ร.อ.ดร. ณัฐพร นุตยะสกุล

กองวิชาวิศวกรรมโยธา ส่วนการศึกษา
โรงเรียนนายร้อยพระจุลจอมเกล้า

เหล็กดัดเย็นที่เป็นองค์อาคารรับแรงดัดซึ่งวิบัติโดยการโก่งเดาะแบบบิดเบี้ยวและวิบัติโดยการบิดและโก่งตัวทางข้าง

Cold-Formed Steel Flexural Members Undergoing Distortional and Euler Buckling

บทคัดย่อ

เหล็กดัดเย็นในโครงหลังคาที่ใช้หน้าตัดที่ซับซ้อนขึ้นเพื่อนำมาใช้เป็นคานหลักในโครงหลังคานั้นกำลังเป็นที่นิยมอย่างแพร่หลายในทวีปอเมริกา ในการออกแบบโครงสร้างใช้เหล็กดัดเย็นที่ค่อนข้างบางนั้น ผู้ออกแบบมักต้องคำนึงถึงการโก่งเดาะเฉพาะที่ขององค์อาคารของเหล็กดัดเย็นนั้น รูปร่างที่ซับซ้อนมากขึ้นได้แสดงให้เห็นถึงประโยชน์ในการช่วยจำกัดการวิบัติจากการโก่งเดาะเฉพาะที่ (Local Buckling) แต่ผู้ออกแบบจะต้องคำนึงถึงการโก่งเดาะแบบบิดเบี้ยว (Distortional Buckling) ขององค์อาคารอีกด้วย เพราะการวิบัติในลักษณะนี้อาจจะเป็นปัจจัยที่ควบคุมค่าการออกแบบขององค์อาคารลักษณะนี้ การเพิ่มพูนความเข้าใจในพฤติกรรมของเหล็กดัดเย็นที่ใช้หน้าตัดที่ซับซ้อนจะช่วยให้การออกแบบเป็นไปได้อย่างปลอดภัยและมีประสิทธิภาพ พฤติกรรมของเหล็กดัดเย็นที่ใช้หน้าตัดที่ซับซ้อนภายใต้แรงดัดได้ถูกเรียบเรียงไว้ในบทความนี้ โดยมีฐานข้อมูลสำคัญจากบทความของ Nuttayasakul and Easterling (2003)

คำหลัก เหล็กดัดเย็น, distortiional buckling, finite strip

Abstract

Cold-formed steel roof truss systems that use complex hat shape members for both top and bottom chord elements are a growing trend in the North American steel framing industry. When designing cold-formed steel sections, engineers typically try to improve the local buckling behavior of the cold-formed steel elements. The complex hat shape has proved to limit the negative influence of local buckling, however, the distortional buckling mode can be the controlling mode of failure in the design of flexural members with intermediate un-braced lengths. When designing a cold-formed steel truss, the chord member may be subjected to bending because of the continuity at truss panel points. An improved understanding of the flexural behavior of these complex hat shapes is necessary for safe, efficient design of cold-formed trusses. The behavior and design of these shapes is the addressed in this paper.

คำนำ

มีงานวิจัยจำนวนมากที่ทำการศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมภายใต้แรงดัดขององค์อาคารเหล็กดัดเย็น แต่ส่วนใหญ่มักจะเป็นการศึกษาภายใต้เงื่อนไขที่องค์อาคารมีการค้ำยันจากด้านข้างตลอดทั้งองค์อาคาร สาเหตุก็เป็นเพราะว่าองค์อาคารเหล่านี้ มักจะใช้อยู่กับโครงสร้างหลังคาที่ใช้เป็นแป ซึ่งมีแผ่นหลังคาติดตั้งโดยใช้สลักเกลียวยึดอยู่เป็นระยะ เชฟเฟอร์ได้รวบรวมข้อมูลและเขียนไว้ในรายงานเกี่ยวกับพฤติกรรมขององค์อาคารเหล็กดัดเย็นภายใต้แรงดัด (Schafer 2002) และได้เสนอการคำนวณแบบ Direct Stretch Method (DSM) เพื่อเพิ่มเติมและใช้ในมาตรฐานการออกแบบเหล็กดัดเย็นของสหรัฐซึ่งก็คือ American Iron and Steel Institue (AISI) Standard มาตรฐาน AISI แต่เดิมได้ใช้การคำนวณแบบหน้าตัดประสิทธิผล (Effective Width) ในการคำนวณ แต่เชฟเฟอร์ได้รายงานว่าวิธีหน้าตัดประสิทธิผลไม่สามารถอธิบายพฤติกรรมของการโก่งเดาะแบบบิดเบี้ยว (Distortional Buckling) ได้อย่างถูกต้องและเป็นการออกแบบที่อาจไม่ปลอดภัย เพราะฉะนั้นการเพิ่มข้อมูลในการทดลองของพฤติกรรมภายใต้แรงดัดขององค์อาคารเหล็กดัดเย็นแบบไม่มีการค้ำยันจะเป็นประโยชน์ต่อการวัดผลของวิธี DSM ในการวิเคราะห์พฤติกรรมขององค์อาคารลักษณะนี้

