ Ettringite



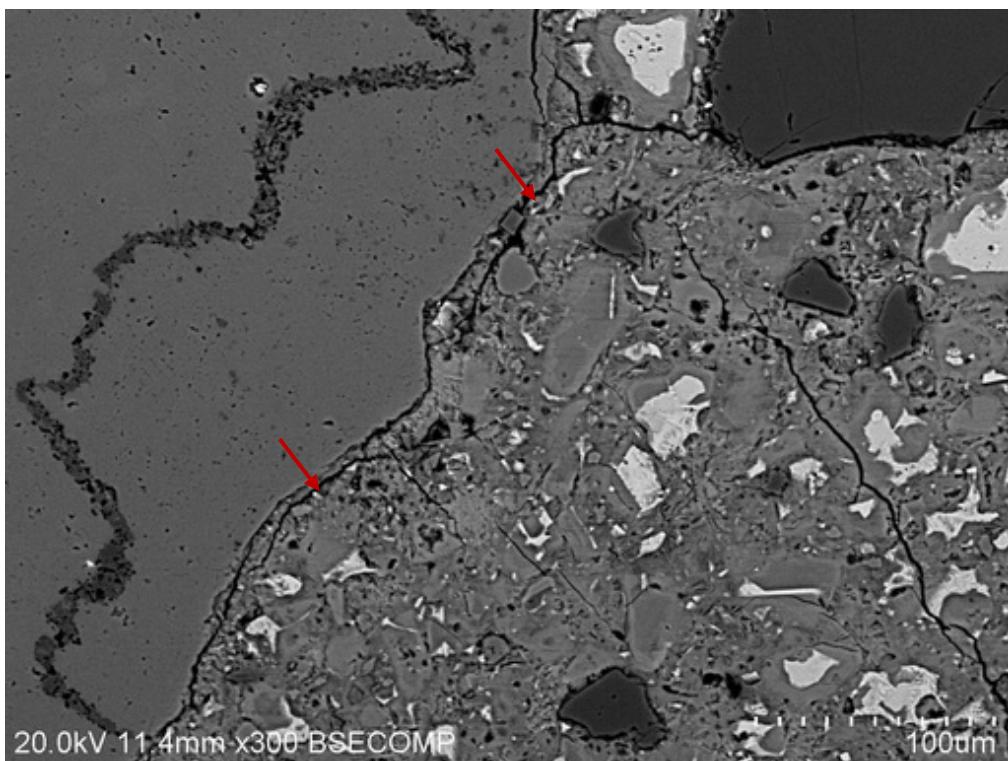
รูปที่ 9.12 ไม่พบผลผลิตที่เกิดปฏิกิริยา AAR และ Ettringite ในโพรงช่องว่าง (Void)



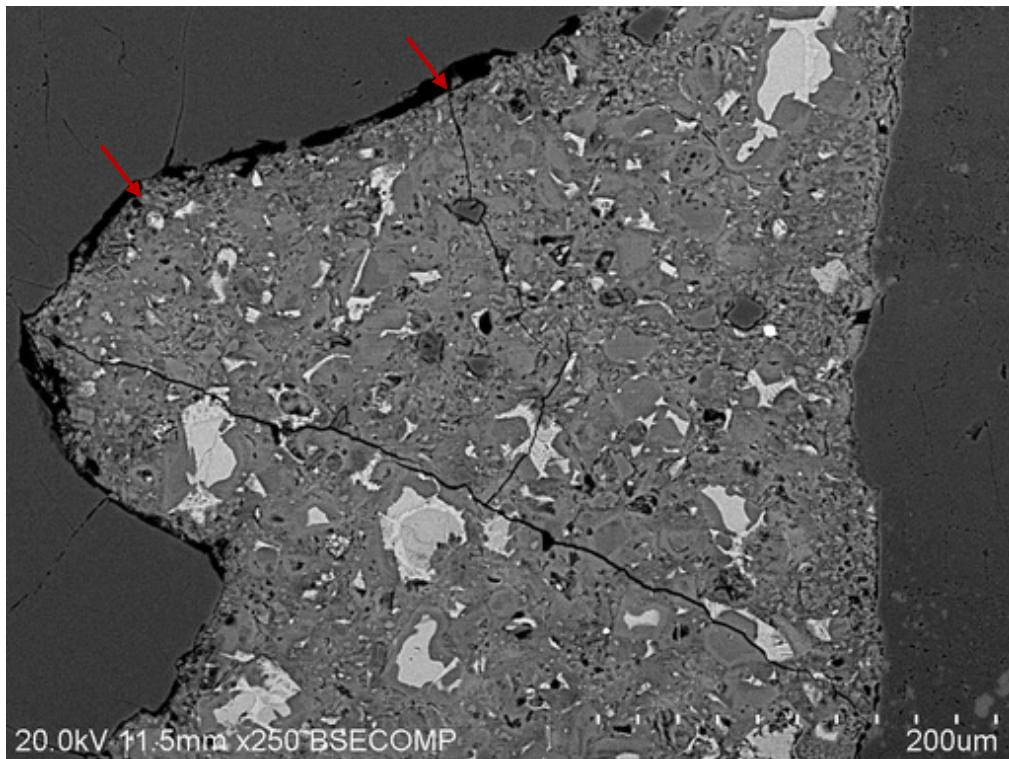
รูปที่ 9.13 รอยแตกร้าวในมวลรวมหยาบกไม่พบผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite

เอกสารที่ 30/07

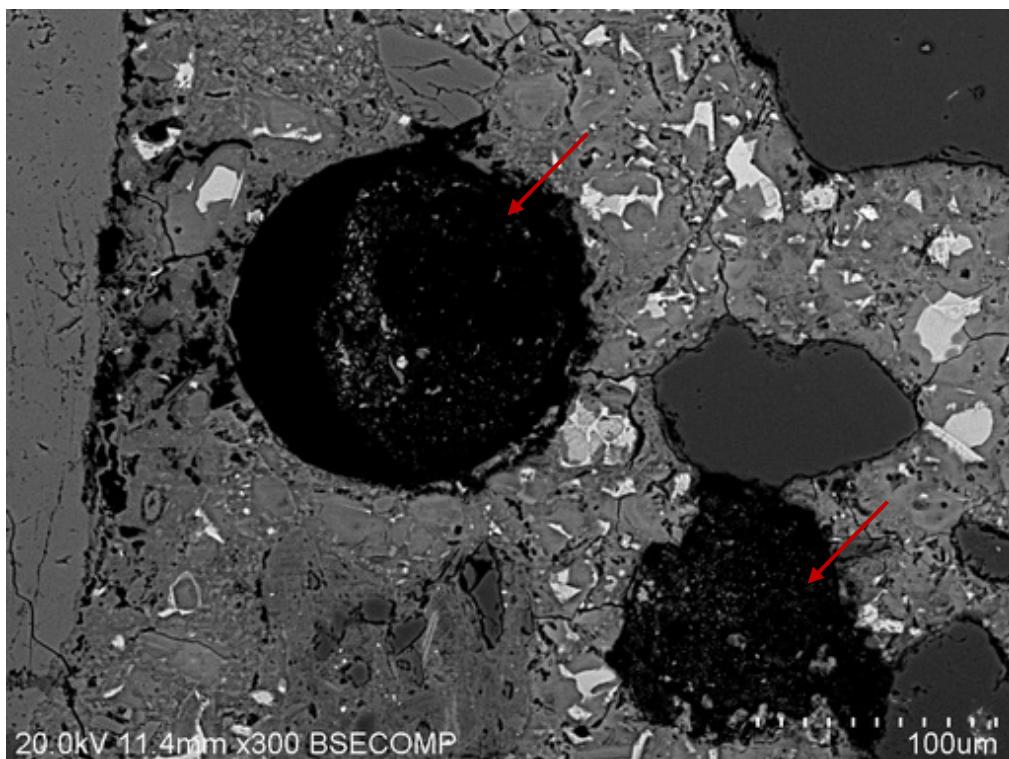
ผลจากการวิเคราะห์ พบร่วมกับผู้เชี่ยวชาญว่ามีรอยแตกร้าวน้อยมากครอบคลุมทั้งหมดและในเนื้อเพชร และไม่พบผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมทรายกับเพชร (รูปที่ 9.14 และ รูปที่ 9.15) ซึ่งรวมถึงบริเวณในโพรงช่องว่าง (Void) ก็ไม่พบผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite (รูปที่ 9.16) ซึ่งกลับพบรอยแตกบริเวณในมวลรวมทรายอยู่ภายในเพชรแต่ไม่พบผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite (รูปที่ 9.17 และ รูปที่ 9.17)



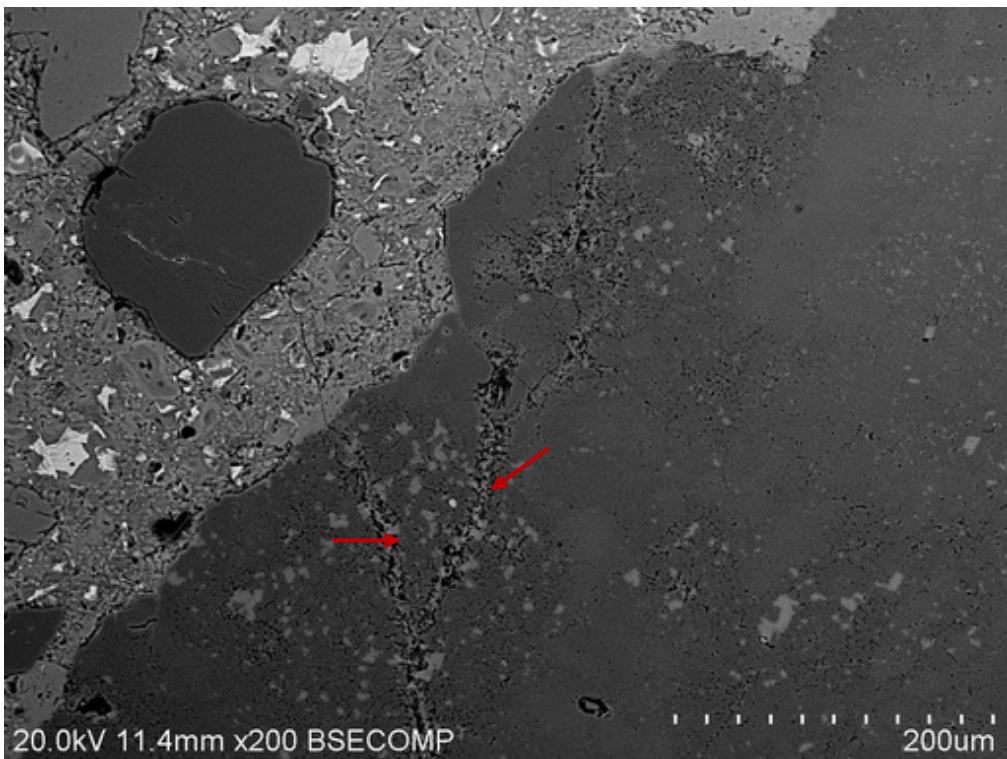
รูปที่ 9.14 รอยแตกร้าวในเพชรบริเวณใกล้กับมวลรวมทรายซึ่งไม่พบผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite



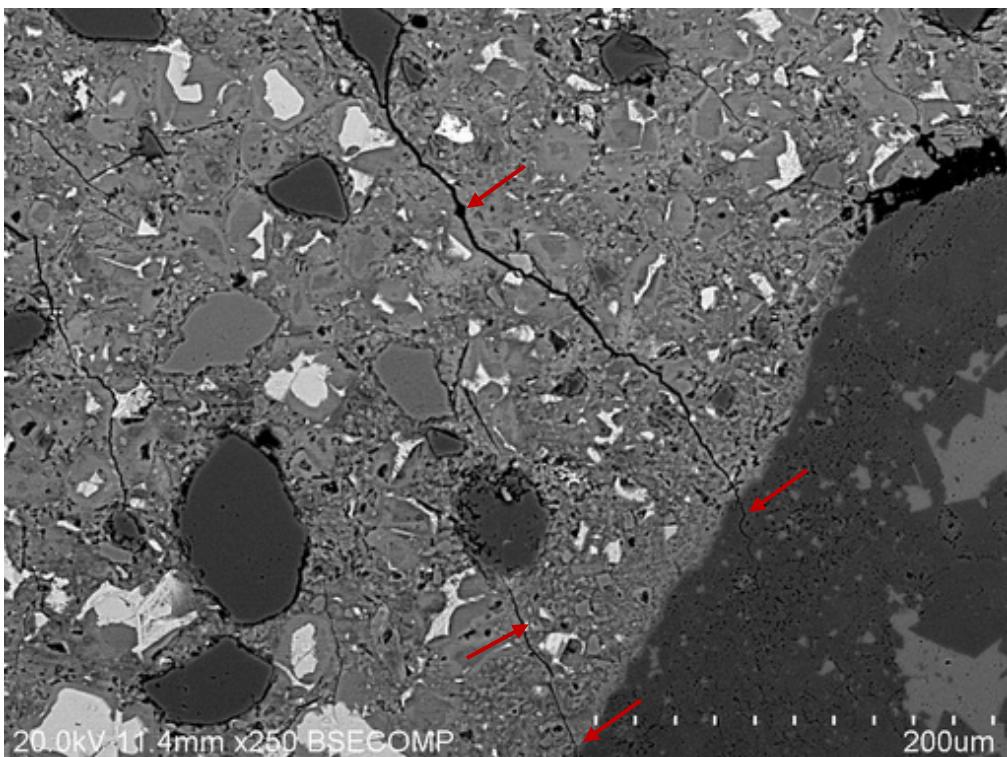
รูปที่ 9.15 รอยต่อบริเวณมวลรวมหมายและเพสต์ซึ่งไม่พบผลผลิตที่เกิดปฏิกิริยา AAR และ Ettringite



รูปที่ 9.16 ไม่พบผลผลิตที่เกิดปฏิกิริยา AAR และ Ettringite ในโพรงช่องว่าง (Void)



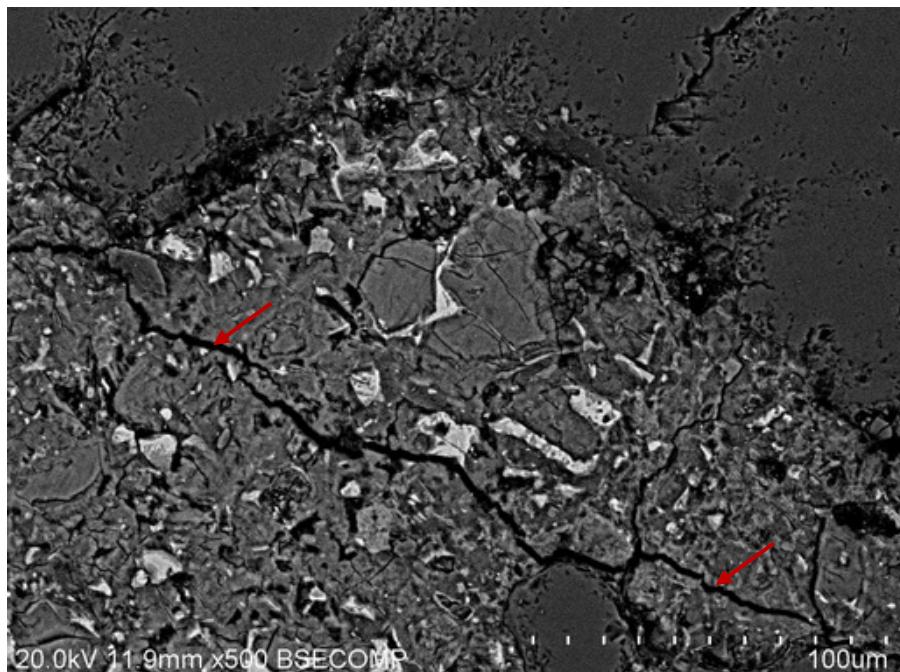
รูปที่ 9.17 รอยแตกร้าวในมวลรวมหยาบกีไม่พบผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite



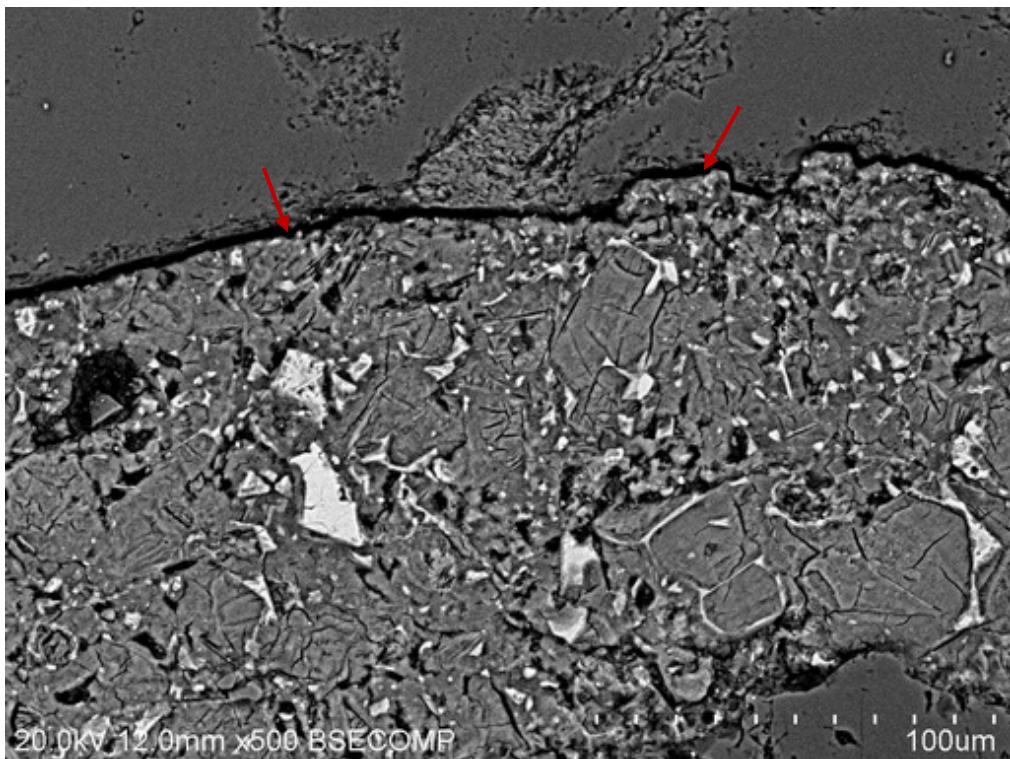
รูปที่ 9.18 รอยแตกร้าวที่เริ่มจากมวลรวมหยาบและขยายเข้าไปในบริเวณเพสต์

เอกสารที่ 30/01

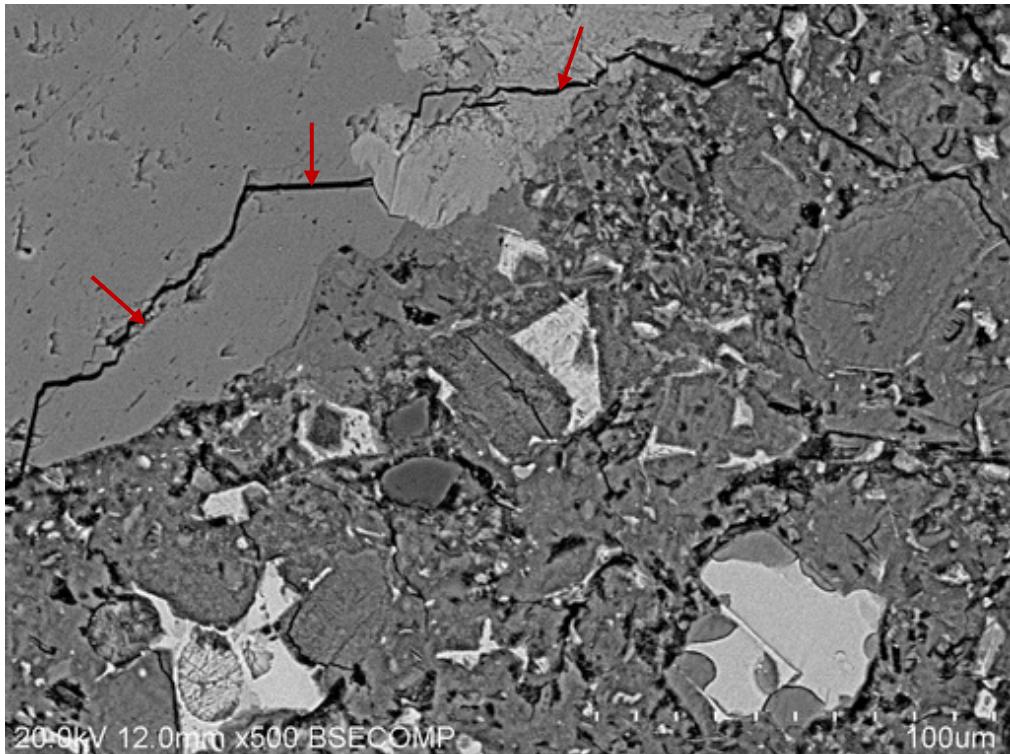
ผลจากการวิเคราะห์ พบร่วมกับรอยแตกกร้าวน้ำอย่างมากรอบๆมวลรวมขยายและในเนื้อเพชร และไม่พบผลผลิตที่เกิดปฏิกิริยา AAR และ Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมขยายกับเพชร (รูปที่ 9.19 และ รูปที่ 9.20) ซึ่งรวมถึงบริเวณรอยแตกกร้าวน้ำมวลรวมขยายที่ไม่พบผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite (รูปที่ 9.21)



รูปที่ 9.19 รอยแตกกร้าวน้ำเพชรบริเวณใกล้กับมวลรวมขยายซึ่งไม่พบผลผลิตที่เกิดปฏิกิริยา AAR และ Ettringite



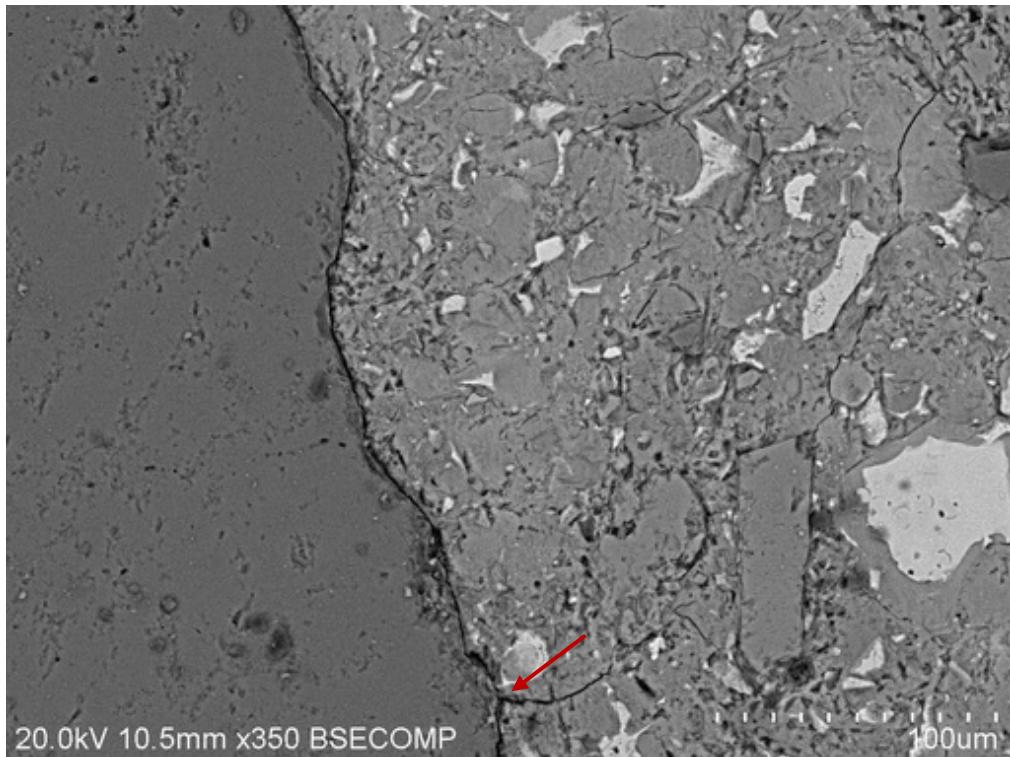
รูปที่ 9.20 รอยต่อบริเวณมวลรวมหยาบและเพสต์ซึ่งไม่พบผลผลิตที่เกิดปฏิกิริยา AAR และ Ettringite



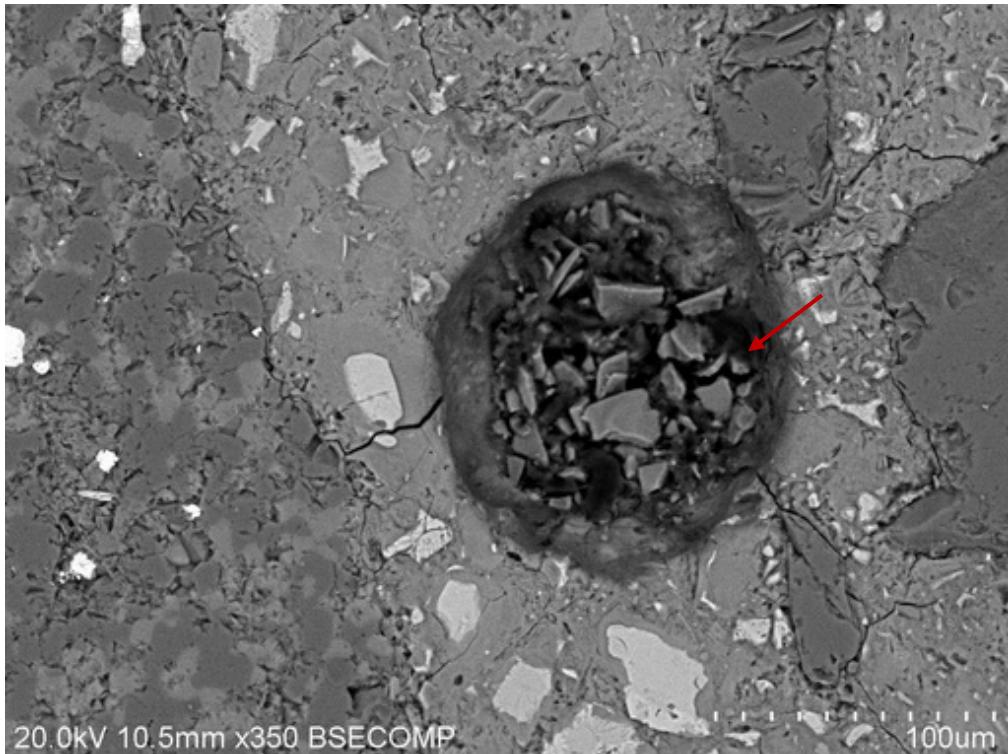
รูปที่ 9.21 รอยแตกร้าวในมวลรวมหยาบกึ่งไม่พบผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite

เอกสารที่ 33/02

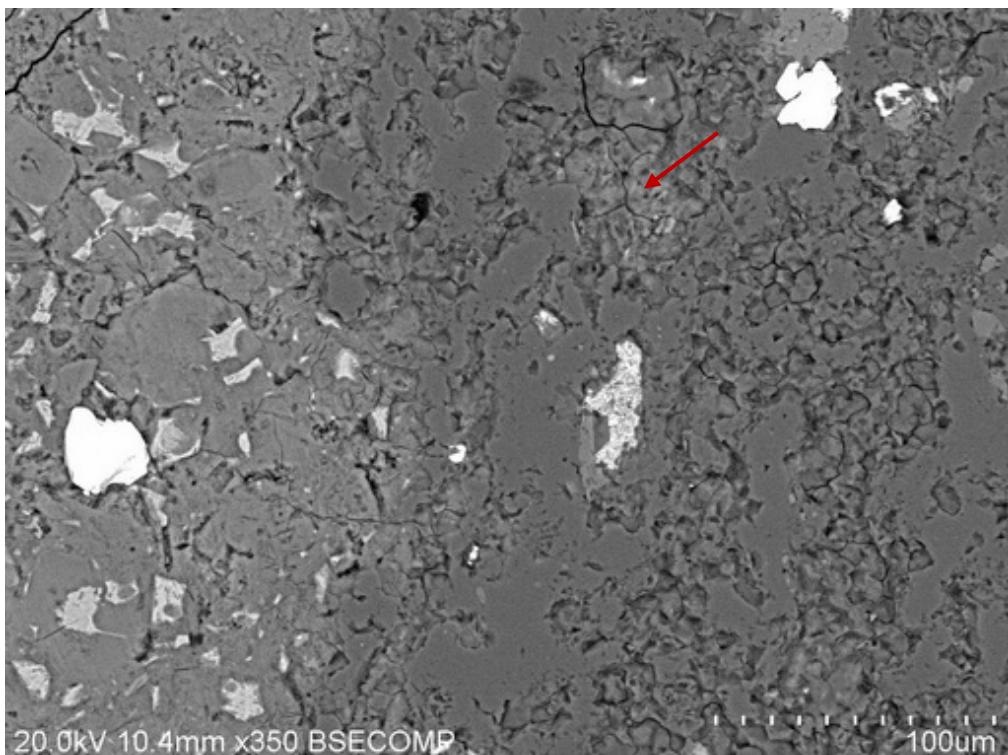
ผลจากการวิเคราะห์ พบร่วมกับรอยแตกร้าวน้อยมากของมวลรวมหยาบและในเนื้อเพชร และไม่พบผลผลิตที่เกิดปฏิกิริยา AAR และ Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพชร (รูปที่ 9.22) ซึ่งรวมถึงบริเวณในโพรงช่องว่าง (Void) ที่ไม่พบผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite (รูปที่ 9.23) แต่กลับพบผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR ที่เกิดขึ้นในรอยแตกร้าวของหินมวลหยาบ (รูปที่ 9.24) และผลการวิเคราะห์ธาตุองค์ประกอบ ด้วย EDX แสดงได้ในรูปที่ 9.25



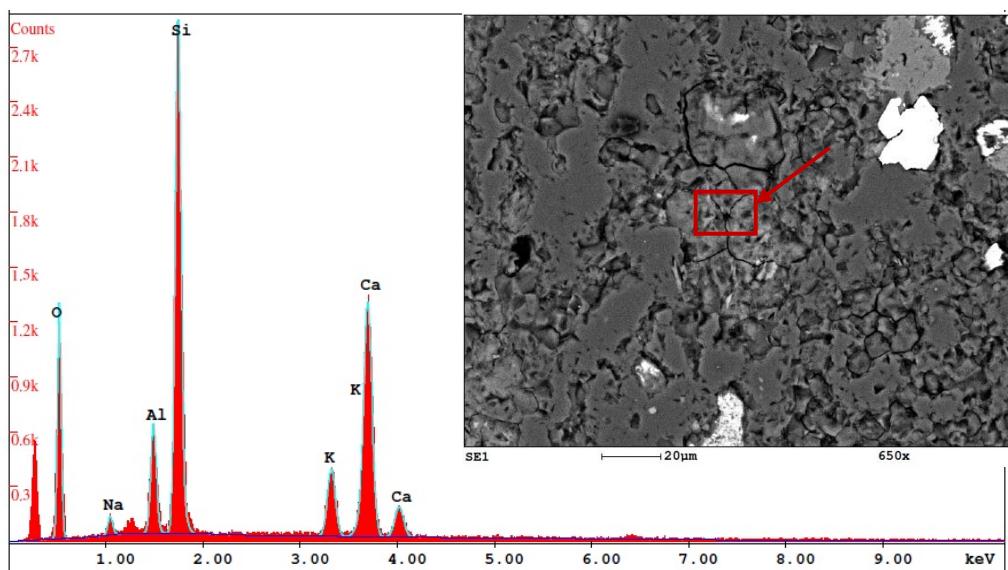
รูปที่ 9.22 รอยแตกร้าวในเพชรบริเวณใกล้กับมวลรวมหยาบซึ่งไม่พบผลผลิตที่เกิดปฏิกิริยา AAR และ Ettringite



รูปที่ 9.23 ไม่พบผลผลิตที่เกิดปฏิกิริยา AAR และ Ettringite ในโพรงช่องว่าง (Void)



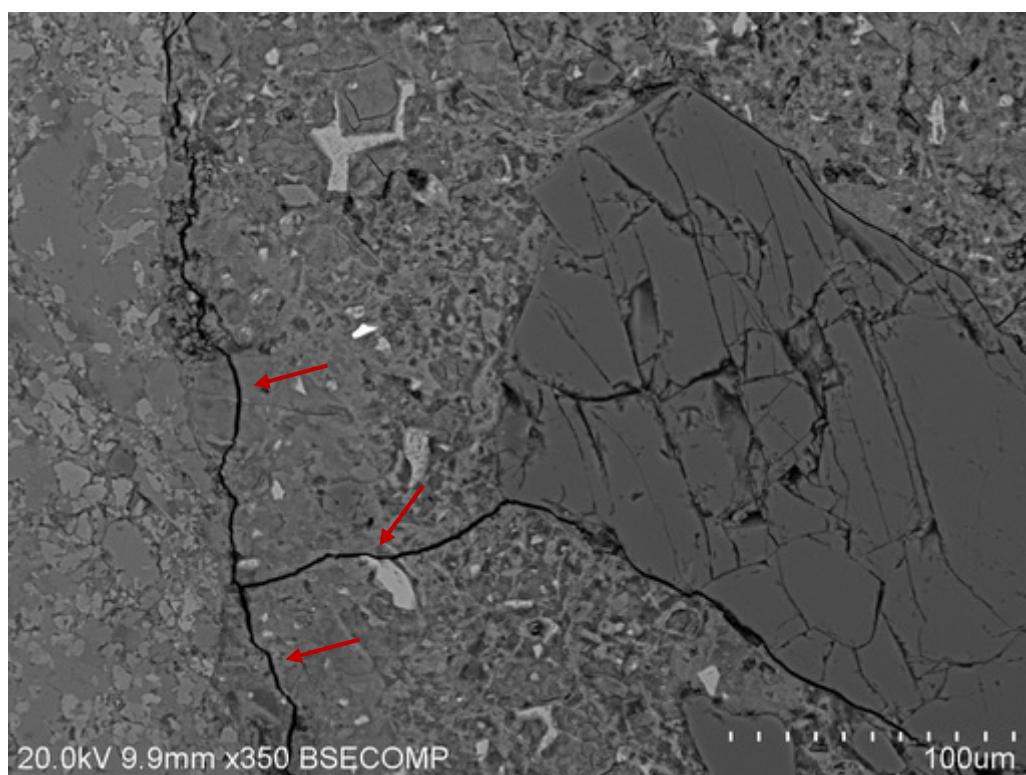
รูปที่ 9.24 ผลผลิตที่เกิดปฏิกิริยา AAR ในบริเวณรอยแตกของมวลรวมหยาบ



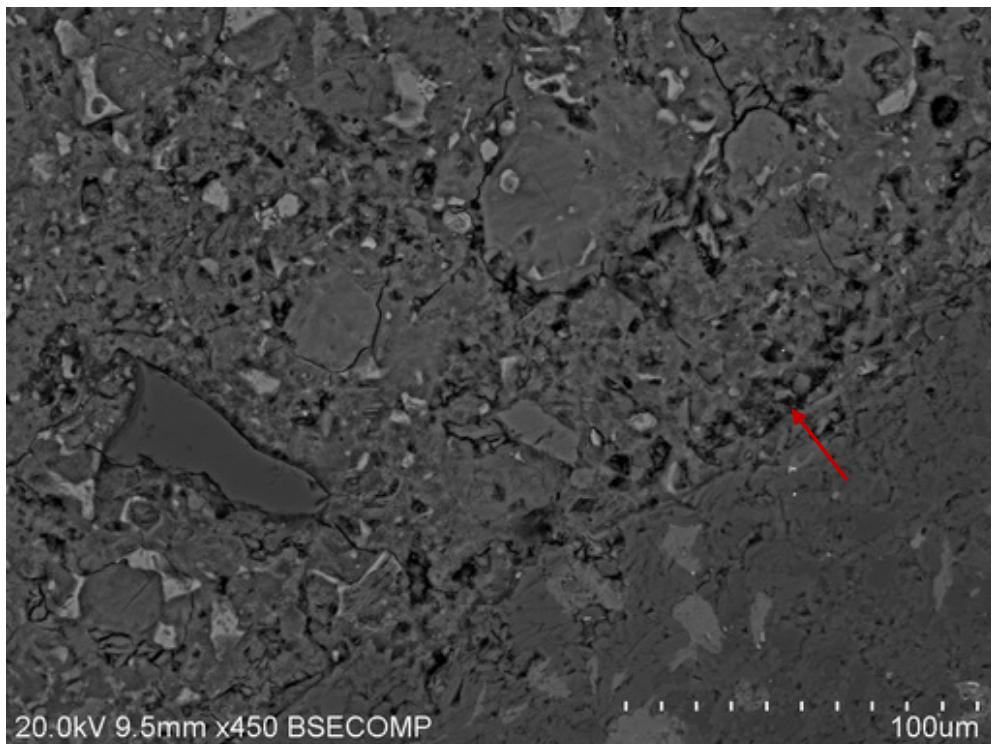
รูปที่ 9.25 EDX ของผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR

เสาตอมอ 33/15

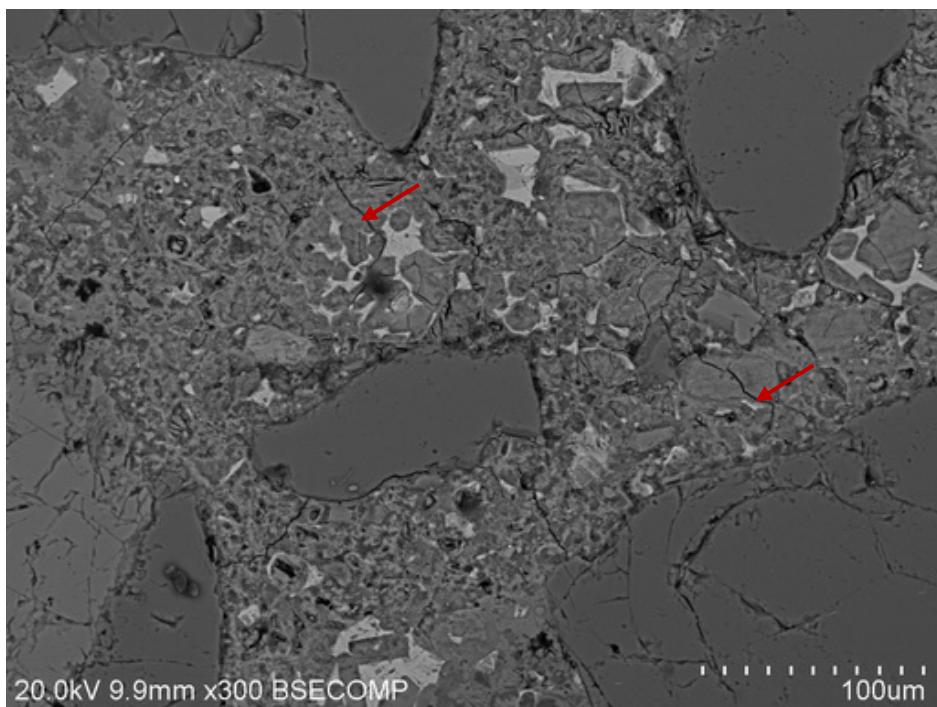
ผลจากการวิเคราะห์ พบร่วมกับร่องรอยของกรั่วน้ำอยู่ในชั้นหินทรายและในเนื้อเพชร (รูปที่ 9.26) และไม่พบผลผลิตที่เกิดปฏิกิริยา AAR และ Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหินทรายกับเพชร (รูปที่ 9.27) ซึ่งรวมถึงบริเวณรอยแตกในเพชรที่ไม่พบผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite (รูปที่ 9.28)



รูปที่ 9.26 รอยแตกร้าวในเพชรบริเวณใกล้กับมวลรวมหินทรายซึ่งไม่พบผลผลิตที่เกิดปฏิกิริยา AAR และ Ettringite



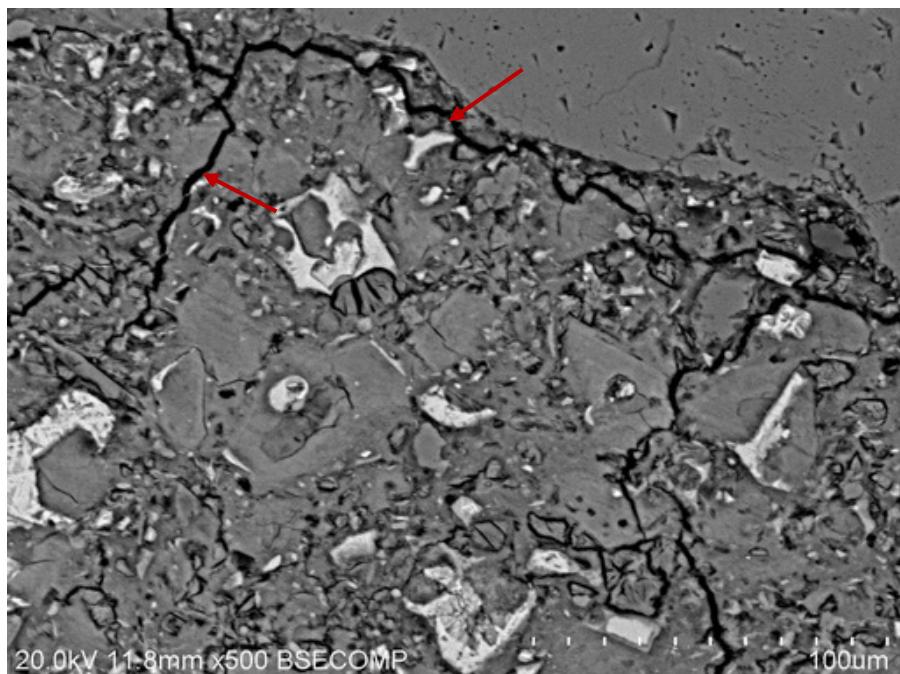
รูปที่ 9.27 รอยต่อบริเวณมวลรวมหยาบและเพสต์ซึ่งไม่พบผลผลิตที่เกิดปฏิกิริยา AAR และ Ettringite



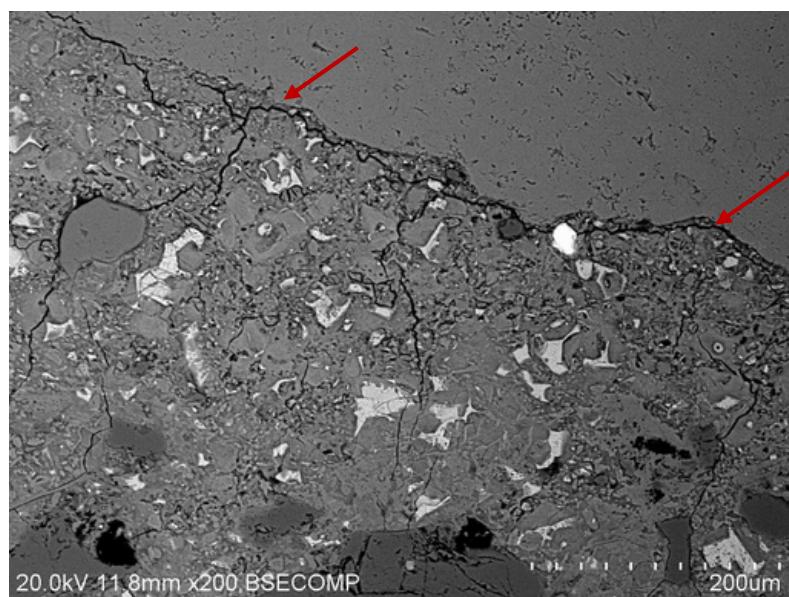
รูปที่ 9.28 บริเวณรอยแตกในเพสต์ซึ่งไม่พบผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite

เอกสารที่ 40/16

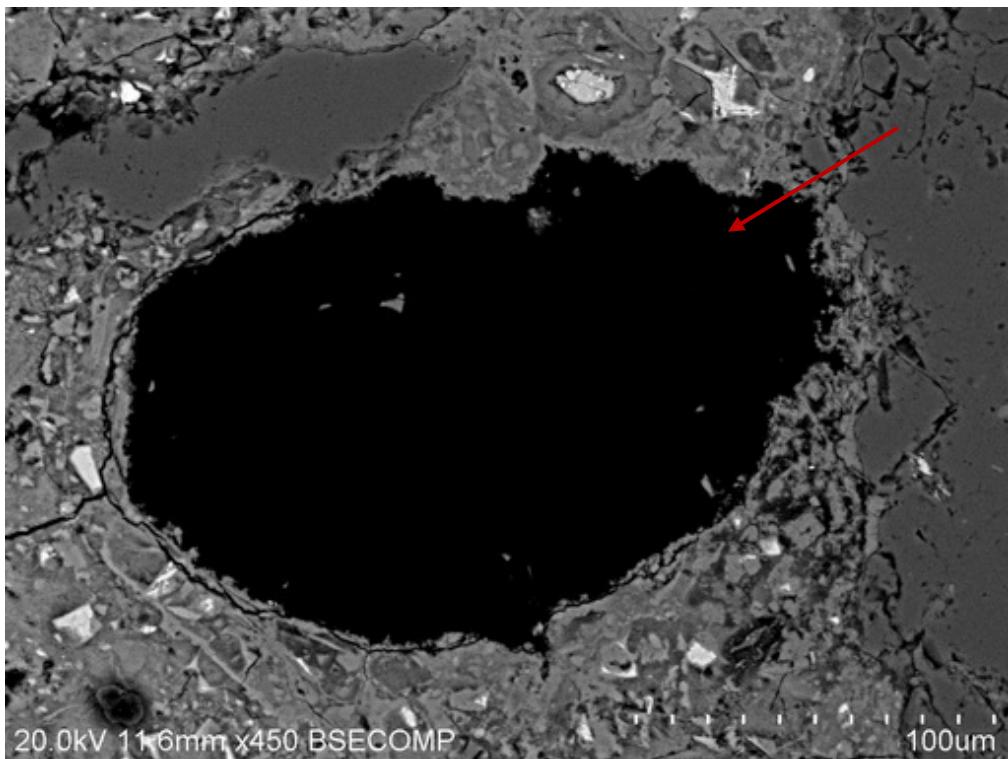
ผลจากการวิเคราะห์ พบร่วมกับรอยแตกร้าวน้ำอย่างมากรอบๆ มวลรวมหยาบและในเนื้อเพชร์ (รูปที่ 9.29) และไม่พบผลผลิตที่เกิดปฏิกิริยา AAR และ Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพชร์ (รูปที่ 9.30) ซึ่งรวมถึงบริเวณในโพรงช่องว่าง (Void) ก็ไม่พบผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite (รูปที่ 9.31)



รูปที่ 9.29 รอยแตกร้าวในเพชร์บริเวณใกล้กับมวลรวมหยาบซึ่งไม่พบผลผลิตที่เกิดปฏิกิริยา AAR และ Ettringite



รูปที่ 9.30 รอยต่อบริเวณมวลรวมหยาบและเพชร์ซึ่งไม่พบผลผลิตที่เกิดปฏิกิริยา AAR และ Ettringite



รูปที่ 9.31 ไม่พบผลผลิตที่เกิดจาก AAR และ Ettringite ในโพรงช่องว่าง (Void)

สรุปผลการวิเคราะห์ Petrography และการวิเคราะห์ด้วย SEM (Scanning Electron Microscope)  
และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy)

แสดงสรุปปริมาณผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite ที่พบในตัวอย่างคอนกรีตจากเสา ตอม่อที่มีระดับความเสียหายต่างกัน จากการวิเคราะห์พบว่ามีผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR เพียงเล็กน้อยใน เสาตอม่อ 30/23, 29/24, และ 33/02 ซึ่งเป็นเสาตอม่อที่มีรอยแตกร้าวมาก ปานกลาง และไม่มีรอยแตกร้าว ตามลำดับ ซึ่งผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ที่พบมีปริมาณเพียงเล็กน้อยเมื่อเปรียบเทียบกับที่พบในตัวอย่าง คอนกรีตที่เจาะจากฐานราก นอกเหนือไปจากนี้ ไม่พบ Secondary Ettringite ในทุกตัวอย่างคอนกรีต พนแต่เพียง Primary Ettringite กระจายตามเนื้อเพชรซึ่งไม่ได้ก่อให้เกิดปัญหาการแตกร้าวของคอนกรีต

ตารางที่ 9.3 สรุปปริมาณผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite ที่พบในตัวอย่างคอนกรีต

โครงสร้างเสาตอม่อ	ระดับความเสียหาย	ASR product	Ettringite
		30 cm.	30 cm.
30/23	High	O	-
29/24	Moderate	O	-
30/06	Low	-	-
30/07	Low	-	-
30/01	None	-	-
33/02	None	O	-
33/15	None	-	-
40/16	None	-	-

หมายเหตุ: OOOO = มากที่สุด,..., O = น้อยที่สุด และ - หมายถึง ไม่มีผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite

### 9.3 การวิเคราะห์ความเป็นไปได้ที่เสาตอม่อแตกร้าวนៅองจากการทดสอบตัวของคอนกรีต

การคำนวณในหัวข้อนี้เริ่มต้นจากการคำนวณหาส่วนผสมคอนกรีตที่ใช้ในการเทเสา ส่วนผสมคอนกรีตที่ได้จากการคำนวณจะนำมายังการทดสอบตัวอย่างอิสระของคอนกรีต โดยแบ่งออกเป็นการทดสอบตัวแบบอโต้จีนส์ และการทดสอบตัวรวมซึ่งเป็นผลรวมของการทดสอบตัวแบบอโต้จีนส์กับการทดสอบตัวแบบแห้ง ซึ่งการทดสอบตัวแห้งสองนี้จะถูกป้อนเข้าไปในโปรแกรม Finite element เพื่อคำนวณความเครียดด้วยรั้งเนื่องจากการทดสอบตัวของเสาต่อไป หากผลวิเคราะห์พบว่าความเครียดด้วยรั้งของคอนกรีตมีค่าต่ำกว่าความเครียดดึงที่คอนกรีตยอมรับได้ (tensile strain capacity, TSC) ก็จะสรุปได้ว่าคอนกรีตไม่มีโอกาสเกิดการแตกร้าวนៅองจากการทดสอบตัวได้

#### 9.3.1 การคำนวณสัดส่วนผสมคอนกรีต

การประเมินสัดส่วนผสมคอนกรีตของเสา จะทำการประเมินจากกำลังรับแรงอัดที่ได้จากการทดสอบด้วย Schmidt hammer และทำการประเมินส่วนผสมคอนกรีตโดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ FACOMP โดยโปรแกรมดังกล่าวได้รับการพัฒนามาจากสมการทางคณิตศาสตร์ที่พัฒนาขึ้นที่ ศูนย์วิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษา สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ (CONTEC) โดยสมการนี้ได้รับการพิสูจน์ว่าสามารถทำนายกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตได้ รายละเอียด และการพิสูจน์ความแม่นยำของแบบจำลองแสดงในเอกสารอ้างอิงที่ 1

ผลการทดสอบกำลังอัดของเสา ทดสอบโดยใช้ Schmidt hammer และแสดงในตารางที่ 9.4 จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่า กำลังอัดของเสาทุกตันมีค่าใกล้เคียงกัน โดยมีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 57.7 MPa ซึ่งเป็นกำลังอัดที่อายุ 14 ปี ดังนั้นจึงได้ประเมินให้กำลังอัดที่อายุ 365 วัน มีค่าเท่ากับ 46.5 MPa เพื่อใช้ในการคำนวณสัดส่วนผสมคอนกรีตโดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ FACOMP (โปรแกรม FACOMP สามารถใช้ทำนายกำลังอัดจนถึงอายุ 1 ปี) ซึ่งสัดส่วนผสมที่ได้จากการคำนวณแสดงในตารางที่ 9.5

ตารางที่ 9.4 กำลังอัดของเสา ทดสอบโดยใช้ Schmidt hammer

หมายเลขเสา	กำลังรับแรงอัด (MPa)
29/24	58.0
30/01	57.9
30/06	59.9
30/07	57.5
33/02	58.6
33/15	56.3
40/16	57.7
แม่น้ำ	55.3
ค่าเฉลี่ย	57.7

ตารางที่ 9.5 สัดส่วนผสมคอนกรีตสำหรับคำนวณการหดตัวของเสา

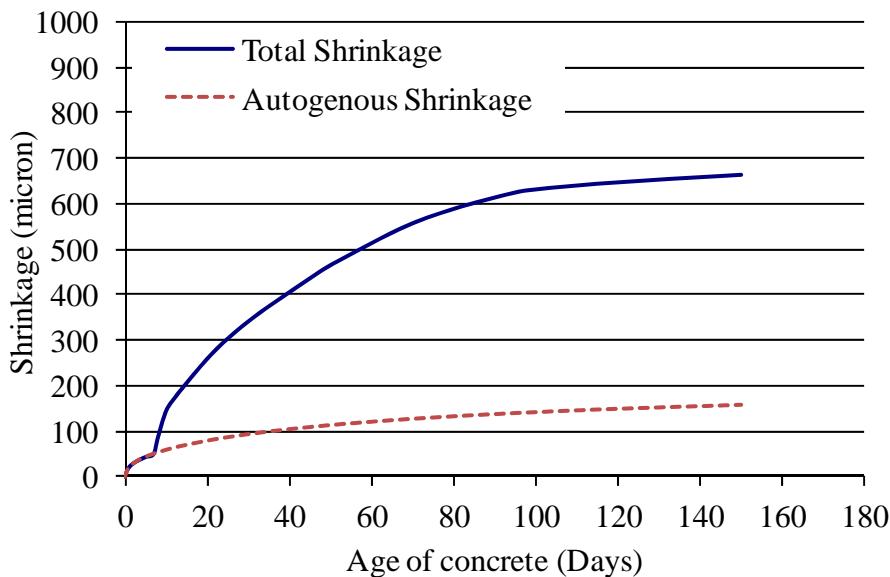
ปูนซีเมนต์	380	kg/m <sup>3</sup>
น้ำ	205	kg/m <sup>3</sup>
หิน	1022	kg/m <sup>3</sup>
ทราย	742	kg/m <sup>3</sup>
กำลังอัดที่อายุ 365 วัน	46.5	MPa

### 9.3.2 การคำนวณการหดตัวอิสระของคอนกรีต

การประเมินการหดตัวของคอนกรีต จะใช้สมการการวิเคราะห์ที่ได้จากการวิจัยกระบวนการหดตัวของคอนกรีตในประเทศไทย ซึ่งรายละเอียดได้อธิบายไว้ในหัวข้อ 8.6.2

เนื่องจากลักษณะการบ่มคอนกรีตมีผลต่อการหดตัวของคอนกรีต ในการวิเคราะห์การหดตัวอิสระของคอนกรีตโครงสร้างของทางพิเศษบูรพาวิถีนั้น ได้กำหนดให้สภาพการบ่มคอนกรีตเป็นแบบการบ่มแบบห่อหุ้ม (seal curing) เพื่อให้สอดคล้องกับสภาพการทำงานจริง ซึ่งโดยปกติเสาจะถูกบ่มด้วยการห่อหุ้มด้วยแผ่นพลาสติก ดังนั้นคอนกรีตในส่วนเสาจึงมีสภาพการบ่มแบบห่อหุ้ม เพื่อให้การวิเคราะห์ เสนื่อนจริงมากที่สุด ใน การวิเคราะห์การหดตัวอิสระของคอนกรีตที่ปรึกษาจึงกำหนดให้คอนกรีตถูกบ่มแบบห่อหุ้ม ผลการวิเคราะห์การหดตัวอิสระแบบอโตเจ็นส์ และการหดตัวอิสระรวมของคอนกรีตสำหรับเสา แสดงในรูปที่ 9.32

จากผลการคำนวณแสดงในรูปที่ 9.32 แสดงให้เห็นว่าการหดตัวของคอนกรีตเกิดขึ้นตั้งแต่ช่วงอายุต้น และการหดตัวเพิ่มขึ้นเมื่ออายุคอนกรีตมากขึ้น อย่างไรก็ตามในช่วงอายุยาวอัตราการหดตัวมีแนวโน้มลดลง และ มีการเปลี่ยนแปลงน้อยมาก ด้วยเหตุนี้คณะวิจัยจึงใช้ค่าการหดตัวที่อายุ 150 วันในการคำนวณ โดยสมมุติให้เป็น การหดตัวที่อายุดังกล่าวเป็นการหดตัวสูงสุดของคอนกรีต ซึ่งผลการคำนวณการหดตัวอิสระนี้จะถูกนำไปใช้เป็น ข้อมูลพื้นฐาน และถูกป้อนเข้าไปในโปรแกรม Finite element เพื่อคำนวณความเครียดยึดรังน់เมื่อจากการหดตัวของเสาในขั้นตอนต่อไป



รูปที่ 9.32 ผลการวิเคราะห์ปริมาณการหดตัวของคอนกรีตสำหรับเสา

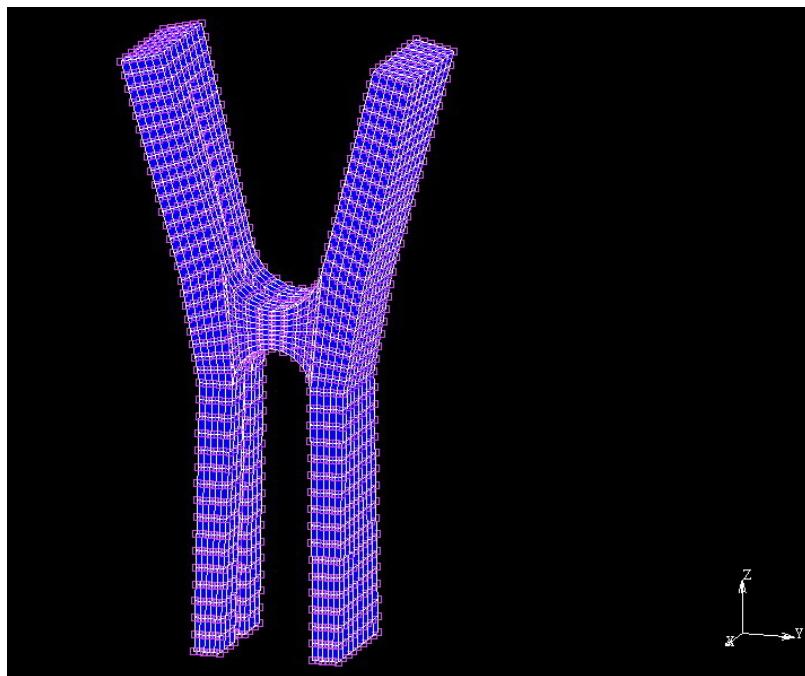
### 9.3.3 การวิเคราะห์ความเครียดยึดรังเนื่องจากการหดตัวของเสาตอม่อ

สำหรับการวิเคราะห์ความเครียดยึดรังเนื่องจากการหดตัวของเสาตอม่อนั้น เพื่อให้เสา และฐานรากเป็นต้นเดียวกัน การวิเคราะห์จึงได้เลือกใช้เสาแบบ 6E ซึ่งเสาเป็นแบบเดียวกับที่อยู่บนฐานราก 30/06 และ 30/07 เป็นตัวแทนในการวิเคราะห์การหดตัวของเสา เนื่องจากสภาพโดยรอบของเสาไม่มีการปิดคลุมใด ๆ ส่งผลให้ผิวคอนกรีตทุกด้านสามารถสูญเสียความชื้นสูงสีงแวดล้อมได้ ด้วยเหตุนี้ที่บริเวณผิวคอนกรีตทุกด้านจึงเกิดการหดตัวแบบอโตจีนส์แบบแห้งไปพร้อมกัน ในขณะที่บริเวณด้านในของเสาจะไม่เกิดการสูญเสียน้ำสูงสีงแวดล้อม ดังนั้นจึงเกิดการหดตัวแบบอโตจีนส์เพียงอย่างเดียวเท่านั้น Finite element mesh ที่ใช้ในการวิเคราะห์แสดงในรูปที่ 9.33

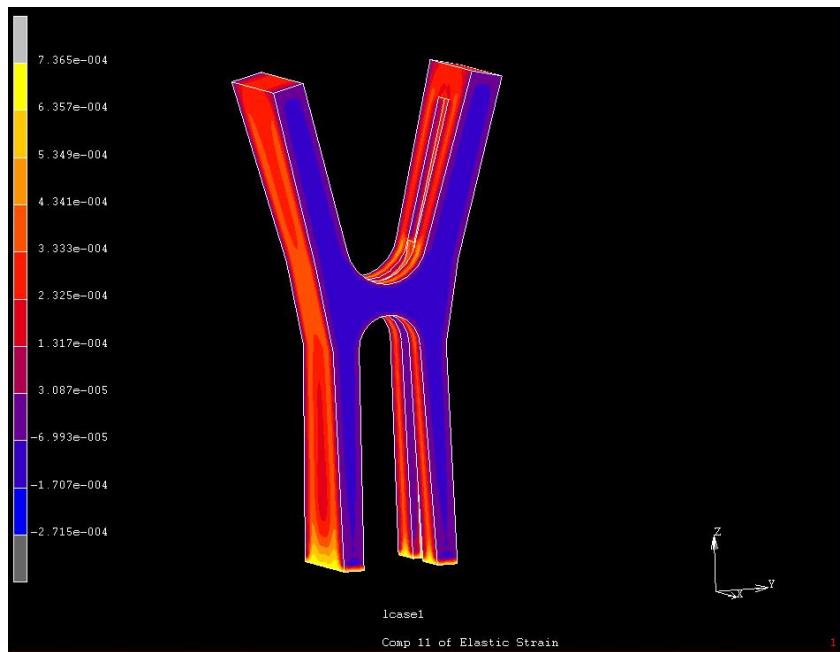
เมื่อพิจารณาความเครียดที่เกิดขึ้นตามแนวแกน  $x$  พบร่วมความเครียดยึดรังสูงสุดจะเกิดที่บริเวณโคนเสา (ดูรูปที่ 9.34 และ รูปที่ 9.35) จากการวิเคราะห์พบว่าความเครียดยึดรังดังกล่าวมีค่าสูงกว่าความเครียดแรงดึงที่คอนกรีตยอมรับได้ (ดูรูปที่ 9.36) ด้วยเหตุนี้มีความเป็นไปได้ที่เสาจะเกิดการแตกร้าวที่บริเวณโคนเสา ซึ่งผลการวิเคราะห์นี้สอดคล้องกับสภาพรอยร้าวที่เกิดขึ้นจริงที่บริเวณโคนเสา

เมื่อพิจารณาความเครียดที่เกิดขึ้นตามแกน  $y$  (ดูรูปที่ 9.36) พบร่วมที่บริเวณรอยต่อระหว่างขาหั้งสองข้างของเสา มีความเครียดสูง จากการวิเคราะห์พบว่าการยึดรังดังกล่าวมีค่าสูงกว่าความเครียดแรงดึงที่คอนกรีตยอมรับได้ ด้วยเหตุนี้มีความเป็นไปได้ที่เสาจะเกิดการแตกร้าวที่บริเวณดังกล่าวได้เช่นกัน

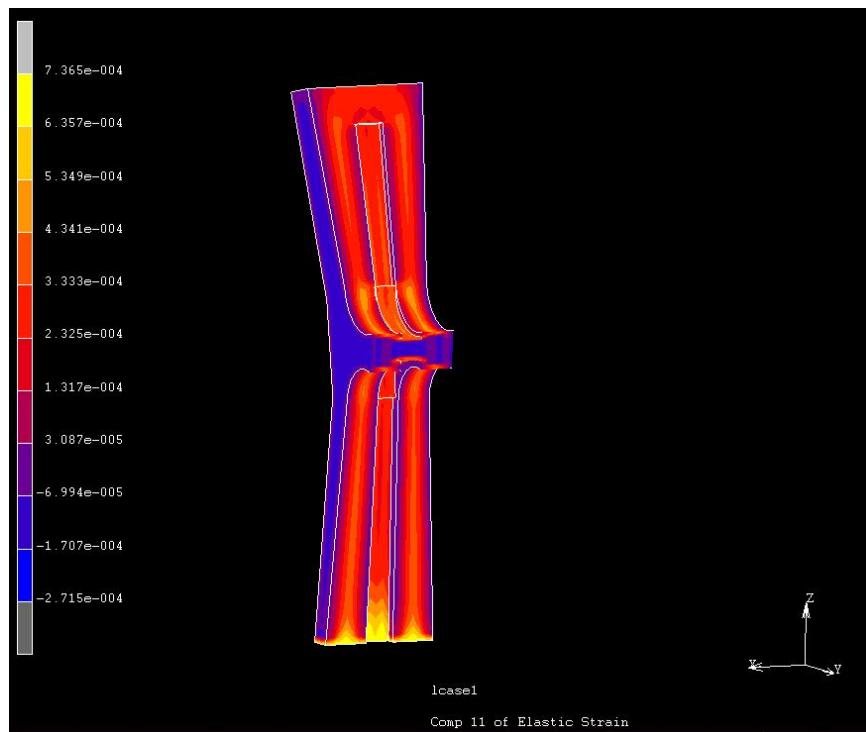
อย่างไรก็ตามความเครียดยึดรังที่เกิดขึ้นจากการหดตัวของเสาเพียงอย่างเดียว ทำให้เกิดรอยแตกร้าวขนาดเล็กเท่านั้น ทั้งนี้สภาพการแตกร้าวที่เกิดขึ้นจริงบริเวณโคนเสาจะเกิดจากผลของการขยายตัวของฐานรากประกอบกันด้วย



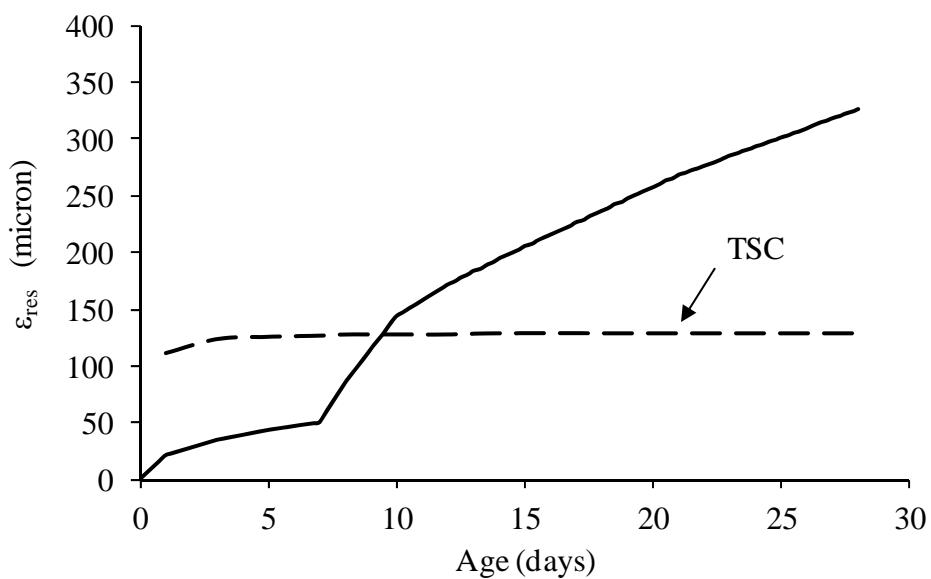
รูปที่ 9.33 Finite element mesh ของเสาแบบ 6E



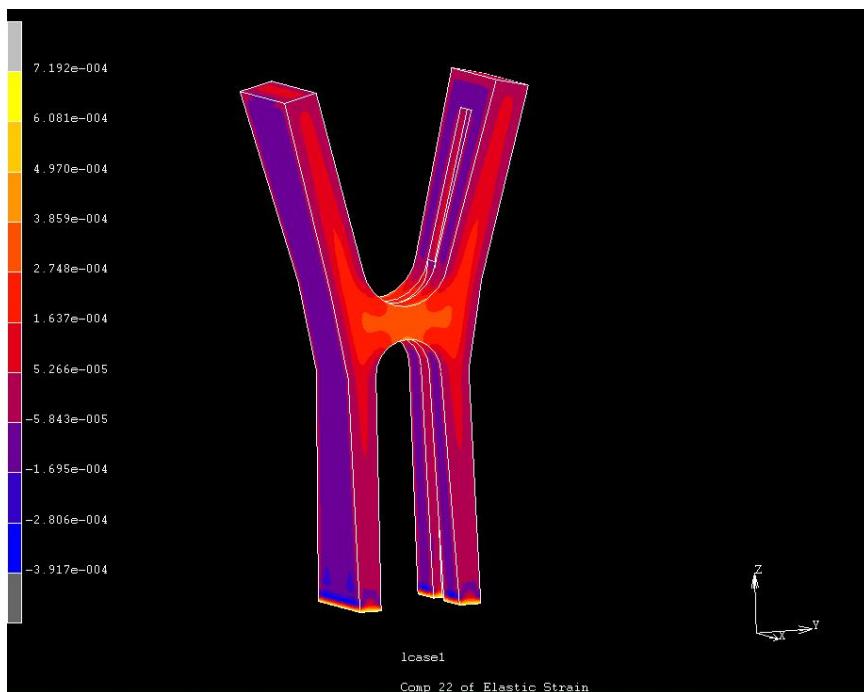
รูปที่ 9.34 ผลการวิเคราะห์ความเครียดยึดรังน់เนื่องจากการหดตัวของคอนกรีตของเสาตามแนวแกน X โดยไม่พิจารณาหนักที่หัวเสา



รูปที่ 9.35 รูปตัดผลการวิเคราะห์ความเครียดโดยรังสีของจากการทดสอบตัวของคอนกรีตของเสาตามแนวแกน x โดยไม่พิจารณาหนักที่หัวเสา



รูปที่ 9.36 ความเครียดโดยรังสีสูงสุดเนื่องจากการทดสอบตัวของคอนกรีตที่บริเวณโคนเสาตามแนวแกน x โดยไม่พิจารณาหนักที่หัวเสา



รูปที่ 9.36 ผลการวิเคราะห์ความเครียดยึดรังน់เนื่องจากการหดตัวของคอนกรีตของเสาตามแนวแกน y โดยไม่พิจารณาหนักที่หัวเสา

#### 9.4 สรุปผลการตรวจสอบและวิเคราะห์หาสาเหตุหลักของความเสียหายในเสาตอม่อ

จากการวิเคราะห์การเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวม (Alkali – Aggregate Reaction) และการเกิด Delayed Ettringite Formation (DEF) ในเสาตอม่อ พบร่วมกับผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR เพียงเล็กน้อยในเสาตอม่อ 30/23, 29/24, และ 33/02 ซึ่งเป็นเสาตอม่อที่มีรอยแตกร้าวมาก ปานกลาง และไม่มีรอยแตกร้าว ตามลำดับ ซึ่งผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ที่พบมีปริมาณเพียงเล็กน้อยเมื่อเทียบกับที่พบในตัวอย่างคอนกรีตที่เจาะจากฐานราก นอกเหนือจากนี้ ไม่พบ Ettringite ในทุกตัวอย่างคอนกรีต ดังนั้น อาจกล่าวได้ว่า การแตกร้าวในเสาตอม่อเกิดจากการเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวม (Alkali – Aggregate Reaction) แต่จากการทดสอบการขยายตัวคงเหลือ (Residual Expansion) ของตัวอย่างคอนกรีตที่เจาะจากเสาตอม่อ พบร่วมกับการขยายตัวไม่สูง โดยเสาตอม่อ มีการขยายตัวคงเหลือต่ำกว่าการขยายตัวคงเหลือของฐานรากประมาณ 3 เท่า

นอกจากนี้ การวิเคราะห์ความเครียดยึดรังน់เนื่องจากการหดตัวของเสาตอม่อ พบร่วมกับความเป็นไปได้ที่เสาจะเกิดการแตกร้าวที่บริเวณโคนเสา ซึ่งผลการวิเคราะห์นี้สอดคล้องกับสภาพอย่างร้าวที่เกิดขึ้นจริงที่บริเวณโคนเสา แต่อย่างไรก็ตาม ความเครียดยึดรังน់เนื่องจากการหดตัวนี้จะทำให้เกิดเพียงรอยแตกร้าวขนาดเล็กเท่านั้น ทั้งนี้สภาพการแตกร้าวที่เกิดขึ้นจริงบริเวณโคนเสาจะเกิดจากผลของการขยายตัวของฐานรากประกอบกันด้วย

### เอกสารอ้างอิง

- [1] Hung L. V. and Tangtermsirikul, S. (2007) "A Model for Predicting Strength Development under Various Curing Temperature of No-Slump Concrete with and without Fly Ash", Magazine of Concrete Research, Vol. 59, No.3, April 2007, p.211-221



## บทที่ 10

### การตรวจสอบและวิเคราะห์หาสาเหตุหลักของความเสียหายในเสาเข็ม

#### 10.1 วิธีการจัดเก็บและเตรียมแท่งตัวอย่างคอนกรีตเพื่อการตรวจสอบ

ได้ทำการเจาะเก็บแท่งตัวอย่างจากเสาเข็มใน 20 โครงการสร้างฐานราก เพื่อเป็นตัวแทนของเสาเข็มทั้งหมด เสาเข็มที่ทำการเจาะเก็บตัวอย่างมี 2 ประเภท ได้แก่ เสาเข็มตอก (Spun Pile) และเสาเข็มเจาะ (Bored Pile) รายละเอียดประเภทของเสาเข็ม แสดงในตารางที่ 10.1

ทั้งนี้ เสาเข็มที่นำมาทดสอบไม่มีรอยแตกร้าวเกิดขึ้น แต่อย่างไรก็ตามจะทำการวิเคราะห์หาความเป็นไปได้ที่จะเกิดการแตกร้าวของโครงสร้างเสาเข็ม ได้แก่ การตรวจสอบการเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวม และการเกิด Delayed Ettringite Formation

ตารางที่ 10.1 ประเภทของเสาเข็มที่ทำการเจาะเก็บแท่งตัวอย่าง

โครงการสร้างเสาเข็ม	ประเภทของเสาเข็ม	หมายเหตุ
40/16	Spun Pile	โครงสร้างมีการทำการทดสอบ น้ำหนักบรรทุก
42/23	Spun Pile	โครงสร้างมีการทำการทดสอบ น้ำหนักบรรทุก
33/15	Spun Pile	โครงสร้างมีการทำการทดสอบ น้ำหนักบรรทุก
31/04	Bored Pile	-
31/05	Bored Pile	-
31/06	Bored Pile	-
30/12	Spun Pile	-
30/13	Spun Pile	-
30/16	Spun Pile	-
30/17	Spun Pile	-
30/18	Spun Pile	-
30/19	Spun Pile	-
30/21	Spun Pile	-
30/23	Spun Pile	-
31/12	Spun Pile	-
31/13	Spun Pile	-
31/14	Spun Pile	-
31/15	Spun Pile	-
32/23	Spun Pile	-
33/01	Spun Pile	-

## 10.2 การตรวจสอบการเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวม (Alkali – Aggregate Reaction) และการเกิด Delayed Ettringite Formation (DEF)

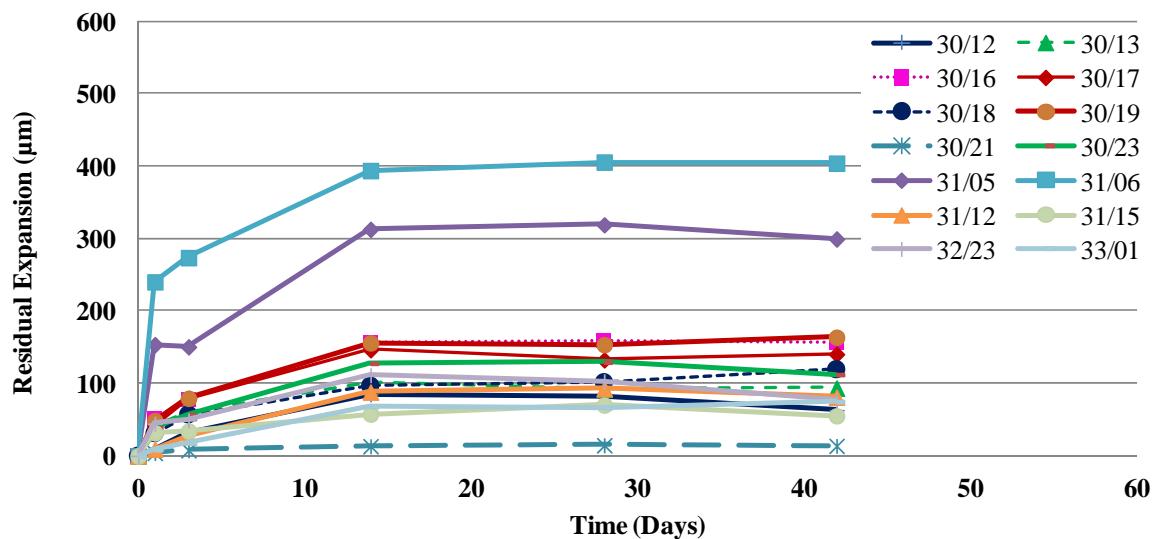
### 10.2.1 วิธีการตรวจสอบ

การเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวม (Alkali – Aggregate Reaction) และการเกิด Delayed Ettringite Formation (DEF) ในเสาเข็ม จะตรวจสอบโดยการทดสอบการขยายตัวคงเหลือ (Residual Expansion) และการวิเคราะห์ Petrography และการวิเคราะห์ด้วย SEM (Scanning Electron Microscope) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy) ซึ่งรายละเอียดวิธีการทดสอบได้อธิบายไว้ในตรวจสอบความเสียหายในฐานราก ในหัวข้อ 8.2.1.3 และ 8.2.1.4

### 10.2.2 ผลการตรวจสอบ

#### 10.2.2.1 ผลการทดสอบการขยายตัวคงเหลือ (Residual Expansion)

การขยายตัวคงเหลือ (Residual Expansion) ของตัวอย่างคอนกรีตที่รัดโดยใช้ Demec gauge แสดงในรูปที่ 10.1 พบร่วมกับค่าคงเหลือที่เจาะจากเสาเข็มส่วนใหญ่มีการขยายตัวคงเหลือใกล้เคียงกันและมีการขยายตัวไม่สูงมากนัก โดยเสาเข็มที่มีการขยายตัวคงเหลือมากที่สุด มีการขยายตัวประมาณ 400 ไมครอน ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบกับค่าคงเหลือที่เจาะจากฐานรากที่มีการขยายตัวคงเหลือสูงสุดที่ 0.16% หรือ 1600 ไมครอน ซึ่งวัดโดยใช้ Length comparator ถือได้ว่าเสาเข็มมีการขยายตัวคงเหลือต่ำกว่าประมาณ 4 เท่า และจากการทดสอบที่ได้ประกอบกับสภาพคอนกรีตปัจจุบันที่ไม่พบรากแร้ง บ่งบอกได้ว่าคอนกรีตของเสาเข็มไม่น่าจะมีแนวโน้มการขยายตัวจนสามารถทำให้เกิดปัญหาการแตกร้าวของเสาเข็มในอนาคต



รูปที่ 10.1 การขยายตัวคงเหลือ (Residual Expansion) ของตัวอย่างคอนกรีต

**10.2.2.2 ผลการวิเคราะห์ Petrography และการวิเคราะห์ด้วย SEM (Scanning Electron Microscope) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy)**

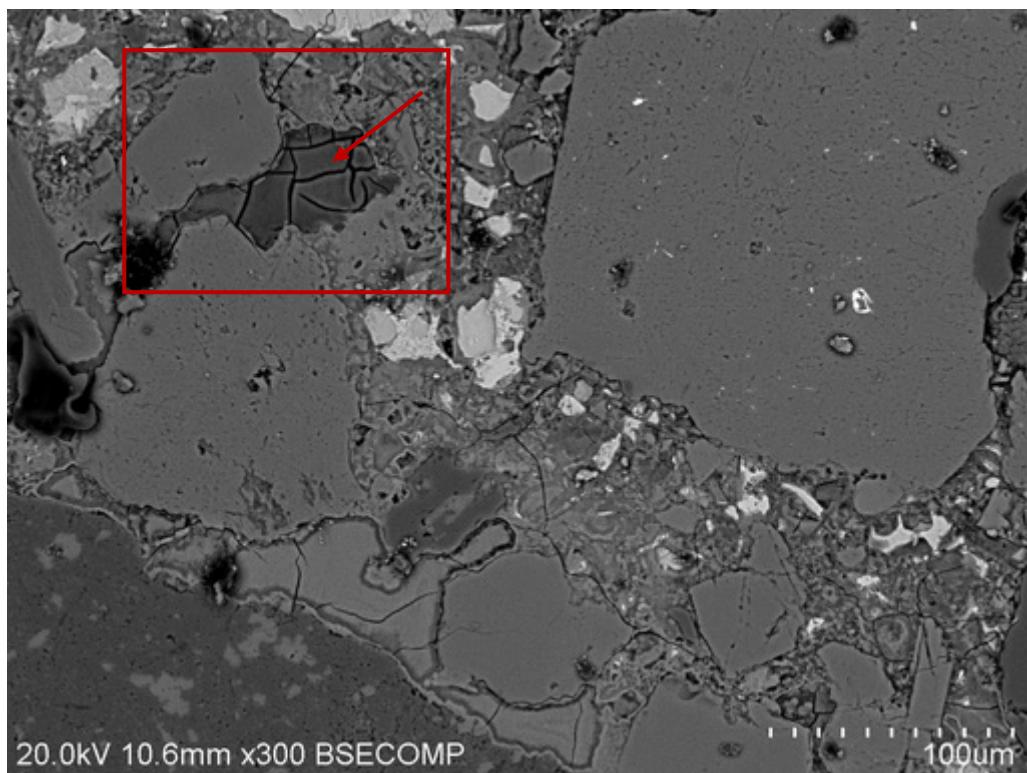
รายละเอียดผลการวิเคราะห์ค่อนกรีตจากเสาเข็มในแต่ละโครงสร้างฐานราก มีดังนี้

เสาเข็ม 40/16

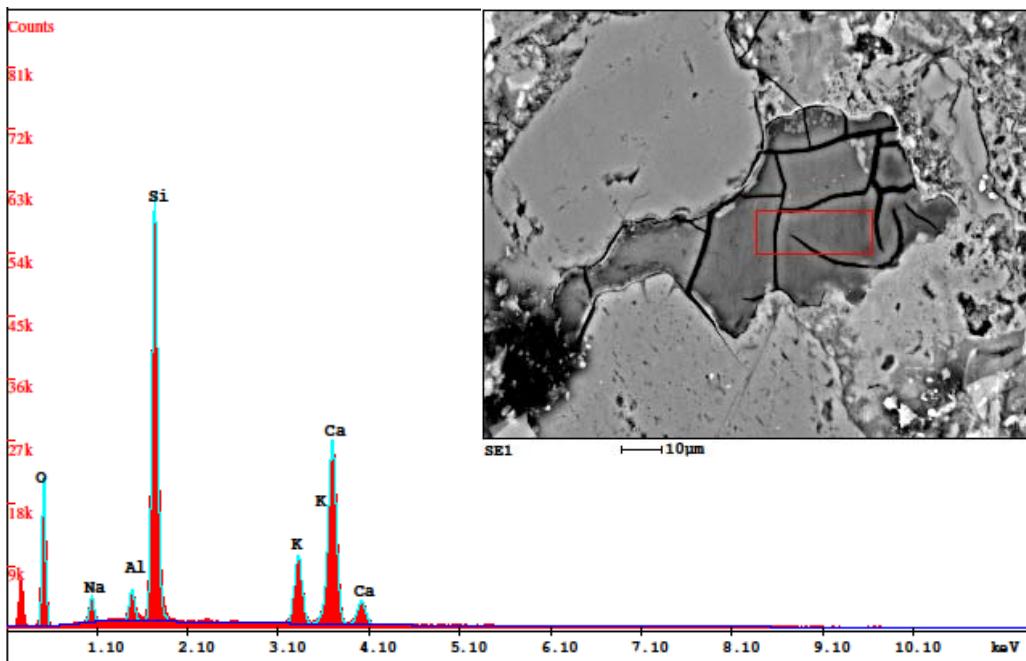
*Pile A*

ผลจากการวิเคราะห์พบว่ามีผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR บริเวณเพสต์ไกล์กับมวลรวมหยาบ (รูปที่ 10.2) ผลการวิเคราะห์ธาตุองค์ประกอบ ด้วย EDX แสดงได้ในรูปที่ 10.3 ซึ่งจะเห็นได้ว่ามีปริมาณของธาตุ Si สูงกว่า Ca และยังประกอบด้วย Na และ K ด้วย ซึ่งธาตุองค์ประกอบดังกล่าวบ่งบอกได้ว่าเป็นผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR นอกจากนี้ ยังพบผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในรอยแตกร้าวในมวลรวมหยาบ (รูปที่ 10.4) และผลการวิเคราะห์ธาตุองค์ประกอบ ด้วย EDX แสดงได้ในรูปที่ 10.5

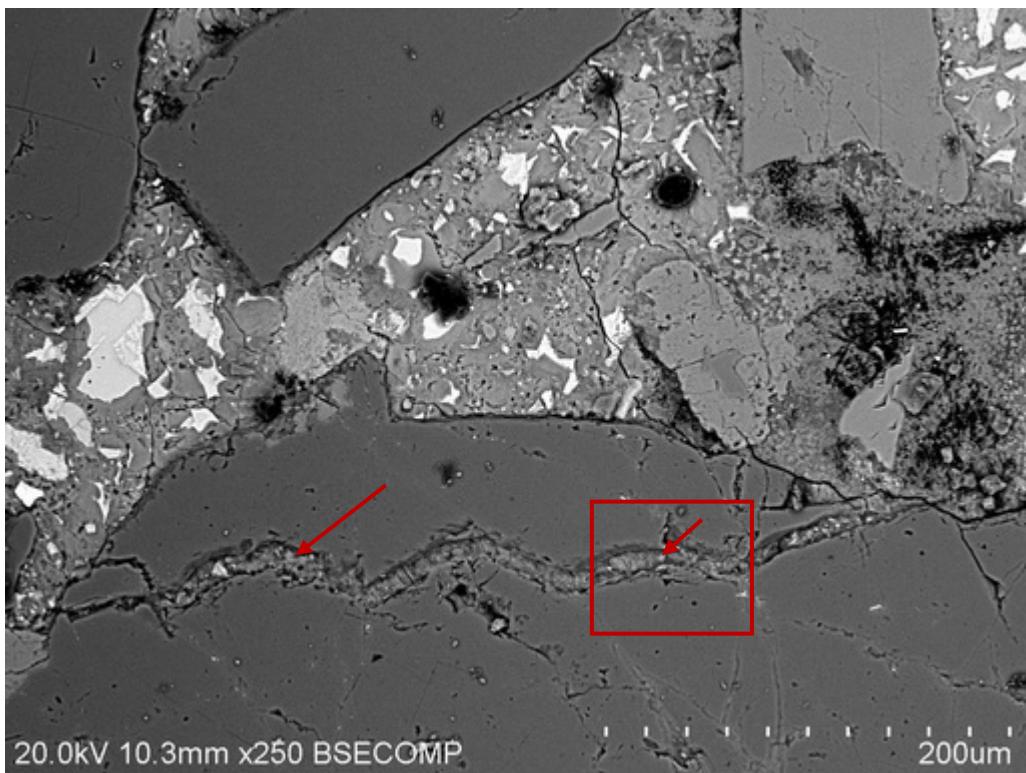
นอกจากนี้ยังพบ Ettringite เกิดขึ้นในตัวอย่างคอนกรีต ซึ่ง Ettringite นี้พบมากบริเวณไกล์มวลรวมหยาบ (รูปที่ 10.6 และ รูปที่ 10.7)



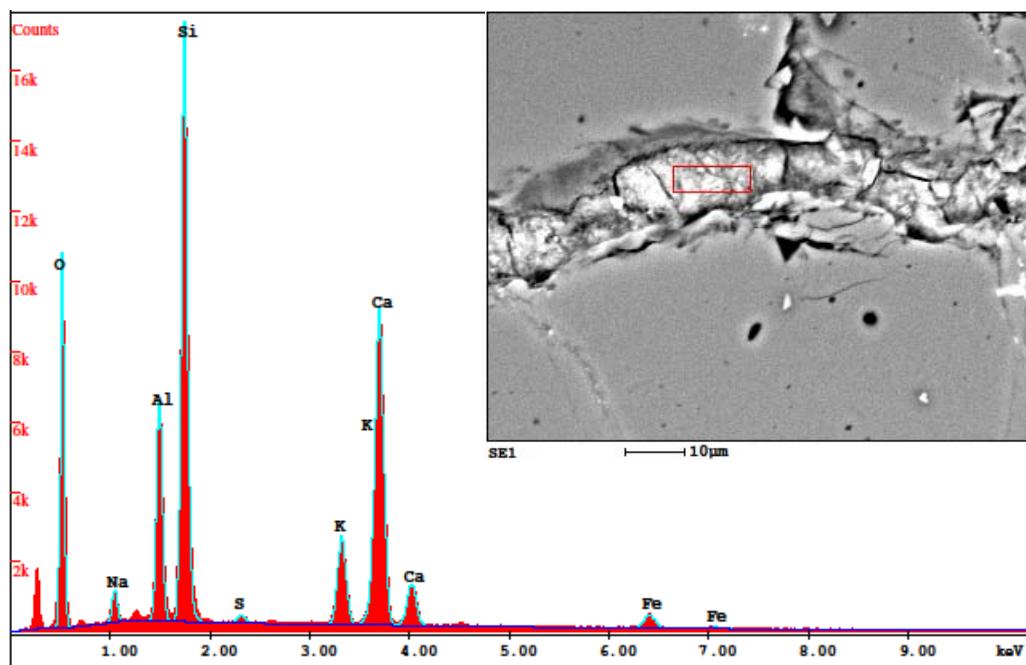
รูปที่ 10.2 ผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR บริเวณเพสต์ไกล์กับมวลรวมหยาบ



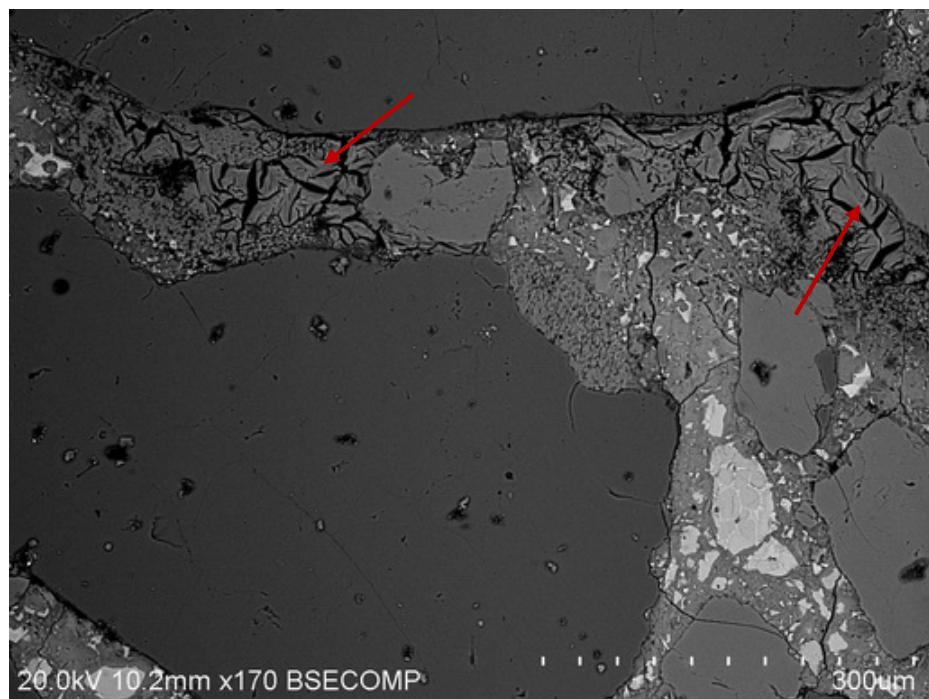
รูปที่ 10.3 EDX ของผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR บริเวณเพสต์ไกล์กับมวลรวมหยาบ



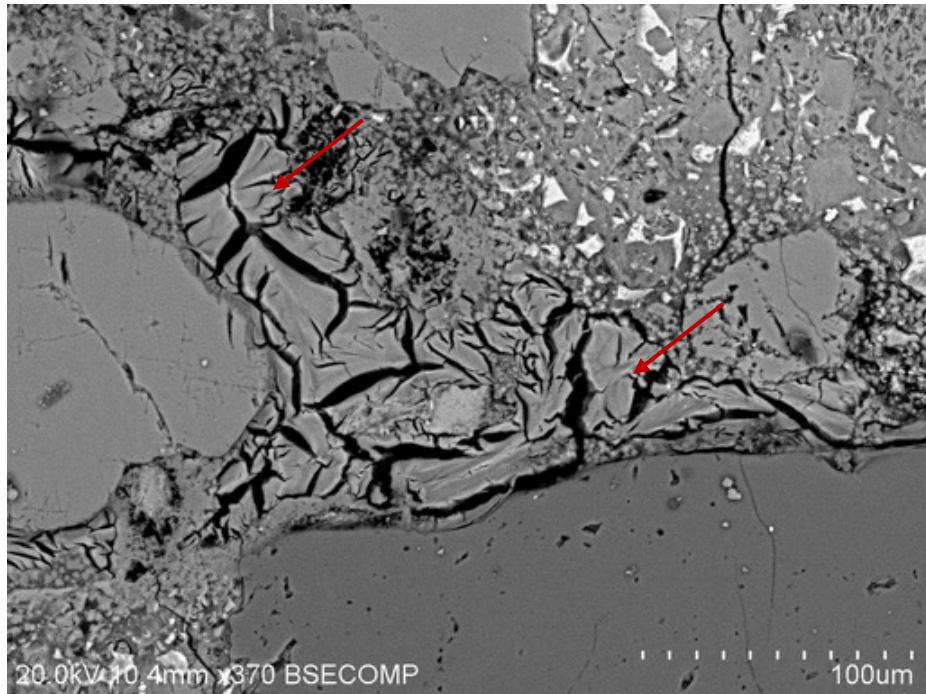
รูปที่ 10.4 ผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในรอยแตกร้าวในมวลรวมหยาบ



รูปที่ 10.5 EDX ของผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR ในรอยแทกร้าวในมวลรวมหยาบ



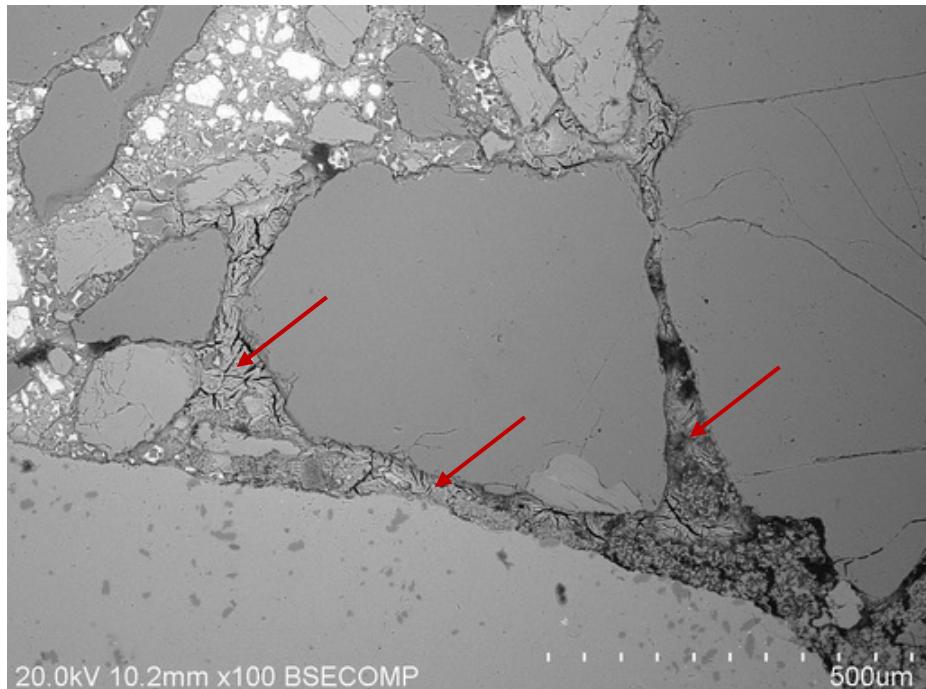
รูปที่ 10.6 Ettringite บริเวณใกล้มวลรวมหยาบ บริเวณที่ 1



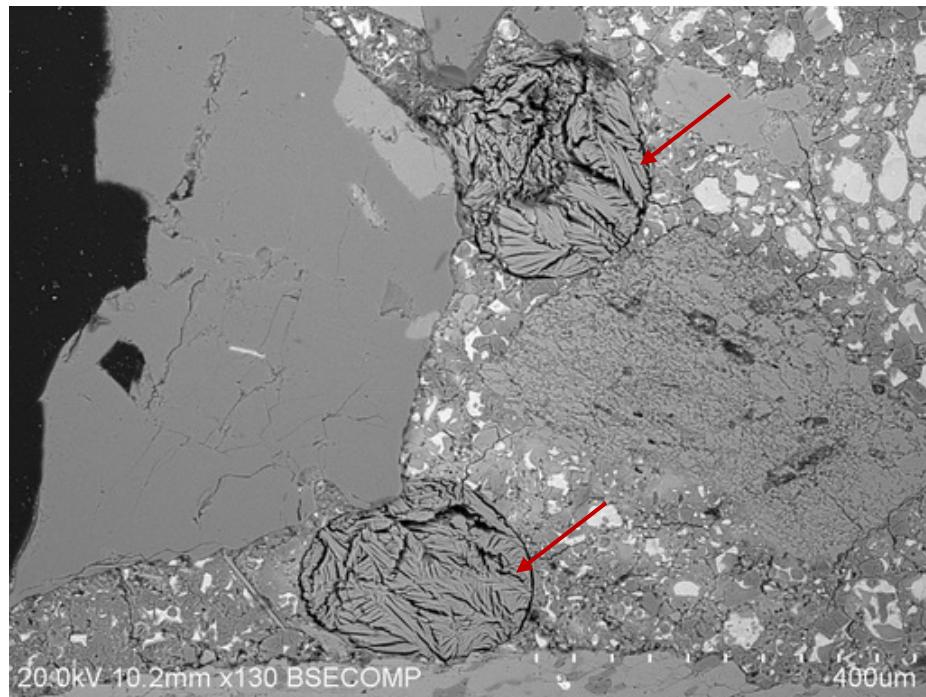
รูปที่ 10.7 Ettringite บริเวณไกล้มวารุมหยาบ บริเวณที่ 2

Pile B

ผลจากการวิเคราะห์ พบร่วมกับมีผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในตัวอย่างคอนกรีต แต่พบ Ettringite บริเวณไกล้มวารุมและ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.8 และ 10.9 ตามลำดับ



รูปที่ 10.8 Ettringite บริเวณไกล้มวารุมหยาบ

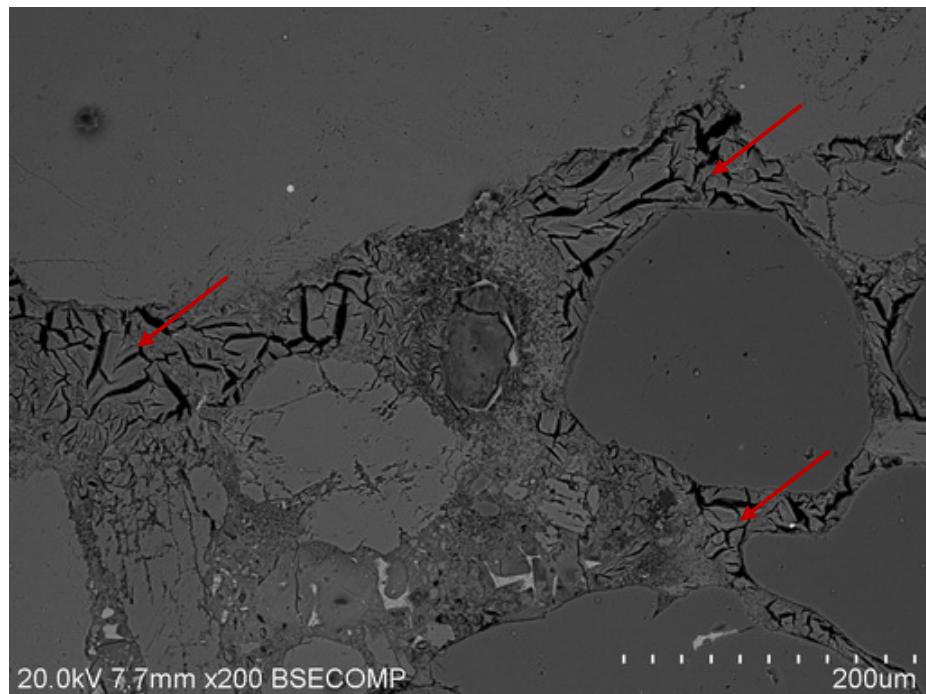


รูปที่ 10.9 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

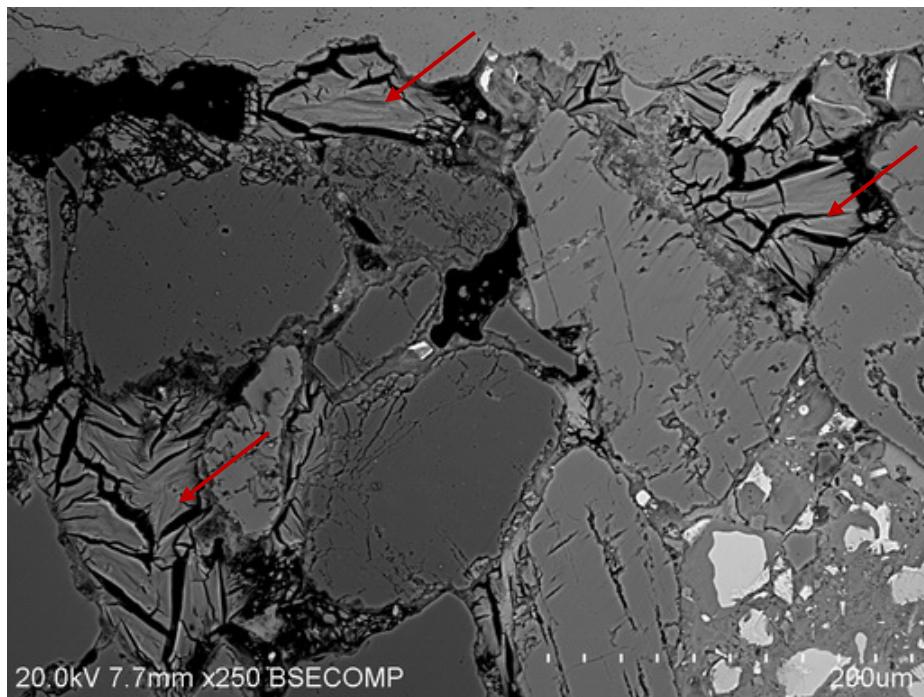
เข้าชม 42/23

*Pile A*

ผลจากการวิเคราะห์ พบร่วมกับไม่มีผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในตัวอย่างคอนกรีต แต่พบ Ettringite บริเวณไกล้มวลรวม ดังแสดงในรูปที่ 10.10 และ รูปที่ 10.11



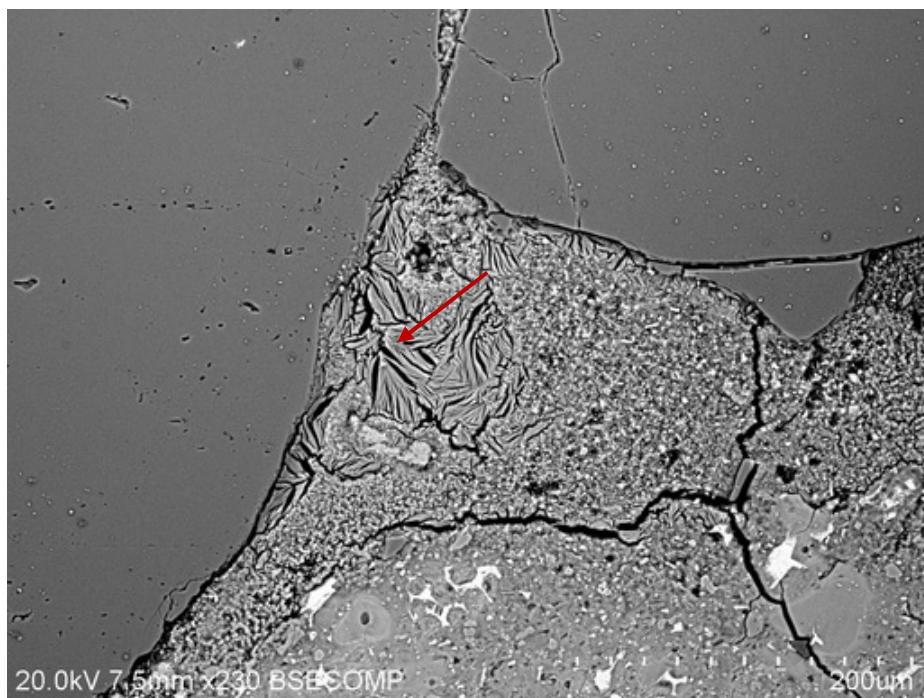
รูปที่ 10.10 Ettringite บริเวณไกล้มวลรวม บริเวณที่ 1



รูปที่ 10.11 Ettringite บริเวณใกล้มวลรวม บริเวณที่ 2

Pile B

ผลจากการวิเคราะห์ พบร่วมกับผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในตัวอย่างคอนกรีต แต่พบ Ettringite บริเวณใกล้มวลรวม ดังแสดงในรูปที่ 10.12



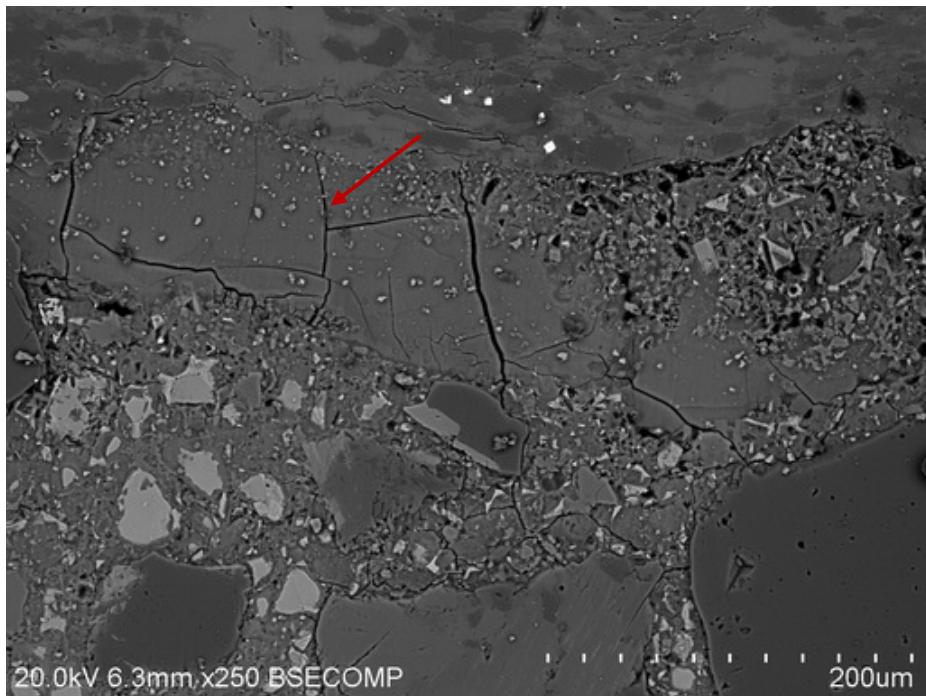
รูปที่ 10.12 Ettringite บริเวณใกล้มวลรวม

เอกสาร 33/15

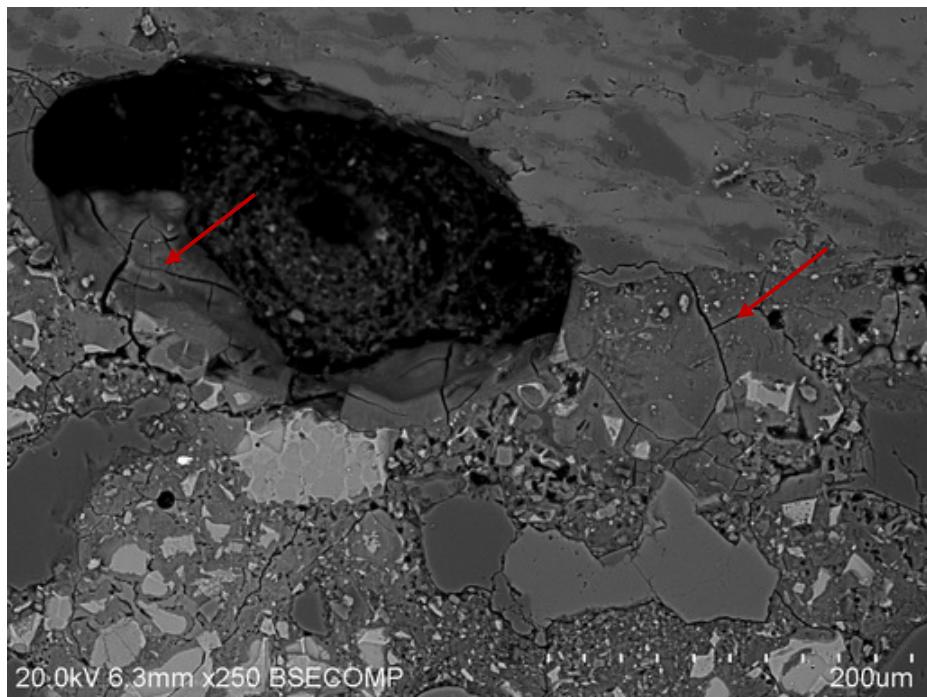
*Pile A*

ผลจากการวิเคราะห์ พบร่วมกับผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR บริเวณเพสต์ใกล้กับมวลรวมหยาบ (รูปที่ 10.13 ถึง รูปที่ 10.15) นอกจากนี้ ยังพบผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR แบบ “Rosette” (Rosette-like AAR gel) บริเวณใกล้กับมวลรวมหยาบ ดังแสดงในรูปที่ 10.16 และผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR อุดในรอยแตกร้าวในมวลรวมหยาบ ดังแสดงในรูปที่ 10.17

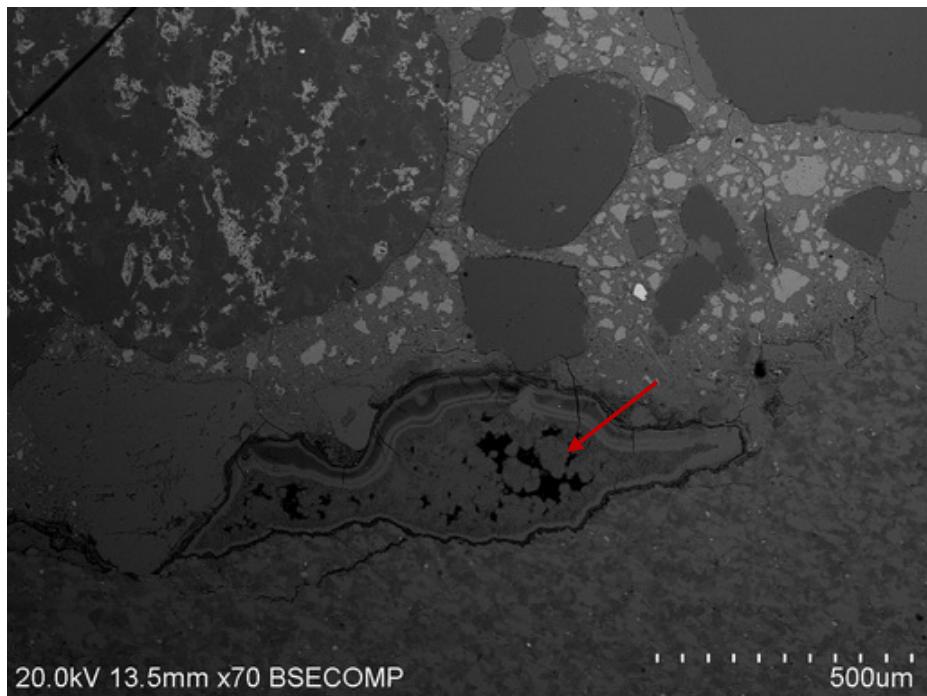
นอกจากนี้ยังพบ Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์ (รูปที่ 10.18) และ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.19



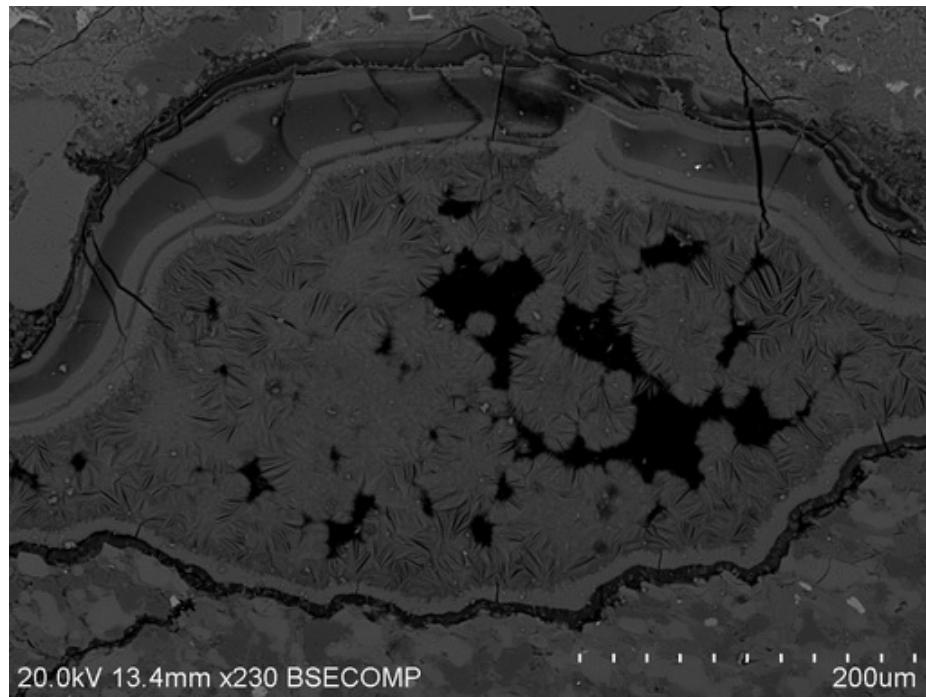
รูปที่ 10.13 ผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR บริเวณใกล้กับมวลรวมหยาบ บริเวณที่ 1



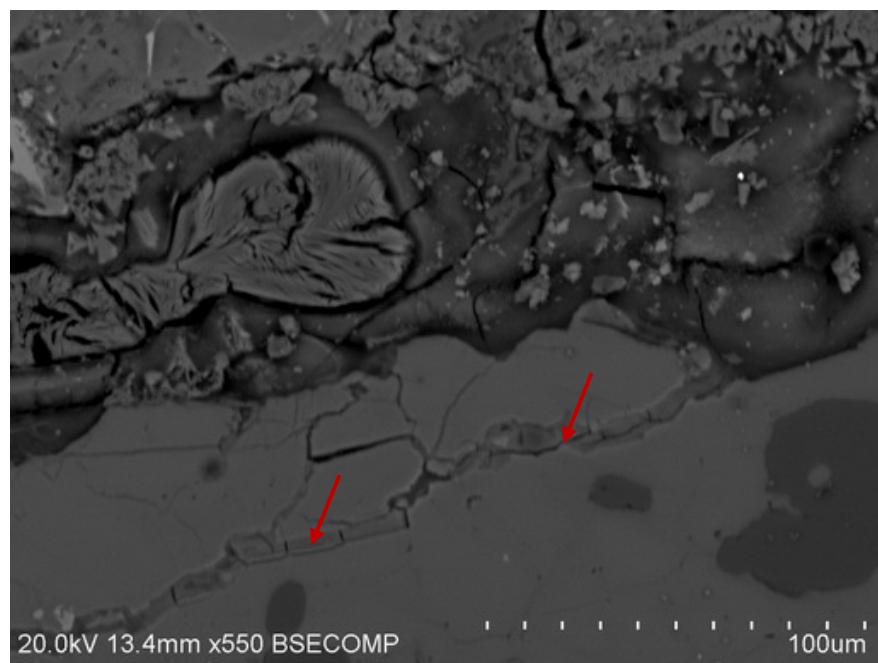
รูปที่ 10.14 ผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR บริเวณใกล้กับมวลรวมหยาบ บริเวณที่ 2



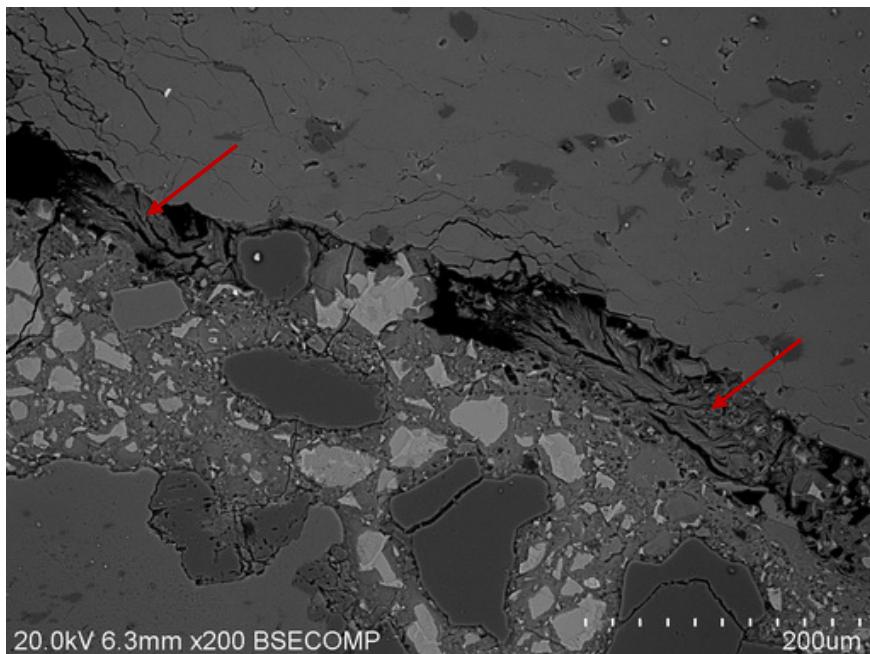
รูปที่ 10.15 ผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR บริเวณใกล้กับมวลรวมหยาบ บริเวณที่ 3



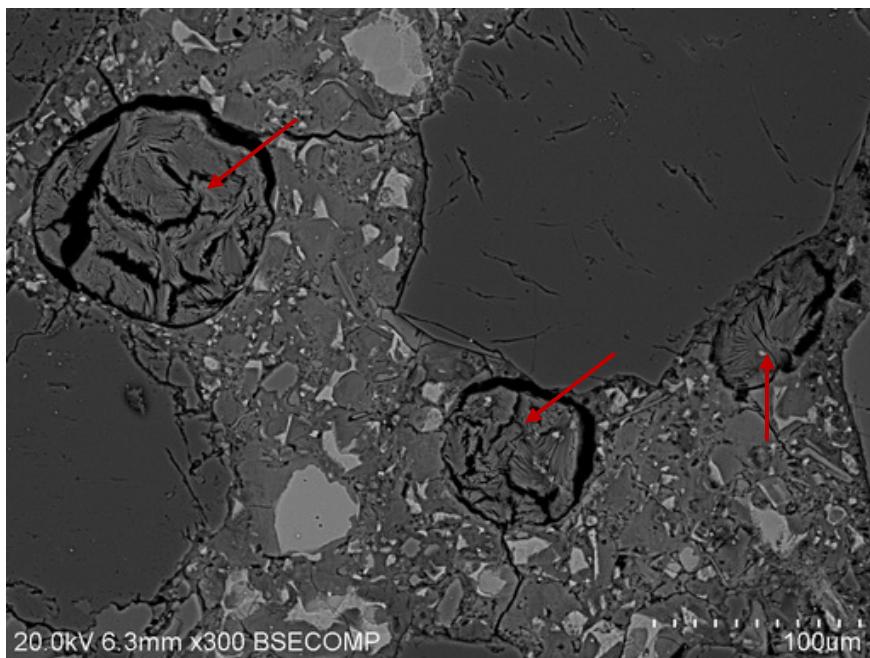
รูปที่ 10.16 ผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR (Rosette-like AAR gel)



รูปที่ 10.17 ผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR อุดอุ้ยในรอยแตกร้าวของมวลรวมหยาบ



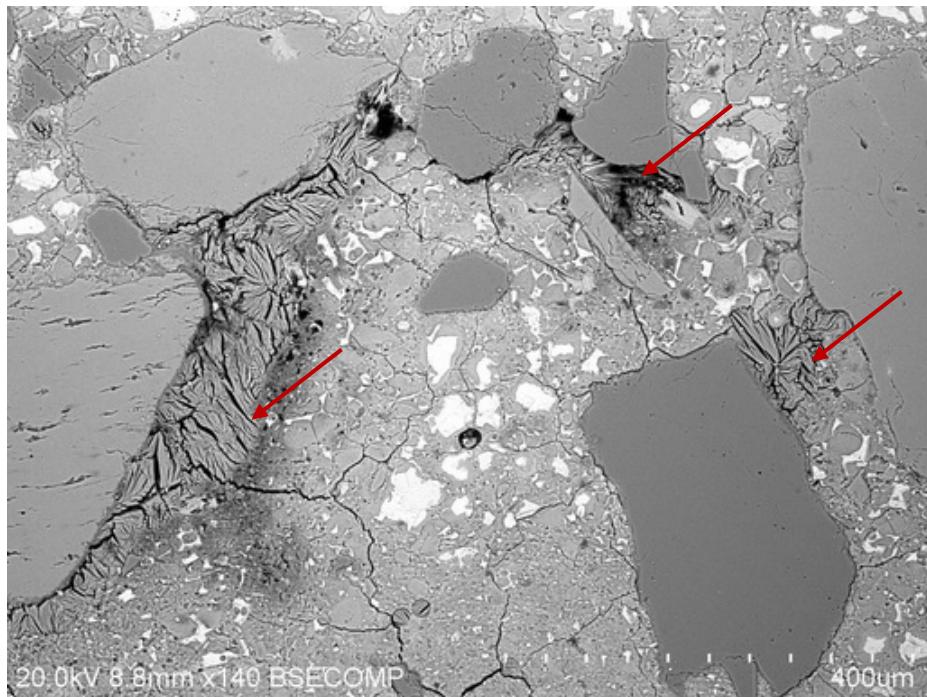
รูปที่ 10.18 Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์



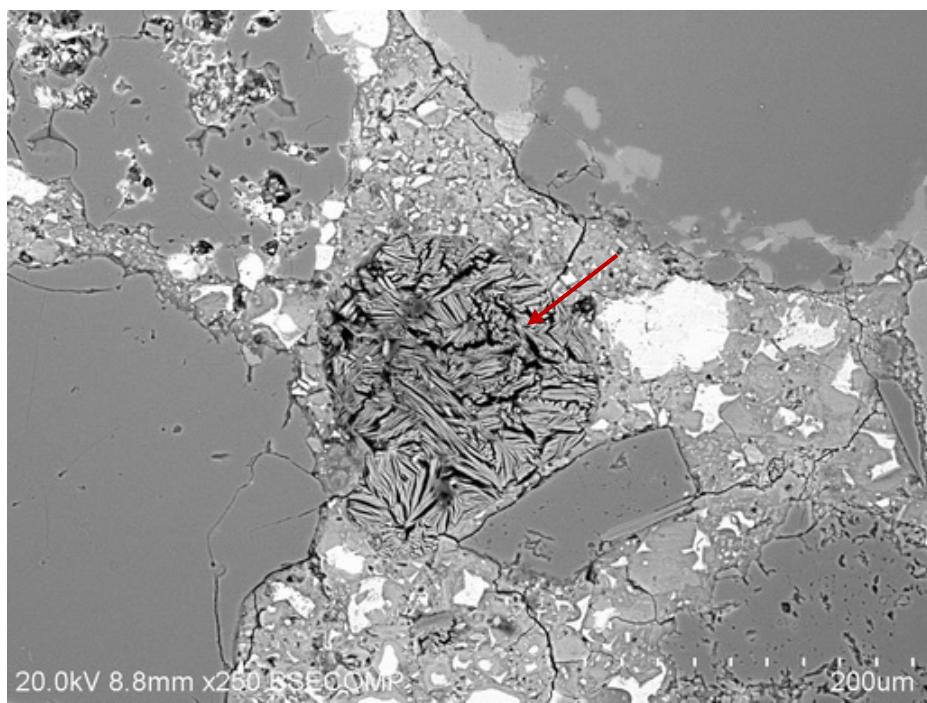
รูปที่ 10.19 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

#### Pile B

ผลจากการวิเคราะห์ พบร่วมมีผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในตัวอย่างคอนกรีต แต่พบ Ettringite บริเวณใกล้มวลรวมและ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.20 และ 10.21 ตามลำดับ



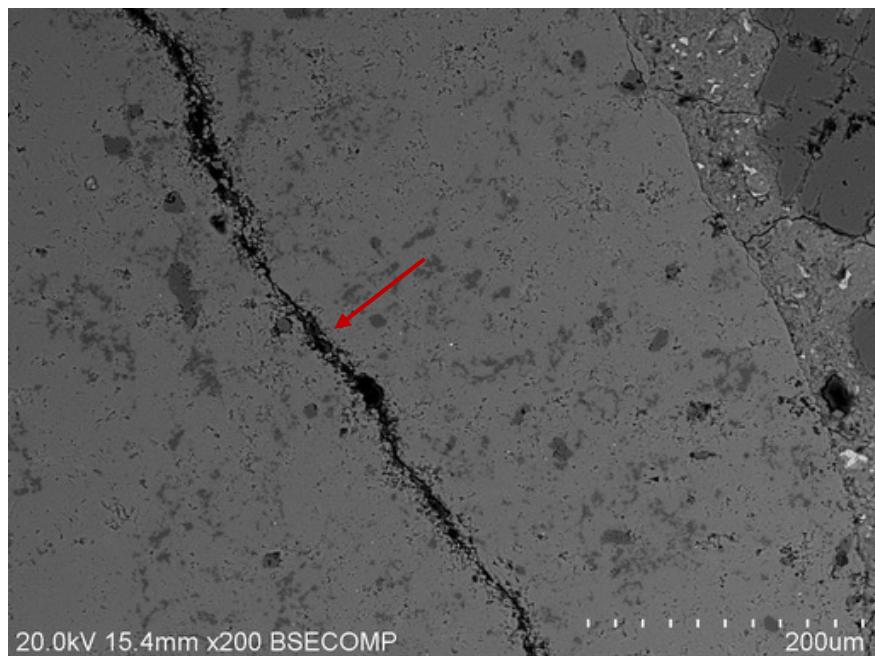
รูปที่ 10.20 Ettringite บริเวณไกลม้วรวม



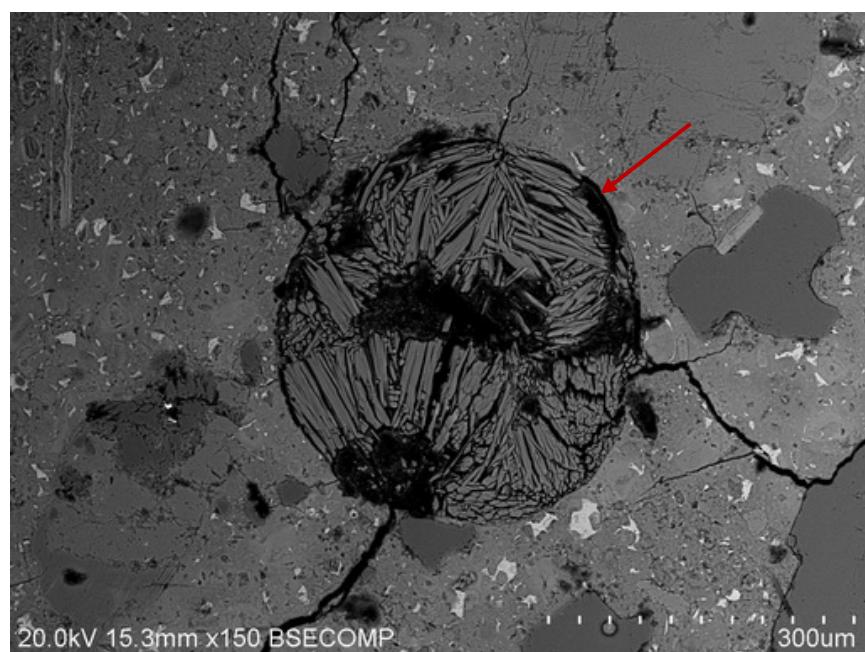
รูปที่ 10.21 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

เสาเข็ม 31/04*Pile A*

เสาเข็ม 31/04 เป็นเสาเข็มเจาะ ผลจากการวิเคราะห์ ไม่พบว่ามีผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในตัวอย่างคอนกรีต ถึงแม้จะพบรอยแตกร้าวในมวลรวมหมายเหตุไม่พบผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในรอยแตกร้าวนั้น (รูปที่ 10.22) แต่พบ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.23



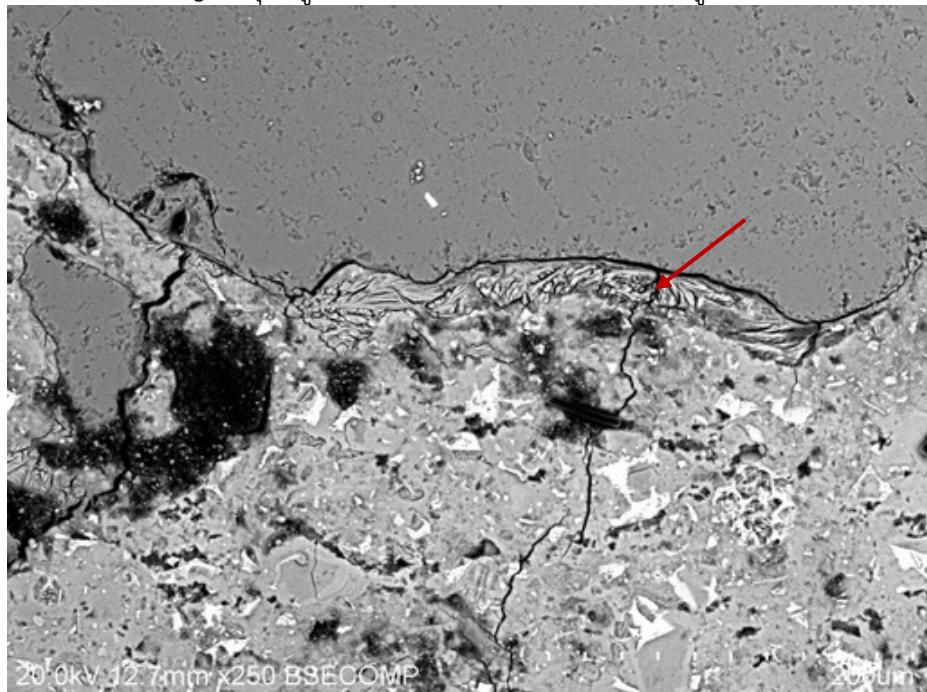
รูปที่ 10.22 รอยแตกร้าวในมวลรวมหมายเหตุไม่พบผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR



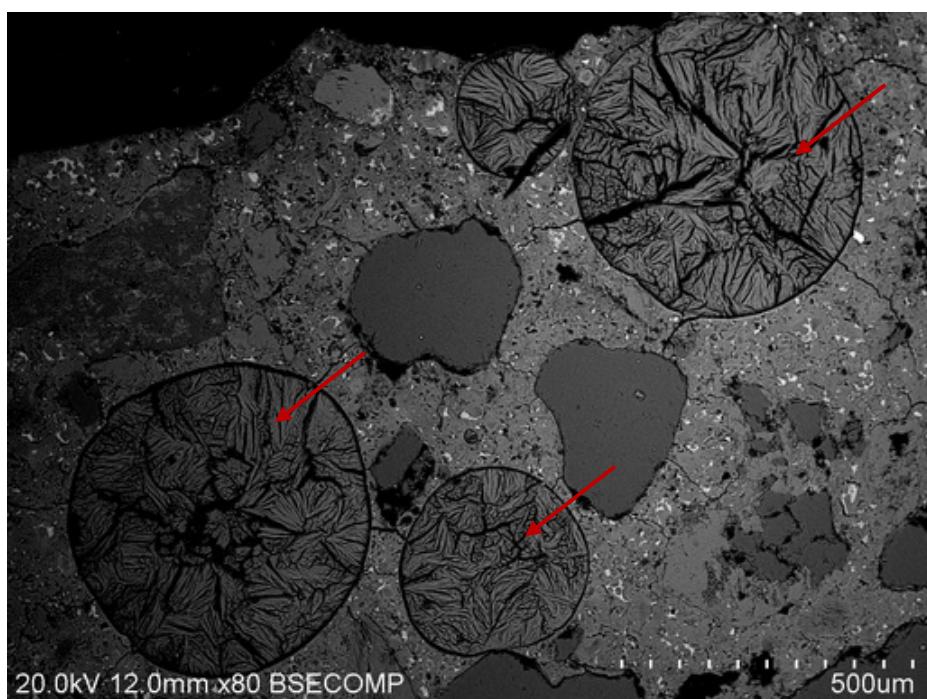
รูปที่ 10.23 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

Pile B

ผลจากการวิเคราะห์ พบร่วมกับ Ettringite บริเวณไกล้มวลรวมและ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.24 และ 10.25 ตามลำดับ



รูปที่ 10.24 Ettringite บริเวณไกล้มวลรวม

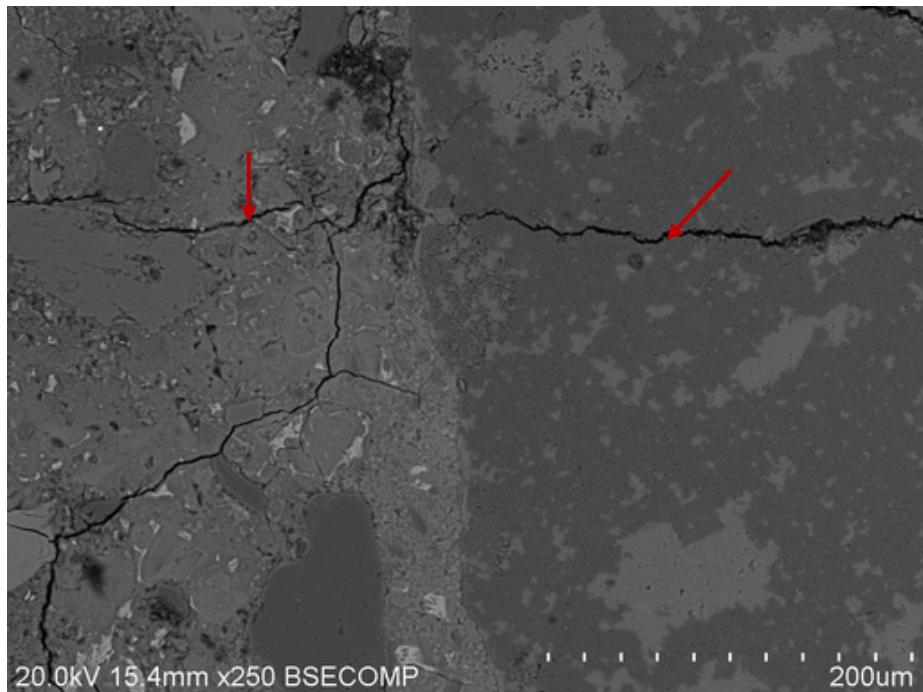


รูปที่ 10.25 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

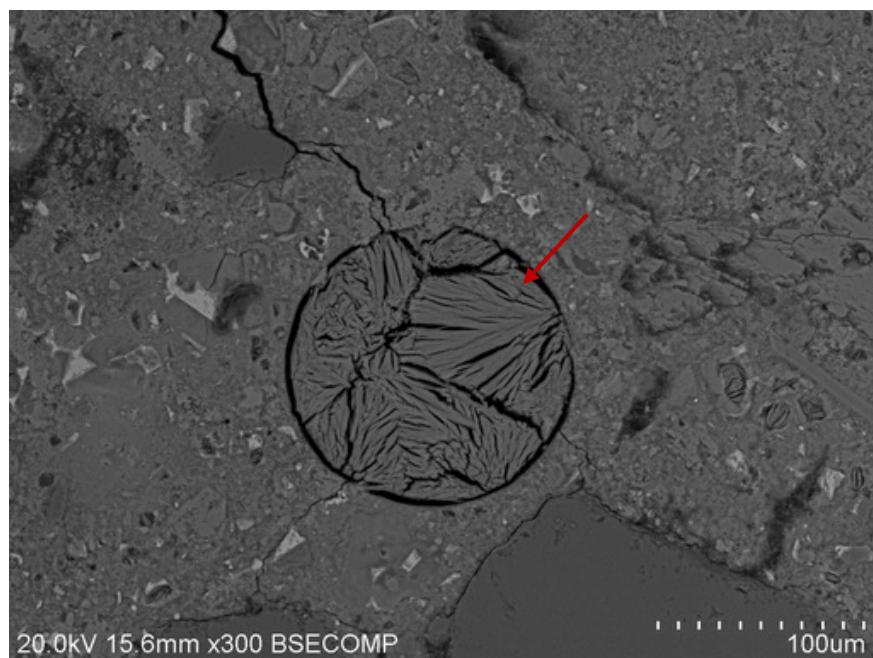
เสาเข็ม 31/05

*Pile A*

เสาเข็ม 31/05 เป็นเสาเข็มเจาะ ผลจากการวิเคราะห์ พบร่วมกับไม่มีผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในตัวอย่างคอนกรีต ถึงแม้จะพบรอยแตกร้าวในมวลรวมหลายและในเพสต์ แต่ก็ไม่พบผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในรอยแตกร้าวนั้น (รูปที่ 10.26) แต่พบ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.27



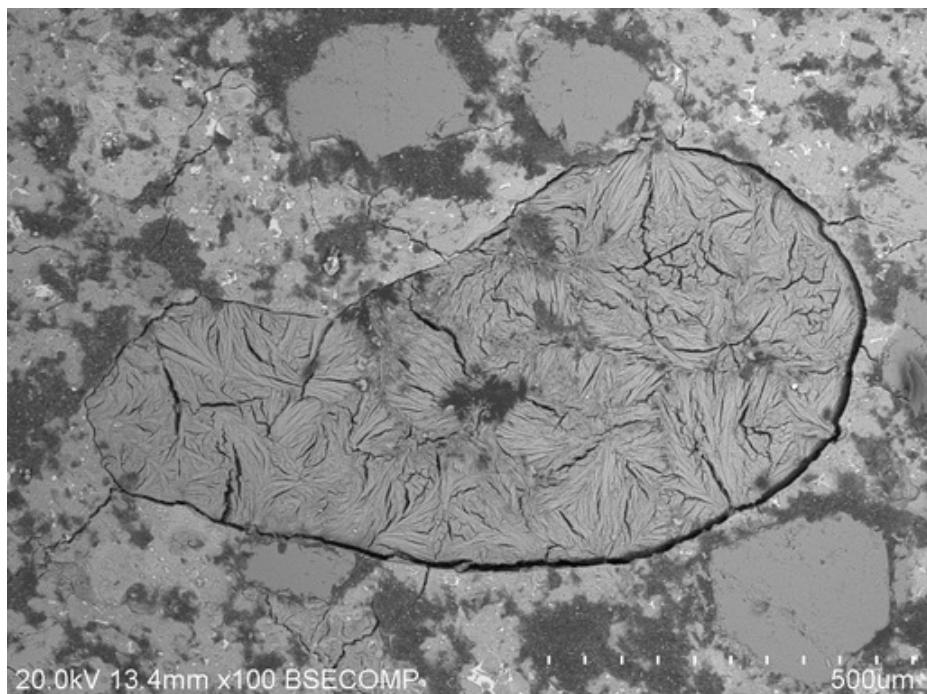
รูปที่ 10.26 รอยแตกร้าวในมวลรวมหลายและในเพสต์ แต่ไม่พบผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR



รูปที่ 10.27 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

Pile B

ผลจากการวิเคราะห์ พบร่วมกับอุบลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในตัวอย่างคอนกรีต แต่พบ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.28

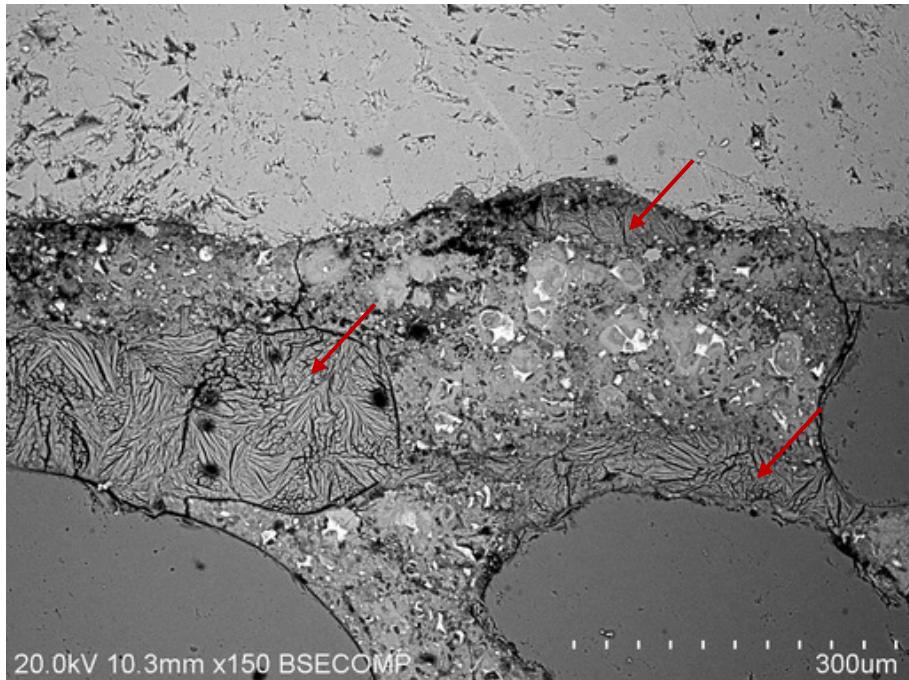


รูปที่ 10.28 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

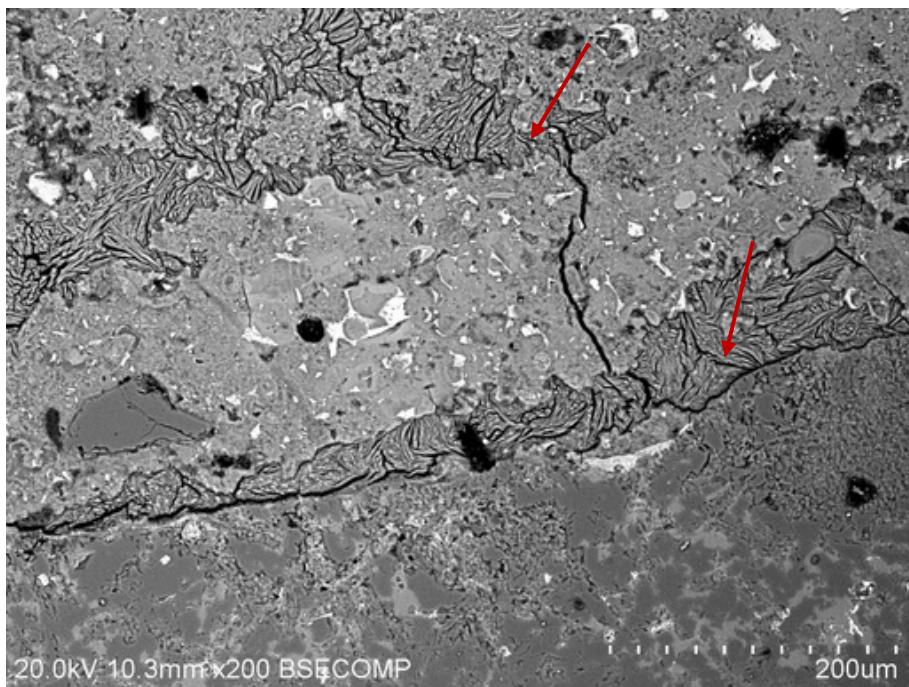
เสาเข็ม 31/06

Pile A

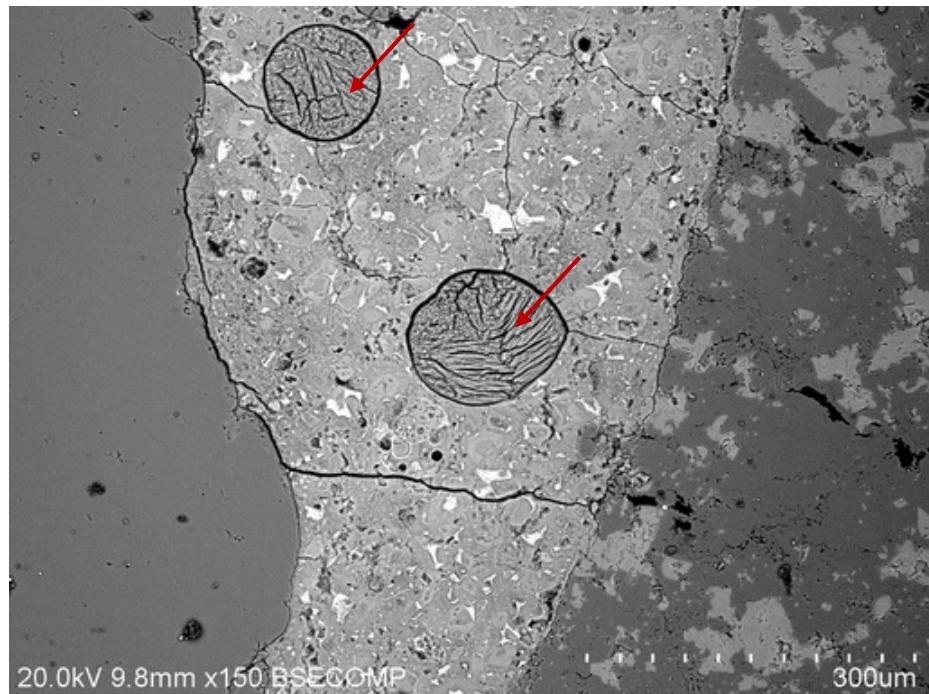
เสาเข็ม 31/06 เป็นเสาเข็มเจาะ ผลจากการวิเคราะห์ พบร่วมกับอุบลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในตัวอย่างคอนกรีต แต่พบ Ettringite ค่อนข้างมากบริเวณใกล้ลักษณะในเพสต์ (รูปที่ 10.29) Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหมายบกับเพสต์ (รูปที่ 10.30) และ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.31



รูปที่ 10.29 Ettringite บริเวณใกล้มวลรวมและในเพสต์



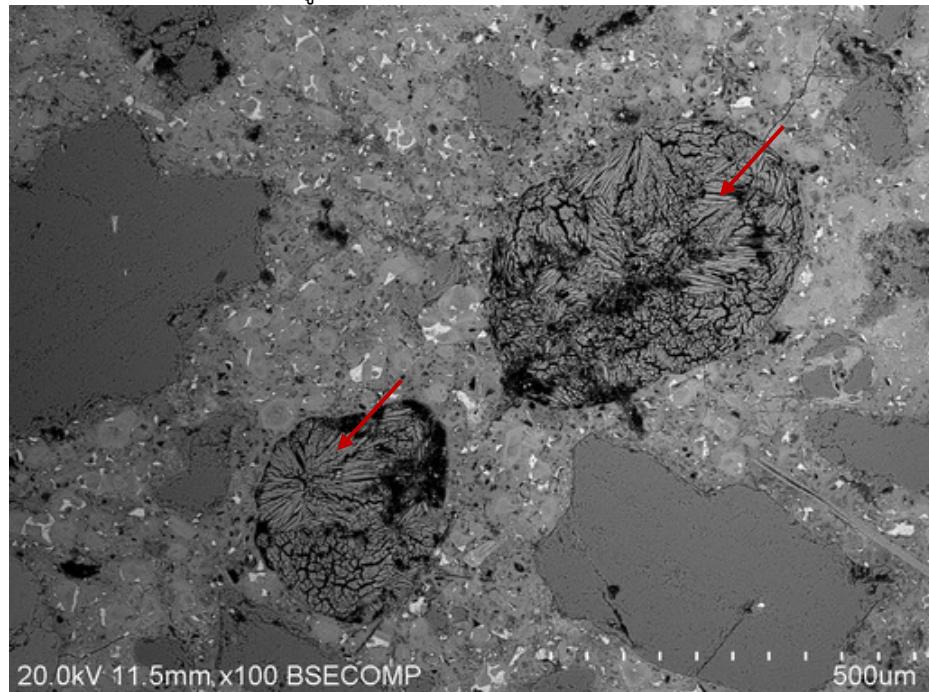
รูปที่ 10.30 Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์ และ Ettringite ในเพสต์



รูปที่ 10.31 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

Pile B

ผลจากการวิเคราะห์ พบร้าไม่มีผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในตัวอย่างคอนกรีต แต่พบ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.32

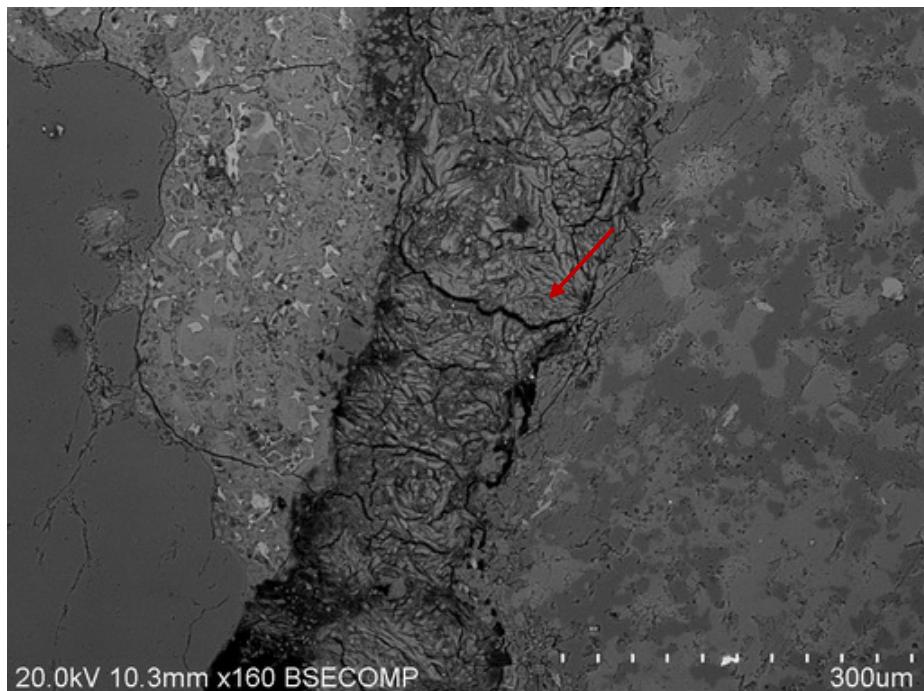


รูปที่ 10.32 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

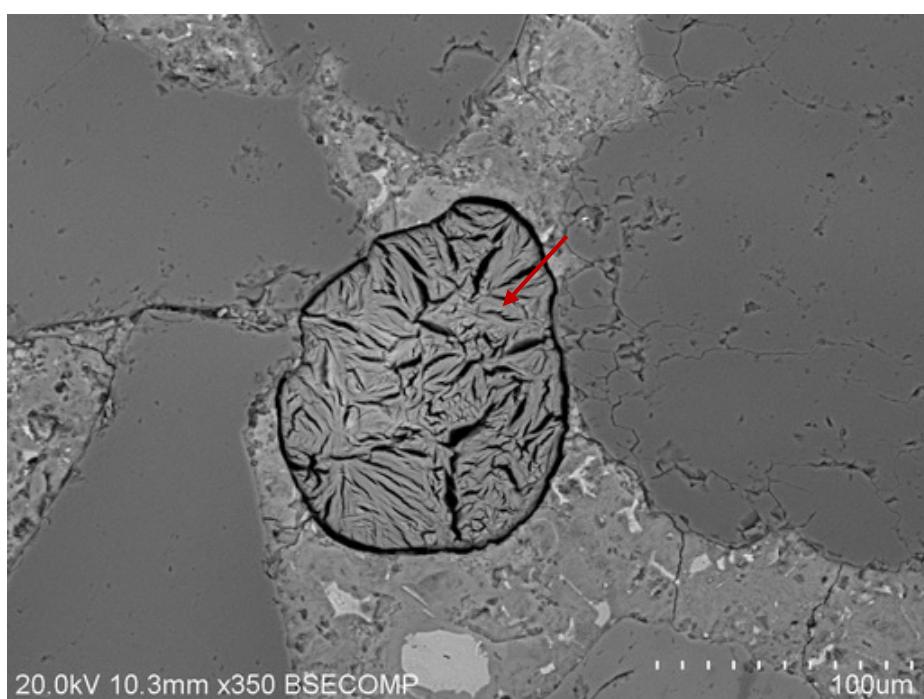
เลาเข็ม 30/12

Pile A

ผลจากการวิเคราะห์ พบร่องรอยที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในตัวอย่างคอนกรีต แต่พบ Ettringite บริเวณใกล้แม่ลารุมและ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.33 และ 10.34 ตามลำดับ



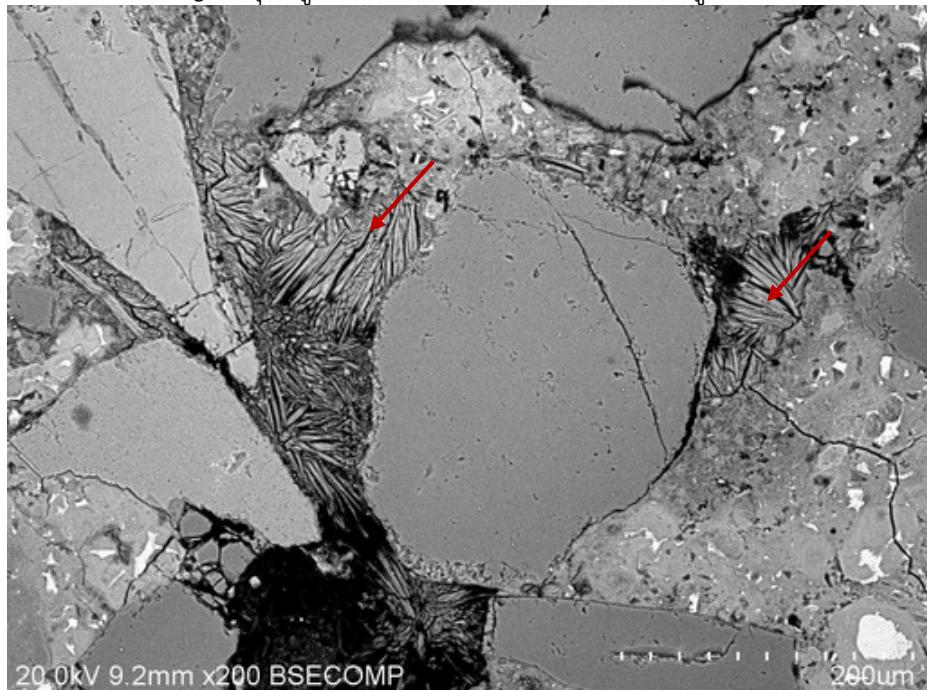
รูปที่ 10.33 Ettringite บริเวณใกล้มารุม



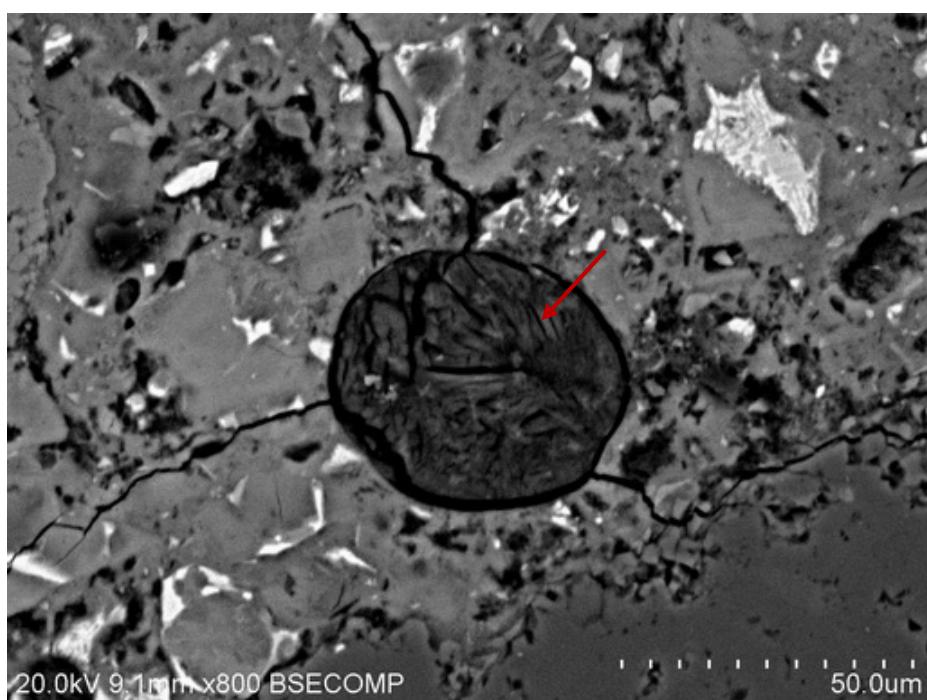
รูปที่ 10.34 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

Pile B

ผลจากการวิเคราะห์ พบร่วมกับ Ettringite บริเวณไกล้มวลรวมและ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.35 และ 10.36 ตามลำดับ



รูปที่ 10.35 Ettringite บริเวณไกล้มวลรวม

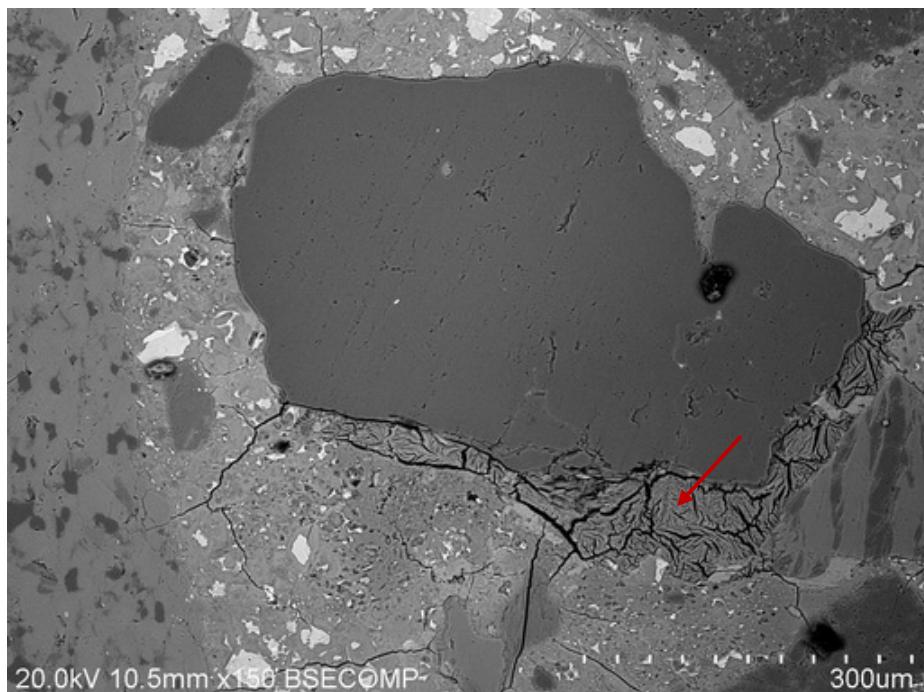


รูปที่ 10.36 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

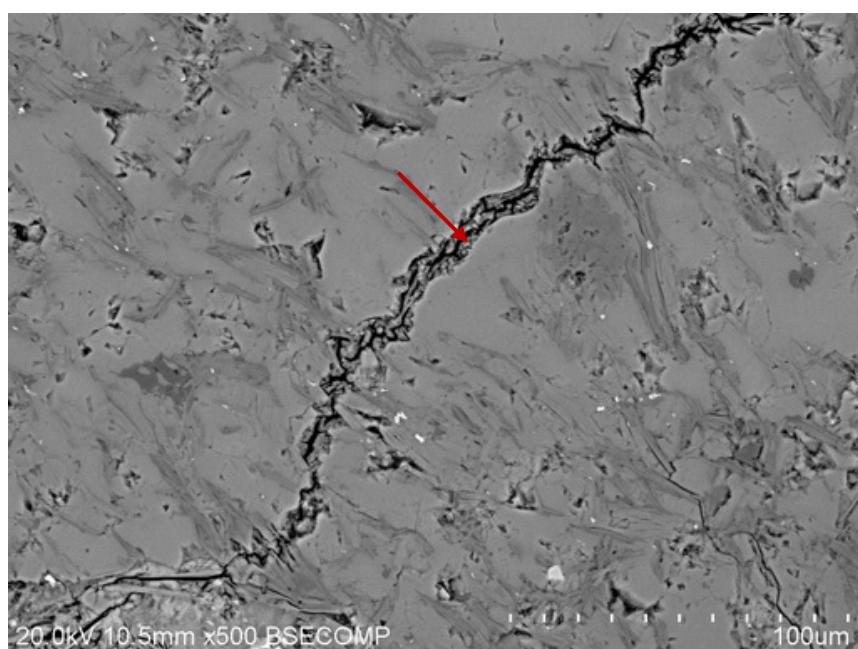
เลาเข็ม 30/13

*Pile A*

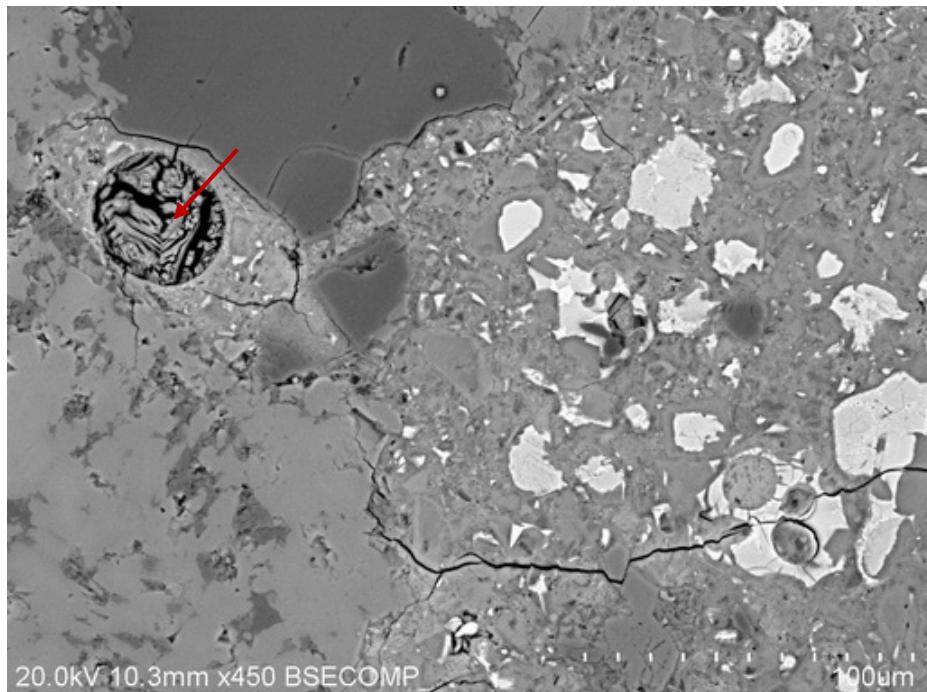
ผลจากการวิเคราะห์ ไม่พบว่ามีผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในตัวอย่างคอนกรีต แต่พบ Ettringite บริเวณใกล้มวลรวมและในเพสต์ (ดูรูปที่ 10.37) Ettringite นอกจากนี้ยังพบ Ettringite ในรอยแทกร้าวของมวลรวมหลาย (รูปที่ 10.38) และ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.39



รูปที่ 10.37 Ettringite บริเวณใกล้มวลรวม



รูปที่ 10.38 Ettringite ในรอยแทกร้าวของมวลรวมหลาย



รูปที่ 10.39 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

Pile B

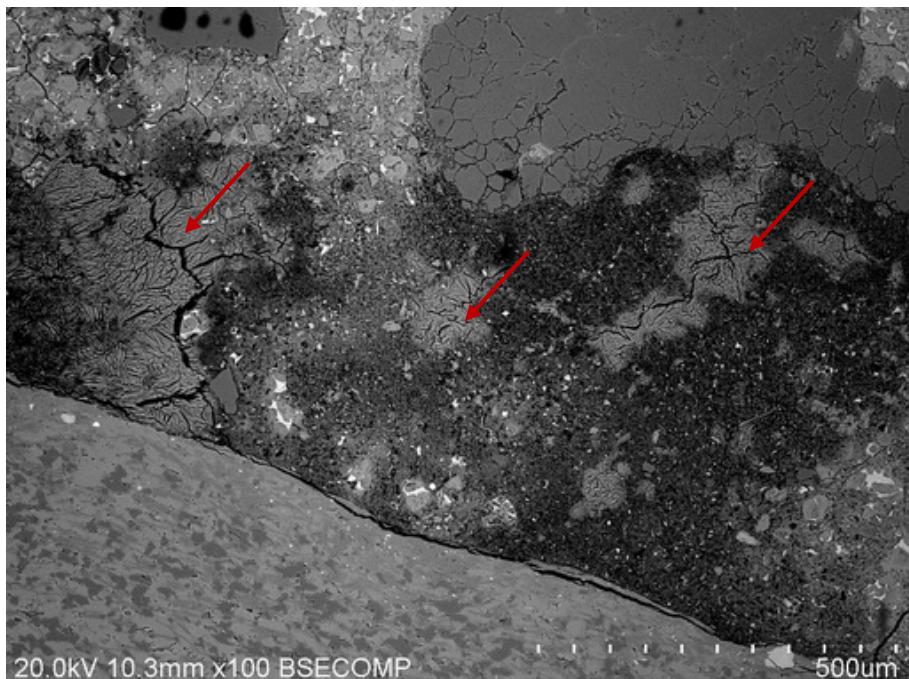
ผลจากการวิเคราะห์ พบร่วมกับอุบลรัตน์ ที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในตัวอย่างคอนกรีต แต่พบ Ettringite บริเวณใกล้มวลรวมดังแสดงในรูปที่ 10.40



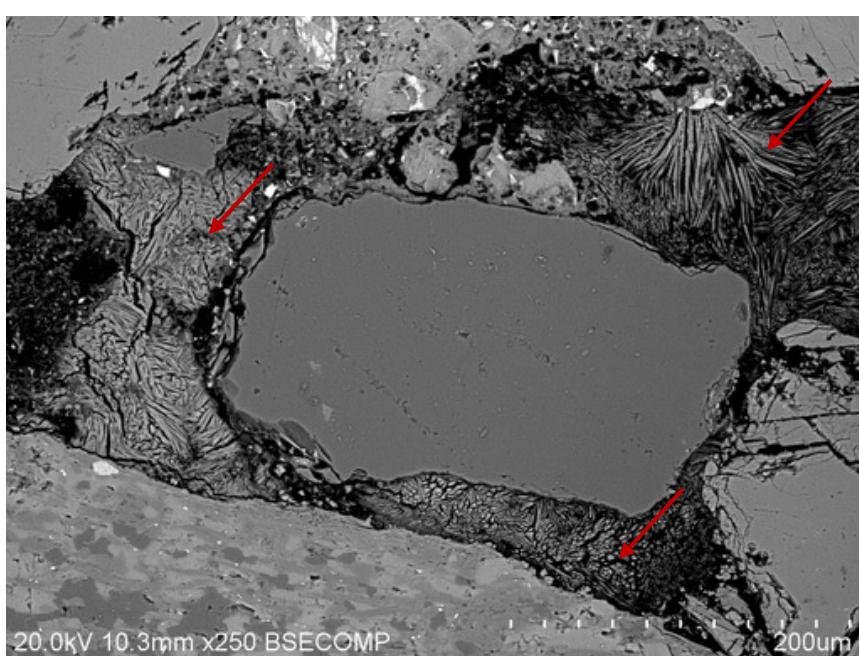
รูปที่ 10.40 Ettringite บริเวณใกล้มวลรวม

เลาเข็ม 30/16*Pile A*

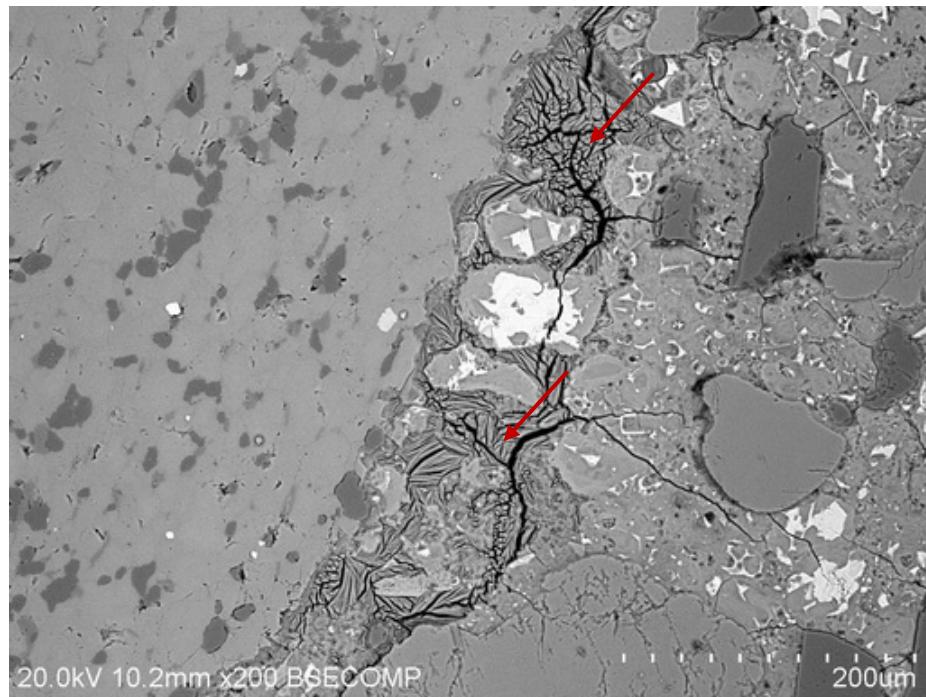
ผลจากการวิเคราะห์ ไม่พบว่ามีผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในตัวอย่างคอนกรีต แต่พบ Ettringite ค่อนข้างมากในเพสต์ (รูปที่ 10.41) นอกจากนี้ยังพบ Ettringite ในช่องว่างบริเวณไกล้มวลรวม (รูปที่ 10.42) Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์ (รูปที่ 10.43) และ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.44



