

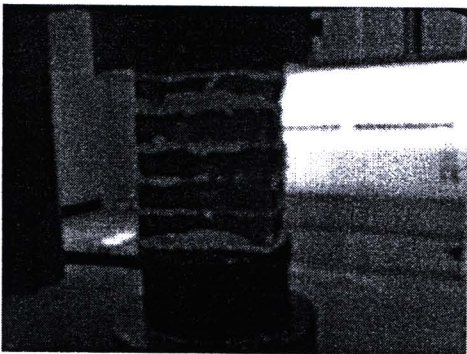
บทที่ 5

ผลการวิจัย

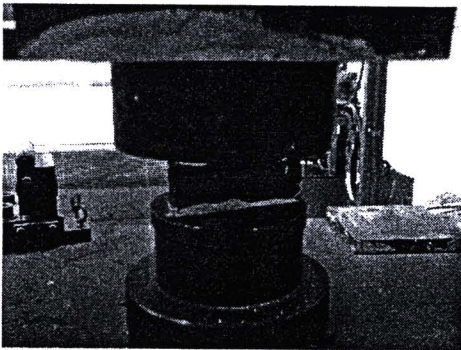
จากวิธีการศึกษาที่กล่าวมาแล้วในบทที่ผ่านมา ผลการศึกษาสามารถแสดงได้ดังหัวข้อต่อไปนี้

5.1 ผลการทดสอบกำลังอัดประลัยของกำแพงก่ออิฐขนาดเล็กตามมาตรฐาน ASTM 447

การทดสอบนี้เป็นการทดสอบหาลำดับการแตกหักของ Prism ที่ก่อด้วยอิฐมอญ โดยแบ่งการทดสอบออกเป็น 2 ส่วน คือ การทดสอบหาลำดับการแตกหักของ Prism และการทดสอบหาลำดับการแตกหักของก้อนอิฐมอญ 1 ก้อน ดังแสดงในภาพที่ 5.1(ก) และ 5.1(ข) ตามลำดับ และผลการทดสอบสามารถแสดงในตารางที่ 5.1



(ก)



(ข)

ภาพที่ 5.1 การทดสอบ Prism และการทดสอบก้อนอิฐ 1 ก้อน

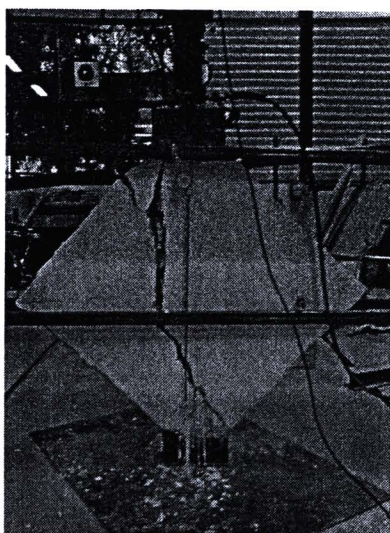
ตารางที่ 5.1 คุณสมบัติของอิฐมอญ

ขนาดเฉลี่ยของอิฐมอญ(cm)			กำลังรับแรงอัดของอิฐก้อนเดียว (ksc)	กำลังรับแรงอัดของอิฐที่เรียงตัวกันเป็นปริซึม (เฉลี่ย 3 ตัวอย่าง) (ksc)
กว้าง	ยาว	สูง		
6.1	13.8	3.3	60.32	37.38

5.2 ผลการทดสอบพฤติกรรมของผนังทึบเปล่าและผนังทึบที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงเฉือนตามมาตรฐาน ASTM E519-02

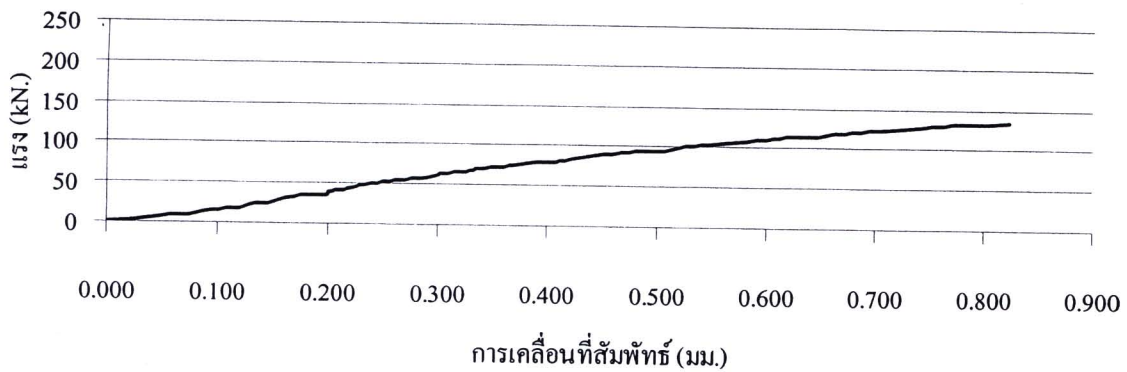
5.2.1 พฤติกรรมของผนังทึบเปล่าภายใต้แรงเฉือน

การทดสอบผนังทึบเปล่ามีตัวอย่างทดสอบ 3 ตัวอย่าง คือ UCF1, UCF2 และ UCF3 โดยตัวอย่างทดสอบ UCF1 และ UCF2 ติดเกจวัดการเปลี่ยนแปลงรูปร่างเพียงแบบเดียว คือ แบบยาว สำหรับตัวอย่างทดสอบ UCF3 ติดเกจวัดการเปลี่ยนแปลงรูปร่าง 2 แบบเดียว คือ แบบยาว และแบบสั้น จากการทดสอบพบว่าเมื่อมีการให้แรงกับตัวอย่างทดสอบจนวิบัติ ผนังทึบทั้ง 3 ตัวอย่าง จะเกิดการวิบัติแบบทันทีทันใด เนื่องจากผนังทึบก่อด้วยอิฐมวลเบาซึ่งเป็นวัสดุเปราะ (quasi - brittle materials) วัสดุชนิดนี้เมื่อให้แรงกระทำจนวิบัติจะเกิดการปลดปล่อยพลังงานทันที โดย ณ จุดวิบัติของผนังทึบทั้ง 3 ตัวอย่าง จะไม่ปรากฏรอยแตกร้าวขึ้นบนผนังทึบให้เห็นก่อน แต่รอยแตกร้าวจะเกิดขึ้นแบบทันทีทำให้ไม่สามารถสังเกตเห็นลักษณะของการแตกร้าวว่าเกิดขึ้น ณ ตำแหน่งใดก่อน การแตกร้าวที่เกิดขึ้นเกิดในทิศทางเดียวกับแรงเฉือนที่กระทำกับตัวอย่างทดสอบและไม่ปรากฏการบิดแตกที่มุมบนและมุมล่างของผนังทึบเปล่าที่ loading shoes ครอบดังแสดงในภาพที่ 5.2

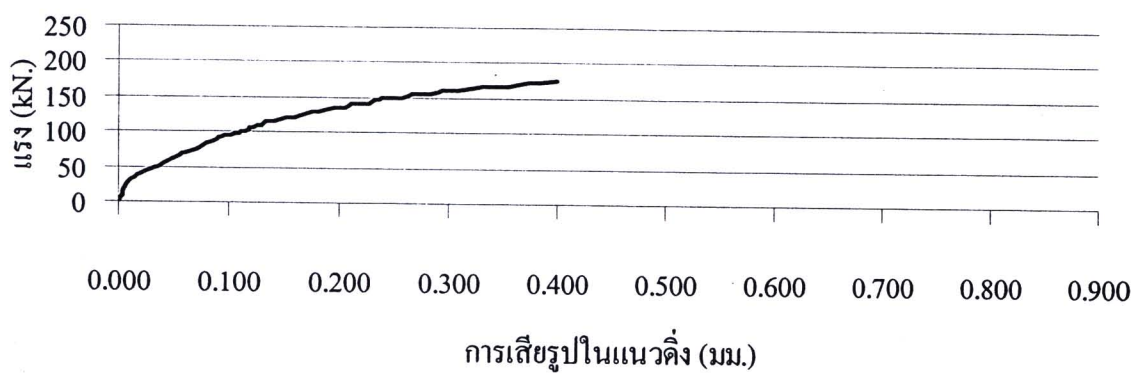


ภาพที่ 5.2 สภาพรอยแตกร้าวของผนังทึบเปล่าจากการทดสอบ

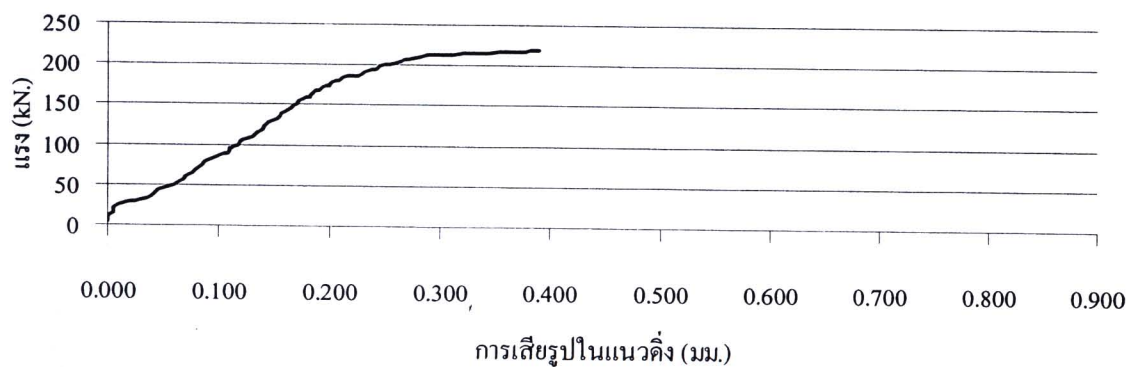
จากผลการทดสอบผนังทึบเปล่า สามารถนำมาหาความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเสียรูป ดังแสดงในภาพที่ 5.3 ถึงภาพที่ 5.5 โดยที่ค่าความเค้นเฉือน, ค่าความเครียดเฉือนตามมาตรฐาน ASTM E519 – 02 และแรงปฏิกิริยาของผนังทึบ ทั้ง 3 ตัวอย่าง แสดงได้ดังตารางที่ 5.2



ภาพที่ 5.3 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของตัวอย่างทดสอบ UCF1 (แบบเกจวัดยาว)



ภาพที่ 5.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของตัวอย่างทดสอบ UCF2 (แบบเกจวัดยาว)



ภาพที่ 5.5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของตัวอย่างทดสอบ UCF3 (แบบเกจวัดยาว)

ตารางที่ 5.2 หน่วยแรงเฉือนประลัย ความเครียดเฉือนประลัย และแรงประลัยของตัวอย่างทดสอบกลุ่มที่ 1

ตัวอย่างทดสอบ	แรงประลัย (kN)	หน่วยแรงเฉือนประลัย (ksc.)	ความเครียดเฉือนประลัย
UCF1	134	7.36	0.0011565 ^a
UCF2	174	9.56	0.0009141 ^a
UCF3	219	12.04	0.00083567 ^a , 0.00080607 ^b