ข้อมูลการศึกษาทดลองที่ศึกษาเฉพาะองค์อาคารเหล็กดัดเย็นแบบไม่มีการค้ำยันด้านข้างซึ่งรับแรงดัดนั้นมีค่อนข้างจำกัด การศึกษาหนึ่งที่สำคัญมากที่จะเป็นพื้นฐานของการทดลองนี้ นั้นมาจากการทดลองของ บาวและลาบู (Bau and LaBaube 2001) ซึ่งได้แสดงผลการทดลององค์อาคารเหล็กดัดเย็นหน้าตัดซับซ้อนจากผู้ผลิตหลายรายในสหรัฐอเมริกาในการศึกษานี้ผู้แต่งได้สรุปว่าหน้าตัดเหล่านี้จะเกิดการโก่งเดาะแบบบิดเบี้ยวนั้นขึ้นอยู่กับระยะค้ำยันด้านข้าง มาตรฐาน AISI มิได้ระบุไว้ชัดเจนถึงการคำนวณกำลังประลัยของการโก่งเดาะแบบบิดเบี้ยว แต่ได้อ้างถึงไว้ในส่วนอธิบายมาตรฐาน AISI C.3.1.2 การศึกษาดังกล่าวยังได้ระบุอีกด้วยว่า การไม่คำนึงถึงกำลังประลัยของการโก่งเดาะแบบบิดเบี้ยวอาจเป็นการคำนวณแบบไม่อนุรักษ์นิยม

บาวและลาบูได้ใช้วิธีไฟไนต์ สตริบ (Finite Strip) เพื่อหาแรงโก่งเดาะวิบัติ แรงโก่งเดาะวิบัตินี้ได้นำมาใช้ในสูตรคำนวณที่เสนอโดย วินเทอร์ ในปี 1968 (Winter 1968) และแก้ไขปรับปรุงโดยควอนและแฮนค็อก (Kwon and Handcock 1992) เพื่อใช้หาค่าโมเมนต์ดัดที่เกิดจากการโก่งเดาะแบบที่มีพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่น (Inelastic Buckling Moment) ค่าที่ได้จากการวิเคราะห์แบบนี้ให้ค่าที่ใกล้เคียงกับผลการทดลองโดยบาวและลาบู สำหรับคานที่มีช่วงระยะค้ำยันด้านข้างที่ 0.61 m และ 1.22 m

วิธีคำนวณของบาวและลาบูนั้นสามารถอธิบายโดยสมการ 1 ถึง 4 โมเมนต์คราก (M_y) นั้น คำนวณได้จากค่าโมดูลัสหน้าตัดแบบเติมหน้าตัด ส่วนโมเมนต์จากการโก่งเดาะแบบบิดเบี้ยวที่ยังมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น (Elastic distortional buckling, Mcrd) นั้นได้มาจากวิธีไฟไนสตริบ (Finite Strip) เพราะฉะนั้นโมเมนต์จากการโก่งเดาะแบบบิดเบี้ยวในช่วงพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่น (Inelastic distortional moment Mcrd) สามารถคำนวณได้จากสมการดังต่อไปนี้

ถ้า $\lambda_d \leq 0.673$ $\quad M_{nd} = M_y$ (1)

ถ้า $\lambda_d > 0.673$

$$M_{nd} = \left(1 - 0.22\left(\frac{M_{crd}}{M_y}\right)^{0.5}\right)\left(\frac{M_{crd}}{M_y}\right)^{0.5} M_y \quad (2)$$

โดยที่ $\lambda_d = \sqrt{M_y / M_{crd}}$

ควอนและแฮนค็อกได้เสนอสมการที่เปลี่ยนค่าคงที่เพื่อให้ค่าที่กำหนดใกล้เคียงกับค่าการทดลองมากขึ้นโดยเสนอสมการไว้ดังต่อไปนี้

ถ้า $\lambda_d \leq 0.561$ $\quad M_{nd} = M_y$ (3)

