บทที่ 4 ผลการทดสอบและวิเคราะห์ผล

ในบทนี้จะกล่าวถึงผลและการวิเคราะห์ผลการทดสอบ ประกอบด้วยคุณสมบัติทางกายภาพและองค์ประกอบทางเคมีของวัสดุประสาน ผลการทดสอบคุณสมบัติทางกลของคอนกรีต ได้แก่ กำลังอัดคอนกรีต โมดูลัสยืนหยุ่นคอนกรีต กำลังดึงผ่าซีก และผลการทดสอบความทนทานของคอนกรีต ได้แก่ การซึมของน้ำผ่านคอนกรีต การแทรกซึมของคลอไรด์ การกัดกร่อนของเหล็กเสริมในคอนกรีต และการหดตัวแห้งของคอนกรีต

4.1 คุณสมบัติจำเพาะของวัสดุ

ประกอบด้วยลักษณะทางกายภาพของวัสดุประสานและลักษณะทางเคมีของวัสดุประสานที่ใช้ โดยงานวิจัยนี้ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินเป็นวัสดุประสานที่ไม่ได้ผ่านการปรุงปรุงคุณภาพ (OFC) และแบบบดละเอียด (FFC) เปรียบเทียบกับปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 และปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 5

4.1.1 คุณสมบัติทางกายภาพของวัสดุประสาน

1. สีของวัสดุประสาน

ลักษณะทั่วไปและสีของวัสดุที่ใช้ในงานวิจัย ได้แก่ กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินที่ไม่ได้ผ่านการปรุงปรุงคุณภาพ โดยกากแคลเซียมคาร์ไบด์ที่ได้โดยตรงจากโรงงานจะมีความชื้นอยู่มาก มีลักษณะเป็นก้อนเล็กและใหญ่ปนกัน จับตัวกันอยู่แบบหลวมๆ คล้ายกับดินเหนียว สามารถละลายน้ำได้ เมื่อแห้งแล้วจะคงสภาพเป็นก้อนที่ไม่แน่นอน มีสีขาวหรือสีเทาอมขาว ส่วนเถ้าถ่านหินจะมีลักษณะเป็นฝุ่นผงละเอียด คล้ายกับปูนซีเมนต์ มีสีน้ำตาลเข้ม ดังรูปที่ 4.1

รูปที่ 4.1 กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหิน

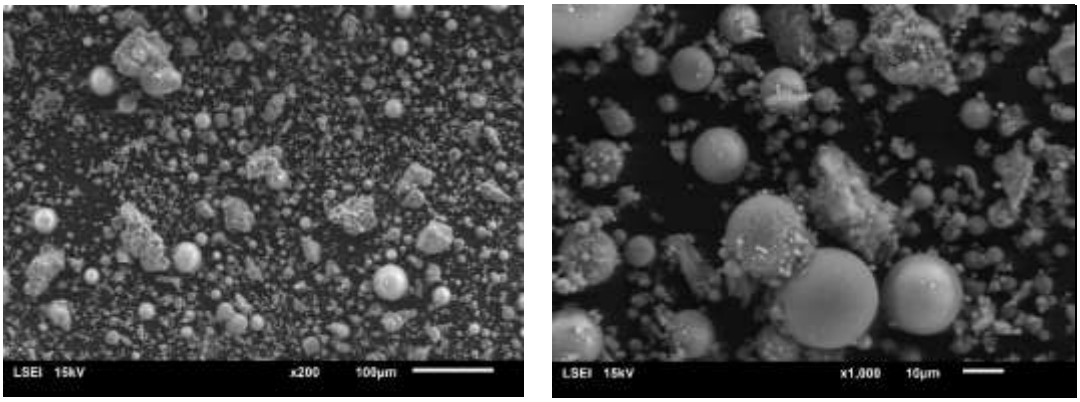
วัสดุประสานที่ใช้สำหรับงานวิจัยประกอบด้วย กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหิน นำมาผสมกันโดยอัตราส่วนกากแคลเซียมคาร์ไบด์ต่อเถ้าถ่านหิน เท่ากับ 30 : 70 พบว่ากากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินที่ไม่ได้ผ่านการปรับปรุงคุณภาพ (OFC) มีสีน้ำตาลอ่อน ซึ่งจะมีสีคล้ายกับเถ้าถ่านหิน จากนั้นนำมาบดร่วมกันจนมีความละเอียด (FFC) ทำให้วัสดุประสานลักษณะเป็นผงละเอียด มีสีที่เข้มขึ้นจนมีสีเทาเข้ม คล้ายๆ กับสีของปูนซีเมนต์ทั่วๆ ไป แต่มีความเข้มมากกว่า ดังรูปที่ 4.2

รูปที่ 4.2 กากแคลเซียมคาร์ไบด์ผสมร่วมกับเถ้าถ่านหินที่ไม่ได้ผ่านการปรับปรุงคุณภาพและแบบบดละเอียด

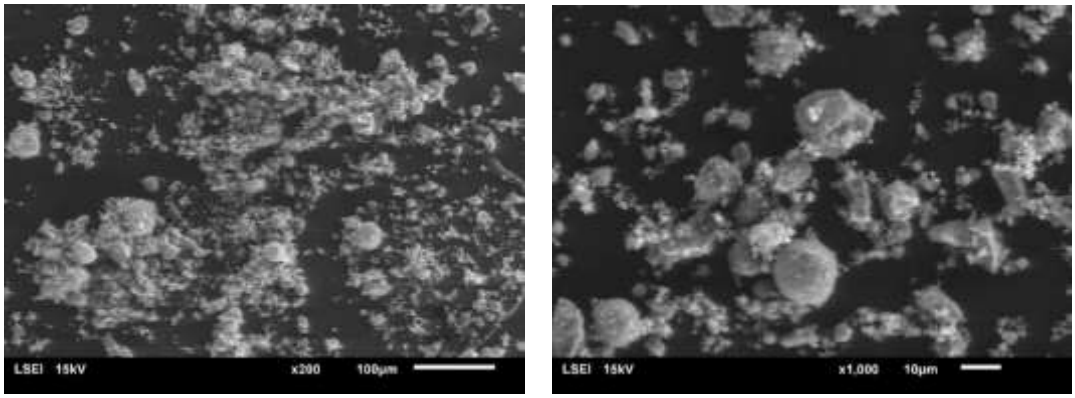
2. ลักษณะรูปร่างของวัสดุประสาน

จากภาพถ่ายขยายขนาดอนุภาคของวัสดุด้วยเครื่อง Scanning Electron Microscope (SEM) แสดงให้เห็นลักษณะอนุภาคของกากแคลเซียมคาร์ไบด์ผสมเถ้าถ่านหินที่ไม่ได้ผ่านการปรับปรุงคุณภาพ (OFC) มีอนุภาคขนาดใหญ่ มีรูปร่างไม่แน่นอน สามารถเห็นอนุภาคของเถ้าถ่านหินซึ่งมีลักษณะกลม ผิวเรียบ ขนาดต่างๆ กระจายอยู่ และอนุภาคของกากแคลเซียมคาร์ไบด์ซึ่งมีรูปร่างไม่แน่นอน เป็นเหลี่ยมมุม พื้นผิวขรุขระและขนาดไม่สม่ำเสมอ ดังรูปที่ 4.3 (ก) ส่วนลักษณะอนุภาคของกากแคลเซียมคาร์ไบด์ผสมเถ้าถ่านหินหลังจากบดแล้ว (FFC) ดังรูป 4.3 (ข) เห็นได้ชัดว่าอนุภาคมีขนาดเล็กลง และยังคงมีรูปร่างไม่แน่นอน

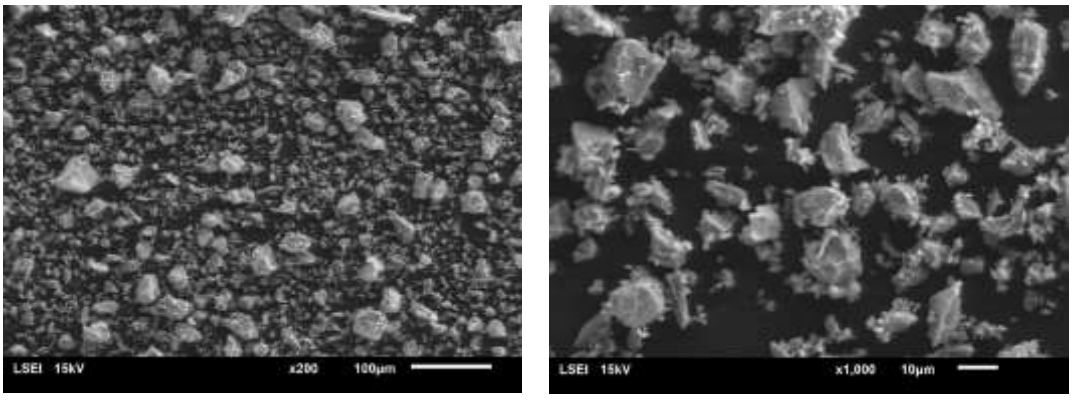
สำหรับภาพถ่ายขยายอนุภาคของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 และปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 5 แสดงในรูปที่ 4.3 (ค) และ 4.3 (ง) ตามลำดับ พบว่ามีลักษณะรูปร่างคล้ายกัน คือ เป็นเหลี่ยมมุม รูปร่างไม่แน่นอน และมีเนื้อแน่น



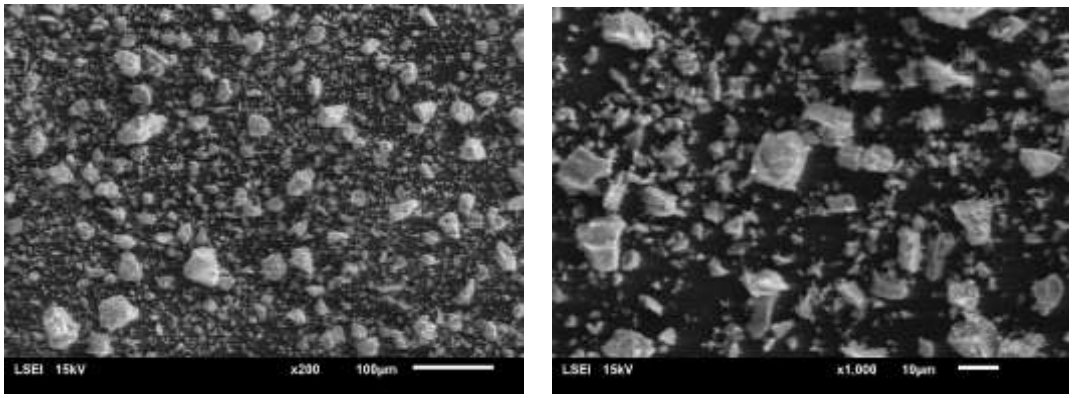
ก. กากแคลเซียมคาร์ไบด์ผสมร่วมกับเถ้าถ่านหินที่ไม่ได้ผ่านการปรับปรุงคุณภาพ (OFC)



ข. กากแคลเซียมคาร์ไบด์ผสมร่วมกับเถ้าถ่านหินแบบบดละเอียด (FFC)



ค. ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (CTI)



ง. ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 5 (CTV)

รูปที่ 4.3 ภาพถ่ายขยายอนุภาคของวัสดุที่ใช้ในงานวิจัย

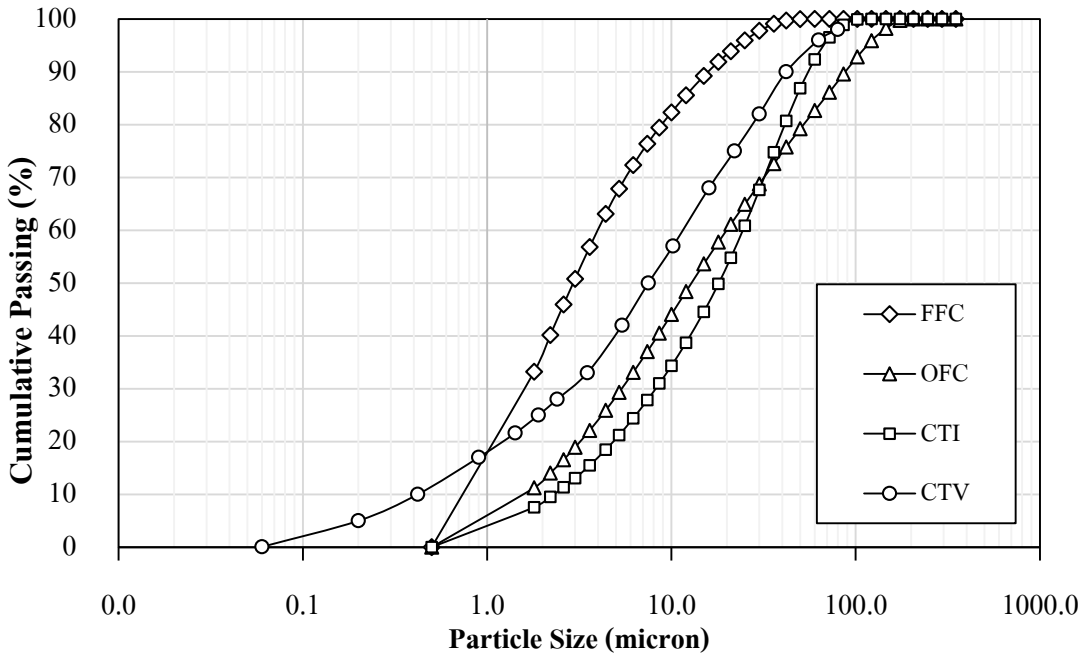
3. คุณสมบัติของวัสดุประสาน

ตาราง 4.1 แสดงค่าความถ่วงจำเพาะของวัสดุ พบว่า ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 และปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 5 มีค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 3.15 และ 3.17 ตามลำดับ ซึ่งเป็นค่าที่อยู่ในเกณฑ์ปกติทั่วไปของปูนซีเมนต์ที่มีค่าอยู่ระหว่าง 3.00 - 3.20 (Lea, 1970) สำหรับกากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินผสมกันในอัตราส่วน 30 : 70 โดยไม่ได้ผ่านการปรับปรุงคุณภาพ มีค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.43 มีขนาดอนุภาคเฉลี่ย (Mean Particle Size, d_{50}) เท่ากับ 12.92 ไมครอน ซึ่งมีค่าต่ำกว่าปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 เล็กน้อย แต่หลังจากทำการบดจนมีความละเอียด มีปริมาณอนุภาคค้างบนตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 325 เท่ากับร้อยละ 1.1 พบว่าวัสดุประสานมีค่าความถ่วงจำเพาะสูงขึ้นเป็น 2.73 มีขนาดอนุภาคเฉลี่ยลดลงเป็น 2.93 ไมครอน เนื่องจากการบดทำให้วัสดุประสานมีความละเอียดสูงขึ้นและวัสดุมีความพรุนลดลง สอดคล้องกับงานวิจัยของ Jaturapitakkul และ Cheerarot (2003); Makaratat และคณะ (2010) ที่พบว่าการบดไม่เพียงลดขนาดของอนุภาคของวัสดุแต่ยังสามารถลดความพรุนของวัสดุจึงส่งผลให้มีค่าความถ่วงจำเพาะเพิ่มขึ้นด้วย

ตารางที่ 4.1 คุณสมบัติของวัสดุประสาน

Material	Specific Gravity	Retained on a Sieve No.325 (%)	Mean Particle Size : d_{50} (micron)
OFC	2.43	22.9	12.92
FFC	2.73	1.1	2.93
Cement Type I (CTI)	3.15	20.0	18.08
Cement Type V (CTV)	3.17	9.0	7.5

