วิทยานิพนธ์

พฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดสนิม
โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

FLEXURAL BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE BEAM UNDER CORROSION USING FINITE ELEMENT METHOD

นายธันยธร อมตวีระกุล

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

พ.ศ. 2551

ใบรับรองวิทยานิพนธ์

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา)

ปริญญา

วิศวกรรมโยธา	วิศวกรรมโยธา
สาขา	**ภาควิชา**

เรื่อง พฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดสนิมโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

Flexural Behavior of Reinforced Concrete Beam under Corrosion Using Finite Element Method

นามผู้วิจัย นายธันยธร อมตวีระกุล

ได้พิจารณาเห็นชอบโดย

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก ....

(อาจารย์กิจพัฒน์ ภู่วรวรรณ, Ph.D.)

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม ....

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์วันชัย ยอดสุดใจ, D.Eng.)

หัวหน้าภาควิชา ....

(รองศาสตราจารย์ก่อโชค จันทวรางกูร, Ph.D.)

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์รับรองแล้ว

....

(รองศาสตราจารย์กัญจนา ธีระกุล, D.Agr.)

คณบดีบัณฑิตวิทยาลัย

วันที่ .... **เดือน** .... **พ.ศ.** ....

วิทยานิพนธ์

เรื่อง

พฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดสนิมโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

Flexural Behavior of Reinforced Concrete Beam under Corrosion Using Finite Element Method

โดย

นายธันยธร อมตวีระกุล

เสนอ

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
เพื่อความสมบูรณ์แห่งปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา)
พ.ศ. 2551

ธันยธร อมตวีระกุล 2551: พฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดสนิมโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา) สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก: อาจารย์กิจพัฒน์ ภู่วรวรรณ, Ph.D. 186 หน้า

วิทยานิพนธ์นี้นำเสนอวิธีการทางไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อทำนายพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้การเกิดสนิมในเหล็กเสริม โดยแบบจำลองได้พิจารณาถึงอิทธิพลที่สำคัญของการเกิดสนิมในเหล็กเสริมไว้สองประการ คือ ผลการลดลงของพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริม และผลการลดลงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Bond stress) ระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต พื้นที่หน้าตัดที่ลดลงของเหล็กเสริมพิจารณาให้เป็นสัดส่วนโดยตรงกับระดับสนิมที่เพิ่มขึ้น ส่วนการลดลงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตนั้น ได้พิจารณาจากการนำค่า Normalized bond strength, (R) ซึ่งเป็นอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดกับหน่วยแรงยึดเหนี่ยวภายใต้การเกิดสนิมในระดับต่างๆคูณกับหน่วยแรงยึดเหนี่ยวภายใต้สภาวะไร้สนิม

การสร้างแบบจำลองทำได้โดยอาศัยโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ ในการวิเคราะห์ได้จำลองคานคอนกรีตเสริมเป็นแบบ 3 มิติ โดยใช้เอลิเมนต์ที่แตกต่างกันตามความเหมาะสมของคุณสมบัติทางวิศวกรรม แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของคอนกรีตและเหล็กเสริมถูกจำลองด้วยเอลิเมนต์ 3 มิติ (Solid element) และเอลิเมนต์แบบแท่ง (Truss element) ตามลำดับโดยได้พิจารณาคุณสมบัติของวัสดุเป็นแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear material) ส่วนพฤติกรรมการครูดหรือลื่นหลุด (Slip) ของเหล็กเสริมถูกจำลองโดยเอลิเมนต์แบบสปริง (Spring element) ปลายด้านหนึ่งจะเชื่อมกับจุดต่อของคอนกรีต ส่วนปลายอีกด้านหนึ่งจะเชื่อมต่อกับจุดต่อของเหล็กเสริม ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่าแบบจำลองสามารถทำนายพฤติกรรมการรับแรงดัดคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดสนิมได้ โดยน้ำหนักบรรทุกประลัยที่ได้จากแบบจำลองมีค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบ รวมถึงแบบจำลองยังให้ผลของการกระจายหน่วยแรงในหน้าตัดคานและแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นได้อย่างสอดคล้องกับสภาพการแตกร้าวที่เกิดขึ้นด้วย

______________ ______________ ___ / ___ / ___

ลายมือชื่อนิสิต ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

Thanyathorn Amatavirakul 2008: Flexural Behavior of Reinforced Concrete Beam under Corrosion Using Finite Element Method. Master of Engineering (Civil Engineering), Major Field: Civil Engineering, Department of Civil Engineering. Thesis Advisor: Mr. Kitjapat Phuvorawan, Ph.D. 186 pages.

This thesis presents finite element analyses for predicting the flexural behavior of corroded reinforced concrete beams by taking into account the two main effects of corrosion i.e. the reduction of cross-sectional area of steel and the deterioration of bond stress between steel and concrete. The loss of cross-sectional area of corroded rebar was regarded as proportional to the increase of corrosion degree whereas the bond stress of corroded rebar was obtained by multiplying the bond stress of sound rebar by a normalized bond strength correction factor, R, which was derived from the ratio between the maximum bond stress of sound rebar and corroded rebar at various corrosion degree.

The models were generated and analyzed by a finite element program. The RC beams were analyzed as a three-dimensional (3-D) problem utilizing various elements for different materials. Concrete and steel were represented by a 3-D solid element and a 3-D truss element, respectively, incorporating nonlinear property of both materials. The slippage of rebar was represented by a nonlinear spring element joining a node of concrete element with a node of steel. The analysis results revealed that the model could well predict the flexural behavior of the corroded reinforced concrete beams. The ultimate loads obtained from the analyses were in the same order as from the experiment. Moreover, the model could present the stress distribution at the cross section of the beams as well as the bond strength in the rebar corresponding to the cracks.

________________________ ________________________ ___ / ___ / ___

Student's signature Thesis Advisor's signature

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณ อาจารย์กิจพัฒน์ ภู่วรวรรณ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก ผู้ช่วยศาสตราจารย์วันชัย ยอดสุดใจ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม เป็นอย่างยิ่งที่ได้กรุณาให้คำปรึกษาและข้อเสนอแนะในระหว่างการทำงานวิจัย ตลอดจนตรวจและแก้ไขเล่มวิทยานิพนธ์จนกระทั่งโครงการวิทยานิพนธ์เล่มนี้สำเร็จลุล่วงไปด้วยดี

ขอขอบคุณ คณาจารย์ภาควิชา วิศวกรรมศาสตร์โยธา มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ทุกท่าน ที่อบรมสั่งสอนให้ความรู้ทางทฤษฎี และปลูกฝังแนวความคิดในการสร้างสรรค์ให้เกิดสิ่งดีๆ ต่างๆ มากมาย ขอบคุณเพื่อนๆ ปริญญาโท วิศวกรรมโครงสร้างทุกคน ที่ให้ความช่วยเหลือในระหว่างการทำวิจัย

สุดท้าย ขอขอบคุณ ครอบครัวของผู้วิจัยที่ให้กำลังใจและสนับสนุนให้ความช่วยเหลือในทุกๆด้าน ตลอดระยะเวลาที่ผ่าน

ธันยธร อมตวีระกุล

เมษายน 2551

สารบัญ

หน้า

สารบัญ	(1)
สารบัญตาราง	(2)
สารบัญภาพ	(4)
คำนำ	1
วัตถุประสงค์	3
การตรวจเอกสาร	4
อุปกรณ์และวิธีการ	38
อุปกรณ์	38
วิธีการ	38
ผลและวิจารณ์	99
ผล	99
วิจารณ์	143
สรุปและข้อเสนอแนะ	152
สรุป	152
ข้อเสนอแนะ	155
เอกสารและสิ่งอ้างอิง	156
ภาคผนวก	160
ภาคผนวก ก ขนาดของน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้น สำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1	161
ภาคผนวก ข ขนาดของน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้น สำหรับคานกรณีศึกษาที่ 2	166
ภาคผนวก ค รูปแบบการแตกร้าวของคานกรณีศึกษาที่ 1	170
ภาคผนวก ง รูปแบบการแตกร้าวของคานกรณีศึกษาที่ 2	179
ประวัติการศึกษา และการทำงาน	186

สารบัญตาราง

ตารางที่ **หน้า**

ตารางที่		หน้า
1	ระดับสนิมที่เกิดขึ้นในคานสำหรับกรณีศึกษาที่ 1	39
2	ระดับสนิมที่เกิดขึ้นในคานสำหรับกรณีศึกษาที่ 2	41
3	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด ของคอนกรีตสำหรับคาน กรณีศึกษาที่ 1	46
4	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด ของคอนกรีตสำหรับคาน กรณีศึกษาที่ 2	47
5	คุณสมบัติของวัสดุในการสร้างแบบจำลองสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1	49
6	คุณสมบัติของวัสดุในการสร้างแบบจำลองสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 2	50
7	ค่าพารามิเตอร์สำหรับใช้ในการหาความสัมพันธ์ระหว่าง Bond stress และ Slip	55
8	คุณสมบัติของวัสดุสำหรับตัวอย่างที่ใช้ทดสอบ Pullout test	67
9	ขนาดของคานที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง	74
10	ความสัมพันธ์ของพื้นที่หน้าตัดภายใต้ระดับสนิมสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1	89
11	ความสัมพันธ์ของพื้นที่หน้าตัดภายใต้ระดับสนิมสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 2	90
12	หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ลดลงภายใต้ระดับสนิมสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1	91
13	หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ลดลงภายใต้ระดับสนิมสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 2	91
14	รายละเอียดและจำนวนของเอลิเมนต์ที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองสำหรับ คานกรณีศึกษาที่ 1	94
15	รายละเอียดและจำนวนของเอลิเมนต์ที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองสำหรับ คานกรณีศึกษาที่ 2	95
16	น้ำหนักบรรทุกที่ส่งผลให้คานเริ่มเกิดการแตกร้าวสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1	110
17	กำลังรับน้ำหนักประลัยสูงสุดของแต่ละระดับสนิมและค่าความคลาดเคลื่อน ของคานกรณีศึกษาที่ 1	123
18	กำลังรับโมเมนต์ดัดของคานกรณีศึกษาที่ 1	124

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่ **หน้า**

19	กำลังรับน้ำหนักประลัยสูงสุดของแต่ละระดับสนิมและค่าความคลาดเคลื่อนของคานกรณีศึกษาที่ 2	142
20	กำลังรับโมเมนต์ดัดของคานกรณีศึกษาที่ 2	143
21	ค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ลดลงภายใต้การเปลี่ยนแปลงค่า Normalized bond strength	148
22	พื้นที่หน้าตัดที่ลงลงของเหล็กเหล็กเสริมภายใต้การเปลี่ยนแปลงอัตราส่วนของพื้นที่หน้าตัด	150

ตารางผนวกที่

ก1	ขนาดของน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นสำหรับคานที่เกิดสนิมระดับ 0%	162
ก2	ขนาดของน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นสำหรับคานที่เกิดสนิมระดับ 8.9%	163
ก3	ขนาดของน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นสำหรับคานที่เกิดสนิมระดับ 14.2%	164
ก4	ขนาดของน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นสำหรับคานที่เกิดสนิมระดับ 22.2%	165
ข1	ขนาดของน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นสำหรับคานที่เกิดสนิมระดับ 0%	167
ข2	ขนาดของน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นสำหรับคานที่เกิดสนิมระดับ 8.8%	168
ข3	ขนาดของน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นสำหรับคานที่เกิดสนิมระดับ 14%	169

สารบัญภาพ

ภาพที่		หน้า
1	ผลของสนิมในเหล็กเสริมต่อพฤติกรรมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก	10
2	ความสัมพันธ์ของน้ำหนักและการแอ่นตัวของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก	11
3	พฤติกรรมการรับแรงอัดในแกนเดียวของคอนกรีต	13
4	รูปแบบรอยแตกร้าวขนาดเล็กของคอนกรีตภายใต้แรงดึง	14
5	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดของเหล็กเสริม	15
6	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดสมมุติของเหล็กเสริม	17
7	แบบจำลอง Discrete Model	18
8	แบบจำลอง Embedded Model	19
9	แบบจำลอง Smeared Model	20
10	การจำลองเอลิเมนต์เหล็กเสริมและการรวมจุดต่อแสดงระหว่างเหล็กเสริม และคอนกรีต	21
11	การทดสอบหาความสัมพันธ์ของ Bond-Slip	22
12	แรงยึดเหนี่ยวในเหล็กเสริม	23
13	ความสัมพันธ์ระหว่าง Bond stress และ Slip ของ Eligehausen Model	24
14	ความสัมพันธ์ระหว่าง Bond stress และ Slip ของ Mohamed Harjli Model	27
15	เอลิเมนต์ของแรงยึดเหนี่ยวแบบ Bond link element	30
16	เอลิเมนต์ของแรงยึดเหนี่ยวแบบ Bond zone element	31
17	ผลของการแตกร้าวที่เกิดขึ้นในคาน	33
18	แบบจำลองการแตกร้าว	34
19	รายละเอียดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ทดสอบสำหรับกรณีศึกษาที่ 1	40
20	รายละเอียดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ทดสอบสำหรับกรณีศึกษาที่ 2	42
21	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดภายใต้แรงอัดแกนเดียว ของคอนกรีต	45
22	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด ของคอนกรีตสำหรับคาน กรณีศึกษาที่ 1	47

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่ **หน้า**

23	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด ของคอนกรีตสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 2	48
24	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดสำหรับเหล็กเสริมและเหล็กปลอก	49
25	ความสัมพันธ์ของ Bond-slip ที่ได้จากการทดสอบและแบบจำลอง	51
26	แบบจำลองแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและการครูดหรือลื่นหลุด (slip) ของเหล็กเสริม	53
27	ความสัมพันธ์ของ Bond-slip สำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1	54
28	ความสัมพันธ์ของ Bond-slip สำหรับคานกรณีศึกษาที่ 2	54
29	ความสัมพันธ์ระหว่าง Normalized bond strength (R) กับ ระดับสนิม (%)	56
30	ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดภายใต้การเกิดสนิม	57
31	ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวกับค่า Slip ภายใต้ระดับสนิม	58
32	เอลิเมนต์ของคอนกรีต Solid65	59
33	Failure Surface สำหรับคอนกรีต	60
34	กำลังรับแรงดึงของคอนกรีต	63
35	เอลิเมนต์ของเหล็กเสริมตามยาว Link8	64
36	รายละเอียดของแท่งตัวอย่างที่ใช้ทดสอบ Pullout test	67
37	รายละเอียดของแบบจำลองสำหรับแท่งตัวอย่างที่ใช้ทดสอบ Pullout test	68
38	ขนาดของเอลิเมนต์คอนกรีตที่ใช้สำหรับสร้างแบบจำลอง	69
39	ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและการครูดหรือลื่นหลุดของเหล็กเสริม	70
40	ความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนของชิ้นส่วนย่อยและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1	72
41	ความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนของชิ้นส่วนย่อยและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 2	73

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
42	ขนาดของคานที่ใช้ในการทดสอบ (หน่วยเป็นมิลลิเมตร)	75
43	ขนาดของคานที่ใช้สร้างแบบจำลอง (หน่วยเป็นมิลลิเมตร)	75
44	การแบ่งเอลิเมนต์ของคอนกรีตในแบบจำลองสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1	76
45	ขนาดของคานที่ใช้ในการทดสอบ (หน่วยเป็นมิลลิเมตร)	77
46	ขนาดของคานที่ใช้สร้างแบบจำลอง (หน่วยเป็นมิลลิเมตร)	77
47	การแบ่งเอลิเมนต์ของคอนกรีตในแบบจำลองสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 2	78
48	สภาพการยึดรั้งบริเวณฐานรองรับ	79
49	สภาพการยึดรั้งของแบบจำลองหนึ่งในสี่ของคานจริง	80
50	น้ำหนักที่กระทำในแบบจำลอง	81
51	ขั้นตอนการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกสำหรับ 2 Load increments	82
52	Incremental load method without correction	83
53	Newton-raphson iterative solution for 2 load increments	85
54	Integration points ในเอลิเมนต์คอนกรีต	86
55	สัญลักษณ์แสดงการแตกร้าว	86
56	รูปแบบการแตกร้าว	87
57	กำลังรับแรงดึงในเหล็กเสริมสำหรับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์	88
58	ความสัมพันธ์ของ Bond-slip ภายใต้การเกิดสนิมสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1	92
59	ความสัมพันธ์ของ Bond-slip ภายใต้การเกิดสนิมสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 2	92
60	รายละเอียดของแบบจำลองสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1	93
61	รายละเอียดของแบบจำลองสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 2	94
62	รายละเอียดการจำลองพฤติกรรมการครูดหรือลื่นหลุด (Slip) ของเหล็กเสริม	96
63	ผลของ Bond-slip ที่มีต่อแบบจำลอง	98
64	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน (ระดับสนิม 0%)	100

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
65	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน (ระดับสนิม 8.9%)	100
66	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน (ระดับสนิม 14.2%)	101
67	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน (ระดับสนิม 22.2%)	101
68	การกระจายของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในหน้าตัดคานภายใต้น้ำหนักบรรทุกระดับต่างๆ (ระดับสนิม 0%)	103
69	การกระจายของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในหน้าตัดคานภายใต้น้ำหนักบรรทุกระดับต่างๆ (ระดับสนิม 8.9%)	104
70	การกระจายของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในหน้าตัดคานภายใต้น้ำหนักบรรทุกระดับต่างๆ (ระดับสนิม 14.2%)	104
71	การกระจายของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในหน้าตัดคานภายใต้น้ำหนักบรรทุกระดับต่างๆ (ระดับสนิม 22.2%)	105
72	การเริ่มแตกร้าวของคาน (First crack)	106
73	การแตกร้าวบริเวณท้องคานใต้จุดที่รับน้ำหนัก	107
74	การแตกร้าวในแนวเฉียงทแยง (Diagonal tensile cracks)	107
75	การแตกร้าวเนื่องจากการอัด (Compressive cracks)	108
76	การแตกร้าวของคานในสภาวะประลัย	109
77	การเริ่มแตกร้าวของคาน (First crack)	110
78	การแตกร้าวบริเวณท้องคานใต้จุดที่รับน้ำหนัก	111
79	การแตกร้าวระหว่างบริเวณกึ่งกลางคานและบริเวณใต้จุดที่น้ำหนักบรรทุก	112
80	การแตกร้าวในแนวเฉียงทแยงและการแตกร้าวเนื่องจากการอัด	113
81	การแตกร้าวของคานในสภาวะประลัย	114
82	แรงดึงในเหล็กเสริมและการกระจายของหน่วยแรงยึดเหนี่ยว	115

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่ **หน้า**

83	แรงดึงที่เกิดขึ้นภายในเหล็กเสริม (ระดับสนิม 0%)	116
84	แรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม (ระดับสนิม 0%)	117
85	แรงดึงที่เกิดขึ้นภายในเหล็กเสริม (ระดับสนิม 8.9%)	119
86	แรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม (ระดับสนิม 8.9%)	120
87	รอยแตกร้าวของคานที่เกิดสนิมระดับ 8.9% ภายใต้น้ำหนักบรรทุก 20,000 N	121
88	แรงดึงในเหล็กเสริมและแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นในคาน	121
89	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน (ระดับสนิม 0%)	125
90	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน (ระดับสนิม 8.8%)	126
91	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน (ระดับสนิม 14%)	126
92	การกระจายของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในหน้าตัดคานภายใต้น้ำหนักบรรทุกระดับต่างๆ (ระดับสนิม 0%)	127
93	การกระจายของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในหน้าตัดคานภายใต้น้ำหนักบรรทุกระดับต่างๆ (ระดับสนิม 8.8%)	128
94	การกระจายของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในหน้าตัดคานภายใต้น้ำหนักบรรทุกระดับต่างๆ (ระดับสนิม 14%)	128
95	การเริ่มแตกร้าวของคาน (First crack)	129
96	การแตกร้าวในแนวเฉียงทแยง (Diagonal tensile cracks)	130
97	การแตกร้าวของคานในสภาวะประลัย	131
98	การเริ่มแตกร้าวของคาน (First crack)	132
99	การแตกร้าวในแนวเฉียงทแยงและการแตกร้าวเนื่องจากการอัด	133
100	การแตกร้าวของคานในสภาวะประลัย	133
101	แรงดึงที่เกิดขึ้นภายในเหล็กเสริม (ระดับสนิม 0%)	135

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่ **หน้า**

102	แรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม (ระดับสนิม 0%)	136
103	แรงดึงที่เกิดขึ้นภายในเหล็กเสริม (ระดับสนิม 8.8%)	137
104	แรงดึงที่เกิดขึ้นภายในเหล็กเสริม (ระดับสนิม 14%)	138
105	แรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม (ระดับสนิม 8.8%)	139
106	แรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม (ระดับสนิม 14%)	140
107	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน ภายใต้หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่แตกต่างกัน	148
108	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน ภายใต้พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมที่แตกต่างกัน	150

ภาพผนวกที่

ค1	การเริ่มแตกร้าว (First crack) ที่น้ำหนักบรรทุก 13,443 N (ระดับสนิม 0%)	171
ค2	การแตกร้าวที่น้ำหนักบรรทุก 40,000 N (ระดับสนิม 0%)	171
ค3	การแตกร้าวที่น้ำหนักบรรทุก 60,000 N (ระดับสนิม 0%)	172
ค4	การแตกร้าวในสภาวะประลัยที่น้ำหนักบรรทุก 79,035 N (ระดับสนิม 0%)	172
ค5	การเริ่มแตกร้าว (First crack) ที่น้ำหนักบรรทุก 13,166 N (ระดับสนิม 8.9%)	173
ค6	การแตกร้าวที่น้ำหนักบรรทุก 40,000 N (ระดับสนิม 8.9%)	173
ค7	การแตกร้าวที่น้ำหนักบรรทุก 60,000 N (ระดับสนิม 8.9%)	174
ค8	การแตกร้าวในสภาวะประลัยที่น้ำหนักบรรทุก 71,633 N (ระดับสนิม 8.9%)	174
ค9	การเริ่มแตกร้าว (First crack) ที่น้ำหนักบรรทุก 13,021 N (ระดับสนิม 14.2%)	175
ค10	การแตกร้าวที่น้ำหนักบรรทุก 40,000 N (ระดับสนิม 14.2%)	175
ค11	การแตกร้าวที่น้ำหนักบรรทุก 60,000 N (ระดับสนิม 14.2%)	176
ค12	การแตกร้าวในสภาวะประลัยที่น้ำหนักบรรทุก 68,018 N (ระดับสนิม14.2%)	176

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพผนวกที่		หน้า
ค13	การเริ่มแตกร้าว (First crack) ที่น้ำหนักบรรทุก 12,758 N (ระดับสนิม 22.2%)	177
ค14	การแตกร้าวที่น้ำหนักบรรทุก 40,000 N (ระดับสนิม 22.2%)	177
ค15	การแตกร้าวที่น้ำหนักบรรทุก 50,000 N (ระดับสนิม 22.2%)	178
ค16	การแตกร้าวในสภาวะประลัยที่น้ำหนักบรรทุก 61,125 N (ระดับสนิม 22.2%)	178
ง1	การเริ่มแตกร้าว (First crack) ที่น้ำหนักบรรทุก 12,219 N (ระดับสนิม 0%)	180
ง2	การแตกร้าวที่น้ำหนักบรรทุก 40,000 N (ระดับสนิม 0%)	180
ง3	การแตกร้าวที่น้ำหนักบรรทุก 60,000 N (ระดับสนิม 0%)	181
ง4	การแตกร้าวในสภาวะประลัยที่น้ำหนักบรรทุก 90,661 N (ระดับสนิม 0%)	181
ง5	การเริ่มแตกร้าว (First crack) ที่น้ำหนักบรรทุก 12,102 N (ระดับสนิม 8.8%)	182
ง6	การแตกร้าวที่น้ำหนักบรรทุก 40,000 N (ระดับสนิม 8.8%)	182
ง7	การแตกร้าวที่น้ำหนักบรรทุก 60,000 N (ระดับสนิม 8.8%)	183
ง8	การแตกร้าวในสภาวะประลัยที่น้ำหนักบรรทุก 68,494 N (ระดับสนิม 8.8%)	183
ง9	การเริ่มแตกร้าว (First crack) ที่น้ำหนักบรรทุก 13,296 N (ระดับสนิม 14%)	184
ง10	การแตกร้าวที่น้ำหนักบรรทุก 40,000 N (ระดับสนิม 14%)	184
ง11	การแตกร้าวที่น้ำหนักบรรทุก 50,000 N (ระดับสนิม 14%)	185
ง12	การแตกร้าวในสภาวะประลัยที่น้ำหนักบรรทุก 56,320 N (ระดับสนิม 14%)	185

พฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดสนิม โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

Flexural Behavior of Reinforced Concrete Beam under Corrosion Using Finite Element Method

คำนำ

คอนกรีตเสริมเหล็กเป็นวัสดุก่อสร้างที่ได้รับความนิยมเป็นอย่างมากในวงการก่อสร้าง เนื่องจากเป็นวัสดุที่มีราคาประหยัด แข็งแรง ก่อสร้างง่าย มีอายุการใช้งานที่ยาวนาน สามารถออกแบบให้มีรูปร่างลักษณะ ขนาด รูปร่างต่างๆ ได้แทบทุกรูปแบบตามความต้องการ จัดเป็นโครงสร้างประเภทถาวร สามารถทนไฟและมีความคงทนกว่าวัสดุประเภทอื่น คอนกรีตเสริมเหล็กจึงเหมาะสำหรับงานโครงสร้างแทบทุกชนิด ด้วยเหตุนี้จึงทำให้คอนกรีตเสริมเหล็กได้รับความนิยมและมีการใช้งานคอนกรีตเสริมเหล็กกันอย่างแพร่หลาย

ปัจจุบันปัญหาด้านความคงทน (Durability) ของคอนกรีตได้รับความสนใจมากขึ้น มีโครงสร้างหลายประเภทที่ต้องอยู่ในสภาวะแวดล้อมที่มีการทำลายคุณสมบัติในด้านความคงทนอยู่ตลอดเวลา เช่น โครงสร้างชายฝั่งทะเล มีโอกาสที่โครงสร้างจะเกิดสนิมในเหล็กเสริมสูงกว่าโครงสร้างที่อยู่ในสภาวะแวดล้อมปกติ ซึ่งผลของการเกิดสนิมในเหล็กเสริมจะส่งผลทำให้พื้นที่หน้าตัดสุทธิของเหล็กเสริมลดลง อีกทั้งยังส่งผลให้แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตลดลงไปอย่างมาก หากเกิดในคานก็จะทำให้กำลังในการรับแรงดัดของคานนั้นลดลงไป

ในปัจจุบันการวิเคราะห์หรือทำนายพฤติกรรมการรับแรงของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กในสภาวะที่เกิดสนิมในเหล็กเสริมนั้นยังอยู่ในขอบเขตที่จำกัดเนื่องจากยังไม่มีวิธีการวิเคราะห์ใดที่เหมาะสมเพื่อให้ได้มาซึ่งผลลัพธ์ที่ถูกต้องและแม่นยำ ในการทำนายพฤติกรรมการรับแรงของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดสนิมนั้น คู่มือ หรือมาตรฐาน หรือข้อกำหนดในการออกแบบทั่วไปก็ยังไม่ครอบคลุมถึงการลดลงบางส่วนของแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมที่เป็นสนิม ทั้งนี้เนื่องจากข้อเท็จจริงที่ว่า การจำลองผลการสูญเสียแรงดังกล่าวเป็นสิ่งที่ทำได้ค่อนข้างยาก รวมถึงความซับซ้อนในวิธีการสร้างแบบจำลอง งานวิจัยนี้ได้เสนอวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดสนิมในระดับ

ต่างๆ รวมทั้งวิเคราะห์หาความแข็งแรงเพื่อที่จะประเมินกำลังที่เหลืออยู่ของโครงสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดสนิม โดยใช้โปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์เป็นเครื่องมือช่วยในการศึกษาและวิเคราะห์ โดยใช้เอลิเมนต์ที่มีอยู่แล้วในโปรแกรมมาใช้ในการวิเคราะห์และจำลองเพื่อศึกษาพฤติกรรมของคานในช่วงต่างๆ การวิเคราะห์โดยวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์มีประโยชน์อย่างมากต่อความเข้าใจพฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดสนิม โดยที่ไม่ต้องใช้วิธีการทดสอบจริงในห้องปฏิบัติการ ซึ่งเป็นวิธีที่เสียค่าใช้จ่ายสูง และเสียเวลา ซึ่งหากการวิเคราะห์ให้ผลที่สอดคล้องกับผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการแล้ว ก็สามารถนำแบบจำลองนี้ไปใช้ทำนายพฤติกรรมของโครงสร้างจริงที่เกิดสนิมได้ หากรู้ค่าของระดับการเกิดสนิม (Degree of corrosion) ในเหล็กเสริม

วัตถุประสงค์

1. เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กเมื่อเหล็กเสริมเกิดสนิม

2. เพื่อศึกษาวิธีการสร้างแบบจำลองโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ในการทำนายพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กเมื่อเหล็กเสริมเกิดสนิม

3. เพื่อประมาณกำลังที่ลดลงของโครงสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็กเมื่อเหล็กเสริมเกิดสนิม

ขอบเขตการศึกษา

วิทยานิพนธ์นี้นำเสนอวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อทำนายพฤติกรรมการรับแรงดัดของโครงสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดสนิม โดยคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดสนิมที่ใช้สำหรับการศึกษาและสร้างแบบจำลองในวิทยานิพนธ์นี้มีลักษณะเป็นคานอย่างง่าย (Simply support beam) โดยข้อมูลคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดสนิมที่ใช้ในวิทยานิพนธ์นี้ได้อ้างอิงจากบทความที่มีผลการทดสอบและข้อมูลของคานที่เพียงพอสำหรับนำมาใช้ในการสร้างแบบจำลอง ซึ่งการศึกษาและสร้างแบบจำลองในวิทยานิพนธ์นี้ได้ทำการเปรียบเทียบและอ้างอิงกับบทความของ Maaddawy et al. (2005) ซึ่งทำการทดสอบพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ถูกจำกัดให้เกิดสนิมในเหล็กเสริมเฉพาะช่วงกึ่งกลางคาน และได้เปรียบเทียบและอ้างอิงกับบทความของ Azher (2005) ซึ่งทำการทดสอบหาพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดสนิมในเหล็กเสริมตลอดความยาว การสร้างแบบจำลองได้พิจารณาอิทธิพลที่สำคัญของการเกิดสนิมต่อแบบจำลองไว้สองประการคือ ผลการลดลงของพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริม และผลการลดลงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Bond stress) ระหว่างเหล็กเสริม และคอนกรีตและได้พิจารณาคุณสมบัติของวัสดุ (Material property) เป็นแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinearity)

การตรวจเอกสาร

คอนกรีตเสริมเหล็กเป็นวัสดุก่อสร้างที่นิยมใช้กันมากในงานก่อสร้างทั่วไป เนื่องจากเป็นวัสดุที่มีราคาประหยัด ก่อสร้างง่าย มีอายุการใช้งานที่ยาวนาน มีความคงทนสูง โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กประกอบด้วยวัสดุ 2 ชนิด คือ คอนกรีตและเหล็ก ซึ่งลักษณะเด่นของคอนกรีต คือ สามารถรับแรงอัดได้ดี แต่มีข้อจำกัดในการรับแรงดึง ด้วยเหตุนี้จึงมีการใช้เหล็กเสริมเข้ามาเพื่อทำหน้าที่รับแรงดึงแทนคอนกรีต

เหล็กได้รับความนิยมในการนำมาเสริมคอนกรีตก็เพราะมีราคาไม่แพง และมีประสิทธิภาพสูงเมื่อเทียบกับโลหะ หรือวัสดุสังเคราะห์ชนิดอื่น นอกจากนี้ เหล็กยังมีสัมประสิทธิของการขยายตัวเนื่องจากความร้อนใกล้เคียงกับคอนกรีต จึงทำให้คอนกรีตส่วนที่หุ้มเหล็กไม่แตกร่อนออกมาอันเนื่องจากการขยายตัวที่ไม่เท่ากัน เหล็กเสริมที่ถูกห่อหุ้มเป็นอย่างดีด้วยคอนกรีตจะมีอายุการใช้งานได้นานหลายสิบปีโดยไม่มีการเสื่อมสภาพปรากฏให้เห็น

เหล็กเสริมที่ใช้กับคอนกรีตเสริมเหล็ก เป็นเหล็กกล้าละมุม (Mild Steel) ซึ่งได้จากกระบวน การผลิตแบบรีดร้อน (Hot-Rolled Process) คือขึ้นรูป รีดเป็นเส้นในขณะที่เหล็กยังมีอุณหภูมิสูงมาก วิธีนี้เหล็กจะไม่มีความเค้นคงค้างภายใน (Residual Stress) จึงเหมาะที่จะเสริมในองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก องค์ประกอบทางเคมีประกอบด้วย คาร์บอน กำมะถัน ฟอสฟอรัส เหล็กละมุน เหล็กกล้า ซึ่งจะอยู่ในรูปของสินแร่ธรรมชาติ สินแร่นี้คือผลที่เกิดจากปฏิกิริยาระหว่างโลหะ กับสิ่งแวดล้อมซึ่งจะอยู่ในรูปของ ออกไซด์ ซัลไฟด์ และปฏิกิริยาแบบอื่นๆ ในระหว่างการถลุงแร่ โลหะจะดูดซับเอาพลังงานที่ใช้ในการแยกโลหะออกจากแร่ และพลังงานนี้จะฝังตัวอยู่ในโลหะที่ได้ การอยู่ในรูปโลหะจะไม่คงตัว (Unstable) เพราะโลหะที่ถลุงได้นี้จะพยายามปลดปล่อยตัวเองจากพลังงานนี้ โดยจะพยายามรวมตัวเข้ากับสิ่งแวดล้อมเพื่อกลับเข้าสู่สถานะเดิม ขบวนการย้อนกลับเข้าสู่สถานะเดิมเมื่อเป็นสินแร่ก็คือ ขบวนการออกซิเดชั่น หรือขบวนการเกิดสนิมนั่นเอง (Virmani and Clemena, 1998)

โดยทั่วไปแล้ว เหล็กเสริมที่อยู่ในคอนกรีตเสริมเหล็กนั้น จะอยู่ในสภาวะที่ไม่เกิดสนิม เนื่องจากมี Passivation Film ที่เกิดจากปฏิกิริยาไฮเดรชัน (Hydration) ของซีเมนต์กับน้ำในระหว่างการพัฒนากำลังของคอนกรีต ทำให้คอนกรีตมีค่า Alkalinity สูง (Lambert, 2002) ส่งผลให้เนื้อ

คอนกรีตมีฤทธิ์เป็นด่าง (ค่า pH อยู่ระหว่าง 12-13.8 ค่าทั่วไปคือ 12.6) สภาพเช่นนี้ทำให้เกิดแผ่นฟิล์มบางๆ หนา 10 นาโนเมตร (Hartt et al., 2004) เคลือบอยู่บนผิวของเหล็กเสริม แผ่นฟิล์มนี้ส่วนหนึ่งเป็นออกไซด์และไฮดรอกไซด์ และอีกส่วนหนึ่งเป็นแร่จากปูนซีเมนต์ หากมีความเสียหายเล็กน้อยเกิดขึ้น ก็จะสามารถซ่อมแซมตัวเองได้ (Phares et al., 2006) ตราบใดที่แผ่นฟิล์มนี้ไม่ถูกทำลาย เหล็กเสริมก็จะไม่เป็นสนิม จึงกล่าวได้ว่า คอนกรีตที่หุ้มเหล็กทำหน้าที่ป้องกันมิให้เหล็กเสริมเป็นสนิมทั้งในทางเคมีคือ การที่มีสภาพเป็นด่างสูง และในทางกายภาพ คือ หุ้มเหล็กเสริมมิให้ สัมผัสกับบรรยากาศโดยตรง

อย่างไรก็ตามแผ่นฟิล์มนี้อาจถูกทำลายหรือเปลี่ยนสภาพได้ เนื่องจาก 2 สาเหตุหลัก คือ ผลกระทบของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในคอนกรีต (Carbonation) และผลกระทบของคลอไรด์ในคอนกรีต ส่งผลให้เกิดการเริ่มก่อตัวของสนิม

ก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ (CO_2) จะทำปฏิกิริยากับน้ำ (H_2O) ที่อยู่ในโพรงหรือรูพรุนขนาดเล็กในเนื้อคอนกรีต ให้ผลเป็นผลิตภัณฑ์คาร์บอเนต หรือเรียกว่า Carbonation ส่งผลให้ค่า pH ของคอนกรีตลดลง ซึ่งเดิมมีค่า pH อยู่ระหว่าง 13.0-13.8 ลดลงเหลือ 8-9 (Hartt et al., 2004)

คลอไรด์ทำให้เกิดการกัดกร่อนของเหล็กเสริมได้ ถ้ามีน้ำและออกซิเจนเพียงพอ โดยการกัดกร่อนจะเริ่มขึ้นเมื่อคลอไรด์อิออนมีความเข้มข้นมากพอ ผลให้ค่า pH ของคอนกรีตลดลง ทำให้สภาพความเป็นด่างของคอนกรีตที่ป้องการการเกิดสนิมของเหล็กเสริมถูกทำลาย (Depassivation) ปริมาณของคลอไรด์ในคอนกรีตที่จะเป็นจุดเริ่มเกิดสนิมจะมีค่า ประมาณ 0.71 กิโลกรัม/ลบ.ม.ของคอนกรีต (Phares et al., 2006) คลอไรด์ในคอนกรีตมีแหล่งที่มาจากมวลรวมที่ใช้ผสมคอนกรีต น้ำที่ใช้ผสมสารเคมีที่ใช้ผสมเพิ่มในคอนกรีต

Fu and Chung (1997) พบว่าสนิมที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมในช่วงระยะ 1-5 สัปดาห์จะช่วยให้แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตดีขึ้น โดยเฉพาะในช่วง 1-3 สัปดาห์แรก แรงยึดเหนี่ยวจะเพิ่มขึ้นมากที่สุด แต่ภายหลังจากสัปดาห์ที่ 5 เป็นต้นไป แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตจะเริ่มลดลง

ปัจจุบันการทำนายพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดสนิมหรือการทำนายกำลังประลัยที่ส่งผลให้คานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดสนิมวิบัตินั้น ยังอยู่ในขอบเขตที่จำกัดเนื่องจากข้อจำกัดในหลายๆ ด้าน เช่น ความไม่แน่นอนของระดับในการเกิดสนิม ความไม่แน่นอนของคุณสมบัติของวัสดุ เป็นต้น แต่อย่างไรก็ตามได้มีผู้ทำการศึกษาเพื่อที่จะประมาณพฤติกรรมและกำลังวิบัติของคานคอนกรีตที่เกิดสนิมอยู่บ้าง โดยในปี ค.ศ. 1992 Eyre และ Nokhasteh ได้ศึกษาผลของการเกิดสนิมในเหล็กเสริมและเสนอสูตรทางคณิตศาสตร์ในการทำนายกำลังประลัยของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดสนิม โดยสมมุติว่าเหล็กเสริมจะไม่มีแรงยึดเหนี่ยวเป็นระยะความยาวต่างๆ กันในคาน พบว่าตอนบนของช่วงที่เป็นระยะวิกฤติของการที่ไม่มีแรงยึดเหนี่ยวจะเกิดการวิบัติของคอนกรีตเกิดขึ้นก่อนการวิบัติของเหล็กเสริม ไม่ว่าคานนั้นจะเสริมเหล็กต่ำกว่าสมดุลหรือไม่ก็ตาม อย่างไรก็ตามแบบจำลองยังมีข้อด้อยคือ แบบจำลองนี้ใช้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของคอนกรีตแบบง่ายๆ โดยสมมุติให้มีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นชนิดเส้นตรง และสมมุติให้มีการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวทั้งหมด ซึ่งไม่สอดคล้องกับสภาพความเป็นจริง นอกจากนี้แบบจำลองไม่สามารถทำนายความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการแอ่นตัวได้อย่างสมบูรณ์ ทำนายได้เฉพาะกำลังประลัยของคาน

Rodriguez et al. (1996) ได้ใช้วิธีการที่แนะนำในคู่มือทั่วไปในการหากำลังของคานที่เหล็กเสริมเกิดสนิม พบว่าค่าที่น่าเชื่อถือของกำลังวิบัติของคานที่เกิดสนิมสามารถประมาณได้โดยพิจารณาให้พื้นที่หน้าตัดทั้งของเหล็กและคอนกรีตลดลง โดย Rodriguez สรุปว่าค่าของกำลังประลัยที่ได้จะค่อนข้างต่ำกว่าความเป็นจริง ข้อด้อยที่พบคือ การไม่นำพื้นที่คอนกรีตส่วนที่หุ้มเหล็กมาคิดทำให้ประเมินกำลังประลัยของคานได้ต่ำกว่าความเป็นจริง วิธีการนี้ไม่สามารถทำนายพฤติกรรมการรับแรงดัดโดยรวมของคานได้ และมิได้นำการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นเนื่องจากการเกิดสนิมมาพิจารณาด้วย

Dekoster et al. (2003) ได้เสนอแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดสนิมขึ้นในเหล็กเสริม ศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างระดับของการเกิดสนิมกับน้ำหนักบรรทุก ความสัมพันธ์ของระดับของการเกิดสนิมกับการแอ่นตัวแล้วเปรียบเทียบกับผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ การสร้างแบบจำลองในงานศึกษาชิ้นนี้ใช้โปรแกรม CASTEM 2000 ในการสร้างแบบจำลอง ผิวสัมผัสระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตจะใช้ชิ้นส่วนพิเศษที่เรียกว่า Rust element ซึ่งมีขนาดที่แตกต่างกัน โดยแบบจำลองของวัสดุ (Material Model) สำหรับคอนกรีตที่ใช้แบ่งเป็น 2 แบบคือแบบ Elastic-Plastic และแบบ Damage จากผล

การศึกษาครั้งนี้สรุปได้ว่า ขนาดที่แตกต่างกันของชิ้นส่วน Rust element ไม่มีผลกระทบต่อความสัมพันธ์ระหว่างระดับของการเกิดสนิมกับน้ำหนักบรรทุกทั้งในแบบจำลองแบบ Elastic-Plastic และแบบ Damage แต่ชิ้นส่วน Rust element ที่มีขนาดแตกต่างกันจะส่งผลต่อความสัมพันธ์ของระดับของการเกิดสนิมกับการแอ่นตัวในแบบจำลองแบบ Damage และจะเห็นผลที่ชัดเจนขึ้นหากใช้แบบจำลองแบบ Elastic-Plastic เมื่อเปรียบเทียบแบบจำลองทั้ง 2 แบบแล้วพบว่าแบบจำลองแบบ Damage จะให้ผลที่สอดคล้องกับผลการทดสอบมากกว่าแบบจำลองแบบ Elastic-Plastic ไม่ว่าจะเป็นความสัมพันธ์ของน้ำหนักบรรทุกและความสัมพันธ์ของการแอ่นตัว เนื่องมาจากแบบจำลองแบบ Damage จะคำนึงถึงผลของการวิบัติของแรงยึดเหนี่ยวด้วย

Maaddawy et al. (2005) ได้เสนอแบบจำลองการวิเคราะห์พฤติกรรมการรับแรงดัดแบบไม่เชิงเส้นของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งเกิดสนิมในเหล็กเสริมและคานที่เหล็กเสริมยังไม่เกิดสนิม ในการนำเสนอมีการคำนวณหาค่าการแอ่นตัวของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่รับแรงกระทำขนาดต่างๆ จนถึงจุดวิบัติ โดยใช้ค่าการยืดตัว (Elongation) ของเหล็กเสริมที่เกิดขึ้นระหว่างรอยร้าวจากการดัด ในแบบจำลองได้พิจารณาถึงการลดลงของพื้นที่หน้าตัดและการเปลี่ยนแปลงของแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กกับคอนกรีตที่เกิดจากสนิมด้วย สำหรับความสัมพันธ์ระหว่างแรงยึดเหนี่ยวกับการครูดหรือลื่นหลุดของเหล็กเสริม (Bond Stress-Slip Model) ถูกเสนอขึ้นโดยใช้แบบจำลองชนิดใหม่ จากนั้นได้ใช้คอมพิวเตอร์ในการประมวลผลของแบบจำลองนี้ แล้วนำผลมาเปรียบเทียบกับผลการทดสอบ พบว่าแบบจำลองสามารถให้ค่าความสัมพันธ์ของแรงกระทำและค่าการแอ่นตัวของคานได้อย่างแม่นยำ ทั้งคานที่เหล็กเสริมเกิดสนิมและไม่เกิดสนิม

Azher (2005) ได้เสนอสมการเพื่อใช้ทำนายความสามารถในการรับแรงดัดที่เหลืออยู่ของคานคอนกรีตเหล็กเสริมที่เกิดสนิม โดยใช้ข้อมูลที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการแล้วพัฒนาสมการขึ้นมา ตัวแปรที่ใช้ในการทดสอบประกอบด้วย เหล็กเสริมที่มีขนาดต่างกัน 2 ขนาด คือ 10 และ 12 มิลลิเมตร ระยะหุ้มของคอนกรีตมี 2 ขนาด คือ 25 และ 40 มิลลิเมตร ค่ากระแสที่ใช้ทำให้เกิดสนิมมี 2 ค่า คือ 2 และ 3 mA/cm^2 โดยมีระยะเวลาที่ป้อนกระแส 3 ค่า เพื่อให้ได้ระดับการเกิดสนิมที่แตกต่างกัน คือ 4 วัน 6 วัน และ 8 วัน คานที่ใช้ทดสอบมีขนาด 150×150×1100 มิลลิเมตร คานทุกตัวจะถูกนำไปทดสอบการรับแรงดัดแบบสี่จุด (Four-Points Bending Test) ข้อมูลที่ใช้ในการคำนวณหากำลังการรับแรงดัดที่เหลืออยู่จะประกอบด้วย รูปหน้าตัดของคาน กำลังของวัสดุ ขนาดเหล็กเสริม ค่า Corrosion Activity ซึ่งเป็นค่าผลคูณของ I_{corr} และ T หรือระยะเวลาที่เกิดสนิม โดยแบ่งการคำนวณออกเป็น 2 ขั้นตอน ขั้นแรกจะคำนวณหาค่าความสามารถในการรับโมเมนต์

ดัดของหน้าตัดคานนั้น โดยวิธี Strain compatibility analysis แบบธรรมดาโดยใช้พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมที่เหลืออยู่ภายหลังการเกิดสนิมในการคำนวณ ซึ่งพื้นที่นี้หาได้จากการคูณพื้นที่ก่อนเกิดสนิมด้วยสัมประสิทธิ์ที่สัมพันธ์กับอัตราการเกิดสนิม ในขั้นที่2 นำค่าโมเมนต์ที่ได้คูณด้วยตัวคูณปรับแก้ C_f ซึ่งหาได้จากความสัมพันธ์ของขนาดเหล็กเสริม ระยะเวลาที่เกิดสนิม และค่า I_{corr} ค่าที่ได้จากการคำนวณ เมื่อนำไปเทียบกับผลการทดสอบพบว่า ค่าที่ได้กว่าร้อยละ 50 มีความคลาดเคลื่อนน้อยกว่า 10% โดยมีค่าความคลาดเคลื่อนสูงสุด 17.34% ในการศึกษาของครั้งนี้ไม่มีการหาค่าการแอ่นตัว (Deflection) ซึ่งเป็นค่าที่สำคัญอีกค่าหนึ่งที่จะใช้ในการตรวจสอบพฤติกรรมทางโครงสร้างภายใต้สภาวะสนิมที่เกิดขึ้น

จากการตรวจเอกสารในข้างต้น พบว่ามีวิธีการหลากหลายในการประเมินพฤติกรรมการรับแรงดัดของคอนคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดสนิม ซึ่งแต่ละวิธีที่ได้นำเสนอล้วนมีข้อจำกัดในด้านต่างๆ เช่น หากนำวิธีการดังกล่าวไปใช้งานต้องมีการเขียนโปรแกรมคอมพิวเตอร์ขึ้นมาโดยเฉพาะ ซึ่งผู้ที่ไม่มีความรู้หรือความชำนาญด้านการเขียนโปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่เพียงพอก็จะไม่สามารถทำได้ หรือบางวิธีสามารถทำนายได้เฉพาะกำลังรับแรงดัดประลัย แต่ไม่สามารถหาค่าการแอ่นตัวในระยะต่างๆ ได้ นั่นคือไม่สามารถอธิบายพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานในแต่ละช่วงพฤติกรรมได้ วิทยานิพนธ์ชิ้นนี้จึงนำเสนอวิธีการทางไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อที่จะช่วยแก้ปัญหาข้อจำกัดในข้างต้น โดยใช้โปรแกรมเชิงพาณิชย์ที่มีชื่อว่าแอนซิส (ANSYS) เป็นเครื่องมือในการศึกษาและวิเคราะห์ โดยใช้เอลิเมนต์ที่มีอยู่แล้วในโปรแกรมมาใช้ในการวิเคราะห์และจำลองเพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานภายใต้การเกิดสนิมของเหล็กเสริมในช่วงพฤติกรรมต่างๆ ซึ่งหากการวิเคราะห์ให้ผลที่สอดคล้องกับผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการแล้ว ก็สามารถนำแบบจำลองนี้ไปใช้ทำนายพฤติกรรมของโครงสร้างจริงที่เกิดสนิมได้ หากรู้ค่าของระดับการเกิดสนิม (Degree of Corrosion) ในเหล็กเสริม

อิทธิพลของการเกิดสนิมในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

ในบริเวณที่คอนกรีตเกิด Carbonation ลึกเข้าไปจนถึงบริเวณผิวเหล็กเสริมและหากบริเวณนั้นมีความชื้นอยู่เพียงเล็กน้อยแต่สม่ำเสมอ ก็มีแนวโน้มที่เหล็กเสริมบริเวณนั้นจะเกิดสนิมแบบกระจายสม่ำเสมอ ความเสียหายที่เกิดขึ้นจะแสดงให้เห็นในลักษณะของรอยแตกร้าวแบบเส้นผม (Hairline cracking) ซึ่งมีขนาดเล็กปรากฏขึ้นขนานกับแนวของเหล็กเสริมตามยาว รอยร้าวเหล่านี้มักจะเกิดขึ้นก่อนในคอนกรีตส่วนที่ห่อหุ้มเหล็กเสริม เนื่องจากการที่สนิมเกิดขึ้นอย่างสม่ำเสมอไม่ว่าจะเป็นคอนกรีตเสริมเหล็กหรือคอนกรีตอัดแรง เปรียบเสมือนเป็นการเตือนล่วงหน้าก่อนที่เหล็กเสริมจะเสียหายมาก

ถ้าปริมาณคลอไรด์ถูกสะสมอยู่บริเวณผิวเหล็ก หรือปริมาณน้ำและออกซิเจนถูกจำกัดอยู่ในตำแหน่งใดตำแหน่งหนึ่งบนผิวเหล็กเสริมจะทำให้สนิมเกิดขึ้นเป็นหย่อม ซึ่งจะทำให้พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมในบริเวณนี้ลดลงไปอย่างมาก ในขณะที่เหล็กเสริมในส่วนอื่นจะไม่เกิดสนิม รอยร้าวในโครงสร้างหรือรูพรุนต่างๆที่ผิวคอนกรีต มีส่วนส่งเสริมให้เกิดสนิมแบบเป็นหย่อม เนื่องจากรอยแยกเหล่านี้เป็นอีกปัจจัยหนึ่งที่ช่วยให้การเกิดสนิม

การเกิดสนิมในเหล็กเสริม และการหลุดร่อนของคอนกรีตทำให้เกิดการลดทอนความสามารถของการรับกำลังวิบัติและที่สำคัญคือ การลดความแข็งแรง (Stiffness) และความเหนียว (Ductility) ขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก อันเนื่องจากการสูญเสียหรือการเสียหายของแรงยึดเหนี่ยวระหว่างผิวสัมผัสของเหล็กเสริมและคอนกรีต อิทธิพลของการเกิดสนิมในเหล็กเสริมที่มีต่อพฤติกรรมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กแสดงในภาพที่ 1

ผลของการเกิดสนิมในเหล็กเสริม

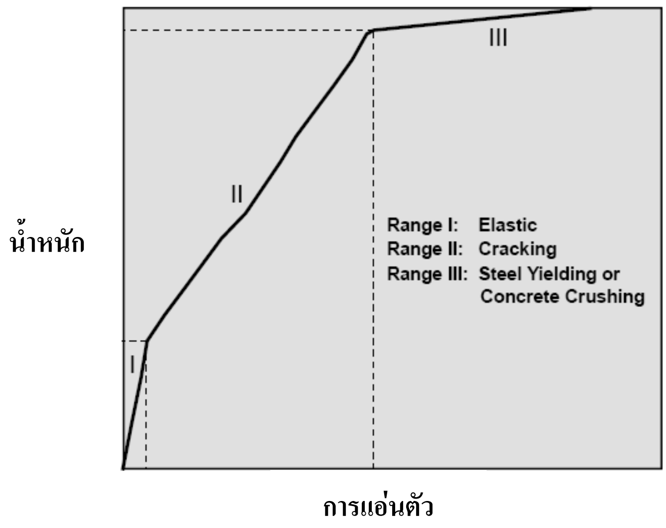
เหล็กเสริม	คอนกรีต	แรงยึดเหนี่ยว
สูญเสียพื้นที่หน้าตัดหรือลดกำลังทางกล	เกิดรอยแตกร้าวและหลุดร่อนของคอนกรีตส่วนที่หุ้มเหล็ก	สูญเสียกำลังยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม

ลดทอนความสามารถในการรับน้ำหนักของโครงสร้าง

ภาพที่ 1 อิทธิพลของสนิมในเหล็กเสริมต่อพฤติกรรมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

พฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

คอนกรีตเสริมเหล็กประกอบด้วยวัสดุที่มีความแตกต่างกันสองชนิด คือ คอนกรีต และเหล็ก คุณสมบัติทางวัสดุของเหล็กสามารถพิจารณาให้เป็นเนื้อวัสดุเดียว (Homogeneous) ได้ ในส่วนของคอนกรีตจะมีส่วนผสมของวัสดุต่างๆ ที่ประกอบกันขึ้นมาเป็นคอนกรีต ได้แก่ ซีเมนต์ มอร์ต้า และมวลรวม ซึ่งวัสดุเหล่านี้มีความแตกต่างกันทางวัสดุทั้งสิ้น โดยเหตุนี้จึงทำให้ไม่สามารถที่จะกำหนดคุณสมบัติของคอนกรีตอย่างแน่นอนได้ อย่างไรก็ตามเพื่อความสะดวกในการวิเคราะห์และออกแบบบ่อยครั้งมักจะพิจารณาเป็นวัสดุเนื้อเดียว เนื่องมาจากพฤติกรรมทางวัสดุของคอนกรีตภายใต้แรงอัดอยู่ในสภาวะไม่เชิงเส้นจึงเป็นสาเหตุให้พฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กอยู่ในสภาวะไม่เชิงเส้นด้วย (Nonlinear) ดังแสดงในภาพที่ 2



ภาพที่ 2 ความสัมพันธ์ของน้ำหนักและการแอ่นตัวของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

ที่มา: Filippou (1990)

จากภาพจะเห็นได้ว่าพฤติกรรมของคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้การรับแรงดัดนั้นอยู่ในสภาวะที่ไม่เป็นเส้นตรง ซึ่งสามารถแบ่งพฤติกรรมที่เกิดขึ้นออกได้เป็น 3 ช่วงคือ ช่วงแรก ความสัมพันธ์มีลักษณะเป็นเส้นตรง (Linear) จนกระทั่งคานเริ่มเกิดรอยร้าว (First crack) พฤติกรรมจะเริ่มเข้าสู่สภาวะไม่เชิงเส้น (Nonlinear) คอนกรีตจะเริ่มแตกร้าวมากขึ้นเรื่อยๆ จนกระทั่งเหล็กเสริมรับแรงที่อยู่ระหว่างรอยแตกร้าวถึงจุดคราก (Yield) ถือเป็นพฤติกรรมช่วงสุดท้ายของคาน ในช่วงนี้การแอ่นตัวของคานจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วแม้ว่าจะน้ำหนักบรรทุกเพิ่มเพียงเล็กน้อย

นอกจากนี้แล้วพฤติกรรมความไม่เป็นเส้นตรงของคอนกรีตยังมีสาเหตุมาจากผลของ Bond-slip ระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตที่หุ้มอยู่โดยรอบ การประสานกันของมวลรวมบริเวณรอยร้าว รวมไปถึงผลกระทบที่ขึ้นกับเวลา เช่น การคืบ การหดตัวเนื่องจากอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลง ปัจจัยทั้งหมดที่กล่าวมานั้นส่งผลต่อพฤติกรรมความไม่เชิงเส้นของคอนกรีตทั้งสิ้น

อิทธิพลของการเกิดสนิมต่อกำลังรับแรงดัด

ความสามารถในการรับโมเมนต์ของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งเสริมเหล็กต่ำกว่าสมดุล (Under-reinforced) นั้นขึ้นอยู่กับกำลังของเหล็กเสริม ดังนั้นการสูญเสียมวลของเหล็กเสริมจึงเป็นจุดที่ต้องระมัดระวังซึ่งต้องได้รับการพิจารณาเป็นพิเศษ การเกิดสนิมเป็นสาเหตุสำคัญของการสูญเสียพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริม โดยทั่วไปการเกิดสนิมในเหล็กเสริมจะเกิดแบบสม่ำเสมอตามความยาวของเหล็ก ซึ่งส่งผลสองประการคือ ประการแรก ทำให้พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมลดลง ประการที่สอง ทำให้เกิดความไม่ต่อเนื่องของผิวเหล็กเสริม ผลทั้งสองประการนี้ จะไปลดกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมเป็นสัดส่วนกับการลดลงของพื้นที่หน้าตัดเหล็ก ดังนั้นเมื่อเกิดสนิมมากขึ้นพื้นที่หน้าตัดเหล็กยิ่งลดลง ซึ่งนอกจากจะทำความเสียหายต่อแรงยึดเหนี่ยวแล้ว ยังส่งผลต่อความสามารถในการรับโมเมนต์ของโครงสร้างนั้นด้วย พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมจะลดน้อยลงจนกระทั่งไม่สามารถรับแรงกระทำได้อีกต่อไปเป็นผลให้โครงสร้างพังทลาย

การเกิดสนิมในเหล็กเสริมมีผลต่อคุณสมบัติทางกลของเหล็กเสริมน้อยมาก แต่จะส่งผลในคุณสมบัติทางกลของคอนกรีต โดยผลของสนิมที่เกิดขึ้นจะทำให้เกิดหน่วยแรงดึงภายในคอนกรีต ซึ่งคอนกรีตไม่สามารถรับได้เนื่องมาจากข้อจำกัดของความสามารถในการรับแรงดึงของคอนกรีต ส่งผลให้เกิดรอยร้าวไปตามความยาวของเหล็กเสริม รอยร้าวเหล่านี้จะลดแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีต เนื่องจากหน่วยแรงในคอนกรีตไม่สามารถถูกถ่ายทอดไปยังเหล็กเสริมได้อย่างเหมาะสม จึงทำให้ส่งผลกระทบต่อการใช้งานและกำลังวิบัติของโครงสร้าง

ระดับการเกิดสนิม

ระดับของการเกิดสนิม (Corrosion level) พิจารณาจากน้ำหนักที่สูญเสียไปของเหล็กเสริมเทียบกับน้ำหนักของเหล็กเสริมก่อนเกิดสนิม เปอร์เซ็นต์น้ำหนักที่สูญเสียไป (Weight loss) ของเหล็กเสริมสามารถหาได้จากความสัมพันธ์

$$\text{เปอร์เซ็นต์น้ำหนักที่สูญเสียไป} = \frac{W_i - W_f}{W_i} \times 100 \quad (1)$$

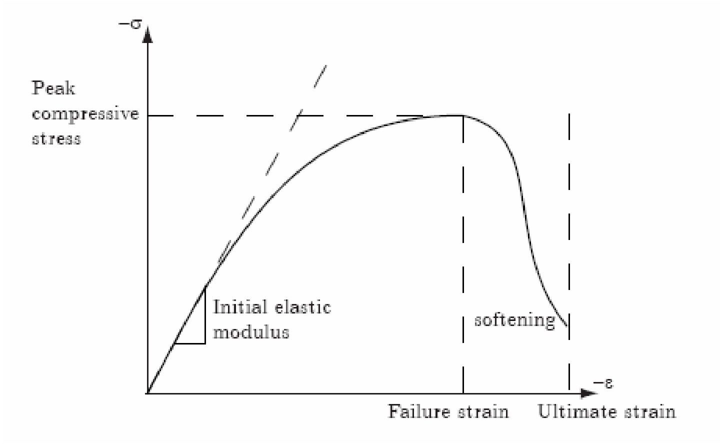
เมื่อ W_i = น้ำหนักเหล็กเสริมก่อนเกิดสนิม

W_f = น้ำหนักเหล็กเสริมหลังเกิดสนิม

พฤติกรรมของคอนกรีต

1. แรงอัด

คอนกรีตมีคุณสมบัติเด่นในด้านการรับแรงอัด จากการทดสอบแสดงให้เห็นว่าคอนกรีตมีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นในการทดสอบการรับแรงอัดในแกนเดียว ดังแสดงในภาพที่ 3 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด จะเป็นเส้นตรงจนถึงประมาณ 30 เปอร์เซ็นต์ของกำลังอัดประลัย หลังจากนั้นจะค่อยๆเพิ่มขึ้นประมาณ 70 ถึง 75 เปอร์เซ็นต์ของกำลังอัดประลัย ในช่วงนี้ความเครียดจะตั้งฉากกับการเพิ่มน้ำหนักซึ่งนำไปสู่เพิ่มการแตกร้าวระหว่างมวลรวมกับซีเมนต์เพลส์ในทิศทางของการเพิ่มน้ำหนัก ด้วยเหตุนี้ทำให้ความแข็งแรงลดลง นำไปสู่ความสัมพันธ์แบบไม่เชิงเส้นระหว่างความเค้น-ความเครียด ซึ่งเมื่อเพิ่มน้ำหนักต่อไปการแตกร้าวก็จะเพิ่มมากขึ้น หลังจากที่ถึงค่าสูงสุด ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดจะลดลงซึ่งถูกกำหนดโดยซอฟเฟนนิ่ง การวิบัติแบบอัดแตก (Crushing) จะเกิดขึ้นที่ความเครียดประลัย (Ultimate strain)

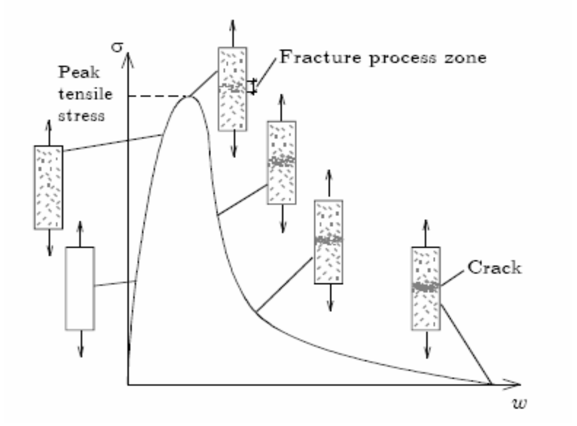


ภาพที่ 3 พฤติกรรมการรับแรงอัดในแกนเดียวของคอนกรีต

ที่มา: Malm (2006)

2. แรงดึง

คอนกรีตมีกำลังต้านทานแรงดึงต่ำมาก เฉลี่ยประมาณ 10% ของกำลังต้านทานแรงอัด การวิบัติแบบแรงดึงในคอนกรีต มีสาเหตุมาจากการเพิ่มขนาดและจำนวนของรอยแตกร้าวขนาดเล็ก (Micro crack) ซึ่งรอยแตกขนาดเล็กเหล่านี้ส่งผลให้เกิดความเสียหายเบื้องต้นทำให้วัสดุอ่อนลงและส่งผลให้เกิดความเค้นมหาศาลระหว่างมวลรวมและซีเมนต์เพลส์ ในการทดสอบการรับแรงดึงของคอนกรีต การยืดหดตัวของคอนกรีตจะถูกควบคุมโดย Tensile stress ที่เพิ่มขึ้นรวมถึงการเพิ่มขึ้นของขนาดของรอยแตกร้าว จนกระทั่ง Tensile stress ถึงจุดสูงสุด ดังแสดงในภาพที่ 4 หลังจากนี้ Tensile stress จะลดลงจนกระทั่งคอนกรีตเกิดการวิบัติ ซึ่งจากภาพจะเห็นว่าช่วงก่อนเกิด Peak Tensile stress รอยแตกร้าวจะมีขนาดเล็กและกระจายไปทั่วแท่งตัวอย่าง ที่จุด Peak Tensile stress นี้ รอยแตกร้าวจะขยายตัวมากขึ้นแต่ยังอยู่ในขอบเขตที่เรียกว่า Fracture process zone ซึ่งหลังจากนี้รอยแตกร้าวทั้งหมดจะเกิดขึ้นภายใน Fracture process zone ซึ่งการเพิ่มของการยืดตัวเป็นสาเหตุนำไปสู่การเพิ่มของขนาดและจำนวนของรอยแตกร้าว หลังจากจุดนี้กราฟของความเค้น-การยืดตัวจะลดลงเนื่องจากคุณสมบัติของวัสดุที่อ่อนลง



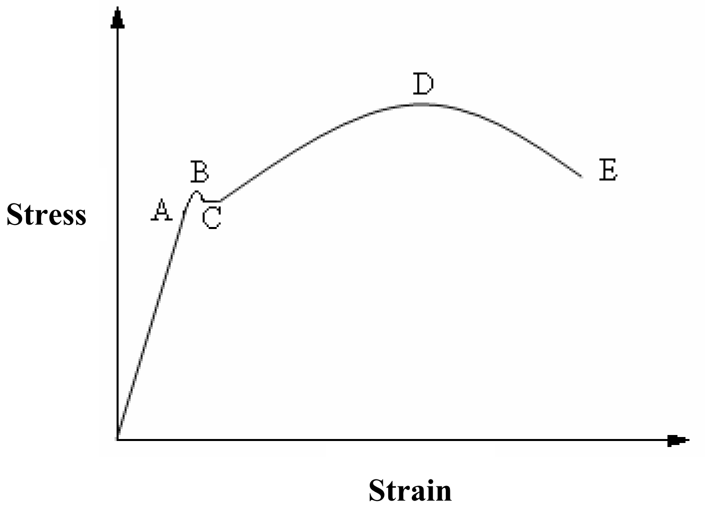
ภาพที่ 4 รูปแบบรอยแตกร้าวขนาดเล็กของคอนกรีตภายใต้แรงดึง

ที่มา: Malm (2006)

พฤติกรรมของเหล็กเสริม

เหล็กเสริม (Reinforcement หรือ Rebars) ที่ใช้ในงานก่อสร้างเป็นเหล็กกล้าละมุน (Mild steel) มีปริมาณคาร์บอนผสมอยู่ต่ำ ผลิตแบบรีดร้อน (Hot rolled) มีทั้งแบบหน้าตัดกลมแบบเรียบและแบบหน้าตัดกลมแต่มีบั้งหรือปล้อง เรียกว่าเหล็กข้ออ้อย คุณสมบัติของเหล็กเสริมแตกต่างจากคอนกรีต ซึ่งโดยทั่วไปแล้วคุณสมบัติของเหล็กเสริมจะไม่ขึ้นอยู่กับสภาวะแวดล้อมหรือเวลา ดังนั้นความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดของเหล็กเสริมจึงมีความแตกต่างกับคอนกรีต

กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดของเหล็กเสริมได้มาจากการนำชิ้นตัวอย่างยาวท่อนละ 90 ซม. มาทดสอบโดยการดึงตามวิธีมาตรฐานโดยการดึงอย่างต่อเนื่องครั้งเดียวจนถึงจุดวิบัติ เมื่อนำผลทดสอบมาเขียนกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึง-หน่วยการยืดตัวจะได้ดังภาพที่ 5



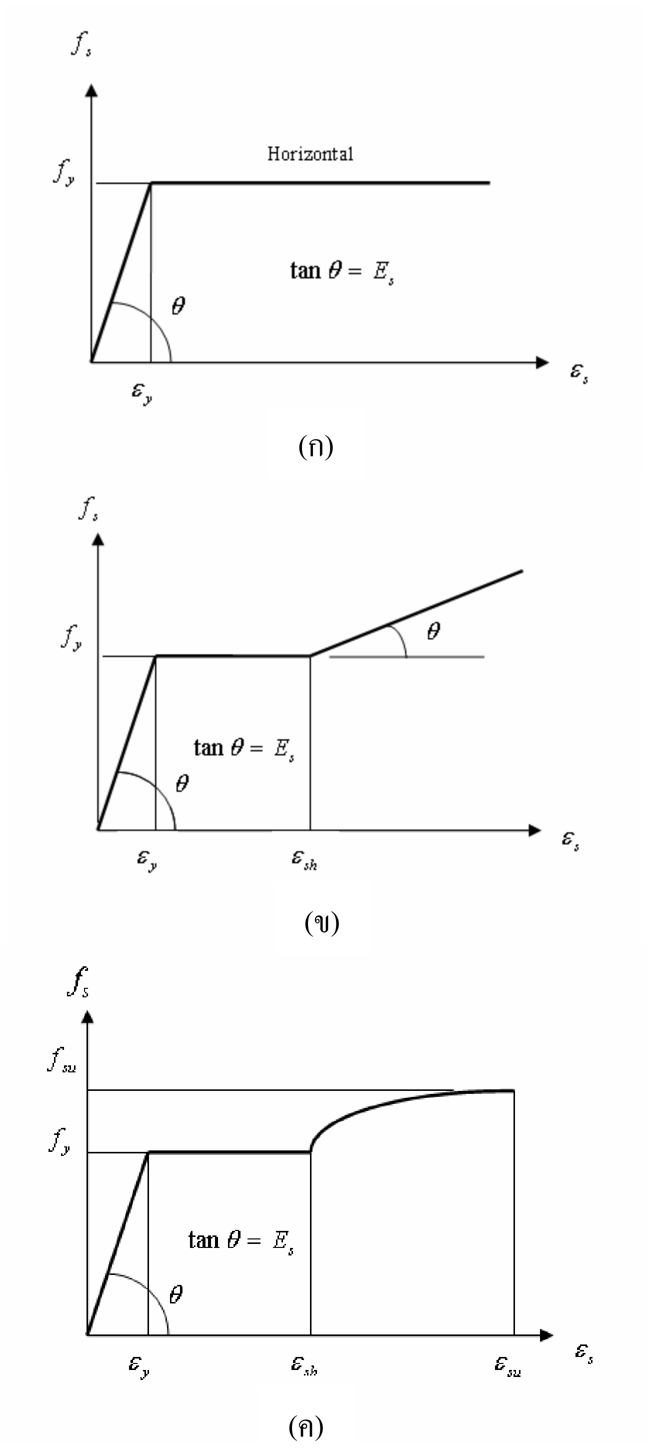
ภาพที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดของเหล็กเสริม

จากกราฟจะเห็นว่าขณะที่หน่วยแรงดึงยังอยู่ในช่วงอีลาสติกหรือช่วงยืดหยุ่นของเหล็กเสริม หน่วยแรงดึงเป็นสัดส่วนโดยตรงกับหน่วยการยืดตัวของเหล็กเสริมนั้นตามกฎของฮุค การยืดตัวของเหล็กเสริมในช่วงยืดหยุ่นนี้ค่อนข้างน้อย และสามารถหดตัวกลับมาตามแนวเดิมได้หากเลิกดึง (จุด A) เมื่อแรงดึงกระทำมากขึ้นจนกระทั่งหน่วยแรงที่เหล็กเสริมเริ่มคราก (Yield point) จุดนี้ถือเป็นจุดสิ้นสุดของอีลาสติก เหล็กเสริมจะเริ่มถูกดึงยืดออกขณะที่แรงดึงกระทำมีค่า

ค่อนข้างคงที่ เรียกหน่วยแรง ณ จุดนี้ว่าหน่วยแรงที่จุดคราก (Yield strength) หรือจุดยืด ซึ่งในบางครั้งอาจพบว่ามีทั้งจุดครากบน (Upper yield point, จุด B) และจุดครากล่าง (Lower yield point, จุด C) ตำแหน่งของจุดครากบนไม่แน่นอนขึ้นกับอัตราเร่งของแรงดึงและขนาดหน้าตัดของเหล็กเสริม โดยปกติถือว่าจุดครากล่างเป็นหน่วยแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเสริมที่แท้จริง ช่วงที่หน่วยการยืดตัวของเหล็กเสริมเพิ่มมากขึ้นขณะที่หน่วยแรงดึงมีค่าค่อนข้างคงที่เรียกว่าช่วงพลาสติก เหล็กเสริมที่มีกำลังครากต่ำจะมีช่วงพลาสติกยาวกว่าเหล็กเสริมที่มีกำลังครากสูง ถัดจากช่วงนี้เหล็กเสริมจะมีพฤติกรรมใหม่ซึ่งสามารถรับแรงดึงเพิ่มได้อีก เรียกช่วงนี้ว่าการแข็งตัวเพิ่ม (Strain hardening) เมื่อเหล็กเสริมรับแรงดึงจนกระทั้งถึงกำลังสูงสุดของเหล็กเสริมนั้น (Ultimate tensile strength, จุด D) หน่วยแรงดึงจะค่อยๆลดลงและหน้าตัดของเหล็กเสริมเริ่มมีคอคอดเกิดขึ้นและเล็กลงตามลำดับ จนกระทั้งถึงจุดที่เหล็กเสริมถูกดึงและขาดออกจากกัน (จุด E)

เนื่องจากเหล็กเสริมที่นำไปใช้ในการก่อสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็กอยู่ในรูปแบบของเหล็กเส้น ซึ่งไม่จำเป็นต้องใช้ความสัมพันธ์ระหว่าง ความเค้น-ความเครียดแบบหลายแกน ในการศึกษาพฤติกกรมพฤติกรรมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก มักจะใช้กราฟหน่วยแรงและความเครียดสมมุติแทนกราฟที่ได้จากการทดสอบ ดังแสดงในภาพ 6

