

### เอกสารอ้างอิง

- กองวิชาวิศวกรรมสะพาน. (2551). ความล้า (Fatigue). กองวิชาวิศวกรรมสะพาน ส่วนการศึกษา โรงเรียนนายร้อยพระจุลจอมเกล้า: นครนายก
- ชาคริต์ ไม้พันธุ์, สุชาติ ลิ่มกัตัญญ และกิตติศักดิ์ ชันดิยวิชัย. (2551). การประเมินการตอบสนองทางพลศาสตร์และความล้าของสะพานเหล็กชนิด STEEL GIRDER. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 13: ชลบุรี
- เดช พุทธเจริญทอง. (2542). การวิเคราะห์โครงสร้างพลศาสตร์. บริษัทพิมพ์ดี จำกัด. กรุงเทพฯ.
- ปราโมทย์ เดชะอำไพ. (2542). ไฟไนต์เอลิเมนต์ในงานวิศวกรรม. พิมพ์ครั้งที่ 2. กรุงเทพมหานคร : โรงพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
- สิทธิชัย แสงอาทิตย์. (2545). การทดสอบวัสดุ. สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี: นครราชสีมา
- AASHTO (2003). AASHTO LRFD bridge design specifications (Second Edition). The American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington D. C. USA.
- Aixi Zhou. (2002). STIFFNESS AND STRENGTH OF FIBER REINFORCED POLYMER COMPOSITE BRIDGE DECK SYSTEMS. Thesis. Blacksburg. Virginia. USA.
- Alampalli S. and Lund R. (2006). Estimating fatigue life of bridge components using measured strains. Journal of Bridge Engineering @ASCE. 11. 725-736.
- Aridulu S. (2004). Fatigue life calculation by rainflow cycle counting method. Thesis. Middle East Technical University.
- Barker R. M. and Puckett J. E. (1997). Design of Highway bridges based on AASHTO LRFD Bridge. USA: John Wiley & Sons, Inc.
- Barth K. E. and Wu H. (2007). Development of improved natural frequency equations for continuous span steel I-girder bridges. Engineering Structures. 29. 3432-3442.
- Biggs J. M. (1964). Introduction to structural dynamics. New York: McGraw-Hill Book Company.
- Brent M. P. and Terry J. W. (2003). Strengthening of Steel Girder Bridges Using FRP. Center for Transportation Research and Education. South Loop Dr.. Suite.

### เอกสารอ้างอิง (ต่อ)

- Bocciarelli, M., Colombi, P., Fava, G. and Poggi, C. (2009). Fatigue performance of tensile steel members strengthened with CFRP plates. Composite Structures. 87: 334–343.
- Cadei J.M.C., Stratford T.J., Hollaway L.C., and Duckett W.G. (2004) Strengthening metallic structures using externally bonded fibre-reinforced polymers C595. CIRIA. London.
- Caprino G. (2000), Predicting Fatigue Life of Composite Laminates Subjected to Tension-Tension Fatigue, J. Composite Materials, Vol. 34, pp1335-1355.
- Chiewanichakorn M., Aref A. J. and Alampalli S. (2007). Dynamic and fatigue response of a truss bridge with fiber reinforced polymer deck. International Journal of fatigue.
- Dawson M. (2005). EVALUATION OF STEEL BRIDGE GIRDERS DAMAGED BY OVER-HEIGHT VEHICLE COLLISION. Bucknell University. Lewisburg. Pennsylvania.
- Dorton R. A. and Reel R. (1997). Methods for increasing live load capacity of existing highway bridges. Washington D.C.: Transportation Research Board.
- Hilbert, Karlsson and Sorenson. (2002). Abaqus User's Manual Version 6.5. Rhode Island: The Hilbert. Karlsson & Sorenson Inc.
- Hughes Brothers (2003). Aslan 400 CFRP laminates. Hughes Brothers, Inc. Nebraska.
- Klaiber F. W., Dunker K. F., Wipf T. J. and Sanders W.W. (1987). Methods of strengthening existing highway bridges. Washington, D.C.: Transportation Research Board.
- Klein L.E. (2006). Finite Element Analysis of a Composite Bridge Deck. Bachelor of Civil Engineering University of Southern Queensland.
- Kuntiyawichai K. and Limkatanyu S. (2006). State of the art in quality assurance issue of structures with particular emphasis on strength degradation. Songklanakarin J. Sci. Technol. 28(6). 1289-1304.
- Mayo R., Nanni A., Watkins S. and Barker M. (2000). Strengthening of Bridge G-270 with Externally Bonded CFRP Sheets. Missouri: Department of Transportation.

MTEC (2008). Polymers Technology. National Metal and Materials Technology Center. Thailand.

Sika (2003). Sika CarboDur CFRP laminates. Sika(Thailand) Limited. Thailand.

Strongwell (1998). EXTREN Design Manual. Strongwell Corp. Bristol. Virginia. USA.

Tavakkolizadeh M. and Saadatmanesh H. (2003). Fatigue strength of steel girders strengthened with carbon fiber reinforced polymer patch. Journal of Structural Engineering @ASCE. 186-196.

Tsiatas G., McEwen E., Shukla A. and Palmquist S. (2002). Fatigue strength of deteriorated and previously stressed steel highway bridges. Thesis. University of Rhode Island.

Wu J. J., Whittake A. R. and Cartmall M. P. (2000). The use of finite element technique for calculating the dynamics response of structure to moving load. Computer & Structure.

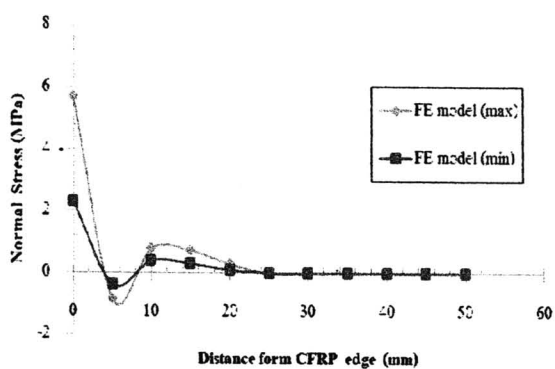
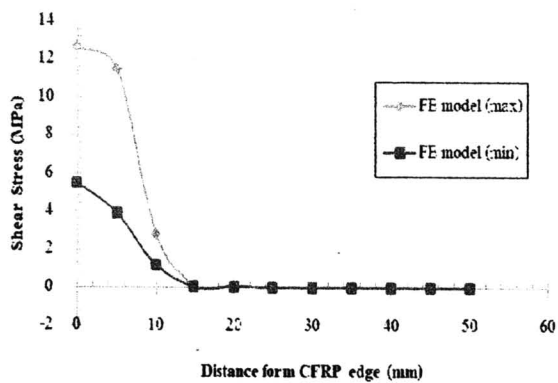
**ภาคผนวก**

## ภาคผนวก ก

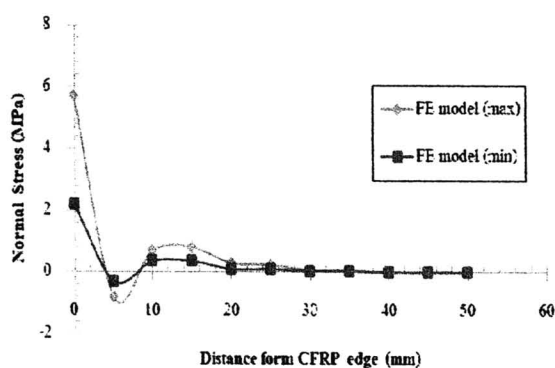
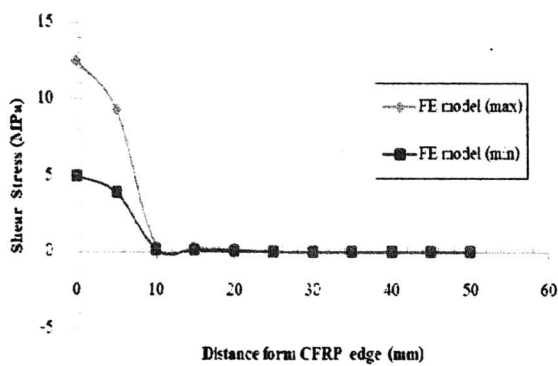
### ผลการศึกษาเพิ่มเติมของ

การศึกษาพฤติกรรมความล้าภายใต้แรงดึงของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP

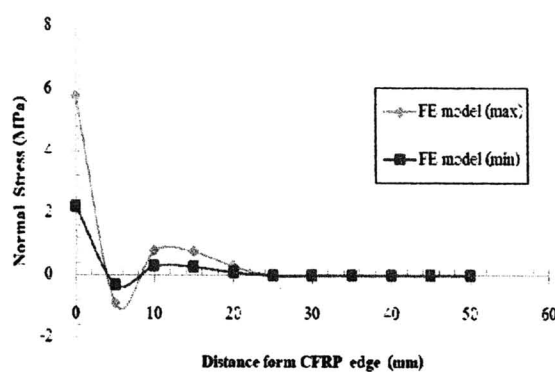
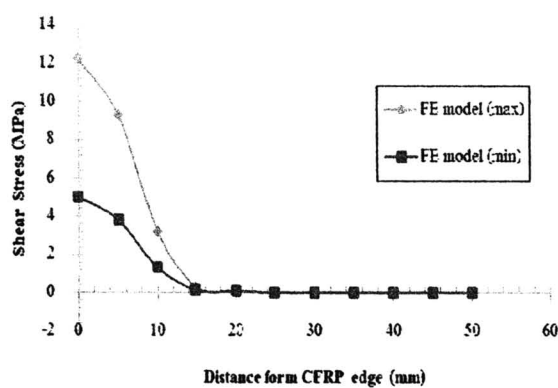
(เปรียบเทียบค่า Shear Stress และ Normal Stress กรณีที่ความหนา CFRP คงที่แต่เปลี่ยนความหนาของกาบ)



โมเดล CT1.4/GT1.0

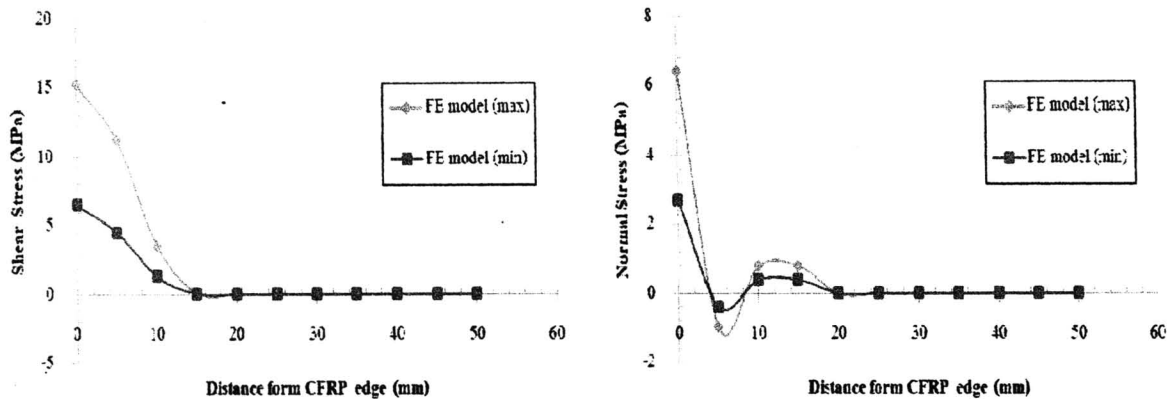


โมเดล CT1.4/GT1.1

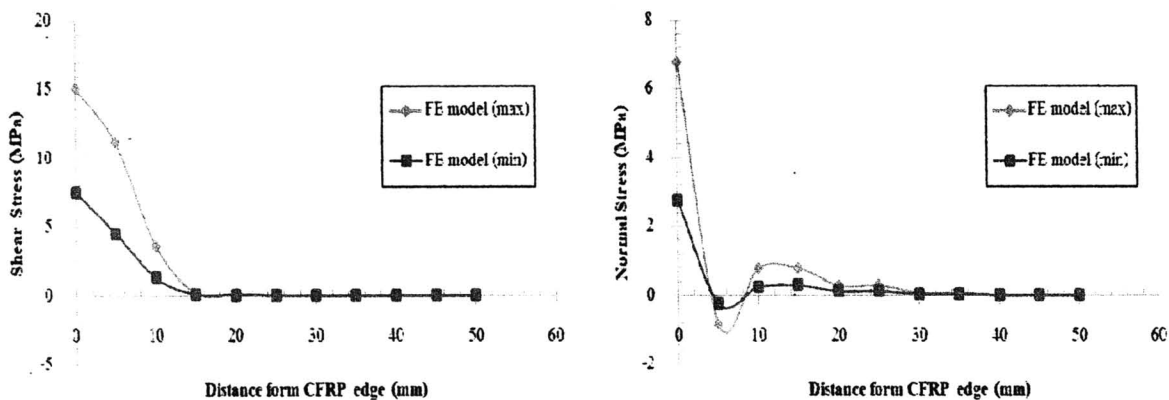


โมเดล CT1.4/GT1.2

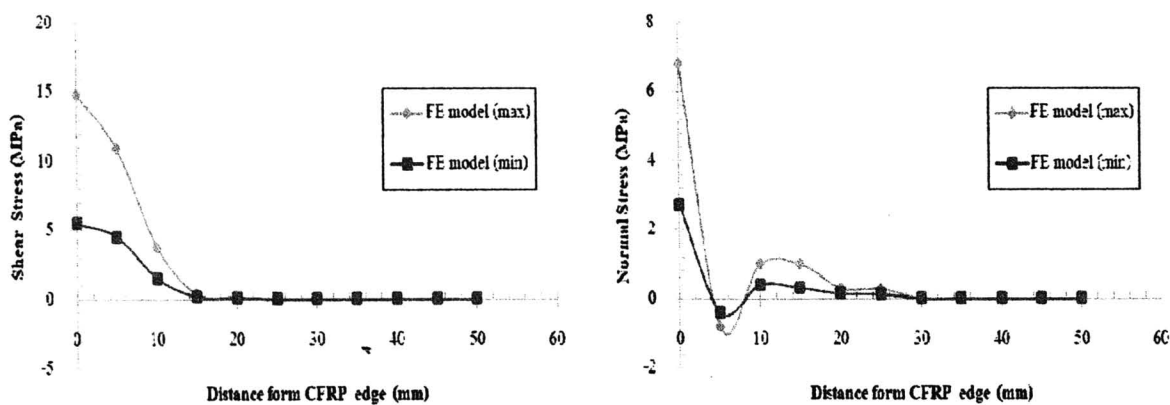
ภาพที่ ก.1 เปรียบเทียบค่า Shear Stress และ Normal Stress ในกรณีที่มีความหนา CFRP คงที่แต่เปลี่ยนความหนาของกาว ( $\Delta\sigma = 83\text{MPa}$ )



โมเดล CT1.4/GT1.0

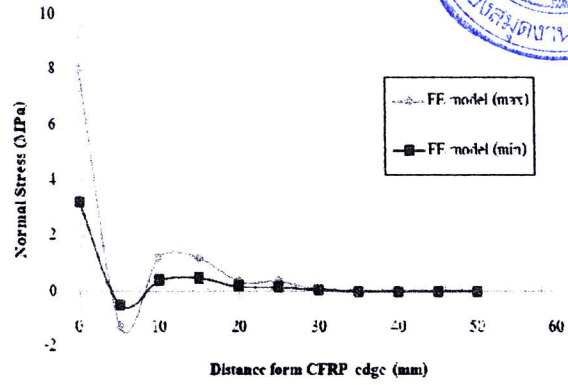
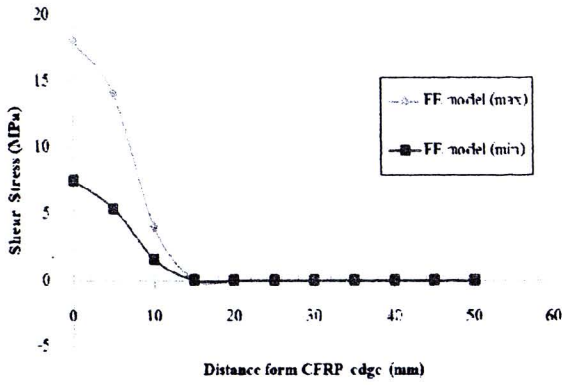


โมเดล CT1.4/GT1.1

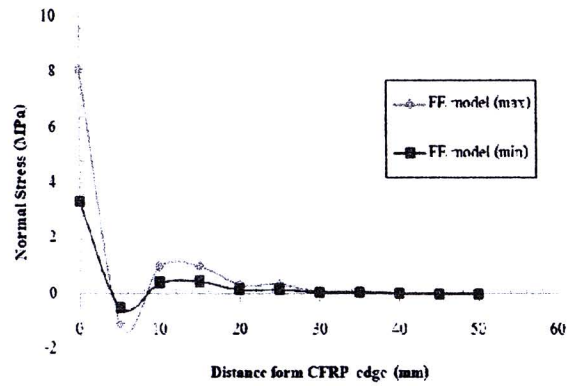
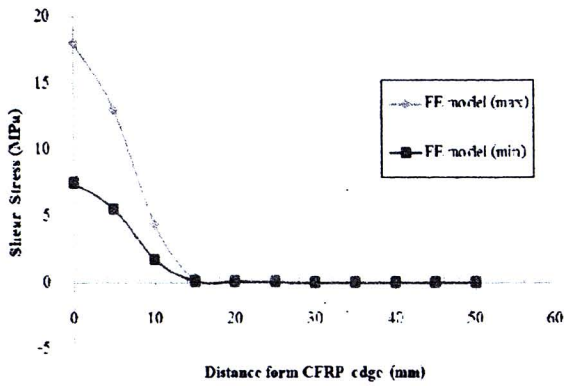