จากการทดสอบการกระจายตัวของอนุภาควัสดุประสาน ซึ่งทำการทดสอบด้วยเครื่อง Particle Analyzer Microtrance II แสดงให้เห็นการกระจายตัวของอนุภาควัสดุประสาน ได้แก่ ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1, ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 5, กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินที่ไม่ได้ผ่านการปรับปรุงคุณภาพ และกากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินแบบบดละเอียด เห็นได้ว่าการกระจายตัวของอนุภาคของกากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินที่ไม่ได้ผ่านการปรับปรุงคุณภาพมีการกระจายตัวที่ใกล้เคียงกับปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ประเภทที่ 1 (CTI) และการกระจายตัวของกากแคลเซียมคาร์ไบด์บดร่วมกับเถ้าถ่านหิน กว่าร้อยละ 80 มีขนาดของอนุภาคเล็กกว่า 10 ไมครอนซึ่งมีอนุภาคที่มีขนาดเล็กกว่าปูนซีเมนต์ ดังแสดงในรูปที่ 4.4



รูปที่ 4.4 การกระจายตัวของอนุภาควัสดุประสานที่ใช้ในงานวิจัย

4.1.2 องค์ประกอบทางเคมีของวัสดุ

ผลการวิเคราะห์องค์ประกอบทางเคมีของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1, ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 5, เถ้าถ่านหิน,กากแคลเซียมคาร์ไบด์ และกากแคลเซียมคาร์ไบด์ผสมเถ้าถ่านหินในอัตราส่วน 30 : 70 ซึ่งทำการวิเคราะห์ด้วยเครื่อง X-Ray Fluorescence Spectroscopy ผลการทดสอบแสดงในตารางที่ 4.2 พบว่า ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (CTI) และปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 5 (CTV) มี CaO เป็นองค์ประกอบหลักคือมีปริมาณ CaO คิดเป็นร้อยละ 65.4 และ 66.7 ตามลำดับ และมีปริมาณ SO_3 และ MgO เป็นไปตามมาตรฐาน ASTM C150 (2012) สำหรับคุณสมบัติทางเคมีของกากแคลเซียมคาร์ไบด์ (CCR) พบว่ามี CaO เป็นองค์ประกอบหลักเช่นเดียวกับปูนซีเมนต์ ซึ่งมีค่าเท่ากับ ร้อยละ 56.5 ส่วนเถ้าถ่านหิน (FA) มีองค์ประกอบหลักทางเคมีเป็นออกไซด์ของธาตุซิลิกา (SiO_2), อลูมินา (Al_2O_3) และเหล็ก (Fe_2O_3) มีปริมาณของออกไซด์รวมกันเท่ากับร้อยละ 76.1 จัดเป็นเถ้าถ่านหิน Class F ตามมาตรฐาน ASTM C 618 (2012) และองค์ประกอบทางเคมีของกากแคลเซียมคาร์ไบด์ผสมเถ้าถ่านหินในอัตราส่วน 30 : 70 (FFC) พบว่ามี CaO เป็นองค์ประกอบหลักในปริมาณร้อยละ 32.6 และมีผลรวมของ SiO_2 Al_2O_3 และ Fe_2O_3 เท่ากับร้อยละ 50.2 และมีค่าการสูญเสียน้ำหนักเนื่องจากการเผา (LOI) เท่ากับร้อยละ 10.1 โดยค่า LOI ที่มีค่าสูง เกิดจาก CCR ที่อยู่ในรูปของแคลเซียมไฮดรอกไซด์ ($Ca(OH)_2$) สลายตัวเป็น CaO และ H_2O ซึ่งกลายเป็นไอน้ำระเหยออกไปจากการเผา (Jaturapitakkul และ Roongreung, 2003) ค่า LOI ของ FFC จึงมีค่าสูง

ตารางที่ 4.2 องค์ประกอบทางเคมีของวัสดุ

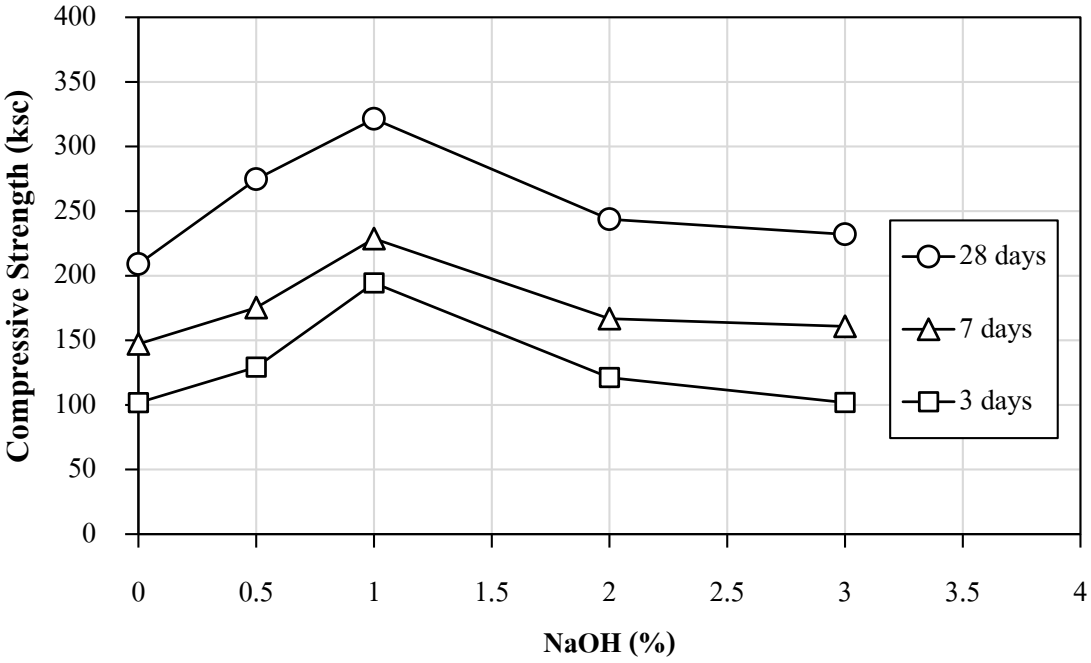
Oxide	Samples				
	FA	CCR	FFC	Cement Type I	Cement Type V
Silicon Dioxide (SiO_2)	41.9	4.3	29.0	20.9	21.5
Aluminum Oxide (Al_2O_3)	21.5	0.4	13.6	4.8	3.56
Iron Oxide (Fe_2O_3)	12.7	0.9	7.6	3.4	4.5
Calcium Oxide (CaO)	13.9	56.5	32.6	65.4	66.7
Sulfur Trioxide (SO_3)	0.6	0.1	-	2.7	2.1
Magnesium Oxide (MgO)	2.6	1.7	1.9	1.3	1.2
Sodium Oxide (Na_2O)	2.7	-	-	0.3	0.1
Potassium Oxide (K_2O)	2.5	-		0.4	0.2
Loss on Ignition (LOI)	5.2	36.1	10.1	2.9	1.7

4.2 กำลังอัดของมอร์ต้าร์

จากตารางที่ 4.3 และรูปที่ 4.5 แสดงให้เห็นความสัมพันธ์ของปริมาณสารโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) ที่ใช้ในการกระตุ้นการพัฒนากำลังของวัสดุประสานที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินที่ไม่ได้ผ่านการปรับปรุงคุณภาพ เพื่อหาปริมาณที่เหมาะสมที่สุดสำหรับการใช้กระตุ้นกำลัง โดยทำการทดสอบกำลังอัดของมอร์ต้าร์มาตรฐาน ที่อายุ 3, 7 และ 28 วัน จากการทดสอบพบว่าการใช้สารโซเดียมไฮดรอกไซด์ สามารถกระตุ้นการพัฒนากำลังอัดมอร์ต้าร์ได้เมื่อเปรียบเทียบกับมอร์ต้าร์ที่ไม่ได้เติมสารโซเดียมไฮดรอกไซด์ โดยการใช้สารโซเดียมไฮดรอกไซด์ในปริมาณร้อยละ 1 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน ทำให้ได้กำลังอัดของมอร์ต้าร์สูงสุด มีค่าเท่ากับ 194, 229 และ 321 กก/ซม^2 ที่อายุ 3, 7 และ 28 วัน ตามลำดับ หรือคิดเป็นร้อยละ 191, 155 และ 154 ของมอร์ต้าร์ที่ไม่ได้ทำการผสมสารโซเดียมไฮดรอกไซด์ ทั้งในช่วงอายุต้นและอายุปลาย ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงใช้ปริมาณสารโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) ร้อยละ 1 โดยน้ำหนักของวัสดุประสานสำหรับใช้ผสมคอนกรีต OFC–C

ตารางที่ 4.3 กำลังอัดของมอร์ต้าร์

Symbol	Compressive Strength (ksc) – **(FACR–C_X/FACR–C_0) × 100 %**		
	3 Days	7 Days	28 Days
FACR–C0	102 – **100**	147 – **100**	209 – **100**
FACR–C0.5	129 – **127**	175 – **119**	275 – **131**
FACR–C1	194 – **191**	229 – **155**	321 – **154**
FACR–C2	121 – **119**	167 – **113**	244 – **117**
FACR–C3	102 – **100**	161 – **109**	232 – **111**



รูปที่ 4.5 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดและปริมาณโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH)

4.3 กำลังอัดของคอนกรีต

ตารางที่ 4.4 แสดงให้เห็นผลการทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินเป็นวัสดุประสาน โดยมีอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน (W/B) เท่ากับ 0.25 และควบคุมการยุบตัวของคอนกรีตสดให้อยู่ในช่วง 17.5±2.5 เซนติเมตร เปรียบเทียบกับคอนกรีตควบคุมที่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (CTI) และปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 5 (CTV) โดยคอนกรีต CTI มีกำลังอัดคอนกรีตเท่ากับ 285, 397, 444, 523, 595 และ 670 กก/ซม^2 ที่อายุ 1, 3, 7, 28, 90 และ 180 วัน ส่วนคอนกรีต CTV มีกำลังอัดคอนกรีตเท่ากับ 250, 362, 404, 481, 564 และ 645 กก/ซม^2 ที่อายุ 1, 3, 7, 28, 90 และ 180 วัน ตามลำดับ เมื่อพิจารณาคอนกรีตควบคุมทั้ง CTI และ CTV พบว่า ในช่วงอายุต้นของคอนกรีตมีการพัฒนากำลังอัดอย่างรวดเร็วจนถึงอายุ 90 วัน แต่หลังจากอายุ 90 วัน มีการพัฒนากำลังอัดเพิ่มขึ้นเล็กน้อย โดยพบว่ากำลังอัดช่วงต้นของคอนกรีตควบคุม CTV มีกำลังอัดประลัยที่ต่ำกว่าคอนกรีตควบคุม CTI แม้ว่าปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 5 มีความละเอียดมากกว่า ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 และมีอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานเท่ากันก็ตาม เนื่องจากปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 5 มีปริมาณ C_3S น้อยกว่า ซึ่ง C_3S เป็นสารประกอบหลักที่ให้กำลังอัดแก่คอนกรีตในช่วงอายุต้น ทั้งนี้ในช่วงอายุปลาย คอนกรีต CTV มีการพัฒนากำลังอัดที่มีค่าใกล้เคียงกับคอนกรีต CTI

ในส่วนของคอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินที่ไม่ได้ผ่านการปรับปรุงคุณภาพเป็นวัสดุประสาน (OFC) ที่อายุคอนกรีต 1, 3, 7, 28, 90 และ 180 วัน มีค่าเท่ากับ 26, 43, 78, 201, 264 และ 350 กก/ซม^2 หรือคิดเป็นร้อยละ 9, 11, 18, 38, 52 และ 52 ตามลำดับ เมื่อเปรียบเทียบกับคอนกรีตควบคุมที่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์เป็นวัสดุประสาน พบว่าคอนกรีตมีกำลังค่อนข้างต่ำเมื่อเปรียบเทียบกับคอนกรีตควบคุมโดยเฉพาะการพัฒนากำลังอัดที่อายุต้นของคอนกรีตมีการพัฒนาที่ค่อนข้างช้า สอดคล้องกับงานวิจัยของ กิตติพงษ์ อำนาจเหนือ (2552) ที่พบว่ากำลังอัดของคอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์ผสมเถ้าถ่านหินแบบไม่บด มีการพัฒนากำลังของค่อนข้างช้า มีกำลังค่อนข้างต่ำโดยเฉพาะกำลังในช่วงอายุต้นของคอนกรีต และยังพบอีกว่าการพัฒนากำลังของคอนกรีตจะมีการพัฒนากำลังอัดที่ดีในช่วง 28 วัน หลังจากนั้นคอนกรีตจะพัฒนากำลังอัดไปอย่างช้าๆ จนถึงอายุ 180 วัน คล้ายกับคอนกรีตทั่วไปที่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์เป็นวัสดุประสาน

เมื่อนำกากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินที่ไม่ได้ผ่านการปรับปรุงคุณภาพมากระตุ้นกำลังโดยการใช้สารโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) ในปริมาณร้อยละ 1 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน และการบ่มคอนกรีตด้วยความร้อนโดยใช้อุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส พบว่าสามารถพัฒนากำลังอัดของคอนกรีตให้เพิ่มขึ้นได้ โดยคอนกรีต OFC–C มีกำลังอัดคอนกรีตเท่ากับ 56, 136, 214, 347, 387 และ 452 กก/ซม^2 หรือคิดเป็นร้อยละ 20, 34, 48, 66, 65 และ 67 ของคอนกรีตควบคุม ที่อายุคอนกรีต 1, 3, 7, 28, 90 และ180 วัน ตามลำดับ ซึ่งการใช้โซเดียมไฮดรอกไซด์สามารถกระตุ้นการพัฒนากำลังของคอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินเป็นวัสดุประสานได้ เนื่องจากสารโซเดียมไฮดรอกไซด์เป็นสารละลายที่มีความเป็นเบสสูง จะเกิดการชะละลายของซิลิกาและอลูมินาออกจากผิวของเถ้าถ่านหินออกมาเป็นสารตั้งต้นและทำปฏิกิริยากับแคลเซียมไฮดรอกไซด์ ($Ca(OH_2)$) ของกากแคลเซียมคาร์ไบด์ เกิดเป็นเจลของจีโอโพลิเมอร์ (Geopolymeric gel) และเจลของแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (C–S–H gel) ซึ่งทำหน้าที่ในการรับกำลัง (Yusuf และคณะ, 2014) สอดคล้องกับงานวิจัยของ Kejin Wang และคณะ (2004) ที่ใช้ฝุ่นจากเตาเผาปูนซีเมนต์ (Cement Kiln Dust, CKD) ซึ่งมี CaO เป็นองค์ประกอบหลักผสมกับเถ้าถ่านหินในอัตราส่วน 50 : 50 โดยน้ำหนัก และเติมสารโซเดียมไฮดรอกไซด์ร้อยละ 0, 2 และ 5 โดยน้ำหนักวัสดุประสาน พบว่าการใช้สารโซเดียมไฮดรอกไซด์สามารถพัฒนากำลังอัดเพิ่มขึ้นได้ ส่วนคอนกรีต OFC–H มีกำลังอัดคอนกรีตเท่ากับ 28, 279, 284, 379, 415 และ 494 กก/ซม^2 หรือคิดเป็นร้อยละ 10, 70, 64, 72, 76 และ 74 ที่อายุคอนกรีต 1, 3, 7, 28, 90 และ 180 วัน ตามลำดับ การกระตุ้นกำลังด้วยการบ่มด้วยความร้อน นอกจากความร้อนจะช่วยให้ปฏิกิริยาปอซโซลานเกิดขึ้นได้ดีแล้ว ยังช่วยให้คอนกรีตมีการพัฒนาโครงสร้างทางจุลภาคของเนื้อคอนกรีตส่งผลให้เนื้อคอนกรีตเกิดการจับตัวและยึดกันเป็นโครงสร้างอย่างรวดเร็ว ซึ่งมีผลต่อการพัฒนากำลังในช่วงอายุเริ่มต้น แต่ค่ากำลังอัดที่อายุมากขึ้นไม่สูงเท่าที่ควร เพราะการพัฒนาของปฏิกิริยาอย่างรวดเร็วในช่วงอายุต้น ทำให้โครงสร้างของปฏิกิริยากระจายตัว