ในวิทยานิพนธ์นี้ใช้กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดสมมุติ ดังแสดงในภาพที่ 6(ก) Elastic Perfectly plastic approximation โดยจะสมมุติให้เหล็กเสริมมีคุณสมบัติทางวัสดุเป็นแบบอีลาสติก-พลาสติกโดยสมบูรณ์ (Elastic-Perfectly plastic material) ไม่พิจารณาพฤติกรรมการแข็งตัวเพิ่มของเหล็กเสริม (Neclect strain hardening)



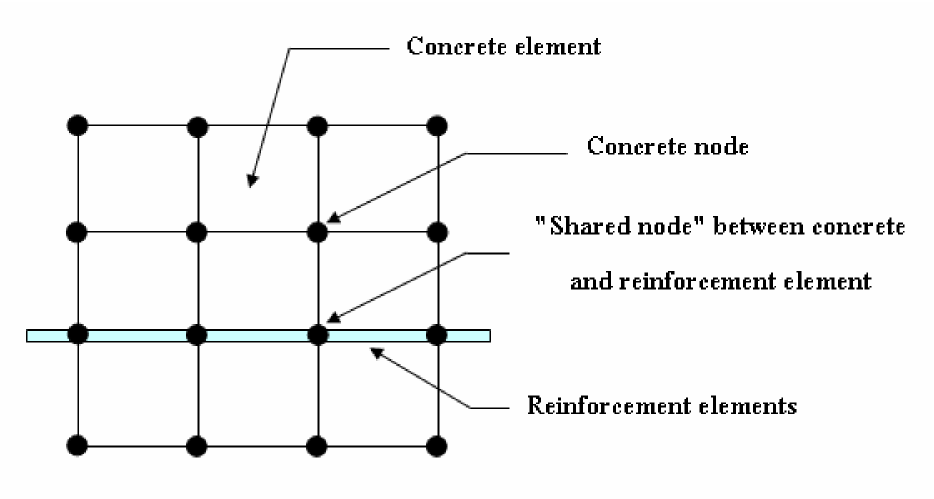
ภาพที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดสมมุติของเหล็กเสริม: (ก) Elastic Perfectly plastic approximation, (ข) Trilinear approximation, (ค) Complete curve

แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของเหล็กเสริม

เทคนิคการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของเหล็กเสริมในโครงสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็กมีอยู่ด้วยกัน 3 วิธีคือ

1. Discrete Model

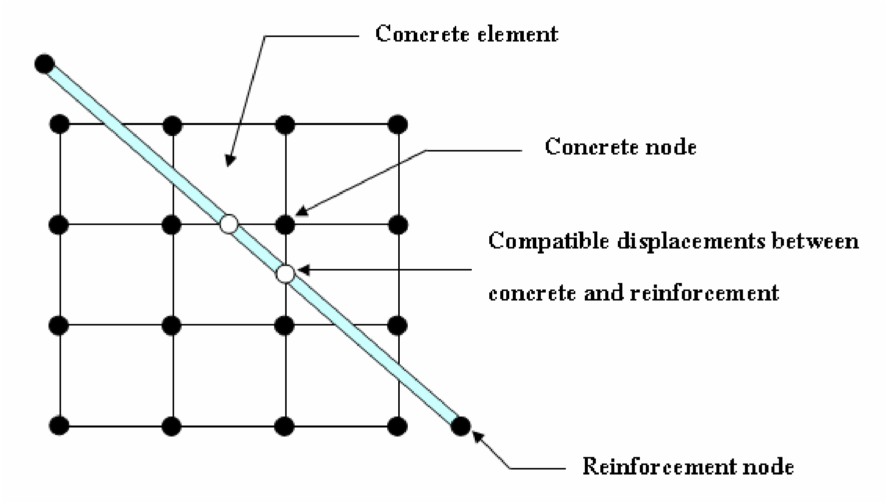
การสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของเหล็กเสริมด้วยวิธีนี้เป็นที่นิยมใช้กันอย่างกว้างขวาง โดยเอลิเมนต์ของเหล็กเสริมที่ใช้ในแบบจำลองชนิดนี้จะเป็นแบบแท่ง (Bar element) หรือแบบคาน (Beam element) ในหนึ่งเอลิเมนต์ย่อย มี 2 จุดต่อ (Node) แต่ละจุดต่อจะมีความอิสระในการเคลื่อนที่ (DOF) ได้ใน 3 ทิศทาง เชื่อมต่อกับ Concrete node โดยจุดต่อของเอลิเมนต์เหล็กเสริมและจุดต่อของเอลิเมนต์คอนกรีตจะอยู่ในตำแหน่งเดียวกัน จุดเด่นของแบบจำลองนี้คือการวางตำแหน่งเหล็กเสริมถูกต้องตามความเป็นจริง แต่ก็มีข้อเสียคือ Concrete mesh จะถูกจำกัดโดยตำแหน่งของเหล็กเสริม รวมถึงปริมาตรของคอนกรีตจะไม่ถูกหักออกจากปริมาตรของเหล็กเสริม แบบจำลอง Discrete Model ของเหล็กเสริมแสดงในภาพที่ 7 ซึ่งในวิทยานิพนธ์นี้เหล็กเสริมจะถูกสร้างโดยใช้แบบจำลองนี้



ภาพที่ 7 แบบจำลอง Discrete Model

2. Embedded Model

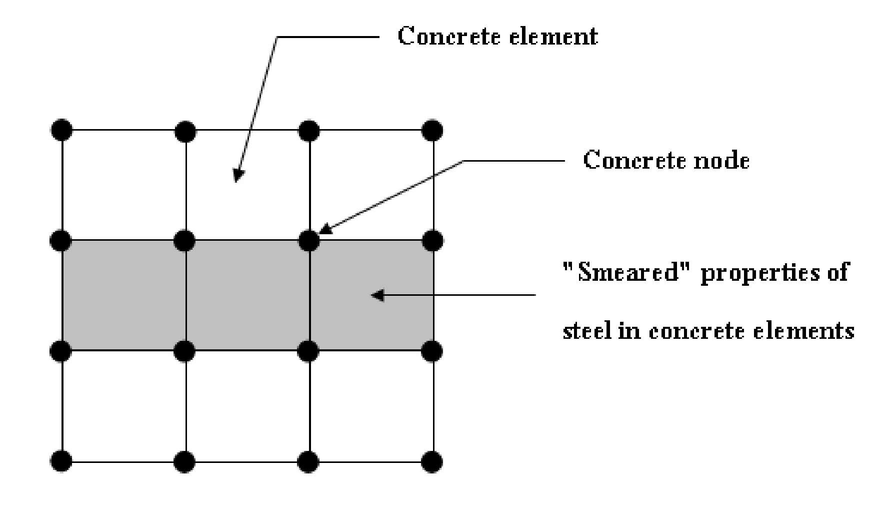
การสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของเหล็กเสริมด้วยวิธีนี้จะช่วยลดข้อจำกัดของการแบ่งเอลิเมนต์ของเหล็กเสริมได้ดีขึ้น เนื่องจาก Stiffness ของเหล็กเสริมจะถูกแยกหาค่าต่างหากจากเอลิเมนต์ของคอนกรีต แบบจำลองนี้ถูกสร้างขึ้นโดยการเคลื่อนตำแหน่งของเหล็กเสริมจะสอดคล้องกับคอนกรีตที่หุ้มอยู่รอบเหล็กเสริมนั้น แบบจำลองนี้เหมาะสำหรับคอนกรีตที่เสริมเหล็กแบบซับซ้อน อย่างไรก็ตามแบบจำลองชนิดนี้จะทำให้จุดต่อและความอิสระในการเคลื่อนที่ (DOF) เพิ่มมากขึ้น ดังนั้นจึงทำให้การคำนวณใช้เวลามากขึ้นไปด้วย แบบจำลอง Embedded Model ของเหล็กเสริมแสดงในภาพที่ 8



ภาพที่ 8 แบบจำลอง Embedded Model

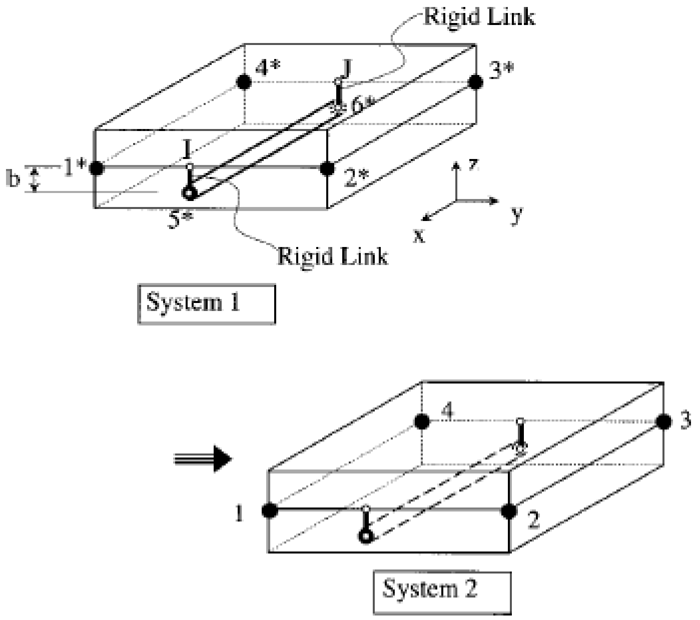
3. Smeared Model

การสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของเหล็กเสริมด้วยวิธีนี้จะกำหนดให้เหล็กเสริมจะกระจายอย่างสม่ำเสมอในบริเวณเนื้อคอนกรีตที่ได้กำหนดไว้ในการ Mesh ของไฟไนต์เอลิเมนต์ วิธีนี้จะใช้สำหรับ Large-Scale Model ซึ่งเหล็กเสริมไม่มีผลต่อพฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้างทั้งหมด แบบจำลอง Smeared Model ของเหล็กเสริมแสดงในภาพที่ 9



ภาพที่ 9 แบบจำลอง Smeared Model

นอกจากวิธีการจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของเหล็กเสริมแบบ Microscorpic ที่กล่าวไปแล้ว ยังสามารถสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของเหล็กเสริมได้โดยการใช้เอลิเมนต์ชนิดใหม่ ซึ่งง่ายต่อการใช้งานและมีประสิทธิภาพ สามารถช่วยลดจำนวนจุดต่อ (Node) และความอิสระในการเคลื่อนที่ (Degree of freedom) ของแบบจำลองได้ ส่งผลให้ประหยัดเวลาในการคำนวณให้รวดเร็วขึ้น อีกทั้งยังไม่ต้องแบ่งเอลิเมนต์ออกเป็นเอลิเมนต์ย่อยๆ แบบจำลองดังกล่าวถูกเสนอโดย Phuvoravan (2005) การสร้างแบบจำลองทำได้โดยเอลิเมนต์ของเหล็กเสริมจะถูกแทนด้วย Euler beam element เอลิเมนต์ของคอนกรีตจะถูกแทนด้วย Kirchhoff shell element 4 จุดต่อ การเชื่อมยึดระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตจะใช้เอลิเมนต์แบบ Rigid link โดยวิธีการแปลงของ Rigid link ซึ่งเชื่อมระหว่างเอลิเมนต์จะทำให้สามารถลดจุดต่อทั้งสองระหว่างเหล็กเสริมลงได้ โดยพฤติกรรมของวัสดุจะถูกเก็บไว้ในเอลิเมนต์เดียว (Embedded) เอลิเมนต์นี้สามารถตอบสนองพฤติกรรมไม่เชิงเส้น (Nonlinearity) ได้ เทคนิคการสร้างจำลองนี้เรียกว่า Macroscorpic การจำลองเอลิเมนต์เหล็กเสริมและการรวมจุดต่อแสดงระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตแสดงในภาพที่ 10



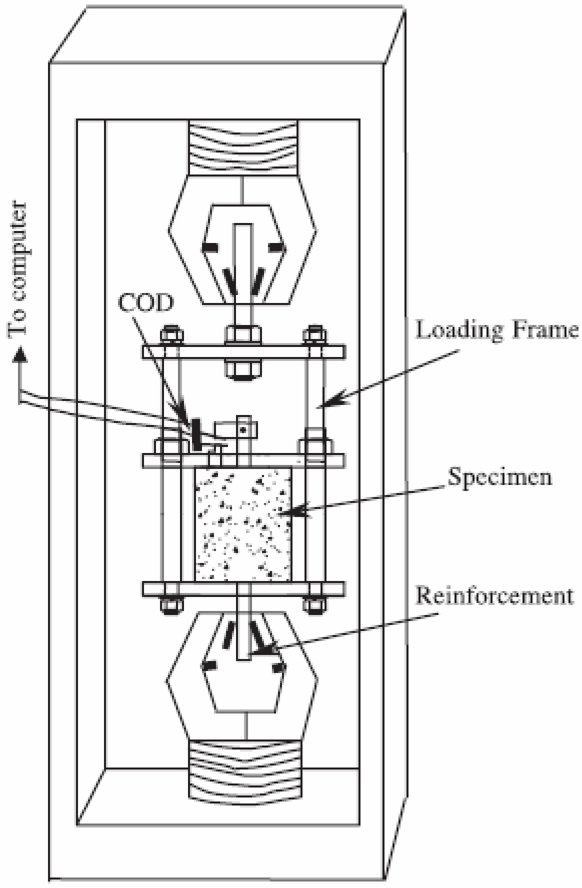
ภาพที่ 10 การจำลองเอลิเมนต์เหล็กเสริมและการรวมจุดต่อแสดงระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต

ที่มา: Phuvoravan (2005)

พฤติกรรมของแรงยึดเหนี่ยว

แรงยึดเหนี่ยว (Bond) คือ ผลของแรงปฏิสัมพัทธ์ (Interaction) ระหว่างเหล็กเสริม และคอนกรีตที่หุ้มเหล็กอยู่โดยรอบ การถ่ายแรงจากเหล็กไปสู่คอนกรีตเกิดจากกลไกที่แตกต่างกัน 3 อย่าง คือ (1) แรงยึดเหนี่ยวทางปฏิกิริยาทางเคมี (Chemical adhesion) ระหว่างซีเมนต์เพสต์กับผิวของเหล็กเสริม (2) แรงเสียดทานและผลของมวลเม็ดทรายขนาดเล็กที่เข้าไปขัด (Wedging action) อยู่ระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตที่อยู่โดยรอบและ (3) แรงทางกลระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริม (Mechanical interlock) แรงยึดเหนี่ยวของเหล็กเส้นกลมโดยส่วนใหญ่จะได้มาจาก (1) กับ (2) ส่วนเหล็กข้ออ้อยจะมีแรงยึดเหนี่ยวดีกว่าเหล็กเส้นกลมเนื่องจาก แรงส่วนใหญ่ในเหล็กจะถูกถ่ายผ่านบั้ง (Lugs) ของเหล็กสู่คอนกรีต แรงเสียดทานและแรงยึดเหนี่ยวจะลดลงเมื่อเหล็กเสริมเริ่มเกิดการครูดหรือลื่นหลุด (Slip)

หน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Bond stress) ในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเกิดขึ้นจากการเฉือนระหว่างผิวสัมผัสของเหล็กเสริมกับคอนกรีตที่หุ้มห่อโดยรอบในขณะที่มีการรับและถ่ายแรงระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมนั้น นั่นคือ หน่วยแรงยึดเหนี่ยวมีค่าเท่ากับแรงเฉือนต่อหน่วยพื้นที่รอบผิวสัมผัสของเหล็กเสริม Bond-slip คือ ความสัมพันธ์ของการเคลื่อนที่ระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต โดยทั่วไปสามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างแรงยึดเหนี่ยวและค่า Slip ของเหล็กเสริมได้จากการทดสอบ แบบ Pullout Test ซึ่งการทดสอบดังกล่าว เป็นที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลายเนื่องจากมีขั้นตอนรวมถึงวิธีการทดสอบที่ง่าย รายละเอียดการทดสอบแสดงในภาพที่ 11



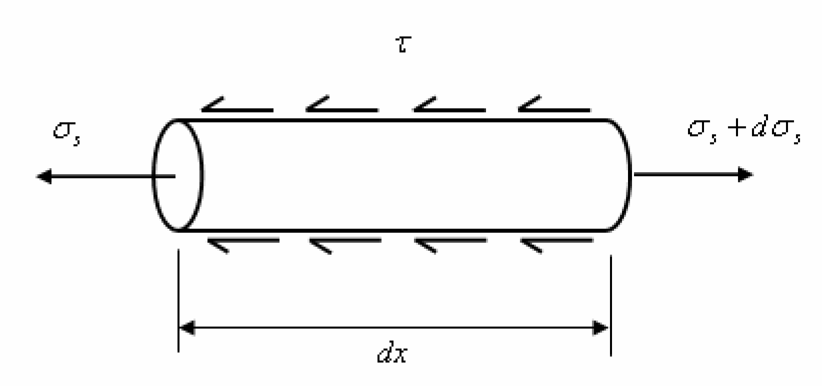
ภาพที่ 11 การทดสอบหาความสัมพันธ์ของ Bond-Slip

ที่มา: Fang (2004)

เมื่อพิจารณาแรงสมดุลในชิ้นส่วนของเหล็กเสริมที่มีความยาว dx ดังแสดงในภาพที่ 12 สามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและหน่วยแรงในเหล็กเสริมได้จากความสัมพันธ์ดังสมการที่ 2

$$\tau = \frac{A_s}{\sum_0} \times \frac{d\sigma}{dx} \tag{2}$$

เมื่อ τ คือ หน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Bond stress) ที่ผิวของเหล็กเสริม, $\sum_0$ คือ เส้นรอบรูปของเหล็กเสริม, A_s คือ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริม และ $d\sigma$ คือ ความแตกต่างระหว่างหน่วยแรงในเหล็กเสริมเมื่อเทียบกับความยาว dx



ภาพที่ 12 แรงยึดเหนี่ยวในเหล็กเสริม

แบบจำลองพฤติกรรมแรงยึดเหนี่ยว

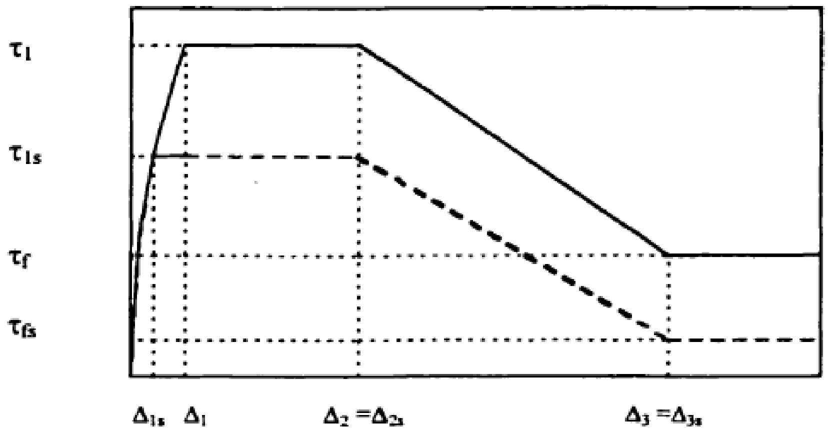
1. Eligehausen Model

แบบจำลองพฤติกรรมแรงยึดเหนี่ยว Eligehausen Model ถูกเสนอโดย Eligehausen, Popov และ Bertero ในปี 1983 เป็นแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและการครูดหรือลื่นหลุดของเหล็กเสริม (Bond-slip) ซึ่งได้จากการทดสอบแบบ Pullout Test ซึ่งรายละเอียดของแบบจำลองมีดังนี้

ภายใต้การเพิ่มน้ำหนักแบบสม่ำเสมอ (Monotonically) ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและค่า Slip ของเหล็กเสริมที่ได้จากการวิบัติแบบ Pull-out failure จะมีลักษณะดังในภาพที่ 13 ซึ่งสามารถเขียนความสัมพันธ์ที่เกิดขึ้นได้ดังต่อไปนี้

$$\tau = \tau_1(\Delta / \Delta_1)^{\alpha} \qquad \text{สำหรับ} \quad \Delta \le \Delta_1 \tag{3}$$

เมื่อ τ_1 คือ หน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุด, และ Δ_1 คือ Bond-slip ที่สอดคล้องกับหน่วยแรงยึดเหนี่ยว $\tau = \tau_1$



ภาพที่ 13 ความสัมพันธ์ระหว่าง Bond stress และ Slip ของ Eligehausen Model (1983)

ที่มา: Eligehausen (1983)

ความสัมพันธ์ในช่วงที่สองนี้ $\tau = \tau_2 = \tau_1$ สอดคล้องกับขอบเขตของค่า Slip ในช่วง $\Delta_1 \le \Delta \le \Delta_2$

$$\tau = \tau_2 \qquad \text{สำหรับ} \quad \Delta_1 \le \Delta \le \Delta_2 \tag{4}$$

ความสัมพันธ์ในช่วงที่สามจะเป็นเส้นตรง ค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจะลดลง $\tau = \tau_f$ ค่า Slip จะเกิดขึ้นที่ $\Delta = \Delta_3$

$$\tau = \tau_2 - (\Delta - \Delta_2)/(\Delta_3 - \Delta_2)(\tau_2 - \tau_f) \qquad \text{สำหรับ } \Delta_2 \le \Delta \le \Delta_3 \tag{5}$$

ความสัมพันธ์ในช่วงที่สี่จะอยู่ในแนวนาบโดยที่ค่า หน่วยแรงยึดเหนี่ยวจะมีค่าคงที่ $\tau = \tau_f$

$$\tau = \tau_f \qquad \text{สำหรับ } \Delta \ge \Delta_3 \tag{6}$$

เมื่อ

$$\tau_1 = \tau_2 = (20 - d/4)(f_c^{'}/30)^{0.5} \qquad \text{(MPa)} \tag{7}$$

$$\tau_f = (5.5 - 0.7S/H)(f_c^{'}27.6)^{0.5} \qquad \text{(MPa)} \tag{8}$$

$$\Delta_1 = (f_c^{'}/30)^{0.5} \qquad \text{(mm)} \tag{9}$$

$$\Delta_2 = 3.0 \qquad \text{(mm)} \tag{10}$$

$$\Delta_3 = S \tag{11}$$

$$\alpha = 0.4 \tag{12}$$

เมื่อ S และ H คือ ระยะห่างของบั้งเหล็กและความสูงของบั้งเหล็กตามลำดับ

สำหรับการวิบัติแบบปริแยก (Splitting) ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและค่า Slip ที่ได้ จะมีลักษณะเป็นเส้นประแสดงในภาพที่ 12 ซึ่งสามารถเขียนความสัมพันธ์ที่เกิดขึ้นได้ดังต่อไปนี้

$$\tau_{1s} = \tau_{2s} = 0.748(f_c^{'}c/d)^{0.5} \le \tau_1 \qquad \text{(MPa)} \tag{13}$$

$$\tau_{fs} = 0.234(f_c^{'}c/d)^{0.5} \le \tau_f \qquad \text{(MPa)} \tag{14}$$

$$\Delta_{1s} = \Delta_1 e^{(1/\alpha)(\ln \tau 1s/\tau 1)} = (f_c^{'}/30)^{0.5} e^{(1/\alpha)\ln(\tau 1s/\tau 1)} \qquad \text{(mm)} \tag{15}$$

$$\Delta_{2s} = \Delta_2 \tag{16}$$

$$\Delta_{3s} = \Delta_3 \tag{17}$$

เมื่อ c คือ ระยะหุ้มของคอนกรีตที่น้อยที่สุด

τ_{1s} คือ หน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดในการวิบัติแบบ Splitting

Δ_{1s} คือ ค่า Slip ที่สอดคล้องกับหน่วยแรงยึดเหนี่ยว $\tau = \tau_{1s}$

Δ_{2s} คือ ค่า Slip ที่สอดคล้องกับหน่วยแรงยึดเหนี่ยว $\tau = \tau_{2s} = \tau_{1s}$

τ_{fs} คือ หน่วยแรงยึดเหนี่ยวเสียดทานสูงสุดในการวิบัติแบบ Splitting

Δ_{3s} คือ ค่า Slip ที่สอดคล้องกับหน่วยแรงยึดเหนี่ยว $\tau = \tau_{fs}$

2. Mohamed Harjli Model

แบบจำลองพฤติกรรมแรงยึดเหนี่ยว Mohamed Harjli Model ถูกเสนอโดย Mohamed et al. (1995) เป็นแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Bond stress) และการครูดหรือลื่นหลุด (Slip) ของเหล็กเสริม ซึ่งได้จากการทดสอบแบบ Pullout Test ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและการครูดหรือลื่นหลุดของเหล็กเสริมที่ได้จากการวิบัติแบบ pull-out failure จะมีรูปแบบเดียวกับ Eligehausen Model แต่จะแตกต่างกันที่ค่า α ซึ่งแบบจำลองนี้ใช้ค่าเท่ากับ 0.3

$$\tau_1 = \tau_2 = 2.575(f_c^{'})^{0.5} \quad \text{(MPa)} \tag{18}$$

$$\tau_f = 0.35\tau_1 \tag{19}$$

$$\Delta_1 = 0.75\Delta_{\max} \tag{20}$$

$$\Delta_2 = 0.75\Delta_{\max} \tag{21}$$

$$\Delta_3 = S \tag{22}$$

$$\alpha = 0.3 \tag{23}$$

$$\Delta_{\max} = 0.189S + 0.18 \text{ หรือ } \Delta_{\max} = 0.2S \tag{24}$$

สำหรับการวิบัติแบบปริแยก (Splitting) ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและค่า Slip เหล็กเสริมที่ได้ จะมีลักษณะเป็นเส้นประแสดงในภาพที่ 14 ซึ่งสามารถเขียนความสัมพันธ์ที่เกิดขึ้นได้ดังต่อไปนี้

$$\tau = \tau_{1s}(\Delta / \Delta_{1s})^{\alpha} \quad \text{สำหรับ } \Delta \le \Delta_{1s} \tag{25}$$

$$\tau = 0 \tag{26}$$

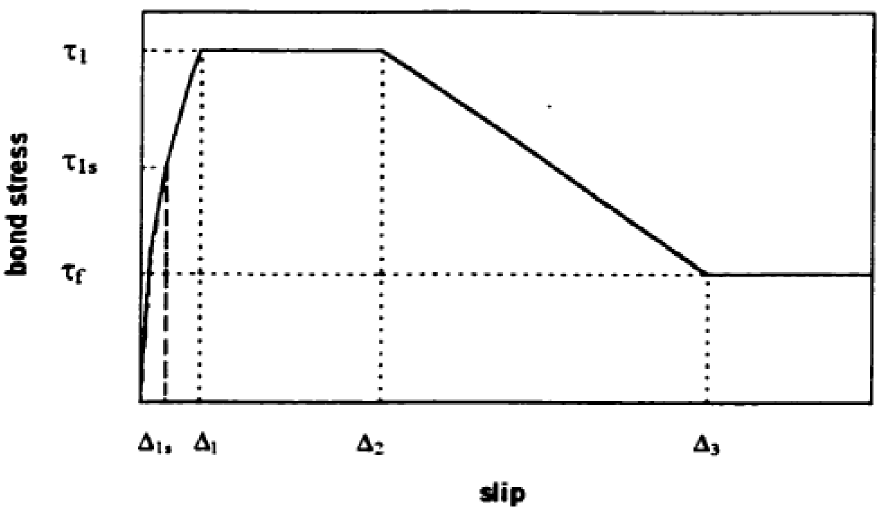
$$\tau_{1s} = (0.249 + 0.291c/d)(f_c^{'})^{0.5} \le \tau_1 \quad \text{(MPa)} \tag{27}$$

$$\Delta_{1s} = \Delta_1 e^{(1/\alpha)(\ln \tau 1s/\tau 1)} = 0.75\Delta_{\max} e^{(1/\alpha)\ln(\tau 1s/\tau 1)} \tag{28}$$

$$\tau_{2s} = \tau_{fs} \tag{29}$$

เมื่อ τ_{1s} คือ หน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดในการวิบัติแบบ Splitting

Δ_{1s} คือ ค่า Slip ที่สอดคล้องกับหน่วยแรงยึดเหนี่ยว $\tau = \tau_{1s}$



ภาพที่ 14 ความสัมพันธ์ระหว่าง Bond stress และ Slip ของ Mohamed Harjli Model (1995)

ที่มา: Harjli (1995)

พฤติกรรมของแรงยึดเหนี่ยวเมื่อเหล็กเสริมเกิดสนิม

การเกิดสนิมในเหล็กเสริมนอกจะจากส่งผลให้พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมลดลงแล้วยังส่งผลให้หน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมลดลงด้วย ซึ่งหากระดับการเกิดสนิมมีค่ามากย่อมส่งผลให้หน่วยแรงยึดเหนี่ยวมีค่าลดลงเป็นอย่างมากด้วย ความสัมพันธ์ระหว่างการเกิดสนิมต่อการลดลงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยว ได้มีผู้ทำศึกษากันอย่างกว้างขวางดังนี้

การหาความสัมพันธ์ระหว่างการเกิดสนิมต่อการลดลงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวโดยทั่วไปจะใช้การทดสอบแบบ Pullout Test ซึ่งได้กล่าวไปแล้วข้างต้น โดย Al-Sulaimani et al. (1990) ได้ทำการหาความสัมพันธ์ระหว่างการเกิดสนิมต่อการลดลงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวโดยใช้แท่งตัวอย่างคอนกรีตทรงลูกบาศก์ขนาด 150 มิลลิเมตร ค่าเฉลี่ยของกำลังรับแรงอัดประลัยที่ 28 วันเท่ากับ 30 MPa ฝังเหล็กเสริมที่ตำแหน่งกึ่งกลางของแท่งตัวอย่างโดยเหล็กเสริมที่ใช้มีขนาด 10, 14 และ 20 มิลลิเมตร มีค่า Yield strength เท่ากับ 450 MPa ทำการศึกษาระดับการเกิดสนิมตั้งแต่ระดับ

0 ถึง 7.8% ผลการศึกษาพบว่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมจะเพิ่มขึ้นเมื่อน้ำหนักของเหล็กเสริมที่เกิดสนิมสูญเสียไปน้อยกว่า 1.5% แต่เมื่อเหล็กเสริมสูญเสียน้ำหนักไปมากกว่า 7.5% หน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตก็แทบจะวัดค่าไม่ได้ ส่วนการทดสอบแบบการรับแรงดัดพบว่าระดับสนิมที่ 1.5% จะไม่มีผลต่อความสามารถในการรับน้ำหนักประลัย แต่ถ้าระดับสนิมมีค่าเป็น 4.5% จะทำให้ความสามารถในการรับน้ำหนักประลัยลดลงไปประมาณ 12% เนื่องจากการสูญเสียพื้นที่หน้าตัดของเหล็ก ต่อมา Rodriguez et al. (1994) ได้ทำการทดสอบหาความสัมพันธ์ระหว่างการเกิดสนิมต่อการลดลงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวโดยใช้แท่งตัวอย่างคอนกรีตทรงลูกบาศก์ขนาด 300 มิลลิเมตร ค่าเฉลี่ยของกำลังรับแรงอัดประลัยที่ 28 วันเท่ากับ 40 MPa ฝังเหล็กเสริมขนาด 16 มิลลิเมตร ที่ตำแหน่งมุมของแท่งตัวอย่างโดยมีระยะหุ้ม 24 มิลลิเมตร มีค่า Yield strength เท่ากับ 590 MPa ทำการศึกษาระดับการเกิดสนิมในรูปแบบของความลึกของการกัดกร่อน ตั้งแต่ 0 มิลลิเมตร ถึง 0.377 มิลลิเมตร ผลการศึกษาพบว่า หากความลึกของการกัดกร่อนมากขึ้น ทำให้หน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตลดลงอย่างต่อเนื่อง

Cabrera (1996) ได้ทำการทดสอบหาความสัมพันธ์ระหว่างการเกิดสนิมต่อการลดลงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวโดยใช้แท่งตัวอย่างคอนกรีตทรงลูกบาศก์ขนาด 150 มิลลิเมตร ฝังเหล็กเสริมขนาด 12 มิลลิเมตร ที่ตำแหน่งกึ่งกลางของแท่งตัวอย่าง โดยระยะฝังต่อเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กมีค่าเท่ากับ 4.0 ทำการศึกษาระดับการเกิดสนิมตั้งแต่ระดับ 0% ถึง 12.6% ผลการศึกษาพบว่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวลดลงอย่างมีนัยสำคัญกับระดับสนิมที่เพิ่มมากขึ้น นอกจากนี้ระดับสนิมยังส่งผลให้การแอ่นตัวของคานมีค่ามากขึ้น โดยที่หากเหล็กเสริมเกิดสนิมที่ระดับ 9% จะทำให้ค่าการแอ่นตัวของคานเพิ่มขึ้นประมาณ 1.5 เท่าของคานที่ไม่เกิดสนิม ในขณะที่ Almusallam และคณะ ได้ศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างการเกิดสนิมต่อการลดลงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวโดยใช้แท่งตัวอย่างคอนกรีตขนาด 150×254 ×279 มิลลิเมตรค่าเฉลี่ยของกำลังรับแรงอัดประลัยที่ 28 วันเท่ากับ 30 MPa ฝังเหล็กเสริมขนาด 12 มิลลิเมตร ที่ตำแหน่งกึ่งกลางของแท่งตัวอย่าง โดยมีระยะฝังเท่ากับ 102 มิลลิเมตร ทำการศึกษาระดับการเกิดสนิมตั้งแต่ระดับ 0 ถึง 80% ผลการศึกษาพบว่าปริมาณสนิมที่ทำให้หน่วยแรงยึดเหนี่ยวเพิ่มขึ้นมีค่าอยู่ระหว่าง 0-4% หากระดับการเกิดสนิมมีค่าอยู่ระหว่าง 4-6% จะทำให้การวิบัติของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวเกิดขึ้นทันที หากเกิดการ Slip ของเหล็กเสริมเพียงเล็กน้อย

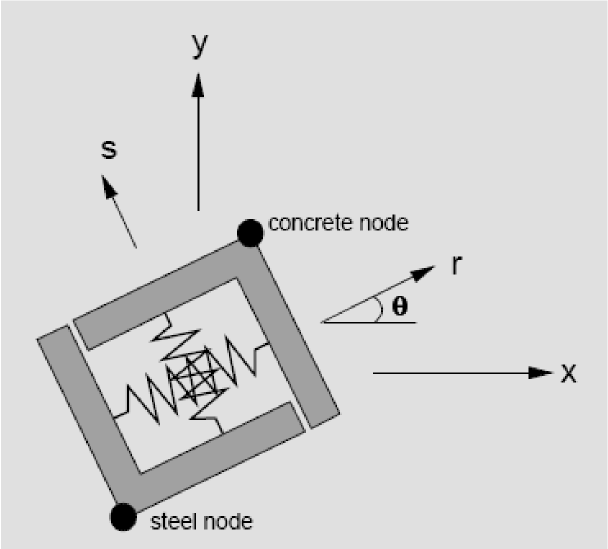
Amleh and Mirza (1999) ได้ทำการทดสอบหาความสัมพันธ์ระหว่างการเกิดสนิมต่อการลดลงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวโดยใช้แท่งตัวอย่างคอนกรีตทรงกลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 100 มิลลิเมตร ยาว 1000 มิลลิเมตร ค่าเฉลี่ยของกำลังรับแรงอัดประลัยที่ 28 วันเท่ากับ 25 MPa ฝังเหล็กเสริมขนาด 19.5 มิลลิเมตร มีค่า Yield strength เท่ากับ 400 MPa ที่ตำแหน่งกึ่งกลางของแท่งตัวอย่าง โดยมีระยะฝังเท่ากับ 1000 มิลลิเมตร ทำการศึกษาระดับการเกิดสนิมตั้งแต่ระดับ 0 ถึง 17.5% ผลการศึกษาพบว่า เมื่อน้ำหนักของเหล็กเสริมที่เกิดสนิมที่ระดับ 4% จะทำให้กำลังของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวลดลงไป 9% แต่หากระดับของการเกิดสนิมมีค่า 17.5% จะทำให้กำลังของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวลดลงไปถึง 92% ปริมาณสนิมที่มากขึ้นจะส่งผลให้ความกว้างของรอยร้าวตามขวางเพิ่มขึ้นด้วย เป็นการแสดงให้เห็นว่าแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตมีค่าลดลง หลังจากนั้น Auyeung et al. (2000) ได้ทำการทดสอบหาความสัมพันธ์ระหว่างการเกิดสนิมต่อการลดลงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวโดยใช้แท่งตัวอย่างคอนกรีตขนาด 175×175 ×350 มิลลิเมตร ค่าเฉลี่ยของกำลังรับแรงอัดประลัยที่ 28 วันเท่ากับ 28 MPa ฝังเหล็กเสริมที่ตำแหน่งกึ่งกลางเป็นระยะ 125 มิลลิเมตร โดยเหล็กเสริมที่ใช้มีขนาด 19 มิลลิเมตร ทำการศึกษาระดับการเกิดสนิมตั้งแต่ระดับ 0 ถึง 5.91% ผลการศึกษาพบว่าหากเกิดสนิมในเหล็กเสริมมากกว่า 2% หน่วยแรงยึดเหนี่ยวจะลดลงอย่างอย่างเห็นได้ชัด ถึงแม้ว่าปริมาณสนิมน้อยที่เกิดในระยะแรกจะทำให้แรงยึดเหนี่ยวมีค่าเพิ่มขึ้นก็ตาม

ต่อมา Lee et al. (2002) ได้ทำการทดสอบหาความสัมพันธ์ระหว่างการเกิดสนิมต่อการลดลงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวโดยใช้แท่งตัวอย่างคอนกรีตทรงลูกบาศก์ขนาด 8 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริม กำลังรับแรงอัดประลัยที่ 28 วันเท่ากับ 24.7, 33.0, และ 42.1 MPa ฝังเหล็กเสริมที่ตำแหน่งกึ่งกลางของแท่งตัวอย่างโดยเหล็กเสริมที่ใช้มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12.7 มิลลิเมตร มีค่า Yield strength เท่ากับ 315 MPa โดยมีระยะฝังเท่ากับ 6 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริม ทำการศึกษาระดับการเกิดสนิมตั้งแต่ระดับ 0 ถึง 30% ผลการศึกษาพบว่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดมีแนวโน้มลดลงหากระดับสนิมมีมากขึ้น นอกจากนี้ยังพบว่ากำลังรับแรงอัดประลัยที่เพิ่มขึ้นจะช่วยสนับสนุนให้หน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุด (Maximum bond strength) มีค่ามากขึ้นด้วย และในปี 2004 Fang และคณะทำการทดสอบหาความสัมพันธ์ระหว่างการเกิดสนิมต่อการลดลงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวโดยใช้แท่งตัวอย่างคอนกรีตขนาด 140×140 ×180 มิลลิเมตร ค่าเฉลี่ยของกำลังรับแรงอัดประลัยที่ 28 วันเท่ากับ 52.1 MPa ฝังเหล็กเสริมที่ตำแหน่งกึ่งกลางของแท่งตัวอย่าง โดยระยะฝังต่อเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กมีค่าเท่ากับ 4.0 โดยเหล็กเสริมที่ใช้มีขนาด 20 มิลลิเมตร มีค่า Yield strength เท่ากับ 351 MPa ทำการศึกษาระดับการเกิด

สนิมตั้งแต่ระดับ 0 ถึง 9% ผลการศึกษาพบว่า สำหรับเหล็กข้ออ้อยที่ปราศจากเหล็กปลอกรัด (Stirrups) อิทธิพลของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจะขึ้นกับระดับสนิมเป็นสำคัญ หน่วยแรงยึดเหนี่ยวจะลดลงอย่างรวดเร็วหากระดับการเกิดสนิมมีค่าเพิ่มมากขึ้น

แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของแรงยึดเหนี่ยว

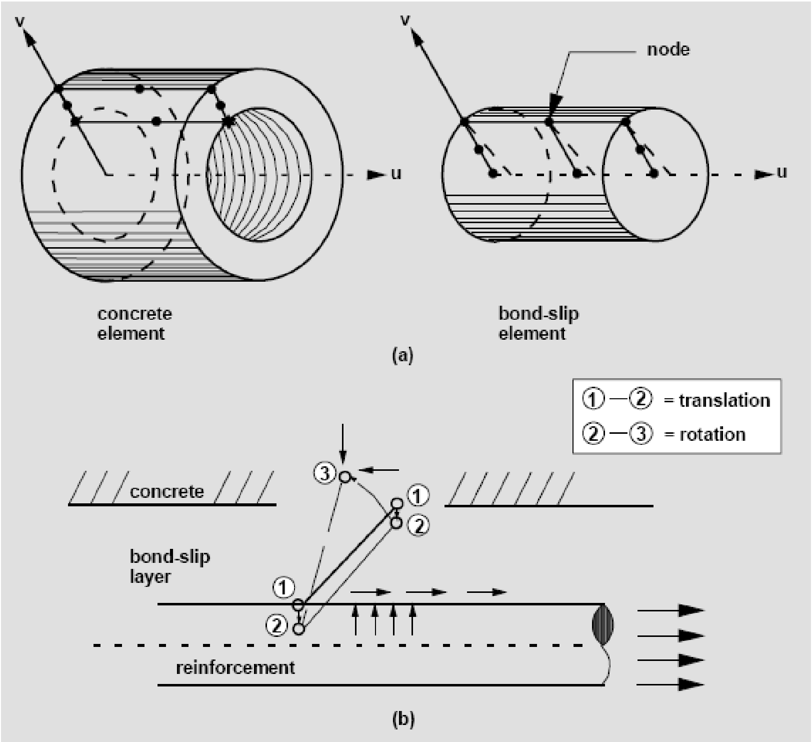
โดยทั่วไปเอลิเมนต์ที่ใช้แทนพฤติกรรม Bond-slip ในการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กมีอยู่ 2 ชนิด ชนิดแรกคือเอลิเมนต์ของแรงยึดเหนี่ยวแบบBond link element ซึ่งถูกเสนอโดย (Ngo and Scordelis, 1967) ประกอบด้วยสปริงสองทิศทาง ดังแสดงในภาพที่ 15 ซึ่งถูกเชื่อมติดและถ่ายเทแรงเฉือนและแรงตามแนวแกนระหว่างจุดต่อของเหล็กเสริมกับจุดต่อของคอนกรีต เนื่องจากในทางกายภาพถือว่าชิ้นส่วนของแรงยึดเหนี่ยวแบบ Bond link element ไม่มีขนาดและมิติ จุดต่อของทั้งสองจุดระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตจึงถือว่าเป็นจุดเดียวกันในการแบ่ง (Mesh) โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์



ภาพที่ 15 เอลิเมนต์ของแรงยึดเหนี่ยวแบบ Bond link element

ที่มา: Filippou (1990)

เอลิเมนต์ชนิดที่สองเรียกว่า เอลิเมนต์ของแรงยึดเหนี่ยวแบบ Bond zone element ซึ่งเสนอโดย (de Groot et al., 1981) เอลิเมนต์ชนิดนี้มีความแตกต่างกับเอลิเมนต์ของแรงยึดเหนี่ยวแบบ Bond link element โดยความแตกต่างที่เห็นได้ชัด คือ เอลิเมนต์ชนิดนี้จะมีขนาดและมิติ ผิวสัมผัสระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตจะถูกจำลองโดยคุณสมบัติของวัสดุ ซึ่งจะแสดงคุณสมบัติพิเศษของแรงยึดเหนี่ยวแบบ Bond zone element ดังแสดงในภาพที่ 16 ซึ่งหน่วยแรงยึดเหนี่ยวมีค่าเท่ากับแรงเฉือนต่อหน่วยพื้นที่รอบผิวสัมผัสของเหล็กเสริม



ภาพที่ 16 เอลิเมนต์ของแรงยึดเหนี่ยวแบบ Bond zone element

ที่มา: Filippou (1990)

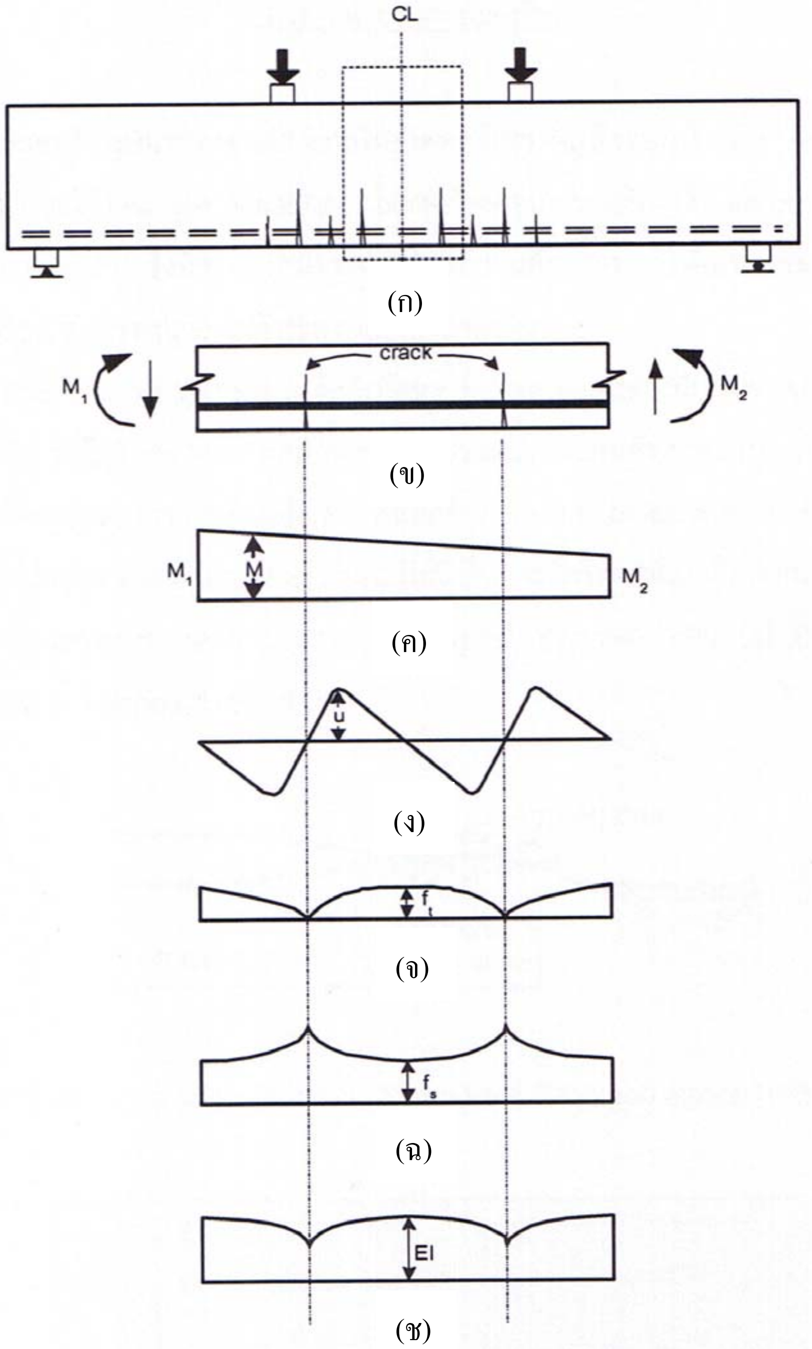
อย่างไรก็ตามเอลิเมนต์แต่ละชนิดที่กล่าวไปแล้วข้างต้นก็มีข้อดี-ข้อเสียที่ต่างกัน ขึ้นอยู่กับว่าสนใจพฤติกรรมระดับใดของโครงสร้างที่วิเคราะห์ ยกตัวอย่างเช่น ควรใช้เอลิเมนต์ของแรงยึดเหนี่ยวแบบ Bond zone element หากต้องการศึกษาหรือสนใจพฤติกรรมเฉพาะจุดของโครงสร้าง แต่ในกรณีต้องการศึกษาหรือสนใจพฤติกรรมโดยรวมของโครงสร้างเป็นหลัก เอลิเมนต์ของแรงยึดเหนี่ยวแบบ Bond link element จะมีความเหมาะสมมากกว่า เนื่องจากมีประสิทธิภาพในการคำนวณมากกว่าและให้ผลลัพธ์ที่แม่นยำกว่า

พฤติกรรมการแตกร้าวที่เกิดขึ้น

เมื่อพิจารณาการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กช่วงเดียวในภาพที่ 17(ก) ในขณะที่คานคอนกรีตยังไม่รับน้ำหนักบรรทุก จะสมมุติว่า คานคอนกรีตนี้ยังไม่เกิดการแตกร้าว ถึงแม้ว่าจะเกิดรอยร้าวขนาดเล็กขึ้นมาบ้าง เนื่องมาจาก การแยกตัวของคอนกรีตระหว่างหล่อคอนกรีต การหดตัวของคอนกรีต เมื่อคานเริ่มรับน้ำหนักบรรทุกที่มีค่าน้อยๆ ในช่วงแรก ที่ผิวบนของคานจะเกิดแรงอัด ส่วนที่ผิวล่างหรือท้องคานจะเกิดแรงดึง เนื่องจากการดัด การกระจายของหน่วยแรง (Stress distribution) และหน่วยการยืดตัว (Strain distribution) จะมีค่าเป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะจากแกนสะเทิน ในสภาวะเช่นนี้คานคอนกรีตจะยังไม่เกิดการแตกร้าวขึ้น จนกว่าจะรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นจนกระทั่งหน่วยแรงดึงในคานคอนกรีตเกินกว่า ค่ามอดูลัสการแตกร้าว (Modulus of Rupture) คานคอนกรีตจะเริ่มแตกร้าวขึ้นที่ผิวล่างของคาน (First cracking) โดยรอยร้าวที่เกิดขึ้นจะมีลักษณะตั้งฉากกับความยาวของคานที่บริเวณกลางคาน จำนวนและขนาดของการแตกร้าวจะถูกควบคุมโดยขนาดและตำแหน่งของเหล็กเสริมที่บริเวณรอยแตกร้าว ที่บริเวณรอยแตกร้าวนี้ค่าหน่วยแรงดึง (Tensile stress) จะลดลงเป็นศูนย์ แรงดึง (Tension) ที่เกิดขึ้นทั้งหมดจะถูกรับโดยเหล็กเสริมรับแรง

อย่างไรก็ตามหากมีคอนกรีตที่ยังไม่เกิดการแตกร้าวอยู่ระหว่างรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้น แรงดึงที่เกิดขึ้นจำนวนหนึ่ง จะถูกถ่ายเทจากเหล็กเสริมรับแรงไปยังคอนกรีต โดยอาศัยแรงยึดเหนี่ยว (Bond) ระหว่างเหล็กเสริมรับแรงกับคอนกรีต ขนาดและการกระจายของหน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Bond stress) ระหว่างรอยแตกร้าวจะขึ้นอยู่กับการกระจายของหน่วยแรงดึงในคานคอนกรีตและเหล็กเสริมรับแรงระหว่างรอยแตกร้าว

เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นอีก ขนาดของรอยแตกร้าวก็จะเพิ่มขึ้นและมีจำนวนมากขึ้น การเพิ่มขึ้นของน้ำหนักบรรทุกกับการลดลงของของหน่วยแรงดึงในคอนกรีตเกี่ยวข้องกับการยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมรับแรงกับคอนกรีต จึงเรียกสภาวะการวิบัติที่สภาวะ Secondary crack นี้ว่า Bond crack ซึ่งจะเกิดรอบๆเหล็กเสริม ส่งผลให้เกิดการหลุดร่อนของคอนกรีตที่ห่อหุ้มเหล็กเสริมโดยรอบ สามารถพิจารณาได้โดยง่ายดังในภาพที่ 17(ง), (จ), (ฉ) แสดงการกระจายของหน่วยแรงยึดเหนี่ยว การกระจายของหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นในคอนกรีต และการกระจายของหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมรับแรงระหว่างรอยแตกร้าวตามลำดับ

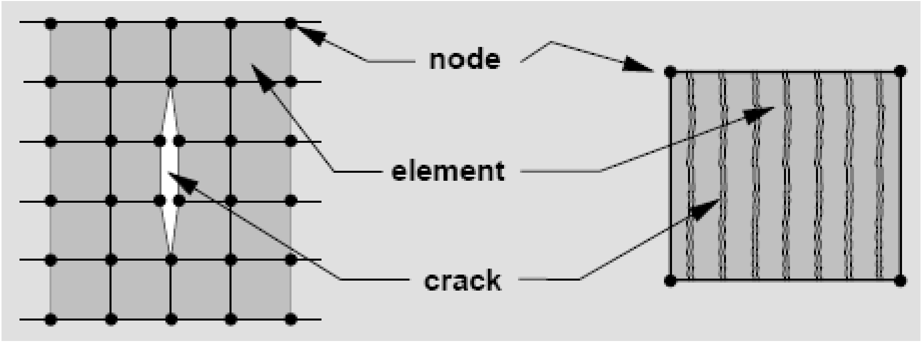


ภาพที่ 17 ผลของการแตกร้าวที่เกิดขึ้นในคาน: (ก) typical cracking, (ข) portion of beam, (ค) bending moment distribution, (ง) bond stress distribution, (จ) concrete tensile stress distribution, (ฉ) steel tensile stress distribution, (ช) flexural stiffness distribution in elastic range convergence

แบบจำลองการแตกร้าว

การแตกร้าวเป็นสาเหตุหลักที่ก่อให้เกิดพฤติกรรมไม่เชิงเส้น (Non-linearity) ของวัสดุในสภาวะใช้งาน (Serviceability) ของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ดังนั้นการทำนายพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก (Load-deflection) ให้มีความแม่นยำจึงจำเป็นต้องสร้างแบบจำลองรูปแบบการแตกร้าวให้เสมือนพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงด้วย

แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ใช้แสดงรูปแบบการแตกร้าว (Crack patterns) มีด้วยกัน 2 วิธีคือ Discrete crack และ Smeared crack ดังแสดงรายละเอียดในภาพที่ 18 การเลือกใช้แบบจำลองการแตกร้าว (Crack model) ขึ้นอยู่กับระดับของจุดมุ่งหมายในศึกษาและวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ กล่าวคือ หากพฤติกรรม Load-deflection คือสิ่งที่สนใจในอันดับแรกๆ โดยไม่คำนึงถึง ผลของรูปแบบการแตกร้าวและค่าประมาณของหน่วยแรงเฉพาะที่ (Local stress) แบบจำลอง Smeared crack จะเป็นทางเลือกที่ดีที่สุด สำหรับการจำลองพฤติกรรมการแตกร้าว แต่ถ้าหากสนใจรายละเอียดของพฤติกรรมเฉพาะที่ (Local behavior) แบบจำลอง Discrete crack จะเป็นทางเลือกที่ดีที่สุด



(ก) (ข)

ภาพที่ 18 แบบจำลองการแตกร้าว: (ก) Discrete crack, (ข) Smeared crack

ที่มา: Filippou (1990)

1. Discrete crack

การจำลองการแตกร้าวในยุคแรกๆ ของวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ซึ่งเสนอโดย Ngo and Scordelis (1967) แบบจำลองการแตกร้าววิธีนี้จะถูกจำลองโดยการแยกจุดต่อของ Finite element mesh ที่เกี่ยวโยงชิ้นส่วนย่อยออกจากกัน ร่วมกับการเปลี่ยนแปลง Topology และการกำหนดความกว้างแถบ (Bandwidth) ของสติฟเนสเมทริกซ์ (Stiffness matrix) อย่างไรก็ตามการจำลองการแตกร้าววิธีนี้ไม่เป็นที่แพร่หลายเนื่องจากมีตัวแปรอิสระ หลายตัวแปร ทำให้มีการคำนวณผลลัพธ์ที่ซับซ้อน ทำให้ใช้เวลาในการคำนวณมากขึ้นเมื่อเกิดการแตกร้าวขึ้นหลายแนวและมีข้อจำกัดในการบอกทิศทางของการแตกร้าว แต่สามารถแสดงรูปแบบของการแตกร้าวที่เกิดขึ้นได้ใกล้เคียงกับความเป็นจริงมากที่สุด สามารถแสดงความไม่ต่อเนื่องของค่าความเครียดที่เกิดขึ้นในโครงสร้างได้ การสร้างแบบจำลองการแตกร้าวด้วยวิธีนี้จะแสดงพฤติกรรมการแตกร้าวได้ใกล้เคียงความเป็นจริงมากกว่าแบบจำลอง Smeared crack

2. Smeared crack

การจำลองการแตกร้าววิธีนี้ถูกเสนอโดย Rashid (1968) ซึ่งต่อมาได้ถูกพัฒนาโดย Bazent เพื่อใช้แสดงการแตกร้าวของคอนกรีต ซึ่งถือว่าเป็น Elastic orthotropic material โดยลดค่า Elastic modulus ในระนาบของการแตกร้าว แบบจำลองการแตกร้าววิธีนี้จะจำลองการแตกร้าวให้กระจายอยู่ภายในชิ้นส่วนย่อย สามารถแสดงการแตกร้าวได้ละเอียดมากขึ้น โดยรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นจะตั้งฉากกับทิศทางของความเค้นหลัก (Principal stress) การแตกร้าวที่เกิดขึ้นค่อนข้างจะสมจริงโดยเฉลี่ยค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด ซึ่งตรงกันข้ามกับแบบจำลอง Discrete crack แนวความคิดโดยทั่วไปของแบบจำลอง Smeared crack เหมาะสมกับ Finite element displacement method เนื่องจาก Displacement มีความต่อเนื่องรอยต่อของชิ้นส่วนย่อยที่ติดกันโดยที่ไม่เกิดการแตกแยกหรือเหลื่อมทับกัน ถึงแม้ว่าแบบจำลอง Smeared crack นี้จะง่ายต่อการนำไปใช้ แต่ก็ยังมีข้อเสียคือ การกำหนดขนาดหรือแบ่งชิ้นส่วนย่อย ให้สอดคล้องกับรูปร่างลักษณะจริงของชิ้นงานที่นำมาวิเคราะห์ เมื่อใช้ชิ้นส่วนย่อยที่มีขนาดใหญ่ทำให้เกิดผลกระทบต่อค่าสติฟเนส (Stiffness) ของโครงสร้าง เมื่อมีส่วนใดส่วนหนึ่งของชิ้นส่วนย่อยเกิดการแตกร้าว ค่าสติฟเนสของโครงสร้างจะลดลงทันที กล่าวคือ เมื่อการการแตกร้าวที่จุด Integration point จุดใดจุดหนึ่งค่าสติฟเนสของชิ้นส่วนย่อย จะลดลงจนกระทั่งเกิดการแตกร้าวที่จุด Integration point ของชิ้นส่วนย่อยทั้งหมดในการกระทำซ้ำ (Iteration) ถัดไป จากหลักการพื้นฐานในการวิเคราะห์

โครงสร้างในสภาวะสถิตย์โครงสร้างจะต้องมีความสอดคล้องกัน (Compatible) จึงทำให้เกิด Strain ขึ้นทุกจุดที่ Integration point ของชิ้นส่วนย่อย ดังนั้นการเลือกใช้ชิ้นส่วนย่อยที่ไม่เหมาะสมกับปัญหา หรือมีขนาดที่ใหญ่เกินไปอาจทำให้ผลลัพธ์ที่ได้มามีความคลาดเคลื่อนได้

วิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์

วิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์เป็นวิธีเชิงตัวเลขวิธีหนึ่งที่ใช้สำหรับแก้สมการเชิงอนุพันธ์ ซึ่งเป็นวิธีที่นิยมใช้วิเคราะห์ปัญหาด้านวิศวกรรมอย่างกว้างขวาง ซึ่งสามารถใช้วิเคราะห์ปัญหากลศาสตร์ของแข็งเช่น วิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงรูปร่าง ความเค้นของชิ้นส่วนเครื่องจักรกล โครงสร้างเครื่องบิน อาคาร สะพานและโครงสร้างอื่นๆ ที่ซับซ้อนได้เป็นอย่างดี ไม่ว่าวัสดุที่ใช้ในการวิเคราะห์นั้นจะอยู่ในสภาพยืดหยุ่น (Elastic) หรือในสภาพยืดตัว (Plastic) นอกจากนี้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ยังสามารถใช้วิเคราะห์ปัญหาด้านพลศาสตร์ เช่น การสั่นสะเทือนของโครงสร้าง รวมทั้งยังสามารถใช้วิเคราะห์ปัญหาด้านการถ่ายเทความร้อน การไหลของของไหล เป็นต้น

การแก้ปัญหาทางไฟไนต์เอลิเมนต์ อยู่บนพื้นฐานของการประมาณค่าผลเฉลยโดยการแก้ระบบสมการเชิงพีชคณิต ในการแก้ปัญหาใดปัญหาหนึ่ง ปัญหานั้นจะประกอบด้วยสมการเชิงอนุพันธ์และเงื่อนไขขอบที่กำหนดมาให้ ค่าผลเฉลยแม่นตรง (Exact solution) ของปัญหาดังกล่าวจะประกอบด้วยค่าของตัวแปรต่างๆ กันตามตำแหน่งต่างๆ บนรูปร่างลักษณะของปัญหานั้น หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งคือ ค่าผลเฉลยแม่นตรงจะประกอบด้วยค่าต่างๆ ทั้งหมดนับเป็นจำนวนอนันต์ค่า แทนที่จะทำการหาค่าแม่นตรงที่ประกอบด้วยค่าต่างๆ จำนวนมากมาย ซึ่งในทางปฏิบัติไม่สามารถทำได้ หลักการก็คือทำการเปลี่ยนค่าทั้งหมดที่มีจำนวนอนันต์ค่านั้นมาเป็นค่าโดยประมาณที่มีจำนวนที่นับได้ (Finite) ด้วยการแทนรูปร่างลักษณะของปัญหาด้วยเอลิเมนต์ (Element)

วิธีการดังกล่าวบ่งชี้เป็นนัยว่า ผลเฉลยของแต่ละเอลิเมนต์นั้นจำเป็นต้องสอดคล้อง (Satisfy) กับสมการเชิงอนุพันธ์และเงื่อนไขขอบเขตที่กำหนดมาให้ในปัญหานั้นๆ ซึ่งหมายความว่า หลักการของวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์จะเริ่มต้นจากการพิจารณาเอลิเมนต์ทีละเอลิเมนต์ โดยทำการสร้างสมการสำหรับแต่ละเอลิเมนต์ที่ตั้งอยู่บนพื้นฐานที่ว่า สมการที่สร้างขึ้นมานั้นจำเป็นต้องสอดคล้องกับสมการเชิงอนุพันธ์ของปัญหาที่ทำอยู่นั้น จากนั้นจึงนำสมการของแต่ละเอลิเมนต์ที่สร้างขึ้นมาได้มาประกอบกัน ก่อให้เกิดระบบสมการชุดใหญ่ ซึ่งในความหมายทางกายภาพ

ก็คล้ายกับการเอาเอลิเมนต์มาประกอบรวมเข้าด้วยกันก่อให้เกิดเป็นรูปร่างลักษณะทั้งหมดของปัญหาที่แท้จริง จากนั้นจึงทำการกำหนดเงื่อนไขขอบเขตที่ให้มาลงไปในระบบสมการชุดใหญ่นี้ แล้วจึงทำการแก้ไขสมการดังกล่าว ก่อให้เกิดผลเฉลยโดยประมาณที่ต้องการ ณ ตำแหน่งต่างๆ ของปัญหานั้น

การศึกษาเกี่ยวกับแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์ของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กได้เริ่มขึ้นโดยการเสนอของ Ngo and Scordelis (1967) โดยนำเสนอการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กอย่างง่าย ซึ่งคอนกรีตและเหล็กเสริมจะถูกแทนด้วย CST Element จุดเชื่อมต่อระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมใช้ Bond link Element รวมทั้งอธิบายผลของแรงยึดเหนี่ยวและการลื่นไถลของเหล็กเสริมด้วย มีการวิเคราะห์คานแบบทฤษฎีเส้นตรง กำหนดรอยแตกร้าวไว้ล่วงหน้าเพื่อที่จะหาความเค้นหลักในคอนกรีต ความเค้นในเหล็กเสริม หลังจากนั้นมาจึงเริ่มมีผู้ให้ความสนใจการวิเคราะห์โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยใช้ไฟไนต์เอลิเมนต์กันมากขึ้น

ต่อมา Scordelis et al. (1974) ได้ใช้แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ในการศึกษาผลของแรงเฉือนในคาน รอยแตกร้าวทแยงเนื่องจากแรงดึง ผลของเหล็กปลอก เหล็กเดือย การยึดเหนี่ยวของมวลรวมและรอยแตกร้าวตามแนวยาวของเหล็กเสริมบริเวณใกล้กับจุดรองรับ และ Rajagopal (1976) ได้ทำการวิเคราะห์คานคอนกรีตเสริมเหล็กโดยกำหนดพฤติกรรมของวัสดุและรูปร่างเป็นแบบไม่เส้นตรง พัฒนาชิ้นส่วนเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าแบ่งเป็นชั้นย่อยๆ โดยแรงตามแกนและแรงดัดในคอนกรีตถูกจำลองเป็นวัสดุที่ยืดออกในแนวตรง

อุปกรณ์และวิธีการ

อุปกรณ์

1. เครื่องคอมพิวเตอร์
2. แผ่นโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์

วิธีการ

การสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ทำนายพฤติกรรมการดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดสนิมนั้น จำเป็นต้องเข้าใจหลักการเบื้องต้นเกี่ยวกับพฤติกรรมและคุณสมบัติต่างๆ ของวัสดุ ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดของวัสดุ ชนิดของเอลิเมนต์ (Element type) วิธีการแบ่งเอลิเมนต์ (Mesh) ตลอดจนเงื่อนไขขอบเขต (Boundary condition) และน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อแบบจำลอง รวมถึงอิทธิพลของการเกิดสนิมต่อพฤติกรรมของคาน ในวิทยานิพนธ์นี้พิจารณาอิทธิพลของการเกิดสนิมต่อพฤติกรรมที่สำคัญภายในคาน คือ ผลของการลดลงของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมและ การลดลงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยว ภายใต้ระดับสนิมที่เพิ่มขึ้น

คานคอนกรีตเสริมเหล็ก

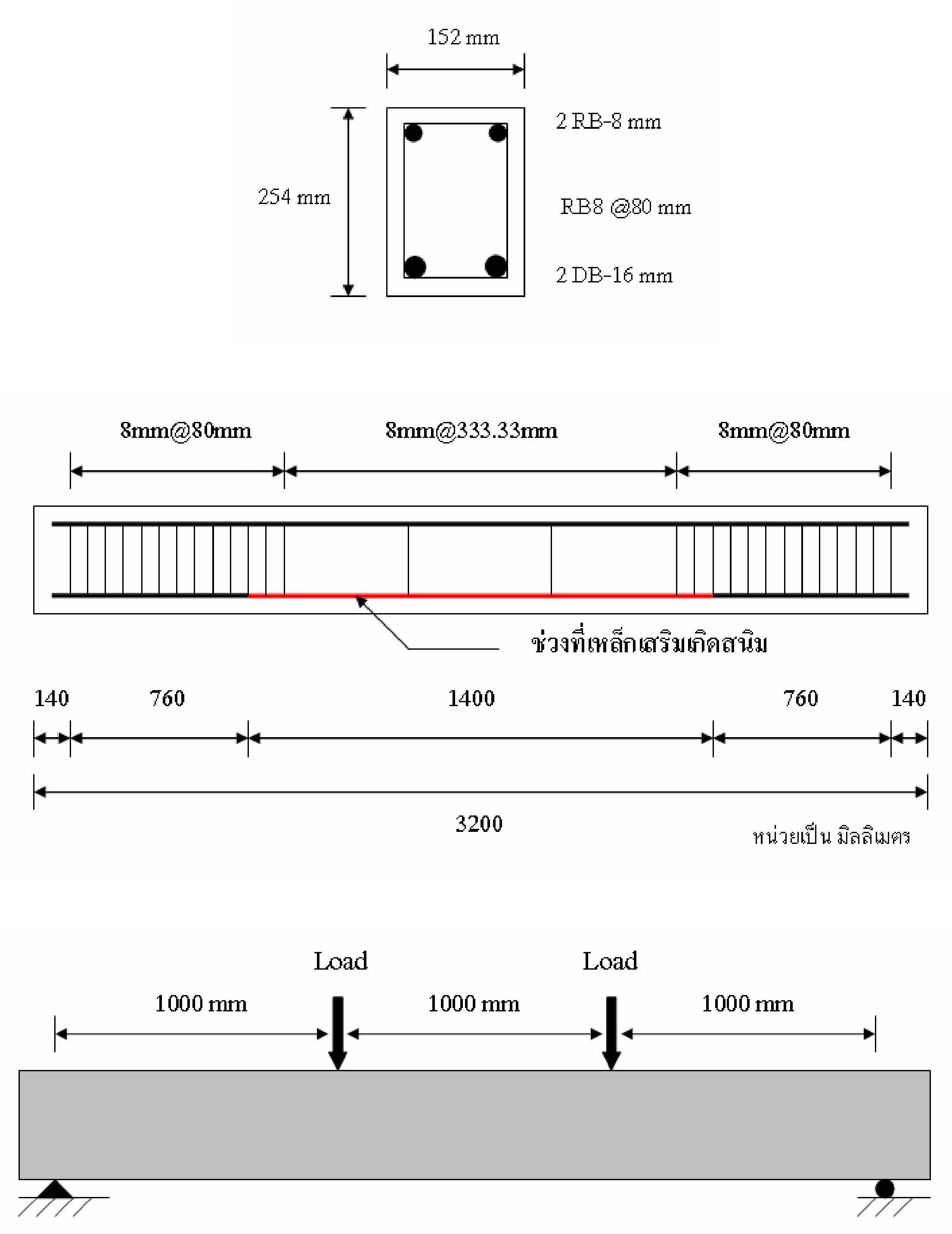
คานคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้เกิดสนิมสำหรับใช้ในการศึกษาและสร้างแบบจำลองในวิทยานิพนธ์นี้ได้อ้างอิงจากบทความที่มีผลการทดสอบและข้อมูลของคานที่เพียงพอสำหรับนำมาใช้ในการสร้างแบบจำลอง โดยคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ศึกษาและสร้างแบบจำลองในวิทยานิพนธ์นี้แบ่งออกเป็นสองกรณี คือ กรณีศึกษาที่หนึ่งเป็นคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ถูกจำกัดให้เกิดสนิมในเหล็กเสริมเฉพาะช่วงกลางเป็นระยะ 1.40 เมตรซึ่งทำการทดสอบโดย Maaddawy et al. (2005) ส่วนกรณีศึกษาที่สองเป็นคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดสนิมในเหล็กเสริมทั้งเส้น ซึ่งทำการทดสอบโดย Syed Ayub Azher (2005) รายละเอียดของคานมีดังนี้

1. คานกรณีศึกษาที่ 1

คานกรณีศึกษาที่ 1 เป็นคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เหล็กเสริมถูกจำกัดให้เกิดสนิมเฉพาะช่วงกึ่งกลางคานเป็นระยะ 1.4 เมตรโดยคานที่ใช้ในการทดสอบมีความยาว 3.2 เมตร มีขนาดหน้าตัด 0.152×0.254 เมตร เสริมเหล็กรับแรงดึงขนาด 2-DB16mm เสริมเหล็กรับแรงอัดขนาด 2-RB8mm โดยมีระยะหุ้มเหล็กเท่ากับ 25 mm เหล็กปลอกขนาด RB8@333.33mm ในช่วงโมเมนต์ดัดคงที่ และเหล็กปลอกขนาด RB8@80mm ในช่วงที่เหลือ ค่า yield stress (f_y) สำหรับเหล็กเสริมรับแรงดึงและรับแรงอัดมีค่าเท่ากับ 450 MPa และ 340 MPa ตามลำดับ คอนกรีตมีค่ากำลังอัดประลัยที่ 28 วันเท่ากับ 40 MPa การเกิดสนิมในคานออกเป็น 4 ระดับ (Maaddawy et al., 2005) ดังแสดงในตารางที่ 1 คานถูกนำมาทดสอบการรับแรงดัดแบบสี่จุด (Four-Points Bending Test) ดังแสดงในภาพที่ 19

ตารางที่ 1 ระดับสนิมที่เกิดขึ้นในคานสำหรับกรณีศึกษาที่ 1

คานตัวอย่าง	ระดับสนิม (%)	กำลังรับแรงอัดประลัย (MPa)
Control beam	-	40
CN-50	8.9	40
CN-110	14.2	40
CN-210	22.2	40



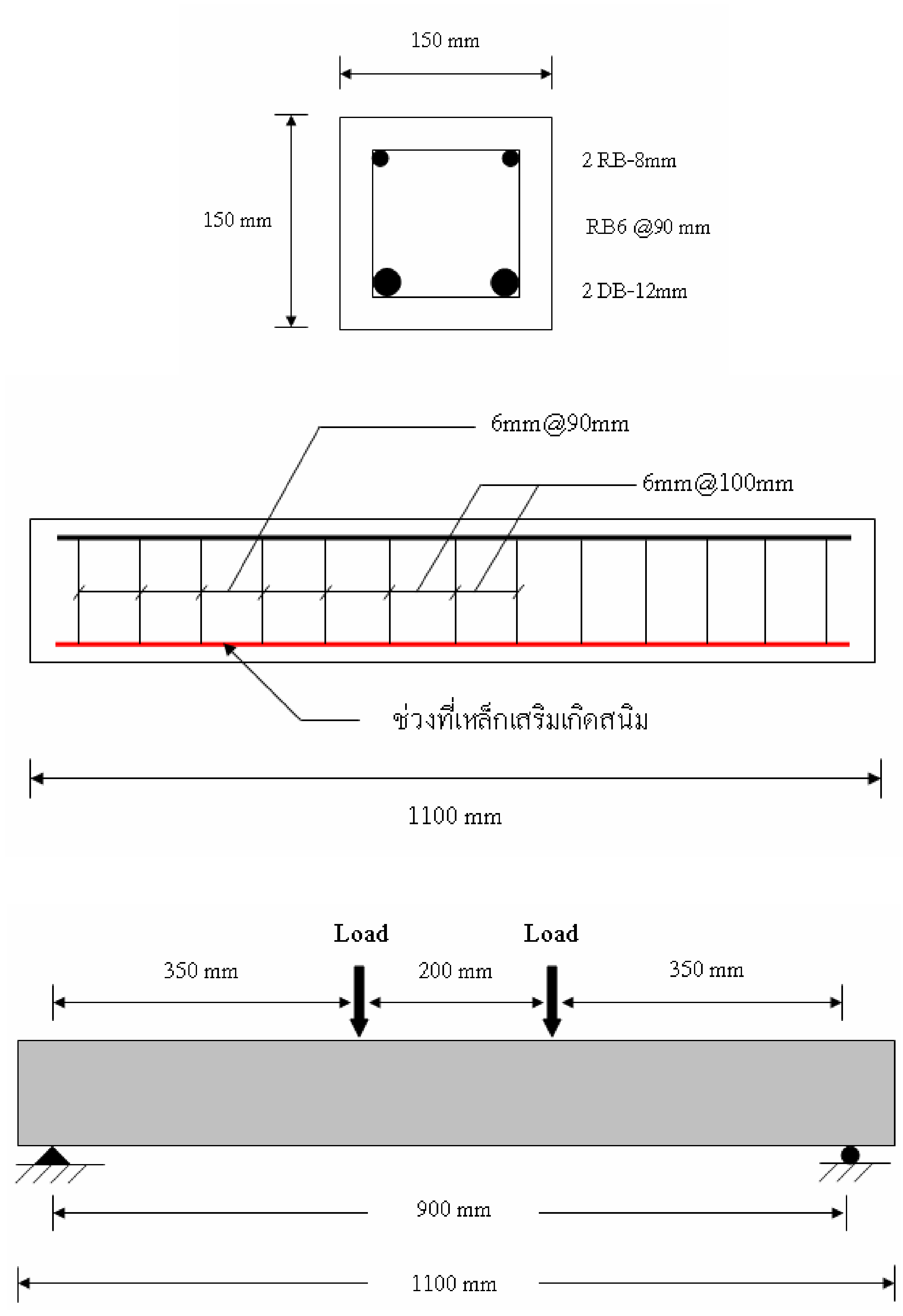
ภาพที่ 19 รายละเอียดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ทดสอบสำหรับกรณีศึกษาที่ 1

