



ใบรับรองวิทยานิพนธ์
บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา)

ปริญญา

วิศวกรรมโยธา

วิศวกรรมโยธา

สาขา

ภาควิชา

เรื่อง พฤติกรรมการรับแรงดึงแบบสถิตและแบบวัฏจักรของสมอยึดคอนกรีตประเภทฝังในที่
โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

Behavior of Cast-in-Place Anchors under Static and Cyclic Tension Loading using Finite
Element Method

นามผู้วิจัย นายวเรชชัญ สุวรรณ

ได้พิจารณาเห็นชอบโดย

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์กิจพัฒน์ ภู่วรรณ, Ph.D.)

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์วันชัย ยอดสุดใจ, D.Eng.)

หัวหน้าภาควิชา

(รองศาสตราจารย์ก่อโชค จันทรวงกูร, Ph.D.)

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์รับรองแล้ว

(รองศาสตราจารย์กัญญา ชีระกุล, D.Agr.)

คณบดีบัณฑิตวิทยาลัย

วันที่ เดือน พ.ศ.

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

วิทยานิพนธ์

เรื่อง

พฤติกรรมการรับแรงดึงแบบสถิตและแบบวัฏจักรของสมอยึดคอนกรีตประเภทฝังในที่
โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

Behavior of Cast-in-Place Anchors under Static and Cyclic Tension Loading
using Finite Element Method

โดย

นายวรเชษฐ์ สุวรรณ

เสนอ

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

เพื่อความสมบูรณ์แห่งปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา)

พ.ศ. 2554

วรเชษฐ์ สุวรรณ 2554: พฤติกรรมการรับแรงดึงแบบสถิตและแบบวัฏจักรของสมอยึดคอนกรีตประเภทฝังในที่โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ปรินญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา) สาขาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก: ผู้ช่วยศาสตราจารย์กิจพัฒน์ ภู่วรรณ, Ph.D. 143 หน้า

การศึกษานี้แนะนำเสนอผลการวิเคราะห์พฤติกรรมการรับแรงดึงแบบสถิตและแบบวัฏจักรของสมอยึดคอนกรีตฝังในที่ประเภทสลักเกลียว (Headed Bolt) แบบเดี่ยวที่ฝังอยู่ในคอนกรีตไม่ร้าวโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยทำการศึกษาถึงกำลัง, กลไกการวิบัติ และแนวการแตกร้าวของคอนกรีต ในการวิเคราะห์ได้จำลองสลักเกลียวแบบเดี่ยวที่ฝังอยู่ในคอนกรีตไม่ร้าวเป็นแบบ 3 มิติ โดยใช้เอลิเมนต์ที่แตกต่างกันตามความเหมาะสมของคุณสมบัติทางวิศวกรรม คอนกรีตและสลักเกลียวจะถูกจำลองเป็นชิ้นส่วนทรงตัน (Solid element) โดยพิจารณาคุณสมบัติของวัสดุเป็นแบบไร้เชิงเส้น (Nonlinear material) พฤติกรรมการสัมผัสของสลักเกลียวกับคอนกรีตถูกจำลองโดยชิ้นส่วนแบบสัมผัส (Contact Element) ซึ่งเป็นเอลิเมนต์ที่ไม่มี ความหนา แบบจำลองวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ จะจำลองเพียง 1 ใน 6 ของทั้งหมด เพื่อลดเวลาในการวิเคราะห์ น้ำหนักที่กระทำต่อแบบจำลองนั้นจะกระทำที่ปลายก้านของสลักเกลียวตามแนวแกนแบบวัฏจักร โดยมีความถี่เท่ากับ 0.5 เฮิรซ์ ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่าแบบจำลองสามารถทำนายพฤติกรรมการรับแรงดึงแบบสถิตและแบบวัฏจักรของสลักเกลียวแบบเดี่ยวที่ฝังอยู่ในคอนกรีตไม่ร้าวได้ โดยแรงดึงประลัยและการเคลื่อนตัวที่ได้จากแบบจำลองมีค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบ

การศึกษานี้ยังได้ศึกษาถึงตัวแปรที่มีอิทธิพลต่อกำลังรับแรงดึงประลัยของสมอยึดคอนกรีต โดยพบว่าเมื่อเพิ่มระยะฝังของสมอยึดคอนกรีตขึ้น 2 เท่า จะทำให้แรงดึงประลัยเพิ่มขึ้น 2.66 เท่า แต่เมื่อทำการเพิ่มกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตขึ้น 2 เท่า จะทำให้แรงดึงประลัยเพิ่มขึ้นเพียง 1.32 เท่านั้น ดังนั้นจึงสามารถสรุปได้ว่าระยะฝังของสมอยึดคอนกรีตมีอิทธิพลต่อกำลังรับแรงดึงประลัยของสมอยึดมากกว่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต

Worachet Suwan 2011: Behavior of Cast-in-Place Anchors under Static and Cyclic Tension Loading using Finite Element Method. Master of Engineering (Civil Engineering), Major Field: Civil Engineering, Department of Civil Engineering. Thesis Advisor: Assistant Professor Kitjapat Phuvoravan, Ph.D. 143 pages.

The purpose of this research is to study the nonlinear analytical results on behavior of single cast-in-place anchors (Headed Anchor) in originally uncracked concrete under cyclic loading by finite elements method. The pull-out behavior such as strength, failure mode, and crack patterns of the anchorage are investigated. The anchorage problem were analyzed as a three-dimension (3D) analysis model utilizing various elements for different materials. Concrete and headed anchor were represented by 3-D solid elements, incorporating nonlinear property for both materials. The contact interface between concrete and headed anchor were modeled by zero thickness contact elements. In order to save computational time, the analysis was one-sixth symmetric modeling. Cyclic tension load was applied on the top of shank of headed anchor at a frequency of 0.5 Hz. The analysis results revealed that the model could well predict the behavior of headed anchor in uncracked concrete under both static and cyclic loadings. The ultimate tension loads and displacements obtained from the analyses were in acceptable accuracy comparing to the experimental results.

This study also investigated the parameters that influenced to ultimate tensile strength of anchors embedded in concrete. It was found that when the effective depth is increased 2 times, the ultimate tensile strength increased by 2.66 times. However, when the ultimate compressive strength of concrete is increased 2 times, the ultimate tensile strength morely increased 1.32 times. Thus, it canbe concluded that, when comparing to the ultimate compressive strength of concrete, the effective depth has greater influence on the ultimate tensile strength of embedded anchors.

Student's signature

Thesis Advisor's signature

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.กิจพัฒน์ ภู่วรรณ อาจารย์ที่ปรึกษา
วิทยานิพนธ์หลัก และ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.วันชัย ยอดสุดใจ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม ที่
ให้คำปรึกษาในการเรียน การค้นคว้าวิจัย ตลอดจนการแก้ไขวิทยานิพนธ์ จนกระทั่งเสร็จสมบูรณ์

ขอกราบขอบพระคุณ คณาจารย์ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ทุกท่าน
ที่ได้อบรมสั่งสอนให้ความรู้ทางทฤษฎี และปลูกฝังแนวความคิดในการสร้างสรรค์ให้เกิดสิ่งดีๆ
ต่างๆมากมาย ขอบขอบคุณเพื่อนๆ นิสิตปริญญาโท วิศวกรรมโครงสร้างทุกคน ที่ให้ความช่วยเหลือใน
ระหว่างการทำวิจัย

ด้วยความดีหรือประโยชน์อันใดเนื่องจากวิทยานิพนธ์เล่มนี้ ขอมอบแด่คุณพ่อ คุณแม่ ที่ได้
อบรมและให้กำลังใจผู้วิจัยมาตลอดในทุกเรื่อง

วรเชษฐ์ สุวรรณ
พฤษภาคม 2554

สารบัญ

	หน้า
สารบัญ	(1)
สารบัญตาราง	(2)
สารบัญภาพ	(3)
คำนำ	1
วัตถุประสงค์	3
การตรวจเอกสาร	4
อุปกรณ์และวิธีการ	47
อุปกรณ์	47
วิธีการ	47
ผลและวิจารณ์	74
สรุปและข้อเสนอแนะ	98
สรุป	98
ข้อเสนอแนะ	100
เอกสารและสิ่งอ้างอิง	101
ภาคผนวก	103
ประวัติการศึกษาและการทำงาน	143

สารบัญตาราง

ตารางที่		หน้า
1	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด ของคอนกรีต	52
2	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด ของ Headed anchor	53
3	ชนิดของชิ้นส่วนสำหรับแบบจำลอง	56
4	ส่วนประกอบของระบบพิกัดฉาก (Cartesian coordinate system) และระบบพิกัดทรงกระบอก (Cylindrical coordinate system)	61
5	รายละเอียดและจำนวนของเอลิเมนต์ที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง	71
6	อัตราส่วนแรงดึงประลัยจากแบบจำลองเทียบกับผลการทดสอบของ Hoehler (2006)	75
7	ผลของระยะห่างระหว่างสมอียึดคอนกรีตถึงแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (Clear Spacing) ต่อแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์	83
8	ผลของกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) ต่อกำลังรับแรงดึงประลัยของสมอียึดคอนกรีต เมื่อคอนกรีตทุกแบบจำลองเป็นคอนกรีตธรรมดา	87
9	ผลของกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) ต่อกำลังรับแรงดึงประลัยของสมอียึดคอนกรีต เมื่อคอนกรีตที่ค่า $f'_c = 45$ MPa และ 55 MPa เป็นคอนกรีตกำลังสูง	89
10	ผลของกำลังระยะฝังของสมอียึดคอนกรีต (h_{ef}) ต่อกำลังรับแรงดึงประลัยของสมอียึดคอนกรีต	93
11	อิทธิพลของระยะห่างระหว่างสมอียึดคอนกรีตถึงแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (Clear Spacing) ต่อแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์	95
12	อิทธิพลของกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) ต่อกำลังรับแรงดึงประลัยของสมอียึดคอนกรีต เมื่อคอนกรีตทุกแบบจำลองเป็นคอนกรีตธรรมดา	96
13	อิทธิพลของกำลังระยะฝังของสมอียึดคอนกรีต (h_{ef}) ต่อกำลังรับแรงดึงประลัยของสมอียึดคอนกรีต	96

สารบัญภาพ

ภาพที่	หน้า
1 องค์ประกอบพื้นฐานของรอยต่อระหว่างคอนกรีตและเหล็กรูปพรรณ	4
2 กลไกการถ่ายแรงดึงจากสมอยึดคอนกรีต (Anchors) ไปยังคอนกรีต	4
3 ตัวอย่างของ Cast-in-Place Anchors	5
4 ตัวอย่างของ Undercut anchors	6
5 ตัวอย่างของ mechanical expansion anchors	7
6 ตัวอย่างของ bonded anchors	7
7 แรงที่กระทำต่อสลักยึดคอนกรีต (Anchors)	8
8 กลไกการวิบัติภายใต้แรงดึง	8
9 ระยะเวลาการวิบัติรูปกรวยนี้มีมุมเอียงประมาณ 35 องศากับสลักยึดคอนกรีต (Anchors)	10
10 ลักษณะการกำหนดค่า h_{ef} สำหรับสลักยึดคอนกรีตแต่ละประเภท	11
11 กลไกการวิบัติสลักยึดคอนกรีต (Anchors) ภายใต้แรงเฉือน	14
12 พฤติกรรมการรับแรงอัดในแกนเดียวของคอนกรีต	18
13 รูปแบบรอยแตกร้าวขนาดเล็กของคอนกรีตภายใต้แรงดึง	19
14 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น- ความเครียดภายใต้แรงอัดแกนเดียวของคอนกรีตกำลังปกติ	23
15 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น- ความเครียดภายใต้แรงอัดแกนเดียวของคอนกรีตกำลังสูง	25
16 พื้นผิวการวิบัติ Failure Surface สำหรับคอนกรีต	26
17 กำลังรับแรงดึงของคอนกรีต	29
18 การแบ่งเอลิเมนต์ในวัสดุที่มีความต่อเนื่อง	31
19 การแบ่งรูปร่างของปัญหาออกเป็นเอลิเมนต์ขนาดต่างๆกัน	32
20 รูปร่างของเอลิเมนต์สามเหลี่ยม	33
21 การวิเคราะห์ความเค้นสัมผัส	37
22 การสัมผัสแบบเส้นของวัตถุทรงกระบอกสองอัน	40
23 แบบจำลองการแตกร้าว	44

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า	
24	ขนาดของแท่งคอนกรีต	48
25	ขนาดของสลักเกลียว (Headed Bolt) ชนิด M20 (เกรด10.9)	49
26	แสดงน้ำหนักที่กระทำต่อสลักเกลียว (Headed Bolt) แบบวัฏจักร ที่ทดสอบโดย Hoehler (2006)	50
27	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด ของคอนกรีต	53
28	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด ของ Headed anchor	54
29	เอลิเมนต์ของคอนกรีต (Solid65)	55
30	เอลิเมนต์ของสมอยึดคอนกรีต (Solid45)	55
31	รูปร่างของเอลิเมนต์แบบจุดสัมผัสพื้นผิว	56
32	ความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนของเอลิเมนต์ย่อยและการเคลื่อนตัวที่บริเวณ Bearing area	58
33	การทดสอบดึงสลักยึดคอนกรีตประเภทฝังในที่แบบสถิตและแบบวัฏจักรจักร	59
34	แสดงการแบ่งแบบทดสอบเป็นหนึ่งในหกส่วนเพื่อทำการสร้างแบบจำลอง	60
35	แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์แบบหนึ่งในหกส่วน	60
36	ขนาดของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์	61
37	ระบบพิกัดทรงกระบอก (Cylindrical coordinate system) และระบบพิกัด ทรงกระบอก (Cylindrical coordinate system)	62
38	สภาพการยึดรั้งบริเวณแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (Bearing plate)	63
39	สภาพการยึดรั้งของแบบจำลองหนึ่งในหกของแบบทดสอบจริง	63
40	น้ำหนักที่กระทำในแบบจำลอง	64
41	ขั้นตอนการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกทุกสำหรับ 2 Load increments	65
42	Incremental load method without correction	66
43	Newton-raphson iterative solution for 2 load increments	68
44	Integration points ในเอลิเมนต์คอนกรีต	69
45	สัญลักษณ์แสดงการแตกร้าว	69
46	รายละเอียดของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์	70

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
47	รายละเอียดการสัมผัสของแผ่นเหล็กรับน้ำหนักกับคอนกรีต	72
48	รายละเอียดการสัมผัสของสมอยึดคอนกรีตคอนกรีตกับคอนกรีต	73
49	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงและการเคลื่อนตัวของสมอยึดคอนกรีต	74
50	การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 9.12 KN	76
51	ลักษณะการเพิ่มขึ้นของการแตกร้าวของคอนกรีตเนื่องมาจากการเพิ่มแรงดึงที่แรงดึงเท่ากับ 42.173 KN	77
52	การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 84.062 KN	77
53	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงและการเคลื่อนตัวของสมอยึดคอนกรีตเมื่อ $N_{max} = 0.79N_u$ (Test; Hoehler 2006)	79
54	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงและการเคลื่อนตัวของสมอยึดคอนกรีตเมื่อ $N_{max} = 0.90N_u$ (Test; Hoehler 2006)	80
55	เรขาคณิตของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ใช้ในการศึกษาตัวแปรที่มีผลต่อแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์	81
56	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงประลัยและอัตราส่วนระหว่างระยะห่างของสมอยึดคอนกรีตถึงแผ่นเหล็กรับน้ำหนักกับระยะฝั่งของสมอยึดคอนกรีต	84
57	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงและการเคลื่อนตัวของสมอยึดคอนกรีตภายใต้ผลของระยะห่างระหว่างสมอยึดคอนกรีตถึงแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (Clear Spacing)	84
58	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงและการเคลื่อนตัวของสมอยึดคอนกรีตภายใต้ผลของของกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) เมื่อคอนกรีตทุกแบบจำลองเป็นคอนกรีตธรรมดา	87
59	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงประลัยและกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) เมื่อคอนกรีตทุกแบบจำลองเป็นคอนกรีตธรรมดา	88
60	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงและการเคลื่อนตัวของสมอยึดคอนกรีตภายใต้ผลของกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) เมื่อคอนกรีตที่ค่า $f'_c = 45$ MPa และ 55 MPa เป็นคอนกรีตกำลังสูง	90

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
61	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงประลัยและกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตเมื่อคอนกรีตที่ค่า $f'_c = 45 \text{ Mpa}$ และ 55 Mpa เป็นคอนกรีตกำลังสูง	90
62	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงประลัยและระยะฝั่งของสมอยืดคอนกรีต	93
63	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงและการเคลื่อนตัวของสมอยืดคอนกรีตภายใต้ผล ฝั่งของสมอยืดคอนกรีต (h_{ef})	94
64	ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนแรงดึงประลัยและอัตราส่วนค่าตัวแปร	97
ภาพผนวกที่		
1	การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 5.319 KN ของแบบจำลอง VFCT	105
2	การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 34.195 KN ของแบบจำลอง VFCT	105
3	การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 56.277 KN ของแบบจำลอง VFCT	106
4	การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 9.12 KN ของแบบจำลอง VFR	107
5	การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 42.173 KN ของแบบจำลอง VFR	107
6	การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 84.062 KN ของแบบจำลอง VFR	108
7	การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 9.12 KN ของแบบจำลอง 0.5H100FC25	109
8	การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 91.186 KN ของแบบจำลอง 0.5H100FC25	109
9	การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 151.607 KN ของแบบจำลอง 0.5H100FC25	110

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพผนวกที่	หน้า
10 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 9.12 KN ของแบบจำลอง 1.0H100FC25	111
11 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 78.648 KN ของแบบจำลอง 1.0H100FC25	111
12 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 131.079 KN ของแบบจำลอง 1.0H100FC25	112
13 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 9.12 KN ของแบบจำลอง 1.5H100FC25	113
14 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 59.529 KN ของแบบจำลอง 1.5H100FC25	113
15 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 116.277 KN ของแบบจำลอง 1.5H100FC25	114
16 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 9.12 KN ของแบบจำลอง 2.0H100FC25	115
17 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 61.550 KN ของแบบจำลอง 2.0H100FC25	115
18 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 102.310 KN ของแบบจำลอง 2.0H100FC25	116
19 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 9.12 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC25	117
20 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 42.173 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC25	117
21 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 91.186 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC25	118
22 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 9.12 KN ของแบบจำลอง 3.0H100FC25	119

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพผนวกที่	หน้า
23 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 51.292 KN ของแบบจำลอง 3.0H100FC25	119
24 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 85.202 KN ของแบบจำลอง 3.0H100FC25	120
25 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 9.12 KN ของแบบจำลอง NBP	121
26 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 55.851 KN ของแบบจำลอง NBP	121
27 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 92.648 KN ของแบบจำลอง NBP	122
28 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 6.839 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC15	123
29 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 42.173 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC15	123
30 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 69.540 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC15	124
31 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 10.638 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC35	125
32 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 61.550 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC35	125
33 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 102.584 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC35	126
34 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 12.538 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC45NC	127
35 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 68.389 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC45NC	127

สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพผนวกที่	หน้า
36 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 114.780 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC45NC	128
37 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 13.678 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC55NC	129
38 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 75.228 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC55NC	129
39 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 125.380 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC55NC	130
40 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 15.957 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC45HSC	131
41 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 93.465 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC45HSC	131
42 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 155.301 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC45HSC	132
43 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 17.097 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC55HSC	133
44 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 101.444 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC55HSC	133
45 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 168.709 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC55HSC	134
46 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 2.280 KN ของแบบจำลอง 2.5H25FC25	135
47 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 6.326 KN ของแบบจำลอง 2.5H25FC25	135
48 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 10.885 KN ของแบบจำลอง 2.5H25FC25	136

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพผนวกที่	หน้า
49 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 4.559 KN ของแบบจำลอง 2.5H50FC25	137
50 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 17.609 KN ของแบบจำลอง 2.5H50FC25	137
51 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 31.155 KN ของแบบจำลอง 2.5H50FC25	138
52 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 10.638 KN ของแบบจำลอง 2.5H150FC25	139
53 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 101.444 KN ของแบบจำลอง 2.5H150FC25	139
54 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 169.848 KN ของแบบจำลอง 2.5H150FC25	140
55 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 12.538 KN ของแบบจำลอง 2.5H200FC25	141
56 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 145.897 KN ของแบบจำลอง 2.5H200FC25	141
57 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 242.782 KN ของแบบจำลอง 2.5H200FC25	142

พฤติกรรมการรับแรงดึงแบบสถิตและแบบวัฏจักรของของสมอยึดคอนกรีต ประเภทฝังในที่ โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

Behavior of Cast-in-Place Anchors under Static and Cyclic Tension Loading using Finite Element Method

คำนำ

ระบบโครงสร้างที่ประกอบด้วยของค์อาคารที่เป็นวัสดุต่างชนิดกัน เช่น เหล็กกับคอนกรีต มีการก่อสร้างกันอย่างแพร่หลาย เช่น ในโรงงานอุตสาหกรรม, งานสะพาน, งานอาคาร และงานทาง เป็นต้น เมื่อจะต้องนำของค์อาคารต่างๆมาประกอบกัน เพื่อที่จะได้โครงสร้างตามที่ต้องการ จุดที่ของค์อาคารมาประกอบกัน หรือจุดต่อ (Joint) จะใช้สมอยึดคอนกรีต (Anchors) มาติดตั้งเพื่อยึดโครงสร้างทั้งสองชนิดเข้าด้วยกันและยังทำหน้าที่ในการถ่ายแรงระหว่างโครงสร้างทั้งสองชนิดด้วย ที่จุดต่อ (Joint) นั้นจะต้องออกแบบโดยพิจารณาถึงแรงที่กระทำต่อจุดต่อไม่ว่า แรงดึง (Tension), แรงกด (Compression), แรงเฉือน (Shear), โมเมนต์คด (Bending Moment), โมเมนต์บิด (Torsion)

ในความเป็นจริงโครงสร้างจะไม่ได้รับแรงแบบสถิตเพียงอย่างเดียวแต่โครงสร้างจะถูกแรงแบบวัฏจักรกระทำอีกด้วย เช่น แรงที่เกิดจากเครื่องจักรกล แผ่นดินไหว เป็นต้น ดังนั้นในการออกแบบสมอยึดคอนกรีต (Anchors) และจุดต่อ (Joint) จะต้องคำนึงถึงพฤติกรรมและความสามารถในการต้านทานทั้งแรงแบบสถิตและแบบวัฏจักร

การติดตั้งสมอยึดคอนกรีต (Anchors) สามารถทำได้ 2 ลักษณะใหญ่ๆคือ (1) ระบบฝังในที่ (Cast-in-Place system) ซึ่งเป็นการติดตั้งสมอยึดคอนกรีต (Anchors) ก่อนการเทคอนกรีต และ (2) ระบบติดตั้งภายหลัง (Post-installed system) ซึ่งเป็นการติดตั้งสมอยึดคอนกรีต (Anchors) เข้าไปในคอนกรีตที่แข็งตัวแล้ว (Hardened concrete)

วิทยานิพนธ์นี้ได้เสนอวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรงดึงแบบสถิตและแบบวัฏจักรของของค์อาคารประเภทฝังในที่แบบเดียว ชนิดสลักเกลียว(Headed Bolt) โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยทำการศึกษาถึงกำลัง, กลไกการวิบัติ และแนวการแตกร้าวของคอนกรีต

โดยใช้โปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์เป็นเครื่องมือช่วยในการศึกษาและวิเคราะห์ โดยใช้เอลิเมนต์ที่มีอยู่แล้วในโปรแกรมมาใช้ในการวิเคราะห์และจำลองเพื่อศึกษาพฤติกรรมของแบบจำลอง การวิเคราะห์โดยวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์มีประโยชน์อย่างมากต่อความเข้าใจพฤติกรรมของแบบจำลอง โดยที่ไม่ต้องใช้วิธีการทดสอบจริงในห้องปฏิบัติการ ซึ่งเป็นวิธีที่เสียค่าใช้จ่ายสูง และเสียเวลา ซึ่งหากการวิเคราะห์ให้ผลที่สอดคล้องกับผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการแล้ว ก็สามารถนำแบบจำลองนี้ไปใช้ทำนายพฤติกรรมของโครงสร้างจริงที่ถูกต้องกระทำโดยแรงดึงแบบสถิตและแบบวัฏจักรได้



วัตถุประสงค์

1. เพื่อศึกษาวิธีการสร้างแบบจำลองโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ในการทำนายพฤติกรรมการรับแรงดึงแบบสถิตและแบบวิถัจกรจักรของสมอยึดคอนกรีตประเภทฝังในที่แบบเดี่ยว ชนิดสลักเกลียว (Headed Bolt)
2. เพื่อศึกษาวิธีการสร้างแบบจำลองโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ในการทำนายพฤติกรรมการรับแรงดึงแบบสถิตและแบบวิถัจกรจักรของสมอยึดคอนกรีตประเภทฝังในที่แบบเดี่ยว ชนิดสลักเกลียว (Headed Bolt)
3. เพื่อศึกษาผลของตัวแปรที่มีผลต่อพฤติกรรมการรับแรงดึงแบบสถิตของสมอยึดคอนกรีตประเภทฝังในที่แบบเดี่ยว ชนิดสลักเกลียว (Headed Bolt) โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

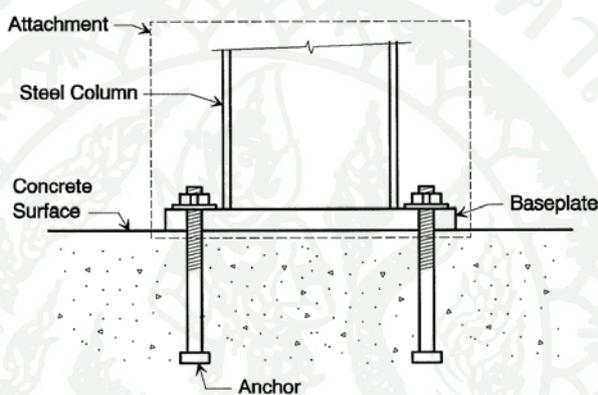
ขอบเขตการศึกษา

วิทยานิพนธ์นี้จะนำเสนอพฤติกรรมการรับแรงดึงแบบสถิตและแบบวิถัจกรจักรของสมอยึดคอนกรีตประเภทฝังในที่แบบเดี่ยว ชนิดสลักเกลียว (Headed Bolt) โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ที่เหมาะสม เพื่อให้มาซึ่งผลลัพธ์ที่ถูกต้องที่สุด โดยข้อมูลของคอนกรีต, สลักเกลียว (Headed Bolt) และรูปแบบของน้ำหนักที่กระทำที่ใช้ในวิทยานิพนธ์นี้ได้อ้างอิงกับบทความที่มีผลการทดสอบและข้อมูลเพียงพอสำหรับนำมาใช้ในการสร้างแบบจำลอง ซึ่งการศึกษาและสร้างแบบจำลองในวิทยานิพนธ์นี้ได้ทำการเปรียบเทียบและอ้างอิงกับบทความของ Hoehler (2006) ซึ่งได้ทำการทดสอบจริงในห้องปฏิบัติการ การสร้างแบบจำลองได้พิจารณาคุณสมบัติของวัสดุ (Material property) เป็นแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinearity) และพิจารณาถึงกลศาสตร์การสัมผัส (Contact Mechanic) ระหว่างสลักเกลียว (Headed Bolt) กับคอนกรีต

วิทยานิพนธ์นี้จะศึกษาผลของตัวแปรที่มีผลต่อพฤติกรรมการรับแรงดึงของสมอยึดคอนกรีต โดยในการวิเคราะห์นี้ได้พิจารณาผลของระยะห่างระหว่างสมอยึดคอนกรีตถึงแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (Clear Spacing) รวมทั้งผลกระทบของค่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) และระยะฝังของสมอยึดคอนกรีต (Effective Depth : h_{ef})

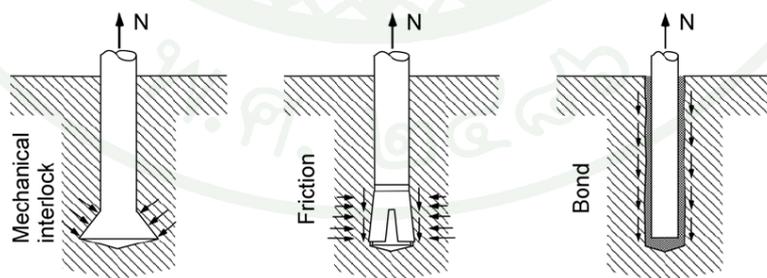
การตรวจเอกสาร

สมอยึดคอนกรีต (Anchors) เป็นวัสดุก่อสร้างอีกชนิดหนึ่งที่มีการค้นคิดและพัฒนาอย่างมาก ได้มีการค้นคว้าและพัฒนาออกมาหลายรูปแบบเพื่อให้สมอยึดคอนกรีต (Anchors) แต่ละชนิดเหมาะสมกับการใช้งานติดตั้งกับคอนกรีตหรือคอนกรีตเสริมเหล็กได้อย่างมีประสิทธิภาพ ถือเป็นทางเลือกหนึ่งในการออกแบบเพื่อต่อเติมโครงสร้างที่ได้รับความนิยมเป็นอย่างสูง จึงส่งผลให้มีความวิจัยที่เกี่ยวข้องเป็นจำนวนมาก



ภาพที่ 1 องค์ประกอบพื้นฐานของรอยต่อระหว่างคอนกรีตและเหล็กรูปพรรณ

ที่มา: Klingner et al. (1998)



ภาพที่ 2 กลไกการถ่ายแรงดึงจากสมอยึดคอนกรีต (Anchors) ไปยังคอนกรีต

ที่มา: Eligehausen et al. (2006)

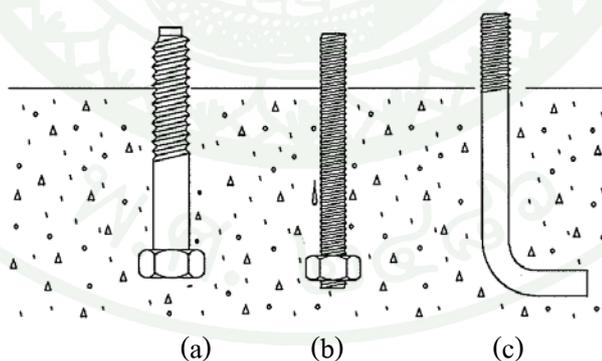
สมอยึดคอนกรีต (Anchors) ทำหน้าที่ในการถ่ายแรงและยึดระหว่างชิ้นส่วน โครงสร้างคอนกรีตหรือรอยต่อระหว่างคอนกรีตและเหล็กรูปพรรณ ดังแสดงในภาพที่ 1 โดยกลไกการถ่ายแรงจากสมอยึดคอนกรีต (Anchors) ไปยังคอนกรีตสามารถจำแนกได้ 3 ประเภท คือ 1) การขัดลึ่อกเชิงกล (Mechanical interlock) 2) แรงเสียดทาน (Friction) 3) แรงยึดเหนี่ยว (Bond) ดังแสดงในภาพที่ 2

ประเภทของสมอยึดคอนกรีต

โดยทั่วไปการจำแนกประเภทของสมอยึดคอนกรีต (Anchors) จำแนกตามลักษณะการติดตั้งสมอยึดคอนกรีต (Anchors) ซึ่งจำแนกได้ 2 ประเภทใหญ่ๆคือ

1. ระบบฝังในที่ (Cast-in-Place System)

ระบบฝังในที่ (Cast-in-Place System) เป็นการติดตั้งสมอยึดคอนกรีต (Anchors) ก่อนเทคอนกรีต ใช้การถ่ายแรงโดย Bearing action เป็นหลัก ตัวอย่างของปลั๊กฝังคอนกรีต (Anchors) ประเภทนี้ดังภาพที่ 3 ได้แก่ Headed bolt (a), L Bolt (b), J bolts(c) เป็นต้น (เหมาะสำหรับรับแรงดึง)



ภาพที่ 3 ตัวอย่างของ Cast-in-Place Anchors

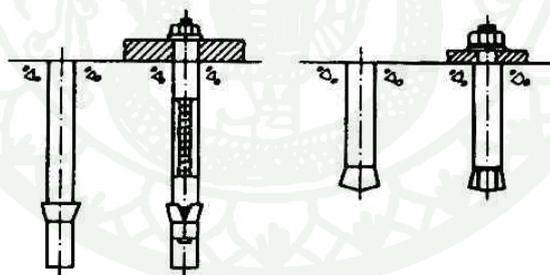
ที่มา: Klingner et al. (1998)

2. ระบบติดตั้งภายหลัง (Post-installed)

ระบบติดตั้งภายหลัง (Post-installed) เป็นการติดตั้งสมอยึดคอนกรีต (Anchors) เข้าไปในคอนกรีตที่แข็งตัวแล้ว (Hardened Concrete) สามารถจำแนกออกเป็น 2 ประเภทตามลักษณะการถ่ายแรงได้แก่

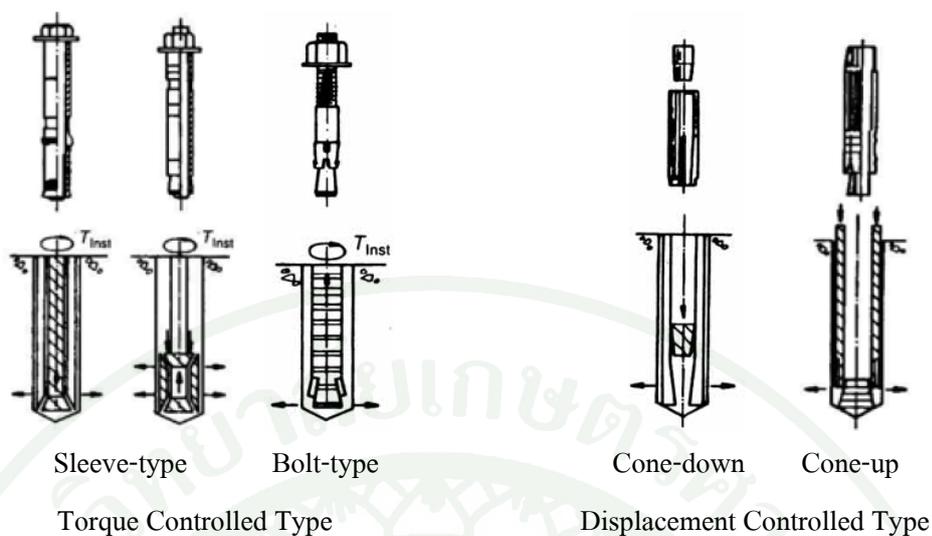
2.1 ระบบเชิงกล (Mechanical system)

สมอยึดคอนกรีต (Anchors) ที่อาศัยการถ่ายแรงเชิงกลได้แก่ Undercut Anchor ซึ่งใช้ Bearing Action ในการถ่ายแรงดึง ภาพที่ 4 และ Expansion Anchor ซึ่งอาศัยแรงเสียดทานในการถ่ายแรง Expansion Anchor สามารถจำแนกได้เป็น 2 ประเภทดังในภาพที่ 5 คือ Torque Controlled Type และ Displacement Controlled Type หลักการทำงานของ Expansion Anchor คือ อาศัยหลักการเคลื่อนที่ขึ้น (ในกรณี Torque-controlled) หรือการเคลื่อนที่ลง (ในกรณี Deformation-controlled) ของ Cone ซึ่งทำให้ปลอก (Sleeve) เกิดการขยายตัวด้านข้าง ซึ่งด้วยแรงนี้เอง ทำให้เกิดแรงเสียดทานซึ่งเป็นกลไกสำคัญในการถ่ายแรงของ expansion anchor



ภาพที่ 4 ตัวอย่างของ Undercut anchors

ที่มา: Eligehausen et al. (2006)

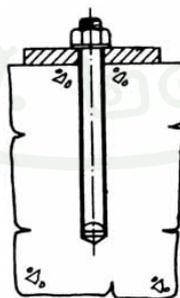


ภาพที่ 5 ตัวอย่างของ mechanical expansion anchors

ที่มา: Eligehausen et al. (2006)

2.2 ระบบแรงยึดเหนี่ยว (Bond system หรือ Adhesive system)

สลักยึดคอนกรีตแบบระบบแรงยึดเหนี่ยว (Bonded Anchor) อาศัยการถ่ายเทแรงโดยผ่านทางแรงยึดเหนี่ยวที่พื้นผิวของสลักยึดคอนกรีต (Anchors) กับมอร์ต้า ซึ่งมี 2 ประเภท คือ Resin (Polymeric Based System) หรือ วัสดุประสาน (Cementitious Based System) หรือ Grouted Anchor ดังในภาพที่ 6 Bonded Anchor จำแนกได้เป็น 2 ประเภทหลัก คือ 1) Capsule-type Anchor 2) Injection-type Anchor

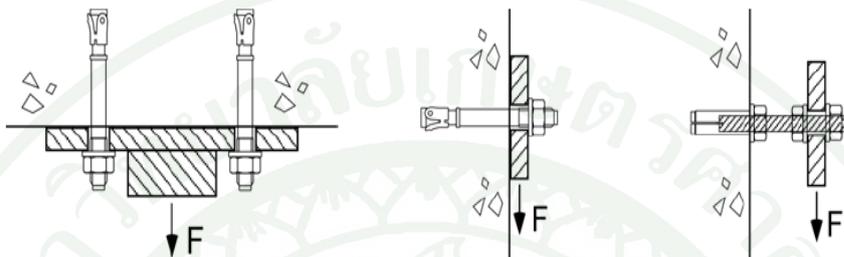


ภาพที่ 6 ตัวอย่างของ bonded anchors

ที่มา: Eligehausen et al. (2006)

กลไกและพฤติกรรมการวิบัติของสมอยึดคอนกรีต

สลักยึดคอนกรีต (Anchors) อาจต้องรับแรงดึง, แรงเฉือน, แรงกระทำร่วมกันระหว่างแรงดึงกับแรงเฉือน หรือโมเมนต์ดัด ดังภาพที่ 7

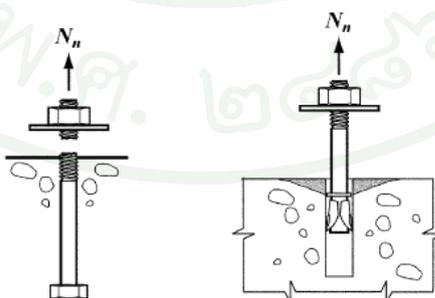


ภาพที่ 7 แรงที่กระทำต่อสลักยึดคอนกรีต (Anchors)

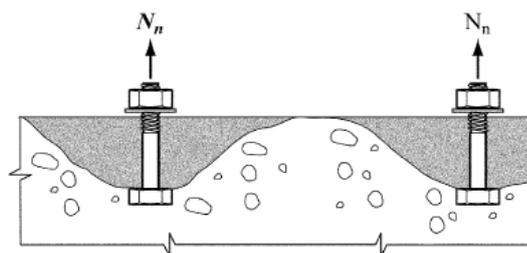
ที่มา: Eligehausen et al. (2006)

1. การวิบัติภายใต้แรงดึง

โดยเป็นกลไกการวิบัติของสลักยึดคอนกรีต (Anchors) ภายใต้แรงดึงสามารถแบ่งออกได้เป็น 3 ประเภทหลักคือ 1. การวิบัติที่เกิดขึ้นกับคอนกรีต (Concrete Failure) 2. การวิบัติที่เกิดขึ้นกับสลักยึดคอนกรีต (Steel Failure) และ 3.การวิบัติที่ผิวสัมผัสคอนกรีต-สลักยึดคอนกรีต ดังนี้



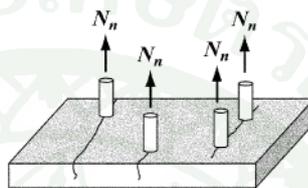
ภาพที่ 8 กลไกการวิบัติภายใต้แรงดึง



(c)



(d)



(e)

ภาพที่ 8 (ต่อ)

ที่มา: ACI 318 (2005)

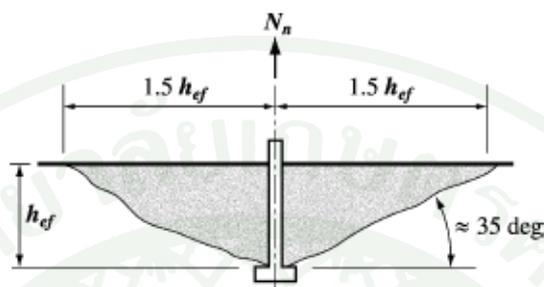
1.1 การวิบัติที่เกิดกับคอนกรีต (Concrete Failure) ภายใต้แรงดึง

การวิบัติที่เกิดกับคอนกรีต ภายใต้แรงดึงแบ่งออกได้เป็น 3 ประเภท คือ

1.1.1 Concrete breakout

เป็นการวิบัติที่เกิดจากรอยร้าวในคอนกรีตแพร่จากส่วนหัวของสลักยึดคอนกรีต (Anchors) มาที่พื้นผิวทางด้านบน การวิบัติจะเป็นทรงปริซึมสมมาตรรอบแกนของสลักยึดคอนกรีต (Anchors) ดังแสดงในภาพที่ 8(c) การวิบัติแบบนี้มักเกิดกับ Headed Anchor, Undercut Anchor และ Expansion Anchor ที่มีการถ่ายเทแรงแบบ Bearing Action และมีระยะฝังน้อย ไม่เพียงพอที่จะทำให้ สลักยึดคอนกรีต (Anchors) เกิดการครากได้ สำหรับวิธีการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักดึงประลัยของสมอยึดคอนกรีตภายใต้การวิบัติแบบ Concrete breakout หรือ Concrete-cone Failure นั้นสามารถหาได้อยู่สองวิธี คือ วิธี Concrete Capacity Design (CCD) ซึ่งเสนอโดย Fuchs et al. (1995) ดังสมการที่ 1 และวิธีตามมาตรฐานการออกแบบของ American Concrete Institute

(ACI318-05) ดังสมการที่ 2 โดยทั้งสองวิธีนี้ได้อธิบาย ว่าระนาบการวิบัติทรงปริซึมนี้มีมุมเอียงประมาณ 35 องศา กับสลักเกลียว และการวิบัติทรงปริซึมมีระยะจากระนาบการวิบัติถึงจุดศูนย์กลางของสมอียึดคอนกรีตเท่ากับ $1.5 h_{ef}$ ดังภาพที่ 9



ภาพที่ 9 ระนาบการวิบัติรูปกรวยนี้มีมุมเอียงประมาณ 35 องศา กับสลักยึดคอนกรีต (Anchors)

ที่มา: ACI 318 (2005)

$$N_{u,c}^0 = k f_{cc,200}^{0.5} h_{ef}^{1.5} \quad (1)$$

เมื่อ

- $N_{u,c}^0$ = แรงดึงประลัยที่ทำให้วิบัติแบบ Concrete breakout, N
- k = 13.5 สำหรับ post-installed anchors เสนอ โดย Eligehausen et al., 1987
 = 15.5 สำหรับ cast-in situ headed studs and headed anchors เสนอ โดย Eligehausen et al., 1992
- $f'_{cc,200}$ = กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตทรงลูกบาศก์ (200 mm.), N/mm^2
- h_{ef} = ความลึกประสิทธิผล, mm. (ดังภาพที่ 10)

$$N_{cb} = k \sqrt{f'_c} h_{ef}^i \quad (2)$$

เมื่อ

- N_{cb} = แรงดึงประลัยที่ทำให้วิบัติแบบ Concrete breakout, N
- f'_c = กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตทรงกระบอก, N/mm^2

สำหรับ $h_{ef} < 280$ mm.

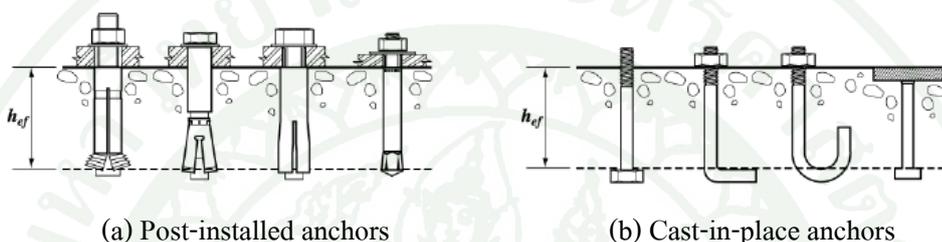
$k = 12.5$ สำหรับ cast-in situ headed studs and headed anchors

$i = 1.5$

สำหรับ 280 mm. $< h_{ef} < 635$ mm.

$k = 4.75$ สำหรับ cast-in situ headed studs and headed anchors

$i = 5/3$



ภาพที่ 10 ลักษณะการกำหนดค่า h_{ef} สำหรับสลักยึดคอนกรีต แต่ละประเภท

ที่มา: ACI 318 (2005)

1.1.2 Side-face blow-out

เป็นการวิบัติที่เกิดจากสลักยึดคอนกรีต ฝังอยู่ใกล้กับขอบแท่งคอนกรีตมากเกินไป เมื่อเกิดรอยร้าวในคอนกรีตแพร่จากส่วนหัวของสลักยึดคอนกรีต รอยร้าวนี้จะทะลุออกทางด้านข้างของแท่งคอนกรีต จึงเป็นผลให้เกิดการหลุดทะลุของคอนกรีตทางด้านข้าง ดังแสดงในภาพที่ 8(d) การวิบัติแบบนี้มักเกิดกับ Headed Anchor, Undercut Anchor และ Expansion Anchor ที่มีการถ่ายเทแรงแบบ Bearing Action และมีระยะขอบน้อย Hofmann และ Eligehausen (2002) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น โดยวิธีเชิงตัวเลข (Non-linear numerical) และได้เสนอสมการที่ใช้คำนวณหาน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดการวิบัติ ดังสมการที่

$$N_{u,cb}^0 = 18.5 \cdot c_1^{0.75} \cdot A_h^{0.5} \cdot f_{cc,200}^{0.75} \cdot N \tag{3}$$

เมื่อ

$$N_{u,cb}^0 = \text{น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยที่ทำให้วิบัติแบบ Side-face blow-out, N}$$

$$\begin{aligned}
 c_1 &= \text{ระยะขอบ, mm.} \\
 A_b &= \text{พื้นที่แบกทานของหัว Anchors, mm}^2 \\
 f'_{cc,200} &= \text{กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตทรงลูกบาศก์ (200 mm.), N/mm}^2
 \end{aligned}$$

1.1.3 Splitting Failure

เป็นการวิบัติที่เกิดจากสลักยึดคอนกรีตฝังอยู่ในแท่งคอนกรีตที่มีขนาดจำกัด ดังแสดงในภาพที่ 8(e) ซึ่งเป็นผลให้เมื่อมีแรงดึงเกิดขึ้นที่สลักยึดคอนกรีตแล้วแท่งคอนกรีตแตกเป็นระนาบกับ สลักยึดคอนกรีต ก่อนที่จะเกิดการร้าวจากส่วนหัวของสลักยึดคอนกรีต การคำนวณหา น้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดการวิบัติได้ถูกเสนอโดย Fuchs et al. (1995) ดังสมการที่ 4

$$N_{u,sp} = \frac{1}{A_{c,sp}^0} \cdot \psi_{s,sp} \cdot \psi_{re,sp} \cdot \psi_{h,sp} \cdot N_{u,c}^0 \quad (4)$$

เมื่อ

$$N_{u,sp} = \text{น้ำหนักบรรทุกประลัยที่ทำให้วิบัติแบบ Splitting Failure, N}$$

$$A_{c,sp}^0 = 9h_{ef}^2$$

$$\psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{2h_{ef}} \right)^{2/3} \leq 1.0 \quad (5)$$

$$\psi_{re,N} = 0.5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1.0 \quad (6)$$

$$\psi_{s,sp} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1.0 \quad (7)$$

$$N_{u,c}^0 = \text{สอดคล้องกับสมการที่ 1}$$

1.2 การวิบัติที่เกิดกับสลักยึดคอนกรีต (Steel Failure) ภายใต้แรงดึง

เป็นการวิบัติที่เกิดจากสลักยึดคอนกรีต มีระยะฝังที่มากพอ ดังแสดงในภาพที่ 8(a) ที่จะให้มีกำลังแบกทาน (Bearing Strength) ที่หัวของสลักยึดคอนกรีต สูงกว่ากำลังรับแรงดึงประลัยของก้านสลักยึดคอนกรีต และ น้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดการวิบัติสามารถหาได้ดังสมการที่ 8

$$N_{u,s}^0 = A_s \cdot f_u \quad (8)$$

เมื่อ

$$\begin{aligned} N_{u,s}^0 &= \text{น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยที่ทำให้วิบัติแบบ Steel Failure, N} \\ A_s &= \text{พื้นที่หน้าตัดก้าน Anchors, mm}^2 \\ f_u &= \text{กำลังรับแรงดึงประลัยของ Anchors, N/mm}^2 \end{aligned}$$

1.3 การวิบัติแบบ Pull-Out ตรงพื้นผิวระหว่างคอนกรีตและสลักยึดคอนกรีต (Anchors)

เป็นการวิบัติที่เกิดจากที่หัวของสลักยึดคอนกรีต มีแรงเสียดทาน(Friction) สำหรับ Expansion Anchors หรือพื้นที่แบกทาน (Bearing area) สำหรับ Headed Anchors กับ Undercut Anchors ไม่เพียงพอต่อการต้านทานแรงดึงจึงทำให้เกิดการหลุดออกไปของสลักยึดคอนกรีต ดังแสดงในภาพที่ 8(b) แรงดึงที่ทำให้ Pull-Out ของสลักยึดคอนกรีต สำหรับ Headed Anchors กับ Undercut Anchors นั้นตอนนี้อยู่ไม่มีวิธีการหาค่าได้แต่ Eligehausen et al. , 2006 ได้เสนอให้พิจารณาเป็นการวิบัติแบบ Concrete breakout ดังนั้นจึงแนะนำให้ใช้สมการที่ 1 สำหรับ Expansion Anchors มีแรงเสียดทาน(Friction) ทางด้านข้างกับผิวคอนกรีต Eligehausen et al. , 2006 ได้เสนอให้ใช้สมการที่ 9 ในการหาแรงดึงที่ทำให้ Pull-Out ของ Anchors

$$N_{u,p} = \mu \cdot F_{ex} \quad (9)$$

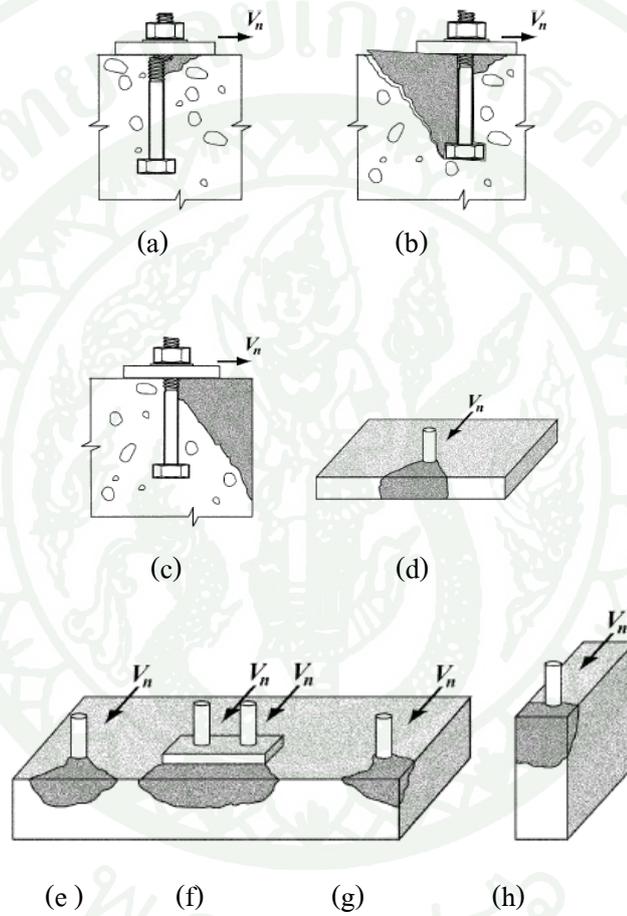
เมื่อ

$$\begin{aligned} N_{u,p} &= \text{น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยที่ทำให้วิบัติแบบ Pull-Out, N} \\ \mu &= \text{สัมประสิทธิ์แรงเสียดทาน} \\ F_{ex} &= \text{แรงอัดตั้งฉาก, N} \end{aligned}$$

สอดคล้องกับงานวิจัยของ Wagner-Grey (1997/1) พบว่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานระหว่าง expansion sleeve กับคอนกรีต มีค่าระหว่าง 0.2 ถึง 0.3 สำหรับ torque-controlled expansion anchors และมีค่าประมาณ 0.35 สำหรับ displacement-controlled expansion anchors (ตัวอย่างดังภาพที่ 6)

2. การวิบัติภายใต้แรงเฉือน

กลไกการวิบัติของสลักยึดคอนกรีตคอนกรีต (Anchors) ภายใต้แรงเฉือนสามารถแบ่งออกได้เป็น 2 ประเภทหลักคือ 1. การวิบัติที่เกิดกับสลักยึดคอนกรีต (steel failure) 2. การวิบัติที่เกิดกับคอนกรีต



ภาพที่ 11 กลไกการวิบัติของสลักยึดคอนกรีต (Anchors) ภายใต้แรงเฉือน

ที่มา: ACI 318 (2005)

2.1 การวิบัติที่เกิดกับสลักยึดคอนกรีต (Anchors) ภายใต้อิทธิพลแรงเฉือน

การวิบัติเฉือนที่เกิดกับสลักยึดคอนกรีต(Anchors) มักเกิดขึ้นในกรณีที่มีระยะฝังมาก (deep embedment) ประกอบกับสลักยึดคอนกรีต (Anchors) ที่ใช้มีกำลังต้านทานแรงดึงต่ำและมีระยะขอบ (edge distance) มาก ดังแสดงในภาพที่ 11(a) ลักษณะการวิบัติจะเกิดการดัดงอ (Bending) ของสลักยึดคอนกรีต ซึ่งเมื่อถึงจุดคลากและเกิดการแตกหักของก้านสลักยึดคอนกรีต จะทำให้บริเวณด้านหน้าของสลักยึดคอนกรีตเกิดการอัดระเบิดของคอนกรีต (Crushed concrete) ในรูปแบบของ Shell-shaped spalling และ น้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดการวิบัติสามารถหาได้ดังสมการที่ 10

$$V_{u,s} = \alpha \cdot A_s \cdot f_u \quad (10)$$

เมื่อ

$V_{u,s}$	=	น้ำหนักบรรทุกที่กระทำทำให้วิบัติแบบ Steel Failure, N
α	=	0.6 สำหรับสลักยึดคอนกรีตทั่วไป
	=	0.7 สำหรับ headed studs เชื่อมติดกับ baseplate
A_s	=	พื้นที่หน้าตัดก้าน Anchors, mm ²
f_u	=	กำลังรับแรงดึงประลัยของสลักยึดคอนกรีต, N/mm ²

2.2 การวิบัติที่เกิดกับคอนกรีต (concrete failure) ภายใต้อิทธิพลแรงเฉือน

การวิบัติที่เกิดกับคอนกรีตภายใต้อิทธิพลแรงเฉือน สามารถจำแนกออกได้เป็น 2 ประเภทคือ

2.2.1 Concrete breakout หรือ Lateral concrete cone failure

เป็นการแตกของคอนกรีตด้านที่อยู่ใกล้ขอบเป็นรูปกรวยด้านข้าง (lateral cone) ดังแสดงในภาพที่ 8(e) อันที่จริง จะเห็นได้ว่ากรวยด้านข้างก็คือครึ่งหนึ่งของกรวยรับแรงดึง หากกรวยคอนกรีตด้านข้างไม่สามารถเกิดขึ้นได้อย่างสมบูรณ์ เช่น ระยะห่างระหว่างสลักยึดคอนกรีตใกล้กันมาก (ภาพที่ 11(f)) หรือสลักยึดคอนกรีตอยู่ใกล้กับขอบทั้งสองด้าน (ภาพที่ 11(g)) หรือขนาดของแท่งคอนกรีตเล็ก (ภาพที่ 11(h)) น้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดการกรวยคอนกรีตด้านข้างขึ้นอยู่กับ 1) กำลังรับแรงดึงของคอนกรีต 2) ระยะขอบ (edge distance) และ 3) ความแข็งแรงของสลัก

ยึดคอนกรีต Fuchs et al. (1995) ได้เสนอสมการสำหรับคำนวณหาค่าดึงรับน้ำหนักที่ทำให้เกิดการวิบัติเนื่องจากกรวยด้านข้าง (Lateral concrete cone failure) โดยสมมติให้กรวยด้านข้างมีมุมของกรวยเท่ากับ 45 องศา ดังสมการที่ 11

$$V_{u,c}^0 = 0.9 \cdot \sqrt{d_{nom}} \cdot \sqrt{f_{cc,200}} \cdot \left(\frac{l_f}{d_{nom}} \right)^{0.2} \cdot c_1^{1.5} \quad (11)$$

เมื่อ

$V_{u,c}^0$	=	น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยที่ทำให้วิบัติแบบ Concrete breakout, N
d_{nom}	=	เส้นผ่านศูนย์กลางด้านนอก สำหรับ Post-installed anchors, mm.
	=	เส้นผ่านศูนย์กลางของก้านสลักยึดคอนกรีต สำหรับ Headed stud, mm.
$f'_{cc,200}$	=	กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตทรงลูกบาศก์ (200 mm.), N/mm ²
l_f	=	ระยะถ่ายแรงประลัยพิชผล, mm.
	=	h_{ef} สำหรับสลักยึดคอนกรีต ที่มี stiffness ของการดัดคองที่ตลอดความยาวสลักยึดคอนกรีต
	=	ความยาวของ embedded distance sleeve สำหรับสลักยึดคอนกรีต ที่มี stiffness ของการดัดไม่คงที่ (เช่น sleeve-type anchors)
h_{ef}	=	ความลึกประลัยพิชผล (ดังภาพที่ 2.2.1 Concrete pryout หรือ Pryout cone failure)

2.2.2 Concrete pryout หรือ Pryout cone failure

เป็นการวิบัติที่เกิดจากการงัดขึ้นของสลักยึดคอนกรีต เป็นผลให้คอนกรีตทางด้านหลังของ สลักยึดคอนกรีตกระเทาะหลุดออก ขณะเดียวกันก็ทำให้คอนกรีตทางด้านหน้าของสลักยึดคอนกรีตอัดระเบิด (Crushed concrete) ดังแสดงในภาพที่ 11(b) มักเกิดในกรณีที่มีระยะฝังมากและมีระยะขอบที่ใกล้ การกระเทาะของคอนกรีตทั้งด้านหน้าและด้านหลังของสลักยึดคอนกรีต โดยตัวเองอาจจะยังไม่ทำให้เกิดการวิบัติที่รอยต่อ แต่ภายหลังคอนกรีตกระเทาะหลุดออกมาแล้ว จะไม่มีคอนกรีตที่รับสลักยึดคอนกรีต บริเวณส่วนบนอีกต่อไป ดังนั้นทำให้เกิดการดึงออกใน Anchor ซึ่งเป็นสาเหตุให้เกิด Anchor failure หรือ อาจเกิดการ pull-out ของสลักยึดคอนกรีตออกมา แรงเฉือนที่ทำให้เกิด Concrete pryout failure ขึ้นอยู่กับความลึกที่ฝังสลักยึดคอนกรีตโดย Eligehausen และ Lehr, 1993 ได้ทำการวิจัยหาค่าคงที่ k_f และพบว่าจะน้อยกว่า 2.0 เมื่อ h_{ef} น้อยกว่า

กว่าหรือเท่ากับ 60 mm. สูตรท้ายได้เสนอสมการที่ 12 เพื่อหาแรงเฉือนที่ทำให้เกิด Concrete pryout failure ดังนี้

$$V_{u,cp} = k_1 \cdot N_{u,c} \quad (12)$$

เมื่อ

$V_{u,cp}$ = น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยที่ทำให้วิบัติแบบ Concrete pryout

k_1 = 2.0 สำหรับ $h_{ef} \geq 60$ mm.