^a คำนวณจากเกจวัดยาว

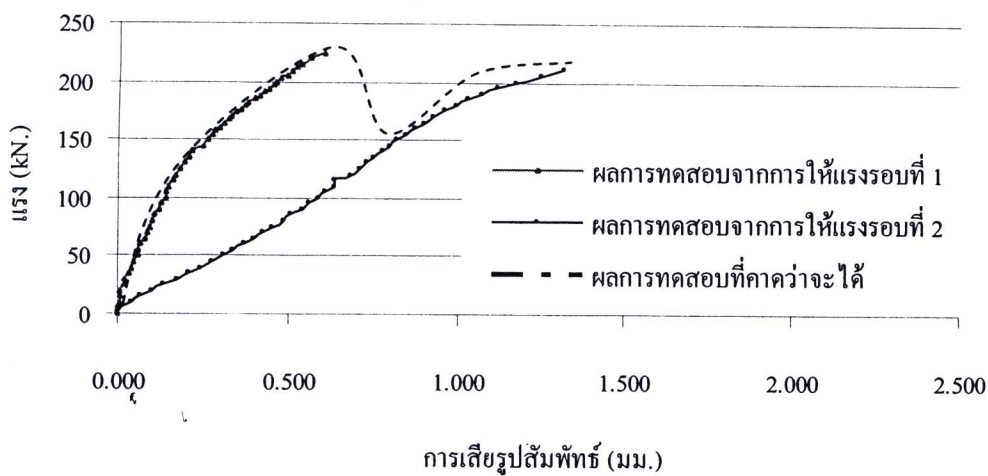
^b คำนวณจากเกจวัดสั้น

จากภาพที่ 5.3 ถึง 5.5 และตารางที่ 5.2 ค่าแรงเฉือนประลัยของตัวอย่างทดสอบ UCF1 มีค่าค่อนข้างแตกต่างจากตัวอย่างทดสอบ UCF2, UCF3 อันเนื่องจากตัวอย่างทดสอบ UCF1 ไม่มีการควบคุมปริมาณอิฐที่ก่อเป็นผนังและไม่มีการควบคุมความหนาของชั้นปูนก่อแต่ตัวอย่างทดสอบ UCF2 กับ UCF3 มีการควบคุมค่าดังกล่าวจึงทำให้พฤติกรรมของผนังที่ต่างกัน และพบว่าค่าความเครียดเฉือนประลัยที่แตกต่างกันของตัวอย่างทดสอบทั้งสามตัวอย่างมีค่าแตกต่างกัน ซึ่งแสดงให้เห็นว่าความเครียดเฉือนที่ได้ขึ้นอยู่กับความยาวของเกจวัดการเปลี่ยนแปลงรูปร่าง (gage length) ทำให้ค่าที่วัดได้อาจจะไม่เหมาะสมในการนำไปใช้เป็นตัวแทนของผนังที่มีค่าของเกจวัดการเปลี่ยนแปลงรูปร่างหรือผนังที่มีขนาดต่างจากนี้

5.2.2 ผนังที่บีบอัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงเฉือน

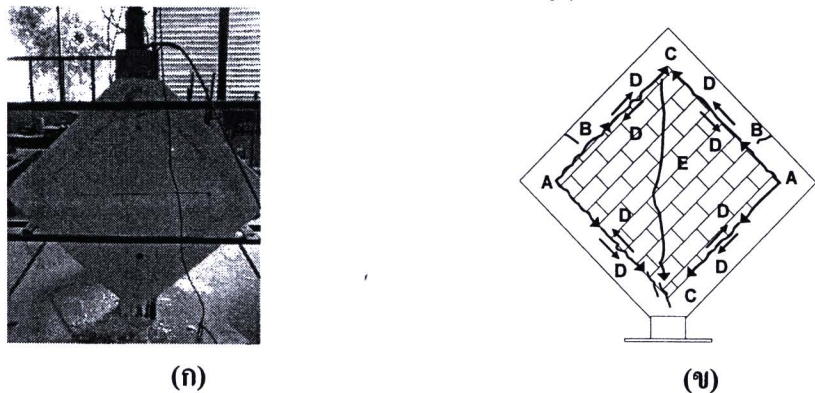
ตัวอย่างทดสอบผนังที่บีบอัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กประกอบด้วยตัวอย่างทดสอบ 3 ตัวอย่าง คือ CF1, CF2 และ CF3 การทดสอบตัวอย่างทดสอบในกลุ่มนี้ได้ควบคุมการให้แรงกระทำไปจนผนังที่บีบอัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กวิบัติโดยการแตกร้าว ณ จุดวิบัตินี้พบว่าจะไม่สามารถเพิ่มแรงกระทำให้กับตัวอย่างทดสอบได้อีกเนื่องจากผนังจะเกิดการปลดปล่อยพลังงานทันที ณ จุดวิบัติ และรอยแตกที่เกิด ณ จุดวิบัติมีการขยายตัวอย่างฉับพลัน การทดสอบตัวอย่างโดยวิธีควบคุมแรงกระทำจะไม่สามารถควบคุมการลดค่าแรงกระทำที่ให้กับตัวอย่างทดสอบได้ ภายหลังที่ตัวอย่างสูญเสียพลังงานไปแล้วทางผู้วิจัยจำเป็นต้องคลายแรงกระทำออกทั้งหมดแล้วทำการให้แรงกระทำซ้ำอีกครั้ง ซึ่งจะสามารถหาผลการตอบสนองของโครงสร้างที่ผนังแตกร้าวได้ ดังแสดงในภาพที่ 5.5 ทั้งนี้เนื่องจากข้อจำกัดของเครื่องมือทดสอบในห้องปฏิบัติการจึงไม่สามารถใช้วิธีการทดสอบแบบควบคุมการเสียรูป

(displacement control) ซึ่งสามารถควบคุมการทดสอบได้ต่อเนื่องต่างจากวิธีการควบคุมแรงกระทำ และน่าจะให้ผลการทดสอบดังเช่นกรณีของตัวอย่างทดสอบ CF2 ดังแสดงในภาพที่ 5.6



ภาพที่ 5.6 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนกับความเครียดเฉือนจากการให้แรงกระทำ 2 รอบ และผลคาดว่าจะหาได้จากวิธีควบคุมการเสียรูปของตัวอย่างทดสอบ CF2 (गेजวัดยาว)

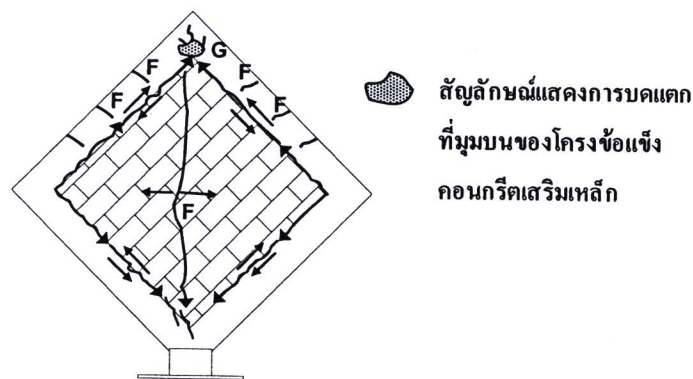
ภายใต้แรงกระทำรอบที่หนึ่งพบว่าเมื่อให้แรงกับตัวอย่างทดสอบรอยร้าวปรากฏครั้งแรก ณ บริเวณเส้นรอบรูปของผนังทึบ (สภาวะ A) เมื่อให้แรงกับตัวอย่างทดสอบต่อไปอีกก็จะเกิดรอยร้าวในโครงข้อแข็ง (สภาวะ B) หลังจากนั้นรอยร้าวจะขยายตัวไปตามแนวเส้นรอบรูปของผนังทึบ (สภาวะ C) โดยรอยร้าวนี้จะทำให้ผนังทึบกับโครงข้อแข็งเกิดการเลื่อนตัวออกจากกัน (สภาวะ D) หลังจากนั้นผนังทึบจะเกิดการวิบัติ (สภาวะ E) ดังแสดงในภาพที่ 5.7(ก) และ 5.7(ข) ซึ่งก่อนการวิบัติผนังทึบจะเกิดรอยร้าวจากมุมบนของลงสู่มุมล่าง



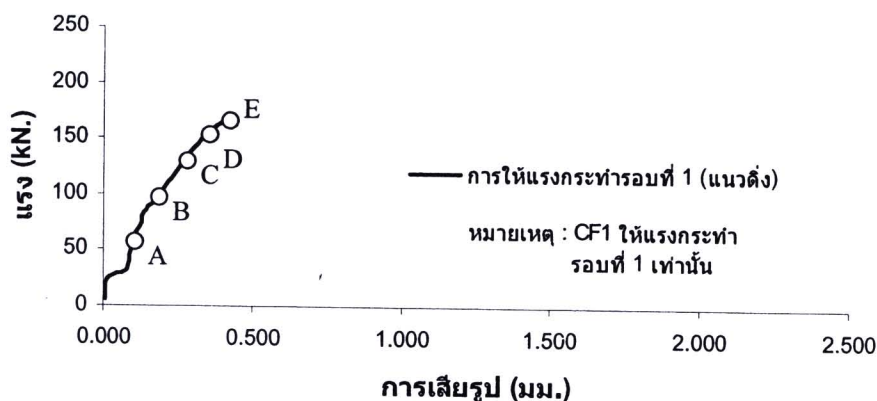
ภาพที่ 5.7 สภาพรอยแตกจำลองที่แต่ละสภาวะของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กกับผนังทึบ ในการให้แรงกระทำรอบที่หนึ่ง

หลังจากผนังทึบวิบัติจะทำการคลายแรงกระทำออกจนหมด จึงทำให้แรงกระทำในรอบที่สองใหม่จนโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่โอบรัดผนังทึบวิบัติ พบว่ารอยแตกใหม่และรอยแตกเก่าในโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กขยายตัวมากขึ้น (สภาวะ F) หลังจากนั้นเมื่อให้แรงกระทำต่อไปจนโครงข้อแข็งวิบัติจะเกิดการบดแตก (crushing) ที่มุมบนของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่ loading shoes ครอบไว้ (สภาวะ G) ดังแสดงในภาพที่ 5.8

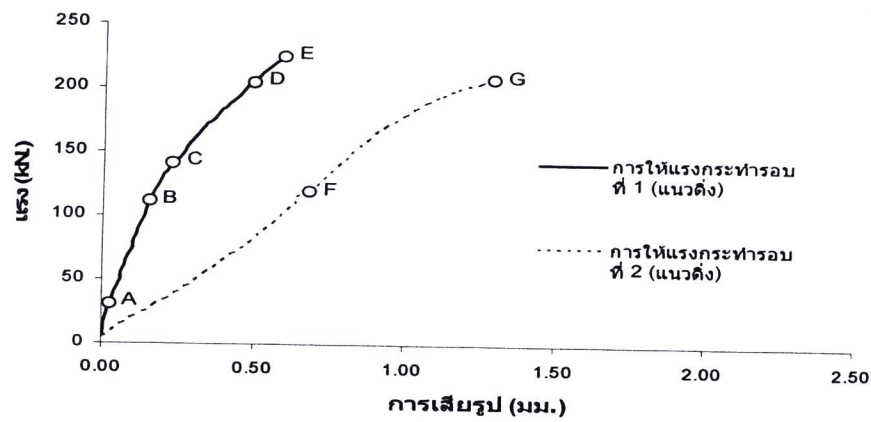
สำหรับการวัดค่าการเสีรูปของตัวอย่าง CF2 และ CF3 จะทำการติดตั้งได้อัลเกจสองแบบ คือ แบบเกจวัดยาวและแบบเกจวัดสั้น ผลการทดสอบของตัวอย่างกลุ่มที่สองสามารถนำมาหาความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเสีรูปที่สภาวะต่างๆ ดังแสดงในภาพที่ 5.9 ถึงภาพที่ 5.11 โดยที่ค่าหน่วยแรงเฉือนประลัย ค่าความเครียดเฉือนประลัยตามมาตรฐาน ASTM E519 – 02 และแรงประลัยของผนังทึบทั้ง 3 ตัวอย่าง สามารถแสดงดังในตารางที่ 5.3



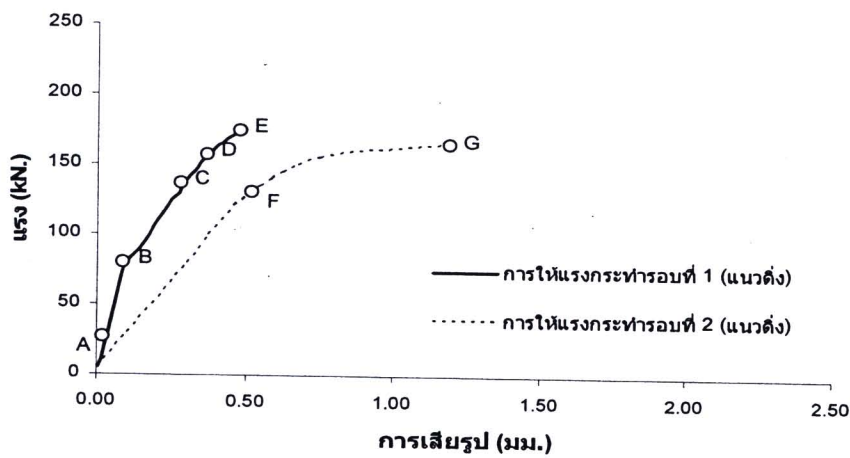
ภาพที่ 5.8 สภาพรอยแตกจำลองที่แต่ละสภาวะของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กกับผนังทึบในการให้แรงกระทำรอบที่สอง



ภาพที่ 5.9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเสีรูปของตัวอย่างทดสอบ CF1 (แบบเกจวัดยาว) ณ สภาวะต่างๆ



ภาพที่ 5.10 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเสียรูปของตัวอย่างทดสอบ CF2 (แบบเกจวัดยาว) ณ สภาวะต่างๆ



