



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

การวิเคราะห์ผลกระทบเนื่องจาก ASR ที่มีต่อโครงสร้าง
คอนกรีตด้วยวิธี Rigid-Body-Spring-Model
Analysis of ASR Phenomenon on Concrete Structure
by Rigid-Body-Spring-Model

ผศ.ดร.วรพงศ์ ศรีโสพล

มิถุนายน 2563

สัญญาเลขที่ MRG5480222

รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

การวิเคราะห์ผลกระทบเนื่องจาก ASR ที่มีต่อโครงสร้าง
คอนกรีตด้วยวิธี Rigid-Body-Spring-Model
Analysis of ASR Phenomenon on Concrete Structure
by Rigid-Body-Spring-Model

ผศ.ดร.วรพงศ์ ศรีโสพล
มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

สนับสนุนโดยสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัยและต้นสังกัด

(ความเห็นในรายงานนี้เป็นของผู้วิจัย
สกว.ไม่จำเป็นต้องเห็นด้วยเสมอไป)

บทคัดย่อ

รหัสโครงการ : MRG5480222

ชื่อโครงการ : การวิเคราะห์ผลกระทบเนื่องจาก ASR ที่มีต่อโครงสร้างคอนกรีตด้วยวิธี Rigid-Body-Spring-Model
 Analysis of ASR Phenomenon on Concrete Structure by Rigid-Body-Spring-Model

ชื่อนักวิจัย : ผศ.ดร.วรพงศ์ ศรีโสฬส, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

E-mail: srisoros@hotmail.com

ระยะเวลาโครงการ : 2 ปี

งานวิจัยครั้งนี้แสดงพฤติกรรมการขยายตัวและคุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีตที่ลดลงเนื่องจากปฏิกิริยาแอลคาไลซิลิกา (Alkali Silica Reaction, ASR) โดยใช้มวลรวม 2 ชนิด คือ หินไรโอไลต์จากภาคกลางตอนล่าง และหินแกรนิตจากภาคตะวันออก ผลการศึกษาการขยายตัวของแท่งตัวอย่างมอร์ต้าที่ 14 และ 28 วัน มีความแตกต่างกันเล็กน้อย แต่คุณสมบัติทางกลศาสตร์มีผลที่แตกต่างกันอย่างชัดเจน สำหรับตัวอย่างแท่งคอนกรีตที่ใช้แหล่งหินทั้ง 2 ประเภทพบว่า มีการขยายตัวที่อายุ 1 ปี มีค่าเกิน 0.04 เปอร์เซ็นต์ โดยที่อายุ 84 วันภายหลังการแช่ในสารละลาย NaOH คอนกรีตจากหินไรโอไลต์ที่มีการขยายตัวเท่ากับ 0.14 เปอร์เซ็นต์ ทำให้สูญเสียกำลังรับแรงอัด กำลังรับแรงดึงแบบผ่าซีก กำลังรับแรงดัด โมดูลัสความยืดหยุ่นและพลังงานการแตกหัก เท่ากับ 22.98, 25.98, 34.54, 49.34 และ 21.72 เปอร์เซ็นต์ตามลำดับ เมื่อเทียบกับคอนกรีตที่แช่ในน้ำร้อนที่อายุเดียวกัน ส่วนคอนกรีตจากหินแกรนิตที่แช่ในสารละลาย NaOH มีการขยายตัวเท่ากับ 0.093 เปอร์เซ็นต์ ทำให้สูญเสียกำลังรับแรงอัด กำลังรับแรงดึงแบบผ่าซีก กำลังรับแรงดัด โมดูลัสความยืดหยุ่นและพลังงานการแตกหัก เท่ากับ 14.53, 16.58, 29.46, 49.61 และ 27.09 เปอร์เซ็นต์ตามลำดับ เมื่อเทียบกับคอนกรีตที่แช่ในน้ำร้อนที่อายุเดียวกัน จากผลการทดลองทำให้สามารถสรุปได้ว่าหินไรโอไลต์และหินแกรนิตสามารถทำให้เกิดปฏิกิริยา ASR ได้หากนำมาใช้ในการผสมคอนกรีตและอยู่ในสภาวะที่มีความชื้นและปริมาณแอลคาไลที่พอเหมาะ โดยคอนกรีตจากหินไรโอไลต์จะส่งผลกระทบที่รุนแรงต่อการลดลงของกำลังคอนกรีตมากกว่าหินแกรนิต ส่วนอิทธิพลของเหล็กเสริมต่อการขยายตัวของคอนกรีตที่เกิดปฏิกิริยา ASR พบว่าการขยายตัวจะลดลงขึ้นอยู่กับปริมาณเหล็กเสริมตามยาวที่เพิ่มขึ้นและลักษณะการกระจายตัวของเหล็กเสริม การนำวิธีการของ Rigid-Body-Spring-Model

(RBSM) มาใช้ร่วมกับการแบ่งเอลิเมนต์แบบสุ่ม (Voronoi random mesh) พบว่า แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ดังกล่าวสามารถนำมาใช้ในการศึกษาพฤติกรรมการขยายตัวและลักษณะการแตกร้าวของคอนกรีตที่เกิดปฏิกิริยา ASR ได้

This study investigated the expansion behavior and engineering properties of alkali silica reaction-affected concrete using two local aggregate types in Thailand, the fast reactive rhyolite and slow late reactive greywacke. The mortar bars' expansion of both aggregates at 14 days and 28 days of acceleration were slightly different, but the concrete behaviors of both sets were clearly significant. For concrete prisms under both high alkali and temperature conditions, the expansion of both sets exceeded the suggested- one year limit of 0.04%. Rhyolite sample set yielded the larger expansion at 84 days compared to that of greywacke (0.144% and 0.093%) which revealed the faster reactivity. A larger percentage reduction in compressive, tensile splitting, and flexural strengths were observed in concrete with rhyolite, compare to greywacke (22.98, 25.98, 34.54% and 14.53, 16.58, 29.46%), but not for the modulus of elasticity and tensile fracture energy. ASR showed the greater long term impact on the reduced modulus of elasticity and fracture energy of greywacke concrete compared to those of rhyolite although the percentage reduction finally reached the same levels (49.34 and 21.72% for rhyolite; 49.61 and 27.09% for greywacke). Moreover, the longitudinal reinforcement in concrete were affected to concrete expansion depending on the number and distribution. Rigid-Body-Spring-Model with voronoi random mesh was clarified to study the expansion behaviors of concrete.

คำสำคัญ: คุณสมบัติเชิงกล, แอลคาไลซิลิกา, หินไรโอไลต์, หินแกรนิต, Rigid-Body-Spring-Model

Keywords: Engineering properties, Alkali silica reaction, Rhyolite, Greywacke, Rigid-Body-Spring-Model

Executive Summary

งานวิจัยครั้งนี้แสดงพฤติกรรมการขยายตัวและคุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีตที่ลดลงเนื่องจากปฏิกิริยาแอลคาไลซิลิกา (Alkali Silica Reaction, ASR) โดยใช้มวลรวม 2 ชนิด คือ หินไรโอไลต์จากภาคกลางตอนล่าง และหินแกรนิตจากภาคตะวันออก ตัวอย่างคอนกรีตจากหินทั้งสองชนิดแบ่งออกเป็นสองส่วนเท่าๆ กัน ส่วนแรกนำไปแช่ในโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) เข้มข้น 1 M ที่อุณหภูมิ 80°C เพื่อใช้เป็นตัวแทนของคอนกรีตที่เกิดปฏิกิริยา ASR ตามมาตรฐาน ASTM C1260 และอีกส่วนนำไปแช่ในน้ำร้อนอุณหภูมิ 80°C สำหรับเป็นตัวแทนของคอนกรีตที่ไม่เกิดปฏิกิริยา ASR ตัวอย่างคอนกรีตทั้ง 2 ชุด จะใช้ศึกษาพฤติกรรมการขยายตัวต่อเนื่องเป็นระยะเวลา 84 วัน และการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติทางกลต่างๆ เช่น กำลังรับแรงอัด กำลังรับแรงดึงแบบผ่าซีก กำลังรับแรงดัด โมดูลัสความยืดหยุ่นและพลังงานการแตกหัก เป็นต้น ผลการศึกษาพบว่าที่อายุ 84 วันภายหลังการแช่ในสารละลาย NaOH คอนกรีตจากหินไรโอไลต์ที่แช่ในสารละลาย NaOH มีการขยายตัวเท่ากับ 0.14 เปอร์เซ็นต์ ทำให้สูญเสียกำลังรับแรงอัด กำลังรับแรงดึงแบบผ่าซีก กำลังรับแรงดัด โมดูลัสความยืดหยุ่นและพลังงานการแตกหัก เท่ากับ 22.98, 25.98, 34.54, 49.34 และ 21.72 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ เมื่อเทียบกับคอนกรีตที่แช่ในน้ำร้อนที่อายุเดียวกัน ส่วนคอนกรีตจากหินแกรนิตที่แช่ในสารละลาย NaOH มีการขยายตัวเท่ากับ 0.093 เปอร์เซ็นต์ ทำให้สูญเสียกำลังรับแรงอัด กำลังรับแรงดึงแบบผ่าซีก กำลังรับแรงดัด โมดูลัสความยืดหยุ่นและพลังงานการแตกหัก เท่ากับ 14.53, 16.58, 29.46, 49.61 และ 27.09 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ เมื่อเทียบกับคอนกรีตที่แช่ในน้ำร้อนที่อายุเดียวกัน จากผลการทดลองทำให้สามารถสรุปได้ว่าหินไรโอไลต์และหินแกรนิตสามารถทำให้เกิดปฏิกิริยา ASR ได้หากนำมาใช้ในการผสมคอนกรีตและอยู่ในสภาวะที่มีความชื้นและปริมาณแอลคาไลที่พอเหมาะ โดยคอนกรีตจากหินไรโอไลต์จะส่งผลกระทบต่อแรงดัดและการลดลงของกำลังคอนกรีตมากกว่าหินแกรนิต ส่วนอิทธิพลของเหล็กเสริมต่อการขยายตัวของคอนกรีตที่เกิดปฏิกิริยา ASR พบว่าการขยายตัวจะลดลงขึ้นอยู่กับปริมาณเหล็กเสริมตามยาวที่เพิ่มขึ้น และลักษณะการกระจายตัวของเหล็กเสริม การนำวิธีการของ Rigid-Body-Spring-Model (RBSM) มาใช้ร่วมกับการแบ่งเอลิเมนต์แบบสุ่ม (Voronoi random mesh) พบว่า แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ดังกล่าวสามารถนำมาใช้ในการศึกษาพฤติกรรมการขยายตัวและลักษณะการแตกร้าวของคอนกรีตที่เกิดปฏิกิริยา ASR ได้

สารบัญ

	หน้า
ปกหน้า	(i)
ปกหลัง	(ii)
บทคัดย่อ	(iii)
Executive Summary	(v)
สารบัญ	(vi)
สารบัญตาราง	(ix)
สารบัญรูป	(xii)
 บทที่ 1 บทนำ	 1
1.1 บทนำ	1
1.2 วัตถุประสงค์	3
1.3 ขอบเขตของการวิจัย	4
 บทที่ 2 การตรวจเอกสาร	 5
2.1 กลไกการเกิดปฏิกิริยาแอลคาไลซิลิกา	5
2.2 ขั้นตอนการขยายตัวของ ASR Gel	9
2.3 ผลกระทบของ ASR ต่อคุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีต	10
2.4 ผลกระทบของ ASR ต่อพฤติกรรมโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก	14
2.5 การทดสอบปฏิกิริยาแอลคาไลซิลิกาในคอนกรีต	19
2.6 การวิเคราะห์พฤติกรรม ASR ด้วยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์	24
 บทที่ 3 วิธีการและขั้นตอนการวิจัย	 29
3.1 การทดสอบการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติเชิงกล	29
3.2 แบบจำลอง Rigid-Body-Spring-Model (RBSM)	45
 บทที่ 4 ผลและวิจารณ์ผลการทดลอง	 50
4.1 ผลการศึกษาแนวโน้มการเกิด ASR ด้วยวิธี Mortar Bar Test	50
4.2 ผลการทดสอบอิทธิพลของปริมาณความเข้มข้นของแอลคาไล	51

สารบัญ (ต่อ)

4.3 ผลการทดสอบคุณสมบัติเชิงกลและพฤติกรรมการขยายตัวของคอนกรีต	55
4.4 พฤติกรรมการขยายตัวของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก	70
4.5 การวิเคราะห์ด้วยภาพถ่าย	72
4.6 การวิเคราะห์ด้วยเครื่อง Scanning Electron Microscope (SEM-EDS)	77
 บทที่ 5 การวิเคราะห์ด้วย Rigid-Body-Spring-Model	79
5.1 แบบจำลองทางโครงสร้าง	80
5.2 แบบจำลองทางวัสดุ	80
5.3 อัตราการขยายตัวของ ASR Gel	84
5.4 ผลการวิเคราะห์และเปรียบเทียบ	84
 บทที่ 6 สรุปและข้อเสนอแนะ	87
6.1 สรุปผลการทดลอง	87
6.2 ข้อเสนอแนะ	88
 เอกสารอ้างอิง	89
 ภาคผนวก	96
ภาคผนวก ก คุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการทดลอง	97
ภาคผนวก ข การเตรียมตัวอย่างแท่งมอร์ตาร์และผลการทดสอบการขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์	102
ภาคผนวก ค การเตรียมตัวอย่างแท่งคอนกรีตล้วน และแท่งคอนกรีตเสริมเหล็ก	
ผลการทดสอบพฤติกรรมการขยายตัวของแท่งคอนกรีตล้วน และแท่งคอนกรีตเสริมเหล็ก	113
ภาคผนวก ง การเตรียมตัวอย่างคอนกรีตและการบ่ม	126
ภาคผนวก จ การทดสอบการดูดซึมน้ำของคอนกรีต	130
ภาคผนวก ฉ การทดสอบค่ากำลังอัดประลัย ค่าโมดูลัสความยืดหยุ่น และค่าปัวซองของคอนกรีต	136

สารบัญ (ต่อ)	หน้า
ภาคผนวก ช การทดสอบกำลังดึงแบบผ่าซีกของคอนกรีต	142
ภาคผนวก ซ การทดสอบกำลังรับแรงดัดของคอนกรีต	147
ภาคผนวก ฉ การทดสอบค่าพลังงานการแตกร้าวคอนกรีต	152
ภาคผนวก ญ ผลการวิเคราะห์ด้วยเครื่อง Scanning Electron Microscope (SEM-EDS)	157
Output ที่ได้จากโครงการ	168

สารบัญตาราง

ตารางที่		หน้า
3-1	การแบ่งขนาดคละ (ASTM C1260-01)	32
3-2	ช่วงขนาดคละของมวลรวมตามมาตรฐาน RILEM AAR-3	35
3-3	ปฏิกิริยาส่วนผสมคอนกรีต ($w/c = 0.50$)	36
4-1	เปอร์เซ็นต์การสูญเสียกำลังเปรียบเทียบกับนักวิจัยท่านอื่นๆ	69
4-2	รายละเอียดการเสริมเหล็กในแท่งตัวอย่างคอนกรีต	70

ตารางผนวกที่

ก1	คุณสมบัติมวลรวมหยาบจากหินไรโอไลต์และหินแกรนิต	100
ก2	คุณสมบัติมวลรวมละเอียดจากหินไรโอไลต์และหินแกรนิต	101
ก3	คุณสมบัติเหล็กเสริมคอนกรีต	101
ข1	การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินไรโอไลต์ ตามมาตรฐาน ASTM C1260	105
ข2	การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินแกรนิต ตามมาตรฐาน ASTM C1260	106
ข3	การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินไรโอไลต์ในสารละลาย NaOH เข้มข้น 2 M	107
ข4	การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินไรโอไลต์ในสารละลาย NaOH เข้มข้น 3 M	108
ข5	การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินไรโอไลต์ในสารละลาย NaOH เข้มข้น 5 M	109
ข6	การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินแกรนิตในสารละลาย NaOH เข้มข้น 2 M	110
ข7	การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินแกรนิตในสารละลาย NaOH เข้มข้น 3 M	111
ข8	การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินแกรนิตในสารละลาย NaOH เข้มข้น 5 M	112
ค1	การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ในน้ำร้อน	117
ค2	การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินแกรนิตในน้ำร้อน	118
ค3	การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ในสารละลาย NaOH	119

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางผนวกที่	หน้า
ค4 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินแกรนิตในสารละลาย NaOH	120
ค5 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ชนิดเสริมเหล็ก 1-RB9	121
ค6 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ชนิดเสริมเหล็ก 1-DB12	122
ค7 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ชนิดเสริมเหล็ก 1-DB16	123
ค8 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ชนิดเสริมเหล็ก 4-RB9	124
ค9 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ชนิดเสริมเหล็ก 4-DB12	125
จ1 ผลการทดสอบการดูดซึมน้ำของคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ในน้ำร้อน	132
จ2 ผลการทดสอบการดูดซึมน้ำของคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ในสารละลาย NaOH	133
จ3 ผลการทดสอบการดูดซึมน้ำของคอนกรีตจากหินแกรนิตในน้ำร้อน	134
จ4 ผลการทดสอบการดูดซึมน้ำของคอนกรีตจากหินแกรนิตในสารละลาย NaOH	135
ฉ1 ผลการทดสอบกำลังอัดประลัย โมดูลัสความยืดหยุ่น และอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ ในน้ำร้อน	138
ฉ2 ผลการทดสอบกำลังอัดประลัย โมดูลัสความยืดหยุ่น และอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ ในสารละลาย NaOH	139
ฉ3 ผลการทดสอบกำลังอัดประลัย โมดูลัสความยืดหยุ่น และอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตจากหินแกรนิต ในน้ำร้อน	140
ฉ4 ผลการทดสอบกำลังอัดประลัย โมดูลัสความยืดหยุ่น และอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตจากหินแกรนิต ในสารละลาย NaOH	141
ช1 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ ในน้ำร้อน	143
ช2 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ ในสารละลาย NaOH	144
ช3 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตจากหินแกรนิต ในน้ำร้อน	145
ช4 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตจากหินแกรนิต ในสารละลาย NaOH	146
ช1 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดัดของคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ ในน้ำร้อน	148
ช2 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดัดของคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ ในสารละลาย NaOH	149
ช3 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดัดของคอนกรีตจากหินแกรนิต ในน้ำร้อน	150

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางผนวกที่	หน้า
ซ4 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดัดของคอนกรีตจากหินเกรย์แวก ในสารละลาย NaOH	151
ฅ1 ผลการทดสอบค่าพลังงานการแตกร้าวของคอนกรีตจากไรโอไลต์ ในน้ำร้อน	153
ฅ2 ผลการทดสอบค่าพลังงานการแตกร้าวของคอนกรีตจากไรโอไลต์ ในสารละลาย NaOH	154
ฅ3 ผลการทดสอบค่าพลังงานการแตกร้าวของคอนกรีตจากหินเกรย์แวก ในน้ำร้อน	155
ฅ4 ผลการทดสอบค่าพลังงานการแตกร้าวของคอนกรีตจากหินเกรย์แวก ในสารละลาย NaOH	156
ญ1 องค์ประกอบของตัวอย่างคอนกรีตผสมหินไรโอไลต์ที่ตำแหน่ง Spectrum 1	159
ญ2 องค์ประกอบของตัวอย่างคอนกรีตผสมหินไรโอไลต์ที่ตำแหน่ง Spectrum 2	160
ญ3 องค์ประกอบของตัวอย่างคอนกรีตผสมหินไรโอไลต์ที่ตำแหน่ง Spectrum 3	161
ญ4 องค์ประกอบของตัวอย่างคอนกรีตผสมหินไรโอไลต์ที่ตำแหน่ง Spectrum 4	162
ญ5 องค์ประกอบของตัวอย่างคอนกรีตผสมหินเกรย์แวก ที่ตำแหน่ง Spectrum 1	164
ญ6 องค์ประกอบของตัวอย่างคอนกรีตผสมหินเกรย์แวก ที่ตำแหน่ง Spectrum 2	165
ญ7 องค์ประกอบของตัวอย่างคอนกรีตผสมหินเกรย์แวก ที่ตำแหน่ง Spectrum 3	166
ญ8 องค์ประกอบของตัวอย่างคอนกรีตผสมหินเกรย์แวก ที่ตำแหน่ง Spectrum 4	167

สารบัญรูป

รูปที่		หน้า
1-1	ลักษณะการเกิด ASR ในแท่งตัวอย่างทดสอบ	2
2-1	(ก) Tetrahedron Element และ (ข) โครงสร้างของโครงข่ายผลึกของซิลิกา	7
2-2	แบบจำลอง 2 มิติของ (ก) Crystalline และ (ข) Amorphous	8
2-3	ผลกระทบของความชื้นสัมพัทธ์ต่อการขยายตัว	9
2-4	การเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติทางกลของคอนกรีตที่เกิดปฏิกิริยา ASR	13
2-5	การขยายตัวของคานคอนกรีตที่ได้ผลกระทบเนื่องจาก ASR	15
2-6	ความเสียหายที่เกิดขึ้นในเหล็กปลอก	16
2-7	การขยายตัวของคานคอนกรีต	17
2-8	การแตกร้าวของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก	18
2-9	การติดตั้งเครื่องมือการทดสอบกำลังดัดของคาน	19
2-10	ลักษณะรอยร้าวบนผิวคอนกรีต (ก) รอยแตกเล็กน้อย (ข) รอยแตกรุนแรง	20
2-11	ลักษณะการซึมของ ASR gel ออกมาตามรอยร้าวของคอนกรีต	21
2-12	การเรืองแสงของ ASR gel ภายใต้แสง UV	23
2-13	รอยแตกของมวลรวมภายใต้กล้องจุลทรรศน์แบบใช้แสง	23
2-14	ลักษณะ ASR gel จากภาพถ่าย SEM	24
2-15	การวิเคราะห์โดยวิธี Finite Element Method	26
2-16	หลักการ Compensation Plane Method	27
2-17	หลักการ Rigid-Body-Spring-Model	28
3-1	แผนผังการทดสอบ	31
3-2	การวัดการขยายตัวของแท่ง Mortar ด้วยเครื่อง Length Comparator	33
3-3	แท่งคอนกรีตเสริมเหล็กตามยาว 1 เส้นที่แกนกลาง	37
3-4	แท่งคอนกรีตเสริมเหล็กตามยาว 4 เส้น	37
3-5	แท่งค้ำตัวอย่าง	38
3-6	การวัดการขยายตัวของคอนกรีตปรีซึม ด้วยเครื่อง Length Comparator	39
3-7	การทดสอบโมดูลัสยืดหยุ่น	41
3-8	การทดสอบกำลังต้านทานแรงดึงแบบผ่า	42

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
3-9 การทดสอบโมดูลัสแตกร้าว	43
3-10 การทดสอบพลังงานการแตกร้าว	44
3-11 กราฟหาค่าพลังงานการแตกร้าว	44
3-12 Rigid-Body-Spring-Model	45
4-1 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินไรโอไลต์และหินแกรนิต	51
4-2 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินไรโอไลต์ที่ความเข้มข้นของแอลคาไลต่างๆ	52
4-3 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินแกรนิตที่ความเข้มข้นของแอลคาไลต่างๆ	52
4-4 รอยร้าวที่ผิวของแท่งมอร์ตาร์จากหินไรโอไลต์ที่ความเข้มข้นของแอลคาไลต่างๆ	53
4-5 รอยร้าวที่ผิวของแท่งมอร์ตาร์จากหินแกรนิตที่ความเข้มข้นของแอลคาไลต่างๆ	54
4-6 การขยายตัวของคอนกรีตจากหินไรโอไลต์และหินแกรนิต	55
4-7 รอยร้าวที่ผิวของคอนกรีตจากหินไรโอไลต์และหินแกรนิตที่แช่ใน NaOH	56
4-8 การดูดซึมน้ำของคอนกรีตกับเวลา	57
4-9 การดูดซึมน้ำของคอนกรีตกับการขยายตัว	58
4-10 การเปลี่ยนแปลงกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตกับเวลา	59
4-11 การเปลี่ยนแปลงกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตกับการขยายตัว	59
4-12 การเปลี่ยนแปลงกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตกับเวลา	60
4-13 การเปลี่ยนแปลงกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตกับการขยายตัว	61
4-14 การเปลี่ยนแปลงโมดูลัสการแตกร้าวของคอนกรีตกับเวลา	62
4-15 การเปลี่ยนแปลงโมดูลัสการแตกร้าวของคอนกรีตกับการขยายตัว	63
4-16 การเปลี่ยนแปลงโมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีตกับเวลา	64
4-17 การเปลี่ยนแปลงโมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีตกับการขยายตัว	64
4-18 การเปลี่ยนแปลงอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตกับเวลา	65
4-19 การเปลี่ยนแปลงพลังงานการแตกหักของคอนกรีตกับเวลา	66

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4-20 การเปลี่ยนแปลงพลังงานการแตกหักของคอนกรีตกับการขยายตัว	66
4-21 การเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติเชิงกลและการขยายตัวของคอนกรีตจาก หินไรโอไลต์เทียบกับเวลา	67
4-22 การเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติเชิงกลและการขยายตัวของคอนกรีตจาก หินแกรนิตเทียบกับเวลา	68
4-23 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตเสริมเหล็กกับเวลา	71
4-24 ภาพถ่ายจากตัวอย่าง RN ที่อายุ 84 วัน ด้วยกล้อง Canon Powershot	73
4-25 ภาพถ่ายจากตัวอย่าง GN ที่อายุ 84 วัน ด้วยกล้อง Canon Powershot	73
4-26 ภาพถ่ายจากตัวอย่าง RH ที่อายุ 84 วัน ด้วยกล้อง Canon Powershot	74
4-27 ภาพถ่ายจากตัวอย่าง GH ที่อายุ 84 วัน ด้วยกล้อง Canon Powershot	74
4-28 ภาพถ่ายด้วย Optical Microscopic จากตัวอย่าง RN ชั้นที่ 1	75
4-29 ภาพถ่ายด้วย Optical Microscopic จากตัวอย่าง RN ชั้นที่ 2	75
4-30 ภาพถ่ายด้วย Optical Microscopic จากตัวอย่าง GN ชั้นที่ 1	76
4-31 ภาพถ่ายด้วย Optical Microscopic จากตัวอย่าง GN ชั้นที่ 2	76
4-32 ผลการวิเคราะห์จาก SEM-EDS ของตัวอย่างคอนกรีตผสมหินไรโอไลต์ RN	77
4-33 ผลการวิเคราะห์จาก SEM-EDS ของตัวอย่างคอนกรีตผสมหินแกรนิต GN	78
5-1 แบบจำลองคอนกรีตปริซึม	80
5-2 การเปลี่ยนแปลงกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตกับเวลา	81
5-3 การเปลี่ยนแปลงกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตกับเวลา	81
5-4 การเปลี่ยนแปลงโมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีตกับเวลา	82
5-5 การเปลี่ยนแปลงพลังงานการแตกหักของคอนกรีตกับเวลา	82
5-6 ผลการเปรียบเทียบการขยายตัวของคอนกรีตปริซึม	85
5-7 รูปแบบรอยร้าวของคอนกรีตปริซึมจากหินไรโอไลต์ที่อายุ 84 วัน	85
5-8 รูปแบบรอยร้าวของคอนกรีตปริซึมจากหินแกรนิตที่อายุ 84 วัน	86

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปผนวกที่	หน้า
ก1 ไบร่บรองโซเดียมไฮดรอกไซด์	98
ก2 หินชนิดต่างๆ ที่ใช้ผสมคอนกรีตในประเทศไทย	99
ก3 ลักษณะทางกายภาพของหินไรโอไรต์ (Rhyolite)	99
ก4 ลักษณะทางกายภาพของหินแกรนิต (Greywacke)	100
ข1 การผสมมอร์ตาร์ตามปฏิกิริยาส่วนผสมที่กำหนด	103
ข2 การสอบเทียบเครื่อง Length Comparator ด้วย Reference Bar ก่อนการวัดตัวอย่าง	104
ข3 การวัดการขยายตัวของตัวอย่างด้วยเครื่อง Length Comparator	104
ข4 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินไรโอไรต์ ตามมาตรฐาน ASTM C1260	105
ข5 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินแกรนิต ตามมาตรฐาน ASTM C1260	106
ข6 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินไรโอไรต์ในสารละลาย NaOH เข้มข้น 2 M	107
ข7 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินไรโอไรต์ในสารละลาย NaOH เข้มข้น 3 M	108
ข8 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินไรโอไรต์ในสารละลาย NaOH เข้มข้น 5 M	109
ข9 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินแกรนิตในสารละลาย NaOH เข้มข้น 2 M	110
ข10 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินแกรนิตในสารละลาย NaOH เข้มข้น 3 M	111
ข11 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินแกรนิตในสารละลาย NaOH เข้มข้น 5 M	112
ค1 การเสริมเหล็ก 1-RB9, 1-DB12 และ 1-DB16 ภายในคอนกรีต	114
ค2 การเสริมเหล็ก 4-RB9 และ 4-DB12 ภายในคอนกรีต	114
ค3 แบบหล่อคอนกรีตขนาด 7.5x7.5x28.5 เซนติเมตร	115
ค4 การเขย่าคอนกรีต	115
ค5 การป้องกันการสูญเสียความชื้นหลังจากนำออกจากน้ำร้อน	116
ค6 การวัดค่าการขยายตัวของแท่งคอนกรีตด้วย Comparator	116
ค7 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินไรโอไรต์ในน้ำร้อน	117
ค8 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินแกรนิตในน้ำร้อน	118
ค9 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินไรโอไรต์ในสารละลาย NaOH	119
ค10 การขยายตัวของคอนกรีตจากหินแกรนิตในสารละลาย NaOH	120

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปผนวกที่	หน้า
ค11 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ชนิดเสริมเหล็ก 1-RB9	121
ค12 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ชนิดเสริมเหล็ก 1-DB12	122
ค13 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ ชนิดเสริมเหล็ก 1-DB16	123
ค14 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ชนิดเสริมเหล็ก 4-RB9	124
ค15 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ชนิดเสริมเหล็ก 4-DB12	125
ง1 การจัดขนาดผลของมวลรวมตามที่ออกแบบ	127
ง2 การอบมวลรวมในตู้อบที่อุณหภูมิ 105 องศาเซลเซียส	127
ง3 นำมวลรวมออกจากตู้อบและใส่ถุงเพื่อป้องกันความชื้น	127
ง4 การผสมคอนกรีต	128
ง5 การวัดค่าการยุบตัวของคอนกรีต	128
ง6 การเขย่าคอนกรีตด้วยโต๊ะเขย่า	128
ง7 การบ่มตัวอย่างคอนกรีตในน้ำที่อุณหภูมิห้องเป็นเวลา 28 วัน	129
จ1 การวัดขนาดตัวอย่าง	131
จ2 การชั่งน้ำหนักของตัวอย่างคอนกรีต	131
ฉ1 การ Cap ผิวกดของก้อนตัวอย่างด้วยก้ามตะกั่ว	137
ฉ2 การติดตั้งอุปกรณ์กับเครื่องทดสอบ Universal Testing Machine (UTM)	137
ญ1 ภาพถ่าย SEM-EDS ของตัวอย่างคอนกรีตผสมหินไรโอไลต์	158
ญ2 ผล SEM-EDS ในตัวอย่างคอนกรีตผสมหินไรโอไลต์ที่ตำแหน่ง Spectrum 1	159
ญ3 ผล SEM-EDS ในตัวอย่างคอนกรีตผสมหินไรโอไลต์ที่ตำแหน่ง Spectrum 2	160
ญ4 ผล SEM-EDS ในตัวอย่างคอนกรีตผสมหินไรโอไลต์ที่ตำแหน่ง Spectrum 3	161
ญ5 ผล SEM-EDS ในตัวอย่างคอนกรีตผสมหินไรโอไลต์ที่ตำแหน่ง Spectrum 4	162
ญ6 ภาพถ่าย SEM-EDS ของตัวอย่างคอนกรีตผสมหินแกรนิต	163
ญ7 ผล SEM-EDS ในตัวอย่างคอนกรีตผสมหินแกรนิต ที่ตำแหน่ง Spectrum 1	164
ญ8 ผล SEM-EDS ในตัวอย่างคอนกรีตผสมหินแกรนิต ที่ตำแหน่ง Spectrum 2	165
ญ9 ผล SEM-EDS ในตัวอย่างคอนกรีตผสมหินแกรนิต ที่ตำแหน่ง Spectrum 3	166
ญ10 ผล SEM-EDS ในตัวอย่างคอนกรีตผสมหินแกรนิต ที่ตำแหน่ง Spectrum 4	167

บทที่ 1

บทนำ

1.1 บทนำ

ปรากฏการณ์ Alkali-Silica-Reaction (ASR) พบเป็นครั้งแรกยุคปี 40 ในประเทศสหรัฐอเมริกา โดย Stanton, T.E. (1940) ซึ่งปรากฏการณ์ ASR ในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กจะเกิดขึ้นในคอนกรีตเมื่อ Alkali ในซีเมนต์หรือจากสิ่งแวดล้อมภายนอกทำปฏิกิริยากับ Free Silica ที่อยู่ในมวลรวมหยาบ (Aggregate) หรือมวลรวมละเอียด (Sand) ที่ใช้ผสมคอนกรีต ทำให้เกิดเป็น Alkali Silicate Gel (ASR gel) ขึ้นรอบๆ มวลรวมนั้นๆ หรือตามรอยร้าวในมวลรวมหยาบ และแทรกตัวสู่เข้ารอยร้าวในซีเมนต์เพสต์ (Cement paste) หรือในช่องว่างของซีเมนต์เพสต์ หรือเกิดแทนที่ในส่วนของ Calcium-Silicate-Hydrate (C-S-H) โดย ASR gel ที่เกิดขึ้นจะดูดซึมน้ำและขยายตัวเป็นผลให้มวลรวมหยาบและซีเมนต์เพสต์ในบริเวณนั้นเกิดการแตกร้าว ลักษณะรอยร้าวที่เกิดขึ้นในโครงสร้างคอนกรีตนั้นจะมีลักษณะเป็นโครงข่ายของรอยร้าวหรือที่เรียกกันว่า Map cracking โดยรอยร้าวที่เกิดขึ้นนี้จะค่อยๆ เพิ่มขึ้นและขยายกว้างขึ้นเรื่อยๆ ซึ่งจะทำให้คุณสมบัติทางกลและความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างคอนกรีตลดลง จนทำให้โครงสร้างนั้นอาจวิบัติหรือเสียสภาพการใช้งานได้ถึงแม้ว่าน้ำหนักที่มากกระทำจะน้อยกว่าน้ำหนักสูงสุดที่โครงสร้างสามารถรับได้ตามที่ออกแบบก็ตาม ด้วยเหตุนี้ปรากฏการณ์ ASR ในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กนั้นเป็นสิ่งที่ก่อให้เกิดปัญหาในด้านความปลอดภัยการใช้งานและความคงทนของโครงสร้าง อย่างไรก็ตามการเกิดการขยายตัวในคอนกรีตเนื่องจากปรากฏการณ์ ASR จะประกอบด้วยกัน 3 เงื่อนไข โดยทั้ง 3 เงื่อนไขต้องเกิดขึ้นในเวลาเดียวกัน คือ

1. ปริมาณของมวลรวมที่สามารถทำให้เกิดปฏิกิริยาต้องอยู่ในจำนวนที่มากเกินไปวิกฤต
2. ปริมาณ alkali ต้องเพียงพอ (ความเข้มข้นสูง)
3. ความชื้นเพียงพอ (ปริมาณน้ำสูง)

ในประเทศไทยปรากฏการณ์ ASR ยังไม่เป็นที่รู้จักมากนักและวิศวกรโยธาจำนวนมากยังไม่เข้าใจปัญหาที่จะเกิดขึ้นตามมาภายหลังจากที่โครงสร้างคอนกรีตเกิดปรากฏการณ์ ASR นอกจากนั้นปรากฏการณ์ ASR ที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างจริงในประเทศไทยยังมีอยู่น้อย สาเหตุอาจเนื่องมาจากปรากฏการณ์ ASR นี้จะต้องอาศัยระยะเวลานานหลายสิบปีภายหลังจากก่อสร้างแล้วเสร็จ ซึ่งประเทศไทยมีการนำคอนกรีตมาใช้ในการก่อสร้างกันอย่างแพร่หลายช้ากว่าในต่างประเทศ จึงทำให้ปัญหาของ ASR

ยังไม่เด่นชัดและไม่ได้รับความสนใจมากนัก หรือเนื่องจากแหล่งหินที่นำมาใช้ในการผสมคอนกรีตนั้นยังมีคุณภาพดีอยู่ แต่ในอนาคตหากแหล่งหินที่มีคุณภาพนั้นมีจำนวนน้อยลง และมีความจำเป็นต้องนำหินที่มีคุณภาพต่ำมาใช้ในการผสมคอนกรีต ปัญหา ASR อาจเป็นปัญหาที่สำคัญในประเทศไทย เช่นเดียวกับหลายๆ ประเทศในปัจจุบันก็เป็นได้ ปัจจุบัน รศ.ดร.สุวิมล สัจจาณิชย์ (นักวิจัยที่ปรึกษา) ได้เริ่มทำการวิจัยและสำรวจแหล่งหินที่มีแนวโน้มว่าจะทำให้เกิดปรากฏการณ์ ASR เพื่อเป็นการหลีกเลี่ยงการนำหินเหล่านั้นมาใช้ในการก่อสร้างในอนาคต อย่างไรก็ตามนอกจากจะทำการศึกษาลักษณะของแหล่งหินดังกล่าวข้างต้นแล้ว ควรจะมีการศึกษาถึงพฤติกรรมการเกิด และการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติทางกลของคอนกรีตเมื่อได้รับผลกระทบจากปรากฏการณ์ ASR ด้วย เพื่อใช้สำหรับเป็นข้อมูลในการป้องกันและใช้ในการแก้ไขผลกระทบที่อาจจะเกิดขึ้นได้ในอนาคต ดังเช่นในต่างประเทศที่ได้มีการศึกษาปัญหาที่เกิดขึ้นเนื่องจากหินที่มีในประเทศ โดยทำการศึกษาและทดสอบหาค่าการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติทางกลต่างๆ อาทิเช่น กำลังรับแรงดึง กำลังรับแรงอัด ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น อัตราการขยายตัว เป็นต้น รูปที่ 1-1 แสดงลักษณะรอยร้าวในตัวอย่างแท่งคอนกรีตและ ASR gel ที่ซึมออกมาภายนอก



รูปที่ 1-1 ลักษณะการเกิด ASR ในแท่งตัวอย่างทดสอบ

ดังที่กล่าวไว้ข้างต้นผลกระทบของปรากฏการณ์ ASR ที่มีต่อโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กคือ ทำให้เกิดรอยร้าวขึ้นทั้งในมวลรวม (บางกรณีที่รุนแรง) และซีเมนต์เพสต์ ดังนั้น ASR จึงเป็นอีกสาเหตุหนึ่งที่ทำให้โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กนั้นเสื่อมสภาพลงอย่างรวดเร็ว นอกเหนือจากการเสื่อมสภาพอื่นๆ เช่น การหดตัวของคอนกรีต (Shrinkage) หรือการเกิด Corrosion ในเหล็กเสริม อีกทั้ง ASR ยังเป็นตัวทำลายหรือลดคุณสมบัติทางกลต่างๆ ของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กอีกด้วย เช่น ค่าความแข็งแรงและสติฟเนสของโครงสร้างซึ่งมีผลโดยตรงต่อความปลอดภัยของโครงสร้าง ดังนั้นการประเมินค่าความเสียหายและวิเคราะห์ความมั่นคงของโครงสร้างเนื่องจากปรากฏการณ์ ASR จึงเป็นสิ่งจำเป็นอย่างยิ่ง อย่างไรก็ตามในการประเมินหรือวิเคราะห์ความเสียหายของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กจริงเป็นสิ่งที่ค่อนข้างยุ่งยาก เนื่องจากโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กจริงนั้นมีขนาดใหญ่ มีรูปร่าง (Structural geometry) ค่าขอบเขต (Boundary condition) รวมถึงมีการจัดวางเหล็กเสริมภายใน (Arrangement of reinforcement) ที่ซับซ้อน ดังนั้นในการศึกษาพฤติกรรมและผลกระทบที่เกิดขึ้นเนื่องจากปรากฏการณ์ ASR นั้น ปกติจะวิเคราะห์โดยอาศัยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ เพื่อลดปัญหาต่างๆ ที่กล่าวไว้ งานวิจัยฉบับนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อพัฒนาคอมพิวเตอร์โปรแกรมเบื้องต้นสำหรับการวิเคราะห์พฤติกรรมของปฏิกิริยา ASR โดยได้ทำการทดสอบคอนกรีตในห้องปฏิบัติการควบคู่ไปด้วย เพื่อหาคุณสมบัติต่างๆ ที่จำเป็นของคอนกรีตในการสร้างแบบจำลอง

1.2 วัตถุประสงค์

1. เพื่อศึกษาการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติทางกลของคอนกรีตที่ถูกผลกระทบเนื่องจากปฏิกิริยา ASR ที่ได้จากแหล่งหินในประเทศ โดยการเร่งปฏิกิริยา เช่น กำลังรับแรงอัด กำลังรับแรงดึง โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต และพลังงานการแตกร้าว เป็นต้น
2. เพื่อศึกษาพฤติกรรมการขยายตัวของคานคอนกรีตล้วนและคานคอนกรีตเสริมเหล็ก สำหรับเป็นข้อมูลในการศึกษาและวิเคราะห์การเกิดรอยร้าว
3. เพื่อพัฒนาคอมพิวเตอร์โปรแกรมเบื้องต้นสำหรับการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์และวิเคราะห์พฤติกรรมการเกิด ASR ในคานคอนกรีต โดยอาศัยหลักการของ Rigid-Body-Spring-Model (RBSM)

1.3 ขอบเขตของการวิจัย

1. ศึกษาการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติทางกลของคอนกรีตที่ถูกผลกระทบเนื่องจาก ASR โดยการเร่งปฏิกิริยา เฉพาะกำลังรับแรงอัด กำลังรับแรงดึง โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต และพลังงานการแตกร้าว โดยใช้หิน 2 ชนิด จากแหล่งหินในประเทศที่ให้ผลิตปูนซีเมนต์
2. ศึกษาการขยายตัวของคานคอนกรีตล้วนและคอนกรีตเสริมเหล็กโดยการเร่งปฏิกิริยา
3. พัฒนาคอมพิวเตอร์โปรแกรมเบื้องต้นสำหรับการศึกษาวิเคราะห์พฤติกรรมของคอนกรีตที่เกิดปฏิกิริยา ASR ในคอนกรีต โดยอาศัยหลักการของ Rigid-Body-Spring-Model (RBSM)

บทที่ 2

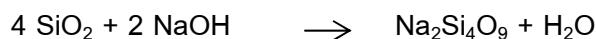
การตรวจเอกสาร

จากงานวิจัยในอดีต พบว่าปัญหาผลกระทบจากปฏิกิริยา Alkali Silica Reaction (ASR) ได้เกิดขึ้นในประเทศต่างๆ ทั่วโลกประมาณ 50 ประเทศ ซึ่งในแต่ละประเทศเกิดปัญหา ASR มากน้อยและรุนแรงแตกต่างกันไป (Stanton, T.E. 1940 และ Fournier, B. and Berubé, M. 2000) ตัวอย่างเช่น ในประเทศอาเจนตินาได้รับผลกระทบที่เกิดจากปัญหาของ ASR ประมาณ 100 แห่ง (Fava *et al.* 1991) โดยงานวิจัยหลายฉบับได้ศึกษาการควบคุมและการป้องกันการเกิดปฏิกิริยา ASR ในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก อีกทั้งงานวิจัยบางส่วนได้มีการศึกษาถึงผลกระทบของ ASR ที่มีต่อคุณสมบัติทางกลของโครงสร้างคอนกรีตมวลและโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยอาศัยมวลรวมหยาบที่คาดว่าไวต่อต่อปฏิกิริยา (Reactive Aggregate) และสามารถทำให้เกิดปฏิกิริยา ASR ได้ เช่น Fused Silica, Beltane Opal และทรายจาก Thames Valley เป็นต้น

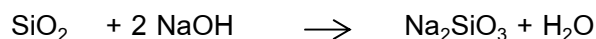
ปฏิกิริยา ASR ที่มีผลกระทบกับโครงสร้างคอนกรีตปกติมักจะขึ้นอยู่กับแรงที่กระทำต่อโครงสร้างซึ่งสามารถสังเกตจากการขยายตัวของโครงสร้าง อย่างไรก็ตามการขยายตัวแบบอิสระของแท่งตัวอย่างคอนกรีตสามารถตรวจสอบได้อย่างง่ายในห้องปฏิบัติการ ซึ่งสามารถทำได้โดยใช้คอนกรีตสดที่ออกแบบส่วนผสมให้เหมือนกับที่ใช้ในโครงสร้างหรือในกรณีของโครงสร้างคอนกรีตขนาดใหญ่ที่มีอยู่แล้วอาจใช้วิธีเจาะตัวอย่างเพื่อนำมาทดสอบได้โดยตรงจากโครงสร้างและวัดค่าการขยายตัวที่เหลือ อย่างไรก็ตามตัวแปรภายนอกต่างๆ ก็มีผลต่อการขยายตัวและความเสียหายในโครงสร้าง เช่น อุณหภูมิ (Temperature) ความชื้นสัมพัทธ์ (Relative Humidity) และสภาพความเค้นภายในของคอนกรีต (Internal stress)

2.1 กลไกการเกิดปฏิกิริยาแอลคาไลซิลิกา

ปฏิกิริยาแอลคาไลซิลิกาเป็นกระบวนการทางเคมีระหว่างแอลคาไล (Na_2O และ K_2O) ในปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ และองค์ประกอบของซิลิกาในมวลรวม สัดส่วนขององค์ประกอบเคมี (Swamy, R.N. and Al-Asali, M.M. 1988) สามารถเขียนความสัมพันธ์ได้ตามสมการที่ 2-1



(2-1)



อย่างไรก็ตาม ส่วนประกอบทางเคมีของ ASR gel ยังมีความแปรปรวนและไม่มีสูตรเคมีที่แน่ชัด โดยความเข้มข้นไฮดรอกซิลไอออน (OH^-) และไอออนบวกของแอลคาไลมีความสำคัญต่อการเกิดปฏิกิริยานี้ (Vivian, H.E. 1951)

แอลคาไล (Alkali)

แอลคาไลเป็นธาตุในหมู่ที่ 1 ของตารางธาตุ มีชื่อเรียกว่า โลหะแอลคาไล (Alkali Metal) ประกอบไปด้วย ลิเทียม (Li) โพแทสเซียม (K) โซเดียม (Na) รูบิเดียม (Rb) ซีเซียม (Cs) และแฟรนเซียม (Fr) โลหะแอลคาไลมีลักษณะเป็นโลหะเนื้ออ่อน มีความหนาแน่นต่ำ มีความไวต่อการเกิดปฏิกิริยาเคมีสูงมาก และสามารถเกิดปฏิกิริยารุนแรงกับน้ำได้ ทำให้เกิดเป็นไฮดรอกไซด์ที่ละลายน้ำที่เรียกว่า แอลคาไลของโพแทสเซียมและโซเดียม แอลคาไลทั้งสองรูปนี้เอื้อต่อการเกิด ASR gel เนื่องจากปริมาณของแอลคาไลของโพแทสเซียมและโซเดียมในปูนซีเมนต์มีมากกว่าอย่างมีนัยสำคัญเมื่อเทียบกับแอลคาไลของลิเทียม รูบิเดียมและซีเซียม

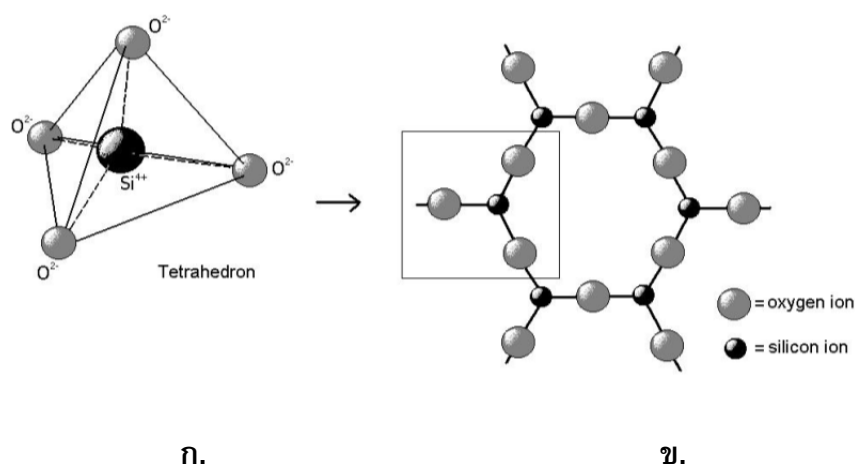
ในการหาปริมาณแอลคาไลสามารถหาได้จาก ปริมาณทั้งหมดรวมของแอลคาไลในรูปของ “ Na_2O Equivalent” โดยปริมาณของทั้งสองรูปแบบของแอลคาไลทั้ง Na_2O และ K_2O จะถูกคูณด้วยน้ำหนักของอะตอม ดังแสดงในสมการที่ 2-2

$$\text{Na}_2\text{O Equivalent} = \text{Na}_2\text{O} + 0.658 \text{ K}_2\text{O} \quad (2-2)$$

แอลคาไลส่วนใหญ่ได้จากปูนซีเมนต์ ดังนั้นปริมาณของแอลคาไลในคอนกรีตจึงขึ้นอยู่กับปริมาณของแอลคาไลในซีเมนต์และปริมาณของปูนซีเมนต์ในคอนกรีต แต่อย่างไรก็ตาม แอลคาไลไม่ได้มีเฉพาะในปูนซีเมนต์เพียงอย่างเดียว อาจจะมาพบในแหล่งอื่น ๆ เช่น สิ่งแวดล้อม มวลรวม เกลือ และสารผสมเพิ่ม เป็นต้น (Page, C.L. and Page, M.M. 2007)

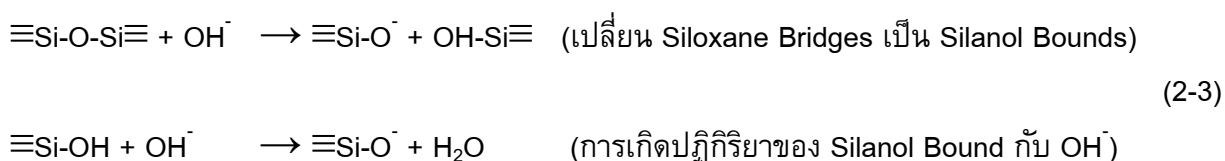
ซิลิกา (Silica)

จากสมการการเกิดปฏิกิริยาแอลคาไลซิลิกาทั้งสองสมการข้างต้น ซิลิกาจะอยู่ในรูปของโมเลกุลเดี่ยว ในความจริงซิลิกาที่มีอยู่ในมวลรวมเป็นโครงข่ายที่แตกต่างกัน ตั้งแต่รูปแบบผลึก (Crystalline) จนถึงโครงข่ายแบบอสัณฐาน (Amorphous) ในโครงข่ายเหล่านี้ไอออนของออกซิเจนและซิลิกอนจะมีพันธะเชื่อมต่อกันที่เรียกว่า “Siloxane Bridges (Si-O-Si)” องค์ประกอบพื้นฐานของโครงสร้างจะมีลักษณะเป็น Tetrahedron Element โดยซิลิกอนไอออนล้อมรอบด้วยออกซิเจนไอออน 4 ไอออน ดังรูปที่ 2-1 แสดงโครงข่ายผลึกของซิลิกา และ Tetrahedron Element อย่างไรก็ตามรูปที่แสดงโครงข่ายซิลิกาอยู่ใน 2 มิติ แต่ในความเป็นจริงโครงสร้างเป็นแบบ 3 มิติ (ออกซิเจนตัวที่ 4 จะหายไป) (Crucq, 2005)



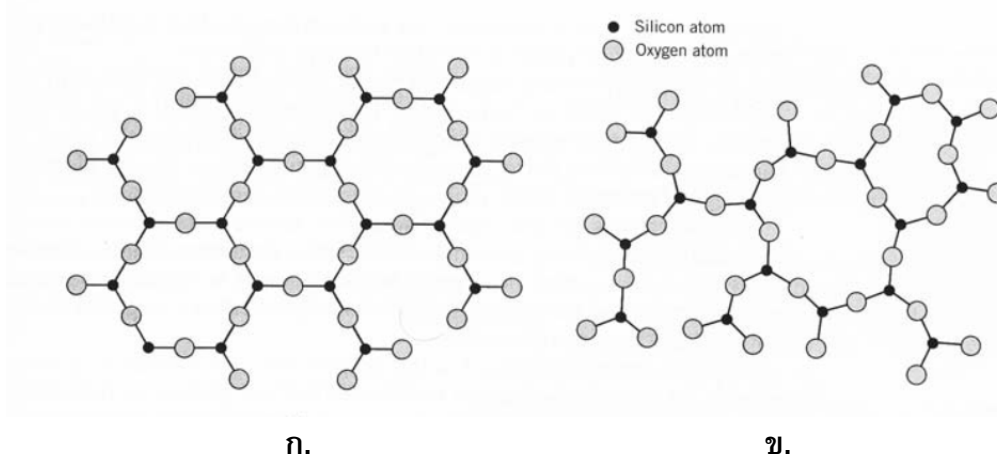
รูปที่ 2-1 ก.) Tetrahedron Element และ ข.) โครงสร้างของโครงข่ายผลึกซิลิกา (Crucq, 2005)

กระบวนการเกิด ASR ก่อนข้างซับซ้อน เนื่องจากโครงข่ายซิลิกาไม่ใช่โมเลกุลเดี่ยว เพื่อให้ง่ายต่อการเข้าใจ สามารถอธิบายได้ 2 ขั้นตอน ตามความสัมพันธ์ในสมการที่ 2-3 ดังนี้



ในเวลาเดียวกัน Na^+ และ K^+ จะเคลื่อนที่เข้ามาในบริเวณที่เกิดปฏิกิริยาโดยวิธีการแพร่ในโครงข่ายซิลิกาและรวมตัวกับประจุลบเกิดเป็น ASR gel

ประเภทของโครงข่ายซิลิกาที่เป็นผลึกมีอิทธิพลต่อการเกิดปฏิกิริยา เช่น โครงข่ายผลึกขนาดเล็กจะมีพื้นที่ผิวจำเพาะที่มากทำให้เกิดปฏิกิริยาได้มากกว่าโครงข่ายผลึกที่ใหญ่ขึ้น ยิ่งไปกว่านั้น โครงสร้างประเภทอสัณฐานจะมีการยึดเหนี่ยวระหว่างธาตุด้วย Silanol Bound ซึ่งพันธะนี้ง่ายที่จะเกิดปฏิกิริยา ASR รูปที่ 2-2 แสดงความแตกต่างของ Crystalline และ Amorphous ของซิลิกา ในแบบจำลอง 2 มิติ ทั้งสองโครงสร้าง มวลรวมที่ไวต่อการเกิดปฏิกิริยาจะให้ซิลิกาที่จำเป็นในการสร้าง ASR gel



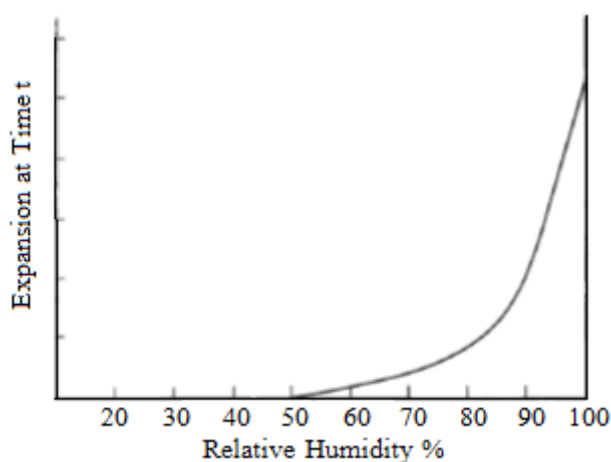
รูปที่ 2-2 แบบจำลอง 2 มิติของ ก.) Crystalline และ ข.) Amorphous (Crucq, P. 2005)

