บทที่ 2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

คอนกรีตเป็นวัสดุที่นิยมใช้กันมากในการก่อสร้าง ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์เป็นองค์ประกอบที่สำคัญของคอนกรีตเพราะเป็นวัสดุเชื่อมประสานส่วนผสมอื่น ปูนซีเมนต์ที่ได้มาจากการเผาที่ประกอบด้วย ซิลิก้า อลูมินา และคัลเซียมออกไซด์เป็นหลัก อุณหภูมิประมาณ 1400 -1600 องศาเซลเซียส กระบวนการผลิตปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์จึงใช้พลังงานสูงมากตั้งแต่การระเบิดวัสดุ การย่อย การลำเลียง การเผา จนถึงการบดละเอียด

การผลิตปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ทำให้เกิดการปล่อยก๊าซคาร์บอนดีออกไซด์สู่บรรยากาศ ซึ่งมีผลการทำให้เกิดภาวะเรือนกระจก (Greenhouse effect) ถึงปีละ 135,000 ล้านตัน หรือประมาณร้อยละ 7 ของก๊าซที่ปล่อยออกมาทั้งหมด (Malhotra, 2002; McCaffrey, 2002) และในปัจจุบันโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไปนิยมใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์เป็นวัสดุเชื่อมประสาน ในการก่อสร้าง และมีปริมาณการใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์เพิ่มขึ้นเรื่อยๆ ดังนั้นจึงควรลดปริมาณการใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ลง โดยพยายามหาสารซีเมนต์อื่นมาใช้แทน มีการวิจัยที่จะนำวัสดุเหลือทิ้งจากภาคอุตสาหกรรม เกษตรกรรม และจากธรรมชาติมาผสมกับปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์เพื่อทำปูนซีเมนต์ผสม เพื่อลดการใช้ปริมาณปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ซึ่งวัสดุที่ใช้ผสมเป็นวัสดุปอซโซลาน (Pozzolanic materials) ที่ไม่มีคุณสมบัติเป็นวัสดุประสาน แต่เมื่อผสมกับคัลเซียมไฮดรอกไซด์ (Calcium hydroxide) จะสามารถก่อตัวและแข็งตัวได้ สารปอซโซลานที่ใช้กันมาก ได้แก่ เถ้าลอย (Fly ash) นอกจากนี้ยังมีเถ้าแกลบ (Rice husk ash) ดินขาว (Metakaolin) และเถ้าภูเขาไฟ (Volcanic ash) ซึ่งคุณสมบัติด้านความคงทานของคอนกรีตที่ทำจากปูนซีเมนต์ ปอร์แลนด์ผสมสารปอซโซลานส่วนใหญ่จะดีขึ้น (Mehta, 2002)

2.1 เถ้าถ่านหิน

เถ้าถ่านหินหรือเถ้าลอยได้จากการเผาถ่านหินในโรงไฟฟ้าถ่านหิน โดยเถ้าลอยจะถูกดักจับเก็บไว้ด้วยตัวดักจับแล้วรวบรวมเก็บไว้ในไซโล เถ้าลอยมีสีเทา เทาดำหรือน้ำตาลมีส่วนประกอบหลักเป็นอัยรูปของซิลิกาและอลูมินาสามารถทำปฏิกิริยาปอซโซลานกับคัลเซียมไฮดรอกไซด์ ที่ได้จากปฏิกิริยาไฮเดรชัน (Hydration) ของซีเมนต์กับน้ำได้สารประกอบที่มีความสามารถในการเชื่อมประสานองค์ประกอบทางเคมีของเถ้าลอยประกอบด้วย องค์ประกอบออกไซด์ของแร่ธาตุต่างๆได้แก่ ซิลิกาออกไซด์ (SiO2) อ ะลูมินาออกไซด์ (Al203) เหล็กออกไซด์ (Fe203) แคลเซียมออกไซด์ (CaO) แมกนีเซียมออกไซด์ (MgO) ซัลเฟอร์ไตรออกไซด์ (SO3) เป็นต้น

ได้มีการศึกษาคอนกรีตผสมเถ้าลอยในปริมาณสูงสำหรับใช้ในงานโครงสร้างครั้งแรกโดย The Canadian Centre for Mineral and Energy Technology (CANMET) ในปลายทศวรรษ 1980s (Malhotra,1986) คอนกรีตชนิดนี้มีส่วนผสมเถ้าลอยมากกว่าซีเมนต์โดยน้ำหนักและปกติจะผสมที่อัตราส่วน W/B ประมาณ 0.3 กำลังของคอนกรีตในระยะต้นอยู่ในระดับที่ยอมรับได้และมีการพัฒนากำลังและโมดูลัสความยืดหยุ่นในระยะหลังมากขึ้น มีการหดตัวแห้ง (drying shrinkage) และการล้า (creep) ต่ำและมความทนทานสูงเมื่อเปรียบเทียบกับคอนกรีตปอร์ตแลนด์ซีเมนต์ปกติ (Langley et al., 1989; Carette et al., 1993; Bilodeau et al., 1994; Bisaillon et al., 1994) เชื่อกันว่าในการผสมเถ้าลอยมากกว่า 50 เปอร์เซ็นต์ โดยน้ำหนัก เถ้าลอยจะมีส่วนสำคัญในการเชื่อมประสาน (Berryet al., 1994) เถ้าลอยเป็นที่รู้จักในฐานะวัสดุปอซโซลานมานานโดยตัวเถ้าลอยเองแล้วมีคุณสมบัติน้อยหรือไม่มีคุณสมบัติทางการเชื่อมประสาน (ASTM 618-94a, 1995) และไม่สามารถทำปฏิกิริยากับน้ำได้โดยตรง ซึ่งโดยทั่วไปแล้วการใช้เถ้าลอยในคอนกรีตในงานโครงสร้างมักนิยมใช้แทนที่ซีเมนต์ในช่วง 15 เปอร์เซ็นต์ ถึง 25 เปอร์เซ็นต์ (ACI Committee 211,1993; Berry et al., 1994) แต่เมื่อมีการใช้เถ้าลอยปริมาณที่สูงจะมีผลต่อคุณสมบัติของคอนกรีตทั้งในการพัฒนากำลังและปฏิกิริยาไฮเดรชันโดยทั่วไป ปริมาณเถ้าลอยที่ผสมในคอนกรีตสำหรับใช้ในงานโครงสร้างจะจำกัดประมาณ 20 ถึง 25 เปอร์เซ็นต์ ของวัสดุประสาน (Zhang, 1995) มาตรฐานในหลายประเทศยังคงจำกัดปริมาณมากที่สุดของเถ้าลอยที่ผสมในคอนกรีตสำหรับงานโครงสร้างประมาณ 20 ถึง 25 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งในคอนกรีตผสมเถ้าลอยในปริมาณสูงปฏิกิริยาปอซโซลานอาจจะยังคงเกิดขึ้นไม่สมบูรณ์เนื่องจากปริมาณเถ้าลอยที่มีอัตราส่วนสูงเมื่อเทียบกับซีเมนต์ ซึ่งเถ้าลอยบางส่วนอาจยังคงอยู่ในสภาพเดิมโดยไม่ทำปฏิกิริยาถึงแม้เป็นระยะหลังการบ่มเป็นเวลานาน (Zhang, 1995)

Feldman et al. (1990) พบว่าในคอนกรีตผสมเถ้าลอยในปริมาณสูง เถ้าลอยจะเริ่มทำปฏิกิริยากับ $Ca(OH)_2$ ในช่วง 3 ถึง 7 วัน แต่ยังคงมีปริมาณ $Ca(OH)_2$ และเถ้าลอยจำนวนมากที่ยังไม่ทำปฏิกิริยาหลัง 91 วัน ของปฏิกิริยาไฮเดรชัน ผลิตภัณฑ์หลักของปฏิกิริยาอยู่ในรูปของ calcium silicate hydrate (C-S-H) และมีอัตราส่วนแคลเซียมต่อซิลิกา (c/s) ที่ต่ำ

Berry et al. (1990) ศึกษากลไกของปฏิกิริยาไฮเดรชันในเพสต์ที่ใช้เถ้าลอยปริมาณสูงแทนที่ซีเมนต์ โดยทดสอบหาคุณสมบัติทางกายภาพด้านกำลังอัดของมอร์ต้า ทางรูปร่าง (morphology)โดยการใช้วิธี SEM ส่วนประกอบของส่วนของแข็ง (solid-phase) และระดับของปฏิกิริยาไฮเดรชัน โดยการใช้วิธี XRD และการวิเคราะห์ทางด้านอุณหภูมิ (thermal analysis) และส่วนประกอบของ pore fluid โดยวิธี high-pressure extraction พบว่าในระบบเถ้าลอยปริมาณสูง (high-volume fly ash system) ทั้งปัจจัยทางกายภาพและทางเคมีมีผลกระทบร่วมกันต่อความแน่น (density) และแรงยึดเหนี่ยวในเพสต์ ในช่วงต้นผลกระทบทางด้านกายภาพโดยการอุดตามช่องว่างและทางเคมีโดยมีผลต่อการเกิด ettringite หรือการเกิด sulphoaluminate เป็นปัจจัยสำคัญต่อการพัฒนากำลัง ในระยะยาวปฏิกิริยาไฮเดรชัน มีอิทธิพลจากการเกิด silico-aluminate binder ที่เกี่ยวพันจากปฏิกิริยากับเถ้าลอย Sivasundaram et al. (1989) ศึกษาการก่อตัวเริ่มต้น (initial setting time) และการก่อตัวสุดท้าย (final setting time) ของคอนกรีตผสมเถ้าลอยในปริมาณสูง โดยมี W/C หรือ W/B เดียวกันพบว่าการก่อตัวเริ่มต้นสามารถเปรียบเทียบกันได้กับคอนกรีตควบคุมคือ 7.5 ชั่วโมง ในขณะที่การก่อตัวสุดท้ายถูกหน่วงให้ช้ากว่าคอนกรีตควบคุมประมาณ 3 ชั่วโมง Sivasundaram et al.(1991) รายงานว่าการหน่วงระยะเวลาก่อตัวสามารถเกิดขึ้นได้กับคอนกรีตผสมเถ้าลอยในปริมาณสูงที่ผสมจากเถ้าลอยบางชนิด และ

การหน่วงระยะเวลาก่อตัวนี้ยังสัมพันธ์กับความเข้ากันได้ (compatibility) ระหว่างวัสดุประสานและ superplasticizer และเมื่อใช้ superplasticizer ในปริมาณสูงอาจทำให้เกิดการหน่วงระยะเวลาก่อตัวได้

Carette et al.(1995) ศึกษาโมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีตผสมเถ้าลอยปริมาณสูงเปรียบเทียบ กับปอร์ตแลนด์ซีเมนต์คอนกรีตปกติที่มีกำลังเท่ากัน พบว่าคอนกรีตผสมเถ้าลอยในปริมาณสูงมีโมดูลัสความยืดหยุ่นสูงกว่าปอร์ตแลนด์ซีเมนต์คอนกรีตปกติ โดยโมดูลัสความยืดหยุ่นที่สูงของอนุภาคเถ้าลอยทำให้เพสต์ของคอนกรีตผสมเถ้าลอยปริมาณสูงมีโมดูลัสความยืดหยุ่นที่มากกว่าเพสต์ของคอนกรีตที่ไม่มีการผสมเถ้าลอย และอนุภาคของเถ้าลอยยังปรับปรุงแรงยึดเหนี่ยวระหว่างอนุภาคในเพสต์ให้ดีขึ้นโดยอนุภาคของเถ้าลอยทำหน้าที่เป็นมวลรวมขนาดเล็ก (microaggregate) ที่มีโมดูลัสความยืดหยุ่นที่สูงกว่า matrix ของผลิตภัณฑ์จากปฏิกิริยาไฮเดรชัน (Zhang, 1995)

Jiang (1999) ศึกษา interfacial zone และแรงยึดเหนี่ยวระหว่างมวลรวมและซีเมนต์เพสต์ในคอนกรีตผสมเถ้าลอยในปริมาณสูง พบว่าหลังคอนกรีตอายุ 28 วัน ไม่มี transition zone ระหว่างมวลรวมและซีเมนต์เพสต์ให้เห็นอย่างชัดเจน และแรงยึดเหนี่ยวระหว่างมวลรวมและเพสต์ขึ้นกับกำลังของเพสต์ โดยเพสต์ที่มีกำลังสูงจะให้แรงยึดเหนี่ยวที่สูงตามไปด้วย

Atis (2001) ศึกษาความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชันในคอนกรีตผสมเถ้าลอยปริมาณสูงโดยวัดอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้นในคอนกรีตภายใต้สภาวะการบ่มแบบ adiabatic พบว่าความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชันในเถ้าลอยคอนกรีตขึ้นกับระดับการแทนที่ซีเมนต์ของเถ้าลอยและปริมาณ Superplasticizer ที่ใช้เพื่อรักษาความสามารถในการทำงานได้ การใช้เถ้าลอยแทนที่ซีเมนต์ทำให้ลดระดับอุณหภูมิสูงสุดและเมื่อเพิ่มระดับการแทนที่ของเถ้าลอยยิ่งเป็นการลดอุณหภูมิที่เกิดขึ้นและSuperplasticizerสามารถชะลอระยะ เวลาที่จะเกิดอุณหภูมิสูงสุดโดยคอนกรีตที่มีส่วนผสมเหมือนกันแสดงอุณหภูมิสูงสุดที่เท่ากันโดยไม่ขึ้นกับการใส่ superplasticizer