โมเดล CT1.4/GT1.2

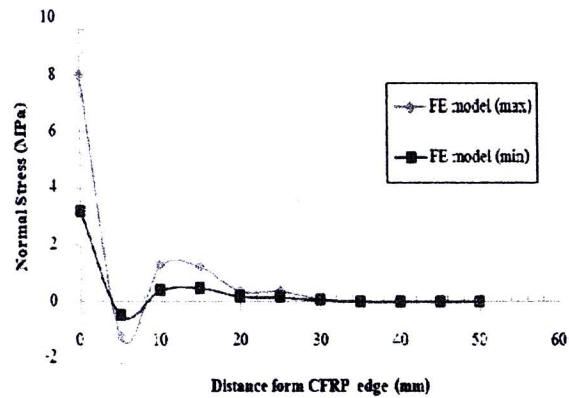
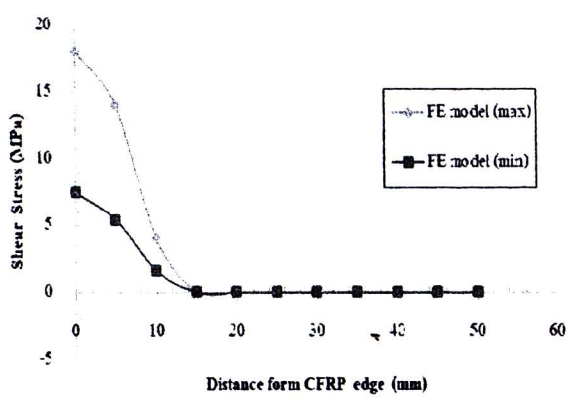
ภาพที่ ก.2 เปรียบเทียบค่า Shear Stress และ Normal Stress ในกรณีที่มีความหนา CFRP คงที่แต่เปลี่ยนความหนาของกาว ( $\Delta\sigma = 100MPa$ )



โมเดล CT1.4/GT1.0

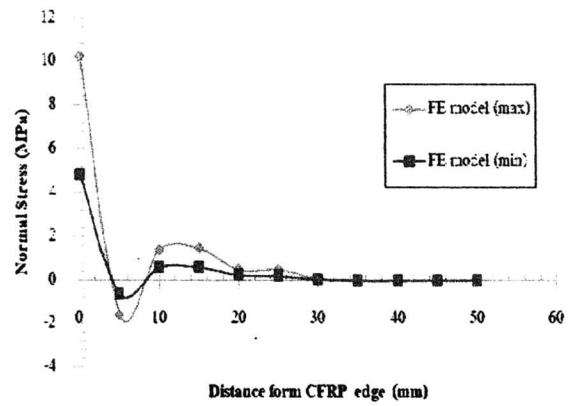
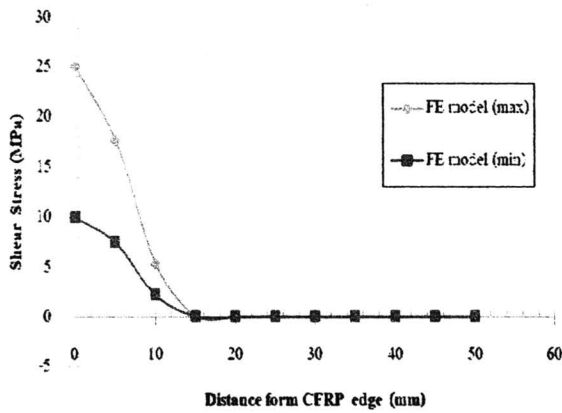


โมเดล CT1.4/GT1.1

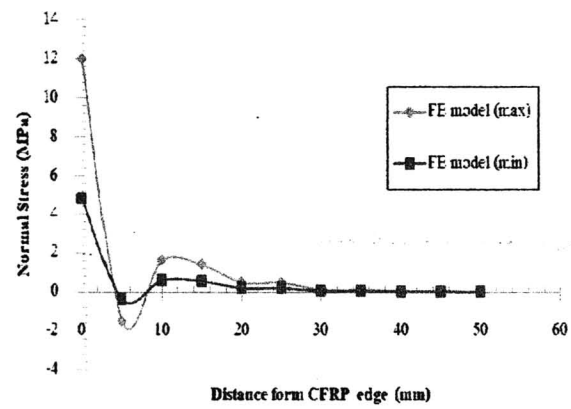
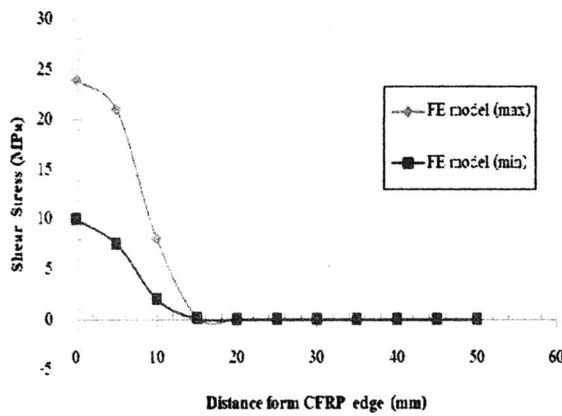


โมเดล CT1.4/GT1.2

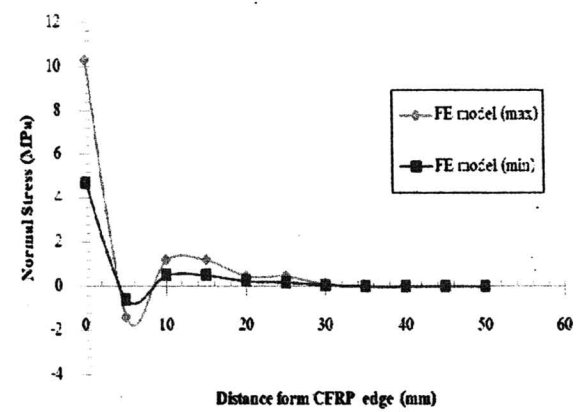
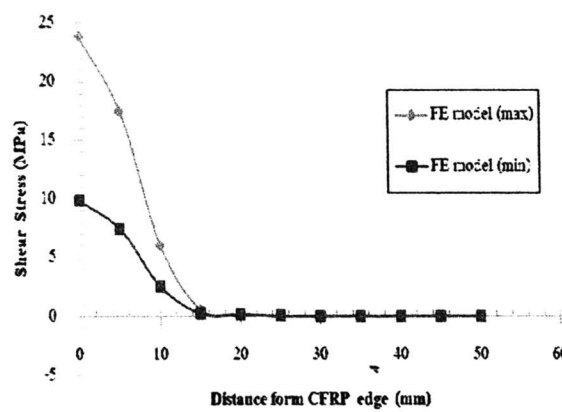
ภาพที่ ก.3 เปรียบเทียบค่า Shear Stress และ Normal Stress ในกรณีที่มีความหนา CFRP คงที่แต่เปลี่ยนความหนาของกาว ( $\Delta\sigma = 120\text{MPa}$ )



โมเดล CT1.4/GT1.0

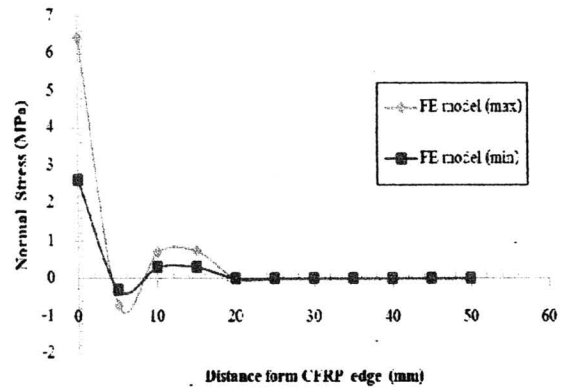
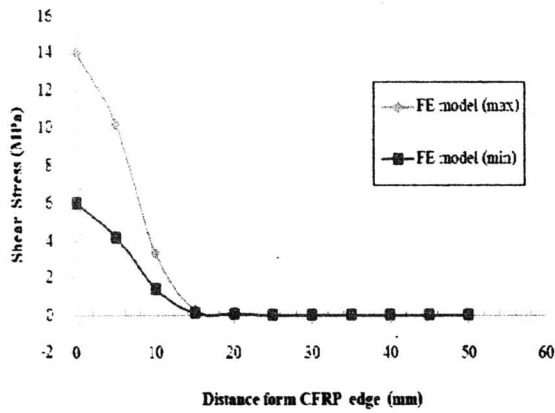


โมเดล CT1.4/GT1.1

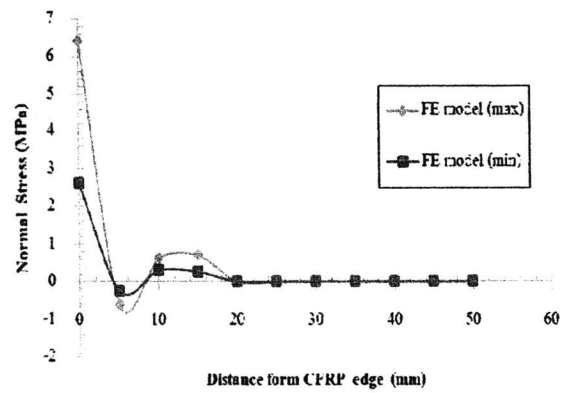
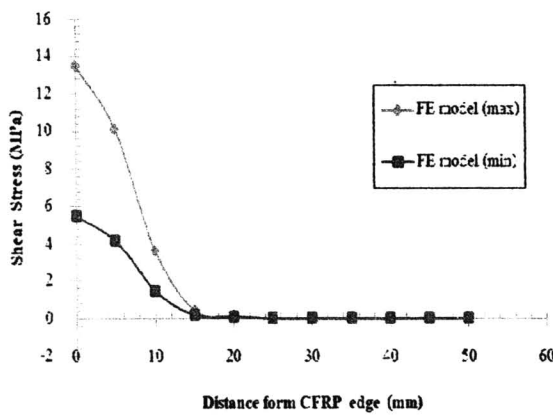


โมเดล CT1.4/GT1.2

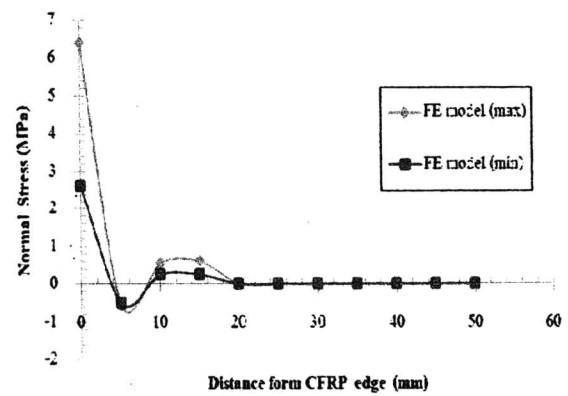
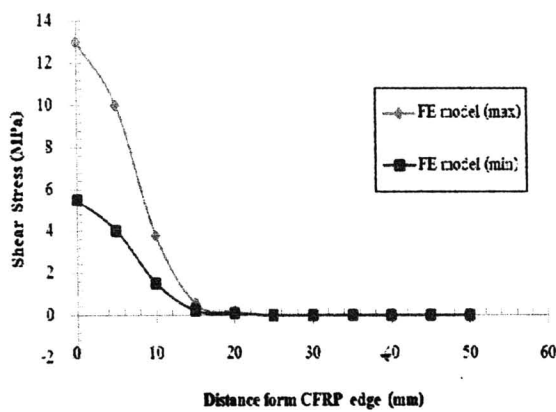
ภาพที่ ก.4 เปรียบเทียบค่า Shear Stress และ Normal Stress ในกรณีที่มีความหนา CFRP คงที่แต่เปลี่ยนความหนาของกาว ( $\Delta\sigma = 160\text{MPa}$ )



โมเดล CT1.6/GT1.0

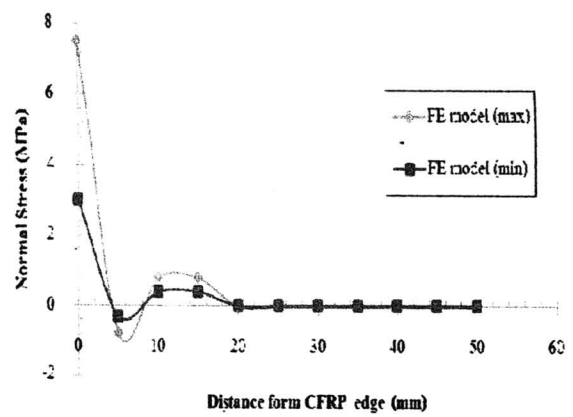
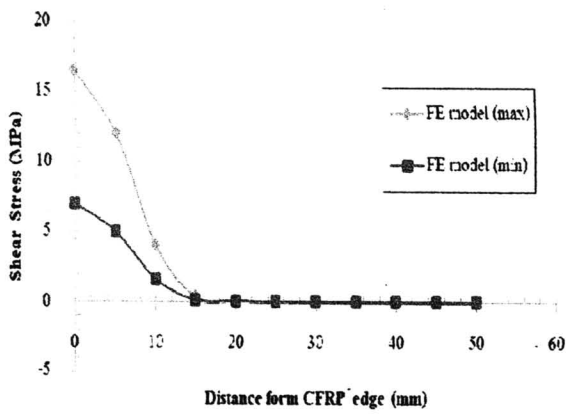


โมเดล CT1.6/GT1.1

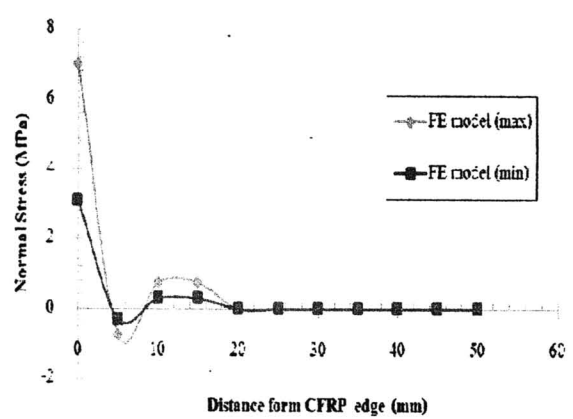
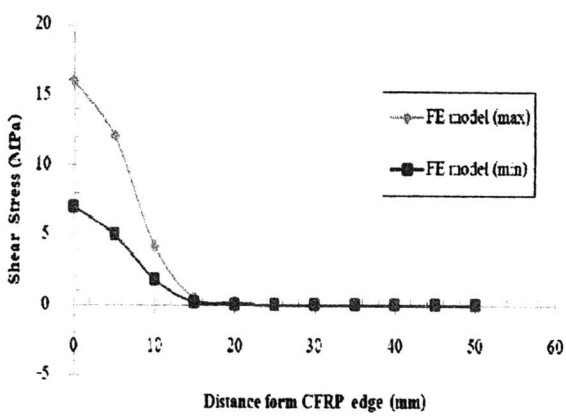


โมเดล CT1.6/GT1.2

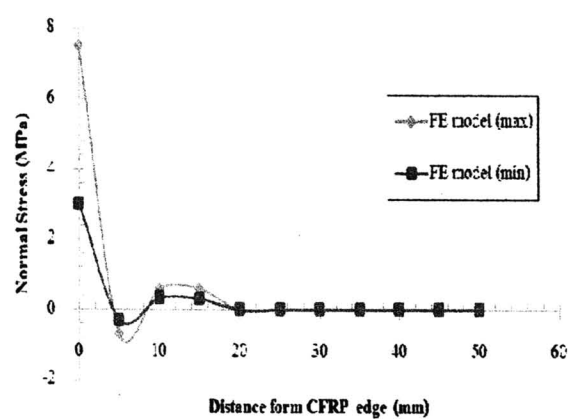
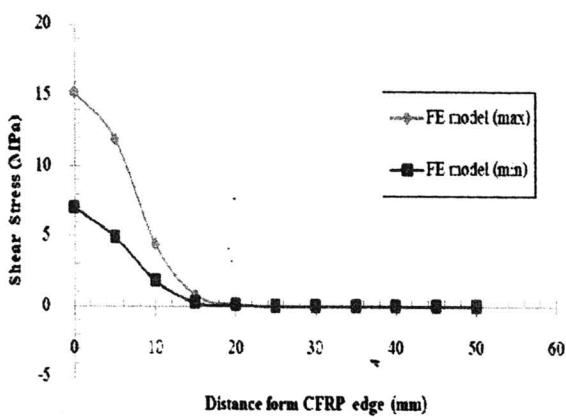
ภาพที่ ก.5 เปรียบเทียบค่า Shear Stress และ Normal Stress ในกรณีที่ความหนา CFRP คงที่แต่เปลี่ยนความหนาของกาว ( $\Delta\sigma = 83\text{MPa}$ )