ความชื้น

ส่วนประกอบที่จำเป็น 3 ส่วนในการสร้าง ASR gel คือ ซิลิกาที่สามารถเกิดปฏิกิริยาได้ และแอลคาไล ที่มีปริมาณเพียงพอก็จะทำให้เกิด ASR gel โดยน้ำจะทำให้เกิดปฏิกิริยา (Poyet *et al.*, 2006) คือ เริ่มแรกจะทำหน้าที่เป็นตัวกลางในการถ่ายทอดไอออนที่เกี่ยวข้องกับการเกิดปฏิกิริยา และขั้นที่สองคือน้ำจะถูกดูดซึมเข้าไปใน gel เกิดการบวมตัวและพัฒนาความดันเพิ่มขึ้น ทำให้โครงสร้างคอนกรีตเกิดการแตกร้าวหรือวิบัติได้ สังเกตได้จากโครงสร้างที่สัมผัสกับสภาวะแวดล้อมที่ชื้นตลอดเวลา

จากการศึกษาของ Neville, A. (1990), Swamy, R.N. (1992) และ Larive, C. (1997) พบว่า อัตราการเกิดปฏิกิริยาแอลคาไลซิลิกาจะแตกต่างกันออกไปขึ้นอยู่กับเปอร์เซ็นต์ของความชื้นสัมพัทธ์ (%Relative Humidity, %RH) ของคอนกรีต ดังรูปที่ 2-3 แสดงให้เห็นว่าที่ความชื้นต่ำกว่า 70 %RH มี

การขยายตัวเล็กน้อย แต่ที่สูงกว่า 80 %RH การขยายตัวจะเพิ่มสูงขึ้นเป็นรูปโค้งพาราโบลา โดยการดูดซึมน้ำของ ASR gel



รูปที่ 2-3 ผลกระทบของความชื้นสัมพัทธ์ต่อการขยายตัว (Neville, A. 1990)

2.2 ขั้นตอนการขยายตัวของ ASR gel

อัตราการขยายตัวของคอนกรีตเนื่องจากปฏิกิริยา ASR มีค่าประมาณ 0.02 ถึง 0.2 มม.มม.⁻¹ ปี⁻¹ ผลดังกล่าวทำให้ทราบว่าการเคลื่อนที่ของโครงสร้างเขื่อนโดยทั่วไปมีค่าประมาณ 0.1 ถึง 5 มม. ปี⁻¹ (Charlwood, R.G. 1944) กระบวนการขยายตัวของ ASR ในคอนกรีตโดยทั่วไปจะมีด้วยกัน 3 ระยะประกอบด้วย

1. ระยะเวลาเริ่มต้น คอนกรีตเริ่มเกิดปฏิกิริยา ASR ซิลิกาเจลจะดูดซับความชื้นและขยายตัว
2. ระยะเวลาการพัฒนาของความดันและการขยายตัวในคอนกรีต
3. ระยะเวลาการเกิดปฏิกิริยาของมวลรวมที่เหลือที่สามารถจะเกิดปฏิกิริยาได้

อย่างไรก็ตามความเข้มข้นและการกระจายตัวการเกิดปฏิกิริยา ASR ในโครงสร้างคอนกรีตขึ้นอยู่กับปัจจัยสำคัญต่างๆ ดังนี้

1. ลักษณะทางกายภาพและทางเคมีของสารประกอบปฏิกิริยาคอนกรีต โดยความเข้มข้นและการกระจายตัวการเกิดปฏิกิริยา ASR ในเขื่อนคอนกรีตนั้นมีความแตกต่างกันมาก เนื่องจากความหลากหลายของปูนซีเมนต์ที่ใช้ มวลรวมหยาบที่มาจากแหล่งหินที่ต่างกันหรือมาจากหินก้อนเดียวกันที่มีขนาดใหญ่ ซึ่งจะมีลักษณะการซึมผ่านของน้ำหรือการเคลื่อนที่ของ Alkali ที่ต่างกันได้

2. ความชื้นสัมพัทธ์ภายในคอนกรีตประมาณ 75% (RH) จะเป็นสิ่งจำเป็นสำหรับการเริ่มต้นการเกิดปฏิกิริยาและการขยายตัว โดยจะมีความแตกต่างเชิงเส้นตรงระหว่าง RH_{min} 75% และ 100% RH_{max}
3. อุณหภูมิเป็นตัวแปรที่สำคัญในการเกิดปฏิกิริยา ASR โดยปฏิกิริยาอาจหยุดหากอุณหภูมิต่ำกว่าค่าขีดจำกัดและเร่งขึ้นเมื่ออุณหภูมิสูงขึ้น ด้วยเหตุนี้จึงพบว่าโครงสร้างคอนกรีตในประเทศที่มีอากาศร้อนจะได้รับผลกระทบมากกว่าในประเทศที่มีอากาศหนาวเย็น
4. ลักษณะการใช้งาน ขนาดความเค้นอัดและการยึดรั้งของโครงสร้างทั้งภายในและภายนอก โดยการขยายตัวจะลดลงอย่างมากในทิศทางของการบีบอัดหรืออาจหยุดการขยายตัวได้ เช่น การยึดรั้งภายในเนื่องจากเหล็กเสริม ดังนั้นแบบจำลองสำหรับใช้ประเมินการเกิด ASR จะต้องคำนึงถึงความเค้นอัดที่เกิดขึ้นในโครงสร้างและเหล็กเสริมภายในด้วย อาทิเช่น เชื้อเพลิงกำลังความเค้นสูงและสะพานซึ่งเป็นโครงสร้างที่มีปริมาณเหล็กเสริมจำนวนมาก เป็นต้น

ปฏิกิริยา ASR นำไปสู่การทำลายโครงสร้างแร่ของซิลิกาและการสร้าง ASR gel โดยโครงสร้างองค์ประกอบของเจลนั้นจะค่อนข้างไม่เป็นเนื้อเดียวกัน (Nonhomogenous) ขึ้นอยู่กับปัจจัยต่างๆ เช่น เวลาปริมาณของซิลิกา (Silica) และด่าง (Alkali) ดังนั้นจึงเป็นเรื่องยากมากที่จะพูดถึงประเภทของเจลแม้ในตัวอย่างคอนกรีตเดียวกัน เนื่องจากการกระจายตัวแบบสุ่มของปริมาณซิลิกาและด่าง

ASR gel จะดูดซึมน้ำในระหว่างการสร้างเจลเป็นผลให้เจلدังกล่าวเกิดการขยายตัวในเมทริกซ์รอบๆ มวลรวมหยาบหรือรอยร้าวในมวลรวมหยาบ โดยเจลจะเริ่มเกิดแรงดันเมื่อรูปทรงรอบๆ มวลรวมหยาบนั้นเต็มไปด้วยเจล การเกิดขึ้นใหม่ของเจลจะนำไปสู่แรงดันซึ่งสามารถเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ จนกระทั่งสูงกว่าความต้านทานแรงดึงของคอนกรีตทำให้เกิดรอยแตกขึ้นและทันทีที่รอยแตกดังกล่าวเปิดกว้างขึ้น เจลก็จะเกิดใหม่จนเต็มรอยร้าวดังกล่าว ดังนั้นแสดงให้เห็นว่ามีความแตกต่างระหว่างการเกิดปฏิกิริยาและการขยายตัว เช่น อาจมีปฏิกิริยาเกิดขึ้น (การผลิตเจล) โดยไม่มีการขยายตัวของวัสดุ (ถ้ารูปทรงทั้งหมดที่มียังปราศจากเจล)

2.3 ผลกระทบของ ASR ต่อคุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีต

การเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติทางกลของคอนกรีตเนื่องจากการเกิดปฏิกิริยา ASR ส่วนใหญ่เกิดจากกลไกของรอยร้าวขนาดเล็กภายใน (microcrack) และการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นไม่เท่ากัน (Differential movements) ส่งผลให้ความสามารถในการรับแรงลดลง โมดูลัสยืดหยุ่นลดลง อีกทั้งค่าสัมประสิทธิ์การคืบของคอนกรีตที่ได้รับผลกระทบจาก AAR จะมีค่ามากกว่าคอนกรีตที่ไม่ได้รับผลกระทบประมาณ 2-4 เท่า เป็นต้น ผลการทดสอบชิ้นตัวอย่างคอนกรีตขนาดเล็กที่ไม่ถูกบีบอัด (Unconfined) แสดงให้เห็นว่า

ความแข็งแรงและสติฟเนสของคอนกรีตจะลดลงมากเมื่อเทียบกับคอนกรีตในโครงสร้างจริงซึ่งมีลักษณะแบบอัดสามแกน (Tri-Axial confinement) (Imai, H. 1986 และ Jones, A. E. K. 1994) ปฏิริยาแอลคาไลซิลิกาจะสามารถสังเกตได้ผ่านการขยายตัวของคอนกรีตและ/หรือรอยแตกร้าวต่างๆ บนผิวคอนกรีต บางครั้งสามารถสังเกตปฏิริยาที่เกิดขึ้นตามขอบของมวลรวมหยาบและการเกิด Decohesion ระหว่างปูนซีเมนต์และมวลรวมหยาบ โดยปฏิริยาแอลคาไลซิลิกามีผลทำให้โมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีตลดลงและการเปลี่ยนรูปแบบพลาสติกเพิ่มขึ้น มีผลให้ microcrack เพิ่มขึ้นเรื่อยๆ และรอยร้าวจะกว้างมากขึ้นเนื่องจากการบวมของเจลที่เกิดขึ้น ดังนั้น microcrack เหล่านี้จะมีบทบาทสำคัญในการขยายตัวของโครงสร้างคอนกรีตโดยรวม

คุณสมบัติของคอนกรีตที่ใช้ในการพิจารณาการแตกร้าวและผลกระทบของ ASR เช่น ค่าโมดูลัสความยืดหยุ่น จะขึ้นอยู่กับปัจจัยต่างๆ ดังแสดงในสมการด้านล่าง

$$[E_i(t)] = f(v_c, f_t(t), E_c(t), \phi(t), \varepsilon_{aar}(t), \varepsilon(t)) \quad (2-4)$$

โดย	v_c	=	อัตราส่วนปัวส์ซอง
	$f_t(t)$	=	กำลังรับแรงดึง
	$E_c(t)$	=	โมดูลัสยืดหยุ่น
	$\phi(t)$	=	สัมประสิทธิ์การคืบ
	$\varepsilon_{aar}(t)$	=	ความเครียดเนื่องจาก AAR
	$\varepsilon(t)$	=	ความเครียดรวม

จากการศึกษาทางเคมีของปฏิริยา ASR พบว่าปัจจัยหลักที่ควรนำมาพิจารณา คือ พารามิเตอร์ตัวแทนของปฏิริยาเคมี (A) อุณหภูมิ (T) ความชื้นสัมพัทธ์ (H) และความเค้นอัด (σ) (Capra, B. and Bournazel, J.-P. 1998)

$$\varepsilon^{aar} = \varepsilon^{aar}(A, T, H, \sigma) \quad (2-5)$$

Swamy R.N. and Al-Asali M.M. (1988) ได้ศึกษาถึงผลกระทบของ ASR ที่มีต่อคุณสมบัติทางกลของคอนกรีต (Mechanical properties) อาทิเช่น โมดูลัสของคอนกรีต (Static modulus of elasticity) กำลังรับแรงอัด (Compressive strength) กำลังรับแรงดึง (Tensile strength) ทั้งแบบ Direct method,

Splitting method และ Flexural method การทดสอบ Pulse velocity ในการศึกษาได้ใช้วัสดุหยาบที่แตกต่างกัน เช่น Fused Silica และ Beltane Opal ผลการศึกษาพบว่า ค่าการสูญเสียคุณสมบัติทางกลของคอนกรีตมีอัตราการสูญเสียที่แตกต่างกันหรือไม่เป็นสัดส่วนเดียวกันกับอัตราการขยายตัวเนื่องจากอิทธิพลของ ASR อีกทั้งยังพบว่า การทดสอบ Flexural strength และ Dynamic modulus of elasticity เป็นการทดสอบที่ดีในการชี้วัดถึงวัสดุที่สามารถทำให้คอนกรีตเกิดปฏิกิริยา ASR ได้ (Reactive aggregate) ในขณะที่การทดสอบกำลังรับแรงอัด เป็นตัวชี้วัดที่ไม่สามารถบ่งบอกได้ชัดเจน

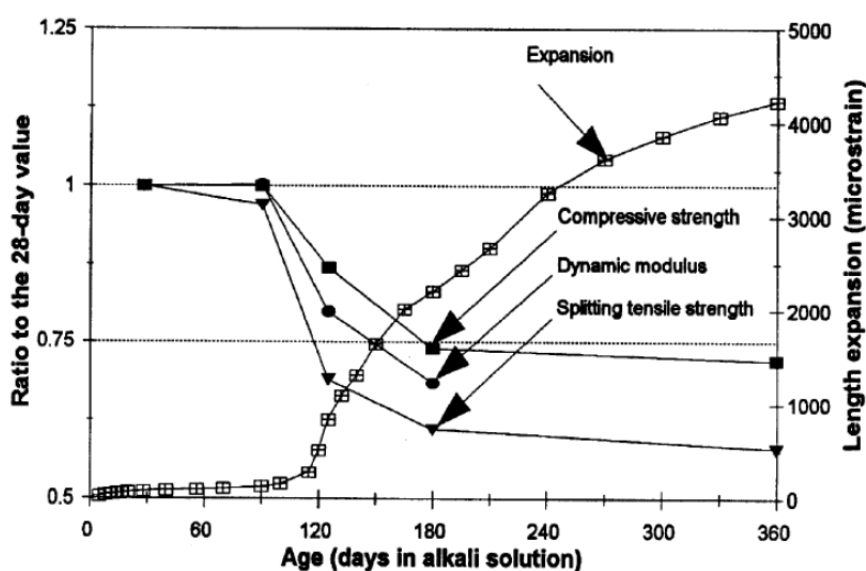
Ahmed, T. (2003) ได้ศึกษาถึงผลกระทบของ ASR ที่มีต่อคุณสมบัติทางกลของคอนกรีต เช่นเดียวกับการศึกษาของ Swamy R.N. and Al-Asali M.M. (1988) แต่ได้ศึกษาเพิ่มเติมเกี่ยวกับการดูดซึมความชื้น (Water absorption) โดยในการศึกษาได้ใช้วัสดุหยาบที่แตกต่างกัน คือ Fused Silica และ Thames Valley Sand ผลการศึกษาพบว่า ชนิดของวัสดุ (Reactive aggregate) มีผลอย่างมากต่อการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติทางกลของคอนกรีต โดยการทดสอบ Direct tensile และ Static modulus จะเป็นการทดสอบที่ดีในการชี้วัดถึงวัสดุ (Reactive aggregate) ที่สามารถทำให้คอนกรีตเกิดปรากฏการณ์ของ ASR ได้

Pleau *et al.* (1989) ได้ศึกษาพฤติกรรมของคอนกรีตที่ได้รับผลกระทบเนื่องจาก ASR จากมวลรวม 2 ชนิด ได้แก่ มวลรวมที่ไวต่อการเกิดปฏิกิริยาและมวลรวมที่ไม่เกิดปฏิกิริยา โดยเก็บตัวอย่างไว้ในเงื่อนไขสภาวะต่อไปนี้ (1.) ที่ความชื้นสัมพัทธ์ 100 %RH ที่อุณหภูมิ 23 องศาเซลเซียส (2.) แช่ในสารละลาย NaCl 6% ที่อุณหภูมิ 23 องศาเซลเซียส (3.) ที่อากาศ 100 %RH ที่อุณหภูมิ 38 องศาเซลเซียส (4.) สารละลาย NaCl 6% ที่อุณหภูมิ 38 องศาเซลเซียส สัดส่วนของมวลรวมละเอียดและมวลรวมหยาบเท่ากับ 40% และ 60% ตามลำดับ ปริมาณแอลคาไลในทุกส่วนผสมให้มีค่าเท่ากับ 1.25% ของน้ำหนักซีเมนต์ (Na_2O equiv) จากการเติม NaOH เข้าไปในน้ำที่ผสม หรือเท่ากับ 4.4 kg. (Alkali)/ลูกบาศก์เมตร

ผลการทดสอบพบว่า คอนกรีตที่ผสมมวลรวมที่ไวต่อปฏิกิริยา ASR มีการขยายตัว 0.26% ที่อายุ 1 ปี ในอากาศที่ 100 %RH อุณหภูมิ 38 องศาเซลเซียส ส่วนคอนกรีตที่ใช้มวลรวมที่ไม่เกิดปฏิกิริยามีการขยายตัว 0.02% ของการขยายตัวภายใต้เงื่อนไขเดียวกัน โดยที่อุณหภูมิ 23 องศาเซลเซียส และ 38 องศาเซลเซียส ทั้งในอากาศที่ 100 %RH และ 6% NaCl พบว่าการเปลี่ยนแปลงน้ำหนักและ Ultrasonic Pulse Velocity (UPV) ให้ผลลัพธ์ที่ไม่ชัดเจน ซึ่งคอนกรีตที่ใช้มวลรวมไม่เกิด ASR ในสภาวะอากาศ 100 %RH อุณหภูมิ 38 องศาเซลเซียส มีการพัฒนากำลังรับแรงอัดและกำลังรับแรงดึงแบบผ่าซีกอย่างช้าๆ ขณะที่คอนกรีตตัวอย่างที่เกิด ASR กำลังจะเพิ่มขึ้นในช่วง 12 สัปดาห์แรก และจะลดลงจาก 12 สัปดาห์ประมาณ 50% (หลังจากการขยายตัว 0.12%)

อัตราส่วนของกำลังรับแรงดึงต่อกำลังรับแรงอัดมีค่าอยู่ระหว่าง 0.07-0.11 และจะเพิ่มขึ้นตามเวลา เพราะกำลังรับแรงดึงจะได้รับอิทธิพลของ ASR น้อยกว่ากำลังรับแรงอัด อย่างไรก็ตาม โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตที่ขยายตัว จะลดลงมากกว่า 50% ระหว่าง 4 สัปดาห์แรก (การขยายตัว 0.12%) แสดงให้เห็นว่าค่าโมดูลัสยืดหยุ่น ได้รับผลกระทบเนื่องจาก ASR มากกว่ากำลังอื่นๆ แต่โมดูลัสยืดหยุ่นจะเพิ่มขึ้นเล็กน้อยเมื่อ ASR หรือการขยายตัวน้อยลง

Fan, S. and Hanson, J.M. (1998) ได้หล่อคอนกรีตทรงกระบอกขนาด 10x20 เซนติเมตร โดยทดสอบคุณสมบัติทางกลของคอนกรีตไปควบคู่กับคานคอนกรีตเสริมเหล็ก พบว่าคอนกรีตที่ไม่เกิดปฏิกิริยา ASR ไม่มีการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติที่ชัดเจนเมื่อเทียบกับเวลา แต่ผลลัพธ์ของการทดสอบกำลังอัด กำลังรับแรงดึงแบบผ่าซีก Dynamic modulus และการขยายตัวของคอนกรีตทรงกระบอกที่เกิด ASR ดังแสดงในรูปที่ 2-4 บ่งชี้ว่าคุณสมบัติทางกลขึ้นอยู่กับการขยายตัวที่เพิ่มขึ้นเนื่องจาก ASR ซึ่งการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติทางกลจะเริ่มสังเกตได้ภายหลัง 90 วัน โดยคอนกรีตจะปรากฏรอยร้าวที่ 125 วัน ซึ่งคุณสมบัติทางกลก็ลดลงไปมาก และที่ 180 วัน มีการสูญเสียกำลังอัด กำลังรับแรงดึงแบบผ่าซีก Dynamic Modulus ของคอนกรีตทรงกระบอกเป็น 24%, 38% และ 31% ตามลำดับ เมื่อเปรียบเทียบกับคอนกรีตที่ 28 วัน



รูปที่ 2-4 การเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติทางกลของคอนกรีตที่เกิดปฏิกิริยา ASR

(Fan, S and Hanson, J.M. 1998)

Marzouk, H. and Langdon, S. (2003) ใช้มวลรวมที่ไวต่อการเกิดปฏิกิริยา ASR และมวลรวมปกติในการทำคอนกรีตที่กำลังปกติ (35 MPa) และคอนกรีตกำลังสูง (80 MPa) หลังจากการบ่มเป็นระยะเวลา 28 วัน ตัวอย่างถูกแบ่งออกเป็นจำนวนเท่าๆ กัน และแช่อยู่ในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์และน้ำกลั่น ที่ 80 องศาเซลเซียส เป็นเวลา 12 สัปดาห์ ผลกระทบด้านกำลังอัด โมดูลัสความยืดหยุ่น แรงดึงตามแนวแกนเดียวและโมดูลัสแตกร้าว เป็นไปดังนี้

กำลังอัดของคอนกรีตลดลงสูงสุดในคอนกรีตกำลังปกติที่ใช้มวลรวมที่ไวต่อการเกิดปฏิกิริยาสูง สำหรับตัวอย่างที่แช่ในสารละลาย NaOH 12 สัปดาห์ โดยกำลังอัดลดลง 24% และโมดูลัสยืดหยุ่นลดลง 81% อย่างไรก็ตามตัวอย่างที่แช่ในน้ำกลั่นที่อุณหภูมิ 80 องศาเซลเซียส เป็นไปได้ที่จะเป็นการเร่งการเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชันของซีเมนต์ ทำให้ค่ากำลังอัดเพิ่มขึ้น ส่วนในคอนกรีตที่มีกำลังสูง ที่แช่ตัวอย่างในสารละลาย NaOH จะเพิ่มค่ากำลังอัด 3% และ 23% ในมวลรวมที่ไวต่อการเกิดปฏิกิริยาสูงและมวลรวมที่สามารถเกิดปฏิกิริยาได้ปานกลาง ตามลำดับ ที่เป็นเช่นนั้นเพราะคอนกรีตกำลังสูงจะมีความพรุนที่ต่ำ ลดการเคลื่อนตัวของ NaOH ที่จะเข้าไปทำปฏิกิริยา และยังใส่สารผสมเพิ่มเข้าไป คือ ซิลิกาฟูม (Silica fume) ซึ่งเป็นการเพิ่มปริมาณแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต

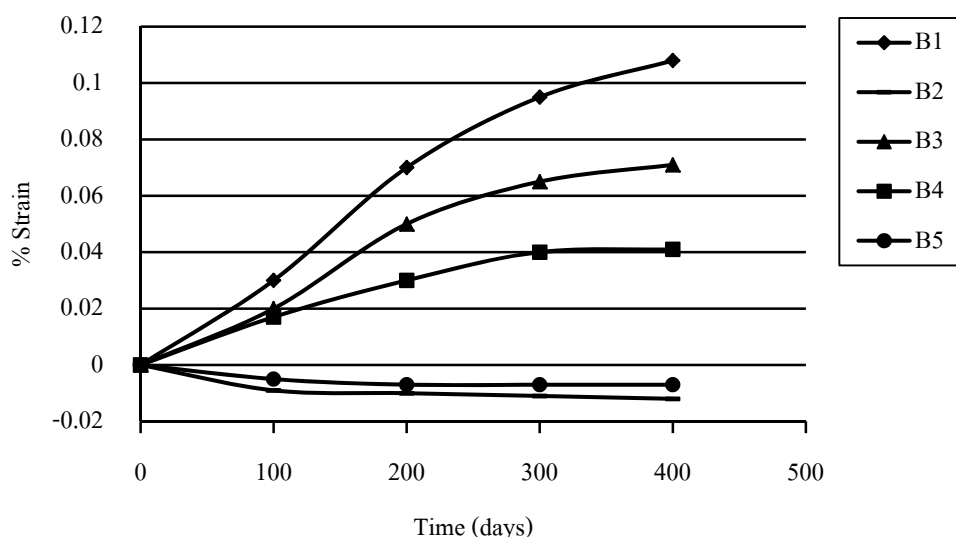
2.4 ผลกระทบของ ASR ต่อพฤติกรรมโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

ปฏิกิริยาแอลคาไลซิลิกาทำให้คอนกรีตเสื่อมสภาพโดยการขยายตัว นำไปสู่การแตกร้าว หลุดร่อน และเกิดการสูญเสียกำลังของคอนกรีต โครงสร้างคอนกรีตจำนวนมากประสบปัญหา ASR เพราะเป็นการยากที่จะใช้ปูนซีเมนต์ที่มีปริมาณแอลคาไลต่ำและมวลรวมที่ดี การเสื่อมสภาพของโครงสร้างคอนกรีตที่มีอยู่จึงพบเห็นได้มากขึ้น

การทดลองจำนวนมากที่ศึกษาพฤติกรรมการขยายตัวของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเนื่องจาก AAR ซึ่งนำไปสู่การวิบัติของโครงสร้างได้ โดยนักวิจัยมากมาย เช่น Yamura, K. (1989), Mohammed *et al.* (2004) , Multon *et al.* (2005) และ Ueda *et al.* (2006) ได้บ่งชี้ว่าการขยายตัวของคอนกรีตที่เกิดปัญหา AAR ขึ้นอยู่กับการยัดรีงของเหล็กเสริมเป็นสำคัญ โดยการขยายตัวเกิดขึ้นน้อยมากในทิศทางที่มีเหล็กเสริมอยู่จำนวนมาก ดังแสดงในรูปที่ 2-5 ซึ่งเป็นผลการทดลองของ Multon *et al.* (2005) โดยที่ B1 เป็นคานคอนกรีตที่เกิดปฏิกิริยา ASR, B2 เป็นคานคอนกรีตที่ไม่เกิดปฏิกิริยา, B3 และ B4 เป็นคานคอนกรีตที่เกิดปฏิกิริยา ASR ที่เสริมเหล็กตามยาว 0.45% และ 1.80% ตามลำดับ และ B5 เป็นคาน

คอนกรีตที่ไม่เกิดปฏิกิริยา ASR และเสริมเหล็ก 0.45% กราฟนี้ชี้ให้เห็นว่าปริมาณเหล็กเสริมที่มากขึ้น (B3, B4) ช่วยลดการขยายตัวของคานคอนกรีตเนื่องจากปฏิกิริยา ASR ได้ หรือช่วยยับยั้งการหดตัวของคอนกรีตได้ในกรณีที่คอนกรีตไม่เกิด ASR (B5)

แต่ก็ยังมีปัจจัยอีกหลายอย่างที่เกี่ยวข้อ เช่น ความซับซ้อนของรูปร่างโครงสร้าง และการยึดรั้งของโครงสร้าง นอกจากนี้ Mohammed *et al.* (2004) พบว่าการกระจายตัวของเหล็กเสริมมีผลต่อพฤติกรรมการขยายตัว โดยหากเนื้อที่ของคอนกรีตและเหล็กเสริมเท่ากัน การเสริมเหล็กเส้นเล็กแต่ให้กระจายไปทั่วหน้าตัดสามารถลดการขยายตัวได้อย่างมีนัยสำคัญ และการยึดเหล็ก plate ไว้ที่ปลายทั้งสองด้านของเหล็กเสริมทำให้มีการยึดรั้งที่ปลายแท่งตัวอย่างคอนกรีตได้มากขึ้นทำให้ลดการขยายตัวของคอนกรีตได้เช่นกัน สำหรับโครงสร้างที่มีการยึดรั้งด้วยเหล็กเสริมตามยาวในปริมาณที่มาก ทำให้คอนกรีตไม่สามารถขยายตัวตามยาวได้ ก็จะทำให้เกิดการบวมตัวออกทางด้านข้างแทน ทำให้แรงกระจายเข้าสู่เหล็กตามขวางจนบางครั้งอาจเกิดการวิบัติได้ (Miyagawa *et al.* 2006) ดังแสดงในรูปที่ 2-6



รูปที่ 2-5 การขยายตัวของคานคอนกรีตที่ได้ผลกระทบเนื่องจาก ASR (Multon *et al.* 2005)



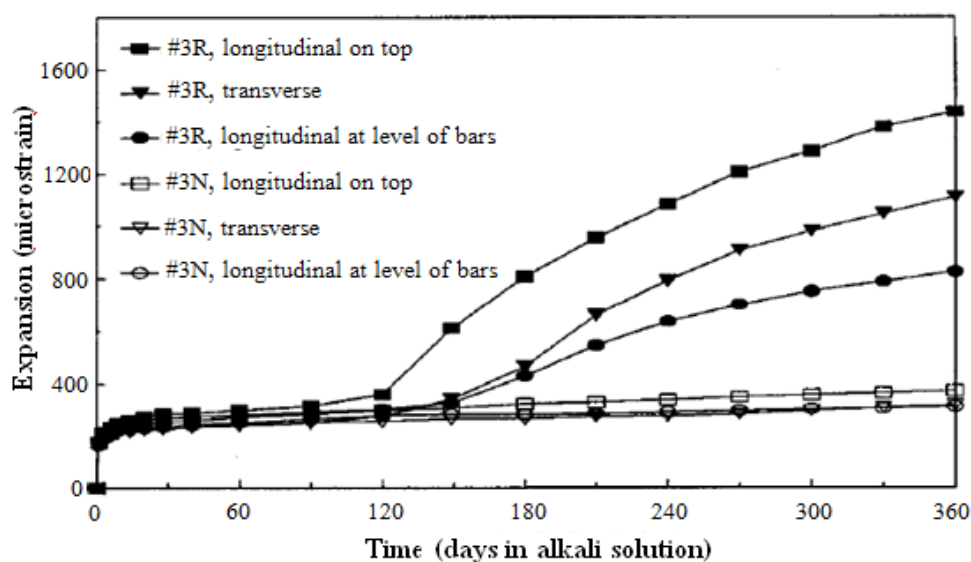
รูปที่ 2-6 ความเสียหายที่เกิดขึ้นในเหล็กปลอก (Miyagawa *et al.*, 2006)

Fan, S and Hanson, J.M. (1998) ได้ศึกษาพฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดปฏิกิริยา ASR โดยได้แบ่งคานคอนกรีตออกเป็น 2 ชุด ชุดแรกเป็นคานที่ผสมมวลรวมที่เกิดปฏิกิริยา ASR ประกอบไปด้วย #3R, #5R1 และ #5R2 ส่วนอีกชุดเป็นคานที่ผสมมวลรวมที่ไม่เกิดปฏิกิริยา ASR ประกอบไปด้วย #3N, #5N1 และ #5N2 คานคอนกรีตมีขนาด 15x25x150 เซนติเมตร ในการหล่อตัวอย่างคานจะมีการเก็บตัวอย่างคอนกรีตทรงกระบอกขนาด 10x20 เซนติเมตร ควบคู่ไปด้วยเพื่อศึกษาการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติเชิงกล เมื่อหล่อตัวอย่างทั้งหมดแล้วจะนำไปเร่งให้เกิดปฏิกิริยา ASR โดยตัวอย่างทั้งหมดจะแช่ในแทงค์เหล็กชุบสังกะสี ซึ่งประกอบไปด้วยสารละลายแอลคาไลเข้มข้น 0.5 N สารละลายนี้ประกอบไปด้วย NaOH 10 กรัม KOH 14 กรัม และ CaO 0.1 กรัม ต่อลิตร สารละลายในแต่ละแทงค์มีอุณหภูมิ 38°C หลังจาก 5 - 7 วัน จะปล่อยให้สารละลายแอลคาไลเย็นตัวลงที่อุณหภูมิห้องประมาณ 24 องศาเซลเซียส เป็นเวลา 2 วัน การขึ้นลงของความร้อนนี้จะป็นวัฏจักรจนการทดสอบสิ้นสุดลง

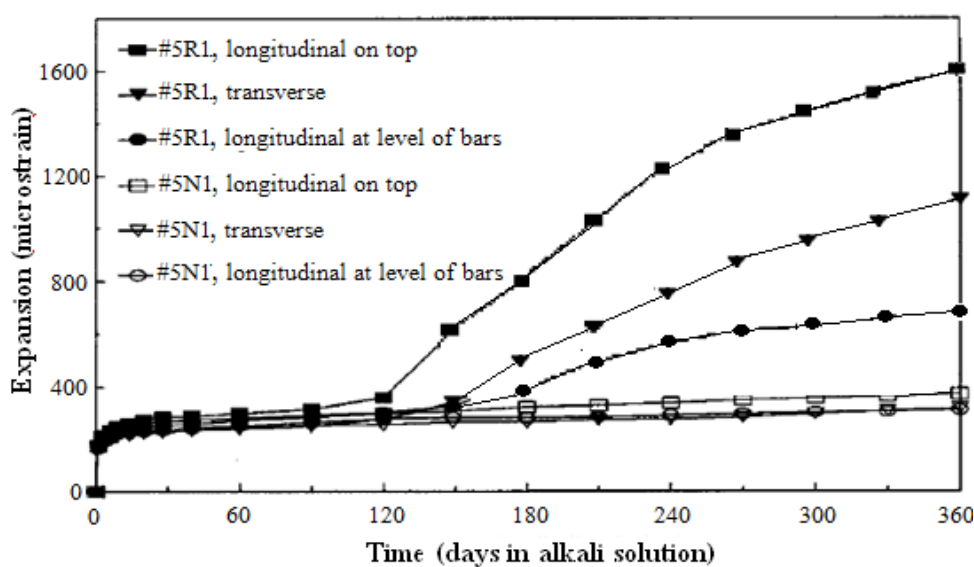
ผลการขยายตัวของคานคอนกรีตเสริมเหล็กแสดงดังรูปที่ 2-7 โดยจะวัดจากหมุดที่ติดอยู่บนผิวของตัวอย่าง ในช่วงแรกของการแช่ในสารละลาย คานขยายตัวประมาณ 250–300 microstrain การขยายตัวนี้เชื่อว่ามีสาเหตุมาจากการเพิ่มขึ้นของอุณหภูมิและการดูดซึมน้ำ

ภายหลังการแช่ตัวอย่างในสารละลายแอลคาไลประมาณ 1 ปี คานที่ผสมมวลรวมที่เกิดปฏิกิริยาจะถูกวัดค่าขยายตัวตามยาวบนผิวของคาน #3R และ #5R1 มีค่าประมาณ 1400 และ 1700 microstrain ตามลำดับ เนื่องจากการยับยั้งการขยายตัวของเหล็กเสริมจึงทำให้มีการขยายตัวได้น้อย

การขยายตัวตามขวางก็น้อยตามไปด้วย ลักษณะการแตกร้าวจะเป็นดังรูปที่ 2-8 รอยร้าวจะเริ่มปรากฏที่บริเวณผิวของคานตามยาว เมื่อขยายตัวได้ประมาณ 800 microstrain และรอยร้าวได้แผ่ออกเชื่อมกับรอยร้าวอื่น โดยรอยร้าวส่วนใหญ่จะมีทิศทางขนานกับเหล็กเสริม

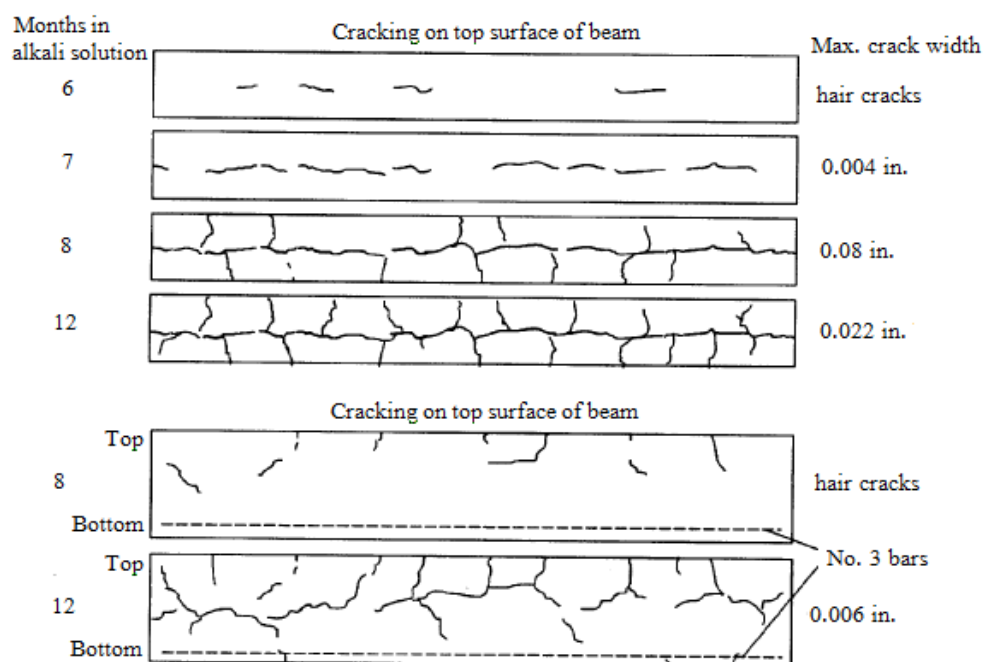


ก)



ข)

รูปที่ 2-7 การขยายตัวของคานคอนกรีต (Fan, S. and Hanson, J.M. 1998)



รูปที่ 2-8 การแตกร้าวของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก (Fan, S. and Hanson, J.M. 1998)

การตรวจสอบการขยายตัวของคานคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้น้ำหนักจำลอง 2 ตัวอย่าง คือ #5N2 และ #R2 เริ่มแรกใส่น้ำหนักไปอย่างช้าๆ จนกระทั่งรอยร้าวปรากฏขึ้นที่ผิวของคานประมาณ 0.2 มิลลิเมตร เพื่อให้เหล็กเสริมภายในเกิดการคราก หลังจากนั้นรักษาน้ำหนักที่กระทำต่อคานไว้คงที่ และนำไปแช่ในสารละลายแอลคาไล หลังจาก 1 ปี พบรอยแตกเกิดขึ้นที่บริเวณผิวของด้านที่เป็นแรงอัดของคานที่เกิดปฏิกิริยา #5R2 คล้ายกับคาน #5R1

การทดสอบการรับกำลังดัด (Flexural strength) ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กภายหลังจากผ่านการเร่งให้เกิดปฏิกิริยา ASR เป็นเวลา 1 ปี และวัดการทรุดตัวที่กึ่งกลางคานด้วย Linear Variable Differential Transformer (LVDT) ดังแสดงในรูปที่ 2-9 การทดสอบใช้แรงกระทำแบบ 2 จุด กดลงด้วยความเร็ว 0.09 มิลลิเมตรต่อนาที จนกระทั่งเกิดการแตกขึ้นที่ผิวด้านรับแรงอัด ผลการทดสอบพบว่า กำลังรับกำลังดัดแตกต่างกันน้อยมากระหว่างคานที่ผสมมวลรวมที่เกิดปฏิกิริยาและไม่เกิดปฏิกิริยา ทั้งในสถานะที่คานเริ่มแตก (First cracking) และเหล็กคราก (Steel yielding) โดยมีข้อสังเกตเพิ่มเติมว่าในระหว่างกำลังทดสอบคาน คือ ความกว้างและความยาวของรอยร้าวเนื่องจากปฏิกิริยา ASR ไม่กว้างขึ้น และรอยร้าวเนื่องจากการใส่น้ำหนักเข้าไปก็ไม่เชื่อมต่อกับรอยร้าวที่เกิดจากปฏิกิริยา ASR ก่อนหน้า



รูปที่ 2-9 การติดตั้งเครื่องมือการทดสอบกำลังดัดของคาน (Fan, S. and Hanson, J.M. 1998)

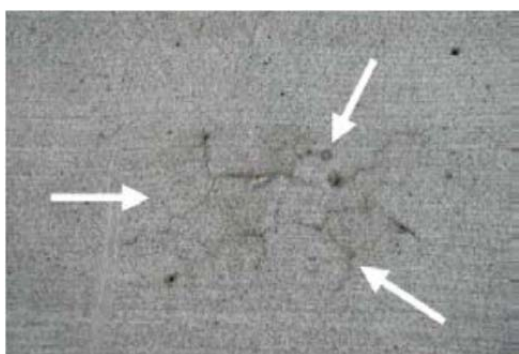
Inoue *et al.* (1989) ได้ศึกษาพฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดปฏิกิริยา ASR โดยเร่งการเกิดปฏิกิริยาภายใต้อุณหภูมิ 40°C ความชื้น 100%RH เป็นเวลา 178 วัน การทดสอบ Static loading แบบ 2 จุด พบว่า กำลังรับแรงดัด (Flexural strength) ของคานที่เกิดปฏิกิริยา ASR มีค่าสูงกว่าคานคอนกรีตที่ไม่เกิดปฏิกิริยา เนื่องจากคานที่เกิดปฏิกิริยา ASR นั้นได้เกิดหน่วยแรงขึ้นในเหล็กเสริมก่อนการทดสอบเนื่องจากการขยายตัวของคอนกรีต ทำให้คอนกรีตมีหน่วยแรงอัดเกิดขึ้นภายในและมีความสามารถในการรับแรงเฉือนได้มากขึ้น แต่อย่างไรก็ตามกำลังที่จุดคราก (Yield strength) และกำลังที่จุดประลัย (Ultimate strength) ของคานคอนกรีตที่เกิดปฏิกิริยา ASR มีค่าต่ำกว่า 10% เมื่อเปรียบเทียบกับคานคอนกรีตที่ไม่เกิดปฏิกิริยา

2.5 การทดสอบปฏิกิริยาแอลคาไลซิลิกาในคอนกรีต

2.5.1 การตรวจสอบโครงสร้างคอนกรีตในสนามจริง

การสำรวจรายละเอียดของคอนกรีตในโครงสร้างจริงเป็นการสำรวจขั้นแรกเพื่อระบุความเป็นไปได้ของการเกิดปฏิกิริยาแอลคาไลกับมวลรวม (AAR) ซึ่งจะต้องประกอบด้วย รอยร้าวและ ASR gel ในโครงสร้างคอนกรีต

รอยร้าว มีลักษณะที่เรียกว่า “Map Cracking” เกิดขึ้นบริเวณผิวของคอนกรีต แต่รอยร้าวลักษณะนี้ไม่ค่อยที่จะกระจายตัวอย่างสม่ำเสมอบนผิวของคอนกรีต ลักษณะของรอยร้าวจะแตกต่างกันออกไปจากเพียงไม่กี่รอย (รูปที่ 2-10 ก) จนกรณีที่มีการแตกร้าวค่อนข้างรุนแรงและมีระยะใกล้ชิดกันเป็นบริเวณกว้าง (รูปที่ 2-10 ข) มีการตั้งข้อสังเกตว่ารอยร้าวเนื่องจาก ASR ยากที่จะแยกแยะออกจากรอยร้าวเนื่องจากกระบวนการ Freezing and Thaw ในคอนกรีต (Haha, M. 2006) แต่อย่างไรก็ตาม บางโครงสร้างที่มีการยึดรั้งหรือเสริมเหล็ก ลักษณะของรอยแตกมักจะขึ้นอยู่กับทิศทางของการเสริมเหล็กและการยึดรั้ง (Çullu *et al.*, 2010)



(ก)



(ข)

รูปที่ 2-10 ลักษณะรอยร้าวบนผิวคอนกรีต (ก) รอยแตกเล็กน้อย (ข) รอยแตกรุนแรง (Haha, M. 2006)

ASR gel เป็นหลักฐานที่สามารถยืนยันได้ว่าปฏิกิริยา ASR ได้มีการพัฒนาภายในคอนกรีต อย่างไรก็ตามในระยะแรกของการเกิดปฏิกิริยาหรือภายใต้เงื่อนไขที่ ASR gel มีปริมาณน้อยมาก ไม่สามารถสังเกตได้ง่ายอาจจะต้องใช้กล้องจุลทรรศน์ในการส่องดู ดังนั้นอาจตรวจไม่พบ ASR gel ในช่วงระยะเวลาสั้นๆ ต้องอาศัยการเคลื่อนตัวของความชื้นผ่านโพรงและรอยแตกในคอนกรีตพา ASR gel ไปยังผิวคอนกรีต ดังรูปที่ 2-11 โดยทั่วไป ASR gel จะซึมไหลออกมาไม่มากนักและมักจะมีสีขาวเทาหรือใสและมีลักษณะเป็นยาง เมื่อมีการคายน้ำจะมีสีขาว โดยหากนำ ASR gel ไปวิเคราะห์ทางเคมีมักจะพบแคลเซียมคาร์บอเนตปนกับ ASR gel ด้วย เนื่องจากการชะล้างแคลเซียมไฮดรอกไซด์จากซีเมนต์เฟส (Çullu *et al.*, 2010)



รูปที่ 2-11 ลักษณะการซึมของ ASR gel ตามรอยร้าวของคอนกรีต (Haha, M. 2006)

2.5.2 การทดสอบการขยายตัวของมอร์ต้าบาร์ (Mortar Bar Tests)

การทดสอบการขยายตัวของมอร์ต้าบาร์เป็นการทดสอบความเป็นไปได้ต่อการเกิดปฏิกิริยาแอลคาไลซิลิกาของมวลรวมละเอียดที่ใช้ในการผสมคอนกรีตตามขนาดผลึกที่กำหนดไว้ โดยทำการหล่อแท่งมอร์ต้าขนาด 25x25x285 มิลลิเมตร จากนั้นนำไปเก็บในที่อุณหภูมิ 38 องศาเซลเซียส และวัดการขยายตัวที่ 1, 2, 3, 4, 6, 9 และ 12 เดือน (ASTM C227) ส่วนอีกวิธีหนึ่ง (ASTM C1260) ได้ทำการเร่งปฏิกิริยาด้วยการแช่ในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) ที่อุณหภูมิ 80 องศาเซลเซียส เพื่อให้เกิดปฏิกิริยาได้เร็วขึ้น เป็นเวลา 14 วัน ถ้ามีการขยายตัวมากกว่า 0.2 เปอร์เซ็นต์ ถือว่ามวลรวมดังกล่าวมีแนวโน้มที่จะก่อให้เกิดปฏิกิริยา ASR ในคอนกรีตได้หากอยู่ในสภาวะที่พอเหมาะ

2.5.3 การทดสอบคอนกรีตปริซึม (Concrete Prism Test)

การทดสอบการขยายตัวของคอนกรีตนั้นจะคล้ายกับการทดสอบมอร์ต้าบาร์ แตกต่างกันที่มวลรวมจะมีขนาดใหญ่กว่าเพื่อให้มีคุณสมบัติเหมือนกับคอนกรีตมากกว่ามอร์ต้าบาร์ วิธีที่นิยมใช้ คือ ASTM C1293, CSA A23.214A, Rilem AAR4 เป็นต้น โดยผสมแอลคาไลเข้าไปในคอนกรีตให้มีระดับคงที่ หลังถอดแบบคอนกรีตจะเก็บไว้ในภาชนะปิดที่อุณหภูมิ 38 องศาเซลเซียส การขยายตัวจะบ่งชี้ว่ามวลรวมนั้นเกิดปัญหาแอลคาไลซิลิกาหรือไม่ ตามมาตรฐาน CSA A23.1 ระบุว่ามีการขยายตัวมากกว่า 0.04 เปอร์เซ็นต์ ที่อายุ 1 ปี ถือว่ามีแนวโน้มของการเสื่อมสภาพเนื่องจากปฏิกิริยา สหภาพนานาชาติ

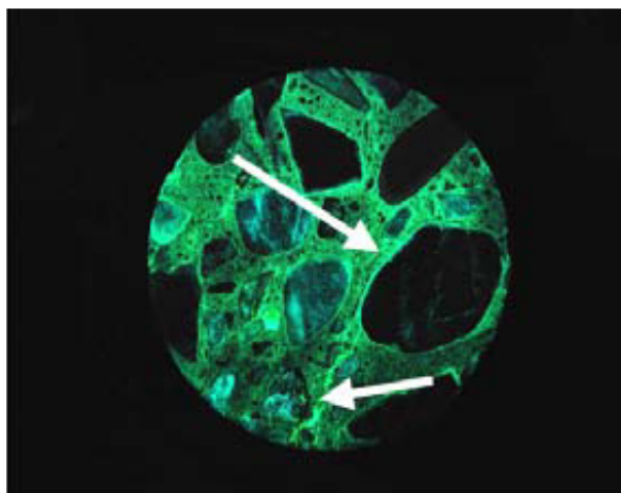
แห่งห้องปฏิบัติการและผู้เชี่ยวชาญในด้านวัสดุก่อสร้าง (The International Union of Laboratory and Experts in Construction Materials, RILEM) ใช้อุณหภูมิในการทดสอบเป็น 60 องศาเซลเซียส เป็นเวลา 20 สัปดาห์ ถ้ามีการขยายตัวมากกว่า 0.10 เปอร์เซ็นต์ ถือว่ามีแนวโน้มการเกิดการเกิดปฏิกิริยา

2.5.4 วิธีทางเคมีอย่างรวดเร็ว (Quick Chemical Method)

วิธีทางเคมีอย่างรวดเร็วเป็นการทดสอบหาความเป็นไปได้ของการเกิดปฏิกิริยาแอลคาไลซิลิกา ตามมาตรฐาน ASTM C289 โดยใช้มวลรวมละเอียดขนาด 150 ไมโครเมตร ถึง 300 ไมโครเมตร แช่ในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ ที่อุณหภูมิสูง 80 ± 1.0 องศาเซลเซียส และปิดผนึกไว้เป็นเวลา 24 ชั่วโมง ซึ่งจะทำให้ซิลิกาที่อยู่ในมวลรวมทำปฏิกิริยา หลังจากนั้นจึงนำสารละลายที่ได้ไปทดสอบหาปริมาณซิลิกาที่ละลายอยู่ในสารละลาย (Dissolve Silica) และปริมาณของไฮดรอกไซด์ไอออนที่ลดลง จะสามารถระบุได้ว่ามวลรวมที่ทดสอบเป็นมวลรวมที่ไม่เกิดปฏิกิริยา มวลรวมที่มีแนวโน้มเกิดปฏิกิริยา หรือมวลรวมที่เกิดการเสื่อมสภาพ วิธีการนี้เหมาะกับมวลรวมที่มีความไวในการขยายตัวสูง เช่น โอปอล เซิร์ท และแก้วภูเขาไฟ แต่อาจจะไม่เหมาะสมกับมวลรวมที่มีอัตราการขยายตัวช้า เช่น เกรย์วอด ซีสต์ และอากิลไลท์ (Argillites)

2.5.5 การวิเคราะห์ด้วยแสง Ultra-Violet

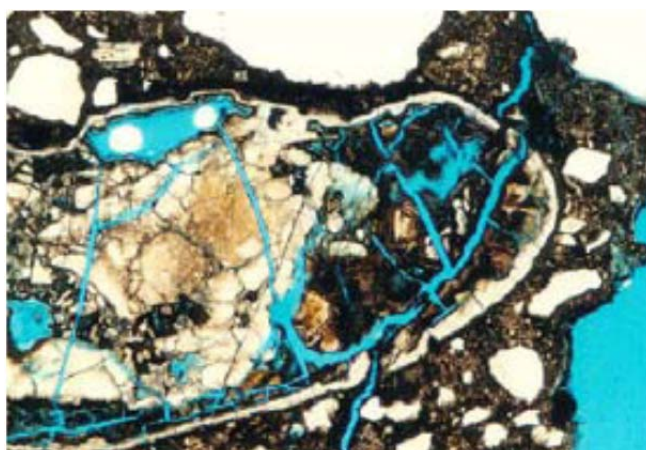
การวิเคราะห์ด้วยแสง Ultra-Violet อาศัยสารละลาย Uranyl Acetate และตรวจสอบด้วยแสง Ultra-Violet เพื่อดู ASR gel ที่เกิดขึ้น โดยเจลจะมีรูปร่างไม่แน่นอนซึ่งจะพบบริเวณขอบของมวลรวม และรอยร้าว จากนั้นก็จะไหลซึมออกมาให้เห็นบริเวณผิวคอนกรีต วิธีที่ ASTM 856 (Annex) แนะนำโดยตัดแผ่นชิ้นตัวอย่างเป็นชิ้นบาง หนาประมาณ 0.8-1 เซนติเมตร ที่ระดับประมาณ 5 เซนติเมตร จากผิวบน ผ่นด้วยสารละลาย Uranyl Acetate และทิ้งไว้ให้ดูดซับประมาณ 1 นาที ใช้น้ำกลั่นชะล้างออก แล้วนำไปส่องดูภายใต้แสง Ultraviolet (UV) ซึ่งเป็นแสงคลื่นสั้น มีความยาวคลื่น 254 นาโนเมตร บริเวณที่เป็น ASR gel จะเป็นสีเขียวอมเหลือง เพราะยูเรนิลไอออนจะเข้าไปแทนที่แอลคาไลใน ASR gel การทดสอบด้วยวิธีนี้อาจจะรวดเร็วแต่ต้องระมัดระวังเนื่องจากรอยร้าวอาจเกิดจากสาเหตุอื่นก็เป็นได้ (Haha, M. 2006)



รูปที่ 2-12 การเรืองแสงของ ASR gel ภายใต้แสง UV (Haha, M. 2006)

2.5.6 การส่องด้วยกล้องจุลทรรศน์แบบใช้แสง (Optical Microscope)

กล้องจุลทรรศน์แบบใช้แสง (Optical Microscope) สามารถให้ผลการวินิจฉัยที่ค่อนข้างรวดเร็ว แต่การเตรียมตัวอย่างต้องใช้เวลาและความประณีตค่อนข้างสูง อย่างไรก็ตามกล้องจุลทรรศน์แบบใช้แสงสามารถให้ผลได้อย่างน่าเชื่อถือ ที่สามารถระบุการเสื่อมสภาพของ ASR รูปที่ 2-13 แสดงการเสื่อมสภาพเนื่องจาก ASR และมีรอยร้าวภายในซึ่งเป็นลักษณะเฉพาะของ ASR



รูปที่ 2-13 รอยแตกของมวลรวมภายใต้กล้องจุลทรรศน์แบบใช้แสง (Haha, M. 2006)

2.5.7 กล้องจุลทรรศน์อิเล็กตรอนแบบสแกน (Scanning Electron Microscope, SEM)

กล้องจุลทรรศน์อิเล็กตรอนแบบสแกน (Scanning Electron Microscope, SEM) ใช้ในการสังเกตองค์ประกอบและรูปร่างลักษณะโดยทั่วไปของเจลเพื่อยืนยันการเกิดปฏิกิริยา ASR ได้ ดังรูปที่ 2-14 แสดงเนื้อของ ASR gel แต่การส่องด้วยกล้องบนผิวที่แตกหักให้ข้อมูลไม่น่าเชื่อถือ ตัวอย่างที่ใช้ต้องชัดเจนมีผิวเรียบ และสามารถต้านทานจากระบบสุญญากาศที่สูงในห้องตัวอย่างได้



รูปที่ 2-14 ลักษณะ ASR gel จากภาพถ่าย SEM (Haha, M. 2006)

2.6 การวิเคราะห์พฤติกรรม ASR ด้วยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์

Dormieux, L. and Lemarchand, E. (2004, 2005) อาศัยวิธีการของ Microporomechanics โดยเปรียบเทียบผลกระทบทางกลของ Topochemical และกลไกการเกิดปฏิกิริยาในสารละลาย ผลการศึกษาแสดงให้เห็นว่า ASR gel เกิดขึ้นเป็นเนื้อเดียวกันในรูพรุนหรือส่วนใหญ่ใกล้กับบริเวณของการละลายซิลิกา (Topochemical) โดยลักษณะการขยายตัวของเจลจะเป็นตัว S ลักษณะการขยายตัวรูปตัว S สามารถเกิดขึ้นได้อีก หากเจลเกิดขึ้นอีกในบริเวณรอยร้าว แต่ระยะเวลาการเกิดจะแตกต่างกัน นอกจากนั้นผลการศึกษายังพบว่า แรงอัดภายในเจลเป็นสิ่งสำคัญที่ต้องพิจารณา ด้วยเหตุนี้งานวิจัยฉบับนี้จึงมุ่งเน้นไปที่ 1. วิธีการ Topochemical 2. ASR gel ในบริเวณรอยต่อระหว่างมวลรวมกับซีเมนต์เฟส (Interface Transition Zone, ITZ) และ 3. ผลของความเค้นจากภายนอก โดยสมมติว่า ASR gel จะไม่เกิดขึ้นอีกเมื่อรอยร้าวปิดเนื่องจากแรงภายนอก

Ichikawa, T. (2007) และ Ichikawa, T. and Miura, M. (2009) อาศัยหลักการความแตกต่างของปริมาณแคลเซียมและการเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชัน แบบจำลองนี้จำกัดเฉพาะมวลรวมที่เป็นเนื้อเดียวกันและมีปริมาณซิลิกาที่หนาแน่นซึ่งปฏิกิริยาจะค่อยๆเกิดบริเวณผิวมวลรวมและค่อยๆ เข้าสู่ศูนย์กลางของมวลรวม กลไกการขยายตัวจะเกี่ยวข้องกับการแตกร้าบริเวณขอบมวลรวมไม่ใช่ในซีเมนต์เฟส แบบจำลองการแตกร้านี้จะอาศัยการแพร่กระจายของแคลเซียมและซิลิกาไอออนซึ่งมีผลต่อค่า Pessimism

Suwito, A. (2002) ได้ศึกษาการเกิดปฏิกิริยา ASR ในมวลรวมที่มีลักษณะเป็นเนื้อเดียวกันและความหนาแน่น โดยใช้ Alkali Hydroxides เป็นสารเร่งที่ 14 วัน (ASTM C-1260) โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลกระทบของขนาด Pessimism แบบจำลองจะแบ่งออกเป็น 2 ส่วน คือ 1. หลักการของ Composite Theory สำหรับการอธิบายลักษณะการขยายตัวและแรงดันที่เกิดขึ้นเนื่องจากเจลและมวลรวมขนาดต่างๆ และ 2. หลักการการเคลื่อนที่ (Diffusion Theories) เพื่ออธิบายการเกิดปฏิกิริยาทางเคมีและการเคลื่อนที่ของเจลในรูพรุนของซีเมนต์เฟส

