

## บทที่ 2

### ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

#### 2.1 วัสดุซ่อมประสานซีเมนต์

เมื่องานซ่อมแซมเข้ามา มีบทบาทสำคัญในงานก่อสร้าง ความต้องการในการใช้งานวัสดุซ่อมจึงมีเพิ่มขึ้น เป็นเหตุให้ผู้ผลิตแข่งขันกันพัฒนาวัสดุซ่อมต่างๆ ออกมาอย่างต่อเนื่อง ในปัจจุบันจึงมีวัสดุซ่อมให้เลือกใช้มากมาย ในปี ค.ศ. 1987 G. Mays และคณะ [2] ได้แบ่งวัสดุซ่อมเหล่านี้เป็น 3 กลุ่ม ตามส่วนประกอบที่ใช้ ดังแสดงในตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 ชนิดของวัสดุซ่อม [2]

Resinous Materials	Polymer Modified Cementitious Materials	Cementitious Materials
A: Epoxy Mortar	D: Styrene Butadiene Modified	G: Ordinary Portland Cement/Mortar
B: Polyester Mortar	E: Vinyl Acetate Modified	H: High Alumina Cement Mortar
C: Acrylic Mortar	F: Magnesium Phosphate Modified	I: Flowing Concrete

G. Mays และคณะได้รวบรวมคุณสมบัติเชิงกลของวัสดุซ่อมทั้งสามกลุ่มในปี ค.ศ. 1987 เอาไว้ดังแสดงในตารางที่ 2.2 พบว่า วัสดุซ่อมประสานซีเมนต์ทั่วไปมีคุณสมบัติเชิงกลที่ต่ำกว่า วัสดุซ่อมกลุ่มเรซินมาก ขณะที่วัสดุซ่อมประสานซีเมนต์ที่ปรับปรุงด้วยโพลีเมอร์มีคุณสมบัติที่ดีขึ้น แต่ยังคงดีกว่าวัสดุซ่อมกลุ่มเรซินเช่นกัน อย่างไรก็ตาม เมื่อเปรียบเทียบกับคุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีต ดังแสดงในตารางที่ 2.3 พบว่า คุณสมบัติเชิงกลของวัสดุซ่อมประสานซีเมนต์มีค่าใกล้เคียงกับคุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีตโครงสร้างทั่วไป ไม่ว่าจะเป็นด้านกำลัง โมดูลัสยืดหยุ่น หรือสัมประสิทธิ์การขยายตัวภายใต้อุณหภูมิ ซึ่งบ่งชี้ว่า วัสดุซ่อมประสานซีเมนต์กับคอนกรีตมีความเข้ากันได้ (Compatibility)

ตารางที่ 2.2 คุณสมบัติเชิงกลของวัสดุซ่อมในปี ค.ศ. 1987 [2]

Property	Resin Mortar	Polymer Modified Cementitious Mortar	Plain Cementitious Mortar
Compressive Strength (MPa)	50 – 100	30 – 60	20 – 50
Tensile Strength (MPa)	10 – 15	5 – 10	2 – 5
Modulus of Elasticity in Compression (GPa)	10 – 20	15 – 25	20 – 30
Coefficient of Thermal Expansion (per °C)	$25 - 30 \times 10^{-6}$	$10 - 20 \times 10^{-6}$	$10 \times 10^{-6}$
Water Absorption (% by Mass)	1 – 2	0.1 – 0.5	5 – 15
Maximum Service Temperature (°C)	40 - 80	100 – 300	> 300

ตารางที่ 2.3 คุณสมบัติของคอนกรีตกับเหล็ก [3]

วัสดุ	ความ หนาแน่น (กก./ลบ.ม.)	กำลังดึง (กก./ตร.ซม.)	โมดูลัส ยืดหยุ่น (E) (กก./ตร.ซม.)	ส.ป.ส. การ ขยายตัว ( $10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ )	การนำความ ร้อน (W/m.k)
คอนกรีต	2300 – 2400	30	$2.5 \times 10^5$	10	3
เหล็ก					
ทั่วไป	7800	3000	$2.1 \times 10^6$	11	50
กำลังสูง	7800	10000	$2.1 \times 10^6$	12	45

ต่อมาในปี ค.ศ. 1993 R.T.L. Allen และคณะ [4] ได้รวบรวมคุณสมบัติเชิงกลของวัสดุซ่อมเช่นกัน โดยแบ่งวัสดุซ่อมออกเป็น 4 กลุ่ม ดังแสดงในตารางที่ 2.4

ตารางที่ 2.4 คุณสมบัติเชิงกลของวัสดุซ่อมในปี ค.ศ. 1993 [4]

	Epoxy Resin Grouts, Mortars and Concretes	Polyester Resin Grouts, Mortars and Concretes	Cementitious Grouts, Mortars and Concretes	Polymer Modified Cementitious System
Compressive Strength (N/mm <sup>2</sup> )	55 – 110	55 – 110	20 – 70	10 – 80
Compressive Modulus E - value (kN/mm <sup>2</sup> )	0.5 – 20	2 – 10	20 – 30	1 – 30
Flexural Strength (N/mm <sup>2</sup> )	25 – 50	25 – 30	2 – 5	6 – 15
Tensile Strength (N/mm <sup>2</sup> )	9 – 20	8 – 17	1.5 – 3.5	2 – 8
Elongation at Break (%)	0 – 15	0 – 2	0	0 – 5
Linear Coefficient of Thermal Expansion per °C	$25 - 30 \times 10^{-6}$	$25 - 35 \times 10^{-6}$	$7 - 12 \times 10^{-6}$	$8 - 20 \times 10^{-6}$
Water Absorption, 7 Days at 25°C (%)	0 – 1	0.2 – 0.5	5 – 15	0.1 – 0.5
Maximum Service Temperature under Load (°C)	40 – 80	50 – 80	In excess 300°C dependent upon mix design	100 – 300
Rate of Development of Strength at 20°C	6 – 48 hours	2 – 6 hours	1 – 4 weeks	1 – 7 days

จากตารางที่ 2.4 จะเห็นได้ว่า คุณสมบัติเชิงกลของวัสดุซ่อมประสานซีเมนต์ในปี ค.ศ. 1993 นั้นมีการพัฒนาขึ้นจากปี ค.ศ. 1987 โดยเฉพาะด้านกำลัง แต่แนวโน้มโดยรวมยังคงเป็นเช่นเดิม คือ วัสดุซ่อมประสานซีเมนต์มีคุณสมบัติเชิงกลที่ต่ำกว่าวัสดุซ่อมกลุ่มเรซิน และคุณสมบัติเชิงกลของวัสดุซ่อมประสานซีเมนต์มีค่าใกล้เคียงกับคอนกรีตเช่นเดิม ซึ่งยืนยันถึงความเข้ากันได้ระหว่างวัสดุซ่อมประสานซีเมนต์กับคอนกรีต

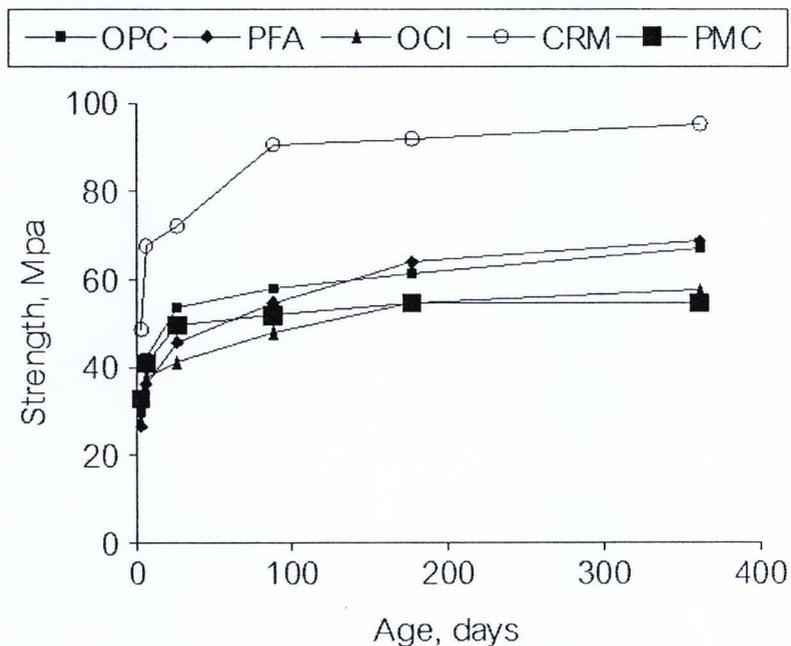
แม้ว่าวัสดุซ่อมประสานซีเมนต์ จะเป็นวัสดุซ่อมที่ราคาถูกและหาได้ทั่วไปตามท้องตลาด แต่ด้วยส่วนประกอบที่แตกต่างกันของวัสดุซ่อมประสานซีเมนต์ ส่งผลให้วัสดุซ่อมประสานซีเมนต์แต่ละชนิดมีคุณสมบัติที่ต่างกันออกไป งานวิจัยของ J. G. Cabrera และคณะ [5] จึงได้นำวัสดุซ่อมประสานซีเมนต์หลายชนิดมาทดสอบคุณสมบัติ เพื่อเป็นข้อมูลประกอบการตัดสินใจในการเลือกใช้งาน

วัสดุซ่อมประสานซีเมนต์ที่ J. G. Cabrera และคณะใช้ในการวิจัย มี 4 ชนิด ได้แก่ วัสดุซ่อมประสานซีเมนต์ (Cementitious Repair Material, CRM) วัสดุซ่อมประสานซีเมนต์ที่ผ่านการปรับปรุงด้วยโพลิเมอร์ (Polymer Modified Cementitious Repair Material, PMC) ซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ผสมสารยับยั้งการกัดกร่อน (Ordinary Portland Cement with Corrosion Inhibitor, OCI) และคอนกรีตที่มีส่วนผสมของปอซโซลานเถ้าเชื้อเพลิง (Pozzolanic Concrete Mix/Pulverised Fuel Ash, PFA) รวมทั้งยังมีการทดสอบคุณสมบัติของคอนกรีตปกติ (Ordinary Portland Cement Concrete Mix, OPC) ในงานวิจัยนี้ด้วย โดยขึ้นตัวอย่างที่เป็น CRM และ PMC ทั้งหมดใช้สัดส่วนผสมตามที่ผู้ผลิตแนะนำ ขึ้นตัวอย่างนอกจากนี้ จะใช้สัดส่วนซีเมนต์ต่อทรายต่อหินเท่ากับ 1 ต่อ 2.33 ต่อ 3.5 ทั้งหมด เพื่อเป็นการควบคุมสัดส่วนผสม