2. คานกรณีศึกษาที่ 2

คานกรณีศึกษาที่ 2 เป็นคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เหล็กเสริมเกิดสนิมตลอดความยาวเหล็ก โดยคานที่ใช้ในการทดสอบมีความยาว 1.1 เมตร มีขนาดหน้าตัด 0.15×0.15 เมตร เสริมเหล็กรับแรงดึงขนาด 2-DB12mm เสริมเหล็กรับแรงอัดขนาด 2-RB8mm โดยมีระยะหุ้มเหล็กเท่ากับ 25 mm เหล็กปลอกขนาด RB6@100mm ในช่วงโมเมนต์ดัดคงที่ และเหล็กปลอกขนาด RB6@90mm ในช่วงที่เหลือ ค่า Yield stress (f_y) สำหรับเหล็กเสริมรับแรงดึงและรับแรงอัดมีค่าเป็น 590 MPa และ 500 MPa ตามลำดับ การเกิดสนิมในคานออกเป็น 3 ระดับ ดังแสดงในตารางที่ 2 ค่ากำลังอัดประลัยของคอนกรีตมีค่าเท่ากับ 36 MPa สำหรับคานที่ไม่เกิดสนิม (Control beam) และคานที่เกิดสนิมที่ระดับ 8.9% ส่วนคานที่เกิดสนิมที่ระดับ 14% มีค่ากำลังอัดประลัยของคอนกรีตเท่ากับ 44 Mpa (Azher, 2005) คานถูกนำมาทดสอบการรับแรงดัดแบบสี่จุด (Four-Points Bending Test) ดังแสดงในภาพที่ 20

ตารางที่ 2 ระดับสนิมที่เกิดขึ้นในคานสำหรับกรณีศึกษาที่ 2

คานตัวอย่าง	ระดับสนิม (%)	กำลังรับแรงอัดประลัย (MPa)
Control beam	-	36
BT-1	8.8	36
BT-2	14	44



ภาพที่ 20 รายละเอียดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ทดสอบสำหรับกรณีศึกษาที่ 2

การสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

การสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ในวิทยานิพนธ์นี้ คานคอนกรีตเสริมเหล็กจะถูกจำลองเป็นสามมิติ (3D) เพื่อเอื้อประโยชน์ในการศึกษาพฤติกรรมในแต่ละจุดอย่างละเอียด (Local behavior) แบบจำลองจะถูกสร้างขึ้นโดยใช้เอลิเมนต์ที่แตกต่างต่างกันตามความเหมาะสมของรูปแบบและคุณสมบัติทางวิศวกรรมที่แตกต่างกัน คอนกรีตจะถูกจำลองเป็นเอลิเมนต์ 3 มิติ (Solid element) เหล็กเสริมตามยาวและเหล็กปลอกจะถูกจำลองเป็นแท่ง (Truss element) พฤติกรรมการครูดหรือลื่นหลุด (Slip) ของเหล็กเสริมถูกจำลองโดยเอลิเมนต์แบบสปริง (Spring element) ซึ่งเอลิเมนต์ที่ใช้เหล่านี้มีอยู่แล้วในโปรแกรม การสร้างแบบจำลองในวิทยานิพนธ์นี้ใช้วิธีสร้างแบบจำลองผ่านกราฟิกในวินโดว์ Graphical User Interface (GUI) ซึ่งเหมาะสำหรับผู้ที่เริ่มต้นหรือผู้ที่ยังไม่มีประสบการณ์ในการสร้างแบบจำลอง เนื่องจากมีขั้นตอนที่ไม่ยากนักในการสร้าง อีกทั้งยังสะดวกในการแก้ไขหรือเปลี่ยนแปลงรายละเอียดในแบบจำลองอีกด้วย

การสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อทำนายพฤติกรรมการดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดสนิมนั้น จำเป็นต้องเข้าใจหลักการเบื้องต้นเกี่ยวกับพฤติกรรมและคุณสมบัติต่างๆของวัสดุ (Material property), ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดของวัสดุ (Stress-strain relationship), ชนิดของเอลิเมนต์ (Element type), วิธีการแบ่งเอลิเมนต์ (Mesh) ตลอดจนเงื่อนไขขอบเขต (Boundary condition) และน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อแบบจำลอง

1. คุณสมบัติของวัสดุ (Material Property)

โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ได้มาจากการนำคอนกรีตและเหล็กเสริมมารวมกันในแบบหล่อในลักษณะที่ทำให้ได้ส่วนของโครงสร้างที่มีพฤติกรรมร่วมกันรับน้ำหนักบรรทุกได้ตามต้องการ เนื่องจากคอนกรีตเป็นวัสดุที่มีส่วนประกอบของ ซีเมนต์ ทราย หิน น้ำ ทำให้คุณสมบัติทางวัสดุของคอนกรีตไม่สามารถระบุได้โดยง่าย เพื่อความสะดวกในการวิเคราะห์ คอนกรีตและเหล็กเสริม มันถูกพิจารณาให้เป็นวัสดุเนื้อเดียว (Homogeneous material) การสร้างและวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์จะถูกต้องและแม่นยำเพียงใด ย่อมขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของวัสดุที่นำมาใช้ในการคำนวณด้วย ดังนั้นเพื่อที่จะให้การวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์มีความถูกต้องจำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องทราบถึงคุณสมบัติทางพฤติกรรมที่แท้จริงของวัสดุด้วย

1.1 คอนกรีต

คอนกรีตถูกแทนด้วยเอลิเมนต์แบบสามมิติ (Solid element) มีลักษณะคล้ายกล่องมี 8 จุดต่อ ซึ่งแต่ละจุดต่อ (Node) จะมีความอิสระในการเคลื่อนที่ (Degree of Freedom) ได้ใน 3 ทิศทางคือในทิศทางตามแนวแกน X, Y และ Z โดยที่เอลิเมนต์ต้องการคุณสมบัติความเท่ากันทุกทิศทางในช่วงเส้นตรง (Linear isotropic) และความเป็นเส้นตรงหลายๆ ช่วงของคอนกรีต คุณสมบัติในแต่ละช่วงของเส้นตรงกำหนดโดยใช้เกณฑ์การวิบัติของวอนมิสเซส (Von Mises) เกณฑ์กำหนดการวิบัติของคอนกรีตใช้ของวิลเลี่ยมและวอนกี้ (Willam and Warnke) ในการศึกษาครั้งนี้ค่ามอดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (E_c) สามารถได้จากสมการที่ 30 ค่า Poisson's ratio (ν) สมมุติให้มีค่าเท่ากับ 0.18 กำลังรับแรงดึงของคอนกรีตกำหนดให้มีค่าเป็น 10% ของกำลังรับแรงอัดประลัย

$$E_c = 57{,}000\sqrt{f_c^{'}} \tag{30}$$

เมื่อ E_c = มอดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต, psi

$f_c^{'}$ = กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต, psi

ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด ภายใต้การอัดในแกนเดียว (Compressive Uniaxial Stress-Strain Relationship) ในระหว่างการทดสอบกำลังต้านทานแรงอัด หากกำลังอัดไม่เกินร้อยละ 30 ของกำลังอัดประลัย $\left(f_c \le 0.30 * f_c^{'}\right)$ รอยแตกร้าวเล็กๆ (Micro cracks) ที่ปรากฏในคอนกรีตก่อนการทดสอบยังคงสภาพ ไม่ขยายตัว ที่กำลังอัดร้อยละ 30 ถึง 50 ของกำลังอัดประลัย $\left(0.30 * f_c^{'} < f_c \le 0.50 * f_c^{'}\right)$ จะเกิด Bond cracks เนื่องจาก Stress concentration (หรือ Confinement) ที่บริเวณปลายรอยแตก (Crack tip) รอยแตกจะขยายและมีความยาวเพิ่มขึ้น ที่กำลังอัด ระหว่างร้อยละ 50 ถึง 75 ของกำลังอัดประลัย $\left(0.50 * f_c^{'} < f_c \le 0.75 * f_c^{'}\right)$ Bond crack ขยายตัวต่อเนื่องและเกิดรอยร้าวในมอร์ต้า แรง หรือความเค้นจะไม่เพิ่มขึ้น รอยแตกจะขยายต่อเนื่องในอัตราที่ช้าลง ที่ค่ากำลังอัดสูงกว่าร้อยละ 75 $\left(f_c > 0.75 * f_c^{'}\right)$ รอยแตกในคอนกรีตจะขยายจนไม่เสถียร (Unstable) ความเค้นจะลดลงอย่างรวดเร็วจนวิบัติ หรือถูกอัดจนแตก (Crushing failure) ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดภายใต้แรงอัดแกนเดียวสำหรับแบบจำลองของคอนกรีตสามารถหาได้จากความสัมพันธ์ตามสมการที่ 31 ซึ่งถูกเสนอโดย Desayi and Krishman ในปี ค.ศ. 1964. โดยความสัมพันธ์ดังกล่าวแสดงให้เห็นดังภาพที่ 21

$$f = \frac{E_c \varepsilon}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^2} \tag{31}$$

$$\varepsilon_0 = \frac{2 f_c^{'}}{E_c} \tag{32}$$

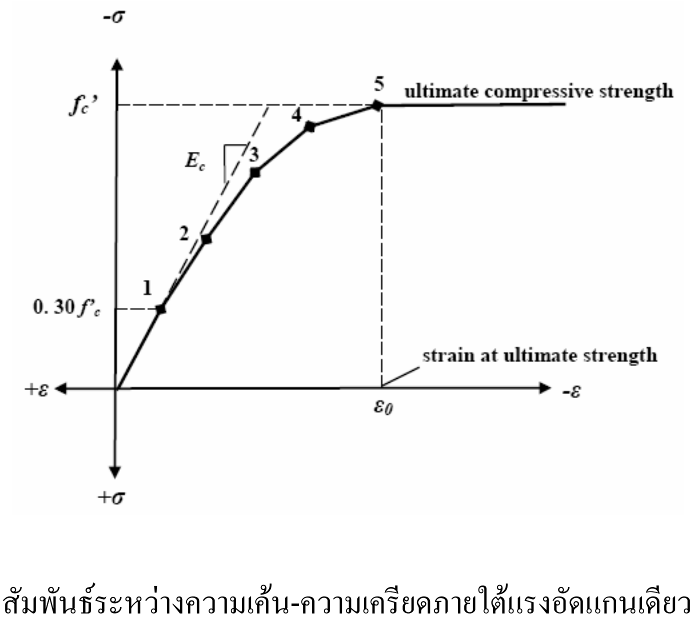
จากจุกเริ่มต้นเมื่อเริ่มรับน้ำหนัก จนถึงระดับที่หน่วยแรงอัดมีค่าประมาณ 30% ของกำลังอัดประลัยสูงสุด $\left(f_c^{'}\right)$ ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดยังอยู่ในช่วงอีลาสติก สามารถเขียนให้อยู่ในรูปสมการ 33 หรือที่เรียกกันว่า กฎของฮุค (Hook’s law)

$$E_c = \frac{f}{\varepsilon} \tag{33}$$

เมื่อ f = Stress at any strain ε , psi

ε = Strain at stress f

ε_0 = Strain at ultimate compressive strength $f_c^{'}$



ภาพที่ 21 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดภายใต้แรงอัดแกนเดียวของคอนกรีต

วิทยานิพนธ์นี้ได้พิจารณาผลของความไม่เชิงเส้นของพฤติกรรมคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยการวิเคราะห์อยู่บน สมมติฐานที่ว่า การเปลี่ยนรูปในเชิงเรขาคณิตของโครงสร้าง ไม่มีผลต่อผลเฉลยของการวิเคราะห์ (Small displacement)

ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดของคอนกรีต สามารถพิจารณาได้โดยเริ่มจากเส้นความสัมพันธ์ของกราฟจะเริ่มจากจุดที่ความเค้นและความเครียดมีค่าเท่ากับศูนย์ จุดที่ 1 ความเค้นมีค่าเท่ากับ 0.30* $f_c^{'}$ เนื่องจากความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดยังอยู่ในช่วงเส้นตรง สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 33 จุดที่ 2, 3 และ 4 สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 31 โดยที่ค่า ε_0 สามารถหาได้จากสมการที่ 32 จุดที่ 5 เป็นตำแหน่ง Ultimate Compressive Strength $\left(f_c^{'}\right)$ และ Strain at Ultimate Compressive Strength หลังจากจุดนี้คอนกรีตถือว่ามีพฤติกรรมแบบ Perfectly Plastic ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดของคอนกรีตสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1 และคานกรณีศึกษาที่ 2 แสดงในตารางที่ 3 และ 4 ตามลำดับ รูปแบบของกราฟความสัมพันธ์ที่ได้สำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1 และ คานกรณีศึกษาที่ 2 แสดงในภาพที่ 22 และ 23 ตามลำดับ

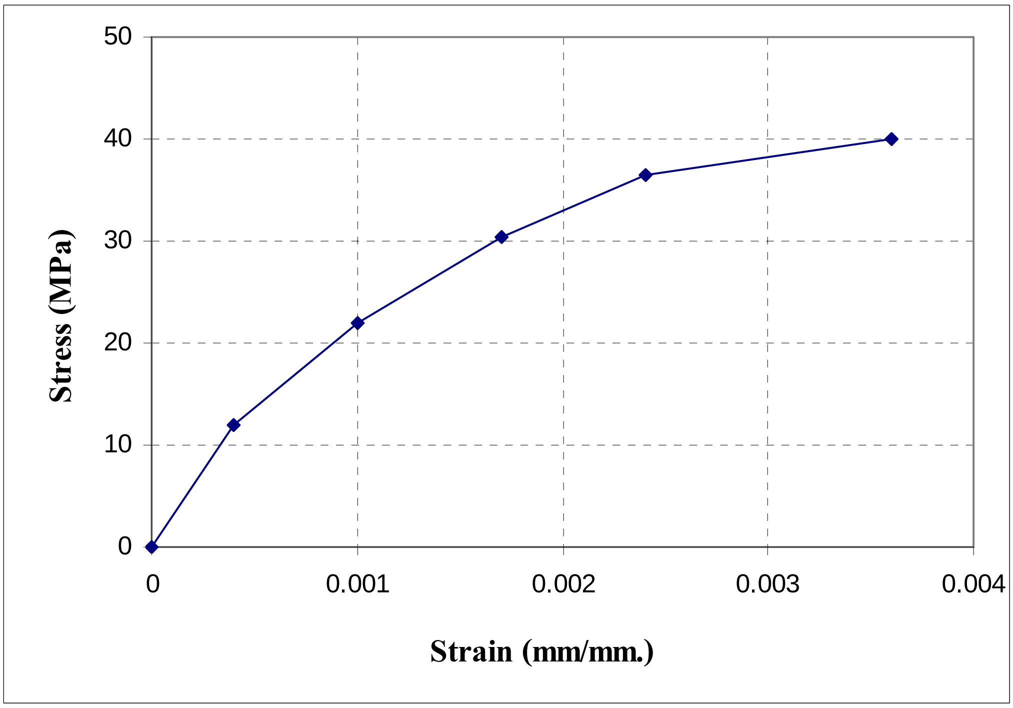
ตารางที่ 3 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด ของคอนกรีตสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1

จุดที่	Stress (MPa)	Strain (mm./mm)
1	12	0.0004
2	21.88	0.0011
3	30.37	0.0017
4	36.52	0.0024
5	40	0.0036

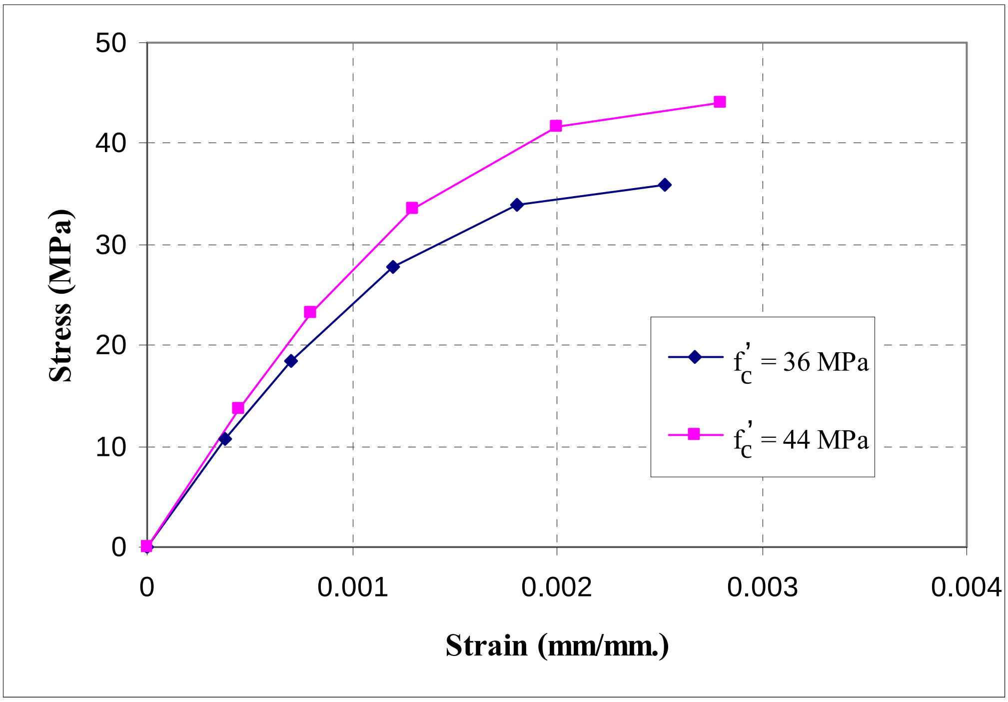
ตารางที่ 4 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด ของคอนกรีตสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 2

จุดที่	Stress (MPa)	Strain (mm./mm)
1	10.8, 13.77*	0.00038, 0.00045*
2	18.46, 23.22*	0.0007, 0.0008*
3	27.82, 33.58*	0.0012, 0.0013*
4	33.94, 41.58*	0.0018, 0.002*
5	36, 44*	0.00253, 0.0028*

หมายเหตุ ชุดข้อมูล * หมายถึง กำลังอัดประลัยของคอนกรีตมีค่า 44 MPa



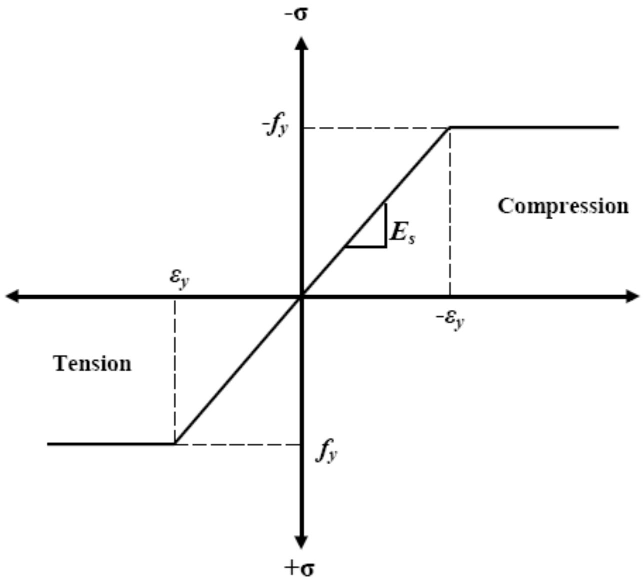
ภาพที่ 22 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด ของคอนกรีตสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1



ภาพที่ 23 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด ของคอนกรีตสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 2

1.2 เหล็กเสริมและเหล็กปลอก

เหล็กเสริมตามยาว (Reinforcement) และเหล็กปลอก (Stirrup) ถูกแสดงโดยเอลิเมนต์แบบแท่ง (Truss element) มี 2 จุดต่อ ในแต่ละจุดต่อ (Node) จะมีความอิสระในการเคลื่อนที่ (Degree of Freedom) ได้ใน 3 ทิศทางคือในทิศทางตามแนวแกน X, Y และ Z สามารถรับแรงดึงและแรงอัดตามแนวแกนได้ ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กปลอกถูกสมมุติให้เป็นแบบ Elastic perfectly plastic คือเมื่อเหล็กเสริมรับแรงดึงจะมีพฤติกรรมแบบ Linear-elastic จนกระทั่งถึงจุด Yield ไม่พิจารณาผลของการแข็งตัวเพิ่มเนื่องจาก Strain hardening พฤติกรรมการรับแรงดึงของเหล็กเสริมแสดงในภาพที่ 24 โดยคุณสมบัติแบบเส้นตรงสองช่วงนี้จะอยู่บนพื้นฐานของเกณฑ์การวิบัติของวอนมิสเซส (Von Mises) คุณสมบัติของวัสดุสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1 และ คานกรณีศึกษาที่ 2 แสดงในตารางที่ 5 และ 6 ตามลำดับ



ภาพที่ 24 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดสำหรับเหล็กเสริมและเหล็กปลอก

ตารางที่ 5 คุณสมบัติของวัสดุในการสร้างแบบจำลองสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1

พารามิเตอร์	พารามิเตอร์ที่ใช้ (คอนกรีต)	พารามิเตอร์ที่ใช้ (เหล็กเสริม)
Elastic modulus	29,938 MPa	200,000 MPa
Poisson’s ratio	0.18	0.30
Compressive strength	40 MPa	-
Modulus of rupture	4 MPa	-
Yield stress main, stirrup	-	450 MPa, 340 MPa

ตารางที่ 6 คุณสมบัติของวัสดุในการสร้างแบบจำลองสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 2

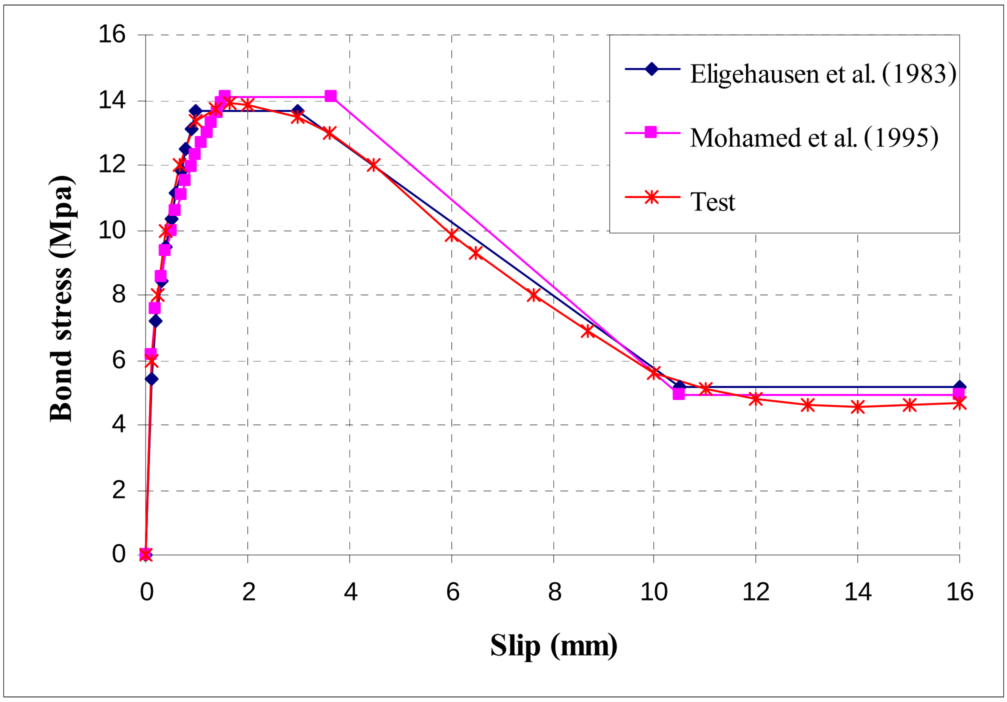
พารามิเตอร์	พารามิเตอร์ที่ใช้ (คอนกรีต)	พารามิเตอร์ที่ใช้ (เหล็กเสริม)
Elastic modulus	28,400 MPa, 31,400 Mpa	96,296 MPa
Poisson's ratio	0.18	0.30
Compressive strength	36 MPa, 44 MPa	-
Modulus of rupture	3.6 MPa, 4.4 MPa	-
Yield stress main, stirrup	-	590 MPa, 500 MPa

2. การพิจารณาเลือกแบบจำลองหน่วยแรงยึดเหนี่ยว

2.1 ความสัมพันธ์ของ Bond-slip

ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Bond stress) และการครูดหรือลื่นหลุด (Slip) ของเหล็กเสริม ในวิทยานิพนธ์นี้ใช้แบบจำลองความสัมพันธ์ของ Eligehausen (1983) เนื่องจากให้ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและค่า Slip ที่สอดคล้องกับผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ภายใต้การทดสอบ แบบ Pullout test ซึ่งการทดสอบใช้แท่งตัวอย่างคอนกรีต ขนาด 7×7×15 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริม ค่ากำลังรับแรงอัดประลัยที่ 28 วันเท่ากับ 30 MPa ฝังเหล็กเสริมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 25.4 มิลลิเมตร ที่ตำแหน่งกึ่งกลางของแท่งตัวอย่าง โดยเหล็กเสริมที่ใช้มีค่า Yield strength เท่ากับ 530 MPa จากผลการทดสอบ Pullout test ในห้องปฏิบัติการพบว่าเมื่อเพิ่มแรงดึงในเหล็กอย่างต่อเนื่อง (Monotonic loading) ค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตในระยะแรกจะเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องโดยผลของความสัมพันธ์ช่วงนี้จะเป็นเส้นค่อนข้างตรง ในขณะที่ค่า Slip ของเหล็กเสริมจะเกิดขึ้นเพียงเล็กน้อย ทั้งนี้เนื่องมาจากกลไกการต้านทานแรงยึดเหนี่ยวเนื่องจากปฏิกิริยาทางเคมี (Chemical adhesion) ของซีเมนต์เพสต์ที่จับบนผิวเหล็กเสริม เมื่อเพิ่มแรงดึงมากขึ้นแรงยึดเหนี่ยวเนื่องจากปฏิกิริยาทางเคมีจะเริ่มลดลง เหลือเพียงกลไกแรงต้านทานแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดจากแรงเสียดทานระหว่างบั้ง (Ribs) ของเหล็กเสริมกับคอนกรีตและการขัดตัวกัน (Wedging action) ระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตหรือ Mechanical interlock ผลของความสัมพันธ์ของค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวในช่วงนี้จะเป็นเริ่มเป็นเส้นโค้งเล็กน้อย ในขณะที่ค่า Slip ของเหล็กเสริมจะมีค่า

มากขึ้นเล็กน้อย เมื่อเพิ่มแรงดึงมากขึ้นคอนกรีตที่อยู่บริเวณรอบเหล็กเสริมจะเกิดการแตกร้าวเนื่องจากแรงยึดเหนี่ยว (Bond crack) ส่งผลหน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตเริ่มมีค่าลดลง ในขณะค่า Slip ของเหล็กเสริมจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว ทั้งนี้เนื่องจากคอนกรีตที่อยู่บริเวณระหว่างบั้งเหล็กเกิดความเสียหาย หลังจากนี้ความสัมพันธ์ของค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจะเริ่มมีค่าลดลงอย่างต่อเนื่องจนกระทั่งเหล็กเสริมลื่นหลุดออกจากแท่งตัวอย่าง



ภาพที่ 25 ความสัมพันธ์ของ Bond-slip ที่ได้จากการทดสอบและแบบจำลอง

แบบจำลองที่เลือกใช้สามารถจำลองพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยว และค่า Slip ได้อย่างสอดคล้องกับผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ดังแสดงในภาพที่ 25 โดยลักษณะความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและค่า Slip ของแบบจำลองสามารถแบ่งออกได้เป็น 4 ส่วน คือ ในช่วงแรกความสัมพันธ์ของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจะมีลักษณะเป็นเส้นโค้งจนกระทั่งค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวมีค่าสูงสุด, τ_{1u} ซึ่งสอดคล้องกับค่า Slip, Δ_{1u} สำหรับความสัมพันธ์ในช่วงที่ 2 จะมีลักษณะเป็นเส้นตรง ซึ่งเกิดจากในช่วงนี้คอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริมเกิดการแตกร้าวส่งผลให้การ Slip ของเหล็กเสริมเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วซึ่งสอดคล้องกับค่า Slip, Δ_{2u} ในขณะที่หน่วยแรงยึดเหนี่ยวมีค่าคงที่เท่ากับ τ_2 หลังจากนี้ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจะลดลงเป็นเส้นตรงจนกระทั่งถึงค่า Slip, Δ_{3u} ซึ่งสอดคล้องกับค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดจาก

แรงเสียดทานของผิวรูปทรงกระบอกที่ปลายบั้งของเหล็ก, τ_{fu} โดย Slip Δ_{3u} จะมีค่าใกล้เคียงกับระยะห่างบั้งของเหล็ก ซึ่งถือเป็นความสัมพันธ์ช่วงสุดท้ายระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและค่า Slip ของเหล็กเสริมที่ได้จากแบบจำลอง

นอกจากนี้แบบจำลองยังมีการพิจารณาถึงผลของระยะหุ้มของคอนกรีต, กำลังอัดประลัยของคอนกรีตและขนาดของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมด้วย ดังความสัมพันธ์ที่แสดงในสมการที่ (34)-(40) ซึ่งปัจจัยทั้งหมดที่กล่าวมา ล้วนส่งผลกระทบต่อค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวทั้งสิ้น แบบจำลองแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและการ Slip ของเหล็กเสริมแสดงในภาพที่ 26

$$\tau_1 = (20 - d/4)(f_c^{'}/30)^{0.5} \quad \text{(MPa)} \qquad (34)$$

$$\tau_{1u} = \tau_{2u} = 0.748(f_c^{'}c/d)^{0.5} \quad \text{(MPa)} \qquad (35)$$

$$\tau_{fu} = 0.234(f_c^{'}c/d)^{0.5} \quad \text{(MPa)} \qquad (36)$$

$$\Delta_{1u} = (f_c^{'}/30)^{0.5} e^{(1/\alpha)\ln(\tau 1u/\tau 1)} \quad \text{(mm)} \qquad (37)$$

$$\Delta_{2u} = 3.0 \quad \text{(mm)} \qquad (38)$$

$$\Delta_{3u} = S \quad \text{(mm)} \qquad (39)$$

$$\alpha = 0.4 \qquad (40)$$

เมื่อ c คือ ระยะหุ้มของคอนกรีต, mm

d คือ ขนาดของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริม, mm

$f_c^{'}$ คือ กำลังอัดประลัยของคอนกรีต, MPa

τ_1 คือ หน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดกรณี pull out failure

τ_{1u} คือ หน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดกรณีเหล็กไม่เกิดสนิม

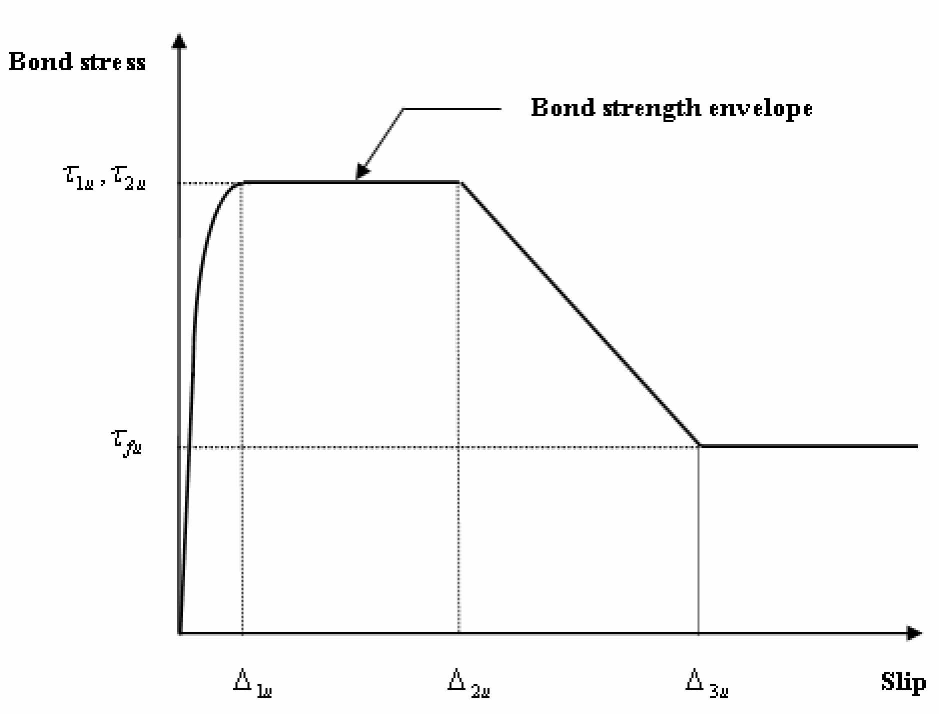
Δ_{1u} คือ ค่า slip ที่สอดคล้องกับหน่วยแรงยึดเหนี่ยว τ_{1u}

Δ_{2u} คือ ค่า slip ที่สอดคล้องกับหน่วยแรงยึดเหนี่ยว τ_{2u}

τ_{fu} คือ หน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดของแรงเสียดทานกรณีเหล็กไม่เกิดสนิม

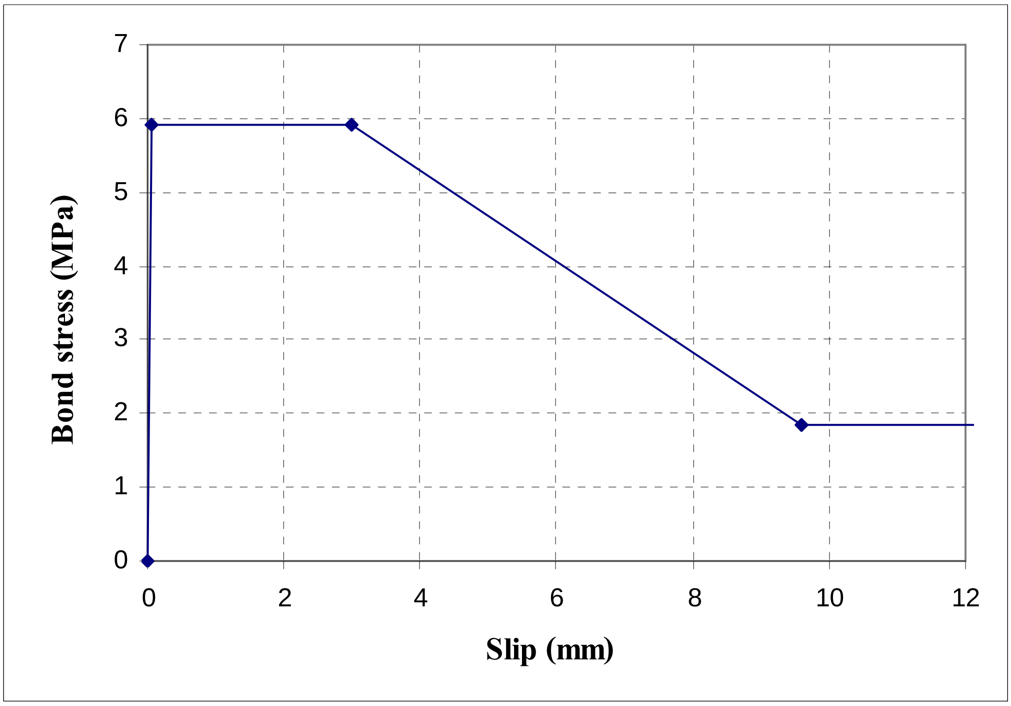
Δ_{3u} คือ ค่า slip ที่สอดคล้องกับหน่วยแรงยึดเหนี่ยว τ_{fu}

S คือ ระยะห่างระหว่างบั้งของเหล็กเสริม (ribs spacing) มีค่าเท่ากับ 0.6 d

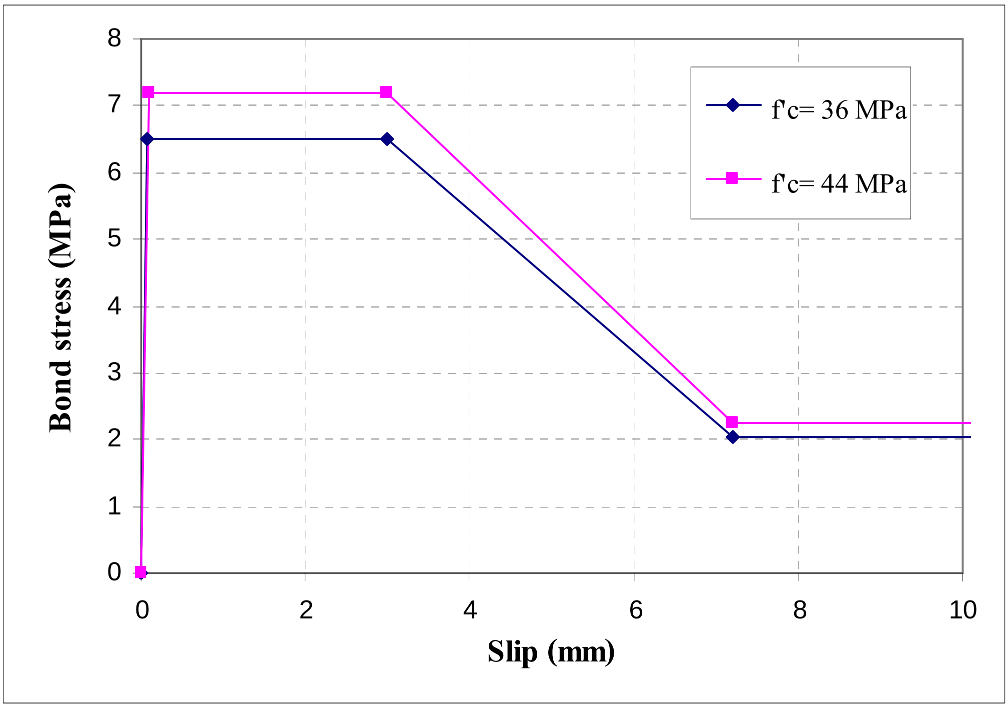


ภาพที่ 26 แบบจำลองแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและการ Slip ของเหล็กเสริม

ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยว และค่า Slip สำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1 และคานกรณีศึกษาที่ 2 สามารถหาได้จากความสัมพันธ์ที่แสดงในสมการที่ 34-40 โดยรูปแบบของความสัมพันธ์ที่ได้แสดงในภาพที่ 27 และ 28 ตามลำดับ ซึ่งค่าพารามิเตอร์สำหรับใช้ในการหาความสัมพันธ์ระหว่าง Bond stress และ Slip สำหรับคานทั้งสองกรณีแสดงในตารางที่ 7



ภาพที่ 27 ความสัมพันธ์ของ Bond-slip สำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1



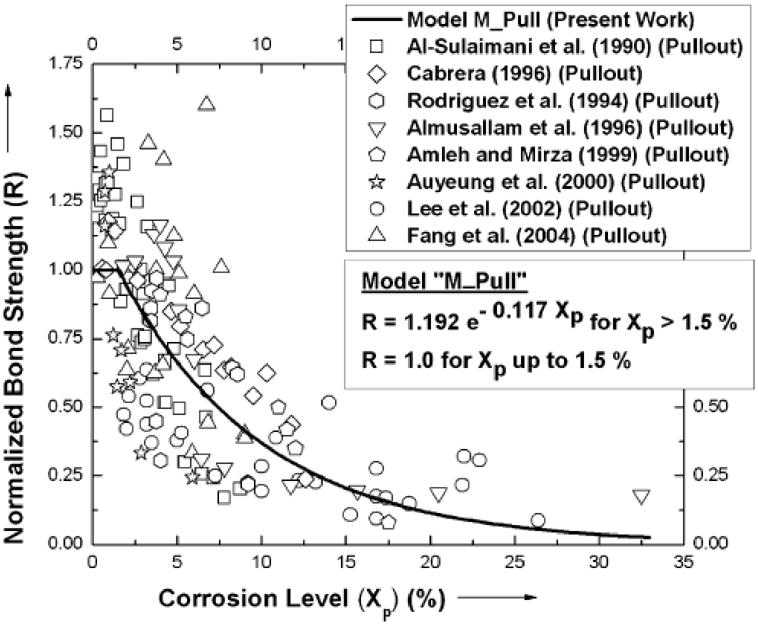
ภาพที่ 28 ความสัมพันธ์ของ Bond-slip สำหรับคานกรณีศึกษาที่ 2

ตารางที่ 7 ค่าพารามิเตอร์สำหรับใช้ในการหาความสัมพันธ์ระหว่าง Bond stress และ Slip

พารามิเตอร์	คานกรณีศึกษาที่ 1	คานกรณีศึกษาที่ 2
ระยะหุ้มคอนกรีต, c	25 mm	25 mm
เส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริม, d	16 mm	12 mm
กำลังรับแรงอัดประลัย, $f_c^{'}$	40 MPa	36 MPa, 44 MPa

2.2 ความสัมพันธ์ของ Bond-slip กรณีเกิดสนิม

ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Bond stress) และการครูดหรือลื่นหลุดของเหล็กเสริม (Slip) ภายใต้การเกิดสนิมของเหล็กเสริมนั้นได้มีผู้ทำการทดสอบหาความสัมพันธ์ดังกล่าวและเสนอข้อมูลที่สอดคล้องกัน คือ ค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวมีแนวโน้มลงลงอย่างต่อเนื่องหากระดับสนิมเพิ่มมากขึ้น อย่างไรก็ตามความสัมพันธ์ของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ลดลงภายใต้ระดับสนิมที่เพิ่มขึ้นนั้น อาจความแตกต่างกันเนื่องจากปัจจัยหลายอย่างในการทดสอบ เช่น คุณสมบัติทางวัสดุของคอนกรีต ขนาดที่แตกต่างกันของเหล็กเสริม รวมถึงอัตราการเพิ่มแรงในการดึงเหล็ก (Rate of Loading) ซึ่งมีความสำคัญมากต่อค่าของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้น ดังนั้นจึงเป็นการยากที่จะสามารถสรุปได้อย่างชัดเจนว่า ระดับของสนิมที่เกิดขึ้นจะส่งผลให้ค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวลดลงไปเท่าใด วิทยานิพนธ์นี้จึงได้นำค่า Normalized bond strength , (R) ซึ่งเป็นอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดกับหน่วยแรงยึดเหนี่ยวภายใต้การเกิดสนิมในระดับต่างๆ มาใช้ในการหาความสัมพันธ์ที่ลดลงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวภายใต้ระดับสนิมที่เพิ่มขึ้น โดยที่ค่า Normalized bond strength , (R) หามาจากความสัมพันธ์โดยเฉลี่ยของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวกับระดับสนิมที่เกิดขึ้นจากการทดสอบ Pullout test ของผู้ทดสอบหาค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ลดลงภายใต้ระดับสนิมที่เพิ่มขึ้นจากในอดีตที่ผ่านมา ซึ่งถูกเสนอ Bhargava et al. (2007) ความสัมพันธ์ที่ได้แสดงดังในภาพที่ 29 ซึ่งจากกราฟจะสังเกตได้ว่าผลของการเกิดสนิมในระยะแรกหรือในช่วงที่ระดับสนิมมีค่าน้อย (ประมาณ0-4%) จะส่งผลให้หน่วยแรงยึดเหนี่ยวมีค่าสูงขึ้น แต่หากสนิมเกิดขึ้นมากจะส่งผลให้หน่วยแรงยึดเหนี่ยวมีค่าลดลงอย่างต่อเนื่อง



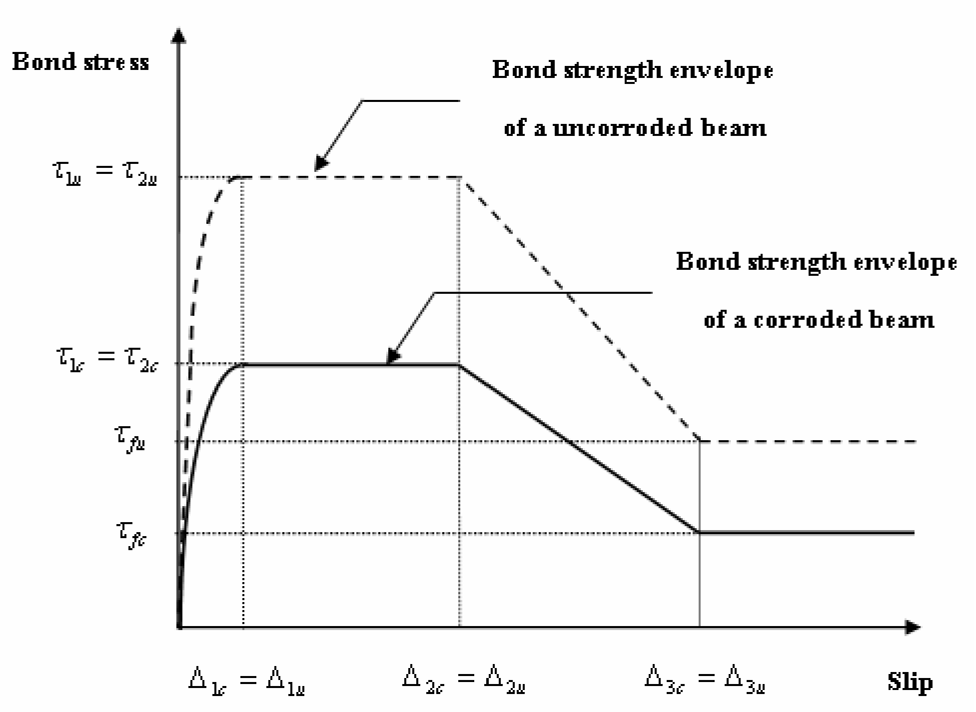
ภาพที่ 29 ความสัมพันธ์ระหว่าง Normalized bond strength (R) กับ ระดับสนิม (%)

ที่มา: Bhargava et al. (2007)

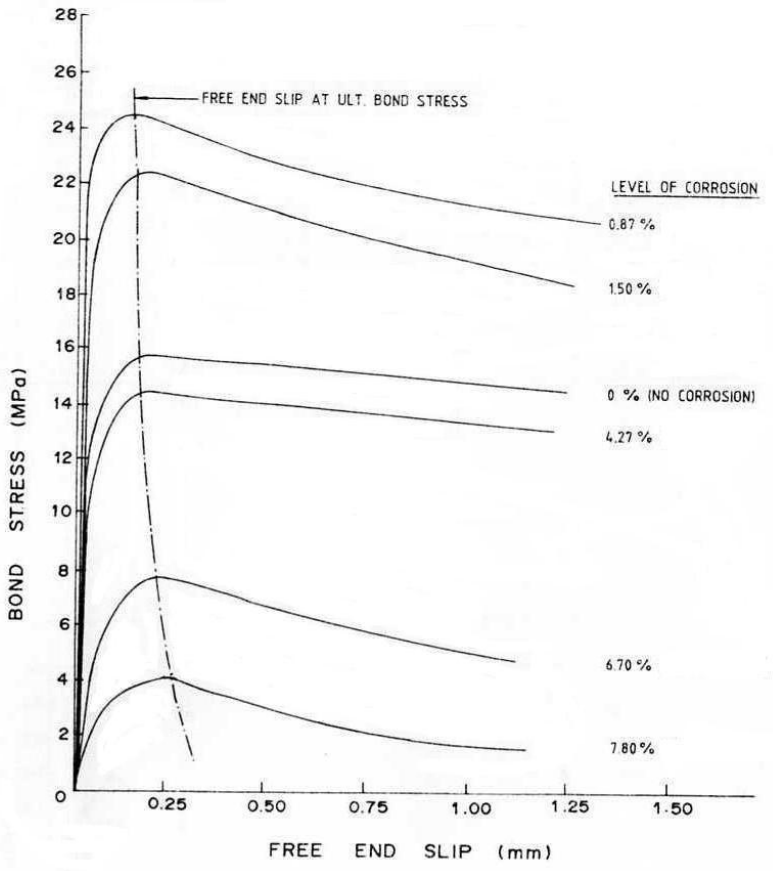
ความสัมพันธ์ของ Normalized bond strength (R) กับ ระดับการเกิดสนิมหาได้จากความสัมพันธ์ตามสมการที่ 41

$$R = 1.192e^{-0.117Xp} \quad (41)$$

ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ลดลงภายใต้สภาวะการเกิดสนิม, τ_{1c} ที่ระดับต่างๆ สามารถหาได้โดยนำค่า Normalized bond strength, (R) ซึ่งเป็นค่าเฉลี่ยของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมในกรณีเกิดสนิม คูณกับค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวภายใต้สภาวะไร้สนิม, τ_{1u} โดยผลของความสัมพันธ์ที่ได้ แสดงในภาพที่ 30 ส่วนค่า Slip ของเหล็กเสริมในสภาวะที่เกิดสนิม, Δ_{1c} จะใช้ค่าเดียวกันกับค่า Slip ของเหล็กเสริมกรณีเหล็กเสริมไม่เกิดสนิม, Δ_{1u} เนื่องจากผลจากการทดสอบของ Al-Sulaimani et al. (1990) พบว่า ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและการ Slip ของเหล็กเสริมภายใต้ระดับสนิมนั้น ค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดจะเกิดที่ค่า Slip ที่ใกล้เคียงกัน ดังแสดงในภาพที่ 31



ภาพที่ 30 ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดภายใต้การเกิดสนิม



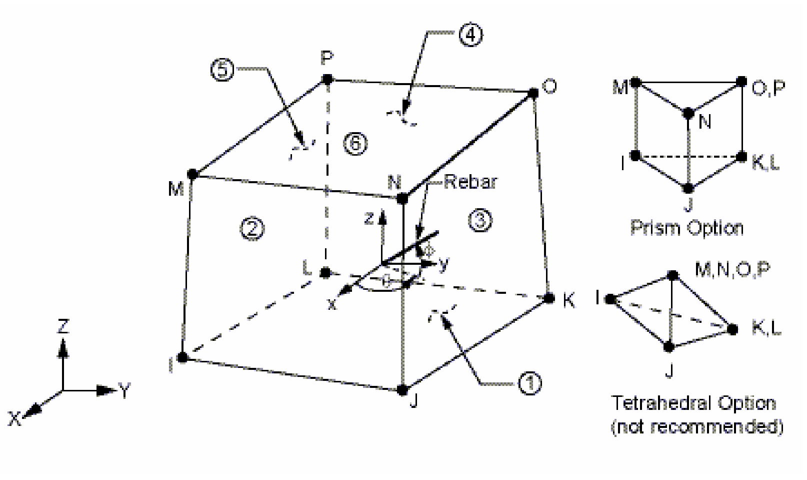
ภาพที่ 31 ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวกับค่า Slip ภายใต้ระดับสนิม

ที่มา: Al-Sulaimani et al. (1990)

2. ชนิดของเอลิเมนต์ (Element type)

2.1 เอลิเมนต์สำหรับคอนกรีต

เอลิเมนต์ของคอนกรีตจะถูกแทนด้วยเอลิเมนต์ขนาดเล็กที่มีลักษณะเป็นทรง 3 มิติ (Solid65) ซึ่งมี 8 จุดต่อ ซึ่งแต่ละจุดต่อจะมีความอิสระในการเคลื่อนที่ (Degree of Freedom) ได้ใน 3 ทิศทางคือในทิศทางตามแนวแกน X, Y และ Z ซึ่ง Shape function ที่ใช้ในการประมาณค่าภายในของการขจัด (Displacement interpolation) สำหรับเอลิเมนต์เป็น Linear shape function เอลิเมนต์ชนิดนี้สามารถยืดหดได้ในช่วงพลาสติค สามารถแตกร้าวได้ใน 3 ทิศทาง และสามารถรองรับการวิบัติแบบ Crushing ได้ ดังแสดงในภาพที่ 32



ภาพที่ 32 เอลิเมนต์ของคอนกรีต Solid65 (ANSYS 2003)

ที่มา: ANSYS (2003)

เกณฑ์การวิบัติของ Willam and Warnke (1975) ภายใต้สภาวะความเค้นตามแนวแกน ถูกนำมาใช้ประเมินการวิบัติในเบื้องต้นของคอนกรีตและใช้จำแนกรูปแบบของการวิบัติ (Crushing) ที่จุดกึ่งกลางของเอลิเมนต์ของคอนกรีตหรือที่จุดใดจุดหนึ่งใน Integration points เกณฑ์การวิบัติแสดงให้เห็นในความสัมพันธ์ดังสมการที่ 42

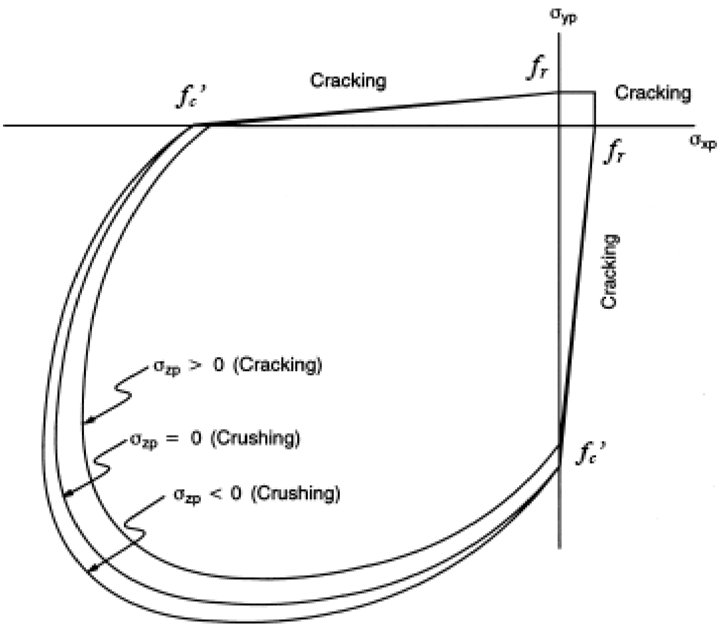
$$\frac{F}{f_c^{'}} - S \geq 0 \tag{42}$$

เมื่อ F คือ ฟังก์ชั่นของ Principal stress state $(\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp})$

S คือ Failure surface ในเทอมของความเค้นหลัก

$f_c^{'}$ คือ กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต

$\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}$ คือ Principal stresses in principal directions



ภาพที่ 33 พื้นผิวการวิบัติ Failure Surface สำหรับคอนกรีต (ANSYS 2003)

ที่มา: ANSYS (2003)

จากภาพที่ 33 แสดงพื้นผิวการวิบัติใน 3 มิติสำหรับสภาวะของความเค้นในสองแกน จากภาพสามารถแบ่งรูปแบบการวิบัติได้เป็น 4 โหมด คือ

1. $0 \geq \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ (แรงอัด-แรงอัด-แรงอัด)

คอนกรีตถูกสมมุติว่าแตกแบบบดขยี้เมื่อสอดคล้องตามเงื่อนไขสมการที่ 42

2. $\sigma_1 \geq 0 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ (แรงดึง-แรงอัด-แรงอัด)

ถ้าสมการที่ 42 สอดคล้องตามเงื่อนไข รอยแตกร้าวจะเกิดขึ้นในทิศทางตั้งฉากกับ σ_1

3. $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3$ (แรงดึง-แรงดึง-แรงอัด)

ถ้าสมการที่ 42 สอดคล้องตามเงื่อนไข กำลังรับแรงดึงประลัยจะลดลงแบบเป็นเส้นตรงตามการลดลงของ σ_3 ในขณะเดียวกันรอยแตกร้าวจะเกิดขึ้นในระนาบตั้งฉากกับความเค้นหลัก σ_1 หรือ σ_2 ตัวใดตัวหนึ่ง

4. $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq 0$ (แรงดึง-แรงดึง-แรงดึง)

ถ้าสมการที่ 42 สอดคล้องตามเงื่อนไข กำลังรับแรงดึงประลัยถูกสมมุติให้มีค่าเท่ากับ f_t ในขณะเดียวกันรอยแตกร้าวจะเกิดขึ้นในระนาบตั้งฉากกับความเค้นหลัก σ_1, σ_2 หรือ σ_3

ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเอลิเมนต์คอนกรีตสามารถหาได้ตามความสัมพันธ์ดังสมการที่ 43

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix} = \frac{E_c}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} \quad (43)$$

หรือสามารถเขียนให้อยู่ในรูปย่อ

$$\{\sigma\} = [D_c]\{\varepsilon\} \quad (44)$$

โดยสติฟเนสเมทริกซ์ของเอลิเมนต์คอนกรีตแสดงดังนี้

$$[D_c] = \frac{E_c}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \quad (45)$$

เมื่อ ν คือ Poisson ratio

E_c คือ มอดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต

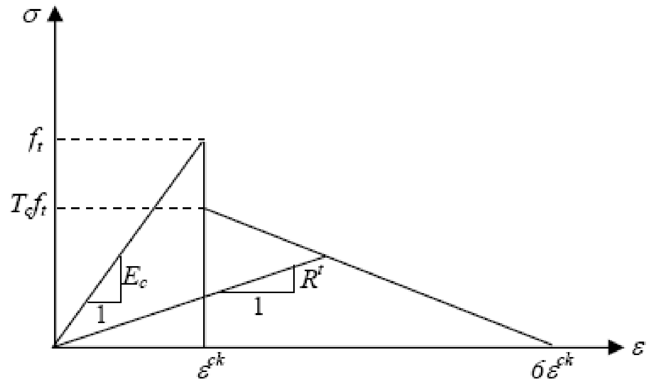
ในเอลิเมนต์ของคอนกรีต รอยแตกร้าวจะเกิดขึ้นก็ต่อเมื่อความเค้นดึงหลักในทิศทางใดทิศทางหนึ่งมีค่าเกินความเค้นดึงประลัย (f_t) หลังจากที่คอนกรีตแตกร้าวมอดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตจะลดลงจนมีค่าเป็นศูนย์เฉพาะในทิศทางที่ขนานกับทิศทางของความเค้นดึงหลัก คอนกรีตจะวิบัติแบบ Crushing เมื่อความเค้นหลักทั้งหมดในสามทิศทางถูกอัดและเส้นสถานะของความเค้นอยู่นอกพื้นผิวการวิบัติ S ทำให้มอดูลัสยืดหยุ่นลดลงจนเหลือศูนย์ในทุกทิศทาง ส่งผลให้ความมั่นคงของโครงสร้างลดลงอย่างสมบูรณ์

รอยแตกร้าวสามารถเกิดขึ้นได้ในสามทิศทางที่จุดกึ่งกลางของแต่ละเอลิเมนต์ของคอนกรีตหรือจุดใดจุดหนึ่งใน Integration point เมื่อรอยแตกร้าวเกิดขึ้นสติฟเนสเมทริกซ์ของคอนกรีตส่วนที่ยังคงรูปอยู่จะถูกปรับเปลี่ยนไปด้วย เพื่อให้เข้ากับสภาพความเสียหายทางกล รอยแตกร้าวชนิดนี้จะถูกจัดให้เป็นรอยแตกร้าวแบบ Virtual smeared Band มากกว่าที่จะเป็นรอยแตกร้าวแบบ Discrete cracks การปรากฏของรอยแตกร้าวที่ Integration point ในเอลิเมนต์ของคอนกรีตจะถูกแสดงโดยการกำหนดระนาบที่อ่อนลงให้ตั้งฉากกับผิวที่เกิดรอยแตกร้าว สัมประสิทธิ์การถ่ายแรงเฉือน β_t จะถูกนำมาใช้โดยเฉพาะเพื่อแทนค่าตัวคูณลดกำลังของแรงเฉือนสำหรับน้ำหนักที่กระทำต่อมาซึ่งน้ำหนักนี้จะทำให้เกิดขยายตัวของรอยแตกร้าว ค่าของ β_t จะอยู่ในช่วงระหว่าง 0-1 โดยที่ค่า β_t เท่ากับ 0 จะแสดงการแตกร้าวแบบราบเรียบและจะเกิดการสูญเสียการถ่ายแรงเฉือนอย่างสมบูรณ์ ส่วนค่า β_t เท่ากับ 1 จะแสดงรอยแตกร้าวแบบขรุขระและไม่มีการสูญเสียการถ่ายเทแรงเฉือน การเปลี่ยนแปลงสติฟเนสเมทริกซ์ของเอลิเมนต์คอนกรีตที่เกิดการแตกร้าวเฉพาะทิศทาง X แสดงได้ดังนี้

$$
\left[D_c^{ck}\right] = \frac{E_c}{(1+\nu)}\begin{bmatrix} \frac{R^t(1+\nu)}{E_c} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{(1-\nu)} & \frac{\nu}{(1-\nu)} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\nu}{(1-\nu)} & \frac{1}{(1-\nu)} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2} \end{bmatrix} \tag{46}
$$

ซึ่ง superscript ck แสดงองค์ประกอบของความสัมพันธ์อ้างอิงกับระบบพิกัดที่ขนานกับทิศทางของความเค้นหลัก โดยมีแกน x^{ck} ตั้งฉากกับผิวของรอยแตกร้าว R^t คือ Secant Modulus ดังแสดงให้เห็นในภาพที่ 34 ซึ่ง T_c เป็นตัวคูณสำหรับลดค่าของความเค้นดึง ซึ่งสามารถหาได้จากพลังงานแตกร้าวของคอนกรีต G_f ดังนี้

$$
T_c = \frac{G_f - f_t\varepsilon^{ck}}{5 f_t\varepsilon^{ck}} \tag{47}
$$



ภาพที่ 34 กำลังรับแรงดึงของคอนกรีต

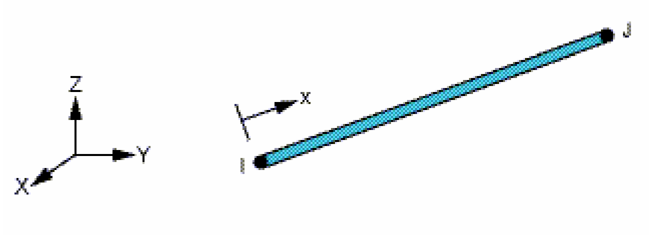
ที่มา: ANSYS (2003)

ถ้ารอยแตกร้าวนี้ปิดลง ความเค้นอัดที่ตั้งฉากกับระนาบรอยแตกร้าวยังสามารถส่งผ่านรอยร้าวต่อไปได้ ซึ่งจะไม่เหมือนกับกรณีที่เกิดรอยร้าวจากแรงดึง สัมประสิทธิ์การถ่ายแรงเฉือน β_c จะใช้กับรอยร้าวที่ถูกปิดลงเท่านั้นซึ่งมักจะมีค่ามากกว่า β_t ค่าสติฟเนสเมทริกซ์ของเอลิเมนต์คอนกรีตในกรณีที่รอยร้าวถูกปิดลงเฉพาะทิศทาง X เท่านั้น แสดงได้ดังนี้

$$\left[D_c^{ck}\right]=\frac{E_c}{(1+\nu)(1-2\nu)}\begin{bmatrix}(1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0\\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0\\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_c(1-2\nu)}{2} & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_c(1-2\nu)}{2}\end{bmatrix} \quad (48)$$

2.2 เอลิเมนต์สำหรับเหล็กเสริมและเหล็กปลอก

เอลิเมนต์ของเหล็กเสริมและเหล็กปลอกถูกแทนด้วยเอลิเมนต์ที่มีลักษณะเป็นท่อนมี 2 จุดต่อ (Truss element) ในแต่ละจุดต่อจะมีความอิสระในการเคลื่อนที่ (Degree of Freedom) ได้ใน 3 ทิศทาง คือในทิศทางตามแนวแกน X, Y และ Z ซึ่ง Shape function ที่ใช้ในการประมาณค่าภายในของการขจัด (Displacement interpolation) สำหรับเอลิเมนต์เป็น Linear shape function เอลิเมนต์สามารถรับแรงดึงและแรงอัดได้ในแนวทิศทางเดียวเท่านั้นและสามารถยืดหดตัวได้ในช่วงพลาสติก ดังแสดงในภาพที่ 35



ภาพที่ 35 เอลิเมนต์ของเหล็กเสริมตามยาว Link8 (ANSYS 2003)

ที่มา: ANSYS (2003)

ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ของเอลิเมนต์เหล็กเสริมสามารถหาได้ตามความสัมพันธ์ดังสมการที่ 49

$$\begin{Bmatrix} F_{ix} \\ F_{iy} \\ M_i \\ F_{jx} \\ F_{jy} \\ M_j \end{Bmatrix} = \frac{AE_s}{L} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{ix} \\ v_{iy} \\ \theta_i \\ u_{jx} \\ v_{jy} \\ \theta_j \end{Bmatrix} \tag{49}$$

หรือสามารถเขียนให้อยู่ในรูปย่อ

$$\{F\} = [K_l]\{D\} \tag{50}$$

โดยสติฟเนสเมทริกซ์ของเอลิเมนต์เหล็กเสริมแสดงดังนี้

$$[K_l] = \frac{AE_s}{L} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \tag{51}$$

เมื่อ A คือ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริม

E_s คือ มอดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม

2.3 เอลิเมนต์สำหรับจำลองพฤติกรรม Bond-slip

พฤติกรรม Bond-slip ที่เกิดขึ้นจะถูกแทนด้วยเอลิเมนต์ที่เป็นสปริง 2 จุดต่อ (Combin39) โดยเอลิเมนต์สามารถรับแรงทิศทางเดียวและสามารถแสดงพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการเคลื่อนตัวได้ เอลิเมนต์ชนิดนี้สามารถรองรับการวิเคราะห์ได้ใน 1 มิติ 2 มิติ และ 3 มิติโดยที่ปลายจุดต่อจะมีความอิสระในการเคลื่อนที่ได้ 3

ทิศทางคือในทิศทางตามแนวแกน X, Y และ Z และที่จุดต่อยังสามารถหมุนได้รอบแกนทั้ง 3 อีกด้วย สามารถยืดและหดตัวตามแนวยาวของเอลิเมนต์ได้ แต่ไม่สามารถรับแรงดัดได้ เอลิเมนต์ชนิดนี้จะไม่มีความยาว (Zero dimension) ใช้เชื่อมระหว่างจุดต่อ (Node) ของคอนกรีต (Solid65) และจุดต่อของเหล็กเสริมตามยาว (Link8) โดยสติฟเนสเมทริกซ์ของเอลิเมนต์ Combin39 แสดงได้ดังนี้

$$\begin{Bmatrix} F_{ix} \\ F_{jx} \end{Bmatrix} = K^{tg} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{ix} \\ u_{jx} \end{Bmatrix} \tag{52}$$

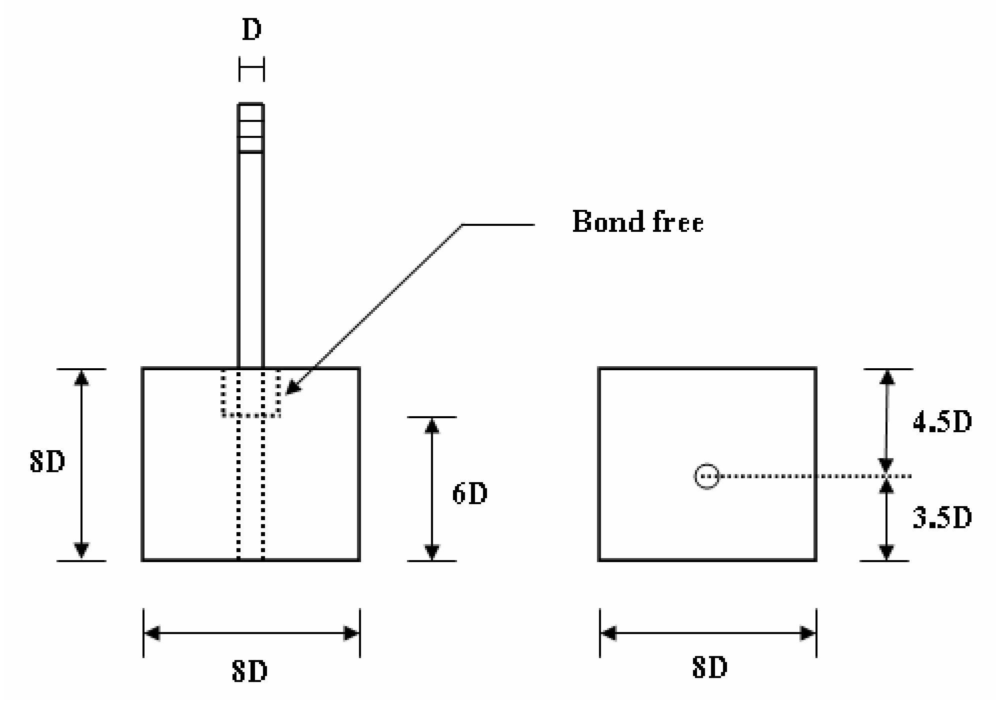
เมื่อ K^{tg} คือ Slope of active segment from previous iteration

3. การพิสูจน์เอลิเมนต์แบบสปริง (Element Verification for Nonlinear-Spring)

การจำลองพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Bond stress) และการครูดหรือลื่นหลุด (Slip) ของเหล็กเสริมซึ่งมีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นนั้น จะใช้เอลิเมนต์แบบสปริง (Combin39) ในการจำลองพฤติกรรมของความสัมพันธ์ที่เกิดขึ้นและเพื่อพิสูจน์ (Verification) ให้เห็นว่าเอลิเมนต์แบบสปริงนี้สามารถจำลองพฤติกรรม Bond-slip ซึ่งมีความสัมพันธ์แบบไม่เชิงเส้นได้ จึงได้สร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อเลียนพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและการ Slip ของเหล็กเสริมโดยเปรียบเทียบกับการทดสอบแบบ Pullout test ในห้องปฏิบัติการ โดยใช้แท่งคอนกรีตทรงลูกบาศก์ขนาด 8 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริม กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตที่ 28 วัน มีค่า 24.7 MPa โดยฝังเหล็กเสริมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12.7 มิลลิเมตร มีค่า Yield strength เท่ากับ 315 MPa ที่ตำแหน่ง 3.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง โดยมีระยะฝังเท่ากับ 6 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริม (Lee.H.S. et al., 2002) คุณสมบัติของวัสดุและรายละเอียดของแท่งตัวอย่างที่ใช้ทดสอบแสดงในตารางที่ 8 และภาพที่ 36 ตามลำดับ

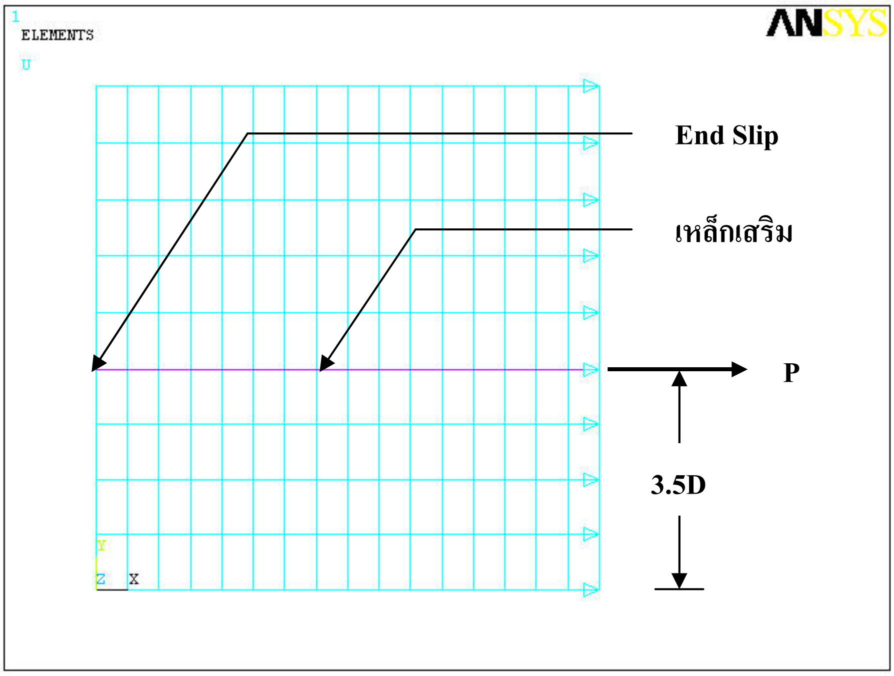
ตารางที่ 8 คุณสมบัติของวัสดุสำหรับตัวอย่างที่ใช้ทดสอบ Pullout test

พารามิเตอร์	พารามิเตอร์ที่ใช้ (คอนกรีต)	พารามิเตอร์ที่ใช้ (เหล็กเสริม)
Elastic modulus	22,600 MPa	183,384 MPa
Poisson's ratio	0.18	0.30
Compressive strength	24.7 MPa	-
Modulus of rupture	2.7 MPa	-
Yield stress	-	315 MPa