Sellier, A. (1995) ได้เสนอแบบจำลองโดยอาศัยรูปแบบทางกายภาพและคำนึงถึงความน่าจะเป็นของพารามิเตอร์ต่างๆ การเคลื่อนที่ในรูพรุน การแตกร้าในซีเมนต์เฟสและการซึมผ่านของเจลจะนำมาพิจารณาด้วย โดยขนาดการบวมหรือขยายตัวของเจลจะประมาณจากปริมาตรของรอยร้าที่เกิดขึ้น ผลการศึกษาพบว่าแบบจำลองสามารถประมาณค่า Pessimism ได้ใกล้เคียง

Bazant, Z.P. (2000) ได้เสนอแบบจำลองทางกลเพื่อศึกษาผลกระทบของ Pessimism เมื่อแก้วรีไซเคิลบดถูกนำมาใช้ในคอนกรีต ตามมาตรฐาน ASTM C1260 รอยแตกรอบมวลรวมแบบทรงกลมคำนวณจากความเข้มของความเค้น การซึมผ่านของเจลในรูพรุนที่เชื่อมต่อกันถูกนำมาพิจารณา ซึ่งได้ผลที่ดีต่อการศึกษาการขยายตัวเนื่องจากผลกระทบของขนาด Pessimism

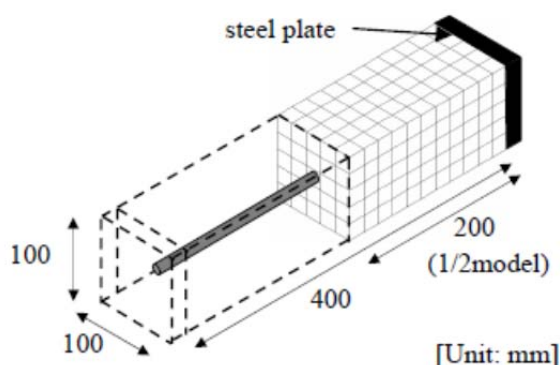
Multon, S. (2010) ได้เสนอแบบจำลองเพื่ออธิบายบทบาทของขนาดมวลรวมและปริมาณ Alkali ที่ได้จากการทดลอง โดยปริมาณเจลที่เกิดขึ้นในแต่ละขนาดของมวลรวมคำนวณจากการแตกร้าและปริมาณ Alkali การเปลี่ยนรูปเจลมีความสัมพันธ์เชิงเส้นตรงต่อการเปลี่ยนแปลงปริมาตรรวมผ่านพารามิเตอร์ที่ระบุ แต่ไม่ได้มีการเสนอการคำนวณกลไกการแตกร้า ในแบบจำลองที่ถูกเสนอก่อนหน้านี้ ความเสียหายของซีเมนต์เฟสรอบมวลรวมภายใต้ปฏิกิริยาจะทำให้เกิด microcrack เนื่องจากความดันที่เกิดขึ้นในเจล

Ueda, N. (2006) ได้นำเสนอแบบจำลองการขยายตัวเนื่องจากผลกระทบของ ASR และได้ทำการศึกษาถึงอิทธิพลของ ASR ที่มีต่อโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยอาศัยหลักการของ "Energy

Constant Law” และ “Damage Theory” ร่วมกับการวิเคราะห์ด้วย Finite Element Method (FEM) จากการศึกษาพบว่า แบบจำลองที่เสนอดังกล่าวสามารถใช้ในการศึกษาถึงความเสียหายของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กได้ในระดับหนึ่ง แต่แบบจำลองดังกล่าวไม่สามารถแสดงถึงรอยร้าวที่เกิดขึ้นหรือพฤติกรรมของรอยร้าวได้

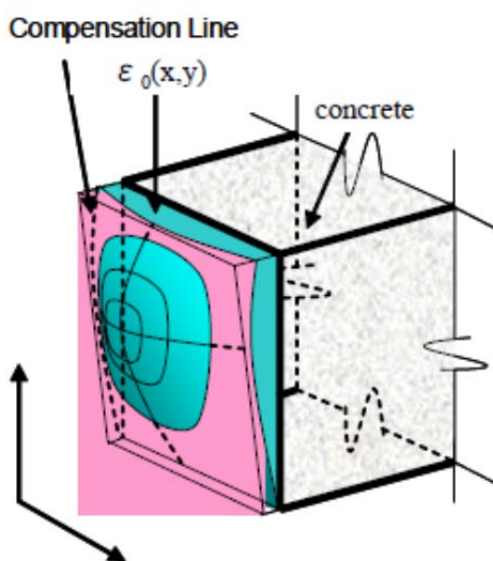
ในการศึกษาถึงพฤติกรรมการเกิดรอยร้าวในโครงสร้างคอนกรีตเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงปริมาตรนั้นจะต้องทำการวิเคราะห์ถึงความเค้นที่จะเกิดขึ้นกับโครงสร้างเป็นอันดับแรก เพื่อใช้ในการเปรียบเทียบกับกำลังในการรับแรงของคอนกรีตนั้นๆ ดังที่กล่าวไว้ข้างต้น ในปัจจุบันวิธีการหลักหรือทฤษฎีที่ใช้กันอย่างแพร่หลายในการวิเคราะห์ความเค้นในโครงสร้างคอนกรีต (Stress-related problem) ประกอบไปด้วยหลักการของ Finite Element Method (FEM), Boundary Element Method (BEM) และ Rigid-Body-Spring-Model (RBSM) แต่หากเป็นการวิเคราะห์ในกรณีของคอนกรีตหยาบ (Mass concrete) จะอาศัย Compensation Plane Method (CPM) ในการวิเคราะห์

หลักการ Finite Element Method ได้ถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์แบบจำลองของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยการนำเสนอของ Ngo, D. and Scordelis, A.C. (1967) ซึ่งคอนกรีตและเหล็กเสริมจะถูกแทนด้วยเอลิเมนต์สามเหลี่ยม (CST Element) จุดเชื่อมต่อระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมจะใช้ Bond link element ซึ่งมีลักษณะคล้ายสปริงที่ไม่มีขนาดและรูปร่าง Ngo and Scordelis ได้วิเคราะห์คานแบบทฤษฎีเชิงเส้น โดยมีการกำหนดตำแหน่งและลักษณะการรอยแตกร้าวไว้ล่วงหน้า ที่เรียกว่า Discrete Model รูปที่ 2-15 แสดงถึงการนำหลักการของ FEM มาใช้ในการศึกษาวิเคราะห์พฤติกรรมของ ASR



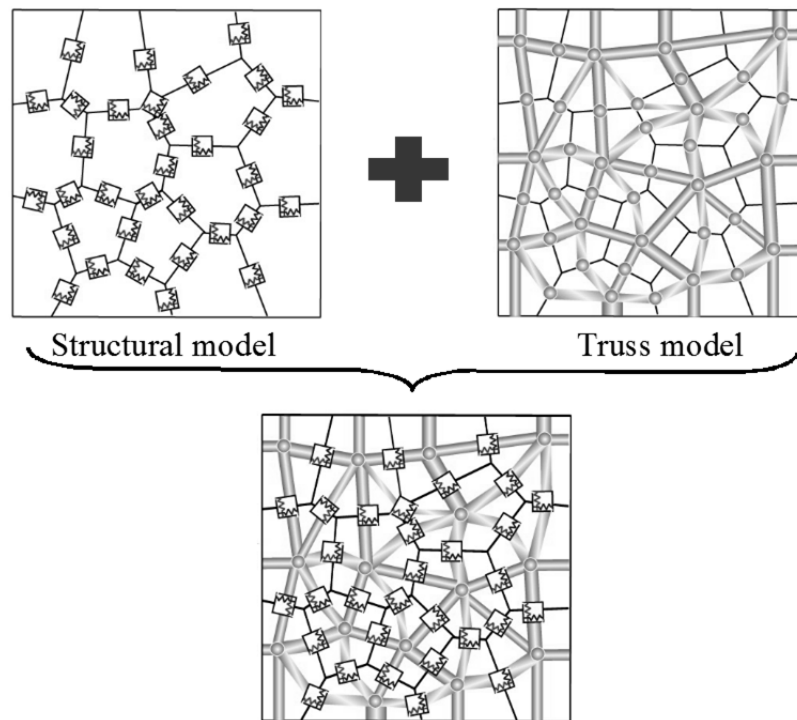
รูปที่ 2-15 การวิเคราะห์โดยวิธี Finite Element Method (Ueda, N. 2006)

ในปี 1986 Tanabe, T. ได้นำเสนอหลักการ Compensation Plane Method (CPM) สำหรับใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างคอนกรีตหนา (Mass concrete) ดังแสดงในรูปที่ 2-16 โดยมีสมมติฐานที่ว่า การกระจายตัวของค่าความเครียดนั้นเป็นเส้นตรง (Linear strain distribution) เพื่อที่จะให้สอดคล้องกับการเปลี่ยนแปลงการกระจายตัวของความเครียดเนื่องจากอุณหภูมิและการผลของการยึดรั้ง (Restraint) ยิ่งไปกว่านั้นได้มีการนำหลักการของ Finite Element Method (FEM) เข้ามาใช้ร่วมกับ Compensation Plane Method เพื่อใช้ในการประเมินความกว้างของรอยร้าวอีกด้วย



รูปที่ 2-16 หลักการ Compensation Plane Method (Tanabe, T. 1986)

ในปี 2007 Srisoros, W. และคณะ ได้นำหลักการของ Rigid-Body-Spring-Model (RBSM) ดังแสดงในรูปที่ 2-17 มาใช้ในการวิเคราะห์และประเมินรอยร้าวที่จะเกิดในโครงสร้างคอนกรีตช่วงอายุต้นๆ (Early age crack) เช่น การวิเคราะห์การแตกร้าวในคอนกรีตเนื่องจากอุณหภูมิและการหดตัวแบบแห้ง โดยหลักการของ RBSM มีข้อดีที่สามารถแสดงรอยร้าวที่เกิดขึ้นได้ในแต่ละขั้นตอนซึ่งแตกต่างจากหลักการของ FEM ทำให้สามารถศึกษาลักษณะและพฤติกรรมการเกิดรอยร้าวขึ้นในโครงสร้างคอนกรีตได้ ดังนั้นหลักการของ RBSM จึงเป็นวิธีการที่เหมาะสมที่จะนำมาประยุกต์ใช้เพื่อศึกษาถึงพฤติกรรมการเกิดปฏิกิริยา ASR ได้เป็นอย่างดี



รูปที่ 2-17 หลักการ Rigid-Body-Spring-Model (Nakamura *et al.* 2006)

บทที่ 3

วิธีการและขั้นตอนการวิจัย

3.1 การทดสอบการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติเชิงกล

3.1.1 อุปกรณ์

1. เครื่องผสม (Mixer) ใบพาย (Paddle) ถ้วยกวน (Mixing bowl)
2. เครื่องจี้คอนกรีต (Vibrator) เหล็กต้อน (Tamper) เกวียง (Trowel)
3. อุปกรณ์วัดค่าการยุบตัว (Slump Test)
4. แบบหล่อแท่งตัวอย่างรูปทรงกระบอก ขนาด 10×20 เซนติเมตร
5. แบบหล่อแท่งตัวอย่างคาน ขนาด 10×10×35 เซนติเมตร
6. แบบหล่อคอนกรีตปริซึม ขนาด 7.5×7.5×25 เซนติเมตร
7. ตู้อบสำหรับเร่งการเกิดปฏิกิริยา ขนาด 200×200 เซนติเมตร ที่สามารถควบคุมอุณหภูมิให้คงที่ได้ที่ 80 ± 5 องศาเซลเซียส
8. เครื่องชั่งน้ำหนัก สามารถอ่านค่าได้ละเอียด 0.1 กรัม
9. สารเคมี NaOH ความบริสุทธิ์ไม่น้อยกว่า 99% โดยน้ำหนัก
10. ตะแกรงสำหรับทดสอบ Mortar Bar เบอร์ 1, 3/8, 4, 8, 16, 30, 50, 100 และตะแกรงสำหรับทดสอบคอนกรีต เบอร์ 7/8, 5/8, 5/16, 5, 10, 18, 35, 60, 120

11. ภาชนะบรรจุแท่ง Mortar (Container) ที่สามารถทนทานอุณหภูมิ 80°C และต้านทานการกัดกร่อนของสารละลาย NaOH เข้มข้น 1 M ได้ ภาชนะดังกล่าวต้องมีฝาที่ปิดมิดชิดเพื่อไม่ให้ความชื้นเข้าหรือออกได้

12. น้ำกลั่น

13. เครื่องทดสอบสมบัติเนกประสงค์ (Universal Testing Machine) สำหรับทดสอบกำลังรับแรงอัด กำลังรับแรงดึงและโมดูลัสการแตกร้าว ตามมาตรฐาน ASTM C39/C39 M

14. Bearing Strips ในที่นี้ใช้ไม้อัดขนาด 2.5x20 ซม.

15. ชุดเครื่องมือตัดคอนกรีต

16. อุปกรณ์สำหรับเตรียมสารละลาย

17. เครื่องวัดการขยายตัวความละเอียด 0.002 มิลลิเมตร (Comparator) และ Standard Bar

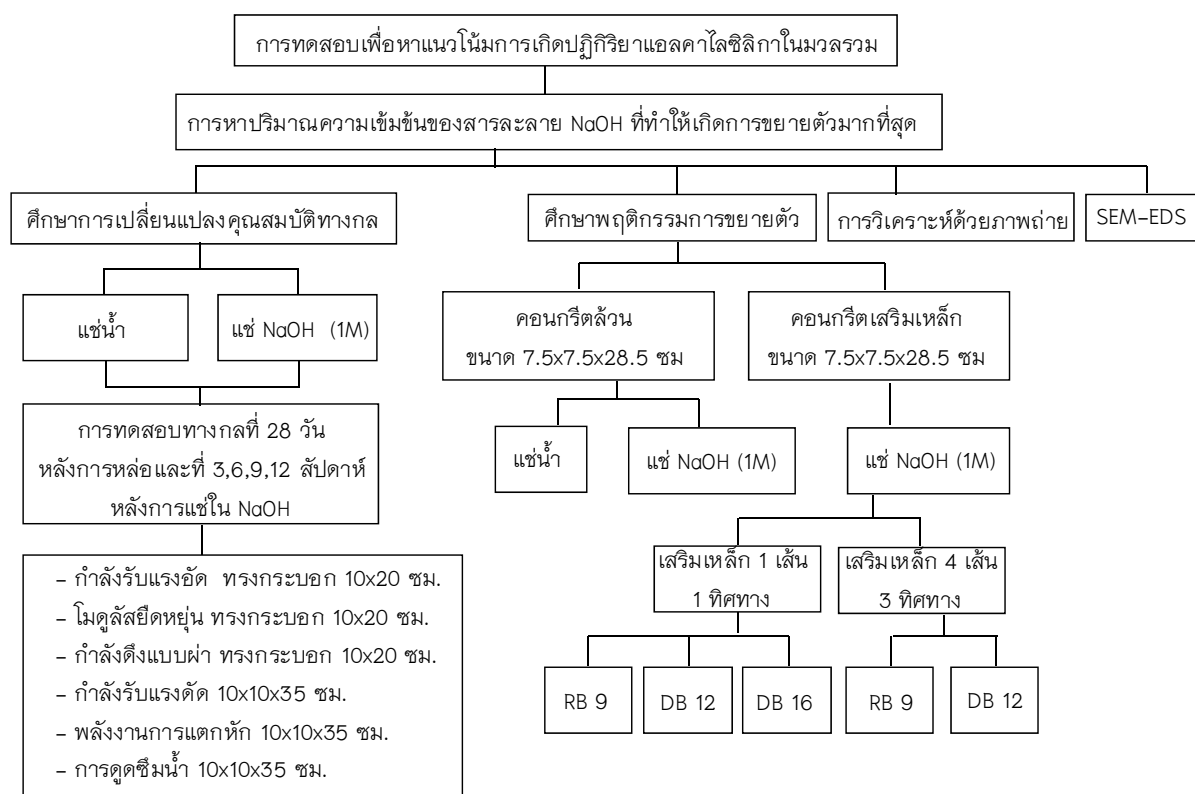
18. ถังบรรจุน้ำ

19. หินที่ใช้ศึกษาเกี่ยวกับมวลรวมที่เกิด ASR คือ หินไรโอไลต์ (Rhyolite) จากภาคกลาง ตอนล่างและหินแกรนิต (Greywacke) จากภาคตะวันออก ซึ่งหินทั้ง 2 ชนิดนี้เป็นหินที่มีการใช้งานจริง และมีรายงานจากต่างประเทศว่าหินประเภทนี้สามารถเกิดปฏิกิริยาได้ (Mielich, O. and Reinhardt, H.W. 2009, Marfil, S. and MAIZA, P. 2006, Shon, C. 2008)

3.1.2 รายละเอียดการทดสอบ

ในการศึกษาผลกระทบเนื่องจากปฏิกิริยาแอลคาไลซิลิกาที่มีต่อคอนกรีต ได้ทำการศึกษา 2 ด้าน คือ การศึกษาการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติทางกลของคอนกรีต และศึกษาพฤติกรรมการขยายตัวของคอนกรีตล้นกับคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยการศึกษาการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติทางกลของคอนกรีต จะทำการเปรียบเทียบกำลังของคอนกรีตด้านต่างๆ ระหว่างคอนกรีตที่แช่ในโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) ซึ่งเป็นตัวแทนของคอนกรีตที่เกิดปฏิกิริยา ASR ด้วยการเร่งกับคอนกรีตที่แช่ในน้ำซึ่งเป็น

ตัวแทนของคอนกรีตที่ไม่เกิดปฏิกิริยา ASR ส่วนการศึกษาพฤติกรรมการขยายตัวของคานคอนกรีต ล้วนและคานคอนกรีตเสริมเหล็กใน 1 และ 3 ทิศทาง ดำเนินการทดสอบตามรูปที่ 3-1



รูปที่ 3-1 แผนผังการทดสอบ

3.1.3 วิธีการ

การทดลองที่ 1 การทดสอบหาแนวโน้มการเกิดปฏิกิริยาแอลคาไลซิลิกาในมวลรวม

ในการทดลองนี้เป็นการศึกษาเบื้องต้นเพื่อหาแนวโน้มการเกิดปฏิกิริยา ASR ของมวลรวมที่พิจารณา ในที่นี้จะศึกษาถึงหินไรโอไลต์และหินแกรนิต โดยทำการทดสอบด้วยวิธีการเร่งการเกิดปฏิกิริยา ASRB ของแท่ง Mortar bar (Accelerated Mortar Bar Method) ตามมาตรฐาน ASTM C1260 โดยแท่ง Mortar bar มีขนาด 25x25x250 มิลลิเมตร ที่ 14 วัน ถ้ามีการขยายตัวมากกว่า 0.2% ถือว่ามวลรวมดังกล่าวมีแนวโน้มที่จะก่อให้เกิดปฏิกิริยา ASR แต่ถ้ามากกว่า 0.1% ต้องมีการทดสอบ

ด้วยวิธีอื่นเพิ่มเติม ในการทดสอบใช้ตัวอย่างจากหิน 2 ประเภท ประเภทละ 3 แท่งตัวอย่างโดยมีขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างและการทดสอบดังนี้

1. มวลรวมที่ได้จากการเก็บตัวอย่างจะถูกนำมาย่อย และแยกให้มีขนาดละเอียดตามตารางที่ 3-1

ตารางที่ 3-1 การแบ่งขนาดละเอียด (ASTM C1260 – 01)

Sieve Size		Mass (%)	Mass (g.)
Passing	Retained on		
4.75 mm (No. 4)	2.36 mm (No. 8)	10	99
2.36 mm (No. 8)	1.18 mm (No. 16)	25	247.5
1.18 mm (No. 16)	600 μ m (No. 30)	25	247.5
600 μ m (No. 30)	300 μ m (No. 50)	25	247.5
300 μ m (No. 50)	150 μ m (No. 100)	15	148.5
Total		100	990

2. เตรียมปูนซีเมนต์ Portland ประเภท 1 ที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 20 (850 μ m) จำนวน 440 กรัม
3. เตรียมน้ำกลั่นในอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์เท่ากับ 0.47 โดยน้ำหนัก (206.8 กรัม)
4. ผสมมอร์ต้าด้วยเครื่องผสม (Mixer) ตามมาตรฐาน ASTM C305 – 99 และหล่อแบบแท่ง Mortar bar ตามมาตรฐาน ASTM C490 – 00a
5. หลังจากหล่อในแบบเป็นเวลา 24 ± 2 ชั่วโมง ทำการถอดแบบและวัดค่าความยาวเริ่มต้น (Initial) ด้วยเครื่อง Comparator ที่มีความละเอียด 0.002 มม.
6. เมื่อทำการวัดตัวอย่างเสร็จให้นำตัวอย่างดังกล่าวบรรจุลงใน Container พร้อมใส่น้ำกลั่นให้ท่วมแท่ง Mortar bar อย่างเพียงพอปิดฝา Container อย่างมิดชิดเพื่อป้องกันสิ่งแปลกปลอมและนำ Container เข้าตู้ควบคุมอุณหภูมิ 80°C เป็นเวลา 24 ± 2 ชม.
7. เมื่อครบ 24 ชั่วโมง นำแท่ง Mortar bar ขึ้น เพื่อทำการวัดค่าการขยายตัว Zero Reading

8. เมื่อทำการวัดการขยายตัวของแท่ง Mortar bar บรรจุลงใน Container พร้อมทั้งใส่สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) ความเข้มข้น 1 M โดยปริมาตรของสารละลาย NaOH มีค่าเป็น 4 เท่าของปริมาตรแท่งมอร์ต้า ตาม ASTM C1260 แล้วนำเข้าตู้อบที่อุณหภูมิ 80°C

9. วัดค่าการขยายตัวของตัวอย่างที่เวลาเดียวกันในแต่ละวัน อย่างต่อเนื่องเป็นเวลา 14 วัน



รูปที่ 3-2 การวัดการขยายตัวของแท่ง Mortar ด้วยเครื่อง Length Comparator

การทดลองที่ 2 การทดสอบอิทธิพลของปริมาณแอลคาไลต่อการขยายตัวของแท่ง Mortar bar

การทดสอบนี้มีวิธีการเตรียมตัวอย่างและการวัดค่าการขยายตัวตามมาตรฐาน ASTM C1260 แต่จะแช่แท่งตัวอย่างลงในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่มีความเข้มข้นแตกต่างกันไป ตั้งแต่ 1 M, 2 M, 3 M และ 5 M ในการทดสอบใช้ตัวอย่างประเภทละ 3 แท่งตัวอย่างต่อความเข้มข้นของแอลคาไลต่างๆ และจะทำการวัดค่าการขยายตัวของแท่งตัวอย่างเป็นเวลาต่อเนื่อง 28 วัน เพื่อหาความเข้มข้นที่เหมาะสมที่จะนำไปใช้ในการทดสอบขั้นต่อไป

การทดลองที่ 3 การทดสอบค่าการขยายตัวและคุณสมบัติทางกลของคอนกรีต

คอนกรีตที่ใช้ในการทดสอบจะแบ่งออกเป็น 2 ประเภท คือ ประเภทแรกจะใช้มวลรวมจากหินไรโอไลต์ และประเภทที่สองจะใช้มวลรวมจากหินแกรนิต คอนกรีตทั้งสองประเภทจะถูกแบ่งออกเป็น 2 ชุดเท่าๆ กัน โดยชุดแรกจะนำไปแช่ใน NaOH ที่อุณหภูมิ 80°C เพื่อเป็นตัวแทนของคอนกรีตที่เกิดปฏิกิริยา ASR ส่วนชุดที่สองจะนำไปแช่ในน้ำที่อุณหภูมิ 80°C เพื่อเป็นตัวแทนของคอนกรีตที่ไม่เกิดปฏิกิริยา ASR ซึ่งจะทำให้การทดสอบควบคุมกันไป เพื่อนำค่าที่ได้มาเปรียบเทียบกัน คอนกรีตในแต่ละชุดจะประกอบไปด้วยการทดสอบดังนี้

1. การทดสอบกำลังอัด อัตราส่วนปัวซองและโมดูลัสยืดหยุ่น ตามมาตรฐาน ASTM C469-02 ใช้คอนกรีตทรงกระบอก ขนาด 10x20 ซม. จำนวน $5 \times 3 = 15$ ตัวอย่าง

2. การทดสอบการรับกำลังดึงแบบผ่า ตามมาตรฐาน ASTM C496/C496M-4 ใช้คอนกรีตทรงกระบอกขนาด 10x20 ซม. จำนวน $5 \times 3 = 15$ ตัวอย่าง

3. การทดสอบกำลังรับแรงดัด ตามมาตรฐาน ASTM C78-02 ใช้คอนกรีตปริซึมขนาด 10x10x35 ซม. จำนวน $5 \times 3 = 15$ ตัวอย่าง

4. การทดสอบพลังงานการแตกหัก ตามทฤษฎี Hillerborg, A. (1985) ใช้คอนกรีตปริซึมขนาด 10x10x35 ซม. จำนวน $5 \times 3 = 15$ ตัวอย่าง

5. การทดสอบการดูดซึมน้ำ ใช้คอนกรีตปริซึมขนาด 10x10x35 ซม. จำนวน 3 ตัวอย่าง

การเตรียมวัสดุที่ใช้ในการผสมคอนกรีต

1. ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1

2. วัสดุมวลรวมหยาบ คือ มวลรวมที่ผ่านการคัดขนาดผ่านตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 7/8 นิ้ว และค้างบนตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 5 มีขนาด 4 – 22.4 มิลลิเมตร

3. มวลรวมละเอียด คือ มวลรวมที่ผ่านการคัดขนาดผ่านตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 5 มีขนาด 0-4 มิลลิเมตร

ในการผสมคอนกรีตจะใช้มวลรวมที่มีลักษณะอิมตัวผิวแห้ง ดังนั้นจึงต้องมีการทดสอบหาคุณสมบัติของมวลรวมหยาบและมวลรวมละเอียดดังนี้ การทดสอบหาคุณสมบัติของมวลรวมหยาบตามมาตรฐาน ASTM C128-01 และการทดสอบหาคุณสมบัติของมวลรวมละเอียดตามมาตรฐาน ASTM C127-01 โดยใช้สัดส่วนของมวลรวมหยาบและมวลรวมละเอียดตามมาตรฐานของ Rilem AAR-3 โดยมีช่วงขนาดคละของมวลรวมดังตารางที่ 3-2

ตารางที่ 3-2 ช่วงขนาดคละของมวลรวมตามมาตรฐาน RILEM AAR-3

Aperture size (mm)	Percentage by mass passing the test sieve
22.4	100
16.0	75 to 95
8.0	45 to 70
4.0	35 to 55
2.0	25 to 45
1.0	20 to 35
0.5	10 to 25
0.25	4 to 12
0.125	1 to 8

ปฏิบัติการส่วนผสมคอนกรีต

ในการศึกษาครั้งนี้กำหนดให้คอนกรีตมีส่วนผสมตามคำแนะนำของ Rilem AAR-3 โดยมีปฏิบัติการส่วนผสมคอนกรีตดังแสดงในตารางที่ 3-3 โดยคอนกรีตในแต่ละการทดสอบมีสัดส่วนของวัสดุที่เหมือนกันทั้งคอนกรีตที่ใช้ในการทดสอบคุณสมบัติทางกลและคอนกรีตที่ใช้ในการทดสอบพฤติกรรมการขยายตัว โดยจะทำการผสมคอนกรีตตามมาตรฐาน ASTM C192

ตารางที่ 3-3 ปฏิภาคส่วนผสมคอนกรีต ($w/c = 0.50$)

วัสดุในการผสมคอนกรีต	ปริมาณ
ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1	440 (กก./ลบ.ม.)
มวลรวมหยาบ	60% โดยน้ำหนักทั้งหมดของมวลรวม
มวลรวมละเอียด	40% โดยน้ำหนักทั้งหมดของมวลรวม
น้ำ	220 (กก./ลบ.ม.)

การหล่อคอนกรีตตัวอย่าง

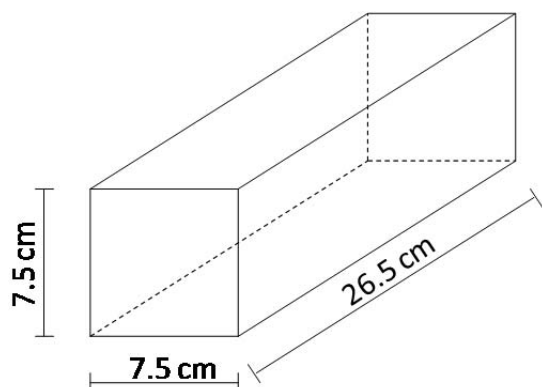
เมื่อผสมคอนกรีตเข้ากันเป็นเนื้อเดียวแล้ว ก็สามารถเทหรือหล่อลงในแบบหล่อคอนกรีต ซึ่งต้องทำความสะอาดแบบหล่อตัวอย่างก่อนและทาน้ำมันที่ผิวภายในทุกด้านก่อนที่จะเทใส่แบบ เมื่อเทใส่แบบหล่อแล้วจะใช้เหล็กด้าเป็นชั้นๆ โดยคานคอนกรีตจะแบ่งเป็น 2 ชั้นเท่าๆ กัน แต่ละชั้นด้าด้วยเหล็กด้า 60 ครั้ง ส่วนคอนกรีตทรงกระบอกจะแบ่งออกเป็น 3 ชั้นเท่าๆ กัน แต่ละชั้นด้าด้วยเหล็กด้า 25 ครั้ง เมื่อด้าชั้นสุดท้ายเสร็จ ใช้เครื่องจี้คอนกรีต (Vibrator) จี้แบบเพื่อไล่ฟองอากาศอีกครั้งหนึ่ง จากนั้นปาดผิวหน้าให้เรียบ ซึ่งตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบแต่ละชนิดของหินมีขนาดดังนี้

การทดสอบหาค่าการขยายตัวของแท่งคอนกรีต

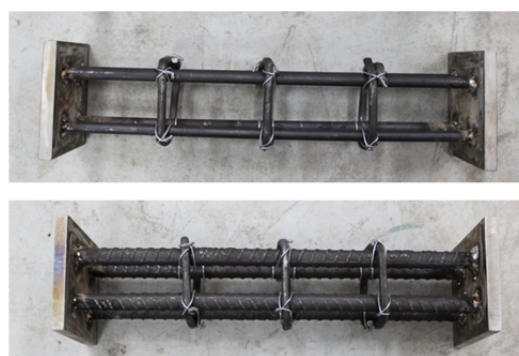
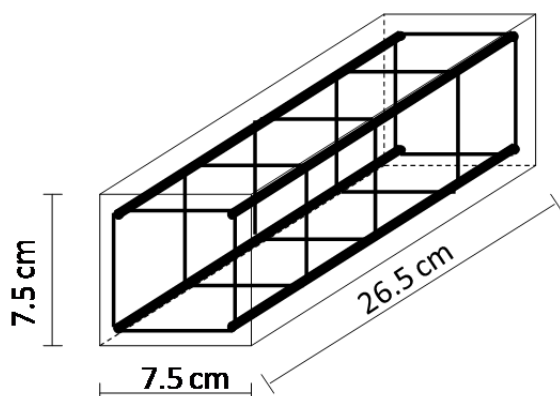
การทดสอบหาค่าการขยายตัวของแท่งคอนกรีตล้วน จะทำการทดสอบกับหินทั้งสองประเภท ทั้งหินไรโอไลต์และหินแกรนิต โดยตัวอย่างจากหินทั้งสองประเภทจะนำมาแช่ในน้ำและสารละลาย NaOH ที่อุณหภูมิ 80°C ส่วนการทดสอบหาค่าการขยายตัวของแท่งคอนกรีตเสริมเหล็กจะศึกษาเฉพาะหินไรโอไลต์และแช่ตัวอย่างคอนกรีตในสารละลาย NaOH เข้มข้น 1 M ที่อุณหภูมิ 80°C เพียงอย่างเดียว ตัวอย่างที่ใช้ทดสอบมีดังนี้

1. การทดสอบหาค่าการขยายตัวของคอนกรีตล้วน ใช้คอนกรีตปริซึม ขนาด 7.5x7.5x28.5 ซม. จำนวน 3 ตัวอย่าง
2. การทดสอบการขยายตัวของแท่งคอนกรีตเสริมเหล็กตามยาว 1 เส้น ได้แก่ เหล็ก RB9, DB12 และ DB16 ที่แกนกลาง ดังรูปที่ 3-3 คานคอนกรีตมีขนาด 7.5x7.5x26.5 ซม. ประเภทละ 3 ตัวอย่าง โดยแผ่นเหล็กที่ปลายทั้งสองข้างมีขนาด 7.5x7.5 ซม.หนา 1 ซม.

3. แท่งคอนกรีตเสริมเหล็กตามยาว 4 เส้น ได้แก่ RB9 และ DB12 และรัดรอบด้วยเหล็กปลอก RB6 @6.625 ซม. ดังรูปที่ 3-4 คานคอนกรีตมีขนาด 7.5x7.5x26.5 ซม. ประเภทละ 3 ตัวอย่าง โดยแผ่นเหล็กที่ปลายทั้งสองข้างมีขนาด 7.5x7.5 ซม.หนา 1 ซม. ระยะจากผิวคอนกรีตถึงจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมมีค่า 1.5 ซม.



รูปที่ 3-3 แท่งคอนกรีตเสริมเหล็กตามยาว 1 เส้นที่แกนกลาง



รูปที่ 3-4 แท่งคอนกรีตเสริมเหล็กตามยาว 4 เส้น

การบ่มคอนกรีต

เมื่อหล่อก้อนตัวอย่างเสร็จจะทิ้งคอนกรีตไว้ในแบบหล่อเป็นเวลา 24 ± 2 ชั่วโมง หลังจากนั้นถอดแบบออก เขียนรายละเอียดต่าง ๆ ไว้หน้าก้อนคอนกรีต จากนั้นนำก้อนตัวอย่างไปบ่มโดยการแช่น้ำที่อุณหภูมิห้อง จนถึงเวลาทำการทดสอบ เมื่อครบ 28 วัน หลังจากการถอดแบบ นำก้อนคอนกรีตตัวอย่างขึ้นจากบ่อบ่มทิ้งไว้ให้ผิวแห้ง จากนั้นนำไปชั่งน้ำหนัก วัดขนาดและจดบันทึกข้อมูล ส่วนคอนกรีตปริซึมสำหรับวัดการขยายตัวจะนำไปวัดค่าความยาว Initial ด้วยเครื่อง Comparator

การเร่งการเกิดปฏิกิริยาแอลคาไลซิลิกา

การศึกษาการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติทางกลของคอนกรีต จะทำการเปรียบเทียบกำลังของคอนกรีตด้านต่าง ๆ ระหว่างคอนกรีตที่แช่น้ำและคอนกรีตที่แช่ในสารละลาย NaOH เข้มข้น 1 M เพื่อเร่งการเกิดปฏิกิริยา ASR โดยเก็บคอนกรีตที่อุณหภูมิ 80 องศาเซลเซียส จนถึงกำหนดการทดสอบที่ 3, 6, 9, 12 สัปดาห์ นำชิ้นตัวอย่างออกจากแท่งแช่ตัวอย่างเพื่อให้ตัวอย่างค่อยๆ เย็นลงในที่มีความชื้นเพียงพอ เป็นเวลา 6 ชั่วโมง ที่อุณหภูมิห้องและนำไปทดสอบคุณสมบัติทางกลต่อไป



รูปที่ 3-5 แท่งแช่ตัวอย่าง

การทดสอบการขยายตัว

การวัดการขยายตัวของแท่งคอนกรีต ขนาด 7.5x7.5x28.5 ซม. จะวัดความยาว Initial ด้วยเครื่อง Length Comparator ที่เวลา 28 วัน หลังจากการถอดแบบ จากนั้นเมื่อนำคอนกรีตไปเร่งปฏิกิริยาในสารละลาย NaOH ที่อุณหภูมิ 80°C แล้ว ทำการวัดครั้งต่อไปที่ 3, 6, 9 และ 12 สัปดาห์ โดยเมื่อนำตัวอย่างขึ้นจากแท่งแช่ตัวอย่างแล้วให้ใส่ถุงเพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้น และทิ้งไว้ให้เย็นที่อุณหภูมิ 25°C เป็นเวลา 6 ชั่วโมง จึงจะวัดค่าความยาวที่เปลี่ยนไป



รูปที่ 3-6 การวัดการขยายตัวของคอนกรีตปริซึมด้วยเครื่อง Length Comparator

การทดสอบการดูดซึมน้ำ

การหาค่าอัตราการดูดซึมน้ำของคอนกรีตจะทดสอบไปพร้อมกับการทดสอบการขยายตัว คือ ทดสอบเมื่อหล่อคอนกรีตเป็นเวลา 28 วัน และที่ 3, 6, 9 และ 12 สัปดาห์ภายหลังจากการแช่ใน NaOH และน้ำที่อุณหภูมิ 80°C โดยนำชิ้นตัวอย่างไปชั่งมวลเพื่อใช้เป็นข้อมูลในการหาค่าปริมาณความชื้นและการดูดซึมน้ำ เมื่อครบกำหนด 12 สัปดาห์หลังการแช่ในสารละลาย NaOH แล้วจึงนำก้อนตัวอย่างเข้าตู้อบควบคุมอุณหภูมิ 105 องศาเซลเซียส ครบ 12 ชั่วโมงจึงนำตัวอย่างมาชั่งหาน้ำหนักอีกครั้งหนึ่ง แล้วนำผลที่ได้มาวิเคราะห์ค่าร้อยละการดูดซึมน้ำได้จากสมการที่ 3-1

$$A_b = \frac{W_w - W_d}{W_d} \times 100\% \quad (3-1)$$

เมื่อกำหนดให้ A_b = ค่าร้อยละการดูดซึม (%)

W_w = น้ำหนักตัวอย่างเปียก (กรัม)

W_d = น้ำหนักตัวอย่างแห้งผ่านการอบ 12 ชั่วโมง (กรัม)

การทดสอบกำลังต้านทานแรงอัด

การทดสอบกำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีตทรงกระบอก ขนาด 10x20 ซม. ตามมาตรฐาน ASTM C39/C39M เป็นคุณสมบัติเชิงกลที่สำคัญ ซึ่งจะเป็นแนวทางในการบ่งบอกถึงคุณสมบัติด้านอื่นๆ ได้เป็นอย่างดี ในการทดสอบทุกครั้งต้องทำการ Cap ก่อนตัวอย่างทั้ง 2 ด้านด้วยกัมมะถัน ซึ่งผลการทดสอบในแต่ละชุดใช้ตัวอย่างจำนวน 3 ตัวอย่าง การทดสอบนี้จะได้ผลกำลังอัดเฉลี่ยที่กระทำบนหน้าตัดผิวเรียบสม่ำเสมอของก้อนตัวอย่าง โดยสามารถหาลำดับของก้อนตัวอย่างได้จากสมการที่ 3-2

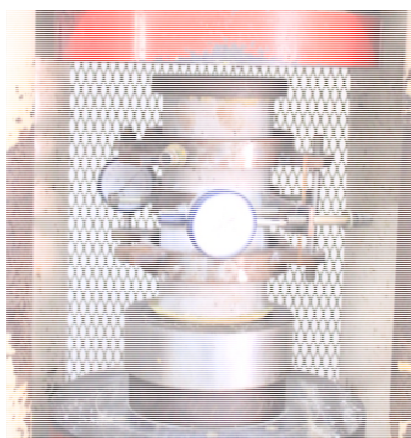
$$\text{Ultimate Compressive Strength, } f'_c = \frac{P_{max}}{A} \quad (3-2)$$

เมื่อกำหนดให้ P_{max} = น้ำหนักกระทำสูงสุด (กิโลกรัม)

A = พื้นที่หน้าตัดของตัวอย่าง (ตารางเซนติเมตร)

การทดสอบโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซอง

การทดสอบโมดูลัสยืดหยุ่น ตามมาตรฐาน ASTM C469-02 ซึ่งจะใช้ตัวอย่างเดียวกับการทดสอบกำลังต้านทานแรงอัดซึ่งมีขนาด 10x20 ซม. โดยเครื่องมือและอุปกรณ์ที่ใช้สำหรับการทดสอบประกอบด้วยชุด Compressometer



รูปที่ 3-7 การทดสอบโมดูลัสยืดหยุ่น

ในระหว่างที่ทดสอบหาค่ากำลังอัดจะทำการบันทึกค่าความเครียดความคู่ไปกับกำลังอัดด้วย เพื่อหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของก้อนตัวอย่างที่ทดสอบ จากนั้นนำค่าทั้งหมดมาเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดและความเครียด เพื่อคำนวณหาค่ากำลังอัดสูงสุด ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น โดยการลากจากเส้นตรงสัมผัสจากจุดเริ่มต้นของแกนไปยังบนส่วนโค้งที่ร้อยละ 40 ของค่ากำลังอัดสูงสุด ตามสมการที่ 3-3 และค่าอัตราส่วนปัวซองตามสมการที่ 3-4

$$\text{Modulus of Elasticity} = \frac{\text{Compressive Stress at 40\% of } f'_c \text{ (ksc)} - \text{Compressive Stress at Strain } 50 \mu \text{ (ksc)}}{\text{Compressive Strain at } \sigma_2 - 0.000050} \quad (3-3)$$

$$\text{Poisson ratio} = \frac{\text{Transverse Strain at 40\% of } f'_c \text{ (ksc)} - \text{transverse Strain at Strain } 50 \mu}{\text{Compressive Strain at } \sigma_2 - 0.000050} \quad (3-4)$$

การทดสอบการรับกำลังดึงแบบผ่า

การทดสอบการรับกำลังดึงแบบผ่าตามมาตรฐาน ASTM C496/C496M-4 ใช้ก้อนตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอก ขนาด 10x20 ซม. วางให้แกนตามยาวอยู่ในแนวนอนบนเครื่องทดสอบแรงอัด ภายหลังการทดสอบก้อนตัวอย่างจะแตกในแนวตั้งตามเส้นผ่าศูนย์กลางจึงสามารถคำนวณกำลังต้านทานแรงดึงบนระนาบแตกร้าวนี้ได้ตามสมการที่ 3-5

$$\text{Splitting Tensile Strength; } f_t = \frac{2P}{\pi Ld} \quad (3-5)$$

เมื่อกำหนดให้ P = น้ำหนักกระทำสูงสุด (กิโลกรัม)

L = ความยาวของตัวอย่าง (เซนติเมตร)

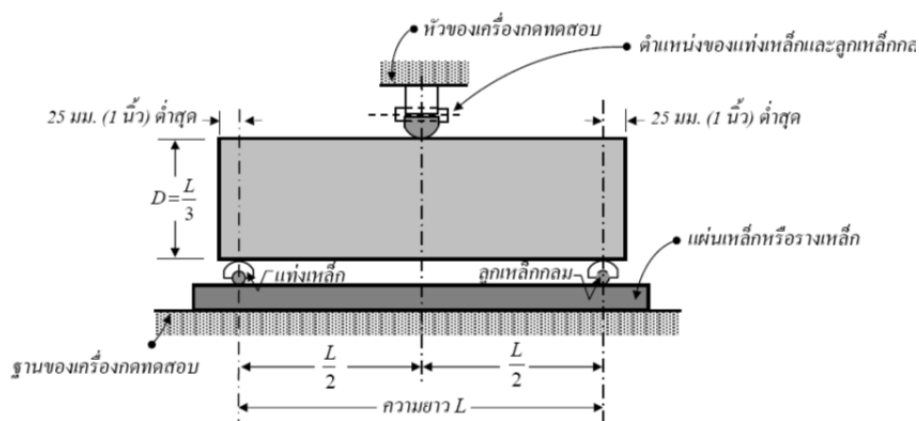
d = เส้นผ่านศูนย์กลางกลางของตัวอย่าง (เซนติเมตร)



รูปที่ 3-8 การทดสอบกำลังต้านทานแรงดึงแบบผ่า

การทดสอบโมดูลัสแตกร้าว

การทดสอบกำลังดัดของคานคอนกรีต ขนาด 10x10x35 ซม ตามมาตรฐาน ASTM C293 ดังแสดงในรูปที่ 3-9 ซึ่งเป็นวิธีการทดสอบใช้คานช่วงเดียวธรรมดา โดยมีฐานรองรับปลายทั้ง 2 ข้าง และให้แรงกดหนึ่งจุดที่จุดกึ่งกลางคาน โดยสามารถคำนวณหาค่ากำลังดัดได้ตามสมการที่ 3-6



รูปที่ 3-9 การทดสอบโมดูลัสแตกร้าว (ชัชวาล, 2537)

$$MOR = \frac{3PL}{2bh^2} \quad (3-6)$$

เมื่อกำหนดให้ MOR = ค่าโมดูลัสการแตกร้าวของคอนกรีต (กก./ชม.²)

P = ค่าแรงสูงสุดมีหน่วยเป็นกิโลกรัม (กก.)

L = ความยาวช่วงจุดรองรับมีหน่วยเป็นเซนติเมตร (ชม.)

b = ความกว้างของตัวอย่างทดสอบมีหน่วยเป็นเซนติเมตร (ชม.)

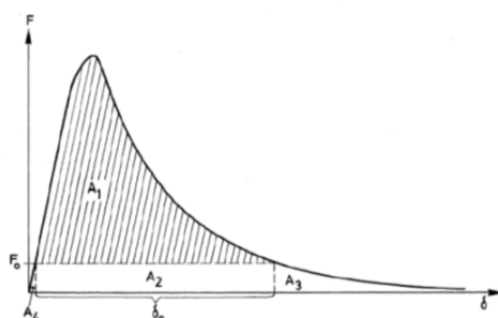
h = ความสูงของตัวอย่างทดสอบมีหน่วยเป็นเซนติเมตร (ชม.)

ค่าพลังงานการแตกร้าว

การหาค่าพลังงานการแตกร้าว (Fracture Energy; G_F) จะใช้ทฤษฎีของ Hillerborg, A. (1985) ซึ่งเป็นการทดสอบคานโดยจะบากคานที่กึ่งกลางคาน $a/d = 0.50$ ภายหลังจากนำตัวอย่างคอนกรีตขึ้นจากการเร่งปฏิกิริยา จากนั้นนำไปทดสอบโดยให้น้ำหนักที่กึ่งกลางคาน 1 จุด ดังแสดงในรูปที่ 3-10 และหาพื้นที่ใต้กราฟดังแสดงในรูปที่ 3-11 โดยที่ F เป็นแรงที่กระทำที่กึ่งกลางคาน, δ เป็นการเสียรูปในแนวดิ่งที่ตำแหน่งกึ่งกลางคาน, A_1 เป็นพื้นที่ภายใต้ Load-Deflection และ A_2, A_3, A_4 เป็นพื้นที่ใต้กราฟดังแสดงในรูปที่ 3-11



รูปที่ 3-10 การทดสอบพลังงานการแตกร้าว



รูปที่ 3-11 กราฟหาค่าพลังงานการแตกร้าว (Hillerborg, A. 1985)

ดังนั้นค่า พลังงานการแตกร้าว G_f สามารถหาได้จากสมการที่ 3-7

$$G_{ft} = \frac{A_1 + M_g \delta_0}{bd} \quad (3-7)$$

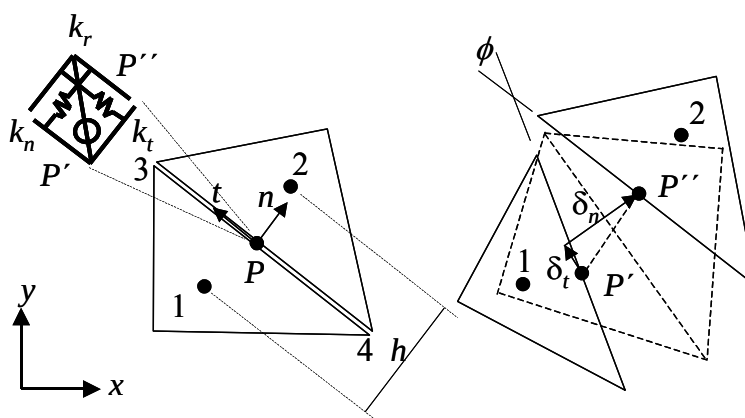
เมื่อกำหนดให้ G_f = พลังงานการแตกร้าว (กก./ซม.²)

A_1 = พื้นที่ใต้กราฟจากการทดสอบคาน (กก.-ซม.²)

M_g	=	น้ำหนักแกน (กก.)
δ_0	=	การเสียรูปที่กึ่งกลางแกนที่มากที่สุด (ชม.)
b	=	ความกว้างของตัวอย่าง (ชม.)
d	=	ความลึกของตัวอย่างที่เหลือจากการบากแล้ว (ชม.)