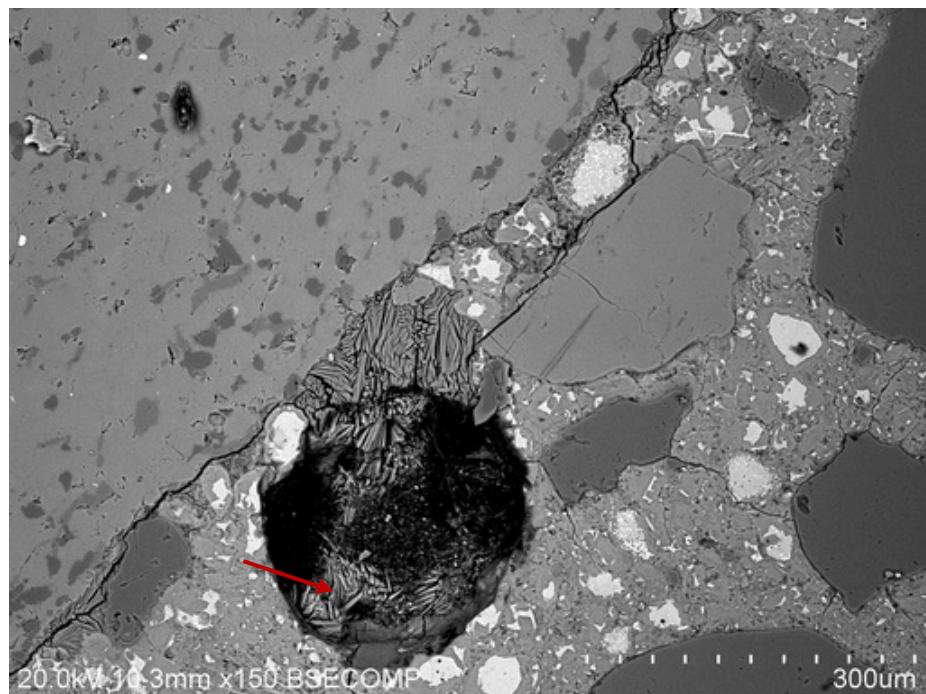
รูปที่ 10.41 Ettringite ในเพสต์



รูปที่ 10.42 Ettringite ในช่องว่างบริเวณไกล้มวลรวม



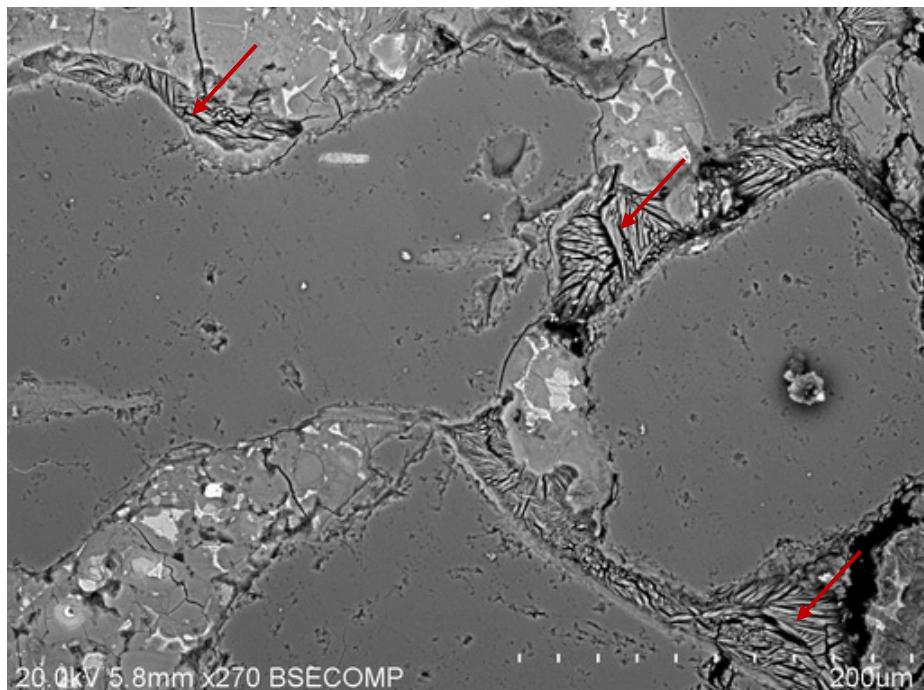
รูปที่ 10.43 Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์



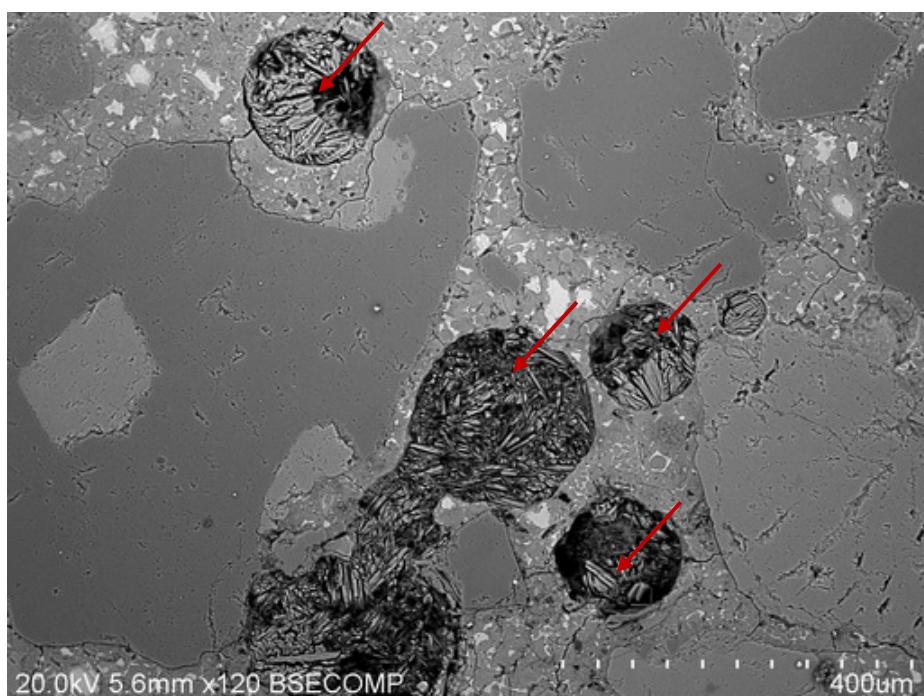
รูปที่ 10.44 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

Pile B

ผลจากการวิเคราะห์ พบร่องไม่มีผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในตัวอย่างคอนกรีต แต่พบ Ettringite บริเวณไกล้มวลรวมและ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.45 และ 10.46 ตามลำดับ



รูปที่ 10.45 Ettringite บริเวณไกล้มวลรวม

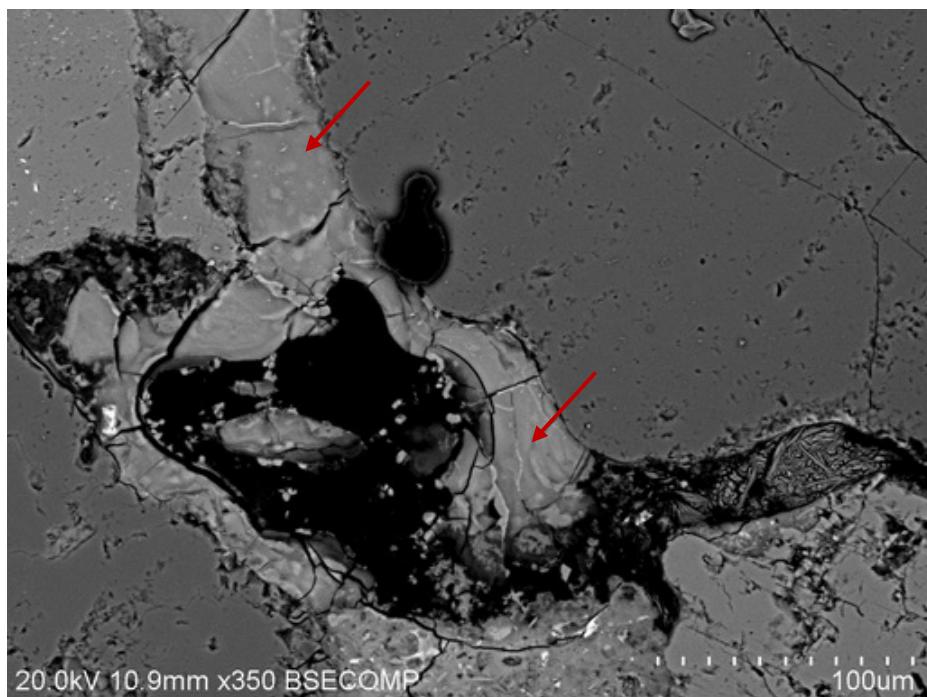


รูปที่ 10.46 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

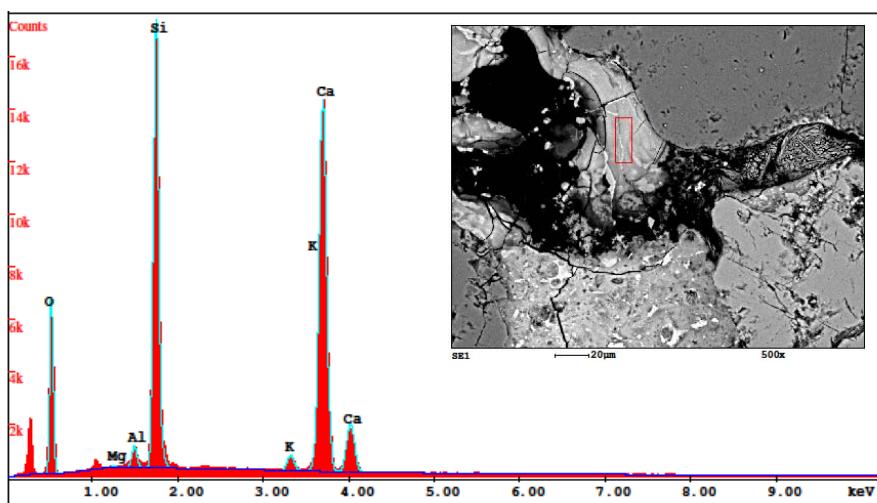
เอกสาร 30/17Pile A

ผลจากการวิเคราะห์ พบร่วมกับผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR บริเวณใกล้กับมวลรวมหยาบ (รูปที่ 10.47, รูปที่ 10.48 และ รูปที่ 10.49) ผลการวิเคราะห์ธาตุองค์ประกอบด้วย EDX แสดงได้ในรูปที่ 10.50 และ รูปที่ 10.51 ซึ่งจะเห็นได้ว่ามีปริมาณของธาตุ Si สูงกว่า Ca และยังประกอบด้วย Na และ K ด้วย ซึ่งธาตุองค์ประกอบดังกล่าวบ่งบอกได้ว่าเป็นผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR

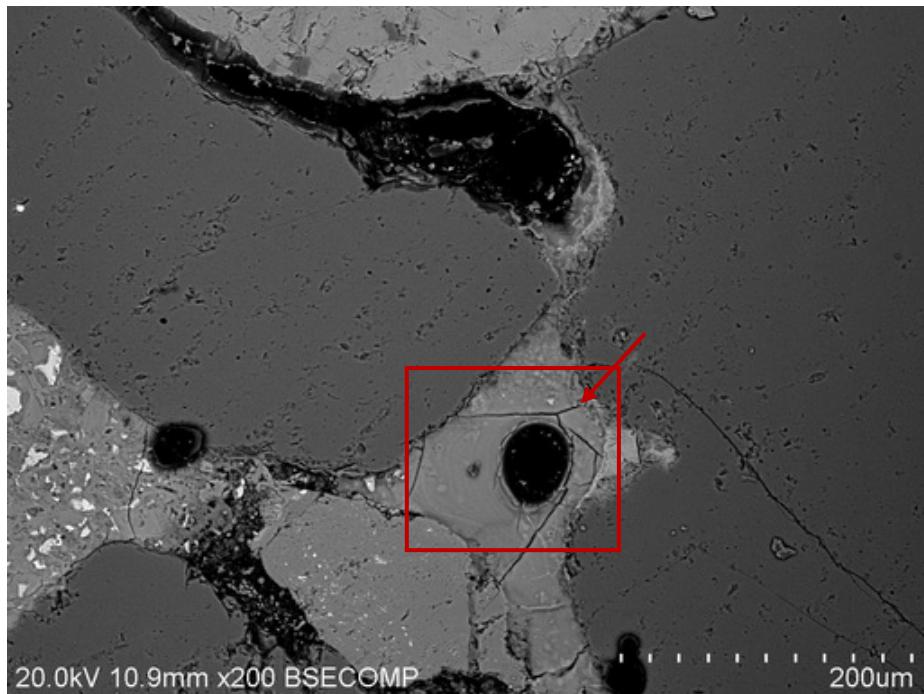
นอกจากนี้ยังพบ Ettringite เกิดขึ้นในตัวอย่างคอนกรีต ซึ่ง Ettringite นี้พบมากบริเวณใกล้มวลรวมหยาบและอุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.52 และ รูปที่ 10.53 ตามลำดับ



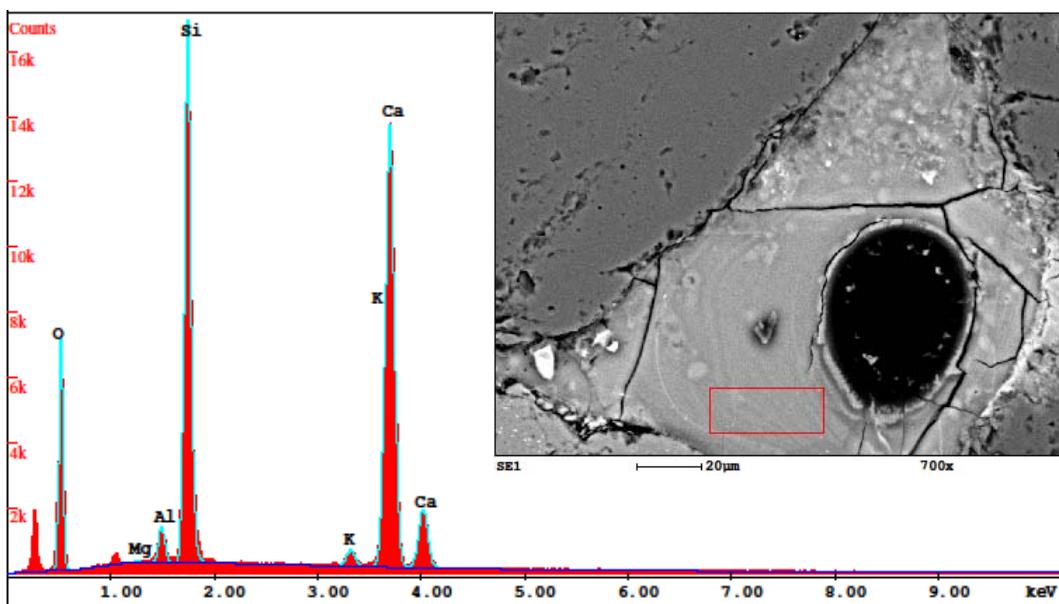
รูปที่ 10.47 ผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR บริเวณใกล้กับมวลรวม บริเวณที่ 1



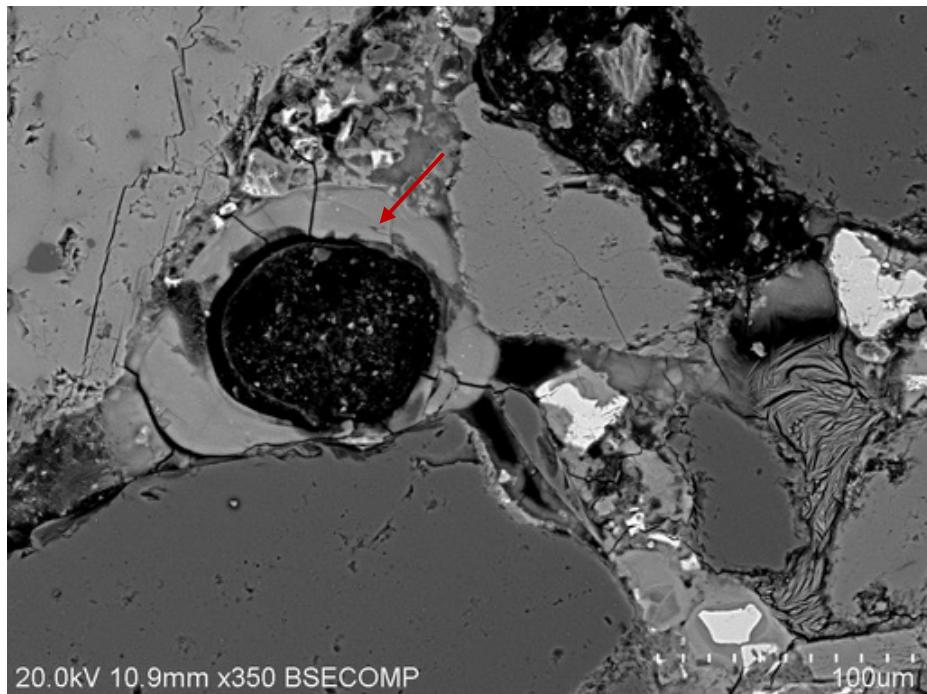
รูปที่ 10.48 EDX ของผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR บริเวณใกล้กับมวลรวม บริเวณที่ 1



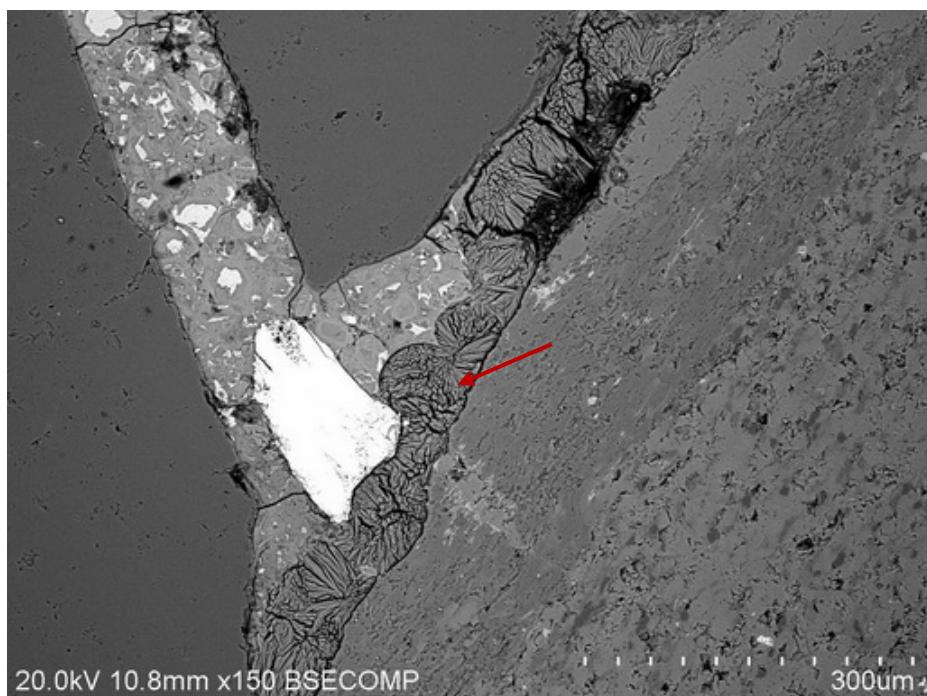
รูปที่ 10.49 ผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR บริเวณใกล้กับมวลรวม บริเวณที่ 2



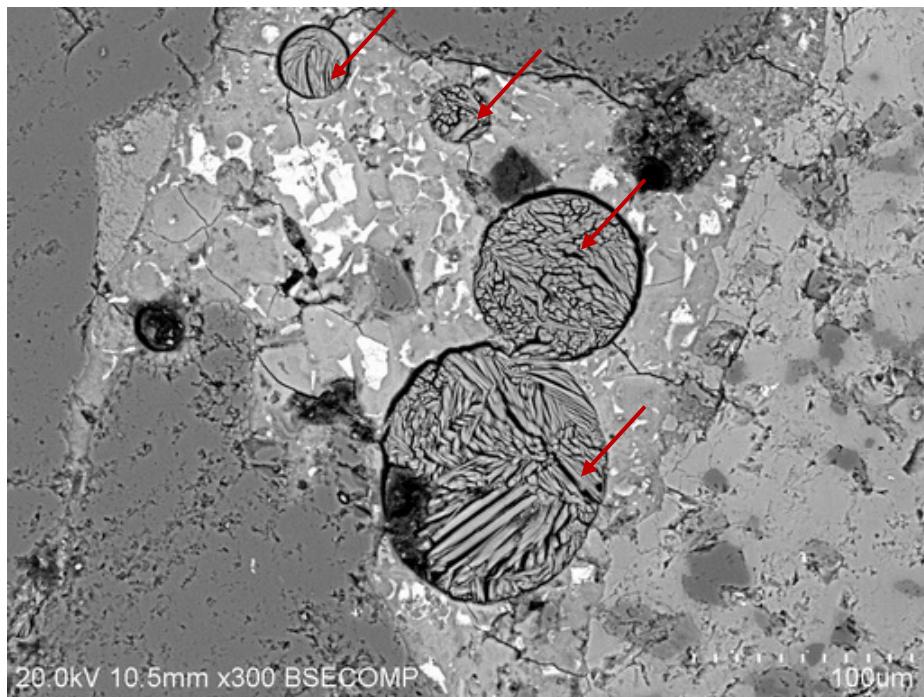
รูปที่ 10.50 EDX ของผลผลิตจากปฏิกิริยา AAR บริเวณใกล้กับมวลรวม บริเวณที่ 2



รูปที่ 10.51 ผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR บริเวณใกล้กับมวลรวม บริเวณที่ 3



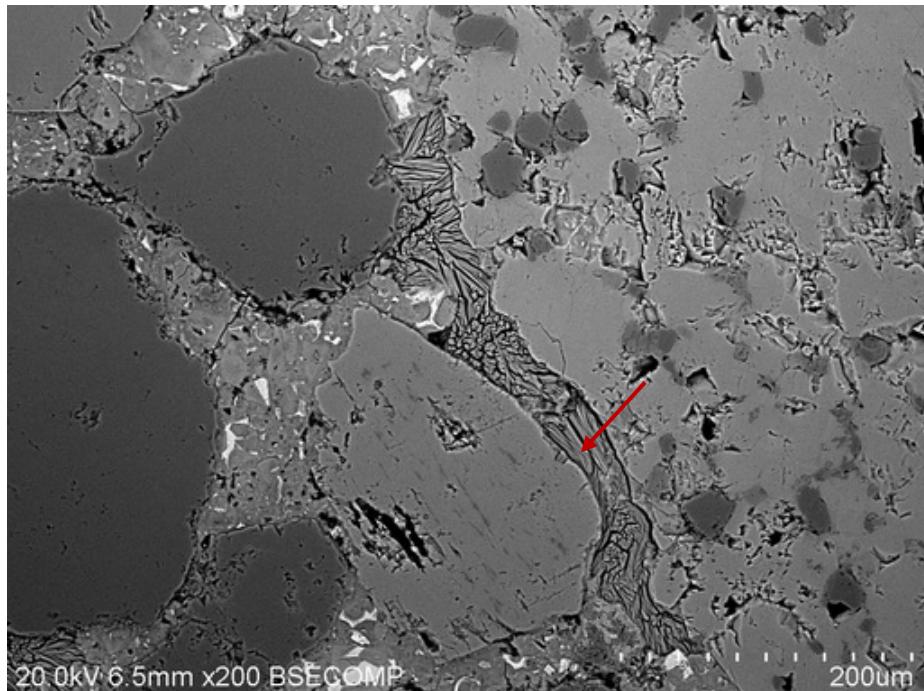
รูปที่ 10.52 Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์



รูปที่ 10.53 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

Pile B

ผลจากการวิเคราะห์ พบร้าไม่มีผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในตัวอย่างคอนกรีต แต่พบ Ettringite บริเวณใกล้ลักษณะและ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.54 และ 10.55 ตามลำดับ



รูปที่ 10.54 Ettringite บริเวณใกล้ลักษณะ

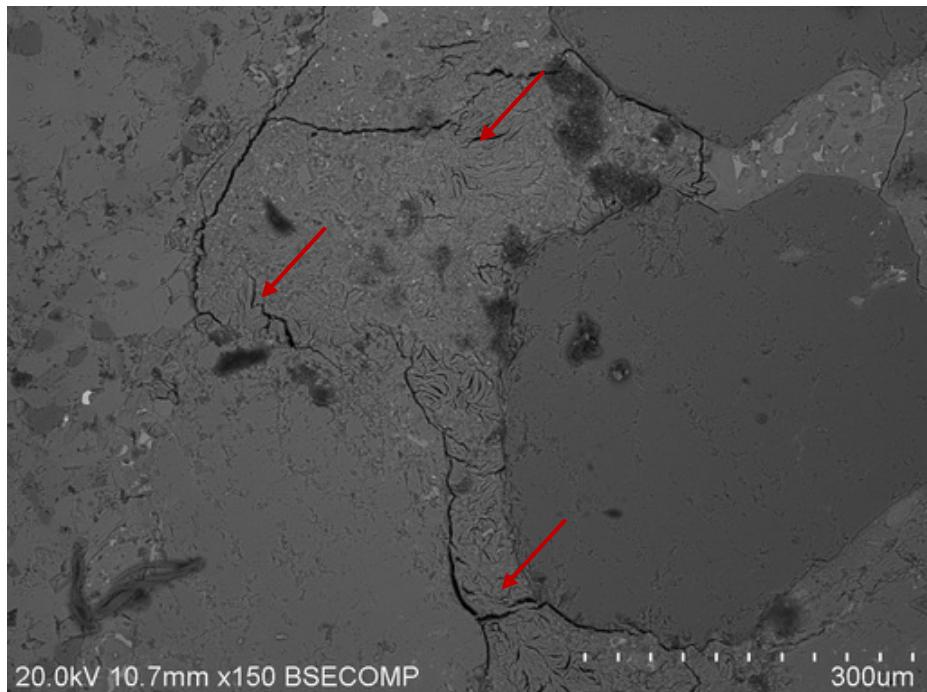


รูปที่ 10.55 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

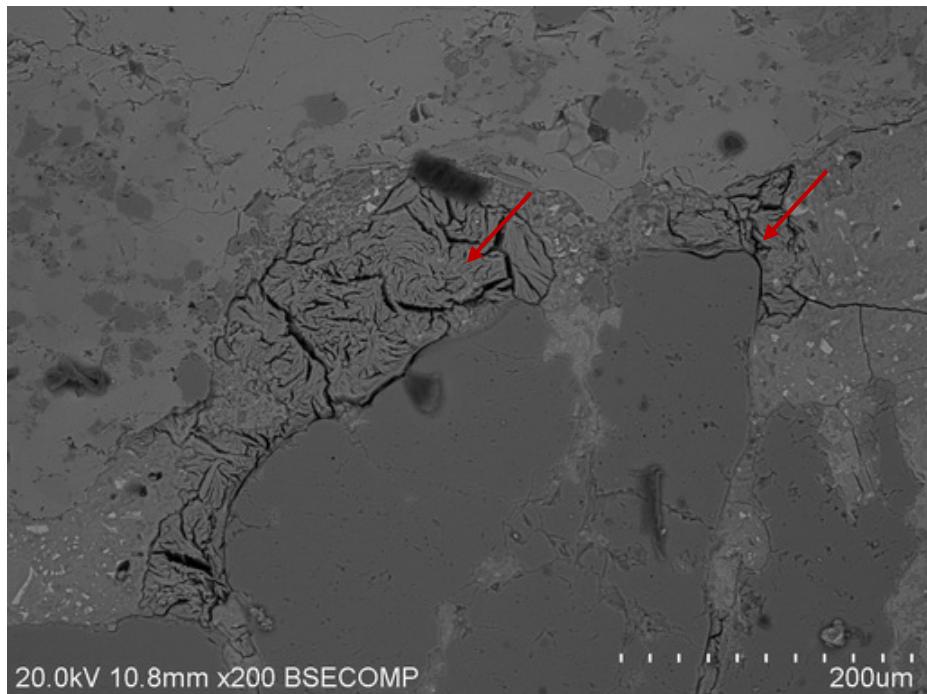
เสาเข็ม 30/18

Pile A

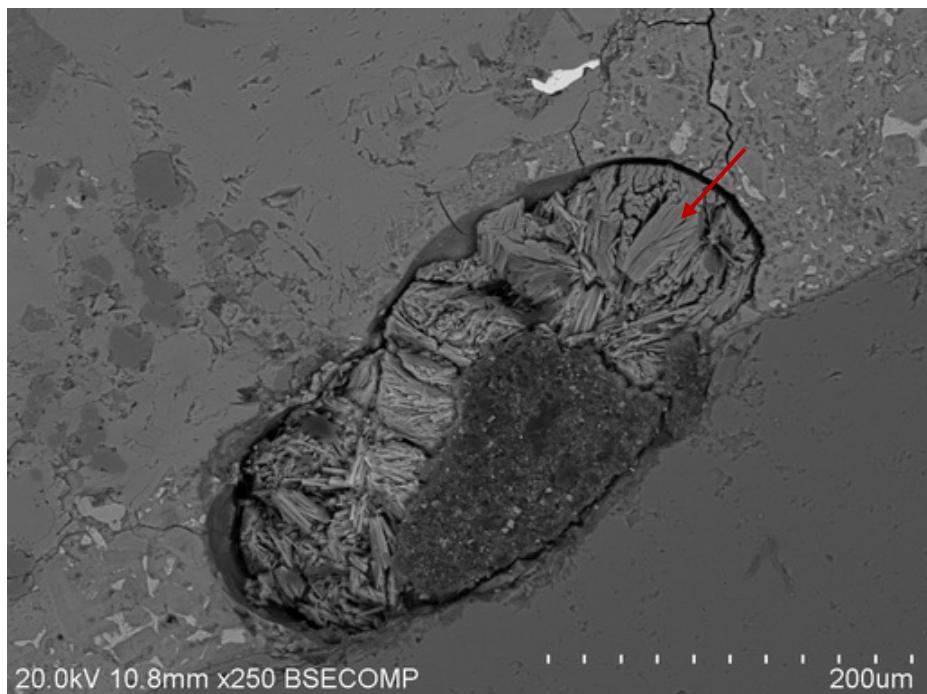
ผลจากการวิเคราะห์พบว่าไม่มีผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในตัวอย่างคอนกรีต แต่พบ Ettringite บริเวณรอยแตกร้าวในเพสต์ (รูปที่ 10.56) นอกจากนี้ยังพบ Ettringite บริเวณใกล้ม้วลรวม (รูปที่ 10.57) และ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.58



รูปที่ 10.56 Ettringite บริเวณรอยแตกร้าวในเพสต์



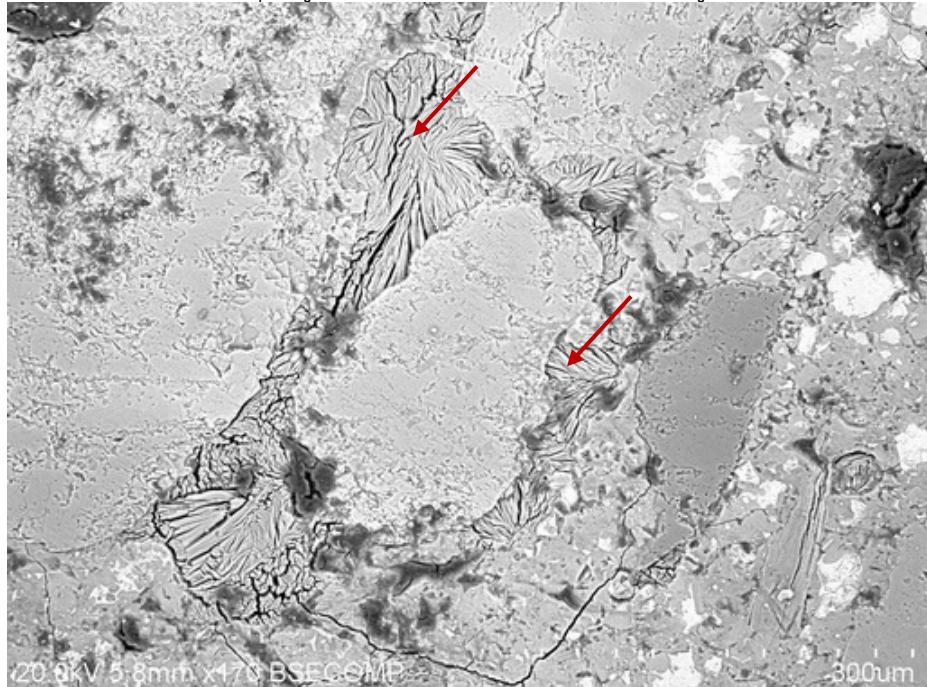
รูปที่ 10.57 Ettringite บริเวณไกลมัวรวม



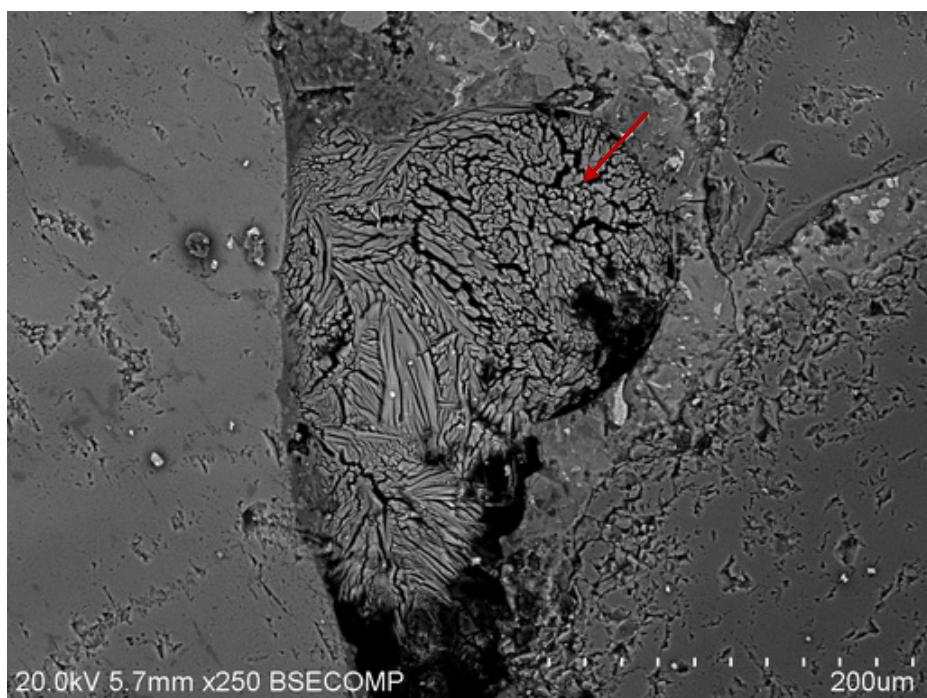
รูปที่ 10.58 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

Pile B

ผลจากการวิเคราะห์ พบร่วมกับ Ettringite บริเวณไกล้มวลรวมและ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.59 และ 10.60 ตามลำดับ



รูปที่ 10.59 Ettringite บริเวณไกล้มวลรวม

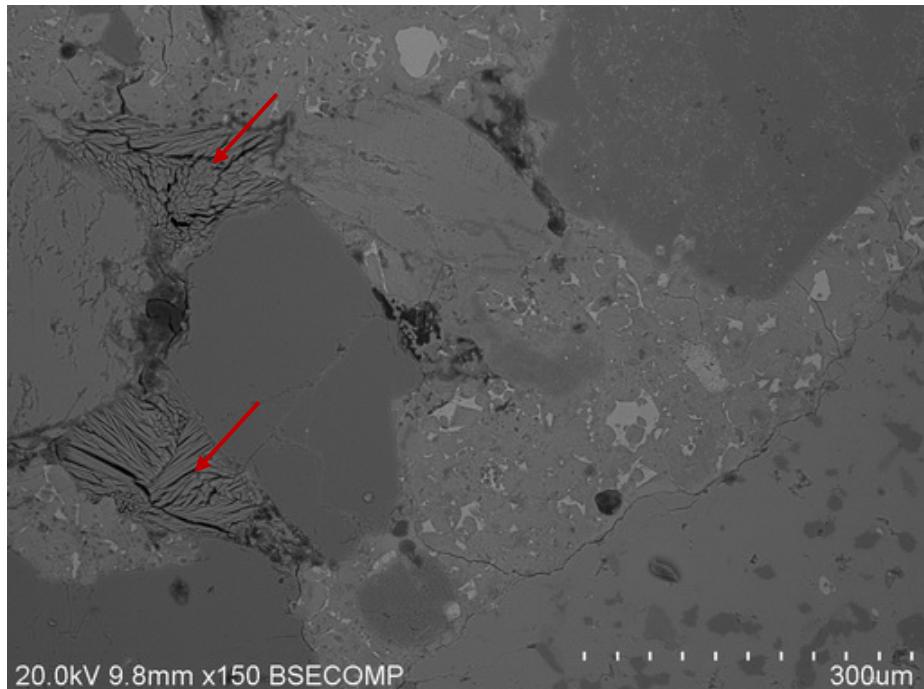


รูปที่ 10.60 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

เลขาเข็ม 30/19

*Pile A*

ผลจากการวิเคราะห์ พบร่วมกับมีผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในตัวอย่างคอนกรีต แต่พบ Ettringite บริเวณใกล้แมลงรวม ตั้งแสดงในรูปที่ 10.61 และ รูปที่ 10.62



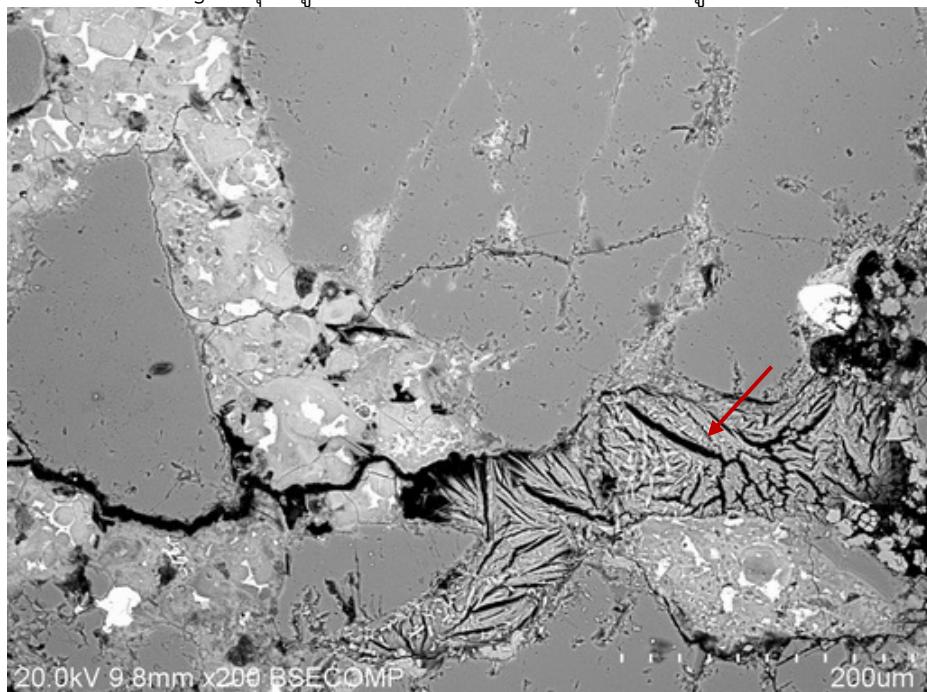
รูปที่ 10.61 Ettringite อุดในช่องว่างริเวณใกล้แมลงรวม



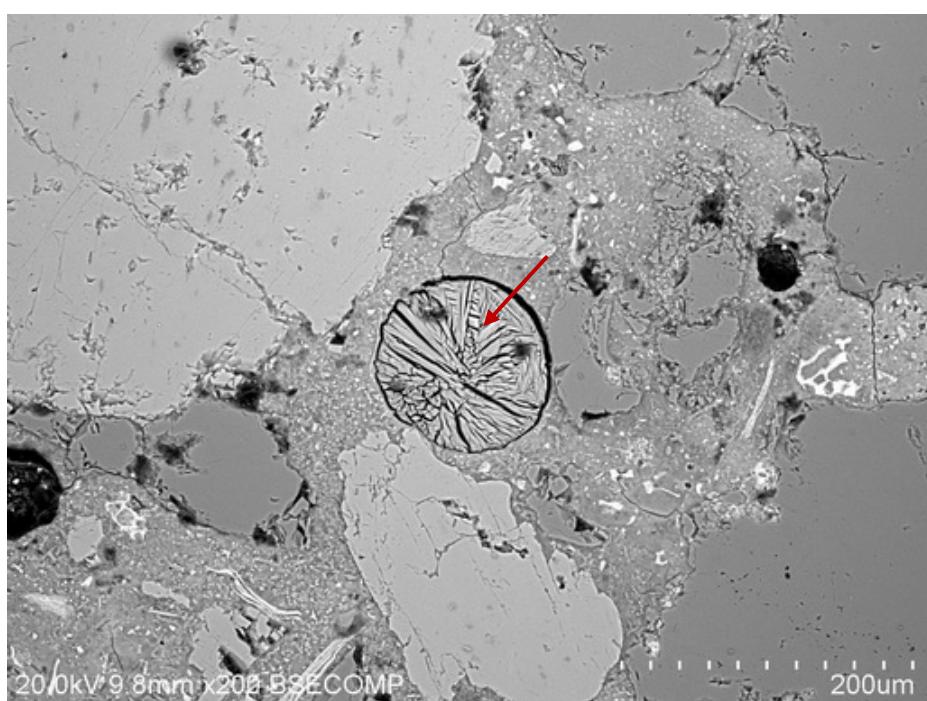
รูปที่ 10.62 Ettringite บริเวณใกล้แมลงรวม

Pile B

ผลจากการวิเคราะห์ พบร่วมกับ Ettringite บริเวณไกล้มวลรวมและ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.63 และ 10.64 ตามลำดับ



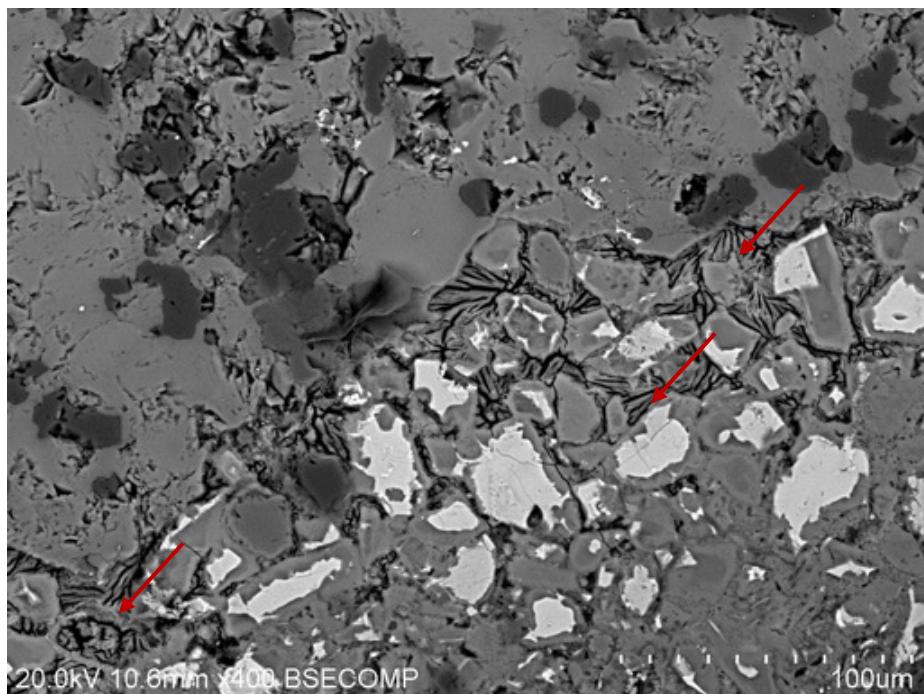
รูปที่ 10.63 Ettringite บริเวณไกล้มวลรวม



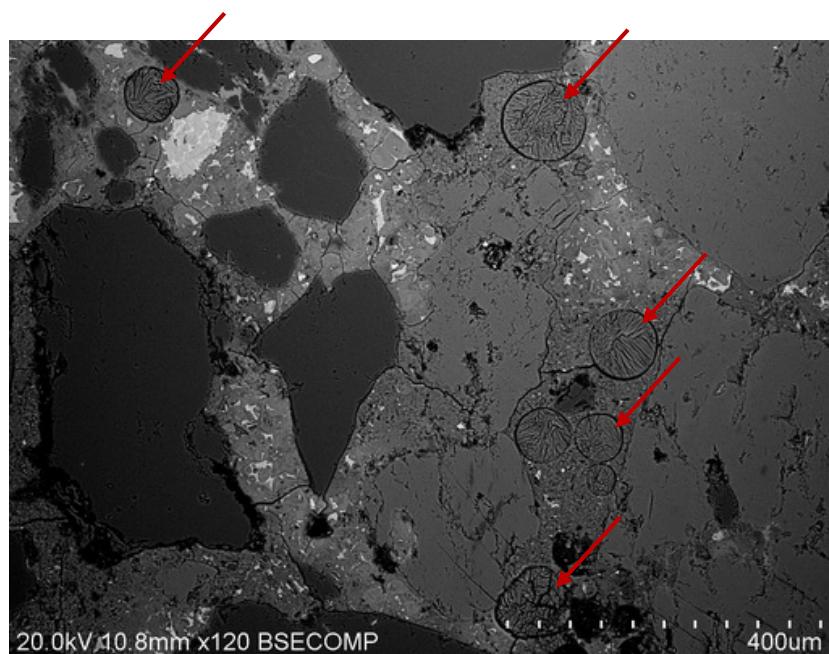
รูปที่ 10.64 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

เลาเข็ม 30/21*Pile A*

ผลจากการวิเคราะห์ พบว่าไม่มีผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในตัวอย่างคอนกรีต แต่พบ Ettringite กระจายตัวอยู่ในช่องว่างบริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์ ดังแสดงในรูปที่ 10.65 นอกจากนี้ยังพบ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.66



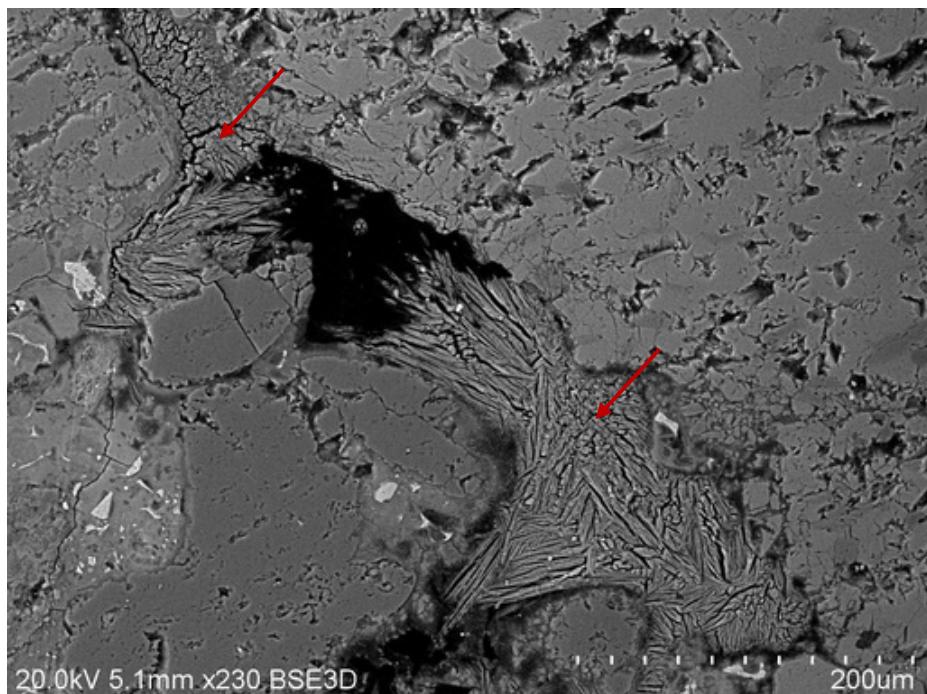
รูปที่ 10.65 Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์



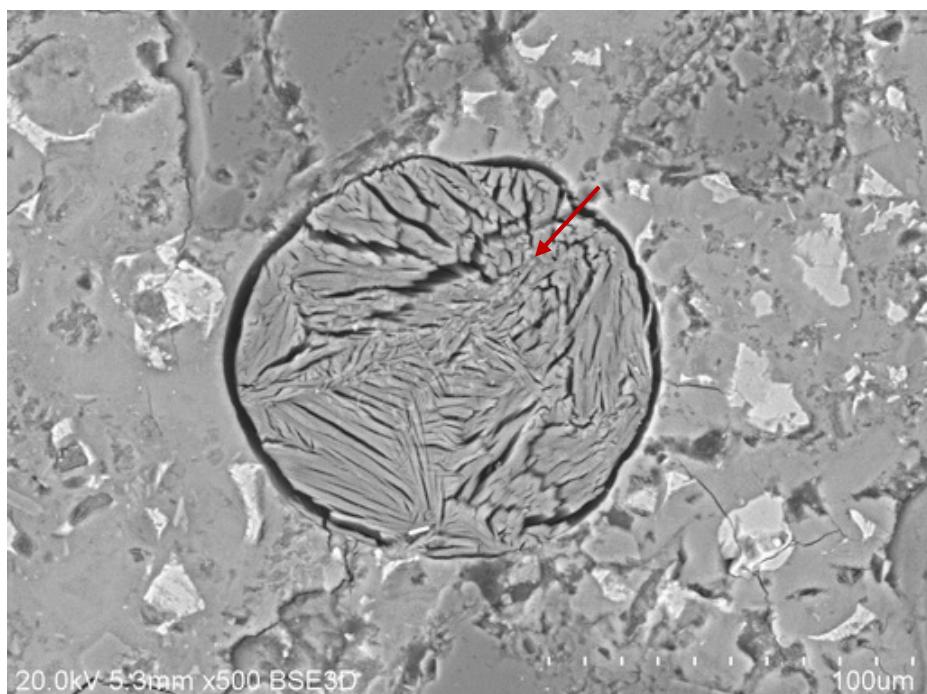
รูปที่ 10.66 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

Pile B

ผลจากการวิเคราะห์ พบร่วมกับ Ettringite บริเวณไกล้มวลรวม และ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.67 และ 10.68 ตามลำดับ



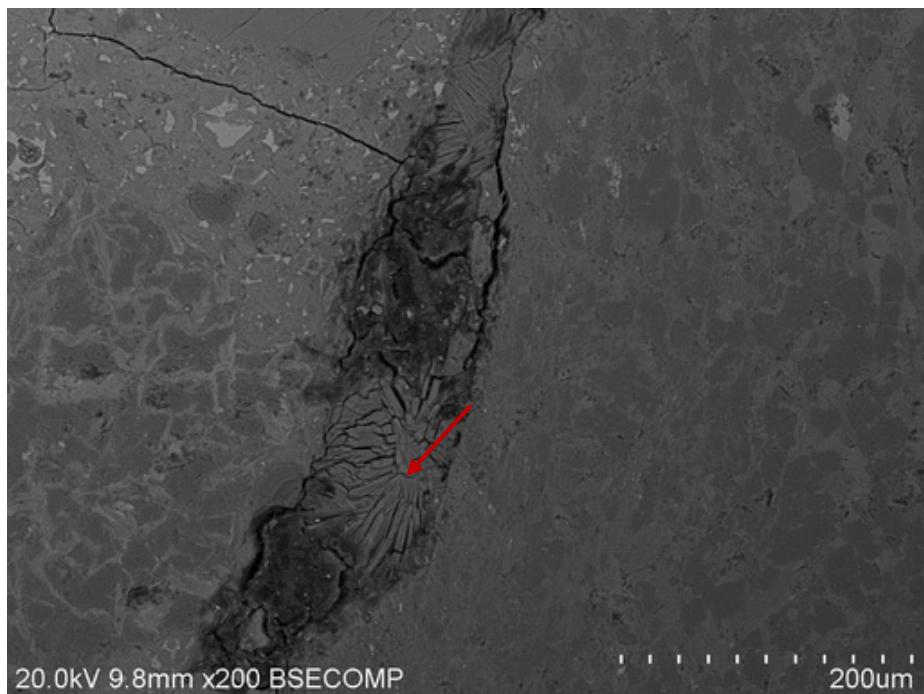
รูปที่ 10.67 Ettringite บริเวณไกล้มวลรวม



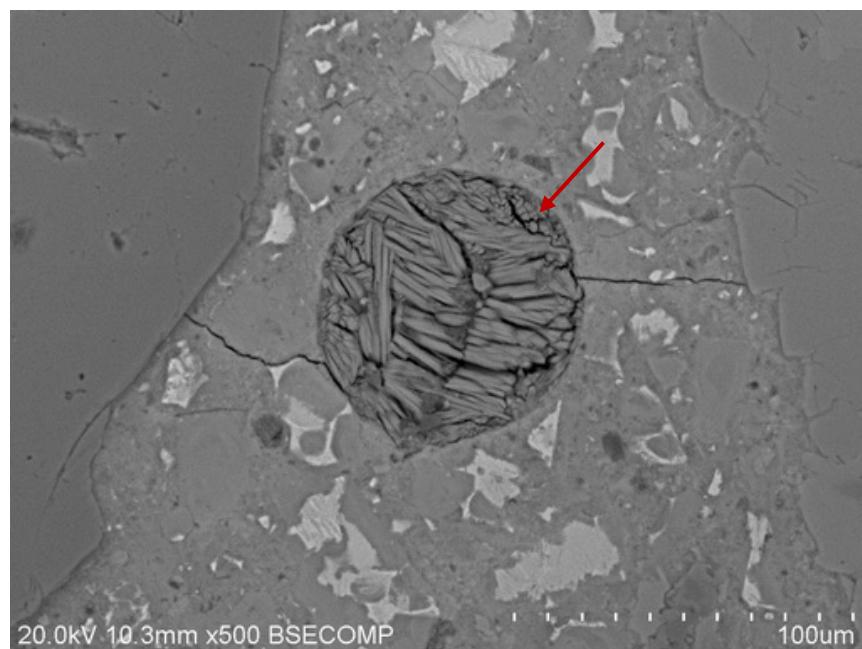
รูปที่ 10.68 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

เลขาเข็ม 30/23*Pile A*

ผลจากการวิเคราะห์ พบว่าไม่มีผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในตัวอย่างคอนกรีต แต่พบ Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์ ดังแสดงในรูปที่ 10.69 และ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.70



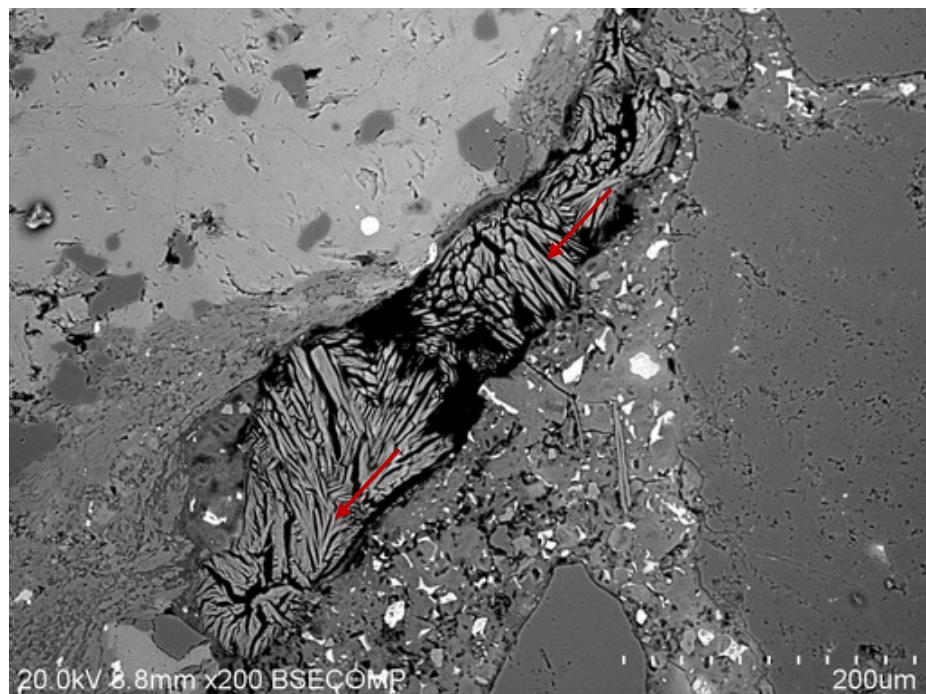
รูปที่ 10.69 Ettringite บริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับเพสต์



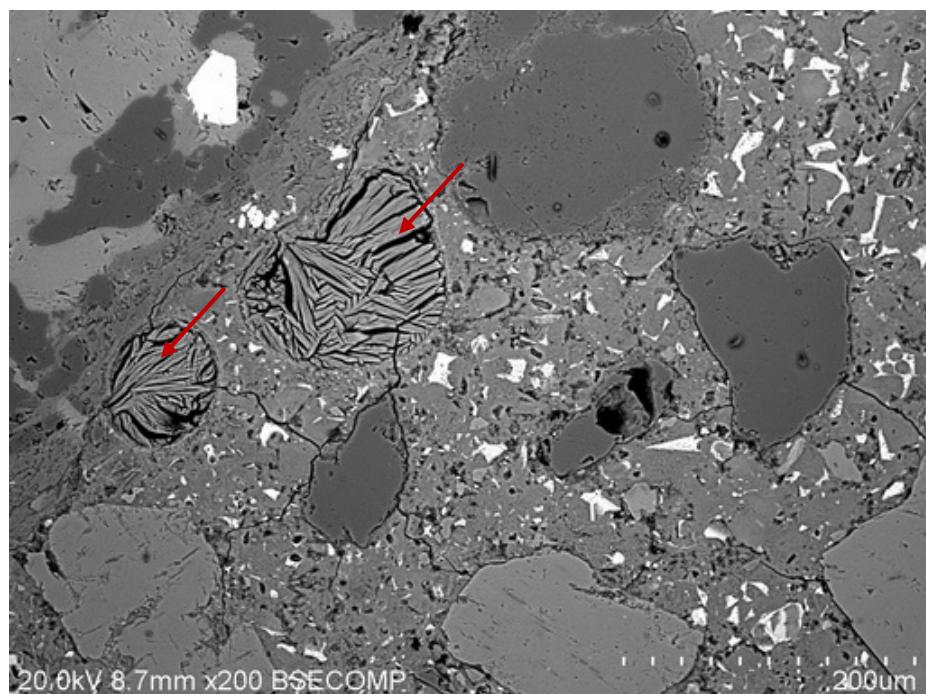
รูปที่ 10.70 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

Pile B

ผลจากการวิเคราะห์ พบร่วมกับ Ettringite บริเวณไกล้มวลรวม และ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.71 และ 10.72 ตามลำดับ



รูปที่ 10.71 Ettringite บริเวณไกล้มวลรวม

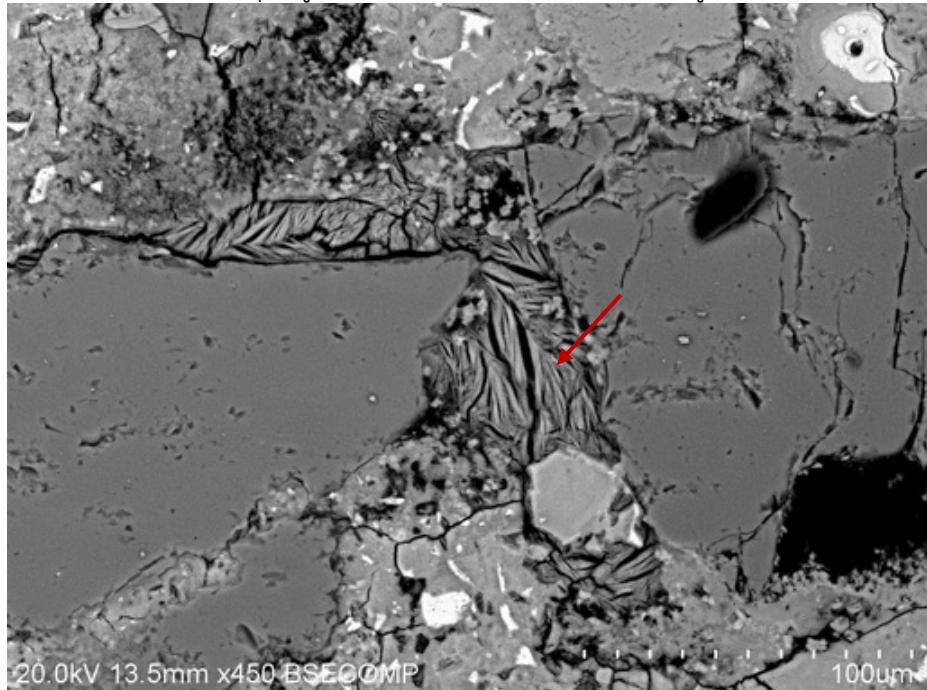


รูปที่ 10.72 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

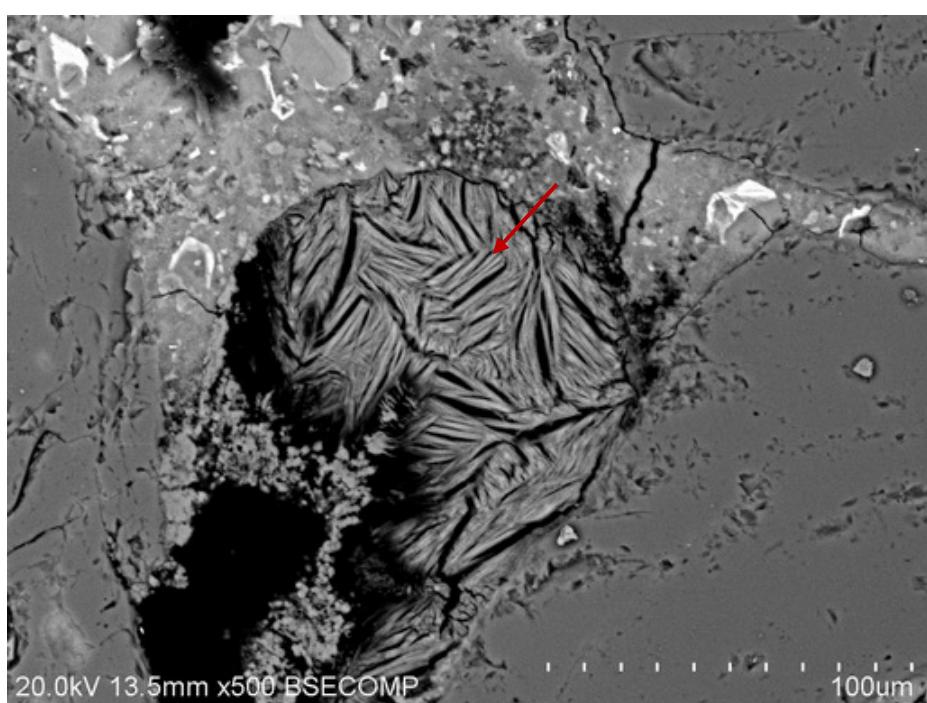
เลขาเข็ม 31/12

*Pile A*

ผลจากการวิเคราะห์ พบร่องรอยที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในตัวอย่างคอนกรีต แต่พบ Ettringite บริเวณใกล้มวลรวมและ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.73 และ 10.74 ตามลำดับ



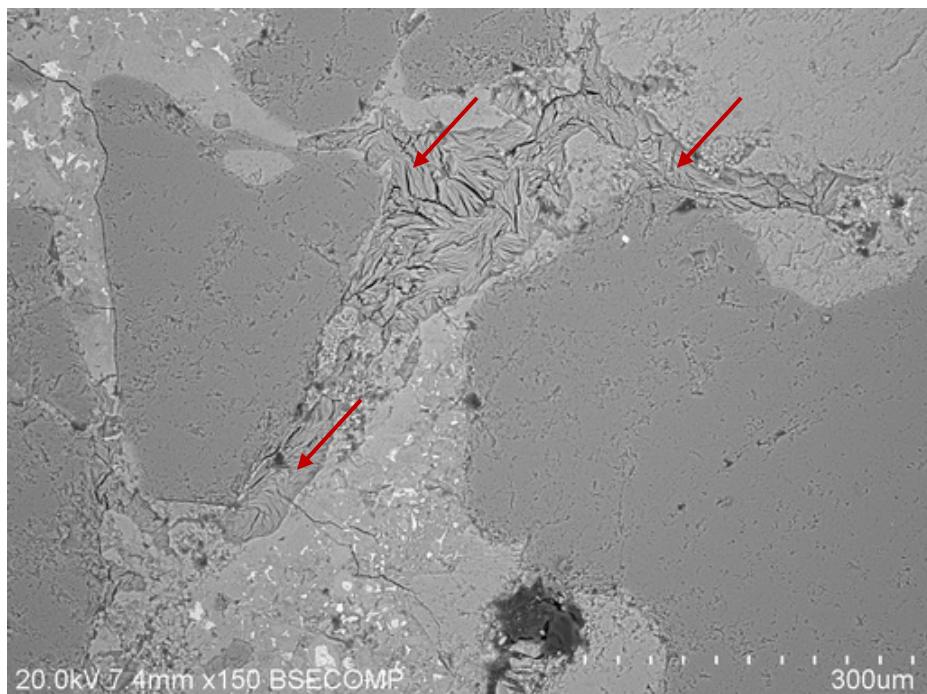
รูปที่ 10.73 Ettringite บริเวณใกล้มวลรวม



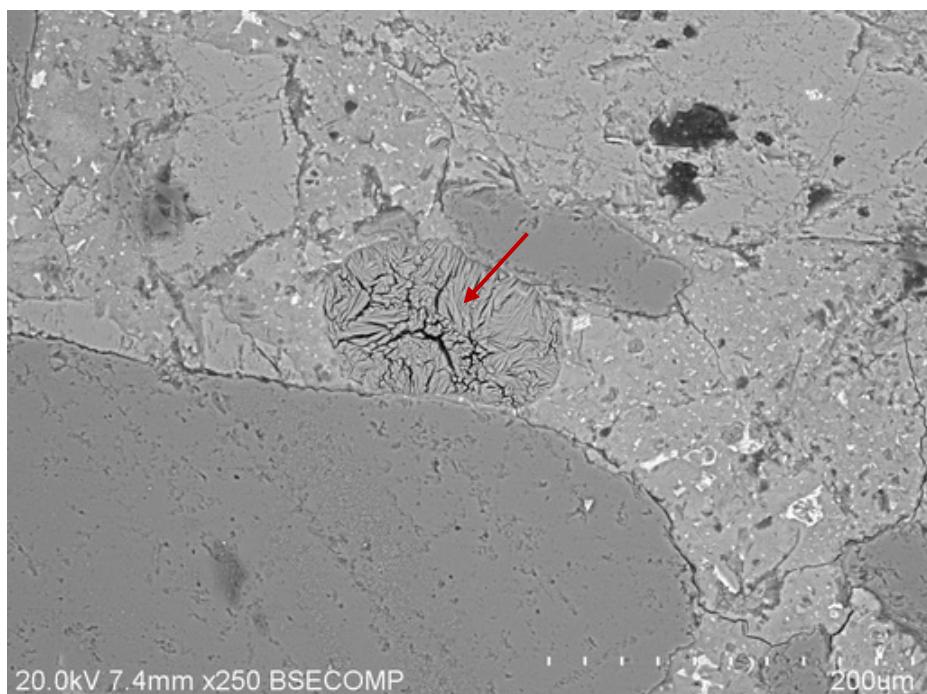
รูปที่ 10.74 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

Pile B

ผลจากการวิเคราะห์ พบร่วมกับ Ettringite บริเวณไกล้มวลรวม และ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.75 และ 10.76 ตามลำดับ



รูปที่ 10.75 Ettringite บริเวณไกล้มวลรวม



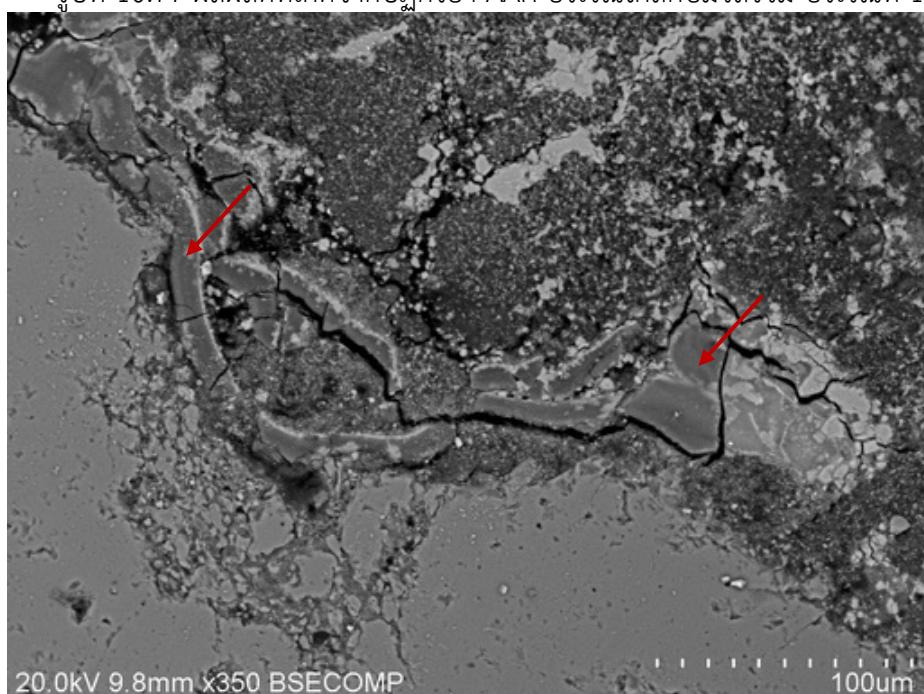
รูปที่ 10.76 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

เลาเข็ม 31/13*Pile A*

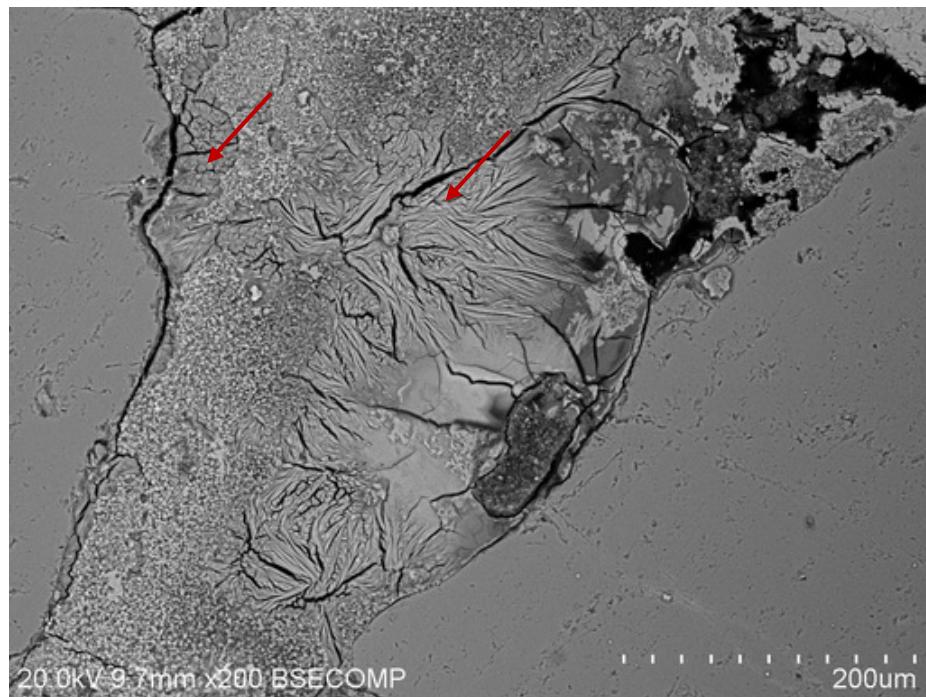
ผลจากการวิเคราะห์ พบว่ามีผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR บริเวณใกล้กับมวลรวมหยาบ ดังแสดงได้ในรูปที่ 10.77 และ รูปที่ 10.78 นอกจากนี้ยังพบ Ettringite เกิดขึ้นในตัวอย่างคอนกรีต ซึ่ง Ettringite นี้พบ บริเวณใกล้มวลรวมหยาบและในเพสต์ และอุดในช่องว่างบริเวณใกล้มวลรวม ดังแสดงในรูปที่ 10.79 และ รูปที่ 10.80 ตามลำดับ



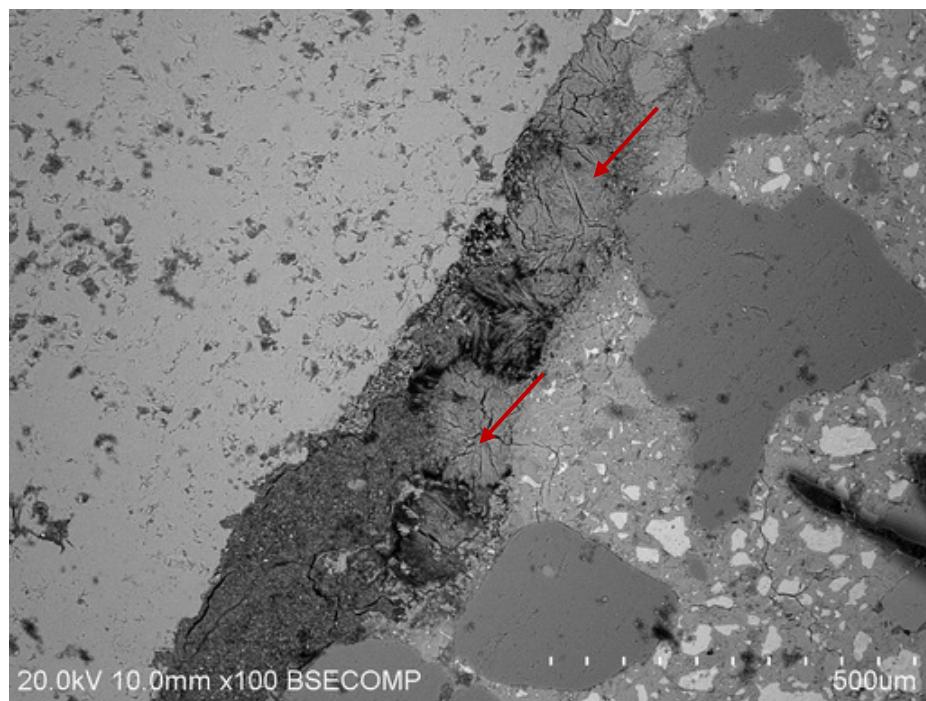
รูปที่ 10.77 ผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR บริเวณใกล้กับมวลรวม บริเวณที่ 1



รูปที่ 10.78 ผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR บริเวณใกล้กับมวลรวม บริเวณที่ 2



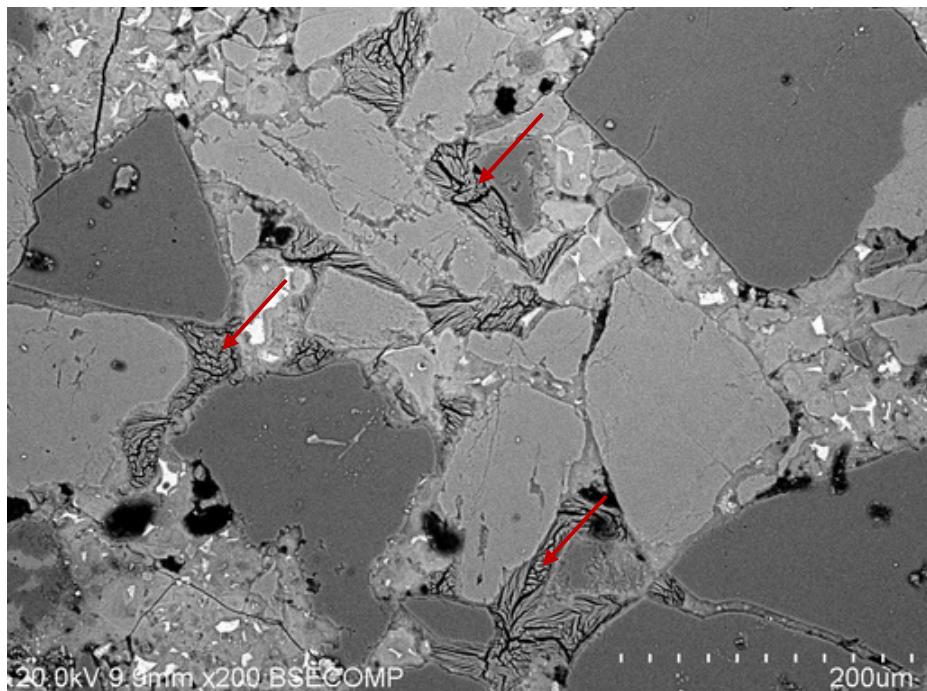
รูปที่ 10.79 Ettringite บริเวณไกล้มวลรวมและในเพสต์



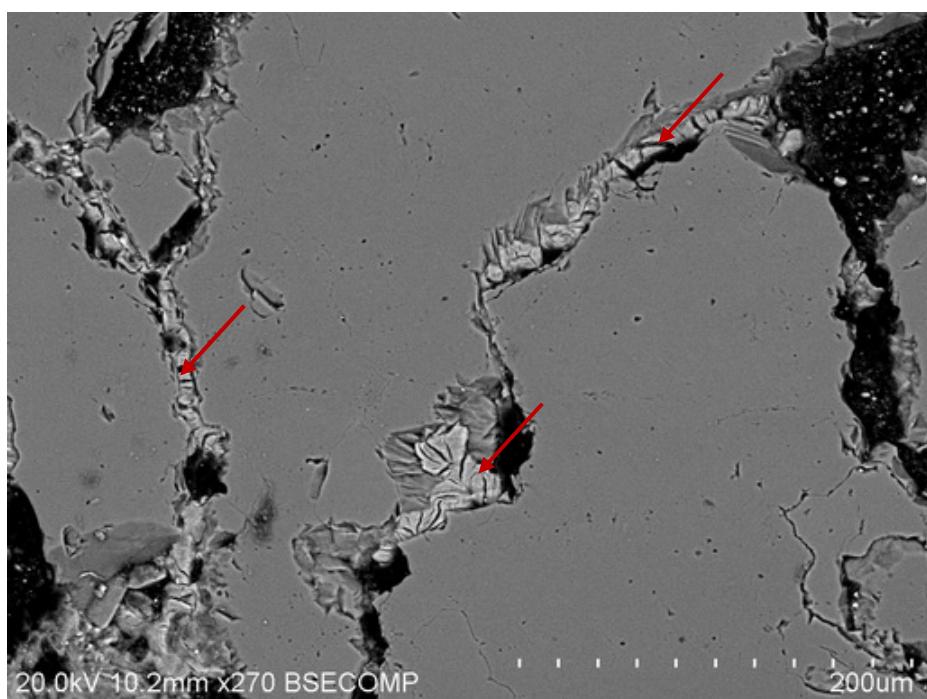
รูปที่ 10.80 Ettringite อุดในช่องว่างบริเวณไกล้มวลรวม

Pile B

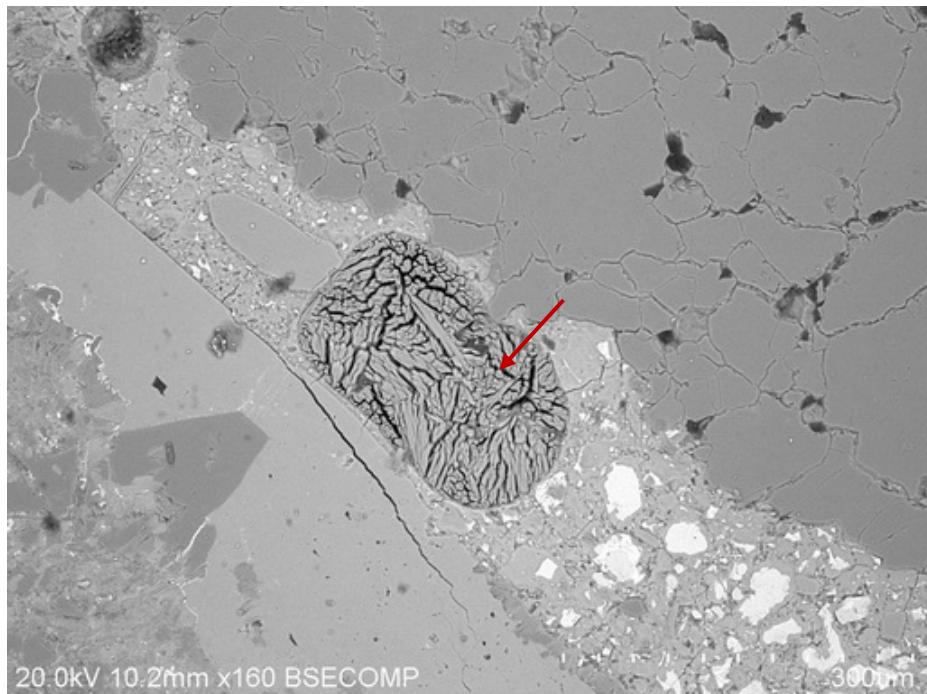
ผลจากการวิเคราะห์ พบร่วมกับไม่มีผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในตัวอย่างคอนกรีต แต่พบ Ettringite บริเวณไกล้มวลรวม ดังแสดงในรูปที่ 10.81 และ Ettringite อุดอยู่ในรอยแทกร้าวของมวลรวมหยาบและ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.82 และ 10.83 ตามลำดับ



รูปที่ 10.81 Ettringite บริเวณไกล้มวลรวม



รูปที่ 10.82 Ettringite ในรอยแทกร้าวของมวลรวมหยาบ

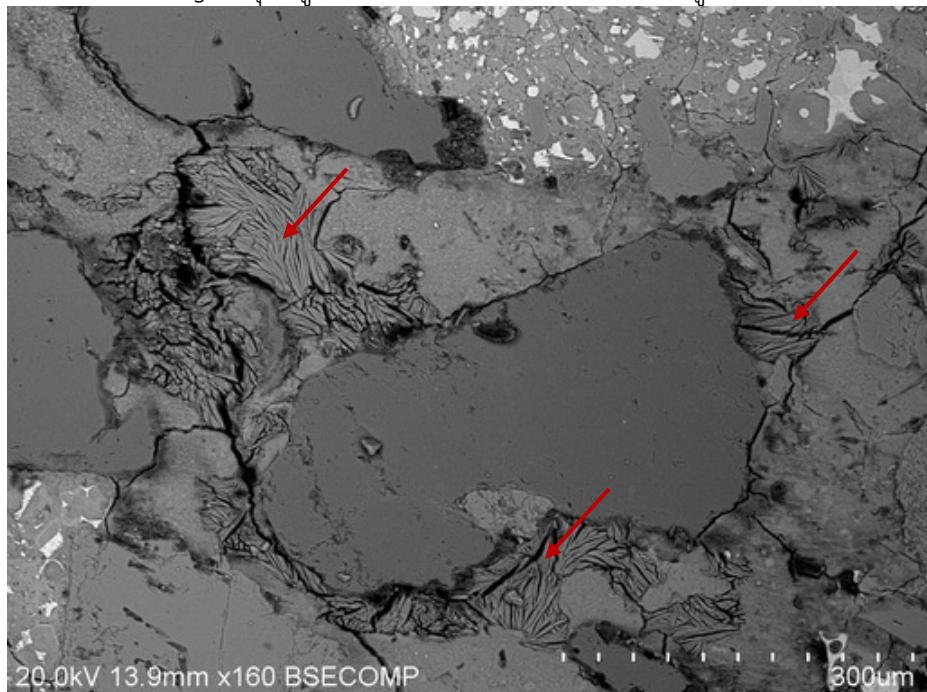


รูปที่ 10.83 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

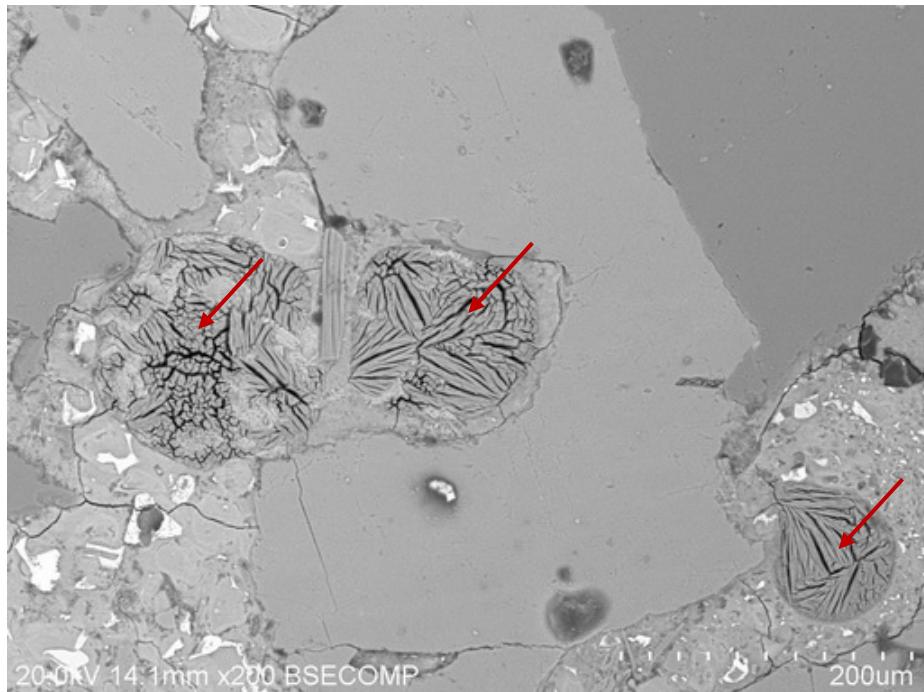
เลาเข็ม 31/14

Pile A

ผลจากการวิเคราะห์ พบร่วมกับ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.84 และ 10.85 ตามลำดับ



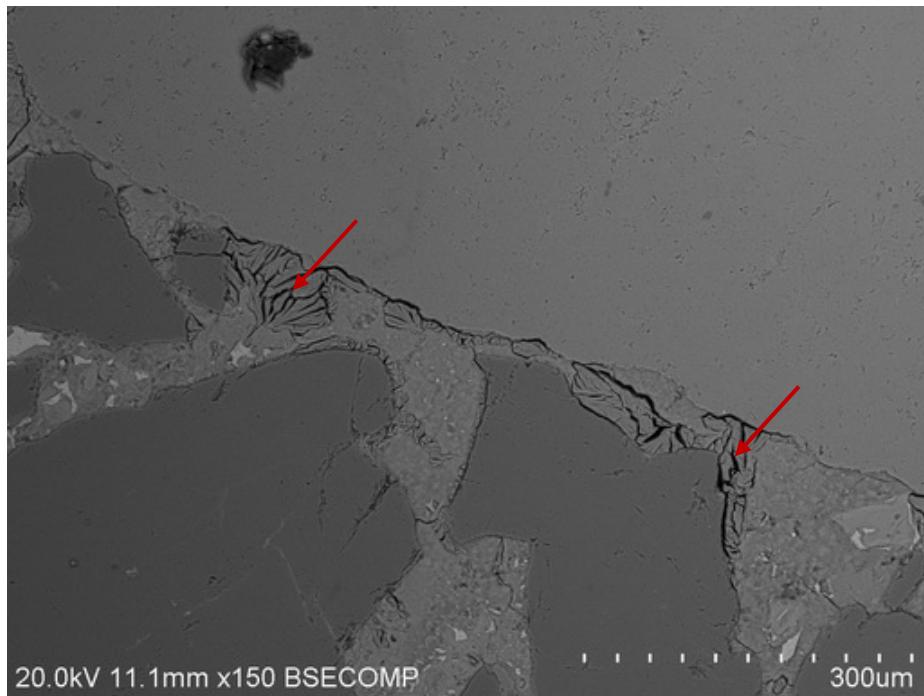
รูปที่ 10.84 Ettringite บริเวณไกล้มวลรวม



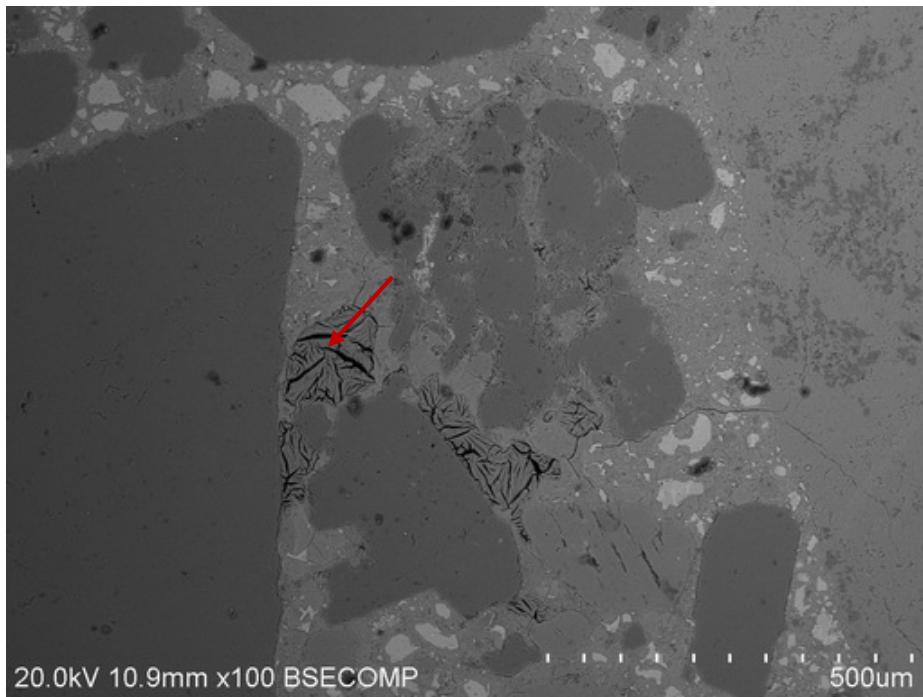
รูปที่ 10.85 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

#### Pile B

ผลจากการวิเคราะห์ พบร่วมกับผลิตภัณฑ์ที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในตัวอย่างคอนกรีต แต่พบ Ettringite บริเวณไกล้มวลรวมและ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.86 และ 10.87 ตามลำดับ



รูปที่ 10.86 Ettringite บริเวณไกล้มวลรวม

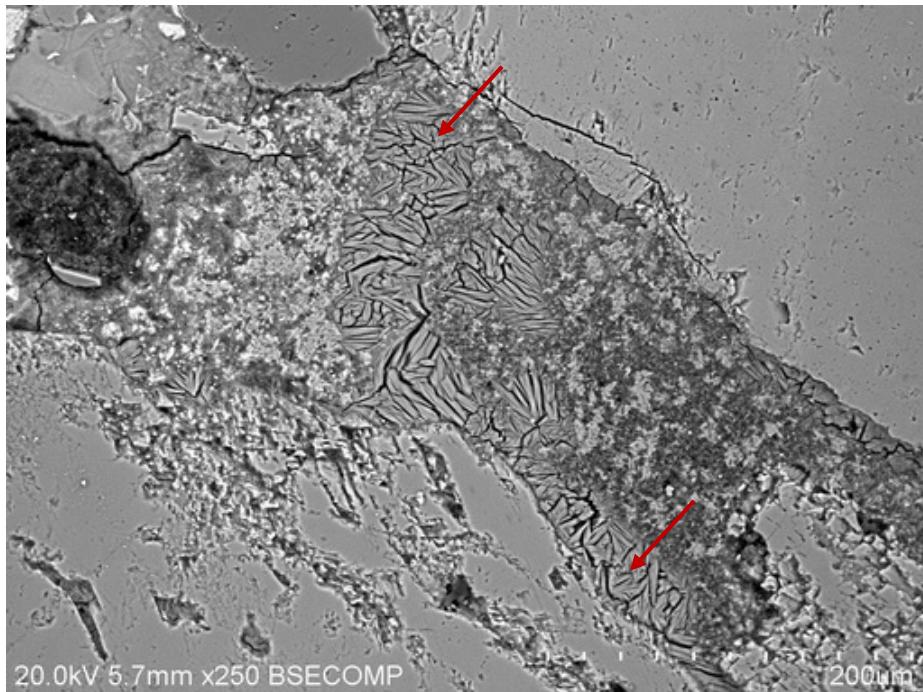


รูปที่ 10.87 Ettringite อุดอยู่ใน โพรงช่องว่าง (Void)

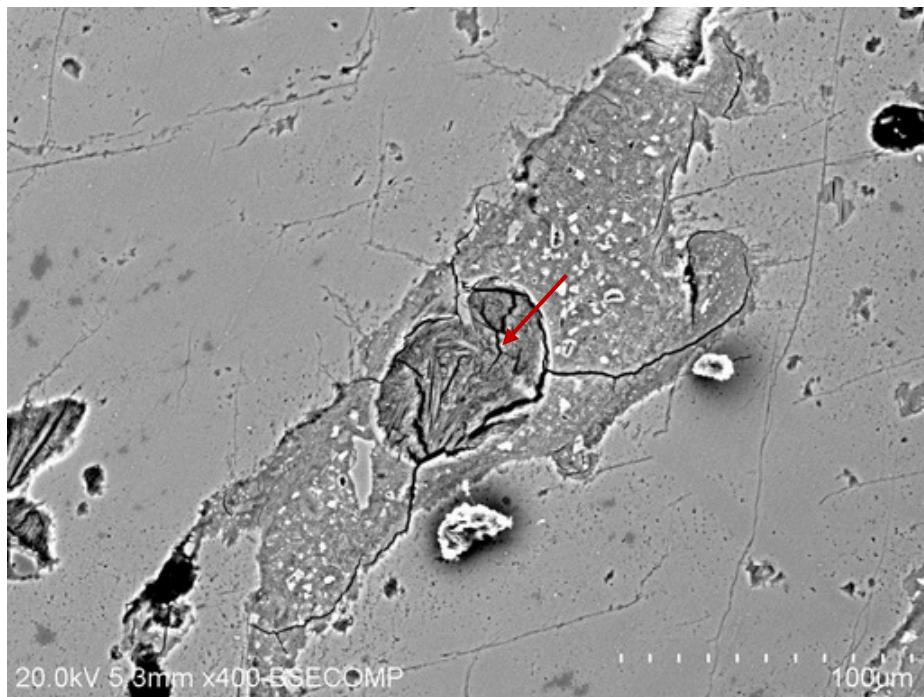
เลาเข็ม 31/15

Pile A

ผลจากการวิเคราะห์ พบร่วมกับ Ettringite อุดอยู่ใน โพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.88 และ 10.89 ตามลำดับ



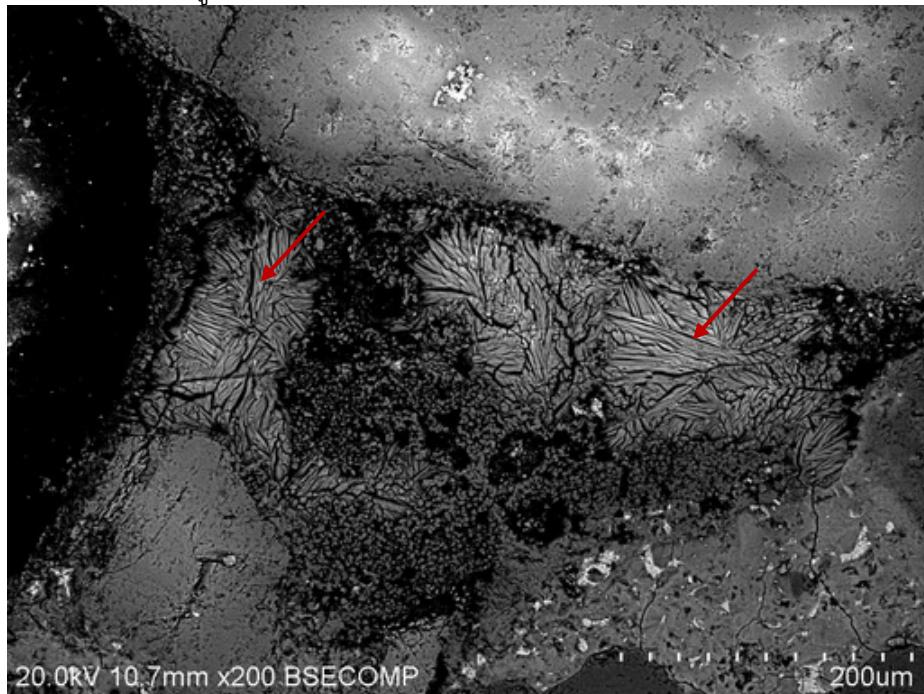
รูปที่ 10.88 Ettringite บริเวณไกลั่มมวลรวม



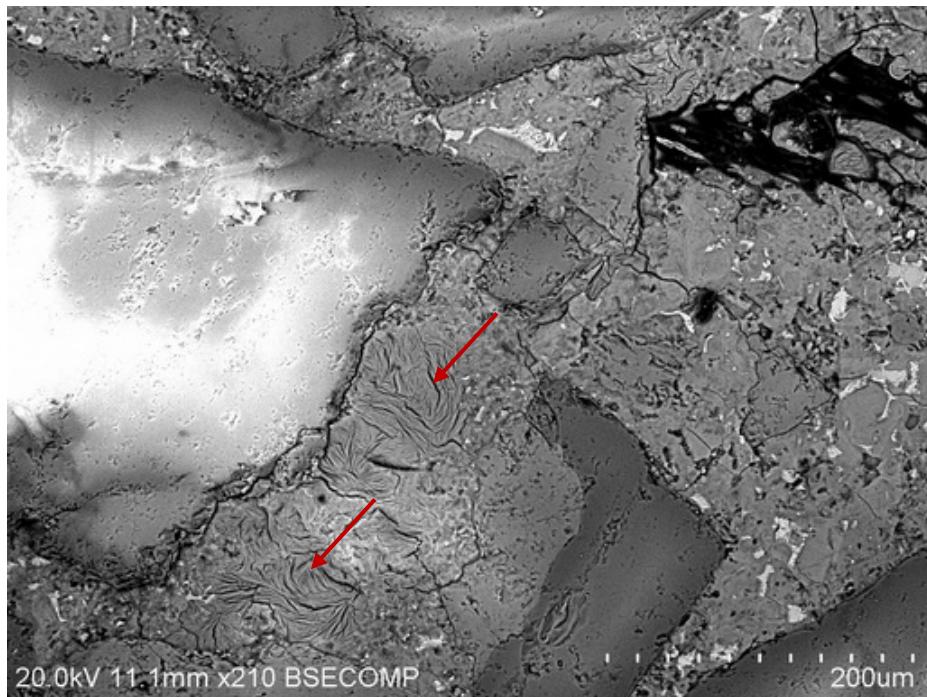
รูปที่ 10.89 Ettringite อุดอยู่ใน โพรงช่องว่าง (Void)

Pile B

ผลจากการวิเคราะห์ พบร้าไม่มีผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในตัวอย่างคอนกรีต แต่พบ Ettringite บริเวณใกล้mvรวม ดังแสดงในรูปที่ 10.90 และ 10.91



รูปที่ 10.90 Ettringite ในช่องว่างบริเวณใกล้มวรวม

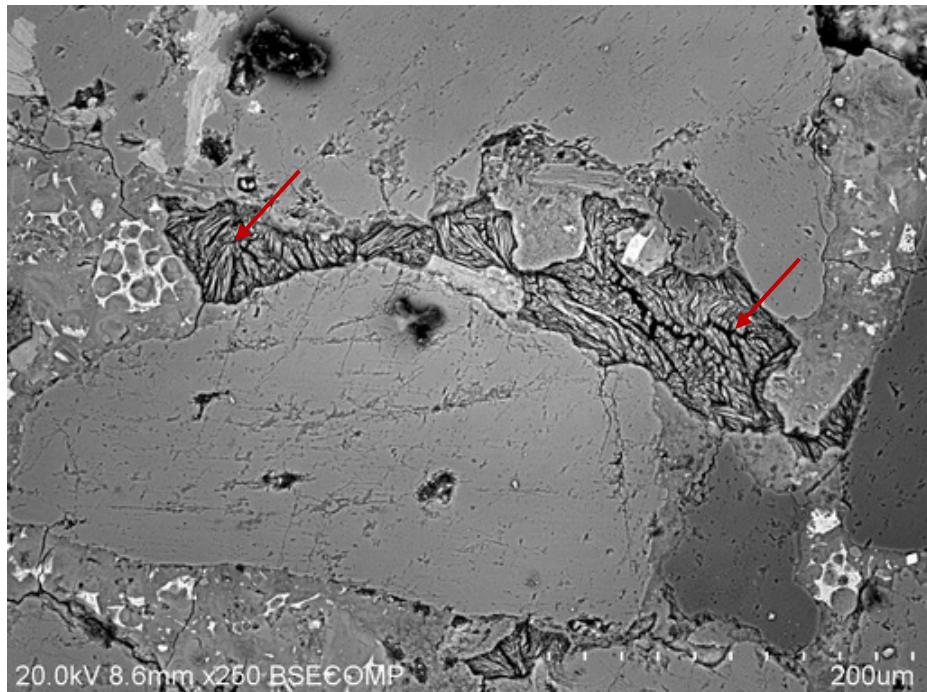


รูปที่ 10.91 Ettringite บริเวณไกล้มวัลรวม

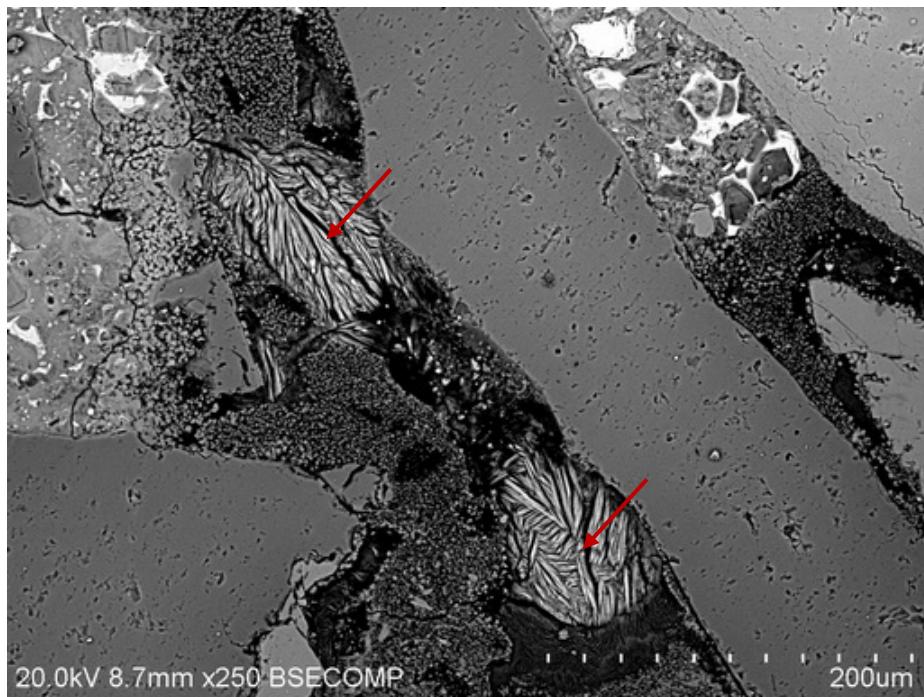
mesa เข็ม 32/23

Pile A

ผลจากการวิเคราะห์ พบร่วมกับ Ettringite ที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในตัวอย่างคอนกรีต แต่พบ Ettringite บริเวณไกล้มวัลรวมและ Ettringite อุดอยู่ในช่องว่างบริเวณไกล้มวัลรวม ดังแสดงในรูปที่ 10.92 และ 10.93 ตามลำดับ



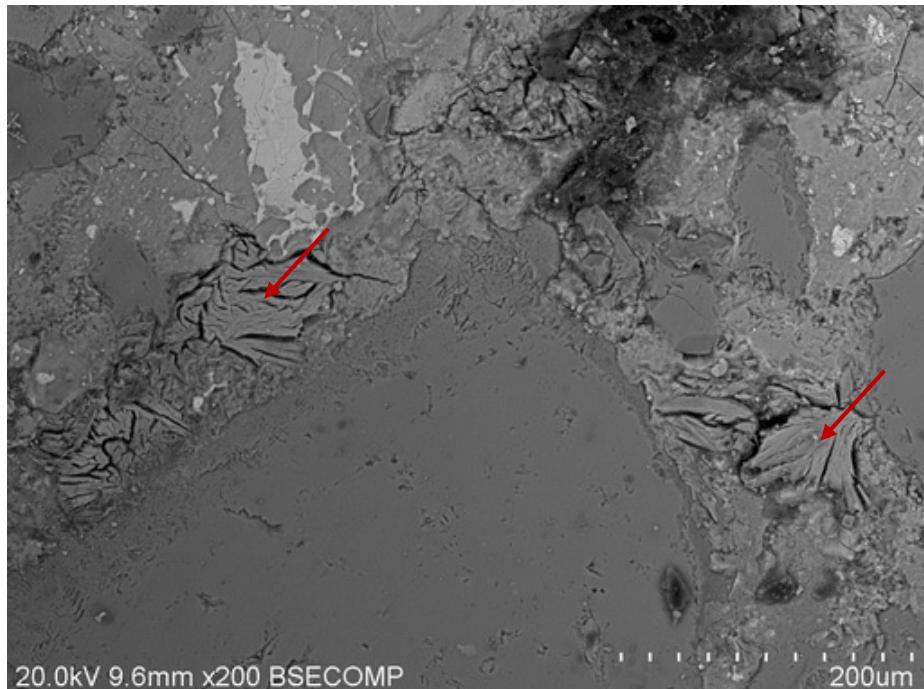
รูปที่ 10.92 Ettringite บริเวณไกล้มวัลรวม



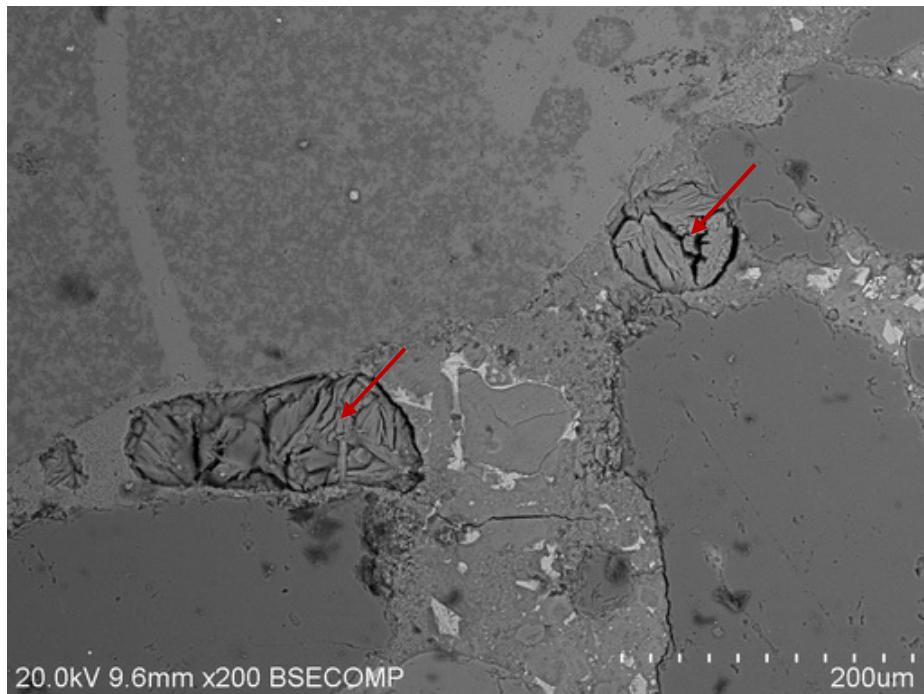
รูปที่ 10.93 Ettringite อุดอยู่ในช่องว่างบริเวณไกล้มวลรวม

Pile B

ผลจากการวิเคราะห์ พบร้าไม่มีผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในตัวอย่างคอนกรีต แต่พบ Ettringite บริเวณไกล้มวลรวมและ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.94 และ 10.95 ตามลำดับ



รูปที่ 10.94 Ettringite บริเวณไกล้มวลรวม

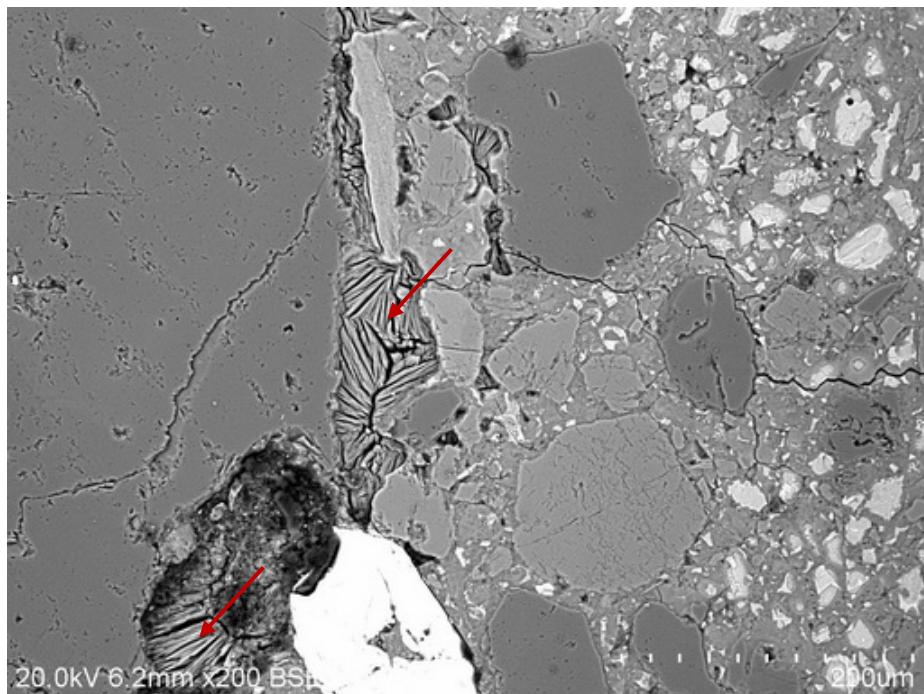


รูปที่ 10.95 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

เลาเข็ม 33/01

Pile A

ผลจากการวิเคราะห์ พบร่วมกับ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.96 และ 10.97 ตามลำดับ บริเวณใกล้มวลรวมและ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.96 และ 10.97 ตามลำดับ



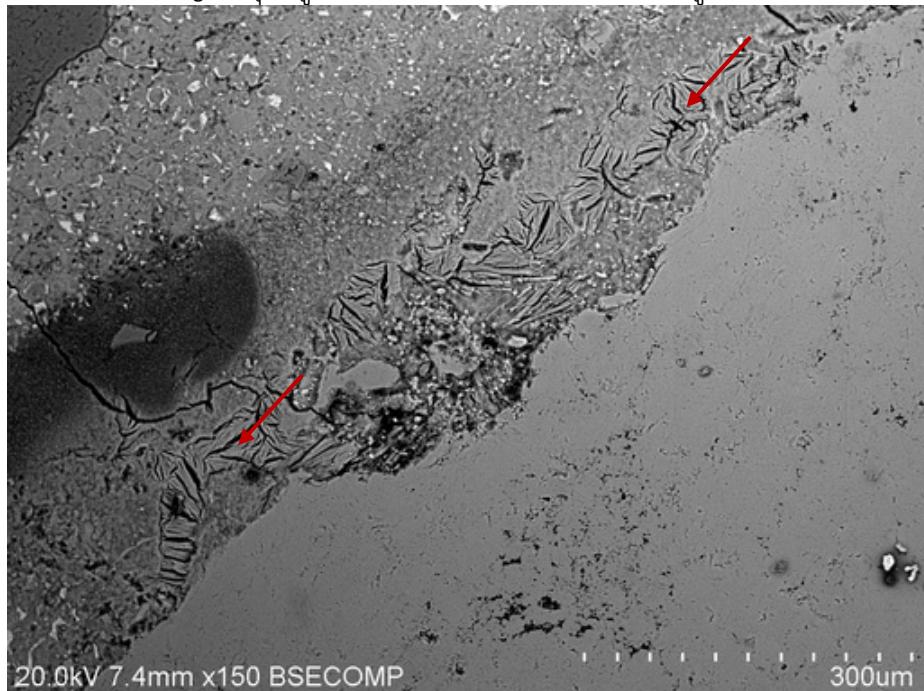
รูปที่ 10.96 Ettringite บริเวณใกล้มวลรวม



รูปที่ 10.97 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

Pile B

ผลจากการวิเคราะห์ พบร่วมกับอุบลรัตน์ ภูวิคิตท์ ที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในตัวอย่างคอนกรีต แต่พบ Ettringite บริเวณไกล้มวลดรวมและ Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void) ดังแสดงในรูปที่ 10.98 และ 10.99 ตามลำดับ



รูปที่ 10.98 Ettringite บริเวณไกล้มวลดรวม



รูปที่ 10.99 Ettringite อุดอยู่ในโพรงช่องว่าง (Void)

สรุปผลการวิเคราะห์ Petrography และการวิเคราะห์ด้วย SEM (Scanning Electron Microscope) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy)

ตารางที่ 10.2 แสดงสรุปปริมาณผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite ที่พบในตัวอย่างคอนกรีตที่เจาะจากเสาเข็ม จากการวิเคราะห์พบว่ามีผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในบางเสาเข็ม ได้แก่ Pile A ของเสาเข็ม 40/16, 33/15, 30/17, และ 31/13 ซึ่งเป็นเสาเข็มตอก (Spun Pile) ซึ่งจำนวนเสาเข็มที่พบผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR นี้ มีจำนวนเพียง 10% ของเสาเข็มที่ทำการทดสอบทั้งหมด นอกจาคนี้ ยังพบ Ettringite เกิดขึ้นในทุกตัวอย่างคอนกรีต โดยปริมาณ Ettringite ที่พบในเสาเข็มเจาะ (Bored Pile) จะมีน้อยกว่าในเสาเข็มตอก (Spun Pile) ยกเว้น เสาเข็ม 31/06 Pile A ซึ่งการที่พบ Ettringite ในปริมาณที่มากกว่าในเสาเข็มตอก (Spun Pile) นั้น เป็นสาเหตุมาจากการเกิด Delayed Ettringite Formation (DEF) ในคอนกรีต เสาเข็มตอก เนื่องจากขั้นตอนการผลิตเสาเข็มตอก (Spun Pile) โดยทั่วไปมีการบ่มคอนกรีตด้วยอุณหภูมิสูงซึ่งเป็นปัจจัยที่ทำให้เกิด Delayed Ettringite Formation (DEF) ได้

ตารางที่ 10.2 สรุปปริมาณผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR และ Ettringite ที่พบในตัวอย่างคอนกรีต

โครงสร้าง เสาเข็ม	ประเภทของเสาเข็ม	ASR product		Ettringite	
		Pile A	Pile B	Pile A	Pile B
40/16	Spun Pile	OO	-	OO	OOO
42/23	Spun Pile	-	-	OO	OOO
33/15	Spun Pile	OOO	-	OO	OOO
31/04	Bored Pile	-	-	O	O
31/05	Bored Pile	-	-	O	O
31/06	Bored Pile	-	-	OOO	O
30/12	Spun Pile	-	-	OOO	OOO
30/13	Spun Pile	-	-	OO	OOO
30/16	Spun Pile	-	-	OOO	OOO
30/17	Spun Pile	OO	-	OOO	OOO
30/18	Spun Pile	-	-	OOO	OOO
30/19	Spun Pile	-	-	OO	OO
30/21	Spun Pile	-	-	OO	OOO
30/23	Spun Pile	-	-	OO	OOO
31/12	Spun Pile	-	-	OOO	OOO
31/13	Spun Pile	OO	-	OO	OO
31/14	Spun Pile	-	-	OOO	OO
31/15	Spun Pile	-	-	OO	OOO
32/23	Spun Pile	-	-	OOO	OO
33/01	Spun Pile	-	-	OO	OOO

หมายเหตุ: OOOO = มากที่สุด,..., O= น้อยที่สุด

### 10.3 สรุปผลการตรวจสอบและวิเคราะห์หาสาเหตุหลักของความเสียหายในเสาเข็ม

จากการวิเคราะห์การเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวม (Alkali – Aggregate Reaction) และการเกิด Delayed Ettringite Formation (DEF) ในเสาเข็ม โดยการวิเคราะห์ด้วย SEM (Scanning Electron Microscope) และ EDX (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy) พบว่า มีผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR ในบางเสาเข็ม ซึ่งเป็นเสาเข็มตอก (Spun Pile) ซึ่งจำนวนเสาเข็มที่พบผลผลิตที่เกิดจากปฏิกิริยา AAR นี้ มีจำนวนเพียง 10% ของเสาเข็มที่ทำการทดสอบทั้งหมด นอกจากนี้ ยังพบ Ettringite เกิดขึ้นในทุกตัวอย่างคอนกรีต โดยปริมาณ Ettringite ที่พบในเสาเข็มเจาะ (Bored Pile) จะมีน้อยกว่าใน เสาเข็มตอก (Spun Pile) ซึ่งการที่พบ Ettringite ในปริมาณที่มากกว่าในเสาเข็มตอก (Spun Pile) นั้น เป็นสาเหตุมาจากการเกิด Delayed Ettringite Formation (DEF) ในคอนกรีตของเสาเข็มตอก เนื่องจากขั้นตอนการผลิตเสาเข็มตอก (Spun Pile) โดยทั่วไปมีการบ่มคอนกรีตด้วยอุณหภูมิสูงซึ่งเป็นปัจจัยที่ทำให้เกิด Delayed Ettringite Formation (DEF) ได้

แต่อย่างไรก็ตาม ถึงแม้จะมีการเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวม (Alkali – Aggregate Reaction) และ Delayed Ettringite Formation (DEF) ในเสาเข็ม ซึ่งอาจทำให้เสาเข็มเกิดการขยายตัว แต่การขยายตัวนี้ ก็ไม่ได้ก่อให้เกิดปัญหาการแตกร้าวของเสาเข็มได้ และสภาพปัจจุบันของคอนกรีตในเสาเข็มที่ทำการตรวจสอบก็ ไม่ได้เกิดการแตกร้าว



**งานส่วนที่ 4: การทดสอบและวิเคราะห์หากลังรับน้ำหนักบรรทุก  
ของโครงสร้างที่แตกร้าว**



## บทที่ 11

### การทดสอบความสามารถของโครงสร้างในการรับน้ำหนักบรรทุกจริง

#### 11.1 บทนำ

โครงสร้างฐานรากเป็นขั้นส่วนประกอบที่สำคัญ เมื่อโครงสร้างส่วนบนมีการรับน้ำหนักๆ จะถูกถ่ายลงสู่โครงสร้างเสาตอม่อ ฐานรากและเสาเข็มตามลำดับ ถ้าโครงสร้างฐานรากที่มีลักษณะแข็งแรงเป็นไปตามที่ได้ออกแบบไว้ น้ำหนักกระทำทั้งหมดจะถูกกระจายลงสู่เสาเข็มได้อย่างมีประสิทธิภาพ อย่างไรก็ตามเมื่อโครงสร้างเกิดความเสียหาย จะทำให้โครงสร้างฐานรากมีพฤติกรรมการกระจายแรงที่เปลี่ยนไป ดังนั้นเพื่อให้เข้าใจถึงพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างฐานรากและเสาเข็มภายใต้น้ำหนักบรรทุกจริง จึงจำเป็นต้องทำการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุก

งานในส่วนของการทดสอบและตรวจวัดพฤติกรรมการรับน้ำหนักของโครงสร้างภายใต้น้ำหนักบรรทุกจริงที่ควบคุม โดยวิธีการทดสอบน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างเป็นไปตามมาตรฐานที่เกี่ยวข้องของ AASHTO ดังต่อไปนี้

#### 11.2 วัตถุประสงค์ของการทดสอบ

การทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างฐานรากและเสาเข็มในครั้งนี้เป็นหนึ่งในการทดสอบแบบไม่ทำลาย เพื่อให้ได้ข้อมูลเกี่ยวกับพฤติกรรมของโครงสร้างในการรับและกระจายแรงสูงโครงสร้างอื่นๆ การทดสอบในการศึกษาครั้งนี้มีวัตถุประสงค์คือ

- 1) เพื่อตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกจริงของโครงสร้างฐานรากภายใต้น้ำหนักบรรทุกตามที่ได้ออกแบบ
- 2) เพื่อตรวจสอบพฤติกรรมการถ่ายแรงลงสู่เสาเข็มทั้งระบบของโครงสร้างฐานราก
- 3) เพื่อเป็นข้อมูลในการเปรียบเทียบกับการสร้างแบบจำลองไฟน์เอลิเมนต์ของโครงสร้างฐานราก

#### 11.3 ขอบเขตของการทดสอบ

การทดสอบการรับน้ำหนักจริงได้ทำการทดสอบเพียงครั้งหนึ่งของโครงสร้างฐานราก โดยสมมุติให้โครงสร้างฐานรากสมมมาตร ตำแหน่งในการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดในโครงสร้างต่างๆ ประกอบไปด้วย พื้นผิวโครงสร้างเสาตอม่อเพื่อศึกษาพฤติกรรมการบิดตัวในองค์อาคาร พื้นผิวนอน/ล่างโครงสร้างฐานรากเพื่อศึกษาการแอลอตต์ของฐานราก และพื้นผิวของเสาเข็มเพื่อศึกษาพฤติกรรมการกระจายน้ำหนักของโครงสร้างฐานรากลงสู่เสาเข็มแต่ละตัน

สำหรับการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกและพฤติกรรมโครงสร้างนั้นเป็นการทดสอบในสภาพสถิต (Static Load Test) ที่โดยน้ำหนักบรรทุกอยู่ในสภาพหยุดนิ่ง คัดเลือกฐานรากตัวอย่างจำนวน 3 ฐานที่มีระดับความเสียหายแตกต่างกัน น้ำหนักบรรทุกจริงที่นำมาใช้นี้จะใช้รถบรรทุกที่ทราบน้ำหนักที่แน่นอนไม่ต่ำกว่า 20 คัน และไม่เกินกว่าน้ำหนักที่ออกแบบไว้มาใช้ในทดสอบโครงสร้างเป็นไปตามมาตรฐาน AASHTO โดยวันทำการทดสอบจะทำการปิดเส้นทางจราจรบนทางด่วนพิเศษ เป็นเวลาไม่เกิน 12 ชั่วโมง

#### 11.4 หลักเกณฑ์การพิจารณาเลือกตัวอย่างโครงสร้างเพื่อทดสอบ

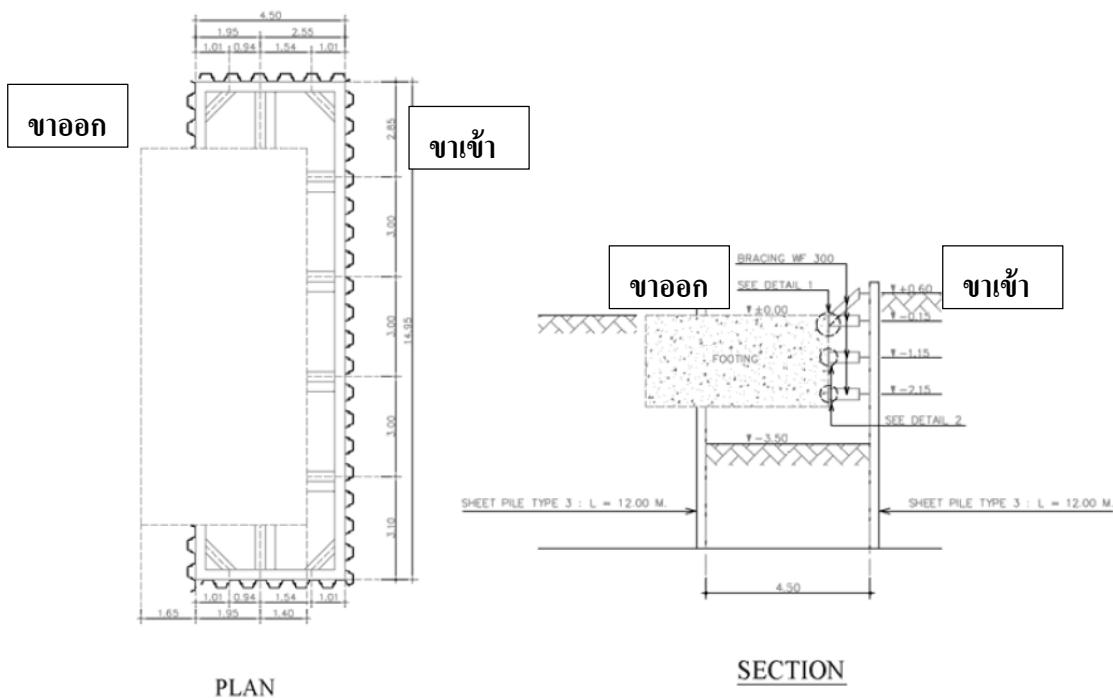
หลักเกณฑ์ในการพิจารณาเลือกตำแหน่งทดสอบประกอบไปด้วย

- 1) ลักษณะโครงสร้างฐานรากต้องมีลักษณะเหมือนกัน จากการตรวจสอบรูปแบบก่อสร้าง (As-built drawings) ของโครงสร้างฐานรากพบว่า โครงสร้างฐานรากมีรูปแบบลักษณะที่แตกกันเป็นจำนวนมาก และประกอบกับข้อมูลรูปแบบก่อสร้าง (As-built drawings) หลายส่วนขาดหายไป ดังนั้นการคัดเลือกตำแหน่งจึงทำให้ตำแหน่งที่ทำการทดสอบอาจอยู่ในบริเวณเดียวกัน
  - 2) ลักษณะของความเสียหายต้องแตกต่างกัน จากการสำรวจและเก็บข้อมูลในบทที่ 4 ทำการคัดเลือกราดับความเสียหาย 3 ระดับมาก (ระดับ 2) ปานกลาง (ระดับ 1) และไม่มีความเสียหาย (ระดับ 0)
  - 3) ตำแหน่งที่ทำการทดสอบต้องมีระยะที่ไม่ใกล้กันมาก เพื่อกำหนดถึงผลกระทบที่จะเกิดขึ้นกับที่ผู้ใช้ผิว

จากขั้นตอนดังกล่าวสามารถสรุปตำแหน่งที่ทำการทดสอบดังนี้ รูปแบบของโครงสร้างฐานรากคือ MLF-6A ตำแหน่งที่ทำการทดสอบได้แก่ ระดับความเสียหายมากคือ 42/23 (Severe) ระดับความเสียหายปานกลางคือ 40/16 (Severe) และไม่เกิดความเสียหายคือ 33/15 (Low)

## 11.5 การเตรียมพื้นที่ทดสอบ

โครงการสร้างที่ศึกษาจะต้องสามารถเข้าสำรวจและทดสอบได้ทุกพื้นผิว จึงจำเป็นต้องใช้ระบบการป้องกันดินโดยการตอกเข็มพืดล้อมรอบฐานรากที่ต้องการศึกษาเพื่อให้เกิดความปลอดภัยระหว่างการทดสอบและป้องกันการพังทลายของถนนและดินจากบริเวณด้านข้าง รูปที่ 11.1 แสดงการตอกเข็มพืดของทั้ง 3 ตำแหน่ง และ รูปที่ 11.2 ถึงรูปที่ 11.4 แสดงตำแหน่งเข็ดพืดของแต่ละตำแหน่งที่ทำการทดสอบ



รูปที่ 11.1 รูปแบบการเตรียมพื้นที่และการตอกเข็มพืดของตำแหน่งที่ทำการทดสอบ



รูปที่ 11.2 การตอกเข็มพีดของตำแหน่งที่ 33/15



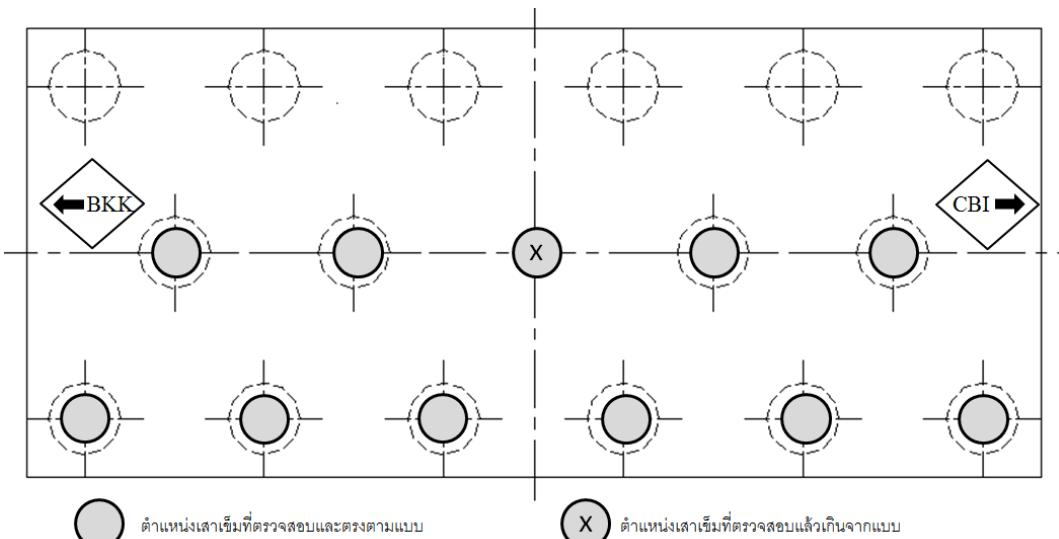
รูปที่ 11.3 การตอกเข็มพีดของตำแหน่งที่ 40/16



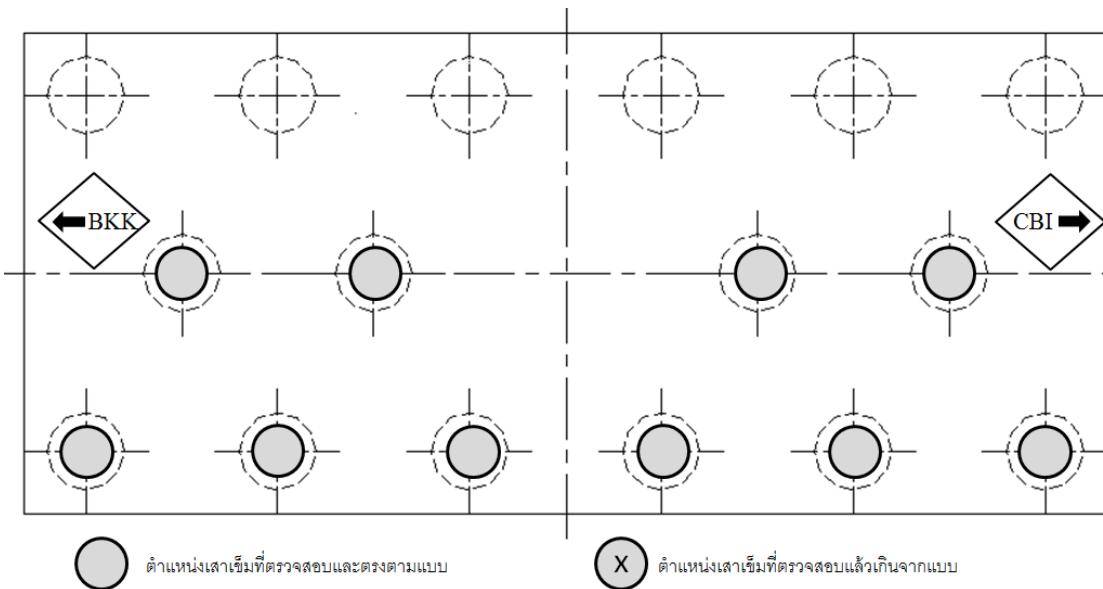
รูปที่ 11.4 การตอกเข็มพืดของตัวแหน่งที่ 42/23

การสำรวจหลังจากการเปิดฐานรากทั้งหมด ได้มีการสำรวจและเก็บข้อมูลเพิ่มดังต่อไปนี้

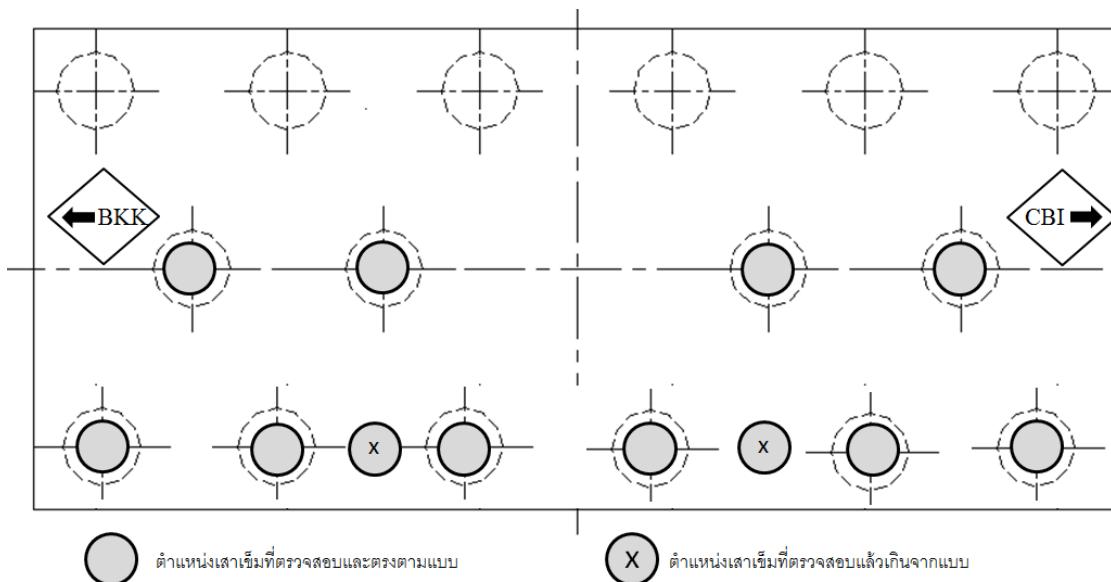
- 1) ขนาดของโครงสร้างส่วนต่างๆ ได้แก่ ขนาดโครงสร้างฐานรากในส่วนของความลึก ความยาว และขนาดของเสาเข็ม จากผลการสำรวจพบว่า ข้อมูลที่ได้ดังที่กล่าวมานี้ตรงตามแบบรายละเอียดเหล็กเสริมในคอกนกรีต
- 2) ตัวแหน่งของเสาเข็มที่ได้จากการสำรวจจริงในภาคสนาม ของทั้ง 3 ตัวแหน่งดังรูปที่ 11.5 ถึงรูปที่ 11.7 จะเห็นได้ว่าบ้างตัวแหน่งมีการตอกเสาเข็มเพื่อเติม ยังไม่ทราบถึงสาเหตุดังกล่าว แต่จำนวนของเสาเข็มทุกตัวแหน่งที่ตรวจสอบมีจำนวนมากกว่าที่ปรากฏอยู่ในแบบรายละเอียดเหล็กเสริมคอกนกรีต และทั้ง 3 ตัวแหน่งมีจำนวนที่ไม่เท่ากัน ตามแบบรายละเอียดเหล็กเสริมคอกนกรีต



รูปที่ 11.5 ตัวแหน่งของเสาเข็มที่ตรวจสอบจากการเปิดโครงสร้างฐานราก ณ ตัวแหน่งที่ 33/15



รูปที่ 11.6 ตำแหน่งของเสาเข็มที่ตรวจพบจากการเปิดโครงสร้างฐานราก ณ ตำแหน่งที่ 40/16



รูปที่ 11.7 ตำแหน่งของเสาเข็มที่ตรวจพบจากการเปิดโครงสร้างฐานราก ณ ตำแหน่งที่ 42/23

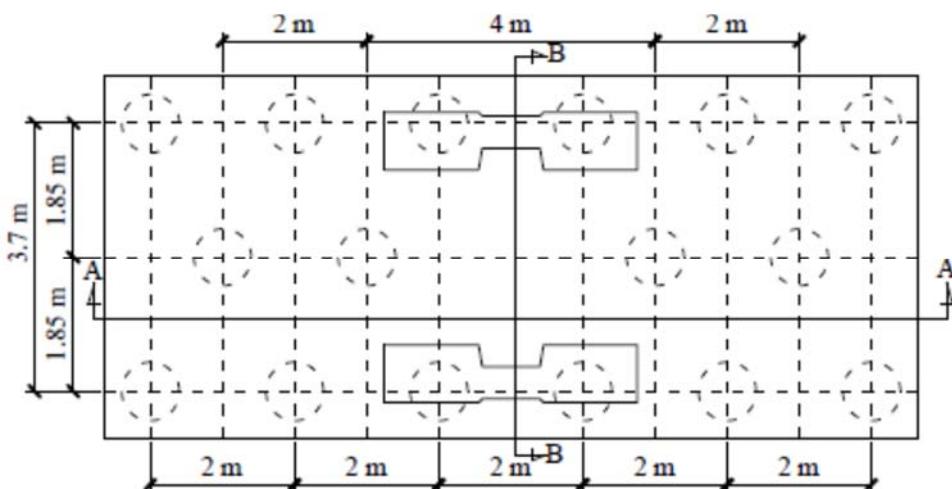
## 11.6 การเตรียมตัวอย่างโครงสร้างเพื่อการทดสอบ

### 11.6.1 การประเมินโครงสร้างฐานรากในการรับน้ำหนักบรรทุกด้วยวิธีไฟแน็ตอลิเมนต์

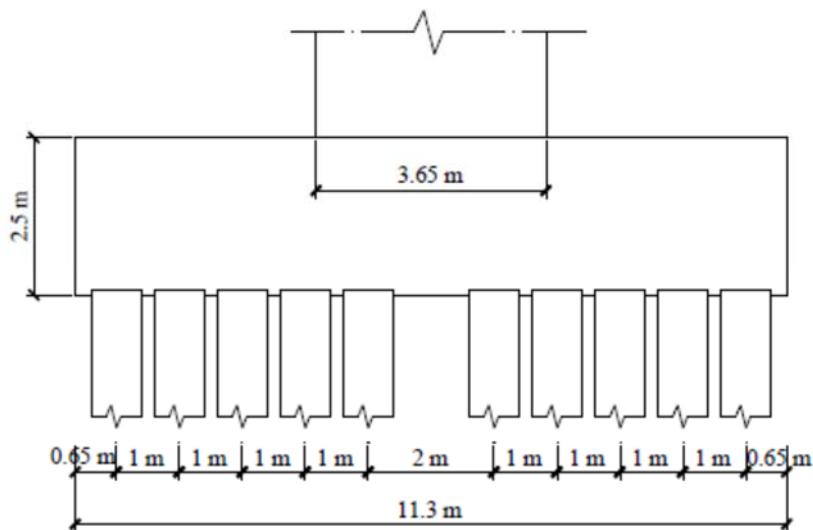
การประเมินโครงสร้างฐานรากในการรับน้ำหนักบรรทุกด้วยวิธีไฟแน็ตอลิเมนต์แบบหยาบและเป็นสมการเส้นตรง (Linear Static) ซึ่งได้ที่การจำลองก่อนที่ทำการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกด้วยมีวัตถุประสงค์คือ 1) เพื่อหาความเหมาะสมของอุปกรณ์ที่จะนำมาใช้ตรวจวัดในการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกจริง 2) เพื่อหาตำแหน่งที่จะทำการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัด 3) เพื่อเป็นข้อมูลที่ใช้ในการเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการทดสอบเพื่อหาความแข็งของเสาเข็มและโครงสร้างฐานราก

#### 11.6.1.1 รูปโครงสร้างและวัสดุที่นำมาจำลอง

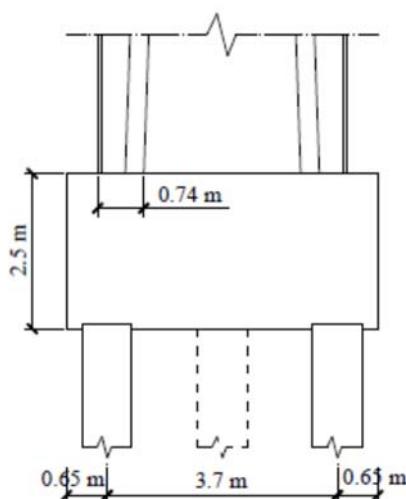
จากข้อมูลเบื้องต้นจากบัญชี 5 ทราบถึงแบบละเอียดของโครงสร้างและแบบโครงสร้างฐานรากที่ใช้ในการจำลองคือ MLF-6A ดังรูปที่ 11.8 ถึงรูปที่ 11.10 และค่ากำลังอัดของคอนกรีตและมอดูลัสของยังที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วยไฟแน็ตอลิเมนต์ดังตารางที่ 11.1



รูปที่ 11.8 ขนาดของฐานรากที่นำมาจำลอง (Top View)



รูปที่ 11.9 ขนาดของโครงสร้างฐานรากและตำแหน่งเสาเข็ม (Section AA)

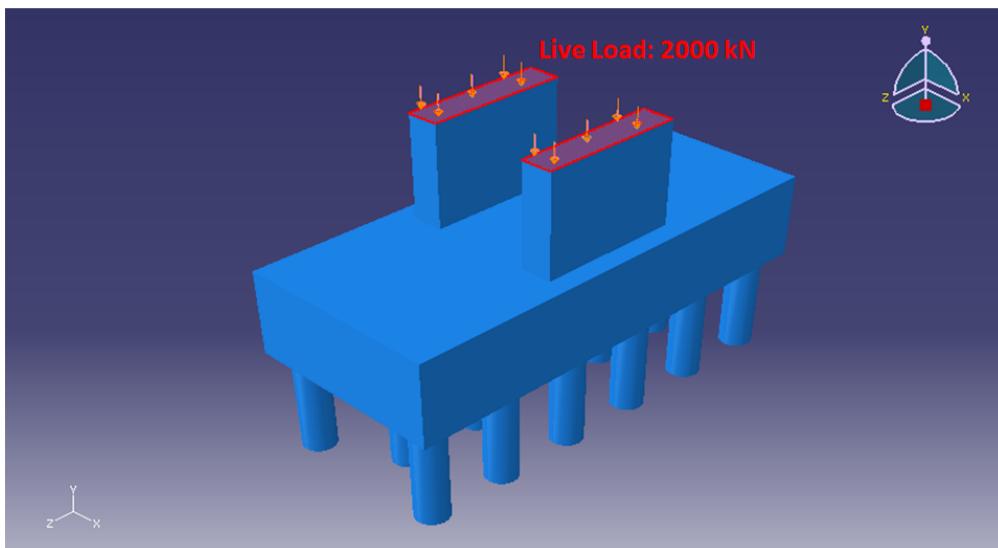


รูปที่ 11.10 ขนาดของโครงสร้างฐานรากและตำแหน่งโครงสร้างเสาเข็มและเสาตอม่อ (Section BB)

ตารางที่ 11.1 ค่าวัสดุที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์

โครงสร้าง	ค่ากำลังอัดของคอนกรีต (N/mm <sup>2</sup> )	มอดูลัสของยัง (KN/mm <sup>2</sup> )
ฐานราก	20	21
เสาเข็ม	46	33
เสาตอม่อ	36	26

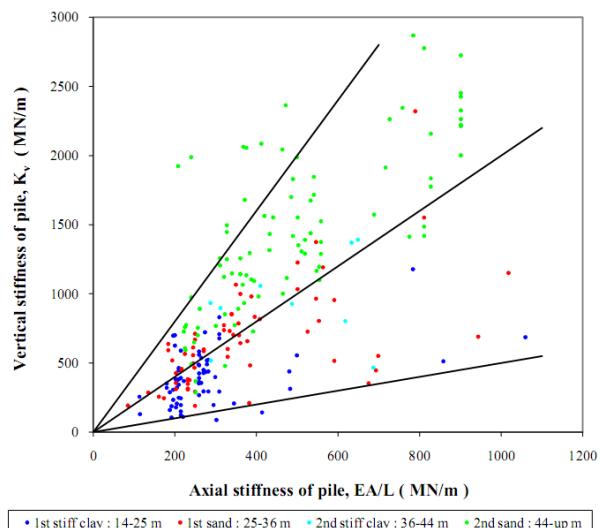
ในการจำลองจะทำการจำลองโครงสร้างฐานรากทั้งหมดดังรูปที่ 11.11 อายุในรูปของ 3 มิติ และน้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการจำลองคือ 2,000 kN



รูปที่ 11.11 รูปแบบโมเดลที่ทำการจำลอง

#### 11.6.1.2 ค่าสติฟเนสของโครงสร้างฐานรากและเสาเข็ม

เนื่องจากโครงสร้างปัจจุบันเกิดการแตกกร้าว ซึ่งยังไม่ทราบแน่นอนว่ามีผลต่อโครงสร้างอย่างไร ดังนั้น การที่จะทำการวิเคราะห์ด้วยไฟโนต์เอลิเมนต์ จึงกำหนดค่าสติฟเนสของโครงสร้างฐานรากที่มีค่าตั้งแต่ ร้อยละ 100 50 และ 25 ของโครงสร้างฐานรากที่สมบูรณ์ ส่วนคุณสมบัติของดินที่ใช้มาจากการศึกษาหาค่าสติฟเนสของดินในเขตบางนาจนถึงบางปะกงจะมีค่าสติฟเนสของดินสัมผัสถูกกับค่าสติฟเนสของเสาเข็ม ดังรูปที่ 11.12 ดังนั้น การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟโนต์เอลิเมนต์จึงได้กำหนดค่าสติฟเนสของเสาเข็มที่ 0.5 1 2 และ 4 เท่าของสติฟเนสของเสาเข็ม



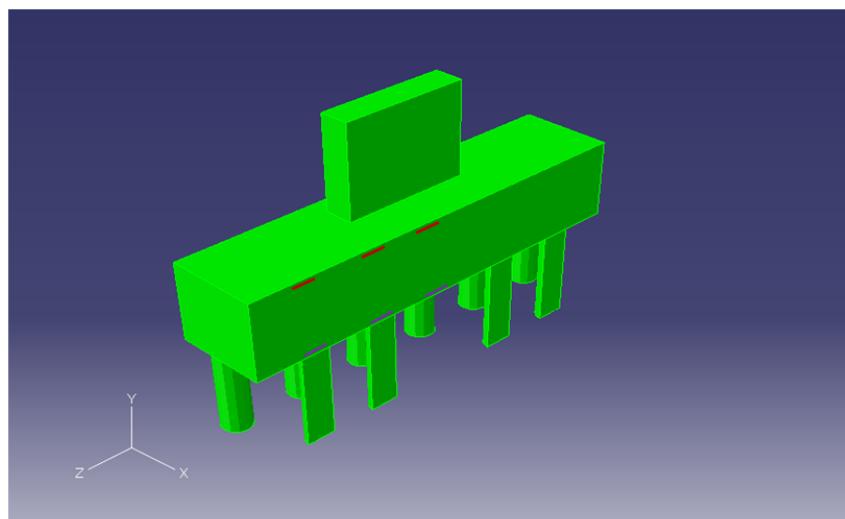
รูปที่ 11.12 ความสัมผัสระหว่างค่าสติฟเนสของดินกับค่าสติฟเนสของเสาเข็ม

### 11.6.1.3 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

ตารางที่ 11.2และตารางที่ 11.3แสดงถึงผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ที่มีค่าสติฟเนสของเสาเข็มและเสาเข็มที่แตกต่างกัน โดยที่ตารางที่ 11.2 แสดงผลของความเครียดของโครงสร้างฐานราก ณ ตำแหน่งต่างๆ ที่อยู่ใกล้กับกลางของโครงสร้างฐานราก ดังตารางที่ 11.3และรูปที่ 11.13 ค่าน้ำหนักบรรทุกที่ลงสู่เสาเข็มแต่ละตันดัง

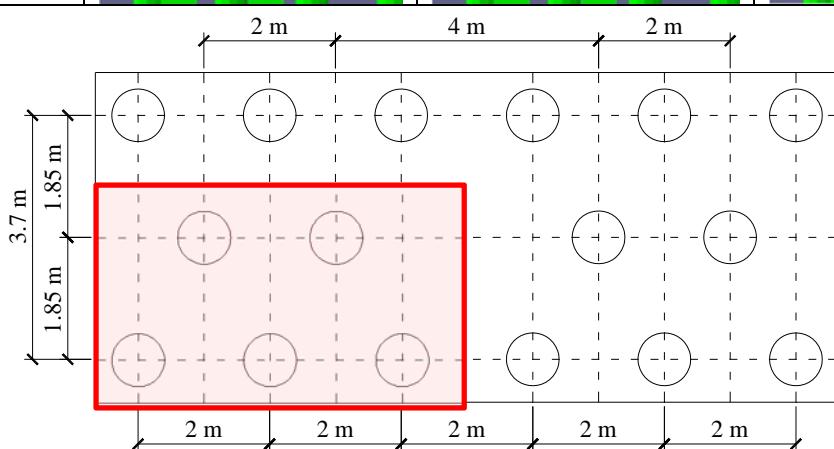
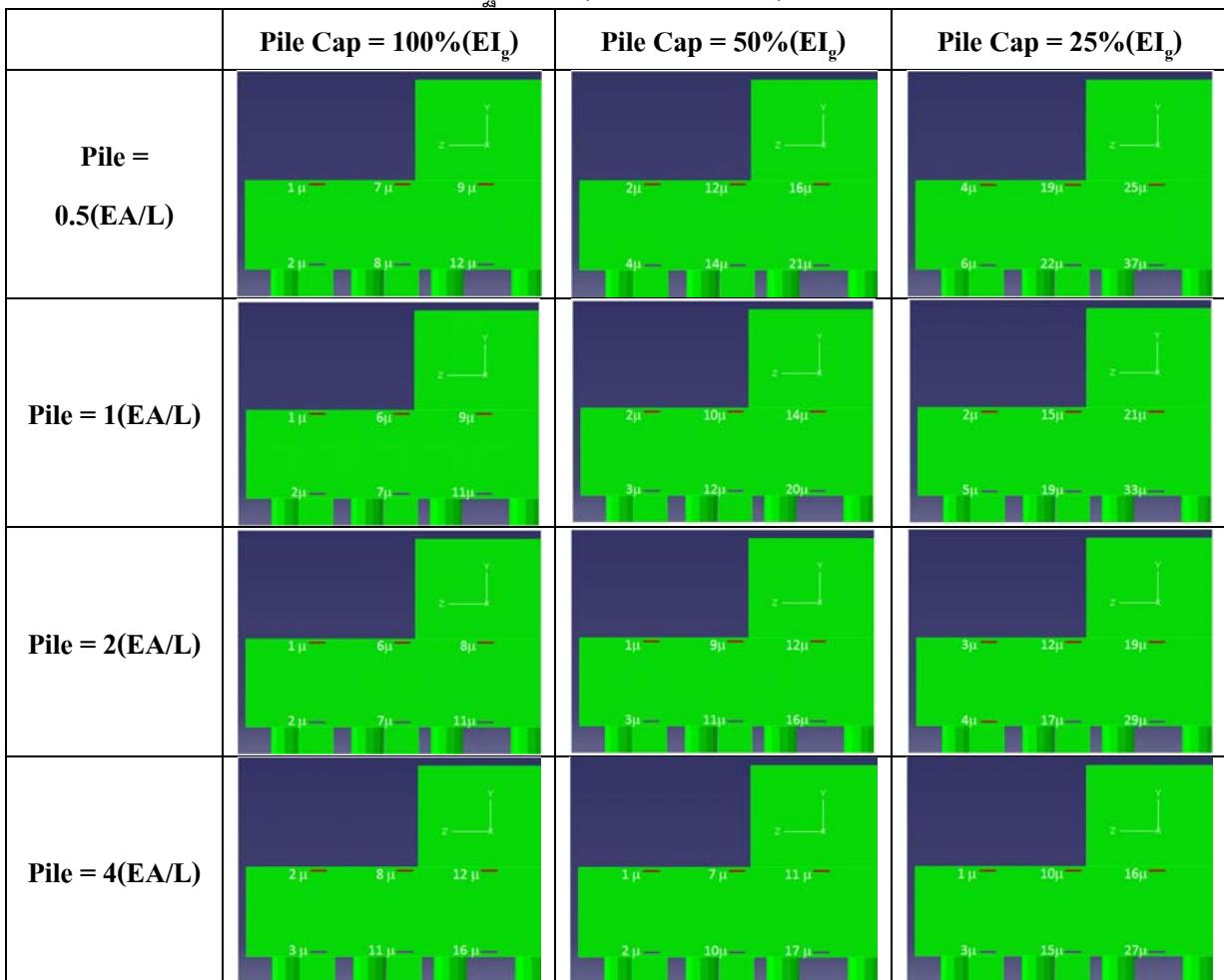
จากตารางที่ 11.2และตารางที่ 11.3 สามารถสรุปได้ดังนี้

- 1) ในกรณีที่โครงสร้างฐานรากมีค่าสติฟเนสในเกณฑ์ที่ดี ( $Pile Cap = 100\% (El_g)$ ) จะมีการกระจายแรงสู่เสาเข็มแต่ละตันที่เท่าๆ กันและการแย่งตัวของโครงสร้างฐานรากน้อย ในทางตรงกันข้าม โครงสร้างฐานรากมีค่าสติฟเนสน้อยน้ำหนัก ( $Pile Cap = 25\% (El_g)$ ) จะมีการแย่งตัวมากของโครงสร้างฐานราก และจะมีการกระจายน้ำหนักลงสู่เสาเข็มที่บริเวณกึ่งกลางฐานรากมากกว่าปกติ
- 2) ในกรณีที่โครงสร้างเสาเข็มมีค่าสติฟเนสที่สูง ( $Pile = 4(EA/L)$ ) จะส่งผลต่อการแย่งตัวของโครงสร้างฐานรากมากและรูปที่ 11.14 การกระจายน้ำหนักลงสู่เสาเข็ม ทำให้น้ำหนักส่วนใหญ่จะอยู่บริเวณโครงสร้างเสาเข็มตรงกึ่งกลาง Strain ที่อ่านได้อยู่ในช่วงที่ต่ำมากคือ  $1-2 \mu\varepsilon$  สำหรับการแย่งตัวของโครงสร้างฐานราก



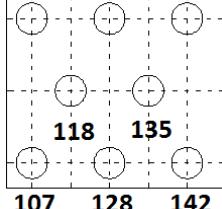
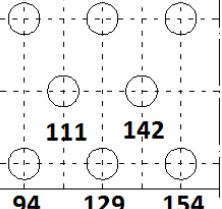
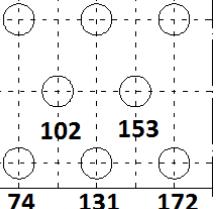
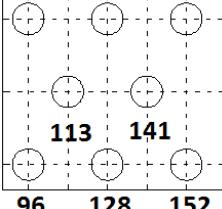
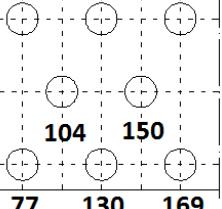
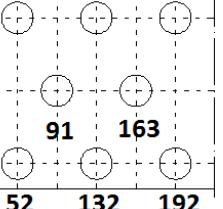
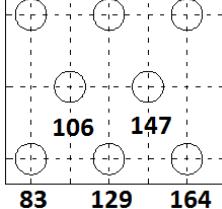
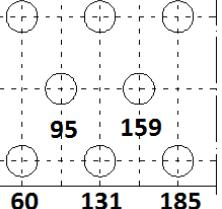
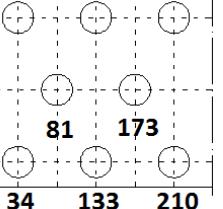
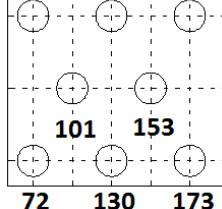
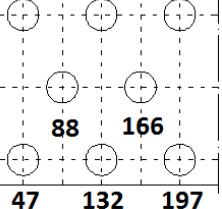
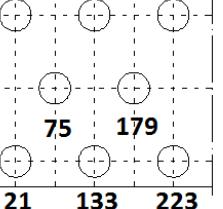
รูปที่ 11.13 ตำแหน่งที่แสดงค่าความเครียดของโครงสร้างฐานรากภายใน

ตารางที่ 11.2 ค่าความเครียดของโครงสร้างฐานราก (หน่วย:mm/mm)



รูปที่ 11.14 ตำแหน่งที่แสดงค่าแรงรับของโครงสร้างฐานรากของเสาเข็ม

ตารางที่ 11.3 น้ำหนักบรรทุกที่ลงสู่เสาเข็มแต่ละตัน (หน่วย: kN)

	Pile Cap = 100%(EI <sub>g</sub> )	Pile Cap = 50%(EI <sub>g</sub> )	Pile Cap = 25%(EI <sub>g</sub> )
Pile = 0.5(EA/L)	 107 128 142 118 135 111 142	 94 129 154 111 142 94 129	 74 131 172 102 153 74 131
Pile = 1(EA/L)	 96 128 152 113 141 96 128	 77 130 169 104 150 77 130	 52 132 192 91 163 52 132
Pile = 2(EA/L)	 83 129 164 106 147 83 129	 60 131 185 95 159 60 131	 34 133 210 81 173 34 133
Pile = 4(EA/L)	 72 130 173 101 153 72 130	 47 132 197 88 166 47 132	 21 133 223 75 179 21 133

### 11.6.2 อุปกรณ์ตรวจวัดโครงสร้าง

อุปกรณ์ที่จะใช้ดังต่อไปนี้ เป็นอุปกรณ์ที่สามารถตรวจความเครียดของคอนกรีตได้ ในระดับที่ต่ำ คือ  $1\mu\epsilon$  และได้มีการทดสอบความถูกต้องในห้องปฏิบัติการของโครงสร้างที่สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชียก่อนจะนำไปใช้ ภาคสนามประกอบด้วย วิธีการติดตั้งและผลการทดสอบอยู่ที่บทที่ 14

#### Strain Gage

เป็นอุปกรณ์ที่ใช้วัดความเครียดที่ผิวคอนกรีต โดยจะติดตั้งตามตำแหน่งต่างๆ ของหน้าตัดคอนกรีตรูปกล่อง และ ที่ตำแหน่งๆ ตามความยาวของโครงสร้าง เพื่อดูผลตอบสนองความเครียดและหน่วยแรงที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดคอนกรีตภายใต้น้ำหนักทดสอบ การทำงานของ Strain gage นี้จะอาศัยหลักการคือเมื่อ โดยปกติแล้ว วัตถุต่างๆนั้นจะมีคุณสมบัติความต้านทานทางไฟฟ้าของตัววัตถุเอง เมื่อโครงสร้างหรือวัตถุได้ถูกแรงกระทำจะทำให้โครงสร้างนั้นมีการเปลี่ยนแปลงทางด้านความเค้น (Stress) และความเครียด (Strain) ซึ่งการเปลี่ยนแปลงความเครียดนี้ทำให้โครงสร้างเกิดการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติทางความต้านทานไฟฟ้า

อุปกรณ์ Strain gage นี้เป็นชนิดขดลวดต้านทานไฟฟ้า (Electrical resistive strain gage) ดังแสดงในรูปที่ 11.15 ซึ่งอาศัยหลักการทำงานของวงจรไฟฟ้าแบบ Wheatstone bridge โดยนำ Strain gage มาต่อแบบ One-gage system เข้ากับวงจรที่อุปกรณ์เก็บบันทึกข้อมูล Data Logger ซึ่งจะทำการส่งสัญญาณทางไฟฟ้าไปที่ Strain gage เพื่อทำการอ่านค่าความต้านทานที่เปลี่ยนแปลงไป และแปลงสัญญาณกลับมาให้เป็นค่าความเครียด



รูปที่ 11.15 Strain Gage ที่ใช้ในการทดสอบ

การส่งสัญญาณระหว่าง Strain gage และ Data Logger นี้จะผ่านสายสัญญาณที่เป็นตัวกลางในการนำสัญญาณ ระบบสายสัญญาณนี้แบ่งออกเป็น 2 ประเภทใหญ่ๆ ได้แก่

- 1) ระบบสายสัญญาณ 2 สาย: ระบบนี้เป็นระบบที่เหมาะสมสำหรับการใช้ในห้องปฏิบัติการที่ไม่มีผลทางด้านอุณหภูมิและใช้ความยาวสายสัญญาณไม่ควรเกินกว่า 10 เมตร
- 2) ระบบสายสัญญาณ 3 สาย: ระบบนี้เป็นระบบที่เหมาะสมสำหรับใช้ในสถานที่ที่อุณหภูมิมีความแตกต่างกันมากและใช้ความยาวสายสัญญาณเกินกว่า 10 เมตร

จะพบว่าระบบสายสัญญาณที่เหมาะสมกับโครงการนี้คือระบบ 3 สาย นอกจากนี้ความยาวสายสัญญาณที่ใช้จะต้องนำมาปรับแก้กับความเครียดที่อ่านได้ เนื่องจากโดยปกติแล้วสายสัญญาณจะมีความต้านทานทางไฟฟ้าในตัวของสายเองทำให้ค่าความเครียดที่อ่านได้ต่ำกว่าความเป็นจริง สมการปรับแก้เนื่องจากความยาวของสายสัญญาณแสดงดังสมการที่ 11.1

$$\varepsilon_{cor} = \left(1 + \frac{rl}{R_g}\right) \times \varepsilon_m \quad (11.1)$$

โดยที่

$\varepsilon_{cor}$  = ค่าความเครียดที่ถูกปรับแก้ (หน่วย mm/mm)

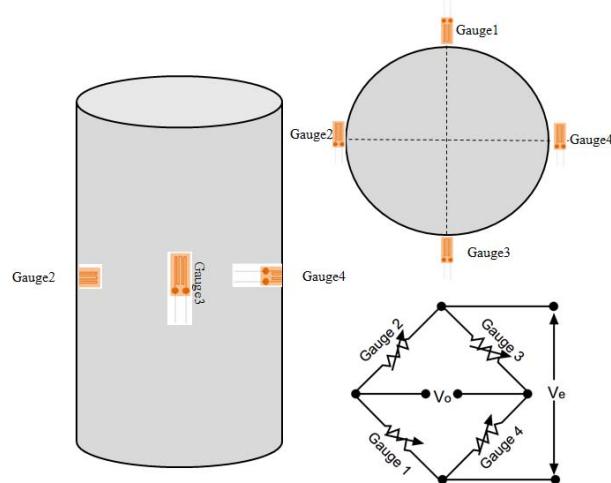
$\varepsilon_m$  = ค่าความเครียดอ่านได้ (หน่วย mm/mm)

$R_g$  = ค่าความต้านทานของ Strain gage (หน่วย Ohm)

$r$  = ค่าความต้านทานของสายสัญญาณต่อความยาว 1 เมตร (หน่วย Ohm/m)

$l$  = ความยาวสายสัญญาณ (หน่วย m)

ดังที่กล่าวมาข้างต้นเป็นการตรวจวัด ณ ตำแหน่งเสาตอม่อ เพื่อหาหน้าหักบรรทุกลงสู่โครงสร้างฐานราก แต่ตำแหน่งที่เสาเข้มทำการวัดแบบ 4 gages Active Wire เพื่อหาหน้าหักโดยรวมทั้งหมดที่กระทำเสาเข้ม ดังรูปที่ 11.16 วิธีการนี้เป็นการติดตั้งลักษณะเหมือน Load Cell (อุปกรณ์ใช้ในการวัดน้ำหนัก) ซึ่งวิธีการนี้เมื่อเกิด eccentricity (แรงกดเยื่องศูนย์) จะทำการคำนวณหักล่างกัน สมการที่ใช้ในการคำนวณคือ

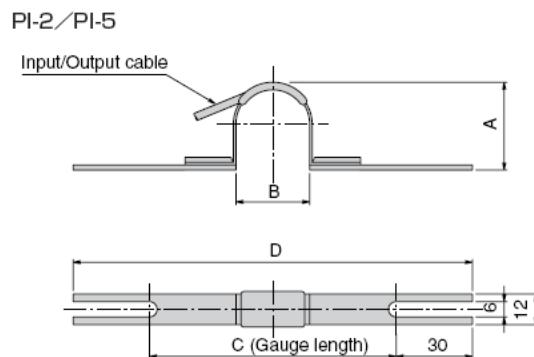


รูปที่ 11.16 การวัดแบบ 4 gages Active Wire ที่ตำแหน่งเสาเข้ม

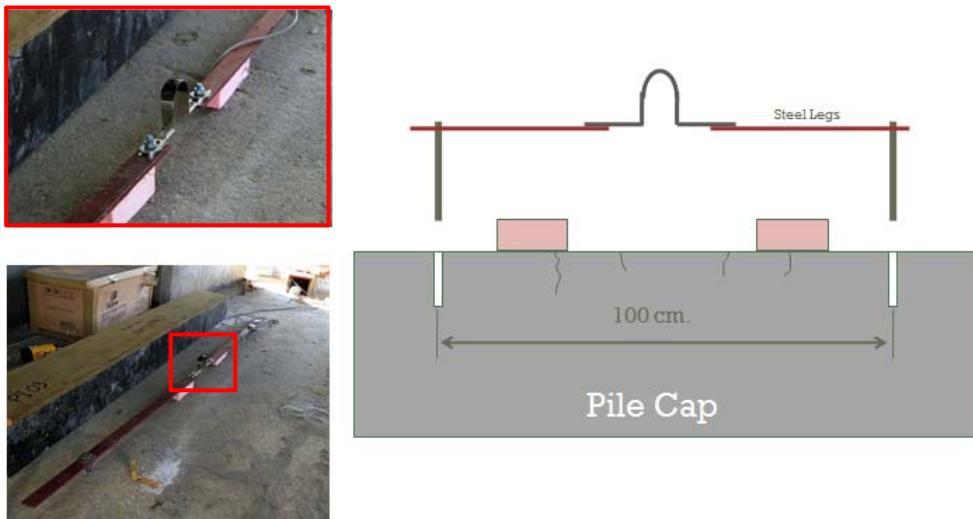
#### Cracking-Opening Displacement Transducer

เป็นอุปกรณ์ตรวจวัดความกว้างของการเคลื่อนตัวในทิศทางด้วยคิวเแนวระนาบ และผลของการเคลื่อนตัวในทิศทางของแนวตั้งจะไม่ส่งผลการการวัด ดังรูปที่ 11.17 โดยออกแบบมาในลักษณะโค้งติดตั้งคร่อมณ จุดที่ต้องการวัด เมื่อมีความกว้างของพื้นผิวมีการเปลี่ยนแปลง ความต้านทานไฟฟ้าของเครื่องมือจะเปลี่ยนไปเช่นกัน การทดสอบนี้ได้ทำการต่อขาอุปกรณ์เพื่อเพิ่มความสามารถวัด ดังรูปที่ 11.18

ในการทดสอบกับการรับน้ำหนักบรรทุกจริง ได้ทำการต่อขาของอุปกรณ์ให้ยาวและได้ระยะในการวัดเท่ากับ 1 เมตร เพราะในกรณีที่ไม่มีการต่อขาของอุปกรณ์ ในการทดสอบโครงสร้างฐานรากมีรอยแตกราวกันทำให้อุปกรณ์อาจจะไม่สามารถวัดได้ เพราะแรงกระจาดไปอยู่ตามแนบของรอยร้าว



รูปที่ 11.17 Cracking-Opening Displacement Transducer



รูปที่ 11.18 แสดงการต่อขาอุปกรณ์และระยะความยาวของการวัด

#### Data Logger

Data Logger เป็นอุปกรณ์ที่ใช้เก็บและแปลงข้อมูลจาก Strain gage และ Cracking-Opening Displacement transducer ซึ่งส่งข้อมูลเข้ามาในรูปของสัญญาณ analog และทำการแปลงสัญญาณให้อยู่ในรูปของสัญญาณ digital ซึ่งสามารถส่งต่อไปที่เครื่องคอมพิวเตอร์เพื่อเก็บข้อมูลและประมวลผลในระบบ real time ได้ ในการทดสอบนี้จะกำหนดให้มีสถานีการบันทึกข้อมูลทั้งหมด 3 สถานีที่ เพื่อความลวดเร็วในการติดตั้งอุปกรณ์ ดังรูปที่ 11.19แสดง Data Logger ที่ใช้ในการทดสอบ

เนื่องจาก Data Logger 1 ตัวนี้สามารถต่อเข้ากับอุปกรณ์ตรวจวัดได้เพียง 10 ช่องสัญญาณ จึงมีความจำเป็นที่จะต้องขยายจำนวนของช่องสัญญาณให้เพียงพอด้วยอุปกรณ์ที่เรียกว่า Switching Box (รูปที่ 11.19) ซึ่งจะทำหน้าที่เพิ่มจำนวนช่องสัญญาณ ทำการอ่านข้อมูลและส่งข้อมูลที่อ่านได้กลับไปให้ทาง Data Logger เพื่อแปลงสัญญาณและบันทึกค่าต่อไป



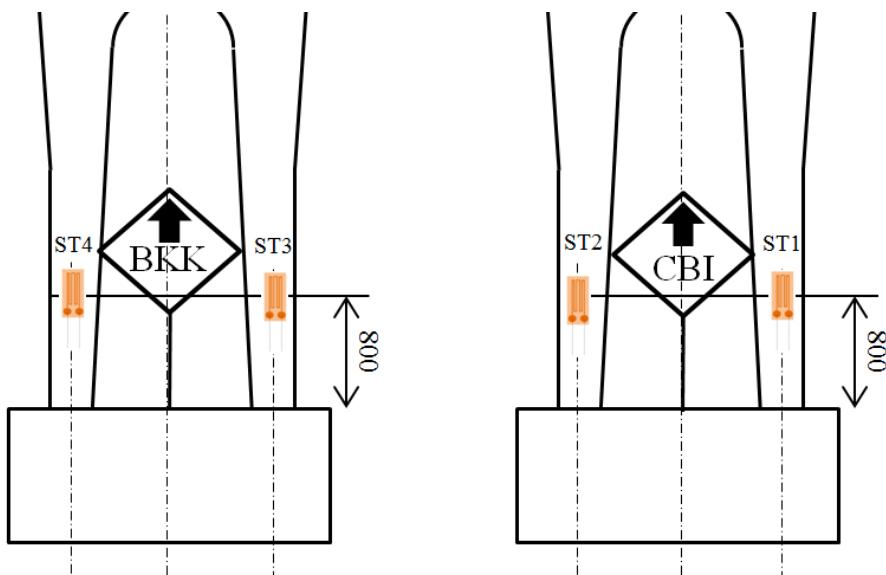
รูปที่ 11.19 Data Loggerและ Switching Box

### 11.6.3 ตำแหน่งและการติดตั้งอุปกรณ์

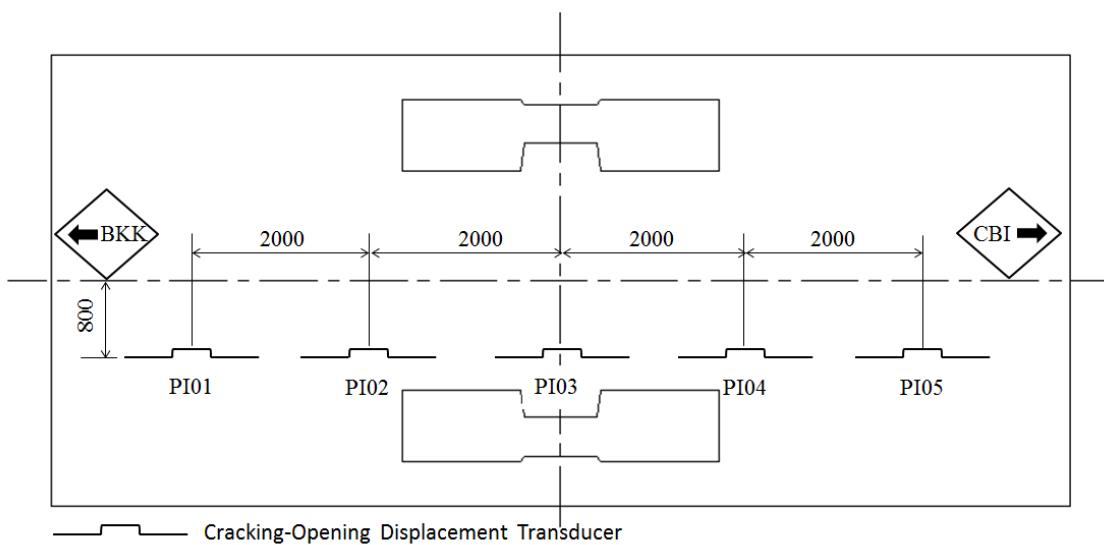
ตำแหน่งที่จะทำการติดตั้งอุปกรณ์ต่างๆ ของโครงสร้างเสาตอม่อ ฐานราก และเสาเข็ม มีลักษณะแตกต่างกันอ กตามวัตถุประสงค์ที่จะทำการตรวจวัด

รูปที่ 11.20แสดงตำแหน่งของ Strain Gage ที่โครงสร้างเสาตอมอ เพื่อวัดค่าการรับ/ถ่ายแรงของเสา ตอมอที่และลงสู่ฐานราก รูปที่ 11.21และ รูปที่ 11.22แสดงถึงตำแหน่งของการติดตั้ง Cracking-Opening Displacement Transducer ทั้งบนและล่างของฐานราก เพื่อศึกษาพฤติกรรมการแอลนตัว ภายใต้การรับน้ำหนักบรรทุก รูปที่ 11.23ถึง รูปที่ 11.25แสดงถึงตำแหน่งของ Strain Gage ที่ทำการติดตั้งบนโครงสร้างเสาเข็ม ตำแหน่งที่ 33/15 40/15 และ 42/23 ตามลำดับ เป็นการทดสอบการรับ/ถ่ายกำลังของฐานรากลงสู่ เสาเข็มและตรวจสอบค่าความแข็งหรือความสามารถคงรูปของฐานราก (Stiffness)

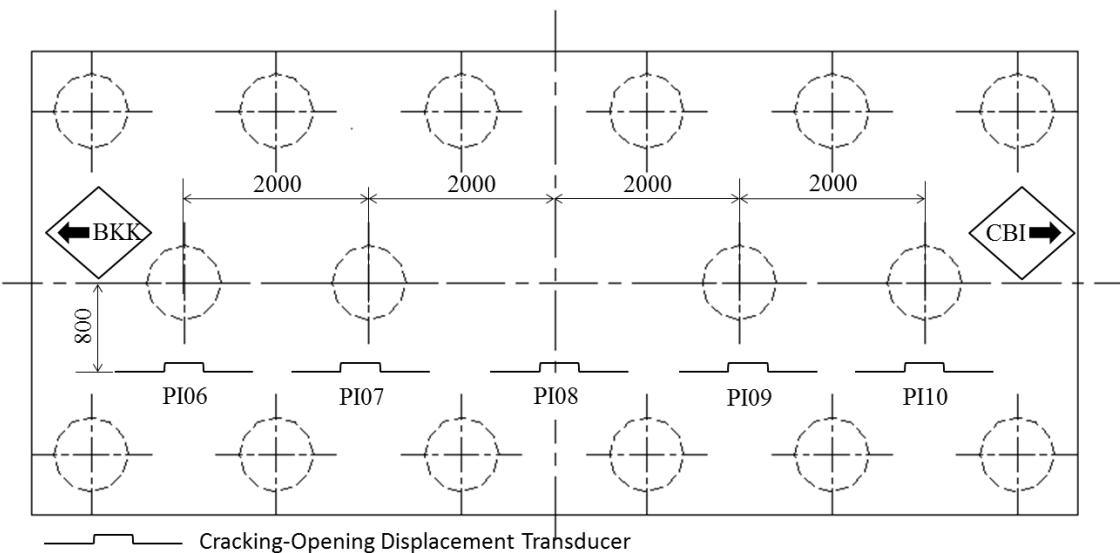
จำนวนและชนิดอุปกรณ์ที่ใช้ในการทดสอบทั้งนี้แสดงดังตารางที่ 11.4 ถึง ตารางที่ 11.6 ตามลำดับ



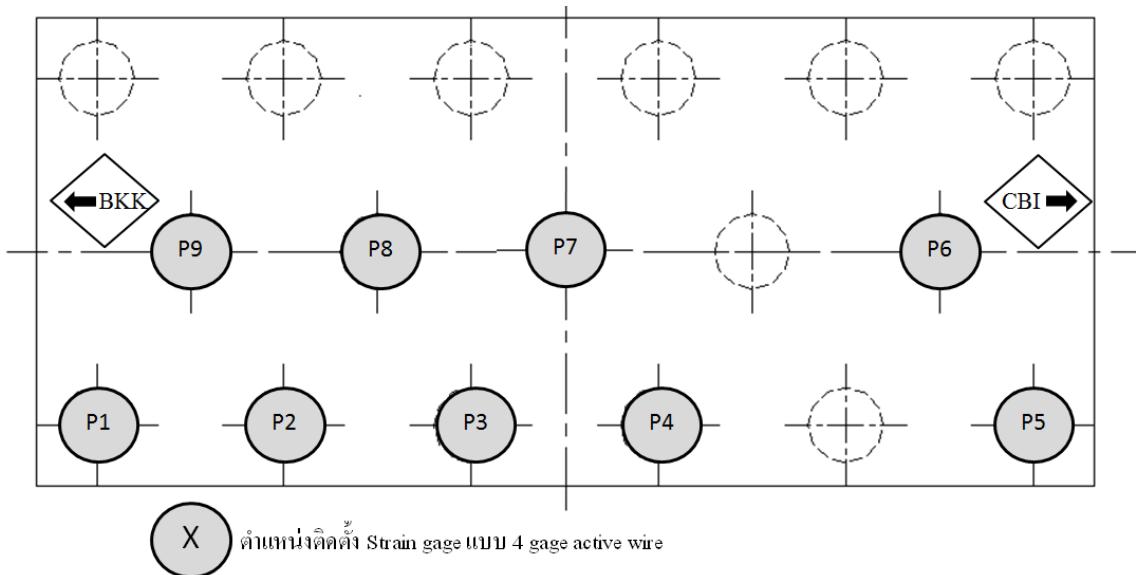
รูปที่ 11.20 ตำแหน่งติดตั้ง Strain Gage หน่วย:mm (ด้านหน้าและด้านหลัง)



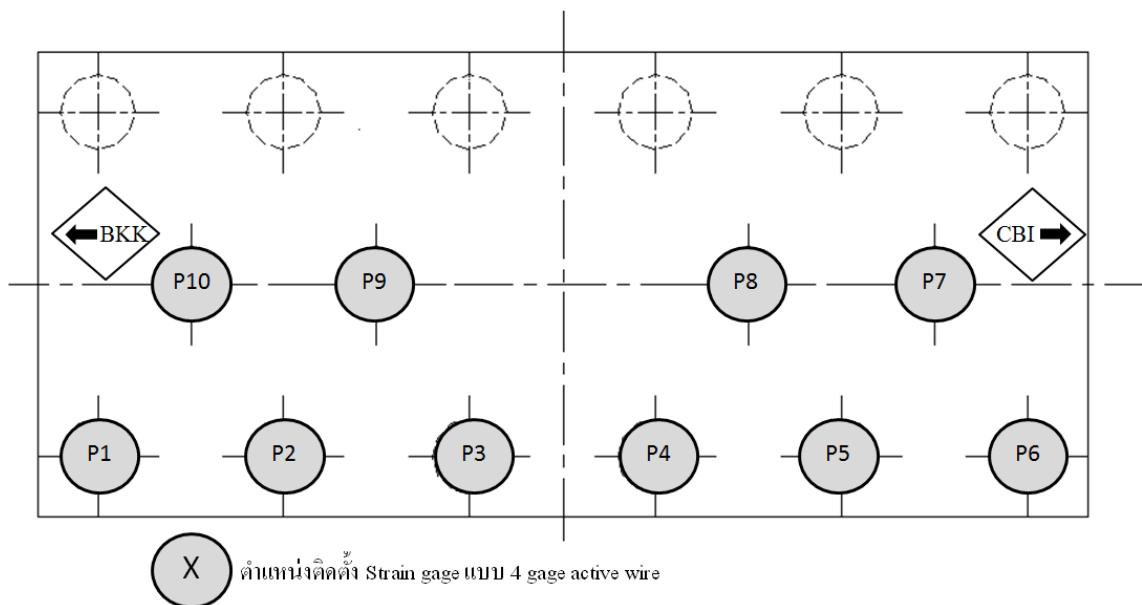
รูปที่ 11.21 ตำแหน่งการติดตั้ง Cracking-Opening Displacement Transducer ที่ผิวนอกโครงสร้างฐานราก  
หน่วย: mm.