Lane and Best (1978) ศึกษาผลกระทบของการใช้ Superplasticizer ร่วมกับเถ้าลอยในคอนกรีต และได้สรุปว่า superplasticizer มีความเข้ากันได้กับเถ้าลอย โดยสามารถใช้ร่วมกันได้โดยไม่เกิดผลเสียในคอนกรีต โดยเปอร์เซ็นต์การลดน้ำในคอนกรีตผสมเถ้าลอยที่มีค่าความยุบตัวเท่ากันมีค่าไม่เกิน 15 เปอร์เซ็นต์ ปรับปรุงคุณสมบัติทางด้านการลดน้ำมากกว่าสารลดน้ำมาตรฐานเพียงเล็กน้อยเท่านั้น ในคอนกรีตผสมเถ้าลอยให้เปอร์เซ็นต์การลดน้ำที่ต่ำกว่าเมื่อเปรียบเทียบกับคอนกรีตปกติที่มีความข้นเหลวเท่ากันเนื่องจากในความข้นเหลวเท่ากันคอนกรีตผสมเถ้าลอยจะมีน้ำส่วนเกินที่น้อยกว่าดังนั้นการเติมสารลดน้ำเพื่อนำส่วนเกินนี้มาใช้จึงมีผลกระทบที่น้อยกว่า

ประจิต (2526) ใช้เถ้าลอยจากโรงไฟฟ้าแม่เมาะผสมกับคอนกรีต และศึกษากำลังรับแรงอัด โดยใช้อัตราส่วนของเถ้าลอยต่อปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ในปริมาณ 0 ถึง 50 เปอร์เซ็นต์ อัตราส่วนของน้ำต่อซีเมนต์เป็น 0.50, 0.75, 1.00 และ1.25 ตามลำดับจากการทดลองพบว่าสามารถเติมเถ้าลอยเข้าไปในคอนกรีตเพื่อทดแทนซีเมนต์ได้ถึง 25 และ 29 เปอร์เซ็นต์ ในคอนกรีตอายุ 28 วัน และ 45 วัน ตามลำดับ โดยคอนกรีตยังให้กำลังเท่าเดิม

ปริญญาและอินทรชัย (2528) พบว่ากำลังอัดระยะแรกของปูนซีเมนต์ผสมเถ้าลอยลิกไนต์มีค่าลดลงตามปริมาณของเถ้าลอยที่เพิ่มขึ้นและเมื่อเวลามากขึ้นกำลังรับแรงอัดของปูนซีเมนต์ผสมเถ้าลอยจะดีขึ้นเพราะเกิดปฏิกิริยาปอซโซลานและเสนอปริมาณการแทนที่ซีเมนต์ด้วยเถ้าลอยที่เหมาะสมในช่วง 0 ถึง 40 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งทำให้ปฏิกิริยาปอซโซลานที่เกิดขึ้นชดเชยปฏิกิริยาของซีเมนต์ที่ถูกเถ้าลอยแทนที่ได้มีการศึกษาการใช้เถ้าลอยแม่เมาะเพื่อปรับปรุงความสามารถในการเทได้ของคอนกรีตสด และมีรายงานว่าเมื่อปริมาณการแทนที่ซีเมนต์เพิ่มขึ้นจะช่วยปรับปรุงความสามารถในการเทได้เพิ่มขึ้น แต่มีผลในการลดกำลังอัดของคอนกรีตที่อายุ 28 วัน (กรกฎ, 2530)

2.2 วัสดุดินขาว

ดินขาว ($Al_2O_3 \cdot 2SiO_2$)จัดเป็นวัสดุปอซโซลานที่ได้จากการนำเอาดินขาวดิบจากธรรมชาติ ($Al_2SiO_5(OH)_4$) มาปรับปรุงคุณภาพด้วยความร้อน โดยวิธีการเผาในช่วงเวลาและอุณภูมิที่เหมาะสมซึ่งโดยทั่วไปมีผลึกเป็นลักษณะเป็นอัยรูป (Amorphous) ไม่มีรูปร่างที่แน่นอนมีลักษณะเป็นผงสีขาวหรือชมพูขึ้นอยู่กับปริมาณของธาตุเหล็กของดินขาวประกอบด้วยซิลิกาออกไซด์ (SiO_2) และอลูมินาออกไซด์ (Al_2O_3) ซึ่งเป็นองค์ประกอบหลักและรองลงมาเป็นเฟอร์ริกออกไซด์ (Fe_2O_3) แคลเซียมออกไซด์ (CaO) แมกนีเซียมออกไซด์ (MgO) เป็นต้น โดยองค์ประกอบทางเคมีเหล่านี้จะมรปริมาณที่แตกต่างกันตามแหล่งกำเนิดของดิน อนุภาคของดินขาวโดยเฉลี่ยมีขนาดประมาณ 1.5 ไมครอน (Balaguru,2001) ตามมาตรฐาน ASTM C168 ดินขาวเป็นสารปอซโซลาน Class N (Raw or Calcined Pozzolan) เมื่อผสมในคอนกรีตดินขาวจะทำปฏิกิริยากับแคลเซียมไฮดรอกไซด์ $Ca(OH_2)$ ที่ได้จากปฏิกิริยาไฮเดรชั่นเกิดสารประ กอบแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (CSH) และแคลเซียมอลูมิเนตไฮเดรต (CAH) ที่มีคุณสมบัติในการเชื่อมประสานและให้กำลังแก่คอนกรีต นอกจากนั้นดินขาวยังช่วยเร่งการเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชั่นของปูนซเมนต์กับน้ำทำให้กำลังอัดของคอนกรีตในช่วงต้นเพิ่มขึ้น (Wild,1996) นอกจากนันดินาวยังช่วยปรับปรุงคุณภาพของคอนกรีตโดยที่อนุภาคของดินขาวจะเข้าไปแทรกในช่องว่างขนาดเล็ก (Microfiller Effect) ช่วยลดความพรุนและทำให้คอนกรีตมีความทึบแน่นเพิ่มขึ้นส่งผลให้คอนกรีตมีการรับกำลังและความคงทนที่สูงขึ้น ปริมาณดินขาวที่เหมาะสมที่สุดในการแทนที่ซีเมนต์เพื่อช่วยปรับปรุงคุณสมบัติของคอนกรีตมีค่าประมาณร้อยละ 20 โดยน้ำหนัก (Wild, 1996 ; จิรวัฒน์,2546)

2.3 ทฤษฎีสมมติฐานและหรือกรอบแนวความคิดของโครงการวิจัย

เป็นที่ทราบกันดีว่าแล้วว่าคอนกรีตมีปูนซิเมนต์ปอร์ตแลนด์เป็นส่วนประกอบหลักซึ่งได้จากการใช้พลังงานในการเผาไหม้ที่อุณภูมิสูงมากประมาณ 1400-1600 องศาเซลเซียส เพื่อให้ได้สารประกอบหลักทางเคมี เช่น ซิลิกา อลูมินา และแคลเซียมไฮดรอกไซด์ ซึ่งในขบวนการผลิตปูนซิเมนต์ปอร์ตแลนด์ต้องใช้พลังงานที่สูงมากซึ่ง จะส่งผลให้เกิดก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์สู่บรรยากาศมีผลทำให้เกิด ภาวะเรือนกระจก (Greenhouse effect) ดังนั้นจึงควรลดปริมาณการใช้ปูนซิเมนต์ปอร์ตแลนด์ลง โดยในปัจจุบันได้มีการทำวิจัยกันอย่างกว้างขวางโดยพยายามใช้วัสดุที่เหลือทิ้ง (by Product) จากภาคอุตสาหกรรม เกษตรกรรมและจากธรรมชาติมาผสมกับปูนซิเมนต์ปอร์ตแลนด์ซึ่งวัสดุที่ใช้ผสมเป็นวัสดุปอซโซลานที่ไม่มีคุณสมบัติเป็นวัสดุประสาน แต่เมื่อผสมกับแคลเซียมไฮดรอกไซด์จะสามารถก่อตัวและแข็งตัวได้และที่ใช้กันมากได้แก่ เถ้าลอย (Fly ash) เถ้าแกลบ (Rice husk ash) ดินขาว (Metakaolin) และเถ้าภูเขาไฟ (Volcanic ash) ซึ่ง

คุณสมบัติด้านความคงทนของคอนกรีตที่ทำจากปูนซิเมนต์ปอร์ตแลนด์ผสมสารปอซโซลานมีคุณ สมบัติที่ดีขึ้น (ASTM,2001; Metha,1977)

2.3.1 กลไกการเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีต

การเกิดสนิมของเหล็กเหล็กเสริมเกิดจากปฏิกิริยาไฟฟ้าเคมี (Electrochemical Process) โดยมีส่วนประกอบที่สำคัญ 3 ส่วนคือ ปฏิกริยา Anodic Reaction ปฏิกริยา Cathodic Reaction และ Electrolyte กระบวนการเกิดสนิมเริ่มจากการมีความชื้นเพียงพอที่จะทำให้อะตอมของเหล็กสูญเสียอิเลคตรอนกลายเป็น Fe^{2+} ละลายอยู่ในน้ำรอบเหล็กเสริมเรียกบริเวณนี้เป็นขั้ว Anode และอิเลคตรอนนี้จะสะสมอยู่บริเวณผิวบนเหล็กเสริมทำให้เกิดศักย์ไฟฟ้าขึ้นและส่วนของเหล็กเสริมที่ไม่มีการแตกตัวจะมีศักย์ไฟฟ้าต่ำกว่าและทำหน้าที่เป็นขั้ว Cathode อธิบายได้ดังรูปที่ 2.1 ซึ่งเทียบได้กับการเกิดการกัดกร่อนของเหล็กเสริมในคอนกรีต ดังรูปที่ 2.1 (ก) ซึ่งเกิดจากการที่อะตอมของเหล็กเกิดการแตกตัวเป็น Fe^{2+} และเกิดการสูญเสียอิเล็กตรอนทำให้บริเวณนั้นเกิดเป็นขั้ว Anode ดังสมการที่ 1 อิเล็กตรอนนี้จะมีมากขึ้นบริเวณผิวของเหล็กเสริมทำให้เกิดศักย์ทางไฟฟ้าขึ้นในบริเวณที่ไม่เกิดการแตกตัวของเหล็กจะมีศักย์ไฟฟ้าที่ต่ำกว่าจะทำหน้าที่เป็นขั้ว Cathode อิเล็กตรอนที่เกิดจาก Anode จะเคลื่อนที่ตามเหล็กเสริมมายัง Cathode ที่มีศักย์ไฟฟ้าต่ำกว่าและทำปฏิกิริยากับออกซิเจน (O_2) และน้ำ (H_2O) ที่อยู่บริเวณนี้เกิดไฮดรอกซิลอิออน (OH^-) ขึ้น ดังสมการที่ 2 การเคลื่อนที่ของประจุไฟฟ้าเกิดขึ้นทั้งกระแสภายในเหล็กและกระแสภายนอกเหล็กเสริม กระแสภายในเหล็กเสริมเป็นการเคลื่อนที่ของอิเล็กตรอนที่เคลื่อนที่จาก Anode ไปสู่ Cathode ในขณะที่กระแสภายนอกเหล็กเสริมเป็นการเคลื่อนที่ของอิออน Fe^{2+} และ (OH^-) ผ่านสารละลายในช่องว่าง Pore Solution ของคอนกรีตรอบๆเหล็กเสริม (Bentur et al., 1997) ดังรูปที่ 2.1 (ข) โดยประจุลบคือ (OH^-) จะเคลื่อนที่จาก Cathode สู่ Anode และประจุบวก Fe^{2+} จะเคลื่อนที่จาก Anode สู่ Cathode การเคลื่อนที่ของอิออนผ่าน Pore Solution ของคอนกรีตเป็นปัจจัยที่สำคัญของการเกิดการกัดกร่อน สารละลายในช่องว่างส่วนใหญ่เป็นสารละลายของ Alkali และ Calcium Hydroxide เปรียบเหมือนเป็นสารละลาย Electrolyte ทำให้เกิดการครบวงจรของ Galvanic Cell และเกิดการกัดกร่อนขึ้นได้ แต่ถ้าน้ำในช่องว่างนี้แห้งหรือโครงสร้างภายในของคอนกรีตทึบแน่นและช่องว่างภายในเกิดขึ้นไม่ต่อเนื่องการไหลของอิออน ผ่านจะเกิดขึ้นได้ยากขึ้นซึ่งทำให้การเกิดการกัดกร่อนช้าลงจนหยุดการกัดกร่อน

$$Fe^0 \rightarrow Fe^{2+} + 2e^- \qquad (1)$$

$$2H_2O+O_2+4e^- \rightarrow 4OH^- \qquad (2)$$

จากการที่เกิด Fe^{2+} และ OH^- จาก Anode และ Cathode อิออนทั้งสองจะเคลื่อนที่เข้าหากันและทำปฏิกิริยาเกิดเป็น $Fe(OH)_2$ ดังสมการที่ 3 ซึ่งสามารถทำปฏิกิริยาต่อไปเป็น hydrate ferric oxide ($Fe_2O_3 \cdot H_2O$) หรือเรียกว่า red-brown rust และ black magnetite (Fe_3O_4) ซึ่งเกิดจาก Green hydrate magnetite ($Fe_3O_4 \cdot H_2O$) ดังสมการที่ 4, 5 และ 6 ผลิตภัณฑ์ซึ่งเกิดขึ้นจากปฏิกิริยาของการกัดกร่อนคือสนิมในรูปแบบต่างๆ ซึ่งมีปริมาตรมากกว่าเหล็กก่อนเกิดปฏิกิริยา 4 ถึง 6 เท่า (Nielsen,1985) ดังรูปที่ 2.1 ซึ่งทำให้เกิดแรงดันภายในและคอนกรีตเกิดการแตกร้าวเสียหายได้ นอกจากนี้ในส่วนของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