3.2 แบบจำลอง Rigid-Body-Spring-Model (RBSM)

แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ Rigid-Body-Spring-Model (RBSM) ซึ่งถูกพัฒนาขึ้นโดย Kawai, T. ในปี ค.ศ. 1978 (Kawai, T. 1978) นี้มีลักษณะเป็นแบบ Discrete model ซึ่งเป็นแบบจำลองที่เหมาะสมสำหรับการวิเคราะห์และประเมินรอยร้าวในโครงสร้างคอนกรีต โดยโครงสร้างคอนกรีตจะถูกแบ่งออกเป็นชิ้นส่วนเล็กๆ (Rigid particle) ที่เรียกว่า Voronoi ซึ่งในแต่ละหน้าสัมผัส (Interface) ของแต่ละชิ้นส่วน จะประกอบไปด้วยสปริงที่ไม่มีขนาด 3 สปริงด้วยกัน (Zero size spring) คือ สปริงในแนวตั้งฉาก (Normal spring) สปริงในแนวสัมผัส (Tangential spring) และสปริงแบบหมุน (Rotational spring) โดยสปริงในแนวตั้งฉากจะแสดงถึงกำลังในการรับแรงดึงและแรงอัดของคอนกรีต สปริงในแนวสัมผัสจะแสดงถึงกำลังในการรับแรงเฉือนของคอนกรีต และสปริงแบบหมุนจะแสดงถึงการหมุนของชิ้นส่วนนั้นๆ ดังแสดงในรูปที่ 3-12 ค่าสติฟเนส (Stiffness) ของสปริงทั้ง 3 ตัว ซึ่งแทนด้วย k_n , k_t และ k_r แสดงถึงสติฟเนสของสปริงในแนวตั้งฉาก สปริงในแนวสัมผัสและสปริงแบบหมุน ตามลำดับ



รูปที่ 3-12 Rigid-Body-Spring-Model

จากรูปที่ 3-12 จุดที่ใช้ในการคำนวณหาค่าความเค้น (Stress) ของแต่ละ element คือจุดที่ 1 และ 2 ซึ่งมีค่าพิกัด (x_1, y_1) และ (x_2, y_2) ตามลำดับ โดยที่จุดปลายของหน้าสัมผัส คือจุดที่ 3 และ 4 มีค่าพิกัด (x_3, y_3) และ (x_4, y_4) ตามลำดับ หากกำหนดให้ element ทั้งสองนี้หมุนไปด้วยมุมเล็กๆ (Small rotation) θ_1 โดยจุดใดๆใน element ที่ 1 สามารถคำนวณหาการเคลื่อนที่ได้จากสมการต่อไปนี้

$$\begin{aligned} u &= u_1 - (y - y_1)\theta_1 \\ v &= v_1 + (x - x_1)\theta_1 \end{aligned} \quad (3-8)$$

โดย u_1 และ v_1 คือค่าการเคลื่อนที่ในแนวแกน x และ y ตามลำดับ ส่วน θ_1 คือมุมที่เปลี่ยนไปของ element ที่ 1

ถ้าจุดกึ่งกลางของหน้าสัมผัส (จุด P) นั้นเคลื่อนที่ไปเป็นจุด P' และ P'' ของ element ที่ 1 และ 2 ตามลำดับ ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (Relative displacement, d) สามารถหาได้จาก

$$d = Bu_e \quad (3-9)$$

โดย

$$u_e^T = [u_1, v_1, \theta_1, u_2, v_2, \theta_2]$$

และ

$$d^T = [\delta_n, \delta_t, \phi]$$

โดย δ_n , δ_t , ϕ เป็นส่วนประกอบของการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ d ในแนวตั้งฉาก (Normal direction) แนวสัมผัส (Tangential direction) และการหมุน (Rotation) ตามลำดับ

หากกำหนดให้

$$x_{ij} = x_i - x_j$$

$$y_{ij} = y_i - y_j$$

และ l_{ij} คือ Euclidean distance ระหว่างจุด i และ j ดังนั้น transform matrix $[B]$ สามารถเขียนได้ดังนี้

$$[B] = \frac{1}{l_{43}} \begin{bmatrix} y_{43} & -x_{43} & (-x_{43}x_{p1} - y_{43}y_{p1}) & -y_{43} & x_{43} & (x_{43}x_{p2} + y_{43}y_{p2}) \\ x_{43} & y_{43} & (y_{43}x_{p1} - x_{43}y_{p1}) & -x_{43} & -y_{43} & (-y_{43}x_{p2} + x_{43}y_{p2}) \\ 0 & 0 & -l_{43} & 0 & 0 & l_{43} \end{bmatrix} \quad (3-10)$$

เมื่อจุด P เป็นจุดที่อยู่กึ่งกลางของหน้าสัมผัส (Interface)

$$x_{pi} = (x_{4i} + x_{3i})/2 \quad (3-11)$$

$$y_{pi} = (y_{4i} + y_{3i})/2 \quad i = 1, 2$$

แรงภายในที่เพิ่มขึ้น Δs สามารถหาได้จากความสัมพันธ์ระหว่าง Local displacements, Δd กับ สติฟเนสเมทริกซ์ $[D]$

$$\Delta s = D\Delta d \quad (3-12)$$

ซึ่ง

$$s^T = [s_n, s_t, s_r] \quad (3-13)$$

$[D]$ เป็นเมทริกซ์ทแยง (Diagonal matrix) ซึ่งประกอบไปด้วยสติฟเนสของสปริงในแนวตั้งฉาก (k_n) สปริงในแนวสัมผัส (k_t) และสปริงแบบหมุน (k_r) ตามลำดับ

$$[D] = \begin{bmatrix} k_n & 0 & 0 \\ 0 & k_t & 0 \\ 0 & 0 & k_r \end{bmatrix} \quad (3-14)$$

เมื่อนำทฤษฎีของ Virtual work มาใช้ร่วมกับความสัมพันธ์ด้านบนแล้ว ค่าความสัมพันธ์ดังกล่าวสามารถแปลงให้อยู่ในรูปของ Global coordinate ได้ดังนี้

$$\Delta f_e = k_e \Delta u_e \quad (3-15)$$

โดยค่าสติฟเนสที่ Interparticle boundary k_e สามารถหาได้จาก

$$k_e = B^T D B \quad (3-16)$$

Global stiffness matrix สามารถหาได้จากวิธีการแบบดั้งเดิมโดยการรวมกันจากสติฟเนสเมทริกซ์ k_e ของแต่ละขอบเขต (Interparticle boundary) ส่วน Local stiffnesses (k_n , k_t และ k_r) สามารถหาได้จากหลักการทางกลศาสตร์โดยประมาณจากค่า Young's modulus และ Poisson's ratio

$$k_n \propto l_{43}$$

$$k_t \propto l_{43} \quad (3-17)$$

$$k_r \propto \frac{1}{12} k_n l_{43}^2$$

Local stiffnesses ของ Plane stress สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$k_n = \frac{E}{1-\nu^2} \frac{l_{43}t}{h_1 + h_2} \quad (3-18)$$

$$k_t = \frac{E}{1+\nu} \frac{l_{43}t}{h_1 + h_2} \quad (3-19)$$

โดย h_1 และ h_2 คือระยะตั้งฉากระหว่างจุดอ้างอิงของแต่ละ element กับหน้าสัมผัสที่พิจารณา ค่า E , ν และ t คือ Modulus of elasticity, Poisson's ratio และความหนาของ element ตามลำดับ โดยหาได้จากค่าเฉลี่ยของ element ที่อยู่ติดกัน โดยตัวห้อย 1 และ 2 หมายถึง element 1 และ element 2 ตามลำดับ

$$E = \frac{E_1 h_1 + E_2 h_2}{h_1 + h_2} \quad (3-20)$$

$$\nu = \frac{\nu_1 h_1 + \nu_2 h_2}{h_1 + h_2} \quad (3-21)$$

$$t = \frac{t_1 h_1 + t_2 h_2}{h_1 + h_2} \quad (3-22)$$

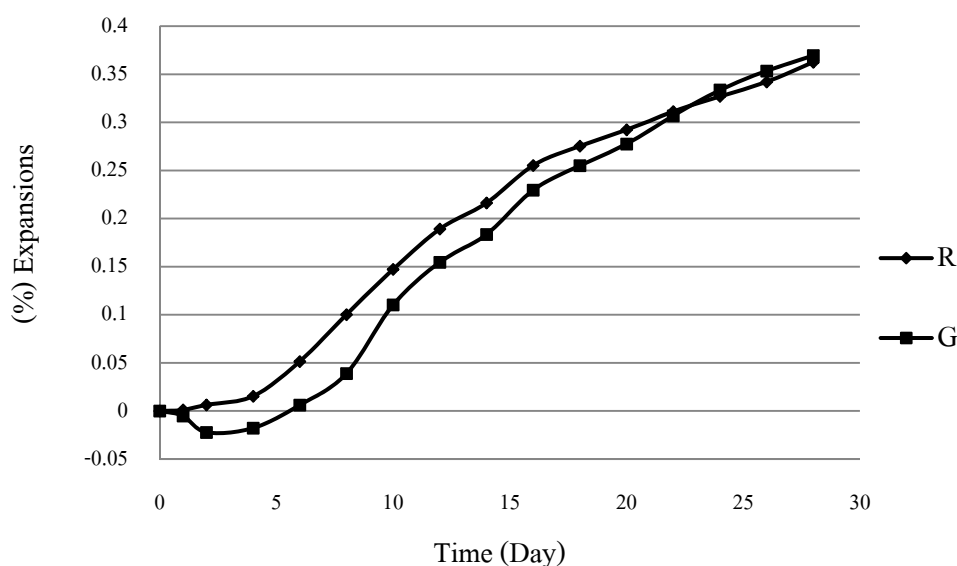
บทที่ 4

ผลและวิจารณ์ผลการทดลอง

การนำเสนอผลของงานวิจัยนี้แบ่งได้เป็น 4 ส่วน ส่วนแรกเป็นการศึกษาความเป็นไปได้ของมวลรวมที่จะก่อให้เกิดปฏิกิริยาแอลคาไลซิลิกาด้วยวิธีการขยายตัวของแท่งมอร์ต้าบาร์ตามมาตรฐาน ASTM C1260 เพื่อคัดกรองชนิดของหินที่จะใช้ในการทดสอบขั้นต่อไป ส่วนที่ 2 เป็นการหาอิทธิพลของความเข้มข้นของแอลคาไลที่จะใช้ในการทดสอบหาการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติทางกลของคอนกรีต ส่วนที่ 3 เป็นการนำหินที่ได้จากส่วนที่หนึ่งและความเข้มข้นของแอลคาไลที่เหมาะสมจากส่วนที่ 2 มาใช้ในการศึกษาคุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีตที่ลดลงเนื่องจากปัญหา ASR และส่วนสุดท้ายเป็นการศึกษาพฤติกรรมของการขยายตัวของแท่งคอนกรีตล้วนและคอนกรีตเสริมเหล็ก

4.1 ผลการศึกษาแนวโน้มการเกิด ASR ด้วยวิธี Mortar Bar Test

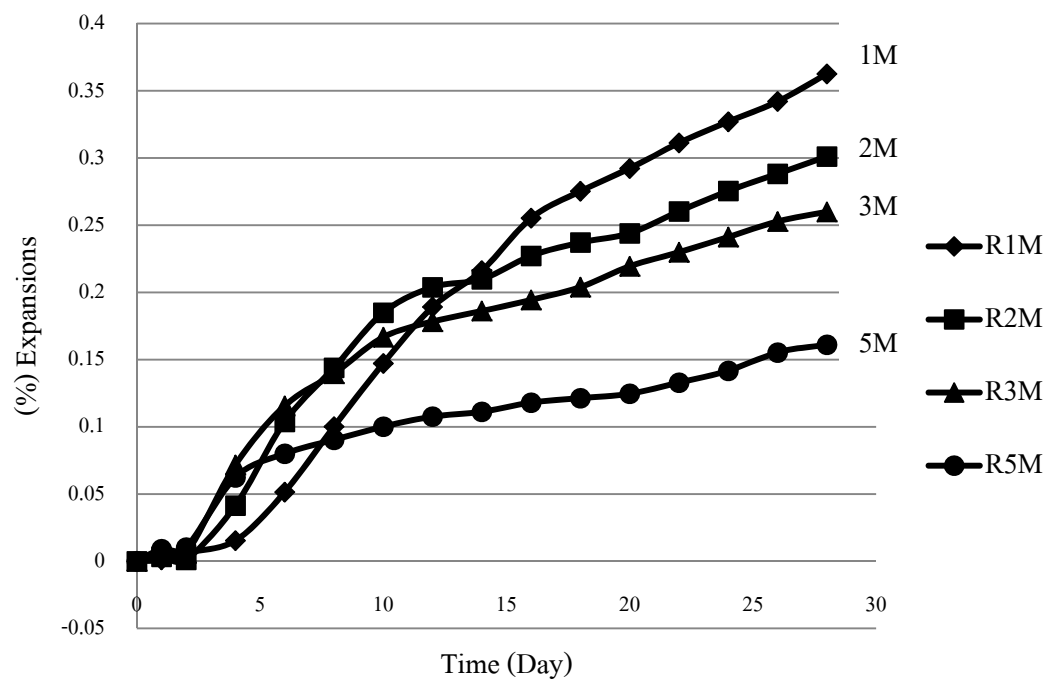
ผลการทดสอบการขยายตัวของแท่ง Mortar bar แสดงในรูปที่ 4-1 พบว่าตัวอย่างที่ผสมหินไรโอไลต์ (R) มีการขยายตัวเฉลี่ยประมาณ 0.22% ที่อายุ 14 วันหลังจากการแช่ในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ เข้มข้น 1 M โดยมาตรฐาน ASTM C1260 กล่าวว่าหากค่าการขยายตัวมีค่ามากกว่า 0.20% ที่อายุ 14 วัน หลังจากแช่ในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ เข้มข้น 1 M แสดงว่าหินดังกล่าวมีแนวโน้มที่จะก่อให้เกิดปฏิกิริยา ASR ส่วนตัวอย่างที่ผสมจากหินแกรนิต (G) มีการขยายตัวเฉลี่ยประมาณ 0.175% และเมื่อตัวอย่างทั้งสองชนิดมีการทดสอบต่อเนื่องไป จะสังเกตเห็นการขยายตัวที่ต่อเนื่องตามเวลาอย่างชัดเจน เมื่อครบ 28 วัน แท่งมอร์ต้าบาร์ (R) และ (G) มีการขยายตัวเฉลี่ยสูงถึง 0.36% และ 0.37% ตามลำดับ ซึ่งพบรอยแตกร้าวเกิดขึ้นที่ผิวของตัวอย่างเล็กน้อย



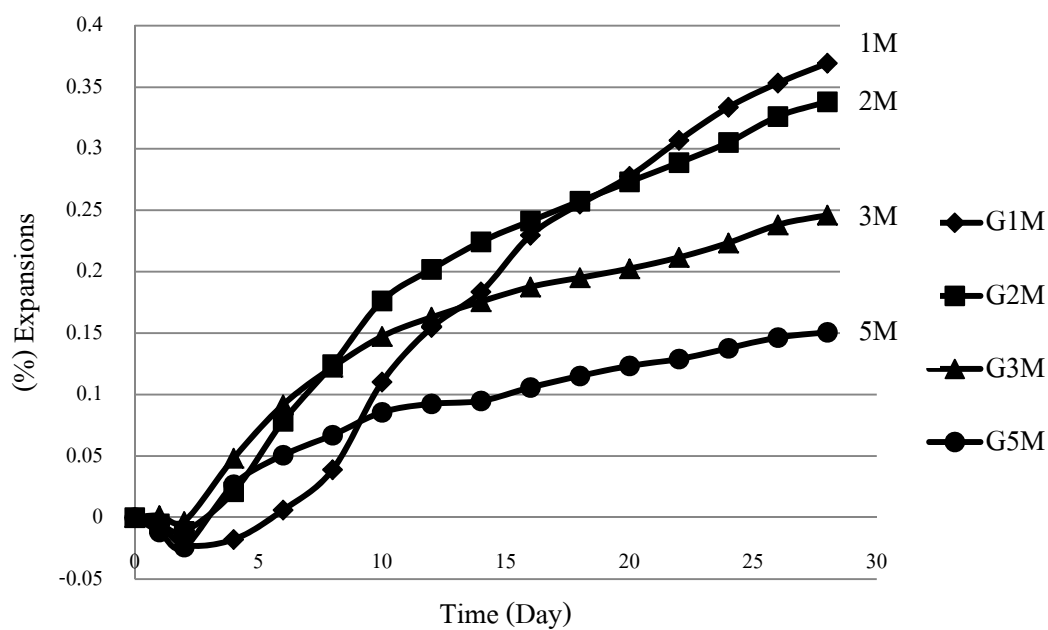
รูปที่ 4-1 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินไรโอไลต์และหินแกรนิต

4.2 ผลการทดสอบอิทธิพลของปริมาณความเข้มข้นของแอลคาไล

จากการทดลองแช่ตัวอย่างคอนกรีตลงในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่มีความเข้มข้นแตกต่างกัน ตั้งแต่ 1 M, 2 M, 3 M และ 5 M ของตัวอย่างจากหินไรโอไลต์ได้ผลการทดลองดังแสดงในรูปที่ 4-2 และหินแกรนิตในรูปที่ 4-3 จากรูปแสดงให้เห็นว่าหินทั้ง 2 ชนิด มีการตอบสนองต่อระดับแอลคาไลที่เข้มข้นแตกต่างกันไม่เท่ากัน โดยความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่สูง เช่น ที่ความเข้มข้น 3 M และ 5 M จะให้การขยายตัวที่สูงในช่วงแรกและจะต่ำลงในภายหลัง ในทางตรงกันข้ามการแช่แท่งตัวอย่างลงในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่มีความเข้มข้นต่ำ เช่น ที่ความเข้มข้น 1 M และ 2 M จะให้การขยายตัวที่ต่ำในช่วงแรก และจะสูงขึ้นในภายหลัง ที่เป็นเช่นนี้อาจเกิดขึ้นจากพฤติกรรมที่ว่า Pessimum Effect (Hobbs, D.W. 1988) กล่าวคือ หากระดับความเข้มข้นของแอลคาไลมากหรือน้อยเกินไปก็จะไม่ทำให้เกิดปัญหา ASR หรือเกิดการขยายตัวในระดับที่น้อยมาก อาจกล่าวได้ว่าปฏิกิริยา ASR นั้นขึ้นอยู่กับระดับความเข้มข้นของแอลคาไลและความสามารถในการเกิดปฏิกิริยาได้ของแร่ซิลิกาในมวลรวม

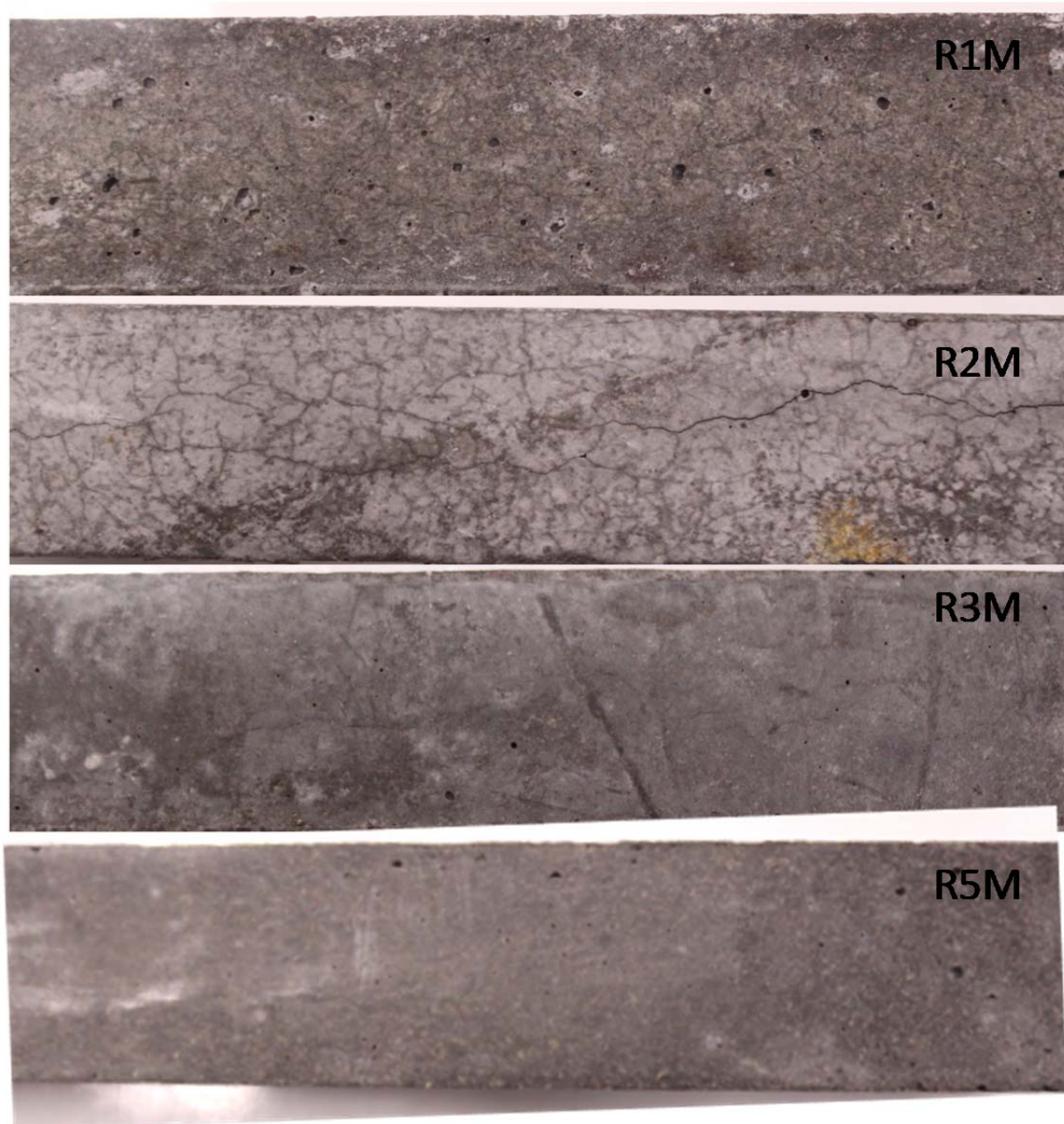


รูปที่ 4-2 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินไรโอไลต์ที่ความเข้มข้นของแอลคาไลต่างๆ

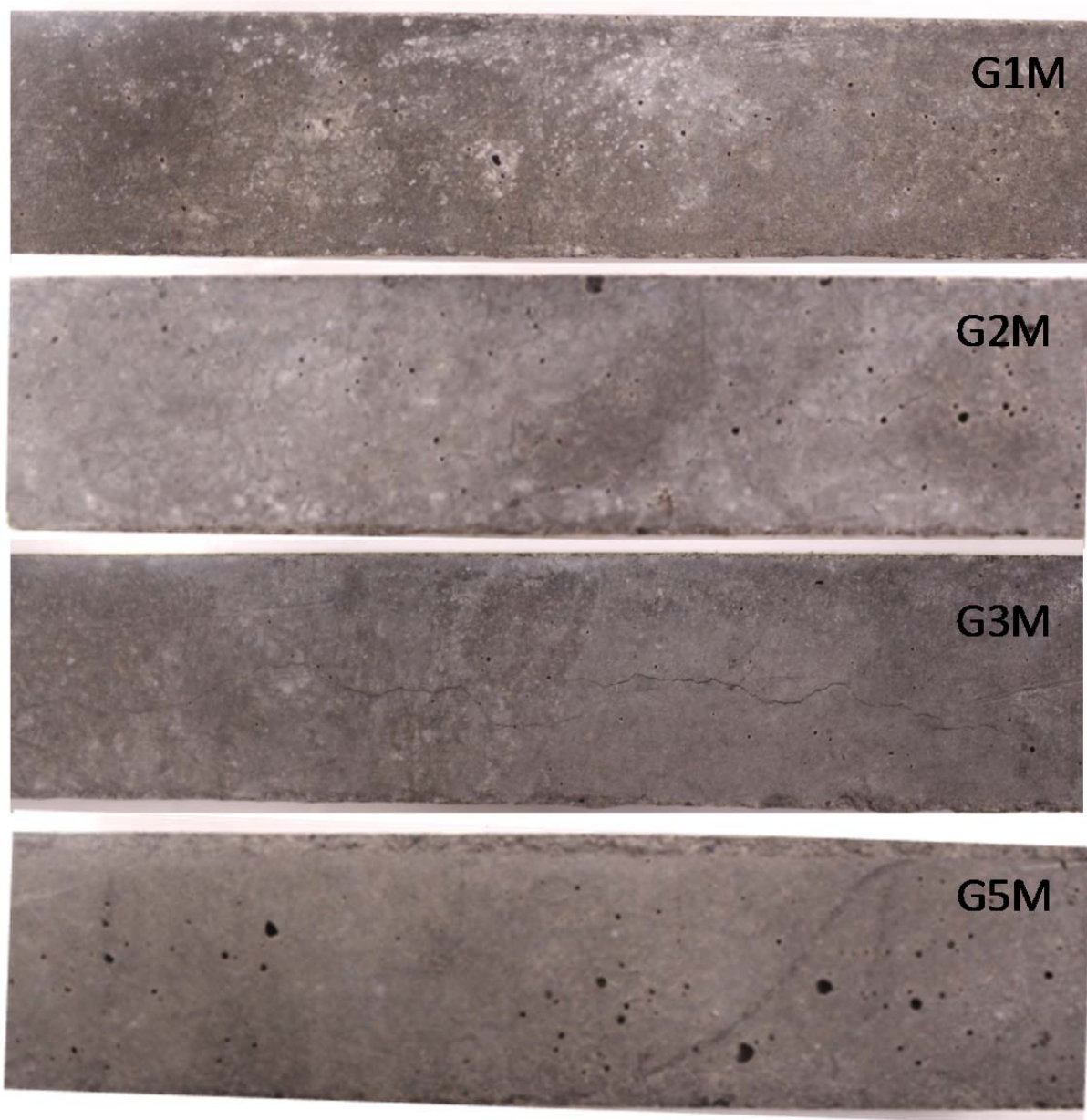


รูปที่ 4-3 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินแกรนิตที่ความเข้มข้นของแอลคาไลต่างๆ

รูปที่ 4-4 และ 4-5 แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นซึ่งส่วนใหญ่มีลักษณะที่เรียกว่า Map Cracking โดยมีรอยร้าวขนาดเล็กๆ กระจายสม่ำเสมออยู่ทั่วไปบนผิวตัวอย่าง นอกจากนี้ยังพบรอยร้าวในแนวนานตามแนวยาวของแท่งตัวอย่างและมีคราบสีขาวที่ผิวของตัวอย่าง ซึ่งสันนิษฐานว่าน่าจะเป็น ASR gel ที่ซึมออกมาจากด้านในโดยพบการแตกร้าวมากที่สุดเกิดขึ้นที่ผิวของตัวอย่างที่แช่ในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ ที่ความเข้มข้น 2 M ส่วนที่ 1 M และ 3 M มีการแตกร้าวเล็กน้อย และที่ 5 M ไม่พบการแตกร้าวที่เกิดขึ้นที่อายุ 28 วัน



รูปที่ 4-4 รอยร้าวที่ผิวของแท่งมอร์ตาร์จากหินไรโอไลต์ที่ความเข้มข้นของแอลคาไลต่างๆ

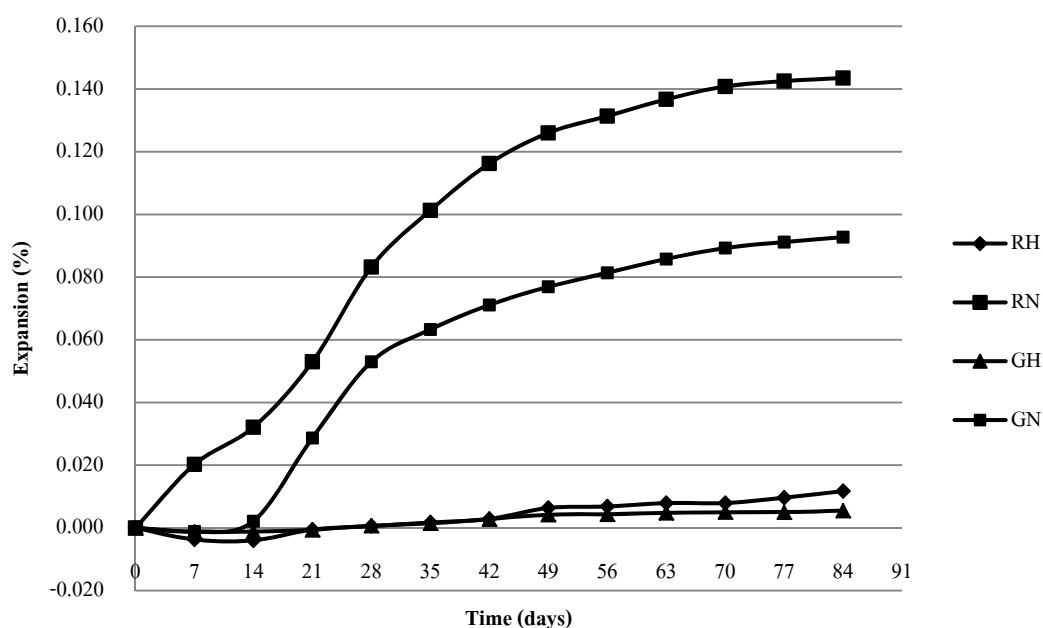


รูปที่ 4-5 ลักษณะรอยร้าวที่ผิวของแท่งมอร์ตาร์จากหินแกรนิตที่ความเข้มข้นของแอลคาไลต่างๆ

4.3 ผลการทดสอบคุณสมบัติเชิงกลและพฤติกรรมการขยายตัวของคอนกรีต

4.3.1 พฤติกรรมการขยายตัวของคอนกรีต

การวัดค่าการขยายตัวของคอนกรีตจะทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C1293-01 โดยวัดตามความยาวของแท่งตัวอย่างคอนกรีตที่มีการขยายตัวอิสระด้วยเครื่อง Length Comparator ทุกตัวอย่างจะฝั่งหมุดติดไว้ที่ปลายทั้งสองด้าน หลังจากบ่มตัวอย่างในน้ำที่อุณหภูมิห้องเป็นเวลา 28 วัน จะวัดค่าความยาวเริ่มต้น และหลังจากนั้นจะวัดการขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินไรโอไลต์และหินแกรนิตที่แช่ในสารละลาย NaOH และในน้ำร้อนที่อุณหภูมิ 80°C ทุกสัปดาห์ ดังแสดงในรูปที่ 4-6



รูปที่ 4-6 การขยายตัวของคอนกรีตจากหินไรโอไลต์และหินแกรนิต

จากผลการทดสอบพบว่า สำหรับตัวอย่างคอนกรีตจากหินไรโอไลต์และหินแกรนิตที่แช่ในน้ำร้อน (RH) มีค่าการหดตัวในช่วง 21 วันแรก ในขณะที่ตัวอย่างจากหินไรโอไลต์ (RN) ที่แช่ในสารละลาย NaOH มีการขยายตัวตั้งแต่ต้นอย่างรวดเร็ว ส่วนในตัวอย่างคอนกรีตจากหินแกรนิต (GN) ที่แช่ในสารละลาย NaOH เริ่มมีการขยายตัวอย่างรวดเร็วที่อายุ 14 วัน ซึ่งเป็นผลจากการตอบสนองต่อการเกิดปฏิกิริยา ASR ที่แตกต่างกัน โดยที่ 84 วัน ตัวอย่างจากหินไรโอไลต์ (RN) ที่แช่ในสารละลาย

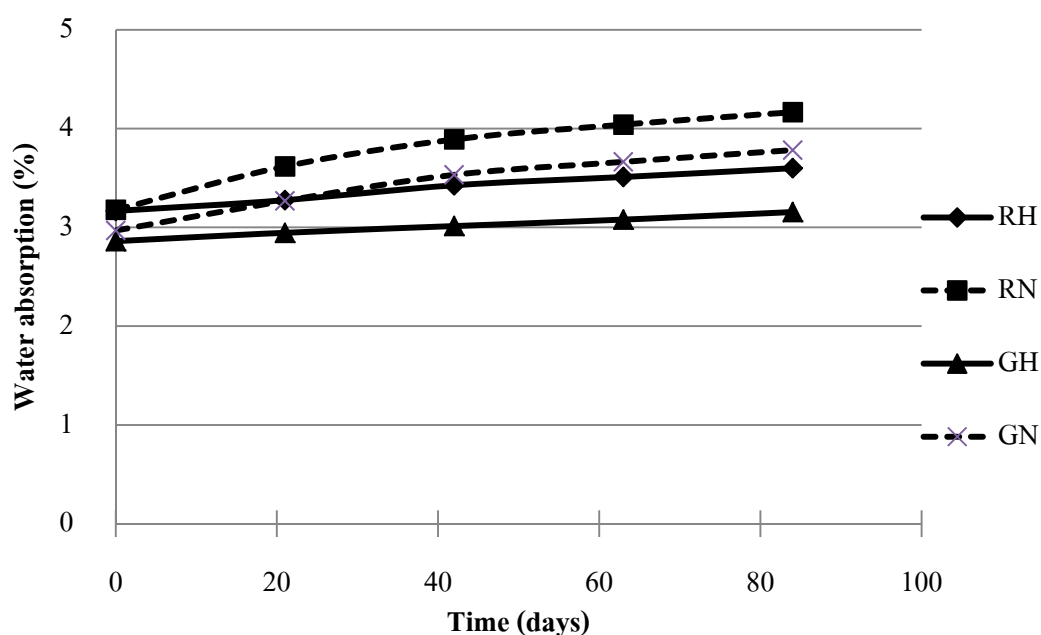
NaOH มีการขยายตัวเฉลี่ยประมาณ 0.144% รองลงมาเป็นตัวอย่างจากหินแกรนิต (GN) มีค่าการขยายตัวเฉลี่ย 0.093% โดยตัวอย่างทั้งสองชนิดมีแนวโน้มที่จะขยายตัวต่อไปอย่างต่อเนื่อง ส่วนคอนกรีตที่แช่ในน้ำที่อายุ 84 วัน ทั้ง RH และ GH มีการขยายเฉลี่ยเพียง 0.012% และ 0.06% ตามลำดับ จากกราฟแสดงให้เห็นว่าคอนกรีตที่แช่ในน้ำร้อนเริ่มมีการขยายตัวที่ช้าลงและมีแนวโน้มที่จะคงที่ ตัวอย่างคอนกรีตที่ผสมจากหินไรโอไลต์และหินแกรนิตที่แช่ในสารละลาย NaOH มีลักษณะรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นเห็นได้อย่างชัดเจนในขณะที่คอนกรีตมีความชื้นในสภาพอิ่มตัวผิวแห้งดังแสดงในรูปที่ 4-7 ซึ่งรอยร้าวมีลักษณะที่เรียกว่า Map cracking กระจายอยู่ตามผิวตัวอย่าง ส่วนคอนกรีตที่แช่ในน้ำไม่พบรอยร้าวเกิดขึ้นที่ผิวตัวอย่าง



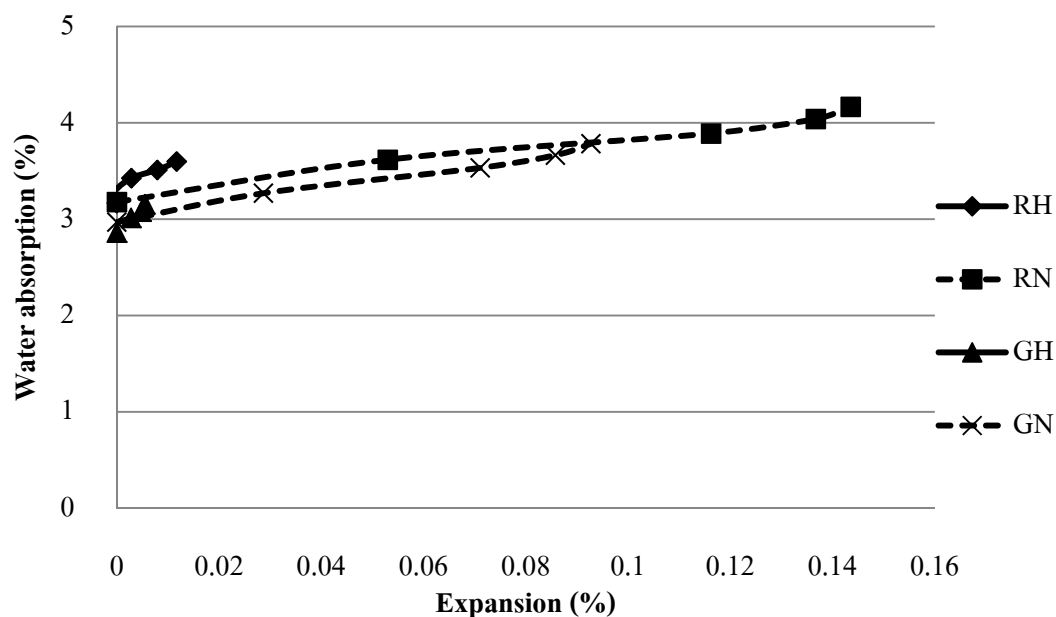
รูปที่ 4-7 รอยร้าวที่ผิวของคอนกรีตจากหินไรโอไลต์และหินแกรนิตที่แช่ใน NaOH

4.3.2 ผลกระทบของ ASR ต่อการดูดซึมน้ำของคอนกรีต

คุณสมบัติที่สำคัญของ ASR gel คือ การดูดซับความชื้น (Water absorption) ทำให้เกิดการพัฒนาระงับขึ้นภายในเนื้อคอนกรีตและขยายตัวออกเป็นผลให้โครงสร้างคอนกรีตเกิดการแตกร้าวได้ ผลการทดสอบการดูดซึมน้ำเทียบกับเวลาแสดงในรูปที่ 4-8 พบว่าการดูดซึมน้ำค่อยๆ เพิ่มขึ้นเมื่อเทียบกับเวลา ขึ้นอยู่กับชนิดของมวลรวม และสภาพการเร่งการเกิดปฏิกิริยา ASR เช่น ตัวอย่างคอนกรีต RN และ GN ที่แช่ในสารละลาย NaOH มีการดูดซึมเพิ่มสูงถึง 0.99% และ 0.81% จากอายุ 28 วัน โดยค่าการดูดซึมที่วัดได้อาจจะมีน้ำหนักของผลึกซึ่งเป็นผลมาจากการเกิดปฏิกิริยา ASR ปนอยู่ด้วยความสัมพันธ์ระหว่างการดูดซึมน้ำกับการขยายตัวแสดงในรูปที่ 4-9 โดยคอนกรีตที่เกิด ASR ทั้งในตัวอย่าง RN และ GN มีความสัมพันธ์ที่เพิ่มขึ้นทั้งการดูดซึมน้ำและการขยายกราฟจึงมีลักษณะที่คล้ายเส้นตรง



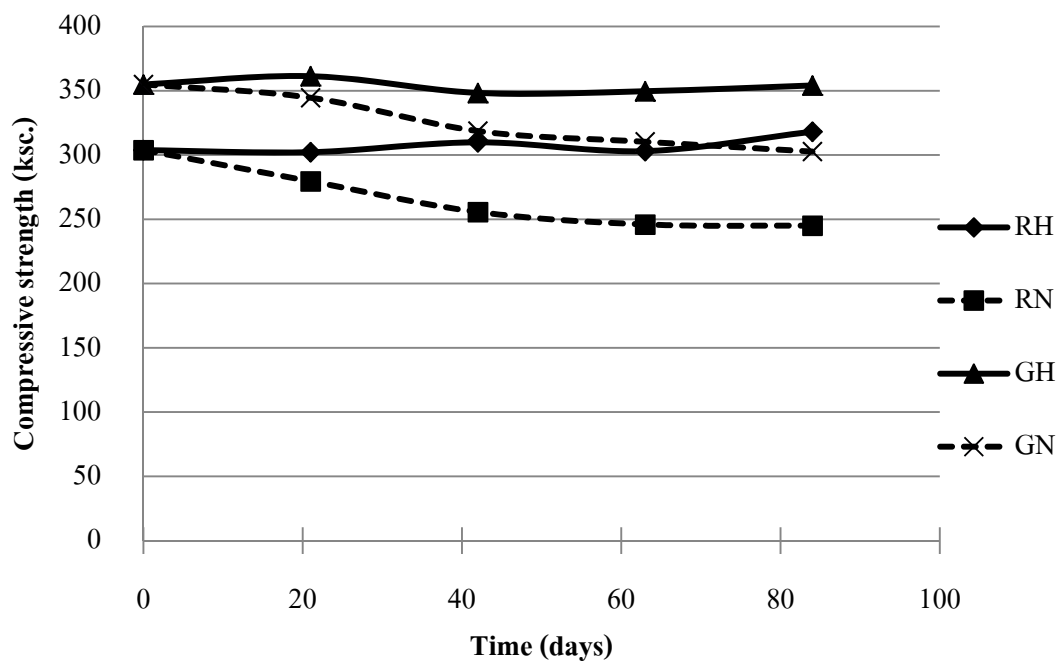
รูปที่ 4-8 การดูดซึมน้ำของคอนกรีตกับเวลา



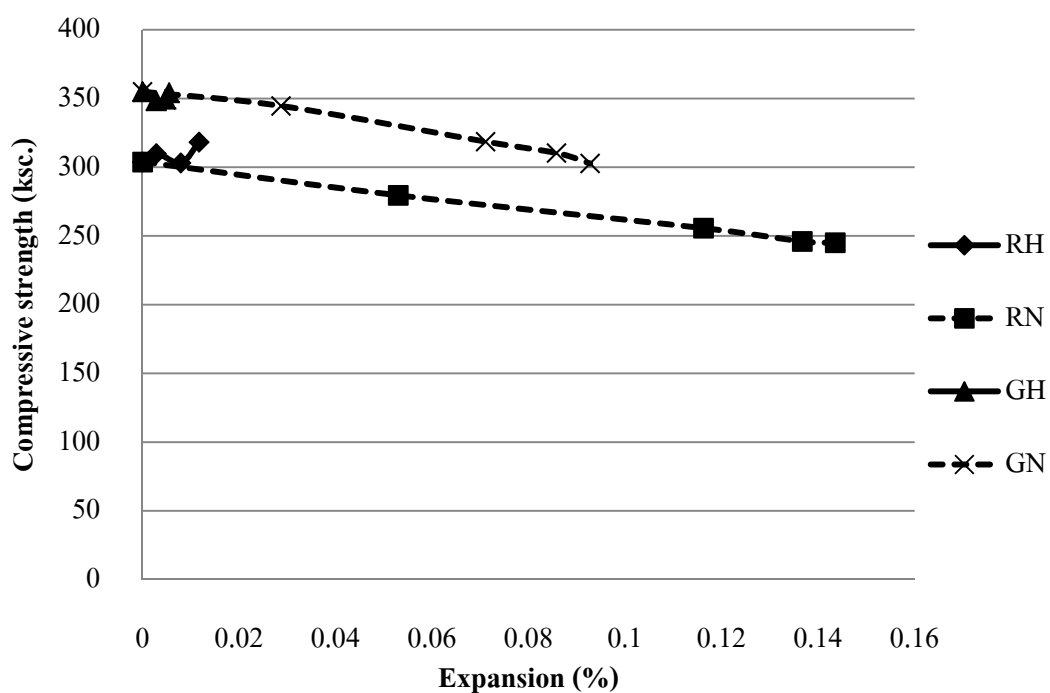
รูปที่ 4-9 การดูดซึมน้ำของคอนกรีตกับการขยายตัว

4.3.3 ผลกระทบของ ASR ต่อกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

กำลังรับแรงอัด (Compressive strength) ของคอนกรีตเทียบกับเวลาและการขยายตัวแสดงในรูปที่ 4-10 และ 4-11 ตามลำดับ แสดงให้เห็นการลดลงของกำลังรับแรงอัดของตัวอย่าง RN และ GN ในช่วงหลังจาก 21 วัน จนถึง 63 วัน ซึ่งเป็นช่วงที่คอนกรีตมีการขยายตัวอย่างรวดเร็ว ส่วนคอนกรีต RH ที่แช่น้ำร้อนมีการพัฒนากำลังอัดเล็กน้อยจากปฏิกิริยาไฮเดรชัน แต่คอนกรีต GH มีกำลังอัดที่ค่อนข้างคงที่ตั้งแต่ช่วงแรก เมื่อนำคอนกรีตที่แช่ในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ซึ่งเป็นตัวแทนของคอนกรีตที่เกิด ASR มาเปรียบเทียบกับคอนกรีตที่แช่น้ำร้อน ที่อายุ 84 วัน พบว่าคอนกรีตที่แช่ในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ RN และ GN มีการสูญเสียกำลัง 22.99% และ 14.54% ตามลำดับ



รูปที่ 4-10 การเปลี่ยนแปลงกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตกับเวลา

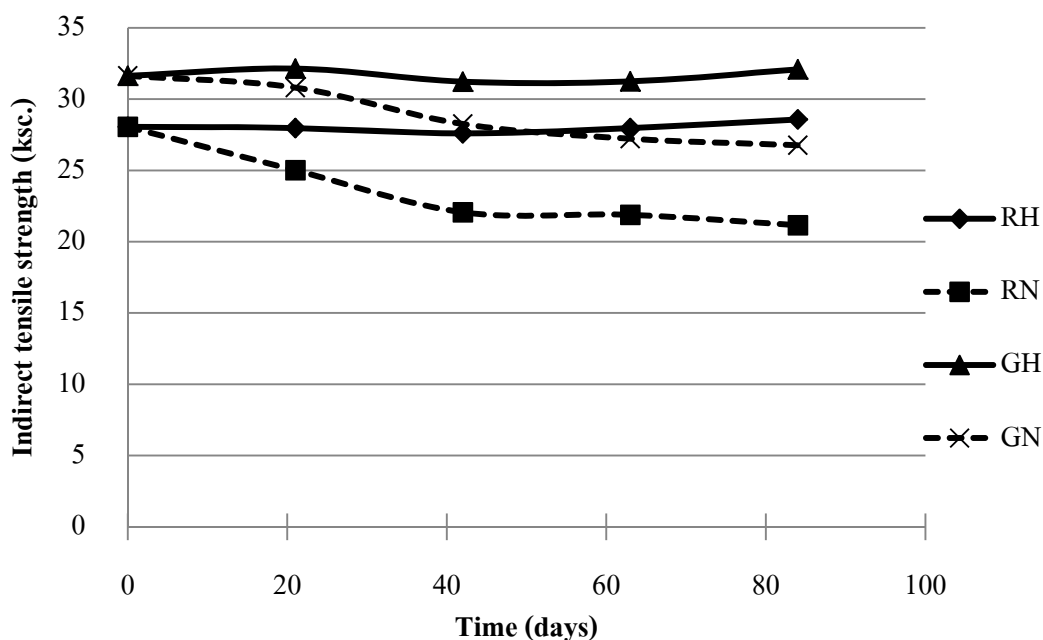


รูปที่ 4-11 การเปลี่ยนแปลงกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตกับการขยายตัว

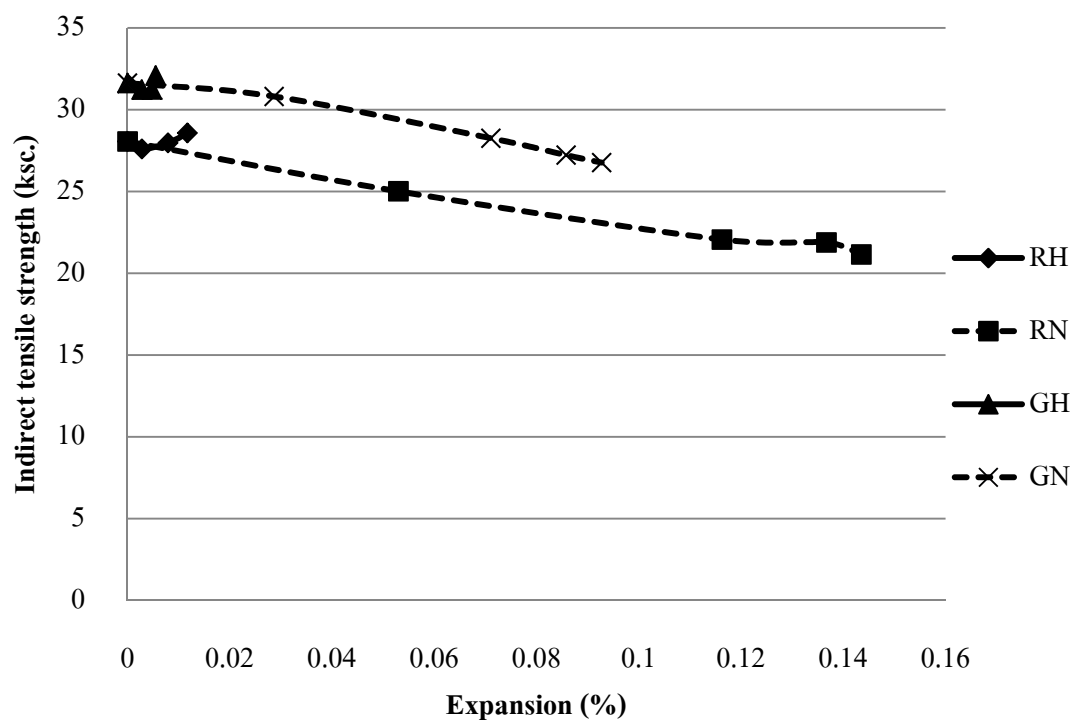
4.3.4 ผลกระทบของ ASR ต่อกำลังรับแรงดึงของคอนกรีต

กำลังรับแรงดึงแบบผ่าซีก (Splitting tensile strength) ของคอนกรีตเทียบกับเวลาในรูปที่ 4-12 มีลักษณะกราฟคล้ายกับกำลังรับแรงอัด โดยคอนกรีตที่แช่ในน้ำร้อนมีกำลังรับแรงดึงแบบผ่าซีก ก่อนช่วงคงที่ในตัวอย่าง GH และ RH ซึ่งพบว่ามีกำลังรับแรงดึงเพิ่มขึ้นเล็กน้อย ส่วนคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ที่แช่ในสารละลาย NaOH ที่อายุ 42 วัน กำลังลดลงไป 20.04 เปอร์เซ็นต์ เมื่อเปรียบเทียบกับตัวอย่าง RH ที่อายุเดียวกัน แต่ภายหลังจาก 42 วัน อัตราการสูญเสียกำลังค่อยๆ ต่ำลง จนที่อายุ 84 วัน มีการสูญเสียกำลัง 25.98 เปอร์เซ็นต์เมื่อเปรียบเทียบกับตัวอย่าง RH ที่อายุเดียวกัน แต่ในคอนกรีต GN ช่วง 0 ถึง 21 วัน กำลังรับแรงดึงเปลี่ยนแปลงเล็กน้อย ภายหลัง 21 วัน กำลังรับแรงดึงลดลงอย่างรวดเร็ว จนถึงวันที่ 63 กำลังรับแรงดึงเริ่มคงที่ จนกระทั่งที่อายุ 84 วัน คอนกรีต GN มีการสูญเสียกำลังรับแรงดึง 16.59 เปอร์เซ็นต์ เมื่อเปรียบเทียบกับตัวอย่าง GH ที่อายุเดียวกัน

การสูญเสียกำลังรับแรงดึงแบบผ่าซีกเทียบกับการขยายตัวแสดงในรูปที่ 4-13 สามารถแสดงให้เห็นการลดลงของกำลังของคอนกรีตที่แช่ในสารละลาย NaOH ได้อย่างชัดเจนเมื่อมีการขยายตัวเพิ่มขึ้น



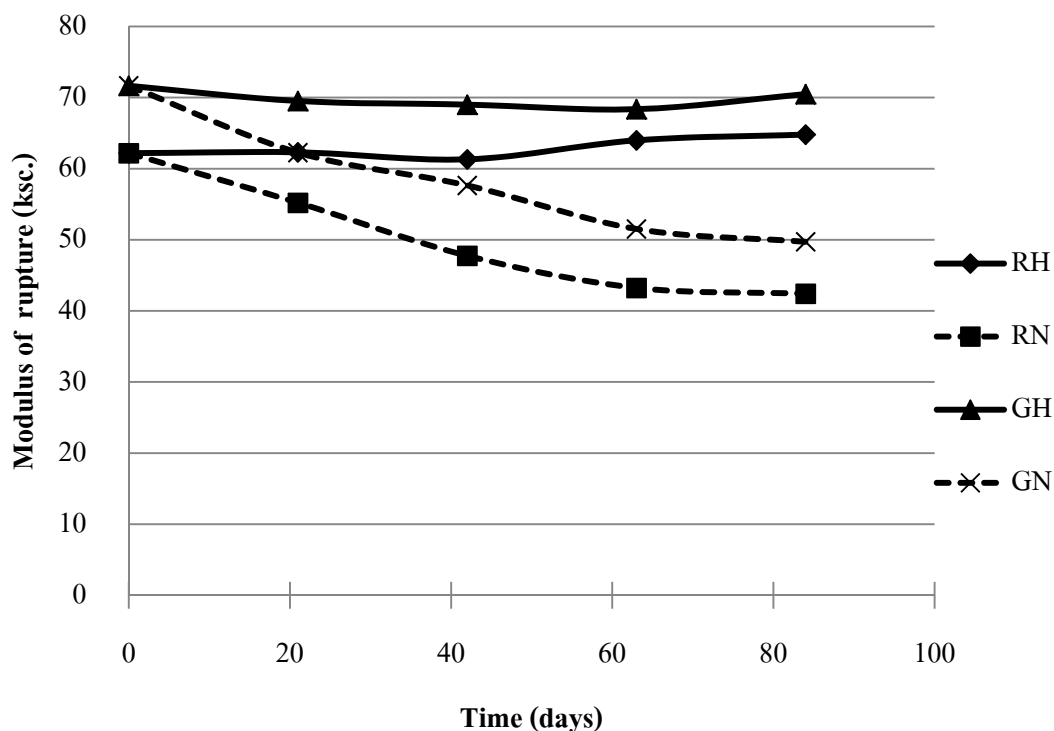
รูปที่ 4-12 การเปลี่ยนแปลงกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตกับเวลา



รูปที่ 4-13 การเปลี่ยนแปลงกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตกับการขยายตัว

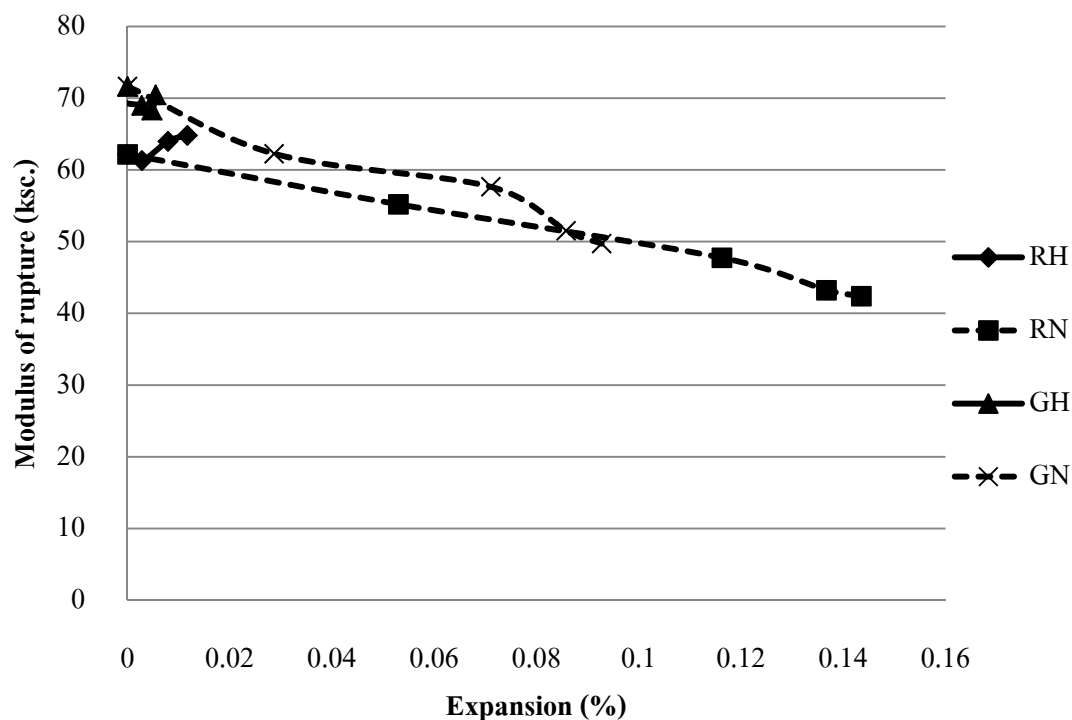
4.3.5 ผลกระทบของ ASR ต่อกำลังรับรับแรงแรงดัดของคอนกรีต

รูปที่ 4-14 แสดงผลการทดสอบค่าโมดูลัสการแตกร้าว (Modulus of rupture) ของคอนกรีตที่ใช้หินไรโอไรลต์และหินแกรนิต จากการทดสอบแสดงให้เห็นว่าในระยะแรกค่าโมดูลัสการแตกร้าวของคอนกรีตที่ใช้หินไรโอไรลต์มีค่าต่ำกว่าคอนกรีตที่ใช้หินแกรนิต และจะเห็นความแตกต่างได้อย่างชัดเจนขึ้นเมื่อแช่คอนกรีตในสารละลาย NaOH นานขึ้น โดยที่ระยะเวลา 84 วัน พบว่าค่าโมดูลัสการแตกร้าวของคอนกรีตที่ใช้หินไรโอไรลต์ยังคงมีค่าต่ำกว่าที่ใช้หินแกรนิต อีกทั้งคอนกรีตที่เกิดปฏิกิริยา ASR จากหินไรโอไรลต์และหินแกรนิตจะมีค่าโมดูลัสการแตกร้าวต่ำกว่าหินที่ไม่เกิดปฏิกิริยา ASR เท่ากับ 34.54 และ 29.46 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ เมื่อเปรียบเทียบตัวอย่างที่แช่ในน้ำร้อนที่อายุเดียวกัน



รูปที่ 4-14 การเปลี่ยนแปลงโมดูลัสการแตกร้าวของคอนกรีตกับเวลา

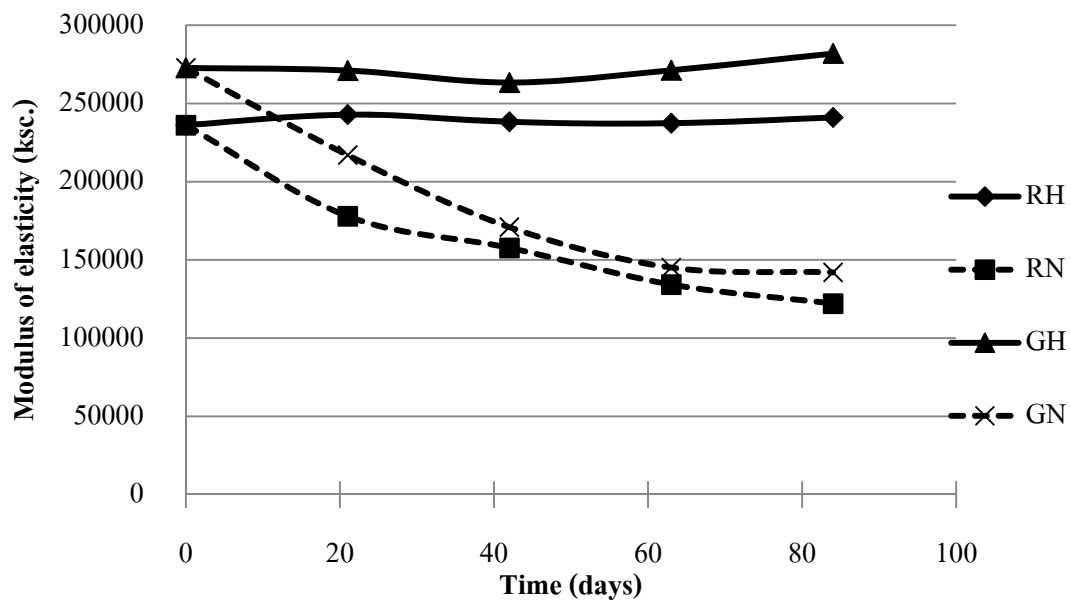
รูปที่ 4-15 แสดงการเปลี่ยนแปลงของค่าโมดูลัสการแตกร้าวและการขยายตัวของคอนกรีตที่ทดสอบ พบว่าคอนกรีตที่เกิด ASR มีการขยายตัวสูงกว่าคอนกรีตที่ไม่เกิด ASR โดยที่คอนกรีตที่ใช้หินไรโอไลต์จะมีการขยายตัวสูงกว่าคอนกรีตที่ใช้หินแกรนิต ซึ่งเมื่อการขยายตัวเพิ่มมากขึ้นจะส่งผลให้ค่าโมดูลัสการแตกร้าวลดลง ดังนั้นค่าโมดูลัสการแตกร้าวต่ำสุดจึงเกิดขึ้นที่คอนกรีตที่ใช้หินไรโอไลต์ โดยค่าโมดูลัสการแตกร้าวลดลง 34.54 เปอร์เซนต์ เมื่อเปรียบเทียบกับตัวอย่างที่แช่น้ำร้อนที่อายุเดียวกัน



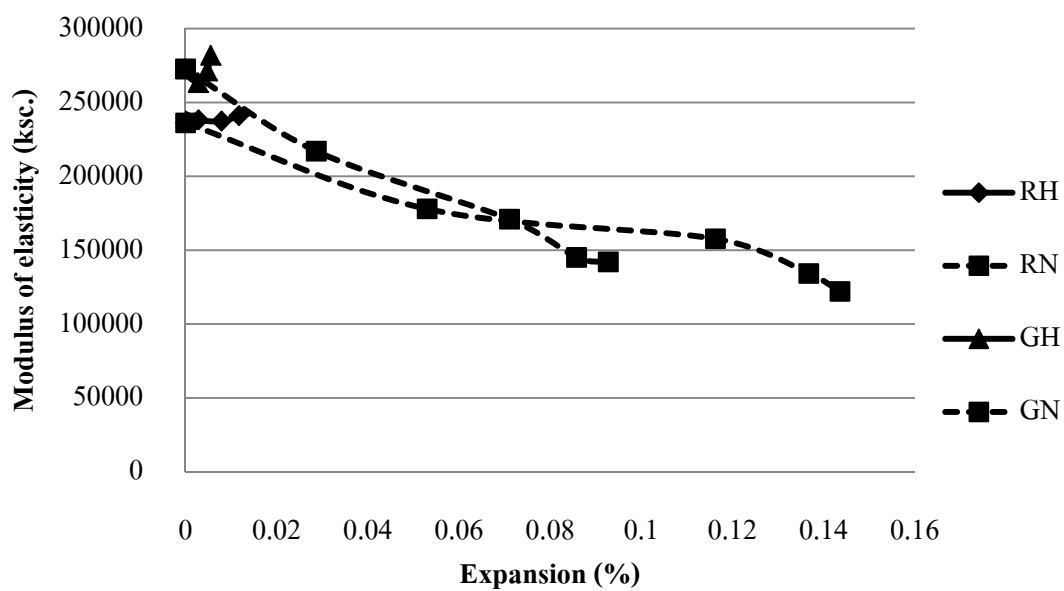
รูปที่ 4-15 การเปลี่ยนแปลงโมดูลัสการแตกร้าวของคอนกรีตกับการขยายตัว

4.3.6 อิทธิพลของปฏิกิริยา ASR ต่อโมดูลัสความยืดหยุ่นและค่าอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีต

การเปลี่ยนแปลงค่าโมดูลัสความยืดหยุ่น (Modulus of elasticity) ของคอนกรีตเทียบกับเวลา แสดงในรูปที่ 4-16 โดยคอนกรีตที่แช่ในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ ทั้งคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ (RN) และแกร์นไก (GN) พบว่า ค่าโมดูลัสการยืดหยุ่นมีแนวโน้มลดลงอย่างรวดเร็วตั้งแต่ช่วงแรก และลดลงอย่างต่อเนื่อง โดยความเร็วของการสูญเสียกำลังขึ้นอยู่กับความสามารถในการเกิดปฏิกิริยาของมวลรวมที่ใช้ในการผสมคอนกรีต ส่วนในคอนกรีตที่แช่ในน้ำร้อนที่อุณหภูมิ 80 องศาเซลเซียส ทั้งตัวอย่าง GH และ RH มีค่าโมดูลัสเพิ่มขึ้นเล็กน้อยอย่างต่อเนื่องตั้งแต่แรกจนถึง 84 วันซึ่งเป็นผลจากปฏิกิริยาไฮเดรชัน รูปที่ 4-17 แสดงอิทธิพลของการขยายตัวเนื่องจากการเกิดปฏิกิริยา ASR ในคอนกรีต RN และ GN ต่อค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต โดยค่าโมดูลัสการยืดหยุ่นส่วนใหญ่มีการลดลงอย่างชัดเจนเมื่อมีการขยายตัวเกิดขึ้น ซึ่งอาจเห็นได้ชัดเจนเมื่อมีการขยายตัวเพียง 0.04 เปอร์เซ็นต์ และจะลดลงอย่างต่อเนื่องเมื่อการขยายตัวเพิ่มมากขึ้น