โมเดล CT1.6/GT1.0

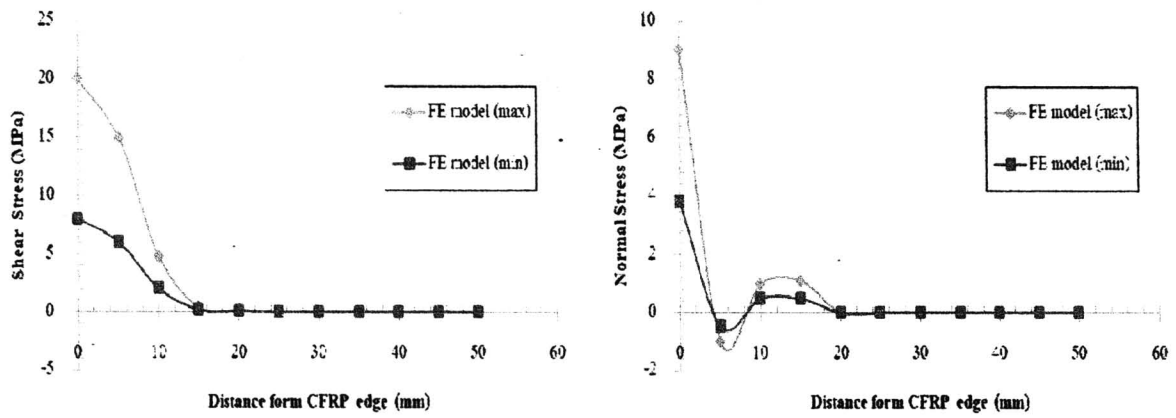


โมเดล CT1.6/GT1.1

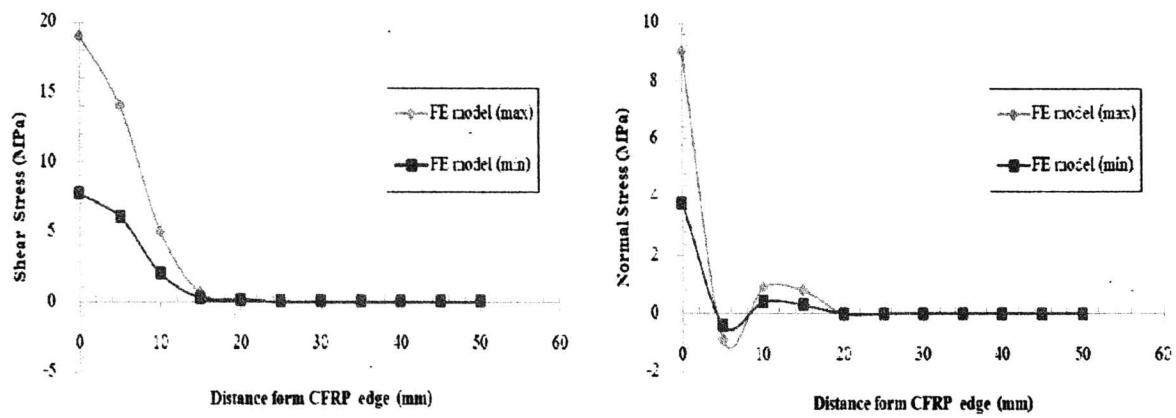


โมเดล CT1.6/GT1.2

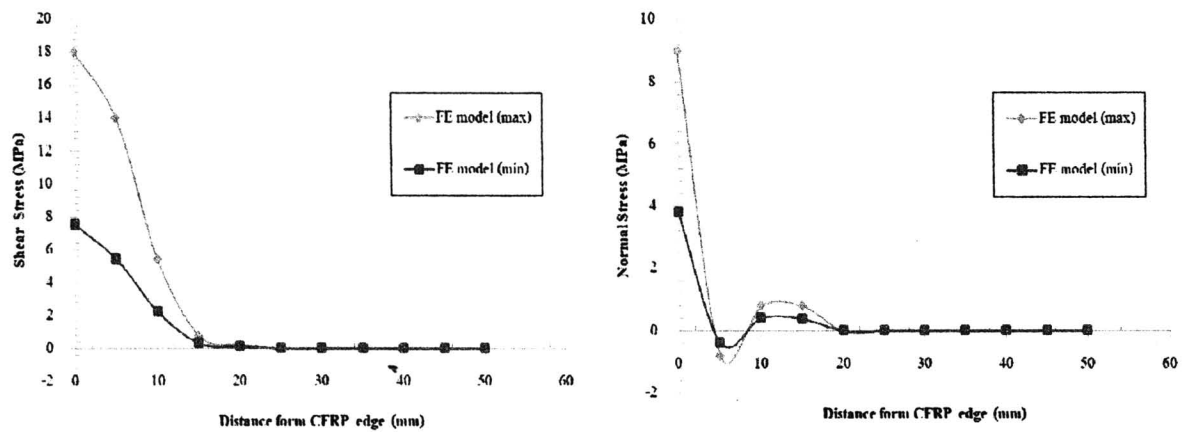
ภาพที่ ก.6 เปรียบเทียบค่า Shear Stress และ Normal Stress ในกรณีที่มีความหนา CFRP คงที่แต่เปลี่ยนความหนาของกาว ( $\Delta\sigma = 100\text{MPa}$ )



โมเดล CT1.6/GT1.0

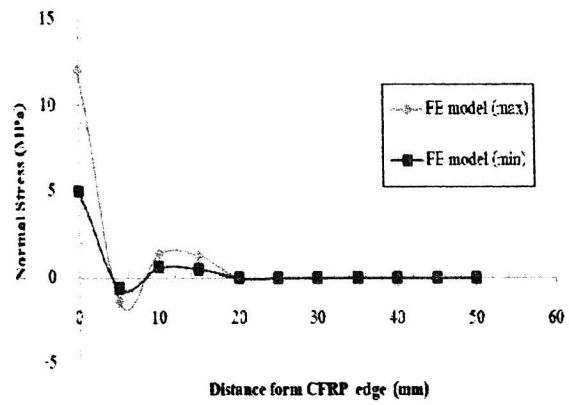
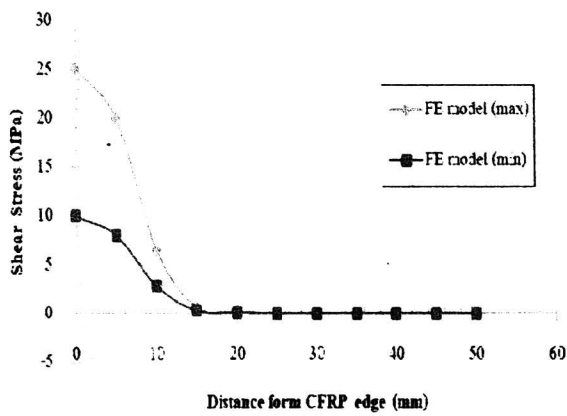


โมเดล CT1.6/GT1.1

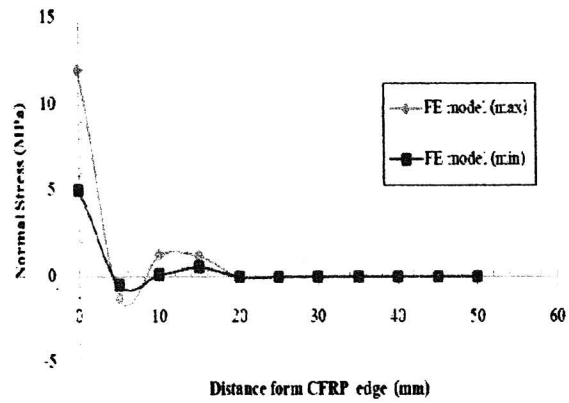
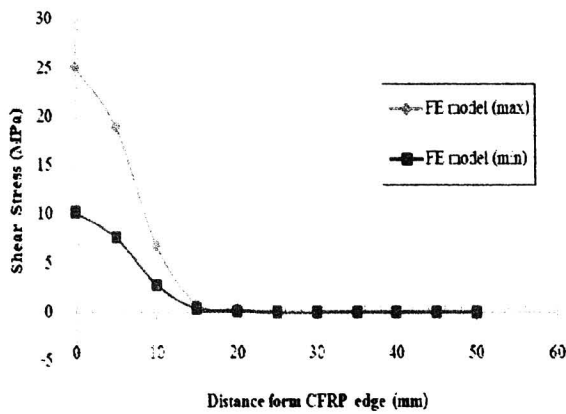


โมเดล CT1.6/GT1.2

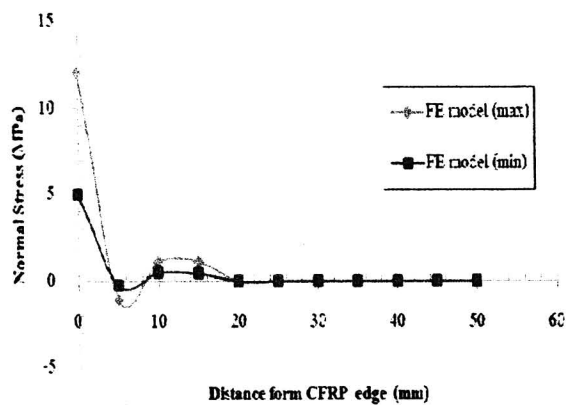
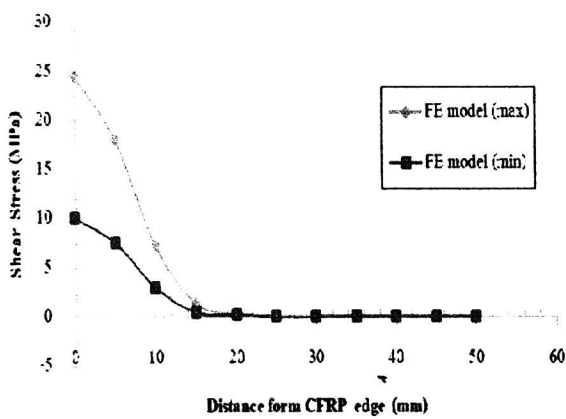
ภาพที่ ก.7 เปรียบเทียบค่า Shear Stress และ Normal Stress ในกรณีที่มีความหนา CFRP คงที่แต่เปลี่ยนความหนาของกาว ( $\Delta\sigma = 120\text{MPa}$ )



โมเดล CT1.6/GT1.0



โมเดล CT1.6/GT1.1



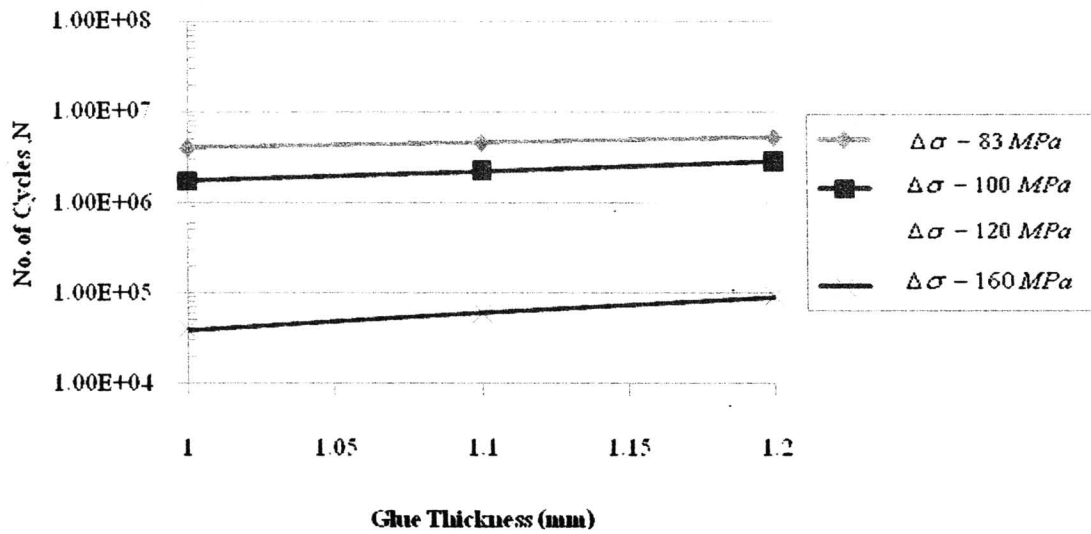
โมเดล CT1.6/GT1.2

ภาพที่ ก.8 เปรียบเทียบค่า Shear Stress และ Normal Stress ในกรณีที่มีความหนา CFRP คงที่แต่เปลี่ยนความหนาของกาว ( $\Delta\sigma = 160MPa$ )

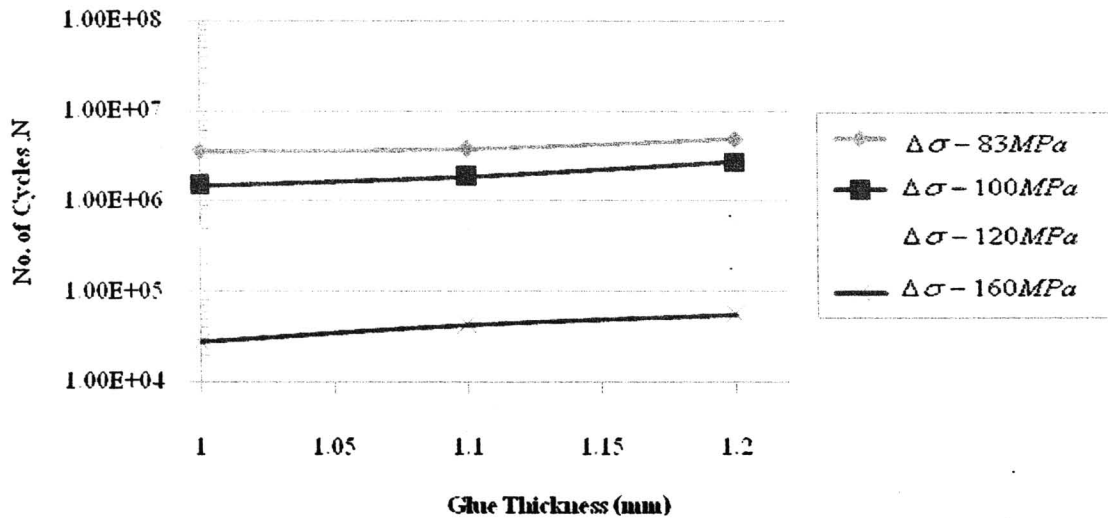
## **ภาคผนวก ข**

### **ผลการศึกษาเพิ่มเติมของ**

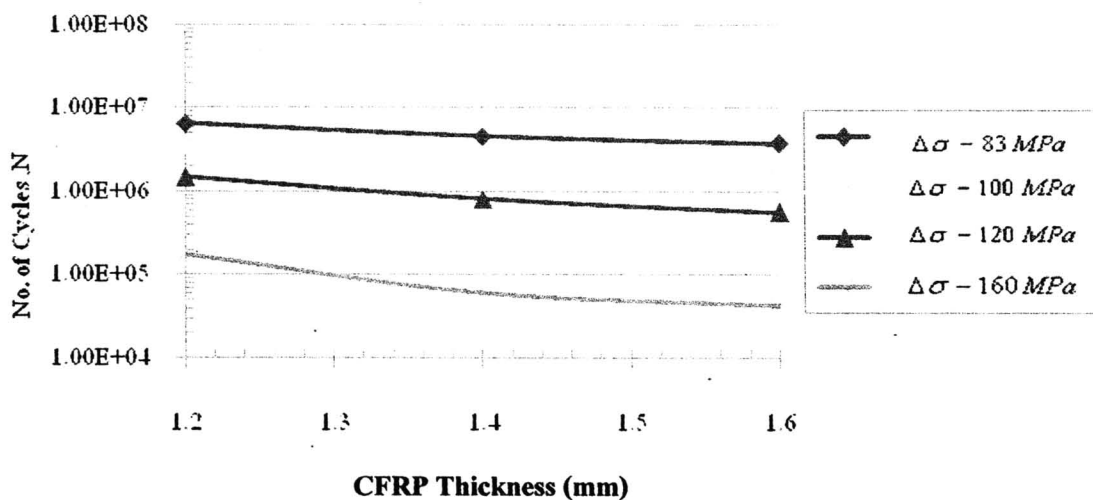
**การศึกษาพฤติกรรมความล้าภายใต้แรงดึงของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP  
(ผลของการเพิ่มความหนาของชั้นกาวต่ออายุการใช้งานเมื่อมีการเพิ่มช่วงของหน่วยแรง)**