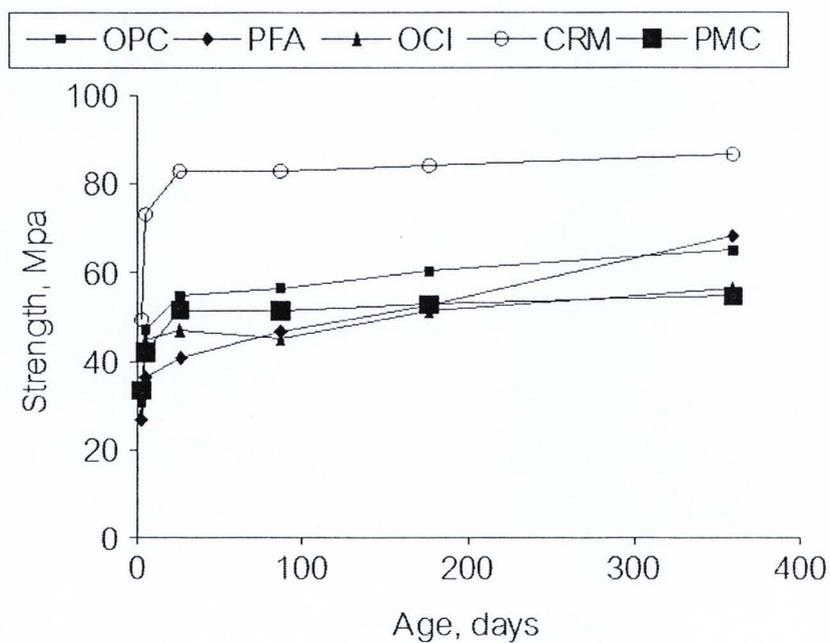
ขึ้นตัวอย่างที่หล่อขึ้นรูปแล้วจะถูกเก็บพร้อมแบบหล่อไว้ ณ อุณหภูมิห้อง ( $20 \pm 2$  องศาเซลเซียส) เพื่อถอดแบบหล่อที่ 24 ชั่วโมง แล้วจึงนำขึ้นตัวอย่างไปบ่มในห้องบ่มที่อุณหภูมิ  $20 \pm 2$  องศาเซลเซียส และความชื้น 99% เป็นเวลา 3 วัน หลังจากนั้นจะทำการแยกบ่มเป็น 2 ลักษณะ คือ บ่มด้วยห้องบ่มอุณหภูมิ  $20 \pm 2$  องศาเซลเซียส และความชื้น  $65 \pm 5\%$  เพื่อจำลองสภาวะการก่อสร้างทั่วไป และบ่มด้วยห้องบ่มร้อนอุณหภูมิ 35 องศาเซลเซียส ความชื้น  $45 \pm 5\%$  และความเร็วลม 3 เมตรต่อวินาที เพื่อจำลองสภาวะชายฝั่งทะเลในประเทศแถบตะวันออกกลาง ซึ่งมักพบการเสื่อมสภาพของคอนกรีตรวดเร็วกว่าปกติ

J. G. Cabrera และคณะได้ทำการทดสอบคุณสมบัติทั้งสิ้น 4 การทดสอบ คือ การทดสอบกำลังอัด การทดสอบกำลังยึดเหนี่ยวด้วยวิธีแรงเฉือนเอียง (Slant Shear) การทดสอบความพรุน และการทดสอบการซึมผ่านของก๊าซออกซิเจนและน้ำ เพื่อใช้ในการพิจารณา

เปรียบเทียบประสิทธิภาพของวัสดุซ่อมประสานซีเมนต์ทั้ง 4 ชนิด โดยได้ผลการทดสอบดังแสดงในภาพที่ 2.1 ถึงภาพที่ 2.4 และตารางที่ 2.5

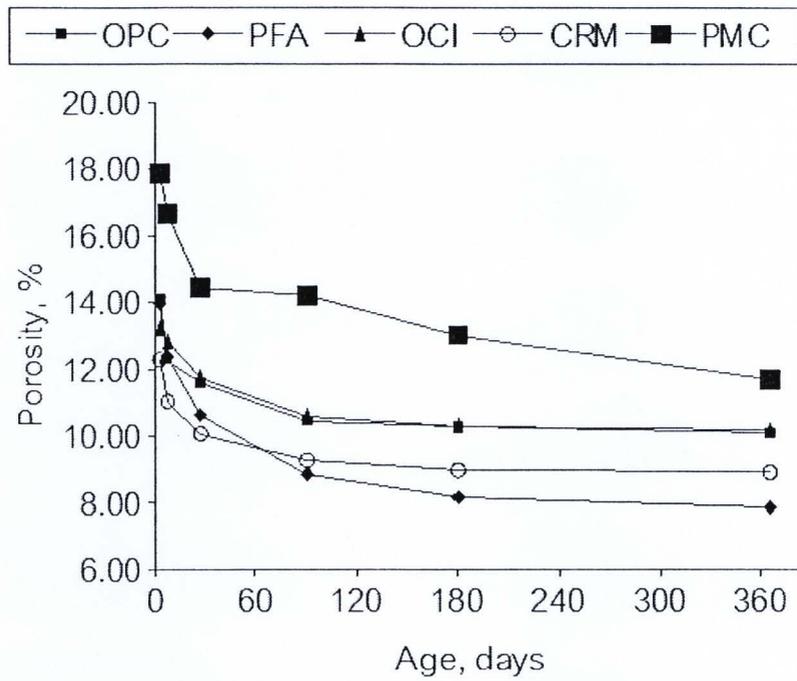


ก. บ่มที่ 20 องศาเซลเซียส ความชื้น 65%

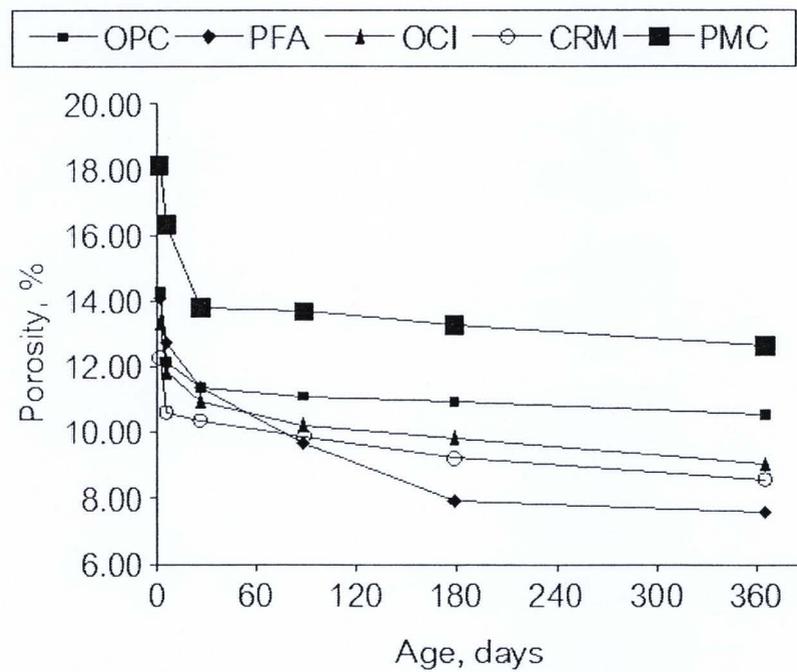


ข. บ่มที่ 35 องศาเซลเซียส ความชื้น 45%

ภาพที่ 2.1 การพัฒนากำลังอัดของวัสดุซ่อมประสานซีเมนต์ [5]

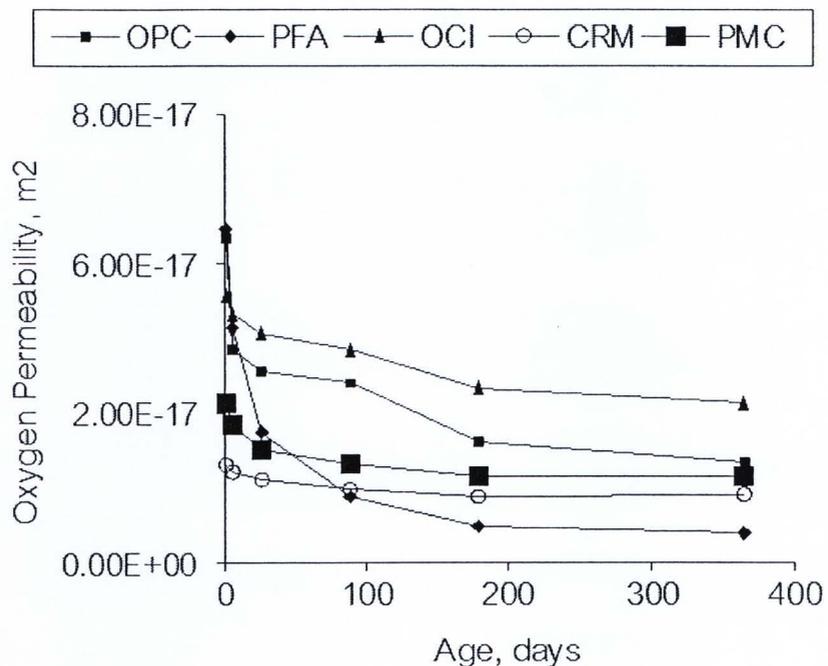


ก. บ่มที่ 20 องศาเซลเซียส ความชื้น 65%

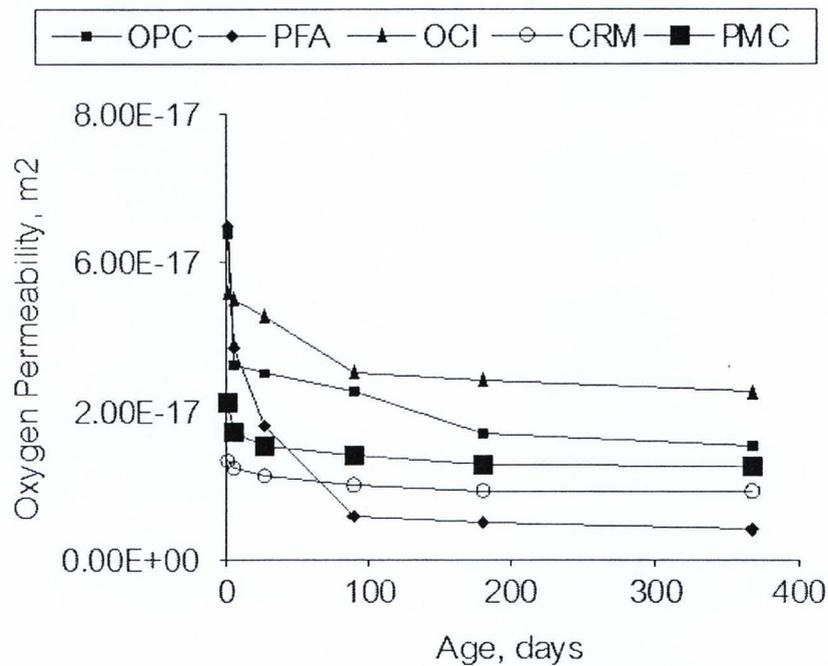


ข. บ่มที่ 35 องศาเซลเซียส ความชื้น 45%

ภาพที่ 2.2 ความพรุนของวัสดุซ่อมประสานซีเมนต์ที่อายุต่างๆ [5]