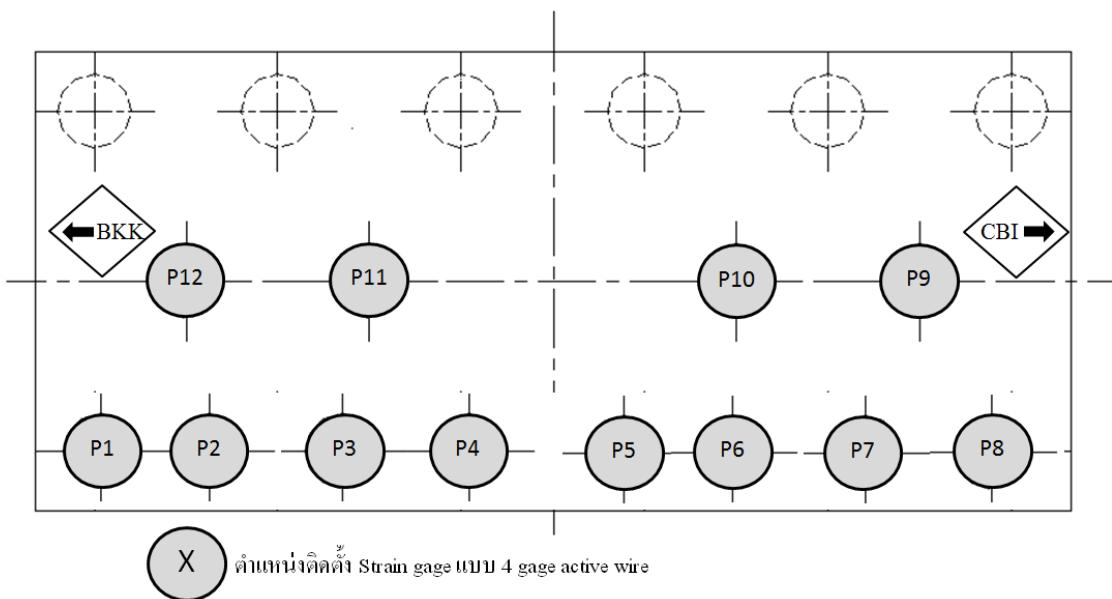
รูปที่ 11.22 ตำแหน่งการติดตั้ง Cracking-Opening Displacement Transducer ที่ผิวล่างโครงสร้างฐานราก  
หน่วย: mm



รูปที่ 11.23 ผังการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสำหรับโครงสร้าง 33/15



รูปที่ 11.24 ผังการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสำหรับโครงสร้าง 40/16



รูปที่ 11.25 ผังการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสำหรับโครงสร้าง 42/23

ตารางที่ 11.4 สรุปจำนวนและชนิดของอุปกรณ์ที่ใช้ในการทดสอบ ตำแหน่ง 33/15

Channel No.	Code	ตำแหน่ง	ชนิดอุปกรณ์	รูปแบบที่ใช้ตรวจวัด	ตัวคูณปรับแก้	หน่วย
1	P1	โครงสร้างเสาเข็ม	Strain gage	4-Gage	0.943	$\mu$
2	P2	โครงสร้างเสาเข็ม	Strain gage	4-Gage	0.943	$\mu$
3	P3	โครงสร้างเสาเข็ม	Strain gage	4-Gage	0.943	$\mu$
4	P4	โครงสร้างเสาเข็ม	Strain gage	4-Gage	0.943	$\mu$
5	P5	โครงสร้างเสาเข็ม	Strain gage	4-Gage	0.943	$\mu$
6	P6	โครงสร้างเสาเข็ม	Strain gage	4-Gage	0.943	$\mu$
7	P7	โครงสร้างเสาเข็ม	Strain gage	4-Gage	0.943	$\mu$
8	P8	โครงสร้างเสาเข็ม	Strain gage	4-Gage	0.943	$\mu$
9	P9	โครงสร้างเสาเข็ม	Strain gage	4-Gage	0.943	$\mu$
10	P10	โครงสร้างเสาเข็ม	Strain gage	4-Gage	0.943	$\mu$
11	ST01	โครงสร้างเสาตอม่อ	Strain gage	1-Gage	0.943	$\mu$
12	ST02	โครงสร้างเสาตอม่อ	Strain gage	1-Gage	0.943	$\mu$
13	ST03	โครงสร้างเสาตอม่อ	Strain gage	1-Gage	0.943	$\mu$
14	ST04	โครงสร้างเสาตอม่อ	Strain gage	1-Gage	0.943	$\mu$
15	PI01	ผิวนอกโครงสร้างฐานราก	PI-2-100	-	0.489	mm
16	PI02	ผิวนอกโครงสร้างฐานราก	PI-2-101	-	0.474	mm
17	PI03	ผิวนอกโครงสร้างฐานราก	PI-5-102	-	0.778	mm
18	PI04	ผิวนอกโครงสร้างฐานราก	PI-5-103	-	0.483	mm
19	PI05	ผิวนอกโครงสร้างฐานราก	PI-2-104	-	0.490	mm
20	PI06	ผิวล่างโครงสร้างฐานราก	PI-2-105	-	0.467	mm
21	PI07	ผิวล่างโครงสร้างฐานราก	PI-5-106	-	0.820	mm
22	PI08	ผิวล่างโครงสร้างฐานราก	PI-5-107	-	0.737	mm
23	PI09	ผิวล่างโครงสร้างฐานราก	PI-5-108	-	0.799	mm
24	PI10	ผิวล่างโครงสร้างฐานราก	PI-2-109	-	0.487	mm

ตารางที่ 11.5 สรุปจำนวนและชนิดของอุปกรณ์ที่ใช้ในการทดสอบ ตำแหน่ง 40/16

Channel No.	Code	ตำแหน่ง	ชนิดอุปกรณ์	รูปแบบที่ใช้ตรวจวัด	ตัวคูณปรับแก้	หน่วย
1	P1	โครงสร้างเสาเข็ม	Strain gage	4-Gage	0.943	μ
2	P2	โครงสร้างเสาเข็ม	Strain gage	4-Gage	0.943	μ
3	P3	โครงสร้างเสาเข็ม	Strain gage	4-Gage	0.943	μ
4	P4	โครงสร้างเสาเข็ม	Strain gage	4-Gage	0.943	μ
5	P5	โครงสร้างเสาเข็ม	Strain gage	4-Gage	0.943	μ
6	P6	โครงสร้างเสาเข็ม	Strain gage	4-Gage	0.943	μ
7	P7	โครงสร้างเสาเข็ม	Strain gage	4-Gage	0.943	μ
8	P8	โครงสร้างเสาเข็ม	Strain gage	4-Gage	0.943	μ
9	P9	โครงสร้างเสาเข็ม	Strain gage	4-Gage	0.943	μ
10	ST01	โครงสร้างเสาตอม่อ	Strain gage	1-Gage	0.943	μ
11	ST02	โครงสร้างเสาตอม่อ	Strain gage	1-Gage	0.943	μ
12	ST03	โครงสร้างเสาตอม่อ	Strain gage	1-Gage	0.943	μ
13	ST04	โครงสร้างเสาตอม่อ	Strain gage	1-Gage	0.943	μ
14	PI01	ผิวนอกโครงสร้างฐานราก	PI-2-100	-	0.478	mm
15	PI02	ผิวนอกโครงสร้างฐานราก	PI-2-101	-	0.482	mm
16	PI03	ผิวนอกโครงสร้างฐานราก	PI-5-102	-	0.734	mm
17	PI04	ผิวนอกโครงสร้างฐานราก	PI-5-103	-	0.484	mm
18	PI05	ผิวนอกโครงสร้างฐานราก	PI-2-104	-	0.482	mm
19	PI06	ผิวล่างโครงสร้างฐานราก	PI-2-105	-	0.480	mm
20	PI07	ผิวล่างโครงสร้างฐานราก	PI-5-106	-	0.820	mm
21	PI08	ผิวล่างโครงสร้างฐานราก	PI-5-107	-	0.779	mm
22	PI09	ผิวล่างโครงสร้างฐานราก	PI-5-108	-	0.778	mm
23	PI10	ผิวล่างโครงสร้างฐานราก	PI-5-109	-	0.719	mm

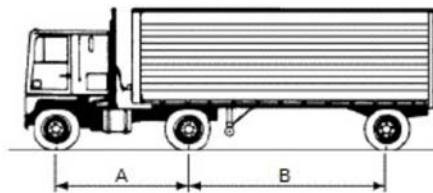
## ตารางที่ 11.6 สรุปจำนวนและชนิดของอุปกรณ์ที่ใช้ในการทดสอบ ตำแหน่ง 42/23

Channel No.	Code	ตำแหน่ง	ชนิดอุปกรณ์	รูปแบบที่ใช้ตรวจวัด	ตัวคูณปรับแก้	หน่วย
1	P1	โครงสร้างเสาเข็ม	Strain gage	4-Gage	0.943	μ
2	P2	โครงสร้างเสาเข็ม	Strain gage	4-Gage	0.943	μ
3	P3	โครงสร้างเสาเข็ม	Strain gage	4-Gage	0.943	μ
4	P4	โครงสร้างเสาเข็ม	Strain gage	4-Gage	0.943	μ
5	P5	โครงสร้างเสาเข็ม	Strain gage	4-Gage	0.943	μ
6	P6	โครงสร้างเสาเข็ม	Strain gage	4-Gage	0.943	μ
7	P7	โครงสร้างเสาเข็ม	Strain gage	4-Gage	0.943	μ
8	P8	โครงสร้างเสาเข็ม	Strain gage	4-Gage	0.943	μ
9	P9	โครงสร้างเสาเข็ม	Strain gage	4-Gage	0.943	μ
10	P10	โครงสร้างเสาเข็ม	Strain gage	4-Gage	1.943	μ
11	P11	โครงสร้างเสาเข็ม	Strain gage	4-Gage	2.943	μ
12	P12	โครงสร้างเสาเข็ม	Strain gage	4-Gage	3.943	μ
13	ST01	โครงสร้างเสาตอม่อ	Strain gage	1-Gage	0.943	μ
14	ST02	โครงสร้างเสาตอม่อ	Strain gage	1-Gage	0.943	μ
15	ST03	โครงสร้างเสาตอม่อ	Strain gage	1-Gage	0.943	μ
16	ST04	โครงสร้างเสาตอม่อ	Strain gage	1-Gage	0.943	μ
17	PI01	ผิวนอกโครงสร้างฐานราก	PI-2-100	-	0.490	mm
18	PI02	ผิวนอกโครงสร้างฐานราก	PI-2-101	-	0.482	mm
19	PI03	ผิวนอกโครงสร้างฐานราก	PI-5-102	-	0.778	mm
20	PI04	ผิวนอกโครงสร้างฐานราก	PI-5-103	-	0.791	mm
21	PI05	ผิวนอกโครงสร้างฐานราก	PI-2-104	-	0.477	mm
22	PI06	ผิวล่างโครงสร้างฐานราก	PI-2-105	-	0.495	mm
23	PI07	ผิวล่างโครงสร้างฐานราก	PI-5-106	-	0.801	mm
24	PI08	ผิวล่างโครงสร้างฐานราก	PI-5-107	-	0.791	mm
25	PI09	ผิวล่างโครงสร้างฐานราก	PI-5-108	-	0.820	mm
26	PI10	ผิวล่างโครงสร้างฐานราก	PI-5-109	-	0.799	mm

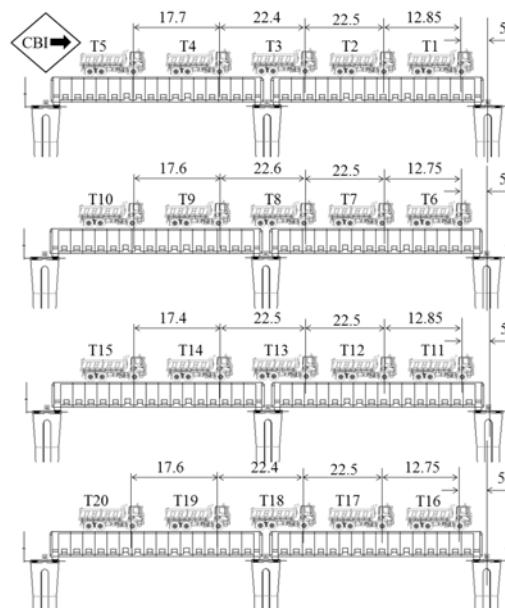
#### 11.6.4 ตำแหน่งและน้ำหนักของรถบรรทุก

ตารางที่ 11.7 แสดงรายละเอียดรถบรรทุกที่ใช้ในการทดสอบจำนวน 20 คัน รวมถึงระยะเพลาของรถบรรทุกแต่ละคัน รูปที่ 11.26 ถึง รูปที่ 11.28 แสดงตำแหน่งที่รถบรรทุกจอดบนโครงสร้างส่วนบน ของตำแหน่งที่ 33/15 40/16 และ 42/23

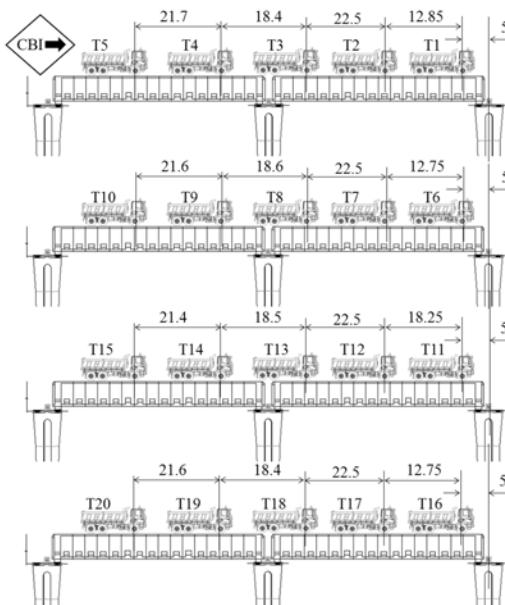
ตารางที่ 11.7 รายละเอียดรถบรรทุกที่ใช้ในการทดสอบน้ำหนักบรรทุกจริง



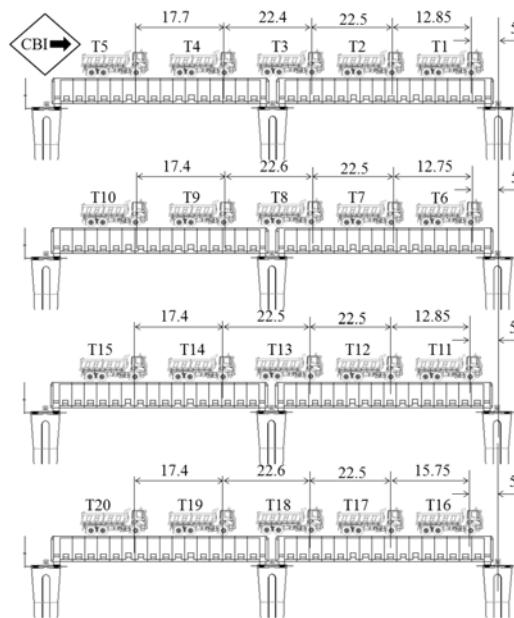
หมายเลขรถ	น้ำหนักบรรทุก ตัน	ระยะเพลารถ (เมตร)		ขบวนที่
		A	B	
T1	21.04	4.2	1.3	1
T2	19.88	4.0	1.3	1
T3	21.82	4.0	1.3	1
T4	20.59	4.1	1.3	1
T5	20.42	3.9	1.3	1
T6	21.00	4.1	1.3	2
T7	21.01	4.1	1.3	2
T8	21.25	4.1	1.3	2
T9	21.07	4.0	1.3	2
T10	21.19	3.9	1.3	2
T11	20.57	4.1	1.3	3
T12	20.29	4.0	1.3	3
T13	20.76	4.0	1.3	3
T14	20.49	4.0	1.3	3
T15	20.70	4.1	1.3	3
T16	20.55	4.1	1.3	4
T17	21.07	4.1	1.3	4
T18	21.07	4.1	1.3	4
T19	21.05	4.2	1.3	4
T20	20.90	4.1	1.3	4



รูปที่ 11.26 ตำแหน่งล้อรถบรรทุกที่จอดบนตำแหน่งที่ 33/15 หน่วย : m



รูปที่ 11.27 ตำแหน่งล้อรถบรรทุกที่จอดบนตำแหน่งที่ 40/16 หน่วย : m

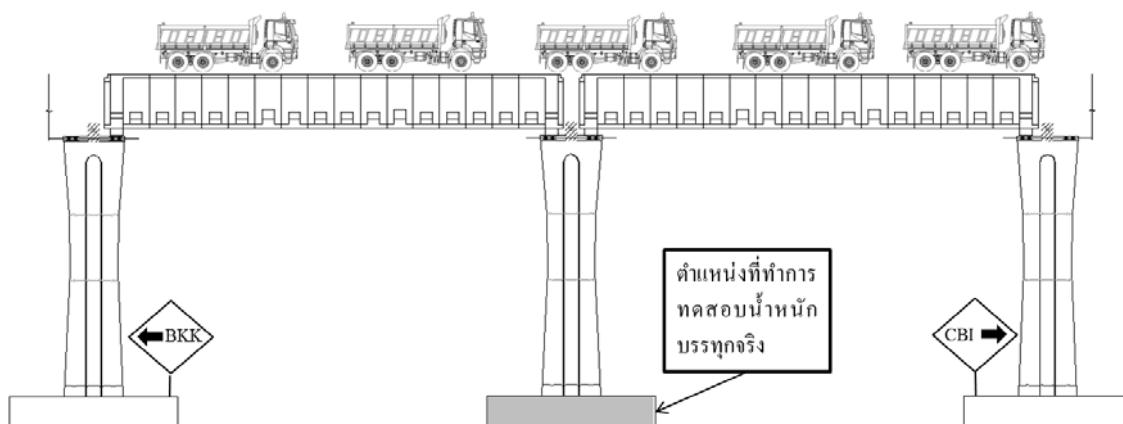


รูปที่ 11.28 ตำแหน่งล้อรถบรรทุกที่จอดบนตำแหน่งที่ 42/23 หน่วย : m

### 11.7 ขั้นตอนการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุก

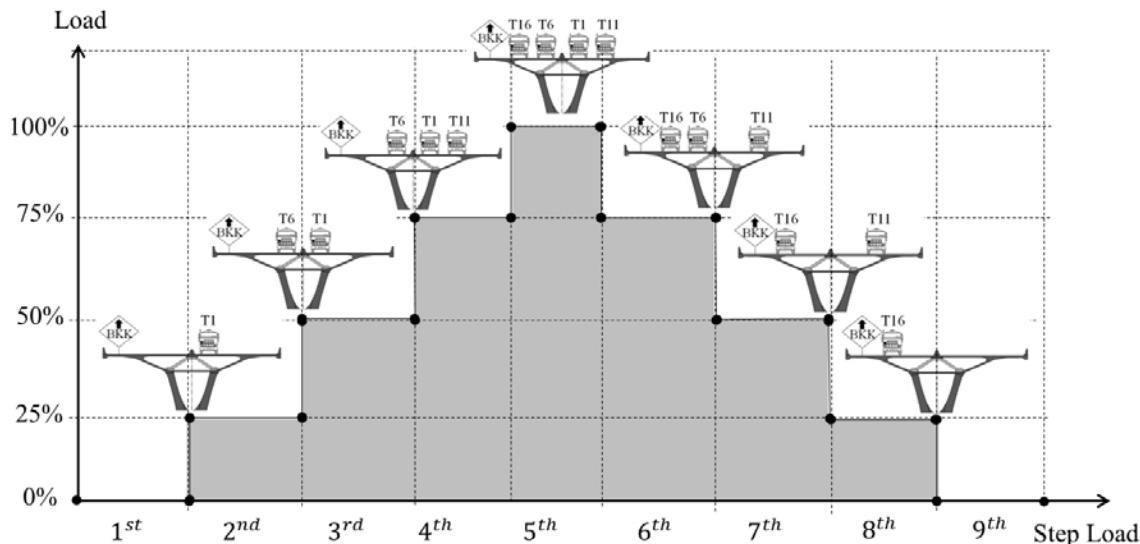
การทดสอบจะใช้รถบรรทุกที่ทราบน้ำหนักแน่นอนจำนวน 20 คัน ทั้งนี้จะต้องมีน้ำหนักบรรทุกไม่เกินค่าที่ออกแบบไว้ เพื่อจำลองน้ำหนักลงสู่โครงสร้างทั้ง 2 ช่วงเสา รูปที่ 11.29(ตำแหน่งด้านซ้ายและขวาของโครงสร้างเสาที่ต้องการทดสอบ) และวางน้ำหนักระยะเลนละ 5 คันทั้งหมด 4 เลน เพื่อความปลอดภัยในการทดสอบน้ำหนักบรรทุกที่กระทำกับโครงสร้าง จะนำรถบรรทุกเข้าสู่พื้นที่ทดสอบไปทีละเลน ซึ่งจะเพิ่มน้ำหนักที่ละ 5 คัน (ร้อยละ 25 ของน้ำหนักทั้งหมด) และทำการตรวจสอบคุณภาพการทดสอบพร้อมบันทึกข้อมูล จากนั้นค่อยเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจนครบทั้งทุกเลนจำนวน 20 คัน (ร้อยละ 100 ของน้ำหนักทั้งหมด) จากนั้นนำรถบรรทุกออกทีละร้อยละ 25 ของน้ำหนักทั้งหมด

เมื่อทำการทดสอบและบันทึกค่าพฤติกรรมของโครงสร้างตัวที่หนึ่งแล้วเสร็จ น้ำหนักบรรทุกทั้งหมดจะย้ายไปสู่โครงสร้างตัวที่ 2 และ 3 ตามลำดับ

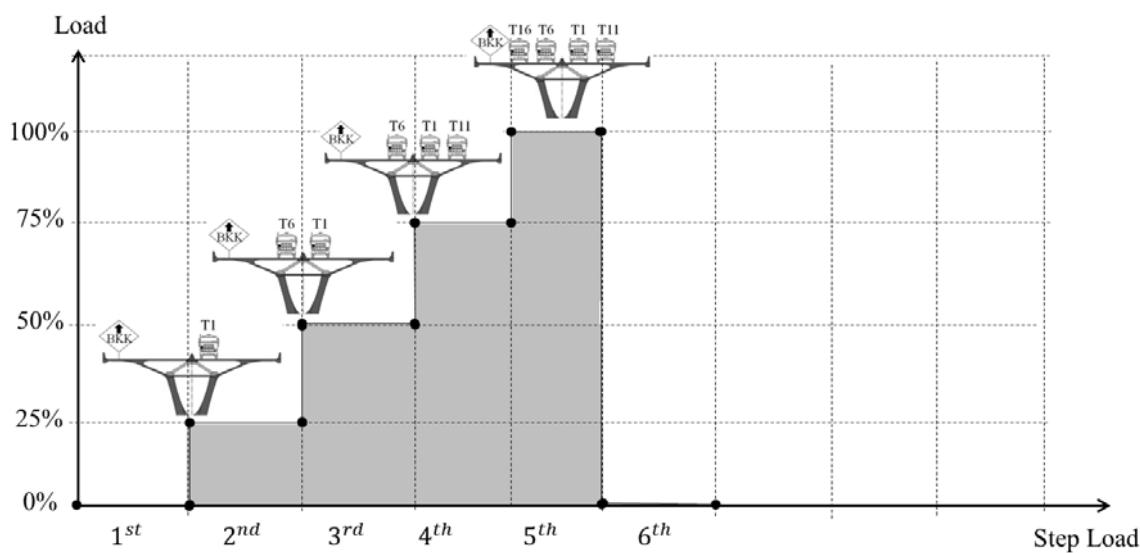


รูปที่ 11.29 การวางน้ำหนักบรรทุกลงสู่โครงสร้างทั้ง 2 ช่วงเสา

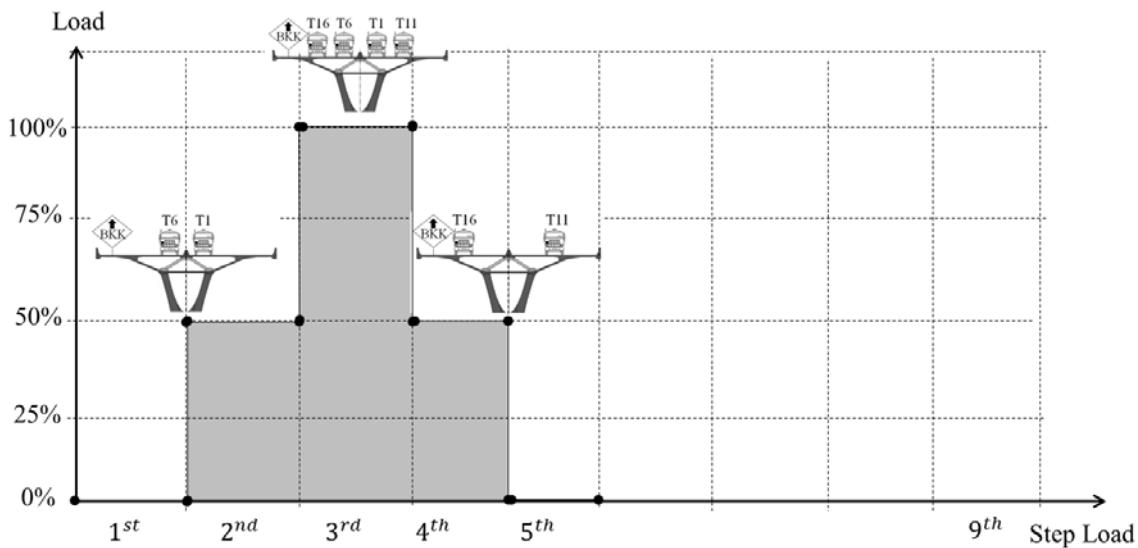
ในการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกดังที่กล่าวมาแล้วข้างต้นคือ เพิ่มน้ำหนักร้อยละ 25 ของโครงสร้างทั้งหมด จนถึง ร้อยละ 100 และทำการลดน้ำหนัก ดังรูปที่ 5.6-22 จะทำให้การทดสอบของตำแหน่งที่ 33/15 และ 42/23 ส่วนตำแหน่งที่ 40/16 ได้มีการทดสอบสองครั้งและในแต่ละครั้งเพิ่มน้ำหนักต่างกันคือ ครั้งที่ 1 จะเพิ่มร้อยละ 25 จนถึงร้อยละ 100 ดังรูปที่ 11.30 และครั้งที่ 2 จะทำการเพิ่มและลดน้ำหนักร้อยละ 50 จนถึง 100 ดังรูปที่ 11.31ตำแหน่งที่ 40/16 ได้ทำการทดสอบแบบนี้เพื่อเป็นการทดสอบซ้ำเพื่อให้ข้อมูลที่หลากหลายในการเพิ่มและลดน้ำหนักบรรทุก เนื่องจากตำแหน่ง 40/16 เป็นตำแหน่งที่ได้รับความเสียหายมากที่สุด



รูปที่ 11.30 การเพิ่มและลดน้ำหนักบรรทุกของตำแหน่ง 33/15 และ 42/23



รูปที่ 11.31 การเพิ่มและลดน้ำหนักบรรทุกของตำแหน่ง 40/16 ครั้งที่ 1



รูปที่ 11.32 การเพิ่มและลดน้ำหนักบรรทุกของตำแหน่ง 40/16 ครั้งที่ 2

### 11.8 ผลการทดสอบและการวิเคราะห์ผล

จากการทราบน้ำหนักบรรทุกและตำแหน่งที่ติดบรรทุกจอดทำให้สามารถคำนวณ น้ำหนักที่ลงสู่ตำแหน่งที่ทำการทดสอบได้ ดังตารางที่ 11.8 แสดงน้ำหนักบรรทุกที่ลงสู่ตำแหน่งที่ได้มีการทำการทดสอบน้ำหนักบรรทุกจริงและรูปที่ 40/16 แสดงน้ำหนักบรรทุกที่ลงสู่ตำแหน่งที่ได้มีการทำการทดสอบน้ำหนักบรรทุกจริงและรูปที่ 11.8 แสดงน้ำหนักบรรทุกที่ลงสู่ตำแหน่งที่ได้มีการทำการทดสอบน้ำหนักบรรทุกจริงและรูปที่

ตำแหน่ง	น้ำหนัก หน่วย ตัน (kN)
33/15	187.20 (1865.10)
40/16	194.55 (1938.49)
42/23	187.30 (1866.15)

การแอนต์ัวของโครงสร้างที่วัดด้วย Cracking-Opening Displacement Transducer นำไปเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์อิลิเมนต์กับตารางที่ 11.2 จะเห็นได้ว่าโครงสร้างฐานรากทุกตำแหน่งที่ทำการทดสอบมีค่าสติฟเนสสูง นี้เป็นการบ่งชี้ว่าการแตกร้าวของโครงสร้างฐานรากที่เกิดขึ้นไม่ส่งผลกระทบต่อการแอนต์ัวของฐานรากและการทดสอบดังกล่าวยังสอดคล้องกับผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบไรซิงเส้นในบทที่ 13

## การกระจายน้ำหนักลงสู่โครงสร้างเสาเข็มจะทำการคำนวณจากสมการดังนี้

$$\beta = \frac{\Sigma \text{Strain of pile}}{\text{Total load}} \quad (5.8-1)$$

$$P = \beta * \text{Strain measurement} \quad (5.8-2)$$

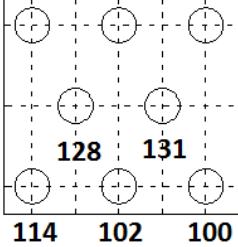
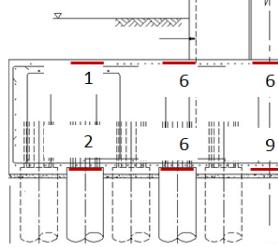
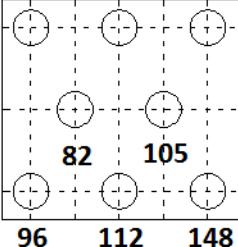
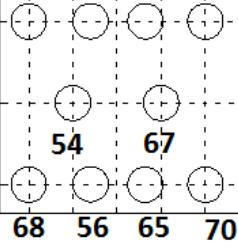
เมื่อ

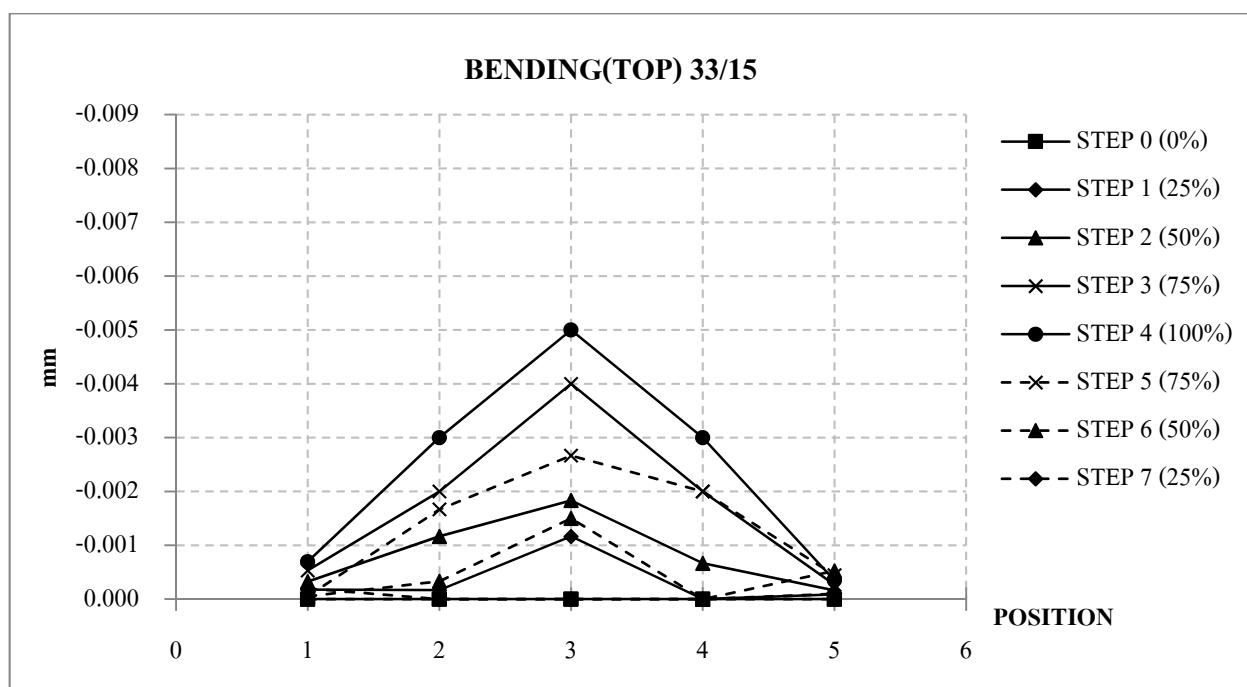
 $\beta$  คือตัวคูณ

P คือ น้ำหนักที่ลงสู่โครงสร้างเสาเข็ม

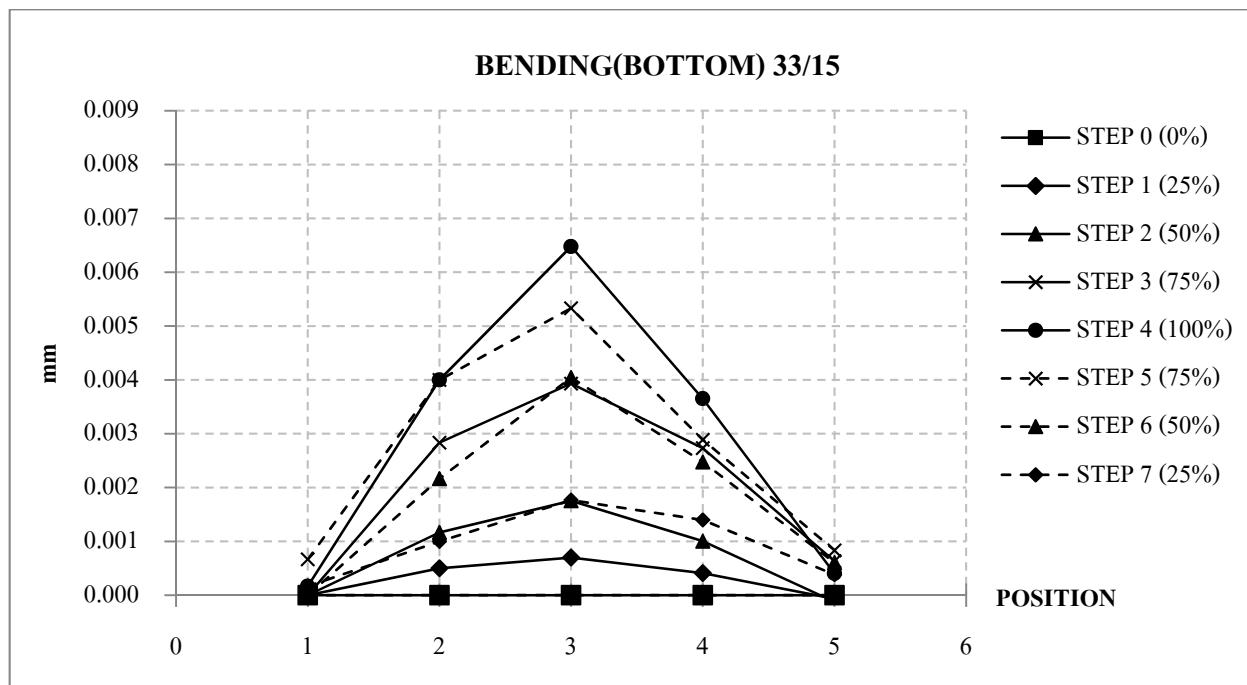
ผลการถ่ายแรงลงสู่เสาเข็มพบว่าทุกตำแหน่งที่ได้มีการทดสอบมีระบบการกระจายแรงลงสู่โครงสร้างเสาเข็มยังอยู่ในเกณฑ์ที่ดีมาก กล่าวคือมีการกระจายแรงลงสู่โครงสร้างเสาเข็มเท่าๆ กัน ดังตารางที่ 11.9 สรุปการแฉ่งตัวของโครงสร้างฐานรากและการกระจายน้ำหนักลงสู่โครงสร้างเสาเข็ม ณ น้ำหนักบรรทุก 20 คัน นี้ แสดงให้เห็นว่าโครงสร้างฐานรากที่มีระดับความเสียหายมากยังคงมีความสามารถในการกระจายน้ำหนักลงสู่เสาเข็มเหมือนโครงสร้างที่ไม่ได้รับความเสียหาย

ตารางที่ 11.9 สรุปการแฉ่งตัวของโครงสร้างฐานรากและการกระจายน้ำหนักลงสู่โครงสร้างเสาเข็ม ณ น้ำหนักบรรทุก 20 คัน

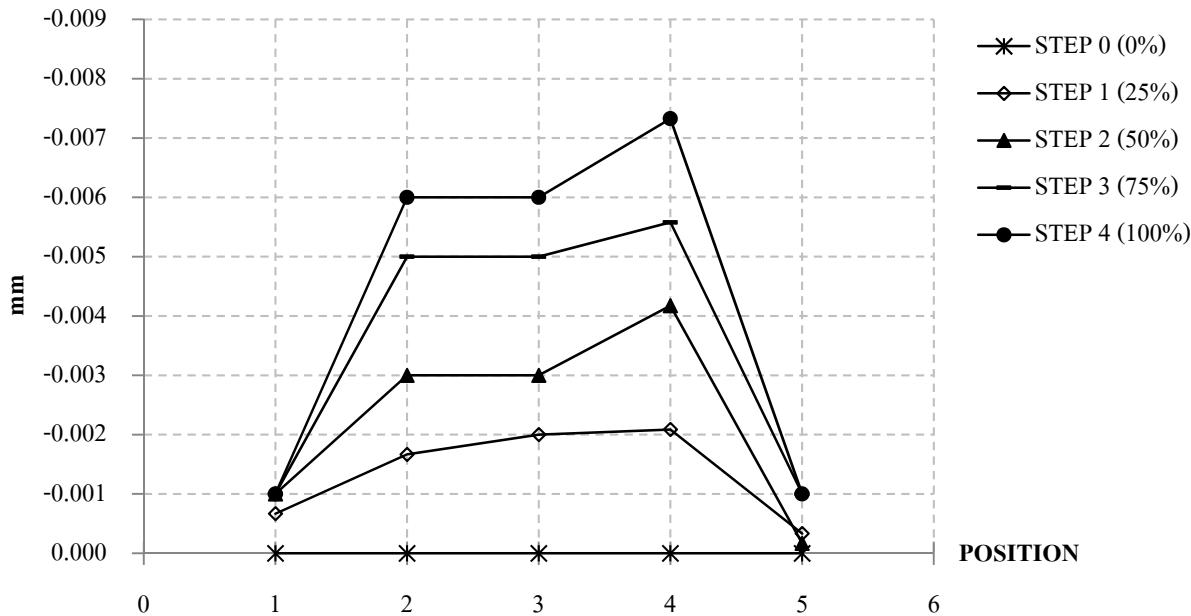
ตำแหน่ง (ระดับความเสียหาย)	การแฉ่งตัว ( $\times 10^{-3}$ mm)	น้ำหนักลงสู่โครงสร้างเสาเข็ม (kN)
33/15 (ระดับ 0)		 <b>128</b> <b>131</b> <b>114</b> <b>102</b> <b>100</b>
40/16 (ระดับ 2)		 <b>82</b> <b>105</b> <b>96</b> <b>112</b> <b>148</b>
42/23 (ระดับ 1)		 <b>54</b> <b>67</b> <b>68</b> <b>56</b> <b>65</b> <b>70</b>



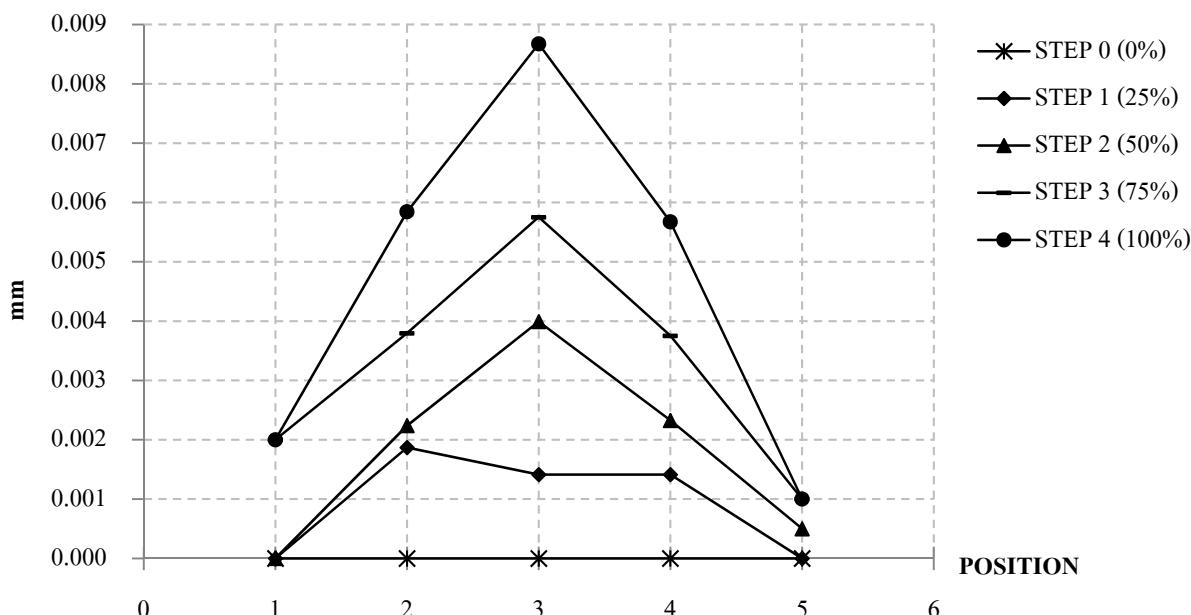
รูปที่ 11.33 ค่าการแอล์ตัวที่วัดได้จากโครงสร้างฐานราก(ผิวนบน) ตำแหน่ง 33/15



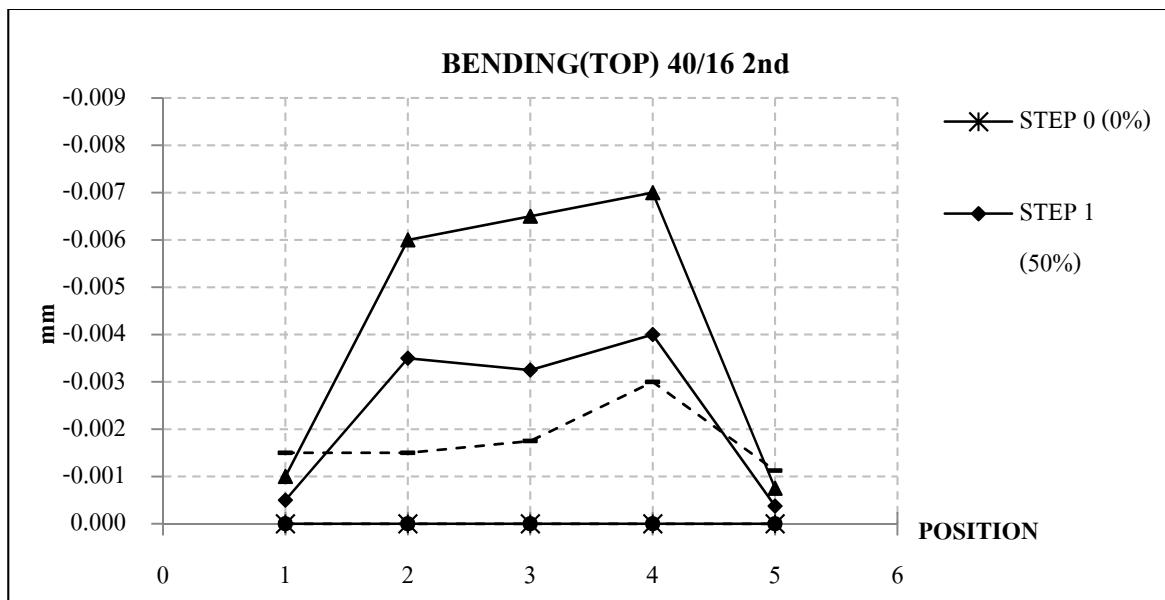
รูปที่ 11.34 ค่าการแอล์ตัวที่วัดได้จากโครงสร้างฐานราก(ผิวล่าง) ตำแหน่ง 33/15

**BENDING(TOP) 40/16 1st**

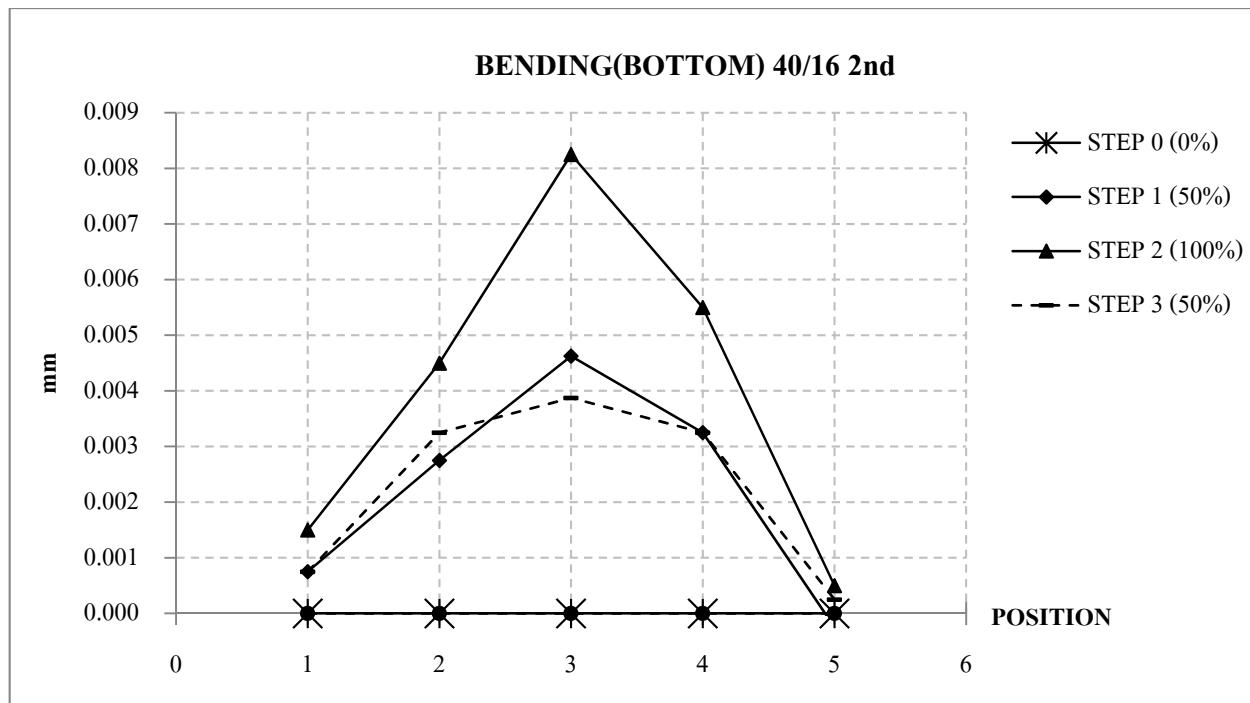
รูปที่ 11.35 ค่าการแอลอ่ตัวที่ได้จากการกลุ่มโครงสร้างฐานราก(ผิวนบน) ตำแหน่ง 40/16 ครั้งที่ 1

**BENDING(BOTTOM) 40/16 1st**

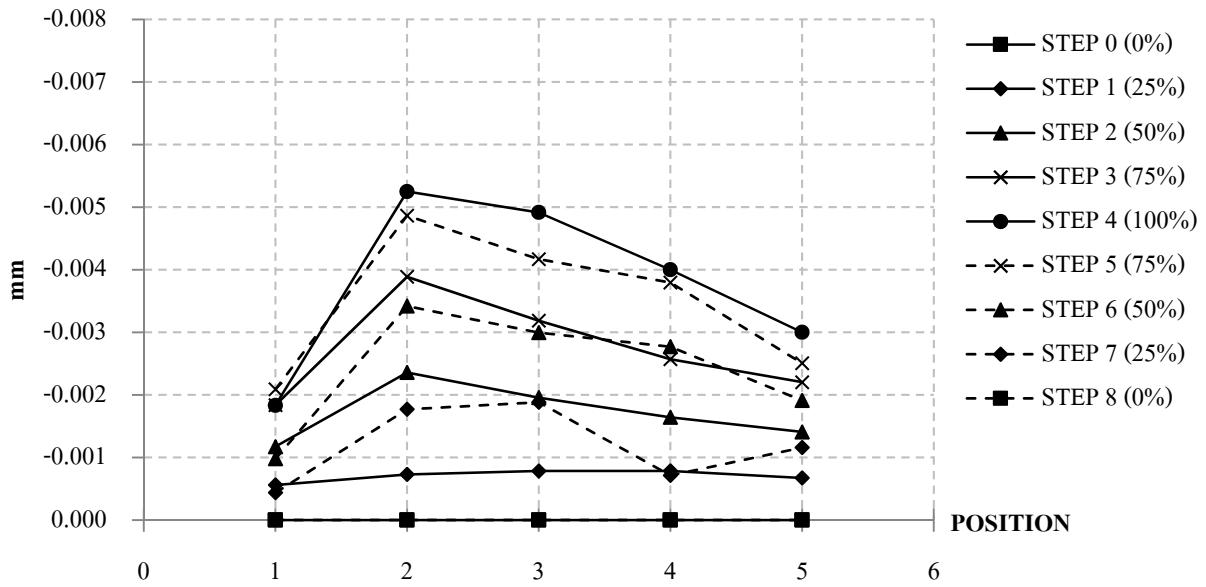
รูปที่ 11.36 ค่าการแอลอ่ตัวที่ได้จากการกลุ่มโครงสร้างฐานราก(ผิวล่าง) ตำแหน่ง 40/16 ครั้งที่ 1



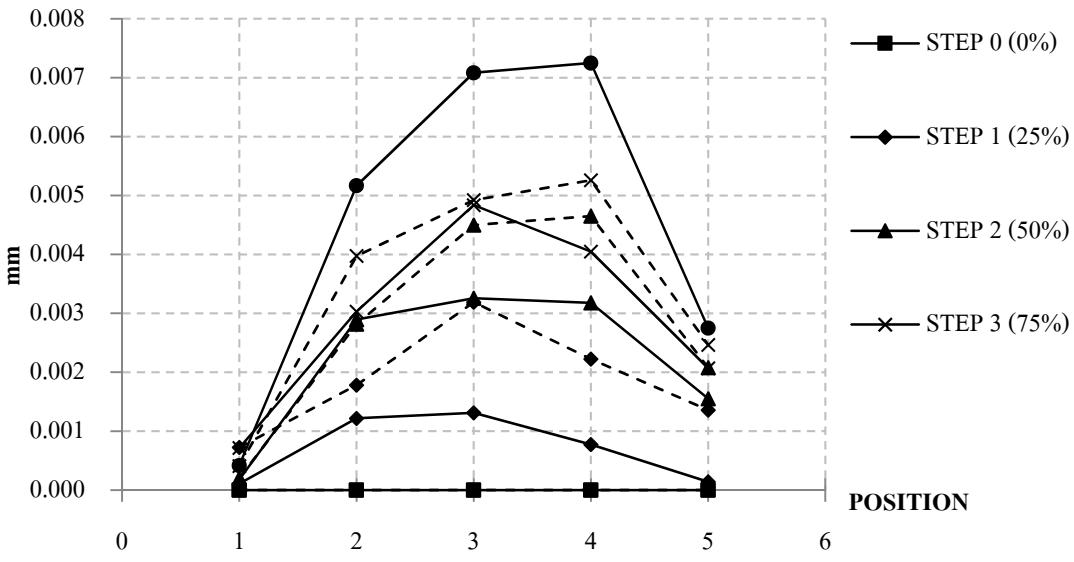
รูปที่ 11.37 ค่าการเอ่นตัวที่วัดได้จากการกลุ่มโครงสร้างฐานราก(ผิวนบน) ตำแหน่ง 40/16 ครั้งที่ 2



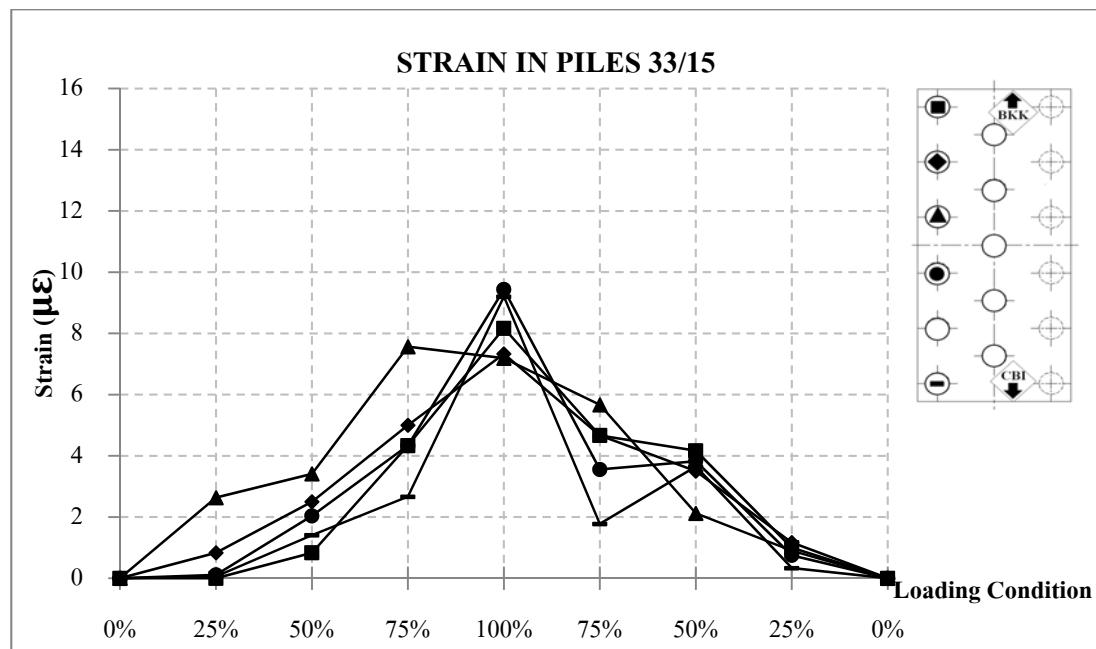
รูปที่ 11.38 ค่าการเอ่นตัวที่วัดได้จากการกลุ่มโครงสร้างฐานราก(ผิวล่าง) ตำแหน่ง 40/16 ครั้งที่ 2

**BENDING(TOP) 42/23**

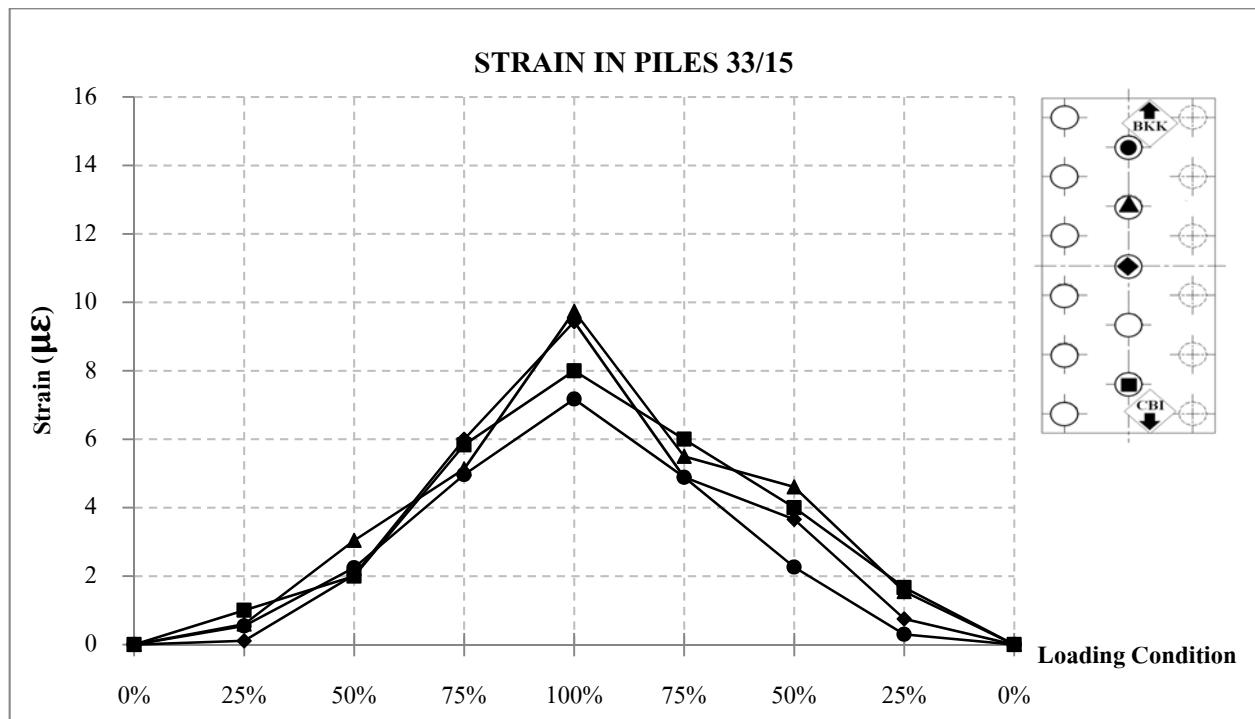
รูปที่ 11.39 ค่าการแอลอ่นตัวที่วัดได้จากการกลุ่มโครงสร้างฐานราก(ผิวนบน) ตำแหน่ง 42/23

**BENDING(BOTTOM) 42/23**

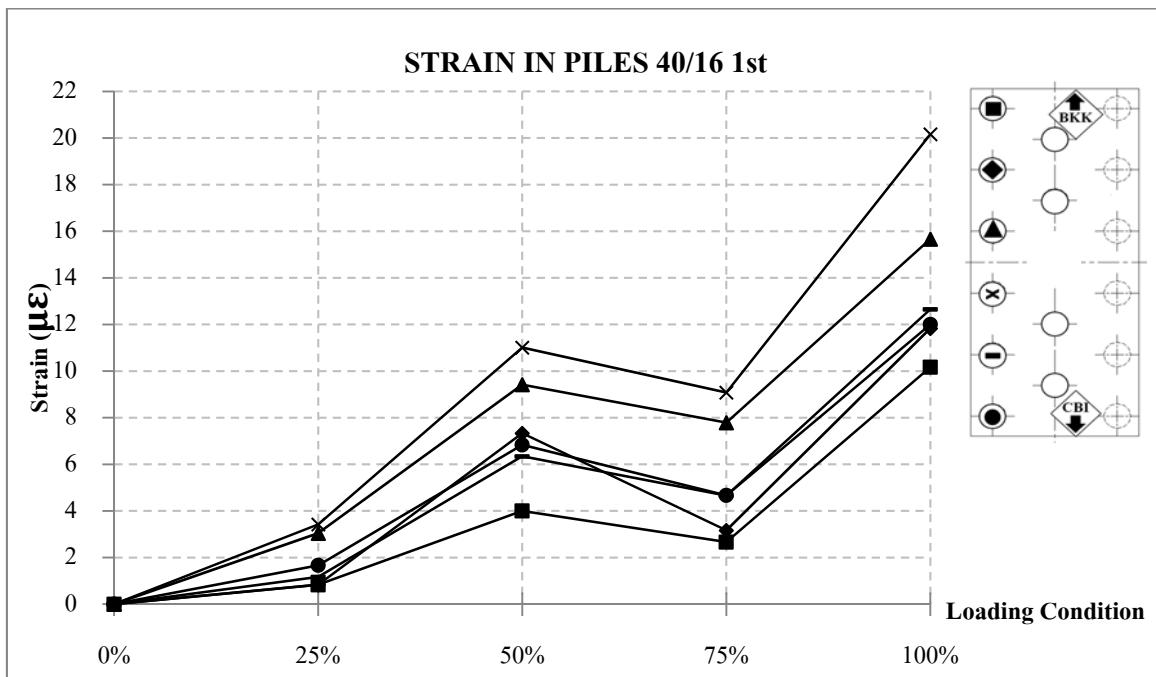
รูปที่ 11.40 ค่าการแอลอ่นตัวที่วัดได้จากการกลุ่มโครงสร้างฐานราก(ผิวล่าง) ตำแหน่ง 42/23



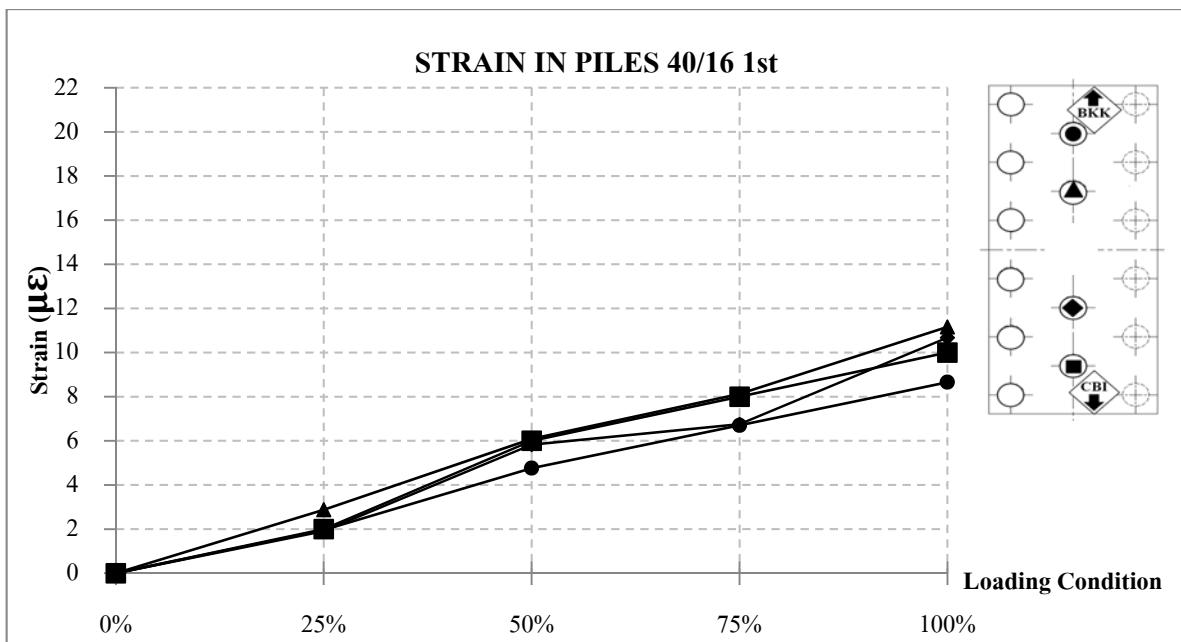
รูปที่ 11.41 ค่าความเครียดที่วัดได้จากกลุ่มโครงสร้างเสาเข็ม P1 ถึง P5 ตำแหน่ง 33/15



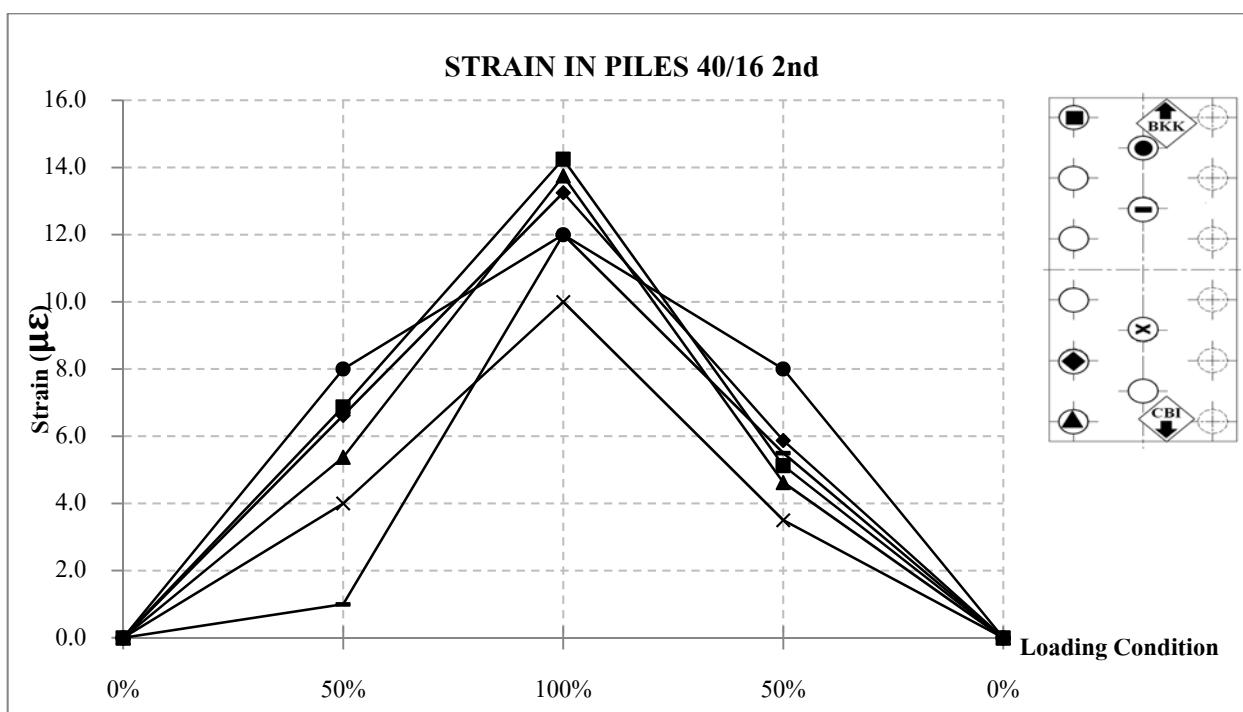
รูปที่ 11.42 ค่าความเครียดที่วัดได้จากกลุ่มโครงสร้างเสาเข็ม P6 ถึง P9 ตำแหน่ง 33/15



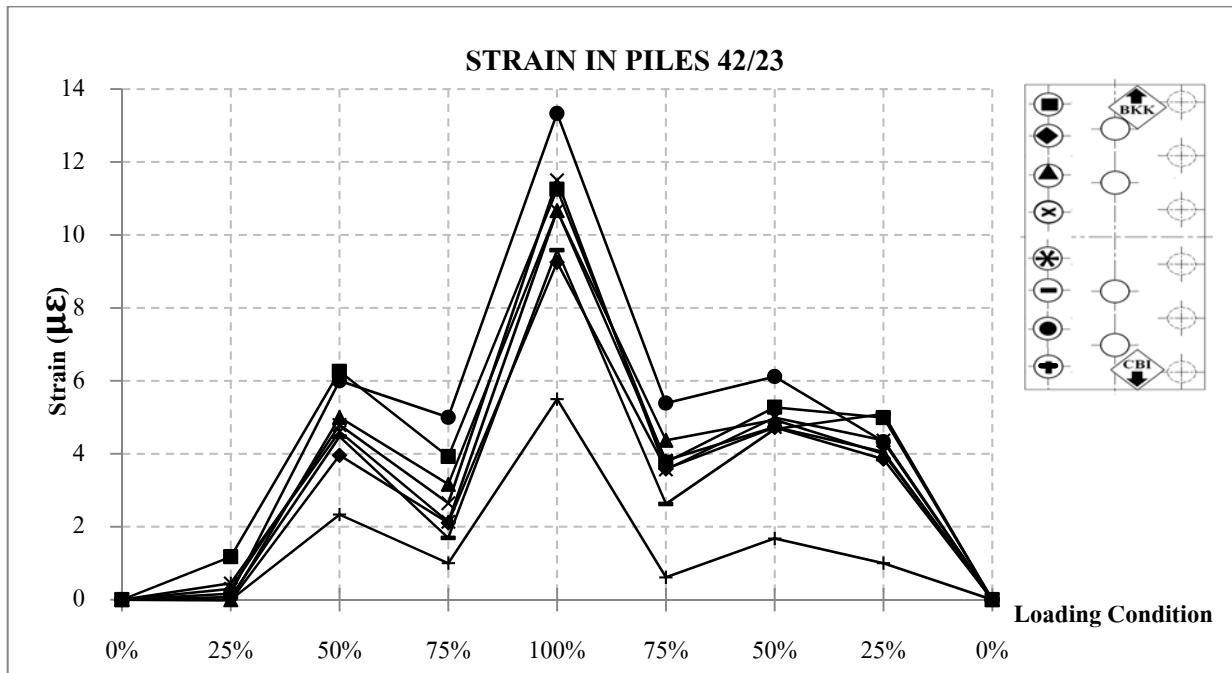
รูปที่ 11.43 ค่าความเครียดที่วัดได้จากกลุ่มโครงสร้างเสาเข็ม P1 ถึง P6 ตำแหน่ง 40/16 ครั้งที่ 1



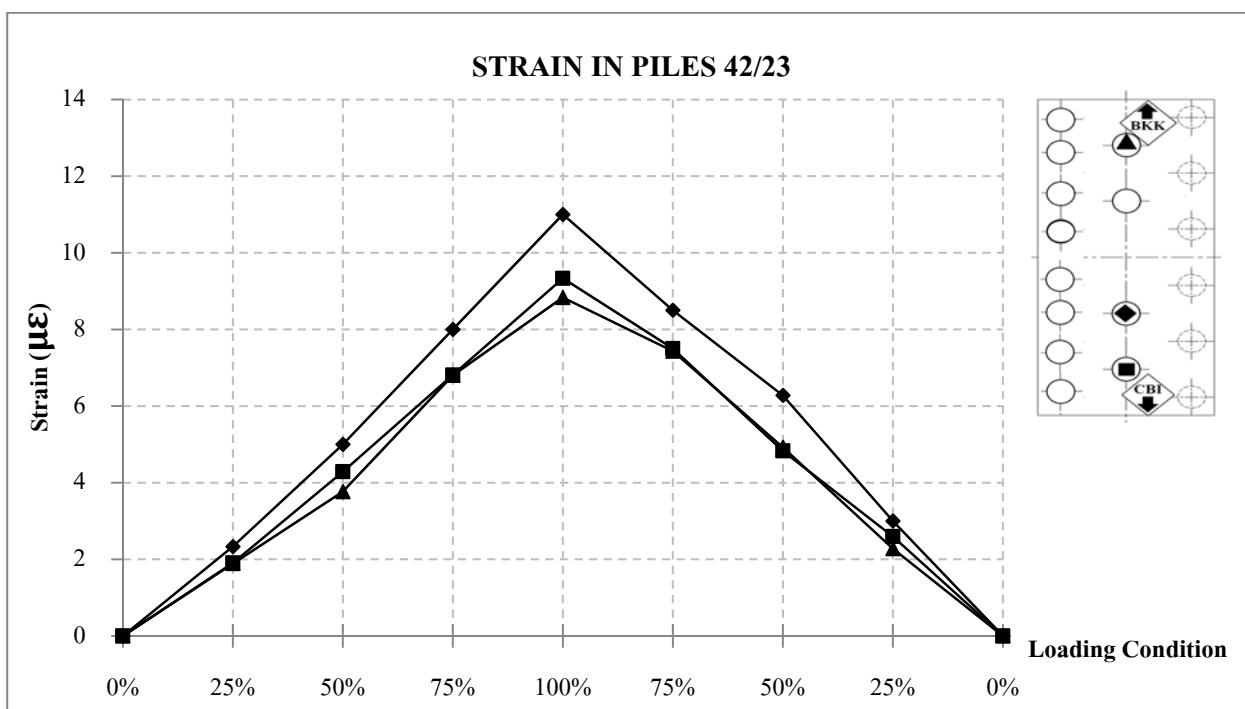
รูปที่ 11.44 ค่าความเครียดที่วัดได้จากกลุ่มโครงสร้างเสาเข็ม P7 ถึง P10 ตำแหน่ง 40/16 ครั้งที่ 1



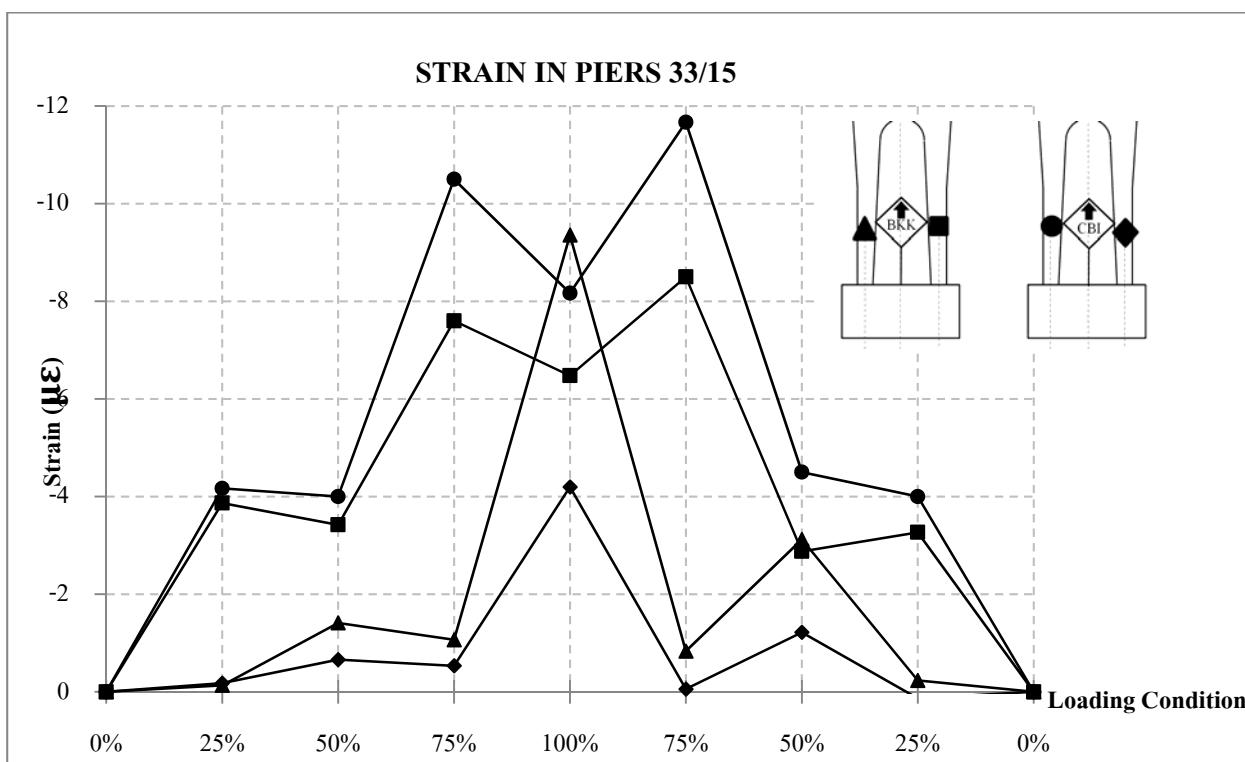
รูปที่ 11.45 ค่าความเครียดที่วัดได้จากการส่องสว่างทาง P1 ถึง P10 ตำแหน่ง 40/16 ครั้งที่ 2



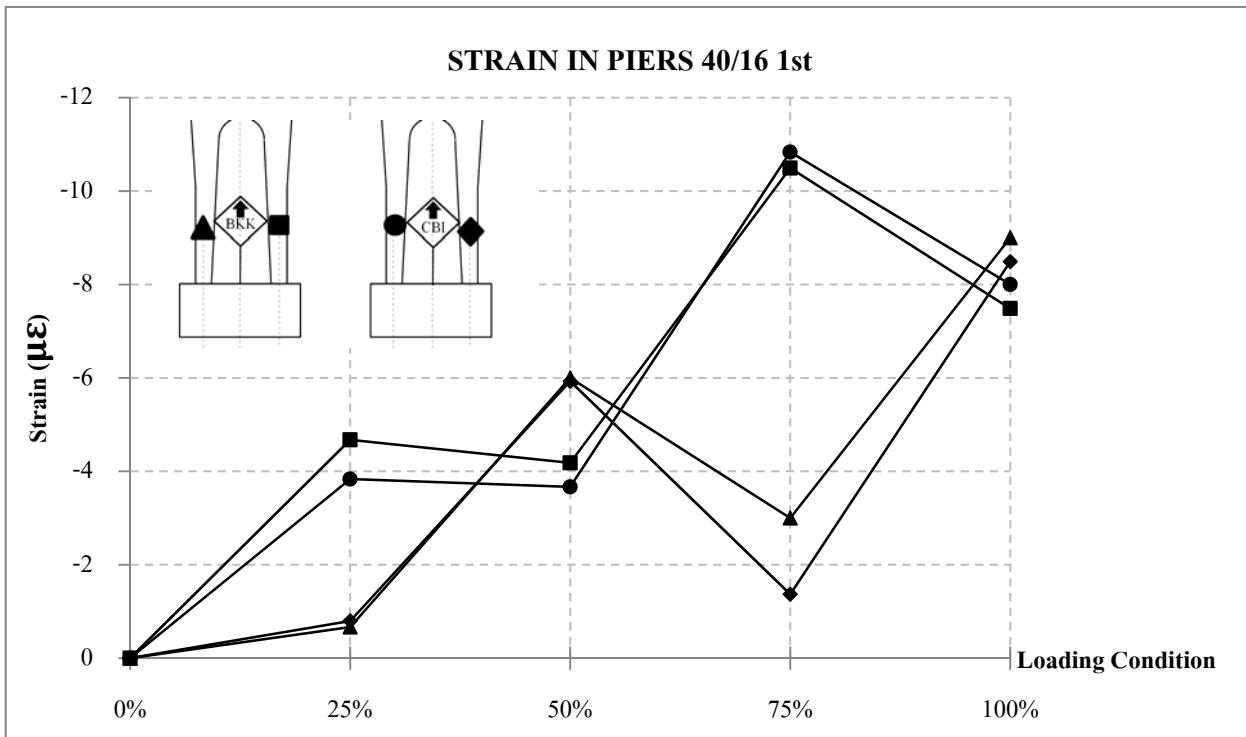
รูปที่ 11.46 ค่าความเครียดที่วัดได้จากการลุ่มโครงสร้างเสาเข็ม P1 ถึง P8 ตำแหน่ง 42/23



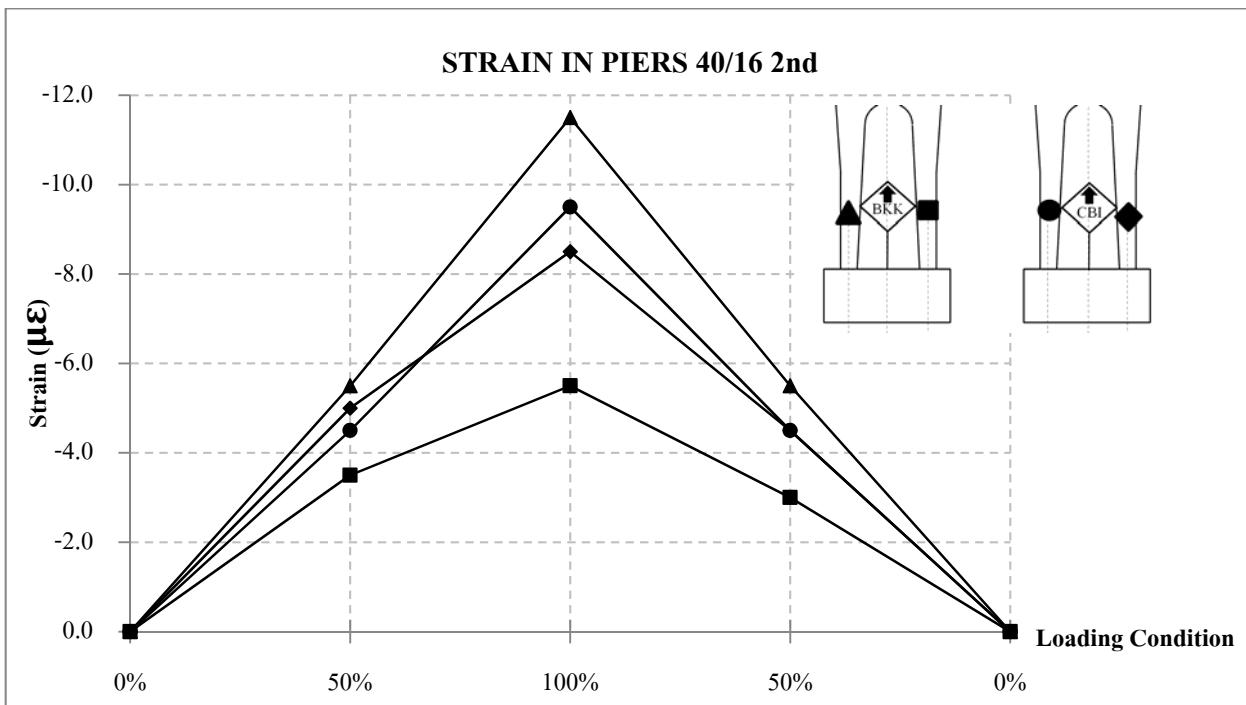
รูปที่ 11.47 ค่าความเครียดที่วัดได้จากการกลุ่มโครงสร้างเสาเข็ม P9 ถึง P12 ตำแหน่ง 42/23



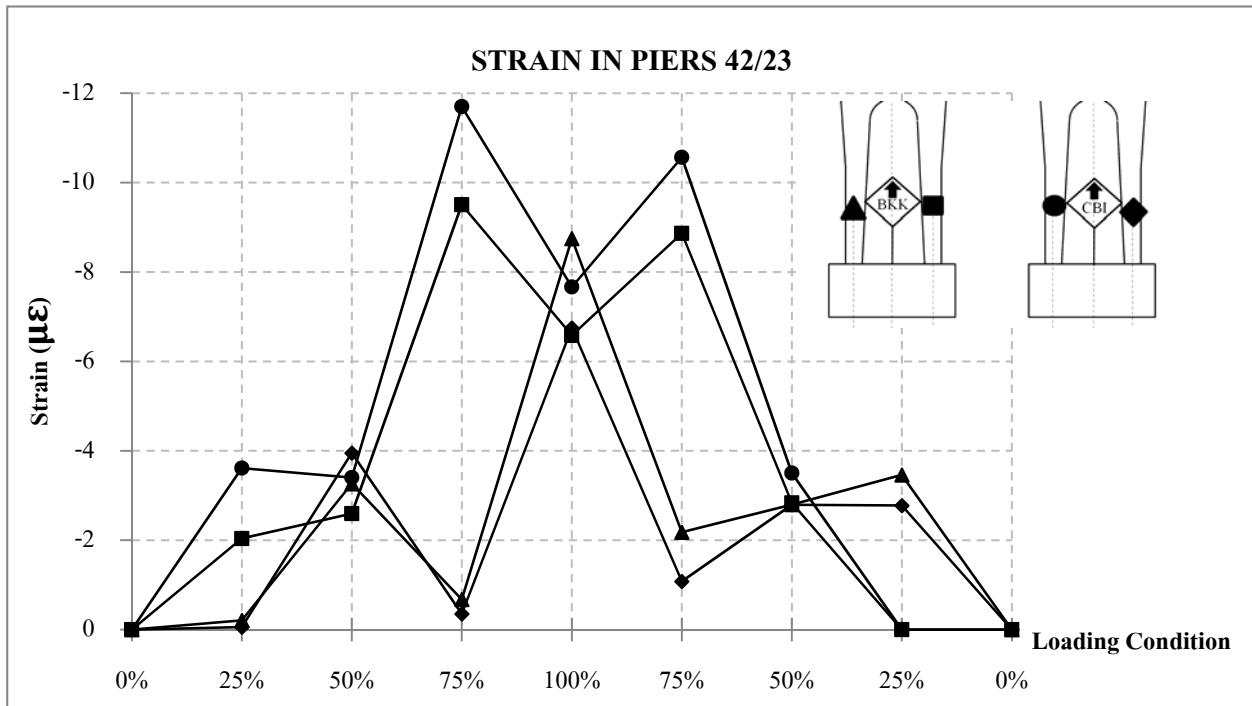
รูปที่ 11.48 ค่าความเครียดที่วัดได้จากการโครงสร้างเสาตอม่อ ตำแหน่ง 33/15



รูปที่ 11.49 ค่าความเครียดที่วัดได้จากกลุ่มโครงสร้างเสาตอม่อ ตำแหน่ง 40/16 ครั้งที่ 1



รูปที่ 11.50 ค่าความเครียดที่วัดได้จากกลุ่มโครงสร้างเสาตอม่อ ตำแหน่ง 40/16 ครั้งที่ 2



รูปที่ 11.51 ค่าความเครียดที่วัดได้จากการกลุ่มโครงสร้างเสาตอม่อ ตำแหน่ง 42/23



## บทที่ 12

### การวิเคราะห์หาลักษณะและความรุนแรงของการแตกร้าวในโครงสร้างเนื่องจากการ ขยายตัวของคอนกรีตด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบเชิงเส้น

#### 12.1 บทนำ

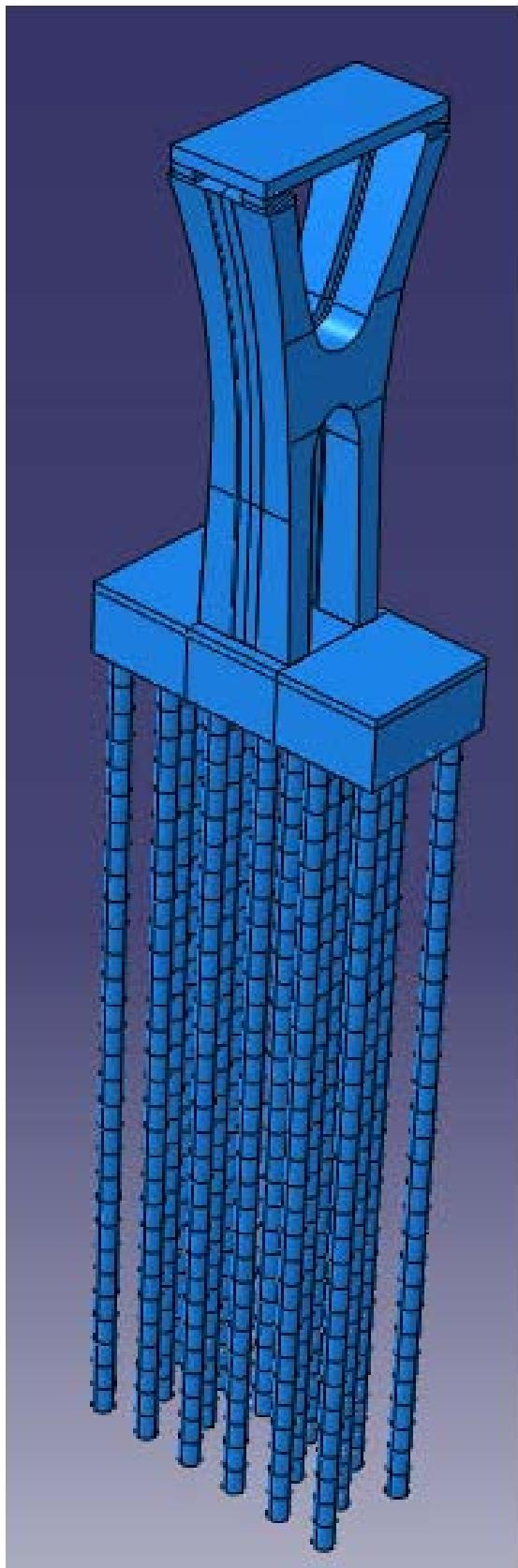
การวิเคราะห์สาเหตุการแตกร้าวบริเวณพื้นผิวคอนกรีตที่ปรากฏในโครงสร้างฐานรากทางพิเศษบูรพาวิถี ค่อนข้างวิจัยได้ใช้การวิเคราะห์ด้วยระบบไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite Element Method) ซึ่งเริ่มต้นจากการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์เสมือนกับระบบโครงสร้างจริง โดยได้จำลองชิ้นส่วนโครงสร้าง ซึ่งประกอบไปด้วย เสาเข็ม ฐานราก(Pile cap) และเสาตอม่อ (Pier) ทั้งนี้ ผลของแรงต้านทานจากดินโดยรอบเสาเข็มได้ถูกรวมไว้ในการวิเคราะห์ เมื่อสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์เรียบร้อยแล้ว จึงใส่น้ำหนักกระทำภารณฑ์ต่างๆ ที่เป็นไปได้เข้าสู่แบบจำลองโครงสร้าง จากนั้น ผลการวิเคราะห์จากการณฑ์ต่างๆ ที่อาจเกิดขึ้นได้จะถูกนำมารวมกันเพื่อใช้ในการตรวจสอบหาความเสียหายที่จะเกิดต่อโครงสร้าง

#### 12.2 การสร้างแบบจำลองโครงสร้างทางคณิตศาสตร์

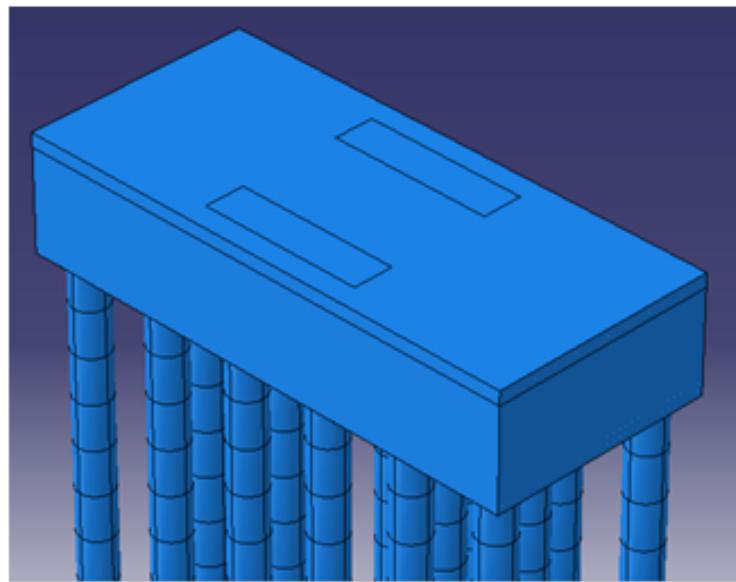
ขอบเขตในการสร้างแบบจำลองเพื่อศึกษาการแตกร้าว ครอบคลุมตั้งแต่บริเวณเสาตอม่อ ฐานราก และเสาเข็ม เนื่องจากชิ้นส่วนทั้งสามได้เชื่อมต่อกันเป็นเนื้อเดียว ก่อให้เกิดการยึดรังระหว่างกันและกัน ซึ่งมีผลกระทบโดยตรงต่อการวิเคราะห์ และส่งผลกระทบต่อรูปแบบของการเกิดรอยแตกร้าวได้ รายละเอียดและทฤษฎีพื้นฐานซึ่งใช้ในการสร้างแบบจำลองในชิ้นส่วนต่างๆ มีดังต่อไปนี้

#### 12.3 แบบจำลองชิ้นส่วนฐานรากคอนกรีตเสริมเหล็ก

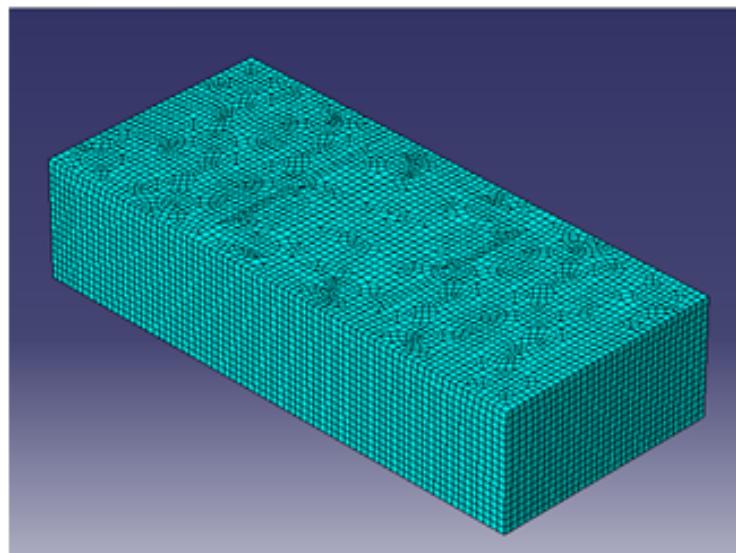
เนื่องจากฐานรากคอนกรีต มีลักษณะเป็นก้อนสี่เหลี่ยมตัน ลักษณะชิ้นส่วนโครงสร้างที่ใช้ในแบบจำลอง เชิงคณิตศาสตร์จึงเป็นชิ้นส่วนของแม็งรูปอิฐ (Brick element) โดยมีค่าโมดูลัสยึดหยุ่นเท่ากับ  $30.376 \times 10^3$  MPa ที่ประมาณจากผลการทดสอบค่ากำลังรับแรงอัดที่ได้จากการทดสอบแท่งตัวอย่างคอนกรีตทรงกระบอกซึ่งเจาะเก็บตัวอย่างมาจากฐานรากซึ่งมีค่าเท่ากับ 50 MPa ส่วนค่าอัตราส่วนปัวซอง ได้ใช้ค่าโดยประมาณสำหรับคอนกรีตซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.2 ทั้งนี้ เหล็กเสริมขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 25 มิลลิเมตร ที่วางเรียงเป็นตะแกรงทั้งบริเวณใกล้ผิวด้านบน (ห่างจากพื้นผิว 10 ซม) และผิวด้านล่าง (ห่างจากพื้นผิว 10 ซม) ได้ถูกจำลองด้วยชิ้นส่วนโครงสร้างซึ่งใช้รับแรงตามแนวแกน (Bar element) โดยเชื่อมต่อแบบยึดแน่นกับเนื้อคอนกรีตในตำแหน่งที่ติดกัน ชิ้นส่วนรับแรงตามแนวแกนดังกล่าว มีค่าโมดูลัสยึดหยุ่นเท่ากับ  $2 \times 10^5$  MPa และค่าความเครียดที่จุดครากเท่ากับ 0.002  $\epsilon$  ซึ่งได้จากการทดสอบสมบัติของเหล็กเสริมที่แสดงไว้ในแบบก่อสร้าง



รูปที่ 12.1 แบบจำลองโครงสร้างเสาตอม่อ, ฐานรากและเสาเข็ม ทางพิเศษบูรพาวิถี

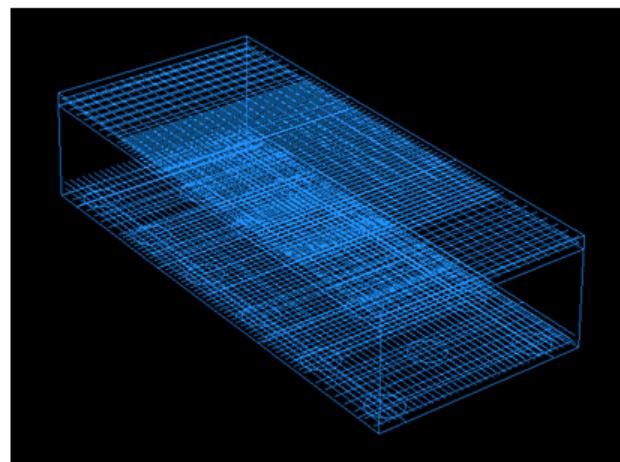


(ก)

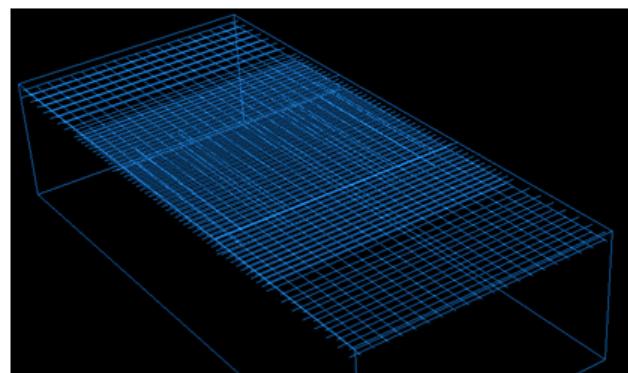


(ข)

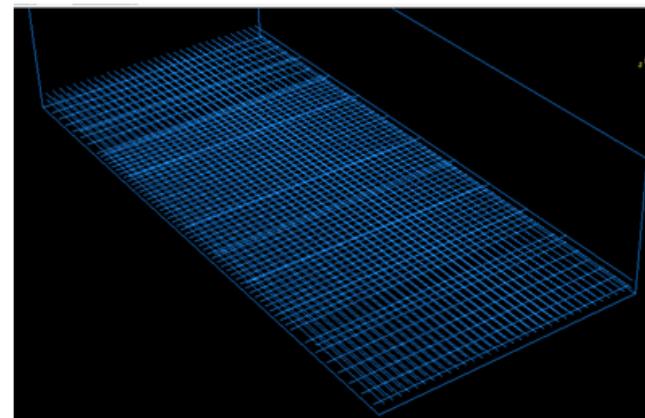
รูปที่ 12.2 (ก) แบบจำลองฐานราก (ข)แบบจำลองฐานรากที่ประดอบขึ้นจากชิ้นส่วนของแม่รูปอิฐ(Brick element)



(ก)



(ข)

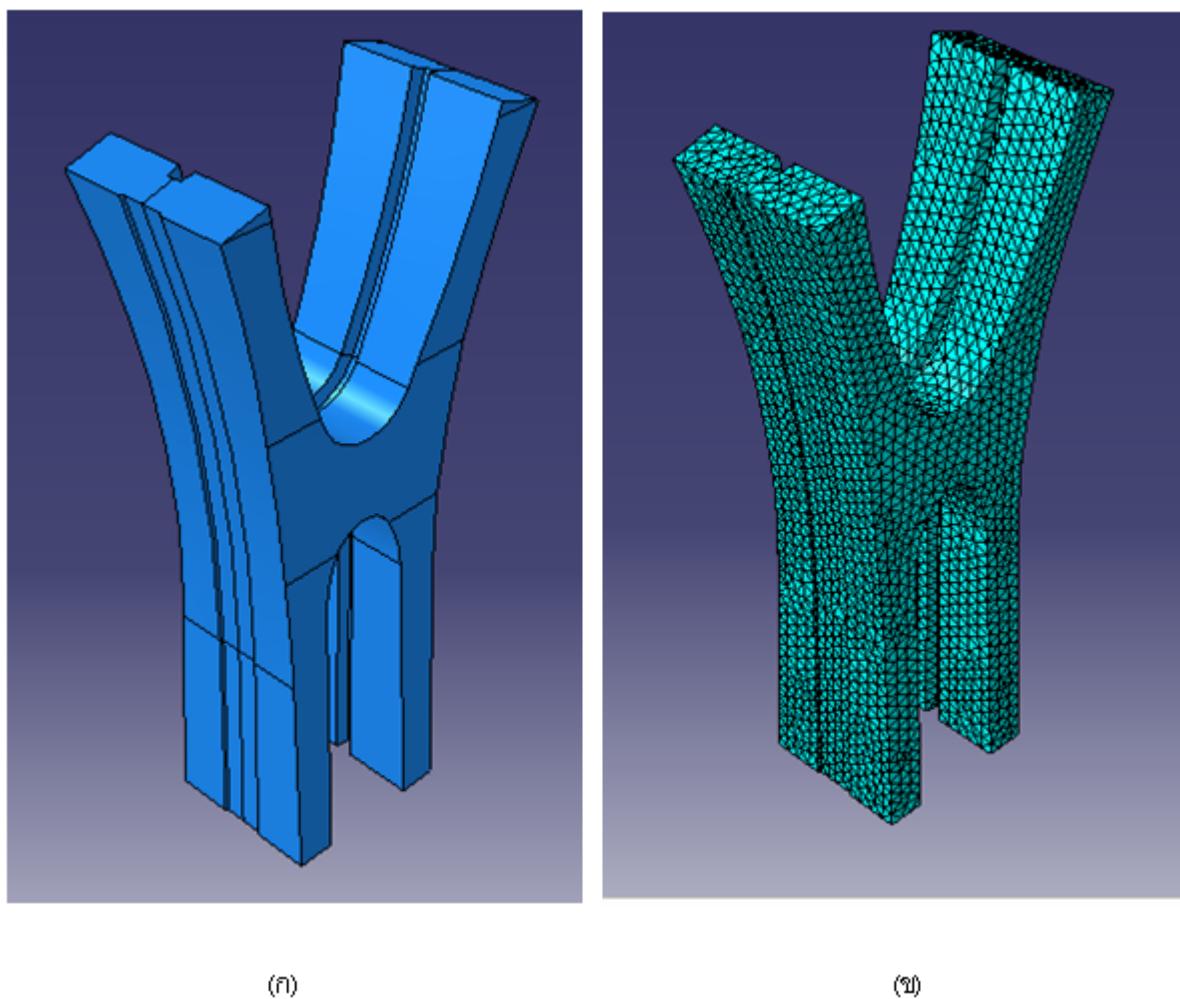


(ค)

รูปที่ 12.3 ภาพแสดงแบบจำลอง (ก) เหล็กเสริมผืนบนและล่างในฐานราก (ข) เหล็กเสริมผืนบนในฐานราก  
(ค) เหล็กเสริมผืนล่างในฐานราก

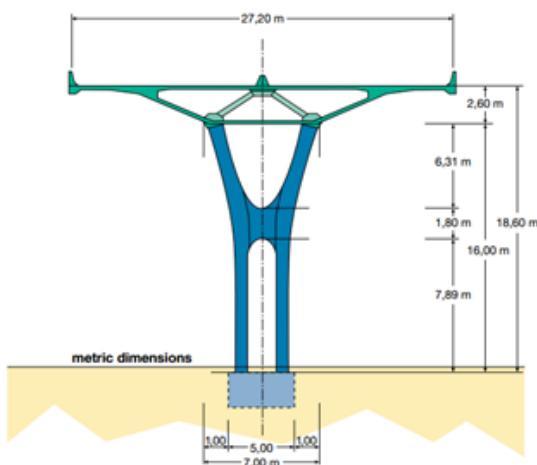
## 12.4 แบบจำลองขั้นส่วนโครงสร้างเสาตอม่อ

แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของเสาตอม่อได้ถูกขึ้นรูปตามลักษณะรูปร่างจริง โดยใช้ขั้นส่วนของแข็งรูปทรงพีระมิดฐานสามเหลี่ยมสี่หน้า(Tetrahedral Element) ซึ่งมีคุณสมบัติยืดหยุ่น (Elastic constants) ซึ่งได้จากการแปรผลจากค่ากำลังอัดประดับของตัวอย่างขั้นส่วนคอนกรีตทรงกระบอกที่เจาะเก็บมาจากตอม่อ โดยมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ  $3 \times 10^4$  MPa และค่าอัตราส่วนปัวของเท่ากับ 0.2 ทั้งนี้ เนื่องจากการจัดวางเหล็กเสริมภายในเสาตอม่อ มีความซับซ้อนมากกว่าที่จะจำลองได้ จึงไม่มีการรวมผลจากเหล็กเสริมในการวิเคราะห์

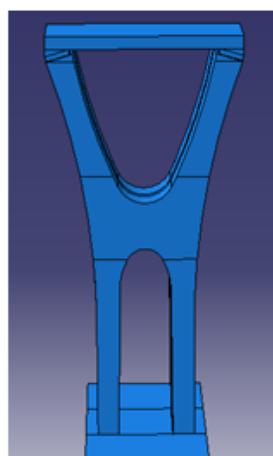


รูปที่ 12.4 (ก)แบบจำลองเสาตอม่อ (ข)แบบจำลองเสาตอม่อที่ประกอบขึ้นจากขั้นส่วนของแข็งรูปทรงพีระมิดฐานสามเหลี่ยมสี่หน้า(Tetrahedral Element)

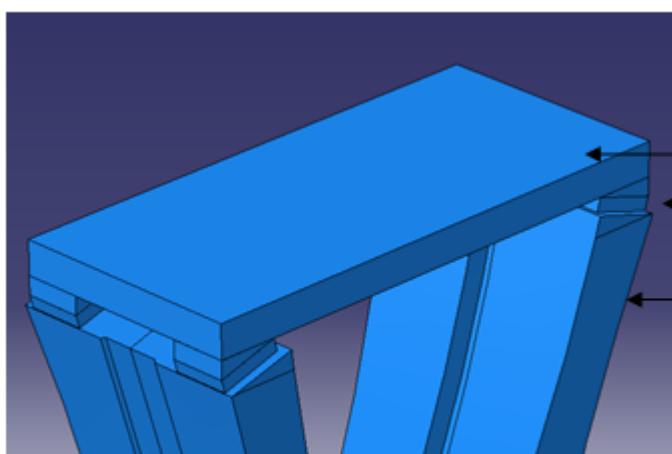
บริเวณด้านบนของเสาตอม่อซึ่งเป็นจุดรองรับน้ำหนักบรรทุก ได้มีการจำลองการถ่ายแรงจากคานหน้าตัดรูปกล่อง (Box girder) ผ่านแผ่นยางแบกท่าน (Elastomeric bearing pad) ทั้งนี้ในรายละเอียดของจุดถ่ายแรงดังกล่าว ได้กำหนดให้แผ่นยางแบกท่านวางตัวลาดเอียงและมีทิศทางตั้งฉากกับแนวแกนของเสาตอม่อแต่ละข้างเหมือนโครงสร้างจริง เพื่อควบคุมให้เกิดเพียงแรงตามแนวแกนในขั้นส่วนเสาเท่านั้น ซึ่งลักษณะดังกล่าวอาจจะก่อให้เกิดการยึดรั้งระหว่างเสาทั้งสองด้านได้ ทั้งนี้คณะผู้วิจัยได้ใช้ขั้นส่วนแข็งเกร็งซึ่งมีลักษณะเช่นเดียวกับจุดถ่ายแรงของคานหน้าตัดรูปกล่องในการจำลองผลของการยึดรั้ง



(ก)



(ก)



ชิ้นส่วนแข็งเกริง (Rigid element)  
แผ่นยางแบกท่าน  
(Elastomeric bearing pad)  
เสาหอดมือ (Pier)

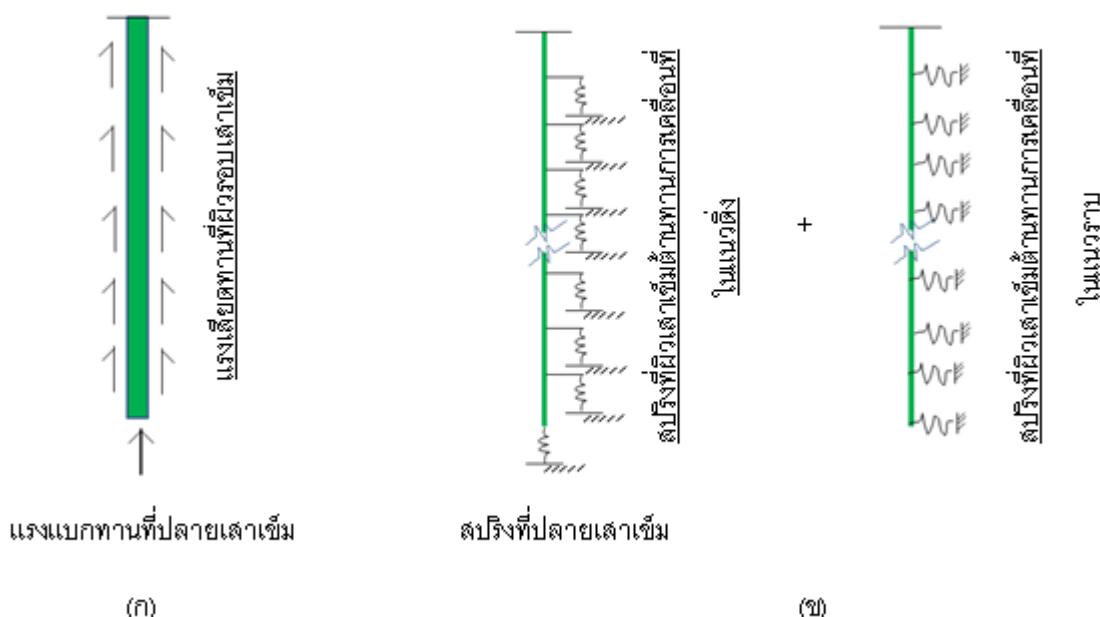
(ก)

รูปที่ 12.5 (ก) เสาตอม่อรองรับคานหน้าตั้ดรูปกล่อง (ข) แบบจำลองเสาตอม่อและชิ้นส่วนแข็งเกริงซึ่ง  
จำลองผลการยึดรั้งจากคานหน้าตั้ดรูปกล่อง (ค) ภาพขยายแสดงโครงสร้างประกอบด้วย ชิ้นส่วนแข็ง  
เกริง, แผ่นยางแบกท่าน และ ส่วนบนของเสาตอม่อ

## 12.5 แบบจำลองเสาเข็มคอนกรีตและดินโดยรอบเสาเข็ม

เนื่องจากเสาเข็มคอนกรีตมีความต้านทานต่อการเคลื่อนที่ (Stiffness) ทั้งในแนวตั้ง (ตามแนวแกนเสาเข็ม) และในแนวราบ (ตั้งฉากกับแนวแกน) ซึ่งเสาเข็มแต่ละต้นต่อกับฐานรากแบบยึดแน่น ซึ่งก่อให้เกิดการยึดรังได้แม่ือฐานรากมีการเคลื่อนตัวหรือเปลี่ยนแปลงรูปร่าง จึงมีความจำเป็นต้องรวมชิ้นส่วนเสาเข็มในแบบจำลองทางคณิตศาสตร์เพื่อให้ได้ผลการวิเคราะห์ที่แม่นยำ โดยใช้ชิ้นส่วนของเข็มรูปอวุ้กเพื่อจำลองเนื้อคอนกรีตในเสาเข็ม ทั้งนี้ ผลกระทบแรงต้านทานของดินรอบเสาเข็มได้ถูกจำลองในรูปแบบของสปริง

ความต้านทานการเคลื่อนที่ในแนวตั้ง ความต้านทานการเคลื่อนที่ในแนวราบ



รูปที่ 12.6 (ก) แผนภาพแสดงแรงต้านทานโดยรอบเสาเข็ม (ข) แบบจำลองแรงต้านทานทั้งแนวตั้งและแนวราบ โดยรอบเสาเข็มในรูปแบบสปริง

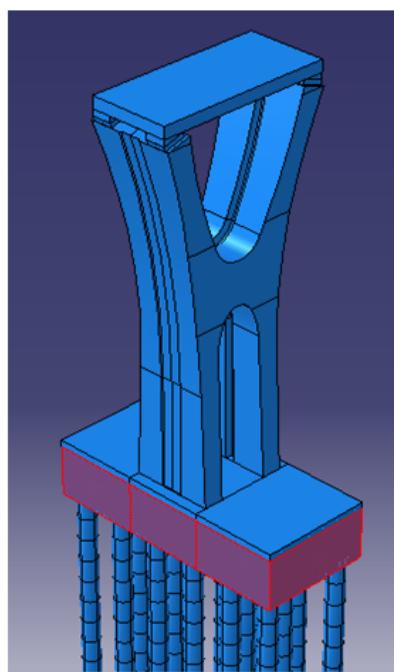
## 12.6 การจำลองแรงกระทำต่อโครงสร้างและผลการวิเคราะห์

ขอบเขตของการจำลองรูปแบบของแรงที่กระทำกับโครงสร้างเพื่อวิเคราะห์หาสาเหตุการแตกร้าวครอบคลุมในส่วนที่เป็นแรงที่เกิดขึ้นในสภาพการใช้งานจริงอันเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกใช้งาน รวมถึงแรงที่เกิดขึ้นจากปฏิกิริยาทางเคมีในเนื้อคอนกรีต (อาทิเช่น Alkali-Aggregate Reaction หรือ AAR และ Delayed Ettringite Formation หรือ DEF) ซึ่งได้รายงานไว้ในบทที่ 8. ของรายงานฉบับนี้ ปฏิกิริยาเคมีเหล่านี้ จะส่งผลให้มีการเพิ่มปริมาตร (บวม) ของเนื้อคอนกรีต เมื่อมีการยึดรั้งของโครงสร้าง จะก่อให้เกิดหน่วยความเครียดและเป็นสาเหตุให้เกิดการแตกร้าวที่พบบันผิวด้านนอกของคอนกรีต แรงกระทำจากการขยายตัวของคอนกรีตสามารถจำลองได้โดยการใช้วิธีเพิ่มอุณหภูมิกายในเนื้อวัสดุให้สูงขึ้น ซึ่งทำให้มีการขยายปริมาตรของเนื้อคอนกรีต สำหรับการวิเคราะห์การแตกร้าวโดยระเบียบวิธีไฟน์ต์เอลิเมนต์นั้น ได้สมมติให้พฤติกรรมของวัสดุเป็นแบบเส้นตรงยึดหยุ่น (Linear-Elastic) แม้ในความเป็นจริงแล้ว โครงสร้างที่เกิดการแตกร้าวจะมีพฤติกรรมแบบไม่เป็นเส้นตรงก็ตาม แต่อย่างไรก็ตาม ผลการวิเคราะห์ซึ่งใช้สมมติฐานว่าพฤติกรรมของวัสดุเป็นเส้นตรง จะใช้

เพื่อทำนายประเภทของหินทรายแรง ทิศทางของหินทรายแรงหลักและรูปแบบการเกิดรอยแตกร้าวเท่านั้น ค่าต่างๆ ที่ได้จากการวิเคราะห์อาทิเช่น ค่าหินทรายแรง ค่าการเคลื่อนที่ ไม่สามารถนำมาใช้ในการ预报ผลได้เนื่องมาจาก พฤติกรรมของโครงสร้างภายในหลังการเกิดรอยแตกร้าวเป็นพฤติกรรมแบบไม่เป็นเส้นตรง แรงกระทำจากการเพิ่ม อุณหภูมิในเนื้อคอนกรีตที่ใช้ในกรณีนี้ จะก่อให้เกิดการขยายตัวอย่างอิสระ (Free expansion) ในระดับหินทราย ความเครียดเท่ากับ  $0.001$  ( $1,000 \mu\epsilon$ ) ทั้งนี้ ถ้าหากต้องการทราบผลที่เกิดจากระดับการขยายตัวอิสระที่แตกต่างไป สามารถใช้วิธีการเทียบอัตราส่วนได้เนื่องจากการวิเคราะห์เป็นแบบเส้นตรง หารายละเอียดของการใส่ แรงกระทำและผลการวิเคราะห์ในกรณีต่างๆ ได้ถูกอธิบายไว้ดังต่อไปนี้

### 12.7 แรงกระทำจากการขยายปริมาตรของคอนกรีตจากปฏิกิริยาทางเคมีในคอนกรีตภายในฐานราก

เนื่องจากน้ำเป็นส่วนสำคัญซึ่งก่อให้เกิดปฏิกิริยาซึ่งทำให้เกิดการขยายตัวในเนื้อคอนกรีต ทั้ง AAR และ DEF ฐานรากซึ่งฝังอยู่ในดินในส่วนด้านใต้จะได้รับความชื้นจากดินอย่างต่อเนื่องในขณะที่ส่วนของฐานรากที่อยู่เหนือดินจะสัมผัสกับอากาศจะมีสภาพค่อนข้างแห้งทำให้เกิดการบวมขยายปริมาตรน้อยกว่าคอนกรีตด้านล่าง ดังนั้นแล้ว การใส่อุณหภูมิในแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของฐานรากจะกระทำในส่วนที่อยู่ต่ำกว่าผิวด้านบนมากกว่า  $30$  เซนติเมตรเพื่อให้มีสภาพของแรงกระทำที่สอดคล้องกับความเป็นจริง การขยายตัวอย่างอิสระด้วยระดับความเครียดเท่ากับ  $0.001$  ( $1,000 \mu\epsilon$ ) กระทำที่ฐานรากดังแสดงในรูปที่ 12.7 ถูกจำลองโดยการเพิ่มระดับอุณหภูมิในฐานรากขึ้น  $100^{\circ}\text{C}$  จากผลการวิเคราะห์ด้วยระบบเบียนวิธีไฟโน่เติลิเมนต์สามารถคาดการณ์รูปแบบการเกิดหินทรายแรงที่เกิดขึ้นในแต่ละโครงสร้างได้ดัง ตารางที่ 12.1

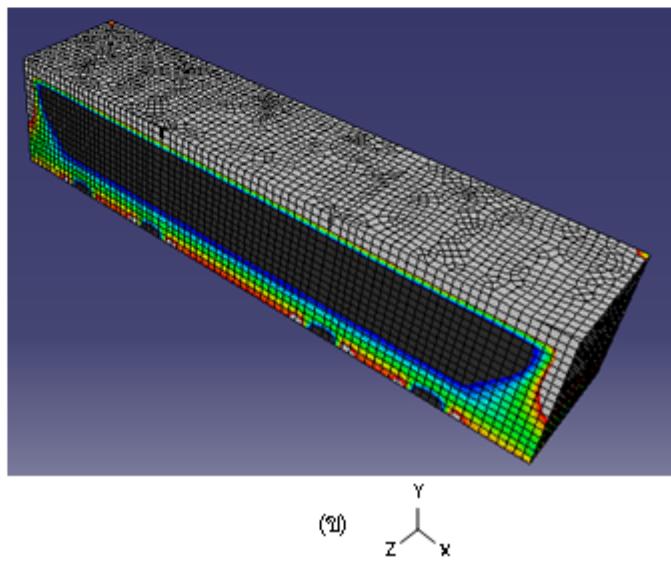
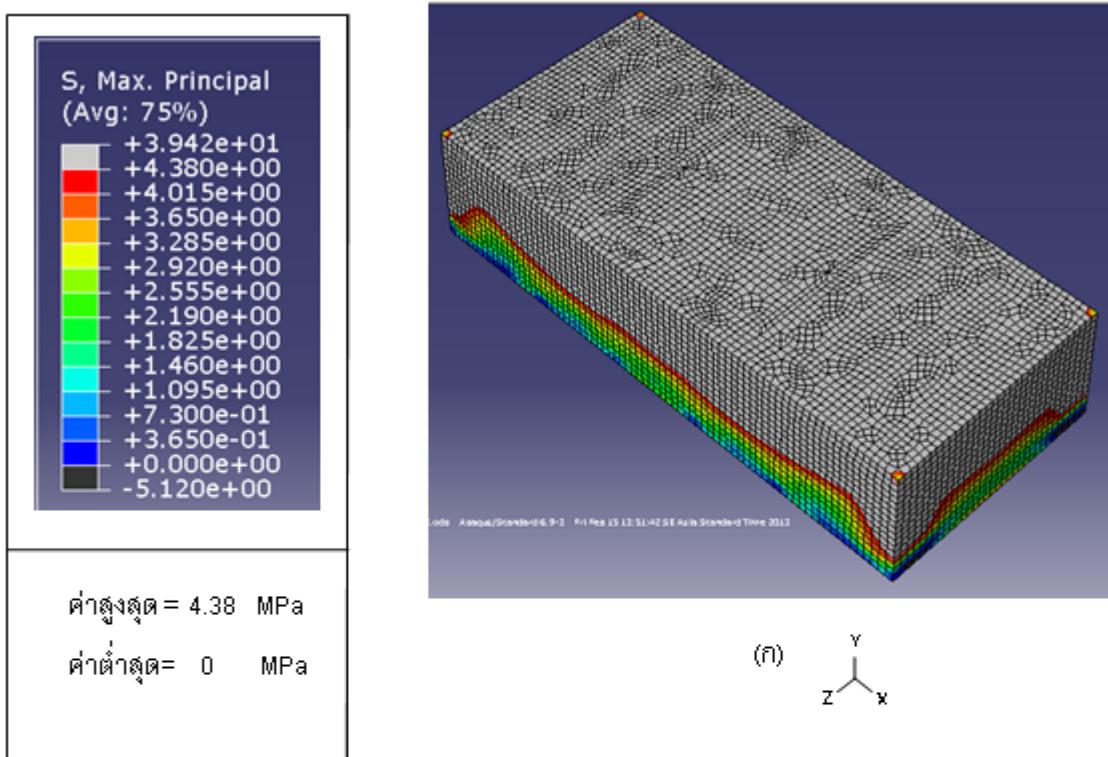


รูปที่ 12.7 ภาพแสดงฐานรากถูกขยายตัวเนื่องจากอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้นบริเวณที่ต่ำกว่าผิวนของฐานราก  $30$  ซม.

ตารางที่ 12.1 แสดงค่ามากที่สุดของหน่วยแรงดึงและแรงอัดที่เกิดขึ้นในแต่ละโครงสร้างภายใต้สมมติฐานของการวิเคราะห์ที่ใช้ พฤติกรรมวัสดุเป็นเส้นตรง

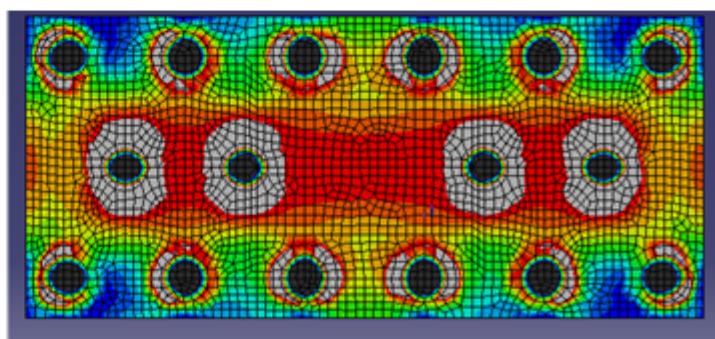
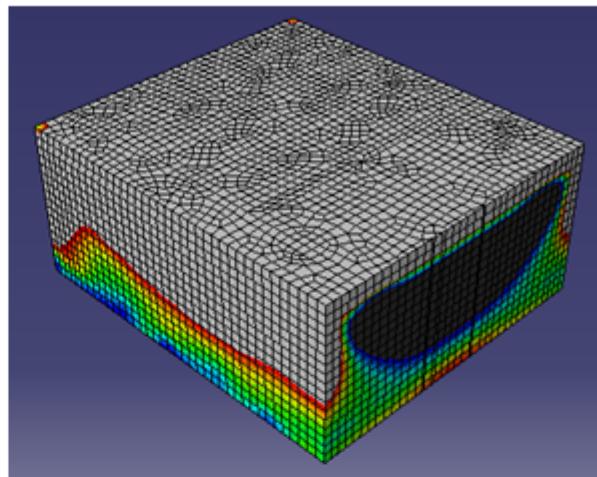
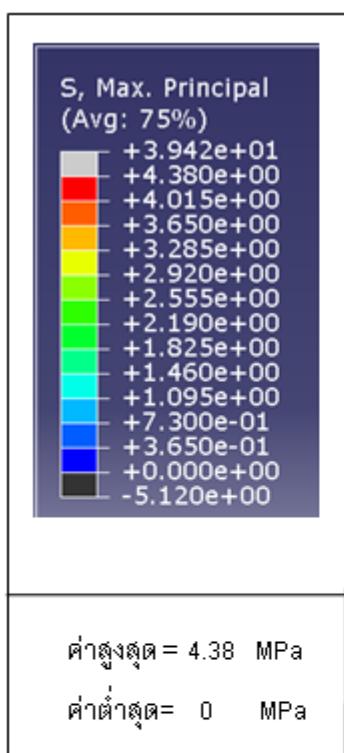
โครงสร้าง	หน่วยแรงดึงที่มากที่สุด MPa	หน่วยแรงอัดที่มากที่สุด MPa
ตอม่อ	26 ( $> f_r = 3.92$ )	6.68 ( $< f_c = 40$ )
ฐานราก	39.43 ( $> f_r = 4.38$ )	13.54 ( $< f_c = 50$ )
เสาเข็ม	11.65 ( $> f_r = 4.2$ )	6.8 ( $< f_c = 46$ )
เหล็กเสริมในฐานราก	241.6 ( $< f_y = 390$ )	0

ตารางที่ 12.1 แสดงให้เห็นว่า การขยายตัวอย่างอิสระด้วยการเพิ่มอุณหภูมิในชั้นส่วนโครงสร้างส่งผลให้โครงสร้างที่ประกอบด้วย เสาตอม่อ ฐานราก และ เสาเข็ม เกิดหน่วยแรงดึงที่มีค่ามากกว่ากำลังรับแรงดึงของคอนกรีต ขณะที่หน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยกว่ากำลังรับแรงอัด ด้วยสภาวะเช่นนี้royแทกร้าวนีองจากหน่วยแรงดึงอาจพบได้ตามโครงสร้างเหล่านั้น ปริมาณและทิศทางของหน่วยแรงดึงจากผลการวิเคราะห์ในแต่ละโครงสร้างพร้อมทั้งรูปแบบรอยแทกร้าวจากการทำนายจะถูกนำมาแสดงตามลำดับ และนำไปเปรียบเทียบกับแผนภาพรอยแทกร้าวที่ตรวจวัดจากโครงสร้างจริง หน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นที่ฐานรากถูกแสดงดังรูปที่ 12.7 และ 12.9 ทิศทางของหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นและรูปแบบรอยแทกร้าวจากการทำนายบริเวณผิวนน ด้านข้างตามยาว และด้านข้างตามยาวของฐานราก ถูกแสดงตามลำดับดังรูปที่ 12.10 ถึง 12.15



รูปที่ 12.8 ภาพแสดงหน่วยแรงดึงที่ฐานราก (ก)แสดงภาพฐานรากทั้งหมด (ข)ภาพตัดครึ่งฐานรากแกน ใน  
ระนาบ XY

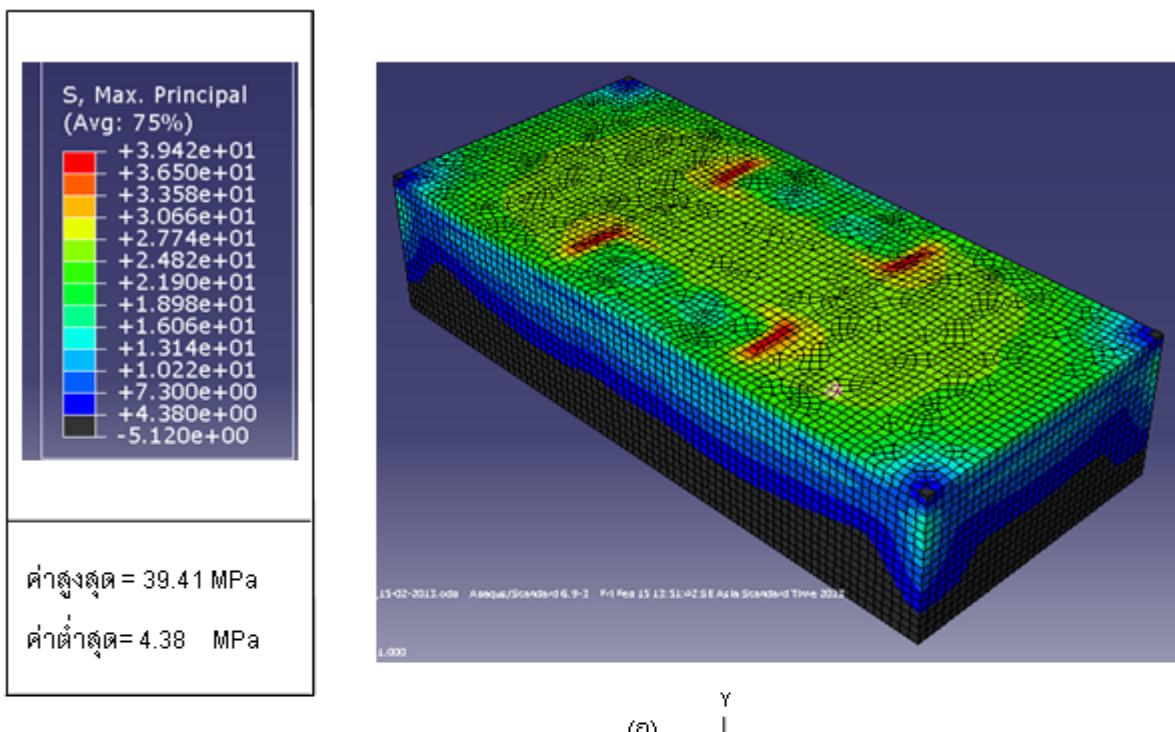
หมายเหตุ สีเทาแสดงบริเวณที่มีค่า หน่วยแรงดึง สูงกว่า กำลังต้านทานแรงดึง เท่ากับ 4.38 MPa สีดำ  
แสดง บริเวณที่ไม่เกิดหน่วยแรงดึง



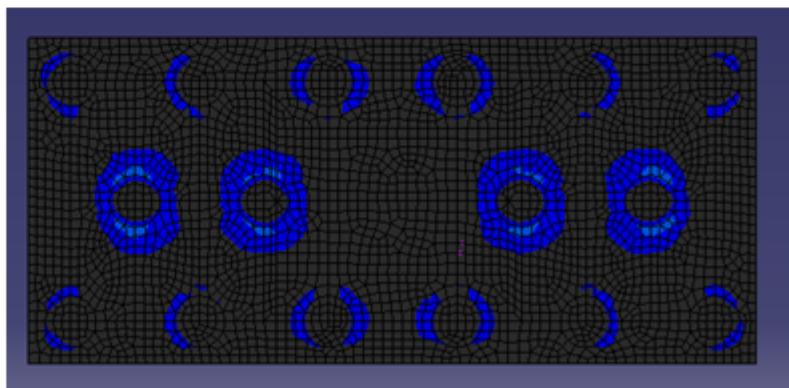
(g)

รูปที่ 12.8 (ต่อ) ภาพแสดงหน่วยแรงดึงที่ฐานราก (ค)ภาพตัดครึ่งฐานรากในระนาบ ZY (ง) ภาพแสดงผิว  
ด้านล่างของฐานราก

หมายเหตุ สีเทาแสดงบริเวณที่มีค่า หน่วยแรงดึง สูงกว่า กำลังต้านทานแรงดึง เท่ากับ 4.38 MPa สีดำ  
แสดง บริเวณที่ไม่เกิดหน่วยแรงดึง



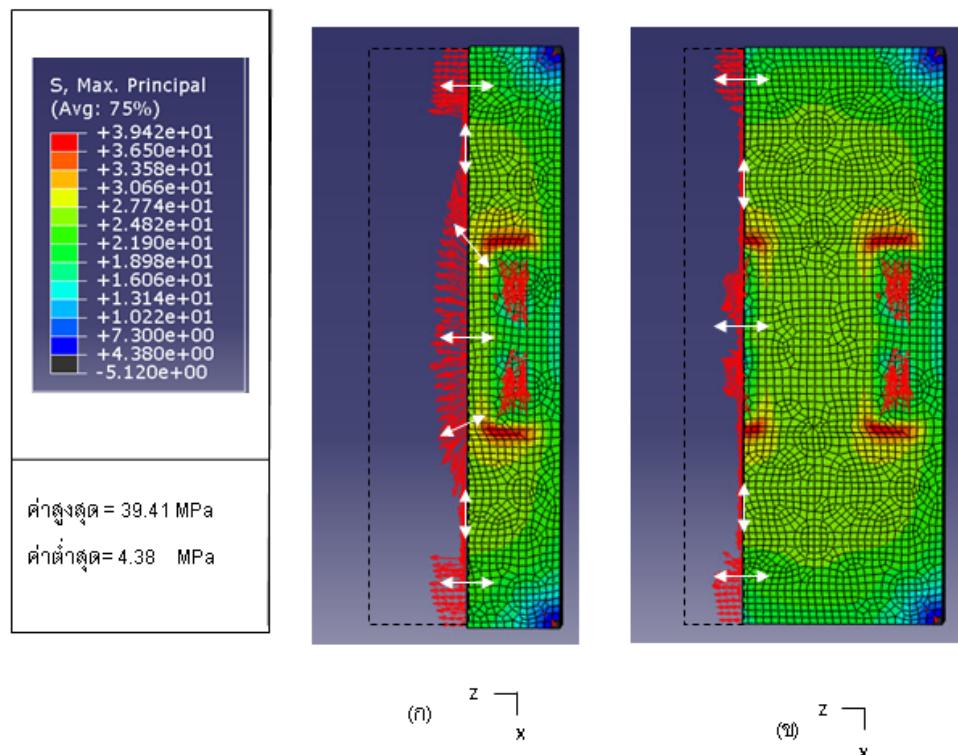
(n)



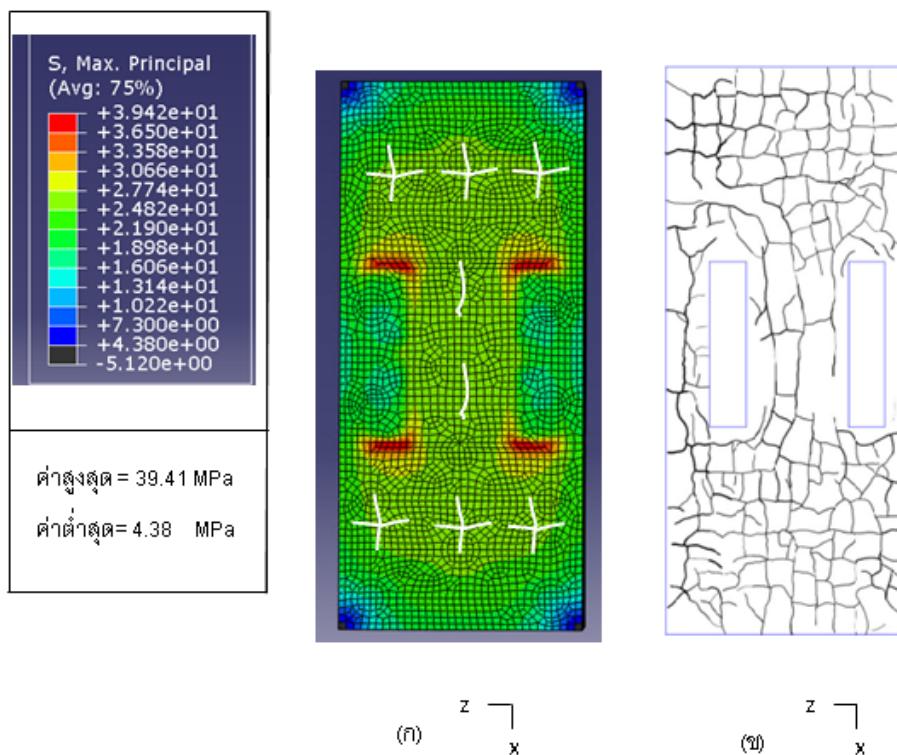
(g)

รูปที่ 12.9 ภาพแสดงหน่วยแรงดึงที่ฐานรากบริเวณที่มีค่าเกินกำลังรับแรงดึง ( $fr = 4.38 \text{ MPa}$ ) (ก)พื้นผิวด้านบน และด้านข้างของฐานราก (ข) ผิวล่างของฐานราก

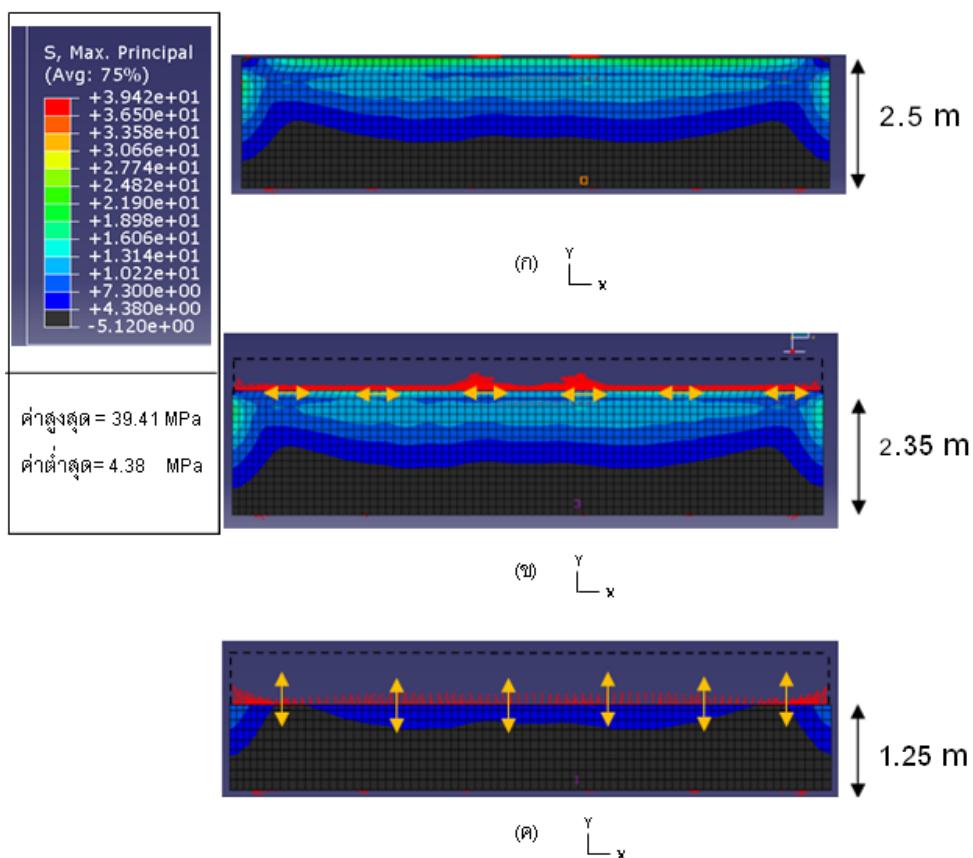
หมายเหตุ สีดำ แสดง บริเวณที่ค่า หน่วยแรงดึง ต่ำกว่า กำลังรับแรงดึง ( $fr = 4.38 \text{ MPa}$ ) สีอื่น แสดง บริเวณที่ค่า หน่วยแรงดึง สูงกว่า กำลังรับแรงดึง ( $fr = 4.38 \text{ MPa}$ )



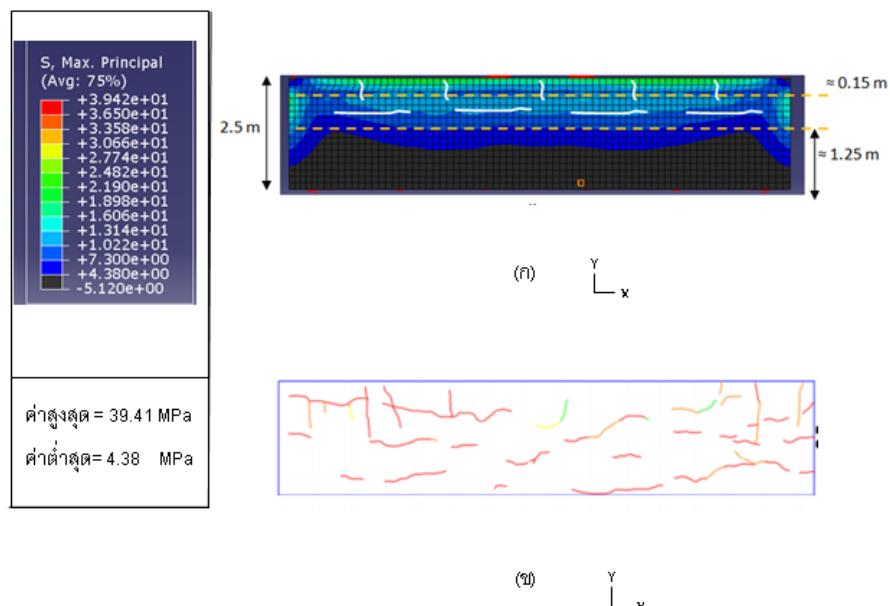
รูปที่ 12.10 ภาพแสดงทิศทางหน่วยแรงดึงที่ผิวนฐานราก (ก)ทิศทางหน่วยแรงดึงบนภาพตัดครึ่งตามยาวของฐานราก (ข) ทิศทางหน่วยแรงดึงบนภาพตัดตามขวางของฐานรากที่ระยะ  $\frac{1}{4}$  ของความกว้างฐานราก



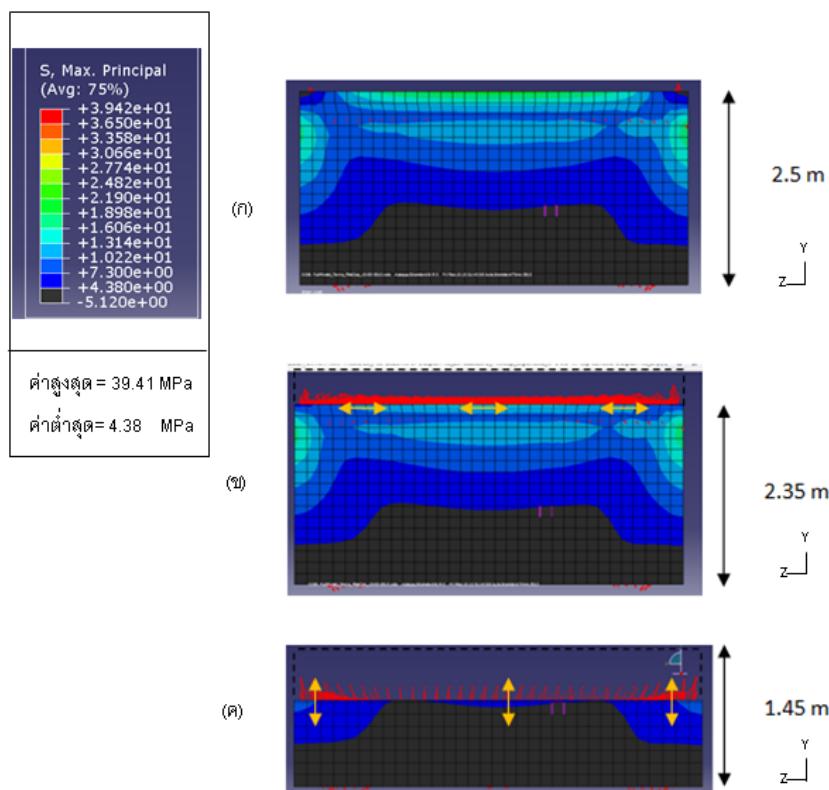
12.11 ภาพแสดง (ก) รูปแบบรอยแตกร้าวจากการวิเคราะห์ทิศทางหน่วยแรงดึงสูงสุดที่ผิวด้านบนฐานราก (ข) แผนภาพรอยแตกร้าวที่ผิวด้านบนฐานรากจากการเก็บข้อมูลรอยแตกร้าวในโครงสร้างจริง



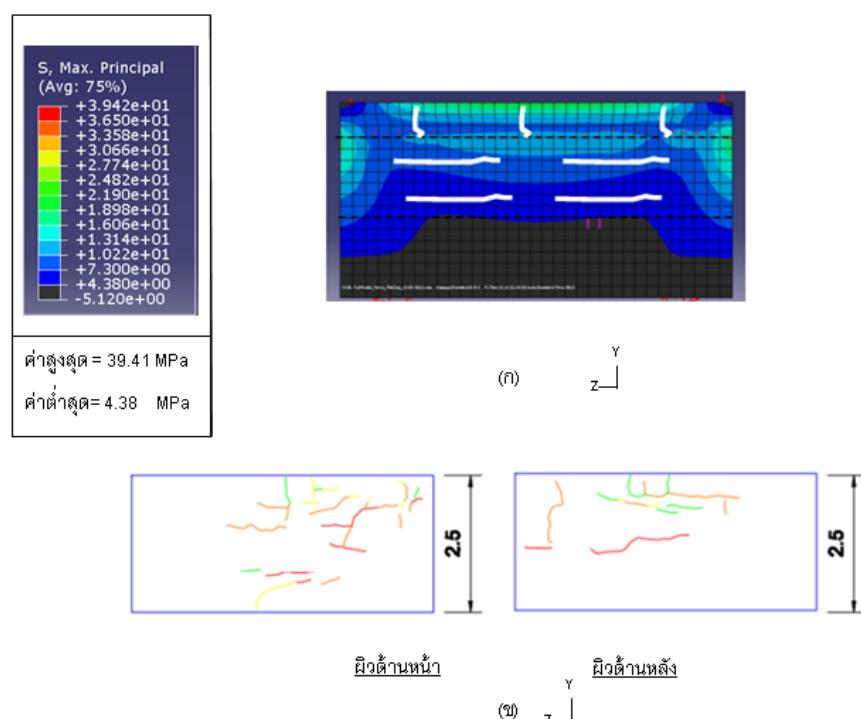
รูปที่ 12.12 ภาพแสดงทิศทางหน่วยแรงดึงบนผิวด้านข้างฐานรากในระนาบ XY



รูปที่ 12.13 ภาพแสดง (g) รูปแบบรอยแตกร้าวจากการวิเคราะห์ทิศทางของหน่วยแรงดึงสูงสุดที่ผิวด้านข้างฐานรากในระนาบ XY (h) แผนภาพรอยแตกร้าวที่ด้านข้างฐานรากในระนาบ XY จากผลการสำรวจโครงสร้างจริงของเสาตอมอหมายเลขอ 40/16



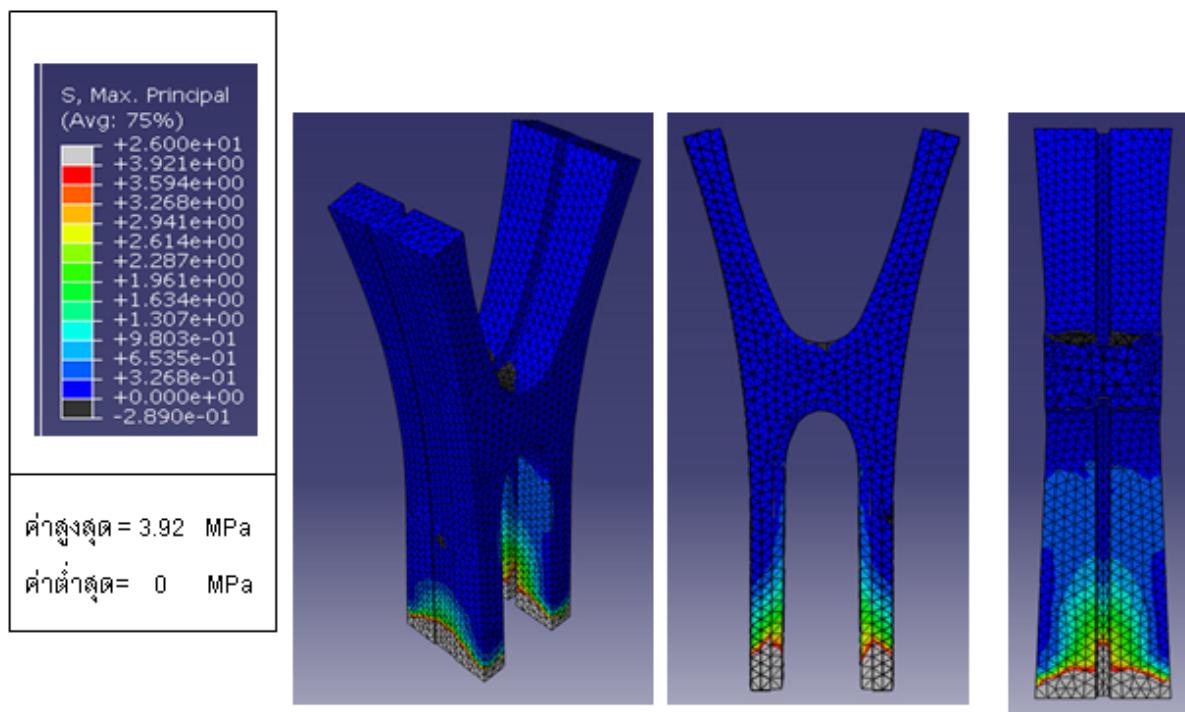
รูปที่ 12.14 ภาพแสดงทิศทางหน่วยแรงดึงสูงสุดที่ผิวด้านข้างฐานรากในระนาบ YZ



รูปที่ 12.15 ภาพแสดง (η) รูปแบบรอยแตกร้าวจากการวิเคราะห์ทิศทางของหน่วยแรงดึงสูงสุดที่ผิวด้านข้างฐานรากในระนาบ YZ (γ) แผนภาพรอยแตกร้าวที่ด้านข้างฐานรากในระนาบ YZ จากผลการสำรวจโครงสร้างจริงของเส้นทางมอ่อมายเลข 40/16

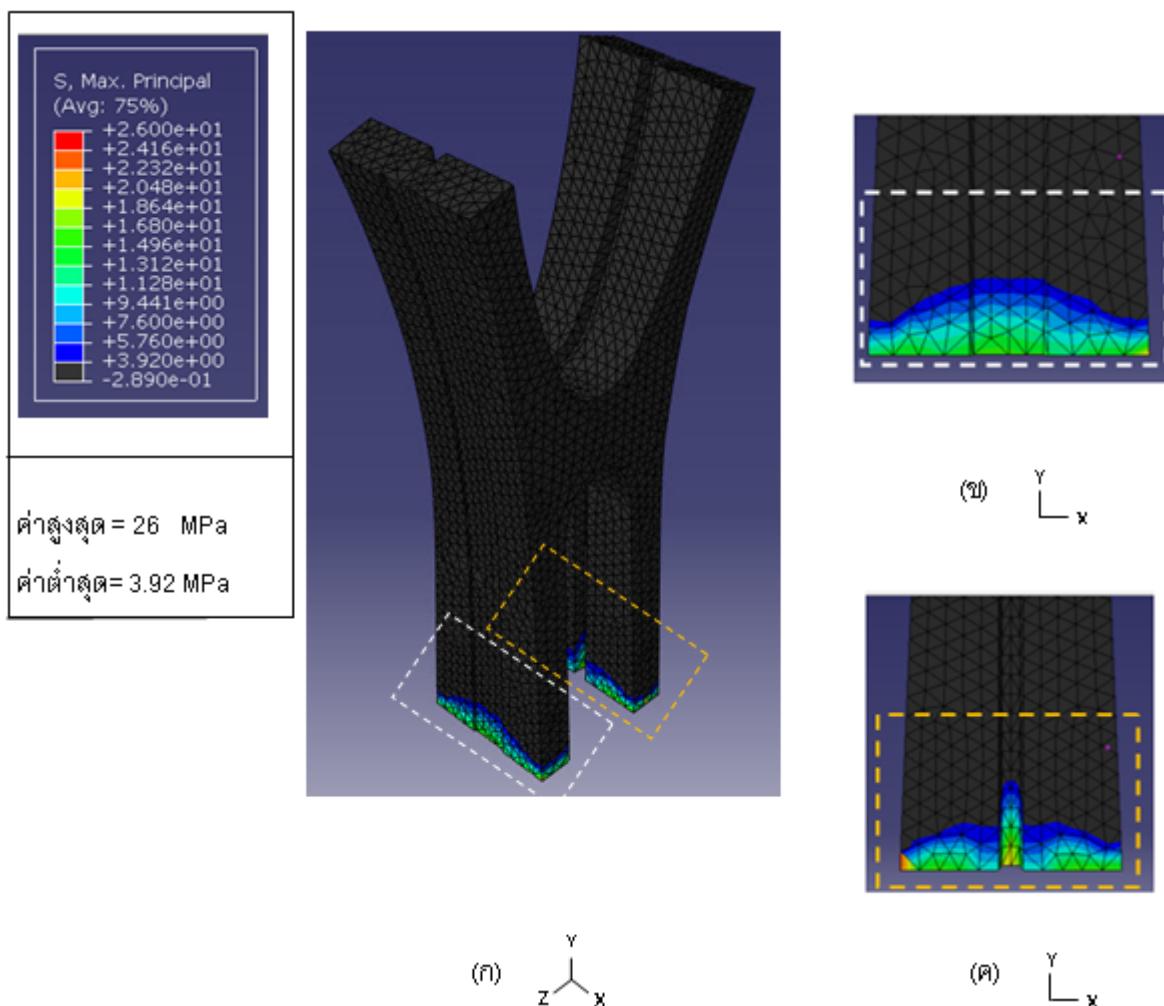
ผลการเปรียบเทียบรอยแตกร้าวจากการ วิเคราะห์และรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นจริงในโครงสร้างดังแสดงไว้ ในรูปที่ 12.11, 12.13, และ 12.15 แสดงให้เห็นว่า การขยายตัวของฐานรากเนื่องจากความชื้นที่สูงเป็นสมมติฐานที่ใช้ในการวิเคราะห์ ส่งผลให้ฐานรากมีรูปแบบรอยแตกร้าวคล้ายคลึงกับแผนภาพรอยแตกร้าวจากการสำรวจ โดยเฉพาะที่ผิวนอกของฐานราก ดังรูปที่ 12.11 และที่ผิวด้านข้างของฐานรากตามรูปที่ 12.13 และ 12.15 แสดงให้เห็นว่าการขยายตัวของคอนกรีตเป็นสาเหตุให้เกิดการแตกร้าวในโครงสร้างฐานราก

ที่เสาตอม่อ ภาพแสดงหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นถูกแสดงในรูปที่ 12.16 และ 12.17 ทิศทางหน่วยแรงดึง และรูปแบบรอยแตกร้าวจากการทำการทำนายถูกแสดงในรูปที่ 12.18 และ 12.19



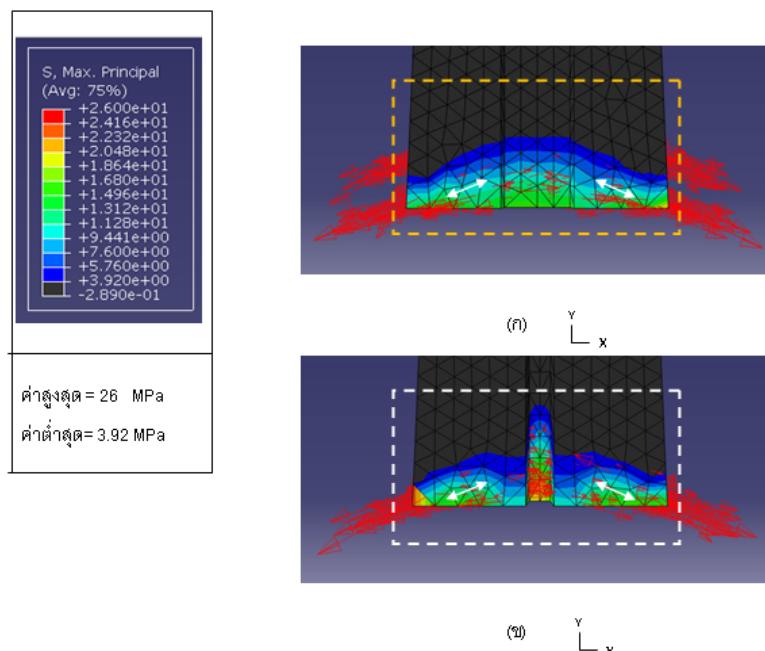
รูปที่ 12.16 ภาพแสดงหน่วยแรงดึงที่เกิดที่เสาตอม่อ (ก)แสดงภาพเสาตอม่อทั้งหมด (ข)ภาพตัดครึ่งฐานรากแกนในระบบ YZ (ค)ภาพตัดครึ่งฐานรากในระบบ XY

หมายเหตุ สีเทาแสดงบริเวณที่มีค่าหน่วยแรงดึง สูงกว่า กำลังรับแรงดึง ( $fr = 3.92 \text{ MPa}$ ) สีดำ แสดง บริเวณที่ไม่เกิดหน่วยแรงดึง

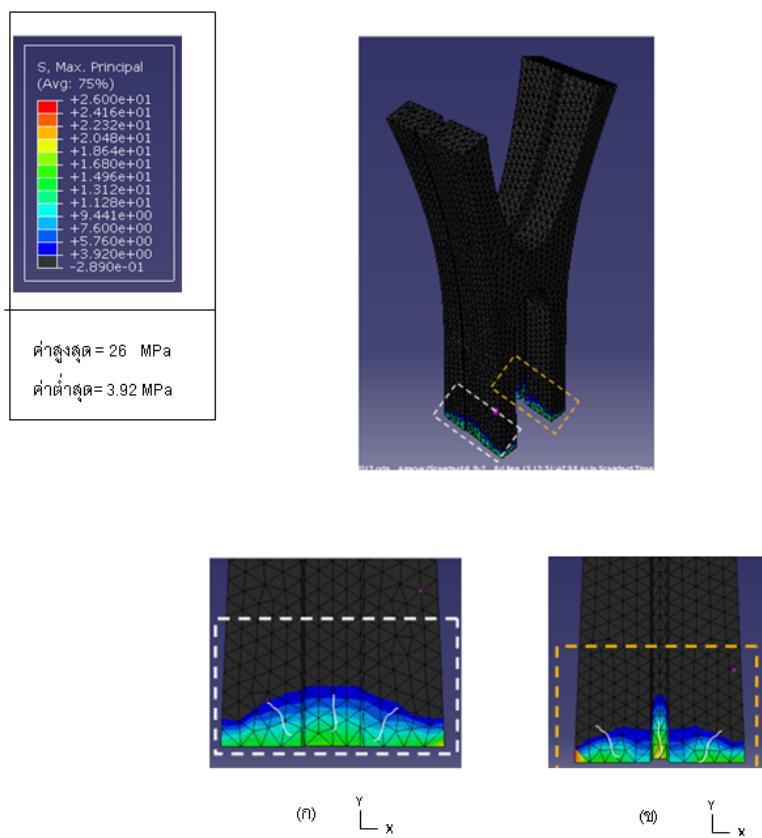


รูปที่ 12.17 หน่วยแรงดึงที่เสาตอม่อบริเวณที่มีค่าเกินกำลังรับแรงดึง ( $fr = 3.92 \text{ MPa}$ ) (ก) แสดงภาพเสาตอม่อทั้งหมด (ข) ภาพด้านข้างด้านนอกเสาตอม่อ (ค) ภาพด้านข้างด้านในเสาตอม่อ

หมายเหตุ สีดำ แสดง บริเวณที่ค่า หน่วยแรงดึง ต่ำกว่า กำลังรับแรงดึง ( $fr = 3.92 \text{ MPa}$ ) สีอื่น แสดง บริเวณที่ค่า หน่วยแรงดึง สูงกว่า กำลังรับแรงดึง ( $fr = 3.92 \text{ MPa}$ )



รูปที่ 12.18 ภาพแสดงทิศทางหน่วยแรงดึงบริเวณฐานรากด้านล่างของเสาตอม่อ (ก)ด้านนอกเสาตอม่อ (ข) ด้านในเสาตอม่อ



รูปที่ 12.19 ภาพแสดง รูปแบบรอยแตกร้าวจากการวิเคราะห์ทิศทางหน่วยแรงดึงที่ผิวของเสาตอม่อ (ก) ด้านนอกเสาตอม่อ (ข) ด้านในเสาตอม่อ

รูปแบบรอยแตกร้าวจากการทำนายจากทิศทางของหน่วยแรงดึงดังรูปที่ 12.19 ถูกนำไปเปรียบเทียบ กับภาพถ่ายรอยแตกร้าวที่ปรากฏขึ้นดังรูปที่ 12.20 จากการเปรียบเทียบแสดงให้เห็นว่าการบ่มตัวของฐานรากเนื่องจากปฏิกิริยาทางเคมี AAR ส่งผลที่คล้ายคลึงกับรูปแบบรอยแตกร้าวกับรอยแตกร้าวแบบปริวท์โคนเสา ดังรูปที่ 12.20



(ก)

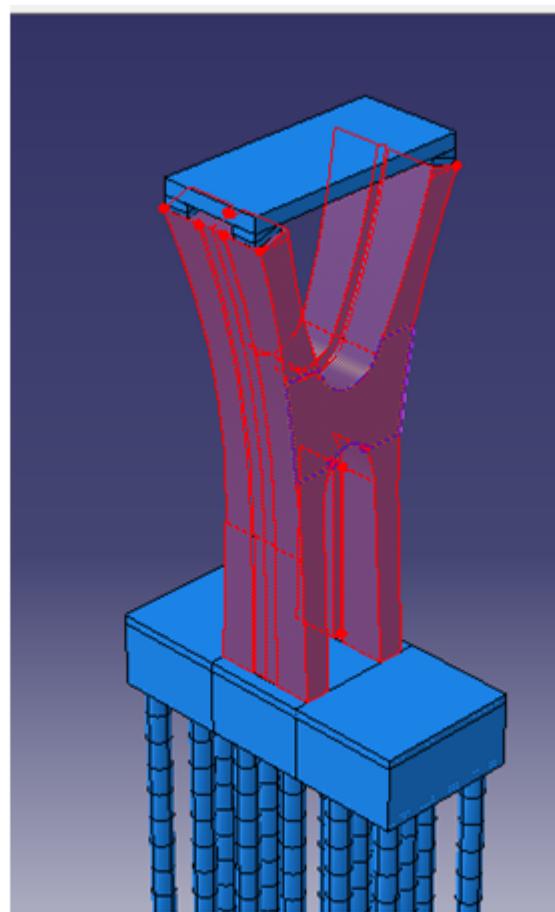


(ข)

รูปที่ 12.20 ภาพแสดง รูปแบบรอยแตกร้าวที่โคนเสา ที่เสาตอนม่อจากผลการสำรวจโครงสร้างจริงของเสาตอนม่อ หมายเลขอ 40/16 (ก) รอยแตกแบบบีบกระเทาะ (ข) รอยแตกแบบเป็นริ้วที่โคนเสา

## 12.8 แรงกระทำจากการขยายปริมาตรของคอนกรีตจากปฏิกิริยาทางเคมีในคอนกรีตภายในเสาตอนม่อ

จากการตรวจสอบของทีมสำรวจภาคสนามพบว่า รอยแตกร้าวไม่เพียงปรากฏที่ฐานราก แต่ยังพบที่ ตอนม่อทั้งบริเวณที่เป็นคานยึดของตอนม่อ และ บริเวณส่วนล่างของเสาตอนม่อใกล้กับบริเวณยึดต่อ กับฐานราก (รูปที่ 12.20) ผู้วิจัยจึงตรวจสอบวารอยร้าวอื่นๆ ที่เกิดขึ้นในตอนม่อเป็นผลจากการบ่มตัวเนื่องจากปฏิกิริยาทางเคมี เช่นเดียวกับที่เกิดขึ้นในฐานรากหรือไม่ การศึกษาในกรณีนี้เสาตอนม่อจึงถูกกระทำการเพิ่มอุณหภูมิตัวอย่างเดียวกับที่เกิดขึ้นกับฐานรากในกรณีที่ผ่านมาเพียงแห่งเดียว ด้วยระดับความเครียดในสภาพภาวะการขยายตัวอิสระเท่ากับ  $0.001$  ( $1,000 \mu\epsilon$ ) หน่วยแรงมากที่สุดที่เกิดขึ้นทั้งหน่วยแรงดึงและแรงอัดในแต่ละโครงสร้างจากการวิเคราะห์ถูกแสดงดังตารางที่ 12.2



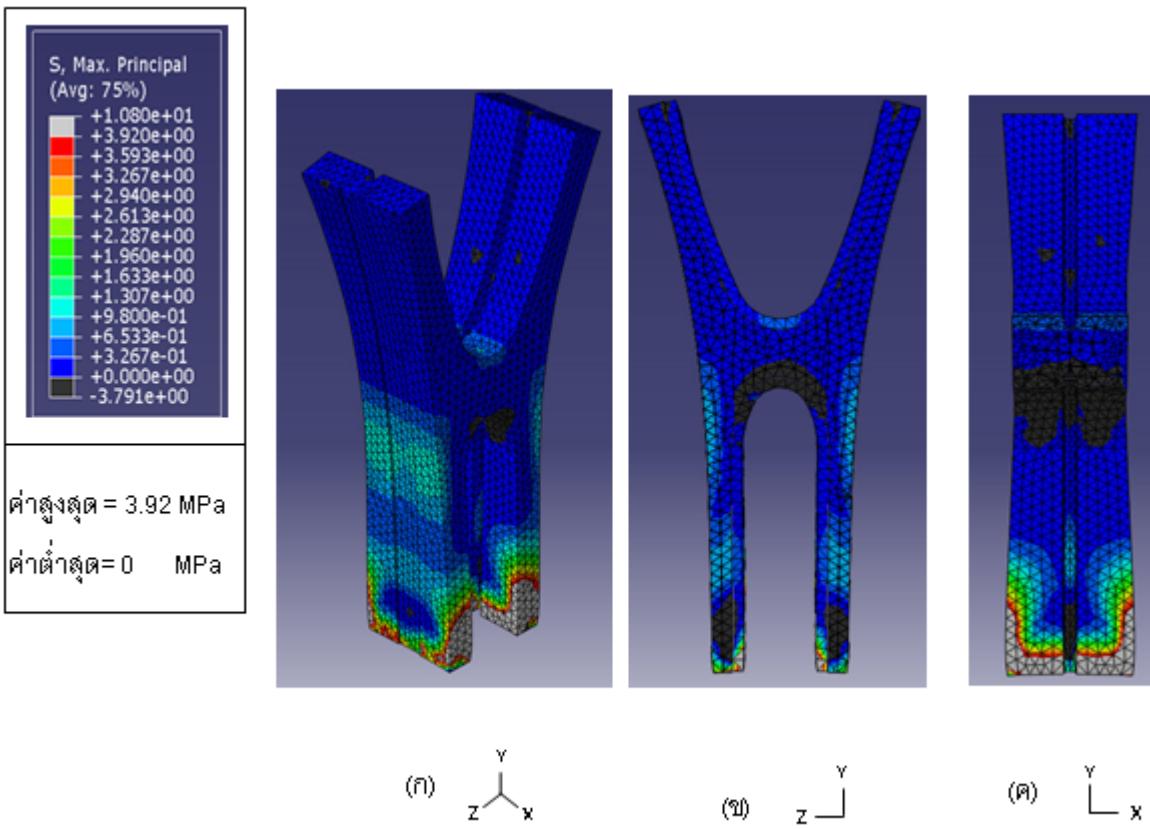
รูปที่ 12.21 ภาพเสาตอมม่อถูกขยายตัวเนื่องจากอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้น