ภาพที่ 5.11 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเสียรูปของตัวอย่างทดสอบ CF3 (แบบเกจวัดยาว) ณ สภาวะต่างๆ

ตารางที่ 5.3 หน่วยแรงเฉือนประลัษ ความเครียดเฉือนประลัษ และแรงประลัษของกลุ่มตัวอย่างที่ 2

ตัวอย่างทดสอบ	แรงประลัษ (kN)	หน่วยแรงเฉือนประลัษ (ksc.)	ความเครียดเฉือนประลัษ
CF1	161	9.01	0.0006721 ^a
CF2	225	12.37	0.0008469 ^a 0.0008569 ^b
CF3	174	9.56	0.0008592 ^a 0.0010939 ^b

^a คำนวณจากเกจวัดยาว

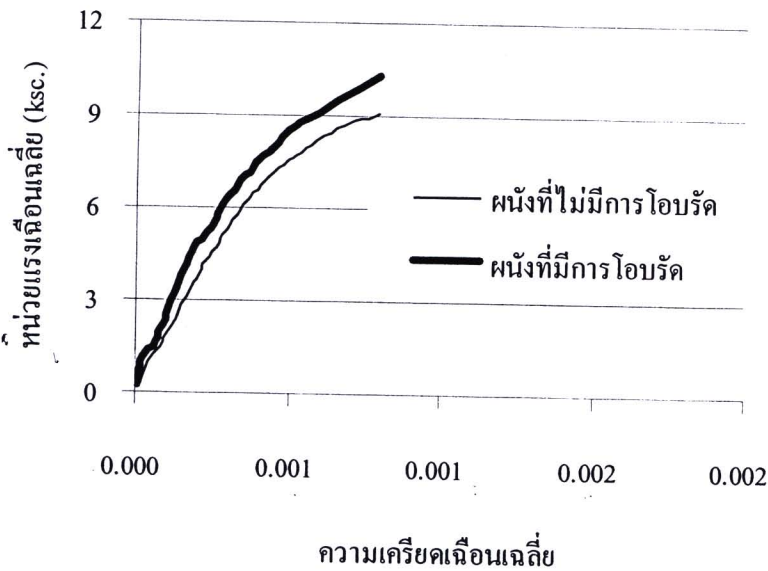
^b คำนวณจากเกจวัดสั้น

จากตารางที่ 5.3 พบว่าค่าแรงเฉือนประลัษของตัวอย่างทดสอบ CF1 และ CF3 มีค่าค่อนข้างแตกต่างจากตัวอย่างทดสอบ UCF2 อันเนื่องจากตัวอย่างทดสอบ CF1 และ CF3 ไม่มีการควบคุมปริมาณอิฐที่ก่อเป็นผนังและไม่มีการควบคุมความหนาของชั้นปูนก่อแต่ตัวอย่างทดสอบ CF2 มีการควบคุมค่าดังกล่าวจึงทำให้พฤติกรรมของผนังที่ต่างกัน สำหรับค่าความเครียดเฉือนประลัษที่แตกต่างกันของตัวอย่างทดสอบทั้งสามตัวอย่างมีค่าแตกต่างกันซึ่งแสดงให้เห็นว่าความเครียดเฉือนที่ได้ขึ้นอยู่กับความยาวของเกจวัดการเปลี่ยนแปลงรูปร่าง (gage length) ทำให้ค่าที่วัดได้อาจจะไม่เหมาะสมในการนำไปใช้เป็นตัวแทนของผนังที่ที่มีค่าของเกจวัดการเปลี่ยนแปลงรูปร่างหรือผนังที่ที่มีขนาดต่างจากนี้

5.2.3 การเปรียบเทียบผลของผนังที่ปล้ำกับผนังที่ที่มีการโอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก

ภาพที่ 5.12 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยกับความเครียดเฉือนเฉลี่ย ของผนังที่ปล้ำและผนังที่ที่มีการ โอบรัดของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยพบว่าค่าความเครียดเฉือนเฉลี่ยของตัวอย่างทดสอบผนังที่ปล้ำมีค่ามากกว่าตัวอย่างทดสอบกลุ่มผนังที่ที่มีการโอบรัดของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กไม่มาก เนื่องจากการวัดค่าความเครียดเฉือนเป็นการวัดค่าในผนังที่ผนังที่เป็นชนิดเดียวกัน ดังนั้นค่าความเครียดเฉือนจึงควรมีค่าแตกต่างกันไม่มาก แต่สำหรับค่าหน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยของผนังที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กจะมีค่ามากกว่าค่าหน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยของผนังที่ปล้ำ เนื่องจากค่าหน่วยแรงเฉือนในตัวอย่างทดสอบกลุ่มที่สองเป็นค่าหน่วยแรงเฉือนของระบบผนังที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็ง

คอนกรีตเสริมเหล็กทำให้สามารถรับหน่วยแรงเฉือนได้มากกว่าผนังทึบเปล่าที่เป็นตัวอย่างทดสอบผนังทึบเปล่า



ภาพที่ 5.12 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยกับความเครียดเฉือนเฉลี่ยของผนังทึบที่ไม่มีการโอบรัดกับผนังทึบที่มีการโอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก

สำหรับความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือน (shear stress) กับความเครียดเฉือน (shear strain) ซึ่งคำนวณตามมาตรฐาน ASTM E 519 - 02 ดังแสดงในตารางที่ 5.2 และ 5.3 แสดงให้เห็นถึงความแตกต่างของค่าความเครียดเฉือนที่คำนวณจากगेजวัดยาวและจากगेजวัดสั้น โดยพบว่าค่าความเครียดที่ได้ขึ้นอยู่กับขนาดความยาวของगेजวัดการเปลี่ยนแปลงรูปร่างที่ใช้ในการทดสอบและไม่สามารถประยุกต์ใช้กับความยาวของगेजวัดการเปลี่ยนแปลงรูปร่างที่แตกต่างจากนี้ได้ ซึ่งเป็นปัญหาหลักในการวิเคราะห์โครงสร้างที่ทำด้วยวัสดุกิ่งเปราะ และจำเป็นต้องใช้หลักการพลังงานของการแตกร้าว (fracture energy) ช่วยในการวิเคราะห์ ซึ่งจะอธิบายในหัวข้อต่อไป

5.3 ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมของผนังทึบเปล่าและผนังทึบที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงเฉือน ด้วยโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง SAP2000

5.3.1 ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมของผนังทึบเปล่า

ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมของผนังทึบเปล่าภายใต้แรงเฉือนด้วยโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง SAP2000 จากการวิเคราะห์พบว่ากลไกการแตกร้าวของผนังขึ้นอยู่กับ

ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงกับการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของชิ้นส่วนการแตกร้าวที่จำลองในผนังทึบ โดยชิ้นส่วนที่จำลองพฤติกรรมการแตกร้าวจะเกิดสถานะต่างๆดังนี้

สถานะยืดหยุ่น (Elastic : E) คือ สถานะที่ชิ้นส่วนมีค่าการเปลี่ยนแปลงรูปร่างน้อยกว่าค่าการเปลี่ยนแปลงรูปร่าง ณ จุดครากเนื่องจากแรงดึง ซึ่งสถานะนี้ถือว่ายังไม่เกิดการแตกร้าว

สถานะเริ่มแตกร้าว (Peak Crack : PC) คือ สถานะที่ชิ้นส่วนมีค่าการเปลี่ยนแปลงรูปร่างเท่ากับค่าการเปลี่ยนแปลงรูปร่าง ณ จุดครากเนื่องจากแรงดึง ซึ่งสถานะนี้ถือว่าเริ่มเกิดการแตกร้าว

สถานะหลังแตกร้าว (Post Peak Crack: PPC) คือ สถานะที่ชิ้นส่วนมีค่าการเปลี่ยนแปลงรูปร่างมากกว่าค่าการเปลี่ยนแปลงรูปร่าง ณ จุดครากเนื่องจากแรงดึงแต่น้อยกว่าค่าการเปลี่ยนแปลงรูปร่างประลัย ซึ่งสถานะนี้ถือว่าเกิดการแตกร้าวแต่ยังสามารถรับแรงดึงได้

การแตกร้าวแบบสมบูรณ์ (Fully Cracked : FC) คือ สถานะที่ชิ้นส่วนมีค่าการเปลี่ยนแปลงรูปร่างมากกว่าค่าการเปลี่ยนแปลงรูปร่างประลัย ซึ่งสถานะนี้ถือว่าเกิดการแตกร้าวสมบูรณ์แบบ คือ ไม่สามารถรับแรงดึงได้

5.3.2 กลไกการเกิดการแตกร้าวของแบบจำลองผนังทึบเปล่า

จากผลการวิเคราะห์โดยโปรแกรม SAP2000 พบว่าการแตกร้าวของผนังทึบเปล่าเริ่มปรากฏที่บริเวณกลางผนังทึบ หลังจากนั้นการแตกร้าวจะขยายจากบริเวณกลางผนังไปยังมุมบนและมุมล่าง โดยการแตกร้าวนี้ขึ้นกับกลไกการวิบัติของแบบจำลองการแตกร้าวที่สถานะต่างๆดังต่อไปนี้

ที่สถานะ A (ภาพที่ 5.13) ชิ้นส่วนจำลองการแตกร้าวชิ้นที่ 6 (อยู่ตำแหน่งตรงกลาง) เกิดการแตกร้าวแบบ PC ขึ้น แต่ยังสามารถรับแรงกระทำได้อีก ซึ่งชิ้นส่วนจำลองการแตกร้าวชิ้นที่เหลือยังอยู่ในสถานะยืดหยุ่นเป็นผลให้แบบจำลองผนังทึบเปล่ายังสามารถรับแรงกระทำไปได้อีก จนถึงสถานะ B

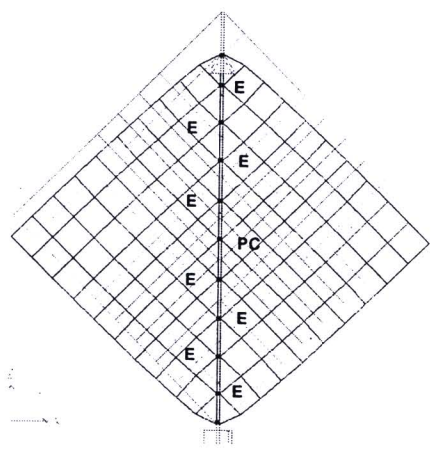
ที่สถานะ B (ภาพที่ 5.14) มีการแตกร้าวเพิ่มขึ้นจากสถานะ A โดยพบว่าชิ้นส่วนจำลองการแตกร้าวชิ้นที่ 5 และ 7 (ถัดจากตำแหน่งตรงกลางขึ้นไปและลงมา) เกิดการแตกร้าวแบบ PC สำหรับชิ้นส่วนจำลองการแตกร้าวชิ้นที่ 6 มีการขยายของการแตกร้าวเป็นแบบ PPC ชิ้นส่วนที่เหลือยังอยู่ในสถานะยืดหยุ่นเป็นผลให้แบบจำลองผนังทึบเปล่ายังสามารถรับแรงกระทำไปได้อีก

ที่สถานะ C (ภาพที่ 5.15) มีการแตกร้าวเพิ่มขึ้นจากสถานะ B โดยพบว่าชิ้นส่วนจำลองการแตกร้าวชิ้นที่ 3 และ 8 เกิดการแตกร้าวแบบ PC สำหรับชิ้นส่วนจำลองการแตกร้าวชิ้นที่ 5, 6 และ 7 มีการขยายของการแตกร้าวเป็นแบบ PPC ชิ้นส่วนที่เหลือยังอยู่ในสถานะยืดหยุ่น แต่เนื่องจากชิ้นส่วนจำลองการแตกร้าว ณ สถานะ C ส่วนใหญ่เกิดการแตกร้าวขึ้นแล้วทำให้

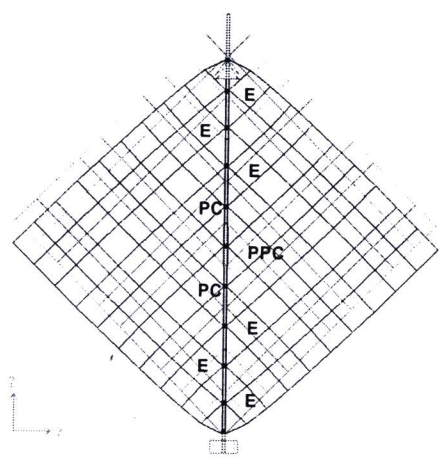
แบบจำลองผนังทึบ ณ สภาวะ C เป็นสภาวะที่รับแรงกระทำได้สูงสุด หลังจากสภาวะ C แบบจำลองผนังทึบเกิดการปลดปล่อยพลังงานทำให้ค่าแรงกระทำลดลงจนไปถึงสภาวะ D