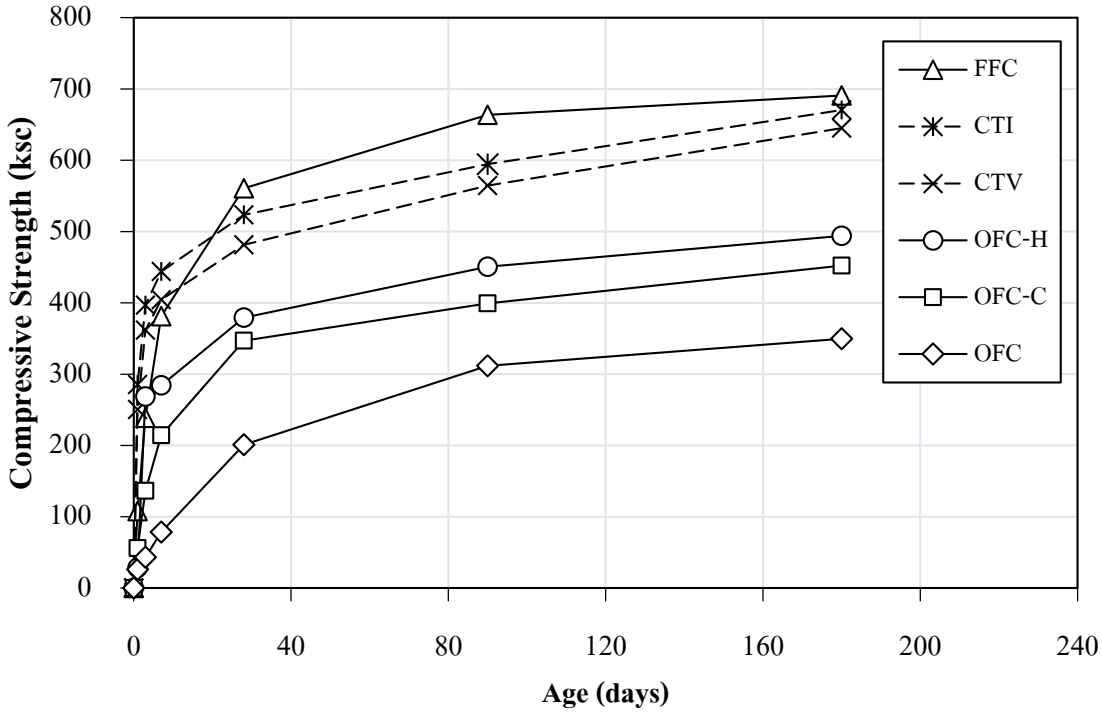
ไม่สม่ำเสมอ เมื่อคอนกรีตมีอายุมากขึ้นโครงสร้างที่เกิดขึ้นในช่วงแรกเป็นอุปสรรคในการกระจายตัวของผลิตผลที่เกิดขึ้นในภายหลัง (Benammar และคณะ, 2013)

อย่างไรก็ตามพบว่าการกระตุ้นกำลังด้วยการใช้สารโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) ในปริมาณร้อยละ 1 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน และการบ่มคอนกรีตด้วยความร้อนโดยใช้อุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส สามารถช่วยในการพัฒนากำลังอัดคอนกรีตได้ แม้ว่ากำลังอัดของคอนกรีตยังมีค่าน้อยกว่าคอนกรีตควบคุม แต่เป็นที่สังเกตได้ว่าการกระตุ้นกำลังด้วยวิธีดังกล่าวทั้งสองวิธีสามารถพัฒนากำลังอัดในช่วงอายุต้นของคอนกรีตได้ดีขึ้นเมื่อเปรียบเทียบกับ คอนกรีต OFC และมีกำลังอัดในช่วงอายุปลายที่ดีขึ้น

สำหรับการกระตุ้นกำลังด้วยการเพิ่มความละเอียดของกากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินเป็นวิธีการกระตุ้นการพัฒนากำลังที่มีประสิทธิภาพมากที่สุด สามารถพัฒนากำลังของคอนกรีตได้ดีทั้งในช่วงอายุเริ่มต้นและในช่วงอายุปลายของคอนกรีต โดยกำลังอัดของคอนกรีต FFC มีค่าเท่ากับ 108, 239, 381, 561, 644 และ 691 กก/ซม^2 ที่อายุ 1, 3, 7, 28, 90 และ180 วัน ตามลำดับ ซึ่งพบว่าการพัฒนากำลังของคอนกรีตมีทิศทางเดียวกับคอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์ทั่วไปและส่วนผสมอื่นๆ กล่าวคือการพัฒนากำลังของคอนกรีตในช่วงอายุเริ่มต้นมีการพัฒนากำลังได้เร็วกว่าอายุในช่วงปลาย และยังพบอีกว่ากำลังอัดของคอนกรีต FFC สามารถพัฒนากำลังให้มีค่ามากกว่าคอนกรีตควบคุมตั้งแต่อายุ 28 วัน โดยมีค่าสูงถึง 561 กก/ซม^2 ดังที่แสดงในรูปที่ 4.6 ซึ่งถือว่าเป็นคอนกรีตกำลังสูงตามมาตรฐาน ACI363 (2011) ที่กำหนดให้คอนกรีตมีกำลังอัดมากกว่า 550 กก/ซม^2

ตารางที่ 4.4 กำลังอัดและร้อยละกำลังอัดของคอนกรีต

Symbol	Compressive Strength (ksc) - **Normalized Compressive Strength (%)**					
	1 Day	3 Days	7 Days	28 Days	90 Days	180 Days
CTI	285 – **100**	397 – **100**	444 – **100**	523 – **100**	595 – **100**	670 – **100**
CTV	250 – **88**	362 – **91**	404 – **91**	481 – **92**	564 – **95**	645 – **96**
OFC	26 – **9**	43 – **11**	78 – **18**	201 – **38**	312 – **52**	350 – **52**
OFC–C	56 – **20**	136 – **34**	214 – **48**	347 – **66**	387 – **65**	452 – **67**
OFC–H	28 – **10**	279 – **70**	284 – **64**	379 – **72**	451 – **76**	494 – **74**
FFC	108 – **38**	239 – **60**	381 – **86**	561 – **107**	664 – **112**	691 – **103**



รูปที่ 4.6 ความสัมพันธ์ระหว่างอายุและกำลังอัดของคอนกรีต

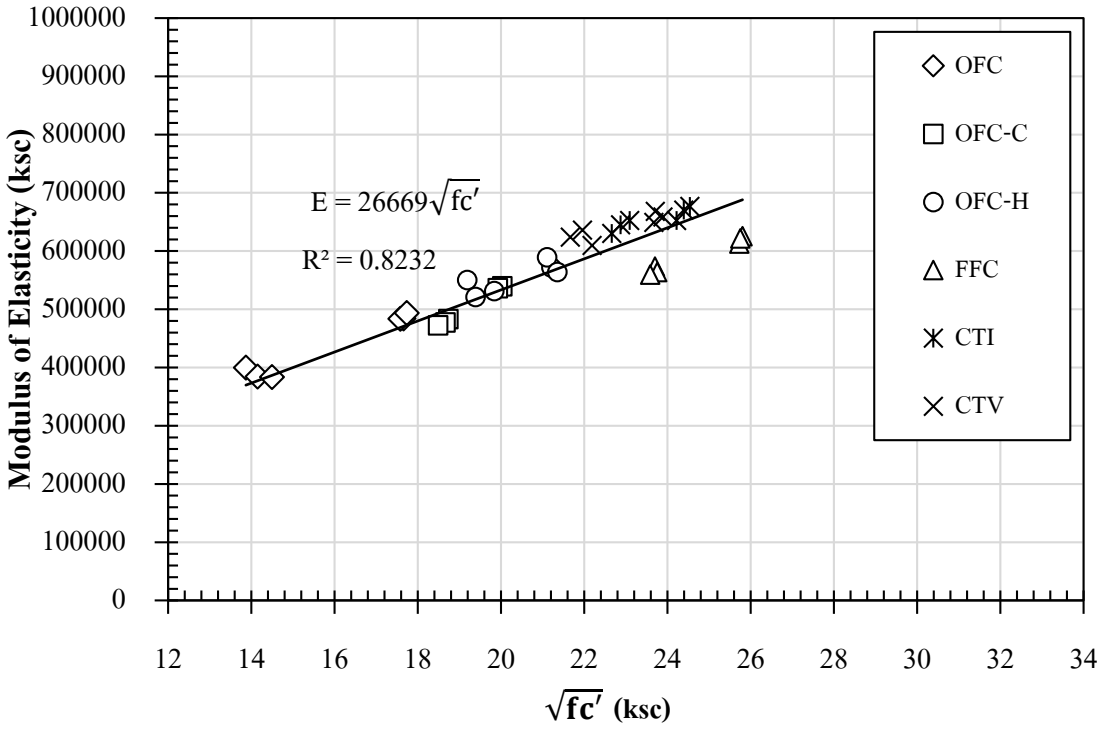
4.4 โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต

ผลการทดสอบค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตแสดงในตารางที่ 4.5 พบว่าค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตควบคุมที่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์เป็นวัสดุประสาน มีค่าเฉลี่ยอยู่ในช่วง 622,995 ถึง 642,452 กก/ซม^2 ที่อายุ 28 วัน และมีค่าเฉลี่ยอยู่ในช่วงระหว่าง 658,446 ถึง 673,247 กก/ซม^2 ที่อายุ 90 วัน ส่วนกลุ่มของคอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินเป็นวัสดุประสาน มีค่าเฉลี่ยอยู่ในช่วงระหว่าง 389,227 ถึง 565,426 กก/ซม^2 ที่อายุ 28 วัน และมีค่าระหว่าง 487,035 ถึง 619,866 กก/ซม^2 ที่อายุ 90 วัน จากผลการทดสอบ พบว่า คอนกรีต FFC มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นสูงที่สุดในกลุ่มของคอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินเป็นวัสดุประสาน เนื่องจากความละเอียดของวัสดุประสานทำให้เกิดปฏิกิริยาปอซโซลานที่ดีขึ้น คอนกรีตจึงมีกำลังอัดสูง และอนุภาคขนาดเล็กของเถ้าถ่านหิน จะทำหน้าที่เป็นมวลรวมละเอียดทำให้ปริมาตรของโพรงระหว่างซีเมนต์มอร์ต้าร์และมวลรวมหยาบลดลงส่งผลให้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเพิ่มขึ้น (Bilodeau และคณะ, 2000) นอกจากนั้นเห็นได้ว่าคอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินเป็นวัสดุประสานมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นมีแนวโน้มไปในทิศทางเดียวกับคอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์เป็นวัสดุประสาน คือ มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเพิ่มขึ้นตามกำลังอัดคอนกรีตและอายุของคอนกรีต สอดคล้องกับงานวิจัยคอนกรีตทั่วไปของ Cetin และ Carrasquillo (1998); Sata และคณะ (2007) ที่พบว่าค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตมีค่าสูงขึ้นตามกำลังอัดของคอนกรีตที่เพิ่มขึ้น

ตารางที่ 4.5 ความสัมพันธ์ของโมดูลัสยืดหยุ่นและกำลังอัดคอนกรีต

Symbol	Modulus of Elastic		Compressive strength	
	E ($\times 10^5$ ksc)		$\sqrt{Fc'}$ (ksc)	
	28 Days	90 Days	28 Days	90 Days
CTI	6.42	6.73	23	24
CTV	6.23	6.58	22	24
OFC	3.89	4.87	14	18
OFC–C	4.77	5.38	19	20
OFC–H	5.34	5.75	19	21
FFC	5.65	6.20	24	26

เมื่อนำค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและรากที่สองของกำลังอัดคอนกรีตที่ได้จากการทดสอบ นำมาเขียนกราฟความสัมพันธ์ ดังรูปที่ 4.7 พบว่า คอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินเป็นวัสดุประสานสามารถทำนายค่าโมดูลัสยืดหยุ่นโดยใช้สมการ $E_{FACR} = 26{,}669\sqrt{fc'}$ ซึ่งมีค่าสูงกว่าค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตที่แนะนำตามมาตรฐาน ACI 318 (2008) สอดคล้องกับงานวิจัยของ Hani และคณะ (2005) ที่ทดสอบคอนกรีตที่ใช้เถ้าถ่านหินแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ในอัตราร้อยละ 10, 20 และ 30 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน และงานวิจัยของ กิตติพงษ์ อำนาจเหนือ (2552) ที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินแบบไม่บดและบดละเอียดเป็นวัสดุประสานโดยไม่มีส่วนผสมของปูนซีเมนต์ พบว่าค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตมีค่าสูงกว่าค่าโมดูลัสยืดหยุ่นจากการคำนวณตามสมการตามมาตรฐาน ACI ดังนั้น คอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินเป็นวัสดุประสาน สามารถใช้สมการของ ACI ในการทำนายค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตได้เช่นเดียวกับคอนกรีตทั่วไปที่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์



รูปที่ 4.7 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและรากที่สองของกำลังอัดคอนกรีต

4.5 กำลังดึงผ่าซีกของคอนกรีต

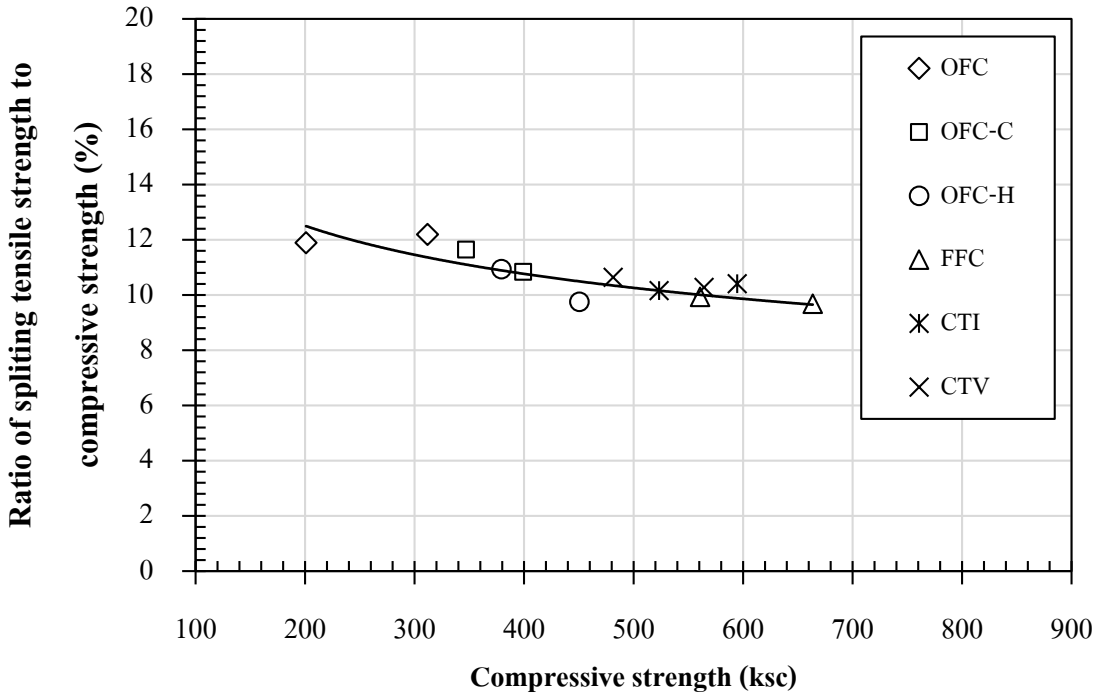
ผลการทดสอบกำลังดึงผ่าซีกของคอนกรีตและอัตราส่วนกำลังดึงผ่าซีกต่อกำลังอัดของคอนกรีต แสดงไว้ในตารางที่ 4.6 พบว่า คอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินเป็นวัสดุประสาน มีพฤติกรรมคล้ายกับคอนกรีตทั่วไปที่ใช้ปูนซีเมนต์เป็นวัสดุประสาน กล่าวคือ กำลังดึงผ่าซีกของคอนกรีตมีความสัมพันธ์กับค่ากำลังอัดคอนกรีตที่เพิ่มขึ้น โดย ที่อายุ 28 วัน คอนกรีต OFC , OFC–C, OFC–H, FFC, CTI และ CTV มีกำลังดึงผ่าซีกเท่ากับ 24, 40, 41, 56, 53 และ 51 กก/ซม^2 ตามลำดับ โดยมีค่ากำลังอัดคอนกรีต เท่ากับ 201, 347, 379, 561, 523 และ 481 กก/ซม^2 ตามลำดับ สอดคล้องกับงานวิจัยของ Swamy (1990); Abdelgader และ Elgalder (2008) ที่พบว่ากำลังดึงผ่าซีกของคอนกรีตมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อคอนกรีตมีกำลังอัดมากขึ้น