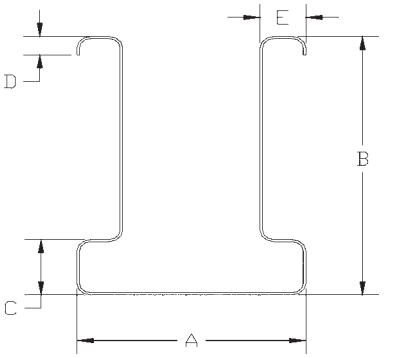
ถ้า $\lambda_d > 0.561$

$$M_{nd} = \left(1 - 0.25\left(\frac{M_{crd}}{M_y}\right)^{0.6}\right)\left(\frac{M_{crd}}{M_y}\right)^{0.6} M_y \quad (4)$$

บาวกับลาบูได้รายงานว่าสมการที่เสนอโดยควอนและแฮนค็อก (3-4) สอดคล้องกับการทดลองของพวกเขาดีกว่าสมการแรก (1-2) ที่เสนอโดยวินเทอร์ และค่าการคำนวณจะอยู่ในช่วงที่เป็นอนุรักษนิยม แต่ในมาตรฐาน AISI นั้น สมการของวินเทอร์ ได้ถูกนำมาใช้ใน Direct Stretch Method (DSM) ในการหาค่ากำลังประลัยองค์อาคารที่วิบัติในรูปแบบของการโก่งเดาะแบบบิดเบี้ยว แต่เนื่องจากสมการที่นำมาใช้ได้ถูกเปรียบเทียบกับคานที่มีการค้ำยันด้านข้างตลอดแนว การทดลองเพิ่มเติมเพื่อยืนยันความถูกต้องของสมการนี้ต่อการออกแบบคานเหล็กดัดเย็นที่ไม่มีการค้ำยันจากด้านข้างจึงมีความจำเป็น

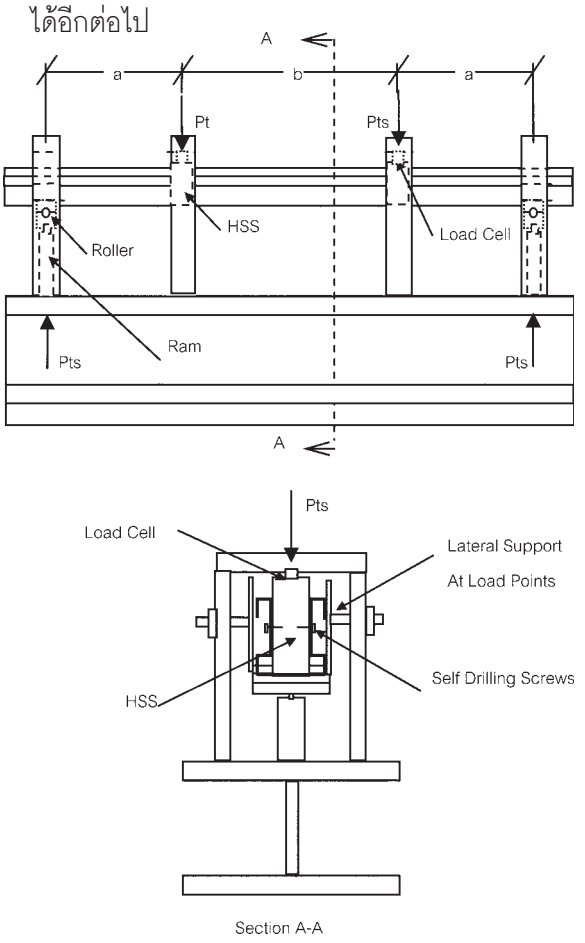
การศึกษาทดลอง

วัตถุประสงค์ของการศึกษานี้ก็เพื่อทดสอบพฤติกรรมองค์อาคารของเหล็กดัดเย็นภายใต้แรงดัดและเปรียบเทียบกับมาตรฐาน AISI หรือ North American และวิธี DSM รูปหน้าตัดขององค์อาคารเหล็กดัดเย็นดังแสดงในรูปที่ 1 ได้ถูกนำมาทำการทดลองโดยมีหน้าตัดที่เปลี่ยนไป และมีหน้าตัด 4 แบบ (ดังที่สรุปไว้ในตารางที่ 1) หน้าตัดที่นำมาทดลองมี 2 ความหนา