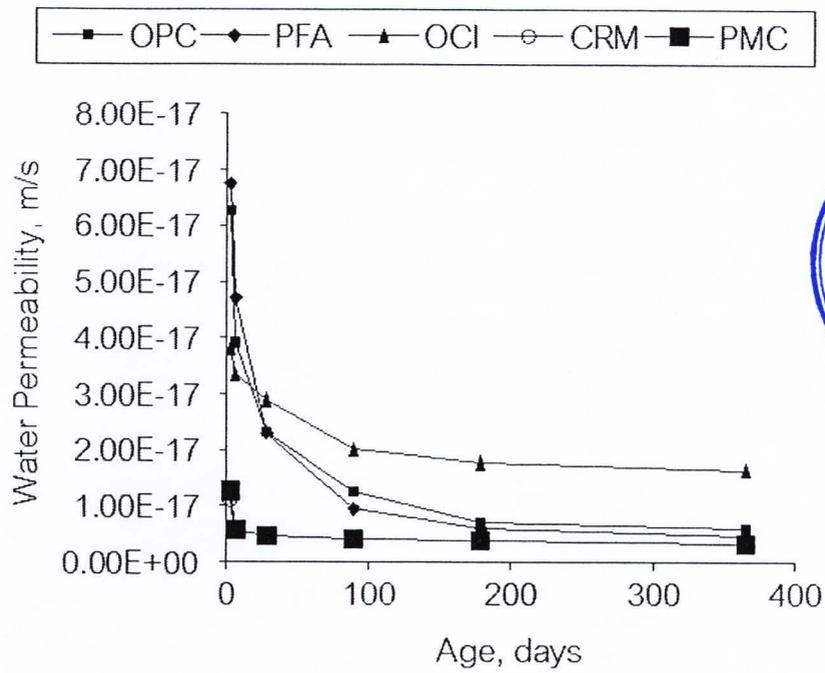


ก. บ่มที่ 20 องศาเซลเซียส ความชื้น 65%

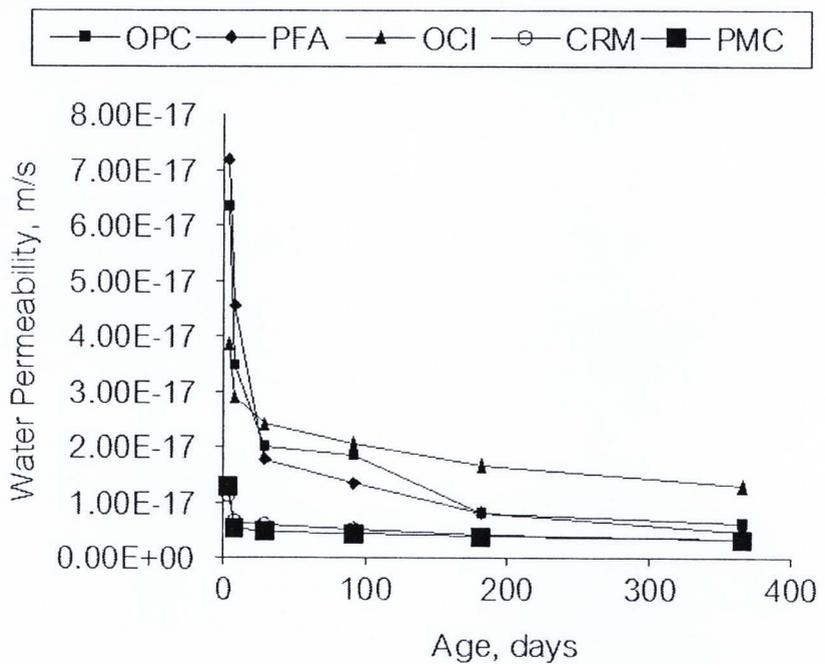


ข. บ่มที่ 35 องศาเซลเซียส ความชื้น 45%

ภาพที่ 2.3 การซึมผ่านของออกซิเจนของวัสดุซ่อมประสานซีเมนต์ที่อายุต่างๆ [5]



ก. บ่มที่ 20 องศาเซลเซียส ความชื้น 65%



ข. บ่มที่ 35 องศาเซลเซียส ความชื้น 45%

ภาพที่ 2.4 การซึมผ่านของน้ำของวัสดุซ่อมประสานซีเมนต์ที่อายุต่างๆ [5]

สำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ  
 ห้องสมุดงานวิจัย  
 วันที่ 8 ส.ค. 2553  
 เลขทะเบียน 246618  
 เลขเรียกหนังสือ

ตารางที่ 2.5 กำลังยึดเหนี่ยวของวัสดุซ่อมประสานซีเมนต์ [5]

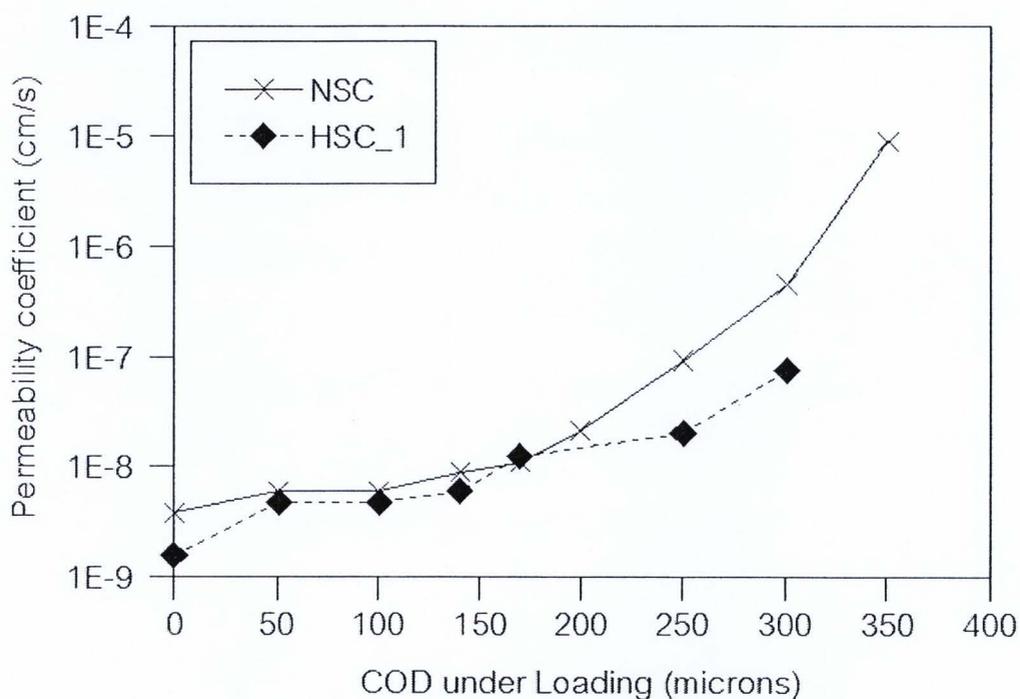
Material	Curing Condition					
	20°C / 65% R.H.			35°C / 45% R.H.		
	Bond Strength (MPa)	Plane Failure Through	E (GPa)	Bond Strength (MPa)	Plane Failure Through	E (GPa)
OPC	13.8	OPC	35.88	12.5	OPC	35.30
PFA	14.2	OPC – PFA	30.36	13.3	OPC – PFA	32.88
OCI	15.8	OCI	36.15	15.5	OCI	36.02
CRM	20.1	Interphase	28.87	15.9	Interphase	27.40
PMC	10.7	Interphase	18.83	10.0	Interphase	20.10

งานวิจัยของ J. G. Cabrera และคณะ ได้ข้อสรุปว่า วัสดุซ่อมประสานซีเมนต์แต่ละชนิดมีคุณสมบัติที่แตกต่างกัน ในด้านกำลังอัด CRM ให้กำลังสูงที่สุด ขณะที่วัสดุซ่อมอีก 3 ชนิด มีค่าไม่ต่างจาก OPC อย่างไรก็ตาม กำลังเพียงอย่างเดียวไม่สามารถบ่งบอกได้ว่าควรเลือกใช้วัสดุใด ดังจะเห็นได้จากความพรุนและการซึมผ่านของก๊าซ ซึ่ง PFA ให้ค่าต่ำที่สุด ขณะที่การซึมผ่านของน้ำมีแนวโน้มคือ  $PMC \approx CRM < PFA < OPC < OCI$  จากการเปรียบเทียบคุณสมบัติของวัสดุซ่อมประสานซีเมนต์ทั้งหมดที่ทดสอบในงานวิจัยนี้ ควรเลือกใช้ PFA เป็นวัสดุซ่อมแซม

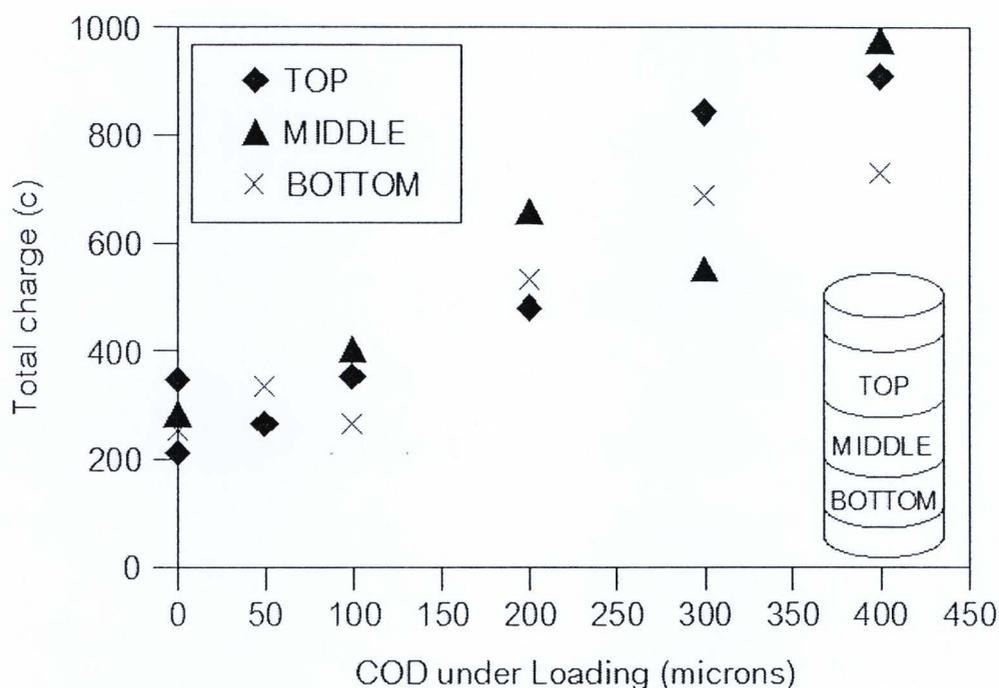
เห็นได้ว่า งานวิจัยที่กล่าวถึงเน้นศึกษาคุณสมบัติของวัสดุซ่อมประสานซีเมนต์ ไม่ใช่คุณสมบัติของโครงสร้างภายหลังการซ่อมแซมซึ่งเป็นวัสดุประกอบ (Composite Materials) อย่างไรก็ตาม งานวิจัยนี้ได้แสดงให้เห็นถึงภาพรวมของคุณสมบัติของวัสดุซ่อมประสานซีเมนต์ได้เป็นอย่างดี โดยเฉพาะการที่วัสดุซ่อมประสานซีเมนต์แต่ละชนิดมีคุณสมบัติที่แตกต่างกัน

## 2.2 การจำแนกรอยร้าว

รอยร้าวของคอนกรีตสามารถจำแนกได้หลายวิธี ไม่ว่าจะเป็นการจำแนกตามลักษณะของการเกิดรอยร้าว [3] เช่น รอยร้าวจากสาเหตุทางกายภาพ (Cracks due to Physical Causes) รอยร้าวจากสาเหตุทางเคมี (Cracks due to Chemical Causes) และรอยร้าวเนื่องจากเหล็กเสริมเกิดการกัดกร่อน (Cracks due to Corrosion of Reinforcement) หรือการจำแนกตามการเคลื่อนตัว [2] เช่น รอยร้าวที่ไม่มี การเคลื่อนที่ (Dead Cracks) และรอยร้าวที่มีการเคลื่อนที่ (Live Cracks) หรือจำแนกตามระยะช่องเปิดของรอยร้าว เช่นในงานวิจัยของ C. M. Aldea และคณะ [6] ซึ่งดำเนินการเพื่อหาเกณฑ์กำหนดสำหรับคอนกรีตที่คงทน (Durable Concrete) โดยทดสอบหาสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำและการแทรกซึมของคลอไรด์ที่ความกว้างของรอยร้าว (Crack Opening Displacement, COD) ค่าต่างๆ ในคอนกรีตปกติ (Normal Strength Concrete, NSC) และคอนกรีตกำลังสูง (High Strength Concrete, HSC) ได้ผลการทดสอบดังแสดงในภาพที่ 2.5 และภาพที่ 2.6



ภาพที่ 2.5 ระยะช่องเปิดของรอยร้าวกับสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำ [6]



ภาพที่ 2.6 ระยะช่องเปิดของรอยร้าวกับประจุคลอไรด์ที่ผ่านขึ้นตัวอย่าง [6]

จากผลการทดสอบของ C. M. Aldea และคณะ พบว่า รอยร้าวที่มีขนาดเล็กกว่า 200 ไมครอน หรือ 0.2 มม. คอนกรีตมีการซึมผ่านของน้ำค่อนข้างคงที่ วัดค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ประมาณ  $1 \times 10^{-8}$  ซม.ต่อวินาที ซึ่งคอนกรีตปกติและคอนกรีตกำลังสูงมีความแตกต่างกันน้อยมาก แต่รอยร้าวที่ใหญ่กว่า 200 ไมครอน การซึมผ่านของน้ำเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วตามความกว้างของรอยร้าวที่เพิ่มขึ้น และสามารถสังเกตความแตกต่างของคอนกรีตปกติและคอนกรีตกำลังสูงได้ ขณะที่ผลทดสอบการแทรกซึมของคลอไรด์มีแนวโน้มคล้ายคลึงกันกับผลการทดสอบการซึมผ่านของน้ำ คือ รอยร้าวที่มีขนาดเล็กกว่า 200 ไมครอน วัดประจุคลอไรด์ที่ผ่านตัวอย่างได้ค่อนข้างคงที่ แต่เมื่อรอยร้าวมีขนาดใหญ่กว่า 200 ไมครอน ประจุคลอไรด์ที่วัดได้มีค่าเพิ่มขึ้นตามความกว้างของรอยร้าว ดังนั้น C. M. Aldea และคณะ จึงสรุปว่า รอยร้าวขนาด 200 ไมครอน หรือ 0.2 มม. สามารถใช้เป็นเกณฑ์ในการจำแนกรอยแตกร้าวของคอนกรีตที่พิจารณาด้านความคงทนได้

