

## ผลกระทบของอุณหภูมิและความชื้นสัมพัทธ์ของสิ่งแวดล้อมต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤต และระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีต

ทวีชัย สำราญวานิช<sup>1\*</sup> และ อัญชนา กิจงานนท์<sup>2</sup>

มหาวิทยาลัยบูรพา ต.แสนสุข อ.เมือง จ.ชลบุรี 20131

\* Corresponding Author: [twc@buu.ac.th](mailto:twc@buu.ac.th)

<sup>1</sup> รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

<sup>2</sup> นิสิตปริญญาเอก ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

### ข้อมูลบทความ

### บทคัดย่อ

#### ประวัติบทความ :

รับเพื่อพิจารณา : 11 สิงหาคม 2563

แก้ไข : 18 พฤษภาคม 2564

ตอบรับ : 21 พฤษภาคม 2564

#### คำสำคัญ :

ปริมาณคลอไรด์วิกฤต /

ระยะเวลาเริ่มเกิดสนิม / อุณหภูมิ /

ความชื้นสัมพัทธ์ / แก้วลอย /

ซิลิกาฟูม

งานวิจัยนี้มุ่งศึกษาผลกระทบของอุณหภูมิและความชื้นสัมพัทธ์ของสิ่งแวดล้อมต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤตและระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีต ทำการศึกษาอุณหภูมิของสิ่งแวดล้อมที่ 30°C และ 50°C และความชื้นสัมพัทธ์ของสิ่งแวดล้อมที่ 30% และ 90% ใช้อัตราส่วนแก้วลอยต่อวัสดุประสาน 0.20 และ 0.40 ใช้อัตราส่วนซิลิกาฟูมต่อวัสดุประสาน 0.075 และใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.50 สำหรับทุกส่วนผสมคอนกรีต จากผลการศึกษา พบว่า เมื่อความชื้นสัมพัทธ์คงที่ 90% คอนกรีตที่เผชิญอุณหภูมิสิ่งแวดล้อม 30°C มีระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมนานกว่าคอนกรีตที่อุณหภูมิ 50°C แต่มีปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีตต่ำกว่า ในขณะที่เมื่ออุณหภูมิคงที่ 50°C คอนกรีตที่เผชิญความชื้นสัมพัทธ์สิ่งแวดล้อม 30% มีระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมนานกว่าคอนกรีตที่เผชิญความชื้นสัมพัทธ์สิ่งแวดล้อม 90% แต่มีปริมาณคลอไรด์วิกฤตที่ต่ำกว่าเช่นกัน เมื่อพิจารณาดัชนีความต้านทานการเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีต (CRI) พบว่า คอนกรีตที่เผชิญอุณหภูมิสิ่งแวดล้อมต่ำมีค่า CRI สูงกว่าคอนกรีตที่เผชิญอุณหภูมิสิ่งแวดล้อมสูง คอนกรีตที่เผชิญความชื้นสัมพัทธ์ต่ำมีค่า CRI สูงกว่าคอนกรีตที่เผชิญความชื้นสัมพัทธ์สูง นอกจากนี้ คอนกรีตที่ใช้แก้วลอยแทนที่วัสดุประสานร้อยละ 40 มีค่า CRI สูงที่สุด คอนกรีตที่ใช้ซิลิกาฟูมแทนที่วัสดุประสานร้อยละ 7.5 มีค่า CRI สูงกว่าคอนกรีตซีเมนต์ล้วน

---

# Influences of Environmental Temperature and Relative Humidity on Critical Chloride Content and Depassivation Time of Reinforcing Steel in Concrete

Taweechai Sumranwanich<sup>1\*</sup> and Aunchana Kijjanon<sup>2</sup>

Burapha University, Saensuk, Muang, Chonburi 20131

\* Corresponding Author: [twc@buu.ac.th](mailto:twc@buu.ac.th)

<sup>1</sup> Associate Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering.

<sup>2</sup> Doctoral Student, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering.

---

## Article Info

### Article History:

Received: August 11, 2020

Revised: May 18, 2021

Accepted: May 21, 2021

---

### Keywords:

Critical Chloride Content /  
Depassivation Time /  
Temperature / Relative  
Humidity / Fly Ash /  
Silica Fume

## Abstract

This research aimed to study the effects of environmental temperature and relative humidity on critical chloride content and depassivation time of steel in concrete. Environmental temperatures of 30°C and 50°C and relative humidity values of 30% and 90% were studied. Fly ash was used as partial replacement of the binder at ratios of 0.20 and 0.40. Silica fume was used to replace the binder at a ratio of 0.075. The water-to-binder ratio of 0.50 was maintained in all concrete mixes. Based on the experimental results at a constant relative humidity of 90%, concrete exposed to 30°C had longer depassivation time than concrete exposed to 50°C; the former possessed a lower critical chloride content. On the other hand, at a constant temperature of 50°C, concrete exposed to 30% relative humidity exhibited longer depassivation time than concrete exposed to 90% relative humidity; the former again possessed a lower critical chloride content. When considering the corrosion resistance index (CRI), it was found that concrete exposed to a low-temperature environment had higher CRI than concrete exposed to a high-temperature environment. Concrete exposed to a lower relative humidity environment also had higher CRI than concrete exposed to a higher relative humidity. Concrete containing fly ash at 40% replacement had the highest CRI, while concrete containing silica fume had higher CRI than the control concrete.

---

## 1. บทนำ

โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่เผชิญกับสิ่งแวดล้อมทะเลมักเสื่อมสภาพเนื่องจากเกลือคลอไรด์ในน้ำทะเล โดยคลอไรด์-ไอออนจะแทรกซึมผ่านโพรงช่องว่างภายในเนื้อคอนกรีตไปยังบริเวณผิวของเหล็กเสริม และเมื่อมีการสะสมของคลอไรด์ที่บริเวณผิวของเหล็กเสริมจนมีค่ามากกว่าปริมาณคลอไรด์วิกฤต (Critical chloride content) ของคอนกรีต ชั้นฟิล์มเฉื่อยที่เคลือบผิวเหล็กเสริมจะถูกทำลายลง และหากมีปริมาณออกซิเจนและความชื้นเพียงพอ จะทำให้เหล็กเสริมในคอนกรีตเริ่มเกิดสนิมได้ เมื่อปริมาตรของสนิมเกิดเพิ่มมากขึ้นจะดันให้เนื้อคอนกรีตเกิดการหลุดล่อนและแตกร้าวในที่สุด [1-2]

อุณหภูมิและความชื้นสัมพัทธ์ของสิ่งแวดล้อมมีผลต่อการเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีตอย่างมาก [3-5] กล่าวคือเมื่ออุณหภูมิสูงขึ้นส่งผลให้ค่าระดับของปริมาณคลอไรด์วิกฤตต่ำลงอย่างมาก [4] นอกจากนี้ ยังทำให้ปริมาณคลอไรด์ที่ถูกจับยึด และ pH ในคอนกรีตลดลงด้วย [4] ทั้งนี้ การเริ่มต้นการเกิดสนิมของเหล็กเสริมภายในคอนกรีตต้องอาศัยทั้งความชื้นและออกซิเจนด้วย โดยหากคอนกรีตอิ่มตัวไปด้วยน้ำ รวมทั้งกรณีคอนกรีตที่ค่อนข้างแห้ง จะทำให้ปริมาณคลอไรด์วิกฤตที่ต้องการสำหรับการเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมมากขึ้น [5] นอกจากนี้ การแทรกซึมของออกซิเจนเข้าไปในคอนกรีตยังขึ้นกับความชื้นสัมพัทธ์ภายในโพรงช่องว่างของคอนกรีต ซึ่งสัมพันธ์กับความชื้นสัมพัทธ์ของสิ่งแวดล้อมภายนอกคอนกรีต กล่าวคือหากความชื้นสัมพัทธ์สูงส่งผลให้ออกซิเจนสามารถแทรกซึมผ่านโพรงช่องว่างภายในคอนกรีตได้ยาก การเกิดสนิมของเหล็กเสริมก็เกิดได้ยาก ในขณะเดียวกัน กระบวนการเกิดสนิมของเหล็กเสริมก็จำเป็นต้องอาศัยความชื้นในการเกิดปฏิกิริยา หากคอนกรีตค่อนข้างแห้งกระบวนการเกิดสนิมจะเกิดขึ้นน้อย [6]

จากงานศึกษาวิจัยในอดีตเกี่ยวกับปริมาณคลอไรด์วิกฤตและระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมของคอนกรีตผสมซิลิกาฟุ้ง พบว่า ปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีตล้วนมีค่าสูงกว่าคอนกรีตผสมซิลิกาฟุ้ง [7-8] และพบว่า อัตราการเกิดสนิมของคอนกรีตผสมซิลิกาฟุ้งสูงกว่าคอนกรีตล้วน [9] เนื่องจากคอนกรีตที่ผสมซิลิกาฟุ้งมีความสามารถกักเก็บคลอไรด์

ต่ำกว่าคอนกรีตล้วน [10-11] กล่าวคือ การใช้ซิลิกาฟุ้งแทนที่บางส่วนของปูนซีเมนต์ทำให้ปริมาณของอลูมินาออกไซด์ ( $Al_2O_3$ ) ลดลง ดังนั้นความสามารถกักเก็บคลอไรด์จึงลดลงตามไปด้วย และซิลิกาฟุ้งสามารถทำปฏิกิริยาปอซโซลานิกเกิดผลผลิต เช่น CSH แต่ CSH ที่เกิดจากปฏิกิริยาปอซโซลานิกอาจจะมีความสามารถกักเก็บคลอไรด์ต่ำกว่า CSH ที่เกิดจากปฏิกิริยาไฮเดรชันของปูนซีเมนต์ [12] แต่ยังคงขาดการศึกษาผลกระทบของอุณหภูมิและความชื้นสัมพัทธ์ของสิ่งแวดล้อมภายนอกต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีตที่ผสมสารปอซโซลานแทนที่บางส่วนของปูนซีเมนต์ ได้แก่ คอนกรีตผสมเถ้าลอย และคอนกรีตผสมซิลิกาฟุ้ง ซึ่งใช้ในงานคอนกรีตที่ต้องเผชิญสิ่งแวดล้อมคลอไรด์ เช่น น้ำทะเล และน้ำกร่อย เป็นต้น

ดังนั้น งานวิจัยนี้จึงมุ่งศึกษาผลกระทบของอุณหภูมิและความชื้นสัมพัทธ์จากสิ่งแวดล้อมต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีตผสมเถ้าลอยและคอนกรีตผสมซิลิกาฟุ้ง พร้อมทั้งศึกษาระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีตด้วย