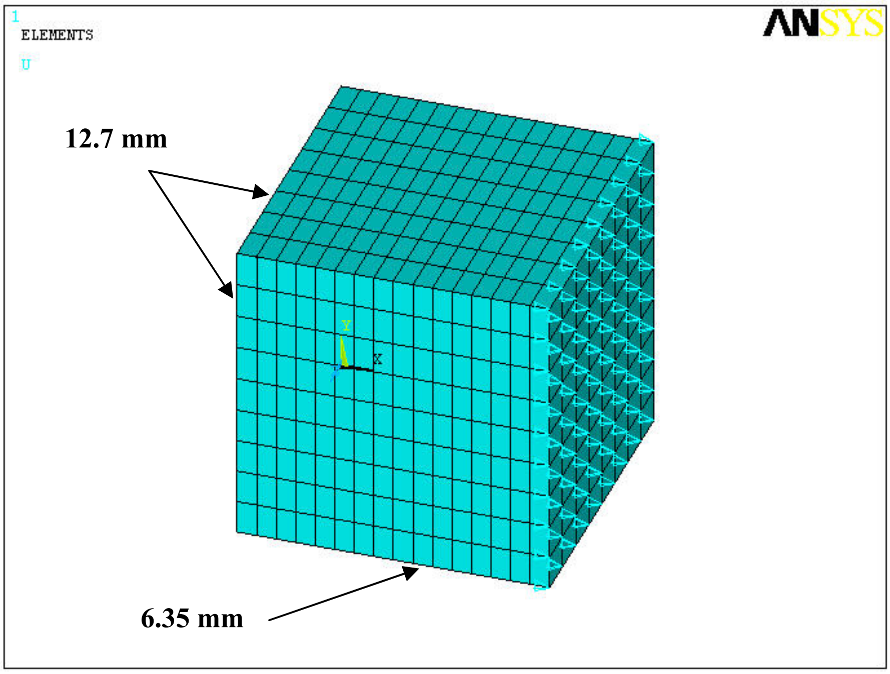


ภาพที่ 36 รายละเอียดของแท่งตัวอย่างที่ใช้ทดสอบ Pullout test

แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของแท่งตัวอย่างที่ใช้ทดสอบ Pullout test ถูกจำลองขึ้นเป็นแบบ 3 มิติโดยที่คอนกรีตจะถูกจำลองด้วยเอลิเมนต์ 3 มิติ (Solid 65) เหล็กเสริมจะถูกจำลองด้วยเอลิเมนต์แบบแท่ง (Truss element) ส่วนพฤติกรรมการ Slip ของเหล็กเสริม ที่เกิดขึ้นจะถูกจำลองโดยสปริงเอลิเมนต์ (Combin 39) ซึ่งเป็นเอลิเมนต์ที่ไม่มีความยาว (Zero dimension) เอลิเมนต์ต้องการคุณสมบัติ (Real constant) ระหว่างความสัมพันธ์ระหว่างแรงภายในและการเคลื่อนตัวสำหรับแสดงพฤติกรรมของเอลิเมนต์ รายละเอียดของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์สำหรับแท่งตัวอย่างที่ใช้ทดสอบ Pullout test และขนาดของเอลิเมนต์คอนกรีตที่ใช้สำหรับสร้างแบบจำลองแสดงในภาพที่ 37 และภาพที่ 38 ตามลำดับ



ภาพที่ 37 รายละเอียดของแบบจำลองสำหรับแท่งตัวอย่างที่ใช้ทดสอบ Pullout test



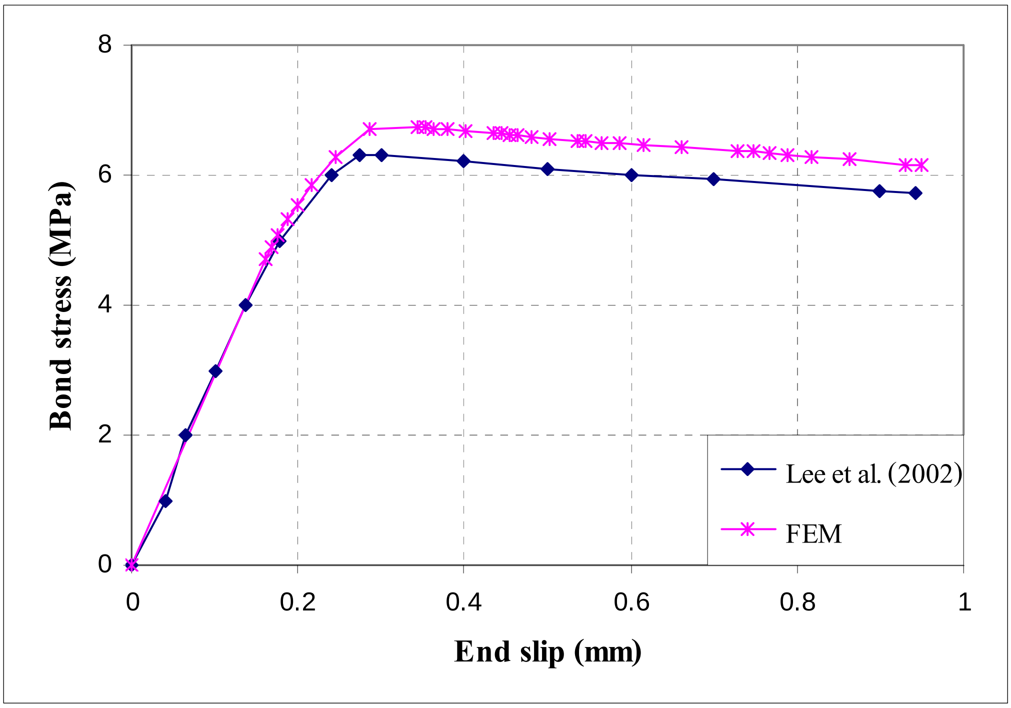
ภาพที่ 38 ขนาดของเอลิเมนต์คอนกรีตที่ใช้สำหรับสร้างแบบจำลอง

ค่าของแรงภายในที่เกิดขึ้นในสปริงเอลิเมนต์หรือค่าซึ่งใช้อธิบายคุณสมบัติของ Combin 39 (Real constant) สามารถหาได้จากการแปลงค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ได้จากการทดสอบ Pullout test ในห้องปฏิบัติการ ผ่านสมการที่ 53 โดยที่ความลึกของเหล็กที่ฝัง l_0 ที่ใช้มีค่าเท่ากับระยะห่างระหว่างสปริงเอลิเมนต์ ซึ่งสำหรับการจำลองนี้มีค่าเท่ากับ 6.35 มิลลิเมตร ส่วนค่าการเคลื่อนตัวของสปริงเอลิเมนต์กำหนดให้มีค่าเท่ากับการ Slip ของเหล็กเสริมที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

$$F = \pi d l_0 \tau \tag{53}$$

เมื่อ	F	คือ	แรงที่เกิดขึ้นในสปริงเอลิเมนต์สปริง (Combin39)
	τ	คือ	หน่วยแรงยึดเหนี่ยว
	d	คือ	เส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริม
	l_0	คือ	ระยะห่างระหว่างสปริงเอลิเมนต์

การดึงเหล็กเสริมในแท่งตัวอย่างสำหรับแบบจำลองจะใช้วิธีการกำหนดให้จุดต่อ (Node) ของปลายเหล็กเสริมที่รับแรงเคลื่อนที่ โดยเรียกวิธีนี้ว่า Displacement load ซึ่งวิธีการดังกล่าวนี้จะทำให้ทราบขนาดของแรงที่ทำให้จุดต่อที่รับแรงดึงเคลื่อนที่ไปเป็นระยะที่กำหนด ซึ่งวิธีการนี้ยังช่วยให้สามารถหาค่า Slip ในช่วงที่หน่วยแรงยึดเหนี่ยวเริ่มลดลงได้อีกด้วย ผลการสร้างแบบจำลองเพื่อพิสูจน์ความสามารถในการจำลองพฤติกรรม Bond-slip พบว่าแบบจำลองสามารถตอบสนองพฤติกรรมระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและค่า Slip ของเหล็กเสริมได้ ดังแสดงในภาพที่ 39



ภาพที่ 39 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและการครูดหรือลื่นหลุดของเหล็กเสริม

ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและการ Slip ของเหล็กเสริมที่ได้จากแบบจำลองมีแนวโน้มใกล้เคียงกับการทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยเฉพาะความสัมพันธ์ในช่วงแรกก่อนถึงหน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุด (Maximum bond stress) หลังจากนี้แบบจำลองจะให้ค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวมากกว่าการทดสอบในห้องปฏิบัติการ เนื่องจากในการทดสอบจริงคอนกรีตอาจเกิดรอยแตกร้าวขนาดเล็กอยู่ก่อนแล้ว รวมถึงการแบ่งขนาดเอลิเมนต์ของเหล็กเสริมอาจยังไม่ละเอียดพอ ด้วยเหตุนี้จึงส่งผลให้ค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ได้จากแบบจำลองมีค่ามากกว่าการทดสอบในห้องปฏิบัติการ อย่างไรก็จะเห็นได้ว่าการใช้สปริงเอลิเมนต์ (Combin39) สามารถจำลองพฤติกรรมความไม่เชิงเส้นของความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและการ Slip ของ

เหล็กเสริมได้โดยผลที่ได้จากแบบจำลองและผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการมีความสอดคล้องกันเป็นอย่างดี รวมถึงแรงที่เกิดขึ้นในสปริงเอลิเมนต์ซึ่งใช้อธิบายคุณสมบัติของ Combin39 สามารถหาได้จากการแปลงค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวให้เป็นแรงยึดเหนี่ยวสำหรับสปริงเอลิเมนต์โดยผ่านสมการที่ 43 ส่วนค่าการเคลื่อนตัวของสปริงเอลิเมนต์จะกำหนดให้มีค่าเท่ากับการ Slip ของเหล็กเสริม

4. การพิจารณาเลือกจำนวนเอลิเมนต์

หลักการวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์จำเป็นต้องแบ่งโครงสร้างออกเป็นเอลิเมนต์ย่อยๆ (Mesh) ต่อเนื่องกันตามรูปร่างของโครงสร้างเดิม แล้วสร้างสมการของแต่ละเอลิเมนต์ย่อยๆ ขึ้นมา ต่อมาจึงนำสมการที่ได้มารวมกัน ก่อให้เกิดระบบสมการชุดใหญ่ซึ่งในความหมายทางกายภาพก็คล้ายกับการเอาเอลิเมนต์มาประกอบรวมเข้าด้วยกันก่อให้เกิดเป็นรูปร่างลักษณะของโครงสร้างเดิม จากนั้นจึงทำการกำหนดเงื่อนไขขอบเขตที่ให้มาลงไปในระบบสมการชุดใหญ่นี้ แล้วจึงทำการแก้ไขสมการดังกล่าว ก่อให้เกิดผลเฉลยโดยประมาณที่ต้องการ ณ ตำแหน่งต่างๆ ของโครงสร้าง ซึ่งผลเฉลยที่ได้มาจากการวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์นั้นจะถูกต้องมากน้อยเพียงใด จะขึ้นอยู่กับหลักสามประการ คือ ประการแรก การกำหนดรูปร่างของเอลิเมนต์ให้ใกล้เคียงหรือสอดคล้องกับโครงสร้างเดิมมากน้อยเพียงใด ประการที่สอง การประมาณพฤติกรรมของเอลิเมนต์ย่อยได้ถูกต้องตามสภาพจริงหรือไม่ และปละการสุดท้าย ความละเอียดในการคำนวณตัวเลขที่มีค่าน้อยๆของเครื่องคอมพิวเตอร์ (เดช, 2541) อย่างไรก็ตามข้อผิดพลาดที่อาจเกิดขึ้นในการวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ สามารถแบ่งได้เป็นสามประการ คือ Numerical error, Modeling error, Discrezation error

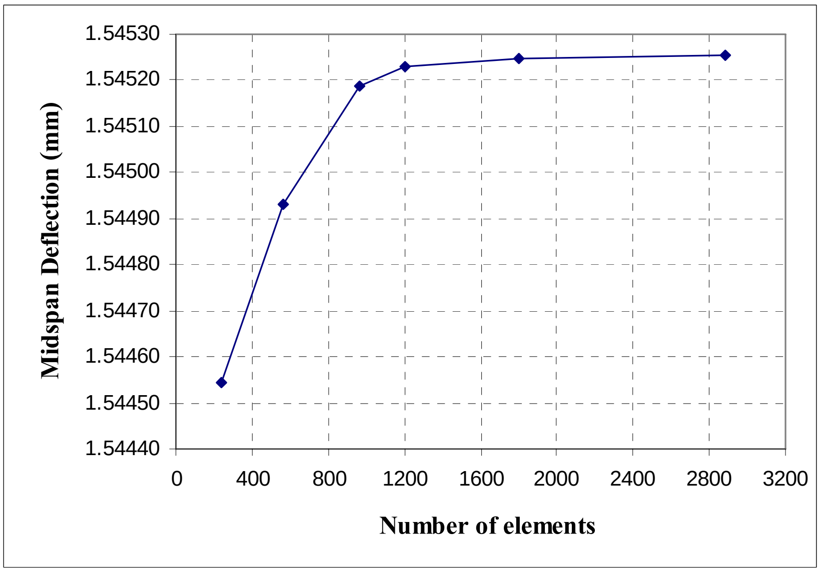
ความผิดพลาดจาก Numerical error เป็นข้อผิดพลาดที่ขึ้นอยู่กับขีดความสามารถของเครื่องไมโครคอมพิวเตอร์ รวมถึงโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วย หากเลือกใช้โปรแกรมที่มาตรฐานสูงหรือเป็นที่ยอมรับ ข้อผิดพลาดที่กล่าวมานี้มีค่าน้อยมากเมื่อเทียบกับ Modeling error, Discrezation error

ความผิดพลาดจาก Modeling error เป็นข้อผิดพลาดที่เกิดขึ้นจากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ไม่เหมือนหรือไม่สอดคล้องกับระบบทางกายภาพของโครงสร้างเดิม สามารถลดข้อผิดพลาดที่เกิดขึ้นได้ โดยการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ให้เหมือนหรือสอดคล้องกับโครงสร้างเดิมให้มากที่สุด

ความผิดพลาดจาก Discrezation error เป็นข้อผิดพลาดที่เกิดขึ้นจากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์เนื่องมาจากการแบ่งโครงสร้างออกเป็นเอลิเมนต์ย่อยๆ มีความละเอียดไม่เพียงพอ สามารถลดข้อผิดพลาดที่เกิดขึ้นได้ โดยการเพิ่มจำนวนของเอลิเมนต์ย่อยให้มากขึ้น ผลเฉลยที่ได้จะใกล้เคียงกับผลเฉลยแม่นตรง (Exact solution) มากขึ้น

4.1 คานกรณีศึกษาที่ 1

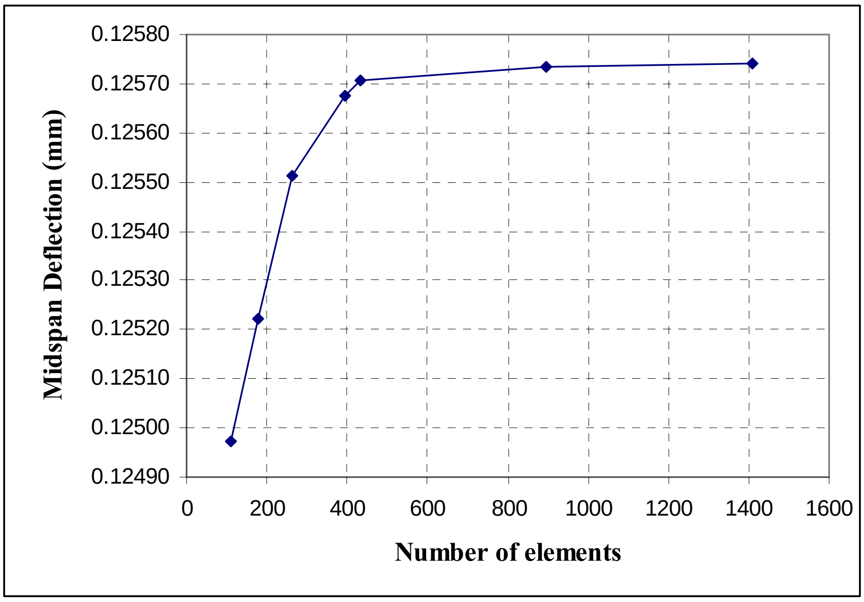
ในวิทยานิพนธ์ได้ศึกษาการลู่เข้าของผลลัพธ์ที่ถูกต้อง (Converged solution) โดยวิเคราะห์แบบจำลองคานคอนกรีตไม่เสริมเหล็กรับแรง (Plain concrete beam) ในช่วงเชิงเส้น (Linear analysis) แบบจำลองที่สร้างขึ้นจะมีขนาดเท่ากับหนึ่งในสี่ส่วนของคานจริง โดยทำการแบ่งเอลิเมนต์ย่อยจาก 240, 560, 960, 1,200, 1,800 และ 2,880 ตามลำดับ แล้วนำผลเฉลยที่ได้มาเขียนความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนของเอลิเมนต์ย่อย (Number of elements) และการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน (Mid-span deflection) ดังภาพที่ 40 ซึ่งจากภาพจะเห็นว่า ค่าความชันของการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานจะมีความต่อเนื่องระหว่างเอลิเมนต์ย่อย เมื่อเอลิเมนต์ย่อยมีขนาด 1,200 เอลิเมนต์ขึ้นไป ซึ่งแสดงให้เห็นว่าเพื่อที่จะให้ผลลัพธ์ที่ได้ ลู่เข้าหาคำตอบที่ถูกต้องควรใช้เอลิเมนต์อย่างน้อย 1,200 เอลิเมนต์ ในการสร้างแบบจำลองสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1 ซึ่งจะได้ความถูกต้องต่างกับจำนวนเอลิเมนต์ขนาด 2,880 ประมาณ 0.00168%



ภาพที่ 40 ความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนของเอลิเมนต์ย่อยและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1

4.2 คานกรณีศึกษาที่ 2

คานกรณีศึกษาที่ 2 นี้ได้ศึกษาการลู่เข้าของผลลัพธ์ที่ถูกต้อง (Converged solution) โดยวิเคราะห์แบบจำลองคานคอนกรีตไม่เสริมเหล็กรับแรง (Plain concrete beam) ในช่วงเชิงเส้น (Linear analysis) แบบจำลองที่สร้างขึ้นจะมีขนาดเท่ากับหนึ่งในสี่ส่วนของคานจริงเช่นกัน โดยทำการแบ่งเอลิเมนต์ย่อยจาก 112, 180, 264, 396, 432, 896 และ 1,408 ตามลำดับ แล้วนำผลเฉลยที่ได้มาเขียนความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนของเอลิเมนต์ย่อย (Number of elements) และการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน (Mid-span deflection) ดังภาพที่ 41 ซึ่งจากภาพจะเห็นว่า ค่าความชันของการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานจะมีความต่อเนื่องระหว่างเอลิเมนต์ย่อย เมื่อเอลิเมนต์ย่อยมีขนาด 432 เอลิเมนต์ขึ้นไป ซึ่งแสดงให้เห็นว่าเพื่อที่จะให้ผลลัพธ์ที่ได้ ลู่เข้าหาคำตอบที่ถูกต้องควรใช้เอลิเมนต์อย่างน้อย 432 เอลิเมนต์ ในการสร้างแบบจำลองสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 2 ซึ่งจะได้ความถูกต้องต่างกับจำนวนเอลิเมนต์ขนาด 1,408 ประมาณ 0.028%



ภาพที่ 41 ความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนของเอลิเมนต์ย่อยและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 2

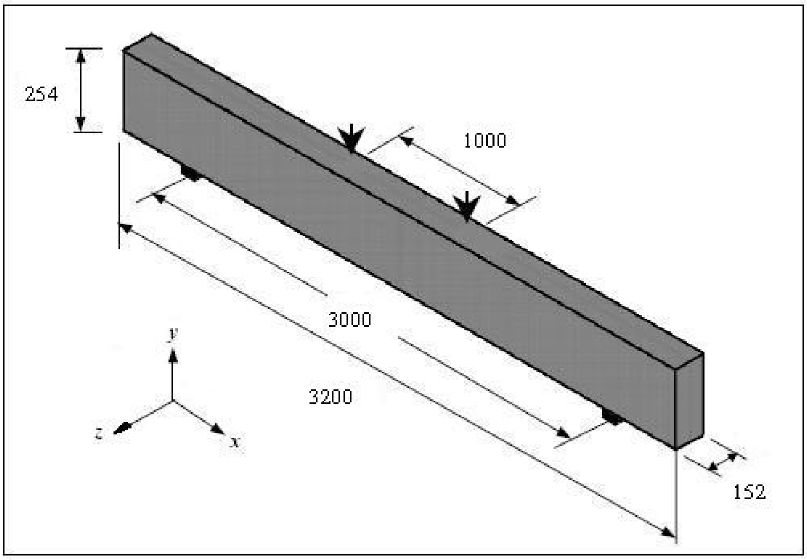
5. เรขาคณิตของคาน

5.1 คานกรณีศึกษาที่ 1

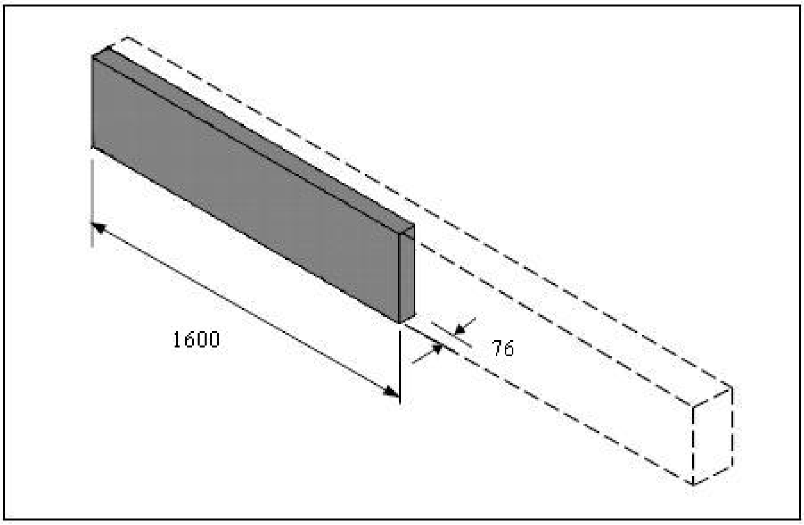
จากการพิจารณาตำแหน่งของแรงกระทำและการเสริมเหล็กในคานกรณีศึกษาที่ 1 แล้ว พบว่าคานอยู่ในลักษณะสมมาตร ดังนั้นในวิทยานิพนธ์นี้การสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของคานจะถูกสร้างขึ้นเพียงหนึ่งในสี่ของคานจริง เพื่อเอื้อประโยชน์ด้านระยะเวลาในการคำนวณให้รวดเร็วขึ้น ดังแสดงในภาพที่ 43 ขนาดของคานที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองแสดงในตารางที่ 9 ระบบพิกัดจะอ้างอิงกับระบบ Global coordinate (พิกัดของคานจริง) มีจุดเริ่มต้นอยู่ที่ปลายด้านซ้ายมือ โดยแกน X จะเป็นแกนตามแนวยาวของคาน ส่วนแกน Y และ Z จะเป็นแกนตามความลึกและความกว้างของคานตามลำดับ สำหรับในกรณีศึกษาที่ 1 คานคอนกรีตจะถูกจำลองโดยเอลิเมนต์ 3 มิติ (Solid element) จำนวน 1260 เอลิเมนต์ ดังแสดงในภาพที่ 44 เอลิเมนต์แต่ละชิ้นของคอนกรีตมีความยาว 40 มิลลิเมตร กว้าง 25.33 มิลลิเมตร และลึก 25.4 มิลลิเมตร

ตารางที่ 9 ขนาดของคานที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง

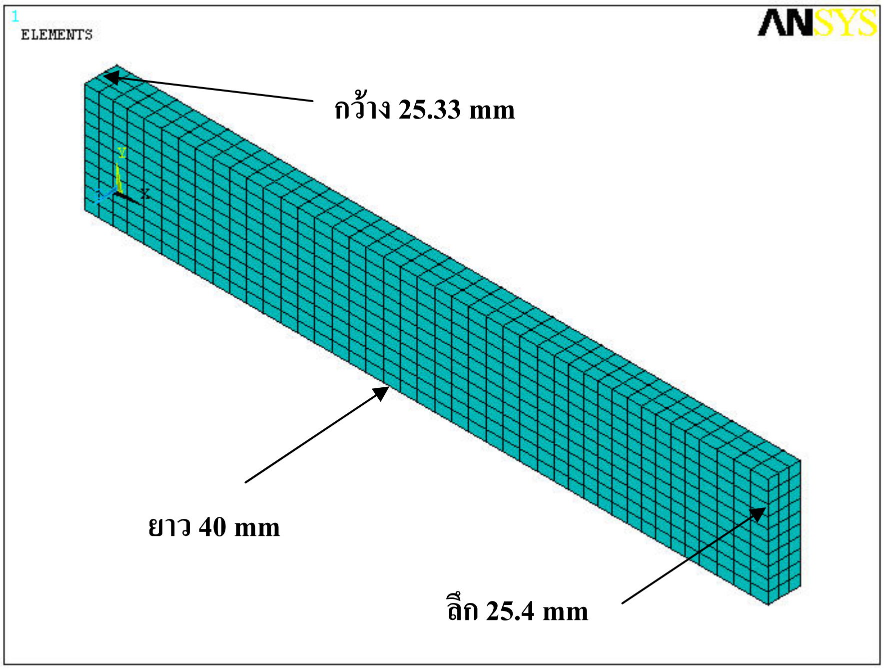
ANSYS	กรณีศึกษาที่ 1 (mm.)		กรณีศึกษาที่ 2 (mm.)	
X1,X2 X-coordinates	0	1600	0	550
Y1,Y2 Y-coordinates	0	254	0	150
Z1,Z2 Z-coordinates	0	76	0	75



ภาพที่ 42 ขนาดของคานที่ใช้ในการทดสอบ (หน่วยเป็นมิลลิเมตร)



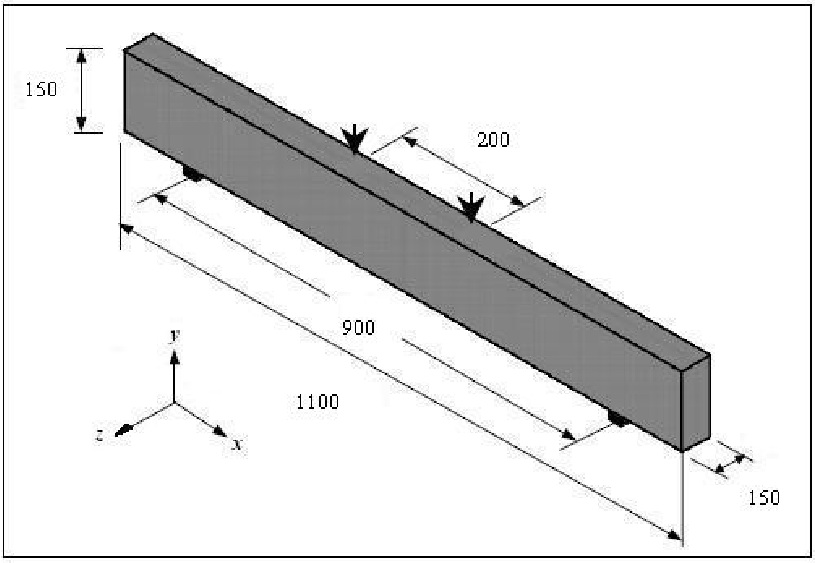
ภาพที่ 43 ขนาดของคานที่ใช้สร้างแบบจำลอง (หน่วยเป็นมิลลิเมตร)



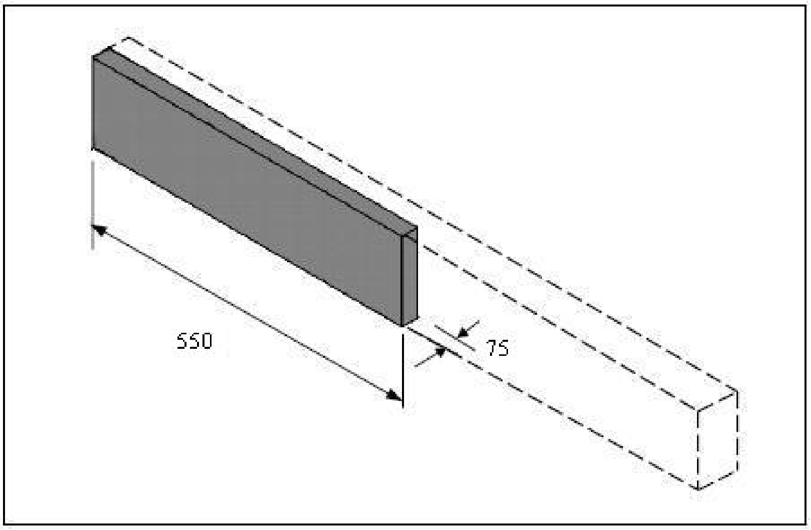
ภาพที่ 44 การแบ่งเอลิเมนต์ของคอนกรีตในแบบจำลองสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1

5.2 คานกรณีศึกษาที่ 2

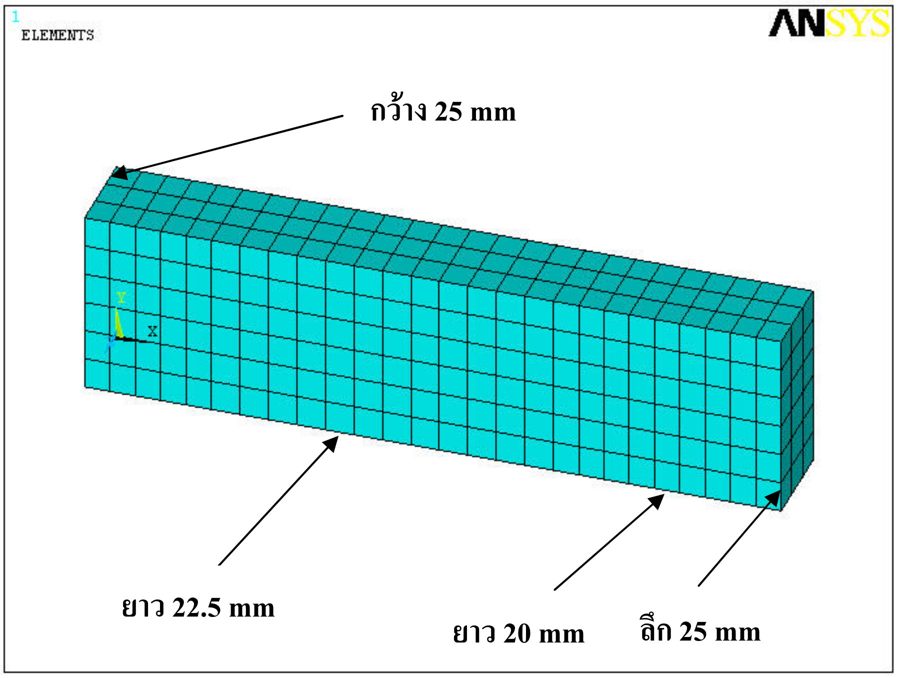
สำหรับคานกรณีศึกษาที่ 2 เมื่อพิจารณาตำแหน่งของแรงกระทำและการเสริมเหล็กในคาน แล้วพบว่าคานอยู่ในลักษณะสมมาตรเช่นกัน ดังนั้นในการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของคานจะถูกสร้างขึ้นเพียงหนึ่งในสี่ของคานจริง ดังแสดงในภาพที่ 46 ขนาดของคานที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองแสดงในตารางที่ 10 ระบบพิกัดจะอ้างอิงกับระบบ Global coordinate (พิกัดของคานจริง) มีจุดเริ่มต้นอยู่ที่ปลายด้านซ้ายมือ โดยแกน X จะเป็นแกนตามแนวยาวของคาน ส่วนแกน Y และ Z จะเป็นแกนตามความลึกและความกว้างของคานตามลำดับ สำหรับในกรณีศึกษาที่ 2 คานคอนกรีตจะถูกจำลองโดยเอลิเมนต์ 3 มิติ (Solid element) จำนวน 468 เอลิเมนต์ ดังแสดงในภาพที่ 47 เอลิเมนต์แต่ละชิ้นของคอนกรีตมีความกว้าง 25 มิลลิเมตร ลึก 25 มิลลิเมตร ยาว 22.5 มิลลิเมตรและ 20 มิลลิเมตร ตามลำดับ



ภาพที่ 45 ขนาดของคานที่ใช้ในการทดสอบ (หน่วยเป็นมิลลิเมตร)



ภาพที่ 46 ขนาดของคานที่ใช้สร้างแบบจำลอง (หน่วยเป็นมิลลิเมตร)

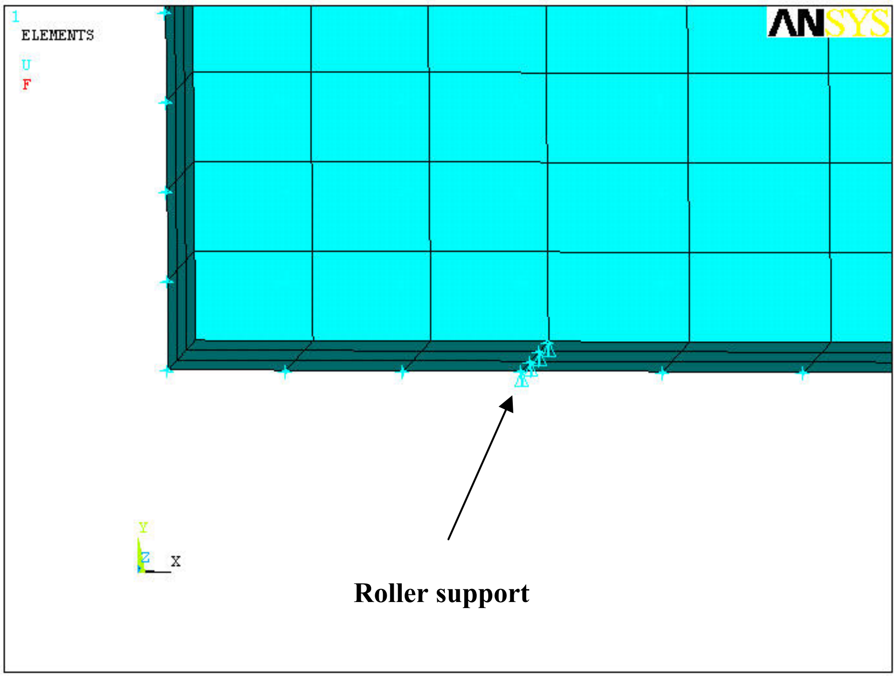


ภาพที่ 47 การแบ่งเอลิเมนต์ของคอนกรีตในแบบจำลองสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 2

6. เงื่อนไขขอบและน้ำหนักบรรทุก

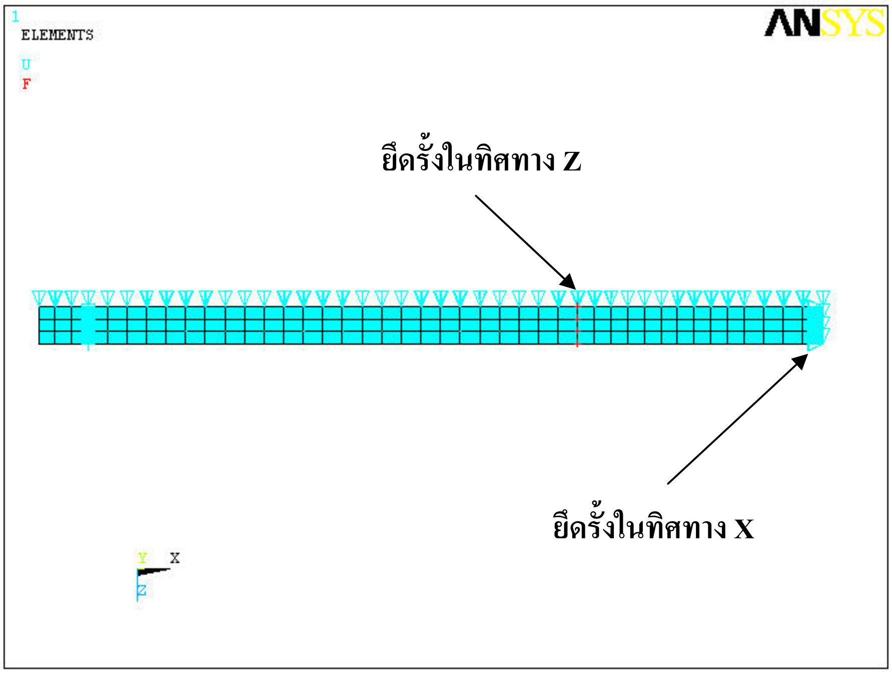
การสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ให้ได้ผลลัพธ์ที่ถูกต้องและแม่นยำ จำเป็นต้องพิจารณาถึงสภาวะเงื่อนไขขอบและน้ำหนักบรรทุกของปัญหาให้ใกล้เคียงกับพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงให้มากที่สุด

ในวิทยานิพนธ์นี้ ฐานรองรับ (Support) ของแบบจำลองจะถูกสร้างให้สามารถเลื่อนได้ (Roller) ในแนวแกน X (แกนตามความยาวคาน) โดยการกำหนดให้ความอิสระในการเคลื่อนที่ (DOF) เป็นศูนย์ในแนวแกน Y และแกน Z (Uy=0, Uz=0) สภาวะเงื่อนไขขอบของการยึดรั้งของฐานรองรับ แสดงในภาพที่ 48



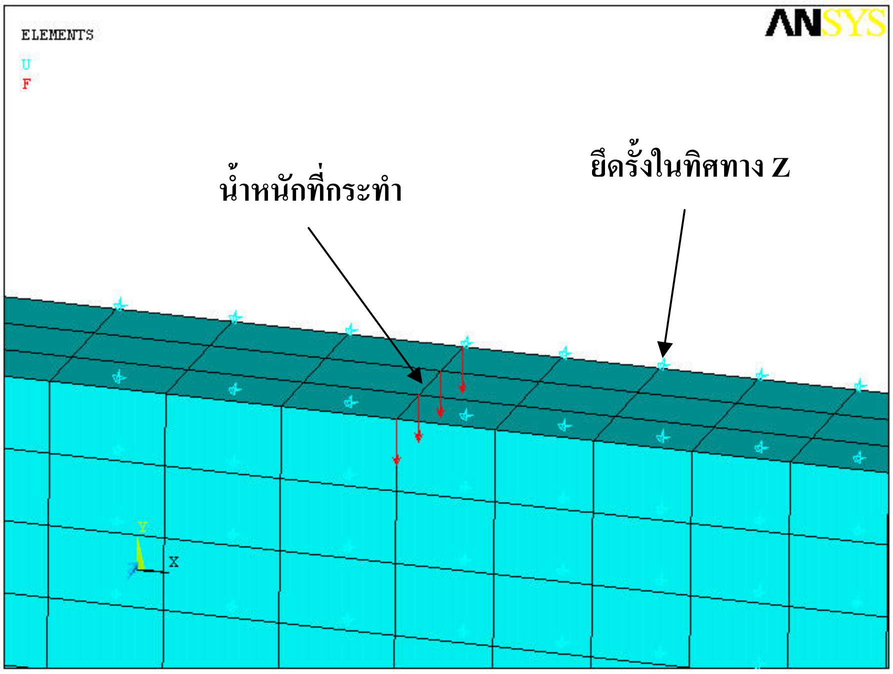
ภาพที่ 48 สภาพการยึดรั้งบริเวณฐานรองรับ

การจำลองคานเพียงหนึ่งในสี่ส่วนของคานจริง จำเป็นต้องกำหนดสภาวะเงื่อนไขขอบของคานให้มีพฤติกรรมเหมือนกับคานจริงให้มากที่สุด โดยการกำหนดให้ตำแหน่งสมมาตรกึ่งกลางคานมีความอิสระในการเคลื่อนที่ (DOF) เป็นศูนย์ในแนวแกน X (Ux=0) และกำหนดให้ตำแหน่งสมมาตรข้างคานมีความอิสระในการเคลื่อนที่ (DOF) เป็นศูนย์ในแนวแกน Z (Uz=0) นั่นคือคานจะสามารถเคลื่อนที่ได้ในทิศทางเดียว คือ ทิศทางในแกน Y สภาพของการยึดรั้งของแบบจำลองหนึ่งในสี่ของคานจริงแสดงในภาพที่ 49



ภาพที่ 49 สภาพการยึดรั้งของแบบจำลองหนึ่งในสี่ของคานจริง

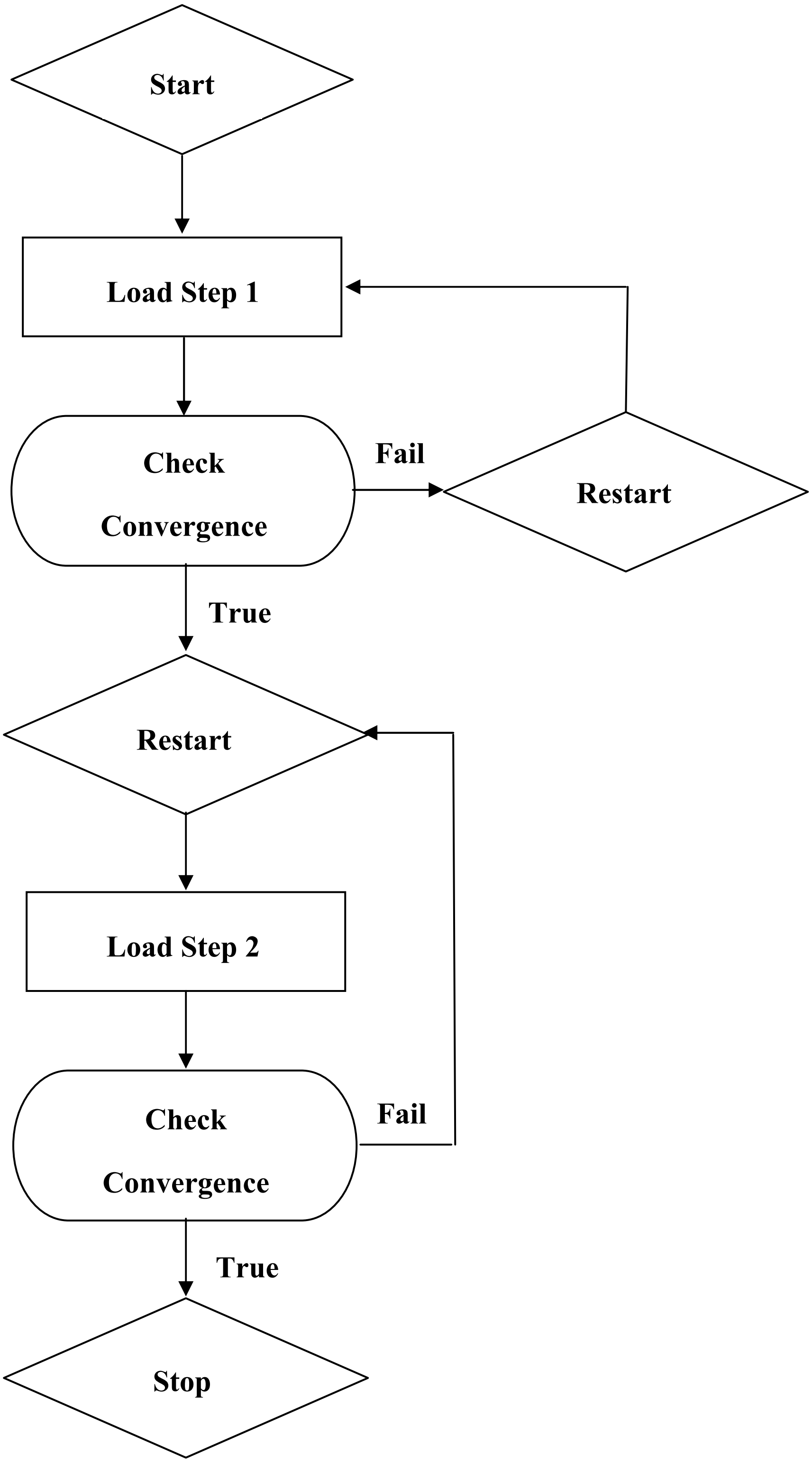
เนื่องจากคานถูกจำลองขึ้นเพียงหนึ่งในสี่ส่วนของคานจริง ดังนั้นน้ำหนักที่กระทำต่อแบบจำลองนี้จึงมีค่าเป็นหนึ่งในสี่ส่วนของน้ำหนักที่กระทำจริงด้วย (น้ำหนักจาก Loadcell) โดยน้ำหนักจะกระทำที่จุดต่อของเอลิเมนต์โดยมีขนาดเท่ากันทุกจุดต่อ น้ำหนักที่กระทำในแบบจำลองแสดงในภาพที่ 50



ภาพที่ 50 น้ำหนักที่กระทำในแบบจำลอง

การแบ่งขนาดของน้ำหนักบรรทุก

ขนาดของน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นจะถูกกำหนดโดยวิธีนิวตัน-ราฟสัน (Newton-Raphson) ในวิทยานิพนธ์นี้ใช้ Automatic time stepping ในการควบคุมขนาดของน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นในแต่ละ Load step หากผลเฉลยที่ได้มีแนวโน้มลู่เข้า (Converged) แล้ว Automatic time stepping จะเพิ่มขนาดของน้ำหนักบรรทุกให้มากขึ้นใน Load step ต่อไป แต่หากผลเฉลยมีแนวโน้มไม่ลู่เข้า (Not-converged) แล้ว Automatic time stepping จะแบ่งน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นออกเป็น 2 ส่วนเท่าๆ กัน เรียกว่า Sub step ซึ่งโปรแกรมจะ Automatically restart จากจุดสุดท้ายของคำตอบที่ลู่เข้า หากผลเฉลยยังไม่ลู่เข้า Automatic time stepping จะแบ่งน้ำหนักบรรทุกออกเป็น 2 ส่วนเท่าๆ กัน จาก Sub step เดิมและจะ Automatically restart ใหม่อีกครั้ง กระบวนการนี้จะดำเนินการต่อไปเรื่อยๆ จนกระทั่งผลเฉลยที่ได้ลู่เข้า การเพิ่มน้ำหนักบรรทุกใน Load step ต่อไป จะใช้คำสั่ง Restart หรือ Restart option เพื่อเอื้อประโยชน์ให้การคำนวณผลเฉลยใช้เวลาน้อยลง ขั้นตอนการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกในแบบจำลองแสดงในภาพที่ 51 ซึ่งขนาดของน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นในแต่ละ Load step สำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1 และคานกรณีศึกษาที่ 2 แสดงในภาคผนวก ก และ ภาคผนวก ข ตามลำดับ

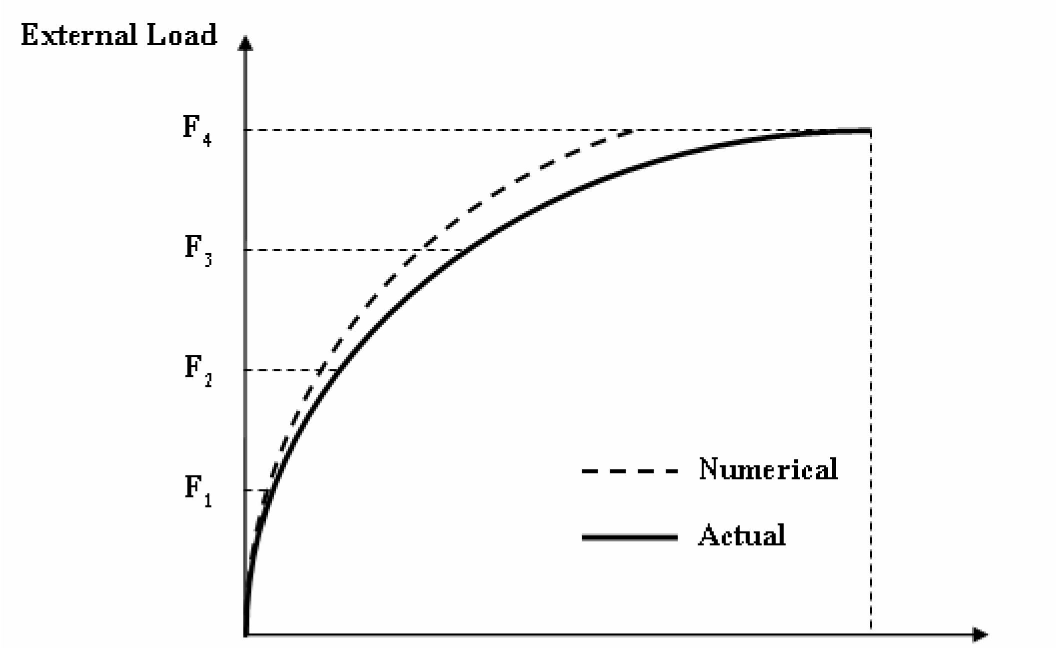


ภาพที่ 51 ขั้นตอนการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกสำหรับ 2 Load increments

การแก้ปัญหาไม่เชิงเส้น

เนื่องจากคุณสมบัติทางวัสดุของคอนกรีตภายใต้การรับแรงอัดอยู่ในสภาวะไม่เชิงเส้น (Nonlinear) ดังนั้นในการวิเคราะห์พฤติกรรมการรับแรงดัดของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ตั้งแต่เริ่มรับแรงตลอดช่วง Elastic จนเข้าสู่ช่วง Inelastic จนถึงจุดวิบัติ จึงจำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องพิจารณาและวิเคราะห์พฤติกรรมในช่วง Nonlinear ด้วย เพื่อที่จะให้ได้มาซึ่งพฤติกรรมการรับแรงของโครงสร้างที่ใกล้เคียงความเป็นจริงมากที่สุด

การแก้ปัญหาไม่เชิงเส้น (Nonlinear solution) น้ำหนักบรรทุกที่มากระทำกับโครงสร้างจะถูกแบ่งออกเป็นส่วนย่อยๆ และเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่อง หากไม่มีขั้นตอนการตรวจแก้ในระหว่างการแก้ปัญหาไม่เชิงเส้น Numerical error จะเพิ่มขึ้น ผลลัพธ์ที่ได้จะไม่สอดคล้องกับความเป็นจริง สามารถพิจารณาได้จากภาพที่ 52



ภาพที่ 52 Incremental load method without correction

ขั้นตอนที่ใช้ในการแก้ปัญหาไม่เชิงเส้น มีขั้นตอนพื้นฐานอยู่ 4 ขั้นตอน ขั้นตอนที่ 1 การคำนวณหา Stiffness matrix ขั้นตอนที่ 2 การแก้สมการสมดุลเมื่อ Displacement เพิ่มขึ้น ขั้นตอนที่ 3 การคำนวณหาผลเฉลย โดยประมาณที่ต้องการ ณ ตำแหน่งต่างๆ ของปัญหาทุกเอลิเมนต์ย่อยในแบบจำลอง ขั้นตอนที่ 4 การตรวจสอบการลู่เข้า (Convergence) ของผลเฉลย

การแก้ปัญหาไม่เชิงเส้น จำเป็นที่จะต้องใช้วิธีการทำซ้ำ (Iteration) เพื่อหาผลลัพธ์ที่ถูกต้อง โดยในโปรแกรมแอนซิส (ANSYS) จะใช้วิธีของนิวตัน-ราฟสัน (Newton-Raphson) วิธีนี้จะให้ผลเฉลยที่เป็นเชิงเส้นและทำให้เกิดการลู่เข้า ในตอนท้ายของแต่ละ Load step ซึ่งเป็นวิธีที่นิยมใช้กันมาก มีรากฐานมาจากอนุกรมเทย์เลอร์ น้ำหนักบรรทุกทั้งหมดที่มากระทำ จะถูกแบ่งออกเป็นส่วนๆ ต่อเนื่องกันเรียกว่า Load step ขนาดของน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นแต่ละ Load step จะเพิ่มขึ้นครั้งละน้อยๆ ในแต่ละ Load step ที่แบ่งออกมานั้น จะเริ่มทำการคำนวณจากการสมมุติค่า Stiffness matrix แล้วใช้สมการสมดุลเชิงเส้น (Linear equilibrium equations) คำนวณหาค่า Displacement ที่เพิ่มขึ้นจากการเพิ่มน้ำหนักบรรทุก เนื่องจากค่า Stiffness matrix เปลี่ยนแปลงภายใต้การเพิ่มขึ้นของ Displacement ทำให้ Internal force ของโครงสร้าง ไม่สมดุลกับ External load การทำซ้ำจะทำการตรวจสอบและปรับปรุงค่าความคลาดเคลื่อนที่เกิดขึ้นระหว่าง External load และ Internal force หากค่าความคลาดเคลื่อนมีค่าน้อยกว่าที่กำหนด (Convergence criteria) หรือผลลัพธ์ลู่เข้าหาผลลัพธ์ที่ถูกต้อง (Converged solution) ก็จะหยุดการทำซ้ำ แต่หากค่าความคลาดเคลื่อนนั้นมีค่ามากเกินกว่า Tolerance limits ที่กำหนดไว้ ก็จะทำการ Iterate ซ้ำ โดยวนไปเริ่มทำจากการปรับปรุงค่า Stiffness matrix ใหม่ สามารถเขียนให้อยู่ในรูปแบบสมการได้ดังสมการที่ 54 วิธีการทำซ้ำของนิวตัน-ราฟสัน (Newton-Raphson) แสดงให้เห็นในภาพที่ 53

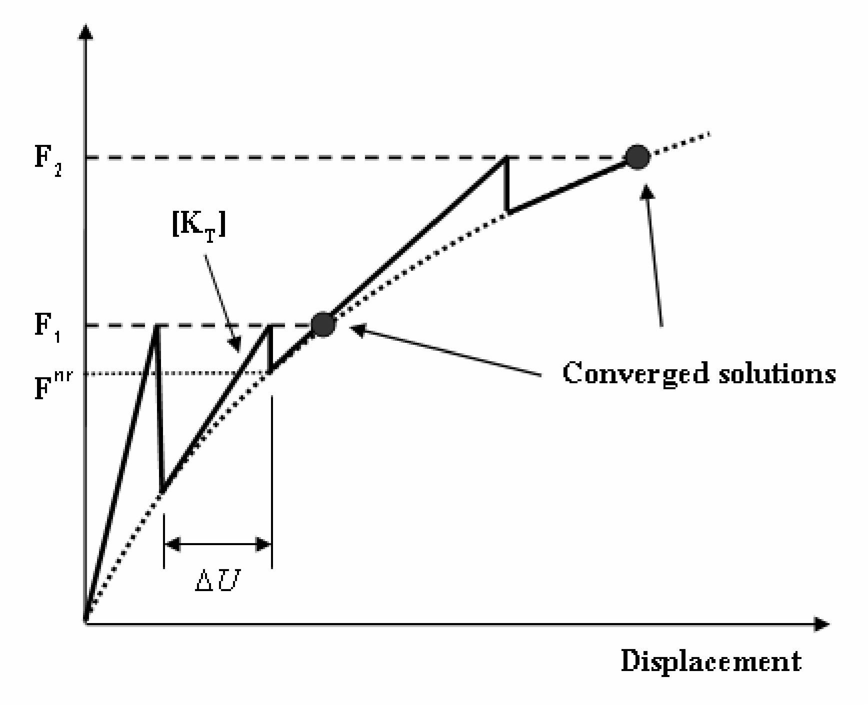
$$[K_T]\{\Delta U\} = \{F\} - \{F^{nr}\} \tag{54}$$

เมื่อ $[K_T]$ คือ Tangent stiffness matrix

$\{\Delta U\}$ คือ Displacement increment

$\{F\}$ คือ External load vector

$\{F^{nr}\}$ คือ Inter force vector

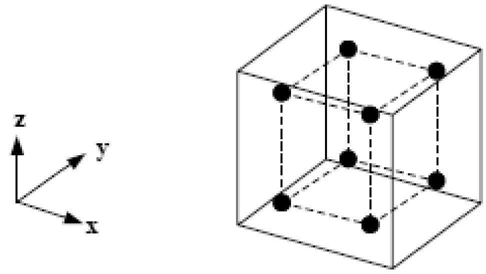


ภาพที่ 53 Newton-raphson iterative solution for 2 load increments

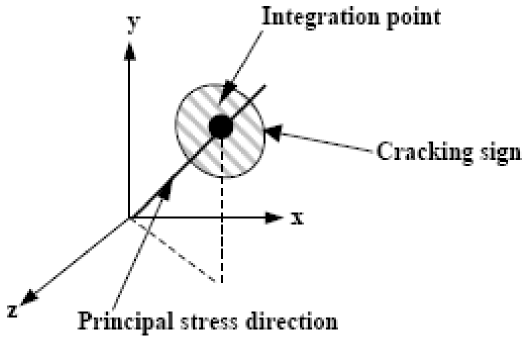
จำนวนสูงสุดของการทำซ้ำ (Iteration) ขึ้นอยู่กับสภาพปัญหาและค่าความคลาดเคลื่อนที่ยอมให้ (Convergence tolerance limits) ในวิทยานิพนธ์นี้กำหนดให้การตรวจสอบค่าความคลาดเคลื่อนของผลลัพธ์ (Convergence criteria) ตั้งอยู่บนพื้นฐานของ Force และ Displacement โดยโปรแกรมจะทำการคำนวณซ้ำจนกว่าผลลัพธ์ที่ได้มีค่าความคลาดเคลื่อนน้อยกว่าที่ยอมให้ (Convergence tolerance limits) ซึ่งมีค่าเท่ากับ 1.0% และ 5.0% ตามลำดับ

การแตกร้าวในแบบจำลอง

การเกิดการแตกร้าวสามารถหาได้โดยการใช้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดที่ได้จากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ในโปรแกรม แอนซิส (ANSYS) จะวิเคราะห์ที่ Integration points ของเอลิเมนต์คอนกรีต โดยสัญลักษณ์ของการแตกร้าวจะปรากฏขึ้นเมื่อ Principal tensile stress มีค่ามากกว่า Ultimate tensile strength ของคอนกรีตโดยแสดงในทิศทางที่ตั้งฉากกับ Principal stress การเกิด Cracking และ Crushing ในโปรแกรมจะใช้วงกลม (0) เป็นสัญลักษณ์ รายละเอียดแสดงในภาพที่ 55



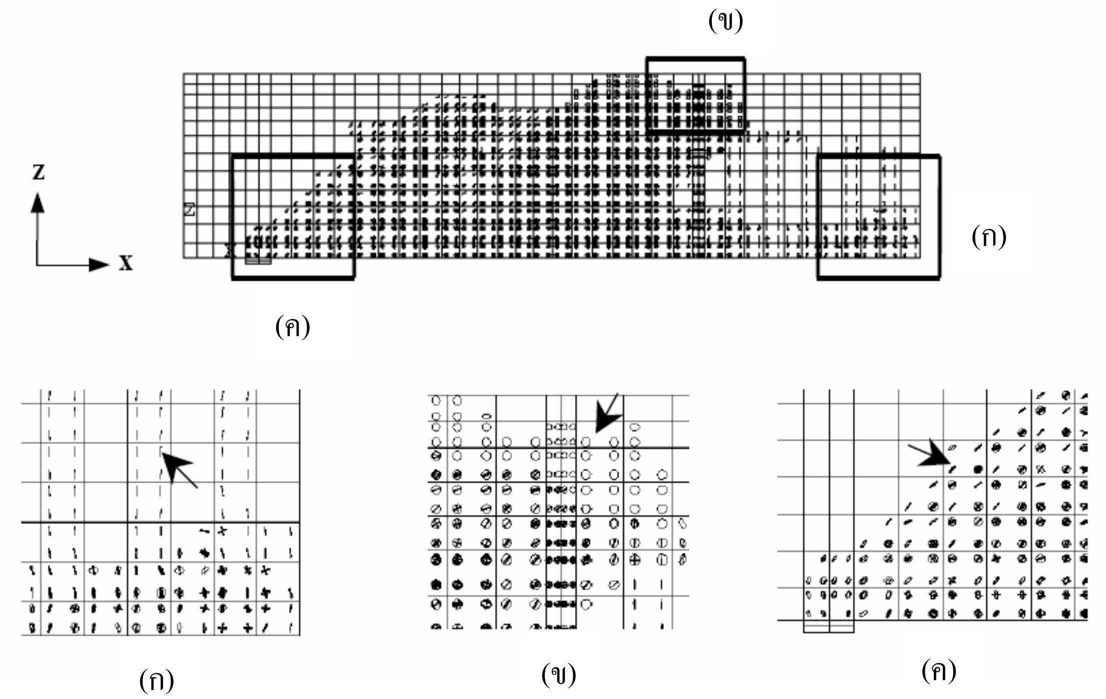
ภาพที่ 54 Integration points ในเอลิเมนต์คอนกรีต



ภาพที่ 55 สัญลักษณ์แสดงการแตกร้าว

รูปแบบการแตกร้าวของคานคอนกรีตสามารถจำแนกได้เป็น 3 รูปแบบตามภาพที่ 56 แสดงการแตกร้าวบริเวณด้านข้างของคาน ภาพที่ 56 (ก) แสดงการแตกร้าวบริเวณท้องคานที่ตำแหน่งกึ่งกลางคาน ซึ่ง Principal tensile stress จะมีค่ามากในทิศทาง X (ทิศทางตามแนวยาวคาน) เมื่อ Principal tensile stress ที่เกิดขึ้นมีค่าเกินกว่ากำลังรับแรงดึงของคอนกรีต (Ultimate tensile strength) จะเกิดการแตกร้าวซึ่งมีสัญลักษณ์เป็นวงกลม (0) ปรากฏขึ้นในทิศทางตั้งฉากกับ Principal stress ในทิศทาง X ด้วยเหตุนี้สัญลักษณ์แสดงการแตกร้าวที่แสดงในภาพจะตั้งเป็นเส้นที่ตั้งตรง (Vertical straight line) ซึ่งเกิดที่ Integration points ของเอลิเมนต์คอนกรีต การแตกร้าวชนิดนี้ว่าการแตกร้าวจากการดัด (Flexural cracks) ภาพที่ 56 (ข) แสดงสัญลักษณ์การแตกร้าวของคอนกรีตเอลิเมนต์บริเวณใต้จุดที่รองรับน้ำหนักบรรทุก สำหรับโครงสร้างคอนกรีตที่รับแรงอัดตามแกนในทิศทางเดียว รอยแตกร้าวจะเริ่มขยายตัวขนานไปกับทิศทางของน้ำหนักบรรทุก ด้วยเหตุที่รอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นจาก Tensile strain จะพัฒนามาจากผลของ Poison ดังนั้นสัญลักษณ์เป็นวงกลม (0) จะปรากฏขึ้นในทิศทางตั้งฉากกับ Tensile strain ในทิศทาง y ที่ตำแหน่ง Integration

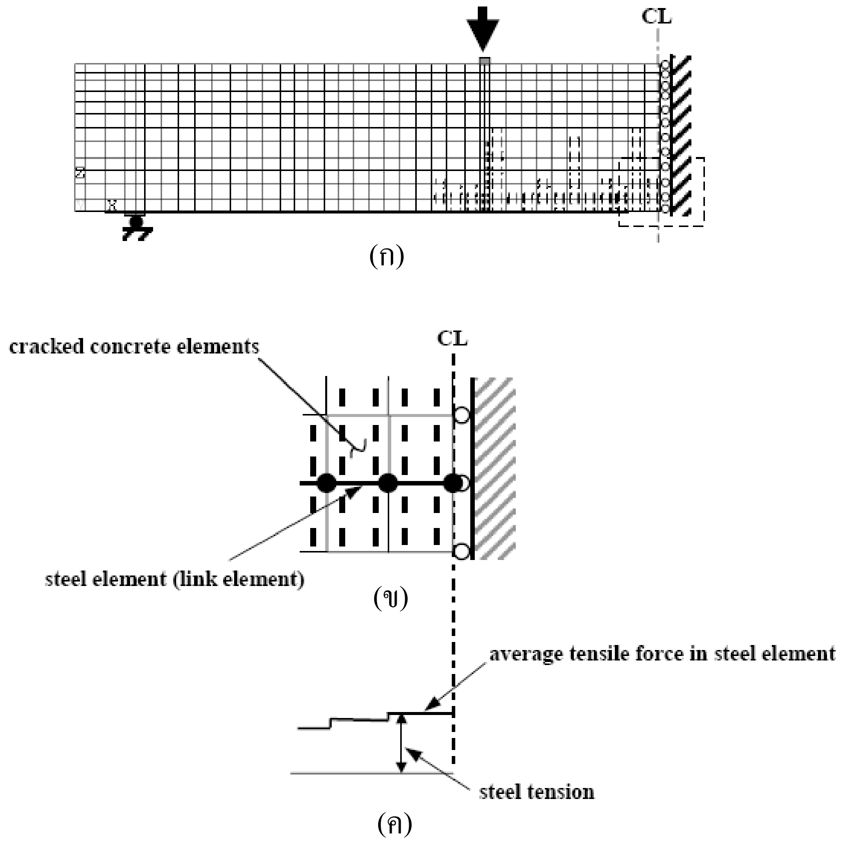
points ของเอลิเมนต์คอนกรีตใกล้กับบริเวณรับน้ำหนักบรรทุก ซึ่งการแตกร้าวชนิดนี้เรียกว่า การแตกร้าวจากอัด (Compressive cracks) สำหรับภาพที่ 56 (ค) แสดงสัญลักษณ์การแตกร้าว เมื่อความเค้นตั้งฉาก (Normal stress) และความเค้นเฉือน (Shear stress) เกิดขึ้นบนเอลิเมนต์คอนกรีต โดยปกติแล้วความเค้นในทิศทางตั้งฉากจะเกิดขึ้นในทิศทาง x และความเค้นเฉือนจะเกิดในระนาบ xz ดังนั้นทิศทางของ ความเค้นดึงหลัก (Principal tensile stress) จะเอียงออกจากแนวระนาบ เมื่อกำลังรับแรงดึงที่เกิดขึ้นมีค่ามากกว่ากำลังรับแรงดึงสูงสุดของคอนกรีต สัญลักษณ์การแตกร้าว (0) จะปรากฏในทิศทางเฉียงเป็นเส้นตรง โดยตั้งฉากกับทิศทางของความเค้นหลัก (Principal stress) ที่ตำแหน่ง Integration points ของเอลิเมนต์คอนกรีต ซึ่งการแตกร้าวชนิดนี้เรียกว่า การแตกร้าวในแนวเอียงหรือเฉียงทแยงมุม (Diagonal tension cracks)



ภาพที่ 56 รูปแบบการแตกร้าว: (ก) flexural cracks; (ข) compressive cracks; (ค) diagonal tensile cracks

โดยทั่วไป ภายหลังจากการแตกร้าว ค่าความเครียด (Strain) ในเหล็กเสริมที่ได้จากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์จะมีค่ามากกว่าการทดสอบ ภาพที่ 57 แสดงพัฒนาการของแรงดึงในเหล็กเสริมของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ รอยแตกร้าวแบบ Smeared จะเกิดขึ้นเมื่อ Principal tensile stress ในคอนกรีตมีค่ามากกว่า Ultimate tensile strength ดังแสดงในภาพ 57(ก) และ 57(ข) Stiffness ของเอลิเมนต์คอนกรีตที่เกิดรอยแตกร้าวจะลดลงเหลือศูนย์ ทำให้ไม่สามารถต้านทานแรง

ดึงได้อีก เพราะฉะนั้นแรงดึงที่เกิดขึ้นในเอลิเมนต์ของเหล็กในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์จะไม่เปลี่ยนแปลงเหมือนในคานจริง แรงดึงที่เกิดขึ้นตลอดเอลิเมนต์เหล็กนี้จะคงที่ตลอดเอลิเมนต์ย่อย ภาพที่ 57(ค) ด้วยเหตุนี้จึงส่งผลให้ค่าความเครียดที่วัดได้จากไฟไนต์เอลิเมนต์มีค่ามากกว่าการทดสอบ



ภาพที่ 57 กำลังรับแรงดึงในเหล็กเสริมสำหรับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์: (ก) Typical smeared cracking; (ข) Cracked concrete and steel rebar elements; (ค) Profile of tensile force in steel elements

แบบจำลอง

1. ผลของการเกิดสนิมต่อแบบจำลอง

1.1 พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริม

อิทธิพลของการเกิดสนิมในเหล็กเสริมจะส่งผลพื้นที่หน้าตัดสุทธิของเหล็กเสริมลดลงเป็นสัดส่วนกับระดับสนิมที่เกิดขึ้นตามความสัมพันธ์ดังสมการที่ 55

$$A_c = A(1-\Delta W) \tag{55}$$

เมื่อ A_c = พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมที่เกิดสนิม

A = พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมก่อนเกิดสนิม

ΔW = เปอร์เซ็นต์น้ำหนักที่สูญเสียไปของเหล็กเสริม

คานในกรณีศึกษาที่ 1 เสริมเหล็กรับแรงดึงขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 16 มิลลิเมตร ซึ่งมีขนาดพื้นที่หน้าตัดสุทธิเท่ากับ 201 ตารางมิลลิเมตร ระดับสนิมที่เกิดขึ้นในคานแบ่งเป็น 3 ระดับคือ 8.9%, 14.2% และ 22.2% ความสัมพันธ์ของพื้นที่หน้าตัดสุทธิที่ลดลงภายใต้ระดับสนิมที่เกิดขึ้นสามารถหาได้จากสมการที่ (43) ซึ่งมีค่าเป็น 183 ตารางมิลลิเมตร, 172 ตารางมิลลิเมตร และ 156 ตารางมิลลิเมตร สำหรับระดับสนิม 8.9%, 14.2% และ 22.2% ตามลำดับ ความสัมพันธ์ของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมที่ลดลงภายใต้ระดับสนิมที่เพิ่มขึ้นของคานกรณีศึกษาที่ 1 แสดงในตารางที่ 10

ตารางที่ 10 ความสัมพันธ์ของพื้นที่หน้าตัดภายใต้ระดับสนิมสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1

ระดับสนิม (%)	พื้นที่หน้าตัด (ตารางมิลลิเมตร)
0	201
8.9	183
14.2	172
22.2	156

สำหรับคานในกรณีศึกษาที่ 2 เสริมเหล็กรับแรงดึงขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มิลลิเมตร ซึ่งมีขนาดพื้นที่หน้าตัดสุทธิเท่ากับ 113 ตารางมิลลิเมตร ระดับสนิมที่เกิดขึ้นในคาน แบ่งเป็น 2 ระดับ คือ 8.8% และ 14% ความสัมพันธ์ของพื้นที่หน้าตัดสุทธิที่ลดลงภายใต้ระดับสนิม ที่เกิดขึ้นสามารถหาได้จากสมการที่ (45) ซึ่งมีค่าเป็น 103 ตารางมิลลิเมตร และ 97 ตารางมิลลิเมตร ตามลำดับ ความสัมพันธ์ของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมที่ลดลงภายใต้ระดับสนิมที่เพิ่มขึ้นของคาน กรณีศึกษาที่ 2 แสดงในตารางที่ 11

ตารางที่11 ความสัมพันธ์ของพื้นที่หน้าตัดภายใต้ระดับสนิมสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 2

ระดับสนิม (%)	พื้นที่หน้าตัด (ตารางมิลลิเมตร)
0	113
8.8	103
14	97

1.2 หน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม

อิทธิพลของการเกิดสนิมในเหล็กเสริมจะส่งผลให้หน่วยแรงยึดเหนี่ยวลดลง อย่างต่อเนื่องหน่วยแรงยึดเหนี่ยวของสนิมที่ลดลงภายใต้ระดับสนิมที่เพิ่มขึ้นนั้น สามารถหาได้ โดยนำค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวในสภาวะไร้สนิม (Uncorroded) คูณกับค่า Normalized bond strength, (R) ซึ่งเป็นค่าเฉลี่ยของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมในกรณีเกิดสนิม ความสัมพันธ์ของหน่วย แรงยึดเหนี่ยวที่ลดลงสามารถหาได้ตามความสัมพันธ์ดังสมการที่ 56-57 ค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยว ที่ลดลงภายใต้ระดับสนิมที่เกิดขึ้นสำหรับคานกรณีศึกษากลุ่มที่ 1 และคานกรณีศึกษากลุ่มที่ 2 แสดงในตารางที่ 12 และ 13 ตามลำดับ

$$\tau_{1c} = \tau_{2c} = (R) \times \tau_{1u} \quad \text{(MPa)} \quad (56)$$

$$\tau_{fc} = (R) \times \tau_{fu} \quad \text{(MPa)} \quad (57)$$

$$\Delta_{1c} = \Delta_{1u} \quad \text{(mm)} \quad (58)$$

$$\Delta_{2c} = \Delta_{2u} \quad \text{(mm)} \quad (59)$$

$$\Delta_{3c} = \Delta_{3u} \quad \text{(mm)} \quad (60)$$

เมื่อ τ_{1c} คือ หน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดกรณีเหล็กเกิดสนิม

τ_{fc} คือ หน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดของแรงเสียดทานกรณีเหล็กเกิดสนิม

τ_{1u} คือ หน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดกรณีเหล็กไม่เกิดสนิม

τ_{fu} คือ หน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดของแรงเสียดทานกรณีเหล็กไม่เกิดสนิม

Δ_{1c} คือ ค่า Slip ที่สอดคล้องกับหน่วยแรงยึดเหนี่ยว τ_{1c}

Δ_{2c} คือ ค่า Slip ที่สอดคล้องกับหน่วยแรงยึดเหนี่ยว τ_{2c}

Δ_{3c} คือ ค่า Slip ที่สอดคล้องกับหน่วยแรงยึดเหนี่ยว τ_{fc}

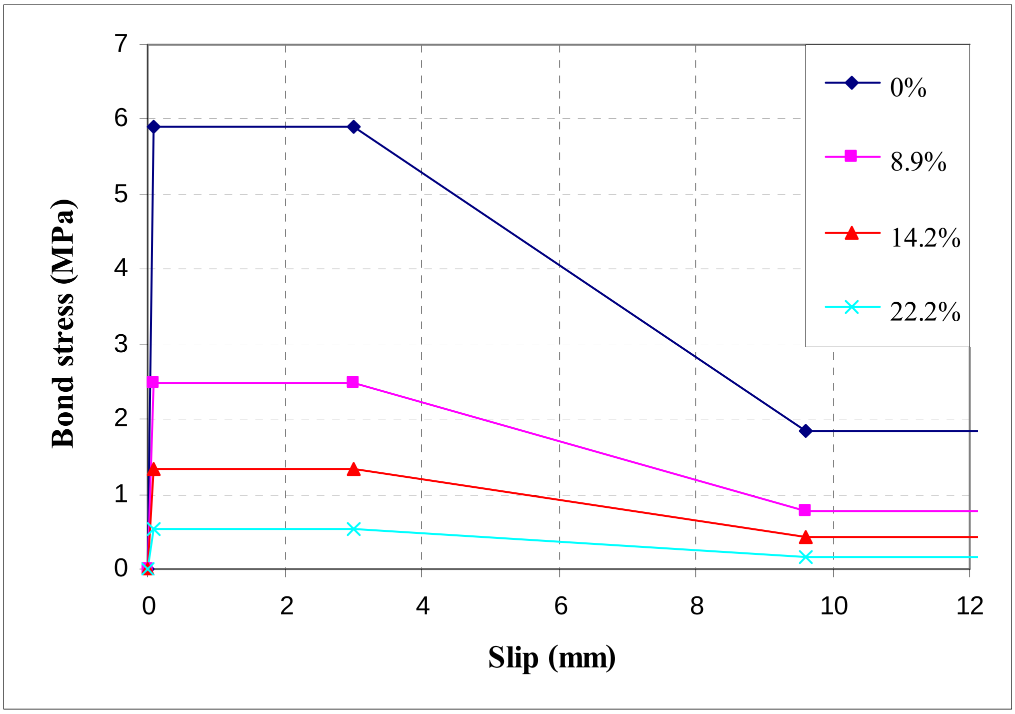
ตารางที่ 12 หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ลดลงภายใต้ระดับสนิมสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1