## 2.3 การซ่อมแซมรอยร้าวด้วยการเคลือบผิว

P. Roberty และคณะ [7] ได้รวบรวมข้อมูลจาก The European Committee for Standardisation (CEN) เพื่อให้สามารถเลือกวิธีการซ่อมแซมที่เหมาะสม ดังแสดงในตารางที่ 2.6

ตารางที่ 2.6 วิธีการซ่อมแซมตามคุณสมบัติจำเพาะที่ต้องการ [7]

Specific Property	Repair Principle
Ingress Protection	Surface Impregnation
	Surface Coating
	Crack Sealing
Moisture Control	Surface Treatment
	Surface Coating
Concrete Restoration	Bonding Hand – applied Mortar
	Recasting with Concrete
	Spraying Concrete or Mortar
Structural Strengthening	Installing Ties or Anchors
	Steel Plate Bonding
	Adding Mortar or Concrete
	Injection
Concrete Bonding	Injection for Continuity
Physical Resistance	Overlays or Coatings
	Impregnation
Chemical Resistance	Overlays or Coatings
	Impregnation
Restoring Passivity	Replacing Concrete
	Realkalisation by Diffusion
Increasing Resistivity	Limiting Moisture Content
Corrosion Control	Limiting Oxygen Content
Control of Anodic Areas	Active Reinforcement Coating
	Barrier Coatings on Reinforcement
	Anodic Inhibitors in Concrete

จากตารางที่ 2.6 ข้างต้น จะเห็นว่า การซ่อมแซมด้วยการเคลือบ (Coating) เป็นวิธีการที่มีการนำมาใช้งานในหลายๆ ลักษณะ เช่น การป้องกันจากภายนอก (Ingress Protection) การควบคุมความชื้น (Moisture Control) ความต้านทานทางกายภาพ (Physical Resistance) และความต้านทานทางเคมี (Chemical Resistance) การเคลือบเป็นการซ่อมแซมที่มีความสะดวก รวดเร็วในการทำงาน มีขั้นตอนการดำเนินการที่ไม่ยุ่งยาก อีกทั้งยังสามารถใช้ได้กับงานซ่อมแซมขนาดใหญ่ การเคลือบ โดยแบ่งออกเป็น 2 ขั้นตอน คือ การเตรียมผิว (Surface Preparation) และการเคลือบผิว (Surface Coating)

ตารางที่ 2.7 การเตรียมผิวสำหรับงานเคลือบ [4]

Standard	Description	Methods	Expected Tensile Adhesion
Third	Dry and free from grease, free from dust, flakes and salts	Application of emulsified degreaser, (where necessary) washing clean with water, scraping and hand wire brushing to remove loose matter and brushing clean	0.5 – 1.0 N/mm <sup>2</sup>
Second	Dry and free from grease, free from dust, flakes, salts and superficial laitance	Application of emulsified degreaser, (where necessary) and washing clean with water, scraping off any looser matter, power wire brushing and vacuum cleaning to remove dust	1.5 – 2.0 N/mm <sup>2</sup>
First	Dry and free from grease, free from dust, flakes, salts and laitance, with a sharp even finish	Application of emulsified degreaser, (where necessary) and washing clean with water, grit blasting, high – pressure water jetting and acid etching	2.5 – 3.0 N/mm <sup>2</sup>

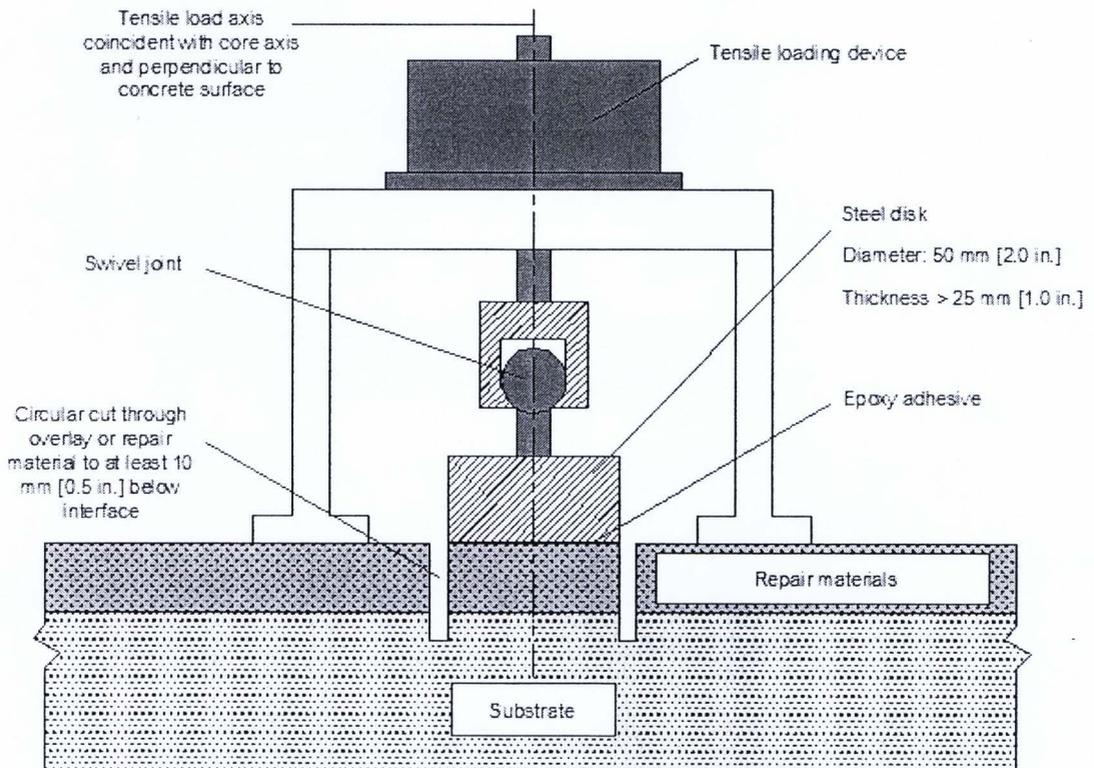
การเตรียมผิว เป็นกระบวนการเตรียมสภาพผิววัสดุเดิมให้พร้อมก่อนการเคลือบผิว เพื่อให้วัสดุซ่อมที่นำมาเคลือบผิวยึดเกาะกับวัสดุเดิมได้เป็นอย่างดี บริเวณที่ต้องการเคลือบผิวต้องปราศจาก ฝุ่น ผง คราบต่างๆ หรือวัสดุอื่นๆ เกาะอยู่ วัสดุเหล่านี้เป็นสาเหตุให้เกิดการวิบัติของงานเคลือบผิว คือ การหลุดร่อนของวัสดุซ่อม R.T.L. Allen [4] จึงได้เสนอการเตรียมผิวสำหรับงานเคลือบผิวคอนกรีตไว้ โดยแบ่งเป็น 3 ข้อกำหนด คือ ข้อกำหนดงานชั้นสามสำหรับกำลังยึดเกาะ 0.5 – 1.0 นิวตัน/ตร.มม. ใช้น้ำยาทำความสะอาดคราบมันในบริเวณที่จำเป็น ล้างด้วยน้ำ และขัดผิวด้วยแปรงลวดด้วยมือ ข้อกำหนดงานชั้นสองสำหรับกำลังยึดเกาะ 1.5 – 2.0 นิวตัน/ตร.มม. ใช้น้ำยาทำความสะอาดคราบมันในบริเวณที่จำเป็น ล้างด้วยน้ำ ขัดผิวด้วยแปรงลวดที่มีกำลังแรง และดูดฝุ่น และข้อกำหนดงานชั้นหนึ่งสำหรับกำลังยึดเกาะ 2.5 – 3.0 นิวตัน/ตร.มม. ใช้น้ำยาทำความสะอาดคราบมันในบริเวณที่จำเป็น ล้างด้วยน้ำ ฟันลมเป่าฝุ่นผง ฉีดด้วยน้ำแรงดันสูง และกัดด้วยกรด ดังแสดงในตารางที่ 2.7 ข้างต้น

การเคลือบผิว เป็นขั้นตอนที่สามารถดำเนินการได้หลายวิธี เช่น การพ่น (Spray Techniques) การใช้ลูกกลิ้ง (Roller Application) การใช้แปรง (Brush Application) การใช้ผ้า (Trowel Application) เป็นต้น การเลือกวิธีที่เหมาะสมมักจะพิจารณาจากพื้นที่ที่ต้องทำงานเป็นหลัก กรณีมีพื้นที่ทำงานมาก การพ่นจะเป็นวิธีที่มีความเหมาะสม สามารถทำงานได้อย่างรวดเร็ว หากพื้นที่ทำงานมีขนาดลดลงมา ควรเลือกใช้ลูกกลิ้ง และพื้นที่ทำงานเล็กๆ จะใช้แปรง นอกจากนี้ยังมีปัจจัยอื่นที่ต้องคำนึงถึงด้วย เช่น ต้นทุน ระยะเวลาทำงาน จำนวนแรงงาน เป็นต้น โดยปริมาณวัสดุซ่อมที่ใช้เคลือบผิวนิยมนอกเป็นปริมาณต่อพื้นที่ทำงาน ตัวอย่างเช่น กก./ตร.ม. หากเป็นกรณีที่ต้องการควบคุมความหนาของวัสดุซ่อมในการเคลือบ เช่น ต้องการชั้นวัสดุซ่อมหนา 1 มม. เป็นต้น มาตรฐานอุตสาหกรรมประเทศญี่ปุ่น JIS K 5600-1-7 [8] ได้นำเสนอวิธีการหนึ่งเรียกว่า การหาความหนาฟิล์มเปียกด้วยการชั่งน้ำหนัก (Determination of Wet-film Thickness: Method 1C by Weighting) ซึ่งเป็นวิธีการที่เหมาะสมสำหรับชั้นตัวอย่างทดสอบที่สามารถหาพื้นที่ได้ และวัสดุเคลือบไม่ระเหยเร็วเกินไป โดยใช้ความหนาแน่นของวัสดุเคลือบในการคำนวณความหนาของวัสดุเคลือบจากค่าน้ำหนักของวัสดุเคลือบและพื้นที่ทำงาน ด้วยวิธีการชั่งน้ำหนักในมาตรฐานนี้ ช่วยควบคุมความหนาของการเคลือบผิวและลดความคลาดเคลื่อนของการเตรียมชั้นตัวอย่างที่พื้นที่ผิวที่ทำงานไม่มากได้เป็นอย่างดี

## 2.4 การยึดเกาะระหว่างวัสดุซ่อมและคอนกรีตเดิม

เมื่อต้องการทราบคุณภาพการยึดเกาะระหว่างวัสดุซ่อมและคอนกรีตเดิมเป็นค่าตัวเลข นิยมระบุเป็นค่ากำลังยึดเกาะ หนึ่งในวิธีการหาค่ากำลังยึดเกาะระหว่างวัสดุซ่อมและคอนกรีตเดิม คือ มาตรฐาน ASTM C1583 [9] ซึ่งดำเนินการโดยการเจาะ (Coring) ทะลุผ่านชั้นของวัสดุซ่อม ทะลุไปจนถึงชั้นของคอนกรีต เพื่อแยกบริเวณที่ทดสอบจากบริเวณอื่น จากนั้นทำการให้แรงดึง (Direct Tensile) ค่ากำลัง ( $f_g$ ) สามารถคำนวณได้จากแรงดึง (T) ต่อพื้นที่ทดสอบ (A) ดังแสดงในสมการที่ 2.1 วิธีการทดสอบนี้ เรียกว่า การทดสอบพูลออฟ (Pull-off Test) ดังแสดงในภาพที่ 2.7