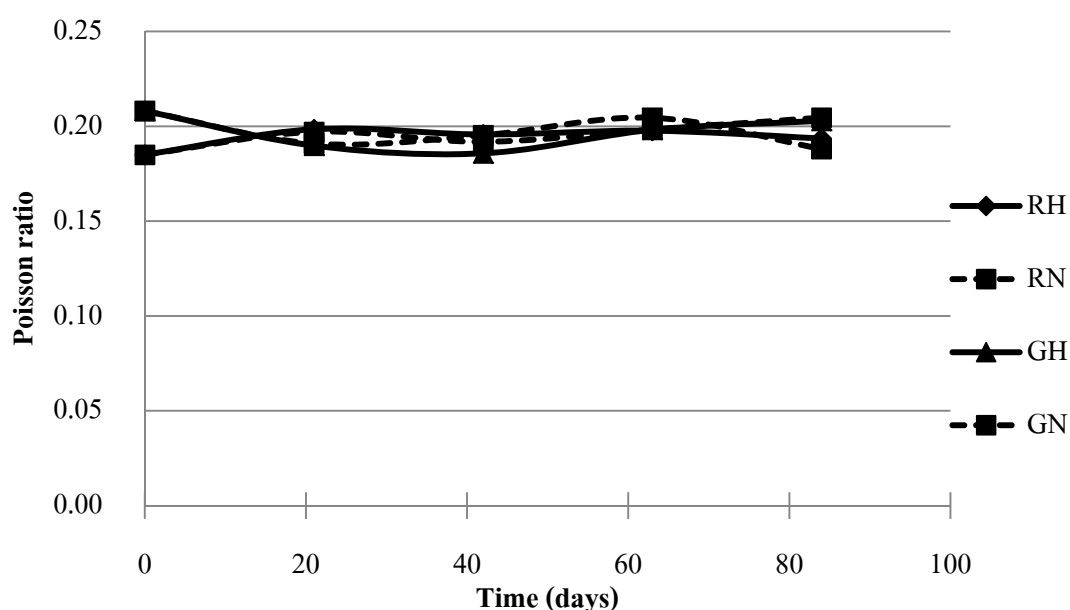


รูปที่ 4-16 การเปลี่ยนแปลงโมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีตกับเวลา



รูปที่ 4-17 การเปลี่ยนแปลงโมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีตกับการขยายตัว

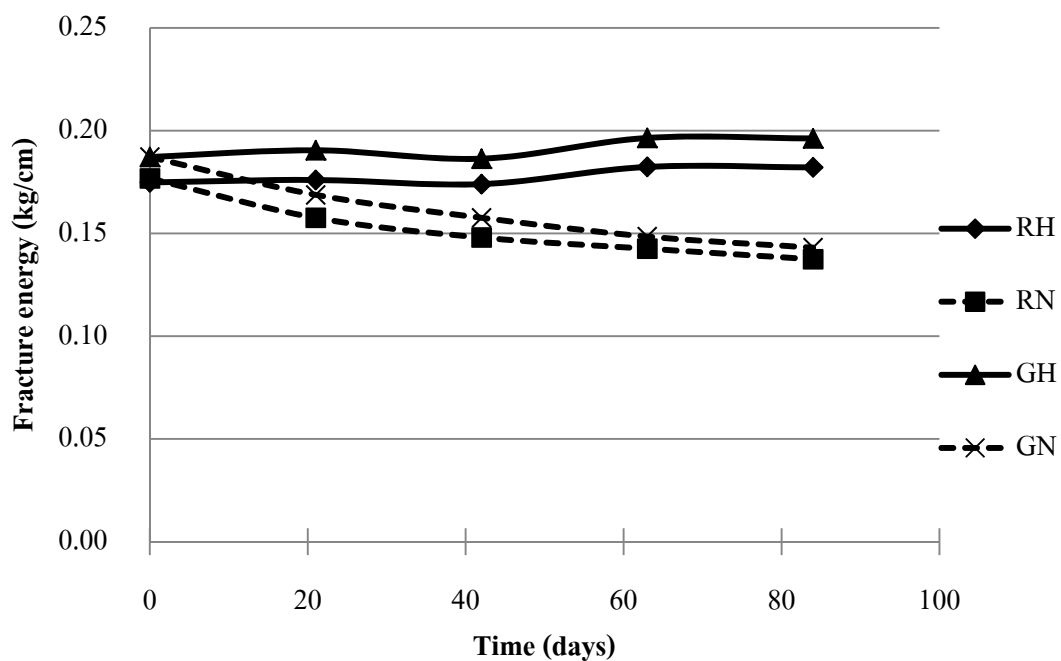
จากการทดสอบหาค่าอัตราส่วนปัวซอง (Poisson's ratio) ของคอนกรีตซึ่งใช้หินไรโอไลต์และหินแกรนิต ดังแสดงในรูปที่ 4-18 พบว่าทั้งคอนกรีตที่แช่ในสารละลาย NaOH ซึ่งเป็นตัวแทนของคอนกรีตที่เกิดปฏิกิริยา ASR และคอนกรีตที่แช่ในน้ำที่อุณหภูมิ 80 องศาเซลเซียส ซึ่งเป็นตัวแทนของคอนกรีตที่ไม่เกิดปัญหา ASR มีค่าที่เปลี่ยนแปลงน้อยมาก โดยมีค่าอยู่ระหว่าง 0.18 – 0.21 อาจจะกล่าวได้ว่าปฏิกิริยาแอลคาไลซิลิกาไม่ค่อยมีผลต่ออัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตอย่างมีนัยสำคัญ แม้ค่ากำลังอัดและค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นจะลดลง



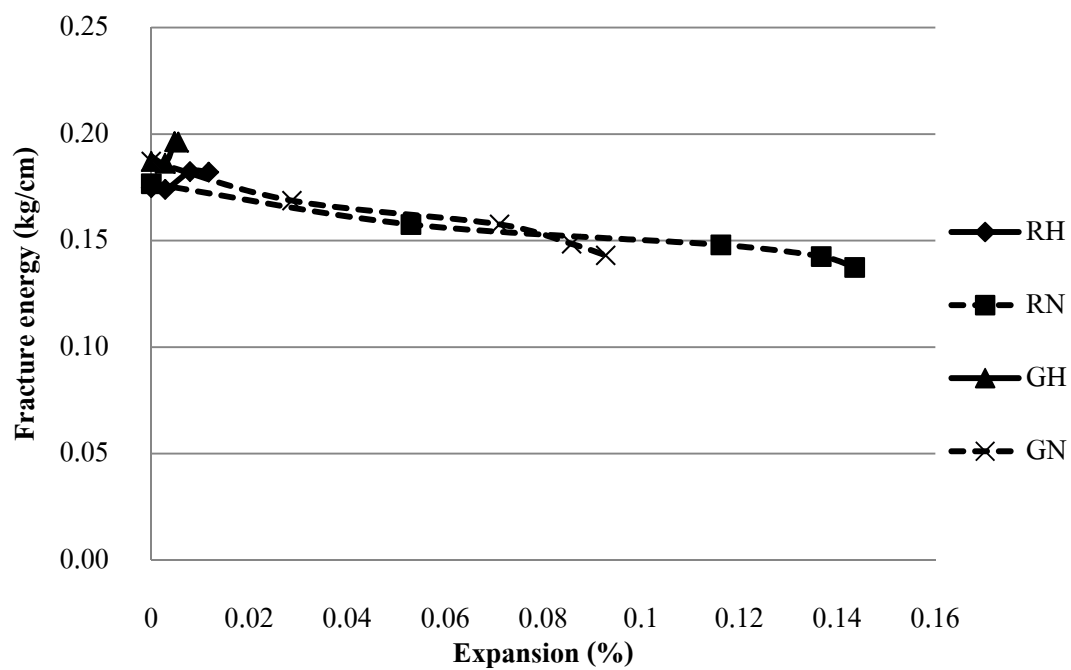
รูปที่ 4-18 การเปลี่ยนแปลงอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตกับเวลา

4.3.7 ผลกระทบของ ASR ต่อการเปลี่ยนแปลงค่าพลังงานการแตกร้าวของคอนกรีต

ผลการทดสอบนี้จะเห็นได้ว่าค่าพลังงานการแตกร้าว (Fracture energy) ของคอนกรีตที่ไม่เกิดปฏิกิริยา ASR ทั้งในหินไรโอไลต์และหินแกรนิตมีค่าเพิ่มขึ้นเล็กน้อย แต่สำหรับคอนกรีตที่แช่ในสารละลาย NaOH มีค่าลดลงอย่างต่อเนื่องโดยที่อายุ 21 วันภายหลังการแช่ในสารละลาย NaOH ตัวอย่าง RN มีค่าพลังงานการแตกร้าวลดลง 10.47% และตัวอย่าง GN ค่าพลังงานการแตกร้าวลงไป 11.39% แต่หลังจากวันที่ 21 พลังงานการแตกร้าวของคอนกรีตจากหินไรโอไลต์และหินแกรนิตลดลงจนวันที่ 84 ตัวอย่าง RN มีค่าพลังงานการแตกร้าวลดลงไป 24.54% ส่วนตัวอย่าง GN ค่าพลังงานการแตกร้าวลดลง 27.09% ดังแสดงในรูปที่ 4-19

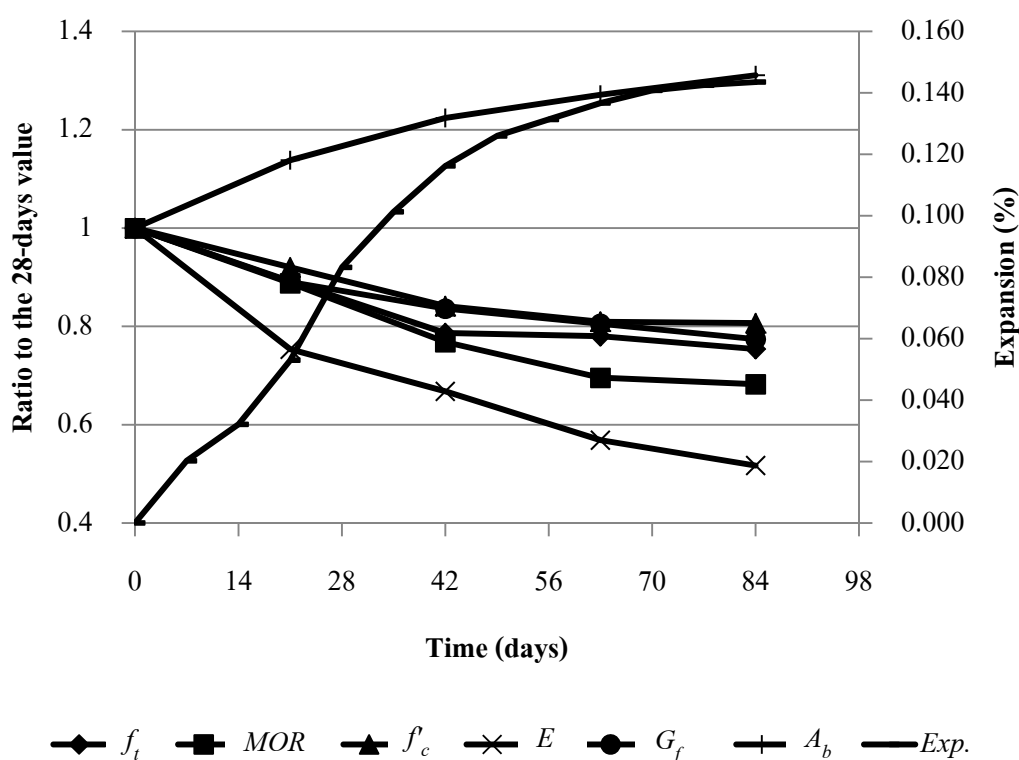


รูปที่ 4-19 การเปลี่ยนแปลงพลังงานการแตกหักของคอนกรีตกับเวลา

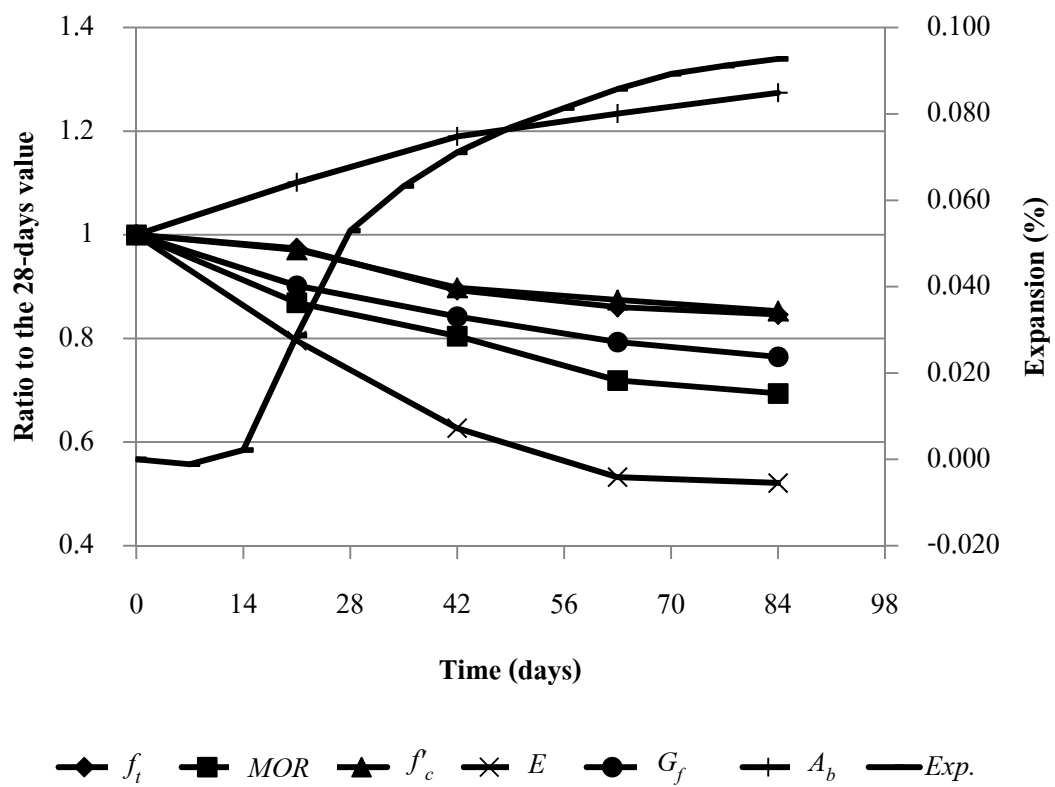


รูปที่ 4-20 การเปลี่ยนแปลงพลังงานการแตกหักของคอนกรีตกับการขยายตัว

ความสัมพันธ์ระหว่างการลดลงของค่ากำลังต่างๆ กับการขยายตัวหรือเวลาของคอนกรีตจากหินไรโอไลต์และหินแกรนิต แสดงในรูปที่ 4-21 และ 4-22 ตามลำดับ จากผลการทดสอบพบว่าเมื่อคอนกรีตมีการขยายตัว คุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีตจะลดลงตามไปด้วย โดยการสูญเสียกำลังมากที่สุดพบในค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีตจากหินทั้งสองชนิด ซึ่งมีการสูญเสียกำลังเป็น 48.30 เปอร์เซ็นต์ ในคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ และ 47.91 เปอร์เซ็นต์ ในคอนกรีตจากหินแกรนิต ส่วนค่าโมดูลัสการแตกร้าวเป็นอีกค่าหนึ่งที่ลดลงมากเช่นกัน ซึ่งมีการสูญเสียกำลัง 31.78 เปอร์เซ็นต์ ในคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ และ 30.61 เปอร์เซ็นต์ในคอนกรีตจากหินแกรนิต ส่วนกำลังรับแรงอัดได้รับผลกระทบน้อยที่สุด โดยมีค่าลดลง 19.53 และ 14.71 เปอร์เซ็นต์ สำหรับคอนกรีตจากหินไรโอไลต์และหินแกรนิต ตามลำดับ กำลังรับแรงดึงในคอนกรีตจากหินแกรนิตมีการลดลงของกำลังใกล้เคียงคุณสมบัติการรับแรงอัด แต่ในคอนกรีตจากหินไรโอไลต์มีค่าต่ำกว่าเล็กน้อย



รูปที่ 4-21 การเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติเชิงกลและการขยายตัวของคอนกรีตจากหินไรโอไลต์เทียบกับเวลา



รูปที่ 4-22 การเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติเชิงกลและการขยายตัวของคอนกรีตจาก
หินแกรนิตเทียบกับเวลา

หมายเหตุ	f_t	Splitting tensile strength
	MOR	Modulus of rupture
	f'_c	Compressive strength
	E	Modulus of elasticity
	G_f	Fracture energy
	A_b	Water absorption
	$Exp.$	Expansion

4.3.8 ผลการทดลองกับผลของนักวิจัยท่านอื่นๆ

ตารางที่ 4-1 เปรียบเทียบผลการทดลองกับผลของนักวิจัยท่านอื่นๆ แสดงให้เห็นว่าคุณสมบัติของคอนกรีตที่ได้รับผลกระทบเนื่องจากปฏิกิริยา ASR ขึ้นอยู่กับประเภทของมวลรวมที่สามารถทำให้เกิดปฏิกิริยา ASR ได้ เป็นผลให้เกิดการขยายตัวที่ต่างกันออกไปด้วย โดยผลการทดลองพบว่า การสูญเสียกำลังรับแรงอัดมีน้อยเพียง 19.35 และ 14.71 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบกับค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นแล้วมีความแตกต่างกันอย่างชัดเจน ซึ่งให้ผลที่สอดคล้องกับการทดลองของ Ahmed *et al.* (2003) กล่าวไว้ว่าคุณสมบัติการรับกำลังอัดไม่ได้เป็นบ่งชี้ที่ดี ในการเกิดปฏิกิริยา ASR ขึ้นเมื่อเปรียบเทียบกับกำลังรับแรงดึงและโมดูลัสความยืดหยุ่น แต่ผลการทดลองของ Swamy, R.N. and Al-Asali, M.M. (1988) พบว่าสูญเสียกำลังรับแรงอัดน้อยมากในช่วงแรกเมื่อเปรียบเทียบกับกำลังรับแรงดึงและโมดูลัสการแตกร้าว แต่เมื่อผ่านเวลาไป 1 ปี กำลังอัดก็ให้การสูญเสียกำลังที่มากขึ้น

ตารางที่ 4-1 เปอร์เซ็นต์การสูญเสียกำลังเปรียบเทียบกับนักวิจัยท่านอื่นๆ

Concrete property	ผลการทดลอง		Ahmed <i>et al.</i> ¹		Fan and Hanson ²	Swamy and Al-Asali ³	
	อายุ 84 วัน		อายุ 1 ปี		อายุ 1 ปี	อายุ 1 ปี	
	Rhyolite	Greywacke	Thames Valley sand	Fused silica	N/A	4.5% opal	15% fused silica
Expansion (%)	0.144	0.093	0.43	1.686	0.4	1.644	0.623
Compressive strength (%)	19.35	14.71	12.71	59.42	24	63	39.5
Indirect tensile strength (%)	24.61	15.38	33.56	60.03	38	N/A	57.3
Modulus of rupture (%)	31.77	30.61	48.83	85.96	N/A	N/A	76.7
Modulus of elasticity (%)	48.3	47.91	65.21	95.27	N/A	77	58.4

หมายเหตุ ¹ Ahmed *et al.* (2003); ² Fan, S. and Hanson, J.M. (1998); ³ Swamy, R.N. and Al-Asali, M.M. (1988)

อย่างไรก็ตาม จากการเปรียบเทียบผลการทดลองกับนักวิจัยท่านอื่นๆ สามารถกล่าวได้ว่าคุณสมบัติของวัสดุที่ลดลงไปนั้นไม่ได้เป็นส่วนสำคัญกับการขยายตัวของคอนกรีต (Ahmed *et al.*, 2003) ขึ้นอยู่กับชนิดของมวลรวม โดยค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นและค่าโมดูลัสการแตกร้าวเป็นตัวบ่งชี้ที่ดีในด้านการสูญเสียกำลังเนื่องจากการเกิดปฏิกิริยา ASR

4.4 พฤติกรรมการขยายตัวของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

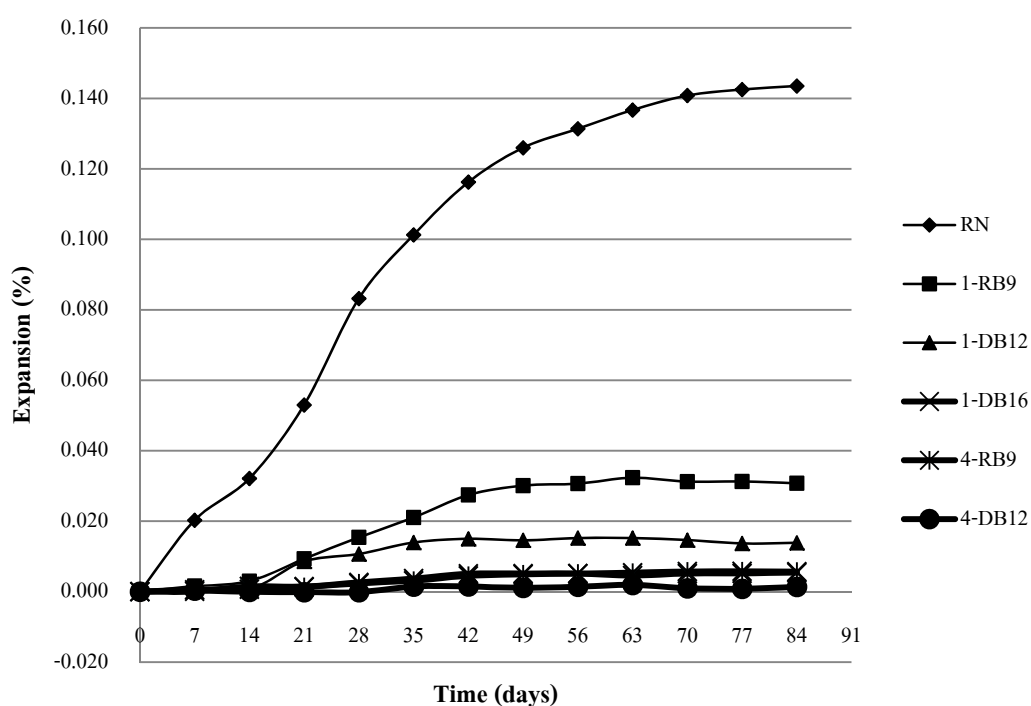
แท่งตัวอย่างคอนกรีตที่ใช้ทดสอบมีขนาด 7.5x7.5x28.5 เซนติเมตร คอนกรีตที่ใช้ผสมจากหินไรโอไลต์ทุกตัวอย่างโดยให้ RN เป็นตัวอย่างที่ไม่เสริมเหล็กเสริม ส่วนที่เหลือ 5 ตัวอย่าง จะเสริมเหล็กดังตารางที่ 4-2 เพื่อยืดรั้งการขยายตัวของแท่งคอนกรีตที่เกิดปัญหา ASR เช่นเดียวกับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กในสนามจริง โดยการขยายตัวของแท่งคอนกรีตได้ผลการทดลองดังรูปที่ 4-23

ตารางที่ 4-2 รายละเอียดการเสริมเหล็กในแท่งตัวอย่างคอนกรีต

ชนิดตัวอย่าง	พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมตามยาว (%)	เหล็กปลอก	การขยายตัว (%)
RN	0	-	0.144
1-RB9	1.13	-	0.031
1-DB12	2.10	-	0.014
1-DB16	3.57	-	0.005
4-RB9	4.52	RB6@6.25 cm.	0.006
4-DB12	8.04	RB6@6.25 cm.	0.001

ตัวอย่าง RN เป็นตัวอย่างคอนกรีตที่เกิดปัญหา ASR มีการขยายตัวสูง 0.144% ที่อายุ 82 วันในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ แต่เมื่อมีการเสริมเหล็กภายในแท่งคอนกรีตพบว่ามีการขยายตัวลดลงอย่างชัดเจน โดยตัวอย่าง 1-RB9 มีปริมาณเหล็กเสริมเท่ากับ 1.13 เปอร์เซ็นต์ของพื้นที่หน้าตัด ที่อายุ 82 วัน แต่มีค่าการขยายตัวลดลงเหลือ 0.031% และเมื่อมีปริมาณเหล็กเสริมเพิ่มขึ้นการขยายตัวของแท่งคอนกรีตก็จะลดลงตามปริมาณเหล็กเสริมที่เพิ่มขึ้น โดยตัวอย่างคอนกรีตที่เสริมเหล็ก 1-DB12 และ

1-DB16 มีการขยายตัวเพียง 0.014% และ 0.005% ตามลำดับ ส่วนตัวอย่าง 4-RB9 มีพื้นที่หน้าเท่ากับ 4.52 เปอร์เซ็นต์ของพื้นที่หน้าตัดคอนกรีตซึ่งมากกว่าตัวอย่าง 1-DB16 แต่การขยายตัวที่ได้จากการทดลองพบว่าตัวอย่าง 4-DB9 มีค่ามากกว่าตัวอย่าง 1-DB16 เล็กน้อย อาจเป็นผลเนื่องมาจากอิทธิพลของเหล็กปลอกที่ยึดรั้งการขยายตัวออกทางด้านข้างไว้ ดังนั้นหน่วยแรงที่เกิดขึ้นภายในจึงมีค่ามากกว่าการเสริมเหล็กเพียงเส้นเดียวที่ตรงกลาง(ไม่มีเหล็กปลอก) ซึ่งสอดคล้องผลการทดลองของ (Mohammed *et al.*, 2007) และตัวอย่าง 4-DB12 มีการขยายตัว 0.01% ซึ่งน้อยมากเมื่อเปรียบเทียบกับตัวอย่างอื่นๆ เนื่องจากมีปริมาณเหล็กเสริมมากถึง 8.04 เปอร์เซ็นต์ของพื้นที่หน้าตัด จากการทดลองนี้ทำให้ทราบว่า การขยายตัวของคอนกรีตเสริมเหล็กนั้นขึ้นอยู่กับปริมาณเหล็กที่ใช้เสริม และรูปแบบของการเสริมเหล็ก



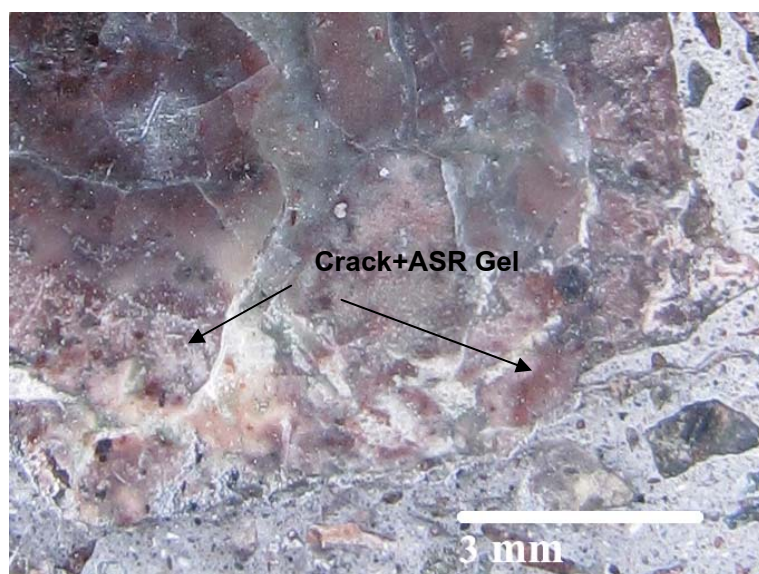
รูปที่ 4-23 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตเสริมเหล็กกับเวลา

4.5 การวิเคราะห์ด้วยภาพถ่าย

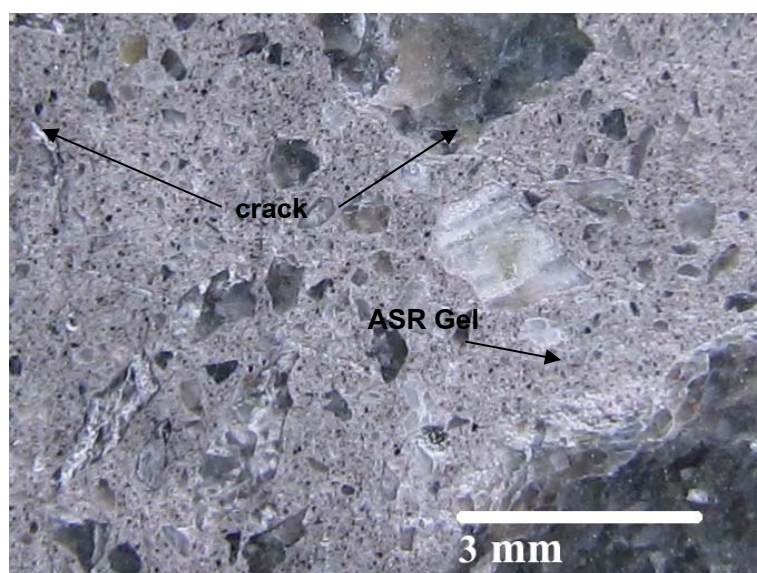
เมื่อทดสอบคุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีตที่อายุ 84 วันเสร็จแล้ว ได้นำชิ้นตัวอย่างมาตัดออกเป็นแผ่นบาง และถ่ายภาพด้วยกล้อง Canon Powershot SX30IS ซึ่งมีกำลังขยาย 35 เท่า พบว่า ตัวอย่างคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ที่แช่ในสารละลาย NaOH Canon Powershot SX30IS ดังรูปที่ 4-24 มีรอยแตกร้าวขนาดเล็ก แต่จะสังเกตเห็นรอยแตกร้าวเกิดขึ้นในมวลรวมมากกว่าตัวอย่างคอนกรีตจากหินแกรนิต และมีการแทรกตัวของ ASR gel อยู่ในรอยร้าวซึ่งลักษณะเป็นสีขาว ส่วนในตัวอย่างคอนกรีตจากหินแกรนิตที่แช่ในสารละลาย NaOH มีรอยแตกร้าวขนาดเล็กเกิดขึ้นจำนวนมากเช่นกัน โดยรอยร้าวเกิดขึ้นทั้งในมวลรวมและซีเมนต์เฟส และยังพบ ASR gel มีลักษณะสีขาวอยู่บริเวณรอบๆ หินแกรนิต ดังแสดงในรูปที่ 4-25

ถ้านำตัวอย่างที่คอนกรีตที่แช่ในน้ำร้อน ดังแสดงในรูปที่ 4-26 และ 4-27 มาเปรียบเทียบกับจะเห็นได้ว่าไม่พบรอยแตกร้าวเกิดขึ้นในซีเมนต์เฟส แต่พบรอยแตกร้าวในหินบางก้อน ซึ่งอาจเกิดจากกระบวนการย่อยหิน และรอยร้าวเหล่านี้ไม่พบว่ามีสารขยายตัวออกไปในซีเมนต์เฟส

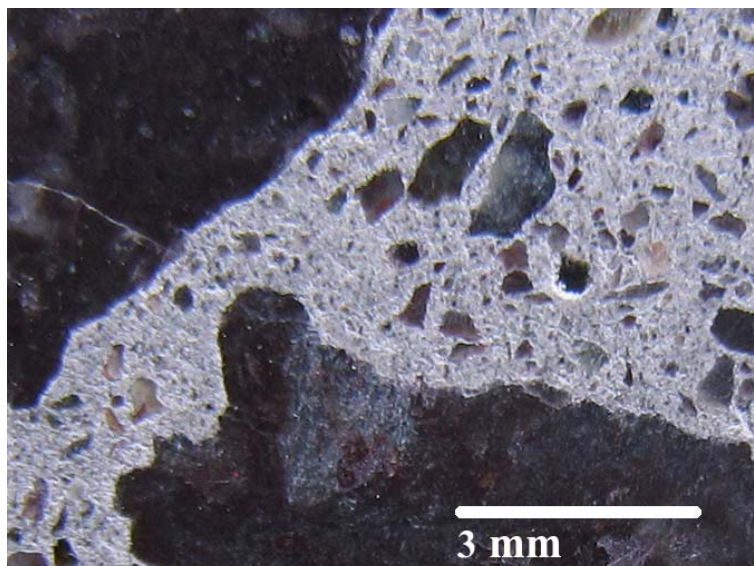
รูปที่ 4-28 ถึง 4-31 แสดงผลที่ได้จากการถ่ายภาพด้วยกล้อง Optical Microscopic ของตัวอย่างคอนกรีตที่แช่ใน NaOH ที่ 84 วัน ซึ่งมีกำลังขยายมากกว่ากล้อง Canon Powershot SX30IS จากภาพพบว่า ตัวอย่าง RN และ GN จะสามารถสังเกตเห็น ASR gel ซึ่งมีสีขาวอยู่บริเวณรอบๆ มวลรวมหยาบ และในรอยร้าวของมวลรวมหยาบและซีเมนต์เฟส โดย ASR gel ของคอนกรีตที่ได้จากหินไรโอไลต์และแกรนิต มีค่าประมาณ 50 และ 30 micrometer ตามลำดับ



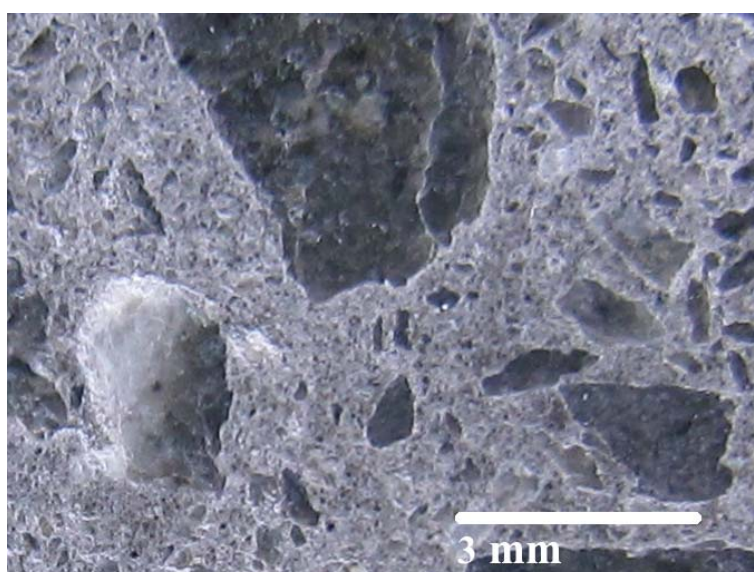
รูปที่ 4-24 ภาพถ่ายจากตัวอย่าง RN ที่อายุ 84 วันด้วยกล้อง Canon Powershot



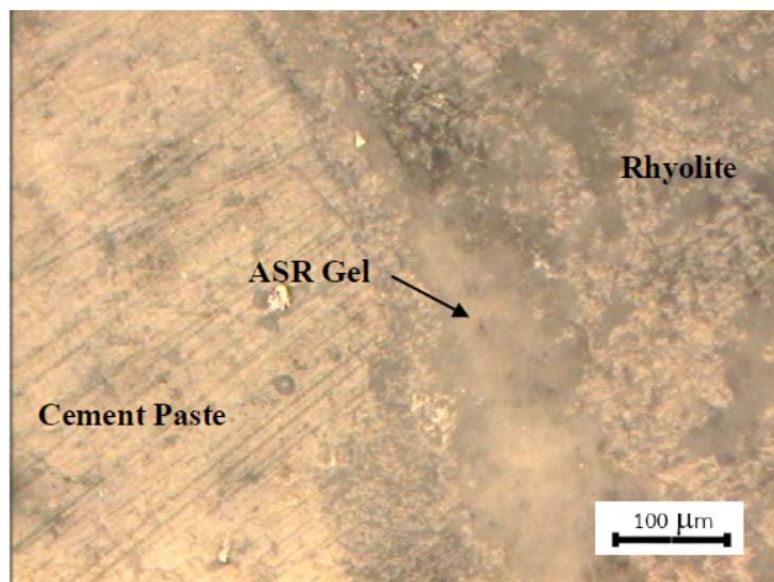
รูปที่ 4-25 ภาพถ่ายจากตัวอย่าง GN ที่อายุ 84 วันด้วยกล้อง Canon Powershot



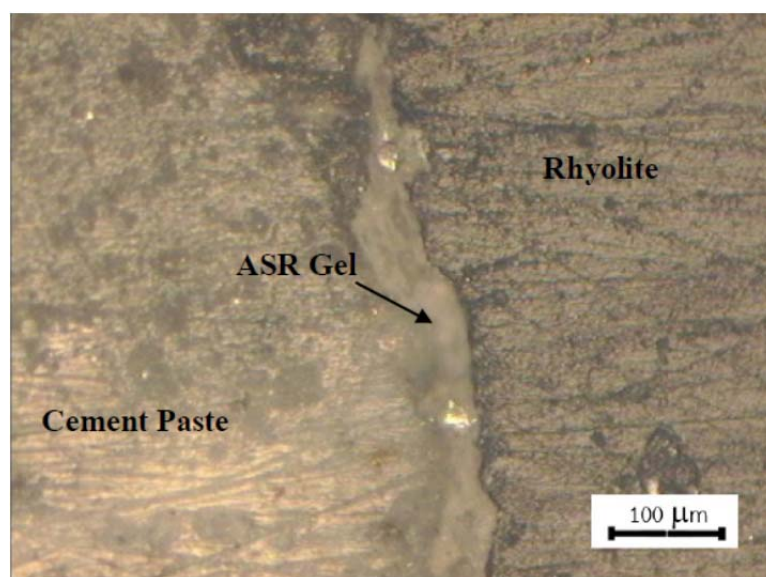
รูปที่ 4-26 ภาพถ่ายจากตัวอย่าง RH ที่อายุ 84 วัน ด้วยกล้อง Canon Powershot



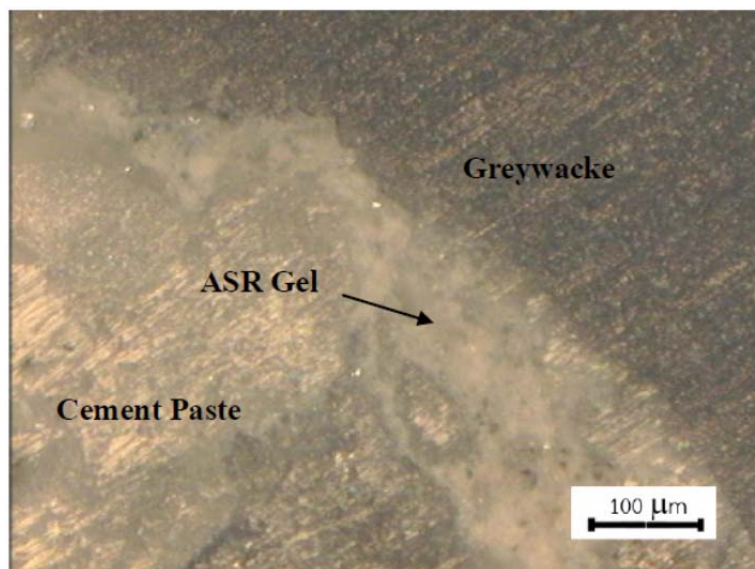
รูปที่ 4-27 ภาพถ่ายจากตัวอย่าง GH ที่อายุ 84 วัน ด้วยกล้อง Canon Powershot



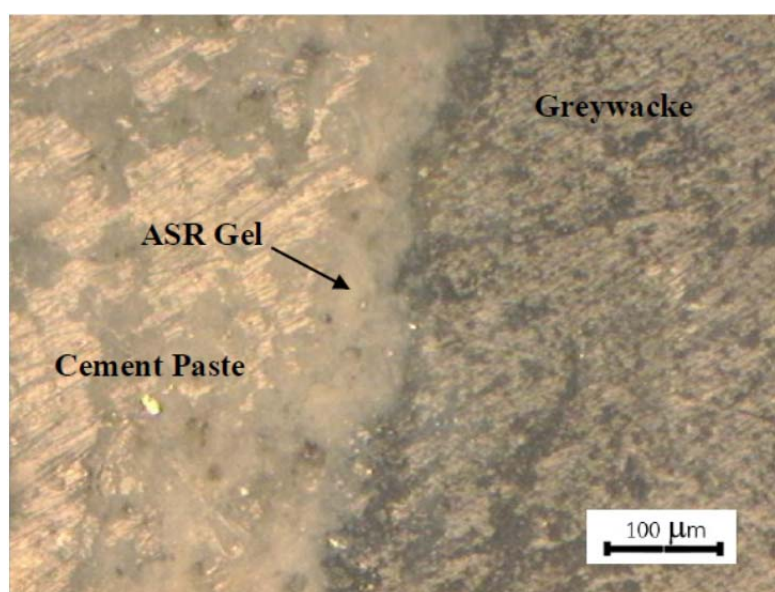
รูปที่ 4-28 ภาพถ่ายด้วย Optical Microscopic จากตัวอย่าง RN ชั้นที่ 1



รูปที่ 4-29 ภาพถ่ายด้วย Optical Microscopic จากตัวอย่าง RN ชั้นที่ 2



รูปที่ 4-30 ภาพถ่ายด้วย Optical Microscopic จากตัวอย่าง GN ชั้นที่ 1



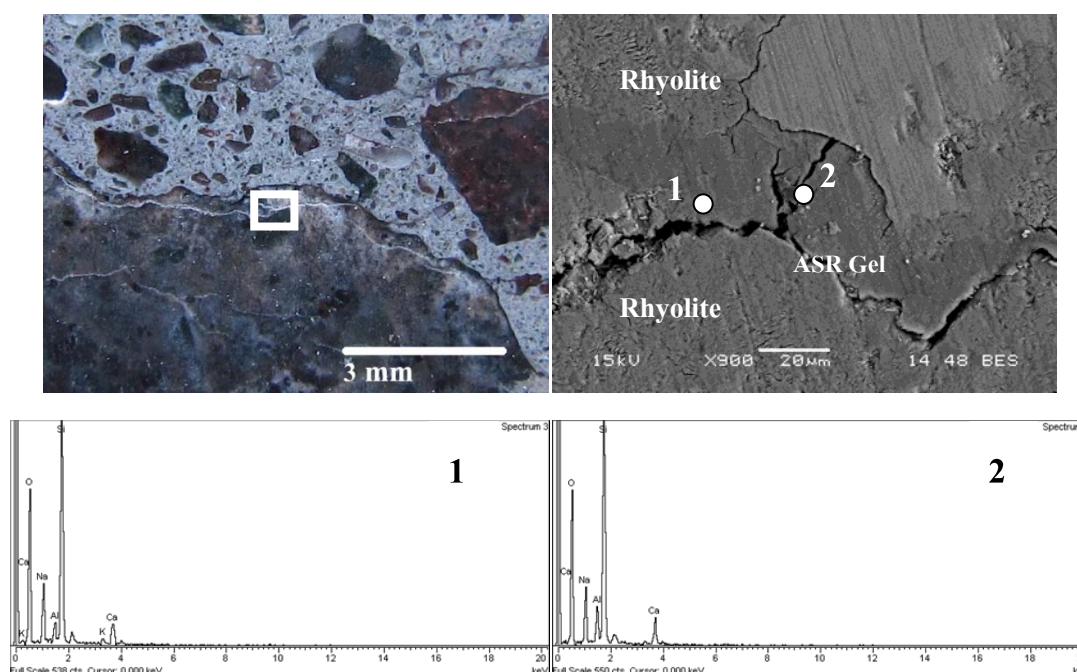
รูปที่ 4-31 ภาพถ่ายด้วย Optical Microscopic จากตัวอย่าง GN ชั้นที่ 2

4.6 การวิเคราะห์ด้วยเครื่อง Scanning Electron Microscope (SEM-EDS)

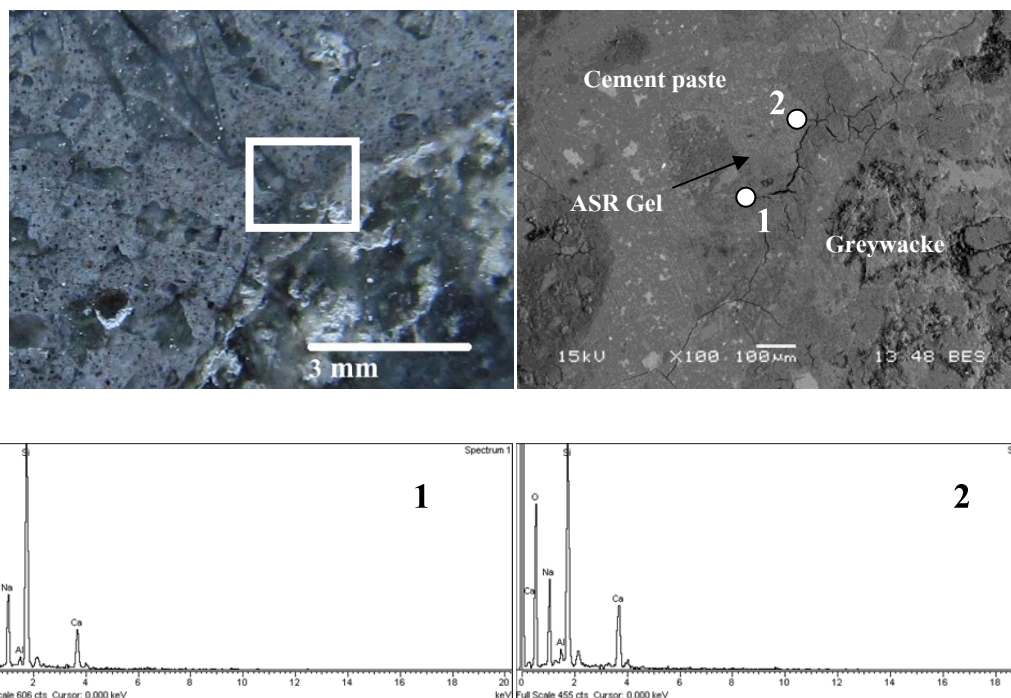
ในโครงสร้างคอนกรีตทั่วไปที่เกิดปัญหาปฏิกิริยาแอลคาไลซิลิกา พบว่าองค์ประกอบของ ASR gel มีค่าที่แตกต่างกันอย่างมากระหว่าง โดยมีอัตราส่วนโมลาร์ (Molar Ratio) ของ $(\text{Na}_2\text{O} + \text{K}_2\text{O})/\text{SiO}_2$ เท่ากับ 0.05 - 0.60 และ $(\text{CaO} + \text{MgO})/\text{SiO}_2$ เท่ากับ 0 - 0.20 (Hou *et al.* 2004)

จากการวิเคราะห์ด้วยเครื่อง SEM-EDS รุ่น JEOL JSM-6380LV ดังแสดงในรูปที่ 4-32 และ 4-33 ในบริเวณที่เกิด ASR gel ของตัวอย่างคอนกรีตผสมหินไรโอไลต์ที่มีอัตราส่วนโมลาร์ของ $(\text{Na}_2\text{O} + \text{K}_2\text{O})/\text{SiO}_2$ เท่ากับ 0.169 - 0.213 และในคอนกรีตผสมหินแกรนิตมีค่าเท่ากับ 0.237 - 0.244 โดยมีอัตราส่วนโมลาร์อยู่ในช่วง 0.05 - 0.60 (Hou *et al.* 2004) ซึ่งเป็นการยืนยันว่าเป็นองค์ประกอบของ ASR gel

นอกจากนี้ จากการวิเคราะห์ยังพบองค์ประกอบอื่นๆ ที่สอดคล้องกับผลการวิเคราะห์ของ Hou *et al.* (2004) ได้แก่ CaO ใน ASR gel โดยมีอัตราส่วนโมลาร์ CaO/SiO_2 ของตัวอย่างคอนกรีตผสมหินไรโอไลต์มีค่าเท่ากับ 0.145 - 0.153 ซึ่งอยู่ในช่วง 0 - 0.20 แต่ในคอนกรีตผสมหินแกรนิตมีค่าเท่ากับ 0.235 - 0.243 ซึ่งมากกว่าผลของ Hou X. เล็กน้อย



รูปที่ 4-32 ผลการวิเคราะห์จาก SEM-EDS ของตัวอย่างคอนกรีตผสมหินไรโอไลต์ RN



รูปที่ 4-33 ผลการวิเคราะห์จาก SEM-EDS ของตัวอย่างคอนกรีตผสมหินแกรนิต GN

บทที่ 5

การวิเคราะห์ด้วย Rigid-Body-Spring-Model

การวิเคราะห์พฤติกรรมโครงสร้างคอนกรีตที่เกิดปฏิกิริยา ASR ด้วยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์นั้นมีความสลับซับซ้อนและขึ้นอยู่กับปัจจัยต่างๆ มากมาย เช่น

1. อัตราการเกิดและการขยายตัวของ ASR gel ในช่วงเวลาต่างๆ ไม่เท่ากัน
2. อัตราการเกิดและการขยายตัวของ ASR gel ณ ตำแหน่งต่างๆ ไม่เท่ากัน
3. มวลรวมหยาบที่ใช้ผสมคอนกรีตในแต่ละก้อนไม่จำเป็นต้องเกิดปฏิกิริยา ASR พร้อมกัน บางก้อนอาจจะไม่เกิดปฏิกิริยาก็เป็นไปได้
4. มวลรวมหยาบก้อนเดียวกันบางพื้นผิวอาจจะไม่เกิดปฏิกิริยา ASR
5. ASR gel จะเคลื่อนที่ไปตามรอยร้าวทั้งภายในซีเมนต์เพสต์และในวัสดุหยาบ

จากปัจจัยดังกล่าวข้างต้นจะพบว่า การที่จะศึกษาและวิเคราะห์พฤติกรรมโครงสร้างคอนกรีตที่เกิดปฏิกิริยา ASR ด้วยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์นั้นเป็นที่ยากและผลที่ได้อาจจะไม่สอดคล้องกับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กจริง ซึ่งในปัจจุบันนักวิจัยหลายๆ ท่านในต่างประเทศ ทั้งในยุโรป อเมริกา หรือเอเชีย ก็ยังไม่สามารถวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างคอนกรีตที่เกิดปฏิกิริยา ASR โดยรวมได้อย่างถูกต้องและแม่นยำ นักวิจัยหลายๆ ท่านจึงศึกษาพฤติกรรมการเกิดปฏิกิริยา ASR ในระดับที่เล็กลงไป เช่น Micro scale หรือ Meso scale

จากเหตุผลข้างต้นผลการศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างคอนกรีตที่เกิดปฏิกิริยา ASR ด้วยแบบจำลอง Rigid-Body-Spring-Model (RBSM) ในบทนี้จึงเป็นเพียงการวิเคราะห์เบื้องต้นถึงความเป็นไปได้ในการที่จะนำ RBSM มาใช้ในการศึกษาและวิเคราะห์พฤติกรรมการเกิดปฏิกิริยา ASR ต่อโครงสร้างคอนกรีต

5.1 แบบจำลองทางโครงสร้าง

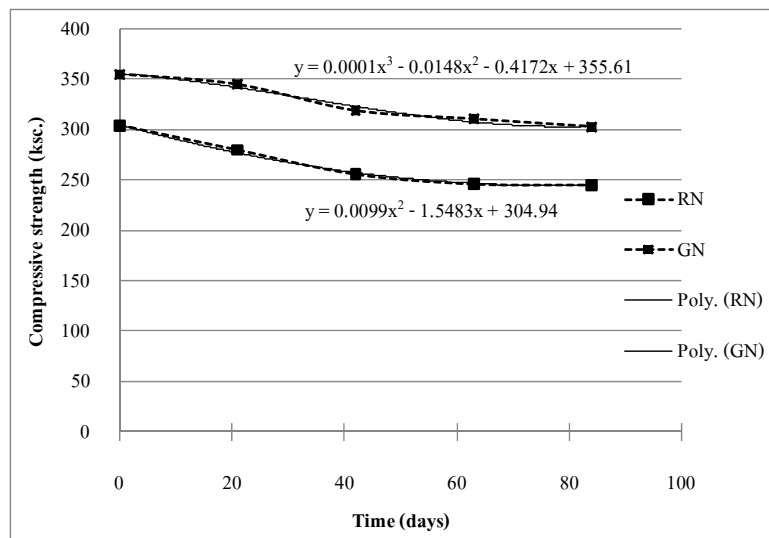
แบบจำลองทางโครงสร้างของแท่งคอนกรีตปริซึมขนาด $75 \times 75 \times 28.5$ ซม. ซึ่งมีขนาดเท่ากับการทดสอบการขยายตัวเนื่องจากการเกิดปฏิกิริยา ASR ในบทที่ 4 จะสร้างขึ้นตามหลักการของ Rigid-Body-Spring-Model โดยจะแบ่งคอนกรีตปริซึมดังกล่าวออกเป็น 500 Elements และมีสปริงในแนวตั้งฉาก 1,400 ตัว ดังแสดงในรูปที่ 5.1 ด้วยวิธีการของ Voronoi random mesh ซึ่งการแบ่งในลักษณะนี้จะทำให้อรอยร้าวที่เกิดขึ้นในคอนกรีตภายหลังการเกิดปฏิกิริยา ASR จะมีลักษณะเป็น Map cracking คล้ายกับรอยร้าวที่เกิดขึ้นในโครงสร้างคอนกรีตจริงและในห้องปฏิบัติการ ในการวิเคราะห์จะไม่พิจารณาน้ำหนักตัวเองของตัวแท่งคอนกรีต อีกทั้งฐานรองรับทั้ง 3 ตัวจะทำให้แท่งคอนกรีตสามารถเคลื่อนที่ได้อิสระทั้ง 2 ทิศทาง ทั้งตามแนวแกนและแนวตั้งฉากกับแนวแกน



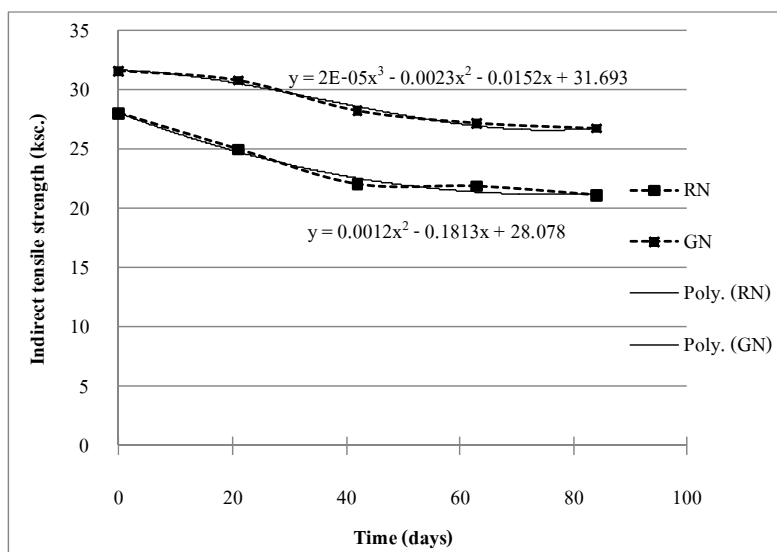
รูปที่ 5.1 แบบจำลองคอนกรีตปริซึม

5.2 แบบจำลองทางวัสดุ

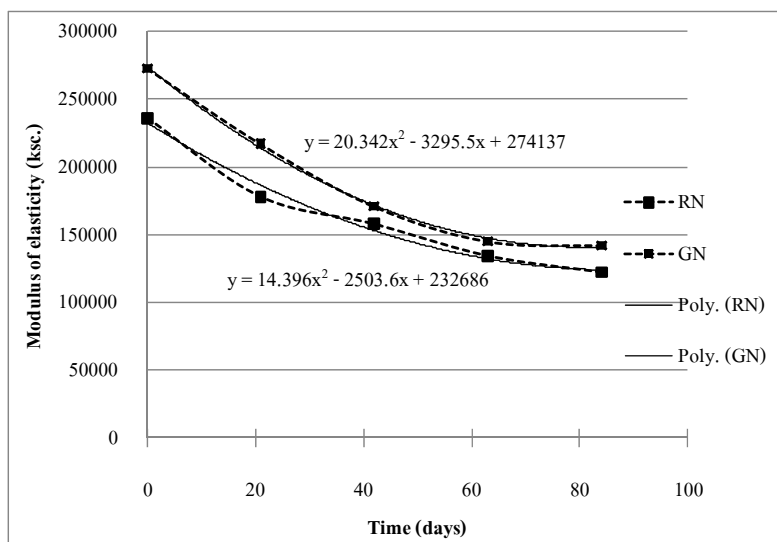
จากผลการทดลองในบทที่ 4 คุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีตที่จำเป็นต้องใช้ในการศึกษาครั้งนี้จะประกอบไปด้วยการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติด้านกำลังรับแรงอัด กำลังรับแรงดึง โมดูลัสยืดหยุ่นและพลังงานการแตกร้าวของคอนกรีต โดยค่าการเปลี่ยนแปลงเทียบกับเวลาดังกล่าวของหินไรโอไลต์และหินแกรนิตสามารถคำนวณได้จากรูปที่ 5.2, 5.3, 5.4 และ 5.5 ตามลำดับ