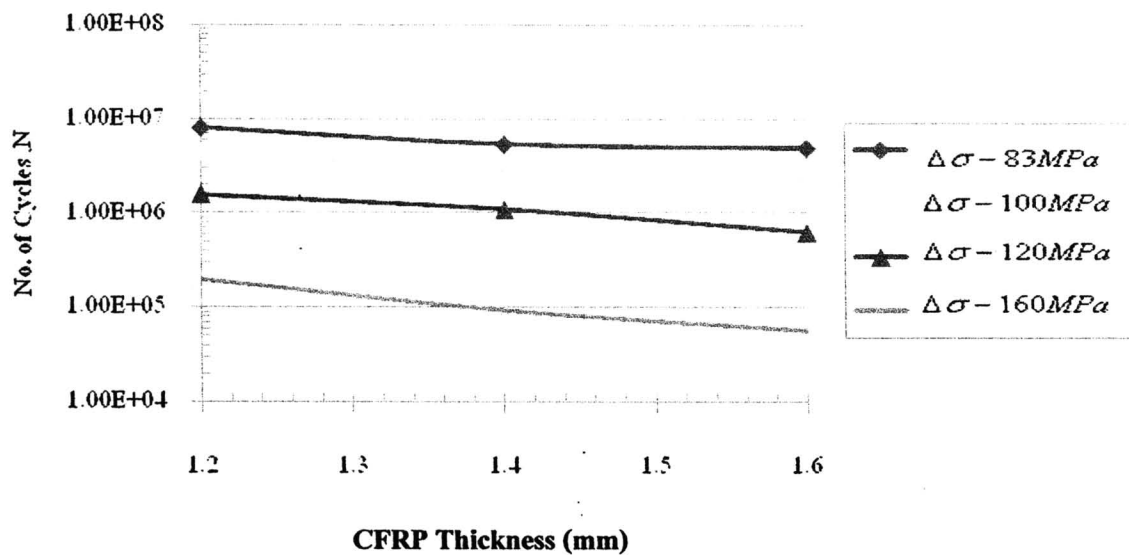
ภาพที่ ข.1 ผลของการเพิ่มความหนาของชั้นกาวต่ออายุการใช้งานเมื่อมีการเพิ่มช่วงของหน่วยแรง (ความหนา CFRP คงที่ = 1.4 mm)



ภาพที่ ข.2 ผลของการเพิ่มความหนาของชั้นกาวต่ออายุการใช้งานเมื่อมีการเพิ่มช่วงของหน่วยแรง (ความหนา CFRP คงที่ = 1.6 mm)



ภาพที่ ข.3 ผลของการเพิ่มความหนาของแผ่น CFRP ต่ออายุการใช้งานเมื่อมีการเพิ่มช่วงของหน่วยแรง (ความหนาภาวคงที่ = 1.1 mm)



ภาพที่ ข.4 ผลของการเพิ่มความหนาของแผ่น CFRP ต่ออายุการใช้งานเมื่อมีการเพิ่มช่วงของหน่วยแรง (ความหนาภาวคงที่ = 1.2 mm)

**ภาคผนวก ค**  
**การออกแบบสะพานคอมโพสิต ชนิดแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก วางบนคานเหล็ก**  
**ตามมาตรฐาน AASHTO**

### ค.1 การออกแบบสะพานคอมโพสิต ชนิดแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กวางบนคานเหล็ก

ในส่วนนี้จะแสดงวิธีการออกแบบโครงสร้างสะพานแบบแผ่นพื้นคอนกรีตวางบนคานเหล็กขึ้นรูปแบบรีดร้อนหน้าตัดตัวไอปิกกว้างเป็นที่ เป็นสะพานแบบช่วงเดียว พิจารณาออกแบบเป็นสะพานที่เป็นหน้าตัดเชิงประกอบระหว่างแผ่นพื้นคอนกรีตและคานเหล็ก และมีข้อกำหนดในการออกแบบตามที่ระบุด้านล่าง

กรณีที่คานเหล็กขึ้นรูปแบบรีดร้อน คานเหล็กหน้าตัดรูปตัวไอปิกกว้างขนาดใหญ่ที่สุด ที่มีการผลิต คือ I 900 (286 กิโลกรัมต่อเมตร) ไม่เพียงพอในการรับโมเมนต์ดัด อาจพิจารณาใช้คานเหล็กที่ต้องออกแบบเป็นพิเศษแทน

#### ค.1.1 คุณสมบัติที่ใช้ในการออกแบบ

ชนิดของสะพาน	: สะพานแบบแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กวางบนคานเหล็กขึ้นรูปแบบรีดร้อน (RC Deck Slab on steel Rolled Beam with Cover plate) สะพานช่วงเดียว (Simple Span) แบบหน้าตัดเชิงประกอบสำหรับน้ำหนักบรรทุกทุกอย่างเดียว (Live Load Composite Only)
ความยาวสะพาน	: 18.00 เมตร จากจุดรองรับถึงจุดรองรับ
ความกว้างสะพาน	: 9.93 เมตร
คอนกรีต	: $f_c' = 280$ กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร (28-day Cylinder strength) $E_c = 15210\sqrt{f_c'} = 15210\sqrt{280} = 254,510$ กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร
เหล็กเสริม	: SR24, $f_y = 2,400$ กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร (RB6 และ RB9 เท่านั้น) SD40, $f_y = 4,000$ กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร (DB12 หรือใหญ่กว่า)
เหล็กรูปพรรณ	: A36 Steel ตามมาตรฐาน AISC, $f_y = 2,500$ กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร $E_s = 2,040,000$ กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

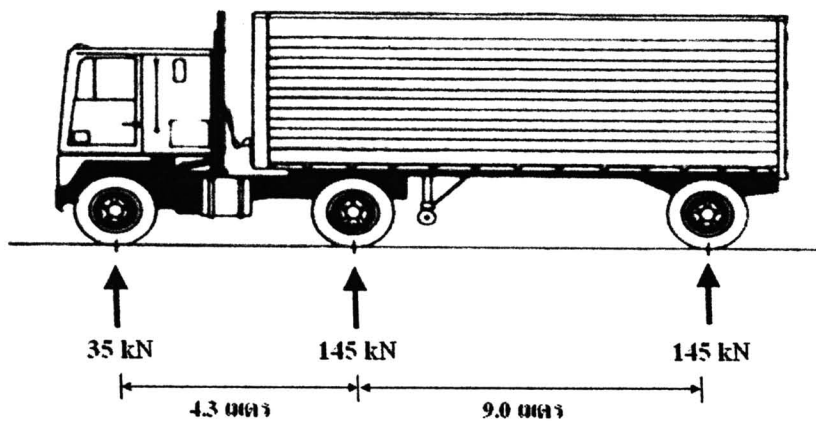
**ค.1.2 วิธีการออกแบบ**

แผ่นพื้น : วิธีกำลัง หรือวิธีตัวคูณน้ำหนัก (Strength Method or Load Factor Design Method) ที่กำหนดโดย AASHTO.  
 คานเหล็ก : วิธีหน่วยแรงใช้งาน (Allowable Stress Design) ที่กำหนดโดย AASHTO.

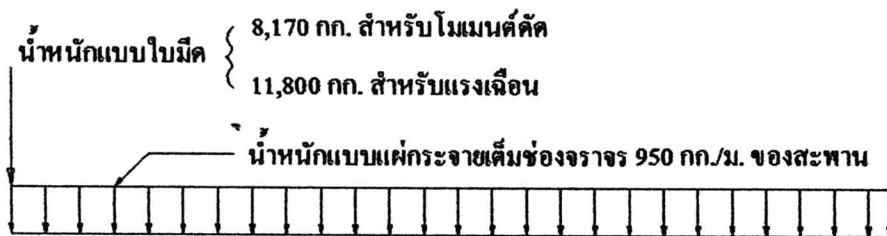
**ก.1.3 น้ำหนักบรรทุกในการออกแบบ**

น้ำหนักรถยนต์ แบบ HS20 Loading ที่กำหนดโดย AASHTO

น้ำหนักแบบรถบรรทุก	น้ำหนักล้อหน้า	1.75	ตัน
	น้ำหนักล้อกลาง	7.25	ตัน
	น้ำหนักล้อหลัง	7.25	ตัน
น้ำหนักแผ่เทียบเท่า	น้ำหนักแบบโบริมิต	11.80	ตัน (สำหรับแรงเฉือน)
		8.17	ตัน (สำหรับค่าโมเมนต์ดัด)
น้ำหนักกระจายสม่ำเสมอ	0.95	ตันต่อเมตร	
หน่วยน้ำหนักของคอนกรีต	2.4	ตันต่อลูกบาศก์เมตร	



ภาพที่ ค.1 น้ำหนักบรรทุกตามมาตรฐาน AASHTO ประเภท HS20

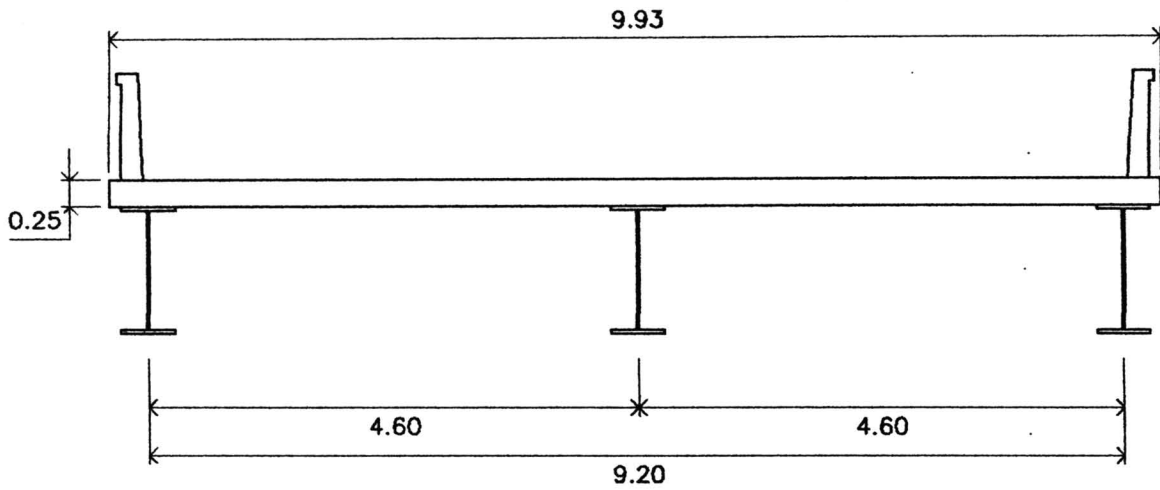


ภาพที่ ค.2 น้ำหนักแผ่เทียบเท่า (Lane Loading) สำหรับรถยนต์แบบ HS20 (AASHTO)

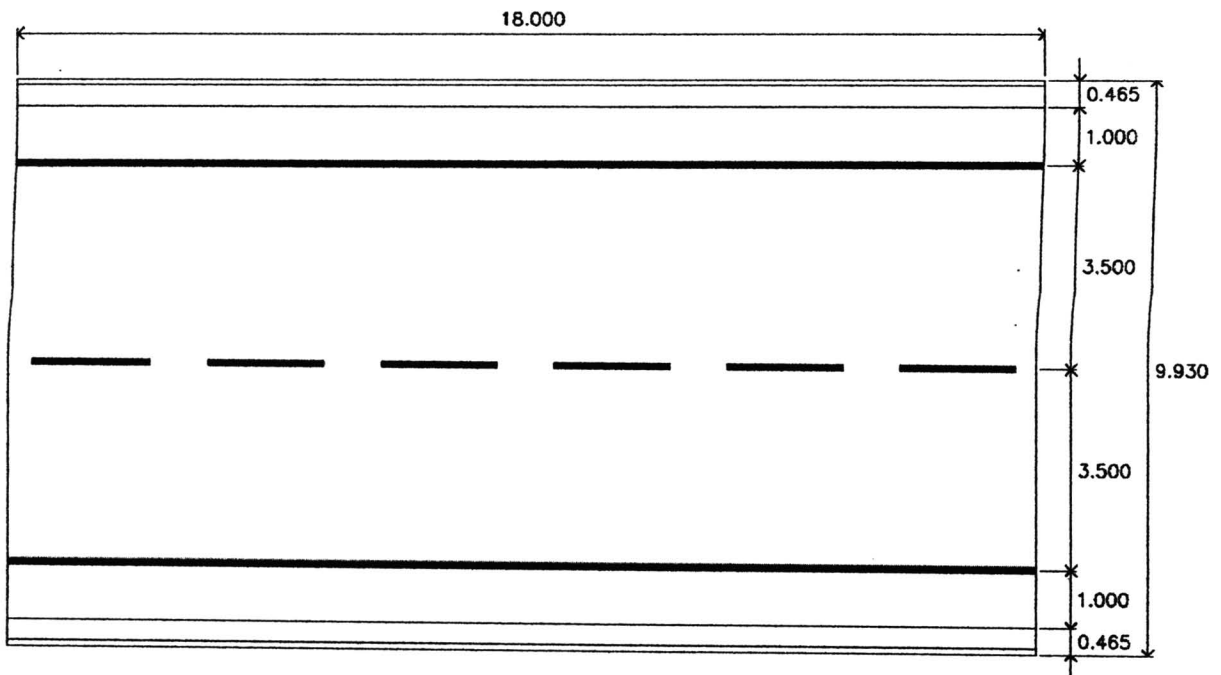
### ค.1.4 ขนาดของโครงสร้างสะพาน

รูปแบบของสะพานที่มีคานเหล็ก 3 ตัว นั้นจะมีรูปร่าง และการจัดวางตำแหน่ง ดัง

ภาพที่ ก.3



(ก) หน้าตัดสะพาน



(ข) ระยะการแบ่งเลน

ภาพที่ ค.3 การกำหนดรูปแบบโครงสร้าง (หน่วยเป็น เมตร)

## ค.2 การออกแบบแผ่นพื้นคอนกรีต

### ค.2.1 ความยาวช่วงพื้นที่ใช้ออกแบบ (S)

สำหรับแผ่นพื้นวางบนคานเหล็ก ให้ระยะ S เป็นระยะห่างระหว่างคานเหล็ก พิจารณาจากภาพที่ ค.3 (ก) จะได้  $S = 4.6 - 0.50 = 4.10$  เมตร

### ค.2.2 ความหนาต่ำสุดของแผ่นพื้น

จากแบบจำลองของสะพานที่ได้สร้างขึ้นมา กำหนดให้แผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กมีความหนาอยู่ที่ 0.25 เมตร เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบกับค่าการแอ่นตัวจากแบบจำลอง กับมาตรฐาน AASHTO ซึ่งกำหนดให้ค่าการแอ่นตัวของสะพานต้องไม่เกิน  $1/800$  ของความยาวช่วงสะพาน ถ้าค่าการแอ่นตัวที่ได้จากแบบจำลองไม่เกินค่ามาตรฐานที่กำหนด ก็สามารถใช้งานความหนาที่กำหนดได้

โดยค่าการแอ่นตัวที่ได้จากแบบจำลองของสะพานที่มีคานเหล็ก 3 ตัว คือ 0.015 เมตร ส่วนค่าการแอ่นตัวที่กำหนดจาก AASHTO คือ  $(1/800)(18.0) = 0.0225$  เมตร  $> 0.015$  เมตร ดังนั้น สามารถใช้ความหนาของพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก 0.25 เมตร ได้

### ค.2.3 โมเมนต์ที่ใช้ออกแบบแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก

AASHTO กำหนดไว้สำหรับหน้าตัดที่ด้านโมเมนต์ดัด ซึ่งต้องมีเหล็กเสริมรับแรงดึงจะต้องมีพื้นที่หน้าตัดสำหรับเหล็กรับแรงดึงที่เพียงพอที่จะด้านโมเมนต์ดัดได้ไม่น้อยกว่า  $1.2$  เท่าของโมเมนต์ดัดที่ทำให้เกิดการแตกร้าว (Cracking Moment) ของหน้าตัดนั้น หรือจะต้องไม่น้อยกว่า  $4/3$  เท่าของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงดึงที่คำนวณได้

$$\phi M_n \geq 1.2M_{cr}, \phi M_n \geq M_u, \frac{4}{3} A_s (tension) \quad (1)$$

โดยที่

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_i}$$

$$f_r = 2.0\sqrt{f_c'} = \text{Moment of rupture of concrete}$$

$$I_g = \text{Moment of inertia of gross section}$$

$$y_i = d - kd \quad \text{จากแกนสะเทิน ถึงผิวของคอนกรีต ที่เกิดหน่วยแรงดึงของหน้าตัดแตกร้าว}$$

ตามข้อกำหนด AASHTO ได้กำหนดการคำนวณค่าโมเมนต์ดัดเนื่องจากน้ำหนักรถยนต์ ประเภท HS20 เท่ากับ

$$M_{LL} = \left[ \frac{(s+0.61)}{9.74} \right] \text{ คัดน-เมตร (ต่อความกว้าง 1 เมตร)} \quad (2)$$

โดยที่ S คือ ความยาวช่วงของพื้น (เมตร)

**ค.2.4 อัตราส่วนแรงกระแทก (Impact Factor, I)**

$$I = 15.24 / (L + 33) \quad , \quad I \leq 0.3 \quad (3)$$

โดยที่ L คือ ความยาวช่วงสะพาน (เมตร)

**ค.2.5 วิธีกำลังหรือวิธีตัวคูณน้ำหนัก**

$$M_U = 1.3 [M_{DL} + 1.67 M_{LL} (1 + I)] \quad (4)$$

**ค.2.6 ข้อมูลสำหรับการออกแบบ (Design Parameters)**

Modular ratio, (n) 
$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (5)$$

สัมประสิทธิ์ความลึก หรือตัวคูณแบบโมเมนต์, (k) 
$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n \cdot f_c}} \quad (6)$$

โมเมนต์ต้านของคอนกรีต 
$$M_R = \left( \frac{f_c + 0}{2} \right) \cdot b \cdot k \cdot d \cdot j \cdot d = \frac{f_c}{2} \cdot k \cdot j \cdot b \cdot d^2 \quad (7)$$