## 2. การทดลอง

### 2.1 วัสดุและส่วนผสม

การศึกษานี้ใช้ปูนซีเมนต์พอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (I) เป็นวัสดุประสานหลัก และใช้เถ้าลอย (F) และซิลิกาฟุ้ง (SF) แทนที่บางส่วนในปูนซีเมนต์ สำหรับองค์ประกอบทางเคมีแสดงไว้ในตารางที่ 1 ใช้มวลรวมหยาบที่มีค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.70 โดยหินที่ใช้เป็นหินปูนที่มีขนาดโตสุดเท่ากับ 19 มม. และมีสภาพผิวอยู่ในสภาวะอิมตัวผิวแห้ง ส่วนมวลรวมละเอียดใช้ทรายบดที่ร้อนผ่านตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 4 มีค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.60 และมีค่าโมดูลัสความละเอียดเท่ากับ 3.01

สำหรับส่วนผสมคอนกรีตแสดงไว้ในตารางที่ 2 โดยใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน (w/b) 0.50 อัตราส่วนเถ้าลอยต่อวัสดุประสาน (f/b) 0.20 และ 0.40 และอัตราส่วนซิลิกาฟุ้งต่อวัสดุประสาน (sf/b) 0.075 โดยควบคุมปริมาตรเพสต์ในคอนกรีตทุกส่วนผสมเท่ากัน

ตารางที่ 1 องค์ประกอบทางเคมีและคุณสมบัติทางกายภาพของวัสดุ

| องค์ประกอบทางเคมี (%)                              | ปูนซีเมนต์พอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (I) | เถ้าลอย (F) | ซิลิกาฟูม (SF) |
|--|-------------------------------------|-------------|----------------|
| SiO <sub>2</sub>                                   | 19.51                               | 40.68       | 92             |
| Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>                     | 4.97                                | 22.07       | 0.7            |
| Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>                     | 3.78                                | 12.64       | 1.2            |
| CaO  | 65.38                               | 13.69       | 0.2            |
| MgO  | 1.08                                | 2.98        | 0.2            |
| SO <sub>3</sub>                                    | 2.16                                | 1.72        | -              |
| Na <sub>2</sub> O                                  | 0.01                                | 1.53        | -              |
| K <sub>2</sub> O                                   | 0.44                                | 2.52        | -              |
| TiO <sub>2</sub>                                   | 0.26                                | 0.42        | -              |
| P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>                      | 0.07                                | 0.15        | -              |
| LOI  | 2.27                                | 1.07        | -              |
| <b>คุณสมบัติทางกายภาพ</b>                          |                                     |             |                |
| ความละเอียดโดยวิธีของเบลน (ชม. <sup>2</sup> /กรัม) | 3,400                               | 4,658       | 150,000        |
| ความถ่วงจำเพาะ                                     | 3.15                                | 2.20        | 2.20           |

ตารางที่ 2 ส่วนผสมคอนกรีต

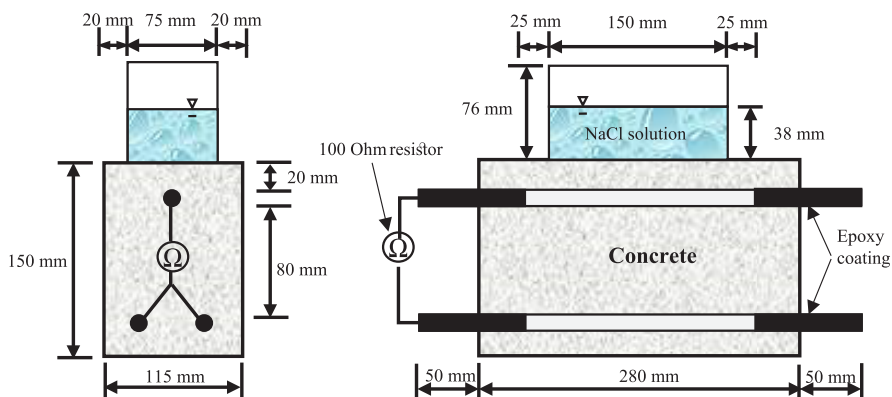
| รหัสส่วนผสม | ส่วนผสมคอนกรีต (กก./ลูกบาศก์เมตร) |         |           |     |      |       |
|-------------|-----------------------------------|---------|-----------|-----|------|-------|
|             | ปูนซีเมนต์                        | เถ้าลอย | ซิลิกาฟูม | น้ำ | ทราย | หิน   |
| I50         | 369                               | 0       | 0         | 185 | 776  | 1,025 |
| I50-F20     | 286                               | 71      | 0         | 179 | 776  | 1,025 |
| I50-F40     | 208                               | 138     | 0         | 173 | 776  | 1,025 |
| I50-SF 7.5  | 338                               | 0       | 27        | 182 | 776  | 1,025 |

## 2.2 การเตรียมตัวอย่างและเงื่อนไขการทดสอบ

### 2.2.1 การเตรียมตัวอย่างทดสอบปริมาณคลอไรด์ วิกฤตและระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของ เหล็กเสริม

ปริมาณคลอไรด์วิกฤตและระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมถูกทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C876 [13] และ ASTM G109 [14] โดยทำการหล่อตัวอย่างคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 115x150x280 มม. ดังรูปที่ 1 จำนวน 2 ก้อนต่อ 1 เงื่อนไขการทดสอบ โดยตัวอย่างคอนกรีตทำการเสริมเหล็ก DB12 ยาว 380 มม. จำนวน 1 เส้นบริเวณด้านบนที่ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็ก 20 มม. และ 2 เส้น บริเวณด้านล่างโดยห่างจากเหล็กด้านบนเป็นระยะ 80 มม. กำหนดให้ปลายเหล็กทั้ง 2 ฝั่งยื่นออกจากเนื้อคอนกรีตเป็นระยะ 50 มม. โดยเหล็กเสริมระยะ 90 มม. ที่วัดจากปลายของเหล็กเสริมทั้ง 2 ฝั่ง จะถูก

เคลือบผิวด้วยอีพ็อกซีเพื่อป้องกันการเกิดสนิมสนิมของเหล็กเสริม หลังจากหล่อตัวอย่างและบ่มน้ำเป็นจนครบ 28 วัน ตัวอย่างคอนกรีตเสริมเหล็กถูกนำขึ้นมาทำการติดตั้งบ่อกักเก็บสารละลายคลอไรด์บริเวณด้านบนของตัวอย่าง โดยบ่อกักเก็บสารมีขนาด 75x75x150 มม. จากนั้นเติมสารละลายคลอไรด์ที่ความเข้มข้นคลอไรด์ 5.0% ปริมาตร 400 มล. ลงในบ่อกักเก็บสาร และให้คอนกรีตเผชิญคลอไรด์แบบวัฏจักรเปียกสลับแห้ง โดยมี 1 วันเปียก และ 1 วันแห้ง สำหรับรายละเอียดเงื่อนไขการเผชิญอุณหภูมิและความชื้นสัมพัทธ์จะถูกอธิบายในหัวข้อ 2.2.2 แล้วทำการติดตั้งตัวต้านทานขนาด 100 โอห์มเชื่อมต่อกับเหล็กทั้ง 3 เส้น จากนั้นเริ่มการทดสอบหาระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมและปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีต โดยรายละเอียดการทดสอบแสดงไว้ในหัวข้อที่ 2.3



รูปที่ 1 รายละเอียดการเตรียมตัวอย่างสำหรับทดสอบปริมาณคลอไรด์วิกฤตและระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม

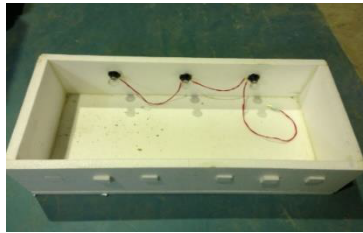
### 2.2.2 เงื่อนไขการควบคุมอุณหภูมิและ ความชื้นสัมพัทธ์

อุณหภูมิและความชื้นสัมพัทธ์ถูกควบคุมภายในกล่องควบคุมดังรูปที่ 2 ซึ่งกล่องควบคุมถูกสร้างโดยการติดตั้งแผ่นโฟมความหนา 1 ½ นิ้ว ทำเป็นกล่องขนาด 615x1220x320 มม. ห่อหุ้มด้วยแผ่นพลาสติกใสด้านนอก จากนั้นทำการติดตั้งหลอดไฟขนาด 25 วัตต์ จำนวน 3 หลอด เพื่อใช้เป็นตัวให้ความร้อนสำหรับจำลองอุณหภูมิของสิ่งแวดล้อมที่คอนกรีตสัมผัส ทำการเจาะช่องขนาด 50x50 มม. ด้านหน้ากล่องสำหรับใช้วัดค่าความต่างศักย์ไฟฟ้าคร่อมตัวต้านทานขนาด 100 โอห์ม

และเจาะช่องขนาด 75x150 มม. บริเวณด้านบนกล่องเพื่อวัดค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์ จากนั้นติดตั้งเครื่องพ่นไอน้ำสำหรับจำลองความชื้นสัมพัทธ์ในอากาศภายในกล่อง สุดท้ายติดตั้งเครื่องควบคุมระบบอัตโนมัติ ซึ่งมีเซ็นเซอร์ในการกำหนดอุณหภูมิและความชื้นเพื่อให้ได้เงื่อนไขแวดล้อมที่ทำการทดสอบตามที่กำหนด สำหรับสภาวะเงื่อนไขการทดสอบถูกแสดงดังตารางที่ 3 ทั้งนี้ความชื้นสัมพัทธ์ที่ควบคุมจะส่งผลกระทบต่อ การเกิดสนิมของเหล็กเสริมเมื่อคอนกรีตอยู่ในวัฏจักรแห้ง ส่วนวัฏจักรเปียกความชื้นสัมพัทธ์จะไม่มีผลกระทบต่อ การเกิดสนิม