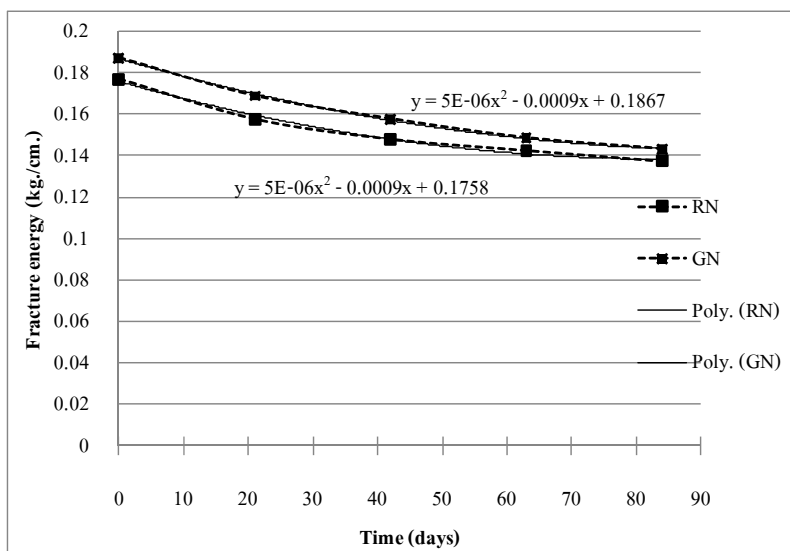
รูปที่ 5.2 การเปลี่ยนแปลงกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตกับเวลา



รูปที่ 5.3 การเปลี่ยนแปลงกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตกับเวลา



รูปที่ 5.4 การเปลี่ยนแปลงโมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีตกับเวลา



รูปที่ 5.5 การเปลี่ยนแปลงพลังงานการแตกหักของคอนกรีตกับเวลา

กำลังรับแรงอัด

$$\text{หินไรโอไลต์} \quad f'_c = 0.0099t^2 - 1.5483t + 304.94 \quad (5.1)$$

$$\text{หินแกรนิต} \quad f'_c = 0.0001t^3 - 0.0148t^2 - 0.4172t + 355.61 \quad (5.2)$$

กำลังรับแรงดึง

$$\text{หินไรโอไลต์} \quad f_t = 0.0012 t^2 - 0.1813 t + 28.078 \quad (5.3)$$

$$\text{หินแกรนิต} \quad f_t = 2\text{E-}06 t^3 - 0.0023 t^2 - 0.0152 t + 31.693 \quad (5.4)$$

โมดูลัสยืดหยุ่น

$$\text{หินไรโอไลต์} \quad E = 14.396 t^2 - 2503.6 t + 232686 \quad (5.5)$$

$$\text{หินแกรนิต} \quad E = 20.342 t^2 - 3295.5 t + 274137 \quad (5.6)$$

พลังงานการแตกร้าว

$$\text{หินไรโอไลต์} \quad G_R = 5\text{E-}06 t^2 - 0.0009 t + 0.1758 \quad (5.7)$$

$$\text{หินแกรนิต} \quad G_R = 5\text{E-}06 t^2 - 0.0009 t + 0.1867 \quad (5.8)$$

โดย

$$f'_c = \text{กำลังรับแรงอัด หน่วยเป็น กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร}$$

$$f_t = \text{กำลังรับแรงดึง หน่วยเป็น กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร}$$

$$E = \text{โมดูลัสยืดหยุ่น หน่วยเป็น กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร}$$

$$G_R = \text{พลังงานการแตกร้าว หน่วยเป็น กิโลกรัมต่อเซนติเมตร}$$

$$t = \text{เวลา หน่วยเป็น วัน}$$

5.3 อัตราการขยายตัวของ ASR gel

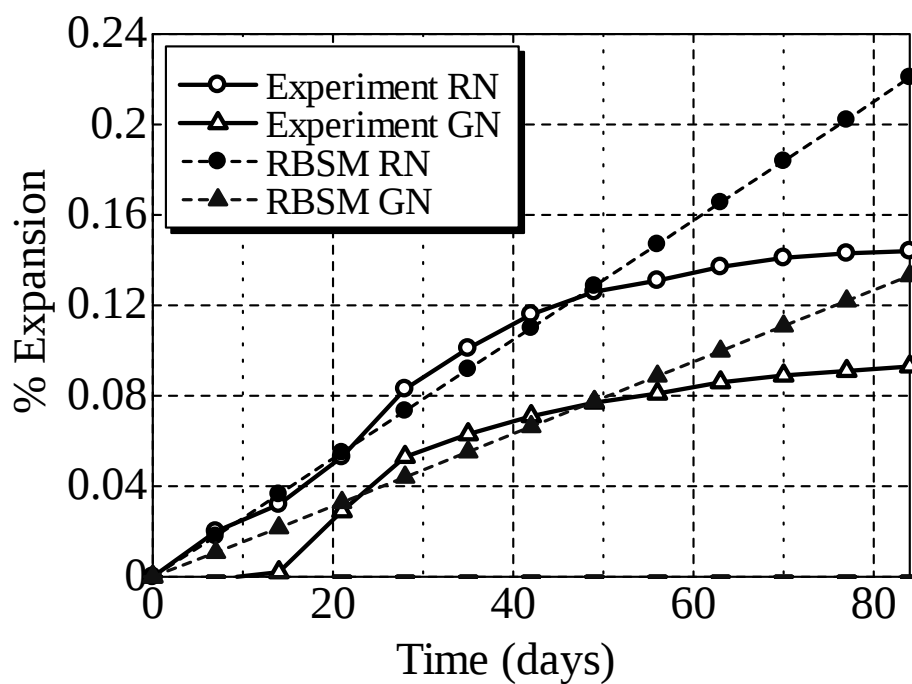
จากที่กล่าวไว้ข้างต้นอัตราการขยายตัวของ ASR gel นั้นเป็นค่าที่ขึ้นอยู่กับปัจจัยต่างๆ มากมาย ทั้งตำแหน่งและช่วงเวลา ด้วยเหตุนี้การที่จะกำหนดค่าอัตราการขยายตัวนั้นจึงเป็นสิ่งที่ยากหรืออาจจะไม่สอดคล้องกับอัตราการเกิดขึ้นจริงทั้งในห้องปฏิบัติการและในโครงสร้างจริง

จากภาพถ่ายด้วย Optical Microscopic ของตัวอย่างจากหินไรโอไลต์ ในรูปที่ 4.28 และ 4.29 ความกว้างของ ASR gel มีค่าประมาณ 50 ไมโครเมตร หินดังกล่าวมีขนาด 22 มิลลิเมตร ดังนั้นค่าความเครียดการขยายตัวของ ASR gel สมมติว่ามีค่าเฉลี่ยคงที่ประมาณ 2.7×10^{-5} ต่อวัน ส่วนหินแกรนิต เมื่อเมื่อพิจารณาจากรูปที่ 4.30 และ 4.31 ความกว้างของ ASR gel มีค่าประมาณ 30 ไมโครเมตร หินมีขนาด 22 มิลลิเมตร ดังนั้นค่าความเครียดการขยายตัวของ ASR gel สมมติว่ามีค่าเฉลี่ยคงที่ประมาณ 1.14×10^{-5} ต่อวัน

5.4 ผลการวิเคราะห์และเปรียบเทียบ

รูปที่ 5.6 แสดงผลการเปรียบเทียบการขยายตัวของคอนกรีตปรีซิมตามช่วงเวลาต่างๆ ระหว่างผลการทดสอบและผลที่ได้จากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ โดยเส้นทึบแสดงถึงค่าที่ได้จากผลการทดสอบ และเส้นปะแสดงผลที่ได้จากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ จากผลการเปรียบเทียบพบว่า เมื่อสมมติว่า ASR gel มีการขยายตัวคงที่ ผลเปรียบเทียบนั้นค่อนข้างใกล้เคียงกันจนถึงประมาณวันที่ 48 ทั้งผลของตัวอย่างคอนกรีตที่ได้จากหินไรโอไลต์และหินแกรนิต ภายหลังจากวันที่ 48 การขยายตัวของแท่งตัวอย่างทดสอบจะมีอัตราลดลง ซึ่งแตกต่างจากผลที่ได้จากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ซึ่งยังคงมีการขยายตัวอย่างคงที่

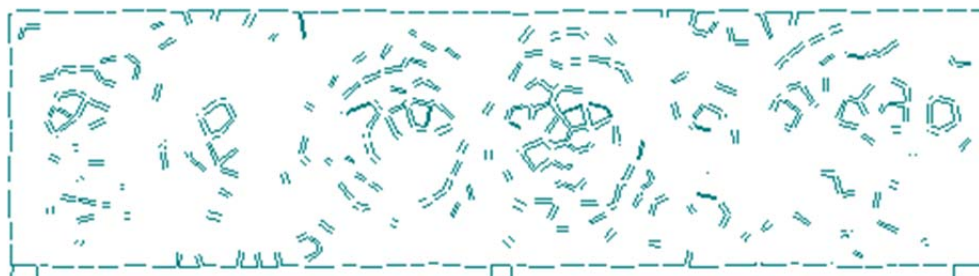
ลักษณะรอยร้าวของคอนกรีตปรีซิมภายหลังการเร่งใน NaOH ของตัวอย่างหินไรโอไลต์ที่ได้จากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์แสดงดังรูปที่ 5.7 โดยลักษณะรอยร้าวที่เกิดขึ้นจะเกิดขึ้นแบบกระจายและบางตำแหน่งเกิดเป็นลักษณะ Map cracking ความกว้างของรอยร่วมนั้นน้อยมาก ซึ่งคล้ายกับตัวอย่างการทดสอบที่จะต้องทำให้ผิวของตัวอย่างมีความชื้นก่อนจึงจะสามารถสังเกตเห็นรอยร้าวได้ ส่วนลักษณะของรอยร้าวคอนกรีตปรีซิมภายหลังการเร่งใน NaOH ของตัวอย่างหินแกรนิตที่ได้จากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์แสดงดังรูปที่ 5.8 พบว่า เกิดรอยร้าวขึ้นบริเวณช่วงแนวแกนของแท่งปรีซิมเล็กน้อย ซึ่งแตกต่างจากตัวอย่างแท่งคอนกรีตที่ได้จากหินไรโอไลต์



รูปที่ 5.6 ผลการเปรียบเทียบการขยายตัวของคอนกรีตปรีซึม



ก) ผลการทดสอบ

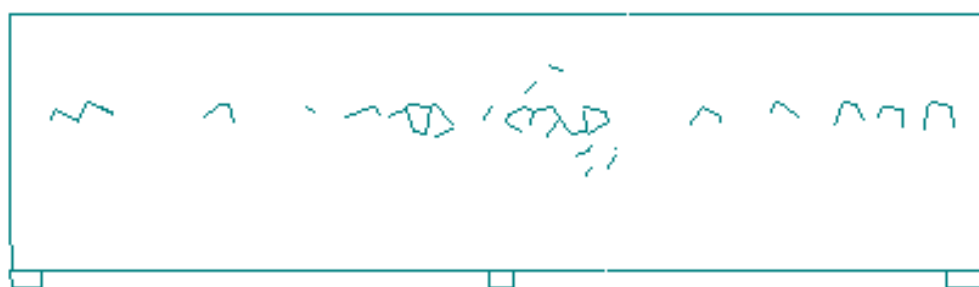


ข) ผลจาก RBSM

รูปที่ 5.7 รูปแบบรอยร้าวของคอนกรีตปรีซึมจากหินไรโอไลต์ที่อายุ 84 วัน



ก) ผลการทดสอบ



ข) ผลจาก RBSM

รูปที่ 5.8 รูปแบบรอยร้าวของคอนกรีตปรีซึมจากหินเกรย์แวกที่อายุ 84 วัน

บทที่ 6

สรุปและข้อเสนอแนะ

6.1 สรุปผลการทดลอง

จากการทำการศึกษารื่องผลกระทบของคุณสมบัติของคอนกรีตและอิทธิพลของเหล็กเสริมที่มีต่อการขยายตัวจากปฏิกิริยา ASR ในคอนกรีตนั้นสามารถสรุปผลการทดลองได้ในครั้งนี้

1. การทดสอบการขยายตัวของแท่งมอร์ต้าบาร์ตามมาตรฐาน ASTM C1260 พบว่าหินไรโอไลต์และหินแกรนิตแวกมีการขยายตัวสูงถึง 0.22 เปอร์เซ็นต์ และ 0.175 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ ซึ่งถือว่าหินทั้ง 2 ชนิด มีแนวโน้มที่จะก่อให้เกิดปฏิกิริยา ASR ในคอนกรีตได้ โดยหินไรโอไลต์มีความสามารถการตอบสนองต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ได้ดีกว่าหินแกรนิตแวก

2. ลักษณะการแตกร้าวเนื่องจากการขยายตัวของปฏิกิริยา ASR ที่เกิดขึ้นในตัวอย่างมอร์ต้าบาร์ขนาด 2.5 x 2.5 x 28.5 เซนติเมตร ส่วนใหญ่จะมีทิศทางการแตกร้าวในแนวนานกับแท่งของตัวอย่าง และในแท่งคอนกรีตการแตกร้าวจะมีลักษณะที่เรียกว่า Map Cracking กระจายอยู่ทั่วไปที่บริเวณผิวของคอนกรีต

3. ผลกระทบของปฏิกิริยา ASR ทำให้คุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีตลดลง โดยคอนกรีตผสมหินไรโอไลต์สูญเสียกำลังรับแรงอัด กำลังรับแรงดึงแบบผ่าซีก กำลังรับแรงดัด โมดูลัสความยืดหยุ่นและพลังงานการแตกหัก เท่ากับ 22.98, 25.98, 34.54, 49.34 และ 21.72 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ เมื่อเทียบกับคอนกรีตที่แช่ในน้ำร้อนที่อายุเดียวกัน ส่วนคอนกรีตผสมหินแกรนิตแวกมีการสูญเสียกำลังเท่ากับ 14.53, 16.58, 29.46, 49.61 และ 27.09 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ

4. การลดลงด้านกำลังของคอนกรีตเนื่องจาก ASR ของหินแต่ละชนิดไม่เท่ากัน ขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของหินในการตอบสนองต่อปฏิกิริยา

5. ค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นเป็นค่าที่ตอบสนองต่อการขยายตัวเนื่องจากปฏิกิริยา ASR ได้ดี มีค่าลดลงอย่างมากตั้งแต่ช่วงแรกของการเกิดปฏิกิริยา ซึ่งอาจใช้เป็นตัวบ่งชี้ที่ดีของการเสื่อมสภาพของคอนกรีตเนื่องจากปฏิกิริยา ASR ได้

6. เหล็กเสริมมีผลต่อการขยายตัวที่ลดลงของคอนกรีตเนื่องจากปฏิกิริยา ASR ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับปริมาณและลักษณะการกระจายตัวของเหล็กเสริม

7. จากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์เบื้องต้นที่อาศัยวิธีการ Rigid-Body-Spring-Model (RBSM) พบว่า RBSM เป็นวิธีการที่สามารถนำมาใช้ในการศึกษาพฤติกรรมของการขยายตัวของคอนกรีตที่เกิดปฏิกิริยา ASR ได้ โดยหากตัวแปรต่างๆ ที่จำเป็นในการวิเคราะห์สามารถทดสอบได้จากการทดลอง เช่น อัตราการขยายตัว ตำแหน่งการเกิดและปริมาณการเกิดของ ASR gel จะทำให้ผลการวิเคราะห์นั้นมีความถูกต้องมากยิ่งขึ้น

8. การนำวิธีแบ่ง mesh แบบ Voronoi random mesh มาใช้ในการวิเคราะห์ร่วมกับ RBSM จะทำให้รอยร้าวที่เกิดขึ้นนั้นมีลักษณะเป็น Map cracking ซึ่งคล้ายกับรอยร้าวที่เกิดขึ้นจริงในโครงสร้างคอนกรีต

6.2 ข้อเสนอแนะ

ในการทดสอบนี้เป็นการทดสอบคอนกรีตภายใต้สภาพการเร่งการเกิดปฏิกิริยาที่ความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ 1 M เพื่อให้คอนกรีตเกิดปฏิกิริยานี้ได้เร็วขึ้น ดังนั้นผลที่ได้จากการทดสอบจากห้องปฏิบัติการอาจจะไม่ตรงกับผลกระทบของคอนกรีตในสภาวะแวดล้อมจริง แต่อย่างน้อยการทดสอบนี้ก็ทำให้ตระหนักถึงผลกระทบของปัญหานี้ได้เป็นอย่างดี

เอกสารอ้างอิง

Ahmed, T., Burley, E., Rigden, S. and Abu-Tair, A. (2003) "The Effect of Reactivity on the Mechanical Properties of Concrete." Construction and Building Materials, Vol.17, pp.123-144.

_____. 1999. ASTM C305-99 Mechanical Mixing of Hydraulic Cement Pastes and Mortars of Plastic Consistency. Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia, USA.

_____. 2001a. ASTM C1260-01 Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Aggregates (Mortar-Bar Method). Annual Book of ASTM standards, Philadelphia, USA.

American Society for Testing and Materials (ASTM). 2001b. ASTM C 127-01 Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate. Annual Book of ASTM standards, Philadelphia, USA.

_____. 2001c. ASTM C 128-01 Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Fine Aggregate. Annual Book of ASTM standards, Philadelphia, USA.

_____. 2002a. ASTM C78-02 Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading). Annual Book of ASTM standards, Philadelphia, USA.

_____. 2002b. Designation: C 192/C 192M-02 Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory. Annual Book of ASTM standards, Philadelphia, USA.

_____. 2002c. Designation: C 293-02 Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam With Center-Point Loading). Annual Book of ASTM standards, Philadelphia, USA.

_____. 2002d. ASTM C469-02 Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression. Annual Book of ASTM standards, Philadelphia, USA.

_____. 2004. ASTM C 496/C496M-4 Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens. Annual Book of ASTM standards, Philadelphia, USA.

Bolander, J.E. and Hong, G.S. (2002) "Rigid-Body-Spring Network Modeling of Prestressed Concrete Members." *ACI Structural Journal*, Vol.5, pp.595-604.

Bolander, J.E., Hong, G.S. and Yoshitake, K. (2000) "Structural Concrete Analysis using Rigid-Body-Spring Networks." *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, Vol.15, pp. 120-133.

Capra, B. and Bournazel, J.P. (1998) "Modeling of induced Mechanical Effects of Alkali-Aggregate Reaction." *Cement and Concrete Research*, Vol.28, No.2, pp.251-260.

Charlwood, R. G. (1994) "A Review of Alkali-Aggregate Reactions in Hydro-Electric Plants and Dams." *Hydro-power Dams*, Vol.1, pp.73-80.

Charlwood, R. G. and Solymar, Z. V. (1994) "A Review of AAR in Dams." *Dam Engineering*. Vol.5, pp.31-62.

CPAC, (1998). Standard Methods for Testing Aggregate and Concrete.

Crucq, P. (2005) "Development of a method to measure the mechanical behavior of ASR gels. Part I: Literature Study; Alkali-silica reaction, causes, effects and prevention." Microlab Civil Engineering and Geosciences. Delft, Netherland.

Çullu, M., Subaşı, S., and Bolat, H. (2010) "Concrete Cancer-Alkali Silika Reaction." New World Sciences Academy.

Dormieux, L., Lemarchand, E., Kondo, D. and Fairbairn, E. (2004) "Elements of Poromicromechanics Applied to Concrete." *Materials and Structures*, Vol.37, pp.31–42.

Fan, S. and Hanson J.M. (1998) "Effect of Alkali Silica Reaction Expansion and Cracking on Structural Behavior of Reinforced Concrete Beams." *ACI Structure Journal*, Title no. 95-S44, September-October 1998: pp.498-505

Fava, A.S.C., Manuele, R.J. and Colina, C.R. (1991) "Cortelezzi, Estudios y experiencias realizadas en LEMIT sobre reacción que se produce entre el cemento y los agregados en el hormigón de cemento portland." Serie Técnica N 85, LEMIT, La Plata, Argentina, pp. 40. (in spanish)

Fournier, B. and Berubé, M. (2000) "Alkali-Aggregate Reaction in Concrete: A Review of Basic Concepts and Engineering Implications." *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol.27, No.2, pp.167–191.

Haha, M. (2006) "Mechanical Effects of Alkali Silica Reaction in Concrete Studied by Sem-Image Analysis." Lausanne. EPFL, Switzerland.

Hillerborg, A. (1985) "The Theoretical Basis of A Method to Determine the Fracture Energy GF of Concrete." *Materials and Structures*, Vol.18, No.4, pp.291-296.

Hobbs, D.W. (1988) "Alkali-Silica Reaction in Concrete." in: T. Taylor (Ed.) Thomas Telford Limited, London, 1988: 22–27.

Hou, X., Leslie J.S. and James, R. (2004) "Formation of ASR Gel and the Roles of C-S-H and Portlandite." *Cement and Concrete Research*, Vol.34, pp.1683–1696.

Ichikawa, T. (2009) "Alkali–Silica Reaction, Pessimism Effects and Pozzolanic Effects." *Cement and Concrete Research*, Vol.39, pp.716–726.

Ichikawa, T. and Miura, M. (2007) "Modified Model of Alkali–Silica Reaction." *Cement and Concrete Research*, Vol.37, pp.1291–1297.

Imai, H., Yamasaki, T., Maehara, H. and Miyagawa, T. (1986) "The Deterioration by Alkali-Silica Reaction in Hanshin Expressway Concrete Structures: Investigation and Repair." In: Proc. 7th Int. Conf. on Alkali-Aggregate Reactions, Ottawa, Canada, pp. 131-135. Noyes Publications. NJ

Inoue, S., Fujii, M., Kobayashi, K. and Nakano, K.I. (1989) "Structural Behaviors of Reinforced Concrete Beams Affected by Alkali-Silica Reaction." In Proceedings of the 8th

International Conference on Alkali–Aggregate Reaction in Concrete, Ottawa, Canada: pp.727-732.

Jones, A. E. K., Clark, L. A. and Amasaki, S. (1994) “The Suitability of Cores in Predicting the Behaviour of Structural Members Suffering from ASR.” *Magazine of Concrete Research*, Vol.46, pp.145-150.

Kawai, T. (1978) “New Discrete Models and Their Application to Seismic Response Analysis of Structures.” *Nuclear Engineering and Design*, Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice-Hall; Vol.48, pp.207-229.

Larive, C. (1997) “Apports combinés de l'expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l'alcali-réaction et de ses effets mécaniques.” Ph.D. thesis, École Nationale des Ponts et Chaussées, France.

Lemarchand, E. and Dormieux, L., Fairbairn, E. and Ribiero, F. (2005) “A Micromechanical Approach to ASR-Induced Damage in Concrete.” Third Biot Conference, Norman, Oklahoma, USA.

Lemarchand, E. and Dormieux, L. and Ulm, F.J. (2005) “Micromechanics Investigation of Expansive Reactions in Chemoelastic Concrete.” *Philosophical Transactions of the Royal Society*, Vol.363, pp.2581–2602.

Marfil, S. and MAIZA, P. (2006) “Assessment of the Potential Alkali Reactivity of Rhyolitic Rocks from Argentina.” IAEG2006 Paper number 769. Nottingham, United Kingdom

Marzouk, H. and Langdon, S. (2003) “The Effect of Alkali-Aggregate Reactivity on the Mechanical Properties of High and Normal Strength Concrete.” *Cement and Concrete Composites*, Vol.25 (4–5), pp.549-556.

Mielich, O. and Reinhardt, H.-W. (2009) “Alkali-Silica Reaction Causing Cracks Concrete with Crushed Greywacke and Quartz Porphyry.” M.E. Thesis, Stuttgart University.

Miyagawa, T., Seto, K., Sasaki, K., Mikata, Y., Kuzume, K. and Minami, T. (2006) "Fracture of Reinforcing Steels in Concrete Structures Damaged by ASR." 7th CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete. Montreal, Canada.

Mohammed, T U., Hamada, H., Yokota, H. and Khatib, J M. (2007) "ASR Expansion of Concrete Beams with Various Restrained Conditions – 1500 days of Marine Exposure" Proceedings of the International Conference on Advances in Cement Based Materials and Applications to Civil Infrastructure (ACBM-ACI), American Concrete Institute. Vol.1, pp.441-456.

Multon, S., Cyr, M., Sellier, P. and Diederich, L. (2010) "Petit, Effects of Aggregate Size and Alkali Content on ASR Expansion." *Cement and Concrete Research*, Vol.40, pp.508–516.

Multon, S., Seignol, J. and Toutlemonde, F. (2005) "Structural Behavior o Concrete Beams Affected by Alkali-Silica Reaction." *ACI Material Journal*, March-April, pp.67-75.

Ngo, D. and Scordelis, A.C. (1967) "Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams." *ACI Journal*, Vol.64(3), pp.152-163.

Nakamura, H., Srisoros, W., Yashiro R. and Kunieda M. (2006) "Time-Dependent Structural Analysis Considering Mass Transfer to Evaluate Deterioration Process of RC Structures." *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol.4, No.1, pp.147-158.

Neville, A. (1990). "Properties of Concrete." Third Edition. Longman Scientific and Technical. New York.

Page, C. L. and Page, M. M. (2007) "Durability of Concrete and Cement Composites Cambridge." UK: Woodhead Publishing Limited

Petersson, P. (1981) "Crack Growth and Formation of Fracture Zones in Plain Concrete and Similar Materials." Report-I-VBM-1006.

Pleau, R., Bérubé, M.-A., Pigeon, M., Fournier, B. and Raphael, S. (1989) "Mechanical Behavior of Concrete Affected by ASR." 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reactions (ICAAR), 1989, Kyoto, pp.721-726

Poyet, S, Sellier A., Capra B., Thèvenin-Foray G., Torrenti J.-M., Cognon H. and Bourdarot E. (2006) "Influence of Water on Alkali-Silica Reaction: Experimental Study and Numerical Simulations." *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol.18, No.4, pp.588–596.

RILEM TC 191-ARP. (2003) "Alkali-reactivity and prevention - Assessment, specification and diagnosis of alkali-reactivity." *In* AAR-3 Detection of potential alkali-reactivity-38°C method for testing aggregate combinations using concrete prism. *Materials' and Structures / Matériaux et Constructions*, pp.472-479.

Sellier, A. (1995) "Modélisations Probabilistes du Comportement de Matériaux et de Structures." en génie civil. Ph.D. thesis, Ecole Normale Supérieure de Cachan, France.

Shon C. (2008) "Performance-Based Approach to Evaluate Alkali-Silica Reaction Potential of Aggregate and Concrete Using Dilatometer Method." Ph.D. Thesis, Texas A&M University

Suwito, A., Jin, W., Xi, Y. and Meyer, C. (2002) "A Mathematical Model for the Pessimism Size Effect of ASR in Concrete" *Concrete Science and Engineering Journal*, Vol.4(13), pp.23–34.

Saito, S. (1999) "Fracture Analyses of Structural Concrete Using Spring Networks With Random Geometry." PhD Dissertation. Kyushu University.

Sato, R., Shimomura, T., Maruyama, I. and Nakarai, K. (2008) "Durability mechanics of concrete and concrete structures - re-definition and a new approach -." *Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of Concrete Structure*, Vol.2, pp.1073-1098.

Srisoros, W., Nakamura, H., Kunieda M., and Ishikawa Y. (2007) "Analysis of Crack Propagation due to Thermal Stress in Concrete Considering Solidified Constitutive Model." *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol.5, No.1, pp.99-112.

Stanton, T. E. (1940) "Expansion of Concrete through Reaction between Cement and Aggregates." *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Vol.66, pp.1781–1811.

Swamy, R.N. and Al-Asali, M.M. (1988) "Engineering Properties of Concrete Affected by Alkali-Silica Reaction." *ACI Material Journal*, pp.367-374.

Swamy, R.N. (1992) "The Alkali-Silica Reaction in Concrete." Blackie and Son Ltd, London

Tanabe, T. (1986) "Thermal Stress Analysis of Massive Concrete Structures by the Proposed Compensation Plane Method." Proceeding First East Asian Conference on Structural Eng. and Construction, Bangkok, pp.778-785.

Ueda, N., Sawabe, S., Nakamura, H. and Kunieda, M. (2006) "The damage evaluation analysis of RC structures due to AAR expansion." The Tenth-East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, Bangkok, Thailand

Vivian, H.E. (1951) "Studies in Cement Aggregate Reaction. XVI. The effect of hydroxyl ions on the reaction of opal." *Australian Journal of Basic and Applied Sciences*, Vol.2. pp.108–113.

Yamamoto, Y. (2010). "Evaluation of Failure Behaviors under Static and Dynamic Loadings of Concrete Members with Mesoscopic Scale Modeling." PhD Dissertation. Nagoya University.

Yamamoto, Y., Nakamura, H., Kuroda, I. and Furuya, N. (2008) "Analysis of Compression Failure of Concrete by Three Dimensional Rigid Body Spring Model." *Doboku Gakkai Ronbunshuu*, Vol.64, No.4, pp.612-630. (In Japanese)

Yamura, K. (1989) "Study of the Effect of Steel Reinforcement on Alkali Silica Reaction of Concrete." *Proceedings of the Japan Concrete Institute*, Vol.11, No.1, pp.135-140. (Japanese)

Bazant, Z.P., Zi, G. and Meyer, C. (2000) "Fracture Mechanics of ASR in Concretes with Waste Glass Particles of Different Sizes" *Journal of Engineering Mechanics*, Vol.126, No.3, pp.226–232.

ภาคผนวก

ภาคผนวก ก
คุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการทดลอง



Certificate of analysis

Certificate of analysis: CA12002846
Quality order: OK037092

Customer requisition: 2100147741
Mode of delivery: road container

SODIUM HYDROXIDE PELLETS

pure

Reference number: P12-001859

Batch number: 67-11/11

	Test result	Quality	Method
Real content (as NaOH)	99,73 %	98,00 - 999 999,00	titr.
Sodium carbonate (Na ₂ CO ₃)	0,32 %	0,00 - 1,50	titr.
Chloride (Cl)	5,0 mg/kg	0,0 - 80,0	nephelometr.
Sulphate (SO ₄)	5 mg/kg	0 - 30	nephelometr.
Silicate (as SiO ₂)	0,50 mg/kg	0,00 - 100,00	photometr.
Phosphate (PO ₄)	0,5 mg/kg	0,0 - 20,0	photometr.
Total nitrogen (N)	5 mg/kg	0 - 5	nephelometr.
Heavy metals (as Ag)	5 mg/kg	0 - 20	nephelometr.
Calcium (Ca)	1,20 mg/kg	0,00 - 10,00	AAS
Iron (Fe)	1,50 mg/kg	0,00 - 15,00	photometr.
Mercury (Hg)	0,1 mg/kg	0,0 - 0,4	Hg-metr.
Aluminium (Al)	0,1 mg/kg	0,0 - 5,0	ICP
Arsenic (As)	0,04 mg/kg	0,00 - 4,00	AAS-hydrd.

Notes
Eka Order No.:2100147741
Customer Order No.:550205
Manufacturing date:11/2011
Retest date:03/2014

Department of the quality management
Issued by: Rejholcová Kamila
Date: 6.3.2012

Printed by: Kaiseřová Marie

Page: 1 / 1

รูปที่ ก1 ใบรับรองโซเดียมไฮดรอกไซด์



หินปูน



หินแกรนิต



หินบะซอลต์



หินแกรย์แวก



หินไรโอไลต์



หินแอนดีไซต์

รูปที่ ก2 หินชนิดต่างๆ ที่ใช้ผสมคอนกรีตในประเทศไทย

หินแกรย์แวก เป็นหินตะกอนประกอบไปด้วยแร่ควอตซ์และเฟลด์สปาร์ ส่วนหินไรโอไลต์ เป็นหินอัคนี ประกอบไปด้วยแร่ควอตซ์และเฟลด์สปาร์ และไปโอไทต์ พบมากที่สระบุรี ลพบุรี อยู่ในยุคเพอร์เมียน-ไทรแอสซิกหรืออ่อนกว่า



รูปที่ ก3 ลักษณะทางกายภาพของหินไรโอไรต์ (Rhyolite)



รูปที่ ก4 ลักษณะทางกายภาพของหินแกรนิต (Greywacke)

การทดสอบความถ่วงจำเพาะและการดูดซึมน้ำของมวลรวมจะแบ่งออกเป็นมวลรวมหยาบและมวลรวมละเอียด โดยมวลรวมหยาบจะทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C127 ส่วนมวลรวมละเอียดทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C128 ได้ผลการทดลองดังแสดงในตาราง ดังนี้

ตารางที่ ก1 คุณสมบัติมวลรวมหยาบจากหินไรโอไลต์และหินแกรนิต

คุณสมบัติ	หิน Rhyolite	หิน Greywacke
ความถ่วงจำเพาะทั้งหมด (Bulk specific gravity)	2.67	2.26
ความถ่วงจำเพาะทั้งหมดที่สภาพ SSD	2.68	2.27
ความถ่วงจำเพาะปรากฏ (Apparent specific gravity)	2.71	2.28
การดูดซึมน้ำ (Absorption)(%)	0.60	0.40

ตารางที่ ก2 คุณสมบัติมวลรวมละเอียดจากหินไรโอไลต์และหินแกรนิต

คุณสมบัติ	หิน Rhyolite	หิน Greywacke
ความถ่วงจำเพาะทั้งหมด (Bulk specific gravity)	2.654	2.182
ความถ่วงจำเพาะทั้งหมดที่สภาพ SSD	2.688	2.222
ความถ่วงจำเพาะปรากฏ (Apparent specific gravity)	2.764	2.273
การดูดซึม (Absorption)(%)	1.626	1.833

ตารางที่ ก3 คุณสมบัติเหล็กเสริมคอนกรีต

Diameter (mm.)	Cross section area (mm. ²)	Yielding strength (kg./cm. ²)	Ultimate strength (kg./cm. ²)
RB6	28.3	2400	3900
RB9	63.6	2400	3900
DB12	113.1	3000	4900
DB16	201.1	3000	4900

ภาคผนวก ข

การเตรียมตัวอย่างแท่งมอร์ตาร์
และผลการทดสอบการขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์



รูปที่ ข1 การผสมมอร์ตาร์ตามปฏิกิริยาสัดส่วนผสมที่กำหนด



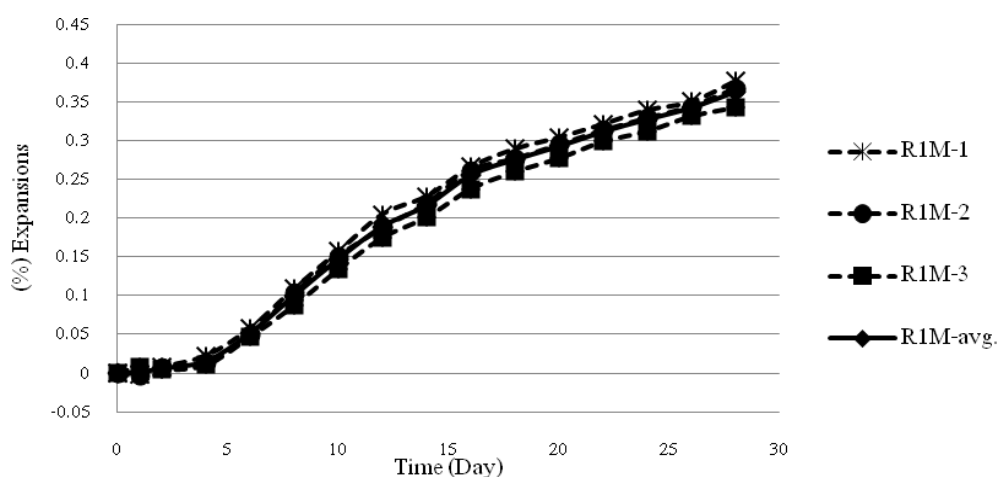
รูปที่ ข2 การสอบเทียบเครื่อง Length Comparator ด้วย Reference Bar ก่อนการวัดตัวอย่าง



รูปที่ ข3 การวัดการขยายตัวด้วยเครื่อง Length Comparator

ตารางที่ ข1 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินไรโอไลต์ ตามมาตรฐาน ASTM C1260

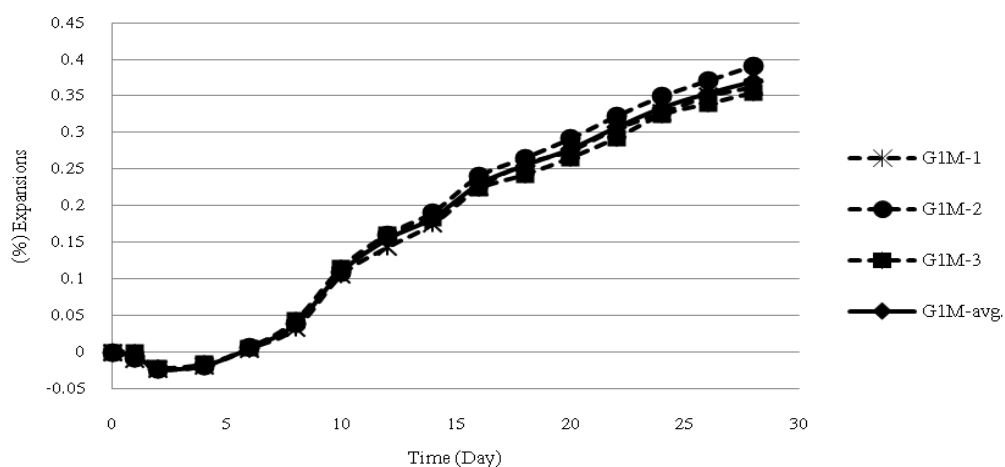
วันที่	Expansion (%)			เฉลี่ย
	R1-1	R1-2	R1-3	
0	0.000	0.000	0.000	0.000
1	-0.001	-0.003	0.007	0.001
2	0.007	0.008	0.004	0.006
4	0.022	0.014	0.010	0.015
6	0.057	0.051	0.047	0.051
8	0.109	0.105	0.087	0.100
10	0.157	0.151	0.133	0.147
12	0.205	0.188	0.175	0.189
14	0.228	0.220	0.201	0.216
16	0.266	0.262	0.238	0.255
18	0.289	0.277	0.260	0.275
20	0.304	0.296	0.277	0.292
22	0.321	0.314	0.299	0.311
24	0.339	0.330	0.312	0.327
26	0.350	0.345	0.331	0.342
28	0.377	0.368	0.343	0.363



รูปที่ ข4 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินหินไรโอไลต์ ตามมาตรฐาน ASTM C1260

ตารางที่ ข2 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินแกรนิต ตามมาตรฐาน ASTM C1260

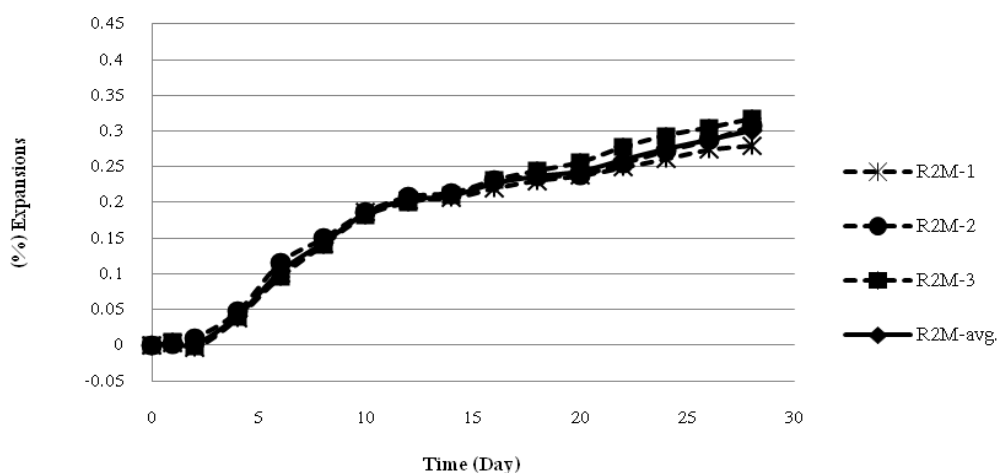
วันที่	Expansion (%)			Expansion (%)
	G1-1	G1-2	G1-3	เฉลี่ย
0	0.000	0.000	0.000	0.000
1	-0.009	-0.007	0.000	-0.005
2	-0.023	-0.023	-0.021	-0.022
4	-0.019	-0.019	-0.016	-0.018
6	0.005	0.008	0.006	0.006
8	0.033	0.040	0.044	0.039
10	0.105	0.110	0.116	0.110
12	0.143	0.160	0.160	0.155
14	0.175	0.191	0.184	0.184
16	0.225	0.240	0.223	0.230
18	0.257	0.265	0.243	0.255
20	0.275	0.292	0.266	0.278
22	0.305	0.322	0.293	0.307
24	0.327	0.349	0.324	0.334
26	0.350	0.371	0.340	0.353
28	0.363	0.391	0.355	0.370



รูปที่ ข5 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินแกรนิต ตามมาตรฐาน ASTM C1260

ตารางที่ ข3 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินไรโอไลต์ในสารละลาย NaOH เข้มข้น 2 M

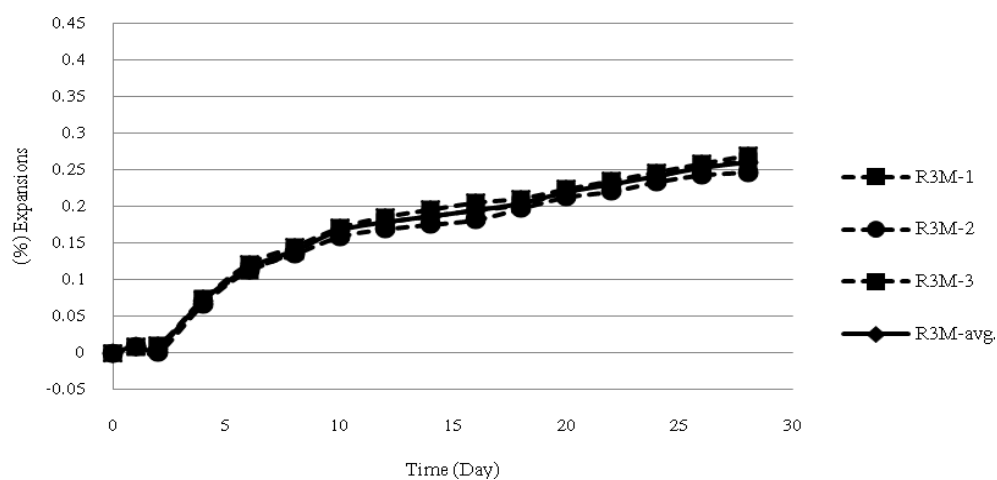
วันที่	Expansion (%)			เฉลี่ย
	R2-1	R2-2	R2-3	
0	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.004	0.002	0.005	0.003
2	-0.004	0.010	-0.002	0.001
4	0.038	0.047	0.040	0.041
6	0.100	0.116	0.096	0.104
8	0.142	0.150	0.140	0.144
10	0.186	0.187	0.182	0.185
12	0.203	0.208	0.200	0.204
14	0.206	0.214	0.210	0.210
16	0.220	0.231	0.231	0.227
18	0.231	0.237	0.244	0.237
20	0.237	0.239	0.256	0.244
22	0.249	0.255	0.277	0.260
24	0.261	0.272	0.293	0.276
26	0.274	0.287	0.304	0.288
28	0.279	0.308	0.317	0.301



รูปที่ ข6 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินไรโอไลต์ในสารละลาย NaOH เข้มข้น 2 M

ตารางที่ ข4 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินไรโอไลต์ในสารละลาย NaOH เข้มข้น 3 M

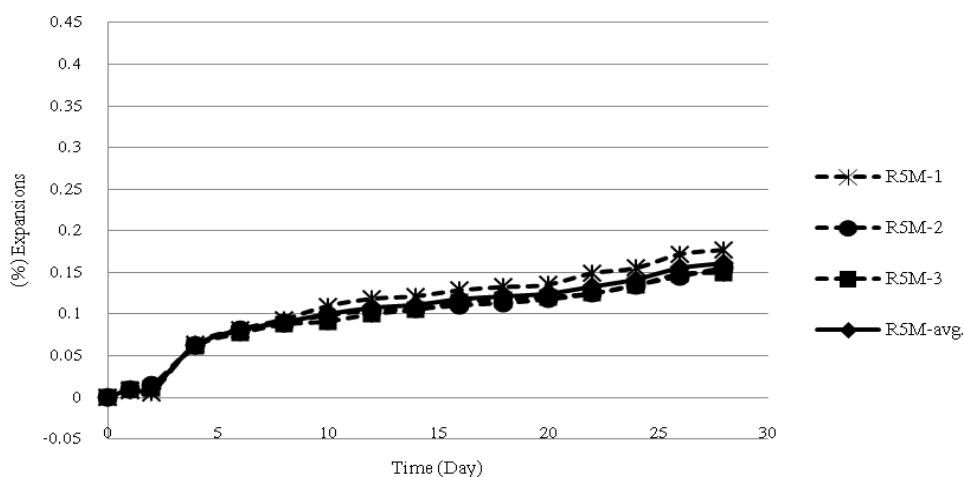
วันที่	Expansion (%)			เฉลี่ย
	R3-1	R3-2	R3-3	
0	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.009	0.008	0.007	0.008
2	0.011	0.000	0.007	0.006
4	0.073	0.067	0.074	0.072
6	0.122	0.113	0.111	0.116
8	0.145	0.135	0.138	0.140
10	0.171	0.159	0.170	0.167
12	0.186	0.169	0.179	0.178
14	0.196	0.176	0.187	0.186
16	0.205	0.182	0.196	0.194
18	0.211	0.198	0.203	0.204
20	0.224	0.213	0.221	0.219
22	0.235	0.221	0.233	0.230
24	0.247	0.234	0.242	0.241
26	0.259	0.244	0.256	0.253
28	0.270	0.247	0.263	0.260



รูปที่ ข7 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินไรโอไลต์ในสารละลาย NaOH เข้มข้น 3 M

ตารางที่ ข5 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินไรโอไลต์ในสารละลาย NaOH เข้มข้น 5 M

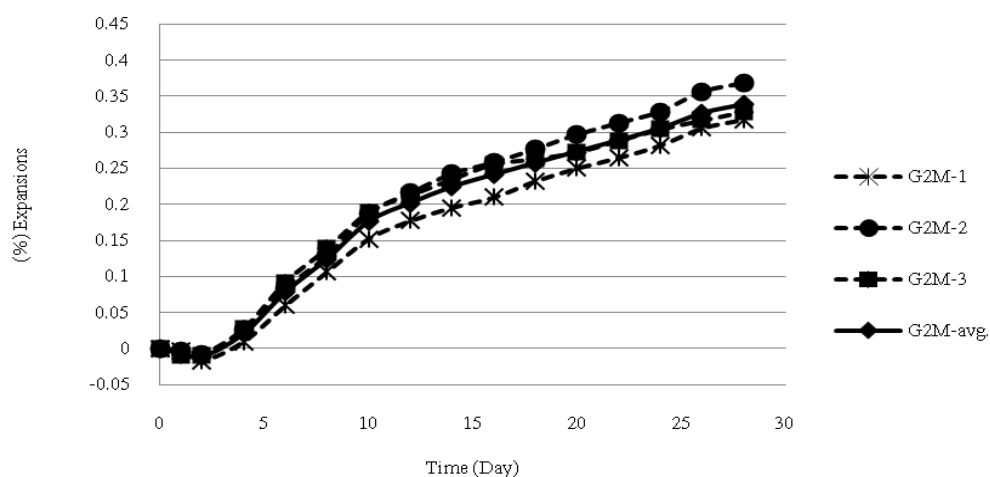
วันที่	Expansion (%)			Expansion (%)
	R5-1	R5-2	R5-3	เฉลี่ย
0	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.009	0.009	0.009	0.009
2	0.006	0.014	0.011	0.010
4	0.064	0.062	0.061	0.062
6	0.082	0.081	0.077	0.080
8	0.094	0.090	0.088	0.090
10	0.110	0.099	0.091	0.100
12	0.119	0.104	0.100	0.108
14	0.122	0.106	0.106	0.111
16	0.129	0.111	0.114	0.118
18	0.133	0.114	0.118	0.121
20	0.135	0.118	0.120	0.125
22	0.149	0.125	0.125	0.133
24	0.156	0.135	0.134	0.142
26	0.172	0.146	0.148	0.155
28	0.177	0.156	0.150	0.161



รูปที่ ข8 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินไรโอไลต์ในสารละลาย NaOH เข้มข้น 5 M

ตารางที่ ข6 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินเกรย์แวกในสารละลาย NaOH เข้มข้น 2 M

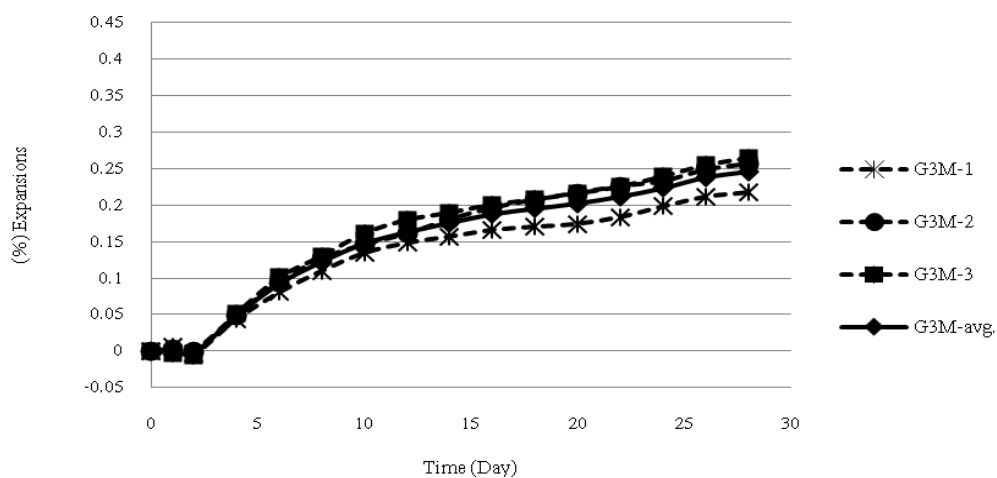
วันที่	Expansion (%)			Expansion (%)
	G2-1	G2-2	G2-3	เฉลี่ย
0	0.000	0.000	0.000	0.000
1	-0.003	-0.003	-0.009	-0.005
2	-0.017	-0.007	-0.009	-0.011
4	0.009	0.027	0.027	0.021
6	0.059	0.084	0.092	0.078
8	0.106	0.129	0.139	0.124
10	0.152	0.187	0.189	0.176
12	0.177	0.216	0.213	0.202
14	0.196	0.242	0.235	0.224
16	0.210	0.258	0.256	0.241
18	0.232	0.277	0.263	0.257
20	0.250	0.297	0.272	0.273
22	0.265	0.313	0.288	0.289
24	0.282	0.329	0.304	0.305
26	0.306	0.356	0.317	0.326
28	0.318	0.368	0.329	0.338



รูปที่ ข9 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินเกรย์แวกในสารละลาย NaOH เข้มข้น 2 M

ตารางที่ ข7 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินแกรนิตในสารละลาย NaOH เข้มข้น 3 M

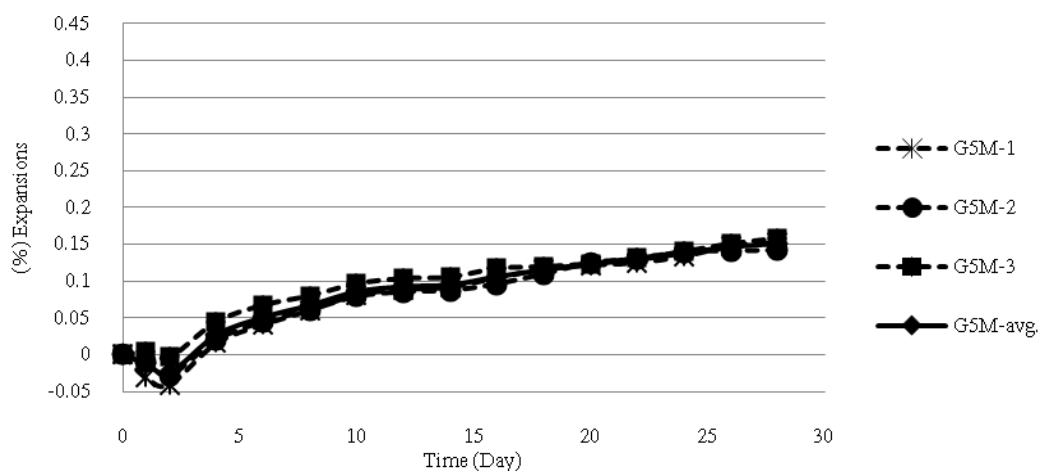
วันที่	Expansion (%)			Expansion (%)
	G3-1	G3-2	G3-3	เฉลี่ย
0	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.006	0.003	-0.004	0.002
2	-0.003	0.000	-0.006	-0.003
4	0.044	0.049	0.052	0.048
6	0.081	0.094	0.101	0.092
8	0.110	0.126	0.131	0.122
10	0.135	0.146	0.162	0.147
12	0.148	0.161	0.180	0.163
14	0.157	0.180	0.190	0.176
16	0.166	0.196	0.201	0.188
18	0.170	0.207	0.208	0.195
20	0.174	0.217	0.216	0.202
22	0.184	0.226	0.226	0.212
24	0.198	0.233	0.240	0.223
26	0.211	0.248	0.255	0.238
28	0.217	0.256	0.265	0.246



รูปที่ ข10 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินแกรนิตในสารละลาย NaOH เข้มข้น 3 M

ตารางที่ ข8 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินเกรย์แวกในสารละลาย NaOH เข้มข้น 5 M

วันที่	Expansion (%)			Expansion (%)
	G5-1	G5-2	G5-3	เฉลี่ย
0	0.000	0.000	0.000	0.000
1	-0.031	-0.009	0.005	-0.012
2	-0.041	-0.028	-0.003	-0.024
4	0.016	0.020	0.045	0.027
6	0.041	0.044	0.067	0.051
8	0.061	0.061	0.080	0.067
10	0.082	0.079	0.096	0.086
12	0.089	0.085	0.103	0.093
14	0.092	0.087	0.105	0.095
16	0.105	0.096	0.117	0.106
18	0.116	0.110	0.120	0.115
20	0.122	0.125	0.123	0.123
22	0.125	0.131	0.131	0.129
24	0.134	0.139	0.140	0.138
26	0.148	0.141	0.150	0.146
28	0.153	0.142	0.157	0.151

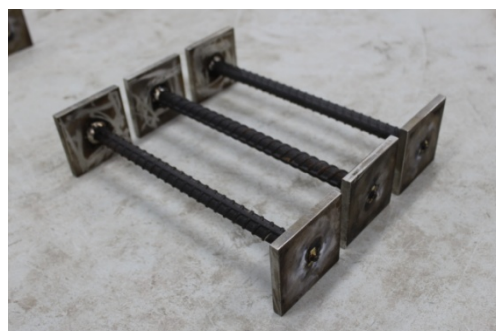


รูปที่ ข11 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์จากหินเกรย์แวกในสารละลาย NaOH เข้มข้น 5 M

ภาคผนวก ค

การเตรียมตัวอย่างแท่งคอนกรีตล้น และแท่งคอนกรีตเสริมเหล็ก

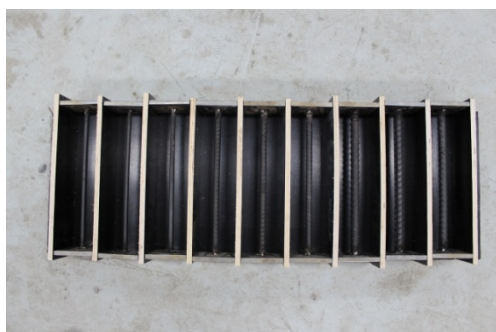
ผลการทดสอบพฤติกรรมการขยายตัวของแท่งคอนกรีตล้น และแท่งคอนกรีตเสริมเหล็ก