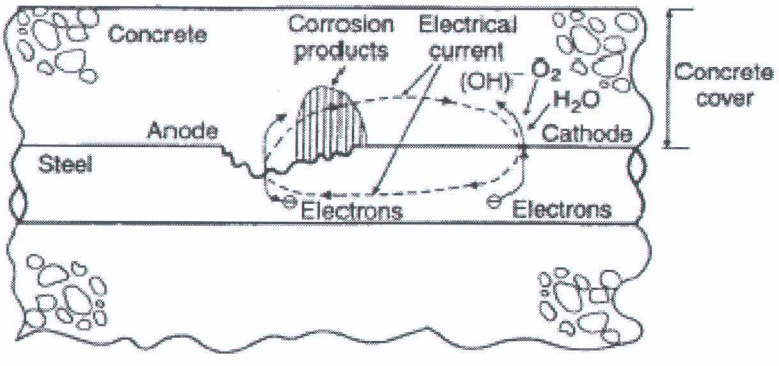
บางจุดเกิดการสูญเสียเนื้อที่หน้าตัดเหล็ก และหน้าตัดของเหล็กเสริมลดลงส่งผล ต่อการรับแรงของโครงสร้างซึ่งถ้าไม่ได้ซ่อมแซมให้ถูกวิธีโครงสร้างอาจเกิดการวิบัติได้

$$Fe^{2+} + 2OH^{-} \rightarrow Fe(OH)_2 \quad (3)$$

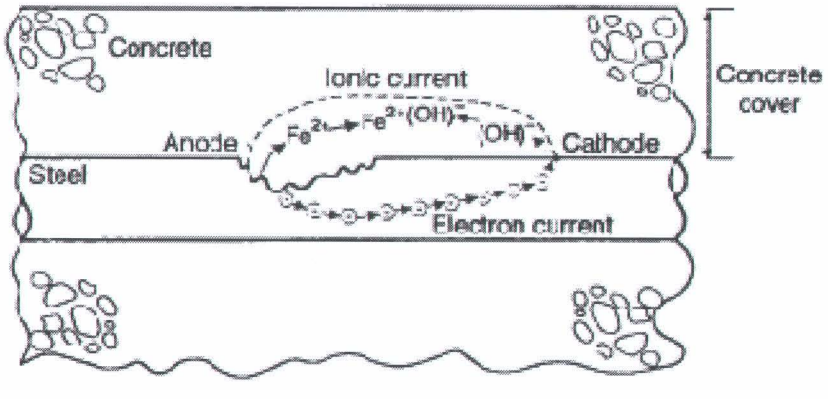
$$4Fe(OH)_2 + O_2 \rightarrow Fe_2O_3 \cdot H_2O + 2H_2O \quad (4)$$

$$6Fe(OH)_2 + O_2 \rightarrow 2Fe_3O_4 \cdot H_2O + 4H_2O \quad (5)$$

$$Fe_3O_4 \cdot H_2O \rightarrow Fe_3O_4 + H_2O \quad (6)$$

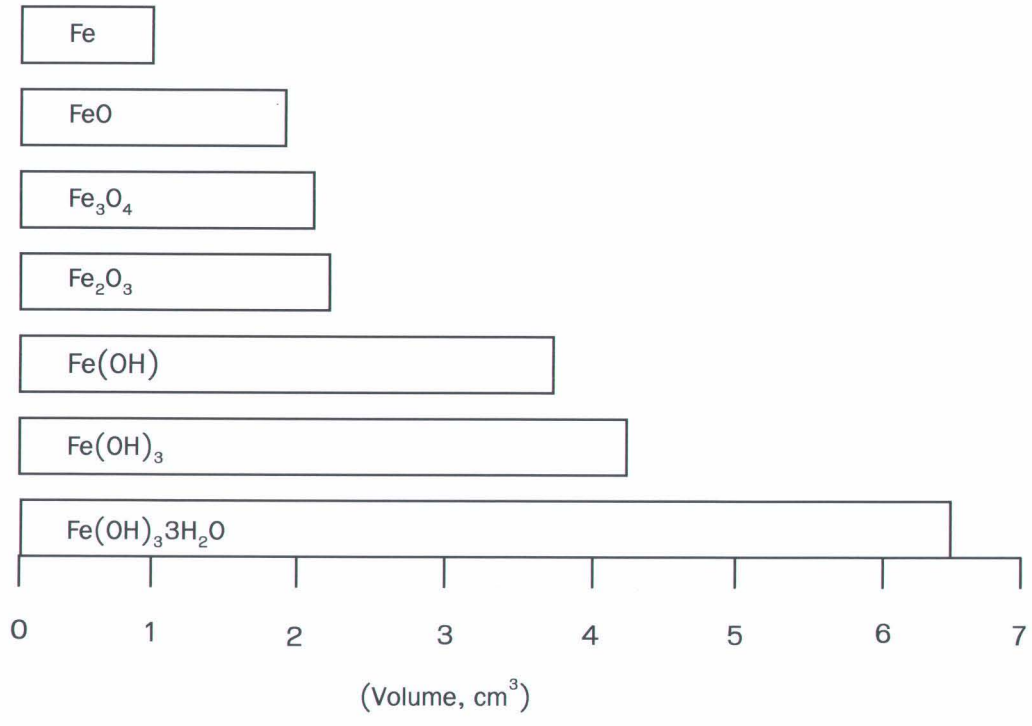


ปฏิกิริยาที่เกิดขึ้นที่ขั้ว Anode และ Cathode



(ข) การเคลื่อนที่ของประจุไฟฟ้าภายในและภายนอกเหล็กเสริม

รูปที่ 2.1 ปฏิกิริยาไฟฟ้าเคมีของการกัดกร่อนบนผิวเหล็กเสริม Bentur et al. (1997)



รูปที่ 2.2 ปริมาตรของเหล็กที่เกิดสนิม Nielsen (1985)

2.3.2 การเกิดสนิมของเหล็กเสริมโดยคลอไรด์ (Steel Corrosion due to Chloride)

การเกิดสนิมของเหล็กเสริมเนื่องจากคลอไรด์ซึ่งเป็นสาเหตุหนึ่งที่ทำให้เกิดการกัดกร่อนของเหล็กเสริม โดยอิออนของคลอไรด์ (Chloride Ions) เป็นตัวที่ทำให้ความเป็นด่างของคอนกรีตที่ป้องกันเหล็กเสริมไม่ให้เกิดสนิมถูกทำลายลดลงจนถึงระดับวิกฤตและถ้ามีน้ำและออกซิเจนเพียงพอก็จะทำให้เหล็กเกิดสนิมได้ แหล่งที่มาของคลอไรด์อาจมีอยู่เองในคอนกรีต หิน ทราย หรือน้ำยาผสมคอนกรีตบางชนิด เช่นแคลเซียมคลอไรด์ที่มักมีอยู่ในสารเร่งการก่อตัว แต่ปัญหาของคลอไรด์ที่กระทบต่อความทนทานของคอนกรีตนั้นส่วนมากจะมาจากภายนอกคอนกรีตในช่วงที่ใช้งาน เช่น จากน้ำทะเลจากดินหรือจากเกลือที่ใช้ละลายน้ำแข็งในประเทศที่มีอากาศหนาว (De-icing Salt) ซึ่งคลอไรด์อาจจะเข้าสู่คอนกรีตได้โดยวิธี การซึมผ่านเข้าไปในคอนกรีตที่แห้งของน้ำที่มีคลอไรด์ (Capillary Suction) การแพร่ของอิออนของคลอไรด์ (Chloride Ions Diffusion) จากภายนอกที่มีความเข้มข้นของคลอไรด์สูงกว่าภายในของคอนกรีต การซึมผ่านเข้าไปในคอนกรีตของน้ำที่มีคลอไรด์โดยแรงดันของน้ำ โดยทั่วไปแล้วสำหรับคอนกรีตที่แช่อยู่ในทะเลตลอดเวลานั้นถึงแม้คลอไรด์จะสามารถซึมผ่านเข้าไปในคอนกรีตได้ดีแต่ถ้าไม่มีออกซิเจนการเกิดสนิมของเหล็กเสริมก็ไม่สามารถเกิดขึ้นได้ ความเสี่ยงที่จะเกิดการกัดกร่อนของเหล็กเสริมมากที่สุด มักพบในบริเวณคลื่นและละอองน้ำ (Splash Zone) รองลงมาเป็นบรรยากาศทะเล (Atmospheric Zone) และบริเวณน้ำขึ้น-น้ำลง (Tidal Zone) ส่วนบริเวณใต้น้ำทะเล (Submerged Zone) จะมีความเสี่ยงต่อการกัดกร่อนเหล็กเสริมน้อยมาก สำหรับในกรณีของสภาพเปียกสลับแห้งนั้น น้ำทะเลจะเข้าสู่คอนกรีตที่แห้งโดย Absorption หรือ Capillary Suction จนกระทั่งคอนกรีตอยู่ในสภาพอิ่มตัว เมื่อสภาพภายนอกเปลี่ยนเป็นแห้ง น้ำที่ผิวคอนกรีตก็จะระเหยออกไปทิ้งไว้แต่คราบเกลือเมื่ออยู่ในสภาพเปียกอีก ความเข้มข้นของคลอไรด์ที่ ใกล้ผิวก็

จะสูงขึ้น คลอไรด์อิออนซึ่งมีความเข้มข้นสูงที่บริเวณผิวจะซึมเข้าสู่ภายในโดยการแพร่ซึ่งในแต่ละรอบของการเปียกและแห้งจะทำให้บริเวณใกล้ผิวมีความเข้มข้นสูงขึ้นเรื่อยๆ และจะเข้าไปสู่ภายในคอนกรีตและสู่บริเวณเหล็กเสริมมากขึ้น โดยปกติแล้วคอนกรีตจะเปียกได้เร็วแต่จะแห้งได้ช้ากว่ามากและภายในคอนกรีตนั้นไม่สามารถทำให้แห้งได้โดยสมบูรณ์ ดังนั้นการแพร่เข้าไปในคอนกรีตที่แช่อยู่ในน้ำทะเลตลอดเวลาจึงช้ากว่าการเข้าไปของโดยการเปียกสลับแห้งโดยน้ำทะเล โดยทั่วไปแล้วคอนกรีตที่สภาพแห้งนานกว่าสภาพเปียกมักเร่งให้คลอไรด์อิออนเข้าสู่คอนกรีตได้เร็ว ดังนั้นคอนกรีตที่ถูกน้ำทะเลเป็นบางครั้งหรือช่วงแห้งนานจะมีโอกาศเกิดปัญหาการกัดกร่อนของเหล็กเสริมมากกว่าคอนกรีตที่ประสบกับสภาวะช่วงแห้งสั้น การกัดกร่อนจะเริ่มเกิดขึ้นก็ต่อเมื่อปริมาณคลอไรด์อิอน มีมากพอที่ผิวของเหล็กเสริม (Threshold Content of Chloride Ions)

สภาวะของคลอไรด์ในคอนกรีตนั้น จะมีคลอไรด์บางส่วนที่ถูกจับยึด (Fixed Chloride) โดยกลไกต่อไปนี้

- ❖ Chemical Binding คลอไรด์บางส่วนจะถูกจับโดยผลผลิตของปฏิกริยาไฮเดรชั่น
- ❖ Physical Binding คลอไรด์บางส่วนสามารถถูกยึดด้วยแรงทางกายภาพ (Surface Force) ได้บนผิวของ Hydration Product เช่น C-S-H และ C-A-H อีกทั้งสามารถถูกยึดอยู่บนผิวของวัสดุที่เป็นของแข็งที่ไม่มีปฏิกริยาเช่น มวลรวม หรือ ผงฝุ่นหินได้ด้วย

การป้องกันการเกิดสนิมของเหล็กเสริมเนื่องจากคลอไรด์แบ่งออกเป็น 2 แนวทาง โดยการปรับปรุงคุณภาพของคอนกรีตและเหล็กเสริม อาทิเช่น

- ❖ ออกแบบและใช้คอนกรีตที่มีความซึมน้ำต่ำมากๆ จะทำให้คลอไรด์แพร่เข้าไปในคอนกรีต ได้ยาก การใช้ปริมาณน้ำในคอนกรีตที่ต่ำ การลดอัตราส่วนน้ำต่อปูนซีเมนต์
- ❖ การใช้สารประเภท Filler เพื่อเพิ่มความทึบน้ำ เช่น ซิลิกาฟูม สารปอซโซลานในปริมาณที่เหมาะสม นอกจากจะช่วยให้คอนกรีตทึบน้ำมากขึ้นแล้วยังช่วยจับยึดคลอไรด์ได้มากกว่าคอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์อย่างเดียว
- ❖ ใช้สารเคลือบผิวคอนกรีตเช่น Epoxy เป็นต้น
- ❖ ใช้สารผสมในคอนกรีตบางชนิด เช่น Calcium หรือ Sodium Nitrite ที่สามารถช่วยทำให้ปฏิกริยา Anodic นั้นเกิดยากขึ้น
- ❖ ออกแบบคอนกรีตไม่ให้เกิดการแตกร้าวเพราะรอยแตกร้าวจะเป็นบริเวณที่คลอไรด์สามารถเข้าไปในคอนกรีตได้ง่ายขึ้น

ป้องกันการเกิดสนิมของเหล็กเสริมโดยอาศัยขบวนการทางไฟฟ้าเคมี มี 3 วิธี ได้แก่

1) Cathodic Protection

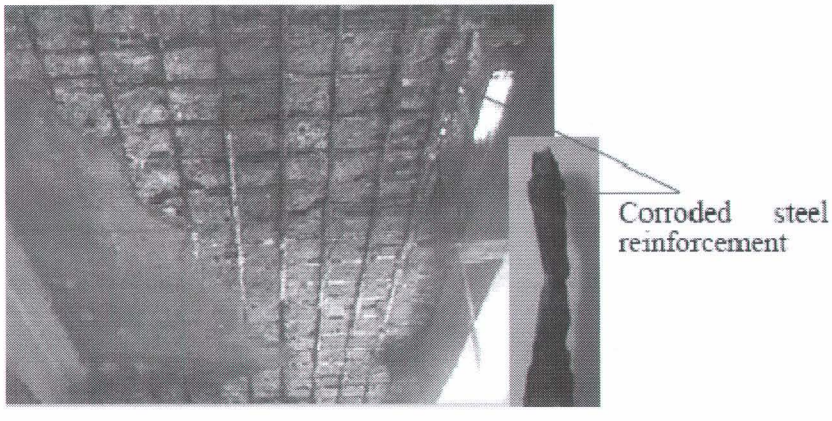
กระบวนการลดอัตราการเกิดสนิมโดยเปลี่ยนแปลงศักย์ไฟฟ้าของขั้วลบให้เท่ากับศักย์ไฟฟ้าของขั้วบวก (วันชัย, 2548) จากกลไกของการเกิดสนิมในเหล็กเสริม พบว่าการเกิดสนิมจะเกิดขึ้นเมื่อมีกระแสไฟฟ้าไหล