ตารางที่ 12.2 แสดงค่ามากที่สุดของหน่วยแร่ดึงและแร่อัดที่เกิดขึ้นในแต่ละโครงสร้างภายในใต้สมมติฐานของการวิเคราะห์ที่ใช้ พฤติกรรมวัสดุเป็นสันตรง

โครงสร้าง	หน่วยแรงดึงที่มากที่สุด MPa	หน่วยแรงอัดที่มากที่สุด MPa
ตอม่อ	10.82 ( $> f_r = 3.92$ )	6.68 ( $< f'_c = 40$ )
ฐานราก	17.47 ( $> f_r = 4.38$ )	31.88 ( $< f'_c = 50$ )
เสาเข็ม	0.77 ( $< f_r = 4.2$ )	0.8 ( $< f'_c = 46$ )
เหล็กเสริมในฐานราก	80 ( $< f_y = 390$ )	109.2 ( $< f_y = 390$ )

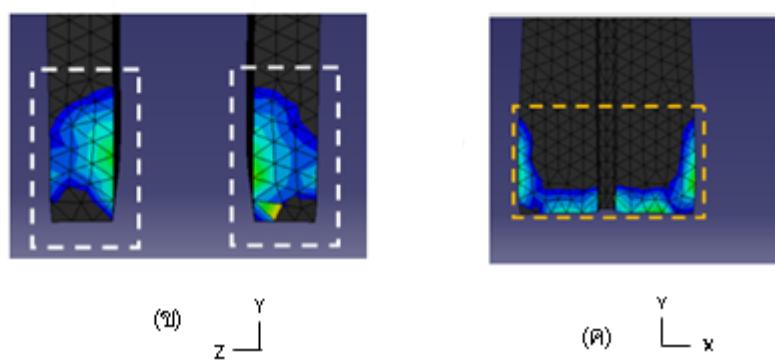
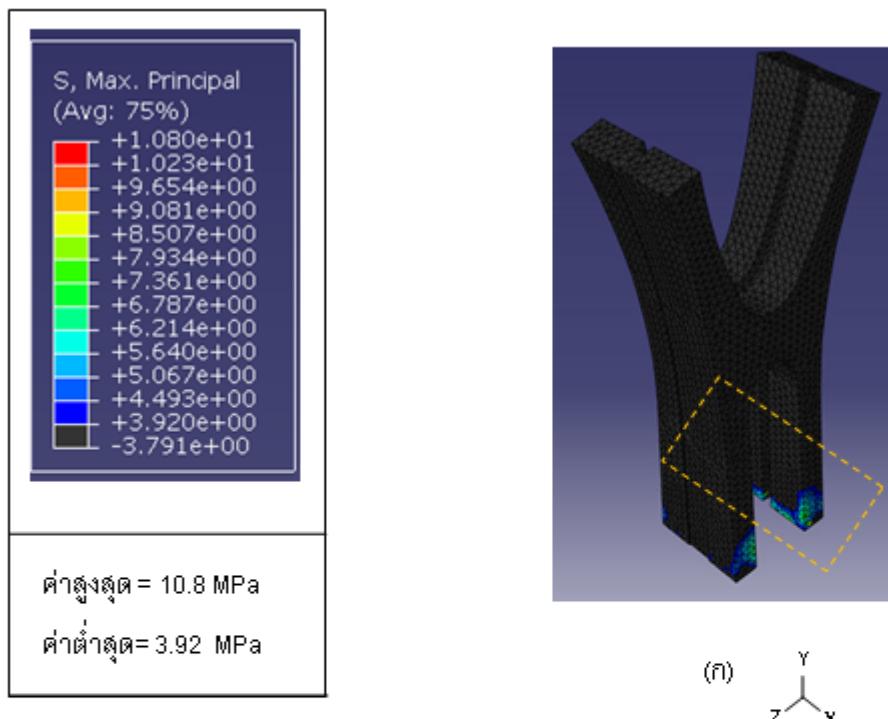
จากตารางที่ 12.2 แสดงให้เห็นว่า รอยแตกร้าวอาจเกิดขึ้นได้ที่ เสาตอม่อ และ ฐานราก เนื่องจาก หน่วยแรงดึงที่มากที่สุดที่เกิดขึ้นมีค่ามากกว่ากำลังรับแรงดึงของคอนกรีต ส่วนหน่วยแรงอัดมากที่สุดที่เกิดขึ้นใน การวิเคราะห์แบบเส้นตรงแต่ละโครงสร้างจะไม่สร้างความเสียหายได้เนื่องจากมีค่าน้อยกว่ากำลังรับแรงอัดของ แต่ละโครงสร้าง การทำงานย้ำแนวโน้มและรูปแบบของรอยแตกร้าวนี้ จึงเป็นภัยแล้วดังที่ต่อไปนี้ ดังนั้น ต้องเฝ้าระวังอย่างต่อเนื่อง

ฐานราก พร้อมทั้งรูปแบบรอยแตกร้าวจากการทำนาย จะถูกนำเสนอตามลำดับ เพื่อนำไปเปรียบเทียบกับรูปแบบรอยแตกร้าวที่ปรากฏขึ้นจริงที่ได้จากทีมสำรวจภาคสนาม



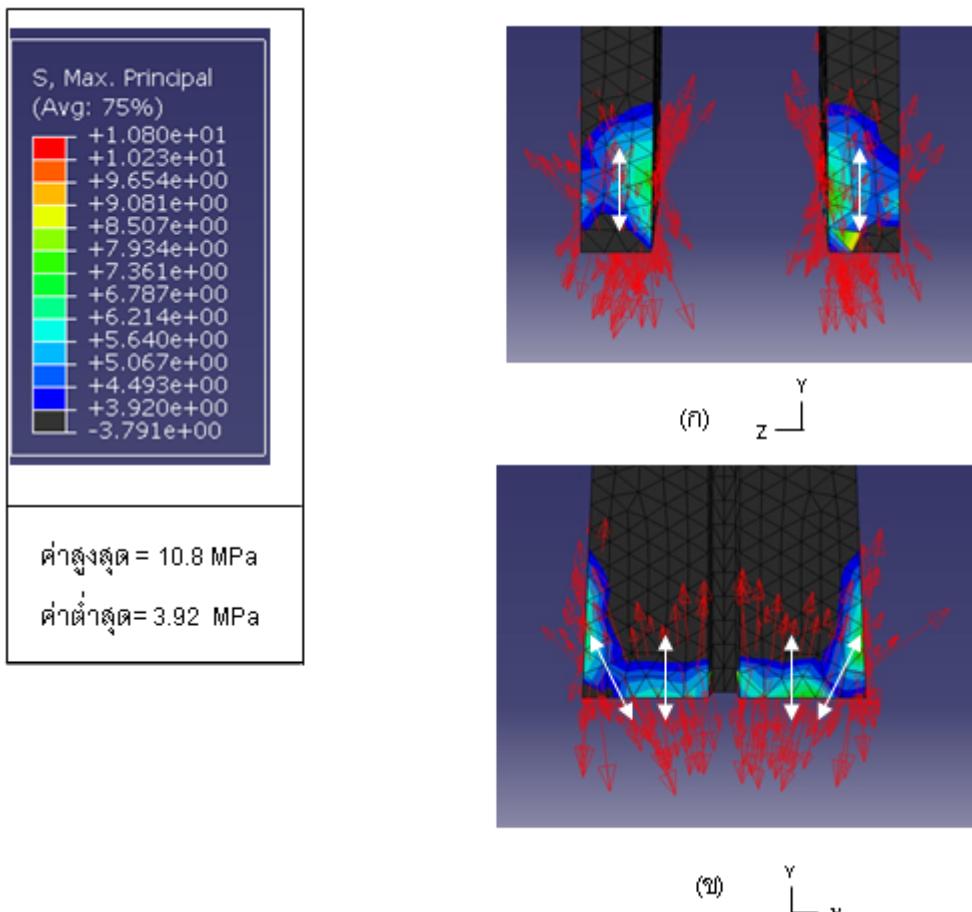
รูปที่ 12.22 ภาพแสดงหน่วยแรงดึงที่ผิวเสาตอม่อ (ก)แสดงภาพเสาตอม่อทั้งหมด (ข)ภาพตัดครึ่งเสาตอม่อในระบบ YZ ค)ภาพตัดครึ่งเสาตอม่อในระบบ XY

หมายเหตุ สีเทาแสดงบริเวณที่มีค่า หน่วยแรงดึง สูงกว่า กำลังต้านทานแรงดึง ( $fr = 3.92 \text{ MPa}$ )สีดำ แสดง บริเวณที่ไม่เกิดหน่วยแรงดึง



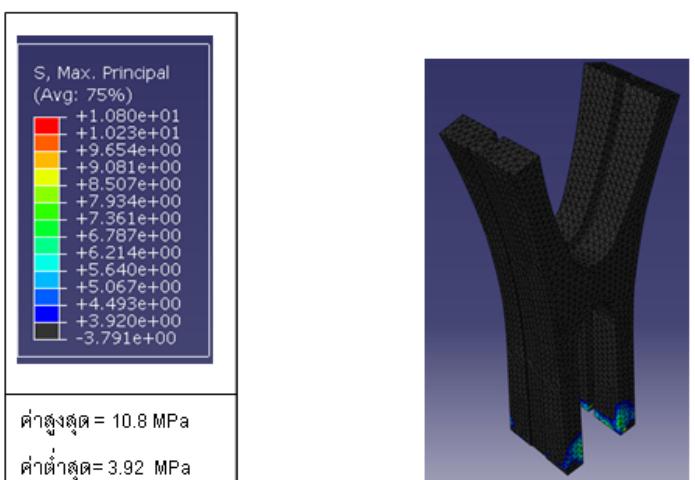
รูปที่ 12.23 หน่วยแรงดึงที่เสาตอม่อ布里เวณที่มีค่าเกินกำลังรับแรงดึง ( $fr = 3.92 \text{ MPa}$ ) (ก) แสดงภาพเสาตอม่อทั้งหมด (ข) ภาพเสาตอม่อส่วนล่างในระบบ YZ (ค) ภาพด้านในเสาตอม่อส่วนล่างในระบบ XY

หมายเหตุ สีดำ แสดง บริเวณที่ค่า หน่วยแรงดึง สูงกว่า กำลังรับแรงดึง ( $fr = 3.92 \text{ MPa}$ ) สีอื่น แสดง บริเวณที่ค่า หน่วยแรงดึง ต่ำกว่า กำลังรับแรงดึง ( $fr = 3.92 \text{ MPa}$ )

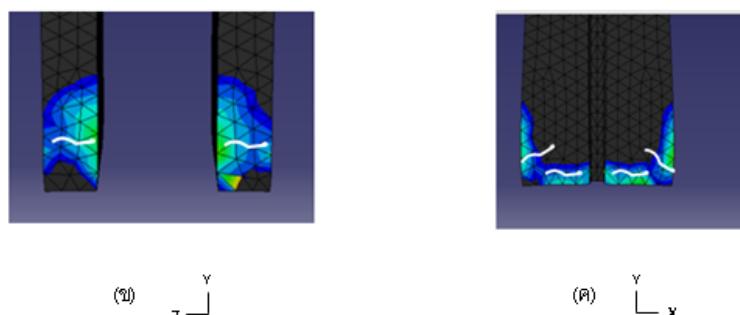


รูปที่ 12.24 ภาพแสดงทิศทางหน่วยแรงดึงส่วนล่างของเสาตอม่อ (g) เสาตอม่อส่วนล่างในระนาบ YZ (h) ด้านในเสาตอม่อส่วนล่างในระนาบ XY

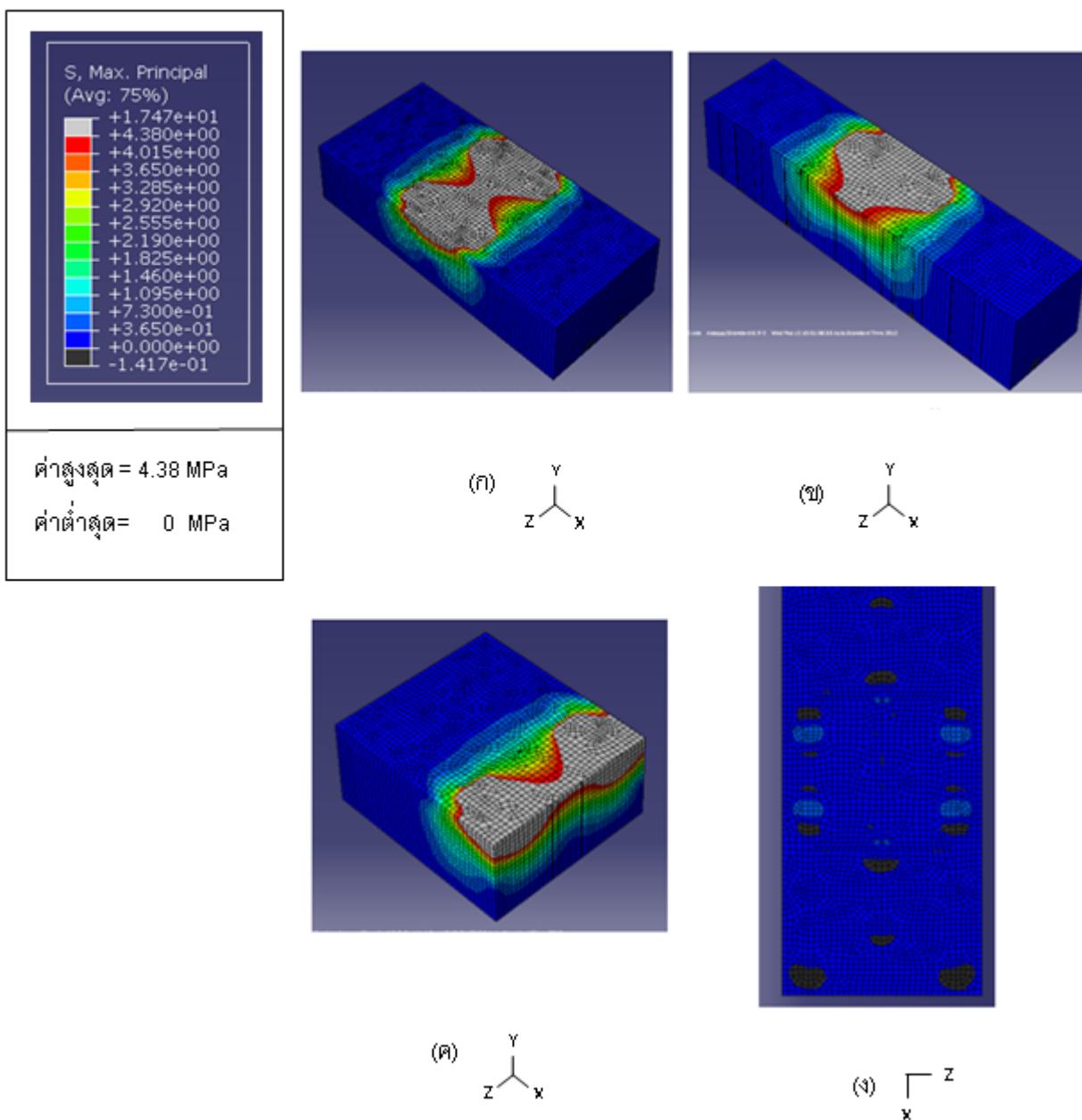
จากรูปที่ 12.25 รอยแตกร้าวจากการวิเคราะห์ถูกนำไปเปรียบเทียบกับภาพถ่ายรอยแตกร้าวจากรูปที่ 20 พบร้าว รูปแบบรอยแตกร้าวจากการวิเคราะห์ผลของการขยายตัวเนื่องจากอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้นที่เสาตอม่อ มีลักษณะที่ไม่สอดคล้องกับภาพถ่ายรอยแตกร้าวได้จากที่มีสำรวจภาคสนาม ภาพแสดงหน่วยแรงดึงที่ฐานรากถูกแสดงในรูปที่ 12.26 และ 12.27 จากภาพพบว่า หน่วยแรงดึงมีค่ามากกว่ากำลังรับแรงดึงในบริเวณผิวนอกของฐานรากโดยรอบเสาตอม่อ ทิศทางหน่วยแรงดึงในบริเวณนี้ถูกพิจารณาและนำมาแสดงในรูปที่ 12.28 จากทิศทางหน่วยแรงดึงที่ปรากฏ รูปแบบรอยแตกร้าวสามารถถูกกำหนดได้ดังรูปที่ 12.29 (ก) รูปแบบรอยแตกร้าวที่ถูกกำหนดนี้ถูกนำไปเปรียบเทียบกับแผนภาพรอยแตกร้าวจริง จากการเปรียบเทียบแสดงให้เห็นว่า รอยแตกร้าวจากการวิเคราะห์มีลักษณะที่คล้ายคลึงกับแผนภาพรอยแตกร้าวจริงในบริเวณผิวนอกของฐานรากที่อยู่ระหว่างขาทั้งสองของเสาตอม่อ ดังรูปที่ 12.29 (ข)



(ก)

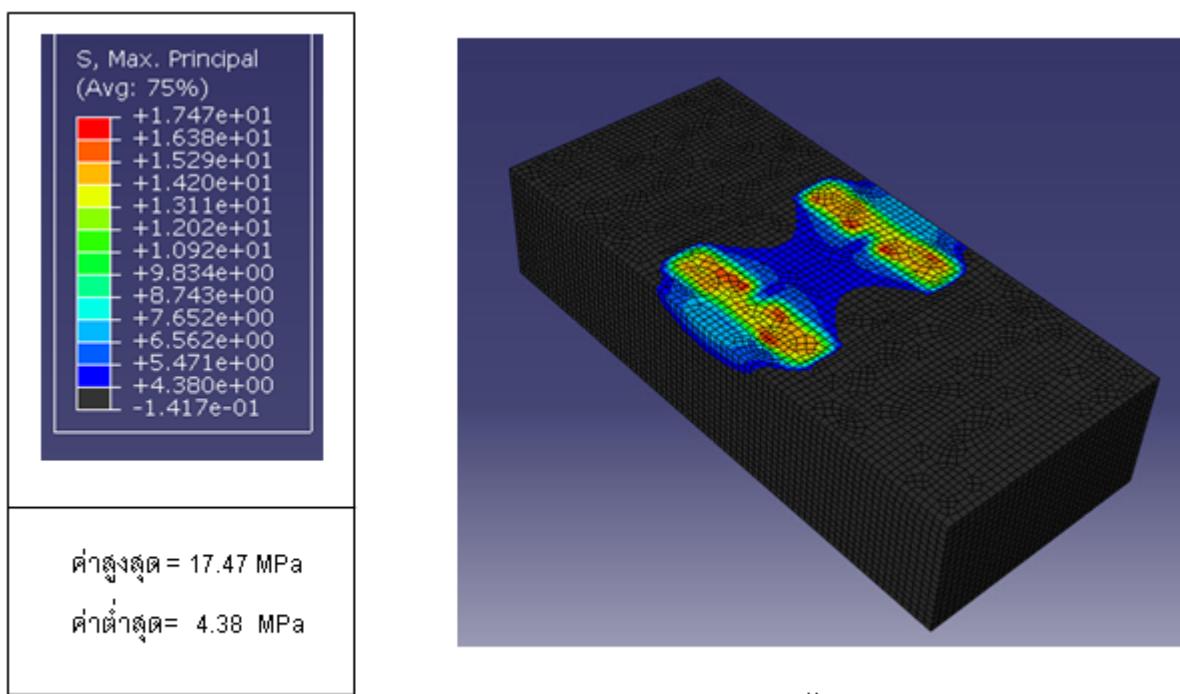


รูปที่ 12.25ภาพแสดง รูปแบบรอยแตกร้าวจากการวิเคราะห์ทิศทางของหน่วยแรงดึง ที่ผิวของเสาตอม่อ (ก)เสาตอม่อ (ข) เสาตอม่อส่วนล่างในระบบ YZ (ค) ด้านในเสาตอม่อส่วนล่างในระบบ XY



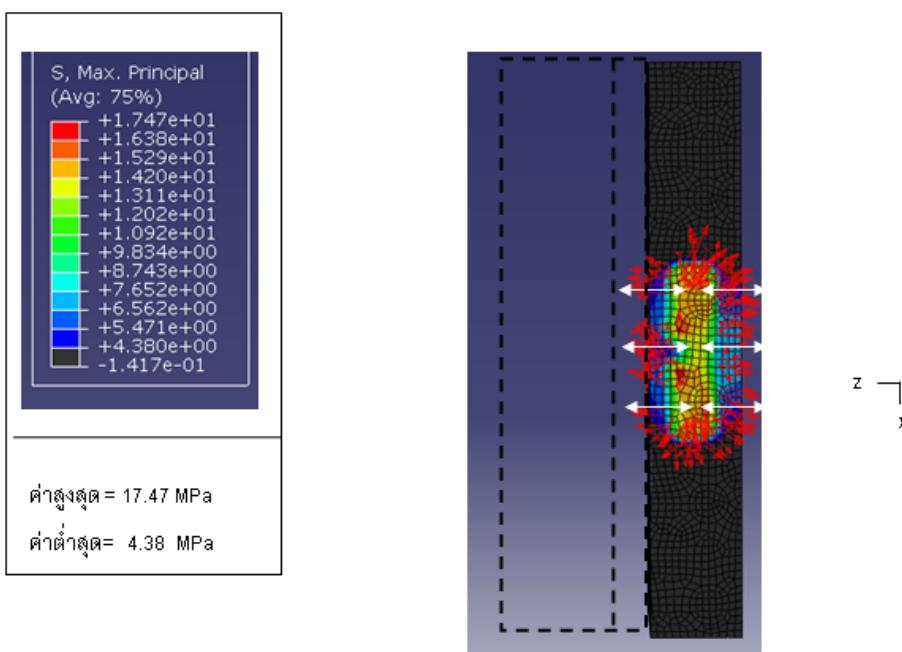
รูปที่ 12.26 ภาพแสดงหน่วยแรงดึงที่ฐานราก (ก)แสดงภาพฐานรากทั้งหมด (ข)ภาพตัดครึ่งฐานรากในระนาบ XY (ค)ภาพตัดครึ่งฐานรากแกน ในระนาบ YZ (ง) ภาพแสดงผิวด้านล่างของฐานราก

หมายเหตุ สีเทาแสดงบริเวณที่มีค่า หน่วยแรงดึง สูงกว่า กำลังด้านทันแรงดึง เท่ากับ 4.38 MPa สีดำ แสดง บริเวณที่ไม่เกิดหน่วยแรงดึง

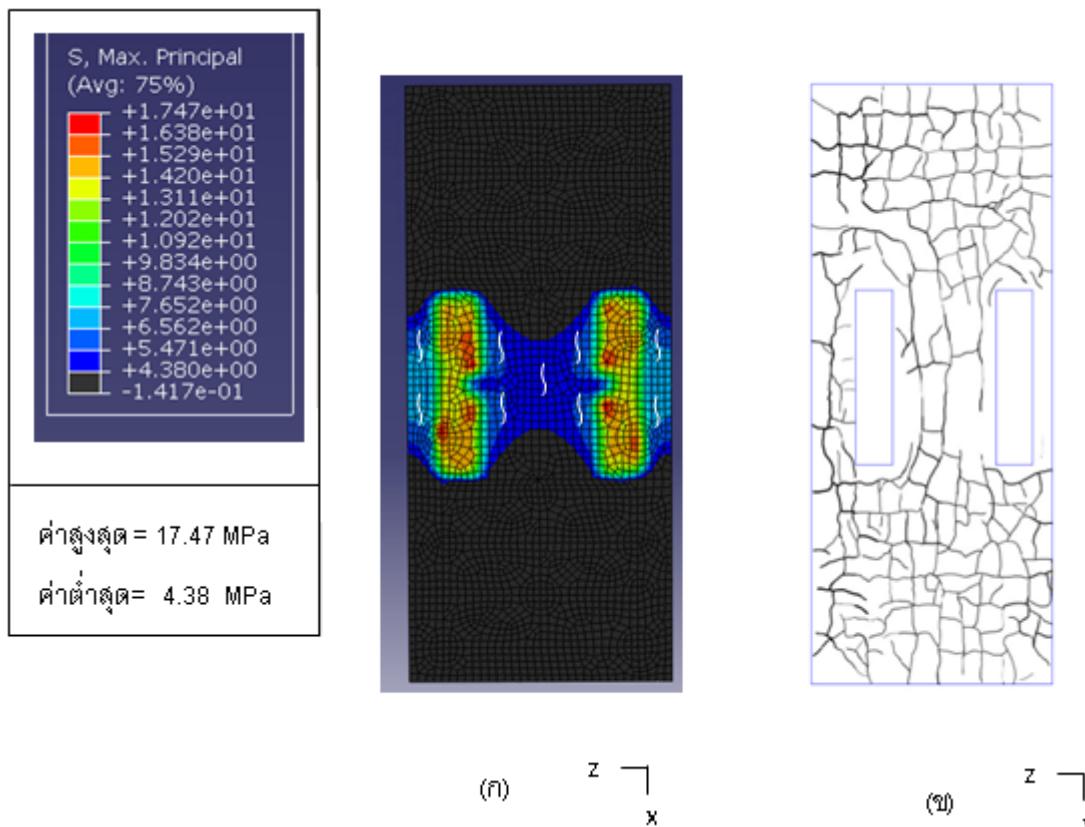


รูปที่ 12.27 ภาพแสดงหน่วยแรงดึงที่ฐานรากมีค่าเกินกำลังรับแรงดึง ที่ฐานราก

หมายเหตุ สีดำ แสดง บริเวณที่ค่า หน่วยแรงดึง สูงกว่า กำลังรับแรงดึง ( $f_r = 4.38 \text{ MPa}$ ) สีอื่น แสดง บริเวณที่ค่า หน่วยแรงดึง ต่ำกว่า กำลังรับแรงดึง ( $f_r = 4.38 \text{ MPa}$ )



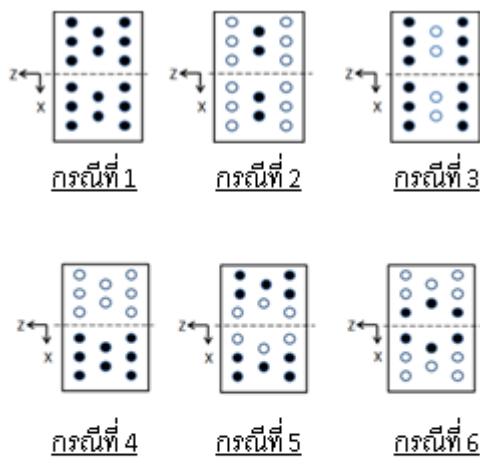
รูปที่ 12.28 ภาพแสดงทิศทางหน่วยแรงดึงที่ผิวนฐานราก



รูปที่ 12.29 ภาพแสดง (g) รูปแบบรอยแตกร้าวจากการวิเคราะห์ทิศทางหน่วยแรงดึงที่ผิวด้านบนของฐานราก (x) แผนภาพรอยแตกร้าวที่ผิวด้านบนฐานรากจากการเก็บข้อมูลของรอยแตกร้าวในโครงสร้าง จริงของเสาอมล้ำมายเลข 40/16

### 12.9 แรงกระทำจากการขยายปริมาตรของคอนกรีตจากปฏิกิริยาทางเคมีในคอนกรีตภายในเสาเข็ม

ในกรณีศึกษานี้เสาเข็มถูกกระทำจากการเพิ่มอุณหภูมิ เพื่อให้มีการขยายตัวอย่างอิสระด้วยระดับความเครียดเท่ากับ  $0.001$  ( $1,000 \mu\epsilon$ ) ซึ่งเท่ากับกรณีศึกษาที่ผ่านมา เนื่องจากเสาเข็มกลุ่มนี้รับโครงสร้างทั้งตอม่อ และ ฐานราก ประกอบด้วยทั้งหมด 16 ตัน คณะผู้วิจัยจึงได้แบ่งกรณีศึกษาออกเป็นกรณีย่อยประกอบด้วย 6 กรณี ซึ่งความแตกต่างในแต่ละกรณีคือตำแหน่งและจำนวนของเสาเข็มที่ถูกกระทำจากการเพิ่มอุณหภูมิ ดังแสดงตามรูปที่ 12.30



- แสดงบริเวณที่ถูกกำหนดให้บวมตัว
- ไม่ถูกกำหนดให้บวมตัว

รูปที่ 12.30 ความแตกต่างในแต่ละกรณีที่เสาเข็มถูกกระทำด้วยการเพิ่มอุณหภูมิ

จากผลการวิเคราะห์ ค่ามากที่สุดของหน่วยแรงทั้งแรงดึงและแรงอัดในแต่ละโครงสร้างถูกกำหนดดังตั้งตาราที่ 12.3 ถึง 12.6 เพื่อพิจารณาความเป็นไปได้ในการเกิดรอยแตกร้าวที่โครงสร้างในแต่ละกรณีศึกษาอยู่

ตารางที่ 12.3 แสดงค่ามากที่สุดของหน่วยแรงดึงและแรงอัดที่ เสาตอม่อ ในแต่ละกรณีภายใต้สมมติฐานของการวิเคราะห์ที่ใช้ พฤติกรรมวัสดุเป็นเส้นตรง

กรณี	หน่วยแรงดึงที่มากที่สุด MPa	หน่วยแรงอัดที่มากที่สุด MPa
1	0.035 ( $< f_r = 3.92$ )	0.166 ( $< f_c = 40$ )
2	0.35 ( $< f_r = 3.92$ )	0.56 ( $< f_c = 40$ )
3	0.49 ( $< f_r = 3.92$ )	0.51 ( $< f_c = 40$ )
4	1.12 ( $< f_r = 3.92$ )	1.35 ( $< f_c = 40$ )
5	2.65 ( $< f_r = 3.92$ )	10.11 ( $< f_c = 40$ )
6	9.95 ( $> f_r = 3.92$ )	2.65 ( $< f_c = 40$ )

ตารางที่ 12.4 แสดงค่ามากที่สุดของหน่วยแรงดึงและแรงอัดที่ฐานราก ในแต่ละกรณีภายใต้สมมติฐานของการวิเคราะห์ที่ใช้ พฤติกรรมวัสดุเป็นเส้นตรง

กรณี	หน่วยแรงดึงที่มากที่สุด MPa	หน่วยแรงอัดที่มากที่สุด MPa
1	8.889 (> $f_r = 4.38$ )	5.92 (< $f_c = 50$ )
2	6.28 (> $f_r = 4.38$ )	13.61 (< $f_c = 50$ )
3	11.33 (> $f_r = 4.38$ )	9 (< $f_c = 50$ )
4	9.85 (> $f_r = 4.38$ )	10.05 (< $f_c = 50$ )
5	9.89 (> $f_r = 4.38$ )	10.85 (< $f_c = 50$ )
6	10.7 (> $f_r = 4.38$ )	14.38 (< $f_c = 50$ )

หมายเหตุ กรณีที่ 1 ถึง 5 หน่วยแรงดึงที่มากที่สุดปราฏที่บริเวณใต้ห้องฐานรากตรงตำแหน่งเสาเข็มกรณีที่ 6 หน่วยแรงดึงที่มากที่สุดปราฏที่บริเวณผิวนอกของฐานราก

ตารางที่ 12.5 แสดงค่ามากที่สุดของหน่วยแรงดึงและแรงอัดที่ เสาเข็ม ในแต่ละกรณีภายใต้สมมติฐานของการวิเคราะห์ที่ใช้ พฤติกรรมวัสดุเป็นเส้นตรง

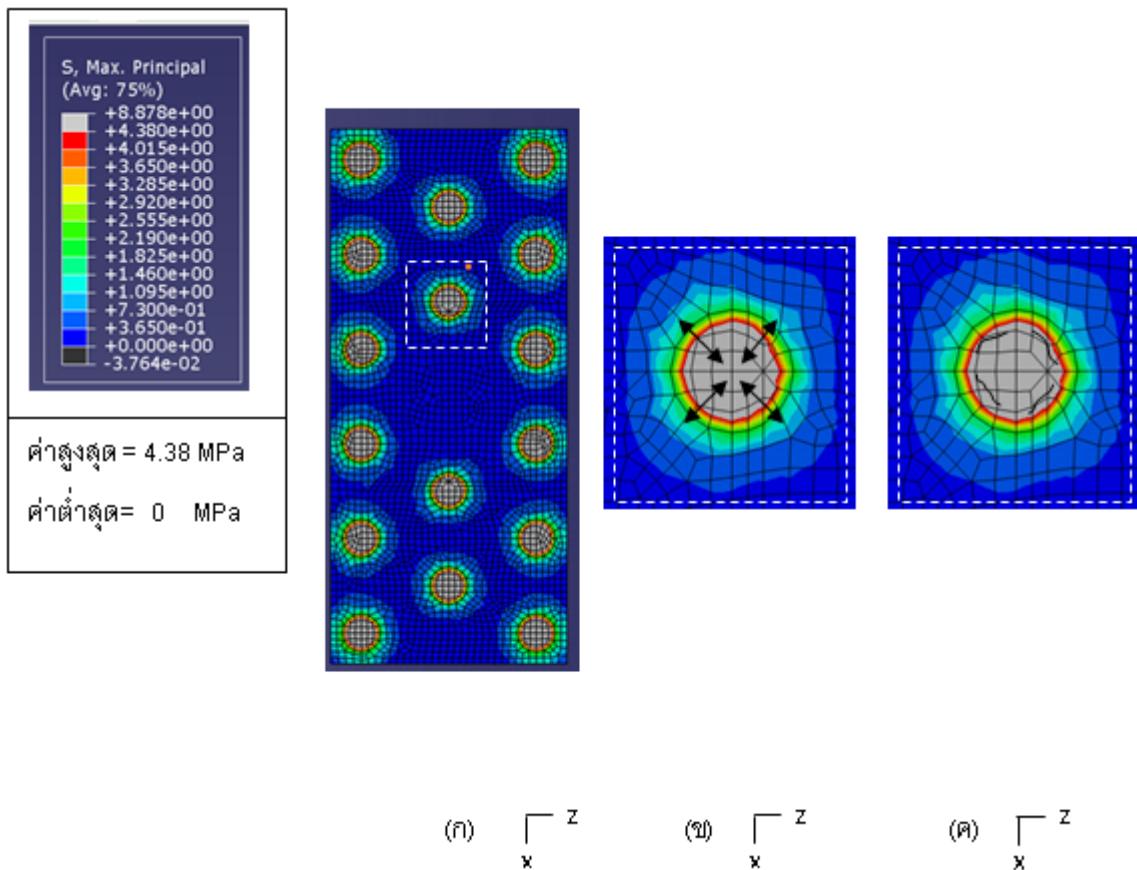
กรณี	หน่วยแรงดึงที่มากที่สุด MPa	หน่วยแรงอัดที่มากที่สุด MPa
1	13.89 (> $f_r = 4.2$ )	28.8 (< $f_c = 46$ )
2	7.56 (> $f_r = 4.2$ )	30.62 (< $f_c = 46$ )
3	14.42 (> $f_r = 4.2$ )	29 (< $f_c = 46$ )
4	14.37 (> $f_r = 4.2$ )	29 (< $f_c = 46$ )
5	12.47 (> $f_r = 4.2$ )	29.42 (< $f_c = 46$ )
6	7.89 (> $f_r = 4.2$ )	30.14 (< $f_c = 46$ )

หมายเหตุ หน่วยแรงดึงที่มากที่สุดปราฏที่บริเวณหัวเสาเข็ม

ตารางที่ 12.6 แสดงค่ามากที่สุดของหน่วยแรงดึงและแรงอัดที่ เหล็กเสริม ในแต่ละกรณีภายใต้สมมติฐานของการวิเคราะห์ที่ใช้ พฤติกรรมวัสดุเป็นเส้นตรง

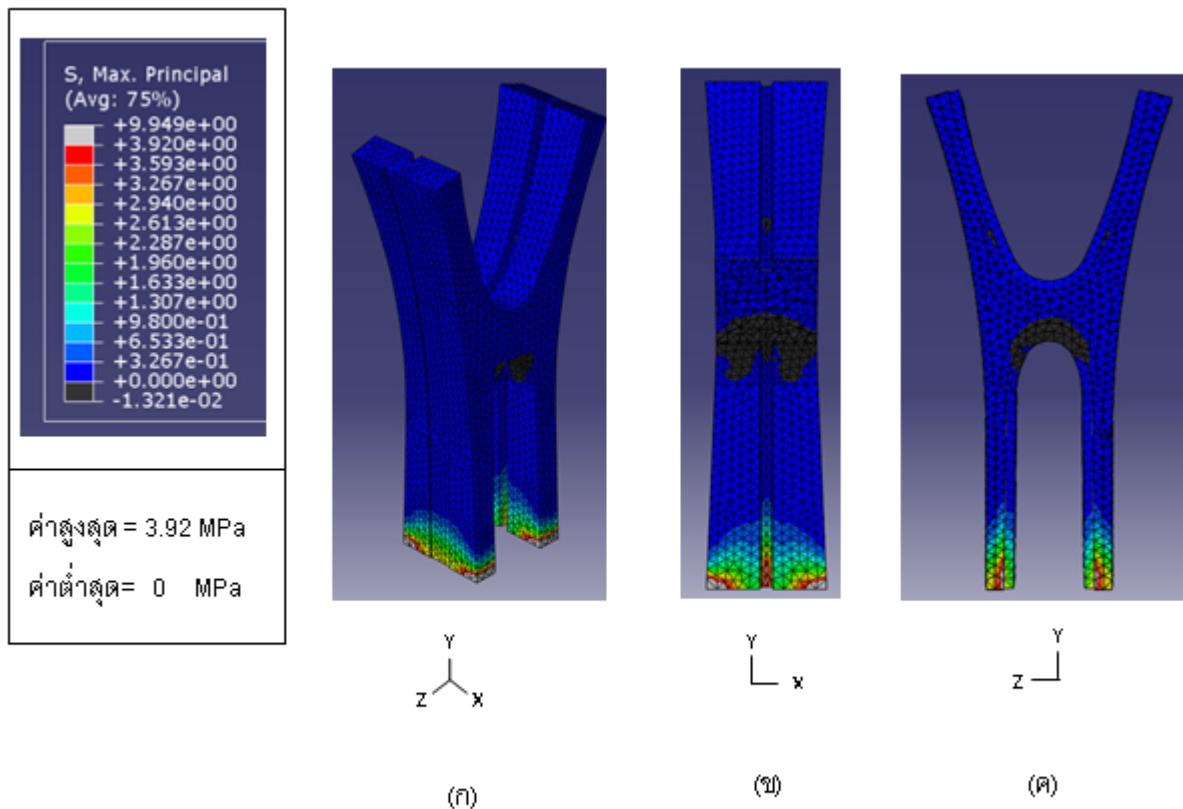
กรณี	หน่วยแรงดึงที่มากที่สุด MPa	หน่วยแรงอัดที่มากที่สุด MPa
1	34.4 (< $f_y = 390$ )	17.5 (< $f_y = 390$ )
2	26.97 (< $f_y = 390$ )	30.07 (< $f_y = 390$ )
3	35.34 (< $f_y = 390$ )	21.32 (< $f_y = 390$ )
4	36.1 (< $f_y = 390$ )	28.95 (< $f_y = 390$ )
5	37.4 (< $f_y = 390$ )	47.05 (< $f_y = 390$ )
6	46.24 (< $f_y = 390$ )	59.35 (< $f_y = 390$ )

ตารางที่ 12.3 ถึง 12.6 แสดงให้เห็นว่า ไม่มีความเป็นไปได้ที่เสาตอม่อและพื้นผิวโดยรอบฐานรากจะแตกร้าวจากการบvmตัวของเสาเข้มเกือบทุกรัฐนิยิกเว้นที่ฐานรากบริเวณรอยต่อ กับเสาเข้ม มีเพียงกรณีที่ 6 ที่อาจส่งผลให้เกิดรอยแตกร้าวได้เนื่องจากหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นที่ ตอม่อและ ฐานราก มีค่ามากกว่ากำลังรับแรงดึง ส่วนหน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นทุกรัฐนิยิกไม่สามารถส่งผลให้เกิดรอยแตกร้าวได้ในโครงสร้าง ขณะที่รอยแตกร้าวที่หัวเสาเข้มอาจพบจากผลของหน่วยแรงดึงจากทั้ง 6 กรณี ลำดับต่อไป ภาพแสดงหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นที่ ตอม่อ และ ฐานราก จากกรณีที่ 6 จะถูกนำมาแสดงเพื่อใช้ในการประเมินรูปแบบรอยแตกร้าวที่อาจเกิดขึ้นพร้อมทั้ง เปรียบเทียบกับรอยแตกร้าวจากการเก็บข้อมูลรอยแตกร้าวในโครงสร้างจริง



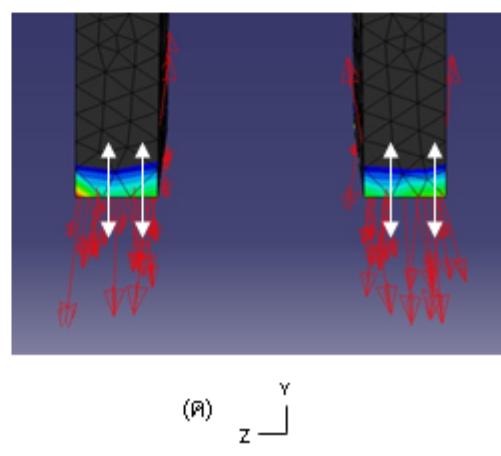
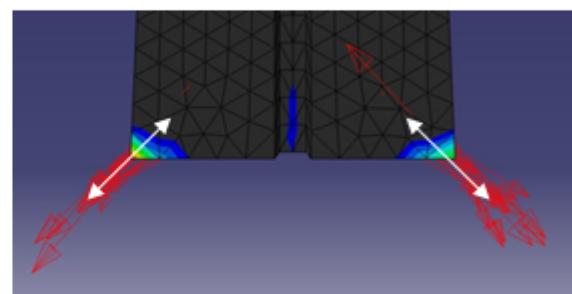
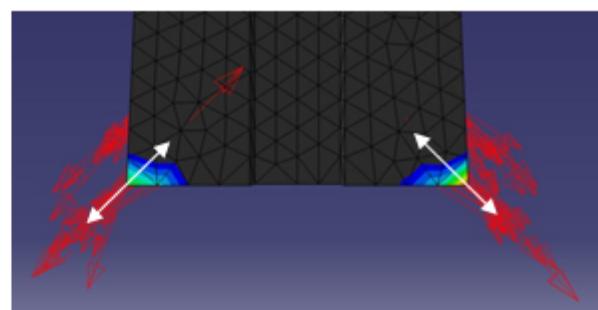
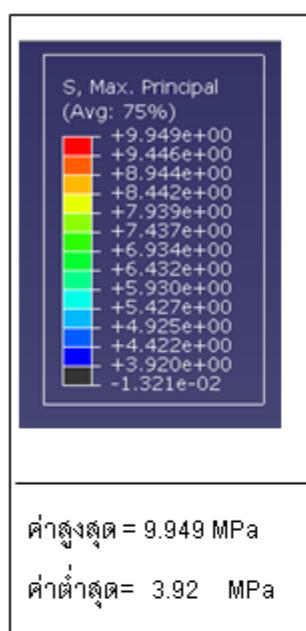
รูปที่ 12.31 ตัวอย่างผลวิเคราะห์จากกรณีที่ 1 เสาเข้มทุกด้านบvmตัว(ก) ภาพแสดงหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นที่ผิวด้านล่างฐานราก, (ข) ภาพแสดงตัวอย่างทิศทางหน่วยแรงดึงสูงสุด (ค) ภาพแสดงรอยแตกร้าวที่ถูกประเมินจากหน่วยแรงดึงที่ผิวด้านล่างฐานราก

หมายเหตุ สีเทาแสดงบริเวณที่มีค่า หน่วยแรงดึง สูงกว่า กำลังต้านทานแรงดึง ( $fr = 4.38 \text{ MPa}$ ) สีดำ แสดง บริเวณที่ไม่เกิดหน่วยแรงดึง

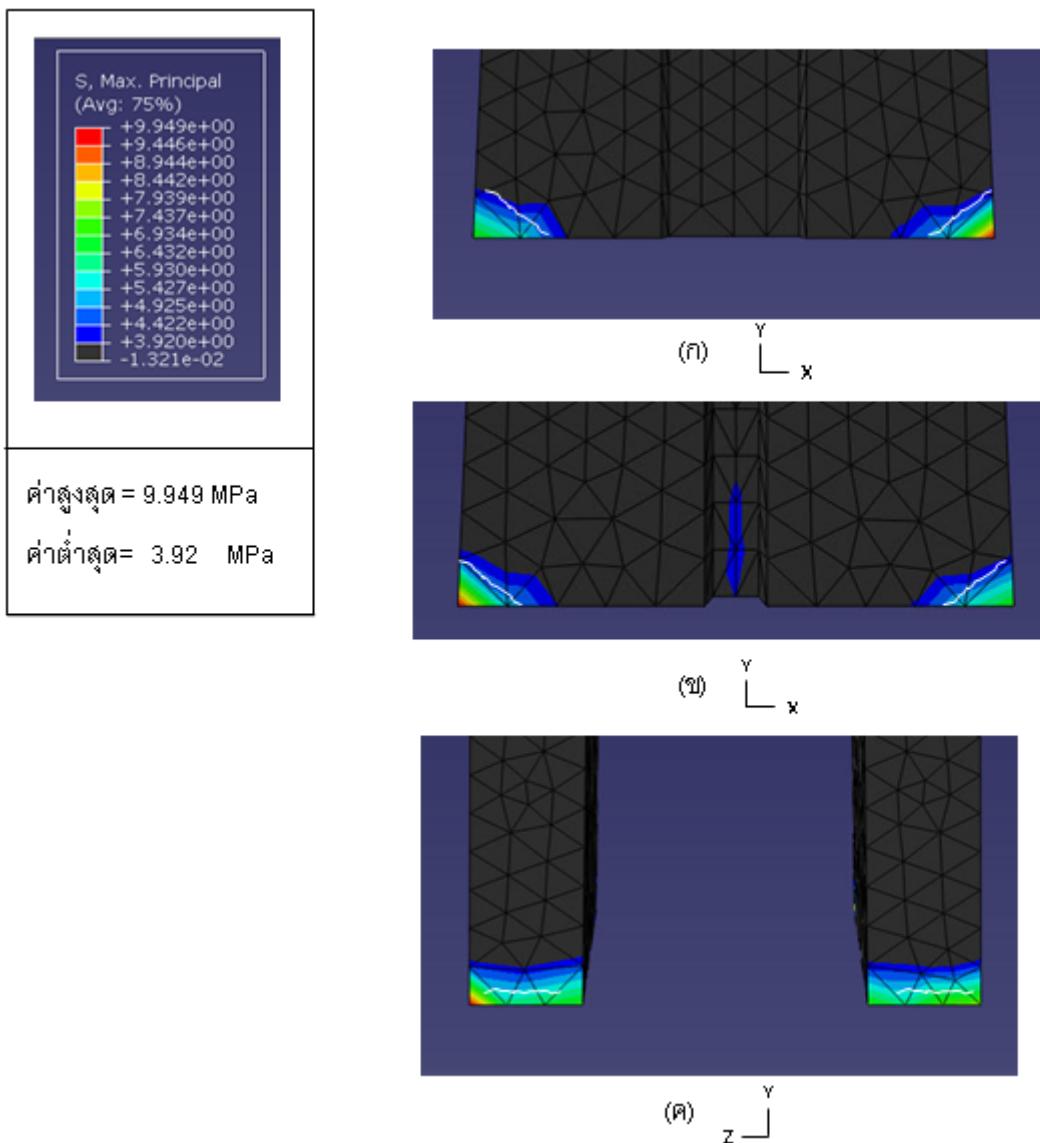


รูปที่ 12.32ภาพแสดงหน่วยแรงดึง ที่เสาตอม่อกรณีที่ 6 (ก)แสดงภาพเสาตอม่อห้งหมด (ข) ด้านในเสาตอม่อ ใน ระบบ XY (ค)ด้านหน้าเสาตอม่อในระบบ YZ

หมายเหตุ สีเทาแสดงบริเวณที่มีค่า หน่วยแรงดึง สูงกว่า กำลังต้านทานแรงดึง ( $fr = 3.92 \text{ MPa}$ ) สีดำ แสดง บริเวณที่ไม่เกิดหน่วยแรงดึง

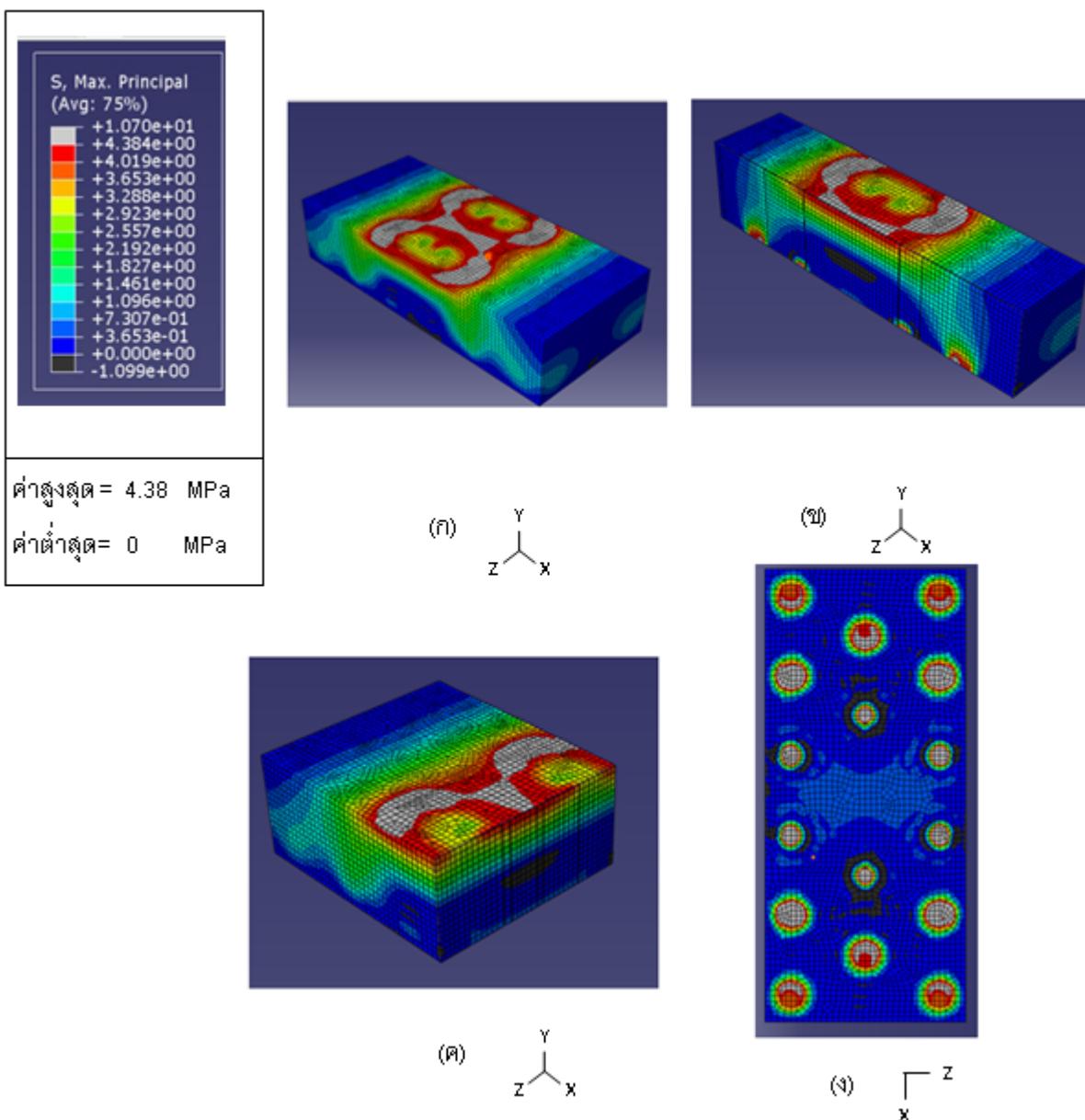


รูปที่ 12.33ภาพแสดงทิศทางหน่วยแรงดึงที่ผิวคอนกรีตเสาตอม่อกรณีที่ 6 (ก) ผิวด้านนอกเสาตอม่อในระนาบ XY (ข) ผิวด้านในเสาตอม่อในระนาบ XY (ค)ผิวด้านหน้าเสาตอม่อในระนาบ YZ



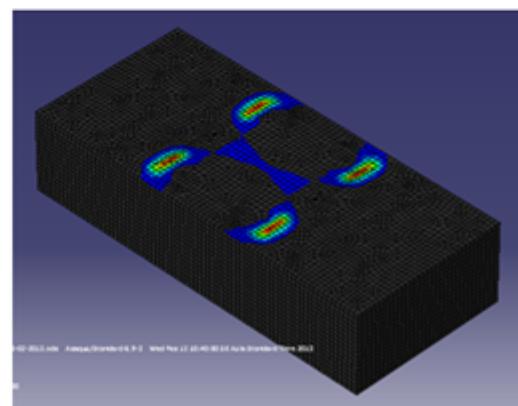
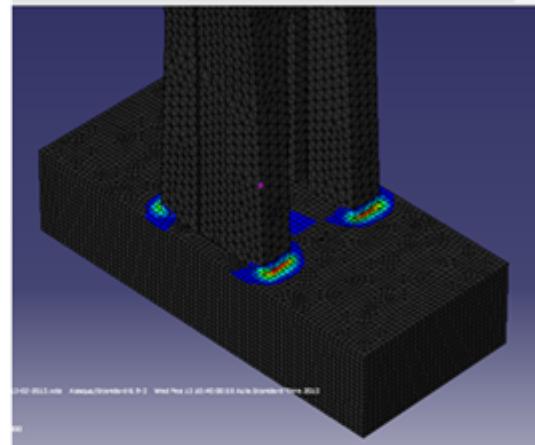
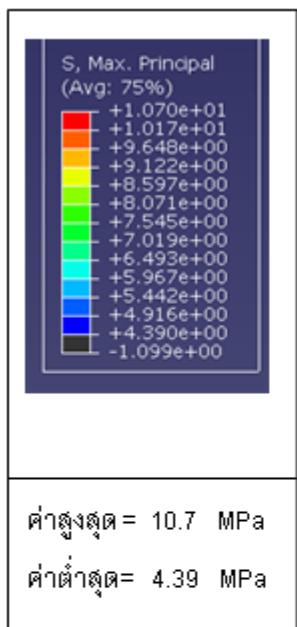
รูปที่ 12.34 ภาพแสดงรูปแบบรอยแตกร้าวที่ผิวคอนกรีตที่เสาตอม่อกรณีที่ 6 จากการวิเคราะห์ทิศทางของหน่วยแรงตึงสูงสุด(ก) ผิวด้านนอกเสาตอม่อในระนาบ XY (ข) ผิวด้านในเสาตอม่อในระนาบ XY (ค) ผิวด้านหน้าเสาตอม่อในระนาบ YZ

จากรูปที่ 12.34 รูปแบบรอยแตกร้าวที่เสาตอม่อถูกนำมาเปรียบเทียบกับภาพถ่ายดังรูปที่ 12.20 จากผลการเปรียบเทียบพบว่ารอยแตกร้าวจากการทำงานมีลักษณะที่แตกต่างจากการถ่าย ลำดับถัดไปภาพแสดงหน่วยแรงตึงและรูปแบบรอยแตกร้าวจากการทำงานที่ปราภูทธารถูกนำเสนอด้วย



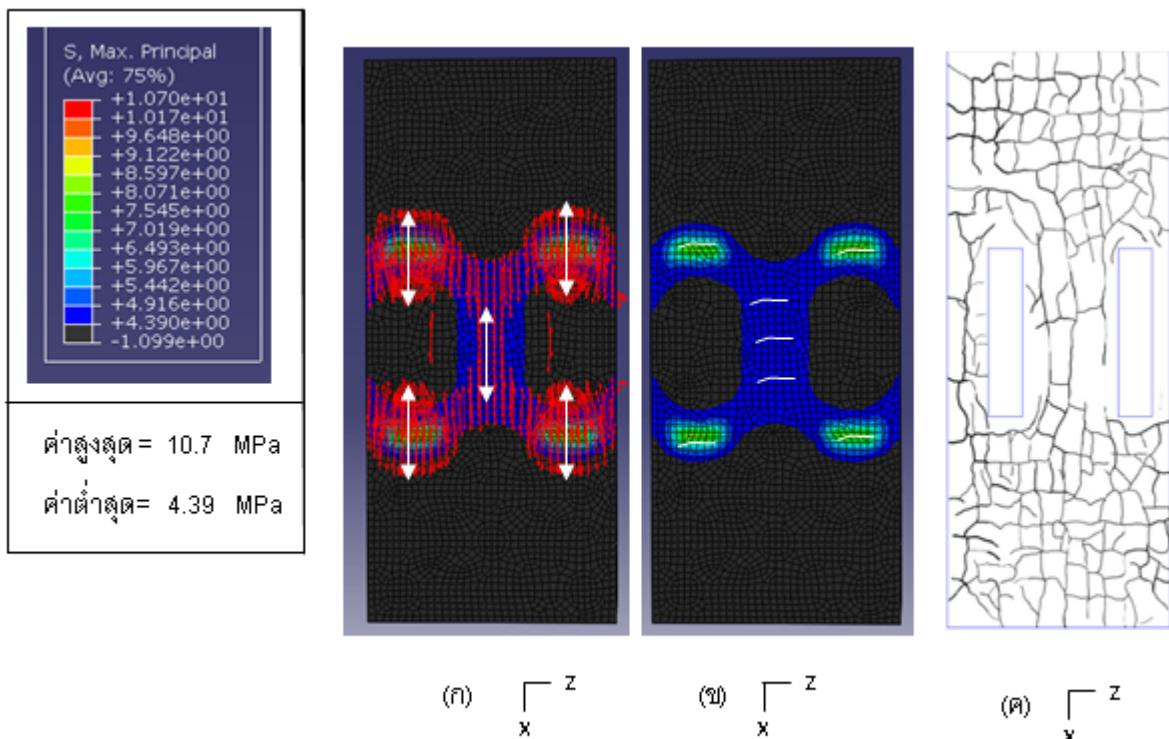
รูปที่ 12.35 ภาพแสดงหน่วยแรงดึงที่ฐานรากกรณีที่ 6 (ก)แสดงภาพฐานราก ห้องหมอด (ข)ภาพตัดครึ่งฐานรากใน  
ระบบ YX (ค)ภาพตัดครึ่งฐานรากในระบบ YZ (ง) ภาพแสดงผิวด้านล่างฐานราก

หมายเหตุ สีเทาแสดงบริเวณที่มีค่า หน่วยแรงดึง สูงกว่า กำลังต้านทานแรงดึง ( $fr = 4.38 \text{ MPa}$ ) สีดำ แสดง  
บริเวณที่ไม่เกิดหน่วยแรงดึง



รูปที่ 12.36ภาพแสดงบริเวณที่หน่วยแรงดึงมีค่าสูงกว่ากำลังรับแรงดึง ที่ฐานราก

หมายเหตุ สีดำ แสดง บริเวณที่ค่า หน่วยแรงดึง สูงกว่า กำลังรับแรงดึง ( $fr = 4.38 \text{ MPa}$ ) สีอื่น แสดง บริเวณ ที่ค่า หน่วยแรงดึง ต่ำกว่า กำลังรับแรงดึง ( $fr = 4.38 \text{ MPa}$ )



รูปที่ 12.37 ภาพแสดง(ก) ทิศทางหน่วยแรงดึงที่ผิวด้านบนฐานราก และ (ข) รูปแบบรอยแตกร้าวจากการวิเคราะห์ทิศทางหน่วยแรงดึงที่ผิวด้านบนของฐาน (ค) แผนภาพรอยแตกร้าวที่ผิวนฐานรากจากการเก็บข้อมูลของรอยแตกร้าวในโครงสร้างจริงของเสาตอม่อหมายเลข 40/16

จากรูปแบบรอยแตกร้าวที่ถูกทำนายดังรูปที่ 12.37(ข) แสดงให้เห็นว่ามีความแตกต่างจากแผนภาพรอยแตกร้าวจากทีมสำรวจภาคสนามดังรูปที่ 12.37(ค) จากผลการทำนายรูปแบบการแตกร้าวทั้งเสาตอม่อ และฐานราก จากกรณีศึกษาที่ 6 ไม่พบว่ามีรูปแบบรอยแตกร้าวที่สอดคล้องกับรูปแบบรอยร้าวจริงที่โครงสร้างดังนั้น หากเกิดการบวมตัวดังข้อสมมติฐานที่นำเสนอ รอยแตกร้าวที่อาจจะเกิดขึ้นไม่แสดงความสอดคล้องกับรอยแตกร้าวที่ปรากฏขึ้นจริงที่โครงสร้างจากผลการสำรวจของทีมสำรวจภาคสนามทั้งแผนภาพรอยแตกร้าว และภาพถ่ายรอยแตกร้าว ที่ฐานราก และ เสาตอม่อ ตามลำดับ

## 12.10 แรงกระทำจากน้ำหนักบรรทุกใช้งาน

นอกจากการตั้งสมมติฐานที่ว่าร้อยแตกร้าวที่ปรากฏขึ้นที่โครงสร้างทางพิเศษเป็นผลกระทบจากการบวมตัวของคอนกรีตเนื่องจากปฏิกิริยาทางเคมี AAR แล้ว ผลกระทบจากน้ำหนักบรรทุกใช้งานเป็นอีกสาเหตุที่คงจะมีผลต่อการเกิดร้อยแตกร้าว น้ำหนักบรรทุกขนาด 100 ตัน ถูกกำหนดให้กระทำต่อโครงสร้างทางด่วนในแบบจำลอง ถึงแม้น้ำหนักบรรทุกใช้งานจริงจะมีค่าเท่ากับ 2397 ตัน ซึ่งประกอบไปด้วย

ตารางที่ 12.7 น้ำหนักบรรทุกใช้งานแต่ละชิ้นส่วนโครงสร้าง

ชิ้นส่วนโครงสร้าง	น้ำหนัก (ตัน)
คานหน้าตัดรูปกล่องระหว่างเสาตอม่อ (Typical segment D6)	1504
คานหน้าตัดรูปกล่องที่เสาตอม่อ (Pier segment D6)	220
เสาตอม่อ	325
แผงแท่งคอนกรีตกันตก(Edge barrier)	78
แผงแท่งคอนกรีตแบ่งทิศทางจราจร(Center barrier)	96
ผิวทาง(Surfacing)	174
	2397

ผลการศึกษาที่ได้จากการใช้น้ำหนักบรรทุก 100 ตันสามารถนำมาแปลงให้เป็นผลการศึกษาจากการใช้น้ำหนักบรรทุกใช้งานจริงได้ เนื่องจากเป็นการวิเคราะห์ประเภทเชิงเส้น (Linear Analysis) ค่ามากที่สุดของหน่วยแรงดึงและแรงอัดที่เกิดขึ้นที่แต่ละโครงสร้างเนื่องจากน้ำหนักบรรทุก 100 ตัน ถูกแสดงในตารางที่ 7 หน่วยแรงดึงกล่าวเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกใช้งานจริงที่มีค่าเท่ากับ 2397 ตัน ถูกปรับแก้และแสดงในตารางที่ 8

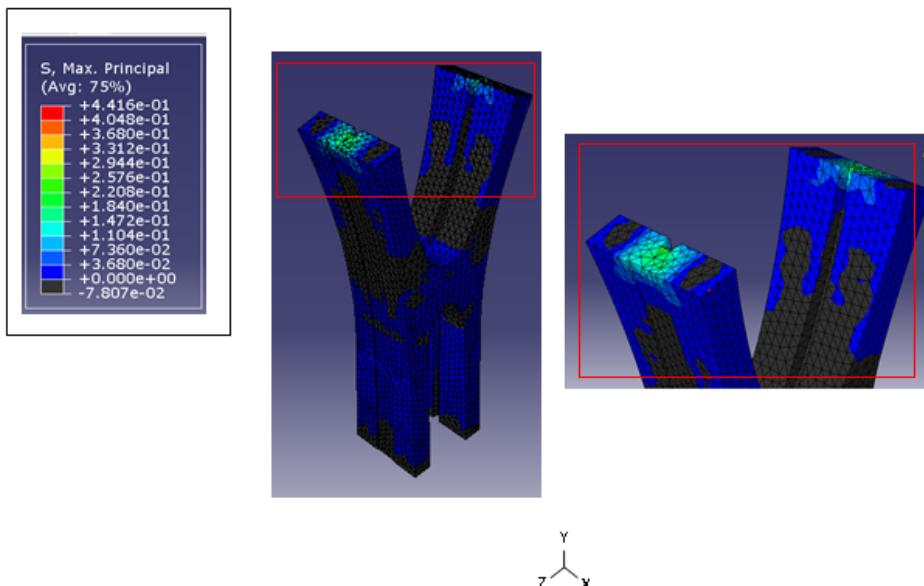
ตารางที่ 12.8 ค่ามากที่สุดของหน่วยแรงดึงและแรงอัดในแต่ละโครงสร้างจากผลของน้ำหนักบรรทุก 100 ตัน

โครงสร้าง	หน่วยแรงดึง MPa	หน่วยแรงอัด MPa
เสาตอม่อ	0.44	0.48
ฐานราก	0.14	0.39
เสาเข็ม	0.027	0.17
เหล็กเสริมในฐานราก	0.82	1.56

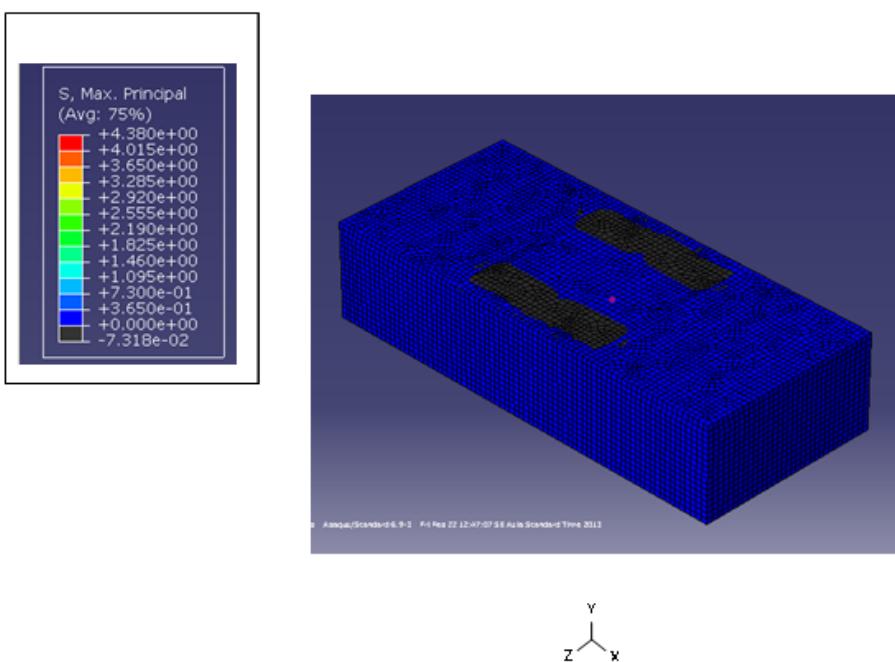
ตารางที่ 12.9 ค่ามากที่สุดของหน่วยแรงดึงและแรงอัดในแต่ละโครงสร้างจากผลของน้ำหนักบรรทุกใช้งานจริง 2397 ตัน

โครงสร้าง	หน่วยแรงดึง MPa	หน่วยแรงอัด MPa
เสาตอม่อ	10.55(> fr = 3.92)	11.5(< f'c = 40)
ฐานราก	3.36(< fr = 4.38)	9.35(< f'c = 50)
เสาเข็ม	0.65(< fr = 4.2)	4.07(< f'c = 46)
เหล็กเสริมในฐานราก	19.66(< fy = 390)	37.39(< fy = 390)

จากตารางที่ 12.9 แสดงให้เห็นว่าผลขององค์หนักบรรทุกใช้งานจริง มีโอกาสเกิดรอยแตกร้าวขึ้นได้ที่ ตอม่อ เนื่องจากหน่วยแรงดึงที่มาก ขณะที่หน่วยแรงอัดไม่พบว่าจะส่งผลอันตรายใดๆ แก่โครงสร้างทั้งหมด ภาพแสดงหน่วยแรงดึงที่ตอม่อจึงถูกนำมาแสดงดังรูปที่ 12.38



รูปที่ 12.38 ภาพแสดงหน่วยแรงดึงที่เสาตอม่อ



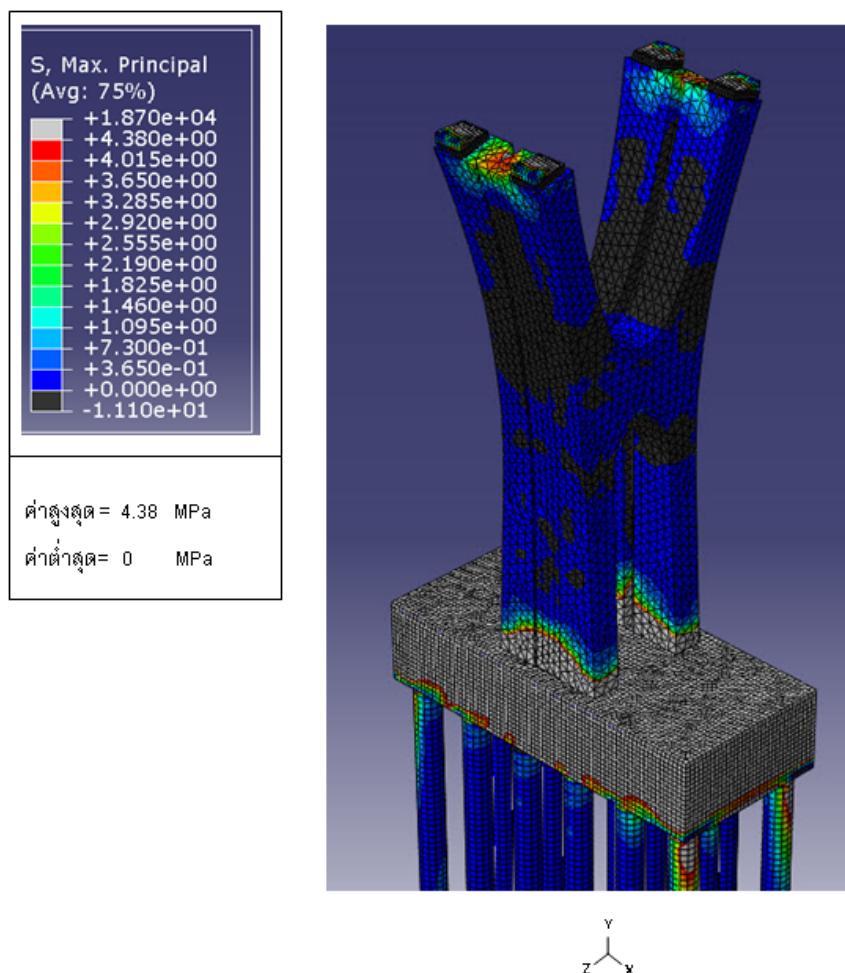
รูปที่ 12.39 ภาพแสดงหน่วยแรงดึงที่ฐานราก

หมายเหตุ สีเทาแสดงบริเวณที่มีค่า หน่วยแรงดึง สูงกว่า กำลังต้านทานแรงดึง ( $fr = 4.38 \text{ MPa}$ ) สีดำ แสดง บริเวณที่ไม่เกิดหน่วยแรงดึง

จากการแสดงให้เห็นว่า รอยแทกร้าวจะปรากฏขึ้นที่บริเวณผิวด้านบนส่วนที่ใกล้กับแผ่นยางแบกท่าน (Elastomeric bearing pad)ของ ตอนม่อ เพียงบริเวณเดียว แต่อย่างไรก็ตาม บริเวณดังกล่าวไม่ถูกตรวจสอบโดยทีมสำรวจภาคสนาม ขณะที่บริเวณอื่นของตอนม่อ และ โครงสร้างอื่น เช่น ฐานราก เป็นต้น ไม่พบว่ามีแนวโน้มจะเกิดรอยแทกร้าวขึ้นในแบบจำลอง ดังนั้น ผลกระทบของโครงสร้างทางพิเศษอันเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกใช้งานจริงไม่แสดงถึงแนวโน้มการเกิดรอยแทกร้าวที่มีลักษณะสอดคล้องกับผลการสำรวจจากทีมสำรวจภาคสนาม

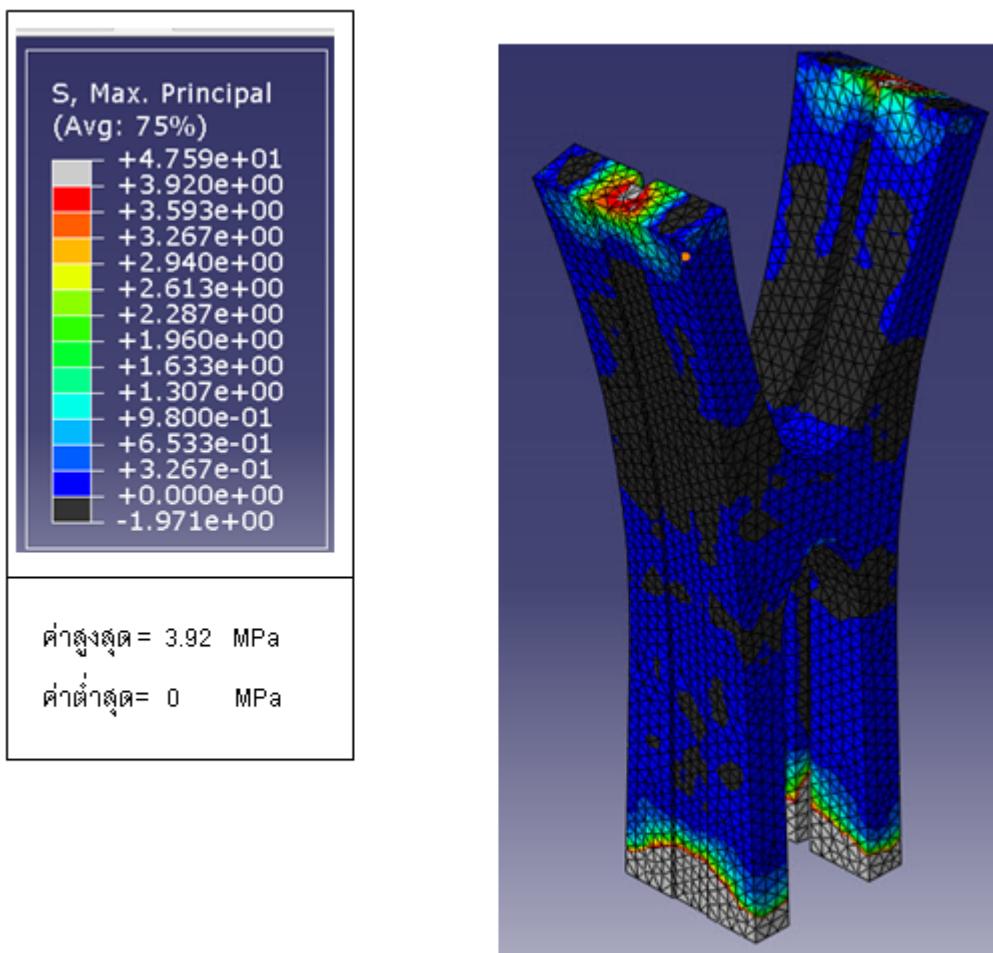
### 12.11 ผลของแรงกระทำร่วมระหว่างน้ำหนักบรรทุกใช้งาน และ การขยายตัวอย่างอิสระ ในกรณีต่างๆ

#### 12.11.1 ผลของแรงกระทำร่วมจาก น้ำหนักบรรทุกใช้งาน และ การขยายตัวอย่างอิสระที่ฐานรากที่ระดับหน่วยความเครียดเท่ากับ 0.002



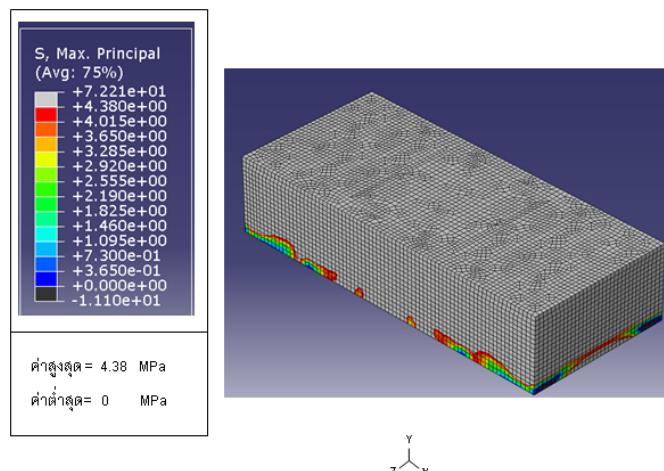
รูปที่ 12.40 ภาพแสดงหน่วยแรงดึงหักโครงสร้าง ประกอบด้วย เสาตอนม่อ, ฐานราก, และ เสาเข็ม

หมายเหตุ สีเทาแสดงบริเวณที่มีค่า หน่วยแรงดึง สูงกว่า กำลังต้านทานแรงดึง ( $fr = 4.38 \text{ MPa}$ ) แสดง บริเวณที่ไม่เกิดหน่วยแรงดึง



รูปที่ 12.41 ภาพแสดงหน่วยแรงดึงที่ เสาตอม่อ,

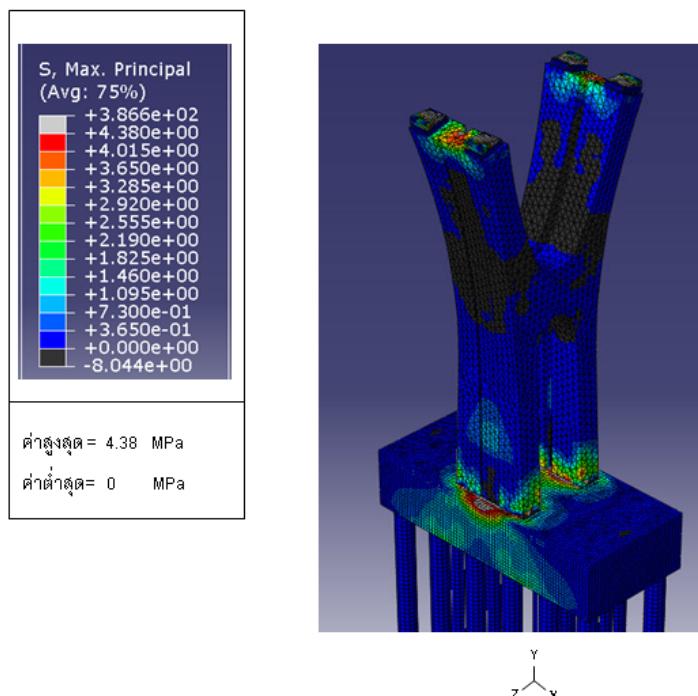
หมายเหตุ สีเทาแสดงบริเวณที่มีค่า หน่วยแรงดึง สูงกว่า กำลังต้านทานแรงดึง ( $f_r = 3.92 \text{ MPa}$ ) สีดำ แสดง บริเวณที่ไม่เกิดหน่วยแรงดึง



รูปที่ 12.42 ภาพแสดงหน่วยแรงดึงที่ฐานราก

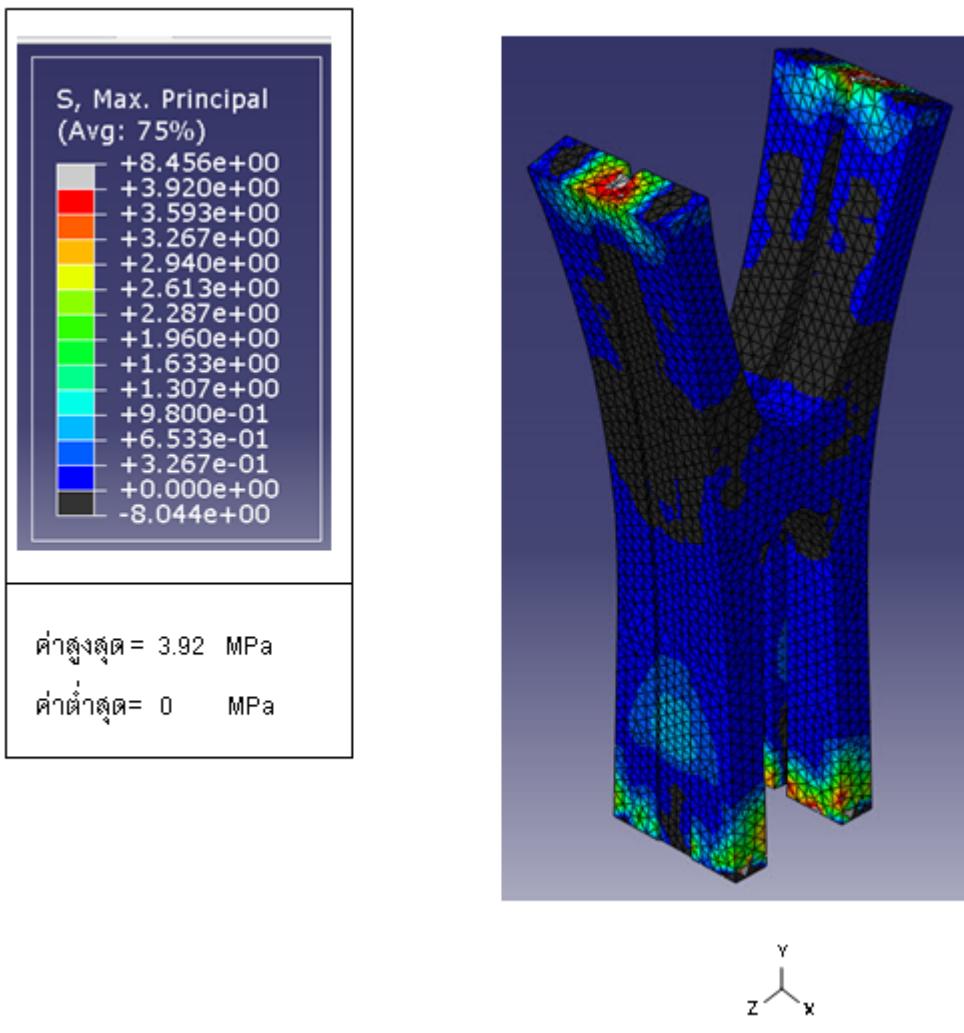
หมายเหตุ สีเทาแสดงบริเวณที่มีค่า หน่วยแรงดึง สูงกว่า กำลังต้านทานแรงดึง ( $fr = 4.38 \text{ MPa}$ ) สำคัญ แสดง บริเวณที่ไม่เกิดหน่วยแรงดึง

#### 12.11.2 ผลของแรงกระทำร่วมจาก น้ำหนักบรรทุกใช้งาน และ การขยายตัวอย่างอิสระที่เสาอม่อที่ระดับ หน่วยความเครียดเท่ากับ 0.001



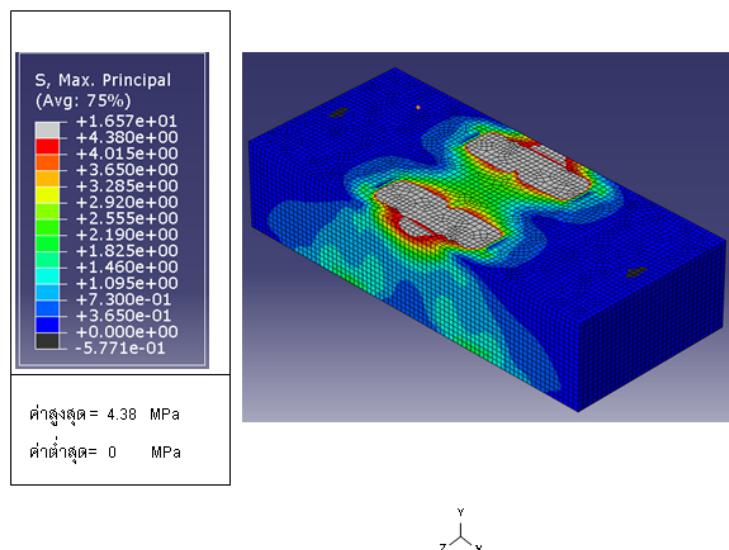
รูปที่ 12.43 ภาพแสดงหน่วยแรงดึงทั้งโครงสร้าง ประกอบด้วย เสาอมือ, ฐานราก, และ เสาเข็ม

หมายเหตุ สีเทาแสดงบริเวณที่มีค่า หน่วยแรงดึง สูงกว่า กำลังต้านทานแรงดึง ( $fr = 4.38 \text{ MPa}$ ) สำคัญ แสดง บริเวณที่ไม่เกิดหน่วยแรงดึง



รูปที่ 12.44 ภาพแสดงหน่วยแรงดึงที่ เสาตอม่อ,

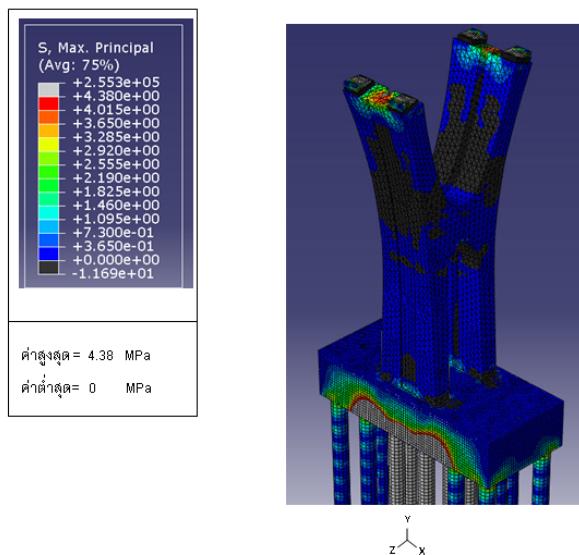
หมายเหตุ สีเทาแสดงบริเวณที่มีค่า หน่วยแรงดึง สูงกว่า กำลังต้านทานแรงดึง ( $fr = 3.92 \text{ MPa}$ ) สีดำ แสดง บริเวณที่ไม่เกิดหน่วยแรงดึง



รูปที่ 12.45 ภาพแสดงหน่วยแรงดึงที่ฐานราก

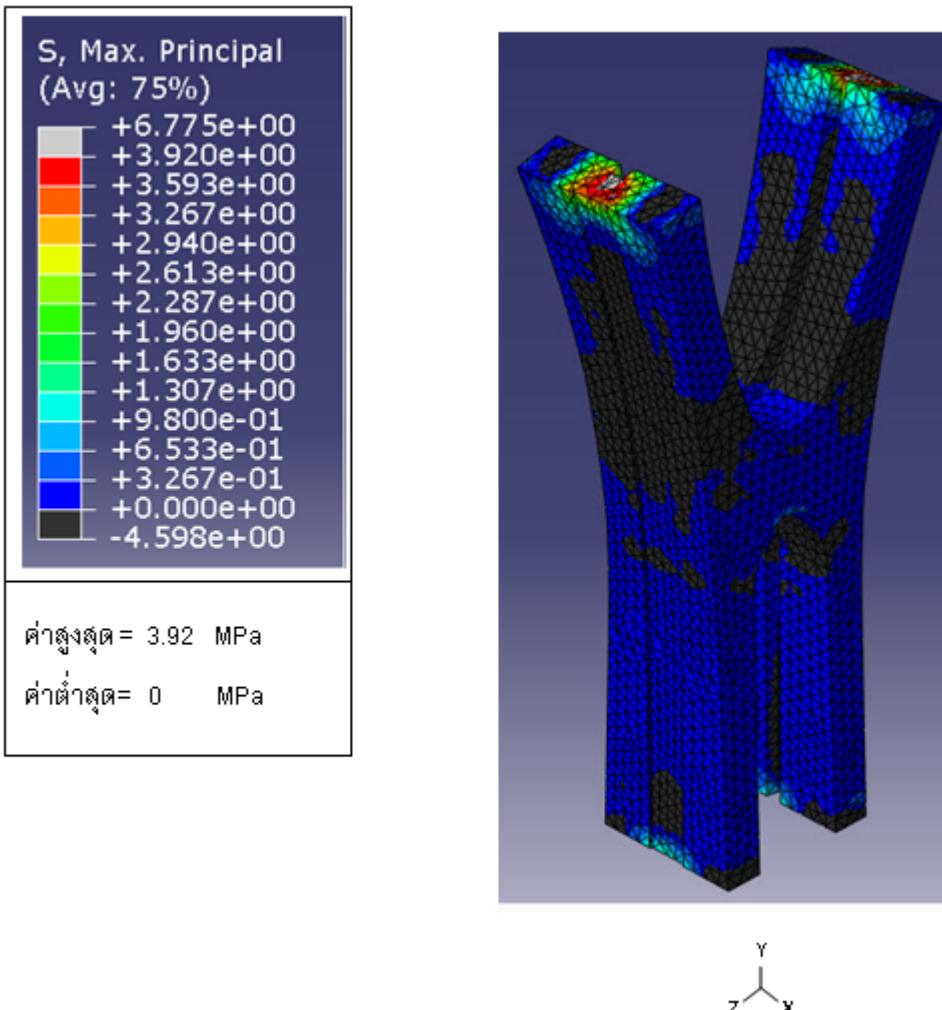
หมายเหตุ สีเทาแสดงบริเวณที่มีค่า หน่วยแรงดึง สูงกว่า กำลังต้านทานแรงดึง ( $fr = 4.38 \text{ MPa}$ ) คือ แสดง บริเวณที่ไม่เกิดหน่วยแรงดึง

12.11.3 ผลของแรงกระทำร่วมจาก น้ำหนักบรรทุกใช้งาน และ การขยายตัวอย่างอิสระที่เสาเข็มดัง กรณีที่ 5 ตามรูปที่ 30 ที่ระดับหน่วยความเครียดเท่ากับ 0.002



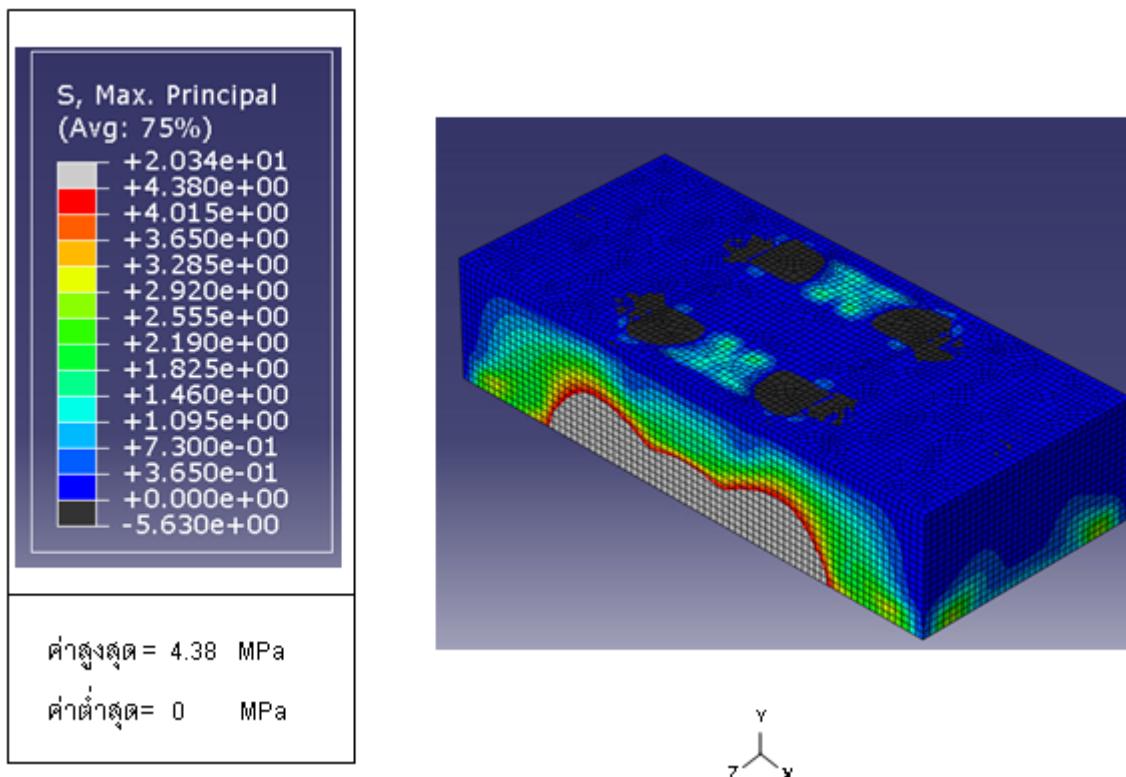
รูปที่ 12.46 ภาพแสดงหน่วยแรงดึงทั้งโครงสร้าง ประกอบด้วย เสาตอม่อ, ฐานราก, และ เสาเข็ม

หมายเหตุ สีเทาแสดงบริเวณที่มีค่า หน่วยแรงดึง สูงกว่า กำลังต้านทานแรงดึง ( $fr = 4.38 \text{ MPa}$ ) คือ แสดง บริเวณที่ไม่เกิดหน่วยแรงดึง



รูปที่ 12.47 ภาพแสดงหน่วยแรงดึงที่ เสาตอม่อ,

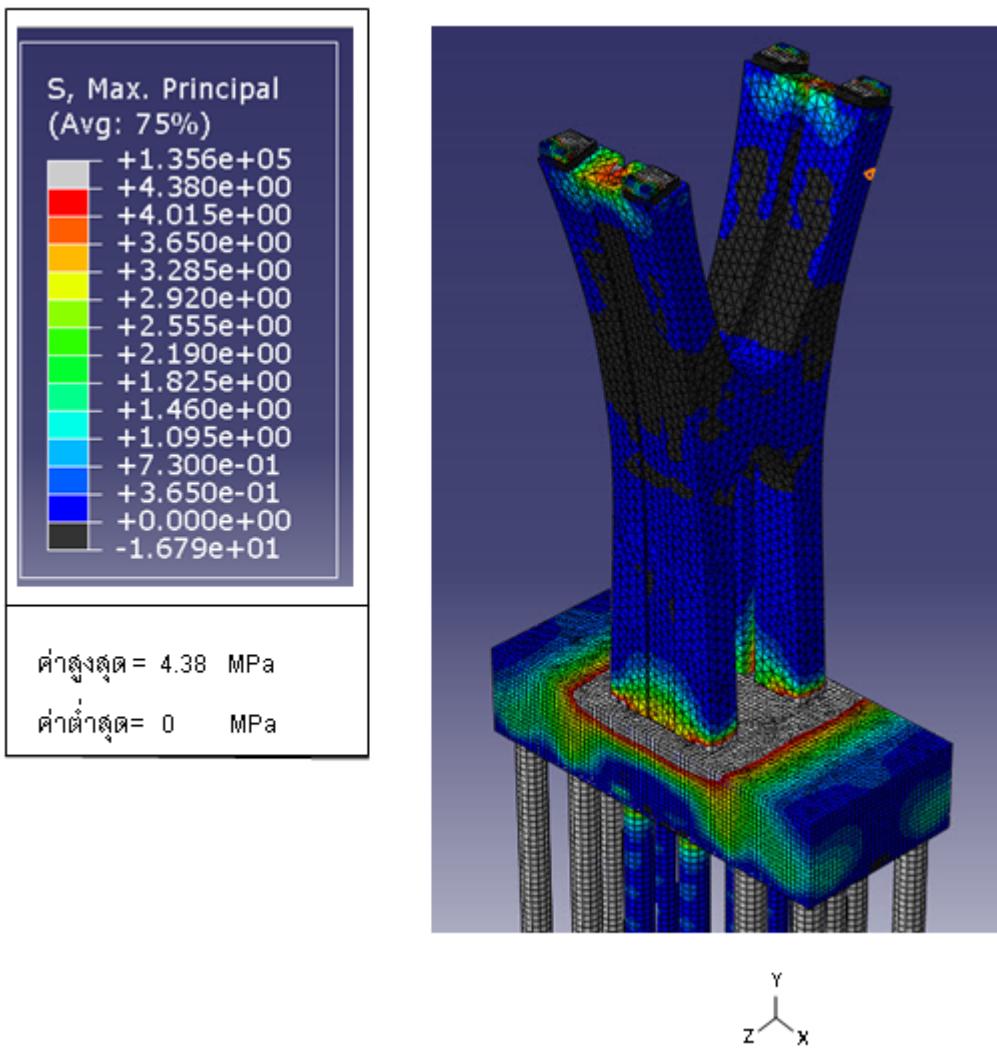
หมายเหตุ สีเทาแสดงบริเวณที่มีค่า หน่วยแรงดึง สูงกว่า กำลังต้านทานแรงดึง ( $fr = 4.38 \text{ MPa}$ ) สีดำ แสดง บริเวณที่ไม่เกิดหน่วยแรงดึง



รูปที่ 12.48ภาพแสดงหน่วยแรงดึงที่ฐานราก

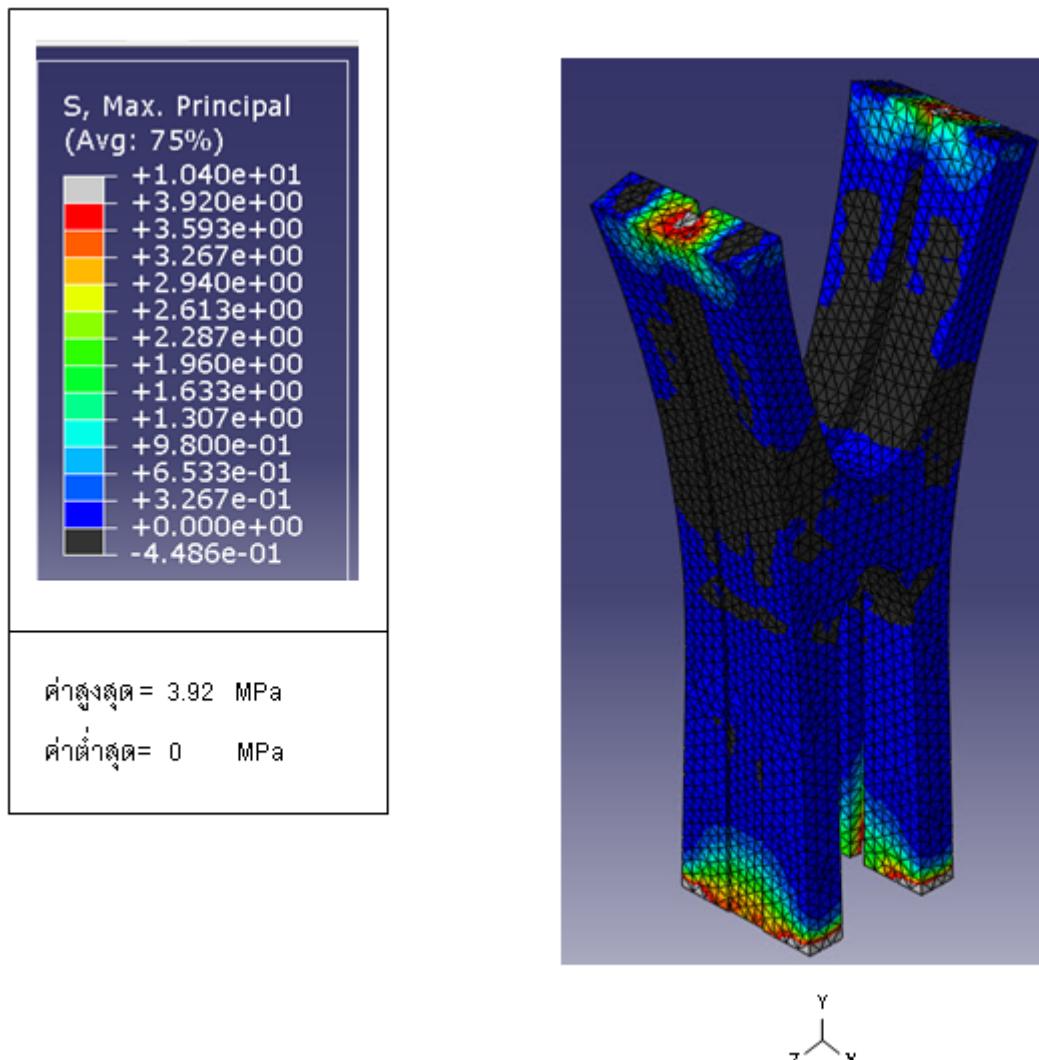
หมายเหตุ สีเทาแสดงบริเวณที่มีค่า หน่วยแรงดึง สูงกว่า กำลังต้านทานแรงดึง ( $fr = 4.38 \text{ MPa}$ ) สำคัญ แสดง บริเวณที่ไม่เกิดหน่วยแรงดึง

4.ผลของแรงกระทำร่วมจาก น้ำหนักบรรทุกใช้งาน และ การขยายตัวอย่างอิสระที่เสาเข็มดัง กรณีที่ 6 ตามรูปที่ 12.30 ที่ระดับหน่วยความเครียดเท่ากับ 0.002



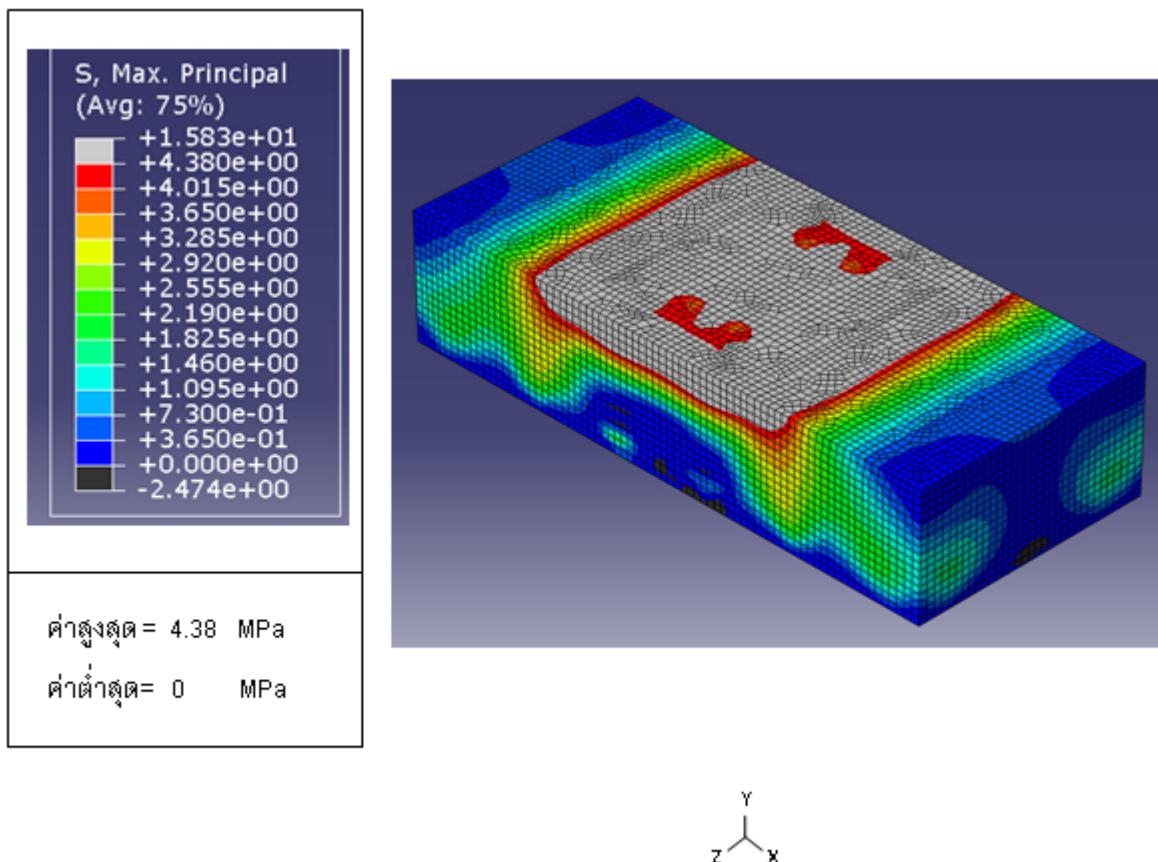
รูปที่ 12.49 ภาพแสดงหน่วยแรงดึงทั้งโครงสร้าง ประกอบด้วย เสาตอม่อ, ฐานราก, และ เสาเข็ม

หมายเหตุ สีเทาแสดงบริเวณที่มีค่า หน่วยแรงดึง สูงกว่า กำลังต้านทานแรงดึง ( $f_r = 4.38 \text{ MPa}$ ) สีดำ แสดง บริเวณที่ไม่เกิดหน่วยแรงดึง



รูปที่ 12.50 ภาพแสดงหน่วยแรงดึงที่ เสาตอม่อ,

หมายเหตุ สีเทาแสดงบริเวณที่มีค่า หน่วยแรงดึง สูงกว่า กำลังต้านทานแรงดึง ( $fr = 4.38 \text{ MPa}$ ) สีดำ แสดง บริเวณที่ไม่เกิดหน่วยแรงดึง



รูปที่ 12.51 ภาพแสดงหน่วยแรงดึงที่ฐานราก

หมายเหตุ สีเทาแสดงบริเวณที่มีค่า หน่วยแรงดึง สูงกว่า กำลังต้านทานแรงดึง ( $f_r = 4.38 \text{ MPa}$ ) สีดำ แสดงบริเวณที่ไม่เกิดหน่วยแรงดึง

## 12.12 สรุปผลการวิเคราะห์

การวิเคราะห์ในบทนี้ มุ่งเน้นเพื่อหาสาเหตุการแตกร้าวในชิ้นส่วนต่างๆ ของโครงสร้างทางพิเศษซึ่งทำโดยการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของโครงสร้าง และวิเคราะห์ด้วยระบบวิเคราะห์ไฟฟ้าอิเล็กทรอนิกส์ โดยใช้สมมติฐานในการวิเคราะห์ว่า พฤติกรรมของวัสดุเป็นพุตติกรรมแบบเส้นตรง แรงกระทำที่เกิดมาจากการเพิ่มปริมาณของเนื้อคอนกรีตจากภูมิภาคทางเหนือซึ่งตรวจพบในการวิเคราะห์ตัวอย่างคอนกรีต พร้อมทั้งแรงกระทำซึ่งเกิดจากน้ำหนักบรรทุกซึ่งถูกถ่ายเข้าโครงสร้าง ทั้งนี้ผลการวิเคราะห์ที่ได้ถูกนำมาใช้เพื่อการประเมินลักษณะหรือรูปแบบการเกิดรอยแตกร้าวท่านั้น รอยแตกร้าวดังกล่าวได้ถูกนำมาเปรียบเทียบกับข้อมูลรอยแตกร้าวซึ่งเกิดภายในโครงสร้างจริง พบร่องรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นในกรณีที่เกิดการขยายตัวของมวลคอนกรีตในฐานรากสอดคล้องกับสภาพการแตกร้าวที่เกิดขึ้น ในขณะที่ผลจากการขยายตัวในชิ้นส่วนโครงสร้างอื่นๆ รวมถึงน้ำหนักบรรทุกไม่ก่อให้เกิดการรูปแบบการแตกร้าวภายในโครงสร้างที่สอดคล้องกับรอยแตกที่ปรากฏจริง

## บทที่ 13

### การวิเคราะห์หากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างที่แทกร้าวด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเม้นต์ แบบไร้เชิงเส้น

#### 13.1 ทั่วไป

ในบทนี้เป็นการวิเคราะห์หากำลังรับน้ำหนักของฐานรากโดยวิธีไฟไนต์เอลิเม้นต์ เนื่องจากในการประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักของฐานรากด้วยวิธีการทดสอบกำลังรับน้ำหนัก (load test) นั้น สามารถทำการทดสอบได้จนถึงระดับน้ำหนักบรรทุกใช้งานเท่านั้น แต่ไม่สามารถทดสอบจนถึงจุดวิกฤตของฐานรากได้ ดังนั้นการทำ load test จึงไม่สามารถทราบกำลังรับน้ำหนักที่แท้จริงของฐานรากได้ ด้วยเหตุนี้การศึกษาเพื่อให้ทราบกำลังรับน้ำหนักที่แท้จริงจึงใช้วิธีการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเม้นต์แบบไร้เชิงเส้น (Nonlinear Finite element analysis) เพื่อประเมินกำลังรับน้ำหนักที่จุดวิกฤตของฐานราก รวมทั้งการประเมินโอกาสที่เหล็กเสริมจะขาด

ข้อมูลหลักที่ใช้ในการประเมินได้แก่ crack mapping ซึ่งแสดงความกว้างและการกระจายตัวของรอยร้าวที่ได้จากการบันทึกในสนาม ซึ่งเป็นข้อมูลที่แสดงระดับความเสี่ยงหายของฐานราก ณ สภาพปัจจุบัน ในการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเม้นต์ของฐานรากจะต้องสร้างรอยร้าวที่เกิดขึ้นในแบบจำลองให้ใกล้เคียงกับ crack mapping ที่บันทึกได้ ซึ่งจากสาเหตุที่ทำให้เกิดรอยร้าวนั้น ได้แก่การขยายตัวของฐานรากเนื่องจากปฏิกิริยาทางเคมีได้แก่ AAR และ DEF ดังนั้นการสร้างรอยร้าวจึงอาศัย thermal loading ในโปรแกรมไฟไนต์เอลิเม้นต์เพื่อทำให้ฐานรากขยายตัว (เช่นเดียวกับปฏิกิริยาเคมี) และทำให้เกิดรอยร้าวที่ใกล้เคียงกับ crack mapping ที่บันทึกได้

เมื่อได้จำลองสภาพการขยายตัวของฐานรากได้ใกล้เคียงกับความเป็นจริงแล้ว ก็จะได้รอยร้าวในแบบจำลองที่ใกล้เคียงกับ crack mapping และนอกจากจะได้รอยร้าวแล้ว ยังได้หน่วยแรงและความเครียดในเหล็กเสริมที่เกิดขึ้นจากการขยายตัวของฐานรากที่ถูกต้องอีกด้วย ข้อมูลเหล่านี้เป็นสภาพเริ่มต้นของฐานรากก่อนที่จะรับแรงประดับ ดังนั้นจึงเป็นข้อมูลสภาพทางกลที่สำคัญซึ่งมีผลต่อการวิเคราะห์หากำลังรับน้ำหนัก ในขั้นตอนต่อมา จะเป็นการให้น้ำหนักบรรทุกแนวตั้งกระทำเพิ่มเติมแก่ฐานรากจนถึงจุดที่ฐานรากวิกฤต ซึ่งจะทำให้ทราบกำลังรับน้ำหนักของฐานราก และสามารถใช้โปรแกรมไฟไนต์เอลิเม้นต์ในการศึกษากลไกการรับน้ำหนักของฐานรากทั้งที่มีรอยร้าวและไม่มีรอยร้าวล่วงหน้า ตลอดจนศึกษาพฤติกรรมการอัดแรงล่วงหน้า (Prestressing effect) ซึ่งเกิดขึ้นจากการขยายตัวในสภาพที่มีการยึดรั้งได้ด้วย

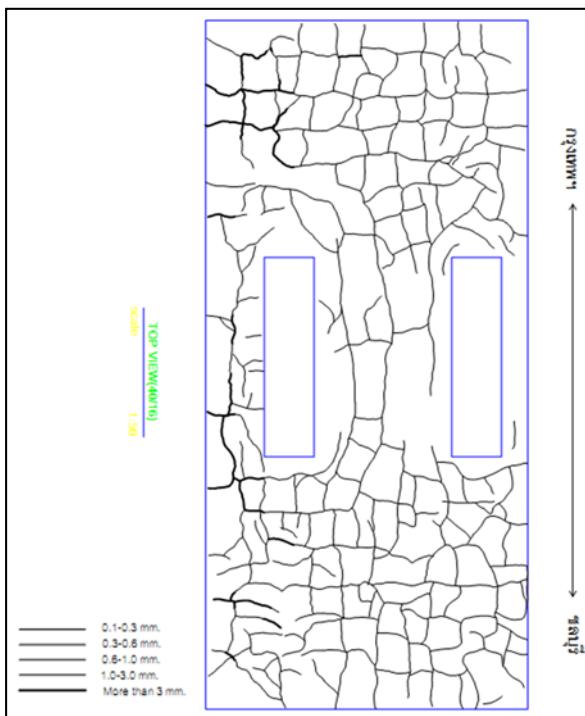
นอกจากนี้ การศึกษาหากำลังรับน้ำหนักของฐานรากด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเม้นต์นั้น ยังรวมถึงการศึกษาโอกาสที่เหล็กเสริมจะขาด ภายใต้การขยายตัวที่อาจเกิดขึ้นอย่างต่อเนื่อง โดยเฉพาะอย่างยิ่งการขาดของเหล็กเสริมในตำแหน่งที่มีความเข้มของความเครียดสูง (Strain localization) ซึ่งการศึกษาดังกล่าวจะเป็นแนวทางในการประเมินโอกาสที่เหล็กเสริมจะขาด เมื่อระดับการขยายตัวเพิ่มขึ้น ซึ่งสามารถใช้เป็นข้อมูลในการติดตามหรือ monitor พฤติกรรมของฐานรากต่อไปในอนาคต

#### 13.2 สภาพรอยแทกร้าวของตัวอย่างฐานรากที่บันทึกจากสนาม

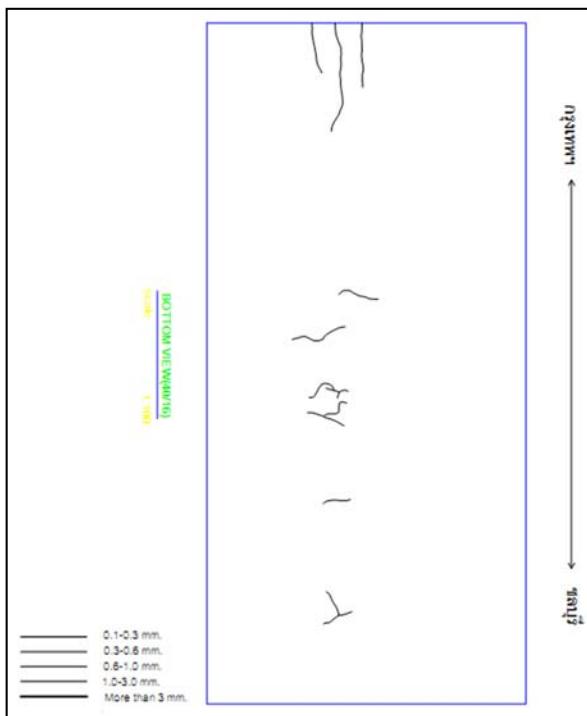
ในหัวข้อนี้เป็นการให้รายละเอียดเกี่ยวกับการกระจายตัวและความกว้างของรอยร้าว ที่บันทึกได้จากการสำรวจหน้างาน โดยรอยร้าวที่บันทึกได้สำหรับฐานรากแต่ละตัวนั้น ได้นำมาทำแผนผังรอยร้าวหรือ crack

mapping ไว้บนฐานรากในแต่ละด้าน สำหรับ crack mapping ของฐานราก 40/16 , 42/23 , 33/15 แสดง ไว้ในรูปที่ 1 ถึงรูปที่ 12 ซึ่งเมื่อได้พิจารณาถึงจำนวนรอยร้าว และความกว้างรอยร้าวของฐานราก 40/16 , 42/23 , 33/15 แล้ว สามารถจัดลำดับความเสียหายได้เป็น ความเสียหายระดับรุนแรง, ปานกลาง และน้อย ตามลำดับ

รูปที่ 13.1 ถึง รูปที่ 13.4 แสดง crack mapping บนด้านต่างๆของฐานราก 40/16 จะสังเกตเห็นได้ว่า รอยร้าวที่เกิดขึ้นจะกระจายตัวอยู่ทั่วผิวนของฐานราก โดยที่มีความกว้างของรอยร้าวโดยประมาณอยู่ในช่วง 0.6-0.8 มม. แต่ในบางตำแหน่งอาจมีความกว้างถึง 3 มม. จะเห็นได้ว่ารอยร้าวมีการกระจายอย่างสม่ำเสมอทั่ว ผิวนทั้งในทิศ N-S และ E-W และแสดงให้เห็นว่ามีการขยายตัวทั้งสองทิศทางในระดับที่ใกล้เคียงกัน ส่วนผิว ด้านล่างมีรอยร้าวน้อยมาก เชื่อว่าเป็น เพราะเนื่องในมีการขยายตัวที่ใกล้เคียงกันจนไม่ทำให้เกิดความเครียดไม่ เท่ากันมากพอที่ทำให้เกิดการแตกร้าว



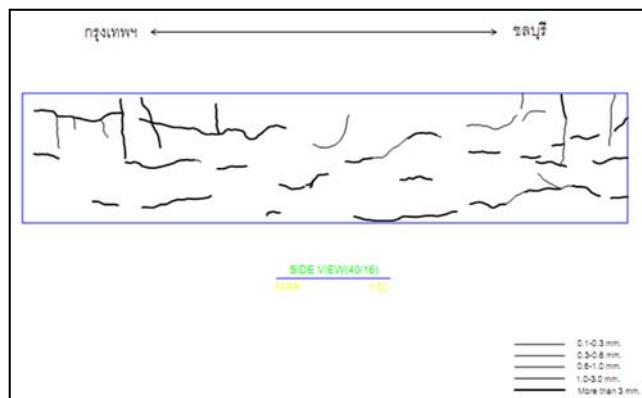
รูปที่ 13.1 รอยร้าวนผิวด้านบนของฐานราก 40/16



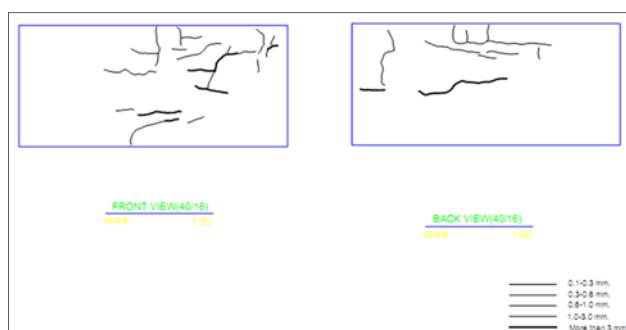
รูปที่ 13.2 รอยร้าวนผิวด้านล่างของฐานราก 40/16

รูปที่ 13.5 ถึง รูปที่ 13.8 แสดง crack mapping ที่ได้จากการบันทึกในสนามของฐานราก 42/23 ด้าน ต่างๆ ซึ่งจะสังเกตเห็นได้ว่า โดยรวมแล้ว จำนวนรอยร้าวที่เกิดขึ้นในทุกด้านของฐานราก 42/23 นี้ มีน้อยกว่าที่ พับบนฐานราก 40/16 อีกทั้งรอยร้าวนฐานราก 42/23 ก็ยังมีความกว้างโดยเฉลี่ยน้อยกว่ารอยร้าวที่พับบนฐาน ราก 40/16 โดยสรุปแล้ว ความกว้างของรอยร้าวนฐานราก 42/23 อยู่ที่ประมาณ 0.6 มม. โดยเฉลี่ย

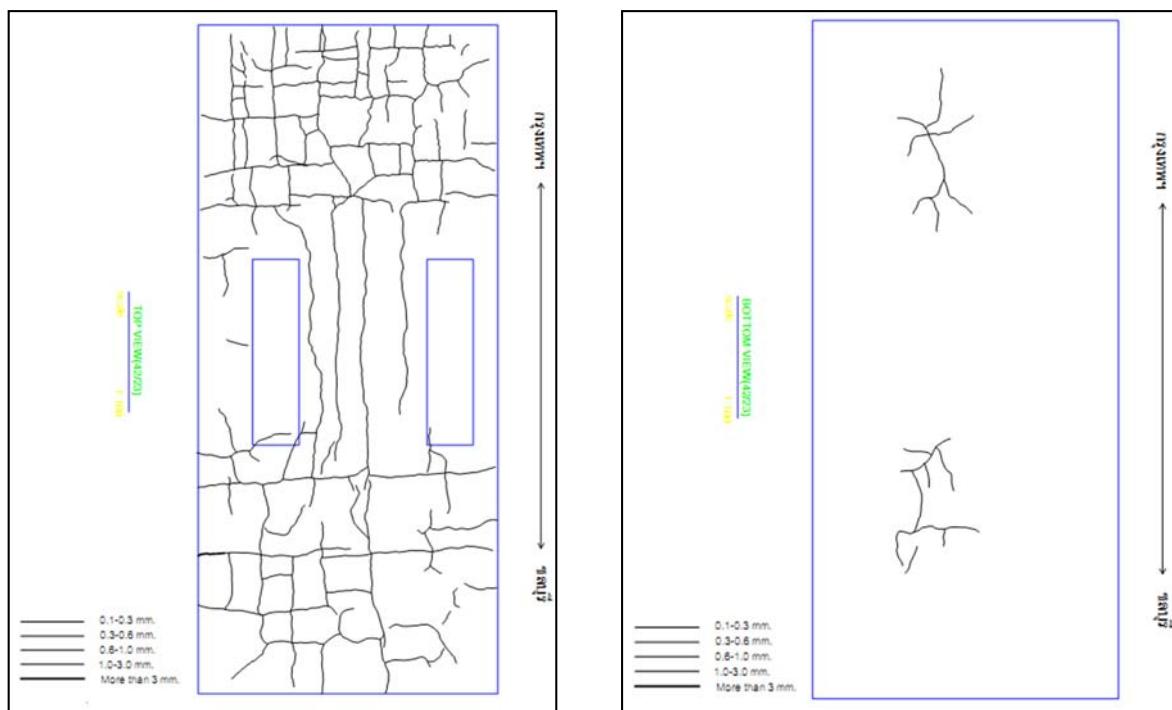
รูปที่ 13.9 ถึง รูปที่ 13.12 แสดง crack mapping ของฐานราก 33/15 ซึ่งเป็นฐานรากที่มีความ เสียหายน้อย จาก crack mapping ที่บันทึกได้พบว่ามีรอยร้าวที่สังเกตได้อยู่ที่ผิวด้านล่างของฐานรากนี้เท่านั้น



รูปที่ 13.3 รอยร้าวนผิวด้านข้างในทิศทางยาวของฐานราก 40/16

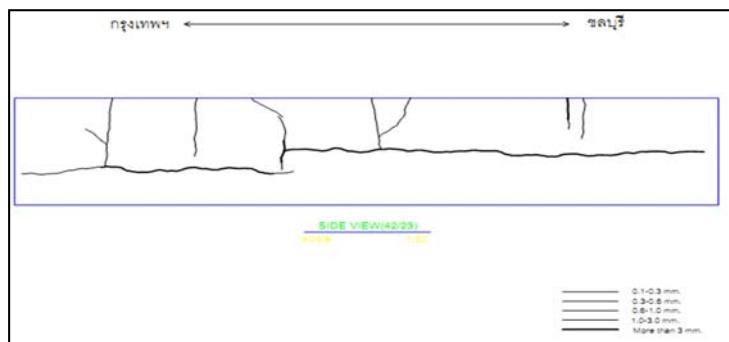


รูปที่ 13.4 รอยร้าวนผิวด้านข้างในทิศทางสั้นของฐานราก 40/16

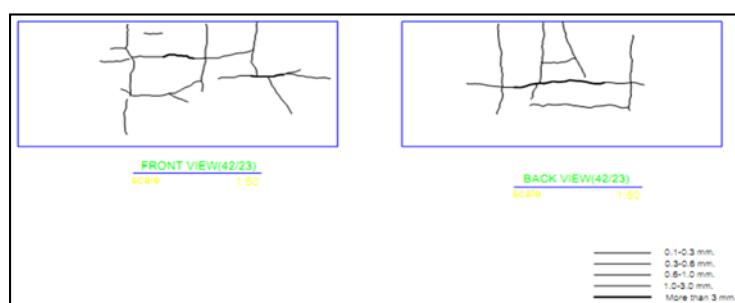


รูปที่ 13.5 รอยร้าวที่ผิวด้านบนของฐานราก 42/23

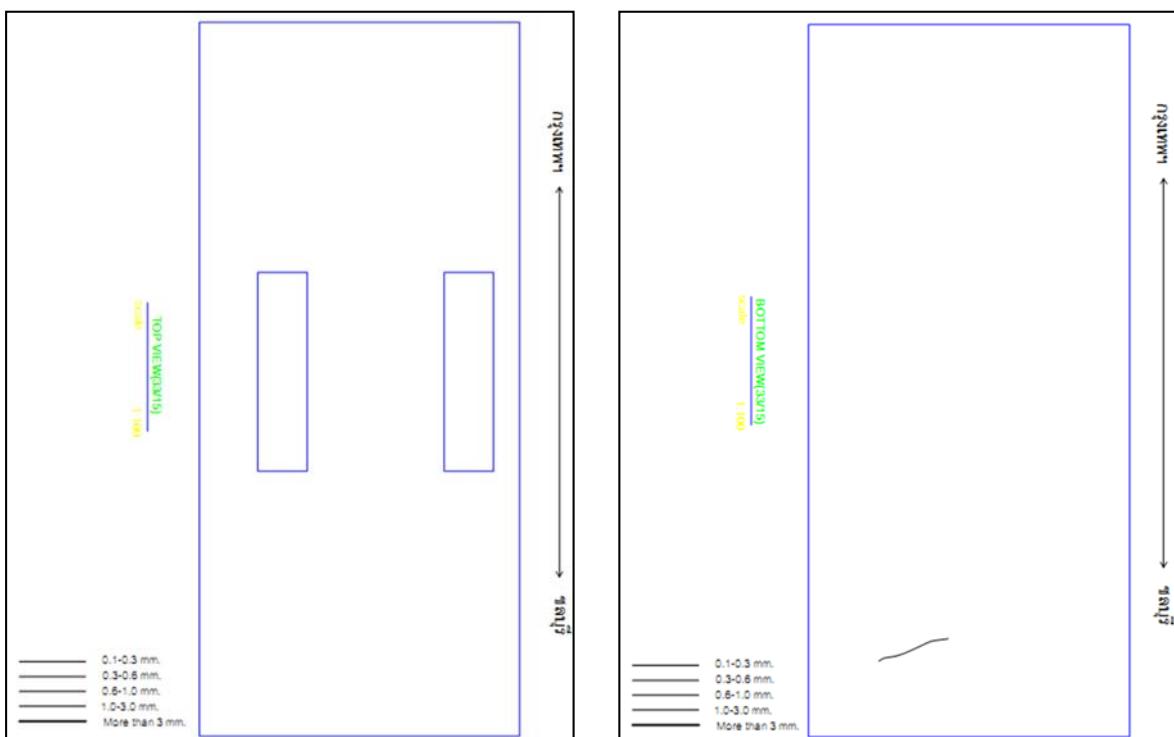
รูปที่ 13.6 รอยร้าวที่ผิวด้านล่างของฐานราก 42/23



รูปที่ 13.7 รอยร้าวนผิวด้านข้างในทิศทางยาวของฐานราก 42/23



รูปที่ 13.8 รอยร้าวนด้านข้างในทิศทางสั้นของฐานราก 42/23

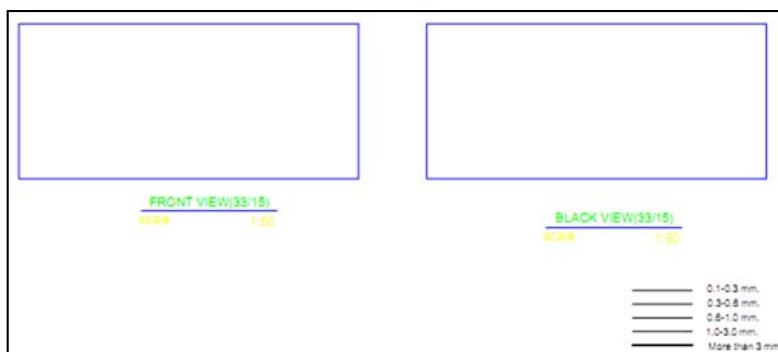


รูปที่ 13.9 ผิวด้านบนของฐานราก 33/15

รูปที่ 13.10 รอยร้าวนผิวด้านล่างของฐานราก 33/15



รูปที่ 13.11 ผิวด้านข้างในทิศทางยาวของฐานราก 33/15



รูปที่ 13.12 ผิวด้านข้างในทิศทางสั้นของฐานราก 33/15

### 13.3 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์และการจำลองสภาพรอยร้าวที่เกิดขึ้น

#### 13.3.1 โปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ที่นำมาใช้ศึกษา

ในการศึกษาเพื่อวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของฐานรากทางยกระดับ ซึ่งได้รับความเสียหายจากการอยู่แตกร้าวที่เกิดขึ้น และทำให้เกิดข้อสงสัยถึงความสามารถในการรับน้ำหนักของฐานรากว่าyangคงรับน้ำหนักได้หรือไม่ และกำลังรับน้ำหนักสูงเสียไปมากน้อยเพียงใด เพื่อให้ตอบคำถามเหล่านี้ ที่ปรึกษาได้ใช้วิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์หรือ FEM ซึ่งเป็นการวิเคราะห์โปรแกรมโครงสร้างขั้นสูง โดยโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ที่นำมาใช้ได้แก่ โปรแกรม ANSYS LS-DYNA ซึ่งเป็นโปรแกรมที่มีความสามารถในการทำ restart analysis โดยที่จะเก็บค่าต่างๆที่ได้จากการวิเคราะห์ใน step แรก เช่นค่า stress, strain ในเอลิเมนต์ และ carry over ไปยัง step ถัดไป ซึ่งการที่จะวิเคราะห์ความสามารถในการรับน้ำหนักของฐานรากที่มีรอยร้าวอยู่ก่อนหน้านั้น จำเป็นที่จะต้องทำการ restart analysis นอกจากนั้นแบบจำลองคอนกรีตที่มีอยู่ใน ANSYS LS-DYNA ยังสามารถที่จะจำลองรูปแบบ และความกว้างของรอยร้าวที่เกิดขึ้นจากการใส่น้ำหนักบรรทุกในแบบต่างๆได้ ซึ่งจะเป็นประโยชน์ในการเปรียบเทียบรอยร้าวที่ได้จากการวิเคราะห์ กับที่ได้จากการเก็บข้อมูลในภาคสนาม (crack mapping)

### 13.3.2 เอลิเมนต์ที่ใช้ในการวิเคราะห์

สำหรับการจำลองฐานรากด้วยโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์นั้น ได้ใช้เอลิเมนต์ประเภทต่างๆตามความเหมาะสม เพื่อให้ผลการวิเคราะห์ออกมาอย่างถูกต้องที่สุด องค์ประกอบที่สำคัญของฐานรากที่ทำการวิเคราะห์ได้แก่ (1) ฐานรากซึ่งทำจากคอนกรีตเสริมเหล็ก และ (2) เสาเข็มซึ่งรองรับน้ำหนักของฐานรากและโครงสร้าง ส่วนบน สำหรับการจำลองฐานรากคอนกรีตเสริมเหล็กนั้น แบ่งเป็นการจำลองส่วนที่เป็นคอนกรีตและส่วนที่เป็นเหล็กเสริม โดยส่วนที่เป็นคอนกรีตนั้นจะถูกจำลองด้วยเอลิเมนต์ทรงตัน 3 มิติ (3D Solid Element) และ สำหรับส่วนที่เป็นเหล็กเสริมนั้นจะถูกจำลองเอลิเมนต์แบบเส้น 1 มิติ (1D Line element) ซึ่งwangตัวในทิศทางเดียวกับเหล็กเสริมที่ใส่อยู่ในฐานราก สำหรับเสาเข็มที่รองรับฐานรากนั้น จะถูกจำลองด้วยเอลิเมนต์เอลิเมนต์สปริง 1 มิติ (1D spring element)

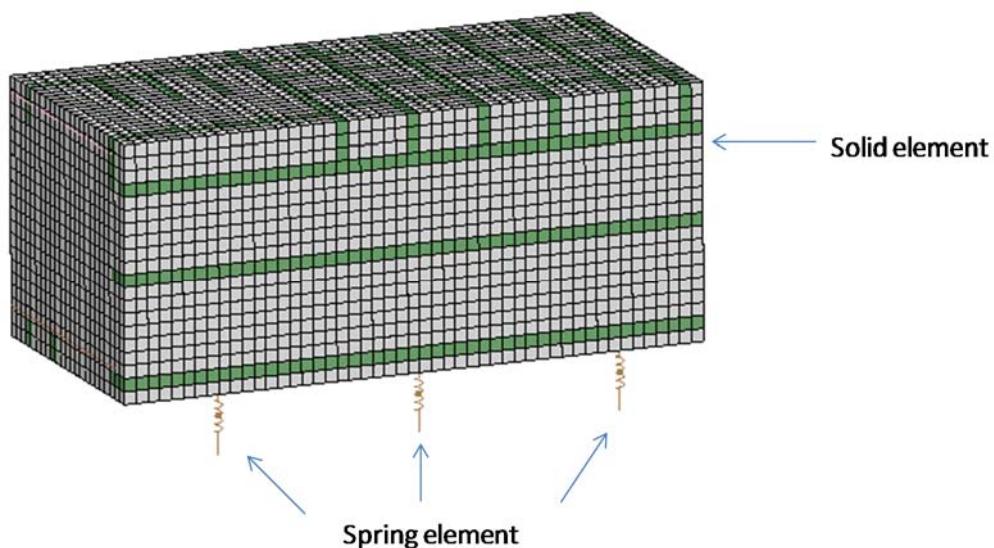
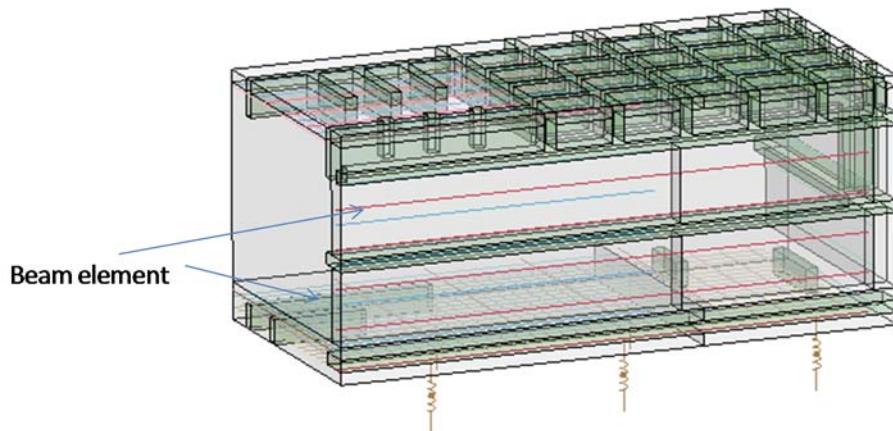
สำหรับการจำลองคอนกรีตโดยใช้เอลิเมนต์ทรงตัน 3 มิตินั้นก็เพื่อให้สามารถจำลองการเกิดรอยร้าวในทิศทางต่างๆได้ทั้ง 3 ทิศทาง ซึ่งการจำลองสภาพรอยร้าวที่เกิดขึ้นตามตำแหน่งต่างๆบนผิวของฐานรากนั้น กระทำโดยการกำหนดกำลังรับแรงดึง (tensile strength) ของเอลิเมนต์ที่อยู่ในแนวรอยร้าวให้มีค่าน้อยกว่าเอลิเมนต์ที่อยู่ข้างเคียง ซึ่งเป็นการสร้าง weak zone ให้เกิดขึ้นในแนวที่มีรอยร้าว ดังนั้นในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์จะเห็นเอลิเมนต์ทรงตัน 3 มิติเป็นสีต่างๆ ซึ่งแสดงให้เห็นเป็นแนวของ weak zone ซึ่งมีค่ากำลังรับแรงดึงที่ต่ำกว่าเอลิเมนต์ข้างเคียงนั่นเอง

ส่วนการจำลองเหล็กเสริมด้วยเอลิเมนต์แบบคาน 1 มิติก เพื่อจำลองการรับแรงในทิศทางตามแนวแกนของเหล็กเสริม ส่วนเสาเข็มนั้นจำลองด้วยเอลิเมนต์สปริง 1 มิติ เพื่อจำลองแรงตามแนวแกนของเสาเข็ม

เนื่องจากการใช้โปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์จำลองโครงสร้างที่มีขนาดใหญ่ เช่น ฐานรากนี้ต้องใช้เอลิเมนต์ประเภทต่างๆจำนวนมาก ก่อให้เกิดความยุ่งยากในการสร้างแบบจำลองและการวิเคราะห์ ตลอดจนต้องใช้เวลาในการวิเคราะห์ค่อนข้างมาก ด้วยเหตุนี้ในการศึกษาจึงได้จำลองฐานรากเพียง  $\frac{1}{4}$  ของฐานรากจริง เนื่องจากลักษณะความสมมาตรของรูปทรง ขนาดและรูปแบบการเสริมเหล็กที่มีความสมมาตร นอกเหนือนี้เพื่อให้ผลการวิเคราะห์อยู่ในด้านที่ปลอดภัย (Safe side) การจำลองเหล็กเสริมจะจำลองเฉพาะส่วนที่เป็นเหล็กตามยาวได้แก่ เหล็กบนและเหล็กล่างเท่านั้น เหล็กปลอกที่อยู่ในฐานรากจะไม่ถูกจำลองในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ดังนั้น ในการวิเคราะห์จะไม่พิจารณาผลของการลังรับแรงเฉือนที่ได้จากเหล็กปลอก ซึ่งทำให้แบบจำลองประเมินกำลังรับน้ำหนักที่ต่ำกว่าความเป็นจริง นั่นคือทำให้การวิเคราะห์ได้ผลลัพธ์ด้านที่ปลอดภัยดังที่ได้อธิบาย

### 13.3.3 แบบจำลองหน่วยแรง-ความเครียดของคอนกรีตและเหล็กเสริม

การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ได้ดำเนินการทำในการศึกษานี้นั้น เป็นการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ประเภทไร้เชิงเส้น (Nonlinear Finite Element) ซึ่งในการวิเคราะห์จะต้องกำหนดแบบจำลองหน่วยแรง (Stress) และความเครียด (Strain) หรือ Constitutive Models ของคอนกรีตและเหล็กเสริม เพื่อให้การวิเคราะห์สามารถคำนวณหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในเอลิเมนต์ต่างๆตามค่าความเครียดที่เกิดขึ้นจริง

รูปที่ 13.13 แบบจำลอง  $\frac{1}{4}$  ของฐานราก 40/16รูปที่ 13.14 แบบจำลอง  $\frac{1}{4}$  ของฐานราก 40/16 ที่แสดงให้เห็นแนวเอลิเม้นต์คาน 1 มิติซึ่งแสดงเหล็กเสริมที่อยู่ข้างใน

สำหรับแบบจำลองหน่วยแรง-ความเครียดของคอนกรีตและเหล็กเสริมที่ใช้ในการศึกษารังนี้ เป็นแบบจำลองที่มีอยู่ในโปรแกรม ANSYS LS-DYNA อยู่แล้ว แบบจำลองที่ใช้จำลองคอนกรีตคือ MAT\_WINFRITH\_CONCRETE และ แบบจำลองที่เลือกใช้จำลองเหล็กเสริม คือ MAT\_PIECEWISE\_LINEAR\_PLASTICITY โดยเป็นแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตและเหล็กเสริมแบบ非線性 (Non linear stress-strain relation) โดยที่ปรึกษาได้กำหนดค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (Compressive strength) และค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (Initial tangent modulus) ซึ่งเป็นค่าที่ได้จากการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่เก็บตัวอย่างจากสนาม ซึ่งที่ปรึกษาได้ใช้ค่าต่อไปนี้ในการวิเคราะห์ในโปรแกรมไฟน์เติลิเม้นต์

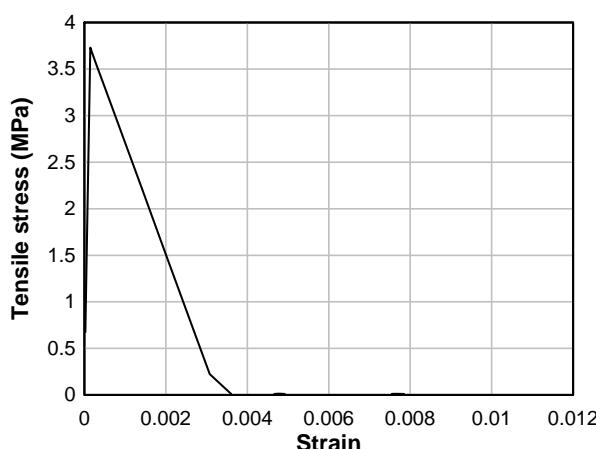
- กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (compressive strength) = 45 MPa
- ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (Elastic modulus) = 28,000 MPa

- ส่วนค่ากำลังรับแรงดึงของคอนกรีตนั้น ได้คำนวณจากกำลังรับแรงอัดโดยอ้างอิงถึงสูตรการคำนวณ จาก ACI318- 05 ซึ่งคำนวนแล้วมีค่าเท่ากับ 3.73 MPa

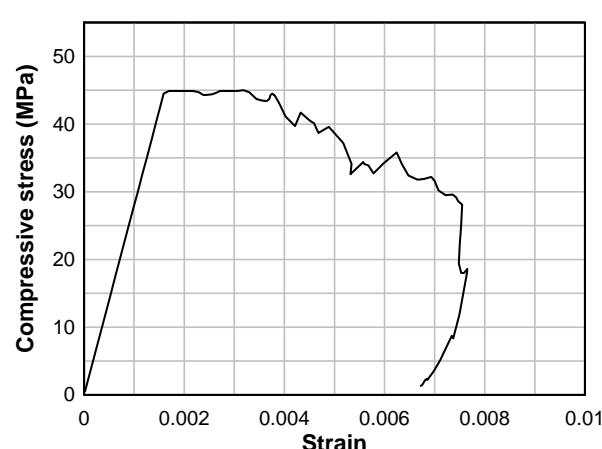
รูปที่ 13.15 และ รูปที่ 13.16 แสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรง (stress) และความเครียด (strain) ของ ของคอนกรีตภายใต้แรงดึงและแรงอัดตามลำดับ ซึ่งเป็นแบบจำลองที่ใช้ในโปรแกรมไฟน์เติล เมนต์ แบบจำลองดังกล่าวเนี้ย ได้มาจากการใส่ค่าตัวแปรกำลังรับแรงอัดและค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตเข้าไป ในโปรแกรม และโปรแกรมรับค่าพารามิเตอร์นี้แล้วนำไปสร้างแบบจำลองขึ้น ตามมาตรฐานที่กำหนดใน โปรแกรม

สำหรับแบบจำลองหน่วยแรงความเครียดของเหล็กเสริมนั้น ได้เลือกใช้แบบจำลอง Elasto-plastic โดย เหล็กเสริมกำหนดให้มีค่ากำลังคราก (yield strength) เท่ากับ 400 MPa (เหล็กชั้นคุณภาพ SD40) และมีค่า โมดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ 200,000 MPa และมีค่าความเครียดที่จุดขาดหรือ (Rupture strain) เท่ากับ 0.2 ดัง แสดงใน รูปที่ 13.17 จะเห็นว่าแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของเหล็กเสริมนั้นใช้ ค่ากำลังครากระบุของเหล็กเสริม แต่โดยทั่วไปแล้ว พบร่วมกับการทดสอบกำลังรับแรงดึงครากของเหล็กเสริม จะได้ค่ากำลังครากที่แท้จริงสูงกว่ากำลังครากระบุประมาณ 20% อย่างไรก็ตามในการศึกษานี้จะพิจารณาจาก กำลังครากระบุ ซึ่งจะให้ผลในด้านที่ปลอดภัย

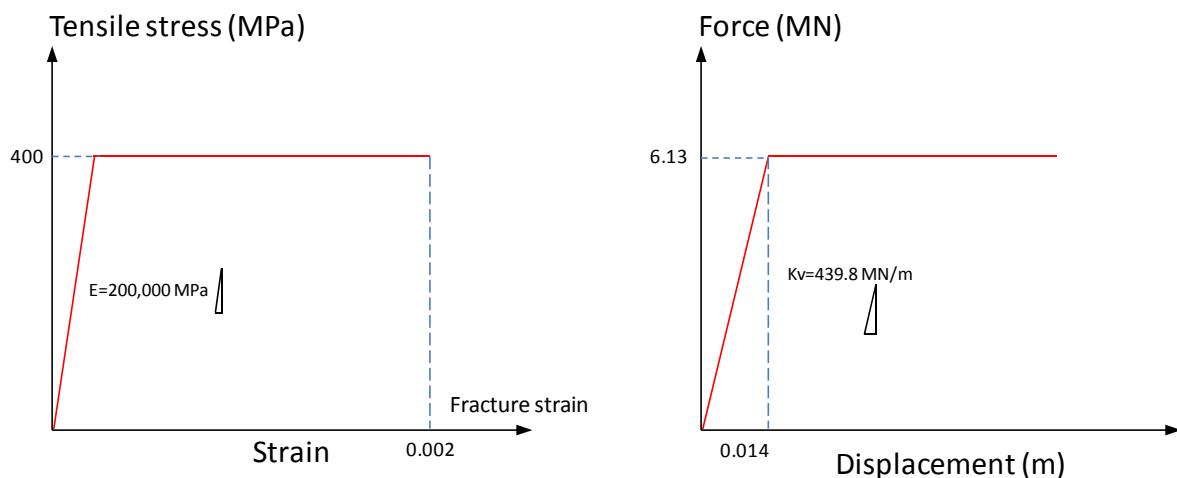
ในส่วนแบบจำลองการรับแรงตามแนวแกนของเสาเข็มนั้น ได้จำลองเสาเข็มโดยใช้เอลิเมนต์สปริง 1 มิติ โดยจำลองเสาเข็มให้รับน้ำหนักแบบเป็นเชิงเส้นจนถึงกำลังรับน้ำหนักปลอดภัย (safe load) ซึ่งกำหนดให้มีค่า เท่ากับ 625 ตันและมีค่าสติฟเนสของสปริงเท่ากับ 439,800 kN/m ดังแสดงในรูปที่ 18 จากแบบจำลองจะเห็น ว่าเมื่อเสาเข็มรับน้ำหนักได้ถึงน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยเส้นกราฟความสัมพันธ์จะไม่แสดงค่าเพิ่มขึ้น แม้ว่าใน ความเป็นจริงเสาเข็มจะสามารถรับน้ำหนักได้ถึงจุดประกาย แต่ในการศึกษาในครั้งนี้จะกำหนดการวิบัติของ เสาเข็มว่าเป็นการวิบัติที่เกิดขึ้นเมื่อแรงในเสาเข็มมีค่าเท่ากับกำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็ม ซึ่งจะให้ผล ลัพท์ในด้านที่ปลอดภัย เช่นกัน



รูปที่ 13.15 กราฟความสัมพันธ์หน่วยแรงและ ความเครียดของคอนกรีตภายใต้แรงดึง



รูปที่ 13.16 กราฟความสัมพันธ์หน่วยแรงและ ความเครียดของคอนกรีตภายใต้แรงอัด



รูปที่ 13.17 แบบจำลองหน่วยแรงความเครียดของเหล็กเสริม

รูปที่ 13.18 แบบจำลองแรงตามแนวแกน-ระยะเคลื่อนที่แนวตั้งของเสาเข็ม

### 13.3.4 การสร้างรอยร้าวที่มืออยู่ก่อนหน้า โดยการจำลองการขยายตัวเนื่องจากอุณหภูมิ (thermal loading)

ในการวิเคราะห์ฐานรากที่มีรอยร้าวอยู่ก่อนหน้า เพื่อตรวจสอบถึงความสามารถในการรับน้ำหนักของโครงสร้างนั้น จำเป็นที่จะต้องจำลองลักษณะทางกายภาพของรอยร้าวที่ปรากฏอยู่บนพื้นผิวฐานรากด้านต่างๆ ตามที่บันทึกได้จากสนาม ซึ่งแสดงเป็น crack mapping ในหัวข้อที่ผ่านมา การสร้างรอยร้าวในแบบจำลองฐานรากนั้น จะต้องเข้าใจพฤติกรรมการแตกร้าวของฐานรากว่าเกิดขึ้นได้อย่างไร เพราะรอยร้าวที่ปรากฏขึ้นไม่เป็นเพียงแค่รอยแยกที่เกิดขึ้นในเนื้อคอนกรีตเท่านั้น แต่เนื่องจากรอยร้าวมีส่วนสัมพันธ์กับการยึดรังและ การยึดตัวของเหล็กเสริมในบริเวณที่เกิดรอยร้าว ซึ่งย่อมจะต้องมีหน่วยแรง (stress) ในเหล็กเสริมเกิดขึ้น ดังนั้นการจำลองรอยร้าวนี้จะต้องสะท้อนถึงค่าหน่วยแรงเริ่มต้นในเหล็กเสริมด้วย ด้วยเหตุนี้ ในการศึกษานี้ จึงไม่ได้จำลองรอยร้าวในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วยการแยกเอลิเมนต์ที่ตำแหน่งของรอยร้าวออกจากกัน เนื่องจากวิธีดังกล่าวไม่สามารถที่จะจำลองหน่วยแรงเริ่มต้น (Initial stress) ในเหล็กเสริมได้

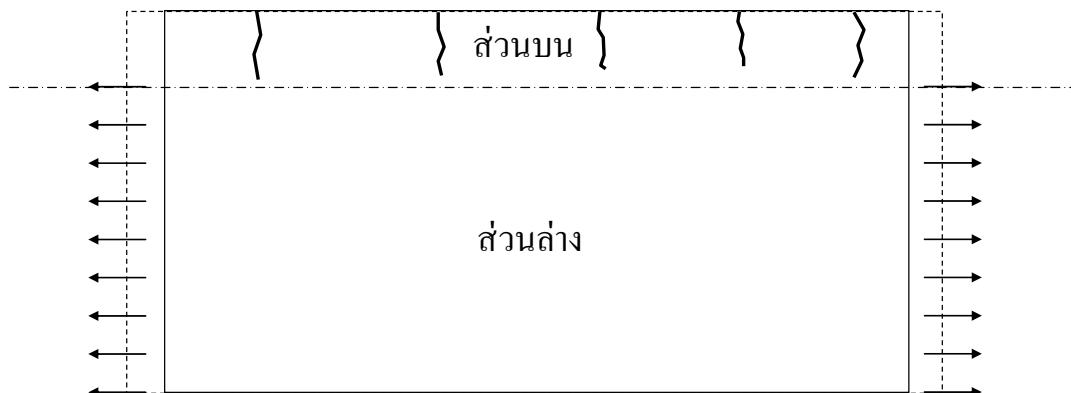
ในการศึกษานี้ ได้เลือกวิธีการจำลองรอยร้าวที่ถูกต้องและนำไปสู่การจำลองหน่วยแรงเริ่มต้นในเหล็กเสริมได้ด้วย โดยการจำลองรอยร้าวจะต้องคำนึงถึงพฤติกรรมการขยายตัวของฐานรากที่ทำให้เกิดรอยร้าวนี้ ซึ่งจากการบันทึกรอยร้าวในสนามพบว่า รอยร้าวที่เกิดขึ้นนั้นจะปรากฏขึ้นที่ผิวนอก โดยมีความลึกไม่เกิน 40 ซม. โดยประมาณจากผู้ด้านบน ในขณะที่ไม่เพพรอยร้าวที่ผิวด้านล่างของฐานราก รอยร้าวที่เกิดขึ้นนี้จะตัดผ่านเหล็กบนเนื่องจากมีความลึกมากกว่าตำแหน่งของเหล็กเสริมบน ทำให้เหล็กเสริมต้องรับหน่วยแรงเริ่มต้น สาเหตุที่รอยร้าวมีลักษณะดังกล่าวนั้นที่ปรึกษาตั้งสมมุตฐานว่าเกิดจากการขยายตัวที่ไม่สม่ำเสมอระหว่างส่วนล่างและส่วนบนของฐานรากดังแสดงใน รูปที่ 13.19

ในรูปจะเห็นว่าฐานรากได้ถูกแบ่งเป็นส่วนบนและส่วนล่าง ส่วนบนคือบริเวณ 40 ซม. จากผิวนอก ส่วนล่างคือบริเวณที่เหลือทั้งหมด ส่วนล่างของฐานรากคือส่วนที่อยู่ใต้ระดับน้ำใต้ดิน จึงมีความชื้นสูง ประกอบกับบังมน้ำที่เหลืออยู่ภายในเนื้อคอนกรีตซึ่งเกิดจากปฏิกิริยา hydration ทำให้มีการบวมตัวของคอนกรีตเนื่องจากปฏิกิริยาทางเคมีทำให้ฐานรากขยายตัว และส่วนบนของฐานรากนั้น มีการขยายตัวที่น้อยกว่าหรืออาจไม่

ขยายตัวเลย เนื่องจากเป็นส่วนของคอนกรีตที่แห้งได้ นั่นคือมีค่าความชื้นสัมพัทธ์ (RH) น้อยกว่า 70% โดยประมาณหรืออาจจะอยู่ในสภาพแห้งสลับเปียก ซึ่งมีงานวิจัยชี้ว่าตัวคอนกรีตแห้งระดับนี้หรือมี RH ที่น้อยกว่านี้ จะไม่เกิดการขยายตัวเนื่องจาก AAR หรือจากกลไกอื่นๆ ด้วยเหตุนี้เมื่อมีการขยายตัวที่ไม่เท่ากันระหว่างส่วนบนและส่วนล่างของคอนกรีต หรือมี differential expansion หรือ differential swelling ซึ่งส่วนล่างเกิดการขยายตัวแต่ส่วนบนขยายตัวน้อยกว่าทำให้ส่วนบนเกิดการแตกร้าวที่ผิว และเนื่องจากส่วนบนมีเหล็กเสริมอยู่ จึงทำให้เกิดหน่วยแรงขึ้นในเหล็กเสริมบนที่ตำแหน่งที่มีรอยแตกร้าว

การจำลองสภาพของรอยร้าวดักล่างนี้ จะทำได้โดยการสร้างการขยายตัวให้เกิดขึ้นเฉพาะที่ส่วนล่างของฐานรากเท่านั้น โดยการขยายตัวจะใช้อุณหภูมิ (หรือ thermal loading) กระทำต่อเฉพาะเอลิเมนต์คอนกรีตที่ผิวล่างเท่านั้น สำหรับขนาดของอุณหภูมิที่ใส่เข้าไปนั้น จะเพิ่มอุณหภูมิขึ้นเรื่อยๆ จนได้รอยร้าวในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ใกล้เคียงกับรอยร้าวจริงที่ได้จาก crack mapping ส่วนเหล็กเสริมที่จำลองด้วยเอลิเมนต์แบบสิ้น 1 มิติ เป็นส่วนที่ไม่ได้ขยายตัวจากปฏิก里ยาเคมี AAR ดังนั้น การเพิ่มอุณหภูมิจึงกระทำการทำต่อเอลิเมนต์คอนกรีตเท่านั้น

ในการจำลองรอยร้าวในฐานรากนี้ ตำแหน่งของรอยร้าวจะต้องกำหนดล่วงหน้าในแบบจำลองโดยการใช้ weak zone นั่นคือกำหนดให้เอลิเมนต์คอนกรีต 3 มิติที่อยู่ในตำแหน่งที่เกิดรอยร้าวมีกำลังรับแรงดึงต่ำกว่าปกติ ( $0.1 \text{ MPa}$ ) เพื่อที่ว่าเมื่อเกิดการขยายตัว จะเป็นเอลิเมนต์ที่แตกร้าวก่อนในตำแหน่งที่ตรงกับรอยร้าวจริงที่ได้จาก crack mapping



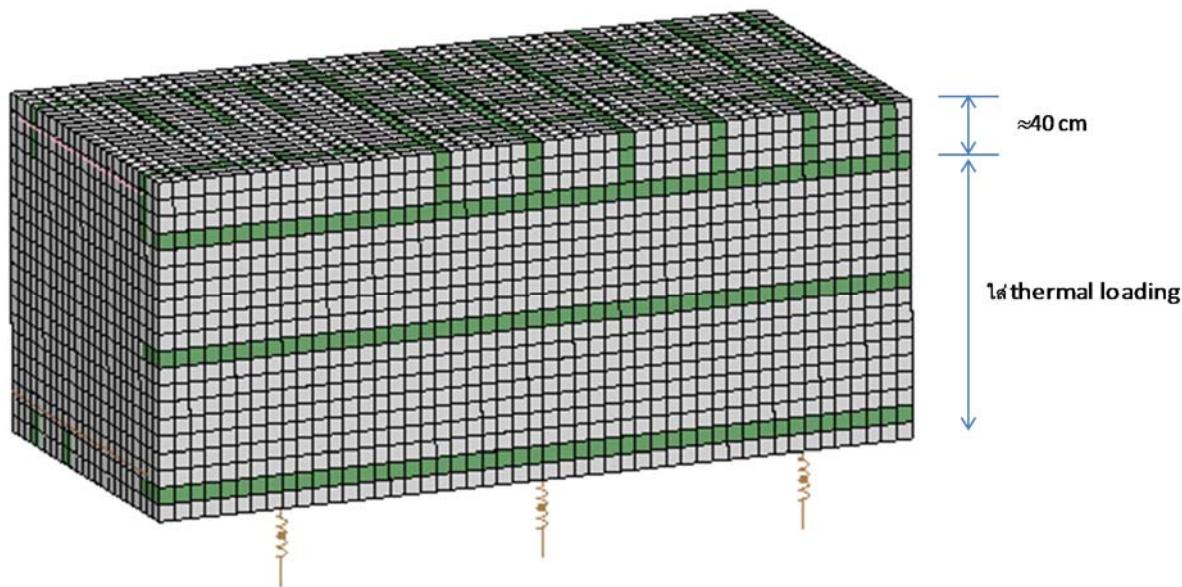
กลไกการเกิดรอยร้าวเนื่องจากการขยายตัว

รูปที่ 13.19 กลไกการเกิดรอยร้าวเนื่องจากการขยายตัว

รูปแบบของการใช้ Thermal loading ให้แก่แบบจำลองนั้น กำหนดค่าสัมประสิทธิ์การขยายตัวเชิงอุณหภูมิ (Coefficient of thermal expansion) ของคอนกรีตเท่ากับ  $12 \times 10^{-6} /^{\circ}\text{C}$  และจะทำการวิเคราะห์ในกรณีที่ค่า อุณหภูมิแตกต่างกันไปด้วย สำหรับบริเวณที่ใส่อุณหภูมิให้แก่คอนกรีตนั้นจะเป็นที่ส่วนล่างของแบบจำลองทั้งหมด ยกเว้นเฉพาะส่วนบนภายในระยะ 40 ซม. จากผิวนอกของฐานรากที่ไม่ได้ใส่อุณหภูมิเข้าไปดังแสดงในรูปที่ 13.20

ดังที่ได้อธิบายมาในขั้นตอนการสร้างรอยร้าวให้เกิดขึ้นในฐานราก โดยการจำลองการขยายตัวผ่านทางน้ำหนักเชิงอุณหภูมิ (thermal loading) นั้นไม่ได้เป็นการสร้างเฉพาะรอยแยกหรือรอยแตกในเนื้อคอนกรีตเท่านั้น แต่ยังทำให้เกิดหน่วยแรงในเหล็กเสริมบนและเหล็กเสริมล่างอีกด้วย ซึ่งเป็นค่าหน่วยแรงเริ่มต้นใน

โครงสร้าง ในการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างจะต้องพิจารณาผลของหน่วยแรงเหล่านี้ลงมาในการวิเคราะห์ด้วย



รูปที่ 13.20 บริเวณที่ใส่ thermal loading ให้แก่แบบจำลองฐานราก

### 13.3.5 ขั้นตอนการให้น้ำหนักบรรทุกในการวิเคราะห์ไฟฟ้าในตัวอเลี่ยมเนต

ในการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของฐานรากด้วยวิธีไฟฟ้าในตัวอเลี่ยมเนตจะต้องจำลองน้ำหนักบรรทุกที่มากระทำต่อฐานรากให้ถูกต้องตามลำดับขั้นตอนการรับน้ำหนัก ซึ่งสำหรับการศึกษานี้ได้แบ่งขั้นตอนการให้น้ำหนักบรรทุกออกเป็น 2 ประเภทดังนี้ (ดู รูปที่ 13.21 และ รูปที่ 13.22 ประกอบ)

#### 13.3.5.1 การให้น้ำหนักบรรทุกแบบ 2 ขั้นตอน

การให้น้ำหนักบรรทุกแบบ 2 ขั้นตอนประกอบด้วย

ขั้นตอนที่ 1 การให้อุณหภูมิ (thermal loading) เพื่อสร้างหรือจำลองรอยร้าวที่เกิดขึ้นในฐานรากให้ใกล้เคียงกับรอยร้าวที่ได้จาก crack mapping

ขั้นตอนที่ 2 การให้น้ำหนักบรรทุกแนวตั้งเพิ่มเติมจาก Gravity loading จนกระทั่งฐานรากถึงจุดวิบัติ

#### 13.3.5.2 การให้น้ำหนักบรรทุกแบบ 3 ขั้นตอน

การให้น้ำหนักบรรทุกแบบ 3 ขั้นตอนประกอบด้วย

ขั้นตอนที่ 1 การให้น้ำหนักบรรทุกแนวตั้งซึ่งแทนน้ำหนักบรรทุกที่สภาวะใช้งาน (Service loading) ได้แก่น้ำหนักจร (Traffic load) และน้ำหนักของโครงสร้างส่วนบนและของฐานรากเอง

ขั้นตอนที่ 2 การให้อุณหภูมิ (thermal loading) เพื่อสร้างหรือจำลองรอยร้าวที่เกิดขึ้นในฐานรากให้ใกล้เคียงกับรอยร้าวที่ได้จากการ crack mapping ตลอดจนจำลองสภาพอื่นที่เกิดจากการขยายตัวของคอนกรีตเนื่องจาก AAR และ DEF เช่น หน่วยแรงในเหล็กเสริม เป็นต้น

ขั้นตอนที่ 3 การให้น้ำหนักบรรทุกแนวตั้งเพิ่มเติม Gravity loading (น้ำหนักต้ายตัว+น้ำหนักจร) จนกระทั่งฐานรากถึงจุดวิกฤติ

การจำลองน้ำหนักที่กระทำในสภาวะใช้งานหรือ service loading นั้นจะพิจารณาด้วยน้ำหนักต่างๆ ได้แก่ น้ำหนักคงที่ (Dead load) และน้ำหนักจร สำหรับน้ำหนักคงที่คำนวณน้ำหนักรวมได้เท่ากับ 2397 ตัน ซึ่งประกอบด้วย

น้ำหนักของ typical segment D6 จำนวน 16 segments (ใน 1 span) = 1504 ตัน

น้ำหนักของ pier segment D6 จำนวน 16 segments (ใน 1 span) = 220 ตัน

น้ำหนักของเสา (Pier) = 325 ตัน

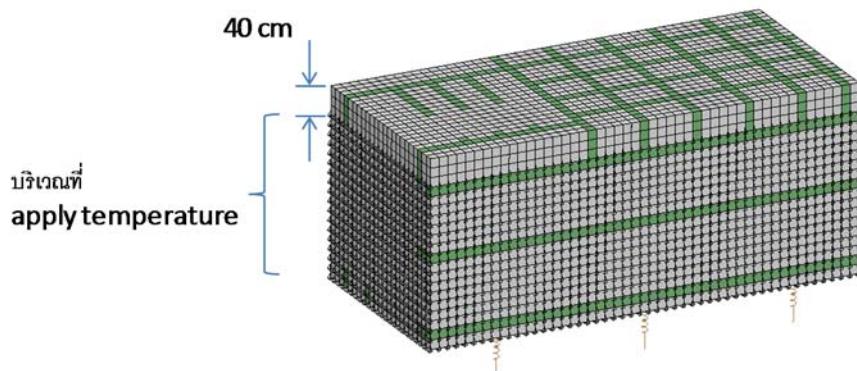
น้ำหนักของ Edge barrier = 78 ตัน

น้ำหนักของ Center barrier = 96 ตัน

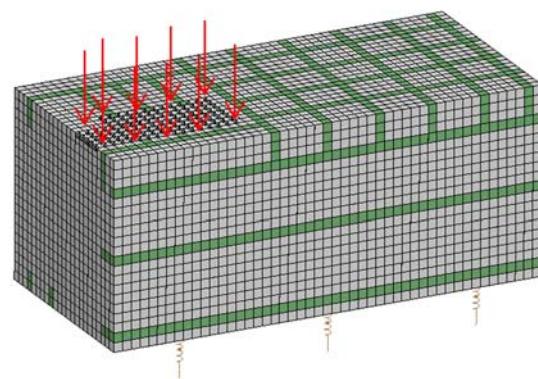
น้ำหนักของ Surfacing (เช่นผิวทาง) = 174 ตัน

หนักจรคำนวณได้เท่ากับ 193.9 ตัน ซึ่งคำนวณมาจากน้ำหนักยกานพาหนะที่เป็นไปตาม AASHTO Bridge LRFD 2005 โดยน้ำหนักจรที่ใช้เป็นน้ำหนักรวมของทั้ง lane load และ truck load โดยมี reduction factor เท่ากับ 0.65

รูปแบบการใส่แรงแนวตั้งในขั้นตอนที่ 1 จะเป็นการใส่แรงหรือเป็น Force control แต่รูปแบบการใส่แรงในขั้นตอนที่ 3 ซึ่งเป็นการวิเคราะห์ถึงจุดประกายเป็นการใส่แรงเป็นแบบ displacement control แล้วให้โปรแกรมคำนวณค่าแรงที่ต้องการเพื่อทำให้เกิดค่าการโก่งตัวของฐานราก ณ จุดที่ใส่แรงตามค่าที่กำหนด จากนั้นนำค่าแรงและการเคลื่อนที่หรือระยะทางมาสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างและระยะเคลื่อนที่ต่อไป

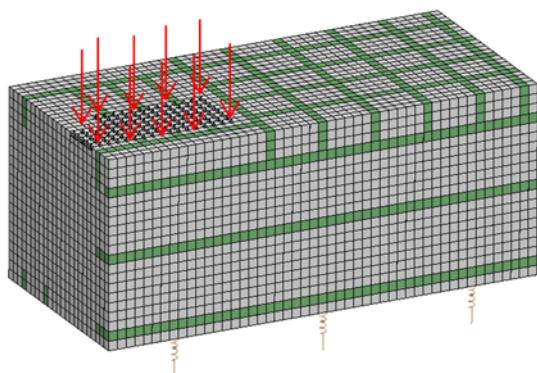


1.Thermal loading

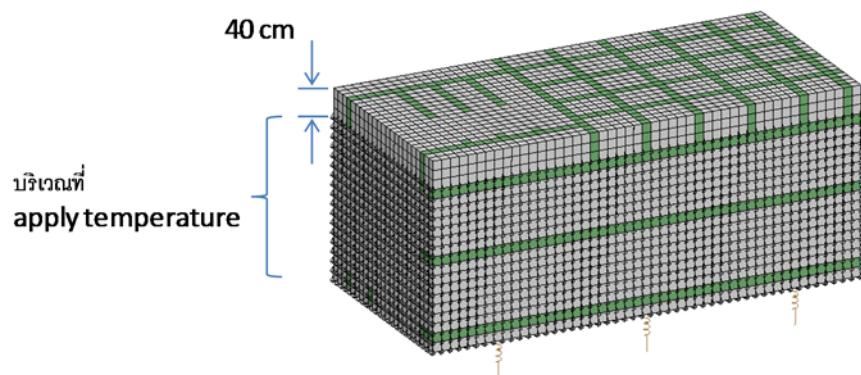


2. แรงแปรเดือนเพิ่มเติมตามด้านล่าง

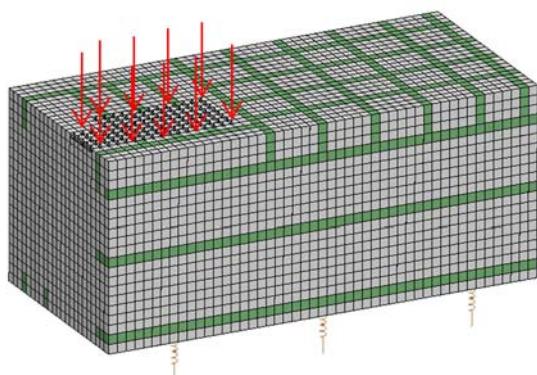
รูปที่ 13.21 ขั้นตอนการใส่น้ำหนักแบบสองขั้นตอน



1. น้ำหนักด้วยตัว+น้ำหนักจรา



2. Thermal loading



3. แรงแนวตั้งเพิ่มเติมตามถึงจุดประวัติ

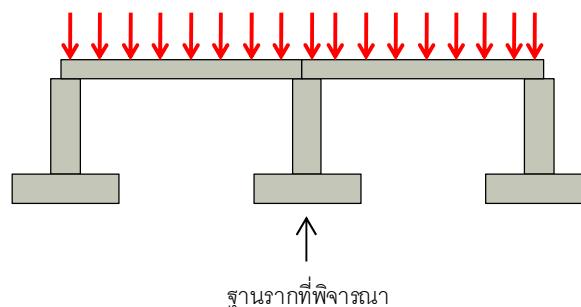
รูปที่ 13.22 ขั้นตอนการใส่น้ำหนักแบบสามขั้นตอน

### 13.4 ผลการวิเคราะห์ไฟในต์เอลิเมนต์

#### 13.4.1 การเปรียบเทียบระหว่างผลการวิเคราะห์และผลการทดสอบน้ำหนักบรรทุก (load test)

ในโครงการนี้ มีส่วนงานการทำการทดสอบ (load test) การรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างทางยกระดับ ซึ่งผลที่ได้จากการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกได้แก่ (1) การดัดตัวของฐานราก (pile cap) ซึ่งแสดงในรูปของความเครียดที่ผิวนและผิวล่างและตำแหน่งต่างๆ (2) ความเครียดตามแนวแกนของเสาเข็ม ซึ่งจากข้อมูลด้วยกล่าวสามารถนำมาเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการวิเคราะห์ไฟในต์เอลิเมนต์เพื่อเป็นการตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลอง และเพื่อให้แบบจำลองมีความถูกต้องสูงสุด ในการสร้างแบบจำลองได้ใช้คุณสมบัติวัสดุที่ได้จากการทดสอบขึ้นตัวอย่างจริง และเมื่อได้ทำการตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองแล้ว จะสามารถนำแบบจำลองไฟในต์เอลิเมนต์ดังกล่าวไปใช้วิเคราะห์โครงสร้างเพื่อประเมินกำลังรับน้ำหนักต่อไป

สำหรับการเปรียบเทียบระหว่างผลการวิเคราะห์ไฟในต์เอลิเมนต์และผลที่ได้จากการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุก ได้ทำการเปรียบเทียบที่สภาวะที่รับน้ำหนักบรรทุกจร. เท่ากับ 400 ตัน และน้ำหนักบรรทุกคงที่ เท่ากับ 2397 ตัน (รายละเอียดได้แสดงไว้ในหัวข้อ 13.3) ซึ่งเป็นค่าน้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการทดสอบ โดยขนาดของน้ำหนักบรรทุกจะตั้งกล่าวว่าได้อ้างอิงถึงน้ำหนักของรถบรรทุก HS20-44 ตามมาตรฐาน AASHTO โดยในการทดสอบได้นำรถบรรทุก 10 ล้อจำนวน 20 คันคันละ 20 ตันมาจอดกระยะห่างต่ำใน 2 ช่วง span ที่ถ่ายน้ำหนักลงสู่ฐานรากที่พิจารณาดังแสดงในรูปที่ 13.23



รูปที่ 13.23 แผนภาพน้ำหนักบรรทุกในการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุก (load test)

ในการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกนั้น ได้มีการสังเกตการขยายตัวของรอยร้าวและการเพิ่มจำนวนรอยร้าว ซึ่งพบว่า รูปแบบ จำนวน และความกว้างของรอยร้าวที่เกิดขึ้นบนฐานรากก่อนและหลังการทดสอบการรับน้ำหนักไม่ได้มีความแตกต่างกัน ซึ่งลักษณะของรอยร้าวดังกล่าวบ่งคุณภาพตาม crack mapping ที่แสดงในรูปที่ 13.1 ถึง รูปที่ 13.12 จากการสังเกตด้วยสายตาด้านนี้สามารถยืนยันได้ว่า น้ำหนักบรรทุกทดสอบไม่มีผลกระทบต่อการเปลี่ยนแปลงรูปแบบของรอยร้าว การเพิ่มจำนวนหรือการขยายตัวของรอยร้าวในระดับที่มีนัยสำคัญแต่อย่างใด

ในการวิเคราะห์ไฟในต์เอลิเมนต์เพื่อทำการเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกและเพื่อเป็นการยืนยันความถูกต้องของแบบจำลองที่ใช้วิเคราะห์นั้น ได้แบ่งขั้นตอนการวิเคราะห์หรือการให้น้ำหนักบรรทุกเป็น 3 ขั้นตอนต่อเนื่องกันดังนี้

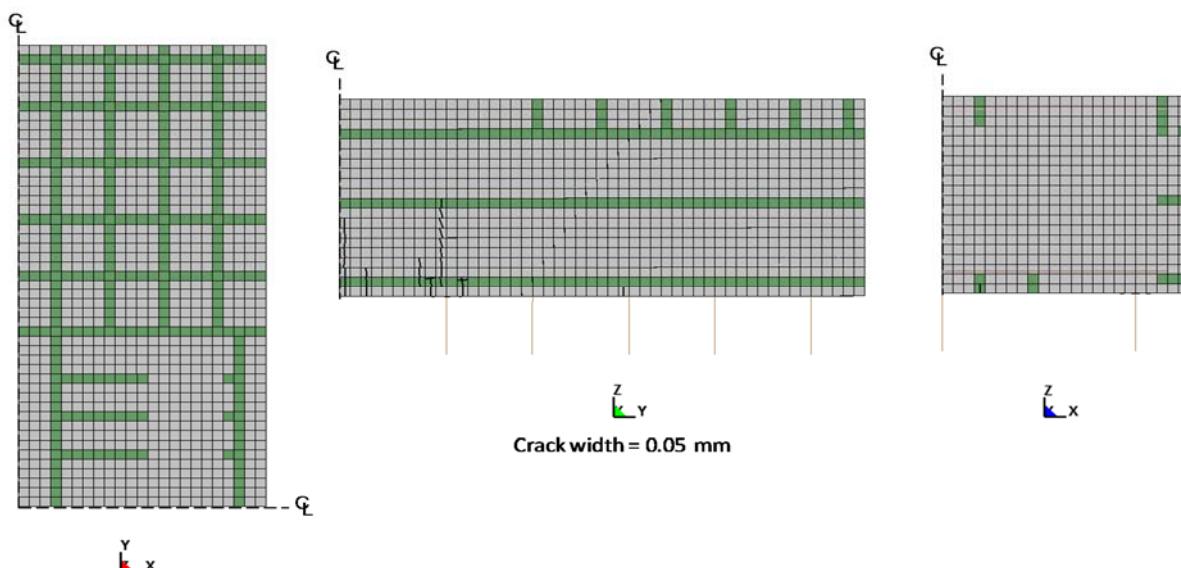
**ขั้นตอนที่ 1:** การใส่แรงโน้มถ่วงแนวตั้งขนาด น้ำหนักคงที่ = 2397 ตัน และน้ำหนักจร. = 400 ตัน ซึ่ง เป็นแรงที่แทนสภาวะใช้งานของโครงสร้างตามปกติ

**ขั้นตอนที่ 2:** ในสภาวะที่คานน้ำหนักคงที่และน้ำหนักจرمในขั้นตอนที่ 1 ใส่น้ำหนักบรรทุกแบบ Thermal loading โดยการปรับเพิ่มค่าอุณหภูมิต่างๆ กันจนกระทั่งรอยร้าวที่ได้จากการวิเคราะห์ใกล้เคียงกับ crack mapping ที่บันทึกได้ ในขั้นตอนนี้เป็นการจำลองการขยายตัวของฐานรากและการสร้างรอยร้าวให้เกิดขึ้นนั่นเอง

**ขั้นตอนที่ 3:** นำน้ำหนักแนวตั้งกระทำเพิ่มเติมแก่ฐานรากและวิเคราะห์ฐานรากจนถึงจุดวิกฤต จากนั้นสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่

#### 13.4.1.1 การจำลองรอยร้าวล่วงหน้า

จากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ในขั้นตอนที่ 1 ซึ่งเป็นการนำน้ำหนักจرمและน้ำหนักตากยตัวที่เกิดขึ้นที่สภาวะใช้งานกระทำต่อฐานราก พบร้ารอยร้าวที่เกิดขึ้นมีจำนวนไม่มาก และเป็นรอยร้าวที่เกิดขึ้นที่ผิวด้านล่างของฐานราก และความกว้างของรอยร้าวมีขนาดเล็กมาก (0.05 mm) ดังแสดงใน รูปที่ 13.24

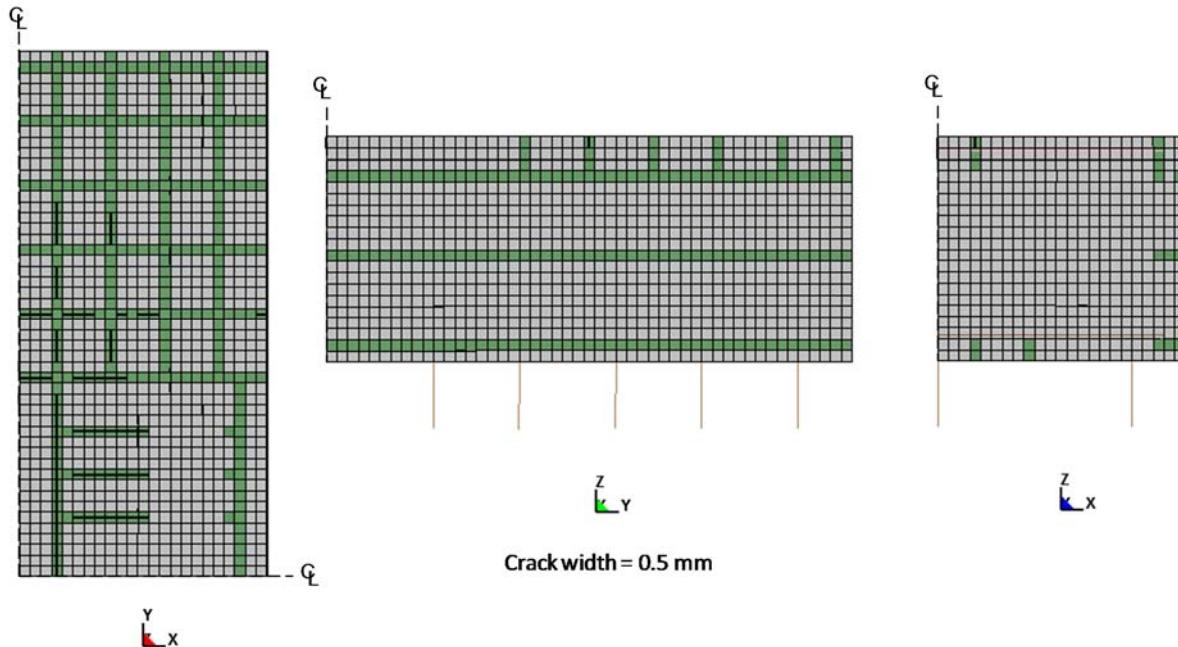


รูปที่ 13.24 รอยร้าวที่เกิดขึ้นในฐานราก 40/16 ภายหลังการให้น้ำหนักในขั้นตอนที่ 1

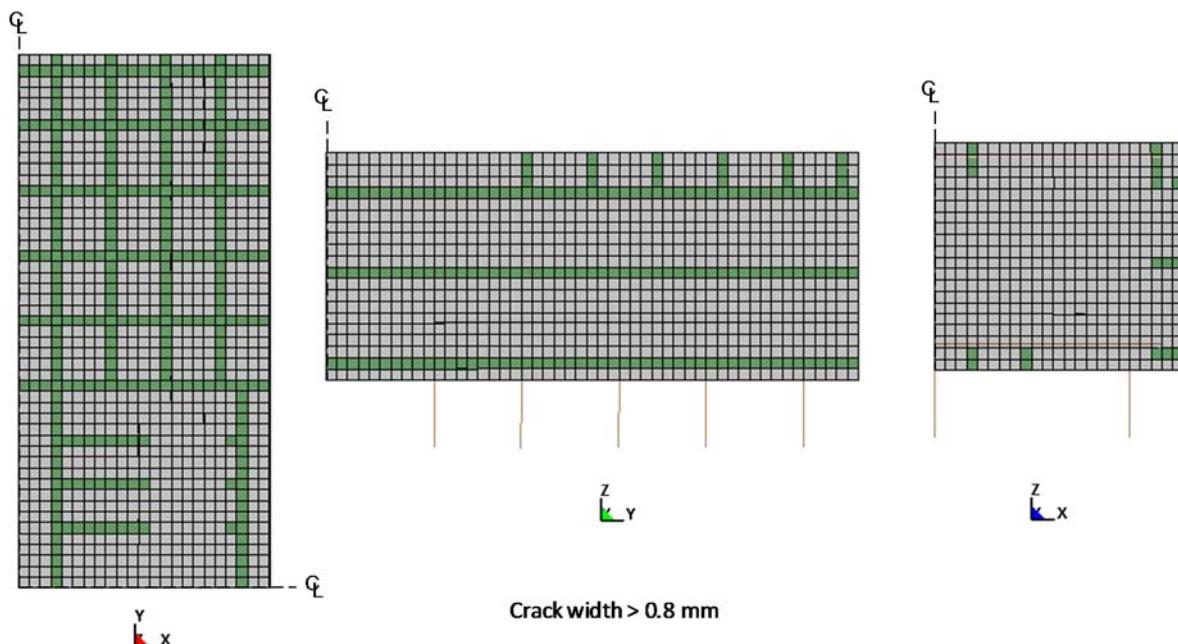
ในขั้นตอนที่ 2 เป็นการให้อุณหภูมิหรือ thermal loading แก่ฐานรากเพื่อจำลองการขยายตัว (Swelling) ของเนื้อคอนกรีตจาก AAR และ DEF สำหรับค่าอุณหภูมิที่ใช้ในการวิเคราะห์กำหนดให้มีค่าเท่ากับ  $200^{\circ}\text{C}$ ,  $250^{\circ}\text{C}$  และ  $300^{\circ}\text{C}$  เพื่อที่จะศึกษารอยร้าวที่เกิดขึ้นภายใต้การบวมตัวค่าต่างๆ กัน และเพื่อให้ทราบว่าการบวมตัวที่ระดับใดจะให้รอยร้าวที่ใกล้เคียงกับรอยร้าวจริงมากที่สุด

รูปที่ 13.25 แสดงรอยร้าวที่เกิดขึ้นที่ผิวด้านต่างๆ ของฐานรากเมื่อใส่อุณหภูมิคอนกรีตเท่ากับ  $200^{\circ}\text{C}$  ในรูปจะแสดงเฉพาะรอยร้าวที่มีความกว้างเกิน 0.5 mm. ขึ้นไปเท่านั้น จากผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์พบว่าเมื่อใส่อุณหภูมิเท่ากับ  $200^{\circ}\text{C}$  รอยร้าวที่กว้างที่สุดมีขนาดเท่ากับ 0.8 mm. โดยที่จำนวนรอยร้าวที่มีความกว้างเกิน 0.8 mm. มีอยู่น้อยมากหรือแทบไม่ปรากฏเลย ดังแสดงในรูปที่ 13.26 แต่จากการ crack mapping ของฐานราก 40/16 พบว่าที่ผิวด้านบนของฐานราก 40/16 นี้มีรอยร้าวที่มีความกว้าง 0.6 mm. ถึง 1.0 mm.