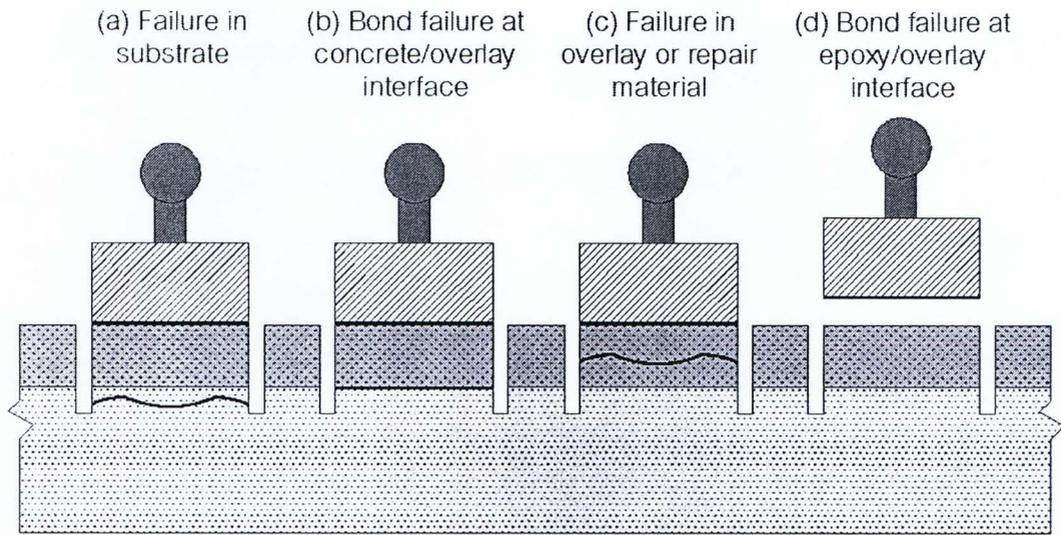
$$f_g = T/A \quad (2.1)$$



ภาพที่ 2.7 การทดสอบกำลังยึดเกาะตามมาตรฐาน ASTM C1583 [9]

อย่างไรก็ตาม ค่ากำลังที่ได้จากการทดสอบพูลออฟ ตามสมการที่ 2.1 สามารถเป็นกำลังดึงของคอนกรีต (Tensile Strength of Concrete) กำลังยึดเกาะ (Adhesive Strength) หรือกำลังดึงของวัสดุซ่อม (Tensile Strength of Overlay Material) ก็ได้ โดยขึ้นอยู่กับลักษณะของการวิบัติ กรณีเกิดการวิบัติที่ชั้นของวัสดุเดิม ดังแสดงภาพที่ 2.8a กำลังที่ได้คือกำลังดึงของคอนกรีต กรณีเกิดการแยกตัวบริเวณรอยต่อของวัสดุเดิมและวัสดุซ่อม ดังแสดงในภาพที่ 2.8b กำลังที่ได้คือ

กำลังยึดเกาะระหว่างวัสดุซ่อมกับคอนกรีตเดิม กรณีเกิดการวิบัติที่ชั้นของวัสดุซ่อม ดังแสดงในภาพที่ 2.8c กำลังที่ได้คือกำลังดึงของวัสดุซ่อม และกรณีเกิดการแยกตัวบริเวณรอยต่อระหว่างวัสดุซ่อมกับอีพอกซี ดังแสดงในภาพที่ 2.8d ผลการทดสอบดังกล่าวจะไม่ถูกนำมาพิจารณา



ภาพที่ 2.8 ลักษณะการวิบัติในการทดสอบกำลังยึดเกาะตามมาตรฐาน ASTM C1583 [9]

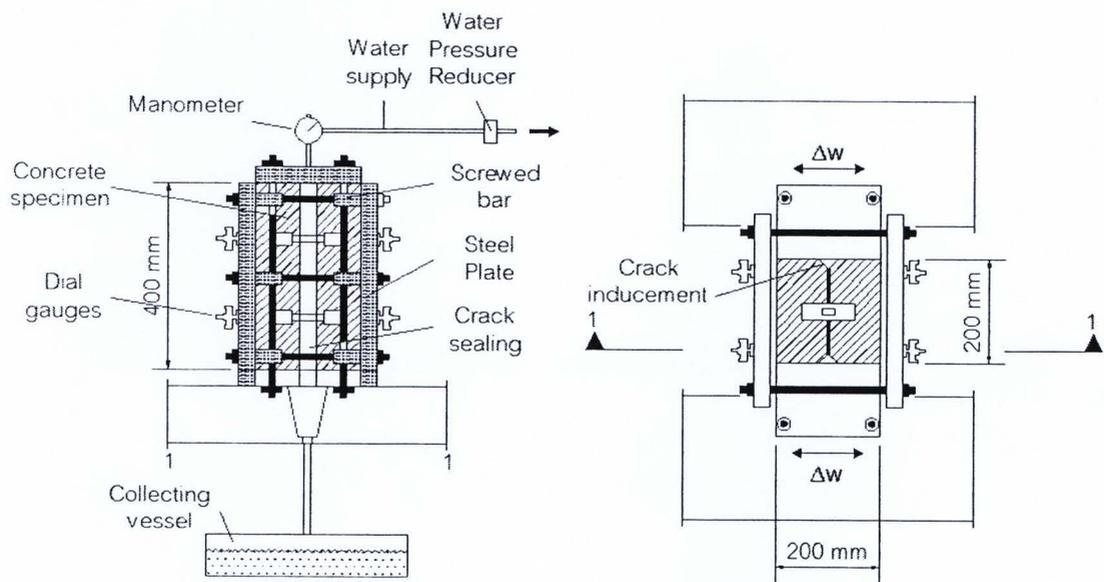
## 2.5 การรั่วซึมของน้ำผ่านรอยร้าวคอนกรีต

โครงสร้างคอนกรีตหลายชนิดต้องสัมผัสกับน้ำตลอดเวลา เช่น เขื่อน อ่างเก็บน้ำ สระน้ำ เป็นต้น อีกทั้งไม่ต้องการให้เกิดการรั่วซึมของน้ำ จึงมีงานวิจัยหลายงานศึกษาการรั่วซึมของน้ำในคอนกรีตที่มีรอยร้าว เช่น C. Edvardsen [10] ซึ่งทดสอบการไหลของน้ำผ่านรอยร้าวของคอนกรีตเพื่อศึกษาการผานรอยร้าวด้วยตัวเองในคอนกรีต (Autogenous Healing of Cracks in Concrete) และความสามารถใช้งานของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีรอยร้าวภายใต้แรงดันน้ำ เช่น ชั้นใต้ดิน โครงสร้างกักเก็บน้ำ หรือบ่อน้ำทิ้ง สำหรับนำผลไปใช้ในงานวิศวกรรม C. Edvardsen ตั้งสมมติฐานว่า การไหลที่เกิดขึ้นเป็นการไหลของของไหลตาม Law of Hagen Poiseuille โดยมีตัวคูณลดขนาดเนื่องจากความขรุขระของรอยร้าว (Reduction Factor Comprising the Roughness of Crack,  $\zeta$ ) ซึ่งมีค่า 0.02 ถึง 0.17 ดังแสดงในสมการที่ 2.2

$$q_r = \zeta \Delta p b w^3 / 12 \eta d \quad (2.2)$$

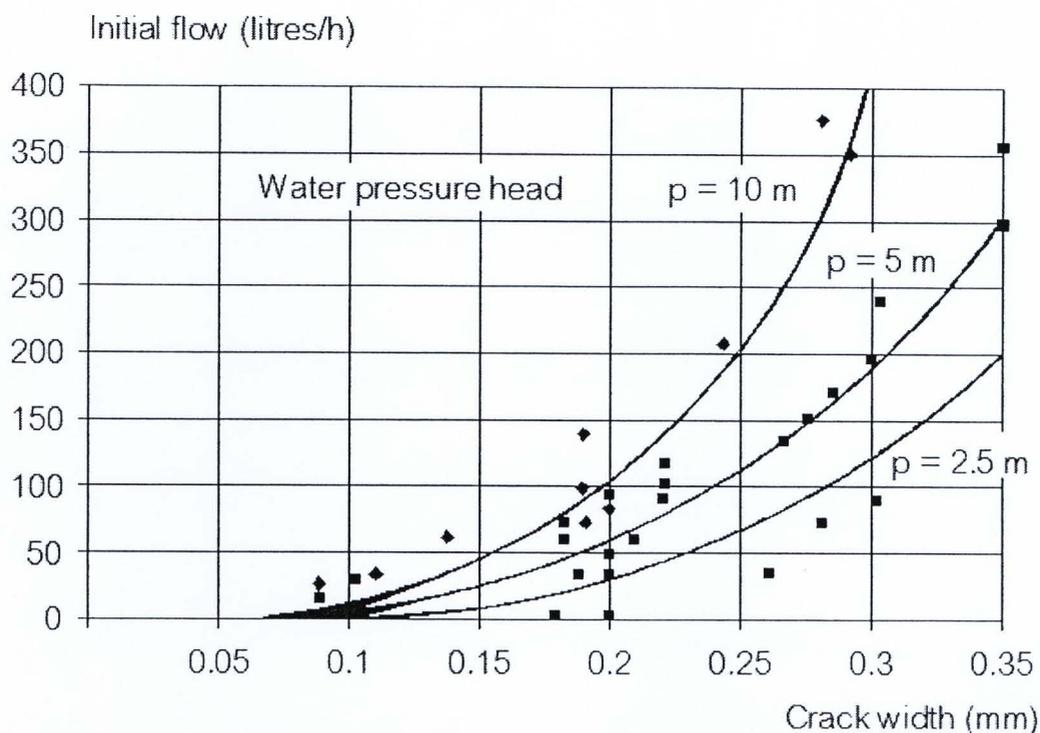
- เมื่อ  $q_r$  คือ อัตราการไหล ( $\text{ม.}^3/\text{วินาที}$ )  
 $\Delta p$  คือ ผลต่างความดัน ณ จุดที่น้ำไหลเข้าและไหลออก ( $\text{นิวตัน/ม.}^2$ )  
 $b$  คือ ความยาวรอยร้าวที่สังเกตเห็นได้ ณ ผิวของโครงสร้าง ( $\text{ม.}$ )  
 $w$  คือ ความกว้างของรอยร้าว ( $\text{ม.}$ )  
 $\eta$  คือ ความหนืดสัมบูรณ์ของน้ำ ( $\text{นิวตัน·วินาที/ม.}^2$ ) และ  
 $d$  คือ ระยะทางตามแนวที่น้ำไหลผ่านหรือความหนาของโครงสร้าง ( $\text{ม.}$ )

การทดสอบของ C. Edvardsen ใช้ตัวอย่างที่มีรอยร้าวเนื่องจากแรงดึง (Tension Crack) ที่มีความกว้างรอยร้าวอยู่ในช่วง 0.1 มม. ถึง 0.3 มม. มาติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบดังแสดงในภาพที่ 2.9 และให้แรงดันน้ำกระทำแก่ตัวอย่าง