โดยที่ 
$$J = 1 - \frac{k}{3}$$

**ค.2.7 ข้อกำหนดในการออกแบบ**

หน่วยแรงที่ยอมให้ของคอนกรีต ( $f'_c$ )

ว.ส.ท. เมื่อรับแรงดัด ( $f_c = 0.45 f'_c$ )

AASHTO เมื่อรับแรงดัด ( $f_c = 0.40 f'_c$ )

หน่วยแรงที่ยอมให้ของเหล็กเสริม (รับแรงดึง)

เหล็กเส้นกลมที่มีกำลังคราก ( $f_y$ ) ตั้งแต่ 2,400 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

$f_s$  = ไม่เกิน 1,200 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

**ค.2.8 เหล็กเสริมกระจายแรง (Distribution Reinforcement)**

AASHTO เหล็กเสริมกระจายแรง มีปริมาณเหล็กเป็นร้อยละของเหล็กเสริมหลักที่คำนวณได้จากโมเมนต์คิวดังนี้

กรณีเหล็กเสริมมีแนวขนานกับทิศทางจราจร (สะพานหน้าตัดแผ่นพื้นต้น)

ร้อยละสำหรับเหล็กเสริมกระจายแรง =  $\frac{55}{\sqrt{s}}$  แต่ไม่เกินร้อยละ 50 (8)

กรณีที่แนวเหล็กเสริมหลักตั้งฉากกับทิศทางจราจร (สะพานแผ่นพื้นวางบนคาน)

ร้อยละสำหรับเหล็กเสริมกระจายแรง =  $\frac{121}{\sqrt{s}}$  แต่ไม่เกินร้อยละ 67 (9)

โดยที่ S เป็นความยาวช่วงพื้นที่ออกแบบ (เมตร)

### ค.2.9 เหล็กเสริมต้านทานการยึดหด ( $A_{s_{temp}}$ )

จะต้องไม่น้อยกว่า 2.65 ตารางเซนติเมตรต่อเมตร และระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมต้องไม่เกินสามเท่าของความหนากำแพงหรือแผ่นพื้นและต้องไม่เกิน 45.72 เซนติเมตร วางที่ผิวบนของแผ่นพื้นในทิศทางขนานหรือตั้งฉากกับแนวสะพาน

### ค.2.10 การหาโมเมนต์ที่ใช้ออกแบบเหล็กเสริมรับแรงดึงหลัก

เมื่อพิจารณาแผ่นพื้นที่ต่อเนื่องระหว่างคานภายใน เมื่อพิจารณาต่อความกว้างหนึ่งเมตร น้ำหนักบรรทุกทุกตายตัว ประกอบด้วยน้ำหนักของแผ่นพื้น

น้ำหนักบรรทุกทุกตายตัวของแผ่นพื้น,  $W_{DL} = 0.25 \times 2.4 \times 1 = 0.60$  ตันต่อเมตร

จะได้  $M_{DL} = \frac{W_{DL} L^2}{12} = \frac{0.60 \times 4.1^2}{12} = 0.54$  ตัน-เมตร (ต่อความกว้าง 1 เมตร)

$V_{DL} = \frac{W_{DL} L}{2} = \frac{0.60 \times 4.1}{2} = 0.9$  ตัน (ต่อความกว้าง 1 เมตร)

$M_{LL} = \left[ \frac{(s+0.61)}{9.74} \right]$   
 $= \left[ \frac{(4.1+0.61)}{9.74} \right] = 0.37$  ตัน-เมตร (ต่อความกว้าง 1 เมตร)

ค่าสัดส่วนแรงกระแทก,  $I = 15.24/(s+38)$

$= 15.24/(4.1+38)$

$= 0.362 > 0.3$

ดังนั้น ใช้ 0.3

$M_U = 1.3[M_{DL} + 1.67M_{LL}(1+I)]$

$M_U = 1.3[0.54 + (1.67 \times 0.37 \times 1.3)]$

$= 1.75$  ตัน-เมตร

ตารางที่ ค.1 โมเมนต์คัตที่ใช้ในการออกแบบแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก

หน้าตัด	$M_{DL}$ (ตัน-เมตร)	$M_{LL}$ (ตัน-เมตร)	$M_U$ (ตัน-เมตร)
ค่าที่ใช้ในการออกแบบ	0.54	0.37	1.75

พิจารณาใช้ค่าโมเมนต์คัตที่คำนวณได้จากแผ่นพื้นต่อเนื่องคานตัวในในการออกแบบ

$M_U = 1.3[0.54 + (1.67 \times 0.37 \times 1.3)] = 1.75$  ตัน-เมตร (ต่อความกว้าง 1 เมตร)

### ค.2.11 เหล็กเสริมรับแรงดึงหลักที่ต้องการ

$d = 0.25 - 0.025 = 0.225$  เมตร

$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 \times 10^6}{15218 \sqrt{280}} = 8.015$  ใช้ 8.0

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n \cdot f_c}} = \frac{1}{1 + \left[ \frac{1,200}{8.0 \times (0.4 \times 280)} \right]} = 0.43$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.43}{3} = 0.86$$

$$A_s = \frac{M_U}{f_s j d} = \frac{1,750 \times 100}{(1,200 \times 0.86 \times 22.5)} = 6.92 \text{ ตารางเซนติเมตร (ต่อความกว้าง 1 เมตร)}$$

ดังนั้น ใช้เหล็กเสริม RB9@100 มิลลิเมตร ( $A_s = 7.04$  ตารางเซนติเมตร ต่อความกว้าง 1 เมตร)

#### ค.2.12 เหล็กเสริมกระจายแรง

$$\text{ร้อยละ } A_{s, dist} = \frac{121}{\sqrt{s}} = \frac{121}{\sqrt{4.1}} = \text{ร้อยละ } 59.76 < \text{ร้อยละ } 67$$

ดังนั้น ใช้ ร้อยละ  $A_{s, dist} = \text{ร้อยละ } 59.76$  ของเหล็กเสริมหลักจะได้

$$A_{s, dist} = 0.5976 \times 6.92 = 4.14 \text{ ตารางเซนติเมตร (ต่อความกว้าง 1 เมตร)}$$

ดังนั้น ใช้เหล็กเสริมกระจายแรง RB9 @100 มิลลิเมตร

$$((A_s) = 7.04 \text{ ตารางเซนติเมตร ต่อความกว้าง 1 เมตร})$$

ผ่าน

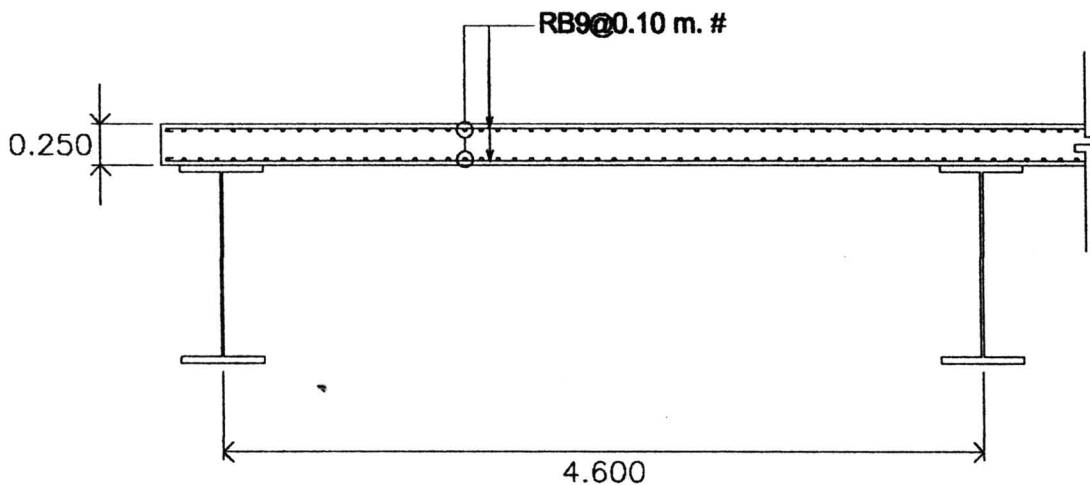
#### ค.2.13 เหล็กเสริมต้านทานการยึดหด

$$(A_{s_{temp}}) = 2.65 \text{ ตร.ซม. ต่อความกว้าง 1 เมตร}$$

ดังนั้น ใช้เหล็กเสริมต้านทานการยึดหด RB9@100 มิลลิเมตร

$$((A_{s_{temp}}) = 4.04 \text{ ตารางเซนติเมตร})$$

ผ่าน



ภาพที่ ค.4 รายละเอียดเหล็กเสริมในพื้นที่คองกรีต



### ค.3 ออกแบบคานเหล็ก

เนื่องจากขั้นตอนการออกแบบคานแต่ละตัวจะเป็นลักษณะเดียวกัน ถึงจะใช้คานตัว  
ใน ในการออกแบบ

#### ค.3.1 น้ำหนักบรรทุก, โมเมนต์ดัด และแรงเฉือน

ในขั้นตอนก่อสร้างไม่มีการตั้งนั่งร้านค้ำยันคานเหล็กในระหว่างการเทคอนกรีตแผ่น  
พื้น สะพานที่ออกแบบจึงเป็นสะพานหน้าตัดเชิงประกอบสำหรับน้ำหนักบรรทุกจรอย่างเดียว  
(Live Load composite only)

ดังนั้นคานเหล็กจะรองรับน้ำหนักบรรทุกตายตัวของคานเหล็ก แผ่นพื้นคอนกรีต  
กว้าง 4.1 เมตร และส่วนประกอบอื่น ๆ ซึ่งรวมกันเป็นน้ำหนักบรรทุกตายตัว, DL จะได้

น้ำหนักบรรทุกจรที่กระทำกับคานเหล็ก

แผ่นพื้น : $0.75 \times 2.4$	=	1.80	ตันต่อเมตร
คานเหล็กและส่วนประกอบอื่น ๆ โดยประมาณ	=	0.50	ตันต่อเมตร
รวม DL ต่อคานหนึ่งตัว	=	2.30	ตันต่อเมตร

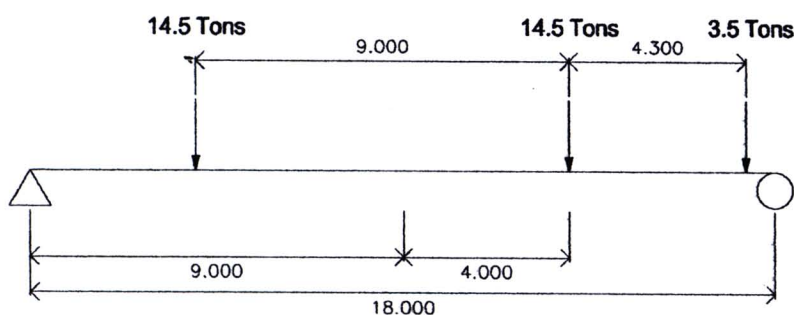
โมเมนต์ดัดสูงสุดที่กึ่งกลางความยาวช่วง

$$M_{DL} = \frac{2.30 \times (18.0)^2}{8} = 93.15 \text{ ตัน-เมตร}$$

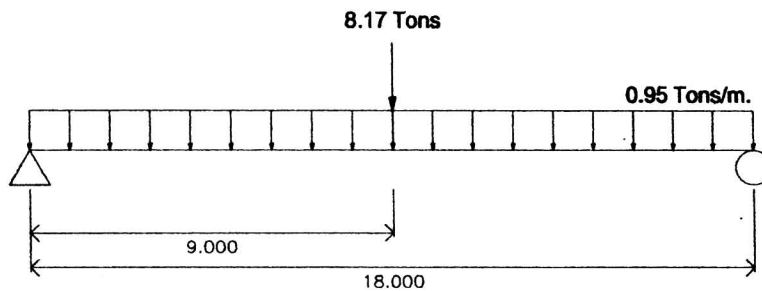
แรงเฉือนสูงสุดเกิดที่จุดรองรับ

$$V_{DL} = \frac{2.30 \times 18.0}{2} = 20.7 \text{ ตัน}$$

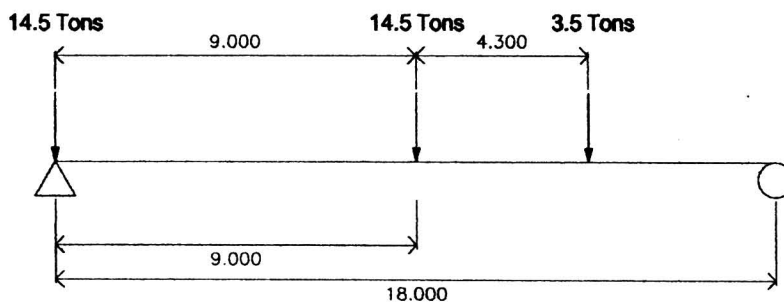
พิจารณาคานโมเมนต์ภายใน โดยการจัดวางน้ำหนักบรรทุกจรแบบรถบรรทุกและ  
น้ำหนักบรรทุกจรแบบแผ่เทียบเท่าของน้ำหนักบรรทุกจรแบบ HS20 เพื่อให้เกิดโมเมนต์ดัด  
สูงสุดในคานสะพาน ตามลำดับ



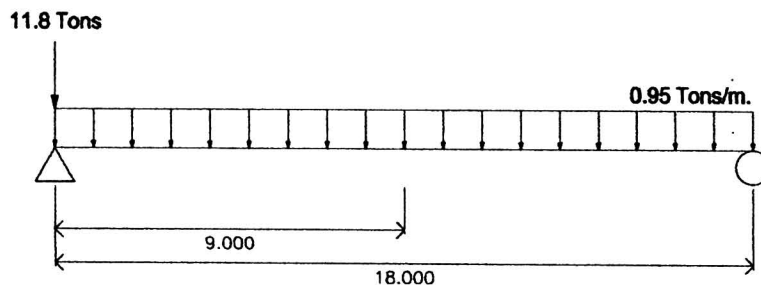
- (ก) การจัดวางน้ำหนักบรรทุกทุกจรรยาบรรณยนต์ทุกเพื่อให้เกิดโมเมนต์คัตสูงสุด  
(โมเมนต์คัต  $M_{LL} = 99.82$  ตัน-เมตร)



- (ข) การจัดวางน้ำหนักบรรทุกทุกจรรยาบรรณยนต์แบบแผ่เทียบเท่าเพื่อให้เกิดโมเมนต์คัตสูงสุด  
(โมเมนต์คัต  $M_{LL} = 75.24$  ตัน-เมตร)



- (ค) การจัดวางน้ำหนักบรรทุกทุกจรรยาบรรณยนต์แบบรถบรรทุกเพื่อให้เกิดแรงเฉือนสูงสุด  
(แรงเฉือน  $V_{LL} = 22.66$  ตัน)



- (ง) การจัดวางน้ำหนักบรรทุกทุกจรรยาบรรณยนต์แบบแผ่เทียบเท่าเพื่อให้เกิดแรงเฉือนสูงสุด  
(แรงเฉือน  $V_{LL} = 20.35$  ตัน)

ภาพที่ ค.5 การจัดวางน้ำหนักบรรทุกเพื่อให้เกิดแรงภายในสูงสุด

จากภาพที่ ค.5 (ก) และ(ข) ตามลำดับ

โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกจรรยาบรรณยนต์ ;  $M_{LL,TL} = 99.82$  ตัน-เมตร

โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักแบบแผ่เทียบเท่า ;  $M_{LL,TL} = 75.240$  ตัน-เมตร

ดังนั้น โมเมนต์คัตเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกจรรยาบรรณ HS20 = 99.82 ตัน-เมตร

และ โมเมนต์คัตสูงสุดเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกจรรยาบรรณ HS20 ที่กระทำต่อคานหนึ่งตัว คือ

$$M_{LL} = 99.82 \text{ ตัน-เมตร ต่อ คาน}$$

จากภาพที่ ก.5 (ค) และ(ง) ตามลำดับ

แรงเฉือนเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกแบบรถบรรทุก ;  $V_{LL,TL} = 22.66$  ตัน

แรงเฉือนเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกแบบแผ่นเทียบเท่า ;  $V_{LL,LL} = 20.350$  ตัน

ดังนั้น แรงเฉือนเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรแบบ H20 = 22.66 ตัน

และ น้ำหนักแรงเฉือนสูงสุดเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกแบบ HS20 ที่กระทำต่อคานหนึ่งตัว คือ

$$V_{LL} = 22.66 \text{ ตัน ต่อ คาน}$$

อัตราส่วนแรงกระทำจะเป็นสัดส่วนกับน้ำหนักบรรทุกจรดังนี้

$$I = 15.24 / (L+38)$$

$$= 15.24 / (18.0 + 38)$$

$$= 0.272 \text{ ซึ่งน้อยกว่า } 0.300 \text{ ใช้ } I = 0.272$$

ดังนั้น  $M_{LL+I} = (1+I)M_{LL} = (1+0.272)(99.82) = 126.97$  ตัน-เมตร ต่อ คาน

$$V_{LL+I} = (1+I)V_{LL} = (1+0.272)(22.66) = 28.83 \text{ ตัน ต่อ คาน}$$

ตารางที่ ค.2 แรงภายในสูงสุดที่เกิดขึ้นในคานสะพานช่วงเดียว

	Dead Load	Live Load+I
โมเมนต์ดัดที่กึ่งกลางช่วง (ตัน-เมตร)	93.15	126.97
แรงเฉือนที่จุดรองรับ (ตัน)	27.70	28.83