ที่สภาวะ D (ภาพที่ 5.16) ผนังทึบปลดปล่อยพลังงานจนหมดและชิ้นส่วนจำลองการแตกร้าวทุกชิ้นส่วนเกิดการแตกร้าวแบบสมบูรณ์แบบจึงถือว่าแบบจำลองผนังทึบเปล่าวิบัติ

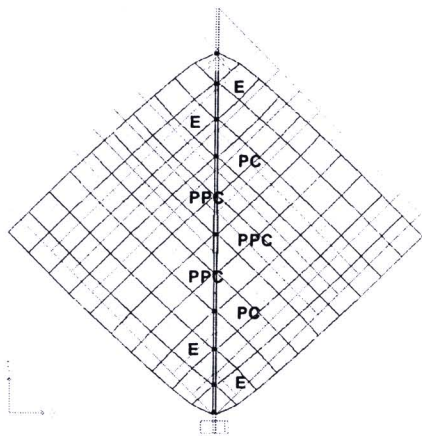
กลไกการรับแรงของชิ้นส่วนจำลองการแตกร้าวสามารถแสดงได้ในภาพที่ 5.17 ถึง 5.25 และความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเสียรูปสัมพัทธ์(วัดจากชิ้นส่วนจำลองการแตกร้าวชิ้นที่ 2 กับ ชิ้นที่ 3) ในแนวตั้งของแบบจำลองผนังทึบเปล่า สามารถแสดงได้ดังภาพที่ 5.26



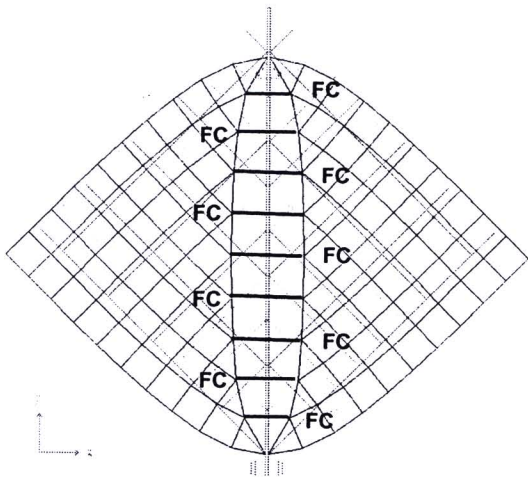
ภาพที่ 5.13 ผลการจำลองการแตกร้าวสภาวะ A (แบบจำลองผนังทึบเปล่า) ขยาย 100 เท่า



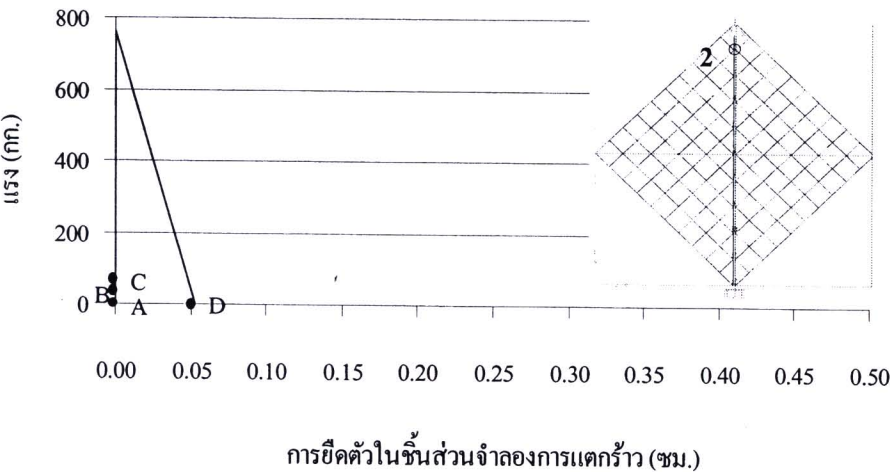
ภาพที่ 5.14 ผลการจำลองการแตกร้าวสภาวะ B (แบบจำลองผนังทึบเปล่า) ขยาย 100 เท่า



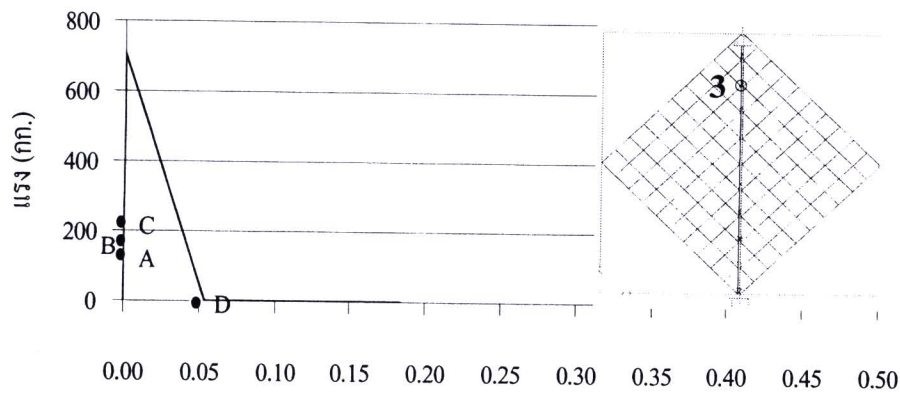
ภาพที่ 5.15 ผลการจำลองการแตกร้าวสภาวะ C (แบบจำลองผนังทึบเปล่า) ขยาย 100 เท่า



ภาพที่ 5.16 ผลการจำลองการแตกร้าวสภาวะ D (แบบจำลองผนังทึบเปล่า) ขยาย 100 เท่า

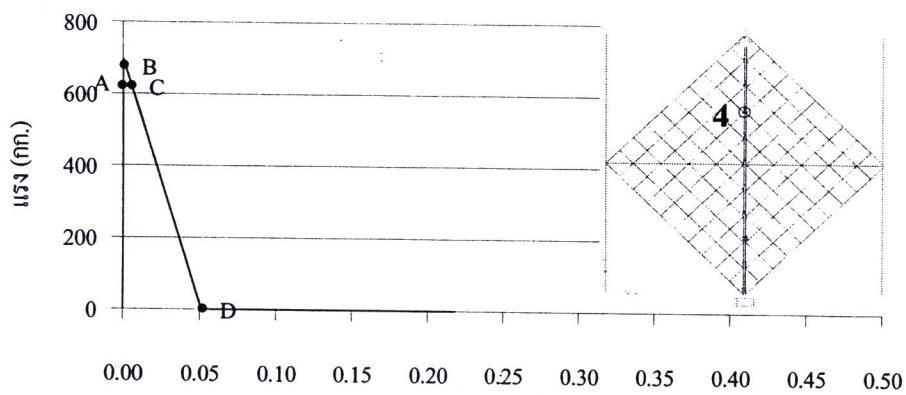


ภาพที่ 5.17 สภาวะการเกิดการแตกร้าวของแบบจำลองการแตกร้าวชิ้นส่วนที่ 2



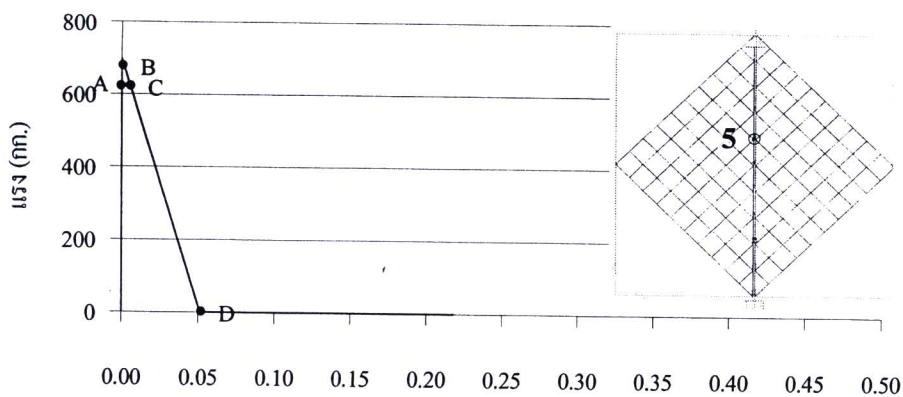
การยืดตัวของสปริงส่วนจำลองการแตกร้าว (ชม.)

ภาพที่ 5.18 สถานะการเกิดการแตกร้าวของแบบจำลองการแตกร้าวสปริงส่วนที่ 3



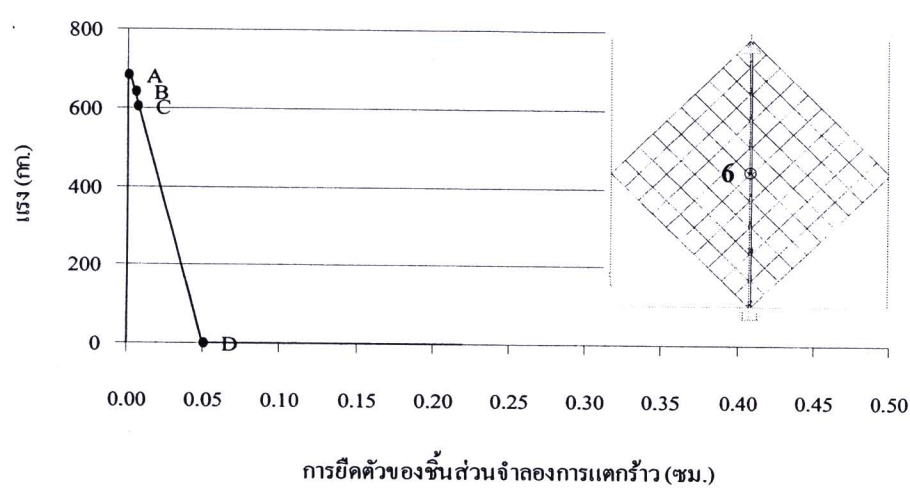
การยืดตัวของสปริงส่วนจำลองการแตกร้าว (ชม.)

ภาพที่ 5.19 สถานะการเกิดการแตกร้าวของแบบจำลองการแตกร้าวสปริงส่วนที่ 4

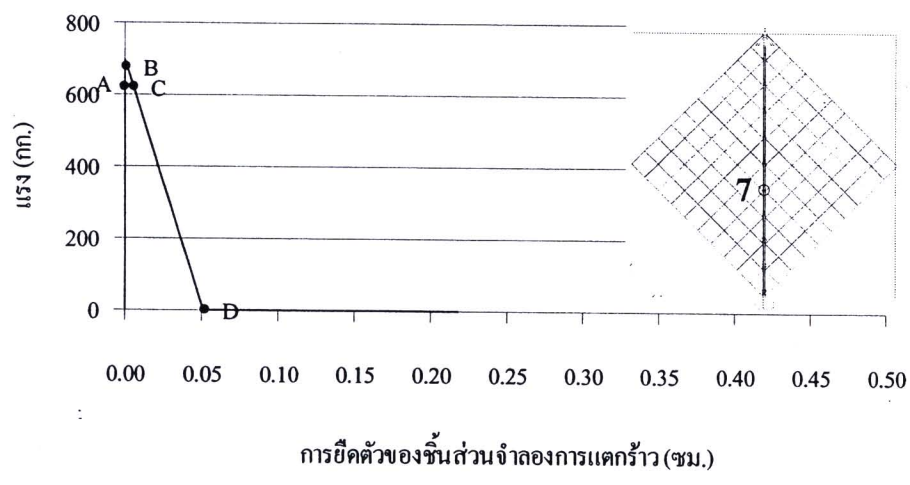


การยืดตัวของสปริงส่วนจำลองการแตกร้าว (ชม.)