ก) ติดตั้งแผ่นโฟม



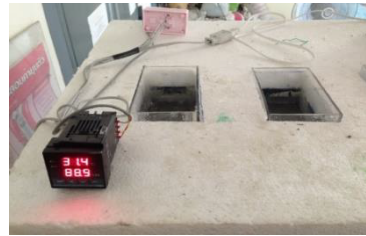
ข) ติดตั้งหลอดไฟเพื่อให้ความร้อน



ค) ติดตั้งเครื่องฟั่นไอหมอก



ง) ติดตั้งเซ็นเซอร์วัดอุณหภูมิและความชื้น



จ) ติดตั้งเครื่องควบคุมระบบอัตโนมัติ

รูปที่ 2 รายละเอียดการเตรียมกล่องควบคุมอุณหภูมิและความชื้นสัมพัทธ์

ตารางที่ 3 สภาวะเงื่อนไขการทดสอบ

| รหัสส่วนผสม | ความชื้นสัมพัทธ์, Rh (%) | อุณหภูมิ, Temp (°C) | ช่วงความชื้นสัมพัทธ์ที่กำหนด (%) |           | ช่วงอุณหภูมิที่กำหนด (°C) |           |
|-------------|--------------------------|---------------------|----------------------------------|-----------|---------------------------|-----------|
|             |                          |                     | เริ่มทำงาน                       | หยุดทำงาน | เริ่มทำงาน                | หยุดทำงาน |
| I50         | 90                       | 30                  | 88                               | 92        | 28                        | 32        |
|             | 90                       | 50                  | 88                               | 92        | 48                        | 52        |
|             | 30                       | 50                  | 28                               | 32        | 48                        | 52        |
| I50-F20     | 90                       | 50                  | 88                               | 92        | 48                        | 52        |
| I50-F40     | 90                       | 30                  | 88                               | 92        | 28                        | 32        |
|             | 90                       | 50                  | 88                               | 92        | 48                        | 52        |
|             | 30                       | 50                  | 28                               | 32        | 48                        | 52        |
| I50-SF 7.5  | 90                       | 30                  | 88                               | 92        | 28                        | 32        |
|             | 90                       | 50                  | 88                               | 92        | 48                        | 52        |
|             | 30                       | 50                  | 28                               | 32        | 48                        | 52        |

หมายเหตุ ส่วนผสม I50-F20 มีสภาวะเงื่อนไขการทดสอบเดียว

## 2.3 วิธีการทดสอบปริมาณคลอไรด์วิกฤตและระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม

การทดสอบระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมถูกทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C876 [13] และ ASTM G109 [14] สำหรับปริมาณคลอไรด์วิกฤตถูกทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C1152 [15] โดยหลังจากตัวอย่างเผชิญกับสารละลายคลอไรด์ครบ 1 วัฏจักร (1 วันเปียก และ 1 วันแห้ง) จากนั้นตัวอย่างจะถูกวัดระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมด้วยวิธีการวัดค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์ตามมาตรฐาน ASTM C876 [13] ซึ่งค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์ถูกวัดจำนวน 3 จุดที่ผิวด้านบนของตัวอย่างคอนกรีตที่เผชิญกับสารละลายคลอไรด์ตามแนวเหล็กเสริมบน โดยค่าที่วัดได้จะถูกพิจารณาตามเกณฑ์ดังตารางที่ 4 ในขณะเดียวกัน ทำการวัดความต่างศักย์ไฟฟ้าคร่อมตัวต้านทานขนาด 100 โอห์ม ตามมาตรฐาน ASTM G109 [14] เพื่อใช้คำนวณค่ากระแสไฟฟ้าที่เกิดขึ้นดังสมการที่ (1) การทดลองจะสิ้นสุดลงเมื่อเกิดการเปลี่ยนแปลงของค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์

และค่าความหนาแน่นของกระแสไฟฟ้าอย่างฉับพลัน จากนั้นบันทึกระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม ณ วันที่ยุติการทดสอบ จากนั้นทำการทดสอบหาค่าปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีต โดยเจาะและเก็บผงตัวอย่างที่ระยะทุกๆ 5 มม. จนกระทั่งถึงบริเวณผิวของเหล็กเสริม และนำผงตัวอย่างคอนกรีตบริเวณของเหล็กเสริมทดสอบหาปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดตามมาตรฐาน ASTM C1152 [15] ต่อไป จากนั้นระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมและปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดของคอนกรีต ณ วันที่ยุติการทดสอบ ถูกนำมาหาค่าเฉลี่ยและวิเคราะห์ผลต่อไป

$$I = \frac{V}{R} \quad (1)$$

เมื่อ  $I$  คือ กระแสไฟฟ้า (มิลลิแอมแปร์)  
 $V$  คือ ความต่างศักย์ไฟฟ้า (มิลลิโวลต์)  
 $R$  คือ ความต้านทานที่ใช้ (โอห์ม)

ตารางที่ 4 เกณฑ์พิจารณาแนวโน้มของการเกิดสนิมของเหล็กเสริมตามมาตรฐาน ASTM C876 [13]

| ศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์<br>คอปเปอร์-คอปเปอร์ซัลเฟต (Cu/CuSO <sub>4</sub> ) | สภาพการเกิดสนิม                   |
|---|-----------------------------------|
| มากกว่า -0.2 โวลต์ CSE  | แนวโน้มร้อยละ 90 ที่จะไม่เกิดสนิม |
| ระหว่าง -0.2 ถึง -0.35 โวลต์ CSE  | ไม่แน่นอน                         |
| น้อยกว่า -0.35 โวลต์ CSE  | แนวโน้มร้อยละ 90 ที่จะเกิดสนิม    |

## 3. ผลการทดลองและอภิปราย

### 3.1 ระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม

ค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์และค่าความหนาแน่นของกระแสไฟฟ้าถูกวัดและคำนวณหาตามมาตรฐาน ASTM C876 และ ASTM G109 ตามลำดับ โดยการทดสอบจะหยุดลง หากค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์มีค่าน้อยกว่า -0.35 โวลต์ CSE ซึ่งหมายความว่าแนวโน้มร้อยละ 90 ที่เหล็กเสริมจะเกิดสนิมดังตารางที่ 4 ในขณะเดียวกันหากค่าความหนาแน่นของกระแสไฟฟ้าเกิดการเปลี่ยนแปลงอย่างฉับพลันการทดสอบจะยุติลงเช่นกัน โดยค่าความหนาแน่นของกระแสไฟฟ้าคือ ความหนา-

แน่นของกระแสไฟฟ้า หรือค่ากระแสไฟฟ้าต่อหนึ่งหน่วยพื้นที่ผิวด้านข้างของเหล็กเสริม มีหน่วยเป็นไมโครแอมป์ต่อตารางเซนติเมตร ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ) ซึ่งสามารถคำนวณได้ดังสมการที่ (2)

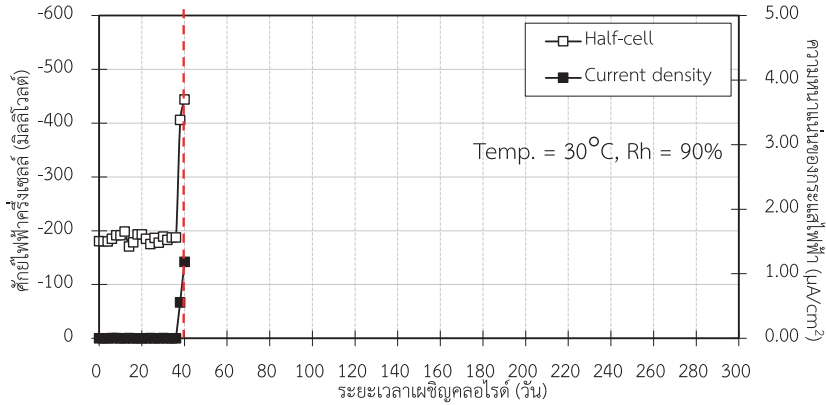
$$\text{ความหนาแน่นของกระแสไฟฟ้า} = I/A \quad (2)$$

เมื่อ  $I$  คือ กระแสไฟฟ้า (ไมโครแอมแปร์)  
 $A$  คือ พื้นที่ผิวด้านข้างของเหล็กเสริม (ตารางเซนติเมตร)

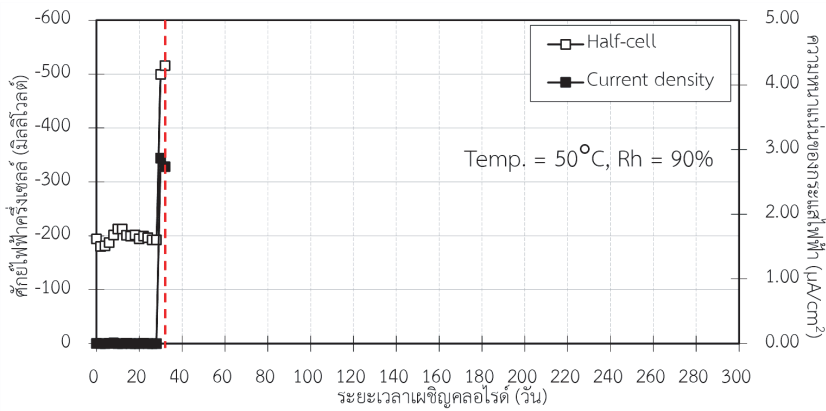
ค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์ของคอนกรีตหาจากค่าเฉลี่ยของค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์ที่วัดได้จาก 3 จุดที่ผิวด้านบนของตัวอย่างคอนกรีตทั้ง 2 ตัวอย่าง เช่นเดียวกันกับค่าความหนาแน่นของกระแสไฟฟ้าที่เกิดขึ้นหากจากค่าเฉลี่ยของความหนาแน่นของกระแสไฟฟ้าจากคอนกรีตทั้ง 2 ตัวอย่าง ซึ่งค่าที่นำมาวิเคราะห์เป็นค่าสุดท้ายที่เกิดการเปลี่ยนแปลงของค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์และค่าความหนาแน่นของกระแสไฟฟ้าอย่างฉับพลันดังรูปที่ 3 - 6 จากผลการทดลองพบว่า คอนกรีตล้วน (I50) ที่เผชิญสิ่งแวดล้อมอุณหภูมิ 30°C ความชื้นสัมพัทธ์ 90% อุณหภูมิ 50°C ความชื้นสัมพัทธ์ 90%, และอุณหภูมิ 50°C ความชื้นสัมพัทธ์ 30% เริ่มเกิดสนิมเมื่อมีค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์เท่ากับ -444, -516 และ -474 mV ตามลำดับ ส่วนค่าความหนาแน่นของกระแสไฟฟ้ามี่ค่า 1.19, 2.74 และ 1.40  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  ตามลำดับ ในกรณีของคอนกรีตผสมเถ้าลอยร้อยละ 20 (I50-F20) ที่เผชิญอุณหภูมิ 50°C ความชื้นสัมพัทธ์ 90% เริ่มเกิด