< 2.0 สำหรับ $h_{ef} < 60$ mm.

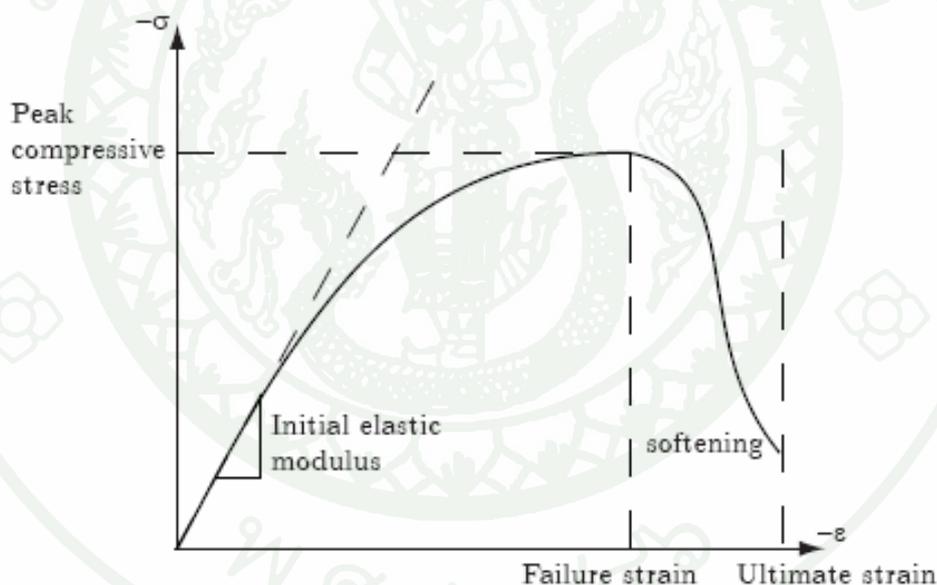
$N_{u,c}$ = สอดคล้องกับสมการที่ 1, N/mm²

3. การวิบัติภายใต้แรงดึงและแรงเฉือนกระทำร่วมกัน

เมื่อสลักยึดคอนกรีตได้รับแรงดึงและแรงเฉือนกระทำร่วมกัน การวิบัติของสลักยึดคอนกรีตก็จะวิบัติร่วมกัน นั่นคือเป็นการวิบัติที่กระหว่างการวิบัติเมื่อรับแรงดึงอย่างเดียวและการวิบัติเมื่อรับแรงเฉือนอย่างเดียวตามที่ได้อธิบายมาแล้ว เช่นหากเป็นการวิบัติที่เกิดขึ้นกับคอนกรีตกรวยวิบัติที่เกิดขึ้นก็จะเอียงอยู่ระหว่างกรวยด้านข้าง (ภายใต้แรงเฉือน) และกรวยตรง (ภายใต้แรงดึง) โดยทิศทางการวางตัวของกรวยขึ้นอยู่กับอัตราส่วนระหว่างแรงเฉือนและแรงดึงที่กระทำต่อสลักยึดคอนกรีต

พฤติกรรมของคอนกรีต

คอนกรีตมีคุณสมบัติเด่นในด้านการรับแรงอัด จากการทดสอบแสดงให้เห็นว่าคอนกรีตมีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นในการทดสอบการรับแรงอัดในแกนเดียว ดังแสดงในภาพที่ 12 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด จะเป็นเส้นตรงจนถึงประมาณ 30 เปอร์เซ็นต์ของกำลังอัดประลัย หลังจากนั้นจะค่อยๆเพิ่มขึ้นประมาณ 70 ถึง 75 เปอร์เซ็นต์ของกำลังอัดประลัย ในช่วงนี้ความเครียดจะตั้งฉากกับการเพิ่มน้ำหนักซึ่งนำไปสู่เพิ่มการแตกร้าวระหว่างมวลรวมกับซีเมนต์เฟลส์ในทิศทางของการเพิ่มน้ำหนัก ด้วยเหตุนี้ทำให้ความแข็งแรงลดลง นำไปสู่ความสัมพันธ์แบบไม่เชิงเส้นระหว่างความเค้น-ความเครียด ซึ่งเมื่อเพิ่มน้ำหนักต่อไปการแตกร้าวก็จะเพิ่มมากขึ้น หลังจากถึงค่าสูงสุด ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดจะลดลงซึ่งถูกกำหนดโดยซอฟต์แวร์หนึ่ง การวิบัติแบบอัดแตก (Crushing) จะเกิดขึ้นที่ความเครียดประลัย (Ultimate strain)

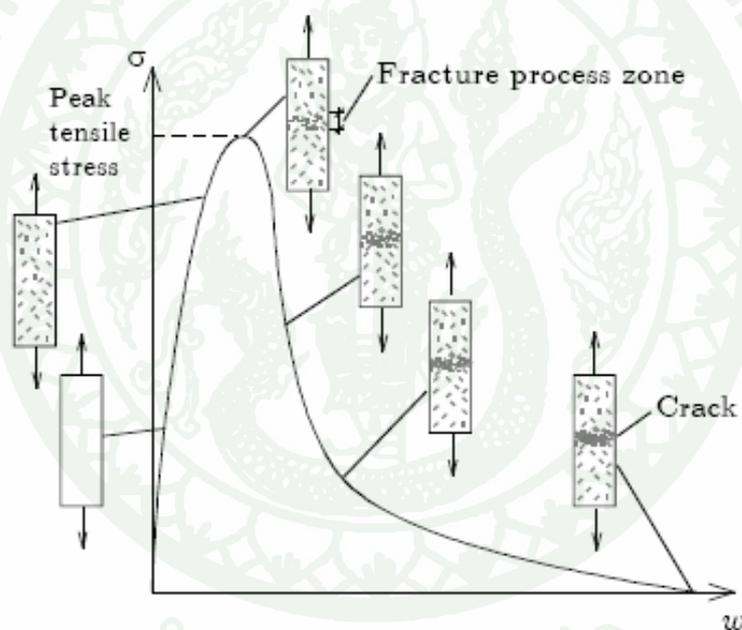


ภาพที่ 12 พฤติกรรมการรับแรงอัดในแกนเดียวของคอนกรีต

ที่มา: Malm (2006)

คอนกรีตมีกำลังต้านทานแรงดึงต่ำมาก เฉลี่ยประมาณ 10% ของกำลังต้านทานแรงอัด การวิบัติแบบแรงดึงในคอนกรีต มีสาเหตุมาจากการเพิ่มขนาดและจำนวนของรอยแตกร้าวขนาดเล็ก (Micro crack) ซึ่งรอยแตกขนาดเล็กเหล่านี้ส่งผลให้เกิดความเสียหายเบื้องต้นทำให้วัสดุอ่อนลงและ

ส่งผลให้เกิดความเค้นมหาศาลระหว่างมวลรวมและซีเมนต์เฟลส์ ในการทดสอบการรับแรงดึงของคอนกรีต การยืดหดตัวของคอนกรีตจะถูกควบคุมโดย Tensile stress ที่เพิ่มขึ้นรวมถึงการเพิ่มขึ้นของขนาดของรอยแตกร้าวจนกระทั่ง Tensile stress ถึงจุดสูงสุด ดังแสดงในภาพที่ 13 หลังจากนั้น Tensile stress จะลดลงจนกระทั่งคอนกรีตเกิดการวิบัติ ซึ่งจากภาพจะเห็นว่าช่วงก่อนเกิด Peak Tensile stress รอยแตกร้าวจะมีขนาดเล็กและกระจายไปทั่วทั้งตัวอย่าง ที่จุด Peak Tensile stress นี้ รอยแตกร้าวจะขยายตัวมากขึ้นแต่ยังอยู่ในขอบเขตที่เรียกว่า Fracture process zone ซึ่งหลังจากนี้ รอยแตกร้าวทั้งหมดจะเกิดขึ้นภายใน Fracture process zone ซึ่งการเพิ่มของการยืดตัวเป็นสาเหตุนำไปสู่การเพิ่มของขนาดและจำนวนของรอยแตกร้าว หลังจากจุดนี้กราฟของความเค้น-การยืดตัวจะลดลงเนื่องจากคุณสมบัติของวัสดุที่อ่อนลง



ภาพที่ 13 รูปแบบรอยแตกร้าวขนาดเล็กของคอนกรีตภายใต้แรงดึง

ที่มา: Malm (2006)

ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตกำลังปกติจะมีความสัมพันธ์กับค่ากำลังอัดประลัยของคอนกรีต โดยในมาตรฐาน ACI318-05 ได้กำหนดค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตกำลังปกติไว้สำหรับกาออกแบบสำหรับคอนกรีตที่มีน้ำหนักระหว่าง 1.5-2.5 ตัน/ม³ ดังสมการที่ 13

$$E_c = 4,700\sqrt{f'_c} \quad (13)$$

เมื่อ

$$\begin{aligned} E_c &= \text{มอดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต, MPa} \\ f'_c &= \text{กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต, MPa} \end{aligned}$$

ค่ากำลังรับแรงดึงของคอนกรีตกำลังปกติจะมีความสัมพันธ์กับค่ากำลังอัดประลัยของคอนกรีต โดยในมาตรฐาน ACI318-05 อธิบายไว้ว่า ในสภาวะการรับแรงดึงของคอนกรีต กำลังดึงของคอนกรีตมีค่าน้อยมาก ประมาณ 10%-20% ของกำลังรับแรงอัดสูงสุด ค่ากำลังดึงตรงๆบนแท่งคอนกรีตทำได้ยากและได้ผลลัพธ์ไม่แน่นอน ดังนั้นการหาลำลังดึงของคอนกรีตจึงหาจากวิธีทดสอบคอนกรีตตามแนวยาว (split tensile test) ดังแสดงในสมการที่ (14) และจากวิธีการทดสอบคอนกรีตดัด (bending tensile test) ดังแสดงในสมการที่ (15)

$$f_{ct} = 0.332\sqrt{f'_c} \quad (14)$$

เมื่อ

$$f_{ct} = \text{กำลังดึงแยกผ่าซีกของคอนกรีต, MPa}$$

$$f_r = 0.7\sqrt{f'_c} \quad (15)$$

เมื่อ

$$f_r = \text{โมดูลัสการแตกร้าวของคอนกรีต, MPa}$$

ตามมาตรฐาน ACI363-92 กำหนดว่าเมื่อกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตที่ได้จากการทดสอบรูปทรงกระบอก (f'_c) มีค่ามากกว่า 41 MPa จะกำหนดให้พฤติกรรมของคอนกรีตนั้นเป็นคอนกรีตกำลังสูง (High Strength Concrete:HSC)

ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตกำลังสูงจะมีความสัมพันธ์กับค่ากำลังอัดประลัยของคอนกรีต โดยในมาตรฐาน ACI363-92 ได้กำหนดค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตกำลังสูงไว้สำหรับกาออกแบบ ดังสมการที่ 16

$$E_{c,HSC} = 3320\sqrt{f'_c} + 6900 \quad (16)$$

เมื่อ

$$21 \text{ MPa} < f'_c < 83 \text{ MPa}$$

ค่ากำลังรับแรงดึงของคอนกรีตกำลังปกติจะมีความสัมพันธ์กับค่ากำลังอัดประลัยของคอนกรีต โดยในมาตรฐาน ACI363-92 อธิบายไว้ว่า ในสภาวะการรับแรงดึงของคอนกรีต กำลังดึงของคอนกรีตมีค่าน้อยมาก ประมาณ 10%-20% ของกำลังรับแรงอัดสูงสุด ค่ากำลังดึงตรงๆบนแท่งคอนกรีตทำได้ยากและได้ผลลัพธ์ไม่แน่นอน ดังนั้นการหาลำกำลังดึงของคอนกรีตจึงหาจากวิธีทดสอบคอนกรีตตามแนวยาว (split tensile test) ดังแสดงในสมการที่ (17) และจากวิธีการทดสอบคอนกรีตดัด (bending tensile test) ดังแสดงในสมการที่ (18)

$$f'_{sp} = 0.59\sqrt{f'_c} \quad (17)$$

เมื่อ

$$f'_{sp} = \text{กำลังดึงแยกผ่าซีกของคอนกรีตกำลังสูง, MPa}$$

$$21 \text{ MPa} < f'_c < 83 \text{ MPa}$$

$$f'_r = 0.94\sqrt{f'_c} \quad (18)$$

เมื่อ

$$f'_r = \text{โมดูลัสการแตกร้าวของคอนกรีตกำลังสูง, MPa}$$

$$21 \text{ MPa} < f'_c < 83 \text{ MPa}$$

คุณสมบัติของคอนกรีตโดยวิธีการวิเคราะห์ทางไฟไนต์เอลิเมนต์

ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด ภายใต้การอัดในแกนเดียว (Compressive Uniaxial Stress-Strain Relationship) ของคอนกรีตกำลังปกติ ในระหว่างการทดสอบกำลังต้านทานแรงอัด หากกำลังอัดไม่เกินร้อยละ 30 ของกำลังอัดประลัย ($f_c \leq 0.30 * f'_c$) รอยแตกริ้วเล็กๆ (Micro cracks) ที่ปรากฏในคอนกรีตก่อนการทดสอบยังคงสภาพไม่ขยายตัวที่กำลังอัดร้อยละ 30 ถึง 50 ของกำลังอัดประลัย ($0.30 * f'_c < f_c \leq 0.50 * f'_c$) จะเกิด Bond cracks เนื่องจาก Stress concentration (หรือ Confinement) ที่บริเวณปลายรอยแตก (Crack tip) รอยแตกจะขยายและมีความยาวเพิ่มขึ้นที่กำลังอัด ระหว่างร้อยละ 50 ถึง 75 ของกำลังอัดประลัย ($0.50 * f'_c < f_c \leq 0.75 * f'_c$) Bond crack ขยายตัวต่อเนื่องและเกิดรอยร้าวในมอร์ตา แรง หรือความเค้นจะไม่เพิ่มขึ้น รอยแตกจะขยายต่อเนื่องในอัตราที่ช้าลง ที่ค่ากำลังอัดสูงกว่าร้อยละ 75 ($f_c > 0.75 * f'_c$) รอยแตกในคอนกรีตจะขยายจนไม่เสถียร (Unstable) ความเค้นจะลดลงอย่างรวดเร็วจนวิบัติ หรือถูกอัดจนแตก (Crushing failure) ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดภายใต้แรงอัดแกนเดียวสำหรับแบบจำลองของคอนกรีตสามารถหาได้จากความสัมพันธ์ตามสมการที่ 19 ซึ่งถูกเสนอ โดย Desayi and Krishnan ในปี ค.ศ. 1964. โดยความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดภายใต้แรงอัดแกนเดียวของคอนกรีตดังกล่าวแสดงให้เห็นดังภาพที่ 14

$$f = \frac{E_c \varepsilon}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^2} \quad (19)$$

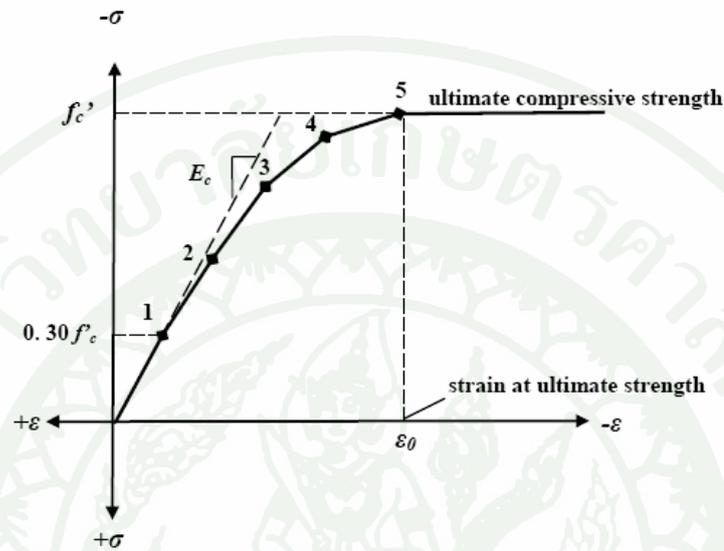
$$\varepsilon_0 = \frac{2f'_c}{E_c} \quad (20)$$

จากจุดเริ่มต้นเมื่อเริ่มรับน้ำหนัก จนถึงระดับที่หน่วยแรงอัดมีค่าประมาณ 30% ของกำลังอัดประลัยสูงสุด (f'_c) ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดยังอยู่ในช่วงอีลาสติก สามารถเขียนให้อยู่ในรูปสมการ 21 หรือที่เรียกกันว่า กฎของฮุก (Hook's law)

$$E_c = \frac{f}{\varepsilon} \quad (21)$$

เมื่อ

- f = Stress at any strain ε , MPa
 ε = Strain at stress f
 ε_0 = Strain at ultimate compressive strength f'_c



ภาพที่ 14 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น- ความเครียดภายใต้แรงอัดแกนเดียวของคอนกรีตกำลังปกติ

ที่มา: Kachlakev et al. (2001)

ตามมาตรฐาน ACI363-92 กำหนดว่าเมื่อกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตที่ได้จากการทดสอบรูปทรงกระบอก (f'_c) มีค่ามากกว่า 41 Mpa จะกำหนดให้พฤติกรรมของคอนกรีตนั้นเป็นคอนกรีตกำลังสูง (High Strength Concrete:HSC) ในการสร้างแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของคอนกรีตภายใต้แรงอัดจะมีความแตกต่างจากคอนกรีตกำลังปกติ (Normal Concrete) เพราะเนื่องจากคอนกรีตกำลังสูง (HSC) จะมีพฤติกรรมในช่วงเชิงเส้น (Linear Range) ที่มีความแข็งแกร่งเพิ่มมากขึ้น โดยที่ค่าโมดูลัสของคอนกรีตจะเพิ่มมากขึ้น แต่ขนาดที่มีพฤติกรรมในช่วงไม่เชิงเส้นจะมีความเปราะของคอนกรีตเพิ่มมากขึ้น เมื่อเทียบกับคอนกรีตกำลังปกติ Popovic's (1973) ได้อธิบายความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นกับค่าความเครียด ณ จุดต่าง ดังสมการที่ 22

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{n(\varepsilon_{cf}/\varepsilon'_c)}{n-1+(\varepsilon_{cf}/\varepsilon'_c)^{nk}} \quad (22)$$

เมื่อ

ε'_c	คือ	ค่าความเครียดที่กำลังอัดปลายของคอนกรีต
f'_c	คือ	กำลังอัดปลายของคอนกรีต , MPa
ε_{cf}	คือ	ค่าความเครียด ณ จุดต่างๆ ของคอนกรีต
n	คือ	ค่าสัมประสิทธิ์ตัวคูณลด
k	คือ	ค่าสัมประสิทธิ์ปรับแก้ความชันของกราฟ

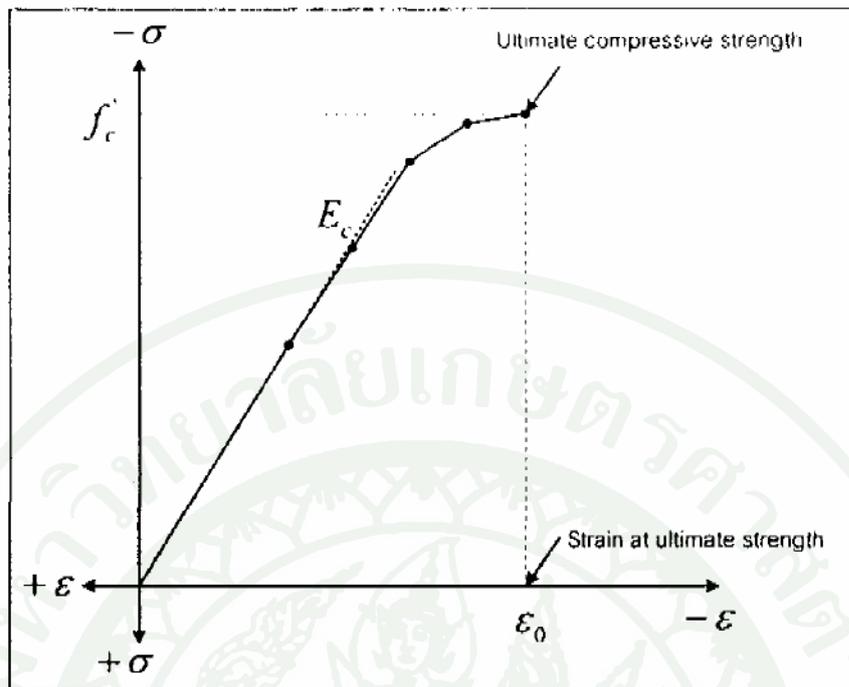
ในการจะอธิบายความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด ณ จุดต่างๆ จะต้องทราบถึงตัวแปร 4 ค่าซึ่งค่าตัวแปรเหล่านั้นสามารถหาได้โดยตรงจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดที่ได้จากการทดสอบจริง สำหรับในกรณีที่ไม่ได้มีการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ค่าสัมประสิทธิ์ตัวคูณลดสามารถหาได้จากสมการที่ 23 สำหรับค่าโมดูลัสยืดหยุ่น ($E_{c,HSC}$) สามารถหาได้จาก มาตรฐาน ACI363-92 ดังสมการที่ 16

$$n = 0.8 + \frac{f'_c}{17} \quad (23)$$

เมื่อทราบค่า n และค่าโมดูลัสยืดหยุ่น ($E_{c,HSC}$) แล้ว จะนำมาคำนวณหาค่าความเครียดที่กำลังอัดปลายของคอนกรีตและค่าสัมประสิทธิ์ปรับแก้ความชันของกราฟ ได้ดังสมการที่ 24 และสมการที่ 25 ตามลำดับ โดยความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดของคอนกรีตกำลังสูงดังกล่าวแสดงให้เห็นดังภาพที่ 15

$$\varepsilon'_c = \frac{f'_c}{E_c} \times \frac{n}{n-1} \quad (24)$$

$$k = 0.67 + \frac{f'_c}{62} \quad (25)$$



ภาพที่ 15 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น- ความเครียดภายใต้แรงอัดแกนเดียวของคอนกรีตกำลังสูง

ที่มา: Kachlakev et al. (2001)

เกณฑ์การวิบัติของคอนกรีต (Failure Criteria of Concrete)

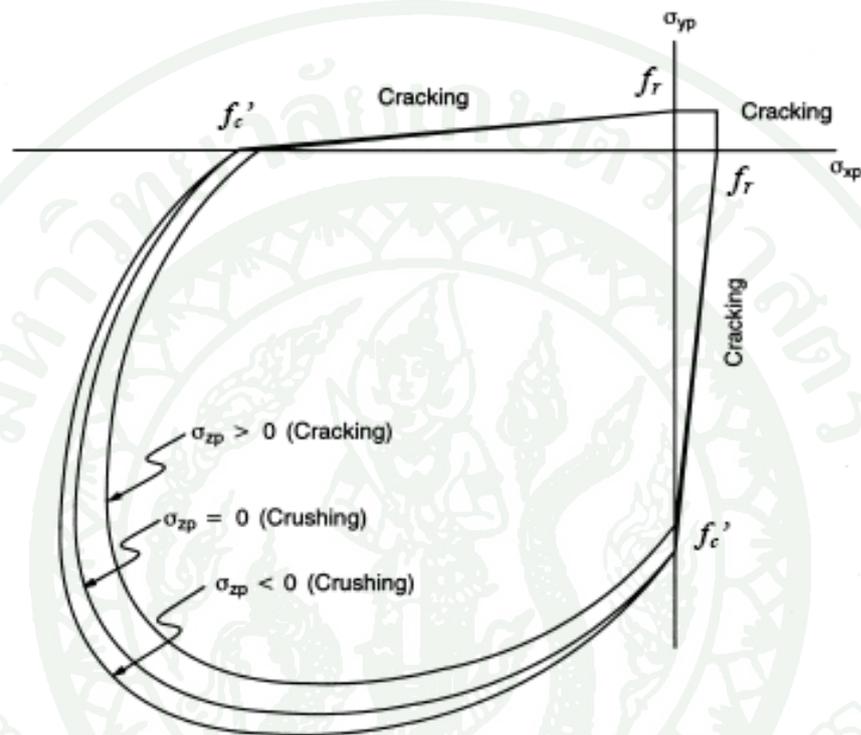
Willam and Warnke (1975) ได้เสนอเกณฑ์การวิบัติของคอนกรีต ภายใต้สภาวะความเค้นตามแนวแกนและถูกนำมาใช้ประเมินการวิบัติในเบื้องต้นของคอนกรีตและใช้จำแนกรูปแบบของการวิบัติ (Crushing) ที่จุดกึ่งกลางของเอลิเมนต์ของคอนกรีตหรือที่จุดใดจุดหนึ่งใน Integration points เกณฑ์การวิบัติแสดงให้เห็นในความสัมพันธ์ดังสมการที่ 26

$$\frac{F}{f'_c} - S \geq 0 \quad (26)$$

เมื่อ

F คือ พลังค์ชั้นของ 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 16 พื้นผิวการวิบัติ Failure Surface สำหรับคอนกรีต

ที่มา: ANSYS (2003)

จากภาพที่ 16 แสดงพื้นผิวการวิบัติใน 3 มิติสำหรับสภาวะของความเค้นในสองแกนจากภาพสามารถแบ่งรูปแบบการวิบัติได้เป็น 4 โหมด คือ

$$1. 0 \geq \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \quad (\text{แรงอัด-แรงอัด-แรงอัด})$$

คอนกรีตถูกสมมุติว่าแตกแบบบดขยี้เมื่อสอดคล้องตามเงื่อนไขสมการที่ 26

$$2. \sigma_1 \geq 0 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \quad (\text{แรงดึง-แรงอัด-แรงอัด})$$

ถ้าสมการที่ 26 สอดคล้องตามเงื่อนไข รอยแตกจะเกิดขึ้นในทิศทางตั้งฉากกับ σ_1

$$3. \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3 \quad (\text{แรงดึง-แรงดึง-แรงอัด})$$

ถ้าสมการที่ 26 สอดคล้องตามเงื่อนไข กำลังรับแรงดึงประลัษจะลดลงแบบเป็นเส้นตรงตามการลดลงของ σ_3 ในขณะเดียวกันรอยแตกจะเกิดขึ้นในระนาบตั้งฉากกับความเค้นหลัก σ_1 หรือ σ_2 ตัวใดตัวหนึ่ง

$$4. \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq 0 \quad (\text{แรงดึง-แรงดึง-แรงดึง})$$

ถ้าสมการที่ 26 สอดคล้องตามเงื่อนไข กำลังรับแรงดึงประลัษถูกสมมุติให้มีค่าเท่ากับ f_t ในขณะเดียวกันรอยแตกจะเกิดขึ้นในระนาบตั้งฉากกับความเค้นหลัก σ_1 , σ_2 หรือ σ_3

ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเอลิเมนต์คอนกรีตสามารถหาได้ตามความสัมพันธ์ดังสมการที่ 27

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix} = \frac{E_c}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} \quad (27)$$

หรือสามารถเขียนให้อยู่ในรูปย่อ

$$\{\sigma\} = [D_c]\{\varepsilon\} \quad (28)$$

โดยสติเฟนสมเมทริกซ์ของเอลิเมนต์คอนกรีตแสดงดังนี้

$$[D_c] = \frac{E_c}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \quad (29)$$

เมื่อ

ν คือ Poisson ratio
 E_c คือ มอดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต

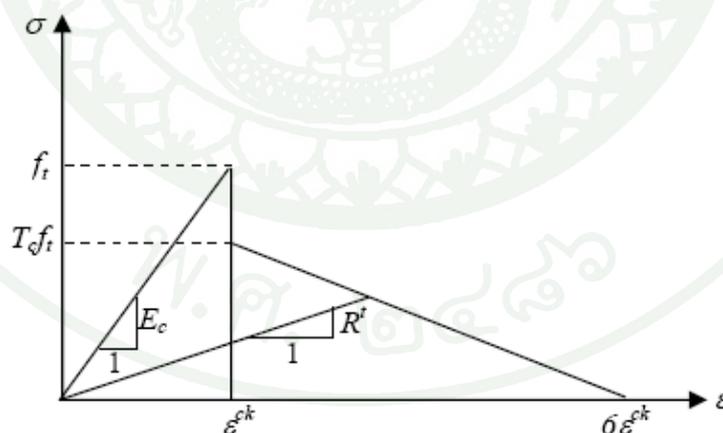
ในเอลิเมนต์ของคอนกรีต รอยแตกร้าวมักจะเกิดขึ้นที่ต่อเมื่อความเค้นดึงหลักในทิศทางใดทิศทางหนึ่งมีค่าเกินความเค้นดึงประลัย (f_t) หลังจากที่คอนกรีตแตกร้าวมอดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตจะลดลงจนมีค่าเป็นศูนย์เฉพาะในทิศทางที่ขนานกับทิศทางของความเค้นดึงหลัก คอนกรีตจะวิบัติแบบ Crushing เมื่อความเค้นหลักทั้งหมดในสามทิศทางถูกอัดและเส้นสถานะของความเค้นอยู่นอกพื้นผิวการวิบัติ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

รอยแตกร้าวมักสามารถเกิดขึ้นได้ในสามทิศทางที่จุดกึ่งกลางของแต่ละเอลิเมนต์ของคอนกรีตหรือจุดใดจุดหนึ่งใน Integration point เมื่อรอยแตกร้าวมักจะเกิดขึ้นสตีเฟนสมมาตริกซ์ของคอนกรีตส่วนที่ยังคงรูปอยู่จะถูกปรับเปลี่ยนไปด้วย เพื่อให้เข้ากับสภาพความเสียหายทางกล รอยแตกร้าวมักจะถูกจัดให้เป็นรอยแตกร้าวมแบบ Virtual smeared Band มากกว่าที่จะเป็นรอยแตกร้าวมแบบ Discrete cracks การปรากฏของรอยแตกร้าวมที่ Integration point ในเอลิเมนต์ของคอนกรีตจะถูกแสดง โดยการกำหนดระนาบที่อ่อนลงให้ตั้งฉากกับผิวที่เกิดรอยแตกร้าวม สัมประสิทธิ์การถ่ายแรงเฉือน β_t จะถูกนำมาใช้โดยเฉพาะเพื่อแทนค่าตัวคูณลดกำลังของแรงเฉือนสำหรับน้ำหนักที่กระทำมาซึ่งน้ำหนักนี้จะทำให้เกิดขยายตัวของรอยแตกร้าวม ค่าของ β_t จะอยู่ในช่วงระหว่าง 0-1 โดยที่ค่า β_t เท่ากับ 0 จะแสดงการแตกร้าวมแบบราบเรียบและจะเกิดการสูญเสียการถ่ายแรงเฉือนอย่างสมบูรณ์ ส่วนค่า β_t เท่ากับ 1 จะแสดงรอยแตกร้าวมแบบขรุขระและไม่มี การสูญเสียการถ่ายแรงเฉือน การเปลี่ยนแปลงสตีเฟนสมมาตริกซ์ของเอลิเมนต์คอนกรีตที่เกิดการแตกร้าวมเฉพาะทิศทาง X แสดงได้ดังนี้

$$[D_c^{ck}] = \frac{E_c}{(1+\nu)} \begin{bmatrix} \frac{R'(1+\nu)}{E_c} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{(1-\nu)} & \frac{\nu}{(1-\nu)} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\nu}{(1-\nu)} & \frac{1}{(1-\nu)} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2} \end{bmatrix} \quad (30)$$

ซึ่ง superscript ck แสดงองค์ประกอบของความสัมพันธ์อ้างอิงกับระบบพิกัดที่ขนานกับทิศทางของความเค้นหลัก โดยมีแกน x^{ck} ตั้งฉากกับผิวของรอยแตกกร้าว R' คือ Secant Modulus ดังแสดงให้เห็นในภาพที่ 17 ซึ่ง T_c เป็นตัวคูณสำหรับลดค่าของความเค้นดึง ซึ่งสามารถหาได้จากพลังงานแตกกร้าวของคอนกรีต G_f ดังนี้

$$T_c = \frac{G_f - f_t \varepsilon^{ck}}{5f_t \varepsilon^{ck}} \quad (31)$$



ภาพที่ 17 กำลังรับแรงดึงของคอนกรีต

ที่มา: ANSYS (2003)

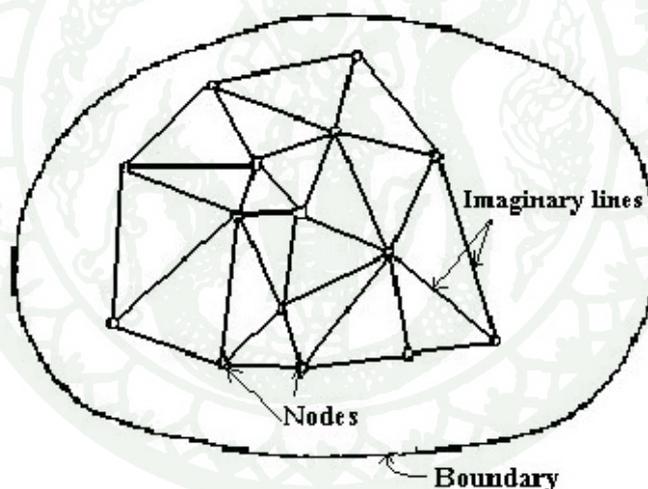
ถ้ารอยแตกร้าวนี้ปิดลง ความเค้นอัดที่ตั้งฉากกับระนาบรอยแตกร้าวยังสามารถส่งผ่าน รอยร้าวต่อไปได้ ซึ่งจะไม่เหมือนกับกรณีที่เกิดรอยร้าวจากแรงดึง สัมประสิทธิ์การถ่ายแรง เหนือ β_c จะใช้กับรอยร้าวที่ถูกปิดลงเท่านั้นซึ่งมักจะมีค่ามากกว่า β_t ค่าสติเฟเนสมเทริกซ์ของ เอลิเมนต์คอนกรีตในกรณีที่รอยร้าวถูกปิดลงเฉพาะทิศทาง X เท่านั้น แสดงได้ดังนี้

$$[D_c^{ck}] = \frac{E_c}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_c(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_c(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \quad (32)$$

วิธีการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์

1. วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เป็นวิธีที่ใช้กันอย่างแพร่หลายในการแก้ปัญหาใน continuum mechanics ซึ่งสามารถใช้คอมพิวเตอร์ช่วยในการคำนวณให้มีความแม่นยำ และรวดเร็วยิ่งขึ้น หลักการโดยทั่วไปคือ ทำการแบ่งวัตถุที่มีความต่อเนื่องออกเป็นส่วนเล็กๆ เรียกว่าเอลิเมนต์ซึ่งเป็นได้ทั้งรูปสามเหลี่ยมและสี่เหลี่ยมหรือรูปอื่นๆ โดยที่เอลิเมนต์เหล่านี้ถูกแยกออกจากกันด้วยเส้นสมมุติ (imaginary line) หรือพื้นผิวสมมุติ (imaginary surface) และเชื่อมต่อระหว่างกันด้วยจุด (node) ที่อยู่บนขอบเขตของเอลิเมนต์ดังแสดงในภาพที่ 18 โดยคำนวณหน่วยแรงและการเคลื่อนตัวในทุกเอลิเมนต์ทำให้ได้ค่าที่มีความละเอียดสูง (Chowdhury, 1978)



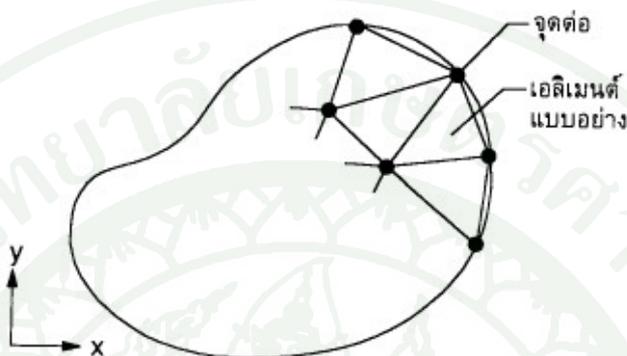
ภาพที่ 18 การแบ่งเอลิเมนต์ในวัสดุที่มีความต่อเนื่อง

ที่มา: Chowdhury (1978)

2. ขั้นตอนทั่วไปของวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ประกอบด้วยขั้นตอนใหญ่ๆ ทั้งหมด 6 ขั้นตอนดังต่อไปนี้ (ปราโมทย์, 2541)

ขั้นตอนที่ 1 การแบ่งเขตรูปร่างของปัญหาที่ต้องการผลลัพธ์ออกเป็นเอลิเมนต์ย่อยๆ ดังแสดงในภาพที่ 19 ขอบเขตดังกล่าวอาจเป็นขอบเขตของปัญหาชนิดต่างๆกัน เช่น ปัญหาการเสีรูปร่างและความเค้นที่เกิดขึ้นในของแข็ง ปัญหาการถ่ายเทความร้อนในของแข็งหรือของเหลว หรือปัญหาการไหลของของเหลว เป็นต้น



ภาพที่ 19 การแบ่งรูปร่างของปัญหาออกเป็นเอลิเมนต์ขนาดต่างๆกัน

ขั้นตอนที่ 2 การเลือกฟังก์ชันการประมาณภายในเอลิเมนต์ (Element interpolation Functions) เช่น เอลิเมนต์แบบสามเหลี่ยมในสองมิติ ดังแสดงในรูปที่ 32 ประกอบด้วย 3 จุดต่อที่มีหมายเลข 1, 2 และ 3 ดังแสดงในภาพที่ 16 โดยที่จุดต่อเหล่านั้นเป็นตำแหน่งของตัวไม่รู้ค่า (nodal Unknowns) ซึ่งคือ ϕ_1 , ϕ_2 และ ϕ_3 ตัวไม่รู้ค่าที่จุดต่อเหล่านี้ อาจแทนขนาดของการเสีรูปร่างหากเป็นการแก้ปัญหาค่าการเสีรูปร่างในของแข็ง หรืออาจแทนค่าอุณหภูมิหากเป็นการแก้ปัญหาค่าการถ่ายเทความร้อน หรืออาจแทนค่าความเร็วของของเหลวหากเป็นการแก้ปัญหาค่าการไหล เป็นต้น ลักษณะการกระจายของตัวไม่รู้ค่าบนเอลิเมนต์นี้สามารถเขียนให้อยู่ในรูปแบบของฟังก์ชันการประมาณภายใน และตัวแปรไม่รู้ค่าที่จุดต่อได้ดังนี้

$$\phi(x, y) = N_1(x, y)\phi_1 + N_2(x, y)\phi_2 + N_3(x, y)\phi_3 \quad (33)$$

โดย

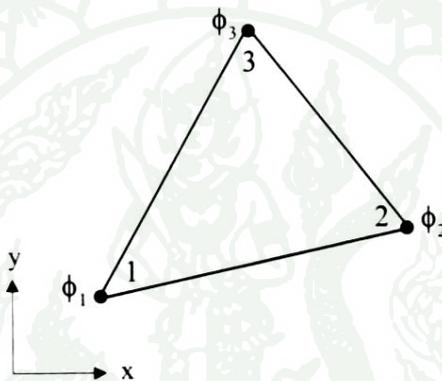
$$N_I(x, y), I = 1, 2, 3 \text{ แทนฟังก์ชันการประมาณภายในเอลิเมนต์}$$

สมการที่ (33) สามารถเขียนอยู่ในรูปของเมตริกซ์ได้ดังนี้

$$\phi(x, y) = [N_1 N_2 N_3] \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \end{Bmatrix} \quad (34)$$

$$= [N]_{(1 \times 3)} \{\phi\}_{(3 \times 1)} \quad (35)$$

โดย $[N]$ แทนเมทริกซ์แถวอนของฟังก์ชันการประมาณภายในเอลิเมนต์และ $\{\phi\}$ แทนเวกเตอร์เมทริกซ์หรือเมทริกซ์แถวตั้ง ที่ประกอบด้วยตัวไม่รู้ค่าที่จุดต่อของเอลิเมนต์นั้น



ภาพที่ 20 รูปร่างของเอลิเมนต์สามเหลี่ยม

ขั้นตอนที่ 3 การสร้างสมการของเอลิเมนต์ (element equations) ที่สอดคล้องกับรูปร่างของเอลิเมนต์ดังเช่นเอลิเมนต์สามเหลี่ยมในภาพที่ 20 มีสมการอยู่ในรูปแบบดังนี้

$$\begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} \end{bmatrix}_e \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \end{Bmatrix}_e \quad (36)$$

ซึ่งเขียนย่อได้เป็น

$$[k]_e \{\phi\} = \{F\}_e \quad (37)$$

โดยครรชนีล่าง e แสดงถึงเมทริกซ์ต่าง ๆ นั้นเป็นเมทริกซ์ระดับเอลิเมนต์สำหรับขั้นตอนที่ 3 นี้ อาจถือได้ว่าเป็นหัวใจของระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ซึ่งสมการของเอลิเมนต์ดังกล่าว จะต้องสอดคล้อง

คล้องกับสมการเชิงอนุพันธ์ของปัญหานั้นๆ ซึ่งสมการของเอลิเมนต์นี้สามารถเขียนขึ้นได้โดยตรงจากสมการเชิงอนุพันธ์ โดยการประยุกต์ระเบียบวิธีการถ่วงน้ำหนักเศษตค่าง ซึ่งถูกจัดว่าเป็นระเบียบวิธีทั่วไปที่นิยมใช้ในการประยุกต์กับปัญหาต่างๆ ในปัจจุบัน

ขั้นตอนที่ 4 การนำสมการที่เขียนขึ้นได้จากทุกๆ เอลิเมนต์มาประกอบรวมกันเข้าก่อให้เกิดระบบสมการขนาดใหญ่ขึ้นดังนี้

$$\sum(\text{elementequations}) \Rightarrow [k]_{\text{sys}} \{\phi\}_{\text{sys}} = \{F\}_{\text{sys}} \quad (38)$$

โดยตัวห้อย $_{\text{sys}}$ บ่งถึงเมตริกซ์นั้นๆ เป็นเมตริกซ์ของระบบสมการรวม

ขั้นตอนที่ 5 การประยุกต์เงื่อนไขขอบเขต(boundary conditions)ลงในระบบสมการที่ (38) จากนั้นจึงแก้ระบบสมการเพื่อหา $\{\phi\}_{\text{sys}}$ อันประกอบด้วยตัวไม่รู้ค่าที่จุดต่อ ซึ่งอาจเป็นการเคลื่อนตัวเนื่องจากการเสียรูปในของแข็ง หรืออาจเป็นค่าของอุณหภูมิสำหรับปัญหาการถ่ายเทความร้อนหรืออาจเป็นค่าความเร็วของการไหลสำหรับปัญหาการไหลเป็นต้น

ขั้นตอนที่ 6 การคำนวณค่าที่ต่อเนื่องอื่นๆ หลังจากคำนวณค่าที่จุดต่อจากขั้นตอนที่ 5 ออกมาได้แล้ว ยกตัวอย่างเช่น หลังจากรู้ค่าการเคลื่อนตัวของ การเสียรูปในของแข็งก็สามารถคำนวณหาค่าความเครียดและความเค้นได้ หรือเมื่อรู้ค่าของอุณหภูมิที่จุดต่อต่างๆ ก็สามารถนำไปคำนวณหาปริมาณการถ่ายเทความร้อนได้ หรือเมื่อรู้ค่าความเร็วของการไหลก็สามารถนำไปคำนวณหาปริมาณการไหลทั้งหมดได้เป็นต้น

3. การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Finite Element Analysis)

ปัจจัยสำคัญของลักษณะที่ไม่เชิงเส้นสำหรับโครงสร้างในการประยุกต์ใช้ประโยชน์ทางด้านปฏิบัติ ดังนี้ (Niazy, 1994)

3.1 ลักษณะที่ไม่เชิงเส้นตามเรขาคณิต (Geometrical Nonlinearities)

ในการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ในลักษณะที่ไม่เชิงเส้นนี้ปัจจัยสำคัญของลักษณะที่ไม่เชิง

เส้นเกิดขึ้นจากผลของการเคลื่อนที่จำนวนมาก (large displacements) ของโครงสร้างบริเวณฐานตามเรขาคณิตทั้งหมด การเคลื่อนที่จำนวนมากของโครงสร้างเหล่านี้ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงอย่างสำคัญในเรขาคณิต เนื่องจากน้ำหนักถ่วงก่อให้เกิดการทำให้ผิดรูปซึ่งสามารถเป็นผลให้โครงสร้างเกิดการตอบสนองอย่างไม่เชิงเส้นในแบบที่ทำให้แข็งขึ้นหรืออ่อนลงเช่น โครงสร้างแบบเคเบิล โดยทั่วไปแสดงถึงคุณสมบัติที่ทำให้แข็งขึ้นในการเพิ่มน้ำหนักถ่วง ในขณะที่เส้นโค้งอาจอ่อนตัว ลงในช่วงแรกก่อนแล้วจึงทำให้แข็งขึ้น คุณสมบัตินี้รู้จักกันอย่างแพร่หลายว่าเป็นการโค้งงอแบบ snap-through