รูปที่ 1 หน้าตัดองค์อาคารที่นำมาทดลอง

ใช้การคำนวณแบบไฟไนต์ สตริบ เป็นพื้นฐาน ระยะค้ำยันด้านข้าง 3 ระยะ 762, 1524, 2540 mm ได้ถูกเลือกมาเป็นระยะค้ำยันด้านข้างที่ใช้ในการทดลอง ส่วนการทดลองหาแรงดัดได้ถูกจัดขึ้นตามในรูปที่ 2 ระยะค้ำยันด้านข้างได้ถูกกำหนดไว้ที่จุดของแรงกระทำเท่านั้น ในช่วงระหว่างแรงกระทำไม่มีอะไรค้ำยัน แม่แรงถูกวางไว้ที่จุดปลายของคานข้างใต้ที่รองรับแรงชนิดข้อหมุน แผ่นเหล็กวางไว้ที่จุดค้ำยันด้านข้างที่ปลายของระยะ b เพื่อการค้ำยัน ส่วนระยะคงที่ a ใช้ที่ 508 mm ในทุกการทดลอง ระหว่างการทดลอง แรงที่ใช้เพิ่มขึ้นครั้งละ 10% ของแรงที่คำนวณว่าจะเกิดการวิบัติ ทุกองค์อาคารที่นำมาทดลองนั้นถือว่าวิบัติเมื่อไม่สามารถรับแรงเพิ่มขึ้นได้อีกต่อไป



รูปที่ 2 ภาพแสดงการทดลอง

ผลการทดลอง

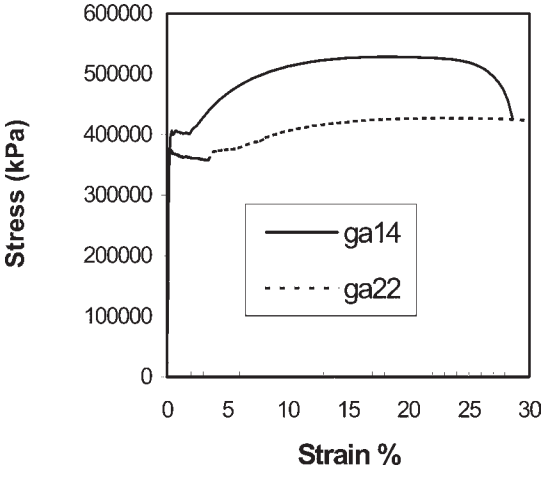
ผลการทดลองขององค์อาคารภายใต้แรงดัดได้นำเสนอในตารางที่ 2 ส่วนผลการทดลองซึ่งเป็นผลการทดลองคุณลักษณะของเหล็กซึ่งมีค่าเฉลี่ยของแรงครากและแรงประลัยรวมถึงเปอร์เซ็นต์การยืดตัวได้ปฏิบัติตามมาตรฐาน ASTM A370 และแสดงไว้ในรูปที่ 3 เนื่องจากหน้าตัดทั้งหมดที่นำมาทำการทดลองได้ถูกดัดเย็นมาจากเหล็กม้วนเดียวกัน ค่าเฉลี่ยของคุณลักษณะของเหล็กจึงถูกนำมาใช้

ตารางที่ 1 รายละเอียดหน้าตัดที่นำมาทำการทดลอง

Designation	Thickness (mm.)	Nominal Dimension A(mm.)	Nominal Dimension B(mm.)	Section Modulus (mm^3)
3.0x5.0-14GA	1.811	76.2	127	7268
3.0x5.0-22GA	0.719	76.2	127	3081
2.5x5.0-14GA	1.811	63.5	127	5744
2.5x5.0-22GA	0.719	63.5	127	3000
3.0x3.5-14GA	1.811	76.2	88.9	4057
3.0x3.5-22GA	0.719	76.2	88.9	1749
2.5x3.5-14GA	1.811	63.5	88.9	3941
2.5x3.5-22GA	0.719	63.5	88.9	1702

*C = 19.05 mm, D = 6.35 mm, E = 12.7 mm

การวิบัติส่วนใหญ่ของหน้าตัดที่ระยะค้ำยัน 762 mm และ 1524 mm เป็นการวิบัติโดยการโก่งเดาะแบบบิดเบี้ยวในโหมดที่หนึ่งดังแสดงในรูปที่ 4 มีหน้าตัด 2 ชิ้นวิบัติในโหมดที่สองซึ่งอาจเป็นไปได้จากหน้าตัดที่มีความไม่สมบูรณ์ตั้งแต่ก่อนทดลอง รูปหน้าตัดที่จุดวิบัติของโหมดที่หนึ่งและโหมดที่สองได้มาจากไฟไนท์สตริบ (Finite Strip Method) ของเชฟเฟอร์



รูปที่ 3 คุณลักษณะของเหล็กที่ใช้ในการทดลอง

ตารางที่ 2 ผลการทดลองขององค์อาคารภายใต้แรงดัด

Specimen	GA	Length (mm.)	Test Average (N)
3.0x5.0	14	762	7727
		1524	6072
		2540	4937
	22	762	1993
		1524	1379
		2540	1012
2.5x5.0	14	762	8452
		1524	5396
	22	762	1548
		1524	1392
3.0x3.5	14	762	6984
		1524	5725
	22	762	1793
		1524	1392
2.5x3.5	14	762	7108
		1524	5182
	22	762	1815
		1524	1188