หมุนเวียน เพราะการเกิดสนิมเป็น (Electrochemical Process) ดังนั้นหากสามารถทำให้ทุกๆ จุดบนเหล็กเสริมมีศักย์ไฟฟ้าเท่ากันได้ ก็จะไม่เกิดการไหลของกระแสไฟฟ้าขึ้น สามารถทำได้โดย (ii) ติดโลหะซึ่งสามารถเกิดสนิมได้ง่ายกว่าเหล็ก ซึ่งสูญเสียอิเล็กตรอนได้ง่ายกว่าไว้กับ เหล็กเสริม เรียกโลหะนี้ว่า Sacrificial Anode โดยโลหะชนิดนี้จะทำหน้าที่แทนเหล็กในขบวนการ Anodic โลหะที่สูญเสียอิเล็กตรอนได้ดีกว่าเหล็กเสริมเช่น สังกะสี เป็นต้น เมื่อใช้โลหะเหล่านี้ ปฏิกริยา Anodic จะเปลี่ยนเป็น $Zn \rightarrow Zn^{2+} + 2e^-$ ดังนั้นต้องมีการเปลี่ยนโลหะที่เสียอิเล็กตรอนแทนเหล็กเมื่อโลหะชนิดนี้ผุกร่อนจนหมด

2) โดยการติดตั้งไฟฟ้ากระแสตรงสู่เหล็กเสริม

Electrodeposition เริ่มจากเมื่อผ่านกระแสไฟฟ้าสู่น้ำทะเล แคลเซียมอิออน (Ca^{2+}) และแมกนีเซียมอิออน (Mg^{2+}) ซึ่งมีประจุบวกในน้ำทะเลจะตกผลึกเป็น แคลเซียมคาร์บอเนต ($CaCO_3$) หรือแมกนีเซียมไฮดรอกไซด์ $Mg(OH)_2$ ที่ผิวบริเวณขั้วลบ (ผิวคอนกรีต) เนื่องจากผลึก ที่เกิดขึ้นนี้มีความสามารถละลายน้ำได้น้อยมาก และยังช่วยเพิ่มความทึบน้ำให้กับคอนกรีต จึงสามารถเป็นเครื่องป้องกันคลอไรด์อิออนจากน้ำทะเลได้ (วันชัยและคณะ,2548)

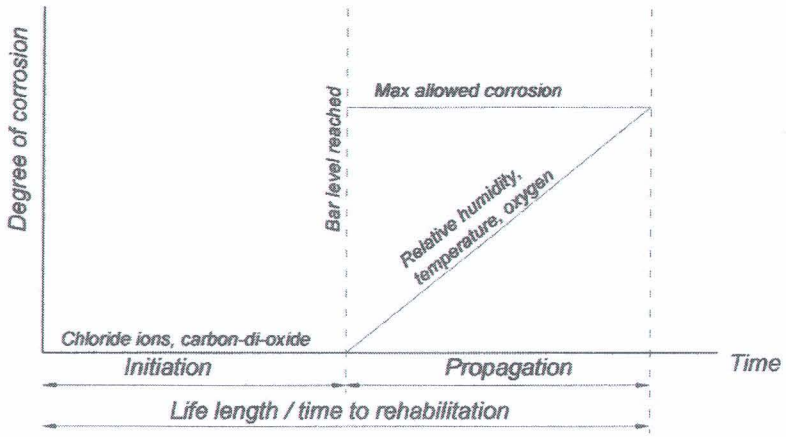
การกัดกร่อนในเหล็กเสริมเป็นหนึ่งในความเสียหายที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งส่งผลกระทบโดยรวมของการเกิดสนิมในเหล็ก คือ กำลังรับแรงของโครงสร้างลดลงเนื่องจากพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมน้อยลงโดยเฉพาะการต้านทานความล้า (Fatigue strength) และความสามารถในการแอ่นตัวหรือการเปลี่ยนรูปร่าง (Elongation ability) ของโครงสร้างก็ลดลงด้วย (Neal et al., 1990) นอกจากนี้การเกิดสนิมของเหล็กเสริมยังทำให้เกิดการแตกร้าวและหลุดออกของคอนกรีตหุ้มภายนอก ดังรูปที่ 2.3 เนื่องจากปริมาตรที่เพิ่มขึ้นของเหล็กเสริมจากการเกิดสนิม จะทำให้เกิดแรงดึงในเนื้อคอนกรีตซึ่งทำให้คอนกรีตที่มีระยะหุ้มที่มีความหนาน้อยนั้นเกิด การแตกร้าวเป็นผลให้เกิดความเสียหายกับโครงสร้างมากยิ่งขึ้น (Scannell and Sohanghpurwala, 1993)



รูปที่ 2.3 ความเสียหายของโครงสร้างคอนกรีตเนื่องจากการเกิดสนิมของเหล็กเสริม

แต่โดยทั่วไปแล้ว เหล็กเสริมที่อยู่ในคอนกรีตเสริมเหล็กนั้น จะอยู่ในสภาวะที่ไม่เกิดสนิมเนื่องจากมี Passivation film ที่เกิดจากปฏิกิริยาไฮเดรชัน (Hydration) ของซีเมนต์กับน้ำในระหว่างการพัฒนากำลังของ

คอนกรีต ซึ่งมีความเป็นด่างสูง มีค่า pH ประมาณ 13 ซึ่งสามารถป้องกัน การเกิดสนิมได้ (Bentur et al., 1997) อย่างไรก็ตามโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไปนั้น มักจะอยู่ในสภาพแวดล้อมที่อาจจะสัมผัสสารเคมี สภาพที่เป็นกรด หรือสภาพแวดล้อมที่มีความเสี่ยงต่อการเกิดสนิม เช่น โครงสร้างที่อยู่บริเวณชายฝั่งทะเลนั้น ความเข้มข้นของคลอไรด์จะเป็นตัวทำลายสภาพความเป็นด่างของคอนกรีต เป็นต้น ซึ่งเป็นตัวเร่งให้การเกิดสนิมในเหล็กเสริมเร็วขึ้น ดังแบบจำลองการกัดกร่อนของเหล็กเสริม ดังรูปที่ 2.4



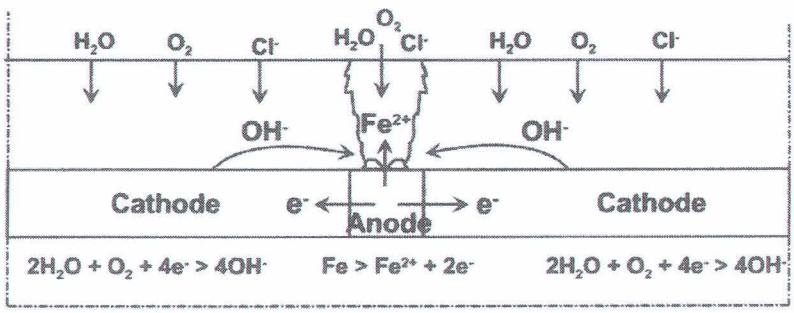
รูปที่ 2.4 แบบจำลองการกัดกร่อนของเหล็กเสริม Tuutti (1982)

2.3.3 กลไกการกัดกร่อนของเหล็กเสริม

การกัดกร่อนในเหล็กเสริมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กนั้น เกิดได้หลายสาเหตุด้วยกัน โดยที่สาเหตุหลักของการเกิดสนิม คือ การเกิดรอยแตกร้าวของโครงสร้าง (Pullar-Strecker, 1987) ที่มักเกิดจากการหดตัวในขณะที่คอนกรีตแข็งตัว (สำหรับโครงสร้างที่มีขนาดใหญ่) รอยต่อของคอนกรีตที่เกิดจากการก่อสร้าง สภาวะแวดล้อม หรือเกิดจากสภาวะการใช้งานเป็นต้น โดยปกติน้ำและอากาศสามารถซึมผ่านเนื้อคอนกรีตไปถึงเหล็กเสริมได้ในปริมาณที่น้อยขึ้นอยู่กับความทึบของเนื้อคอนกรีต แต่การเกิดการแตกร้าวของโครงสร้างจะเป็นการเร่งให้น้ำและออกซิเจนเข้าไปถึงบริเวณเหล็กได้รวดเร็วและมากยิ่งขึ้น ทำให้การเกิดสนิมของเหล็กเสริมเร็วและรุนแรงมากขึ้น และอีกสาเหตุหนึ่งของการเกิดสนิมในเหล็กเสริมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก คือ การสูญเสียสภาพการเป็นด่าง (Depassivation) เนื่องจากสภาพแวดล้อม โดยเฉพาะคาร์บอนไดออกไซด์ ในอากาศและการซึมผ่านของคลอไรด์อิออนในสารละลาย เข้าสู่ช่องว่างในคอนกรีต ทั้งสองสาเหตุนี้ (คาร์บอนไดออกไซด์และคลอไรด์อิออน) ถ้าความเข้มข้นมากพอ จะทำให้ความเป็นด่างของคอนกรีตลดลง ซึ่งสาเหตุนี้นำไปสู่การเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีตได้ (คณะอนุกรรมการคอนกรีตและวัสดุ วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, 2543)

คลอไรด์เป็นสาเหตุหนึ่งที่ทำให้เกิดการกัดกร่อนของเหล็กเสริมได้ โดยการกัดกร่อนจะเริ่มขึ้นเมื่อคลอไรด์อิออนมีความเข้มข้นมากพอ (Threshold concentration) ที่ผิวหน้าของเหล็กเสริม (Neville, 2002) ซึ่งจะทำให้ค่า pH ลดลงจนถึงระดับวิกฤต ทำให้สภาพการเป็นด่างของคอนกรีตที่ป้องการการเกิดสนิมของเหล็กเสริมถูกทำลาย (Depassivation) ถ้ามีน้ำและออกซิเจนเพียงพอก็จะทำให้เหล็กเสริมเกิดสนิมได้ ดังรูปที่

2.5 โดยที่คลอไรด์ในคอนกรีตมีแหล่งที่มาได้จากทั้งภายในและภายนอก แต่ปัญหาของคลอไรด์ที่กระทบต่อความทนทานของคอนกรีตนั้น ส่วนมากเป็นคลอไรด์ที่มาจากแหล่งภายนอกเข้าสู่เนื้อคอนกรีตในช่วงการใช้งาน เช่น จากน้ำทะเล พื้นดิน หรือเกลือที่ใช้ละลายน้ำแข็งในประเทศที่มีอากาศหนาวเย็น เป็นต้น



รูปที่ 2.5 ปฏิกิริยาเคมีไฟฟ้าของการกัดกร่อนของเหล็กเสริมในคอนกรีตจากคลอไรด์ Raupach (1996)

เหล็กเสริมในคอนกรีตจะเป็นสนิมได้ก็ต่อเมื่อเงื่อนไข 3 ประการดังต่อไปนี้

ความเป็นด่างในคอนกรีตลดลงจนปฏิกิริยาอะโนดิค (Anodic process) สามารถเกิดขึ้นได้ ซึ่งความเป็นด่างในระดับที่จะทำให้ปฏิกิริยาอะโนดิคเกิดขึ้นได้นั้น จะมีค่าของ pH ต่ำกว่าระดับ 9 ถึง 10 และมักจะเรียกระดับวิกฤต (Critical level) ของความเป็นด่าง

มีความชื้นเพียงพอที่ทำให้อิออนของเหล็ก (Fe^{2+}) เข้าสู่สภาวะสารละลายและเพียงพอที่จะทำให้เกิดปฏิกิริยาในการเกิดสนิม ซึ่งโดยปกติความชื้นมักจะเพียงพออยู่ในบริเวณคอนกรีตที่หุ้มรอบๆ เหล็กเสริมอยู่แล้ว

มีปริมาณออกซิเจนเพียงพอในการทำปฏิกิริยาเพื่อการเกิดสนิม ซึ่งปกติแล้วออกซิเจน ในปริมาณที่เพียงพอในการเกิดสนิมมักจะแพร่เข้าสู่คอนกรีตบริเวณเหล็กเสริมโดยผ่านทางช่องว่างที่ไม่อิ่มตัวด้วยน้ำ (Unsaturated pores) นั้นคือแพร่ผ่านอากาศในช่องว่างแต่การแพร่ของออกซิเจนผ่านทางช่องว่างที่อิ่มตัวด้วยน้ำ (Saturated pores) จะเป็นไปได้ยาก เนื่องจากออกซิเจนละลายในน้ำได้น้อยมาก ดังนั้นคอนกรีตที่อิ่มตัวด้วยน้ำอยู่ตลอดเวลาจะไม่เกิดสนิมในเหล็กเสริม

กลไกของการเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีต ดังรูปที่ 2.6 จะเริ่มต้นด้วยการที่ความเป็นด่างของคอนกรีตทีบริเวณที่หุ้มรอบๆ เหล็กเสริมอยู่ลดลงจนถึงระดับวิกฤตและมีความชื้นเพียงพอทำให้เหล็กเกิดปฏิกิริยา Electrolysis ขึ้น ดังสมการที่ 7

$$Fe \rightarrow Fe^{2+} + 2e^{-} \qquad (7)$$

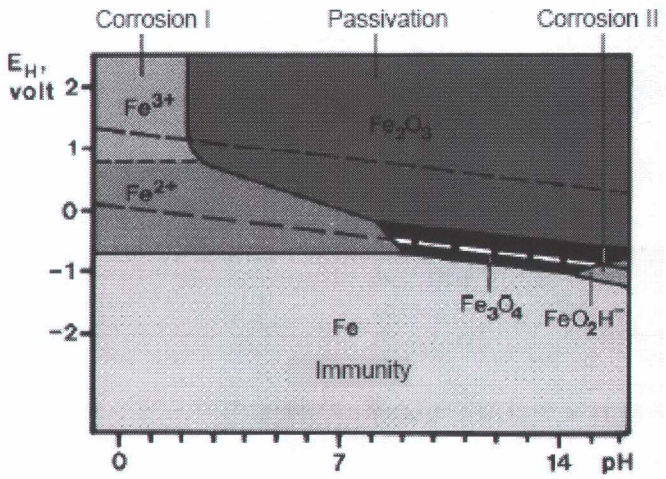
โดยเหล็กจะแตกตัวเป็นอิออน (Fe^{2+}) และอิเลคตรอนจะวิ่งไปตามเหล็กปฏิกิริยานี้เรียกว่ากระบวนการอะโนดิค (Anodic process) ต่อจากนั้น $2e^{-}$ ที่เกิดจากปฏิกิริยาอะโนดิคจะไปรวมตัวกับน้ำและออกซิเจนทำให้เกิดเป็นไฮดรอกซิลอิออน ($(OH)^{-}$) ดังสมการที่ 8

$$2e^{-} + \frac{1}{2}O_2 + H_2O \rightarrow 2(OH)^{-} \qquad (8)$$

ซึ่งปฏิกิริยานี้เรียกว่ากระบวนการคะโธดิค (Cathodic process) หลังจากนั้น ปฏิกิริยาการเกิดสนิมเกิดขึ้นดังสมการที่ 9

$$4Fe^{2+} + 6(OH)^{-} + 3O_2 \rightarrow 2Fe_2O_3 + 3H_2O \qquad (9)$$

โดยที่ Fe_2O_3 คือ เฟอริกออกไซด์ หรือสนิมที่เกิดขึ้นกับเหล็กเสริม



รูปที่ 2.6 กลไกการเกิดสนิมของเหล็กเสริม Pourbaix (1972)

โดยทั่วๆไปแล้วแหล่งของคลอไรด์ ที่มีผลกระทบต่อโครงสร้างคอนกรีตนั้นมาจากน้ำทะเล สำหรับคอนกรีตที่แช่อยู่ในน้ำทะเลตลอดเวลานั้น ถึงแม้คลอไรด์สามารถซึมผ่านเข้าไปในคอนกรีตได้ดี แต่ถ้าไม่มีออกซิเจนการเกิดสนิมของเหล็กเสริมก็ไม่สามารถเกิดขึ้นได้ จึงไม่เป็นปัญหานัก

ความเสี่ยงที่จะเกิดการกัดกร่อนของเหล็กเสริมมากที่สุด มักพบในบริเวณคลื่นและละอองน้ำ (Splash zone) รองลงมาเป็นบริเวณบรรยากาศทะเล (Atmospheric zone) และบริเวณน้ำขึ้นน้ำลง (Tidal zone) ส่วนบริเวณใต้น้ำทะเล (Submerged zone) จะมีความเสี่ยงต่อการกัดกร่อนเหล็กเสริมน้อยมาก ในบริเวณใต้น้ำทะเลความเสี่ยงต่อการเกิดสนิมของเหล็กเสริมมีน้อย เนื่องจากมีความเข้มข้นของออกซิเจนน้อย และอัตราการแพร่ของออกซิเจนเข้าไปในคอนกรีตต่ำมาก เนื่องจากช่องว่างภายในคอนกรีตเป็นช่องว่างอิ่มตัวด้วยน้ำ ซึ่งออกซิเจนละลายน้ำได้น้อยมากทำให้อัตราการแพร่เกิดขึ้นน้อยถึงแม้ว่าจะมีปริมาณออกซิเจนมาก ในบริเวณน้ำขึ้นน้ำลง แต่การเกิดสนิมก็ถูกจำกัดโดยอัตราการแพร่ที่ต่ำของออกซิเจนผ่านช่องว่างที่อิ่มตัวด้วยน้ำของคอนกรีตในช่วงที่คอนกรีตเปียก

สำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ ห้องสมุดงานวิจัย

ในกรณีของสภาพเปียกสลับแห้งนั้น น้ำทะเลจะเข้าสู่คอนกรีตที่แห้งโดย Absorption หรือ Capillary suction จนกระทั่งคอนกรีตอยู่ในสภาพที่อิ่มตัว (Saturated) เมื่อสภาพภายนอกเปลี่ยนเป็นแห้ง น้ำที่ผิวคอนกรีตก็จะระเหยออกไปทิ้งไว้แต่คราบเกลือ เมื่ออยู่ในสภาพเปียกอีก ความเข้มข้นของคลอไรด์ที่ใกล้ผิวก็จะสูงขึ้น ดังนั้นอิออนของคลอไรด์ (Chloride ions) ซึ่งมีความเข้มข้นสูงที่บริเวณผิว จะซึมเข้าสู่ภายในโดยการแพร่ ซึ่งในแต่ละรอบของการเปียกและการแห้ง จะทำให้คลอไรด์บริเวณใกล้ผิวมีความเข้มข้นสูงขึ้นเรื่อยๆ และจะเข้าไปสู่ภายในคอนกรีตและสู่บริเวณเหล็กเสริมมากขึ้น โดยปกติแล้วคอนกรีตจะเปียก (Saturated) ได้เร็ว แต่จะแห้งได้ช้ากว่ามาก และภายในของคอนกรีตนั้นไม่สามารถทำให้แห้งได้โดยสมบูรณ์ ดังนั้น การแพร่ของอิออนของคลอไรด์เข้าไปในคอนกรีตที่แช่อยู่ในน้ำทะเลตลอดเวลาจึงช้ากว่าการเข้าไปของคลอไรด์โดยการเปียกสลับแห้งโดยน้ำทะเล

การเคลื่อนตัวของอิออนของคลอไรด์ไปในคอนกรีตนั้น ขึ้นอยู่กับระยะเวลาของสภาพเปียกและแห้ง ซึ่งขึ้นอยู่กับสถานที่และสภาพแวดล้อม เช่น อุณหภูมิ ความชื้น การไหลของน้ำทะเล ทิศทางลม ทิศทางแสงอาทิตย์ และการใช้งานของโครงสร้าง เป็นต้น ทำให้ในโครงสร้างเดียวกัน แต่ละส่วนอาจจะประสบกับสภาวะเปียกและแห้งได้ไม่เหมือนกัน โดยทั่วไปแล้วคอนกรีตที่สภาพแห้งนานกว่าสภาพเปียกมักจะเร่งให้อิออนของคลอไรด์เข้าสู่คอนกรีตได้เร็วขึ้น ดังนั้นคอนกรีตที่ถูกน้ำทะเลเป็นบางครั้ง (ช่วงแห้งนาน) จะมีโอกาสเกิดปัญหาการกัดกร่อนของเหล็กเสริม มากกว่าคอนกรีตที่ประสบกับสภาวะช่วงแห้งสั้น การกัดกร่อนจะเริ่มเกิดขึ้นก็ต่อเมื่อ ปริมาณอิออนของคลอไรด์ (Chloride ions) มีมากพอที่ผิวของเหล็กเสริม (Threshold content of chloride ions) ซึ่งทำให้ค่าความเป็นด่างของคอนกรีตลดลงจนถึงระดับวิกฤต

2.3.4 การเพิ่มขึ้นของความเข้มข้นของคลอไรด์ที่สัมผัสกับสิ่งแวดล้อมคลอไรด์

ความเข้มข้นของคลอไรด์บริเวณผิวของคอนกรีตที่สัมผัสกับสิ่งแวดล้อมคลอไรด์ เช่น ทะเล เป็นเวลานานจะมีความเข้มข้นของคลอไรด์ในสารละลายที่อยู่ในช่องว่างของคอนกรีตสูงกว่าความเข้มข้นของคลอไรด์ในสิ่งแวดล้อมได้ ปรากฏการณ์นี้เรียกว่า Chloride Condensation ซึ่งเกิดได้ใน 2 ลักษณะ ดังนี้

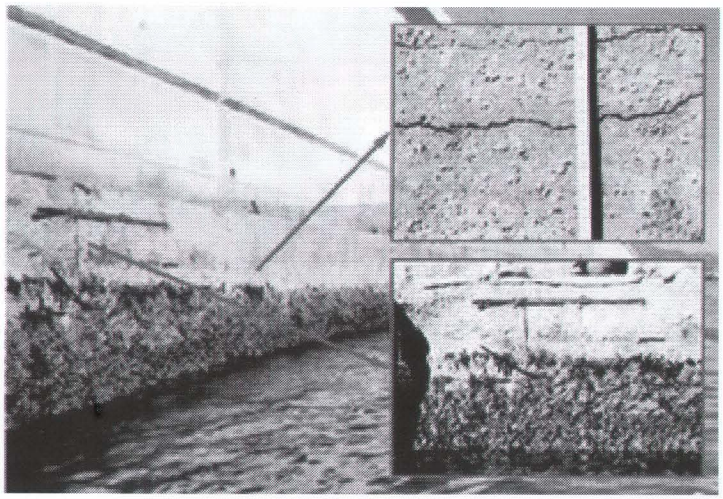
1) ในกรณีของสภาวะเปียกสลับกับแห้งด้วยน้ำทะเล

ดังรูปที่ 2.7 ในขณะที่บริเวณผิวคอนกรีตแห้ง คอนกรีตจะสูญเสียเฉพาะน้ำซึ่งจะระเหยออกจากผิวของคอนกรีต ทิ้งเกลือไว้ ในบริเวณผิวคอนกรีตที่แห้ง แต่พอคอนกรีตเข้าสู่สภาวะเปียก น้ำเกลือจะซึมเข้าไปในคอนกรีตอย่างรวดเร็ว เมื่อสภาวะเปียกสลับแห้งดำเนินไปหลายๆ รอบ ก็จะทำให้ความเข้มข้นของคลอไรด์ในบริเวณผิวของคอนกรีตสูงกว่าในสิ่งแวดล้อมได้

2) ในกรณีของสภาวะเปียกตลอดเวลาในน้ำทะเลหรือน้ำใต้ดินที่มีเกลือ

สำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ
ห้องสมุดงานวิจัย
วันที่ 30 ก.ย. 2555
เลขทะเบียน 248501
เลขเรียกหนังสือ

ในกรณีนี้คลอไรด์ในสิ่งแวดล้อมสามารถถูกดึงเข้าไปในช่องว่างของคอนกรีตได้ด้วยแรงทางประจุไฟฟ้า เนื่องจากผิวของช่องว่างในคอนกรีตซึ่งมักจะเป็นผลผลิตทางไฮเดรชั่น เช่น แคลเซียมซิลิเกตไฮเดรท (C-S-H) จะมีคุณสมบัติทางศักย์ไฟฟ้าเป็นบวกซึ่งสามารถดึงคลอไรด์ในสิ่งแวดล้อมซึ่งมีประจุเป็นลบเข้าไปได้ อย่างไรก็ดีในสภาพของสิ่งแวดล้อมที่เปียกตลอดเวลา ถึงแม้คลอไรด์จะเข้าไปในคอนกรีตได้มากก็มักไม่เป็นอันตรายต่อเหล็กเสริม เนื่องจากไม่มีออกซิเจนเพียงพอในการเกิดสนิม ยกเว้นแต่ว่าในบริเวณที่ติดกับคอนกรีตจะมีส่วนที่มีสภาวะแห้งได้ด้วย เช่น บริเวณผิวดินซึ่งคลอไรด์ที่เข้าไปอาจแพร่เข้าไปสู่บริเวณที่สามารถแห้งได้ ทำให้ปริมาณคลอไรด์ในคอนกรีตบริเวณผิวดินมีมากขึ้น และในบริเวณผิวดินซึ่งมีออกซิเจนมากเพียงพอ จึงอาจนำพาให้โครงสร้างบริเวณผิวดินเกิดสนิมในเหล็กเสริมได้



รูปที่ 2.7 โครงสร้างคอนกรีตที่สภาวะเปียกสลับแห้งด้วยน้ำทะเล

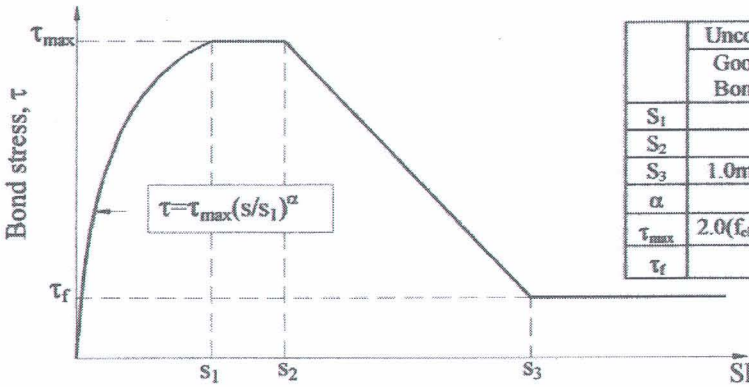
2.3.5 กำลังการยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริม

การออกแบบเพื่อหาเหล็กเสริมตามยาวที่ใช้ต้านทานโมเมนต์ดัด และเหล็กเสริมทางขวาง ที่ใช้เพื่อต้านทานแรงเฉือนส่วนที่เกินกว่าความต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีต อาศัยสมมุติฐานการยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมเป็นไปอย่างสมบูรณ์ นั่นหมายความว่าในขณะที่โครงสร้างรับน้ำหนักบรรทุกจะสมมุติว่าเหล็กเสริมไม่เกิดการครูดหรือลื่นหลุด (Slip) จากคอนกรีตที่หุ้มห่อแต่อย่างใด หรือมีการลื่นไถลเกิดขึ้นมีค่าน้อยมาก มิฉะนั้นเหล็กเสริมจะไม่มีกำลังรับแรงได้ตามต้องการอันเป็นสาเหตุให้ส่วนโครงสร้างไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ตามต้องการ