3.2 ลักษณะที่ไม่เชิงเส้นของวัสดุ (Material Nonlinearities)

ปัจจัยสำคัญอีกประการหนึ่งของลักษณะที่ไม่เชิงเส้นมีสาเหตุมาจากความสัมพันธ์แบบไม่เชิงเส้นระหว่างความเค้นและความเครียดซึ่งรู้จักกันดีในหลากหลายคุณสมบัติเกี่ยวกับ โครงสร้าง ปัจจัยทั้งหลายเหล่านี้เป็นเหตุให้วัสดุอาจมีคุณสมบัติเป็นลักษณะที่ไม่เชิงเส้นความแปรผันของความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของวัสดุที่ปรากฏในเรื่องน้ำหนัก(ดังเช่นในเรื่องลักษณะ ปัญหา Plasticity) ช่วงเวลาของภาระ (ดังในการวิเคราะห์ creep analysis) และอุณหภูมิ (เช่นปัญหา Thermo-Plasticity) เป็นตัวอย่างของปัจจัยเหล่านี้ ลักษณะที่ไม่เชิงเส้นจำพวกนี้รู้จักกันดีในชื่อของ "การไม่เชิงเส้นของวัสดุ" (material nonlinearities) สามารถทำให้เป็นต้นแบบที่ดีที่จะปรับให้เข้ากับผลที่เกิดขึ้นดังที่กล่าวมาซึ่งตรงกับที่จะทำให้เกิดการใช้ประโยชน์ที่แตกต่างกันออกไปตลอดจนถึงการใช้ความสัมพันธ์ที่ประกอบกันขึ้นการยวบลงของความต่อเนื่องกันของเสาและคานในช่วงที่มีการเกิดแผ่นดินไหวเป็นหนึ่งในการใช้ประโยชน์ในลักษณะแบบไม่เชิงเส้นของวัสดุที่น่าเชื่อถือได้

3.3 การบรรจบกันของลักษณะที่ไม่เชิงเส้น (Contact or Boundary Nonlinearities)

ปัญหาของลักษณะที่ไม่เชิงเส้นชนิดพิเศษเกี่ยวข้องกับธรรมชาติที่เปลี่ยนไปในสภาพขอบเขตของโครงสร้าง ที่เกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์ในช่วงระหว่างที่มีการเคลื่อนไหว สถานการณ์เช่นนี้พบในการวิเคราะห์ปัญหาเรื่อง การบรรจบกัน โครงสร้างที่จำกัดขอบเขตไว้ การติดกันของพื้นเพื่อง ปัญหาในการประกอบ ความสัมพันธ์ ลักษณะลูกโซ่ และแรงอัดของวัสดุต่างๆ เป็นตัวอย่างมากมายที่ต้องการการประเมินค่าของขอบเขตที่ ติดต่อกัน การหาค่าของขอบเขตที่บรรจบ

กันนั้น (เช่น ปม เส้น หรือพื้นผิว) สามารถหาได้โดยการใช้ส่วนที่ ขาดหายไประหว่างปมที่อยู่ติดกันกับขอบเขตบริเวณ

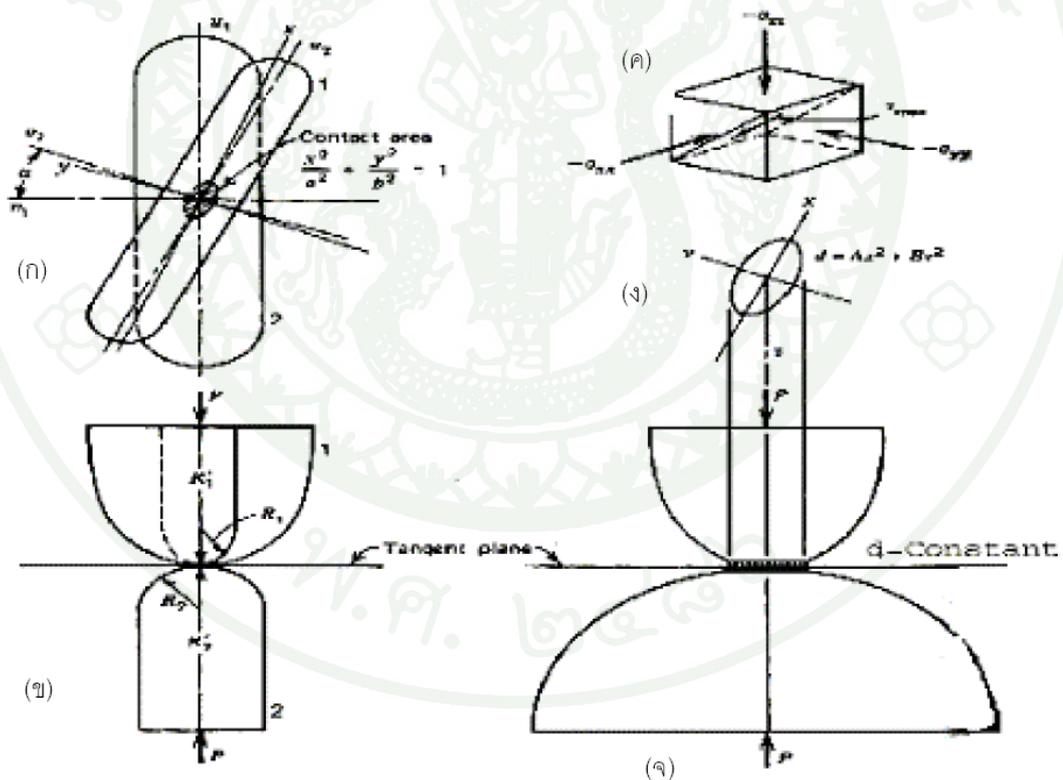
3.4 ขั้นตอนการแก้ปัญหาที่ไม่เชิงเส้น

แผนการปฏิบัติสำหรับปัญหาที่เกิดขึ้นในลักษณะที่ไม่เชิงเส้น ความแข็งของโครงสร้างน้ำหนักถ่วงประยุกต์ หรือสภาพขอบเขตสามารถทำให้เกิดผลเป็นการเคลื่อนที่ที่เกิดขึ้นคุณภาพของโครงสร้างต้องสร้างขึ้นจากสัจฐานที่มีอยู่ ในปัจจุบันซึ่งคือสัจฐานเดิมที่ยังไม่ทราบแน่ชัด ในการกำหนดสภาพคงที่แต่ละจุดนั้น พร้อมทั้งทางที่มีคุณภาพ ผลของการกำหนดสมการที่เกิดขึ้นพร้อมกันจะเป็นลักษณะที่ไม่เชิงเส้น ดังนั้น วิธีแก้ไขทางตรงจะเป็นไปไม่ได้ และวิธีที่ทำซ้ำแล้วซ้ำเล่าจะต้องนำมาใช้ หลากหลายแผนการ ได้ถูกประดิษฐ์คิดขึ้นเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ลักษณะที่ไม่เชิงเส้น จากการที่ได้เผชิญกับปัญหาที่ไม่เชิงเส้นมันเป็นเรื่องยากอย่างมากถ้ามีความเป็นไปได้ที่จะสนับสนุนทุกๆแผนการที่ใช้ได้ทั่วไปกับปัญหาทั้งหมด บ่อยครั้งมากที่ปัญหาเฉพาะอย่างที่มีอยู่จะบีบให้ผู้วิเคราะห์ต้องลองวิธีปฏิบัติที่แตกต่างออกไปหรือต้องเลือกการปฏิบัติที่แน่นอน เพื่อจะได้รับความสำเร็จในการพบวิธีแก้ไขที่ถูกต้อง ตัวอย่างปัญหาในเรื่องของการโค้งงอแบบ Snap-through ของโครงสร้างและเปลือก ต้องใช้กับแผนการที่น้ำหนักถ่วงมีการควบคุมในเรื่องการผิดรูปร่างไป เช่น Displacement and Arc-length based controls มากกว่าที่จะใช้ Force-controlled loading จากเหตุผลเหล่านี้จึงจำเป็นที่โปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่ใช้เพื่อการวิเคราะห์ลักษณะที่ไม่เชิงเส้นจะมีหลากหลายตัวเลือกในวิธีปฏิบัติกับกฎเกณฑ์ที่ใช้ในเรื่องการคำนวณเพื่อขบปัญหาระยะคลื่นที่มีอยู่แพร่หลายในการใช้ประโยชน์ของลักษณะที่ไม่เชิงเส้น วิธีการเหล่านี้จะทำให้เกิดมีความโค้งงอยืดหยุ่นมากขึ้นและการวิเคราะห์มีความแน่นอนและมีประสิทธิภาพสูงสำหรับวิธีแก้ไขของปัญหาเฉพาะเรื่อง

ทฤษฎีการสัมผัส

โดยทั่วไป สมอียึดคอนกรีต(Anchors) ประเภทฝังใน ชนิดสลักเกลียว (Headed Bolt) จะมีการสัมผัสระหว่างผิวของสลักเกลียว (Headed Bolt) กับคอนกรีต ดังนั้นในการศึกษากระบวนการวิบัติของสลักเกลียว (Headed Bolt) นั้นจึงจำเป็นต้องพิจารณากลศาสตร์การสัมผัสระหว่างผิวของสลักเกลียว (Headed Bolt) กับคอนกรีตซึ่งมีรายละเอียดการวิเคราะห์กลศาสตร์การสัมผัสตามทฤษฎีการสัมผัสของเฮิร์ซ (Hertz Contact Theory) เป็นดังนี้

ในการศึกษาการสัมผัสกันระหว่างผิวของสลักเกลียว (Headed Bolt) กับคอนกรีต เป็นการสัมผัสแบบเส้น ภาพที่ 21 แสดงรูปร่างของการสัมผัสของทรงกระบอกกลม (ภาพที่ 21 (ก)) บริเวณของการสัมผัส (ภาพที่ 21 (ข)) และทิศทางของความเค้นที่เกิดขึ้นจากการสัมผัสกัน (ภาพที่ 21 (ค))



ภาพที่ 21 การวิเคราะห์ความเค้นสัมผัส

ที่มา: Arthur et al. (2003)

จากภาพที่ 21 (ง) และภาพที่ 21 (จ) พบว่า

$$d = Ax^2 + By^2 \quad (39)$$

โดยที่

d คือ ระยะทางทั้งหมดที่ใช้ในการสัมผัส
 x, y คือ ค่าพิกัดแกนที่ใช้ในการวิเคราะห์

$$A = \frac{1}{4} \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} + \frac{1}{R_1'} + \frac{1}{R_2'} \right) - \frac{1}{4} \sqrt{\left[\left(\frac{1}{R_1} - \frac{1}{R_1'} \right) + \left(\frac{1}{R_2} - \frac{1}{R_2'} \right) \right]^2 - 4 \left(\frac{1}{R_1} - \frac{1}{R_1'} \right) \left(\frac{1}{R_2} - \frac{1}{R_2'} \right) \sin^2 \alpha} \quad (40)$$

$$B = \frac{1}{4} \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} + \frac{1}{R_1'} + \frac{1}{R_2'} \right) + \frac{1}{4} \sqrt{\left[\left(\frac{1}{R_1} - \frac{1}{R_1'} \right) + \left(\frac{1}{R_2} - \frac{1}{R_2'} \right) \right]^2 - 4 \left(\frac{1}{R_1} - \frac{1}{R_1'} \right) \left(\frac{1}{R_2} - \frac{1}{R_2'} \right) \sin^2 \alpha} \quad (41)$$

โดยที่

R_1, R_2 คือ รัศมีความโค้งของวัตถุที่ 1 และวัตถุที่ 2 ตามลำดับ
 R_1', R_2' คือ รัศมีความโค้งอีกด้านของวัตถุที่ 1 และวัตถุที่ 2 ตามลำดับ
 α คือ มุมระหว่างระนาบของรัศมีความโค้งหลักของจุดสัมผัสความเค้นที่เกิดขึ้นจากการสัมผัสในทิศทาง x, y และ z มีค่าตามสมการที่ 42 ถึงสมการที่ 44 ตามลำดับ

$$\sigma_{xx} = \left[M(\Omega_x + \nu\Omega_x') \right] \frac{b}{\Delta} \quad (42)$$

$$\sigma_{yy} = \left[M(\Omega_y + \nu\Omega_y') \right] \frac{b}{\Delta} \quad (43)$$

$$\sigma_{zz} = \left[\frac{M}{2} \left(\frac{1}{n} - n \right) \right] \frac{b}{\Delta} \quad (44)$$

โดยที่

$$M = \frac{2k}{k' E(k')}$$

$$n = \sqrt{\frac{k^2 + k^2(z/b)^2}{1 + k^2(z/b)^2}}$$

$$\Delta = \frac{1}{A+B} \left(\frac{1-v_1^2}{E_1} + \frac{1-v_1^2}{E_2} \right)$$

$$\Omega_x = -\frac{1-n}{2} + k \frac{z}{b} [F(\phi, k') - H(\phi, k')]$$

$$\Omega'_x = -\frac{n}{k^2} + 1 + k \frac{z}{b} [H(\phi, k') - K(\phi, k')]$$

$$\Omega_y = \frac{1}{2n} + \frac{1}{2} - \frac{n}{k^2} + k \frac{z}{b} \left[\frac{1}{k^2} H(\phi, k') - F(\phi, k') \right]$$

$$\Omega'_y = -1 + n + k \frac{z}{b} [F(\phi, k') - H(\phi, k')]$$

$$F(\phi, k') = \int_0^\phi \frac{d\theta}{\sqrt{1 - k'^2 \sin^2 \theta}}$$

$$H(\phi, k') = \int_0^\phi \sqrt{1 - k'^2 \sin^2 \theta} d\theta$$

b = ครึ่งแกนรองของพื้นที่การสัมผัส (สมการที่ 48)

a = ครึ่งแกนหลักของพื้นที่สัมผัส

$$k = \frac{b}{a}$$

$$k' = \sqrt{1 - k^2}$$

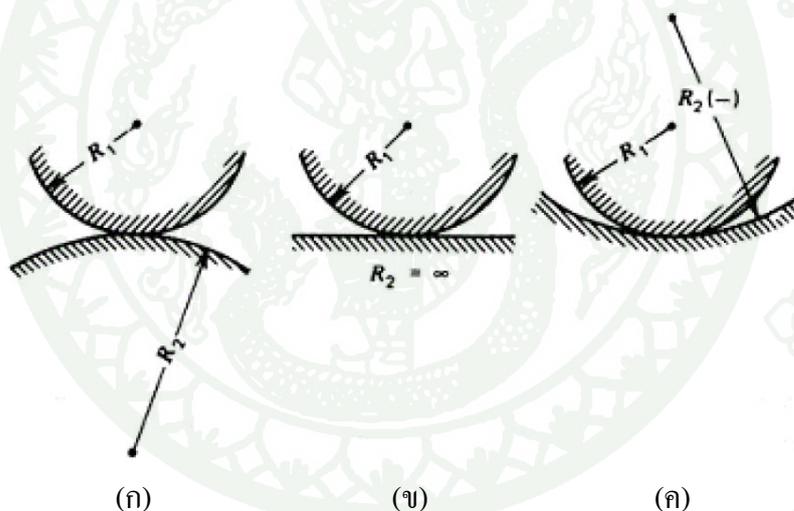
$$K(k') = \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{d\theta}{\sqrt{1 - k'^2 \sin^2 \theta}}$$

$$E(k') = \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sqrt{1 - k'^2 \sin^2 \theta} d\theta$$

สมการที่ 38 ถึงสมการที่ 43 เป็นสมการทั่วไปของการสัมผัส

1. การสัมผัสแบบเส้น

ความเค้นจากการสัมผัสแบบเส้นของวัตถุ เกิดขึ้นจากการที่ผิวของรูปทรงกระบอกสองอันสัมผัสกัน ซึ่งขอบเขตที่สัมผัสกันก่อนการรับภาระมีลักษณะเป็นเส้นตรง ตามภาพที่ 22(ก) เส้นสัมผัสตั้งฉากกับพื้นผิวของกระดวย ส่วนในภาพที่ 22(ข) แสดงเส้นสัมผัสของทรงกระบอกกับระนาบ และในภาพที่ 22(ค) แสดงเส้นสัมผัสที่เกิดขึ้นระหว่างทรงกระบอกขนาดเล็กที่อยู่ภายในช่องกลวงของทรงกระบอกขนาดใหญ่



ภาพที่ 22 การสัมผัสแบบเส้นของวัตถุทรงกระบอกสองอัน

ที่มา: Arthur et al. (2003)

จากสมการที่ 40 และสมการที่ 41 เมื่อเป็นการสัมผัสแบบเส้น จะได้ว่า

$$A = 0 \tag{45}$$

$$B = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right) \quad (46)$$

อัตราส่วนของ $\frac{A}{B}$ หาค่าได้ตามสมการที่ 47 มีค่านันต์

$$\frac{A}{B} = \frac{(1/k^2)E(k') - K(k')}{K(k') - E(k')} \quad (47)$$

$$\frac{A}{B} = \infty$$

ในกรณีของการสัมผัสแบบเส้นค่า k มีค่าเข้าใกล้ศูนย์ โดยที่ k คืออัตราส่วนของครึ่งแกนรอง (Semi minor), (b) ของพื้นที่สัมผัสกับครึ่งแกนหลัก (Semi major), (a) ซึ่งค่าของครึ่งแกนรองของพื้นที่สัมผัสหาได้จากสมการที่ 48 ดังนี้

$$b = \sqrt{\frac{3kE(k')(P\Delta)}{2\pi}} = ka \quad (48)$$

และเมื่อเป็นการสัมผัสแบบเส้นและรับภาระที่กระทำเป็นความดันต่อหน่วยความยาว p ค่าครึ่งแกนรองของพื้นที่สัมผัสเป็น

$$b = \sqrt{\frac{2p\Delta}{\pi}} \quad (49)$$

โดยที่

p คือ ความดันต่อหน่วยความยาว

$$\Delta = \frac{1}{\left(\frac{1}{2R_1} + \frac{1}{2R_2} \right)} \left(\frac{1-\nu_1^2}{E_1} + \frac{1-\nu_2^2}{E_2} \right)$$

ความเค้นที่เกิดขึ้นจากการสัมผัสแบบเส้นมีค่าดังนี้

$$\sigma_{xx} = \left[\frac{\left(\sqrt{1 + (z/b)^2} - z/b \right)^2}{\sqrt{1 + (z/b)^2}} \right] \frac{b}{\Delta} \quad (50)$$

$$\sigma_{yy} = \left[-2\nu \sqrt{1 + \left(\frac{z}{b} \right)^2} - \frac{z}{b} \right] \frac{b}{\Delta} \quad (51)$$

$$\sigma_{zz} = \left[\frac{1}{\sqrt{1 + (z/b)^2}} \right] \frac{b}{\Delta} \quad (52)$$

และความเค้นหลักสูงสุดที่เกิดขึ้นเป็นไปตามสมการที่ 52 ถึงสมการที่ 54 ดังนี้

$$\sigma_{xx} = -\frac{b}{\Delta} \quad (53)$$

$$\sigma_{yy} = -2\nu \frac{b}{\Delta} \quad (54)$$

$$\sigma_{zz} = -\frac{b}{\Delta} \quad (55)$$

2. เงื่อนไขของการสัมผัส

เงื่อนไขของการสัมผัสของปัญหาการสัมผัสมีอยู่ 2 เงื่อนไข คือ เงื่อนไขการสัมผัสทางขวาง (Unilateral Contact) และเงื่อนไขแรงเสียดทานของคูลอมบ์ (Coulomb Friction) รายละเอียดของแต่ละเงื่อนไขการสัมผัสเป็นดังนี้

2.1 เงื่อนไขการสัมผัสทางขวาง (Unilateral Contact)

การสัมผัสกันของวัตถุจะไม่เกิดขึ้นเมื่อ

$$U_N - d < 0 \Rightarrow \sigma_N = 0 \quad (56)$$

การสัมผัสกันของวัตถุจะเกิดขึ้นก็ต่อเมื่อ

$$U_N - d < 0 \Rightarrow \sigma_N \leq 0 \quad (57)$$

โดยที่

U_N คือ ระยะยัดตัวสัมพัทธ์ในแนวตั้งแกระหว่างวัตถุที่สัมผัสกัน
(Relative Normal Displacement)

d คือ ระยะห่างเริ่มต้นของวัตถุที่สัมผัสกัน

σ_N คือ ความเค้นสัมผัสที่เกิดขึ้นในแนวตั้งฉาก

2.2 เงื่อนไขการสัมผัสของแรงเสียดทานของคูลอมบ์ (Coulomb Friction)

สำหรับเงื่อนไขของการสัมผัสของแรงเสียดทานนี้ เกี่ยวข้องกับการสัมผัสแบบเลื่อนไถล และการสัมผัสแบบอยู่กับที่ของวัตถุที่สัมผัสกัน รายละเอียดของเงื่อนไขเป็นดังนี้

การสัมผัสจะเป็นการสัมผัสแบบอยู่กับที่ (Sticking) เมื่อ

$$|\sigma_r| < \mu |\sigma_N| \Rightarrow U_r = 0 \quad (58)$$

และการสัมผัสจะเป็นการสัมผัสแบบเลื่อนไถล (Sliding) ก็ต่อเมื่อ

$$|\sigma_r| = \mu |\sigma_N| \Rightarrow \exists \lambda \geq 0, U_r = -\lambda \sigma_T \quad (59)$$

โดยที่

μ คือ สัมประสิทธิ์ความเสียดทาน

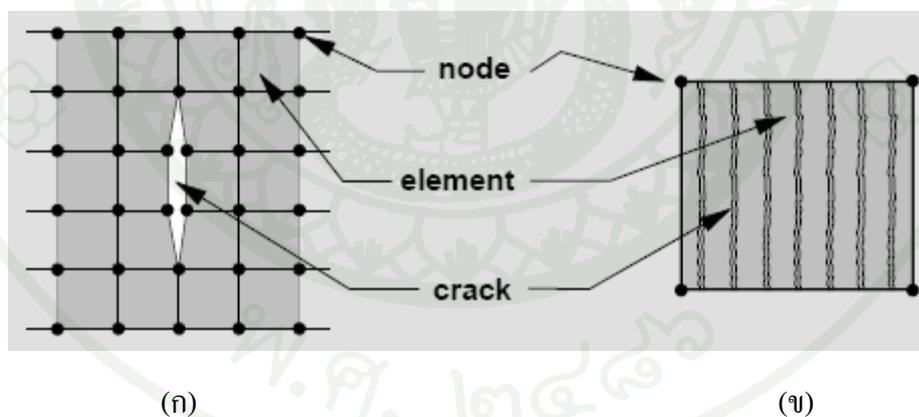
σ_T คือ ความเค้นในแนวสัมผัส (Tangential Strass)

U_T คือ ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์

แบบจำลองการแตกร้าว

การแตกร้าวเป็นสาเหตุหลักที่ก่อให้เกิดพฤติกรรมไม่เชิงเส้น (Non-linearity) ของวัสดุ ในสถานะใช้งาน (Serviceability) ของโครงสร้างคอนกรีต ดังนั้นการทำนายการรับแรงดึงแบบสถิต และแบบวัฏจักรของสมอขีคคอนกรีตประเภทฝังในที่ (Load-deflection) ให้มีความแม่นยำจึง จำเป็นต้องสร้างแบบจำลองรูปแบบการแตกร้าวให้เสมือนพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงด้วย

แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ใช้แสดงรูปแบบการแตกร้าว (Crack patterns) มีด้วยกัน 2 วิธีคือ Discrete crack และ Smeared crack ดังแสดงรายละเอียดในภาพที่ 23 การเลือกใช้ แบบจำลองการแตกร้าว (Crack model) ขึ้นอยู่กับระดับของจุดมุ่งหมายในศึกษาและวิเคราะห์ ไฟไนต์เอลิเมนต์ กล่าวคือ หากพฤติกรรม Load-deflection คือสิ่งที่สนใจในอันดับแรกๆ โดยไม่คำนึงถึง ผลของรูปแบบการแตกร้าวและค่าประมาณของหน่วยแรงเฉพาะที่ (Local stress) แบบจำลอง Smeared crack จะเป็นทางเลือกที่ดีที่สุด สำหรับการจำลองพฤติกรรมการแตกร้าว แต่ถ้าหากสนใจรายละเอียดของพฤติกรรมเฉพาะที่ (Local behavior) แบบจำลอง Discrete crack จะเป็นทางเลือกที่ดีที่สุด



ภาพที่ 23 แบบจำลองการแตกร้าว: (ก) Discrete crack, (ข) Smeared crack

ที่มา: Filippou (1990)

1. Discrete crack

การจำลองการแตกร้าวในยุคแรกๆ ของวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ซึ่งเสนอโดย Ngo and Scordelis (1967) แบบจำลองการแตกร้าววิธีนี้จะถูกจำลองโดยการแยกจุดต่อของ Finite element mesh ที่เกี่ยวข้องขึ้นส่วนย่อยออกจากกัน 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) การแตกร้าวที่เกิดขึ้นก่อนข้างจะสมจริงโดยเฉลี่ยค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด ซึ่งตรงกันข้ามกับแบบจำลอง Discrete crack แนวความคิดโดยทั่วไปของแบบจำลอง Smeared crack เหมาะสมกับ Finite element displacement method เนื่องจาก Displacement มีความต่อเนื่องรอยต่อของชิ้นส่วนย่อยที่ติดกัน โดยที่ไม่เกิดการแตกแยกหรือเลื่อนทับกัน ถึงแม้ว่าแบบจำลอง Smeared crack นี้จะง่ายต่อการนำไปใช้ แต่ก็ยังมีข้อเสียคือ การกำหนดขนาดหรือแบ่งชิ้นส่วนย่อย ให้สอดคล้องกับรูปร่างลักษณะจริงของชิ้นงานที่นำมาวิเคราะห์ เมื่อใช้ชิ้นส่วนย่อยที่มีขนาดใหญ่ทำให้เกิดผลกระทบต่อค่าสติฟเนส (Stiffness) ของโครงสร้าง เมื่อมีส่วนใดส่วนหนึ่งของชิ้นส่วนย่อยเกิดการแตกร้าว ค่าสติฟเนสของโครงสร้างจะลดลงทันที กล่าวคือ เมื่อการการแตกร้าวที่จุด Integration point จุดใดจุดหนึ่งค่าสติฟเนสของชิ้นส่วนย่อย จะลดลงจนกระทั่งเกิดการแตกร้าวที่จุด Integration point ของชิ้นส่วนย่อยทั้งหมดในการกระทำซ้ำ (Iteration) ถัดไป จากหลักการพื้นฐานในการวิเคราะห์

โครงสร้างในสถานะสถิตย์โครงสร้างจะต้องมีความสอดคล้องกัน (Compatible) จึงทำให้เกิด Strain ขึ้นทุกจุดที่ Integration point ของชิ้นส่วนย่อย ดังนั้นการเลือกใช้ชิ้นส่วนย่อยที่ไม่เหมาะสมกับปัญหา หรือมีขนาดที่ใหญ่เกินไปอาจทำให้ผลลัพธ์ที่ได้ไม่มีความคลาดเคลื่อนได้

จากการตรวจสอบเอกสารในข้างต้น พบว่ามีวิธีการหลากหลายในการประเมินพฤติกรรม การรับแรงดึงแบบสถิตและแบบวัฏจักรซึ่งแต่ละวิธีที่ได้นำเสนอล้วนสามารถทำนายได้เฉพาะกำลังรับแรงดึงประลัย แต่ไม่สามารถหาค่าการเคลื่อนตัวในระดับของแรงดึงต่างๆได้ นั่นคือไม่สามารถ อธิบายพฤติกรรมการรับแรงดึงของสลักเกลียว (Headed Bolt) ในแต่ละช่วงได้ งานวิจัยชิ้นนี้จึง นำเสนอวิธีการทางไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อที่จะช่วยแก้ปัญหาข้อจำกัดในข้างต้น โดยใช้โปรแกรมเชิง พหุคูณที่มีชื่อว่า แอนซิส (ANSYS) เป็นเครื่องมือในการศึกษาและวิเคราะห์ โดยใช้ชิ้นส่วนที่มีอยู่ แล้วในโปรแกรมมาใช้ในการวิเคราะห์และจำลองเพื่อศึกษาพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของ คอนกรีตและสลักเกลียว (Headed Bolt) ในช่วงต่างๆ ซึ่งหากการวิเคราะห์ให้ผลที่สอดคล้องกับผล การทดสอบในห้องปฏิบัติการแล้ว ก็สามารถนำแบบจำลองนี้ไปใช้ทำนายพฤติกรรมของ โครงสร้างจริงที่รับแรงดึงแบบสถิตและแบบวัฏจักรได้

อุปกรณ์และวิธีการ

อุปกรณ์

1. เครื่องคอมพิวเตอร์
2. แผ่นโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์

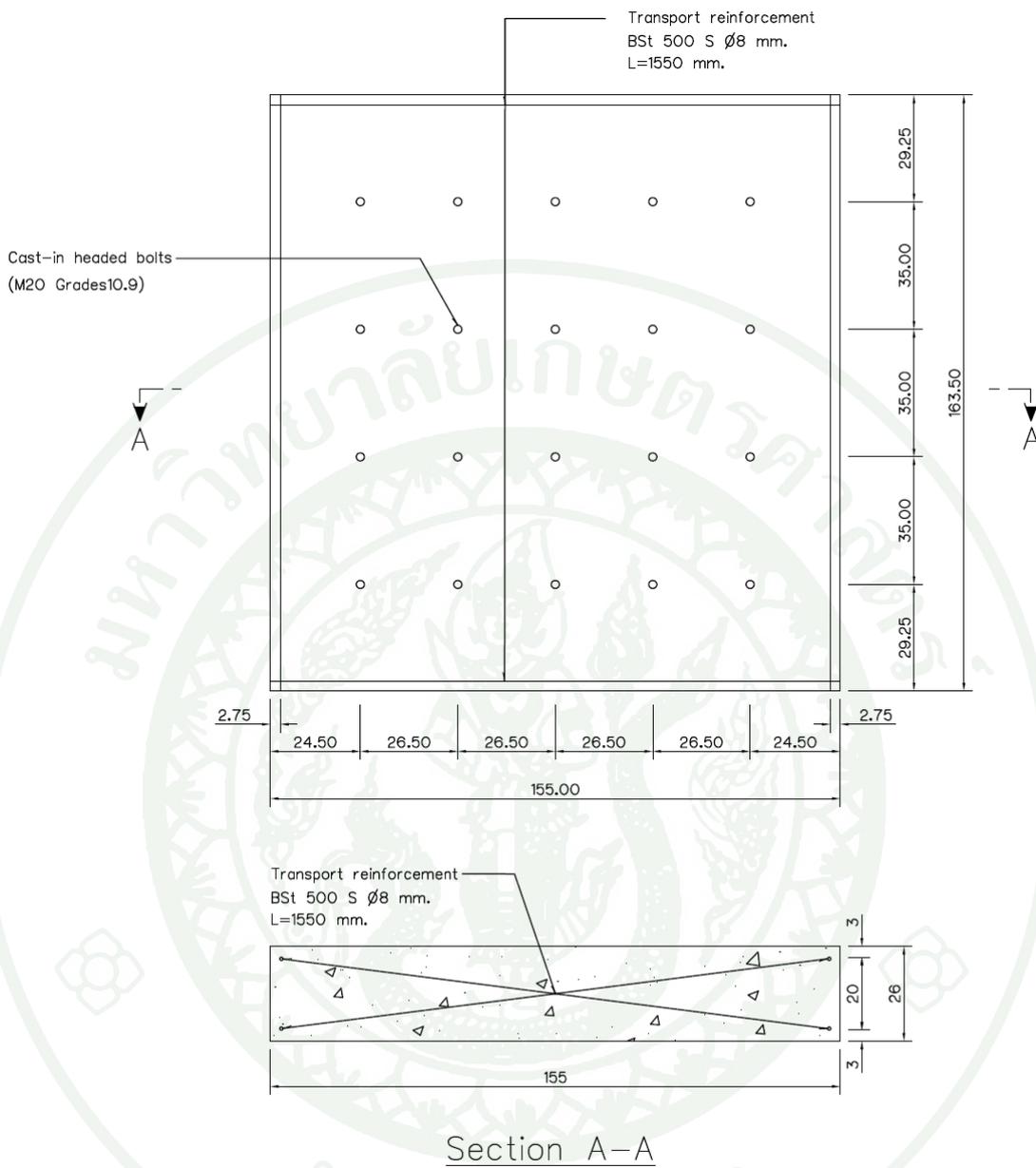
วิธีการ

การสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อทำนายพฤติกรรมการรับแรงดึงแบบสถิตและแบบวัฏจักรของสลักยึดคอนกรีตประเภทฝังในที่มีแบบเดี่ยว ชนิดสลักเกลียว (Headed Bolt) จำเป็นต้องเข้าใจหลักการเบื้องต้นเกี่ยวกับพฤติกรรมและคุณสมบัติต่างๆ ของวัสดุ ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดของวัสดุ ชนิดของเอลิเมนต์ (Element type) วิธีการแบ่งเอลิเมนต์ (Mesh) ตลอดจนเงื่อนไขขอบเขต (Boundary condition) และลักษณะของน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อแบบจำลอง (แรงดึงแบบสถิตและแบบวัฏจักร) ในวิทยานิพนธ์นี้พิจารณาอิทธิพลของแรงดึงแบบสถิตและแบบวัฏจักร

วิทยานิพนธ์นี้ได้เปรียบเทียบผลที่ได้จากผลการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ กับการทดสอบในห้องปฏิบัติการของ Hoehler (2006) ซึ่งเป็นการทดสอบเพื่อวิเคราะห์ความสามารถในการต้านทานแรงดึงแบบสถิตและแบบวัฏจักรของสลักยึดคอนกรีต สำหรับการทดสอบแรงดึงแบบวัฏจักร Hoehler (2006) ได้จำลองรูปแบบของแรงดึงมาจากพฤติกรรมของแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว ดังนั้นคุณสมบัติต่างๆของวัสดุที่ต้องใช้ในการวิเคราะห์ จะอ้างอิงจากการทดสอบดังกล่าว

แท่งคอนกรีต

Hoehler (2006) ใช้แท่งคอนกรีตไม่เสริมเหล็กและไม่ร้าว (Uncracked Concrete) มีขนาด 1550 mm.×260 mm.×1635 mm. ดังภาพที่ 24 ซึ่งมีกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตทรงกระบอก (f'_c) เท่ากับ 22.76 MPa



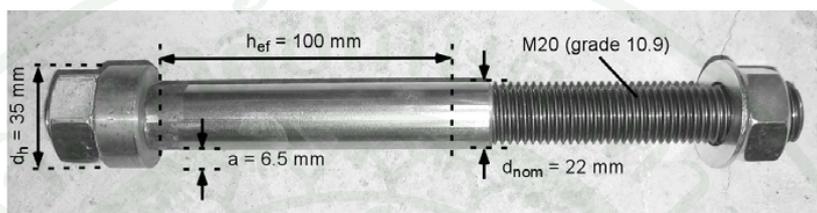
Remark: All unit in millimeter

ภาพที่ 24 ขนาดของแท่งคอนกรีต

ที่มา: Hoehler (2006)

สลักเกลียว (Headed Bolt)

Hoehler (2006) ใช้ Headed bolts ตามมาตรฐานของ DIN 1048 (1991) คือ M20 (เกรด 10.9) โดยมี bearing area คงที่ ($A_h = 582 \text{ mm}^2$) และมีความลึกประสิทธิผลเท่ากับ 100 มม. ($h_{ef} = 100 \text{ mm}$) ดังภาพที่ 25



ภาพที่ 25 ขนาดของสลักเกลียว (Headed Bolt) ชนิด M20 (เกรด 10.9)

ที่มา: Hoehler (2006)

รูปแบบของน้ำหนักที่กระทำต่อสลักเกลียว (Headed Bolt)

Hoehler (2006) ได้ทำการทดสอบดึงสลักเกลียว (Headed Bolt) ด้วยน้ำหนักสองประเภท คือ แบบสถิตและแบบวัฏจักร ดังนี้

1. น้ำหนักกระทำแบบสถิต (Static loads)

Hoehler (2006) ได้ทำการทดสอบโดยให้แรงดึงแบบสถิต (Static loads) กระทำต่อสลักเกลียว (Headed Bolt) เพิ่มขึ้นต่อเนื่องแบบเชิงเส้น โดยมีอัตราความเร็วที่ทำให้แบบจำลองวิบัติที่ 1 ถึง 3 นาที

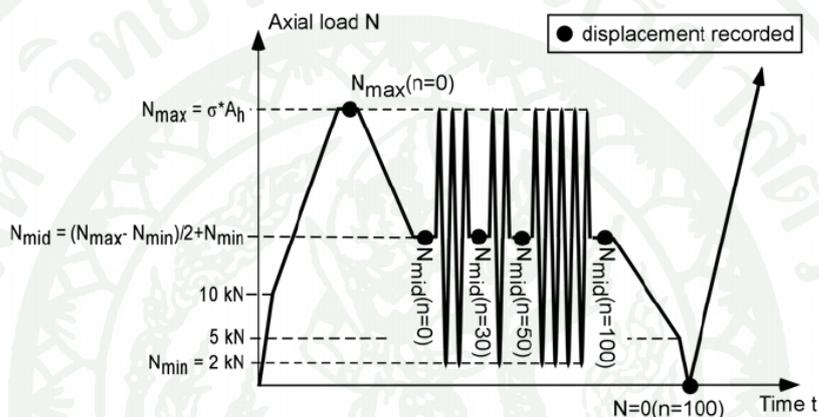
2. น้ำหนักกระทำแบบวัฏจักร (Cyclic loads)

Hoehler (2006) ได้ทำการทดสอบโดยแรงดึงแบบวัฏจักร (Cyclic loads) กระทำต่อสลักเกลียว (Headed Bolt) ขั้นตอนการถ่ายน้ำหนักแสดงได้ภาพที่ 26 และอธิบายได้ดังนี้

-น้ำหนักกระทำครั้งแรกที่ $N_{min} = 2$ กิโลนิวตัน

-เพิ่มน้ำหนักขึ้นจนถึง $N_{max} = \sigma A_h$ เมื่อ σ เท่ากับ 4, 6, 8 หรือ 10 เท่าของ $f_{cc,150}$

- ลดน้ำหนักลงจนถึง $N_{mid} = \frac{N_{max} - N_{min}}{2} + N_{min}$
- ถ้าย้ำหนักเป็นวัฏจักรระหว่าง N_{max} กับ N_{min} (ความถี่เท่ากับ 0.5 เฮิรตซ์)
- ถ้าย้ำหนักเป็นวัฏจักรกระทำจนถึง 30, 50, 100 รอบ โดยระหว่างนั้นทำการบันทึก δ ไปด้วย
- ถ้า Anchor ยังไม่วิบัติ ก็ลดน้ำหนักลงจน $N_{min} = 0$ แล้วถ้าย้ำหนักกลับเข้าไปอีกครั้งแบบสติดจนสลักเกลียว (Headed Bolt) เกิดการวิบัติ



ภาพที่ 26 แสดงน้ำหนักที่กระทำต่อสลักเกลียว (Headed Bolt) แบบวัฏจักร ที่ทดสอบโดย Hoehler (2006)

ที่มา: Hoehler (2006)

การสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

การสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ในวิทยานิพนธ์นี้สลักยึดคอนกรีตที่ฝังอยู่ในแท่งคอนกรีตจะถูกจำลองเป็นสามมิติ (3D) เพื่อเอื้อประโยชน์ในการศึกษาพฤติกรรมในแต่ละจุดอย่างละเอียด (Local behavior) แบบจำลองจะถูกสร้างขึ้นโดยใช้เอลิเมนต์ที่แตกต่างตามความเหมาะสมของรูปแบบและคุณสมบัติทางวิศวกรรมที่แตกต่างกัน คอนกรีตและสลักยึดคอนกรีตจะถูกจำลองเป็นเอลิเมนต์ 3 มิติ (Solid element) บริเวณ Bearing Area ของสลักยึดคอนกรีตจะสัมผัสกับผิวคอนกรีต ซึ่งจะถูกจำลองเป็นเอลิเมนต์แบบสัมผัส(Contact element) โดยเอลิเมนต์ประเภทนี้จะมีขนาดพื้นผิวตามพื้นผิวที่สัมผัสกัน แต่จะไม่มีขนาดหน้า(Zero dimension) ส่วนบริเวณอื่นๆที่

ผิวของสลักยึดคอนกรีตสัมผัสกับผิวคอนกรีตจะไม่พิจารณาถึงพฤติกรรมการครูด (Bond Slip) ซึ่งเอลิเมนต์ที่ใช้เหล่านี้มีอยู่แล้วในโปรแกรม การสร้างแบบจำลองในวิธานิพนธ์นี้ใช้วิธีสร้างแบบจำลองผ่านกราฟิกในวินโดว์ Graphical User Interface (GUI) ซึ่งเหมาะสำหรับผู้ที่เริ่มต้นหรือผู้ที่ยังไม่มีประสบการณ์ในการสร้างแบบจำลอง เนื่องจากมีขั้นตอนที่ไม่ยากนักในการสร้าง อีกทั้งยังสะดวกในการแก้ไขหรือเปลี่ยนแปลงรายละเอียดในแบบจำลองอีกด้วย

การสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อทำนายพฤติกรรมการ Pull-Out ของสมอยึดคอนกรีตที่ฝังอยู่แท่งคอนกรีต นั้น จำเป็นต้องเข้าใจหลักการเบื้องต้นเกี่ยวกับพฤติกรรมและคุณสมบัติต่างๆของวัสดุ (Material property), ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดของวัสดุ (Stress-strain relationship), ชนิดของเอลิเมนต์ (Element type), วิธีการแบ่งเอลิเมนต์ (Mesh) ตลอดจนเงื่อนไขขอบเขต (Boundary condition) และนำหน้ากบรทุกที่กระทำต่อแบบจำลอง

1. คุณสมบัติของวัสดุ (Material Property)

โครงสร้างของแบบจำลอง ได้มาจากการนำสลักยึดคอนกรีตมาฝังลงในแบบหล่อโดยมีระยะโผล่ของสลักยึดคอนกรีต ตามความเหมาะสมแล้วจึงเทคอนกรีตรวมกันในลักษณะที่ทำให้ได้ส่วนของโครงสร้างที่มีพฤติกรรมร่วมกันรับน้ำหนักบรรทุกได้ตามต้องการ เนื่องจากคอนกรีตเป็นวัสดุที่มีส่วนประกอบของ ซีเมนต์ ทราย หิน น้ำ ทำให้คุณสมบัติทางวัสดุของคอนกรีตไม่สามารถระบุได้โดยง่าย เพื่อความสะดวกในการวิเคราะห์ คอนกรีตและเหล็กเสริม จะถูกพิจารณาให้เป็นวัสดุเนื้อเดียว (Homogeneous material) การสร้างและวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์จะถูกตั้งและแม่นยำเพียงใด ย่อมขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของวัสดุที่นำมาใช้ในการคำนวณด้วย ดังนั้น เพื่อให้จะทำให้การวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์มีความถูกต้องจำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องทราบถึงคุณสมบัติทางพฤติกรรมที่แท้จริงของวัสดุด้วย

1.1 คอนกรีต

คอนกรีตถูกแทนด้วยเอลิเมนต์แบบสามมิติ (Solid element) มีลักษณะคล้ายกล่องมี 8 จุดต่อ ซึ่งแต่ละจุดต่อ (Node) จะมีความอิสระในการเคลื่อนที่ (Degree of Freedom) ได้ใน 3 ทิศทาง คือในทิศทางตามแนวแกน X, Y และ Z โดยที่เอลิเมนต์ต้องการคุณสมบัติความเท่ากันทุกทิศทางในช่วงเส้นตรง (Linear isotropic) และความเป็นเส้นตรงหลายๆ ช่วงของคอนกรีต คุณสมบัติในแต่ละ

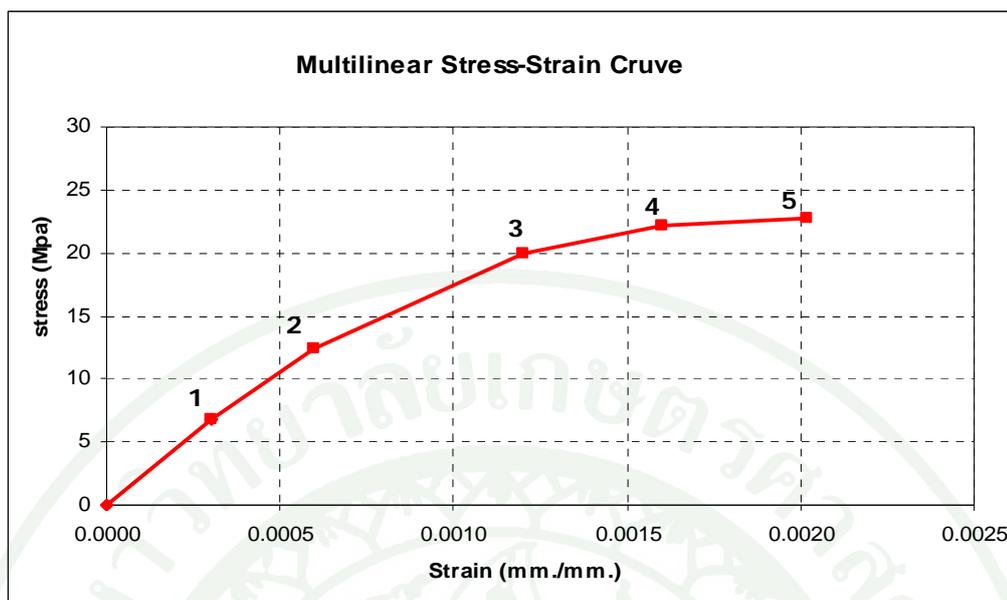
ละช่วงของเส้นตรงกำหนดโดยใช้เกณฑ์การวิบัติของวอนมิสเสส (Von Mises) เกณฑ์กำหนดการวิบัติของคอนกรีตใช้ของวิลเลียมและวอนกี (Willam and Warnke) ในการศึกษาครั้งนี้ค่ามอดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (E_c) สามารถหาได้จากสมการที่ 13 ค่า Poisson's ratio (ν) สมมุติให้มีค่าเท่ากับ 0.18 ในสภาวะการรับแรงดึงของคอนกรีต กำลังดึงของคอนกรีตมีค่าน้อยมาก ประมาณ 10%-20% ของกำลังรับแรงอัดสูงสุด ค่ากำลังดึงตรงๆบนแท่งคอนกรีตทำได้ยากและได้ผลลัพธ์ไม่แน่นอน ดังนั้นการหาลำกำลังดึงของคอนกรีตจึงหาจากวิธีกดคอนกรีตตามแนวยาว (split tensile test) ดังแสดงในสมการที่ (14) และจากวิธีการกดคานคอนกรีตดัด (bending tensile test) ดังแสดงในสมการที่ (15)

วิทยานิพนธ์นี้ได้พิจารณาผลของความไม่เชิงเส้นของพฤติกรรมของคอนกรีตโดยการวิเคราะห์ห้อยู่บน สมมติฐานที่ว่า การเปลี่ยนรูปในเชิงเรขาคณิตของโครงสร้าง ไม่มีผลต่อผลเฉลยของการวิเคราะห์ (Small displacement)

ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดของคอนกรีต สามารถพิจารณาได้โดยเริ่มจากเส้นความสัมพันธ์ของกราฟจะเริ่มจากจุดที่ความเค้นและความเครียดมีค่าเท่ากับศูนย์ จุดที่ 1 ความเค้นมีค่าเท่ากับ $0.3 * f'_c$ เนื่องจากความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดยังอยู่ในช่วงเส้นตรง สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 33 จุดที่ 2, 3 และ 4 สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 31 โดยที่ค่า ϵ_0 สามารถหาได้จากสมการที่ 32 จุดที่ 5 เป็นตำแหน่ง Ultimate Compressive Strength (f'_c) และ Strain at Ultimate Compressive Strength หลังจากจุดนี้คอนกรีตถือว่าเป็นพฤติกรรมแบบ Perfectly Plastic ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดของคอนกรีตสำหรับแบบจำลองแสดงในตารางที่ 1 รูปแบบของกราฟความสัมพันธ์ที่ได้ แสดงในภาพที่ 27

ตารางที่ 1 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด ของคอนกรีต

จุดที่	Stress (MPa)	Strain (mm./mm)
1	6.828	0.0003024
2	12.446	0.00060
3	20.007	0.00120
4	22.166	0.00160
5	22.76	0.00202



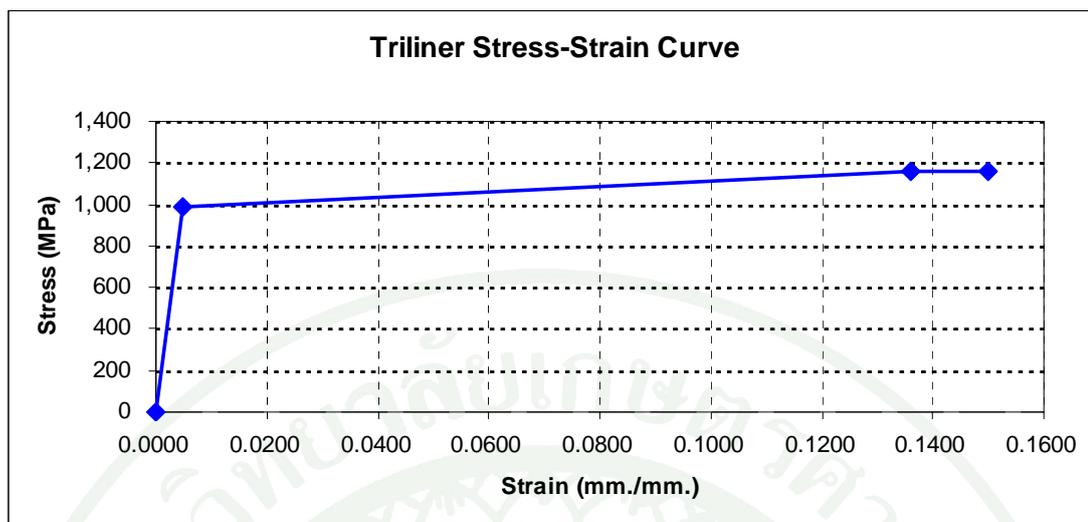
ภาพที่ 27 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด ของคอนกรีต

1.2 สมอยึดคอนกรีต (Headed anchor)

สมอยึดคอนกรีตถูกแสดงโดยเอลิเมนต์แบบ Solid element มี 4 จุดต่อ ในแต่ละจุดต่อ (Node) จะมีความอิสระในการเคลื่อนที่ (Degree of Freedom) ได้ใน 3 ทิศทางคือในทิศทางตามแนวแกน X, Y และ Z สามารถรับแรงดึงและแรงอัดตามแนวแกนได้ ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดของ Anchor ได้อ้างอิงตาม Shi YJ (2007) แสดงในตารางที่ 2 รูปแบบของกราฟความสัมพันธ์ที่ได้ แสดงในภาพที่ 28

ตารางที่ 2 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด ของสมอยึดคอนกรีต (Headed anchor)

จุดที่	Stress (MPa)	Strain (mm./mm)
1	990	0.00483
2	1160	0.13600
3	1160	0.15000

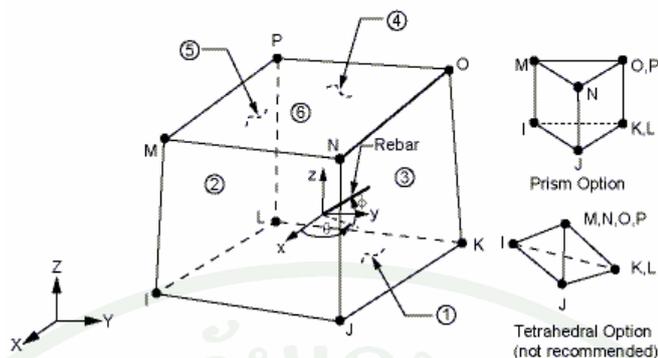


ภาพที่ 28 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด ของ Headed anchor