สนิมเมื่อมีค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์เท่ากับ -401 mV. ส่วนค่าความหนาแน่นของกระแสไฟฟ้ามี่ค่า 0.57  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  คอนกรีตผสมเถ้าลอยร้อยละ 40 (I50-F40) ที่เผชิญอุณหภูมิ 30°C ความชื้นสัมพัทธ์ 90% อุณหภูมิ 50°C ความชื้นสัมพัทธ์ 90% และอุณหภูมิ 50°C ความชื้นสัมพัทธ์ 30% เริ่มเกิดสนิมเมื่อมีค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์เท่ากับ -373, -376 และ -367 mV ตามลำดับ ส่วนค่าความหนาแน่นของกระแสไฟฟ้ามี่ค่า 0.24, 0.38 และ 0.25  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  ตามลำดับ สำหรับคอนกรีตผสมซิลิกาฟูมร้อยละ 7.5 (I50-SF7.5) ที่เผชิญอุณหภูมิ 30°C ความชื้นสัมพัทธ์ 90% อุณหภูมิ 50°C ความชื้นสัมพัทธ์ 90% และอุณหภูมิ 50°C ความชื้นสัมพัทธ์ 30% เริ่มเกิดสนิมเมื่อมีค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์เท่ากับ -366, -353 และ -457 mV ตามลำดับ ส่วนค่าความหนาแน่นของกระแสไฟฟ้ามี่ค่า 0.52, 0.48 และ 1.30  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  ตามลำดับ

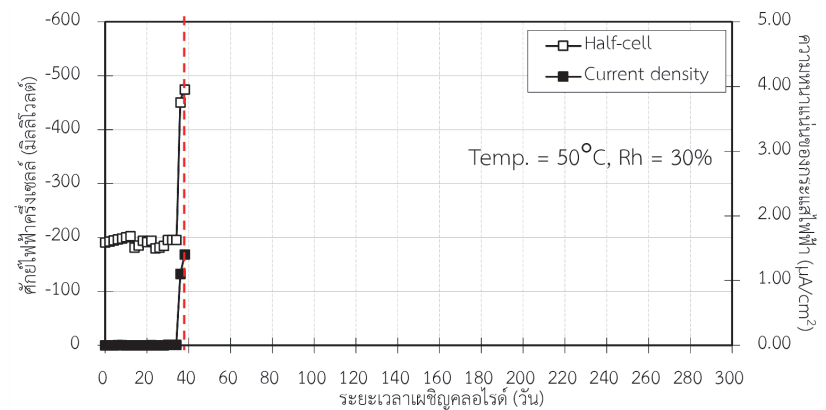




(ก) อุณหภูมิ 30°C ความชื้นสัมพัทธ์ 90%

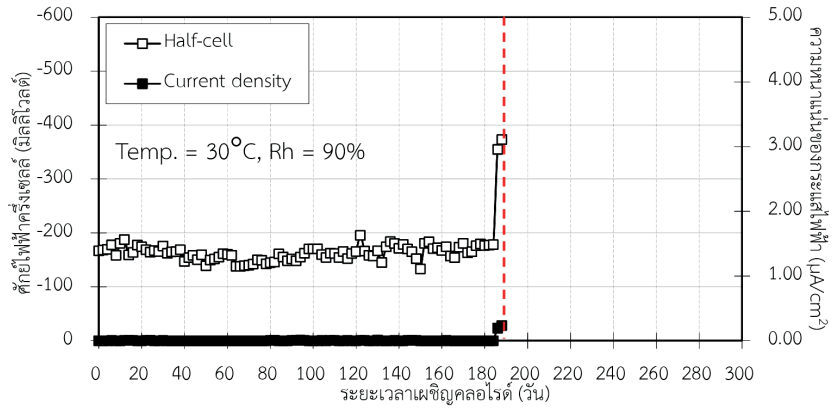


(ข) อุณหภูมิ 50°C ความชื้นสัมพัทธ์ 90%

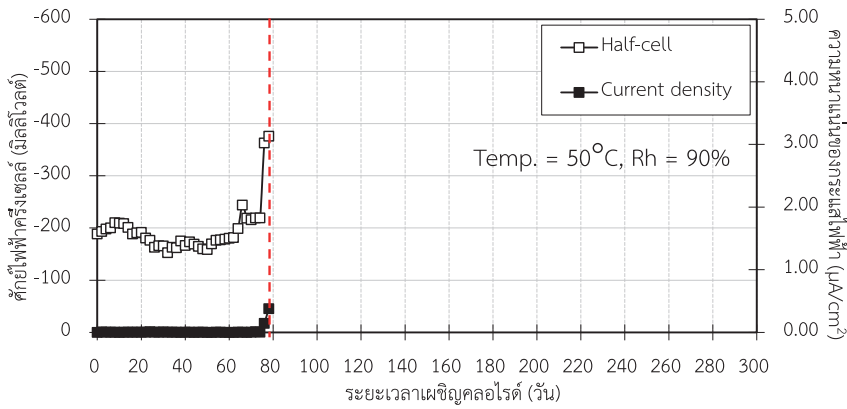


(ค) อุณหภูมิ 50°C ความชื้นสัมพัทธ์ 30%

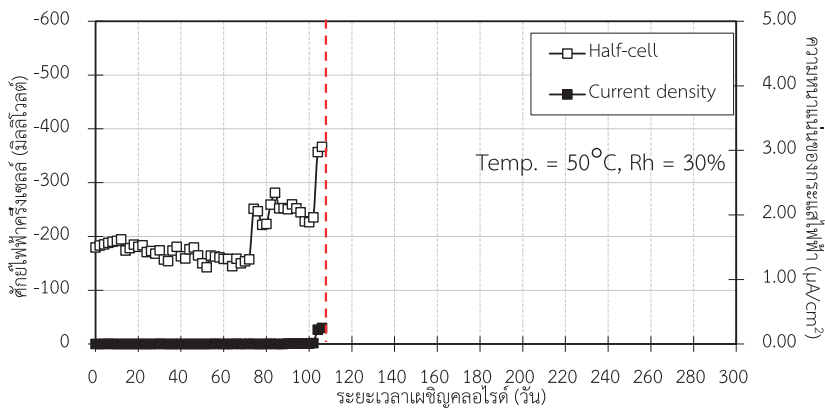
รูปที่ 3 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์ ความหนาแน่นของกระแสไฟฟ้า และระยะเวลาเผชิญคลอไรด์ของคอนกรีตลิ้น



(ก) อุณหภูมิ 30°C ความชื้นสัมพัทธ์ 90%

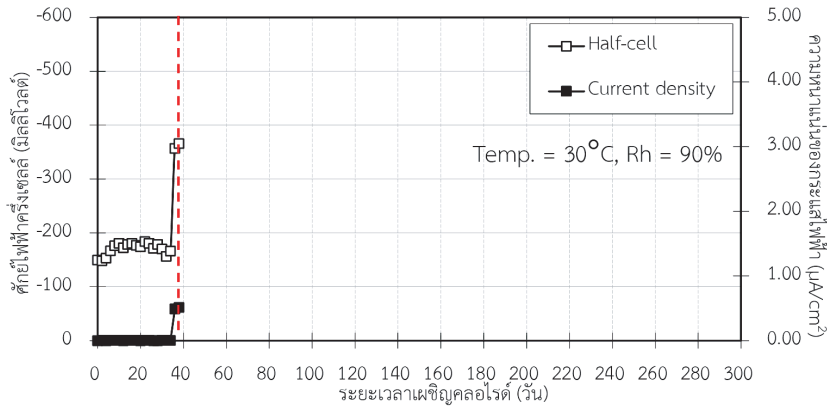


(ข) อุณหภูมิ 50°C ความชื้นสัมพัทธ์ 90%

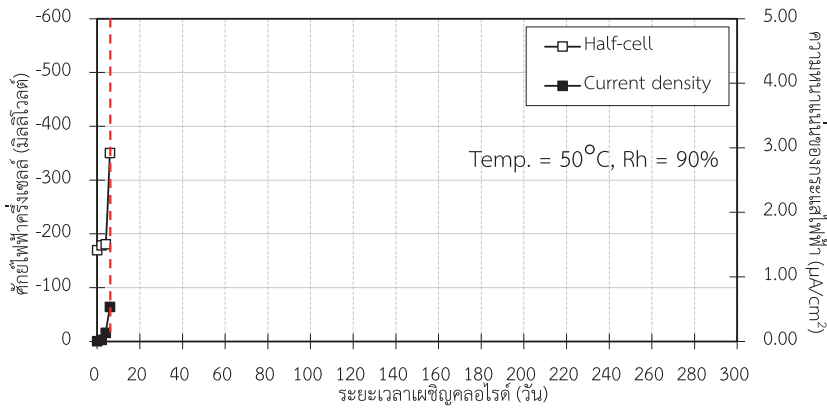


(ค) อุณหภูมิ 50°C ความชื้นสัมพัทธ์ 30%

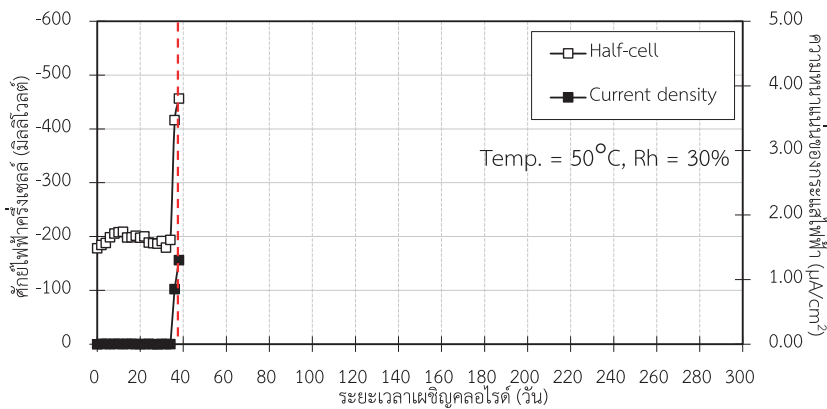
รูปที่ 4 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์ ความหนาแน่นของกระแสไฟฟ้า และระยะเวลาเผชิญคลอไรด์ของคอนกรีตผสมเถ้าลอยร้อยละ 40