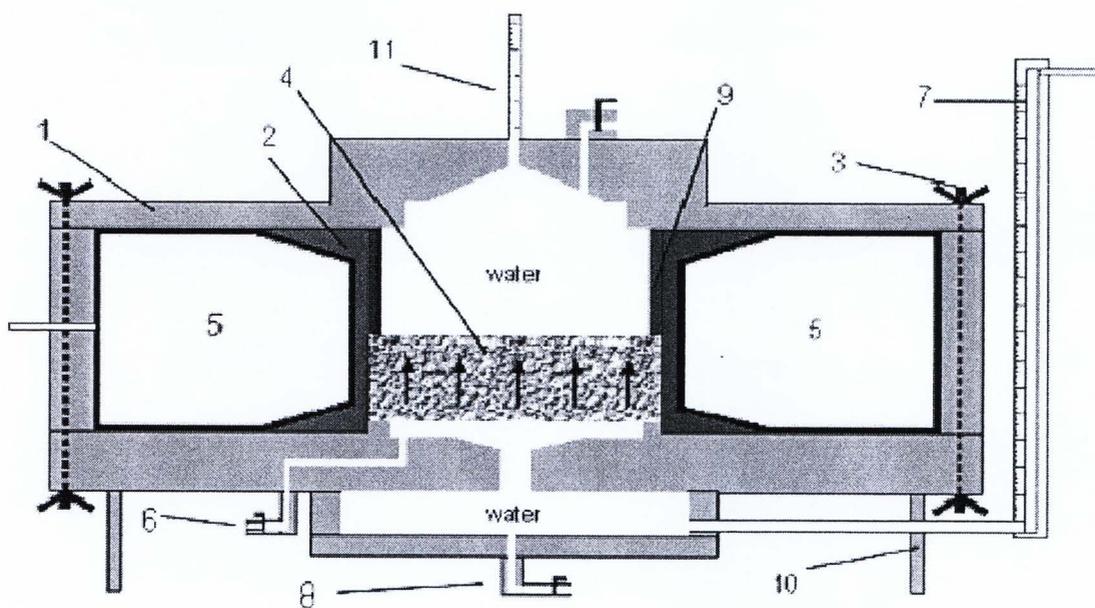


ภาพที่ 2.9 ลักษณะการทดสอบการไหลของน้ำผ่านรอยร้าวของ Edvardsen [10]

ผลทดสอบการไหลของน้ำผ่านรอยร้าวคอนกรีตในภาพที่ 2.10 แสดงให้เห็นว่า อัตราการไหลของน้ำผ่านรอยร้าวมีความสัมพันธ์กับความกว้างรอยร้าวตามสมการที่ 2.2 ซึ่งจากสภาพที่ทดสอบและผลการทดสอบ สามารถนำมาคำนวณค่าตัวคูณลดขนาดเนื่องจากความขรุขระของรอยร้าวได้เท่ากับ 0.25 และทำให้สามารถประมาณการไหลของน้ำผ่านรอยร้าวคอนกรีตได้



ภาพที่ 2.10 ผลทดสอบการไหลของน้ำผ่านรอยร้าวคอนกรีตของ Edvardsen [10]

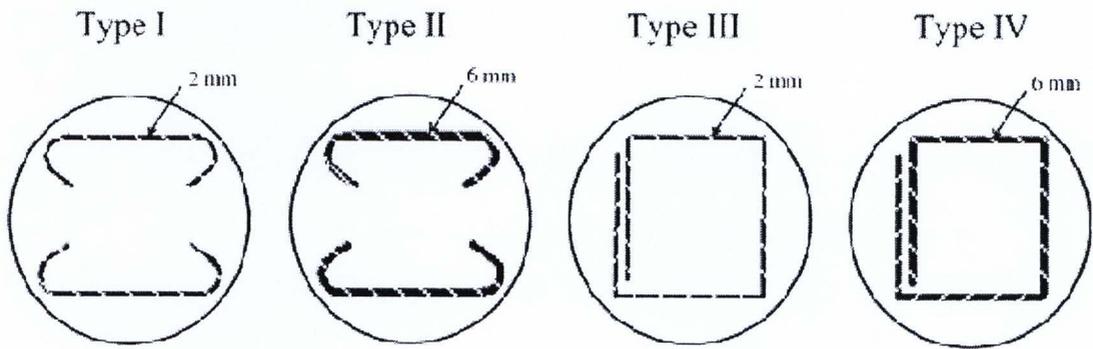


ภาพที่ 2.11 อุปกรณ์ทดสอบการซึมผ่านของ H. W. Reinhardt และ M. Joose [9]

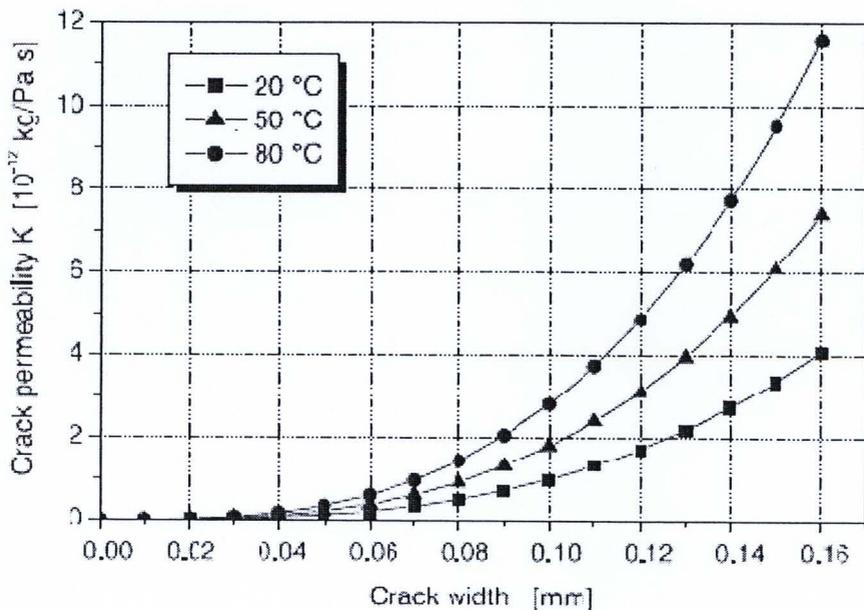
งานวิจัยของ H. W. Reinhardt และ M. Joose [11] ซึ่งทั้งคู่ทำการศึกษาการซึมผ่าน (Permeability) และการผสานรอยร้าวด้วยตัวเองของคอนกรีตที่มีรอยร้าว (Self - healing of Cracked Concrete) โดยใช้คุณสมบัติของน้ำและความกว้างรอยร้าวของคอนกรีตเป็นตัวแปร

ควบคุม เพื่อนำมาใช้เป็นข้อมูลสำหรับอ่างเก็บน้ำอุณหภูมิต่ำ โดยการทดสอบการซึมผ่านของน้ำผ่านตัวอย่างคอนกรีตใช้อุปกรณ์ทดสอบ ดังแสดงในภาพที่ 2.11 ซึ่งหมายเลขต่างๆ ในภาพที่ 2.12 ได้แก่ (1) ตู้ลูมิเนียม (2) ตัวป้องกันความดัน (3) ตัวยึด (4) ตัวอย่างคอนกรีต (5) ช่องความดัน (6) ท่ออากาศ (7) ตัววัดความดันน้ำ (8) ท่อน้ำเข้า (9) ตัวยึดตัวอย่าง (10) ฐานรอง และ (11) อุปกรณ์วัดอัตราการไหล

สำหรับตัวอย่างทดสอบ มีลักษณะเป็นคอนกรีตแผ่นกลม เส้นผ่าศูนย์กลาง 150 มม. ความหนา 50 มม. มีการเสริมเหล็กต่างๆ กัน 4 ลักษณะ เพื่อให้เมื่อนำตัวอย่างมาสร้างรอยร้าวด้วยวิธีผ่าแยก (Splitting) แล้ว ได้ตัวอย่างที่มีความกว้างรอยร้าวต่างกัน ดังแสดงในภาพที่ 2.12



ภาพที่ 2.12 การเสริมเหล็กลักษณะต่างๆ สำหรับการสร้างรอยร้าวบนตัวอย่างคอนกรีตของ H. W. Reinhardt และ M. Joose [9]



ภาพที่ 2.13 ความกว้างรอยร้าวและสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำที่อุณหภูมิต่างๆ [9]

จากการทดสอบการซึมผ่านของน้ำที่อุณหภูมิต่างๆ ของ H. W. Reinhardt และ M. Joose พบว่า สัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วเมื่อความกว้างรอยร้าวมีขนาดใหญ่ขึ้น และการเพิ่มอุณหภูมิส่งผลให้ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านมีค่าเพิ่มขึ้น ดังแสดงในภาพที่ 2.13

นอกจากนี้ H. W. Reinhardt และ M. Joose ได้ทำการเปรียบเทียบผลทดสอบที่ได้กับ Law of Hagen Poiseuille ดังแสดงในสมการที่ 2.2 ด้วย ได้ผล ดังแสดงในตารางที่ 2.8

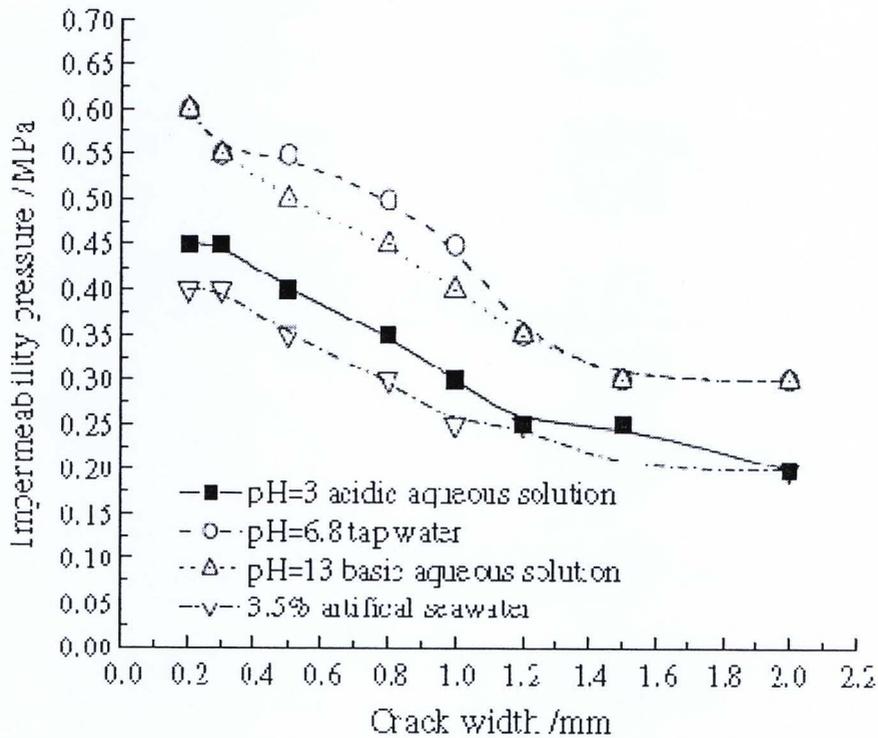
ตารางที่ 2.8 อัตราการไหลของน้ำที่อุณหภูมิต่างๆ ผ่านรอยร้าว เทียบกับอัตราการไหลของน้ำที่ 20 องศาเซลเซียส ผ่านรอยร้าวกว้าง 0.08 มม. [9]

Flow Rate Determination	Crack Width (mm)	Temperature (°C)		
		20	50	80
By Theory	0.05	0.24	0.44	0.67
	0.08	1.00	1.80	2.82
	0.10	1.95	3.52	5.50
By Test	0.05	0.21	0.38	0.60
	0.08	1.00	1.61	2.90
	0.10	2.12	3.62	4.87

จากตารางที่ 2.8 ข้างต้น แสดงให้เห็นว่า ผลทดสอบอัตราการไหลของน้ำผ่านรอยร้าวของ คอนกรีตเทียบกับอัตราการไหลของน้ำตาม Law of Hagen Poiseuille แล้ว พบว่า มีค่าสอดคล้องกัน คือ ความกว้างรอยร้าวที่เพิ่มขึ้นทำให้อัตราการไหลของน้ำมีค่าสูงขึ้น ขณะที่การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิของน้ำมีผลต่อความหนืดของน้ำและความหนาแน่นของน้ำ ซึ่งส่งผลต่ออัตราการไหลของน้ำตามสมการที่ 2.2