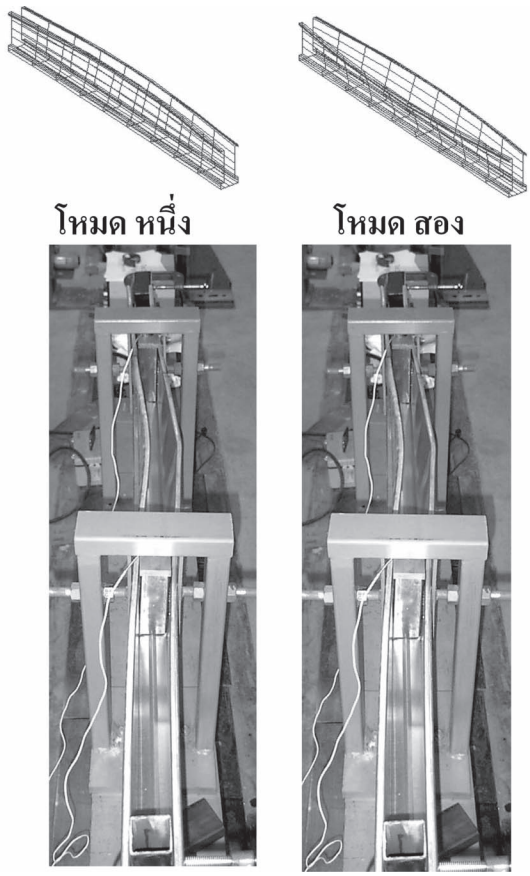
หน้าตัดบางอันที่ระยะค้ำยัน 1524 mm แสดงการวิบัติแบบผสมระหว่างการโก่งเดาะแบบบิดเบี้ยวและการบิดและโก่งตัวทางข้าง (Lateral-Torsional Buckling) การวิบัติของหน้าตัดที่ระยะค้ำยัน 2540 mm เป็นการวิบัติแบบการบิดและโก่งตัวทางข้าง

การวิเคราะห์ผลการทดลอง

โปรแกรม CFS (1998) สามารถคำนวณค่าโมเมนต์ตามมาตรฐาน AISI แล้วนำมาเปรียบเทียบกับผลการทดลอง ส่วนโปรแกรม CUFSM (Schafer, 2002) สามารถใช้คำนวณและวาดกราฟแสดงค่าแรงของการโก่งเดาะที่มีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นสำหรับหาค่าที่ใช้ในสมการ 1-4 หน้าตัดที่นำมาทดลองจะให้ผลกราฟแสดงค่าแรงของการโก่งเดาะที่มีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นดังแสดงในรูปที่ 5 กราฟของโหมดที่หนึ่งไม่มีค่าต่ำที่สุด ค่าที่สองซึ่งมักจะเป็นตัวบ่งบอกถึงค่าแรงของการโก่งเดาะแบบบิดเบี้ยว ดังนั้นการตีความจากผู้คำนวณจึงมีความสำคัญอย่างยิ่งในการกำหนดค่าแรงของการโก่งเดาะแบบบิดเบี้ยวได้อย่างถูกต้อง