(ก) อุณหภูมิ 30°C ความชื้นสัมพัทธ์ 90%

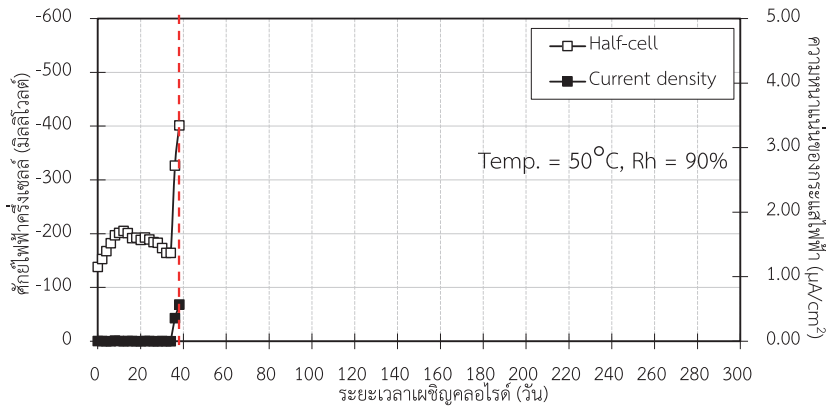


(ข) อุณหภูมิ 50°C ความชื้นสัมพัทธ์ 90%



(ค) อุณหภูมิ 50°C ความชื้นสัมพัทธ์ 30%

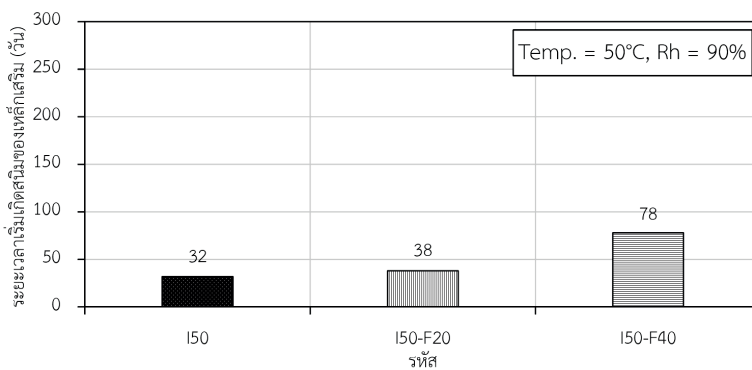
รูปที่ 5 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์ ความหนาแน่นของกระแสไฟฟ้า และระยะเวลาเผชิญคลอไรด์ของคอนกรีตผสมซิลิกาฟูม



รูปที่ 6 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์ ความหนาแน่นของกระแสไฟฟ้า และระยะเวลาเผชิญคลอไรด์ของคอนกรีตผสมเถ้าลอยร้อยละ 20

รูปที่ 7 แสดงผลกระทบของการใช้เถ้าลอยต่อระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม (Depassivation time) ในคอนกรีตเมื่อเปรียบเทียบกับคอนกรีตที่ใช้เถ้าลอยแทนที่วัสดุประสานร้อยละ 20 และ 40 กับคอนกรีตล้วน ภายใต้เงื่อนไขสภาวะสิ่งแวดล้อมเหมือนกันที่อุณหภูมิ 50°C และความชื้นสัมพัทธ์ 90% พบว่าการใช้เถ้าลอยแทนที่บางส่วนในวัสดุประสานส่งผลให้ระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมนานกว่าคอนกรีตล้วน และระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมมากขึ้นเมื่อใช้ปริมาณการแทนที่สูงขึ้น ซึ่งผลเช่นนี้พบในงานวิจัยอื่นๆ [16-21] ด้วยเช่นกัน โดยคอนกรีตที่ใช้เถ้าลอยแทนที่วัสดุประสานร้อยละ 40 มีระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม 78 วัน ซึ่งยาวนานที่สุด เมื่อเทียบกับคอนกรีตผสมเถ้าลอยแทนที่วัสดุประสานร้อยละ 20 ซึ่งมีระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม 38 วัน และคอนกรีตล้วน

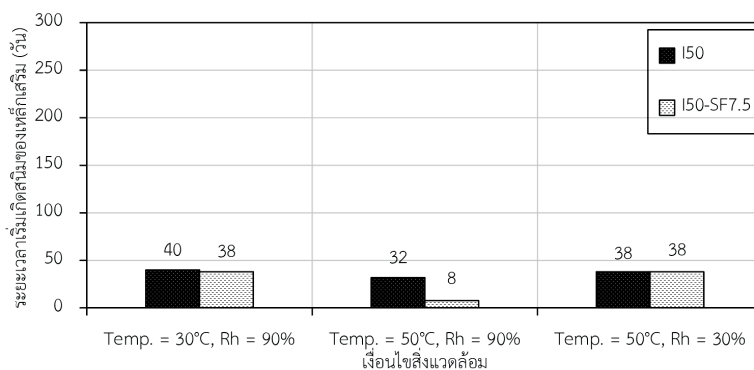
ซึ่งมีระยะเวลาเริ่มเกิดสนิม 32 วัน ทั้งนี้เนื่องจากเถ้าลอยมีองค์ประกอบของซิลิกาออกไซด์ (SiO<sub>2</sub>) และอลูมินาออกไซด์ (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) ที่สามารถเกิดปฏิกิริยาปอซโซลานิกกับแคลเซียมไฮดรอกไซด์ (Ca(OH)<sub>2</sub>) เกิดเป็นแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (CSH) และแคลเซียมอลูมิเนตไฮเดรต (CAH) ซึ่งผลผลิตดังกล่าวทำให้คอนกรีตมีความทึบแน่นเพิ่มมากขึ้น นอกจากนี้ผลผลิตที่เกิดขึ้นยังสามารถจับคลอไรด์ไว้ที่ผิวได้ ทำให้ปริมาณคลอไรด์อิสระที่แทรกซึมเข้าไปภายในเนื้อคอนกรีตลดลง ในขณะเดียวกันอนุภาคของเถ้าลอยที่เล็กและกลมสามารถเติมเต็มโพรงช่องว่างภายในเนื้อคอนกรีตทำให้คอนกรีตมีความทึบแน่นเพิ่มขึ้น การแทรกซึมคลอไรด์จึงน้อยลงส่งผลให้ระยะเวลาการเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมมากขึ้น [10, 22-23]



รูปที่ 7 ผลกระทบของปริมาณการแทนที่ของเถ้าลอยต่อระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม

รูปที่ 8 แสดงผลกระทบของการใช้ซิลิกาฟุ่มต่อระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีต จากรูปพบว่า ทุกเงื่อนไขสภาวะสิ่งแวดล้อม คอนกรีตผสมซิลิกาฟุ่มมีระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมเท่ากันหรือสั้นกว่าคอนกรีตล้วน ซึ่งผลเช่นนี้ก็พบในงานวิจัยอื่น [9] ด้วย เนื่องจากคอนกรีตผสมซิลิกาฟุ่มมีความสามารถกักเก็บคลอไรด์ (Chloride binding capacity) ต่ำกว่าคอนกรีตล้วน [10-11] กล่าวคือ การใช้ซิลิกาฟุ่มแทนที่บางส่วนของวัสดุประสานทำให้ปริมาณของอลูมินาออกไซด์ ( $Al_2O_3$ ) ลดลง จึงทำให้ความสามารถกักเก็บคลอไรด์ทางเคมี

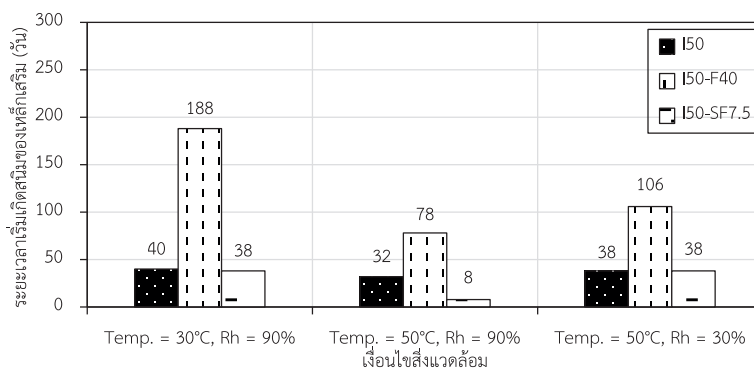
ลดลงไปด้วย อีกทั้งผลผลิต CSH จากปฏิกิริยาปอซโซลานิกของซิลิกาฟุ่มอาจมีความสามารถกักเก็บคลอไรด์ทางกายภาพต่ำกว่า CSH ที่เกิดจากปฏิกิริยาไฮเดรชันของปูนซีเมนต์ [12] จึงทำให้มีปริมาณคลอไรด์อิสระที่สามารถแทรกซึมเข้าไปภายในคอนกรีตได้สูง นอกจากนี้การทำปฏิกิริยาปอซโซลานิกของซิลิกาฟุ่มทำให้  $Ca(OH)_2$  ลดลง ทำให้ความเป็นด่าง (pH) ภายในโพรงช่องว่างของคอนกรีตลดลงด้วย [24] จึงทำให้ชั้นฟิล์มเฉื่อยที่เคลือบผิวเหล็กถูกทำลายได้เร็วขึ้น ระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมจึงสั้นลง



รูปที่ 8 ผลกระทบของซิลิกาฟุ่มต่อระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม

รูปที่ 9 แสดงผลกระทบของวัสดุปอซโซลานสองชนิด ได้แก่ เถ้าลอยและซิลิกาฟุ่ม ต่อระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีต จากรูปพบว่า ทุกเงื่อนไขสภาวะสิ่งแวดล้อม

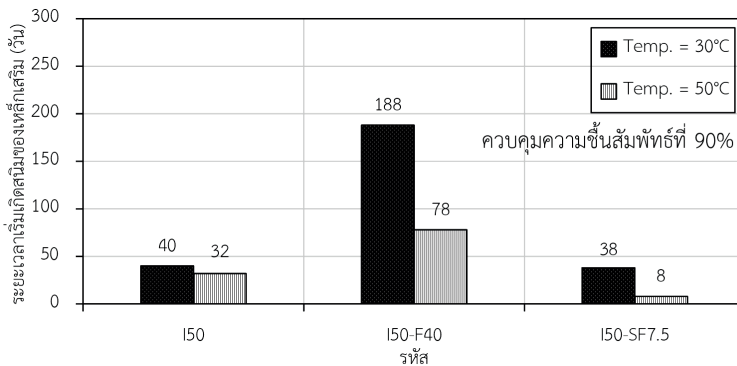
คอนกรีตผสมเถ้าลอยมีระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม นานที่สุด รองลงมาเป็นคอนกรีตล้วนและคอนกรีตผสมซิลิกาฟุ่มตามลำดับ



รูปที่ 9 ผลกระทบของวัสดุปอซโซลานต่อระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม

เมื่อพิจารณาผลกระทบของอุณหภูมิต่อระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมดังรูปที่ 10 พบว่า ภายใต้เงื่อนไขการควบคุมความชื้นสัมพัทธ์ที่ 90% คอนกรีตที่เผชิญอุณหภูมิ 30°C มีระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมมากกว่าคอนกรีตที่เผชิญอุณหภูมิ 50°C เนื่องจากอุณหภูมิที่สูงส่งผลให้ปริมาณคลอไรด์อิสระสูงขึ้น นอกจากนี้ยังพบว่าความเข้มข้นของไฮดรอกซิลไอออน (OH<sup>-</sup>) ในสารละลายที่อยู่ภายในโพรงช่องว่างของคอนกรีตมีปริมาณน้อยลงเมื่ออุณหภูมิสูงขึ้น โดยเมื่อพิจารณาอัตราส่วน

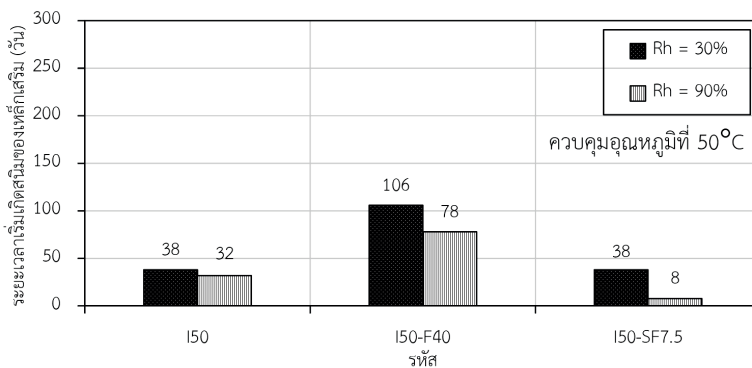
ระหว่างคลอไรด์ไอออนต่อไฮดรอกซิลไอออน (Cl<sup>-</sup>/OH<sup>-</sup>) พบว่าเมื่ออุณหภูมิสูงขึ้นส่งผลทำให้อัตราส่วน Cl<sup>-</sup>/OH<sup>-</sup> สูงขึ้น ทั้งนี้การเพิ่มขึ้นของอัตราส่วน Cl<sup>-</sup>/OH<sup>-</sup> บ่งบอกถึงความเสี่ยงต่อการเกิดสนิมของเหล็กเสริมเพิ่มมากขึ้น [25] ดังนั้น เมื่ออุณหภูมิสิ่งแวดล้อมเพิ่มขึ้นทำให้ความต้านทานการกัดกร่อนของเหล็กเสริมน้อยลง หรืออาจกล่าวได้ว่าเหล็กเสริมมีโอกาสเกิดสนิมสูงขึ้นนั่นเอง



รูปที่ 10 ผลกระทบของอุณหภูมิต่อระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม

เมื่อพิจารณาผลกระทบของความชื้นสัมพัทธ์ต่อระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมดังรูปที่ 11 พบว่า ภายใต้เงื่อนไขการควบคุมอุณหภูมิ 50°C คอนกรีตที่เผชิญความชื้นสัมพัทธ์ 30% มีระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมมากกว่าคอนกรีตที่เผชิญความชื้นสัมพัทธ์ 90% เนื่องจากการเกิดสนิมของเหล็กเสริมจำเป็นต้องอาศัยทั้งน้ำและออกซิเจน เมื่อความชื้นสัมพัทธ์

สูงก็ทำให้มีน้ำในการทำปฏิกิริยาของกระบวนการเกิดสนิมสูงกว่าเมื่อความชื้นสัมพัทธ์ต่ำ ดังนั้นคอนกรีตที่เผชิญสิ่งแวดล้อมที่มีความชื้นสัมพัทธ์ต่ำทำให้มีระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมมากกว่าคอนกรีตที่เผชิญสิ่งแวดล้อมที่มีความชื้นสัมพัทธ์สูง [5]

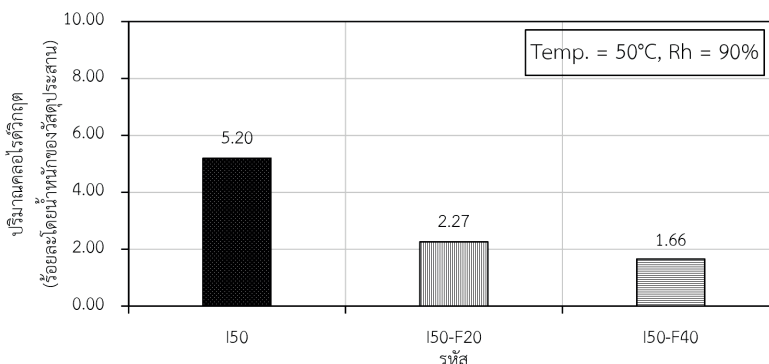


รูปที่ 11 ผลกระทบของความชื้นสัมพัทธ์ต่อระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม

### 3.2 ปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีต

ปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีตคือ ปริมาณคลอไรด์ของคอนกรีตที่ตำแหน่งผิวเหล็กเสริมที่ทำให้เหล็กเสริมเริ่มสูญเสียความต้านทานการเกิดสนิมหรือเริ่มเป็นสนิมนั่นเอง รูปที่ 12 แสดงผลกระทบของร้อยละการแทนที่วัสดุประสานด้วยเถ้าลอยต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีต โดยคอนกรีตผสมเถ้าลอยร้อยละ 20 และ 40 โดยน้ำหนักวัสดุประสานภายใต้สภาวะสิ่งแวดล้อมควบคุมอุณหภูมิที่ 50°C และความชื้นสัมพัทธ์ที่ 90% จากรูปพบว่า คอนกรีตที่มีการใช้เถ้าลอยแทนที่บางส่วนวัสดุประสานมีปริมาณคลอไรด์วิกฤตต่ำกว่าคอนกรีตล้วน และปริมาณคลอไรด์วิกฤตยิ่งลดลงเมื่อใช้ปริมาณเถ้าลอยแทนที่มากขึ้น ซึ่งผลเช่นนี้พบในงานวิจัยอื่นๆ [16 - 21] โดยคอนกรีตผสมเถ้าลอยแทนที่วัสดุประสานร้อยละ 40 มีปริมาณคลอไรด์วิกฤตร้อยละ 0.70 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน และเป็นปริมาณต่ำที่สุด เมื่อเทียบกับคอนกรีตผสมเถ้าลอยแทนที่ปูนซีเมนต์ร้อยละ 20 ซึ่งมีปริมาณคลอไรด์วิกฤตร้อยละ 2.27 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน และคอนกรีตล้วนที่มีปริมาณคลอไรด์วิกฤตร้อยละ 5.20 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน เนื่องจากเถ้าลอยสามารถทำปฏิกิริยาปอซโซลานิกทำให้เกิดสาร CSH เพิ่มขึ้น คอนกรีตมีโพรงช่องว่างน้อยลง ปริมาณคลอไรด์ที่สามารถแทรกซึมไปถึงผิวเหล็กจึงมีน้อยลง นอกจากนี้การทำปฏิกิริยาปอซโซลานิกของเถ้าลอยทำให้  $Ca(OH)_2$  ลดลง ทำให้ความเป็นด่าง (pH) ภายในโพรงช่องว่างของคอนกรีตลดลงด้วย ส่งผลให้ชั้นฟิล์มเฉื่อยที่เคลือบผิวเหล็กขาดเสถียรภาพ

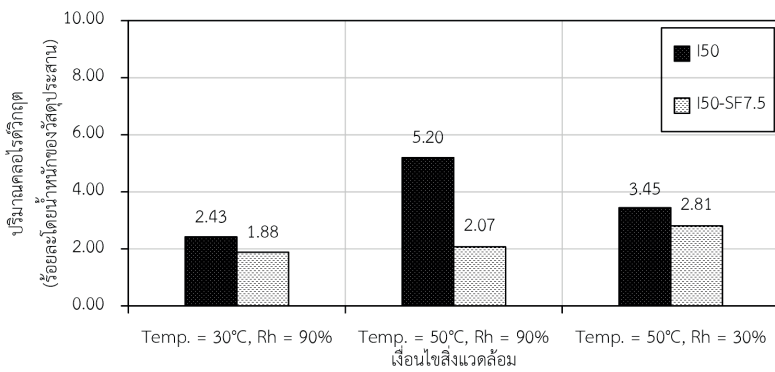
ด้วยเหตุนี้ปริมาณคลอไรด์วิกฤตจึงลดลงตามไปด้วย [24] ซึ่งส่งผลให้ปริมาณไฮดรอกซิลไอออน ( $OH^-$ ) ในสารละลายโพรงช่องว่างลดลงอย่างมากเช่นกัน เนื่องจากถูกใช้ในการทำปฏิกิริยาปอซโซลานิก [26] ส่งผลให้อัตราส่วน  $Cl^-/OH^-$  ในคอนกรีตมีค่าสูงจนถึงระดับที่ทำให้เหล็กเสริมเกิดสนิม [16] ดังนั้นปริมาณคลอไรด์วิกฤตทั้งหมดของคอนกรีตที่แทนที่วัสดุประสานด้วยเถ้าลอยจึงมีค่าต่ำกว่าคอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์เป็นวัสดุประสานหลักเพียงอย่างเดียว [24, 27] นอกจากนี้ ยังพบว่า ค่าปริมาณคลอไรด์วิกฤตที่ได้จากการทดสอบในงานวิจัยนี้มีค่าอยู่ในช่วงร้อยละ 0.70 - 5.20 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน ซึ่งสูงกว่าค่าปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีตที่ใช้ในการออกแบบส่วนผสมคอนกรีตให้มีความคงทนและอายุการใช้งานตามมาตรฐานการออกแบบของกรมโยธาธิการและผังเมือง [28] เนื่องจากค่าจากงานวิจัยเป็นค่าปริมาณคลอไรด์วิกฤตที่ได้จากการทดสอบภายใต้สภาวะสิ่งแวดล้อมต่างๆ แต่ค่าที่ใช้ในการออกแบบส่วนผสมคอนกรีตให้มีความคงทนและอายุการใช้งานยาวนานจะเป็นการกำหนดปริมาณคลอไรด์วิกฤตที่ต่ำไว้เพื่อความปลอดภัยในการออกแบบ ทั้งนี้ผลดังกล่าวก็พบในงานวิจัยอื่น [5] ด้วยที่ได้รวบรวมค่าปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีตจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการต่างๆ ไว้ ซึ่งพบว่ามีค่าอยู่ในช่วงตั้งแต่ร้อยละ 0.04 - 8.34 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน เกินกว่าค่าปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีตที่ใช้ในการออกแบบส่วนผสมคอนกรีตให้มีความคงทนและอายุการใช้งาน



รูปที่ 12 ผลกระทบของปริมาณการแทนที่ของเถ้าลอยต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีต

เมื่อพิจารณาผลกระทบของการใช้ซิลิกาฟุ่มต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีตในรูปแบบที่ 13 พบว่า ทุกเงื่อนไขสภาวะสิ่งแวดล้อม คอนกรีตผสมซิลิกาฟุ่มมีปริมาณคลอไรด์วิกฤตน้อยกว่าคอนกรีตล้วน ซึ่งผลการทดลองเช่นนี้พบในงานวิจัยอื่นๆ [8-9] เช่นกัน เนื่องจากคอนกรีตผสมซิลิกาฟุ่มมีความสามารถกักเก็บคลอไรด์ต่ำกว่าคอนกรีตล้วน [10-11] กล่าวคือ การใช้ซิลิกาฟุ่มแทนที่บางส่วนของวัสดุประสานทำให้ปริมาณของอลูมินาออกไซด์ (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) จากปูนซีเมนต์น้อยลง ส่งผลทำให้ความสามารถกักเก็บคลอไรด์ทางเคมีจึงลดลงไปด้วย อีกทั้ง

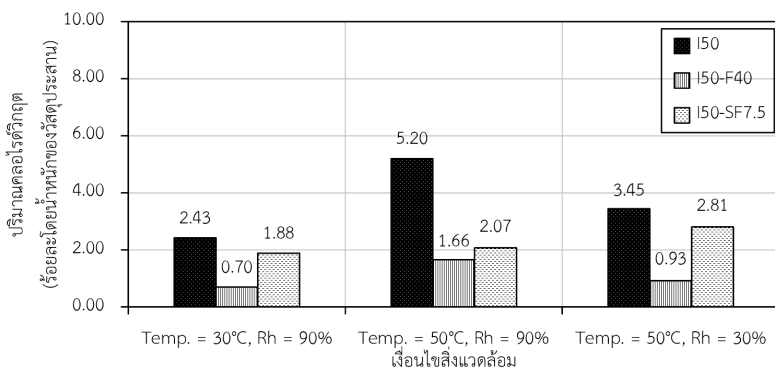
ผลผลิต CSH จากปฏิกิริยาปอซโซลานิกของซิลิกาฟุ่มอาจจะมีสามารถกักเก็บคลอไรด์ทางกายภาพต่ำกว่า CSH ที่เกิดจากปฏิกิริยาไฮเดรชันของปูนซีเมนต์ [12] จึงทำให้มีปริมาณคลอไรด์อิสระที่สามารถแทรกซึมเข้าไปภายในคอนกรีตได้มาก นอกจากนี้การทำปฏิกิริยาปอซโซลานิกของซิลิกาฟุ่มทำให้ Ca(OH)<sub>2</sub> ลดลง ทำให้ความเป็นด่าง (pH) ภายในโพรงช่องว่างของคอนกรีตลดลง จึงทำให้ชั้นฟิล์มเฉื่อยที่เคลือบผิวเหล็กขาดเสถียรภาพได้ง่าย ด้วยเหตุนี้ปริมาณคลอไรด์วิกฤตจึงมีค่าลดลงไปด้วย [24]



รูปที่ 13 ผลกระทบของซิลิกาฟุ่มต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีต

เมื่อพิจารณาผลกระทบของวัสดุปอซโซลานสองชนิด ได้แก่ เถ้าลอยและซิลิกาฟุ่ม ต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีตดังแสดงในรูปแบบที่ 14 พบว่า ทุกเงื่อนไขสภาวะสิ่งแวดล้อม

คอนกรีตผสมเถ้าลอยมีปริมาณคลอไรด์วิกฤตต่ำที่สุด รองลงมา เป็นคอนกรีตที่ผสมซิลิกาฟุ่มและคอนกรีตล้วน ตามลำดับ

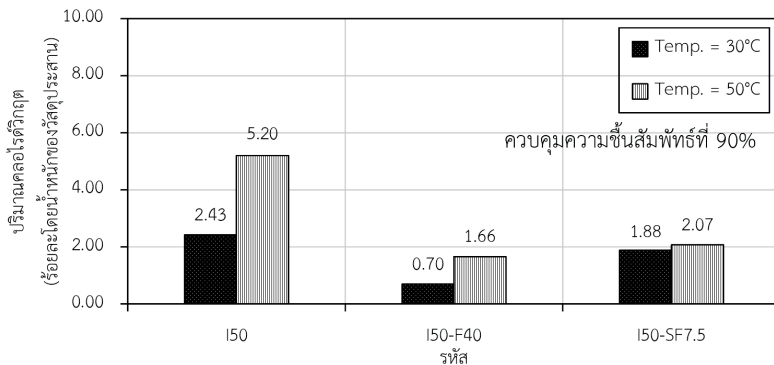


รูปที่ 14 ผลกระทบของวัสดุปอซโซลานต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีต



เมื่อพิจารณาผลกระทบของอุณหภูมิต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีตดังรูปที่ 15 พบว่า ภายใต้เงื่อนไขควบคุมอุณหภูมิ ความชื้นสัมพัทธ์ 90% ปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีตที่อุณหภูมิ 50°C มีค่าสูงกว่าคอนกรีตที่ควบคุมอุณหภูมิ 30°C แต่มีระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมสั้นกว่าคอนกรีตที่อุณหภูมิ 30°C เนื่องจากที่อุณหภูมิสิ่งแวดล้อม 50°C อาจทำให้เกิดรอยแตกร้าวขนาดเล็ก (Micro crack) ในเนื้อคอนกรีตได้ และที่อุณหภูมิ 50°C เป็นอุณหภูมิค่อนข้างสูงอาจส่งผลกระทบต่อเพิ่มขึ้นของ

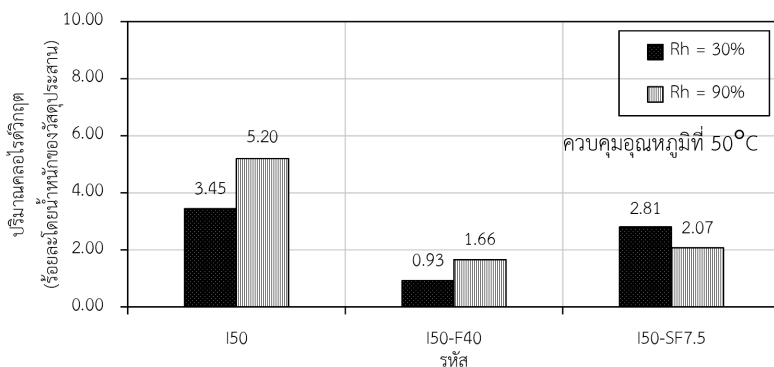
คลอไรด์ให้มีความสูงมากขึ้น ส่งผลต่อการเกิดการแทรกซึมของคลอไรด์ในปริมาณที่มากขึ้นและยังทำให้การแทรกซึมของคลอไรด์เป็นไปอย่างรวดเร็ว กล่าวคือปริมาณคลอไรด์อิสระสูงขึ้นเมื่ออุณหภูมิสูงขึ้น และความเข้มข้นของไฮดรอกซิลไอออนในสารละลายที่อยู่ภายในโพรงช่องว่างของคอนกรีตมีปริมาณลดลงเมื่ออุณหภูมิสูงขึ้น โดยเมื่อพิจารณาอัตราส่วน  $Cl^-/OH^-$  ก็มีค่าสูงขึ้นมากที่อุณหภูมิสูง ซึ่งบ่งบอกถึงความเสี่ยงต่อการเกิดสนิมของเหล็กเสริม [19]



รูปที่ 15 ผลกระทบของอุณหภูมิต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีต

เมื่อพิจารณาผลกระทบของความชื้นสัมพัทธ์ต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤตดังรูปที่ 16 พบว่า ภายใต้เงื่อนไขควบคุมอุณหภูมิ 50°C ปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีตที่เผชิญความชื้นสัมพัทธ์ 30% มีค่าต่ำกว่าคอนกรีตที่เผชิญความชื้นสัมพัทธ์ 90% แต่มีระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมนานกว่า เนื่องจากความชื้น

สัมพัทธ์สูงจึงส่งผลให้น้ำภายในโพรงช่องว่างของคอนกรีตสูงกว่าความชื้นสัมพัทธ์ต่ำจึงทำให้คลอไรด์สามารถแทรกซึมเข้าไปภายในเนื้อคอนกรีตได้สูง ดังนั้นคอนกรีตที่เผชิญกับความชื้นสัมพัทธ์สูงจึงมีปริมาณคลอไรด์วิกฤตสูงกว่าคอนกรีตที่เผชิญความชื้นสัมพัทธ์ต่ำ



รูปที่ 16 ผลกระทบของความชื้นสัมพัทธ์ต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีต

### 3.3 ดัชนีความต้านทานการเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีต

จากการศึกษาระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมและปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีตโดยผู้วิจัยเองและจากงานวิจัยอื่นที่เกี่ยวข้อง [29] จึงได้เสนอ ค่าดัชนีความต้านทานการเกิดสนิมของเหล็กเสริม (Corrosion resistance index, CRI) ในคอนกรีต เพื่อใช้ในการประเมินการเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีตแทน โดยพิจารณาทั้งค่าระยะเวลาการเกิดสนิมของเหล็กเสริมและค่าปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีต โดยดัชนีความต้านทานการเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีต หมายถึง ระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีตต่อหนึ่งหน่วยปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีต ซึ่งดัชนีความต้านทานการเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีตสามารถคำนวณได้ดังสมการที่ (3) โดยเมื่อค่าดัชนีความต้านทานการเกิดสนิม

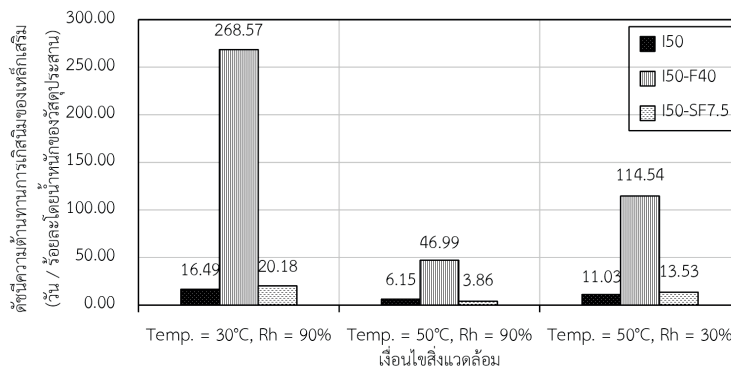
ของเหล็กเสริมในคอนกรีตสูงหมายความว่า คอนกรีตนั้นมีความคุณสมบัติต้านทานการเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีตได้นานเมื่อเทียบกับหนึ่งหน่วยปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีต

$$CRI = \frac{DT}{CCC} \quad (3)$$

เมื่อ CRI คือ ดัชนีความต้านทานการเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีต (Corrosion resistance index), day / % by wt. of binder