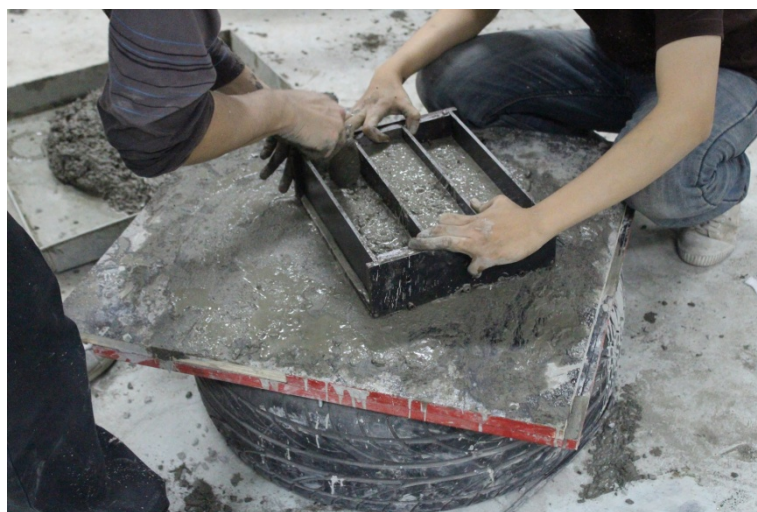
รูปที่ ค1 การเสริมเหล็ก 1-RB9, 1-DB12 และ 1-DB16 ภายในคอนกรีต



รูปที่ ค2 การเสริมเหล็ก 4-RB9 และ 4-DB12 ภายในคอนกรีต



รูปที่ ค3 แบบหล่อแท่งคอนกรีตขนาด 7.5x7.5x28.5 เซนติเมตร



รูปที่ ค4 การเขย่าคอนกรีต



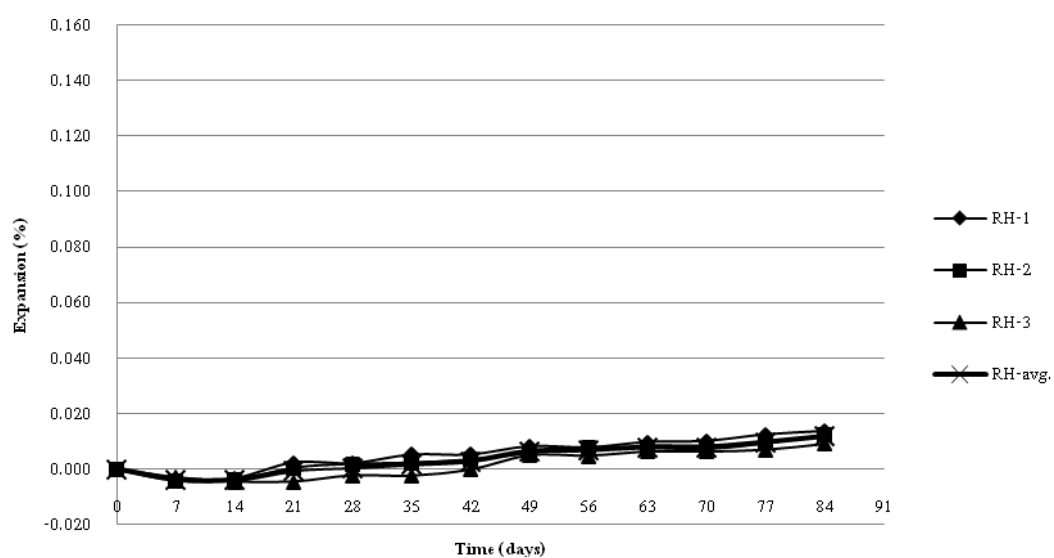
รูปที่ ค5 การป้องกันการสูญเสียความชื้นหลังจากนำออกจากน้ำร้อน



รูปที่ ค6 การวัดค่าการขยายตัวของแท่งคอนกรีตด้วย Comparator

ตารางที่ ค1 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ในน้ำร้อน

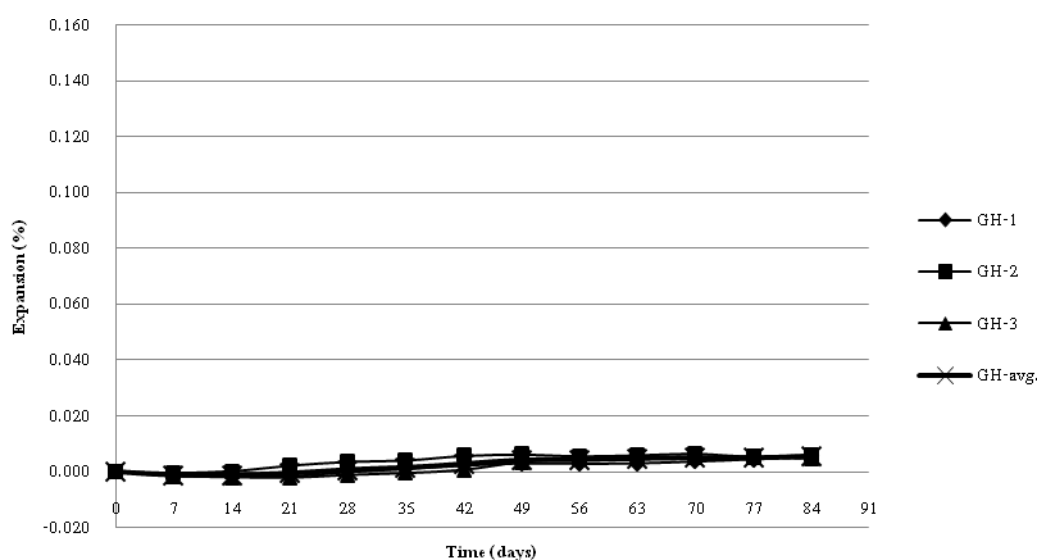
วันที่	Expansion (%)			เฉลี่ย
	RH-1	RH-2	RH-3	
0	-	-	-	0.000
7	-0.004	-0.004	-0.003	-0.004
14	-0.003	-0.004	-0.005	-0.004
21	0.002	0.001	-0.005	-0.001
28	0.002	0.002	-0.002	0.001
35	0.005	0.002	-0.002	0.002
42	0.005	0.004	0.000	0.003
49	0.008	0.006	0.005	0.006
56	0.008	0.008	0.005	0.007
63	0.010	0.008	0.006	0.008
70	0.010	0.007	0.006	0.008
77	0.013	0.009	0.007	0.010
84	0.014	0.012	0.009	0.012



รูปที่ ค7 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ในน้ำร้อน

ตารางที่ ค2 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินเกรย์แวกในน้ำร้อน

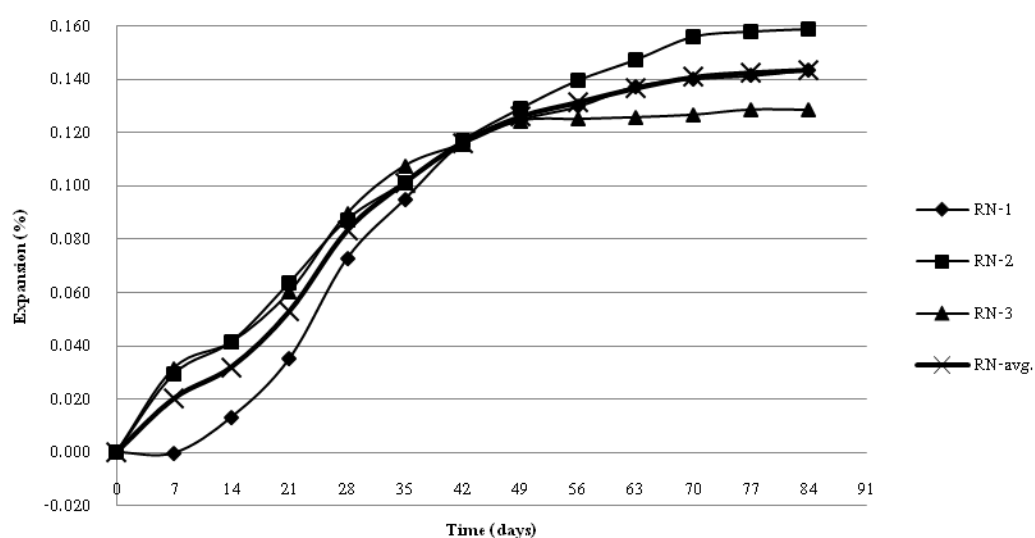
วันที่	Expansion (%)			Expansion (%)
	GH-1	GH-2	GH-3	เฉลี่ย
0	-	-	-	0.000
7	-0.001	-0.001	-0.002	-0.001
14	-0.001	0.000	-0.002	-0.001
21	-0.002	0.002	-0.002	-0.001
28	0.000	0.004	-0.001	0.001
35	0.001	0.004	-0.001	0.001
42	0.002	0.006	0.001	0.003
49	0.003	0.006	0.003	0.004
56	0.003	0.006	0.005	0.004
63	0.003	0.006	0.005	0.005
70	0.004	0.007	0.005	0.005
77	0.004	0.006	0.005	0.005
84	0.006	0.006	0.005	0.006



รูปที่ ค8 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินเกรย์แวกในน้ำร้อน

ตารางที่ ค3 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ในสารละลาย NaOH

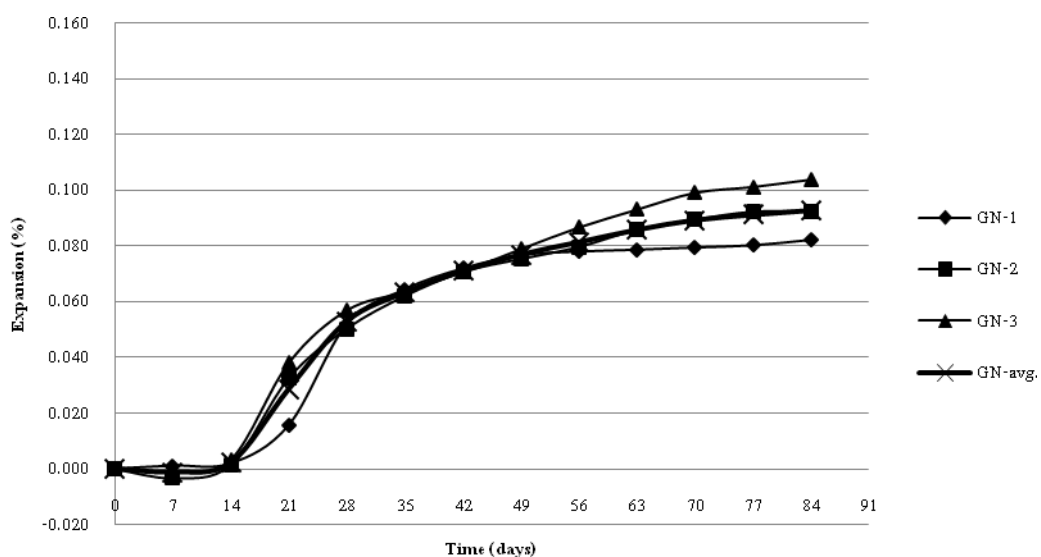
วันที่	Expansion (%)			เฉลี่ย
	RN-1	RN-2	RN-3	
0	-	-	-	0.000
7	0.000	0.029	0.032	0.020
14	0.013	0.042	0.041	0.032
21	0.035	0.064	0.060	0.053
28	0.073	0.087	0.090	0.083
35	0.095	0.101	0.107	0.101
42	0.116	0.117	0.116	0.116
49	0.125	0.129	0.124	0.126
56	0.130	0.139	0.125	0.131
63	0.137	0.147	0.126	0.137
70	0.140	0.156	0.127	0.141
77	0.141	0.158	0.128	0.143
84	0.144	0.159	0.128	0.144



รูปที่ ค9 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ในสารละลาย NaOH

ตารางที่ ค4 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินเกรย์แวกในสารละลาย NaOH

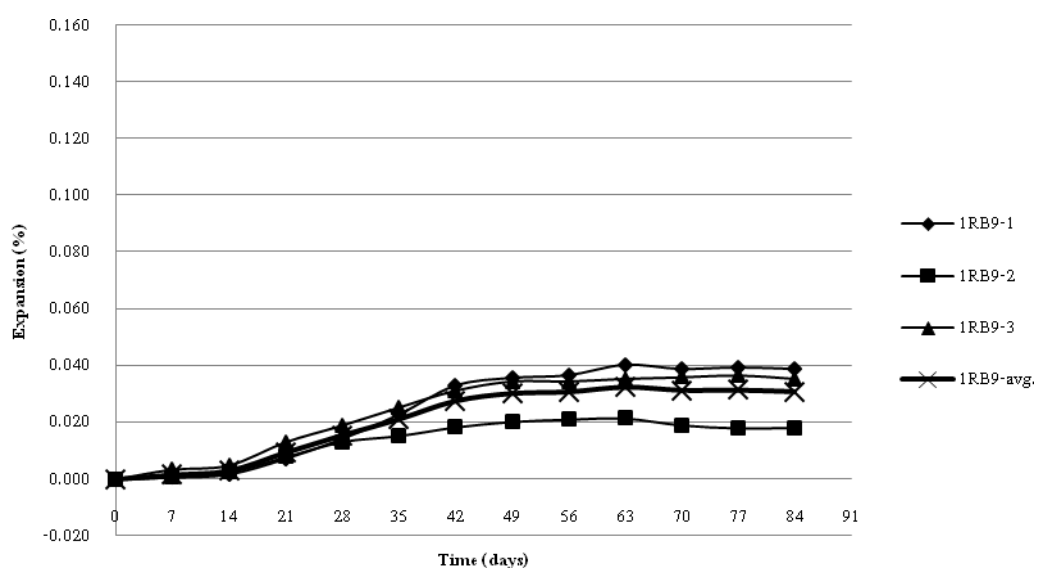
วันที่	Expansion (%)			Expansion (%)
	GN-1	GN-2	GN-3	เฉลี่ย
0	-	-	-	0.000
7	0.001	-0.003	-0.001	-0.001
14	0.002	0.001	0.003	0.002
21	0.016	0.033	0.038	0.029
28	0.052	0.050	0.057	0.053
35	0.064	0.062	0.064	0.063
42	0.072	0.071	0.071	0.071
49	0.077	0.075	0.079	0.077
56	0.078	0.080	0.087	0.081
63	0.079	0.086	0.093	0.086
70	0.079	0.089	0.099	0.089
77	0.080	0.092	0.101	0.091
84	0.082	0.092	0.104	0.093



รูปที่ ค10 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินเกรย์แวกในสารละลาย NaOH

ตารางที่ ค5 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ชนิดเสริมเหล็ก 1-RB9

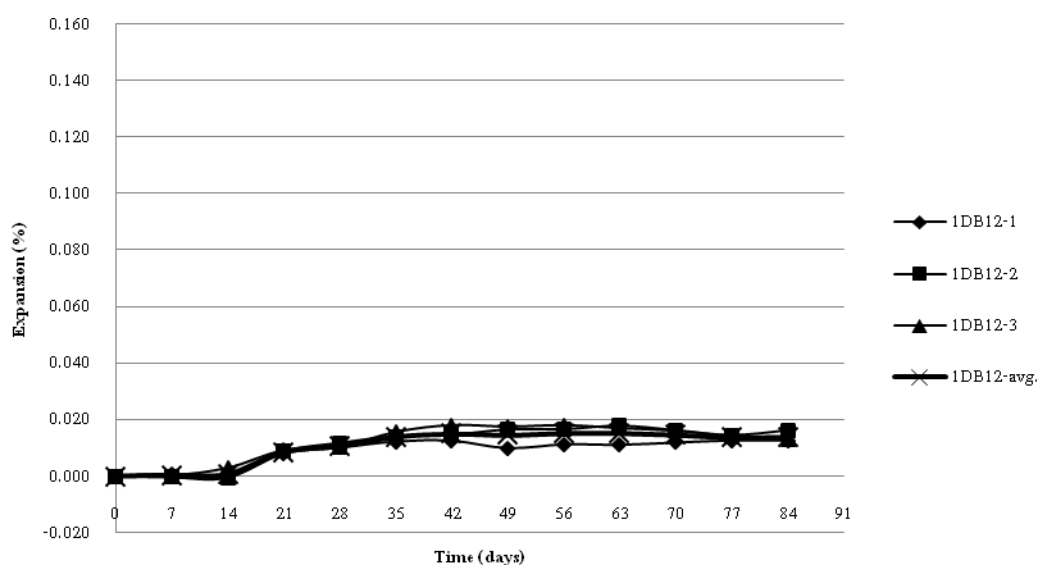
วันที่	Expansion (%)			Expansion (%)
	1-RB9-1	1-RB9-2	1-RB9-3	เฉลี่ย
0	-	-	-	0.000
7	0.001	0.001	0.003	0.002
14	0.002	0.002	0.005	0.003
21	0.007	0.008	0.013	0.009
28	0.014	0.013	0.019	0.015
35	0.023	0.015	0.025	0.021
42	0.033	0.018	0.031	0.027
49	0.036	0.020	0.034	0.030
56	0.037	0.021	0.034	0.031
63	0.040	0.021	0.035	0.032
70	0.039	0.019	0.036	0.031
77	0.039	0.018	0.036	0.031
84	0.039	0.018	0.035	0.031



รูปที่ ค11 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ชนิดเสริมเหล็ก 1-RB9

ตารางที่ ค6 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ชนิดเสริมเหล็ก 1-DB12

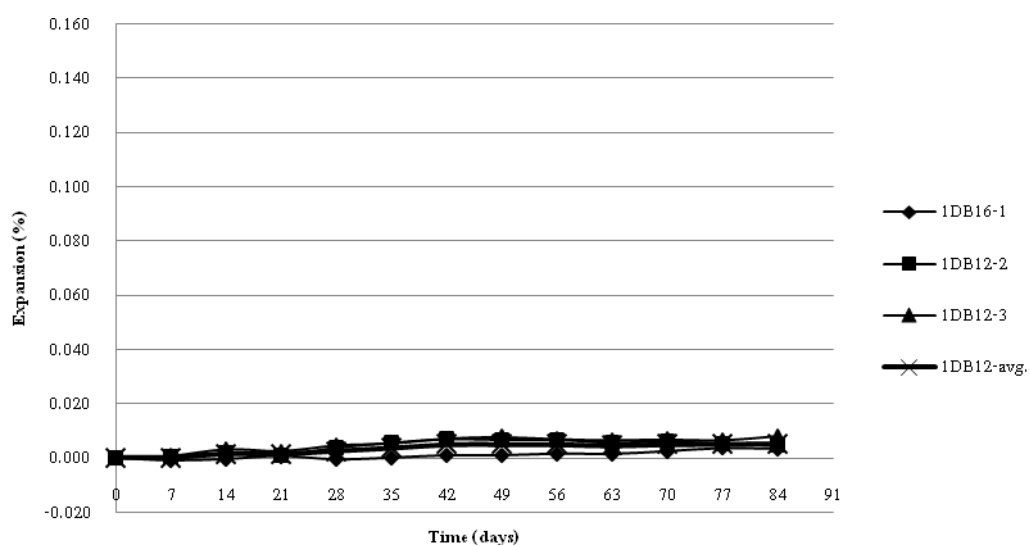
วันที่	Expansion (%)			Expansion (%)
	1-DB12-1	1-DB12-2	1-DB12-3	เฉลี่ย
0	-	-	-	0.000
7	0.001	0.000	0.000	0.000
14	-0.001	-0.001	0.003	0.001
21	0.008	0.009	0.009	0.009
28	0.010	0.012	0.010	0.011
35	0.012	0.014	0.016	0.014
42	0.012	0.015	0.018	0.015
49	0.010	0.016	0.017	0.015
56	0.011	0.017	0.018	0.015
63	0.011	0.018	0.017	0.015
70	0.012	0.016	0.016	0.015
77	0.013	0.014	0.014	0.014
84	0.013	0.016	0.013	0.014



รูปที่ ค12 การขยายตัวของคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ชนิดเสริมเหล็ก 1-DB12

ตารางที่ ค7 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ชนิดเสริมเหล็ก 1-DB16

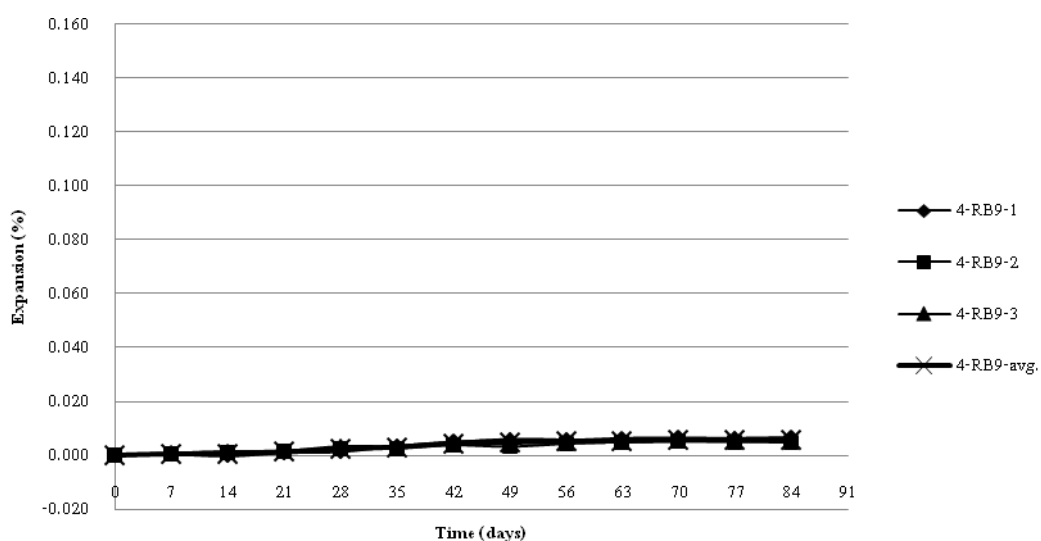
วันที่	Expansion (%)			Expansion (%)
	1-DB16-1	1-DB16-2	1-DB16-3	เฉลี่ย
0	-	-	-	0.000
7	-0.001	0.001	0.001	0.000
14	-0.001	0.002	0.003	0.001
21	0.001	0.001	0.003	0.001
28	-0.001	0.004	0.005	0.003
35	0.000	0.006	0.006	0.004
42	0.001	0.007	0.007	0.005
49	0.001	0.007	0.008	0.005
56	0.002	0.007	0.007	0.005
63	0.001	0.006	0.007	0.005
70	0.002	0.006	0.007	0.005
77	0.004	0.005	0.007	0.005
84	0.003	0.005	0.008	0.005



รูปที่ ค13 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ ชนิดเสริมเหล็ก 1-DB16

ตารางที่ ค8 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ชนิดเสริมเหล็ก 4-RB9

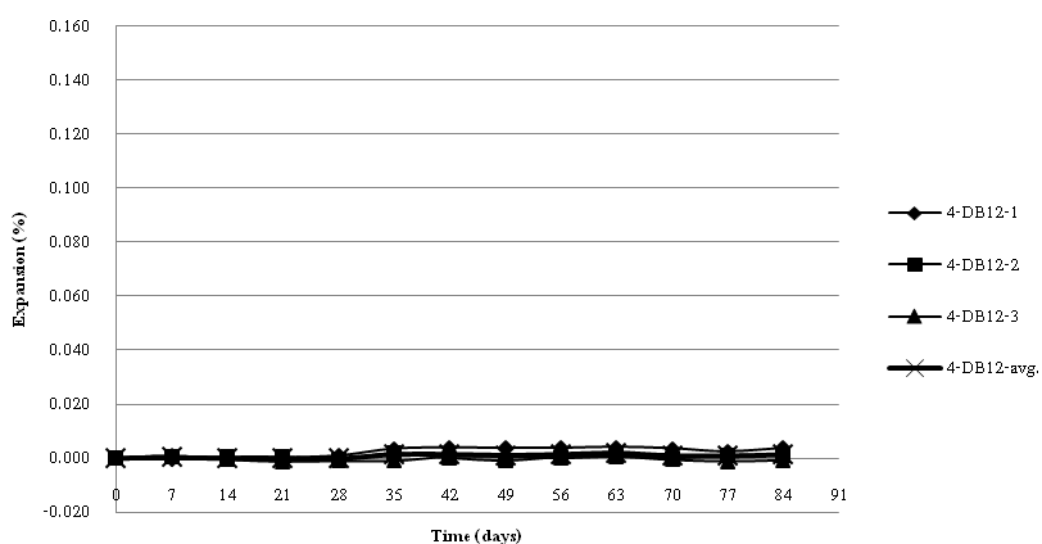
วันที่	Expansion (%)			Expansion (%)
	4-RB9-1	4-RB9-2	4-RB9-3	เฉลี่ย
0	-	-	-	0.000
7	0.001	0.000	0.001	0.001
14	0.000	0.001	0.001	0.001
21	0.001	0.001	0.002	0.001
28	0.001	0.002	0.003	0.002
35	0.004	0.002	0.003	0.003
42	0.005	0.004	0.005	0.005
49	0.006	0.003	0.006	0.005
56	0.006	0.004	0.006	0.005
63	0.006	0.005	0.005	0.005
70	0.007	0.005	0.006	0.006
77	0.006	0.005	0.006	0.006
84	0.007	0.005	0.006	0.006



รูปที่ ค14 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ชนิดเสริมเหล็ก 4-RB9

ตารางที่ ค9 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ชนิดเสริมเหล็ก 4-DB12

วันที่	Expansion (%)			Expansion (%)
	4-DB12-1	4-DB12-2	4-DB12-3	เฉลี่ย
0	-	-	-	0.000
7	0.000	0.000	0.001	0.000
14	0.000	0.001	-0.001	0.000
21	0.000	0.001	-0.001	0.000
28	0.001	0.000	-0.001	0.000
35	0.003	0.002	-0.001	0.001
42	0.004	0.000	0.001	0.001
49	0.004	-0.001	0.001	0.001
56	0.004	0.001	0.000	0.001
63	0.004	0.001	0.001	0.002
70	0.004	0.000	-0.001	0.001
77	0.002	0.001	-0.001	0.001
84	0.004	0.001	-0.001	0.001



รูปที่ ค15 การขยายตัวของแท่งคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ชนิดเสริมเหล็ก 4-DB12

ภาคผนวก ง
การเตรียมตัวอย่างคอนกรีตและการป่ม



รูปที่ ง1 การจัดขนาดคละของมวลรวมตามที่ออกแบบ



รูปที่ ง2 การอบมวลรวมในตู้อบที่อุณหภูมิ 105 องศาเซลเซียส



รูปที่ ง3 นำมวลรวมออกจากตู้อบและใส่ถุงเพื่อป้องกันความชื้น



รูปที่ ง4 การผสมคอนกรีต



รูปที่ ง5 การวัดค่าการยุบตัวของคอนกรีต



รูปที่ ง6 การเขย่าคอนกรีตด้วยโต๊ะเขย่า



รูปที่ ง7 การบ่มตัวอย่างคอนกรีตในน้ำที่อุณหภูมิห้องเป็นเวลา 28 วัน

ภาคผนวก จ

การทดสอบการดูดซึมน้ำของคอนกรีต



รูปที่ จ1 การวัดขนาดตัวอย่าง



รูปที่ จ2 การชั่งน้ำหนักของตัวอย่างคอนกรีต

ตารางที่ จ1 ผลการทดสอบการดูดซึมน้ำของคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ในน้ำร้อน

ตัวอย่าง	ก้อนที่	กว้าง (ซม.)	ความสูง (ซม.)	ยาว (ซม.)	ปริมาตร (ซม. ³)	น้ำหนักแห้ง (กิโลกรัม)	น้ำหนัก (กิโลกรัม)	การดูดซึม (%)	การดูดซึมเฉลี่ย (%)
RC	1	9.973	9.976	35.025	3484.660	7.788	8.035	3.172	3.166
	2	10.136	10.048	35.292	3594.368	8.031	8.292	3.250	
	3	10.046	10.106	34.927	3545.959	7.930	8.174	3.077	
RH-3	1	10.136	10.048	35.292	3594.368	7.788	8.041	3.250	3.275
	2	10.046	10.106	34.927	3545.959	8.031	8.304	3.077	
	3	9.973	9.976	35.025	3484.660	7.930	8.182	3.249	
RH-6	1	10.046	10.106	34.927	3545.959	7.788	8.052	3.077	3.427
	2	9.973	9.976	35.025	3484.660	8.031	8.319	3.249	
	3	10.136	10.048	35.292	3594.368	7.930	8.192	3.399	
RH-9	1	9.973	9.976	35.025	3484.660	7.788	8.060	3.249	3.511
	2	10.136	10.048	35.292	3594.368	8.031	8.329	3.399	
	3	10.046	10.106	34.927	3545.959	7.930	8.194	3.178	
RH-12	1	10.136	10.048	35.292	3594.368	7.788	8.064	3.399	3.599
	2	10.046	10.106	34.927	3545.959	8.031	8.333	3.178	
	3	9.973	9.976	35.025	3484.660	7.930	8.207	3.390	

ตารางที่ จ2 ผลการทดสอบการดูดซึมน้ำของคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ในสารละลาย NaOH

ตัวอย่าง	ก้อนที่	กว้าง (ซม.)	ความสูง (ซม.)	ยาว (ซม.)	ปริมาตร (ซม. ³)	น้ำหนักแห้ง (กิโลกรัม)	น้ำหนัก (กิโลกรัม)	การดูดซึม (%)	การดูดซึมเฉลี่ย (%)
RC	1	10.142	10.106	35.343	3622.483	8.096	8.359	3.249	3.178
	2	10.069	9.964	34.987	3510.159	7.849	8.090	3.070	
	3	10.002	10.161	34.928	3549.744	7.930	8.185	3.216	
RN-3	1	10.069	9.964	34.987	3510.159	8.096	8.398	3.070	3.617
	2	10.002	10.161	34.928	3549.744	7.849	8.117	3.216	
	3	10.142	10.106	35.343	3622.483	7.930	8.224	3.730	
RN-6	1	10.002	10.161	34.928	3549.744	8.096	8.417	3.216	3.890
	2	10.142	10.106	35.343	3622.483	7.849	8.146	3.730	
	3	10.069	9.964	34.987	3510.159	7.930	8.241	3.414	
RN-9	1	10.142	10.106	35.343	3622.483	8.096	8.435	3.730	4.041
	2	10.069	9.964	34.987	3510.159	7.849	8.160	3.414	
	3	10.002	10.161	34.928	3549.744	7.930	8.245	3.707	
RN-12	1	10.069	9.964	34.987	3510.159	8.096	8.442	3.414	4.167
	2	10.002	10.161	34.928	3549.744	7.849	8.171	3.707	
	3	10.142	10.106	35.343	3622.483	7.930	8.257	3.965	

ตารางที่ จ3 ผลการทดสอบการดูดซึมน้ำของคอนกรีตจากหินแกรนิตในน้ำร้อน

ตัวอย่าง	ก้อนที่	กว้าง (ซม.)	ความสูง (ซม.)	ยาว (ซม.)	ปริมาตร (ซม. ³)	น้ำหนักแห้ง (กิโลกรัม)	น้ำหนัก (กิโลกรัม)	การดูดซึม (%)	การดูดซึมเฉลี่ย (%)
GC	1	10.072	10.054	35.078	3552.135	8.123	8.354	2.844	2.860
	2	10.185	10.157	34.987	3619.372	8.281	8.516	2.838	
	3	10.266	9.981	35.366	3623.775	8.279	8.519	2.899	
GH-3	1	10.185	10.157	34.987	3619.372	8.123	8.359	2.838	2.945
	2	10.266	9.981	35.366	3623.775	8.281	8.526	2.899	
	3	10.072	10.054	35.078	3552.135	8.279	8.525	2.905	
GH-6	1	10.266	9.981	35.366	3623.775	8.123	8.364	2.899	3.014
	2	10.072	10.054	35.078	3552.135	8.281	8.532	2.905	
	3	10.185	10.157	34.987	3619.372	8.279	8.531	2.959	
GH-9	1	10.072	10.054	35.078	3552.135	8.123	8.369	2.905	3.079
	2	10.185	10.157	34.987	3619.372	8.281	8.538	2.959	
	3	10.266	9.981	35.366	3623.775	8.279	8.536	2.971	
GH-12	1	10.185	10.157	34.987	3619.372	8.123	8.375	2.959	3.156
	2	10.266	9.981	35.366	3623.775	8.281	8.545	2.971	
	3	10.072	10.054	35.078	3552.135	8.123	8.354	2.844	

ตารางที่ จ4 ผลการทดสอบการดูดซึมน้ำของคอนกรีตจากหินแกรนิตในสารละลาย NaOH

ตัวอย่าง	ก้อนที่	กว้าง (ซม.)	ความสูง (ซม.)	ยาว (ซม.)	ปริมาตร (ซม. ³)	น้ำหนักแห้ง (กิโลกรัม)	น้ำหนัก (กิโลกรัม)	การดูดซึม (%)	การดูดซึมเฉลี่ย (%)
GC	1	10.125	10.111	35.249	3608.577	8.254	8.488	2.835	2.969
	2	9.975	10.067	34.988	3513.436	8.037	8.275	2.961	
	3	10.014	10.026	35.034	3517.426	8.039	8.289	3.110	
GN-3	1	9.975	10.067	34.988	3513.436	8.254	8.511	2.961	3.269
	2	10.014	10.026	35.034	3517.426	8.037	8.296	3.110	
	3	10.125	10.111	35.249	3608.577	8.039	8.318	3.114	
GN-6	1	10.014	10.026	35.034	3517.426	8.254	8.531	3.110	3.532
	2	10.125	10.111	35.249	3608.577	8.037	8.317	3.114	
	3	9.975	10.067	34.988	3513.436	8.039	8.341	3.223	
GN-9	1	10.125	10.111	35.249	3608.577	8.254	8.544	3.114	3.663
	2	9.975	10.067	34.988	3513.436	8.037	8.325	3.223	
	3	10.014	10.026	35.034	3517.426	8.039	8.352	3.471	
GN-12	1	9.975	10.067	34.988	3513.436	8.254	8.552	3.223	3.783
	2	10.014	10.026	35.034	3517.426	8.037	8.337	3.471	
	3	10.125	10.111	35.249	3608.577	8.039	8.361	3.356	

ภาคผนวก จ

การทดสอบค่ากำลังอัดประลัย ค่าโมดูลัสความยืดหยุ่น และค่าปัวซองของคอนกรีต



รูปที่ จ1 การ Cap ผิวกดของก้อนตัวอย่างด้วยก้ำมะถัน



รูปที่ จ2 การติดตั้งอุปกรณ์กับเครื่องทดสอบ Universal Testing Machine (UTM)

ตารางที่ ๗1 ผลการทดสอบกำลังอัดประลัย โมดูลัสความยืดหยุ่น และอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ ใน

ตัวอย่าง	ก้อนที่	กำลังอัดประลัย (กิโลกรัม/ซม ²)	โมดูลัสความยืดหยุ่น (กิโลกรัม/ซม ²)	ปัวซอง	กำลังอัดประลัยเฉลี่ย (กิโลกรัม/ซม ²)	โมดูลัสความยื (กิโลกรัม
RC	1	311.09	224381.48	0.18	303.83	23615
	2	308.18	258769.01	0.28		
	3	292.23	225299.52	0.19		
RH-3	1	310.03	245682.14	0.21	302.26	24288
	2	289.34	231947.68	0.18		
	3	307.39	251012.80	0.21		
RH-6	1	306.89	247563.66	0.18	309.88	23822
	2	313.20	238896.60	0.20		
	3	309.55	228207.46	0.20		
RH-9	1	293.05	246716.40	0.18	303.03	23732
	2	321.36	215534.82	0.19		
	3	294.69	249717.91	0.22		
RH-12	1	305.50	236599.85	0.18	318.17	24102
	2	334.67	216425.42	0.19		
	3	314.32	270064.14	0.21		

ตารางที่ ๑๒ ผลการทดสอบกำลังอัดประลัย โมดูลัสความยืดหยุ่น และอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ ในสารละลาย NaOH

ตัวอย่าง	ก้อนที่	กำลังอัดประลัย (กิโลกรัม/ซม ²)	โมดูลัสความยืดหยุ่น (กิโลกรัม/ซม ²)	ปัวซอง	กำลังอัดประลัยเฉลี่ย (กิโลกรัม/ซม ²)	โมดูลัสความยืดหยุ่นเฉลี่ย (กิโลกรัม/ซม ²)	ปัวซองเฉลี่ย
RC	1	311.09	224381.48	0.18	303.83	236150.00	0.22
	2	308.18	258769.01	0.28			
	3	292.23	225299.52	0.19			
RN-3	1	254.08	167331.58	0.20	279.55	177943.80	0.20
	2	275.74	189995.91	0.20			
	3	308.82	176503.78	0.19			
RN-6	1	228.33	159692.57	0.19	255.65	157694.90	0.19
	2	257.07	130436.11	0.18			
	3	281.56	182956.15	0.20			
RN-9	1	237.74	157629.70	0.21	245.98	134258.50	0.20
	2	228.78	125752.15	0.22			
	3	271.42	119393.68	0.17			
RN-12	1	244.40	124482.30	0.20	245.03	122086.10	0.20
	2	245.15	122821.93	0.20			
	3	245.54	118954.21	0.21			

ตารางที่ ๓ ผลการทดสอบกำลังอัดประลัย โมดูลัสความยืดหยุ่น และอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตจากหินเกรย์แวก ในน้ำร้อน

ตัวอย่าง	ก้อนที่	กำลังอัดประลัย (กิโลกรัม/ซม ²)	โมดูลัสความยืดหยุ่น (กิโลกรัม/ซม ²)	ปัวซอง	กำลังอัดประลัยเฉลี่ย (กิโลกรัม/ซม ²)	โมดูลัสความยืดหยุ่นเฉลี่ย (กิโลกรัม/ซม ²)	ปัวซองเฉลี่ย
GC	1	346.36	266333.25	0.21	354.90	272707.80	0.21
	2	354.44	279444.28	0.20			
	3	363.89	272345.76	0.22			
GH-3	1	350.90	276359.45	0.17	361.34	271041.50	0.19
	2	360.33	251402.45	0.17			
	3	372.80	285362.48	0.22			
GH-6	1	364.73	272113.84	0.21	348.33	263368.80	0.19
	2	357.13	266335.26	0.19			
	3	323.11	251657.21	0.16			
GH-9	1	352.17	273036.22	0.26	349.59	271211.70	0.20
	2	319.69	253056.80	0.19			
	3	376.92	287542.17	0.15			
GH-12	1	372.15	299689.20	0.22	354.15	281910.70	0.20
	2	352.59	270815.65	0.19			
	3	337.73	275227.25	0.21			

ตารางที่ ๓4 ผลการทดสอบกำลังอัดประลัย โมดูลัสความยืดหยุ่น และอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตจากหินเกรย์แวก ในสารละลาย NaOH

ตัวอย่าง	ก้อนที่	กำลังอัดประลัย (กิโลกรัม/ซม ²)	โมดูลัสความยืดหยุ่น (กิโลกรัม/ซม ²)	ปัวซอง	กำลังอัดประลัยเฉลี่ย (กิโลกรัม/ซม ²)	โมดูลัสความยืดหยุ่นเฉลี่ย (กิโลกรัม/ซม ²)	ปัวซองเฉลี่ย
GC	1	346.36	266333.25	0.21	354.90	272707.80	0.21
	2	354.44	279444.28	0.20			
	3	363.89	272345.76	0.22			
GN-3	1	344.62	204381.13	0.19	344.57	216997.90	0.19
	2	327.89	216645.11	0.18			
	3	361.21	229967.48	0.21			
GN-6	1	285.63	185914.36	0.21	318.61	170897.90	0.20
	2	317.13	153138.15	0.19			
	3	353.08	173641.24	0.18			
GN-9	1	300.84	141780.12	0.17	310.30	145111.00	0.20
	2	318.13	156333.37	0.19			
	3	311.94	137219.61	0.25			
GN-12	1	308.14	152822.34	0.17	302.68	142041.10	0.19
	2	275.33	133510.43	0.19			
	3	324.55	139790.55	0.20			

ภาคผนวก ข

การทดสอบกำลังรับแรงดึงแบบผ่าซีกของคอนกรีต

ตารางที่ ข1 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ ในน้ำร้อน

ตัวอย่าง	ก้อนที่	เส้นผ่านศูนย์กลาง (ซม.)	ความสูง (ซม.)	พื้นที่หน้าตัด (ซม. ²)	น้ำหนักสูงสุด (กิโลกรัม)	Tensile splitting strength (กิโลกรัม/ซม. ²)	Average Tensile splitting strength (กิโลกรัม/ซม. ²)
RC	1	10.104	20.103	80.141	8887.000	27.868	28.057
	2	10.021	19.998	78.830	9140.000	29.050	
	3	10.001	20.223	78.516	8654.000	27.254	
RH-3	1	10.021	19.998	78.830	9140.000	29.050	27.968
	2	10.001	20.223	78.516	8654.000	27.254	
	3	10.218	20.008	81.960	9045.000	28.180	
RH-6	1	10.001	20.223	78.516	8654.000	27.254	27.595
	2	10.218	20.008	81.960	9045.000	28.180	
	3	10.103	20.317	80.125	8743.000	27.130	
RH-9	1	10.218	20.008	81.960	9045.000	28.180	27.966
	2	10.103	20.317	80.125	8743.000	27.130	
	3	10.199	20.106	81.655	9206.000	28.595	
RH-12	1	10.103	20.317	80.125	8743.000	27.130	28.576
	2	10.199	20.106	81.655	9206.000	28.595	
	3	10.078	19.943	79.729	8591.000	27.226	

ตารางที่ ข2 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ ในสารละลาย NaOH

ตัวอย่าง	ก้อนที่	เส้นผ่านศูนย์กลาง (ซม.)	ความสูง (ซม.)	พื้นที่หน้าตัด (ซม. ²)	น้ำหนักสูงสุด (กิโลกรัม)	Tensile splitting strength (กิโลกรัม/ซม. ²)	Average Tensile splitting strength (กิโลกรัม/ซม. ²)
RC	1	10.104	20.103	80.141	8887.000	27.868	28.057
	2	10.021	19.998	78.830	9140.000	29.050	
	3	10.001	20.223	78.516	8654.000	27.254	
RN-3	1	10.021	19.998	78.830	9140.000	29.050	25.011
	2	10.001	20.223	78.516	8654.000	27.254	
	3	10.212	20.043	81.864	7919.000	24.643	
RN-6	1	10.001	20.223	78.516	8654.000	27.254	22.064
	2	10.212	20.043	81.864	7919.000	24.643	
	3	10.218	20.105	81.960	8044.000	24.940	
RN-9	1	10.212	20.043	81.864	7919.000	24.643	21.885
	2	10.218	20.105	81.960	8044.000	24.940	
	3	10.236	20.215	82.249	8268.000	25.451	
RN-12	1	10.218	20.105	81.960	8044.000	24.940	21.153
	2	10.236	20.215	82.249	8268.000	25.451	
	3	10.118	20.048	80.364	6909.000	21.695	

ตารางที่ ข3 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตจากหินเกรย์แวก ในน้ำร้อน

ตัวอย่าง	ก้อนที่	เส้นผ่านศูนย์กลาง (ซม.)	ความสูง (ซม.)	พื้นที่หน้าตัด (ซม. ²)	น้ำหนักสูงสุด (กิโลกรัม)	Tensile splitting strength (กิโลกรัม/ซม. ²)	Average Tensile splitting strength (กิโลกรัม/ซม. ²)
GC	1	10.005	20.144	78.579	9943.000	31.424	31.634
	2	10.146	20.124	80.809	10004.000	31.208	
	3	10.041	19.868	79.145	10107.000	32.269	
GH-3	1	10.146	20.124	80.809	10004.000	31.208	32.146
	2	10.041	19.868	79.145	10107.000	32.269	
	3	10.087	19.969	79.872	10673.000	33.750	
GH-6	1	10.041	19.868	79.145	10107.000	32.269	31.227
	2	10.087	19.969	79.872	10673.000	33.750	
	3	10.044	20.292	79.192	9854.000	30.795	
GH-9	1	10.087	19.969	79.872	10673.000	33.750	31.243
	2	10.044	20.292	79.192	9854.000	30.795	
	3	10.084	20.134	79.824	10166.000	31.892	
GH-12	1	10.044	20.292	79.192	9854.000	30.795	32.091
	2	10.084	20.134	79.824	10166.000	31.892	
	3	10.202	20.146	81.703	9836.000	30.482	

ตารางที่ ข4 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตจากหินเกรย์แวก ในสารละลาย NaOH

ตัวอย่าง	ก้อนที่	เส้นผ่านศูนย์กลาง (ซม.)	ความสูง (ซม.)	พื้นที่หน้าตัด (ซม. ²)	น้ำหนักสูงสุด (กิโลกรัม)	Tensile splitting strength (กิโลกรัม/ซม. ²)	Average Tensile splitting strength (กิโลกรัม/ซม. ²)
GC	1	10.005	20.144	78.579	9943.000	31.424	31.634
	2	10.146	20.124	80.809	10004.000	31.208	
	3	10.041	19.868	79.145	10107.000	32.269	
GN-3	1	10.146	20.124	80.809	10004.000	31.208	30.811
	2	10.041	19.868	79.145	10107.000	32.269	
	3	10.120	19.993	80.395	10171.000	32.019	
GN-6	1	10.041	19.868	79.145	10107.000	32.269	28.259
	2	10.120	19.993	80.395	10171.000	32.019	
	3	10.204	20.254	81.735	9836.000	30.314	
GN-9	1	10.120	19.993	80.395	10171.000	32.019	27.222
	2	10.204	20.254	81.735	9836.000	30.314	
	3	10.171	20.048	81.208	9636.000	30.100	
GN-12	1	10.204	20.254	81.735	9836.000	30.314	26.769
	2	10.171	20.048	81.208	9636.000	30.100	
	3	10.106	20.057	80.173	9234.000	29.016	

ภาคผนวก ข

การทดสอบกำลังรับแรงดัดของคอนกรีต

ตารางที่ ข1 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดัดของคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ ในน้ำร้อน

ตัวอย่าง	ก้อนที่	กว้าง (ซม.)	ความสูง (ซม.)	Span (ซม. ²)	แรงกระทำสูงสุด (กิโลกรัม)	Modulus of rupture (กิโลกรัม/ซม. ²)	Average Modulus of rupture (กิโลกรัม/ซม. ²)
RC	1	10.104	10.301	30.000	1510.890	63.415	62.177
	2	10.021	10.259	30.000	1372.890	58.577	
	3	10.001	10.184	30.000	1487.600	64.538	
RH-3	1	10.021	10.259	30.000	1372.890	58.577	62.298
	2	10.001	10.184	30.000	1487.600	64.538	
	3	10.218	10.465	30.000	1462.800	58.824	
RH-6	1	10.001	10.184	30.000	1487.600	64.538	61.311
	2	10.218	10.465	30.000	1462.800	58.824	
	3	10.103	10.066	30.000	1511.840	66.459	
RH-9	1	10.218	10.465	30.000	1462.800	58.824	63.988
	2	10.103	10.066	30.000	1511.840	66.459	
	3	10.199	10.027	30.000	1403.900	61.610	
RH-12	1	10.103	10.066	30.000	1511.840	66.459	64.808
	2	10.199	10.027	30.000	1403.900	61.610	
	3	10.078	10.063	30.000	1396.240	61.566	

ตารางที่ ข2 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดัดของคอนกรีตจากหินไรโอไลต์ ในสารละลาย NaOH

ตัวอย่าง	ก้อนที่	กว้าง (ซม.)	ความสูง (ซม.)	Span (ซม. ²)	แรงกระทำสูงสุด (กิโลกรัม)	Modulus of rupture (กิโลกรัม/ซม. ²)	Average Modulus of rupture (กิโลกรัม/ซม. ²)
RC	1	10.104	10.301	30.000	1510.890	63.415	62.177
	2	10.021	10.259	30.000	1372.890	58.577	
	3	10.001	10.184	30.000	1487.600	64.538	
RN-3	1	10.021	10.259	30.000	1372.890	58.577	55.212
	2	10.001	10.184	30.000	1487.600	64.538	
	3	10.218	10.137	30.000	1309.990	56.143	
RN-6	1	10.001	10.184	30.000	1487.600	64.538	47.754
	2	10.218	10.137	30.000	1309.990	56.143	
	3	10.103	10.167	30.000	1244.610	53.630	
RN-9	1	10.218	10.137	30.000	1309.990	56.143	43.241
	2	10.103	10.167	30.000	1244.610	53.630	
	3	10.199	10.348	30.000	1355.740	55.862	
RN-12	1	10.103	10.167	30.000	1244.610	53.630	42.420
	2	10.199	10.348	30.000	1355.740	55.862	
	3	10.078	10.094	30.000	1086.840	47.630	

ตารางที่ ข3 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดัดของคอนกรีตจากหินเกรย์แวก ในน้ำร้อน

ตัวอย่าง	ก้อนที่	กว้าง (ซม.)	ความสูง (ซม.)	Span (ซม. ²)	แรงกระทำสูงสุด (กิโลกรัม)	Modulus of rupture (กิโลกรัม/ซม. ²)	Average Modulus of rupture (กิโลกรัม/ซม. ²)
GC	1	10.104	10.107	30.000	1579.360	68.858	71.656
	2	10.021	9.987	30.000	1692.450	76.199	
	3	10.001	10.107	30.000	1587.160	69.911	
GH-3	1	10.021	9.987	30.000	1692.450	76.199	69.522
	2	10.001	10.107	30.000	1587.160	69.911	
	3	10.218	10.345	30.000	1600.620	65.868	
GH-6	1	10.001	10.107	30.000	1587.160	69.911	69.016
	2	10.218	10.345	30.000	1600.620	65.868	
	3	10.103	10.049	30.000	1669.040	73.618	
GH-9	1	10.218	10.345	30.000	1600.620	65.868	68.366
	2	10.103	10.049	30.000	1669.040	73.618	
	3	10.199	10.291	30.000	1658.090	69.079	
GH-12	1	10.103	10.049	30.000	1669.040	73.618	70.488
	2	10.199	10.291	30.000	1658.090	69.079	
	3	10.078	10.173	30.000	1594.270	68.786	

ตารางที่ ๔4 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดัดของคอนกรีตจากหินเกรย์แวก ในสารละลาย NaOH

ตัวอย่าง	ก้อนที่	กว้าง (ซม.)	ความสูง (ซม.)	Span (ซม. ²)	แรงกระทำสูงสุด (กิโลกรัม)	Modulus of rupture (กิโลกรัม/ซม. ²)	Average Modulus of rupture (กิโลกรัม/ซม. ²)
GC	1	10.104	10.107	30.000	1579.360	68.858	71.656
	2	10.021	9.987	30.000	1692.450	76.199	
	3	10.001	10.107	30.000	1587.160	69.911	
GN-3	1	10.021	9.987	30.000	1692.450	76.199	62.260
	2	10.001	10.107	30.000	1587.160	69.911	
	3	10.218	10.248	30.000	1458.890	61.177	
GN-6	1	10.001	10.107	30.000	1587.160	69.911	57.645
	2	10.218	10.248	30.000	1458.890	61.177	
	3	10.103	10.180	30.000	1439.090	61.852	
GN-9	1	10.218	10.248	30.000	1458.890	61.177	51.520
	2	10.103	10.180	30.000	1439.090	61.852	
	3	10.199	10.156	30.000	1490.280	63.750	
GN-12	1	10.103	10.180	30.000	1439.090	61.852	49.722
	2	10.199	10.156	30.000	1490.280	63.750	
	3	10.078	9.978	30.000	1340.420	60.116	

ภาคผนวก ฅ

การทดสอบค่าพลังงานการแตกตัวของคอนกรีต

ตารางที่ ฅ1 ผลการทดสอบค่าพลังงานการแตกร้าวของคอนกรีตจากโรโอไลต์ ในน้ำร้อน

ตัวอย่าง	ก้อนที่	กว้าง (ซม.)	ความลึก (ซม.)	น้ำหนัก (ซม.2)	การเสียรูปสูงสุด (เซนติเมตร)	พื้นที่ใต้กราฟ (กิโลกรัม-ซม)	Fracture energy, G_F (กิโลกรัม/ซม)	Avg. Fracture energy, G_F (กิโลกรัม/ซม)
RC	1	10.301	4.935	8.130	0.090	8.356	0.179	0.175
	2	10.259	5.065	8.089	0.100	7.614	0.162	
	3	10.184	5.104	8.154	0.120	8.568	0.184	
RH-3	1	10.259	5.065	8.089	0.100	8.440	0.162	0.020
	2	10.184	5.104	8.154	0.120	8.873	0.184	
	3	10.465	4.976	8.159	0.100	7.653	0.022	
RH-6	1	10.184	5.104	8.154	0.120	8.281	0.184	0.029
	2	10.465	4.976	8.159	0.100	7.797	0.022	
	3	10.066	5.027	8.175	0.090	8.187	0.021	
RH-9	1	10.465	4.976	8.159	0.100	8.438	0.022	0.024
	2	10.066	5.027	8.175	0.090	8.746	0.021	
	3	10.027	5.162	8.133	0.080	8.546	0.018	
RH-12	1	10.066	5.027	8.175	0.090	8.355	0.021	0.025
	2	10.027	5.162	8.133	0.080	8.968	0.018	
	3	10.063	4.944	8.214	0.100	8.618	0.033	

ตารางที่ ฅ2 ผลการทดสอบค่าพลังงานการแตกร้าวของคอนกรีตจากโรโไลต์ ในสารละลาย NaOH

ตัวอย่าง	ก้อนที่	กว้าง (ซม.)	ความลึก (ซม.)	น้ำหนัก (ซม.2)	การเสียรูปสูงสุด (เซนติเมตร)	พื้นที่ใต้กราฟ (กิโลกรัม-ซม)	Fracture energy, G_F (กิโลกรัม/ซม)	Avg. Fracture energy, G_F (กิโลกรัม/ซม)
RC	1	10.141	4.935	8.130	0.090	8.356	0.182	0.177
	2	10.237	5.065	8.089	0.100	7.614	0.162	
	3	10.048	5.104	8.154	0.120	8.568	0.186	
RN-3	1	10.048	5.104	8.154	0.120	7.768	0.186	0.158
	2	10.248	5.132	8.234	0.110	6.603	0.151	
	3	10.180	4.933	8.094	0.120	7.310	0.186	
RN-6	1	10.248	5.132	8.234	0.110	5.700	0.151	0.148
	2	10.180	4.933	8.094	0.120	7.431	0.186	
	3	10.156	5.012	8.175	0.100	7.310	0.188	
RN-9	1	10.180	4.933	8.094	0.120	5.559	0.186	0.143
	2	10.156	5.012	8.175	0.100	6.633	0.188	
	3	9.978	5.197	8.147	0.100	6.922	0.166	
RN-12	1	10.237	5.065	8.089	0.100	6.184	0.133	0.137
	2	10.048	5.104	8.154	0.110	6.406	0.145	
	3	10.248	5.132	8.234	0.100	5.990	0.134	

ตารางที่ ฅ3 ผลการทดสอบค่าพลังงานการแตกร้าวของคอนกรีตจากหินเกรย์แวก ในน้ำร้อน

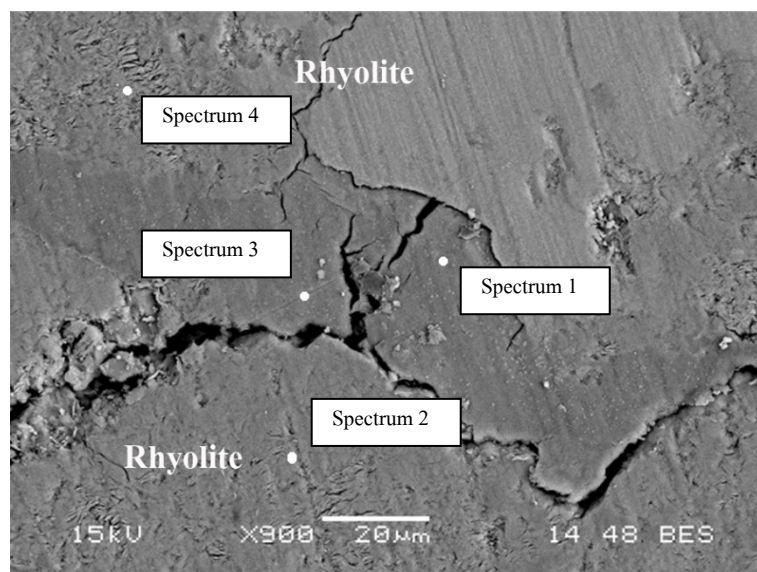
ตัวอย่าง	ก้อนที่	กว้าง (ซม.)	ความลึก (ซม.)	น้ำหนัก (ซม.2)	การเสียรูปสูงสุด (เซนติเมตร)	พื้นที่ใต้กราฟ (กิโลกรัม-ซม)	Fracture energy, G_F (กิโลกรัม/ซม)	Avg. Fracture energy, G_F (กิโลกรัม/ซม)
GC	1	10.107	5.137	8.157	0.100	8.507	0.180	0.187
	2	9.987	4.823	8.323	0.110	8.377	0.193	
	3	10.107	4.949	8.244	0.012	9.356	0.189	
GH-3	1	9.987	4.823	8.323	0.110	9.005	0.193	0.190
	2	10.107	4.949	8.244	0.012	9.770	0.189	
	3	10.137	5.133	8.181	0.090	8.869	0.187	
GH-6	1	10.107	4.949	8.244	0.012	8.388	0.189	0.186
	2	10.137	5.133	8.181	0.090	8.331	0.187	
	3	10.167	5.177	8.182	0.120	9.689	0.204	
GH-9	1	10.137	5.133	8.181	0.090	9.160	0.187	0.196
	2	10.167	5.177	8.182	0.120	9.419	0.204	
	3	10.348	5.291	8.198	0.120	9.058	0.180	
GH-12	1	10.167	5.177	8.182	0.120	9.843	0.204	0.196
	2	10.348	5.291	8.198	0.120	9.124	0.180	
	3	10.094	5.107	8.174	0.080	9.458	0.175	