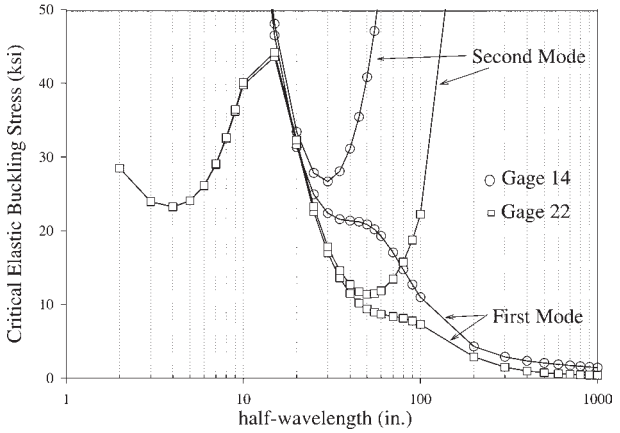
กราฟการโก่งเดาะแบบยืดหยุ่นในโหมดที่ 2 สามารถใช้ในการช่วยทำนายค่าการโก่งเดาะแบบบิดเบี้ยวได้ด้วยเมื่อค่าแรงการโก่งเดาะแบบยืดหยุ่นจากกราฟในโหมดที่ 1 และโหมดที่สูงขึ้นนั้นจะต้องถูกนำมาพิจารณาด้วย จากผลการทดลองของหน้าตัดที่มีความหนา 14 gage (1.81 mm) ดังแสดงในรูปที่ 5 ค่าแรงที่ต่ำที่สุดของโหมดสองเกิดที่ ค่าระยะค้ำยันที่ 762 mm และมีค่าสูงกว่าค่าที่หาได้จากโหมดที่หนึ่ง ค่าจากโหมดที่หนึ่งจึงถูกนำมาใช้ในการคำนวณค่า Mcrd. สำหรับผลการทดลองจากหน้าตัดที่มีความหนา 22 gage (0.72 mm) ค่าต่ำสุดของหน่วยแรงที่ระยะไม้ค้ำยันที่ 1270 mm ในโหมดที่สองจะมีค่าต่ำกว่าค่าแรงที่ได้จากโหมดที่หนึ่งที่ระยะไม้ค้ำยันที่ 762 mm ในกรณีนี้ควรนำค่าที่ต่ำที่สุดจากโหมดที่ 2 ที่ 1270 mm มาใช้คำนวณ Mcrd. สำหรับระยะไม้ค้ำยันที่ 762 mm การคำนวณในลักษณะนี้ช่วยทำให้ค่าที่คำนวณโดยวิธีวินเทอร์และแฮนคอกมีค่าใกล้เคียงผลการทดลองมากขึ้น

ค่าที่ใช้คำนวณจากการใช้มาตรฐาน AISI, สมการของวินเทอร์, สมการของแฮนคอกได้ถูกนำมาเปรียบเทียบกับผลการทดลอง และแสดงไว้ในตารางที่ 3 และรูปที่ 6 ผลในตารางที่ 3 ได้แสดงอัตราส่วนเปรียบเทียบระหว่างโมเมนต์ดัดประลัยจากการทดลองกับค่าที่คำนวณได้จาก 3 วิธีตามลำดับ ค่าอัตราส่วนเทียบกับมาตรฐาน AISI ของหน้าตัดหนา 22 gage มีค่าที่ต่ำที่สุดที่ 0.438 และ 0.555 สำหรับการทดลองที่ระยะค้ำยันด้านข้างมี 762 mm และ 1524 mm ตามลำดับ

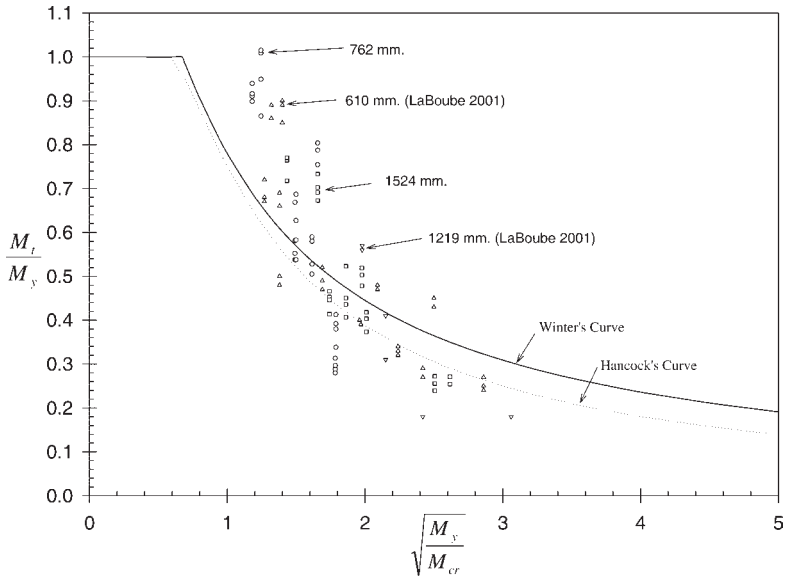


รูปที่ 4 การวิบัติโหมดที่หนึ่งและโหมดที่สองของการโก่งเดาะแบบบิดเบี้ยว (Distortional Buckling)