ระดับสนิม (%)	Normalized bond strength, (R)	τ_{uc} (MPa)	$\tau_{1c} = \tau_{2c}$ (MPa)	τ_{fc} (MPa)
0	1	5.91	5.91	1.85
8.9	0.4202	5.91	2.43	0.78
14.2	0.2263	5.91	1.34	0.42
22.2	0.0887	5.91	0.52	0.16

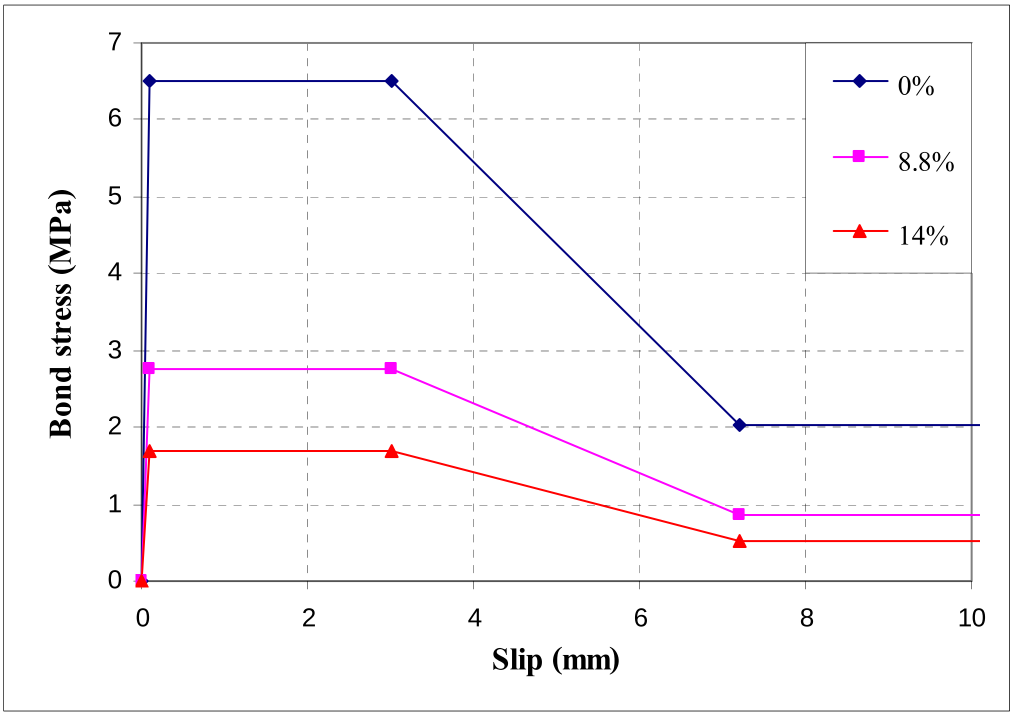
ตารางที่ 13 หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ลดลงภายใต้ระดับสนิมสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 2

ระดับสนิม (%)	Normalized bond strength, (R)	τ_{uc} (MPa)	$\tau_{1c} = \tau_{2c}$ (MPa)	τ_{fc} (MPa)
0	1	6.50	6.50	2.03
8.8	0.4257	6.50	2.77	0.86
14	0.2320	7.18	1.67	0.53

ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Bond stress) และการครูดหรือลื่นหลุดของเหล็กเสริม (Slip) ภายใต้การเกิดสนิม สำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1 และคานกรณีศึกษาที่ 2 แสดงในภาพที่ 58 และ 59 ตามลำดับ



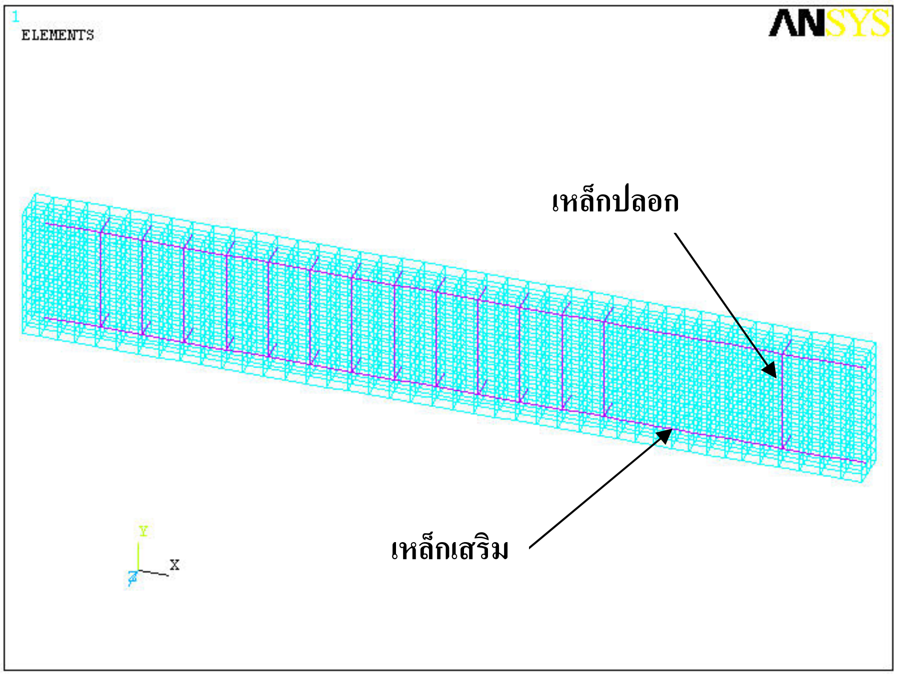
ภาพที่ 58 ความสัมพันธ์ของ Bond-slip ภายใต้การเกิดสนิมสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1



ภาพที่ 59 ความสัมพันธ์ของ Bond-slip ภายใต้การเกิดสนิมสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 2

2. รายละเอียดของแบบจำลอง

คานคอนกรีตเสริมเหล็กจะถูกจำลองเป็นแบบ 3 มิติ โดยใช้เอลิเมนต์ที่แตกต่างกันตามความเหมาะสมของรูปแบบและคุณสมบัติทางวิศวกรรมที่แตกต่างกัน คอนกรีตจะถูกจำลองเป็นเอลิเมนต์ 3 มิติ (Solid element) เหล็กเสริมตามยาวและเหล็กปลอกถูกจำลองโดยเอลิเมนต์แบบแท่ง (Truss element) รายละเอียดของแบบจำลองสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1 แสดงในภาพที่ 60



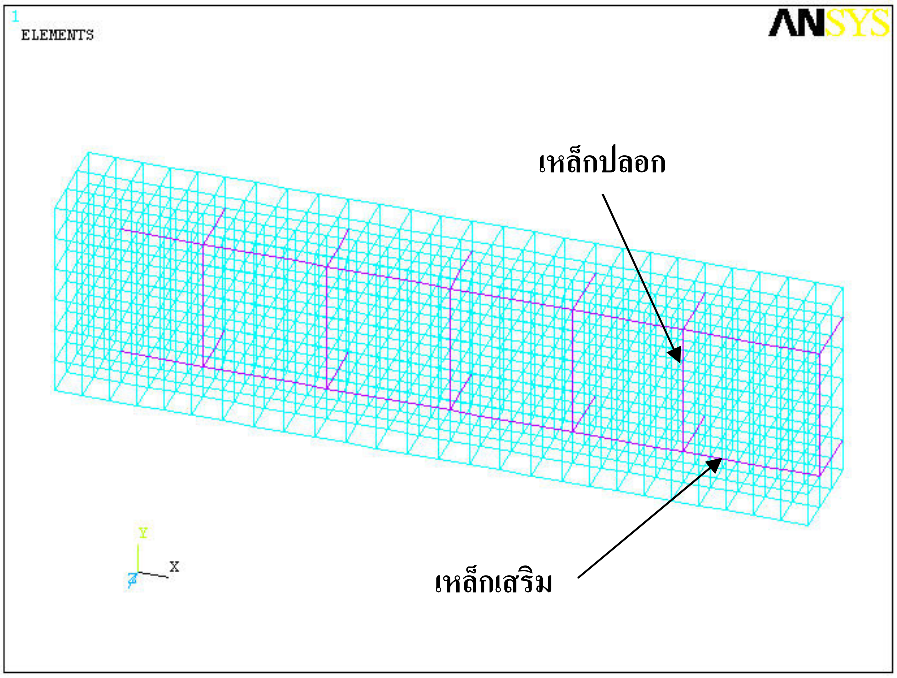
ภาพที่ 60 รายละเอียดของแบบจำลองสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1

การสร้างแบบจำลองคานกรณีศึกษาที่ 1 ใช้เอลิเมนต์รวมทั้งสิ้น 1551 ชิ้น โดยแบ่งเป็นเอลิเมนต์สำหรับคอนกรีต (Solid65) จำนวน 1260 ชิ้น เอลิเมนต์สำหรับเหล็กเสริมตามยาว (Link8) จำนวน 82 ชิ้น เอลิเมนต์สำหรับเหล็กปลอก (Link8) จำนวน 168 ชิ้น เอลิเมนต์สำหรับแทนพฤติกรรม Bond-slip (Combin39) จำนวน 41 ชิ้น รายละเอียดและจำนวนของเอลิเมนต์ที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองในแสดงไว้ในตารางที่ 14

ตารางที่ 14 รายละเอียดและจำนวนของเอลิเมนต์ที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองคานกรณีศึกษาที่ 1

วัสดุ	ชนิดของ Element	จำนวน Element
คอนกรีต	Solid65	1260
เหล็กเสริมตามยาว	Link 8	82
เหล็กปลอก	Link 8	168
Bond-Slip	Combin39	41

สำหรับการสร้างแบบจำลองคานกรณีศึกษาที่ 2 ใช้เอลิเมนต์รวมทั้งสิ้น 588 ชิ้น โดยแบ่งเป็น เอลิเมนต์สำหรับคอนกรีต (Solid65) จำนวน 468 ชิ้น เอลิเมนต์สำหรับเหล็กเสริมตามยาว (Link8) จำนวน 48 ชิ้น เอลิเมนต์สำหรับเหล็กปลอก (Link8) จำนวน 48 ชิ้น เอลิเมนต์สำหรับแทนพฤติกรรม Bond-slip (Combin39) จำนวน 24 ชิ้น รายละเอียดของแบบจำลองสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1 แสดงในภาพที่ 61 ส่วนรายละเอียดและจำนวนของเอลิเมนต์ที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองในแสดงไว้ในตารางที่ 15

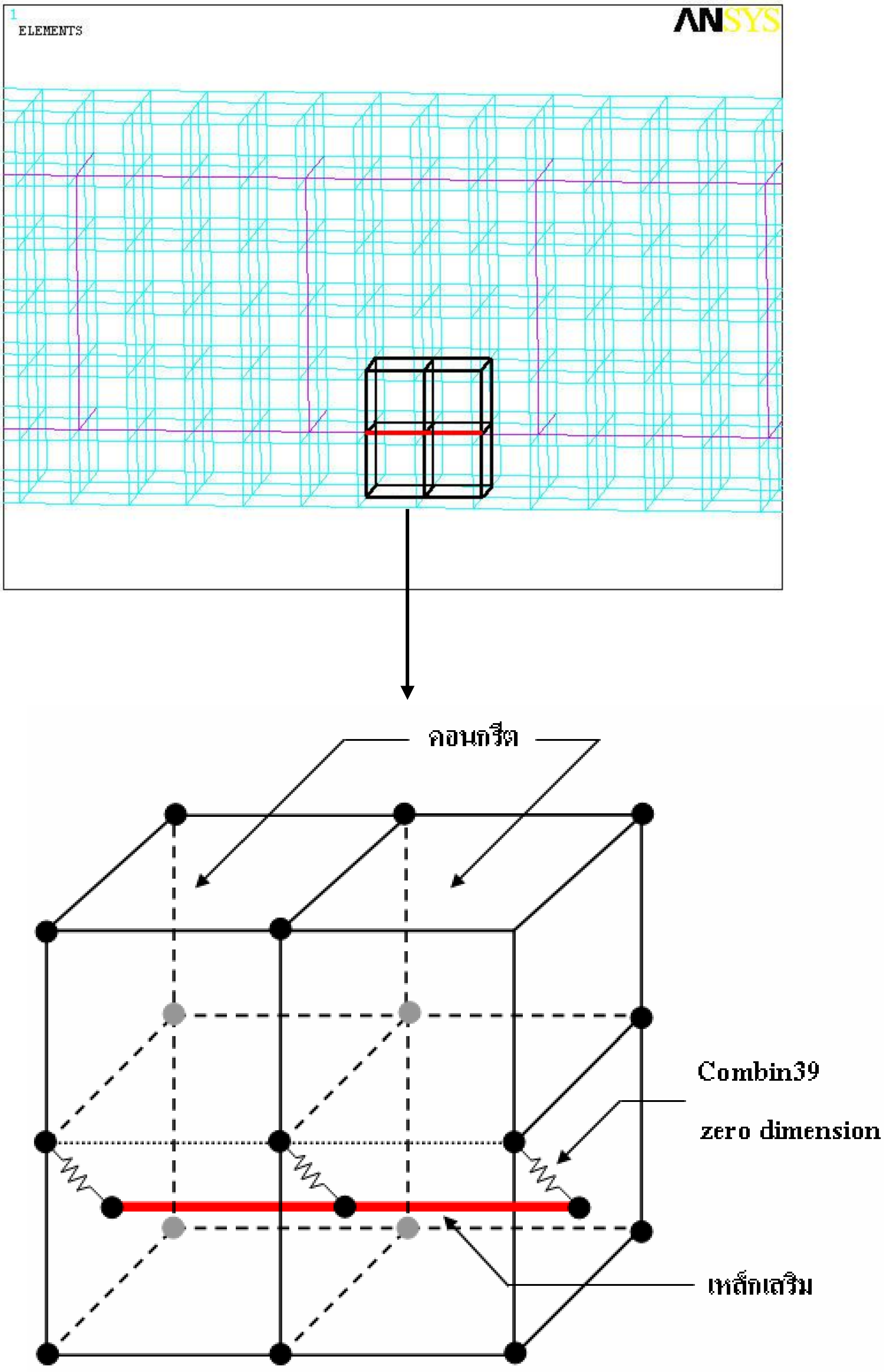


ภาพที่ 61 รายละเอียดของแบบจำลองสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 2

ตารางที่ 15 รายละเอียดและจำนวนของเอลิเมนต์ที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองกรณีศึกษาที่ 2

วัสดุ	ชนิดของ Element	จำนวน Element
คอนกรีต	Solid65	468
เหล็กเสริมตามยาว	Link 8	48
เหล็กปลอก	Link 8	48
Bond-Slip	Combin39	24

พฤติกรรมการ Slip ของเหล็กเสริมถูกจำลองโดยสปริงเอลิเมนต์ (Combin39) ซึ่งเป็นเอลิเมนต์ที่ไม่มีความยาว (Zero dimension) ซึ่งสามารถรองรับพฤติกรรมความไม่เชิงเส้นของความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและการ Slip ของเหล็กเสริมได้ โดยปลายด้านหนึ่งของเอลิเมนต์จะเชื่อมกับจุดต่อ (Node) ของคอนกรีตส่วนปลายอีกด้านหนึ่งของเอลิเมนต์จะเชื่อมต่อกับจุดต่อของเหล็กเสริม รายละเอียดการจำลองพฤติกรรมการ Slip ของเหล็กเสริมแสดงในภาพที่ 62

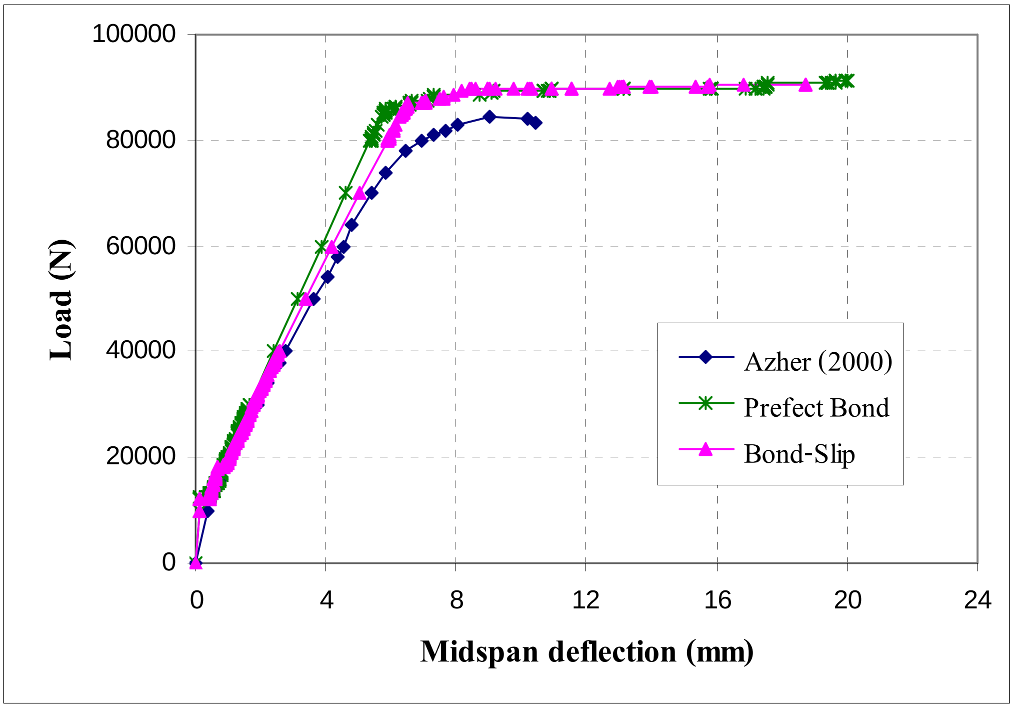


ภาพที่ 62 รายละเอียดการจำลองพฤติกรรมการครูดหรือลื่นหลุด (Slip) ของเหล็กเสริม

3. การพิสูจน์ผลของ Bond-slip ในแบบจำลอง

อิทธิพลของการครูดหรือลื่นหลุด (Slip) ของเหล็กเสริม ต่อพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กได้ถูกศึกษาและพิจารณาจากแบบจำลองคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เกิดสนิม (Control bean) ในกรณีศึกษาที่ 2 โดยคานที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองมีขนาดหน้าตัด 0.15×0.15 เมตร ยาว 1.1 เมตร ค่ากำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่ 28 วัน เท่ากับ 36 MPa เสริมเหล็กรับแรงดึงขนาด 2-DB12mm เสริมเหล็กรับแรงอัดขนาด 2-RB8mm โดยมีระยะหุ้มเหล็กเท่ากับ 25 mm เหล็กปลอกขนาด RB6@100mm ในช่วงโมเมนต์ดัดคงที่ และเหล็กปลอกขนาด RB6@90mm ในช่วงที่เหลือ ค่า Yield stress (f_y) สำหรับเหล็กเสริมรับแรงดึงและรับแรงอัดมีค่าเป็น 590 MPa และ 500 MPa ตามลำดับ (Azher, 2005)

การจำลองพฤติกรรม Bond-slip ที่เกิดขึ้นภายในคานแบ่งออกเป็นสองกรณี คือ กรณีแรกกำหนดให้การถ่ายแรงระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมเกิดขึ้นอย่างสมบูรณ์ (Perfect bond) ส่วนกรณีที่สอง กำหนดให้การถ่ายแรงระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมเกิดขึ้นผ่าน Bond spring เพื่อพิจารณาถึงผลของ Bond-slip ที่มีต่อพฤติกรรมการรับแรงดัดของคาน ผลการศึกษาพบว่าการสร้างแบบจำลองโดยการกำหนดให้การถ่ายแรงระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมเกิดขึ้นผ่าน Bond-spring จะให้ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานสอดคล้องกับผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการมากกว่าแบบจำลองโดยกำหนดให้การถ่ายแรงระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมเกิดขึ้นอย่างสมบูรณ์ ซึ่งไม่พิจารณาผลของ Bond-slip โดยที่ในวิทยานิพนธ์นี้ได้พิจารณาผลของ Bond-slip ในแบบจำลองของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เกิดสนิม (Control bean) ด้วยเพื่อให้ผลของความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานที่ได้จากแบบจำลองมีความสอดคล้องกับผลการทดสอบให้ห้องปฏิบัติการมากขึ้น ดังแสดงในภาพที่ 63



ภาพที่ 63 ผลของ Bond-slip ที่มีต่อแบบจำลอง

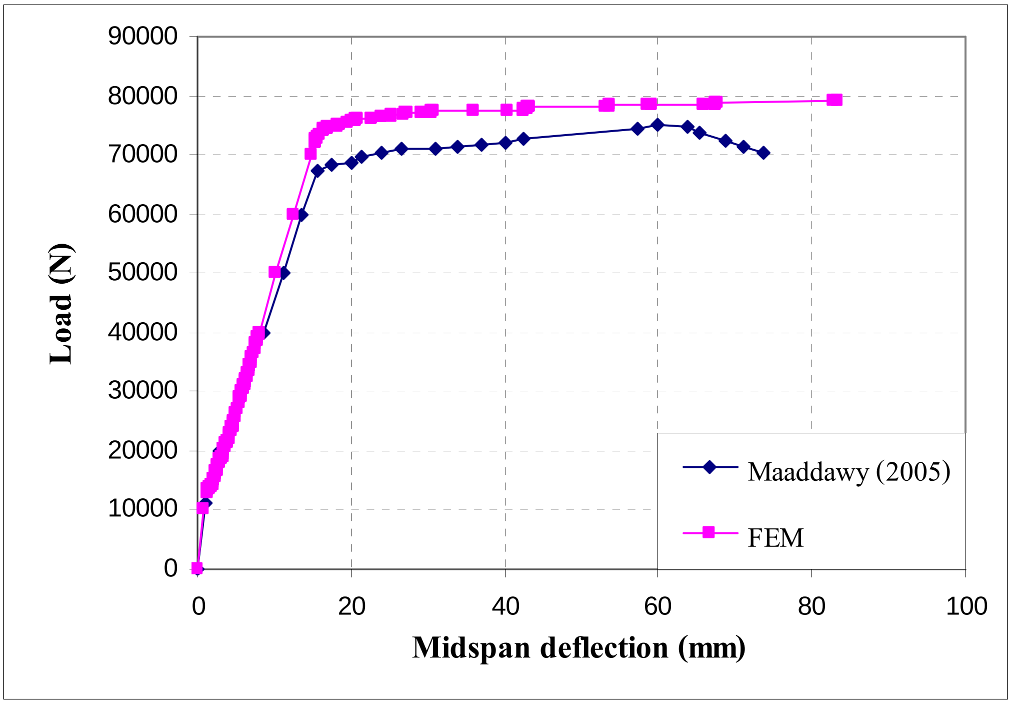
ผลและวิจารณ์

ผล

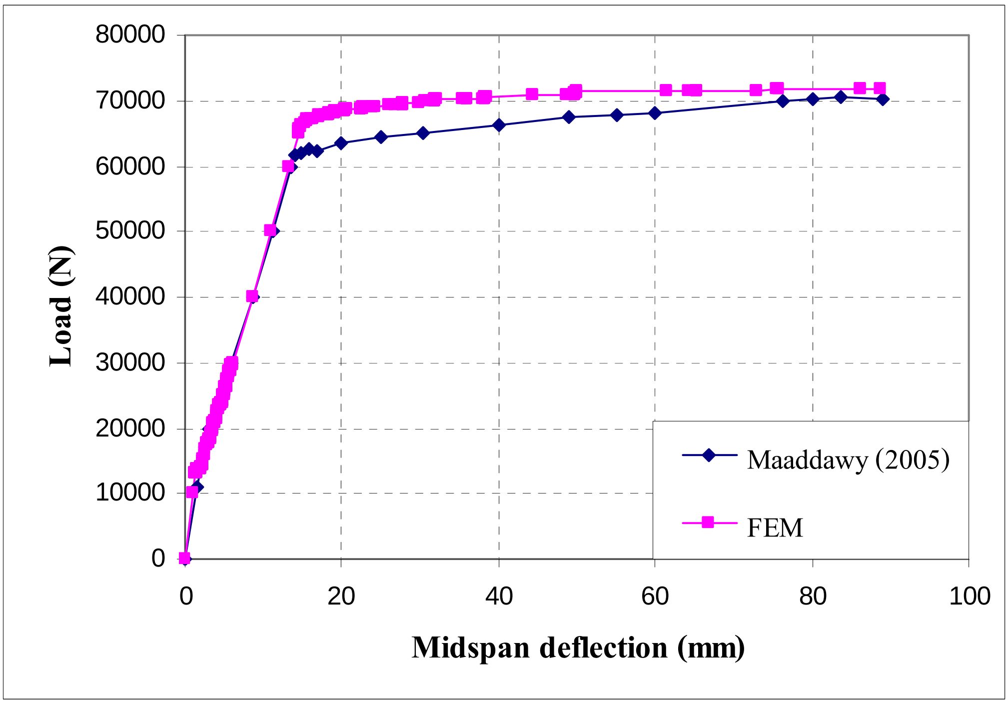
กรณีศึกษาที่ 1

1. พฤติกรรมการรับแรงดัดของคาน

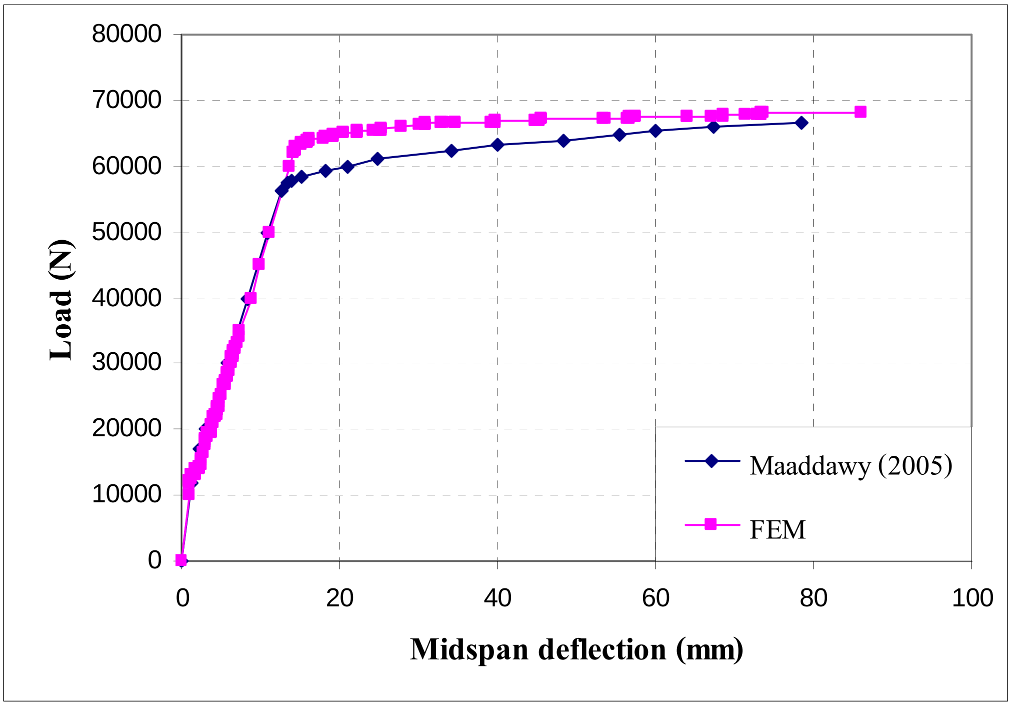
ผลของความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานที่ได้จากแบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กกรณีเหล็กเสริมเกิดสนิมเฉพาะช่วงกลางคานเป็นระยะ 1400 มิลลิเมตร มีแนวโน้ม (Trend) ไปในทิศทางเดียวกันกับการทดสอบในทุกระดับของการเกิดสนิม รวมทั้งพฤติกรรมของคานกรณีไม่เกิดสนิมด้วย (Control beam) โดยเฉพาะความสัมพันธ์ในช่วง Linear-elastic มีแนวโน้มเป็นไปในทางเดียวกันอย่างเห็นได้ชัด กราฟความสัมพันธ์ที่ได้แบ่งออกได้เป็น 3 ช่วงคือ ช่วงแรกความสัมพันธ์มีลักษณะเป็นเส้นตรง (Linear) จนกระทั่งคานเริ่มเกิดรอยแตกร้าว (First crack) พฤติกรรมจะเริ่มเข้าสู่สภาวะไม่เชิงเส้น (Non-linear) คอนกรีตจะเริ่มแตกร้าวมากขึ้นเรื่อยๆจะกระทั่งเหล็กเสริมรับแรงที่อยู่ระหว่างรอยแตกร้าวถึงจุดคราก (Yield) ถือเป็นพฤติกรรมช่วงสุดท้ายของคาน ในช่วงนี้การแอ่นตัวของคานจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วแม้ว่าจะน้ำหนักบรรทุกเพิ่มเพียงเล็กน้อย พฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กกรณีเหล็กเสริมเกิดสนิม (Corroded beam) และคานคอนกรีตที่ไม่เกิดสนิม (Control beam) แสดงในภาพที่ 64-67



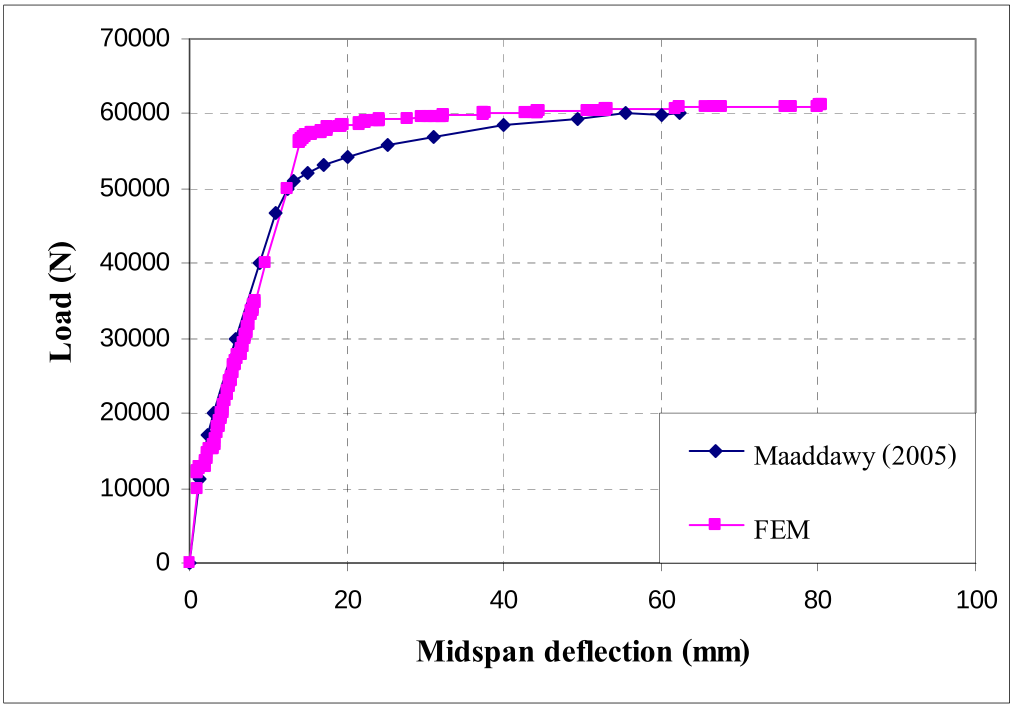
ภาพที่ 64 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน (ระดับสนิม 0%)



ภาพที่ 65 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน (ระดับสนิม 8.9%)



ภาพที่ 66 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน (ระดับสนิม 14.2%)



ภาพที่ 67 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน (ระดับสนิม 22.2%)

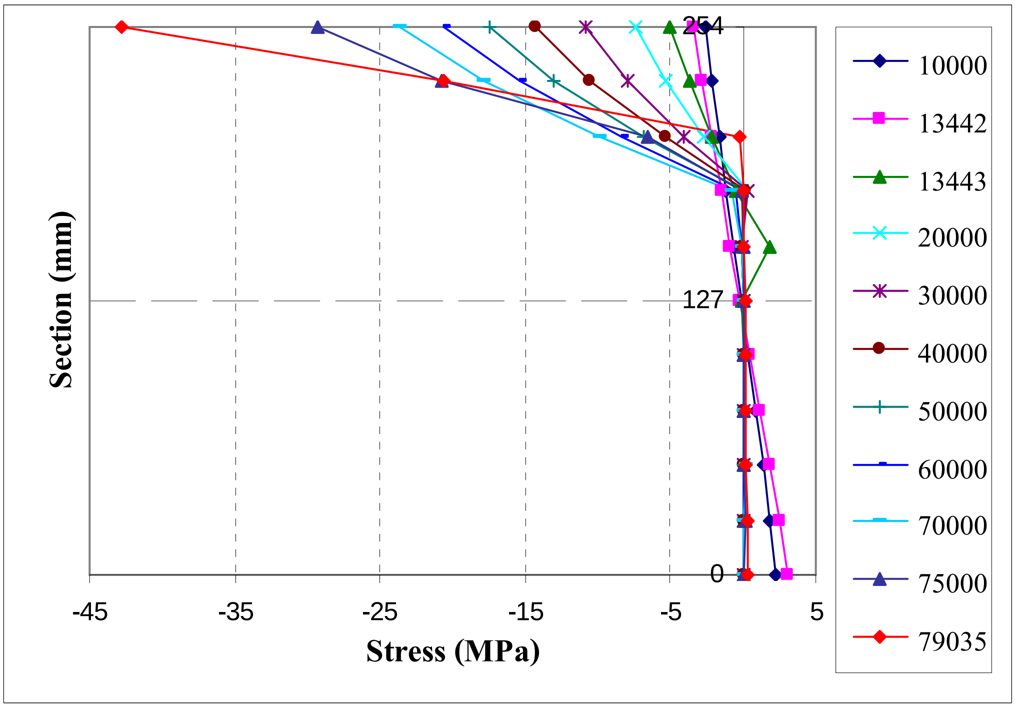
2. การกระจายของหน่วยแรงในหน้าตัดคาน

ผลการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สามารถทำให้ทราบถึงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการกระจายของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในหน้าตัดของคานได้ ซึ่งมีประโยชน์อย่างมากต่อการทำความเข้าใจพฤติกรรมและความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและหน่วยแรงที่เกิดขึ้นทั้งหมดตั้งแต่คานเริ่มรับน้ำหนักบรรทุกจนกระทั่งคานเกิดการวิบัติ

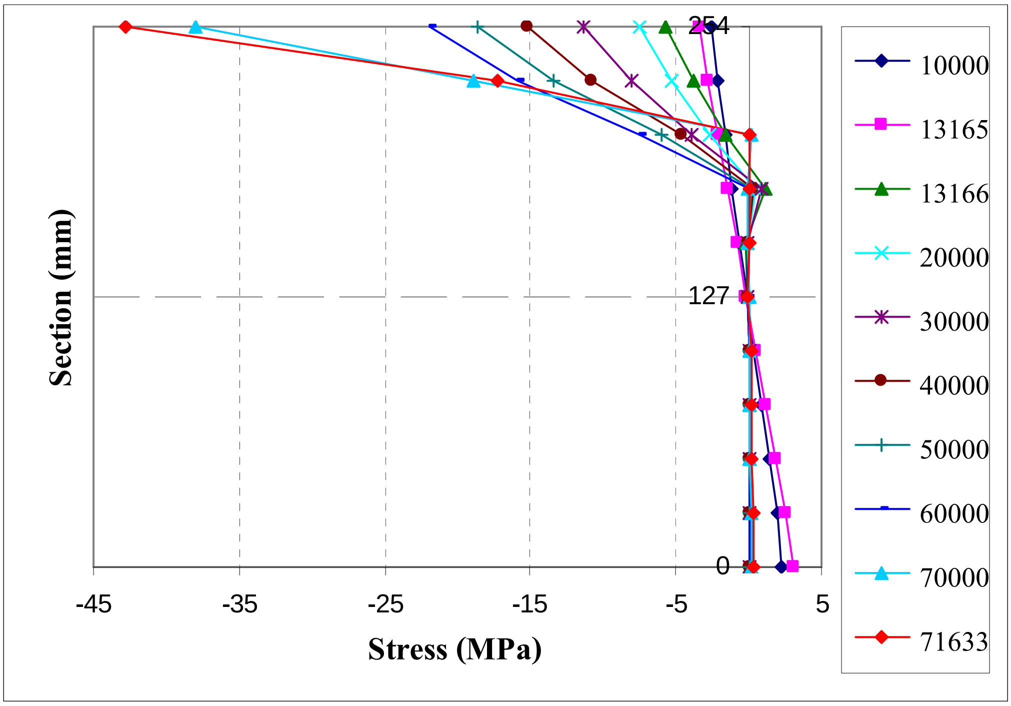
ความสัมพันธ์ระหว่างการรับแรงดัดและหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในหน้าตัด เริ่มจากเมื่อคานเริ่มรับน้ำหนักบรรทุกคานจะเริ่มโก่งตัวเนื่องจากโมเมนต์ดัด ส่งผลให้ที่หลังคานถูกอัดและที่ใต้ท้องคานถูกดึง ซึ่งหากหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นสูงสุดในคอนกรีตที่ท้องคานมีค่าน้อยกว่าหรือต่ำกว่ากำลังต้านทานแรงดึง (Ultimate tensile strength) ของคอนกรีต จะทำให้หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในหน้าตัดคอนกรีตทั้งหน่วยแรงอัดและหน่วยแรงดึงที่อยู่เหนือและใต้แกนสะเทิน ที่สภาวะนี้คานจะยังไม่เกิดการแตกร้าว (Uncracked) การกระจายของหน่วยแรง (Stress distribution) บนหน้าตัดคานจะเป็นแบบเชิงเส้นและมีค่าเป็นสัดส่วนโดยตรงกับการยืดหดตัว

เมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นจนทำให้หน่วยแรงดึงในคอนกรีตที่ท้องคานมีค่าเท่ากับหรือเกินกว่าความต้านทานแรงดึงของคอนกรีต คานจะเริ่มแตกร้าวเนื่องจากโมเมนต์ดัดแตกร้าว (Cracking moment) ทำให้เกิดรอยร้าวเนื่องจากแรงดัด (Flexural cracks) ในบริเวณที่เกิดรอยร้าวนี้ ตำแหน่งของแนวแกนสะเทินจะขยับสูงขึ้น หากเพิ่มน้ำหนักบรรทุกในคานมากขึ้น รอยร้าวก็จะเพิ่มมากขึ้น กว้างขึ้น และขยับตัวสูงขึ้นไปอีก ส่งผลให้แนวแกนสะเทินขยับสูงขึ้นไปอีกเช่นกัน หน่วยแรงต่างๆ บนหน้าตัดคานก็มีค่าเพิ่มมากขึ้นและเริ่มไม่เป็นสัดส่วนกับหน่วยการยืดตัว-หดตัวที่เพิ่มขึ้น คานจะเริ่มมีพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่น (Inelastic) ก่อนจะเกิดการวิบัติเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุด (Ultimate load)

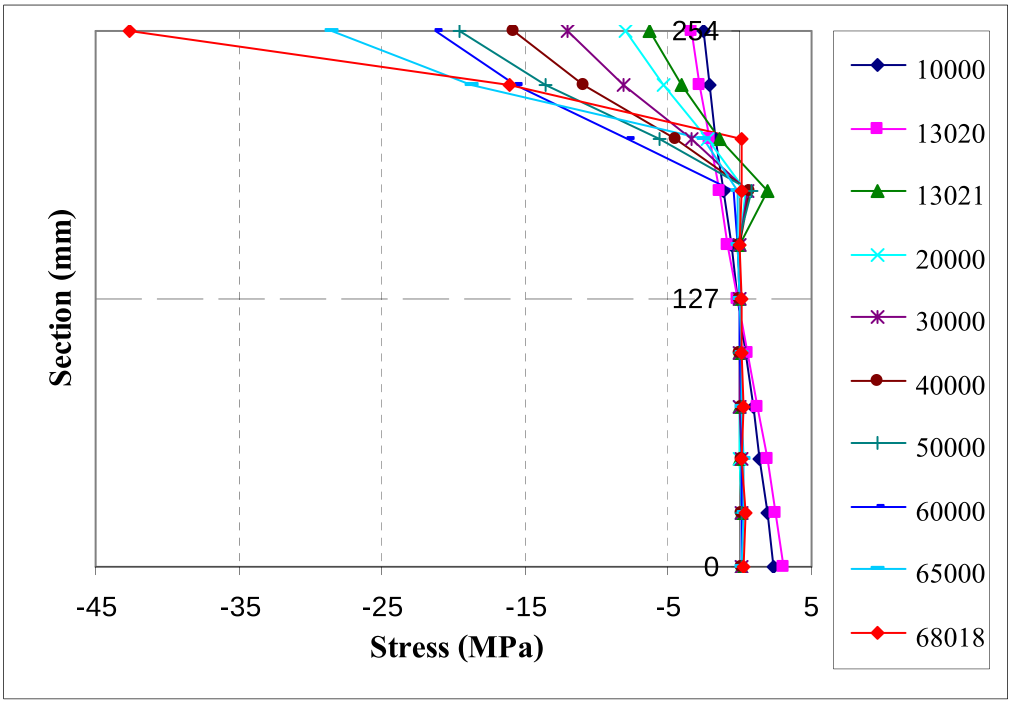
ความสัมพันธ์ระหว่างการรับแรงดัดและกระจายของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในหน้าตัดคานกรณีที่เหล็กเสริมเกิดสนิมเฉพาะช่วงกลาง มีแนวโน้มคล้ายคลึงกับคานคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไป โดยช่วงแรกความสัมพันธ์การกระจายของหน่วยแรง (Stress distribution) บนหน้าตัดคานจะเป็นแบบเชิงเส้นและมีค่าเป็นสัดส่วนโดยตรงกับการยืดหดตัว จนกระทั่งหน่วยแรงดึงในหน้าตัดที่ท้องคานมีค่าประมาณ 3.6 MPa ซึ่งใกล้เคียงกับค่ากำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีตที่กำหนดไว้มีค่าประมาณ 10% ของกำลังอัดประลัยสูงสุดซึ่งมีค่าเท่ากับ 4.0 MPa คานจะเริ่มเกิดการแตกร้าว (First crack) ส่งผลให้คอนกรีตใต้แกนสะเทินไม่สามารถรับแรงได้ทำให้ตำแหน่งของแนวแกนสะเทินจะขยับสูงขึ้น เมื่อเพิ่มน้ำหนักมากขึ้นตำแหน่งแนวแกนสะเทินจะขยับสูงขึ้นเรื่อยๆ ในขณะที่หน่วยแรงอัดที่บริเวณหลังคานก็จะเพิ่มมากขึ้นเรื่อยๆ จนกระทั่งคานเกิดการวิบัติ ซึ่งสอดคล้องหน่วยแรงอัดสูงสุดที่หลังคานมีค่าประมาณ 42 MPa ความสัมพันธ์ระหว่างการรับแรงดัดและกระจายของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในหน้าตัดคานสำหรับทุกระดับสนิมจะมีความคล้ายคลึงกันในทุกระดับสนิมดังแสดงในภาพที่ 68-71



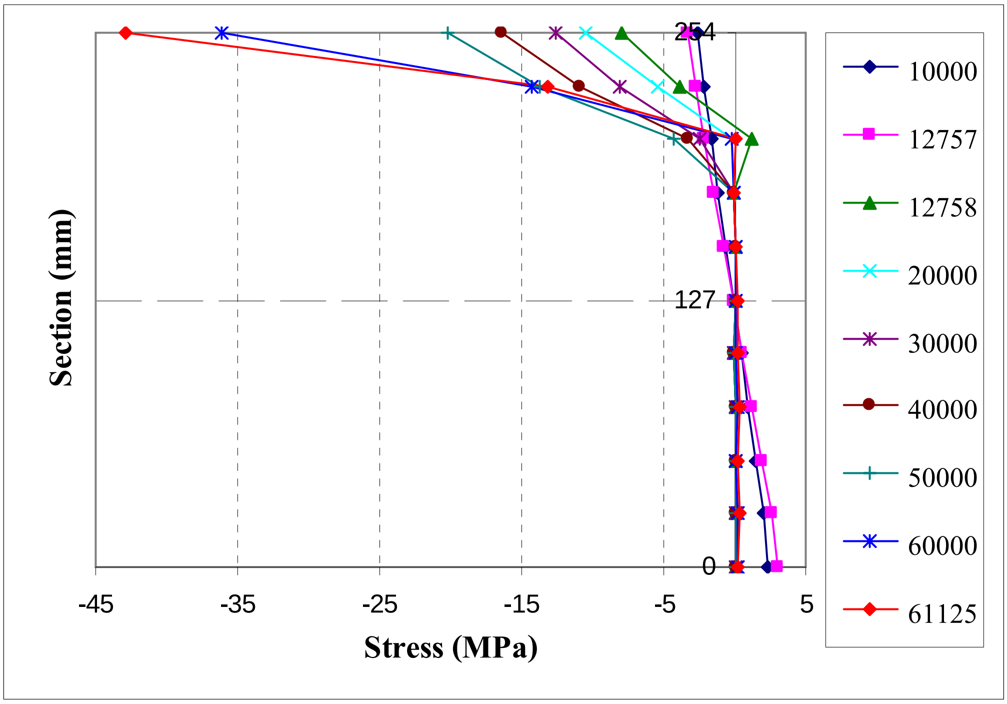
ภาพที่ 68 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในหน้าตัดคานภายใต้น้ำหนักบรรทุกระดับต่างๆ (ระดับสนิม 0%)



ภาพที่ 69 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในหน้าตัดคานภายใต้น้ำหนักบรรทุกระดับต่างๆ (ระดับสนิม 8.9%)



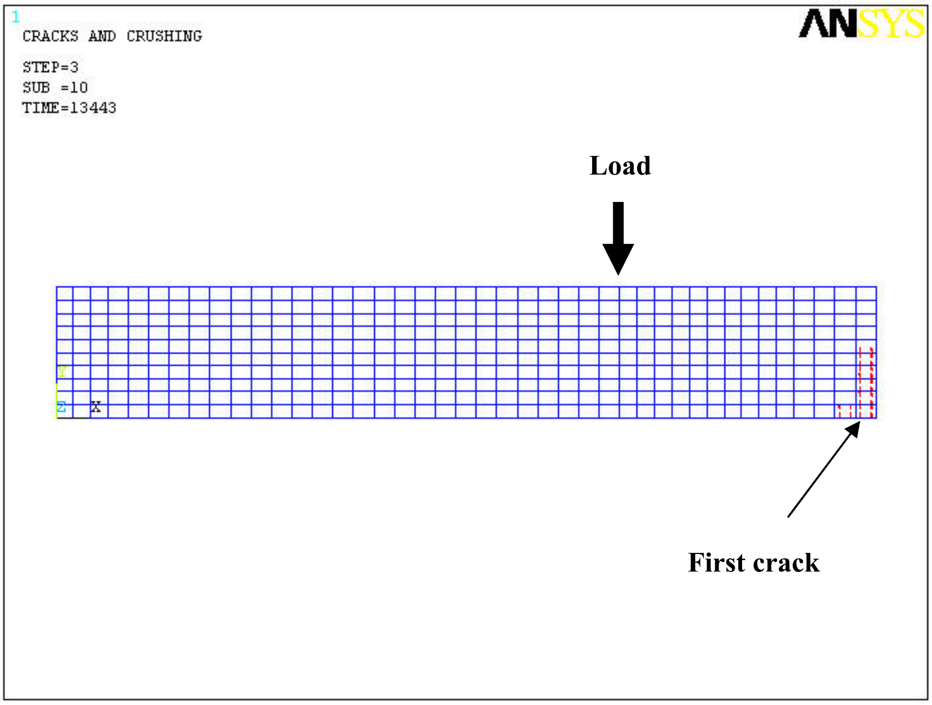
ภาพที่ 70 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในหน้าตัดคานภายใต้น้ำหนักบรรทุกระดับต่างๆ (ระดับสนิม 14.2%)



ภาพที่ 71 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในหน้าตัดคานภายใต้น้ำหนักบรรทุกระดับต่างๆ (ระดับสนิม 22.2%)

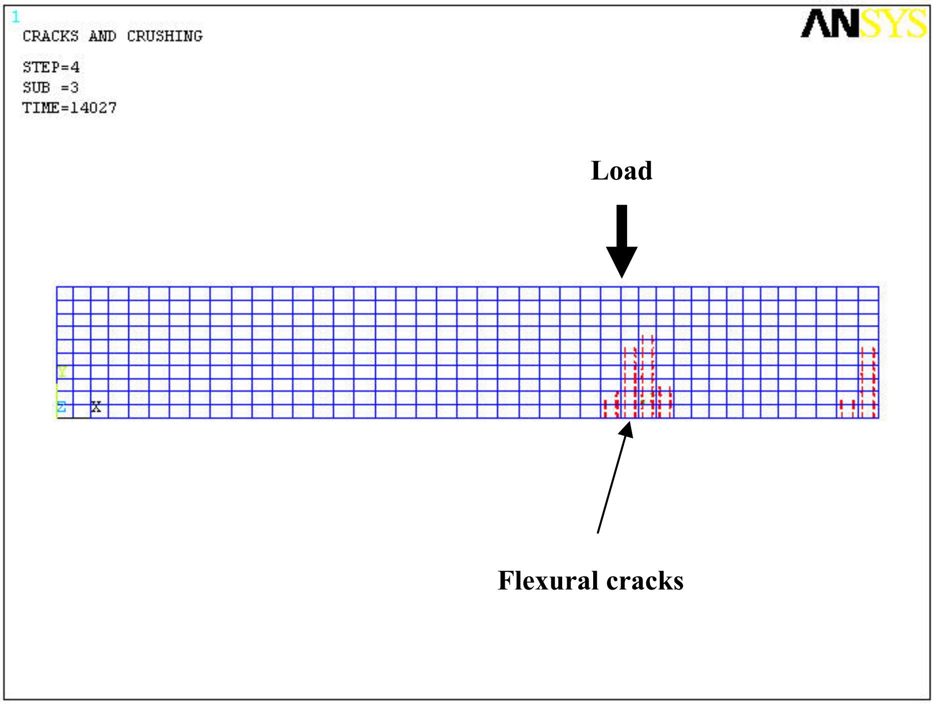
3. รูปแบบการแตกร้าว

ผลการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สามารถทำให้ทราบถึงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและตำแหน่งของรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นในคานได้ ในกรณีของคานที่ไม่เกิดสนิม (Control beam) คานจะเริ่มมีรอยแตกร้าวเกิดขึ้น (First crack) ในตำแหน่งกึ่งกลางของคาน ซึ่งเป็นการแตกร้าวเนื่องจากการดัด (Flexural crack) ซึ่งสอดคล้องกับน้ำหนักบรรทุก 13,443 N การแตกร้าวของคานเกิดขึ้นจาก Principal tensile stress ที่ท้องคานมีค่ามากกว่ากำลังต้านทานแรงดึง (Ultimate tensile strength) ของคอนกรีต สัญลักษณ์การแตกร้าว (0) จะปรากฏขึ้นที่จุด Integration points ของเอลิเมนต์คอนกรีต โดยแสดงในทิศทางที่ตั้งฉากกับ Principal stress ในทิศทาง x ด้วยเหตุนี้สัญลักษณ์แสดงการแตกร้าวที่แสดงในภาพจะตั้งเป็นเส้นที่ตั้งตรง (Vertical straight line) ดังแสดงในภาพที่ 72

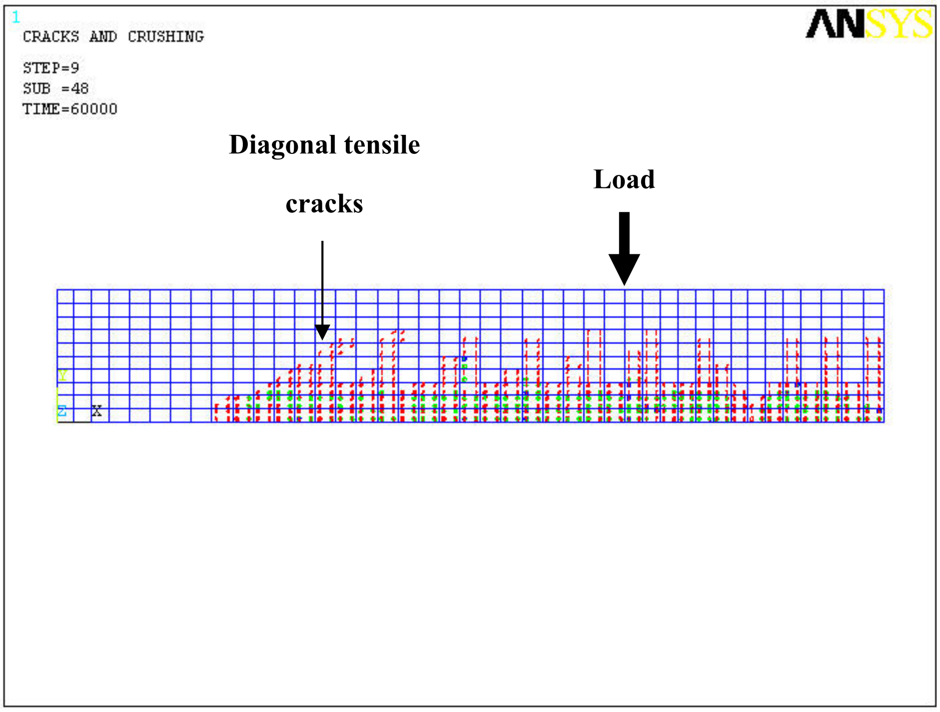


ภาพที่ 72 การเริ่มแตกร้าวของคาน (First crack)

ภายหลังจากการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกขึ้นต่อไป คานจะเริ่มเกิดรอยแตกร้าวเนื่องจากการดัด (Flexural cracks) บริเวณท้องคานใต้จุดที่รองรับน้ำหนักบรรทุก ดังแสดงในภาพที่ 73 หลังจากนี้คานจะเริ่มแตกร้าวมากขึ้น โดยที่รอยแตกร้าวบริเวณกึ่งกลางคานและรอยแตกร้าวบริเวณท้องคานใต้จุดที่น้ำหนักบรรทุกจะเพิ่มมากขึ้นจนขยับเข้ามาหากันและขยายตัวไปสู่ฐานรองรับ (Support) เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจนกระทั่งประมาณ 60,000 N คานจะเริ่มเกิดรอยแตกร้าวในแนวเอียงหรือเฉียงทแยงมุม (Diagonal tension cracks) ซึ่งเป็นผลมาจากเกิดแรงเฉือนและแรงดัดร่วมกัน (Flexural-shear cracks) ทั้งนี้การเกิดรอยร้าวในแนวเอียง จะขึ้นอยู่กับค่าแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดที่กระทำภายในแบบจำลอง ค่า Normal tensile stress ส่วนมากจะเกิดขึ้นในทิศทาง X (ทิศทางตามความยาวคาน) และ Shear stress เกิดขึ้นที่ระนาบ XY จึงทำให้ทิศทางของ Principal tensile stress โน้มเอียงไปกับแนวระนาบ เมื่อมีค่ามากกว่า Ultimate tensile strength ของคอนกรีต สัญลักษณ์ของการแตกร้าว (0) จะปรากฏขึ้นโดยแสดงในทิศทางที่ตั้งฉากกับ Principal stress ทำให้การแตกร้าวปรากฏเป็นเส้นโน้มเอียงเข้าหากึ่งกลางคาน ดังแสดงในภาพที่ 74

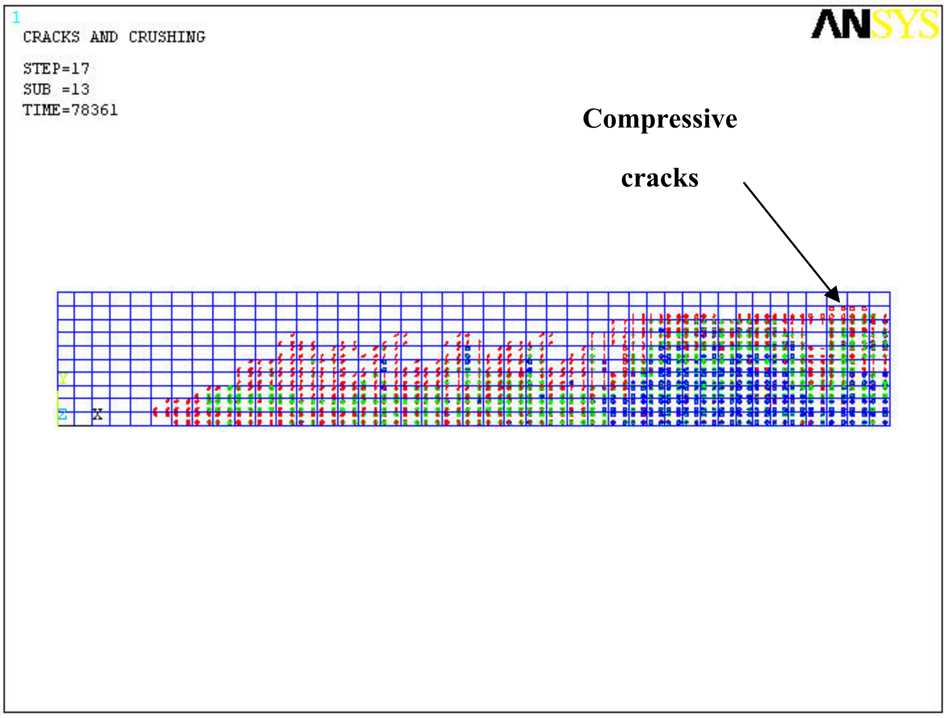


ภาพที่ 73 การแตกร้าวบริเวณท้องคานใต้จุดที่รับน้ำหนัก



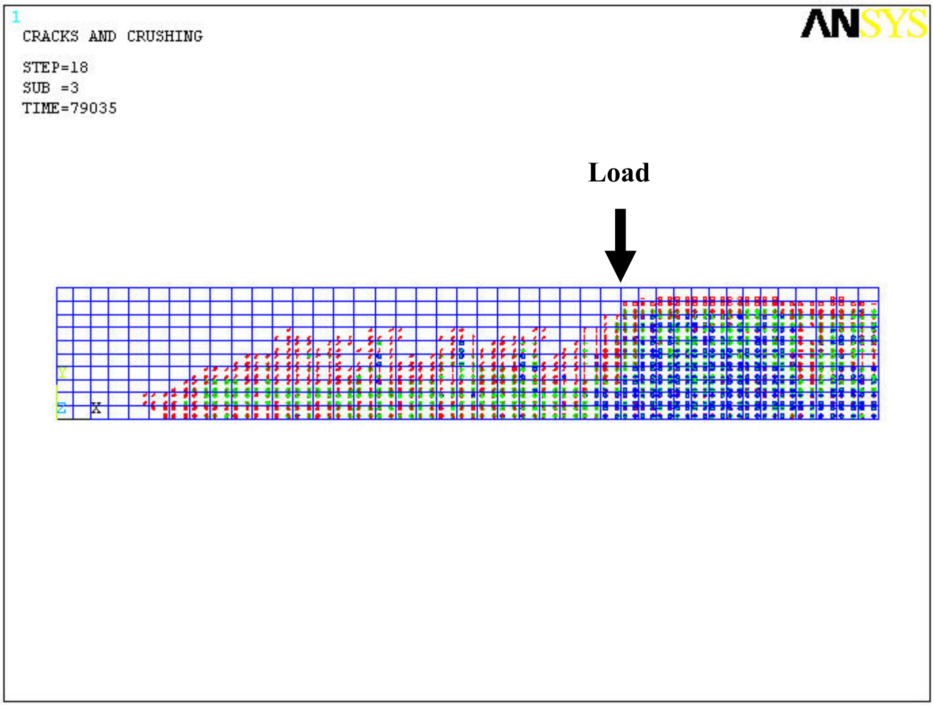
ภาพที่ 74 การแตกร้าวในแนวเฉียงทแยง (Diagonal tensile cracks)

การแตกร้าวภายในคานจะเพิ่มมากขึ้นเรื่อยๆ คานจะเริ่มแตกร้าวเนื่องจากการอัด (Compressive cracks) ที่บริเวณกึ่งกลางของหลังคาน รอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นเป็นผลมาจากน้ำหนักบรรทุกที่กระทำในทิศทางแกน Y ส่งผลให้เกิด Tensile strain ในทิศทางแกน Z เนื่องมาจากผลของ Poison สัญลักษณ์ของการแตกร้าว (0) จะปรากฏขึ้น โดยแสดงในทิศทางที่ตั้งฉากกับ Principal tensile strain ในทิศทางแกน Z ดังแสดงในภาพที่ 75



ภาพที่ 75 การแตกร้าวเนื่องจากการอัด (Compressive cracks)

หลังจากนี้การแตกร้าวเนื่องจากการอัดภายในคานจะเพิ่มมากขึ้น และขยับสูงขึ้นเรื่อยๆ จนกระทั่งคานเกิดการวิบัติ ซึ่งสอดคล้องกับค่าน้ำหนักบรรทุก 79,035 N การแตกร้าวของคานในสภาวะประลัยแสดงในภาพที่ 76

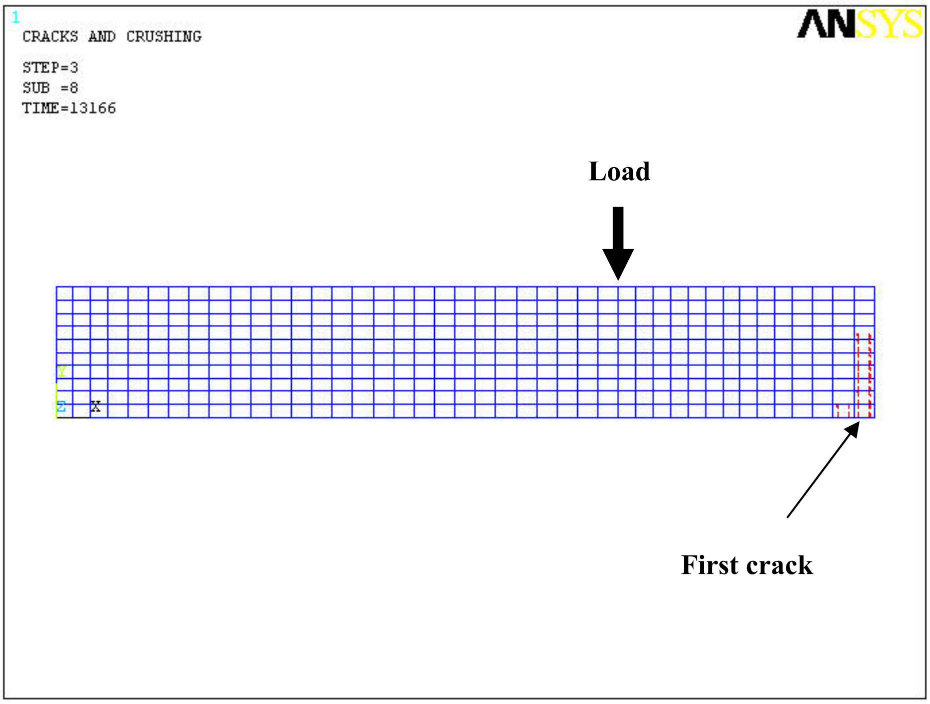


ภาพที่ 76 การแตกร้าวของคานในสภาวะประลัย

สำหรับการแตกร้าวของคานที่เกิดสนิม (Corroded beam) มีรูปแบบคลายคลึงกับคานที่ไม่เกิดสนิม ซึ่งรูปแบบของการแตกร้าวจะมีความคล้ายคลึงกันในทุกระดับสนิมด้วย ผลการวิเคราะห์ในกรณีของคานที่เหล็กเสริมเกิดสนิมระดับ 8.9% พบว่าคานจะเริ่มมีรอยแตกร้าวเกิดขึ้น (First crack) ซึ่งเป็นการแตกร้าวเนื่องจากการดัด (Flexural crack) ในตำแหน่งกึ่งกลางของคาน ซึ่งสอดคล้องกับน้ำหนักบรรทุก 13,166 N การแตกร้าวจะอยู่ในรูปแบบของเส้นที่ตั้งตรง การแตกร้าวที่เกิดขึ้นแสดงในภาพที่ 77 ส่วนคานที่เกิดสนิมในระดับ 14.2% และ 22.2% นั้นจะมีรูปแบบของการเริ่มแตกร้าว (First crack) คล้ายคลึงกับการแตกร้าวในคานที่เกิดสนิมในระดับ 8.9% ซึ่งสอดคล้องกับน้ำหนักบรรทุก 13,021 N และ 12,758 N ตามลำดับ น้ำหนักบรรทุกที่ส่งผลให้คานเริ่มเกิดการแตกร้าวสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1 แสดงในตารางที่ 16

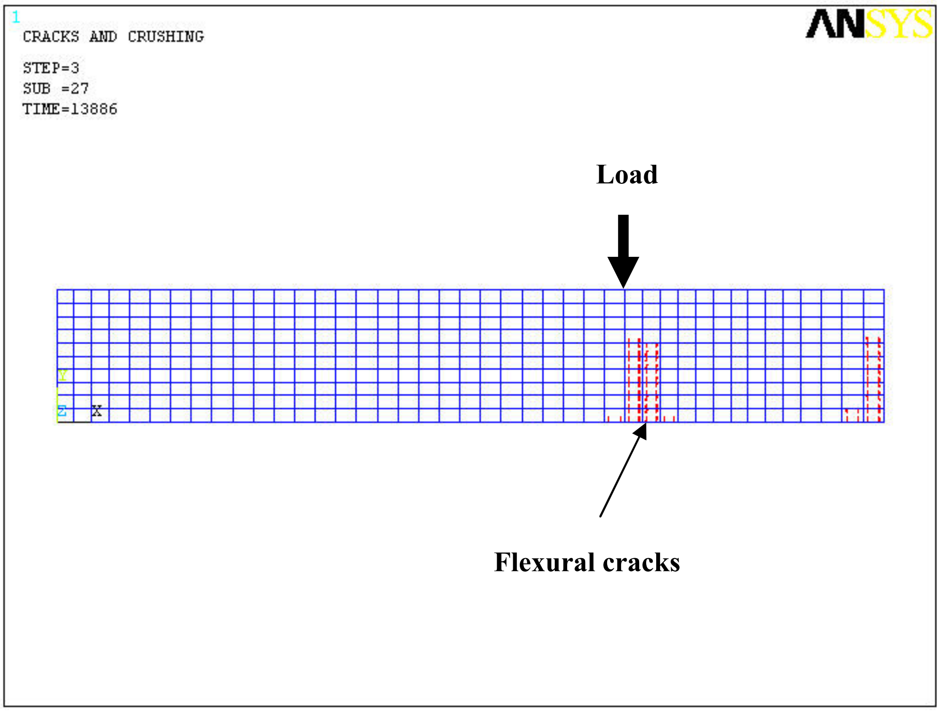
ตารางที่ 16 น้ำหนักบรรทุกที่ส่งผลให้คานเริ่มเกิดการแตกร้าวสำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1

ระดับสนิม (%)	First crack (N)
0	13,443
8.9	13,166
14.2	13,021
22.2	12,758



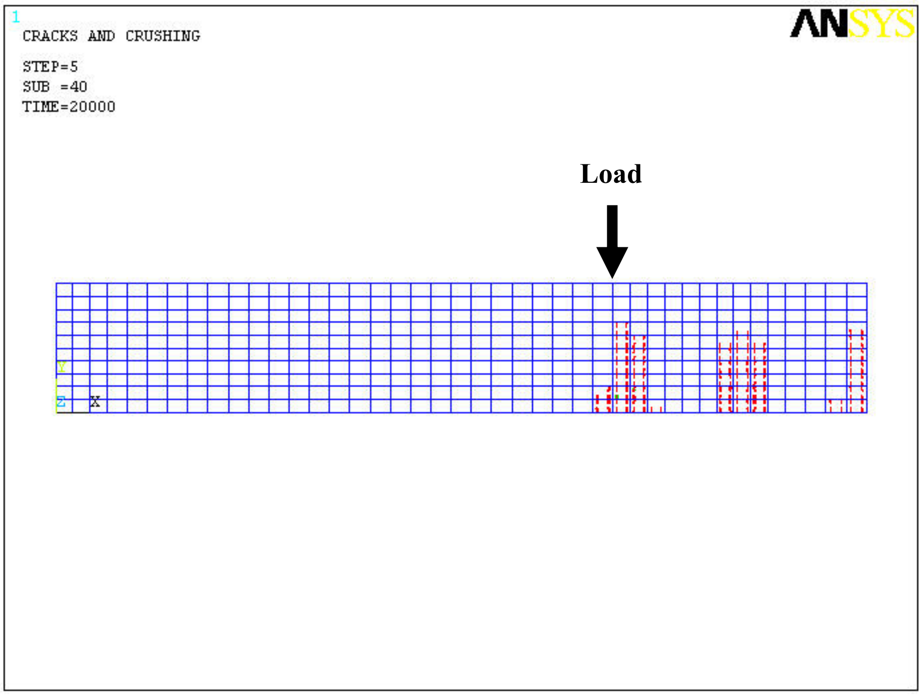
ภาพที่ 77 การเริ่มแตกร้าวของคาน (First crack)

ภายหลังจากการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกขึ้นต่อไป คานจะเริ่มเกิดรอยแตกร้าวเนื่องจากการดัด (Flexural cracks) บริเวณท้องคานใต้จุดที่รองรับน้ำหนักบรรทุก ดังแสดงในภาพที่ 78 ส่วนคานที่เกิดสนิมในระดับ 14.2% และ 22.2% นั้นจะมีรูปแบบของการแตกร้าวบริเวณท้องคานใต้จุดที่รับน้ำหนัก คล้ายคลึงกับการแตกร้าวในคานที่เกิดสนิมในระดับ 8.9% นี้



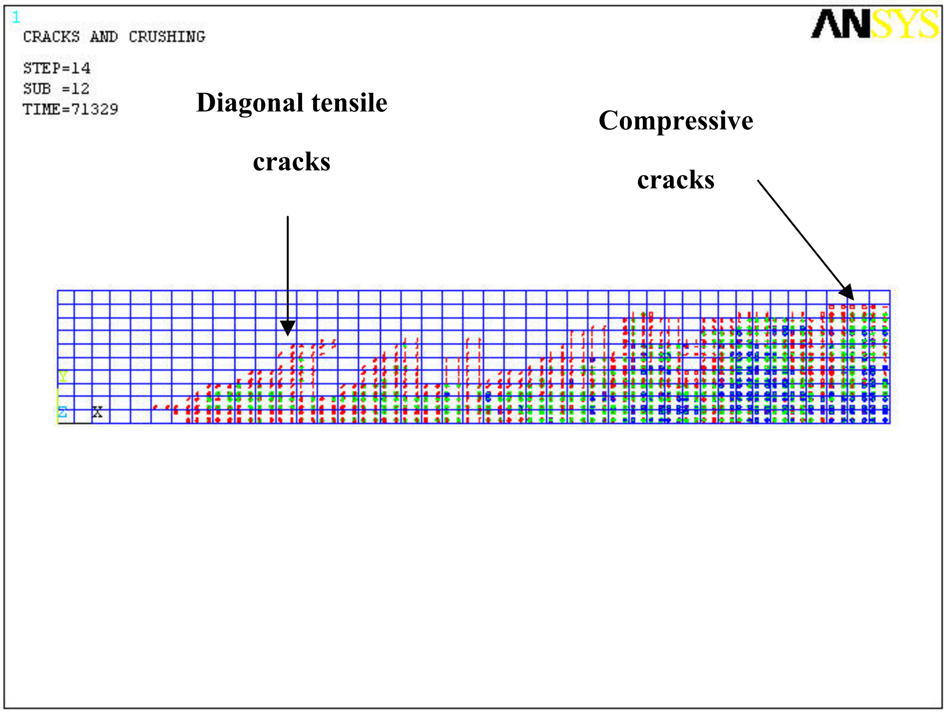
ภาพที่ 78 การแตกร้าวบริเวณท้องคานใต้จุดที่รับน้ำหนัก

หลังจากที่เพิ่มน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นคานจะเกิดรอยแตกร้าวระหว่างรอยแตกร้าวที่บริเวณกึ่งกลางคานและรอยแตกร้าวบริเวณท้องคานใต้จุดที่น้ำหนักบรรทุก ดังแสดงในภาพที่ 79 ส่วนคานที่เกิดสนิมในระดับ 14.2% และ 22.2% นั้นจะมีรูปแบบของการแตกร้าว คล้ายคลึงกับการแตกร้าวในคานที่เกิดสนิมในระดับ 8.9% นี้เช่นเดียวกัน ซึ่งรูปแบบของการแตกร้าวที่เกิดขึ้นได้แสดงไว้ในภาคผนวก ค



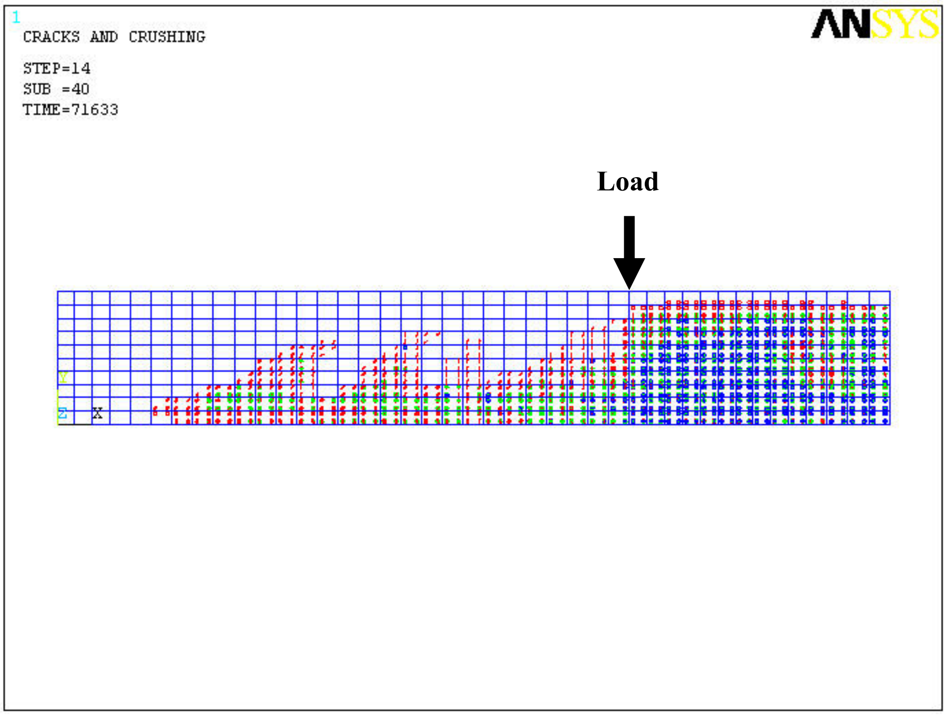
ภาพที่ 79 การแตกร้าวระหว่างบริเวณกึ่งกลางคานและบริเวณใต้จุดที่น้ำหนักบรรทุก

เมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มมากขึ้นคานจะเริ่มแตกร้าวมากขึ้นและรอยแตกร้าวเหล่านี้จะขยายตัวไปสู่ฐานรองรับ โดยจะปรากฏรอยแตกร้าวในแนวเอียงหรือเฉียงทแยงมุม (Diagonal tension cracks) ซึ่งเป็นผลมาจากเกิดแรงเฉือนและแรงดัดร่วมกัน ทำให้การแตกร้าวปรากฏเป็นเส้นโน้มเอียงเข้าหากึ่งกลางคาน และหลังจากที่น้ำหนักบรรทุกเพิ่มมากขึ้นคานจะเริ่มแตกร้าวเนื่องจากการอัด (Compressive cracks) ที่บริเวณกึ่งกลางของหลังคาน ดังแสดงในภาพที่ 80 ซึ่งรูปแบบของการแตกร้าวที่เกิดขึ้นนี้คล้ายคลึงกับคานที่ไม่เกิดสนิม (Control beam)



ภาพที่ 80 การแตกร้าวในแนวเฉียงทแยงและการแตกร้าวเนื่องจากการอัด

หลังจากนี้การแตกร้าวเนื่องจากการอัดภายในคานจะเพิ่มมากขึ้นและขยับสูงขึ้นเรื่อยๆ ซึ่งสอดคล้องกับค่าน้ำหนักบรรทุก 71,633 N การแตกร้าวของคานในสภาวะประลัยแสดงในภาพที่ 81 ส่วนการแตกร้าวของคานในสภาวะประลัยของคานที่เกิดสนิมในระดับ 14.2% และ 22.2% นั้นจะมีรูปแบบของการแตกร้าวคล้ายคลึงกับการแตกร้าวในคานที่เกิดสนิมในระดับ 8.9% ซึ่งสอดคล้องกับน้ำหนักบรรทุก 68,018 N และ 61,125 N ตามลำดับ



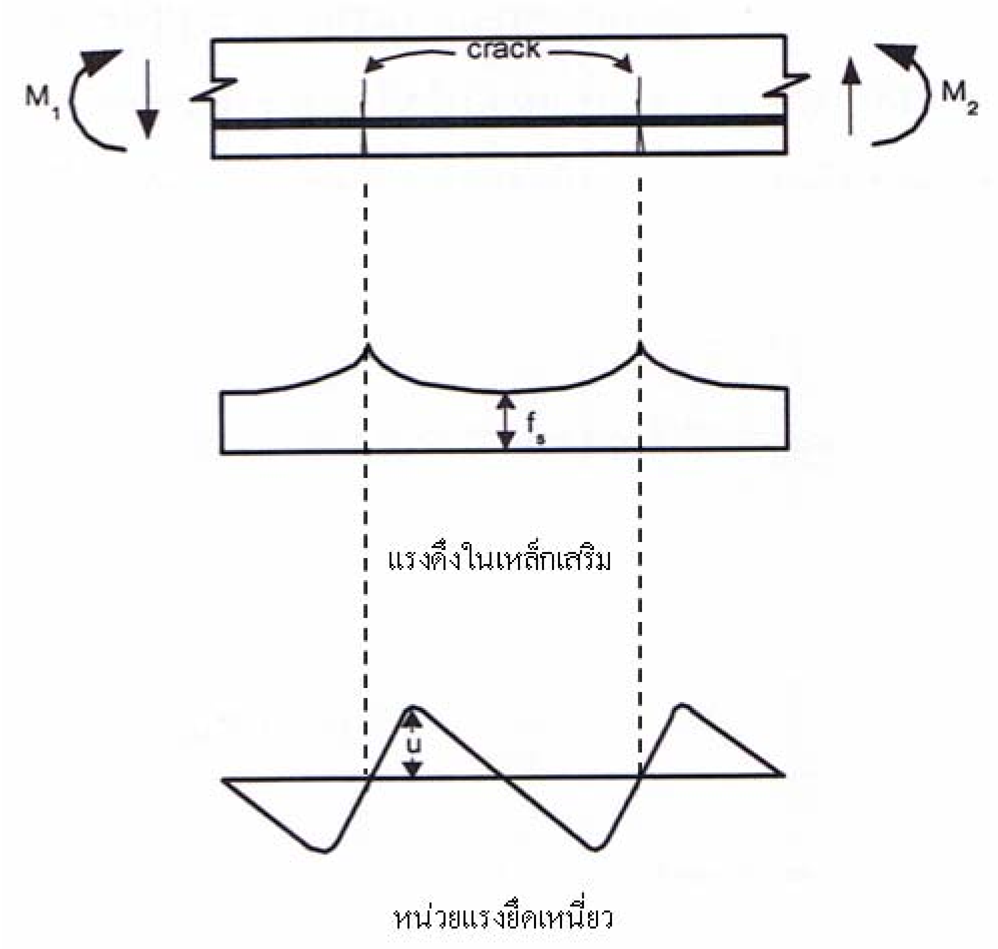
ภาพที่ 81 การแตกร้าวของคานในสภาวะประลัย

4. พฤติกรรมของแรงในเหล็กเสริมและแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นในคาน

ผลการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สามารถทำให้ทราบถึงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและพฤติกรรมของแรงในเหล็กเสริมและแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นในคานได้อย่างละเอียดในแต่ละระดับการเพิ่มขึ้นของน้ำหนักบรรทุก

พฤติกรรมของแรงที่เกิดขึ้นภายในเหล็กเสริมและแรงที่เกิดขึ้นภายในในสปริงหรือแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม เริ่มจากเมื่อคานคอนกรีตเริ่มรับน้ำหนักบรรทุกคานจะเริ่มโก่งตัวเนื่องจากโมเมนต์ดัด ส่งผลให้เกิดแรงอัดขึ้นที่หลังคานและเกิดแรงดึงที่ท้องคาน โดยแรงดึงที่เกิดขึ้นนี้ จะถูกรับโดยคอนกรีตส่วนหนึ่งและอีกส่วนหนึ่งรับโดยเหล็กเสริม เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นจนหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นบริเวณท้องคานมีค่ามากกว่าหน่วยแรงดึงที่คอนกรีตรับได้ (Ultimate tensile stress) คานจะแตกร้าวและไม่สามารถรับแรงดึงที่เกิดขึ้นได้อีก แรงดึงที่เกิดขึ้นทั้งหมดจะถูกรับโดยเหล็กเสริม

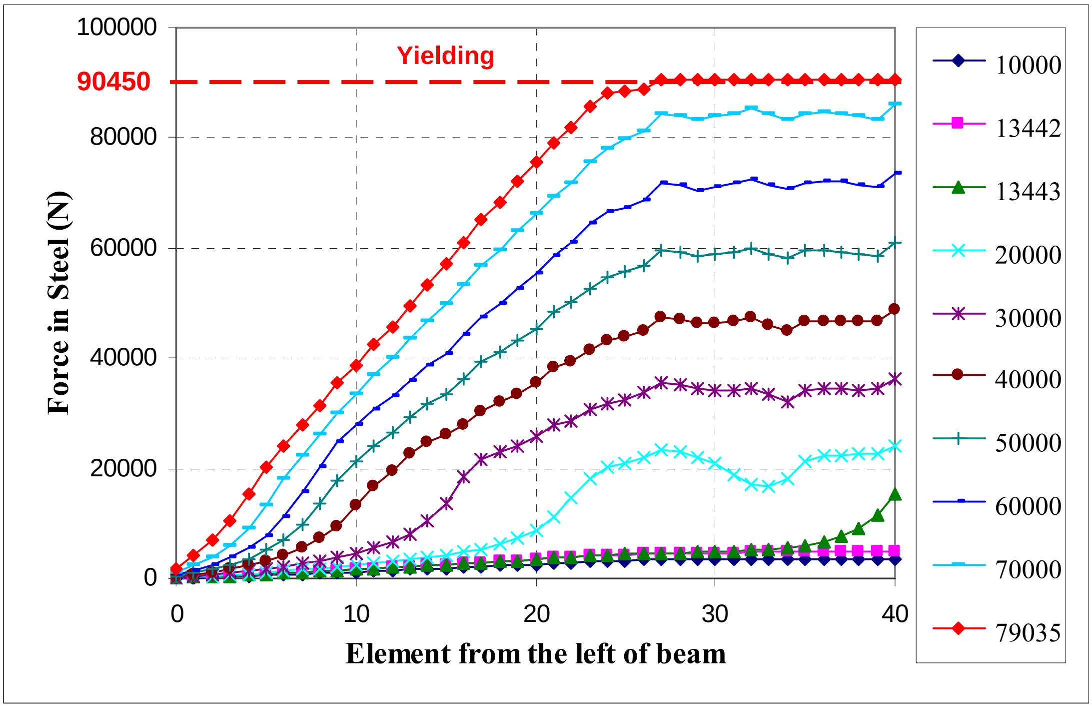
อย่างไรก็ตามหากมีคอนกรีตที่ยังไม่เกิดการแตกร้าวอยู่ระหว่างรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้น แรงดึงที่เกิดขึ้นส่วนหนึ่งจะถูกถ่ายจากเหล็กเสริมไปยังคอนกรีต โดยอาศัยแรงยึดเหนี่ยว (Bond) ระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต ดังนั้น แรงดึงในเหล็กเสริมที่ถัดจากรอยร้าวหนึ่งจะค่อยๆ มีค่าลดลงและกลับมีค่าเพิ่มขึ้นที่อีกรอยร้าวหนึ่งดังแสดงในภาพที่ 82 โดยที่ขนาดและการกระจายของหน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Bond stress) ระหว่างรอยแตกร้าวจะขึ้นอยู่กับการกระจายของหน่วยแรงดึงในคานคอนกรีตและเหล็กเสริมระหว่างรอยแตกร้าว



ภาพที่ 82 แรงดึงในเหล็กเสริมและการกระจายของหน่วยแรงยึดเหนี่ยว

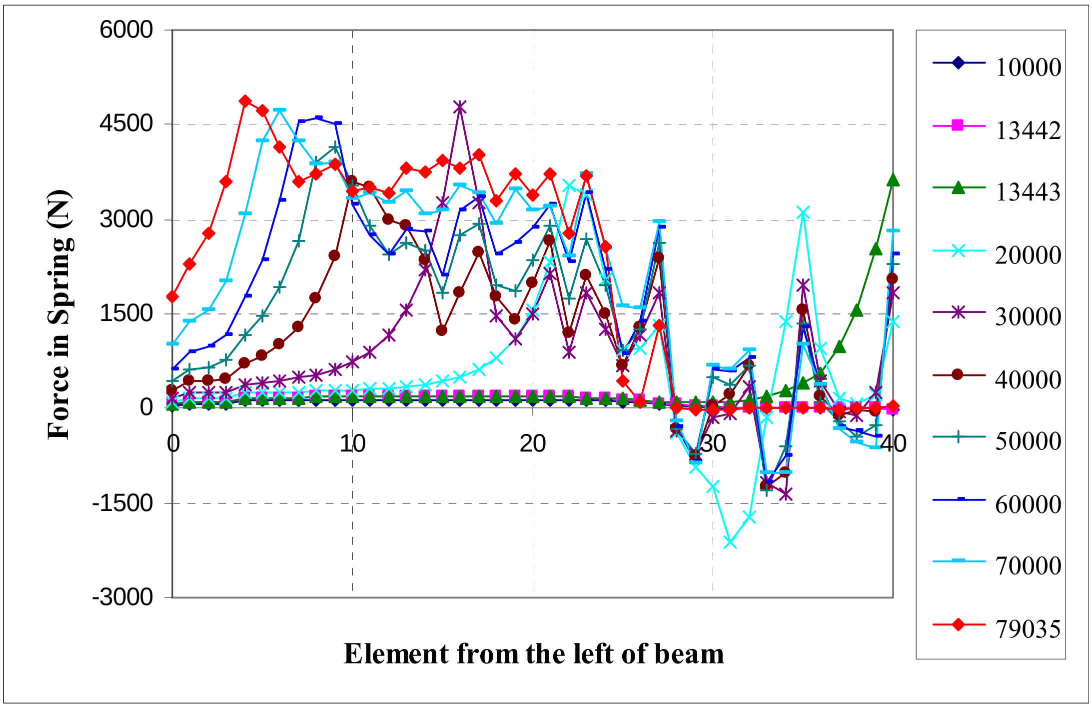
ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและแรงดึงที่เกิดขึ้นภายในแต่ละเอลิเมนต์ของเหล็กเสริมสำหรับคานที่ไม่เกิดสนิม (Control beam) แสดงในภาพที่ 83 เมื่อคานเริ่มรับน้ำหนักบรรทุกคอนกรีตจะเริ่มรับแรงและถ่ายแรงสู่เหล็กเสริมโดยผ่านสปริงเอลิเมนต์ พฤติกรรมในช่วงแรกก่อนที่คานจะเริ่มเกิดการแตกร้าว เอลิเมนต์เหล็กเสริมแต่ละเอลิเมนต์จะสามารถ

ถ่ายแรงได้อย่างสม่ำเสมอ แต่หลังจากคานเริ่มเกิดการแตกร้าวขึ้น (First crack) ที่บริเวณกึ่งกลางคานซึ่งสอดคล้องกับน้ำหนักบรรทุก 13,443 N แรงภายในเอลิเมนต์เหล็กเสริมที่อยู่ในตำแหน่งที่เกิดรอยแตกร้าวนี้จะเพิ่มมากขึ้นอย่างเห็นได้ชัดเมื่อเทียบกับเอลิเมนต์เหล็กเสริมในช่วงที่คานยังไม่เกิดการแตกร้าว เนื่องจากเหล็กเสริมบริเวณนี้ต้องรับแรงดึงที่เกิดขึ้นแทนคอนกรีตส่วนที่เกิดการแตกร้าว เมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มมากขึ้นการแตกร้าวของคานจะกระจายออกไปสู่ฐานรองรับส่งผลให้เอลิเมนต์ของเหล็กเสริมเริ่มมีแรงภายในสูงขึ้น โดยเฉพาะในช่วงที่โมเมนต์ดัดคงที่ (เอลิเมนต์ที่ 27-40 จากฝั่งซ้ายของคาน) เนื่องจากเหล็กเสริมในช่วงนี้ เป็นส่วนสำคัญในการช่วยรับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในคาน เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นแรงในเหล็กเสริมจะมีค่ามากขึ้นด้วยเช่นกัน จนกระทั่งที่น้ำหนักบรรทุก 79,035 N ซึ่งเป็นน้ำหนักบรรทุกที่ส่งผลให้คานเกิดการวิบัติเหล็กเสริมรับแรงจะเกิดการคราก (Yield) ทั้งหมดในช่วงที่โมเมนต์ดัดคงที่ ซึ่งแรงในเหล็กเสริมที่จุดนี้มีค่าเท่ากับ 90,450 N ซึ่งสอดคล้องกับคุณสมบัติของค่า Yield stress ของเหล็กเสริมที่กำหนดคือ 450 MPa และพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมเท่ากับ 201 ตารางมิลลิเมตร



ภาพที่ 83 แรงดึงที่เกิดขึ้นภายในเหล็กเสริม (ระดับสนิม 0%)

ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและแรงที่เกิดขึ้นในสปริงหรือแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมสำหรับคานที่ไม่เกิดสนิม (Control beam) แสดงในภาพที่ 84 แรงภายในสปริงจะมีค่าสม่ำเสมอเช่นเดียวกับแรงที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมในช่วงก่อนที่คานจะเริ่มเกิดการแตกร้าว แต่หลังจากคานเริ่มเกิดการแตกร้าวขึ้น (First crack) ที่ตำแหน่งกึ่งกลางคานซึ่งสอดคล้องกับน้ำหนักบรรทุก 13,443 N แรงภายในเอลิเมนต์สปริงที่อยู่ในตำแหน่งที่เกิดรอยแตกร้าวนี้จะเพิ่มมากขึ้นอย่างเห็นได้ชัดเมื่อเทียบกับเอลิเมนต์เหล็กเสริมในช่วงที่คานยังไม่เกิดการแตกร้าว เนื่องจากคอนกรีตในช่วงที่แตกร้าวจะไม่สามารถรับแรงดึงได้จึงถ่ายแรงดึงที่เกิดขึ้นผ่านสปริงเอลิเมนต์ไปสู่เหล็กเสริม ด้วยเหตุนี้จึงทำให้แรงที่เกิดขึ้นในสปริงมีค่าเพิ่มสูงขึ้นเช่นเดียวกับแรงในเหล็กเสริม



ภาพที่ 84 แรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม (ระดับสนิม 0%)

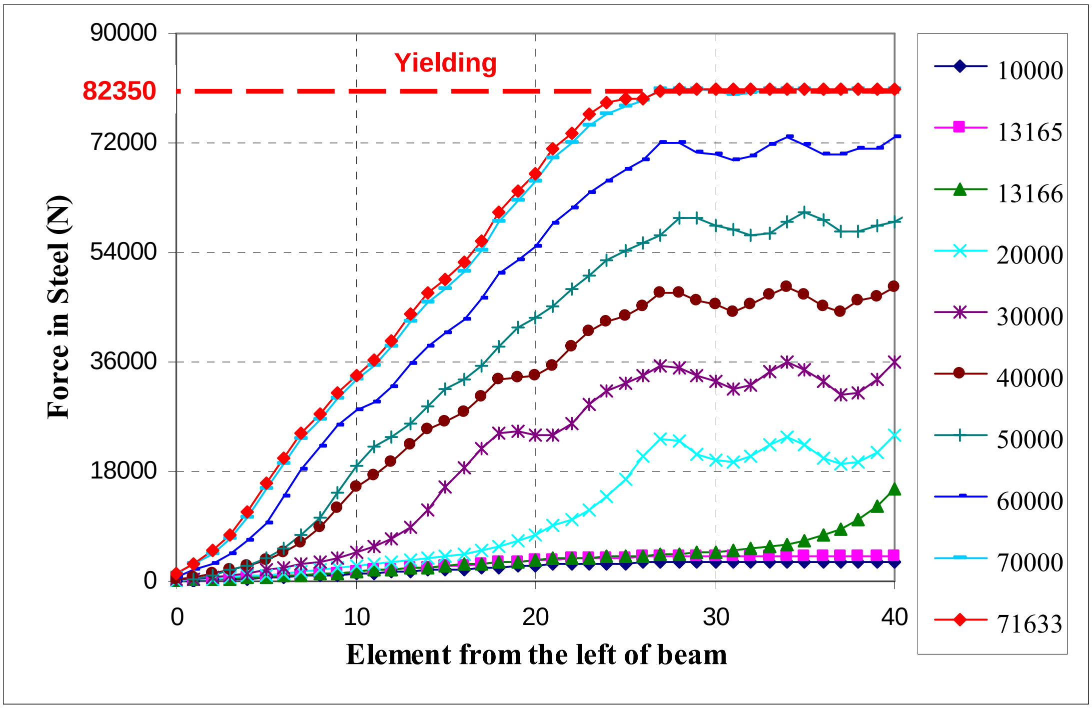
พฤติกรรมของแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นในคานจะมีลักษณะคล้ายลูกคลื่น เนื่องจากเมื่อพิจารณา Free body ภายในของผิวเหล็กเสริม ณ บริเวณรอยแตกร้าวแล้วพบว่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นสำหรับต้านทานการเกิด Slip จะมีค่าตรงกันข้ามกับแรงดึงในเหล็กเสริม ด้วยเหตุนี้จึงทำให้ค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นมีทั้งค่าบวกและค่าลบ ซึ่งพฤติกรรมของแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นภายในคานจะมีค่าคงที่เมื่อคานยังไม่เกิดการแตกร้าว (cracking) แต่หลังจาก

คานเกิดการแตกร้าวขึ้นแรงยึดเหนี่ยวในคานจะมีค่ามากขึ้นด้วยเช่นกัน โดยที่ตำแหน่งของรอยแตกร้าวนี้แรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นในคานจะมีค่าน้อยมาก สามารถพิจารณาพฤติกรรมของแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นในคานซึ่งสัมพันธ์กับการแตกร้าวได้จากภาพที่ 87 และภาพที่ 88

สำหรับความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและแรงดึงที่เกิดขึ้นภายในแต่ละเอลิเมนต์ของเหล็กเสริมสำหรับคานที่เกิดสนิม (Corroded beam) ในระดับ 8.9% แสดงในภาพที่ 85 เมื่อคานเริ่มรับน้ำหนักบรรทุกคอนกรีตจะเริ่มรับแรงและถ่ายแรงสู่เหล็กเสริมโดยผ่านสปริงเอลิเมนต์ พฤติกรรมในช่วงแรกก่อนที่คานจะเริ่มเกิดการแตกร้าว เอลิเมนต์เหล็กเสริมแต่ละเอลิเมนต์จะสามารถถ่ายแรงได้อย่างสม่ำเสมอ แต่หลังจากคานเริ่มเกิดการแตกร้าวขึ้น (First crack) ที่ตำแหน่งกึ่งกลางคานซึ่งสอดคล้องกับน้ำหนักบรรทุก 13,166 N แรงภายในเอลิเมนต์เหล็กเสริมที่อยู่ในตำแหน่งที่เกิดรอยแตกร้าวนี้จะเพิ่มมากขึ้นอย่างเห็นได้ชัดเมื่อเทียบกับเอลิเมนต์เหล็กเสริมในช่วงที่คานยังไม่เกิดการแตกร้าว เนื่องจากเหล็กเสริมบริเวณนี้ต้องรับแรงดึงที่เกิดขึ้นแทนคอนกรีตส่วนที่เกิดการแตกร้าว เมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มมากขึ้นการแตกร้าวของคานจะกระจายออกไปสู่ฐานรองรับ ส่งผลให้เอลิเมนต์ของเหล็กเสริมเริ่มมีแรงภายในสูงขึ้น โดยที่แรงภายในเอลิเมนต์ของเหล็กเสริมในช่วงที่โมเมนต์ดัดคงที่ของคานที่เกิดสนิม (Corroded beam) จะมีความแตกต่างจากคานคอนกรีตที่ไม่เกิดสนิม (Control beam) เนื่องจากคานคอนกรีตที่เกิดสนิมจะเกิดรอยแตกร้าวขึ้นระหว่างรอยแตกร้าวที่กลางคานและรอยแตกร้าวบริเวณท้องคานใต้จุดที่รับน้ำหนัก จึงส่งผลให้แรงภายในของเอลิเมนต์เหล็กเสริมในช่วงนี้ไม่สม่ำเสมอดังแสดงในภาพ โดยเฉพาะในช่วงน้ำหนักบรรทุกตั้งแต่ 20,000 N เป็นต้นไป จะสังเกตได้ว่าแรงที่เกิดขึ้นในช่วงโมเมนต์ดัดคงที่นี้ (เอลิเมนต์ที่ 27-40 จากฝั่งซ้ายของคาน) จะมีลักษณะคล้ายลูกคลื่น เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นจนกระทั่ง 71,663 N ซึ่งเป็นน้ำหนักบรรทุกที่ส่งผลให้คานเกิดการวิบัติ เหล็กเสริมรับแรงจะเกิดการคราก (Yield) ทั้งหมดในช่วงที่โมเมนต์ดัดคงที่ ซึ่งแรงในเหล็กเสริมที่จุดนี้มีค่าเท่ากับ 82,350 N ซึ่งสอดคล้องกับคุณสมบัติของค่า Yield stress ของเหล็กเสริมที่กำหนดคือ 450 MPa และพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมที่ลดลงภายใต้การเกิดสนิมระดับ 8.9% มีค่าเท่ากับ 183 ตารางมิลลิเมตร

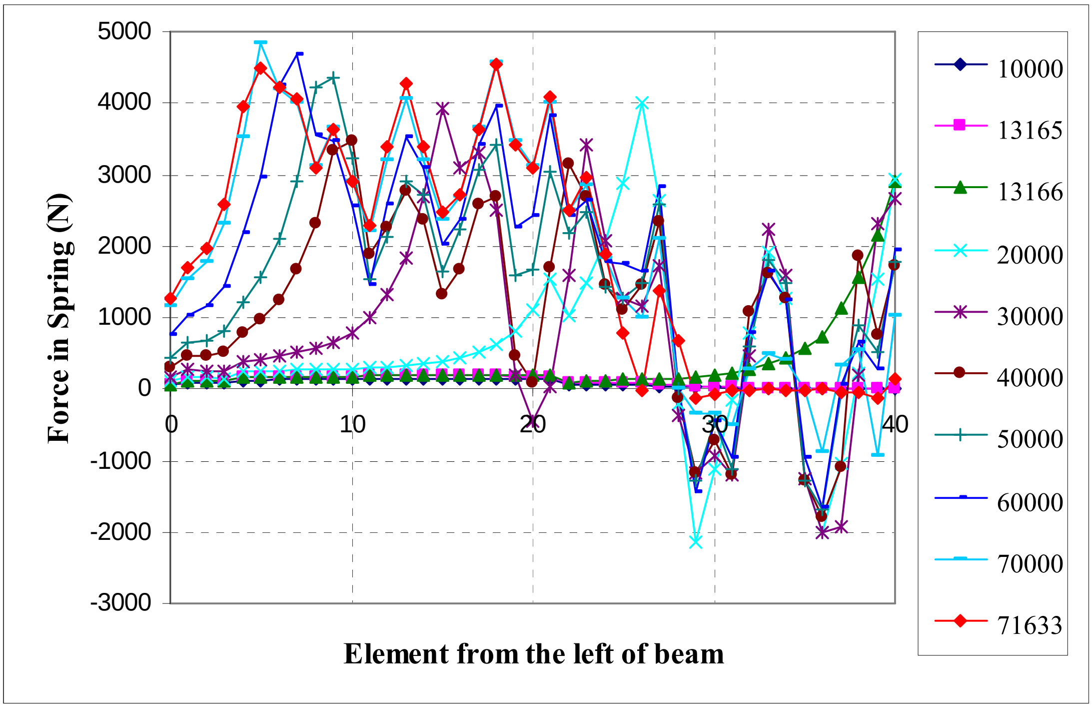
สำหรับความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและแรงที่เกิดขึ้นภายในแต่ละเอลิเมนต์ของเหล็กเสริมสำหรับคานที่เกิดสนิม (Corroded beam) ในระดับ 14.2% และ 22.2% จะมีรูปแบบที่คล้ายคลึงกับคานที่เกิดสนิมในระดับ 8.9% นี้เช่นเดียวกัน คือ เหล็กเสริมรับแรงจะเกิดการคราก (Yield) ทั้งหมดในช่วงที่โมเมนต์ดัดคงที่ แต่แรงในเหล็กเสริมที่จุดวิบัติของคานจะลดลงเนื่องจาก

พื้นที่หน้าตัดที่ลดลงของเหล็กเสริมภายใต้การเกิดสนิม จึงส่งผลเหล็กเสริมเกิดการคราก (Yield) เร็วขึ้น โดยแรงที่เกิดขึ้นมีค่าเท่ากับ 77,400 N และ 70,200 N ตามลำดับ ซึ่งสอดคล้องกับคุณสมบัติของค่า Yield stress ของเหล็กเสริมที่กำหนดคือ 450 MPa และพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมที่ลดลงภายใต้การเกิดสนิมระดับ 14.2% และ 22.2% มีค่าเท่ากับ 172 ตารางมิลลิเมตร และ 156 ตารางมิลลิเมตร ตามลำดับ



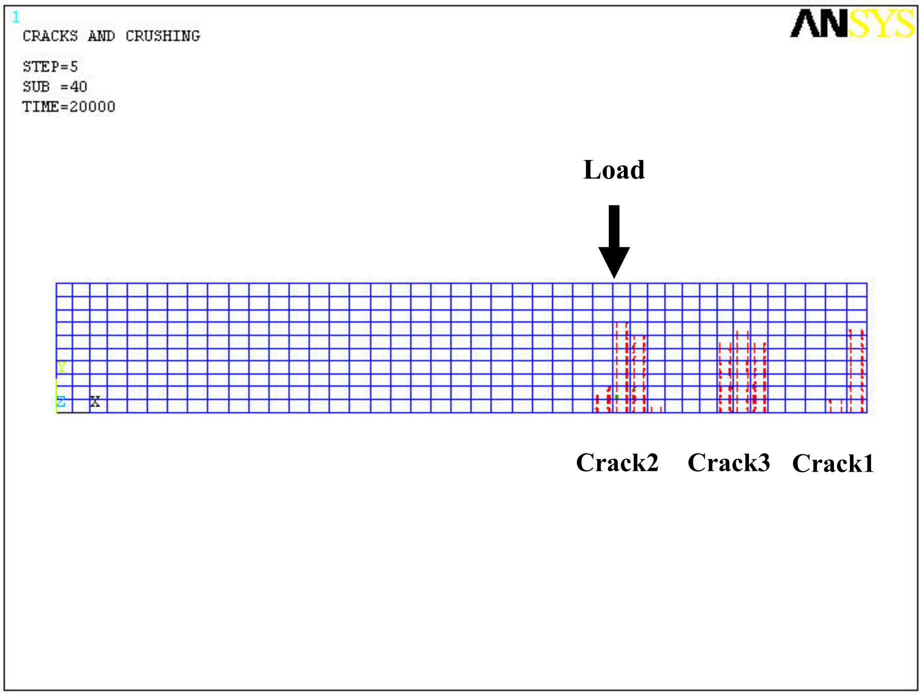
ภาพที่ 85 แรงดึงที่เกิดขึ้นภายในเหล็กเสริม (ระดับสนิม 8.9%)

ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและแรงที่เกิดขึ้นในสปริงหรือแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมสำหรับคานที่เกิดสนิม (Corroded beam) ในระดับ 8.9% แสดงในภาพที่ 86 แรงภายในสปริงจะมีค่าสม่ำเสมอเช่นเดียวกับแรงที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมในช่วงก่อนที่คานจะเริ่มเกิดการแตกร้าว แต่หลังจากคานเริ่มเกิดการแตกร้าวขึ้น (First crack) ที่ตำแหน่งกึ่งกลางคาน ซึ่งสอดคล้องกับน้ำหนักบรรทุก 13,166 N แรงภายในเอลิเมนต์สปริงที่อยู่ในตำแหน่งที่เกิดรอยแตกร้าวนี้จะเพิ่มมากขึ้นอย่างเห็นได้ชัด เมื่อเทียบกับสปริงเอลิเมนต์ในช่วงที่คานยังไม่เกิดการแตกร้าว เนื่องจากคอนกรีตในช่วงที่แตกร้าวจะไม่สามารถรับแรงดึงได้ จึงถ่ายแรงดึงที่เกิดขึ้นผ่านสปริงเอลิเมนต์ไปสู่เหล็กเสริม ด้วยเหตุนี้จึงทำให้แรงที่เกิดขึ้นในสปริงมีค่าเพิ่มสูงขึ้นเช่นเดียวกับแรงในเหล็กเสริม

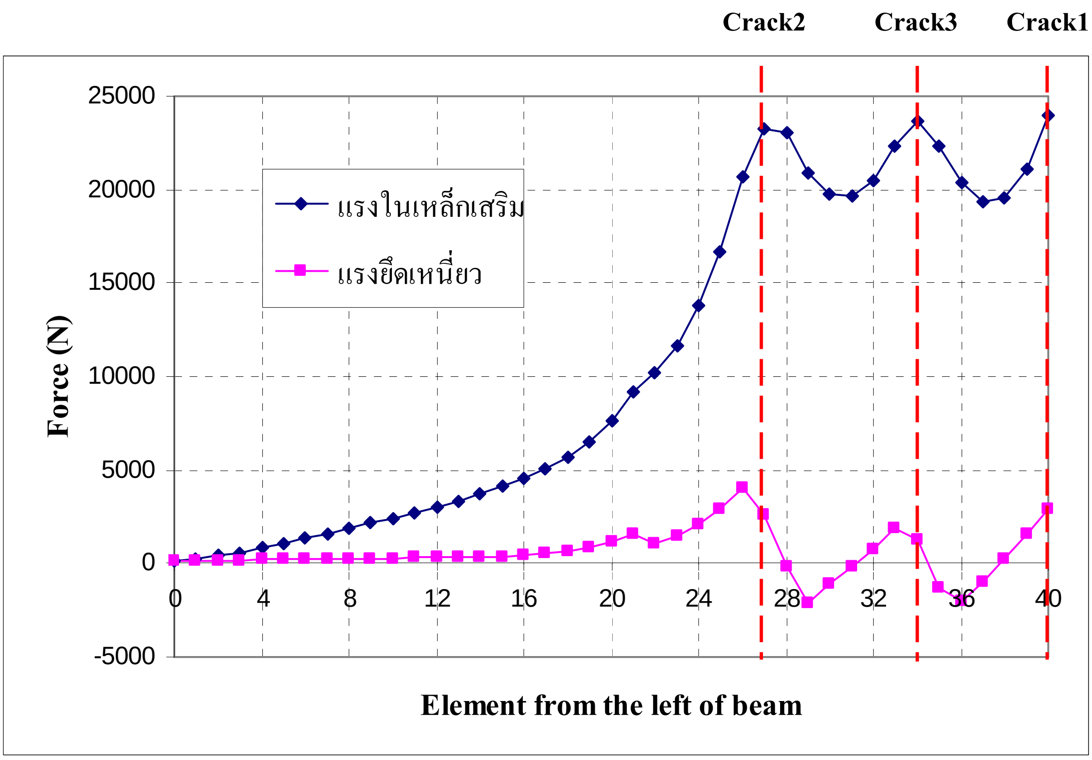


ภาพที่ 86 แรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม (ระดับสนิม 8.9%)

แบบจำลองสามารถให้ผลของความสัมพันธ์ระหว่างแรงที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมและแรงที่เกิดขึ้นในสปริงหรือแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นสอดคล้องกับพฤติกรรมการแตกร้าวที่เกิดขึ้นในคานได้ ดังแสดงในภาพที่ 87 แสดงรอยแตกร้าวของคานที่เกิดสนิมระดับ 8.9% ภายใต้น้ำหนักบรรทุก 20,000 N โดยบริเวณที่คานแตกร้าวจะมีอยู่ 3 ตำแหน่งคือ บริเวณกึ่งกลางคาน (Crack1) บริเวณท้องใต้จุดรองรับน้ำหนัก (Crack2) และบริเวณที่อยู่ระหว่างจุดรับน้ำหนักกับกึ่งกลางของคาน (Crack3) โดยที่รอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นนี้จะอยู่ระหว่าง เอลิเมนต์ที่ 40 จากฝั่งซ้ายของคาน, เอลิเมนต์ที่ 26-28 จากฝั่งซ้ายของคานและเอลิเมนต์ที่ 33-35 จากฝั่งซ้ายของคานตามลำดับ ซึ่งสอดคล้องกับแรงดึงที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมของเอลิเมนต์ 40 จากฝั่งซ้ายของคาน, เอลิเมนต์ที่ 27 จากฝั่งซ้ายของคานและเอลิเมนต์ที่ 34 จากฝั่งซ้ายของคานจะมีค่ามาก เนื่องจากต้องรับแรงดึงแทนคอนกรีตส่วนที่แตกร้าวไป สำหรับแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดภายในเอลิเมนต์สปริงจะมีค่าน้อยเมื่อเอลิเมนต์สปริงอยู่ใกล้บริเวณตำแหน่งของรอยแตกร้าวเนื่องจากไม่สามารถถ่ายเทแรงยึดเหนี่ยวได้ แรงดึงที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมและแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นในคานแสดงในภาพที่ 88



ภาพที่ 87 รอยแตกร้าวของคานที่เกิดสนิมระดับ 8.9% ภายใต้น้ำหนักบรรทุก 20,000 N



ภาพที่ 88 แรงดึงในเหล็กเสริมและแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นในคาน

5. พฤติกรรมการวิบัติของคาน

ผลการสร้างและวิเคราะห์แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้การเกิดสนิมของเหล็กเสริม ในกรณีศึกษาที่เหล็กเสริมเกิดสนิมเฉพาะช่วงกลาง โดยการพิจารณาพฤติกรรมการรับแรงดัดจากความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานพบว่า พฤติกรรมที่เกิดขึ้นสามารถแบ่งเป็น 3 ช่วง คือ ช่วงที่ก่อนเกิดการแตกร้าวของคอนกรีตซึ่งความสัมพันธ์จะมีลักษณะเป็นเส้นตรง (Linear) แต่หลังจากที่คอนกรีตเริ่มแตกร้าว พฤติกรรมการรับแรงดัดจะเริ่มเข้าสู่สภาวะแบบไม่เชิงเส้น (Non-linear) เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกมากขึ้น เหล็กเสริมรับแรงดึงในช่วงโมเมนต์ดัดคงที่จะเริ่มถึงจุดคราก (Yield) การแอ่นตัวของคานในช่วงนี้จะมีค่ามากแม้น้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อย การวิบัติของคานเกิดขึ้นเนื่องจากเหล็กเสริมรับแรงดึงถึงจุดครากก่อน (Yielding) ที่คอนกรีตที่อยู่เหนือแกนสะเทินจะถูกอัดแตก (Crushing) ซึ่งการวิบัติลักษณะนี้ จะเกิดขึ้นกับคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดสนิมในทุกระดับ ซึ่งการวิบัติดังกล่าวนี้ มีรูปแบบการวิบัติที่คล้ายคลึงกับคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เกิดสนิม (Control beam) ด้วย โดยสามารถพิจารณาการวิบัติของคานทั้งในสภาวะที่เกิดสนิม (Corroded beam) และไม่เกิดสนิม (Control beam) ได้จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงที่เกิดขึ้นภายในเหล็กเสริมและน้ำหนักบรรทุกในสภาวะประลัยของคาน ดังแสดงในภาพที่ 22 และ 20 จะเห็นได้ว่าภายใต้น้ำหนักบรรทุกที่ส่งผลให้คานเกิดการวิบัตินั้น แรงดึงภายในเหล็กเสริมช่วงที่โมเมนต์ดัดคงที่ของคานจะมีค่าที่สอดคล้องกับแรงที่ส่งผลให้เหล็กเสริมถึงจุดคราก ซึ่งเป็นการแสดงให้เห็นอย่างชัดเจนว่าคานเกิดการวิบัติภายใต้การครากของเหล็กเสริม

6. กำลังรับน้ำหนักประลัยและโมเมนต์ดัดประลัยของคาน

กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย (Ultimate load) ของคานและกำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เหล็กเสริมเริ่มคราก (Yield load) มีแนวโน้มลดลงเมื่อระดับสนิมเพิ่มมากขึ้น โดยที่ค่าของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยและกำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เหล็กเสริมเริ่มครากที่ได้จากแบบจำลองจะมีค่ามากกว่าการทดสอบในห้องปฏิบัติการ (Test) ซึ่งอาจมีสาเหตุเนื่องมาจากปัจจัยของความไม่แน่นอนจากคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในคานตัวอย่างที่ทดสอบ เช่น การแตกร้าวขนาดเล็กเนื่องจากการยืดหดตัวของคอนกรีต รวมถึงความคลาดเคลื่อนที่อาจเกิดขึ้นระหว่างขั้นตอนการทดสอบ เช่น อัตราและความเร็วในการเพิ่มน้ำหนัก เป็นต้น

กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย (Ultimate load) สูงสุดของคานกรณีเหล็กเสริมเกิดสนิมที่ระดับ 0% (Control beam) มีค่าเท่ากับ 79,035 N ส่วนกำลังรับน้ำหนักประลัยสูงสุดของคานกรณีเหล็กเสริมเกิดสนิม (Corroded beam) ที่ระดับ 8.9%, 14.2% และ 22.2% มีค่าเป็น 71,633 N, 68,018 N และ 61,125 N ตามลำดับ

ความคลาดเคลื่อนของแบบจำลองในการทำนายน้ำหนักประลัยสูงสุดของคานกรณีเหล็กเสริมเกิดสนิมที่ระดับ 0% มีค่าเป็น 5.38% ส่วนค่าความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักประลัยสูงสุดที่คานที่เกิดสนิมที่ระดับ 8.9%, 14.2% และ 22.2% มีค่าเป็น 2.01%, 1.88% และ 1.84% ตามลำดับ กำลังรับน้ำหนักประลัยสูงสุดของแต่ละระดับสนิมและค่าความคลาดเคลื่อนที่เกิดขึ้นแสดงในตารางที่ 17

ตารางที่ 17 กำลังรับน้ำหนักประลัยสูงสุดของแต่ละระดับสนิมและค่าความคลาดเคลื่อน

ระดับสนิม (%)	น้ำหนักประลัยสูงสุด ทดสอบ (N)	น้ำหนักประลัยสูงสุด FEM (N)	ความคลาดเคลื่อน (%)
0	75,000	79,035	5.38
8.9	70,220	71,633	2.01
14.2	66,760	68,018	1.88
22.2	60,020	61,125	1.84

การลดลงของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย (Ultimate load) ของคานส่งผลให้กำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุด (Maximum moment) ของคานคานลดลง โดยกรณีเหล็กเสริมเกิดสนิมที่ระดับ 0% (Control beam) โมเมนต์ดัดสูงสุดที่คานรับได้มีค่าเท่ากับ 39,517 KN-mm ส่วนกำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุดของคานกรณีเหล็กเสริมเกิดสนิม (Corroded beam) ที่ระดับ 8.9%, 14.2% และ 22.2% มีค่าเป็น 35,816 KN-mm, 34,009 KN-mm และ 30,562 KN-mm ตามลำดับ

ผลของการเกิดสนิมในเหล็กเสริมส่งผลให้กำลังในการรับโมเมนต์ดัดภายในคานลดลง โดยหากเกิดสนิมในคาน 8.9% ทำให้กำลังรับโมเมนต์ดัดของคานลดลงไป 9.37% แต่หากเกิดสนิมในคาน 14.2% และ 22.2% จะทำให้กำลังรับโมเมนต์ดัดของคานลดลงไป 13.94% และ 22.75% ตามลำดับ กำลังรับโมเมนต์ดัดประลัยสูงสุดและโมเมนต์ดัดที่ลงลงภายใต้การเพิ่มขึ้นของระดับสนิมแสดงในตารางที่ 18 อย่างไรก็ตามจะเห็นได้ว่าเปอร์เซ็นต์ที่ลดลงของกำลังรับโมเมนต์ดัดนั้นส่วนใหญ่เป็นผลมาจากการลดลงของพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมเป็นสำคัญ

ตารางที่ 18 กำลังรับโมเมนต์ดัดของคาน

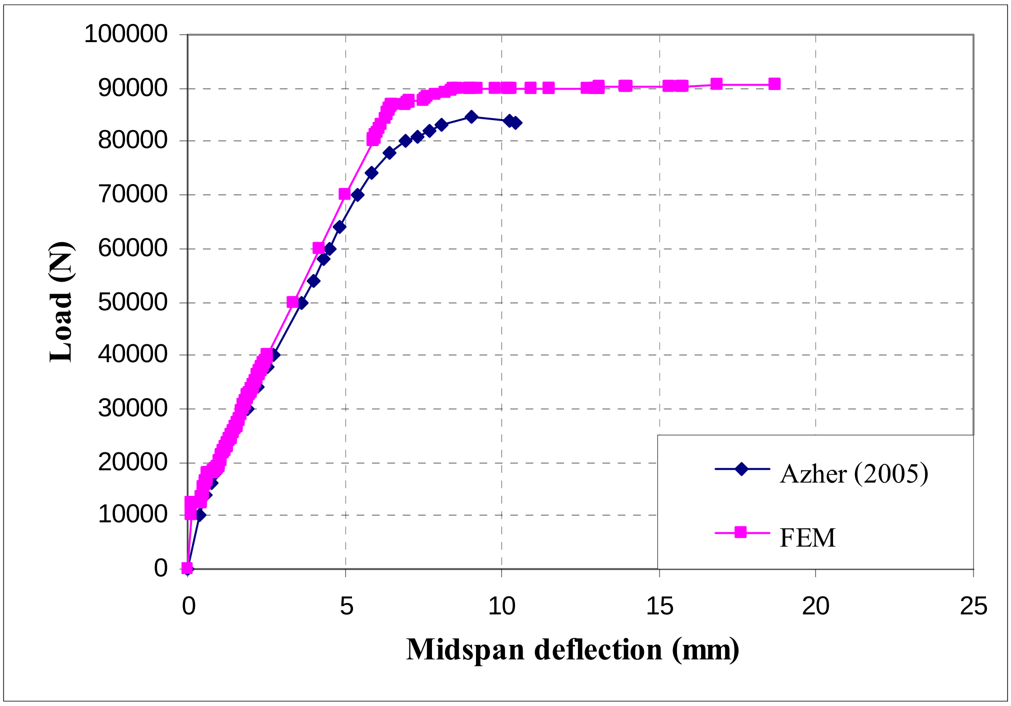
ระดับสนิม (%)	น้ำหนักประลัยสูงสุด FEM (N)	โมเมนต์ดัดประลัยสูงสุด FEM (KN-mm)	โมเมนต์ดัดลดลง (%)
0	79,035	39,517	-
8.9	71,633	35,816	9.37
14.2	68,018	34,009	13.94
22.2	61,125	30,562	22.75

กรณีศึกษาที่ 2

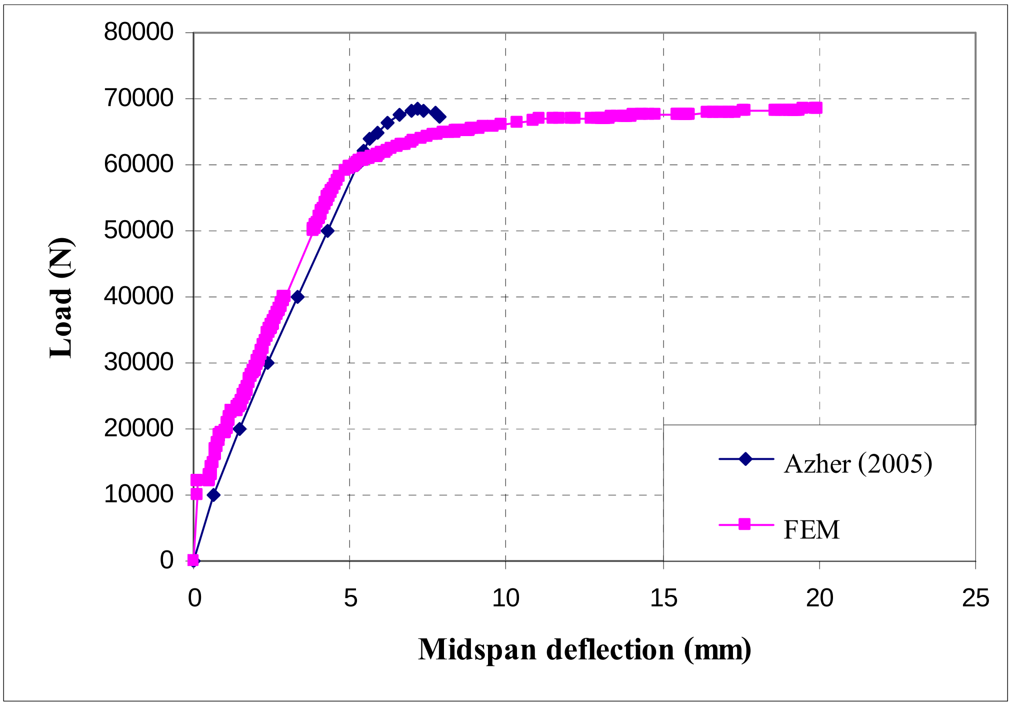
1. พฤติกรรมการรับแรงดัดของคาน

ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน มีแนวโน้มไปในทิศทางเดียวกันกับผลการทดสอบ โดยความสัมพันธ์มีลักษณะคล้ายคลึงกันในทุกระดับของสนิมที่เกิดขึ้น ในกรณีคานเกิดสนิมที่ระดับ 0% (Control beam) กราฟความสัมพันธ์ที่ได้แบ่งออกได้เป็น 3 ช่วง คือ ช่วงแรกความสัมพันธ์มีลักษณะเป็นเส้นตรง (Linear) จนกระทั่งคานเริ่มเกิดรอยร้าว (First crack) พฤติกรรมจะเริ่มเข้าสู่สภาวะไม่เชิงเส้น (Non-linear) คอนกรีตจะเริ่มแตกร้าวมากขึ้นเรื่อยๆจนกระทั่งเหล็กเสริมรับแรงที่อยู่ระหว่างรอยแตกร้าวถึงจุดคราก (Yield)

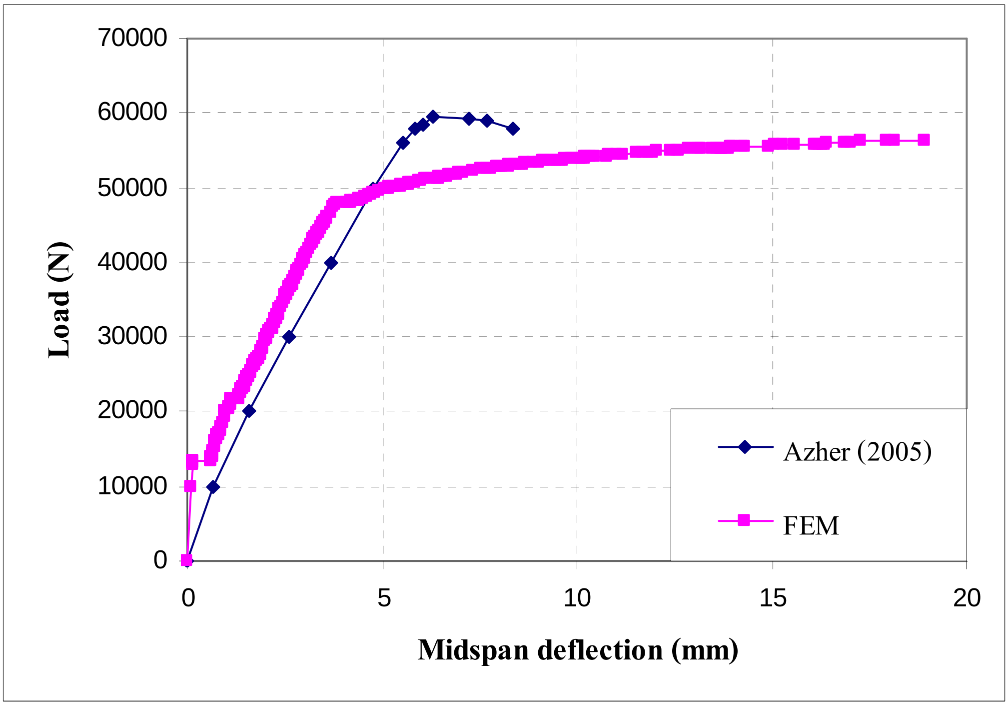
สำหรับในกรณีเหล็กเสริมเกิดสนิมที่ระดับ 8.8% และ 14% กราฟความสัมพันธ์ที่ได้แบ่งออกได้เป็น 3 ช่วง เช่นกัน แต่จะมีความแตกต่างกันในช่วงสุดท้ายหลังจากที่คอนกรีตเริ่มแตกร้าวขึ้นเรื่อยๆ คานจะวิบัติเนื่องจากแรงยึดเหนี่ยว (Bond failure) ก่อนเหล็กเสริมถึงจุดคราก ในช่วงนี้ การแอ่นตัวของคานจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วแม้ว่าจะน้ำหนักบรรทุกเพิ่มเพียงเล็กน้อย ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานที่ได้จากแบบจำลองแสดงในภาพที่ 89-91



ภาพที่ 89 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน (ระดับสนิม 0%)



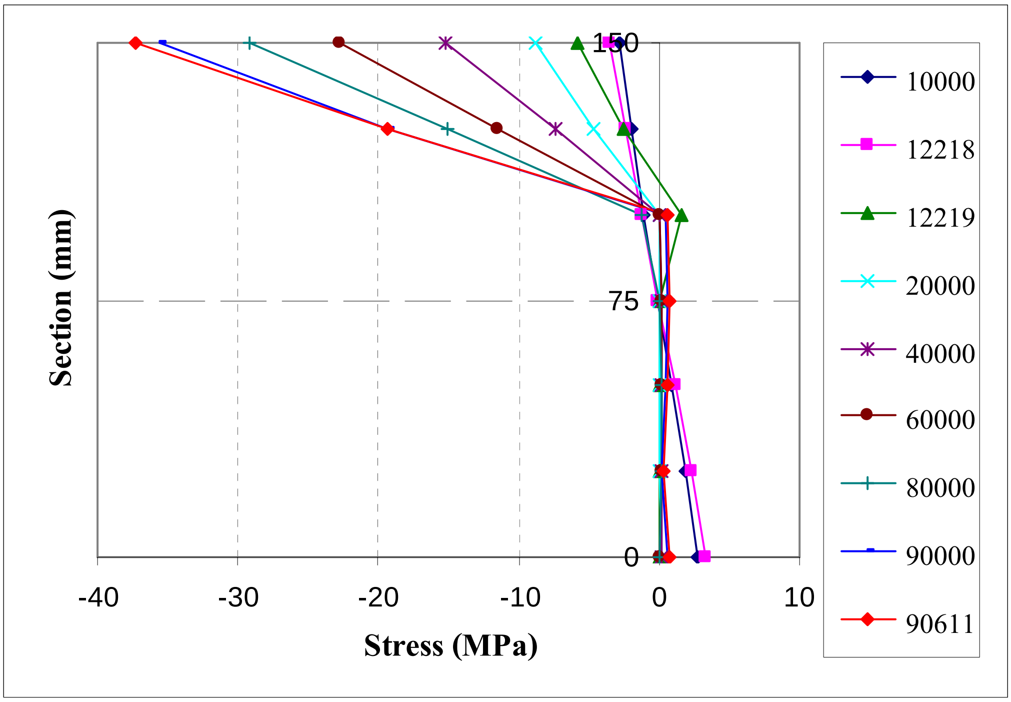
ภาพที่ 90 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน (ระดับสนิม 8.8%)



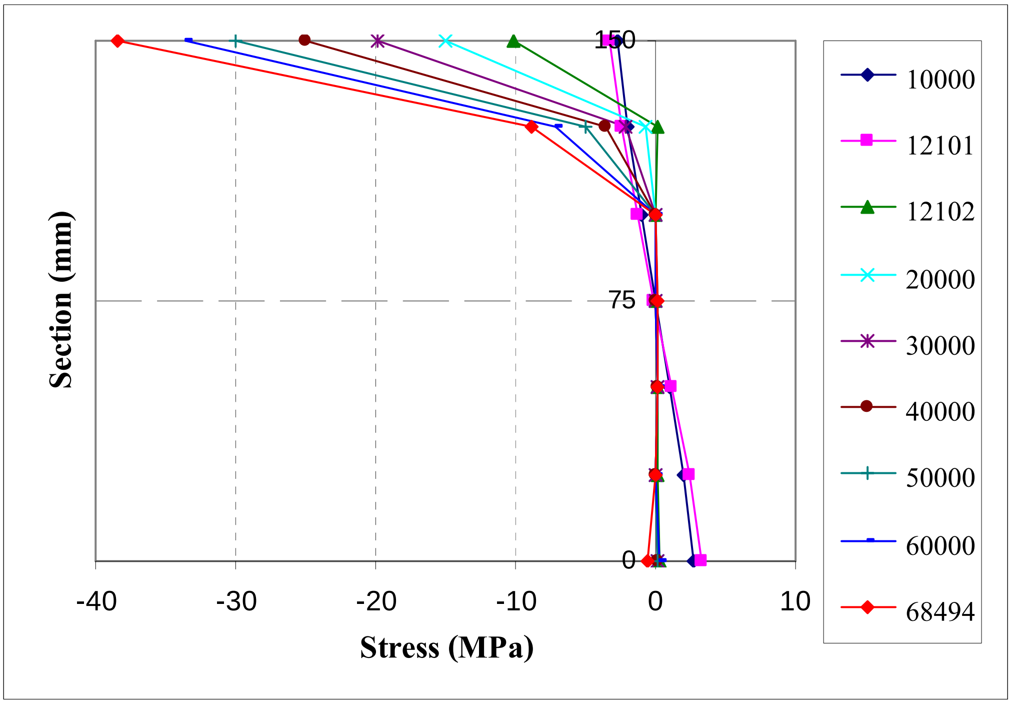
ภาพที่ 91 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน (ระดับสนิม 14%)

2. การกระจายของหน่วยแรงในหน้าตัดคาน

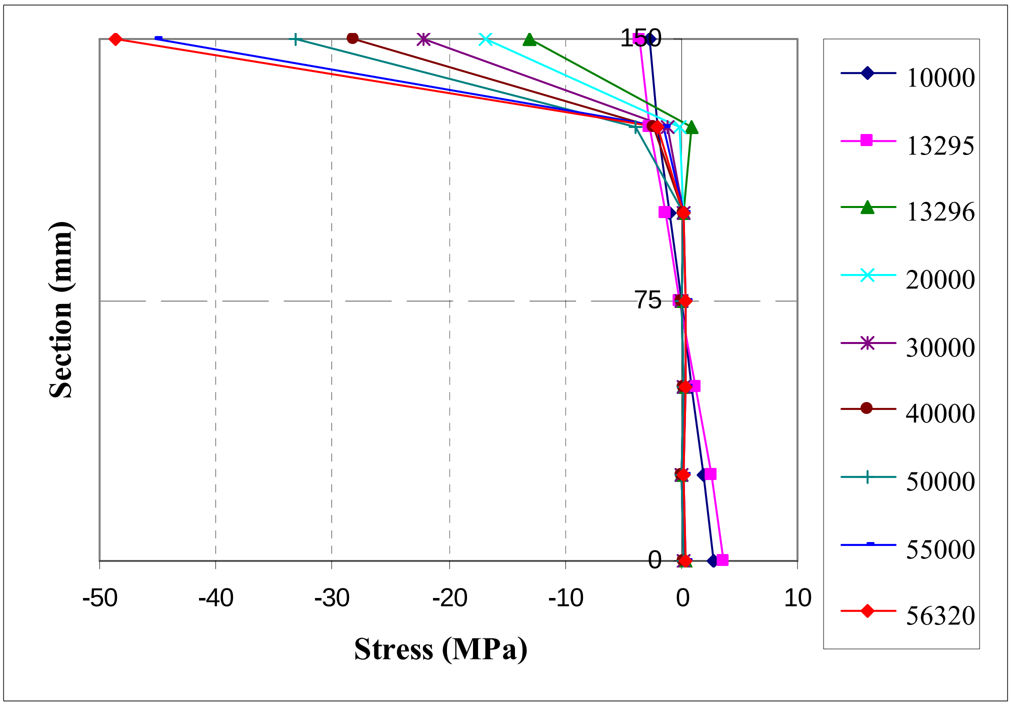
ความสัมพันธ์ระหว่างการรับแรงดัดและการกระจายของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในหน้าตัดคาน กรณีเหล็กเสริมเกิดสนิมทั้งเส้น มีแนวโน้มคล้ายคลึงกับคานคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไป โดยช่วงแรกความสัมพันธ์การกระจายของหน่วยแรง (Stress distribution) บนหน้าตัดคานจะเป็นแบบเชิงเส้นและมีค่าเป็นสัดส่วนโดยตรงกับการยืดหดตัว จนกระทั่งหน่วยแรงดึงในหน้าตัดที่ท้องคานมีค่าใกล้เคียงกับค่ากำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีต คานจะเริ่มเกิดการแตกร้าว (First crack) ส่งผลให้ตำแหน่งของแนวแกนสะเทินจะขยับสูงขึ้น เมื่อเพิ่มน้ำหนักมากขึ้นตำแหน่งแนวแกนสะเทินจะขยับสูงขึ้นเรื่อยๆ ในขณะที่หน่วยแรงอัดที่บริเวณหลังคานก็จะเพิ่มมากขึ้นเรื่อยๆ จนกระทั่งคานเกิดการวิบัติ ซึ่งสอดคล้องหน่วยแรงอัดสูงสุดที่หลังคานมีค่าประมาณ 38 MPa ความสัมพันธ์ระหว่างการรับแรงดัดและกระจายของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในหน้าตัดคานสำหรับการเกิดสนิมในระดับต่างๆ จะมีความคล้ายคลึงกันในทุกระดับสนิม ดังแสดงในภาพที่ 92-94



ภาพที่ 92 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในหน้าตัดคานภายใต้น้ำหนักบรรทุกระดับต่างๆ (ระดับสนิม 0%)



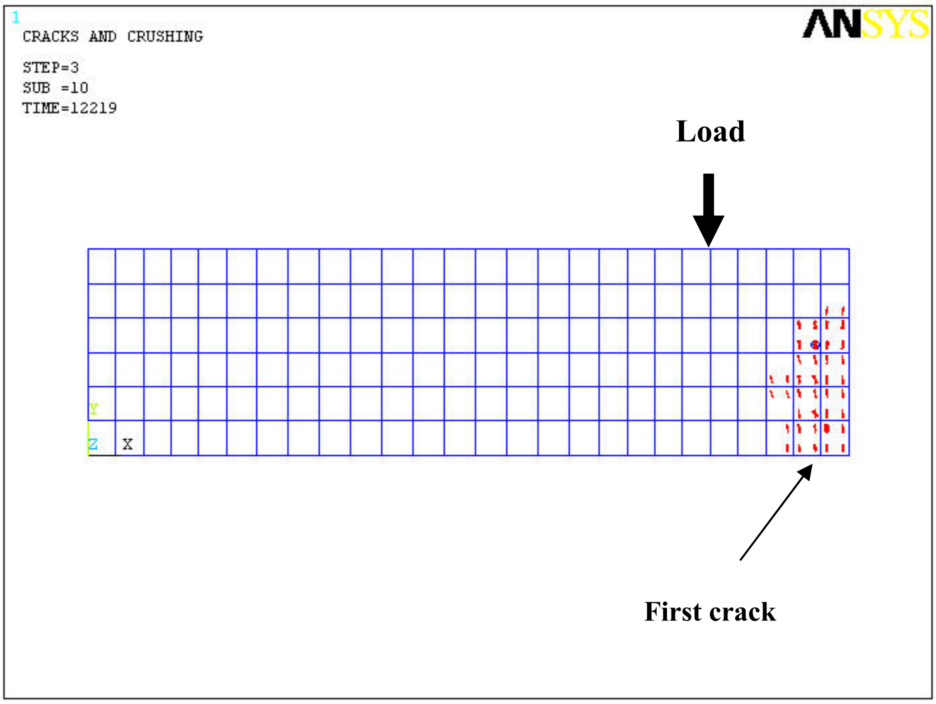
ภาพที่ 93 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในหน้าตัดคานภายใต้น้ำหนักบรรทุกระดับต่างๆ (ระดับสนิม 8.8%)



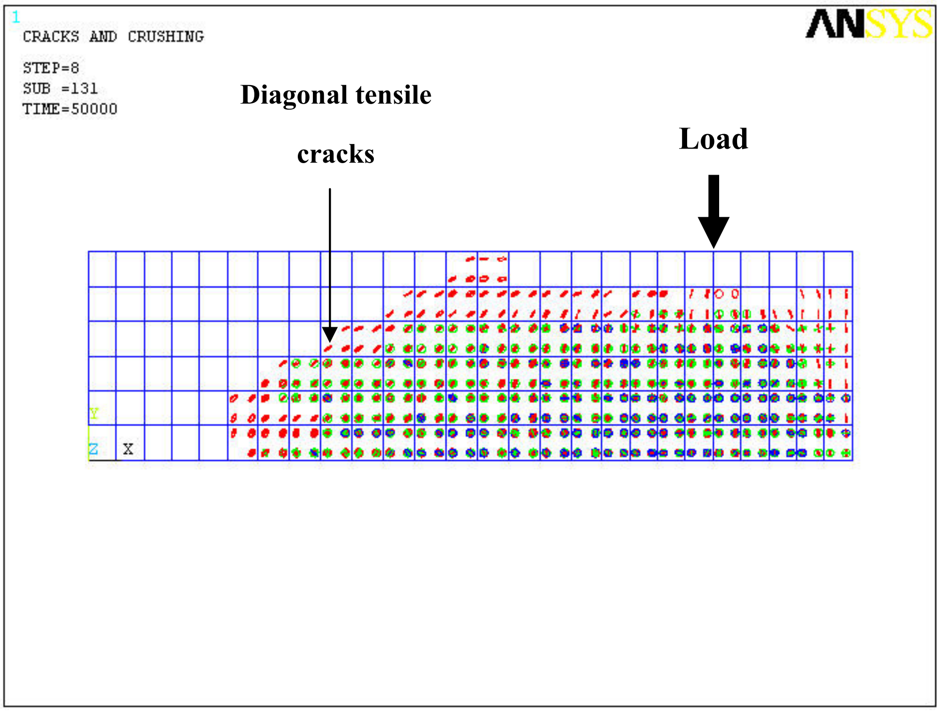
ภาพที่ 94 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในหน้าตัดคานภายใต้น้ำหนักบรรทุกระดับต่างๆ (ระดับสนิม 14%)

3. รูปแบบการแตกร้าว

รูปแบบการแตกร้าวสำหรับคานที่ไม่เกิดสนิม (Control beam) คานจะเริ่มมีรอยแตกร้าวเกิดขึ้น (First crack) ที่ตำบริเวณกึ่งกลางของคาน ซึ่งสอดคล้องกับน้ำหนักบรรทุก 12,219 N ดังแสดงในภาพที่ 95 เพิ่มน้ำหนักบรรทุกขึ้นมากขึ้น คานจะเริ่มแตกร้าวมากขึ้นเรื่อยๆ โดยทิศทางของรอยแตกร้าวจะเริ่มจากกึ่งกลางคานและขยายตัวไปสู่ฐานรองรับ (Support) เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจนกระทั่งประมาณ 50,000 N คานจะเริ่มเกิดรอยแตกร้าวในแนวเอียงหรือเฉียงทแยงมุม (Diagonal tension cracks) ซึ่งเป็นผลมาจากเกิดแรงเฉือนและแรงดัดร่วมกัน ดังแสดงในภาพที่ 96

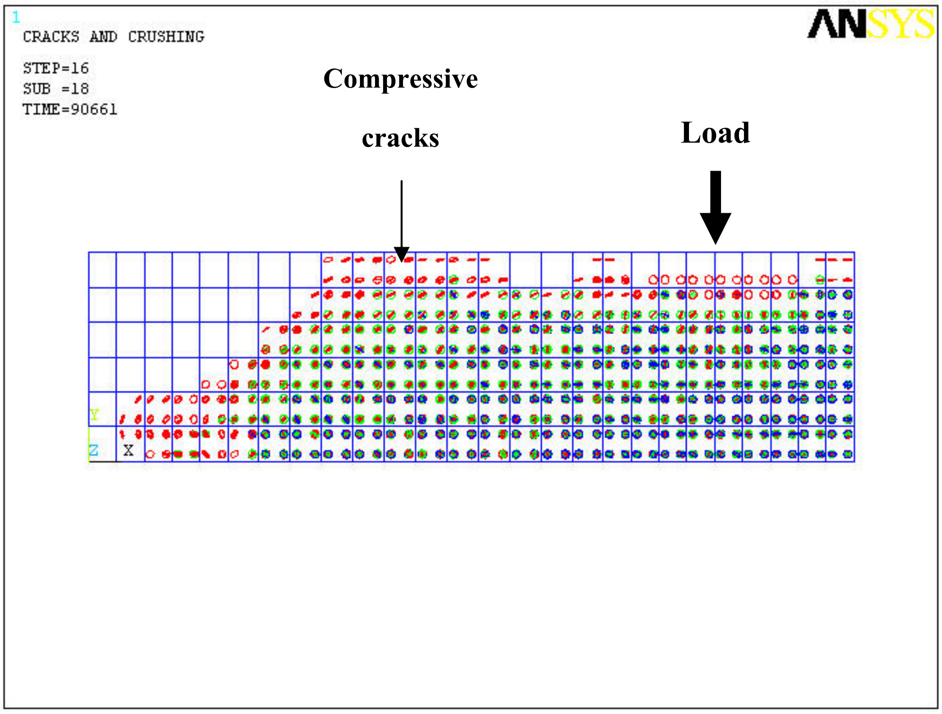


ภาพที่ 95 การเริ่มแตกร้าวของคาน (First crack)



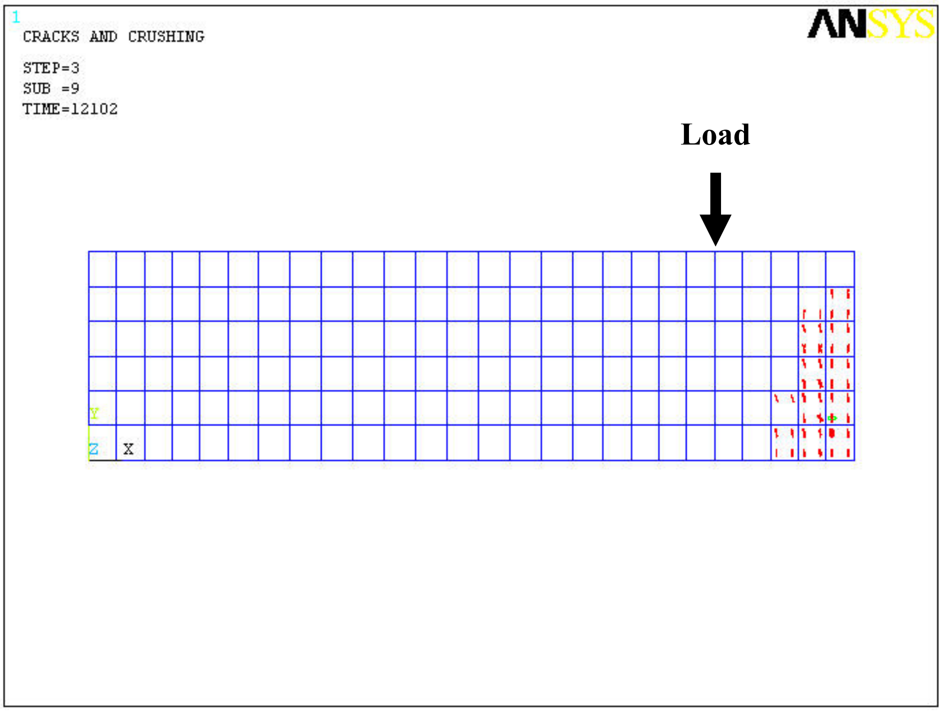
ภาพที่ 96 การแตกร้าวในแนวเฉียงทแยง (Diagonal tensile cracks)

เมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มมากขึ้น รอยแตกร้าวในแนวเอียงหรือเฉียงทแยงมุม (Diagonal tension cracks) จะขยับสูงขึ้น รอยแตกร้าวจะเริ่มกระจายสู่หลังคาน ส่งผลให้คานเริ่มเกิดการแตกร้าวเนื่องจากการอัด (Compressive cracks) ที่บริเวณหลังคาน ในขณะเดียวกันรอยแตกร้าวเนื่องจากการอัดภายในคานบริเวณกึ่งกลางคานก็จะเพิ่มมากขึ้นเช่นเดียวกัน จนกระทั่งเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกถึง 90,661 N คานจะเกิดการวิบัติ โดยสภาพการแตกร้าวของคานในสภาวะประลัยแสดงในภาพที่ 97



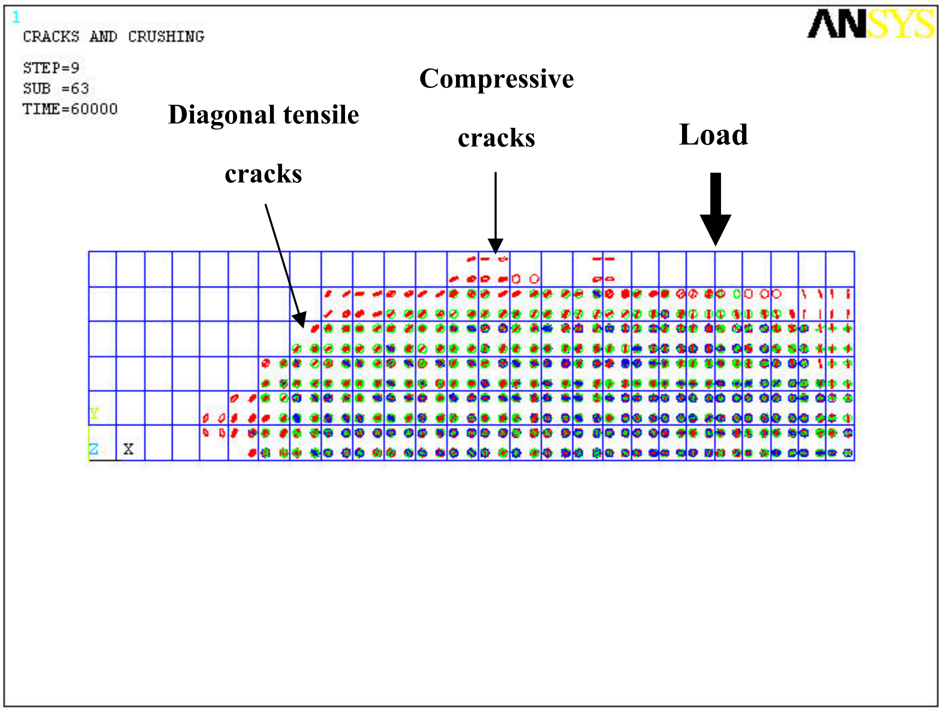
ภาพที่ 97 การแตกร้าวของคานในสภาวะประลัย

สำหรับการแตกร้าวของคานที่เกิดสนิม (Corroded beam) มีรูปแบบคลายคลึงกับคานที่ไม่เกิดสนิม ซึ่งรูปแบบของการแตกร้าวจะมีความคล้ายคลึงกันในทุกระดับของการเกิดสนิมด้วยผลการวิเคราะห์ในกรณีของคานที่เหล็กเสริมเกิดสนิมระดับ 8.8% พบว่าคานจะเริ่มมีรอยแตกร้าวเกิดขึ้น (First crack) ที่บริเวณกึ่งกลางของคาน ซึ่งสอดคล้องกับน้ำหนักบรรทุก 12,102 N การแตกร้าวที่เกิดขึ้นแสดงในภาพที่ 98 ส่วนคานที่เกิดสนิมในระดับ 14% จะมีรูปแบบของการแตกร้าว คล้ายคลึงกับคานที่เกิดสนิมในระดับ 8.8% นี้เช่นเดียวกัน ซึ่งการแตกร้าวดังกล่าวสอดคล้องกับน้ำหนักบรรทุก 13,296 N