กระจายอยู่ทั่วบริเวณ ดังนั้นการใช้ค่าอุณหภูมิเท่ากับ  $200^{\circ}\text{C}$  จึงยังไม่สามารถจำลองการขยายตัวของฐานรากได้อย่างถูกต้อง trigon กับความเป็นจริง



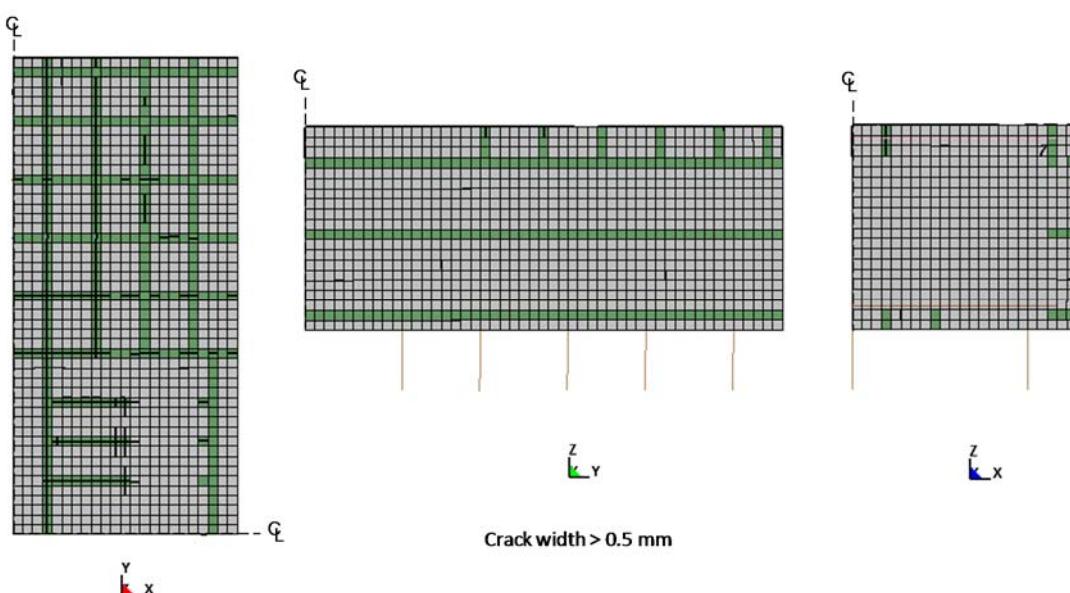
รูปที่ 13.25 รอยร้าวที่เกิดขึ้นในฐานราก 40/16 ภายใต้หนักเชิงอุณหภูมิ =  $200^{\circ}\text{C}$  (แสดงเฉพาะรอยร้าวที่มีความกว้างเกิน 0.5 มม)



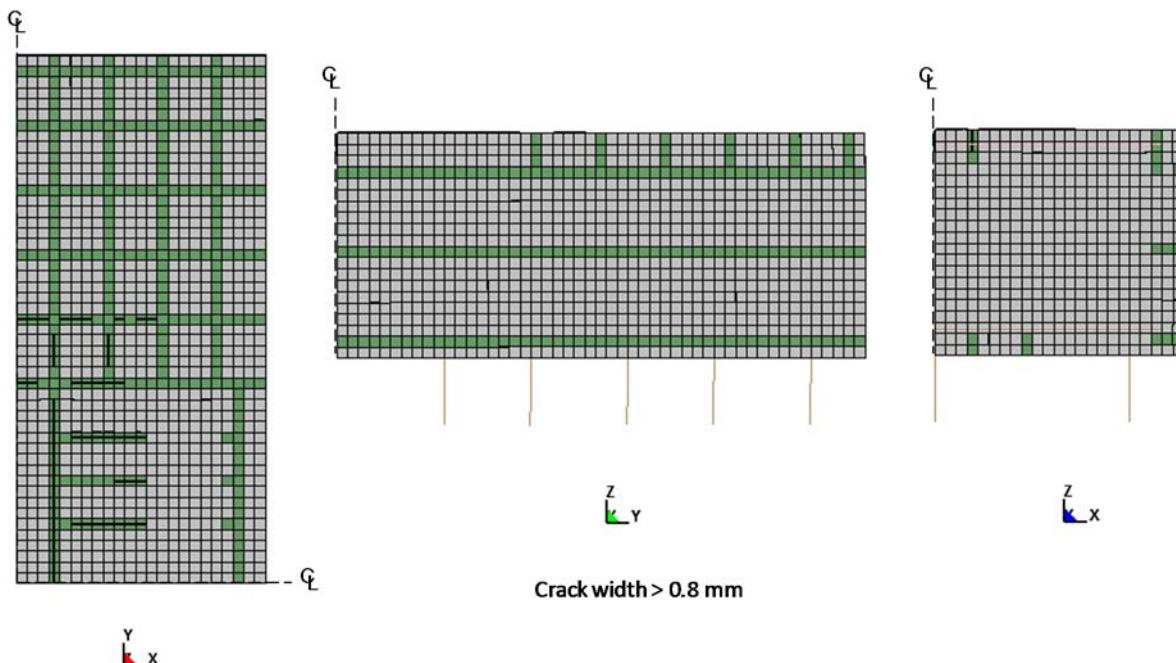
รูปที่ 13.26 รอยร้าวที่เกิดขึ้นในฐานราก 40/16 ภายใต้หนักเชิงอุณหภูมิ =  $200^{\circ}\text{C}$  (แสดงเฉพาะรอยร้าวที่มีความกว้างเกิน 0.8 มม)

ดังนั้นการวิเคราะห์ในกรณีดังไป จึงเพิ่มอุณหภูมิที่ใส่ให้แก่อลิเมนต์ค่อนกริตเป็น  $250^{\circ}\text{C}$  ผลการวิเคราะห์รอยร้าวแสดงดังรูปที่ 13.27 ซึ่งแสดงรอยร้าวที่มีความกว้างเกิน 0.5 มม. ขึ้นไป ส่วนรูปที่ 13.28 และรูปที่ 13.29 แสดงรอยร้าวที่มีความกว้างเกิน 0.8 มม. และ 1 มม. ตามลำดับ โดยในภาพรวมของรอยร้าวทุกขนาดได้แสดงในรูปที่ 13.30 จากการวิเคราะห์พบว่าเมื่อใส่อุณหภูมิเท่ากับ  $250^{\circ}\text{C}$  รอยร้าวที่มีความกว้างเกิน 0.8 มม. มีจำนวนที่เพิ่มขึ้นเมื่อเปรียบเทียบกับรอยร้าวที่เกิดขึ้นภายใต้อุณหภูมิเท่ากับ  $200^{\circ}\text{C}$  และมีรูปแบบที่ใกล้เคียงกับ crack mapping มากขึ้น อย่างไรก็ตามผลการสำรวจ crack mapping อาจมีความแปรปรวนในการบันทึกค่า อีกทั้งการจะได้แบบจำลองไฟในตัวอลิเมนต์ที่น่าเชื่อถือนั้น จะพิจารณาเฉพาะรูปแบบของรอยร้าวที่เกิดขึ้นเพียงอย่างเดียวไม่ได้ แต่ยังต้องเปรียบเทียบกับผลการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกด้วย เพื่อจะได้ระดับการบวมตัวและค่าอุณหภูมิที่สามารถจำลอง crack mapping และได้ค่าความเครียดที่ผิวนและผิวล่างของฐานรากและความเครียดตามแนวแกนของเสาเข็มที่ใกล้เคียงกับผลการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกนอกจานนี้เพื่อให้ได้ผลการวิเคราะห์ไฟในตัวอลิเมนต์มีความหลากหลายและอยู่ในด้านที่ปลอดภัย จึงได้ทำการวิเคราะห์เพิ่มเติมในกรณีที่เพิ่มอุณหภูมิเป็น  $300^{\circ}\text{C}$

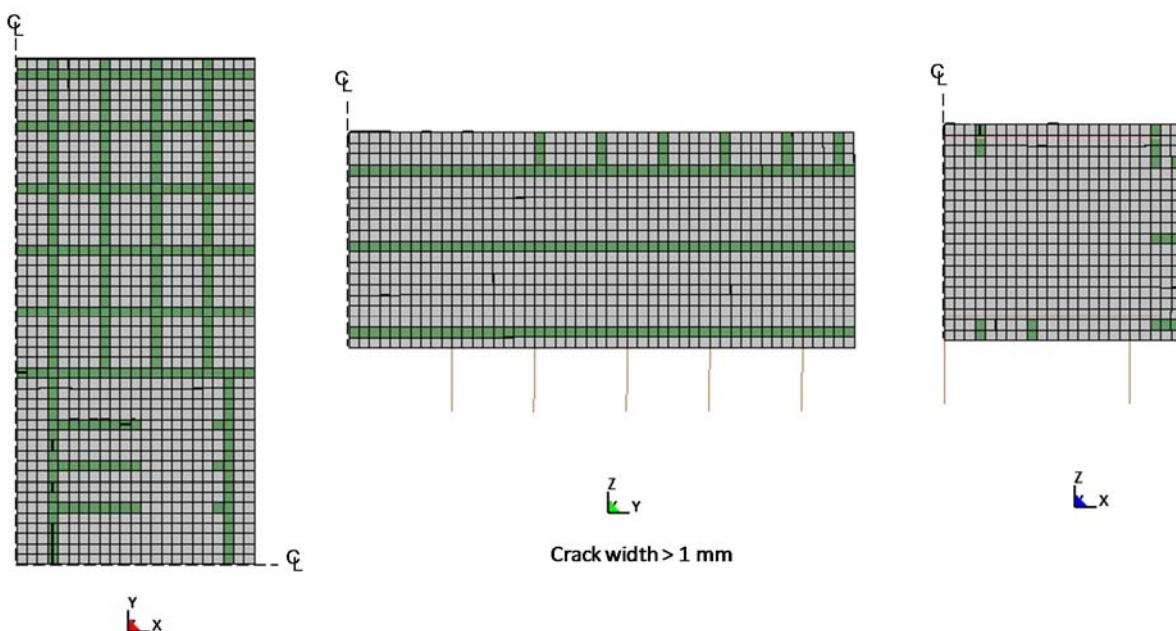
จากการวิเคราะห์แบบจำลองฐานรากภายใต้อุณหภูมิเท่ากับ  $300^{\circ}\text{C}$  พบว่า รอยร้าวที่มีความกว้างเกิน 1 มม. มีเป็นจำนวนมากกว่าที่ได้จากจาก crack mapping ที่บันทึกได้ดังแสดงในรูปที่ 13.31 ดังนั้น หากพิจารณาถึงการเปรียบเทียบลักษณะของรอยร้าวที่เกิดขึ้น พบว่าระดับอุณหภูมิที่เหมาะสมในการจำลองการขยายตัวจนได้รอยร้าวที่ใกล้เคียงกับ crack mapping มาตรฐานสุด คือ  $250^{\circ}\text{C}$  อย่างไรก็ตาม เพื่อที่จะยืนยันความถูกต้องของการทั้งแบบจำลองไฟในตัวอลิเมนต์และวิธีการวิเคราะห์ ในส่วนถัดไปจะแสดงการเปรียบเทียบค่าความเครียดในเสาเข็มที่วัดได้จริงจากการทำการทดสอบการรับน้ำหนัก (load test) และค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ไฟในตัวอลิเมนต์ รวมถึงการเปรียบเทียบค่าความเครียดที่ผิวด้านบนและด้านล่างของฐานรากที่เกิดจาก การดัดตัวด้วย



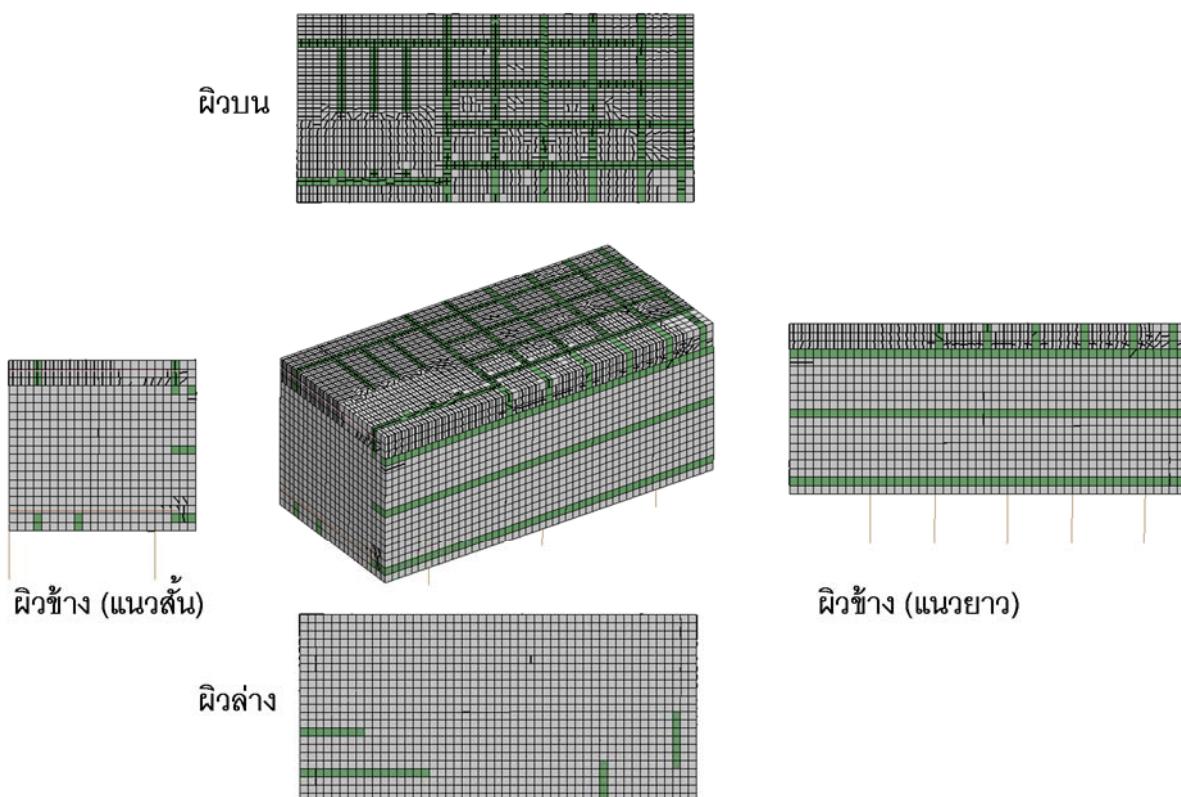
รูปที่ 13.27 รอยร้าวที่เกิดขึ้นในฐานราก 40/16 ภายใต้น้ำหนักเชิงอุณหภูมิ =  $250^{\circ}\text{C}$  (แสดงเฉพาะรอยร้าวที่มีความกว้างเกิน 0.5 มม)



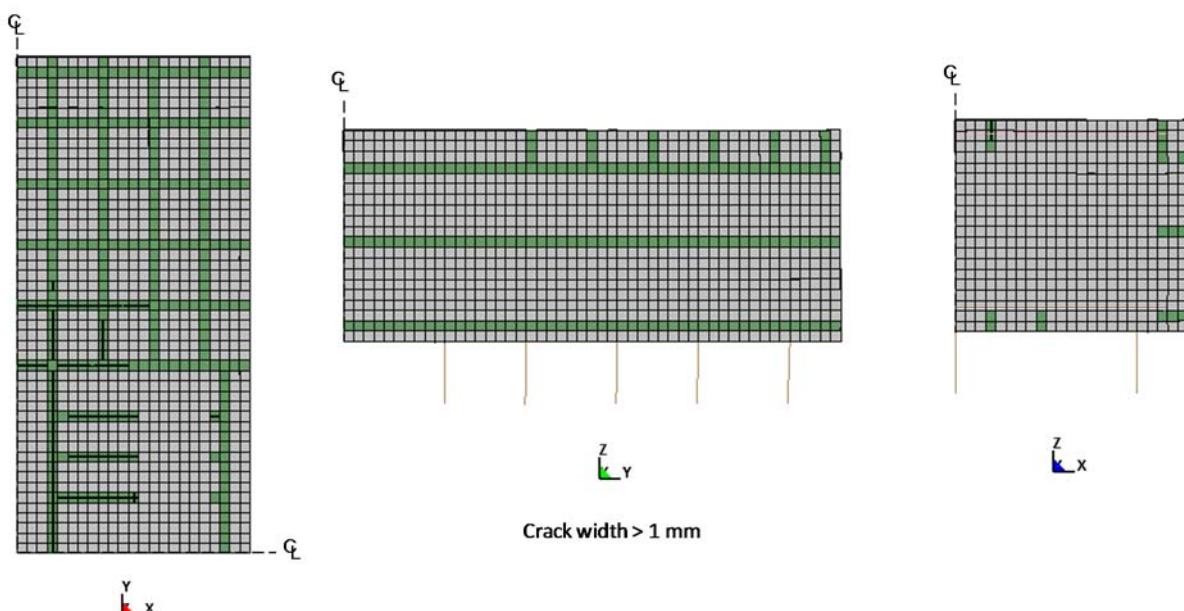
รูปที่ 13.28 รอยร้าวที่เกิดขึ้นในฐานราก 40/16 ภายใต้ผู้หนักเชิงอุณหภูมิ  $= 250^{\circ}\text{C}$  (แสดงเฉพาะรอยร้าวที่มีความกว้างเกิน 0.8 มม)



รูปที่ 13.29 รอยร้าวที่เกิดขึ้นในฐานราก 40/16 ภายใต้ผู้หนักเชิงอุณหภูมิ  $= 250^{\circ}\text{C}$  (แสดงเฉพาะรอยร้าวที่มีความกว้างเกิน 1 มม)

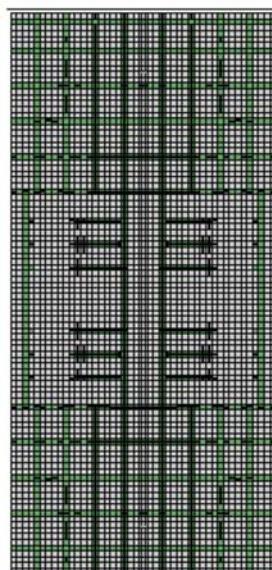
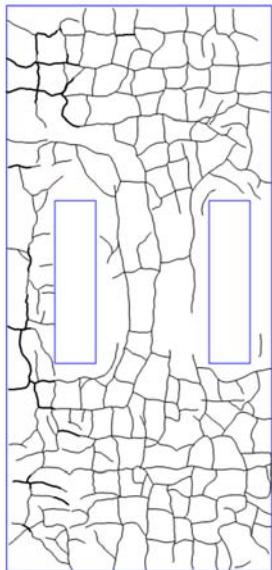


รูปที่ 13.30 ภาพรวมของรอยร้าวที่เกิดขึ้นทุกขนาด ของฐานราก 40/16 ภายใต้ผู้หนักเชิงอุณหภูมิ =  $250^{\circ}\text{C}$

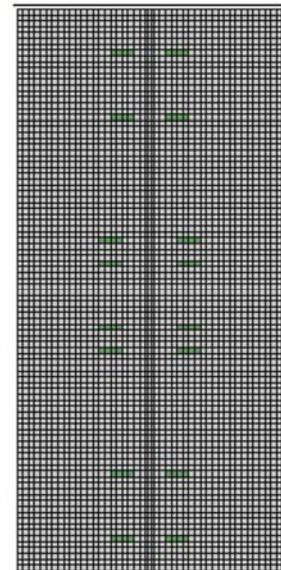
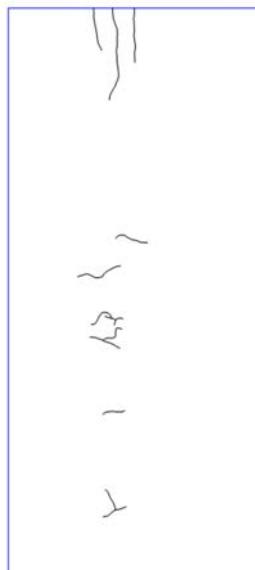


รูปที่ 13.31 รอยร้าวที่เกิดขึ้นในฐานราก C40/16 ภายใต้ผู้หนักเชิงอุณหภูมิ =  $300^{\circ}\text{C}$  (แสดงเฉพาะรอยร้าวที่มีความกว้างเกิน 1 มม)

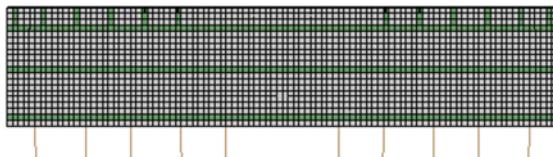
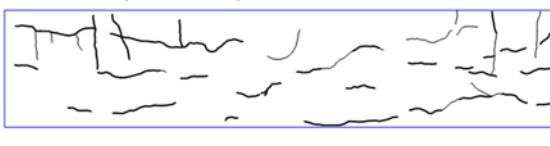
ผิวน



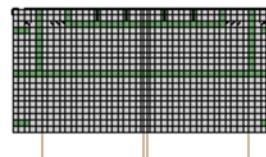
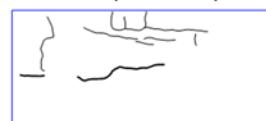
ผิวล่าง



ผิวข้าง (ด้านขวา)



ผิวข้าง (ด้านซ้าย)



รูปที่ 13.32 รอยร้าวที่ได้จากการวิเคราะห์ฐานราก 40/16 ภายใต้น้ำหนักเชิงอุณหภูมิ  $= 250^{\circ}\text{C}$  เปรียบเทียบ กับรอยร้าวที่ได้จากการบันทึกภาคสนาม (crack mapping)

#### 13.4.1.2 การเปรียบเทียบค่าความเครียดในเสาเข็ม

การเปรียบเทียบ crack mapping ที่วิเคราะห์ได้จากโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์กับรอยร้าวที่บันทึกได้ เป็นการเปรียบเทียบในเชิงคุณภาพเท่านั้น ในการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกนั้นได้บันทึกค่าความเครียดตาม แนวแกนในเสาเข็ม ซึ่งทำให้ทราบการกระจายของแรงลงสู่เสาเข็ม และปัจจัยสติฟเนสของฐานรากว่าร้าวที่เกิดขึ้นมีผลต่อสติฟเนสของฐานรากอย่างไร

นอกจากนี้ ผลของค่าความเครียดที่ได้จากการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุก ยังสามารถนำมาใช้ในการ ตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ใช้ออกด้วย ว่ามีความถูกต้องสมเหตุสมผลเพียงใด ใน หัวข้อนี้จะเป็นการเปรียบเทียบค่าความเครียดในเสาเข็มที่วัดได้จากการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกและค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ ตำแหน่งและการเรียงชื่อเสาเข็มดังแสดงในรูปที่ 30 การเปรียบเทียบค่า ความเครียดกระทำที่น้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่ทำการทดสอบในสนาม โดยการเปรียบเทียบกระทำที่กรณีต่างๆดังนี้

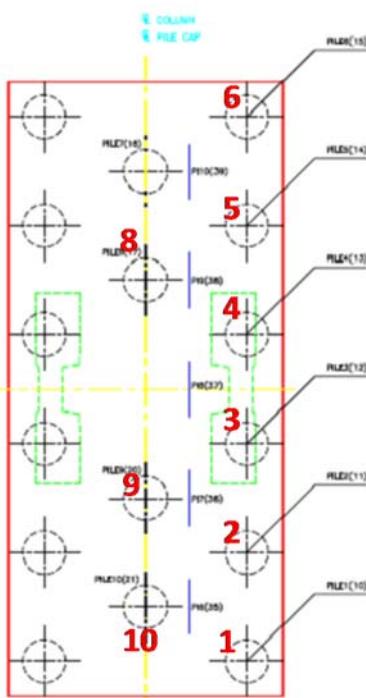
กรณีที่ 1: ไม่มีรอยร้าวล่วงหน้า (เป็นกรณีที่ไม่ใส่อุณหภูมิให้ฐานรากเกิดการขยายตัว)

กรณีที่ 2: กรณีที่มีรอยร้าวล่วงหน้า เกิดจากการขยายตัวที่มีค่าอุณหภูมิ 200 องศาเซลเซียส

กรณีที่ 3: กรณีที่มีรอยร้าวล่วงหน้า เกิดจากการขยายตัวที่มีค่าอุณหภูมิ 250 องศาเซลเซียส

กรณีที่ 4: กรณีที่มีรอยร้าวล่วงหน้า เกิดจากการขยายตัวที่มีค่าอุณหภูมิ 300 องศาเซลเซียส

รูปที่ 13.34 แสดงการเปรียบเทียบค่าความเครียดในเสาเข็มในกรณีที่ 1 ซึ่งจากการเปรียบเทียบพบว่า ค่าความเครียดที่ได้จากการวิเคราะห์ไฟในต์เอลิเมนต์ซึ่งไม่ได้รวมผลของรอยร้าวล่วงหน้านั้น ส่วนใหญ่จะมีค่าสูง กว่าค่าที่วัดได้จากการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกค่อนข้างมาก อย่างไรก็ตาม จากรูปที่ 13.34 จะเห็นว่าที่ตำแหน่ง Pile 6 ค่า strain ในเสาเข็มมีค่าเป็นลบ ทั้งนี้เนื่องจากว่าในขั้นตอนที่มีน้ำหนักบรรทุกจากการทำ load test เพิ่มเข้ามา 400 ตัน แรงใน Pile 6 มีค่าลดลงจาก 1557 kN เหลือ 1473 kN นั่นคือเกิดแรงอัดใน pile 6 น้อยลง

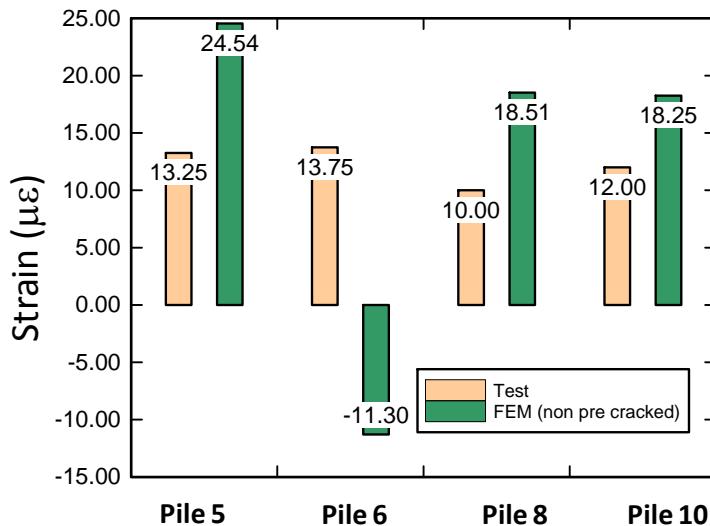


รูปที่ 13.33 ตำแหน่งและชื่อเรียกเสาเข็มแต่ละตัน

รูปที่ 13.35 และรูปที่ 13.36 แสดงค่าความเครียดในเสาเข็มที่ได้จากการวิเคราะห์ไฟในต์เอลิเมนต์ที่รวมผลของรอยร้าวที่เกิดขึ้นจากการขยายตัวของฐานรากเนื่องจากอุณหภูมิ  $200^{\circ}\text{C}$  และ  $250^{\circ}\text{C}$  ตามลำดับ เมื่อเปรียบเทียบระหว่างค่าความเครียดที่วัดได้กับที่วิเคราะห์ไฟในต์เอลิเมนต์ พบร่วมค่าความเครียดที่เกิดขึ้นมีค่าใกล้เคียงกัน

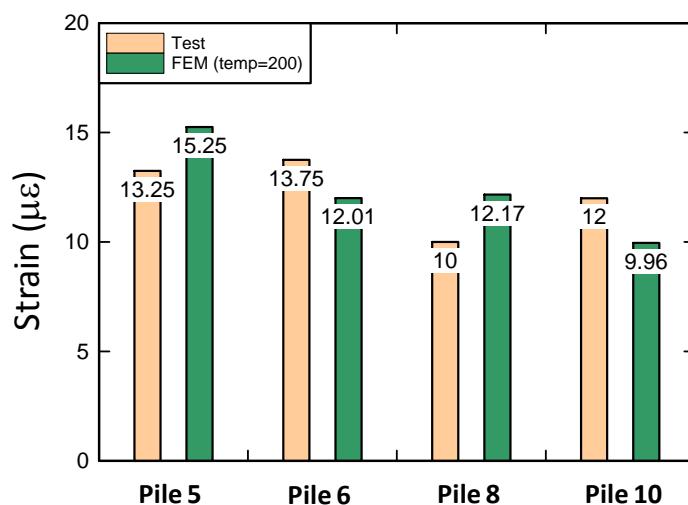
เมื่อเปรียบเทียบระหว่างรูปที่ 32 และรูปที่ 33 พบร่วมกรณีที่ใช้ค่าอุณหภูมิ  $250^{\circ}\text{C}$  จะได้ค่าความเครียดในเสาเข็มใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกได้มากกว่ากรณีที่ใช้ค่าอุณหภูมิ  $200^{\circ}\text{C}$  และหากวิเคราะห์โดยไม่ใส่อุณหภูมิเพื่อให้ขยายตัวเกิดขึ้นก่อน (กรณีที่ 1) ก็จะได้ผลไม่ใกล้เคียงกับค่าความเครียดที่

วัดได้จริง นอกจากร่องน้ำที่ใช้อุณหภูมิ  $250^{\circ}\text{C}$  เพื่อสร้างการขยายตัว ยังได้รอยร้าวในฐานรากที่ใกล้เคียงกับที่บันทึกได้อีกด้วย ดังที่ได้อธิบายในหัวข้อ 13.4.1

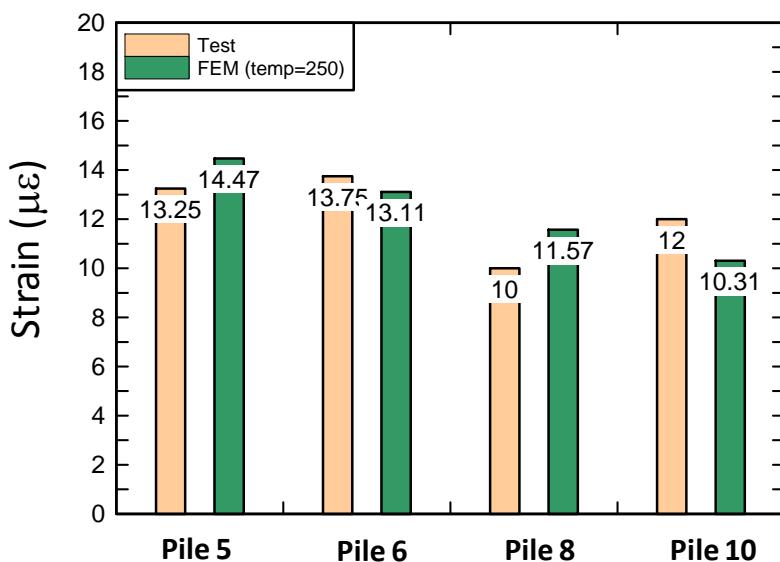


รูปที่ 13.34 การเปรียบเทียบค่าความเครียดในเสาเข็ม ระหว่างผลการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุก และผลวิเคราะห์ไฟฟ์โนต์เอลิเมนต์ที่ไม่ได้พิจารณาผลของรอยร้าวที่มีอยู่ก่อนหน้า

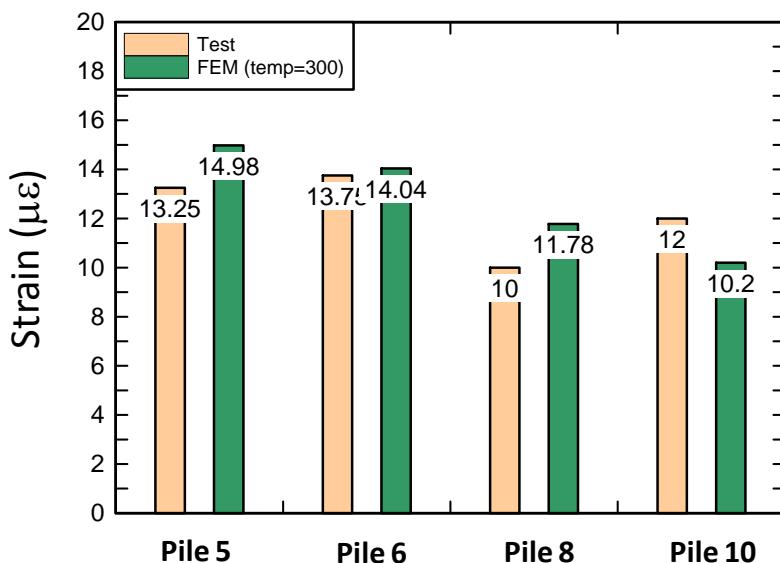
นอกจากนี้ ที่ปรึกษายังได้ทำการวิเคราะห์ไฟฟ์โนต์เอลิเมนต์เพิ่มเติมในกรณีที่ใส่อุณหภูมิเท่ากับ  $300^{\circ}\text{C}$  และเปรียบเทียบกับผลการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุก ดังแสดงในรูปที่ 34 จากผลการเปรียบเทียบทั้ง 4 กรณีที่ได้ทำการวิเคราะห์คือกรณีที่ไม่จำลองการขยายตัว กรณีที่จำลองการขยายตัวเพื่อสร้างรอยร้าวล่วงหน้า โดยใช้ค่าอุณหภูมิ  $200^{\circ}\text{C}$ ,  $250^{\circ}\text{C}$  และ  $300^{\circ}\text{C}$  พบร่วมกับการจำลองการขยายตัวโดยใช้อุณหภูมิ  $250^{\circ}\text{C}$  ให้ค่าความเครียดและรอยร้าวที่ใกล้เคียงกับค่าในสนามมากที่สุด



รูปที่ 13.35 การเปรียบเทียบค่าความเครียดในเสาเข็ม ระหว่างผลการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุก และผลการวิเคราะห์ไฟฟ์โนต์เอลิเมนต์ที่พิจารณาผลของรอยร้าวก่อนหน้าจาก อุณหภูมิ  $200^{\circ}\text{C}$



รูปที่ 13.36 การบริeyer เทียบค่าความเครียดในเสาเข็ม ระหว่างผลการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกและผลการวิเคราะห์ไฟโนต์เอลิเมนต์ที่พิจารณาผลของรอยร้าวก่อนหน้าจาก อุณหภูมิ 250°C



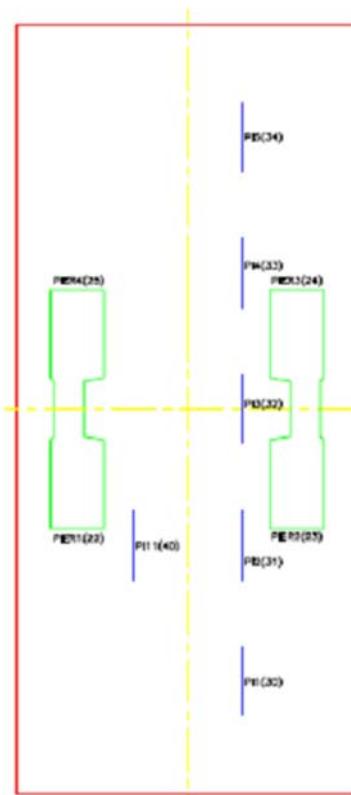
รูปที่ 13.37 การบริeyer เทียบค่าความเครียดในเสาเข็ม ระหว่างผลการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกและผลการวิเคราะห์ไฟโนต์เอลิเมนต์ที่พิจารณาผลของรอยร้าวก่อนหน้าจาก อุณหภูมิ 300°C

#### 13.4.1.3 การเบรี่ยบเทียบระหว่างค่าความเครียดที่ผิวนอก และผิวล่างของฐานราก (pile cap)

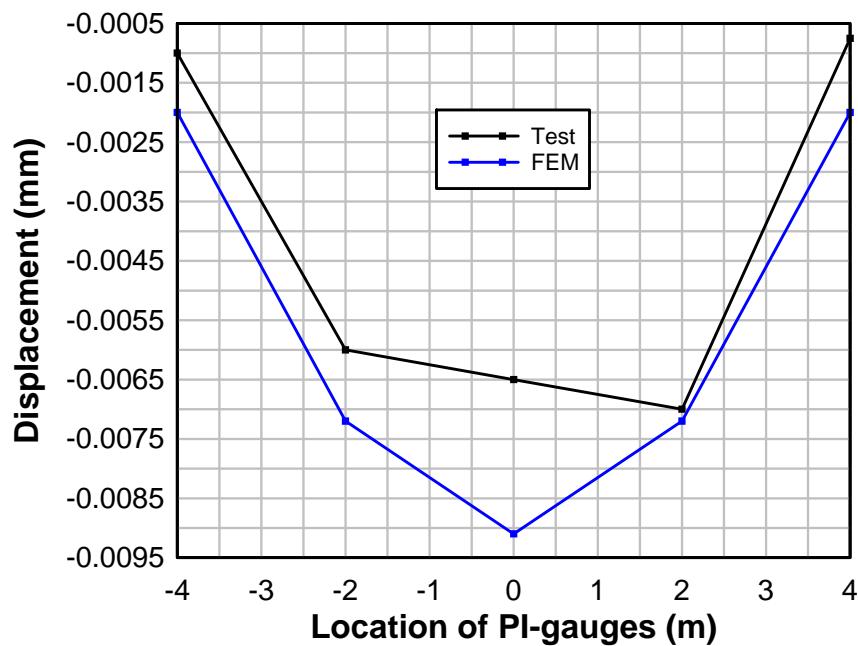
ในการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุก นอกจากจะติดตั้ง strain gage เพื่อวัดความเครียดของเสาเข็มแล้ว ยังติดตั้ง Pi-gage เพื่อวัดระยะเคลื่อนตัวที่ผิวด้านบนและด้านล่างของฐานรากภายใต้น้ำหนักทดสอบได้ ซึ่งค่าการแอลล์ตัวของฐานรากมีความสัมพันธ์กับสติฟเนสของฐานราก และมีผลต่อการกระจายตัวของแรงที่ลงสู่เสาเข็มในแต่ละตัน

ในหัวข้อนี้ ที่ปรึกษาได้ทำการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนตัวดังกล่าวโดยใช้โปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์แล้ว เปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุก เพื่อใช้เป็นการยืนยันความถูกต้องของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ได้อีกทางหนึ่ง ในส่วนนี้จะแสดงผลการเปรียบเทียบค่าระยะเคลื่อนตัวที่ผิวน และผิวล่างของฐานราก ที่อุณหภูมิทั้ง 3 ค่าดังที่ได้อธิบายไปก่อนหน้านี้ รูปที่ 13.38 แสดงตำแหน่งที่ติดตั้ง PI-Gauges ที่ผิวน และล่างของฐานรากเพื่อใช้วัดระยะเคลื่อนตัว

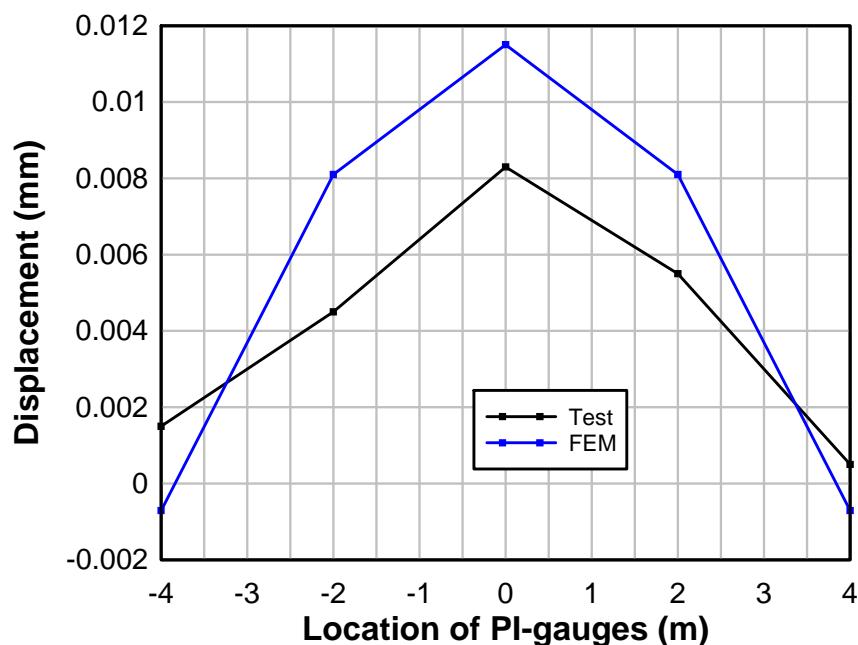
รูปที่ 13.39 และรูปที่ 13.40 แสดงการเปรียบเทียบระยะการเคลื่อนตัวที่ผิวน และผิวล่างของฐานราก ที่ได้จากการทดสอบการรับน้ำหนักและค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ เมื่อใช้อุณหภูมิเท่ากับ  $200^{\circ}\text{C}$  รูปที่ 13.41 และรูปที่ 13.42 เป็นการเปรียบเทียบในลักษณะเดียวกัน แต่ในการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ จะใช้อุณหภูมิเท่ากับ  $250^{\circ}\text{C}$  ส่วน รูปที่ 13.43 และรูปที่ 13.44 แสดงการเปรียบเทียบเมื่อใช้อุณหภูมิในการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์เท่ากับ  $300^{\circ}\text{C}$  จากรูปจะเห็นได้ว่า ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์โดยใช้อุณหภูมิเท่ากับ  $250^{\circ}\text{C}$  ให้ค่าระยะการเคลื่อนตัวที่ผิวน และล่างใกล้เคียงกับค่าที่วัดได้จากการทำการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุก



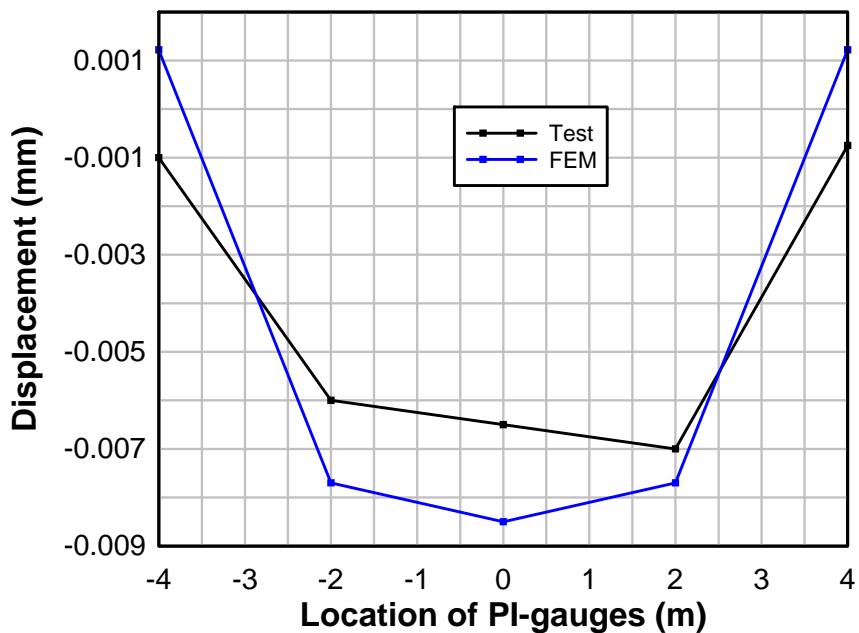
รูปที่ 13.38 ตำแหน่งของ PI-Gauges ที่ติดตั้งที่ผิวด้านบน และล่างของฐานราก



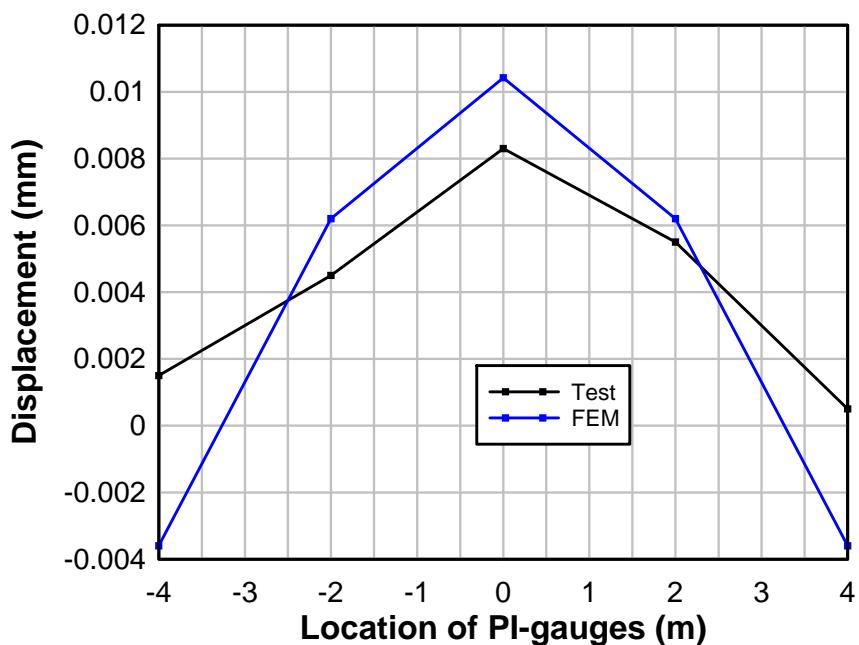
รูปที่ 13.39 การเปรียบเทียบความเครียดที่ผิวนอกของฐานรากที่ได้จาก load test และ FEM กรณีที่อุณหภูมิ  $= 200^{\circ}\text{C}$



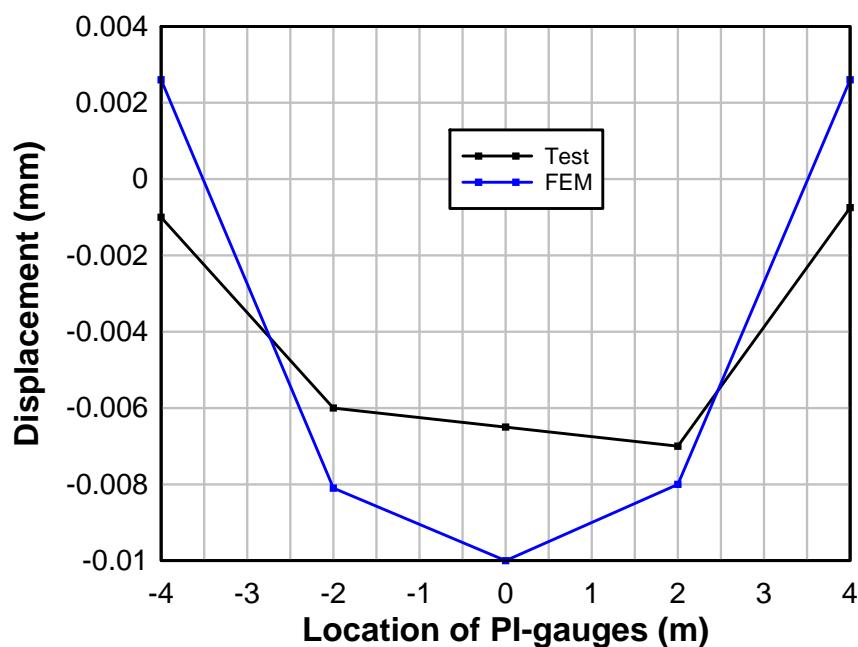
รูปที่ 13.40 การเปรียบเทียบความเครียดที่ผิвл่างของฐานรากที่ได้จาก load test และ FEM กรณีที่อุณหภูมิ  $= 200^{\circ}\text{C}$



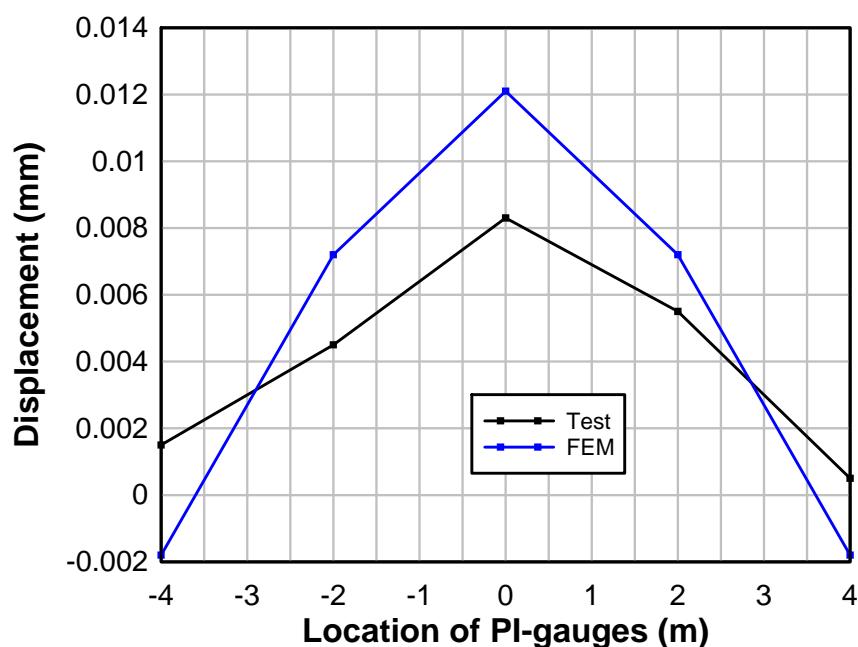
รูปที่ 13.41 การเปรียบเทียบความเครียดที่ผิวนของฐานรากที่ได้จาก load test และ FEM กรณีที่อุณหภูมิ  $= 250^{\circ}\text{C}$



รูปที่ 13.42 การเปรียบเทียบความเครียดที่ผิвл่างของฐานรากที่ได้จาก load test และ FEM กรณีที่อุณหภูมิ  $= 250^{\circ}\text{C}$



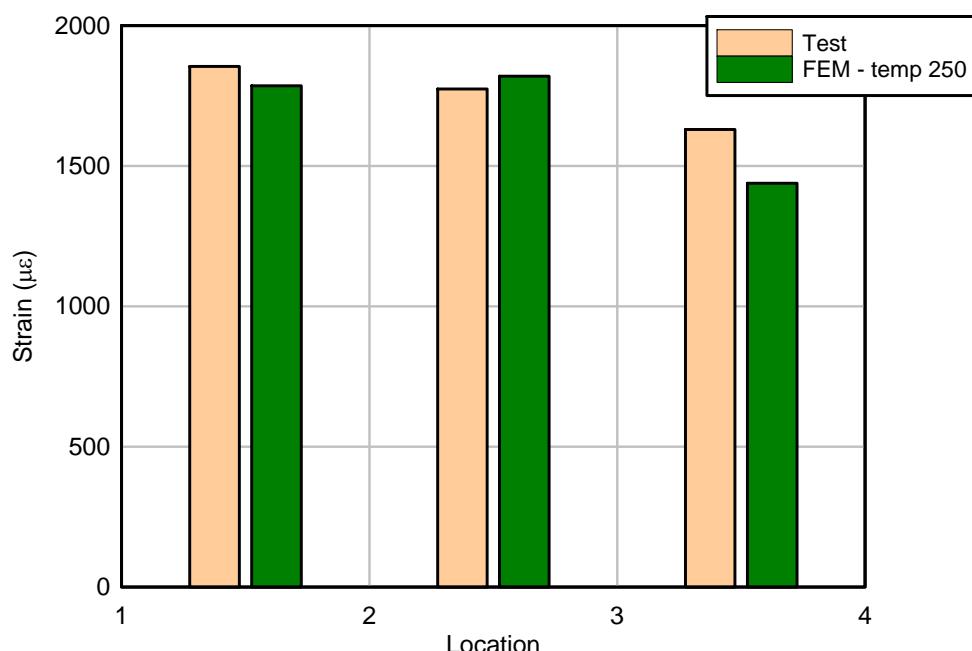
รูปที่ 13.43 การเปรียบเทียบความเครียดที่ผิวนของฐานรากที่ได้จาก load test และ FEM ที่อุณหภูมิ =  $300^{\circ}\text{C}$



รูปที่ 13.44 การเปรียบเทียบความเครียดที่ผิвл่างของฐานรากที่ได้จาก load test และ FEM กรณีที่อุณหภูมิ =  $300^{\circ}\text{C}$

#### 13.4.1.4 เปรียบเทียบค่า strain ที่เกิดจากการตัดเหล็กทดสอบในภาคสนาม

ภายหลังจากการทำ load test ทางทีมงานทดสอบได้ทำการตัดเหล็กบน 3 ตำแหน่ง แล้วติดตั้ง strain gauges เพื่อวัดการยืดตัวของเหล็กเสริมเนื่องจากอุณหภูมิ ใน การวิเคราะห์ FEM ได้ทำการวิเคราะห์ใน 2 ขั้นตอน นั่นคือในขั้นตอนแรกจะเป็นการวิเคราะห์ภายใต้น้ำหนักบรรทุกใช้งาน และการวิเคราะห์ในลำดับที่ 2 จะเป็นการวิเคราะห์ภายใต้น้ำหนักเชิงอุณหภูมิ โดยที่อุณหภูมิที่ใส่เข้าไปมีค่าเท่ากับ  $250^{\circ}$  ผลการทดสอบ และวัดค่า strain ในเหล็กเสริมบน ที่เกิดขึ้นจริงภายใต้ผลของอุณหภูมิ เปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ ได้แสดงใน รูปที่ 13.45



รูปที่ 13.45 เปรียบเทียบค่า strain ในเหล็กบนที่ตัดเพื่อวัดการขยายตัวเนื่องจากอุณหภูมิ

#### 13.4.1.5 สรุปการยืนยันความถูกต้องของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

ในหัวข้อ 13.4.1 ในรายงานฉบับนี้นั้นเป็นการเปรียบเทียบระหว่างผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์และผลการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุก โดยมีวัตถุประสงค์ที่จะยืนยันความถูกต้องของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ก่อนที่จะนำไปวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของฐานรากต่อไป การเปรียบเทียบระหว่างผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์และผลการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกนั้น ที่ปรึกษาได้ทำการเปรียบเทียบข้อมูลดังนี้

- 1) ข้อมูล crack mapping แสดงรูปแบบ ขนาดและจำนวนรอยร้าวในฐานราก
- 2) ข้อมูลความเครียดในเสาเข็ม และ
- 3) ข้อมูลการเคลื่อนตัวที่ผิวด้านบนและด้านล่างของเสาเข็ม

การเปรียบเทียบข้อมูลดังกล่าวกระทำทั้ง 4 กรณีคือ กรณีที่ไม่จำลองรอยร้าว (หรือกรณีที่ฐานรากไม่มี รอยร้าว) และกรณีที่จำลองรอยร้าวในฐานรากด้วยการใส่อุณหภูมิให้เกิดการขยายตัวที่อุณหภูมิ  $3^{\circ}\text{C}$  ค่าคือ  $200^{\circ}\text{C}$

250°C และ 300°C ซึ่งพบว่าการใช้ค่าอุณหภูมิ 250°C ให้ผลการเปรียบเทียบระหว่างการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์และการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกใกล้เคียงกันมากที่สุด และเป็นการยืนยันว่าแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่เสนอมาในการศึกษาครั้งนี้เป็นแบบจำลองที่ถูกต้องและสามารถนำมาใช้วิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างต่อไปได้

#### 13.4.2 ผลการศึกษากำลังรับน้ำหนักของฐานราก

แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ได้รับการยืนยันความถูกต้องผ่านการเปรียบเทียบผลกระทบระหว่างค่าที่บันทึกได้ในสนาม (crack mapping) และค่าที่วัดได้จากการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุก ได้ถูกนำไปใช้เพื่อศึกษาและวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของฐานรากจนถึงจุดประดั้ยของโครงสร้าง เพื่อให้ทราบกำลังรับน้ำหนักที่แท้จริง และเพื่อศึกษาว่าอย่างไรที่ปราภูมิฐานรากนั้น ส่งผลให้กำลังรับน้ำหนักของฐานรากเสียไปหรือไม่ ตลอดจนเพื่อให้เข้าใจกลไกในการรับน้ำหนักของฐานราก

การศึกษากำลังรับน้ำหนักของฐานรากในหัวข้อนี้จะต้องพิจารณากรณีการใส่น้ำหนักให้แก่ฐานรากเป็นลำดับขั้นตอน (Loading Sequence) โดยพิจารณาลำดับน้ำหนักบรรทุกต่างๆ ดังนี้

- 1) ขั้นที่ 1 นำน้ำหนักบรรทุกที่ส่วนใหญ่ใช้งานได้แก่ น้ำหนักคงที่ร่วมกับน้ำหนักจր
- 2) ขั้นที่ 1 เป็นการจำลองสภาพน้ำหนักบรรทุกที่มีอยู่ก่อนแล้ว และมีขั้นตอนแต่ละวันที่เริ่มใช้งานโครงสร้าง จึงถือเป็นน้ำหนักบรรทุกในขั้นตอนแรก การใส่น้ำหนักบรรทุกในขั้นตอนนี้พิจารณาเป็นแบบ Force control คือการใส่ค่าแรง (ทั้งน้ำหนักคงที่และน้ำหนักจร) ลงไปโดยตรง
- 3) ขั้นที่ 2 นำน้ำหนักบรรทุกอุณหภูมิ เพื่อแสดง การขยายตัวหรือการบวมตัวของโครงสร้าง ซึ่งเกิดขึ้นจากปฏิกิริยาเคมีที่เกี่ยวข้องแล้วนำไปสู่การแตกร้าวของฐานราก จากการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์และการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกพบว่าค่าอุณหภูมิที่เหมาะสมคือ 250°C และในการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักในขั้นที่ 3 จะปรับเพิ่มอุณหภูมิดังกล่าวให้สูงขึ้น เช่น เป็น 500°C (2 เท่า) 1000 °C เพื่อเพิ่มระดับการขยายตัวให้มากขึ้น จะได้ผลลัพธ์ในด้านที่ปลอดภัย
- 4) ขั้นที่ 3 คือการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกให้แก่ฐานรากจนกระหั้นถึงจุดวิกฤต ในขั้นตอนนี้เป็นการใส่น้ำหนักเพิ่มเติมไปเรื่อยๆ จนกว่าฐานรากจะวิกฤต เพื่อเป็นการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักสูงสุดของฐานราก การใส่แรงในขั้นตอนนี้จะใช้วิเคราะห์แบบ Displacement Control โดยใส่ค่าการเคลื่อนตัวให้แก่ฐานรากในตำแหน่งของเสา แล้วคำนวณค่าแรงที่เกิดขึ้น

การใส่แรงให้แก่แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ในแต่ละขั้นนั้น จะต้องทำตามลำดับก่อนหลังให้ถูกต้อง จะไม่ใส่ไปพร้อมๆ กัน หรือทำข้ามลำดับ ทั้งนี้เนื่องจากผลการวิเคราะห์ที่ได้จากขั้นตอนการวิเคราะห์ได้ฯ เช่น หน่วยแรง รอยร้าว ความเครียดที่บริเวณต่างๆ ของแบบจำลองจะต้องถูก carry over ไปเป็นสภาพเริ่มต้นของโครงสร้างสำหรับการวิเคราะห์ในขั้นตอนต่อไป ดังนั้นลำดับขั้นตอนการวิเคราะห์จึงเป็นสิ่งสำคัญที่ต้องดำเนินการวิเคราะห์ให้ได้ตามนั้น

เนื่องจากการวิเคราะห์ทั้ง 3 ขั้นตอนเป็นการวิเคราะห์ในระดับที่ยากและมีความซับซ้อน อีกทั้งการวิเคราะห์ในลักษณะนี้ต้องอาศัยพุทธิกรรมแบบไร้เชิงเส้น ซึ่งอาจเกิดความแปรปรวนของการวิเคราะห์ตลอดจนเสถียรภาพในการคำนวณ ซึ่งโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ที่มีอยู่ในปัจจุบันอาจมีข้อจำกัด ดังนั้นที่ปรึกษาจึงพิจารณาการวิเคราะห์เป็น 2 กรณีคือ

- 1) การวิเคราะห์แบบ 2 ขั้นตอน โดยพิจารณาเฉพาะการวิเคราะห์ในขั้นตอนที่ 2 และ 3 ซึ่งจะนำไปสู่ผลการศึกษาว่า น้ำหนักบรรทุกในขั้นตอนที่ 1 มีความสำคัญต่อการวิเคราะห์มากน้อยเพียงใด
- 2) การวิเคราะห์แบบ 3 ขั้นตอน พิจารณาการวิเคราะห์ทั้ง 3 ขั้นตอนดังที่ได้อธิบาย

#### 13.4.2.1 การวิเคราะห์แบบ 2 ขั้นตอน

การวิเคราะห์ไฟในตัวอเลิมานต์แบบ 2 ขั้นตอน มีวัตถุประสงค์หลักเพื่อศึกษาการขยายตัวของคอนกรีตและผลกระทบที่เกิดขึ้น เพื่อดูพฤติกรรมพื้นฐานที่แบบจำลองไฟในตัวอเลิมานต์สามารถทำนายได้ ในการวิเคราะห์แบบ 2 ขั้นตอนเริ่มต้นจากการใส่อุณหภูมิเพื่อจำลองการขยายตัวและรอยร้าวที่เกิดขึ้นในฐานราก หลังจากนั้นจึงเป็นการวิเคราะห์การใส่น้ำหนักบรรทุกแนวตั้งให้แก่ฐานรากจนถึงจุดวิกฤติ

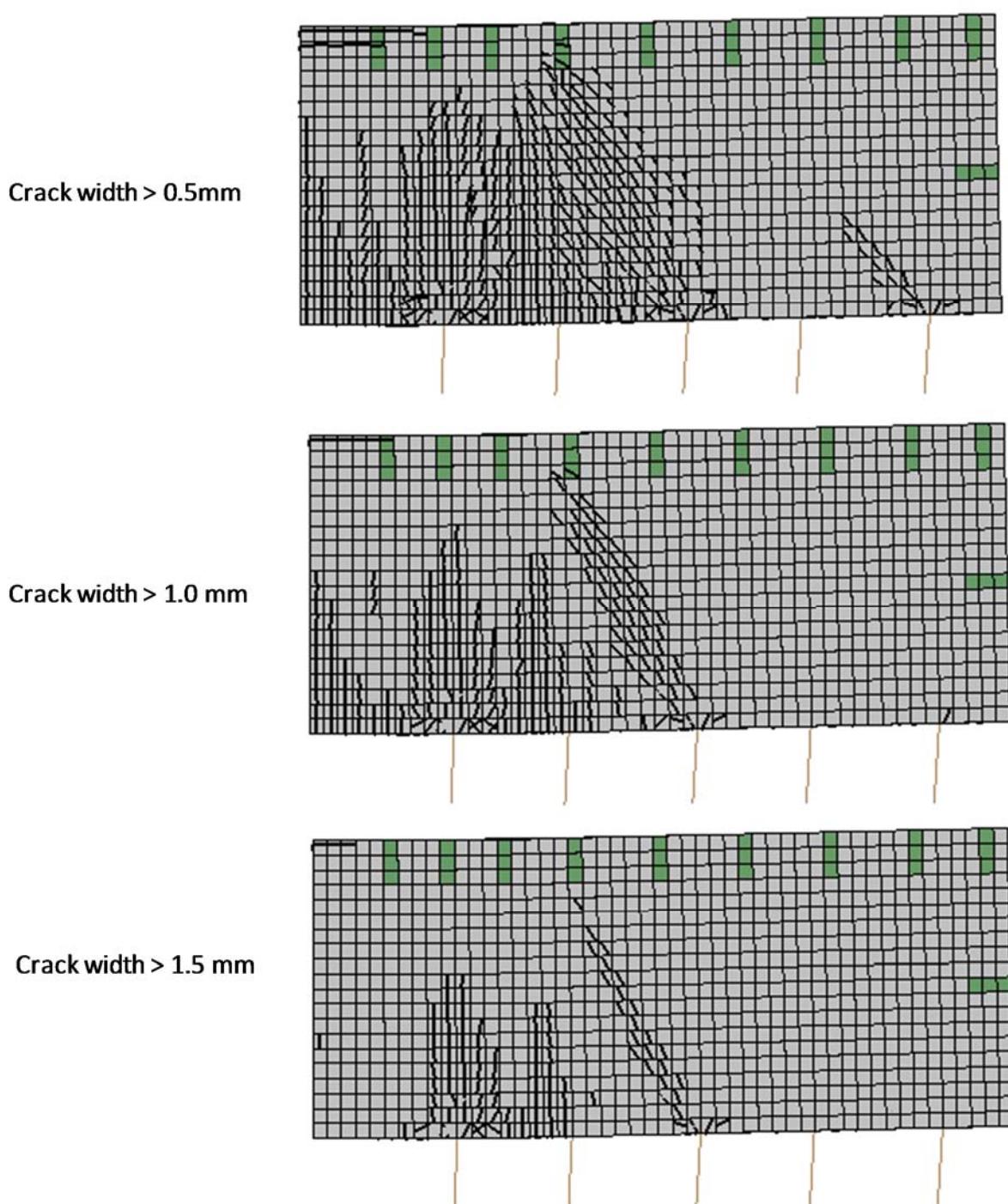
##### ผลการวิเคราะห์ฐานรากที่ไม่มีรอยร้าว

ในกรณีวิเคราะห์แรกสุดนี้ จะทำการวิเคราะห์ไฟในตัวอเลิมานต์ของฐานรากที่ไม่มีรอยร้าว ซึ่งจะไม่จำลองการขยายตัวของฐานรากโดยใช้อุณหภูมิ แต่จะใส่แรงแนวทำแนวตั้งแก่ฐานรากเพียงขั้นตอนเดียวจนฐานรากถึงจุดวิกฤติ ทั้งนี้ผลการวิเคราะห์ในกรณีจะใช้เป็นกรณีอ้างอิงความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากที่ไม่เกิดความเสียหายเนื่องจากรอยร้าว และสามารถนำไปเปรียบเทียบกับกรณีวิเคราะห์อื่นๆ ที่จำลองรอยร้าวที่เกิดจากการขยายตัวต่อไป

รูปที่ 13.46 แสดงรอยร้าวที่ได้จากการวิเคราะห์ฐานรากภายใต้แรงแนวตั้งจนถึงจุดวิกฤติ โดยแสดงรอยร้าวที่มีขนาดความกว้างต่างๆ กัน ได้แก่ รอยร้าวที่มีความกว้างเกิน 0.5 มม., 1.0 มม. และ 1.5 มม. ตามลำดับ จะเห็นได้ว่าที่จุดวิกฤติ รอยร้าวที่เกิดขึ้นจะปรากฏทั้งรอยร้าวดัดและรอยร้าวนิ่่อน โดยรอยร้าวดัดจะแสดงเป็นรอยร้าวดึง เกิดขึ้นที่ผิวด้านล่างบริเวณกึ่งกลางของฐานราก ส่วนรอยร้าวนิ่อนจะแสดงเป็นรอยร้าวเอียงเกิดขึ้นในช่วงการเฉือนซึ่งอยู่ระหว่างจุดกึ่งกลางของฐานรากและเสาเข็มตันนอก

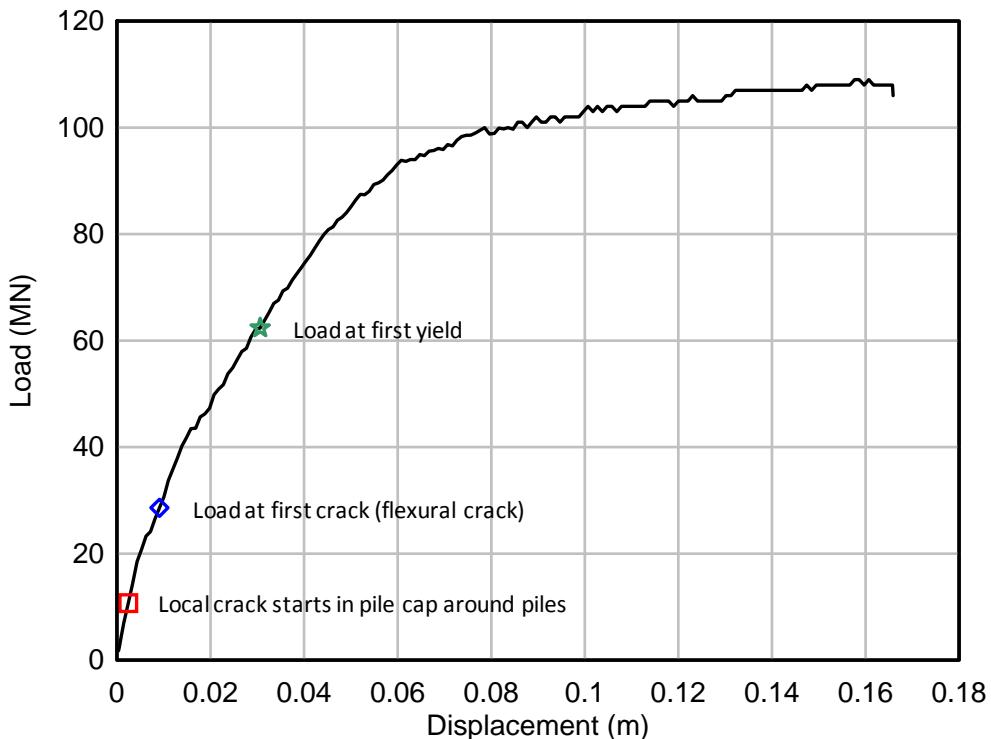
ตารางที่ 13.1 ระยะเคลื่อนตัว และน้ำหนักบรรทุกต่างๆ ของฐานราก 40/16 ที่ไม่มีรอยร้าวล่วงหน้า

	Load (kN)	Displacement (mm)
Local cracks starts in pile cap around piles	3,684	0.86
Load at first crack (flexural crack)	27,345	12.94
Load at first yield	34,500	19.78
Ultimate load	92,784	162.72



รูปที่ 13.46 รอยร้าวที่เกิดขึ้นในฐานราก 40/16 ที่ ultimate loading กรณีที่ไม่มีรอยร้าวล่วงหน้า

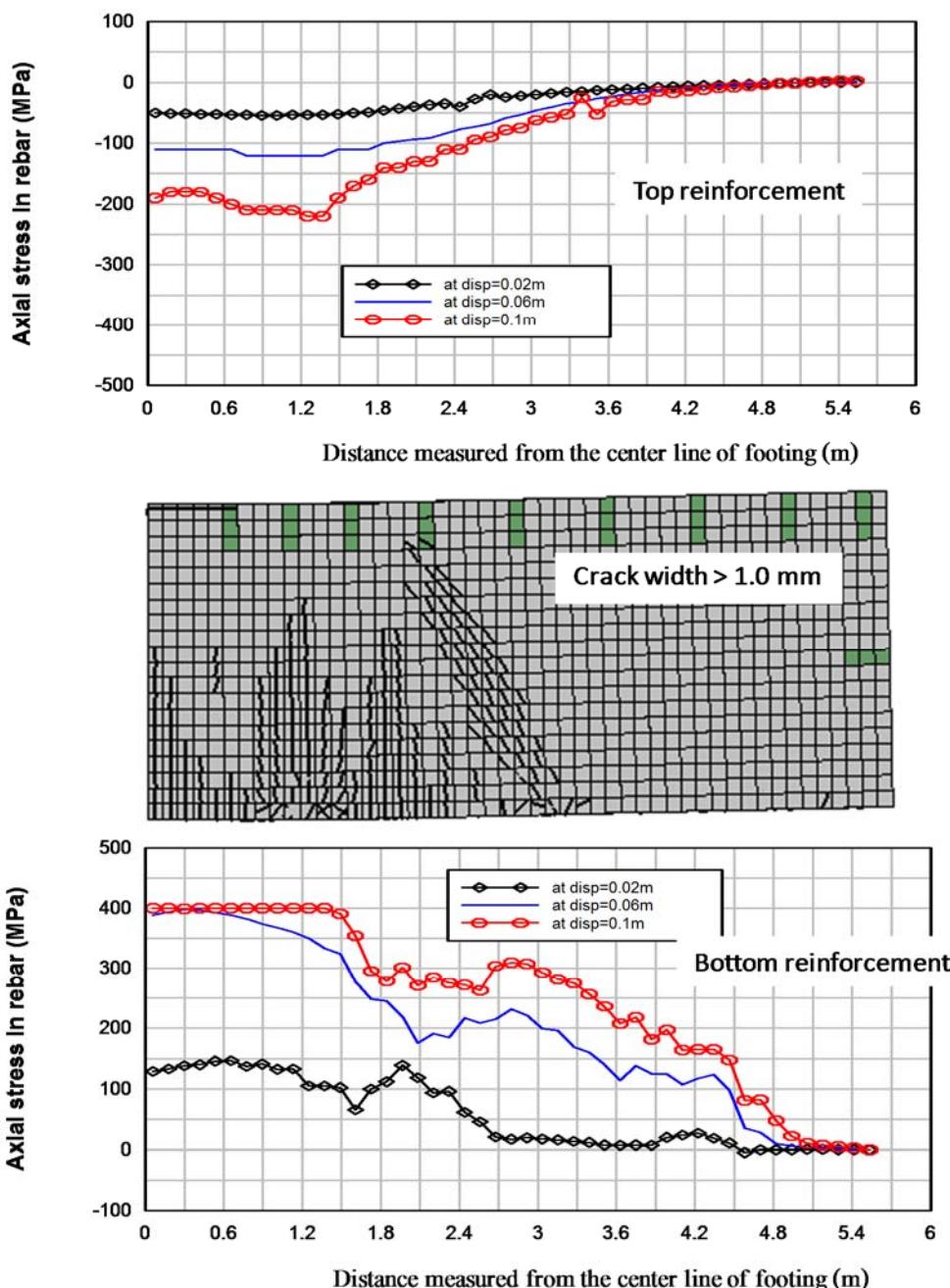
รูปที่ 13.47 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก และการเคลื่อนตัวของฐานราก 40/16 กรณีที่ไม่มีรอยร้าวล่วงหน้า โดยได้ระบุถึงน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดรอยร้าวที่ฐานรากในบริเวณรอบๆ เสาเข็ม, น้ำหนักบรรทุกแรกสุดที่ทำให้เกิดรอยร้าวดัด และน้ำหนักบรรทุกที่เหล็กเสริมล่างเริ่มถึงจุดคราก



รูปที่ 13.47 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะเคลื่อนตัวของฐานราก 40/16 กรณีที่ไม่มีรอยร้าว ล่างหน้า

รูปที่ 13.48 แสดงหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมบนและเหล็กเสริมล่างของฐานราก โดยค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นนี้จะพิจารณาที่ค่าระยะแอลอนตัวของฐานราก 3 ค่าคือ 20 มม., 60 มม. และ 100 มม. ตามลำดับ จากผลการวิเคราะห์พบว่าหน่วยแรงในเหล็กเสริมบนสูงสุดที่เกิดขึ้นเมื่อค่าเท่ากับ 200 MPa ซึ่งเป็นหน่วยแรงอัด (compressive stress) ค่าหน่วยแรงดังกล่าวมีค่าน้อยกว่ากำลังครากของเหล็กเสริม (ในที่นี้กำลังคราก = 400 MPa) หน่วยแรงในเหล็กเสริมรับแรงอัดซึ่งไม่ถึงจุดครากนั้น ก็เป็นไปตามทฤษฎีการรับแรงดัดขององค์อาคารนั้น เนื่องจากที่ผิวนมีค่าอนตัวรับแรงอัดเป็นหลักอยู่แล้ว ดังนั้นเหล็กเสริมรับแรงอัดจะมีค่าหน่วยแรงไม่ถึงจุดคราก

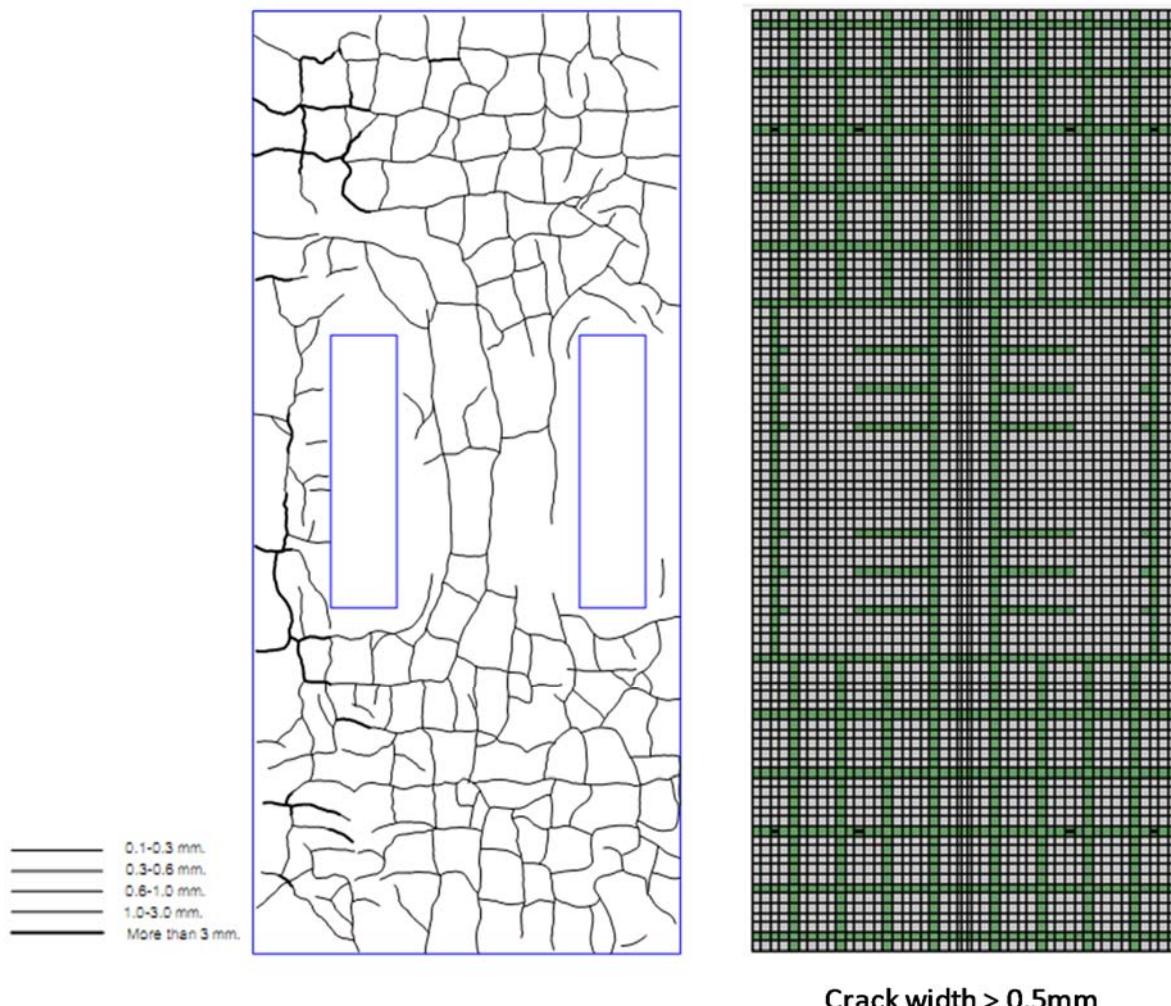
สำหรับหน่วยแรงในเหล็กเสริมล่าง พบร่วมกับค่าหน่วยแรงดึง ซึ่งสอดคล้องกับทฤษฎีการรับแรงดัด และหน่วยแรงในเหล็กเสริมรับแรงดึงเมื่อค่าเท่ากับ 400 MPa หรือกำลังครากของเหล็กเสริมที่ระยะแอลอนตัวเท่ากับ 60 มม. แต่ฐานรากยังคงรับน้ำหนักต่อไปได้อีก และเมื่อระยะแอลอนตัวที่กึ่งกลางฐานรากมีค่าเท่ากับ 100 มม. บริเวณที่หน่วยแรงในเหล็กเหล็กมีค่าเท่ากับกำลังครากก็มีการขยายตัวออกจากกึ่งกลาง ไปยังบริเวณปลายของฐานราก



รูปที่ 13.48 หน่วยแรงในเหล็กเสริมบน และเหล็กเสริมล่าง ของฐานราก 40/16 กรณีที่ไม่มีรอยร้าวล่วงหน้า

การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของฐานรากที่มีรอยร้าว (จำลองโดยใช้อุณหภูมิ =  $500^{\circ}\text{C}$ )

ในการวิเคราะห์ฐานรากภายใต้น้ำหนักบรรทุก 2 ขั้นตอน ในกรณีแรกนี้จะจำลองการขยายตัวของฐานรากโดยใช้อุณหภูมิ =  $500^{\circ}\text{C}$  ซึ่งเป็นสองเท่าของอุณหภูมิที่เหมาะสม ผลการวิเคราะห์ไฟในตัวอัลเมนต์สำหรับรอยร้าวที่เกิดขึ้นในฐานรากแสดงใน รูปที่ 13.49 ซึ่งพบว่าในกรณีนี้ มีรอยร้าวที่ได้จากการวิเคราะห์มีขนาดและปริมาณที่น้อยกว่าจาก crack mapping ที่บันทึก ดังนั้นจึงทำการวิเคราะห์ใหม่ โดยเพิ่มอุณหภูมิในการวิเคราะห์ให้มากขึ้น



รูปที่ 13.49 การเปรียบเทียบรอยร้าวที่เกิดจากการขยายตัวโดยใช้ค่าอุณหภูมิ =  $500^{\circ}\text{C}$  กับ crack mapping ที่บันทึกได้

การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของฐานรากที่มีรอยร้าว (จำลองโดยใช้อุณหภูมิ =  $1,000^{\circ}\text{C}$ ,  $1,100^{\circ}\text{C}$ ,  $1,200^{\circ}\text{C}$ ,  $2,000^{\circ}\text{C}$ )

จากการวิเคราะห์ไฟในต่อเอลิเมนต์ซึ่งใช้น้ำหนักเชิงอุณหภูมิ  $500^{\circ}\text{C}$  พบร่วมกับรอยร้าวในฐานรากน้อยเมื่อเปรียบเทียบกับ crack mapping ที่บันทึกได้ ดังนั้นจึงได้มีอุณหภูมิที่ใช้ในการวิเคราะห์ให้มากขึ้นโดยเพิ่มอุณหภูมิเป็น  $1000^{\circ}\text{C}$  ผลการวิเคราะห์รอยร้าวที่เกิดขึ้นภายใต้อุณหภูมิ  $1000^{\circ}\text{C}$  แสดงในรูปที่ 13.50 ซึ่งพบร่วมรอยร้าวที่ได้จากการวิเคราะห์ใกล้เคียงกับ crack mapping มากขึ้น

ดังนั้นสำหรับการวิเคราะห์ภายใต้น้ำหนักบรรทุก 2 ขั้นตอน จะพิจารณากรณีที่ใช้อุณหภูมิ  $1000^{\circ}\text{C}$  ซึ่งเป็นค่าอุณหภูมิที่สูงกว่า  $250^{\circ}\text{C}$  ถึง 4 เท่าแต่เป็นกรณีที่ไม่มีการใส่น้ำหนักบรรทุกที่สภาวะใช้งาน ภายหลังจากที่จำลองการขยายตัวด้วยน้ำหนักเชิงอุณหภูมิ =  $1000^{\circ}\text{C}$  แล้ว ในขั้นตอนต่อมาเป็นการใส่น้ำหนักแนวตั้งให้แก่ฐานราก ณ ตำแหน่งของเสาตอนม่อ ผลการวิเคราะห์หน่วยแรงที่เกิดขึ้นเหล็กเสริมบนและเหล็กเสริมล่างแสดงในรูปที่ 13.51 ซึ่งจะเห็นได้ว่าภายใต้การขยายตัวที่เกิดขึ้น นอกจากจะทำให้เกิดรอยร้าวขึ้นในฐานรากแล้ว ยังทำให้เกิดหน่วยแรงทั้งในเหล็กเสริมบนและเหล็กเสริมล่างด้วย

จาก รูปที่ 13.51 แสดงการแปรผันของหน่วยแรงในเหล็กเสริมบนและเหล็กเสริมล่างภายใต้น้ำหนักบรรทุกแนวตั้งที่ค่าการแอนตัวต่างๆ กัน จากราฟจะเห็นหน่วยแรงในเหล็กเสริมบนที่การแอนตัว 0.02 m. ซึ่งแสดงถึงค่าเริ่มต้นของหน่วยแรงที่คงค้างจากน้ำหนักบรรทุกเชิงอุณหภูมิในขั้นตอนน้ำหนักบรรทุกก่อนหน้า จะสังเกตเห็นว่าหน่วยแรงในเหล็กเสริมบนเป็นหน่วยแรงดึง แต่ไม่มีค่าไม่สมมำ่เสมอตลอดแนวความยาวของฐานราก โดยหน่วยแรงดึงมีค่าสูงที่ตำแหน่งที่เกิดรอยร้าวที่ผิวนอกของฐานราก การที่เหล็กเสริมบนมีหน่วยแรงดึงเกิดขึ้นในเหล็กเสริมน่องจากผลของการขยายตัวหรือบรวมตัวของฐานรากดึงให้เหล็กเสริมบนเกิดแรงดึง แต่เนื่องจากเกิดรอยร้าวขึ้นที่ผิวนอก ทำให้หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมในตำแหน่งที่มีรอยร้าวมีค่าสูงกว่าหน่วยแรงดึงที่ตำแหน่งอื่นๆ เมื่อฐานรากได้รับแรงกระทำในแนวตั้งเพิ่มขึ้น จะทำให้ฐานรากมีระยะแอนตัวที่เพิ่มขึ้นเป็น 0.06 m. และ 0.1 m. ตามลำดับดังแสดงในกราฟ ซึ่งทำให้หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมบนเปลี่ยนไป โดยค่าหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นในช่วงแรกๆ มีค่าลดลงและเปลี่ยนเป็นหน่วยแรงอัดตามค่าระยะแอนตัวที่เพิ่มขึ้น โดยเฉพาะอย่างยิ่งที่ตำแหน่งที่มีรอยร้าว หน่วยแรงดึงเริ่มแรกได้กล้ายเป็นหน่วยแรงอัด และมีค่าถึงจุดคราก (หน่วยแรง = -400 MPa) ที่ตำแหน่งของรอยร้าว

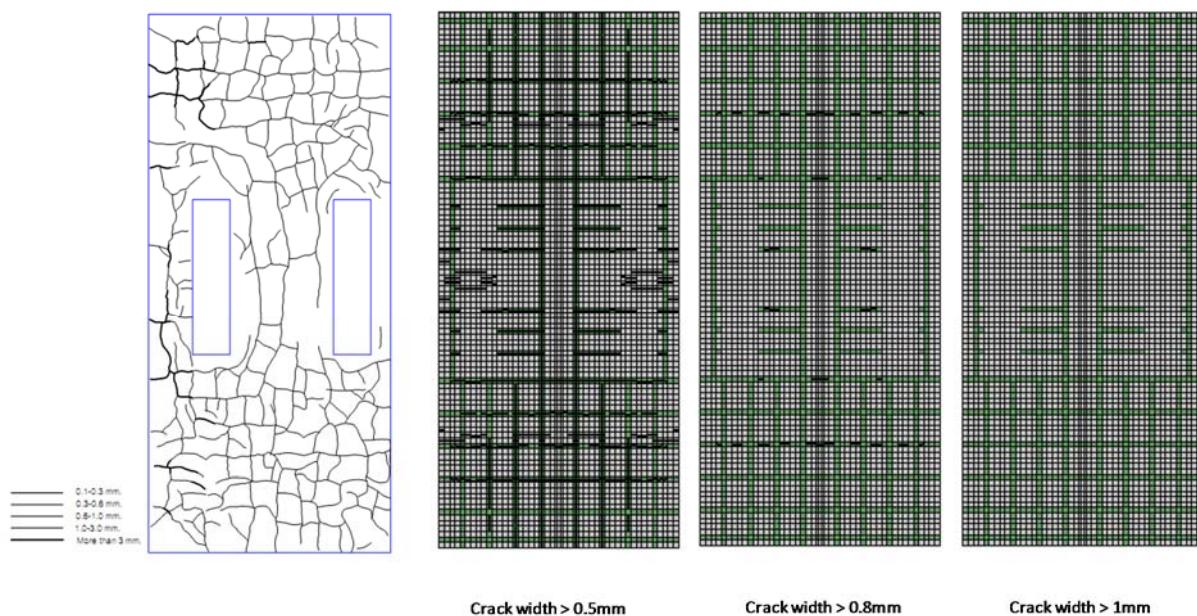
สำหรับเหล็กเสริมล่างจะสังเกตว่าหน่วยแรงในเหล็กเสริมเป็นหน่วยแรงดึงเช่นกัน แต่มีความแตกต่างจากเหล็กเสริมบน สำหรับเหล็กเสริมล่างหน่วยแรงที่เกิดขึ้นมีค่าเท่ากับจุดคราก (หรือ 400 MPa) และมีค่าค่อนข้างที่จะคงที่ตลอดความยาวของฐานราก หน่วยแรงที่เกิดขึ้นเป็นแรงดึงเนื่องจากการขยายตัวของฐานราก ทำให้เหล็กเสริมเกิดการยืดตัวแล้วทำให้เกิดแรงดึงขึ้นในเหล็กเสริม ดังนั้นอาจกล่าวได้ว่าในสภาวะปัจจุบันนี้ สำหรับฐานรากที่มีรอยร้าวประภูมิอยู่ ณ ขณะนี้ เหล็กเสริมทั้งเหล็กเสริมบนและเหล็กเสริมล่างอยู่ในสภาวะที่ถูกดึงจนเกิดหน่วยแรงดึงขึ้นในเหล็กเสริมแล้ว ซึ่งอาจมีข้อสงสัยว่าเมื่อเหล็กเสริมได้รับแรงดึงอยู่ก่อนหน้าดังนี้แล้ว จะทำให้ความสามารถในการรับแรงดึงสูญเสียไปหรือไม่

แต่จากการวิเคราะห์ไฟในต่อเอลิเมนต์พบว่า เมื่อเพิ่มแรงกระทำในแนวตั้ง จะทำให้ฐานรากมีระยะแอนตัวที่เพิ่มขึ้น แต่หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมที่มีค่าถึงจุดครากแล้วในช่วงต้น กลับยังคงมีค่าเท่าเดิม ไม่สามารถเพิ่มขึ้นมากกว่าเดิมได้ และไม่ลดลงเนื่องจากเมื่อฐานรากได้รับแรงแนวตั้งจะทำให้ผิวล่างเกิดการยืดตัวหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมล่างไม่เพิ่มขึ้น เมื่อพิจารณาการผลการวิเคราะห์แรงแนวตั้งและระยะเคลื่อนตัว (ซึ่งจะ

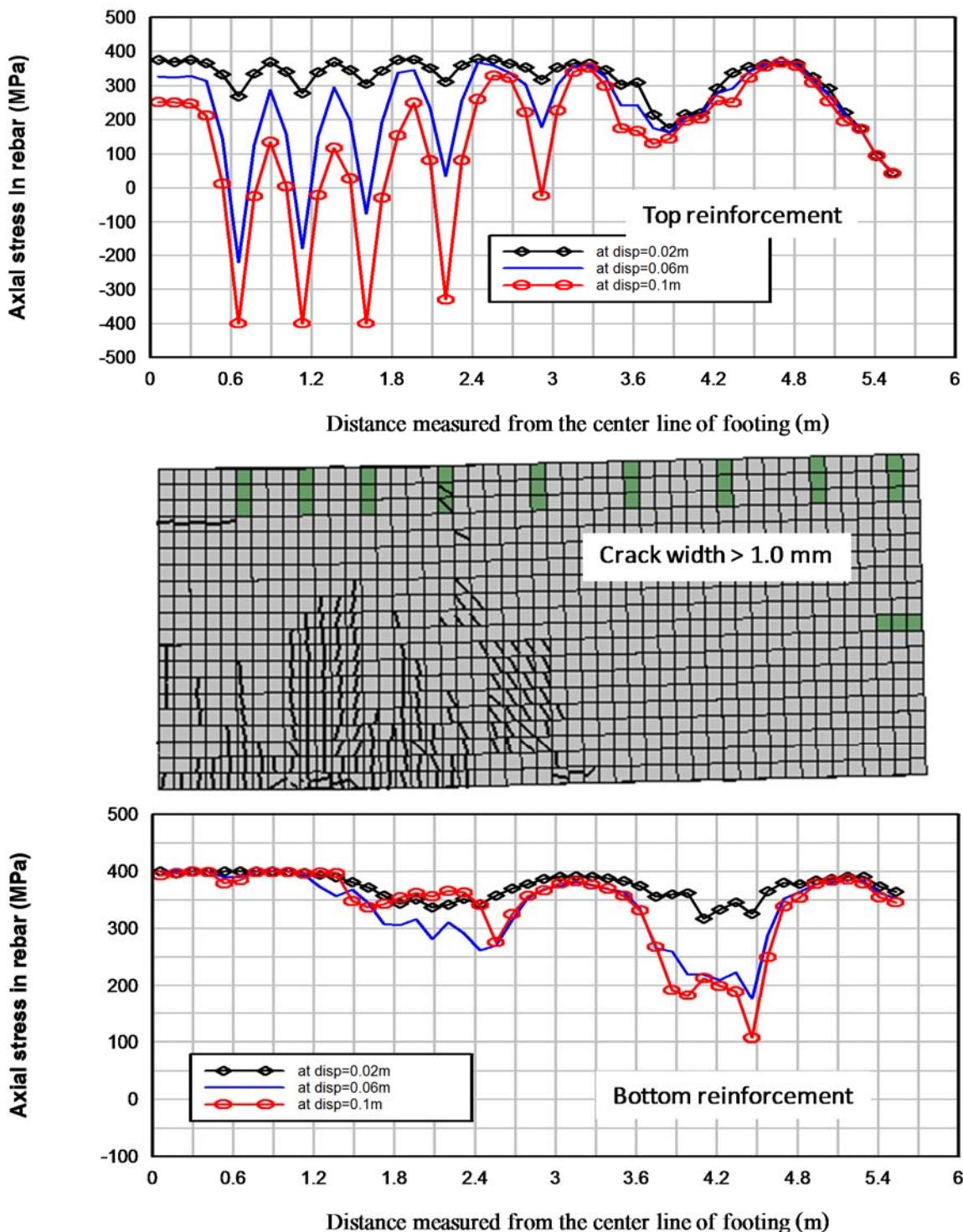
นำเสนอในหัวข้อดังไป) พบว่ากำลังรับน้ำหนักของฐานรากไม่ลดลงแม้ว่าหน่วยแรงในเหล็กเสริมล่าง (ซึ่งเป็นเหล็กเสริมหลักที่ใช้ด้านแรงที่เกิดขึ้นเมื่อฐานรากมีการแฉ่นตัว) ซึ่งที่ปรึกษาได้วิเคราะห์กลไกการต้านแรงของฐานรากทั้งที่มีและไม่มีรอยร้าว เพื่อนำไปสู่ข้อสรุปกำลังรับน้ำหนักของฐานรากในโครงการนี้ต่อไป

เมื่อเปรียบเทียบพฤติกรรมการรับแรงและหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมบนและเหล็กเสริมล่าง พบร่วมกันระหว่างฐานรากที่ไม่มีรอยร้าวและฐานรากที่มีรอยร้าว โดยสำหรับฐานรากที่ไม่มีรอยร้าวนั้น หน่วยแรงในเหล็กเสริม (ทั้งเหล็กเสริมบนและเหล็กเสริมล่าง) มีค่าเริ่มต้นเป็นศูนย์ แต่สำหรับฐานรากที่มีรอยร้าวนั้น หน่วยแรงในเหล็กเสริมไม่เริ่มจากศูนย์แต่มีหน่วยแรงคงค้างจากขั้นตอนการขยายตัว ซึ่งทำให้เกิดหน่วยแรงดึงดันทั้งในเหล็กเสริมบนและเหล็กเสริมล่าง โดยขนาดของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นอาจมีค่าสูงถึงจุดครากของเหล็กเสริม กล่าวอีกนัยหนึ่งคือ หากจะตัดการขยายตัวของฐานรากมีค่ามากจะทำให้หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมมีค่าสูงมากตามไปด้วย เหล็กเสริมจึงอยู่ในสภาพที่ครากแล้ว อย่างไรก็ตามลักษณะการแปรผันของหน่วยแรงในเหล็กเสริมบนและเหล็กเสริมล่างมีความแตกต่างกัน โดยหน่วยแรงในเหล็กเสริมล่างจะมีความคงที่ตลอดฐานราก แต่หน่วยแรงในเหล็กเสริมบนจะมีการกระจายแบบมีค่าสูงสุดเป็นระยะๆ ตามตำแหน่งที่เกิดรอยร้าว

การวิเคราะห์หรือศึกษาการแปรผันของหน่วยแรงในเหล็กเสริมจะทำให้เกิดความเข้าใจในพฤติกรรมและกลไกการรับน้ำหนักของฐานรากในสภาพที่มีรอยร้าว และจะนำไปสู่ความเข้าใจในกำลังรับน้ำหนักของฐานรากต่อไป

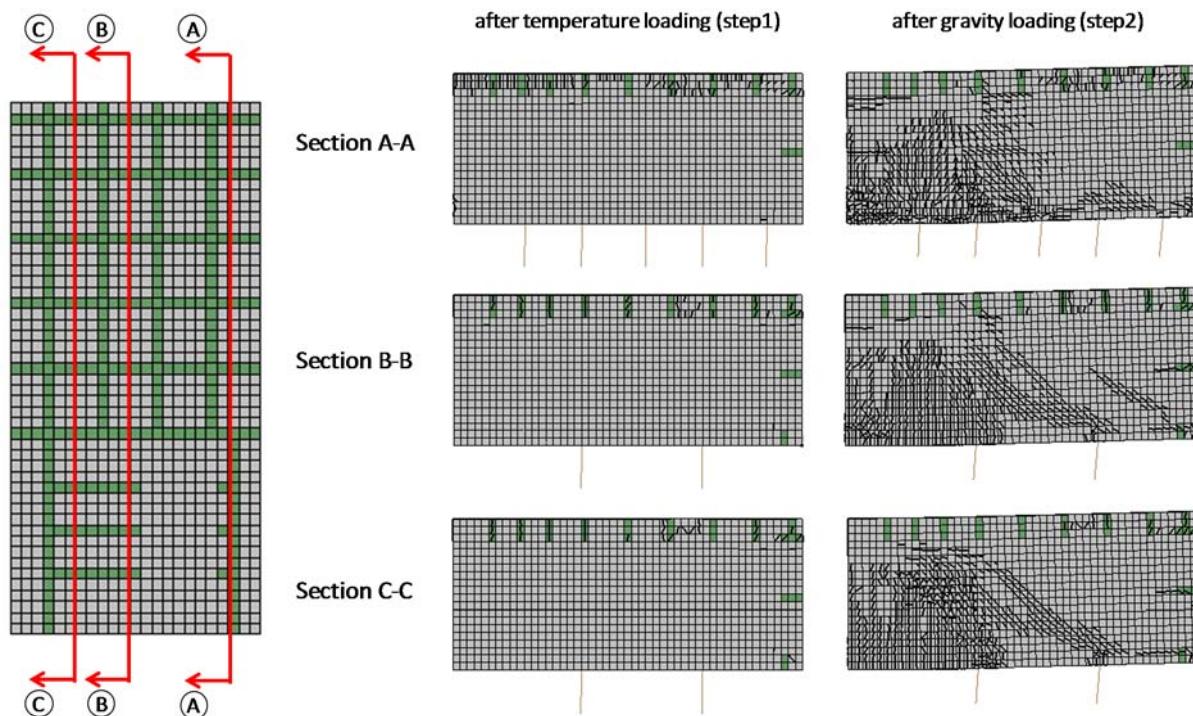


รูปที่ 13.50 การเปรียบเทียบปริมาณรอยร้าวที่เกิดขึ้นจากการขยายตัวที่อุณหภูมิ = 1,000°C กับ crack mapping



รูปที่ 13.51 การแบ่งผังของหน่วยแรงในเหล็กเสริมบน และเหล็กเสริมล่าง ของฐานราก 40/16 ที่มีรอยร้าว ล่วงหน้าจากน้ำหนักเชิงอุณหภูมิ  $= 1,000^{\circ}\text{C}$  ภายใต้น้ำหนักแนวตั้ง

รูปที่ 13.52 แสดงให้เห็นถึงรอยร้าวที่เกิดขึ้นใน section ต่างๆ ของฐานราก แสดงให้เห็นทั้งรอยร้าวที่เกิดขึ้นภายหลังน้ำหนักน้ำหนักบรรทุกเชิงอุณหภูมิ (ขั้นตอนที่ 1) และที่เกิดขึ้นภายหลังน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง (ขั้นตอนที่ 2)

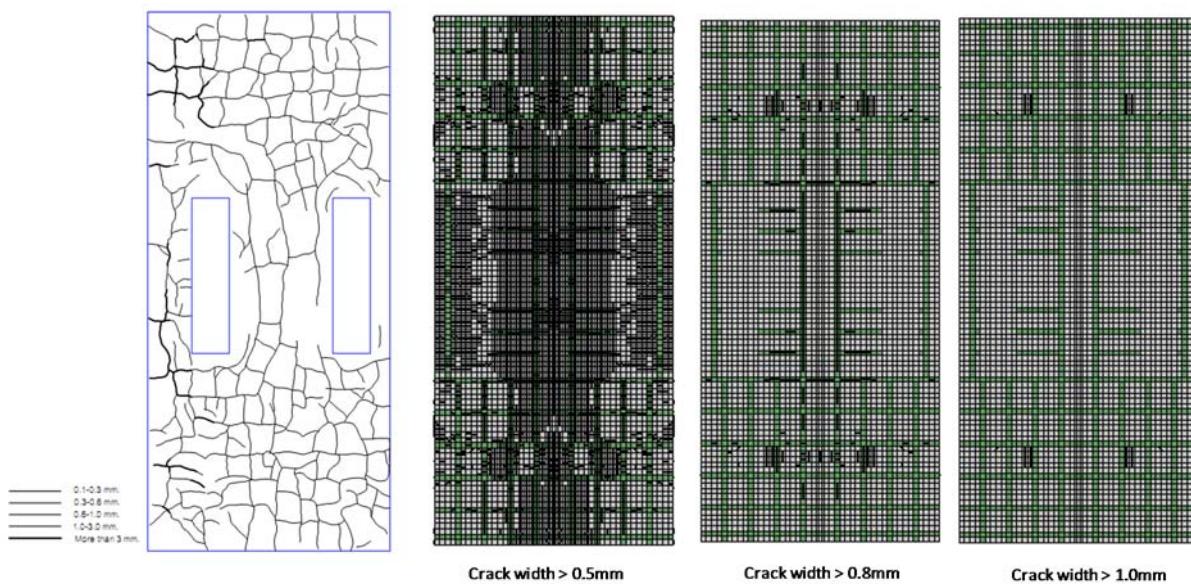


รูปที่ 13.52 รอยร้าวที่เกิดขึ้นภายหลังน้ำหนักบรรทุกเชิงอุณหภูมิ และภายหลังน้ำหนักบรรทุกที่จุดวิกฤต (แสดงรอยร้าวที่มีความกว้างมากกว่า 0.3 มม.)

ก่อนที่จะอธิบายกลไกการรับน้ำหนักของฐานราก ที่ปรึกษาได้ทำการวิเคราะห์ฐานรากภายใต้การขยายตัวเนื่องจากน้ำหนักเชิงอุณหภูมิ เพื่อศึกษาลักษณะการกระจายตัวและขนาดของรอยร้าวที่เกิดขึ้น สำหรับอุณหภูมิที่ศึกษาเพิ่มเติมได้แก่  $1,100^{\circ}\text{C}$ ,  $1,200^{\circ}\text{C}$ ,  $1,500^{\circ}\text{C}$  และ  $2,000^{\circ}\text{C}$  ผลการวิเคราะห์รอยร้าวแสดงในรูปที่ 13.53 รูปที่ 13.54 และ รูปที่ 13.55 และ รูปที่ 50 ตามลำดับ

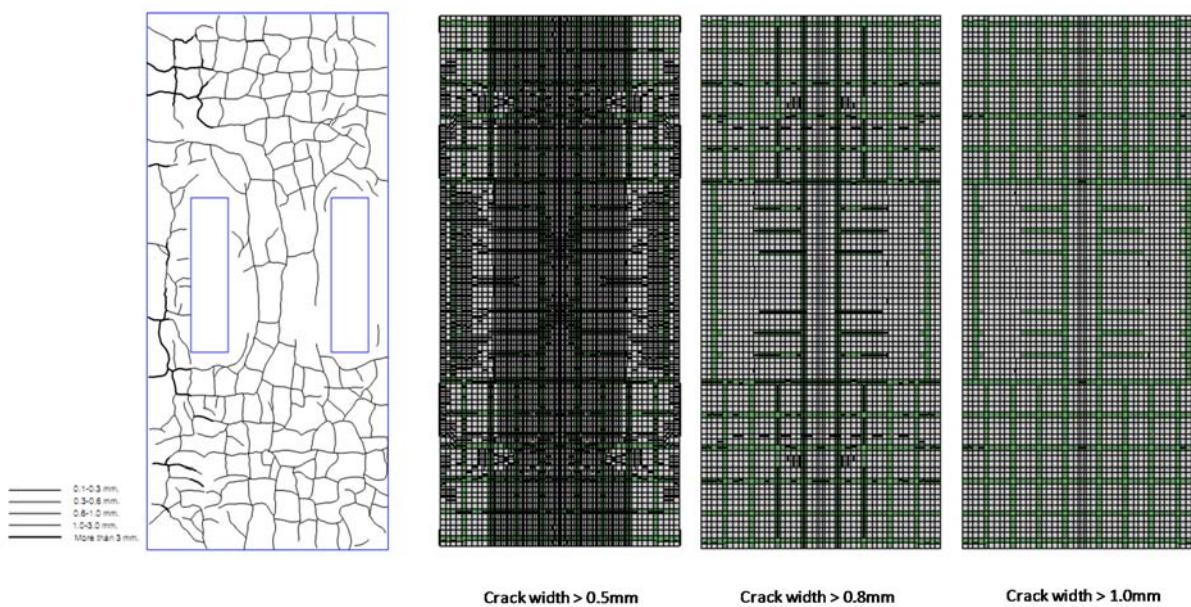
จากการวิเคราะห์รอยร้าวเหล่านี้พบว่า เมื่ออุณหภูมิที่ใช้เท่ากับ  $1,100^{\circ}\text{C}$  จะพบรอยร้าวที่มีความกว้างระหว่าง 0.5 และ 0.8 มม. เป็นปริมาณที่มากกว่ารอยร้าวจาก crack mapping

เมื่อเพิ่มอุณหภูมิที่ใช้เป็น  $1,200^{\circ}\text{C}$  รอยร้าวที่มีความกว้างเกิน 0.8 มม. ขึ้นไปมีจำนวนที่ใกล้เคียงกับ crack mapping แต่จำนวนรอยร้าวที่มีความกว้างระหว่าง 0.5 มม. ถึง 0.8 มม. มีจำนวนมากกว่าเมื่อเทียบกับ crack mapping ดังแสดงในรูปที่ 13.54 ในทำงดังนี้ เมื่ออุณหภูมิที่ใช้เพิ่มขึ้นเป็น  $1,500^{\circ}\text{C}$  รอยร้าวที่มีความกว้างเกิน 0.5 มม., 1.0 มม. และ 1.5 มม. มีจำนวนมากกว่าที่พบใน crack mapping ดังแสดงในรูปที่ 13.55

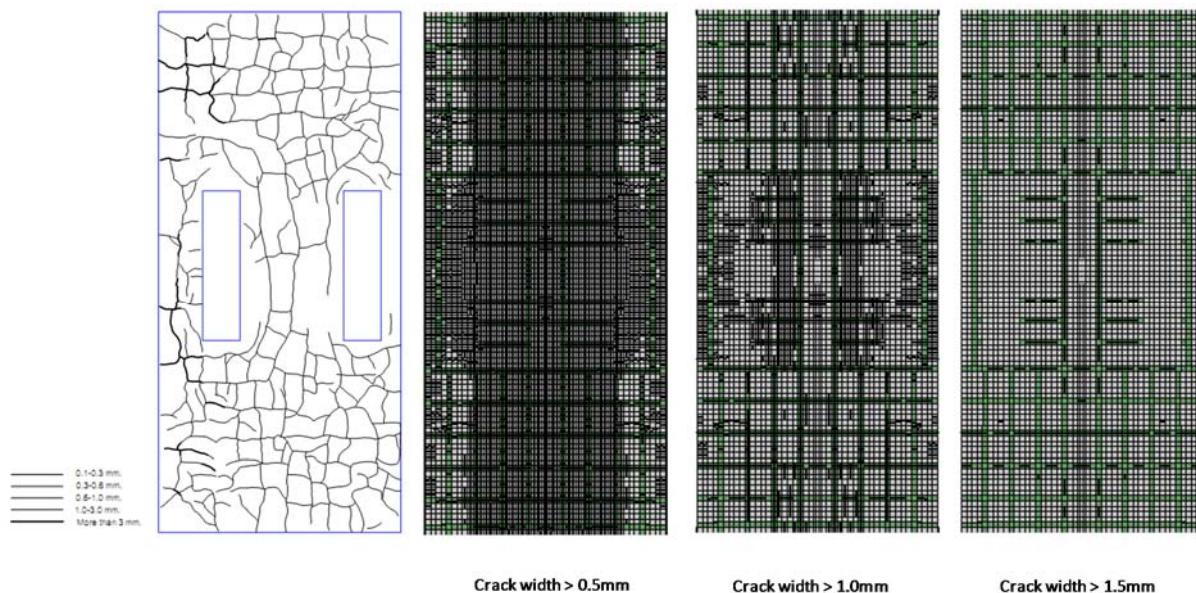


รูปที่ 13.53 การเปรียบเทียบรอยร้าวที่เกิดจากการขยายตัว (อุณหภูมิ =  $1,100^{\circ}\text{C}$ ) กับ crack mapping

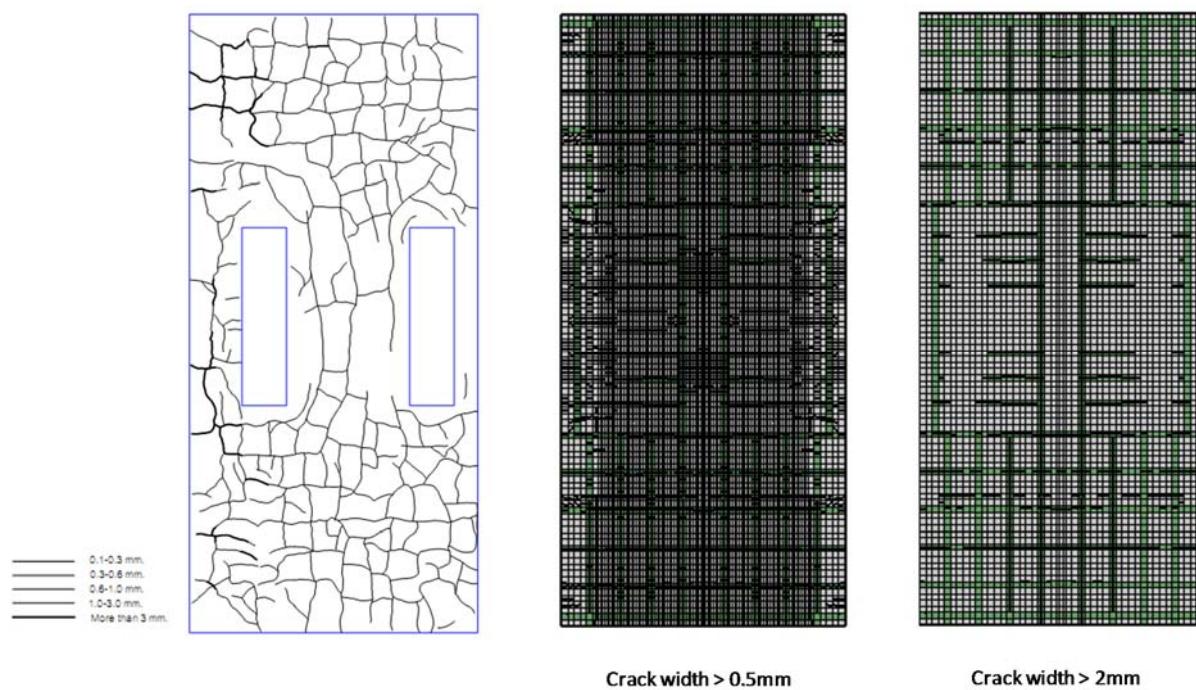
สำหรับการวิเคราะห์ที่ใช้อุณหภูมิเท่ากับ  $2,000^{\circ}\text{C}$  ดังรูปที่ 13.56 พบร่วมกับจำนวนและความกว้างของรอยร้าวมากกว่า crack mapping เป็นจำนวนมาก จากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์โดยการเปลี่ยนอุณหภูมิที่ใช้ในการทำให้ฐานรากขยายตัวและสร้างรอยร้าวให้เกิดขึ้นในคอนกรีต ในการวิเคราะห์แบบน้ำหนักบรรทุก 2 ขั้น พบว่า อุณหภูมิที่เหมาะสมที่ใช้ในการสร้างรอยร้าวให้ได้ใกล้เคียงกับ crack mapping มีค่าเท่ากับ  $1,000^{\circ}\text{C}$  อย่างไรก็ตามจะพิจารณาถึงอุณหภูมิที่เหมาะสมสมอีกรั้งหนึ่ง เมื่ออธิบายถึงการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบน้ำหนักบรรทุก 3 ขั้นตอน



รูปที่ 13.54 การเปรียบเทียบรอยร้าวที่เกิดจากการขยายตัว (อุณหภูมิ =  $1,200^{\circ}\text{C}$ ) กับ crack mapping



รูปที่ 13.55 การเปรียบเทียบรอยร้าวที่เกิดจากการขยายตัว (อุณหภูมิ =  $1,500^{\circ}\text{C}$ ) กับ crack mapping

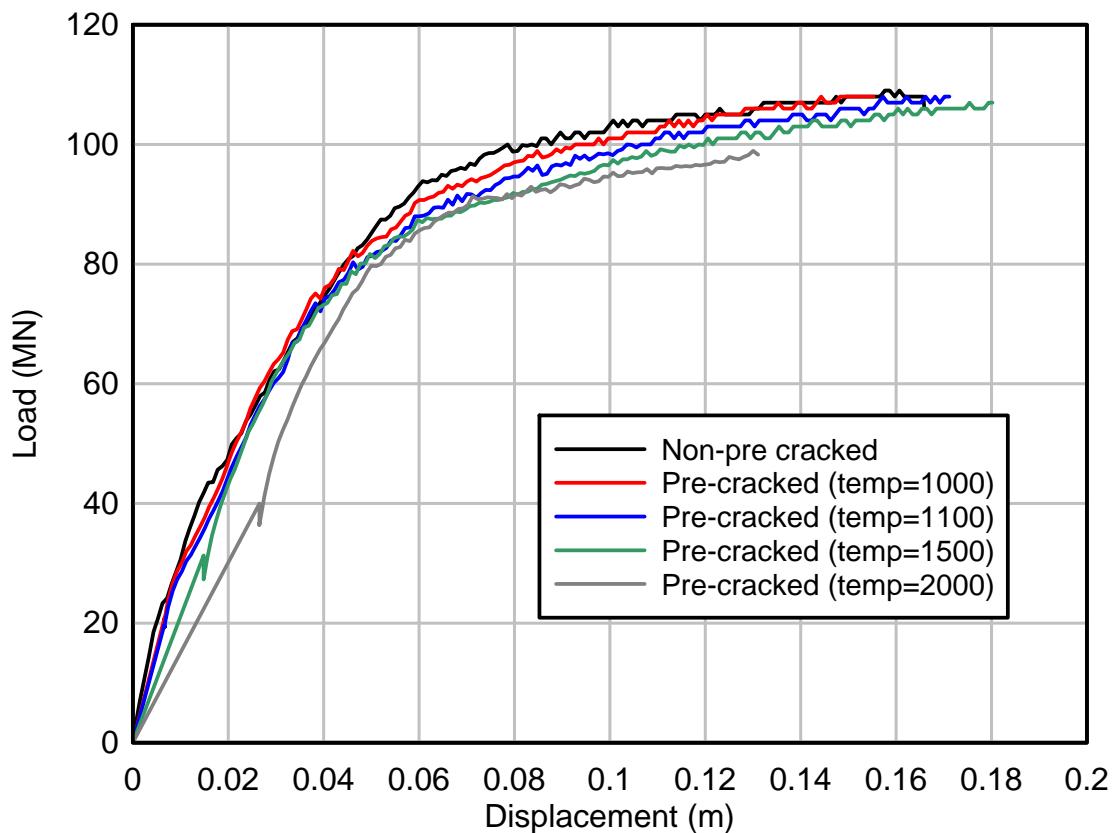


รูปที่ 13.56 การเปรียบเทียบรอยร้าวที่เกิดจากการขยายตัว (อุณหภูมิ =  $2,000^{\circ}\text{C}$ ) กับ crack mapping

ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ในรูปแบบเส้นโค้งที่ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะแอ่นตัวของฐานราก แสดงใน รูปที่ 13.57 โดยเส้นกราฟแสดงการเปรียบเทียบในกรณีต่างๆ ได้แก่ กรณีฐานรากที่ไม่มีรอยร้าว และฐานรากที่มีรอยร้าวที่เกิดจากการขยายตัวซึ่งจำลองโดยน้ำหนักเชิงอุณหภูมิค่าต่างๆ ได้แก่  $1100^{\circ}\text{C}$   $1200^{\circ}\text{C}$   $1500^{\circ}\text{C}$  และ  $2000^{\circ}\text{C}$

จากการวิเคราะห์พบว่า กำลังรับน้ำหนักของฐานรากที่มีรอยร้าวไม่ลดลง หรือมีการลดลงที่น้อยมากเมื่อเทียบกับกำลังรับน้ำหนักของฐานรากที่ไม่มีรอยร้าว โดยการลดลงได้กล่าวคิดเป็นไม่ถึง 10% ของกำลังรับน้ำหนักของฐานรากที่ไม่มีรอยร้าวแม้ว่าจะมีระดับการขยายตัวของฐานรากที่สูงมากจนทำให้หน่วยแรงในเหล็กเสริมตั้งต้นมีค่าถึงจุดครากก็ตาม

ผลการวิเคราะห์ที่เป็นที่น่าสังเกตว่า ฐานรากที่แม้ว่าจะได้รับความเสียหายจากการอยู่ร้าวในระดับที่รุนแรง และมีหน่วยแรงในเหล็กเสริมบนและเหล็กเสริมล่างในระดับที่สูงถึงจุดคราก กลับไม่ทำให้กำลังรับน้ำหนักของฐานรากลดลงอย่างมีนัยสำคัญ ข้อมูลการวิเคราะห์นี้บ่งชี้ให้เห็นว่าความเสียหายที่เกิดจากการอยู่ร้าวที่ตรวจพบในฐานรากนี้ไม่มีผลกระทบต่อกำลังรับน้ำหนักของฐานราก อย่างไรก็ตามจำเป็นจะต้องศึกษาถึงสาเหตุที่ทำไม่รอยร้าวและหน่วยแรงที่เกิดขึ้นถึงไม่ทำให้กำลังรับน้ำหนักของฐานรากลดลง ซึ่งสาเหตุดังกล่าวมีความเกี่ยวข้องกับกลไกการรับน้ำหนักของฐานราก ซึ่งจะได้อธิบายในหัวข้อถัดไปภายหลังจากที่ได้ทำการวิเคราะห์การรับแรงแบบ 3 ขั้นตอนแล้ว



รูปที่ 13.57 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะเคลื่อนตัวของฐานราก 40/16

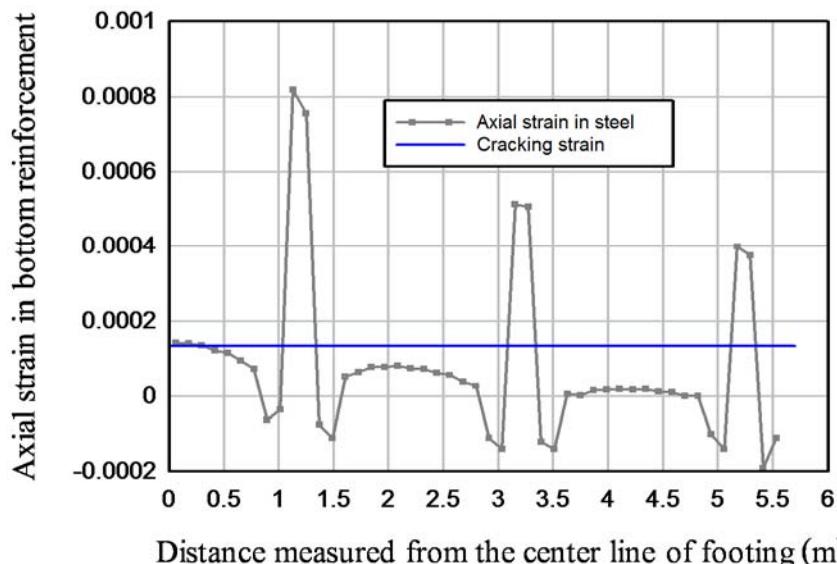
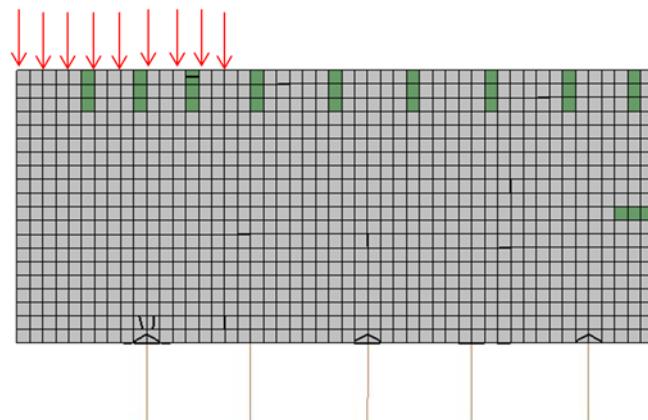
#### 13.4.2.2 การวิเคราะห์ฐานรากภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบ 3 ขั้นตอน

การวิเคราะห์ฐานรากภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบ 3 ขั้นตอนนั้นเป็นการวิเคราะห์ที่ใกล้เคียงสมจริงมากที่สุด แต่ก็มีความซับซ้อนมากที่สุดเช่นกัน ใน การวิเคราะห์ฐานรากภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบ 3 ขั้นตอนนี้ จะให้น้ำหนักบรรทุกใช้งาน (น้ำหนักคงที่และน้ำหนักจร.) กระทำต่อฐานรากก่อนที่จะใส่น้ำหนักเชิงอุณหภูมิเพื่อสร้างการขยายตัวในฐานราก ดังนั้นในการวิเคราะห์แบบ 3 ขั้นตอนนี้ ก่อนที่จะทำให้ฐานรากขยายตัว จะนำแรง

กระทำซึ่งเป็นน้ำหนักที่ส่วนของฐานกระทำต่อฐานรากก่อน ซึ่งผลของน้ำหนักใช้งานที่ใส่เข้าไปในขั้นตอนนี้ จะทำให้เกิดความเครียดและหน่วยแรงในฐานรากในตำแหน่งต่างๆ ของฐานราก จนนั้นจึงเป็นการใส่น้ำหนักเชิงอุณหภูมิให้แก่ฐานรากและน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งจนถึงจุดที่ฐานรากวิบัติเป็นขั้นตอนตามลำดับต่อไป

#### การวิเคราะห์ฐานรากภายใต้น้ำหนักใช้งาน (service loading) (ขั้นตอนที่ 1)

จากการวิเคราะห์ไฟโนร์เตลิเมนต์ พบว่าภายใต้น้ำหนักบรรทุกใช้งานในขั้นตอนที่ 1 เกิดรอยร้าวขึ้นในฐานรากที่ตำแหน่งของเสาเข็ม เมื่อพิจารณากราฟแสดงค่าความเครียดในเหล็กเสริมล่างดังแสดงใน รูปที่ 13.58 พบว่าความเครียดของเหล็กเสริมมีค่าสูงกว่าค่าความเครียดแตกร้าว (cracking strain) ของคอนกรีต ซึ่งสอดคล้องกับรอยร้าวที่เกิดขึ้นในตำแหน่งดังกล่าว จากกราฟจะเห็นได้ว่า ณ ตำแหน่งที่เกิดรอยร้าว ค่าความเครียดในเหล็กเสริมจะแสดงให้เห็นพฤติกรรม localization อย่างชัดเจนในบริเวณที่เกิดรอยร้าวด้วย ซึ่งเป็นจุดที่ความเครียดในเหล็กเสริมมีค่าสูงขึ้นมากกว่าบริเวณที่อยู่ข้างเคียง



รูปที่ 13.58 ความเครียดในเหล็กเสริมล่างของฐานราก ภายใต้น้ำหนักในขั้นตอนที่ 1 (น้ำหนักใช้งาน)

การวิเคราะห์ฐานรากภายใต้น้ำหนักเชิงอุณหภูมิ (*thermal loading*) โดยใช้อุณหภูมิ  $250^{\circ}\text{C}$  (ขั้นตอนที่ 2)

ในขั้นตอนที่ 2 ของการวิเคราะห์น้ำหนักบรรทุก 3 ขั้นตอน เป็นการวิเคราะห์ฐานรากภายใต้น้ำหนักเชิงอุณหภูมิ เพื่อจำลองการขยายตัวของฐานรากและสร้างรอยร้าวให้เกิดขึ้นจากการบวมตัวของคอนกรีต ซึ่งจากผลการวิเคราะห์ได้อธิบายไว้ในหัวข้อ 13.4.1.1 ซึ่งจากการวิเคราะห์พบว่า อุณหภูมิที่ที่ใช้ในการจำลองรอยร้าวล่วงหน้าให้มีความใกล้เคียงกับ crack mapping และผลการทำ load test มากที่สุด มีค่าเท่ากับ  $250^{\circ}\text{C}$

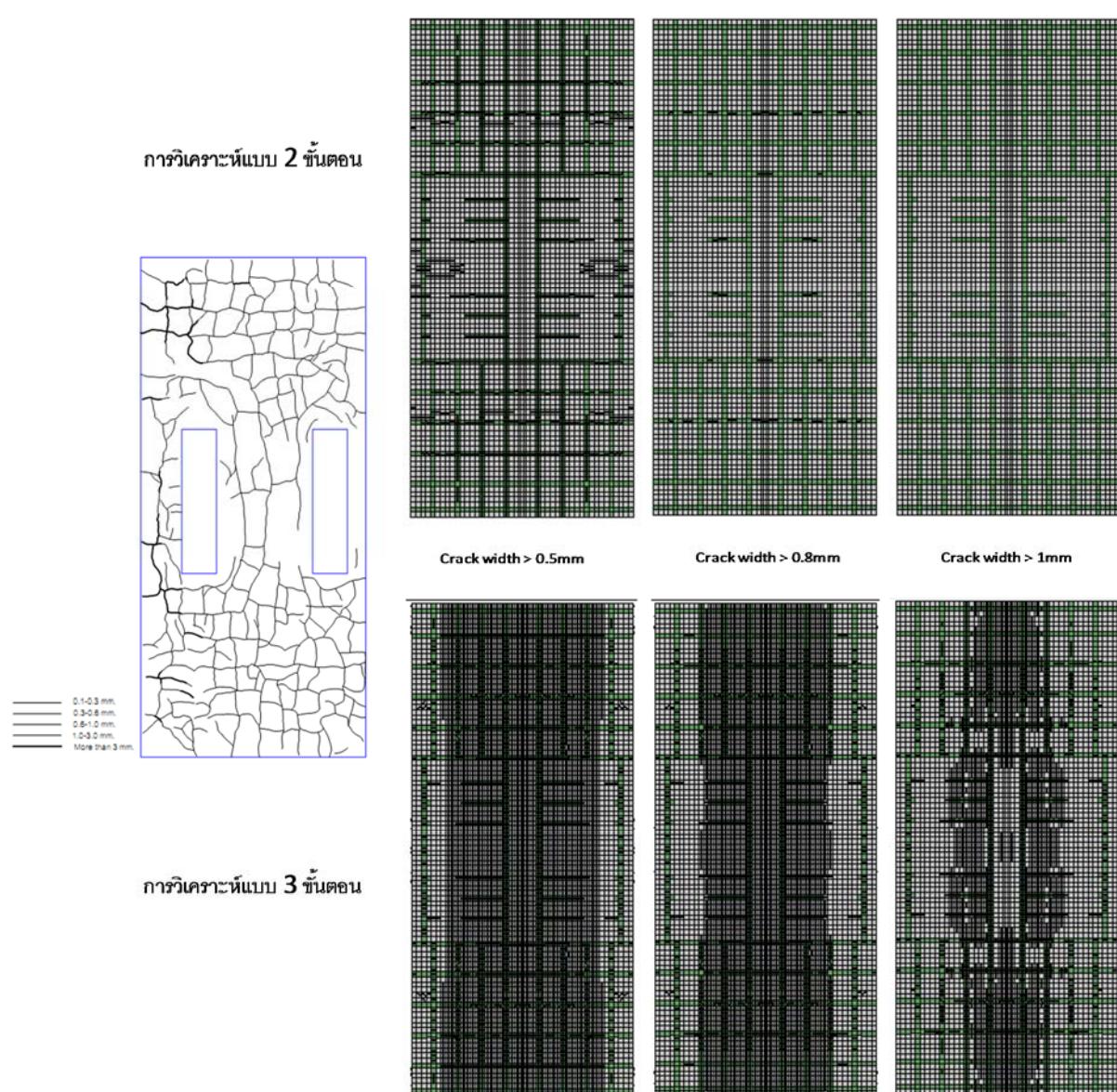
อย่างไรก็ตาม เมื่อเปรียบเทียบในขั้นตอนการวิเคราะห์ฐานรากภายใต้น้ำหนักเชิงอุณหภูมนั้น พบร้า อุณหภูมิที่ใช้ในการจำลองรอยร้าวล่วงหน้าให้มีปริมาณ และความกว้างของรอยร้าวที่ใกล้เคียงกับ crack mapping เมื่อทำการวิเคราะห์แบบน้ำหนักบรรทุก 2 ขั้นตอน และการวิเคราะห์แบบ 3 ขั้นตอนพบว่า อุณหภูมิที่ใช้ในการสร้างรอยร้าวให้ใกล้เคียงกับ crack mapping ที่บันทึกได้นั้นมีค่าแตกต่างกัน โดยในการวิเคราะห์แบบ 2 ขั้นตอนอุณหภูมิที่สามารถจำลองรอยร้าวได้ใกล้เคียงกับ crack mapping เท่ากับ  $1,000^{\circ}\text{C}$  แต่ในการวิเคราะห์แบบ 3 ขั้นตอนนั้น อุณหภูมิที่สามารถจำลองรอยร้าวได้ใกล้เคียงกับ crack mapping เท่ากับ  $250^{\circ}\text{C}$  ซึ่งเป็นผลมาจากการที่ คอนกรีตและเหล็กเสริมในฐานรากได้รับหน่วยแรงและและความเครียดในช่วงน้ำหนักใช้งาน ก่อนที่จะมีการบวมตัวของคอนกรีต ซึ่งเป็นการยืนยันให้เห็นว่าการวิเคราะห์แบบ 3 ขั้นตอนได้ผลลัพธ์ที่ใกล้เคียงกับสภาพจริงที่เกิดขึ้นของฐานราก รูปที่ 13.59 แสดงให้เห็นถึงรอยร้าวที่ได้จากการวิเคราะห์แบบ 2 ขั้นตอน และ 3 ขั้นตอน เปรียบเทียบกับ crack mapping

การวิเคราะห์ความเครียดของเหล็กเสริมและการขยายตัวของฐานรากภายใต้น้ำหนักเชิงอุณหภูมิ (*thermal loading*) โดยใช้อุณหภูมิ  $= 1,000^{\circ}\text{C}$

แม้ว่าการวิเคราะห์แบบ 3 ขั้นตอนจะได้ผลลัพธ์ว่า ค่ารอยร้าวที่ใกล้เคียงกับ crack mapping มากที่สุดเกิดขึ้นเมื่ออุณหภูมิที่ใช้ในการสร้างการขยายตัวมีค่าเท่ากับ  $250^{\circ}\text{C}$  ซึ่งในศึกษานี้ จะพิจารณาใช้ค่า อุณหภูมนี้ในการสร้างการขยายตัวของฐานรากเพื่อจะนำไปวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของฐานราก ณ สถานะปัจจุบันต่อไป

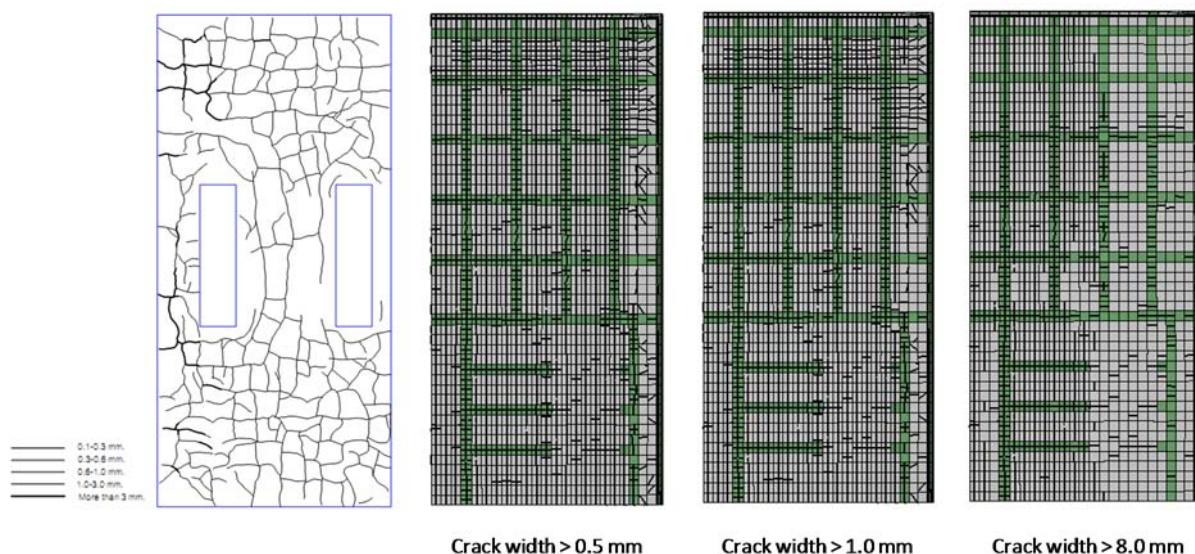
อย่างไรก็ตามประเด็นที่สำคัญอีกประเด็นหนึ่งที่ต้องพิจารณาคือ การขยายตัวของฐานรากที่อาจจะเกิดขึ้นเพิ่มเติมในอนาคต ซึ่งหากฐานรากมีการขยายตัวที่เพิ่มขึ้น ก็จะทำให้ความเครียดในเหล็กเสริมมีค่าเพิ่มขึ้น ตาม และหากความเครียดของเหล็กเสริมที่เกิดจากการขยายตัวมีค่าสูงขึ้นมากๆ ก็อาจจะทำให้เหล็กเสริมขาด และทำให้ฐานรากเกิดการวินาศีตามมาได้ ประเด็นนี้เป็นประเด็นสำคัญที่ที่ปรึกษาได้ตั้งไว้ เนื่องจากจะมีผลการวิจัยในประเทศไทยญี่ปุ่น พบว่า การบวมตัวของโครงสร้างที่เกิดจากปฏิกิริยา ASR นั้นสามารถทำให้เหล็กเสริมขาดที่ปริมาณของอัตรา

ดังนั้น ใน การวิเคราะห์การขยายตัวของฐานรากเพื่อศึกษาค่าความเครียดจะปรับเพิ่มค่าอุณหภูมิเป็น  $1000^{\circ}\text{C}$  เพื่อพิจารณากรณีที่ฐานรากเกิดการขยายตัวเพิ่มเติมในอนาคต และการปรับเพิ่มค่าอุณหภูมิถือว่าเป็นกรณีการวิเคราะห์แบบเหตุการณ์เลวร้าย (worst case scenario) ถือว่าเป็นการวิเคราะห์ในด้านที่ปลอดภัย

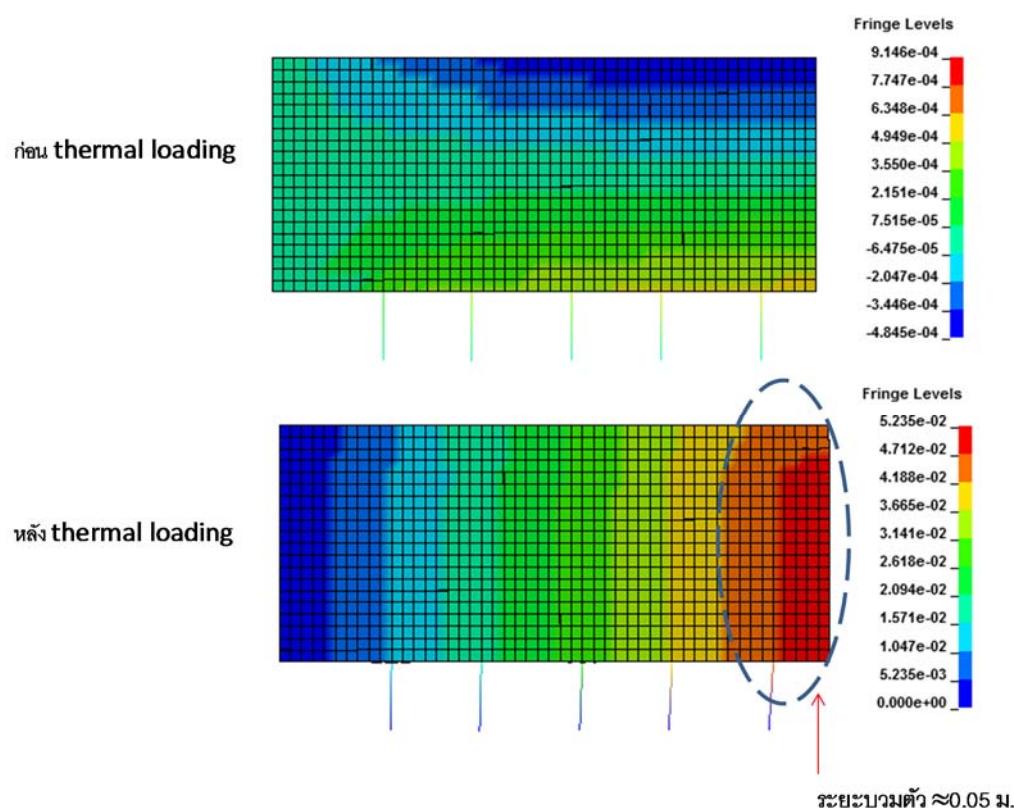


รูปที่ 13.59 เปรียบเทียบรอยร้าวที่ได้จากการวิเคราะห์แบบ 2 ชั้นตอน และ 3 ชั้นตอนที่อุณหภูมิ 1000°C เทียบกับ crack mapping

รูปที่ 13.60 แสดงรอยร้าวที่เกิดขึ้นจากการวิเคราะห์แบบ 3 ชั้นตอน ที่ใช้อุณหภูมิ 1,000°C จะเห็นได้ว่า รอยร้าวที่ได้จากการวิเคราะห์มีจำนวนและความกว้างมากกว่าเมื่อเทียบกับ crack mapping รูปที่ 13.61 แสดงค่าการขยายตัวของฐานรากที่ได้จากการวิเคราะห์ พ布ว่าระยะขยายตัวด้านข้างของฐานราก (หรือระดับการบวมตัว) ภายในน้ำหนักเชิงอุณหภูมิ 1,000°C มีค่าเท่ากับ 0.05 ม. (ซึ่งเป็นระยะบวมตัวด้านเดียว หรือครึ่งฐานราก) และจากการวิเคราะห์พบว่าที่การขยายตัวในระดับนี้ ค่าความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมล่างมีค่าอยู่ในช่วง 3600  $\mu\epsilon$  ถึง 10000  $\mu\epsilon$  ซึ่งเป็นระดับที่เกินจากระดับที่จุดครากไปแล้ว แต่ยังมีค่าไม่ถึงจุดขาด (Fracture point) ของเหล็กเสริม ซึ่งในการศึกษานี้ได้สมมุติค่าไว้ที่ 20000  $\mu\epsilon$  ดังนั้นที่ระดับการบวมตัวของคอนกรีตในระดับนี้ ยังไม่ทำให้เหล็กเสริมในฐานรากขาดแต่อย่างใด



รูปที่ 13.60 การเปรียบเทียบรอยร้าวกับ crack mapping โดยใช้น้ำหนักเชิงอุณหภูมิเท่ากับ  $1,000^{\circ}\text{C}$



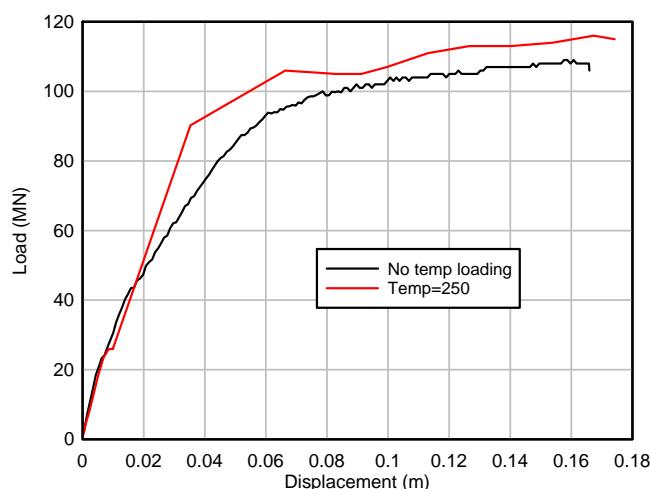
รูปที่ 13.61 ค่าการขยายตัวของคอนกรีตภายใต้น้ำหนักเชิงอุณหภูมิโดยใช้อุณหภูมิเท่ากับ  $1,000^{\circ}\text{C}$

การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของฐานรากภายใต้แรงตามแนวดิ่งจนถึงจุดวิกฤต (ขั้นตอนที่ 3)

การวิเคราะห์ในขั้นตอนสุดท้ายหรือขั้นตอนที่ 3 เป็นการให้น้ำหนักบรรทุกแก่ฐานรากจนถึงจุดวิกฤต โดยก่อนที่จะมาถึงการวิเคราะห์ในขั้นตอนนี้ ได้นำผลการวิเคราะห์จากขั้นตอนก่อนหน้า (ขั้นตอนที่ 2 น้ำหนักเชิง

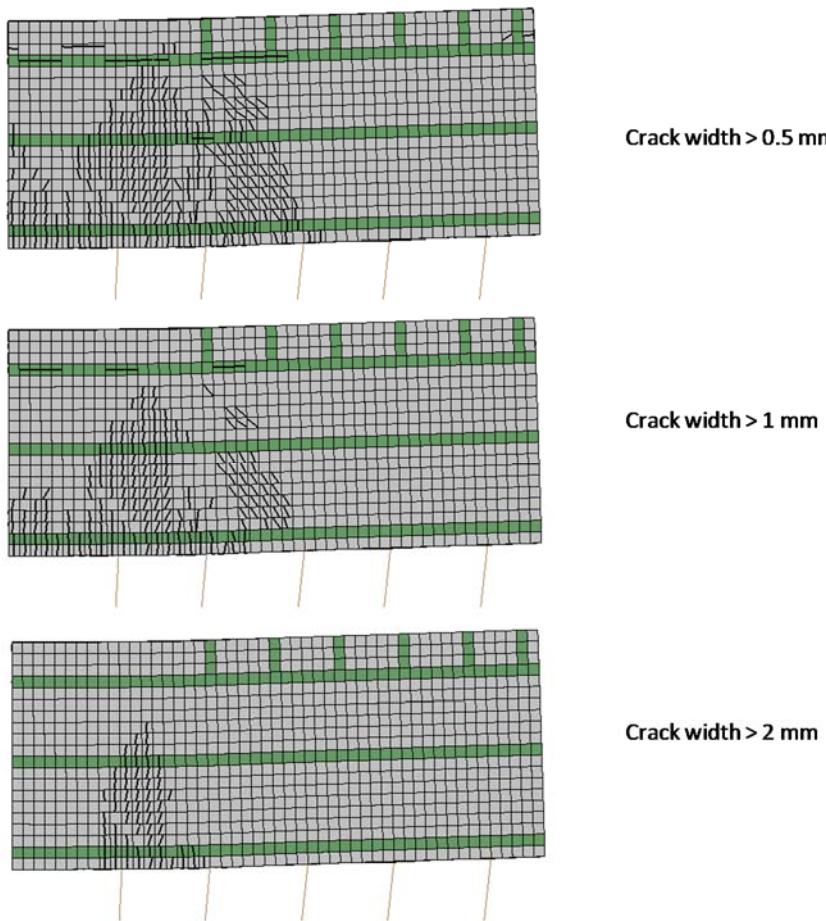
อุณหภูมิ) ได้แก่ หน่วยแรงและความเครียดที่เกิดขึ้นในคอนกรีตและเหล็กเสริมซึ่งเกิดจากการขยายตัวของคอนกรีตมาเป็นสภาพเริ่มต้น (initial condition) ของฐานราก จากนั้นทำการวิเคราะห์ฐานรากในขั้นตอนที่ 3 ซึ่งเป็นการให้น้ำหนักบรรทุกแรงแนวตั้ง กระทำต่อฐานรากจนถึงจุดวิกฤต สำหรับการวิเคราะห์ในหัวข้อนี้จะเป็นกรณีที่ใช้อุณหภูมิ  $= 250^{\circ}\text{C}$  ใน การวิเคราะห์ในขั้นตอนที่ 2 เนื่องจากค่าอุณหภูมิดังกล่าวได้รับการพิสูจน์แล้วว่าให้ค่าอยร้าว ความเครียด และการเคลื่อนตัวของฐานรากที่ใกล้เคียงกับ crack mapping และผลที่ได้จากการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุก

รูปที่ 13.62 แสดงเส้นกราฟกำลังรับน้ำหนักของฐานรากเทียบกับระยะแอลอนตัวของฐานราก เปรียบเทียบระหว่างฐานรากที่ไม่มีความเสียหายจากการอยร้าว และฐานรากที่ได้รับความเสียหายจากการอยร้าว (การขยายตัวของฐานรากเกิดจากอุณหภูมิ  $250^{\circ}\text{C}$ ) ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่ากำลังรับน้ำหนักของฐานรากไม่ลดลง เมื่อกลับมีค่าสูงขึ้นกว่าเดิมเล็กน้อย จากเส้นกราฟที่ได้แสดงให้เห็นว่าจากกำลังรับน้ำหนักจะไม่ลดลงแล้ว ค่าสติฟเนสของโครงสร้างก็ไม่ลดลงด้วย การวิเคราะห์นี้ได้แสดงให้เห็นว่าฐานรากที่ได้รับความเสียหายจากการอยร้าวยังคงรับน้ำหนักได้เทียบเท่ากับฐานรากที่ไม่มีความเสียหายจากการอยร้าว ซึ่งที่ปรึกษาจะได้อธิบายสาเหตุที่กำลังไม่ลดลงพร้อมทั้งข้อพิสูจน์ในเชิงการวิเคราะห์ต่อไป



รูปที่ 13.62 การเปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากภายใต้น้ำหนักบรรทุกในขั้นตอนที่ 3 ระหว่างฐานรากที่มีรอยร้าวล่วงหน้าจากอุณหภูมิ  $250^{\circ}\text{C}$  และฐานรากที่ไม่มีรอยร้าว

รูปที่ 13.63 แสดงร้อยร้าวดัด และร้อยร้าวเนื่องที่เกิดขึ้นในฐานราก ภายใต้น้ำหนักบรรทุกแรงแนวตั้งในขั้นตอนที่ 3 ที่น้ำหนักบรรทุกเท่ากับ 115.26 MN และค่าระยะแอลอนตัวที่กึ่งกลางฐานรากเท่ากับ 0.17 m. ในกรณีฐานรากที่มีความเสียหายจากการอยร้าว จากการวิเคราะห์พบว่าอยร้าวดัดที่เกิดขึ้นมีความกว้างเกิน 2 mm. ในขณะที่ร้อยร้าวเนื่องมีความกว้างของรอยร้าวโดยประมาณอยู่ระหว่าง 0.5 – 1.0 mm. ซึ่งถือว่าเป็นรอยร้าวที่มีความกว้างไม่น่าจะ ไม่ทำให้เกิดการวิบัติเนื่องแบบแรงดึงทแยง ซึ่งทำให้การถ่ายเทแรงเนื่องสามารถกระทำผ่านทางท่อนแรงอัด (strut) ตามหลักการของกลไก strut-and-tie ได้



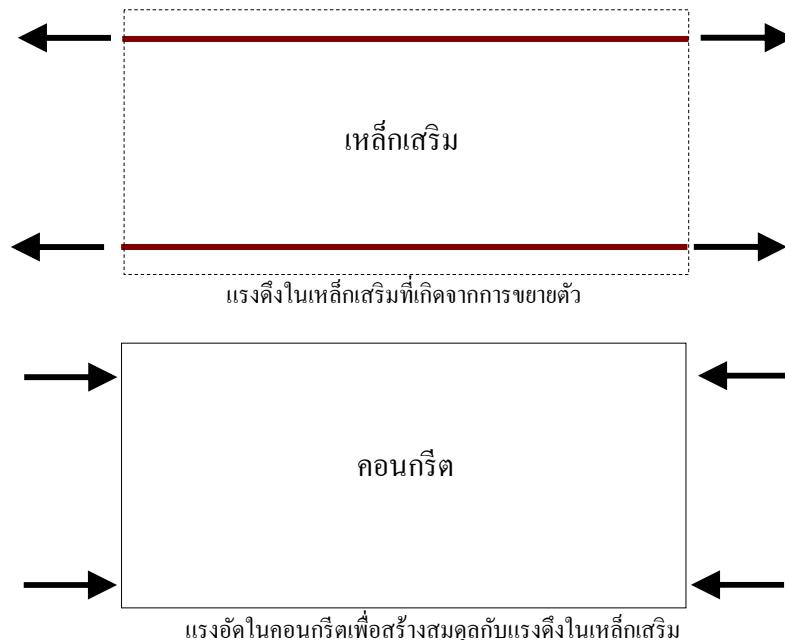
รูปที่ 13.63 รอยร้าวตัด และรอยร้าวเนื้อที่เกิดขึ้นในฐานรากภายใต้หัวน้ำหนักบรรทุกแนวตั้งในขั้นตอนที่ 3

### 13.4.3 กลไกการรับน้ำหนักของฐานรากที่มีรอยร้าว

ในการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักในหัวข้อที่ผ่านมา พบร่วมกับค่าแรงดันต้านทานของฐานรากที่มีรอยร้าวนั้นไม่ลดลงเมื่อเทียบกับฐานรากที่ไม่มีรอยร้าว ผลการวิเคราะห์นี้คือจะขัดกับความเชื่อทั่วไปที่ว่าโครงสร้างที่มีรอยร้าว จะทำให้กำลังรับน้ำหนักลดลงไป ที่ปรึกษาได้ทำการวิเคราะห์พฤติกรรมของฐานรากที่มีรอยร้าวภายใต้แรงแนวตั้งและได้อธิบายสาเหตุว่าทำไม่ให้กำลังรับน้ำหนักของฐานรากไม่ลดลงในหัวข้อนี้ อนึ่ง จากผลการวิเคราะห์ หน่วยแรงในเหล็กเสริมล่างของฐานรากที่มีรอยร้าวนั้น (รูปที่ 13.51) พบร่วมกับค่าแรงดันต้านทานของฐานรากที่มีรอยร้าวนั้น ในสภาวะที่ฐานรากมีการขยายตัว หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมมีค่าถึงจุดครากแล้ว ต่อมาเมื่อฐานรากได้รับแรงแนวตั้ง แรงดึงดังกล่าวไม่สามารถเพิ่มขึ้นต่อไปได้อีก นั่นคือ แม้ว่าแรงแนวตั้งที่กระทำต่อฐานรากจะมีค่าเพิ่มขึ้นและทำให้ฐานรากแอบนัวเพิ่มขึ้น แต่หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมล่างยังคงเท่ากับหน่วยแรงที่จุดครากดังเดิมไม่เปลี่ยนแปลง

สาเหตุที่กำลังรับน้ำหนักของฐานรากไม่ลดลงจากเดิมแม้ว่าจะมีรอยร้าว ก็ตามนั้น ที่ปรึกษาตั้งสมมุติฐานว่า เมื่อฐานรากขยายตัวจากปฏิกริยาทางเคมีระหว่างระหว่างมวลรวมและด่าง อันทำให้เกิดรอยร้าวนั้น ผลของ การขยายตัวทำให้เหล็กเสริมยืดตัวและมีหน่วยแรงดึงเกิดขึ้นในเหล็กเสริม จากแรงดึงที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมนี้ทำให้เกิดแรงอัดในทิศทางที่ตรงกันข้ามกับหน่วยแรงดึง กระทำต่อฐานรากในลักษณะเดียวกับการอัดแรงเข้าสู่ฐาน

หาก ดังเช่นโครงสร้างคอนกรีตอัดแรง ดังรูปที่ 13.64 โดยแรงอัดที่เกิดขึ้นนี้จะสร้างขึ้นโดยอัตโนมัติเพื่อให้เกิดสมดุลภายใน (internal equilibrium) กับแรงดึงที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริม



รูปที่ 13.64 แรงดึงและแรงอัดในเหล็กเสริมที่เกิดจากการขยายตัวของคอนกรีต

เพื่อให้เกิดความเข้าใจที่ชัดเจนในพฤติกรรมการรับน้ำหนักของฐานรากภายใต้แรงในแนวตั้ง ที่ปรึกษาจะทำการเปรียบเทียบระหว่างฐานรากที่ไม่มีรอยร้าวและฐานรากที่มีรอยร้าวดังนี้

พิจารณารูปที่ 13.65 เป็นฐานรากที่ไม่มีรอยร้าว เมื่อฐานรากรับแรงในแนวตั้ง จะทำให้เกิดโมเมนต์และทำให้เกิดแรงคู่ควบขึ้นในคอนกรีตและเหล็กเสริม โดยจะสมมุติว่าคอนกรีตรับแรงอัดที่ด้านบนและเหล็กเสริมรับแรงดึงที่ด้านล่างโดยขนาดของแรงอัดและแรงดึงที่เกิดขึ้นนี้มีค่าเท่ากันหรือ  $\Delta C = \Delta T$  นั่นเอง พฤติกรรมการรับแรงลักษณะนี้เป็นพฤติกรรมคานซึ่งเป็นที่รู้จักและได้รับการยอมรับโดยทั่วไปอยู่แล้ว ต่อมามีแรงแนวตั้งกระทำเพิ่มขึ้นจนกระทั่งเหล็กเสริมแตก ก็จะได้ค่าแรงแนวตั้งสูงสุดที่ฐานรากสามารถต้านทานได้ นั่นคือเป็นสภาวะที่  $\Delta C = C$  และ  $\Delta T = T$  เมื่อ  $T$  คือกำลังรับแรงดึงครากของเหล็กเสริมคำนวณได้จาก  $T = As fy$

ต่อมานอกจากนี้ ที่พิจารณารูปที่ 13.66 ซึ่งเป็นฐานรากที่มีรอยร้าว สำหรับฐานรากนี้แตกต่างจากฐานรากที่ไม่มีรอยร้าวล่วงหน้าตรงที่ ภายในตัวการขยายตัวได้ทำให้เกิดแรงดึงในเหล็กเสริมและแรงอัดในคอนกรีตดังในรูปที่ 13.64 ซึ่งสำหรับฐานรากที่ไม่มีรอยร้าว จะไม่มีหน่วยแรงดึงกล่าวเกิดขึ้น เมื่อมีแรงแนวตั้งมากระทำต่อฐานรากที่มีรอยร้าวจะทำให้เกิดหน่วยแรงเพิ่มเติมคือ  $\Delta C$  และ  $\Delta T$  ดังเช่นฐานรากที่ไม่มีรอยร้าว แต่หน่วยแรงที่เพิ่มเติมนี้จะทำให้หน่วยแรงที่มีอยู่เดิมในคอนกรีตและเหล็กเสริมเปลี่ยนแปลงไป ดังแสดงในรูปที่ 13.66 โดยรูป (a) แสดงหน่วยแรงในคอนกรีตและเหล็กเสริมที่สภาวะเริ่มต้นซึ่งเป็นผลมาจากการขยายตัวของคอนกรีตทำให้เกิดแรงดึง  $T$  ในเหล็กเสริมและแรงอัด  $C$  ในคอนกรีต โดยค่าแรง  $C = T$  เมื่อฐานรากได้รับแรงแนวตั้งดังรูป (b) จะทำให้เกิดหน่วยแรงเพิ่มเติมคือ  $\Delta C$  และ  $\Delta T$  ซึ่งสมดุลอยู่กับแรงแนวตั้งที่มากระทำ ผลของหน่วยแรงเพิ่มเติมนี้ทำให้หน่วยแรงในเหล็กเสริมและแรงอัดในคอนกรีตเปลี่ยนไปดังรูป (c) โดยแรงดึงในเหล็กเสริมล่างยังคงเท่าเดิมแต่แรงอัดที่ผิวล่างคอนกรีตลดลงจากเดิม  $C$  เหลือ  $C - \Delta C$  (หรือ  $= C - \Delta T$ ) ส่วนแรงอัดในคอนกรีตที่ผิวนจะ

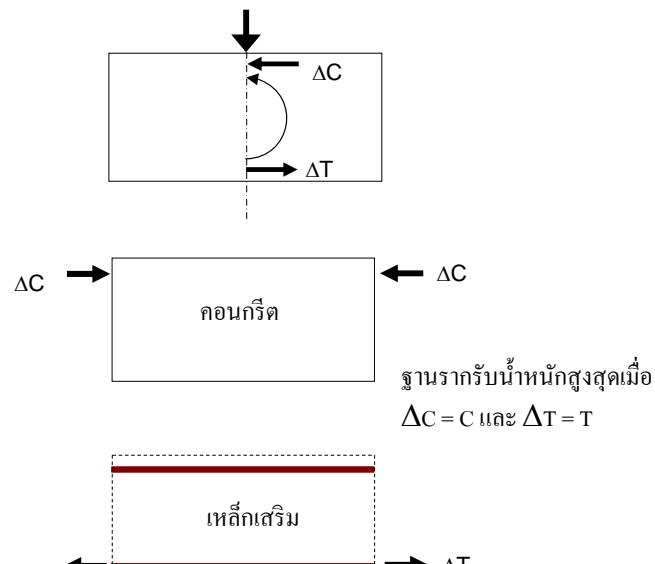
เพิ่มขึ้นจาก  $C$  เป็น  $C + \Delta C$  และแรงดึงในเหล็กเสริมบนจะลดลงจากเดิม  $T$  เป็น  $T - \Delta T$  โดยที่ผลรวมของแรงอัดที่เพิ่มขึ้นและแรงดึงที่ลดลงหรือ  $\Delta C + \Delta T$  จะมีค่าเท่ากับหน่วยแรงอัดเพิ่มเติม  $\Delta C$

เมื่อพิจารณาจากรูป (c) จะเห็นว่าเมื่อร่วมแรงในคอนกรีตและเหล็กเสริมที่ด้านบนของหน้าตัดจะมีค่าเท่ากับ  $\Delta C$  และเมื่อร่วมแรงในคอนกรีตและเหล็กเสริมที่ด้านล่างของหน้าตัดก็จะได้ค่าเท่ากับ  $\Delta T$  เช่นกัน ซึ่งสอดคล้องกับการรับแรงในแนวตั้งที่เกิดขึ้น สมมุติฐานที่ตั้งขึ้นมานี้สอดคล้องกับผลการวิเคราะห์ไฟโนต์เอลิเมนต์คือ (1) หน่วยแรงอัดในเหล็กเสริมบนลดลงดังแสดงในรูปที่ 13.51 และ (2) หน่วยแรงในเหล็กเสริมล่างยังคงเดิม ดังแสดงในรูปที่ 13.51 เช่นกัน จากข้อมูลเหล่านี้ เป็นสิ่งที่ยืนยันได้ว่าแม้เหล็กเสริมล่างจะอยู่ในสภาพที่ครากแล้วนั้น ก็ยังสามารถรับน้ำหนักต่อไปได้