DT คือ ระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม (Depassivation time), day

CCC คือ ปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีต (Critical chloride content), % by wt. of binder



รูปที่ 17 ผลกระทบของวัสดุปอซโซลานต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีต

เมื่อพิจารณาค่า CRI ดังรูปที่ 17 พบว่า ทุกเงื่อนไขสภาวะสิ่งแวดล้อม คอนกรีตผสมเถ้าลอยมีค่า CRI สูงที่สุด หรืออาจกล่าวได้ว่าคอนกรีตผสมเถ้าลอยมีความต้านทานการเกิดสนิมของเหล็กเสริมมากที่สุด รองลงมาเป็นคอนกรีตผสมซิลิกาฟูมและคอนกรีตล้วน ตามลำดับ หากพิจารณาผลกระทบของอุณหภูมิพบว่า ที่ความชื้นสัมพัทธ์ 90% เท่ากัน คอนกรีตที่เผชิญอุณหภูมิ 30°C มีค่า CRI สูงกว่าคอนกรีตที่เผชิญอุณหภูมิ 50°C และเมื่อพิจารณาผลกระทบของความชื้นสัมพัทธ์พบว่า ที่อุณหภูมิ 50°C เท่ากัน คอนกรีตที่เผชิญความชื้นสัมพัทธ์ 30% มีค่า CRI สูงกว่าคอนกรีตที่เผชิญความชื้นสัมพัทธ์ 90%

## 4. สรุปผล

จากผลการศึกษาผลกระทบของอุณหภูมิและความชื้นสัมพัทธ์ของสิ่งแวดล้อมต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤตและระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีต สามารถสรุปผลได้ดังนี้

1. คอนกรีตที่เผชิญอุณหภูมิของสิ่งแวดล้อม 30°C ภายใต้ความชื้นสัมพัทธ์คงที่ 90% มีระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมนานกว่าคอนกรีตที่เผชิญอุณหภูมิของสิ่งแวดล้อม 50°C แต่มีปริมาณคลอไรด์วิกฤตต่ำกว่า และเมื่อพิจารณาค่า CRI พบว่า คอนกรีตที่เผชิญอุณหภูมิ 30°C มีค่า CRI สูงกว่าคอนกรีต

ที่เผชิญอุณหภูมิ 50°C

2. คอนกรีตที่เผชิญความชื้นสัมพัทธ์ 30% ภายใต้อุณหภูมิคงที่ 50°C มีระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมนานกว่าคอนกรีตที่เผชิญความชื้นสัมพัทธ์ 90% แต่มีปริมาณคลอไรด์วิกฤตต่ำกว่า และเมื่อพิจารณาค่า CRI พบว่า คอนกรีตที่เผชิญความชื้นสัมพัทธ์ 30% มีค่า CRI สูงกว่าคอนกรีตที่เผชิญความชื้นสัมพัทธ์ 90%

3. คอนกรีตผสมเถ้าลอยมีระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมนานที่สุด และมีระยะเวลานานขึ้นเมื่อเพิ่มปริมาณการแทนที่วัสดุประสานด้วยเถ้าลอย ในทางกลับกันคอนกรีตผสมเถ้าลอยมีปริมาณคลอไรด์วิกฤตต่ำที่สุดเมื่อเทียบกับคอนกรีตผสมซิลิกาฟูมและคอนกรีตล้วน แต่เมื่อพิจารณาค่า CRI พบว่าคอนกรีตผสมเถ้าลอยมีค่า CRI สูงที่สุด รองลงมาเป็นคอนกรีตผสมซิลิกาฟูมและคอนกรีตล้วน ตามลำดับ

## 5. กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนทุนอุดหนุนการวิจัย มหาวิทยาลัยบูรพา สัญญาเลขที่ 19/2560 และการสนับสนุนจากหน่วยวิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษาบูรพา (BCONTEC) คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา และศูนย์เทคโนโลยีการก่อสร้างและการจัดการจราจร (CONTRA) มหาวิทยาลัยบูรพา และศูนย์แห่งความเป็นเลิศทางวิชาการด้านวัสดุศาสตร์ การก่อสร้างและเทคโนโลยีการบำรุงรักษา มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ที่ให้ความสนับสนุนในการศึกษาครั้งนี้

## 6. เอกสารอ้างอิง

1. Sumranwanich, T. and Tangtermsirikul, S., 2018, Concrete Structure Deterioration, Charansanitwong Printing, Bangkok, 202 p. (In Thai).
2. Tangtermsirikul, S., 2003, Durability and Mix Design of Concrete, 1<sup>st</sup> ed., Thammasat University, Rangsit Campus, Pathum Thani, pp. 82-103.
3. Gastaldi, M. and Bertolini, L., 2014, "Effect of Temperature on The Corrosion Behaviour of Low-Nickel Duplex Stainless Steel Bars in Concrete," *Cement and Concrete Research*, 56, pp. 52-60.

4. Hussain, S.E., Rasheeduzzafar, Al-Musallam, A. and Al-Gahtani, A.S., 1995, "Factors Affecting Threshold Chloride for Reinforcement Corrosion in Concrete," *Cement and Concrete Research*, 25, pp. 1543-1555.
5. Angst, U., Elsener, B., Larsen, C.K. and Vennesland, Q., 2009, "Critical Chloride Content in Reinforced Concrete - A Review," *Cement and Concrete Research*, 39, pp. 1122-1138.
6. Tuutti, K., 1982, Corrosion of Steel in Concrete, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, 469 p.
7. Pettersson, K., 1995, "Chloride Threshold Value and The Corrosion Rate in Reinforced Concrete," *Proceedings of the Nordic Semina*, Lund, pp. 257-266.
8. Manera, M., Vennesland, Q. and Bertolini, L., 2008, "Chloride Threshold for Rebar Corrosion in Concrete with Addition of Silica Fume," *Corrosion Science*, 50, pp. 554-560.
9. Page, C.L. and Havdahl, J., 1985, "Electrochemical Monitoring of Corrosion of Steel in Microsilica Cement Pastes," *Materials and Structures*, 18, pp. 41-47.
10. Arya, C., Buenfeld, N.R. and Newman, J.B., 1990, "Factors Influencing Chloride-Binding in Concrete," *Cement and Concrete Research*, 20, pp. 291-300.
11. Page, C.L. and Vennesland, Q., 1983, "Pore Solution Composition and Chloride Binding Capacity of Silica Fume-Cement Pastes," *Materials and Structures*, 19, pp. 19-25.
12. Larsen, C.K., 1998, Chloride Binding in Concrete, Doctoral Thesis, Norwegian University of Science and Technology, NTNU, Trondheim.
13. American Society for Testing and Materials, 2015, "ASTM C876 Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete," ASTM International, West Conshohocken, Vol. 03.02,

Philadelphia.

14. American Society for Testing and Materials, 2013, "ASTM G109 Standard Test Method Determining The Effects of Chemical Admixtures on The Corrosion of Embedded Steel Reinforcement in Concrete Exposed to Chloride Environments," ASTM International, West Conshohocken, Vol. 03.02, Philadelphia.

15. American Society for Testing and Materials, 2000, "ASTM C1152 Standard Test Method for Acid-Soluble Chloride in Mortar and Concrete," ASTM International, West Conshohocken, Vol. 04.02, Philadelphia.

16. Ann, K.Y. and Song, H.W., 2007, "Chloride Threshold Level for Corrosion of Steel in Concrete," *Corrosion Science*, 49, pp. 4113-4133.

17. Thomas, M., 1996, "Chloride Thresholds in Marine Concrete," *Cement and Concrete Research*, 26, pp. 513-519.

18. Thomas, M.D.A. and Matthews, J.D., 2004, "Performance of Pfa Concrete in a Marine Environment-10 Year Results," *Cement and Concrete Composites*, 26, pp. 5-20.

19. Hussain, S.E. and Rasheeduzafar, S., 1994, "Corrosion Resistance Performance of Fly Ash Blended Cement Concrete," *ACI Material Journal*, 91, pp. 264-273.

20. Bamfort, P.B., 1999, "The Derivation of Input Data for Modelling Chloride Ingress from Eight-Years UK Coastal Exposure Trials," *Magazine of Concrete Research*, 51, pp. 87-96.

21. Dehwah, H.A.F., Austin, S.A. and Maslehnddin, M., 2002, "Chloride-Induced Reinforcement Corrosion in Blended Cement Concretes Exposed to Chloride-Sulphate Environments," *Magazine of Concrete Research*, 54, pp. 355-364.

22. Dhir, R.K. and Jones, M.R., 1999, "Development of Chloride-Resisting Concrete Using Fly Ash," *Fuel*, 78, pp. 137-142.

23. Kayyali, O.A. and Haque, M.N., 1995, "The Cl/OH Ratio in Chloride-Contaminated Concrete - a Most Important Criterion," *Magazine of Concrete Research*, 47, pp. 235-242.

24. Byfors, K., 1987, "Influence of Silica Fume and Fly Ash on Chloride Diffusion and pH Values in Cement Paste," *Cement and Concrete Research*, 17, pp. 115-130.

25. Glass, G.K. and Buenfeld, N.R., 1997, "The Presentation of The Chloride Threshold Level for Corrosion of Steel in Concrete," *Corrosion Science*, 39 (5), pp. 1001-1013.

26. Shehata, M.H., Thomas, M.D.A. and Bleszynski, R.F., 1999, "The Effects of Fly Ash Composition on Chemistry of Pore Solution in Hydrated Cement Pasted," *Cement and Concrete Research*, 29, pp. 1915-1920.

27. Diamond, S., 1981, "Effects of Two Danish Fly Ashes on Alkali Contents of Pore Solutions of Cement-Fly Ash Pastes," *Cement and Concrete Research*, 11, pp. 383-394.

28. Department of Public Works and Town & Country Planning of Thailand, 2012, DPT 1332-55 Concrete Work Standards with Considering the Durability and Service Life, Thammasat Printing House, Pathum Thani, 68 p. (In Thai)

29. Sumranwanich, T. and Prak, L., 2021, "Effects of Ground Granulated Blast-Furnace Slag and Limestone Powder on Threshold Chloride Content of Concrete," *Engineering Journal Chiang Mai University*, 28 (1), pp. 212-222. (In Thai)