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 เอลิเมนต์ชนิดนี้สามารถยึดหดได้ในช่วงพลาสติก สามารถแตกร้าวได้ใน 3 ทิศทาง และสามารถรองรับการวิบัติแบบ Crushing ได้ ดังแสดงในภาพที่ 29 โดยพฤติกรรมการวิบัติจะเป็นไปตามเกณฑ์การวิบัติของ Willam and Warnke (1975)

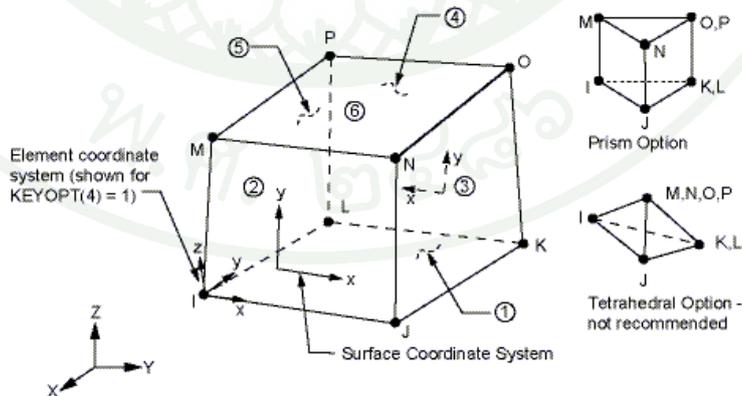


ภาพที่ 29 เอลิเมนต์ของคอนกรีต (Solid65)

ที่มา: ANSYS (2003)

2.2 เอลิเมนต์สำหรับสมอยึดคอนกรีต (Headed bolts)

เอลิเมนต์ของสมอยึดคอนกรีต(Headed bolts) ถูกแทนด้วยเอลิเมนต์ขนาดเล็กที่มีลักษณะเป็นทรง 3 มิติ (Solid45) ซึ่งมี 8 จุดต่อ ซึ่งแต่ละจุดต่อจะมีความอิสระในการเคลื่อนที่ (Degree of Freedom) ได้ ใน 3 ทิศทางคือในทิศทางตามแนวแกน X, Y และ Z ซึ่ง Shape function ที่ใช้ในการประมาณค่าภายในของการขจัด (Displacement interpolation) สำหรับเอลิเมนต์เป็น Linear shape function เอลิเมนต์ชนิดนี้สามารถยึดหดได้ในช่วงพลาสติก ดังแสดงในภาพที่ 30

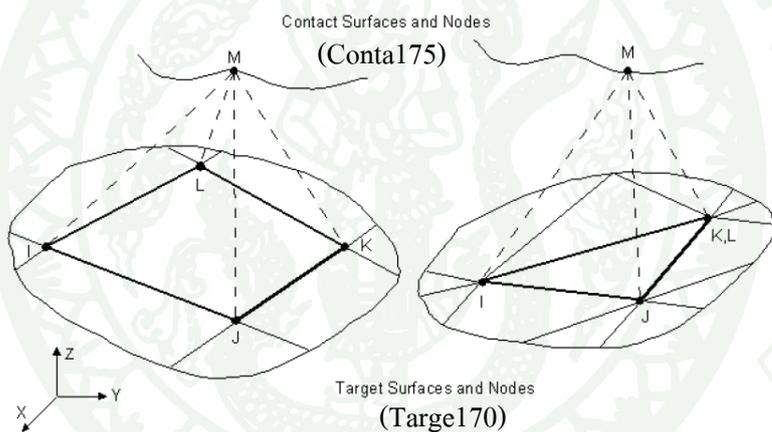


ภาพที่ 30 เอลิเมนต์ของสมอยึดคอนกรีต (Solid45)

ที่มา: ANSYS (2003)

2.3 เอลิเมนต์สำหรับพฤติกรรมการสัมผัส

เนื่องจากการวิจัยครั้งนี้จะต้องการพิจารณาให้มีการสัมผัสกันผิวของสมอียดคอนกรีต (Headed bolts) กับคอนกรีต และการสัมผัสกันผิวของแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (Bearing plate) กับคอนกรีต ดังนั้นในการวิจัยจึงได้เลือกเอลิเมนต์ของการสัมผัสแบบจุดสัมผัสกับผิว (Nodeto Surface) โดยพิจารณาให้เอลิเมนต์แบบจุดเป็นเอลิเมนต์ Conta175 เอลิเมนต์แบบพื้นผิวเป็นเอลิเมนต์ Target170 ดังแสดงไว้ในภาพที่ 31 ซึ่งได้มีการยืนยันความน่าเชื่อถือของเอลิเมนต์การสัมผัสชนิดนี้กับทฤษฎีการสัมผัสของเฮิร์ซ (Hertz Contact Theory) ไว้ใน ANSYS Verification Manual และพิจารณาค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานระหว่างคอนกรีตกับสลักเกลียวและแผ่นเหล็กรับน้ำหนักเท่ากับ 0.20



ภาพที่ 31 รูปร่างของเอลิเมนต์แบบจุดสัมผัสพื้นผิว

ที่มา: ANSYS (2003)

ตารางที่ 3 ชนิดของชิ้นส่วนสำหรับแบบจำลอง

ชนิดของวัสดุ	ชิ้นส่วนใน ANSYS
คอนกรีต	Solid65
สลักเกลียว (Headed bolts)	Solid45
การสัมผัส	Conta175, Target170

3. การพิจารณาเลือกจำนวนเอลิเมนต์

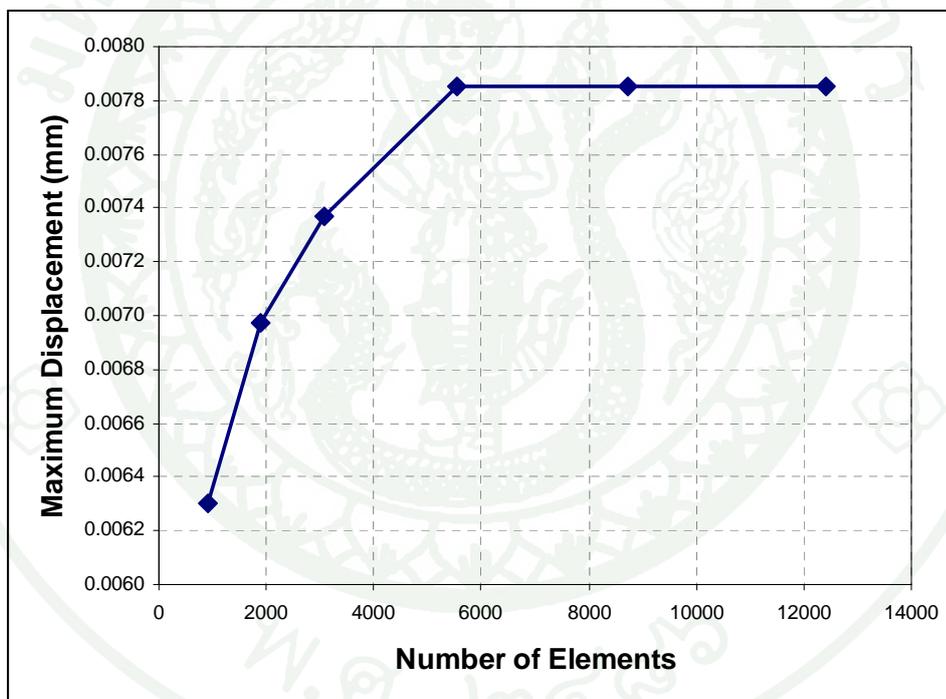
หลักการวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์จำเป็นต้องแบ่งโครงสร้างออกเป็นเอลิเมนต์ย่อยๆ (Mesh) ต่อเนื่องกันตามรูปร่างของโครงสร้างเดิม แล้วสร้างสมการของแต่ละเอลิเมนต์ย่อยๆ ขึ้นมา ต่อมาจึงนำสมการที่ได้มารวมกัน ก่อให้เกิดระบบสมการชุดใหญ่ซึ่งในความหมายทางกายภาพก็คล้ายกับการเอาเอลิเมนต์มาประกอบรวมเข้าด้วยกันก่อให้เกิดเป็นรูปร่างลักษณะของโครงสร้างเดิม จากนั้นจึงทำการกำหนดเงื่อนไขขอบเขตที่ให้มาลงไปในระบบสมการชุดใหญ่นี้แล้วจึงทำการแก้ไขสมการดังกล่าว ก่อให้เกิดผลเฉลยโดยประมาณที่ต้องการ ณ ตำแหน่งต่างๆ ของโครงสร้าง ซึ่งผลเฉลยที่ได้มาจากการวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์นั้น จะถูกต้องมากน้อยเพียงใด จะขึ้นอยู่กับหลักสามประการ คือ ประการแรก การกำหนดรูปร่างของเอลิเมนต์ให้ใกล้เคียงหรือสอดคล้องกับโครงสร้างเดิมมากน้อยเพียงใด ประการที่สอง การประมาณพฤติกรรมของเอลิเมนต์ย่อยได้ถูกต้องตามสภาพจริงหรือไม่ และประการสุดท้าย ความละเอียดในการคำนวณตัวเลขที่มีค่าน้อยๆ ของเครื่องคอมพิวเตอร์ (เดซ, 2541) อย่างไรก็ตามข้อผิดพลาดที่อาจเกิดขึ้นในการวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ สามารถแบ่งได้เป็นสามประการ คือ Numerical error, Modeling error, Discrezation error

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

ความผิดพลาดจาก Modeling error เป็นข้อผิดพลาดที่เกิดขึ้นจากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ไม่เหมือนหรือไม่สอดคล้องกับระบบทางกายภาพของโครงสร้างเดิม สามารถลดข้อผิดพลาดที่เกิดขึ้นได้ โดยการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ให้เหมือนหรือสอดคล้องกับโครงสร้างเดิมให้มากที่สุด

ความผิดพลาดจาก Discrezation error เป็นข้อผิดพลาดที่เกิดขึ้นจากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์เนื่องมาจากการแบ่งโครงสร้างออกเป็นเอลิเมนต์ย่อยๆ มีความละเอียดไม่เพียงพอสามารถลดข้อผิดพลาดที่เกิดขึ้นได้ โดยการเพิ่มจำนวนของเอลิเมนต์ย่อยให้มากขึ้น ผลเฉลยที่ได้จะใกล้เคียงกับผลเฉลยแม่นยำ (Exact solution) มากขึ้น

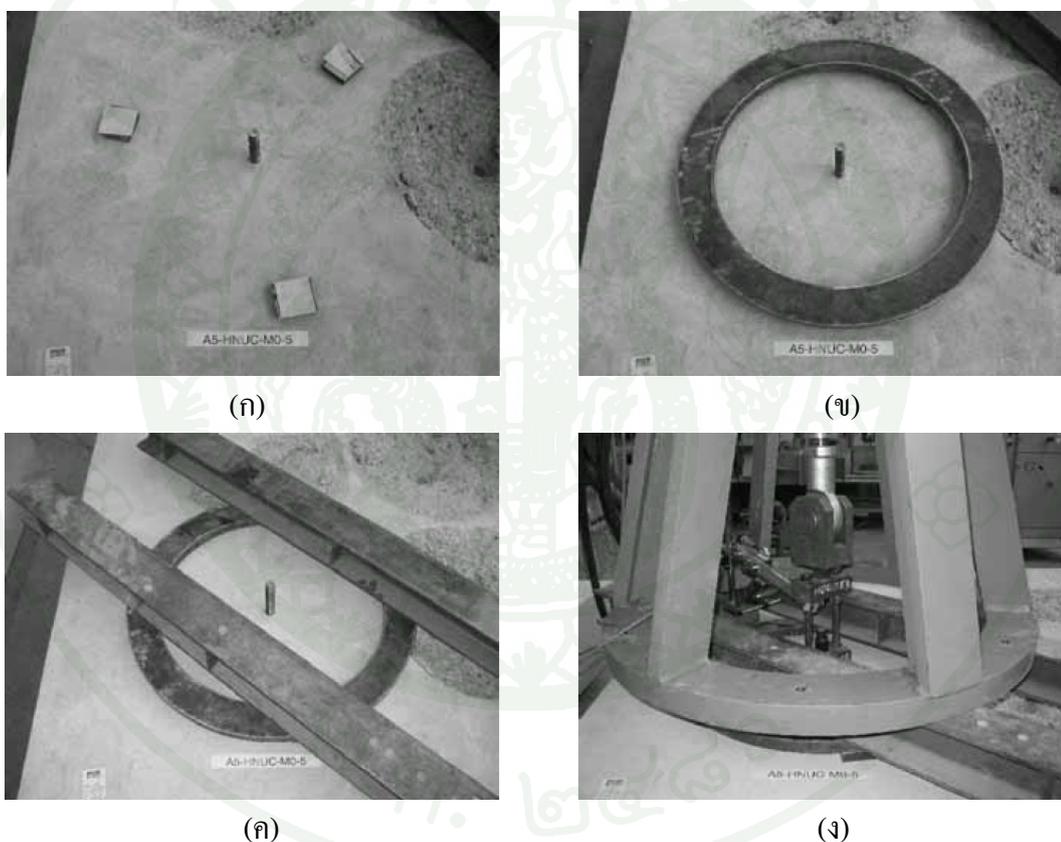
ในวิทยานิพนธ์ได้ศึกษาการลู่เข้าของผลลัพธ์ที่ถูกต้อง (Converged solution) โดยวิเคราะห์แบบจำลองแท่งคอนกรีตไม่เสริมเหล็กรับแรง (Plain concrete) ในช่วงเชิงเส้น (Linear analysis) แบบจำลองที่สร้างขึ้นจะมีขนาดเท่ากับหนึ่งในหกส่วนของแท่งคอนกรีตจริง โดยทำการแบ่งเอลิเมนต์ย่อยจาก 916, 1,908, 3,092, 5,548, 8,724 และ 12,412 ตามลำดับ แล้วนำผลเฉลยที่ได้มาเขียนความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนของเอลิเมนต์ย่อย (Number of elements) และการเคลื่อนตัวที่บริเวณ Bearing area ดังภาพที่ 32 ซึ่งจากภาพจะเห็นว่า ค่าความชันของการเคลื่อนตัวที่บริเวณ Bearing area จะมีความต่อเนื่องระหว่างเอลิเมนต์ย่อย เมื่อเอลิเมนต์ย่อยมีขนาด 5,548 เอลิเมนต์ขึ้นไป ซึ่งแสดงให้เห็นว่าเพื่อที่จะให้ผลลัพธ์ที่ได้ ลู่เข้าหาคำตอบที่ถูกต้องควรใช้เอลิเมนต์อย่างน้อย 5,548 เอลิเมนต์ ในการสร้างแบบจำลองแท่งคอนกรีต ซึ่งจะได้ความถูกต้องต่างกับจำนวนเอลิเมนต์ขนาด 12,412 ประมาณ 0.007%



ภาพที่ 32 ความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนของเอลิเมนต์ย่อยและการเคลื่อนตัวที่บริเวณ Bearing area

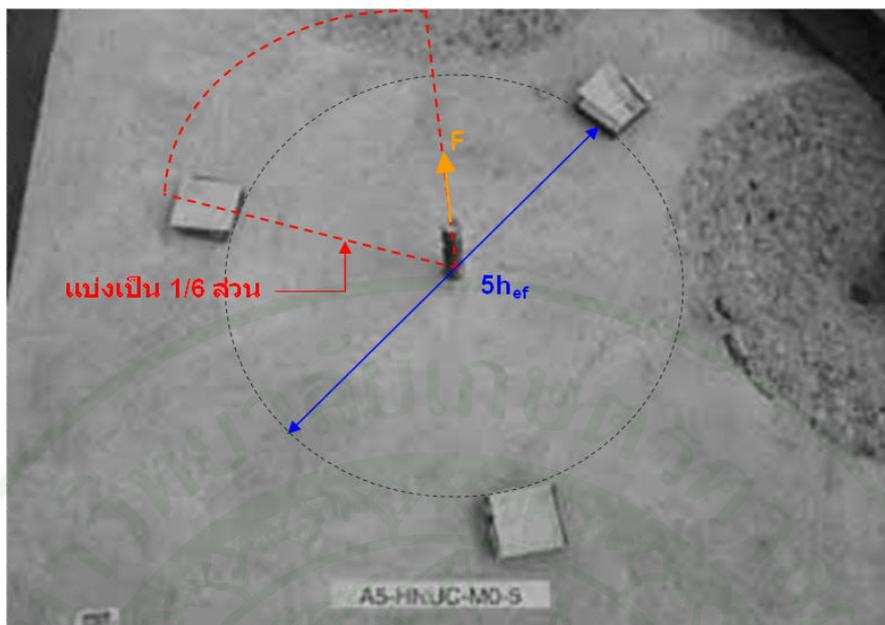
4. เชาชาติของแบบจำลอง

Hoehler (2006) ได้ทำการทดสอบดิ่งสลักยึดคอนกรีตประเภทฝังในที่แบบสถิตและแบบวัฏจักรจักร ดังแสดงในภาพที่ 33 จากการพิจารณาดำแหน่งของแรงกระทำและการวางแผ่นเหล็กรับน้ำหนักแบบสามจุดเป็นวงกลมที่มีเส้นผ่าศูนย์กลาง $5h_{ef}$ แล้วพบว่าแบบทดสอบอยู่ในลักษณะสมมาตร ดังนั้นในวิทยานิพนธ์นี้การสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์จะถูกสร้างขึ้นเพียงหนึ่งในหกของแบบทดสอบจริง เพื่อเอื้อประโยชน์ด้านระยะเวลาในการคำนวณให้รวดเร็วขึ้น ดังแสดงในภาพที่ 34 และ 35

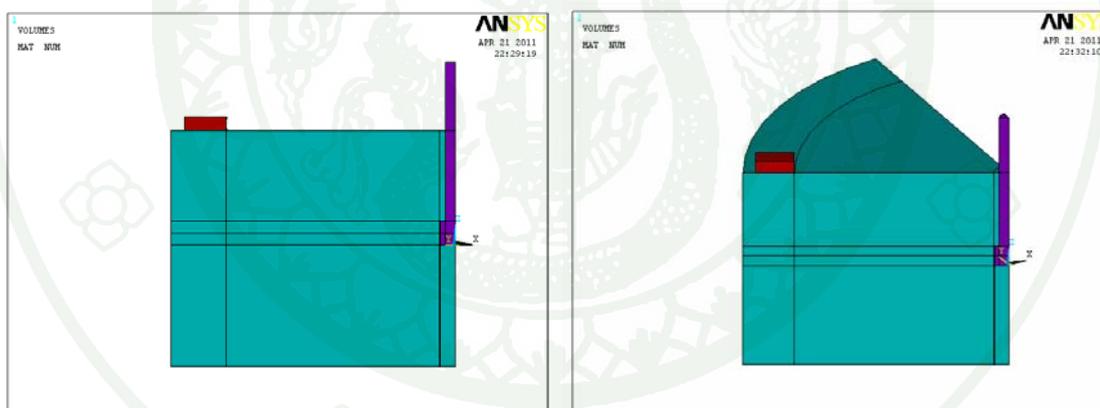


ภาพที่ 33 การทดสอบดิ่งสลักยึดคอนกรีตประเภทฝังในที่แบบสถิตและแบบวัฏจักรจักรโดย Hoehler (2006): (ก) การวางแผ่นเหล็กรับน้ำหนักแบบสามจุด, (ข) การวางแผ่นเหล็กรูปวงแหวนบนแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก, (ค) การวางคานเหล็กรูปตัวไอบนแผ่นเหล็กรูปวงแหวน, (ง) การดิ่งสลักยึดคอนกรีตโดยเครื่อง Servo-hydraulic cylinder

ที่มา: Hoehler (2006)



ภาพที่ 34 แสดงการแบ่งแบบทดสอบเป็นหนึ่งในหกส่วนเพื่อทำการสร้างแบบจำลอง

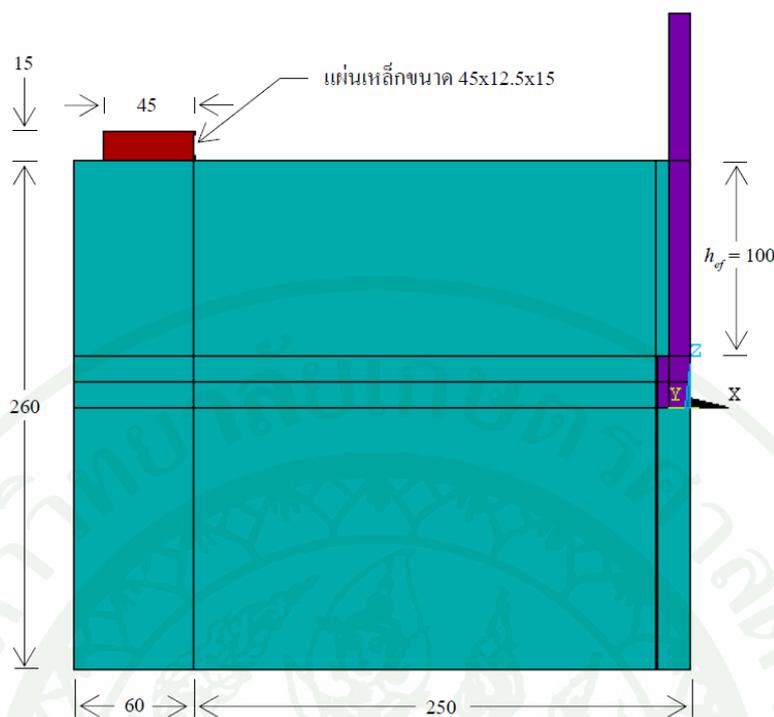


(ก)

(ข)

ภาพที่ 35 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์แบบหนึ่งในหกส่วน (ก); แพลน (ข) สามมิติ

แบบจำลองที่จะนำไปวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์นั้นประกอบด้วยวัสดุสามประเภท คือ 1.แท่งคอนกรีต 2.แผ่นเหล็กรับน้ำหนัก 3.สลักยึดคอนกรีต ขนาดของแท่งคอนกรีตและแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก ที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองแสดงในภาพที่ 36 ส่วนสลักยึดคอนกรีตนั้นแสดงในภาพที่ 25

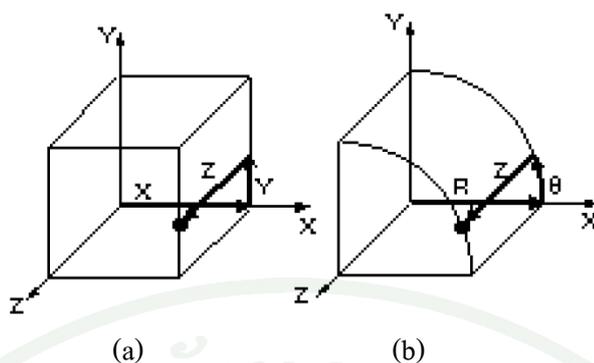


ภาพที่ 36 ขนาดของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ (ระยะทั้งหมดเป็นมิลลิเมตร)

ในวิทยานิพนธ์นี้ จะใช้ระบบพิกัดทรงกระบอก(Cylindrical coordinate system) ในการวิเคราะห์ ซึ่งมี R , θ และ Z เป็นส่วนประกอบของระบบพิกัด โดยมีแกน Z เป็นแกนหลักตามความสูงของรูปทรงกระบอก มีการเคลื่อนตัวตั้งฉากกับแกน Z เป็น R และมีการเคลื่อนตัวรอบแกน Z เป็น θ แต่ในการกำหนดความอิสระในการเคลื่อนที่ (DOF) ในโปรแกรม ANSYS เพื่อการวิเคราะห์นั้นจะยังคงกำหนดตัวแปรที่อ้างอิงตามระบบพิกัดฉาก (Cartesian coordinate system) แสดงดังภาพที่ 37 และสามารถแสดงการเปรียบเทียบส่วนประกอบระหว่างระบบพิกัดฉาก (Cartesian coordinate system) และ ระบบพิกัดทรงกระบอก(Cylindrical coordinate system) ดังตารางที่ 4

ตารางที่ 4 ส่วนประกอบของระบบพิกัดฉาก (Cartesian coordinate system) และระบบพิกัดทรงกระบอก (Cylindrical coordinate system)

ระบบพิกัดฉาก	ระบบพิกัดทรงกระบอก
X	R
Y	θ
Z	Z



ภาพที่ 37 ภาพแสดงการจำแนกระบบพิกัด (a) ระบบพิกัดทรงกระบอก (Cylindrical coordinate system) และ (b) ระบบพิกัดทรงกระบอก (Cylindrical coordinate system)

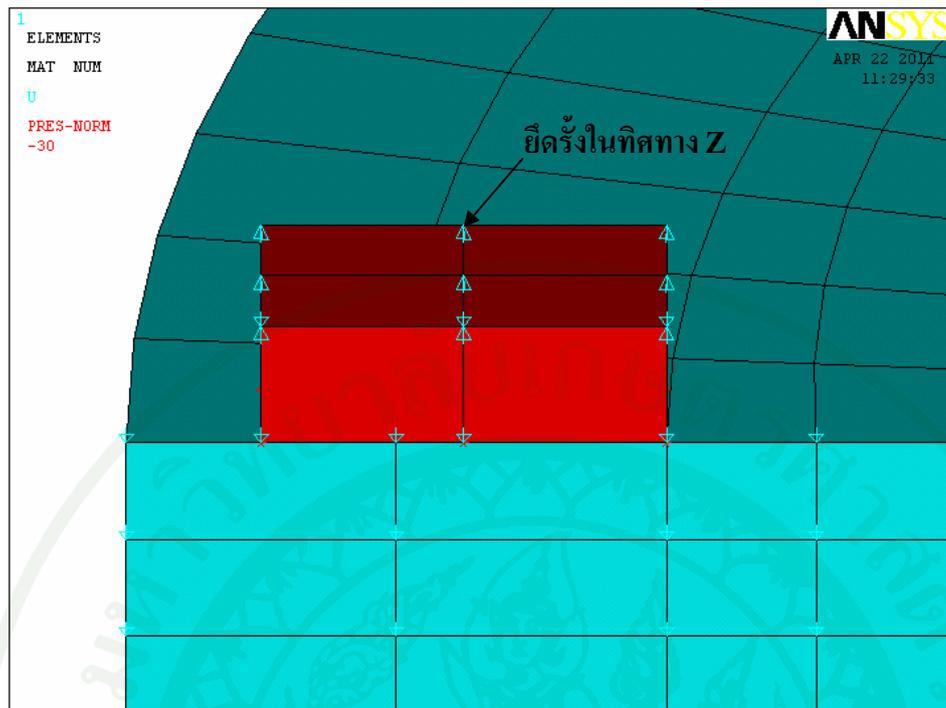
ที่มา: ANSYS (2003)

5. เงื่อนไขขอบและน้ำหนักบรรทุก

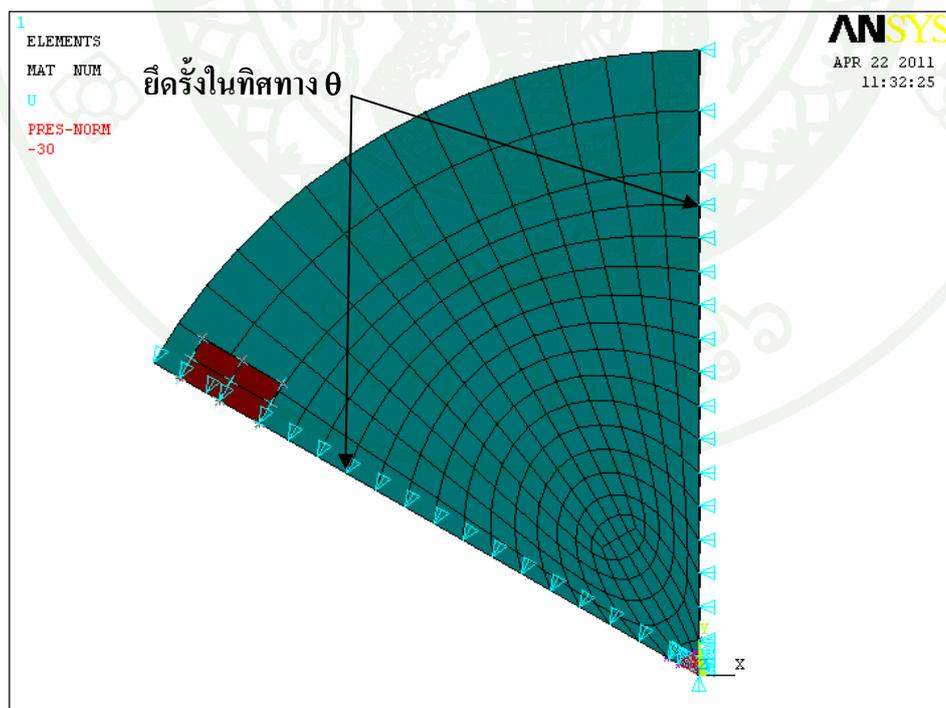
การสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ให้ได้ผลลัพธ์ที่ถูกต้องและแม่นยำ จำเป็นต้องพิจารณาถึงสถานะเงื่อนไขขอบและน้ำหนักบรรทุกของปัญหาให้ใกล้เคียงกับพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงให้มากที่สุด

ในวิทยานิพนธ์นี้ ฐานรองรับ (Support) ของแบบจำลองคือแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (Bearing plate) จะถูกสร้างให้สามารถเลื่อนได้ (Roller) ในแนว R และ θ โดยการกำหนดให้ความอิสระในการเคลื่อนที่ (DOF) เป็นศูนย์ในแนวแกน Z ($U_z = 0$) สถานะเงื่อนไขขอบของการยึดรั้งของฐานรองรับ แสดงในภาพที่ 38

การจำลองแบบทดสอบเพียงหนึ่งในหกส่วนของแบบทดสอบจริง จำเป็นต้องกำหนดสถานะเงื่อนไขขอบของแบบทดสอบให้มีพฤติกรรมเหมือนกับแบบทดสอบจริงให้มากที่สุด โดยการกำหนดให้ตำแหน่งสมมาตรมีความอิสระในการเคลื่อนที่ (DOF) เป็นศูนย์ในแนว θ ($U_y = 0$) นั่นคือ แบบจำลองจะสามารถเคลื่อนที่ได้ในสองทิศทางเดียว คือ ทิศทางในแกน Z และแนว R สภาพของการยึดรั้งของแบบจำลองหนึ่งในหกส่วนของแบบทดสอบจริงแสดงในภาพที่ 39

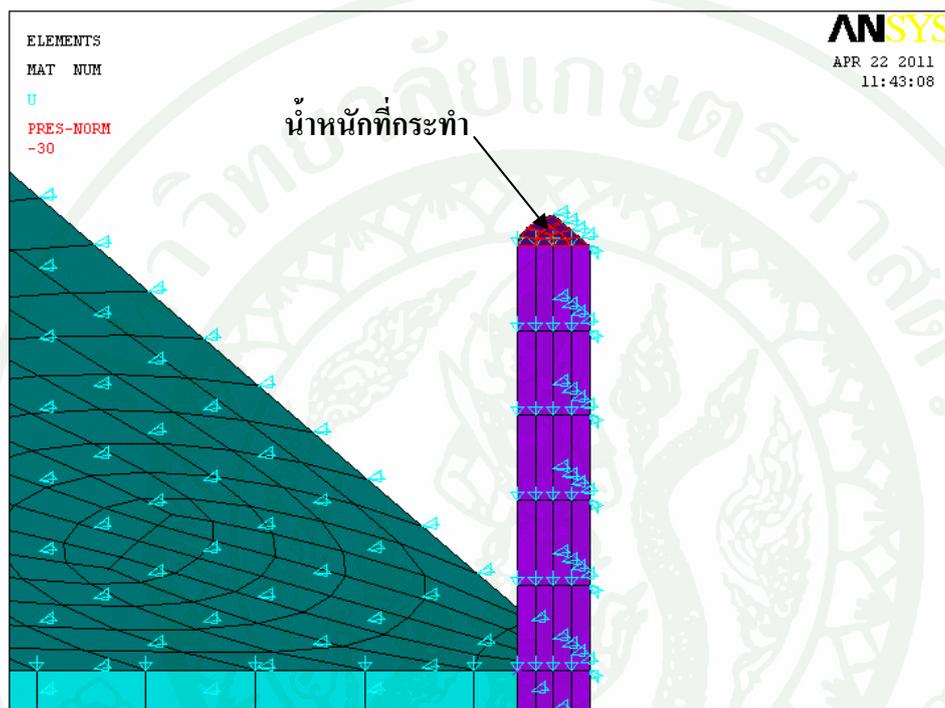


ภาพที่ 38 สภาพการยึดรั้งบริเวณแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (Bearing plate)



ภาพที่ 39 สภาพการยึดรั้งของแบบจำลองหนึ่งในหกของแบบทดสอบจริง

เพื่อป้องกันการเกิดความเค้นเฉพาะที่ (Stress concentration) ในการวิเคราะห์จึงพิจารณาให้น้ำหนักที่กระทำกับปลายปลั๊กฝั่งคอนกรีตเป็นน้ำหนักแบบแผ่บนพื้นผิว (Pressure load) โดยน้ำหนักจะกระทำที่พื้นผิวของเอลิเมนต์โดยมีขนาดเท่ากันทุกพื้นที่ น้ำหนักที่กระทำในแบบจำลองแสดงในภาพที่ 40

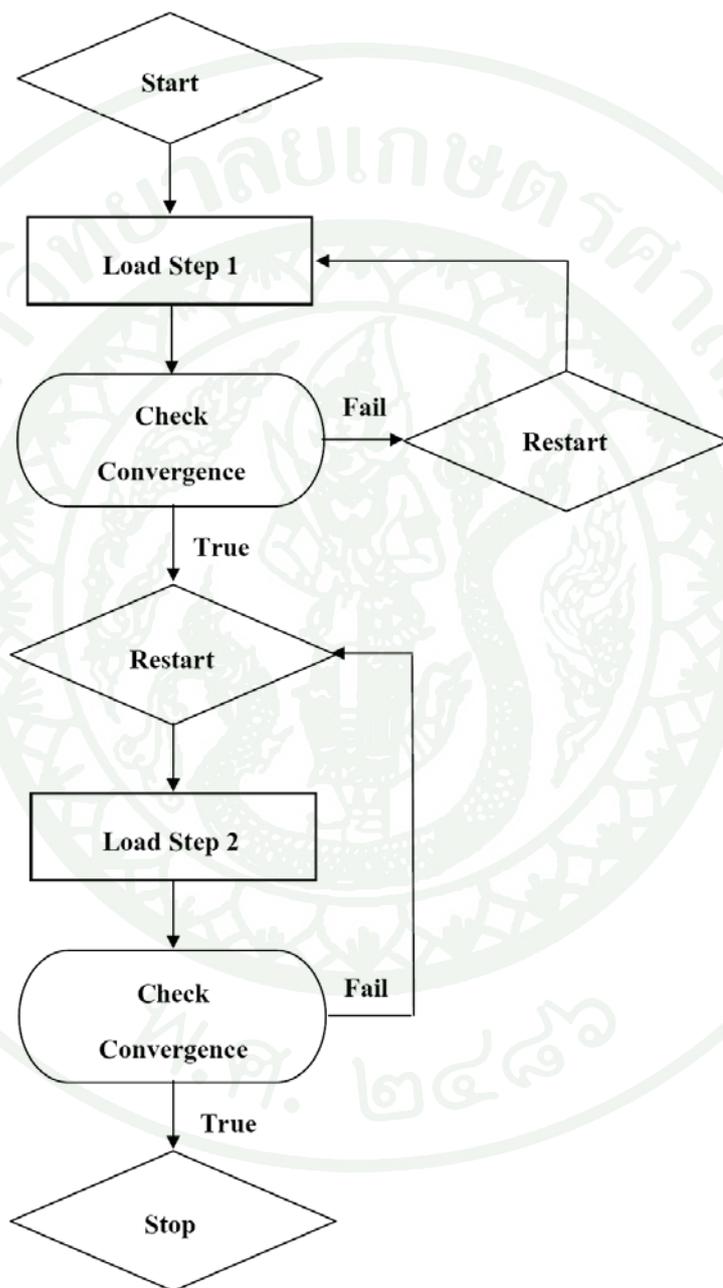


ภาพที่ 40 น้ำหนักที่กระทำในแบบจำลอง

การแบ่งขนาดของน้ำหนักบรรทุก

ขนาดของน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นจะถูกกำหนดโดยวิธีนิวตัน-ราฟสัน (Newton-Raphson) ในวิทยานิพนธ์นี้ใช้ Automatic time stepping ในการควบคุมขนาดของน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้น ในแต่ละ 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 กันจาก Sub step เดิมและจะ Automatically restart ใหม่อีกครั้ง กระบวนการนี้จะ

ดำเนินการต่อไปเรื่อยๆ จนกระทั่งผลเฉลยที่ได้ลู่เข้า การเพิ่มน้ำหนักบรรทุกใน Load step ต่อไป จะใช้คำสั่ง Restart หรือ Restart option เพื่อเอื้อประโยชน์ให้การคำนวณผลเฉลยใช้เวลาน้อยลง ขั้นตอนการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกในแบบจำลองแสดงในภาพที่ 41

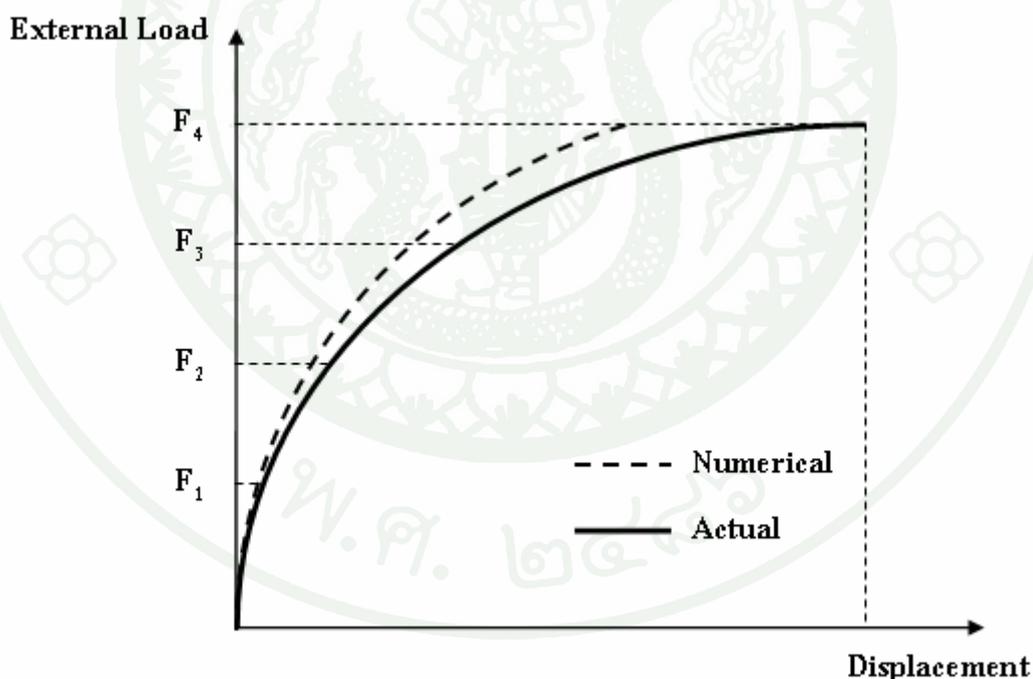


ภาพที่ 41 ขั้นตอนการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกสำหรับ 2 Load increments

การแก้ปัญหาไม่เชิงเส้น

เนื่องจากคุณสมบัติทางวัสดุของคอนกรีตภายใต้การรับแรงอัดอยู่ในสภาวะไม่เชิงเส้น (Nonlinear) ดังนั้นในการวิเคราะห์พฤติกรรมการรับดึงแบบสถิตและแบบวิฤกษ์จักรของปลั๊กฝังคอนกรีต ตั้งแต่เริ่มรับแรงตลอดช่วง Elastic จนเข้าสู่ช่วง Inelastic จนถึงจุดวิบัติ จึงจำเป็นต้องพิจารณาและวิเคราะห์พฤติกรรมในช่วง Nonlinear ด้วย เพื่อให้จะได้มาซึ่งพฤติกรรมการรับแรงของโครงสร้างที่ใกล้เคียงความเป็นจริงมากที่สุด

การแก้ปัญหาไม่เชิงเส้น (Nonlinear solution) นำนักบรรทุกที่มากกระทำกับโครงสร้างจะถูกแบ่งออกเป็นช่วงย่อยๆ และเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่อง หากไม่มีขั้นตอนการตรวจแก้ในระหว่างการแก้ปัญหาไม่เชิงเส้น Numerical error จะเพิ่มขึ้น ผลลัพธ์ที่ได้จะไม่สอดคล้องกับความเป็นจริงสามารถพิจารณาได้จากภาพที่ 42



ภาพที่ 42 Incremental load method without correction

ขั้นตอนที่ใช้ในการแก้ปัญหาไม่เชิงเส้น มีขั้นตอนพื้นฐานอยู่ 4 ขั้นตอน ขั้นตอนที่ 1 การคำนวณหา Stiffness matrix ขั้นตอนที่ 2 การแก้สมการสมดุลเมื่อ Displacement เพิ่มขึ้น

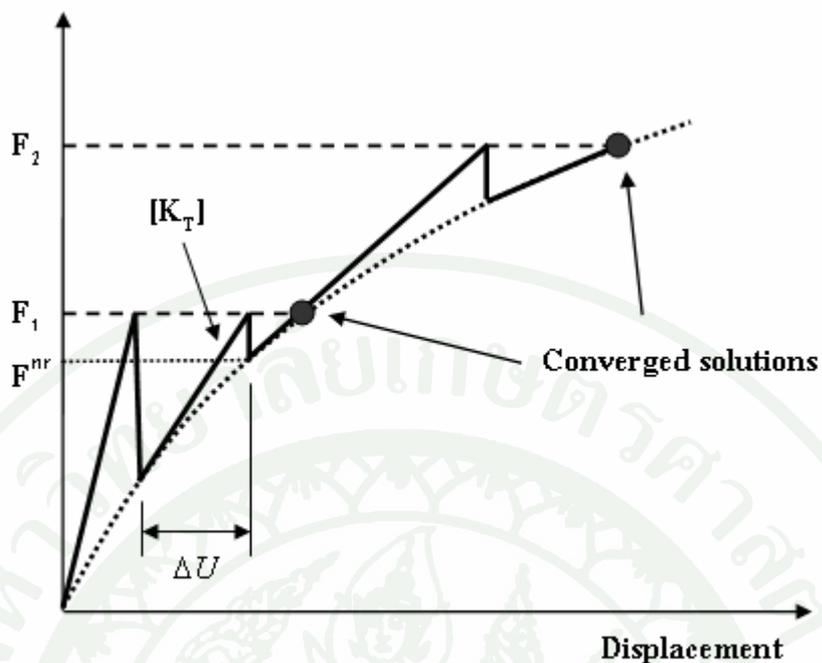
ขั้นตอนที่ 3 การคำนวณหาผลเฉลย โดยประมาณที่ต้องการ ณ ตำแหน่งต่างๆ ของปัญหาทุกเอลิเมนต์ย่อยในแบบจำลอง ขั้นตอนที่ 4 การตรวจสอบการลู่เข้า (Convergence) ของผลเฉลย

การแก้ปัญหาไม่เชิงเส้น จำเป็นที่จะต้องใช้วิธีการทำซ้ำ (Iteration) เพื่อหาผลลัพธ์ที่ถูกต้อง โดยในโปรแกรมแอนซิส (ANSYS) จะใช้วิธีของนิวตัน-ราฟสัน (Newton-Raphson) วิธีนี้จะให้ผลเฉลยที่เป็นเชิงเส้นและทำให้เกิดการลู่เข้า ในตอนท้ายของแต่ละ Load step ซึ่งเป็นวิธีที่นิยมใช้กันมาก มีรากฐานมาจากอนุกรมเทย์เลอร์ น้ำหนักบรรทุกทั้งหมดที่มากกระทำ จะถูกแบ่งออกเป็น ส่วนๆ 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 แต่หากค่าความคลาดเคลื่อนนั้นมีค่ามากเกินไปเกินกว่า Tolerance limits ที่กำหนดไว้ ก็จะทำ Iteration ซ้ำ โดยวนไปเริ่มทำจากการปรับปรุงค่า Stiffness matrix ใหม่ สามารถเขียนให้อยู่ในรูปแบบสมการได้ดังสมการที่ 60 วิธีการทำซ้ำของนิวตัน-ราฟสัน (Newton-Raphson) แสดงให้เห็นในภาพที่ 43

$$[K_T]\{\Delta U\} = \{F\} - \{F^{nr}\} \quad (60)$$

เมื่อ

$[K_T]$	คือ	Tangent stiffness matrix
$\{\Delta U\}$	คือ	Displacement increment
$\{F\}$	คือ	External load vector
$\{F^{nr}\}$	คือ	Inter force vector

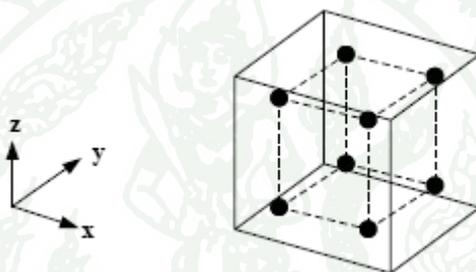


ภาพที่ 43 Newton-raphson iterative solution for 2 load increments

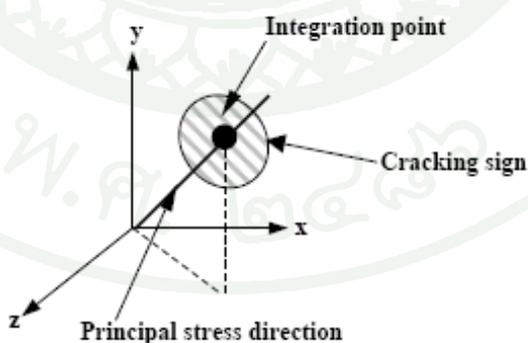
จำนวนสูงสุดของการทำซ้ำ (Iteration) ขึ้นอยู่กับสภาพปัญหาและค่าความคลาดเคลื่อนที่ยอมรับได้ (Convergence tolerance limits) ในวิทยานิพนธ์นี้กำหนดให้ตรวจสอบค่าความคลาดเคลื่อนของผลลัพธ์ (Convergence criteria) ตั้งอยู่บนพื้นฐานของ Force และ Displacement โดยโปรแกรมจะทำการคำนวณซ้ำจนกว่าผลลัพธ์ที่ได้มีค่าความคลาดเคลื่อนน้อยกว่าที่ยอมรับได้ (Convergence tolerance limits) ซึ่งมีค่าเท่ากับ 1.0% และ 5.0% ตามลำดับ

การแตกร้าวในแบบจำลอง

การเกิดการแตกร้าวสามารถหาได้โดยการใช้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดที่ได้จากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ในโปรแกรม แอนซิส (ANSYS) จะวิเคราะห์ที่ Integration points ของเอลิเมนต์คอนกรีตดังแสดงในภาพที่ 44 โดยสัญลักษณ์ของการแตกร้าวจะปรากฏขึ้น เมื่อ Principal tensile stress มีค่ามากกว่า Ultimate tensile strength ของคอนกรีตโดยแสดง ในทิศทางที่ตั้งฉากกับ Principal stress การเกิด Cracking และ Crushing ในโปรแกรมจะใช้ วงกลม (0) เป็นสัญลักษณ์ รายละเอียดแสดงในภาพที่ 45



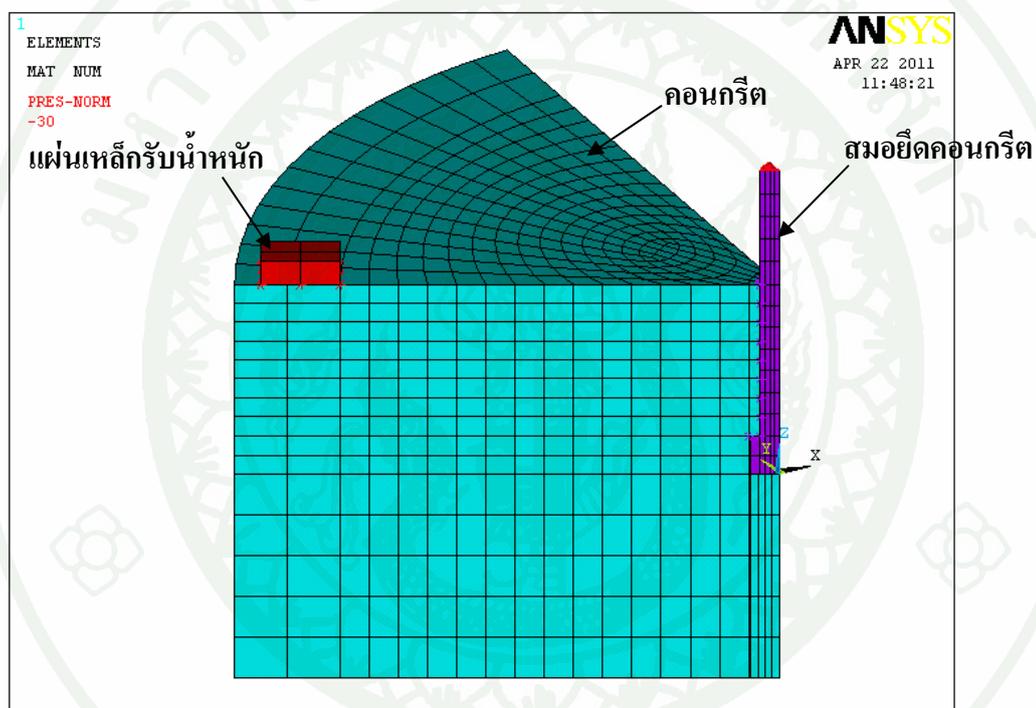
ภาพที่ 44 Integration points ในเอลิเมนต์คอนกรีต



ภาพที่ 45 สัญลักษณ์แสดงการแตกร้าว

รายละเอียดของแบบจำลอง

แบบทดสอบของสลักยึดคอนกรีตประเภทฝังในที่แบบเดี่ยว ชนิดสลักเกลียว (Headed Bolt) ที่ฝังในแท่งคอนกรีตจะถูกจำลองเป็นแบบ 3 มิติ โดยใช้เอลิเมนต์ที่แตกต่างกันตามความเหมาะสมของรูปแบบและคุณสมบัติทางวิศวกรรมที่แตกต่างกัน คอนกรีต, สมอยึดคอนกรีตและแผ่นเหล็กรับน้ำหนักจะถูกจำลองเป็นเอลิเมนต์ 3 มิติ (Solid element) รายละเอียดของแบบจำลองแสดงในภาพที่ 46