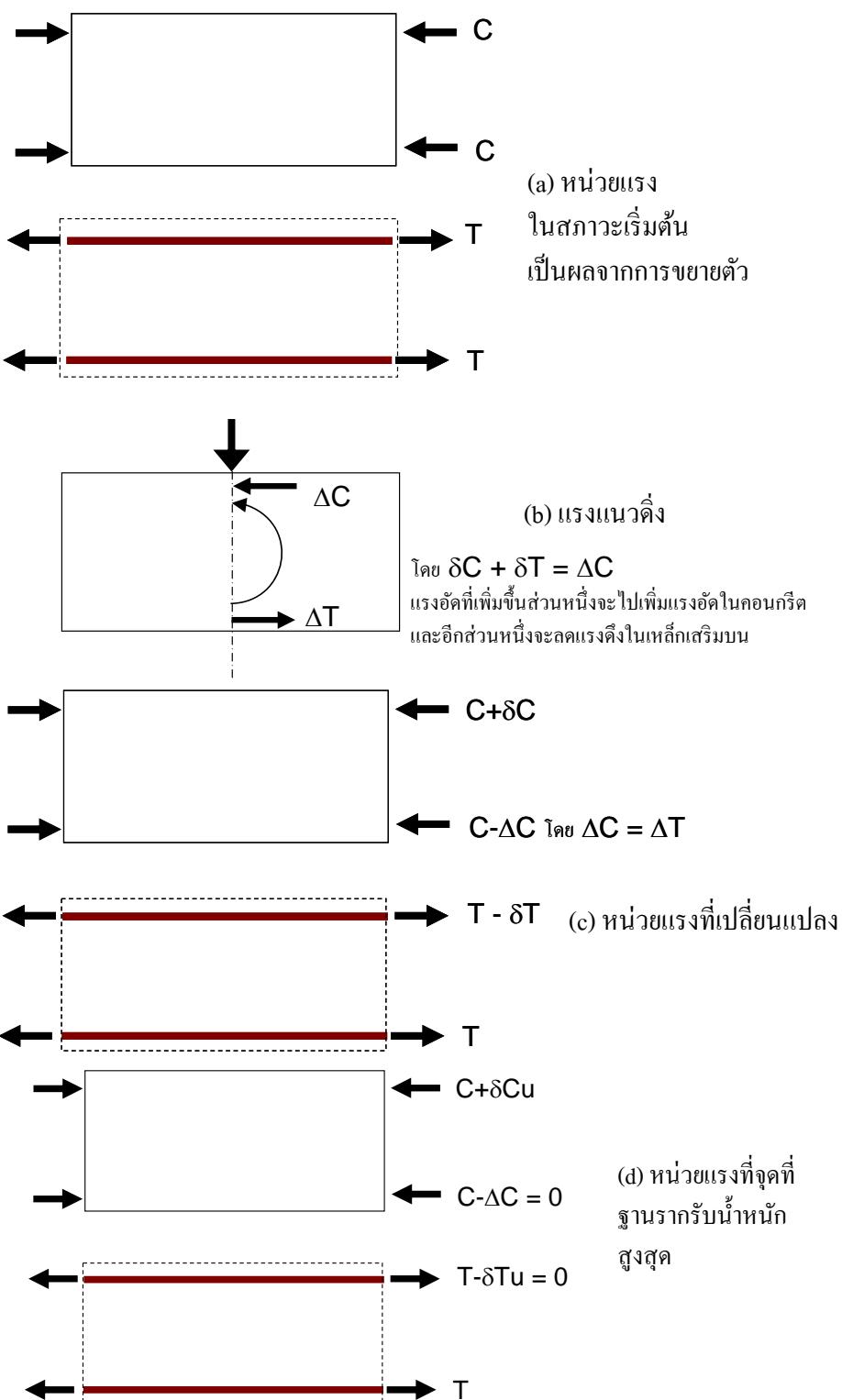
ในแห่งความหมายเชิงกายภาพนั้น สามารถอธิบายได้ดังนี้ เมื่อรากที่มีหน่วยแรงอยู่ในสภาพเริ่มต้นโดยเกิดแรงดึงในเหล็กเสริมและแรงอัดในคอนกรีตนั้น และต่อมามีแรงแนวตั้งมากระทำต่อฐานราก ผลของแรงในแนวตั้งจะทำให้เกิดหน่วยแรงดึงที่ผิวล่างในฐานราก และส่งผลให้แรงอัดที่มีอยู่เดิมนั้นลดลง ซึ่งหมายความว่า แรงดึงในเหล็กที่เกิดจากการขยายตัวในตอนแรกนั้นลดลง แต่ส่วนที่ลดลงไปนั้นจะขยายตัวตามที่เกิดจากแรงแนวตั้ง ดังนั้นแรงดึงรวมในเหล็กเสริมจึงไม่ลดลง และเมื่อแรงดึงส่วนที่เกิดจากการขยายตัวลดลงจึงส่งผลให้แรงอัดลดลงตามมา สำหรับที่ผิวนอกของฐานรากนั้นจะเห็นว่าผลของแรงอัดที่เพิ่มขึ้น  $\Delta C$  นั้นจะทำให้คอนกรีตที่ผิวนรับแรงอัดเพิ่มขึ้นบางส่วน และเหล็กเสริมที่ถูกดึงอยู่ก่อนนั้นหดตัว จึงทำให้หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมบนลดลง ดังนั้นแรงอัดที่ผิวนซึ่งสมดุลอยู่กับแรงดึงในเหล็กเสริมจะมีค่าลดลง แต่แรงอัดรวมไม่ลดลงเนื่องจากคอนกรีตที่ผิวนรับน้ำหนักเพิ่มเติมนั่นเอง

จากพฤติกรรมดังกล่าวทำให้สามารถอธิบายได้ว่า เพราะเหตุใดกำลังรับน้ำหนักของฐานรากจึงไม่ลดลง แม้เหล็กเสริมล่างจะครากไปแล้วก็ตาม เมื่อพิจารณาฐานรากรับน้ำหนักแนวตั้งเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ จนกระทั่งถึงจุดที่  $\Delta T = T$  และ  $\Delta C = C$  หรือหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นเท่ากับแรงที่อยู่ในคอนกรีตและเหล็กเสริมเดิมดังแสดงในรูป (d) เมื่อมานึงจุดนี้ หน่วยแรงในอัดที่ด้านล่างของคอนกรีตจะมีค่าเท่ากับ 0 ซึ่งหมายความว่าผลของการอัดแรง (prestressing effect) หมดสิ้นแล้ว ผิวคอนกรีตด้านล่างจะเปิดอ้าออก และแรงดึงในเหล็กเสริมยังคงเท่ากับแรงดึงที่จุดครากเดิม แต่เป็นผลมาจากการน้ำหนักแนวตั้งทั้งหมด ส่วนที่ผิวนรับแรงดึงในเหล็กบนที่เกิดจากการขยายตัวยังคงเหลืออยู่บางส่วน ในขณะที่แรงอัดที่ในคอนกรีตมีค่าเพิ่มขึ้น แต่กำลังรับน้ำหนักของฐานรากไม่ลดลง เพราะมีกลไกในการต้านแรงคู่คุบที่เกิดขึ้น

กลไกการรับแรงของฐานรากที่มีรอยร้าวตามที่ที่ปรึกษาได้อธิบายไปแล้วนั้น ในหัวข้อ 13.4.4 ที่ปรึกษาจะได้พิสูจน์ด้วยการวิเคราะห์แบบ 1 มิติ แท่งคอนกรีตเพื่อยืนยันสมมุติฐานและทฤษฎีดังกล่าวอีกทางหนึ่ง



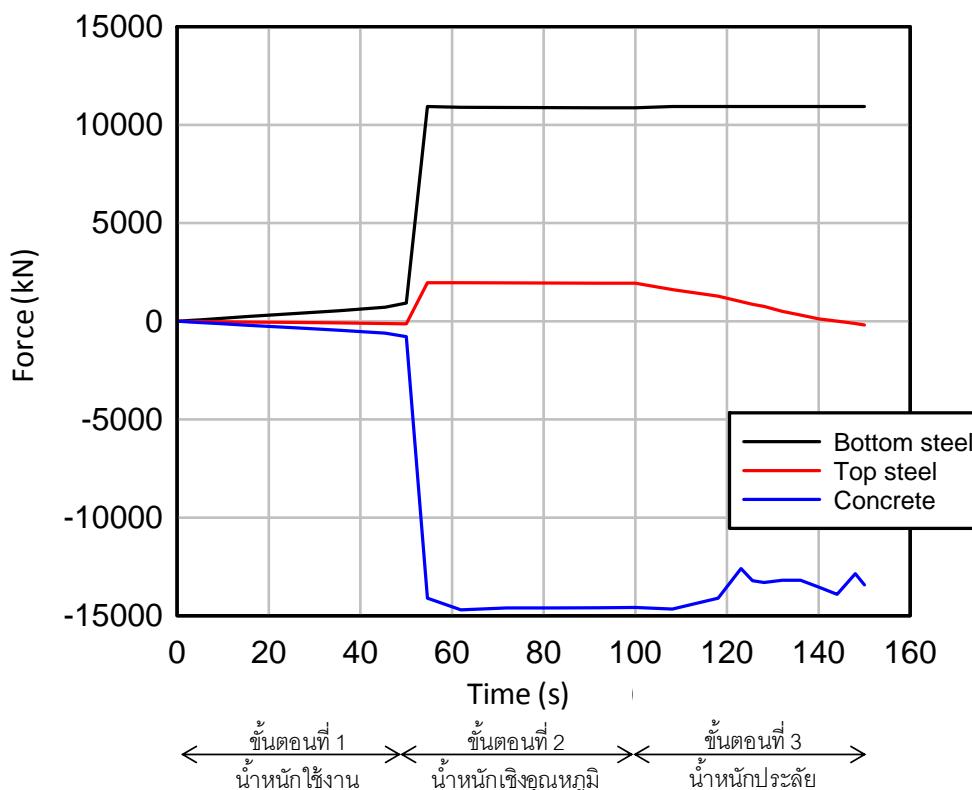
รูปที่ 13.65 ฐานรากที่ไม่มีรอยร้าวและรับแรงในแนวตั้ง



จะเห็นว่า ที่ ultimate  $C = \Delta C$  และ

$$\delta C_u + \delta T_u = \Delta C = C = T$$

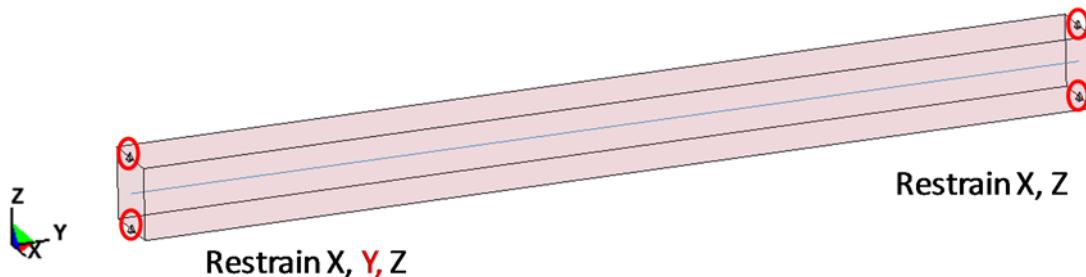
รูปที่ 13.66 พฤติกรรมการรับน้ำหนักของฐานรากที่มีรอยร้าว



รูปที่ 13.67 แรงภายในหน้าตัดที่กึ่งกลางของ pile cap 40/16

#### 13.4.4 การยืนยันผลของการอัดแรงล่วงหน้าซึ่งเกิดจากการขยายตัว

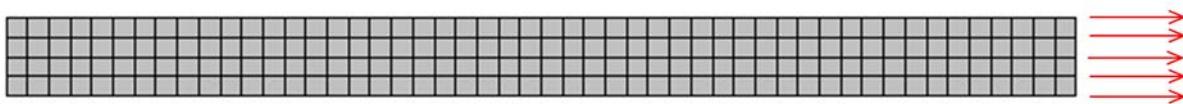
ในหัวข้อที่ 14.3 นั้น ที่ปรึกษาได้อธิบายถึงการรับน้ำหนักของฐานรากที่มีรอยร้าวซึ่งเกิดจากการขยายตัวโดยอธิบายว่าการขยายตัวของฐานรากได้สร้างการอัดแรงให้แก่ฐานราก (Prestressing effect) ซึ่งทำให้กำลังรับน้ำหนักไม่ลดลง ในหัวข้อที่ 13.4.4 นี้เป็นการวิเคราะห์ไฟโนร์เตอเลิเมนต์เพื่อยืนยันว่าโปรแกรมที่เลือกใช้สามารถแสดงพฤติกรรมดังกล่าวได้ โดยเพื่อความสะดวกจะพิจารณาเป็นการวิเคราะห์แห่งปริซึมคอนกรีตเสริมเหล็กแบบ 1 มิติ โดยกำหนดขนาดหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมจตุรัสมีขนาดหน้าตัดขนาด  $6 \text{ ซม.} \times 6 \text{ ซม.}$  และยาวเท่ากับ 80 ซม. เสริมเหล็กขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 4.24 มม. ที่กึ่งกลางหน้าตัด สำหรับเงื่อนไขของสภาพขอบเขตกำหนดให้ปลายด้านหนึ่งของแห่งปริซึมถูกยึดรั้งการเคลื่อนที่ทุกทิศทาง (แกน X, Y และ Z) ส่วนปลายอีกด้านหนึ่งจะถูกรั้งการเคลื่อนที่เฉพาะในแนว X และ Z เท่านั้น เพื่อให้แห่งปริซึมสามารถเคลื่อนที่ตามแนวแกนได้อย่างอิสระ แบบจำลองของแห่งปริซึมนี้ แสดงดังรูปที่ 13.68 สำหรับเอลิเมนต์ที่ใช้ในการจำลองแห่งปริซึมใช้เอลิเมนต์ทรงตัน 3 มิติ ส่วนเหล็กเสริมใช้เอลิเมนต์เชิงเส้น 1 มิติ



รูปที่ 13.68 แบบจำลองของ แท่งปริซึมคอนกรีตเสริมเหล็ก 1 มิติที่ใช้ในการศึกษา prestressing effects

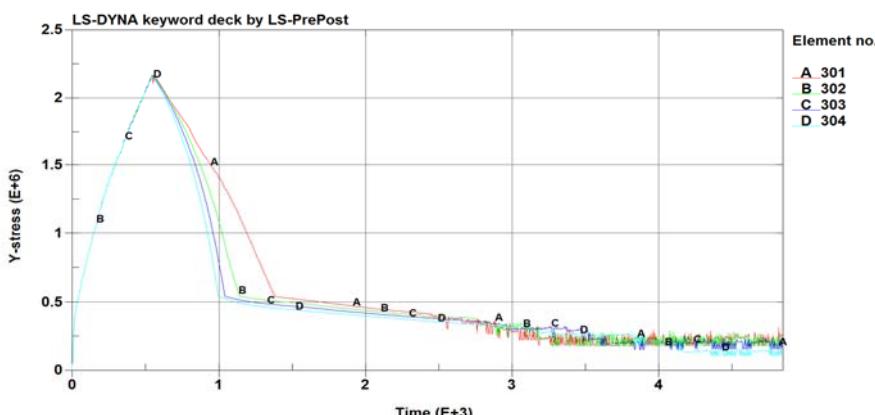
#### 13.4.4.1 การวิเคราะห์แห่งปริซึมภายใต้แรงดึง

ในหัวข้อนี้เป็นการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของแท่งปริซึมภายใต้แรงดึง ดังแสดงในรูปที่ 13.69 โดยไม่ได้มีการใส่อุณหภูมิเพื่อสร้างการขยายตัวและทำให้เกิดรอยร้าวขึ้นมาก่อน โดยการวิเคราะห์ในกรณีนี้จะใช้เป็นกรณีอ้างอิงถึงกำลังรับแรงดึงของแท่งปริซึมที่ไม่มีรอยร้าวล่วงหน้า โดยลักษณะการให้แรงกระทำแก่แท่งปริซึมนี้เป็นแบบ displacement-controlled



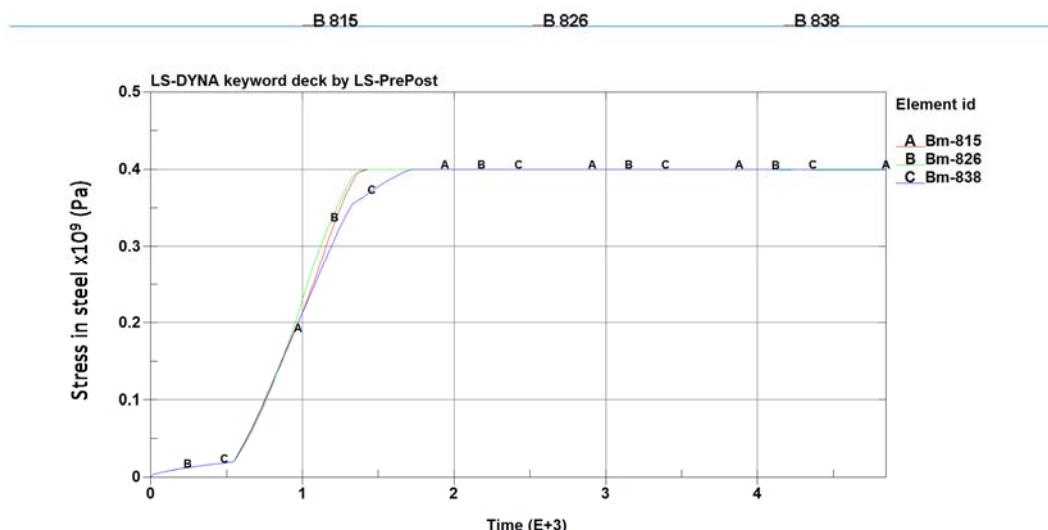
รูปที่ 13.69 แท่งปริซึมคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงดึง

รูปที่ 13.70 แสดงค่าหน่วยแรงในคอนกรีตที่อิลิเมนต์ต่างๆที่กึ่งกลางความยาวของแท่งปริซึม ภายใต้แรงดึงที่เกิดขึ้น จะเห็นว่าอิลิเมนต์ต่างๆมีค่าหน่วยแรงใกล้เคียงกัน โดยหน่วยแรงมีค่าเพิ่มขึ้นจากศูนย์ จนถึงค่ากำลังรับแรงดึงของคอนกรีต (tensile strength) จากนั้นหน่วยแรงก็จะมีค่าลดลงและมีค่าเข้าใกล้ศูนย์ ซึ่งเป็นพฤติกรรม tension softening ของคอนกรีตนั้นเอง



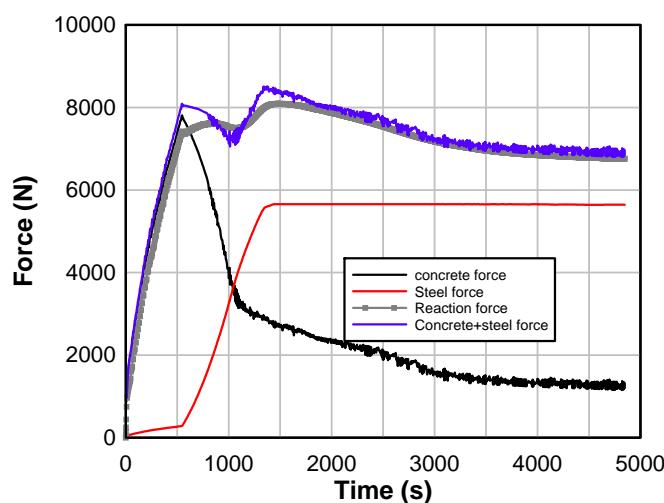
รูปที่ 13.70 หน่วยแรงในคอนกรีตที่อิลิเมนต์ 301, 302, 303 และ 304 สำหรับกรณีวิเคราะห์ที่ไม่มี thermal loading

รูปที่ 13.71 แสดงค่าหน่วยแรงในเหล็กเสริม เมื่อเปรียบเทียบกับ รูปที่ 13.70 จะเห็นได้ว่า หน่วยแรงในเหล็กเสริม มีค่าขึ้นถึงจุดครากภายในคราวที่หน่วยแรงในคอนกรีตมีค่าถึงกำลังรับแรงดึงไปแล้ว ซึ่งก็เป็นไปตามพฤติกรรมของคอนกรีตเสริมเหล็กหัวไว้



รูปที่ 13.71 ค่าหน่วยแรงในเหล็กเสริมที่เอลิเม้นต์ 815, 826 และ 838 สำหรับกรณีวิเคราะห์ที่ไม่มี thermal loading

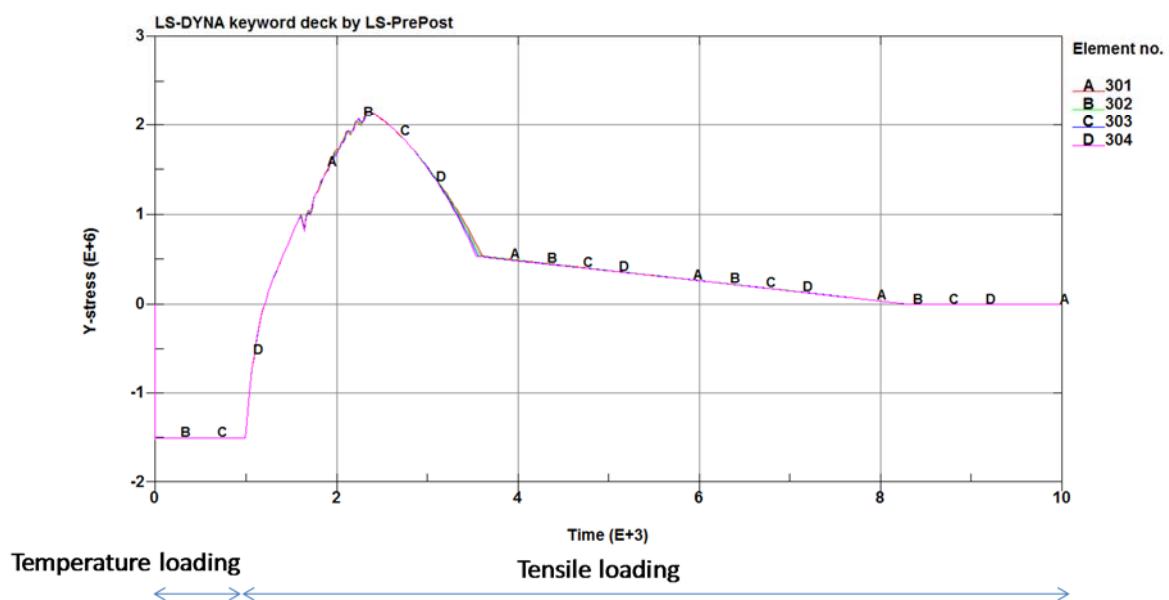
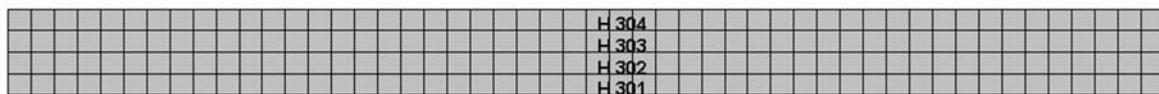
รูปที่ 13.72 แสดงค่าแรงดึงที่เกิดขึ้นในแท่งปริซึม โดยแรงดึงในคอนกรีต และเหล็กเสริม เป็นค่าที่คำนวณจากผลคูณของหน่วยแรงและพื้นที่หน้าตัด ภาพผลรวมของแรงดึงได้มาจากการรวมแรงดึงในคอนกรีต และเหล็กเสริม ซึ่งจากรูปจะเห็นว่าได้ค่าที่เท่ากับแรงปฎิกริยาที่จุดรองรับซึ่งอ่านได้โดยตรงจากโปรแกรมไฟน์เอลิเม้นต์



รูปที่ 13.72 แรงดึงในคอนกรีต และเหล็กเสริมสำหรับแท่งปริซึมคอนกรีตที่ไม่มี thermal loading

#### 13.4.4.2 การรับแรงดึงของแท่งปริซึมที่ได้รับ thermal loading ในคอนกรีตอย่างเดียว

สำหรับการวิเคราะห์ในกรณีนี้ เป็นการวิเคราะห์กำลังรับแรงดึงของแท่งปริซึมคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่มีการจำลองการขยายตัวเพื่อสร้างรอยร้าวให้เกิดขึ้น โดยใช้ thermal loading ที่ใส่ให้แก่อลิเมนต์คอนกรีตเพียงอย่างเดียว รูปที่ 13.73 แสดงค่า หน่วยแรงในคอนกรีต จะเห็นว่าในช่วงแรกที่ใส่ thermal loading นั้นค่า หน่วยแรงในคอนกรีตเป็นค่าลบ นั่นหมายถึงเกิดแรงอัดในคอนกรีต ซึ่งเป็นพฤติกรรมการอัดแรง (Prestressing effect) ดังที่ได้อธิบายมาในหัวข้อ 13.4.4 แต่หลังจากที่สิ้นสุดการวิเคราะห์ในช่วง thermal loading ก็จะเป็น การใส่แรงดึงโดยวิธี displacement controlled ซึ่งจากการ จะเห็นได้ว่า หน่วยแรงในคอนกรีตจากเดิมที่เป็น หน่วยแรงแรงอัด มีค่าเพิ่มขึ้นจนมีเป็นค่าบวก ซึ่งหมายถึงหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นในคอนกรีต จนกระทั่งค่าหน่วย แรงในคอนกรีตถึงกำลังรับแรงดึงของคอนกรีต แล้วหน่วยแรงจะมีค่าลดลงจนเข้าใกล้ศูนย์

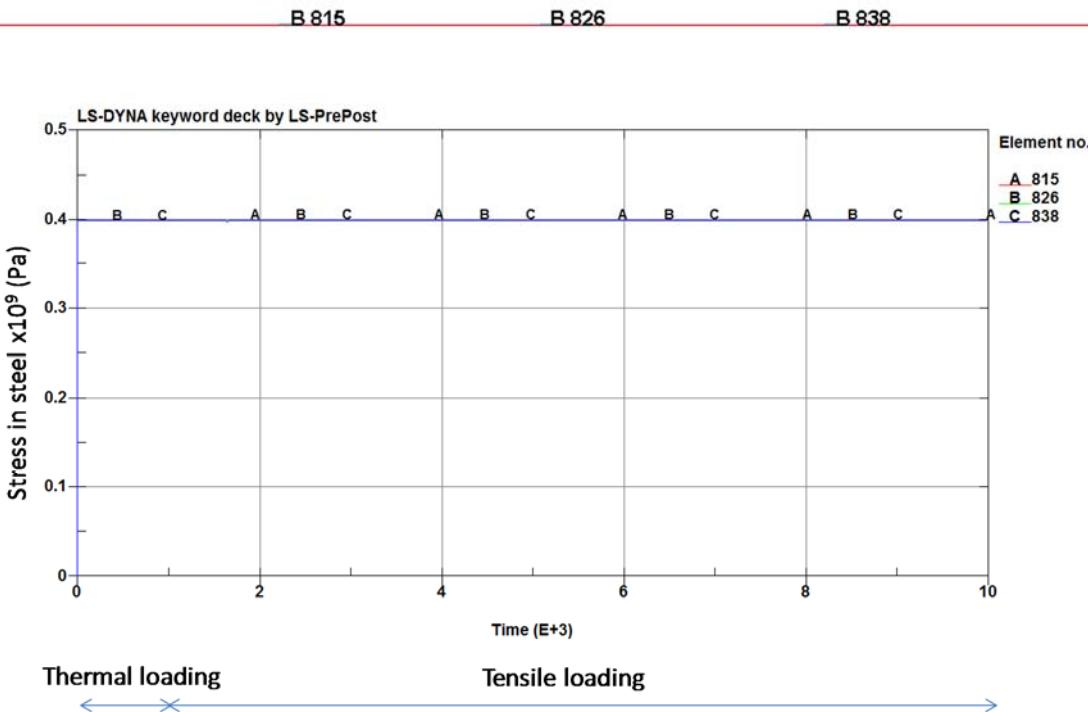


รูปที่ 13.73 ค่าหน่วยแรงในคอนกรีตที่อลิเมนต์ 301, 302, 303 และ 304 สำหรับกรณีวิเคราะห์ที่ใส่ thermal loading ที่คอนกรีตเพียงอย่างเดียว

รูปที่ 13.74 แสดงค่า หน่วยแรงในเหล็กเสริม จะเห็นว่า หน่วยแรงในเหล็กเสริมเป็นหน่วยแรงดึงซึ่งมีค่า เท่ากับกำลังครากตลอดช่วงการวิเคราะห์ภายใต้ thermal loading และกีบังคงหน่วยแรงดึงที่ ณ จุดครากนี้ไว้ จนกระทั่งเสร็จสิ้นกรณีวิเคราะห์ tensile loading

รูปที่ 13.75 แสดงแรงภายในคอนกรีตและเหล็กเสริม ผลกระทบของแรงดึงในคอนกรีตและเหล็กเสริม และ ค่าแรงปฏิกิริยาซึ่งเป็นแรงดึงที่จุดรองรับ ในช่วงที่รับ thermal loading จะเห็นได้ว่าคอนกรีตรับแรงอัด ในขณะที่เหล็กเสริมรับแรงดึง ซึ่งแรงอัดและแรงดึงในเหล็กเสริมนี้มีขนาดเท่ากัน เพื่อให้เกิดสภาพสมดุล ดังนั้น คอนกรีตจะอยู่ในสภาพที่ถูกอัดแรง (Prestressing) เมื่อร่วมแรงดึงในเหล็กเสริมและแรงอัดในคอนกรีตจะได้ ค่าแรงเท่ากับ 0 ตลอดช่วง thermal loading เมื่อเข้าสู่ช่วงการรับแรงดึง (tensile loading) จะเห็นว่าแรงใน คอนกรีตจะเปลี่ยนจากแรงอัดเป็นแรงดึง ในขณะที่แรงดึงในเหล็กเสริมยังคงเดิม โดยผลกระทบของแรงดึงในเหล็ก

เสริมและค่อนกรีตจะต้องเท่ากับแรงดึงที่กระทำ ซึ่งมีค่าเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ จนถึงจุดที่แรงดึงในค่อนกรีตมีค่าถึงกำลังรับแรงดึง หลังจากนั้นแรงดึงจะมีค่าลดลงจนเป็นศูนย์



รูปที่ 13.74 ค่าหน่วยแรงในเหล็กเสริมที่เอลิเม้นต์ 815, 826 และ 838 สำหรับกรณีวิเคราะห์ที่ใส่ thermal loading ที่ค่อนกรีตเพียงอย่างเดียว

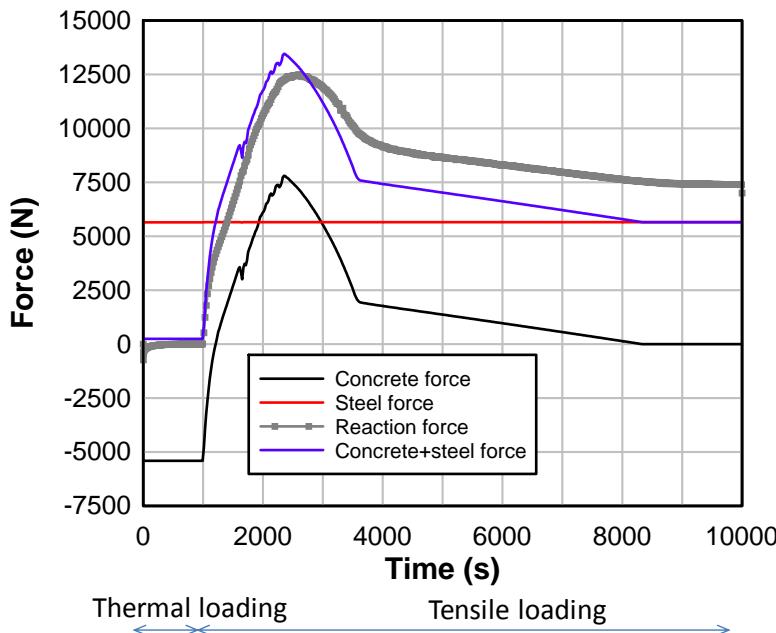
จากราฟนี้จะเห็นว่า แม้แต่ปริซึมจะถูกขยายตัว จนเกิดหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมที่จุดครากแต่เมื่อต้องรับแรงดึงกระทำในภายหลัง ก็ยังคงต้านแรงดึงที่เกิดขึ้นนี้ได้ ดังนั้นกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมที่ไม่ลดลง ซึ่งเป็นพฤติกรรมเดียวกับการที่ฐานรากที่ขยายตัวและเกิดรอยร้าว แต่กำลังรับแรงของฐานรากก็ไม่ลดลง ผลการวิเคราะห์นี้ช่วยยืนยันกลไกการรับแรงของเหล็กเสริม 1 มิติในสภาพที่ได้รับการขยายตัว และช่วยสนับสนุนผลการวิเคราะห์ที่สรุปว่ากำลังรับน้ำหนักของฐานรากที่แทกร้าวนี้ไม่ลดลง

#### 13.4.4.3 การรับแรงดึงของเหล็กที่ได้รับ thermal loading ทั้งในค่อนกรีตและเหล็ก

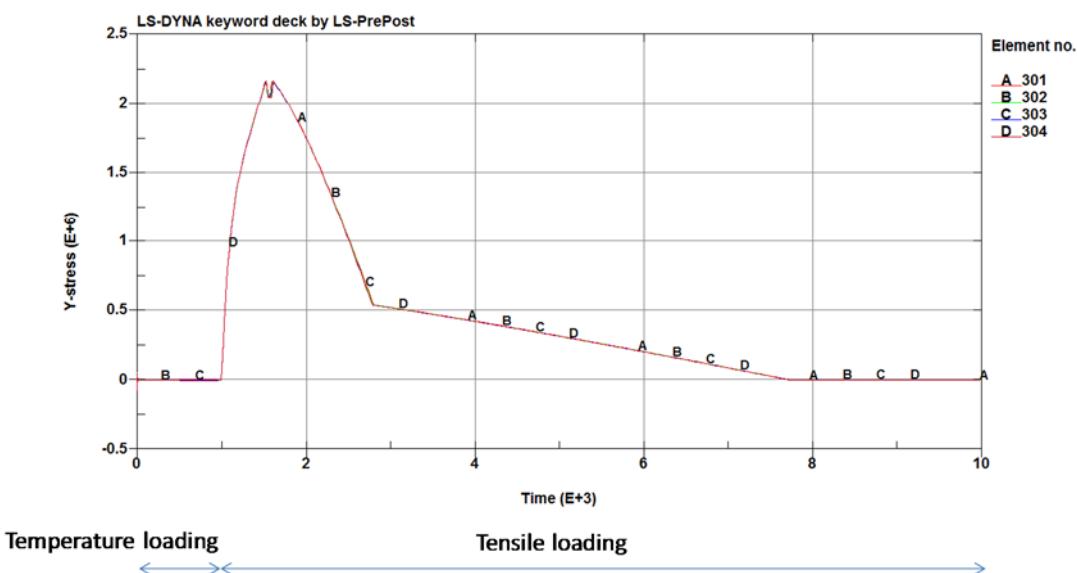
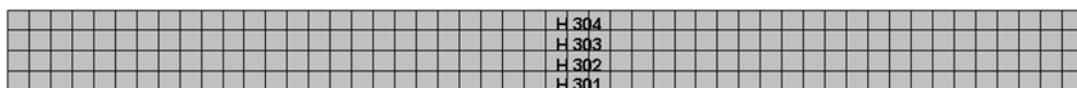
สำหรับการวิเคราะห์ในกรณีนี้ เป็นการวิเคราะห์เพื่อให้เกิดความเข้าใจว่าพฤติกรรมการอัดแรงล่วงหน้านั้น เป็นกลไกหลักที่ช่วยให้แห่งปริซึม 1 มิติสามารถรับแรงดึงได้ โดยที่ปรึกษาได้ทำการจำลองกรณีที่ไม่เกิดการอัดแรง ด้วยการใส่อุณหภูมิที่เท่ากันให้แก่ทั้งค่อนกรีตและเหล็กเสริม และกำหนดให้ค่าสัมประสิทธิ์การขยายตัวเชิงอุณหภูมิ (Coefficient of thermal expansion) ของทั้งค่อนกรีต และเหล็กเสริมมีค่าเท่ากัน การให้น้ำหนักยังคงประกอบด้วย 2 ขั้นตอนคือ (1) ใส่อุณหภูมิ และ (2) ใส่แรงดึง

รูปที่ 13.76 แสดงค่าหน่วยแรงในค่อนกรีตภายใต้ thermal loading และ tensile loading รูปที่ 13.77 แสดงค่าหน่วยแรงในเหล็กเสริมภายใต้ thermal loading และ tensile loading จาก รูปที่ 13.76 และ รูปที่ 13.77 จะเห็นได้ว่า ในช่วง thermal loading น้ำหน่วยแรงทั้งในค่อนกรีตและเหล็กเสริมมีค่าเป็นศูนย์ทั้งคู่ ทั้งนี้เนื่องจากในช่วง thermal loading นั้น ทั้งค่อนกรีตและเหล็กเสริมมีการขยายตัวออกที่เท่ากัน ดังนั้นจึง

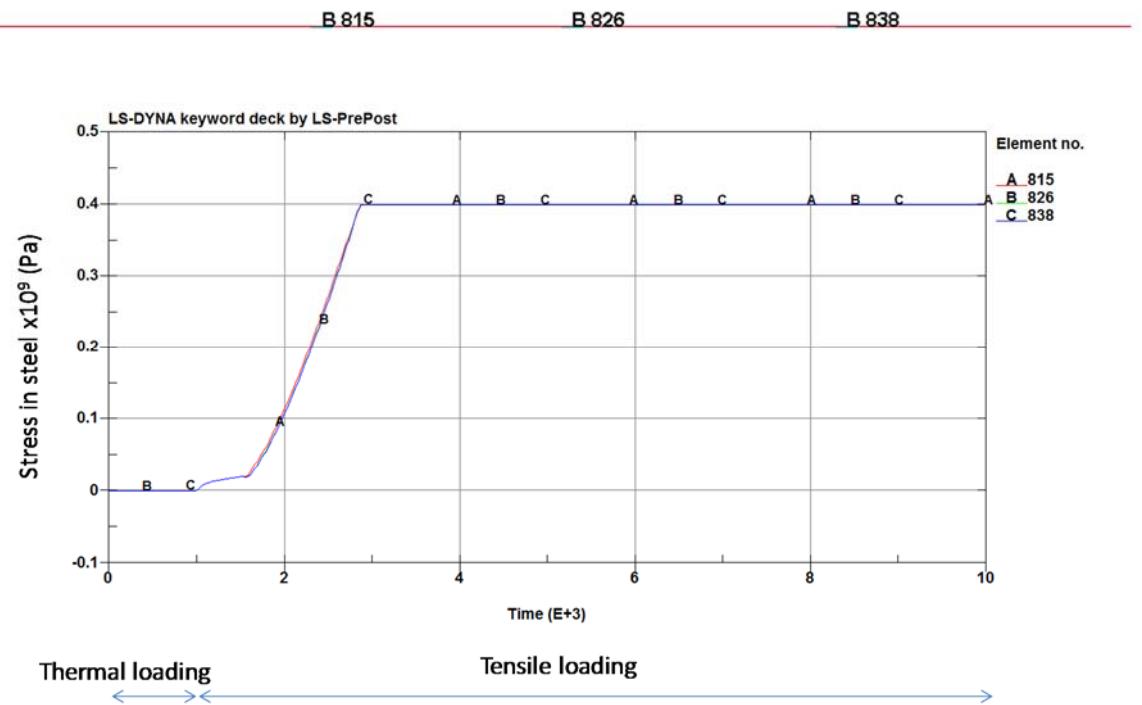
ไม่เกิดหน่วยแรงขึ้นทั้งในคอนกรีต และเหล็กเสริม ซึ่งต่างจากการวิเคราะห์ที่ให้อุณหภูมิที่คอนกรีตอย่างเดียวซึ่งจะเกิดหน่วยแรงอัดในคอนกรีตและแรงดึงในเหล็กเสริมดังที่ได้อธิบายในหัวข้อ 13.4.4.2



รูปที่ 13.75 แรงที่เกิดขึ้นในคอนกรีตและเหล็กเสริมของแท่งปริซึมคอนกรีตเสริมเหล็ก สำหรับกรณีวิเคราะห์ที่ใส่ thermal loading ที่คอนกรีตเพียงอย่างเดียว



รูปที่ 13.76 ค่า stress ในคอนกรีตที่อิลีเมนต์ 301, 302, 303 และ 304 สำหรับกรณีวิเคราะห์ที่ใส่ thermal loading ที่คอนกรีตและเหล็กเสริม



รูปที่ 13.77 ค่า stress ในเหล็กเสริมที่อลีเมนต์ 815, 826 และ 838 สำหรับกรณีวิเคราะห์ที่ใส่ thermal loading ที่คอนกรีตและเหล็กเสริม

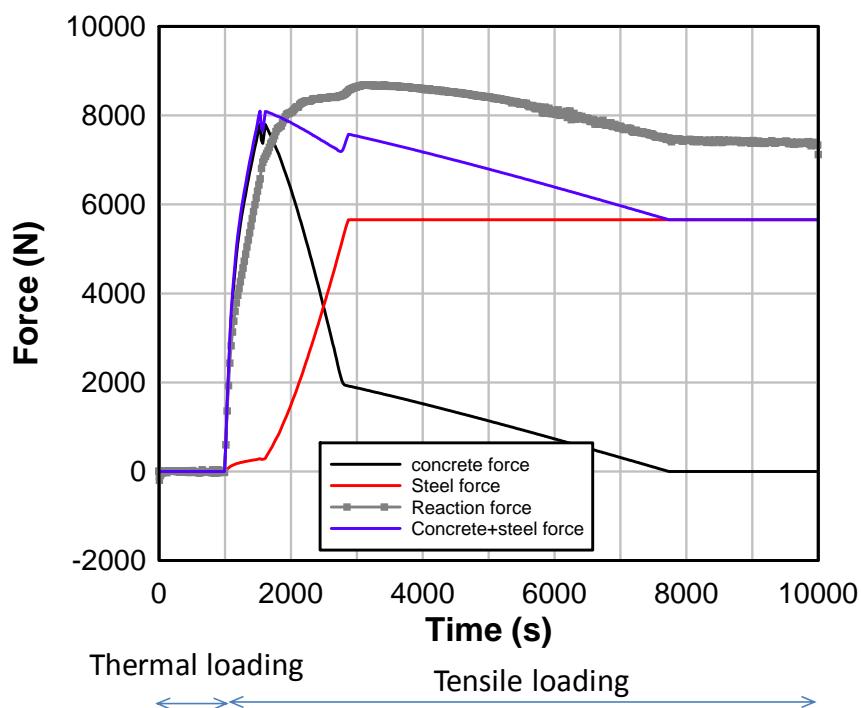
สำหรับการวิเคราะห์ที่ใส่อุณหภูมิให้แก่ทั้งคอนกรีตและเหล็กเสริมนั้น จะเห็นว่าไม่มีการอัดแรงเกิดขึ้นในคอนกรีต ภายหลังจากที่ได้ใส่ thermal loading แล้วต่อมาเป็นการวิเคราะห์ในช่วง tensile loading ซึ่งในช่วงนี้ห่วงแรงในคอนกรีตมีค่าเป็นบวก ซึ่งหมายถึงเริ่มเกิดแรงดึงขึ้นในคอนกรีต จนกระทั่งห่วงแรงในคอนกรีตถึงค่ากำลังรับแรงดึงของคอนกรีต ห่วงแรงจะมีค่าลดลงจนเป็นศูนย์ ในขณะเดียวกัน ห่วงแรงในเหล็กเสริมนี้เพิ่มขึ้นจนถึงจุดคราก จากนั้นจึงค่าคงที่ตลอดช่วงการวิเคราะห์ tensile loading

รูปที่ 13.78 แสดงค่าแรงดึงในคอนกรีตและเหล็กเสริม ทั้งในช่วงการวิเคราะห์ thermal loading และ tensile loading ซึ่งเป็นการยืนยันอีกรอบว่าในช่วงที่เป็น thermal loading แรงในคอนกรีตและเหล็กเสริมนี้ ค่าเป็นศูนย์ ในขณะที่ในช่วงการวิเคราะห์ tensile loading คอนกรีตเกิดแรงดึงจนถึงกำลังรับแรงดึงของคอนกรีต และจึงมีค่าลดลงจนเป็นศูนย์ ในขณะที่แรงดึงในเหล็กค่อยๆ เพิ่มขึ้นจนถึงจุดคราก จากนั้นแรงดึงมีค่าคงที่จนสิ้นสุดการวิเคราะห์ เมื่อร่วมแรงดึงในคอนกรีตและเหล็กเสริมเข้าด้วยกันจะได้แรงดึงกระทำทั้งหมดซึ่งมีค่าเท่ากับแรงปฏิกิริยาที่อ่านได้จากโปรแกรมไฟโน๊ตอลีเมนต์เข่นเดียวกับการวิเคราะห์ที่ผ่านมา

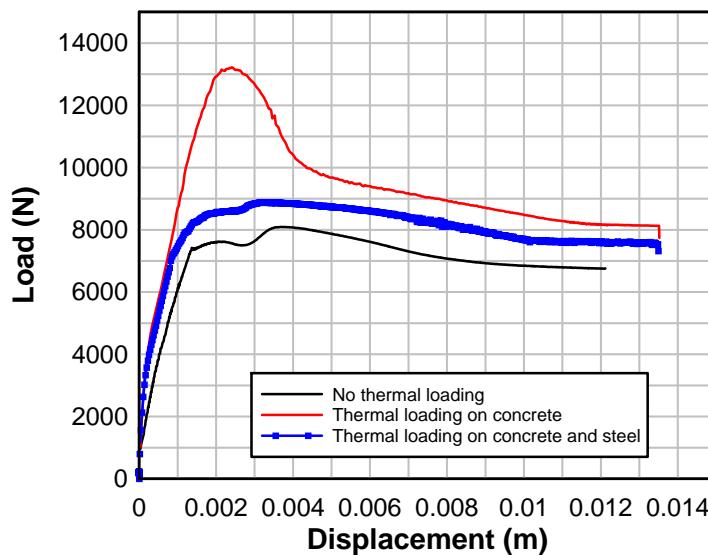
ภายหลังการวิเคราะห์ FEM ของแท่งปริซึมคอนกรีตทั้ง 3 กรณี ได้นำความสัมพันธ์ระหว่างแรงและระยะยืดมาเปรียบเทียบกัน ดังแสดงในรูปที่ 13.79 จะเห็นได้ว่า แรงดึงที่เกิดขึ้นมีค่าใกล้เคียงระหว่างกรณีของแท่งปริซึมคอนกรีตที่ไม่ได้รับ thermal loading และกรณีแท่งปริซึมคอนกรีตที่ได้รับ thermal loading ทั้งในคอนกรีตและเหล็กเสริม แต่สำหรับกรณีที่แท่งปริซึมได้รับ thermal loading ที่คอนกรีตเพียงอย่างเดียว และมีรอยร้าวเกิดขึ้นในช่วง thermal loading แต่กลับมีกำลังรับแรงที่สูงกว่ากรณีที่แท่งปริซึมที่ไม่ได้รับ thermal loading มาก่อนหรือได้รับ thermal loading เท่ากันทั้งในคอนกรีตและเหล็กเสริม การที่แรงดึงมีค่าสูงขึ้นนี้ อธิบายได้ดังนี้ สำหรับกรณีที่แท่งปริซึมที่ไม่ได้รับ thermal loading นั้นจุดที่แรงดึงในคอนกรีตและเหล็กเสริมนี้ ค่าสูงสุดมีค่าไม่ตรงกัน เนื่องจากตำแหน่งที่คอนกรีตแตกร้าวและตำแหน่งที่เหล็กเสริมถึงจุดคราก เป็นคนละ

ตำแหน่งกัน แต่สำหรับในกรณีที่แห่งปริซึมคอนกรีตได้รับ thermal loading ทำให้เกิดแรงอัดในคอนกรีตอยู่ก่อนแล้ว และเกิดแรงดึงในเหล็กเสริมจนถึงจุดคราก ต่อมามีเมื่อได้รับ tensile loading คอนกรีตถูกดึงจากสภาพที่ถูกอัดตัวอยู่ก่อน และต่อมาระงดึงในคอนกรีตเพิ่มค่าขึ้นเรื่อยๆ จนถึงกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตซึ่งเมื่อนำมารวมกับแรงดึงครากในเหล็กเสริมซึ่งมีค่าคงที่ตลอดช่วงการวิเคราะห์ tensile loading ก็จะทำให้แรงดึงรวมมีค่าสูงกว่ากรณีที่ไม่ได้รับ thermal loading มา ก่อน อย่างไรก็ตามจะเห็นว่าค่าแรงดึงที่เพิ่มขึ้นนั้นเป็นผลมาจากการกำลังรับแรงดึงของคอนกรีต ซึ่งสำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไป กำลังรับแรงดึงของคอนกรีตมักจะมีค่าน้อยกว่ากำลังดึงครากของเหล็กเสริม ดังนั้นส่วนที่เพิ่มขึ้นของแรงดึงนี้จึงอาจไม่มีผลสำคัญมากนัก ดังนั้นจึงไม่จำเป็นต้องพิจารณาเพิ่มในส่วนแรงดึงที่เพิ่มขึ้นนี้

จากพฤติกรรมการอัดแรงที่เกิดขึ้นจาก thermal loading นั้นทำให้กำลังรับน้ำหนักของฐานรากที่มีรอยร้าวล่วงหน้าจาก thermal loading มีค่าที่ไม่แตกต่างจากฐานรากที่ไม่มีรอยร้าวล่วงหน้ามากนัก ดังที่แสดงในรูปที่ 13.57 (ในการวิเคราะห์แบบ 2 ขั้นตอน) และมีน้ำหนักที่สูงกว่าฐานรากที่ไม่มีรอยร้าวล่วงหน้าเพียงเล็กน้อย ดังที่แสดงในรูปที่ 13.62 (ในการวิเคราะห์แบบ 3 ขั้นตอน)



รูปที่ 13.78 แรงที่เกิดขึ้นในคอนกรีต และเหล็กเสริมสำหรับ RC bar สำหรับกรณีวิเคราะห์ที่ใส่ thermal loading ที่คอนกรีตและเหล็กเสริม



รูปที่ 13.79 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรง และระยะยึดของแท่งปริซึมสำหรับการวิเคราะห์ในกรณี ต่างๆ

### 13.5 การศึกษาพฤติกรรม localization ของเหล็กเสริมในฐานราก

#### 13.5.1 ความสำคัญของ localization

ผลการวิเคราะห์ที่ผ่านมานี้ ได้ยืนยันให้เห็นว่า กำลังรับน้ำหนักของฐานรากที่มีรอยร้าวล่วงหน้านั้นไม่ลดลงเมื่อเทียบกับฐานรากที่ไม่มีรอยร้าวล่วงหน้า ซึ่งกลไกที่อธิบายกำลังรับน้ำหนักที่ที่ปรึกษาได้อธิบายคือ กลไกการอัดแรง (prestressing effect) ซึ่งเกิดจากการขยายตัวของฐานรากนั้นเอง ซึ่งจากการวิเคราะห์ที่นั้น แม้ว่าเหล็กเสริมจะได้รับแรงดึงที่เกิดจากการขยายตัวของฐานราก แต่แรงดึงกลับไปสร้างแรงอัดขึ้นมากระทำต่อคอนกรีต ซึ่งช่วยให้ฐานรากสามารถรับแรงต่อไปได้

อย่างไรก็ตาม หากฐานรากยังคงมีการขยายตัวอย่างต่อไป เนื่องจากการเกิดปฏิกิริยาการขยายตัวเช่น AAR และ DEF ยังคงดำเนินต่อไปนั้น หากระดับการขยายตัวมีค่าเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ จนถึงจุดที่เหล็กเสริมขาดก็ย่อมจะทำให้ผลของการอัดแรงสูญเสียไป และทำให้เกิดการวินาศัยแก่ฐานรากได้ ดังนั้นที่ปรึกษาเห็นว่าการวิเคราะห์ระดับขยายตัวของฐานรากจึงเป็นสิ่งที่ต้องทำการศึกษาเพื่อพิจารณาถึงโอกาสที่เหล็กเสริมในฐานรากจะขาด

ในทางทฤษฎีโอกาสที่เหล็กเสริมจะถูกดึงจนขาดนั้นเป็นสิ่งที่เกิดขึ้นได้ยาก เนื่องจากระดับความเครียดที่ทำให้เหล็กเสริมขาดได้นั้นต้องเป็นค่าที่สูงมากคือประมาณเท่ากับ 0.2 หรือประมาณ 200,000 ไมครอน เนื่องจากเหล็กเสริมที่ใช้ในปัจจุบันมีความเครียดพลาสติกสูงมาก จึงไม่ขาดได้ง่าย แต่อย่างไรก็ตามความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมไม่ได้เกิดขึ้นอย่างสม่ำเสมอเท่ากันในทุกตำแหน่งตลอดความยาวเหล็ก แต่ความเครียดที่เกิดขึ้นจริงมีแนวโน้มที่จะมีค่าสูงที่ตำแหน่งที่เกิดรอยร้าวเมื่อเทียบกับตำแหน่งที่อยู่ข้างเคียงหรือเรียกว่ามีพฤติกรรม localization ดังนั้นเหล็กเสริมจึงมีโอกาสขาดที่ตำแหน่งของรอยร้าวได้ แม้ว่าระดับความเครียด

โดยรวมของฐานรากจะไม่สูงมากก็ตาม ด้วยเหตุนี้ การศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรม localization ของเหล็กเสริมจึงเป็นสิ่งจำเป็น

ในความเป็นจริง สามารถกล่าวได้ว่าภายในน้ำหนักติดตัวและน้ำหนักจราจรที่ฐานรากต้องรับอยู่ ณ สภาวะปัจจุบันนั้น ได้ทำให้เกิดแรงดึงที่ผิวล่างของฐานรากและเกิดแรงอัดที่ผิวนบน ซึ่งแรงดึงที่ผิวล่างของฐานรากนั้นได้ทำให้เกิดรอยร้าวดังแสดงในรูปที่ 52 และทำให้ความเครียดในเหล็กเสริมมีค่าสูงที่รอยร้าว เมื่อเทียบกับบริเวณอื่นๆ ดังนั้นหากฐานรากมีการขยายตัว ก็มีโอกาสที่ความเครียดดึงจะกระจุกตัวที่ตำแหน่งของรอยร้าวที่เกิดขึ้น ดังนั้นการศึกษาพฤติกรรม localization ของเหล็ก จึงต้องพิจารณา (1) ขนาดของรอยร้าวที่เกิดขึ้นภายใต้น้ำหนักใช้งานปัจจุบัน และ (2) ค่าอัตราส่วน localization หรือ localization ratio ซึ่งเป็นอัตราส่วนระหว่างความเครียดที่ตำแหน่งรอยร้าวกับความเครียดเฉลี่ย

### 13.5.2 การศึกษารอยร้าวที่เกิดขึ้นในฐานราก 40/16 เนื่องจากน้ำหนักติดตัวและน้ำหนักจราจร

ในหัวข้อนี้จะเป็นการวิเคราะห์ความกว้างของรอยร้าวที่เกิดขึ้นในฐานรากภายใต้สภาวะน้ำหนักและกำลังรัศดตามปกติซึ่งเรียกว่ากรณีปกติ และในสภาวะที่ฐานรากอาจต้องรับน้ำหนักจราจรมากขึ้นและค่อนกรีฟมีกำลังรับแรงดึงที่ต่ำกว่าที่คาดว่าจะเป็นซึ่งเรียกว่ากรณี Lew Racy ขีดสุด ทั้งนี้การวิเคราะห์ในกรณีนี้เพื่อให้ได้สภาพรอยร้าวที่วิกฤติที่สุดสำหรับการเกิด localization โดยในการวิเคราะห์ในแต่ละกรณีนั้น มีตัวแปรที่ใช้ดังนี้

กรณีปกติ – ฐานรากรับน้ำหนักบรรทุกติดตัวและน้ำหนักจราจร โดยมีน้ำหนักจราจร เท่ากับ 193.9 ตัน และค่อนกรีฟมีกำลังรับแรงดึงปกติเท่ากับ 3.73 MPa (ค่าที่ได้จากการทดสอบ)

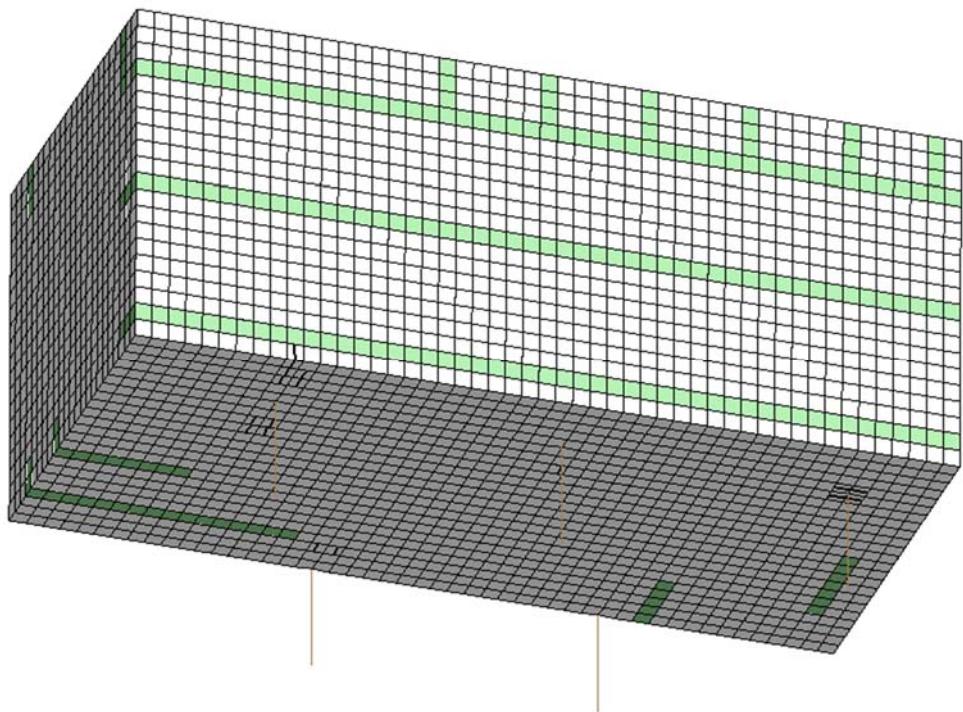
กรณี Lew Racy ขีดสุด – ฐานรากรับน้ำหนักบรรทุกติดตัวและน้ำหนักจราจร เป็น 2 เท่าของ น้ำหนักจราปกติ ซึ่งเท่ากับ 387.8 ตัน และค่อนกรีฟมีกำลังรับแรงดึงเหลือเพียง 1 ใน 3 ของค่าปกติ หรือมีค่าเท่ากับ 1.24 MPa

#### 13.5.2.1 กรณีปกติ

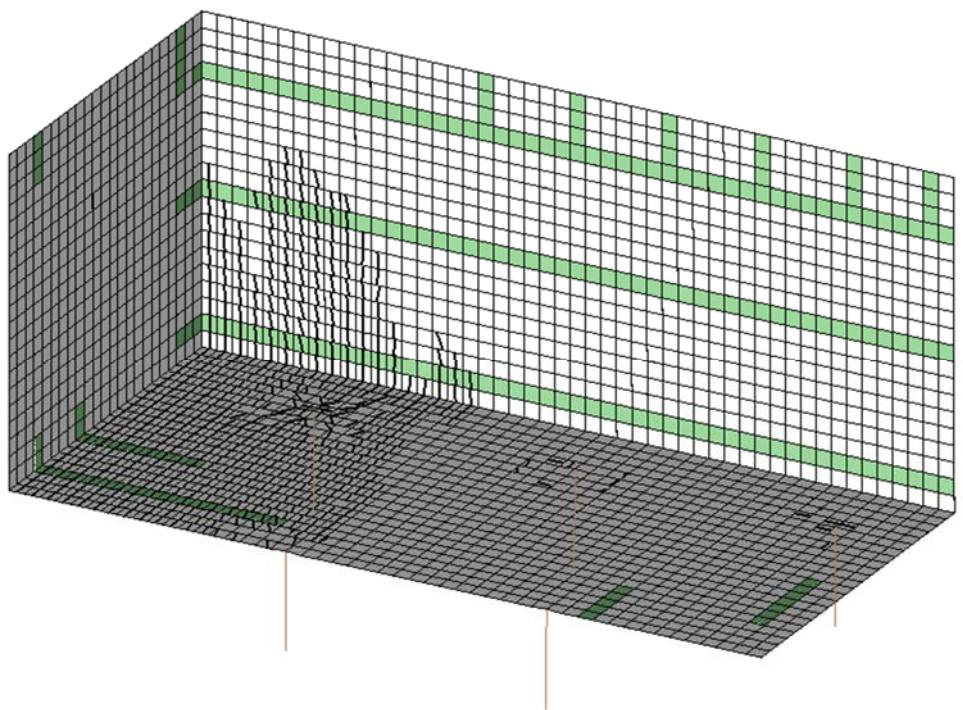
จากการวิเคราะห์ ฐานรากในกรณีปกติ พบรอยร้าวที่เกิดขึ้นมีความกว้างเท่ากับ 0.05 มม. ซึ่งเป็นรอยร้าวที่มีขนาดเล็กมาก ดังแสดงใน รูปที่ 13.80

#### กรณีวิเคราะห์ Lew Racy ขีดสุด

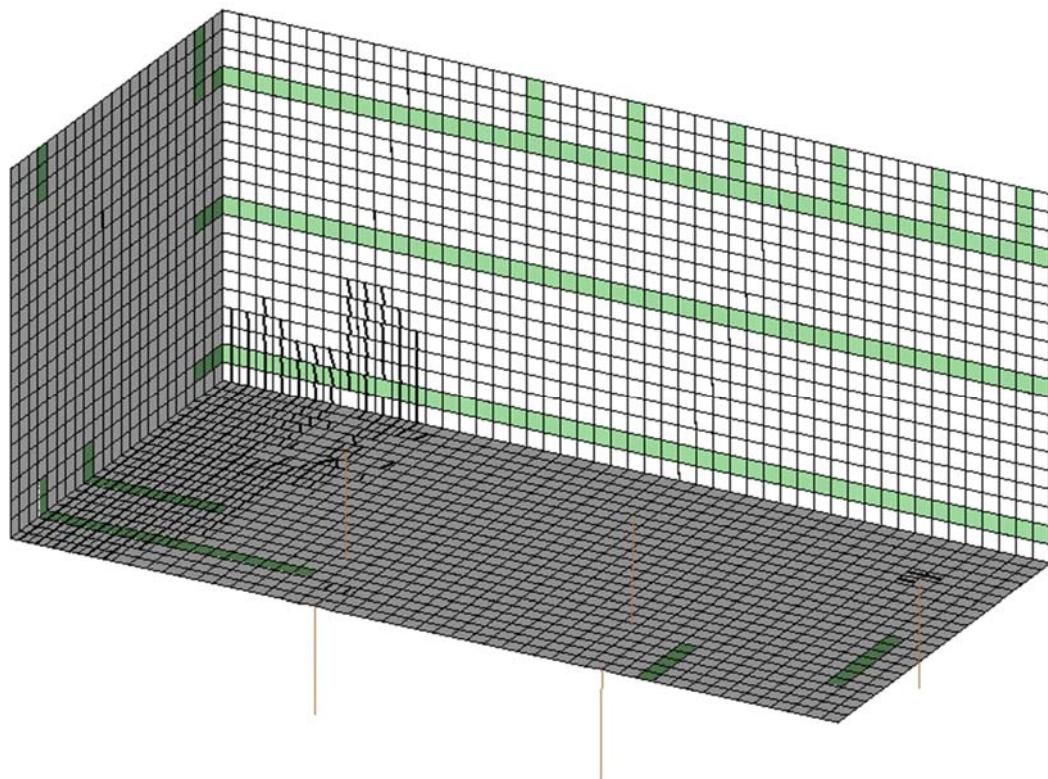
จากการวิเคราะห์ฐานรากแบบ กรณี Lew Racy ขีดสุด พบรอยร้าวที่เกิดขึ้นส่วนใหญ่เป็นรอยร้าวดัด ที่เกิดในช่วงกลางของ pile cap และมีความกว้างอยู่ระหว่าง 0.05 มม. ถึง 0.12 มม. ดังแสดงใน รูปที่ 13.81 ถึง รูปที่ 13.83 และมีรอยร้าวที่เกิดขึ้นรอบเสาเข็มที่มีความกว้างประมาณ 0.05 มม. ถึง 0.1 มม.



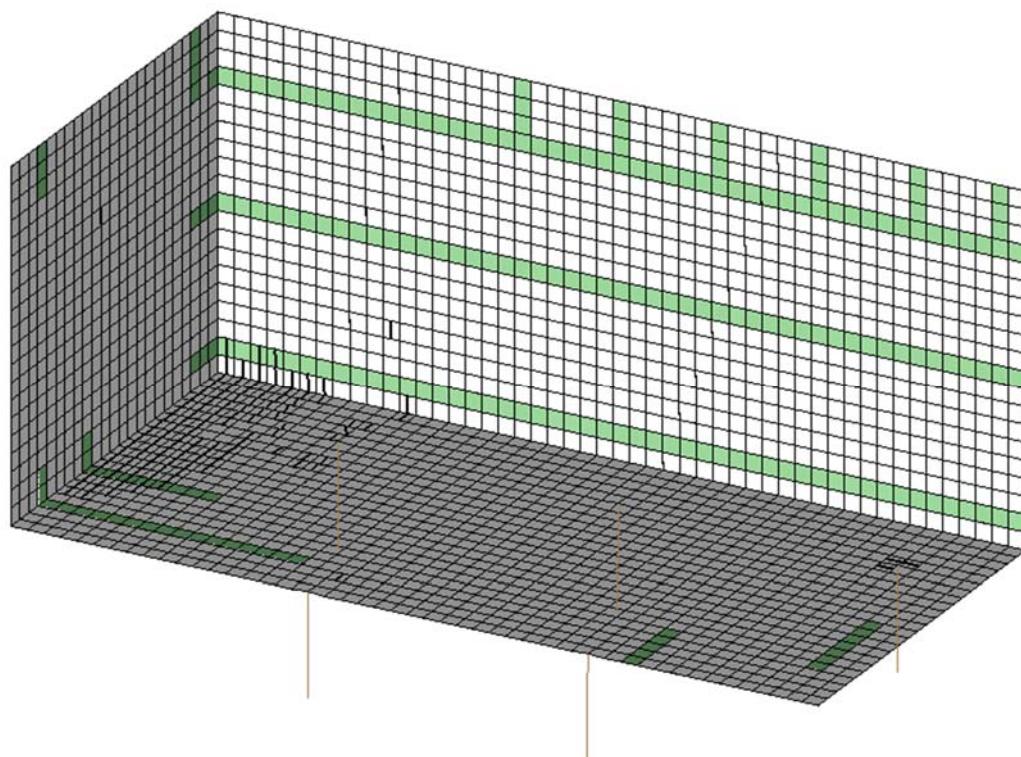
รูปที่ 13.80 รอยร้าวที่เกิดขึ้นในการณีปกติ (ความกว้างรอยร้าว = 0.05 มม.)



รูปที่ 13.81 รอยร้าวที่เกิดขึ้นภายใต้กรณีวิเคราะห์แบบ เลวร้ายขีดสุด (ความกว้างรอยร้าว > 0.05 มม.)

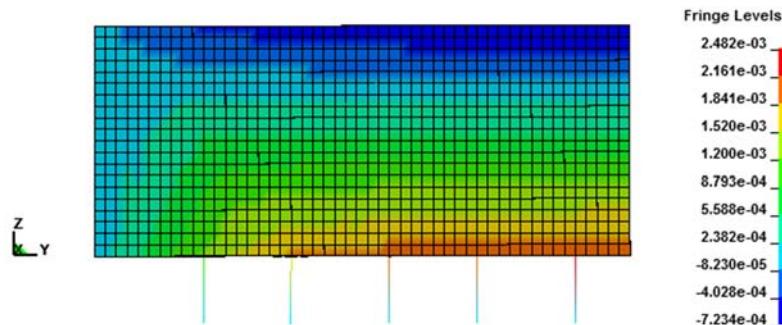


รูปที่ 13.82 รอยร้าวที่เกิดขึ้นภายใต้กรณีวิเคราะห์แบบ เลวร้ายขีดสุด (ความกว้างรอยร้าว > 0.1 มม.)



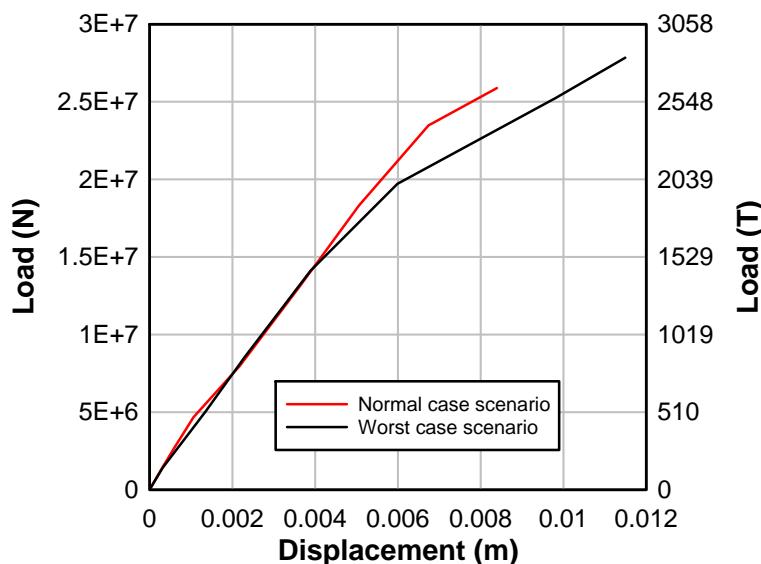
รูปที่ 13.83 รอยร้าวที่เกิดขึ้นภายใต้กรณีวิเคราะห์แบบ เลวร้ายขีดสุด (ความกว้างมากที่สุด = 0.12 มม.)

รูปที่ 13.84 แสดง contour ของระยะเคลื่อนตัวในแนวทิศทาง Y ภายใต้กรณีวิเคราะห์แบบ เลวร้ายขีดสุด โดยที่ผิวนมีระยะหดมากสุดเท่ากับ 0.72 มม. และผิวล่างมีระยะยืดมากสุดเท่ากับ 2.48 มม.



รูปที่ 13.84 Contour ระยะเคลื่อนตัวของ pile cap ภายใต้กรณีวิเคราะห์แบบ เลวร้ายขีดสุด (scale หน่วย เป็นเมตร)

รูปที่ 13.85 แสดงการเปรียบเทียบเส้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก และระยะแ่อนตัวของกรณีวิเคราะห์แบบปกติ และกรณีเลวร้ายขีดสุด จะเห็นว่า ในกรณีเลวร้ายขีดสุด เมื่อใช้ค่าคงรีตที่มีค่ากำลังรับแรงดึงเพียง 1/3 ของกำลังรับแรงดึงปกติของค่อนกรีต เส้นกราฟแสดงค่าสติฟเนสหรือความชันที่น้อยกว่าการวิเคราะห์แบบปกติ เมื่อน้ำหนักบรรทุกมีค่าเพิ่มขึ้น และในรูปที่ 13.85 แสดงค่าน้ำหนักบรรทุกของกรณีวิเคราะห์แบบ เลวร้ายขีดสุด ซึ่งมีค่าน้ำหนักบรรทุกสูงกว่าของกรณีปกติ เนื่องจาก ในกรณีวิเคราะห์แบบ เลวร้ายขีดสุด น้ำหนักบรรทุกจะที่ใช้มีค่าเป็น 2 เท่าของน้ำหนักจริงที่ใช้ในกรณีวิเคราะห์แบบปกติ



รูปที่ 13.85 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะแ่อนตัวของ pile cap สำหรับกรณีวิเคราะห์ Normal case scenario และ Worst case scenario

### 13.5.3 การศึกษาพัฒนาระบบ localization ของเหล็กเสริมในสภาวะ 1 มิติ

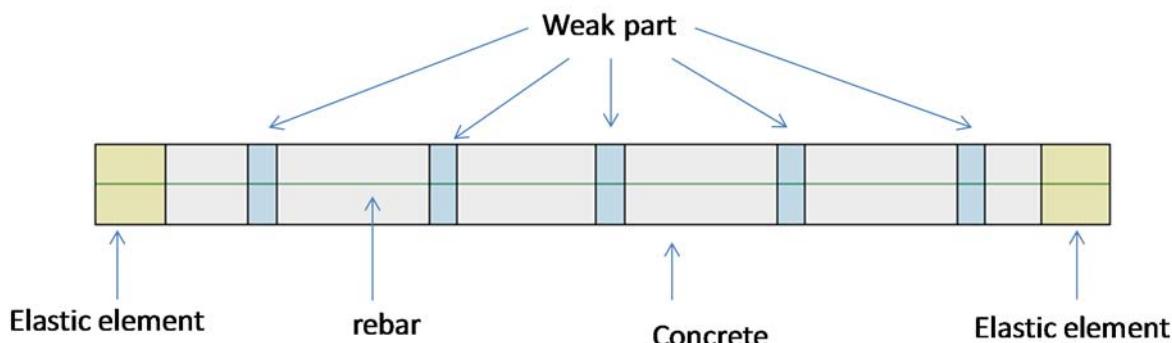
#### 13.5.3.1 แบบจำลองและน้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการศึกษา

ในส่วนนี้จะเป็นการศึกษาพัฒนาระบบ localization ของความเครียดในเหล็กเสริมโดยในการวิเคราะห์ประกอบด้วย 2 ขั้นตอนคือ

- (1) ขั้นที่ 1 การใส่แรงกระทำแบบ force control เพื่อจำลองการเกิดรอยร้าวในสภาวะเริ่มต้น
- (2) ขั้นที่ 2 การใส่อุณหภูมิเพื่อจำลองการขยายตัวและดูการแปรผันของความเครียดตลอดแนวเหล็กเสริม

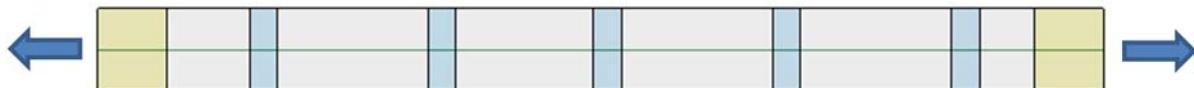
ในขั้นที่ 1 เทียบได้กับสภาวะของคอนกรีตในฐานรากปัจจุบัน ซึ่งรับแรงกระทำได้แก่ น้ำหนักตัวตัวและน้ำหนักจร แล้วทำให้เกิดรอยร้าวขึ้น ซึ่งเป็นตำแหน่งที่คาดว่าจะเกิด localization ของความเครียด ในขั้นที่ 2 นั้นมีวัตถุประสงค์ที่จะทำให้ฐานรากขยายตัว เพื่อเพิ่มค่าความเครียดในเหล็กเสริม และศึกษาค่าสูงสุดของความเครียดที่เกิดขึ้นที่ตำแหน่งรอยร้าว

สำหรับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ใช้ในการศึกษานี้ เป็นแท่งคอนกรีตเสริมเหล็ก ขนาดหน้าตัด  $0.48 \text{ m} \times 0.48 \text{ m}$ . มีความยาวเท่ากับ  $5.84 \text{ m}$ . และมีอัตราส่วนเหล็กเสริมเท่ากับ  $0.35\%$  (น้อยกว่าอัตราส่วนเหล็กเสริมของฐานราก  $40/16$  ที่มีค่าเท่ากับ  $0.42\%$  เพียงเล็กน้อย) โดยที่ปลายทั้งสองด้านถูกจำลองเป็น เอลิเมนต์ยืดหยุ่น (elastic element) เพื่อป้องกันการวิบติที่บริเวณปลายขั้นส่วน และตลอดช่วงความยาวของแท่งคอนกรีตเสริมเหล็ก ได้แบ่งให้มีส่วนที่จำลองโดยใช้คอนกรีตที่มีกำลังรับแรงดึงเพียง  $0.18 \text{ MPa}$  หรือคิดเป็น  $5\%$  ของกำลังรับแรงดึงปกติ เป็น ส่วนที่อ่อนแอ (weak zone) เพื่อให้เกิด locationization ขึ้นที่บริเวณ weak zone นี้ ดังแสดงใน รูปที่ 13.86



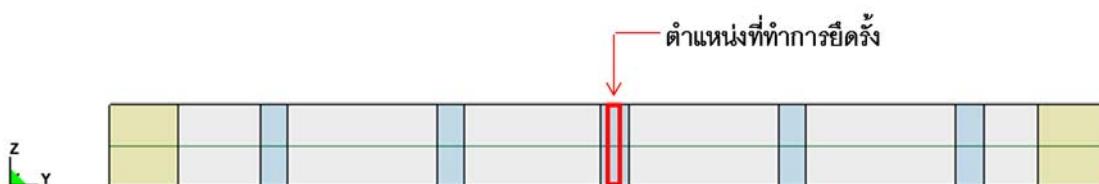
รูปที่ 13.86 แบบจำลองที่ใช้ในการศึกษา Strain localization

แรงดึงที่ใส่เข้าไปที่ปลายทั้งสองด้านในขั้นที่ 1 แสดงในรูปที่ 13.87 โดยที่การวิเคราะห์จะพิจารณาค่าแรงดึง 3 ระดับ นั่นคือ  $25\%$ ,  $40\%$  และ  $100\%$  ของกำลังครากของเหล็กเสริม ซึ่งได้ค่าแรงดึงเท่ากับ  $215 \text{ kN}$ ,  $344 \text{ kN}$ ,  $860 \text{ kN}$  ตามลำดับ โดยค่าแรงดึงที่ใส่เข้าไปในแต่ละระดับนั้น จะทำให้แห่งคอนกรีตเสริมเหล็กมีระดับของรอยร้าวที่แตกต่างกันไป



รูปที่ 13.87 การใส่แรงดึงใน load step แรก

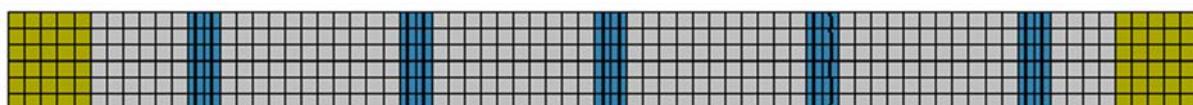
สำหรับใน load step ที่สอง จะเป็นการใส่อุณหภูมิเข้าไปที่แบบจำลอง เพื่อจำลองการขยายตัวของแท่งคอนกรีต โดยค่าอุณหภูมิที่ใส่เข้าไปคือ  $250^{\circ}\text{C}$ ,  $500^{\circ}\text{C}$ ,  $750^{\circ}\text{C}$  และ  $1000^{\circ}\text{C}$  ตามลำดับ โดยในระหว่างที่ใส่อุณหภูมิเข้าไป ก็ยังคงค่าแรงดึงของ load step แรกไว้ด้วย ในการวิเคราะห์แบบจำลองภายใต้ทั้งสอง load step มีมีการยึดรังการเคลื่อนที่ในแนวแกน Y ในตำแหน่งที่แสดงในรูปที่ 13.88



รูปที่ 13.88 Boundary condition ของแบบจำลองที่ใช้ในการศึกษา Strain localization

### 13.5.3.2 ผลการวิเคราะห์ strain localization

ในกรณีแรกเป็นการวิเคราะห์ strain localization ภายใต้แรงดึงเริ่มต้น  $215 \text{ kN}$  ( $25\%$  ของกำลังดึงคราก) เมื่อนำแรงดึง  $215 \text{ kN}$  กระทำที่ปลายทั้งสองด้านของแท่งคอนกรีตเสริมเหล็ก ทำให้เกิดรอยร้าวในบริเวณ weak zone มีความกว้างของรอยร้าวโดยประมาณเท่ากับ  $0.12 \text{ mm}$ . ดังแสดงใน รูปที่ 13.89 หลังจากที่วิเคราะห์ใน load step แรกแล้ว ก็ทำการวิเคราะห์ใน load step ที่สอง โดยการใส่อุณหภูมิเข้าไปที่คอนกรีตเท่ากับ  $250^{\circ}\text{C}$ ,  $500^{\circ}\text{C}$ ,  $750^{\circ}\text{C}$  และ  $1000^{\circ}\text{C}$  โดยรอยร้าวที่เกิดขึ้นยังคงกระจายตัวในบริเวณ weak zone เช่นเดิม โดยความกว้างของรอยร้าวมีค่าเพิ่มขึ้นตามระดับการขยายตัวของแท่งบริซิม

รูปที่ 13.89 รอยร้าวที่เกิดขึ้นใน weak zone ภายใต้แรงดึง  $215 \text{ kN}$  (แสดงเฉพาะรอยร้าวที่มีความกว้างมากกว่า  $0.12 \text{ mm}$ .)

รูปที่ 13.90 เปรียบเทียบ strain profile ในเหล็กเสริมใน load step แรก และ load step ที่ 2 ที่ใส่อุณหภูมิค่าต่างๆเข้าไปในแบบจำลอง จะเห็นได้ว่าใน load step แรก ความเครียดในเหล็กเสริมมีค่าสูงสุดที่บริเวณ weak zone ซึ่งเป็นตำแหน่งที่เกิดรอยร้าว เมื่อเทียบกับอุณหภูมิที่เพิ่มมากขึ้น strain ในเหล็กเสริมก็มีค่ามากขึ้นตามไปด้วย โดยตำแหน่งที่ความเครียดมีค่าสูงสุด (peak strain) ใน load step แรก จะเป็นตำแหน่งที่เกิด localization ของความเครียดในเหล็กเสริม ในขั้นตอนของการให้อุณหภูมิ

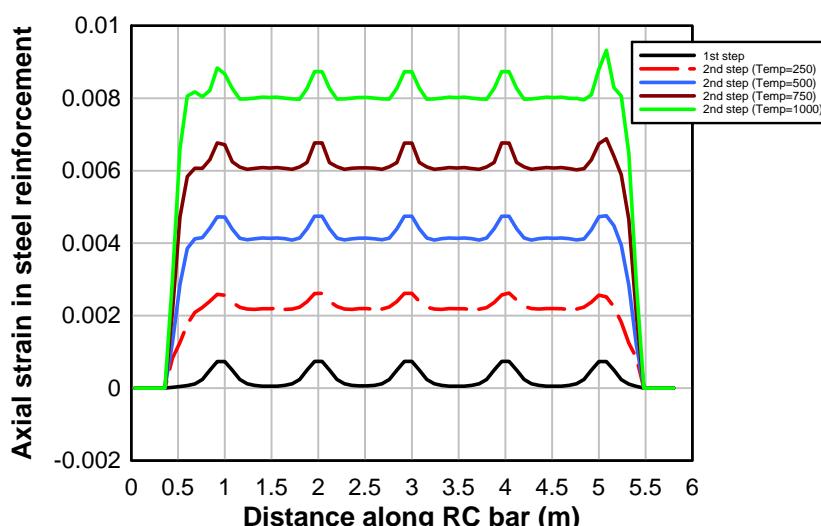
เช่นกัน ดังแสดงใน รูปที่ 13.90 จากการพิจารณาความเครียดเฉลี่ยที่เกิดขึ้นภายใต้อุณหภูมิต่างๆพบว่า มีความสัมพันธ์กับค่าอุณหภูมิที่ใส่เข้าไป กล่าวคือเมื่ออุณหภูมิมีค่าเพิ่มขึ้น ค่าความเครียดเฉลี่ยในเหล็กเสริมก็เพิ่มขึ้นด้วย เมื่อคำนวณความเครียดในกรณีที่ทำการขยายตัวปราศจากการยืดรัง (Free strain) จะเป็นไปตามสมการ

$$\varepsilon_{free} = \alpha \cdot \Delta T$$

เมื่อ  $\alpha$  เป็น ค่าสัมประสิทธิ์การขยายตัวเชิงอุณหภูมิ  $= 12 \times 10^{-6}$  และ

$\Delta T$  เป็น ค่าอุณหภูมิ

เมื่อใช้สมการดังกล่าวคำนวณระดับความเครียดของเหล็กเสริม จะได้ค่าที่สูงกว่าค่าความเครียดเฉลี่ยในรูปที่ 83 ยกตัวอย่าง เช่น เมื่ออุณหภูมิ  $\Delta T = 1000^{\circ}\text{C}$  จะคำนวณความเครียดแบบปราศจากการยืดรังได้เท่ากับ  $\varepsilon_{free} = 12 \times 10^{-6} \times 1000 = 0.012$  ซึ่งมีค่าสูงกว่าค่าความเครียดเฉลี่ยที่ได้จากการวิเคราะห์ไฟโนต์เอลิเมนต์ซึ่งมีค่าเท่ากับ  $\bar{\varepsilon} = 0.008$  โดยประมาณ สาเหตุเป็นเพราะการยืดรังที่เกิดขึ้นเนื่องจากเหล็กเสริมที่อยู่ในแท่งคอนกรีต ซึ่งทำให้ความเครียดมีค่าน้อยกว่าความเครียดอิสระ



รูปที่ 13.90 เปรียบเทียบ strain profile ในเหล็กเสริม เมื่อแรงดึงเท่ากับ 215 kN ใน load step แรก

ในการวิเคราะห์ที่ผ่านมาจะเห็นว่า ระดับการขยายตัวแทนด้วยระดับของอุณหภูมิที่ใส่เข้าไป ซึ่งมีผลต่อความเครียดที่เกิดขึ้น และเมื่อทราบค่าความเฉลี่ยแล้ว สามารถนำมาประเมินค่าการขยายตัวที่ปลายได้ดังสมการ

$$\Delta = \bar{\varepsilon} \cdot L$$

เมื่อ  $L$  คือความยาวของโครงสร้าง

จากสมการข้างต้น หากทราบระยะขยายตัวก็สามารถคำนวณ ความเครียดเฉลี่ย  $\bar{\varepsilon}$  ได้ หรือหากทราบค่าความเครียดเฉลี่ย ก็สามารถคำนวณการขยายตัวได้เช่นกัน

รูปที่ 13.91 แสดงระยะยีดที่ปลายของแท่งคอนกรีตเสริมเหล็กที่ปลาย เมื่อใส่แรงดึงเข้าไป 215 kN ที่ปลายทั้งสองด้าน ระยะยีดมากสุดที่เกิดขึ้นภายหลัง load step แรกนี้เท่ากับ 0.74 มม. ต่อมานะ load step ที่สอง เมื่อใส่อุณหภูมิเข้าไป 250 °C, 500 °C, 750 °C และ 1000 °C ระยะยีดที่ปลายก็จะมีค่าเพิ่มขึ้น ซึ่งสอดคล้องกับค่าความเครียดในเหล็กเสริมที่เพิ่มขึ้นเข่นเดียวกัน รูปที่ 13.92 แสดงระยะยีดที่เกิดขึ้นเมื่ออุณหภูมิเท่ากับ 1000 °C

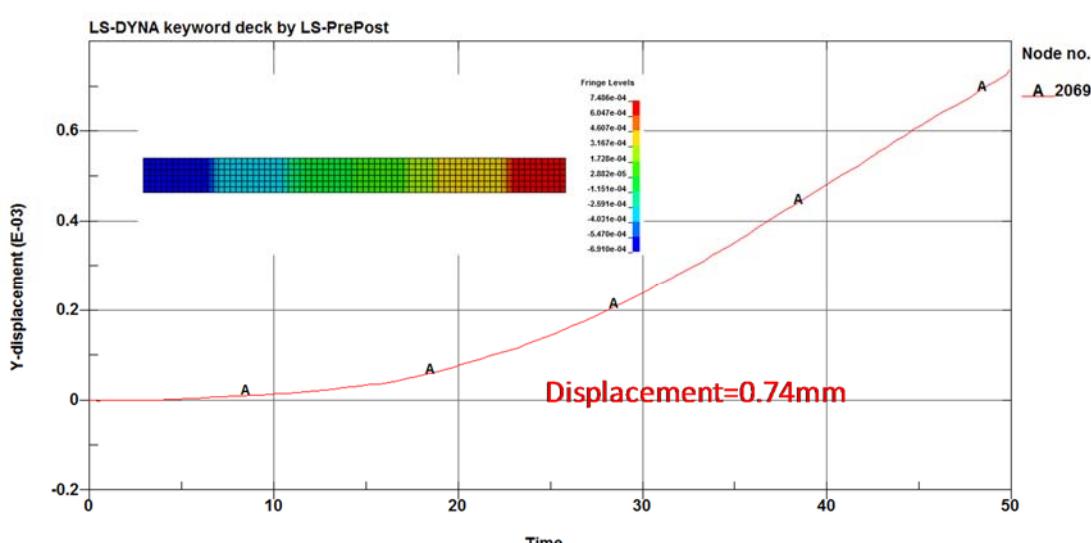
สำหรับกรณีที่ อุณหภูมิ = 1000 °C ค่าระยะยีดที่ปลายที่เกิดจากการขยายตัวคำนวณได้ดังนี้

1. ค่าที่อ่านได้จากโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ = 27.42 – 0.74 = 26.68 มม.
2. ค่าที่คำนวณจากความเครียดเฉลี่ยที่ได้จากโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ (รูปที่ 83)  

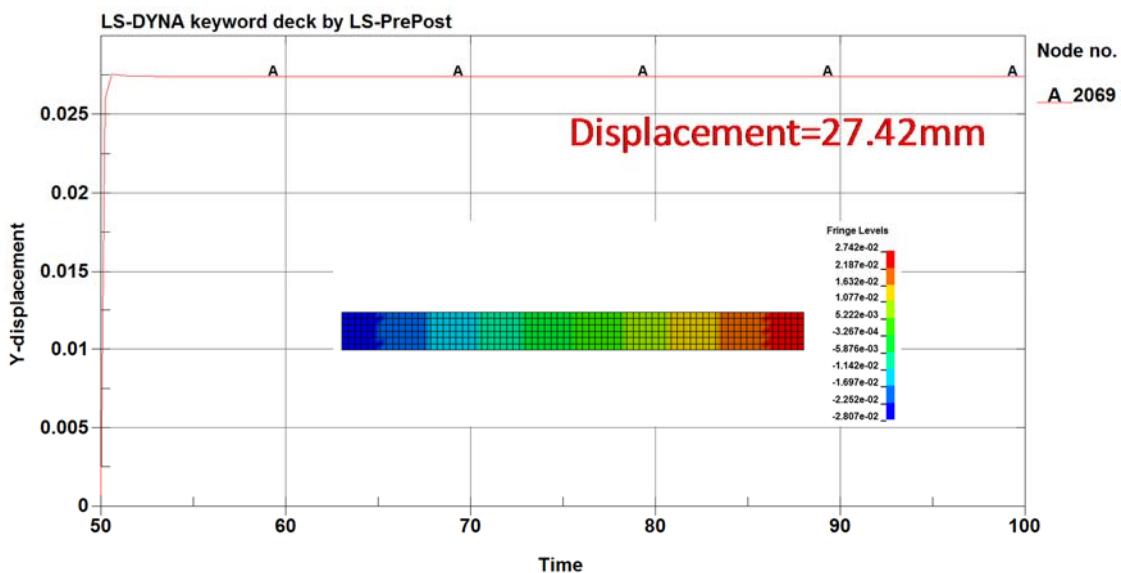
$$\Delta = \bar{\varepsilon} \cdot L = 0.008 \times 2750 = 22 \text{ มม.}$$
3. ค่าที่คำนวณได้โดยใช้ความเครียดปราศจากการยึดรั้ง  

$$\Delta = \bar{\varepsilon} \cdot L = 0.012 \times 2750 = 33 \text{ มม.}$$

จากการเปรียบเทียบค่าดังกล่าวพบว่า ค่าระยะยีดที่ปลายที่อ่านได้จากโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ (26.68 มม.) มีค่ามากกว่าค่าที่คำนวณได้จากการคำนวณเฉลี่ย (22 มม.) ทั้งนี้ เพราะ ในบริเวณที่เป็น weak zone มีความเครียดสูงกว่าความเครียดเฉลี่ย ซึ่งทำให้ระยะยีดที่แท้จริงมีค่ามากขึ้น แต่ระยะยีดจริงก็ยังมีค่าต่ำกว่าระยะยีดที่ปราศจากการยึดรั้ง (33 มม.) ทั้งนี้เหล็กเสริมที่อยู่ภายใต้แรงดึงที่สูงจะมีค่าตัวแปรรูปที่ต่ำกว่าค่าตัวแปรรูปที่อยู่ภายใต้แรงดึงที่ต่ำ ทำให้ระยะยีดที่แท้จริงลดลง

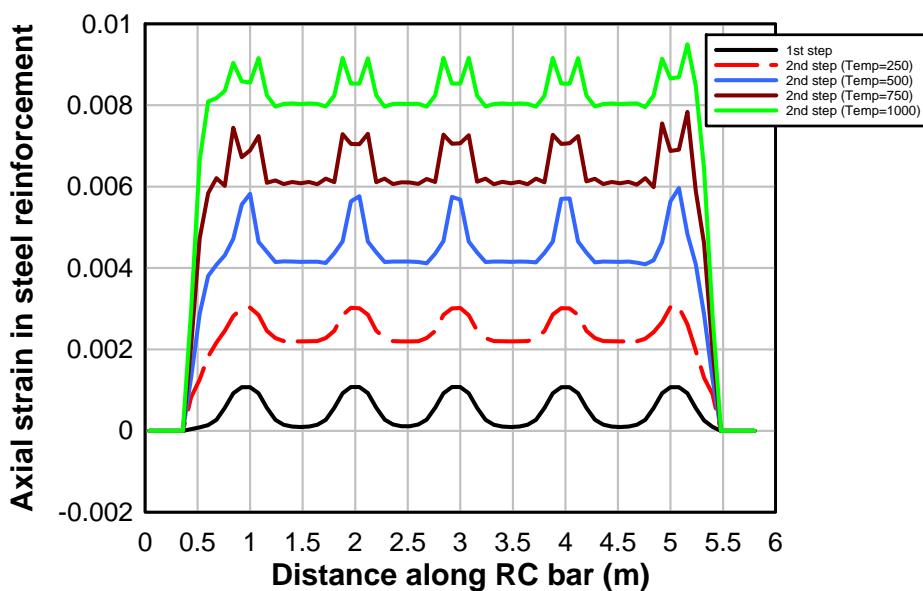


รูปที่ 13.91 ระยะยีดจากแรงดึง 215 kN ใน load step แรก

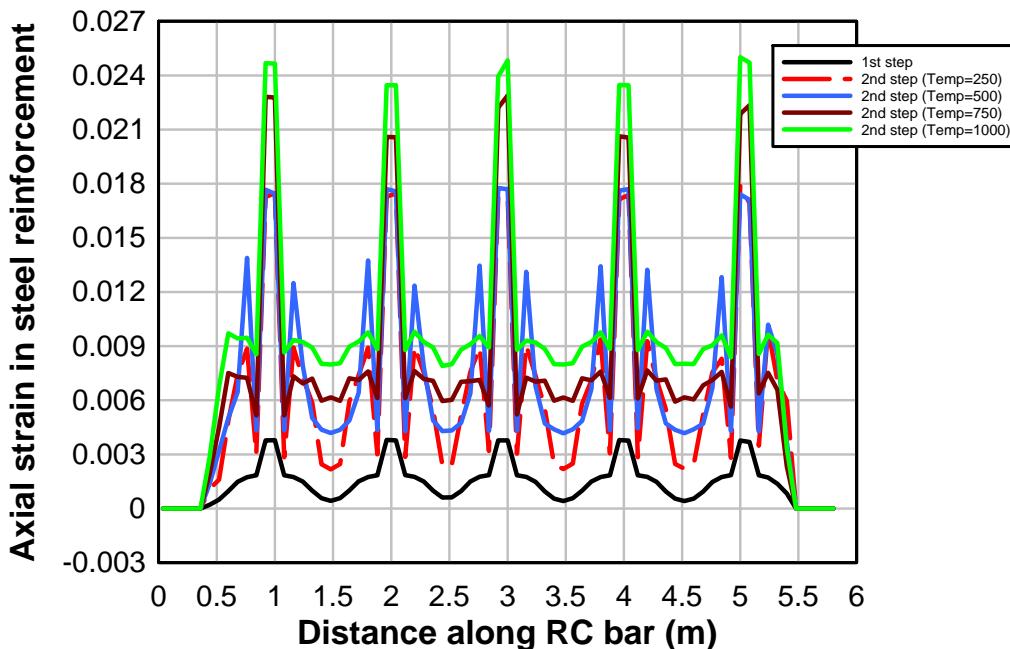


รูปที่ 13.92 ระยะยืดใน load step ที่สอง เมื่ออุณหภูมิที่ใช้ในการวิเคราะห์เท่ากับ  $1000^{\circ} \text{C}$  (แรงดึงใน load step แรก = 215 kN)

สำหรับผลการวิเคราะห์ strain localization ในกรณีอ่อนๆที่เพิ่มแรงดึงใน load step แรก เป็น 344 kN (40% ของกำลังดึงคราก) และ 860 kN (100% ของกำลังดึงคราก) ได้ผลการวิเคราะห์ strain localization ดังแสดงในรูปที่ 13.94 และ รูปที่ 13.95 ตามลำดับ ซึ่งจะเห็นว่าเมื่อเปรียบเทียบ strain profile ของทั้งสามกรณีพบว่า ระดับความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมรับแรงดึงขึ้นอยู่กับระดับแรงดึงเริ่มต้นก่อนการขยายตัว โดยความเครียดมีแนวโน้มที่จะเพิ่มขึ้นเมื่อระดับแรงดึงในเหล็กเสริมเดิมมีค่ามาก



รูปที่ 13.93 เปรียบเทียบ strain profile ในเหล็กเสริม เมื่อแรงดึงเท่ากับ 344 kN ใน load step แรก



รูปที่ 13.94 strain profile ในเหล็กเสริมภายในได้การขยายตัวเนื่องจากอุณหภูมิ เมื่อแรงดึงใน load step แรก เท่ากับ 860 kN

### 13.5.3.3 สรุปผลการศึกษาความเครียดของเหล็กเสริมในพื้นที่ strain localization

การวิเคราะห์ไฟในตัวอเลิมเม้นต์ของแท่งคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยที่ใน load step แรกเป็นการใส่แรงดึงเข้าไปที่ปลายทั้งสองด้าน เพื่อทำให้เกิดรอยร้าวในบริเวณ weak zone ของแท่งคอนกรีตเสริมเหล็ก ต่อมาก็จะนำแบบจำลองไฟในตัวอเลิมเม้นต์ที่ได้ทำการวิเคราะห์ใน load step แรก ไปวิเคราะห์ต่อใน load step ที่สอง ซึ่งเป็นการจำลองการขยายตัวของแท่งคอนกรีตเสริมเหล็กโดยการใส่อุณหภูมิเข้าไป ภายหลังการวิเคราะห์ทั้งสอง load step จึงนำค่า peak strain และ average strain ที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมมาคำนวณค่าอัตราส่วน localization ratio ซึ่งค่าอัตราส่วนนี้จะสามารถนำไปใช้คำนวณค่า peak strain ในเหล็กเสริม ณ ตำแหน่งที่เกิดรอยร้าวได้หากทราบค่า average strain สำหรับกรณีอื่นๆต่อไป

ตารางที่ 13.2, ตารางที่ 13.3 และ ตารางที่ 13.4 สรุปค่า peak strain และ average strain ในเหล็กเสริมสำหรับกรณีที่แรงดึงใน load step แรก มีค่าเท่ากับ 215 kN, 344 kN และ 860 kN ตามลำดับ จากทั้ง 3 กรณี จะเห็นได้ว่า strain ในเหล็กเสริมมีค่าสูงขึ้นตามแรงดึง และ อุณหภูมิที่ใส่เข้าไป โดยมีอัตราส่วนระหว่าง peak strain กับ average strain อยู่ในช่วง 2.50-3.10 สำหรับ load step แรก และ อยู่ในช่วง 1.20-2.97 สำหรับ load step ที่สอง

ตารางที่ 13.2 ค่า strain ในเหล็กเสริมสำหรับกรณีที่แรงดึงใน load step แรกเท่ากับ 215 kN (25% ของกำลังดึงคราก)

	Load step แรก	Load step ที่สอง			
		อุณหภูมิ $=250^{\circ}\text{C}$	อุณหภูมิ $=500^{\circ}\text{C}$	อุณหภูมิ $=750^{\circ}\text{C}$	อุณหภูมิ $=1000^{\circ}\text{C}$
Peak strain ( $\times 10^{-3}$ )	0.736	2.62	4.76	6.88	9.32
Average strain ( $\times 10^{-3}$ )	0.238	1.91	3.59	5.24	6.92
Ratio of peak to average strain	3.09	1.37	1.33	1.31	1.35

ตารางที่ 13.3 ค่า strain ในเหล็กเสริมสำหรับกรณีที่แรงดึงใน load step แรกเท่ากับ 344 kN (40% ของกำลังดึงคราก)

	Load step แรก	Load step ที่สอง			
		อุณหภูมิ $=250^{\circ}\text{C}$	อุณหภูมิ $=500^{\circ}\text{C}$	อุณหภูมิ $=750^{\circ}\text{C}$	อุณหภูมิ $=1000^{\circ}\text{C}$
Peak strain ( $\times 10^{-3}$ )	1.08	3.04	5.96	7.84	9.50
Average strain ( $\times 10^{-3}$ )	0.427	2.08	3.80	5.45	7.06
Ratio of peak to average strain	2.52	1.46	1.57	1.44	1.35

ตารางที่ 13.4 ค่า strain ในเหล็กเสริมสำหรับกรณีที่แรงดึงใน load step แรกเท่ากับ 860 kN (100% ของกำลังดึงคราก)

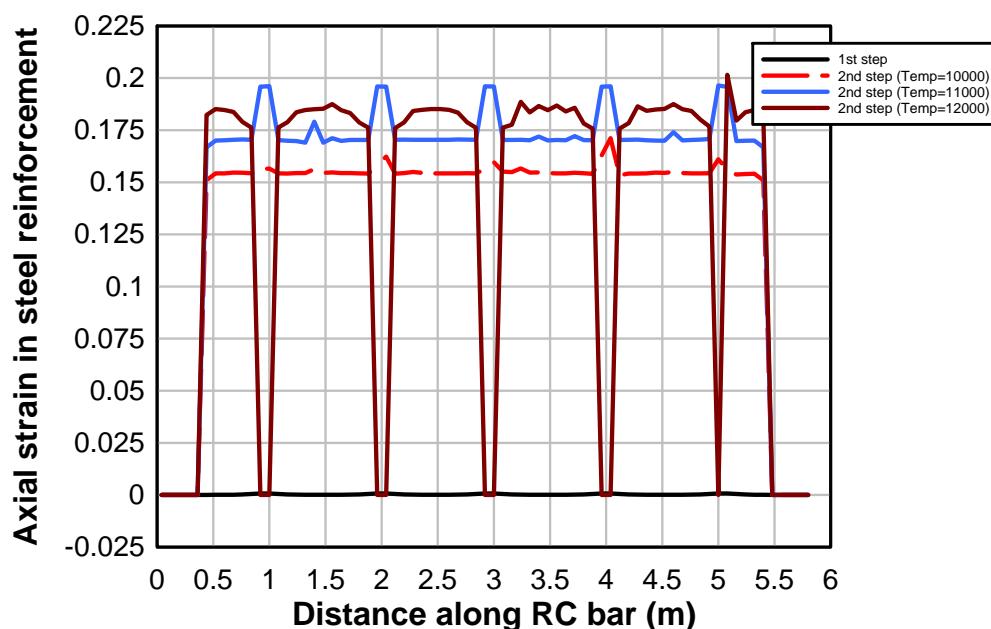
	Load step แรก	Load step ที่สอง			
		อุณหภูมิ $=250^{\circ}\text{C}$	อุณหภูมิ $=500^{\circ}\text{C}$	อุณหภูมิ $=750^{\circ}\text{C}$	อุณหภูมิ $=1000^{\circ}\text{C}$
Peak strain ( $\times 10^{-3}$ )	3.80	17.9	17.8	22.9	25.0
Average strain ( $\times 10^{-3}$ )	1.44	6.23	7.13	7.72	9.64
Ratio of peak to average strain	2.64	2.88	2.49	2.97	2.59

### 13.5.4 การวิเคราะห์ Strain localization เพื่อทำนายจุดที่เหล็กเสริมขาด

ในส่วนนี้จะเป็นการวิเคราะห์ที่มีลักษณะเดียวกับการวิเคราะห์ในหัวข้อ 13.5.3 เพียงแต่ว่าจะเพิ่มอุณหภูมิที่ใช้ในการวิเคราะห์ให้สูงกว่าที่ใช้ในหัวข้อ 13.5.3 เพื่อศึกษาค่าอัตราส่วนระหว่าง peak strain ต่อ average strain ในเหล็กเสริมที่เกิดขึ้นเมื่อการขยายตัวของเท่งคอนกรีตอยู่ในระดับที่สูง และทำการวิเคราะห์จนกระทั่งเหล็กเสริมขาด อุณหภูมิที่ใช้ใน load step ที่สอง จึงมีค่าสูงอยู่ในช่วง  $5000^{\circ}\text{C}$ ,  $10000^{\circ}\text{C}$ ,  $11000^{\circ}\text{C}$  และ  $12000^{\circ}\text{C}$  อย่างไรก็ตามค่าแรงดึงที่ใส่เข้าไปที่ปลายทั้งสองด้านใน load step แรกนั้นยังคงกำหนดให้มีค่าเท่ากับ  $215\text{ kN}$ ,  $344\text{ kN}$  และ  $860\text{ kN}$  ตามเดิม

#### 13.5.4.1 ผลการวิเคราะห์ strain localization

ผลการวิเคราะห์ strain localization เมื่ออุณหภูมิที่ใช้ในการวิเคราะห์เท่ากับ  $5000^{\circ}\text{C}$ ,  $10000^{\circ}\text{C}$ ,  $11000^{\circ}\text{C}$  และ  $12000^{\circ}\text{C}$  ภายใต้แรงดึงเริ่มต้น  $215\text{ kN}$  แสดงเป็น strain profile ในเหล็กเสริมดังในรูปที่ 115 จากการวิเคราะห์และภาพที่แสดงนี้ พบว่า strain ในเหล็กเสริมเริ่มมีค่าเข้าใกล้ค่า fracture strain ของเหล็กเสริม ซึ่งกำหนดให้มีค่าเท่ากับ  $0.20$  เมื่ออุณหภูมิที่กระทำเท่ากับ  $11000^{\circ}\text{C}$  และเมื่ออุณหภูมิที่ใส่เข้าไปมีค่าสูงขึ้นเป็น  $12000^{\circ}\text{C}$  พบร่วมกับจุดที่เป็น weak zone และหลังจากนั้น ความเครียดก็ลดลงเป็นศูนย์ ณ บริเวณดังกล่าว

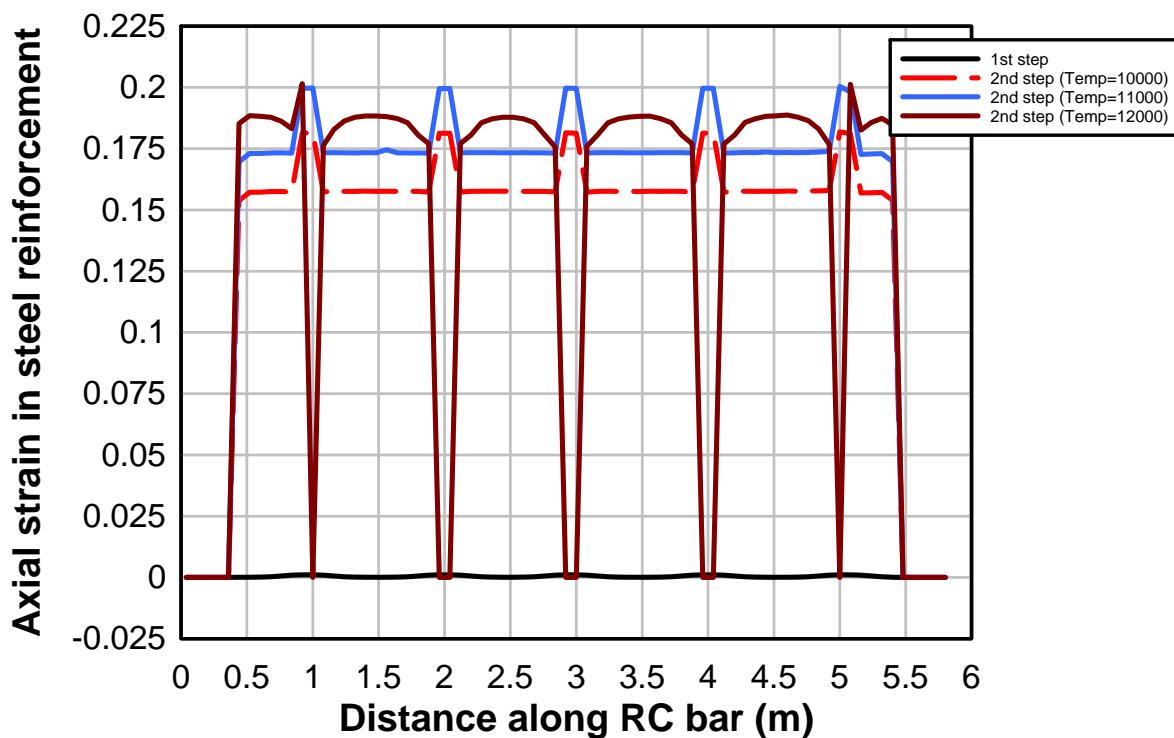


รูปที่ 13.95 เปรียบเทียบ strain profile ในเหล็กเสริม เมื่อแรงดึงเท่ากับ  $215\text{ kN}$  ใน load step แรก และทำการวิเคราะห์จนเหล็กเสริมขาดใน load step ที่สอง

รูปที่ 13.96 แสดง strain profile ในเหล็กเสริม เปรียบเทียบระหว่าง strain ที่เกิดขึ้นใน load step แรก และที่เกิดขึ้นใน load step ที่สองที่อุณหภูมิเท่ากับ  $10000^{\circ}\text{C}$ ,  $11000^{\circ}\text{C}$  และ  $12000^{\circ}\text{C}$  ภายใต้แรงดึงเริ่มต้น  $344\text{ kN}$  จากการวิเคราะห์ FEM พบร่วมกับ strain ในเหล็กเสริมมีค่าเท่ากับ fracture strain ( $0.2$ ) เมื่อ

อุณหภูมิที่ได้เข้าไปในแบบจำลองมีค่าเท่ากับ  $11000^{\circ}\text{C}$  เมื่ออุณหภูมิเพิ่มสูงขึ้นเป็น  $12000^{\circ}\text{C}$  strain ในเหล็กเสริมลดลงเป็นศูนย์ เนื่องจากอลิเมนต์ที่ใช้จำลองเหล็กเสริมถูกกลบออกไปเมื่อเหล็กเสริมขาด

รูปที่ 13.97 แสดง strain profile ในเหล็กเสริม เปรียบเทียบระหว่าง strain ที่เกิดขึ้นใน load step แรกและที่เกิดขึ้นใน load step ที่สองที่อุณหภูมิที่ใช้ในการวิเคราะห์เท่ากับ  $5000^{\circ}\text{C}$  เป็น  $10000^{\circ}\text{C}$  และ  $11000^{\circ}\text{C}$  ตามลำดับ ภายใต้แรงดึงเริ่มต้น 860 kN จากการวิเคราะห์พบว่า การขยายตัวของแท่งคอนกรีตเสริมเหล็กเนื่องจากอุณหภูมิ  $10000^{\circ}\text{C}$  ทำให้ strain ในเหล็กเสริมน้ำหนักเดียงกับค่า fracture strain ของเหล็ก นั่นคือเหล็กเสริมเกือบจะขาดภายในตัวนี้ ในการวิเคราะห์กรณีถัดไป ได้เพิ่มอุณหภูมิใน load step ที่สองเป็น  $11000^{\circ}\text{C}$  พบร้าเหล็กเสริมที่อยู่ตรงกับบริเวณ weak part ของแท่งคอนกรีตเสริมเหล็กได้ขาดซึ่งสามารถถูดูได้จาก strain ในเหล็กเสริมบริเวณนั้นมีค่าลดลงจนเหลือเท่ากับศูนย์

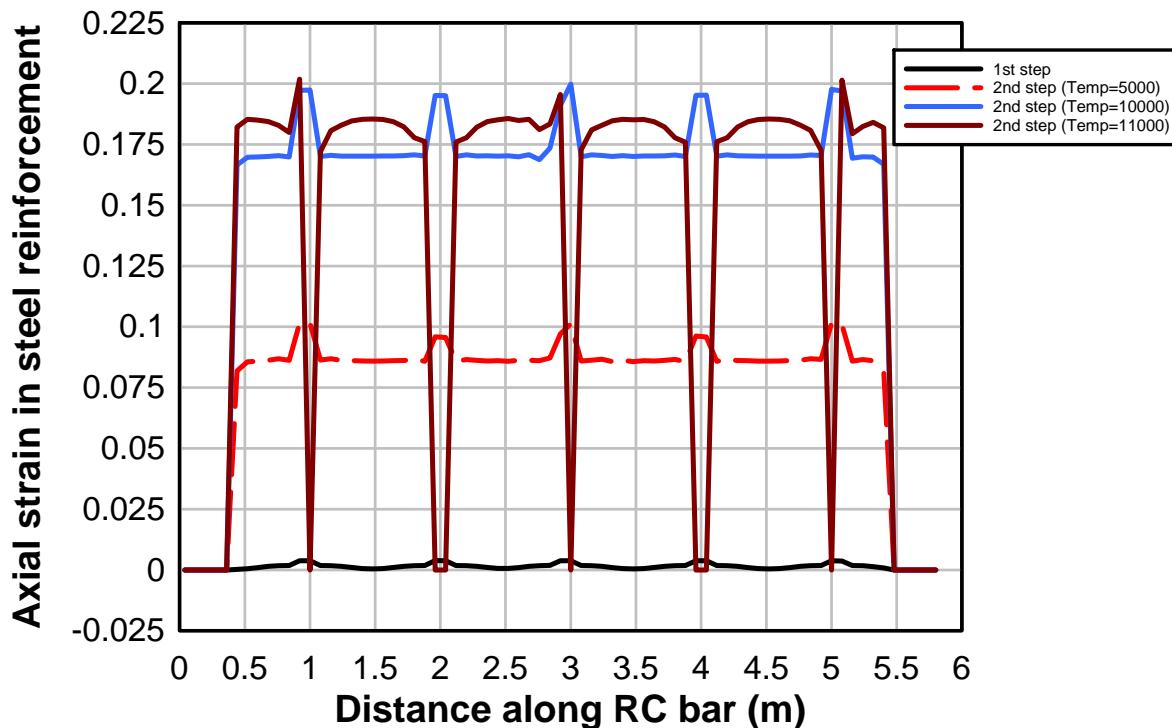


รูปที่ 13.96 เปรียบเทียบ strain profile ในเหล็กเสริม เมื่อแรงดึงเท่ากับ 344 kN ใน load step แรก และ วิเคราะห์จนเหล็กเสริมขาดใน load step ที่สอง

13.5.4.2 สรุปค่า strain ในเหล็กเสริมสำหรับการศึกษา strain localization สำหรับกรณีวิเคราะห์ในช่วงอุณหภูมิสูง

ค่า Peak strain และ Average strain ที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมภายใต้ load step แรก และ load step ที่สองที่อุณหภูมิอยู่ในช่วงสูง สรุปไว้ในตารางที่ 13.5 ถึง ตารางที่ 13.7 จะเห็นได้ว่า อัตราส่วนระหว่าง Peak strain และ Average strain ใน load step ที่สองของทั้งในกรณีวิเคราะห์ที่แรงดึงใน load step แรกมีค่า

เท่ากับ 215 kN, 344 kN และ 860 kN มีค่าประมาณ 1.30 ซึ่งก็อยู่ในช่วงใกล้เคียงกับกรณีวิเคราะห์ที่อยู่ในช่วงอุณหภูมิต่ำ (ดังแสดงไว้ในหัวข้อ 13.5.4)



รูปที่ 13.97 เปรียบเทียบ strain profile ในเหล็กเสริม เมื่อแรงดึงเท่ากับ 860 kN ใน load step แรก และ วิเคราะห์จนเหล็กเสริมขาดใน load step ที่สอง

ตารางที่ 13.5 ค่า strain ในเหล็กเสริมสำหรับกรณีที่แรงดึงใน load step แรกเท่ากับ 215 kN และอุณหภูมิใน load step ที่สองอยู่ในช่วงสูง

	Load step แรก	Load step ที่สอง		
		อุณหภูมิ $=10000^{\circ} \text{C}$	อุณหภูมิ $=11000^{\circ} \text{C}$	อุณหภูมิ $=12000^{\circ} \text{C}$
Peak strain( $\times 10^{-3}$ )	0.736	171	196	เหล็กขาด
Average strain( $\times 10^{-3}$ )	0.238	135	152	เหล็กขาด
Ratio of peak to average strain	3.09	1.27	1.30	

ตารางที่ 13.6 ค่า strain ในเหล็กเสริมสำหรับกรณีที่แรงดึงใน load step แรกเท่ากับ 344 kN และอุณหภูมิใน load step ที่สองอยู่ในช่วงสูง

	Load step แรก	Load step ที่สอง		
		อุณหภูมิ =10000° C	อุณหภูมิ =11000° C	อุณหภูมิ =12000° C
Peak strain( $\times 10^{-3}$ )	1.08	182.0	200.0	เหล็กขาด
Average strain( $\times 10^{-3}$ )	0.427	140.0	154.0	เหล็กขาด
Ratio of peak to average strain	2.52	1.30	1.30	

ตารางที่ 13.7 ค่า strain ในเหล็กเสริมสำหรับกรณีที่แรงดึงใน load step แรกเท่ากับ 860 kN และอุณหภูมิใน load step ที่สองอยู่ในช่วงสูง

	Load step แรก	Load step ที่สอง		
		อุณหภูมิ =5000° C	อุณหภูมิ =10000° C	อุณหภูมิ =11000° C
Peak strain( $\times 10^{-3}$ )	3.80	102.0	200.0	เหล็กขาด
Average strain( $\times 10^{-3}$ )	1.44	76.5	151.0	เหล็กขาด
Ratio of peak to average strain	2.64	1.33	1.32	

### 13.5.5 การประเมินโอกาสที่เหล็กเสริมจะขาด

ดังที่ได้อธิบายไปก่อนหน้านี้แล้วว่า หากสภาวะการขยายตัวจากปฏิก्रิยา AAR และ DEF ยังดำเนินไปอย่างต่อเนื่องและทำให้เกิดการขยายตัวของฐานรากต่อไป เหล็กเสริมก็จะถูกดึงจนยึดตัวและทำให้ความเครียดของเหล็กเสริมที่ค่าเพิ่มขึ้น และประกอบกับพฤติกรรม strain localization ทำให้เกิดความเครียดสูงเฉพาะที่ (Localized strain) ณ ตำแหน่งที่เกิดรอยร้าว หากมีค่าขั้นสูงถึง fracture strain อาจทำให้เหล็กเสริมขาดได้ และทำให้พฤติกรรมการอัดแรง (Prestressing effect) สูญเสียไป

จากการศึกษาความสัมพันธ์กันระหว่างระยะขยายตัวและความเครียดในเหล็กเสริม สามารถนำไปใช้คำนวณโอกาสที่เหล็กเสริมจะขาดดังนี้

1. ประเมินค่าการขยายตัวของฐานรากในสนาม เช่น การวัดการขยายตัว ( $\Delta$ )
2. จากค่าการขยายตัวที่วัดได้ คำนวณระดับความเครียดเฉลี่ย  $\bar{\varepsilon}$  ที่เกิดขึ้นจากสมการ

$$\bar{\varepsilon} = \frac{\Delta}{L}$$

เมื่อ L คือความยาวของฐานรากในระยะที่ทำการวัดการขยายตัว

3. คำนวณความเครียดสูงสุดเฉพาะที่  $\epsilon_p$  ที่จากสมการ

$$\epsilon_p = \chi \bar{\epsilon}$$

เมื่อ  $\chi$  คือค่า localization factor

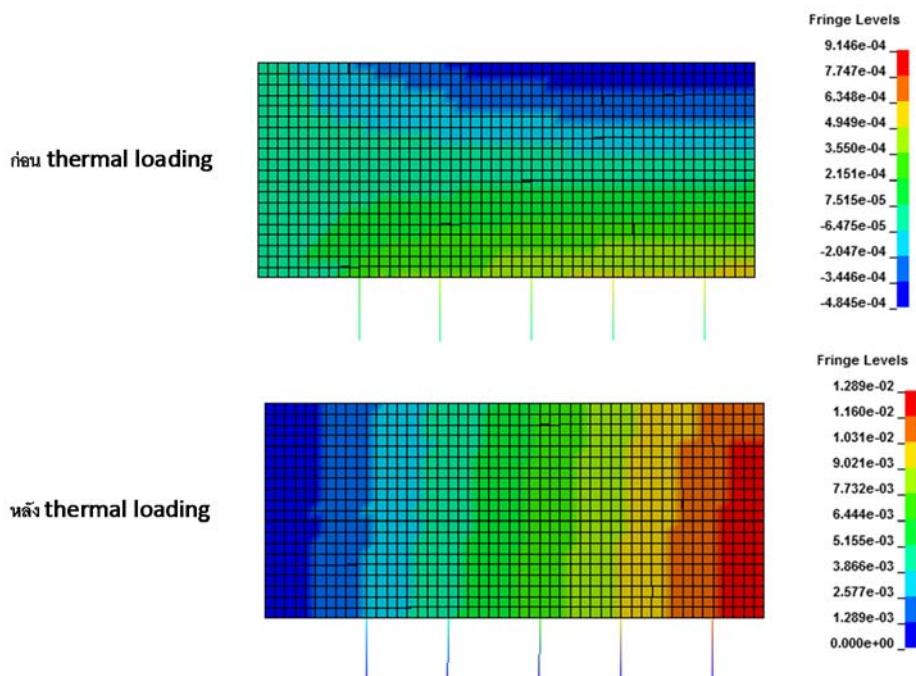
4. เปรียบเทียบระหว่างความเครียดเฉพาะที่  $\epsilon_p$  หากมีค่าเข้าใกล้ความเครียดขาดของเหล็กเสริม  $\epsilon_f$

จะต้องดำเนินการเสริมกำลังฐานรากต่อไป

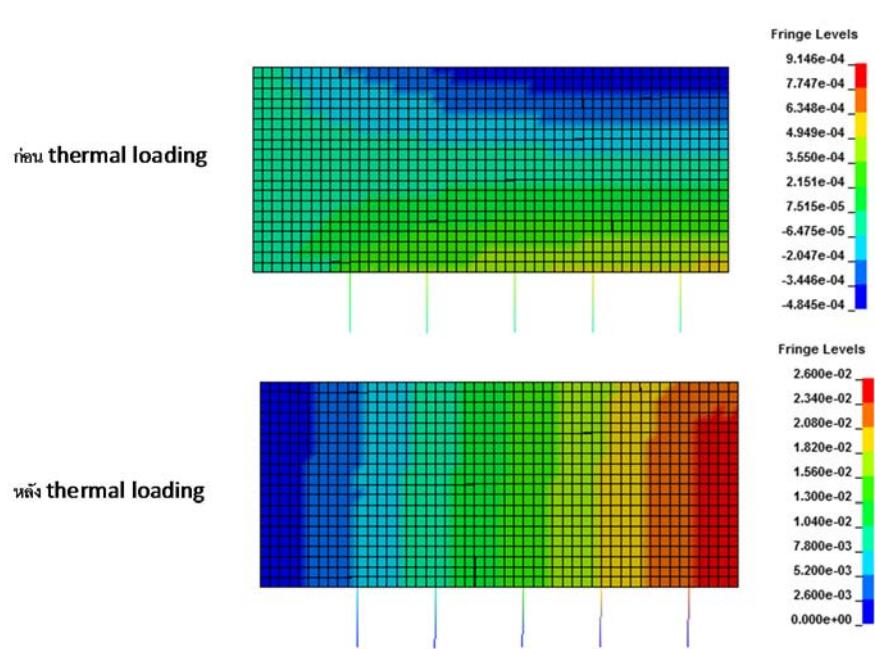
#### 13.5.5.1 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะขยายตัวที่ผิวนอกและผิวล่างของฐานราก

เนื่องจากการประเมินว่าเหล็กเสริมล่างมีโอกาสที่จะขาดหรือไม่นั้น จะต้องทราบการขยายตัวที่ผิวล่างของฐานราก อย่างไรก็ตาม การติดตั้งอุปกรณ์วัดค่าการขยายตัวที่ผิวล่างนั้นทำได้ไม่สะดวก เนื่องจากต้องขุดลงไปที่ระดับความลึกและต้องปิดดินรอบฐานรากเพื่อติดตั้งอุปกรณ์ อย่างไรก็ตามการติดตั้งอุปกรณ์เพื่อวัดการขยายตัวของฐานรากที่ผิวนอกทำได้สะดวกกว่า ดังนั้นในหัวข้อนี้จะนำเสนอการวิเคราะห์ไฟฟ้าในตัวเรซิโน่เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างระยะขยายตัวที่ผิวนอกและผิวล่างของฐานราก เพื่อนำไปใช้คำนวณการขยายตัวที่ผิวล่างเมื่อทราบค่าการขยายตัวที่ผิวนอก

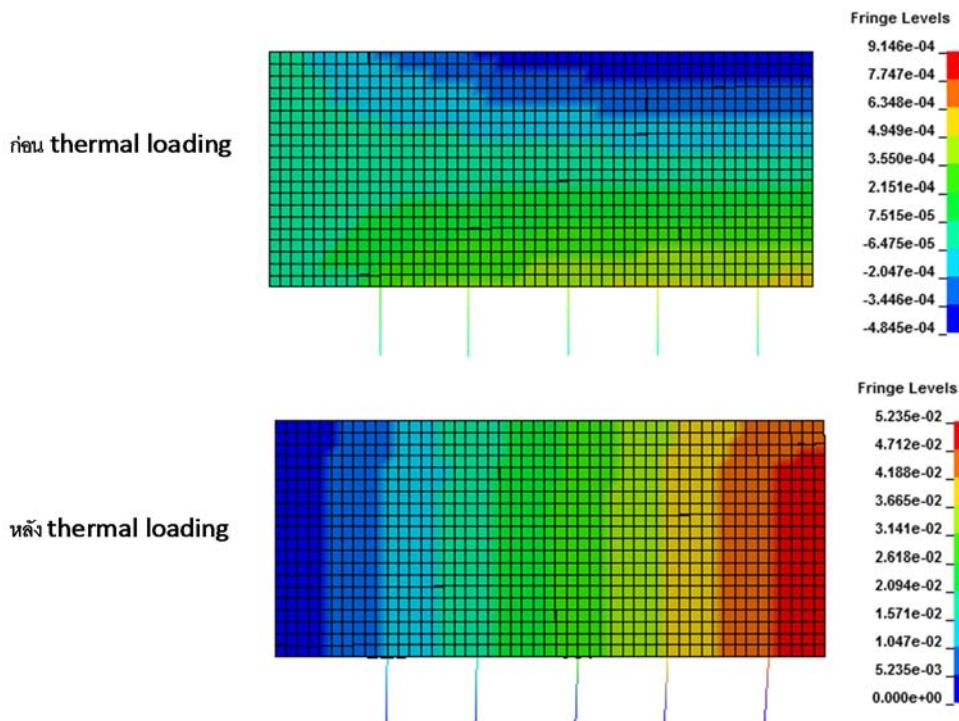
ในการวิเคราะห์ไฟฟ้าในตัวเรซิโน่ของฐานราก จะประกอบด้วย 2 ขั้นตอน นั่นคือขั้นตอนที่ 1 เป็นการวิเคราะห์ฐานรากภายใต้น้ำหนักบรรทุกใช้งาน (น้ำหนักตัว+น้ำหนักภาระ) ต่อมาในขั้นตอนที่ 2 เป็นการวิเคราะห์ฐานรากภายใต้อุณหภูมิที่ใส่เข้าไป จากนั้นนำค่าการขยายตัวที่ผิวนอกและผิวล่างของฐานรากไปสร้างความสัมพันธ์ระหว่างกัน สำหรับการวิเคราะห์ใน load step ที่สองนั้น ใช้ค่าอุณหภูมิเท่ากับ  $250^{\circ}\text{C}$ ,  $500^{\circ}\text{C}$  และ  $1000^{\circ}\text{C}$  ตามลำดับ ผลการวิเคราะห์แสดงใน รูปที่ 13.98 ถึง รูปที่ 13.100



รูปที่ 13.98 Contour ของการขยายตัวในแนวยาวของ pile cap เมื่ออุณหภูมิที่ใช้ในการวิเคราะห์เท่ากับ  $250^{\circ}\text{C}$

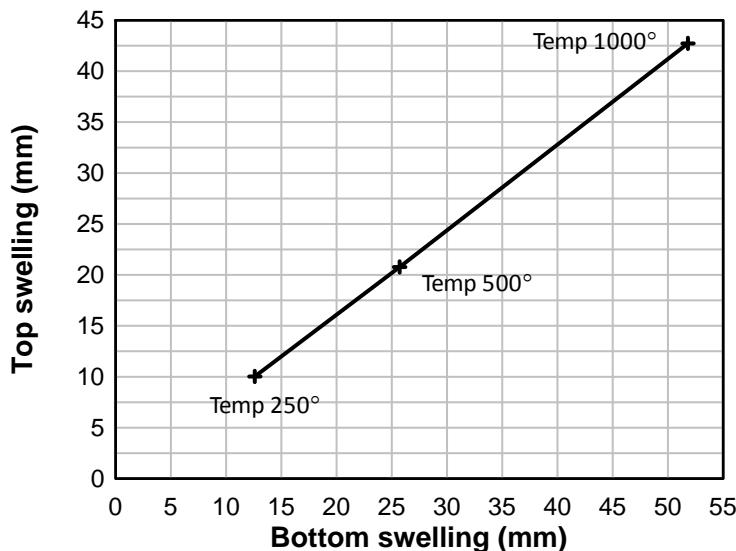


รูปที่ 13.99 Contour ของการขยายตัวในแนวยาวของ pile cap เมื่ออุณหภูมิที่ใช้ในการวิเคราะห์เท่ากับ  $500^{\circ}\text{C}$



รูปที่ 13.100 Contour ของการขยายตัวในแนวยาวของ pile cap เมื่ออุณหภูมิที่ใช้ในการวิเคราะห์เท่ากับ  $1000^{\circ}\text{C}$

เมื่อนำค่าระยะขยายตัวที่ผิวนและผิวล่างของ pile cap ที่ได้จากการวิเคราะห์ FEM ที่อุณหภูมิ  $250^\circ\text{ C}$ ,  $500^\circ\text{ C}$  และ  $1000^\circ\text{ C}$  มาเขียนกราฟ ก็จะได้ความสัมพันธ์ของระยะการบานตัวที่ผิวนและผิวล่าง ของ pile cap ดังแสดงใน รูปที่ 13.101



รูปที่ 13.101 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะขยายตัวที่ผิวน และผิวล่างของ pile cap ที่ได้จากการวิเคราะห์ FEM

จาก รูปที่ 13.101 สามารถเขียนสมการแสดงความสัมพันธ์ระหว่างระยะยืดตัวที่ผิวน  $\Delta_{top}$  และระยะยืดตัวที่ผิวล่าง  $\Delta_{bot}$  ของ pile cap ได้ดังนี้

$$\Delta_{top} = 0.835\Delta_{bot} - 0.568 \text{ หน่วย มม.} \quad (1)$$

### 13.5.5.2 การคำนวณค่าการขยายตัวที่ทำให้เหล็กเสริมขาด

จาก ตารางที่ 13.2 ถึง ตารางที่ 13.4 และ ตารางที่ 13.5 ถึง ตารางที่ 13.7 จะเห็นได้ว่าอัตราส่วนระหว่าง peak strain และ average strain ของเหล็กเสริมมีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ประมาณ 1.50 ดังนั้นเพื่อให้การวิเคราะห์เป็นไปในทางที่ปลอดภัยจะพิจารณาใช้ค่าอัตราส่วน localization factor ( $\chi$ ) เท่ากับ 3.0

สำหรับการคำนวณระยะขยายตัวด้านบนสูงสุดที่ทำให้เหล็กเสริมขาดนั้น แสดงได้ดังนี้

1. ความเครียดที่จุดที่เหล็กเสริมขาด  $\varepsilon_{fracture} = 0.2$
2. เมื่อ localization factor  $\chi = 3.0$  ดังนั้นค่าความเครียดเฉลี่ย

$$\bar{\varepsilon} = 0.2 / 3.0 = 0.0667$$

3. ระยะขยายตัวที่ผิวล่าง

$$\Delta_{bot} = \bar{\varepsilon} \cdot L = 0.0667 \times 11.73 / 2 = 0.39 \text{ ม. (390 มม.)}$$

(วัดจากจุดกึ่งกลางของฐานราก)

4. ระยะขยายตัวที่ผิวนคำนวณได้จากการวิเคราะห์ข้างต้นนั้นคือ

$$\Delta_{top} = 0.835 \times 390 - 0.568 = 325 \text{ มม.}$$

หรือระยะขยายตัวรวม =  $2 \times 325 = 650 \text{ มม. ดังนั้น}$

หากค่าการขยายตัวที่ผิวนของ pile cap มีค่าเท่ากับ 625 มม. จะทำให้เหล็กเสริมด้านล่างขาดได้ ดังนั้นจะต้องทำการวัดระยะขยายตัวและการเสริมความแข็งแรงหรือปิดใช้งานโครงสร้างเมื่อพบว่าค่าการขยายตัวเข้าสู่จุดที่อาจทำให้เหล็กเสริมขาด

## งานส่วนที่ 5: การตรวจติดตามการขยายและหดตัวของโครงสร้าง



## บทที่ 14

### การประเมินและติดตามการขยายและหดตัวของฐานราก

#### 14.1 บทนำ

การตรวจสอบและติดตามสภาพโครงสร้าง (Structure Health Monitoring: SHM) มีจุดมุ่งหมายเพื่อติดตามและประเมินสภาพโครงสร้างตลอดอายุการใช้งาน ซึ่งการทําระบบ SHM ไม่จำเป็นต้องคำนึงว่าโครงสร้างนั้นๆ จะได้รับความเสียหายหรือไม่ ในด้านการออกแบบติดตามโครงสร้างและอุปกรณ์ที่นำมาใช้ติดตามสภาพโครงสร้างขึ้นอยู่กับวัตถุประสงค์และข้อมูลที่ต้องการนำมาวิเคราะห์ต่อ

ในบทนี้จะกล่าวถึงการออกแบบการติดตามโครงสร้างฐานรากและอุปกรณ์ที่นำมาใช้ ตำแหน่งที่ทำการติดตั้งอุปกรณ์ และผลและการวิเคราะห์ผลที่ได้จากการติดตามการขยายและหดตัวของโครงสร้างฐานราก

#### 14.2 วัตถุประสงค์

วัตถุประสงค์ของการประเมินและติดตามการขยายและหดตัวของฐานราก เพื่อใช้เป็นข้อมูลติดตามถึงความผิดปกติของฐานราก และนำผลที่ได้มาประเมินถึงอัตราการขยายตัวและหดตัวของโครงสร้างในอนาคต และเป็นข้อมูลที่จะนำไปใช้ในการออกแบบวิธีการซ่อมแซมและบำรุงรักษาโครงสร้างที่ได้รับความเสียหายที่ระดับแตกต่างกัน (รายละเอียดของระดับความเสียหายอยู่ในบทที่ 5)

การติดตามการขยายและหดตัวของโครงสร้างฐานรากแบ่งออกเป็น 2 แบบ

- 1) การติดตามการขยายตัวและหดตัวของฐานราก
- 2) การติดตามการขยายตัวและหดตัวของรอยแตกร้าวบนผิวของฐานราก

#### 14.3 อุปกรณ์ที่ใช้ในการตรวจติดตามการขยายและหดตัวของฐานราก

อุปกรณ์ที่ใช้ในการติดตามการขยายและหดตัวของโครงสร้างฐานรากและติดตามการรอยแตกร้าวบนผิวของโครงสร้างฐานรากมี 2 ชนิดดังนี้

##### 14.3.1 Demec Mechanical Strain (DEMEC)

DEMEC เป็นอุปกรณ์ที่ใช้ในการวัดระยะห่างที่เปลี่ยนแปลงไปหรือวัด strain (ความเครียด) ที่เกิดขึ้นบนผิวที่ทำการติดตั้ง ดังรูปที่ 14.1 อุปกรณ์นี้จะทำการวัดแบบเชิงกลโดยจะอาศัยจุด 2 จุด ซึ่งจุดที่จะทำการวัดจะทำการติดตั้ง หมุด (DEMEC Point) ดังรูปที่ 14.2



ก) DEMEC ที่มีระยะวัด 100 มม.



ข) DEMEC ที่มีระยะวัด 500 มม.

รูปที่ 14.1 DEMEC ที่ใช้ในหารตัววัด



รูปที่ 14.2 หมุด (DEMECTM Point) ตัวอย่างหมุดที่ติดตั้งในภาคสนาม

#### 14.3.1.1 การติดตั้ง DEMEC

ติดตั้ง DEMEC จะเริ่มจากการใช้อุปกรณ์ Marker ดังรูปที่ 14.3 ทابและทำเครื่องหมายที่จะทำการติดตั้งหมุด จากนั้นจะใช้อีพ็อกซี่ที่มีคุณสมบัติพิเศษในด้านการขยายและหดตัวต่ำๆ ดังรูปที่ 14.4 และติดหมุดโดยการใช้ Marker เป็นตัวนำในการยึดตำแหน่งของหมุดจากนั้นรอ 24 ชั่วโมงและทำการอ่านและบันทึกค่าเริ่มต้น



รูปที่ 14.3 อุปกรณ์ Marker



รูปที่ 14.4 อีพ็อกซี่ที่ใช้ในการติดหมุด

#### 14.3.1.2 ข้อดีและข้อเสียของการใช้ระบบ DEMEC

ข้อดีของการใช้ระบบวัดแบบDEMEC คือ

- 1) อุปกรณ์มีราคาถูกเมื่อเทียบกับอุปกรณ์ชนิดอื่นๆ ซึ่งหมายความว่าจะนำมาใช้งานในการติดตามหลายๆ จุด
- 2) มีระยะในวัดหลายขนาดให้เลือกใช้ เช่น 50 มม. 100 มม. 200 มม. เป็นต้น สูงสุดที่ 2000 มม.
- 3) เนื่องจากวัสดุที่นำมาผลิตคุณสมบัติพิเศษใน ซึ่งทนเปลี่ยนแปลงจากอุณหภูมิ (การเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิไม่ส่งผลกระทบวัด)
- 4) ใช้งานง่ายผู้ที่ใช้ไม่จำเป็นต้องมีความรู้ทางด้านอุปกรณ์ตรวจวัด

ข้อเสียของการใช้ระบบวัดแบบ DEMEC คือ

- 1) หมุดที่ใช้มีอายุการใช้งาน ซึ่งขึ้นอยู่กับจำนวนครั้งและแรงที่กดลงจาก DEMEC ลงสู่หมุด
- 2) วัสดุที่ใช้ในการติดตั้งหมุดต้องเป็นวัสดุที่ทนต่อสภาพอากาศได้ดีและผลของการเปลี่ยนแปลงเนื่องจากอุณหภูมน้อย
- 3) ระดับความละเอียดที่อ่านได้ยังหายากคือ ระดับ 3-7 μmm/mm

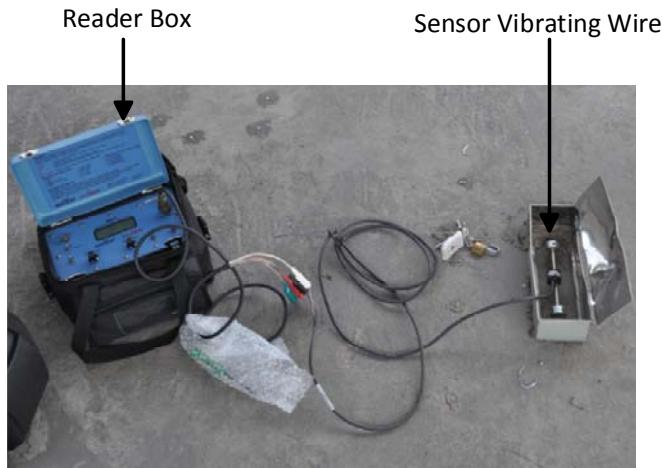
#### 14.3.1.3 การอ่านค่าและคำนวณ DEMEC

เนื่องจาก DEMEC มีโอกาสในการคลาดเคลื่อนสูง ดังนั้นการบันทึกผลการอ่านค่าจึงทำการอ่านทั้งหมด 5 ครั้งและนำมาเฉลี่ย การที่จะแปลงผลเป็น Strain หาได้จากค่าเริ่มต้นลบด้วยค่าสุดท้ายที่อ่านได้ โดยที่ตัวคูณดังกล่าวจะมาจากงานที่ผลิต ในที่นี้ DEMEC ที่ใช้ในการตรวจสอบที่มีความยาวที่ 100 มม. มีค่าตัวคูณอยู่ที่ 7.9 และ DEMEC ที่มีความยาวที่ 100 มม. มีค่าตัวคูณอยู่ที่ 1.7

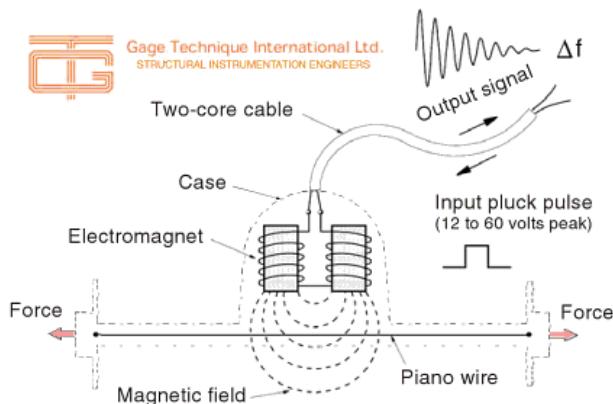
#### 14.3.2 Vibrating Wire

รูปที่ 14.5 แสดงถึงอุปกรณ์ Vibrating Wire อุปกรณ์นี้จะทำงานโดยการวัดความถี่ของเส้นลวดที่ถูกผึ้งอยู่ในอุปกรณ์ดังรูปที่ 14.6 เมื่อระยะของเส้นลวดที่อยู่ในอุปกรณ์มีการเปลี่ยนแปลงไปจะส่งผลให้ความถี่ของเส้น

ลดน้ำหนักเปลี่ยนแปลงไปเช่นกัน และจะใช้อุปกรณ์ที่เรียกว่า Reader Box ดังรูปที่ 14.5 เชื่อมต่อกับอุปกรณ์และทำการแปลงสัญญาณความถี่เป็นระยะทาง



รูปที่ 14.5 อุปกรณ์ Vibrating Wire



รูปที่ 14.6 แสดงภาพระบบวัดของ Sensor Vibrating Wire

#### 14.3.2.1 การติดตั้งอุปกรณ์ Vibrating Wire

การติดตั้ง Sensor ของ Vibrating Wire จะเริ่มจากการวัดระยะที่ผู้ที่ต้องการติดตั้ง และการเจาะด้วยสว่านให้มีความลึกประมาณ 120 มม. ใช้อิพ็อกซี่เป็นตัวกลางในการยึด Sensor ให้ติดกับผิวสุดที่ต้องการวัด (ในที่นี้ใช้อิพ็อกซี่ชนิดเดียวกับระบบ DEMEC) จากนั้นรอ 24 ชั่วโมงจึงทำการอ่านเริ่มต้น

#### 14.3.2.2 ข้อดีและข้อเสียของการใช้ระบบ Vibrating Wire

ข้อดีและข้อเสียของการใช้ระบบ Vibrating Wire ในการติดตามการขยายและหดตัวของโครงสร้างมีดังนี้

##### ข้อดีของการใช้ระบบวัดแบบ Vibrating Wire

- 1) ทนต่อสภาพแวดล้อมต่างๆ ไม่มีข้อจำกัดในการวัดจำนวนครั้ง
- 2) สามารถวัดความถี่ของเส้นลวด และอุณหภูมิในเวลาเดียวกัน

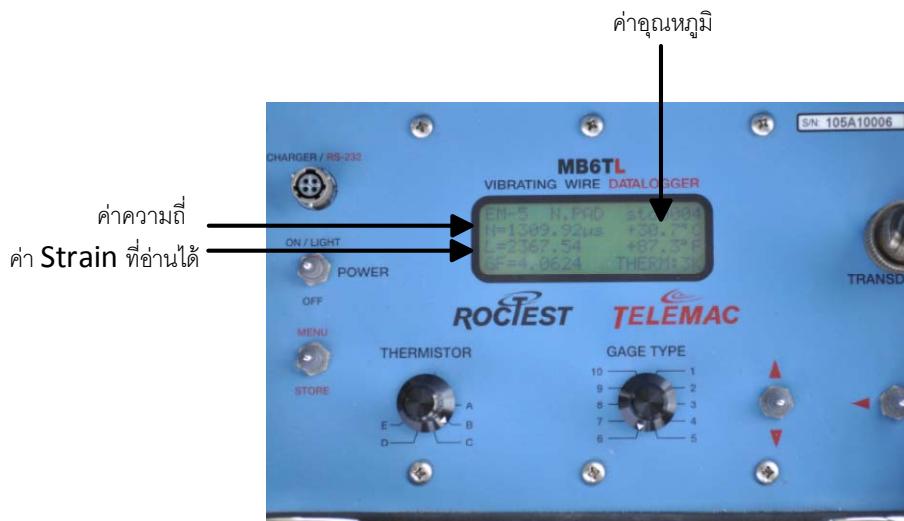
- 3) ใช้งานสะดวก เพียงต่อสายไฟของ Sensor เข้ากับ Reader Box
- 4) มีความละเอียดสูง (Resolution) คือ ระดับ 1mm/mm

ข้อเสียของการใช้ระบบวัดแบบ Vibrating Wire

- 1) ราคาสูง จึงไม่เหมาะสมกับการใช้วัดหลายๆ ตำแหน่ง
- 2) เนื่องจากราคาแพง (ตัว Sensor และสายสัญญาณทำมาจากวัสดุพิเศษที่มีราคาแพง) จึงเสี่ยงต่อการถูกลักขโมย

#### 14.3.2.3 การอ่านผลและคำนวน Vibrating Wire

การอ่านค่าของ Vibrating Wire อ่านได้โดยตรง โดยไม่ต้องคำนึงถึงตัวคุณหรือสมการที่จะต้องแปลงเป็น Strain ดังรูปที่ 14.7



รูปที่ 14.7 ตัวอย่างผลข้อมูลที่แสดงบนหน้าจอ Reader Box

#### 14.4 ตำแหน่งโครงสร้างฐานรากที่ติดตั้งอุปกรณ์

ตารางที่ 14.1 แสดงตำแหน่งที่ติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดทำการติดตั้งทั้งหมด 3 ตำแหน่ง กลุ่มตัวอย่างที่ทำการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกจริง

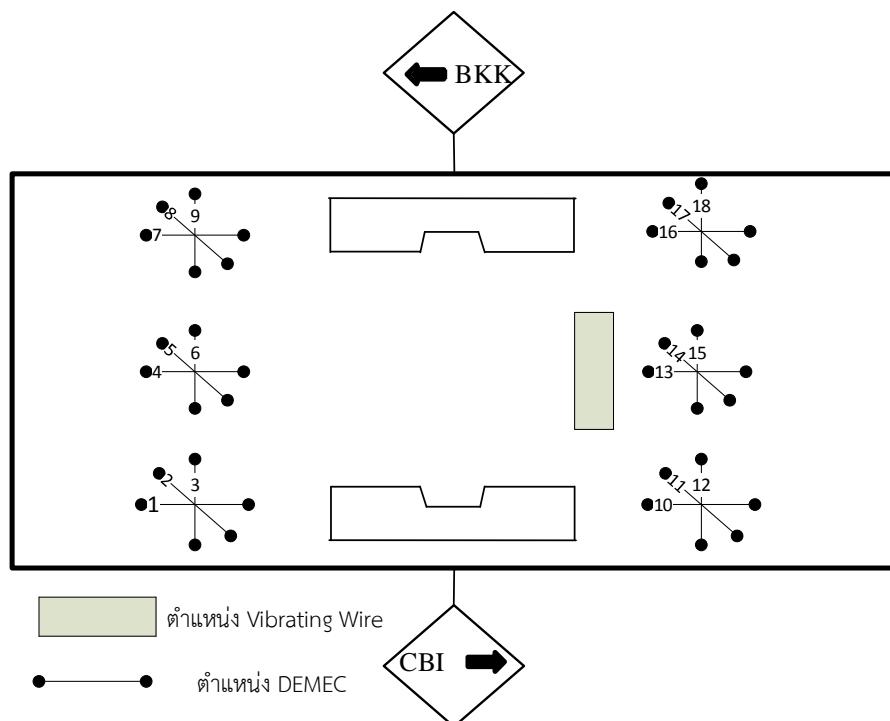
ตารางที่ 14.1 แสดงตำแหน่งโครงสร้างฐานรากที่ทำการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัด

ตำแหน่ง	วันที่เริ่มเก็บข้อมูล (วัน/เดือน/ปี)	ระดับความเสียหายของ โครงสร้างฐานราก	หมายเหตุ
33/15	9/03/2555		ทดสอบการรับน้ำหนัก บรรทุกจริง
40/16	15/03/2555		
42/23	20/03/2555		

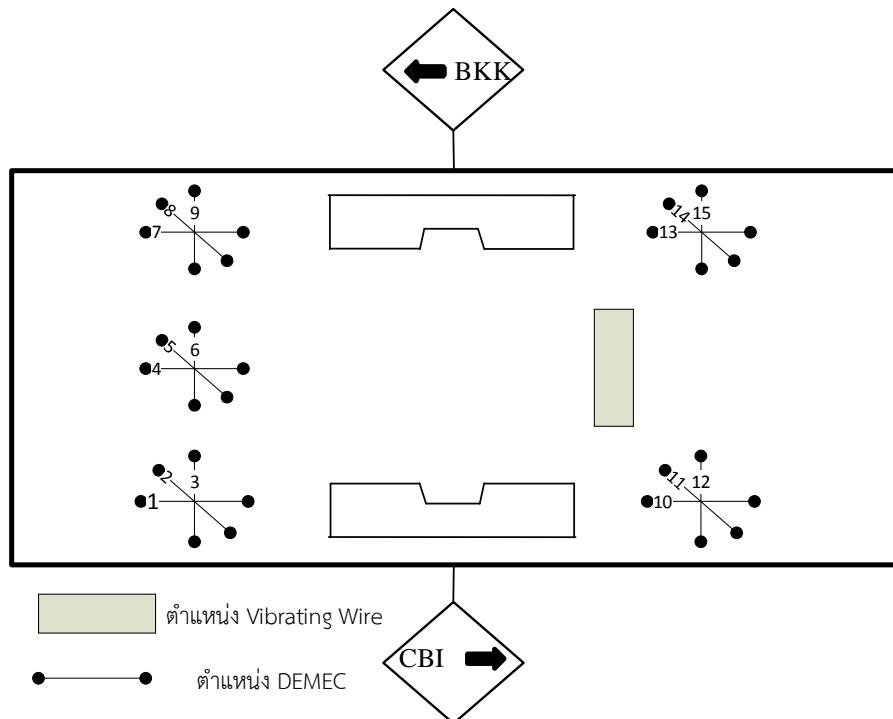
#### 14.5 ตำแหน่งอุปกรณ์ที่ติดตั้งบนโครงสร้างฐานราก

##### 14.5.1 ตำแหน่งการประเมินและติดตามการขยายและหดตัวของโครงสร้างฐานราก

รูปที่ 14.8 และ รูปที่ 14.9 แสดงตำแหน่งติดตั้งอุปกรณ์บนผิวโครงสร้างฐานราก ณ ตำแหน่งต่างๆ ตำแหน่งของ Vibrating Wire มีการสอบเทียบอุปกรณ์กับ DEMEC ที่บริเวณด้านข้างทุกตำแหน่ง DEMEC ที่ใช้เลือกใช้ระยะวัดที่ยาว (500 มม.) เพราะ DEMEC ที่มีระยะที่ยาว มีค่า Resolution ในการละเอียดกว่า DEMEC ที่มีระยะสั้น



รูปที่ 14.8 ตำแหน่งติดตั้งอุปกรณ์บนโครงสร้างฐานรากที่ 40/16 และ 42/23



รูปที่ 14.9 ตำแหน่งติดตั้งอุปกรณ์บนโครงสร้างฐานรากที่ 33/15

#### 14.5.2 ตำแหน่งการประเมินและติดตามรอยแตกร้าบบนผิวของโครงสร้างฐานราก

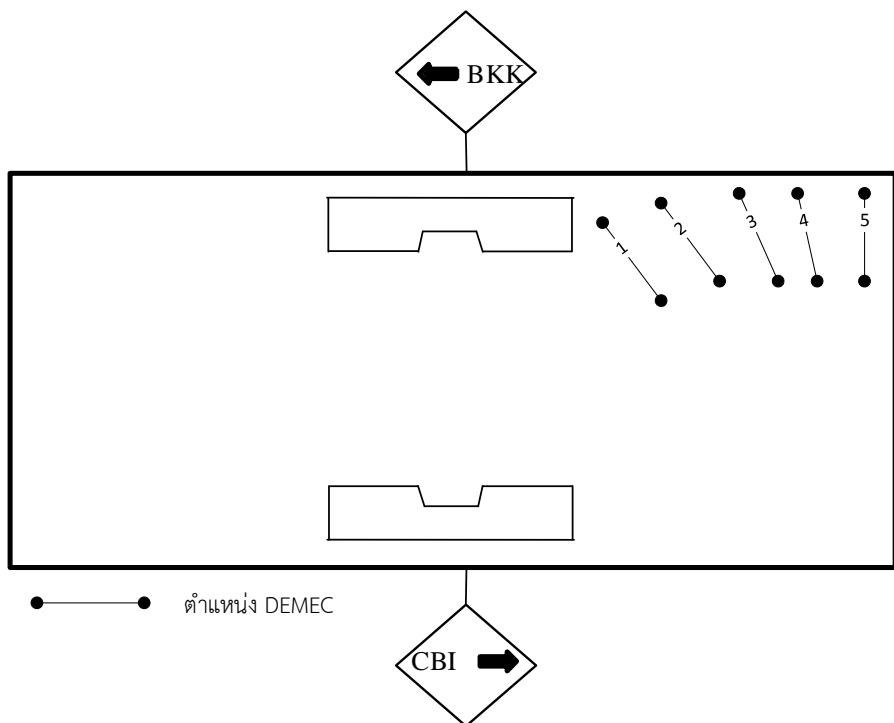
รูปที่ 14.10ถึงรูปที่ 14.12 แสดงตำแหน่งวัดคร่อมรอยแตกร้าบบนผิวโครงสร้างฐานรากที่เกิดรอยแตกร้าว อุปกรณ์ที่ใช้ในการวัดคร่อมรอยแตกร้าวเลือกใช้ DEMEC ที่มีระยะวัดที่ 100 มม. เพราะถ้ามีระยะที่ยาวเกินไปอาจทำให้ระหว่างที่ทำการติดตั้งหมุดหรือระยะวัดคร่อมรอยแตกร้าวไปคร่อมรอยแตกร้าวแนวอื่นได้

#### 14.6 การสอบเทียบอุปกรณ์ในห้องปฏิบัติการ

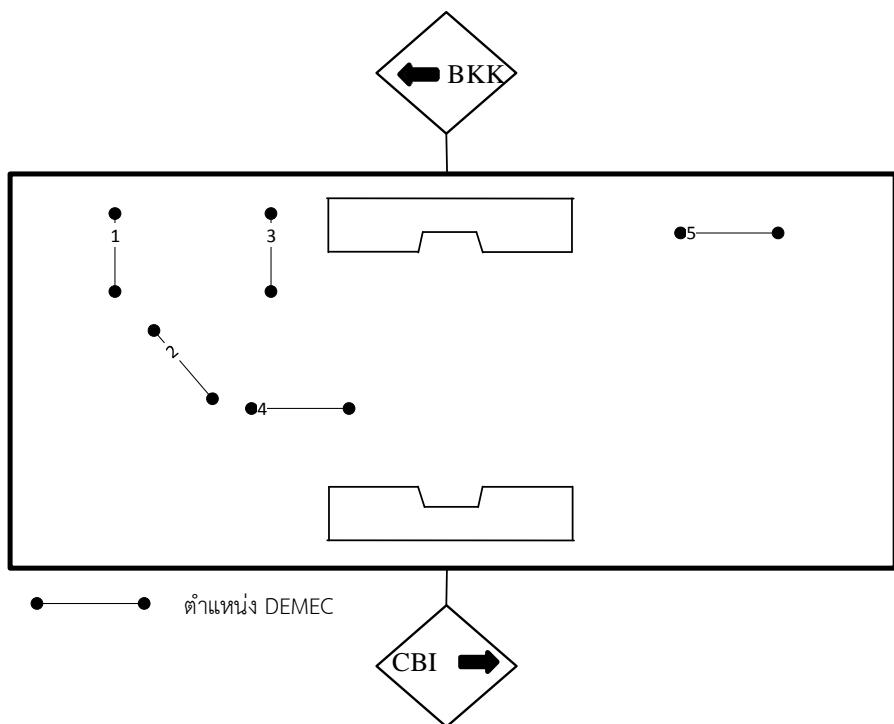
ก่อนที่จะอุปกรณ์ต่างๆ ไปใช้จริงในภาคสนามได้มีการสอบเทียบอุปกรณ์ในห้องปฏิบัติการกับอุปกรณ์ที่มีค่า Resolution ที่ความละเอียดในอ่านค่า Strain (ความเครียด) ได้ในระดับ  $1\mu\text{mm}/\text{mm}$  อุปกรณ์ที่นำมาสอบเทียบกับระบบวัดแบบ DEMEC และ Vibrating Wire คือ Strain Gage

##### 14.6.1 ตัวอย่างทดสอบและวิธีการทดสอบ

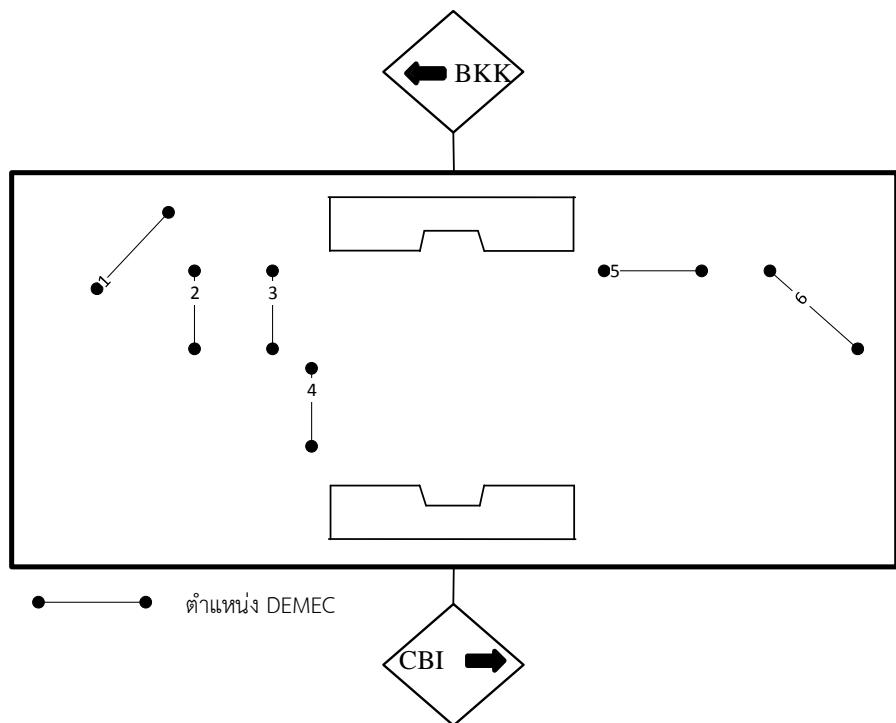
ตัวอย่างที่นำมาทดสอบมีขีดจำกัดเส้นผ่าศูนย์กลาง 400 มม. และมีความสูง 800 มม. ทำการติดตั้งอุปกรณ์ต่างๆ ติดตั้งบริเวณกึ่งกลางของตัวอย่างดังรูปที่ 14.13 จากนั้นนำตัวอย่างคอนกรีตไปกดทดสอบกับเครื่อง UTM และทำการบันทึกข้อมูล ทุก 10 ตัน จาก 0 ตันจนถึง 80 ตัน จากนั้นลดน้ำหนักจนทุกศูนย์



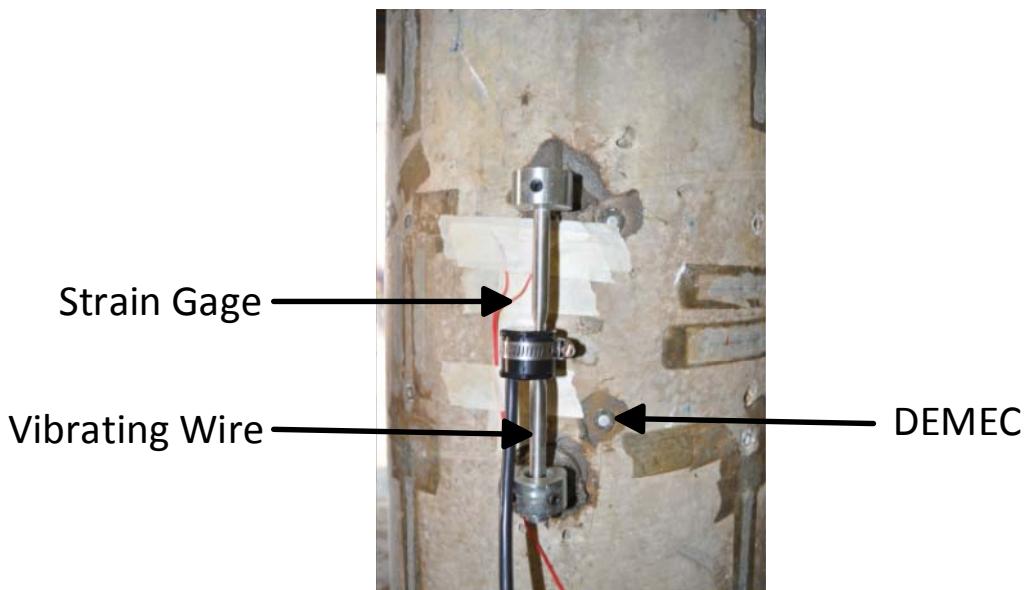
รูปที่ 14.10 ตำแหน่งวัดคร่อมรอยแตกร้าวบนโครงสร้างฐานรากที่ 33/15



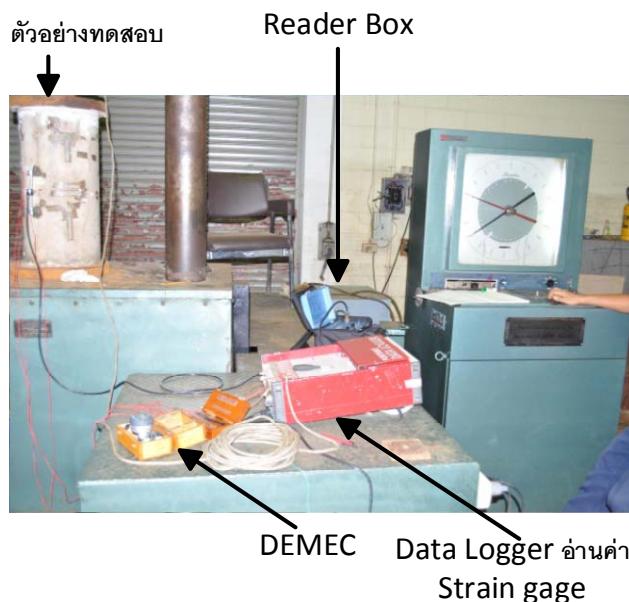
รูปที่ 14.11 ตำแหน่งวัดคร่อมรอยแตกร้าวบนโครงสร้างฐานรากที่ 40/16



รูปที่ 14.12 ตำแหน่งวัดคร่อมรอยแตกร้าวบนโครงสร้างฐานรากที่ 42/23



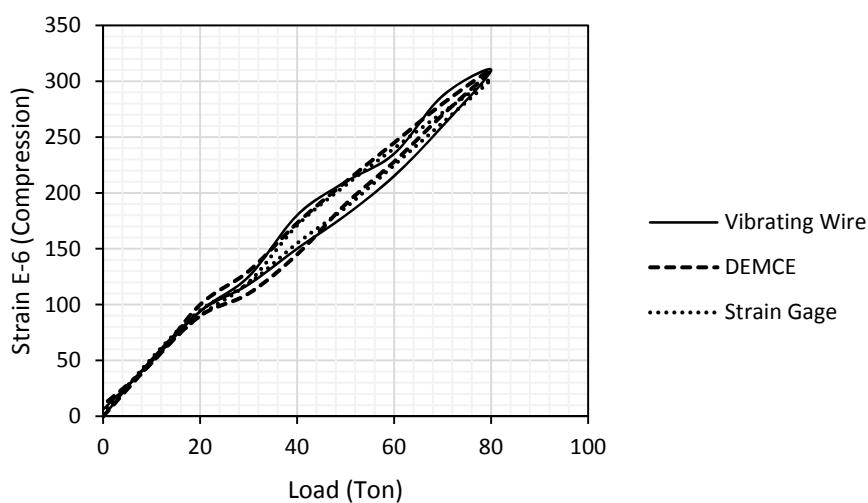
รูปที่ 14.13 ตัวอย่างที่ทำการทดสอบ



รูปที่ 14.14 การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

#### 14.6.2 ผลการทดสอบเทียบอุปกรณ์

รูปที่ 14.15 แสดงผลการทดสอบเทียบอุปกรณ์ ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าอุปกรณ์ทั้งสามชนิดมีค่าการอ่านที่ใกล้เคียงกัน แต่ในที่นี้ไม่สามารถบอกได้ว่าอุปกรณ์ชนิดไหนอ่านค่าได้ถูกต้องที่สุด เพราะ 1) ที่นำมาทดสอบเป็นวัสดุแบบ Non-Homogeneous material คือวัสดุ มีเนื้อของวัสดุที่ไม่สม่ำเสมอและไม่เป็นเนื้อเดียว กัน ดังนั้นการวัดในแต่ละจุดจึงไม่เท่ากัน แต่อย่างไรก็ตามผลได้แสดงให้เห็นว่าอุปกรณ์ DEMEC และ Vibrating Wire นั้นมีความสามารถที่นำไปใช้งานที่ภาคสนามได้



รูปที่ 14.15 ผลการทดสอบการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

### 14.7 ผลการติดตามการขยายและหดตัวของโครงสร้างฐานราก

ผลการติดตามการขยายและหดตัวรวมไปถึงการติดตามความกว้างของรอยแตกรอยที่ผิวนอกของโครงสร้างฐานราก เริ่มติดตามตั้งแต่ต้นมีนาคมของปี 2555 ถึงปลายเดือนมีนาคม 2556 รวมอายุที่ทำการติดตามทั้งสิ้นประมาณ 360 วัน เนื่องจากยังไม่สามารถอธิบายหรือคาดการได้ว่าโครงสร้างมีอัตราการขยายและหดตัวเพียงใด ดังนั้นความถี่ที่ทำการเก็บข้อมูลภาคสนามจะเก็บที่ 1 2 3 4 5 และ 12 เดือนโดยประมาณ มีดังต่อไปนี้

ข้อมูลที่แสดงต่อไปนี้เป็นข้อมูลที่ได้ทำการคำนวณ โดยระบบ DEMEC ใช้สมการ

$$\varepsilon = \alpha(I_{read} - I_{int})$$

เมื่อ

$\varepsilon$  คือ Strain ที่ได้ หน่วย  $\mu\text{mm}/\text{mm}$

$\alpha$  คือตัวคุณที่ได้จากการทดลอง ดังที่กล่าวในหัวข้อที่ 14.3.1

$I_{int}$  คือที่อ่านได้เริ่มต้น

$I_{read}$  คืออ่านที่ได้ปัจจุบัน

ผลของ Vibrating Wire มีเพียงช่วงอายุที่ 1 และ 6 เดือน โดยเริ่มติดตามปลายเดือนมิถุนายนของปี 2555 ถึงปลายเดือนมีนาคม 2556 การอ่านข้อมูลของ Vibrating wire ดังหัวข้อที่ 14.3.2

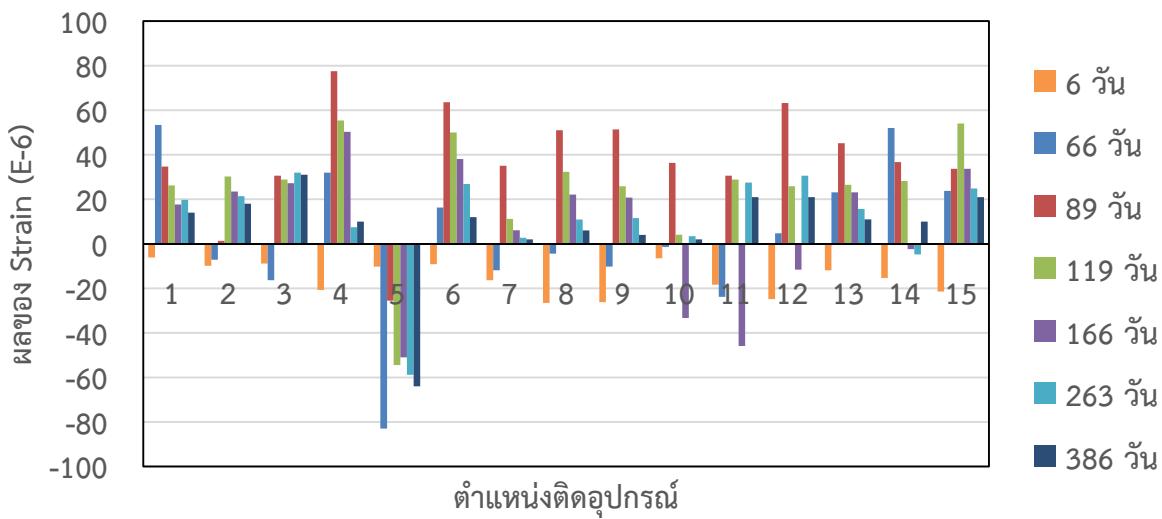
ผลข้อมูลที่แสดงต่อไปนี้เป็นผลที่ได้ทำการคำนวณเป็นที่เรียบร้อย ผลของ Strain ที่เป็นวงแหวนถึงผลที่วัดได้มีการขยายตัว และเมื่อผลติดลบบันทึกแสดงถึงโครงสร้างที่การหดตัว เครื่องหมายบวกและลบนี้ใช้ทั้งทุกกรณีไม่ว่าจะเป็นการวัดระบบ DEMEC หรือ Vibrating Wire