ผลเช่นนี้แสดงให้เห็นว่า มาตรฐาน AISI ในปัจจุบันไม่สามารถคำนวณค่าโมเมนต์ดัดของหน้าตัดแบบนี้ได้อย่างถูกต้องและค่าเป็นค่าที่ต่ำกว่าผลการทดลองมาก ในช่วงระยะค้ำยันด้านข้างดังกล่าว สำหรับที่ระยะค้ำยันด้านข้างที่ 2540 mm มาตรฐาน AISI สามารถคำนวณได้ใกล้เคียงกับผลการทดลองมาก เนื่องจากในระยะค้ำยันด้านข้างมากๆ หน้าตัดจะวิบัติแบบบิดและโก่งตัวทางข้าง ค่าการวิเคราะห์ทางสถิติของการเปรียบเทียบค่าจากสมการและมาตรฐาน AISI สามารถนำมาใช้ในการพิจารณาผลการทดลอง ค่าเฉลี่ย ค่าความเบี่ยงเบนมาตรฐานและค่าสัมประสิทธิ์ของค่าความเบี่ยงเบนมาตรฐานและตัวคูณกำลัง ϕ ของค่าอัตราส่วนเปรียบเทียบได้นำมาสรุปไว้ในตารางที่ 4 ตัวคูณกำลังได้คำนวณจากดัชนีความน่าเชื่อถือ (Reliability Index) ที่ 2.5 ซึ่งเป็นค่าที่กำหนดโดยมาตรฐาน AISI



รูปที่ 5 ลักษณะทั่วไปของกราฟการโก่งเดาะในช่วงพฤติกรรมยืดหยุ่น



รูปที่ 6 กราฟเปรียบเทียบผลการทดลองกับสมการของวินเทอร์และแฮนคอก

ตารางที่ 3 ค่าอัตราส่วนเปรียบเทียบจาก 3 วิธี

30 inches Beam (32 Tests)			
	M_t/M_n^{AISI}	M_t/M_n^{Winter}	$M_t/M_n^{Hancock}$
Mean	0.817	1.127	1.24
Std. Dev.	0.263	0.259	0.261
C.O.V.	32.20%	23.00%	21.00%
Phi	0.6	0.72	0.74
60 inches Beam (28 Tests)			
Mean	1.083	0.988	1.122
Std. Dev.	0.394	0.227	0.23
C.O.V.	36.40%	23.00%	20.50%
Phi	0.54	0.71	0.75
100 inches Beam (7 Tests)			
Mean	1.329	0.714	0.852
Std. Dev.	0.441	0.204	0.23
C.O.V.	33.20%	28.60%	27.00%
Phi	0.49	0.55	0.58
30 & 60 inches Beam Including LaBoube (2001) (99 Tests)			
Mean	0.854	1.031	1.159
Std. Dev.	0.42	0.259	0.263
C.O.V.	49.10%	25.20%	22.70%
Phi	0.42	0.7	0.73

ตารางที่ 4 การเปรียบเทียบทางสถิติ

30 inches Beam (16 Tests Each)						
	M_t/M_n^{AISI}		M_t/M_n^{Winter}		$M_t/M_n^{Hancock}$	
	14-GA	22-GA	14-GA	22-GA	14-GA	22-GA
Mean	1	0.634	1.309	0.944	1.417	1.063
Std. Dev.	0.225	0.143	0.19	0.175	0.206	0.177
C.O.V.	23%	23%	15%	19%	15%	17%
Phi	0.71	0.71	0.82	0.76	0.82	0.79
60 inches Beam (14 Tests Each)						
Mean	1.363	0.802	1.146	0.83	1.276	0.967
Std. Dev.	0.356	0.163	0.194	0.125	0.207	0.124
C.O.V.	26%	20%	17%	15%	16%	13%
Phi	0.65	0.73	0.78	0.81	0.79	0.83
100 inches Beam (3 Tests for 14-GA, 4 Tests for 22-GA)						
Mean	1.784	0.988	0.922	0.558	1.085	0.678
Std. Dev.	0.153	0.103	0.079	0.058	0.093	0.07
C.O.V.	9%	10%	9%	10%	9%	10%
Phi	0.76	0.77	0.76	0.77	0.76	0.77

ตารางที่ 5 การเปรียบเทียบทางสถิติโดยแบ่งตามความหนา

30 inches Beam (16 Tests Each)						
	M_t/M_n^{AISI}		M_t/M_n^{Winter}		$M_t/M_n^{Hancock}$	
	14-GA	22-GA	14-GA	22-GA	14-GA	22-GA
Mean	1	0.634	1.309	0.944	1.417	1.063
Std. Dev.	0.225	0.143	0.19	0.175	0.206	0.177
C.O.V.	23%	23%	15%	19%	15%	17%
Phi	0.71	0.71	0.82	0.76	0.82	0.79
60 inches Beam (14 Tests Each)						
Mean	1.363	0.802	1.146	0.83	1.276	0.967
Std. Dev.	0.356	0.163	0.194	0.125	0.207	0.124
C.O.V.	26%	20%	17%	15%	16%	13%
Phi	0.65	0.73	0.78	0.81	0.79	0.83