ภาพที่ 46 รายละเอียดของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

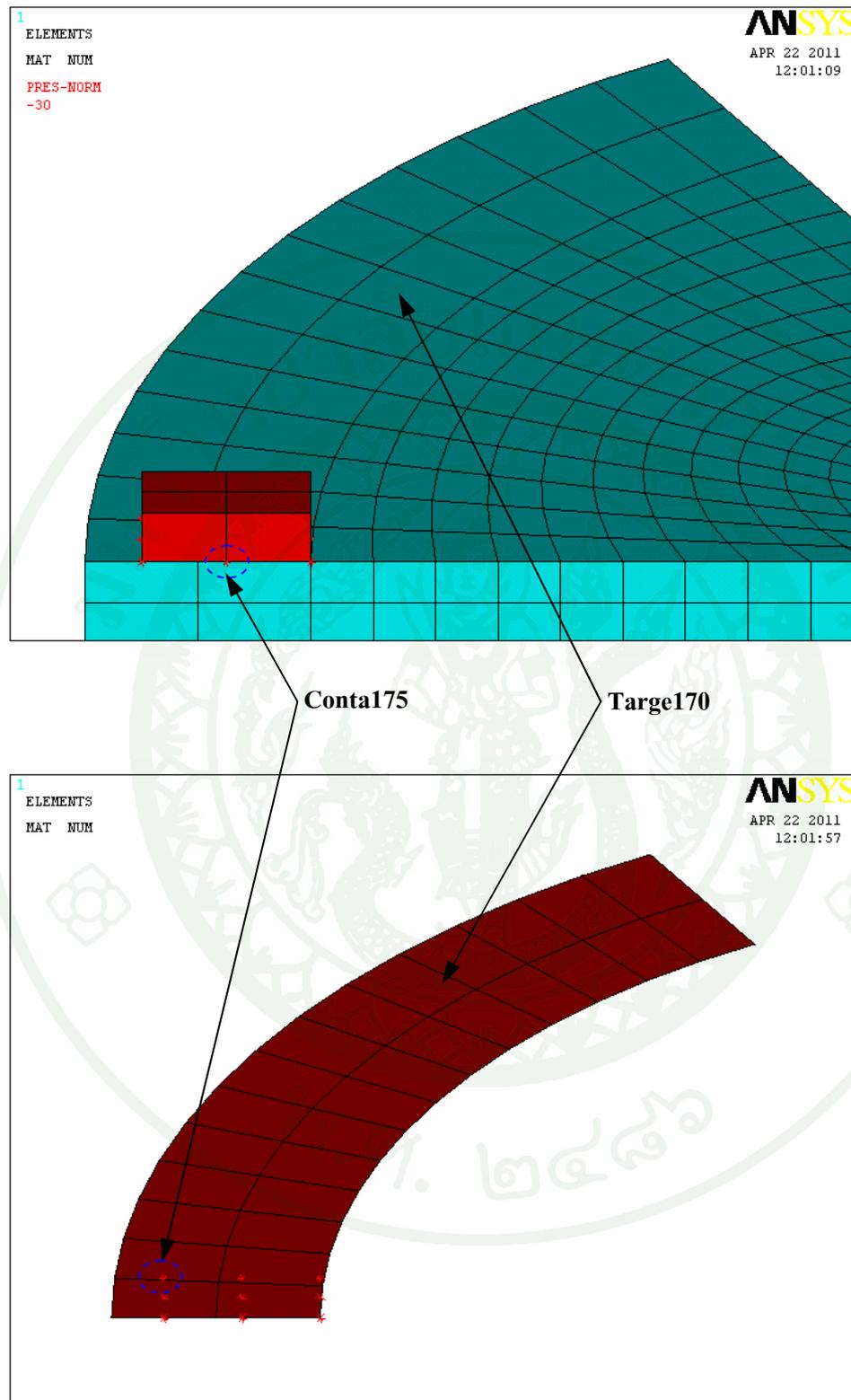
การสร้างแบบจำลอง ใช้เอลิเมนต์รวมทั้งสิ้น 5,749 ชิ้น โดยแบ่งเป็นเอลิเมนต์สำหรับคอนกรีต (Solid65) จำนวน 5,548 ชิ้น เอลิเมนต์สำหรับสมอยึดคอนกรีต (Solid45) จำนวน 120 ชิ้น เอลิเมนต์สำหรับแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (Solid45) จำนวน 4 ชิ้น เอลิเมนต์สำหรับแทนพฤติกรรมการสัมผัส (target170 และ conta175) จำนวน 77 ชิ้น รายละเอียดและจำนวนของเอลิเมนต์ที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองในแสดงไว้ในตารางที่ 5

ตารางที่ 5 รายละเอียดและจำนวนของเอลิเมนต์ที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง

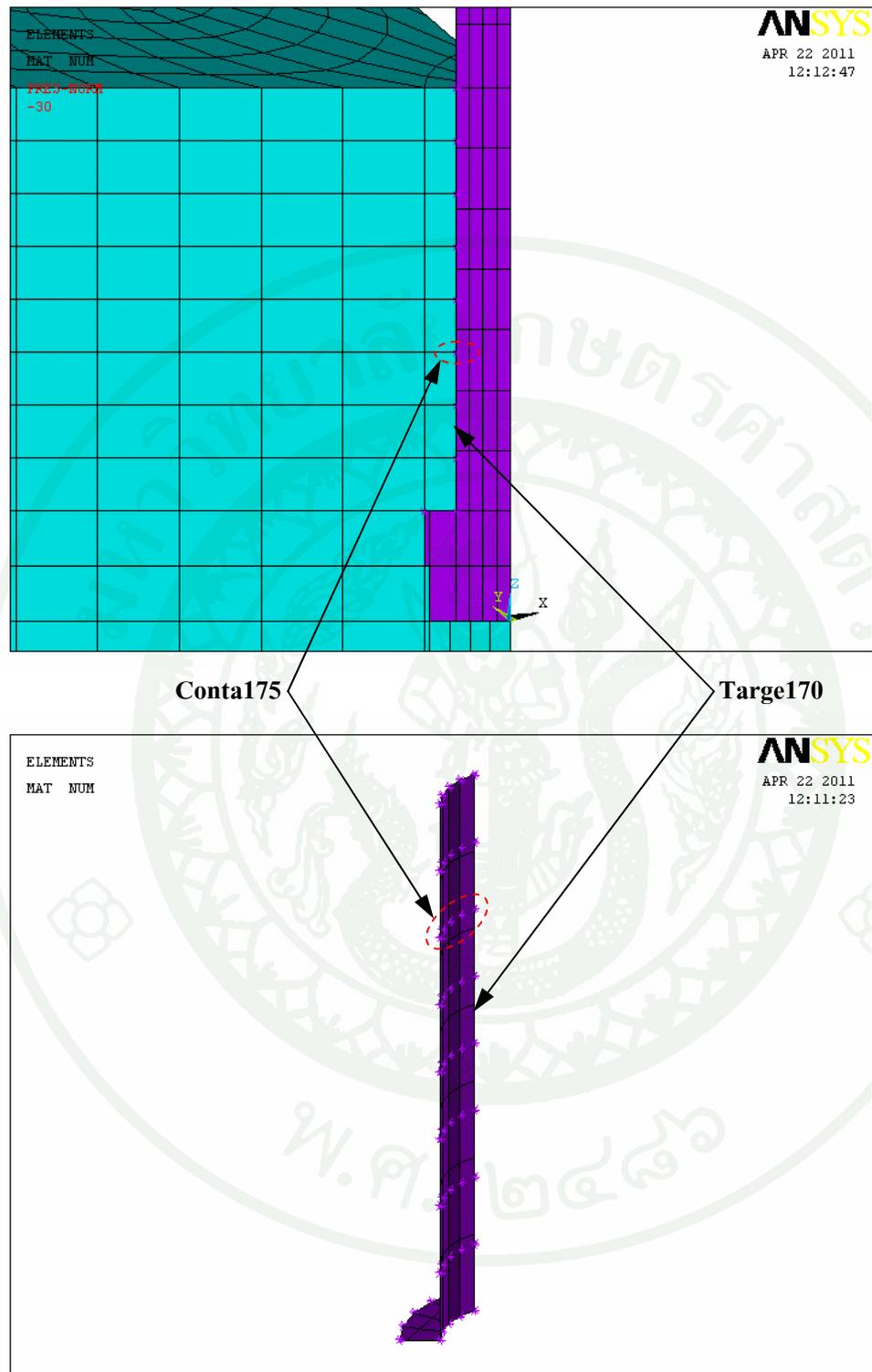
วัสดุ	ชนิดของ Element	จำนวน Element
คอนกรีต	Solid65	5,548
สมอยึดคอนกรีต	Solid45	120
แผ่นเหล็กรับน้ำหนัก	Solid45	4
การสัมผัส	targe170, conta175	48,29

พฤติกรรมสัมผัสของสมอยึดคอนกรีตกับแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก ถูกจำลองโดยเอลิเมนต์แบบสัมผัส (Contact element) วิทยานิพนธ์นี้พิจารณาใช้การสัมผัสเป็นประเภทจุดต่อกับพื้นผิว (Node to surface contact) โดยจุดต่อ (Node) ถูกกำหนดเป็นเอลิเมนต์ conta175 และพื้นผิว (surface) ถูกกำหนดเป็นเอลิเมนต์ targe170 ซึ่งเป็นเอลิเมนต์ที่ไม่มีควมหนา (Zero dimension) รายละเอียดการจำลองพฤติกรรมสัมผัสแสดงในภาพที่ 47

พฤติกรรมสัมผัสของสมอยึดคอนกรีตกับคอนกรีต ถูกจำลองโดยเอลิเมนต์แบบสัมผัส (Contact element) วิทยานิพนธ์นี้พิจารณาใช้การสัมผัสเป็นประเภทจุดต่อกับพื้นผิว (Node to surface contact) โดยจุดต่อ (Node) ถูกกำหนดเป็นเอลิเมนต์ conta175 และพื้นผิว (surface) ถูกกำหนดเป็นเอลิเมนต์ targe170 ซึ่งเป็นเอลิเมนต์ที่ไม่มีควมหนา (Zero dimension) รายละเอียดการจำลองพฤติกรรมสัมผัสแสดงในภาพที่ 48



ภาพที่ 47 รายละเอียดการสัมผัสของแผ่นเหล็กกับน้ำหนักกับคอนกรีต

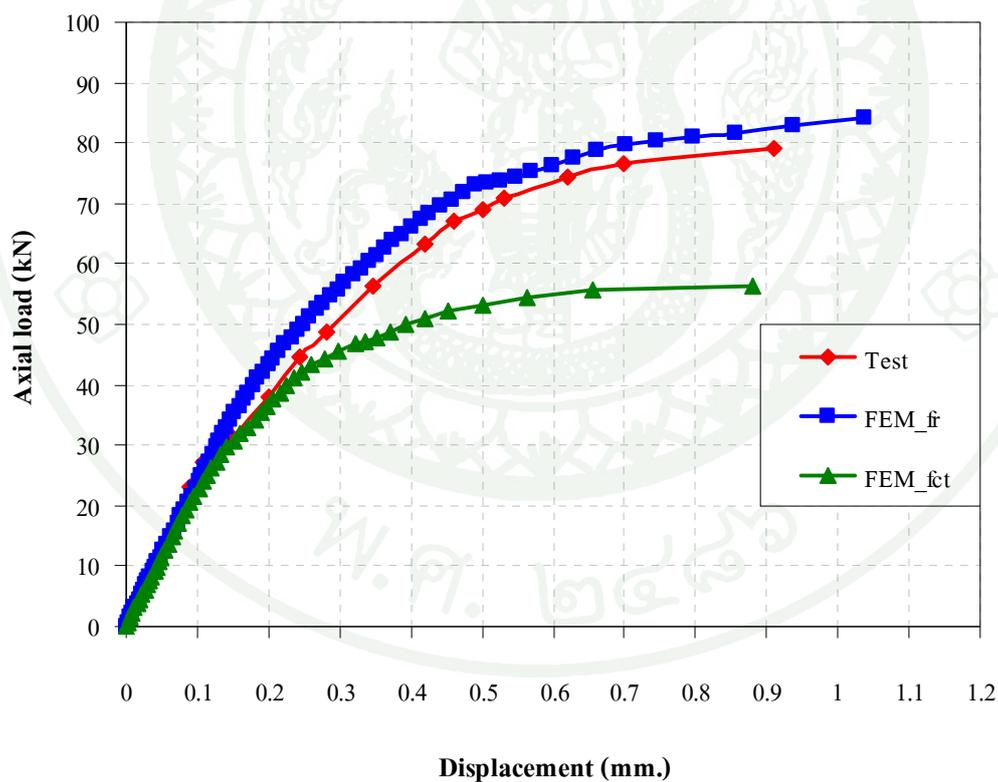


ภาพที่ 48 รายละเอียดการสัมผัสของสมอยึดคอนกรีตกับคอนกรีต

ผลและวิจารณ์

1. ผลการวิเคราะห์ภายใต้แรงดึงแบบสถิต

ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงและการเคลื่อนตัวของสมอยึดคอนกรีตจะพิจารณาที่ปลายของก้านสมอยึดคอนกรีต จากภาพที่ 49 แสดงผลการวิเคราะห์ของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่เลือกใช้ค่ากำลังดึงของคอนกรีต 2 กรณีมาใช้ในการวิเคราะห์ คือ 1) กรณีที่พิจารณาเลือกใช้ค่ากำลังดึงแยกค่าซีกของคอนกรีต (f_{ct}) 2) กรณีที่พิจารณาเลือกใช้ค่าโมดูลัสการแตกร้าวของคอนกรีต (f_r) จากการเปรียบเทียบพบว่าค่ากำลังดึงของคอนกรีตที่ทำให้ผลการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงและการเคลื่อนตัวของสมอยึดคอนกรีตของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์มีพฤติกรรมใกล้เคียงกับผลการทดสอบคือค่าโมดูลัสการแตกร้าว (f_r)



ภาพที่ 49 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงและการเคลื่อนตัวของสมอยึดคอนกรีต

จากการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ จะสามารถเปรียบเทียบอัตราส่วนแรงดึงประลัยจากแบบจำลองแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ (N_{u_FEM}) เทียบกับแรงดึงประลัยจากการทดสอบ (N_{u_Test} , มีค่าเท่ากับ 79.19 KN) แสดงดังตารางที่ 6 จากการเปรียบเทียบพบว่าค่ากำลังดึงของคอนกรีตที่ให้ผลการวิเคราะห์แรงดึงประลัยจากแบบจำลองแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ (N_{u_FEM}) มีค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบคือค่าโมดูลัสการแตกร้าว (f_r)

ตารางที่ 6 อัตราส่วนแรงดึงประลัยจากแบบจำลองเทียบกับผลการทดสอบของ Hoehler (2006)

แบบจำลอง	กำลังดึงของคอนกรีต MPa	แรงดึงประลัย		เปอร์เซ็นต์ (%)
		จากแบบจำลอง N_{u_FEM} (KN)	N_{u_FEM} / N_{u_Test}	
VFCT	กำลังดึงแยกผ่าซีก ; f_{ct}	56.277	0.711	28.9
VFR	โมดูลัสการแตกร้าว ; f_r	84.062	1.062	6.2

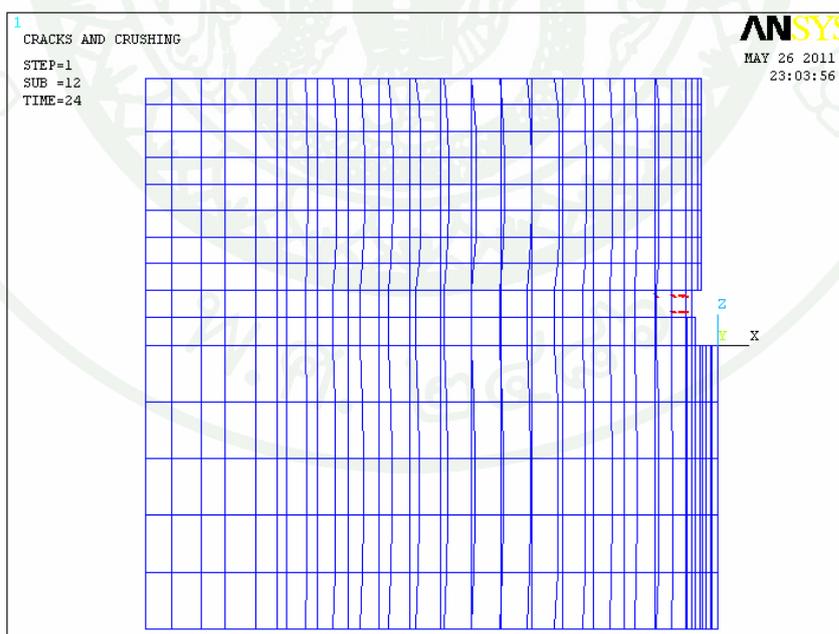
จากการพิจารณาการเลือกใช้กำลังดึงของคอนกรีตกับแบบจำลองแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อให้ได้ผลการวิเคราะห์ที่ใกล้เคียงกับผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ พบว่าการเลือกใช้ค่าโมดูลัสการแตกร้าวของคอนกรีต (f_r) ในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ทำให้ได้ผลการวิเคราะห์ที่ใกล้เคียงกับผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการมากกว่าการเลือกใช้ค่ากำลังดึงแยกผ่าซีกของคอนกรีต (f_{ct})

จากภาพที่ 61 กราฟความสัมพันธ์ FEM_fr สามารถวิเคราะห์ได้ว่า เมื่อทำการเพิ่มแรงดึงออกเป็นช่วงๆ (Load Step) ซึ่งจะส่งผลให้สมอยึดคอนกรีตค่อยๆ เคลื่อนตัวขึ้นในทิศทาง Uz ซึ่งส่งผลให้พื้นผิวของหัวสลักเกลียว (Bearing Area) เกิดการสัมผัสกับคอนกรีต โดยส่วนหัวของสมอยึดคอนกรีตจะดันเนื้อคอนกรีตขึ้นในทิศทาง Uz เช่นกันทำให้เนื้อคอนกรีตเกิดความเค้นอัด และเนื้อคอนกรีตบริเวณขอบของหัวสมอยึดคอนกรีตก็จะเกิดความเค้นดึงควบคู่กันไปด้วย จนกระทั่งความเค้นดึงของคอนกรีตที่บริเวณขอบของหัวสมอยึดคอนกรีตมีค่ามากกว่าโมดูลัสการแตกร้าว ส่งผลให้คอนกรีตเริ่มการแตกร้าวขึ้น (first Crack) โดยที่ค่าแรงดึงที่ทำให้แบบจำลองเริ่มเกิดการแตกร้าวมีค่าเท่ากับ 9.12 KN ดังภาพที่ 50 โดยพฤติกรรมในช่วงนี้ความสัมพันธ์มีลักษณะเป็น

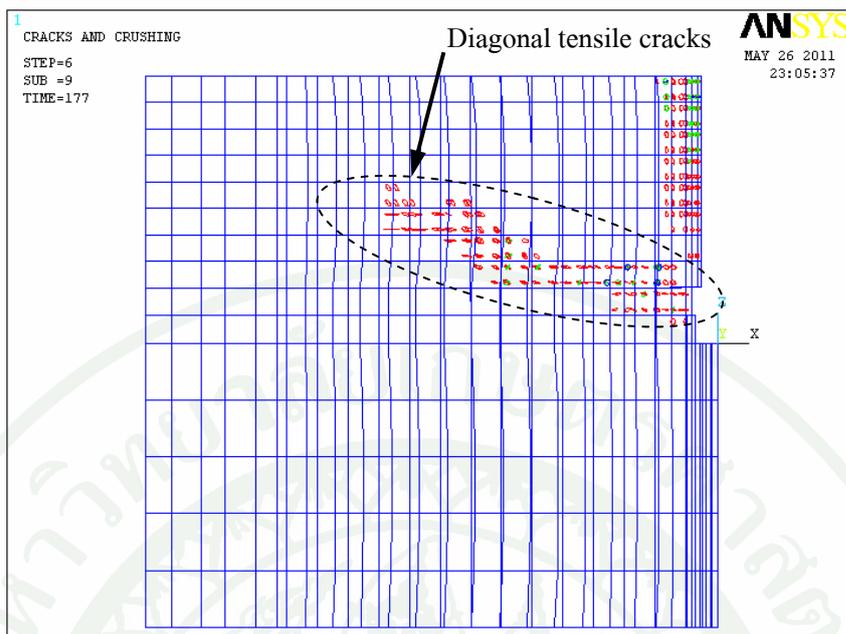
เส้นตรง (linear) กล่าวคือค่าของแรงดึงที่ปลายสมอยึดคอนกรีตเป็นปฏิภาคโดยตรงกับค่าการเคลื่อนตัวที่ปลายสมอยึดคอนกรีต

เมื่อทำการเพิ่มแรงดึงในการวิเคราะห์ โดยพิจารณาที่แรงดึงเท่ากับ 42.173 KN จะพบว่าพฤติกรรมจะเริ่มเข้าสู่สภาวะไร้เชิงเส้น (non-linear) แบบจำลองมีการแตกร้าวขยายตัวไปในทิศทางตั้งฉากกับระนาบความเค้นดึงหลักเนื่องจากผลของความเค้นดึง ซึ่งจะมีลักษณะแตกร้าวในแนวแนวเอียงหรือเฉียงทแยงมุม (Diagonal tensile cracks) ทำมุมประมาณ 35-องศา กับระนาบที่หัวสมอยึดคอนกรีต ดังภาพที่ 51

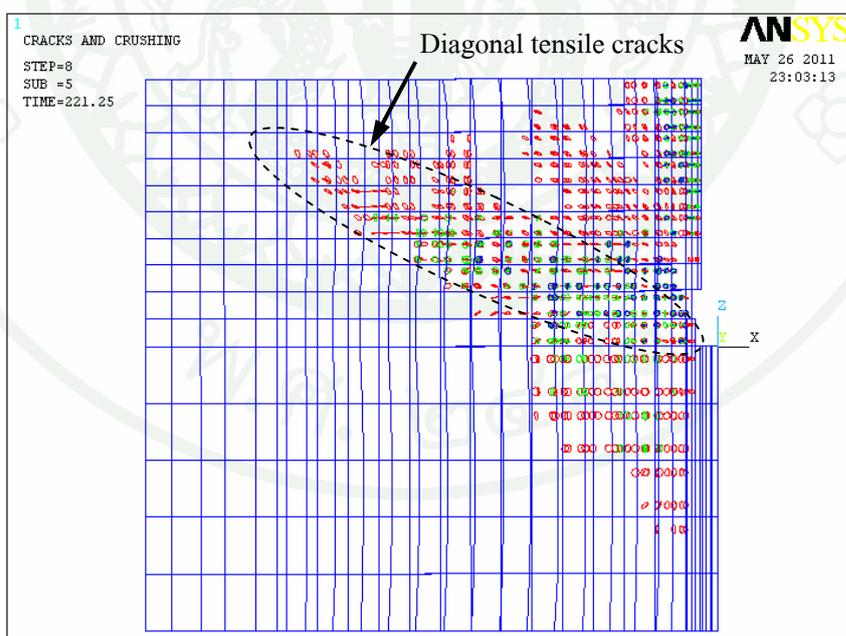
เมื่อทำการเพิ่มแรงดึงในการวิเคราะห์จนแรงดึงเท่ากับ 84.062 KN การขยายตัวของรอยแตกร้าวซึ่งจะมีลักษณะแตกร้าวในแนวแนวเอียงหรือเฉียงทแยงมุม (Diagonal tensile cracks) ทำมุมประมาณ 35-องศา กับระนาบที่หัวสมอยึดคอนกรีตจะแพร่ขยายไปจนถึงผิวบนของแท่งคอนกรีตตรงบริเวณขอบของแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก จึงทำให้คอนกรีตเกิดการวิบัติเป็นรูปกรวย ดังภาพที่ 52 ซึ่งถือว่าค่าแรงดึงเท่ากับ 84.062 KN เป็นแรงดึงประลัย โดยมีค่ามากกว่าค่าแรงดึงประลัยที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการประมาณ 6.2 %



ภาพที่ 50 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 9.12 KN



ภาพที่ 51 ลักษณะการเพิ่มขึ้นของการแตกร้าวของคอนกรีตเนื่องมาจากการเพิ่มแรงดิ่งที่แรงดิ่งเท่ากับ 42.173 KN



ภาพที่ 52 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดิ่งเท่ากับ 84.062 KN

การสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์สำหรับทำนายพฤติกรรมการรับแรงดึงแบบสถิตของสมอยึดคอนกรีตแบบฝังในที่ พบว่าแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์สามารถทำนายพฤติกรรมการรับแรงดึงได้สอดคล้องกับผลการทดลองในห้องปฏิบัติการ โดยเฉพาะความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงและการเคลื่อนตัวที่ปลายสมอยึดคอนกรีตที่ได้จากแบบจำลองในช่วงเส้นตรง (Linear-elastic) มีแนวโน้มไปในทิศทางเดียวกันอย่างเห็นได้ชัด

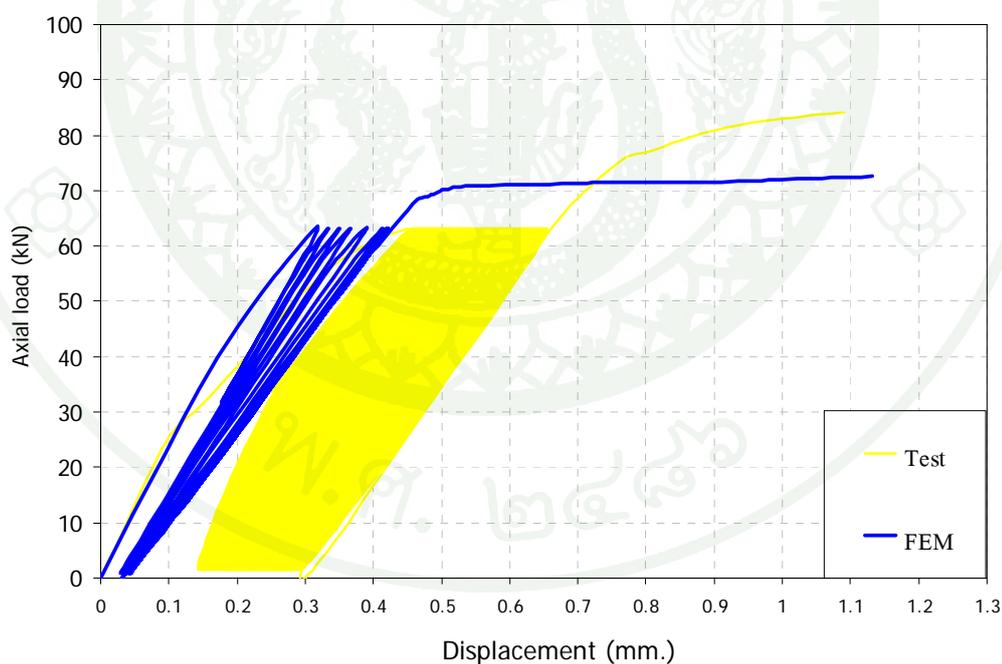
แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์สามารถประมาณแรงดึงประลัย (Ultimate tensile load) ภายใต้แรงดึงแบบสถิต ได้ใกล้เคียงกับค่าแรงดึงประลัยที่ได้จากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ แต่โดยรวมค่าแรงดึงประลัยที่ได้จากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์จะมีค่ามากกว่าผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ เนื่องจาก Stiffness matrix ของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์จะเปลี่ยนแปลงภายใต้การเพิ่มขึ้นของการเปลี่ยนตำแหน่ง (Displacement) มาจากการเพิ่มขึ้นของแรงดึง ซึ่งทำให้เอลิเมนต์ย่อยบางเอลิเมนต์เกิดการแตกร้าวและบางเอลิเมนต์ยังไม่แตกร้าว จึงทำให้ค่าความแข็งแกร่งหรือค่าสติฟเนส (Stiffness) ของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ไม่คงที่ ส่งผลให้กำลังรับแรงดึงประลัยที่ได้จากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์มีค่ามากกว่าผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ให้ค่าการเคลื่อนตัว (Displacement) ภายใต้แรงดึงแบบสถิตที่ปลายสมอยึดคอนกรีตมากกว่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ทั้งนี้เนื่องจากพฤติกรรมการวิบัติของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์มีพฤติกรรมการยึดตัวของวัสดุที่ดีกว่าส่วนในการทดสอบในห้องปฏิบัติการพฤติกรรมการวิบัติของวัสดุจะเป็นแบบเปราะ (Brittle Material) ซึ่งอาจมีสาเหตุเนื่องจากอัตราและความเร็วในการเพิ่มแรงดึง (Rate of Loading) ปัจจัยของความไม่แน่นอนจากคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในตัวอย่างที่ทดสอบรวมถึงการคลาดเคลื่อนที่อาจเกิดขึ้นระหว่างขั้นตอนการทดสอบในห้องปฏิบัติการ เป็นต้น

พฤติกรรมการวิบัติของสมอยึดคอนกรีตภายใต้แรงดึงแบบสถิต มีรูปแบบการวิบัติแบบ Concrete Breakout กล่าวคือเป็นการวิบัติที่เกิดจากรอยร้าวในคอนกรีตแพร่จากส่วนหัวของสลักยึดคอนกรีต (Anchors) มาที่พื้นผิวทางด้านบน การวิบัติจะเป็นรูปทรงกรวยรอบแกนของสมอยึดคอนกรีต (Anchors) กรวยนี้มีมุมเอียงประมาณ 35-องศากับสมอยึดคอนกรีต

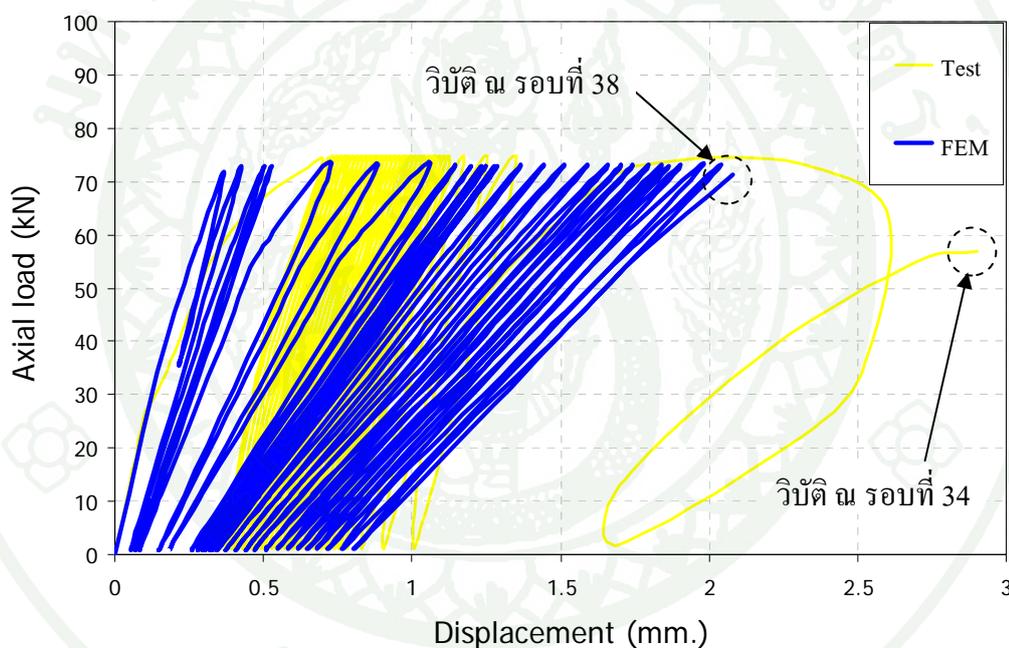
2. ผลการวิเคราะห์ภายใต้แรงดึงแบบวัฏจักร

จากผลการวิเคราะห์แบบจำลองภายใต้แรงดึงแบบวัฏจักรดังภาพที่ 53 ที่แสดงถึงพฤติกรรมระหว่างแรงดึงและการเคลื่อนตัวของสมอยึดคอนกรีต เมื่อแรงดึงสูงสุด (N_{max}) มีค่าเท่ากับ 0.79 เท่าของแรงดึงประลัยที่ได้จากการทดสอบ ($0.79N_u$) และแรงดึงต่ำสุด (N_{min}) ค่าเท่ากับ 2 KN ที่ความถี่เท่ากับ 0.5 เฮิรท์ซ์ พบว่าเมื่อจำนวนรอบที่กระทำต่อแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เพิ่มขึ้นการเคลื่อนตัวที่ปลายสมอยึดคอนกรีตก็จะเพิ่มขึ้นตามไปด้วย แต่ค่าการเคลื่อนตัวก็ยังถือว่าน้อยกว่าค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์สามารถต้านทานแรงดึงแบบวัฏจักร ได้จนถึง 100 รอบ โดยที่ยังไม่เกิดการวิบัติ ต่อจากนั้นแบบวัฏจักรจะรับแรงดึงแบบสถิตเพิ่มขึ้นเรื่อยๆจนกระทั่งที่แรงดึงเท่ากับ 72.569 KN สมอยึดคอนกรีตเกิดการวิบัติด้วยกลไกการวิบัติแบบ Concrete Breakout ซึ่งถือว่าแรงดึงนี้เป็นแรงดึงประลัยที่ได้จากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยมีค่ามากกว่าแรงดึงประลัยที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการที่มีค่าเท่ากับ 84.30 KN อยู่ประมาณ 13.92 %



ภาพที่ 53 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงและการเคลื่อนตัวของสลักเกลียวเมื่อ $N_{max} = 0.79N_u$ (Test; Hoehler 2006)

จากผลการวิเคราะห์แบบจำลองภายใต้แรงดึงแบบวัฏจักรดังภาพที่ 54 ที่แสดงถึงพฤติกรรมระหว่างแรงดึงและการเคลื่อนตัวของสมอยึดคอนกรีต เมื่อแรงดึงสูงสุด (N_{max}) มีค่าเท่ากับ 0.90 เท่าของแรงดึงประลัยที่ได้จากการทดสอบ ($0.90N_u$) และแรงดึงต่ำสุด (N_{min}) ค่าเท่ากับ 2 KN ที่ความถี่เท่ากับ 0.5 เฮิรตซ์ พบว่าเมื่อจำนวนรอบที่กระทำต่อแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เพิ่มขึ้นการเคลื่อนตัวที่ปลายสมอยึดคอนกรีตก็จะเพิ่มขึ้นตามไปด้วย แต่ค่าการเคลื่อนตัวก็ยังถือว่าน้อยกว่าค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ เมื่อจำนวนรอบเพิ่มขึ้นจนถึงรอบที่ 38 ที่แรงดึงเท่ากับ 71.27 KN สมอยึดคอนกรีตเกิดการวิบัติด้วยกลไกการวิบัติแบบ Concrete Breakout โดยจากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ สมอยึดคอนกรีตจะเกิดการวิบัติด้วยกลไกการวิบัติแบบ Concrete Breakout เมื่อรับแรงดึงแบบวัฏจักรที่ 36 รอบ



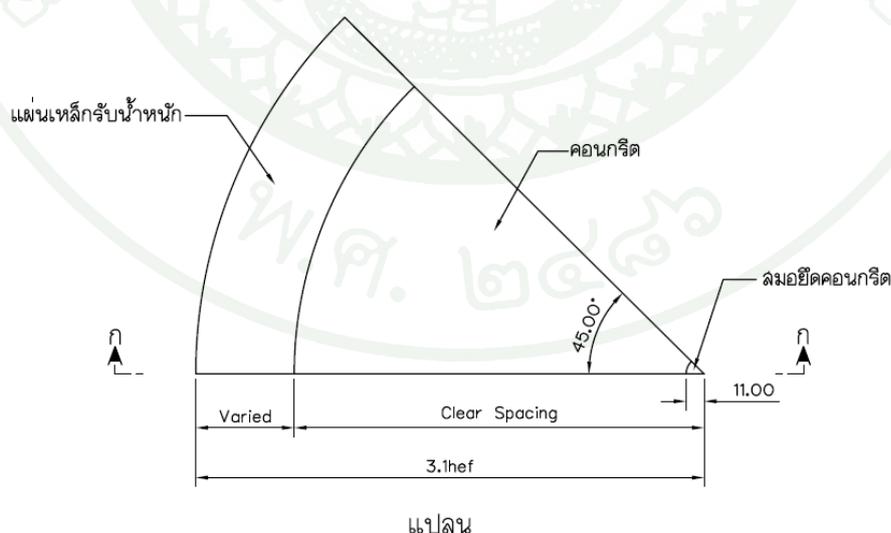
ภาพที่ 54 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงและการเคลื่อนตัวของสลักเกลียวเมื่อ $N_{max} = 0.90N_u$ (Test; Hoehler 2006)

3. การศึกษาตัวแปรที่มีผลต่อแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

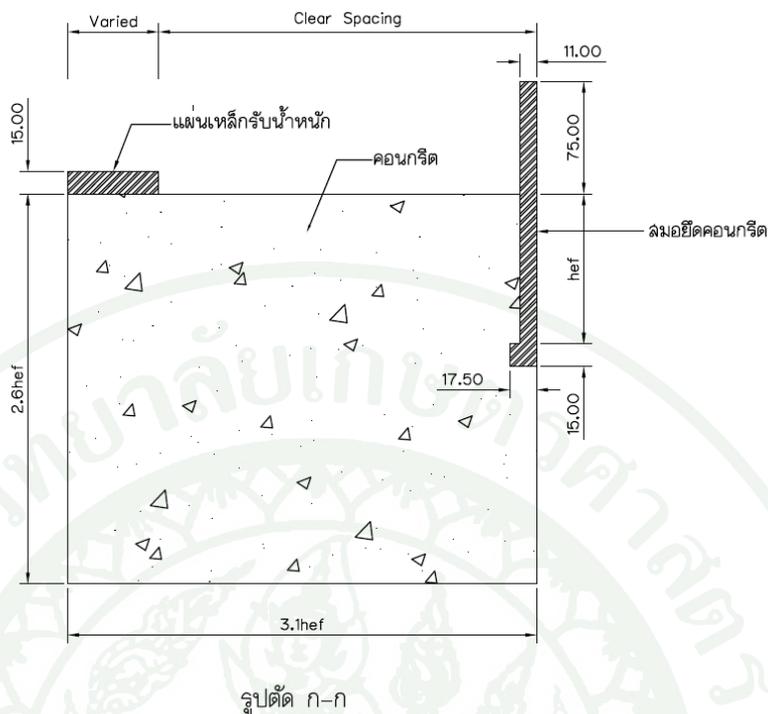
ในการวิเคราะห์โดยอาศัยแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ค่าตัวแปรของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์มีผลต่อพฤติกรรมการรับแรงดึงของสมอียึดคอนกรีต โดยในการวิเคราะห์นี้ได้พิจารณาผลของระยะห่างระหว่างสมอียึดคอนกรีตถึงแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (Clear Spacing) รวมทั้งผลกระทบของค่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) และระยะฝังของสมอียึดคอนกรีต (Effective Depth : h_{ef}) โดยที่ค่าตัวแปรเหล่านี้จะเป็นตัวกำหนดค่าแรงดึงที่สภาวะต่างๆ เช่น ขณะเริ่มแตกร้าว ซึ่งจะก่อให้เกิดพฤติกรรมในลักษณะไม่เชิงเส้น (Nonlinear Behavior)

การประเมินค่าตัวแปรของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ มีจุดประสงค์เพื่อศึกษาค่าตัวแปรที่มีผลต่อความสามารถในการรับแรงดึงของสมอียึดคอนกรีต และนำค่ากำลังรับแรงดึงประลัยของสมอียึดคอนกรีตที่ได้จากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์นำไปเปรียบเทียบกับมาตรฐานการออกแบบของ American Concrete Institute (ACI318-05) และมาตรฐานการออกแบบโดยวิธี Concrete Capacity Design (CCD)

เรขาคณิตของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ใช้ในการศึกษาตัวแปรที่มีผลต่อแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์นี้ แสดงดังภาพที่ 55



ภาพที่ 55 เรขาคณิตของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ใช้ในการศึกษาตัวแปรที่มีผลต่อแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์



ภาพที่ 55 (ต่อ)

3.1. ผลของระยะห่างระหว่างสมอยึดคอนกรีตถึงแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (Clear Spacing)

การพิจารณาผลของระยะห่างระหว่างสมอยึดคอนกรีตถึงแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (Clear Spacing) ต่อแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ เริ่มจากกำหนดค่าคงที่ (Constant) โดยกำหนดให้กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) มีค่าเท่ากับ 25 MPa และระยะฝังของสมอยึดคอนกรีต (Effective Depth : h_{ef}) มีค่าเท่ากับ 100 mm. ต่อไปเป็นการกำหนดค่าเปลี่ยนแปลงคือระยะห่างระหว่างสมอยึดคอนกรีตถึงแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (Clear Spacing) โดยมีค่าเท่ากับ $0.5 h_{ef}$, $1.0 h_{ef}$, $1.5 h_{ef}$, $2.0 h_{ef}$, $2.5 h_{ef}$, และ $3.0 h_{ef}$ ตามลำดับ

เพื่อต้องการเปรียบเทียบกับสภาวะการใช้งานจริงของสมอยึดคอนกรีต (Fairly Condition) จึงต้องทำการสร้างแบบจำลองแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ไม่มีแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (No Bearing Plate: NBP) โดยทำการยึดบริเวณพื้นผิวใต้แท่งคอนกรีตในทิศทาง U_z แทน ($U_z = 0$)

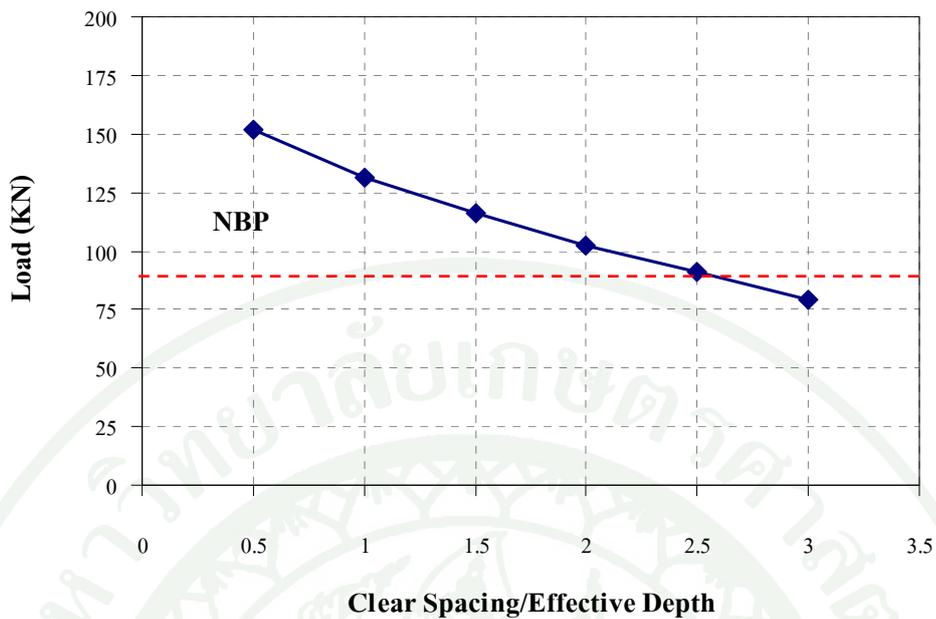
ผลการวิเคราะห์กำลังรับแรงดึงประลัยของสมอยึดคอนกรีตจากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ภายใต้ระยะห่างระหว่างสมอยึดคอนกรีตถึงแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (Clear Spacing)

เมื่อเปรียบเทียบกับมาตรฐานการออกแบบของ American Concrete Institute (ACI318-05) และมาตรฐานการออกแบบโดยวิธี Concrete Capacity Design (CCD) แสดงดังตารางที่ 7 และภาพที่ 56 ส่วนผลของความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงและการเคลื่อนตัวของสมอชิดคอนกรีตจากการพิจารณาให้ระยะห่างระหว่างสมอชิดคอนกรีตถึงแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (Clear Spacing) มีค่าแตกต่างกัน แสดงในภาพที่ 57

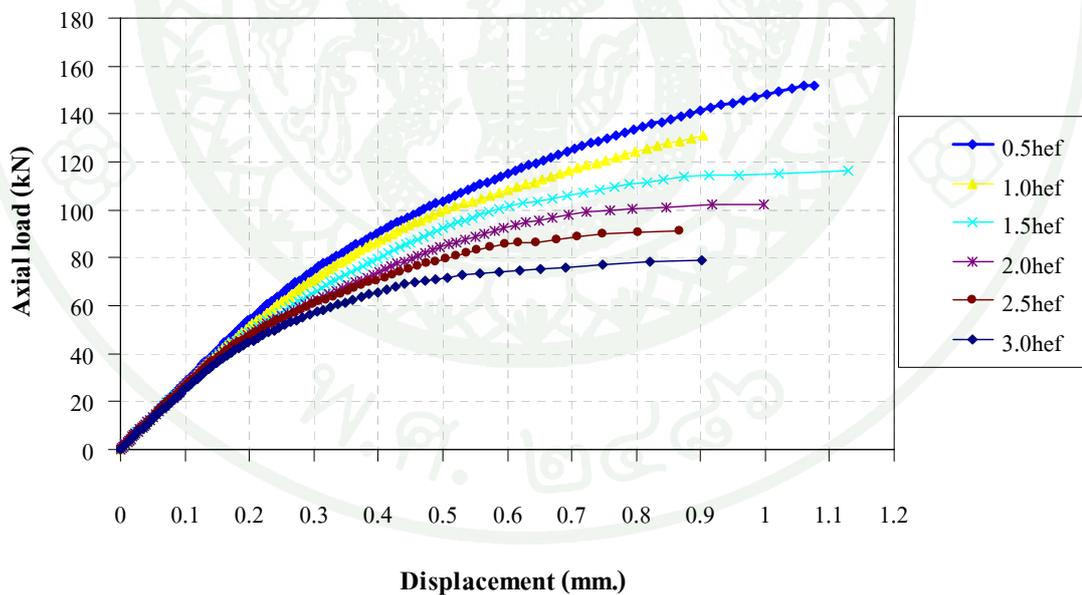
ตารางที่ 7 ผลของระยะห่างระหว่างสมอชิดคอนกรีตถึงแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (Clear Spacing) ต่อแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

Model	Clear Spacing (mm.)	Ultimate Tensile Loading (KN)				Ratio	
		$N_{u,CCD}$		$N_{u,FEM}$		$N_{u,FEM}/N_{u,CCD}$	$N_{u,FEM}/N_{u,ACI318-05}$
		$N_{u,ACI318-05}$					
0.5H100FC25	$0.5 h_{ef}$			151.607		1.750	2.416
1.0H100FC25	$1.0 h_{ef}$			131.079		1.513	2.097
1.5H100FC25	$1.5 h_{ef}$			116.277		1.342	1.860
2.0H100FC25	$2.0 h_{ef}$	86.678	62.5	102.310		1.181	1.637
2.5H100FC25	$2.5 h_{ef}$			91.186		1.052	1.459
3.0H100FC25	$3.0 h_{ef}$			79.243		0.915	1.268
NBP	-			92.648		1.069	1.482

หมายเหตุ: $f'_c = 25$ MPa และ $h_{ef} = 100$ mm. สำหรับทุกแบบจำลอง



ภาพที่ 56 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดิ่งประลัยและอัตราส่วนระหว่างระยะห่างของสมอยึดคอนกรีตถึงแผ่นเหล็กกับน้ำหนักกับระยะฝังของสมอยึดคอนกรีต



ภาพที่ 57 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดิ่งและการเคลื่อนตัวของสมอยึดคอนกรีตภายใต้ผลของระยะห่างระหว่างสมอยึดคอนกรีตถึงแผ่นเหล็กกับน้ำหนัก (Clear Spacing)

ผลการศึกษาพบว่า หากระยะห่างระหว่างสมอยึดคอนกรีตถึงแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (Clear Spacing) มีค่าลดลง สมอยึดคอนกรีตจะสามารถรับแรงดึงได้มากขึ้น เนื่องจากกระบวนการวิบัติรูปกรวยที่ผิวคอนกรีตไม่สามารถหลุดออกจากแท่งคอนกรีตได้เพราะถูกแผ่นเหล็กรับน้ำหนักกดทับเอาไว้ โดยในกรณีที่ระยะห่างระหว่างสมอยึดคอนกรีตถึงแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (Clear Spacing) เท่ากับ $0.5 h_{ef}$ ผลของแรงดึงประลัยที่ได้จากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ($N_{u,FEM}$) มีค่าเท่ากับ 151.607 KN ซึ่งเมื่อนำไปเปรียบเทียบกับอัตราส่วนกับแรงดึงประลัยที่ได้จากวิธี CCD) ที่มีค่าเท่ากับ 86.678 KN จะพบว่าอัตราส่วนมีค่าสูงถึง 1.750 เท่า และเมื่อระยะห่างระหว่างสมอยึดคอนกรีตถึงแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (Clear Spacing) เท่ากับ $3.0 h_{ef}$ ผลของแรงดึงประลัยที่ได้จากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ($N_{u,FEM}$) มีค่าเท่ากับ 79.243 KN ซึ่งเมื่อนำไปเปรียบเทียบกับอัตราส่วนกับแรงดึงประลัยที่ได้จากวิธี CCD) ที่มีค่าเท่ากับ 86.678 KN จะพบว่าอัตราส่วนมีค่าต่ำถึง 0.915 เท่า เป็นเพราะว่าขนาดของแผ่นเหล็กรับน้ำหนักแคบลงกล่าวคือพื้นที่ผิวของแผ่นเหล็กรับน้ำหนักน้อยลงนั่นเอง ทำให้เกิดความเค้นเฉพาะแห่ง (Stress concentration) ที่บริเวณแผ่นเหล็กรับน้ำหนักกดทับกับแท่งคอนกรีตส่งผลให้คอนกรีตบริเวณนั้นเกิดการอัดระเบิด (Crushing) ก่อนที่คอนกรีตจะวิบัติแบบ Concrete Breakout เป็นรูปกรวย นั่นหมายถึงการที่กำหนดให้ระยะห่างระหว่างสมอยึดคอนกรีตถึงแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (Clear Spacing) เท่ากับ $0.5 h_{ef}$ ทำให้พฤติกรรมการรับแรงดึงของสมอยึดคอนกรีตของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ไม่สอดคล้องกับมาตรฐานการออกแบบโดยวิธี Concrete Capacity Design (CCD) อย่างไรก็ดีจากการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์พบว่าระยะห่างระหว่างสมอยึดคอนกรีตถึงแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (Clear Spacing) ที่ทำให้พฤติกรรมการรับแรงดึงของสมอยึดคอนกรีตใกล้เคียงกับมาตรฐานการออกแบบโดยวิธี Concrete Capacity Design (CCD) มีค่าเท่ากับ $2.5 h_{ef}$ โดยมีอัตราส่วนเมื่อเทียบกับวิธี CCD เท่ากับ 1.052

จากผลการวิเคราะห์ของแบบจำลองจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ในกรณีที่ไม่มีแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (No Bearing Plate: NBP) ซึ่งถือว่าใกล้เคียงกับสภาวะการใช้งานจริงของสมอยึดคอนกรีต (Fairly Condition) พบว่าแรงดึงประลัยของสมอยึดคอนกรีตมีค่าเท่ากับ 92.648 KN ซึ่งเมื่อพิจารณาผลการของแบบจำลองจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ในกรณีที่ระยะห่างระหว่างสมอยึดคอนกรีตถึงแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (Clear Spacing) เท่ากับ $2.5 h_{ef}$ ที่มีค่าแรงดึงประลัยของสมอยึดคอนกรีตมีค่าเท่ากับ 91.186 KN จะสามารถสรุปได้ว่า แบบจำลองจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ในกรณีที่ระยะห่างระหว่างสมอยึดคอนกรีตถึงแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (Clear Spacing) เท่ากับ $2.5 h_{ef}$ ให้ผลการวิเคราะห์ได้ใกล้เคียงกับสภาวะการใช้งานจริงของสมอยึดคอนกรีต (Fairly Condition)

3.2. ผลของกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c)

การพิจารณาผลของกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) ต่อกำลังรับแรงดึงประลัยของสมอยึดคอนกรีต ค่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) ที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ได้กำหนดให้มีค่าเท่ากับ 15 MPa, 25 MPa, 35 MPa, 45 MPa และ 55 MPa ตามลำดับ โดยกำหนดให้ระยะฝังของสมอยึดคอนกรีต (Effective Depth : h_{ef}) มีค่าเท่ากับ 100 mm. และระยะห่างระหว่างสมอยึดคอนกรีตถึงแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (Clear Spacing) มีค่าเท่ากับ 250 mm. ($2.5 h_{ef}$) สำหรับทุกแบบจำลอง

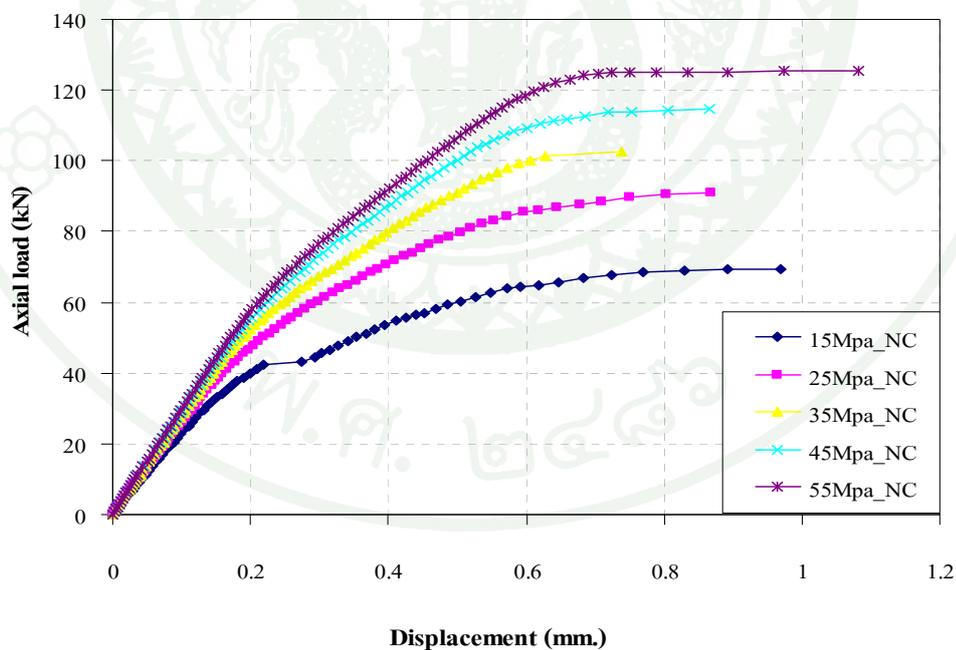
จากการพิจารณากำหนดให้กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) มีค่าเท่ากับ 15 MPa, 25 MPa, 35 MPa, 45 MPa และ 55 MPa เพื่อใช้ในการวิเคราะห์กำลังรับแรงดึงประลัยของสมอยึดคอนกรีต เมื่อพิจารณาว่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) ทั้งหมดที่กล่าวมานี้มีคุณสมบัติเป็นคอนกรีตธรรมดา (Normal Concrete; NC) ซึ่งจะสามารถหาค่ามอดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตธรรมดาได้ดังสมการที่ 31, โมดูลัสการแตกร้าวของคอนกรีตธรรมดาได้ดังสมการที่ 33 และสร้างความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นกับค่าความเครียดของคอนกรีตธรรมดาได้ดังสมการที่ 34 ถึง สมการที่ 36 ซึ่งถูกเสนอโดย Desayi and Krishnan ในปี ค.ศ. 1964.

ในการวิเคราะห์โดยอาศัยแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ค่าตัวแปรของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่มีผลต่อกำลังรับแรงดึงประลัยของสมอยึดคอนกรีต ที่พิจารณาผลของกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) โดยพิจารณาว่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) ทั้งหมดที่กล่าวมานี้มีคุณสมบัติเป็นคอนกรีตธรรมดา (Normal Concrete; NC) และนำผลการวิเคราะห์โดยอาศัยแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ไปเปรียบเทียบกับมาตรฐานการออกแบบของ American Concrete Institute (ACI318-05) และมาตรฐานการออกแบบโดยวิธี Concrete Capacity Design (CCD) ผลการวิเคราะห์แสดงดังตารางที่ 8 และภาพที่ 58 ส่วนผลของความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงและการเคลื่อนตัวของสมอยึดคอนกรีต แสดงในภาพที่ 59

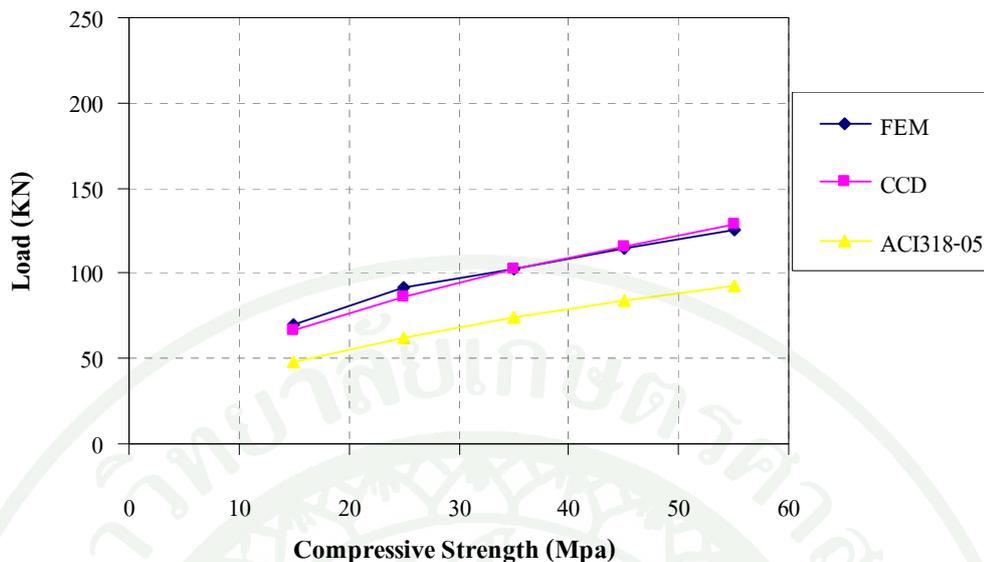
ตารางที่ 8 ผลของกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) ต่อกำลังรับแรงดึงประลัยของสมอยึดคอนกรีต เมื่อคอนกรีตทุกแบบจำลองเป็นคอนกรีตธรรมดา

Model	f'_c (MPa)	Ultimate Tensile Loading (KN)				Ratio	
		$N_{u,CCD}$	$N_{u,ACI318-05}$	$N_{u,FEM}$	$N_{u,FEM}/N_{u,CCD}$	$N_{u,FEM}/N_{u,ACI318-05}$	
		2.5H100FC15	15	67.117	48.412	69.540	1.036
2.5H100FC25	25	86.648	62.500	91.186	1.052	1.459	
2.5H100FC35	35	102.523	73.951	102.584	1.001	1.387	
2.5H100FC45NC	45	116.250	83.853	114.780	0.987	1.369	
2.5H100FC45NC	55	128.519	92.702	125.380	0.976	1.353	

หมายเหตุ: $h_{ef}=100$ mm. และ Clear Spacing = $2.5 h_{ef}$ สำหรับทุกแบบจำลอง



ภาพที่ 58 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงและการเคลื่อนตัวของสมอยึดคอนกรีตภายใต้ผลของของกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) เมื่อคอนกรีตทุกแบบจำลองเป็นคอนกรีตธรรมดา



ภาพที่ 59 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดิ่งประลัยและกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) เมื่อคอนกรีตทุกแบบจำลองเป็นคอนกรีตธรรมดา

จากการพิจารณากำหนดให้กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) มีค่าเท่ากับ 15 MPa, 25 MPa, 35 MPa, 45 MPa และ 55 MPa เพื่อใช้ในการวิเคราะห์กำลังรับแรงดิ่งประลัยของสมอยึดคอนกรีต เมื่อพิจารณาว่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) ที่มีค่าเท่ากับ 15 MPa, 25 MPa และ 35 MPa มีคุณสมบัติเป็นคอนกรีตธรรมดา (Normal Concrete; NC) ซึ่งจะสามารถหาค่ามอดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตธรรมดาได้ตั้งสมการที่ 13, โมดูลัสการแตกร้าวของคอนกรีตธรรมดาได้ตั้งสมการที่ 15 และสร้างความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นกับค่าความเครียดของคอนกรีตธรรมดาได้ตั้งสมการที่ 19 ถึง สมการที่ 20 ซึ่งถูกเสนอโดย Desayi and Krishnan ในปี ค.ศ. 1964.

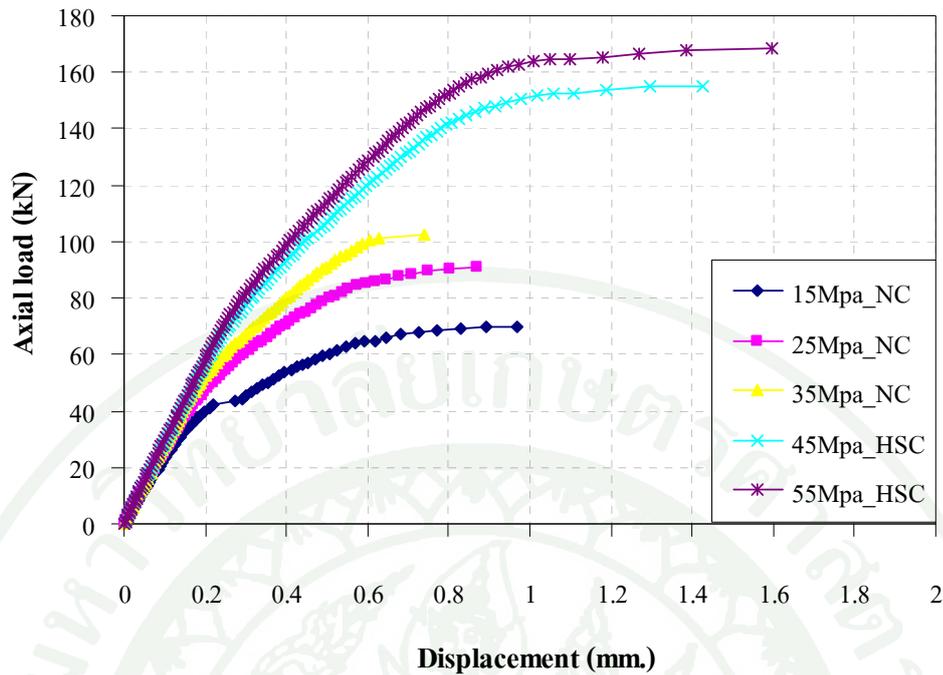
สำหรับในกรณีที่กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตที่มีค่าเท่ากับ 45 MPa และ 55 MPa ซึ่งตามมาตรฐาน ACI363-92 กำหนดให้เป็นคอนกรีตกำลังสูง (High Strength Concrete: HSC) ซึ่งจะสามารถหาค่ามอดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตกำลังสูงได้ตั้งสมการที่ 16, โมดูลัสการแตกร้าวของคอนกรีตกำลังสูงได้ตั้งสมการที่ 18 และสร้างความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นกับค่าความเครียดของคอนกรีตธรรมดาได้ตั้งสมการที่ 22 ถึง สมการที่ 25 ซึ่งถูกเสนอโดย Popovic's ในปี ค.ศ. 1973.

ในการวิเคราะห์โดยอาศัยแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ค่าตัวแปรของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่มีผลต่อกำลังรับแรงดึงประลัยสมอยึดคอนกรีต ที่พิจารณาผลของกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) โดยพิจารณาว่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) ที่มีค่าเท่ากับ 15 MPa, 25 MPa และ 35 MPa มีคุณสมบัติเป็นคอนกรีตธรรมดา (Normal Concrete; NC) และพิจารณาว่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) ที่มีค่าเท่ากับ 45 MPa และ 55 MPa เป็นคอนกรีตกำลังสูง (High Strength Concrete: HSC) และนำผลการวิเคราะห์โดยอาศัยแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ไปเปรียบเทียบกับมาตรฐานการออกแบบของ American Concrete Institute (ACI318-05) และมาตรฐานการออกแบบโดยวิธี Concrete Capacity Design (CCD) ผลการวิเคราะห์แสดงดังตารางที่ 9 และภาพที่ 60 ส่วนผลของความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงและการเคลื่อนตัวของสมอยึดคอนกรีต แสดงในภาพที่ 61

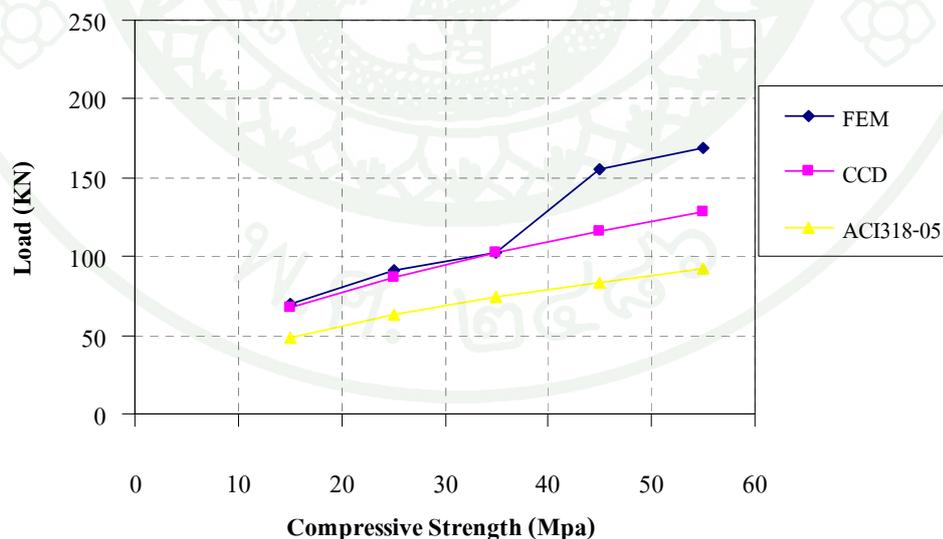
ตารางที่ 9 ผลของกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) ต่อกำลังรับแรงดึงประลัยของสมอยึดคอนกรีต เมื่อคอนกรีตที่ค่า $f'_c = 45$ MPa และ 55 MPa เป็นคอนกรีตกำลังสูง

Model	f'_c (MPa)	Ultimate Tensile Loading				Ratio	
		(KN)					
		$N_{u,CCD}$	$N_{u,ACI318-05}$	$N_{u,FEM}$	$N_{u,FEM}/N_{u,CCD}$	$N_{u,FEM}/N_{u,ACI318-05}$	
2.5H100FC15	15	67.117	48.412	69.540	1.036	1.436	
2.5H100FC25	25	86.648	62.500	91.186	1.052	1.459	
2.5H100FC35	35	102.523	73.951	102.584	1.001	1.387	
2.5H100FC45HCS	45	116.250	83.853	155.301	1.336	1.852	
2.5H100FC55HCS	55	128.519	92.702	168.709	1.313	1.820	

หมายเหตุ: $h_{ef} = 100$ mm. และ Clear Spacing = $2.5 h_{ef}$ สำหรับทุกแบบจำลอง



ภาพที่ 60 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดิ่งและการเคลื่อนตัวของสมอยึดคอนกรีตภายใต้ผลของของกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) เมื่อคอนกรีตที่ค่า $f'_c = 45$ MPa และ 55 MPa เป็นคอนกรีตกำลังสูง



ภาพที่ 61 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดิ่งประลัยและกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต เมื่อคอนกรีตที่ค่า $f'_c = 45$ MPa และ 55 MPa เป็นคอนกรีตกำลังสูง

ผลการศึกษาพบว่า ผลของกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) ต่อกำลังรับแรงดึงประลัยของสมอยึดคอนกรีตต่อแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เมื่อนำไปเปรียบเทียบกับมาตรฐานการออกแบบของ American Concrete Institute (ACI318-05) และมาตรฐานการออกแบบโดยวิธี Concrete Capacity Design (CCD) แสดงดังตารางที่ 8 และ ตารางที่ 9 กำลังรับแรงดึงประลัยของสมอยึดคอนกรีตมีค่าเพิ่มสูงขึ้นเมื่อคอนกรีตมีกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) สูงขึ้น เนื่องจากกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตมีความสัมพันธ์โดยตรงกับค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและค่าโมดูลัสการแตกร้าวของคอนกรีต

จากการพิจารณากำหนดให้กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) มีค่าเท่ากับ 15 MPa, 25 MPa, 35 MPa, 45 MPa และ 55 MPa เพื่อใช้ในการวิเคราะห์กำลังรับแรงดึงประลัยของสมอยึดคอนกรีต เมื่อพิจารณาว่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) ที่มีค่าเท่ากับ 15 MPa, 25 MPa และ 35 MPa มีคุณสมบัติเป็นคอนกรีตธรรมดา (Normal Concrete; NC) โดยกำหนดให้ระยะฝังของสมอยึดคอนกรีต (Effective Depth : h_{ef}) มีค่าเท่ากับ 100 mm. และระยะห่างระหว่างสมอยึดคอนกรีตถึงแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (Clear Spacing) มีค่าเท่ากับ 250 mm. ($2.5 h_{ef}$) สำหรับทุกแบบจำลอง จากตารางที่ 7 และภาพที่ 56 แสดงกำลังรับแรงดึงประลัยของสมอยึดคอนกรีตที่มีค่าสอดคล้องกับมาตรฐานการออกแบบโดยวิธี Concrete Capacity Design (CCD) โดยสมอยึดคอนกรีตมีพฤติกรรมการวิบัติแบบ Concrete Breakout

จากการพิจารณากำหนดให้กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) มีค่าเท่ากับ 15 MPa, 25 MPa, 35 MPa, 45 MPa และ 55 MPa เพื่อใช้ในการวิเคราะห์กำลังรับแรงดึงประลัยของสมอยึดคอนกรีต เมื่อพิจารณาว่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) ทั้งหมดที่กล่าวมานี้มีคุณสมบัติเป็นคอนกรีตธรรมดา (Normal Concrete; NC) สำหรับในกรณีที่กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตที่มีค่าเท่ากับ 45 MPa และ 55 MPa ซึ่งตามมาตรฐาน ACI363-92 กำหนดให้เป็นคอนกรีตกำลังสูง (High Strength Concrete: HSC) โดยกำหนดให้ระยะฝังของสมอยึดคอนกรีต (Effective Depth : h_{ef}) มีค่าเท่ากับ 100 mm. และระยะห่างระหว่างสมอยึดคอนกรีตถึงแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (Clear Spacing) มีค่าเท่ากับ 250 mm. ($2.5 h_{ef}$) สำหรับทุกแบบจำลอง จากตารางที่ 8 และภาพที่ 59 แสดงกำลังรับแรงดึงประลัยของสมอยึดคอนกรีตภายใต้กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) มีค่าเท่ากับ 15 MPa, 25 MPa และ 35 MPa จะมีค่าที่สอดคล้องกับมาตรฐานการออกแบบโดยวิธี Concrete Capacity Design (CCD) โดยสมอยึดคอนกรีตมีพฤติกรรมการวิบัติแบบ Concrete Breakout แต่เมื่อ กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) มีค่าเท่ากับ 45 MPa และ 55

MPa จะมีค่าที่สูงกว่ามาตรฐานการออกแบบโดยวิธี Concrete Capacity Design (CCD) โดยสมอยึดคอนกรีตมีพฤติกรรมการวิบัติแบบ Concrete Breakout ทั้งนี้เนื่องจากการวิเคราะห์หาค่ากำลังรับแรงดึงประลัยของสมอยึดคอนกรีตตามมาตรฐานการออกแบบโดยวิธี Concrete Capacity Design (CCD) พิจารณาว่าไม่ว่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตจะมีค่าเท่าไรก็ตาม พฤติกรรมของคอนกรีตจะเป็นคอนกรีตธรรมดา (Normal Concrete; NC) จึงทำให้แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เมื่อกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) มีค่าเท่ากับ 45 MPa และ 55 MPa มีค่ากำลังรับแรงดึงประลัยต่ำกว่าเมื่อกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตที่มีค่าเท่ากับ 45 MPa และ 55 MPa ซึ่งตามมาตรฐาน ACI363-92 กำหนดให้เป็นคอนกรีตกำลังสูง (High Strength Concrete: HSC)

3.3. ผลของระยะฟุ้งของสมอยึดคอนกรีต (Effective Depth : h_{ef})

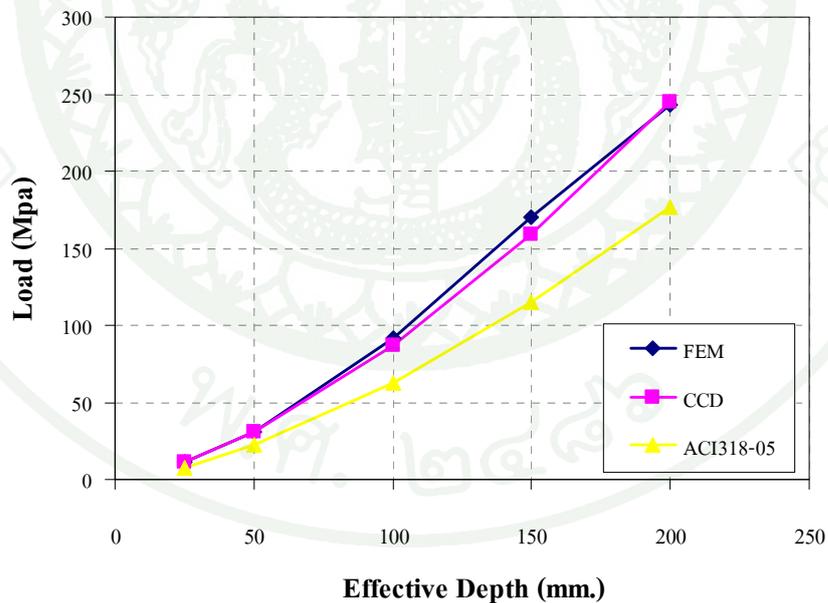
การพิจารณาผลของระยะฟุ้งของสมอยึดคอนกรีต (Effective Depth: h_{ef}) ต่อกำลังรับแรงดึงประลัยของสมอยึดคอนกรีต ค่าระยะฟุ้งของสมอยึดคอนกรีต (h_{ef}) ที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ได้กำหนดให้มีค่าเท่ากับ 25 mm., 50 mm., 100 mm., 150 mm. และ 200 mm. ตามลำดับ โดยกำหนดให้กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) มีค่าเท่ากับ 25 MPa และระยะห่างระหว่างสมอยึดคอนกรีตถึงแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (Clear Spacing) มีค่าเท่ากับ 250 mm. ($2.5 h_{ef}$) สำหรับทุกแบบจำลอง

ในการวิเคราะห์โดยอาศัยแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ค่าตัวแปรของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่มีผลต่อกำลังรับแรงดึงประลัยสมอยึดคอนกรีต ที่พิจารณาผลของระยะฟุ้งของสมอยึดคอนกรีต (Effective Depth: h_{ef}) โดยนำผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ไปเปรียบเทียบกับมาตรฐานการออกแบบของ American Concrete Institute (ACI318-05) และมาตรฐานการออกแบบโดยวิธี Concrete Capacity Design (CCD) ผลการวิเคราะห์แสดงดังตารางที่ 10 และภาพที่ 62 ส่วนผลของความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงและการเคลื่อนตัวของสมอยึดคอนกรีต แสดงในภาพที่ 63

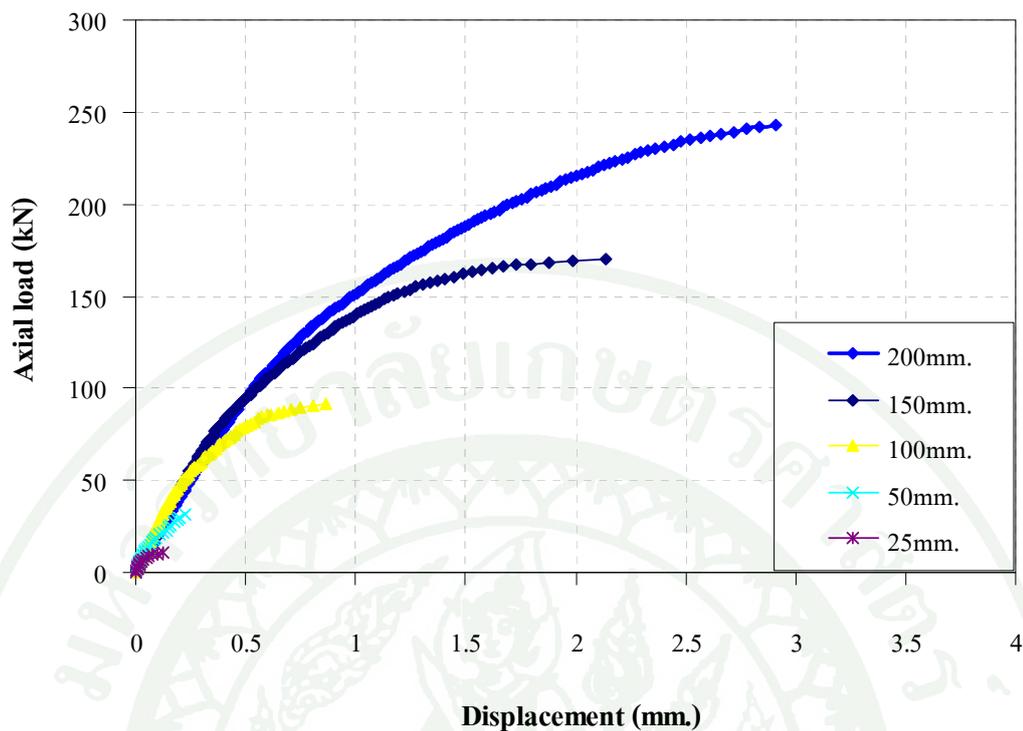
ตารางที่ 10 ผลของกำลังระยะฝังของสมอยึดคอนกรีต (h_{ef}) ต่อกำลังรับแรงดึงประลัยของสมอยึดคอนกรีต

Model	h_{ef} (mm.)	Ultimate Tensile Loading (KN)			Ratio	
		$N_{u,CCD}$	$N_{u,ACI318-05}$	$N_{u,FEM}$	$N_{u,FEM}/N_{u,CCD}$	$N_{u,FEM}/N_{u,ACI318-05}$
2.5H25FC25	25	10.831	7.813	10.885	1.005	1.393
2.5H50FC25	50	30.635	22.097	31.155	1.017	1.410
2.5H100FC25	100	86.648	62.500	91.186	1.052	1.459
2.5H150FC25	150	159.182	114.820	169.848	1.067	1.479
2.5H200FC25	200	245.077	176.777	242.782	0.991	1.373

หมายเหตุ: $f'_c = 25$ MPa และ Clear Spacing = $2.5 h_{ef}$ สำหรับทุกแบบจำลอง



ภาพที่ 62 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงประลัยและระยะฝังของสมอยึดคอนกรีต



ภาพที่ 63 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงและการเคลื่อนตัวของสมอยึดคอนกรีตภายใต้ผลของระยะฝังของสมอยึดคอนกรีต (h_{ef})

ผลการศึกษพบว่า ผลของระยะฝังของสมอยึดคอนกรีต (h_{ef}) ต่อกำลังรับแรงดึงประลัยของสมอยึดคอนกรีตต่อแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยกำลังรับแรงดึงประลัยของสมอยึดคอนกรีตมีค่าเพิ่มสูงขึ้นเมื่อสมอยึดคอนกรีตมีระยะฝัง (h_{ef}) ที่ลึกขึ้น เนื่องจากการมีระยะฝังที่ลึกขึ้นนี้ส่งผลให้ระนาบกรวยวิบัติมีพื้นที่สูงขึ้น ซึ่งพื้นที่ของระนาบกรวยวิบัตินี้จะต้านทานแรงเฉือนที่กระจายออกจากบริเวณหัวสมอยึดคอนกรีต

เมื่อนำผลของกำลังรับแรงดึงประลัยของสมอยึดคอนกรีตที่วิเคราะห์จากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ไปเปรียบเทียบกับกำลังรับแรงดึงประลัยของสมอยึดคอนกรีตตามมาตรฐานการออกแบบโดยวิธี Concrete Capacity Design (CCD) แสดงดังตารางที่ 10 และ ภาพที่ 62 พบว่า มีค่าที่สอดคล้องกับมาตรฐานการออกแบบ โดยวิธี Concrete Capacity Design (CCD) โดยสมอยึดคอนกรีตมีพฤติกรรมกรวยวิบัติแบบ Concrete Breakout

3.4. อิทธิพลของแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) และระยะฝั่งของสมอขีดคอนกรีต (Effective Depth : h_{ef}) ที่มีต่อกำลังรับแรงดิ่งประลัย

จากการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อศึกษาค่าตัวแปรที่มีผลต่อความสามารถในการรับแรงดิ่งของสมอขีดคอนกรีต จะพบว่าแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 2.5H100FC25 ซึ่งมีระยะห่างระหว่างสมอขีดคอนกรีตถึงแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (Clear Spacing) เท่ากับ $2.5 h_{ef}$, แรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) เท่ากับ 25 MPa และระยะฝั่งของสมอขีดคอนกรีต (h_{ef}) เท่ากับ 100 mm. เป็นส่วนหนึ่งของแบบจำลองที่ใช้ในการศึกษาพิจารณาผลของระยะห่างระหว่างสมอขีดคอนกรีตถึงแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (Clear Spacing), ผลของกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) และผลของระยะฝั่งของสมอขีดคอนกรีต (h_{ef}) ต่อกำลังรับแรงดิ่งประลัยของสมอขีดคอนกรีตต่อแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ดังนั้นจึงพิจารณาว่าค่าตัวแปรของแบบจำลอง 2.5H100FC25 และกำลังรับแรงดิ่งประลัยที่ได้จากการวิเคราะห์ของแบบจำลอง 2.5H100FC25 ทั้งหมดนี้จะพิจารณาให้เป็นค่ากลาง (Mean Value) โดยจะนำมาเปรียบเทียบกับค่าตัวแปร (Parameter Ratio) และกำลังรับแรงดิ่งประลัย (Ultimate Load Ratio) ที่ได้จากการวิเคราะห์ของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์กรณีต่างๆ แสดงดังตารางที่ 11 ถึง ตารางที่ 13 โดยสามารถสร้างความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนแรงดิ่งประลัยและอัตราส่วนค่าตัวแปรแสดงดังภาพที่ 64

ตารางที่ 11 อิทธิพลของระยะห่างระหว่างสมอขีดคอนกรีตถึงแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (Clear Spacing) ต่อแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

Model	Clear Spacing (mm.)	Ultimate Load Ratio	Parameter Ratio
0.5H100FC25	$0.5 h_{ef}$	1.663	0.20
1.0H100FC25	$1.0 h_{ef}$	1.438	0.40
1.5H100FC25	$1.5 h_{ef}$	1.275	0.60
2.0H100FC25	$2.0 h_{ef}$	1.122	0.80
2.5H100FC25	$2.5 h_{ef}$	1.000	1.00
3.0H100FC25	$3.0 h_{ef}$	0.869	1.20

หมายเหตุ: $f'_c = 25$ MPa และ $h_{ef} = 100$ mm. สำหรับทุกแบบจำลอง

ตารางที่ 12 อิทธิพลของกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) ต่อกำลังรับแรงดึงประลัยของ
สมอชิดคอนกรีต เมื่อคอนกรีตทุกแบบจำลองเป็นคอนกรีตธรรมดา

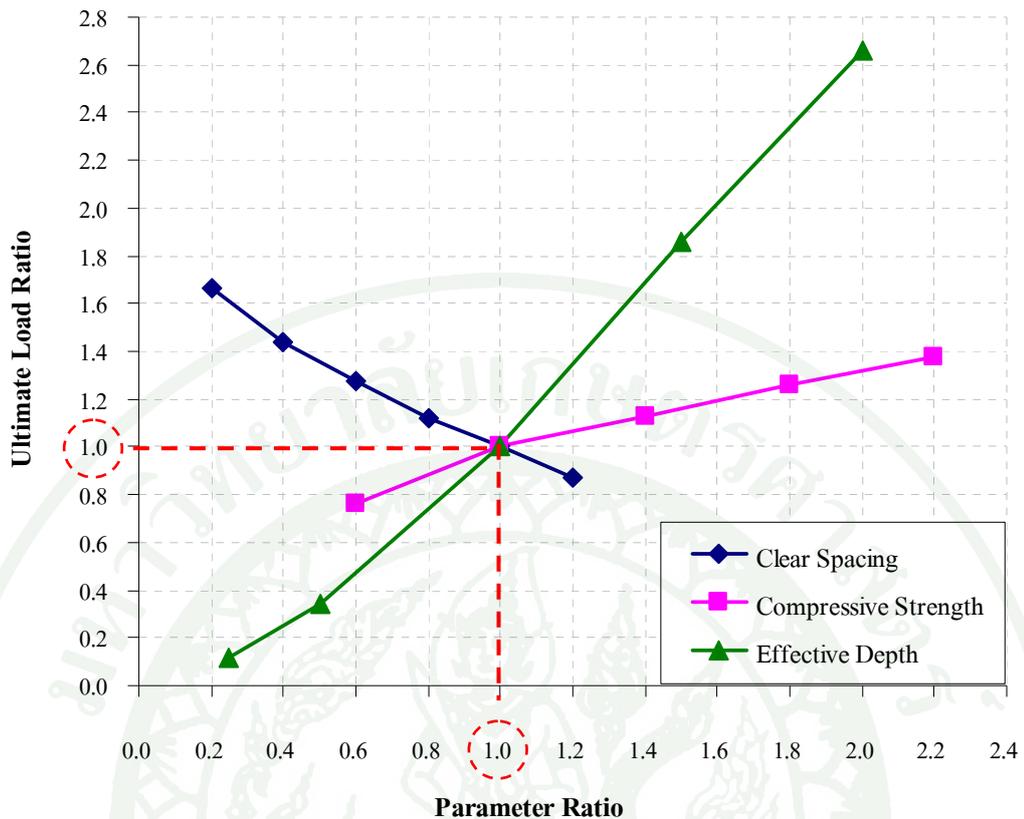
Model	Compressive Strength f'_c (MPa)	Ultimate Load Ratio	Parameter Ratio
2.5H100FC15	15	0.763	0.60
2.5H100FC25	25	1.000	1.00
2.5H100FC35	35	1.125	1.40
2.5H100FC45NC	45	1.259	1.60
2.5H100FC45NC	55	1.375	2.20

หมายเหตุ: $h_{ef} = 100$ mm. และ Clear Spacing = $2.5 h_{ef}$ สำหรับทุกแบบจำลอง

ตารางที่ 13 อิทธิพลของกำลังระยะฝังของสมอชิดคอนกรีต (h_{ef}) ต่อกำลังรับแรงดึงประลัยของ
สมอชิด คอนกรีต

Model	Effective Depth: h_{ef} (mm.)	Ultimate Load Ratio	Parameter Ratio
2.5H25FC25	25	0.119	0.25
2.5H50FC25	50	0.342	0.50
2.5H100FC25	100	1.000	1.00
2.5H150FC25	150	1.863	1.50
2.5H200FC25	200	2.663	2.20

หมายเหตุ: $f'_c = 25$ MPa และ Clear Spacing = $2.5 h_{ef}$ สำหรับทุกแบบจำลอง



ภาพที่ 64 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนแรงดิ่งประลัยและอัตราส่วนค่าตัวแปร

จากภาพที่ 64 เมื่อพิจารณาถึงอิทธิพลของกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) ที่มีต่อกำลังรับแรงดิ่งประลัยของสมอยึดคอนกรีต จะพบว่าเมื่ออัตราส่วนค่าตัวแปรเพิ่มขึ้นจาก 1.0 เท่า เป็น 1.4, 1.8 และ 2.2 เท่า อัตราส่วนแรงดิ่งประลัยก็จะเพิ่มขึ้นเป็น 1.125, 1.259 และ 1.375 เท่าตามลำดับ ในขณะที่เมื่อพิจารณาถึงอิทธิพลของระยะฝังของสมอยึดคอนกรีต (Effective Depth : h_{ef}) ที่มีต่อกำลังรับแรงดิ่งประลัยของสมอยึดคอนกรีต จะพบว่าเมื่ออัตราส่วนค่าตัวแปรเพิ่มขึ้นจาก 1.0 เท่า เป็น 1.5 และ 2.0 เท่า อัตราส่วนแรงดิ่งประลัยก็จะเพิ่มขึ้นเป็น 1.863 และ 2.663 เท่าตามลำดับ ดังนั้นจึงสามารถวิเคราะห์ได้ว่า กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) มีอิทธิพลต่อกำลังรับแรงดิ่งประลัยของสมอยึดคอนกรีตน้อยกว่าอิทธิพลของระยะฝังของสมอยึดคอนกรีต (Effective Depth : h_{ef})

สรุปและข้อเสนอแนะ

สรุป

การประเมินกำลังรับแรงดึงประลัยของสมอยึดคอนกรีตภายใต้แรงดึงแบบสถิตโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ซึ่งคำนึงถึงพฤติกรรมความไม่เป็นเชิงเส้นของคอนกรีต และจำลองพฤติกรรมการสัมผัสระหว่างผิวของสมอยึดคอนกรีตกับคอนกรีต พบว่าได้กำลังกำลังรับแรงดึงประลัยและความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงกับการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ มีค่าสอดคล้องกับผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

จากการศึกษาพฤติกรรมการรับแรงดึงแบบสถิตและแบบวัฏจักรของสมอยึดคอนกรีตฝังในที่ประเภทสลักเกลียว(Headed Bolt) โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ พบว่ากำลังรับแรงดึงของคอนกรีตที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ซึ่งทำให้ผลการวิเคราะห์กำลังรับแรงดึงประลัยและความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงกับการเคลื่อนตัวของสมอยึดคอนกรีตสอดคล้องกับผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ คือค่าโมดูลัสการแตกร้าวของคอนกรีต (f_r)

แรงดึงสูงสุด (N_{max}) ที่กระทำต่อแบบจำลองภายใต้แรงดึงแบบวัฏจักรที่มีความถี่เท่ากับ 0.5 เฮิรตซ์ มีผลต่อความสามารถในการรับแรงดึงแบบวัฏจักรที่มีความถี่เท่ากับ 0.5 เฮิรตซ์ของสลักเกลียว โดยเมื่อ N_{max} เท่ากับ $0.79N_u$ สลักเกลียวสามารถรับแรงดึงแบบวัฏจักรได้ 100 รอบ แต่เมื่อรับแรงดึงแบบสถิตต่อเนื่องจนเกิดการวิบัติ แรงดึงประลัยที่วิเคราะห์ได้จะมีค่าลดลงจากค่า N_u เท่ากับ 11.000 เปอร์เซ็นต์ และ เมื่อ N_{max} เท่ากับ $0.9N_u$ สลักเกลียวสามารถรับแรงดึงแบบวัฏจักรได้เพียง 38 รอบเท่านั้น

แบบจำลองจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ในกรณีที่ระยะห่างระหว่างสมอยึดคอนกรีตถึงแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก (Clear Spacing) เท่ากับ $2.5h_{ef}$ ให้ผลการวิเคราะห์ที่ได้ใกล้เคียงกับสภาวะการใช้งานจริงของสมอยึดคอนกรีต (Fairly Condition)

เมื่อคอนกรีตมีกำลังรับแรงอัดประลัยมากกว่า 41 MPa ซึ่งตามมาตรฐาน ACI363-92 กำหนดให้พฤติกรรมของคอนกรีตเป็นคอนกรีตกำลังสูง (High Strength Concrete: HSC) ในการวิเคราะห์หาค่ากำลังรับแรงดึงประลัยของสมอยึดคอนกรีตโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ เมื่อพิจารณาว่า

พฤติกรรมของคอนกรีตเป็นคอนกรีตกำลังสูง (High Strength Concrete: HSC) จะพบว่าค่ากำลังรับแรงดึงประลัยของสมอยึดคอนกรีตมีค่าสูงกว่าเมื่อพิจารณาว่าพฤติกรรมของคอนกรีตเป็นคอนกรีตคอนกรีตธรรมดา (Normal Concrete; NC) โดยค่ากำลังรับแรงดึงประลัยของสมอยึดคอนกรีตเมื่อพิจารณาว่าพฤติกรรมของคอนกรีตเป็นคอนกรีตคอนกรีตธรรมดา (Normal Concrete; NC) มีค่าที่ใกล้เคียงกับการวิเคราะห์จากมาตรฐานการออกแบบโดยวิธี Concrete Capacity Design (CCD) ซึ่งอาจจะเป็นเพราะว่ามาตรฐานการออกแบบโดยวิธี Concrete Capacity Design (CCD) ไม่ได้พิจารณาถึงคุณสมบัติของคอนกรีตกำลังสูงเมื่อคอนกรีตมีกำลังรับแรงอัดประลัยมากกว่า 41 MPa

เมื่อต้องการที่จะเพิ่มความสามารถในการรับแรงดึงของสมอยึดคอนกรีต การเพิ่มระยะฝังของสมอยึดคอนกรีต (Effective Depth : h_{ef}) ควรจะเป็นทางเลือกแรกก่อนการพิจารณาเพิ่มกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) เนื่องจากระยะฝังของสมอยึดคอนกรีต (Effective Depth : h_{ef}) มีอิทธิพลต่อความสามารถในการรับแรงดึงของสมอยึดคอนกรีตมากกว่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c)

นอกจากนี้แบบจำลองพฤติกรรมการสัมผัสระหว่างคอนกรีตกับสลักเกลียวในแบบจำลองก็ถือว่าจำลองได้อย่างน่าเชื่อถือได้ เนื่องจากผลการวิเคราะห์ที่ได้จากแบบจำลองมีความใกล้เคียงกับผลทดสอบจริง ดังนั้น จึงสามารถนำเทคนิคการจำลองพฤติกรรมการสัมผัสนี้ไปประยุกต์ใช้กับปัญหาทางวิศวกรรมอื่นๆ ได้

ข้อเสนอแนะ

1. ในงานวิจัยนี้เป็นการศึกษาถึงพฤติกรรมการรับแรงดึงแบบสถิตและแบบวัฏจักรจักรของสมอยึดคอนกรีตประเภทฝังในที่แบบเดี่ยว ดังนั้นในการศึกษาเพื่อให้เกิดประโยชน์มากขึ้น จึงควรนำวิธีการศึกษาและแนวทางในการวิจัยนี้ไปประยุกต์ใช้ในการศึกษาพฤติกรรมการรับแรงดึงของสมอยึดคอนกรีตแบบเดี่ยวประเภทต่างๆ เช่น Undercut Anchor, Expansion Anchor, Bonded Anchor เป็นต้น เพื่อให้สามารถนำผลที่จากการวิเคราะห์ทางไฟไนต์เอลิเมนต์ไปใช้ได้กับโครงสร้างอื่นๆ
2. ควรนำวิธีการศึกษาและแนวทางในการวิจัยนี้ไปประยุกต์ใช้ในการศึกษาพฤติกรรมการรับแรงดึงของสมอยึดคอนกรีตแบบกลุ่มประเภทต่างๆ เช่น Undercut Anchor, Expansion Anchor, Bonded Anchor เป็นต้น เพื่อให้สามารถนำผลที่จากการวิเคราะห์ทางไฟไนต์เอลิเมนต์ไปใช้ได้กับโครงสร้างอื่นๆ
3. ควรทำการศึกษาพฤติกรรมของสมอยึดคอนกรีตเมื่อต้องฝังในคอนกรีตกำลังสูงโดยการทดสอบจริงในห้องปฏิบัติการควบคู่กับการวิเคราะห์ทางไฟไนต์เอลิเมนต์
4. ควรทำการศึกษาพฤติกรรมของสมอยึดคอนกรีตเมื่อต้องรับแรงดึง, แรงเฉือน และการดัดรวมกัน โดยการทดสอบจริงในห้องปฏิบัติการควบคู่กับการวิเคราะห์ทางไฟไนต์เอลิเมนต์

เอกสารและสิ่งอ้างอิง

เดช พุทธเจริญทอง. 2541. การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์. บริษัทพิมพ์ดีการพิมพ์จำกัด, กรุงเทพฯ.

ACI Committee 355. 1997. **State-of-the-Art Report on Anchorage to Concrete**. American Concrete Institute, Detroit, USA.

ACI Committee 349. 2001. **Code Requirements for Nuclear-Safety-Related Concrete Structures**. American Concrete Institute, Detroit, USA.

ACI Committee 318. 2001. **Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary**. American Concrete Institute, Detroit, USA.

ANSYS, **ANSYS User's Manual**, 2003.

Fuch, W., Eligehausen, R. and J.E. Breen. 1995. Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete. **ACI Structural Journal**. 92 (1): 73-94.

Hoehler, M.S. 2006. **Behavior and Testing of Fastening to concrete for use in Seismic Applications**. Doctor Dissertation ,Stuttgart University.

Klingner, R.E., Hallowell, J.M., Lotze, D., Park, H.-G., Rodriguez, M. and Y.-G. Zhang. 1998. Anchor Bolt Behavior and Strength during Earth-quakes. **The U.S. Nuclear Regulatory Commission (NUREG/CR-5434)**.

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.

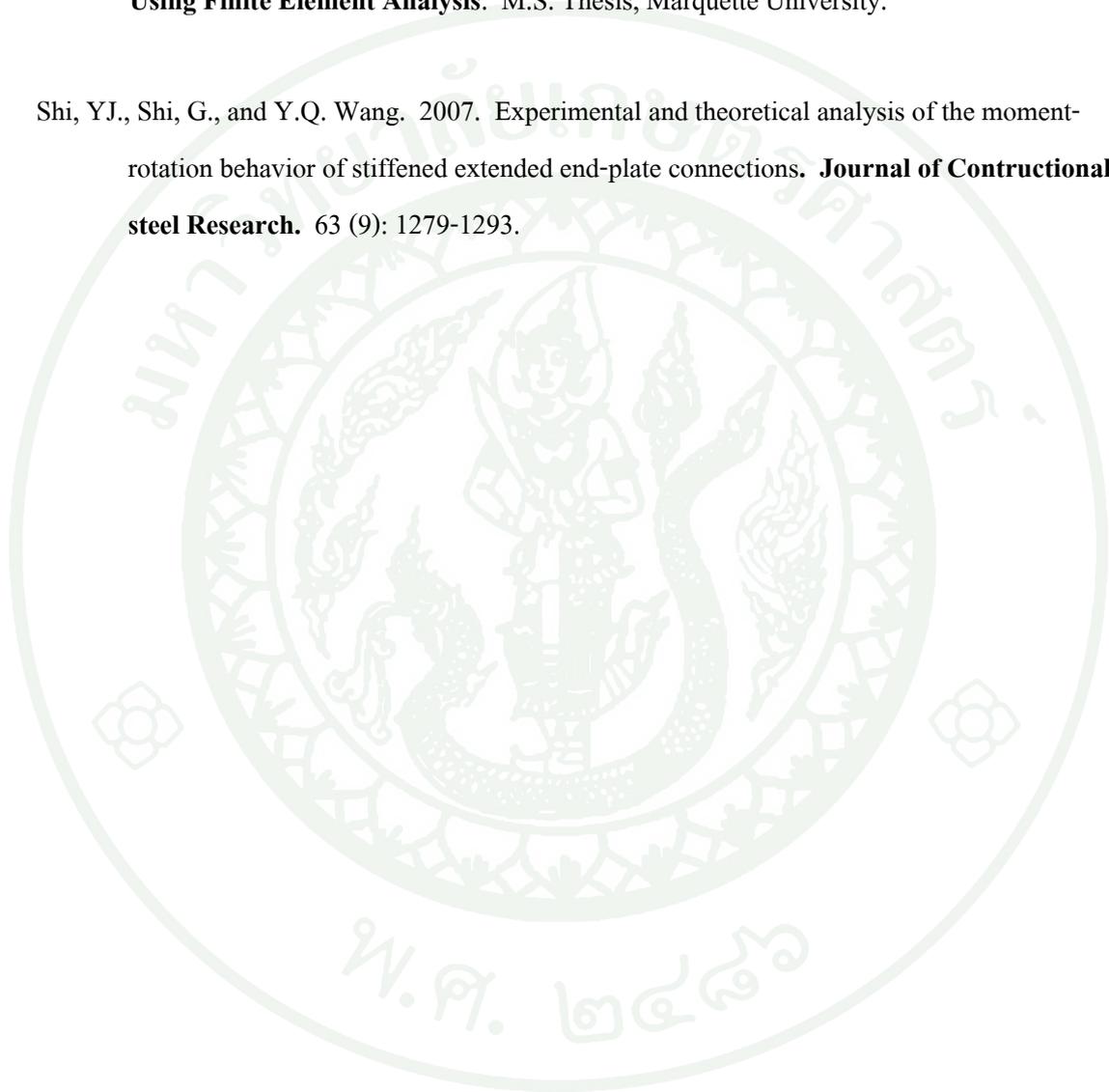
Malm, R. 2006. **Shear Cracks in Concrete Structures Subjected to in-plane Stresses.**

M.S. Thesis, Royal Institute of Technology.

Wolanski, A.J. 2004. **Flexural Behavior of Reinforced and Prestressed Concrete Beams**

Using Finite Element Analysis. M.S. Thesis, Marquette University.

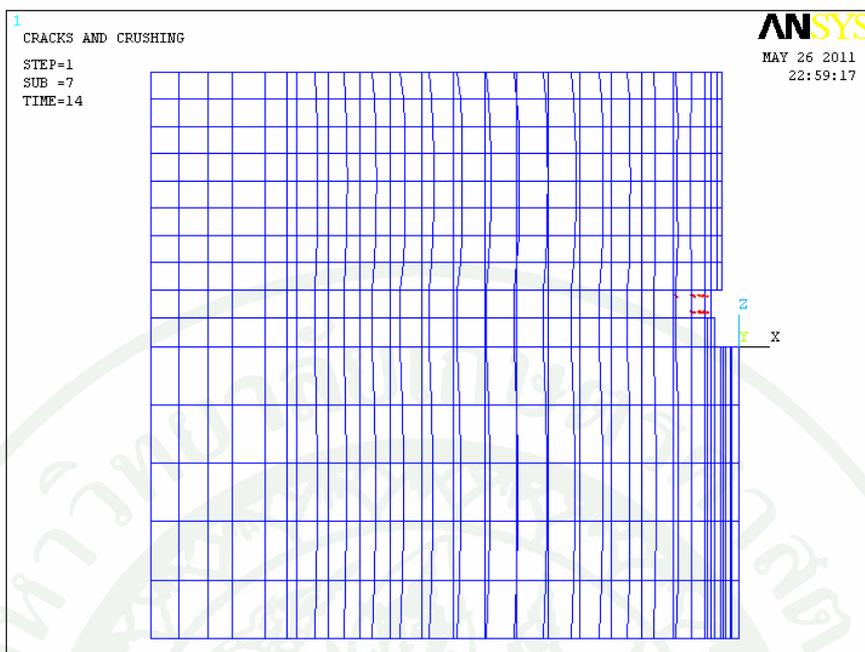
Shi, Y.J., Shi, G., and Y.Q. Wang. 2007. Experimental and theoretical analysis of the moment-rotation behavior of stiffened extended end-plate connections. **Journal of Constructional steel Research.** 63 (9): 1279-1293.



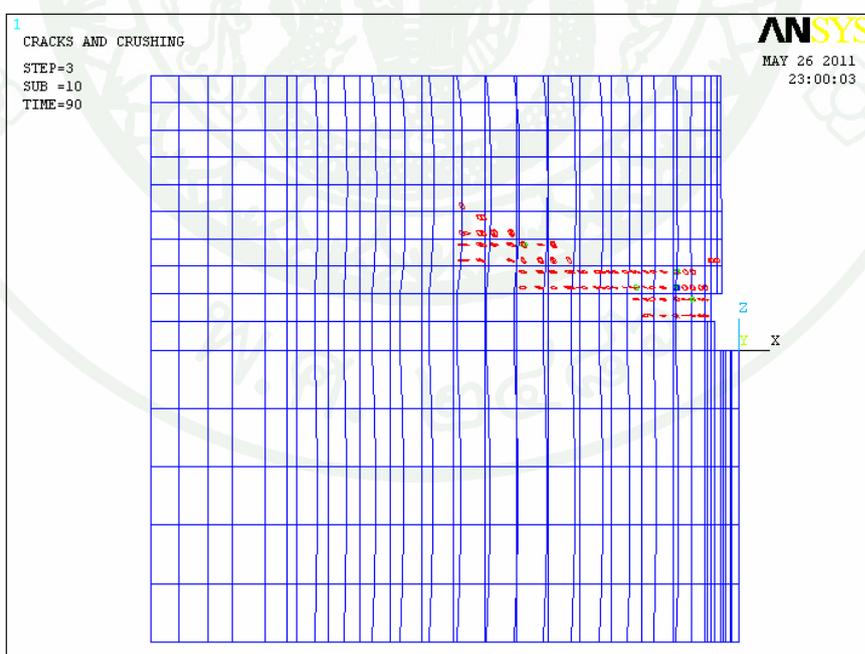




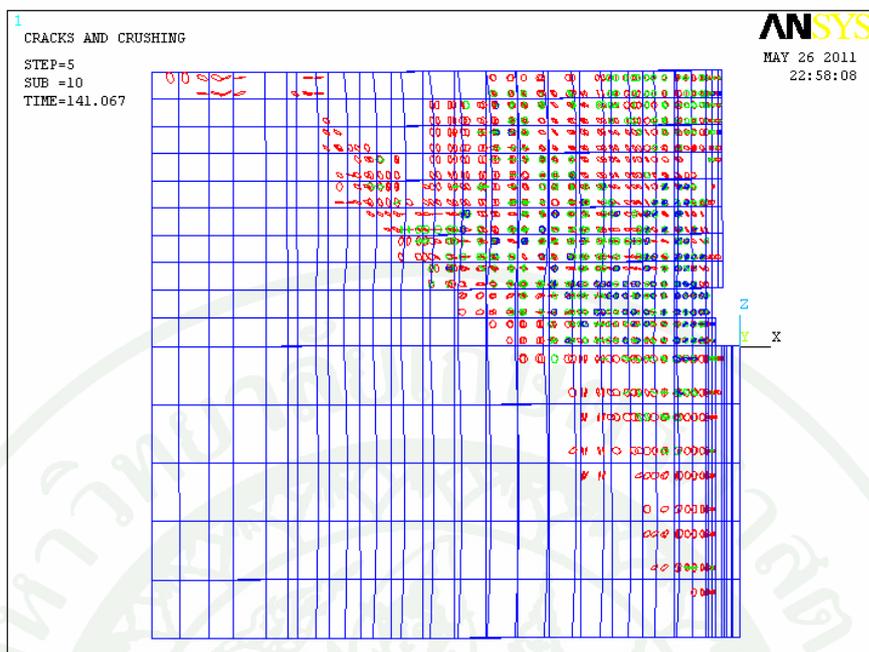
รูปแบบการแกะสลักของคอนกรีตที่ผูกฝังด้วยสมอชิดคอนกรีต



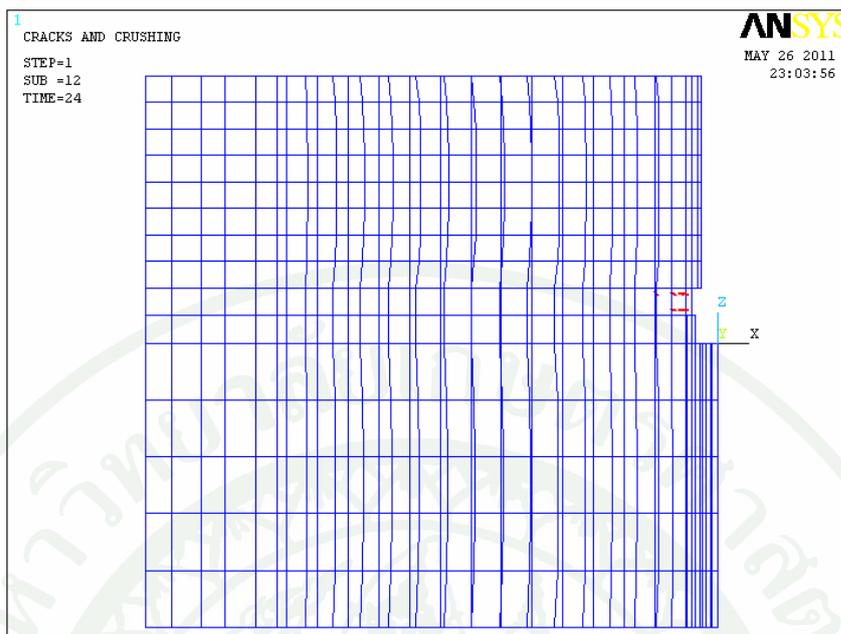
ภาพผนวกที่ 1 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 5.319 KN ของแบบจำลอง VFCT



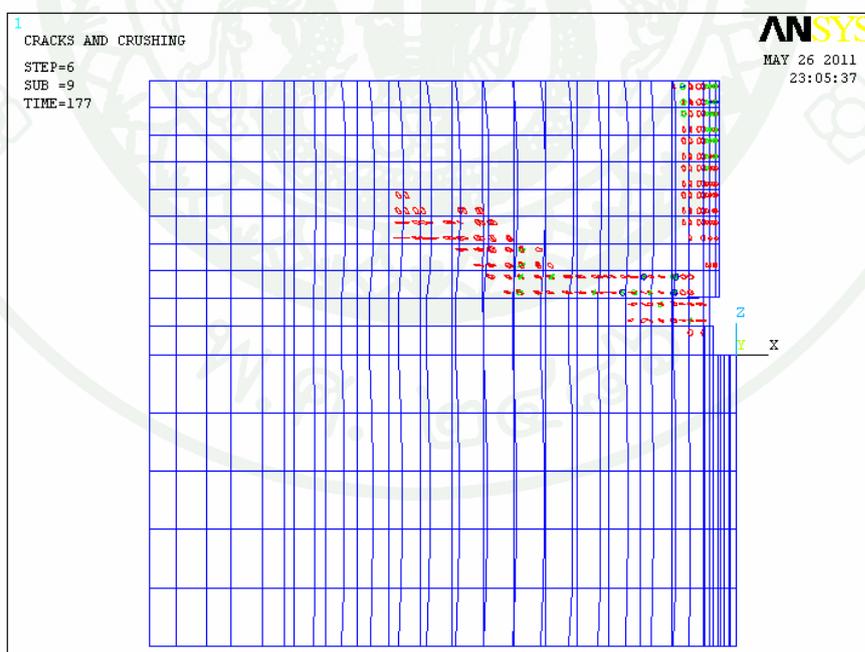
ภาพผนวกที่ 2 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 34.195 KN ของแบบจำลอง VFCT



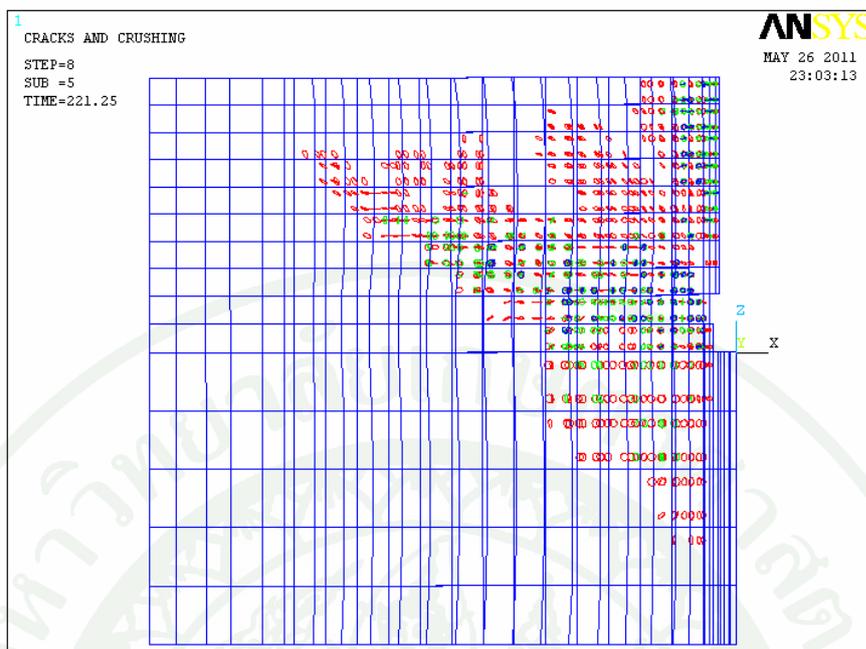
ภาพผนวกที่ 3 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 56.277 KN
ของแบบจำลอง VFCT



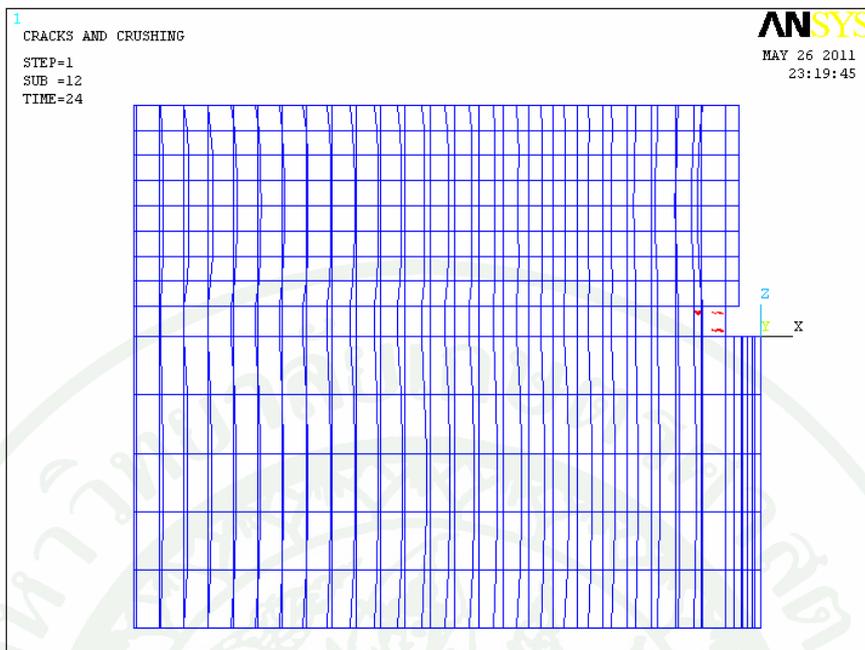
ภาพผนวกที่ 4 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 9.12 KN ของแบบจำลอง VFR



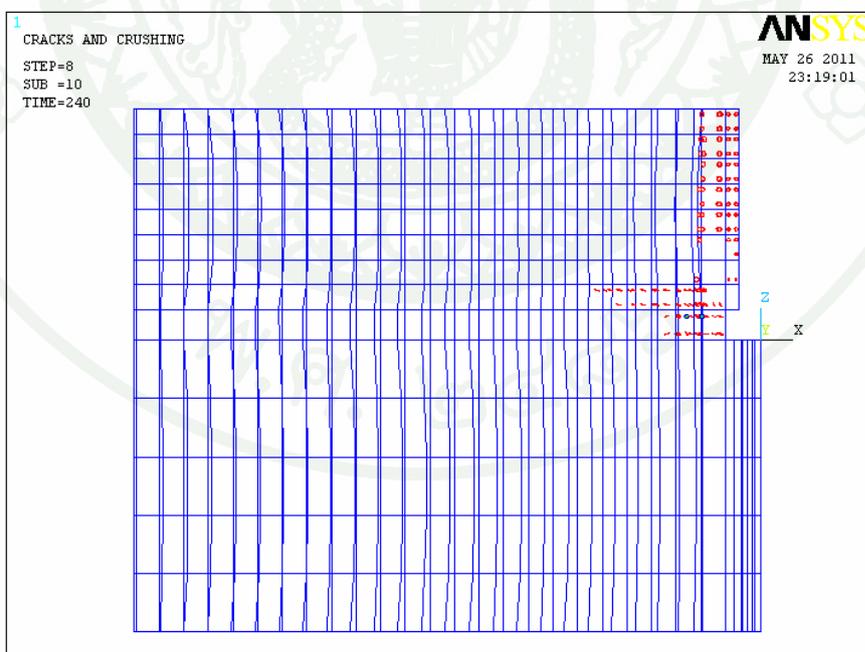
ภาพผนวกที่ 5 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 42.173 KN ของแบบจำลอง VFR



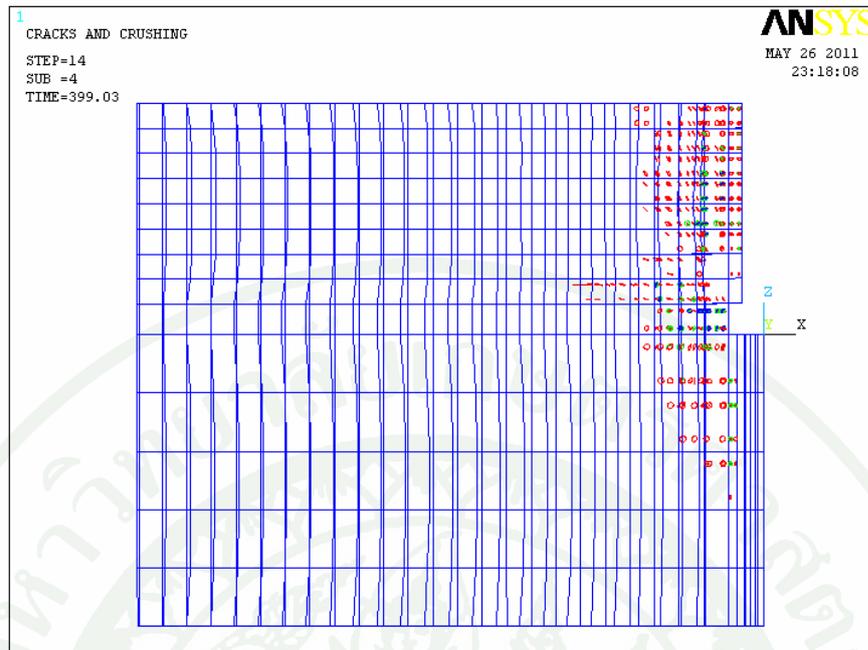
ภาพผนวกที่ 6 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 84.062 KN
ของแบบจำลอง VFR



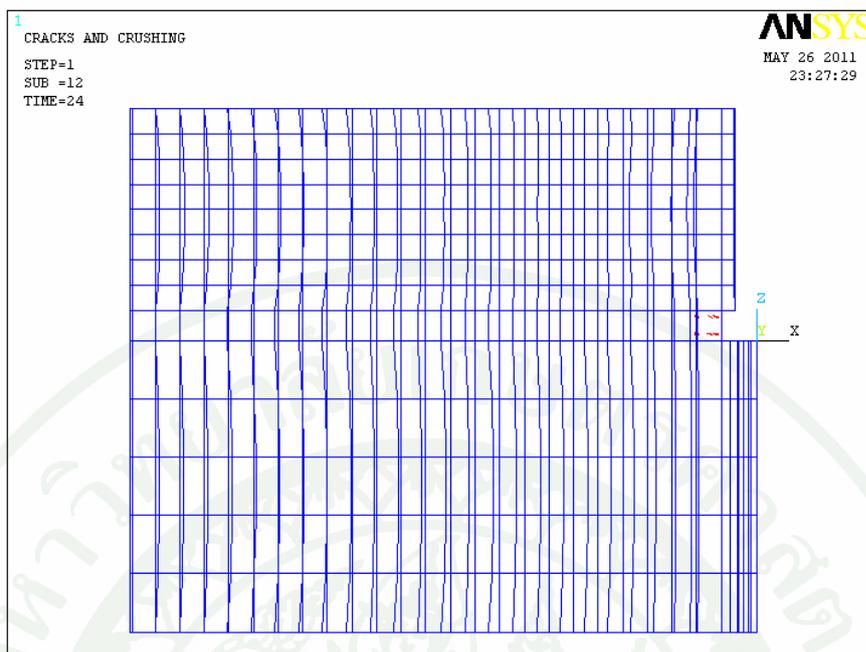
ภาพผนวกที่ 7 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 9.12 KN ของแบบจำลอง 0.5H100FC25



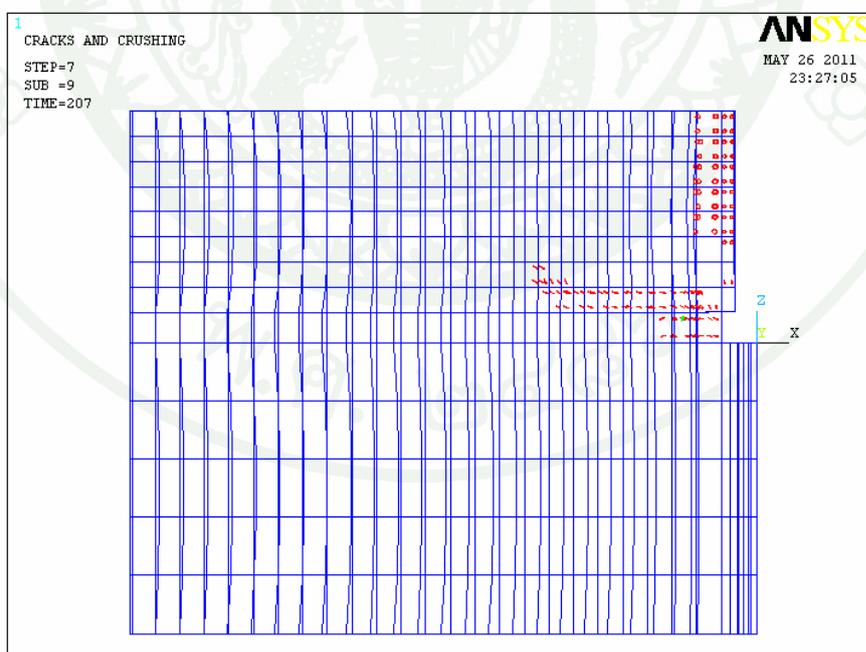
ภาพผนวกที่ 8 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 91.186 KN ของแบบจำลอง 0.5H100FC25



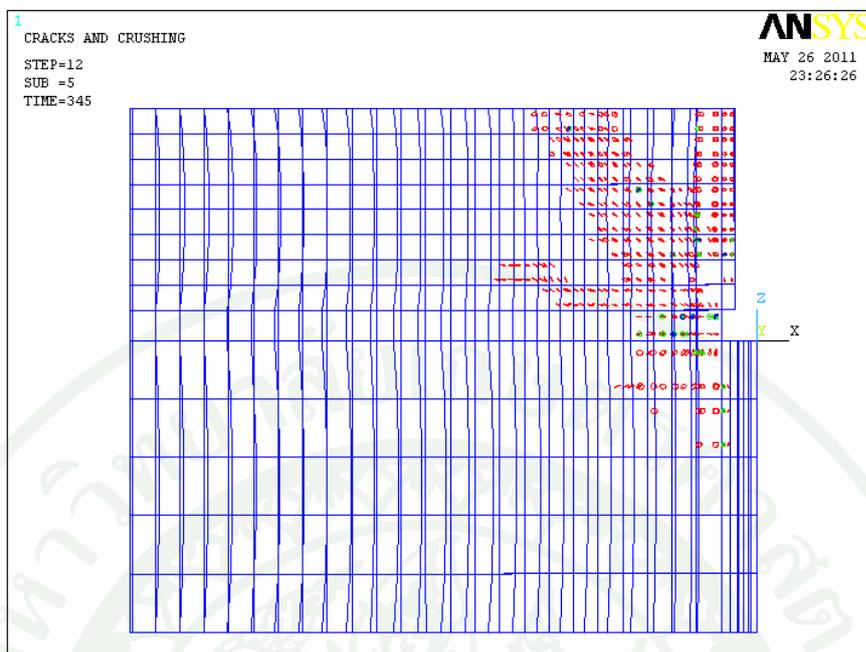
ภาพผนวกที่ 9 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 151.607 KN
ของแบบจำลอง 0.5H100FC25



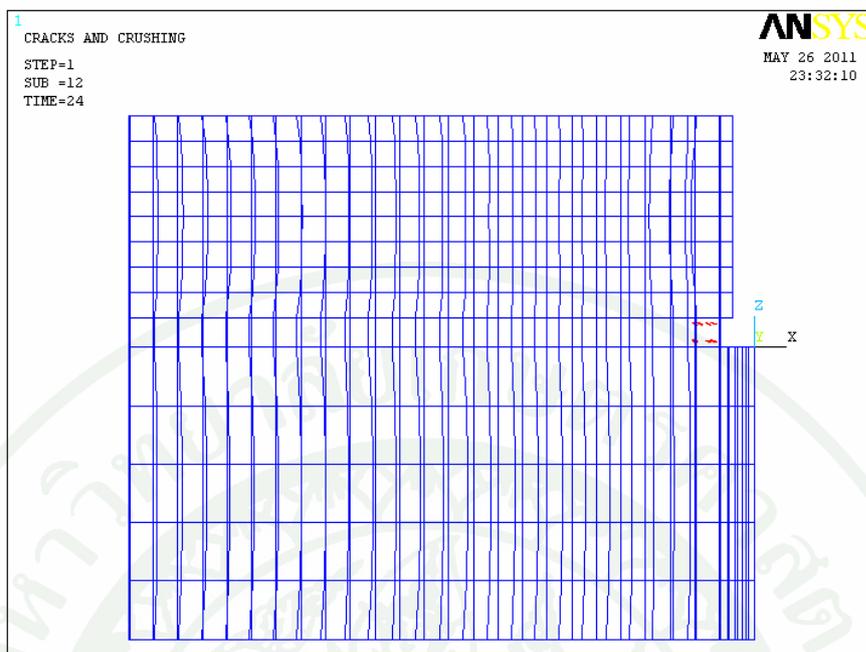
ภาพผนวกที่ 10 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 9.12 KN
ของแบบจำลอง 1.0H100FC25



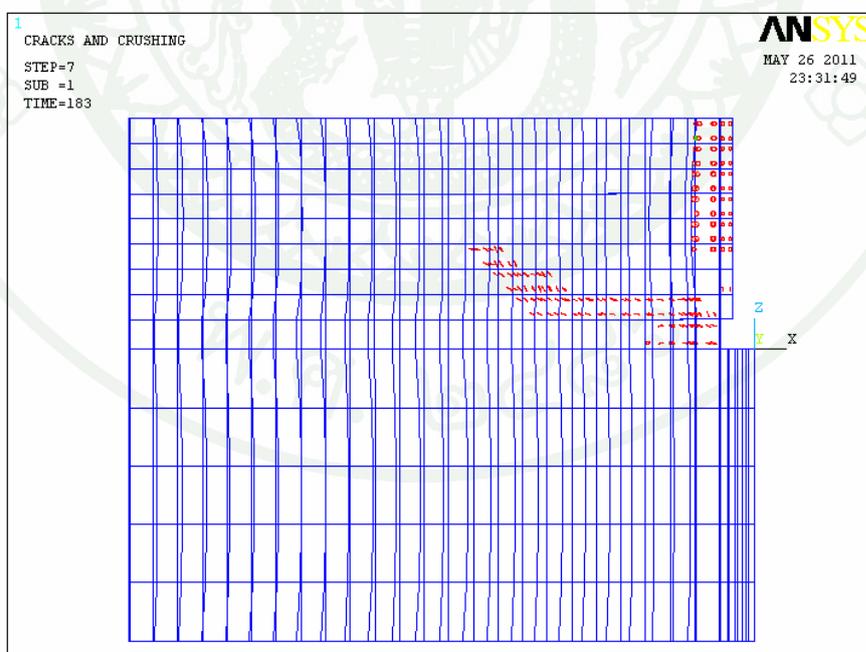
ภาพผนวกที่ 11 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 78.648 KN
ของแบบจำลอง 1.0H100FC25



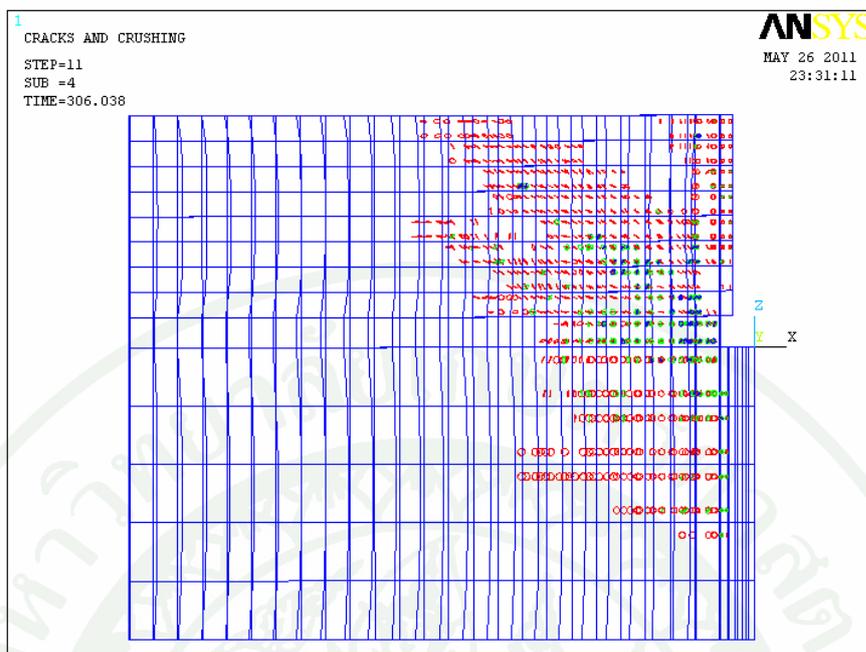
ภาพผนวกที่ 12 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 131.079 KN
ของแบบจำลอง 1.0H100FC25



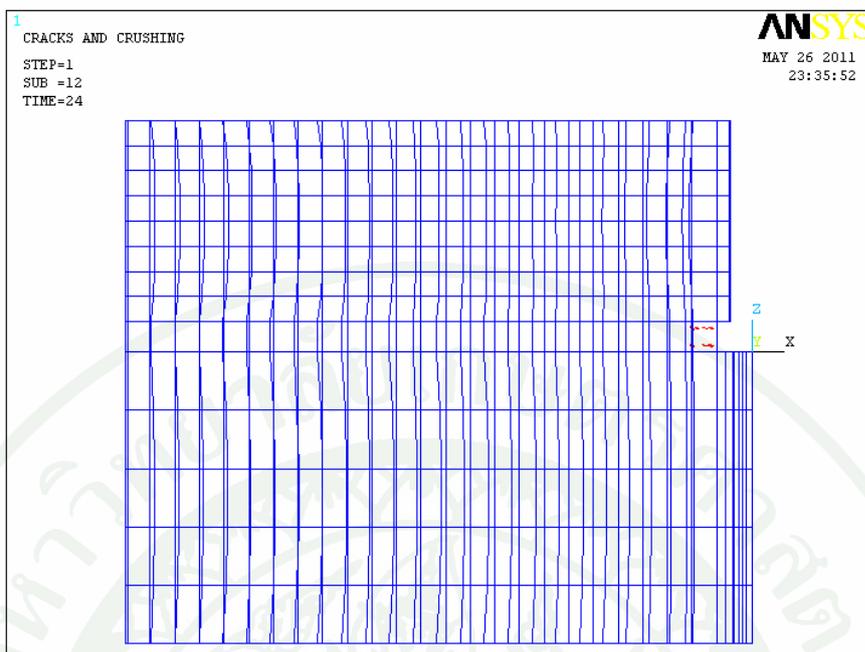
ภาพผนวกที่ 13 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 9.12 KN ของแบบจำลอง 1.5H100FC25



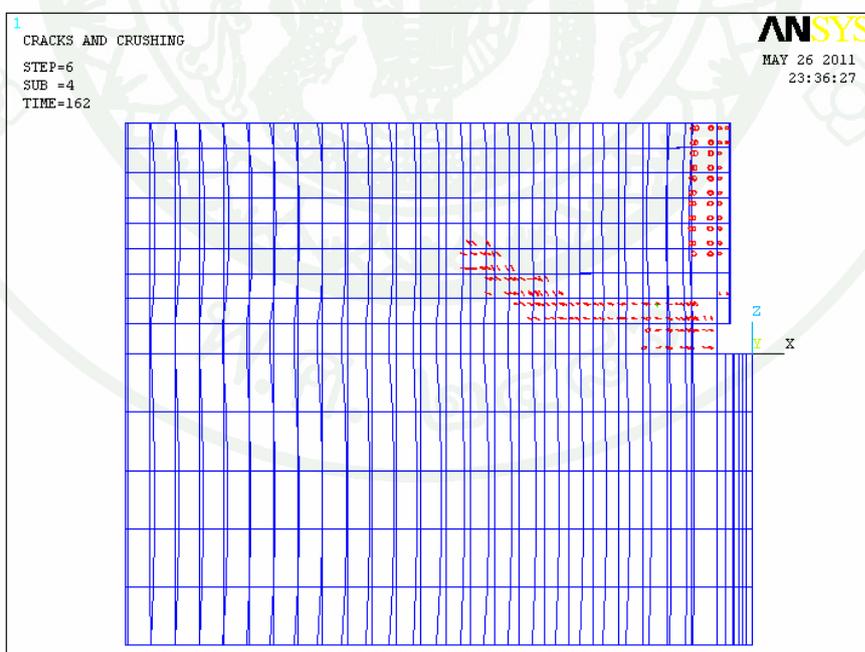
ภาพผนวกที่ 14 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 59.529 KN ของแบบจำลอง 1.5H100FC25



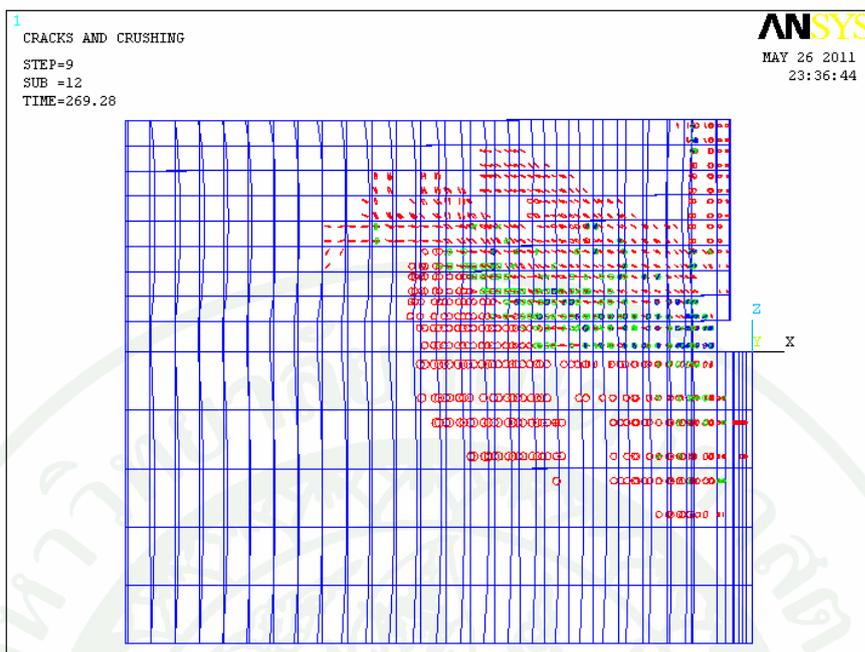
ภาพผนวกที่ 15 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 116.277 KN
ของแบบจำลอง 1.5H100FC25



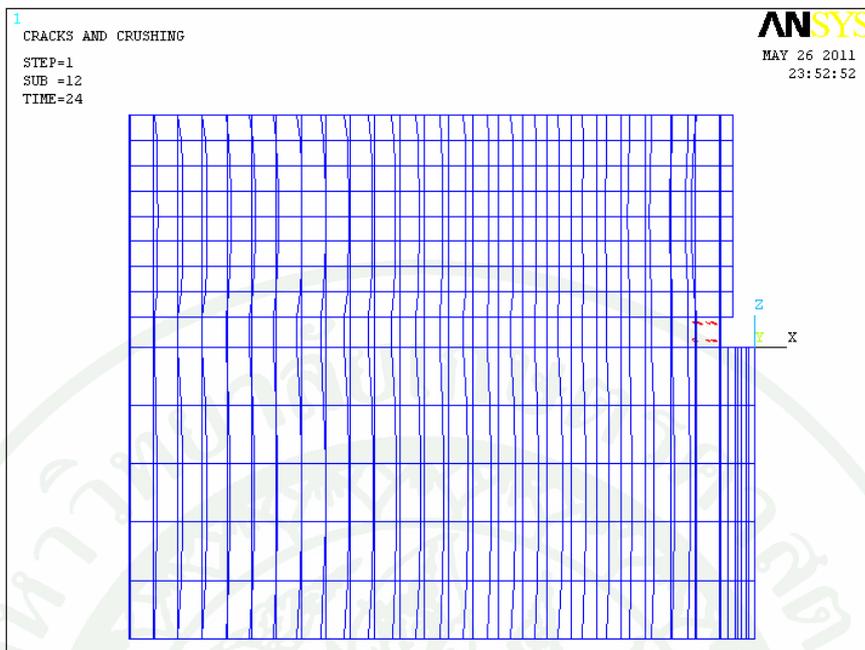
ภาพผนวกที่ 16 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 9.12 KN ของแบบจำลอง 2.0H100FC25



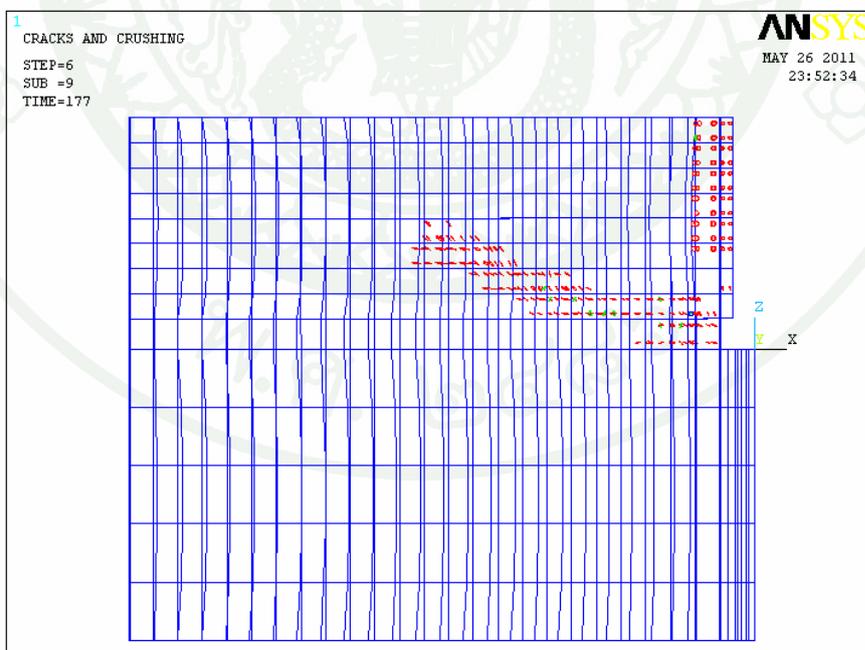
ภาพผนวกที่ 17 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 61.550 KN ของแบบจำลอง 2.0H100FC25



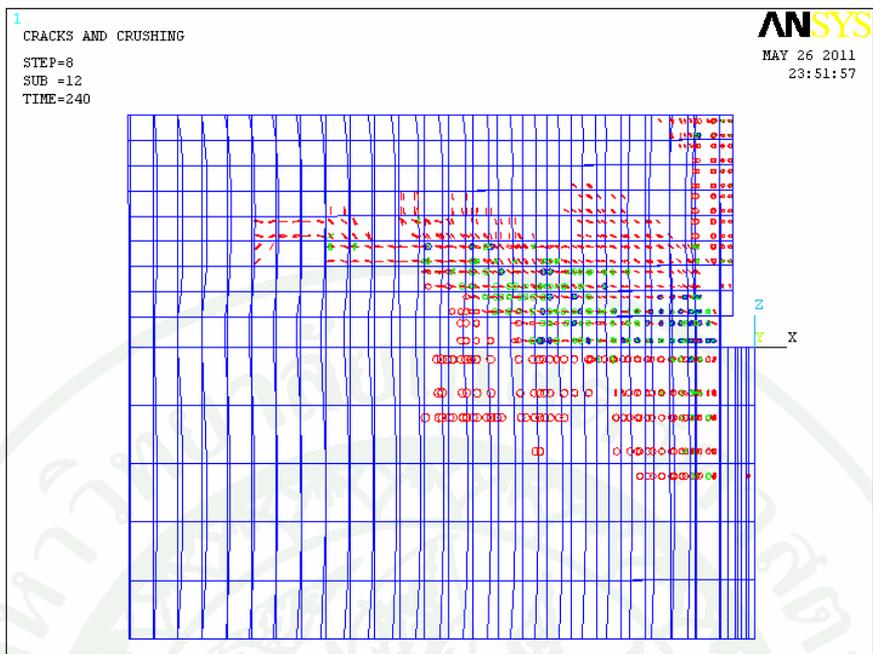
ภาพผนวกที่ 18 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 102.310 KN
ของแบบจำลอง 2.0H100FC25



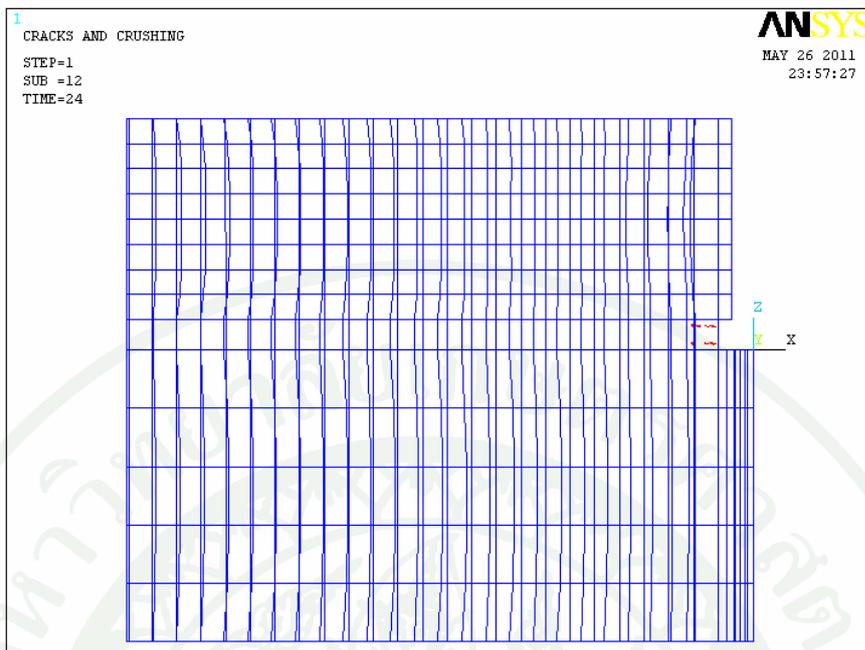
ภาพผนวกที่ 19 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 9.12 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC25



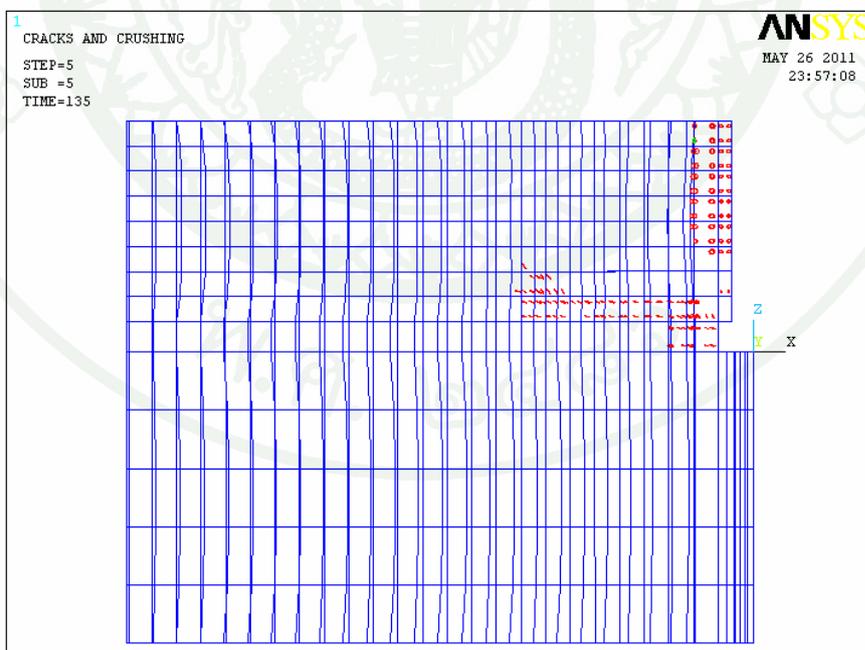
ภาพผนวกที่ 20 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 42.173 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC25



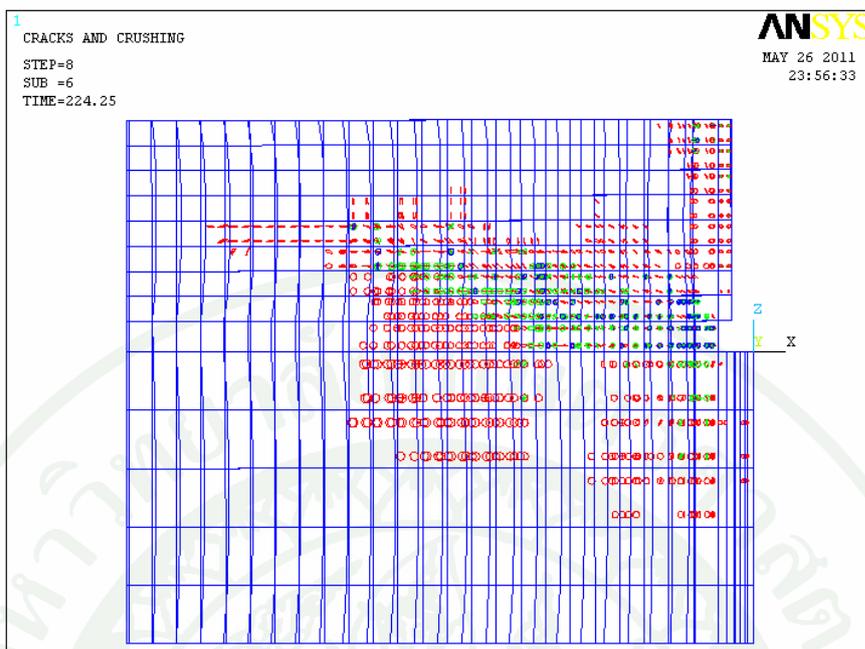
ภาพผนวกที่ 21 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 91.186 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC25



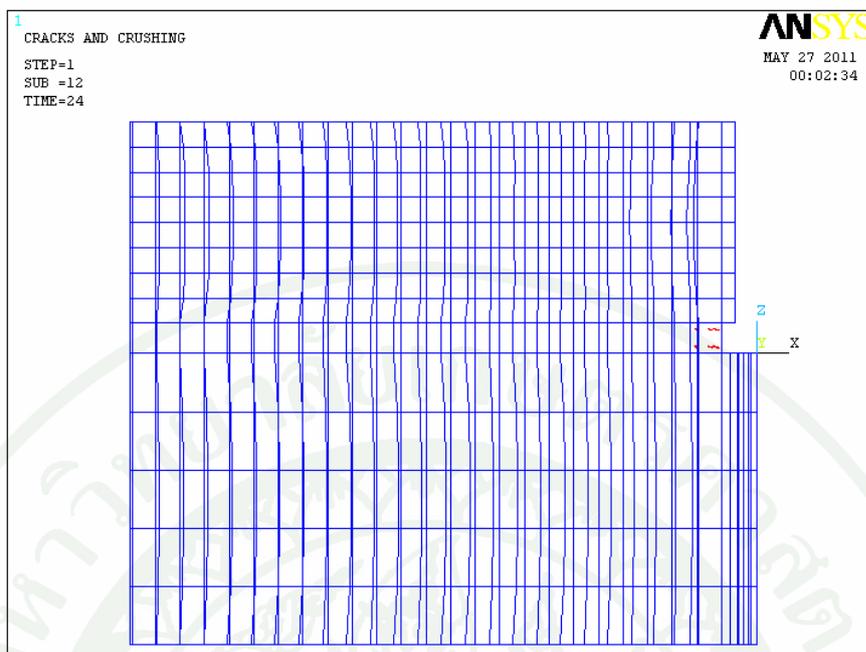
ภาพผนวกที่ 22 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 9.12 KN ของแบบจำลอง 3.0H100FC25



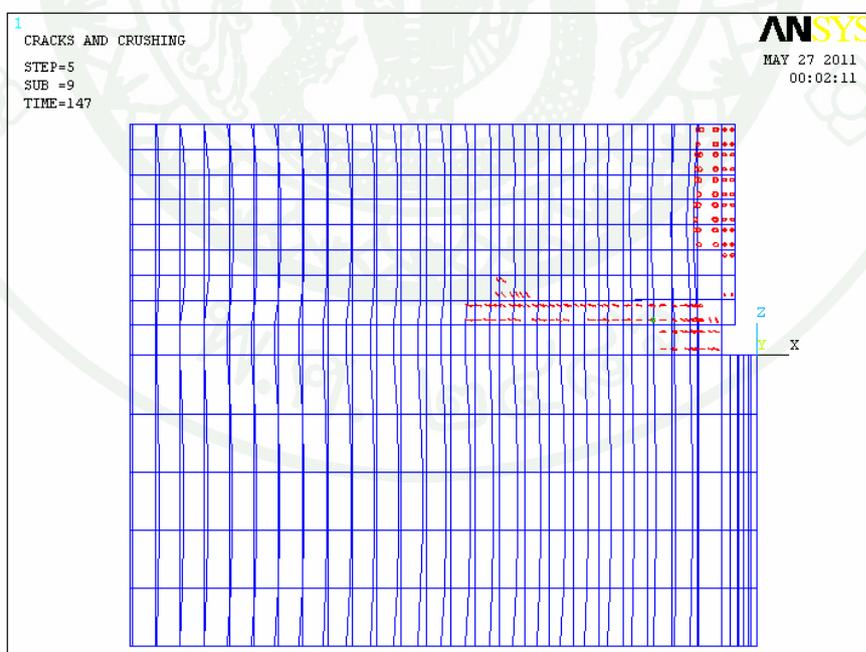
ภาพผนวกที่ 23 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 51.292 KN ของแบบจำลอง 3.0H100FC25



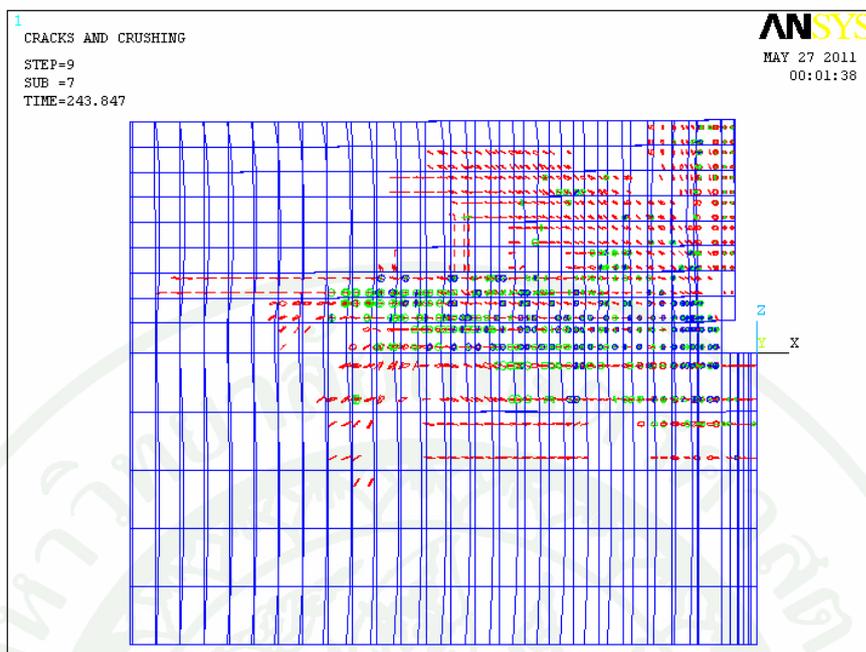
ภาพผนวกที่ 24 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 85.202 KN
ของแบบจำลอง 3.0H100FC25



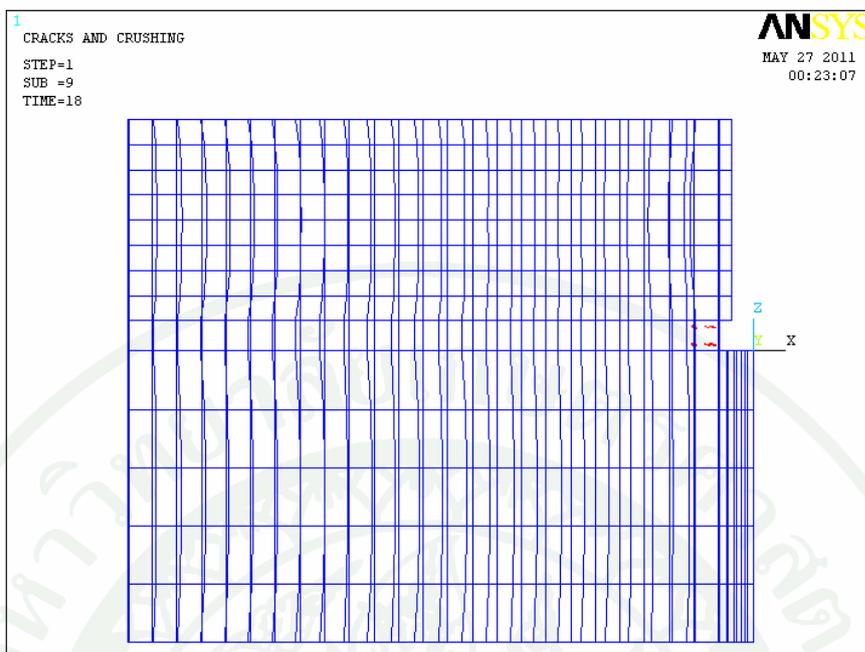
ภาพผนวกที่ 25 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 9.12 KN ของแบบจำลอง NBP



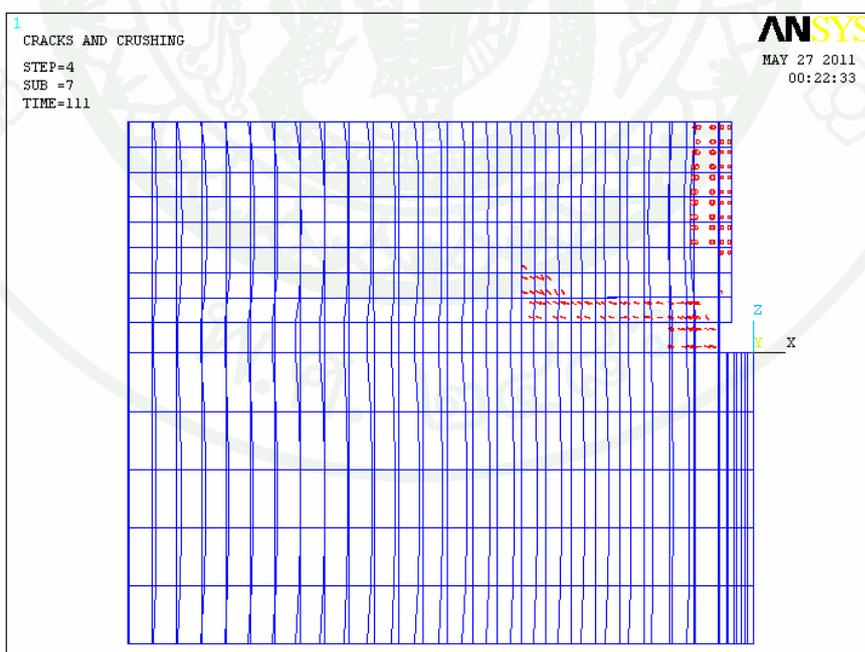
ภาพผนวกที่ 26 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 55.851 KN ของแบบจำลอง NBP



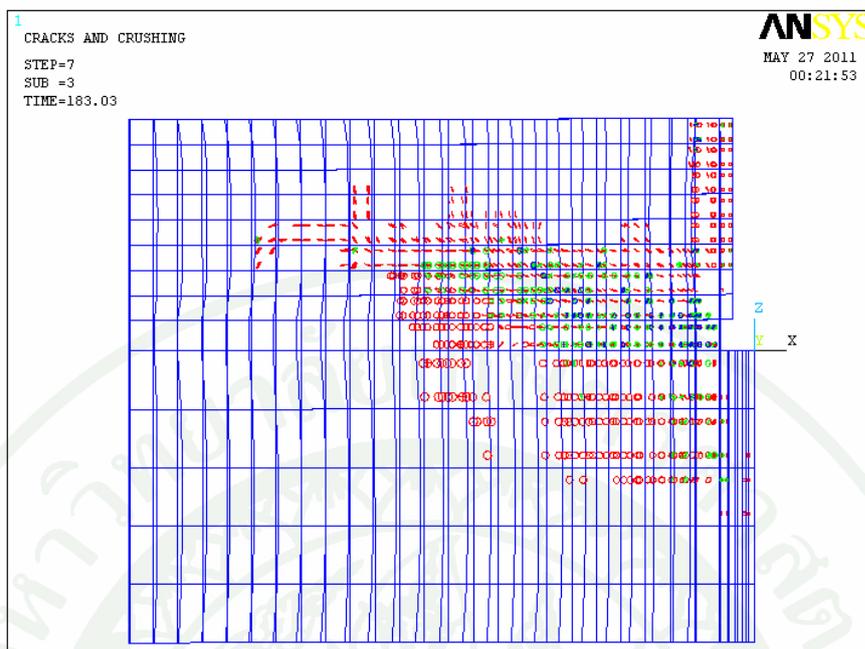
ภาพผนวกที่ 27 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 92.648 KN
ของแบบจำลอง NBP