ค.3.2 จำนวนหน้าตัดที่ต้องการของปีกคานบน และปีกคานล่างของคานเหล็ก

แผ่นพื้นคอนกรีตหนา 25.0 cm. และความหนาประสิทธิภาพของแผ่นพื้นคอนกรีตสำหรับหน้าตัดเชิงประกอบคือ 25.0 cm. ดังนั้น ความกว้างประสิทธิภาพของแผ่นพื้นซึ่งถือเป็นส่วนหนึ่งของปีกคานบนของคานรูปตัวทีจะเป็นค่าที่น้อยที่สุดจากค่าต่อไปนี้

$$\text{ความยาวช่วง/4, } L/4 = 18.0 / 4 = 4.5 \text{ เมตร (450 เซนติเมตร)}$$

$$\text{ระยะระหว่างคาน} = 410 \text{ เซนติเมตร}$$

$$\text{และ } 12 \text{ เท่าของความหนาแผ่นพื้น} = 12 \times 25.0 = 300 \text{ เซนติเมตร}$$

ดังนั้น ความกว้างประสิทธิภาพของแผ่นพื้นคอนกรีตสำหรับหน้าตัดเชิงประกอบ คือ 410 เซนติเมตร

พิจารณาใช้คานหน้าตัดตัวโอปีกกว้างที่มีความลึก 120 เซนติเมตร และใช้ค่าหน่วยแรงดัดที่ยอมให้  $f_a = 1,400$  กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร พื้นที่หน้าตัดของปีกล่างของคานเหล็กที่ต้องการ ( $A_{bf,r}$ ) สามารถประมาณได้จาก

$$A_{bf,r} = \left( \frac{1.0 \times 10^5}{f_a} \right) \left( \frac{M_{DL}}{D_{cg}} + \frac{M_{LL+I}}{D_{cg} + t} \right) \quad (10)$$

เมื่อ  $D_{cg}$  = ระยะระหว่างปีกคาน,  $D_{cg} = 120$  เซนติเมตร  
 $t$  = ความหนาของพื้นคอนกรีต,  $t = 25$  เซนติเมตร  
 ดังนั้น พื้นที่หน้าตัดที่ต้องการปีกล่างของคานเหล็ก ( $A_{bf,r}$ ) มีค่าเท่ากับ

$$A_{bf,r} = \left[ \frac{1.0 \times 10^5}{1,400} \right] \left[ \frac{93.15}{120} + \frac{126.97}{120 + 25} \right]$$

$$= 118.0 \text{ ตารางเซนติเมตร}$$

อัตราส่วนระหว่างพื้นที่หน้าตัดที่ต้องการของปีกคานบนของคานเหล็ก, ( $A_{yf,r}$ ) กับพื้นที่หน้าตัดที่ต้องการของปีกคานด้านล่างของคานเหล็ก, ( $A_{bf,r}$ ) อาจประมาณได้จากความยาวช่วงคาน  $L$  ได้ดังนี้

$$R = \frac{A_{yf,r}}{A_{bf,r}} = \frac{15.0}{(57.0 - L)} \quad (11)$$

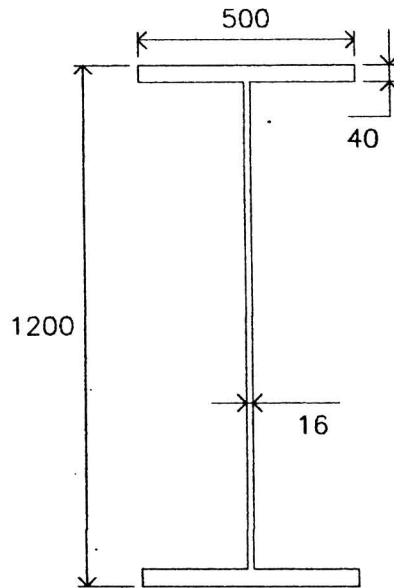
ดังนั้น  $R = \frac{15.0}{(57.0 - 18.0)} = 0.3846$

ดังนั้น พื้นที่หน้าตัดที่ต้องการของปีกบนของคานเหล็ก,  $A_{yf,r}$  มีค่าเท่ากับ

$$A_{yf,r} = R(A_{bf,r}) = 0.3846 \times 118.0 = 45.38 \text{ ตารางเซนติเมตร}$$

ดังนั้น หน้าตัดคานเหล็กที่ต้องกาจะต้องมีความลึกไม่น้อยกว่า 1200 มิลลิเมตร มีพื้นที่หน้าตัดของ ปีกบนไม่น้อยกว่า 45.38 ตารางเซนติเมตร และมีพื้นที่หน้าตัดของปีกล่างไม่น้อยกว่า 118.0 ตารางเซนติเมตร

พิจารณาใช้คานเหล็กขึ้นรูปแบบรีดร้อนหน้าตัดได้ปีกกว้าง (Wide Flange) ประเภท 1200WB455 มีความกว้างทั้งหมด 500 มิลลิเมตร ปีกคานหนา 40 มิลลิเมตร จะมีพื้นที่หน้าตัดของ ปีกคาน =  $4.0 \times 5.00 = 200.00$  ตารางเซนติเมตร  $> 118.0$  และ 45.38 ตารางเซนติเมตร ผ่าน



ภาพที่ ค.6 รูปตัดของเหล็กตัว I (1200WB455 cross section.) (หน่วย มิลลิเมตร)

### ค.3.3 การคำนวณคุณสมบัติของคานเหล็ก

#### (1) การคำนวณคุณสมบัติของคานเหล็กที่หน้าตัดที่กึ่งกลางคาน

##### วัสดุคุณสมบัติ

โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต,  $E_C$  : 255,000 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม,  $E_S$  : 2,040,000 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

$$n = \frac{E_S}{E_C} : 8.0$$

##### คานเหล็ก (1200WB455)

ความหนาปีก, $t_1$	:	4	เซนติเมตร
ความหนาเอว, $t_2$	:	1.6	เซนติเมตร
ความกว้างของหน้าตัด, $b$	:	50	เซนติเมตร
ความลึกของหน้าตัด, $h$	:	120	เซนติเมตร
จำนวนของคานเหล็ก	:	1	ชิ้น
$y_{CL}$	:	60	เซนติเมตร
พื้นที่หน้าตัด	:	579.2	ตารางเซนติเมตร
$I_{WF}$	:	1,533,457	(เซนติเมตร) <sup>4</sup>

##### ระยะจากแกนสะเทินของหน้าตัดเชิงประกอบไปยัง

ขอบบนของคานเหล็ก	= $y_{st}$ :	60	เซนติเมตร
ขอบล่างของคานเหล็ก	= $y_{sb}$ :	60	เซนติเมตร

### โมเมนต์ของหน้าตัด (S)

$$\text{ขอบบนของคานเหล็ก } (S_{st}) = I_{WF} / y_{st} \quad : \quad 25,600 \quad (\text{เซนติเมตร})^3$$

$$\text{ขอบล่างของคานเหล็ก } (S_{sb}) = I_{WF} / y_{sb} \quad : \quad 25,600 \quad (\text{เซนติเมตร})^3$$

ในกรณีที่คานสะพานจะรับน้ำหนักบรรทุกในช่วงเวลาสั้น ได้แก่ น้ำหนักบรรทุกจรและแรงกระทำ (  $n = \frac{E_s}{E_c}$  )

### (2) การคำนวณคุณสมบัติเชิงประกอบของกึ่งกลางช่วงสำหรับน้ำหนักบรรทุกจรรวมแรงกระทำ ( $n = 8.0$ )

#### วัสดุคุณสมบัติ

$$\text{โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต, } E_C \quad : \quad 255,000 \quad \text{กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร}$$

$$\text{โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม, } E_S \quad : \quad 2,040,000 \quad \text{กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร}$$

$$n = \frac{E_S}{E_C} \quad : \quad 8.0$$

#### แผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก (Concrete deck)

$$\text{ความกว้างของช่วงแผ่นพื้น, } B \quad : \quad 410 \quad \text{เซนติเมตร}$$

$$\text{ความหนาของแผ่นพื้น, } H \quad : \quad 25 \quad \text{เซนติเมตร}$$

$$y_{CL} \quad : \quad 12.5 \quad \text{เซนติเมตร}$$

$$\text{พื้นที่หน้าตัด} \quad : \quad 10,250 \quad \text{ตารางเซนติเมตร}$$

$$I_{DECK} \quad : \quad 533,854 \quad (\text{เซนติเมตร})^4$$

#### คานเหล็ก (1200WB455)

$$\text{ความหนาปีก, } t_1 \quad : \quad 4 \quad \text{เซนติเมตร}$$

$$\text{ความหนาเอว, } t_2 \quad : \quad 1.6 \quad \text{เซนติเมตร}$$

$$\text{ความกว้างของหน้าตัด, } b \quad : \quad 50 \quad \text{เซนติเมตร}$$

$$\text{ความลึกของหน้าตัด, } h \quad : \quad 120 \quad \text{เซนติเมตร}$$

$$\text{จำนวนของคานเหล็ก} \quad : \quad 1 \quad \text{ชิ้น}$$

$$y_{CL} \quad : \quad 60 \quad \text{เซนติเมตร}$$

$$\text{พื้นที่หน้าตัด} \quad : \quad 579.2 \quad \text{ตารางเซนติเมตร}$$

$$I_{WF} \quad : \quad 1,533,457 \quad (\text{เซนติเมตร})^4$$

#### หน้าตัดคอมโพสิต

$$y \text{ (Centroid of composite section)} \quad : \quad 33 \quad \text{เซนติเมตร}$$

$$I_{DECK} \quad : \quad 4.86 \times 10^6 \quad (\text{เซนติเมตร})^4$$

$$I_{WF} \quad : \quad 3.10 \times 10^6 \quad (\text{เซนติเมตร})^4$$

$$I_{comp.} : 7.95 \times 10^6 \quad (\text{เซนติเมตร}^4)$$

ระยะจากแกนสะเทินของหน้าตัดเชิงประกอบไปยัง

ขอบบนของคานเหล็ก	= $y_{st}$	: 8	เซนติเมตร
ขอบล่างของคานเหล็ก	= $y_{sb}$	: 112	เซนติเมตร
ขอบบนของแผ่นคอนกรีต	= $y_c$	: 33	เซนติเมตร

โมเมนต์ของหน้าตัด (S)

ขอบบนของคานเหล็ก ( $S_{st}$ )	= $I_{comp.} / y_{st}$	: $99.38 \times 10^4$	(เซนติเมตร) <sup>3</sup>
ขอบล่างของคานเหล็ก ( $S_{sb}$ )	= $I_{comp.} / y_{sb}$	: $7.10 \times 10^4$	(เซนติเมตร) <sup>3</sup>
ขอบล่างของแผ่นคอนกรีต ( $S_c$ )	= $I_{comp.} / y_c$	: $24.10 \times 10^4$	(เซนติเมตร) <sup>3</sup>

### ค.3.4 ตรวจสอบหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในหน้าตัด

เนื่องจากไม่มีการค้ำยันคานเหล็กในระหว่างการเทคอนกรีตของแผ่นพื้นคอนกรีตคานสะพานที่ออกแบบจะเป็นคานหนึ่งตัดเชิงประกอบสำหรับน้ำหนักบรรทุกจรอย่างเดียว (Live Load Composite only) หน้าตัดคานเหล็กจะรองรับน้ำหนักบรรทุกตายตัว (DL) ในขณะที่หน้าตัดคานเชิงประกอบจะรองรับน้ำหนักบรรทุกตายตัวเพิ่มเติม (SDL) และน้ำหนักบรรทุกจะรวมแรงกระแทก (LL+I)

การคำนวณน้ำหนักบรรทุกตายตัว (DL) ใช้โมเมนต์ของหน้าตัดของคานเหล็กในการคำนวณหน่วยแรงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกตายตัวเพิ่มเติม (SDL) ใช้โมเมนต์หน้าตัดเชิงประกอบ ( $3n=24$ ) หน่วยแรงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจะรวมกระแทก (LL+I) ใช้โมเมนต์หน้าตัดเชิงประกอบ ( $n=8$ )

ตารางที่ 3.5 แสดงหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในหน้าตัดคาน แสดงว่าหน่วยแรงรวมที่ขอบบนของคานเหล็กและขอบล่างของเหล็กมีค่าน้อยกว่าและใกล้เคียงกับหน่วยแรงที่ยอมให้ ( $f_a = 1,400$  กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร)

ตารางที่ ค.3 แสดงหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในหน้าตัดเชิงประกอบบริเวณหน้าตัดที่มีโมเมนต์ดัดสูงสุด

หน่วยแรงในคานเหล็ก (กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร)	
ขอบบนของคานเหล็ก (แรงอัด)	ขอบล่างของคานเหล็ก (แรงดึง)
DL : $f_b = 93.15 \times 10^3 \times 10^2 / 2.56 \times 10^4 = 363.87$	$f_b = 93.15 \times 10^3 \times 10^2 / 2.56 \times 10^4 = 363.87$
LL+I : $f_b = 126.97 \times 10^3 \times 10^2 / 99.38 \times 10^4 = 12.78$	$f_b = 126.97 \times 10^3 \times 10^2 / 7.10 \times 10^4 = 178.83$
หน่วยแรงรวม = $376.65 < f_a (1,400)$ <u>ผ่าน</u>	หน่วยแรงรวม = $542.70 < f_a (1,400)$ <u>ผ่าน</u>

ตารางที่ ค.4 แสดงหน่วยแรงรวมที่ขอบบนของแผ่นพื้นมีค่าน้อยกว่าหน่วยแรงที่ยอมให้ ( $f_{ca} = 0.4fc' = 112$  กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร)

หน่วยแรงที่ผิวบนของแผ่นพื้นคอนกรีต (กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร)	
LL+I : $f_{cb} = 126.97 \times 10^3 \times 10^2 / (24.10 \times 10^4 \times 8.0) = 6.59$	
หน่วยแรงรวม = $6.59 < f_{ca} (112)$ <u>ผ่าน</u>	

### ค.3.5 ตรวจสอบหน่วยแรงเฉือนสูงสุด

สำหรับคานเหล็กรูปตัวไอปีกกว้าง มีแรงเฉือนสูงสุดที่คำนวณไว้คือ 28.83 ดัน ที่จุดรองรับ เหล็กแผ่นตั้งมีความลึกเท่ากับ 120 เซนติเมตร หนา 1.60 เซนติเมตร ดังนั้นพื้นที่หน้าตัดของเหล็กแผ่นตั้งคือ  $120 \times 1.60 = 192$  ตารางเซนติเมตร

หน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยในเหล็กแผ่นตั้งเท่ากับ

$$f_v = (28.83 \times 1,000) / 192 = 150.16 < 835 \text{ กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร}$$

เหล็กเสริมข้างคานรับแรง (Bearing Stiffeners) ตรงปลายคานไม่จำเป็นสำหรับคานขึ้นรูปแบบบริดจอน ถ้าหากหน่วยแรงเฉือนของเหล็กแผ่นตั้งไม่เกินร้อยละ 75 ของค่าหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ (โดยที่หน่วยแรงเฉือนสำหรับเหล็ก A36 มีค่าเท่ากับ 835 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร)

อัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นกับหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ เท่ากับ

$$150.16 / 835 = 0.180 < 0.75$$

ดังนั้น ไม่ต้องใส่เหล็กเสริมข้างคานรับแรงกด (Bearing Stiffeners) ก็ได้

**ภาคผนวก ง**  
**การแบ่งประเภทของสะพานคอมโพสิตสำหรับการพิจารณาความล้า ตามมาตรฐาน**  
**AASHTO**

ตารางที่ ง.1 การแบ่งประเภทของสะพานคอมโพสิตสำหรับการพิจารณาความล้ม ตามมาตรฐาน AASHTO (AASHTO, 2003)

ข้อกำหนดทั่วไป	สถานะของสะพาน	Detail Category	ประเภทรูปจากภาพที่ 2.28
Plain members	Base metal : <ul style="list-style-type: none"> <li>• With rolled or cleaned surfaces. Flame-cut edges with ANSI/AASHTO/AWS D5.1 (Section 3.2.2) smoothness of 0.025 mm. or less</li> <li>• Of unpainted weathering steel , all grades , designed &amp; detailed in accordance with FHWA (1990)</li> <li>• At net section of eye bar heads &amp; pin plates</li> </ul>	A	1, 2
		B	
		E	
Built-up members	Base metal & weld metal in components, without attachments, connected by <ul style="list-style-type: none"> <li>• Continuous full-penetration groove weld with backing bars removed, or</li> <li>• Continuous fillet welds parallel to the direction of applied stress</li> <li>• Continuous full-penetration groove weld with backing bars in place, or</li> <li>• Continuous partial-penetration groove welds parallel to the direction of applied stress</li> </ul>	B	3, 4, 5, 7
		B	
		B'	
		B'	
	Base metals at ends of partial-length cover plates; <ul style="list-style-type: none"> <li>• With bolted slip-critical end connections</li> <li>• Narrower than the flange, with or without end welds, or</li> <li>• Wider than the flange with end welds               <ul style="list-style-type: none"> <li>Flange thickness <math>\leq 20</math> min</li> <li>Flange thickness <math>&gt; 20</math> min</li> </ul> </li> <li>• Wider than the flange without end welds</li> </ul>	B	21
		E	7
		E'	