#### 14.7.1 ผลการติดตามการขยายและหดตัวของโครงสร้างฐานราก 33/15

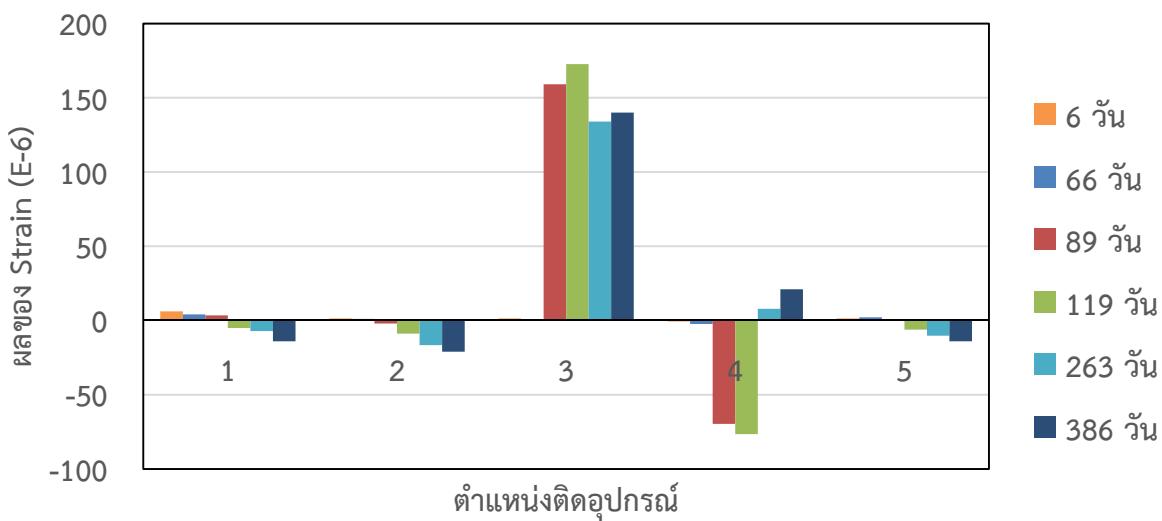
รูปที่ 14.16 และรูปที่ 14.17 แสดงผลที่วัดได้ของตำแหน่งที่ 33/15 มีการขยายและหดตัวสูงสุดที่  $80\mu\text{mm}/\text{mm}$  ที่บริเวณตำแหน่ง 4 5 และ 6 เนื่องโครงสร้างฐานรากตำแหน่งนี้อยู่ในเกณฑ์ที่สภาพดีและผลการขยายตัวและหดตัวเปลี่ยนแปลงอยู่ตลอดเวลา เมื่อเวลาผ่านไปมีการหดตัวกลับเกือบจะกลับมาที่จุดเริ่มต้น สาเหตุที่ผลมีลักษณะแบบนี้อาจเป็นไปได้ว่าโครงสร้างตำแหน่งนี้อาจมีการขยายและหดตัวมากปัจจัยอย่างอื่น

#### 14.7.2 ผลการติดตามการขยายและหดตัวของโครงสร้างฐานราก 40/16

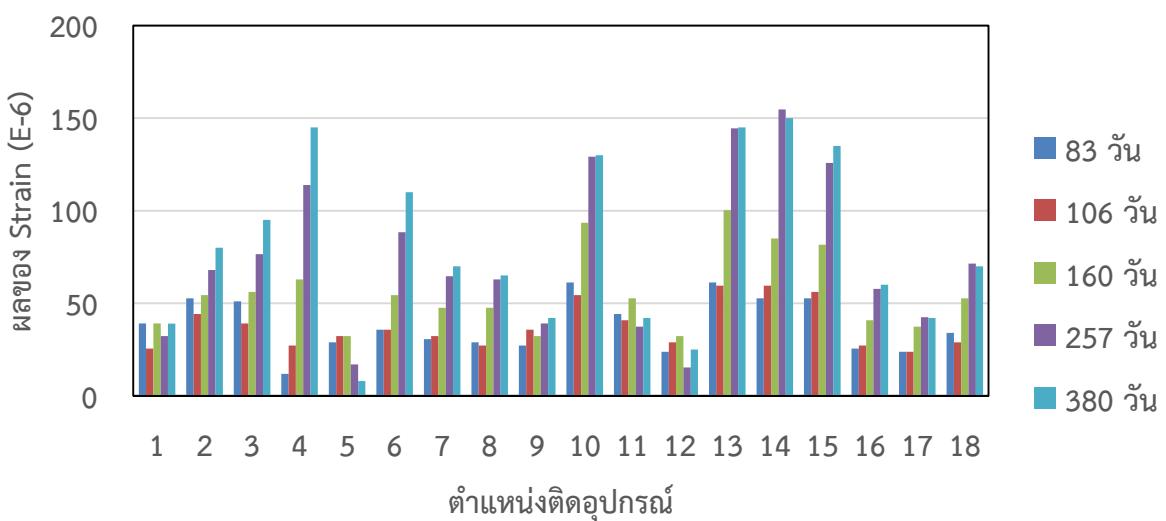
รูปที่ 14.18 แสดงผลการติดตามการขยายและหดตัวของโครงสร้างฐานรากมีการขยายตัวอย่างต่อเนื่อง ณ ตำแหน่งวัดที่ 13 14 15 ซึ่งอยู่บริเวณปลายโครงสร้างดังรูปที่ 14.8 มีการขยายตัวมากที่สุดที่  $130 \mu\text{mm}/\text{mm}$  ส่วนรูปที่ 14.19 แสดงการวัดคร่อมรอยแตกร้าว ผลที่ได้บังตำแหน่งร้อยแทกร้าวมีการขยายออก และมีการหดกลับ



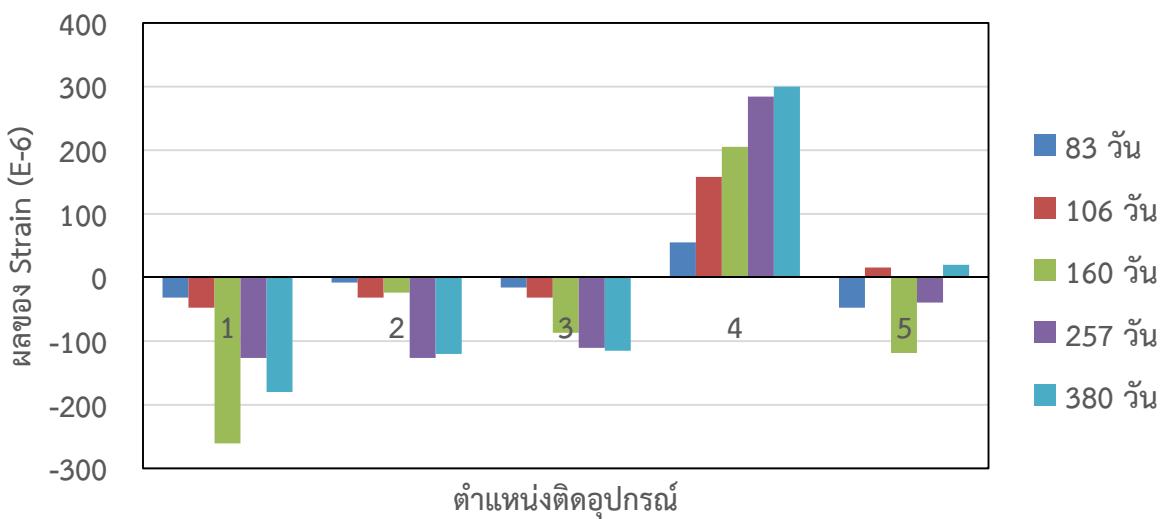
รูปที่ 14.16 แสดงผลของการขยายและหดตัวของตำแหน่งต่างๆ บนโครงสร้างฐานราก 33/15



รูปที่ 14.17 แสดงผลการวัดคร่อมรอยแตกกราวตำแหน่งต่างๆ บนโครงสร้างฐานราก 33/15



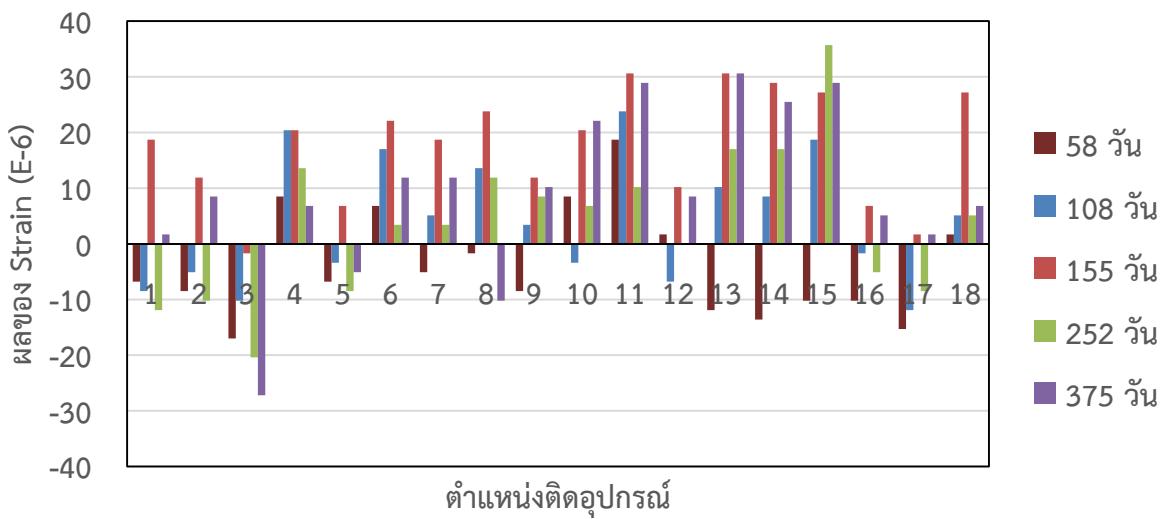
รูปที่ 14.18 แสดงผลของการขยายและหดตัวของตำแหน่งต่างๆ บนโครงสร้างฐานราก 40/16



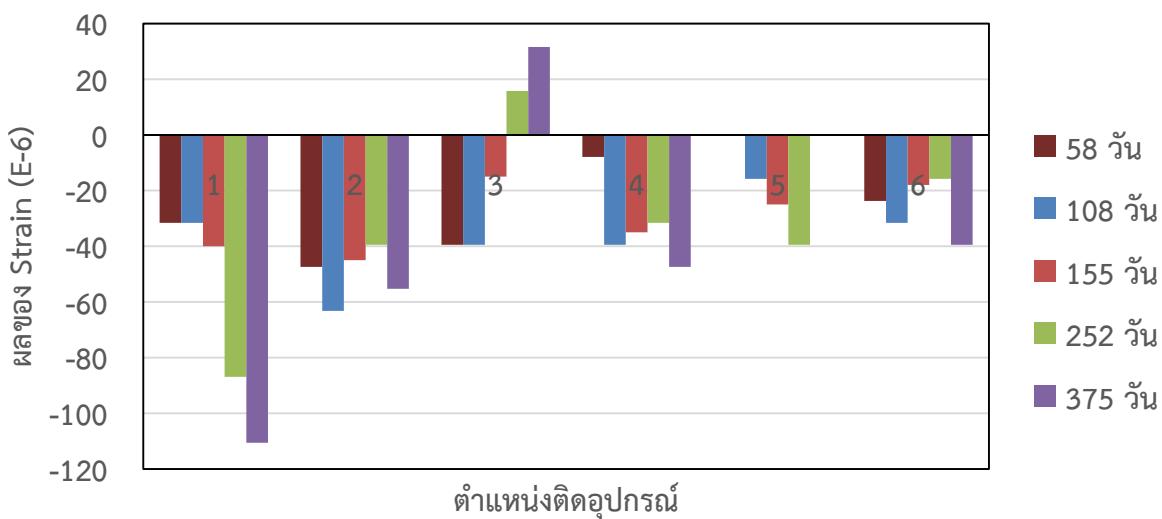
รูปที่ 14.19 แสดงผลการวัดคร่อมรอยแตกกราวตำแหน่งต่างๆ บนโครงสร้างฐานราก 40/16

#### 14.7.3 ผลการติดตามการขยายและหดตัวของโครงสร้างฐานราก 42/23

รูปที่ 14.20 และรูปที่ 14.21 แสดงผลที่ได้จากการวัดการขยายและหดตัวของโครงสร้างฐานรากตำแหน่ง 42/23 ผลที่ได้มีทั้งการขยายและหดตัว ซึ่งในช่วงเริ่มต้นมีการหดตัวและในเวลาต่อมามีการขยายตัว ยังไม่สามารถอธิบายถึงพฤติกรรมนี้ได้



รูปที่ 14.20 แสดงผลของการขยายและหดตัวของตำแหน่งต่างๆ บนโครงสร้างฐานราก 42/23



รูปที่ 14.21 แสดงผลของการขยายและหดตัวของตำแหน่งต่างๆ บนโครงสร้างฐานราก 42/23

#### 14.7.4 ผลการสอบเทียบอุปกรณ์ที่ภาคสนาม

ผลการสอบเทียบอุปกรณ์ทั้ง 3 ตำแหน่งดัง ตารางที่ 14.2 ถึงตารางที่ 14.4 เห็นได้ว่าบางตำแหน่งมีค่าไกล์เคียงกันคือต่างกันไม่เกิน  $6 \mu\text{mm}/\text{mm}$  สำหรับตำแหน่งที่ 33/15 ส่วนตำแหน่งอื่นๆ ต่างกันประมาณ  $20 \mu\text{mm}/\text{mm}$  และจะเห็นได้ว่าผลของ DEMEC ที่วัดได้จากความยาวเท่ากับ 500 mm ค่าที่ได้ไกล์เคียงกับ Vibrating Wire ทุกตำแหน่งของโครงสร้างฐานราก

ตารางที่ 14.2 ผลการสอบเทียบอุปกรณ์ที่ภาคสนามตำแหน่ง 33/15

วันที่ทำการตรวจวัด	ระบบวัด Vibrating Wire	DEMEC 100mm	DEMEC 500mm
22/08/2012	2845	0.029	-0.219
27/11/2012	2812	0.024	-0.205
ผลของ Strain เปรียบไป ( $\mu\text{mm}/\text{mm}$ )	-33	-40	-24

ตารางที่ 14.3 ผลการสอบเทียบอุปกรณ์ที่ภาคสนามตำแหน่ง 40/16

วันที่ทำการตรวจวัด	ระบบวัด Vibrating Wire	DEMEC 100mm	DEMEC 500mm
29/06/2012	3005.58	0.056	0.091
27/11/2012	2997.12	0.056	0.107
ผลของ Strain เปรียบไป ( $\mu\text{mm}/\text{mm}$ )	-8	0	27

ตารางที่ 14.4 ผลการสอบเทียบอุปกรณ์ที่ภาคสนามตำแหน่ง 42/23

วันที่ทำการตรวจวัด	ระบบวัด Vibrating Wire	DEMEC 100mm	DEMEC 500mm
22/08/2012	2471	0.029	0.118
27/11/2012	2424	0.020	0.103
ผลของ Strain เปรียบไป ( $\mu\text{mm}/\text{mm}$ )	-47	-68	-25

#### 14.7.5 ผลการวัดระหว่างวัน

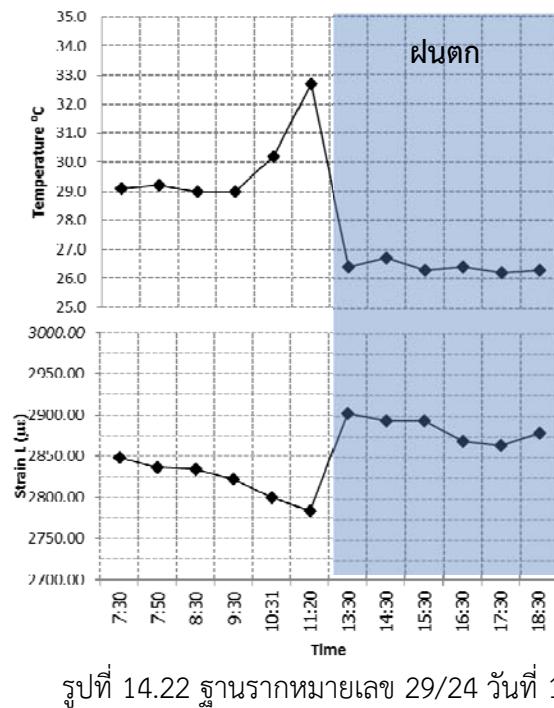
เนื่องจากสภาพของโครงสร้างอยู่ในสถานที่มีการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิตลอดเวลา ซึ่งอาจส่งผลให้การวัดมีการคาดเคลื่อนได้ ดังนั้นจึงได้ทำการวัดอุปกรณ์ Vibrating Wire พร้อมกันในช่วงระหว่างวันที่มีอุณหภูมิและสภาพแวดล้อมเปลี่ยนแปลง (กรณีนี้เกิดฝนตกระหว่างการตรวจวัด)

ในการทดสอบครั้งนี้ทำการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัด Vibrating Wire ที่ฐานราก 29/24 และ 30/01 ที่ต้องทดสอบ 2 ฐานรากนี้ เพราะมีตำแหน่งที่อยู่ติดกัน มีสภาพแวดล้อมเหมือนกันและสะดวกต่อการบันทึกข้อมูลในช่วงเวลาที่ไม่ต่างกันมาก อย่างไรก็ตามในการตรวจสอบทำการตรวจติดตามทั้งสิ้น 2 วันติดต่อกัน

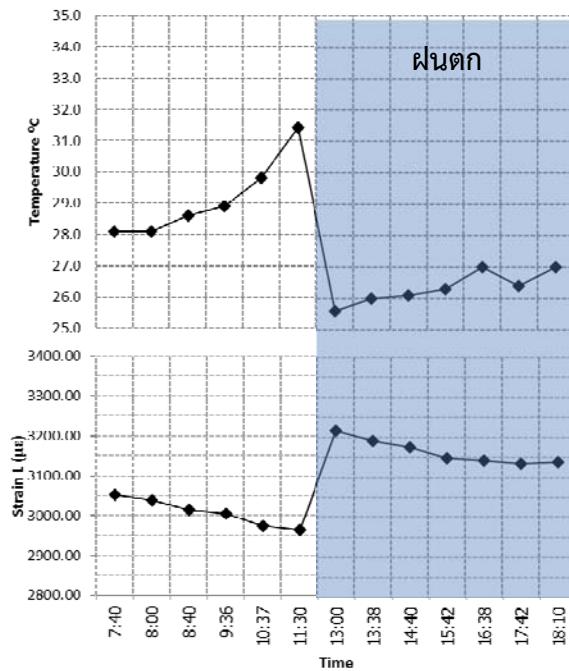
ผลการตรวจระหว่างวันที่ 1 ทำให้ทราบว่ากรณีที่มีสภาพแวดล้อมเปลี่ยนแปลงในกรณีนี้คือ ฝนตกระหว่างการตรวจวัดดังรูปที่ 14.22 และ รูปที่ 14.23 ค่าของอุณหภูมิลดลงจากเดิมประมาณ  $7^{\circ}\text{C}$  แต่ผลของการ

ขยายตัวกับสูงขึ้นประมาณ  $200\mu\text{mm}/\text{mm}$  ของห้องส่องฐานราก อาจเป็นเพราะฐานรากมีการขยายตัวมากจากน้ำฝนที่ตกลงมา

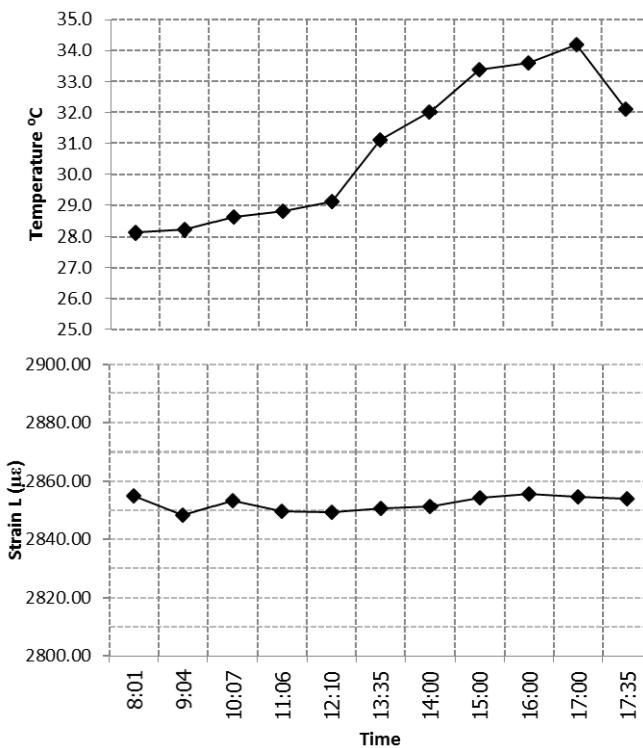
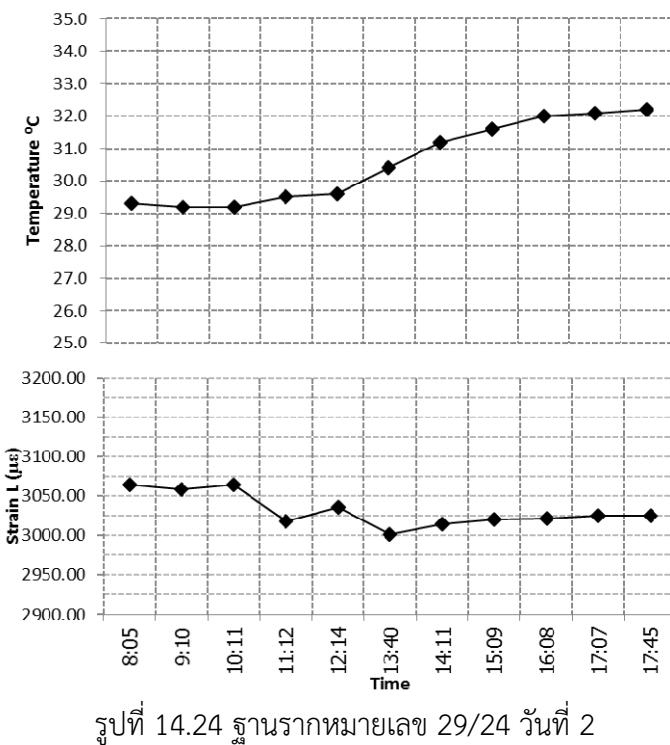
การตรวจวัดระหว่างวันที่ 2 รูปที่ 14.24 และ รูปที่ 14.25 มีการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิในตอนเย็น แต่ผลที่วัดได้จากอุปกรณ์ไม่มีการเปลี่ยนแปลง นี้ทำให้ทราบถึงอุณหภูมิที่เปลี่ยนไปที่ได้จากการวัดในตัวอุปกรณ์ไม่ได้ส่งผลโดยตรงต่อการขยายตัวของฐานรากในการตรวจติดตามระหว่างวัน



รูปที่ 14.22 ฐานรากหมายเลข 29/24 วันที่ 1



รูปที่ 14.23 ฐานรากหมายเลข 30/01 วันที่ 1



รูปที่ 14.25 ฐานรากหมายเลข 30/01 วันที่ 2

#### 14.8 สรุปผลการติดตามการขยายและหดตัวของโครงสร้างฐานราก

ตำแหน่งที่ 33/15 และ 42/23 มีการขยายและหดตัวแบบไม่คงที่ยังมีการขยายตัว ณ ช่วงเวลาหนึ่งผ่านไปและมีการหดกลับ ซึ่งอาจเป็นไปได้ว่าโครงสร้างมีการขยายและหดตัวอยู่ตลอดเวลาทำให้บางจุดของโครงสร้างที่รักได้ขยายและหดตัวสลับกันไป

รูปที่ 14.18 แสดงผลการติดตามการขยายและหดตัวของโครงสร้างฐานราก มีการขยายตัวมากที่สุดเมื่อเปรียบเทียบกับตำแหน่งอื่น มีการขยายตัวสูงสุดที่  $140\mu\text{mm}/\text{mm}$  จากการวัดตั้งแต่อดีตถึงปัจจุบันเป็นเวลากว่า 1 ปี อย่างไรก็ตามโครงสร้างฐานรากตำแหน่งได้รับความเสียหายในระดับที่รุนแรงมากก่อนหน้านี้ (ก่อนที่จะทำการติดตั้งอุปกรณ์ติดตาม) นั้นหมายความว่าโครงสร้างตำแหน่งที่ 40/16 มีการขยายและหดตัวไปก่อนหน้านี้ ในอัตราที่สูง แต่การขยายและหดตัวของโครงสร้างยังไม่หยุดยังมีการขยายและหดตัวอยู่ตลอดเวลา

ผลการติดตามระหว่างวันทำให้ทราบว่าการตรวจติดตามในระบบมีข้อจำกัดในเรื่องของช่วงเวลาที่ทำการวัดและสภาวะแวดล้อมภายนอกที่ทำให้การวัดเกิดการคาดเคลื่อน แต่ทว่าค่าที่มีการคาดเคลื่อนระหว่างวันไม่เกินกว่า  $\pm 5\mu\text{mm}/\text{mm}$  ของทั้งสองตำแหน่งในวันที่ไม่มีฝนตก เมื่อนำไปเปรียบเทียบกับผลที่ติดตามการขยายตัวฐานรากที่มีการขยายสูงสุดที่  $140\mu\text{mm}/\text{mm}$  คิดเป็น 4% ที่มีการคาดเคลื่อน ดังนั้นการตรวจด้วยระบบนี้สามารถใช้ได้กับฐานรากแต่เมื่อข้อจำกัดในกรณีที่ต้องการผลที่ละเอียด

เนื่องจากโครงสร้างฐานรากเป็นวัสดุอนกรีต (Non-Homogeneous material) ดังนั้นการขยายตัวของหินหรือทรายที่เกิดจากปฏิกิริยา DEF หรือ ASR ยกที่จะวัดและอธิบายได้ ยกตัวอย่างเช่น ถ้าบริเวณที่ติดตามไม่มีการขยายตัว แต่บริเวณข้างๆมีการขยายตัวมากกว่าบริเวณจุดวัดอาจทำให้ จุดที่ทำการวัดติดตามเปลี่ยนเป็นหดตัว ในทางกลับกันอาจจะเป็นการขยายได้ว่าเมื่อจุดที่วัดมีการขยายจริง ซึ่งไม่สามารถทราบได้ว่าจุดใดจะขยายหรือจะหดตัว ดังนั้นจำเป็นต้องทำการติดตามการขยายและหดตัวของโครงสร้างต่อไป เพื่อเป็นข้อมูลในการออกแบบบริเวช่องแซมและบำรุงรักษาต่อไป

#### 14.9 ข้อเสนอแนะ

เนื่องจากระบบวัดที่ใช้อยู่ ณ ปัจจุบันเป็นการวัดแบบ Static กล่าวคือวัดแบบที่ลະจุด ณ เวลาหนึ่งๆ ดังนั้นข้อมูลที่นำเสนอจึงยกที่อธิบายถึงพฤติกรรมการขยายและหดตัวและผลที่ได้ไม่สามารถบอกได้อย่างชัดเจนว่าการขยายและหดตัวมากจากปฏิกิริยาภายในตัวของโครงสร้างเอง(ASR DER)หรือปัจจัยภายนอก (น้ำที่มากฝน อุณหภูมิ หรือการรับน้ำหนักบรรทุก)

ดังนั้นที่ปรึกษาจำได้นำเสนออีกหนึ่งวิธีการติดตามการขยายและหดตัวของโครงสร้างทุกส่วน (ฐานราก เสาตอม่อ เสาเข็มและอื่นๆ) ระบบที่นำเสนอจะทำการวัดแบบ Dynamic คือการวัดติดตามอยู่ตลอดเวลา ซึ่งระบบการทำงานและรายละเอียดอยู่ในบทที่ 16

**งานส่วนที่ 6:** แนวทางการตรวจสอบบำรุงรักษา ซ่อมแซมและเสริมกำลังโครงสร้าง



## บทที่ 15

### วิธีการตรวจสอบ ประเมินสภาพและซ่อมแซมโครงสร้างที่เหมาะสมต่อการนำไปใช้กับ โครงสร้างจำนวนมาก

เนื้อหาในบทนี้เป็นการนำเสนอวิธีการที่การทางพิเศษแห่งประเทศไทยสามารถนำไปใช้ในการตรวจสอบโครงสร้างฐานรากของทางด่วนบูรพาวิถีได้

#### 15.1 แนวทางในการตรวจสอบโครงสร้าง

##### 15.1.1 แนวทางทั่วไปในการบำรุงรักษาโครงสร้างที่เสียหายเนื่องจาก AAR

หากอ้างอิงเอกสารเกี่ยวกับการบำรุงรักษาโครงสร้างที่เกิดความเสียหายเนื่องจาก AAR และ DEF จะพบว่าในปัจจุบันมีหน่วยงานของต่างประเทศ เช่น สหรัฐอเมริกา ออสเตรเลีย และญี่ปุ่น ได้มีการกำหนดแนวทางในการบำรุงรักษาโครงสร้างที่เกิดความเสียหายอันเนื่องมาจาก AAR ไว้บ้าง ในขณะที่ในปัจจุบันยังไม่มีหน่วยงานใดมีการกำหนดแนวทางการบำรุงรักษาโครงสร้างที่เสียหายเนื่องจาก DEF เลย ด้วยเหตุนี้รายงานฉบับนี้จะกำหนดแนวทางการบำรุงรักษาโครงสร้างฐานรากของทางด่วนบูรพาวิถีโดยอ้างอิงแนวปฏิบัติสากลสำหรับการบำรุงรักษาโครงสร้างที่เกิด AAR และปรับเปลี่ยนรายละเอียดให้เหมาะสมสำหรับโครงสร้างฐานรากของทางด่วนบูรพาวิถี

ทั้งนี้โดยทั่วไปการบำรุงรักษาโครงสร้างที่อาจจะเกิดปัญหา AAR นั้นสามารถแบ่งเป็น 3 ขั้นหลัก ๆ คือ

##### ขั้นที่ 1: การสำรวจสภาพเบื้องต้นของโครงสร้าง (Condition Survey)

ขั้นตอนนี้เป็นการสำรวจความเสียหายของโครงสร้างเพื่อพิจารณาเบื้องต้นว่าโครงสร้างนั้น มีสัญญาณความเสียหายอันเนื่องมาจากการ AAR หรือไม่ ทั้งนี้มักจะต้องดำเนินการสำรวจด้วยผู้ที่มีความรู้เกี่ยวกับปัญหา AAR เป็นอย่างดี หากพบสัญญาณความเสียหายอันเนื่องมาจากการ AAR ก็ให้ดำเนินการตรวจสอบในขั้นที่ 2 ต่อไป

##### ขั้นที่ 2: การตรวจสอบดูว่าโครงสร้างที่มีปัญหานั้นเป็นปัญหาอันเนื่องมาจากการ AAR หรือไม่ (Diagnosis of ASR)

ขั้นตอนนี้เป็นการตรวจสอบและทดสอบเพื่อยืนยันว่าความเสียหายที่เกิดขึ้นต่อโครงสร้างนั้นเป็นความเสียหายอันเนื่องมาจากการ AAR โดยอาศัยข้อมูลจากหลาย ๆ แหล่ง คือ

- เอกสารเกี่ยวกับสอดสูมคอนกรีตและคอนกรีตที่ใช้ รวมถึงบันทึกการก่อสร้าง
- การสำรวจตรวจสอบสภาพรอยร้าวของโครงสร้าง (Crack Mapping)
- การเก็บตัวอย่างโครงสร้างคอนกรีตเพื่อทดสอบหาปฏิกิริยา AAR ในห้องปฏิบัติการด้วยวิธีการต่างๆ เช่น Petrographic Examination หรือ การทดสอบโครงสร้างจุลภาค (Microscopic Investigation)

หากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่ารอยร้าวที่เกิดขึ้นมีไม่น่าจะมีความรุนแรงและมีสัญญาณของปฏิกิริยา AAR น้อยมาก หรือไม่มีเลยโครงสร้างอาจจะไม่ได้มีปัญหา AAR และต้องตรวจสอบความเสียหายเนื่องจากสาเหตุอื่นต่อไป

แต่หากผลการตรวจสอบอย่างต่อไปพบว่ารอยร้าวที่เกิดขึ้นมีความรุนแรงและมีสัญญาณของปฏิกิริยา AAR ที่ชัดเจน ก็จะจำเป็นต้องมีการตรวจสอบเพื่อเก็บข้อมูลของโครงสร้างเพิ่มเติม (งานในขั้นที่ 3) ต่อไป

### ขั้นที่ 3: การศึกษาความเสียหายอันเนื่องมาจากการ AAR โดยละเอียด

การตรวจสอบฐานรากในขั้นที่ 3 นี้เป็นการตรวจสอบเพื่อเก็บสภาพของโครงสร้างที่เกิดความเสียหาย เนื่องจาก AAR โดยละเอียดซึ่งโดยทั่วไปจะประกอบด้วย 2 ส่วนคือ

- ระดับการขยายตัว/ความเสียหาย ณ เวลาที่ทำการตรวจสอบ (Expansion/Damage-to-date)
- แนวโน้มการขยายตัว/ความเสียหาย ในอนาคต (Trend for future deterioration)
- ศักยภาพสูงสุดของการขยายตัว (Potential Future Expansion)

ในการเก็บข้อมูลแนวโน้มการขยายตัว/ความเสียหายของโครงสร้างที่เพิ่มขึ้นตามเวลา การตรวจสอบตามระยะเวลาที่กำหนด (Periodic Inspection) เป็นวิธีการที่เหมาะสมที่สุด โดยอาจจะกำหนดให้การตรวจสอบแต่ละครั้งที่ระยะเวลาห่างกัน 2 ถึง 5 ปี ตามความเหมาะสม

สำหรับการประเมินศักยภาพสูงสุดของการขยายตัว การเก็บตัวอย่างในห้องปฏิบัติการด้วยวิธีการต่างๆ ดูจะเป็นวิธีที่เหมาะสมที่สุด (ดังเช่นที่ปฏิบัติในโครงการศึกษานี้)

หากพิจารณาขั้นตอนการตรวจสอบทั้ง 3 ขั้นตอนก็จะเห็นได้ว่า การดำเนินการทดสอบตามโครงการศึกษานี้ได้ดำเนินการตรวจสอบทั้ง 3 ขั้นตอนไปบางส่วนแล้ว เพียงแต่ว่าจำนวนโครงสร้างที่ดำเนินการทดสอบไปนั้นยังเป็นจำนวนที่ค่อนข้างน้อยเมื่อเทียบกับจำนวนโครงสร้างทั้งหมด ด้วยเหตุนี้ การทางพิเศษแห่งประเทศไทย จึงจำเป็นต้องดำเนินการตรวจสอบอย่างต่อเนื่องในอนาคต ตารางที่ 15.1 เป็นการสรุปสถานะปัจจุบันของการตรวจสอบฐานรากโดยอ้างอิงแนวทางการบำรุงรักษาโครงสร้างที่มีความเสียหายจาก AAR ดังกล่าว และสรุปงานตรวจสอบฐานรากของทางด่วนบูรพาวิถีในปัจจุบันนี้ได้ดำเนินการไปแล้ว ทั้งนี้ตารางที่ 15.1 ได้แยกฐานรากที่อยู่บนดินและฐานรากที่อยู่ใต้ดินออกจากกันเพื่อความชัดเจน

### ตารางที่ 15.1 การทดสอบที่ได้ดำเนินแล้วในโครงการศึกษานี้

	ฐานรากที่อยู่เหนือระดับผิวดิน	ฐานรากที่อยู่ใต้ดิน
การสำรวจสภาพเบื้องต้นของฐานราก (ขั้นที่ 1)	ได้ดำเนินการสำรวจสภาพอย่างร้าว (Crack Mapping) ของฐานรากที่อยู่เหนือระดับผิวดินแล้ว ทั้งหมดและข้อมูลดังกล่าวสามารถนำมาใช้ในการวางแผนการบำรุงรักษาได้	มีการเปิดผิวดินเพื่อสำรวจสภาพความเสียหายของฐานรากที่อยู่ใต้ดินเพียง 2 ฐานราก และพบว่าฐานรากหนึ่ง (25/17) แตกร้าวรุนแรงในขณะที่อีกฐานรากหนึ่ง (25/16) ไม่มีการแตกร้าวเลย
Diagnosis of AAR (ขั้นที่ 2)	มีการทดสอบเพื่อยืนยันและพบว่าโครงสร้างที่เสียหายรุนแรงนั้นมีความเสียหายจากทั้ง AAR และ DEF (ไม่ใช่ AAR เพียงอย่างเดียว)	มีการตรวจสอบฐานรากได้ดินจำนวน 2 ฐานซึ่งไม่ได้เป็นงานที่ระบุไว้ใน TOR ซึ่งพบหลักฐานการเกิด AAR ในว่าฐานรากที่มีรอยร้าว
การศึกษาความเสียหายโดยละเอียด (ขั้นที่ 3)	มีการทดสอบแบบต่างๆเพื่อหาข้อมูลโดยละเอียด โดยจำนวนฐานรากที่ตรวจสอบมีจำนวนประมาณ 10 ฐานราก	ณ ปัจจุบันมีข้อมูลของฐานรากได้ดินเพียง 2 ฐานรากโดยที่ไม่มีข้อมูลแนวโน้มการขยายตัวในอนาคตและศักยภาพสูงสุดของการขยายตัว

อย่างไรก็ตามการดำเนินการทดสอบในระยะต่อไป อาจจะต้องมีการปรับเปลี่ยนไปจากการตรวจสอบ และวิเคราะห์โครงสร้างฐานรากในโครงการนี้ ทั้งนี้เนื่องจากลักษณะเฉพาะของความเสียหายที่พบในฐานราก ของทางด่วนบูรพาวิถี ดังนี้

ก) ความเสียหายไม่ได้เกิดขึ้นจาก AAR เพียงอย่างเดียว แต่ DEF ก็เป็นสาเหตุหลักของความเสียหาย (ในฐานรากจำนวนหนึ่ง พบริมาณ Ettringite มากกว่าปริมาณ Silica Gel) ด้วยเหตุนี้ การวิเคราะห์ทดสอบที่คำนึงถึง AAR เพียงอย่างเดียวจะไม่มีความเหมาะสมเพียงพอ นอกจากนี้ในปัจจุบันยังไม่มีการกำหนดแนวทางการบำรุงรักษาโครงสร้างที่เสียหายเนื่องจาก DEF หรือ เนื่องจาก AAR ร่วมกับ DEF จึงทำให้จำเป็นต้องมีการกำหนดวิธีการที่เหมาะสมขึ้นเอง

ข) ผลการวิเคราะห์ด้วยระเบียบวิธีไฟโนต์อเลิมอนต์ในรายงานฉบับนี้ (งานส่วนที่ 5) แสดงให้เห็นว่าการขยายตัวนั้นอาจจะไม่ส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมการรับน้ำหนักของฐานรากมากนัก โดยผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่า โครงสร้างจะยังคงสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ถึงแม้ว่าเกิดการขยายตัวในระดับ  $10,000 \mu$  ทั้งๆที่ในโครงสร้างจริง เราสามารถคาดหมายได้ว่าโครงสร้างน่าจะเกิดการขยายตัวมากสุดไม่เกิน  $4,000 \mu$  (ระดับการขยายตัว ณ ปัจจุบันที่พบมีประมาณ  $1,800 \mu$  และการขยายตัวในอนาคตมีค่าประมาณ  $1,600 \mu$ ) ข้อมูลการวิเคราะห์ดังกล่าวแสดงให้เห็นว่าเราไม่จำเป็นต้องมีการเสริมกำลังโครงสร้างในทันทีแต่อาจจะยังคงต้องมีการตรวจสอบติดตามพฤติกรรมของโครงสร้างคงทนกรีตโดยเฉพาะฐานรากที่มีความเสียหายรุนแรงเพื่อให้เกิดความมั่นใจในการใช้งาน

ค) จากฐานรากจำนวนกว่า 1,273 ฐานราก ตลอดระยะทาง 55 กม. ของทางด่วนบูรพาวิถี มีโครงสร้างที่อยู่เหนือระดับพื้นดินซึ่งสามารถสำรวจสภาพอย่างทั่วไปได้เพียง 576 ตำแหน่ง (คิดเป็น 45% โดยประมาณ) ในขณะที่ฐานรากจำนวนที่เหลือ อีก 597 ฐานรากนั้นอยู่ใต้ดินหรืออยู่ในแม่น้ำ ในขณะที่ฐานรากใต้ดินที่ถูกสำรวจในรายงานฉบับนี้มีเพียง 2 ฐานราก ที่สำคัญ ผลการสำรวจที่ได้บ่งชี้ว่าฐานรากที่อยู่ใต้ดินทั้งหมดมีแนวโน้มที่จะเสียหายในลักษณะที่คล้ายคลึงกับฐานรากที่อยู่บนดิน และไม่มีหลักฐานใดๆที่บ่งชี้ว่าฐานรากที่อยู่ใต้ดินนั้นมีสภาพความเสียหายที่น้อยกว่าฐานรากที่อยู่เหนือระดับพื้นดิน ด้วยสภาพการณ์เช่นนี้ทำให้มีความเป็นไปได้ในอุบัติเหตุที่ฐานรากที่เสียหายรุนแรงและมีความเสียหายที่จะเกิดการบดบังที่สุดอาจจะเป็นหนึ่งในฐานรากที่อยู่ใต้ดิน ด้วยเหตุนี้จึงควรมีวิธีการที่จะตรวจสอบเพื่อให้ทราบว่าฐานรากที่อยู่ใต้ดินทั้งหมดนั้นมีปัญหาความเสียหายอันเนื่องจาก AAR และ DEF อยู่เป็นจำนวนมากเท่าใด และมีฐานรากที่ตำแหน่งใดที่มีความเสียหายรุนแรงบ้างหรือไม่

ง) เนื่องจากสภาพความเสียหายของฐานรากนั้นมีระดับที่แตกต่างกันอยู่มาก ด้วยเหตุนี้การทางพิเศษฯ จึงควรจัดงบประมาณในการดูแลบำรุงรักษาโครงสร้างที่มีความเสียหายรุนแรงอย่างถูกต้องเหมาะสมก่อน สำหรับโครงสร้างที่ความเสียหายยังไม่อยู่ในขั้นวิกฤตอาจจะได้รับการตรวจสอบตามระยะเวลาระหว่างวิธีที่เหมาะสมและไม่สิ้นเปลืองงบประมาณเกินความจำเป็น

ข้อเท็จจริงข้างต้นแสดงให้เห็นว่า ควรจะต้องมีการกำหนดวิธีการตรวจสอบบำรุงรักษาโครงสร้างฐานรากของทางด่วนบูรพาวิถีโดยเฉพาะโดยนำข้อมูลที่ได้จากการศึกษาในโครงการนี้ไปประยุกต์ใช้ให้ได้ประโยชน์สูงสุด

### 15.1.2 ข้อมูลสำคัญที่ได้จากการศึกษา

ก่อนที่จะนำเสนอวิธีการบำรุงรักษาโครงสร้างฐานรากของทางด่วนบูรพาวิถี ผู้เขียนขอสรุปข้อมูลที่สำคัญและเป็นประโยชน์ต่อการวางแผนบำรุงรักษาฐานรากเป็นข้อๆ เพื่อให้ง่ายต่อความเข้าใจดังนี้

1. โครงสร้างฐานรากเกิดความเสียหายอันเนื่องมาจากปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวม (AAR) และ Delayed Ettringite Formation (DEF) เป็นหลัก และโดยส่วนมาก โครงสร้างฐานรากที่มีความเสียหายรุนแรงนั้นจะมีความเสียหายทั้งสองประเภทเกิดขึ้นพร้อมกัน

2. ความรุนแรงของปัญหา AAR และ DEF ในฐานรากของทางด่วนบูรพาวิถี มีความหลากหลายมาก ฐานรากที่อยู่ใกล้กันส่วนใหญ่มีความเสียหายในระดับและอัตราเร็วที่แตกต่างกันมาก จึงจำเป็นต้องตรวจสอบฐานรากทั้งหมดให้เกิดความมั่นใจว่าฐานรากใดบ้างที่เกิดความเสียหายรุนแรง

3. ฐานรากที่มีปัญหาการขยายตัวที่รุนแรงจะมีปัญหาการแตกร้าวที่ผิวนอก และ จากการทดสอบในโครงการนี้พบว่าผลกระทบความกว้างของรอยร้าวในแต่ละทิศทางมีความสัมพันธ์ที่ดีกับปริมาณการขยายตัวของโครงสร้างที่วัดได้จากการตัดเหล็กเสริมเพื่อวัดความเครียด (Strain) ดังนั้นปริมาณรอยร้าวที่ผิวนอกจึงสามารถนำไปใช้เป็นชี้วัดว่าแต่ละฐานรากมีการขยายตัวสะสม (Expansion-to-date) อยู่ประมาณเท่าใด

4. การที่ยังไม่พบปัญหาการแตกร้าวที่ผิวนอกของฐานรากใดๆ มิได้หมายความว่าฐานรากนั้นปราศจากปัญหาในอนาคต วิธีการที่ดีที่สุดในการบ่งชี้ว่าโครงสร้างใดๆ มีปัญหา AAR หรือ DEF หรือไม่ คือวิธีการทดสอบโครงสร้างจุลภาค (Microstructure) ด้วยกล้องจุลทรรศน์อิเลคตรอนแบบแสกน (Scanning Electron Microscope – SEM) การทดสอบตัวอย่างคอนกรีตด้วย SEM จะช่วยให้ผู้ทดสอบสามารถตรวจสอบหัวแนวนี้ที่คอนกรีตมีปัญหา AAR (ด้วยการตรวจสอบปริมาณซิลิก้าเจล) และ DEF (ด้วยการตรวจสอบปริมาณ Ettringite) ได้พร้อมกัน

5. ผลการทดสอบตัวอย่างคอนกรีตจากฐานรากที่มีปัญหารอยร้าวในระดับต่างๆ กันแสดงให้เห็นว่า ปริมาณซิลิก้าเจลและ Ettringite ที่พบในแต่ละตัวอย่างนั้นมีความสัมพันธ์ที่ค่อนข้างดีการขยายตัวสะสม (Expansion-to-date) ของโครงสร้าง ในโครงสร้างที่มีการขยายตัวสะสมสูงก็จะพบปริมาณซิลิก้าเจลและ Ettringite สูงไปด้วย

6. ผลการตรวจสอบโครงสร้างฐานรากด้วยการรับน้ำหนักบรรทุกจริงบ่งชี้อย่างชัดเจนว่าโครงสร้างฐานรากยังคงสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้อย่างไม่มีปัญหาอะไรแม้ว่าจะมีการแตกร้าวที่รุนแรง (อ้างอิงการทดสอบรับน้ำหนักบรรทุกจริงของฐานรากหมายเลข 40/16 และหมายเลข 42/23)

7. ผลการวิเคราะห์ด้วยระบบวิธีไฟแนนซ์อิลิเมนต์แบบไรเซิ่นแสดงให้เห็นว่าโครงสร้างฐานรากของทางด่วนบูรพาวิถีจะยังคงมีความสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ถึงแม้ว่าจะมีการขยายตัวในระดับ 10,000 μ ในขณะที่การขยายตัวที่จะเกิดขึ้นจริงในโครงสร้างนั้นจะอยู่ในระดับที่ไม่เกิน 4,000 μ นั้นหมายความว่า โครงสร้างที่เกิดการแตกร้าวในระดับที่ยังไม่รุนแรงมากอาจจะไม่จำเป็นต้องได้รับการซ่อมแซมแบบเร่งด่วน

8. ในกรณีที่ฐานรากเกิดการแตกร้าวในระดับที่รุนแรงมาก ควรจะต้องมีการตรวจสอบตามโครงสร้าง (Structural Health Monitoring) ทั้งนี้เนื่องจากในการวิเคราะห์พฤติกรรมโครงสร้างฐานรากที่แตกร้าวด้วยระบบวิธีไฟแนนซ์อิลิเมนต์แบบไรเซิ่นนี้ได้มีการทำทดสอบสมมติฐานบางอย่าง และ สภาพของโครงสร้างฐานรากทุกฐานรากอาจจะไม่ได้เป็นไปตามสภาพที่ใช้ในการวิเคราะห์อย่างสมบูรณ์ จึงควรมีการตรวจสอบตามเพื่อตรวจสอบพฤติกรรมของฐานรากที่เสียหายรุนแรงเพื่อให้เกิดความมั่นใจในการใช้งาน

9. รอยร้าวที่เกิดขึ้นในฐานรากมีความลึกถึงตัวแน่นเหล็กเสริม สภาพดังกล่าวอาจทำให้สารที่ทำให้เหล็กสนิมร่อน เช่น คลอไรด์ (Chloride) หรือความชื้น เข้าสู่เหล็กได้ง่าย จึงจำเป็นต้องพิจารณาความเสี่ยงที่เหล็กเสริมจะเกิดสนิมเป็นอีกประเด็นหนึ่งในการดำเนินการบำรุงรักษาโครงสร้างฐานรากที่แตกร้าวด้วย ในเบื้องต้นจากการตรวจสอบฐานรากที่แตกร้าว ยังไม่พบหลักฐานที่ทำให้บ่งชี้ว่าเหล็กเสริมในฐานรากที่แตกร้าว รุนแรงแล้วนั้นเกิดสนิมแล้ว นั่นอาจจะหมายความว่าการซ่อมแซมฐานรากทันทีที่เกิดการแตกร้าวเพื่อป้องกันการเกิดสนิมอาจจะไม่ใช่สิ่งที่จำเป็น แต่ก็ควรจะมีการตรวจสอบเป็นระยะด้วยวิธีที่เหมาะสมเพื่อความมั่นใจว่าเหล็กเสริมจะยังคงอยู่ในสภาพที่ช่วยรับน้ำหนักบรรทุกได้และสามารถดำเนินการซ่อมแซมรอยร้าวได้ทันท่วงทีหากมีปัญหาการเกิดสนิมเกิดขึ้น

## 15.2 แนวทางในการตรวจสอบโครงสร้าง

### 15.2.1 แนวทางการตรวจสอบโครงสร้างฐานรากของทางด่วนบูรพาวิถี

ถึงแม้ว่าผลการตรวจสอบและวิเคราะห์ต่างๆ จะบ่งชี้ว่าโครงสร้างฐานรากของทางด่วนบูรพาวิถีนั้นยังคงมีความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกที่เพียงพอ แต่เนื่องจาก การศึกษานี้ทำการตรวจสอบฐานรากโดยละเอียด (เช่น การทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกจริง) เพียง 3 ฐานรากเท่านั้นจากข้อจำกัดด้านงบประมาณ ด้วยเหตุนี้จึงยังคงมีความเป็นไปได้ว่าอาจจะมีโครงสร้างฐานรากบางส่วนที่เกิดความเสียหายมากกว่ากลุ่มตัวอย่างฐานรากที่ทดสอบ นอกจากนี้ การวิเคราะห์พฤติกรรมของฐานรากที่มีปัญหาการแตกร้าวนี้จากการขยายตัวของคอนกรีต ก็เป็นการคำนวนโดยมีสมมติฐานบางอย่าง เช่น โครงสร้างฐานรากก่อสร้างได้สมบูรณ์ตามแบบ ก่อสร้าง, รอยร้าวที่เกิดขึ้นมีเพียงรอยร้าวจากการขยายตัวเท่านั้น หรือ การที่เหล็กเสริมทั้งหมดไม่มีปัญหาการเกิดสนิม ซึ่งในความเป็นจริงอาจจะมีโครงสร้างฐานรากบางส่วนที่ไม่ได้เป็นไปตามสมมติฐานดังกล่าวทั้งหมด

ด้วยเหตุนี้จึงควรมีการตรวจสอบวัดพุ่ติกรรมของฐานรากทั้งหมดตามระยะเวลาที่เหมาะสมโดยสิ่งที่จำเป็นต้องตรวจสอบเบื้องต้น คือ “สภาพรอยร้าวของฐานราก” “การขยายตัวของฐานราก” และ “ความเสี่ยงที่จะเกิดสนิมของเหล็กเสริม”

#### 15.2.1.1 การตรวจสอบสภาพรอยร้าว

สภาพรอยร้าวที่เกิดขึ้นในโครงสร้างเป็นข้อมูลพื้นฐานที่สุดที่สามารถนำมาใช้บ่งชี้ว่าโครงสร้างฐานรากแต่ละฐานรากมีความเสียหายในระดับใดแล้ว เนื่องจาก AAR และ DEF นั้นเป็นปฏิกริยาที่เกิดขึ้นอย่างต่อเนื่อง จึงเป็นที่คาดหมายได้ว่าโครงสร้างที่แตกร้าวในกรณีนี้จะมีการแตกร้าวมากขึ้นตามระยะเวลา เช่น ความกว้างของรอยร้าวเพิ่มขึ้น หรือ มีรอยร้าวใหม่เกิดขึ้นในโครงสร้าง โครงสร้างที่ไม่เคยมีรอยร้าวก็อาจจะแสดงรอยร้าวขึ้นมาเมื่อผ่านไประยะเวลาหนึ่ง และโครงสร้างที่แตกร้าวก็จะมีการแตกร้าวที่รุนแรงมากขึ้น

ข้อมูลจำนวนรอยร้าวและความกว้างของรอยร้าวที่เกิดขึ้นในโครงสร้างนั้นเป็นข้อมูลที่สามารถนำมาใช้ประเมินระดับความเสียหายของแต่ละโครงสร้างได้เป็นระยะ และเมื่อมีผลการตรวจสอบรอยร้าวไประยะหนึ่งก็จะสามารถทำนายแนวโน้มการขยายตัวในอนาคตของแต่ละฐานรากในสภาพแวดล้อมจริงได้

จากการสำรวจ ทดสอบ และวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่าโครงสร้างที่เกิดรอยร้าวแล้วบางส่วนจะยังคงมีความสามารถรับน้ำหนักบรรทุก ดังนั้นจึงไม่จำเป็นต้องซ่อมแซมฐานรากที่เกิดรอยร้าวทุกฐานที่เกิดรอยร้าวในทันที การตรวจสอบตามระยะเวลา (Periodic Inspection) ไปก่อนจะเป็นแนวทางที่เหมาะสมและประหยัดงบประมาณกว่าในกรณีนี้

### 15.2.1.2 การตรวจวัดการขยายตัว (*Expansion Evaluation*)

ระดับการขยายตัวในโครงสร้างเป็นตัวแปรสำคัญที่บ่งชี้ได้ว่าเหล็กเสริมในโครงสร้างนั้นถูกดึงอยู่ในระดับใด หากเหล็กเสริมถูกดึงระดับที่ใกล้เคียงหรือเล็กๆ จุดคราก (*Yielding*) ของเหล็กเสริมก็จะทำให้โครงสร้างนั้นมี *Stiffness* ลดลงและอาจจะทำหน้าที่กระจายแรงลงสู่ฐานรากได้ไม่ดีเท่าเดิม โดยการคำนวณการขยายตัวของฐานรากมี 2 วิธีที่เหมาะสม คือ

วิธีที่ 1: การคำนวณการขยายตัวจากข้อมูลอย่างร้าวของผิวโครงสร้างด้านบน โดยคำนวณการขยายตัวเท่ากับรวมของความกว้างรอยร้าวในแนวนั้นๆ หารด้วยความยาวของโครงสร้างในด้านนั้น

วิธีที่ 2: การตัดเหล็กเพื่อวัดระดับที่เหล็กเสริมถูกดึงโดยตรง (จะต้องมีการกะเทาะคอนกรีตหุ้มเหล็กและตัดเหล็ก แต่ผลการทดสอบมีความน่าเชื่อถือมากกว่า)

จากการดำเนินการตรวจสอบฐานรากโครงสร้างในโครงการนี้ พบว่าการคำนวณระดับการขยายตัวด้วยทั้งวิธีที่ 1 และวิธีที่ 2 นั้น ให้ค่าที่ใกล้เคียงกัน ในขณะที่วิธีที่ 1 คำนวณการขยายตัวจากข้อมูลอย่างร้าวนั้นมีความสะดวกมากกว่าและไม่ก่อให้เกิดความเสียหายเพิ่มเติมแก่โครงสร้าง ด้วยเหตุนี้การตรวจวัดการขยายตัวฐานรากจำนวนมากจึงควรใช้วิธีที่ 1 เป็นหลักและอาจจะใช้วิธีที่ 2 การตัดเหล็กเพื่อวัดระดับที่เหล็กถูกดึงในกรณีที่ต้องการยืนยันความถูกต้องของข้อมูล

### 15.2.1.3 ความเสี่ยงที่เหล็กเสริมจะเกิดสนิม

รอยร้าวแบบร่องแทบที่พบในผิวฐานรากของทางด่วนบูรพาวิถีมีความลึกไปจนถึงเหล็กเสริม ลักษณะการแตกร้าวดังกล่าวทำให้ความชื้นและอิออนต่างๆ เร่งการเกิดสนิมอาจเข้าไปตามรอยร้าวที่เกิดขึ้นได้ มาตรฐานการออกแบบโครงสร้างคอนกรีต เช่น ACI318 หรือ CEB/FIP นั้นล้วนมีข้อกำหนดเกี่ยวกับการควบคุมความกว้างรอยร้าวสูงสุดที่เกิดขึ้นในโครงสร้างคอนกรีตเพื่อป้องกันไม่ให้เหล็กเสริมในโครงสร้างนั้นเกิดสนิม

หากพิจารณามาตรฐานการออกแบบโครงสร้างคอนกรีต CEB/FIP และ ACI 318-95 (ปี ค.ศ.1995) ค่าความกว้างรอยร้าวสูงสุดมักจะถูกกำหนดไว้ที่ 0.4 มม. สำหรับองค์อาคารที่อยู่ภายในอาคาร และ 0.3 มม. สำหรับโครงสร้างที่แข็งแกร่งและล้อมภายนอก

ในการศึกษาครั้นี้ ที่ปรึกษาได้มีตรวจสอบสภาพการเกิดสนิมของเหล็กเสริมเบื้องต้นด้วยสายตา เช่น เวลาที่ทดสอบสภาพเหล็กเสริมด้วยการตัดซึ่งจะต้องมีการเปิดผิวคอนกรีต และการเจาะ Coring ณ ตำแหน่งที่มีเหล็กเสริมออกเพื่อดูสภาพผิวอย่างร้าว จากการสำรวจที่ดำเนินการรวมประมาณ 10 ตำแหน่งในฐานรากต่างๆ กัน ในบางกรณีที่สำรวจอย่างมีความกว้างถึง 3 มม. ก็ไม่พบการเกิดสนิมของเหล็กเสริมและคราบสนิมในโครงสร้างเลย

อย่างไรก็ตามจากจำนวนข้อมูลเท่าที่มีอยู่ในปัจจุบัน คงเป็นการยากที่จะสรุปได้ว่าโครงสร้างฐานรากจำนวนมากของทางด่วนบูรพาวิถีนั้นปราศจากปัญหาการเกิดสนิม ด้วยเหตุนี้ ที่ปรึกษาจึงเสนอแนวทางว่าควรมีการซ่อมแซมรอยร้าวที่มีขนาดมากจนอาจจะส่งผลกระทบทำให้เหล็กเสริมเริ่มเกิดสนิมได้

นอกจากนี้ การทางพิเศษแห่งประเทศไทยอาจจะพิจารณาทำการตรวจประเมินการเกิดสนิมของฐานรากที่เกิดรอยร้าวเพิ่มเติม หากข้อมูลที่มีเพิ่มขึ้นมากเพียงพอที่จะสรุปได้ว่าโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดรอยร้าวแล้วนั้นไม่มีปัญหาการเกิดสนิม หรือ ความกว้างรอยร้าวที่ส่งผลให้เหล็กเสริมเกิดสนิมอาจจะมีค่ามากกว่า 0.3 มม. ซึ่งหากมีข้อมูลดังกล่าวก็จะสามารถปรับเปลี่ยนวิธีการบำรุงรักษาซ่อมแซมให้มีความคุ้มค่า

มากขึ้น จำนวนรอยร้าวที่ต้องซ่อมแซมเพื่อป้องกันการเกิดสนิมก็จะลดน้อยลง และการทางพิเศษสามารถนำงบประมาณไปใช้ในส่วนอื่นๆ ได้

#### 15.2.1.4 เงื่อนไขจากตำแหน่งของฐานรากเมื่อเทียบกับระดับพื้นดิน

เนื่องจากฐานรากทั้งหมดของทางด่วนบูรพาวิถีจำเป็นต้องได้รับการตรวจสอบประเมินเพื่อให้มั่นใจว่าจากการวิบัติของโครงสร้างฐานรากจะไม่เกิดขึ้นระหว่างการใช้งาน โดยอย่างยิ่งในกรณีที่พื้นฐานรากไม่มีปัญหา ก็จะต้องตรวจสอบพฤติกรรมด้านต่างๆ ของโครงสร้างเป็นระยะและดำเนินการซ่อมแซมโครงสร้างเหล่านั้นตามความเหมาะสม แต่หากพิจารณาสภาพของฐานรากทั้งหมดของทางด่วนบูรพาวิถีจะพบว่าฐานรากเพียงส่วนหนึ่งที่อยู่เหนือระดับพื้นดิน (576 ฐานรากจากทั้งหมด 1,273 ฐานราก) ในขณะที่ส่วนที่เหลือ (อีก 679 ฐานราก) นั้นอยู่ใต้ดิน การตรวจสอบฐานรากแต่ละแบบก็จำเป็นต้องปรับเปลี่ยนให้เหมาะสมกับการเข้าถึงได้ (Accessibility) ของแต่ละฐานรากด้วย

จากเหตุผลดังกล่าวข้างต้น คณะกรรมการจึงกำหนดแนวทางการบำรุงรักษาโครงสร้างเป็น 2 แนวทาง โดยแนวทางแรกกำหนดสำหรับโครงสร้างที่อยู่เหนือระดับพื้นดิน (สามารถสังเกตผิวนอกของฐานรากได้) และอีกแนวทางหนึ่งกำหนดให้สำหรับฐานรากที่อยู่ใต้ดิน โดย แนวทางการตรวจสอบฐานรากดังกล่าวอธิบายอยู่ในหัวข้อที่ 1.2.2 และ หัวข้อที่ 1.2.3

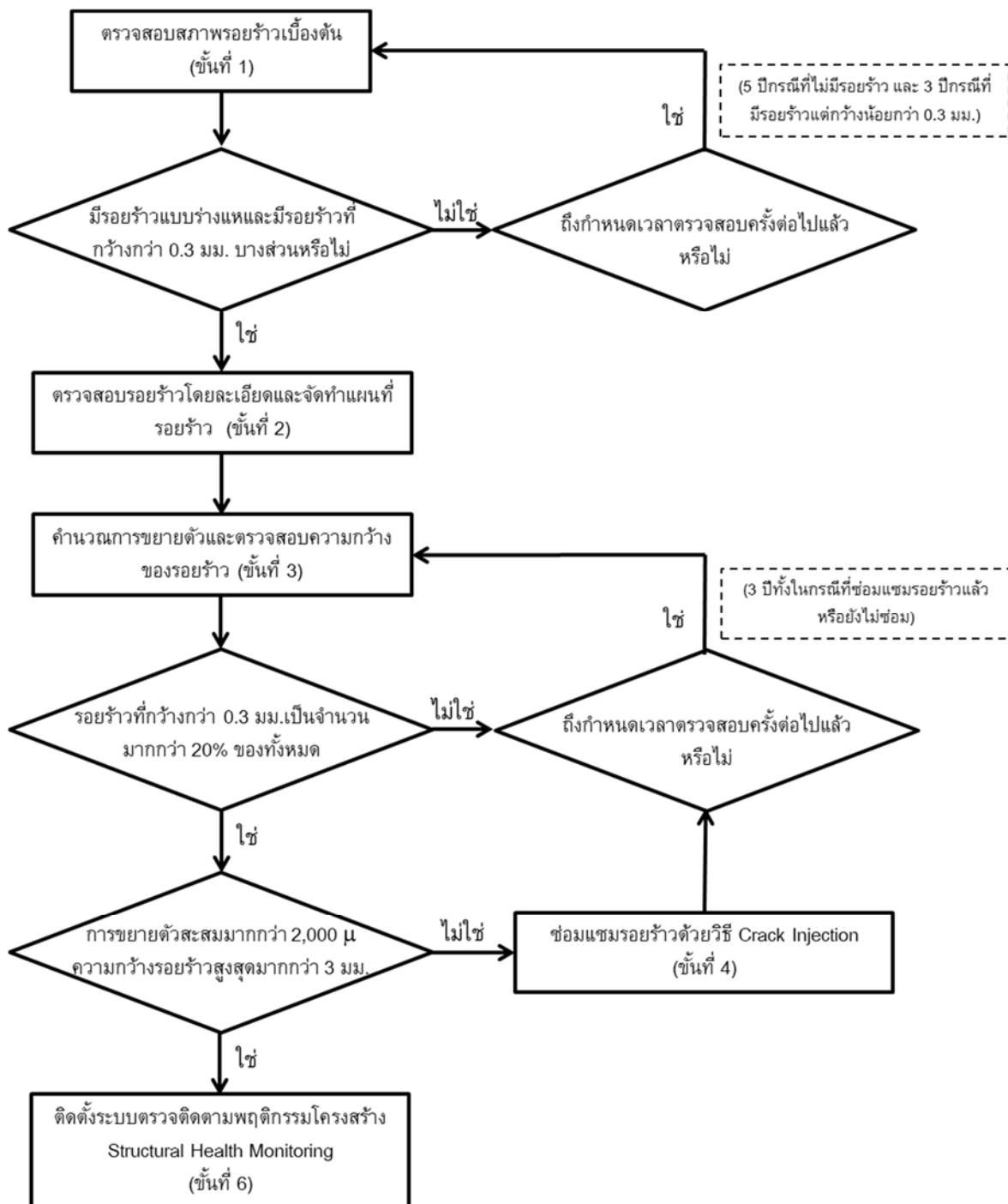
#### 15.2.2 แนวทางในการตรวจสอบโครงสร้างฐานรากที่อยู่เหนือระดับผิวดิน

รูปที่ 15.1 แสดงแนวทางในการตรวจสอบสำหรับฐานรากที่มีผิวนอกอยู่สูงกว่าผิวดิน การตรวจสอบสภาพรอยร้าวและจัดทำแผนที่รอยร้าวนี้เป็นวิธีการที่จะช่วยให้ข้อมูลการแตกร้าวของฐานรากโดยละเอียด และกรรมวิธีการทดสอบปัมมี่ยุ่งยากมากจนเกินไป ในกรณีนี้จึงควรดำเนินการจัดทำแผนที่รอยร้าว (Crack Mapping) และใช้ข้อมูลดังกล่าวในการประเมินการขยายตัวของฐานราก โดยแนวทางในการดำเนินการมีดังนี้

##### ขั้นที่ 1: ตรวจสอบสภาพรอยร้าวเบื้องต้น

เป็นขั้นตอนวิธีการตรวจสอบสภาพรอยร้าวเบื้องต้นของฐานรากโดยสำรวจว่าฐานรากแต่ละฐานรากนั้นมีปัญหาการแตกร้าวแล้วหรือไม่ และ พิจารณาอย่างร้าวที่เกิดขึ้นในฐานรากนั้นมีลักษณะการแตกร้าวแบบร่างและอันบงซึ่งปัญหาการเกิดปฏิกริยา AAR หรือ DEF

สำหรับฐานรากที่มีปัญหารอยร้าวแบบร่างແenh ความสามารถที่จะตั้งสมมติฐานได้ว่าฐานรากดังกล่าวมีปัญหาการขยายตัวอันเนื่องมาจาก AAR หรือ DEF ในกรณีนี้ไม่มีความจำเป็นต้องทำการทดสอบเพื่อหาสาเหตุ การแตกร้าว (เช่น Scanning Electron Microscope) อีกเพียงผลการศึกษาโครงสร้างนี้ได้ชี้ชัดแล้วว่าโครงสร้างส่วนนี้มีปัญหาทั้งจาก AAR และ DEF แต่จะต้องมีการสำรวจดูว่ารอยร้าวที่เกิดขึ้นในโครงสร้างนั้นมีความกว้างเท่าใดโดยประมาณและมีความกว้างรอยร้าวที่ส่วนใหญ่ของโครงสร้างมีค่ามากกว่า 0.3 มม. หรือไม่



รูปที่ 15.1 แสดงแนวทางในการตรวจสอบโครงสร้างฐานรากที่อยู่เหนือน้ำระดับผิวน้ำ

สำหรับฐานรากที่ยังไม่มีปัญหาการแตกร้าวแบบร่องແผลม ไม่จำเป็นต้องดำเนินการตรวจสอบใดๆ เพิ่มเติม เพราะสภาพที่ปราศจากการอยู่ร้าวของฐานรากนั้นบ่งชี้ว่าฐานรากดังกล่าวนั้นยังไม่มีปัญหา AAR และ DEF ในระดับที่รุนแรงฐานรากจึงยังอยู่ในสภาพที่ปลอดภัย อย่างไรก็ตามการที่ยังไม่พบรอยร้าว ณ เวลาหนึ่งๆ ไม่ได้หมายความว่าฐานรากนั้นๆ จะไม่มีปัญหา AAR และ DEF ในอนาคต ด้วยเหตุนี้ ในการถือว่าฐานรากที่ยังไม่แตกร้าวจึงควรมีการตรวจสอบสภาพอยู่ร้าวทุก ๆ 5 ปีเพื่อสำรวจดูว่าโครงสร้างเกิดรอยร้าวเพิ่มเติมหรือไม่

สำหรับฐานรากที่เกิดรอยร้าวแบบอื่นๆ นั้น หากเป็นฐานรากที่มีปัญหาการแตกร้าวแบบร่างແหด้วยให้ดำเนินการบำรุงรักษาตามแนวทางที่กำหนดไว้ แต่หากเป็นฐานรากที่ไม่มีปัญหาการแตกร้าวแบบร่างແหด้วยให้ดำเนินการซ่อมแซมรอยร้าวด้วยวิธีที่เหมาะสมและดำเนินการตรวจสอบรอยร้าวทุก ๆ 5 ปี เฉกเช่นกรณีของฐานรากที่ยังไม่แตกร้าว

ตารางที่ 15.2 สรุปวิธีการจำแนกกลุ่มของฐานรากที่มีความเสียหายต่างๆ กัน และสมมติฐานที่ได้เกี่ยวกับฐานรากและวิธีการดำเนินตรวจสอบบำรุงรักษาต่อไปของฐานรากแต่ละกลุ่ม

ตารางที่ 15.2 การจำแนกกลุ่มของฐานรากจากผลการสำรวจรอยร้าวเบื้องต้น

สภาพรอยร้าวที่พบ	สมมติฐานเกี่ยวกับฐานราก	สิ่งที่ควรดำเนินการ
ไม่พบรอยร้าวแบบร่างແหด	ฐานรากดังกล่าวไม่มีปัญหา AAR และ DEF หรืออาจจะมีปัญหา AAR และ DEF แต่ยังไม่มีการแตกร้าว เพราะอัตราความเสียหายต่ำมาก	ตรวจสอบรอยร้าวเบื้องต้นอีกครั้งเมื่อเวลาผ่านไป 5 ปี
พบรอยร้าวแบบร่างແหดและความกว้างรอยร้าวทั้งหมดน้อยกว่า 0.3 มม.	ฐานรากดังกล่าวมีปัญหา AAR และ DEF แต่รับความเสียหายยังคงไม่ส่งผลกระทบต่อโครงสร้างจึงอาจจะยังไม่ต้องดำเนินการใดๆ	ตรวจสอบรอยร้าวเบื้องต้นอีกครั้งเมื่อเวลาผ่านไป 3 ปี
พบรอยร้าวแบบร่างແหดและมีรอยร้าวบางส่วนกว้างกว่า 0.3 มม.	ฐานรากดังกล่าวมีปัญหา AAR และ DEF และความกว้างรอยร้าวเริ่มอยู่ในระดับที่อาจจะส่งผลกระทบต่อการเกิดสนิมของเหล็กเสริม	ดำเนินการจัดทำแผนที่รอยร้าว (ตามรายละเอียดในขั้นที่ 2)

### ขั้นที่ 2: จัดทำแผนที่รอยร้าว (Crack mapping) ของฐานรากที่มีปัญหาการแตกร้าวแบบร่างແหด

สำหรับฐานรากที่มีการแตกร้าวแบบร่างແหดจะเป็นต้องมีการตรวจสอบรอยร้าวโดยละเอียดและจัดทำแผนที่รอยร้าวโดยแผนที่รอยร้าวควรจะต้องแสดงตำแหน่งและขนาดของรอยร้าว การดำเนินการจัดทำแผนที่รอยร้าวอาจจะใช้วิธีการเดี่ยวกับวิธีการที่ใช้ในการศึกษาวิจัยนี้ หรือวิธีการอื่นๆ ที่เทียบเท่าก็ได้ ทั้งนี้ควรให้การวัดความกว้างของรอยร้าวในการจัดทำแผนที่รอยร้านั้นมีความแม่นยำและละเอียดที่สุดเท่าที่จะเป็นไปได้ (ควรจะวัดความกว้างรอยร้าวได้ในระดับ 0.1 มิลลิเมตร) ทั้งนี้ต้องระบุวันทำการสำรวจและตรวจสอบอย่างชัดเจนในข้อมูลแผนที่รอยร้าวเพื่อที่จะสามารถนำไปใช้อ้างอิงได้อย่างถูกต้องในการบำรุงรักษาโครงสร้าง

### ขั้นที่ 3: คำนวณการขยายตัวของฐานรากที่แตกร้าว และ ตรวจสอบความกว้างของรอยร้าวที่ผิวโครงสร้าง

เพื่อประเมินสภาพของโครงสร้าง เราสามารถนำข้อมูลแผนที่รอยร้าวของแต่ละฐานราก (ที่ได้จากขั้นตอนที่ 2) มาใช้ในการคำนวณ “ระดับการขยายตัวของฐานราก” และ “ความกว้างรอยร้าว” ของโครงสร้างได้ โดยการขยายตัวของฐานรากนั้นสามารถคำนวณจากผลกระทบของร้าวตลอดความยาวหรือความกว้างของฐานราก โดยผลกระทบของร้าวที่มากกว่าแสดงถึงการขยายตัวของฐานรากที่มากกว่า เมื่อนำผลกระทบความกว้างของรอยร้าวที่ได้ไปหารด้วยความยาวของฐานรากก็จะเป็น ระดับการขยายตัวของฐานราก ที่เทียบเท่ากับการยึดheldตัว

ผลการสำรวจและศึกษาในโครงการนี้ แสดงให้เห็นอย่างชัดเจนว่าวิธีการคำนวณ ระดับการขยายตัวของฐานราก ดังกล่าวให้ค่าระดับการขยายตัวซึ่งสามารถนำไปใช้ในการวางแผนบำรุงรักษาโครงสร้างได้ โดยพิจารณาค่าระดับการขยายตัวที่คำนวณได้จากวิธีนี้เปรียบเทียบกับผลการวัดการขยายตัวด้วยการตัดเหล็กเสริม ซึ่งทั้งสองวิธีให้ค่าที่ใกล้เคียงกัน (ทั้งนี้ในกรณีของฐานรากที่มีการแตกร้าวรุนแรง การทางพิเศษฯ จะดำเนินการตรวจสอบการขยายตัวของฐานรากด้วยวิธีการตัดเหล็กเพิ่มเติมในบางฐานราก)

สำหรับความกว้างรอยร้าวในโครงสร้าง ให้พิจารณาว่ารอยร้าวที่มีความกว้างมากกว่า 0.3 มิลลิเมตรมีสัดส่วนเท่าใดจากปริมาณรอยร้าวทั้งหมด สาเหตุที่ใช้ค่า 0.3 มิลลิเมตรก็ เพราะว่าในมาตรฐานการออกแบบ สำหรับโครงสร้างคอนกรีตในนาประเวศมักใช้ค่านี้ในการควบคุมรอยร้าวมิให้ส่งผลกระทบด้านลบต่อการเกิดสนิมของเหล็กเสริม

ทั้งนี้ ควรดำเนินการสำรวจข้อมูลรอยร้าวเพื่อจัดทำแผนที่ความเสียหาย ในช่วงกลางวัน เพราะเป็นช่วงเวลาที่รอยร้าวจะเปิดกว้างเนื่องจากผลของการหดตัวของอุณหภูมิระหว่างวันและมีความสว่างเพียงพอต่อการถ่ายรูปเก็บข้อมูลรอยร้าว

#### ตารางที่ 15.3 การจำแนกกลุ่มของฐานรากจากข้อมูลแผนที่รอยร้าว

สภาพรอยร้าวที่พบ	สมมติฐานเกี่ยวกับฐานราก	สิ่งที่ควรดำเนินการ
รอยร้าวมากกว่า 20% มีความกว้างมากกว่า 0.3 มม.	โครงสร้างเริ่มมีความเสียหายกับการเกิดสนิมของเหล็กเสริม	ซ่อมแซมรอยร้าวด้วยวิธี Crack Injection และตรวจสอบรอยร้าวเพื่อจัดทำแผนที่รอยร้าวภายใน 3 ปีหลังจากการซ่อมแซมรอยร้าว
มีรอยร้าวที่กว้างกว่า 0.3 มม. แต่จำนวนไม่ถึง 20% ของรอยร้าวทั้งหมด	เริ่มมีความเสียหายที่เหล็กเสริมในโครงสร้างจะเกิดสนิมคริพารณาจัดเตรียมงบประมาณสำหรับการซ่อมแซม	ดำเนินการตรวจสอบฐานรากและจัดทำแผนที่รอยร้าวอีกครั้งภายใน 3 ปี โดยที่ไม่ต้องมีซ่อมแซมโครงสร้าง

#### ขั้นที่ 4: การซ่อมแซมรอยร้าวโครงสร้างด้วยวิธี Crack Injection

ฐานรากที่มีปัญหาการแตกร้าวนเนื่องจาก AAR และ DEF นั้นจะเกิดการขยายตัวเพิ่มเติม รอยร้าวที่เกิดขึ้นแล้วจะมีการขยายตัว พฤติกรรมการขยายตัวอย่างต่อเนื่องดังกล่าวจะทำให้รอยร้าวทั้งที่ได้รับการซ่อมไปแล้วและที่ยังไม่ได้ซ่อมแซมมีความกว้างมากขึ้นเรื่อยๆ ด้วยเหตุนี้เพื่อให้รอยร้าวที่ได้รับซ่อมแซมไปแล้วไม่เกิดรอยร้าวที่ทำແเน่งเดิม (หรือเกิดขึ้นน้อยที่สุด) วัสดุที่ใช้ในการเติมเต็มรอยร้าว (Crack Injection) ควรจะเป็นวัสดุที่มีความสามารถในการยึดตัวสูง หากพิจารณาในแง่นี้ วัสดุที่มีลักษณะเป็นพอลิเมอร์ (Polymer) จะดีกว่า วัสดุที่มีองค์ประกอบหลักเป็นซีเมนต์

ในขณะเดียวกัน หากพิจารณาสภาพแวดล้อมของฐานรากที่น่าจะมีความชื้นสูง (อยู่ใกล้น้ำและมีปฏิกิริยา AAR) วัสดุที่ใช้ในการซ่อมแซมรอยร้าวควรจะเป็นวัสดุที่สามารถทนทานต่อสภาพความชื้นได้ หากพิจารณาในแง่นี้ วัสดุที่มีองค์ประกอบหลักเป็นซีเมนต์จะมีความเหมาะสมมากกว่า วัสดุที่เป็นพอลิเมอร์

จากหลักการพิจารณาดังกล่าว วัสดุที่เหมาะสมต่อการซ่อมแซมรอยร้าวของฐานรากที่มีปัญหาการแตกร้าวนกรณีมากที่สุด จะเป็นวัสดุที่อยู่ในตระกูล Polymer-modified cementitious material (PMC) ซึ่งมีการผสมผสานกันระหว่างวัสดุที่มีองค์ประกอบหลักเป็นปูนซีเมนต์และมีการใช้สารพอลิเมอร์ในการปรับปรุงคุณภาพให้ดีขึ้น หากเปรียบเทียบวัสดุ PMC กับวัสดุที่มีองค์ประกอบหลักเป็นซีเมนต์ ที่เทียบเท่ากัน PMC จะมีความสามารถในการยึดตัวสูงกว่ามากและคุณสมบัติการไหลก่อนการก่อตัวก็ดีกว่าเล็กน้อย หากพิจารณาเปรียบเทียบวัสดุ PMC กับพอลิเมอร์ ก็จะเห็นได้ว่า PMC มีความเข้ากันได้ (Compatibility) กับผิวคอนกรีตได้ดีกว่า และได้รับผลกระทบต่อความชื้นน้อยกว่ามาก

หากใช้ PMC ในการซ่อมแซมรอยร้าวจะช่วยป้องกันไม่ให้ความชื้นหรือสารก่อสนิมอื่นๆ เช่น คลอไรด์เข้าไปสู่ผิวเหล็กได้ ในขณะเดียวกันความชื้นที่อยู่ในโครงสร้างก็ยังคงสามารถระเหยออกสู่ภายนอกได้โดยไม่ส่งผลกระทบเสียใดๆ ต่อตัววัสดุ

ด้วยเหตุผลต่างๆ ข้างต้น ที่ปรึกษาจึงแนะนำให้ใช้วัสดุ PMC ในการซ่อมแซมรอยร้าวในฐานรากที่แตกร้าวนៅองจากปัญหา AAR และ DEF โดยวัสดุที่ Polymer-modified cementitious material ที่ใช้ควรจะมีคุณสมบัติดังนี้

- มีความสามารถที่จะเติมเต็มรอยร้าวที่มีความลึกมากกว่า 200 นม. ได้ดี (ความกว้างรอยร้าว 0.2-0.3 มม.)
- ไม่มีองค์ประกอบของมวลรวมละอียด เช่น ทรัพย์ เพราะจะทำให้ความสามารถเติมเต็มรอยร้าวน้อยลง
- มีความสามารถในยืดตัวได้ไม่น้อยกว่า 2,000  $\mu\text{mm}/\text{mm}$
- มีการก่อตัวที่ไม่เร็วจนเกินไป การก่อตัวควรยาวเพียงพอที่จะให้ผู้ปฏิบัติงานซ่อมแซมทำการอัดความดันเพื่อเติมเต็มรอยร้าวได้
- มีการหดตัวต่ำ

การซ่อมแซมรอยร้าวด้วย Crack Injection ควรใช้ความดันต่ำและใช้ระยะเวลามากขึ้นในการเติมเต็มรอยร้าวเพื่อให้วัสดุเติมเต็มรอยร้าวเข้าไปเติมช่องว่างในรอยร้าวให้ได้มากที่สุด และภายหลังการซ่อมแซมรอยร้าวควรมีการตรวจดูว่ารอยร้าวที่ได้รับการซ่อมแซมอย่างถูกต้องเหมาะสมหรือไม่

ในกรณีที่มีรอยร้าวบางส่วนเล็กเกินกว่าที่จะซ่อมแซมด้วยวิธีการที่ระบุข้างต้นได้ ก็อาจจะไม่ต้องดำเนินการซ่อมรอยร้าวดังกล่าว เพราะว่ารอยร้าวที่มีความกว้างเล็กมากดังกล่าวนั้น ไม่ส่งผลกระทบต่อการกิดสนิมของเหล็กเสริมในโครงสร้าง

#### ขั้นที่ 5: การตรวจสอบโครงสร้างตามระยะเวลาที่กำหนด (Periodic Inspection)

เนื่องจาก ฐานรากที่มีปัญหาการแตกร้าวอันเนื่องจาก AAR และ DEF นั้นจะเกิดการขยายตัวเพิ่มเติมตามระยะเวลา การขยายตัวที่เพิ่มขึ้นนี้อาจจะทำให้มีรอยร้าวใหม่ๆ เกิดขึ้น ทำให้รอยร้าวที่เกิดขึ้นแล้วและยังไม่ได้ซ่อมแซมกว้างขึ้น และอาจจะทำให้รอยร้าวที่ซ่อมแซมแล้วบางส่วนเกิดการแตกร้าวขึ้นมาใหม่ (การขยายตัวที่เพิ่มขึ้นมากเกินกว่าที่วัสดุซ่อมที่ใช้จะรับได้หรือผิวสัมผัสระหว่างวัสดุซ่อมและคอนกรีตไม่สามารถทนต่อหน่วยแรงที่เกิดขึ้นได้) นอกจากนี้การขยายตัวอย่างต่อเนื่องนี้ยังส่งผลกระทบต่อสภาพของเหล็กเสริมในโครงสร้าง

การตรวจสอบโครงสร้างฐานรากที่เกิดความเสียหายอย่างต่อเนื่องเป็นระยะจึงเป็นสิ่งจำเป็นโดยวัตถุประสงค์หลักของการตรวจสอบโครงสร้างตามระยะเวลา มีอยู่ 2 ประการ คือ

ก) เพื่อตรวจสอบดูว่าในแต่ละฐานรากมีรอยร้าวเพิ่มมากขึ้นเท่าใด และ รอยร้าวที่เกิดขึ้นแล้วมีความกว้างมากขึ้นเท่าใด

ข) เพื่อประเมินการขยายตัวว่าเพิ่มขึ้นมากขึ้นเท่าใด ผลการประเมินการขยายตัว ณ เวลาต่างๆ จะบ่งบอกว่าโครงสร้างฐานรากนั้นๆ กำลังขยายตัวด้วยอัตราเร็วเท่าใด

#### สำหรับการตรวจสอบประเมินรอยร้าวให้ดำเนินการดังต่อไปนี้

ในกรณีของโครงสร้างที่ยังไม่เคยพบรอยร้าวแบบร่างแก้ไขขึ้นในโครงสร้าง ให้ดำเนินการตรวจสอบรอยร้าวเบื้องต้น (ขั้นที่ 1) อีกครั้งภายในระยะเวลา 5 ปี

ในกรณีของโครงสร้างพบรการแตกร้าวแบบร่างแท้ความกว้างรอยร้าวยังน้อยกว่า 0.3 มม. ให้ดำเนินการตรวจสอบรอยร้าวเบื้องต้น (ขั้นที่ 1) อีกครั้งภายในระยะเวลา 3 ปี

ในกรณีของโครงสร้างที่พบรการแตกร้าวแบบร่างแท้และความกว้างรอยร้าวมากกว่า 0.3 มม. จะต้องดำเนินการตรวจสอบรอยร้าวโดยละเอียดและจัดทำแผนที่รอยร้าว (ขั้นที่ 2) โดยเร็ว หากรอยร้าวที่กว้างมากกว่า 0.3 มม. มีจำนวนไม่ถึง 20% ของรอยร้าวทั้งหมด ให้ตรวจสอบสภาพโดยละเอียดและจัดทำแผนที่รอยร้าว (ขั้นที่ 2) อีกครั้งภายใน 3 ปี

ในกรณีของโครงสร้างที่มีพบรการแตกร้าวแบบร่างแท้และปริมาณรอยร้าวมากกว่า 20% กว้างกว่า 0.3 มม. จะต้องดำเนินการซ่อมแซมรอยร้าว (ขั้นที่ 4) โดยเร็วและจัดทำการตรวจสอบสภาพโดยละเอียดเพื่อจัดทำแผนที่รอยร้าวอีกครั้งภายใน 3 ปี

ในกรณีที่พบรอยร้าวเพิ่มเติมในโครงสร้างที่เคยซ่อมแซมไปแล้วให้พิจารณาว่ารอยร้าวที่กว้างกว่า 0.3 มม. นั้นมีปริมาณมากกว่า 20% ของรอยร้าว ณ เวลาเดียวกัน หรือไม่ หากเกิน 20% ให้ดำเนินการซ่อมแซมและตรวจสอบอีกครั้งภายใน 3 ปี หากไม่เกิน 20% ไม่จำเป็นต้องดำเนินการซ่อมแซม

นอกเหนือไปจากการพิจารณาการซ่อมแซมรอยแตกร้าวข้างต้น จะต้องมีการคำนวณการขยายตัวสะสม (Expansion-to-date) ของฐานรากที่แตกร้าวด้วย ในกรณีของฐานรากที่ยังไม่ได้มีการซ่อมแซม การคำนวณการขยายตัวสะสมนี้จะสามารถทำได้โดยการรวมความกว้างรอยร้าวตลอดแนวพิจารณา (เหมือนที่อธิบายใน ขั้นที่ 3) แต่ในกรณีของฐานรากที่ได้ดำเนินการซ่อมแซมไปแล้ว วัสดุซ่อมจะปิดรอยร้าวและทำให้ไม่สามารถวัดความกว้างที่เพิ่มขึ้นของรอยร้าวที่ซ่อมแซมไปแล้วได้ ยกเว้นในบางกรณีที่เกิดรอยร้าวใหม่ (New Cracks) ที่เกิดขึ้นและรอยร้าวที่ซ่อมแซมแล้วแต่แตกร้าวใหม่ ค่าผลรวมที่ได้จากการตรวจสอบภายหลังจากที่มีการซ่อมรอยร้าวไปแล้วให้อีกเป็นปริมาณการขยายตัวที่เพิ่มขึ้นจากการตรวจสอบครั้งก่อนหน้า และ ให้ค่าการขยายตัวสะสม (Expansion-to-date) จากผลรวมของปริมาณการขยายตัวที่เพิ่มขึ้นดังกล่าว และ ค่าการขยายตัวสะสมที่ได้จากการตรวจสอบครั้งก่อนหน้า

วิธีการคำนวณการขยายตัวดังกล่าวข้างต้นเป็นวิธีการที่เหมาะสมที่สุด หากพิจารณาจากระยะเวลาที่ต้องใช้ในการดำเนินการและการที่ไม่ทำให้โครงสร้างเกิดความเสียหายใดๆ แต่ในการอ้างอิงผลการทดสอบดังกล่าวจำเป็นต้องระลึกไว้ว่าการเปิดขึ้นของรอยร้าวส่วนที่ได้ซ่อมแซมไปแล้วส่วนหนึ่งนั้นไม่สามารถทำการวัดด้วยวิธีนี้ได้ ทำให้ค่าการขยายตัวสะสม (Expansion-to-date) ที่คำนวณได้อาจจะมีค่าน้อยกว่าการขยายตัวจริงเล็กน้อย

#### ขั้นที่ 6: ติดตั้งระบบตรวจติดตามพฤติกรรมโครงสร้าง (Structural Health Monitoring)

เพื่อให้มั่นใจว่าโครงสร้างที่มีการขยายตัวแบบรุนแรงทั้งหมดจะไม่เกิดการวินาศีได้ฯ แต่ในการอ้างอิงผลการทดสอบดังกล่าวจำเป็นต้องระลึกไว้ว่าการเปิดขึ้นของรอยร้าวส่วนที่ได้ซ่อมแซมไปแล้วส่วนหนึ่งนั้นไม่สามารถทำการวัดด้วยวิธีนี้ได้ ทำให้ค่าการขยายตัวสะสม (Expansion-to-date) ที่คำนวณได้อาจจะมีค่าน้อยกว่าการขยายตัวจริงเล็กน้อย

1) มีการขยายตัวสะสมมากกว่า 2,000 μ ซึ่งเป็นระดับการขยายตัวที่ทำให้เชื่อได้ว่าเหล็กเสริมในโครงสร้างน่าจะเกิดการคลาก (Yielding) เป็นที่เรียบร้อยแล้ว การคลากของเหล็กเสริมนั้นจะเป็นปัจจัยให้ฐาน

หากสูญเสียสติฟเนสและความสามารถในการกระจายน้ำหนักบรรทุกไปยังเสาเข็ม นอกจากนี้การขยายตัวในระดับนี้ยังมีความเสี่ยงที่จะทำให้เหล็กเสริมบริเวณของขาติดด้วย

2) มีค่าความกว้างรอยร้าวสูงสุดมากกว่า 3 มม. เนื่องจากการแตกร้าวในระดับนี้เป็นสัญญาณบ่งชี้ว่าโครงสร้างอาจจะเริ่มมีปัญหาการกระจายตัวของความเสียหาย (Damage Localization) โดยความเสียหายที่จะเกิดขึ้นจากสภาพน้ำอาจจะเกิดขึ้นที่ตำแหน่งที่รอยร้าวกว้างมากๆ

ในกรณีที่การขยายตัว (ที่ได้จากการคำนวณในขั้นที่ 5) มีค่ามากกว่า  $2,000 \mu$  และพบรอยร้าวที่กว้างกว่า 3 มม. เกิน 10% ของรอยร้าวที่พบในฐานราก ให้ดำเนินการเสริมกำลังโครงสร้างต่อไป

### 15.2.3 แนวทางในการตรวจสอบโครงสร้างฐานรากที่ถูกผิงอยู่ใต้ดิน

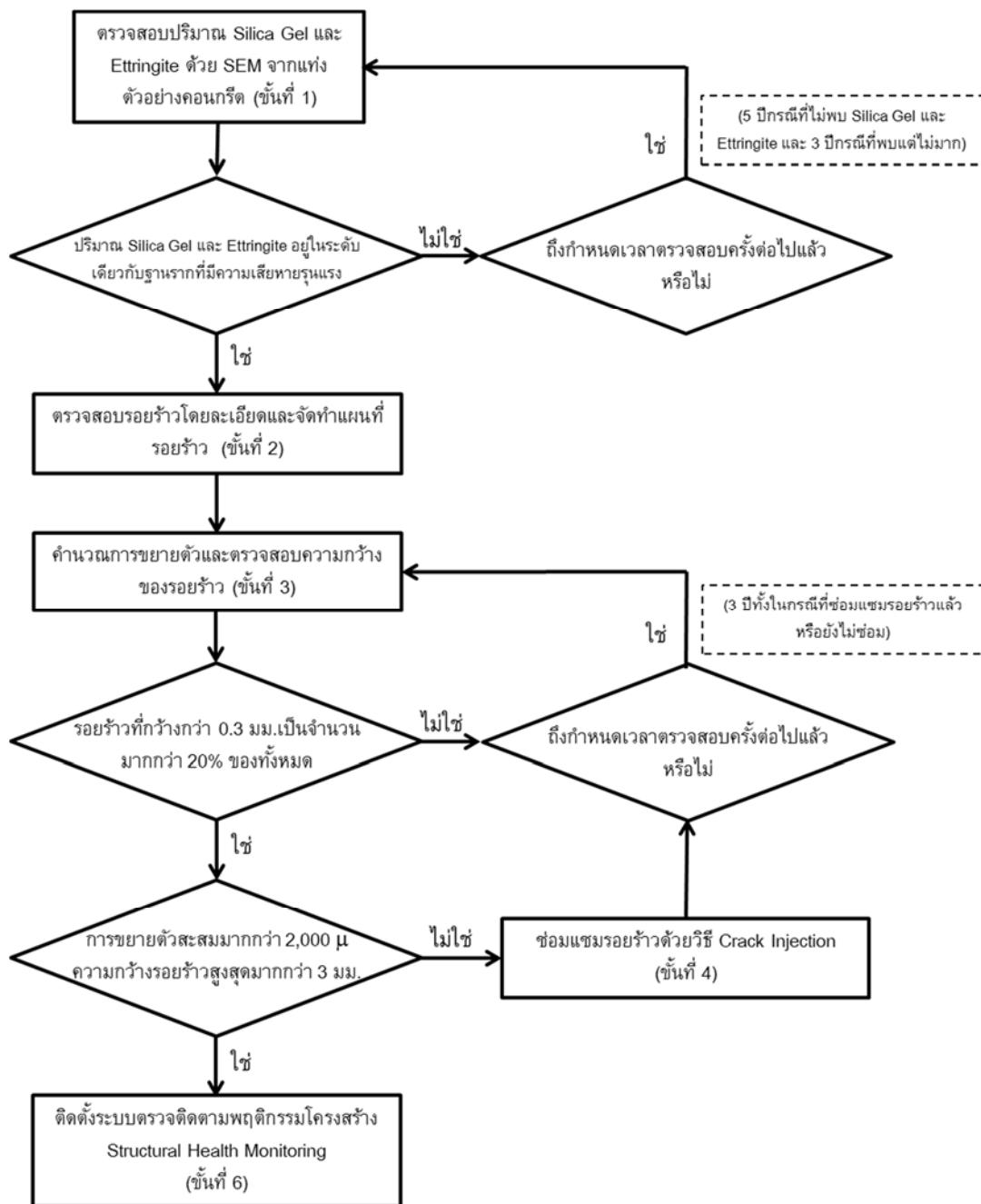
รูปที่ 15.2 แสดงแนวทางในการตรวจสอบโครงสร้างฐานรากสำหรับฐานรากที่อยู่ใต้ดิน การสำรวจสภาพรอยร้าวที่ผิวนอกของฐานรากเป็นเรื่องที่ดำเนินการได้ยากลำบาก การเปิดผิวดินออกใช้งบประมาณที่สูง การดำเนินงานดังกล่าวจำเป็นต้องมีการปิดช่องทางจราจรบางส่วน และในกรณีที่ฐานรากอยู่ต่ำกว่าถนนมากก็อาจจะทำให้ถนนได้รับความเสียหาย นอกจากนี้ ฐานรากใต้ดินบางส่วนนั้นถูกเทบด้วยคอนกรีตหน้าประมาณ 200-300 มม. และบางส่วนก็มีหอระบายน้ำวางอยู่ด้านบน เหตุผลต่างๆ เหล่านี้ทำให้การตรวจสอบสภาพการแตกร้าวที่ผิวนอกของโครงสร้างนั้นไม่ใช่ทางเลือกที่เหมาะสม

จากสภาพดังกล่าว วิธีทางเลือกที่ดูจะเหมาะสมที่สุดคือการเจาะเก็บแท่งตัวอย่างคอนกรีต (Coring) จากฐานรากเพื่อทำการทดสอบผลิตภัณฑ์ของ AAR (Silica Gel) และ DEF (Ettringite) ด้วยกล้อง Scanning Electron Microscope (SEM) และทำการจำแนกฐานรากที่มีปัญหา AAR และ DEF โดยการอ้างอิงปริมาณ Silica Gel และ Ettringite ที่พบ

ผลการศึกษาในโครงการนี้แสดงให้เห็นว่าปริมาณ Silica Gel และปริมาณ Ettringite ที่พบในคอนกรีตนั้นมีความสัมพันธ์ชัดเจนกับการขยายตัวและระดับการแตกร้าวของฐานราก ผลการศึกษาดังกล่าวบ่งชี้ว่าการวิเคราะห์องค์ประกอบเคมีด้วย SEM ก็เป็นอีกวิธีหนึ่งที่สามารถใช้จำแนกระดับความเสียหายของฐานราก

อย่างไรก็ตามการตรวจสอบด้วย SEM ก็มีข้อจำกัดที่ไม่สามารถระบุระดับความเสียหายเชิงปริมาณ ออกมานะเป็นตัวเลขอย่างชัดเจนได้ด้วยเหตุนี้ วิธีการนี้อาจจะบ่งชี้ฐานรากที่มีความเสียหายรุนแรงได้แต่ก็ไม่สามารถระบุค่าการขยายตัวที่เกิดขึ้นในฐานรากได้ ด้วยเหตุนี้จึงยังจำเป็นต้องมีการเปิดผิวฐานรากออกเพื่อประเมินระดับการขยายตัวได้แต่ก็จะจำกัดอยู่เพียงแค่ฐานรากจำนวนไม่กี่ตัวแทน เมื่อทราบระดับการขยายตัวของฐานรากแต่ละตัวแล้วก็จะสามารถดำเนินการบำรุงรักษาโครงสร้างดังกล่าวในลักษณะเดียวกับฐานรากที่อยู่เหนือระดับพื้นดินได้

จากแนวทางการทดสอบฐานรากที่อยู่ใต้ดินข้างต้น ขั้นตอนการตรวจสอบจะประกอบด้วยขั้นตอนดังต่อไปนี้



รูปที่ 15.2 แสดงแนวทางในการตรวจสอบโครงสร้างฐานรากที่ถูกฝังอยู่ใต้ดิน

#### ขั้นที่ 1: เจาะเก็บตัวอย่างแท่งคอนกรีตและตรวจสอบปริมาณโดยวิธีกล้อง SEM

ดำเนินการตัวอย่างแท่งคอนกรีตขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 100 มม. ยาวอย่างน้อย 300 มม. ฐานรากที่อยู่ใต้ดินทั้งหมด (อย่างน้อยฐานรากละ 3 แท่งตัวอย่าง) และตัวอย่างแท่งคอนกรีตดังกล่าวจะถูกนำไปตรวจสอบด้วยกล้อง Scanning Electron Microscope (SEM) ในห้องปฏิบัติการโดยผู้เชี่ยวชาญ และจำแนกปริมาณซิลิก้าเจล (Silica Gel) ซึ่งเป็นผลิตภัณฑ์ของ AAR และ Ettringite ซึ่งเป็นผลิตภัณฑ์ของ DEF และจำแนกระดับออกเป็น 4 ระดับดังต่อไปนี้

### ตารางที่ 15.4 การจำแนกกลุ่มของฐานรากจากข้อมูลแผนที่รอยร้าว

ผลการทดสอบด้วย SEM	สมมติฐานเกี่ยวกับฐานราก	สิ่งที่ควรดำเนินการ
ไม่พบ Silica Gel และ Ettringite	ฐานรากอาจจะไม่มีปัญหา AAR และ DEF	ดำเนินการเจาะเก็บแต่งตัวอย่างและทดสอบด้วย SEM อีกครั้งภายใน 5 ปี
พบ Silica Gel และ Ettringite และปริมาณอยู่ในระดับเดียวกับฐานรากบนดินที่มีความเสียหายปานกลาง	ฐานรากมีปัญหา AAR และ DEF แต่น่าจะมีความเสียหายไม่รุนแรง	ดำเนินการเจาะเก็บแต่งตัวอย่างและทดสอบด้วย SEM อีกครั้งภายใน 3 ปี
พบ Silica Gel และ Ettringite และปริมาณอยู่ในระดับเดียวกับฐานรากบนดินที่มีความเสียหายรุนแรง	ฐานรากมีปัญหา AAR และ DEF และน่าจะมีความเสียหายอยู่ในขั้นรุนแรง	ดำเนินการเปิดผิวโครงสร้างบางส่วนและดำเนินการตรวจสอบสภาพเหล็กเสริมด้วยการตัดอีกครั้งภายใน 3 ปี

ในกรณีที่ผลการวิเคราะห์ด้วย SEM แสดงให้เห็นว่าฐานรากไม่มีผลิตภัณฑ์ของ AAR และ DEF อยู่เลย เรายาจะจะสรุปเบื้องต้นได้ว่าฐานรากดังกล่าวนั้นไม่มีปัญหา AAR และ DEF หรืออาจจะมีความเสี่ยงของ AAR และ DEFแต่ปฏิกริยาอาจจะเกิดขึ้น้อยมาก ในกรณีให้ดำเนินการเจาะเก็บแต่งตัวอย่างและทดสอบด้วย SEM อีกครั้งภายใน 5 ปี

ในกรณีที่ผลการวิเคราะห์ด้วย SEM แสดงให้เห็นว่าฐานรากมีผลิตภัณฑ์ของ AAR และ DEF อยู่บ้าง ซึ่งหมายความว่าฐานรากดังกล่าวมีปัญหาจาก AAR และ DEF แต่ปฏิกริยาบังเกิดขึ้นไม่มากมีความเป็นไปได้สูงว่าโครงสร้างดังกล่าวจะยังคงมีรอยร้าวอยู่ในระดับต่ำ (ความกว้างรอยร้าวน้อยกว่า 0.3 มม. และ เหล็กเสริมยังไม่คร่า) จึงยังไม่มีความจำเป็นที่จะต้องใช้งบประมาณจำนวนมากในการเปิดผิวเพื่อตรวจสอบฐานรากเหล่านี้โดยละเอียด ในกรณีนี้ให้ดำเนินการเจาะเก็บแต่งตัวอย่างและทดสอบด้วย SEM อีกครั้งภายใน 3 ปี

ในกรณีที่ผลการวิเคราะห์ด้วย SEM แสดงให้เห็นว่าฐานรากมีผลิตภัณฑ์ของ AAR และ DEF อยู่ในปริมาณที่สูงมากและปริมาณ Silica Gel และ Ettringite ที่พบซึ่งให้เห็นว่าฐานรากดังกล่าวจะมีปัญหาการแตกร้าวรุนแรง (รอยร้าวมากกว่า 0.3 มม.) และระดับการขยายตัวที่สูง (อาจจะใกล้เคียง 2,000 μ) ควรดำเนินการเปิดผิวฐานรากเพื่อทำการตรวจสอบรอยร้าวโดยละเอียดและทำแผนที่รอยร้าว (Crack Mapping) และคำนวณการขยายตัวของฐานรากจากแผนที่รอยร้าวที่ได้ (ขั้นที่ 2 และขั้นที่ 3 ของฐานรากที่อยู่เหนือระดับผิวดิน)

สำหรับฐานรากที่ทำการเปิดผิวเพื่อดำเนินการตรวจสอบรอยร้าวโดยละเอียดแล้วให้ดำเนินการตรวจสอบตามขั้นที่ 4 (ซ่อมแซมรอยร้าว), ขั้นที่ 5 (ตรวจสอบตามระยะเวลา), และ ขั้นที่ 6 (การติดตั้งระบบตรวจสอบตามพฤติกรรมโครงสร้าง) ของฐานรากที่อยู่เหนือระดับพื้นดิน

### 15.3 แนวทางการดำเนินการซ่อมแซมรอยร้าวในโครงสร้างฐานรากทางด่วนบูรพาวิถี

#### 15.3.1 วัตถุประสงค์ของการซ่อมแซม

สำหรับโครงสร้างฐานรากของทางด่วนบูรพาวิถีที่เกิดปัญหาการแตกร้าวอันเนื่องมาจากการติดตั้งตัวอ่อนตัวอ่อนที่มีความกว้างมากกว่า 0.3 มม. ก็อาจจะทำให้เกิดปัญหาการเกิดสนิมของเหล็กเสริมในฐานรากได้ ด้วยเหตุนี้จึงควรต้องดำเนินการซ่อมแซมรอยร้าวที่มีความกว้างมากกว่า 0.3 มม. ทั้งนี้เพื่อป้องกันการเกิดสนิมของเหล็กเสริมที่อาจจะเกิดขึ้นในอนาคต

ด้วยหลักการข้างต้น การซ่อมแซมรอยร้าวนี้จึงมีใช้การเพิ่มสมรรถนะเชิงโครงสร้างของฐานรากแต่เป็นการป้องกันปัญหาความคงทนที่อาจจะเกิดขึ้นในอนาคต ด้วยเหตุนี้วัสดุซ่อมแซมที่ช่วยปิดรอยร้าวได้ดี ทันความชื้นสูงได้ และสามารถทำให้โครงสร้างมีความทนทานมากขึ้น จึงมีความเหมาะสมกว่าวัสดุซ่อมแซมที่มีกำลังสูง นอกเหนือจากนี้ เนื่องจากปฏิกริยา AAR และ DEF ยังเกิดขึ้นอยู่อย่างต่อเนื่อง รอยร้าวที่เกิดขึ้นก็จะขยายตัวเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องการใช้วัสดุเติมเต็มรอยร้าวที่มีลักษณะเปราะจะอาจทำให้โครงสร้างนั้นเกิดการแตกหักขึ้นใหม่ (ณ ตำแหน่งเดิม) ในระยะเวลาไม่นานหลังจากการซ่อมแซม ด้วยเหตุผลต่างๆ ข้างต้น ที่ปรึกษาจึงได้วางแนวทางในการซ่อมแซมรอยร้าวที่มีความกว้างมากกว่า 0.3 มม. ในโครงสร้างฐานรากของทางด่วนบูรพาวิถี ดังนี้

หมายเหตุ: ไม่จำเป็นต้องซ่อมแซมรอยร้าวที่มีความกว้างน้อยกว่า 0.3 มม. แต่การทางพิเศษฯ อาจจะพิจารณาดำเนินการซ่อมตามความเหมาะสมได้

#### 15.4 วิธีการซ่อมแซมรอยร้าวด้วยการเติมเต็มรอยร้าว (Crack Injection)

วิธีการซ่อมแซมรอยร้าวควรใช้วิธีการเติมเต็มรอยร้าว (Crack Injection) โดยการเลือกใช้วัสดุที่เหมาะสม การเติมเต็มรอยร้าวควรใช้วิธีการฉีดภายใต้แรงดัน (Pressurized Injection) การซ่อมแซมแบบนี้จะอาศัยการติดตั้งปลั๊กสำหรับฉีดวัสดุเติมเต็มรอยร้าว ทำการปิดรอยร้าวที่ผิว (Crack sealing) และทำการเติมวัสดุซ่อมเข้าไปในรอยร้าวด้วยแรงดัน

โดยระดับความดันและระยะเวลาที่ใช้ในการอัดวัสดุเติมเต็มรอยร้าวควรมีค่าที่เหมาะสมกับวัสดุซ่อมแซมรอยร้าวที่เลือกใช้ โดยพิจารณาจาก ความหนืดของวัสดุซ่อม ระยะเวลาการก่อตัว และความสามารถในการเติมเต็มรอยร้าว ทั้งนี้ค่ารัมดัชร่วงมีให้ความดันที่ใช้มีค่ามากเกินไปจนให้วัสดุมีการแยกตัวเนื่องจากความดัน (โดยเฉพาะอย่างยิ่งในกรณีของวัสดุซ่อมที่มีส่วนผสมของปูนซีเมนต์) โดยขั้นตอนการดำเนินการมีคร่าวๆ ดังต่อไปนี้

##### ขั้นตอนที่ 1: ทำความสะอาดรอยร้าวที่จะซ่อมแซม

ขั้นตอนแรกในการซ่อมแซมรอยร้าวคือการทำความสะอาดรอยร้าวที่จะทำการซ่อมแซม ให้มีสภาพเหมาะสมต่อการซ่อมแซมเท่าที่จะดำเนินการได้ ควรบ้วนดูต่าง ๆ ที่อาจจะส่งผลต่อคุณภาพของการซ่อมแซม เช่น คราบน้ำมัน, คราบJarabe, หรือผงหรือเศษวัสดุที่เข้าไปอุดอยู่ในรอยร้าว ควรจะได้รับการจัดออกไปด้วยวิธีการที่เหมาะสม หากเนปเปิล์ดิ์ควรใช้ปืนอัดลม (Air Pump Gun) หรือเครื่องฉีดน้ำในการทำความสะอาด ทั้งนี้ในการทำความสะอาดอาจจะใช้สารเคมีอื่นๆ ที่ช่วยให้การทำความสะอาดมีประสิทธิภาพมากขึ้น แต่ต้องไม่ส่งผลเสียต่อการการซ่อมแซมรอยร้าวในขั้นตอนต่อๆ ไป

##### ขั้นตอนที่ 2: ทำการปิดรอยร้าวที่ผิวโครงสร้าง (Crack Sealing)

เมื่อทำความสะอาดรอยร้าวเรียบร้อยแล้ว ให้ทำการปิดรอยร้าวที่ผิวโครงสร้าง (crack sealing) ด้วยวัสดุที่เหมาะสมเพื่อป้องกันไม่ให้วัสดุเติมเต็มรอยร้าว (Crack-filling materials) ล้วนหลักกอกรอยร้าวระหว่างที่ทำการซ่อมแซม (ทั้งระหว่างการฉีดวัสดุซ่อมเข้าไปในรอยร้าวและระหว่างที่วัสดุซ่อมแซมก่อตัว) ในกรณีที่ทำการซ่อมแซมรอยร้าวบริเวณขอบของโครงสร้าง ให้ทำการปิดผิวรอยร้าวในด้านที่อาจจะเกิดการหลักของวัสดุซ่อมออกมามาได้ทั้งหมด

วัสดุที่ใช้สำหรับการปิดรอยร้าวที่ผิวนี้ อาจจะเป็นสารประเภทวัสดุประสานซีเมนต์ อีพ็อกซี่ พอลีเอสเตอร์ หรือพลาสติกประเภทอื่นๆ ที่มีสมรรถนะแรงดันที่จะเกิดขึ้นระหว่างการฉีดวัสดุซ่อมแซมเข้าไปยังรอย

ร้าวได้ ทั้งนี้อาจจะพิจารณาใช้วัสดุปิดรอยร้าวที่ผิวแบบที่สามารถถอดออกได้ (Strippable sealing materials) เมื่อทำการเติมเต็มรอยร้าวเสร็จเรียบร้อย ซึ่งจะช่วยให้การประเมินคุณภาพงานซ่อมเป็นไปได้ง่ายกว่ากรณีของวัสดุปิดรอยร้าวแบบการที่มีสีทึบ

ในกรณีที่ต้องใช้แรงดันที่มีค่าสูงมาก อาจจะทำการเจียรรอยร้าวเป็นร่องตัว V ลึกประมาณ 10 – 15 มม. (ความกว้างของร่องที่ผิวประมาณ 20 มม.) ก่อนทำการปิดรอยร้าวที่ผิวด้วยวัสดุปิดรอยร้าว (Crack Sealing Materials)

#### ขั้นตอนที่ 3: ติดตั้งปลั๊กสำหรับฉีดวัสดุเติมเต็มรอยร้าว (Crack filling materials)

โดยทั่วไปขั้นตอนนี้สามารถดำเนินการได้ 3 วิธี (ขึ้นอยู่กับอุปกรณ์และวัสดุที่ใช้) คือ

- ทำการเจาะรูเป็นร่องตามแนวรอยร้าวและสอดปลั๊กสำหรับฉีดวัสดุเติมเต็มรอยร้าวไปในรูดังกล่าว วิธีนี้พบบ่อยในกรณีที่มีการทำร่องรูปตัว V โดยการเจาะรูในกรณีนี้ควรจะมีเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 20 มม. และลึกเข้าไปในรอยร้าวประมาณ 10 - 20 มม. (จากจุดลึกสุดของร่องตัว V) โดยปลั๊กที่สอดเข้าไปจะต้องถูกยึดกับรูดังกล่าวด้วยอีพ็อกซี่ที่มีแรงยึดเกาะสูง อย่างไรก็ตาม การเจาะรูด้วยสว่านอาจจะทำให้ผงที่เกิดขึ้นบางส่วนเข้าไปอยู่ในรอยร้าวบริเวณใกล้เคียงกับจุดเจาะจึงควรมีเครื่องเปลามะแรงดันสูงเพื่อทำการปาผุ่นดังกล่าวออกไป
- ในกรณีที่ไม่ได้มีการทำร่องรูปตัว V โดยปกติจะใช้ปลั๊กแบบติดตั้งบนผิวโครงสร้าง (ไม่มีการเจาะรู) โดยทำการติดปลั๊กเข้ากับผิวโครงสร้างเป็นร่องตามแนวรอยร้าวด้วยอีพ็อกซี่
- กรณีสุดท้ายเป็นกรณีที่ใช้อุปกรณ์ปลั๊กแบบพิเศษซึ่งสามารถปิดผิวรอยร้าว ณ บริเวณที่ติดตั้งได้ในกรณีดังกล่าวก็จะไม่จำเป็นต้องมีวัสดุปิดผิวรอยร้าว (Crack sealing material) ในบริเวณดังกล่าวได้ อย่างไรก็ตามให้ปฏิบัติตามวิธีการใช้งานอุปกรณ์ดังกล่าวโดยระมัดระวังเพื่อให้มั่นใจว่าวัสดุเติมเต็มรอยร้าวจะเติมเต็มรอยร้าวและไม่มีการร้าวออกมานา

#### ขั้นตอนที่ 4: การผสมวัสดุเติมเต็มรอยร้าว

เป็นการเตรียมวัสดุเติมเต็มรอยร้าวซึ่งต้องเป็นไปตามอัตราส่วนแนะนำจากผู้ผลิตวัสดุซ่อม และใช้อุปกรณ์ที่เหมาะสมเช่นการผสมอาจจะผสมเป็นครั้งๆ (Batch Mixing) หรือ ผสมแบบต่อเนื่อง (Continuous Mixing) ภายใต้ความเหมาะสม

ในกรณีที่ทำการผสมวัสดุเติมเต็มรอยร้าวเป็นครั้งๆ (Batch Mixing) องค์ประกอบแห้งของวัสดุต้องได้รับการบีบรวมกันก่อนแล้วค่อยเติมน้ำตามอัตราส่วนที่กำหนด และทำการผสมต่อเนื่องให้เนื้อของวัสดุเติมเต็มรอยร้าวเข้ากัน ทั้งนี้ในการผสมแต่ละครั้งไม่ควรผสมเกินกว่าที่จะสามารถฉีดเข้าไปในรอยร้าวได้ทันก่อนที่วัสดุเติมเต็มรอยร้าวจะสูญเสียความสามารถในการไหล (มีความหนืดมากเกินไป) เนื่องจากปฏิกิริยาและการก่อตัว

ในกรณีที่ทำการผสมแบบต่อเนื่อง ให้ใช้อุปกรณ์ผสมมาตรฐานสำหรับวัสดุเติมเต็มรอยร้าวนั้นๆ โดยจะต้องมีการควบคุมสัดส่วนผสมและความเร็วในการผสมให้คงที่

#### ขั้นตอนที่ 5: ฉีดวัสดุเติมเต็มเข้าไปในรอยร้าว

เป็นขั้นตอนการฉีดอัดวัสดุเติมเต็มรอยร้าวเข้าไปอย่างร้าวที่เตรียมไว้ โดยใช้ปั๊มลมอัดความดันหรืออุปกรณ์อื่นๆ เพิ่ยบเท่า ความดันที่ใช้ควรเป็นไปตามที่กำหนดด้วยผู้ผลิตวัสดุเติมเต็มรอยร้าว การใช้ความดันที่ต่ำ

เกินไปจะทำให้วัสดุไม่เข้าไปเติมเต็มรอยร้าวตามที่ต้องการ ในขณะที่การใช้ความดันที่สูงเกินไปอาจจะทำให้เกิดการแยกตัวของวัสดุตามเดิมโดยร้าวและอาจจะทำให้รอยร้าวที่ซ่อมแซมอยู่นั้นเสียหายเพิ่มเติมได้

ในกรณีที่รอยร้าวที่ซ่อมแซมอยู่ในระนาบความสูงเดียวกัน (อยู่บนผิวนอนของโครงสร้าง เช่น ผิวนอนของฐานราก) ให้ทำการเติมเต็มโดยร้าวจากด้านหนึ่งไปอีกด้านหนึ่ง ระดับความดันระหว่างการฉีดวัสดุเข้าไปในรอยร้าวจะเป็นหนึ่งในสัญญาณที่บอกว่าวัสดุเติมเต็มโดยร้าวแล้วหรือไม่ หากความดันยังคงเพิ่มขึ้นหรือมีการขึ้นลง ก็หมายความว่ายังคงมีช่องว่างในรอยร้าวเหลืออยู่ หากความดันขึ้นไปในระดับที่ต้องการและมีค่าคงที่แล้ว เชื่อได้ว่ารอยร้าว ณ ตำแหน่งที่ซ่อมแซมได้รับการเติมเต็มในระดับที่เพียงพอ แต่หากความดันไม่ขึ้นแสดงว่ามีการร้าวไหลของวัสดุเติมเต็มโดยร้าวไปในทางเดินทั้งนี้จะจำเป็นต้องตรวจสอบเพิ่มเติม

ในกรณีที่รอยร้าวที่ซ่อมแซมอยู่อยู่ในผิวตั้งของโครงสร้าง (เช่น ผิวด้านข้างของฐานราก) การฉีดวัสดุเติมเต็มเข้าไปในรอยร้าวให้ดำเนินการจากตำแหน่งที่อยู่ต่ำสุดไปยังจุดที่อยู่สูงสุด เมื่อทำการฉีดวัสดุเติมเต็มโดยร้าวเข้าไปในปลอกด้านล่างแล้ว หากวัสดุที่ฉีดเข้าไปเติมเต็มโดยร้าวในบริเวณดังกล่าวแล้วก็จะเริ่มไหลออกที่ปลอกที่อยู่ข้างบนอันถัดไป ให้ทำการฉีดวัสดุเติมเต็มโดยร้าวໄเล่ขึ้นไปทีละตำแหน่งจนครบ

ในระหว่างการฉีดวัสดุเติมเต็มโดยร้าว ผู้ปฏิบัติงานอาจจะพิจารณาเพิ่มความสามารถในการเติมเต็มโดยร้าวด้วยการดูดอากาศออกจากปลอกที่อยู่ข้างเคียงตำแหน่งที่ทำการฉีดอัดอยู่ การดูดอากาศออกจะช่วยให้วัสดุเติมเต็มโดยร้าวได้ดีขึ้น

#### ขั้นตอนที่ 6: ลอกวัสดุปิดผิวรอยร้าวออก

ภายหลังจากที่เสร็จสิ้นการฉีดอัดวัสดุเติมเต็มโดยร้าวเข้าไปจนเสร็จและรอจนวัสดุเติมเต็มโดยร้าว固ตัว หรือแข็งตัวแล้ว ให้ดำเนินการลอกวัสดุปิดผิวรอยร้าว (Crack sealing material) ออก ด้วยวิธีการที่เหมาะสม เช่น การเจียร เป็นต้น

## บทที่ 16

### ระบบตรวจสอบติดตามการเปลี่ยนแปลงทางโครงสร้างของทางพิเศษบูรพาวิถี

#### 16.1 แนวคิดในการออกแบบระบบตรวจสอบติดตาม

ผลการศึกษาสำรวจฐานรากของทางพิเศษบูรพาวิถีในบทที่ 7 ก่อนหน้านี้ได้แสดงให้เห็นอย่างชัดเจนว่า ฐานรากเป็นจำนวนมากมีการขยายตัวของเนื้อวัสดุคอนกรีตอย่างช้าๆ และต่อเนื่องมาเป็นเวลานาน อันเป็นผลมาจากการปฏิริยาเคมีของสารคงค้างภายในเนื้อวัสดุที่เรียกว่า AAR และ DEF การขยายตัวของเนื้อวัสดุคอนกรีตนี้ได้ส่งผลให้บริเวณผิวคอนกรีตที่ค่อนข้างแห้งกว่าเนื้อคอนกรีตภายในเกิดการแตกร้าวและทำให้เหล็กเสริมภายในโครงสร้างเกิดแรงดึง ฐานรากแต่ละตันมีระดับการขยายตัวแตกต่างกัน บางตันมีการขยายตัวน้อยมาก(หรือไม่มี) จึงไม่ปรากฏรอยร้าว บางตันเพียงเริ่มมีการขยายตัวจึงเริ่มมีรอยร้าวปรากฏและเพิ่มจำนวนขึ้นเรื่อยๆ ฐานรากบางตันมีการขยายตัวในระดับสูงและเกิดขึ้นนานแล้วจนมีรอยร้าวขนาดใหญ่เป็นจำนวนมาก แต่ดูเหมือนว่าการขยายตัวอาจจะหยุดหรือชะลอตัวลงแล้วจึงไม่ปรากฏรอยร้าวใหม่ๆ ส่วนฐานรากบางตันที่มีรอยร้าวรุนแรงยังมีการขยายตัวของเนื้อคอนกรีตอยู่และยังไม่ทราบว่าจะขยายตัวต่อไปจนระดับใด

ภายใต้สถานการณ์นี้ การติดตั้งระบบตรวจสอบติดตามการเปลี่ยนแปลงทางโครงสร้าง (Structural Health Monitoring System) จะช่วยให้เราสามารถเฝ้าระวังตรวจสอบติดตามการขยายตัวของโครงสร้างฐานรากได้ตลอดเวลาอย่างต่อเนื่อง ทำให้เราได้ข้อมูลสำคัญใช้ประกอบการวางแผนการบำรุงรักษา รวมทั้งจัดลำดับความสำคัญในการตรวจสอบโครงสร้างเพิ่มเติมหรือการซ่อมแซมโครงสร้าง นอกจากนี้ระบบตรวจสอบติดตามฯ ยังช่วยให้สามารถตรวจสอบความผิดปกติของพฤติกรรมโครงสร้างในการรับน้ำหนักบรรทุก เช่น การดัดตัวของฐานรากที่เพิ่มขึ้นอย่างผิดปกติอาจแสดงถึงการแตกร้าวทะลุถักเข้าไปในเนื้อคอนกรีตด้านใน หรือ ความเสียหายของ Tensile Reinforcement ของฐานราก ดังนั้น การตรวจสอบความผิดปกติตั้งกล่าวในช่วงระยะเริ่มต้นก่อนที่จะลุก窜รุนแรงจะช่วยให้เราสามารถดำเนินการซ่อมแซมหรือเสริมกำลังโครงสร้างได้อย่างทันท่วงที

ระบบตรวจสอบติดตามฯ นี้จะต้องเน้นที่การวัดค่า Strain (ความเครียด) ในเนื้อคอนกรีตของโครงสร้าง โดยจะต้องสามารถตรวจวัดค่า Strain ณ ตำแหน่งต่างๆ ที่กำหนดในโครงสร้างได้อย่างต่อเนื่องเป็นระยะเวลาปี ตลอดอายุการใช้งานของทางพิเศษบูรพาวิถี อุปกรณ์วัดค่า Strain ต้องมีความละเอียดแม่นยำ ไม่คลาดเคลื่อน มีความทนทานต่อสภาพแวดล้อม สามารถนำมายield ฝังเข้าไปในผิวโครงสร้างได้เพื่อป้องกันมิให้ถูกทำลายหรือใจกรรม ระบบตรวจสอบติดตามฯ จะต้องสามารถขยายจำนวนจุดวัดและจำนวนโครงสร้างที่จะตรวจวัดได้โดยง่าย เพราะฐานรากที่เข้าข่ายที่ควรมีการตรวจสอบติดตามพุติกรรมอาจมีจำนวนเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ ระบบตรวจสอบติดตามฯ จะต้องเป็นระบบที่มีความเสถียรสูง สามารถซ่อมแซมบำรุงรักษาได้ง่าย อุปกรณ์ต่างๆ ที่ใช้ในระบบอาจเกิดความเสียหายได้ แต่เมื่อเปลี่ยนเป็นอุปกรณ์ใหม่แล้วจะต้องไม่ส่งผลให้ค่าที่ตรวจวัดมีความคลาดเคลื่อนไปจากค่าที่ควรจะวัดได้ด้วยอุปกรณ์เดิม ข้อมูลที่ตรวจวัดมาจะต้องถูกนำมาบันทึกไว้คราวๆ และแสดงผลในรูปแบบที่ชัดเจนและเข้าใจง่าย และเมื่อผลการตรวจอัจฉริยะที่ว่ามีการขยายตัวมากเกินขอบเขตหรือมีความผิดปกติก็จะขึ้นในโครงสร้าง ระบบฯ จะต้องทำการแจ้งเตือนเพื่อให้สามารถวางแผนดำเนินการบำรุงรักษาซ่อมแซมหรือเสริมกำลังโครงสร้างได้ทันท่วงทีก่อนที่ความเสียหายจะขยายตัวจนถึงระดับที่เป็นอันตราย

## 16.2 ระบบตรวจสอบติดตามโดยใช้ FBG Sensors

ที่ปรึกษาได้ดำเนินการศึกษาเกี่ยวกับระบบตรวจสอบติดตามการเปลี่ยนแปลงทางโครงสร้าง (Structural Health Monitoring System หรือ SHM) ที่ได้ถูกนำมาใช้ในโครงสร้างจริงหลายๆ โครงการ พบร่วม ระบบ SHM ที่มีคุณสมบัติเป็นไปตามที่ต้องการตามที่ระบุไว้ในหัวข้อ 16.1 และมีความเหมาะสมที่สุดในการนำมาใช้กับโครงสร้างทางพิเศษบูรพาวิถี คือระบบที่ใช้ Fiber Bragg Grating (FBG) Sensors

FBG Sensors เป็นอุปกรณ์วัดที่สร้างขึ้นมาจากการเส้นใยแก้วนำแสง (Fiber Optic Cables) สามารถนำมาใช้ตรวจวัดค่า Strain, อุณหภูมิ, แรงดัน (Pressure), และสมบัติทางกายภาพอื่นๆ อีกหลายรูปแบบ เป็นอุปกรณ์วัดแบบใหม่ที่เริ่มได้ความนิยมแพร่หลาย โดยเฉพาะการนำมารวัด Strain ในโครงสร้าง ทั้งนี้因为 FBG Sensors มีคุณสมบัติเหนือกว่าอุปกรณ์วัด Strain ประเภทอื่นๆ เช่น Electrical Resistance Strain Gauge (ERSG) ซึ่งเป็นอุปกรณ์วัด Strain ที่นิยมใช้กันในอดีต

ในปัจจุบัน FBG Sensors ได้ถูกนำมาใช้ในระบบ SHM สำหรับอาคารต่างๆ เช่น The Cathedral of COMO ในประเทศอิตาลี และสะพานต่างๆ เช่น สะพานแขวน Tsing Ma ในฮ่องกง, สะพานแขวน Jiangyin ในประเทศจีน, สะพานคอนกรีต Beddington Trail ในเมือง Alberta และสะพานคอนกรีต Taylor ในเมือง Manitoba ประเทศแคนาดา เป็นต้น [3]

ตารางที่ 16.1 ตัวอย่างสะพานที่มีระบบตรวจสอบติดตามสภาพ (SHM) ที่ใช้ Fiber Optic Sensors

Year	Infrastructure	Country
1993	Beddington Trail Bridge	Canada
1993	Sungsan Bridge	Korea
1997	Taylor Bridge	Canada
1998	Versoix Bridge	Switzerland
1999	Colle Isarco Bridge	Austria/Italy
2000	Siggenthal Bridge	Switzerland
2003	Tsing Ma Bridge	China
2003	Dongying Yellow River Bridge	China
2005	Götaälvbron Bridge	Sweden
2005	Luiz I Bridge	Portugal

ในกรณีของสะพาน Taylor ได้มีการติดตั้ง FBG Sensors จำนวน 63 ตำแหน่ง และมีการติดตั้ง ERSG Sensors จำนวน 26 ตำแหน่งเพื่อเปรียบเทียบ ผลปรากฏว่าภายในเวลา 7 ปี มากกว่า 60 % ของ ERSG Sensors เสื่อมสภาพจนไม่สามารถใช้งานได้เนื่องจากผลของการชื้นในเนื้อคอนกรีต (แม้ว่า Sensors เหล่านั้นจะได้รับการเคลือบปิดกันความชื้นอย่างดีแล้ว) ในขณะที่ FBG Sensors ทั้งหมดไม่ได้รับผลกระทบจากความชื้นและยังทำงานได้อย่างสมบูรณ์ กรณีนี้เป็นกรณีตัวอย่างที่แสดงให้เห็นถึงความเหมาะสมในการนำ FBG Sensors มาใช้ตรวจวัดโครงสร้างคอนกรีตในระยะยาว

### 16.3 หลักการทำงานของ FBG Sensors

Fiber Optic Sensors มีหลายรูปแบบ ดังแสดงในตารางที่ 16.2 รูปแบบที่ได้รับความนิยมนำมาใช้กันอย่างแพร่หลายและเหมาะสมกับการนำมาใช้กับโครงสร้างทางพิเศษบูรพาวิถีคือ FBG Sensors

ตารางที่ 16.2 Fiber Optic Sensors รูปแบบต่างๆ ที่นำมาใช้ในระบบ SHM [3]

	Sensors	Mesurands	Linear response	Resolution	Range	Modulation method	Intrinsic/extrinsic
Local	Fabry-Perot	Strain <sup>a</sup>	Y	0.01% gage length <sup>c</sup>	10,000 $\mu\epsilon$	Phase	Both
	Long gage sensor	Displacement	Y	0.2% gage length <sup>d</sup>	50 m	Phase	Intrinsic
Quasi-distributed	Fibre Bragg grating	Strain <sup>b</sup>	Y	1 $\mu$ strain	5000 $\mu\epsilon$	Wavelength	Intrinsic
Distributed	Raman/Rayleigh (OTDR)	Temperature/strain	N	0.5 m/1 °C	2000 m <sup>e</sup>	Intensity	Intrinsic
	Brillouin (BOTDR)	Temperature/strain	N	0.5 m/1 °C	2000 m	Intensity	Intrinsic

<sup>a</sup> Can be configured to measure displacement, pressure, temperature.

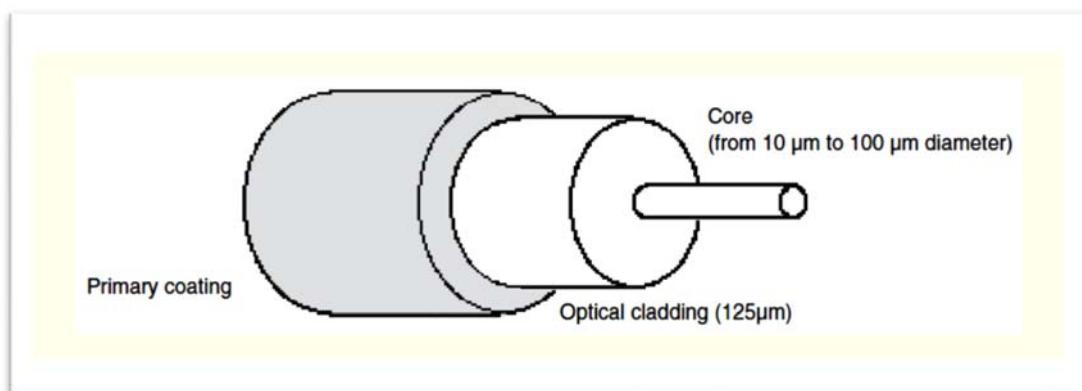
<sup>b</sup> Can be configured to measure displacement, acceleration, pressure, relative fissure and inclination, etc.

<sup>c</sup> Resolution as high as 0.1  $\mu$  strain.

<sup>d</sup> Resolution as high as 0.2  $\mu$  strain.

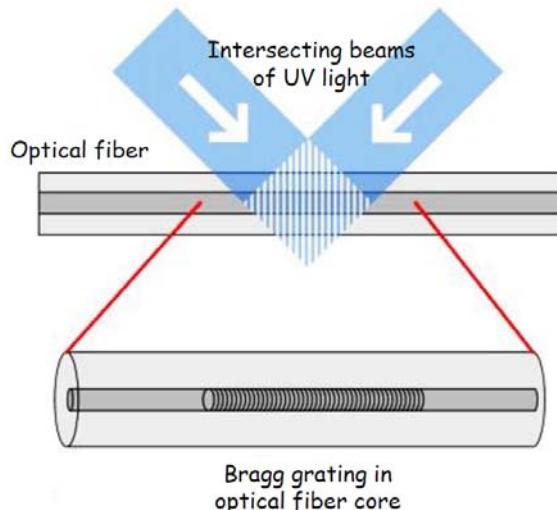
<sup>e</sup> Up to 25 km with spatial resolution of 5 m.

FBG Sensors ถูกสร้างขึ้นจากเส้นใยแก้วนำแสงแบบ Single Mode ที่มีแพร์ hely และ เป็นเส้นใยที่มีขนาดเทียบเท่าเส้นผม (ประมาณ 0.1 mm) ประกอบด้วยแกนกลาง (core) เปลือกหุ้มโดยแสง (Optical Cladding) และเปลือกหุ้มภายนอก (Primary Coating) ดังแสดงใน รูปที่ 16.1



รูปที่ 16.1 โครงสร้างของ Fiber Optic Cable (Single Mode Type)

FBG Sensors ถูกสร้างขึ้นด้วยการนำแกนกลาง (Core) มาเผาด้วยแสงอุลตร้าไวโอเล็ต (UV) ที่มีถักชณาเป็นแบบเข้ม-จาง-เข้ม-จาง สลับกันเป็นลดลายคล้ายตะแกรง เรียกว่า “Grating” ส่งผลให้แกนกลางนี้มีค่าคุณสมบัติการหักเหแสง (Core Reflection Index) เปลี่ยนแปลงเป็นลดลาย Grating ในช่วงความยาวหนึ่ง ดังแสดงในรูปที่ 16.2

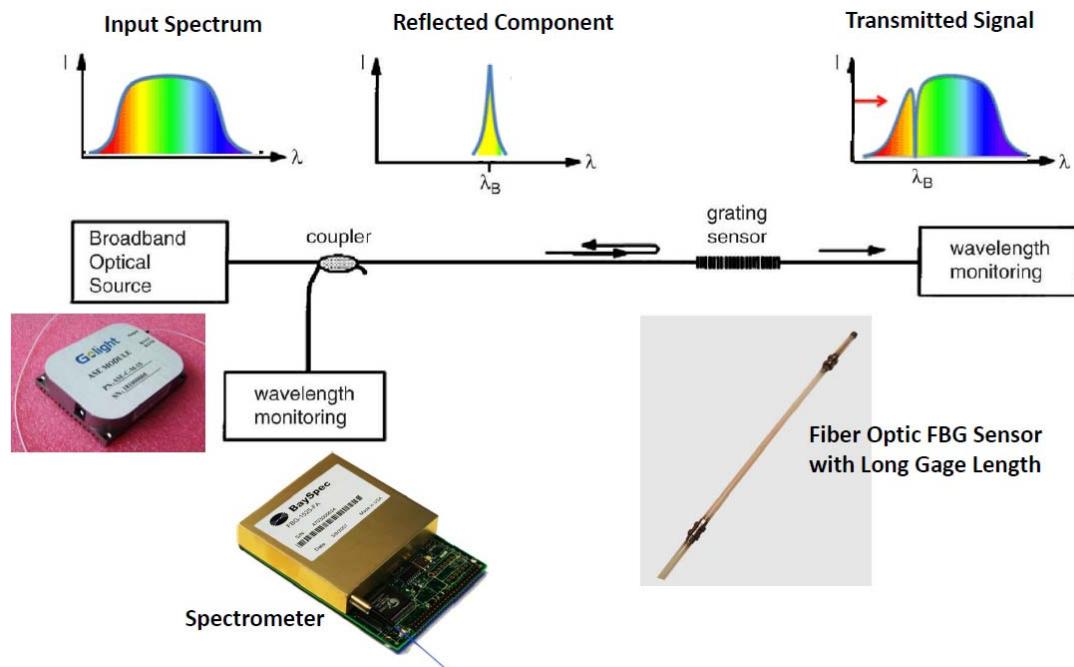


รูปที่ 16.2 การสร้าง FBG Sensors ด้วยแสง UV

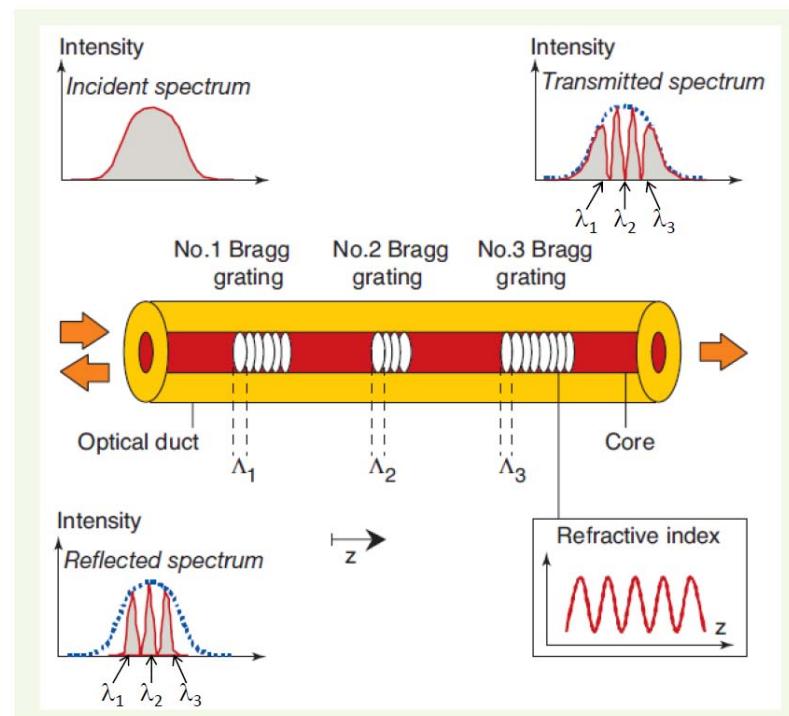
เมื่อนำแหล่งกำเนิดแสงที่มีคลื่นแสงหลากหลายความถี่ (Broadband Optical Source) มาเชื่อมต่อเข้ากับเส้นใยแก้วที่มี FBG Sensor จะทำให้มีแสงวิ่งไปตามเส้นใยแก้วมากระแทกกับลดลาย Grating ของ Sensor แล้วเกิดแสงสะท้อนย้อนกลับมา โดยที่แสงสะท้อนนี้จะมีความยาวคลื่นเป็น 2 เท่าของระยะห่างระหว่างแถบแต่ละแถบ (2λ) และที่มีความยาวคลื่นอื่นๆ จะสามารถทะลุผ่านช่วงที่มีลดลาย Grating นี้ไปได้ตามปกติ ดังแสดงในรูปที่ 16.3

ระยะห่างระหว่างแถบแต่ละแถบ ( $\lambda$ ) นี้ มีค่าเปลี่ยนแปลงได้ เมื่อมีการเปลี่ยนแปลงค่า Strain หรืออุณหภูมิของแกนกลางเส้นใยแก้ว ดังนั้น เมื่อเราทำการตรวจวัดความยาวคลื่นแสงที่สะท้อนกลับมาที่จะทราบค่า Strain (หรืออุณหภูมิ) ที่เกิดขึ้น ณ ตำแหน่งของ FBG Sensor การวัดค่าความยาวคลื่นแสงทำได้ด้วยการนำอุปกรณ์เชื่อมเส้นใยแสง (Coupler) มานำแสงสะท้อนส่งไปยังอุปกรณ์วัดความยาวคลื่นแสงที่เรียกว่า Spectrometer (ดูรูปที่ 16.3) และด้วยหลักการเดียวกันนี้ เราจะสามารถตรวจวัดค่า Strain (หรืออุณหภูมิ) ที่ FBG Sensor 送出ไปที่หลักผ่าน Sensor ได้เช่นกัน ด้วยการตรวจหาความยาวคลื่นแสงที่หายไป (ดูรูปที่ 16.3)

คุณสมบัติที่ได้เด่นประการหนึ่งของ FBG Sensors คือความสามารถวัดค่า Strain (หรืออุณหภูมิ) หลายๆ ตำแหน่งได้พร้อมกันด้วยเส้นใยนำแสงเพียงเส้นเดียว (Multiplexing Operation) รูปที่ 16.4 แสดงตัวอย่างเส้นใยแสงที่มี FBG Sensors 3 ตำแหน่ง โดยที่ Sensor ในแต่ละตำแหน่งมีระยะห่างระหว่างแถบของ Grating ไม่เหมือนกัน ( $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ ) ดังนั้นแสงที่สะท้อนจาก Gratings ใน 3 ตำแหน่งนี้จะมีความยาวคลื่นที่แตกต่างกัน ( $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ ) เมื่อแสงสะท้อนถูกตรวจวัดโดย Spectrometer เราจะทราบค่าความยาวคลื่นทั้ง 3 ค่า และถ้าเราจัดให้ความยาวคลื่นเหล่านี้มีค่าห่างกันเพียงพอ ก็จะสามารถระบุได้ว่า  $\lambda_1$  เกิดจาก Sensor ตัวที่ 1,  $\lambda_2$  เกิดจาก Sensor ตัวที่ 2 และ  $\lambda_3$



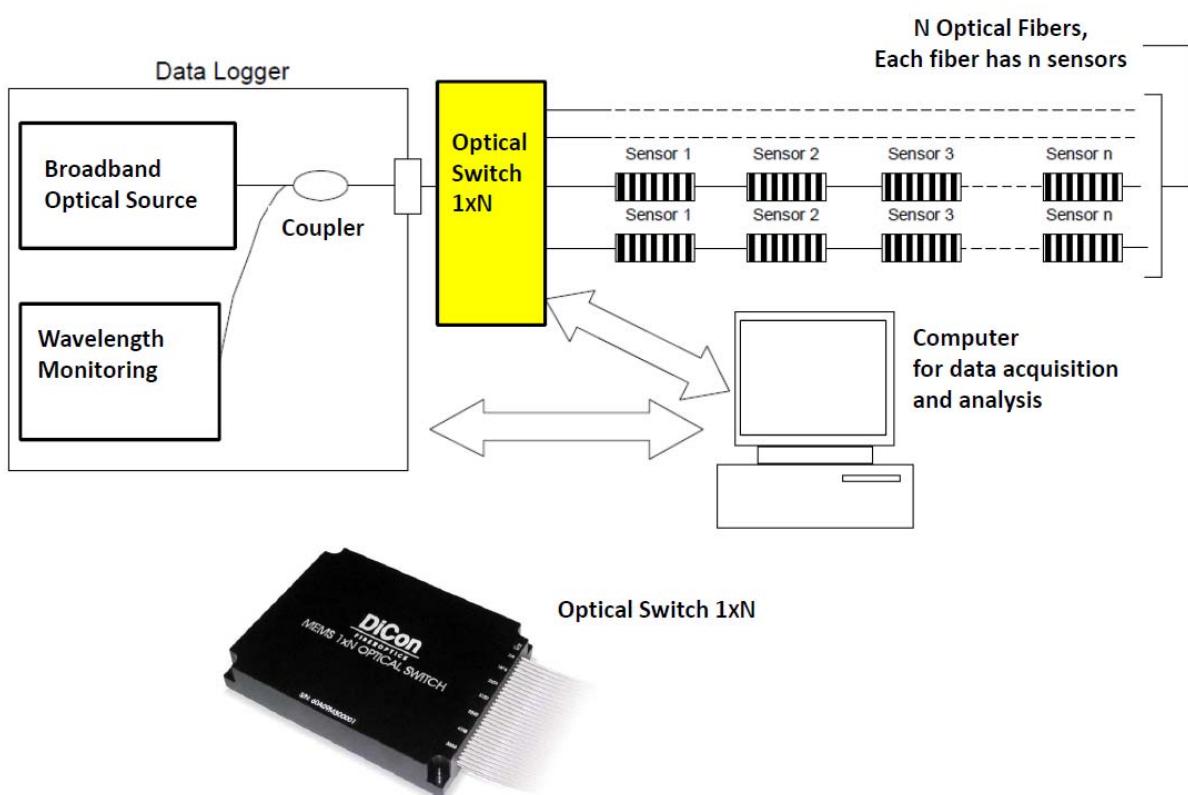
รูปที่ 16.3 หลักการทำงานของ FBG Sensors



รูปที่ 16.4 Wavelength-division Multiplexing

เกิดจาก Sensor ตัวที่ 3 ด้วยวิธีนี้เราสามารถตรวจวัดค่า Strain (หรืออุณหภูมิ) ไปพร้อมกันหลายๆ ตำแหน่ง โดยใช้เส้นใยแสงเพียงเส้นเดียว วิธีนี้เรียกว่า Wavelength-Division Multiplexing (WDM)

เทคนิคอีกวิธีหนึ่งในการทำให้สามารถวัดค่า Strain (หรืออุณหภูมิ) ได้หลายๆ ตำแหน่ง (Multiplexing Operation) คือการใช้ Optical Switch ดังแสดงในรูปที่ 16.5 โดยอุปกรณ์ Optical Switch จะทำหน้าที่ เชื่อมต่อแหล่งกำเนิดแสงและอุปกรณ์วัดความยาวคลื่นแสงเข้ากับเส้นใยแก้วที่ลະเส้น ในแต่ละเส้นอาจมี FBG Sensors อุ่นหลายตำแหน่ง เมื่ออุปกรณ์ตรวจวัดความยาวคลื่นแสงในเส้นที่เชื่อมต่อเสร็จสิ้นแล้ว Optical Switch ก็จะต้องจะส่งจากเส้นใยแก้วเส้นนี้แล้วเชื่อมวงจรเข้ากับเส้นใยแก้วถัดไป ทำเช่นนี้จนครบทุกเส้น Optical Switch นี้จึงสามารถทำให้อุปกรณ์แหล่งกำเนิดแสงและวัดความยาวคลื่นแสงเพียงชุดเดียว สามารถวัดเส้นใยแก้วได้หลายสิบเส้น การตัด-ต่อวงจรแสงก็สามารถทำได้รวดเร็วมาก โดยเวลาที่ใช้ (Switching time) น้อยกว่า 30 ms เทคนิคนี้เรียกว่า Time-division Multiplexing (TDM) ด้วยการใช้เทคนิค WDM และ TDM เราสามารถใช้อุปกรณ์แหล่งกำเนิดแสงและวัดความยาวคลื่นแสงเพียงชุดเดียว ในการวัดค่า Strain (หรือ อุณหภูมิ) ได้หลายร้อยตำแหน่ง ทำให้ระบบวัดนี้มีประสิทธิภาพสูงมาก



รูปที่ 16.5 ระบบ SHM ที่มี Optical Switch

#### 16.4 ความเหมาะสมในการตรวจวัดทางพิเศษบูรพาวิถีด้วย FBG Sensors

ระบบ SHM ที่จะนำมาใช้กับโครงสร้างทางพิเศษบูรพาวิถีคือร่มีองค์ประกอบดังแสดงในรูปที่ 16.5 โดยที่อุปกรณ์เหล่านี้มีนิเดนแสง (Broadband Optical Source), อุปกรณ์วัดความยาวคลื่นแสง (Wavelength Monitoring Device), Optical Switch และ คอมพิวเตอร์ที่ใช้เก็บข้อมูลและวิเคราะห์ข้อมูล จะถูกนำมาติดตั้งในอาคารด้านเก็บเงินบนทางยกระดับ ส่วนเส้นใยแก้วนำแสงที่ต่อออกมาจาก Optical Switch จะถูกนำมาวางภายในท่อที่ติดตั้งภายใน Box Girder ยาวต่อเนื่องจนไปถึงตำแหน่งเสาตอม่อที่ต้องการตรวจวัด จากนั้นเส้นใยแก้ว(รวมทั้งหัวหุ่ม) ก็จะถูกวางตัวในแนวตั้งยึดกับเสาตอม่อวิ่งต่อลงมาจนถึงฐานราก อุปกรณ์ FBG Sensors ซึ่งติดอยู่ในเส้นใยแก้วนี้ก็จะถูกนำไปฝังยึดกับฐานราก ณ ตำแหน่งต่าง ๆ ที่ต้องการตรวจวัด

เนื่องจากเส้นใยแก้วนำแสงในปัจจุบันมีประสิทธิภาพในการนำแสงสูง ทำให้มีการสูญเสียพลังงาน (Loss) น้อยมาก ระยะทางนับจาก Optical Switch จนถึงตำแหน่ง FBG Sensors อาจยาวได้ถึงประมาณ 10 กิโลเมตร ดังนั้น อุปกรณ์เพียง 1 ชุดจะสามารถนำมาใช้ตรวจสอบติดตามโครงสร้างฐานรากเป็นจำนวนมาก ในช่วงระยะทางประมาณ 20 กิโลเมตร (10 กิโลเมตร จากอาคารด้านเก็บเงินไปทางซ้ายและขวา) ด้วยวิธีนี้ เราจะสามารถตรวจสอบติดตามโครงสร้างตลอดเส้นทางพิเศษบูรพาวิถีซึ่งมีระยะทาง 40 กิโลเมตร ด้วยอุปกรณ์ในลักษณะดังกล่าวเพียง 2 หรือ 3 ชุด เท่านั้น

ระบบ SHM ที่ใช้ FBG Sensors ในลักษณะดังกล่าว มีความเหมาะสมกับการนำมาใช้งานจริงอยู่หลายประการ ดังต่อไปนี้ :

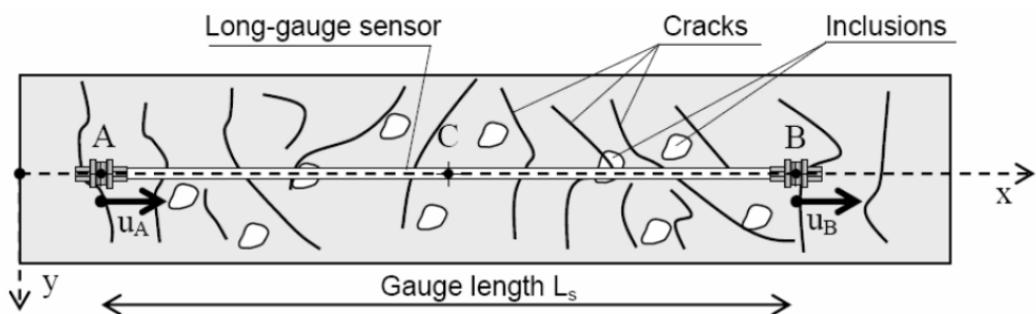
- เส้นใยแก้วนำแสง และ FBG Sensors มีความทนทานต่อสภาพแวดล้อมต่าง ๆ ทนต่อความชื้น อุณหภูมิ และการกัดกร่อนได้ดี จึงมีความเหมาะสมสำหรับการนำมาใช้ตรวจวัดโครงสร้างคงทน เป็นระยะทางหลายสิบปี ในสภาวะที่อยู่กลางแจ้ง
- ค่าที่ถูกวัด (Measurand) ของ FBG Sensors คือระยะห่างระหว่างแถบของ Grating ( $\Lambda$ ) ซึ่งเป็นสมบัติของตัว FBG Sensors ที่ไม่เข้ากับอุปกรณ์ในส่วนอื่นๆ ดังนั้นแม้จะมีการเปลี่ยนอุปกรณ์ตัวอื่นๆ เช่น แหล่งกำเนิดแสง อุปกรณ์วัดความยาวคลื่น หรือ Optical Switch ก็จะไม่มีผลกระทบต่อค่าที่วัดได้ ความยาวคลื่นของแสงสะท้อน ( $2\Lambda$ ) ก็ไม่เข้ากับความเข้มของแสง จึงไม่มีความเพียง หรือคลาดเคลื่อนแม้ว่าแสงจะวิ่งเป็นระยะทางไกลไปตามเส้นใยนำแสงเป็นสิบกิโลเมตร และวิ่งผ่านจุดต่อต่างๆ เช่น Coupler เป็นต้น จึงทำให้ระบบ SHM นี้มีความแม่นยำสูง และบำรุงรักษาง่าย
- เส้นใยแก้วนำแสงมีขนาดเล็ก น้ำหนักเบา ไม่น้ำไฟฟ้า ทำให้สามารถนำมาริดตั้งได้ง่าย สะดวก ไม่ว่าจะเดินลอดอย่างภายในท่อหุ่ม หรือฝังไปกับผิวโครงสร้าง ไม่ต้องกังวลถึงการร้าวไหลของกระแสไฟฟ้า หรือการเหนี่ยวนำไฟฟ้าจากคลื่นแม่เหล็กไฟฟ้าจากแหล่งกำเนิดต่าง ๆ เช่น สายไฟ 摩托อร์ ทรานฟอร์เมอร์ ฯลฯ
- คุณสมบัติด้าน Multiplexing Operation ทำให้อุปกรณ์วัดเพียงไม่กี่ชุดสามารถครอบคลุมการตรวจวัดติดตามโครงสร้างฐานรากจำนวนมาก ตลอดเส้นทางได้อย่างสะดวก และยังสามารถเพิ่มจำนวนโครงสร้าง จำนวนจุดวัดได้อย่างสะดวกในอนาคตโดยไม่รบกวนการทำงานของระบบเดิมที่มีอยู่

- ระบบ SHM นี้เป็นระบบอัตโนมัติ และควบคุมสั่งการโดยคอมพิวเตอร์ สามารถกำหนดโปรแกรมให้มีการวัดและบันทึกข้อมูลของโครงสร้างทั้งหมดทุก ๆ นาที หรือทุก ๆ ชั่วโมง ทำให้ทราบการเปลี่ยนแปลงค่าความเครียด (Strain) และอุณหภูมิในโครงสร้างอย่างต่อเนื่อง อีกทั้งยังสามารถออกแบบให้ระบบทำการประมวลผล และวิเคราะห์ข้อมูลในเบื้องต้น และแจ้งเตือนเมื่อพบความผิดปกติได้ ๆ

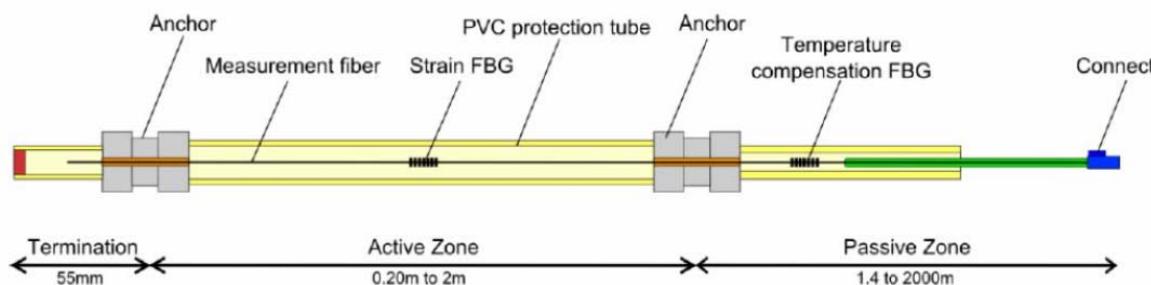
## 16.5 Long-gauge FBG Sensors

โดยทั่วไปแล้ว Gauge length (ระยะความยาวของ sensor) ของ FBG Sensors จะค่อนข้างสั้น คือมีความยาวประมาณ 1 เซนติเมตร หรือสั้นกว่านั้น แต่ในการวัดค่าความเครียด (Strain) ในเนื้อคอนกรีตที่ไม่ค่อยสม่ำเสมอ และมีรอยร้าวกระจายอยู่เป็นระยะ ๆ เช่นในกรณีของฐานรากทางพิเศษบูรพาวิถี จะเป็นต้องใช้ Long-gauge FBG Sensors ที่มี Gauge length ยาวประมาณ 1.0 ถึง 2.0 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 16.6 ค่าความเครียด (Strain) ที่วัดได้จะเป็นค่า strain เฉลี่ยในช่วง Gauge length นั้น ๆ ซึ่งจะแสดงพฤติกรรมของโครงสร้างได้ถูกต้องกว่า เพราะ ค่าที่วัดจะไม่ได้รับผลกระทบมากนักจาก Local Defects (เช่น รอยแตกร้าว)

ตัวอย่าง Long-gauge FBG Sensors แสดงในรูปที่ 16.7 ประกอบด้วยท่อ PVC และจุดยึด (Anchor) มีเส้นใยแก้วที่มี FBG Sensor ซึ่งตึง (Prestressing) อยู่ระหว่างจุดยึด ทำหน้าที่วัดค่า Strain โดยเฉลี่ยระหว่างจุดยึดทั้งสอง และมี FBG Sensor อีกตำแหน่งอยู่ในท่อในลักษณะหลวม ๆ (strain-free) ทำหน้าที่วัดเฉพาะอุณหภูมิในบริเวณนั้น เพื่อนำค่ามาปรับแก้ค่า Strain ที่วัดได้จาก FBG Sensor ตัวแรก (ซึ่งมีผลจากการเปลี่ยนอุณหภูมิปั้นเข้ามาด้วย) Long-gauge FBG Sensors ในลักษณะนี้สามารถนำมาติดตั้งบนฐานรากหรือผังในผิวนของฐานรากคอนกรีตได้



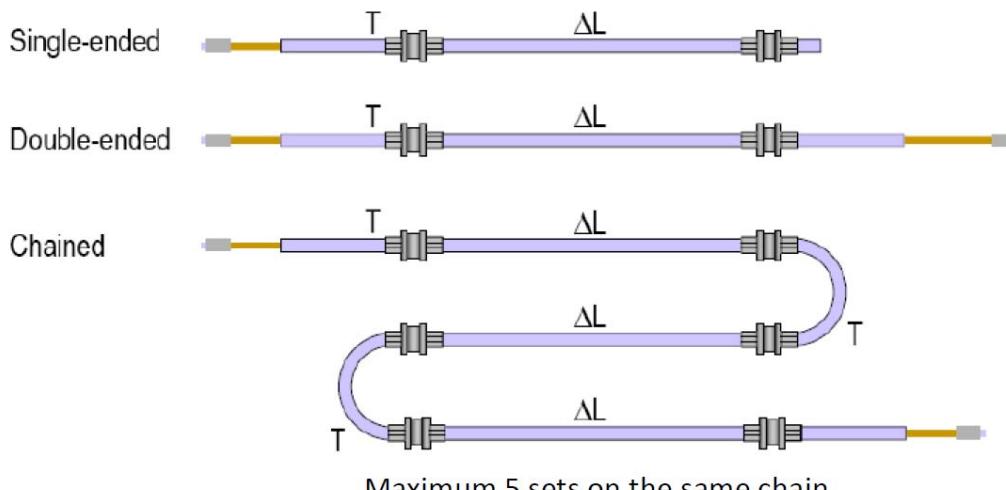
รูปที่ 16.6 แสดงการใช้ Long-gauge FBG Sensor ในเนื้อวัสดุคอนกรีต



รูปที่ 16.7 ตัวอย่าง Long-gauge FBG Sensor

Long-gauge FBG Sensors ที่มีจำนวนอยู่ในเชิงพานิชย์ มีหลายรูปแบบดังตัวอย่างในรูปที่ 16.8 ซึ่งมีทั้งแบบสำหรับวัดตำแหน่งเดียว หรือแบบต่อพ่วง (Chained Configuration) ทำให้สามารถวัดค่า Strain และอุณหภูมิได้หลายตำแหน่งโดยใช้หลักการ WDM สำหรับฐานรากในโครงการนี้ควรใช้ Long-gauge FBG Sensors แบบพ่วงวัดประมาณ 5 ตำแหน่งต่อฐานราก

### SENSOR CONFIGURATIONS



รูปที่ 16.8 รูปแบบ Long-gauge FBG Sensors ทั้งแบบวัดตำแหน่งเดียว และแบบพ่วงวัดหลายตำแหน่ง

## 16.6 การติดตั้ง FBG Sensors บนฐานราก

รูปที่ 16.9 แสดงตำแหน่งในการติดตั้ง Long-gauge FBG Sensors ซึ่งมีความยาว (Gauge Length) ประมาณ 1.0 เมตร บนฐานราก ในรูปนี้เส้นiyแก้วนำแสง (รวมทั้งหัวทั้ม) ที่วางตัวในแนวตั้งยึดเกาะกับเสา ตอนมื่นจะลงมาลึกลงฐานรากที่จุด A จากนั้นจะเดินต่อในแนวราบบนผิวฐานรากไปยัง FBG Sensors ซึ่งต่อพ่วงกัน 5 ตำแหน่ง ในแต่ละตำแหน่ง จุดยึด (Anchor) ของตัว Sensor จะฝังแน่นกับผิวคอนกรีตเพื่อให้ Sensor สามารถวัดค่า Strain ที่ตำแหน่งนั้นๆ

ค่า Strain ที่ตำแหน่ง 1 ถึง 4 ( $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3, \varepsilon_4$ ) แสดงค่าการขยาย (หรือหดตัว) ตามแนวแกนยาวของฐานราก ในขณะที่ค่า Strain ที่ตำแหน่งที่ 5 ( $\varepsilon_5$ ) แสดงค่าการขยาย (หรือหดตัว) ตามแนวแกนขวางของฐานราก ถ้าฐานรากมีการขยายตัวของเนื้อวัสดุคอนกรีต เนื่องจากปฏิกิริยา AAR หรือ DEF ค่า Strain เหล่านี้จะมีค่าเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ โดย การขยายตัวทั้งตามแกนยาวและแกนขวางคราวมีค่าใกล้เคียงกัน ส่วนค่าอุณหภูมิที่ตำแหน่งเหล่านี้ ( $T_1 - T_5$ ) จะถูกนำมาใช้ปรับแก้ค่า Strain เพื่อให้มีความถูกต้องแม่นยำมากขึ้น

เนื่องจากตำแหน่งที่ 2 และ 3 อยู่ในบริเวณที่ฐานรากมีโมเมนต์ดัดสูง ค่า Strain ที่วัดได้ในตำแหน่งเหล่านี้ ( $\varepsilon_2, \varepsilon_3$ ) จะได้รับผลจากการดัดตัวของโครงสร้างด้วย ในขณะที่ตำแหน่งที่ 1 และ 4 อยู่ในบริเวณที่ฐานรากมีโมเมนต์ดัดต่ำกว่ามาก ดังนั้นการดัดตัวของโครงสร้างจึงไม่ส่งผลกระทบต่อค่า  $\varepsilon_1$  และ  $\varepsilon_4$  ด้วยเหตุนี้ ค่า  $|\varepsilon_2 - \varepsilon_1|$  และ  $|\varepsilon_3 - \varepsilon_4|$  จึงสามารถนำมาใช้เป็นคันธนีชี้วัดการดัดตัว (Flexural Deformation) ของฐานรากได้ด้วย

ด้วยระบบวัดดังกล่าว เมื่อเราคำนวณค่า Strain ที่วัดได้ด้วย FBG Sensors ( $\varepsilon_k$ ) มารวมกับค่า Strain ที่เกิดจากการขยายตัวสะสมตั้งแต่เริ่มก่อสร้างจนถึงขณะที่ติดตั้ง FBG Sensors ( $\varepsilon^o_k$ ) ก็จะได้ค่า Strain ที่แท้จริงของโครงสร้าง ( $\varepsilon^T_k$ ) ดังนี้:

$$\varepsilon^T_k = \varepsilon^o_k + \varepsilon_k \quad \text{โดยที่ } k = 1, 2, 3, 4, 5 \quad (16.1)$$

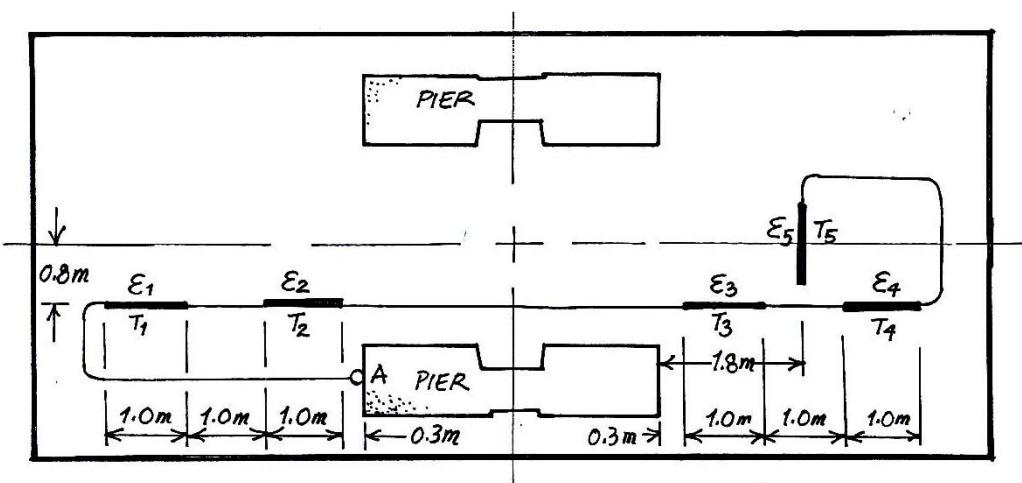
$\varepsilon^o_k$  สามารถประเมินค่าได้จากข้อมูลรอยร้าวที่ได้จาก Crack Mapping ของผิวบนฐานรากหรือจากการตัดเหล็กเสริมบนดังได้อธิบายในรายละเอียดในบทที่ 15

## 16.7 การวิเคราะห์ผลการตรวจวัด

ที่ปรึกษาขอเสนอแนวทางในการตรวจวัดและวิเคราะห์ผลการตรวจวัดค่า Strain ของฐานราก ดังต่อไปนี้:

- (1) การตรวจวัดค่า Strain ณ ตำแหน่งใดๆ ควรทำทุกๆนาที แล้วนำค่าที่วัดได้มาเฉลี่ยทุกๆ 15 นาที จากนั้นจึงนำค่าเฉลี่ยนี้ไปบันทึกเก็บไว้ การตรวจวัดควรทำตลอด 24 ชม. ในแต่ละวัน ทำทุกวันอย่างต่อเนื่อง

- (2) ค่า  $\varepsilon_1$ ,  $\varepsilon_2$ ,  $\varepsilon_3$  และ  $\varepsilon_4$  ควรมีค่าที่ใกล้เคียงกัน มีการแปรเปลี่ยนในแต่ละวันในรูปแบบเดียวกัน มีค่าแปรเปลี่ยนในระยะยาวที่คล้ายคลึงกัน ถ้าค่า Strain ณ จุดดัดไม่มีความแตกต่างจากจุดอื่นๆ อย่างเด่นชัด อาจปั่งชี้ว่า Sensor ณ จุดนั้นเกิดความเสียหาย จึงต้องมีการตรวจสอบสภาพ Sensor ในภาคสนาม
- (3) ค่า Strain ตามแกนขวาง ( $\varepsilon_5$ ) ควรมีค่าใกล้เคียงกับค่า Strain ตามแกนยาว
- (4) ค่า Strain ที่แท้จริงของโครงสร้าง ( $\varepsilon_k^T$ ) ไม่ควรมีค่าสูงเกินกว่า  $4000 \mu$  ( $4000 \times 10^{-6}$ ) หากมีค่าเกินควรดำเนินการตรวจสอบโครงสร้างอย่างละเอียดด้วยการตรวจหารอยแตกร้าวทั้งผิวน ด้านข้าง และด้านล่างของฐานราก หากมีรอยแตกร้าวรุนแรงในด้านล่างและเหล็กเสริมมีการกัดกร่อนเสื่อมสภาพ ควรดำเนินการเสริมกำลังโครงสร้าง (ดูรายละเอียดในบทที่ 17)
- (5) ค่า  $|\varepsilon_2 - \varepsilon_1|$  และ/หรือ  $|\varepsilon_3 - \varepsilon_4|$  ไม่ควรมีค่าสูงเกินกว่า  $150 \mu$  หากมีค่าเกิน อาจหมายความว่ารอยแตกร้าวทะลุลึกเข้าไปในตัวฐานราก มิได้จำกัดอยู่เฉพาะในบริเวณผิว ทำให้ Flexural Rigidity ของฐานรากมีค่าลดต่ำลงมาก หรืออาจหมายความว่าเหล็กเสริมล่างซึ่งทำหน้าที่รับแรงดึงใน Strut-and-Tie Mechanism เสื่อมสภาพเนื่องจากการกัดกร่อนหรือขาดในบางตำแหน่ง ดังนั้นจึงควรดำเนินการตรวจสอบสภาพโครงสร้างโดยละเอียดด้วยการตรวจหารอยแตกร้าวทั้งผิวน ด้านข้าง และด้านล่างของฐานราก หากมีรอยแตกร้าวรุนแรงในด้านล่างและเหล็กเสริมมีการกัดกร่อนเสื่อมสภาพ ควรดำเนินการเสริมกำลังโครงสร้าง (ดูรายละเอียดในบทที่ 17)
- (6) ฐานรากที่มีค่า  $\varepsilon_k^T$  ต่ำ ไม่เข้าเกณฑ์ในข้อที่ (4) หรือ (5) สันนิษฐานได้ว่าไม่มีการขยายตัวที่รุนแรงจนเป็นอันตรายต่อโครงสร้างฐานราก ดังนั้นจึงควรดำเนินการตรวจสอบบำรุงรักษาซ่อมแซมตามปกติ



รูปที่ 16.9 ตำแหน่งของ Long-gauge FBG Sensors บนฐานราก

## 16.8 ค่าใช้จ่ายในการจัดทำระบบตรวจวัดติดตาม

ที่ปรึกษาได้ทำการประเมินค่าใช้จ่ายในการติดตั้งระบบตรวจวัดติดตามการเปลี่ยนแปลงทางโครงสร้างของทางพิเศษบูรพาวิถีใน 3 กรณี คือ กรณีที่มีการตรวจวัดฐานรากจำนวน 40 ฐาน 60 ฐาน และ 80 ฐาน เพื่อเป็นข้อมูลให้แก่การทางพิเศษฯ ในการจัดเตรียมงบประมาณเพื่อการนี้

การประเมินค่าใช้จ่ายนี้มีสมมุติฐานดังต่อไปนี้:

- (1) ฐานรากที่ถูกตรวจวัดมีการกระจายตัวอยู่ตลอดความยาว 40 กม. ของทางพิเศษบูรพาวิถี
- (2) อุปกรณ์แหล่งกำเนิดแสง, วัดความยาวคลื่นแสง, Optical Switch และคอมพิวเตอร์ที่ใช้เก็บและวิเคราะห์ข้อมูลมี 2 ชุด (2 nodes) ติดตั้งภายในอาคารด้านเก็บเงินบนทางยกระดับที่ตำแหน่งประมาณ 10 กิโลเมตร และ 30 กิโลเมตรนับจากต้นทาง (บางนา)
- (3) สายใยแก้วนำแสงที่ต่อเชื่อมระหว่างอุปกรณ์แหล่งกำเนิดแสงและ FBG Sensors มีความยาวไม่เกิน 10 กิโลเมตร โดยจะร้อยสายผ่านท่อขนาดจิ๋ว (Microduct) ซึ่งจะมัดรวมกันเป็น Bundle ติดตั้งภายใน Box Girder เมื่อเส้นใยแก้วเดินมาถึงตำแหน่งฐานรากที่ต้องการตรวจวัด ก็จะถูกหุ้มด้วยวัสดุปิดทับเพื่อป้องกันความเสียหายและการโจกรรุน
- (4) Sensors ที่ใช้เป็นแบบ Long-gauge FBG Sensors มีขนาด Gauge Length 1 เมตร ตัว Sensors และ เส้นใยแก้วที่ติดตั้งบนผืนฐานรากและที่เกาะกับเสาตอม่อบางส่วนจะถูกหุ้มด้วยวัสดุปิดทับเพื่อป้องกันความเสียหายและการโจกรรุน
- (5) ค่าดำเนินการของผู้ติดตั้ง คิดเป็น 20 % ของค่าใช้จ่ายในการติดตั้ง

ค่าใช้จ่ายที่ประเมินสำหรับกรณี 40 ฐานราก สามารถนำมาแจกแจงในรายละเอียดได้ดังนี้

### ค่าใช้จ่ายที่ติดตั้งอุปกรณ์ที่อาคารด้านเก็บเงิน

อุปกรณ์ 1 ชุดประกอบด้วย

- |  |               |
|--|---------------|
| ● อุปกรณ์แหล่งกำเนิดแสง, วัดความยาวคลื่นแสง และ Optical Switch | 1,350,000 บาท |
| ● คอมพิวเตอร์คุณภาพสูง, Software, และ Data Storage             | 1,500,000 บาท |
| ● อุปกรณ์ประกอบอื่นๆ   | 850,000 บาท   |
| รวมราคาชุดอุปกรณ์ 1 ชุด  | 3,700,000 บาท |

รวมราคาชุดอุปกรณ์ 2 ชุด

### Long-gauge FBG Sensors

ฐานราก 1 ฐาน มี

- |   |             |
|---|-------------|
| ● FBG Sensors 5 ตำแหน่งๆ ละ 43,000 บาท          | 215,000 บาท |
| ● วัสดุหุ้มเพื่อป้องกันความเสียหายและการโจกรรุน | 50,000 บาท  |
| รวมราคายกฐาน                                    | 265,000 บาท |

40 ฐานราก รวมราคา

10,600,000 บาท

การติดตั้งสาย Optical Fibers

- |  |                |
|--|----------------|
| ● ค่า Microduct (7 Microduct for 4F SM OFC)          | 14,000,000 บาท |
| ค่าสาย 350 บาทต่อเมตร, สายยาว 40 กม.                 |                |
| ● ค่าแรงติดตั้ง Microduct                            | 6,000,000 บาท  |
| ค่าแรง 150บาทต่อเมตร, รวมระยะทาง 40 กม.              |                |
| ● ค่าสายใยแก้วนำแสงและค่าร้อยสายเข้าไปใน Microduct   | 8,400,000 บาท  |
| ค่าสายใยแก้ว 30 บาทต่อเมตร, ค่าร้อยสาย 40 บาทต่อเมตร |                |
| ● ค่าเดินสายแนวดิ่งบนเสาตอม่อ                        | 3,200,000 บาท  |
| ประมาณ 80,000บาทต่อเสา                               |                |

40 ฐานราก รวมราคา

31,600,000 บาท

ค่าตรวจสอบปรับทุนอุปกรณ์วัด 700,000 บาท  
ค่าดำเนินการ (20% ของค่าใช้จ่าย) 10,060,000 บาท

รวมค่าใช้จ่ายสำหรับระบบตรวจวัดติดตามฐานราก 40 ฐาน 60,360,000 บาท

ในกรณีที่จำนวนฐานรากที่ตรวจวัดเป็น 60 ฐาน จะมีค่าใช้จ่ายรวมทั้งสิ้นเท่ากับ 73,680,000 บาท  
ในกรณีที่จำนวนฐานรากที่ตรวจวัดเป็น 80 ฐาน จะมีค่าใช้จ่ายรวมทั้งสิ้นเท่ากับ 87,000,000 บาท

ดังนั้น ค่าใช้จ่ายต่อ 1 ฐานราก คิดเป็น

- 1,509,000 บาท ในกรณีตรวจวัด 40 ฐาน
- 1,228,000 บาท ในกรณีตรวจวัด 60 ฐาน
- 1,087,000 บาท ในกรณีตรวจวัด 80 ฐาน

ในการจัดทำงบประมาณเพื่อดำเนินการติดตั้งระบบตรวจวัดติดตามฯ ที่ปรึกษาขอแนะนำให้จัดงบเพิ่มประมาณ 25% ถึง 35 % ของค่าที่ประเมินนี้ เพื่อให้ครอบคลุมความเสี่ยงและค่าใช้จ่ายอื่นๆ ที่ไม่ได้คาดคิดเนื่องจากสถานการณ์ไม่ตรงกับสมมุติฐานที่ใช้ในการประเมินราคานี้

## เอกสารอ้างอิง

- [1] J. M. Ko and Y. Q. Ni, “Technology developments in Structural health monitoring of Large-scale bridges”, Engineering Structures, Vol. 27, 2005, pp. 1715–1725.
- [2] T. H. T. Chau, L. Yu, H. Y. Tam, Y. Q. Ni, S. Y. Liu, W. H. Chung, and L. K. Cheng, “Fiber Bragg grating sensors for structural health monitoring of Tsing Ma bridge: Background and experimental observation”, Vol. 28, 2006, pp. 648–659.
- [3] H. N. Li, D. S. Li, and G. B. Song, “Recent applications of fiber optic sensors to health monitoring in civil engineering”, Engineering Structures, Vol. 26, 2004, pp. 1647–1657.
- [4] C. Rodrigues, C. Félix, A. Lage, J. Figueiras, “Development of a long-term monitoring system based on FBG sensors applied to concrete bridges”, Engineering Structures, Vol. 32, 2010, pp. 1993-2002.
- [5] P. Moyo, J.M.W. Brownjohn, R. Suresh, S.C. Tjin, “Development of fiber Bragg grating sensors for monitoring civil infrastructure”, Engineering Structures, Vol. 27, 2005, pp. 1828-1834.