ความต้านทานต่อการลื่นไถลดังกล่าวได้จากแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม ซึ่งเป็นแรงเฉือนรอบผิวสัมผัสระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมในขณะที่ร่วมกันรับน้ำหนักบรรทุก กำลังยึดเหนี่ยวได้จาก ก) การยึดเกาะทางเคมี (Chemical adhesion) เมื่อคอนกรีตแข็งตัว ข) การยึดเกาะโดยอาศัยแรงฝืด (Friction) รอบผิวเหล็กเสริมกับคอนกรีต และ ค) การยึดรั้งทางกล (Machanical anchorage) กำลังยึดเหนี่ยวสำหรับเหล็กกลมผิวเรียบกับคอนกรีตได้จากสองแบบแรกซึ่งขึ้นกับ การทำคอนกรีต (การผสม การเท และการทำ

ให้แน่น) แต่กำลังของเหล็กกลมผิวเรียบมีค่าไม่มากนัก อย่างไรก็ดีสามารถเพิ่มกำลังยึดเหนี่ยวให้มากขึ้นโดยการทำให้เกิดการยึดรั้งทางกล เช่น การของอที่ปลายเหล็กเสริมกลมผิวเรียบและให้มีระยะฝังยึดในคอนกรีตอย่างเพียงพอ หรือการใช้เหล็กข้ออ้อย เป็นต้น

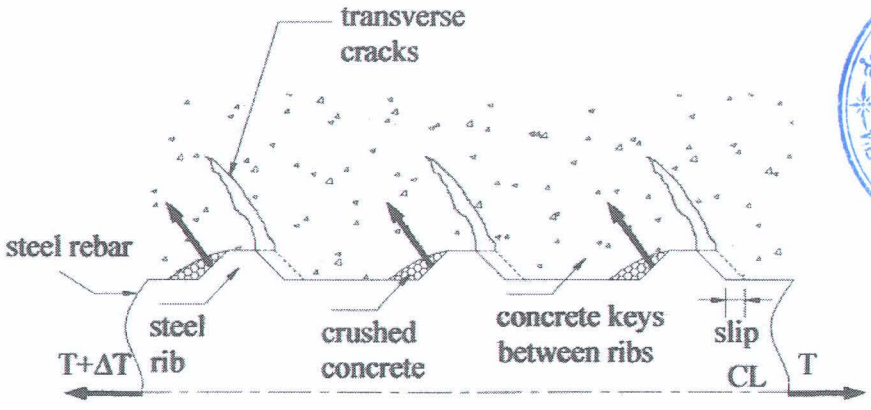
การวิบัติเนื่องจากแรงยึดเหนี่ยว (Bond failure) เป็นการปริแยกของคอนกรีต (Splitting) ตามแนวยาวของเหล็กเสริม และมักเกิดขึ้นหลังจากที่ปรากฏรอยร้าวในแนวทแยงที่เป็นผลมาจากแรงดึงทแยง ซึ่งเมื่อรวมผลของการเฉือนในเหล็กเสริม (Dowel action) ก็จะช่วยให้รอยปริแยกเคลื่อนตัวเข้าหาจุดรองรับเร็วขึ้น หากปลายของส่วนของโครงสร้างนั้นปราศจากการยึดรั้งที่เพียงพอก็จะเกิดการวิบัติทันทีดังแบบจำลองกำลังการยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริม (Bond stress-slip model) ดังรูปที่ 2.8



	Unconfined Concrete		Confined Concrete	
	Good Bond	Other cases	Good Bond	Other cases
S_1	0.6mm		1.0mm	
S_2	0.6mm		3.0mm	
S_3	1.0mm	2.5mm	Clear rib spacing	
α	0.4		0.4	
τ_{max}	$2.0(f_{ck})^{0.5}$	$1.0(f_{ck})^{0.5}$	$2.5(f_{ck})^{0.5}$	$1.25(f_{ck})^{0.5}$
τ_f	$0.15\tau_{max}$		$0.40\tau_{max}$	

รูปที่ 2.8 Bond stress-slip model CEB (1993)

สำหรับคานที่เสริมเหล็กข้ออ้อยซึ่งมีผิวของเหล็กเสริมเป็นข้อหรือปล้อง กำลังยึดเหนี่ยว จะมีค่ามากขึ้นเพราะเมื่อกำลังยึดเหนี่ยวที่ได้จากการยึดเกาะทางเคมีและจากแรงฝืดถูกทำลายไป ก็จะยังเหลือกำลังยึดเหนี่ยวที่ได้จากส่วนของข้อหรือปล้องของเหล็กเสริมอีก กล่าวคือเมื่อเหล็กเสริมเริ่มจะเลื่อนไถล ส่วนของข้อหรือปล้องของเหล็กเสริมโดยรอบจะดันคอนกรีตที่หุ้มห่อให้ต้องรับแรงกดอัดหรือแรงแบกทาน (Bearing) และแรงเฉือน ดังรูปที่ 2.9 จนกว่าแรงที่กระทำนั้นมีค่าเกินกว่ากำลังต้านทานของคอนกรีต คอนกรีตในบริเวณนั้นจึงค่อยๆปริแยกและแตกออก (Wedging action) ทั้งนี้ความกว้างของรอยร้าวและการโก่งตัวจะน้อยกว่าที่เกิดขึ้นในคานที่เสริมด้วยเหล็กกลมผิวเรียบ



สำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ ห้องสมุดงานวิจัย

รูปที่ 2.9 การแตกร้าวของคอนกรีตเนื่องจากแรงกดอัด fib (2000)

ผลจากการทดลองพบว่าปัจจัยที่สำคัญนอกเหนือจากกำลังวัสดุและขนาดของเหล็กเสริมที่ใช้ กำลังยึดหนี่ยวยังขึ้นกับระยะคอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริม ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมและเสริมเหล็กตามขวาง หากระยะของคอนกรีตใต้เหล็กเสริมมีค่ามากพอ คอนกรีตจะสามารถต้านทานแรงดึงได้มากขึ้นและช่วยชะลอการแตกหรือปริแยกออกในแนวตั้งได้ และเมื่อระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมมากขึ้นซึ่งจะทำให้มีเนื้อที่คอนกรีตหุ้มเหล็กแต่ละเส้นมากขึ้นก็จะช่วยต้านทานการแตกหรือปริออกของคอนกรีตในแนวนอนได้ นอกจากนี้ หากส่วนโครงสร้างนั้นมีเหล็กเสริมทางขวาง เช่น เหล็กปลอก กำลังต้านทานแรงดึงจะมากขึ้นซึ่งช่วยชะลอการเกิดรอยร้าวจากแรงดึงได้ นั้นเสมือนว่าเหล็กเสริมทางขวางช่วยชะลอการแตกหรือปริแยกออกทั้งในแนวตั้งและแนวนอน ทำให้ช่วยลดระยะที่จะต้องฝังเหล็กเสริมในคอนกรีตลงได้

2.3.6 จีโอโพลิเมอร์ (Geopolymer)

การผลิตคอนกรีตโดยไม่ใช้ปูนซีเมนต์เป็นส่วนผสม โดยใช้วัสดุปอซโซลานที่ประกอบด้วยสารซิลิกา (SiO_2) และอลูมินา (Al_2O_3) ในการทำวัสดุซีเมนต์ที่เรียกว่า จีโอโพลิเมอร์ (Geopolymer) จากการทำปฏิกิริยาระหว่างซิลิกอน (Si) และอลูมิเนียม (Al) ให้เป็นโมเลกุลลูกโซ่ในลักษณะของโพลิเมอร์ (Polymer) ดังสมการที่ 10 (Davidovits, 1999)

$$M_n[-(Si-O_2)_z-Al-O]_n \cdot WH_2O \qquad (10)$$

โดย M เป็นธาตุอัลคาไล

\- การยึดเกาะ (bound)

Z จำนวนโมเลกุลของ $Si-O_2$ เท่ากับ 1, 2 หรือ 3

N ปริมาณโมเลกุลของการทำโมเลกุลลูกโซ่ (degree of polymerization)

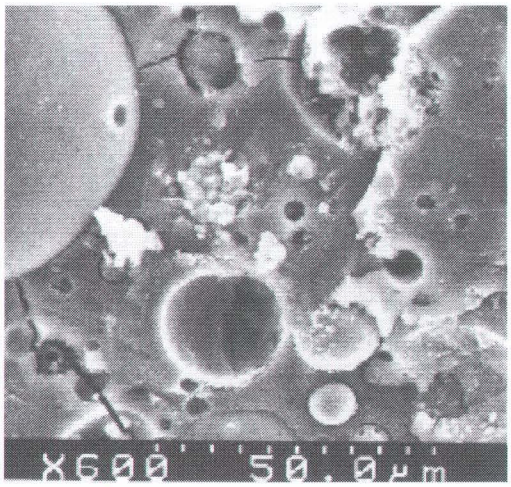
w จำนวนโมเลกุลของน้ำ

การทำปฏิกิริยาลูกโซ่ของ Si และ Al จะใช้สารละลายที่เป็นด่างสูงและใช้ความร้อนเป็นตัวกระตุ้น จากงานวิจัยพบว่าสามารถใช้เถ้าถ่านหินที่ได้จากการเผาถ่านหินที่มีองค์ประกอบของซิลิกาและอลูมินาในการทำจีโอโพลิเมอร์ที่สามารถรับแรงได้ดีเช่นเดียวกับการใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ (Swanepoel and Strydom, 2002) โดยการผสมเถ้าถ่านหินกับสารเร่งปฏิกิริยา (Activator) และใช้ความร้อนในช่วง 60-90 องศาเซลเซียส ในการเร่งปฏิกิริยา สารเร่งที่ใช้เป็นพวกอัลคาไลไฮดรอกไซด์ (Alkali hydroxide) และอัลคาไลซิลิเกต (Alkali silicate)

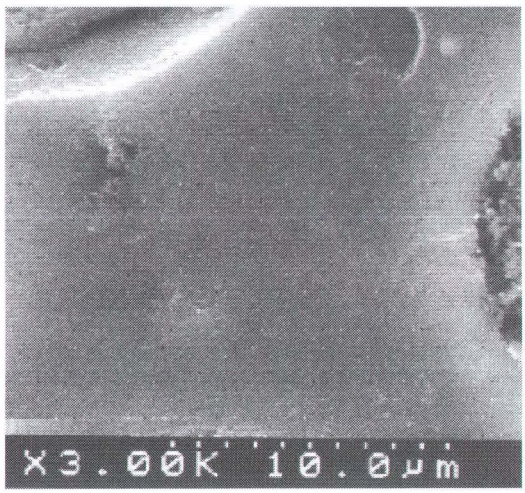
สารจีโอโพลิเมอร์ (Geopolymers) หรือเรียกอีกอย่างว่า โพลิไซอะเลตส์ (Polysialates) เป็นสารประเภทหนึ่งของวัสดุอลูมิโนซิลิเกต (Aluminosilicate) (Davidovits, 1999; Van et. al., 2002) ที่ไม่มีรูปพรรณสัณฐานที่แน่นอนประกอบกันขึ้นที่อุณหภูมิปกติหรือสูงกว่า จีโอโพลิเมอร์ประกอบด้วยการเชื่อมขวาง (Cross-linked units) ของเตตระไฮดรอล (Tetrahedral) ของ AlO_4 และ SiO_4 ที่มีประจุลบที่มีความสมดุล (Charge balancing cations) ซึ่งได้มาจากประจุของโลหะ อัลคาไล เช่น Li^+, Na^+ และ K^+สารจีโอโพลิเมอร์จึงทำมาจากสารอลูมินาและซิลิกาที่ไวต่อการทำปฏิกิริยา และใช้สารละลายของอัลคัลไล (Aqueous alkaline, MOH) โดย M คืออัลคัลไล สารจีโอโพลิเมอร์เกิดจากการก่อตัวโดยปฏิกิริยาที่ไม่รุนแรงทำให้องค์ประกอบของเถ้าลอยรวมตัวกัน และสารประกอบอื่นต่อปฏิกิริยาเกิดการอัดตัวทำให้แข็งแรง คล้ายกันกับการเกิดแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (CSH)

1) โครงสร้างจุลภาค

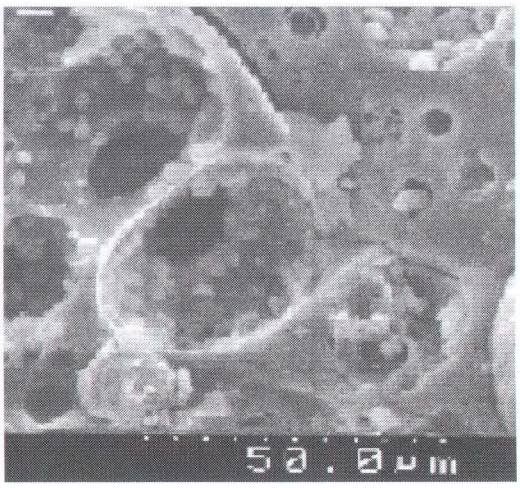
รูปที่ 2.10 แสดงภาพถ่าย SEM ของจีโอโพลิเมอร์เถาลอยเพสต์ รูปที่ 2.10 ก แสดงเนื้อเพสต์ ที่แน่นโพรงอากาศ รอยแตก และเถ้าลอยที่เหลืออยู่จากการทำปฏิกิริยาในขั้นต่างกัน รูปที่ 2.10 ข แสดงภาพขยายใหญ่ขึ้น และสามารถมองเห็นเถ้าลอยที่ทำปฏิกิริยาเกือบสมบูรณ์เกือบเป็นเนื้อเดียวทั้งหมด แต่ยังมีร่องรอยของความกลมของเถ้าลอยหลงเหลือให้เห็นอยู่ในเนื้อของจีโอโพลิเมอร์ อย่างไรก็ตามเถ้าลอยบางส่วนจะทำปฏิกิริยาไม่หมดและบางส่วนยังคงทำปฏิกิริยา สาเหตุหลักมาจากปริมาณของสารละลายไม่เพียงพอหรือไม่ทั่วถึง และเมื่อปฏิกิริยาเพิ่มขึ้นเถ้าลอยบางส่วนที่ยังไม่ทำปฏิกิริยาหรือทำปฏิกิริยาไม่หมดจะถูกผนวกและกลายเป็นส่วนหนึ่งของเนื้อจีโอโพลิเมอร์ เถ้าลอยกลวงเมื่อทำปฏิกิริยาจะมีโพรงเหลืออยู่รูปที่ 2.10 ค และรูปที่ 2.10 ง โพรงส่วนหนึ่งจึงมาจากฟองอากาศที่หลงเหลืออยู่ อีกส่วนหนึ่งมาจากโพรงภายในเถ้าลอยที่เป็นซีโนสเฟียร์และพลีโรสเฟียร์