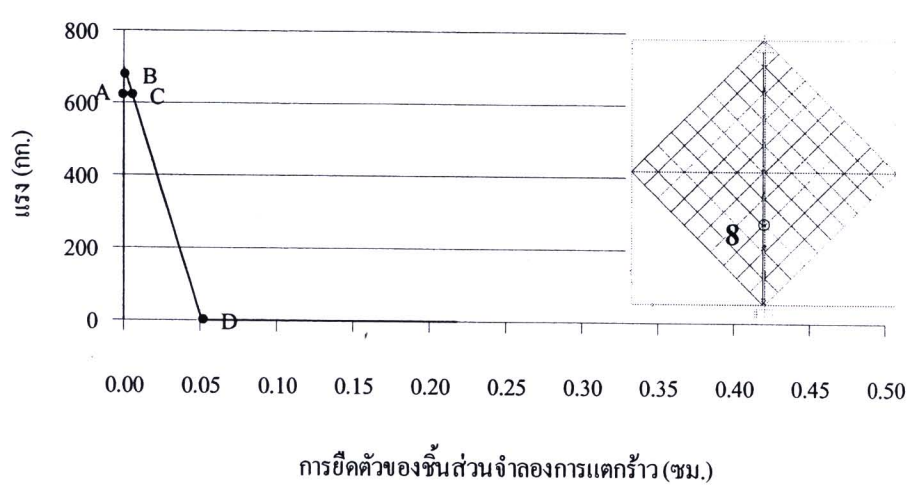
ภาพที่ 5.20 สถานะการเกิดการแตกร้าวของแบบจำลองการแตกร้าวสปริงส่วนที่ 5



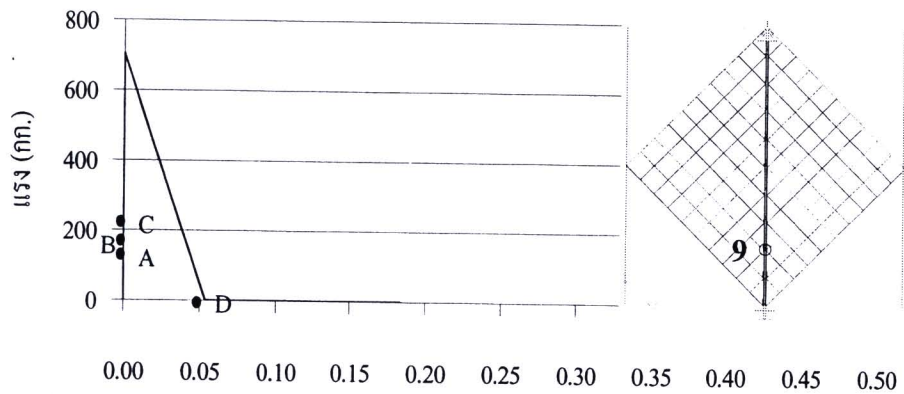
ภาพที่ 5.21 สถานะการเกิดการแตกร้าวของแบบจำลองการแตกร้าวชิ้นส่วนที่ 6



ภาพที่ 5.22 สถานะการเกิดการแตกร้าวของแบบจำลองการแตกร้าวชิ้นส่วนที่ 7

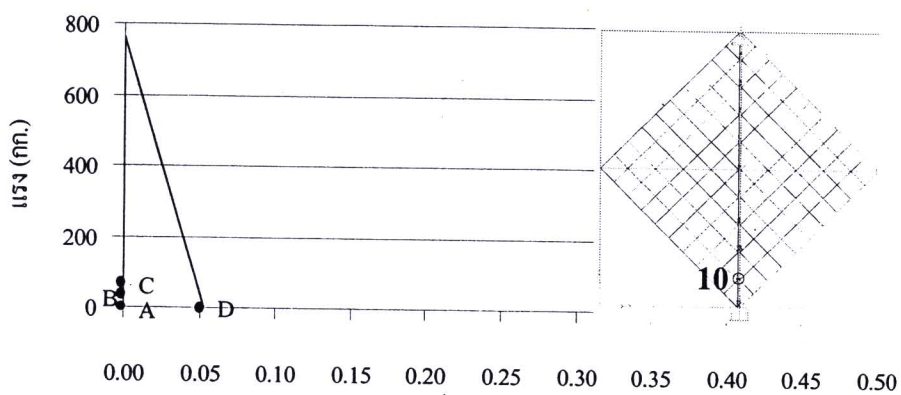


ภาพที่ 5.23 สถานะการเกิดการแตกร้าวของแบบจำลองการแตกร้าวชิ้นส่วนที่ 8



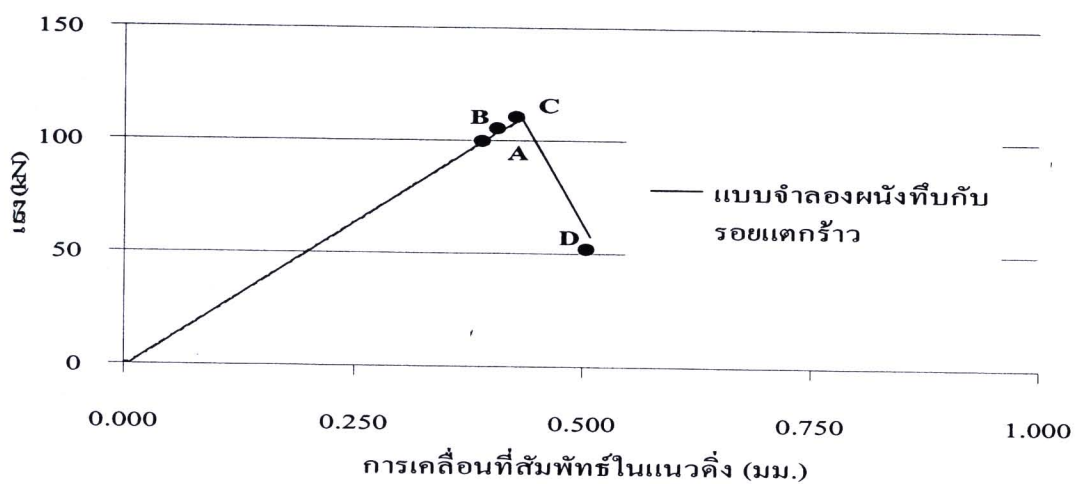
การยืดตัวของชิ้นส่วนจำลองการแตกร้าว (ชม.)

ภาพที่ 5.24 สภาวะการเกิดการแตกร้าวของแบบจำลองการแตกร้าวชิ้นส่วนที่ 9



การยืดตัวในชิ้นส่วนจำลองการแตกร้าว (ชม.)

ภาพที่ 5.25 สภาวะการเกิดการแตกร้าวของแบบจำลองการแตกร้าวชิ้นส่วนที่ 10



ภาพที่ 5.26 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของแบบจำลองผนังที่บีบภายใต้แรงเฉือน

จากภาพที่ 5.26 พบว่าพฤติกรรมหลังจากแตกร้าของผนังที่เปลี่ยนแปลงนั้นสามารถหาได้จากการจำลองพฤติกรรมด้วยโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง SAP2000 โดยหลังจากจุด C เมื่อขึ้นส่วนจำลองพฤติกรรมการแตกร้าเกิดการแตกร้า ชั้นที่ 4,5,6,7,8 เกิดการแตกร้าผนังที่จะค่อยปลดปล่อยพลังงานทำให้สามารถหาค่าการเปลี่ยนแปลงรูปร่างหลังเกิดการแตกร้าได้

5.3.2 ผนังที่ที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก

จากผลการวิเคราะห์พฤติกรรมของผนังที่ที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงเฉือนด้วยโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง SAP2000 พบว่าการเกิดการแตกร้าขึ้นกับพฤติกรรมของขึ้นส่วนจำลองพฤติกรรมการแตกร้าดังที่กล่าวมาแล้วและลักษณะการเกิดการแตกร้าต่างจากแบบจำลองผนังที่เปล่านั้น โดยรอยแตกร้าจะเริ่มปรากฏ ณ บริเวณมุมบนหลังจากนั้นจึงขยายลงมาจนถึงมุมล่างของผนังที่ที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก การแตกร้านี้ขึ้นกับกลไกการวิบัติของแบบจำลองการแตกร้าที่สภาวะต่างๆ ดังต่อไปนี้

ที่สภาวะ E (ภาพที่ 5.27) ขึ้นส่วนจำลองการแตกร้าชั้นที่ 2 ถึง 8 เกิดการแตกร้าแบบ PC ขึ้น แต่ยังสามารถรับแรงกระทำได้อีก โดยชั้นส่วนที่เหลือยังอยู่ในสภาวะแบบยึดหยุ่นเป็นผลให้แบบจำลองผนังที่ที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กยังสามารถรับแรงกระทำได้อีก จนถึงสภาวะ F

ที่สภาวะ F (ภาพที่ 5.28) มีการแตกร้าเพิ่มขึ้นจากสภาวะ E โดยพบว่าขึ้นส่วนจำลองการแตกร้าชั้นที่ 9 เกิดการแตกร้าแบบ PC ขึ้น สำหรับขึ้นส่วนจำลองการแตกร้าชั้นที่ 2 ถึง 8 มีการขยายของการแตกร้าเป็นแบบ PPC แต่ยังสามารถรับแรงกระทำได้อีก โดยชั้นส่วนที่เหลือยังอยู่ในสภาวะแบบยึดหยุ่นเป็นผลให้แบบจำลองผนังที่ที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กยังสามารถรับแรงกระทำได้อีก จนถึงสภาวะ G

ที่สภาวะ G (ภาพที่ 5.29) มีการแตกร้าเพิ่มขึ้นจากสภาวะ F โดยพบว่าขึ้นส่วนจำลองการแตกร้าชั้นที่ 10 เกิดการแตกร้าแบบ PC ขึ้น สำหรับขึ้นส่วนจำลองการแตกร้าชั้นที่ 2 ถึง 9 มีการขยายของการแตกร้าเป็นแบบ PPC แต่ยังสามารถรับแรงกระทำได้อีก เป็นผลให้แบบจำลองผนังที่ที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กยังสามารถรับแรงกระทำได้อีก จนถึงสภาวะ H

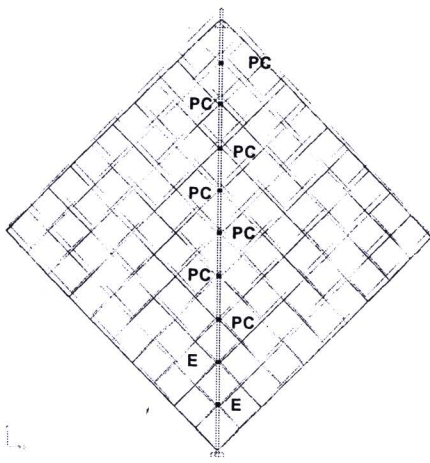
ที่สภาวะ H (ภาพที่ 5.30) มีการแตกร้าเพิ่มขึ้นจากสภาวะ G โดยพบว่าขึ้นส่วนจำลองการแตกร้าชั้นที่ 10 เกิดการแตกร้าแบบ PPC ขึ้น สำหรับขึ้นส่วนจำลองการแตกร้าชั้นที่ 2 ถึง 7 มีการขยายของการแตกร้าเป็นแบบ FC ซึ่งถือว่าชั้นส่วนที่เกิดการแตกร้าลักษณะนี้ไม่สามารถรับแรงกระทำได้อีก แต่ชั้นส่วนที่เหลือยังไม่เกิดการแตกร้าแบบ FC เป็นผลให้

แบบจำลองผนังทึบที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กยังสามารถรับแรงกระทำได้อีกจนถึงสถานะ I

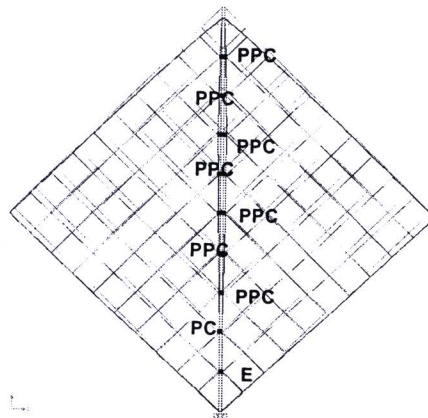
ที่สถานะ I (ภาพที่ 5.31) มีการแตกร้าวเพิ่มขึ้นจากสถานะ H โดยพบว่าชั้นส่วนจำลองการแตกร้าวชั้นที่ 8 เกิดการแตกร้าวแบบ FC ขึ้น ซึ่งถือว่าชั้นส่วนที่เกิดการแตกร้าวลักษณะนี้ไม่สามารถรับแรงกระทำได้อีก แต่ชั้นส่วนที่เหลือยังอยู่ไม่เกิดการแตกร้าวแบบ FC เป็นผลให้แบบจำลองผนังทึบที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กยังสามารถรับแรงกระทำได้อีกจนถึงสถานะ J