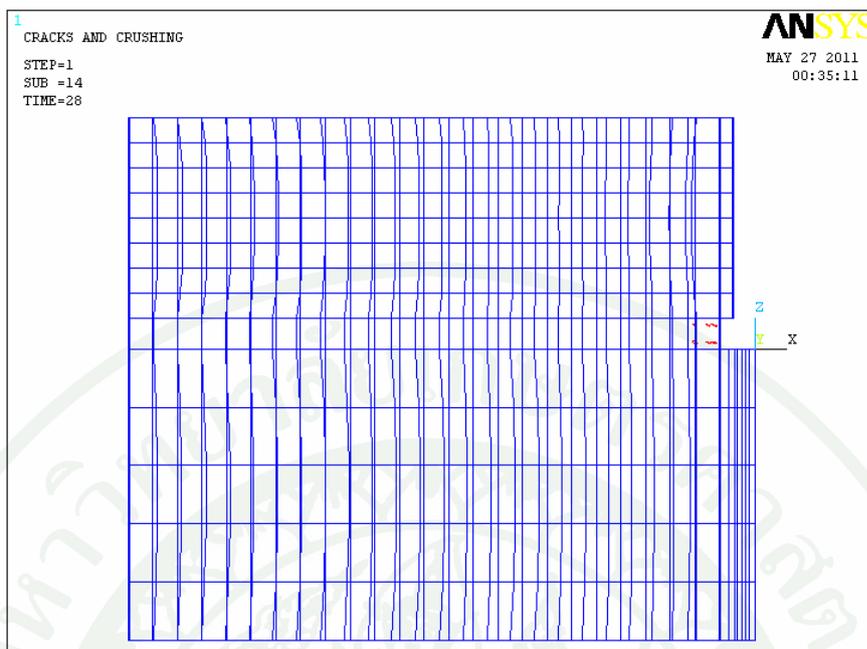
ภาพผนวกที่ 28 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 6.839 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC15



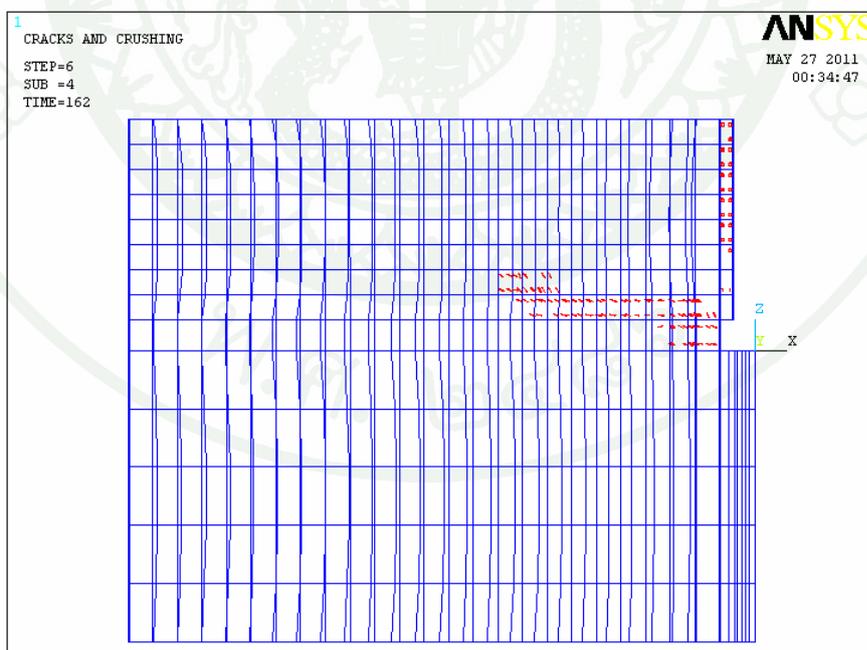
ภาพผนวกที่ 29 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 42.173 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC15



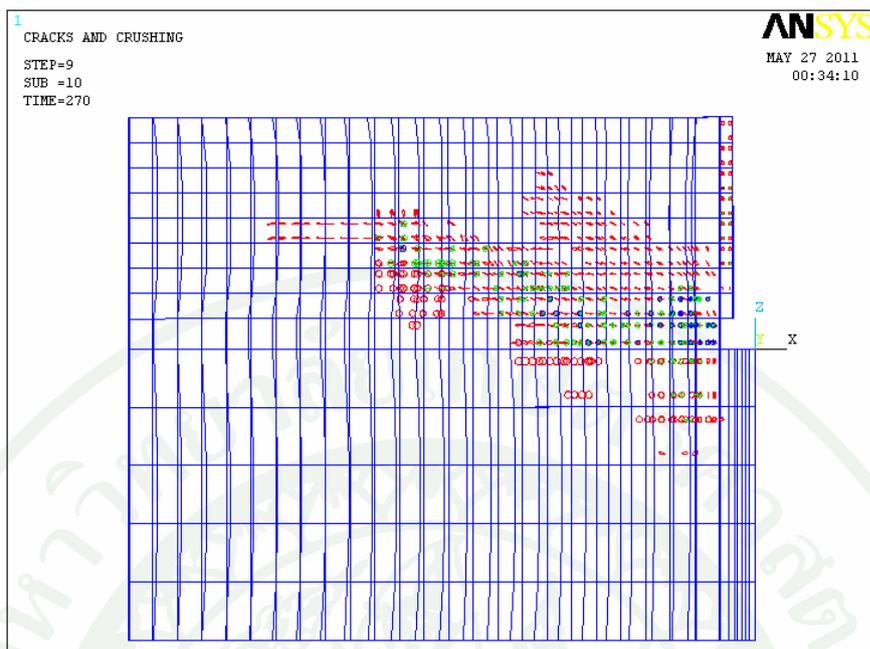
ภาพผนวกที่ 30 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 69.540 KN
ของแบบจำลอง 2.5H100FC15



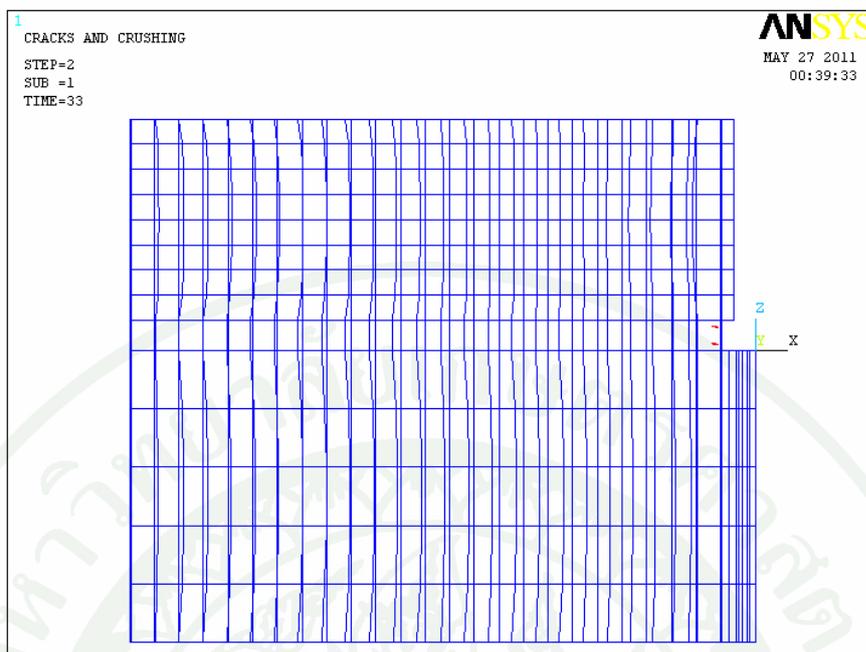
ภาพผนวกที่ 31 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 10.638 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC35



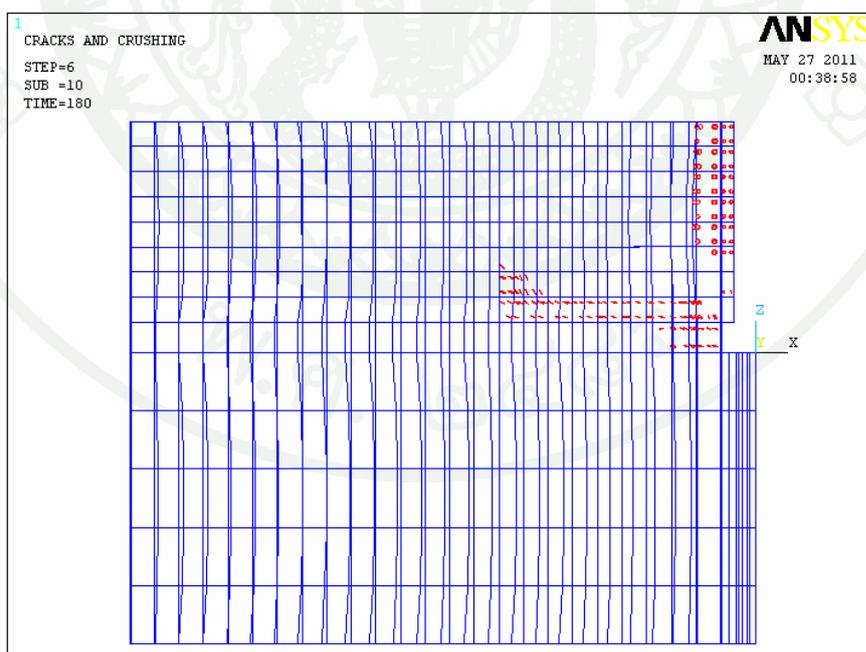
ภาพผนวกที่ 32 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 61.550 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC35



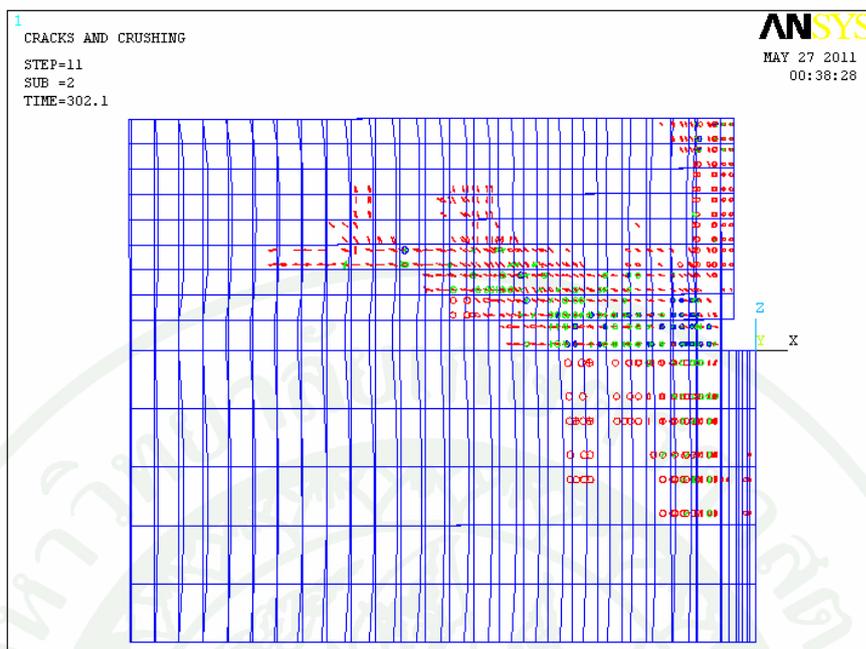
ภาพผนวกที่ 33 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 102.584 KN
ของแบบจำลอง 2.5H100FC35



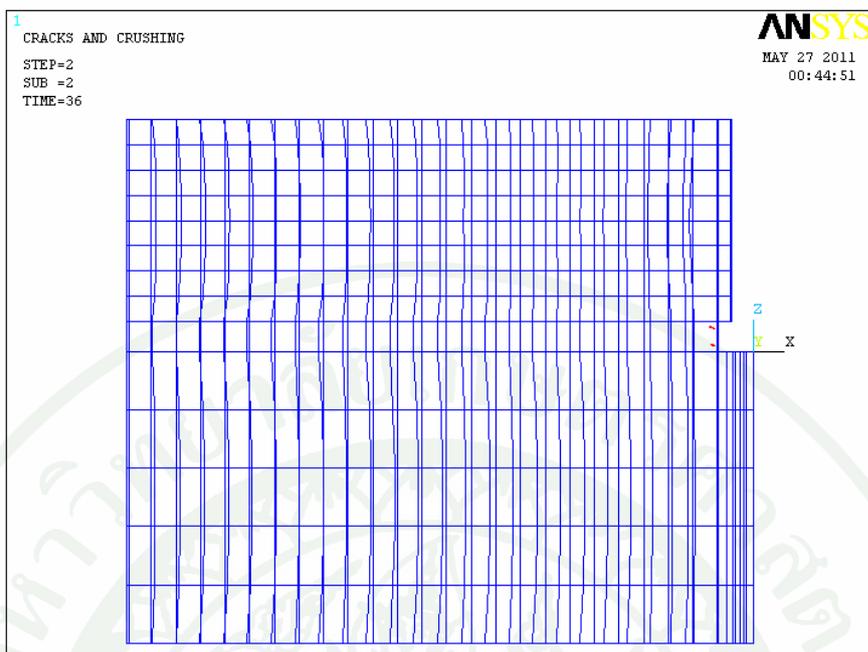
ภาพผนวกที่ 34 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 12.538 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC45NC



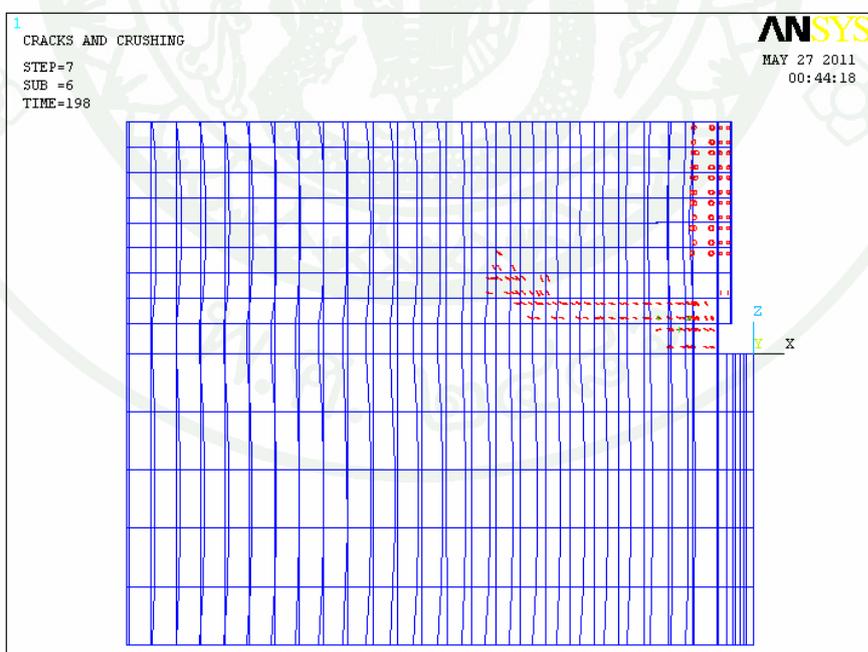
ภาพผนวกที่ 35 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 68.389 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC45NC



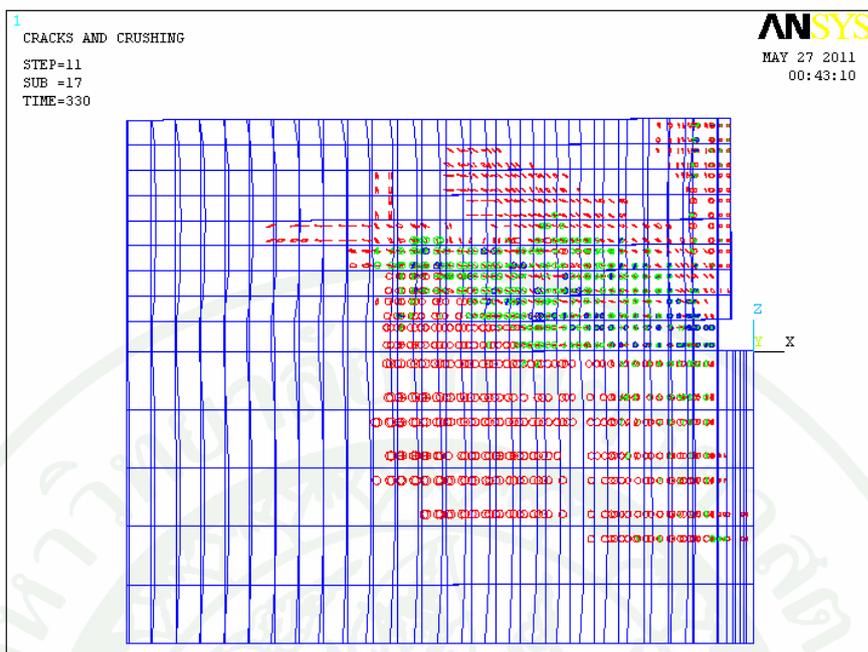
ภาพผนวกที่ 36 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 114.780 KN
ของแบบจำลอง 2.5H100FC45NC



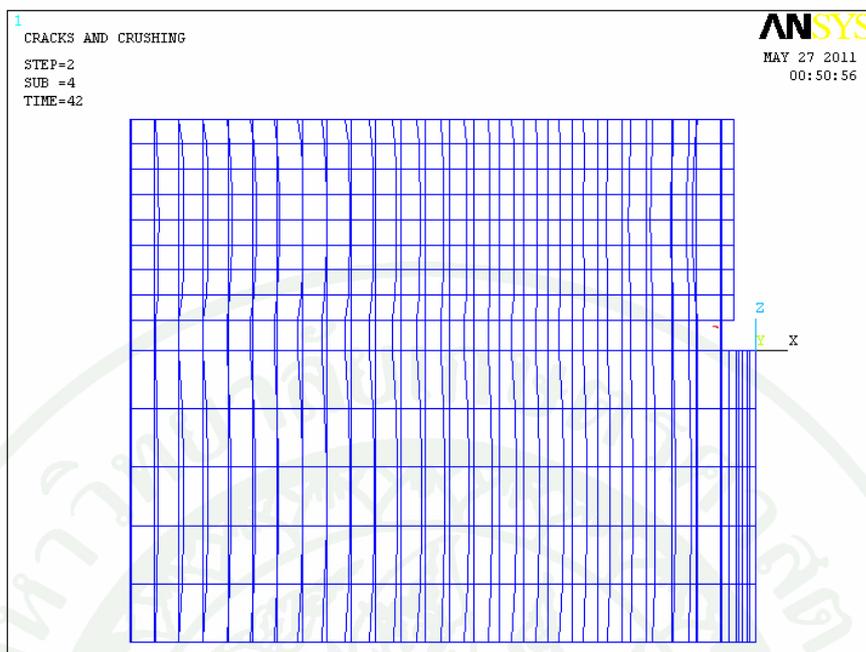
ภาพผนวกที่ 37 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 13.678 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC55NC



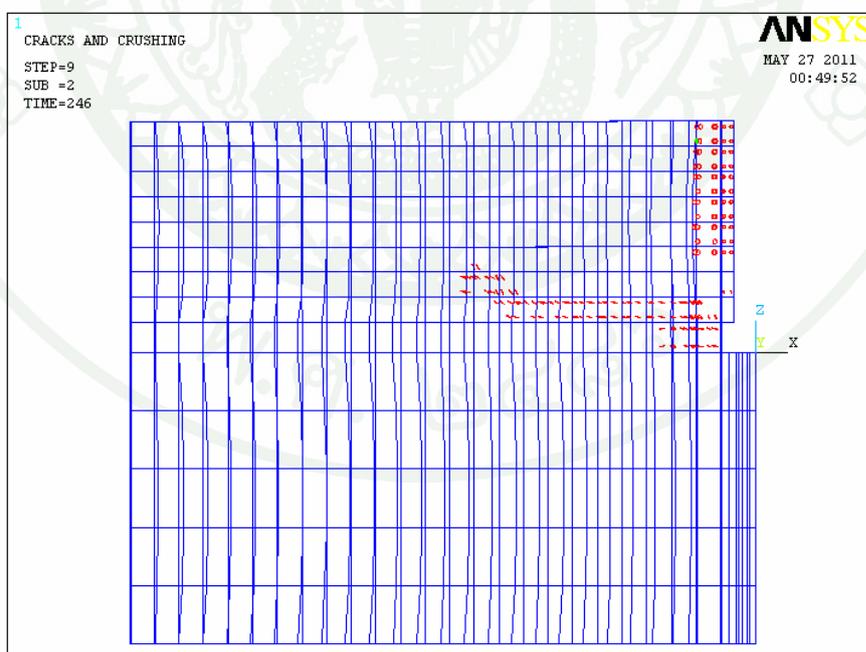
ภาพผนวกที่ 38 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 75.228 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC55NC



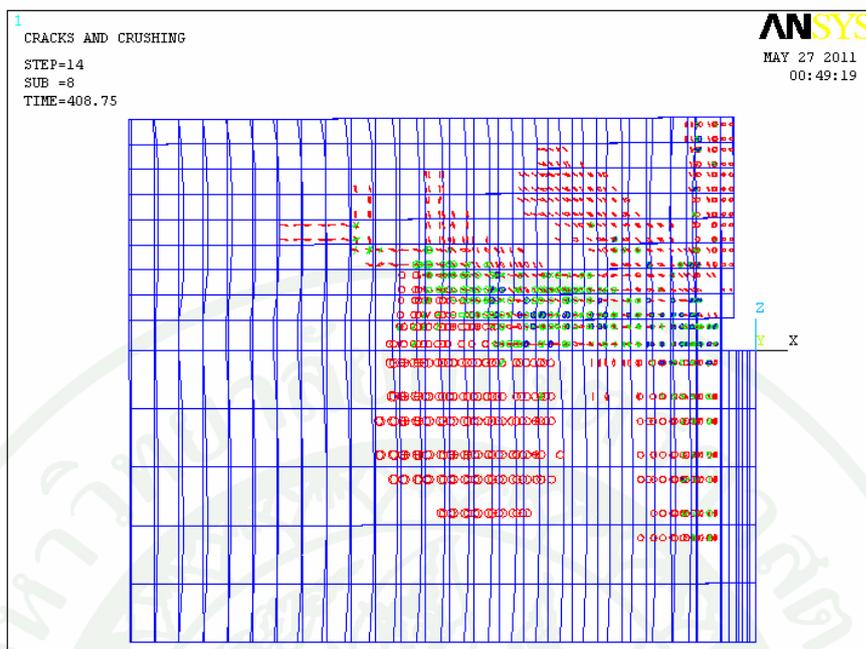
ภาพผนวกที่ 39 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 125.380 KN
ของแบบจำลอง 2.5H100FC55NC



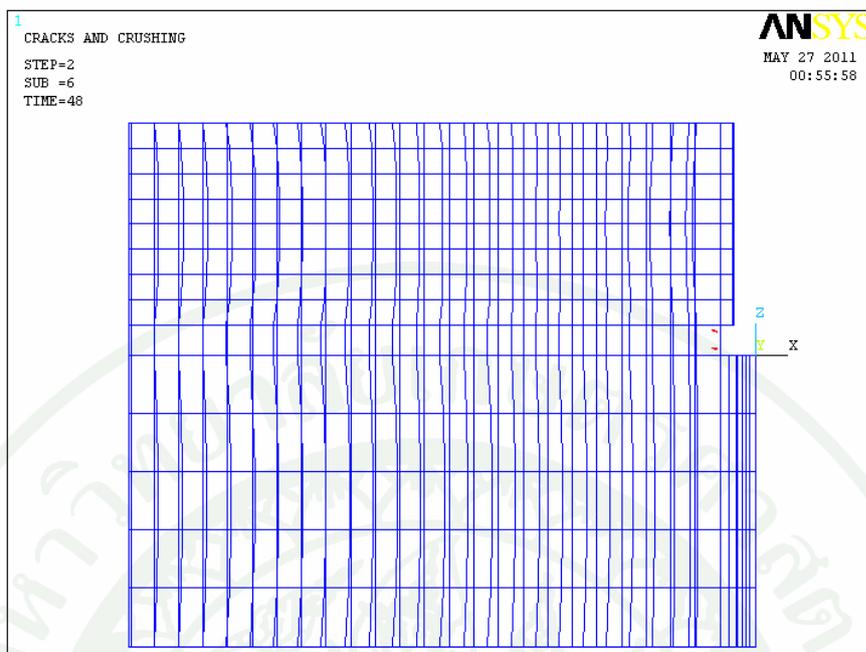
ภาพผนวกที่ 40 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 15.957 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC45HSC



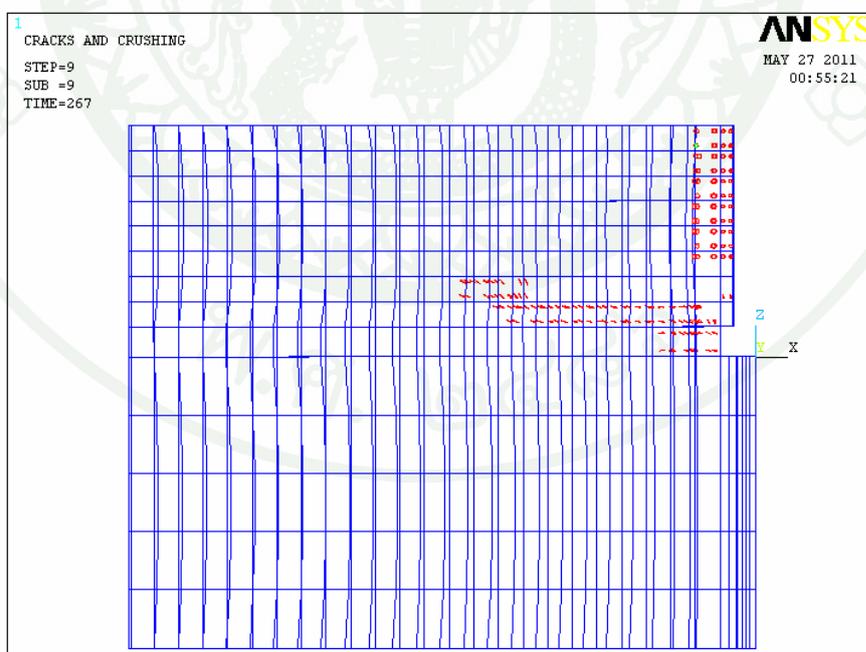
ภาพผนวกที่ 41 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 93.465 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC45HSC



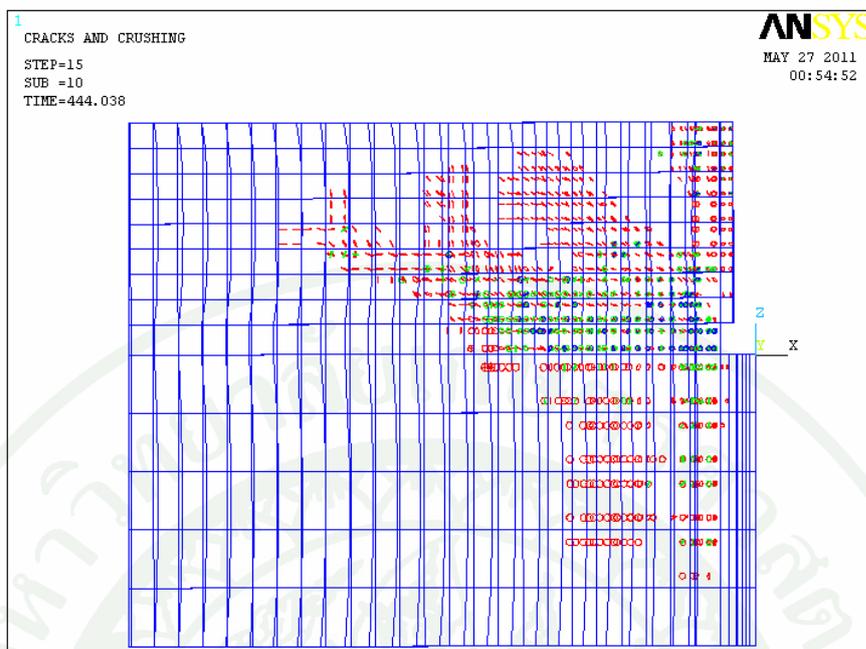
ภาพผนวกที่ 42 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 155.301 KN
ของแบบจำลอง 2.5H100FC45HSC



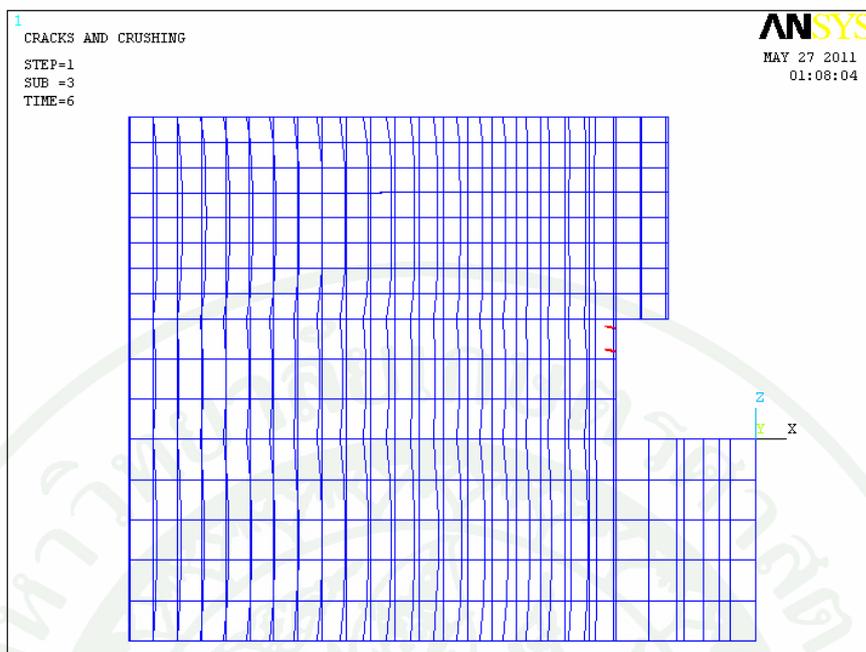
ภาพผนวกที่ 43 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 18.237 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC55HSC



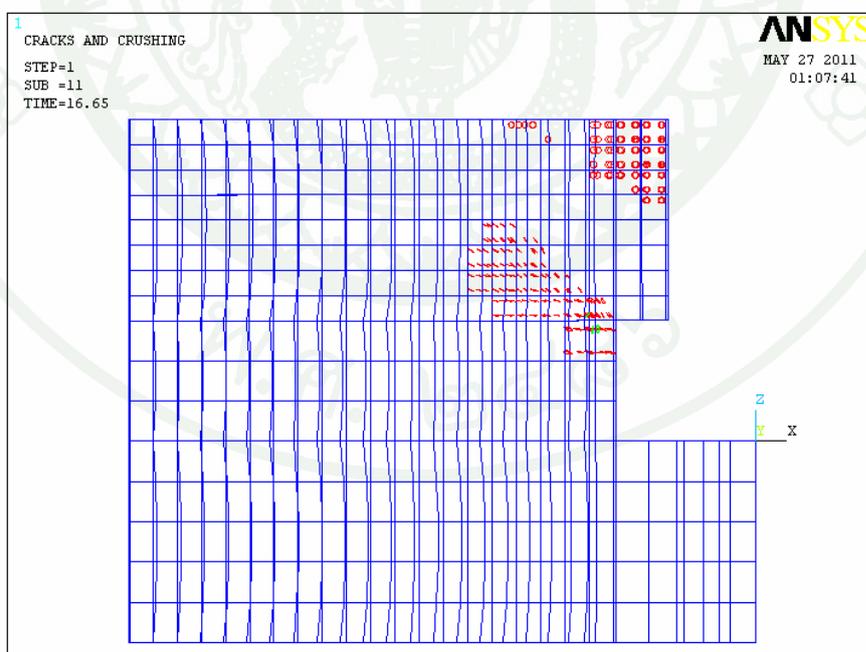
ภาพผนวกที่ 44 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 101.444 KN ของแบบจำลอง 2.5H100FC55HSC



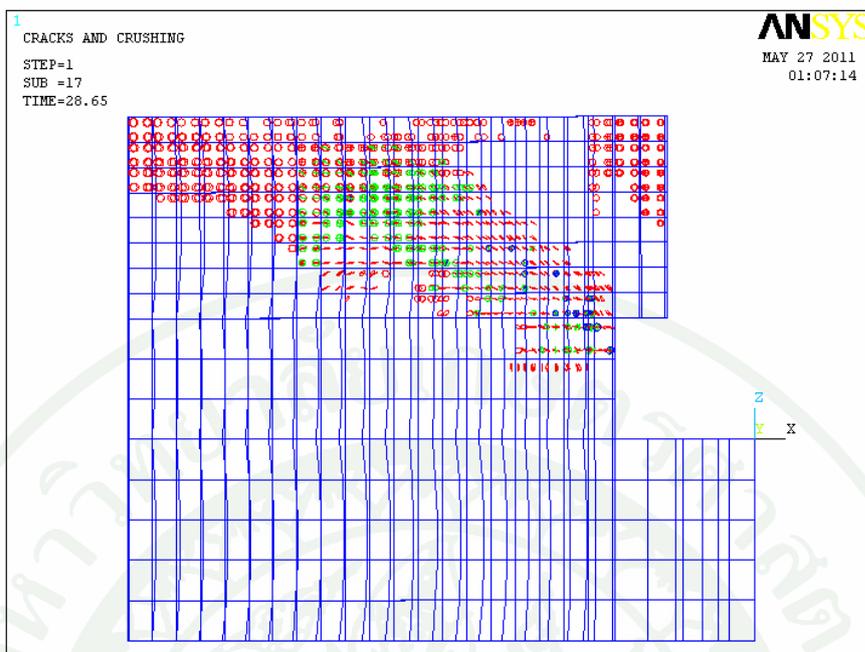
ภาพผนวกที่ 45 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 168.709 KN
ของแบบจำลอง 2.5H100FC55HSC



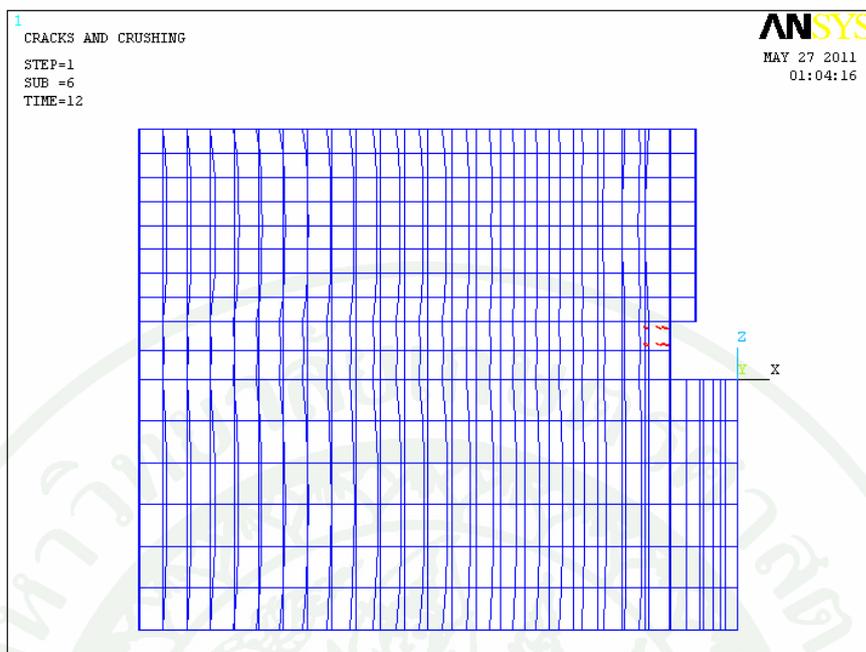
ภาพผนวกที่ 46 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 2.280 KN ของแบบจำลอง 2.5H25FC25



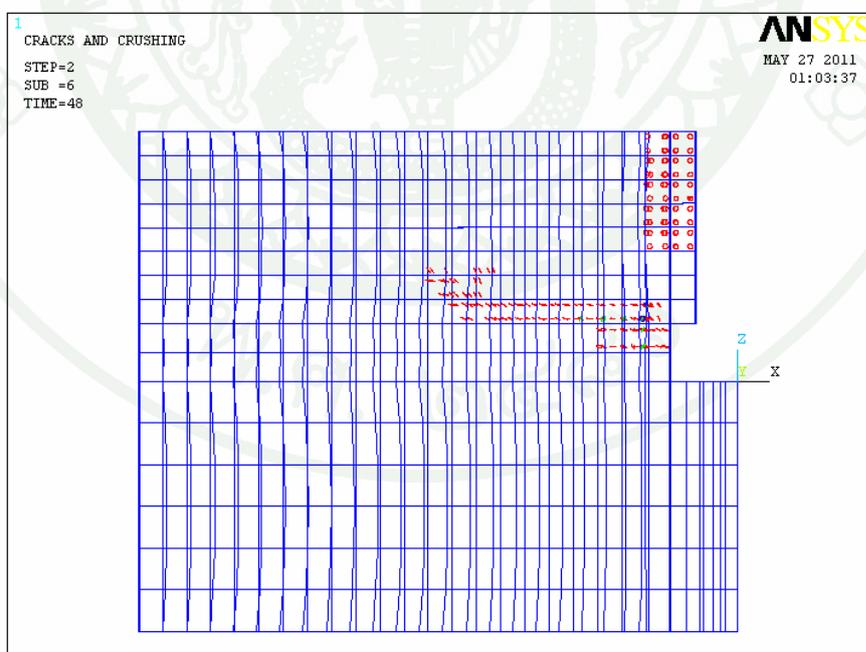
ภาพผนวกที่ 47 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 6.326 KN ของแบบจำลอง 2.5H25FC25



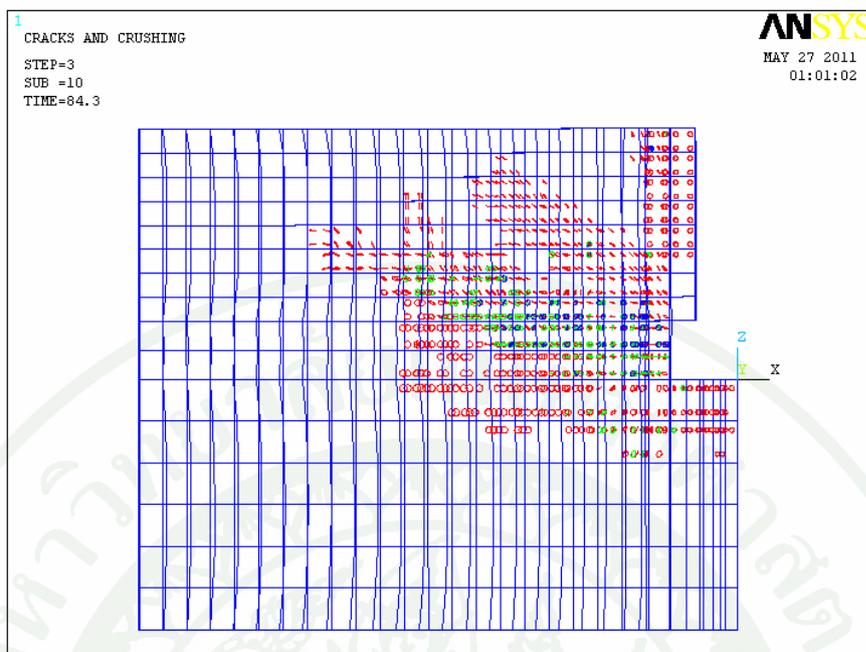
ภาพผนวกที่ 48 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 10.885 KN
ของแบบจำลอง 2.5H25FC25



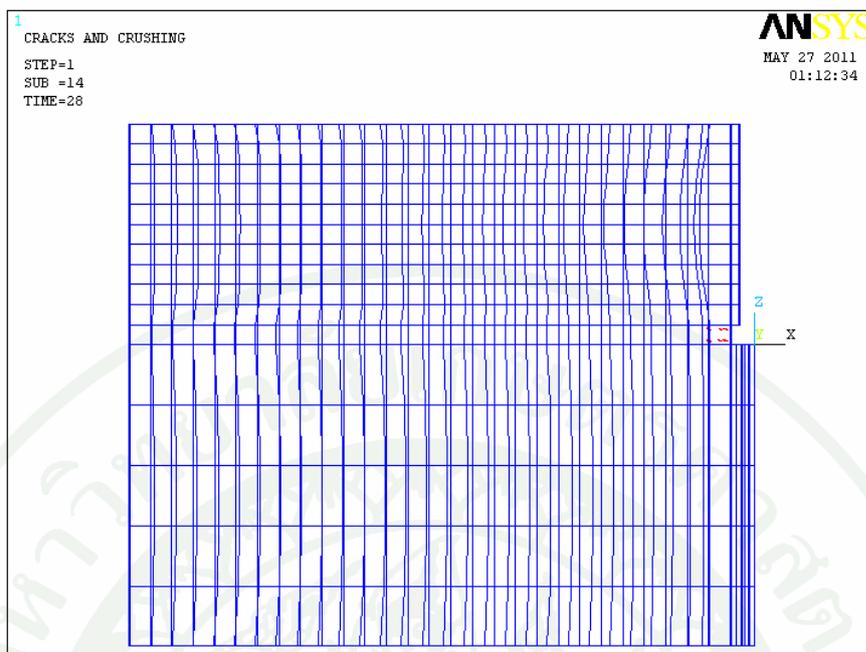
ภาพผนวกที่ 49 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 4.559 KN ของแบบจำลอง 2.5H50FC25



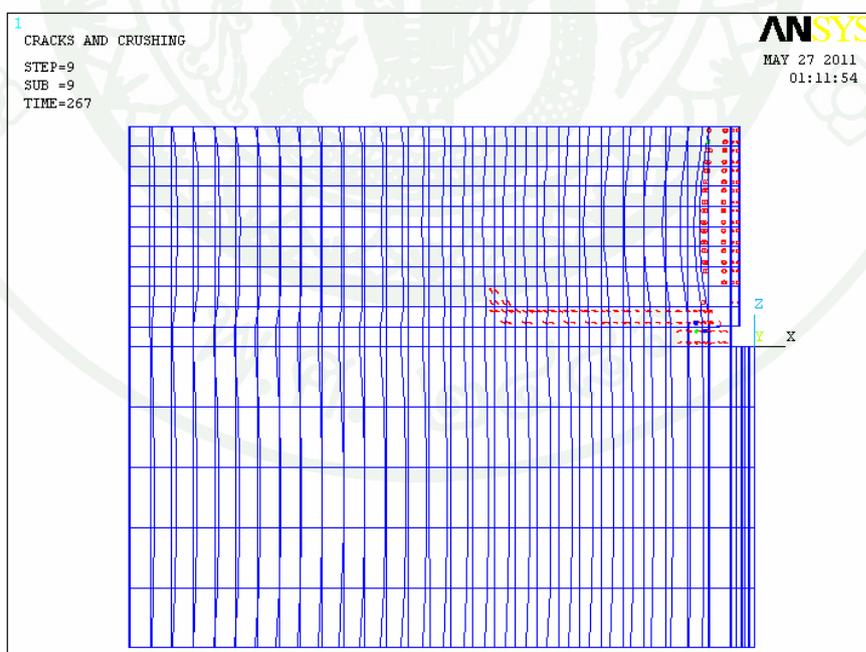
ภาพผนวกที่ 50 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 17.609 KN ของแบบจำลอง 2.5H50FC25



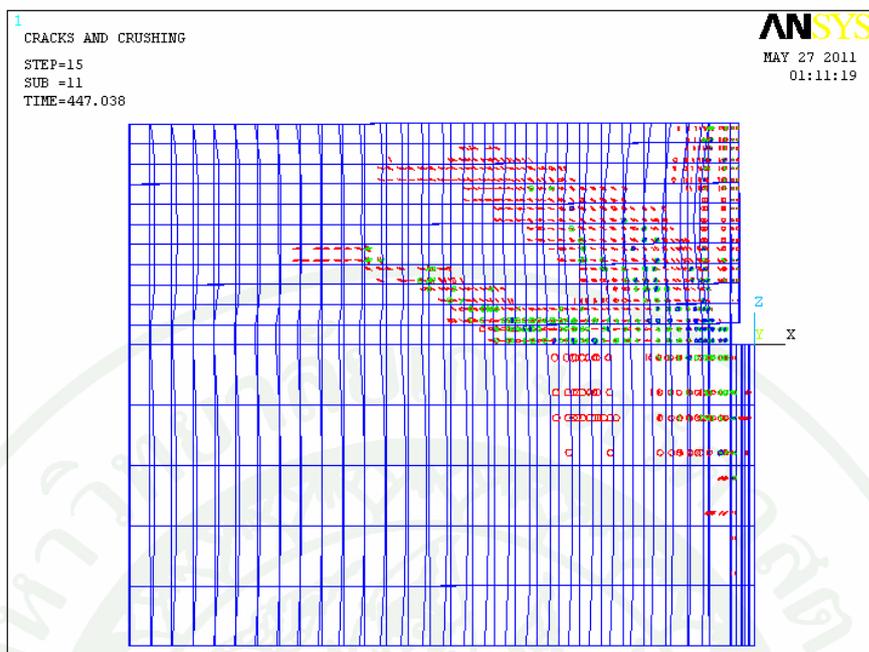
ภาพผนวกที่ 51 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 31.155 KN
ของแบบจำลอง 2.5H50FC25



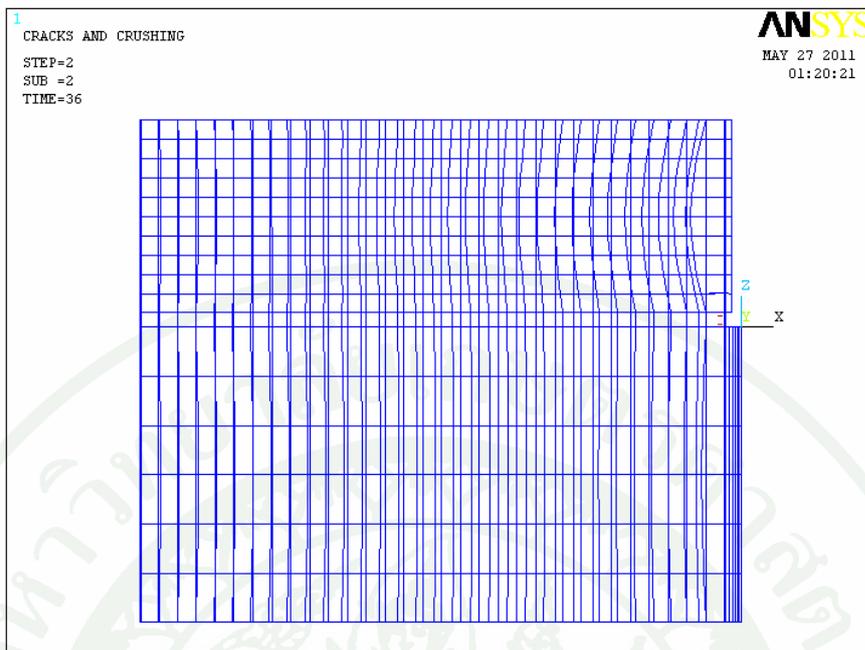
ภาพผนวกที่ 52 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 10.638 KN ของแบบจำลอง 2.5H150FC25



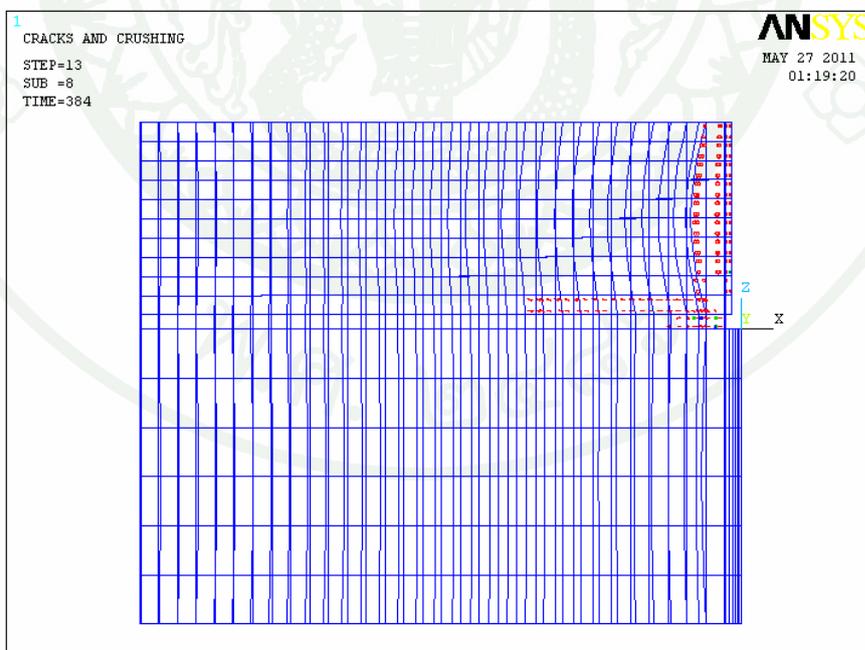
ภาพผนวกที่ 53 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 101.444 KN ของแบบจำลอง 2.5H150FC25



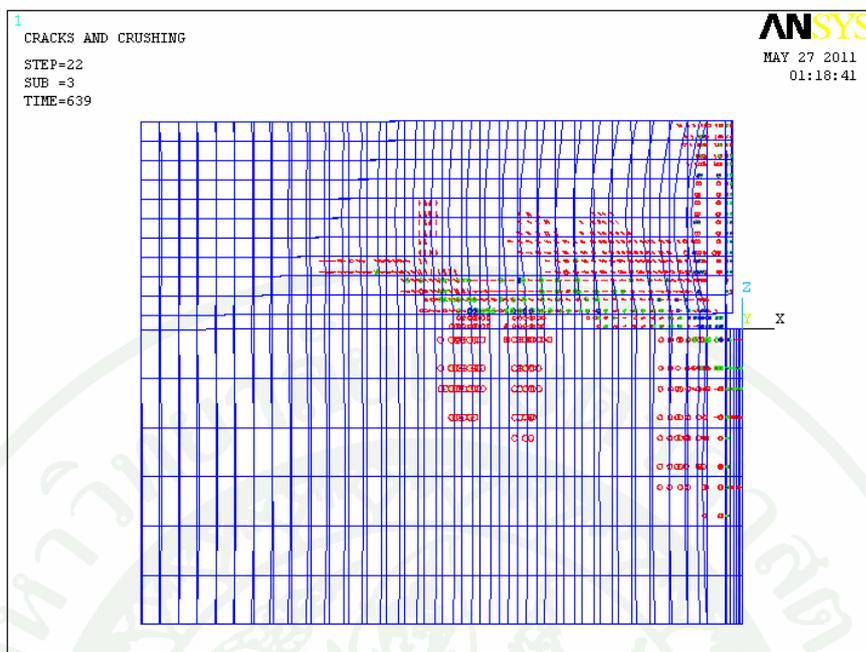
ภาพผนวกที่ 54 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 169.848 KN
ของแบบจำลอง 2.5H150FC25



ภาพผนวกที่ 55 การเริ่มแตกร้าวของคอนกรีต (First crack) ที่แรงดึงเท่ากับ 12.538 KN ของแบบจำลอง 2.5H200FC25



ภาพผนวกที่ 56 การแตกร้าวของคอนกรีตที่แรงดึงเท่ากับ 145.897 KN ของแบบจำลอง 2.5H200FC25



ภาพผนวกที่ 57 การแตกร้าวของคอนกรีตในสภาวะประลัยที่แรงดึงเท่ากับ 242.782 KN
ของแบบจำลอง 2.5H200FC25

ประวัติการศึกษาและการทำงาน

ชื่อ	นายวรเชษฐ์ สุวรรณ
เกิดวันที่	18 พฤศจิกายน 2525
สถานที่เกิด	อำเภอสารภี จังหวัดเชียงใหม่
ประวัติการศึกษา	วศ.บ.(วิศวกรรมชลประทาน) วิทยาลัยการชลประทาน สถาบันสมทบ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วศ.บ. (วิศวกรรมโยธา) มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
ตำแหน่งปัจจุบัน	วิศวกรโยธาปฏิบัติการ
สถานที่ทำงานปัจจุบัน	สำนักออกแบบวิศวกรรมและสถาปัตยกรรม กรมชลประทาน กระทรวง เกษตรและสหกรณ์