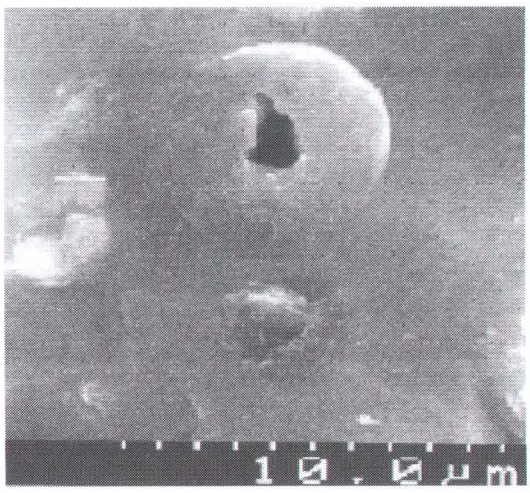
ภาพที่ ก โครงสร้างทั่วไป



ภาพที่ ข เถ้าลอยที่ทำปฏิกิริยาเกือบสมบูรณ์



ภาพที่ ค โพรงเถ้าลอยกลวงขนาดใหญ่



ภาพที่ ง โพรงจากเถ้าลอยกลวงขนาดเล็ก

รูปที่ 2.10 โครงสร้างจุลภาคจีโอโพลิเมอร์ ปริญญา (2548)

2.3.7 คุณสมบัติของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้า และจีโอโพลิเมอร์คอนกรีต

1) ความสามารถทำงานได้ของจีโอโพลิเมอร์

ความสามารถทำงานได้ของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าและจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตขึ้นอยู่กับความเข้มข้นของสารละลาย NaOH และอัตราส่วนของสารละลาย $Na_2.SiO_3$ ซึ่งความเข้มข้นของสารละลาย NaOH ที่เพิ่มขึ้นทำให้มีความต้องการน้ำเพิ่มเพื่อควบคุมให้ส่วนผสมมีความสามารถทำงานได้ที่เท่ากัน และ ที่อัตราส่วนของสารละลาย $Na_2.SiO_3$/ NaOH ต่ำความสามารถทำงานได้ของจีโอโพลิเมอร์จะค่อนข้างดี การเพิ่มของอัตราส่วนของสารละลาย $Na_2.SiO_3$/ NaOH ทำให้ค่าการไหลแผ่ลดลง การเพิ่มความสามารถทำงานได้ของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าและจีโอโพลิเมอร์คอนกรีต สามารถทำได้โดยการเพิ่มปริมาณน้ำทั้งนี้จะทำให้กำลังรับแรงลดลง การเพิ่มความสามารถทำงานได้ของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าและจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตสามารถทำได้

โดยการใส่สารลดน้ำพิเศษ ในปริมาณที่มากซึ่งจะส่งผลทำให้กำลังรับแรงอัดลดลงค่อนข้างมาก (Hardjito et al., 2004)

2) กำลังรับแรงอัด

กำลังรับแรงของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าและจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตจะมีค่ากำลังรับแรงอัดมากหรือน้อยนั้น ขึ้นอยู่กับอัตราส่วนผสมและการบ่มจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตเป็นหลัก ซึ่งจากการทดสอบ จีโอโพลิเมอร์คอนกรีตรูปทรงกระบอกขนาด 100 × 200 มิลลิเมตร ทำการบ่มที่อุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส เป็นเวลา 24 ชั่วโมง และบ่มที่อุณหภูมิห้อง ค่ากำลังรับแรงอัดเฉลี่ยระหว่าง 40-100 เมกะปาสกาล ในขณะที่การผลิตจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าจากดินขาวเผามีกำลังรับแรงอัดสูงสุดถึง 71 เมกะปาสกาล

การผลิตจีโอโพลิเมอร์จากเถ้าถ่านหินสามารถทำมอร์ต้าที่รับกำลังได้ถึง 62 เมกะปาสกาล (ปริญญา และคณะ, 2548) และในการทดสอบจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าสามารถแข็งตัวได้อย่างเร็วในอุณหภูมิห้องมีกำลังรับแรงอัดถึง 20 เมกะปาสกาล ในเวลา 4 ชั่วโมง ที่อุณหภูมิ 20 องศาเซลเซียส และมีกำลังรับแรงอัด 70-100 เมกะปาสกาล หลังจาก 28 วัน (Comric et al., 1988)

3) การคืบและการหดตัว

การคืบ (Creep) คือ การเพิ่มขึ้นของความเครียดภายใต้น้ำหนักที่กระทำค้างอยู่ ความเครียดจากการคืบอาจมีค่าสูงกว่าความเครียดในช่วงแรกที่เกิดขึ้นในตอนที่ให้น้ำหนักแก่ตัวอย่างหลายเท่า จากปัจจัยที่มีผลต่อการคืบของจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตมีหลายอย่าง เช่น อัตราส่วนของจีโอโพลิเมอร์คอนกรีต ความเค้นและกำลังของจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตเมื่อเริ่มให้น้ำหนัก มวลรวม คุณสมบัติของเถ้าลอย ความชื้น ขนาดของจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตและอุณหภูมิ จากผลการทดสอบค่าการคืบของจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตรูปทรงกระบอกขนาด 150 ×300 มิลลิเมตร พบว่าการคืบของจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตน้อยกว่าคอนกรีตทั่วไป (Wallah and Rangan, 2006)

ส่วนการหดตัวแห้ง (Drying shrinkage) เกิดจากการที่น้ำในจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตระเหยออกมาทำให้เกิดการหดตัว จะทำให้เกิดรอยแตกร้าวและเกิดการบิดตัวของจีโอโพลิเมอร์คอนกรีต ซึ่งองค์ประกอบสำคัญที่มีอิทธิพลต่อการหดตัวของจีโอโพลิเมอร์คอนกรีต ได้แก่ มวลรวม ปริมาณของน้ำและเถ้าถ่านหิน คุณสมบัติของเถ้าถ่านหิน รูปร่างและขนาดของจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตเป็นต้น จากการทดสอบ Wallah and Rangan (2006) พบว่าการหดตัวของจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตน้อยมากหลังจากระยะเวลา 1 ปี คือ ประมาณ 100 ไมโครสเตน (Micro strains)

4) ความทนทานต่อการทำลายของสารซัลเฟต (Sulfate Resistance)

ความเสียหายเนื่องจากผลกระทบของซัลเฟตต่อจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตนับว่ามีความจำเป็น โดยเฉพาะในกรณีที่ต้องก่อสร้างอาคารในบริเวณหรือใกล้ทะเล เนื่องจากซัลเฟตมี อยู่ทั่วไปตามธรรมชาติทั้งในดินและในน้ำทะเล ซัลเฟตอาจเกิดจากสารอินทรีย์ที่ผุเน่าซึ่งก่อให้เกิดก๊าซไฮโดรเจนซัลไฟด์ เมื่อก๊าซนี้ทำปฏิกิริยากับ

ออกซิเจนในอากาศจะกลายเป็นกรดกำมะถันหรือกรดซัลฟูริก (H_2SO_4) และแปรสภาพเป็นซัลเฟตในที่สุด และได้มีการศึกษาการต้านทานซัลเฟตของจีโอโพลิเมอร์คอนกรีต (Wallah and Rangan, 2006) โดยการแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟต (H_2SO_4) เป็นระยะเวลา 1 ปี จีโอโพลิเมอร์คอนกรีตรูปทรงกระบอกมีการเปลี่ยนแปลงความยาวรูปร่างตลอดจนกำลังรับแรงอัด เมื่อเปรียบเทียบกับการแช่ในน้ำและในสภาพอุณหภูมิปกติ ซึ่งตัวอย่างที่แช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟตมีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างน้อยกว่า 0.015 เปอร์เซ็นต์

Tikalsky and Carrasquillo (1992) พบว่าการขยายตัวของตัวอย่างจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตในระดับ 0.5 เปอร์เซ็นต์ น่าจะเป็น ความเสียหายจากซัลเฟต ส่วนการเปลี่ยนแปลงความยาว 0.015 เปอร์เซ็นต์ โดยการบ่มร้อนของจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตห่างจากขีดจำกัด 0.5 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งการเปลี่ยนแปลงความยาวของจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตน้อยกว่าคอนกรีตทั่วไป สำหรับ (Wee et al., 2000) ได้ศึกษาการเปลี่ยนแปลงความยาวของคอนกรีตทั่วไปซึ่งอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.4-0.5 คือ ประมาณ 0.035-1 เปอร์เซ็นต์ หลัง 32 สัปดาห์ ของการแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟต

5) ความคงทนต่อการกัดกร่อนของกรด (Acid Resistance)

โดยทั่วไปแล้ว คอนกรีตที่ทำจากปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์สามารถต้านทานต่อการกัดกร่อนของสารเคมีได้พอสมควรแต่ทนทานต่อการกัดกร่อนของกรดไม่ดีนัก เพราะคอนกรีตที่ทำจากปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์จะมีแคลเซียมไฮดรอกไซด์สูงและเกิดการกัดกร่อนจากกรดได้ง่าย การใช้วัสดุปอซโซลาน เช่น เถ้าถ่านหินในส่วนผสมคอนกรีต สามารถลดการกัดกร่อนเนื่องจากกรดได้ดีกว่าคอนกรีตที่ไม่ใช้เถ้าถ่านหิน การต้านทานกรดของจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตซึ่งทดสอบโดยนำตัวอย่างคอนกรีตแช่ในสารละลายกรดซัลฟูริกที่มีความเข้มข้นที่แตกต่างกันเป็นระยะเวลา 1 ปี สามารถเห็นผิวหน้าของตัวอย่างเกิดการกัดกร่อนด้วยกรดซัลฟูริกและผิวหน้าของตัวอย่างเกิดการกัดกร่อนมากขึ้น เมื่อความเข้มข้นของกรดซัลฟูริกเพิ่มขึ้น ส่วนของการเปลี่ยนแปลงขนาด (Wallah and Rangan, 2006) จากการศึกษาพบว่าการเปลี่ยนแปลงขนาดของจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตประมาณ 3 เปอร์เซ็นต์ หลังจาก 1 ปี และจะเพิ่มขึ้นถึงประมาณ 5 เปอร์เซ็นต์

การกัดกร่อนเนื่องจากกรดในสภาพแวดล้อมตามธรรมชาติของจีโอโพลิเมอร์คอนกรีต คือน้อยกว่า 3 เปอร์เซ็นต์ หลังระยะเวลา 56 วัน (Song et al., 2005) และคอนกรีตที่ทำจากปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์มีการสูญเสียขนาดถึง 41 เปอร์เซ็นต์ หลังระยะเวลา 28 วัน นอกจากนี้ผลของการแช่ในสารละลายกรดซัลฟูริกซึ่งมีค่า PH เท่ากับ 1 การสูญเสียขนาดของจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตน้อยกว่า 2 เปอร์เซ็นต์ ในขณะที่ปอร์ตแลนด์ซีเมนต์คอนกรีตมีการสูญเสียขนาดถึง11 เปอร์เซ็นต์ (Gourley and Johnson, 2005)

2.3.8 การตรวจสอบทางไฟฟ้าเคมี (Evaluate of Electrochemical)

1) ชนิดของคลอไรด์ในคอนกรีต

ชนิดของคลอไรด์ในคอนกรีตประกอบไปด้วย Bound Chloride คือคลอไรด์ที่ถูกจับยึดอยู่ในปฏิกิริยาไฮเดรชั่นและเกิดปฏิกิริยาเปลี่ยนแปลงในรูปของ CAH หรือถูกดูดซับด้วยผิวของGel Pore ซึ่งคลอไรด์ส่วนนี้จะไม่มีผลต่อการเกิดสนิมและคลอไรด์อิสระ Free Chloride คือคลอไรด์ที่ละลายอยู่ในโพรงของคอนกรีตซึ่ง

สามารถแพร่กระจายเข้าไปในคอนกรีตและทำให้ความเป็นด่างลดลงทำให้เหล็กเสริมในคอนกรีตเสริมเหล็กเกิดสนิมได้ สำหรับการวัดระยะที่คลอไรด์ซึมผ่านเข้าสู่คอนกรีตทำได้โดยใช้น้ำยาซิลเวอร์ไนเตรดฉีดลงบนผิวคอนกรีตที่สกัดไว้แล้วและระยะที่คลอไรด์ซึมผ่านจะปรากฏเป็นสีเทาที่ผิวของคอนกรีตที่มีคลอไรด์อยู่ ซึ่งในการหาปริมาณการซึมผ่านของคลอไรด์ในคอนกรีตมีวิธีการที่ง่ายและสะดวกโดยการใช้สว่านเจาะคอนกรีตที่ระดับความลึกต่างๆ และนำผงคอนกรีตที่ได้มาทดสอบหาปริมาณของคลอไรด์อิออนและเขียนกราฟแสดงความสัมพันธ์ปริมาณคลอไรด์อิออนเปรียบเทียบกับระดับความลึกต่างๆซึ่งจะทำให้สามารถประมาณระยะเวลาที่เหลืออยู่ก่อนที่เหล็กเสริมจะเกิดสนิม