ที่สถานะ J (ภาพที่ 5.32) มีการแตกร้าวเพิ่มขึ้นจากสถานะ H โดยพบว่าชั้นส่วนจำลองการแตกร้าวชั้นที่ 9 เกิดการแตกร้าวแบบ FC ขึ้น ซึ่งถือว่าชั้นส่วนที่เกิดการแตกร้าวลักษณะนี้ไม่สามารถรับแรงกระทำได้อีก แต่ชั้นส่วนจำลองการแตกร้าวชั้นที่ 10 ถึงแม้ยังไม่เกิดการแตกร้าวแบบ FC แต่ในการศึกษานี้ก็ถือว่าแบบจำลองผนังทึบที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมวิบัติ เนื่องจากชั้นส่วนจำลองการแตกร้าวชั้นที่ 10 อยู่ใกล้กับฐานรองรับทำให้มีผลจากฐานรองรับซึ่งอาจจะทำให้เกิดการแตกร้าวแบบ FC ซ้ำกว่าปกติ จึงไม่นำผลของชั้นส่วนจำลองการแตกร้าวชั้นที่ 10 มาพิจารณา

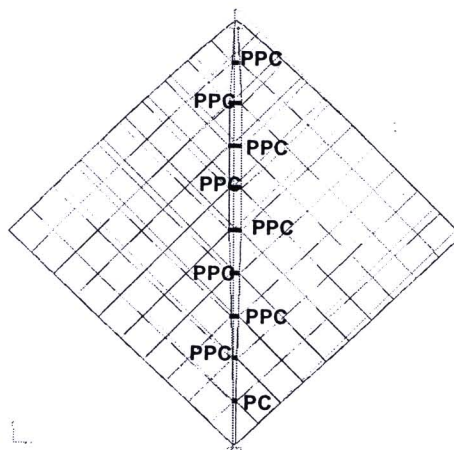
จากผลการวิเคราะห์กลไกการรับแรงของแบบจำลองผนังทึบที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กสามารถสรุป ดังแสดงในภาพที่ 5.27 ถึง 5.32 โดยที่กลไกการเกิดการแตกร้าวของชั้นส่วนแบบจำลองการแตกร้าวเป็นไปดังแสดงในภาพที่ 5.33 ถึง 5.41 และสามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ ดังแสดงในภาพที่ 5.42



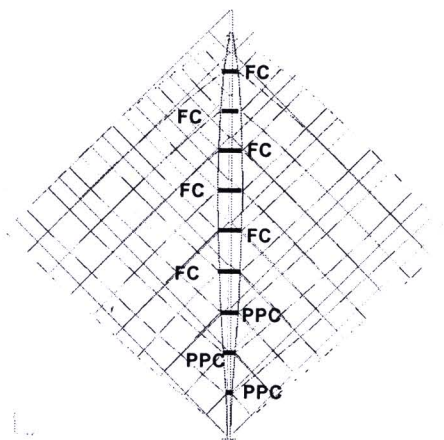
ภาพที่ 5.27 การแตกร้าวของแบบจำลองผนังทึบที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก
สถานะ E ขยาย 100 เท่า



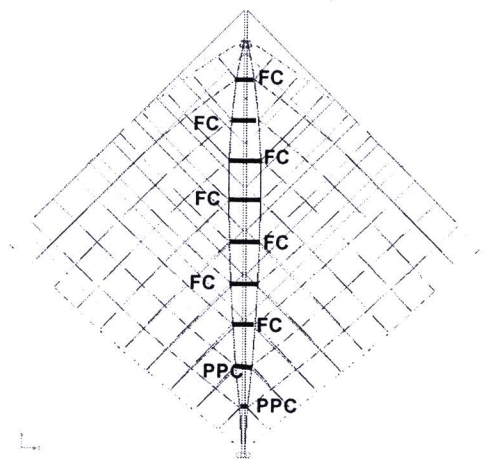
ภาพที่ 5.28 การแตกตัวของแบบจำลองผนังทึบที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่สภาวะ F ขยาย 100 เท่า



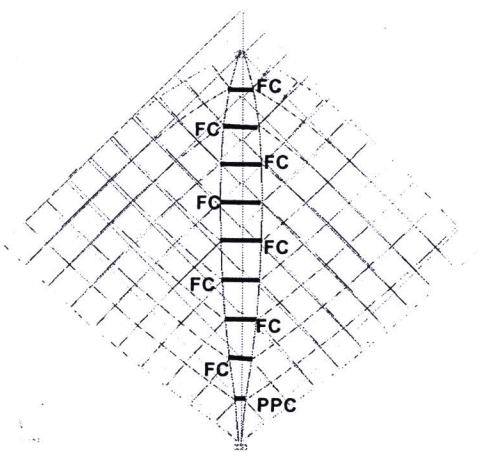
ภาพที่ 5.29 การแตกตัวของแบบจำลองผนังทึบที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่สภาวะ G ขยาย 100 เท่า



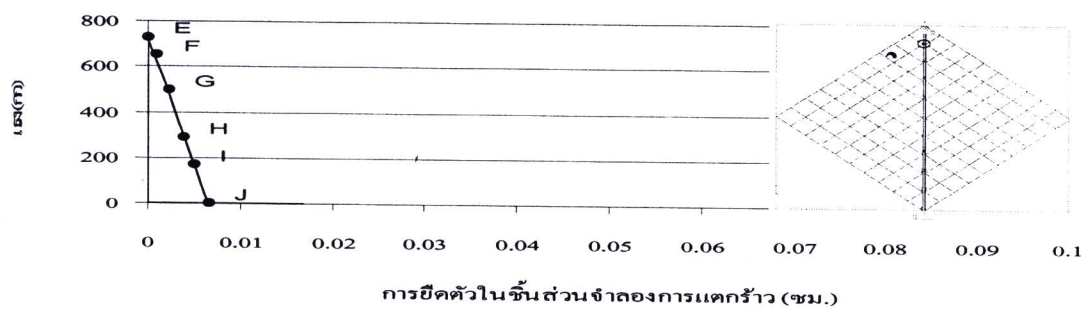
ภาพที่ 5.30 การแตกตัวของแบบจำลองผนังทึบที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่สภาวะ H ขยาย 100 เท่า



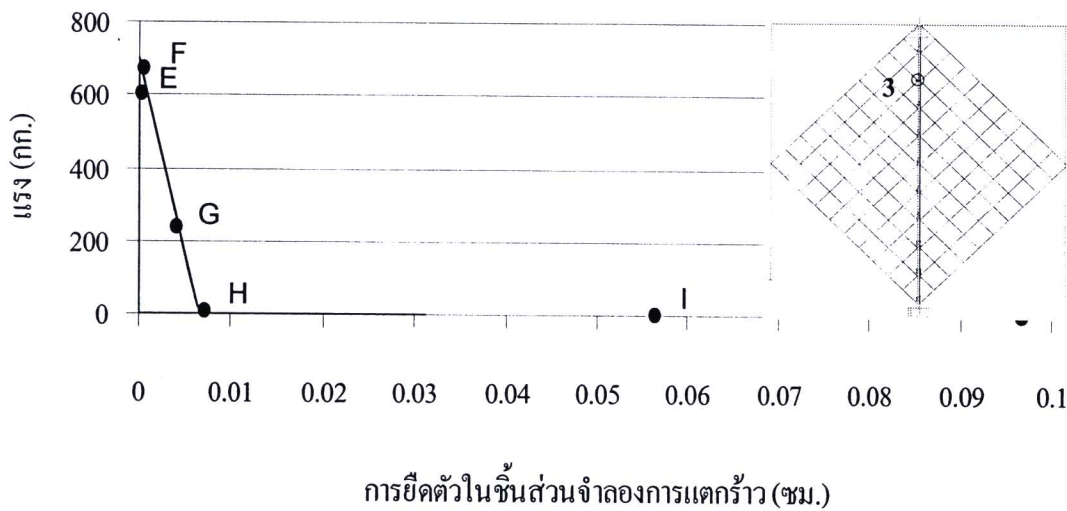
ภาพที่ 5.31 การแตกตัวของแบบจำลองผนังที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่สภาวะ I ขยาย 100 เท่า



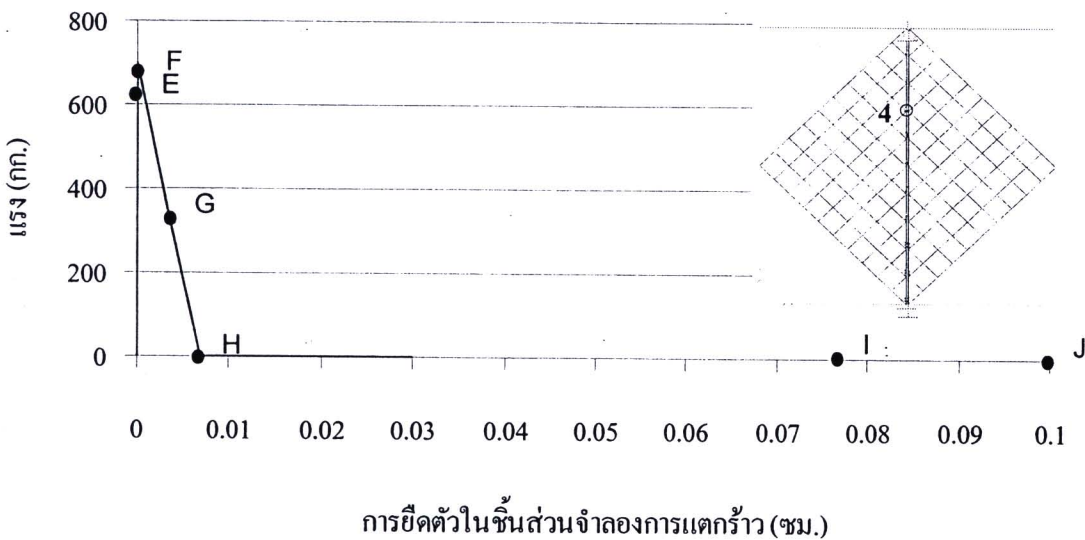
ภาพที่ 5.32 การแตกตัวของแบบจำลองผนังที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่สภาวะ J ขยาย 100 เท่า



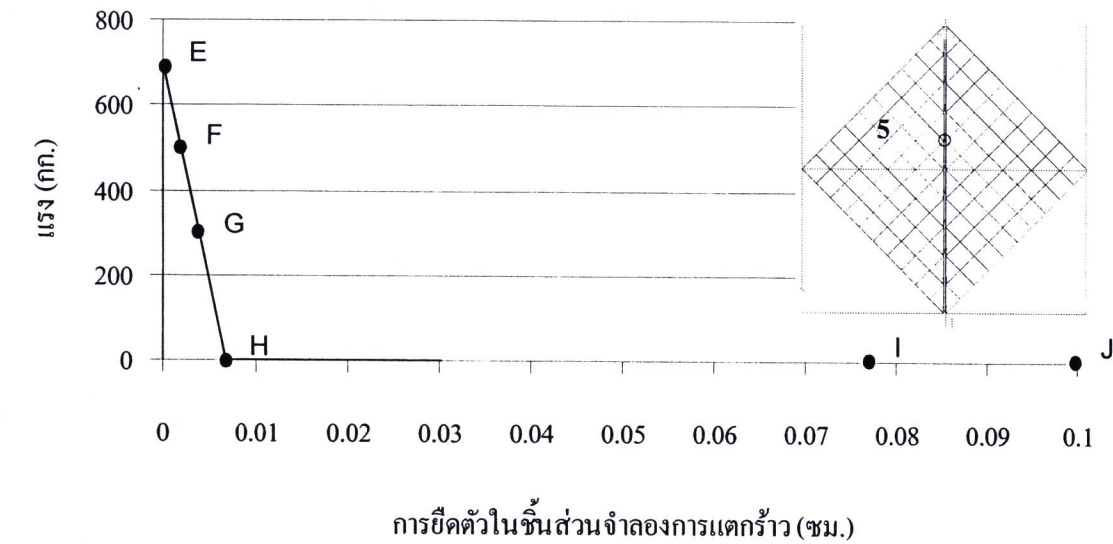
ภาพที่ 5.33 สภาวะการเกิดการแตกตัวของแบบจำลองการแตกตัวของชิ้นส่วนที่ 2