สำหรับการทดลองที่ระยะค้ำยัน 762 mm และ 1524 mm มาตรฐาน AISI ให้ผลค่าตัวคูณกำลัง ϕ ที่ 0.60 และ 0.54 เท่านั้น ส่วนสมการของวินเทอร์และแฮนคอกให้ผลค่าตัวคูณกำลัง ϕ ที่ 0.72 และ 0.73 ตามลำดับ ค่าเฉลี่ยจากการเปรียบเทียบของทั้งสามวิธีแสดงให้เห็นว่าสมการของแฮนคอกนั้นอนุรักษนิยมและน่าเชื่อถือมากที่สุด ผลการทดลองของบาวและลาบูสำหรับระยะค้ำยันที่ 610 mm และ 1219 mm ได้ถูกนำมาพิจารณารวมในการคำนวณค่าทางสถิตินี้ด้วย สมการของแฮนคอกยังเป็นสมการที่มีความอนุรักษนิยมมากที่สุดมีค่าเฉลี่ยที่ 1.16 และตัวคูณกำลัง ϕ ที่ 0.73

สำหรับผลการทดลองของหน้าตัดความหนาที่ 14-gage (1.81 mm) ค่าการวิเคราะห์ทางสถิติในตารางที่ 5 แสดงให้เห็นว่าค่าจากการคำนวณทั้ง 3 แบบมีค่าใกล้เคียงกับผลการทดลองและมีค่าเฉลี่ยมากกว่า 1.0 เหตุผลหนึ่งเป็นเพราะหน้าตัด 14-gage มีค่าอัตราส่วนความกว้างต่อความหนามากกว่า หน้าตัด 22-gage (0.72 mm) ถึง 2.5 เท่า เพราะฉะนั้นหน้าตัดที่ 14-gage จะมีผลกระทบจากการโก่งเดาะแบบบิดเบี้ยว (distortional buckling) น้อยกว่าหน้าตัด 22-gage

สรุป

การศึกษาผลการทดลองและพฤติกรรมของเหล็กดัดเย็นรูปหมวกที่มีหน้าตัดที่ซับซ้อนภายใต้แรงดัดได้ถูกสรุปไว้ในบทความนี้ การวิเคราะห์ที่ใช้กราฟของการโก่งเดาะในช่วงพฤติกรรมยืดหยุ่นทำให้เห็นว่าการเลือกค่าที่ต่ำสุดเพื่อใช้เป็นค่าในการกำหนดการโก่งเดาะแบบบิดเบี้ยว (Distortional Buckling) นั้นต้องพิจารณาถึงการโก่งเดาะแบบบิดเบี้ยวในโหมดที่สูงกว่าด้วยเพราะว่าค่าอาจจะใกล้เคียงกับค่าในโหมดแรกและจะช่วยทำให้การวิเคราะห์โดยใช้สมการของวินเทอร์และแฮนคอกมีค่าดีขึ้นในการทำนายพฤติกรรมจริง

การเปรียบเทียบระหว่างผลการทดลอง และค่าที่คำนวณได้โดยใช้มาตรฐาน AISI แสดงให้เห็นว่ามาตรฐาน AISI ยังทำนายค่าได้ต่ำกว่าที่เกิดในพฤติกรรมจริง โดยเฉพาะรูปหน้าตัดที่มีความหนา 22-gage (0.72 mm) ค่าที่ได้จากสมการของแฮนคอกนั้นทำนายค่าได้ดีและอนุรักษ์นิยมที่สุดเมื่อเปรียบเทียบกับวิธีอื่น และมีค่าตัวคูณกำลัง ϕ ที่ 0.73

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนจาก บริษัท Consolidated System Inc. (CSI) และห้องปฏิบัติการวิศวกรรมโครงสร้าง Virginia Technology Institute สหรัฐอเมริกา

เอกสารอ้างอิง

Baur, S.W. and LaBoube, R.A. (2001), "Behavior of Complex Hat Shape Cold-Formed Steel Members", Proceedings of Structural Stability Research Council, 403-417.

CFS Cold-formed Steel Design Software, (1998), Version 3.0, RGS Software, Inc. 2803 NW Chipman Road Lee's Summit, MO.

Kwon, Y.B. and Hancock, G.J. (1992), "Strength Tests of Cold-Formed Channel Sections Undergoing Local and Distortional Buckling", ASCE Journal of Structural Engineering, 118(7)

Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members (1996), American Iron and Steel Institute, Washington, D.C.

Schafer, B.W. (2002), "Progress on the Direct Strength Method", Proceeding 16th Int'l Spec. Conf. on Cold-Formed Steel Structures, Orlando, Florida, 647-662.