นอกจากการรั่วซึมของน้ำผ่านรอยร้าวคอนกรีตแล้ว การรั่วซึมของน้ำผ่านคอนกรีตที่ซ่อมแซมแล้วก็มีการศึกษาวิจัยกันอย่างแพร่หลายเช่นกัน ในหลายกรณีพบว่าคอนกรีตที่ซ่อมแซมแล้วไม่พบการรั่วซึมของน้ำหรือพบการรั่วซึมของน้ำในอัตราที่ต่ำ ซึ่งต้องใช้ระยะเวลาในการทดสอบอัตราการรั่วซึมของน้ำ จึงจำเป็นต้องใช้วิธีการทดสอบอื่นแทน ดังเช่น งานวิจัยของ X. F. Song และคณะ [12] ซึ่งทำการวิจัยเพื่อนำเสนอแนวทางทดสอบประสิทธิภาพภายหลังการซ่อมแซมด้วย Super-absorbent Resin (SAR) หนึ่งใน การทดสอบเหล่านั้น คือ การทดสอบการรั่วซึม ด้วยการให้แรงดัน 0.1 MPa ดันน้ำใส่ตัวอย่าง ซึ่งเป็นคอนกรีตที่เจาะ (Coring) มาจากพื้นที่มีรอยร้าวทะลุ (Through-thickness Crack) และผ่านการซ่อมแซมมาแล้ว โดยเพิ่มความดัน 0.05

MPa ทุก 2 ชั่วโมง จนกระทั่งสังเกตเห็นน้ำซึมบนตัวอย่างอีกด้านหนึ่ง จึงหยุดและบันทึกค่าแรงดันสูงสุดที่ใช้ ได้ผลการทดสอบดังแสดงในภาพที่ 2.14



ภาพที่ 2.14 ความกว้างรอยร้าวกับแรงดันสูงสุดที่ไม่เกิดการซึมผ่าน [12]

ในช่วงความกว้างรอยร้าว 0.2 มม. ถึง 2.0 มม. ที่ทดสอบ ตัวอย่างที่ซ่อมแซมด้วย SAR แล้ว สามารถทนน้ำที่มีแรงดัน 0.2 MPa ถึง 0.6 MPa ได้ ขึ้นอยู่กับความกว้างรอยร้าวและสภาพของน้ำที่ใช้ โดยแรงดันที่ทนได้จะมีค่าลดลงเมื่อความกว้างรอยร้าวเพิ่มขึ้น ขณะที่สภาพน้ำที่ใช้ในการทดสอบเรียงจากประสิทธิภาพสูงไปต่ำ คือ น้ำก๊อก (Tap Water) น้ำที่มีสภาพเป็นด่าง น้ำที่มีสภาพเป็นกรด และน้ำเกลือ

งานวิจัยเหล่านี้ ชี้ให้เห็นว่า วิธีทดสอบการรั่วซึมของน้ำผ่านรอยร้าวคอนกรีตสามารถดำเนินการได้หลายวิธี ซึ่งการนำมาใช้ดำเนินการวิจัยจำเป็นต้องเลือกวิธีที่สอดคล้องกับวัตถุประสงค์ในการทดสอบหรือนำมาประยุกต์ให้ใช้ได้เหมาะสม

## 2.6 คาร์บอนชั่น

โดยปกติ ความเป็นต่างของแคลเซียมไฮดรอกไซด์ ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) ในซีเมนต์เพสต์ มีค่าประมาณ 12.6 ถึง 13.5 ทำให้เกิดชั้นออกไซด์ของเหล็ก ( $\gamma\text{-Fe}_2\text{O}_3$ ) เกาะติดกับเหล็กเสริมในคอนกรีต ชั้นดังกล่าวเรียก พาสซีวติ์เลเยอร์ พาสซีวติ์เลเยอร์จะทำหน้าที่ป้องกันเหล็กเสริมจากออกซิเจนและน้ำ ซึ่งเป็นสาเหตุการเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีต [13] แต่ก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ ( $\text{CO}_2$ ) ซึ่งเป็นก๊าซที่พบได้ทั่วไป สามารถทำปฏิกิริยากับน้ำ ( $\text{H}_2\text{O}$ ) ได้ผลิตภัณฑ์เป็นกรดคาร์บอนิก ( $\text{H}_2\text{CO}_3$ ) ดังแสดงในสมการที่ 2.3 ซึ่งกรดคาร์บอนิกทำปฏิกิริยากับแคลเซียมไฮดรอกไซด์ต่อได้แคลเซียมคาร์บอเนต ( $\text{CaCO}_3$ ) และน้ำเป็นผลิตภัณฑ์ ดังแสดงในสมการที่ 2.4 นอกจากนี้กรดคาร์บอนิกสามารถทำปฏิกิริยากับแคลเซียมคาร์บอเนตได้ด้วย โดยเป็นปฏิกิริยาที่สามารถย้อนกลับได้มีแคลเซียมไฮโดรเจนคาร์บอเนต ( $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ ) เป็นผลิตภัณฑ์ ดังแสดงในสมการที่ 2.5 และแคลเซียมไฮโดรเจนคาร์บอเนตนี้เป็นสารอีกหนึ่งตัวที่ทำปฏิกิริยากับแคลเซียมไฮดรอกไซด์ได้ และได้แคลเซียมคาร์บอเนตและน้ำเป็นผลิตภัณฑ์ ดังแสดงในสมการที่ 2.6 ปฏิกิริยาเหล่านี้ [14] ส่งผลให้ความเป็นต่างของซีเมนต์เพสต์มีค่าลดลงและลดพาสซีวติ์เลเยอร์เหล็กเสริมจึงเป็นสนิมได้ง่ายขึ้น

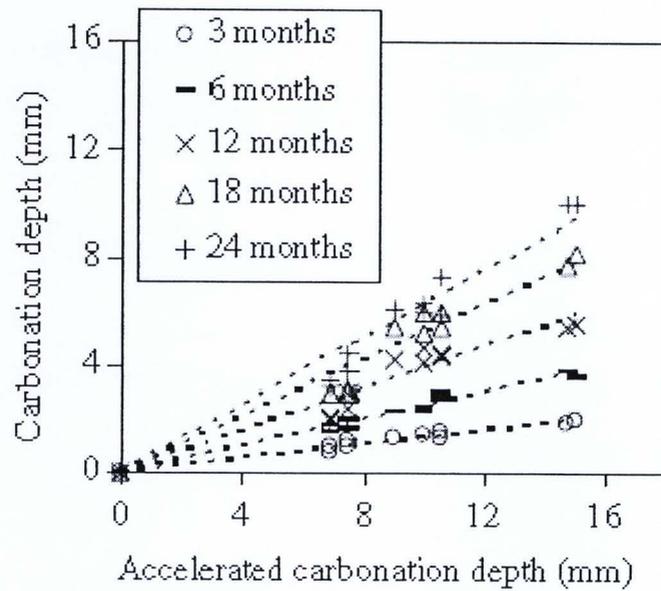


ภายใต้สภาวะคงที่ ระยะคาร์บอนชั่นของคอนกรีตเป็นส่วนโดยตรงกับรากที่ 2 ของเวลา ดังแสดงในสมการที่ 2.7 เมื่อ D คือ ระยะคาร์บอนชั่น (Depth of Carbonation) (มม.) K คือสัมประสิทธิ์คาร์บอนชั่น (Carbonation Coefficient) (มม./ปี<sup>0.5</sup>) และ t คือ เวลา (ปี) สำหรับคอนกรีตที่ก้ำกึ่งต่ำ (Low-Strength Concrete) พบว่า ค่า K มีค่ามากกว่า 3-4 มม./ปี<sup>0.5</sup> [13]

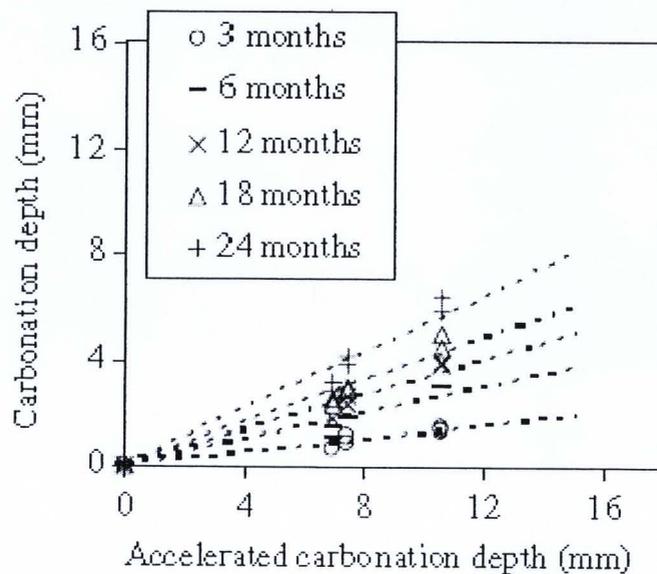
$$D = Kt^{0.5} \quad (2.7)$$

ก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์มีความเข้มข้นในอากาศปกติประมาณ 0.03% โดยปริมาตร ในเมืองใหญ่ 0.3% และมีความเข้มข้นสูงกว่านี้ในสภาพแวดล้อมที่มีปริมาณก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์สูง เช่น บริเวณที่มีการจราจรหนาแน่น อุโมงค์ที่มีการเดินรถ เขตอุตสาหกรรม เป็นต้น โดยความ

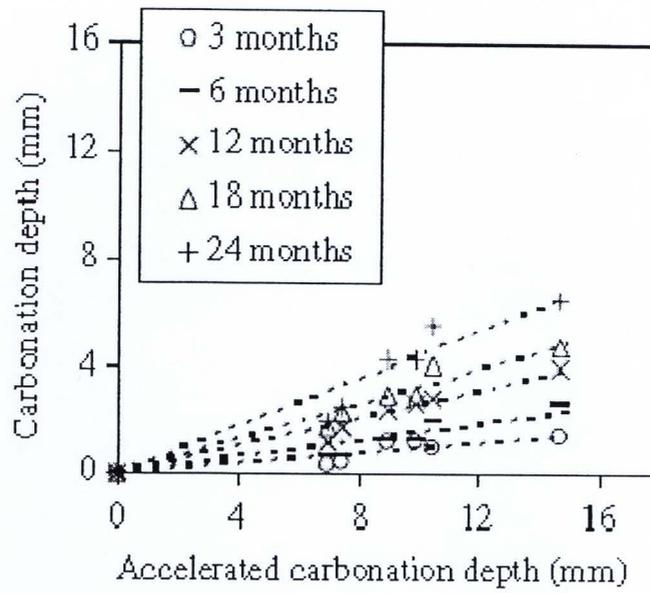
เข้มข้นของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ อุณหภูมิ และความชื้น ล้วนเป็นปัจจัยที่ส่งผลต่อการเกิดคาร์บอนเนชัน J. Khunthongkeaw และคณะ [15] ได้ทำการศึกษาวิจัยเพื่อทำนายระยะคาร์บอนเนชันของคอนกรีตผสมเถ้าลอย (Fly Ash Concrete) โดยมีส่วนหนึ่งของการงานวิจัยเป็นการทดสอบระยะคาร์บอนเนชันในสภาวะเร่งที่ก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์เข้มข้น 4% อุณหภูมิ 40 องศาเซลเซียส และความชื้นสัมพัทธ์ 55% เทียบกับระยะคาร์บอนเนชันในสภาวะแวดล้อมจริง ได้ผลการทดสอบ ดังแสดงในภาพที่ 2.15 ถึงภาพที่ 2.18