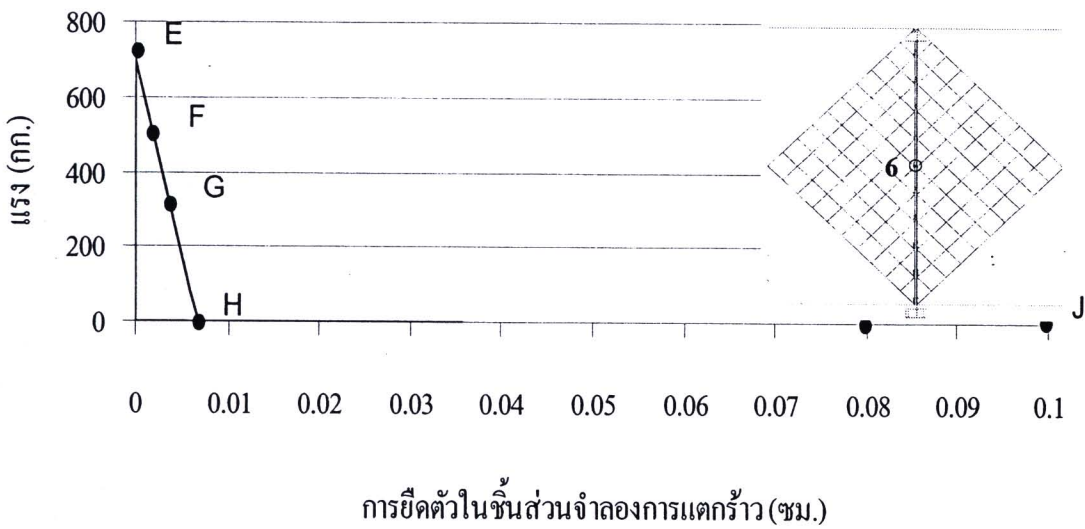
ภาพที่ 5.34 สถานะการเกิดการแตกร้าวของแบบจำลองการแตกร้าวชิ้นส่วนที่ 3



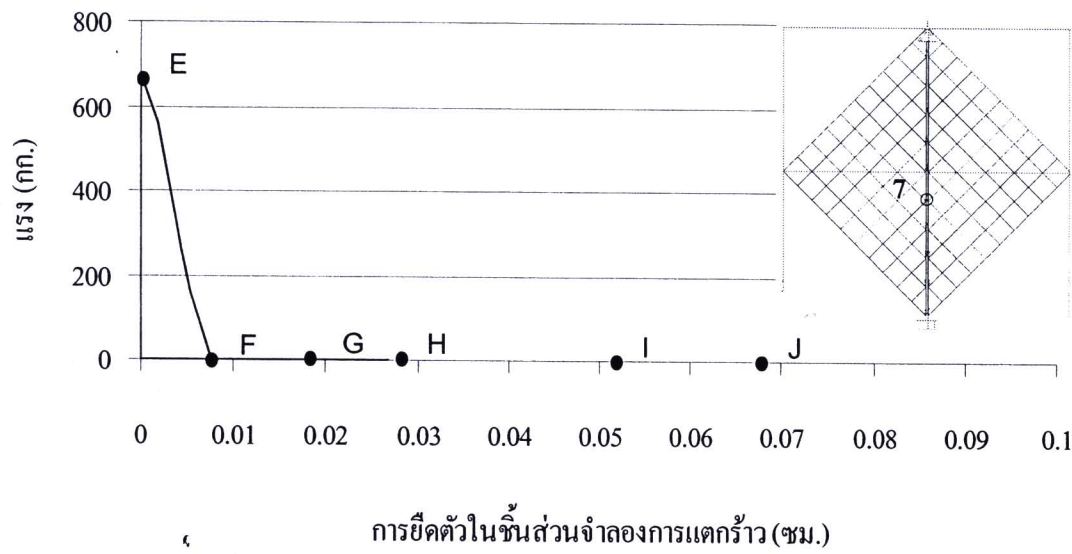
ภาพที่ 5.35 สถานะการเกิดการแตกร้าวของแบบจำลองการแตกร้าวชิ้นส่วนที่ 4



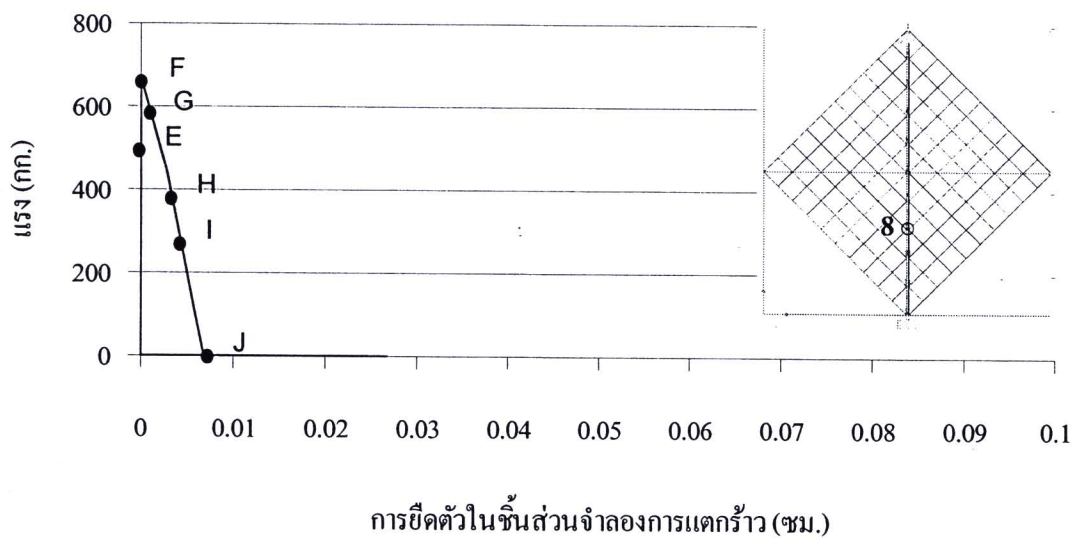
ภาพที่ 5.36 สภาวะการเกิดการแตกร้าวของแบบจำลองการแตกร้าวชิ้นส่วนที่ 5



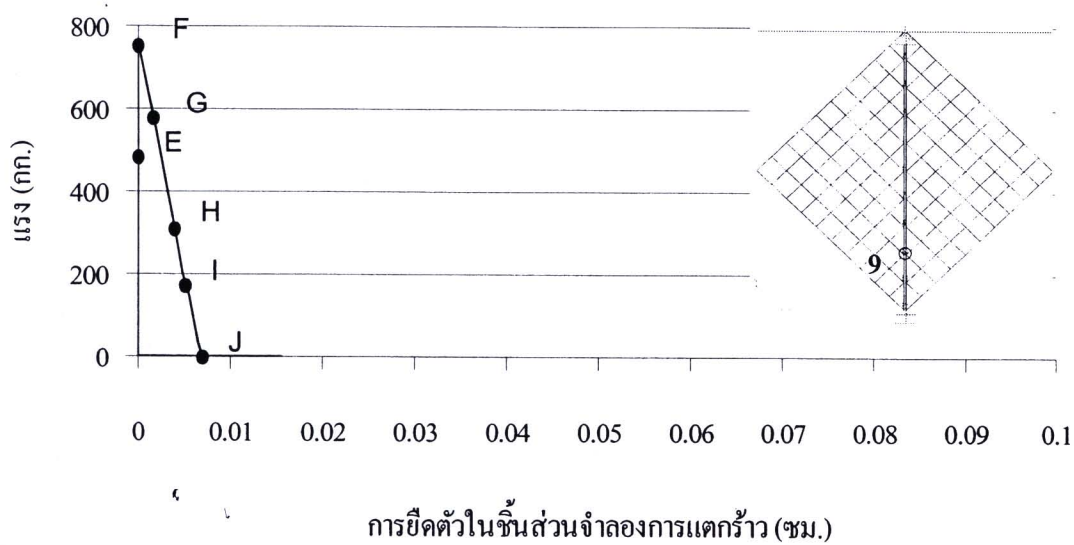
ภาพที่ 5.37 สภาวะการเกิดการแตกร้าวของแบบจำลองการแตกร้าวชิ้นส่วนที่ 6



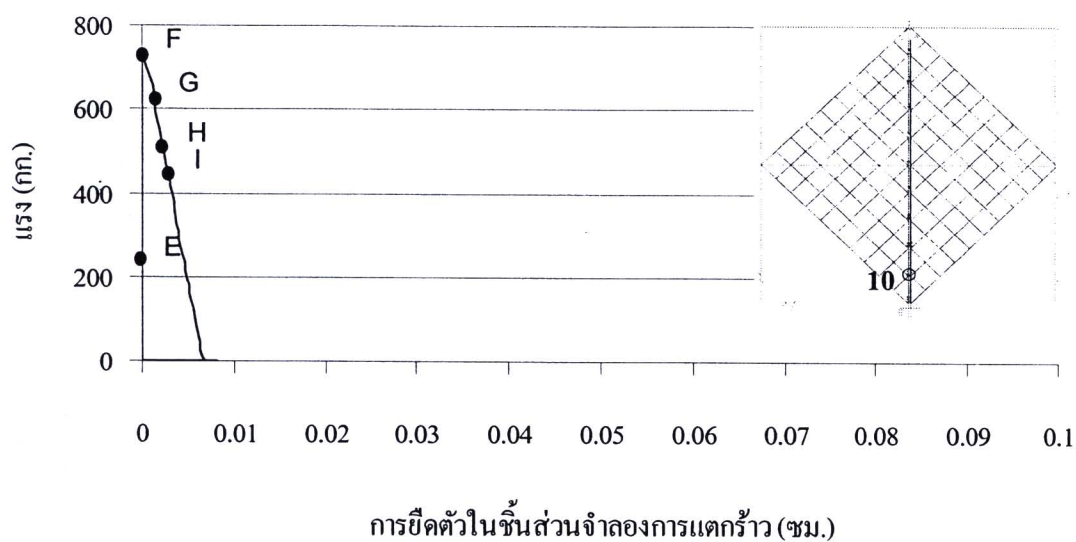
ภาพที่ 5.38 สถานะการเกิดการแตกร้าวของแบบจำลองการแตกร้าวชิ้นส่วนที่ 7



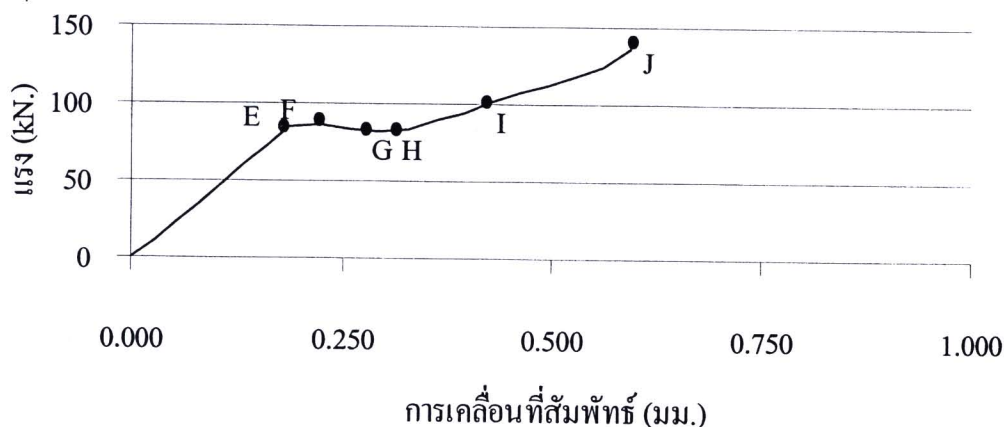
ภาพที่ 5.39 สถานะการเกิดการแตกร้าวของแบบจำลองการแตกร้าวชิ้นส่วนที่ 8