## บทที่ 17

### การเสริมกำลังฐานราก

#### 17.1 แนวทางในการเสริมกำลังโครงสร้าง

ผลการศึกษาของงานส่วนที่ 4 ในรายงานฉบับนี้ ซึ่งมีทั้งการทดสอบความสามารถของโครงสร้างในการรับน้ำหนักบรรทุกจริงในภาคสนาม และการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อหากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากที่แตกร้าวในสภาพที่สำรวจพบด้วยวิธีไฟโนต์อิลิเมนต์แบบไรเซิงเส้นนั้น แสดงให้เห็นอย่างชัดเจนว่า ฐานรากที่มีการแตกร้าวในสภาพที่สำรวจพบ รวมทั้งฐานรากที่อาจมีการขยายตัวของเนื้อคอนกรีตเพิ่มสูงกว่าระดับที่สำรวจพบหลายเท่าตัว ยังสามารถแบกรับน้ำหนักบรรทุกได้ดีเทียบเท่าหรือใกล้เคียงกับฐานรากปกติ

ผลการศึกษานี้ได้ชี้ว่า การเสริมกำลังฐานรากที่แตกร้าวเนื่องจากการขยายตัวของเนื้อวัสดุคอนกรีต อาจไม่มีความจำเป็น อย่างไรก็ได้การศึกษานี้ยังไม่ได้ครอบคลุมถึงกรณีที่การแตกร้าวนำไปสู่การกัดกร่อนของเหล็กเสริมในโครงสร้าง โดยเฉพาะเหล็กเสริมด้านล่าง (Bottom Bars) ซึ่งทำหน้าที่รับแรงดึงใน Strut-and-Tie Mechanism การกัดกร่อนของเหล็กเสริมด้านล่างนี้อาจเป็นอันตรายต่อโครงสร้างและทำให้โครงสร้างสูญเสียกำลังรับน้ำหนักบรรทุกได้ ดังนั้นในการศึกษานี้ เมว่าจะยังไม่พบรักฐานหรือข้อบ่งชี้ใดๆ ว่าเหล็กเสริมของฐานรากกำลังเกิดการกัดกร่อน ที่ปรึกษาได้จัดทำแนวทางในการเสริมกำลังฐานรากในกรณีดังกล่าว เพื่อให้เป็นแนวทางสำหรับการทางพิเศษฯ นำไปใช้ได้ทันท่วงที หากเกิดกรณีดังกล่าวขึ้นจริงในอนาคต

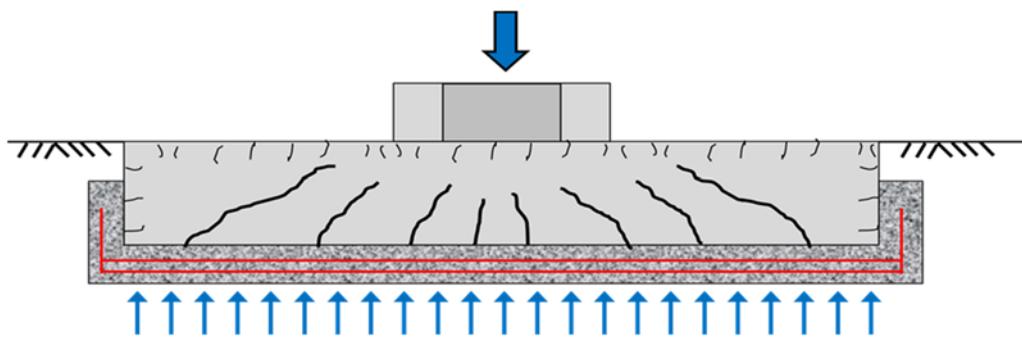
หากความเสียหายที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างที่พิจารณาไม่กักษณะที่แตกต่างออกไป กล่าวคือ มีได้มีการกัดกร่อนที่เหล็กเสริมด้านล่างของฐานราก แต่เป็นความเสียหายในรูปแบบอื่น แนวทางการเสริมกำลังที่เสนอในบทนี้อาจไม่เหมาะสมสมต่อการนำไปใช้ ผู้ที่รับผิดชอบควรจัดให้มีการสำรวจตรวจสอบโครงสร้างอย่างละเอียดโดยวิศวกรและผู้เชี่ยวชาญ เพื่อให้สามารถวิเคราะห์หาสาเหตุของปัญหาและกำหนดวิธีการแก้ไขที่ถูกต้องเหมาะสมกับสถานการณ์นั้นๆ การดำเนินการแก้ไขและซ่อมแซมในทุกๆ กรณี จะเป็นต้องได้รับความคุ้มครองโดยวิศวกรผู้มีประสบการณ์ในทุกขั้นตอน เพราะเป็นงานที่ต้องการความรู้ ความเข้าใจเชิงวิศวกรรมมากเป็นพิเศษ

#### 17.2 วิธีการเสริมกำลังฐานราก

วิธีการเสริมกำลังฐานรากที่แตกร้าวrun แรงและเหล็กเสริมภายในฐานราก (โดยเฉพาะเหล็กเสริมด้านล่าง) มีการกัดกร่อนในระดับที่เป็นอันตรายนี้ กำหนดขึ้นมาจากการพิสูจน์ฐานคือ การทำให้ Strut-and-Tie Mechanism ซึ่งเป็นกลไกหลักในการรับน้ำหนักของโครงสร้างฐานราก สามารถทำงานได้สมบูรณ์เป็นปกติ เมื่อมองด้วยตาเปล่าที่ไม่แตกร้าวและเหล็กเสริมไม่มีการกัดกร่อน.

ในลำดับแรก เราจำเป็นต้องดำเนินการซ่อมแซมอย่างร้าวของฐานรากด้วยวิธี Crack Injection คือ อัดฉีด Polymer-Modified Cementitious material (PMC) เข้าไปแทรกในรอยร้าวให้มากที่สุด ให้ลึกที่สุดเท่าที่จะเป็นไปได้ เพื่อสมานเนื้อคอนกรีตที่แตกร้าวเข้าด้วยกัน ส่งผลให้ Compression Strut ที่แข็งแรงและต่อเนื่องสามารถเกิดขึ้นได้ภายในเนื้อคอนกรีตของฐานราก.

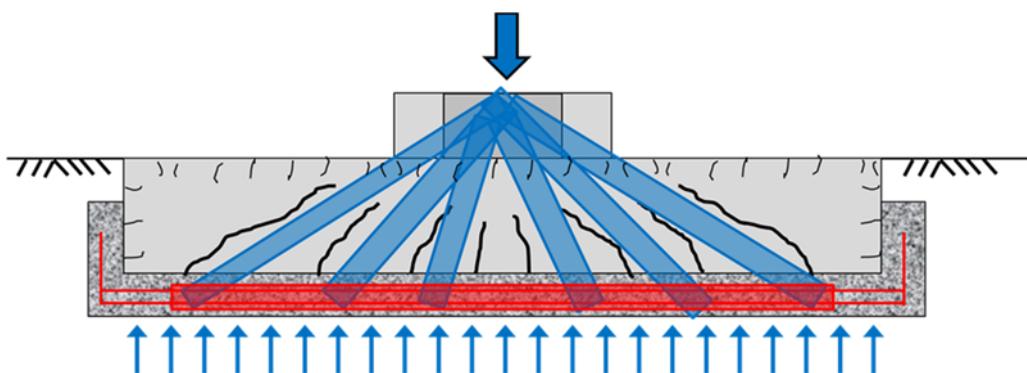
จากนั้นจึงดำเนินการเสริมกำลังของ Tension Tie ด้วยการนำเหล็กเสริมชุดใหม่ที่มีปริมาณเหล็กทั้งตามแกนยาวและตามแกนวางเท่ากับเหล็กเสริมด้านล่างที่มีอยู่เดิมในฐานราก มาจัดวางใต้ฐานราก แล้วเทคอนกรีตหุ้มเหล็กชุดใหม่นี้ให้เชื่อมยึดติดกับฐานราก ดังแสดงในรูปที่ 17.1



รูปที่ 17.1 การเสริมกำลังของฐานรากด้วยการเพิ่มเหล็กเสริมด้านล่างชุดใหม่ให้แก่ฐานราก

เหล็กเสริมชุดใหม่ที่ได้เพิ่มเข้าไปนี้จำเป็นต้องมีปริมาณเท่ากับเหล็กเสริมชุดเดิม เนื่องจากการตรวจสอบหาระดับความรุนแรงของการกัดกร่อนของเหล็กเสริมชุดเดิมทำได้ยากและมีความไม่แน่นอนสูง อีกทั้งผลของการกัดกร่อนที่มีต่อการลดกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากยังไม่สามารถประเมินได้อย่างมั่นใจด้วยองค์ความรู้ที่มีอยู่ในปัจจุบัน ดังนั้นจึงไม่ควรคาดหวังให้เหล็กเสริมด้านล่างชุดเดิมทำหน้าที่เป็น Tension Tie นอกจากนี้ การที่จะทำให้คอนกรีตหุ้มชุดใหม่เชื่อมยึดเกาะติดกับฐานรากได้ดี จะเป็นต้องปรับแต่งผิวคอนกรีตฐานรากเดิมให้ปราศจากคราบสกปรกและมีผิวเรียบรุ่ง อีกทั้งต้องมีการฝังเหล็กยึดรั้ง (Dowel Bars) ดังรายละเอียดที่แสดงในหัวข้อ 17.3

เมื่อดำเนินการเสริมกำลังเสร็จสิ้นแล้ว Strut-and-Tie Mechanism ที่สมบูรณ์ก็จะสามารถเกิดขึ้นได้ในโครงสร้างฐานราก โดยที่เหล็กเสริมชุดใหม่จะทำหน้าที่เป็น Tension Tie และเหล็กเสริมชุดเดิม ดังแสดงในรูปที่ 17.2



รูปที่ 17.2 การถ่ายແรງภายในโครงสร้างฐานรากในลักษณะของ Strut-and-Tie Mechanism  
ภายหลังจากการเสริมกำลัง

### 17.3 ขั้นตอนการดำเนินงาน

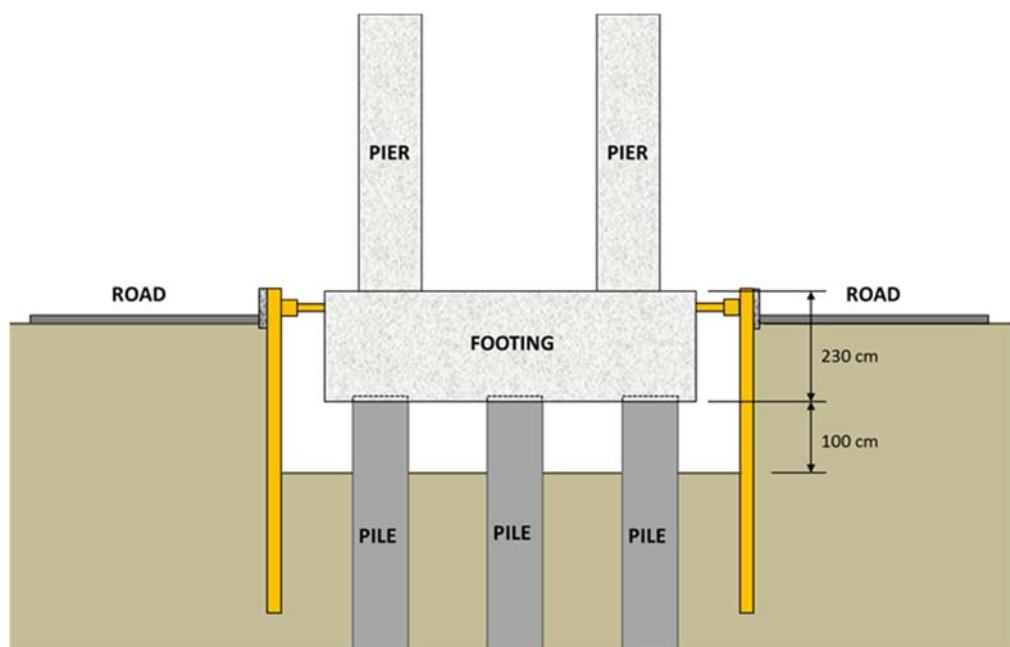
การเสริมกำลังฐานรากมีขั้นตอนการดำเนินงานดังต่อไปนี้

#### 1. จัดเตรียมสถานที่ ข้าย้ายวัสดุ เครื่องมือ

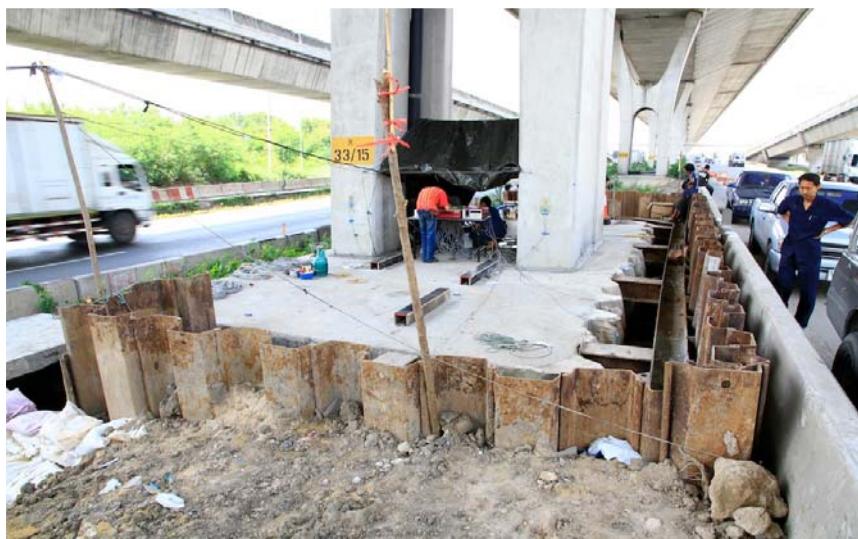
จัดเตรียมสถานที่ที่หน้างานโดยการกันเขตพื้นที่ในการทำงานให้ชัดเจนเพื่อความสะอาดในการปฏิบัติงาน, การรักษาความปลอดภัย, และการรักษาความสะอาด

#### 2. การติดตั้ง Sheet Pile และขุดดินออก

ติดตั้ง Sheet Pile โดยรอบฐานรากทั้งสี่ด้านโดยต้องเว้นระยะห่างระหว่างขอบของฐานรากและ Sheet Pile สำหรับการขุดดินออกและเตรียมพื้นที่ด้านล่างสำหรับการทำงาน (ดูรูปที่ 17.3, 17.4 และ 17.5)



รูปที่ 17.3 การติดตั้ง Sheet Pile และขุดดินออก เพื่อเตรียมพื้นที่ทำงาน



รูปที่ 17.4 ตัวอย่างการติดตั้ง Sheet Pile ในสถานที่จริง



รูปที่ 17.5 สภาพพื้นที่ทำงานใต้ฐานราก

ในขั้นตอนนี้ อาจจำเป็นต้องดำเนินการย้ายท่อระบายน้ำขนาดใหญ่ ซึ่งฝังวางตัวอยู่ตามแนวขอบของฐานรากตามแนวแกนยาวออกไปให้แล้วเสร็จก่อน จึงจะเริ่มตอก sheet Pile ได้

### 3. การตรวจสอบสภาพโครงสร้าง

งานในขั้นตอนนี้ เป็นการตรวจสอบสภาพการแตกกร้าวที่ผิวรอบด้านของฐานรากหักผิวน ด้านข้าง โดยรอบ และผิวด้านล่าง และอาจจำเป็นต้องเจาะคอนกรีต (Coring) เข้าไปถึงตำแหน่งเหล็กเสริมเพื่อตรวจหาการกัดกร่อนในของเหล็กเสริม หากผลการตรวจสอบบ่งชี้ว่า ฐานรากมีการแตกกร้าวที่รุนแรง

รอยร้าวทั้งกว้างและลึก รวมทั้งมีการกัดกร่อนในเหล็กเสริม ก็ควรดำเนินการเสริมกำลังโครงสร้างตามขั้นตอนต่อไป แต่ถ้าหากโครงสร้างยังมีสภาพดี ไม่มีการแตกร้าว และไม่พบการเกิดสนิมในเหล็กเสริม ก็ไม่มีความจำเป็นที่จะต้องเสริมกำลังฐานรากต้นนี้

#### 4. การซ่อมแซมรอยร้าวโครงสร้างด้วยวิธี Crack Injection

การซ่อมแซมรอยร้าวโครงสร้างด้วยวิธี Crack Injection ในขั้นนี้คือถ่ายคลึงกับการซ่อมแซมรอยร้าวที่ผิวบนของฐานรากด้วยการอัดฉีด Polymer-Modified Cementitious Material (PMC) เข้าไปเติมเต็มรอยร้าวดังที่ได้อธิบายไว้ในบทที่ 15 PMC เป็นวัสดุที่มีความเข้ากันได้กับคอนกรีตเป็นอย่างดี หาดทัวน้อย มีความยืดหยุ่นสูง และทนความชื้นได้ดี และในกรณีนี้ค่ากำลังอัดและกำลังดึงของ PMC ควรมีค่ามากกว่ากำลังอัดและกำลังดึงของคอนกรีตฐานรากเดิม เพื่อให้สามารถเกิดการถ่ายแรงอัดผ่านแนวรอยร้าวได้อย่างสมบูรณ์

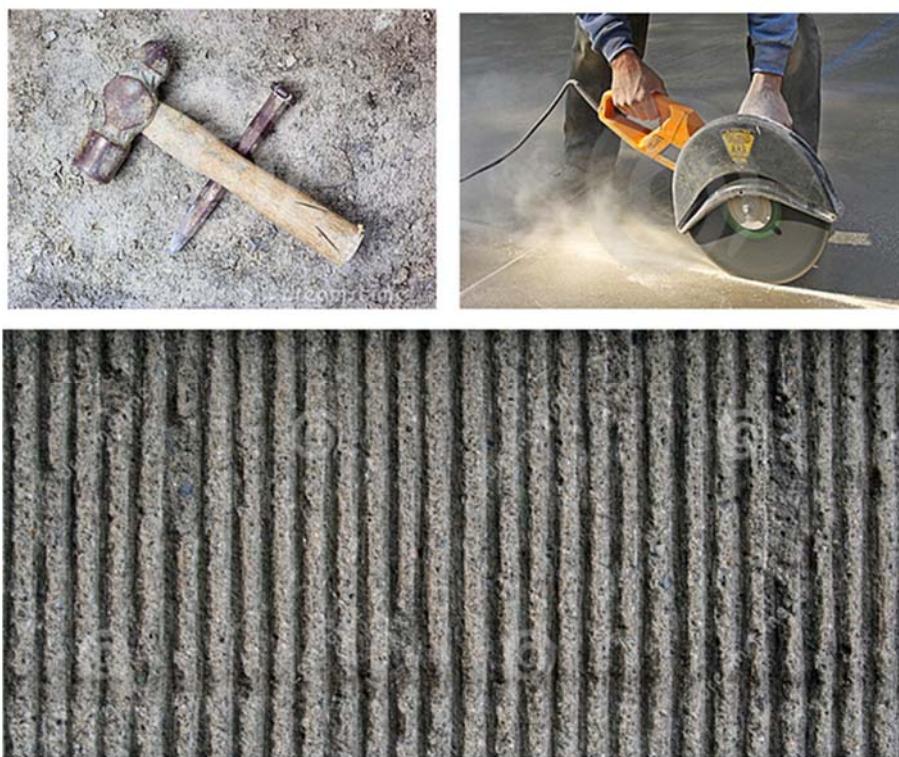
ในกรณีที่ตรวจพบคราบสนิม ซึ่งบ่งชี้ว่าเหล็กเสริมในโครงสร้างอาจมีการกัดกร่อนอย่างรุนแรง ให้ทำการกะเทาะผิวคอนกรีตส่วนที่ห้มเหล็กดังกล่าว (Covering concrete) และทำความสะอาดเหล็กเสริมด้วยวิธีการที่เหมาะสม จากนั้นจึงดำเนินการในขั้นต่อไป

#### 5. การทำผิวคอนกรีตให้ขรุขระและติดตั้งเหล็กยึดรั้ง

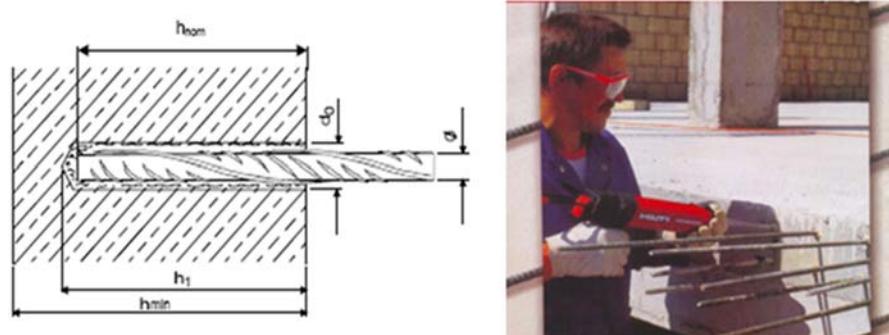
การทำผิวคอนกรีตให้ขรุขระ (Rough Concrete Surface) เพื่อให้ผิวคอนกรีตของฐานรากเดิมมีการยึดเกาะกับเนื้อคอนกรีตใหม่ด้วยการเพิ่ม Shear-Friction Capacity ระหว่างผิวโครงสร้างเก่าและใหม่ การทำให้ผิวขรุขระอาจทำได้หลายวิธีดังแสดงในรูปที่ 17.6 ผิวที่ขรุขระควรมีความลึก (วัดจากจุดมุนลึกลึกสุด) ประมาณ 6 มม. หรือมากกว่า ผิวที่จำเป็นต้องทำให้ขรุขระคือผิวคอนกรีตของฐานรากเดิมในส่วนที่ต้องสัมผัสกับเนื้อคอนกรีตใหม่

การติดตั้งเหล็กยึดรั้ง (Dowel Bar) ที่ทำเพื่อให้เกิดการยึดรั้งที่ต้องระหว่างโครงสร้างเก่าและโครงสร้างใหม่ เหล็กยึดรั้งเป็นเหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 25 มม. (DB 25) ฝังยึดเข้ากับฐานรากเดิมในลักษณะเป็นพุกเคมี (Chemical Bolt) ดังแสดงในรูปที่ 17.7 ซึ่งเหล็กยึดรั้งนี้จะยึดเกาะกับเนื้อคอนกรีตในรูฟังด้วยการอีพ็อกซี่

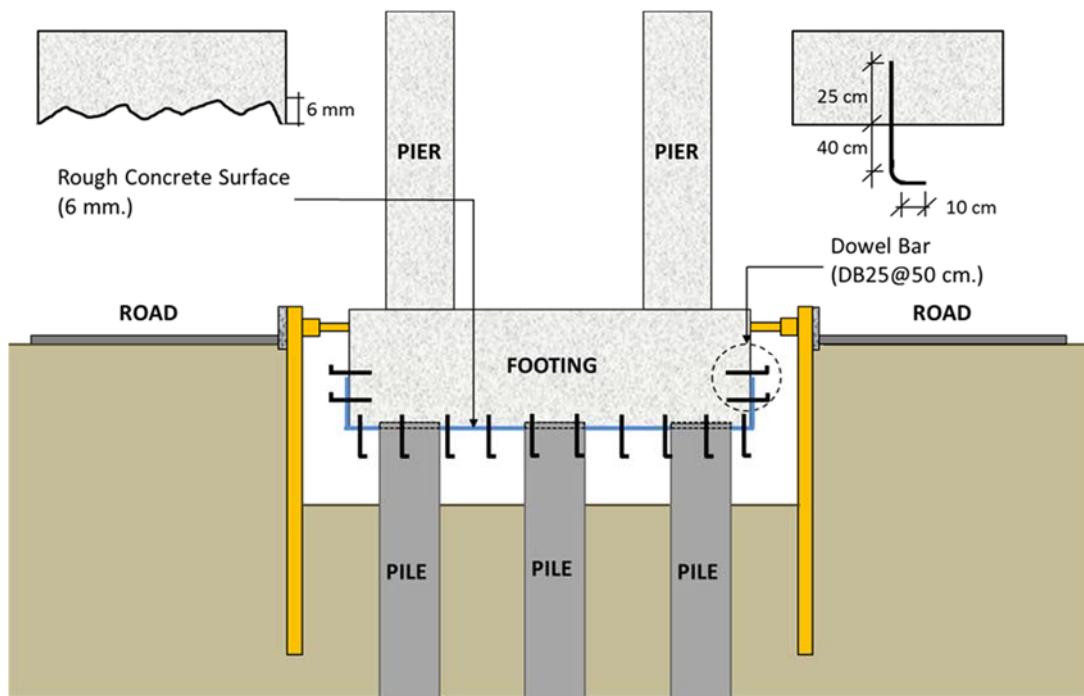
เมื่อดำเนินการในขั้นตอนนี้เสร็จสิ้นลงแล้ว ฐานรากจะมีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 17.8 ตำแหน่งของ Dowel Bar โดยละเอียดแสดงไว้ใน ภาคผนวก ง



รูปที่ 17.6 การทำผิวคอนกรีตให้ขรุขระ



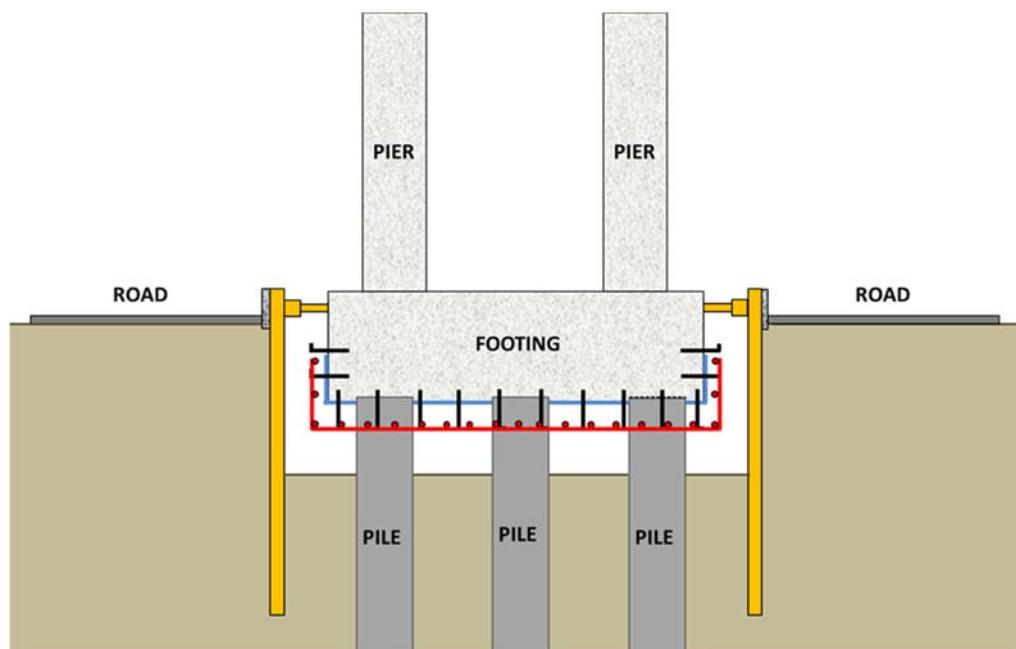
รูปที่ 17.7 การติดตั้งเหล็กยึดรัง



รูปที่ 17.8 การทำผิวหยาบและการติดตั้งเหล็กยึดรัง

## 6. การติดตั้งเหล็กเสริมล่าง

เหล็กเสริมล่างนี้ คือ เหล็กเสริมชุดใหม่ที่มีปริมาณเหล็กหักตามเกณฑ์มาตรฐานของฐานรากเท่ากับเหล็กเสริมด้านล่างที่มีอยู่เดิมในฐานราก เหล็กเสริมล่างชุดใหม่นี้จะถูกนำมาจัดวางไว้ใต้ฐานราก และยึดไว้กับเหล็กยึดรัง ดังแสดงในรูปที่ 17.9

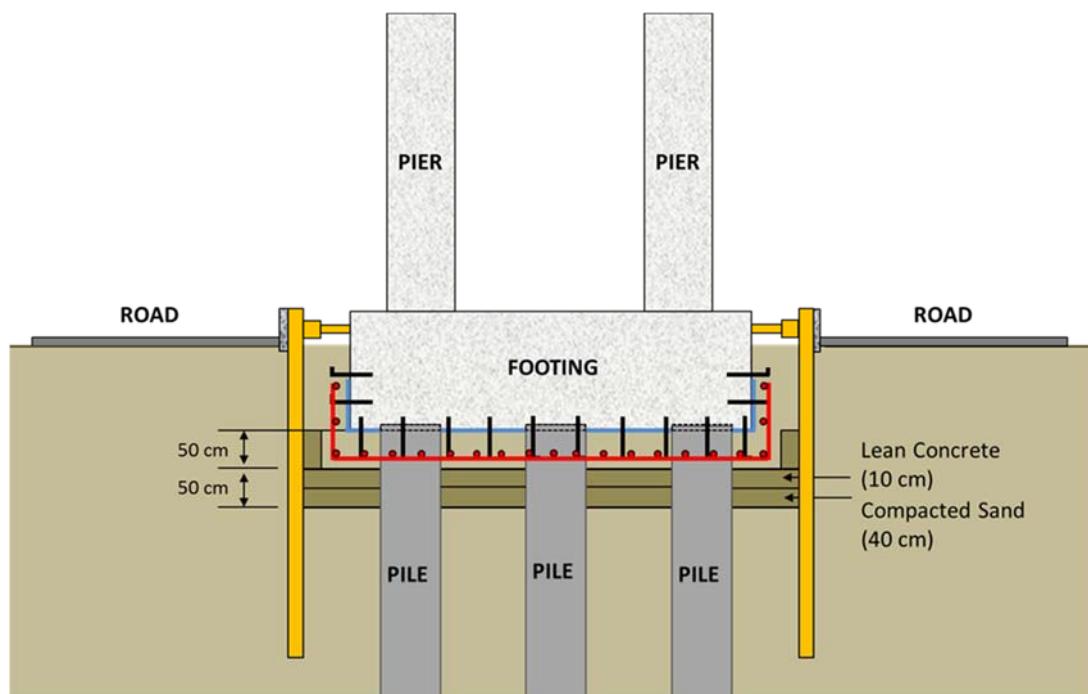


รูปที่ 17.9 การติดตั้งเหล็กเสริมล่าง

เนื่องจากในบริเวณใต้ฐานรากนี้ มีเสาเข็มอยู่หลายตัน เรียงกันอยู่หลายแถว เหล็กเสริมล่างชุดใหม่นี้จึงจำเป็นต้องจัดวางให้อยู่ในแนวที่ไม่ชนกับเสาเข็ม การจัดเหล็กจึงมีรายละเอียดที่ค่อนข้างซับซ้อนดังรายละเอียดในแบบก่อสร้างใน ภาคผนวก ง

## 7. การปรับระดับพื้นก่อนเทคอนกรีต

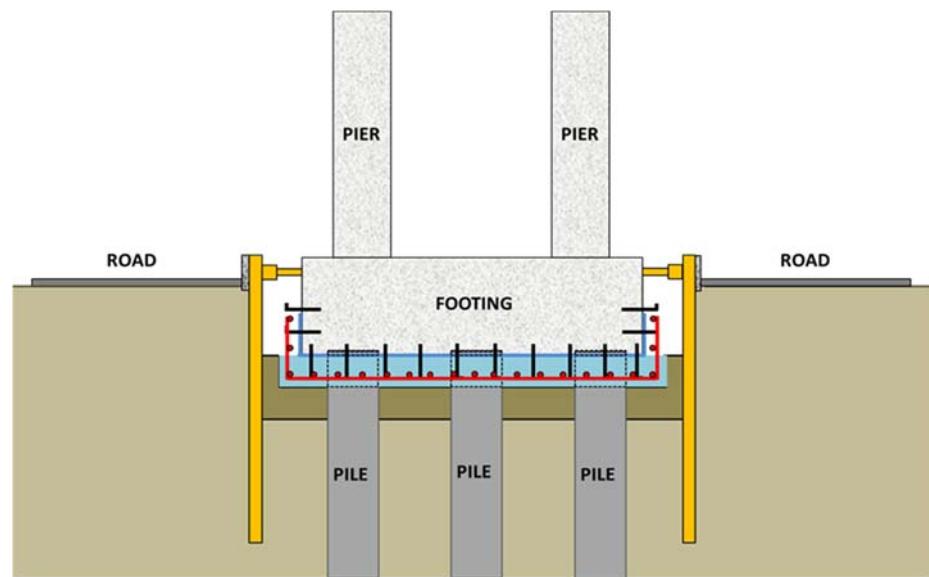
ขนาดความหนาของเนื้อคอนกรีตใหม่ที่พอกครอบฐานรากเดิมคือ 50 ซม. ดังนั้น จึงต้องทำการปรับระดับพื้นจากเดิมที่มีระยะห่าง 100 ซม. หรือมากกว่า (เพื่อความสะดวกในการทำงาน) ให้เหลือเพียง 50 ซม. จากผิวล่างของฐานราก ก่อนที่จะทำการเทคอนกรีต การปรับระดับพื้นนี้สามารถใช้ทรายปรับให้แน่นพอกประมาณหนา 40 ซม. และเทคอนกรีตรองพื้นอีกประมาณ 10 ซม. ดังแสดงในรูปที่ 17.10



รูปที่ 17.10 การปรับระดับพื้นก่อนเทคอนกรีต

## 8. การเทคอนกรีตในส่วนฐาน

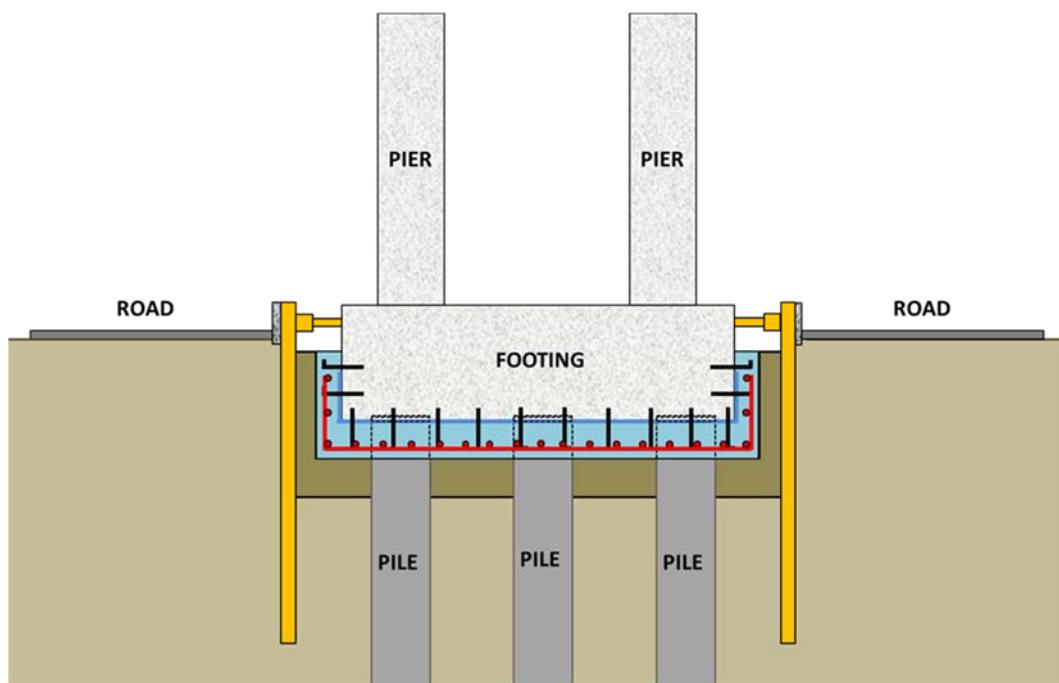
การเทคอนกรีตในส่วนฐานนี้จำเป็นต้องให้คอนกรีตที่มีขนาดหิน (Coarse aggregate) ขนาดเล็ก และมีคุณสมบัติในการไหลที่ดีเยี่ยม ทั้งนี้เพราะมีปริมาณเหล็กหนาแน่น และมีเสาเข็มกีดขวางการไหลของคอนกรีต การเทคอนกรีตจะต้องพิจารณาวิธีการเทให้คอนกรีตไหลตัวเป็นระยะทางที่สั้นที่สุด โดยอาจใช้ท่อส่งเข้าไปที่บริเวณด้านใน และค่อยๆ ดึงท่อออกมา เพื่อให้คอนกรีตเริ่มเติมเต็มจากด้านในแล้วขยายตัวออกมาทางด้านนอกอย่างช้าๆ ไม่กักโพรงอากาศไว้ภายใน เมื่อดำเนินการเสร็จในขั้นตอนนี้ ฐานรากจะมีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 17.11



รูปที่ 17.11 การเทคอนกรีตในส่วนฐาน

### 9. การเทคอนกรีตในส่วนด้านข้าง

ก่อนการเทคอนกรีตในส่วนข้าง ต้องทำการตั้งแบบด้านข้างโดยรอบฐานราก ซึ่งอาจใช้อิฐบล็อกก่อเป็นแบบแล้วใช้ดินผสมรอบๆ กอนกรีตที่ใช้เทในส่วนด้านข้างนี้เป็นแบบปกติ ไม่มีความจำเป็นต้องมีลักษณะพิเศษ เช่น กอนกรีตที่ใช้ในการเทในส่วนฐาน เมื่อดำเนินการเสร็จในขั้นตอนนี้ ฐานรากจะมีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 17.12



รูปที่ 17.12 การเทคอนกรีตในส่วนด้านข้าง

## 10. การปิดงาน

เป็นงานขั้นสุดท้ายภายหลังจากการเทคอนกรีตเสร็จสิ้นและรอเวลาจนคอนกรีตมีกำลังตามที่ออกแบบไว้ งานขั้นสุดท้ายนี้ประกอบด้วย การถอน Sheet pile ออก, ติดตั้งหอระบายน้ำขนาดใหญ่ให้เหมือนกับในสภาพก่อนเริ่มงาน, ขันดินกลับเข้ามาตามในบริเวณรอบๆฐานราก, และเก็บงานความสะอาดในพื้นที่ให้เรียบร้อย

### 17.4 แบบแสดงรายละเอียดและค่าใช้จ่ายในการเสริมกำลังฐานราก

แบบแสดงรายละเอียดในการเสริมกำลังฐานรากแสดงในภาคผนวก ง

ค่าใช้จ่ายในการเสริมกำลังฐานราก สามารถประเมินและแยกแจงได้ดังต่อไปนี้

#### ค่าใช้จ่ายในการเสริมกำลัง 1 ฐานราก

● บุคลากร	85,000 บาท
● การจัดเตรียมสถานที่ ขยับวัสดุและหอระบายน้ำ	272,000 บาท
● การติดตั้ง Sheet pile รอบฐานราก	850,000 บาท
● งานดิน ( ชุดดิน, ข้าย้ายดิน, วนดิน, และสกัดลีนกรีต )	88,090 บาท
● งานทำผิวคอนกรีตให้ขรุขระและติดตั้งเหล็กยึดรัง	369,820 บาท
● งานโครงสร้าง ( คอนกรีตและเสริมเหล็ก )	646,706 บาท
● งานซ่อมแซมรอยแตกร้าว	184,000 บาท
● งานซ่อมแซมผิวนนหลับ	150,000 บาท
● งานอื่นๆ	50,000 บาท
● ค่าบริหารจัดการและกำไร	404,342 บาท

รวมค่าใช้จ่ายทั้งสิ้น (รวมภาษี 7%) 3,316,956 บาท

รายละเอียดการประเมินค่าใช้จ่ายแสดงไว้ใน ภาคผนวก จ

ภาคผนวก ก: ผลสำรวจ Visual Inspection



## กราฟแสดงผลการสำรวจ Visual Inspection

	Other crack	Spalling	Cross Beam Crack	Repaired	Map cracks	POSITION	M0/01	M0/02	M0/03	M0/04	M0/05	M0/06	M0/07	M0/08	M0/09	M0/10	M0/11	M0/12	M0/13	M1/01	M1/02	M1/03	M1/04	M1/05	M1/06	M1/07	M1/08	M1/09	M1/10		
Footing	Map cracks	Width of crack more than 3 mm.	Repaired	ตามเกลือ	Other crack	POSITION	M1/11	M1/12	M1/13	M1/14	M1/15	M1/16	M1/17	M1/18	M1/19	M1/20	M1/21	M1/22	M1/23	M2/01	M2/02	M2/03	M2/04	M2/05	M2/06	M2/07	M2/08	M2/09	M2/10		
Column																															
Footing																															
Column																															
POSITION																															

ไม่สามารถสำรวจได้เนื่องจากจราหารากอยู่ใต้ดิน

	Other crack	Spalling	Cross Beam Crack	Repaired	Map cracks	POSITION	M1/11	M1/12	M1/13	M1/14	M1/15	M1/16	M1/17	M1/18	M1/19	M1/20	M1/21	M1/22	M1/23	M2/01	M2/02	M2/03	M2/04	M2/05	M2/06	M2/07	M2/08	M2/09	M2/10				
Footing	Map cracks	Width of crack more than 3 mm.	Repaired	ตามเกลือ	Other crack	POSITION	M2/11	M2/12	M2/13	M2/14	M2/15	M2/16	M2/17	M2/18	M2/19	M2/20	M2/21	M2/22	M3/01	M3/02	M3/03	M3/04	M3/05	M3/06	M3/07	M3/08	M3/09	M3/10					
Column																																	
Footing																																	
Column																																	
POSITION																																	

ไม่สามารถสำรวจได้เนื่องจากจราหารากอยู่ใต้ดิน

	Other crack	Spalling	Cross Beam Crack	Repaired	Map cracks	POSITION	M3/11	M3/12	M3/13	M3/14	M3/15	M3/16	M3/17	M3/18	M3/19	M3/20	M3/21	M3/22	M3/23	M3/24	M4/01	M4/02	M4/03	M4/04	M4/05	M4/06	M4/07	M4/08	M4/09					
Footing	Map cracks	Width of crack more than 3 mm.	Repaired	ตามเกลือ	Other crack	POSITION	M3/11	M3/12	M3/13	M3/14	M3/15	M3/16	M3/17	M3/18	M3/19	M3/20	M3/21	M3/22	M3/23	M3/24	M4/01	M4/02	M4/03	M4/04	M4/05	M4/06	M4/07	M4/08	M4/09					
Column																																		
Footing																																		
Column																																		
POSITION																																		

ไม่สามารถสำรวจได้เนื่องจากจราหารากอยู่ใต้ดิน

	Other crack	Spalling	Cross Beam Crack	Repaired	Map cracks	POSITION	M4/11	M4/12	M4/13	M4/14	M4/15	M4/16	M4/17	M4/18	M4/19	M4/20	M4/21	M4/22	M4/23	M4/24	M5/01	M5/02	M5/03	M5/04	M5/05	M5/06	M5/07	M5/08	M5/09					
Footing	Map cracks	Width of crack more than 3 mm.	Repaired	ตามเกลือ	Other crack	POSITION	M4/11	M4/12	M4/13	M4/14	M4/15	M4/16	M4/17	M4/18	M4/19	M4/20	M4/21	M4/22	M4/23	M4/24	M5/01	M5/02	M5/03	M5/04	M5/05	M5/06	M5/07	M5/08	M5/09					
Column																																		
Footing																																		
Column																																		
POSITION																																		

ไม่สามารถสำรวจได้เนื่องจากจราหารากอยู่ใต้ดิน

## การไฟแสดงผลการสำรวจนิรภัย Visual Inspection

ไม่สามารถสำรองได้เพื่อองค์กรอื่นๆ



ไม่สามารถสำรองได้เนื่องจากว่าหน่วยงานของไทยติด



ໄກສາມາຮາສໍາວົຈໄດ້ເນື່ອງຈາກລູ້ນາຮາກອູໂຕດິນ



ໄກສາມາຮາສໍາວົຈໄດ້ເນື່ອງຈາກລູ້ນາຮາກອູໂຕດິນ



## กราฟแสดงผลการสำรวจ Visual Inspection

Site Observation Report											
Position	Crack Type			Crack Description			Crack Location			Crack Status	
	Column	Footing	Other	Length (m)	Width (mm)	Depth (mm)	Location	Condition	Severity	Notes	Repair Status
M8/06	*	*	*	1.5	3	10	Base	Widened	Severe	Crack width increased to 3 mm.	Not Repaired
M8/07	*	*	*	1.5	3	10	Base	Widened	Severe	Crack width increased to 3 mm.	Not Repaired
M8/08	*	*	*	1.5	3	10	Base	Widened	Severe	Crack width increased to 3 mm.	Not Repaired
M8/09	*	*	*	1.5	3	10	Base	Widened	Severe	Crack width increased to 3 mm.	Not Repaired
M8/10	*	*	*	1.5	3	10	Base	Widened	Severe	Crack width increased to 3 mm.	Not Repaired
M8/11	*	*	*	1.5	3	10	Base	Widened	Severe	Crack width increased to 3 mm.	Not Repaired
M8/12	*	*	*	1.5	3	10	Base	Widened	Severe	Crack width increased to 3 mm.	Not Repaired
M8/13	*	*	*	1.5	3	10	Base	Widened	Severe	Crack width increased to 3 mm.	Not Repaired
M8/14	*	*	*	1.5	3	10	Base	Widened	Severe	Crack width increased to 3 mm.	Not Repaired
M8/15	*	*	*	1.5	3	10	Base	Widened	Severe	Crack width increased to 3 mm.	Not Repaired
M8/16	*	*	*	1.5	3	10	Base	Widened	Severe	Crack width increased to 3 mm.	Not Repaired
M8/17	*	*	*	1.5	3	10	Base	Widened	Severe	Crack width increased to 3 mm.	Not Repaired
M8/18	*	*	*	1.5	3	10	Base	Widened	Severe	Crack width increased to 3 mm.	Not Repaired
M8/19	*	*	*	1.5	3	10	Base	Widened	Severe	Crack width increased to 3 mm.	Not Repaired
M8/20	*	*	*	1.5	3	10	Base	Widened	Severe	Crack width increased to 3 mm.	Not Repaired
M8/21	*	*	*	1.5	3	10	Base	Widened	Severe	Crack width increased to 3 mm.	Not Repaired
M8/22	*	*	*	1.5	3	10	Base	Widened	Severe	Crack width increased to 3 mm.	Not Repaired
M8/23	*	*	*	1.5	3	10	Base	Widened	Severe	Crack width increased to 3 mm.	Not Repaired
M9/01	*	*	*	1.5	3	10	Base	Widened	Severe	Crack width increased to 3 mm.	Not Repaired
M9/02	*	*	*	1.5	3	10	Base	Widened	Severe	Crack width increased to 3 mm.	Not Repaired
M9/03	*	*	*	1.5	3	10	Base	Widened	Severe	Crack width increased to 3 mm.	Not Repaired
M9/04	*	*	*	1.5	3	10	Base	Widened	Severe	Crack width increased to 3 mm.	Not Repaired
M9/05	*	*	*	1.5	3	10	Base	Widened	Severe	Crack width increased to 3 mm.	Not Repaired

ไม่สามารถสำรองได้เพื่องานราชการโดยติด

ไม่สามารถสำรองได้เพื่องานจากฐานงานอยู่ได้เดียว

ไม่สามารถสำรวจนัดเพื่องจากฐานรากอยู่ใต้ดิน

ໄສ່ສາມາ ວິສໍາຮ່ວງໃດເນື້ອງຈາກຈົນຮາກອຍໃຫ້ດີເນັ້ນ											
Position											
Column	Other crack	Spalling	Cross Beam Crack	Repaired	Map cracks	Other crack	Spalling	Cross Beam Crack	Repaired	Map cracks	Other crack
M11/04	M11/05	M11/06	M11/07	M11/08	M11/09	M11/10	M11/11	M11/12	M11/13	M11/14	M11/15
Footing	Map cracks	width of crack more than 3 mm.	Repaired	Repair cracks	Other crack						

ໃກ່ສາມາຮັຍສໍາງຈຳໄດ້ເນື້ອຈາກລົງທະບຽນຮາກອຸປະຕິບັນ

## กราฟแสดงผลการสำรวจ Visual Inspection

ไม่สามารถสำรองจากภัยไว้ได้

ໄກສາມາຮັດສໍາວຽຈໄດ້ເນື່ອງຈາກລູ້ນາຮາກອູໂຕດິນ

ໄກສາມາຮັດສໍາວອຈໄດ້ເນື່ອງຈາກລູ້ນາຮາກອູໂຕດິນ

ໃກ່ສາມາຮັດສໍາງວະໄດ້ເນື້ອຈາກລົງທະບຽນຮາກອຸປະຕິບັນ

## กราฟแสดงผลการสำรวจ Visual Inspection

POSITION	Column	Map cracks												Map cracks											
		M16/02	M16/03	M16/04	M16/05	M16/06	M16/07	M16/08	M16/09	M16/10	M16/11	M16/12	M16/13	M16/14	M16/15	M16/16	M16/17	M16/18	M16/19	M16/20	M16/21	M16/22	M16/23	M17/01	
Footing	Other crack	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
	Spalling																								
	Cross Beam Crack	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
	Repaired																								
	Map cracks	*	*																						

**ໄລ່ສາມາດສໍາරັງໄດ້ເພື່ອຈາກລົງທະບຽນ**

ไม่สามารถสำรองได้เนื่องจากจราจรอยู่ใต้ดิน

ไม่สามารถสำรองได้เนื่องจากฐานรากอยู่ใต้ดิน

ไม่สามารถสำรวจนัดเพื่องจากข้อความใดๆ

ໄຊສາມາຮອດສໍາງຈຳໄດ້ເນື້ອງຈາກລູ້ນຮາກອຸ່ນໃຕ້ຈີນ

## กราฟแสดงผลการสำรวจ Visual Inspection

<b>ไม่สามารถสำรวจได้เนื่องจากจราจรอยู่ในติดน</b>																								
<b>ไม่สามารถสำรวจได้เนื่องจากจราจรอยู่ในติดน</b>																								
<b>ไม่สามารถสำรวจได้เนื่องจากจราจรอยู่ในติดน</b>																								
POSITION	M20/02	M20/03	M20/04	M20/05	M20/06	M20/07	M20/08	M20/09	M20/10	M20/11	M20/12	M20/13	M20/14	M20/15	M20/16	M20/17	M20/18	M20/19	M20/20	M20/21	M20/22	M20/23	M21/01	
Column	Map cracks												*											
<b>Footing</b>	Map cracks												*											
Column	Map cracks												*											
POSITION	M21/02	M21/03	M21/04	M21/05	M21/06	M21/07	M21/08	M21/09	M21/10	M21/11	M21/12	M21/13	M21/14	M21/15	M21/16	M21/17	M21/18	M21/19	M21/20	M21/21	M21/22	M21/23	M22/01	
Column	Map cracks												*											
POSITION	M22/02	M22/03	M22/04	M22/05	M22/06	M22/07	M22/08	M22/09	M22/10	M22/11	M22/12	M22/13	M22/14	M22/15	M22/16	M22/17	M22/18	M22/19	M22/20	M22/21	M22/22	M22/23	M23/01	
Column	Map cracks												*											
POSITION	M23/02	M23/03	M23/04	M23/05	M23/06	M23/07	M23/08	M23/09	M23/10	M23/11	M23/12	M23/13	M23/14	M23/15	M23/16	M23/17	M23/18	M23/19	M23/20	M23/21	M23/22	M23/23	M24/01	
Column	Map cracks												*											
POSITION	M24/02	M24/03	M24/04	M24/05	M24/06	M24/07	M24/08	M24/09	M24/10	M24/11	M24/12	M24/13	M24/14	M24/15	M24/16	M24/17	M24/18	M24/19	M24/20	M24/21	M24/22	M24/23	M24/24	
<b>Footing</b>	Map cracks												*											
Column	Map cracks												*											
POSITION	M25/02	M25/03	M25/04	M25/05	M25/06	M25/07	M25/08	M25/09	M25/10	M25/11	M25/12	M25/13	M25/14	M25/15	M25/16	M25/17	M25/18	M25/19	M25/20	M25/21	M25/22	M25/23	M25/24	
Column	Map cracks												*											
POSITION	M26/02	M26/03	M26/04	M26/05	M26/06	M26/07	M26/08	M26/09	M26/10	M26/11	M26/12	M26/13	M26/14	M26/15	M26/16	M26/17	M26/18	M26/19	M26/20	M26/21	M26/22	M26/23	M26/24	
<b>Footing</b>	Map cracks												*											
Column	Map cracks												*											
POSITION	M27/02	M27/03	M27/04	M27/05	M27/06	M27/07	M27/08	M27/09	M27/10	M27/11	M27/12	M27/13	M27/14	M27/15	M27/16	M27/17	M27/18	M27/19	M27/20	M27/21	M27/22	M27/23	M27/24	
Column	Map cracks												*											
POSITION	M28/02	M28/03	M28/04	M28/05	M28/06	M28/07	M28/08	M28/09	M28/10	M28/11	M28/12	M28/13	M28/14	M28/15	M28/16	M28/17	M28/18	M28/19	M28/20	M28/21	M28/22	M28/23	M28/24	
<b>Footing</b>	Map cracks												*											
Column	Map cracks												*											
POSITION	M29/02	M29/03	M29/04	M29/05	M29/06	M29/07	M29/08	M29/09	M29/10	M29/11	M29/12	M29/13	M29/14	M29/15	M29/16	M29/17	M29/18	M29/19	M29/20	M29/21	M29/22	M29/23	M29/24	
Column	Map cracks												*											
POSITION	M30/02	M30/03	M30/04	M30/05	M30/06	M30/07	M30/08	M30/09	M30/10	M30/11	M30/12	M30/13	M30/14	M30/15	M30/16	M30/17	M30/18	M30/19	M30/20	M30/21	M30/22	M30/23	M30/24	
<b>Footing</b>	Map cracks												*											
Column	Map cracks												*											
POSITION	M31/02	M31/03	M31/04	M31/05	M31/06	M31/07	M31/08	M31/09	M31/10	M31/11	M31/12	M31/13	M31/14	M31/15	M31/16	M31/17	M31/18	M31/19	M31/20	M31/21	M31/22	M31/23	M31/24	
Column	Map cracks												*											
POSITION	M32/02	M32/03	M32/04	M32/05	M32/06	M32/07	M32/08	M32/09	M32/10	M32/11	M32/12	M32/13	M32/14	M32/15	M32/16	M32/17	M32/18	M32/19	M32/20	M32/21	M32/22	M32/23	M32/24	
<b>Footing</b>	Map cracks												*											
Column	Map cracks												*											
POSITION	M33/02	M33/03	M33/04	M33/05	M33/06	M33/07	M33/08	M33/09	M33/10	M33/11	M33/12	M33/13	M33/14	M33/15	M33/16	M33/17	M33/18	M33/19	M33/20	M33/21	M33/22	M33/23	M33/24	
Column	Map cracks												*											
POSITION	M34/02	M34/03	M34/04	M34/05	M34/06	M34/07	M34/08	M34/09	M34/10	M34/11	M34/12	M34/13	M34/14	M34/15	M34/16	M34/17	M34/18	M34/19	M34/20	M34/21	M34/22	M34/23	M34/24	
<b>Footing</b>	Map cracks												*											
Column	Map cracks												*											
POSITION	M35/02	M35/03	M35/04	M35/05	M35/06	M35/07	M35/08	M35/09	M35/10	M35/11	M35/12	M35/13	M35/14	M35/15	M35/16	M35/17	M35/18	M35/19	M35/20	M35/21	M35/22	M35/23	M35/24	
Column	Map cracks												*											
POSITION	M36/02	M36/03	M36/04	M36/05	M36/06	M36/07	M36/08	M36/09	M36/10	M36/11	M36/12	M36/13	M36/14	M36/15	M36/16	M36/17	M36/18	M36/19	M36/20	M36/21	M36/22	M36/23	M36/24	
<b>Footing</b>	Map cracks												*											
Column	Map cracks												*											
POSITION	M37/02	M37/03	M37/04	M37/05	M37/06	M37/07	M37/08	M37/09	M37/10	M37/11	M37/12	M37/13	M37/14	M37/15	M37/16	M37/17	M37/18	M37/19	M37/20	M37/21	M37/22	M37/23	M37/24	
Column	Map cracks												*											
POSITION	M38/02	M38/03	M38/04	M38/05	M38/06	M38/07	M38/08	M38/09	M38/10	M38/11	M38/12	M38/13	M38/14	M38/15	M38/16	M38/17	M38/18	M38/19	M38/20	M38/21	M38/22	M38/23	M38/24	
<b>Footing</b>	Map cracks												*											
Column	Map cracks												*											
POSITION	M39/02	M39/03	M39/04	M39/05	M39/06	M39/07	M39/08	M39/09	M39/10	M39/11	M39/12	M39/13	M39/14	M39/15	M39/16	M39/17	M39/18	M39/19	M39/20	M39/21	M39/22	M39/23	M39/24	
Column	Map cracks												*											
POSITION	M40/02	M40/03	M40/04	M40/05	M40/06	M40/07	M40/08	M40/09	M40/10	M40/11	M40/12	M40/13	M40/14	M40/15	M40/16	M40/17	M40/18	M40/19	M40/20	M40/21	M40/22	M40/23	M40/24	
<b>Footing</b>	Map cracks												*											
Column	Map cracks												*											
POSITION	M41/02	M41/03	M41/04	M41/05	M41/06	M41/07	M41/08	M41/09	M41/10	M41/11	M41/12	M41/13	M41/14	M41/15	M41/16	M41/17	M41/18	M41/19	M41/20	M41/21	M41/22	M41/23	M41/24	
Column	Map cracks												*											
POSITION	M42/02	M42/03	M42/04	M42/05	M42/06	M42/07	M42/08	M42/09	M42/10	M42/11	M42/12	M42/13	M42/14	M42/15	M42/16	M42/17	M42/18	M42/19	M42/20	M42/21	M42/22	M42/23	M42/24	
<b>Footing</b>	Map cracks												*											
Column	Map cracks												*											
POSITION	M43/02	M43/03	M43/04	M43/05	M43/06	M43/07	M43/08	M43/09	M43/10	M43/11	M43/12	M43/13	M43/14	M43/15	M43/16	M43/17	M43/18	M43/19	M43/20	M43/21	M43/22	M43/23	M43/24	
Column	Map cracks												*											
POSITION	M44/02	M44/03	M44/04	M44/05	M44/06	M44/07	M44/08	M44/09	M44/10	M44/11	M44/12	M44/13	M44/14	M44/15	M44/16	M44/17	M44/18	M44/19	M44/20	M44/21	M44/22	M44/23	M44/24	
<b>Footing</b>	Map cracks												*											
Column	Map cracks												*											
POSITION	M45/02	M45/03	M45/04</td																					

## การนำเสนอผลการสำรวจ Visual Inspection

## กราฟแสดงผลการสำรวจ Visual Inspection

POSITION	Column	Map cracks										สะพานข้ามคลอง				*				*				
		M27/24	M28/01	M28/02	M28/03	M28/04	M28/05	M28/06	M28/07	M28/08	M28/09	M28/10	M28/11	M28/12	M28/13	M28/14	M28/15	M28/16	M28/17	M28/18	M28/19	M28/20	M28/21	M28/22
Footing	Other crack	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
	Spalling																							
	Cross Beam Crack	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
	Repaired																							
	Map cracks	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
	POSITIVE	M27/24	M28/01	M28/02	M28/03	M28/04	M28/05	M28/06	M28/07	M28/08	M28/09	M28/10	M28/11	M28/12	M28/13	M28/14	M28/15	M28/16	M28/17	M28/18	M28/19	M28/20	M28/21	M28/22

\* ไม่สามารถสำรวจนัดเนื่องจากลักษณะทางกายภาพ

ไม่สามารถสำรองได้เนื่องจากจราจรอยู่ติดกัน

1

1

POSITION		M30/22	M30/23	M31/01	M31/02	M31/03	M31/04	M31/05	M31/06	M31/07	M31/08	M31/09	M31/10	M31/11	M31/12	M31/13	M31/14	M31/15	M31/16	M31/17	M31/18	M31/19	M31/20	M31/21
Column	Footing																							
Other crack		*	*		*					*	*			*	*		*	*			*		*	
Spalling			*							*	*			*	*		*			*		*		*
Cross Beam Crack		*	*		*		*			*	*			*	*		*			*		*		*
Repaired			*				*			*				*			*			*		*		*
Map cracks		*	*				*			*				*			*			*		*		*
Column		M30/22	M30/23	M31/01	M31/02	M31/03	M31/04	M31/05	M31/06	M31/07	M31/08	M31/09	M31/10	M31/11	M31/12	M31/13	M31/14	M31/15	M31/16	M31/17	M31/18	M31/19	M31/20	M31/21
POSITIVE	Footing																							
	Map cracks	*	*	*	*									*	*									
	width of crack more than 3 mm.					*																		
	Repaired			*	*									*										
	គរបាលកិត្តិវិធី													*										
	Other crack													*								*		

## กราฟแสดงผลการสำรวจ Visual Inspection



## ການແຜສະດົງເບລກຄາສ່າງວັດ Visual Inspection

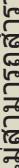
+ 36 00 Km

## การนำเสนอผลการสำรวจ Visual Inspection

Column POSITION	Footing	Map cracks																							
		M41/18	M41/19	M41/20	M41/21	M41/22	M41/23	M41/24	M42/01	M42/02	M42/03	M42/04	M42/05	M42/06	M42/07	M42/08	M42/09	M42/10	M42/11	M42/12	M42/13	M42/14	M42/15	M42/16	
Y Other crack		*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	
Spalling		*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	
Cross Beam Crack		*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	
Repaired		*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	
Column Map cracks		*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	
POSITION	Map cracks	M41/18	M41/19	M41/20	M41/21	M41/22	M41/23	M41/24	M42/01	M42/02	M42/03	M42/04	M42/05	M42/06	M42/07	M42/08	M42/09	M42/10	M42/11	M42/12	M42/13	M42/14	M42/15	M42/16	
Footing	Map cracks								*	*	*	*	*	*	*	*	*								
	width of crack more than 3 mm.								*	*	*	*	*	*	*	*	*								
	Repaired								*	*	*	*	*	*	*	*	*								
	គ្រប់រក្សា								*	*	*	*	*	*	*	*	*								
	Other crack								*	*	*	*	*	*	*	*	*								

## การนำเสนอผลการสำรวจ Visual Inspection



	Column	Other crack	ไม่มีสามารถสำรวจได้
		Spalling	ເປື່ອງຈາກສູນຮາກຍຸ
		Cross Beam Crack	ໃນຂວາງຂອງສະພານັກມ
		Repaired	
	Footing	Map cracks	ไม่มีสามารถสำรวจได้
			ເປື່ອງຈາກສູນຮາກຍຸ
			ໃນຂວາງຂອງສະພານັກມ
		POSITION	M46/16   M46/17   M46/18   M46/19   M46/20
	Column	Map cracks	ไม่มีสามารถสำรวจได้
			ເປື່ອງຈາກສູນຮາກຍຸ
			ໃນຂວາງຂອງສະພານັກມ
		width of crack more than 3 mm.	
	Footing	Repaired	
			គາມເປົ້າ
			Other crack

## กราฟแสดงผลการสำรวจ Visual Inspection

+48.00 Km											
<b>Footing</b>		Other crack									
		Spalling	Cross Beam Crack	Repairied	Map cracks	Width of crack more than 3 mm.	Repaired	Map crackss	Width of crack more than 3 mm.	Repairied	Map cracks
<b>Column</b>	Map cracks	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
POSITION	M47/16	M47/17	M47/18	M47/19	M47/20	M47/21	M47/22	M47/23	M47/24	M48/01	M48/02
<b>Footing</b>	Map cracks	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
Column	Map cracks	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
POSITION	M48/15	M48/16	M48/17	M48/18	M48/19	M48/20	M48/21	M48/22	M48/23	M48/24	M48/25
<b>Footing</b>	Map cracks	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
Column	Map cracks	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
POSITION	M49/13	M49/14	M49/15	M49/16	M49/17	M49/18	M49/19	M49/20	M49/21	M49/22	M49/23
<b>Footing</b>	Map cracks	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
Column	Map cracks	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
POSITION	M50/11	M50/12	M50/13	M50/14	M50/15	M50/16	M50/17	M50/18	M50/19	M50/20	M50/21
<b>Footing</b>	Map cracks	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
Column	Map cracks	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*

## กราฟแสดงผลการสำรวจ Visual Inspection

		Position																						
		M51/07	M51/08	M51/09	M51/10	M51/11	M51/12	M51/13	M51/14	M51/15	M51/16	M51/17	M51/18	M51/19	M51/20	M51/21	M51/22	M51/23	M52/01	M52/02	M52/03	M52/04	M52/05	M52/06
Column	Map cracks																							
Footing	Map cracks																							
	Spalling	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
	Cross Beam Crack																							
	Repaired																							
	Crack																							
Column	Map cracks																							
POSITION	M51/07	M52/08	M52/09	M52/10	M52/11	M52/12	M52/13	M52/14	M52/15	M52/16	M52/17	M52/18	M52/19	M52/20	M52/21	M52/22	M52/23	M52/24	M53/01	M53/02	M53/03	M53/04	M53/05	
Footing	Map cracks																							
	Spalling	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
	Cross Beam Crack																							
	Repaired																							
	Crack																							
Column	Map cracks																							
POSITION	M52/07	M53/08	M53/09	M53/10	M53/11	M53/12	M53/13	M53/14	M53/15	M53/16	M53/17	M53/18	M53/19	M53/20	M53/21	M53/22	M53/23	M53/24						
Footing	Map cracks																							
	Spalling	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
	Cross Beam Crack																							
	Repaired																							
	Crack																							
Column	Map cracks																							
POSITION	M53/06	M53/07	M53/08	M53/09	M53/10	M53/11	M53/12	M53/13	M53/14	M53/15	M53/16	M53/17	*											
Footing	Map cracks													*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
	Spalling													*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
	Cross Beam Crack													*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
	Repaired													*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
	Crack													*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
Column	Map cracks													*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
POSITION	M54/05	M54/06	M54/07	M54/08	M54/09																			
Footing	Map cracks																							
	Spalling													*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
	Cross Beam Crack													*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
	Repaired													*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
	Crack													*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
Column	Map cracks													*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*

		Position																						
		M51/07	M51/08	M51/09	M51/10	M51/11	M51/12	M51/13	M51/14	M51/15	M51/16	M51/17	M51/18	M51/19	M51/20	M51/21	M51/22	M51/23	M52/01	M52/02	M52/03	M52/04	M52/05	M52/06
Column	Map cracks																							
Footing	Map cracks																							
	Spalling	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
	Cross Beam Crack																							
	Repaired																							
	Crack																							
Column	Map cracks																							
POSITION	M52/07	M53/08	M53/09	M53/10	M53/11	M53/12	M53/13	M53/14	M53/15	M53/16	M53/17	*												
Footing	Map cracks													*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
	Spalling													*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
	Cross Beam Crack													*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
	Repaired													*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
	Crack													*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
Column	Map cracks													*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	
POSITION	M53/06	M53/07	M53/08	M53/09	M53/10	M53/11	M53/12	M53/13	M53/14	M53/15	*													
Footing	Map cracks													*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
	Spalling													*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
	Cross Beam Crack													*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
	Repaired													*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
	Crack													*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
Column	Map cracks													*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	

		Position																						
		M51/07	M51/08	M51/09	M51/10	M51/11	M51/12	M51/13	M51/14	M51/15	M51/16	M51/17	M51/18	M51/19	M51/20	M51/21	M51/22	M51/23	M52/01	M52/02	M52/03	M52/04	M52/05	M52/06
Column	Map cracks																							
Footing	Map cracks																							
	Spalling	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
	Cross Beam Crack																							
	Repaired																							
	Crack																							
Column	Map cracks																							
POSITION	M52/07	M53/08	M53/09	M53/10	M53/11	M53/12	M53/13	M53/14	M53/15	M53/16	M53/17	*												
Footing	Map cracks													*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
	Spalling													*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
	Cross Beam Crack													*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
	Repaired													*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
	Crack													*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
Column	Map cracks													*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	

		Position											
		M51/07	M51/08	M51/09	M51/10	M51/11	M51/12</						

ภาคผนวก ข: ผลพิจารณาจัดลำดับความเสี่ยง



<b>Remark:</b> <input checked="" type="radio"/> Negligible to Very Low <input type="radio"/> Moderate <input type="radio"/> Severe <input type="radio"/> N/A <input type="radio"/> Not Available	ไม่พบว่าสิ่งของหรือสิ่งของมีอยู่ ลึกล้ำในงานคง สืบเชิงทางการ ในส่วนของงานวิเคราะห์
---	---



ผู้ผลิตกับผู้นำเข้าและตัวแทนจำหน่ายต่างประเทศที่มีชื่อเสียง

		ผลการพิจารณาการจัดลักษณะความเสี่ยงทางเดินเท้าและฐานราก																								
		M10/17	M10/18	M10/19	M10/20	M10/21	M10/22	M10/23	M10/24	M11/01	M11/02	M11/03	M11/04	M11/05	M11/06	M11/07	M11/08	M11/09	M11/10	M11/11	M11/12	M11/13	M11/14	M11/15	M11/16	
Column	Rating	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
POSITION	Rating	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
Footing	Rating	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
		+12.00 Km																								
		M11/17	M11/18	M11/19	M11/20	M11/21	M11/22	M11/23	M11/24	M12/01	M12/02	M12/03	M12/04	M12/05	M12/06	M12/07	M12/08	M12/09	M12/10	M12/11	M12/12	M12/13	M12/14	M12/15	M12/16	
Column	Rating	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
POSITION	Rating	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Footing	Rating	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
		+13.00 Km																								
		M12/17	M12/18	M12/19	M12/20	M12/21	M12/22	M12/23	M13/01	M13/02	M13/03	M13/04	M13/05	M13/06	M13/07	M13/08	M13/09	M13/10	M13/11	M13/12	M13/13	M13/14	M13/15	M13/16	M13/17	
Column	Rating	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
POSITION	Rating	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Footing	Rating	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
		+14.00 Km																								
		M13/18	M13/19	M13/20	M13/21	M13/22	M13/23	M14/01	M14/02	M14/03	M14/04	M14/05	M14/06	M14/07	M14/08	M14/09	M14/10	M14/11	M14/12	M14/13	M14/14	M14/15	M14/16	M14/17	M14/18	
Column	Rating	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
POSITION	Rating	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Footing	Rating	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
		+15.00 Km																								
		M14/19	M14/20	M14/21	M14/22	M14/23	M14/24	M15/01	M15/02	M15/03	M15/04	M15/05	M15/06	M15/07	M15/08	M15/09	M15/10	M15/11	M15/12	M15/13	M15/14	M15/15	M15/16	M15/17	M15/18	
Column	Rating	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
POSITION	Rating	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Footing	Rating	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

Remark:		‘‘ Neglige to Very Low’’											
		‘‘ Moderate’’											
		‘‘ Severe’’											
N/A		‘‘ Not Available’’											

ผลการพิจารณาการลัดล้าตามความเสี่ยงทางเดินทางที่เกิดขึ้นเป็นระยะเวลาระยะ

Column	Rating	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
POSITION	M16/20	M16/21	M16/22	M16/23	M17/01	M17/02	M17/03	M17/04	M17/05	M17/06	M17/07	M17/08	M17/09
Footing	N/A												
Column	Rating	○	○	○	○	○	○	●	○	○	○	●	○

↑18.00 Km

Column	Rating	○	○	○	○	○	○	●	○	○	○	●	○
POSITION	M17/21	M17/22	M17/23	M18/01	M18/02	M18/03	M18/04	M18/05	M18/06	M18/07	M18/08	M18/09	M18/10
Footing	N/A												
Column	Rating	○	○	○	○	○	○	●	○	○	○	●	○

↑18.00 Km

Column	Rating	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
POSITION	M18/22	M18/23	M19/01	M19/02	M19/03	M19/04	M19/05	M19/06	M19/07	M19/08	M19/09	M19/10	M19/11
Footing	N/A												
Column	Rating	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○

↑18.00 Km

Column	Rating	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
POSITION	M19/23	M20/01	M20/02	M20/03	M20/04	M20/05	M20/06	M20/07	M20/08	M20/09	M20/10	M20/11	M20/12
Footing	N/A												
Column	Rating	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○

↑21.00 Km

Column	Rating	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
POSITION	M21/01	M21/02	M21/03	M21/04	M21/05	M21/06	M21/07	M21/08	M21/09	M21/10	M21/11	M21/12	M21/13
Footing	N/A												
Column	Rating	○	○	○	○	○	○	●	○	○	●	●	●

↑21.00 Km



		Remark: ○ : Negligeable to Very Low ● : Moderate ○ : Severe N/A : Not Available												Remark: ● : Negligeable to Very Low ○ : Moderate ● : Severe N/A : Not Available												
		● : Negligeable to Very Low ○ : Moderate ● : Severe N/A : Not Available												● : Negligeable to Very Low ○ : Moderate ● : Severe N/A : Not Available												
		● : Negligeable to Very Low ○ : Moderate ● : Severe N/A : Not Available												● : Negligeable to Very Low ○ : Moderate ● : Severe N/A : Not Available												
Column	Rating	○	○	○	○	○	○	○	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	○	○	○	○	●	○	○	○	○	○	○	○	
POSITION	M28/06	M28/07	M28/08	M28/09	M28/10	M28/11	M28/12	M28/13	M28/14	M28/15	M28/16	M28/17	M28/18	M28/19	M28/20	M28/21	M28/22	M28/23	M29/01	M29/02	M29/03	M29/04	M29/05	M29/06		
Footing	Rating	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	●	
Column	Rating	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
POSITION	M29/07	M29/08	M29/09	M29/10	M29/11	M29/12	M29/13	M29/14	M29/15	M29/16	M29/17	M29/18	M29/19	M29/20	M29/21	M29/22	M29/23	M29/24	M30/01	M30/02	M30/03	M30/04	M30/05	M30/06		
Footing	Rating	○	●																							●
Column	Rating	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
POSITION	M30/07	M30/08	M30/09	M30/10	M30/11	M30/12	M30/13	M30/14	M30/15	M30/16	M30/17	M30/18	M30/19	M30/20	M30/21	M30/22	M30/23	M31/01	M31/02	M31/03	M31/04	M31/05	M31/06	M31/07		
Footing	Rating	●																								○
Column	Rating	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
POSITION	M31/08	M31/09	M31/10	M31/11	M31/12	M31/13	M31/14	M31/15	M31/16	M31/17	M31/18	M31/19	M31/20	M31/21	M31/22	M31/23	M32/01	M32/02	M32/03	M32/04	M32/05	M32/06	M32/07	M32/08		
Footing	Rating	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
Column	Rating	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
POSITION	M32/09	M32/10	M32/11	M32/12	M32/13	M32/14	M32/15	M32/16	M32/17	M32/18	M32/19	M32/20	M32/21	M32/22	M32/23	M32/24	M33/01	M33/02	M33/03	M33/04	M33/05	M33/06	M33/07	M33/08		
Footing	Rating	○	●																							●

บัตรประชาชนที่ออกโดยกรมการพัฒนาชุมชน ต้องมีบาร์โค้ดและต้องมีชื่อผู้ถือบัตร

საკუთრივი მოვლენების და მიზანის გადაცვა

		Remark: <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">○</span> : Negligeable to Very Low <span style="color: black; font-size: 2em;">●</span> : Moderate <span style="color: red;">●</span> : Severe N/A : Not Available																		
		น้ำหนักความเสี่ยงทางด้านความเสี่ยงตามค่าแบบที่ก่อเกณฑ์และรากฐาน																		
		Column	Rating	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
POSITION		M38/12	M38/13	M38/14	M38/15	M38/16	M38/17	M38/18	M38/19	M38/20	M38/21	M38/22	M38/23	M39/01	M39/02	M39/03	M39/04	M39/05	M39/06	
Footing																				
		Column	Rating	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
POSITION		M39/13	M39/14	M39/15	M39/16	M39/17	M39/18	M39/19	M39/20	M39/21	M39/22	M39/23	M39/24	M40/01	M40/02	M40/03	M40/04	M40/05	M40/06	
Footing																				
		Column	Rating	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
POSITION		M40/13	M40/14	M40/15	M40/16	M40/17	M40/18	M40/19	M40/20	M40/21	M40/22	M40/23	M41/01	M41/02	M41/03	M41/04	M41/05	M41/06	M41/07	
Footing																				
		Column	Rating	○	○	●	○	○	○	●	●	●	○	○	●	●	●	●	●	●
POSITION		M41/14	M41/15	M41/16	M41/17	M41/18	M41/19	M41/20	M41/21	M41/22	M41/23	M41/24	M42/01	M42/02	M42/03	M42/04	M42/05	M42/06	M42/07	
Footing																				

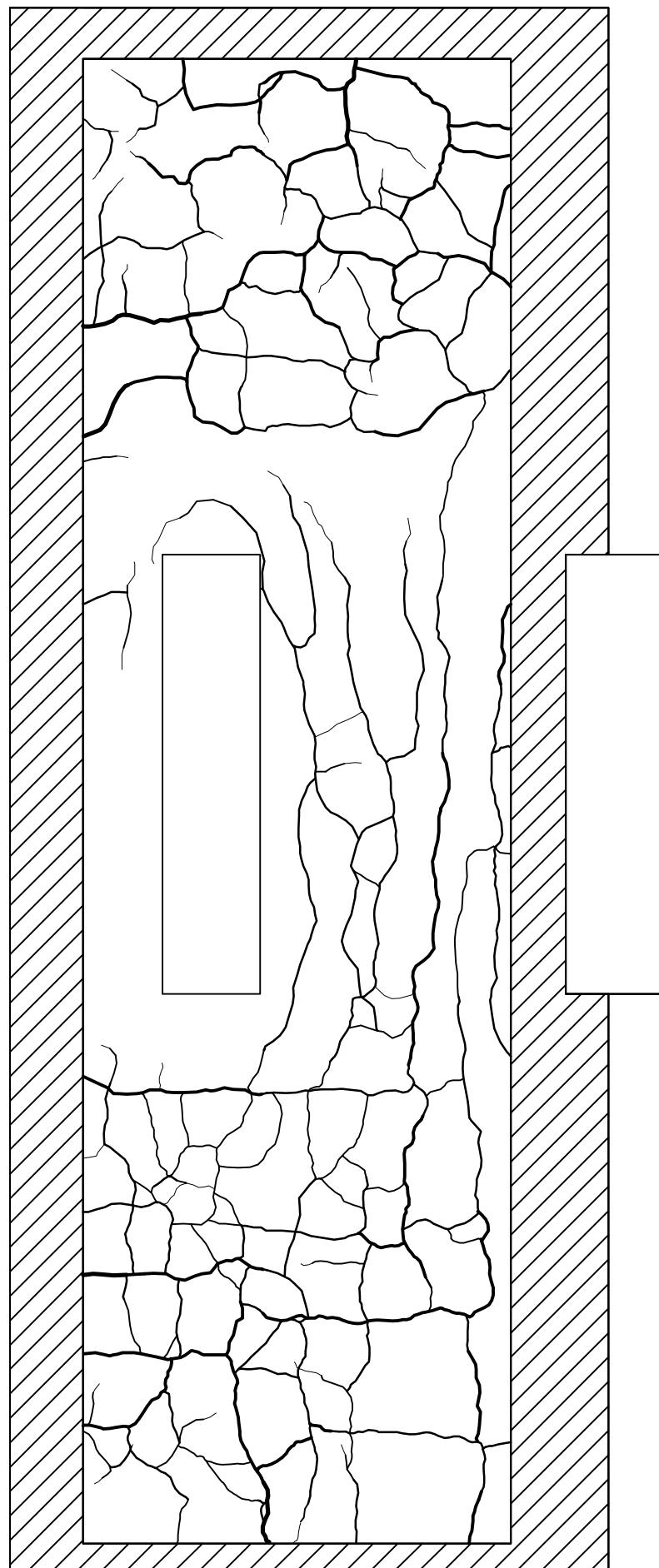
		ผู้ดูแลโครงสร้างที่รับผิดชอบเสียงความต่อเนื่องที่ต้องรับผิดชอบสิ่งแวดล้อม													
		ผู้ดูแลโครงสร้างที่รับผิดชอบเสียงความต่อเนื่องที่ต้องรับผิดชอบสิ่งแวดล้อม												หมายเหตุ	
		ผู้ดูแลโครงสร้างที่รับผิดชอบเสียงความต่อเนื่องที่ต้องรับผิดชอบสิ่งแวดล้อม												หมายเหตุ	
Column	Rating	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
POSITION	M42/14	M42/15	M42/16	M42/17	M42/18	M42/19	M42/20	M42/21	M42/22	M42/23	M42/24	M43/01	M43/02	M43/03	M43/04
Footing								●	○	●	●	○	○	○	○
Column	Rating	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
POSITION	M43/14	M43/15	M43/16	M43/17	M43/18	M43/19	M43/20	M43/21	M43/22	M43/23	M44/01	M44/02	M44/03	M44/04	M44/05
Footing				●	○	○	○	○	○	○	N/A	●	○	○	○
Column	Rating	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
POSITION	M44/15	M44/16	M44/17	M44/18	M44/19	M44/20	M44/21	M44/22	M45/01	M45/02	M45/03	M45/04	M45/05	M45/06	M45/07
Footing															
+45.00 Km															
Column	Rating	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
POSITION	M45/17	M45/18	M45/19	M45/20	M45/21	M45/22	M45/23	M45/24	M46/01	M46/02	M46/03	M46/04	M46/05	M46/06	M46/07
Footing															
+48.00 Km															
Column	Rating	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
POSITION	M46/17	M46/18	M46/19	M46/20	M46/21	M46/22	M46/23	M47/01	M47/02	M47/03	M47/04	M47/05	M47/06	M47/07	M47/08
Footing															
+48.00 Km															
Column	Rating	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
POSITION	M47/19	M47/20	M47/21	M47/22	M47/23	M47/24	M48/01	M48/02	M48/03	M48/04	M48/05	M48/06	M48/07	M48/08	M48/09
Footing															



ภาคผนวก ค: แผนที่รอยแตกร้าว



ກົດໜູນ  
ກົດໜູນທຳມະນຸ



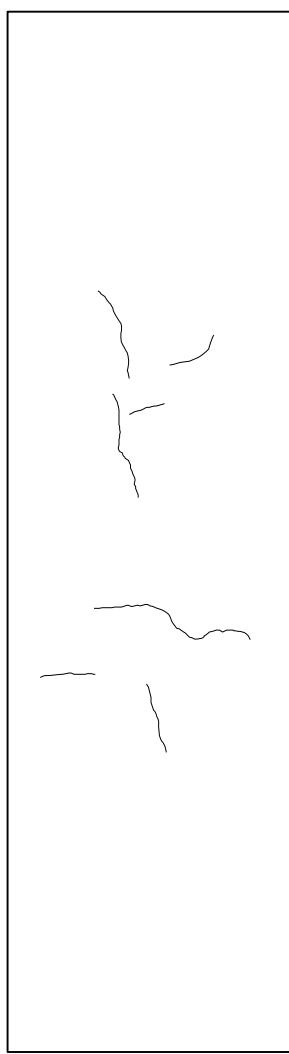
TOP VIEW(25/17)  
scale 1:50

Crack Width

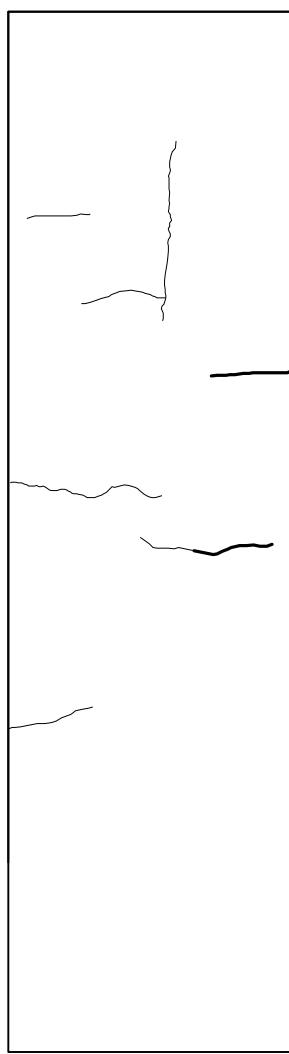
0.1-0.3 mm.
0.3-0.6 mm.
0.6-1.0 mm.
1.0-3.0 mm.
More than 3 mm.

Cannot be verified.





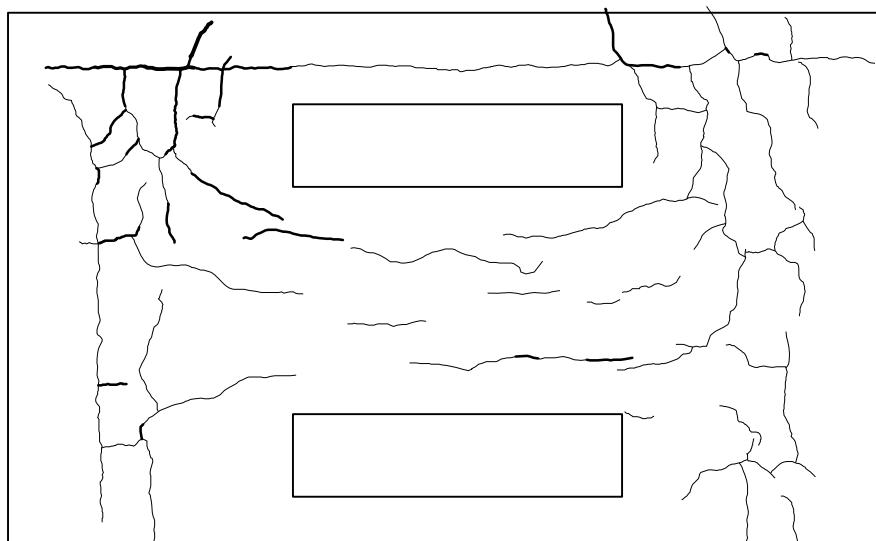
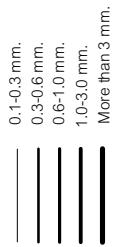
FRONT VIEW(29/24)  
scale      1:25

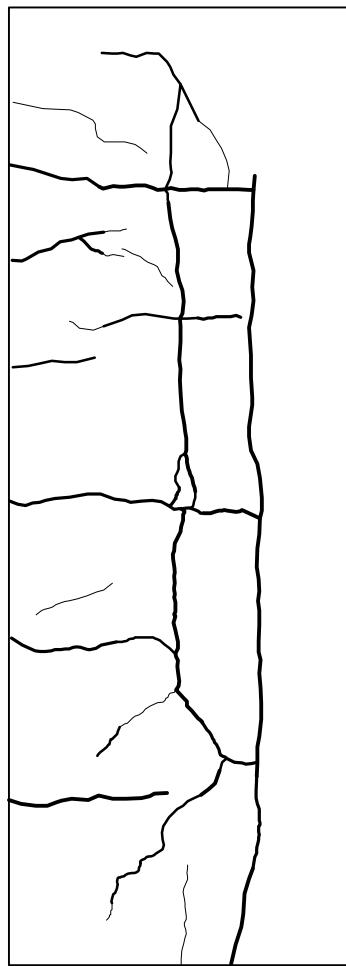


BACK VIEW(29/24)  
scale      1:25

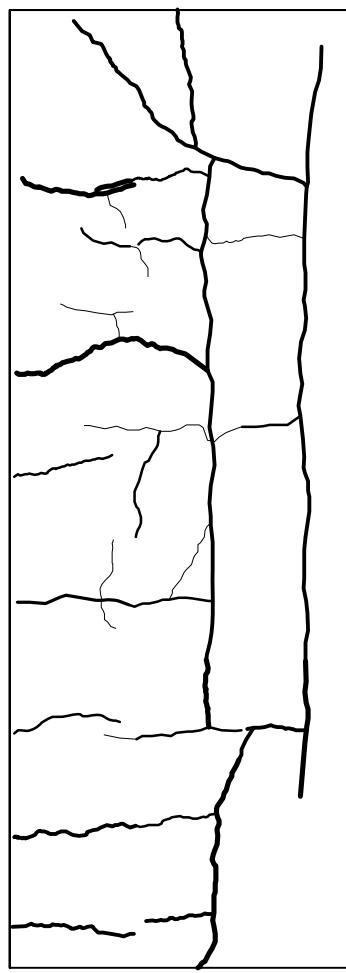
— 0.1-0.3 mm.  
— 0.3-0.6 mm.  
— 0.6-1.0 mm.  
— 1.0-3.0 mm.  
— More than 3 mm.

TOP VIEW(29/24)  
scale 1:50





FRONT VIEW(30/01)  
scale 1:25

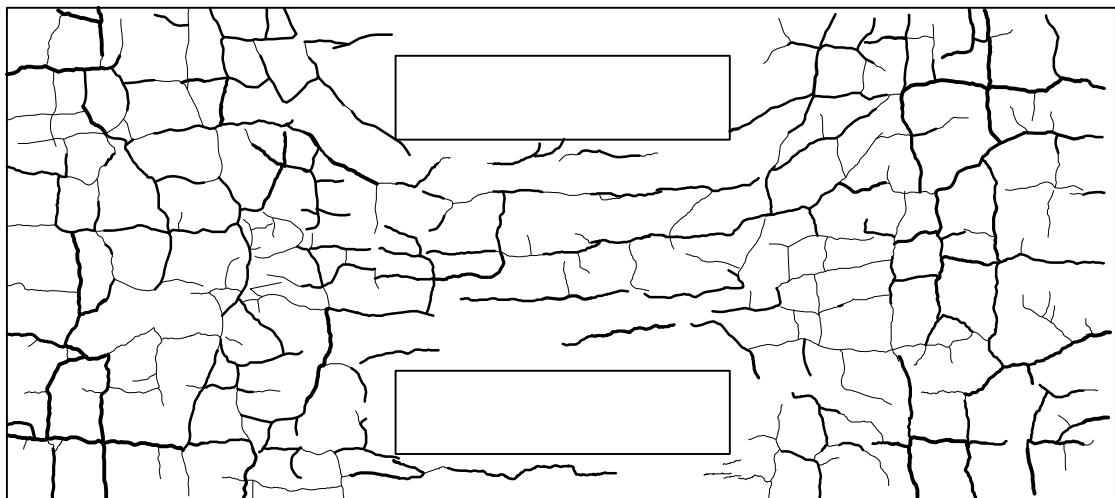


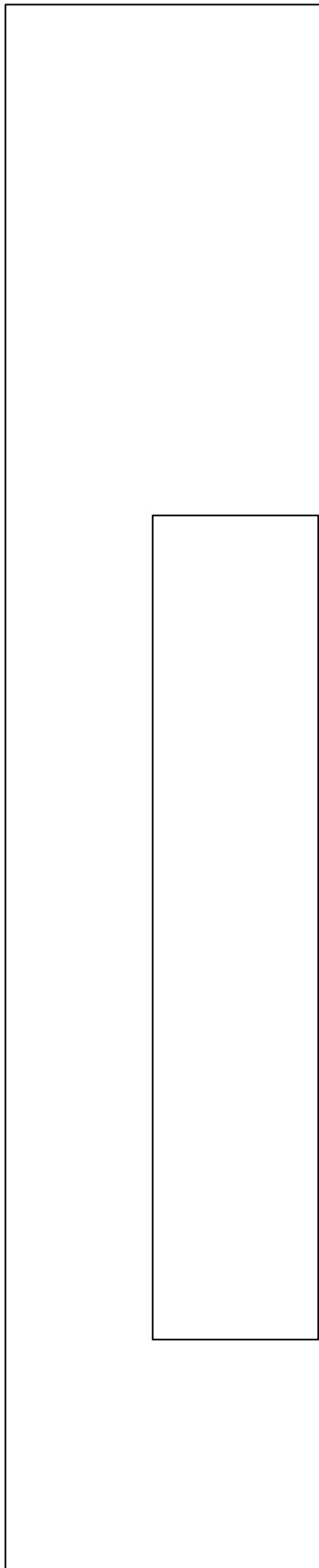
BACK VIEW(30/01)  
scale 1:25

0.1-0.3 mm.  
0.3-0.6 mm.  
0.6-1.0 mm.  
1.0-3.0 mm.  
More than 3 mm.

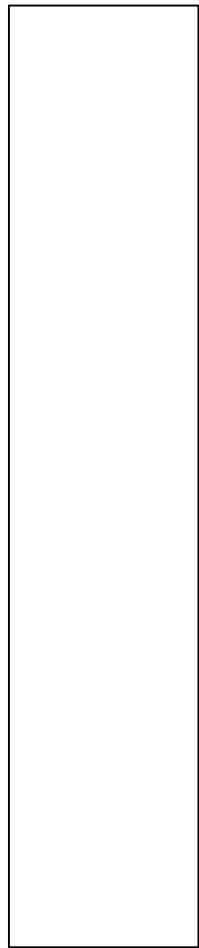
TOP VIEW(30/01) 1:50  
scale

0.1-0.3 mm.  
0.3-0.6 mm.  
0.6-1.0 mm.  
1.0-3.0 mm.  
More than 3 mm.



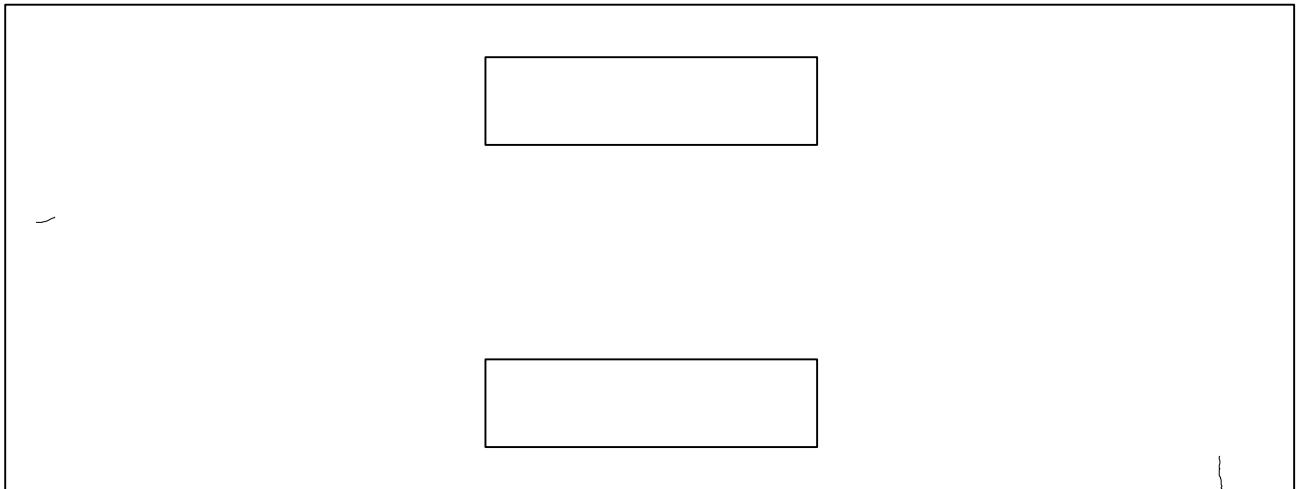


FRONT VIEW(30/06)  
scale      1:25



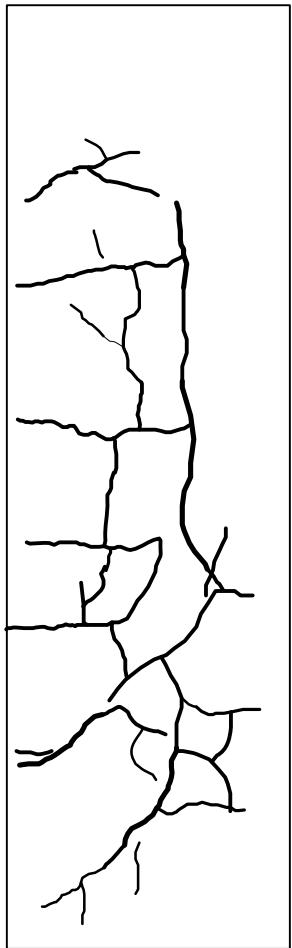
BACK VIEW(30/06)  
scale      1:25

_____	0.1-0.3 mm.
_____	0.3-0.6 mm.
_____	0.6-1.0 mm.
_____	1.0-3.0 mm.
_____	More than 3 mm.

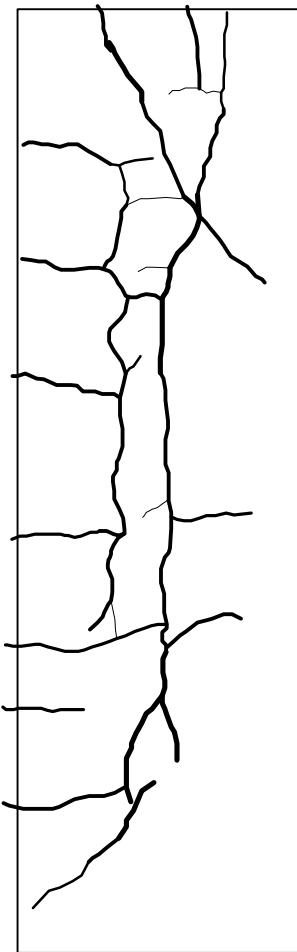


TOP VIEW(30/06)  
1:50

0.1-0.3 mm.  
0.3-0.6 mm.  
0.6-1.0 mm.  
1.0-3.0 mm.  
More than 3 mm.

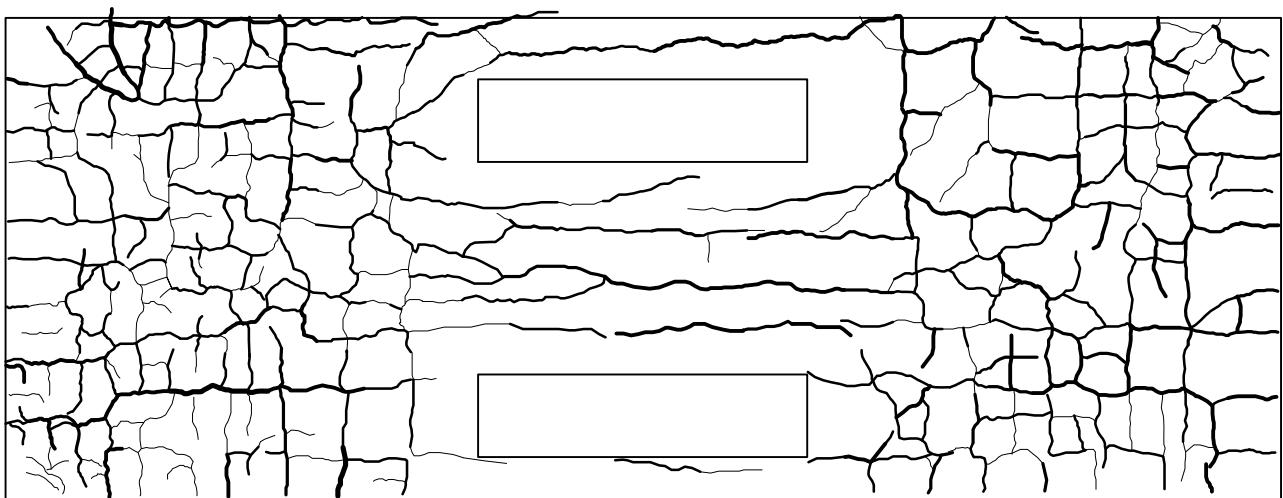


FRONT VIEW(30/07)  
scale      1:25



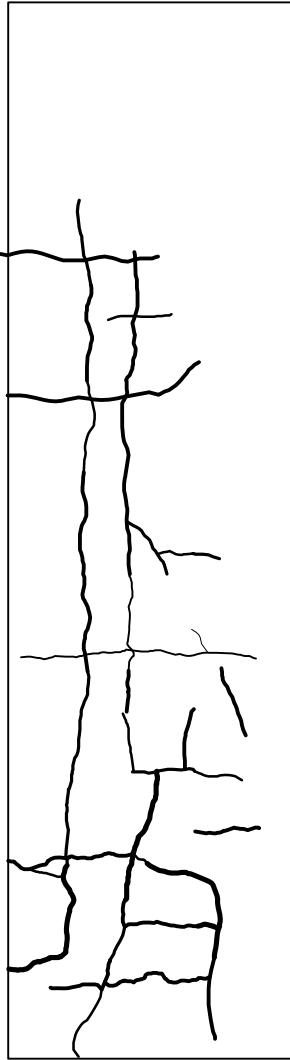
BACK VIEW(30/07)  
scale      1:25

— 0.1-0.3 mm.  
— 0.3-0.6 mm.  
— 0.6-1.0 mm.  
— 1.0-3.0 mm.  
— More than 3 mm.

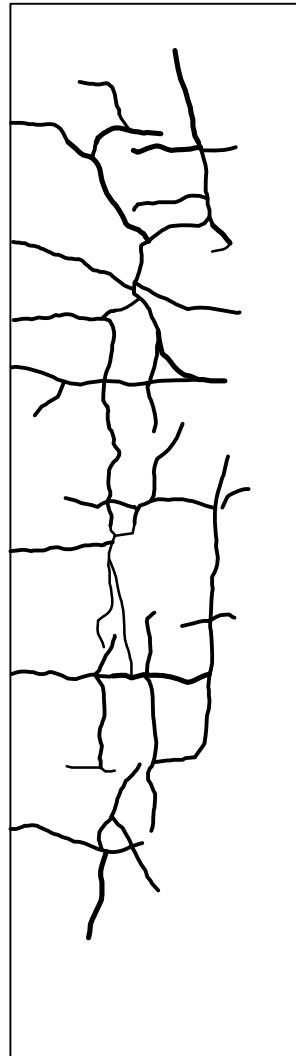


TOP VIEW(30/07)  
scale  
1:50

0.1-0.3 mm.  
0.3-0.6 mm.  
0.6-1.0 mm.  
1.0-3.0 mm.  
More than 3 mm.



FRONT VIEW(33/02)  
scale      1:25

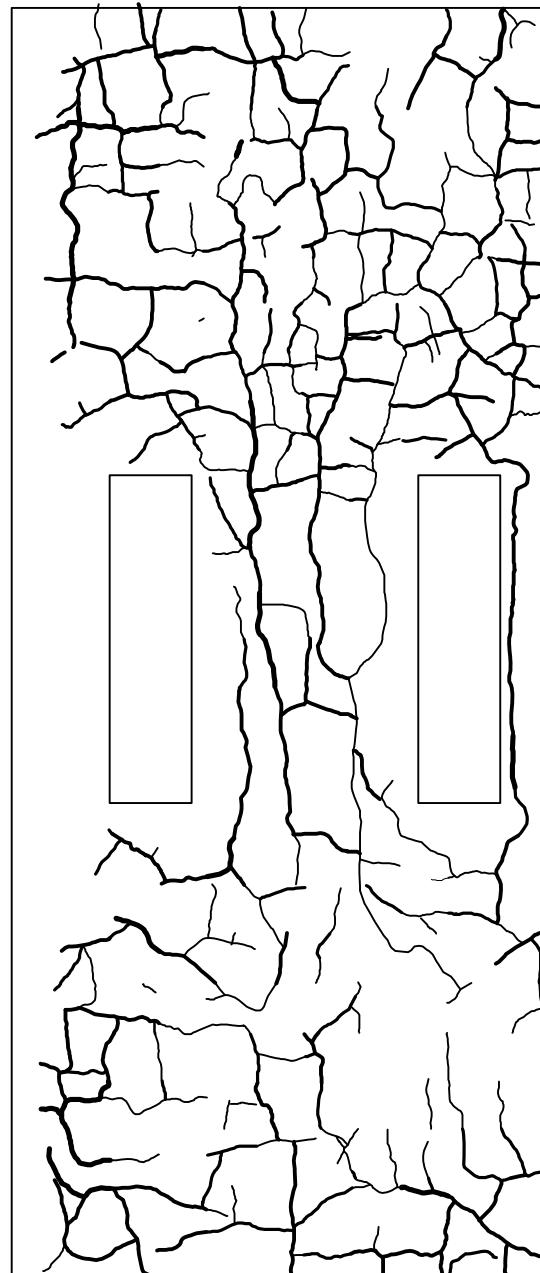


BACK VIEW(33/02)  
scale      1:25

- 0.1-0.3 mm.
- 0.3-0.6 mm.
- 0.6-1.0 mm.
- 1.0-3.0 mm.
- More than 3 mm.

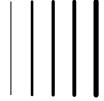
ក្រុងកាហង់

← ភាគច្បាស់

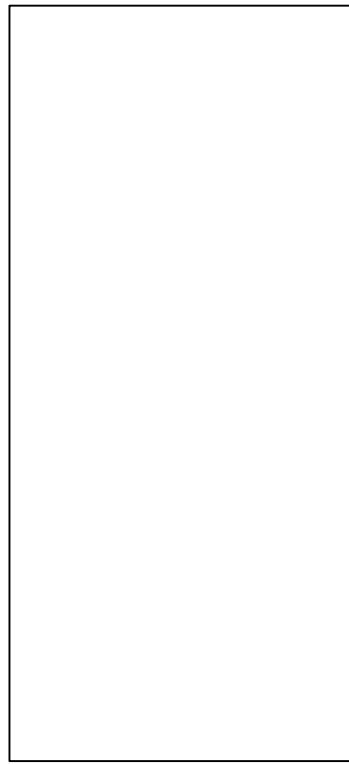


TOP VIEW(33/02)  
Scale 1:50

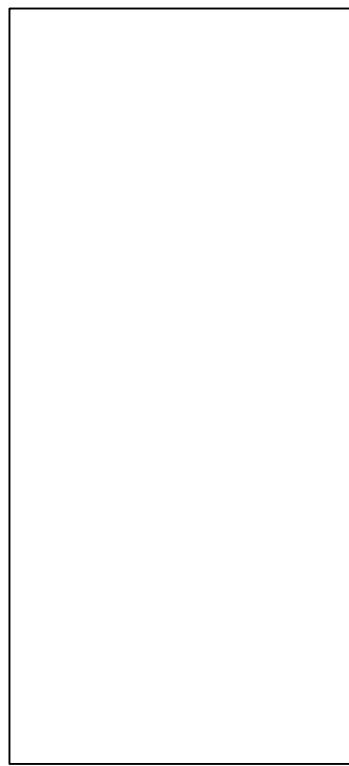
0.1-0.3 mm.  
0.3-0.6 mm.  
0.6-1.0 mm.  
1.0-3.0 mm.  
More than 3 mm.



FRONT VIEW(33/15)  
Scale 1:50



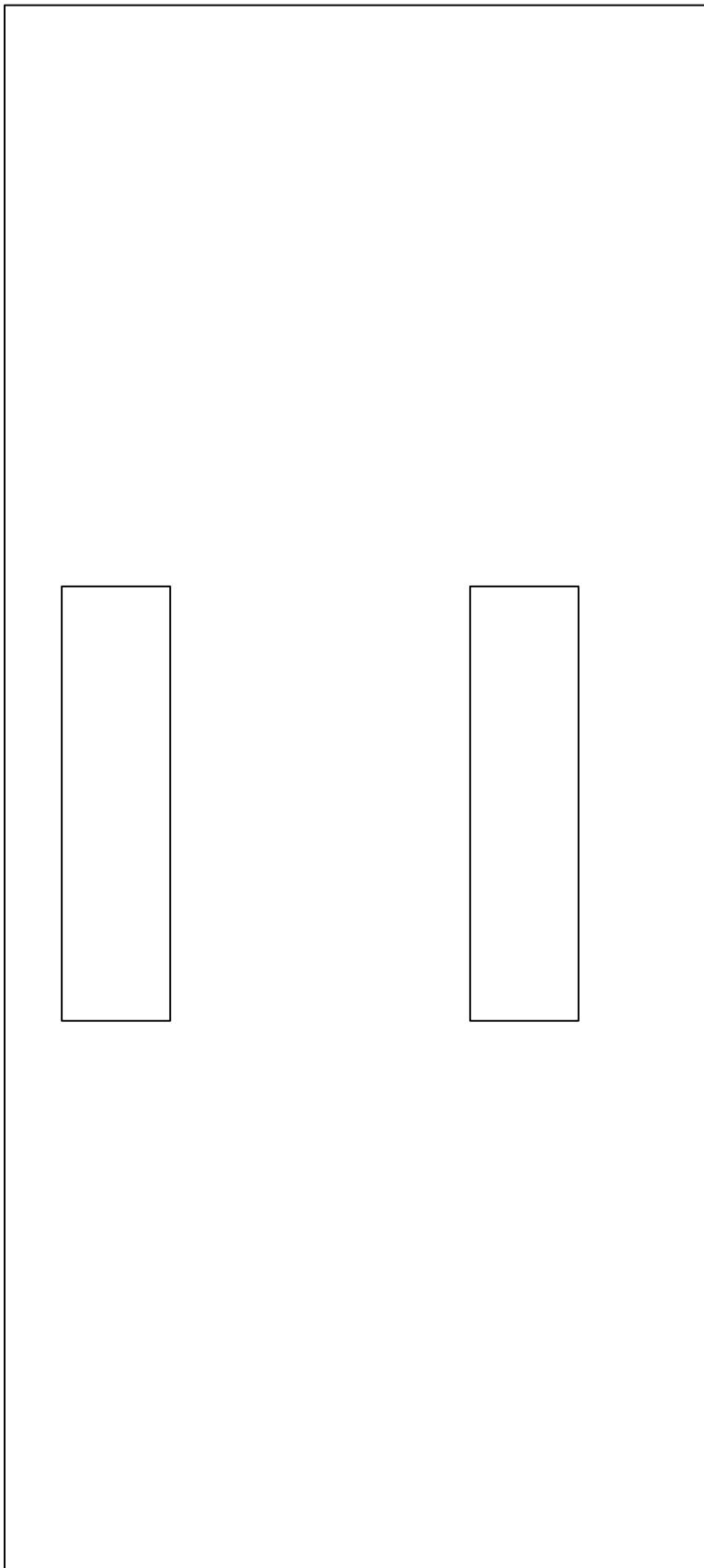
BLACK VIEW(33/15)  
Scale 1:50



0.1-0.3 mm.  
0.3-0.6 mm.  
0.6-1.0 mm.  
1.0-3.0 mm.  
More than 3 mm.

ກົງເທິພາ

ກົດໄກ



TOP VIEW(33/15)  
scale 1:100

- |                 |
|-----------------|
| 0.1-0.3 mm.     |
| 0.3-0.6 mm.     |
| 0.6-1.0 mm.     |
| 1.0-3.0 mm.     |
| More than 3 mm. |

BOTTOM VIEW(33/15)

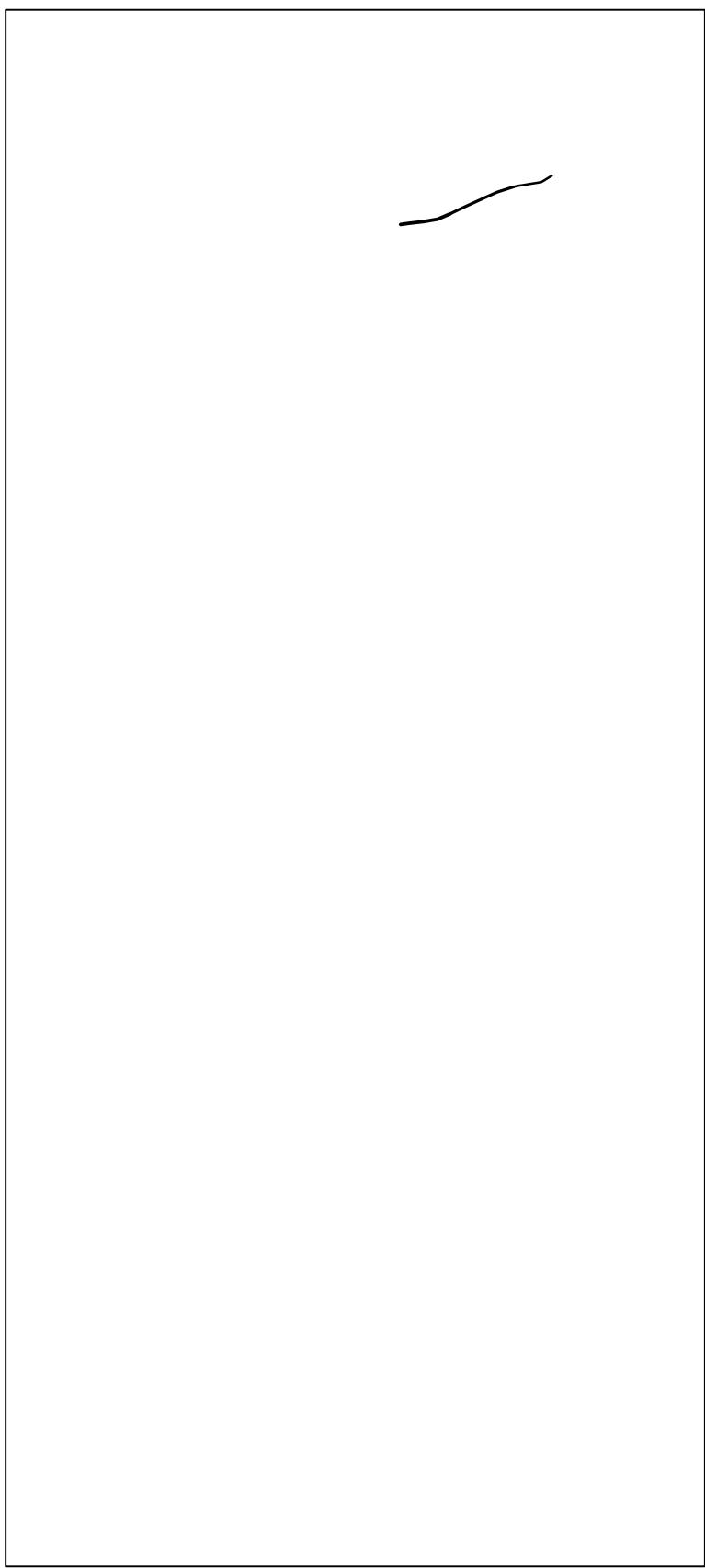
scale 1:100

0.1-0.3 mm.
0.3-0.6 mm.
0.6-1.0 mm.
1.0-3.0 mm.
More than 3 mm.

નોંધ

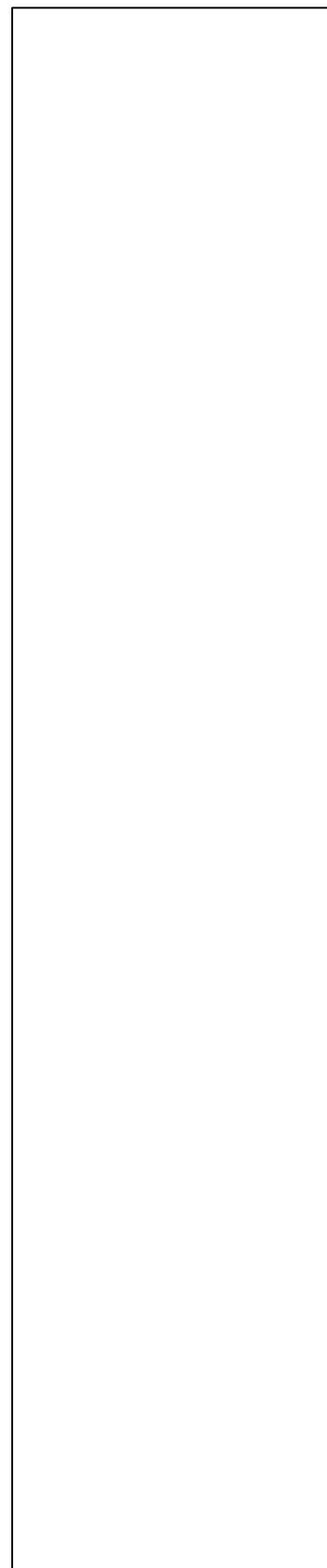


લાયર



ក្រោមពាណិជ្ជកម្ម

ក្រោមពាណិជ្ជកម្ម

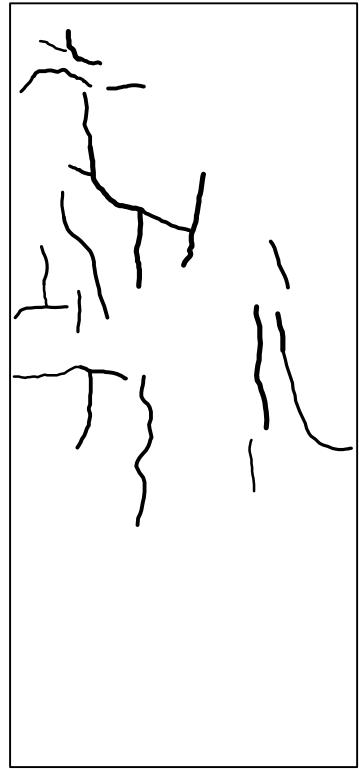


SIDE VIEW(33/15)  
scale 1:50

- 0.1-0.3 mm.
- 0.3-0.6 mm.
- 0.6-1.0 mm.
- 1.0-3.0 mm.
- More than 3 mm.

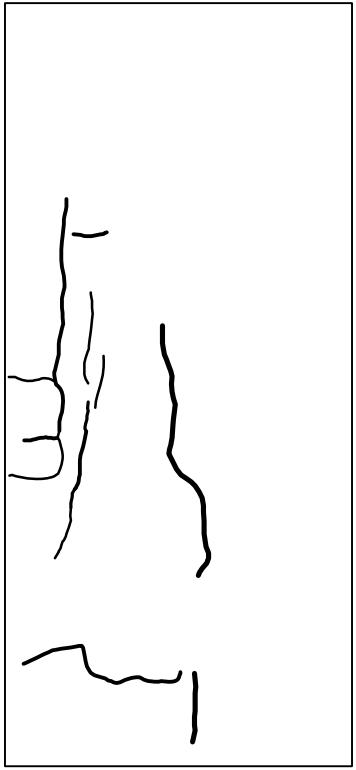
**FRONT VIEW(40/16)**

Scale 1:50



**BACK VIEW(40/16)**

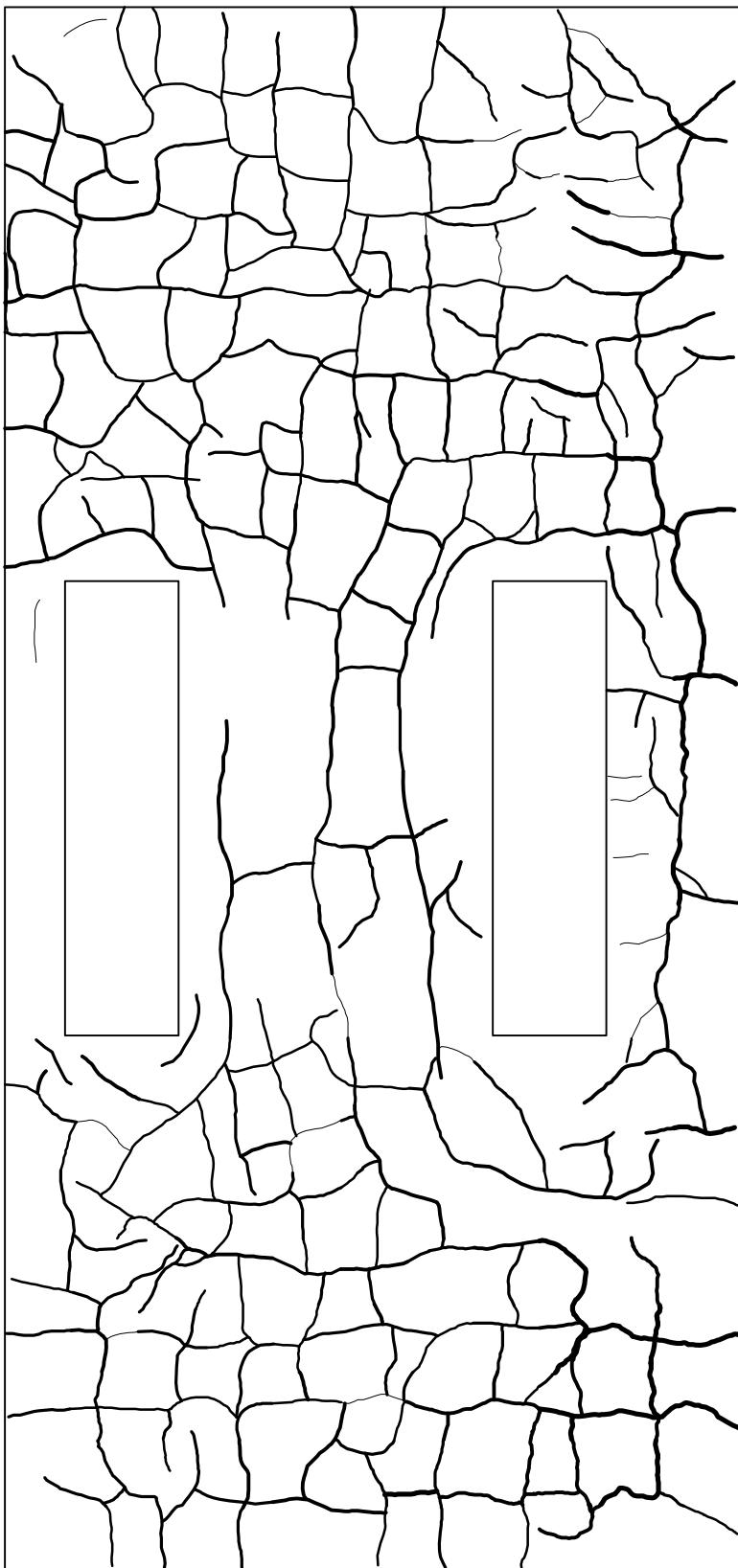
Scale 1:50



More than 3 mm.  
1.0-3.0 mm.  
0.6-1.0 mm.  
0.3-0.6 mm.  
0.1-0.3 mm.

0.1-0.3 mm.  
0.3-0.6 mm.  
0.6-1.0 mm.  
1.0-3.0 mm.  
More than 3 mm.

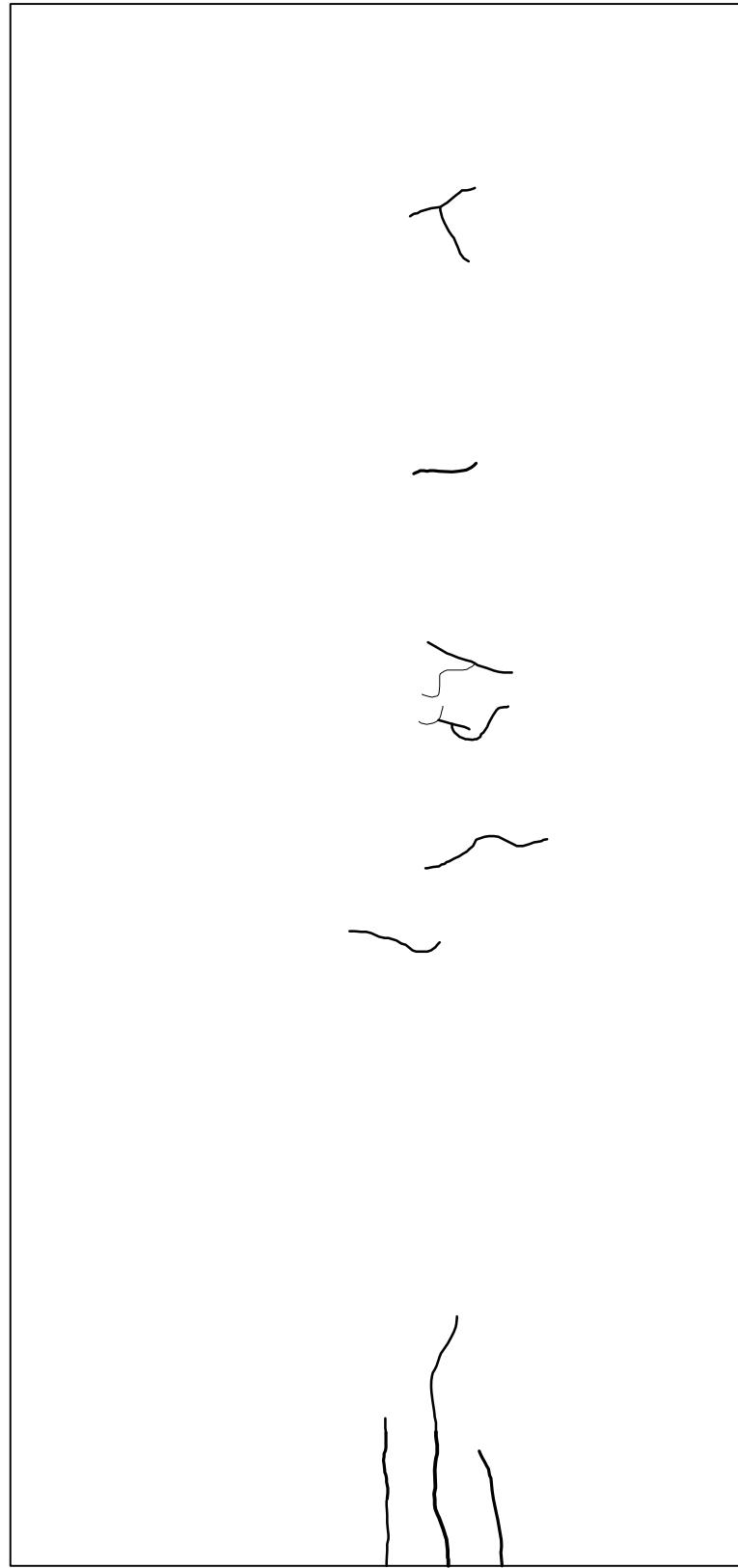
TOP VIEW(40/16)  
scale 1:50



↑  
ພាលប្ប  
↓  
ករូងពេអោ

ଗ୍ରୂହିତା

ପଦମ୍ବା

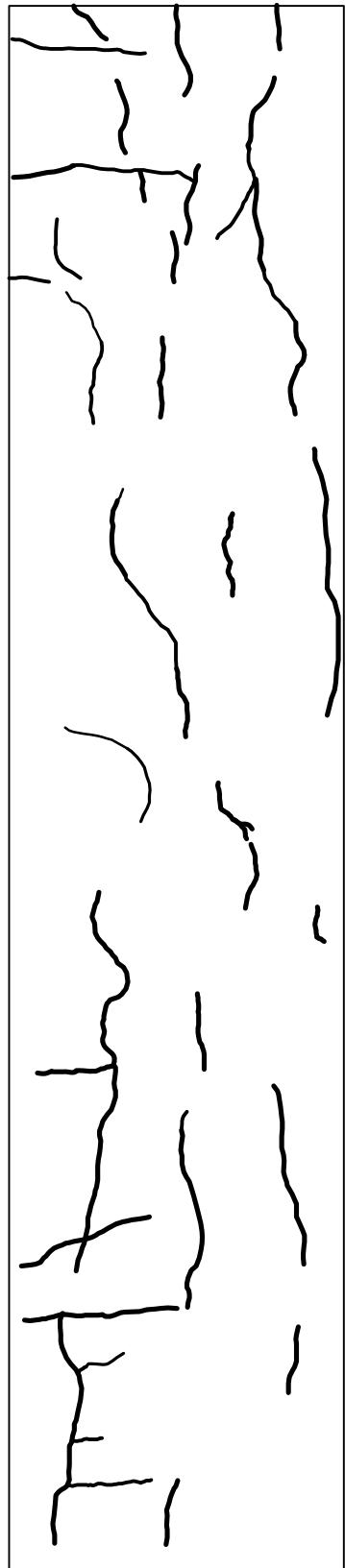


BOTTOM VIEW(40/16)  
scale 1:100

0.1-0.3 mm.  
0.3-0.6 mm.  
0.6-1.0 mm.  
1.0-3.0 mm.  
More than 3 mm.

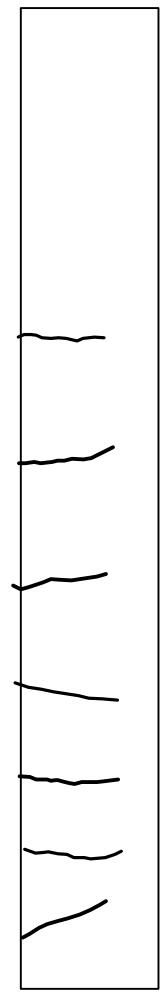
ក្រឡាហោ

→ ពាណិជ្ជកម្ម



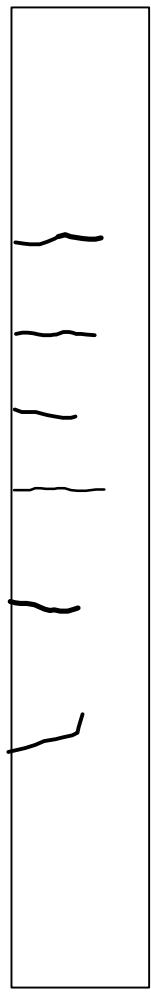
SIDE VIEW(40/16)  
scale 1:50

0.1-0.3 mm.  
0.3-0.6 mm.  
0.6-1.0 mm.  
1.0-3.0 mm.  
More than 3 mm.



FRONT VIEW(41/10)

scale  
1:25

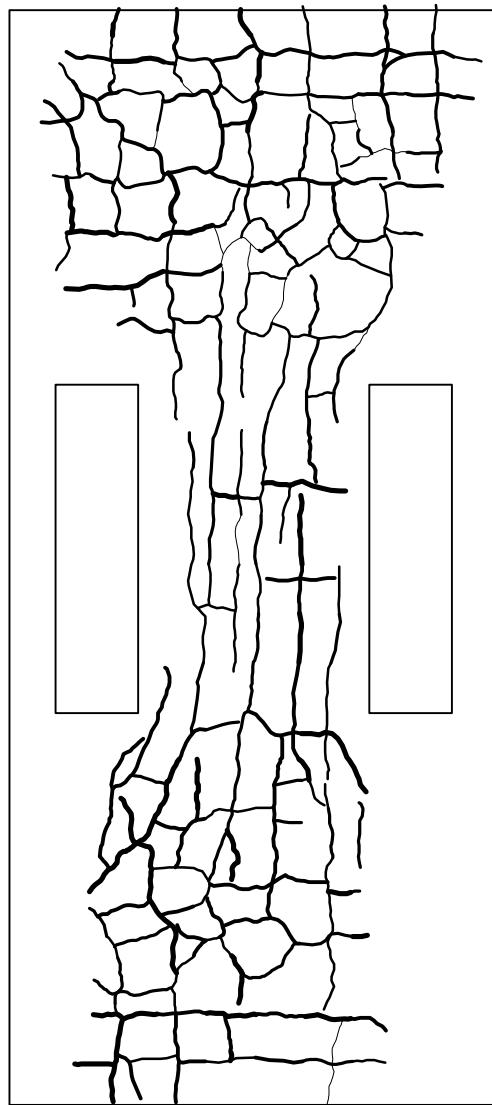


BACK VIEW(41/10)

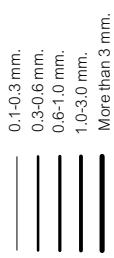
scale  
1:25

- |                 |       |
|-----------------|-------|
| 0.1-0.3 mm.     | _____ |
| 0.3-0.6 mm.     | _____ |
| 0.6-1.0 mm.     | _____ |
| 1.0-3.0 mm.     | _____ |
| More than 3 mm. | _____ |

ក្រុងពាម ផលប្លឹក

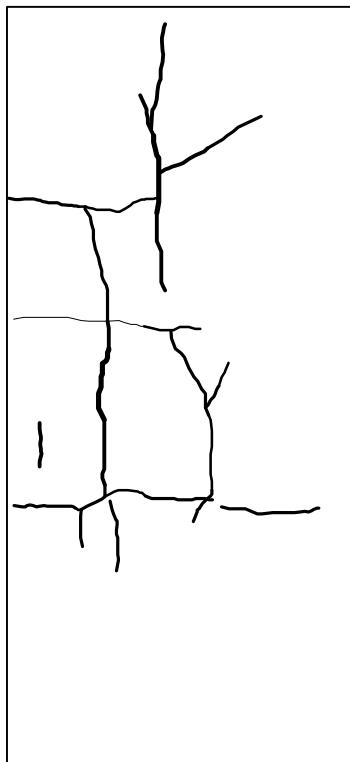


TOP VIEW(41/10)  
scale 1:50



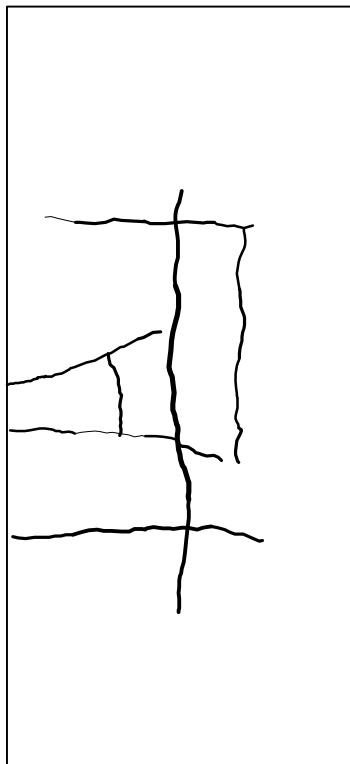
FRONT VIEW(42/23)

scale 1:50



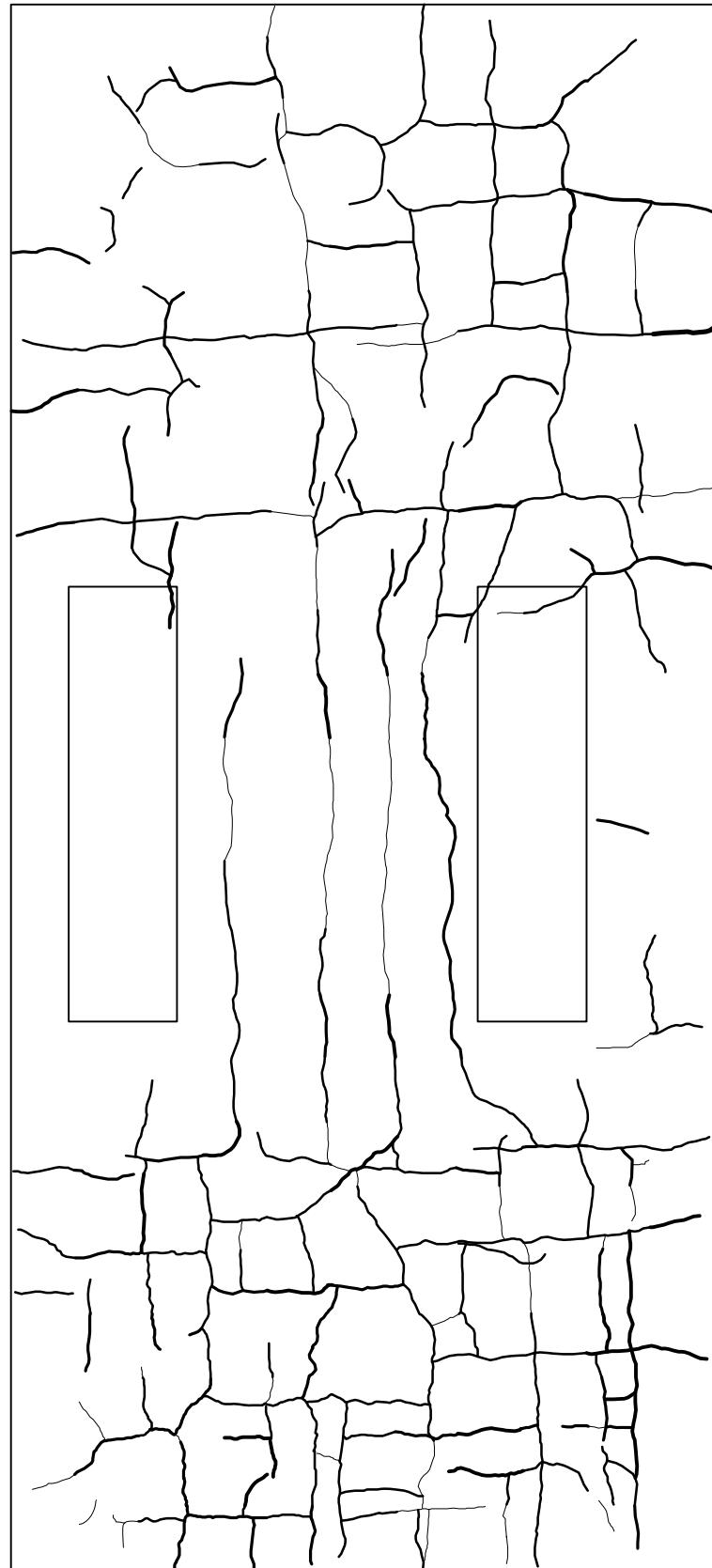
BACK VIEW(42/23)

scale 1:50



- 0.1-0.3 mm.
- 0.3-0.6 mm.
- 0.6-1.0 mm.
- 1.0-3.0 mm.
- More than 3 mm.

ଗୁଣାବଳୀ  
→



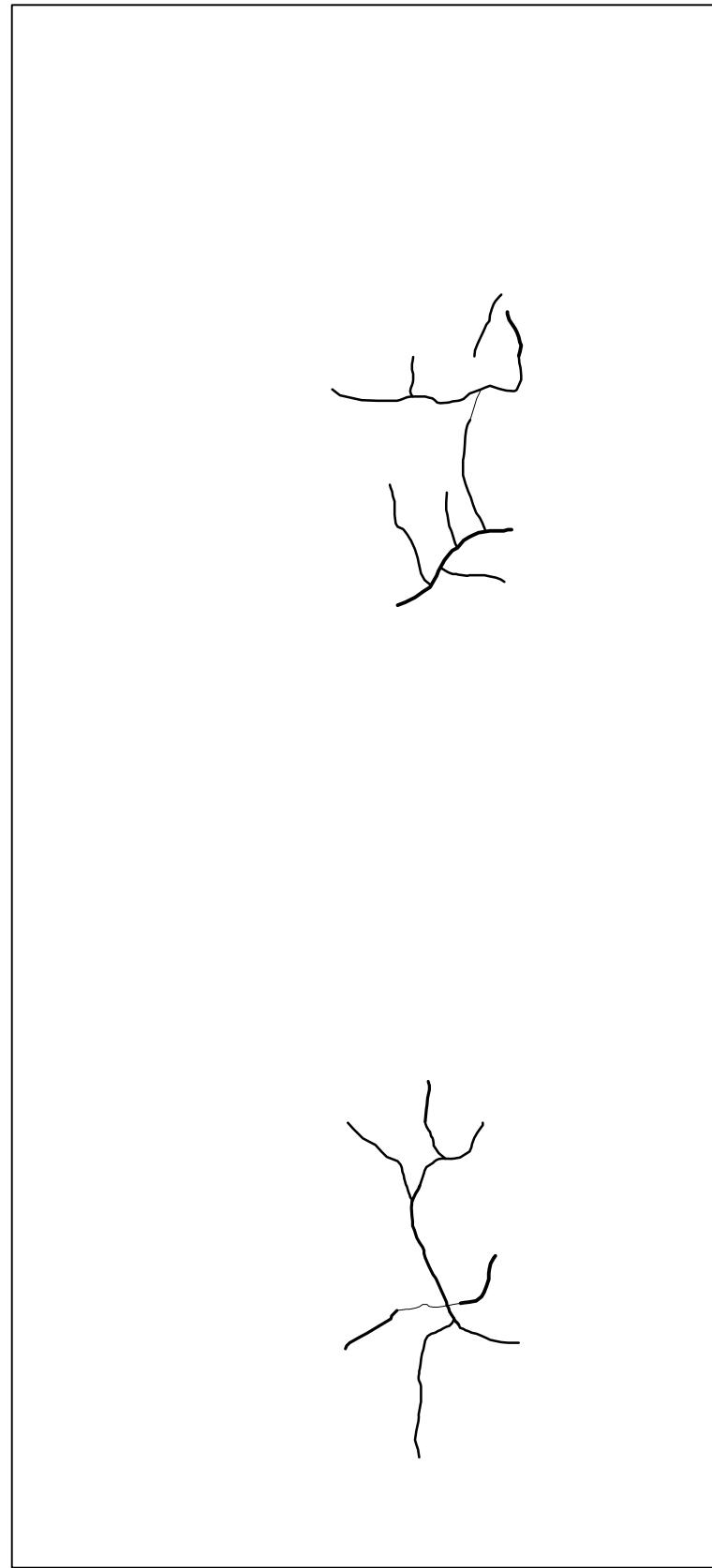
TOP VIEW(42/23)  
scale 1:100

0.1-0.3 mm.  
0.3-0.6 mm.  
0.6-1.0 mm.  
1.0-3.0 mm.  
More than 3 mm.

ରୂପକ୍ଷ



ଶରୀର

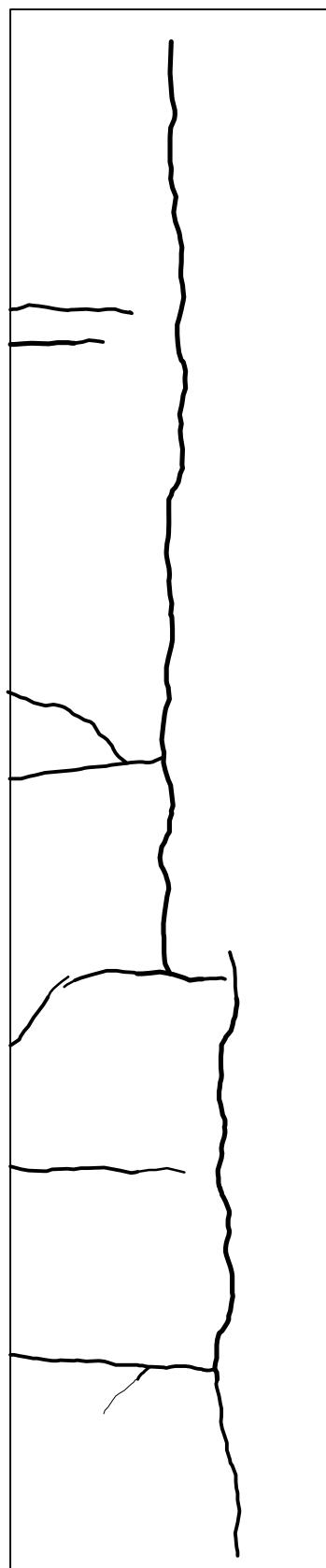


BOTTOM VIEW(42/23)  
scale 1:100

0.1-0.3 mm.  
0.3-0.6 mm.  
0.6-1.0 mm.  
1.0-3.0 mm.  
More than 3 mm.

ପ୍ରସ୍ତର

ଶବ୍ଦିକା



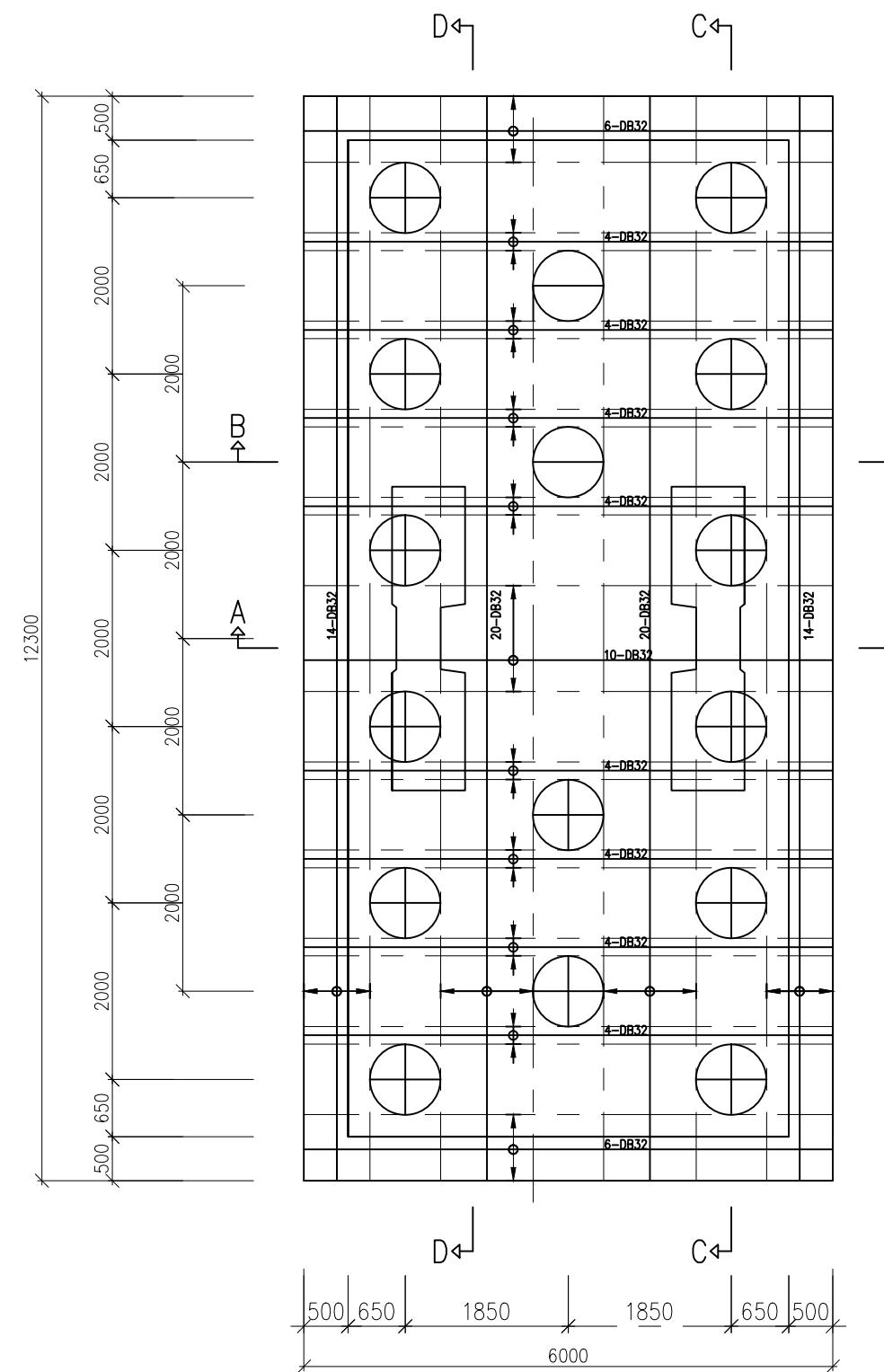
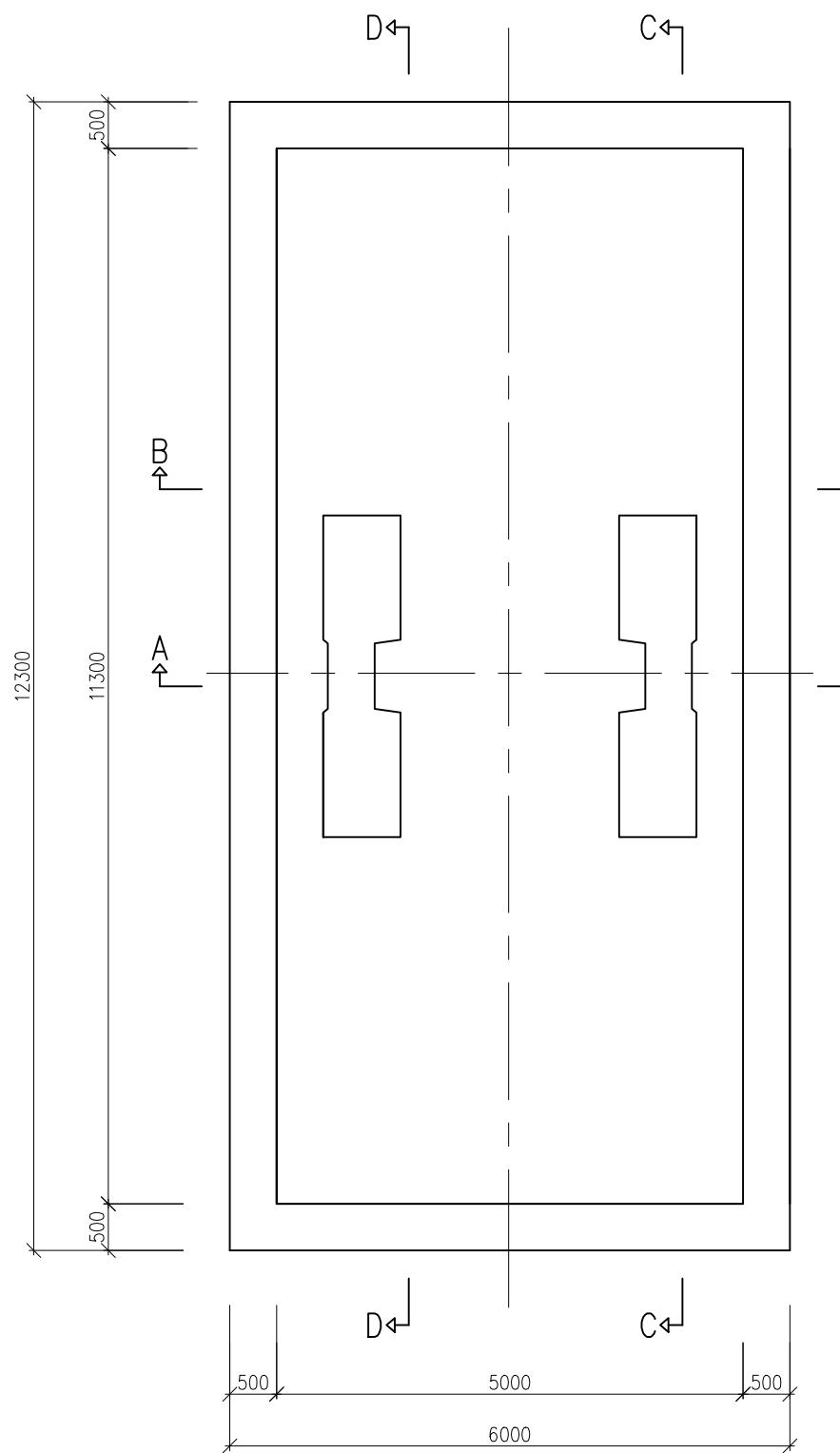
SIDE VIEW(42/23)  
Scale 1:50

0.1-0.3 mm.  
0.3-0.6 mm.  
0.6-1.0 mm.  
1.0-3.0 mm.  
More than 3 mm.



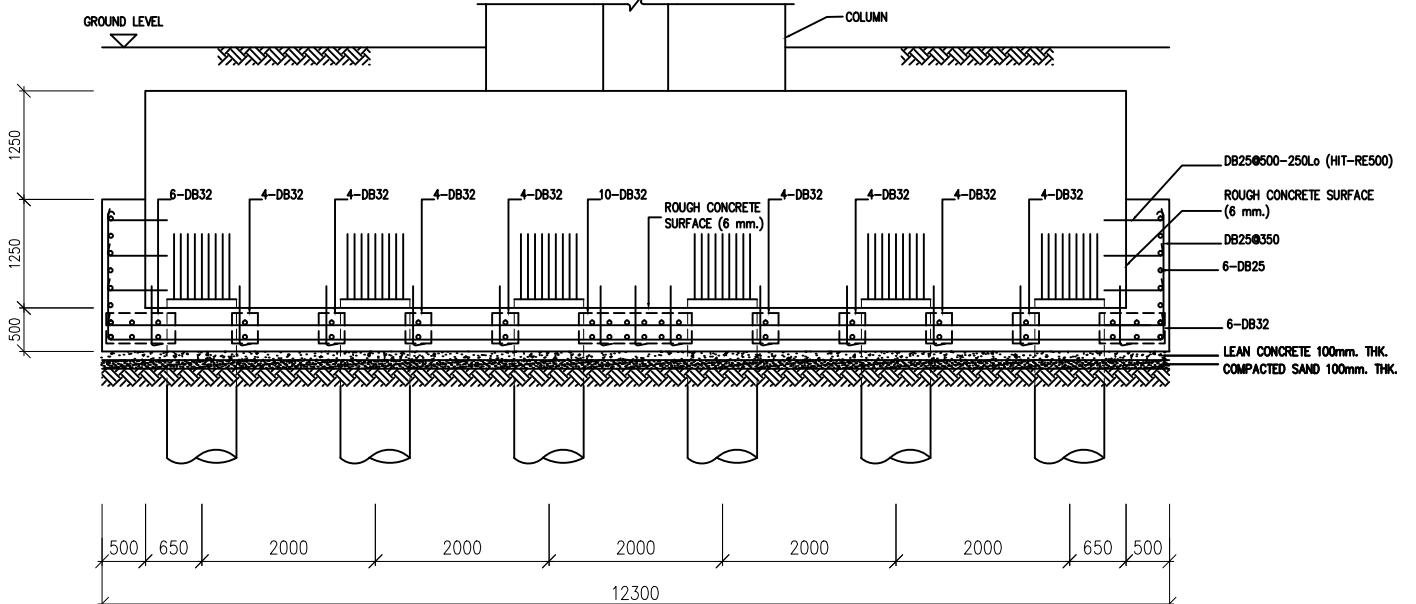
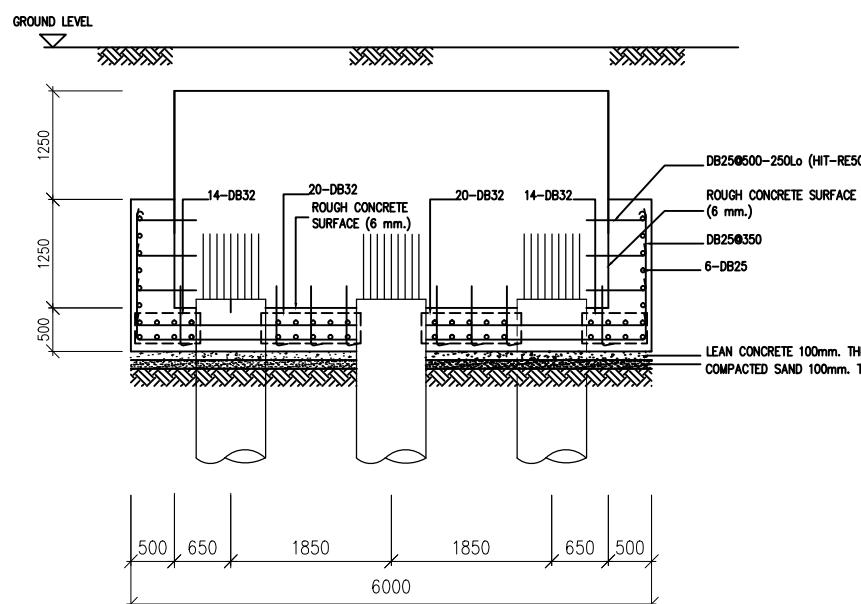
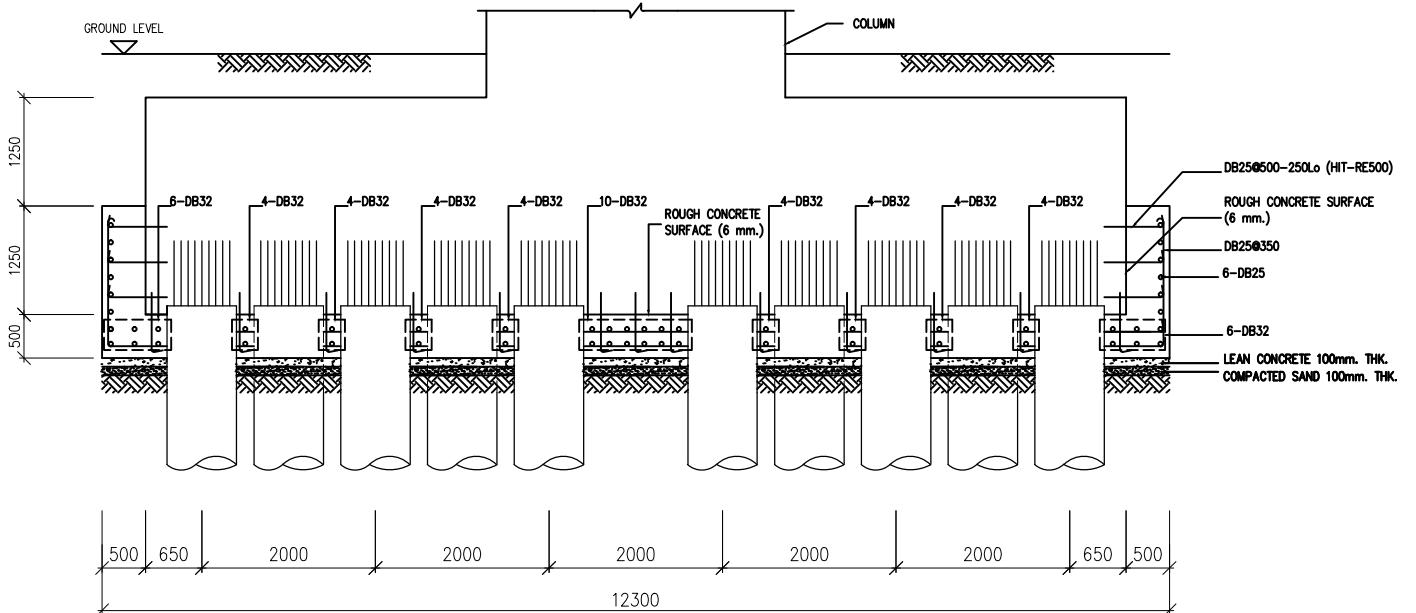
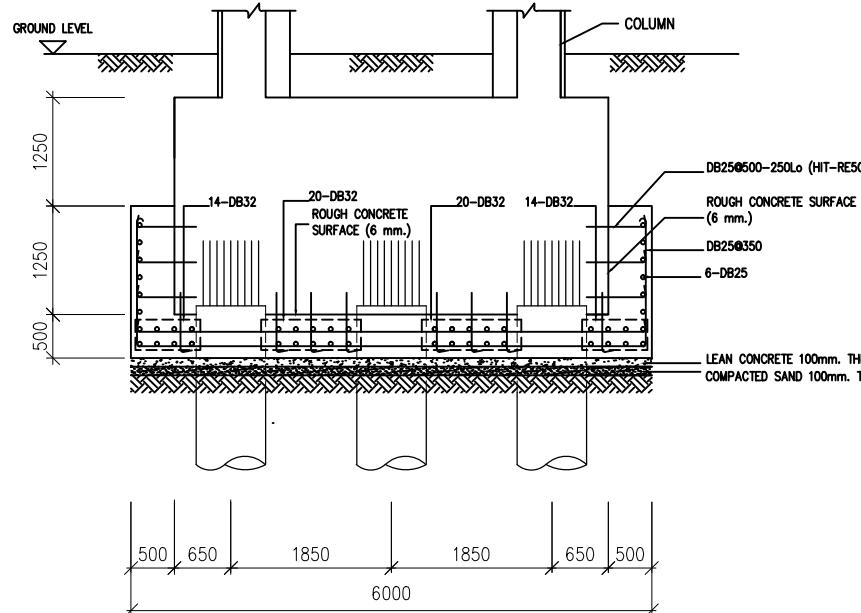
ภาคผนวก ง: แบบแสดงรายละเอียดของการเสริมกำลังโครงสร้าง  
ฐานราก





EXAT		
No.	REVISION DETAIL	DATE OF REVISION
PROJECT		
LOCATION		
OWNER		
ARCHITECT		
CONSULTANT		
AIT CONSULTING		
ARCHITECTS		
STRUCTURAL ENGINEERS		
ELECTRICAL ENGINEERS		
MECHANICAL ENGINEERS		
SANITARY ENGINEERS		
INTERIOR		
LANDSCAPE		
DRAWING PACKAGE		
FOR CONSTRUCTION		
DRAWING TITLE		
MAT FOUNDATION-PLAN		
STARTED/DATE	DRAWING NO.	
FINISH/DATE	E1-01	
JOB NO.	DRAWING FILENAME	
SCALE	DATE	DRAWN MAY. 2013
		CAD. STRUC ENG.
<small>These drawings are the property of EXAT, Inc. All rights reserved. They are to be used only for the project for which they were prepared. All dimensions and values given on these drawings are approximate and are not to be used for construction. It is the responsibility of the user to check these drawings for changes to details, dimensions or specifications from those shown on this drawing without prior approval.</small>		

EXAT



No.	REVISION DETAIL	DATE OF REVISION
PROJECT		
LOCATION		
OWNER		
ARCHITECT		
CONSULTANT		
AIT CONSULTING		
ARCHITECTS		
STRUCTURAL ENGINEERS		
ELECTRICAL ENGINEERS		
MECHANICAL ENGINEERS		
SANITARY ENGINEERS		
INTERIOR		
LANDSCAPE		
DRAWING PACKAGE		
FOR CONSTRUCTION		
DRAWING TITLE		
MAT FOUNDATION-SECTION		
STARTED/DATE	DRAWING NO.	
FINISH/DATE	E1-02	
JOB NO.	DRAWING FILENAME	
SCALE	DATE	DRAWN
	MAY. 2013	CAD. STRUC
		CHECKED
ENC.		
<small>THIS DRAWING ARE THE PROPERTY OF THE ORIGINAL DRAWER AND MAY NOT BE COPIED OR REPRODUCED IN WHOLE OR IN PART. ALL RIGHTS RESERVED. DO NOT REMOVE FROM SITE. DO NOT REUSE BY OTHER. IF CHANGES ARE MADE TO THIS DRAWING, THE CHANGER IS RESPONSIBLE FOR CHANGES TO DETAILS, DIMENSIONS OR SPECIFICATIONS FROM WHICH DRAWN OR THIS DRAWING WITHOUT APPROVAL.</small>		

ภาคผนวก จ: รายละเอียดการประเมินค่าใช้จ่ายของการเสริม  
กำลังโครงสร้างฐานราก



**Cost Estimates**

Project : งานเสริมกำลังฐานรากทางพิเศษบุราวดี

ลำดับ	รายการ	หน่วย	ปริมาณ	ค่าวัสดุ		ค่าแรง		ราคากำไรและค่าแรง			
				ราคาต่อหน่วย	รวม	ราคาต่อหน่วย	รวม	ราคาต่อหน่วย	รวม		
1	งานเสริมกำลังฐานราก คิดเปริมาณเต่อ 1 ฐานราก บคลากร	Man-Month	1 2	-	-	35,000.0	35,000.0	35,000.0	35,000.0		
	1.1 วิศวกรหัวหน้าโครงการ 1.2 วิศวกรควบคุมงาน			-	-	25,000.0	50,000.0	25,000.0	50,000.0		
2	จัดเตรียมสถานที่ , ขันย้ำรั้วสุดและท่อระบายน้ำ	เหมาร่วม	1 1 1 1 1 1	82,000.0	82,000.0	-	-	82,000.0	82,000.0		
	2.1 งานวางรั้วขามและป้องกันผลกระทบก้านการเจาะเจริญ			75,000.0	75,000.0	-	-	75,000.0	75,000.0		
	2.2 อุปกรณ์ เครื่องมือ เข้าห้องน้ำของงานให้พร้อมก่อนเริ่มดำเนินงาน			-	-	15,000.0	15,000.0	15,000.0	15,000.0		
	2.3 ค่าแรงงานรื้อถอนโครงสร้าง原有ก่อนเดิน			15,000.0	15,000.0	20,000.0	20,000.0	35,000.0	35,000.0		
	2.4 ค่าแรงงานติดตั้งท่อระบายน้ำก้อนสัน			-	-	20,000.0	20,000.0	20,000.0	20,000.0		
	2.5 ค่าจ้างเหมาขันย้ำรั้วสุด			20,000.0	20,000.0	25,000.0	25,000.0	45,000.0	45,000.0		
3	งานติดตั้ง Sheet Piles	เหมาร่วม	1	-	-	850,000.0	850,000.0	850,000.0	850,000.0		
	3.1 งานเหมาติดตั้ง Sheet Piles รอบฐานราก			-	-	850,000.0	850,000.0	850,000.0	850,000.0		
4	งานดิน	เหมาร่วม	1 1 30 1	-	-	20,000.0	20,000.0	20,000.0	20,000.0		
	4.1 งานขุดดิน และ ขันย้ำดินออกด้วยแรงคน			-	-	30,000.0	30,000.0	30,000.0	30,000.0		
	4.2 งานเหมือนกันเดินด้วยแรงคน			603.0	18,090.0	-	-	603.0	18,090.0		
	4.3 งานทรายหิน หนา 40 ซม.			-	-	20,000.0	20,000.0	20,000.0	20,000.0		
5	งานทำผิวคอนกรีตให้ขรุขระ(Rough Concrete Surface) และ งานติดตั้งเหล็กยึดตัว (Dowel bar)	เหมาร่วม	1 1 กก. จต	-	-	20,000.0	20,000.0	20,000.0	20,000.0		
	5.1 การทำผิวคอนกรีตให้ขรุขระ(Rough Concrete Surface)			1,220	22.81	27,826.6	20.0	24,393.6	42.8		
	5.2 การติดตั้งเหล็กยึดตัว (Dowel bar)			384	95.0	36,480.0	100.0	38,400.0	195.0		
	5.2.1 DB 25 @ 50 CM. L = 75 CM.			384	480.0	184,320.0	100.0	38,400.0	580.0		
	5.2.2 งานเจาะวัสดุคอนกรีตเสริมเหล็ก			-	-	-	-	-	222,720.0		
6	งานโครงสร้าง	ลบ.ม. ลบ.ม. ดร.ม. กก. กก.	8 61 68 931 9,539	-	-	2,260.0	17,512.7	300.0	2,324.7		
	6.1 គอนเรตเทียน หนา 10 ซม.			-	-	4,790.0	294,351.5	250.0	15,362.8		
	6.2 គอนเรตโครงสร้าง 350 KSC CY. admixtures			-	-	281.0	19,026.5	115.0	7,786.7		
	6.3 งานไม้เนิน (គอนเรตบล็อก 19 x 39 x 9 ซม.)			-	-	-	-	-	396.0		
	6.4 งานเหล็กเสริม SD 40 - DB 25 - DB 32			-	-	21,232.3	5.0	4,653.2	27.8		
7	งานซ่อมแซมรอยแตกร้าวฐานราก	เมตร	80 80	800.00	64,000.0	-	-	800.0	64,000.0		
	7.1 วัสดุชั่วคราว (Epoxy) 7.2 ค่าแรงติดตั้ง			-	-	1,500.0	120,000.0	1,500.0	120,000.0		
8	งานซ่อมแซมผู้คนกลับ	เหมาร่วม	1	-	-	150,000.0	150,000.0	150,000.0	150,000.0		
	8.1 งานเหมาซ่อมแซมผู้คนกลับ			-	-	-	-	-	-		
9	งานอื่นๆ	เหมาร่วม เหมาร่วม	1 1	-	-	20,000.0	20,000.0	20,000.0	20,000.0		
	9.1 งานระบบไฟฟ้าและส่วนงานในการทำงาน 9.2 งานรักษาความปลอดภัย			-	-	30,000.0	30,000.0	30,000.0	30,000.0		
<b>ราคางานเงิน</b>								<b>2,695,616.8</b>			
<b>กำไรและค่าดำเนินการ 15%</b>								<b>404,342.5</b>			
<b>ภาษี 7%</b>								<b>216,997.2</b>			
<b>จำนวนเงินรวมทั้งสิ้น</b>								<b>3,316,956.5</b>			