2) การตรวจสอบด้วยวิธีไฟฟ้าครึ่งเซลล์ (The Half-Cell Potential Measurement)

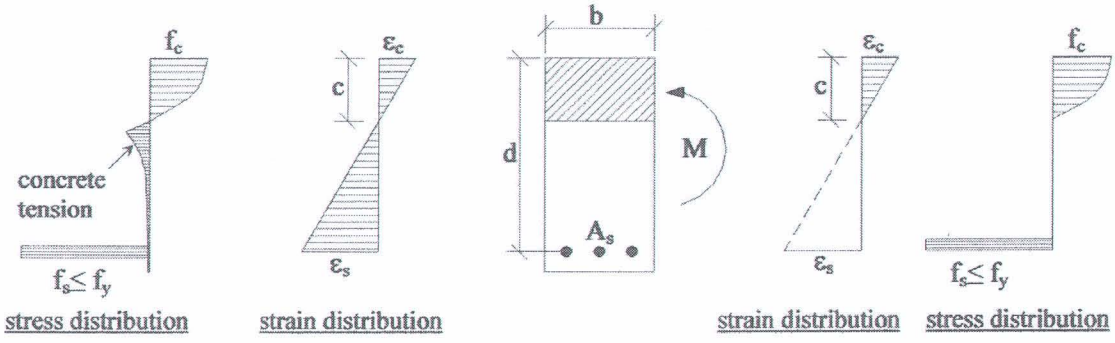
เนื่องจากการเกิดสนิมจากคลอไรด์นั้นมีลักษณะเป็นจุดเล็กๆ ที่ยากจะสังเกตด้วยตาเปล่าจึงต้องใช้วิธีการตรวจสอบด้วยวิธีศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์ โดยวิธีนี้จะเป็นการตรวจสอบการเกิดสนิมของเหล็กโดยประมาณโดยจะใช้ด้านที่ต่อกับเหล็กเสริมเป็นขั้วบวก (Anode) และใช้ด้านที่ไม่เกิดการกัดกร่อนเป็นขั้วลบ (Cathode) โดยต่อกับผิวคอนกรีตและปล่อยกระแสไฟฟ้าความต่างศักย์ประมาณ 0.5 V หรือมากกว่าเข้าไปจะทำให้เกิดปฏิกิริยา (Anode) และ (Cathode) ซึ่งช่วยวัดค่าและประมาณค่าการเกิดสนิมของเหล็กเสริมได้โดยพิจารณา จาก ค่าความต่างศักย์ที่มากกว่า -200 mV จะมีโอกาสร้อยละ 90 ที่จะไม่เกิดการกัดกร่อน ถ้าความต่างศักย์ที่วัดได้มีค่าอยู่ระหว่าง -200 ถึง -350 mV มีโอกาสสึกกร่อนเพิ่มขึ้นต่อไป และถ้าความต่างศักย์ที่วัดได้มีค่าน้อยกว่า -350 mV มีโอกาส 90เปอร์เซ็นต์ ที่เกิดการสึกกร่อนไปแล้ว

2.3.9 พฤติกรรมกำลังรับแรงดัด

การดัด (Flexure) เกิดจากน้ำหนักหรือแรงที่กระทำต่อองค์อาคาร ปริมาณการดัด คือ โมเมนต์ดัด (Bending moment) การดัดทำให้เกิดผลต่อองค์อาคารได้แก่ ความเค้นและความเครียดบนหน้าตัดคานเรียกว่า การกระจายความเค้นและความเครียด ซึ่งอาจเป็นความเค้นดัดหรือดึงขณะเดียวกันความเครียดอาจเป็นความเครียดซึ่งมีแนวโน้มทำให้องค์อาคารหดสั้นลง (Shortened) หรือยืดออก (Lengthened) การดัดยังทำให้เกิดหน่วยแรงเฉือนและหน่วยแรงยึดหน่วงในองค์อาคาร

หากสมมุติว่าก่อนที่คานจะรับน้ำหนักบรรทุกคานยังไม่แอ่นหรือโก่งตัวและยังไม่มีรอยร้าว ดังนั้นเมื่อคานเริ่มรับน้ำหนักบรรทุกที่มีค่าน้อยๆ คานจะโก่งตัวเนื่องจากโมเนต์ดัดในลักษณะที่หลังคานถูกอัดและที่ใต้ท้องคานถูกดึง โดยมีการกระจายของหน่วยการยืด-หดตัว (Strain distribution) ดังรูปที่ 2.11 บนหน้าตัดของคานเป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะที่ห่างจากแนวแกนสะเทิน ดังนั้นการยืดตัวของเหล็กเสริมของคอนกรีตที่อยู่ตำแหน่งเดียวกันจึงมีค่าเท่ากัน ส่วนการกระจายของหน่วยแรง (Stress distribution) บนหน้าตัดของคานจะมีค่าเป็นสัดส่วนโดยตรงกับการยืด-หดตัวตามกฎของฮุค (ต่อกุล, 2528) หากหน่วยแรงดึงสูงสุดที่เกิดขึ้นที่ท้องคานมีค่าน้อยและต่ำกว่ากำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีต ซึ่งในที่นี้คือโมดูลัสของการแตกร้าว (Modulus of rupture, $f_r = 2.0\sqrt{f_c'}$) คานจึงยังไม่ร้าว ดังนั้นหน้าตัดทั้งหมดของคานจึงสามารถรับได้ทั้งหน่วยแรงอัดและหน่วยแรงดึงที่อยู่เหนือและใต้แกนสะเทิน

เมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้น หน่วยการยืด-หดตัว บนหน้าตัดคานเพิ่มมากขึ้น แต่ยังคงเป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะที่ห่างจากแกนสะเทิน หน่วยแรงต่างๆบนหน้าตัดคานก็จะมีค่าเพิ่มขึ้น เมื่อหน่วยแรงดึงที่ท้องคานมีค่าเท่ากับโมดูลัสของการแตกร้าว (f_r) คานจะเริ่มร้าว โมเมนต์ดัดที่ทำให้เกิดการแตกร้าวเรียกว่าโมนเมนต์ดัดแตกร้าว (Cracking moment) รอยร้าวจากโมเมนต์ดัด (Flexural cracks) จะปรากฏที่บริเวณกลางคานก่อนและมีแนวตั้งฉากกับความยาวคาน ส่วนที่บริเวณปลายคานอาจมีรอยร้าวในแนวเฉียงที่เกิดจากแรงดึงทแยงอันเนื่องมาจากแรงเฉือน ซึ่งยังไม่สามารถสังเกตเห็นรอยร้าวนี้ได้ด้วยตาเปล่า เนื่องจากความกว้างของรอยร้าวน้อยมาก ตำแหน่งแหน่งแนวแกนสะเทินตรงบริเวณที่เกิดรอยร้าวจะขยับสูงขึ้น สำหรับส่วนที่อยู่ระหว่าง รอยร้าวและส่วนที่อยู่ต่ำกว่าแนวแกนสะเทินยังสามารถรับแรงดึงได้อีกเล็กน้อย แต่ในการวิเคราะห์ทางทฤษฎีจะไม่นำความต้านทานแรงดึงในส่วนนี้มาวิเคราะห์แต่พิจารณาให้เหล็กเสริมทำหน้าที่รับแรงดึงทั้งหมด



รูปที่ 2.11 ความเค้นและความเครียดบนหน้าตัดคานภายใต้แรงดัด Raed Skram Saliba Al-Sunna (2006)

ในสภาวะที่คานรับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน (Service load) หน่วยแรงอัดสูงสุดในคอนกรีตจะมีค่าไม่เกินกว่า $0.5f_c^{'}$ (โดยประมาณ) และหน่วยแรงดึงของเหล็กเสริมยังไม่ถึงจุกคราก (วินิต, 2545) ดังนั้นหน่วยแรงต่างๆ ที่เกิดขึ้นยังอยู่ในช่วงอีลาสติก (Elastic limit) และถือว่าคานมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น

แต่ถ้าคานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นเกินกว่าน้ำหนักบรรทุกใช้งาน หน่วยการยืดหดตัวบนหน้าตัดคานเพิ่มมากขึ้นอีกแต่ยังคงเป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะที่ห่างจากแกนสะเทิน ส่วนหน่วยแรงต่างๆ บนหน้าตัดคานก็มีค่าเพิ่มขึ้นและเกินกว่าค่าพิกัดยืดหยุ่นซึ่งหน่วยแรงเริ่มไม่เป็นสัดส่วนกับหน่วยการยืด-หดตัวที่เพิ่มขึ้นตามคุณสมบัติของวัสดุ (Albert, 1995) คานจึงเริ่มมีพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่น (Inelastic) ก่อนที่จะเกิดการวิบัติเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดซึ่งเรียกน้ำหนักบรรทุกสูงสุดว่าน้ำหนักบรรทุกประลัย (Ultimate load)

การวิบัติของคานเนื่องจากโมเมนต์ดัด มีสองแบบซึ่งขึ้นอยู่กับปริมาณเหล็กเสริมที่ใช้ กล่าวคือ ถ้าใช้ปริมาณเหล็กเสริมไม่มากนัก (Moderate reinforcement) โดยที่ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงมีค่าต่ำกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล เรียกคานแบบนี้ว่า Under-reinforced concrete beams การวิบัติจะเริ่มเกิดที่ด้านรับแรงดึงก่อน โดยเหล็กเสริมถูกดึงถึงกำลังจุดครากก่อนที่คอนกรีตจะถูกอัดแตกหรือระเบิดออกมา ซึ่งก่อนที่คานจะวิบัติจะสังเกตเห็นรอยร้าวที่ปรากฏทางด้านรับแรงดึงเนื่องจากถูกดึงออกเกินกว่าหน่วยการยืดตัวที่จุดครากอีกทั้งจำนวนรอยร้าวก็มากขึ้นทำให้ค่าสติฟเนส การดัดหรือความแข็งแกร่งของคานลดน้อยลงคานจึงโก่งตัว

มากขึ้นตามลำดับ ส่วนการกระจายของหน่วยแรงอัดในคอนกรีตก่อนเกิดการวิบัติจะเป็นรูปพาราโบลา เรียกการวิบัติแบบนี้ว่า Yielding failure ส่วนการวิบัติของคานอีกแบบหนึ่งจะเกิดขึ้นที่ด้านรับแรงอัดก่อน โดยคอนกรีตถูกอัดแตกหรือระเบิดออกเมื่อหน่วยการหดตัวในคอนกรีตมีค่าประมาณ 0.003-0.004 มม./มม. ก่อนที่เหล็กจะมีกำลังถึงจุดครากเรียกการวิบัติแบบนี้ว่า Crushing failure ซึ่งเป็นการวิบัติแบบฉับพลันทันทีทันใด การวิบัติแบบนี้จะเกิดขึ้นกับคานที่มีปริมาณเหล็กเสริมมากเกินกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล หรือในกรณีที่ใช้เหล็กเสริมที่มีกำลังจุดครากสูงมาก เรียกคานแบบนี้ว่า Over-reinforced concrete beams สำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ปริมาณเหล็กเสริมพอดีกับอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล การวิบัติของคานจะเกิดขึ้นในลักษณะที่เหล็กเสริมถูกดึงถึงจุดครากพร้อมกับคอนกรีต ส่วนที่อยู่เหนือแนวแกนสะเทินถูกอัดแตกโดยคอนกรีตมีหน่วยการยืดตัวสูงสุด

นอกจากนี้พฤติกรรมการรับแรงดัดของคานจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตเหมือนกันกับคานคอนกรีตเสริมเหล็กโดยทั่วไป (Sumajouw and Rangan, 2006) ซึ่งทำการทดสอบคานจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตขนาด 200 × 300 × 3300 มิลลิเมตร โดยแปรผันอัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงดึง เท่ากับ 0.64, 1.18, 1.84 และ 2.69 ตามลำดับ และใช้มาตรฐานในการการออกแบบตาม Australian Standard for Structures AS3600 และ American Concrete Institute Building Code ACI 318-02 พบว่าลักษณะการแตกร้าวของคานจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตเหมือนกับคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์และเกิดการวิบัติด้วยการอัดในส่วนของบริเวณรับแรงอัด สำหรับอัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงดึงและกำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตที่เพิ่มขึ้นส่งผลให้การรับแรงดัดเพิ่มขึ้น ตลอดจนมาตรฐานที่ใช้ในการออกแบบทั้งสองมาตรฐานสามารถใช้ในการออกแบบคาน จีโอโพลิเมอร์คอนกรีตเสริมเหล็กได้

จากที่ได้กล่าวมาข้างต้นหากนำเอาวัสดุปอซโซลานซึ่งเป็นวัสดุเหลือทิ้งจากโรงงานภาคอุตสาหกรรมมาประยุกต์ใช้เป็นวัสดุจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตที่มีคุณสมบัติที่เหมาะสมในหลายด้านโดยเฉพาะในด้านความคงทนและคุณสมบัติทางกล ดังนั้นในการนำวัสดุจีโอโพลิเมอร์มาพัฒนาเพื่อเป็นวัสดุสำหรับใช้ในโครงสร้างคอนกรีตให้มีความคงทนต่อในสภาพสิ่งแวดล้อมทะเล จึงน่าจะมีความเป็นไปได้อย่างมาก หากมีการทำวิจัยกันอย่างจริงจังในประเทศไทยซึ่งเป็นประโยชน์อย่างมากในวงการก่อสร้างสามารถที่จะลดค่าใช้จ่ายและงบประมาณในด้านการบูรณะและซ่อมแซมได้เป็นอย่างดี