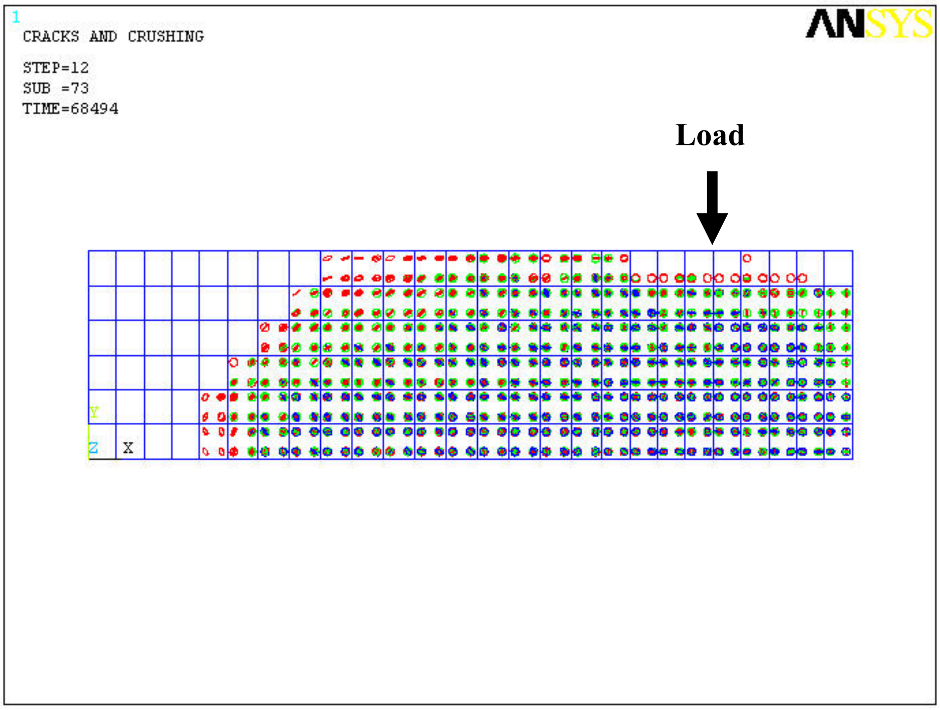


ภาพที่ 98 การเริ่มแตกร้าวของคาน (First crack)

เมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มมากขึ้นคานจะเริ่มแตกร้าวมากขึ้นและรอยแตกร้าวเหล่านี้จะขยายตัวไปสู่ฐานรองรับ โดยจะปรากฏรอยแตกร้าวในแนวเอียงหรือเฉียงทแยงมุม ทำให้การแตกร้าวปรากฏเป็นเส้นโน้มเอียงเข้าหากึ่งกลางคาน รอยแตกร้าวเหล่านี้ จะเริ่มกระจายสู่หลังคาน ส่งผลให้คานเริ่มเกิดการแตกร้าวเนื่องจากการอัดที่บริเวณหลังคาน ดังแสดงในภาพที่ 99 ในขณะเดียวกันรอยแตกร้าวเนื่องจากการอัดภายในคานบริเวณกึ่งกลางคานก็จะเพิ่มมากขึ้นเช่นเดียวกัน จะกระทั่งเมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกที่ 68,494 N การแตกร้าวของคานในสภาวะประลัยแสดงในภาพที่ 100 สำหรับรูปแบบการแตกร้าวที่เกิดขึ้นในแต่ละระดับน้ำหนักบรรทุกแสดงไว้ในภาคผนวก ง



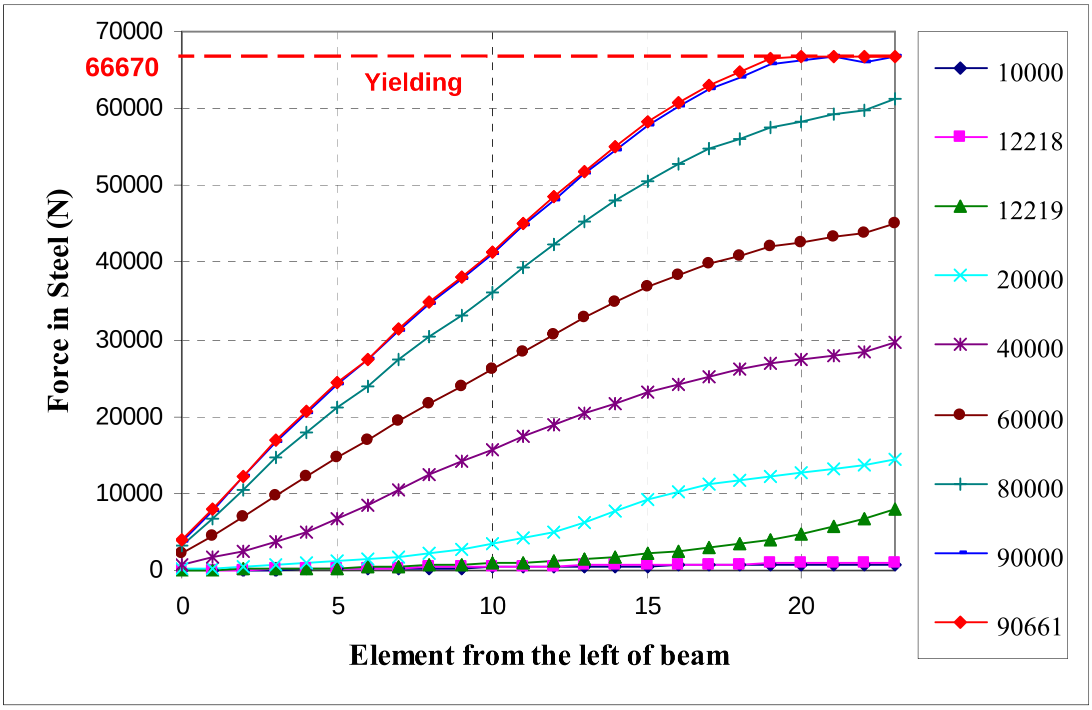
ภาพที่ 99 การแตกร้าวในแนวเฉียงทแยงและการแตกร้าวเนื่องจากการอัด



ภาพที่ 100 การแตกร้าวของคานในสภาวะประลัย

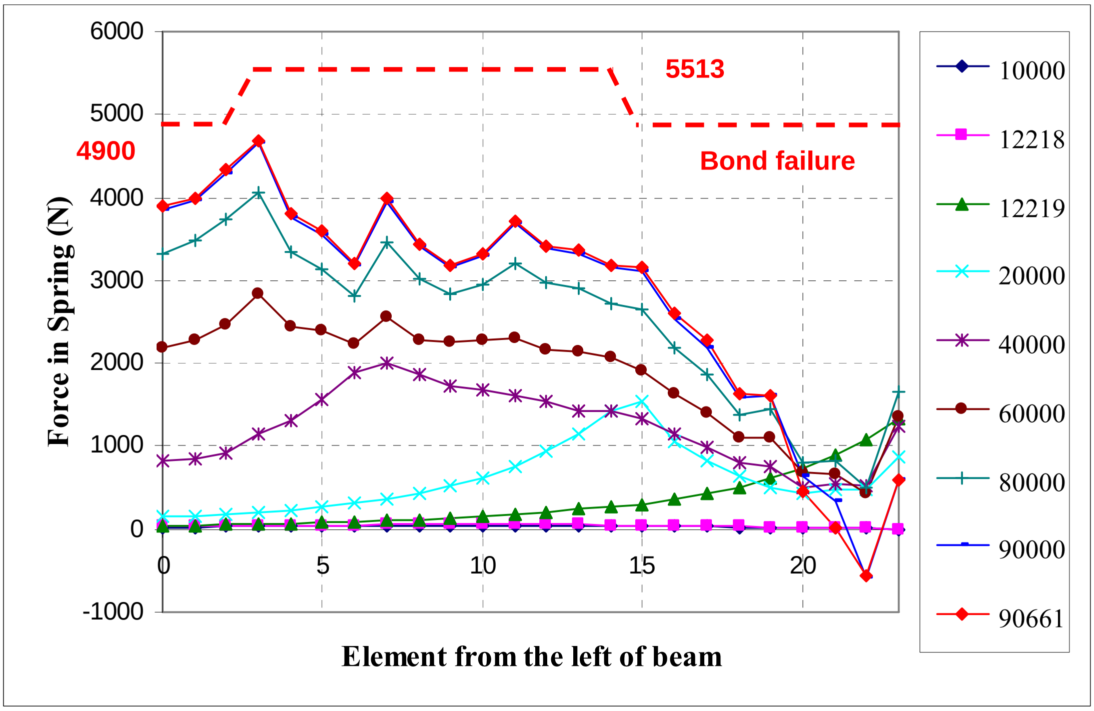
4. พฤติกรรมของแรงในเหล็กเสริมและหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นในคาน

ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและแรงดึงที่เกิดขึ้นภายในแต่ละเอลิเมนต์ของเหล็กเสริมสำหรับคานที่ไม่เกิดสนิม (Control beam) แสดงในภาพที่ 101 เมื่อคานเริ่มรับน้ำหนักบรรทุกคอนกรีตจะเริ่มรับแรงและถ่ายแรงสู่เหล็กเสริมโดยผ่านสปริงเอลิเมนต์ พฤติกรรมในช่วงแรกก่อนที่คานจะเริ่มเกิดการแตกร้าว เอลิเมนต์เหล็กเสริมแต่ละเอลิเมนต์จะสามารถถ่ายแรงได้อย่างสม่ำเสมอ แต่หลังจากคานเริ่มเกิดการแตกร้าวขึ้น (First crack) ที่บริเวณกึ่งกลางคาน ซึ่งสอดคล้องกับน้ำหนักบรรทุก 12,219 N แรงภายในเอลิเมนต์เหล็กเสริมที่อยู่ในตำแหน่งที่เกิดรอยแตกร้าวนี้จะเพิ่มมากขึ้นอย่างเห็นได้ชัดเมื่อเทียบกับเอลิเมนต์เหล็กเสริมในช่วงที่คานยังไม่เกิดการแตกร้าว เมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มมากขึ้นการแตกร้าวของคานจะกระจายออกไปสู่ฐานรองรับส่งผลให้เอลิเมนต์ของเหล็กเสริมเริ่มมีแรงภายในสูงขึ้น โดยเฉพาะในช่วงที่โมเมนต์ดัดคงที่ (เอลิเมนต์ที่ 19-23 จากฝั่งซ้ายของคาน) เนื่องจากเหล็กเสริมในช่วงนี้ เป็นส่วนสำคัญในการช่วยรับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในคาน เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นแรงในเหล็กเสริมจะมีค่ามากขึ้นด้วยเช่นกัน จนกระทั่งที่น้ำหนักบรรทุก 90,661 N ซึ่งเป็นน้ำหนักบรรทุกที่ส่งผลให้คานเกิดการวิบัติ เหล็กเสริมรับแรงจะเกิดการคราก (Yield) ทั้งหมดในช่วงที่โมเมนต์ดัดคงที่ ซึ่งแรงในเหล็กเสริมที่จุดนี้มีค่าเท่ากับ 66,670 N ซึ่งสอดคล้องกับคุณสมบัติของค่า Yield stress ของเหล็กเสริมที่กำหนดคือ 590 MPa และพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมเท่ากับ 113 ตารางมิลลิเมตร



ภาพที่ 101 แรงดึงที่เกิดขึ้นภายในเหล็กเสริม (ระดับสนิม 0%)

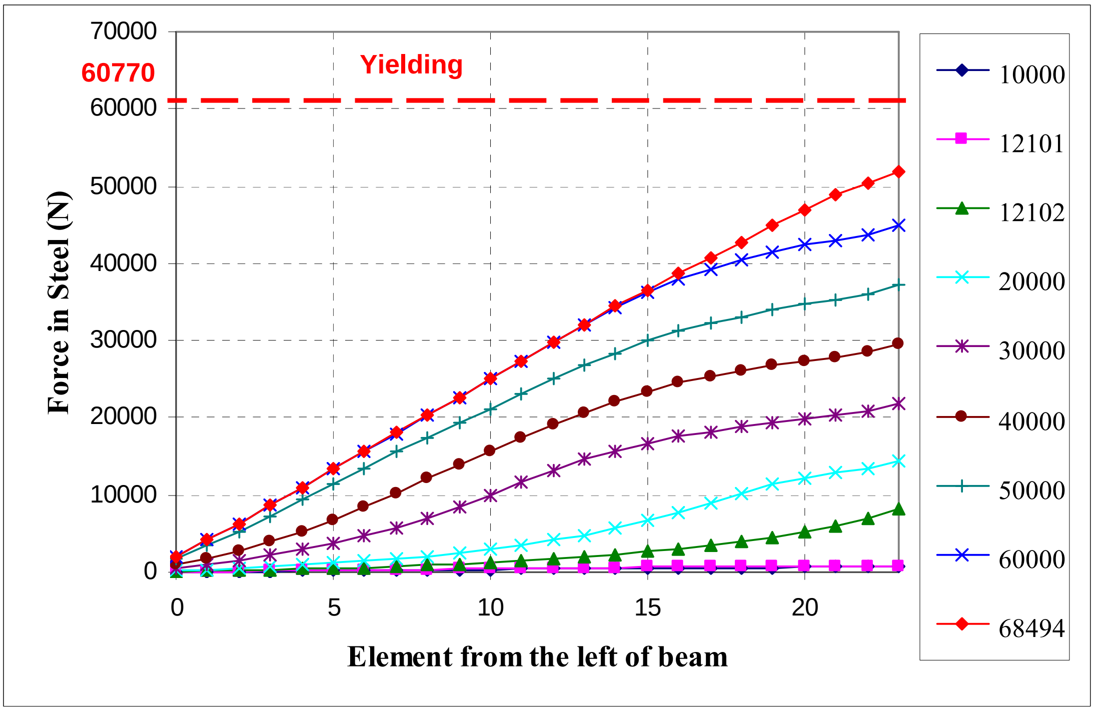
ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและแรงที่เกิดขึ้นในสปริงหรือแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมสำหรับคานที่ไม่เกิดสนิม (Control beam) แสดงในภาพที่ 102 แรงภายในสปริงจะมีค่าสม่ำเสมอเช่นเดียวกับแรงที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมในช่วงก่อนที่คานจะเริ่มเกิดการแตกร้าว แต่หลังจากคานเริ่มเกิดการแตกร้าวขึ้น (First crack) ที่ตำแหน่งกึ่งกลางคานซึ่งสอดคล้องกับน้ำหนักบรรทุก 12,219 N แรงภายในเอลิเมนต์สปริงที่อยู่ในตำแหน่งที่เกิดรอยแตกร้าวนี้จะเพิ่มมากขึ้นอย่างเห็นได้ชัดเมื่อเทียบกับเอลิเมนต์เหล็กเสริมในช่วงที่คานยังไม่เกิดการแตกร้าว เนื่องจากคอนกรีตในช่วงที่แตกร้าวจะไม่สามารถรับแรงดึงได้จึงถ่ายแรงดึงที่เกิดขึ้นผ่านสปริงเอลิเมนต์ไปสู่เหล็กเสริม ด้วยเหตุนี้จึงทำให้แรงที่เกิดขึ้นในสปริงมีค่าเพิ่มสูงขึ้นเช่นเดียวกับแรงในเหล็กเสริม โดยที่สภาวะการวิบัติของคานซึ่งสอดคล้องกับน้ำหนักบรรทุก 90,661 N แรงที่เกิดขึ้นในสปริงเอลิเมนต์หรือแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นในคานจะยังไม่ถึงจุดวิบัติ



ภาพที่ 102 แรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม (ระดับสนิม 0%)

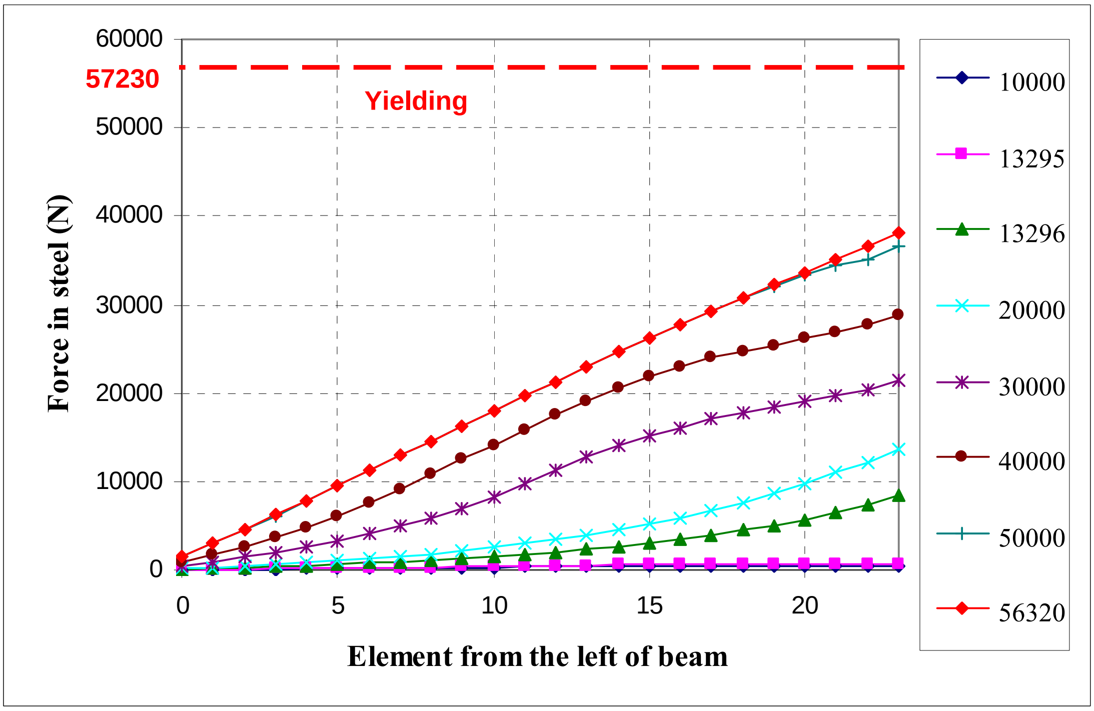
สำหรับความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและแรงดึงที่เกิดขึ้นภายในแต่ละเอลิเมนต์ของเหล็กเสริมสำหรับคานที่เกิดสนิม (Corroded beam) ในระดับ 8.8% แสดงในภาพที่ 103 เมื่อคานเริ่มรับน้ำหนักบรรทุกคอนกรีตจะเริ่มรับแรงและถ่ายแรงสู่เหล็กเสริมโดยผ่านสปริงเอลิเมนต์ พฤติกรรมในช่วงแรกก่อนที่คานจะเริ่มเกิดการแตกร้าว เอลิเมนต์เหล็กเสริมแต่ละเอลิเมนต์จะสามารถถ่ายแรงได้อย่างสม่ำเสมอ แต่หลังจากคานเริ่มเกิดการแตกร้าวขึ้น (First crack) ที่ตำแหน่งกึ่งกลางคานซึ่งสอดคล้องกับน้ำหนักบรรทุก 12,102 N แรงภายในเอลิเมนต์เหล็กเสริมที่อยู่ในตำแหน่งที่เกิดรอยแตกร้าวนี้จะเพิ่มมากขึ้นอย่างเห็นได้ชัดเมื่อเทียบกับเอลิเมนต์เหล็กเสริมในช่วงที่คานยังไม่เกิดการแตกร้าว เนื่องจากเหล็กเสริมบริเวณนี้ต้องรับแรงดึงที่เกิดขึ้นแทนคอนกรีตส่วนที่เกิดการแตกร้าว เมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มมากขึ้นการแตกร้าวของคานจะกระจายออกไปสู่ฐานรองรับ ส่งผลให้เอลิเมนต์ของเหล็กเสริมเริ่มมีแรงภายในสูงขึ้น โดยที่แรงภายในเอลิเมนต์ของเหล็กเสริมในช่วงที่โมเมนต์ดัดคงที่ (เอลิเมนต์ที่ 19-23 จากฝั่งซ้ายของคาน) สำหรับคานที่เกิดสนิม (Corroded beam) จะมีลักษณะและรูปแบบคล้ายคลึงกับคานคอนกรีตที่ไม่เกิดสนิม (Control beam) แต่ในช่วงที่คานเกิดการวิบัติซึ่งสอดคล้องกับน้ำหนัก 68,494 N เหล็กเสริมในช่วงที่โมเมนต์ดัดคงที่นี้จะยังไม่เกิดการคราก (Yield) เนื่องจากที่จุดวิบัติของคานนี้ แรงภายในเอลิเมนต์เหล็กที่เกิดขึ้นสูงสุดมีค่าเท่ากับ 51,887 N โดยเกิดในเอลิเมนต์ที่ 23 จากฝั่งซ้ายของคาน ซึ่งเป็นเอลิเมนต์ที่

อยู่กึ่งกลางของคาน หากเหล็กเสริมเกิดการคราก (Yield) แรงภายในเอลิเมนต์จะต้องมีค่าเท่ากับ 60,770 N จึงจะสอดคล้องกับคุณสมบัติของค่า Yield stress ของเหล็กเสริมที่กำหนด คือ 590 MPa และพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมที่ลดลงภายใต้การเกิดสนิมระดับ 8.8% มีค่าเท่ากับ 103 ตารางมิลลิเมตร



ภาพที่ 103 แรงดึงที่เกิดขึ้นภายในเหล็กเสริม (ระดับสนิม 8.8%)

สำหรับความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและแรงที่เกิดขึ้นภายในแต่ละเอลิเมนต์ของเหล็กเสริมสำหรับคานที่เกิดสนิม (Corroded beam) ในระดับ 14% จะมีรูปแบบที่คล้ายคลึงกับคานที่เกิดสนิมในระดับ 8.8% นี้เช่นเดียวกัน คือ เหล็กเสริมรับแรงจะยังไม่เกิดการคราก (Yield) ในช่วงที่โมเมนต์ดัดคงที่ ซึ่งแรงภายในเอลิเมนต์เหล็กที่เกิดขึ้นสูงสุดมีค่าเท่ากับ 38,154 N โดยเกิดในเอลิเมนต์ที่ 23 จากฝั่งซ้ายของคาน ซึ่งเป็นเอลิเมนต์ที่อยู่กึ่งกลางของคาน หากเหล็กเสริมเกิดการคราก แรงภายในเอลิเมนต์จะต้องมีค่าเท่ากับ 57,230 N จึงจะสอดคล้องกับคุณสมบัติของค่า Yield stress ของเหล็กเสริมที่กำหนด คือ 590 MPa และพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมที่ลดลงภายใต้การเกิดสนิมระดับ 14% มีค่าเท่ากับ 97 ตารางมิลลิเมตร ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและแรงดึงที่เกิดขึ้นภายในแต่ละเอลิเมนต์ของเหล็กเสริมสำหรับคานที่เกิดสนิม (Corroded beam) ในระดับ 14%แสดงในภาพที่ 104



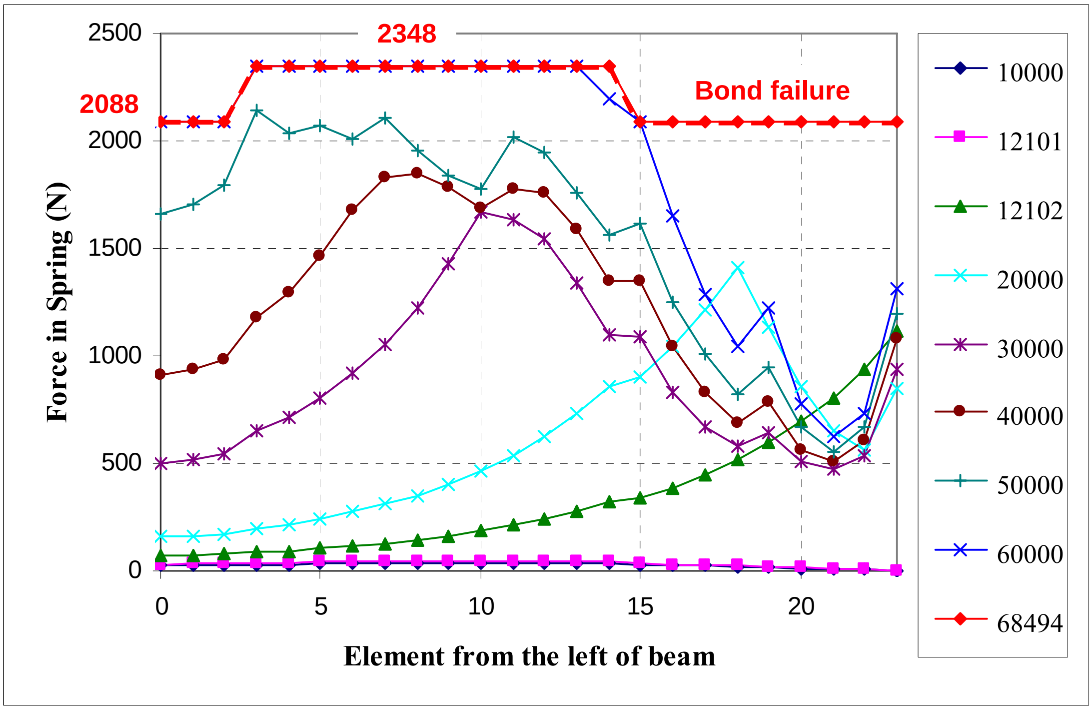
ภาพที่ 104 แรงดึงที่เกิดขึ้นภายในเหล็กเสริม (ระดับสนิม 14%)

ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและแรงที่เกิดขึ้นในสปริงหรือแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมสำหรับคานที่เกิดสนิม (Corroded beam) ในระดับ 8.8% แสดงในภาพที่ 105 แรงภายในสปริงจะมีค่าสม่ำเสมอเช่นเดียวกับแรงที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมในช่วงก่อนที่คานจะเริ่มเกิดการแตกร้าว แต่หลังจากคานเริ่มเกิดการแตกร้าวขึ้น (First crack) ที่ตำแหน่งกึ่งกลางคาน ซึ่งสอดคล้องกับน้ำหนักบรรทุก 12,102 N แรงภายในเอลิเมนต์สปริงที่อยู่ในตำแหน่งที่เกิดรอยแตกร้าวนี้จะเพิ่มมากขึ้นอย่างเห็นได้ชัด เมื่อเทียบกับสปริงเอลิเมนต์ในช่วงที่คานยังไม่เกิดการแตกร้าว เนื่องจากคอนกรีตในช่วงที่แตกร้าวจะไม่สามารถรับแรงดึงได้ จึงถ่ายแรงดึงที่เกิดขึ้นผ่านสปริงเอลิเมนต์ไปสู่เหล็กเสริม ด้วยเหตุนี้จึงทำให้แรงที่เกิดขึ้นในสปริงมีค่าเพิ่มสูงขึ้นเช่นเดียวกับแรงในเหล็กเสริม

แรงที่เกิดขึ้นในสปริงเอลิเมนต์หรือแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมจะเพิ่มมากขึ้นเมื่อน้ำหนักบรรทุกมีค่ามากขึ้น แรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นภายในคานจะเริ่มถึงจุดวิบัติเมื่อแรงภายในสปริงเอลิเมนต์ที่ 1-3 จากฝั่งซ้ายของคาน และในเอลิเมนต์ที่ 15-23 จากฝั่งซ้ายของคานมีค่า 2,088 N และแรงภายในสปริงเอลิเมนต์ที่ 4-14 จากฝั่งซ้ายของคาน มีค่า 2,348 N ซึ่งแรงที่

เกิดขึ้นดังกล่าวเป็นแรงที่สอดคล้องกับค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม ในสภาวะที่เกิดสนิมระดับ 8.8% ซึ่งมีค่าเท่ากับ 2.77 MPa ค่าแรงที่เกิดขึ้นภายในสปริงเอลิเมนต์นี้ มีค่าแตกต่างกันเนื่องจากระยะห่างระหว่างสปริงเอลิเมนต์มีค่าต่างกัน ซึ่งเป็นผลมาจากการแบ่ง (Mesh) เอลิเมนต์ให้เหมาะสมกับสภาพของคานที่ใช้ทดสอบ โดยเอลิเมนต์ที่ 1-3 จากฝั่งซ้ายของคาน และเอลิเมนต์ที่ 15-23 จากฝั่งซ้ายของคาน เป็นช่วงที่ระยะห่างระหว่างเอลิเมนต์สปริงมีค่าเท่ากับ 20 มิลลิเมตร ส่วนเอลิเมนต์ที่ 4-14 จากฝั่งซ้ายของคาน เป็นช่วงที่ระยะห่างระหว่างเอลิเมนต์สปริงมีค่าเท่ากับ 22.5 มิลลิเมตร การวิบัติภายใต้แรงยึดเหนี่ยวนี้จะเริ่มเกิดขึ้นเมื่อน้ำหนักบรรทุกมีค่าประมาณ 60,000 N ซึ่งจะสังเกตได้ว่าแรงภายในสปริงเอลิเมนต์ที่ 1-13 จากฝั่งซ้ายของคาน เริ่มมีค่าถึงหน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดของคานแล้ว

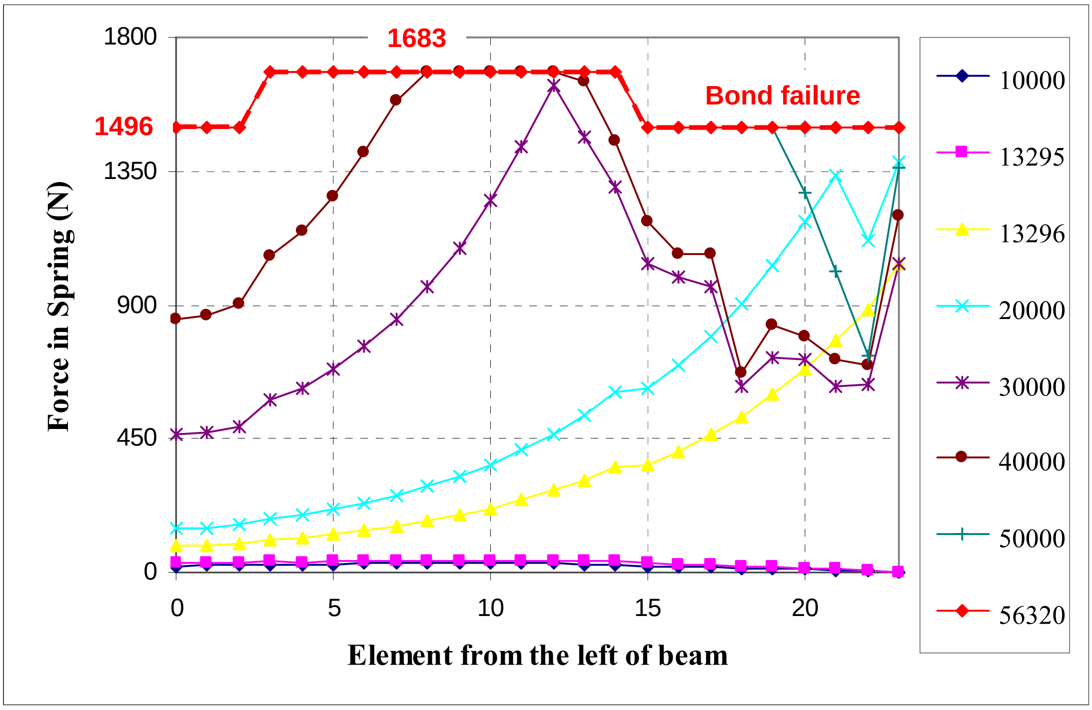
เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกมากขึ้น แรงภายในเอลิเมนต์สปริงหรือแรงยึดเหนี่ยวในคานจะมีค่ามากขึ้นจะกระทั่งเมื่อเอลิเมนต์สปริงทุกตัวมีค่าถึงหน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดของคาน ส่งผลให้คานเกิดการวิบัติภายใต้แรงยึดเหนี่ยว (Bond failure) ซึ่งสอดคล้องกับน้ำหนักบรรทุก 68,494 N



ภาพที่ 105 แรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม (ระดับสนิม 8.8%)

ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและแรงที่เกิดขึ้นในสปริงหรือแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมสำหรับคานที่เกิดสนิม (Control beam) ในระดับ 14% แสดงในภาพที่ 106 ซึ่งมีรูปแบบที่คล้ายคลึงกับคานที่เกิดสนิมในระดับ 8.8% โดยเฉพาะช่วงที่คานเกิดการวิบัติ ซึ่งสอดคล้องกับแรงภายในสปริงเอลิเมนต์ที่ 1-3 จากฝั่งซ้ายของคาน และในเอลิเมนต์ที่ 15-23 จากฝั่งซ้ายของคาน มีค่า 1,496 N และแรงภายในสปริงเอลิเมนต์ที่ 4-14 จากฝั่งซ้ายของคานมีค่า 1,683 N ซึ่งแรงที่เกิดขึ้นดังกล่าวเป็นแรงที่สอดคล้องกับค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมในสภาวะที่เกิดสนิมระดับ 14% ซึ่งมีค่าเท่ากับ 1.67 MPa การวิบัติของแรงยึดเหนี่ยวจะเริ่มเกิดขึ้นเมื่อน้ำหนักบรรทุกมีค่าประมาณ 40,000 N ซึ่งจะสังเกตได้ว่าแรงภายในสปริงเอลิเมนต์ที่ 8-12 จากฝั่งซ้ายของคาน เริ่มมีค่าถึงหน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดของคานแล้ว

เมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้น แรงภายในสปริงเอลิเมนต์จะมากขึ้น โดยที่น้ำหนักบรรทุก 50,000 N แรงภายในสปริงเอลิเมนต์ที่ 1-19 จากฝั่งซ้ายของคาน เริ่มมีค่าถึงหน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดของคานแล้ว เมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นไปเรื่อยๆ แรงภายในเอลิเมนต์สปริงหรือแรงยึดเหนี่ยวในคานจะมีค่ามากขึ้นจะกระทั่งเมื่อเอลิเมนต์สปริงทุกตัวมีค่าถึงหน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดของคาน ส่งผลให้คานเกิดการวิบัติภายใต้แรงยึดเหนี่ยว (Bond failure) ซึ่งสอดคล้องกับน้ำหนักบรรทุก 56,320 N



ภาพที่ 106 แรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม (ระดับสนิม 14%)

5. พฤติกรรมการวิบัติของคาน

เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคาน กรณีคานเกิดสนิมระดับ 8.8% พบว่า พฤติกรรมที่เกิดขึ้นสามารถแบ่งเป็น 3 ช่วง คือ ช่วงที่ก่อนเกิดการแตกร้าวของคอนกรีตซึ่งความสัมพันธ์จะมีลักษณะเป็นเส้นตรง (Linear) แต่หลังจากที่คอนกรีตเริ่มแตกร้าวพฤติกรรมการรับแรงดัดจะเริ่มเข้าสู่สภาวะแบบไม่เชิงเส้น (Non-linear) เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกมากขึ้น คานจะเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงยึดเหนี่ยว (Bond) ก่อนเหล็กเสริมถึงจุดคราก ในช่วงนี้การแอ่นตัวของคานจะมีค่ามากแม้น้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อย การวิบัติลักษณะดังกล่าวจะเกิดขึ้นกับคานที่เกิดสนิมระดับ 14% ด้วย โดยสามารถพิจารณาการวิบัติของคานได้จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้น ในคานและน้ำหนักบรรทุกในสภาวะประลัยของคาน ดังแสดงในภาพที่ 105 และ 106 จะเห็นได้ว่าภายใต้น้ำหนักบรรทุกที่ส่งผลให้คานเกิดการวิบัตินั้น แรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นภายในคานมีค่าสอดคล้องกับแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดของคานภายใต้สภาวะการเกิดสนิม ในขณะที่แรงดึงที่เกิดภายในเหล็กเสริมช่วงที่โมเมนต์ดัดคงที่ของคานจะยังไม่ถึงจุดครากดังแสดงในภาพที่ 103 และ 104 ซึ่งเป็นการแสดงให้เห็นอย่างชัดเจนว่าคานเกิดการวิบัติภายใต้แรงยึดเหนี่ยว (Bond failure)

สำหรับรูปแบบการวิบัติของคานที่ไม่เกิดสนิม (Control beam) มีลักษณะคล้ายคลึงกับคานในกรณีศึกษาที่ 1 โดยการวิบัติของคานจะเกิดขึ้นเนื่องจากเหล็กเสริมรับแรงดึงถึงจุดคราก สามารถพิจารณาการวิบัติของคาน ได้จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงที่เกิดขึ้นภายในเหล็กเสริมและน้ำหนักบรรทุกในสภาวะประลัยของคาน ดังแสดงในภาพที่ 101 จะเห็นได้ว่าภายใต้น้ำหนักบรรทุกที่ส่งผลให้คานเกิดการวิบัตินั้น แรงดึงภายในเหล็กเสริมช่วงที่โมเมนต์ดัดคงที่ของคาน จะมีค่าที่สอดคล้องกับแรงที่ส่งผลให้เหล็กเสริมถึงจุดคราก ซึ่งเป็นการแสดงให้เห็นอย่างชัดเจนว่าคานเกิดการวิบัติภายใต้การคราก (Yielding) ของเหล็กเสริม

6. กำลังรับน้ำหนักประลัยและโมเมนต์ดัดประลัยของคาน

กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย (Ultimate load) ของคานมีแนวโน้มลดลงเมื่อระดับสนิมเพิ่มมากขึ้น ค่าของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยสูงสุดของคานกรณีเหล็กเสริมเกิดสนิมที่ระดับ 0% (Control beam) มีค่าเท่ากับ 90,661 N ส่วนกำลังรับน้ำหนักประลัยสูงสุดของคานกรณีเหล็กเสริมเกิดสนิม (Corroded beam) ที่ระดับ 8.8% และ 14% มีค่าเป็น 68,494 N และ 56,320 N ตามลำดับ ส่วนความคลาดเคลื่อนของแบบจำลองในการทำนายน้ำหนักประลัยสูงสุดของคานกรณีเหล็กเสริมเกิดสนิมที่ระดับ 0% มีค่าเป็น 7.22% และสำหรับความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักประลัยสูงสุดที่คานที่เกิดสนิมที่ระดับ 8.8% และ 14% มีค่าเป็น 0.15% และ 5.45% ตามลำดับ กำลังรับน้ำหนักประลัยสูงสุดของแต่ละระดับสนิมและค่าความคลาดเคลื่อนที่เกิดขึ้นแสดงในตารางที่ 19

ตารางที่ 19 กำลังรับน้ำหนักประลัยสูงสุดของแต่ละระดับสนิมและค่าความคลาดเคลื่อน

ระดับสนิม (%)	น้ำหนักประลัยสูงสุด ทดสอบ (N)	น้ำหนักประลัยสูงสุด FEM (N)	ความคลาดเคลื่อน (%)
0	84,550	90,661	7.22
8.8	68,390	68,494	0.15
14	59,570	56,320	5.45

การลดลงของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย (Ultimate load) ของคานส่งผลให้กำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุด (Maximum moment) ของคานคานลดลง โดยกรณีเหล็กเสริมเกิดสนิมที่ระดับ 0% (Control beam) โมเมนต์ดัดสูงสุดที่คานรับได้มีค่าเท่ากับ 15,865 KN-mm ส่วนกำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุดของคานกรณีเหล็กเสริมเกิดสนิม (Corroded beam) ที่ระดับ 8.8% และ14% มีค่าเป็น 11,986 KN-mm และ 9,856 KN-mm ตามลำดับ

ผลของการเกิดสนิมในเหล็กเสริมส่งผลให้กำลังในการรับโมเมนต์ดัดภายในคานลดลง โดยหากเกิดสนิมในคาน 8.8% ทำให้กำลังรับโมเมนต์ดัดของคานลดลงไป 24.45% แต่หากเกิดสนิมในคาน 14% จะทำให้กำลังรับโมเมนต์ดัดของคานลดลงไปถึง 37.88% กำลังรับโมเมนต์ดัดประลัยสูงสุดและโมเมนต์ดัดที่ลงลงภายใต้การเพิ่มของระดับสนิมแสดงในตารางที่ 20 อย่างไรก็ตามจะเห็นได้ว่าเปอร์เซ็นต์ที่ลดลงของกำลังรับโมเมนต์ดัดนั้นส่วนใหญ่เป็นผลมาจากการลดลงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมมากกว่าผลของการลดลงของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริม

ตารางที่ 20 กำลังรับโมเมนต์ดัดของคาน

ระดับสนิม (%)	น้ำหนักประลัยสูงสุด FEM (N)	โมเมนต์ดัดประลัยสูงสุด FEM (KN-mm)	โมเมนต์ดัดลดลง (%)
0	90,661	15,865	-
8.8	68,494	11,986	24.45
14	56,320	9,856	37.88

วิจารณ์

กรณีศึกษาที่ 1

การสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์สำหรับทำนายพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ในกรณีที่เหล็กเสริมเกิดสนิมเฉพาะช่วงกลางคานเป็นระยะ 1.40 เมตร โดยมีระดับสนิมเกิดขึ้น 3 ระดับ คือ 8.9%, 14.2% และ 22.2% พบว่าแบบจำลองสามารถทำนายพฤติกรรมการรับแรงดัดได้สอดคล้องกับผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยเฉพาะความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกละการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานที่ได้จากแบบจำลองในช่วงเส้นตรง (Linear-elastic) และช่วงก่อนเหล็กเสริมเกิดการคราก (Yield) มีแนวโน้มไปในทางเดียวกันอย่างเห็นได้ชัด

แบบจำลองสามารถประมาณน้ำหนักบรรทุกประลัย (Ultimate load) ได้ใกล้เคียงกับค่าน้ำหนักบรรทุกประลัยที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการแต่โดยรวมค่าน้ำหนักบรรทุกประลัยที่ได้จากแบบจำลองจะมีค่ามากกว่าการทดสอบในห้องปฏิบัติการ เนื่องจาก ค่า Stiffness matrix ของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์จะเปลี่ยนแปลงภายใต้การเพิ่มขึ้นของการเปลี่ยนตำแหน่ง (Displacement) มาจากการเพิ่มขึ้นของน้ำหนักบรรทุก ซึ่งทำให้เอลิเมนต์ย่อยบางเอลิเมนต์เกิดการแตกร้าวและบางเอลิเมนต์ยังไม่แตกร้าว จึงทำให้ค่า Stiffness ของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ไม่คงที่ตลอดความยาวคาน ส่งผลให้กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยที่ได้จากแบบจำลองมีค่ามากกว่าการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

แบบจำลองให้ค่าการแอ่นตัว (Deflection) ที่กึ่งกลางคานมากกว่าค่าการแอ่นตัวที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ทั้งนี้เนื่องจาก พฤติกรรมการวิบัติของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์มีพฤติกรรมการยืดตัวของวัสดุที่ดีกว่า ส่วนในการทดสอบในห้องปฏิบัติการพฤติกรรมการวิบัติของวัสดุจะเป็นแบบเปราะ (Brittle) ซึ่งอาจมีสาเหตุเนื่องมาจากอัตราและความเร็วในการเพิ่มน้ำหนัก (Rate of Loading) ปัจจัยของความไม่แน่นอนจากคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในคานตัวอย่างที่ทดสอบ รวมถึงความคลาดเคลื่อนที่อาจเกิดขึ้นระหว่างขั้นตอนการทดสอบ เป็นต้น

ความสัมพันธ์ระหว่างการรับแรงดัดและการกระจายของหน่วยแรง (Stress distribution) ที่เกิดขึ้นในหน้าตัดคานมีแนวโน้มคล้ายคลึงกับคานคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไป โดยความสัมพันธ์ของการกระจายหน่วยแรงในหน้าตัดของคานก่อนเกิดการแตกร้าวจะเป็นแบบเชิงเส้นและมีค่าเป็นสัดส่วนโดยตรงกับการยืดหดตัว จนกระทั่งหน่วยแรงดึงในหน้าตัดของคอนกรีตมีค่าเกินกำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีต คานจะเกิดการแตกร้าว (First crack) ส่งผลให้ตำแหน่งของแนวแกนสะเทินของการกระจายหน่วยแรงในหน้าตัดคานขยับสูงขึ้น ในขณะที่หน่วยแรงอัดที่บริเวณหลังคานก็จะเพิ่มมากขึ้นเรื่อยๆจนกระทั่งคานเกิดการวิบัติภายใต้การครากของเหล็กเสริม (Yielding failure) ความสัมพันธ์ระหว่างการรับแรงดัดและกระจายของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในหน้าตัดคานจะมีความคล้ายคลึงกันในทุกระดับของการเกิดสนิม

แบบจำลองให้ผลของความสัมพันธ์ระหว่างแรงที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมและแรงที่เกิดขึ้นในสปริงหรือแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้น สอดคล้องกับพฤติกรรมการแตกร้าวที่เกิดขึ้นในคานได้ โดยจะสังเกตได้ว่าในตำแหน่งที่คานเกิดรอยแตกร้าว แรงดึงในเอลิเมนต์ของเหล็กเสริมในตำแหน่งนี้จะมีค่าสูงกว่าเอลิเมนต์ที่อยู่ในตำแหน่งที่คานไม่เกิดรอยแตกร้าว ส่วนแรง

ในเอลิเมนต์สปริงหรือแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นจะมีค่าน้อยหากเอลิเมนต์อยู่ใกล้กับตำแหน่งของรอยแตกร้าว

พฤติกรรมการวิบัติของคานที่เกิดสนิม (Corroded beam) ในระดับ 8.9%, 14.2% และ 22.2% มีรูปแบบการวิบัติที่คล้ายคลึงกัน โดยคานจะเกิดการวิบัติภายใต้การคราก (Yield) ของเหล็กเสริมเป็นหลัก หากพิจารณาจากเปอร์เซ็นต์ที่ลดลงของกำลังรับโมเมนต์ดัดนั้น ส่วนใหญ่จะเป็นผลมาจากการลดลงของพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริม ซึ่งเหล็กเสริมบริเวณช่วงกลางคานนี้มีส่วนสำคัญในการรับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในหน้าตัดคาน ด้วยเหตุที่คานถูกจำกัดให้เกิดสนิมเฉพาะช่วงกลางเท่านั้น จึงทำให้ผลของการลดลงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Bond stress) ระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต ไม่มีผลต่อพฤติกรรมโดยรวมของคานมากเท่าไรนัก เนื่องจากหน่วยแรงยึดเหนี่ยวในบริเวณที่เหล็กเสริมไม่เกิดสนิมมีค่าสูง จึงทำให้คานไม่เกิดการวิบัติภายใต้หน่วยแรงยึดเหนี่ยว ซึ่งการวิบัติภายใต้การครากของเหล็กเสริมนี้ จะเกิดขึ้นกับคานคอนกรีตเสริมเหล็กในสภาวะที่ไม่เกิดสนิม (Control beam) ด้วย

กรณีศึกษาที่ 2

การสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์สำหรับทำนายพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ในกรณีที่เหล็กเสริมเกิดสนิมทั้งเส้น โดยมีระดับสนิมเกิดขึ้น 2 ระดับ คือ 8.8% และ 14% พบว่าแบบจำลองสามารถทำนายพฤติกรรมการรับแรงดัดได้สอดคล้องกับผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยเฉพาะความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกละการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานที่ได้จากแบบจำลองในช่วงเส้นตรง (Linear-elastic) และช่วงแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นในคานเริ่มถึงจุดวิบัติซึ่งสอดคล้องกับค่าแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดในระดับสนิมต่างๆ มีแนวโน้มไปในทางเดียวกัน

แบบจำลองสามารถประมาณน้ำหนักบรรทุกประลัย (Ultimate load) ได้ใกล้เคียงกับค่าน้ำหนักบรรทุกประลัยที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ค่าน้ำหนักบรรทุกประลัยที่ได้จากแบบจำลองคานคอนกรีตที่ไม่เกิดสนิม (Control beam) และแบบจำลองของคานคอนกรีตที่เกิดสนิมระดับ 8.8% จะมีค่ามากกว่าการทดสอบในห้องปฏิบัติการดังเหตุผลที่ได้กล่าวไปแล้วในคานกรณีศึกษาที่ 1 ส่วนแบบจำลองของคานคอนกรีตที่เกิดสนิมระดับ 14% จะให้น้ำหนักบรรทุกประลัยน้อยกว่าการทดสอบในห้องปฏิบัติการ เนื่องจาก ค่าของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เลือกใช้อาจมีค่าต่ำกว่าค่าที่ควรจะเป็น โดยหลักการแล้ว การพิจารณาการลดลงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวภายใต้

ระดับสนิมนั้น ได้พิจารณาจากนำค่า Normalized bond strength, (R) คูณกับค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดภายใต้สภาวะไร้สนิม (Uncorroded) ซึ่งค่า Normalized bond strength, (R) ที่นำมาคูณเพื่อลดหน่วยแรงยึดเหนี่ยวลงอาจมีค่าน้อยเกินไป หากพิจารณาจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Normalized bond strength, (R) กับ ระดับสนิม (%) ที่ใช้ในวิทยานิพนธ์นี้จะเห็นได้ว่าที่ระดับสนิมตั้งแต่ 14% เป็นต้นไป ผลการทดสอบหาค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจากตัวอย่างจะมีจำนวนน้อยลง ซึ่งอาจส่งผลให้ ค่า Normalized bond strength, (R) ที่ได้จากกราฟหลังจากการเกิดสนิมที่ระดับตั้งแต่ 14% เป็นต้นไปมีความคลาดเคลื่อนเกิดขึ้นได้

แบบจำลองให้ค่าการแอ่นตัว (Deflection) ที่กึ่งกลางคานมากกว่าค่าการแอ่นตัวที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการในทุกระดับของการเกิดสนิม รวมทั้งคานที่ไม่เกิดสนิม (Control beam) ด้วย รวมทั้งความสัมพันธ์ระหว่างการรับแรงดัดและการกระจายของหน่วยแรง (stress distribution) ที่เกิดขึ้นในหน้าตัดคาน มีแนวโน้มคล้ายคลึงกับคานกรณีศึกษาที่ 1

พฤติกรรมการวิบัติของคานที่เกิดสนิม (Corroded beam) ในระดับ 8.8% และ 14% มีรูปแบบการวิบัติที่คล้ายคลึงกัน โดยคานจะเกิดการวิบัติภายใต้หน่วยแรงยึดเหนี่ยวเป็นหลัก (Bond failure) ด้วยเหตุที่คานเกิดสนิมในเหล็กเสริมทั้งเส้น ทำให้การลดลงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Bond stress) ระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต มีผลมากกว่าการลดลงของพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริม ซึ่งสอดคล้องกับสภาพการวิบัติของคานที่เกิดสนิมโดยทั่วไปซึ่งมักจะเกิดการวิบัติในลักษณะดังกล่าว ส่วนการวิบัติของคานที่ไม่เกิดสนิม (Control beam) นั้นคานจะวิบัติภายใต้การคราก (Yielding failure) ของเหล็กเสริมเช่นเดียวกับการวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไป

การศึกษาตัวแปรที่มีผลต่อแบบจำลอง

การวิเคราะห์และจำลองพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานภายใต้การเกิดสนิมในเหล็กเสริมในวิทยานิพนธ์นี้ ได้พิจารณาตัวแปรที่สำคัญที่ส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมของคาน 2 ตัวแปร คือ การลดลงของพื้นที่หน้าตัดสุทธิของเหล็กเสริม และการลดลงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Bond stress) ระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต การลดลงของพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมนั้นได้พิจารณาให้เป็นสัดส่วนโดยตรงกับระดับสนิมที่เพิ่มขึ้น ส่วนการลดลงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตนั้น ได้พิจารณาจากการนำค่า Normalized bond strength, (R) ซึ่งเป็น

อัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดกับหน่วยแรงยึดเหนี่ยวภายใต้การเกิดสนิมในระดับต่างๆ มาคูณกับหน่วยแรงยึดเหนี่ยวภายใต้สภาวะไร้สนิม

ผลการศึกษาและวิเคราะห์แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานที่เกิดสนิมในเหล็กเสริมเฉพาะช่วงกลางคาน พบว่า ตัวแปรสำคัญที่ส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมการวิบัติของคาน คือ การลดลงของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริม ส่วนในกรณีคานที่เกิดสนิมในเหล็กเสริมทั้งเส้นนั้นตัวแปรสำคัญที่ส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมการวิบัติของคาน คือ การลดลงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต

การศึกษาตัวแปรที่มีผลต่อแบบจำลองได้พิจารณาจาก ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานคอนกรีตที่เกิดสนิมในเหล็กเสริมทั้งเส้น โดยเหล็กเสริมเกิดสนิมที่ระดับ 8.8% ค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวในสภาวะไร้สนิม (Uncorroded) มีค่าเท่ากับ 6.50 MPa ค่า Normalized bond strength, (R) ซึ่งเป็นอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดกับหน่วยแรงยึดเหนี่ยวภายใต้การเกิดสนิม โดยมีค่าเท่ากับ 0.42 ดังนั้นค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดภายใต้การเกิดสนิมที่ระดับ 8.8% มีค่าเท่ากับ 2.77 MPa ส่วนพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมสุทธิของเหล็กเสริมในสภาวะไม่เกิดสนิมมีค่าเท่ากับ 113 ตารางมิลลิเมตร การลดลงของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมภายใต้การเกิดสนิมมีค่าเท่ากับ 0.912 ดังนั้นพื้นที่หน้าตัดสุทธิที่เหลืออยู่ภายใต้การเกิดสนิมที่ระดับ 8.8% มีค่าเท่ากับ 103 ตารางมิลลิเมตร การพิจารณาตัวแปรที่มีผลต่อแบบจำลอง สามารถพิจารณาได้ดังนี้

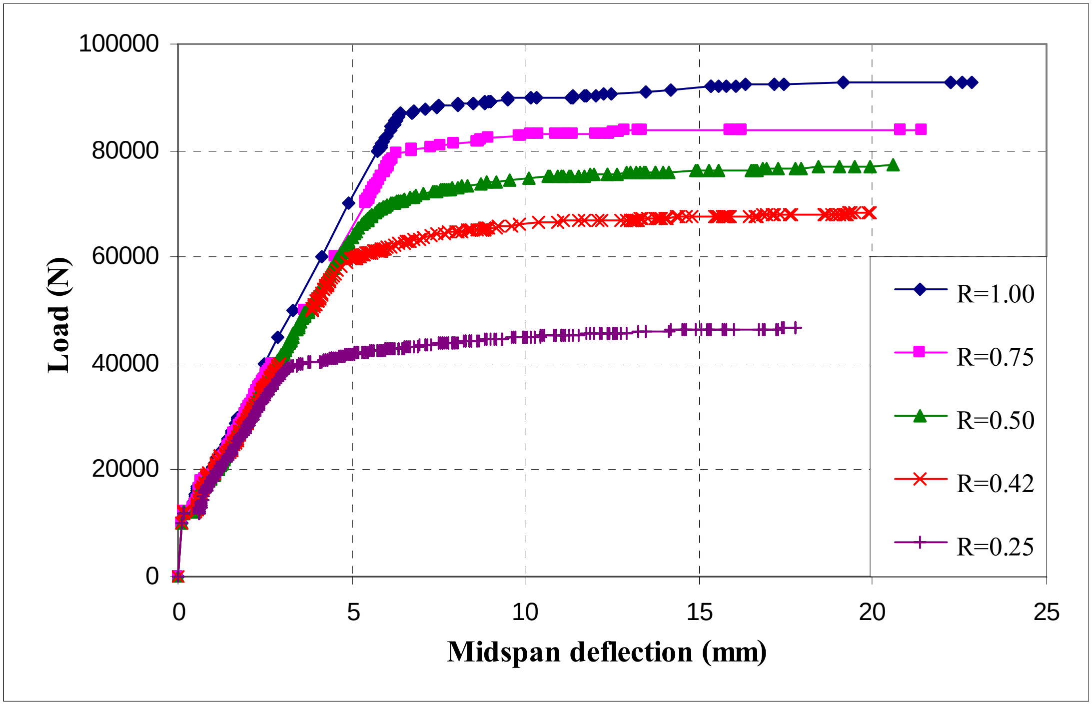
1. ผลของหน่วยแรงยึดเหนี่ยว

การพิจารณาผลของแรงยึดเหนี่ยวต่อแบบจำลอง เริ่มจากการกำหนดให้ Normalized bond strength, (R) ซึ่งเป็นอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดกับหน่วยแรงยึดเหนี่ยวภายใต้การเกิดสนิมมีค่าที่แตกต่างกัน โดยในการศึกษาครั้งนี้กำหนดให้มีค่าเท่ากับ 1.00, 0.75, 0.50 และ 0.25 ตามลำดับ ซึ่งหมายความว่า หน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตอยู่ในสภาวะที่ดีมากหรือคิดเป็น 100%ของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุด ไปจนถึงสภาวะที่หน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตลดลงจนมีค่าประมาณ 25% ของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดตามลำดับ โดยกำหนดให้พื้นที่หน้าตัดมีค่าคงที่ เท่ากับ 103 ตารางมิลลิเมตรซึ่งสอดคล้องกับการเกิดสนิมที่ระดับ 8.8% ตลอดสำหรับค่า Normalized bond strength, (R) ที่เปลี่ยนแปลง

ค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ลดลงภายใต้การเปลี่ยนแปลงค่า Normalized bond strength, (R) แสดงในตารางที่ 21 ส่วนผลของความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานจากการพิจารณาให้หน่วยแรงยึดเหนี่ยวมีค่าที่แตกต่างกัน แสดงในภาพที่ 107

ตารางที่ 21 ค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ลดลงภายใต้การเปลี่ยนแปลงค่า Normalized bond strength

Normalized bond strength, (R)	τ_{uc} (MPa)	$\tau_{1c} = \tau_{2c}$ (MPa)	τ_{fc} (MPa)	A_s (mm^2)
1.00	6.50	6.50	2.03	103
0.75	6.50	4.88	1.52	103
0.50	6.50	3.25	1.02	103
0.42	6.50	2.77	0.86	103
0.25	6.50	1.63	0.51	103



ภาพที่ 107 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานภายใต้หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่แตกต่างกัน

ผลการศึกษาพบว่า หากเพิ่มค่า Normalized bond strength, (R) มากขึ้น คานจะสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้มากขึ้น เนื่องจากคานจะมีหน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Bond stress) มากขึ้น โดยในกรณีที่ค่า Normalized bond strength, (R) เท่ากับ 1.00 นั่นคือ แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตสามารถถ่ายแรงกันได้เป็นอย่างดี หรือหมายความว่า คานอยู่ในสภาวะที่ไม่เกิดสนิม ซึ่งคานจะเกิดการวิบัติภายใต้การครากของเหล็กเสริม ซึ่งสอดคล้องกับน้ำหนักบรรทุก 92,923 N สำหรับกรณีที่ ค่า Normalized bond strength, (R) เท่ากับ 0.75, 0.50 และ 0.25 คานจะวิบัติภายใต้หน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Bond failure) ซึ่งสอดคล้องกับน้ำหนักบรรทุก 83,850 N, 77,199 N และ 46,677 N ตามลำดับ ซึ่งภายใต้สภาวะการวิบัติดังกล่าวเหล็กเสริมจะยังไม่ถึงจุดคราก

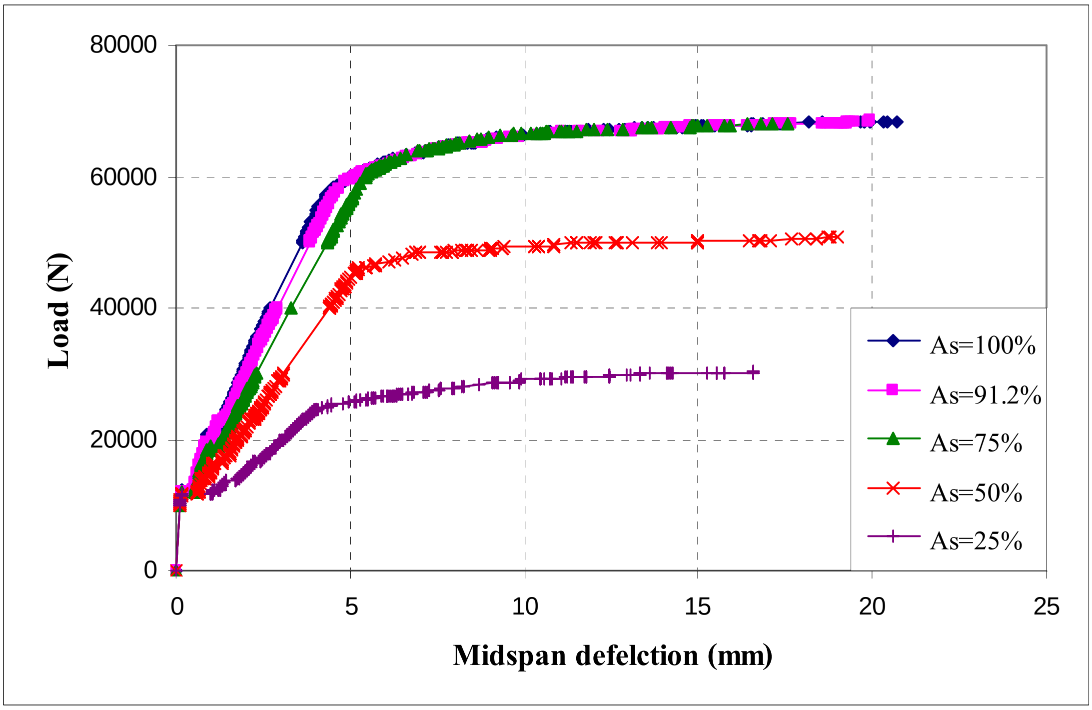
จากแบบจำลองจะเห็นว่า การเลือกใช้ค่า Normalized bond strength, (R) ที่แตกต่างกันจะส่งผลให้ค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นในคานมีความแตกต่างกัน ซึ่งจะส่งผลต่อพฤติกรรมโดยรวมของคาน โดยเฉพาะกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคาน ดังนั้นการพิจารณาเลือกใช้ค่า Normalized bond strength, (R) อาจมีการเปลี่ยนแปลงได้ตามความเหมาะสม

2. ผลของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริม

การพิจารณาผลของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมต่อแบบจำลอง เริ่มจากการกำหนดให้การลดลงของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมเป็นอัตราส่วนที่แตกต่างกัน ในการศึกษาครั้งนี้กำหนดให้อัตราส่วนพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมลดลงโดยมีค่าเท่ากับ 100%, 75%, 50% และ 25% ของพื้นที่หน้าตัดเดิม และกำหนดให้ Normalized bond strength, (R) มีค่าคงที่ตลอดสำหรับอัตราการลดลงของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมที่เปลี่ยนแปลงไป โดยกำหนดให้ Normalized bond strength, (R) มีค่าเท่ากับ 0.42% ซึ่งสอดคล้องกับค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดภายใต้การเกิดสนิมที่ระดับ 8.8% ซึ่งมีค่าเท่ากับ 2.77 MPa พื้นที่หน้าตัดที่ลงลงของเหล็กเหล็กเสริมภายใต้การเปลี่ยนแปลงอัตราส่วนของพื้นที่หน้าตัด แสดงในตารางที่ 22 ส่วนผลของความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานจากการพิจารณาให้พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมมีค่าที่แตกต่างกัน แสดงในภาพที่ 108

ตารางที่ 22 พื้นที่หน้าตัดที่ลงลงของเหล็กเหล็กเสริมภายใต้การเปลี่ยนแปลงอัตราส่วนของพื้นที่หน้าตัด

Ration of steel area, (%)	A_s (mm^2)	τ_{uc} (MPa)	$\tau_{1c} = \tau_{2c}$ (MPa)	τ_{fc} (MPa)
100	113	6.50	2.77	0.86
91	103	6.50	2.77	0.86
75	84.75	6.50	2.77	0.86
50	56.5	6.50	2.77	0.86
25	28.25	6.50	2.77	0.86



ภาพที่ 108 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานภายใต้พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมที่แตกต่างกัน

ผลการศึกษาพบว่า หากเพิ่มพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมให้มากขึ้น คานก็ไม่สามารถจะรับน้ำหนักบรรทุกได้มากขึ้น เนื่องจากคานเกิดการวิบัติภายใต้หน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Bond failure) จากกราฟจะเห็นได้ว่า การรับน้ำหนักบรรทุกประลัย (Ultimate load) ของคานเมื่อเพิ่มพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมเป็น 100% ของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเดิมซึ่งมีค่าเท่ากับ 113 ตารางมิลลิเมตร หรือลดพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมลงมาเหลือ 75%ของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเดิม ซึ่งมีค่าเท่ากับ 84.75 ตารางมิลลิเมตรจะมีค่าใกล้เคียงกัน ซึ่งแสดงให้เห็นว่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของคานจะขึ้นอยู่กับหน่วยแรงยึดเหนี่ยวมากกว่าพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริม โดยน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานกรณีพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมมีค่าเป็น 100%ของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเดิมและกรณีพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมลงมาเหลือ 75%ของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเดิม มีค่าเท่ากับ 68,428 N และ 68,168 N ตามลำดับ

สำหรับในกรณีพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมลดลงเป็น 50%ของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเดิม และกรณีพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมลดลงเป็น 25%ของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเดิม คานจะเกิดการวิบัติภายใต้การคราก (Yielding) ของเหล็กเสริม ซึ่งสอดคล้องกับน้ำหนักบรรทุก 50,888 N และ 30,230 N ตามลำดับ

การศึกษาตัวแปรที่มีผลต่อแบบจำลองในครั้งนี้ ได้พิจารณาจากความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานคอนกรีตที่เกิดสนิมในเหล็กเสริมทั้งเส้น โดยเหล็กเสริมเกิดสนิมที่ระดับ 8.8% ทำการศึกษาตัวแปรที่มีผลกระทบต่อแบบจำลอง 2 ตัวแปร คือ ผลของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต และผลของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริม การพิจารณาผลของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวต่อแบบจำลองทำได้โดยเปลี่ยนแปลงค่า หน่วยแรงยึดเหนี่ยวให้มีค่าแตกต่างกัน ในขณะที่ค่าพื้นที่หน้าตัด กำหนดให้มีค่าคงที่ ส่วนการพิจารณาผลของพื้นที่หน้าตัดต่อแบบจำลองทำได้โดยเปลี่ยนแปลงค่า พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมให้มีค่าแตกต่างกัน ในขณะที่ ค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยว กำหนดให้มีค่าคงที่ ผลการศึกษาพบว่า ตัวแปรที่สำคัญที่มีผลต่อแบบจำลองมากคือ ผลของหน่วยแรงยึดเหนี่ยว ซึ่งจะส่งผลกระทบต่อค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของคานเป็นอย่างมากเมื่อเปรียบเทียบกับผลของพื้นที่หน้าตัด

สรุปและข้อเสนอแนะ

สรุป

วิทยานิพนธ์นี้มีวัตถุประสงค์ในการศึกษาพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้สนิมระดับต่างๆ โดยนำเสนอวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์มาประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์และศึกษาพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้การเกิดสนิม โดยได้ทำการศึกษาคาน 2 กรณีศึกษา คือ กรณีเหล็กเสริมเกิดสนิมเฉพาะช่วงกึ่งกลางคาน และ กรณีเหล็กเสริมเกิดสนิมทั้งเส้นโดยศึกษาพฤติกรรมที่เกิดขึ้นทั้งหมดตั้งแต่ช่วงก่อนเกิดการแตกร้าวและหลังการแตกร้าว รวมถึงรูปแบบของการวิบัติของคานในสภาวะที่เกิดสนิมซึ่งจะแบ่งออกได้เป็น การวิบัติของคานภายใต้การคราก (Yielding) ของเหล็กเสริม และการวิบัติของคานภายใต้หน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Bond stress) ระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม การสร้างแบบจำลองได้พิจารณาอิทธิพลที่สำคัญของการเกิดสนิมต่อแบบจำลองไว้สองประการคือ ผลการลดลงของพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริม และผลของการลดลงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต การพิจารณาการลดลงของพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมภายใต้เกิดสนิมนั้นได้พิจารณาให้การลดลงของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมเป็นสัดส่วนโดยตรงกับระดับสนิมที่เพิ่มขึ้น ส่วนการพิจารณาผลของการลดลงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตภายใต้การเกิดนั้น ได้เริ่มพิจารณาจากการเลือกค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวภายใต้สภาวะไร้สนิมที่เหมาะสมและสอดคล้องกับผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ แล้วนำค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวดังกล่าวนี้คูณกับ Normalized bond strength, (R) ซึ่งเป็นอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดกับหน่วยแรงยึดเหนี่ยวภายใต้การเกิดสนิมในระดับต่างๆ โดยที่ค่า Normalized bond strength, (R) พิจารณาจากความสัมพันธ์โดยเฉลี่ยของค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ลดลงกับระดับสนิมที่เพิ่มขึ้นจากการทดสอบหาค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวแบบ Pullout test จากผู้ทำการทดสอบในอดีตที่ผ่านมา

การสร้างแบบจำลองทำได้โดยอาศัยโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ ในการวิเคราะห์ได้จำลองคานคอนกรีตเสริมเป็นแบบ 3 มิติ โดยใช้เอลิเมนต์ที่แตกต่างกันตามความเหมาะสมของรูปแบบและคุณสมบัติทางวิศวกรรมที่แตกต่างกัน โดยแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของคอนกรีตจะถูกจำลองด้วยเอลิเมนต์ 3 มิติ (Solid element) สามารถแสดงพฤติกรรมการแตกร้าวที่เกิดขึ้นได้ สำหรับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของเหล็กเสริมจะถูกจำลองเป็นเอลิเมนต์แบบแท่ง (Truss element) สามารถรับแรงในทิศทางตามแนวแกนได้ รวมทั้งได้พิจารณาคุณสมบัติของวัสดุเป็นแบบไม่เชิง

เส้น (Nonlinear material) ส่วนพฤติกรรมการครูดหรือลื่นหลุด (Slip) ของเหล็กเสริมที่เกิดขึ้นจะถูกจำลองโดยเอลิเมนต์แบบสปริง (Spring element) ซึ่งไม่มีความยาว (Zero dimension) ปลายด้านหนึ่งจะเชื่อมกับจุดต่อ (Node) ของคอนกรีตส่วนปลายอีกด้านหนึ่งจะเชื่อมต่อกับจุดต่อของเหล็กเสริม โดยที่สปริงเอลิเมนต์สามารถตอบสนองพฤติกรรมความไม่เชิงเส้นของความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและการ Slip ของเหล็กเสริมได้

ผลของการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อทำนายพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้การเกิดสนิมในวิทยานิพนธ์นี้สามารถสรุปได้ว่า

1. แบบจำลองสามารถทำนายพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้การเกิดสนิมได้ใกล้เคียงกับผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานของแบบจำลองกับผลการทดสอบมีแนวโน้มเป็นไปในทางเดียวกัน โดยเฉพาะความสัมพันธ์ในช่วงเส้นตรง (Linear-elastic) และช่วงก่อนที่เหล็กเสริมเกิดการคราก (Yield) มีแนวโน้มไปในทางเดียวกัน

2. แบบจำลองสามารถประมาณน้ำหนักบรรทุกประลัยได้ใกล้เคียงกับค่าน้ำหนักบรรทุกประลัยที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการแต่โดยรวมค่าน้ำหนักบรรทุกประลัยที่ได้จากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์จะมีค่ามากกว่าการทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยน้ำหนักบรรทุกที่ส่งผลให้คานเริ่มแตกร้าว (First crack) และน้ำหนักบรรทุกในสภาวะประลัย (Ultimate load) ที่ได้จากแบบจำลองมีแนวโน้มลดลงเมื่อระดับสนิมในคานเพิ่มขึ้น

3. การใช้สปริงเอลิเมนต์ในการเชื่อมจุดต่อระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมเพื่อแทนพฤติกรรมการครูดหรือลื่นหลุด (Slip) ของเหล็กเสริม ซึ่งเป็นพฤติกรรมที่สำคัญของการเกิดสนิมในคานคอนกรีตเสริมเหล็กนั้น สามารถตอบสนองต่อพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้การเกิดสนิมได้เป็นอย่างดี

4. แบบจำลองสามารถอธิบายพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการกระจายของหน่วยแรง (Stress distribution) ที่เกิดขึ้นในหน้าตัดคานได้สอดคล้องกับพฤติกรรมการแตกร้าวที่เกิดขึ้น ซึ่งมีประโยชน์อย่างมากต่อการทำความเข้าใจพฤติกรรมของการกระจายของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมได้เป็นอย่างดี ทั้งในสภาวะที่คานเกิดสนิมและคานไม่เกิดสนิม

5. แบบจำลองสามารถให้ผลของความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมและแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นในคาน สอดคล้องกับพฤติกรรมการแตกร้าวที่เกิดขึ้นได้อย่างเหมาะสม โดยในตำแหน่งที่เกิดรอยแตกร้าวแรงดึงในเหล็กเสริมจะมีค่ามากขึ้นอย่างเห็นได้ชัด ในขณะที่แรงยึดเหนี่ยวจะมีค่าน้อยเมื่ออยู่ใกล้กับบริเวณรอยแตกร้าว

6. ผลของการเกิดสนิมในเหล็กเสริมเฉพาะช่วงกึ่งกลางของคาน จะทำให้การวิบัติของคานเกิดขึ้นภายใต้การครากของเหล็กเสริมรับแรงดึงเป็นหลัก (Yielding failure) และโมเมนต์ดัดที่ลดลงภายใต้ระดับสนิมที่เพิ่มขึ้นส่วนใหญ่จะเป็นผลมาจากการลดลงของพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมมากกว่าผลของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ลดลง โดยโมเมนต์ดัดที่ลดลงไปแทบจะเป็นสัดส่วนโดยตรงกับการลดลงของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริม

7. ผลของการเกิดสนิมในเหล็กเสริมทั้งเส้นจะทำให้การวิบัติของคานเกิดขึ้นภายใต้หน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมเป็นหลัก (Bond failure) ซึ่งในสภาวะการวิบัตินี้เหล็กเสริมจะยังไม่เกิดการคราก (Yield) โมเมนต์ดัดที่ลดลงภายใต้ระดับสนิมที่เพิ่มขึ้นส่วนใหญ่จะเป็นผลมาจากการลดลงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวมากกว่าผลการลดลงพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริม

วิธีการทางไฟไนต์เอลิเมนต์มีประโยชน์มากต่อการทำความความเข้าใจพฤติกรรมต่างๆ ที่เกิดขึ้นในคานคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้การเกิดสนิมของเหล็กเสริมได้เป็นอย่างดี โดยเฉพาะพฤติกรรมของความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการกระจายของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในหน้าตัดคาน ซึ่งไม่สามารถหาได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ อีกทั้งการวิเคราะห์โดยวิธีการทางไฟไนต์เอลิเมนต์ยังสามารถประหยัดเวลาและค่าใช้จ่ายที่เกิดขึ้นจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการได้อีกด้วย อย่างไรก็ตาม การวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์นั้น ผู้วิเคราะห์ควรมีความรู้และความเข้าใจถึงทฤษฎีต่างๆของไฟไนต์เอลิเมนต์ รวมถึงความรู้ของกลศาสตร์ของวัสดุด้วย เพื่อสามารถพิจารณาได้ว่า ผลลัพธ์ที่ได้จากการวิเคราะห์นั้นมีความถูกต้องและน่าเชื่อถือมากน้อยเพียงใด

ข้อเสนอแนะ

แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่เสนอในวิทยานิพนธ์นี้สามารถทำนายพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้การเกิดสนิมได้สอดคล้องกับการทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยแบบจำลองได้มีการพิจารณาอิทธิพลที่สำคัญของการเกิดสนิมไว้สองประการคือ การลดลงของพื้นที่หน้าตัดสุทธิของเหล็กเสริม และการลดลงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต

ผลการสร้างแบบจำลองพบว่า หากคานเกิดสนิมเฉพาะบริเวณช่วงกึ่งกลางคาน กำลังที่ลดลงของคานแทบจะเป็นสัดส่วนโดยตรงกับการลดลงของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริม ซึ่งในโครงสร้างจริง คานมักเกิดสนิมบริเวณช่วงกึ่งกลางเช่นกัน ดังนั้นจึงสามารถนำแบบจำลองนี้ไปใช้ในการทำนายพฤติกรรมการรับแรงหรือแนวโน้มการวิบัติได้ หากทราบค่าระดับสนิม (Degree of Corrosion) ที่เกิดขึ้นในโครงสร้าง ซึ่งการประเมินระดับสนิมในเบื้องต้นสามารถกระทำได้โดยการวัดค่าความต่างศักย์ทางไฟฟ้า

อนาคตหากมีการศึกษาและพัฒนาแบบจำลองเพิ่มเติม ควรพิจารณาอิทธิพลของสนิมต่อคุณสมบัติด้านกำลังรับแรงอัดประลัย, $f_c^{'}$ ของคอนกรีตซึ่งมีผลให้ค่ามอดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต, E_c เปลี่ยนแปลงไปซึ่งจะส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมโดยรวมของคาน และควรพิจารณาการเริ่มเกิดรอยแตกร้าวขนาดเล็ก (Hair crack) ของคอนกรีต ซึ่งเป็นผลพวงมาจากการขยายตัวเนื่องจากการเพิ่มปริมาตรของเหล็กเสริม (Corrosion pressure) ในระหว่างการเริ่มเกิดสนิมในระยะแรกด้วย ทั้งนี้เพื่อให้แบบจำลองสามารถตอบสนองพฤติกรรมของการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดสนิมได้อย่างถูกต้องและแม่นยำมากยิ่งขึ้น

เอกสารและสิ่งอ้างอิง

เดช พุทธเจริญทอง. 2541. **การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์**. บริษัทพิมพ์ดีการพิมพ์จำกัด, กรุงเทพฯ.