ตารางที่ 4.6 ผลการทดสอบกำลังดึงผ่าซีกและร้อยละกำลังดึงผ่าซีกต่อกำลังอัดของคอนกรีต

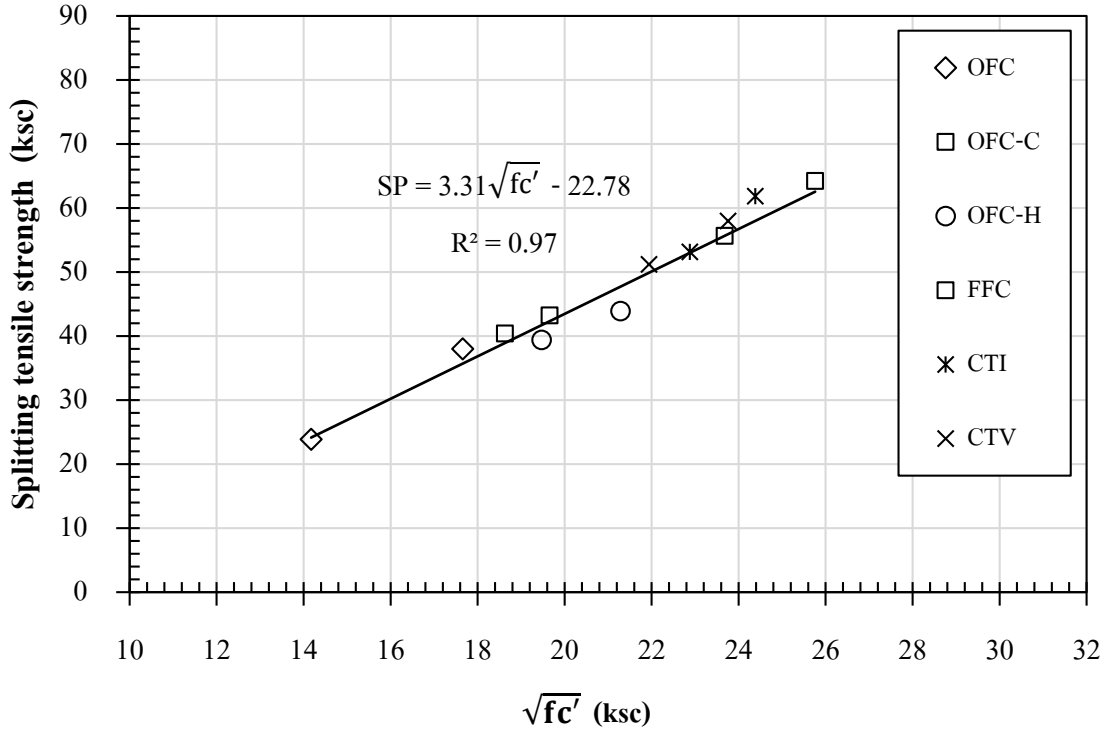
Symbol	Splitting tensile strength (ksc) – **Normalized splitting tensile strength (%)**		Compressive Strength (ksc)		Ratio of spliting tensile strength to compressive strength (%)	
	28 Days	90 Days	28 Days	90 Days	28 Days	90 Days
CTI	53 – **100**	62 – **100**	523	595	10.2	10.4
CTV	51 – **96**	58 – **94**	481	564	10.6	10.3
OFC	24 – **45**	38 – **61**	201	312	11.9	12.2
OFC–C	40 – **76**	43 – **70**	347	399	11.6	10.8
OFC–H	41 – **78**	44 – **71**	379	451	10.9	9.8
FFC	56 – **105**	64 – **104**	561	664	9.9	9.7

เมื่อพิจารณากำลังดึงผ่าซีกและอัตราส่วนของกำลังดึงผ่าซีกต่อกำลังอัดของคอนกรีต พบว่า คอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินเป็นวัสดุประสาน มีค่าอยู่ในช่วงระหว่างร้อยละ 9 - 12 เช่น ที่อายุ 28 วัน คอนกรีต OFC , OFC–C, OFC–H และ FFC มีค่าอัตราส่วนของกำลังดึงผ่าซีกต่อกำลังอัดของคอนกรีต เท่ากับร้อยละ 11.9, 11.6, 10.9 และ 9.9 ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับคอนกรีตทั่วไปที่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ที่มีค่ากำลังดึงผ่าซีกประมาณร้อยละ 10 ของกำลังอัด (Yazici, 2008) โดยคอนกรีต CTI และ CTV มีค่าอัตราส่วนของกำลังดึงผ่าซีกต่อกำลังอัดของคอนกรีต เท่ากับร้อยละ 10.2 และ 10.6 ดังแสดงในรูปที่ 4.8 อย่างไรก็ตามจากรูปเห็นได้ว่าอัตราส่วนร้อยละกำลังดึงผ่าซีกต่อกำลังอัดของคอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินเป็นวัสดุประสานมีแนวโน้มลดลงเมื่อคอนกรีตมีค่ากำลังอัดสูงขึ้น สอดคล้องกับงานวิจัยของ Siddique และคณะ (2003) พบว่าการใช้เถ้าถ่านหินแทนที่ใช้ปูนซีเมนต์ในคอนกรีต ส่งผลให้คอนกรีตมีค่าอัตราส่วนร้อยละกำลังดึงผ่าซีกต่อกำลังอัดมีค่าลดลงเมื่อคอนกรีตมีกำลังอัดสูงขึ้น

เมื่อเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังดึงผ่าซีกและรากที่สองของกำลังอัดคอนกรีต ดังแสดงในรูปที่ 4.9 พบว่าค่ากำลังดึงผ่าซีกของคอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินเป็นวัสดุประสานมีความสัมพันธ์กับรากที่สองของกำลังอัดคอนกรีต และสามารถทำนายค่าได้โดยใช้สมการ $SP_{FACR} = 3.31\sqrt{fc'} - 22.78$



รูปที่ 4.8 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนร้อยละกำลังดึงผ่าซีกต่อกำลังอัดของคอนกรีต และกำลังอัดของคอนกรีต



รูปที่ 4.9 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังดึงผ่าซีกและกำลังอัดของคอนกรีต

4.6 อัตราการซึมของน้ำผ่านคอนกรีต

ผลการทดสอบอัตราการซึมของน้ำผ่านคอนกรีตของคอนกรีตที่ใช้การใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินเป็นวัสดุประสาน เปรียบเทียบกับคอนกรีตควบคุม ซึ่งอยู่รูปของค่าสัมประสิทธิ์การซึมของน้ำผ่านคอนกรีต (K, m/s) ดังแสดงในตารางที่ 4.7 พบว่าที่อายุ 28 วัน คอนกรีตควบคุม CTI และ CTV มีค่าสัมประสิทธิ์การซึมของน้ำผ่านคอนกรีต เท่ากับ 7.35×10^{-13} และ 7.91×10^{-13} เมตร/วินาที มีกำลังอัดคอนกรีตเท่ากับ 523, 481 กก/ซม^2 และที่อายุ 90 วัน มีค่าสัมประสิทธิ์การซึมของน้ำผ่านคอนกรีตเท่ากับ 4.32×10^{-13} และ 4.19×10^{-13} เมตร/วินาที มีกำลังอัดคอนกรีตเท่ากับ 595, 564 กก/ซม^2 สอดคลองกับงานวิจัยของ Chindaprasirt และคณะ (2007) ที่พบว่าคอนกรีตที่มีอายุการบ่มนานขึ้นจะมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมของน้ำผ่านคอนกรีตที่ลดลง

ตารางที่ 4.7 กำลังอัดและค่าสัมประสิทธิ์การซึมของน้ำผ่านคอนกรีต

Symbol	Compressive strength (ksc)		Coefficient of water permeability $K\times10^{-13}$ (K, m/s) (K-$\mathbf{K/K_{CTI}}$)	
	28 Days	90 Days	28 Days	90 Days
CTI	523	595	7.35 – **1.00**	4.32 – **1.00**
CTV	481	564	7.91 – **1.08**	4.19 – **0.97**
OFC	201	312	12.51 – **1.70**	7.93 – **1.83**
OFC–C	347	399	9.50 – **1.29**	6.36 – **1.47**
OFC–H	379	451	5.63 – **0.77**	4.05 – **0.94**
FFC	561	664	4.45 – **0.61**	3.72 – **0.86**

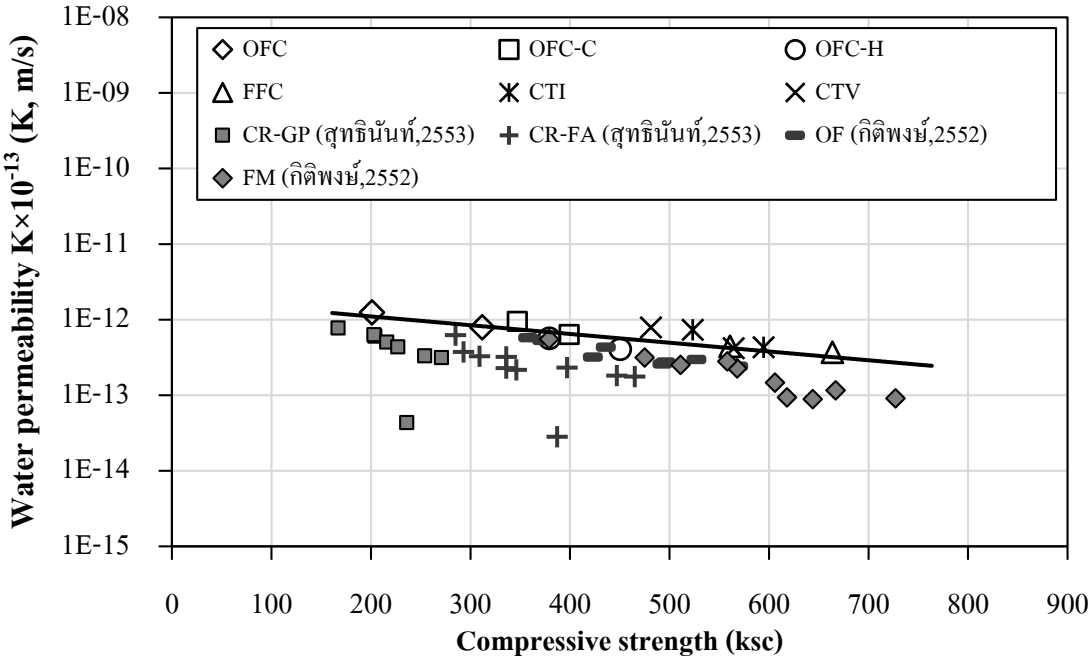
ในกลุ่มของคอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินเป็นวัสดุประสานนั้น พบว่าที่อายุ 28 วัน คอนกรีต OFC, OFC–C, OFC–H และ FFC มีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำเท่ากับ 12.51×10^{-13}, 9.50×10^{-13}, 5.63×10^{-13} และ 4.45×10^{-13} เมตร/วินาที ตามลำดับ เมื่อคอนกรีตมีอายุเพิ่มขึ้นเป็น 90 วัน ส่งผลให้คอนกรีตมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมของน้ำผ่านคอนกรีตลดลงเช่นเดียวกับคอนกรีตควบคุม คือมีค่าเท่ากับ 7.93×10^{-13}, 6.36×10^{-13}, 4.05×10^{-13} และ 3.72×10^{-13} เมตร/วินาที ตามลำดับ สอดคล้องกับงานวิจัยของ Ramezanianpour และ Malthota (1995) ที่พบว่าเมื่อบ่มคอนกรีตด้วยความชื้นอย่างต่อเนื่องส่งผลให้คอนกรีตมีความพรุนลดลง เป็นที่น่าสังเกตว่าการกระตุ้นกำลังด้วยการเติมสารโซเดียมไฮดรอกไซด์และการบ่มด้วยความร้อนสำหรับคอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินที่ไม่ได้ผ่านการปรับปรุงคุณภาพ (คอนกรีต OFC–C และ OFC–H) ส่งผลให้มีค่า

สัมประสิทธิ์การซึมของน้ำผ่านคอนกรีตลดลงเมื่อเปรียบเทียบกับคอนกรีต OFC เนื่องจากคอนกรีตมีการทำปฏิกิริยาปอซโซลานระหว่างกากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินได้ดีขึ้น ผลผลิตจากปฏิกิริยาปอซโซลานสามารถขยายไปในโพรงหรือช่องว่างได้มากขึ้น ส่วนคอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินบดละเอียด (คอนกรีต FFC) ทำให้คอนกรีตมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำต่ำที่สุด และมีค่าต่ำกว่าคอนกรีตควบคุมทั้งอายุ 28 และ 90 วัน ซึ่งเนื่องจากคอนกรีตมีการทำปฏิกิริยาปอซโซลานระหว่างกากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินที่ดีแล้ว ทั้งนี้เป็นเพราะวัสดุประสานที่มีความละเอียดที่สูงขึ้นทำให้คอนกรีตมีอัตราส่วนปริมาณช่องว่างโพรงของคอนกรีตลดลง

เมื่อเปรียบเทียบค่าสัมประสิทธิ์การซึมของน้ำผ่านคอนกรีตกับคอนกรีตควบคุมที่ใช้ปูนซีเมนต์ (K/K_{CTI}) โดยพิจารณาในกลุ่มที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินที่ไม่ได้ผ่านการปรับปรุงคุณภาพ ได้แก่ คอนกรีต OFC, OFC–C และ OFC–H พบว่า มีค่า K/K_{CTI} เท่ากับ 1.70, 1.29, 0.77 ที่อายุ 28 วัน มีกำลังอัดคอนกรีตเท่ากับ 201, 347, 379 กก/ซม^2 และเท่ากับ 1.83, 1.47, 0.94 ที่อายุ 90 วัน มีกำลังอัดคอนกรีตเท่ากับ 264, 399, 451 กก/ซม^2 เห็นได้ว่าคอนกรีต OFC และ OFC–C ยังมีความต้านทานการซึมของน้ำต่ำกว่าควบคุม เนื่องจากคอนกรีตกลุ่มนี้มีกำลังอัดที่น้อยกว่าคอนกรีตควบคุมอยู่มาก สอดคล้องกับงานวิจัยของ Chusilp และคณะ (2009) ที่พบว่าค่าสัมประสิทธิ์การซึมของน้ำผ่านคอนกรีตขึ้นอยู่กับกำลังอัด กล่าวคือ คอนกรีตที่มีกำลังอัดเพิ่มขึ้นทำให้ค่าสัมประสิทธิ์การซึมของน้ำผ่านคอนกรีตลดลง ดังแสดงในรูปที่ 4.10 อย่างไรก็ตามคอนกรีต OFC–H มีความต้านทานการซึมของน้ำสูงกว่าควบคุมถึงแม้ว่าคอนกรีตจะมีกำลังอัดต่ำกว่าคอนกรีตควบคุม เนื่องจากการกระตุ้นกำลังด้วยการบ่มด้วยความร้อน ช่วยให้ปฏิกิริยาปอซโซลานเกิดขึ้นได้ดี นอกจากนั้นการบ่มคอนกรีตด้วยความร้อนยังช่วยให้คอนกรีตมีพัฒนาโครงสร้างทางจุลภาคของเนื้อคอนกรีตให้คอนกรีตมีความเป็นเนื้อเดียวกันมากขึ้น ลดช่วงวางของโพรงภายในเนื้อคอนกรีต คอนกรีตจึงมีความแน่นขึ้น (Benammar และคณะ, 2013) ส่งผลให้คอนกรีตมีความต้านทานการซึมของน้ำสูง

ส่วนคอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินบดละเอียด คือ คอนกรีต FFC (มีกำลังอัดคอนกรีตเท่ากับ 561 และ 664 กก/ซม^2 ที่อายุ 28 และ 90 วัน) เมื่อเปรียบเทียบค่าสัมประสิทธิ์การซึมของน้ำผ่านคอนกรีตกับคอนกรีต CTI ซึ่งมีกำลังอัดที่ใกล้เคียงกัน พบว่ามีค่า K/K_{CTI} เท่ากับ 0.61 และ 0.86 ที่อายุ 28 และ 90 วัน ซึ่งเห็นได้ว่า คอนกรีต FFC มีค่าสัมประสิทธิ์การซึมของน้ำผ่านคอนกรีตต่ำกว่าคอนกรีตควบคุม เนื่องจากวัสดุประสานที่มีความละเอียดที่สูงขึ้นทำให้คอนกรีตมีอัตราส่วนปริมาณช่องว่างโพรงของคอนกรีตลดลง (Homwuttiwong, 2006) และการปรับปรุงคุณภาพโดยการบดทำให้การทำปฏิกิริยาปอซโซลานระหว่างกากแคลเซียมคาร์ไบด์ และเถ้าถ่านหินดีขึ้น อีกทั้งเถ้าถ่านหินยังมีลักษณะอนุภาคกลมและตัน ทำให้คอนกรีตมีความทึบน้ำมากขึ้น

สอดคล้องกับงานวิจัยของ ดิลก คูรัตนเวช และคณะ (2548) ที่ศึกษาผลกระทบของเถ้าถ่านหินจาก 5 แหล่งที่มีต่อค่าการซึมของน้ำผ่านของคอนกรีต พบว่า เถ้าถ่านหินที่มีลักษณะกลมและตันทำให้คอนกรีตมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมของน้ำผ่านคอนกรีตลดลง



รูปที่ 4.10 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการซึมของน้ำผ่านคอนกรีตและกำลังอัดคอนกรีต

หมายเหตุ CR-GP คือ กากแคลเซียมคาร์ไบด์ผสมเถ้าปาล์มน้ำมัน

CR-FA คือ กากแคลเซียมคาร์ไบด์ผสมเถ้าถ่านหิน

OF คือ กากแคลเซียมคาร์ไบด์ผสมเถ้าถ่านหินแบบไม่บด

FM คือ กากแคลเซียมคาร์ไบด์ผสมเถ้าถ่านหินแบบบดละเอียด

4.7 การแทรกซึมของคลอไรด์ด้วยวิธีการเร่งด้วยกระแสไฟฟ้า

การแทรกซึมคลอไรด์ผ่านเข้าสู่คอนกรีตทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C1202 (2008) ซึ่งอยู่ในรูปของประจุไฟฟ้าเคลื่อนที่ผ่านคอนกรีตทั้งหมด โดยมาตรฐานได้กำหนดค่าระดับของการแทรกซึมของคลอไรด์ไว้ ได้แก่ ระดับต่ำมาก (100 – 1000 คูลอมบ์), ระดับต่ำ (1000 – 2000 คูลอมบ์), ระดับปานกลาง (2000 – 4000 คูลอมบ์) และระดับสูง (มากกว่า 4000 คูลอมบ์) ผลการทดสอบการแทรกซึมคลอไรด์ผ่านเข้าสู่คอนกรีต แสดงในตารางที่ 4.8 พบว่า คอนกรีตควบคุม CTI และ CTV ที่อายุ 28 วัน มีค่าประจุไฟฟ้าเคลื่อนที่ผ่านทั้งหมด เท่ากับ 1094 และ 1426 คูลอมบ์ และที่อายุ 90 วัน มีค่าประจุไฟฟ้าสะสมที่ไหลผ่านคอนกรีตเท่ากับ 883 และ 1084 คูลอมบ์ ตามลำดับ อย่างไรก็ตาม

เห็นได้ว่าคอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 5 มีความการแทรกซึมของคลอไรด์อิออนมากกว่าคอนกรีตที่ใช้ ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 เนื่องจาก ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 5 มีปริมาณของสารประกอบ C_3A น้อยกว่าปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ซึ่ง C_3A สามารถทำการยึดจับคลอไรด์อิสระได้ดี (วิเชียร ชาลี และคณะ, 2550) ซึ่งสอดคล้องกับงานวิจัยของ อรรคเดช ฤกษ์พิบูลย์ (2551) ที่ทดสอบระยะการแทรกซึมของคลอไรด์ในคอนกรีตโดยการแช่ในสารละลายโซเดียมคลอไรด์ พบว่า คอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 5 มีระยะการแทรกซึมของคลอไรด์มากกว่าคอนกรีตปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 5 ทั้งที่อายุการแช่ 90 และ 180 วัน

สำหรับกากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินที่ไม่ได้ผ่านการปรับปรุงคุณภาพเป็นวัสดุประสาน มีค่าประจุไฟฟ้าเคลื่อนที่ผ่านทั้งหมด เท่ากับ 1,283 คูลอมบ์ ที่อายุ 28 วัน ซึ่งยังมีค่ามากกว่าคอนกรีต CTI ที่ใช้ปูนซีเมนต์เป็นวัสดุประสาน แต่ค่าประจุไฟฟ้าเคลื่อนที่ผ่านทั้งหมดลดลงอย่างมากเมื่ออายุคอนกรีตเพิ่มขึ้น โดยประจุไฟฟ้าเคลื่อนที่ผ่านทั้งหมดลดลงเป็น 355 คูลอมบ์ ที่อายุ 90 วัน เนื่องจากอายุคอนกรีตที่เพิ่มขึ้น ทำให้มีการพัฒนาของปฏิกิริยาปอซโซลานระหว่างกากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินที่ดีขึ้น แคลเซียมซิลิเกตไฮเดรตที่ได้จากปฏิกิริยาจะเปลี่ยนรูปของช่องว่างขนาดใหญ่ให้มีขนาดเล็กลง ส่งผลให้เนื้อคอนกรีตแน่นขึ้น สอดคล้องกับงานวิจัยของ Al-Amoudi และคณะ (2009) ที่ใช้เถ้าถ่านหินแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ในอัตราส่วนร้อยละ 20 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน ส่งผลให้มีค่าการซึมผ่านของคลอไรด์อิออนลดลง

ส่วนการกระตุ้นกำลังของคอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินที่ไม่ได้ผ่านการปรับปรุงคุณภาพด้วยการเติมสารโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) และการบ่มคอนกรีตด้วยความร้อนที่อุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส พบว่าค่าประจุไฟฟ้าที่เคลื่อนที่ผ่านคอนกรีตทั้งหมดมีแนวโน้มลงลดอย่างมากทั้งในช่วงอายุต้นและอายุปลายของคอนกรีต โดยคอนกรีต OFC–C และ OFC–H มีการต้านการแทรกซึมคลอไรด์ที่ดีกว่าคอนกรีตควบคุม จัดอยู่ในกลุ่มที่มีค่าระดับของการแทรกซึมคลอไรด์อยู่ในระดับต่ำมาก โดยคอนกรีต OFC–C มีค่าประจุไฟฟ้าเคลื่อนที่ผ่านทั้งหมดเท่ากับ 277 และ163 คูลอมบ์ ที่อายุ 28 และ 90 วัน ส่วนคอนกรีต OFC–H มีค่าประจุไฟฟ้าเคลื่อนที่ผ่านทั้งหมดเท่ากับ 299 และ 184 คูลอมบ์ ที่อายุ 28 และ 90 วัน ซึ่งค่าประจุไฟฟ้าเคลื่อนที่ผ่านคอนกรีตทั้งหมดมีแนวโน้มลดลงเมื่อคอนกรีตมีอายุเพิ่มขึ้นเช่นเดียวกับคอนกรีต OFC แต่เห็นได้ว่าคอนกรีต OFC–H มีค่าประจุไฟฟ้าเคลื่อนที่ผ่านทั้งหมดที่อายุคอนกรีต 28 และ 90 วัน ไม่แตกต่างกันมากนัก เนื่องจากการบ่มด้วยความร้อนช่วยให้ปฏิกิริยาของปฏิกิริยาปอซโซลานเกิดได้เร็วขึ้น

แต่การพัฒนาปฏิกิริยาโดยการบ่มด้วยความร้อนทำให้การกระจายตัวของโครงสร้างปฏิกิริยาไม่สม่ำเสมอ ส่งผลให้ในช่วงอายุปลายของคอนกรีตโครงสร้างจะกระจายตัวได้ยากขึ้น (Bingöl และคณะ, 2013) การแทรกซึมของคลอไรด์มีค่าลดลงไม่มากเมื่อคอนกรีตมีอายุเพิ่มขึ้น ต่างจากคอนกรีต OFC ที่มีค่าการแทรกซึมของคลอไรด์อิออนลดลงอย่างมากเมื่อคอนกรีตมีอายุเพิ่มขึ้น

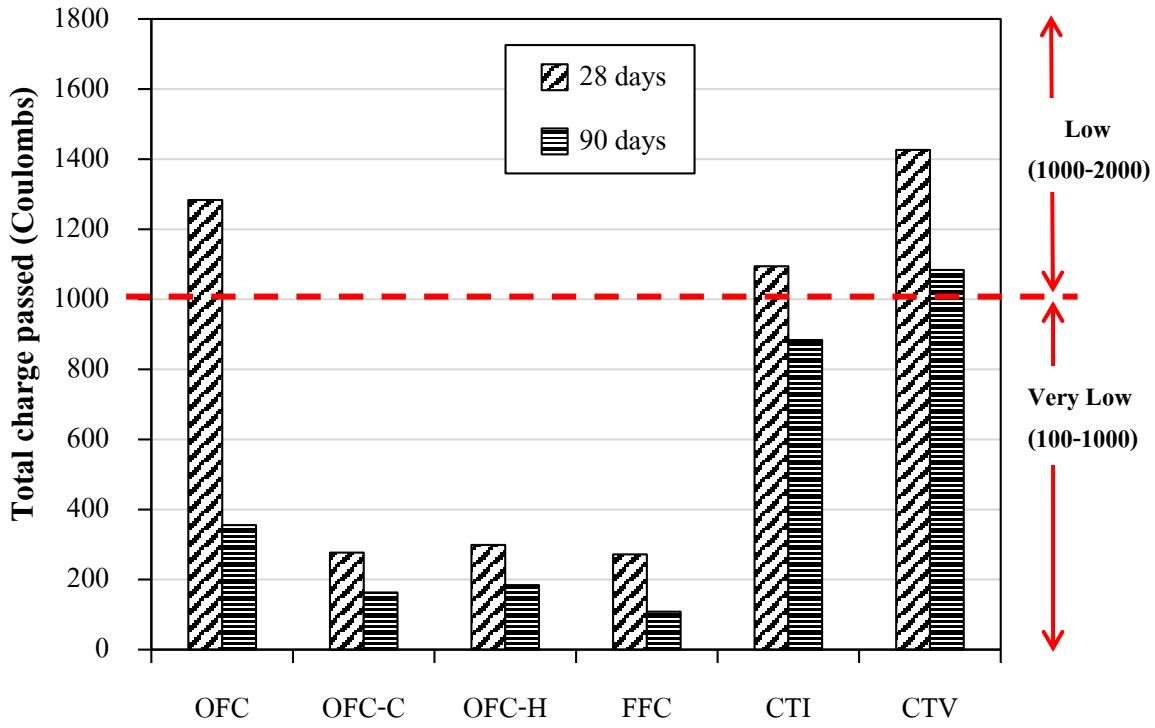
การกระตุ้นกำลังโดยการเพิ่มความละเอียดของกากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหิน (คอนกรีตFFC) มีค่าประจุไฟฟ้าเคลื่อนที่ผ่านทั้งหมด เท่ากับ 272 และ 109 คูลอมบ์ ที่อายุ 28 และ 90 วัน ตามลำดับ จัดอยู่ในกลุ่มที่มีค่าระดับของการแทรกซึมคลอไรด์ต่ำมาก จะเห็นได้ว่าการเพิ่มความละเอียดของวัสดุประสานมีประสิทธิภาพในการต้านทานแทรกซึมของคลอไรด์ได้ดีที่สุด เนื่องจากวัสดุประสานมีอนุภาคขนาดเล็กเข้ามาอุดช่องว่างในเนื้อคอนกรีต คอนกรีตจึงมีความพรุนลดลง ซึ่งผลดังกล่าวสอดคล้องกับผลการทดสอบการซึมของน้ำผ่านคอนกรีตที่พบว่าการเพิ่มความละเอียดของวัสดุประสานทำให้คอนกรีตมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมของน้ำผ่านคอนกรีตที่ต่ำ อีกทั้งการเพิ่มความละเอียดยังช่วยให้กากแคลเซียมคาร์ไบด์ทำปฏิกิริยาปอซโซลานกับเถ้าถ่านหินได้ดียิ่งขึ้น คลอไรด์อิออนจึงเคลื่อนที่ผ่านคอนกรีตได้ยาก

ตารางที่ 4.8 การแทรกซึมของคลอไรด์อิออน

Symbol	Total charge passed (Coulombs)		Normalized total charge passed (%)	
	28 Days	90 Days	28 Days	90 Days
CTI	1094	883	100	100
CTV	1426	1084	130	123
OFC	1283	355	117	40
OFC–C	277	163	25	18
OFC–H	299	184	27	21
FFC	272	109	25	12

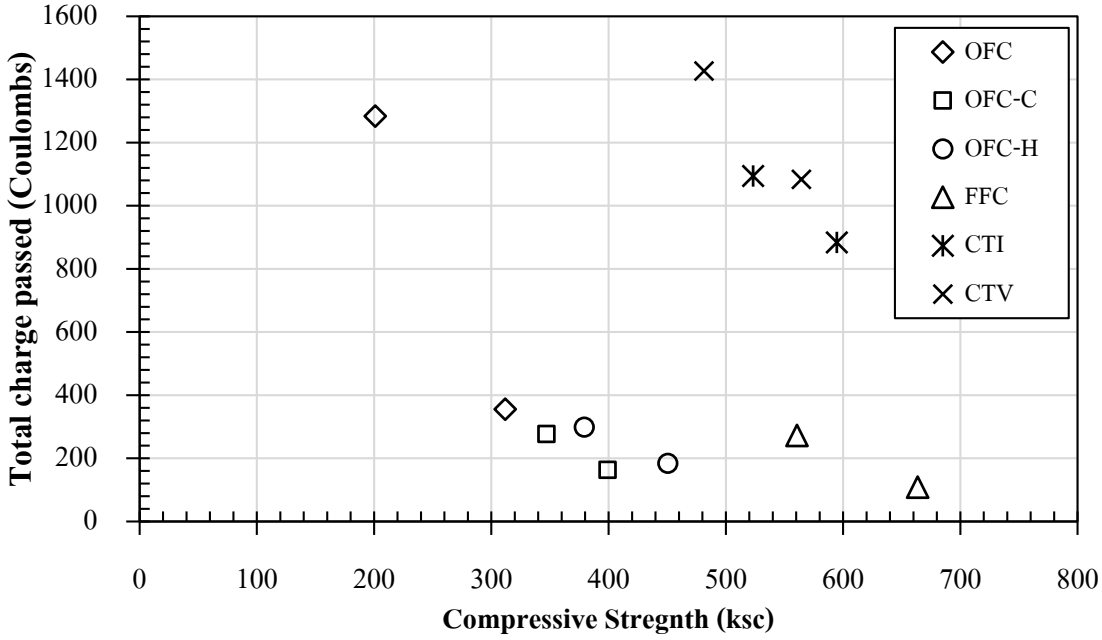
จากรูปที่ 4.11 ว่าสังเกตได้ว่า คอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินเป็นวัสดุประสานและนำมากระตุ้นกำลังด้วยวิธีต่างๆ ที่กล่าวมาข้างต้น สามารถต้านทานคลอไรด์ได้ดีกว่าคอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ดังแสดงในรูปที่ 4.9 เห็นได้ว่าค่าระดับของการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตที่กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหิน ที่อายุ 90 วัน ทั้งหมดจัดอยู่ในกลุ่มที่มีค่าระดับของการแทรกซึมคลอไรด์ในระดับต่ำมาก และพบว่าคอนกรีต OFC–C, OFC–H และ FFC มีค่าประจุไฟฟ้าเคลื่อนที่ผ่านทั้งหมดน้อยกว่า 300 คูลอมบ์ เนื่องจากปฏิกิริยาปอซโซลานที่เกิดจาก

การทำปฏิกิริยาระหว่างกากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินทำให้ได้แคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต ซึ่งจะทำหน้าที่ในการดักจับคลอไรด์อิออน และแคลเซียมอลูมิเนตไฮเดรต จะเข้าทำปฏิกิริยากับคลอไรด์อิออนทำให้เกิดแคลเซียมคลอโรด์อลูมิเนตหรือเกลือของฟีเดล (Faguang และคณะ, 2000) คอนกรีตจึงมีความสามารถในการต้านทานคลอไรด์มากขึ้น



รูปที่ 4.11 การแทรกซึมของคลอไรด์อิออน

ผลของกำลังอัดต่อการแทรกซึมของคลอไรด์อิออนแสดงดังรูปที่ 4.12 เป็นความสัมพันธ์ระหว่างค่าประจุไฟฟ้าเคลื่อนที่ผ่านทั้งหมดและกำลังอัดคอนกรีตที่อายุ 28 และ 90 วัน เห็นได้ชัดเจนว่าอิทธิพลของกำลังอัดคอนกรีตมีผลต่อการแทรกซึมของคลอไรด์อิออนผ่านคอนกรีต กล่าวคือ คอนกรีตทั้งหมดมีค่าประจุไฟฟ้าเคลื่อนที่ผ่านทั้งหมดลงลดเมื่อกำลังอัดคอนกรีตเพิ่มขึ้น ซึ่งมีลักษณะคล้ายกับคอนกรีตทั่วไปที่ใช้ปูนซีเมนต์เป็นวัสดุประสาน นอกจากนี้ยังพบว่าคอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินที่ไม่ได้ผ่านการปรับปรุงคุณภาพเป็นวัสดุประสาน ได้แก่ OFC, OFC–C และ OFC–H มีค่าประจุไฟฟ้าเคลื่อนที่ผ่านทั้งหมดต่ำกว่าคอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์อย่างมาก แม้ว่าคอนกรีตดังกล่าวมีค่ากำลังอัดที่ต่ำกว่าคอนกรีตควบคุม สอดคล้องกับงานวิจัยของ อติพงศ์ พรหมทะสาร และคณะ (2555) ที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์บดร่วมกับเถ้าชานอ้อยเป็นวัสดุประสาน พบว่ามีค่าประจุไฟฟ้าเคลื่อนที่ผ่านทั้งหมดต่ำกว่าคอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์ทั้งที่มีกำลังอัดคอนกรีตต่ำกว่า



รูปที่ 4.12 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าประจุไฟฟ้าเคลื่อนที่ผ่านทั้งหมดและกำลังอัดคอนกรีต

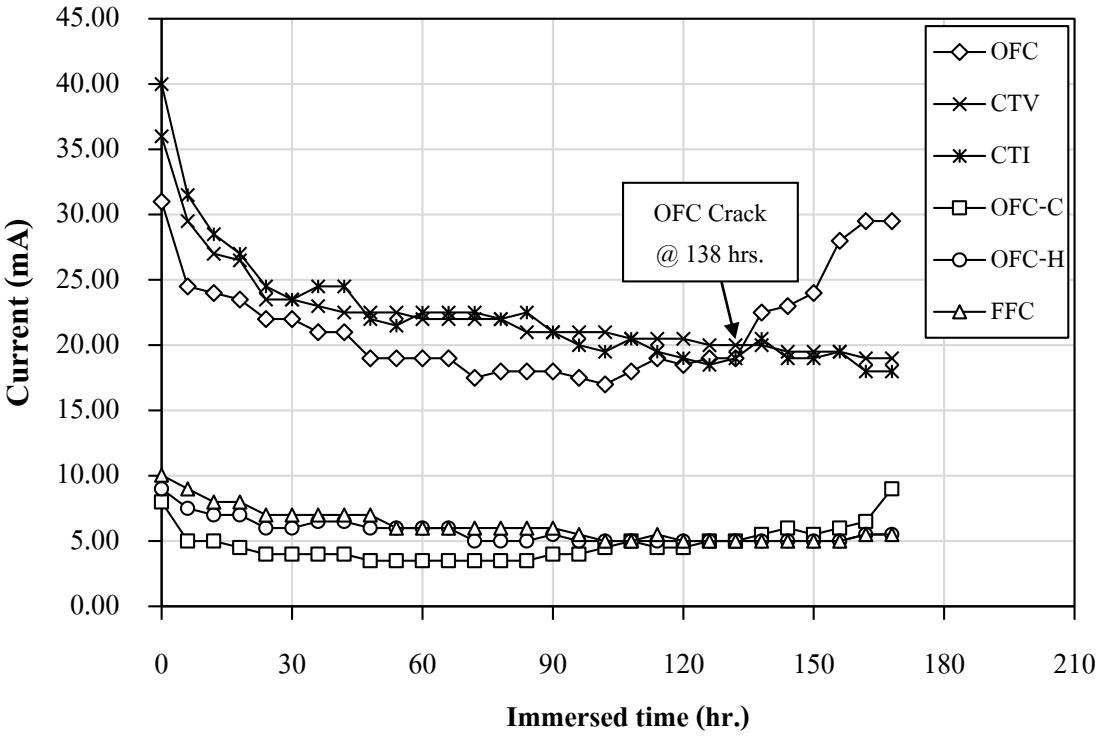
4.8 การกัดกร่อนของเหล็กเสริมในคอนกรีต

การทดสอบการเกิดสนิมของเหล็กเสริมที่ฝังในคอนกรีตเป็นระยะ 15 ซม. ให้เหล็กมีระยะหุ้มคอนกรีต 5 ซม. ด้วยการเร่งด้วยกระแสไฟฟ้า ซึ่งประยุกต์จากการทดสอบตามมาตรฐาน NT Build 356 (1989) โดยใช้ไฟฟ้ากระแสตรงที่มีความต่างศักย์ 5 โวลต์ ต่อเข้ากับก้อนตัวอย่างคอนกรีตที่แช่ไว้ในสารละลายโซเดียมคลอไรด์มีความเข้มข้นร้อยละ 5 จากนั้นวัดค่ากระแสไฟฟ้าที่ไหลผ่านวงจรทุกๆ 6 ชั่วโมง และวัดค่ากระแสไฟฟ้าที่ไหลผ่านติดต่อกันเป็นเวลา 7 วัน จากนั้นนำตัวอย่างคอนกรีตมากดแบบผ่าซีก เพื่อนำเหล็กที่ฝังไว้ในคอนกรีตมาหาพื้นที่ผิวของเหล็กที่เกิดสนิมและหาค่าน้ำหนักที่สูญเสียไปของเหล็กเนื่องจากการเกิดสนิม ซึ่งทำการทดสอบที่อายุคอนกรีต 28 และ 90 วัน

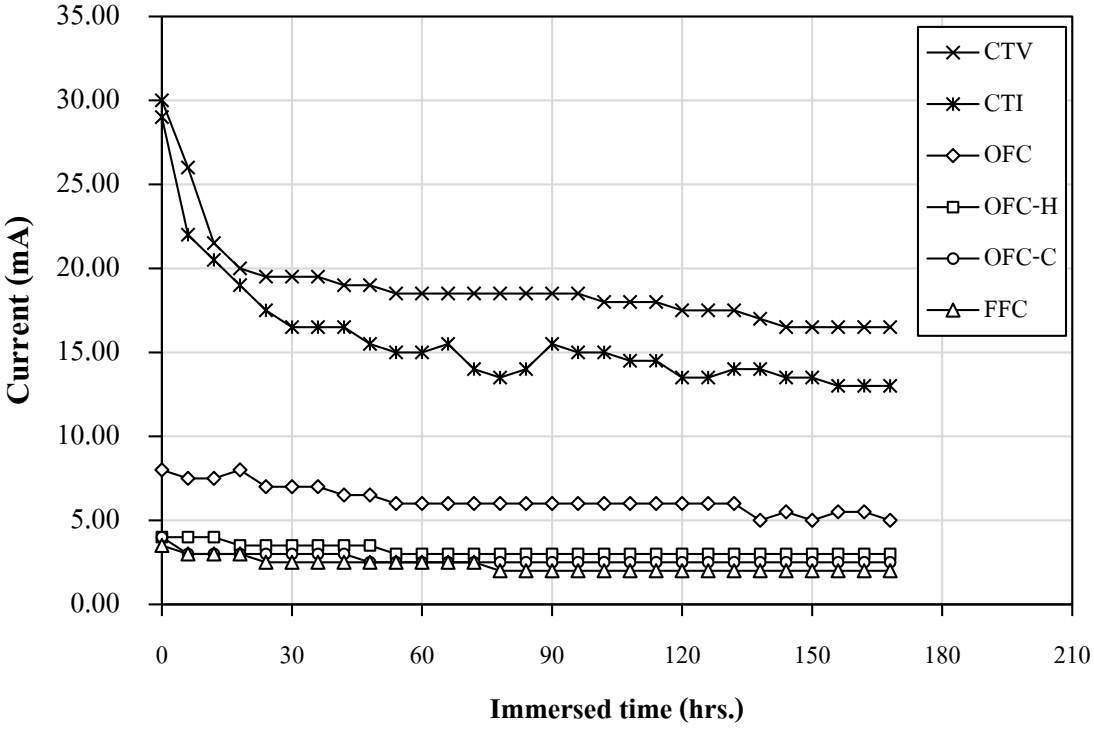
4.8.1 กระแสไฟฟ้าที่ไหลผ่านตัวอย่าง

ค่ากระแสที่ไหลผ่านตัวอย่างคอนกรีตที่ทำการทดสอบการเกิดสนิมด้วยการเร่งด้วยกระแสไฟฟ้าที่อายุ 28 และ 90 วัน แสดงไว้ในรูปที่ 4.13 และ 4.14 โดยค่ากระแสฟ้าที่ไหลผ่านตัวอย่างสามารถบ่งบอกถึงการแทรกซึมของอิออนคลอไรด์ เพราะอิเล็กตรอนหรืออิออนคลอไรด์ที่เป็นสาเหตุของการเกิดสนิม โดยการเกิดสนิมในเหล็กเกิดจากความต่างศักย์ทางไฟฟ้าของเหล็กเสริมในคอนกรีต อิเล็กตรอนหรืออิออนคลอไรด์ จะวิ่งสวนทางกับกระแสไฟฟ้า โดยอาศัยระบบโพรงภายในของซีเมนต์เพสต์ (Broomfield, 1996) ดังนั้นค่ากระแสไฟฟ้าที่ไหลผ่านตัวอย่างนั้นจึงบ่งชี้ถึงการแทรกซึม

ของอิออนคลอไรด์ คอนกรีตที่มีค่ากระแสไฟฟ้าน้อยจะสามารถความต้านทานต่อการกัดกร่อนของเหล็กเสริมในคอนกรีตได้ดีกว่า จากการทดสอบ พบว่าคอนกรีตควบคุม CTI และ CTV มีค่ากระแสไฟฟ้าสุดท้าย เท่ากับ 18, 19 มิลลิแอมแปร์ ที่อายุ 28 วัน และ 13, 17 มิลลิแอมแปร์ ที่อายุ 90 วัน ส่วนคอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินเป็นวัสดุประสาน ได้แก่ คอนกรีต OFC, OFC–C, OFC–H และ FFC มีค่ากระแสไฟฟ้าเริ่มต้น เท่ากับ 30, 9, 6 และ 6 มิลลิแอมแปร์ ที่อายุ 28 วัน ตามลำดับ ซึ่งค่ากระแสไฟฟ้ามีแนวโน้มลดลงเมื่อคอนกรีตมีอายุเพิ่มขึ้นเช่นเดียวกับการทดสอบการแทรกซึมของคลอไรด์ตามมาตรฐาน ASTM C1202 (2012) โดยคอนกรีต OFC, OFC–C, OFC–H และ FFC มีค่าเท่ากับ 5, 3, 3 และ 2 มิลลิแอมแปร์ ที่อายุ 90 วัน ตามลำดับ

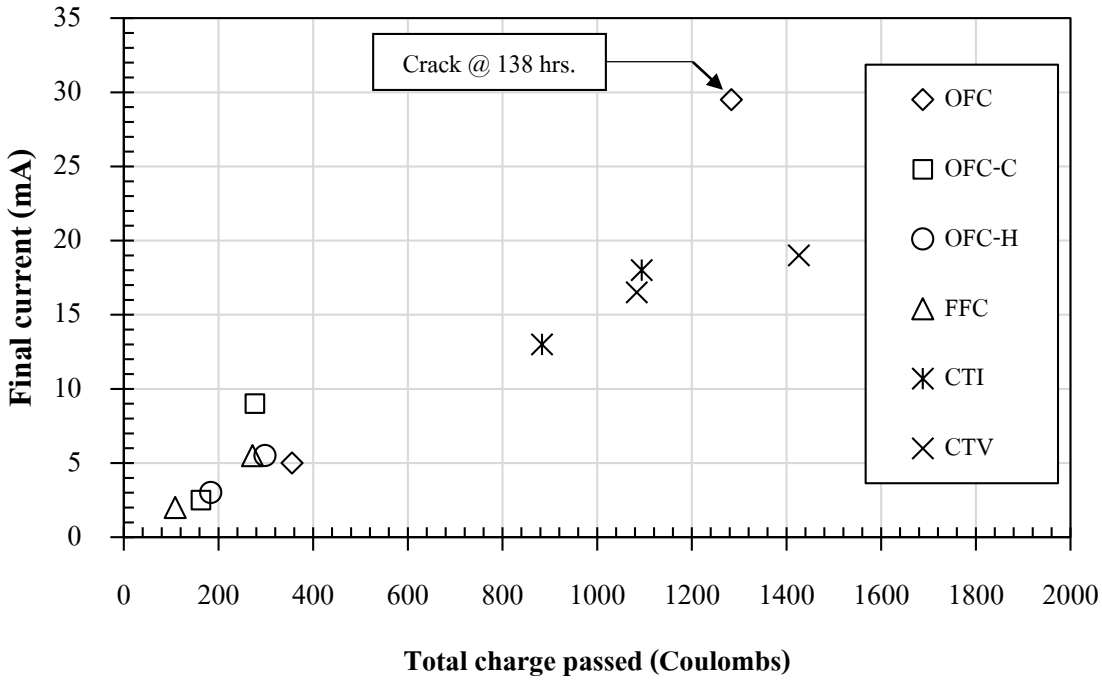


รูปที่ 4.13 ความสัมพันธ์ระหว่างกระแสไฟฟ้าและเวลาที่อายุคอนกรีต 28 วัน



รูปที่ 4.14 ความสัมพันธ์ระหว่างกระแสไฟฟ้าและเวลาที่อายุคอนกรีต 90 วัน

รูปที่ 4.15 แสดงความสัมพันธ์ของกระแสไฟฟ้าสุดท้ายกับค่าประจุไฟฟ้าที่เคลื่อนที่ผ่านทั้งหมด พบว่าค่ากระแสไฟฟ้าที่ไหลผ่านตัวอย่างคอนกรีตที่ทำการทดสอบการเกิดสนิมด้วยการเร่งด้วยกระแสไฟฟ้าจากการทดสอบตามมาตรฐาน NT Build 356 (1989) มีทิศทางเดียวกับผลการทดสอบการแทรกซึมคลอไรด์เข้าสู่คอนกรีตด้วยวิธีการเร่งด้วยกระแสไฟฟ้าตามมาตรฐาน ASTM C1202 (2012) โดยคอนกรีตที่มีค่าประจุไฟฟ้าเคลื่อนที่ผ่านทั้งหมดต่ำ ค่ากระแสไฟฟ้าสุดท้ายของคอนกรีตในการทดสอบการกัดกร่อนของเหล็กด้วยการเร่งด้วยกระแสไฟฟ้าก็จะมีค่าต่ำเช่นกัน และแสดงให้ว่าคอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินเป็นวัสดุประสานและกระตุ้นกำลังด้วยวิธีต่างๆ มีประสิทธิภาพในการต้านทานการแทรกซึมของคลอไรด์ได้ดีกว่าคอนกรีตควบคุมที่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 และปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 5 เป็นวัสดุประสาน



รูปที่ 4.15 ความสัมพันธ์ระหว่างกระแสไฟฟ้าสุดท้ายและค่าประจุไฟฟ้าที่เคลื่อนที่ผ่านทั้งหมด

4.8.2 การเกิดสนิมเหล็กและพื้นที่ผิวเหล็กที่เกิดสนิม

การหาพื้นที่การเกิดสนิม ทดสอบโดยการนำเหล็กที่ฝังอยู่ในตัวอย่างคอนกรีตที่ทำการเร่งการเกิดสนิมด้วยไฟฟ้ากระแสตรงแรงดัน 5 โวลต์ เป็นระยะเวลา 7 วัน การหาพื้นที่การเกิดสนิมของตัวอย่างทดสอบเป็นองค์ประกอบในการวิเคราะห์ผล เพื่อพิจารณาผลการทดสอบที่ได้ ทดสอบเสร็จสิ้นแล้วจากการวัดพื้นที่ของสนิม โดยนำแผ่นใสพลาสติกที่มีการช่องตารางขนาด 1.0 x 1.0 มม^2 มาทาบกับแท่งเหล็ก จากนั้นใช้สีระบายลงบนพื้นที่ส่วนที่เกิดสนิมทั้งหมดของแท่งเหล็ก เพื่อทำการนับจำนวนช่องตารางที่เป็นสนิม จากนั้นนำมาคำนวณหาร้อยละของพื้นที่ผิวเหล็กที่เกิดสนิมดังสมการที่ 4.1 ซึ่งผลการทดสอบพื้นที่การเกิดสนิมของเหล็กแสดงไว้ในตารางที่ 4.9

$$A_C(\%) = \frac{A_{Rusted}}{A_{Total}} \times 100 \qquad (4.1)$$

โดยที่ A_C คือ ร้อยละของพื้นที่ผิวเหล็กที่เกิดสนิม (%)

A_{Rusted} คือ พื้นที่ผิวของแท่งเหล็กเสริมที่เกิดสนิม (mm^2)

A_{Total} คือ พื้นที่ผิวทั้งหมดของแท่งเหล็กเสริม (mm^2)

ตารางที่ 4.9 พื้นที่การเกิดสนิมของเหล็ก

Symbol	Corrosion Area (%)	
	28 Days	90 Days
CTI	59	50
CTV	63	52
OFC	100	63
OFC–C	58	46
OFC–H	61	54
FFC	46	42

4.8.3 น้ำหนักที่สูญเสียของเหล็กเนื่องจากการเกิดสนิม

การทดสอบการสูญเสียน้ำหนักเนื่องจากการเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีต เป็นการทดสอบเพื่อประกอบการวิเคราะห์การเกิดสนิมของเหล็กเสริม เนื่องจากการวัดพื้นที่ของเหล็กเสริมเป็นการวัดเฉพาะพื้นที่ผิวของเหล็กเสริมเท่านั้น ซึ่งไม่ได้วัดความลึกของการกัดกร่อนของเหล็กเสริม ตัวอย่างที่มีพื้นที่การเกิดสนิมน้อยกว่าอาจจะมีการกัดกร่อนของเหล็กเสริมที่มากกว่าเพราะความลึกของการกัดกร่อนจะมีความลึกที่ไม่เท่ากัน โดยการวัดน้ำหนักของเหล็กที่สูญเสียไปเนื่องจากการเกิดสนิม ทดสอบตามมาตรฐาน ASTM G1 (2003) โดยใช้สารเคมีแช่เหล็กที่ทำการทดสอบหลังจากการเร่งการเกิดสนิมด้วยไฟฟ้ากระแสตรงแรงดัน 5 โวลต์ เพื่อกัดสนิมที่เกิดขึ้นของออกจากเนื้อเหล็ก จากนั้นนำไปคำนวณหาน้ำหนักที่สูญเสียไปดังสมการที่ 4.2 ซึ่งผลการทดสอบการสูญเสียน้ำหนักของเหล็กเนื่องจากการเกิดสนิม แสดงไว้ในตารางที่ 4.10

$$W_L(\%) = \frac{W_{Before} - W_{After}}{W_{Before}} \times 100 \tag{4.2}$$

โดยที่ W_L คือ ร้อยละของน้ำหนักเหล็กที่สูญเสียของเหล็กเนื่องจากการเกิดสนิม (%)

W_{Before} คือ น้ำหนักเหล็กก่อนแช่ด้วยสารแคมี (g)

W_{After} คือ น้ำหนักเหล็กหลังแช่ด้วยสารแคมี (g)

ตารางที่ 4.10 การสูญเสียน้ำหนักของเหล็กเนื่องจากการเกิดสนิม

Symbol	Weight loss (%)	
	28 Days	90 Days
CTI	1.80	1.32
CTV	1.82	1.41
OFC	2.31	1.20
OFC–C	1.53	0.91
OFC–H	1.67	1.05
FFC	0.79	0.68

4.8.4 การกัดกร่อนของเหล็กเสริมในคอนกรีต

รูปที่ 4.16 และ 4.17 แสดงให้เห็นลักษณะของการเกิดสนิมของเหล็กที่ทำการทดสอบการเกิดสนิมด้วยการเร่งด้วยกระแสไฟฟ้าเป็นเวลา 7 วัน ซึ่งทดสอบเมื่อคอนกรีตมีอายุ 28 และ 90 วัน เมื่อพิจารณาการกัดกร่อนของเหล็กเสริมในคอนกรีตโดยพิจารณาจากภาพลักษณะการเกิดสนิม, พื้นที่ของการเกิดสนิมและน้ำหนักเหล็กที่สูญเสียไปเนื่องจากการเกิดสนิมประกอบกัน พบว่า คอนกรีตควบคุมที่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 และ 5 เกิดการกัดกร่อนของเหล็กเสริมที่ใกล้เคียงกัน โดยคอนกรีต CTV มีการเกิดสนิมมากกว่าคอนกรีต CTI เนื่องจากปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 5 มีปริมาณ C_3A ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 น้อยกว่า ซึ่ง C_3A จะรวมตัวกับคลอไรด์อิสระที่ซึมเข้ามาในคอนกรีต คอนกรีต CTV จึงมีการแพร่กระจายของคลอไรด์อิออนในซีเมนต์เพสต์มากกว่าคอนกรีต CTI (Holden และคณะ, 1983) ทำให้เหล็กเสริมเกิดสนิมมากขึ้น สอดคลองกับงานวิจัยของ Saadoun และคณะ (1993) ได้ทำการทดสอบ Half-cell potential พบว่าการใช้ปูนซีเมนต์ที่มีปริมาณ C_3A เพิ่มขึ้น ทำให้ระยะเวลาเริ่มการกัดกร่อนของเหล็กเพิ่มมากขึ้น อย่างไรก็ตามแม้ว่าปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 5 ซึ่งมี C_4AF มากกว่า ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ซึ่ง C_4AF สามารถดับจับคลอไรด์ ได้เป็นแคลเซียมคลอโรเฟอริก แต่มีปริมาณน้อยกว่าแคลเซียมคลอโรอลูมิเนตที่เกิดจากการจับตัวของ C_3A (Suryavanshi และคณะ, 1995)

คอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินที่ไม่ได้ผ่านการปรับปรุงคุณภาพ เกิดการกัดกร่อนของเหล็กเสริมมากที่สุด โดยอายุ 28 วัน คอนกรีต OFC มีค่ากระแสไฟฟ้าในช่วงแรกต่ำกว่าคอนกรีตควบคุม หลังจากนั้นค่ากระแสไฟฟ้าที่ผ่านจะเพิ่มขึ้น จนกระทั้งคอนกรีตเริ่มแตกที่เวลา 138 ชั่วโมง และค่ากระแสไฟฟ้ามีค่าเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่อง ทำให้เหล็กเสริมในคอนกรีตเกิดสนิมมาก พื้นที่ผิวเหล็กที่เกิดสนิมมีค่าเท่ากับร้อยละ 100 และมีค่าน้ำหนักของเหล็กที่สูญเสียไปเท่ากับ

ร้อยละ 2.31 ซึ่งมีค่าสูงที่สุด เนื่องจากคอนกรีต OFC มีค่ากำลังอัดต่ำมาก ทำให้ไม่สามารถต้านทานการขยายตัวของเหล็กเสริมที่เกิดจากสนิมเหล็กได้ หลังจากเวลาผ่านไปนานขึ้นที่อายุ 90 วัน คอนกรีต OFC พื้นที่ผิวเหล็กที่เกิดสนิมมีค่าเท่ากับร้อยละ 63 และค่าน้ำหนักของเหล็กที่สูญเสียไปเท่ากับร้อยละ 1.20 ซึ่งมีค่าน้อยกว่าคอนกรีตควบคุม CTI ซึ่งมีพื้นที่ผิวเหล็กที่เกิดสนิม มีค่าเท่ากับร้อยละ 50 และค่าน้ำหนักของเหล็กที่สูญเสียไปเท่ากับร้อยละ 1.32 นอกจากนั้นเถ้าถ่านหินยังช่วยให้คอนกรีตมีคุณสมบัติในการต้านทานไฟฟ้า เป็นผลมาจากปริมาณคาร์บอนที่มีอยู่ในเถ้าถ่านหินทำให้ลดค่าการนำไฟฟ้าของคอนกรีตลดลง กระบวนการไฟฟ้าเคมีจึงเกิดได้ยากขึ้น เนื่องจากการกัดกร่อนของเหล็กในคอนกรีตเป็นกระบวนการเกิดปฏิกิริยาไฟฟ้าเคมี (Rasheeduzzafar และ Al-Gahtani, 1985) คอนกรีตจึงสามารถช่วยทานต้านการกัดกร่อนของเหล็กได้

การทดสอบการกัดกร่อนของเหล็กเสริมในคอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์ผสมเถ้าถ่านหินที่ไม่ได้ผ่านการปรับปรุงคุณภาพเป็นวัสดุประสานที่กระตุ้นกำลังด้วยการใช้สารโซเดียมไฮดรอกไซด์ (OFC–C) พบว่าคอนกรีตเกิดการกัดกร่อนของเหล็กเสริมต่ำกว่าคอนครีตควบคุม มีพื้นที่ผิวเหล็กที่เกิดสนิมเท่ากับร้อยละ 58, 46 และมีค่าน้ำหนักของเหล็กที่สูญเสียไปมีค่าเท่ากับ ร้อยละ 1.53, 0.91 ที่อายุ 28, 90 วัน ตามลำดับ เห็นได้ชัดเจนว่าการกระตุ้นกำลังด้วยการเติมสารโซเดียมไฮดรอกไซด์สำหรับคอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์ผสมเถ้าถ่านหินที่ไม่ได้ผ่านการปรับปรุงคุณภาพ สามารถช่วยให้การกัดกร่อนของเหล็กเสริมในคอนกรีตต่ำลงอย่างมาก เมื่อเปรียบเทียบกับคอนกรีต OFC เนื่องจากกากแคลเซียมคาร์ไบด์มีคุณสมบัติมีความเป็นด่างสูง เพราะว่าในสภาวะของความเป็นด่างสูงเหล็กจะไม่สามารถเกิดปฏิกิริยาอะโนดิคได้ (ประสิทธิ์ อุตส่าห์พานิช, 2545) อีกทั้งยังมีการเติมสารโซเดียมไฮดรอกไซด์ซึ่งมีคุณสมบัติเป็นด่างสูงมาก คอนกรีตจึงมีความต้านทานต่อการกัดกร่อนของเหล็กสูงขึ้น

สำหรับคอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์ผสมเถ้าถ่านหินที่ไม่ได้ผ่านการปรับปรุงคุณภาพเป็นวัสดุประสานที่กระตุ้นกำลังด้วยการบ่มด้วยความร้อน (OFC–H) การเกิดสนิมของเหล็กเสริมมีแนวโน้มลงอย่างมากเช่นเดียวกับคอนกรีต OFC–C พบว่า มีพื้นที่ผิวเหล็กที่เกิดสนิมเท่ากับร้อยละ 61, 54 และมีค่าน้ำหนักของเหล็กที่สูญเสียไป มีค่าเท่ากับ ร้อยละ 1.67, 1.05 ที่อายุ 28, 90 วัน ตามลำดับ อย่างไรก็ตามคอนกรีต OFC–H มีความต้านทานต่อการกัดกร่อนของเหล็กน้อยกว่าคอนกรีต OFC–C ทั้งที่มีค่าสัมประสิทธิ์การซึมของน้ำผ่านคอนกรีตที่ต่ำกว่า และเมื่อคอนกรีตมีอายุมากขึ้นพบว่าการกัดกร่อนของเหล็กที่ไม่แตกต่างกันมากนัก เนื่องจากการบ่มด้วยความร้อนช่วยให้ปฏิกิริยาของปฏิกิริยาปอซโซลานเกิดได้เร็วขึ้น แต่การพัฒนาปฏิกิริยาโดยการบ่มด้วยความร้อนทำให้การกระจายตัวของโครงสร้างปฏิกิริยาไม่สม่ำเสมอ ส่งผลให้เมื่ออายุช่วงปลายโครงสร้างกระจายตัวได้ยากขึ้น (Bingöl และคณะ, 2013)

ส่วนคอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมกากแคลเซียมคาร์ไบด์ผสมเถ้าถ่านหินบดละเอียด (FFC) พบว่ามีพื้นที่ผิวเหล็กที่เกิดสนิมเท่ากับร้อยละ 46, 42 และมีค่าน้ำหนักของเหล็กที่สูญเสียไปมีค่าเท่ากับร้อยละ 0.79, 0.68 ที่อายุ 28, 90 วัน ตามลำดับ เห็นได้ว่าการเพิ่มความละเอียดของวัสดุประสานเป็นวิธีที่มีประสิทธิภาพในการต้านทานการกัดกร่อนของเหล็กมากที่สุด เนื่องจากการใช้วัสดุประสานที่มีความละเอียดมากขึ้น ส่งผลให้คอนกรีตเกิดปฏิกิริยาปอซโซลานได้ดีขึ้น อนุภาคขนาดที่มีเล็กเข้ามาอุดช่องว่างในเนื้อคอนกรีต คอนกรีตจึงมีความทึบน้ำสูง จากการทดสอบการซึมของน้ำผ่านคอนกรีตพบว่าการเพิ่มความละเอียดของวัสดุประสานทำให้คอนกรีตมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมของน้ำผ่านคอนกรีตลดลง สอดคล้องกับงานวิจัยของ วิเชียร ชาลี และคณะ (2550) ได้ใช้เถ้าถ่านหินไม่แยกขนาดและเถ้าถ่านหินแยกขนาดละเอียดแทนที่ปูนซีเมนต์ พบว่า คอนกรีตที่ผสมเถ้าถ่านหินที่มีความละเอียดมากกว่าสามารถต้านทานการซึมผ่านของคลอไรด์เนื่องจากน้ำทะเลได้ดีกว่า และมีการเกิดสนิมเหล็กน้อยกว่าคอนกรีตที่แทนที่ด้วยถ่านหินที่มีความละเอียดน้อยกว่า

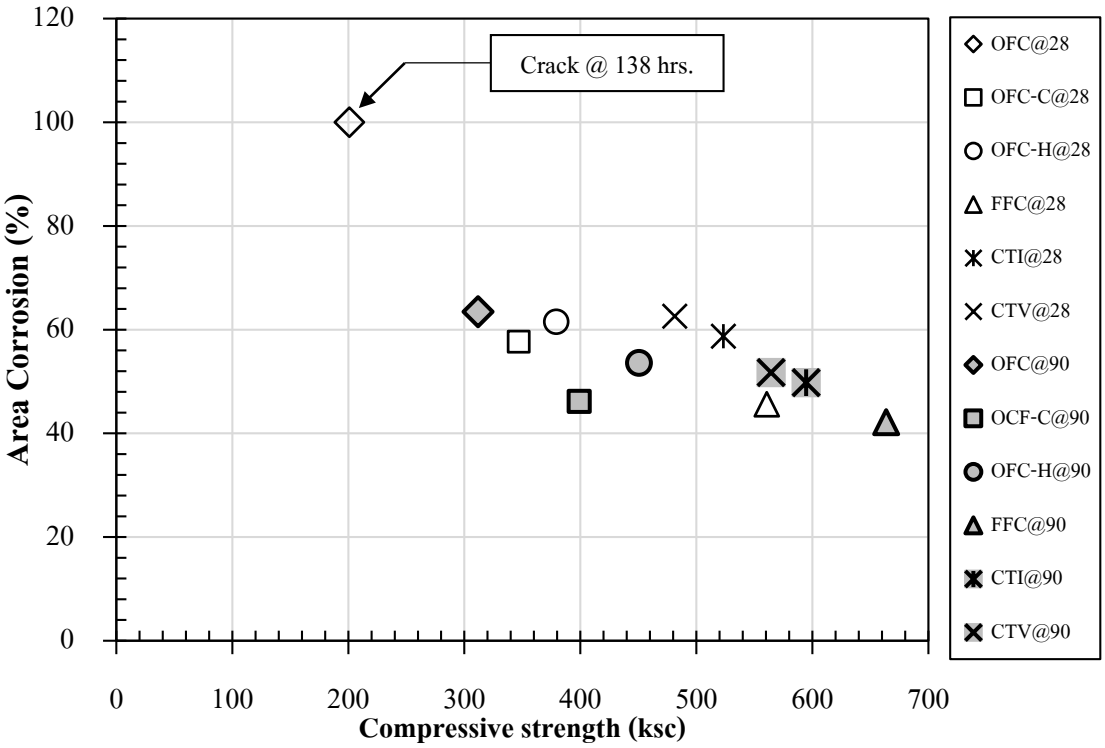
CTI		**A_C = 59%** **W_L = 1.80%**
CTV		**A_C = 63%** **W_L = 1.82%**
OFC		**A_C = 100%** **W_L = 2.31%**
OFC–C		**A_C = 58%** **W_L = 1.53%**
OFC–H		**A_C = 61%** **W_L = 1.67%**
FFC		**A_C = 46%** **W_L = 0.79%**

รูปที่ 4.16 ลักษณะการเกิดสนิมของเหล็กเมื่อทดสอบที่อายุคอนกรีต 28 วัน

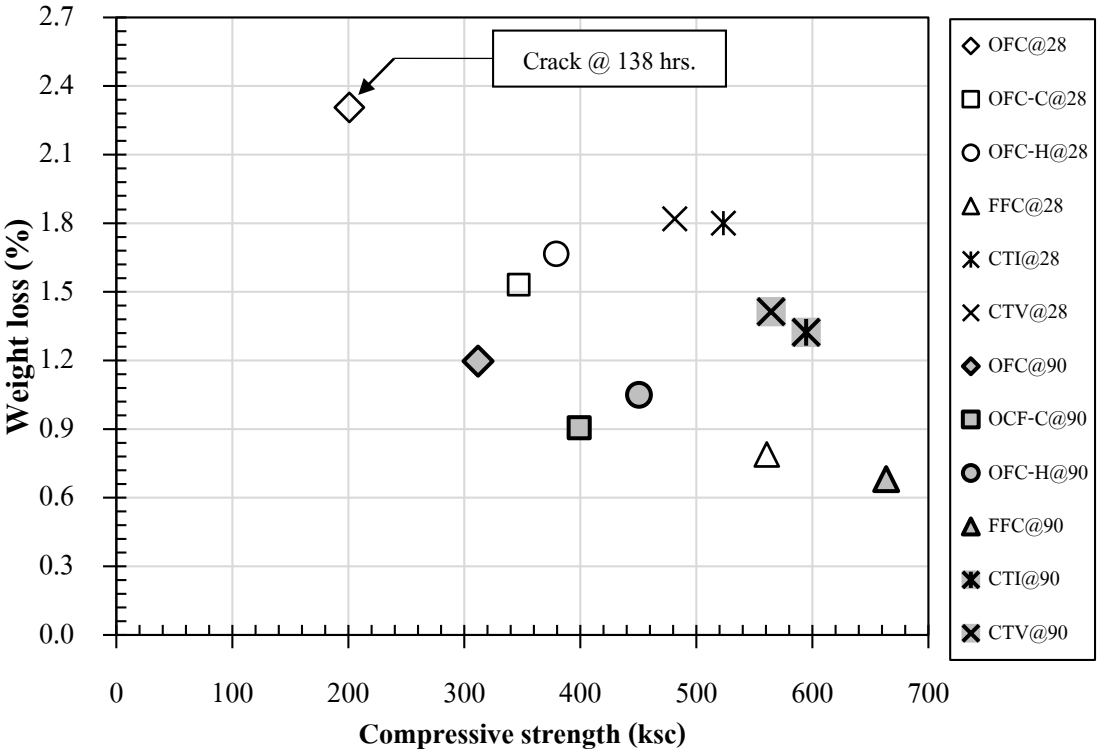
CTI		**A_C = 50%** **W_L = 1.32%**
CTV		**A_C = 52%** **W_L = 1.41%**
OFC		**A_C = 63%** **W_L = 1.20%**
OFC–C		**A_C = 46%** **W_L = 0.91%**
OFC–H		**A_C = 54%** **W_L = 1.05%**
FFC		**A_C = 42%** **W_L = 0.68%**

รูปที่ 4.17 ลักษณะการเกิดสนิมของเหล็กเมื่อทดสอบที่อายุคอนกรีต 90 วัน

จากรูปที่ 4.18 และ 4.19 แสดงให้เห็นว่าร้อยละของพื้นที่ผิวเหล็กที่เกิดสนิม และร้อยละของน้ำหนักที่สูญเสียไปของเหล็กเนื่องจากการเกิดสนิม มีความสัมพันธ์กับกำลังอัดคอนกรีต กล่าวคือ คอนกรีตที่มีกำลังอัดมากขึ้นทำให้การกัดกร่อนของเหล็กที่ฝังในคอนกรีตมีแนวโน้มลดลง เพราะคอนกรีตที่มีกำลังอัดสูงขึ้นสามารถลดการแทรกซึมของคลอไรด์เข้าสู่คอนกรีตลงได้ เนื่องจากคลอไรด์อิออนจะเข้าไปทำลายฟิล์มที่เคลือบผิวเหล็ก ซึ่งฟิล์มนี้ทำหน้าที่ป้องกันการเกิดสนิม เมื่อฟิล์มนี้ถูกทำลายออกซิเจนและน้ำหรืออิออนของไฮดรอกไซด์สามารถเข้าทำปฏิกิริยาไฟฟ้าเคมีกับอิออนเหล็กทำให้เหล็กเกิดสนิม (ACI 201.2R-92, 2000) นอกจากนั้นคอนกรีตที่มีกำลังสูงยังสามารถช่วยต้านทานการแตกของคอนกรีตที่เกิดจากการเพิ่มปริมาตรและการขยายตัวของเหล็กที่เกิดสนิม เนื่องจากคอนกรีตมีการยึดรั้งของซีเมนต์เพสต์มากขึ้น



รูปที่ 4.18 ความสัมพันธ์ระหว่างพื้นที่ผิวเหล็กที่เกิดสนิมและกำลังอัดคอนกรีต



รูปที่ 4.19 ความสัมพันธ์ระหว่างการสูญเสียน้ำหนักของเหล็กเนื่องจากการเกิดสนิมและกำลังอัดคอนกรีต

4.9 การหดตัวแห้งของคอนกรีต

ตารางที่ 4.11 แสดงผลการทดสอบการหดตัวแห้งของคอนกรีต ซึ่งวัดทุกๆ 14 วัน จนครบอายุ 182 วัน พบว่าในกลุ่มของคอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินที่ไม่ได้ผ่านการปรับปรุงคุณภาพ มีการหดตัวแห้งมากกว่าคอนกรีตควบคุมที่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์เป็นวัสดุประสาน โดยคอนกรีต CTI และ CTV มีค่าการหดตัวแห้งที่อายุ 182 วัน เท่ากับ 532×10^{-6} และ 511×10^{-6} นิ้ว/นิ้ว ในขณะที่คอนกรีต OFC,OFC–C และ OFC–H มีค่าการหดตัวแห้งที่อายุ 182 วัน เท่ากับ 585×10^{-6}, 652×10^{-6} และ 545×10^{-6} นิ้ว/นิ้ว ตามลำดับ ทั้งนี้เนื่องจากปริมาณเพสต์ของคอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินที่ไม่ได้ผ่านการปรับปรุงคุณภาพใช้ปริมาณวัสดุประสานสูงกว่าคอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์เป็นวัสดุประสาน กล่าวคือ คอนกรีต CT มีปริมาณวัสดุประสานน้อยกว่าซึ่งมีปริมาณวัสดุประสานเท่ากับ 500 กก/$ม^3$ แต่คอนกรีต OFC, OFC–C และ OFC–H มีปริมาณวัสดุประสาน เท่ากับ 550 กก/$ม^3$ ส่งผลให้มีค่าการหดตัวแห้งสูงกว่าคอนกรีต CT ซึ่งสอดคล้องกับงานวิจัยของ Guneyisi และคณะ (2010) ที่พบว่าการใช้ปริมาณวัสดุประสานที่สูงขึ้น ส่งผลให้การหดตัวแห้งมีค่าสูงขึ้นตามไปด้วย

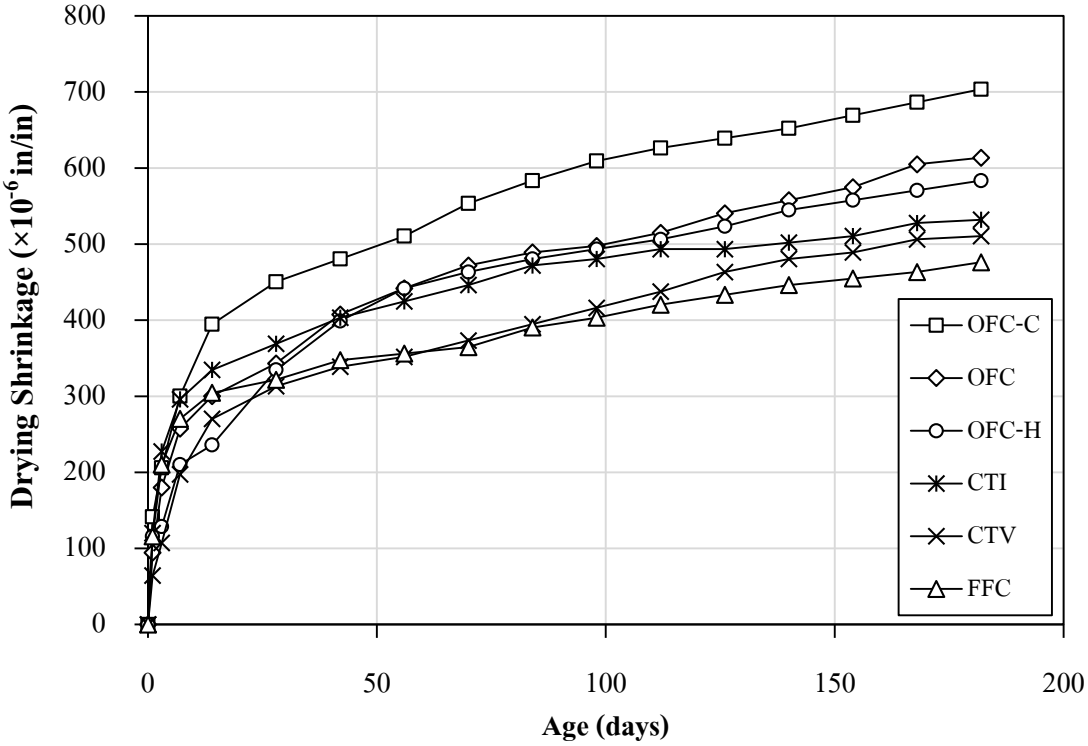
สำหรับคอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินแบบบดละเอียด คือ คอนกรีต FFC มีค่าการหดตัวแห้ง ที่อายุ 182 วัน เท่ากับ 476×10^{-6} นิ้ว/นิ้ว เห็นได้ว่าคอนกรีต FFC มีการหดตัวแห้งน้อยกว่าคอนกรีตควบคุมที่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ทั้ง CTI และ CTV เนื่องจากคอนกรีต FFC มีกำลังอัดที่มากกว่า การเพิ่มความละเอียดของวัสดุประสาน ทำให้การทำปฏิกิริยาปอซโซลานระหว่างกากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินดีขึ้น คอนกรีตจึงมีกำลังอัดที่สูงส่งผลทำให้คอนกรีตมีความต้านทานการยืดรั้งได้มากขึ้นทำให้มีการหดตัวแห้งลดลง สอดคล้องกับงานวิจัยของ อัครเดช ศรีเสน (2556) ที่ทำการทดสอบการหดตัวแห้งของคอนกรีตกำลังปกติและกำลังสูงที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าถ่านหินเป็นวัสดุประสาน พบว่า ในกลุ่มของคอนกรีตกำลังสูงมีการหดตัวแห้งน้อยกว่ากว่ากลุ่มของคอนกรีตกำลังปกติ

ตารางที่ 4.11 การหดตัวแห้งของคอนกรีต

Age (Days)	Drying Shrinkage ($\times 10^{-6}$ in/in)					
	CTI	CTV	OFC	OFC–C	OFC–H	FFC
0	0	0	0	0	0	0
1	120	64	94	142	116	116
3	227	107	180	206	129	210
7	296	197	257	300	210	270
14	335	270	300	395	236	305
28	369	313	343	450	335	322
42	403	339	408	481	399	348
56	425	352	442	511	442	356
70	446	373	472	553	463	365
84	472	395	489	583	481	390
98	481	416	498	609	493	403
112	493	438	515	626	506	420
126	493	463	541	639	523	433
140	502	481	558	652	545	446
154	511	489	575	669	558	455
168	528	506	605	686	571	463
182	532	511	614	704	583	476

รูปที่ 4.20 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าการหดตัวแห้งกับอายุคอนกรีต สังเกตได้ว่าอัตราการหดตัวแห้งของคอนกรีตทั้งหมดมีแนวโน้มไปในทิศทางเดียวกัน คือ คอนกรีตทั้งหมดมีอัตราการหดตัวแห้งสูงในช่วงอายุต้น (อายุ 1 - 56 วัน) จากนั้นอัตราการหดตัวแห้งของคอนกรีตจะเพิ่มขึ้นอย่างช้าๆ จนถึงอายุ 182 วัน ซึ่งสอดคล้องกับงานวิจัยของ Barr และคณะ (2003) ที่พบว่าการหดตัวแห้งของคอนกรีตเปลี่ยนแปลงสัมพันธ์กับความชื้นสัมพัทธ์และอุณหภูมิของสภาวะแวดล้อม โดยมีค่าการหดตัวแห้งเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในอายุ 100 วันแรก และหลังจากนั้นจะหดตัวอย่างช้าๆ และยังพบอีกว่าอิทธิพลของกำลังอัดส่งผลกระทบต่อการหดตัวแห้งมากกว่าปริมาณเพสต์ในคอนกรีต ดังนั้น คอนกรีต FFC ที่มีปริมาณวัสดุประสาน เท่ากับ 550 กก/ม^3

ซึ่งมากกว่าปริมาณวัสดุประสานของคอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ (คอนกรีต CTI และ CTV มีปริมาณวัสดุประสานเท่ากับ 500 กก/ม^3) จึงมีการหดตัวแห้งน้อยกว่าคอนกรีตควบคุมแม้ว่าจะมีปริมาณวัสดุประสานมากกว่า



รูปที่ 4.20 การหดตัวแห้งของคอนกรีต