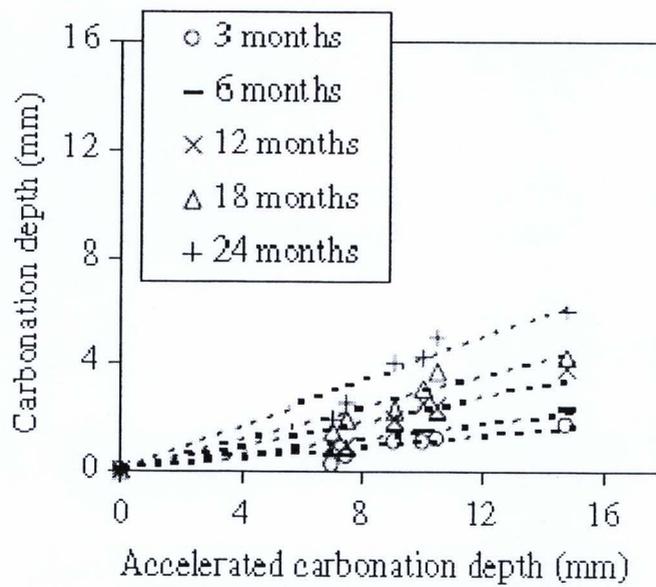
ภาพที่ 2.15 ระยะคาร์บอนเนชันในเมืองแบบมีที่กำบัง (Sheltered) กับในสภาวะเร่ง [15]



ภาพที่ 2.16 ระยะคาร์บอนเนชันในเมืองแบบไม่มีที่กำบัง (Non-sheltered) กับในสภาวะเร่ง [15]



ภาพที่ 2.17 ระยะคาร์บอนเนชั่นในบริเวณชนบท (Rural) กับในสภาวะเร่ง [15]



ภาพที่ 2.18 ระยะคาร์บอนเนชั่นในบริเวณริมทะเล (Seaside) กับในสภาวะเร่ง [15]

จากผลการทดสอบข้างต้น J. Khunthongkeaw และคณะ พบว่า ระยะคาร์บอนเนชั่นในสภาวะเร่งมีความสัมพันธ์กับระยะคาร์บอนเนชั่นในสภาวะแวดล้อมจริง สำหรับสภาวะแวดล้อมในประเทศไทย ดังแสดงในสมการที่ 2.8 และสมการที่ 2.9

$$D_{n,t} = A D_a t^{0.5} \quad (2.8)$$

$$A = 0.22C^{0.65}/RH \quad (2.9)$$

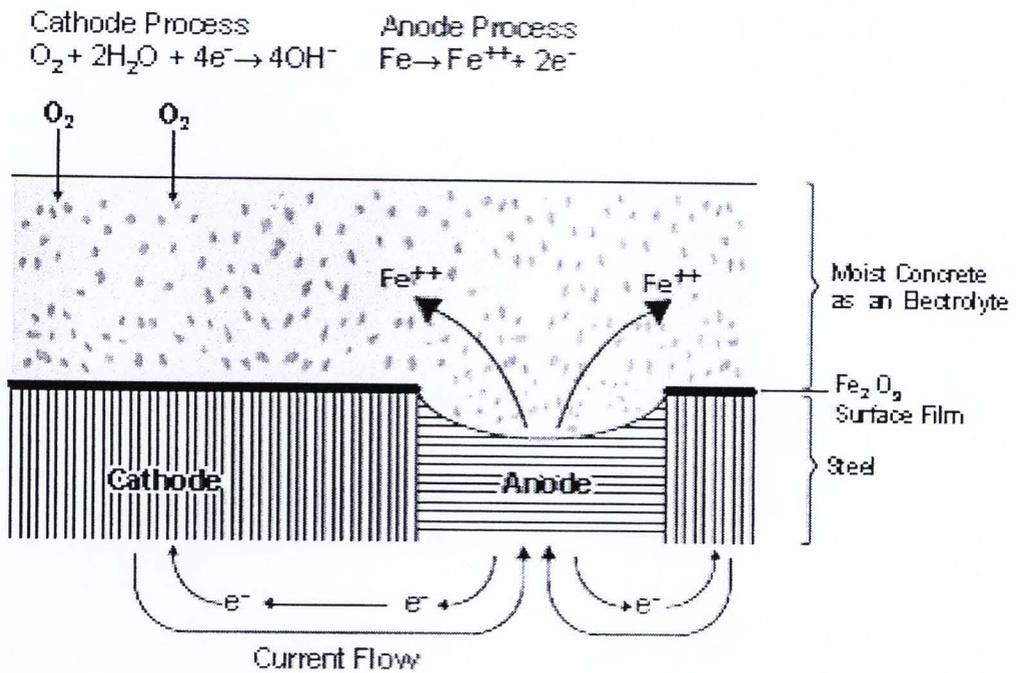
- เมื่อ  $D_{n1}$  คือ ระยะคาร์บอนชั้นในสภาวะแวดล้อมจริง (มม.)  
 $D_s$  คือ ระยะคาร์บอนชั้นในสภาวะเร่งดังกล่าว 1 เดือน (มม.)  
 $t$  คือ ระยะเวลาในสภาวะแวดล้อมจริง (เดือน)  
 $A$  คือ ความสัมพันธ์เชิงเส้นที่ได้จากสมการที่ 2.9  
 $C$  คือ ความเข้มข้นของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ (ส่วนในล้านส่วน, ppm) และ  
 $RH$  คือ ความชื้นสัมพัทธ์ (%)

งานวิจัยดังกล่าวแสดงให้เห็นว่า ที่สภาวะเร่งข้างต้นมีความสัมพันธ์กับการเกิดคาร์บอนชั้นในสภาพแวดล้อมจริง เหมาะแก่การนำมาใช้เพื่อเร่งการเกิดปฏิกิริยาคาร์บอนชั้นในการวิจัย เพื่อแทนการเกิดคาร์บอนชั้นในสภาวะธรรมชาติซึ่งใช้ระยะเวลายาวนาน

## 2.7 การแทรกซึมของคลอไรด์

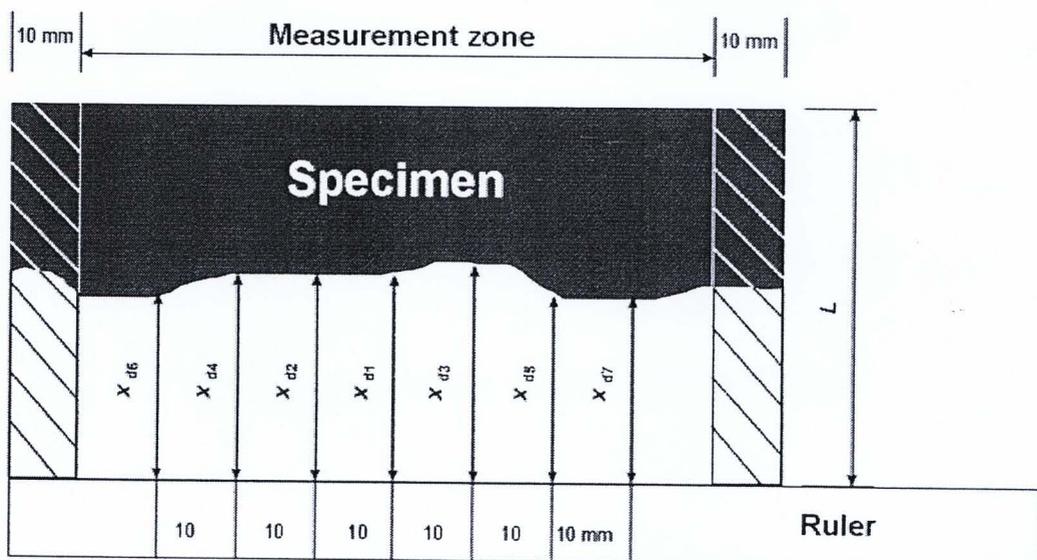
เช่นเดียวกับปฏิกิริยาคาร์บอนชั้น คลอไรด์ไอออน ( $Cl^-$ ) ไม่ได้ส่งผลต่อปฏิกิริยาการเกิดสนิมของเหล็กโดยตรง การเกิดสนิมของเหล็กจากคลอไรด์เริ่มต้นจากการที่คลอไรด์อิสระ (Free Chloride) ซึ่งสามารถละลายน้ำได้ เคลื่อนที่ผ่านเนื้อคอนกรีตเข้าไปจนถึงผิวเหล็กเสริม ความต่างศักย์ทางไฟฟ้าเคมี (Electrochemical Potential) จะเกิดขึ้น ส่งผลให้ผิวเหล็กเสริมเกิดพื้นที่แอโนด (Anode) และแคโทด (Cathode) โดยมีน้ำในโพรง (Pore Water) เป็นอิเล็กโทรไลต์ (Electrolyte) ดังแสดงในภาพที่ 2.19 บริเวณแอโนดอิเล็กตรอนจะเคลื่อนที่ผ่านสารละลายอิเล็กโทรไลต์ไปยังบริเวณแคโทด ทำให้เกิดเฟอร์รัสไอออน (Ferrous Ion,  $Fe^{++}$ ) ที่แอโนดดังแสดงในสมการที่ 2.10 ขณะที่บริเวณแคโทดอิเล็กตรอนจะรวมตัวกับออกซิเจนและน้ำเป็นไฮดรอกซิลไอออน (Hydroxyl Ion,  $OH^-$ ) ดังแสดงในสมการที่ 2.11 เฟอร์รัสไอออนและไฮดรอกซิลไอออนจะรวมตัวกันเป็นเฟอร์รัสไฮดรอกไซด์ (Ferrous Hydroxide,  $Fe(OH)_2$ ) และผลิตภัณฑ์สุดท้ายจะได้เฟอริกไฮดรอกไซด์ (Ferric Hydroxide,  $Fe(OH)_3$ ) หรือสนิมเหล็กดังแสดงในสมการที่ 2.12 และสมการที่ 2.13 ตามลำดับ [16]





ภาพที่ 2.19 การเกิดสนิมเนื่องจากคลอไรด์ [1]

ในการตรวจสอบระยะแทรกซึมของคลอไรด์ NT BUILD 492 [17] ได้ระบุให้ผ่าแยก (Splitting) ตัวอย่างที่ต้องการทดสอบเป็นสองส่วน และพ่นด้วยสารละลายซิลเวอร์ไนเตรต (Silver Nitrate,  $AgNO_3$ ) เข้มข้น 0.1 M ทันที เมื่อเห็นแนวการแทรกซึมของคลอไรด์ชัดเจน จึงทำการวัดระยะทุก 10 มม. โดยเว้นจากขอบตัวอย่างเป็นระยะ 10 มม. ดังแสดงในภาพที่ 2.20



ภาพที่ 2.20 การวัดระยะแทรกซึมของคลอไรด์ [15]

แนวการแทรกซึมของคลอไรด์ที่สังเกตเห็นนั้นเกิดจากปฏิกิริยาระหว่างซิลเวอร์ไนเตรตกับคลอไรด์ไอออน ได้ซิลเวอร์คลอไรด์ (Silver Chloride, AgCl) ซึ่งเป็นตะกอนสีขาวเป็นผลิตภัณฑ์ดังแสดงในสมการที่ 2.12 ขณะที่ตัวสารละลายซิลเวอร์ไนเตรตเอง เมื่อโดนแสงจะมีสีดำ จึงสามารถใช้ซิลเวอร์ไนเตรตตรวจสอบบริเวณที่คลอไรด์แทรกซึมเข้าไปในเนื้อคอนกรีตได้



จากเอกสารของ D. Riss [18] ซึ่งใช้ซิลเวอร์ไนเตรต 1.7 กรัม ละลายในน้ำ 98 มล. หรือความเข้มข้น 0.1 M เป็นสารละลายมาตรฐาน เพื่อตรวจหาคลอไรด์ในตัวอย่าง D. Riss เริ่มจากการเตรียมนำสารตัวอย่าง 10 มล. ถึง 30 มล. ใส่ในหลอดทดลอง และหยดสารละลายมาตรฐานซิลเวอร์ไนเตรตลงไปสองหยด จากนั้นนำไปส่องด้วยแสงโดยมีฉากหลังสีดำ หากความเข้มข้นของคลอไรด์ที่ทดสอบมากกว่า 100 ส่วนในล้านส่วน (Parts per Million, ppm) จะสังเกตเห็นเริ่มเห็นสารละลายขุ่นคล้ายเมฆ (Cloudy) หากคลอไรด์เข้มข้นมากกว่า 250 ppm จะสังเกตเห็นชัดเจน