ตารางที่ ง.1 การแบ่งประเภทของสะพานคอมโพสิตสำหรับการพิจารณาความล้า ตามมาตรฐาน  
AASHTO (AASHTO, 2003) (ต่อ)

ข้อกำหนด ทั่วไป	สถานะของสะพาน	Detail Category	ประเภทรูปจาก ภาพที่ 2.28
Groove-weld splice connections with weld soundness established by NDT and all required grinding in the direction of the applied stresses	Base metal and weld metal at full-penetration groove-welded splices: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Of plates of similar cross sections with welds ground flush</li> <li>• With 600-mm radius transitions in width with welds ground flush</li> <li>• With transitions in width or thickness with welds ground to provide slopes no steeper than 1.0-2.5 <ul style="list-style-type: none"> <li>Grades 690/690W base metal</li> <li>Other base metal grades</li> </ul> </li> <li>• With or without transitions having slopes no greater than 1.0-2.5, when weld reinforcement is not removed</li> </ul>	B	8, 10
		B	13
		B'	11, 12
		B C	8, 10, 11, 12
Longitudinally loaded groove- welded attachments	Base metal at details attached by full- or partial-penetration groove welds: <ul style="list-style-type: none"> <li>• When the detail length in the direction of applied stress is <ul style="list-style-type: none"> <li>Less than 50 mm</li> <li>Between 50 mm and 12 times the detail thickness, but less than 100 mm</li> <li>Greater than either 12 times the detail thickness or 100 mm <ul style="list-style-type: none"> <li>Detail thickness &lt; 25 mm</li> <li>Detail thickness <math>\geq</math> 25 mm</li> </ul> </li> </ul> </li> <li>• With a transition radius with end welds ground smooth, regardless of detail length: <ul style="list-style-type: none"> <li>Transition radius <math>\geq</math> 60 mm</li> <li>600 mm &gt; transition radius <math>\geq</math> 150 mm</li> <li>150 mm &gt; transition radius <math>\geq</math> 50 mm</li> <li>Transition radius &lt; 50 mm</li> </ul> </li> <li>• With a transition radius with end welds not ground smooth</li> </ul>	C	6, 15
		D	15
		E	15
		E'	15
			16
		B	
		C	
		D	
		E	
		E	16

ตารางที่ ง.1 การแบ่งประเภทของสะพานคอมโพสิตสำหรับการพิจารณาความล้า ตามมาตรฐาน  
AASHTO (AASHTO, 2003) (ต่อ)

ข้อกำหนดทั่วไป	สถานะของสะพาน	Detail Category	ประเภทรูปจากภาพที่ 2.28
Transversely loaded groove-welded attachments with weld soundness established by NDT and all required grinding transverse to the direction of stress	Base metal at detail attached by full-penetration groove welds with a transition radius: <ul style="list-style-type: none"> <li>With equal plate thickness and weld reinforcement removed: <ul style="list-style-type: none"> <li>Transition radius <math>\geq 60</math> mm</li> <li><math>600 \text{ mm} &gt; \text{transition radius} \geq 150</math> mm</li> <li><math>150 \text{ mm} &gt; \text{transition radius} \geq 50</math> mm</li> <li>Transition radius <math>&lt; 50</math> mm</li> </ul> </li> <li>With equal plate thickness and weld reinforcement not removed: <ul style="list-style-type: none"> <li>Transition radius <math>\geq 150</math> mm</li> <li><math>150 \text{ mm} &gt; \text{transition radius} \geq 50</math> mm</li> <li>Transition radius <math>&lt; 50</math> mm</li> </ul> </li> <li>With unequal plate thickness and weld reinforcement removed: <ul style="list-style-type: none"> <li>Transition radius <math>\geq 50</math> mm</li> <li>Transition radius <math>&lt; 50</math> mm</li> </ul> </li> <li>For any transition radius with unequal plate thickness and weld reinforcement not removed</li> </ul>	B	16
		C	
		D	
		E	
		C	
		D	
E			
Fillet-welded connections with weld normal	Base metal: <ul style="list-style-type: none"> <li>At details other than transverse stiffener-to-flange or transverse stiffener-to-web connections</li> <li>At the toe of transverse stiffener-to-flange and transfer stiffener-to-web welds</li> </ul>	C	14
		C'	6
Fillet-welded connections with welds normal and/or parallel to the direction	Shear stress on the weld throat	E	9

ตารางที่ ง.1 การแบ่งประเภทของสะพานคอมโพสิตสำหรับการพิจารณาความล้า ตามมาตรฐาน  
AASHTO (AASHTO, 2003) (ต่อ)

ข้อกำหนด ทั่วไป	สถานะของสะพาน	Detail Category	ประเภทรูปจาก ภาพที่ 2.28
Longitudinally loaded fillet- welded attachments	<p>Base metal of details attached by fillet welds:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• When the detail length in the direction of applied stress is               <ul style="list-style-type: none"> <li>- Less than 50 mm or stud-type shear connectors</li> <li>- Between 50 mm and 12 times the detail thickness, but less than 100 mm</li> <li>- Greater than either 12 times the detail thickness or 100 mm                   <ul style="list-style-type: none"> <li>Detail thickness &lt; 25 mm</li> <li>Detail thickness <math>\geq</math> 25 mm</li> </ul> </li> </ul> </li> <li>• With a transition radius with the end welds ground smooth, regardless of detail length:               <ul style="list-style-type: none"> <li>Transition radius <math>\geq</math> 50 mm</li> <li>Transition radius &lt; 50 mm</li> </ul> </li> <li>• With a transition radius with end welds not ground smooth</li> </ul>	<p>C</p> <p>D</p> <p>E</p> <p>E'</p> <p>D</p> <p>E</p> <p>E</p>	<p>15, 17, 18, 20</p> <p>15, 17</p> <p>7, 9, 15, 17</p> <p>16</p> <p>16</p>
Transversely loaded fillet- welded attachments	<p>Base metal at details attached by fillet welds:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• With a transition radius with end welds ground smooth:               <ul style="list-style-type: none"> <li>Transition radius <math>\geq</math> 50 mm</li> <li>Transition radius &lt; 50 mm</li> </ul> </li> <li>• With any transition radius with end welds not ground smooth</li> </ul>	<p>D</p> <p>E</p> <p>E</p>	<p>16</p>
Mechanically fastened connections	<p>Base metal:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• At gross section of high-strength bolted slip-critical connections, except axially loaded joints in which out-of-plane bending is induced in connected materials</li> <li>• At net section of high-strength bolted nonslip-critical connections</li> <li>• At net section of riveted connections</li> </ul>	<p>B</p> <p>B</p> <p>D</p>	<p>21</p>

**ภาคผนวก จ**  
**Output จากโครงการวิจัยที่ได้รับทุนจาก สกว.**



**Output จากโครงการวิจัยที่ได้รับทุนจาก สกว.**

**1. ผลงานตีพิมพ์ในวารสารวิชาการระดับชาติ**

- กิตติศักดิ์ ชันดีวิชัย และ ศรัณย์ ประมูลพงศ์ (2553), พฤติกรรมความล่าช้าได้แรงดึงของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์, วารสารวิชาการวิศวกรรมศาสตร์ ม.อบ., Vol. 3(1), pp. 38-51

## พฤติกรรมความล้าภายใต้แรงดึงของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลัง ด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์

### Fatigue Performance of Tensile Steel Members Strengthened with CFRP Plates

กิตติศักดิ์ ขันติยวิชัย\* ศรีณย์ ประมูลพงศ์

คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี อ.วารินชำราบ จ.อุบลราชธานี 34190

Kittisak Kuntiyawichai\* Saran Pramoonphong

Faculty of Engineering, Ubon Ratchathani University, Warinchamrap, Ubonratchathani 34190

Tel : 0-4535-3339 E-mail: kittisak.ubu@gmail.com

#### บทคัดย่อ

บทความนี้ศึกษาพฤติกรรมความล้าภายใต้แรงดึงของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วย Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) โดยใช้ระเบียบวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ ขั้นตอนแรกเป็นการสอบเทียบความถูกต้องของหลังจากนั้นจึงทำการศึกษาค่าตัวแปรที่มีผลต่อพฤติกรรมความล้าของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP โดยมีตัวแปรที่ทำการศึกษา 3 ตัวแปร คือ ช่วงของความเค้นกระทำ (stress range) ความหนาของแผ่น CFRP ผลการศึกษาพบว่าแบบจำลองไฟไนท์อีลิเมนต์มีความถูกต้องอยู่ในระดับที่ยอมรับได้ ส่วนผลการศึกษาค่าตัวแปรที่มีผลต่อพฤติกรรมความล้าของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP พบว่าเมื่อทำการเพิ่มช่วงของความเค้นกระทำจะทำให้ค่าสตีเฟนสของชิ้นส่วนนั้นจะลดลงอย่างเห็นได้ชัด การเพิ่มความหนาของกาวอย่างเดียวกจะเพิ่มความสามารถในการรับแรงเฉือนของชิ้นกาว ทำให้อายุการใช้งานเพิ่มขึ้นตามไปด้วย สำหรับการเพิ่มความหนาของแผ่น CFRP อย่างเดียวจะทำให้ค่าความเค้นเฉือนสูงสุดในบริเวณกาวจะเพิ่มขึ้น ทำให้ชิ้นกาวกลายเป็นตัวควบคุมการส่งผ่านของแรงระหว่างแผ่นเหล็กไปยังแผ่น CFRP ทำให้อายุการใช้งานลดลง

**คำหลัก** ความล้า อายุการใช้งาน ไฟไนท์อีลิเมนต์

#### Abstract

This paper studies the fatigue behavior of tensile steel member strengthened with Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) plates using finite element technique. Firstly, the model accuracy was tested in which the results were compared with the experimental results obtained from the literature. Secondly the effects of stress ranges, glue thickness and CFRP thickness on fatigue behavior of the tensile steel member strengthened with CFRP plates were investigated. The results show that the fatigue behavior of tensile steel member strengthened with CFRP plates obtained from FE model was in good agreement with analytical model. When increasing the stress range, the stiffness decrement of the member was noted. For the effect of the glue thickness on fatigue behavior of tensile steel member strengthened with CFRP plates, it was found that increasing in the glue thickness enhanced the shear ability of the glue layer. This also led to the increasing in fatigue life. Finally, increasing in the CFRP thickness reduced the fatigue life.

**Keywords:** Fatigue, fatigue life, finite element

## 1. บทนำ

ปัจจัยที่สำคัญที่จะต้องพิจารณาในการเลือกใช้วัสดุคอมโพสิตในการเสริมกำลังให้แก่โครงสร้างเหล็กได้แก่ ความคงทนต่อการรับน้ำหนักกระทำแบบซ้ำ ๆ (cycle load) ซึ่งจากข้อมูลที่ได้จากการทบทวนวรรณกรรมพบว่าสะพานเหล็กส่วนใหญ่ทั้งใน ยุโรป อเมริกา และ ญี่ปุ่น ต่างก็ประสบปัญหาการเสื่อมสภาพเช่นเดียวกันคือ ปัญหาการกัดกร่อน และ ปัญหาการถดถอยของกำลังเนื่องมาจากความล้า นอกจากนี้สะพานในทวีปยุโรปส่วนใหญ่จะมีอายุมากกว่า 100 ปี ซึ่งหลังจากสงครามโลกครั้งที่ 2 ในช่วงปี ค.ศ. 1960-1975 ได้มีการสร้างสะพานขึ้นใหม่เพื่อรองรับต่อสภาพจราจรที่เพิ่มขึ้น ขณะเดียวกันการซ่อมบำรุงสะพานที่ยังมีสภาพการใช้งานได้ก็ทำได้ทำควบคู่กันไปซึ่งจากการสำรวจพบว่าร้อยละ 50 ของสะพานทั้งหมดต้องการการซ่อมบำรุง [1]

ในปี ค.ศ. 2005 Federal Highway Administration ของอเมริกาได้ทำการตรวจประเมินสภาพสะพานเหล็กทั่วประเทศประมาณ 200,000 สะพาน พบว่าร้อยละ 40 ของสะพานทั้งหมดมีสภาพที่ต้องการการซ่อมแซม ซึ่งสาเหตุของการเสื่อมสภาพของสะพาน ได้แก่ การชนเนื่องจากการเกิดอุบัติเหตุบนสะพาน นักขับรถที่กระทำแบบซ้ำ ๆ และสภาพแวดล้อม เป็นต้น [2] ดังนั้นสืบเนื่องจากสภาพเศรษฐกิจในปัจจุบันและสภาพการจราจรที่คับคั่ง การพิจารณาซ่อมแซมสะพานจึงเป็นทางเลือกแรกที่ผู้รับผิดชอบควรพิจารณาเนื่องจากมีค่าใช้จ่ายที่น้อยกว่าการสร้างใหม่มาก รวมทั้งไม่ต้องทำการรื้อสะพานเดิมและไม่กระทบต่อการจราจรอีกด้วย

วิธีการหนึ่งในการซ่อมโครงสร้างสะพานเหล็กได้แก่การใช้วัสดุคอมโพสิต (ในที่นี้จะกล่าวถึงคาร์บอนไฟเบอร์) ไปติดบริเวณที่มีความเสียหาย โดยวัสดุคาร์บอนไฟเบอร์จะมีความสามารถในการเพิ่มอายุการใช้งาน (fatigue lifetime) ของโครงสร้างได้ [3-5] นอกจากนี้ถ้าทำการอัดแรงเข้าไปในแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ก่อนที่จะทำการติดเข้าไปในโครงสร้างก็จะยิ่งเพิ่มความสามารถในการลดขนาดของรอยแตกในเหล็ก เพิ่มความแกร่งให้แก่ชิ้นส่วนเหล็กที่มีรอยแตก เป็นต้น [6-7] อย่างไรก็ตามถ้าสะพานที่เสริมกำลังด้วยคาร์บอนไฟเบอร์แล้วถูกเปิดใช้งานไปนาน ๆ แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ก็อาจจะเริ่มมีการหลุดออกจากชิ้นส่วนของสะพานโดยเฉพาะในบริเวณที่มีความเข้มข้น

ของความเค้นสูง ๆ (stress concentration zone) ซึ่งการหลุดล่อนออกของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ก็อาจจะขยายตัวจนกระทั่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์นั้นหลุดออกจากชิ้นส่วนโครงสร้างเลย [8-10] ดังนั้นการศึกษาพฤติกรรมความล้าของชิ้นส่วนของเหล็กที่เสริมกำลังด้วยคาร์บอนไฟเบอร์จึงเป็นสิ่งที่จะต้องศึกษาในเบื้องต้นเพื่อหาวิธีหลีกเลี่ยงปัญหาของการหลุดล่อนดังกล่าว โดยวิธีการศึกษาโดยทั่วไปสามารถทำได้ 2 วิธีคือ การทดลองในห้องปฏิบัติการ และการจำลองโดยใช้ระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ แต่จากการทบทวนวรรณกรรมพบว่าการศึกษาส่วนใหญ่เน้นมุ่งเน้นไปที่การทดลองซึ่งจะเสียค่าใช้จ่ายสูงทำให้การศึกษาโดยใช้ระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์จึงมีจุดเด่นขึ้นมา แต่อย่างไรก็ตามแบบจำลองที่จะทำการศึกษานั้นควรจะต้องมีการสอบเทียบความถูกต้องก่อน

สืบเนื่องมาจากปัญหาที่กล่าวมาแล้วข้างต้นบทความนี้จึงนำเสนอการศึกษาพฤติกรรมความล้าภายใต้แรงดึงของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วยคาร์บอนไฟเบอร์โดยในการศึกษานี้จะทำการศึกษาโดยใช้ระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ในการสร้างแบบจำลองของชิ้นส่วนเหล็กภายใต้แรงดึงแล้วทำการประมาณค่าอายุการใช้งาน (fatigue lifetime) ของชิ้นส่วนดังกล่าว ซึ่งความถูกต้องของผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองจะตรวจสอบโดยการเปรียบเทียบกับผลการทดลองที่ได้จากการทบทวนวรรณกรรม

## 2. ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

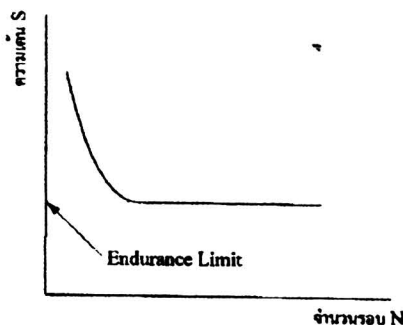
### 2.1 ความล้า (fatigue)

เมื่อวัสดุถูกแรงซึ่งต่ำกว่ากำลังประลัย (ultimate strength) มากกระทำกลับไปกลับมาซ้ำ ๆ กันก็อาจจะเกิดการแตกหักขึ้นได้ เนื่องจากเกิดความล้าขึ้น ความล้าที่เกิดในวัสดุนี้ เป็นสาเหตุใหญ่ของการเสียหายของชิ้นส่วนของโครงสร้างต่าง ๆ เพราะตลอดอายุการใช้งานของโครงสร้าง เช่น ชิ้นส่วนของสะพาน ฯลฯ จะต้องเกิดความเค้นสลับไปสลับมาเป็นล้าน ๆ ครั้ง ทำให้เกิดการล้าขึ้นในชิ้นส่วนต่าง ๆ ขบวนการเกิดความล้าที่แท้จริงยังไม่เป็นที่เข้าใจดีนัก แต่จากการศึกษาพบว่าความล้าจะเกิดเป็น 2 ระยะ คือ ระยะแรกจะเกิดรอยแตกขึ้น เมื่อมีความเค้นเข้มข้น (stress concentration) ในบริเวณนั้น และในระยะที่สอง เมื่อมีความเค้นเข้าไปซ้ำมารอยแตกนี้ก็จะมี