ตารางที่ ๓4 ผลการทดสอบค่าพลังงานการแตกตัวของคอนกรีตจากหินแกรนิตในสารละลาย NaOH

ตัวอย่าง	ก้อนที่	กว้าง (ซม.)	ความลึก (ซม.)	น้ำหนัก (ซม.2)	การเสียรูปสูงสุด (เซนติเมตร)	พื้นที่ใต้กราฟ (กิโลกรัม-ซม)	Fracture energy, G_F (กิโลกรัม/ซม)	Avg. Fracture energy, G_F (กิโลกรัม/ซม)
GC	1	10.107	5.137	8.157	0.100	8.507	0.180	0.187
	2	9.987	4.823	8.323	0.110	8.377	0.193	
	3	10.107	4.949	8.244	0.012	9.356	0.189	
GN-3	1	9.987	4.823	8.323	0.110	7.243	0.193	0.169
	2	10.107	4.949	8.244	0.012	8.976	0.189	
	3	10.345	5.170	8.167	0.100	7.712	0.151	
GN-6	1	10.107	4.949	8.244	0.012	7.294	0.189	0.158
	2	10.345	5.170	8.167	0.100	7.947	0.151	
	3	10.049	5.155	8.200	0.100	6.922	0.189	
GN-9	1	10.345	5.170	8.167	0.100	6.075	0.151	0.148
	2	10.049	5.155	8.200	0.100	7.350	0.189	
	3	10.291	4.973	8.106	0.100	6.527	0.167	
GN-12	1	10.049	5.155	8.200	0.100	5.921	0.189	0.143
	2	10.291	4.973	8.106	0.100	6.911	0.167	
	3	10.173	5.192	8.134	0.100	6.527	0.153	

ภาคผนวก ญ

ผลการวิเคราะห์ด้วยเครื่อง Scanning Electron Microscope (SEM-EDS)



รูปที่ ๑๑ ภาพถ่าย SEM-EDS ของตัวอย่างคอนกรีตผสมหินไรโอไลต์

Spectrum processing : No peaks omitted

Processing option : All elements analyzed (Normalised)

Number of iterations = 3

Standard :

O	SiO ₂	1-Jun-1999 12:00 AM
Na	Albite	1-Jun-1999 12:00 AM
Al	Al ₂ O ₃	1-Jun-1999 12:00 AM
Si	SiO ₂	1-Jun-1999 12:00 AM
Ca	Wollastonite	1-Jun-1999 12:00 AM

ตารางที่ ญ1 องค์ประกอบของตัวอย่างคอนกรีตผสมหินไรโอไลต์ที่ตำแหน่ง Spectrum 1

Element	Weight%	Atomic%
O K	50.26	63.86
Na K	8.42	7.44
Al K	4.68	3.52
Si K	30.37	21.98
Ca K	6.28	3.19
Totals	100.00	100.00

Label : Spectrum 1

Tilt (deg) : 0.0

Collected : 4-Jun-2013 10:32 AM

Elevation (deg) : 35.0

Livetime (s) : 60.00

Azimuth (deg) : 0.0

Real time (s) : 67.35

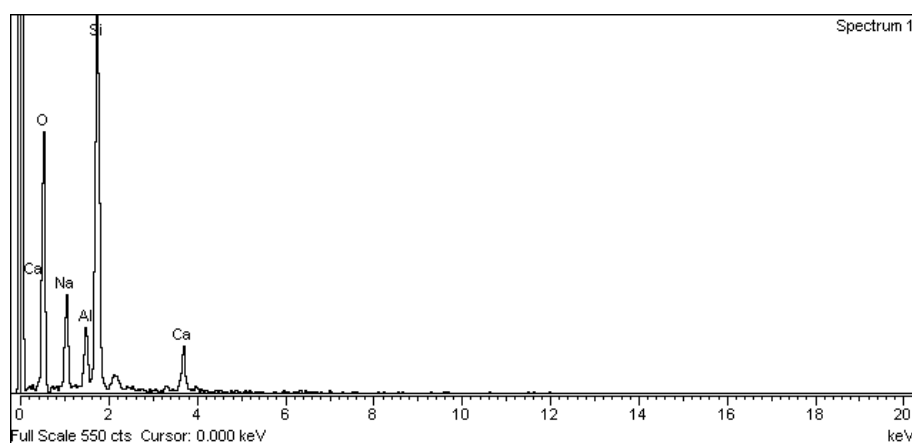
Magnification : 900 X

Detector : Silicon

Accelerating voltage (kV) : 15.00

Window : SATW

Process time : 6



รูปที่ ญ2 ผล SEM-EDS ในตัวอย่างคอนกรีตผสมหินไรโอไลต์ที่ตำแหน่ง Spectrum 1

ตารางที่ ๓ องค์ประกอบของตัวอย่างคอนกรีตผสมหินไรโอไลต์ที่ตำแหน่ง Spectrum 2

Element	Weight%	Atomic%
O K	50.87	64.98
Na K	2.32	2.06
Al K	13.95	10.57
Si K	25.45	18.52
K K	7.41	3.87
Totals	100.00	100.00

Label : Spectrum 2

Tilt (deg) : 0.0

Collected : 4-Jun-2013 10:33 AM

Elevation (deg) : 35.0

Livetime (s) : 60.00

Azimuth (deg) : 0.0

Real time (s) : 67.43

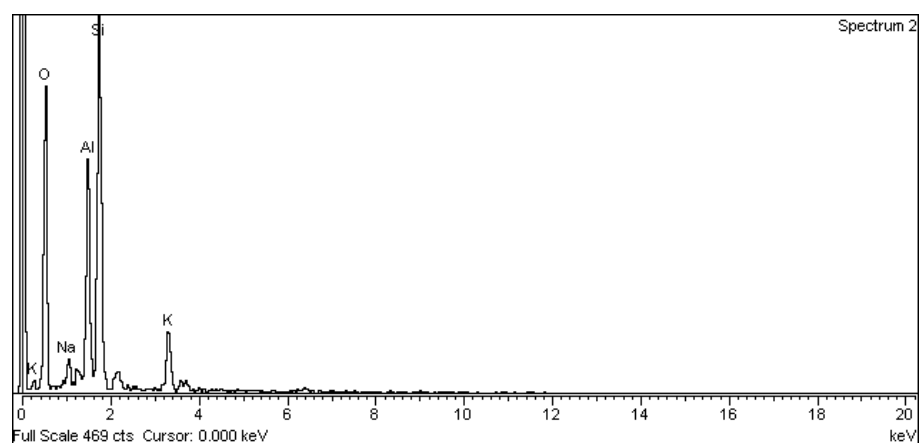
Magnification : 900 X

Detector : Silicon

Accelerating voltage (kV) : 15.00

Window : SATW

Process time : 6



รูปที่ ๓ ผล SEM-EDS ในตัวอย่างคอนกรีตผสมหินไรโอไลต์ที่ตำแหน่ง Spectrum 2

ตารางที่ ๓ องค์ประกอบของตัวอย่างคอนกรีตผสมหินไรโอไลต์ที่ตำแหน่ง Spectrum 3

Element	Weight%	Atomic%
O K	51.06	64.72
Na K	9.51	8.39
Al K	2.33	1.75
Si K	29.41	21.24
K K	1.23	0.64
Ca K	6.45	3.26
Totals	100.00	100.00

Label : Spectrum 3

Tilt (deg) : 0.0

Collected : 4-Jun-2013 10:37 AM

Elevation (deg) : 35.0

Livetime (s) : 60.00

Azimuth (deg) : 0.0

Real time (s) : 67.67

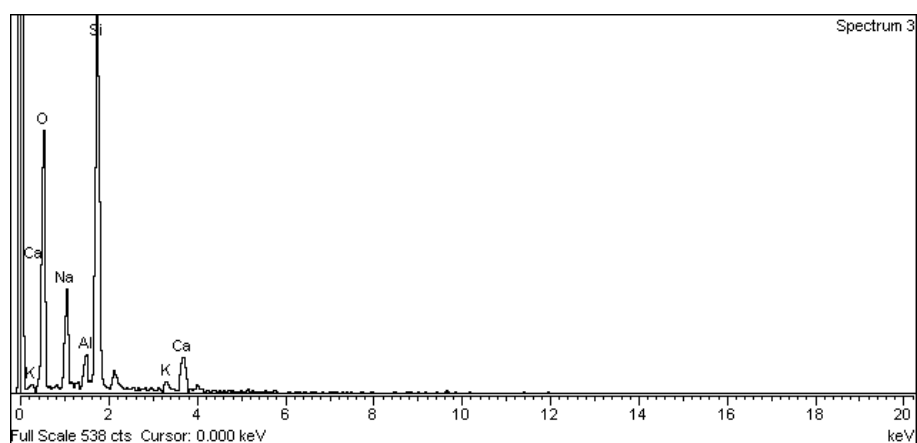
Magnification : 900 X

Detector : Silicon

Accelerating voltage (kV) : 15.00

Window : SATW

Process time : 6



รูปที่ ๓ ผล SEM-EDS ในตัวอย่างคอนกรีตผสมหินไรโอไลต์ที่ตำแหน่ง Spectrum 3

ตารางที่ ๗4 องค์ประกอบของตัวอย่างคอนกรีตผสมหินไรโอไลต์ที่ตำแหน่ง Spectrum 4

Element	Weight%	Atomic%
O K	50.65	64.90
Mg K	1.23	1.03
Al K	15.47	11.75
Si K	25.31	18.47
K K	7.34	3.85
Totals	100.00	100.00

Label : Spectrum 4

Tilt (deg) : 0.0

Collected : 4-Jun-2013 10:36 AM

Elevation (deg) : 35.0

Livetime (s) : 60.00

Azimuth (deg) : 0.0

Real time (s) : 67.47

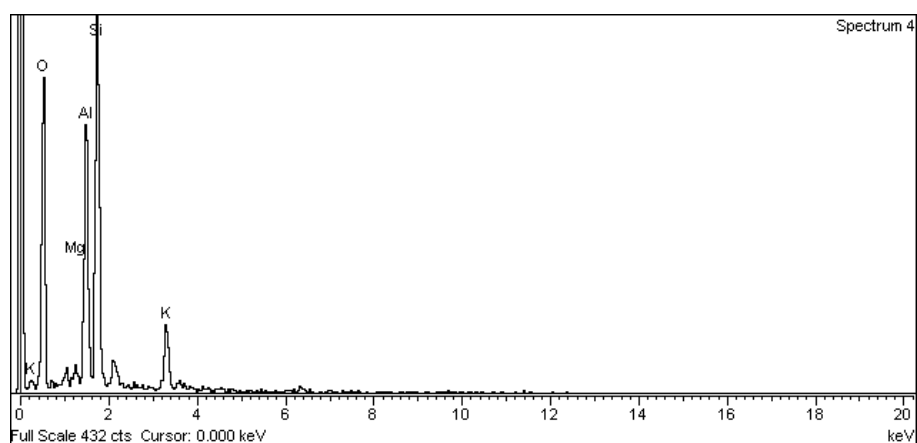
Magnification : 900 X

Detector : Silicon

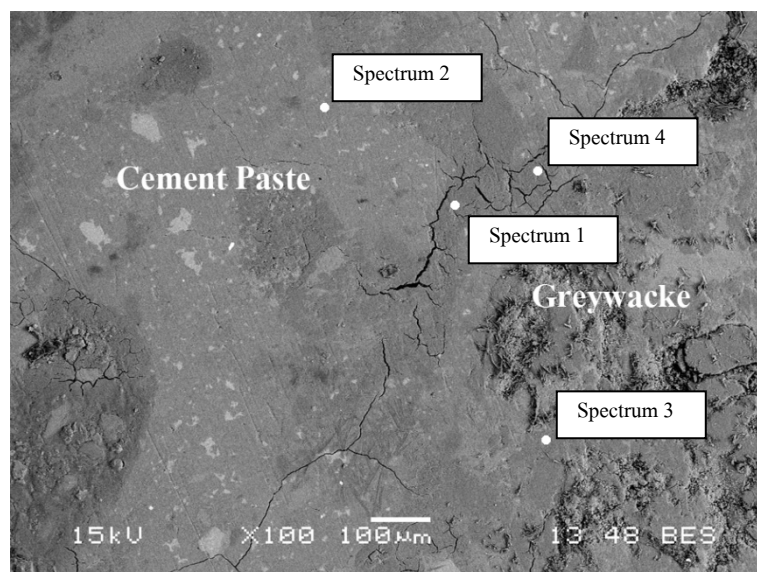
Accelerating voltage (kV) : 15.00

Window : SATW

Process time : 6



รูปที่ ๗5 ผล SEM-EDS ในตัวอย่างคอนกรีตผสมหินไรโอไลต์ที่ตำแหน่ง Spectrum 4



รูปที่ ๖ ภาพถ่าย SEM-EDS ของตัวอย่างคอนกรีตผสมหินแกรนิต

Spectrum processing : No peaks omitted

Processing option : All elements analyzed (Normalised)

Number of iterations = 3

Standard :

C	CaCO ₃	1-Jun-1999 12:00 AM
O	SiO ₂	1-Jun-1999 12:00 AM
Na	Albite	1-Jun-1999 12:00 AM
Al	Al ₂ O ₃	1-Jun-1999 12:00 AM
Si	SiO ₂	1-Jun-1999 12:00 AM
Ca	Wollastonite	1-Jun-1999 12:00 AM

ตารางที่ ๗5 องค์ประกอบของตัวอย่างคอนกรีตผสมหินแกรนิตตำแหน่ง Spectrum 1

Element	Weight%	Atomic%
C K	6.03	9.73
O K	49.26	59.66
Na K	9.84	8.29
Al K	0.96	0.69
Si K	25.38	17.51
Ca K	8.53	4.12
Totals	100.00	100.00

Label : Spectrum 1

Tilt (deg) : 0.0

Collected : 4-Jun-2013 09:51 AM

Elevation (deg) : 35.0

Livetime (s) : 60.00

Azimuth (deg) : 0.0

Real time (s) : 67.69

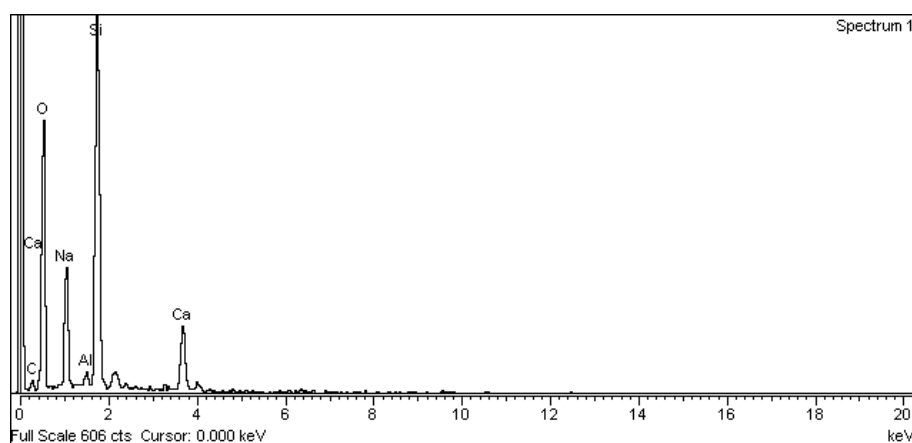
Magnification : 100 X

Detector : Silicon

Accelerating voltage (kV) : 15.00

Window : SATW

Process time : 6



รูปที่ ๗7 ผล SEM-EDS ในตัวอย่างคอนกรีตผสมหินแกรนิตตำแหน่ง Spectrum 1

ตารางที่ ๖ องค์ประกอบของตัวอย่างคอนกรีตผสมหินแกรนิตตำแหน่ง Spectrum 2

Element	Weight%	Atomic%
O K	53.16	69.98
Na K	3.72	3.41
Al K	3.17	2.48
Si K	14.04	10.52
Ca K	25.91	13.62
Totals	100.00	100.00

Label : Spectrum 2

Tilt (deg) : 0.0

Collected : 4-Jun-2013 09:52 AM

Elevation (deg) : 35.0

Livetime (s) : 60.00

Azimuth (deg) : 0.0

Real time (s) : 67.69

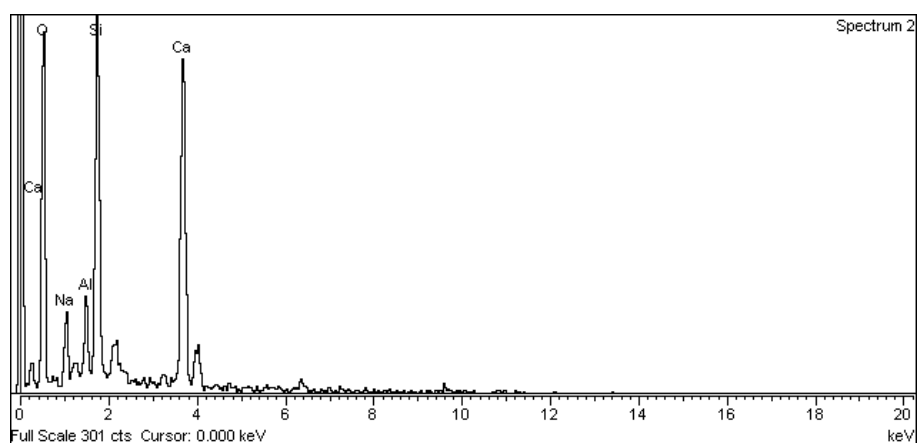
Magnification : 100 X

Detector : Silicon

Accelerating voltage (kV) : 15.00

Window : SATW

Process time : 6



รูปที่ ๘ ผล SEM-EDS ในตัวอย่างคอนกรีตผสมหินแกรนิตตำแหน่ง Spectrum 2

ตารางที่ ๗ องค์ประกอบของตัวอย่างคอนกรีตผสมหินแกรนิตตำแหน่ง Spectrum 3

Element	Weight%	Atomic%
O K	48.79	61.60
Na K	7.88	6.92
Al K	10.76	8.05
Si K	32.58	23.43
Totals	100.00	100.00

Label : Spectrum 3

Tilt (deg) : 0.0

Collected : 4-Jun-2013 09:54 AM

Elevation (deg) : 35.0

Livetime (s) : 60.00

Azimuth (deg) : 0.0

Real time (s) : 68.28

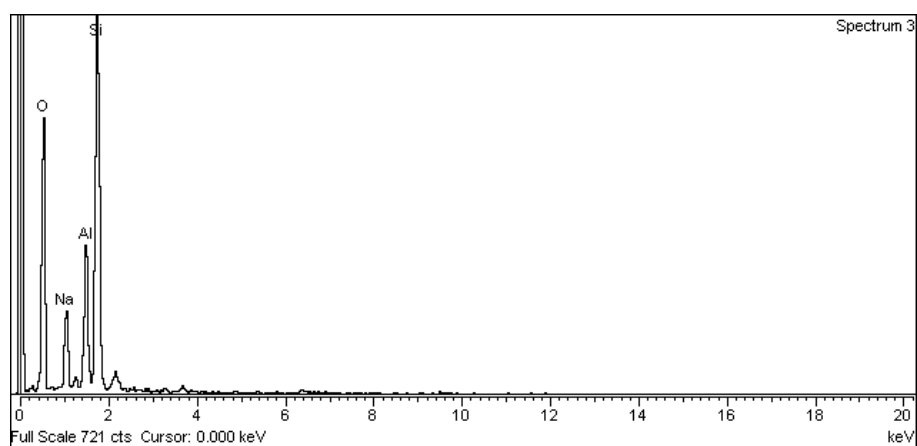
Magnification : 100 X

Detector : Silicon

Accelerating voltage (kV) : 15.00

Window : SATW

Process time : 6



รูปที่ ๗ ผล SEM-EDS ในตัวอย่างคอนกรีตผสมหินแกรนิตตำแหน่ง Spectrum 3

ตารางที่ ๗8 องค์ประกอบของตัวอย่างคอนกรีตผสมหินแกรนิตตำแหน่ง Spectrum 4

Element	Weight%	Atomic%
O K	50.17	64.03
Na K	11.09	9.84
Al K	1.51	1.14
Si K	27.63	20.09
Ca K	9.59	4.88
Totals	100.00	100.00

Label : Spectrum 4

Tilt (deg) : 0.0

Collected : 4-Jun-2013 09:55 AM

Elevation (deg) : 35.0

Livetime (s) : 60.00

Azimuth (deg) : 0.0

Real time (s) : 67.37

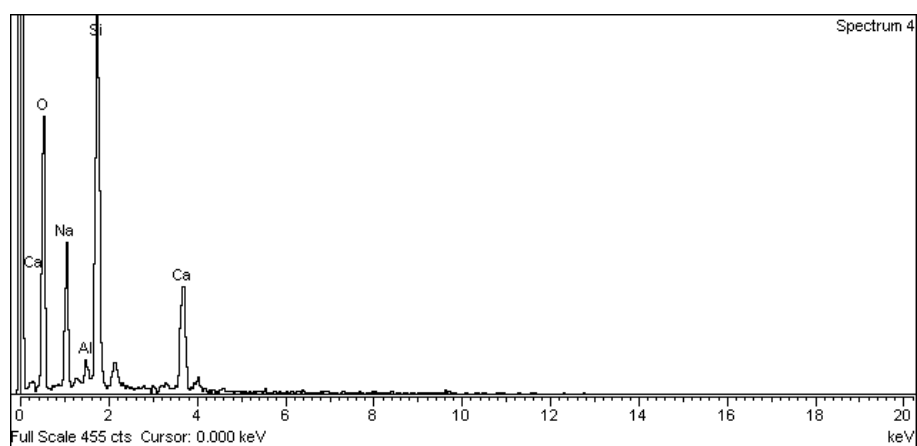
Magnification : 100 X

Detector : Silicon

Accelerating voltage (kV) : 15.00

Window : SATW

Process time : 6



รูปที่ ๗10 ผล SEM-EDS ในตัวอย่างคอนกรีตผสมหินแกรนิตตำแหน่ง Spectrum 4

Output ที่ได้จากโครงการ

1. การนำผลงานวิจัยไปใช้ประโยชน์
 - ได้นักวิจัยในระดับปริญญาโท 1 คน โดยได้ตีพิมพ์เอกสารทางวิชาการ 1 ฉบับ
Thaipum, S. and Srisoros, W. "Expansion and Mechanical Properties of ASR-Affected Concrete in Thailand" 18th National Convention on Civil Engineering (NCCE-18), May 8-10, 2013, Chiangmai, Thailand, ID: MAT062, Vol. 3, pp. MAT206-210. (in Thai)



การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 18
18th National Convention on Civil Engineering



ประกาศนียบัตรรับรองการนำเสนอบทความ

ประกาศนียบัตรฉบับนี้ให้ไว้เพื่อแสดงว่า

การขยายตัวและคุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีตที่ปฏิกิริยา ASR ในประเทศไทย

ศุภชัย ไไทยพุ่ม และ วรพงศ์ ศรีโสฬส

ได้ถูกนำเสนอ

ในงานการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 18

ระหว่างวันที่ 8-10 พฤษภาคม 2556

ณ โรงแรมดิเอ็มเพรส เชียงใหม่

(นายสุวัฒน์ เชาวน์บริษัท)

นายกวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย

(รองศาสตราจารย์ นายแพทย์วัฒน์ นันทจิต)

อธิการบดีมหาวิทยาลัยเชียงใหม่

การขยายตัวและคุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีตที่ปฏิกิริยา ASR ในประเทศไทย Expansion and Mechanical Properties of ASR-Affected Concrete in Thailand

ศุภชัย ไทยพุ่ม^{1*} และวรพงศ์ ศรีโสฬส²

¹ นิสิตปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ เขตจตุจักร กรุงเทพฯ 10900

² อาจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ เขตจตุจักร กรุงเทพฯ 10900

E-mail: ¹ winsupachaitaipum@hotmail.com, ² fengwrps@ku.ac.th

บทคัดย่อ

ในการศึกษาครั้งนี้ ได้ใช้มวลรวมที่มีแนวโน้มการเกิดปฏิกิริยาแอลคาไลซิลิกา (Alkali Silica Reaction; ASR) ซึ่งระบุเบื้องต้นโดยใช้วิธีการทดสอบการขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์ และการเรืองแสงของ Uranyl acetate ภายใต้แสง Ultraviolet (UV) โดยตัวอย่างคอนกรีตที่หล่อขึ้นจะถูกแบ่งออกเป็นสองส่วนเท่าๆ กัน ส่วนแรกนำไปแช่ในโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) เข้มข้น 1 M เพื่อเป็นตัวแทนของคอนกรีตที่เกิด ASR และอีกส่วนนำไปแช่ในน้ำกลั่น สำหรับเป็นตัวแทนของคอนกรีตที่ไม่เกิดปัญหา ASR ที่อุณหภูมิ 80 °C ทั้งคู่เพื่อนำมาทดสอบคุณสมบัติทางกลและพฤติกรรมของการขยายตัวที่อายุ 14, 28 และ 42 วัน ผลการทดสอบพบว่าคอนกรีตที่แช่ในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์มีการสูญเสียกำลังรับแรงอัด, กำลังรับแรงดึงแบบผ่าซีก และกำลังรับแรงดัด เป็น 49.79, 28.68 และ 23.48 เปอร์เซ็นต์เมื่อเทียบกับคอนกรีตที่แช่ในน้ำร้อน ตามลำดับ ที่การขยายตัวเท่ากับ 0.13 เปอร์เซ็นต์

คำสำคัญ: การขยายตัว, รอยแตก, ปฏิกิริยาแอลคาไลซิลิกา

Abstract

In this investigation, a potentially reactive aggregate (identified by accelerated mortar bar testing and screening test) was used in the preparation of concrete. After the initial 1 day curing period, the specimens were equally divided, and then submerged in a holding tank containing either a solution of a sodium hydroxide or de-ionised water at 80 °C for a period of 6 weeks. Concrete specimens exposed to the sodium hydroxide solution experienced more losses in mechanical properties than the concrete specimens prepared. The reduction in compressive strength, tensile splitting strength and flexural strength were 49.79, 28.68 and 23.48%, respectively at expansion is 0.13%.

Keywords: Expansion, cracking, Alkali Silica Reaction

1. คำนำ

การเสื่อมสภาพของคอนกรีตเนื่องจากการเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่าง (Alkali) ในซีเมนต์กับมวลรวมมีหลากหลายปฏิกิริยาดด้วยกัน ได้แก่ ปฏิกิริยาแอลคาไลซิลิกา (Alkali Silica Reaction; ASR), ปฏิกิริยาแอลคาไลซิลิเกต (Alkali Silicate Reaction) และปฏิกิริยาแอลคาไล

คาร์บอเนต (Alkali Carbonate Reaction; ACR) โดยปฏิกิริยาที่พบมากที่สุดคือ ปฏิกิริยาแอลคาไลซิลิกา (Alkali Silica Reaction; ASR)

ปฏิกิริยาแอลคาไลซิลิกา (ASR) ของคอนกรีตเกิดขึ้นได้เมื่อมีปัจจัย 3 ประการ คือ 1.) มีแอลคาไลในซีเมนต์หรือจากสิ่งแวดล้อมภายนอก 2.) ซิลิกาที่ไวต่อการเกิดปฏิกิริยาในมวลรวม 3.) ความชื้น ซึ่งเมื่อมีปัจจัยครบตามข้างต้นแล้วก็จะเกิดเป็น ASR Gel โดยสัดส่วนขององค์ประกอบเคมี [1] สามารถเขียนความสัมพันธ์ได้ตามสมการที่ 1 และ 2



อย่างไรก็ตาม ส่วนประกอบของ ASR Gel ยังมีความแปรปรวนและไม่เป็นสูตรเคมีที่แน่ชัด โดยความเข้มข้นไฮดรอกซิลไอออน (OH-) และไอออนบวกของแอลคาไลมีความสำคัญต่อการเกิดปฏิกิริยานี้ [2]

ซึ่ง ASR Gel มีคุณสมบัติดูดซึมน้ำโดยอัตราการเกิด ASR จะแตกต่างกันออกไปขึ้นอยู่กับเปอร์เซ็นต์ของความชื้นสัมพัทธ์ (%Relative Humidity, %RH) ของคอนกรีต ซึ่งที่ความชื้นต่ำกว่า 70 %RH มีการขยายตัวเล็กน้อย แต่ที่สูงกว่า 80 %RH การขยายตัวจะเพิ่มสูงขึ้น [3] เมื่อ Gel ดูดน้ำเข้าไปทำให้เกิดแรงดันขึ้นภายในเนื้อคอนกรีต ถ้าหากความดันนั้นเกินความสามารถที่คอนกรีตจะรับได้ คอนกรีตก็จะเกิดการแตกร้าว ในลักษณะที่เรียกว่า Map cracking ทำให้โครงสร้างคอนกรีตได้รับความเสียหาย

2. ความสำคัญของงานวิจัย

งานวิจัยฉบับนี้ได้อธิบายและเปรียบเทียบคุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีตที่ได้รับผลกระทบเนื่องจากการขยายตัวของปฏิกิริยา ASR จากแหล่งหินภายในประเทศ คือ หินไรโอไลต์ (Rhyolite) โดยผลการศึกษาที่ได้รับจะเป็นประโยชน์ต่อการคาดคะเนอายุการใช้งานของโครงสร้างคอนกรีตที่เกิดปัญหา ASR เป็นข้อมูลให้ผู้ที่สนใจได้ศึกษาต่อไป และเพื่อเตรียมรับมือกับปัญหาการแตกร้าวของสิ่งปลูกสร้างที่จะเกิดขึ้นในอนาคต

3. มวลรวม (Aggregates)

มวลรวมที่ใช้ทดสอบเป็นหินโรโอไลต์ ซึ่งเป็นหินที่พบได้ทั่วไปตามภาคกลาง มีคุณสมบัติดังตารางที่ 1 ดังนี้

ตารางที่ 1 คุณสมบัติของหินโรโอไลต์

ข้อมูล	คุณสมบัติ
หน่วยน้ำหนักของตัวอย่าง (kg./m ³)	1,482.43
ความถ่วงจำเพาะทั้งหมด	2.67
ความถ่วงจำเพาะทั้งหมดที่สภาพ SSD	2.68
ความถ่วงจำเพาะปรากฏ	2.71
เปอร์เซ็นต์ของช่องว่าง (%)	0.40

4. ขั้นตอนการทดสอบ

4.1 การทดสอบหาแนวโน้มการเกิด ASR

ในการศึกษานี้จะใช้มาตรฐาน ASTM C1260 ในการหาแนวโน้มการเกิดปฏิกิริยาแอลคาไลซิลิกาของมวลรวม โดยการวัดการขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์ ขนาด 2.5x2.5x28.5 ซม. โดยแต่ละแท่งจะติด Gage stud ไว้ที่ปลายทั้งสองด้านสำหรับการวัดด้วยเครื่อง Comparator ตัวอย่างทั้งหมดจะถูกนำออกจากแบบภายหลังการหล่อ 24 ชั่วโมง และเก็บไว้ในน้ำร้อน 80 °C เป็นเวลา 24 ชั่วโมง จากนั้นจะนำไปเร่งการเกิดปฏิกิริยา ASR ด้วย ด้วยการแช่ในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ 1 M อุณหภูมิ 80 °C เป็นเวลา 28 วัน การวิเคราะห์ผลตามมาตรฐาน ASTM C1260 การขยายตัวที่มากกว่า 0.2% ที่อายุ 14 วัน บ่งชี้ว่าหินมีแนวโน้มการเกิด ASR ขณะที่การขยายตัวที่น้อยกว่า 0.1% ที่อายุ 14 วัน บ่งชี้ว่ามวลรวมไม่มีแนวโน้มการเกิด ASR ถ้าการขยายตัวที่วัดได้มีค่าอยู่ระหว่าง 0.1-0.2% จำเป็นต้องที่จะต้องมีการใช้วิธีอื่นเพิ่มเติมเพื่อยืนยันความเป็นไปได้ในการเกิด ASR ของมวลรวมต่อไป

4.2 การทดสอบอิทธิพลของปริมาณแอลคาไลต่อการขยายตัวของแท่ง Mortar

การทดสอบนี้ลักษณะการเตรียมตัวอย่างและการวัดค่าการขยายตัวเหมือนกับการทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C1260 แต่ละแท่งตัวอย่างลงในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่มีความเข้มข้นแตกต่างกันไป ตั้งแต่ 1, 2, 3 และ 5 M ในการทดสอบใช้ตัวอย่างประเภทละ 3 แท่งตัวอย่างต่อความเข้มข้นของแอลคาไลที่ความเข้มข้นหนึ่ง และจะทำการวัดค่าการขยายตัวของแท่งตัวอย่างเป็นเวลาต่อเนื่อง 28 วัน

4.3 การทดสอบคุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีต

4.3.1 ส่วนผสมคอนกรีต

การทดสอบคุณสมบัติเชิงกลและพฤติกรรมการขยายตัวของคอนกรีตจะทำการเปรียบเทียบระหว่างคอนกรีตที่แช่น้ำซึ่งเป็นตัวแทนของคอนกรีตที่ไม่เกิด ASR กับคอนกรีตที่แช่ในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ 1 M ซึ่งเป็นตัวแทนของคอนกรีตที่เกิด ASR คอนกรีตทั้งสองได้กำหนดคอนกรีตมีส่วนผสมตามคำแนะนำของ Rilem AAR-3 [4] โดยมีปริมาณส่วนผสมคอนกรีตดังแสดงในตารางที่ 2 โดยคอนกรีตในแต่ละการทดสอบมีส่วนผสมของวัสดุที่เหมือนกันทั้งคอนกรีตที่ใช้ในการทดสอบคุณสมบัติทางกลและคอนกรีตที่ใช้ในการทดสอบ

พฤติกรรมการขยายตัว โดยจะทำการผสมคอนกรีตตามวิธี ASTM C192 มีค่าการยุบตัว 12 ซม.

ตารางที่ 2 ปริมาณส่วนผสมคอนกรีต (w/c = 0.50)

วัสดุในการผสมคอนกรีต	ปริมาณ
ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1	440 (กก./ลบ.ม.)
มวลรวมหยาบ	60% โดยน้ำหนัก
มวลรวมละเอียด	40% โดยน้ำหนัก
น้ำ	220 (กก./ลบ.ม.)
ปริมาณอากาศ	< 4%

มวลรวมหยาบและมวลรวมละเอียดเป็นหินชนิดเดียวกัน โดยที่วัสดุมวลรวมหยาบ คือ มวลรวมที่ผ่านการคัดขนาดตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 7/8 นิ้ว และค้ำเบอร์ 5 มีขนาด 4 – 22.4 มิลลิเมตร ส่วนมวลรวมละเอียด คือ หินที่ผ่านการคัดขนาดตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 5 มีขนาด 0-4 มิลลิเมตร

4.3.2 การเตรียมตัวอย่าง

การเตรียมตัวอย่างการทดสอบจะใช้ 3 ตัวอย่าง ต่อ 1 ข้อมูล โดยตัวอย่างที่จะทดสอบมีขนาดดังนี้

1. การทดสอบการขยายตัว ขนาด 7.5x7.5x28.5 ซม. ปริซึม
2. กำลังการรับแรงดึงแบบผ่าซีก ขนาด 10x20 ซม. ทรงกระบอกตามมาตรฐาน ASTM C496/C496M
3. การทดสอบกำลังรับแรงดัด ตามมาตรฐาน ASTM C78-02
4. การทดสอบกำลังรับแรงอัด ขนาด 7.5x7.5x7.5 ซม. จะใช้วิธีการตัดคานที่ทดสอบแรงดัดมาตัด ตามมาตรฐาน ASTM C116 แล้วนำไปทดสอบกำลังรับแรงอัดต่อไป

4.3.3 การบ่ม

เมื่อหล่อคอนกรีตเสร็จเป็นเวลา 24 ชั่วโมง จากนั้นจะถอดและนำไปแช่ในน้ำร้อน 80 °C เป็นเวลา 1 วัน แล้วนำขึ้นตัวอย่างขึ้นมาวัดว่าค่าความยาวเริ่มต้น และนำขึ้นตัวอย่างไปทดสอบคุณสมบัติด้านกำลังได้แก่ กำลังรับแรงอัด, กำลังรับแรงดึง และกำลังรับแรงดัด จากนั้นจะนำตัวอย่างที่เหลือแบ่งออกเป็น 2 ส่วน ส่วนแรกจะนำไปแช่ในน้ำร้อน 80 °C และอีกส่วนนำไปแช่ในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ เข้มข้น 1 M จากนั้นจะนำตัวอย่างขึ้นมาทดสอบที่เวลา 14, 28 และ 42 วัน หลังจากการแช่ในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ โดยจะต้องมีการปล่อยตัวอย่างให้เย็นตัวลงในอากาศที่อุณหภูมิ 25 °C เป็นเวลา 3 ชั่วโมงก่อนที่จะทดสอบ

4.4 การส่องขึ้นตัวอย่างภายใต้แสง Ultraviolet (UV)

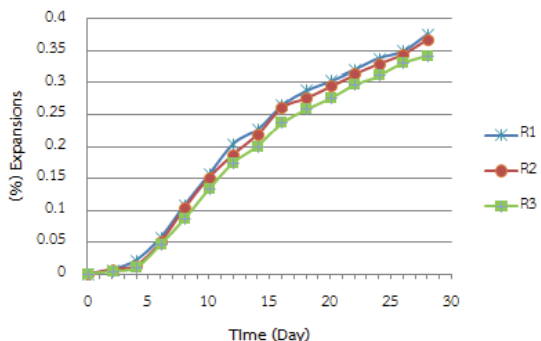
เมื่อทำการทดสอบพฤติกรรมการขยายตัวของคอนกรีต ภายใต้เงื่อนไขการบ่มในน้ำและสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์เสร็จสิ้นแล้วก็สามารถใช้ตัวอย่างคอนกรีตที่ทดสอบข้างต้น มาใช้ในการทดสอบการเกิด ASR ได้อีกวิธีหนึ่ง โดยวิธีใช้สาร Uranyl Acetate [5] ซึ่งมีขั้นตอนดังนี้

1. นำแท่งคอนกรีตจากการทดสอบข้างต้นมาตัดให้เป็นรูปร่างทรงลูกบาศก์โดยมีขนาดประมาณ 75x75x25 มม.
2. พ่นน้ำกลั่นเพื่อล้างชั้นตัวอย่างบริเวณที่ถูกตัดแล้วเช็ดให้อยู่ในสภาพอิมมิดีวแห้ง
3. พ่นสาร Uranyl Acetate ใส่ชั้นตัวอย่างในบริเวณที่ถูกตัดแล้วเช็ดให้อยู่ในสภาพอิมมิดีวแห้ง
4. พ่นน้ำกลั่นอีกรอบหนึ่งเพื่อล้างชั้นตัวอย่างบริเวณที่ถูกตัดอีกครั้งแล้วเช็ดให้อยู่ในสภาพอิมมิดีวแห้ง
5. นำชิ้นตัวอย่างใส่กล่องที่มีฉากมิดสทิงด้วยเครื่องฉายแสง Ultraviolet (UV) ที่มีความยาวคลื่นเท่ากับ 254 nm.

5. ผลการทดสอบ

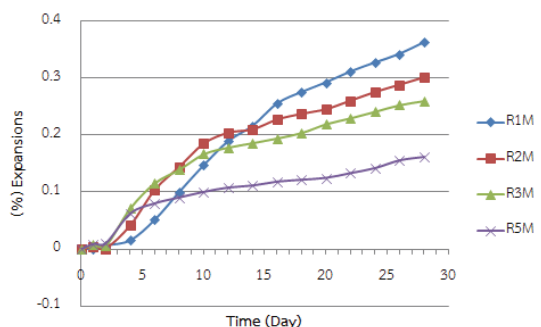
5.1 ผลการทดสอบหาแนวโน้มการเกิด ASR

ผลการทดสอบแรงการขยายตัวของแท่ง Mortar ดังแสดงในรูปที่ 1 พบว่าตัวอย่างที่ผสมขึ้นจากหินโรโอไลต์มีการขยายตัวเท่ากับ 0.22% ที่อายุ 14 วันหลังจากการแช่ในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ 1 M ซึ่งมาตรฐาน ASTM C1260 หากมีค่าเกินมากกว่า 0.20% ที่อายุ 14 วันหลังจากแช่ในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ 1 M แสดงให้เห็นว่ามีแนวโน้มการเกิด ASR และเมื่อมีการทดสอบต่อเนื่องไป จะสังเกตเห็นการขยายตัวที่ต่อเนื่องตามเวลาอย่างชัดเจน เมื่อครบ 28 วันแท่งมอร์ตาร์มีการขยายตัวสูงถึง 0.35% และมีรอยแตกกว้างเกิดขึ้นเล็กน้อยที่ผิวของตัวอย่าง



รูปที่ 1 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์ ตามมาตรฐาน ASTM C1260

5.2 ผลการทดสอบอิทธิพลของปริมาณแอลคาไลต่อการขยายตัวของแท่ง Mortar



รูปที่ 2 การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์ที่ความเข้มข้นของแอลคาไลที่ต่างกัน

จากการทดลองแช่ตัวอย่างลงในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่แตกต่างกัน ตั้งแต่ 1, 2, 3 และ 5 M ได้ผลการทดลองดังในรูปที่ 2 แสดงให้เห็นว่าหินโรโอไลต์มีการตอบสนองต่อปริมาณแอลคาไลที่เข้มข้นแตกต่างกันออกไปไม่เท่ากัน โดยความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่สูง จะให้การขยายตัวที่สูงในช่วงแรก และจะต่ำลงภายหลังจากสังเกตได้จากกราฟในรูปที่ 2 ที่อายุ 28 วัน ในทางตรงกันข้ามการแช่แท่งตัวอย่างลงในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่มีความเข้มข้นต่ำจะให้การขยายตัวที่ต่ำในช่วงแรก และจะสูงขึ้นในภายหลัง



รูปที่ 3 ลักษณะการแตกร้าวของแท่งมอร์ตาร์ที่ความเข้มข้นของแอลคาไลที่ 1, 2, 3 และ 5 M



รูปที่ 3 (ต่อ) ลักษณะการแตกร้าวของแท่งมอร์ตาร์ที่ความเข้มข้นของแอลคาไลที่ 1, 2, 3 และ 5 M

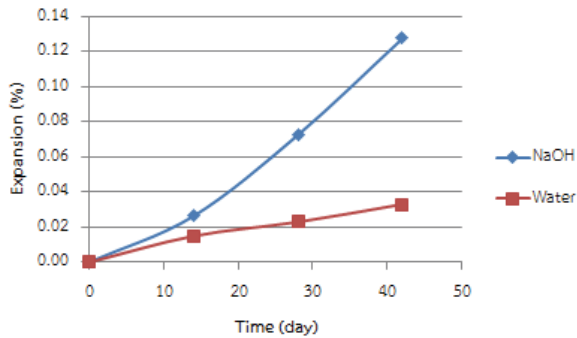
รอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นส่วนใหญ่มีลักษณะการแตกร้าวที่เหมือนกัน คือจะพบในแนวขนานกับแนวยาวของแท่งตัวอย่างและมีคราบสีขาวที่ผิวของตัวอย่าง สันนิษฐานว่าน่าจะเป็น ASR Gel โดยพบการแตกร้าวมากที่สุดเกิดขึ้นที่ผิวของตัวอย่างที่แช่ในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่มีความเข้มข้น 2 M ส่วนที่ 1 M และ 3 M มีการแตกร้าวเล็กน้อยเช่นเดียวกัน และที่ 5 M ไม่พบการแตกร้าวที่เกิดขึ้นที่อายุ 28 วัน

5.3 ผลการทดสอบคุณสมบัติเชิงกลและพฤติกรรมการขยายตัวของคอนกรีต

5.3.1 พฤติกรรมการขยายตัวของคอนกรีต

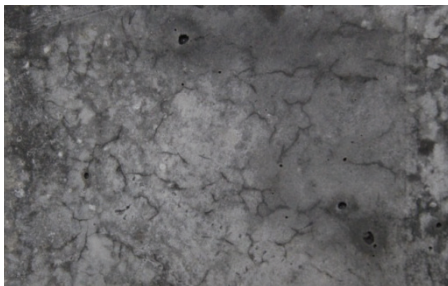
การวัดค่าการขยายตัวของคอนกรีตมีลักษณะเช่นเดียวกับ ASTM C1293-01 เป็นการวัดตามความยาวของแท่งตัวอย่างคอนกรีตที่มีการขยายตัวอย่างอิสระด้วยเครื่อง Comparator พบว่าการขยายตัวตามยาวของคอนกรีตที่แช่ในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ เข้มข้น 1 M มีค่าการขยายตัวเท่ากับ 0.13% และมีแนวโน้มที่จะขยายตัวต่อไป

อย่างต่อเนื่องส่วนคอนกรีตที่แช่น้ำมีการขยายตัวเพียง 0.03% ที่อายุ 42 วัน โดยจากกราฟแสดงให้เห็นว่าคอนกรีตที่แช่น้ำร้อนเริ่มมีการขยายตัวที่ช้าลงและมีแนวโน้มที่จะคงที่ในอนาคต ดังแสดงในรูปที่ 4



รูปที่ 4 การขยายตัวของคอนกรีตในสารละลาย NaOH และในน้ำ

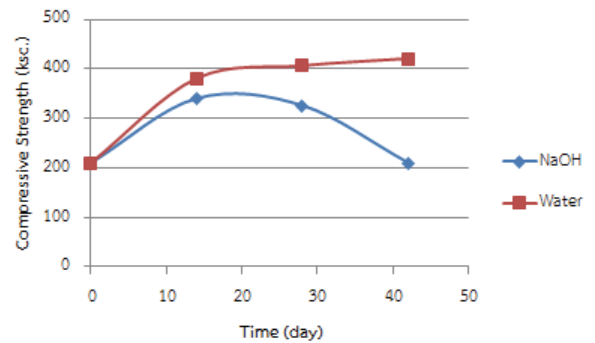
ตัวอย่างคอนกรีตที่แช่ในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์มีรอยแตกกว้างที่เกิดขึ้นเห็นได้อย่างชัดเจน ซึ่งมีลักษณะที่เรียกว่า Map Cracking กระจายอยู่รอบผิวของตัวอย่าง ดังแสดงในรูปที่ 5 ส่วนคอนกรีตที่แช่น้ำไม่พบรอยร้าวเกิดขึ้นที่ผิวของตัวอย่าง



รูปที่ 5 รอยแตกกว้างที่ผิวของตัวอย่างคอนกรีตในสารละลาย NaOH

5.3.2 ผลกระทบของ ASR ต่อกำลังอัดของคอนกรีต

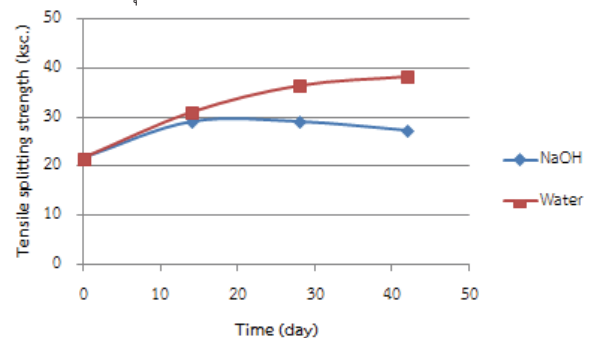
กำลังอัดของคอนกรีตเทียบกับเวลาดังแสดงในรูปที่ 6 แสดงให้เห็นการลดต่ำลงของกำลังรับแรงอัดในช่วงหลังจาก 14 วัน ในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ ส่วนคอนกรีตที่แช่น้ำร้อนมีการพัฒนากำลังอัดอย่างต่อเนื่อง จากปฏิกิริยาไฮเดรชัน เมื่อนำคอนกรีตที่แช่ในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ เทียบกับคอนกรีตที่แช่น้ำร้อนที่อายุ 42 วัน พบว่าคอนกรีตที่แช่ในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ 1 M มีการสูญเสียกำลังไป 49.79 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งในผลที่สอดคล้องกับงานวิจัยท่านอื่นๆ [6]



รูปที่ 6 การเปลี่ยนแปลงกำลังอัดของคอนกรีตในสารละลาย NaOH และในน้ำเทียบกับเวลา

5.3.3 ผลกระทบของ ASR ต่อกำลังดึงของคอนกรีต

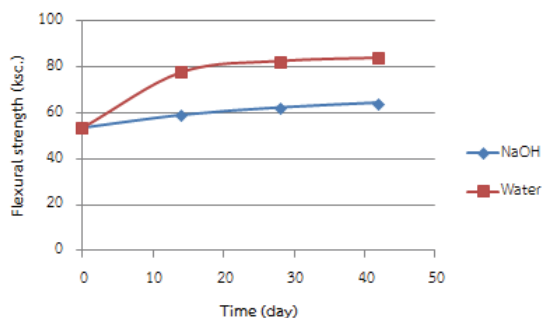
กำลังรับแรงดึงแบบผ่าซีก (Splitting Tensile Strength) ของคอนกรีตเทียบกับเวลาดังแสดงในรูปที่ 7 มีลักษณะกราฟคล้ายกับกำลังรับแรงอัด เมื่อนำคอนกรีตที่แช่ในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ เทียบกับคอนกรีตที่แช่น้ำร้อนพบว่ามีการสูญเสียกำลังรับแรงดึงไป 28.68 เปอร์เซ็นต์ ที่อายุ 42 วัน



รูปที่ 7 การเปลี่ยนแปลงกำลังดึงของคอนกรีตในสารละลาย NaOH และในน้ำเทียบกับเวลา

5.3.4 ผลกระทบของ ASR ต่อกำลังรับแรงดัดของคอนกรีต

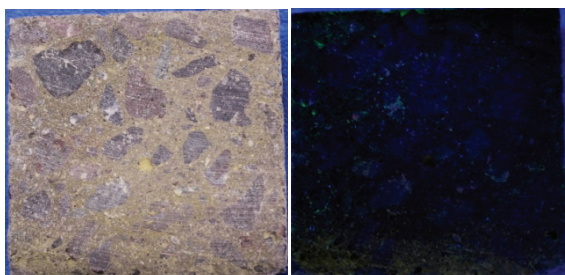
กำลังรับแรงดัดของคอนกรีตเทียบกับเวลาดังแสดงในรูปที่ 8 แสดงให้เห็นการลดต่ำลงของกำลังรับแรงดัดอย่างมากในช่วงแรก ตั้งแต่ 14 วัน ในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ ส่วนคอนกรีตที่แช่คอนกรีตที่แช่น้ำร้อนมีการพัฒนากำลังอัดอย่างต่อเนื่อง เมื่อนำคอนกรีตที่แช่ในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ เทียบกับคอนกรีตที่แช่น้ำร้อนพบว่ามีการสูญเสียกำลังไป 23.48 เปอร์เซ็นต์ ที่อายุ 42 วัน



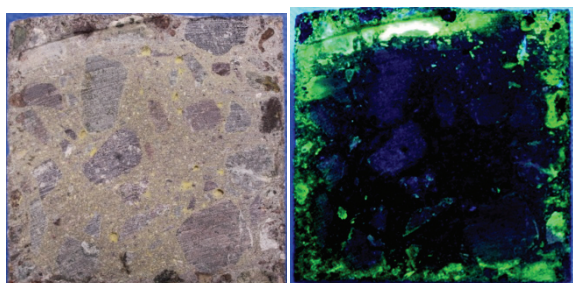
รูปที่ 8 การเปลี่ยนแปลงกำลังดัดของคอนกรีตในสารละลาย NaOH และในน้ำเทียบกับเวลา

5.4 ผลการส่องขึ้นตัวอย่างภายใต้แสง Ultraviolet (UV)

เมื่อพ่นตัวอย่างด้วยสารละลาย Uranyl Acetate บนคอนกรีตที่แช่ในน้ำร้อน และตรวจสอบภายใต้แสง UV จะมองเห็นส่วนเรืองแสงจากมวลรวม ดังแสดงในรูปที่ 9 แต่เมื่อใช้กระบวนการเดียวกันกับขึ้นตัวอย่างของคอนกรีตที่แช่ในสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ เข้มข้น 2 M พบว่าตัวอย่างมีการสะท้อนแสง UV เห็นเป็นขอบ (rim) เรืองแสงสีเขียวเหลืองชัดเจน ดังแสดงในรูปที่ 10 ซึ่งขอบเรืองแสงสีเขียวเหลืองแสดงถึง ASR Gel ที่ถูกไอออนของ Uranyl เข้าไปแทนที่อัลคาไลน์ไอออนใน Gel แต่อย่างไรก็ตามการเรืองแสงปรากฏเฉพาะบริเวณขอบของตัวอย่างเท่านั้น แสดงให้เห็นว่าการเกิด ASR ไม่ได้เกิดภายในเนื้อคอนกรีตทั้งหมด เนื่องจากสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ อาจจะยังไม่ได้ซึมผ่านเข้าไปถึงภายในเนื้อคอนกรีตที่อยู่ด้านใน



รูปที่ 9 การเปรียบเทียบตัวอย่างที่แช่ในน้ำ ภายใต้แสงปกติ และภายใต้ UV



รูปที่ 10 การเปรียบเทียบตัวอย่างที่แช่ในสารละลาย NaOH ภายใต้แสงปกติ และภายใต้ UV

6. สรุปผลการศึกษา

- 1.) รอยร้าวที่เกิดขึ้นส่วนใหญ่ในแท่งมอร์ตาร์ มีทิศทางการแตกร้าวขนานกับตามยาวของแท่งตัวอย่าง
- 2.) เมื่อมีความเข้มข้นของปริมาณแอลคาไลที่ไม่เท่ากัน มีผลทำให้การขยายตัวของแท่งมอร์ตาร์แตกต่างกันออกไปด้วย โดยที่ความเข้มข้นที่สูงจะทำให้การขยายตัวในช่วงแรกสูงแต่ต่ำลงในภายหลัง
- 3.) กำลังรับแรงดัดเป็นตัวบ่งชี้ที่ดีในช่วงแรก ที่แสดงให้เห็นการลดลงของกำลังคอนกรีตเนื่องจากการเสื่อมสภาพจาก ASR เนื่องจากที่ 14 วัน กำลังรับแรงดัดลดลงถึง 24.01 เปอร์เซ็นต์
- 4.) การสูญเสียคุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีตที่อายุ 42 วัน เกิดมากที่สุดในการรับแรงอัดคือ 49.79 เปอร์เซ็นต์
- 5.) การทดสอบส่องขึ้นตัวอย่างภายใต้แสง UV แสดงให้เห็นว่า ASR จะเกิดขึ้นที่ขอบของขึ้นตัวอย่างก่อน เนื่องจากการซึมผ่านของแอลคาไลภายนอกเข้าสู่ด้านในเนื้อคอนกรีต

7. กิตติกรรมประกาศ

รายงานการศึกษานี้ ได้รับทุนสนับสนุนจากสำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ

เอกสารอ้างอิง

- [1] R.N.Swamy, "The Alkali-Silica Reaction in Concrete", Taylor & Francis e-Library, 1992.
- [2] H.E. Vivian. "Studies in cement aggregate reaction. XVI. The effect of hydroxyl ions on the reaction of opal". *Aust. J. Appl. Sci.* 2, 108-113. 1951.
- [3] A. Neville, *Properties of Concrete*. Third Edition. Longman Scientific and Technical, New York, 1990
- [4] RILEM TC 191-ARP: 'Alkali-reactivity and prevention - Assessment, specification and diagnosis of alkali-reactivity,' AAR-3 Detection of potential alkali-reactivity - 38°C method for testing aggregate combinations using concrete prism, *Materials' and Structures / Matériaux et Constructions*, Vol. 36, August-September 2003, pp 472-479
- [5] ASTM 8 56-04 (Annex) Designation: C 856 - 04, Standard Practice for Petrographic Examination of Hardened Concrete, American Society for Testing & Materials, Philadelphia, USA.
- [6] N. Clayton, K.L. Currie and R.M. Moss. "The effect of alkali Silica Reaction on the strength of pre-stressed concrete beams". *Struct Eng*, 68(15), pp. 287-92. 1990.
- [7] S. Thongmune, T. Matsumoto, S. Kobayashi, P. Kitiyodom and K. Kurosawa. "DEM simulations of push-up load tests for sand plug in steel pipe pile". *Soils and Foundations*, 51(5), pp. 959-974, May. 2011. (In case of Journal)