วินิต ช่อวิเชียร. 2545. **การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง**. พิมพ์ครั้งที่ 3. ห้างหุ้นส่วนจำกัด ป. สัมพันธ์พาณิชย์, กรุงเทพฯ.

สถาพร โภคา. 2545. **การออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก**. พิมพ์ครั้งที่ 2. ไลบรารี่ นาย, กรุงเทพฯ.

Almusallam, A. A., Al-Gahtani, A. S., Aziz, A.R., and Rasheeduzzafar. 1996. Effect of reinforcement corrosion on bond strength. **Construction and Building Materials** 10 (2): 123-129.

Al-Sulaimani, G. J., Kaleemullah, M., Basunbul, I. A., and Rasheeduzzafar. 1990. Influence of corrosion and cracking on bond behaviour and strength of reinforced concrete members. **ACI Structural Journal** 87 (2): 220-231.

Amleh, L., and S. Mirza. 1999. Corrosion influence on bond between steel and concrete. **ACI Structural Journal** 96 (3): 415-423.

ANSYS, ANSYS User's Manual, 2003.

Auyeung, Y., P. Balaguru and L. Chung. 2000. Bond behavior of corroded reinforcement bars. **ACI Materials Journal** 97 (2): 214-220.

Azher, S. Y. 2005. **A Prediction Model for the Residual Flexural Strength of Corroded Reinforced Concrete Beams**. M.S. Thesis, King Fahd University.

Bhargava, K., A.K. Ghosh, Y. Mori and S. Ramanujam. 2007. Corrosion-induced Bond Strength Degradation in Reinforced Concrete-Analytical and Empirical Models. **Nuclear Engineering and Design** 237: 1140-1157.

Cabrera, J.G. 1996. Deterioration of Concrete Due to Reinforcement Steel Corrosion. **Cement and Concrete Composites**. 18: 47-59.

De Groot, A.K., G.M.A. Kusters and T. Monnier. 1981. Numerical Modeling of Bond-Slip Behavior. Heron. **Concrete Mechanics**. 26: No. 1B.

Dekoster, M., F. Buyle-Bodin, O. Maurel and Y. Delmas. 2003. Modelling of the Flexural Behavior of RC Beams Subjected to Localised and Uniform Corrosion". **Engineering Structure**. 25: 1333-1341.

Eligeliausen, R., E. Popov and V. Bertero. 1983. Local Bond Stress-Slip Relationship of Deformed Bars under Generalized Excitations. Report No.UCBEERC-83/23, Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley.

Eyre, J.R. and Z. Nokhasteh. 1992. Behavior of Concrete Beams with Exposed Reinforcement. Proceedings of the institution of civil Engineers. **Structure and Buildings** 94: 197-203.

Fang, C., K. Lundgren, L. Chen and C. Zhu. 2004. Corrosion influence on bond in reinforced concrete. **Cement and Concrete Research**. 34: 2159-2167.

Fu, X. and D.D.L. Chung. 1997. Effect of Corrosion on The Bond Between Concrete and Steel Rebar. **Cement and Concrete Research**. 27: 1811-1815.

Harajli, M. H. and M. A. Mukaddam. 1988. Slip of Steel Bars in Concrete Joints under Cyclic Loading, **Journal of Structural Engineering**, ASCE, 114 (9): 2017-2035.

Hartt, W.H., G. Rodney Powers, L. Virginie, and K. L. Diane. 2004. A Critical Literature Review of High-Performance Corrosion Reinforcements in Concrete Bridge Applications, Report No. FHWA-HRT-04-093, Office of Infrastructure Research and Development, Federal Highway Administration.

Kwak, H. G. and F. C. Filippou. 1990. Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures Under Monotonic Loads. Report No. UCB/SEMM-90/14, University of California, Berkeley.

Lambert, P. 2002. Reinforced Concrete-History, Properties & Durability. Technical Notes No.1,Corrosion Prevention Associate.

Lee, H. S., T. Noguchi, F. Tomosawa. 2002. Evaluation of the bond properties between concrete and reinforcement as a function of the degree of reinforcement corrosion. **Cement and Concrete Research**. 32: 1313-1318.

Maaddawy, T.E., K. Soudki, T. Topper. 2005. "Analytical Model to Predict Nonlinear Flexural Behavior of Corroded Reinforced Concrete Beams" **ACI Structural Journal**. 102 (4): 550-559.

Malm, R. 2006. **Shear Cracks in Concrete Structures Subjected to in-plane Stresses**. M.S. Thesis, Royal Institute of Technology.

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

Phares, B.M., S. F Fouad., J. W. Terry, Yoon-si Lee. and J. J. Milan. 2006. Evaluation of Corrosion Resistance of Different Steel Reinforcement Types, Report No. CTRE Project 02-103, center for Transportation Research and Education, Iowa State University.

Phuvoravan, K. and E.D. Sotelino. 2005. Nonlinear finite element for reinforced concrete slabs, **Journal of structural engineering ASCE.** 131.(4): 643-649.

Rodriguez, J., L. M. Ortega, J. Casal and J. Diez. 1996. **Corrosion of Reinforcement and Service Life of Concrete Structures.** Seventh International Conference on Durability of Building Materials and Components, Sjostrom, ed., Stockholm, Sweden.

Scordelis, A.C., D. Ngo, and H.A. Franklin. 1974. Finite Element Study of Reinforced Concrete Beams with Diagonal Tension Cracks. Proceedings of Symposium on Shear in Reinforced Concrete. **ACI Publication** S P-42.

Virmani, Y.P. and G.C.Gerardo. 1998. Corrosion Protection-Concrete Bridge. Report No. FHWA-RD-98-008.US Department of Transportation.

Wolanski, A.J. 2004. **Flexural Behavior of Reinforced and Prestressed Concrete Beams Using Finite Element Analysis**. M.S. Thesis, Marquette University.

ภาคผนวก

ภาคผนวก ก

ขนาดของน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้น สำหรับคานกรณีศึกษาที่ 1

ตารางผนวกที่ ก1 ขนาดของน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นสำหรับคานที่เกิดสนิมระดับ 0%

Load Step	Beginning Time	Time at End of Loadstep	Sub Step
1	0	10,000	10
2	10,000	13,000	10
3	13,000	14,000	50
4	14,000	18,000	50
5	18,000	20,000	50
6	20,000	30,000	100
7	30,000	40,000	100
8	40,000	50,000	100
9	50,000	60,000	100
10	60,000	70,000	100
11	70,000	72,000	100
12	72,000	74,000	100
13	74,000	75,000	100
14	75,000	76,000	100
15	76,000	77,000	100
16	77,000	78,000	100
17	78,000	79,000	100
18	79,000	80,000	100

ตารางผนวกที่ ก2 ขนาดของน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นสำหรับคานที่เกิดสนิมระดับ 8.9%

Load Step	Beginning Time	Time at End of Loadstep	Sub Step
1	0	10,000	10
2	10,000	13,000	10
3	13,000	14,000	50
4	14,000	18,000	50
5	18,000	20,000	50
6	20,000	30,000	100
7	30,000	40,000	100
8	40,000	50,000	100
9	50,000	60,000	100
10	60,000	65,000	100
11	65,000	68,000	100
12	68,000	70,000	100
13	70,000	71,000	100
14	71,000	72,000	100

ตารางผนวกที่ ก3 ขนาดของน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นสำหรับคานที่เกิดสนิมระดับ 14.2%

Load Step	Beginning Time	Time at End of Loadstep	Sub Step
1	0	10,000	10
2	10,000	12,000	5
3	12,000	13,000	50
4	13,000	14,000	50
5	14,000	18,000	50
6	18,000	20,000	50
7	20,000	30,000	100
8	30,000	35,000	50
9	35,000	40,000	50
10	40,000	45,000	50
11	45,000	50,000	50
12	50,000	60,000	100
13	60,000	62,000	50
14	62,000	65,000	100
15	65,000	67,000	100
16	67,000	68,000	100
17	68,000	69,000	100

ตารางผนวกที่ ก4 ขนาดของน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นสำหรับคานที่เกิดสนิมระดับ 22.2%

Load Step	Beginning Time	Time at End of Loadstep	Sub Step
1	0	10,000	10
2	10,000	12,000	5
3	12,000	13,000	50
4	13,000	18,000	50
5	18,000	20,000	50
6	20,000	30,000	100
7	30,000	35,000	50
8	35,000	40,000	50
9	40,000	50,000	100
10	50,000	56,000	100
11	56,000	58,000	100
12	58,000	60,000	100
13	60,000	61,000	100
14	61,000	62,000	100

ภาคผนวก ข

ขนาดของน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้น สำหรับคานกรณีศึกษาที่ 2

ตารางผนวกที่ ข1 ขนาดของน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นสำหรับคานที่เกิดสนิมระดับ 0%

Load Step	Beginning Time	Time at End of Loadstep	Sub Step
1	0	10,000	10
2	10,000	12,000	5
3	12,000	13,000	50
4	13,000	16,000	50
5	16,000	20,000	50
6	20,000	30,000	100
7	30,000	40,000	100
8	40,000	50,000	100
9	50,000	60,000	100
10	60,000	70,000	100
11	70,000	80,000	100
12	80,000	85,000	100
13	85,000	86,000	100
14	86,000	87,000	100
15	87,000	90,000	100
16	90,000	91,000	100
17	91,000	92,000	100

ตารางผนวกที่ ข2 ขนาดของน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นสำหรับคานที่เกิดสนิมระดับ 8.8%

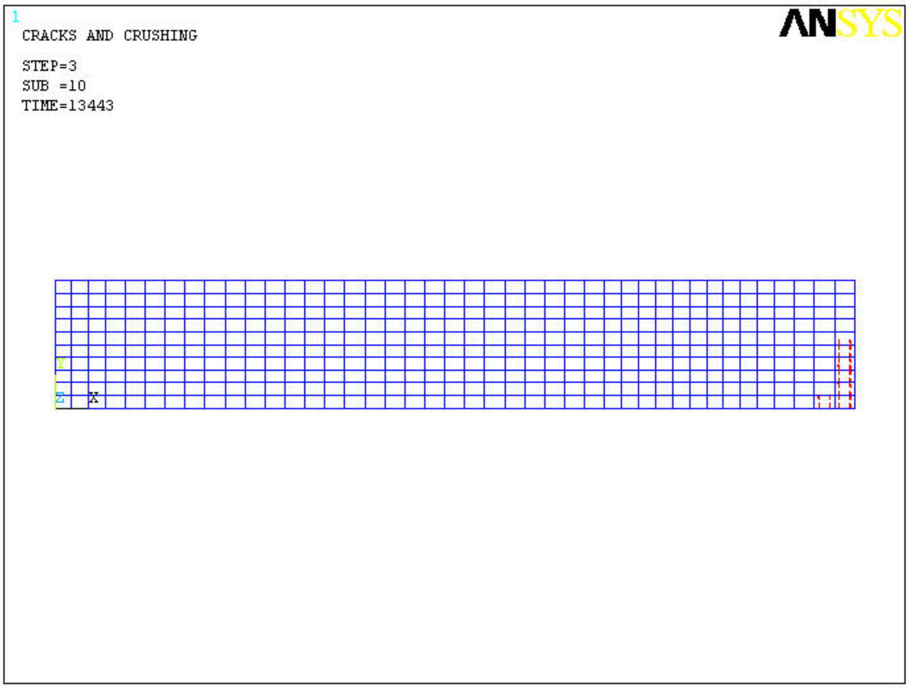
Load Step	Beginning Time	Time at End of Loadstep	Sub Step
1	0	10,000	10
2	10,000	12,000	5
3	12,000	13,000	50
4	13,000	16,000	50
5	16,000	20,000	50
6	20,000	30,000	100
7	30,000	40,000	100
8	40,000	50,000	100
9	50,000	60,000	100
10	60,000	65,000	100
11	65,000	67,000	100
12	67,000	69,000	100

ตารางผนวกที่ ข3 ขนาดของน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นสำหรับคานที่เกิดสนิมระดับ 14%

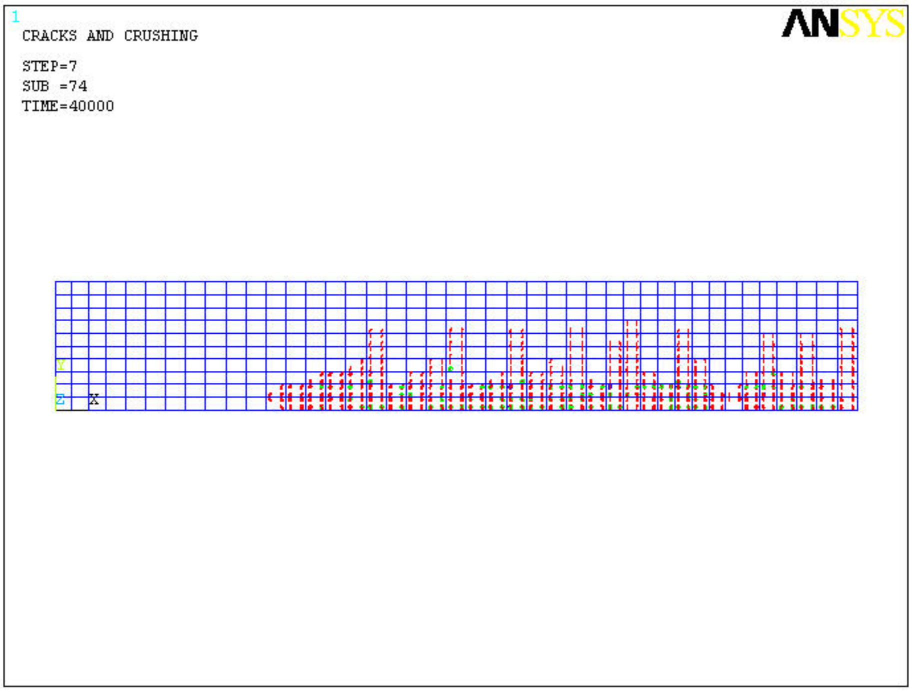
Load Step	Beginning Time	Time at End of Loadstep	Sub Step
1	0	10,000	10
2	10,000	13,000	10
3	13,000	14,000	50
4	14,000	16,000	50
5	16,000	20,000	50
6	20,000	30,000	100
7	30,000	40,000	100
8	40,000	45,000	100
9	45,000	50,000	100
10	50,000	55,000	100
11	55,000	60,000	100

ภาคผนวก ค

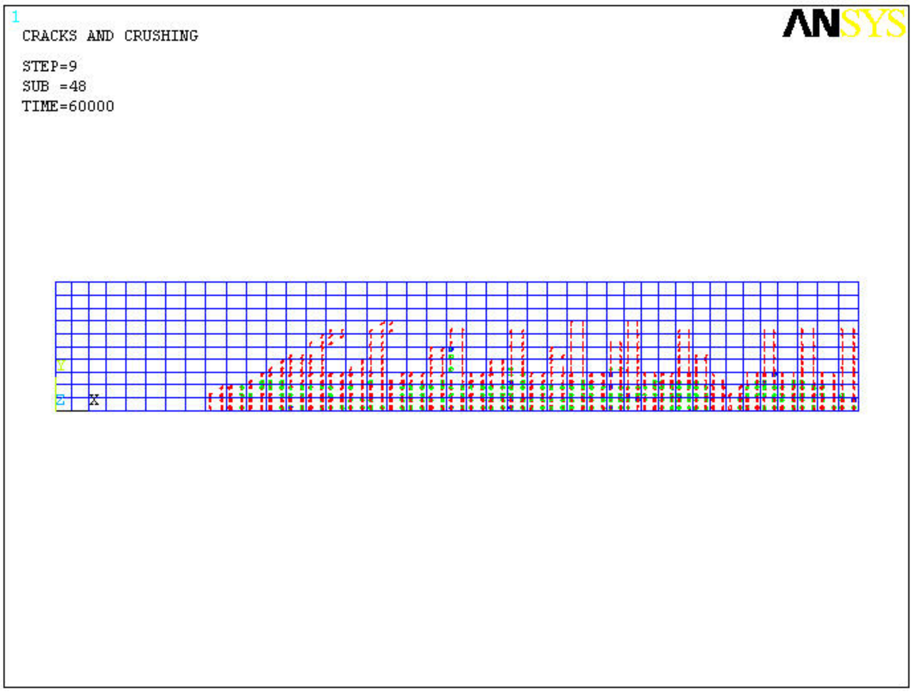
รูปแบบการแตกร้าวของคานกรณีศึกษาที่ 1



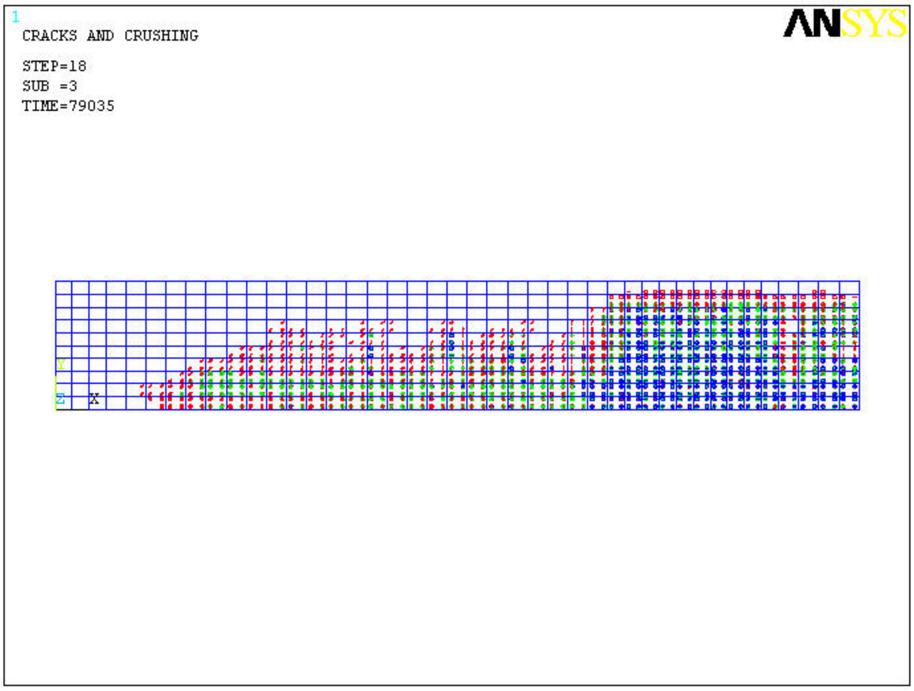
ภาพผนวกที่ ค1 การเริ่มแตกร้าว (First crack) ที่น้ำหนักบรรทุก 13,443 N (ระดับสนิม 0%)



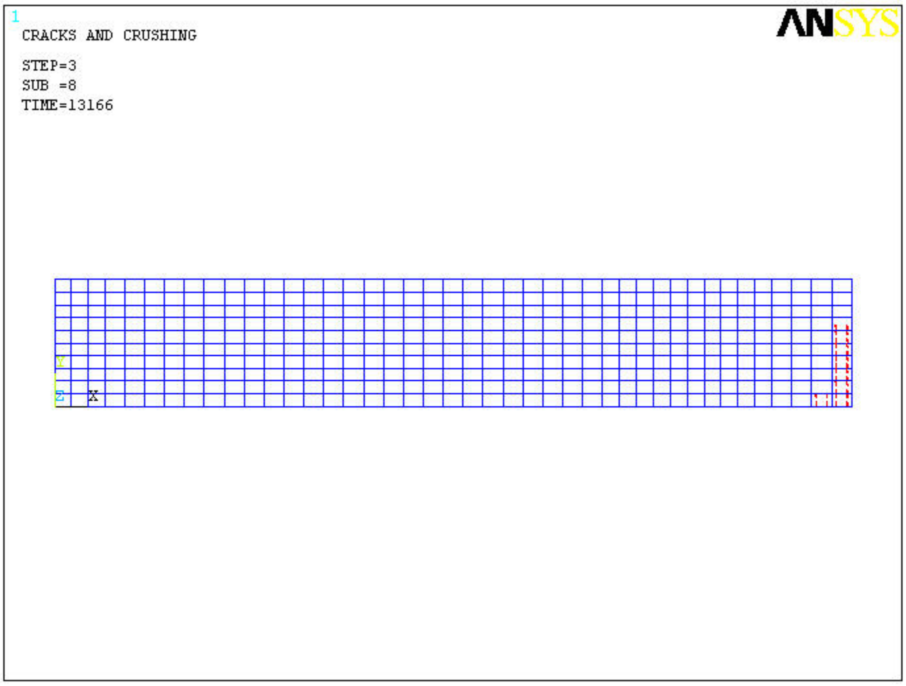
ภาพผนวกที่ ค2 การแตกร้าวที่น้ำหนักบรรทุก 40,000 N (ระดับสนิม 0%)



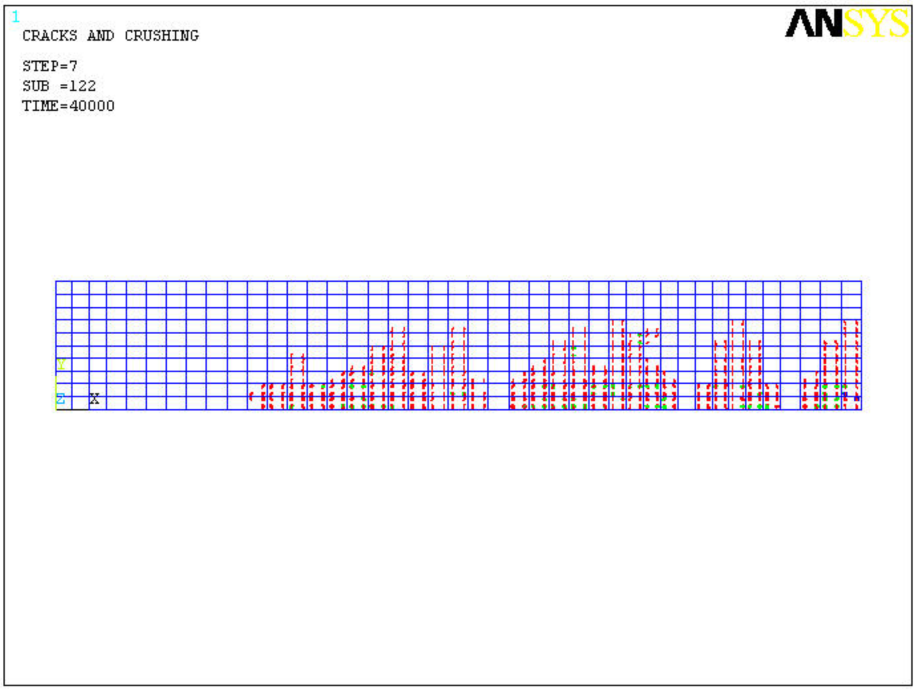
ภาพผนวกที่ ค3 การแตกร้าวที่น้ำหนักบรรทุก 60,000 N (ระดับสนิม 0%)



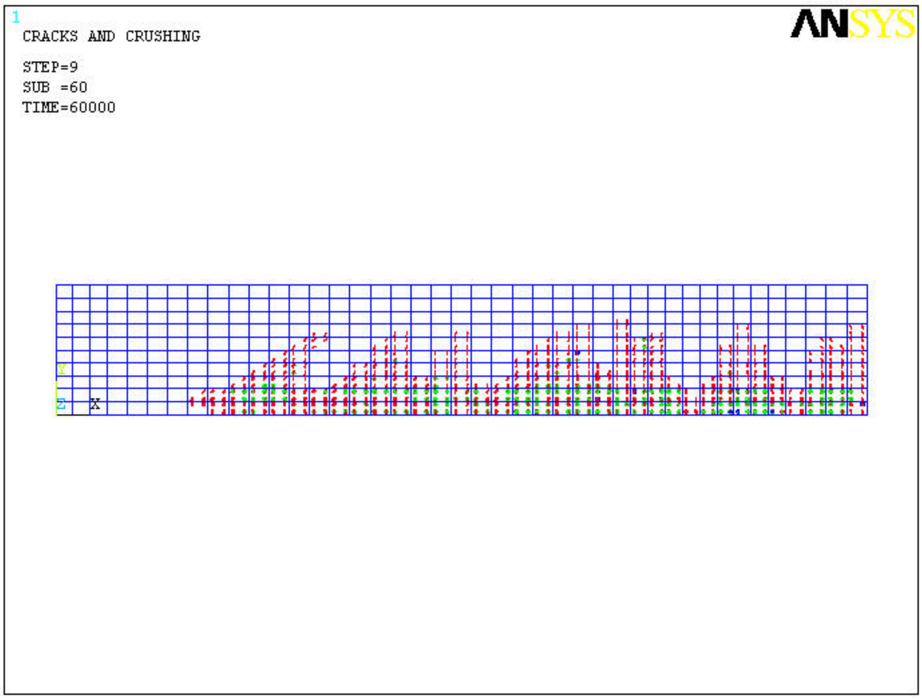
ภาพผนวกที่ ค4 การแตกร้าวในสภาวะประลัยที่น้ำหนักบรรทุก 79,035 N (ระดับสนิม 0%)



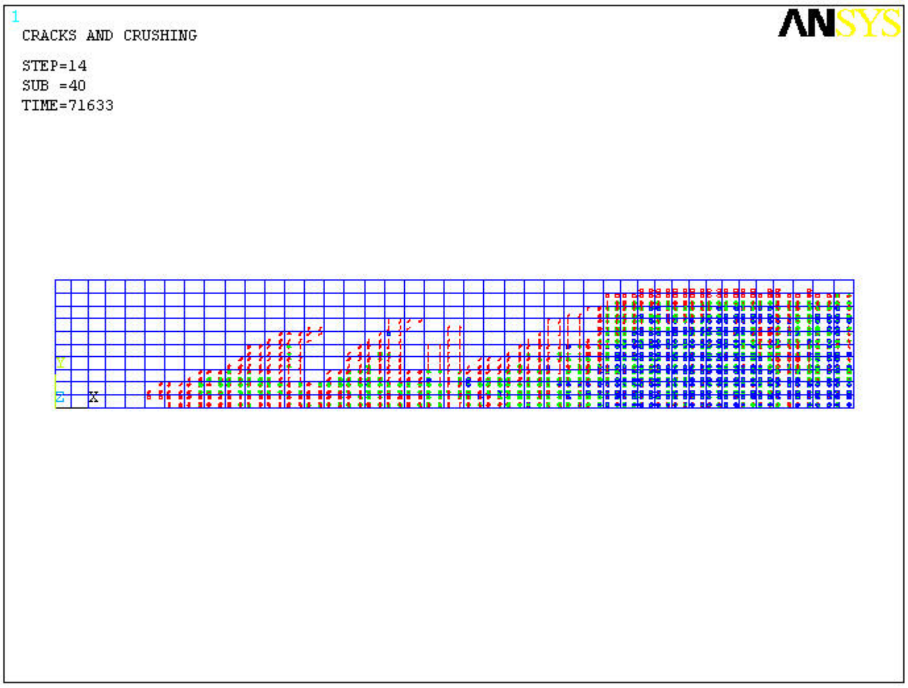
ภาพผนวกที่ ค5 การเริ่มแตกร้าว (First crack) ที่น้ำหนักบรรทุก 13,166 N (ระดับสนิม 8.9%)



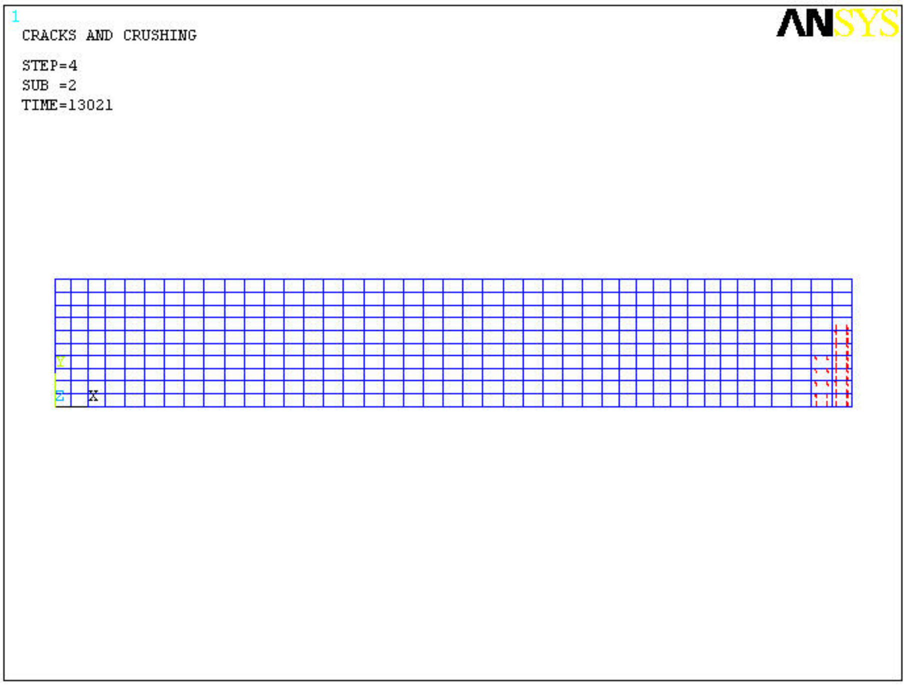
ภาพผนวกที่ ค6 การแตกร้าวที่น้ำหนักบรรทุก 40,000 N (ระดับสนิม 8.9%)



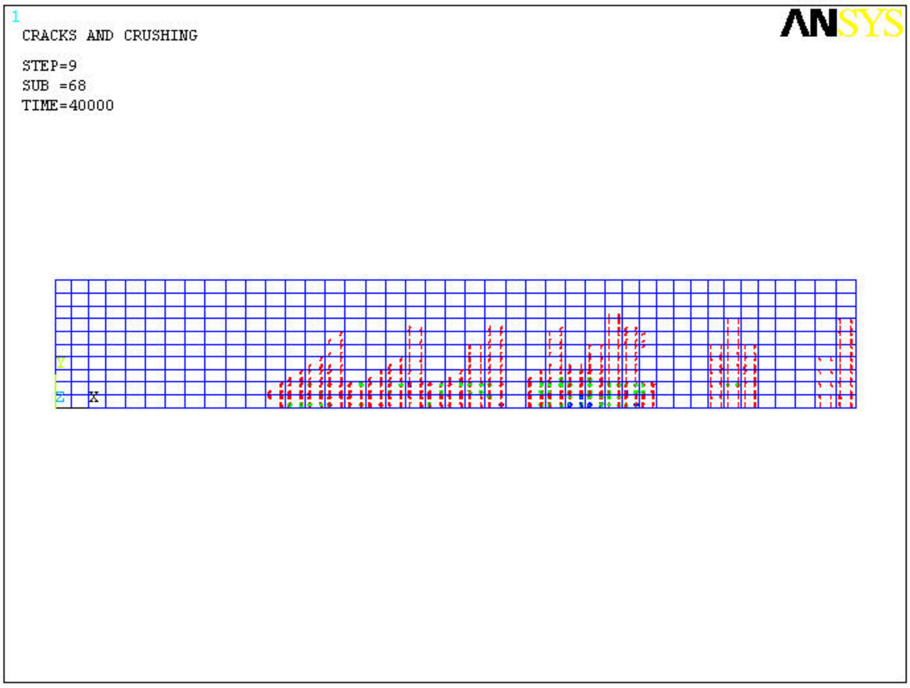
ภาพผนวกที่ ค7 การแตกร้าวที่น้ำหนักบรรทุก 60,000 N (ระดับสนิม 8.9%)



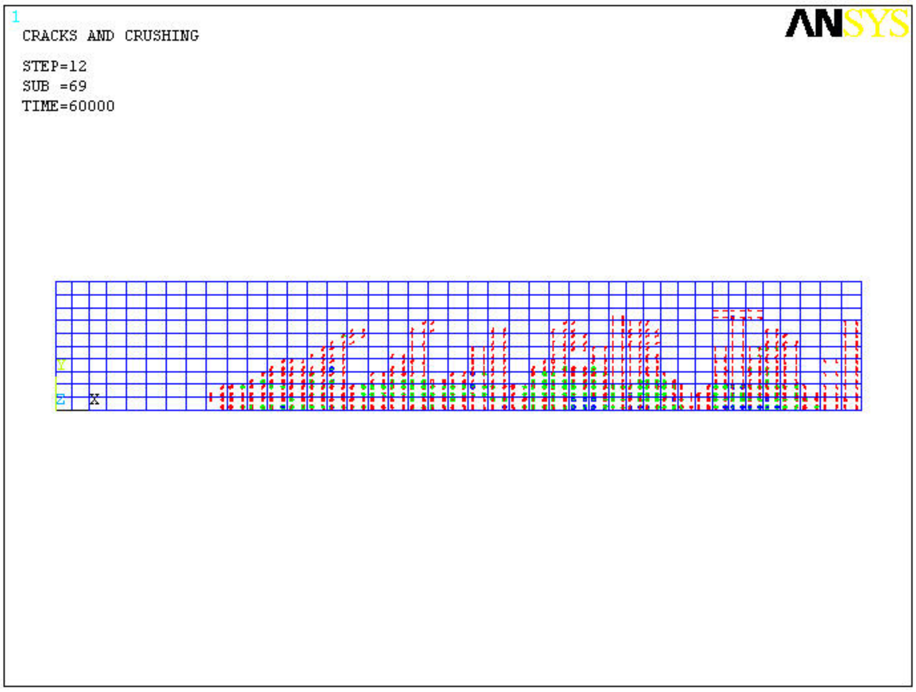
ภาพผนวกที่ ค8 การแตกร้าวในสภาวะประลัยที่น้ำหนักบรรทุก 71,633 N (ระดับสนิม 8.9%)



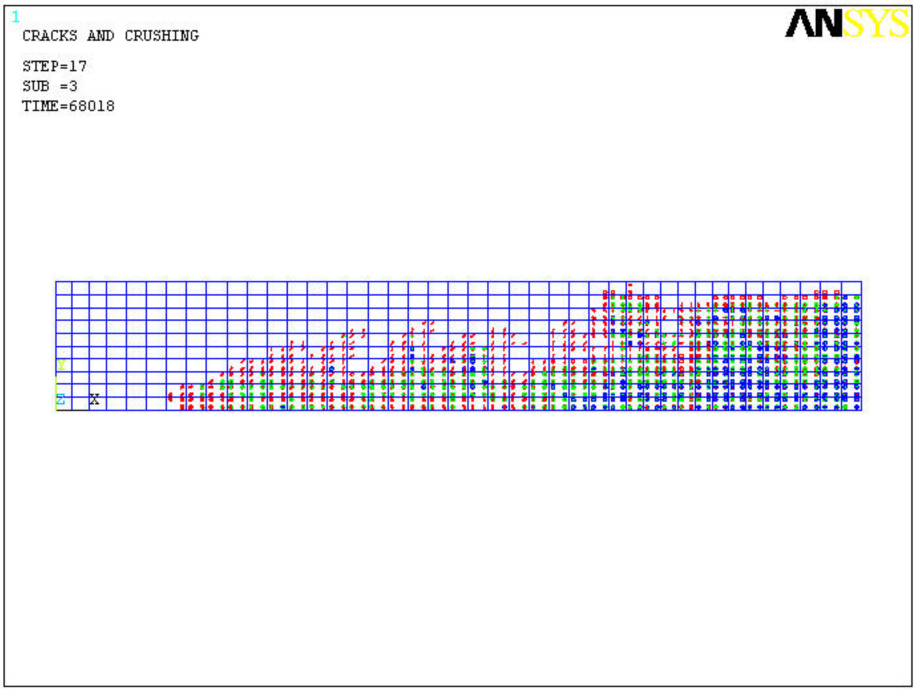
ภาพผนวกที่ ค9 การเริ่มแตกร้าว (First crack) ที่น้ำหนักบรรทุก 13,021 N (ระดับสนิม 14.2%)



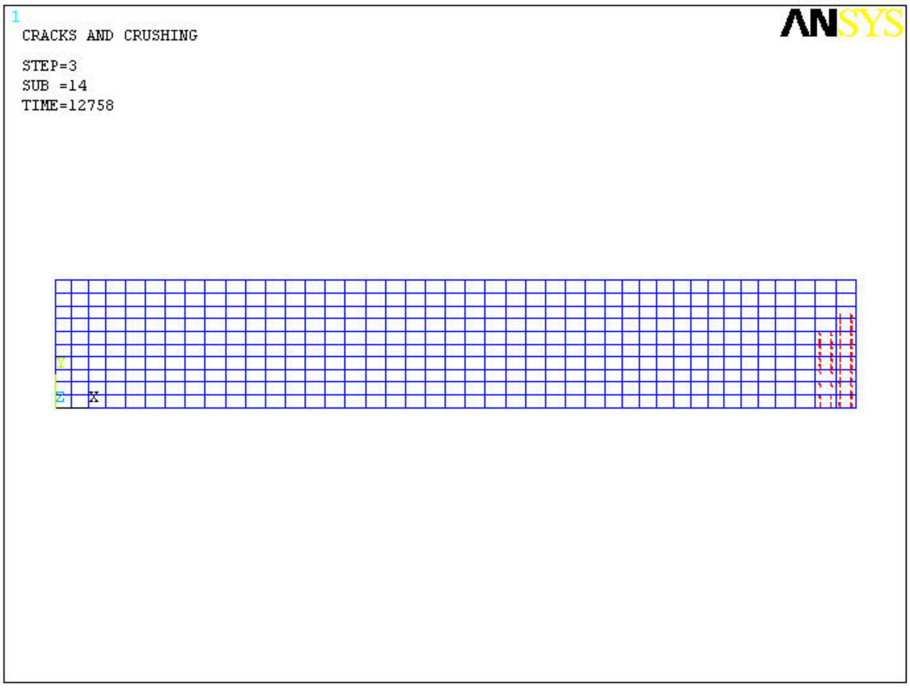
ภาพผนวกที่ ค10 การแตกร้าวที่น้ำหนักบรรทุก 40,000 N (ระดับสนิม 14.2%)



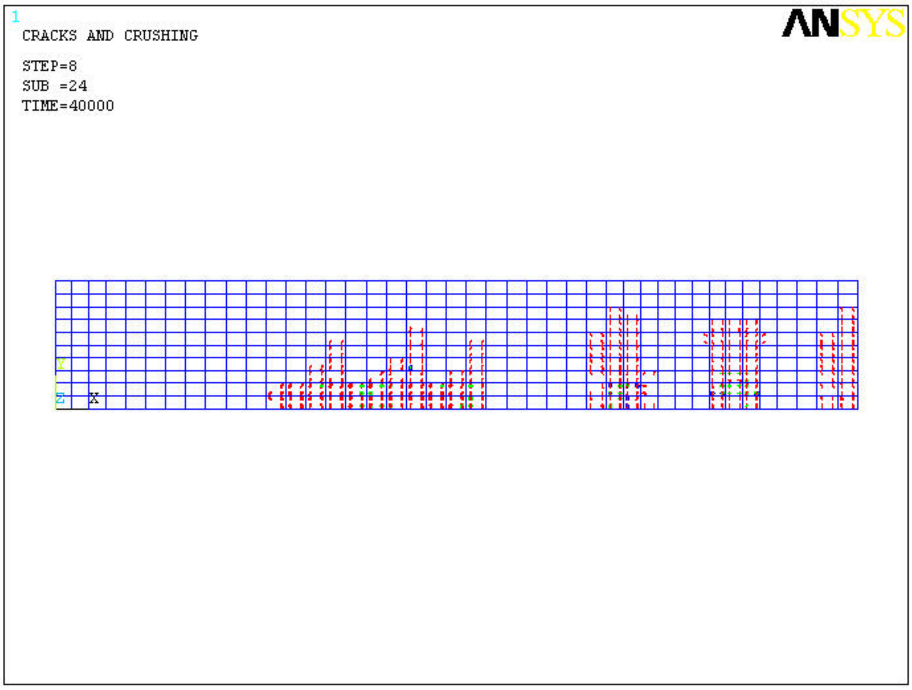
ภาพผนวกที่ ค11 การแตกร้าวที่น้ำหนักบรรทุก 60,000 N (ระดับสนิม 14.2%)



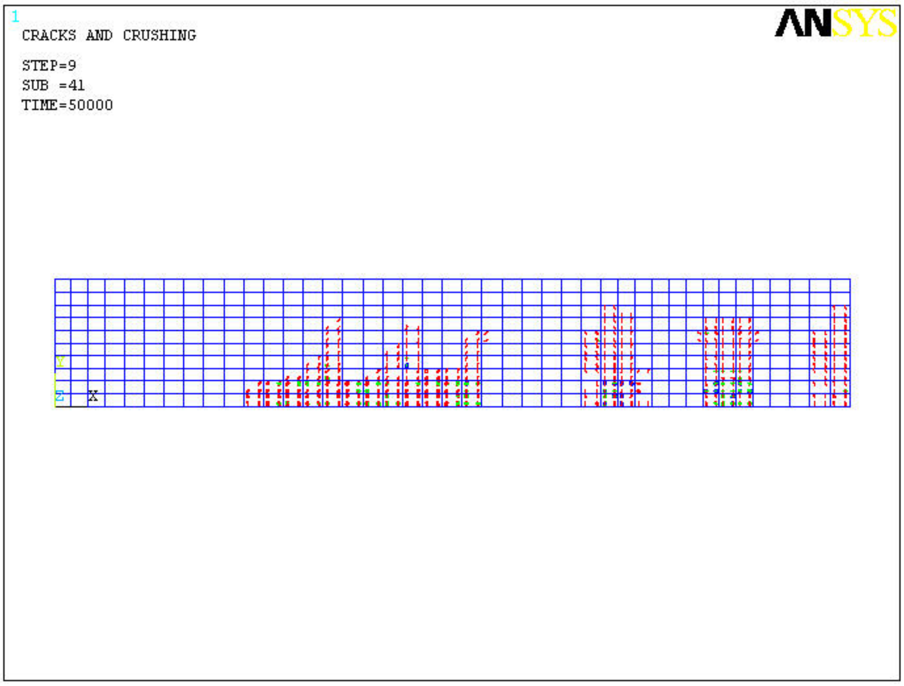
ภาพผนวกที่ ค12 การแตกร้าวในสภาวะประลัยที่น้ำหนักบรรทุก 68,018 N (ระดับสนิม 14.2%)



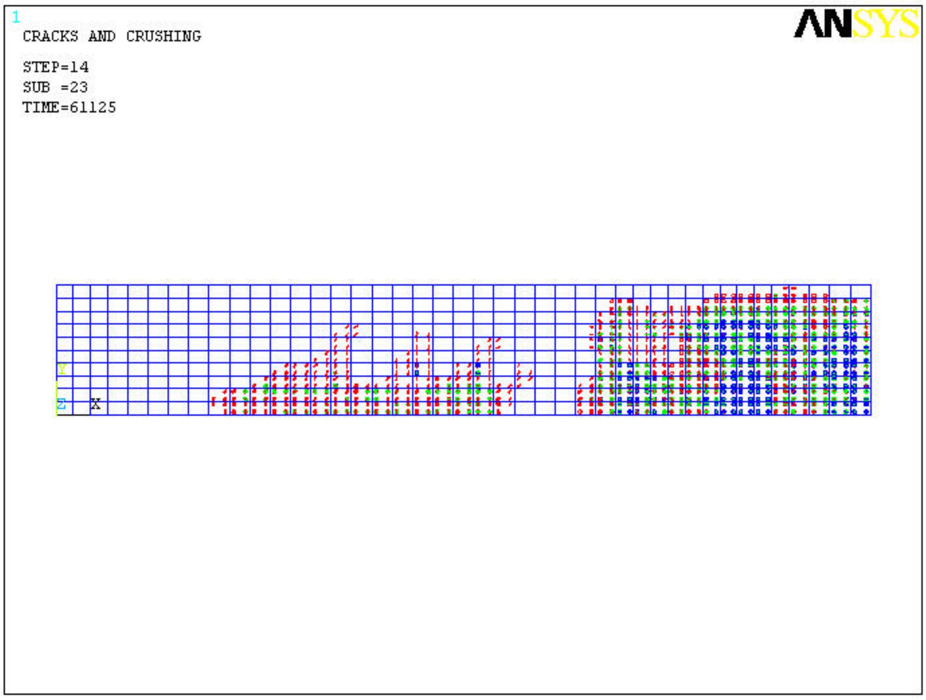
ภาพผนวกที่ ค13 การเริ่มแตกร้าว (First crack) ที่น้ำหนักบรรทุก 12,758 N (ระดับสนิม 22.2%)



ภาพผนวกที่ ค14 การแตกร้าวที่น้ำหนักบรรทุก 40,000 N (ระดับสนิม 22.2%)



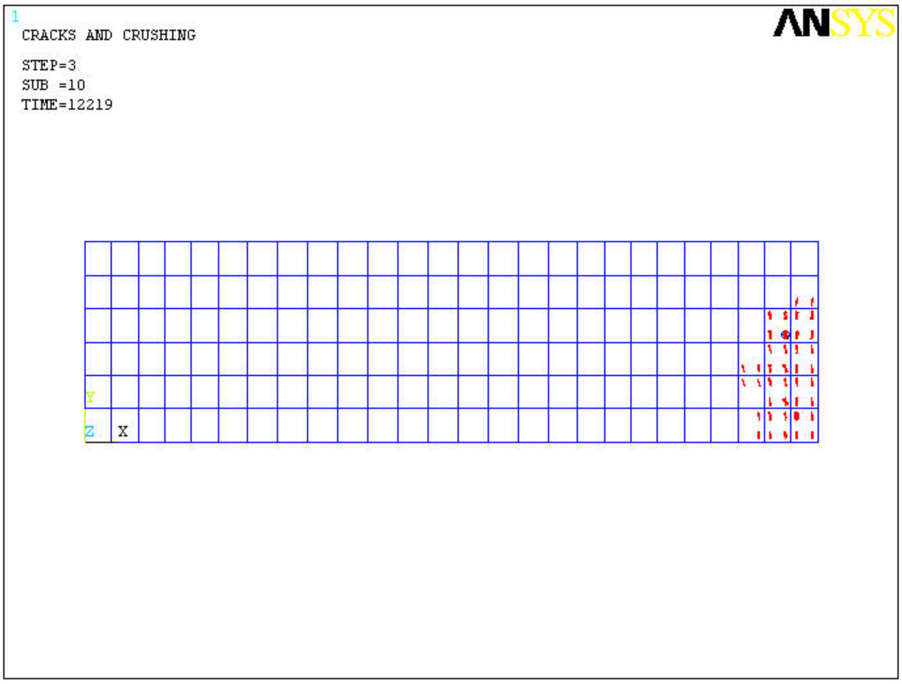
ภาพผนวกที่ ค15 การแตกร้าวที่น้ำหนักบรรทุก 50,000 N (ระดับสนิม 22.2%)



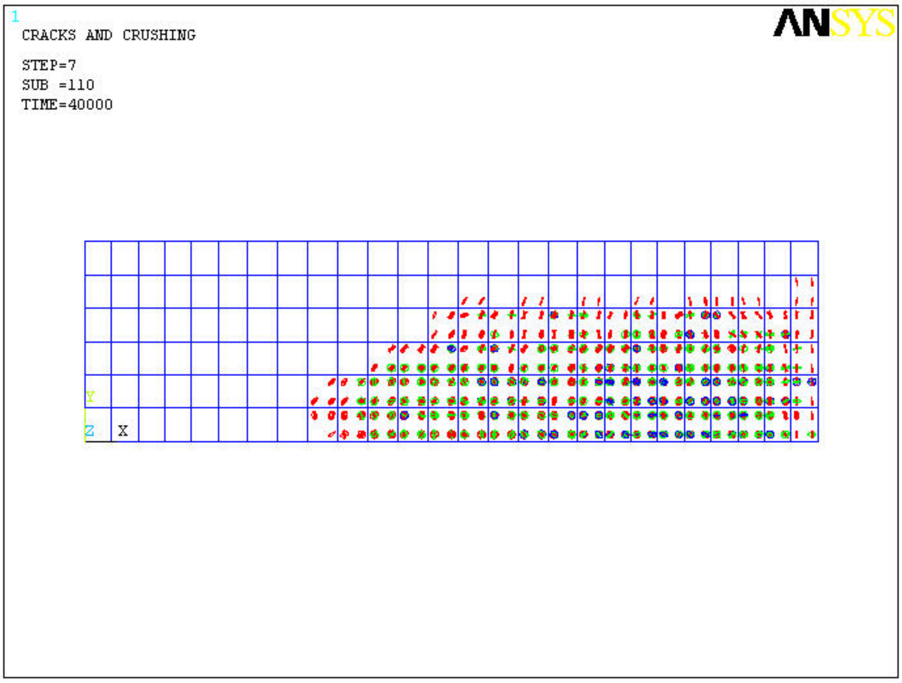
ภาพผนวกที่ ค16 การแตกร้าวในสภาวะประลัยที่น้ำหนักบรรทุก 61,125 N (ระดับสนิม 22.2%)

ภาคผนวก ง

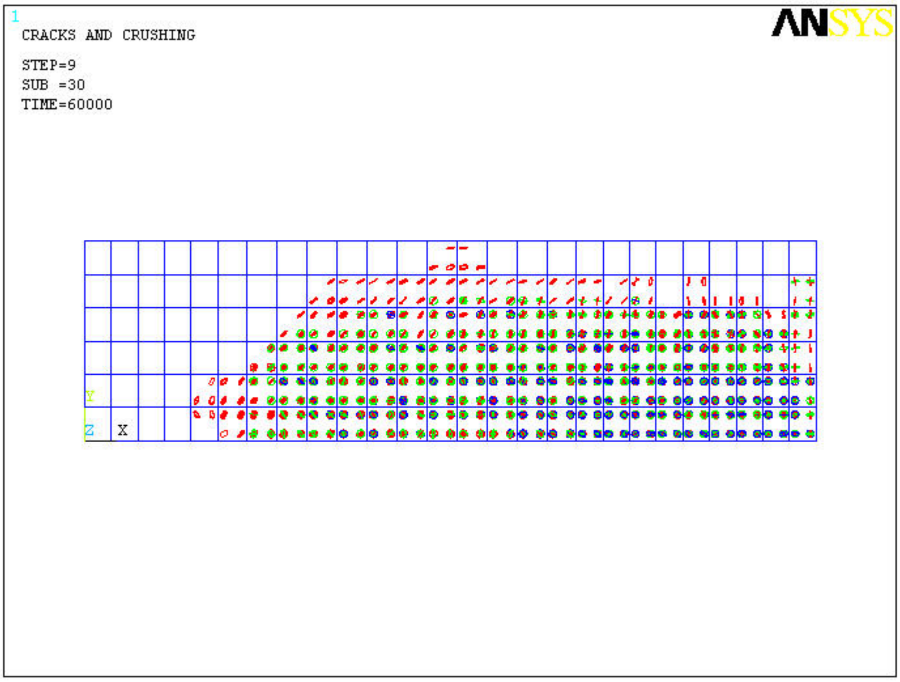
รูปแบบการแตกร้าวของคานกรณีศึกษาที่ 2



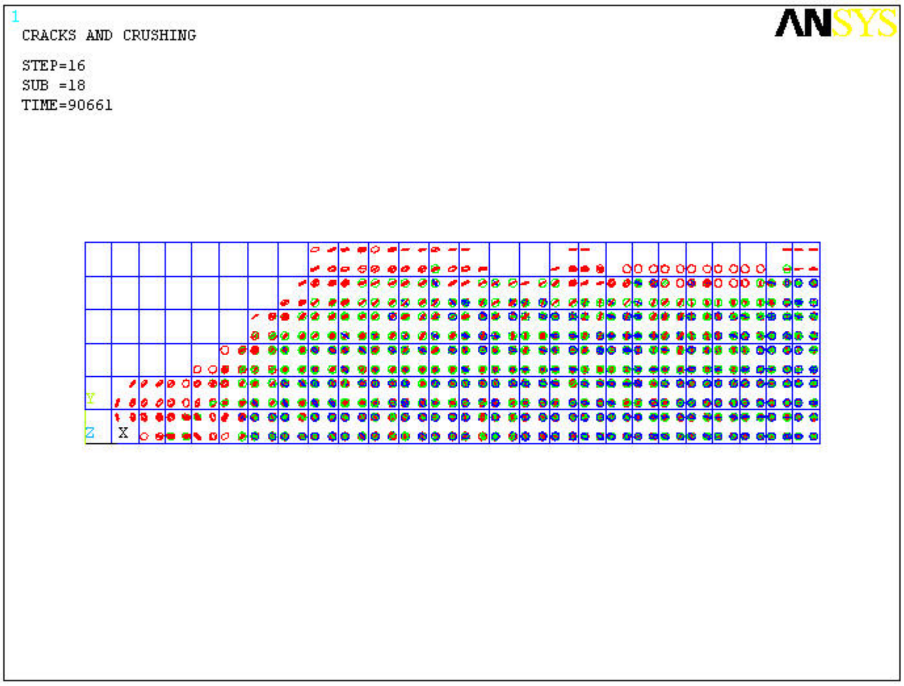
ภาพผนวกที่ ง1 การเริ่มแตกร้าว (First crack) ที่น้ำหนักบรรทุก 12,219 N (ระดับสนิม 0%)



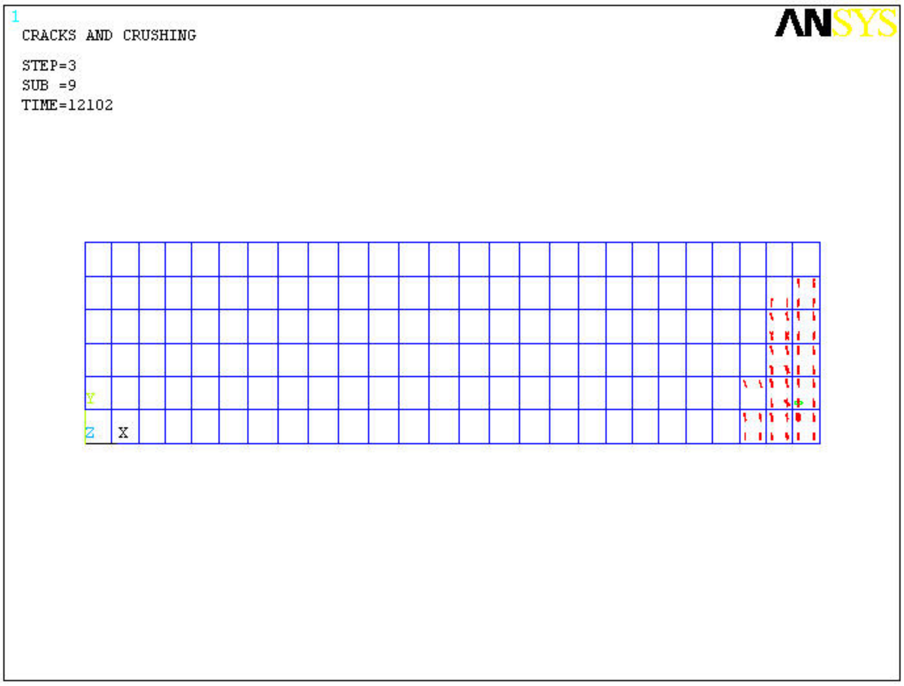
ภาพผนวกที่ ง2 การแตกร้าวที่น้ำหนักบรรทุก 40,000 N (ระดับสนิม 0%)



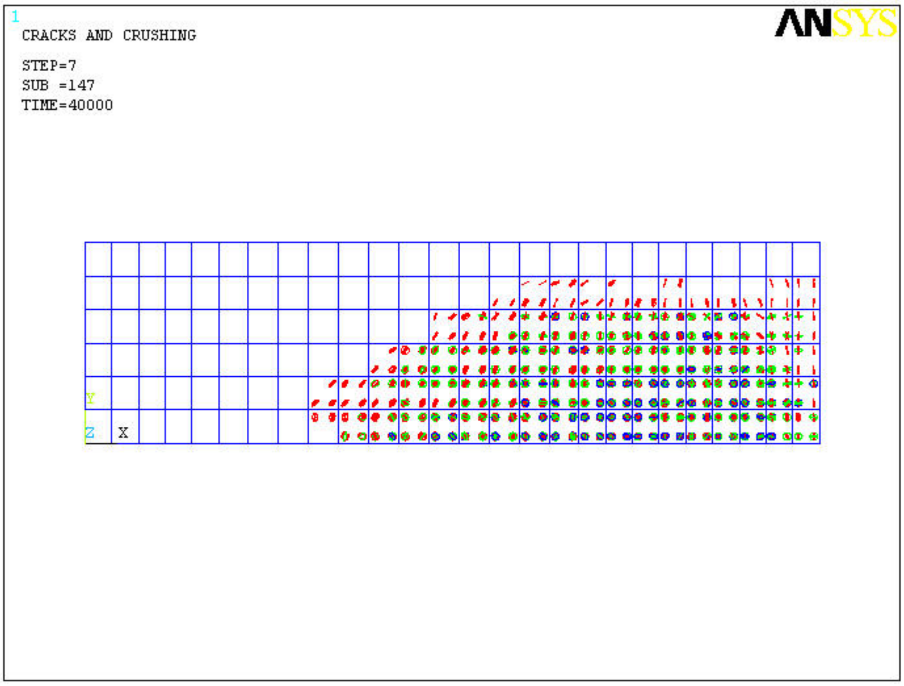
ภาพผนวกที่ ง3 การแตกร้าวที่น้ำหนักบรรทุก 60,000 N (ระดับสนิม 0%)



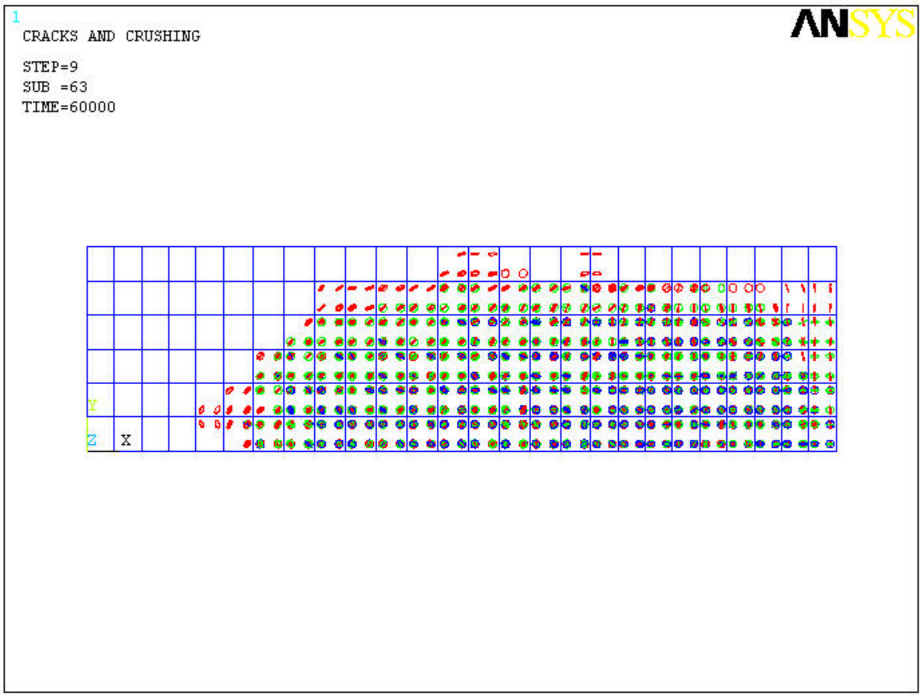
ภาพผนวกที่ ง4 การแตกร้าวในสภาวะประลัยที่น้ำหนักบรรทุก 90,661 N (ระดับสนิม 0%)



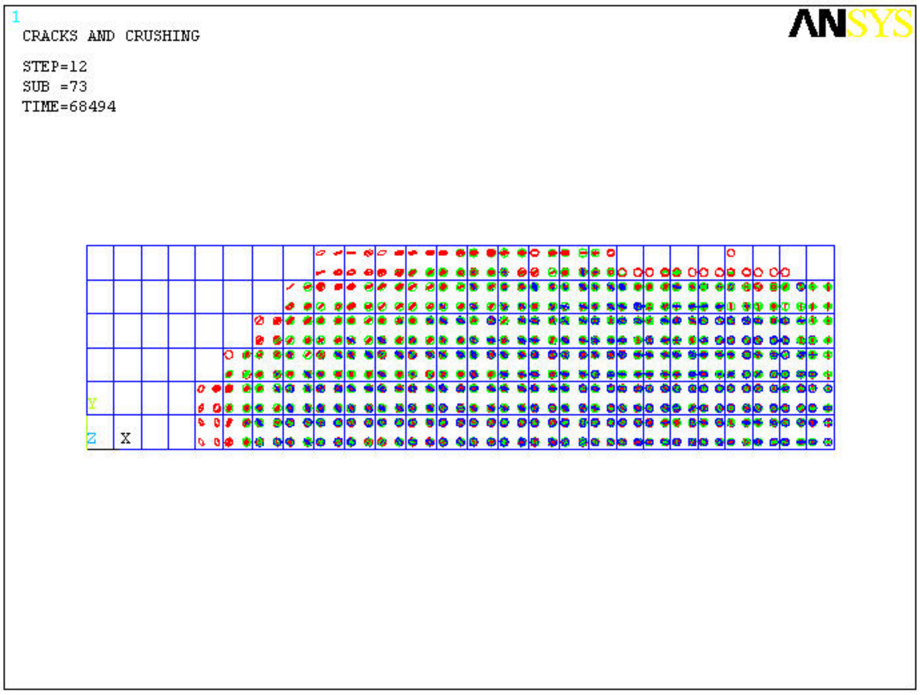
ภาพผนวกที่ ง5 การเริ่มแตกร้าว (First crack) ที่น้ำหนักบรรทุก 12,102 N (ระดับสนิม 8.8%)



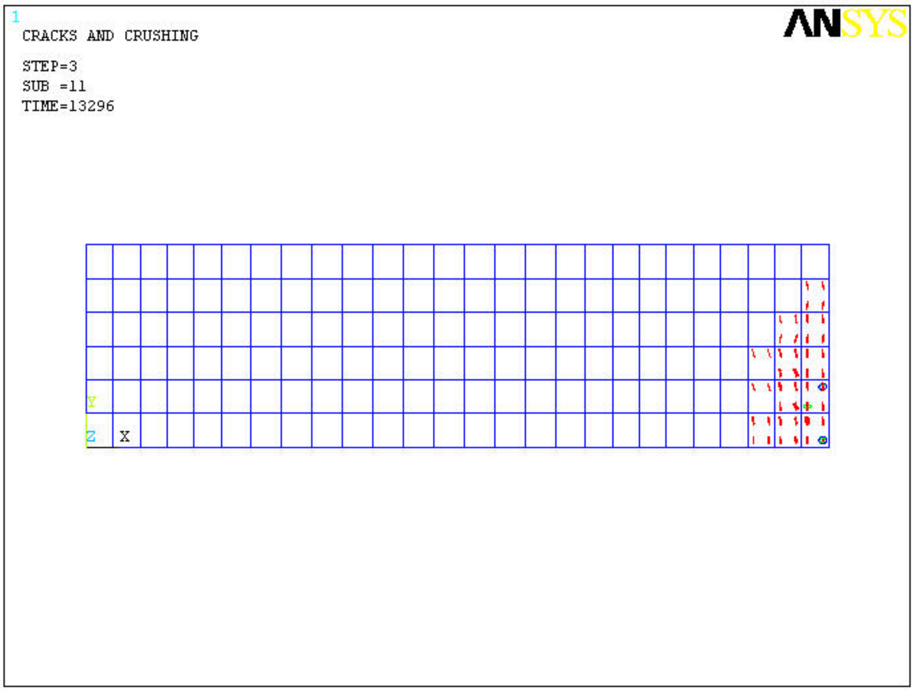
ภาพผนวกที่ ง6 การแตกร้าวที่น้ำหนักบรรทุก 40,000 N (ระดับสนิม 8.8%)



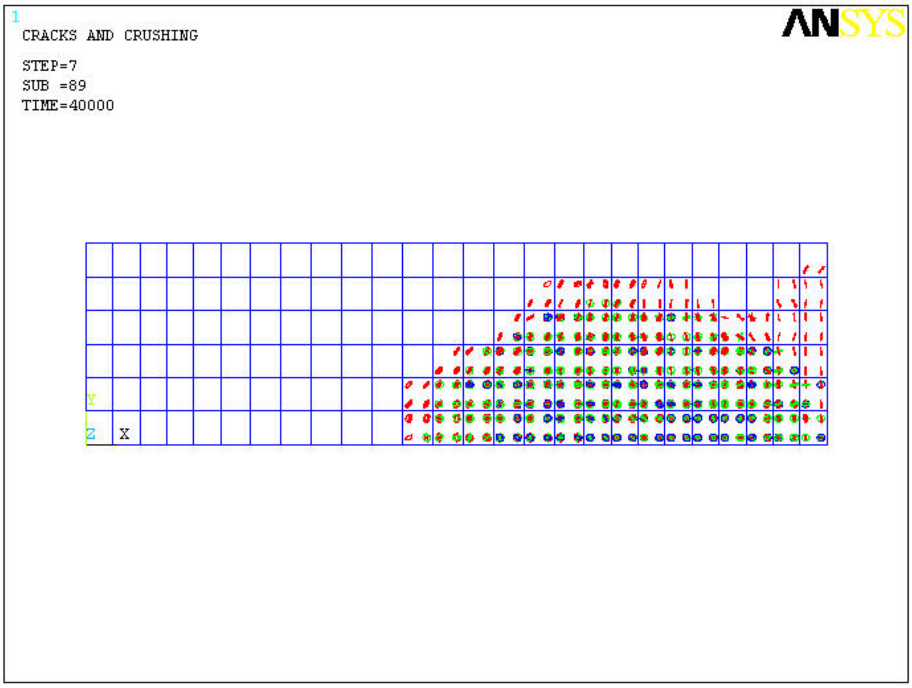
ภาพผนวกที่ ง7 การแตกร้าวที่น้ำหนักบรรทุก 60,000 N (ระดับสนิม 8.8%)



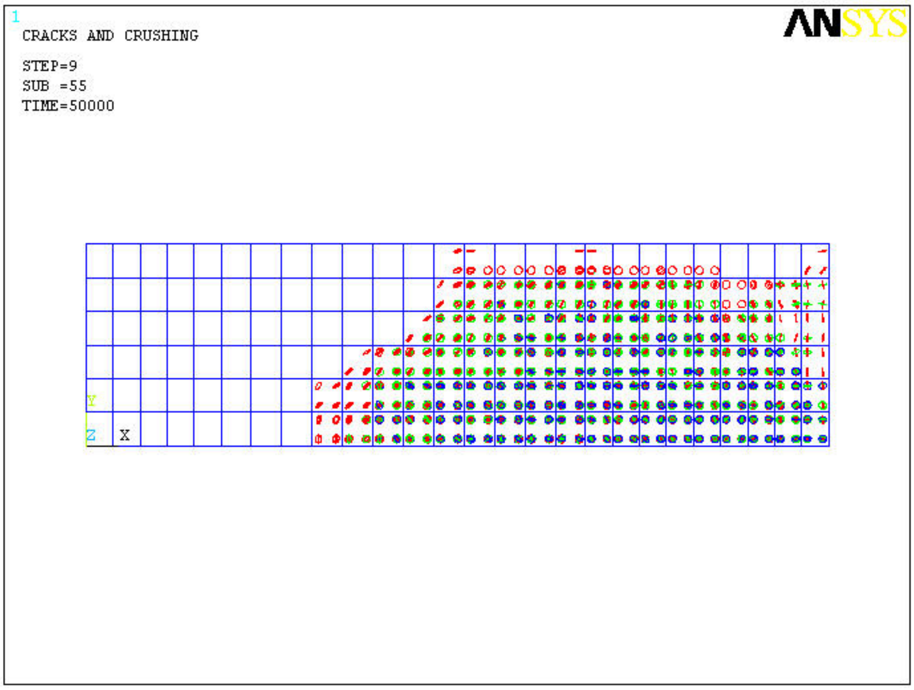
ภาพผนวกที่ ง8 การแตกร้าวในสภาวะประลัยที่น้ำหนักบรรทุก 68,494 N (ระดับสนิม 8.8%)



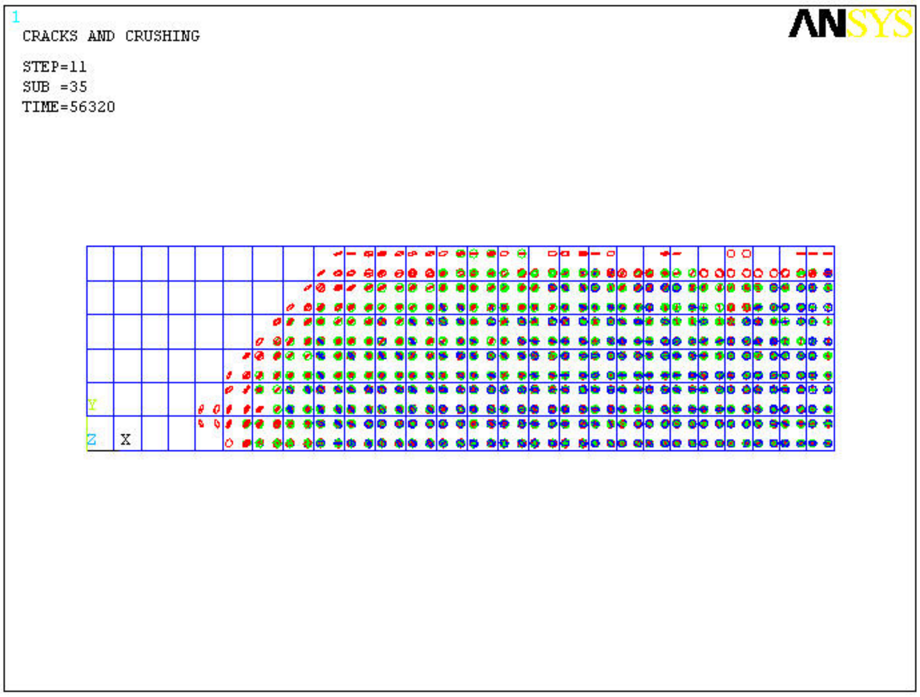
ภาพผนวกที่ ง9 การเริ่มแตกร้าว (First crack) ที่น้ำหนักบรรทุก 13,296 N (ระดับสนิม 14%)



ภาพผนวกที่ ง10 การแตกร้าวที่น้ำหนักบรรทุก 40,000 N (ระดับสนิม 14%)



ภาพผนวกที่ ง11 การแตกร้าวที่น้ำหนักบรรทุก 50,000 N (ระดับสนิม 14%)



ภาพผนวกที่ ง12 การแตกร้าวในสภาวะประลัยที่น้ำหนักบรรทุก 56,320 N (ระดับสนิม 14%)

ประวัติการศึกษา และการทำงาน

ชื่อ –นามสกุล	นายธันยธร อมตวีระกุล
วัน เดือน ปี ที่เกิด	21 ธันวาคม 2524
สถานที่เกิด	อำเภอขุขันธ์ จังหวัดศรีสะเกษ
ประวัติการศึกษา	วศ.บ. (โยธา) มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี