

ผลของการเสริมกำลังด้วยลวดแบบไม่อัดแรงที่มีต่อคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป

Effects of Flexural Strengthening with Non-Prestressed Wires on Precast Partially-Prestressed Concrete Beams

จักษดา อารังวุฒิ¹, สิทธิชัย แสงอาทิตย์², กรรณ คำลือ³

Received: June, 2013; Accepted: September, 2014

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้เป็นส่วนหนึ่งของโครงการพัฒนาคานคอนกรีตสำเร็จรูป โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมทางโครงสร้าง ลักษณะการวิบัติ ค่าดัชนีเหล็กเสริมและความยาวของลวดแบบไม่อัดแรงที่มีผลต่อการรับแรงของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป ตลอดจนนำผลการทดสอบที่ได้เปรียบเทียบกับคานคอนกรีตอัดแรงสำเร็จรูปอ้างอิง คานทั้งสองชนิดได้รับการออกแบบตามมาตรฐานของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย (วสท.) ตัวอย่างคานในงานวิจัยเป็นคานที่มีขนาดหน้าตัดกว้าง 0.15 เมตร ลึก 0.30 เมตร และมีระยะห่างระหว่างจุดรองรับ 3.00 เมตร โดยมีค่าดัชนีเหล็กเสริมของลวดแบบไม่อัดแรง 5 ค่า และความยาวของลวดแบบไม่อัดแรง 3 ค่า ตัวอย่างทดสอบจำนวน 13 ตัวอย่างถูกทดสอบโดยแรงกระทำแบบ 4 จุด จากการทดสอบพบว่า ช่วงแรกตัวอย่างมีพฤติกรรมรับแรงแบบเชิงเส้นถึงค่าประมาณ 60 - 70% ของกำลังรับแรงสูงสุด จากนั้นตัวอย่างทดสอบจะเริ่มมีพฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้น การแอ่นตัวและรอยร้าวของคานมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วจนกระทั่งเกิดการวิบัติ นอกจากนี้ยังพบว่า ความสามารถในการรับแรงประลัยและค่าความเหนียวของคานมีแนวโน้มเพิ่มขึ้น เมื่อค่าดัชนีเหล็กเสริมและความยาวของลวดแบบไม่อัดแรงมีค่าเพิ่มขึ้น สุดท้ายผลการออกแบบคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนที่ถูกเสริมด้วยลวดแบบไม่อัดแรงได้ถูกนำเสนอภายใต้ขอบเขตที่ใช้ในการศึกษา

คำสำคัญ : คานคอนกรีตอัดแรงสำเร็จรูป; อัดแรงบางส่วน; เหล็กเสริมแบบไม่อัดแรง; ค่าดัชนีเหล็กเสริม; ความเหนียว

¹ คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

² สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

³ วิศวกรโยธา บริษัท เอส-คอน คอนกรีต จำกัด

E - mail : jaksada@gmail.com, sitichai@sut.ac.th, kankumlue@hotmail.com

Abstract

This research is a part of a development project on precast concrete beams. The objectives of this paper are to study the structural behaviors, modes of failure and the effect of the reinforcement indexes and lengths of non-prestressed reinforcements on load capacity of the precast partially-prestressed concrete beams and to compare the obtained test results with those of the reference precast prestressed concrete beams. These two types of beams were designed according to the Engineering Institute of Thailand (EIT.) standard. In this study, the beam specimens have the cross-sectional dimensions of 0.15 x 0.30 meters with the span length of 3.00 meters. Five reinforcement indices and three lengths of non-prestressed wires were used in this study. The totals of thirteen specimens were tested under four-points loading test. From the tests, it was found that the specimens have linear behavior up to 60 - 70% of their maximum load capacity. Then, the behavior of the specimens is nonlinear until failure. In addition, the results indicate that the ultimate capacities and ductility of the beams were increased with both the reinforcement index and lengths of non-prestressed wires were increased. Finally, based on the results obtained from this study, the design equation for the precast partially-prestressed concrete beams flexurally reinforced with non-prestressed PC wires was proposed.

Keywords : Precast concrete beam; Partially-prestressed; Non-prestressed reinforcement; Reinforcement index; Ductility

บทนำ

อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทยมีรูปแบบการก่อสร้างเป็นระบบเสา-คาน ชนิดหล่อในที่ (cast-in-place) โดยการก่อสร้างขึ้นส่วนต่าง ๆ ขององค์อาคารต้องดำเนินการในแต่ละขั้นตอนตามลำดับ ซึ่งปกติต้องใช้เวลาในการก่อสร้างและแรงงานจำนวนมาก ส่งผลให้ค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างค่อนข้างสูง ซึ่งไม่สอดคล้องกับสถานะเศรษฐกิจในปัจจุบันที่มีการแข่งขันกันในเรื่องราคาและระยะเวลาการก่อสร้าง ดังนั้น จึงมีความจำเป็นต้องหาแนวทางที่ทำให้การก่อสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กมีราคาลดลงและใช้เวลาการก่อสร้างที่รวดเร็วยิ่งขึ้น ปัจจุบันการก่อสร้างแบบสำเร็จรูป (Precast construction) ได้เข้ามามีบทบาทต่อการก่อสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศมากขึ้น โดยการก่อสร้างแบบสำเร็จรูปสามารถทำได้ทั้งแบบหล่อในที่และหล่อจากโรงงาน โดยรูปแบบการหล่อในที่ที่มีข้อได้เปรียบกว่าการหล่อจากโรงงานหลายประการ เช่น สามารถหล่อส่วนประกอบที่มีขนาดใหญ่กว่า เนื่องจากไม่ต้องคำนึงถึงการขนส่งเหมาะสำหรับการหล่อคานขนาดใหญ่ แต่ข้อเสียคือ ในภาวะที่อากาศแปรปรวนจะทำให้การก่อสร้างล่าช้า

และต้องเพื่อเวลาการบ่มของคอนกรีต ในส่วนของการหล่อจากโรงงาน (plant cast) จะเหมาะสำหรับประเทศในแถบที่มีอากาศแปรปรวน ส่งผลให้มักประสบปัญหาความล่าช้าในการก่อสร้าง การทำส่วนประกอบสำเร็จรูปจากโรงงานจึงเป็นทางออกหนึ่ง โดยเมื่อชิ้นส่วนสำเร็จรูปเหล่านี้ถูกส่งมาถึงที่ก่อสร้าง จะถูกนำไปประกอบเป็นโครงสร้างอย่างรวดเร็ว เนื่องจากชิ้นส่วนสำเร็จรูปไม่ต้องรอการบ่มหรือพัฒนากำลังของคอนกรีตเหมือนรูปแบบการหล่อในที่ (Haas, A.M., 1983; Naaman, A.E., 2004)

ปัจจุบันการก่อสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่ออยู่อาศัยที่มีความสูงระดับต่ำถึงปานกลาง (ความสูงไม่เกิน 80 เมตร) มักนิยมใช้โครงสร้างที่ประกอบขึ้นจากชิ้นส่วนสำเร็จรูป ตัวอย่างเช่น แผ่นพื้นและผนังสำเร็จรูป เป็นต้น นอกจากนี้การประยุกต์ใช้คานคอนกรีตสำเร็จรูปก็เป็นอีกทางเลือกหนึ่งที่ตอบสนองต่อการก่อสร้าง ดังแสดงตัวอย่างในรูปที่ 1 คานคอนกรีตสำเร็จรูปสามารถช่วยประหยัดการใช้ไม้แบบและลดระยะเวลาก่อสร้าง เนื่องจากระบบโครงสร้างสำเร็จรูปใช้เวลาติดตั้งคานในสถานที่ก่อสร้างน้อยกว่า 1 ใน 4 ของเวลาก่อสร้างของโครงสร้างแบบหล่อในที่ โดยการทำงานไม่ต้องรอเวลาการแข็งตัวของคอนกรีตและไม่ต้องมีการเข้าแบบและค้ำยัน (Elliott, K.S., 2002) นอกจากนี้ ระบบการก่อสร้างแบบสำเร็จรูป (prefabrication) ยังสามารถควบคุมปริมาณวัสดุและคุณภาพของงานได้ดีกว่าการก่อสร้างแบบหล่อในที่ เนื่องจากการทำงานส่วนใหญ่เป็นการผลิตในโรงงาน ซึ่งมีการตรวจสอบคุณภาพในทุกขั้นตอน (กรรณ และสิทธิชัย, 2548; จักษดา และสิทธิชัย, 2549) รวมทั้งสามารถควบคุมต้นทุนด้านวัสดุและแรงงานได้ดีกว่า โดยการประกอบและติดตั้งชิ้นส่วนโครงสร้างสำเร็จรูปใช้แรงงานน้อยกว่าการหล่อโครงสร้างในที่ ทำให้ลดต้นทุนการบริหารจัดการในส่วนที่เกี่ยวข้องกับแรงงาน เช่น ที่พักอาศัยชั่วคราว และสาธารณูปโภคสำหรับแรงงาน ส่วนแรงงานที่ปฏิบัติงานในโรงงานผลิตชิ้นส่วนโครงสร้างสำเร็จรูปนั้น จะถูกทดแทนด้วยเทคโนโลยีของเครื่องมือในการผลิตที่ถูกพัฒนาขึ้นเป็นลำดับ (จักษดา และคณะ, 2555; จักษดา และคณะ, 2556) สิ่งเหล่านี้เมื่อเปรียบเทียบกับแล้วระบบโครงสร้างสำเร็จรูปมีความคุ้มค่ามากกว่าระบบโครงสร้างแบบหล่อในที่ และอาจยังมีความคุ้มค่ามากขึ้นหากแรงงานยังคงขาดแคลนและมีอัตราจ้างที่สูงตามความเจริญเติบโตของประเทศไทยในอนาคต



รูปที่ 1 การก่อสร้างโดยชิ้นส่วนคานคอนกรีตสำเร็จรูป (อาคารพาณิชย์ จังหวัดชลบุรี)

คานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป (Precast partially prestressed concrete beam) เป็นคานคอนกรีตอัดแรงรูปแบบหนึ่ง ซึ่งสามารถลดปัญหาที่กล่าวไว้ข้างต้น โดยการเสริมเหล็กแบบไม้อัดแรง (Non-prestressed reinforcement) ซึ่งอาจเป็นลวดอัดแรงหรือเหล็กเสริมแบบธรรมดา

(Tao, X. and Du, G., 1985; Naaman, A.E., et al., 1986; Ariyawardena, N.D. and Ghali, A., 2002; Salem, S.H., et al., 2013) หรืออาจเสริมแท่งพลาสติกเสริมเส้นใย (FRP rebar) (Toutanji, H. and Saafi, M., 1998; Toutanji, H. and Saafi, M., 1999) โดยเหล็กเสริมดังกล่าวสามารถวางไว้ในตำแหน่งต่าง ๆ ของคานคอนกรีตอัดแรงเพื่อวัตถุประสงค์และภายใต้สภาวะการทำงานที่ต่างกันได้โดยสะดวก ในขณะที่การเสริมเหล็กแบบไม่อัดแรง มีข้อดี คือ ทำหน้าที่ป้องกันการแตกร้าวของคอนกรีต เมื่อเหล็กเสริมขยายตัวเนื่องจากผลของอัตราส่วนของปัวซอง (Poisson's ratio) สามารถลดระยะการโก่งขึ้น (Camber) และระยะการแอ่นตัว (Deflection) ของคานภายใต้น้ำหนักบรรทุก ซึ่งหมายถึงสามารถลดผลของการคืบ (Creep) ของคอนกรีตลง (Basu, P.K., et al., 1987a; Basu, P.K., et al., 1987b; Miyamoto, A., et al., 2000; Aparicio, A.C., et al., 2002) รวมทั้งยังเพิ่มน้ำหนักบรรทุกทุกประลัย (ultimate load) และให้ความปลอดภัยแก่โครงสร้างเพิ่มขึ้น (Pisani, M.A. and Nicoli, E., 1996; Ng, C.K., 2003) นอกจากนี้ ภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกประลัย คานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนจะมีความเหนียวมากกว่าคานคอนกรีตอัดแรง ส่งผลให้คานคอนกรีตอัดแรงบางส่วน สามารถดูดซับพลังงานได้ดีกว่าคานคอนกรีตอัดแรงภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร (Cyclic loading) เช่น แรงเนื่องจากแผ่นดินไหว เป็นต้น (Harajli, M.H. and Naaman, A.E., 1984)

อย่างไรก็ตาม ปัญหาสำคัญที่นำมาสู่ความไม่นิยมนำคานดังกล่าวมาใช้งานก่อสร้าง เนื่องจาก การขาดข้อมูลผลการทดสอบที่เพียงพอและครอบคลุมภายใต้สภาวะเงื่อนไขการก่อสร้างในรูปแบบต่าง ๆ จึงเป็นที่มาของงานวิจัยเพื่อพัฒนาระบบคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป โดยการศึกษาครั้งนี้ ได้มีการนำเศษลวดอัดแรง (PC wire) เสริมคานบริเวณ Tension zone เนื่องจากระหว่างขั้นตอนการผลิตคานคอนกรีตอัดแรงสำเร็จรูปมีเศษลวดอัดแรงเหลือใช้จำนวนมาก ดังนั้น ผู้วิจัยจึงมีแนวคิดที่จะนำเศษลวดอัดแรงดังกล่าวกลับมาใช้ประโยชน์ โดยตั้งสมมติฐานเบื้องต้นว่าเศษลวดอัดแรงดังกล่าว น่าจะช่วยเพิ่มกำลังให้กับคานได้บ้างไม่มากนักน้อย ดังนั้น งานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อทำการทดสอบคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูปที่ถูกเสริมกำลังด้วยลวดแบบไม่อัดแรง โดยศึกษาผลของการเสริมกำลังด้วยลวดแบบไม่อัดแรงที่มีต่อพฤติกรรมทางกล ลักษณะการวิบัติของคาน และนำผลการทดสอบที่ได้มาเปรียบเทียบกับคานคอนกรีตอัดแรงสำเร็จรูปอ้างอิง เพื่อใช้เป็นพื้นฐานเบื้องต้น สำหรับการก่อสร้างคานประเภทนี้ต่อไป

การเตรียมตัวอย่างทดสอบและวิธีการทดสอบ

1. สมบัติทางกลของวัสดุ

การทดสอบสมบัติของวัสดุที่ใช้ในงานวิจัยได้ทดสอบตามมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม (มอก.) ได้แก่ การทดสอบกำลังรับแรงกดอัดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกตามมาตรฐาน มอก.409-2525 (มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม, 2525) การทดสอบกำลังรับแรงดึงของลวดอัดแรง ตามมาตรฐาน มอก.95-2540 (มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม, 2540) โดยสมบัติทางกลเฉลี่ยของวัสดุที่ทดสอบ ได้ถูกนำเสนอในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 สมบัติทางกลของวัสดุ

วัสดุ	กำลังครากเฉลี่ย (MPa)	กำลังสูงสุดเฉลี่ย (MPa)	โมดูลัสยืดหยุ่นเฉลี่ย (GPa)
คอนกรีต	-	51.9	36.4
PC.wire 2.8 mm	1101	1452	201.5
PC.wire 5 mm	1221	1538	202.8

2. ตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่างทดสอบเป็นคานคอนกรีตอัดแรงสำเร็จรูปและคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูปที่ถูกออกแบบตามมาตรฐานคานคอนกรีตอัดแรงของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย (วสท.) (วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์, 2537) ตัวอย่างทดสอบทั้งหมดถูกออกแบบสำหรับรองรับน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานตามวิธีหน่วยแรงใช้งาน และตรวจสอบความสามารถในการรับน้ำหนักและโมเมนต์ของหน้าตัดที่ออกแบบโดยวิธีกำลัง (Ultimate strength design) โดยข้อกำหนดของการออกแบบดังกล่าวสมมติให้คานคอนกรีตอัดแรงที่ถูกเสริมด้วยลวดแบบไม่อัดแรงมี full interaction เกิดขึ้นระหว่างเนื้อคอนกรีตและลวดแบบไม่อัดแรงภายใต้การกระทำของแรงดัด การตรวจสอบกำลังต้านทานโมเมนต์รับ (M_n) ของคานดังกล่าวสามารถหาได้จากสมการที่ (1) ซึ่งเป็นผลรวมโมเมนต์ของลวดอัดแรง (M_{ps}) และโมเมนต์ของลวดแบบไม่อัดแรง (M_{np})

$$M_n = M_{ps} + M_{np} \quad (1)$$

เมื่อ
$$M_{ps} = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_y \left(\frac{a}{2} - d' \right) \quad (2)$$

$$M_{np} = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) \quad (3)$$

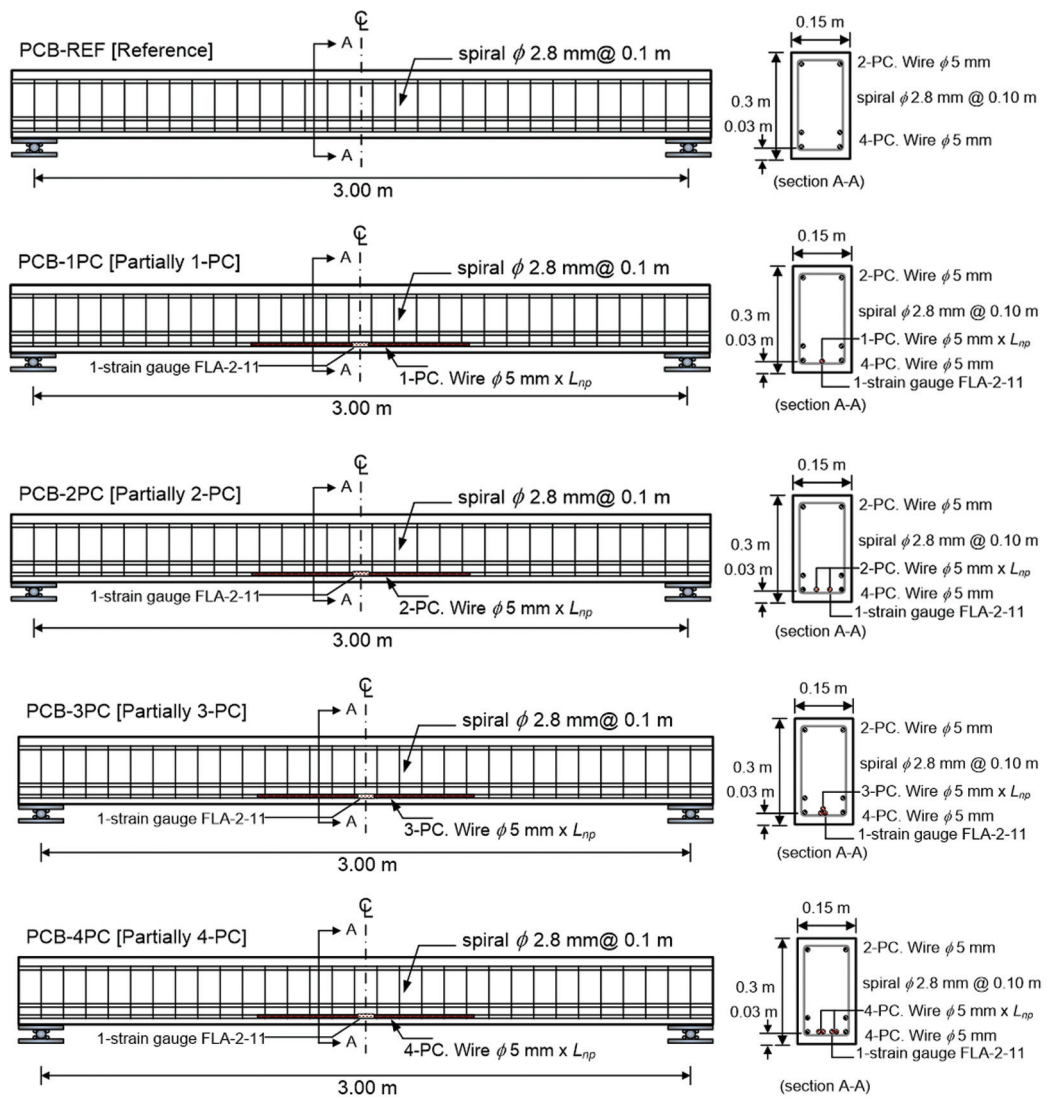
$$a = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85 f'_c b} \quad (4)$$

โดยที่ f_{ps} เป็นหน่วยแรงดึงของลวดอัดแรง f_y เป็นหน่วยแรงดึงของเหล็กเสริมแบบไม่อัดแรงหรือลวดแบบไม่อัดแรง f'_y เป็นหน่วยแรงอัดของเหล็กเสริมธรรมดาหรือลวดอัดแรง A_{ps} เป็นพื้นที่หน้าตัดของลวดอัดแรง A'_s เป็นพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมที่รับแรงอัด A_s เป็นพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมที่รับแรงดึง a เป็นความลึกของการกระจายหน่วยแรงอัดของคอนกรีตสามารถหาได้จากสมการที่ (4) f'_c เป็นหน่วยแรงอัดประลัยของคอนกรีต b เป็นความกว้างของคาน d_p เป็นระยะจากผิวที่เกิดหน่วยแรงอัดมากที่สุดถึงจุดศูนย์ถ่วงของลวดอัดแรง d_s และ d' เป็นระยะจากผิวที่เกิดหน่วยแรงอัดมากที่สุดถึงจุดศูนย์ถ่วงของเหล็กเสริมที่รับแรงดึงและแรงอัด ตามลำดับ

ผลจากการออกแบบหน้าตัดพบว่า ตัวอย่างทดสอบที่ใช้ศึกษามีขนาดหน้าตัดกว้าง 0.15 m ลึก 0.30 m และยาว 3.00 m จำนวนทั้งสิ้น 13 ตัวอย่าง และถูกแบ่งออกเป็น 2 กลุ่ม โดยกลุ่มที่ 1 เป็นคานคอนกรีตอัดแรงสำเร็จรูป (PCB-REF) ซึ่งถูกใช้เป็นคานอ้างอิง (Reference beam) เพื่อเปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกกับตัวอย่างคานในกลุ่มที่ 2 ซึ่งเป็นคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูปที่ถูกเสริมกำลังด้วยลวดแบบไม่อัดแรง (Non-prestressed wire) ได้แก่ PCB-1PC, PCB-2PC, PCB-3PC และ PCB-4PC โดยเสริมลวดแบบไม่อัดแรงจำนวน 1, 2, 3 และ 4 เส้น ตามลำดับ ตัวอย่างที่ใช้ศึกษา ได้แก่ ดัชนีเหล็กเสริมของลวดแบบไม่อัดแรง (Non-prestressed reinforcement index, ω_{np}) และความยาวของลวดแบบไม่อัดแรง (L_{np}) ดังแสดงในตารางที่ 2 และขอให้ทราบว่า ตัวอย่างในกลุ่มที่ 2 ถูกเสริมโดยลวดแบบไม่อัดแรงความยาว เท่ากับ 0.33L 0.50L และ 0.75L ที่บริเวณกึ่งกลางความยาวคาน โดยที่ความยาว 0.75L เป็นความยาวที่เท่ากับระยะจุดค้ำกลับ (Inflection point) ของคานในกรณีจตุรกรรับแบบยึดแน่น นอกจากนี้ ที่บริเวณกึ่งกลางความยาวของลวดแบบไม่อัดแรงได้ติดมาตรวัดความเครียด (Strain gauge) เพื่อตรวจสอบความเครียดของลวดแบบไม่อัดแรงที่ถูกหุ้มโดยคอนกรีตภายใต้แรงกระทำ รูปที่ 2 แสดงรายละเอียดการเสริมเหล็กของตัวอย่างคานที่ใช้ในการทดสอบ

ตารางที่ 2 รายละเอียดตัวอย่างทดสอบ

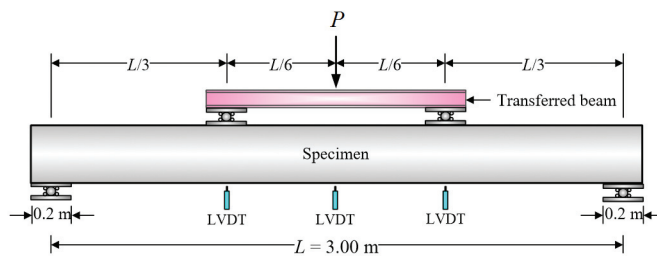
กลุ่ม ที่	ตัวอย่าง ทดสอบ	ขนาดหน้าตัด $b \times d$ (m)	ความยาว L (m)	จำนวนลวดแบบ ไม่อัดแรง	ดัชนีเหล็ก เสริมของ ลวดแบบ ไม่อัดแรง, ω_{np}	ความยาวลวด แบบไม่อัดแรง, L_{np} (m)
1	PCB-REF	0.15×0.30	3.0	N/A	N/A	N/A
2	PCB-1PC	0.15×0.30	3.0	1PC-wires $\phi 5$ mm	0.0122	0.33L, 0.50L, 0.75L
	PCB-2PC	0.15×0.30	3.0	2PC-wires $\phi 5$ mm	0.0244	0.33L, 0.50L, 0.75L
	PCB-3PC	0.15×0.30	3.0	3PC-wires $\phi 5$ mm	0.0366	0.33L, 0.50L, 0.75L
	PCB-4PC	0.15×0.30	3.0	4PC-wires $\phi 5$ mm	0.0488	0.33L, 0.50L, 0.75L



รูปที่ 2 รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบ

3. ขั้นตอนการทดสอบ

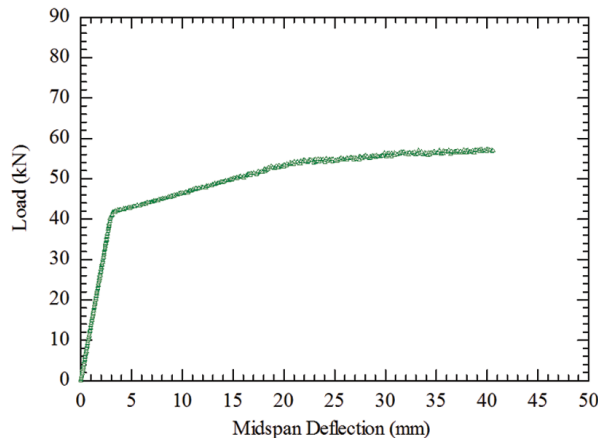
การทดสอบนี้ได้ถูกทดสอบ ณ ห้องปฏิบัติการคอนกรีต มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี รูปที่ 3 แสดงแผนภาพและการติดตั้งตัวอย่างทดสอบเข้ากับ Loading Frame เพื่อทดสอบแรงกระทำแบบ 4 จุด (Four-points load test) โดยใช้แรงกดจาก Hydraulic actuator ผ่าน Load cell กระทำที่กึ่งกลางความยาวของคานเหล็กเพื่อถ่ายแรงกระทำลงสู่ตัวอย่างทดสอบ ระยะการแ่นตัวของตัวอย่างทดสอบ ถูกวัดโดย Linear Variable Differential Transducers (LVDT) ที่ติดตั้งบริเวณกึ่งกลางความยาวคานจำนวน 1 ตัว และที่ระยะเท่ากับ $L/6$ ถัดจาก LVDT ตัวแรกไปทางด้านซ้ายและขวา จำนวนด้านละ 1 ตัว จากนั้น เมื่อติดตั้งตัวอย่างทดสอบเข้าที่ ทำการต่อสายไฟจากมาตรวัดความเครียดเข้ากับ Data Logger ก่อนการทดสอบตัวอย่างจะถูก Pre-loading ที่แรงกระทำประมาณ 20 kN และ Unloading เพื่อเตรียมความพร้อมของตัวอย่างทดสอบ จากนั้นทดสอบโดยเพิ่มแรงกระทำอย่างช้า ๆ โดยใช้ Data Acquisition System (DAQ) เก็บข้อมูลอย่างต่อเนื่องจนตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติ



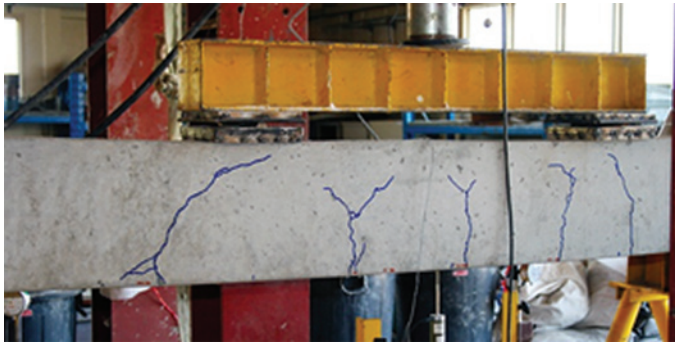
รูปที่ 3 การติดตั้งตัวอย่างทดสอบ (มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี)

ผลการทดสอบ

ในการศึกษาครั้งนี้ กำหนดให้ $P_{cr,exp}$ เป็นกำลังรับแรงกระทำ ณ จุดที่ตัวอย่างทดสอบมีรอยร้าวแรก (First crack) เกิดขึ้น $P_{n,exp}$ เป็นกำลังรับแรงกระทำ ณ จุดที่ตัวอย่างทดสอบเกิดการคราก และกำหนดให้กำลังรับแรงสูงสุดของตัวอย่างทดสอบเป็นแรงกระทำที่ตัวอย่างทดสอบรับได้สูงสุดก่อนที่จะตัวอย่างเกิดการวิบัติ รูปที่ 4 แสดงแผนภาพความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำ (Load) และระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาวคาน (Midspan deflection) ของตัวอย่างกลุ่มที่ 1 (คานคอนกรีตอัดแรงอ้างอิง PCB-REF) จากรูปพบว่า พฤติกรรมการรับแรงถูกแบ่งออกเป็นสามช่วง โดยในช่วงแรกตัวอย่างมีพฤติกรรมแบบเชิงเส้น (Linear) จนถึงจุดที่แรงกระทำมีค่าประมาณ 60 - 70% ของกำลังสูงสุด ณ จุดนี้พบว่า ตัวอย่างเริ่มเกิดรอยร้าวขนาดเล็กที่คอนกรีตบริเวณกึ่งกลางคานในส่วนที่รับแรงดึงเนื่องจากการกระทำของโมเมนต์คด จากนั้น ตัวอย่างจะมีพฤติกรรมเข้าสู่ช่วงที่สอง ซึ่งความชันของเส้นกราฟจะลดลงเล็กน้อย เนื่องจากรอยแตกในคอนกรีตที่มากขึ้นทำให้หน้าตัดคานมี moment of inertial ลดลง โดยมีจำนวนรอยร้าวเกิดมากขึ้นและขยายตัวสูงขึ้นอย่างต่อเนื่อง จนกระทั่งแรงกระทำมีค่าประมาณ 90% ของกำลังสูงสุด พฤติกรรมช่วงสุดท้ายของคานเส้นกราฟมีลักษณะแบบไร้เชิงเส้น (Nonlinear) โดยแรงกระทำมีค่าเพิ่มขึ้นเล็กน้อย ขณะที่ระยะการแอ่นตัวมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว เนื่องจากเหล็กเสริมถูกกระทำโดยหน่วยแรงที่สูงมาก ซึ่งทำให้ลวดอัดแรงบางส่วนเริ่มเข้าสู่ช่วง yielding และผสมกับการลดลงของ moment of inertial ของหน้าตัดที่เกิดจากจำนวนรอยร้าวที่มีจำนวนมากขึ้นและขยายตัวสูงขึ้นอย่างต่อเนื่อง จนถึงจุดวิบัติของคาน การวิบัติเกิดขึ้นจากแรงดึงด้านล่างของคาน โดยลักษณะการวิบัติเป็นแบบ Flexural failure ดังตัวอย่างที่แสดงในรูปที่ 5 (a)



รูปที่ 4 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานของตัวอย่างทดสอบกลุ่มที่ 1



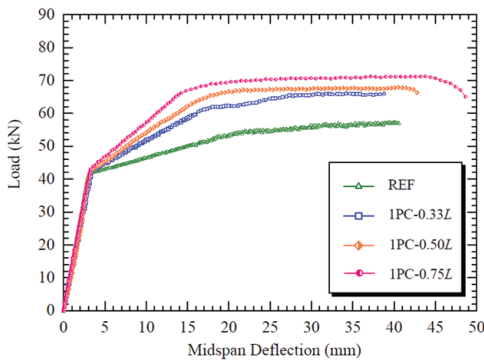
(a) กลุ่มที่ 1 คานคอนกรีตอัดแรงอ้างอิง



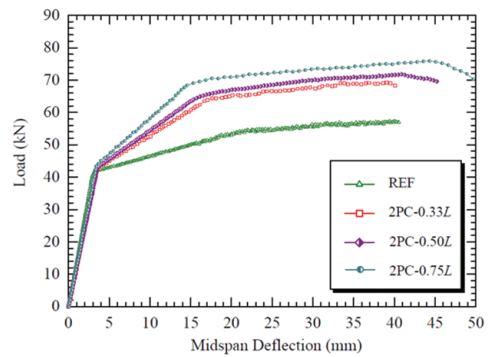
(b) กลุ่มที่ 2 คานคอนกรีตอัดแรงที่ถูกเสริมด้วยลวดแบบไม่อัดแรง

รูปที่ 5 ลักษณะการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ (มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี)

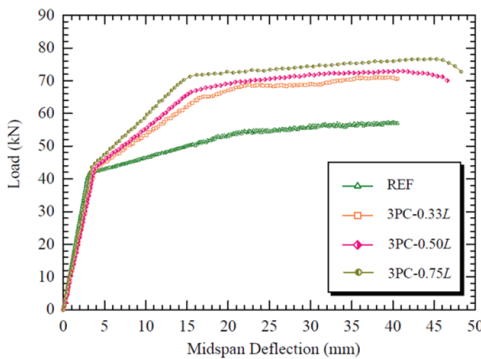
รูปที่ 6(a) ถึง รูปที่ 6(d) แสดงแผนภาพความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัว ที่กึ่งกลางความยาวคานของตัวอย่างกลุ่มที่ 2 (PCB-1PC, PCB-2PC, PCB-3PC และ PCB-4PC) จากรูป พบว่า โดยรวม พฤติกรรมการรับแรงกระทำของตัวอย่างทดสอบ ถูกแบ่งออกเป็นสามช่วง ในช่วงแรก ตัวอย่างมีพฤติกรรมแบบเชิงเส้น โดยความสามารถในการรับแรงกระทำช่วงแรกมีค่าประมาณ 60 - 70% ของกำลังสูงสุด ที่จุดนี้พบว่า ตัวอย่างเกิดรอยร้าวขนาดเล็กและค่าความเครียดที่เกิดขึ้นในลวดแบบไม่อัดแรงมีค่าน้อยมาก จากนั้น พฤติกรรมของตัวอย่างเข้าสู่ช่วงที่ 2 ความชันของเส้นกราฟลดลง โดยตัวอย่างทดสอบมีรอยร้าวเกิดมากขึ้นและขยายตัวสูงขึ้น จนกระทั่งแรงกระทำมีค่าประมาณ 90% ของกำลังสูงสุด ที่จุดนี้พบว่า ลวดแบบไม่อัดแรงมีค่าความเครียดอยู่ในช่วง 0.0015 - 0.0065 mm/mm ซึ่งความเครียดดังกล่าวยังมีค่าต่ำกว่าความเครียดที่จุดครากของลวดอัดแรงที่ได้จากทดสอบกำลังรับแรงดึง (ประมาณ 0.01 mm/mm) พฤติกรรมช่วงสุดท้ายของคานเส้นกราฟมีลักษณะเป็นแบบไร้เชิงเส้น โดยแรงกระทำมีค่าเพิ่มขึ้นน้อยมาก ในขณะที่ระยะการแอ่นตัวมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว และรอยร้าวที่ปรากฏเพิ่มจำนวนมากขึ้นและขยายตัวสูงขึ้น จนถึงจุดวิบัติของคาน ลักษณะการวิบัติเป็นแบบ Flexural failure ซึ่งเกิดขึ้น จากแรงดึงด้านล่างของคานเช่นเดียวกับตัวอย่างทดสอบกลุ่มที่ 1 ดังแสดงตัวอย่างในรูปที่ 5(b)



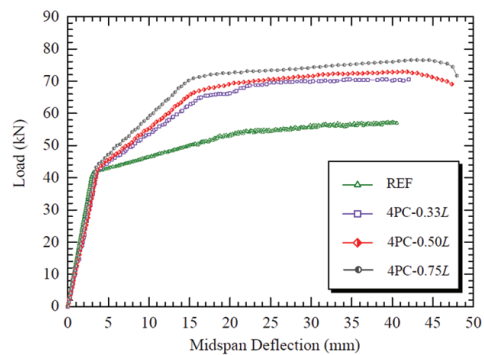
(a) คานเสริมลวดแบบไม่อัดแรง 1 เส้น (1PC)



(b) คานเสริมลวดแบบไม่อัดแรง 2 เส้น (2PC)



(c) คานเสริมลวดแบบไม่อัดแรง 3 เส้น (3PC)



(d) คานเสริมลวดแบบไม่อัดแรง 4 เส้น (4PC)

รูปที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานของตัวอย่างทดสอบกลุ่มที่ 2

วิจารณ์ผลการทดสอบ

ผลของดัชนีเหล็กเสริมของลวดแบบไม่อัดแรง

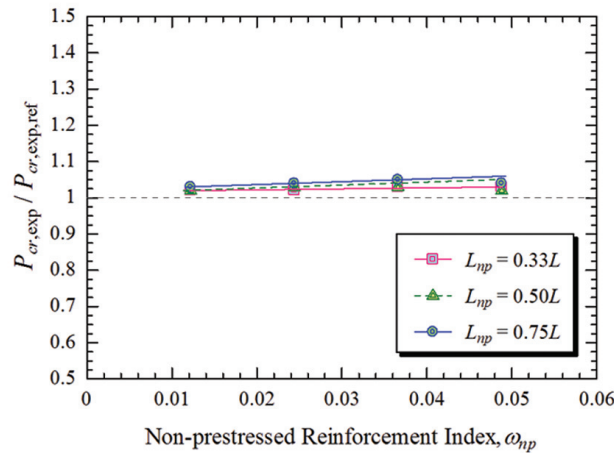
ตารางที่ 3 แสดงผลการทดสอบคานคอนกรีตอัดแรงอ้างอิงและคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูปที่ถูกเสริมด้วยลวดแบบไม่อัดแรง จากตารางหากพิจารณาตัวอย่างทดสอบที่มีความยาวของลวดแบบไม่อัดแรงเท่ากันพบว่า เมื่อดัชนีเหล็กเสริมของลวดแบบไม่อัดแรง (ω_{np}) มีค่าเพิ่มขึ้น กำลังรับแรงปฏิกิริยาของคานที่ทดสอบได้มีแนวโน้มเพิ่มสูงขึ้น เมื่อเปรียบเทียบกับคานคอนกรีตอัดแรงอ้างอิง รูปที่ 7 แสดงแผนภาพความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของแรงกระทำที่ได้จากคานคอนกรีตอัดแรงที่ถูกเสริมด้วยลวดแบบไม่อัดแรงต่อแรงกระทำที่ได้จากคานคอนกรีตอัดแรงอ้างอิง ณ จุดที่ตัวอย่างมีรอยร้าวแรกเกิดขึ้น ($P_{cr} / P_{cr,ref}$) และดัชนีเหล็กเสริมของลวดแบบไม่อัดแรง จากรูปพบว่า เมื่อดัชนีเหล็กเสริมของลวดแบบไม่อัดแรง (ω_{np}) มีค่าเพิ่มขึ้นอัตราส่วน $P_{cr} / P_{cr,ref}$ จะมีค่าคงที่ในช่วงระหว่าง 1.02-1.05 ซึ่งหมายถึงการเสริมลวดแบบไม่อัดแรงไม่มีผลต่อกำลังรับแรงในช่วงใช้งาน (Service load) ของคาน เนื่องจากก่อนที่คอนกรีตจะเกิดแตกร้าว หน่วยแรงดึงของลวดแบบไม่อัดแรงที่อ่านได้จากมาตรวัดความเครียด

มีค่าอยู่ในช่วงประมาณ 40 - 80 MPa ซึ่งน้อยมากเมื่อเปรียบเทียบกับหน่วยแรงดึงที่จุดครากของลวดอัดแรง (1,221 MPa) อย่างไรก็ตาม เมื่อพิจารณาอัตราส่วนระหว่างแรงกระทำของค่าที่ได้จากการทดสอบคานคอนกรีตอัดแรงที่ถูกเสริมด้วยลวดแบบไม่อัดแรงต่อค่าที่ได้จากคานคอนกรีตอัดแรงอ้างอิง ณ จุดที่คานเกิดการคราก ($P_n / P_{n,ref}$) ดังแสดงในรูปที่ 8 พบว่า กำลังรับแรงของคานคอนกรีตอัดแรงที่ถูกเสริมด้วยลวดแบบไม่อัดแรงมีค่าสูงกว่าคานคอนกรีตอัดแรงอ้างอิงอยู่ในช่วงประมาณ 18 - 39% ดังนั้น การเสริมลวดแบบไม่อัดแรงเป็นปัจจัยที่มีผลต่อความสามารถในการรับแรงประลัยของคาน ตลอดจนเพิ่มความปลอดภัยให้แก่โครงสร้างมากขึ้น

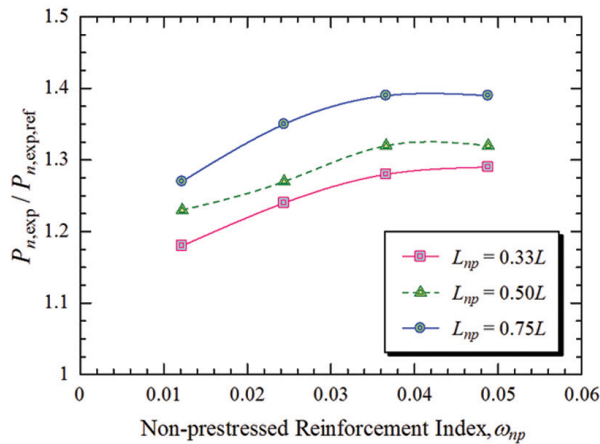
ตารางที่ 3 ผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงดัดของคาน

ตัวอย่าง ทดสอบ	ดัชนีเหล็กเสริม ลวดแบบไม่อัดแรง ω_{np}	ความยาวลวด แบบไม่อัดแรง L_{np} (m)	$P_{cr,exp}$ (kN)	$P_{n,exp}$ (kN)	ε_{np} (mm/mm)	$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}^\dagger$
PCB-REF	N/A	N/A	41.64	50.50	N/A	2.25
PCB-1PC-0.33L	0.0122	0.33L	42.59	59.59	0.00162	2.44
PCB-1PC-0.50L	0.0122	0.50L	42.64	62.21	0.00321	2.69
PCB-1PC-0.75L	0.0122	0.75L	43.02	66.15	0.00601	3.08
PCB-2PC-0.33L	0.0244	0.33L	42.64	62.39	0.00169	2.42
PCB-2PC-0.50L	0.0244	0.50L	42.89	64.02	0.00345	2.66
PCB-2PC-0.75L	0.0244	0.75L	43.35	68.38	0.00638	3.05
PCB-3PC-0.33L	0.0366	0.33L	42.86	64.67	0.00171	2.38
PCB-3PC-0.50L	0.0366	0.50L	42.94	66.55	0.00352	2.66
PCB-3PC-0.75L	0.0366	0.75L	43.56	70.25	0.00645	3.05
PCB-4PC-0.33L	0.0488	0.33L	42.84	64.78	0.00162	2.41
PCB-4PC-0.50L	0.0488	0.50L	42.62	66.48	0.00361	2.69
PCB-4PC-0.75L	0.0488	0.75L	43.20	70.18	0.00655	3.05

$^\dagger \Delta_y$ และ Δ_u คือ ระยะการแอ่นตัว ณ จุดที่คานเกิดการครากและระยะการแอ่นตัวสูงสุดของคาน ตามลำดับ



รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วน $P_{cr} / P_{cr,ref}$ และ ω_{np}



รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วน $P_n / P_{n,ref}$ และ ω_{np}

ผลของความยาวของลวดไม่อัดแรง

เมื่อพิจารณาคะแนนเหล็กเสริมของลวดแบบไม่อัดแรงที่เท่ากันในตารางที่ 3 พบว่า ค่าความเหนียว (μ) ของคานคอนกรีตอัดแรงที่ถูกเสริมด้วยลวดแบบไม่อัดแรงมีค่ามากกว่าคานคอนกรีตอัดแรงอ้างอิง อยู่ในช่วงประมาณ 5 - 35% โดยค่าความเหนียวมีแนวโน้มสูงขึ้นเมื่อความยาวของลวดไม่อัดแรง (L_{np}) มีค่าเพิ่มขึ้น ดังนั้น ระยะความยาวของลวดแบบไม่อัดแรงเป็นปัจจัยหนึ่งที่มีผลต่อความเหนียวของคาน ในขณะเดียวกันหากพิจารณาผลของความยาวลวดแบบไม่อัดแรงที่มีต่อกำลังรับแรงของคานในรูปที่ 7 พบว่าเมื่อความยาวลวดแบบไม่อัดแรงมีค่าเพิ่มขึ้นอัตราส่วน $P_{cr} / P_{cr,ref}$ มีแนวโน้มคงที่และมีค่าใกล้เคียง 1.0 เนื่องจากภายใต้แรงกระทำก่อนที่คานจะเกิดรอยร้าวแรกบริเวณ Tension zone คอนกรีตและลวดอัดแรงเป็นวัสดุหลักในการรับแรง ดังนั้น การเสริมลวดแบบไม่อัดแรงที่ความยาว L_{np} จึงไม่ส่งผลต่อกำลังรับแรงในช่วงใช้งาน สาเหตุจากหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในลวดแบบไม่อัดแรงมีค่าน้อยมาก ตามเหตุผล

ที่กล่าวข้างต้น อย่างไรก็ตาม เมื่อผิวล่างของคานเกิดการแตกร้าว (First crack) ลวดอัดแรงและลวดแบบไม่อัดแรงที่เสริมด้วยความยาว L_{np} จะทำหน้าที่หลักในการรับแรงโดยสังเกตได้จากเมื่อความยาวของลวดแบบไม่อัดแรงเพิ่มขึ้น ค่าความเครียด ณ จุดที่คานเกิดการคราก (ε_{np}) จะมีค่ามากขึ้น สาเหตุเนื่องจากแรงยึดเหนี่ยว (Bonding) ระหว่างลวดแบบไม่อัดแรงและเนื้อคอนกรีตมีค่าเพิ่มมากขึ้น

สมการออกแบบของคาน

ตารางที่ 4 แสดงผลการเปรียบเทียบและวิเคราะห์กำลังต้านทานโมเมนต์ที่ได้จากการทดสอบและสมการออกแบบ จากตารางพบว่า อัตราส่วน $M_{n,exp} / M_{n,cal}$ ของคานคอนกรีตอัดแรงอ้างอิงมีค่าเท่ากับ 0.99 ซึ่งหมายถึงผลที่ได้จากการทดสอบคานคอนกรีตอัดแรงอ้างอิงสอดคล้องกับสมการออกแบบของวสท. อย่างไรก็ตาม เมื่อพิจารณาคานคอนกรีตอัดแรงที่ถูกเสริมด้วยลวดแบบไม่อัดแรงพบว่า อัตราส่วน $M_{n,exp} / M_{n,cal}$ มีค่าอยู่ในช่วงระหว่าง 0.66 - 0.99 ซึ่งตัวอย่างทดสอบส่วนมากมีค่าต่ำกว่า 0.90 ดังนั้นตัวอย่างคานที่ถูกเสริมด้วยลวดแบบไม่อัดแรงที่ความยาว L_{np} ไม่มี full interaction เกิดขึ้นระหว่างเนื้อคอนกรีตและลวดแบบไม่อัดแรง การรวมผลจากโมเมนต์ของลวดแบบไม่อัดแรง (M_{np}) เข้ากับสมการออกแบบคานคอนกรีตอัดแรงดังแสดงในสมการที่ (1) จะทำให้สมการดังกล่าว overestimate กำลังของคาน ซึ่งไม่ปลอดภัยในการใช้งาน ดังนั้น ภายใต้ตัวแปรที่ใช้ในการศึกษา สมการออกแบบควรได้รับการปรับแก้ให้เหมาะสมกับข้อมูลที่ทดสอบได้ โดยพิจารณาปรับเทอมโมเมนต์ของลวดแบบไม่อัดแรง (M_{np}) เนื่องจากลวดดังกล่าวไม่เกิด full interaction กับเนื้อคอนกรีต โดยหลักการปรับแก้สมการ คือการนำโมเมนต์ของคานคอนกรีตอัดแรงที่ถูกเสริมด้วยลวดแบบไม่อัดแรงที่ได้จากการทดสอบ ($M_{n,exp}$) ลบด้วยโมเมนต์ที่ได้จากการทดสอบคานคอนกรีตอัดแรงอ้างอิง ($M_{n,exp,ref}$) จากนั้นผลลัพธ์ที่ได้จะถูกหารด้วยโมเมนต์ของลวดแบบไม่อัดแรงที่ได้จากการคำนวณ ($M_{np,cal}$) ตามสมการที่ (3) โดยผลลัพธ์ที่ได้จะอยู่ในรูปของอัตราส่วน $M_{np,exp} / M_{np,cal}$ ซึ่งมีค่าอยู่ในช่วงระหว่าง 0.25 - 0.94 ดังแสดงในตารางที่ 4 ดังนั้น เพื่อให้สมการออกแบบมีความปลอดภัยภายใต้จำนวนตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษา อัตราส่วนต่ำสุดที่คำนวณได้จะถูกนำมาเป็นสัมประสิทธิ์ตัวคูณลดกำลัง (reduction factor) ของการปรับแก้เทอมโมเมนต์ของลวดแบบไม่อัดแรง โดยอยู่ในรูปแบบของสมการที่ (5)

$$M_{n,prop} = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_y \left(\frac{a}{2} - d' \right) + 0.25 A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) \quad (5)$$

จากสมการออกแบบที่นำเสนอจะเห็นว่า การเสริมลวดแบบไม่อัดแรงสามารถเพิ่มกำลังของคานภายใต้ความปลอดภัยได้ประมาณ 1/4 เท่าของกำลังต้านทานของลวดแบบไม่อัดแรง เมื่อเปรียบเทียบโมเมนต์ที่ได้จากการทดสอบและโมเมนต์จากสมการที่นำเสนอ พบว่า อัตราส่วน $M_{n,exp} / M_{n,prop}$ มีค่าอยู่ในช่วงระหว่าง 1.00 - 1.15 ดังแสดงในรูปที่ 9 ซึ่งหมายถึง สมการที่นำเสนอดังกล่าวมีความปลอดภัยสำหรับการใช้งาน นอกจากนี้ การเสริมลวดแบบไม่อัดแรงยังสามารถช่วยเพิ่มความเหนียวให้แก่โครงสร้างอีกทางหนึ่ง ภายใต้ขอบเขตที่ทำการศึกษาค้นคว้าวิจัยขอเสนอว่า เพื่อเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและลวดแบบไม่อัดแรงและเพิ่มความปลอดภัยในการใช้งาน ความยาวของลวดแบบไม่อัดแรงที่ถูกเสริมควรมีค่า

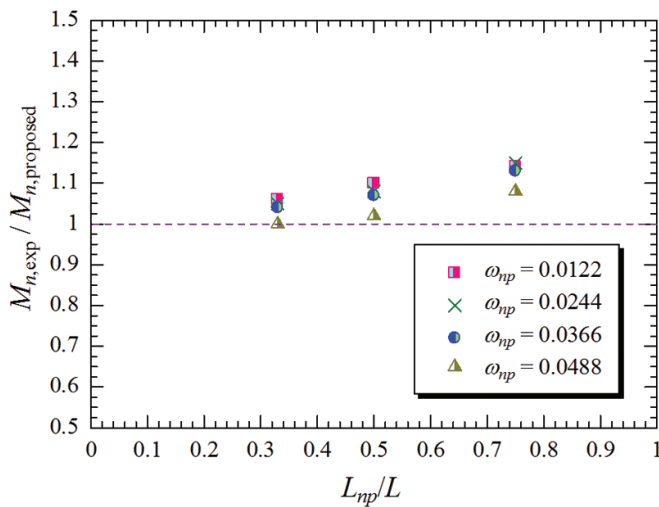
ไม่น้อยกว่าระยะห่างระหว่างจุดค้ำกลับ (ประมาณ 0.75L) ของคาน สุดท้าย การนำผลทดสอบและข้อเสนอแนะที่ได้จากการทดสอบในการศึกษานี้ไปใช้งานก่อสร้างนั้น จะต้องเป็นไปตามหลักวิศวกรรมที่กำหนดไว้ในมาตรฐานอาคารและมาตรฐานการออกแบบที่เกี่ยวข้อง และยังต้องใช้วิจารณญาณของวิศวกรผู้ออกแบบและผู้ควบคุมงาน โดยคำนึงถึงความแตกต่างของสมบัติทางกลของวัสดุที่ใช้คุณภาพ การก่อสร้าง ขนาดของคาน และลักษณะการให้แรงกระทำต่อคานที่ใช้ในการศึกษาเป็นหลักด้วย

ตารางที่ 4 การเปรียบเทียบและวิเคราะห์กำลังต้านทานโมเมนต์ของคาน

ตัวอย่าง ทดสอบ	$M_{n,exp}$ (kN-m)	$M_{n,cal}^{\dagger}$ (kN-m)	$\frac{M_{n,exp}}{M_{n,cal}}$	$M_{np,exp}$ (kN-m)	$\frac{M_{np,exp}}{M_{np,cal}^{\dagger\dagger}}$	$M_{n,prop}$ (kN-m)	$\frac{M_{n,exp}}{M_{n,prop}}$
PCB-REF	26.44	26.71	0.99	N/A	N/A	N/A	N/A
PCB-1PC-0.33L	29.80	32.38	0.92	3.35	0.56	28.21	1.06
PCB-1PC-0.50L	31.11	32.38	0.96	4.66	0.78	28.21	1.10
PCB-1PC-0.75L	32.08	32.38	0.99	5.63	0.94	28.21	1.14
PCB-2PC-0.33L	31.20	37.96	0.82	4.75	0.40	29.69	1.05
PCB-2PC-0.50L	32.01	37.96	0.84	5.57	0.47	29.69	1.08
PCB-2PC-0.75L	34.19	37.96	0.90	7.75	0.65	29.69	1.15
PCB-3PC-0.33L	32.34	43.46	0.74	5.89	0.33	31.15	1.04
PCB-3PC-0.50L	33.28	43.46	0.77	6.83	0.38	31.15	1.07
PCB-3PC-0.75L	35.13	43.46	0.81	8.68	0.49	31.15	1.13
PCB-4PC-0.33L	32.49	48.87	0.66	6.05	0.25	32.59	1.00
PCB-4PC-0.50L	33.24	48.87	0.68	6.80	0.29	32.59	1.02
PCB-4PC-0.75L	35.09	48.87	0.72	8.65	0.37	32.59	1.08

$\dagger M_{n,cal}$ คือ กำลังต้านทานโมเมนต์ระบุ ทาจากสมการที่ (1)

$\dagger\dagger M_{np,cal}$ คือ กำลังต้านทานโมเมนต์ของลวดแบบไม้อัดแรง ทาจากสมการที่ (3)



รูปที่ 9 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วน $M_{n,exp} / M_{n,prop}$ และ L_{np} / L

สรุปผล

จากการศึกษาและวิจัยผลของการเสริมกำลังคัตด้วยลวดแบบไม่อัดแรงที่มีต่อคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูปสามารถนำมาสรุปผลได้ดังนี้

1. พฤติกรรมการรับแรงของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนที่ถูกเสริมด้วยลวดแบบไม่อัดแรงถูกแบ่งออกเป็นสามช่วง ช่วงแรกตัวอย่างมีพฤติกรรมแบบเชิงเส้น โดยแรงกระทำมีค่าประมาณ 60 - 70% ของกำลังสูงสุด จากนั้น พฤติกรรมเข้าสู่ช่วงที่สอง ตัวอย่างทดสอบเกิดรอยร้าวเพิ่มขึ้นและขยายตัวสูงขึ้นจนกระทั่งแรงกระทำมีค่าประมาณ 90% ของกำลังสูงสุด พฤติกรรมช่วงสุดท้ายของคานเส้นกราฟมีลักษณะแบบไร้เชิงเส้น โดยแรงกระทำมีค่าเพิ่มขึ้นน้อยมาก ขณะที่ระยะการแอ่นตัวมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วและต่อเนื่องจนถึงจุดวิบัติของคาน ลักษณะการวิบัติเป็นแบบ Flexural failure เกิดขึ้นจากแรงดึงด้านล่างของคาน
2. เมื่อคานเหล็กเสริมของลวดแบบไม่อัดแรงมีค่าเพิ่มขึ้น การเสริมลวดแบบไม่อัดแรงไม่มีผลต่อกำลังรับแรงในช่วงใช้งานของคาน เนื่องจากหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในลวดแบบไม่อัดแรงมีค่าน้อยมากในทางกลับกัน การเสริมลวดแบบไม่อัดแรงเป็นปัจจัยที่มีผลต่อความสามารถในการรับแรงปลายของคานและเพิ่มความปลอดภัยให้แก่โครงสร้าง
3. เมื่อความยาวของลวดแบบไม่อัดแรงมีค่ามากขึ้น ส่งผลต่อแรงยึดเหนี่ยวและกำลังรับแรงในช่วงปลายของคาน โดยกำลังรับแรงของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูปที่ถูกเสริมลวดแบบไม่อัดแรงมีค่าสูงกว่าคานคอนกรีตอัดแรงอ้างอิงอยู่ในช่วงประมาณ 18 - 39% นอกจากนี้ ค่าความเหนียวมีแนวโน้มสูงขึ้นเมื่อความยาวของลวดไม่อัดแรงมีค่าเพิ่มขึ้น
4. ภายใต้ขอบเขตที่ทำการศึกษา สมการออกแบบคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนที่ถูกเสริมด้วยลวดแบบไม่อัดแรงได้ถูกปรับแก้และนำเสนอสมประสิทธิ์ตัวคูณลดกำลังเท่ากับ 0.25 สำหรับเทอมโมเมนต์ของลวดแบบไม่อัดแรง

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยจึงใคร่ขอขอบคุณบริษัท ไทย แมค พรีแคสท์ จำกัด มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี และมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน ที่ให้การสนับสนุนทุนวิจัยและวัสดุ สถานที่และเครื่องมือทดสอบ

บรรณานุกรม

- กรรม คำลือ และสิทธิชัย แสงอาทิตย์. (2548). พฤติกรรมของคานคอนกรีตสำเร็จรูปแบบอัดแรงบางส่วนภายใต้แรงกระทำตามขวาง. ในการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 10. ชลบุรี. ประเทศไทย. 2 - 4 พฤษภาคม 2548: STR 58-63
- จักษดา อารังวุฒิ และสิทธิชัย แสงอาทิตย์. (2549). ผลของความยาวระยะฝังเหล็กแรงน้ำที่มีต่อคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป. วารสารเทคโนโลยีสุรนารี. ปีที่ 13. ฉบับที่ 1. หน้า 11-19
- จักษดา อารังวุฒิ สิทธิชัย แสงอาทิตย์ และ กรรม คำลือ. (2555). การทดสอบคานคอนกรีตอัดแรงสำเร็จรูปแบบต่อเนื่องที่ถูกเสริมรอยต่อเพิ่มด้วยลวดเกลียวอัดแรง. ใน การประชุมวิชาการคอนกรีตประจำปี ครั้งที่ 8. ชลบุรี. ประเทศไทย. 22 - 24 ตุลาคม 2555: STR 133-141
- จักษดา อารังวุฒิ, สิทธิชัย แสงอาทิตย์ และกรรม คำลือ. (2556). การทดสอบพฤติกรรมทางโครงสร้างของรอยต่อของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป. วารสาร มทร.อีสาน. ปีที่ 6. ฉบับที่ 2. หน้า 15-30
- มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม. (2525). วิธีทดสอบความต้านแรงอัดของแท่งคอนกรีต มอก.409-2525. สำนักงานมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม. กรุงเทพฯ
- มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม. (2540). ลวดเหล็กกล้าสำหรับคอนกรีตอัดแรง มอก.95-2540. สำนักงานมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม. กรุงเทพฯ
- วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์. (2537). มาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตอัดแรง. กรุงเทพฯ
- Aparicio, A.C., Ramos, G. and Casas, J.R. (2002). Testing of Externally Prestressed Concrete Beams. Engineering Structures. Vol. 24. No. 1. pp. 73-84
- Ariyawardena, N.D. and Ghali, A. (2002). Prestressing with unbonded internal or external tendons: analysis and computer model. Journal of Structural Engineering. Vol. 128. No. 12. pp. 1493-1501
- Basu, P.K., Sharif A.M. and Ahmed, N.U. (1987a). Partially prestressed continuous composite beams. Part I. Journal of Structural Engineering. Vol. 113. No. 9. pp. 1909-1925
- Basu, P.K., Sharif A.M. and Ahmed, N.U. (1987b). Partially prestressed continuous composite beams. Part II. Journal of Structural Engineering. Vol. 113. No. 9. pp. 1926-1938

- Elliott, K.S. (2002). *Precast Concrete Structures*. United Kingdom: Butterworth-Heinemann.
- Haas, A.M. (1983). *Precast Concrete Design and Applications*. London. United Kingdom: Applied Science Publishers Ltd.
- Harajli, M.H. and Naaman, A.E. (1984). *Deformation and Cracking of Partially Prestressed Concrete Beams under Static and Cyclic Fatigue Loading*. Report No. UMEE 84R1. Department of Civil Engineering, University of Michigan. United States of America.
- Miyamoto, A., Tei, K., Nakamura, H. and Bull, J.W. (2000). Behaviour of prestressed beam strengthened with external tendons. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 126. No. 9. pp. 1033-1044
- Naaman, A.E. (2004). *Prestressed Concrete Analysis and Design*. Michigan, United States of America: Techno Press.
- Naaman, A.E., Harajli, M.H. and Wight, J.K. (1986). Analysis of ductility in partially prestressed concrete flexural members. *PCI Journal*. Vol. 31. No. 3. pp. 64-87
- Ng, C.K. (2003). Tendon Stress and flexural strength of externally prestressed beams. *ACI Structural Journal*. Vol. 100. No. 5. pp. 644-653
- Pisani, M.A. and Nicoli, E. (1996). Beams prestressed with unbonded tendons at ultimate. *Canadian Journal of Civil Engineering*. Vol. 23. No. 6. pp. 1120-1230
- Salem, S.H., Hilal, K.M., Hassan, T.K. and Essawy, A.S. (2013). Experimental behavior of partially prestressed high strength concrete beams. *Open Journal of Civil Engineering*. Vol. 3. pp. 26-32
- Tao, X. and Du, G. (1985). Ultimate stress of unbonded tendons in partially prestressed concrete beams. *PCI Journal*. Vol. 30. No. 6. pp. 72-91
- Toutanji, H. and Saafi, M. (1998). Flexural capacity of prestressed concrete beams reinforced with aramid fiber-reinforced polymer (AFRP) rectangular tendons. *Constructions and Building Materials*. Vol. 12. pp. 245-249
- Toutanji, H. and Saafi, M. (1999). Performance of concrete beams prestressed with aramid fiber reinforced polymer tendons. *Composite Structures*. Vol. 34. pp. 63-70