ภาพที่ 5.40 สภาวะการเกิดการแตกร้าวของแบบจำลองการแตกร้าวชิ้นส่วนที่ 9



ภาพที่ 5.41 สภาวะการเกิดการแตกร้าวของแบบจำลองการแตกร้าวชิ้นส่วนที่ 10



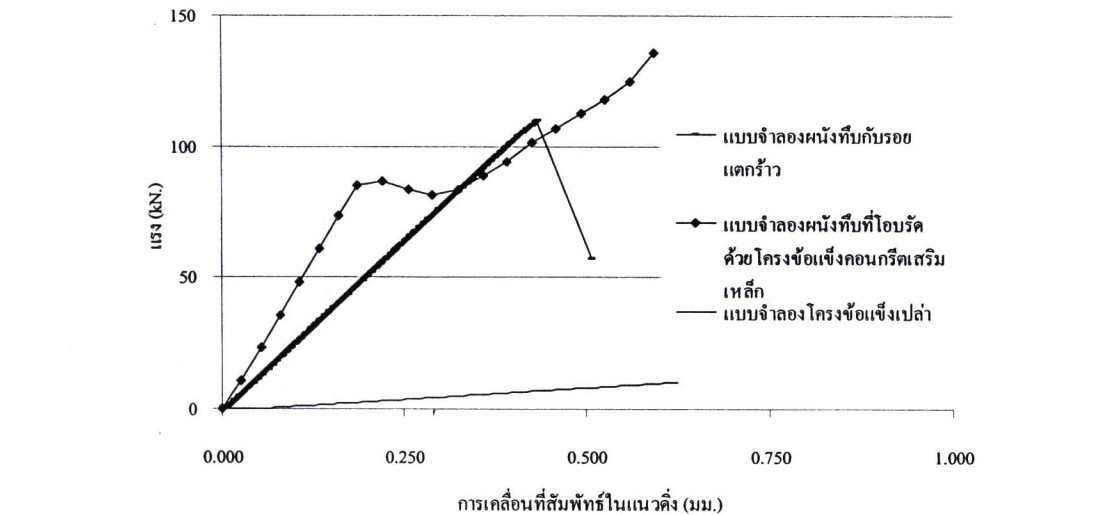
ภาพที่ 5.42 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (เกจวัดยาว) ของแบบจำลอง
ผนังทึบที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงเฉือน

จากภาพที่ 5.34 ถึง 5.42 พบว่า กลไกการทำงานของชิ้นส่วนจำลองพฤติกรรม
การแตกร้าวชิ้นส่วนที่อยู่เหนือกึ่งกลางความสูงจะถึงค่าขีดจำกัดของแรงดึงก่อนชิ้นส่วนที่อยู่ต่ำกว่า
กึ่งกลางความสูงและมีการแตกร้าวแบบสมมาตรแบบก่อน สำหรับชิ้นส่วนที่ 10 เป็นชิ้นส่วนที่อยู่
ใกล้กับฐานรองรับจึงอาจมีผลการยึดรั้งจากฐานรองรับ ดังนั้นการแตกร้าวแบบสมมาตรแบบต้องให้
แรงกระทำมากกว่าปกติจึงไม่เป็นพฤติกรรมจริงของชิ้นส่วน ด้วยสาเหตุนี้การวัดในผนังทึบจะไม่
คำนึงถึงผลของชิ้นส่วนจำลองพฤติกรรมการแตกร้าวชิ้นส่วนที่ 10 สำหรับภาพที่ 5.42 พบว่า
เมื่อชิ้นส่วนจำลองพฤติกรรมการแตกร้าวชิ้นที่ 10 เกิดการแตกร้าวขึ้นผนังทึบเกิดการบิดทำให้
ระบบโครงสร้างเกิดการปลดปล่อยพลังงานแรงที่กระทำกับระบบโครงสร้างจึงมีค่าลดลง
แต่เนื่องจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีควบคุมการเสีรูปของระบบโครงสร้างจึงมีการเคลื่อนที่
เพิ่มขึ้นถึงแม้แรงที่กระทำจะมีค่าลดลง หลังจากนั้นระบบโครงสร้างจะเรียงตัวใหม่เพื่อสร้างความ
สมดุลทำให้สามารถรับแรงกระทำเพิ่มขึ้นได้ จนเมื่อชิ้นส่วนจำลองพฤติกรรมการแตกร้าวชิ้นส่วน
ที่ 9 เกิดการแตกร้าวแบบสมมาตรแบบจึงถือว่าผนังทึบที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริม
เหล็กวัดทั้งระบบ สำหรับโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กพบว่าพฤติกรรมของวัสดุทำให้เป็นไป
ตามข้อกำหนดของ FEMA356 นั้น ไม่พบการเกิดของจุดหมุนพลาสติก (Plastic Hinge)

5.3.3 การเปรียบเทียบพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของแบบจำลองผนังทึบเปล่ากับผนังทึบที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก

จากการศึกษาพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของแบบจำลองผนังทึบเปล่ากับผนังทึบที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก พบว่าผนังทึบเปล่ามีค่าความแข็งแรง (stiffness) และค่าหน่วยแรงเฉือนน้อยกว่าผนังทึบที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นผลเนื่องจากการโอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กทำให้ผนังทึบที่มีการโอบรัดมีค่าการเปลี่ยนแปลงรูปร่างน้อยกว่าผนังทึบที่ไม่มีการโอบรัด ในส่วนพฤติกรรมการรับแรงผนังทึบที่ไม่มีการโอบรัด ณ จุดสูงสุดของแรงเฉือน ผนังทึบจะปลดปล่อยพลังงานออกมาทันทีและขึ้นส่วนจำลองการแตกร้าวทุกชั้นส่วนเกิดการแตกร้าวแบบสมบูรณ์แบบผนังทึบก็จะวิบัติ เนื่องจากแบบจำลองผนังทึบเปล่าจำลองด้วยพฤติกรรมจากวัสดุกิ่งเปราะทำให้ ณ จุดวิบัติเกิดการปลดปล่อยพลังงานทันที

สำหรับผนังทึบที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กพบว่า ณ จุดจำกัดสูงสุดของพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นผนังทึบจะปลดปล่อยพลังงานทันทีเหมือนกับผนังทึบเปล่าแต่เนื่องจากผลจากการโอบรัดด้วยโครงข้อแข็งทำให้ผนังทึบไม่เกิดการแยกตัวจากกันเป็นสาเหตุให้แบบจำลองการแตกร้าวบางชั้นส่วนไม่เกิดการแตกร้าวแบบสมบูรณ์แบบผนังทึบที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กจึงสามารถรับแรงกระทำได้อีกจนกระทั่งแบบจำลองการแตกร้าวทุกชั้นส่วนเกิดการแตกร้าวแบบสมบูรณ์แบบจึงจะถือว่าผนังทึบเปล่ากับผนังทึบที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กวิบัติอย่างสมบูรณ์ ดังแสดงในภาพที่ 5.43

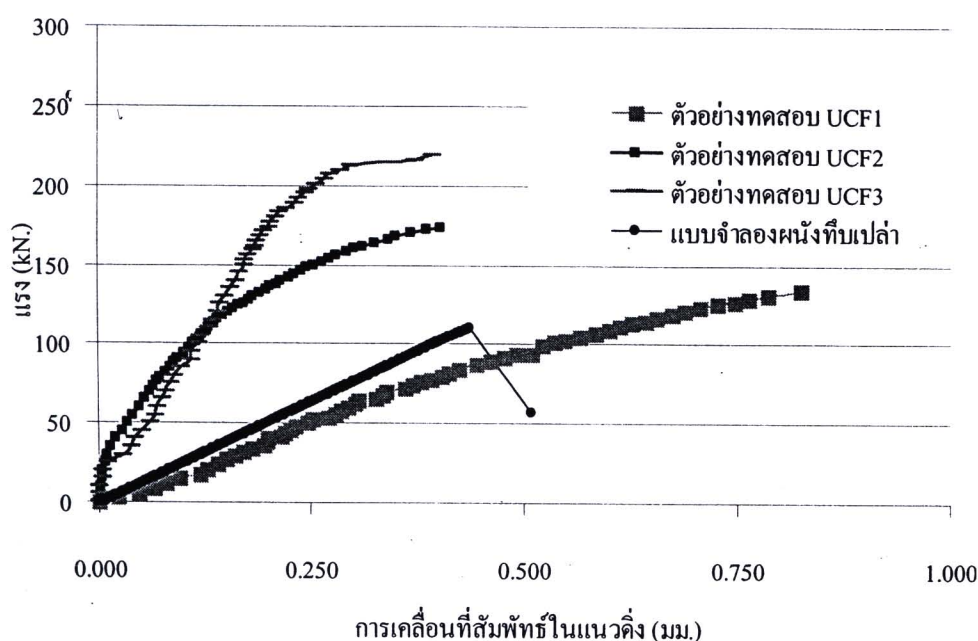


ภาพที่ 5.43 เปรียบเทียบพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของแบบจำลองผนังทึบเปล่ากับผนังทึบที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก

5.4 การเปรียบเทียบพฤติกรรมจากการทดสอบและพฤติกรรมจากการวิเคราะห์พฤติกรรมของผนังทึบเปล่าและผนังทึบที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงเฉือน

5.4.1 ผนังทึบเปล่า

จากการศึกษาพฤติกรรมของผนังทึบเปล่าและการจำลองพฤติกรรมของผนังทึบเปล่าด้วยโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง SAP2000 สามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ได้ ดังแสดงในภาพที่ 5.44

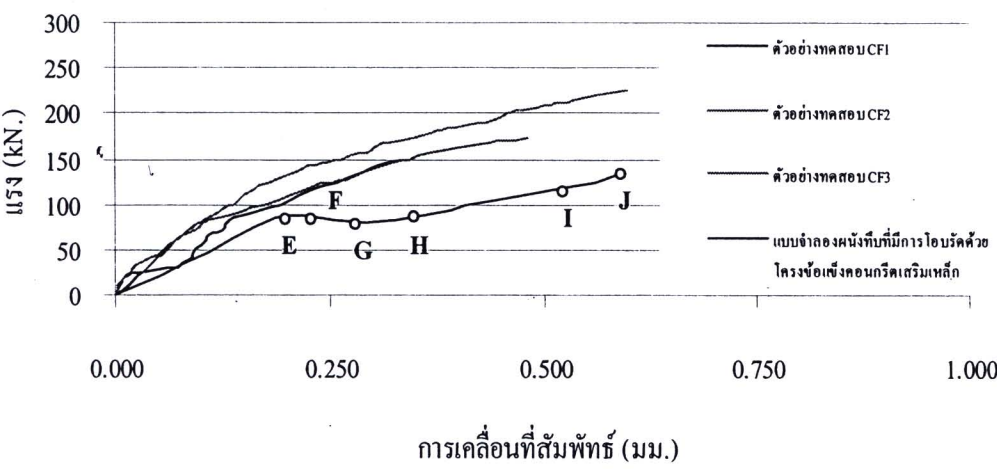


ภาพที่ 5.44 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนของผนังทึบเปล่า

จากภาพที่ 5.44 พบว่า กำลังประลัยของการทดสอบผนังทึบโดยเฉลี่ยมีค่าประมาณ 178 กิโลนิวตัน ในส่วนกำลังประลัยจากการจำลองพฤติกรรมด้วยโปรแกรม SAP2000 มีค่า 120 กิโลนิวตัน สาเหตุของความแตกต่างนี้อาจสืบเนื่องจากผลของคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการจำลอง มีความแตกต่างจากที่ปรากฏจริงในการทดสอบ นอกจากนี้ในแบบจำลองที่วิเคราะห์โดยโปรแกรม SAP2000 ยังไม่คำนึงถึงผลของรอยต่อระหว่างก้อนอิฐที่ก่อเป็นผนังทึบทำให้ค่ากำลังนั้นอาจมีค่าคลาดเคลื่อนกัน สำหรับค่าการเคลื่อนที่ ณ จุดประลัยนั้นพบว่ามีค่าใกล้เคียงกัน

5.4.2 ผนังทึบที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก

จากการศึกษาพฤติกรรมของผนังทึบที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก และการจำลองพฤติกรรมของผนังทึบที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง SAP2000 สามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ได้ ดังแสดงในภาพที่ 5.45



ภาพที่ 5.45 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนของผนังทึบที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก

จากภาพที่ 5.45 พบว่ากำลังปลายของการทดสอบโดยเฉลี่ยมีค่าประมาณ 187 กิโลนิวตัน ในส่วนกำลังปลายจากการจำลองพฤติกรรมด้วยโปรแกรม SAP2000 มีค่า 130 กิโลนิวตัน สาเหตุของความแตกต่างนี้เนื่องจากผลของคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการจำลอง ที่อาจจะมิต่ำกว่าคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการทดสอบจริงและในแบบจำลองที่วิเคราะห์ด้วยโปรแกรม SAP2000 ยังไม่คำนึงถึงผลของรอยต่อระหว่างก้อนอิฐที่ก่อเป็นผนังทึบทำให้ค่ากำลังนั้น นั้นมีค่าคลาดเคลื่อนกัน สำหรับค่าการเคลื่อนที่ ณ จุดปลายนั้นพบว่ามีความใกล้เคียงกัน

จากภาพที่ 5.44 และ 5.45 พบว่าค่าอัตราส่วนของแรงเฉือนปลายจากการทดสอบ และการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม SAP2000 ของผนังทึบเปล่าและผนังทึบที่โอบรัดด้วยโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กกับผนังทึบเปล่ามีค่าเท่ากับ 1.06 และ 1.17 ตามลำดับ