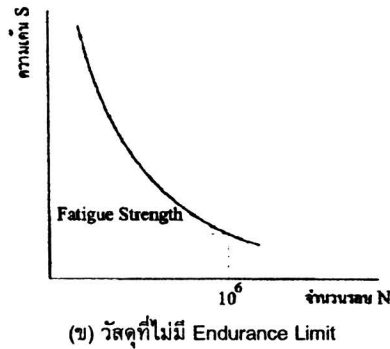
ขึ้นเรื่อย ๆ จะมีพื้นที่ภาคตัดขวางของวัสดุลดลง จนกระทั่งแรงกระทำต่อหน่วยพื้นที่สูงกว่ากำลังประลัย วัสดุก็จะแตกหักจากกัน [11]

ความเค้นที่กระทำซ้ำไปซ้ำมา (โดยปกติจะใช้ที่ค่า  $10^6-10^8$  รอบ) ความเค้นที่จะทำให้วัสดุแตกหักได้ที่ จำนวนรอบของความเค้นรอบนั้นๆ เรียกว่า Fatigue Strength สำหรับโลหะโดยเฉพาะพวกเหล็ก จะมีค่าความเค้นอยู่ค่าหนึ่ง ซึ่งถ้าใช้ความเค้นต่ำกว่านี้แล้วไม่ว่า จำนวนรอบของแรงกระทำจะเป็นเท่าใด วัสดุจะไม่แตกออก ค่าความเค้นนี้เรียกว่า ชีตจำกัดความทนทานกำลังความล้า (endurance limit) [11]

การทดสอบความล้ามีอยู่หลายวิธี แต่โดยหลักการ จะเหมือนกันคือ จะให้แรงกระทำเป็นรอบกับชิ้นทดสอบ โดยให้เกิดความเค้นค่าต่าง ๆ แล้วบันทึกจำนวนรอบที่ วัสดุจะทนได้ไว้จากนั้นนำมาเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับจำนวนรอบที่กระทำ (S-N Curve) ดังแสดงในรูปที่ 1 สำหรับโลหะในกลุ่มเหล็กเกือบทั้งหมด และโลหะที่ไม่ใช่เหล็กบางชนิด จะมี ชีตจำกัดความทนทานกำลังความล้า ดังรูป 1(ก) ส่วนพวกพอลิเมอร์และโลหะที่ไม่ใช่เหล็กหลายชนิดจะไม่มี ชีตจำกัดความทนทานกำลังความล้า ดังรูป 1(ข) สำหรับโลหะที่มี ชีตจำกัดความทนทานกำลังความล้า ค่าชีตจำกัดความล้า จะมีความสัมพันธ์กับกำลังประลัย กล่าวคือ พวกเหล็กกล้าที่ขึ้นรูปแล้ว จะมีค่าชีตจำกัดความทนทานกำลังความล้าที่ครึ่งหนึ่งของกำลังประลัย ส่วนโลหะผสมทองแดงจะอยู่ประมาณร้อยละ 25 ถึงร้อยละ 50 ของกำลังประลัย สำหรับการออกแบบชิ้นส่วนต่าง ๆ ที่ต้องรับแรงสลับ ก็คงต้องคำนึงถึงเรื่องของความล้าด้วย และพยายามออกแบบให้รับความเค้นต่ำกว่าชีตจำกัดความทนทานกำลังความล้า หรือกำลังความล้า ตามแต่กรณี [11]



(ก) วัสดุที่มี Endurance Limit



(ข) วัสดุที่ไม่มี Endurance Limit

รูปที่ 1 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับจำนวนรอบที่กระทำ [11]

## 2.2 คุณสมบัติของคาร์บอนไฟเบอร์ (CFRP)

วัสดุคาร์บอนไฟเบอร์ประกอบขึ้นจากเส้นใยที่ถูกจัดอย่างเป็นระเบียบในองค์ประกอบพอลิเมอร์ทำให้มีคุณสมบัติที่สามารถรับแรงดึงในแนวของเส้นใยได้ดีตามแนวการเรียงตัวของเส้นใยและมีความสามารถต้านทานต่อความล้าได้อย่างดีเยี่ยม ความหนาแน่นต่ำ เส้นใยเรียงตัวตามแนวยาวของแผ่นเพื่อรับความเค้นที่เกิดขึ้น [12] ดังนั้นแผ่นจึงมีโครงสร้างการเรียงตัวของเส้นใยไปในทิศทางทางเดียว ทำให้มีกำลังรับแรงดึงและแรงเฉือนทิศทางขวางการเรียงตัวของเส้นใยต่ำ พฤติกรรมและความสามารถในการรับแรงตามแนวยาวขึ้นอยู่กับประเภทของเส้นใยและปริมาณความหนาแน่นของเส้นใย แต่อย่างไรก็ตามวัสดุชนิดนี้จะไม่มีความสมบัติการครากข้อดีของวัสดุชนิดนี้คือมีความต้านทานการกัดกร่อนสูง และมีอัตราส่วนระหว่างความแกร่งต่อน้ำหนักสูง สำหรับองค์ประกอบพอลิเมอร์ที่นิยมใช้เชื่อมประสานเส้นใยมี 3 ชนิด ได้แก่ อีพ็อกซี (epoxy) ไวนิลเอสเทอร์ (vinylester) และฟีนอลิก (phenolic) ส่วนเส้นใยที่ใช้โดยทั่วไปได้แก่ เส้นใยคาร์บอน (carbon fiber) เส้นใยแก้ว (glass fiber) และเส้นใยอาระมิด (aramid fiber) โดยคุณสมบัติเชิงกลของเส้นใยคาร์บอน สามารถสรุปได้ดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 คุณสมบัติทางกลของ CFRP, GFRP และ AFRP [12]

Unidirectional Advanced Composite Materials	Fiber Content (% by weight)	Density (kg/m <sup>3</sup> )	Longitudinal Tensile Modulus (GPa)	Tensile Strength (MPa)
Carbon Fiber/Polyester CFRP Laminate	65-75	1,600- 1,900	120-250	1,200-2,250
Glass/Epoxy GFRP Laminate	50-80	1,600-2 3,000	20-55	400-1,800
Aramid/Epoxy AFRP Laminate	60-70	1,050- 1,200	40-125	1,000-1,800

### 2.3 ทฤษฎีพฤติกรรมความล้าของแผ่นประกอบ CFRP และทฤษฎีในการทำนาย

สำหรับวิธีการคำนวณการกระจายของความเค้นในชั้นกาวนั้น ได้สมมติคุณสมบัติของวัสดุให้เป็นแบบยืดหยุ่น โดยค่าความเค้นที่ได้จากการคำนวณจะมี 2 รูปแบบ คือ ความเค้นเฉือน (shear stress) และความเค้นตั้งฉาก (normal stress) และในการประมาณนี้จะไม่คำนึงถึงผลของอุณหภูมิ ผลของการให้แรงเริ่มต้นแก่แผ่น CFRP ซึ่งแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่ใช้ในการประมาณค่าของความเค้นบริเวณชั้นกาวที่อยู่ระหว่างแผ่นเหล็กและแผ่น CFRP นั้นถูกนำเสนอโดย Stratford and Cadei [13] ซึ่งมีข้อสมมติฐานเบื้องต้นดังนี้

- 1) เหล็ก แผ่น CFRP และกาว มีคุณสมบัติเป็นแบบยืดหยุ่น
- 2) ระนาบของแผ่นเหล็กยังคงเป็นระนาบอยู่ นั่นคือข้อสมมติฐานของ Euler-Bernoulli
- 3) การกระจายความเค้นเฉือนนั้นจะสม่ำเสมอ นั่นคือชั้นกาวบางมาก
- 4) ไม่สนใจการเสียรูปของแผ่น CFRP เนื่องจากแรงเฉือน
- 5) ไม่สนใจการเสียรูปเนื่องจากการโก่งตัวของชั้นกาว และระหว่างกาวและแผ่น CFRP จะต้องไม่เกิดการเลื่อน
- 6) ในการพิสูจน์สมการของความเค้นเฉือนจะไม่สนใจความเค้นดัดที่เกิดขึ้นในแผ่น CFRP

สมการ (1) ใช้ในการหาค่าความเค้นซึ่งตัว "S" "F" และ "A" ที่ห้อยอยู่ข้างล่างนี้เป็นสัญลักษณ์ของชั้นส่วนของเหล็ก, แผ่น CFRP และส่วนที่ติดกาวตามลำดับ

ให้แรงในแนวแกนแก่แผ่น CFRP,  $N_F$  จะได้ [14]

$$N_F(x) = -\frac{F}{f_2 \cdot (EA)_S} \cdot (e^{-\lambda x} - 1) \quad (1)$$

โดยที่  $\lambda = \sqrt{f_2 / f_1}$

เมื่อ  $N_F(x)$  คือ แรงในแนวแกนในแผ่น CFRP

$F$  คือ แรงที่กระทำต่อแผ่น CFRP

$f_1$  คือ  $\frac{t_A}{G_A b_A}$

$f_2$  คือ  $\frac{1}{(EA)_S} + \frac{2}{(EA)_F}$

$E$  คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของชิ้นส่วนเหล็ก

$A$  คือ พื้นที่หน้าตัด

$t$  คือ ความหนา

$b$  คือ ความกว้าง

$G$  คือ ค่า shear modulus

จากสมการ (1) ค่าความเค้นตามแนวแกนของแผ่น CFRP,  $\sigma_F$  และ ความเค้นเฉือนของส่วนที่ติดกาว,  $\tau_A$  หาได้จาก [15]

$$\sigma_F = \frac{N_F}{A_F}$$

$$\tau_A = -\frac{1}{b_A} \frac{dN_F}{dx} = -\frac{1}{b_A} \frac{\lambda \cdot F}{f_2 \cdot (EA)_S} e^{-\lambda x} \quad (2)$$

เมื่อ  $\sigma$  คือ ค่าความเค้นตามแนวแกน

$\tau$  คือ ความเค้นเฉือน

ค่าความเค้นตั้งฉากในชั้นกาวจะหาได้จากการหาความแตกต่างของการอ่อนตัวในแนวตั้งตลอดหน้าตัดของรอยต่อและในส่วนนี้จะคำนึงถึงผลของการอ่อนตัวของชิ้นส่วนด้วย ซึ่งมีสมการดังนี้ [15]

$$\sigma_A = \frac{1}{b_A} \left[ \frac{a_3 C_1 \lambda^2}{a_1 \lambda^4 + a_2} e^{-\lambda x} + 2\beta^2 e^{-\beta x} (C_3 \sin(\beta x) - C_4 \cos(\beta x)) \right] \quad (3)$$

โดย

$$a_1 = \frac{t_A}{E_A b_A}, \quad a_2 = \frac{1}{(EI)_F}, \quad a_3 = \frac{y_F}{(EI)_S},$$

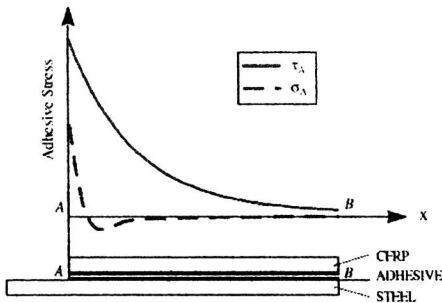
$$\beta^4 = \frac{a_2}{4a_1} \quad (4)$$

$$C_1 = -\frac{F}{f_2 E_s A_s}, \quad C_3 = -\frac{a_3 F}{a_2 f_2 E_s A_s} - \frac{a_3 C_1}{a_1 \lambda^4 + a_2},$$

$$C_4 = \frac{1}{\beta} \cdot \frac{\lambda a_3 C_1}{a_2 + a_1 \lambda^4} + C_3 \quad (5)$$

เมื่อ  $C$  คือ แรงอัดลัพท์  
 $\beta$  คือ ค่าคงที่ซึ่งขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของวัสดุ  
 $I$  คือ โมเมนต์ความเฉื่อยอันดับสอง

ลักษณะการกระจายของความเค้นเฉือนและความเค้นดึงฉาก ในชั้นรอยเชื่อมของกาวเชื่อมประสานกับแผ่นเสริม CFRP จะมีลักษณะดังรูปที่ 2



รูปที่ 2 ลักษณะการกระจายตัวของความเค้นเฉือนและความเค้นดึงฉากตามแนว AB [15]

จากรูปที่ 2 ความเค้นเฉือน และความเค้นดึงฉากสูงสุดจะเกิดที่ตำแหน่ง  $x = 0$  ซึ่งสามารถแสดงในรูปสมการ (6) [15]

$$\tau_A^{MAX} = -\frac{1}{b_A} \frac{\lambda \cdot F}{f_2 (EA)_S},$$

$$\sigma_A^{MAX} = \frac{1}{b_A} \left[ \frac{a_3 C_1 \lambda^2}{a_1 \lambda^4 + a_2} + 2\beta^2 C_4 \right] \quad (6)$$

## 2.4 ทฤษฎีการทำนายอายุความล้า (fatigue life prediction)

Caprino [16] ได้เสนอการทดสอบโดยการสร้างแบบจำลองเพื่อประมาณค่ากำลังที่ทำให้เกิดความล้าของแผ่น FRP ซึ่งหัวข้อทดสอบคือแรงดึงที่ก่อให้เกิดความล้า แต่ละค่าที่ใช้ในที่นี้จะใช้สำหรับแผ่นประกอบ CFRP ซึ่งจะได้ชัดเจนจากสมการ (7)

$$f_n = \bar{f}_u - \alpha S_{\max} (1-R)(n^\beta - 1) \quad (7)$$

เมื่อ  $f_n$  คือ ค่ากำลังหลังจากให้แรงไป  $n$  รอบ (MPa)

$\bar{f}_u$  คือ ค่ากำลังของวัสดุตั้งต้น (กาว) (MPa)

$S_{\max}$  คือ ค่าความเค้นเฉือนสูงสุดในระหว่างที่ให้น้ำหนักบรรทุกกระทำเป็นรอบ (MPa)

$n$  คือ จำนวนรอบกระทำเป็นรอบ (MPa)

$S_{\min}$  คือ ค่าความเค้นเฉือนต่ำสุดในระหว่างที่ให้น้ำหนักบรรทุกกระทำเป็นรอบ (MPa)

$R$  คือ  $\frac{S_{\min}}{S_{\max}}$  (%)

$n$  คือ จำนวนรอบของรอบน้ำหนักบรรทุก

$\alpha, \beta$  คือ ค่าคงที่ซึ่งขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของกาว

ให้  $N_f$  เป็นอายุของความล้าของชิ้นส่วนทดสอบ

ถ้า  $n = N_f$ ,  $f_n = S_{\max}$  ดังนั้น  $N_f$  จะหาได้จากสมการ (8)

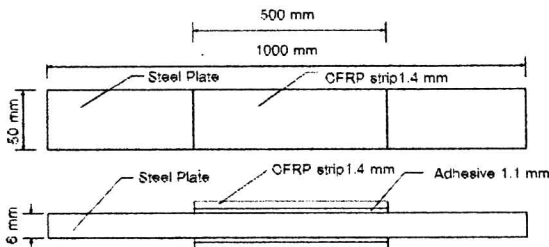
$$N_f = \left[ 1 + \frac{1}{\alpha(1-R)} \left( \frac{\bar{f}_u}{S_{\max}} - 1 \right) \right]^{\frac{1}{\beta}} \quad (8)$$

ในลำดับต่อมาหาค่า  $\alpha, \beta$  จากข้อมูลที่ได้จากการทดลองซึ่งข้อมูลพื้นฐานของการศึกษานี้คือค่า  $\alpha = 0.004$  และ  $\beta = 0.39$  ดังนั้นแบบจำลองหาค่าอายุของความล้าของแผ่น CFRP จะสามารถเห็นได้จากสมการ (9)

$$N_f = \left[ 1 + \frac{1}{0.004(1-R)} \left( \frac{\bar{f}_u}{S_{\max}} - 1 \right) \right]^{0.39} \quad (9)$$

### 3. ข้อมูลแบบจำลองไฟไนท์อิลิเมนต์

ข้อมูลของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วยแผ่น CFRP ที่นำมาใช้ในการสร้างแบบจำลองและวิเคราะห์ในบทความนี้ได้จากบทความของ Bocciarelli *et al.* [15] ดังแสดงในรูปที่ 3



รูปที่ 3 มิติและขนาดของวัสดุที่ใช้สร้างแบบจำลอง

โดยคุณสมบัติและขนาดของวัสดุที่ใช้ในการวิเคราะห์ผล ดังแสดงในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 คุณสมบัติและขนาดของวัสดุ

ลำดับ	วัสดุ	ขนาด	Young's modulus	Poisson's ratio	Tensile Strength
1.	แผ่นเหล็ก	หนา 6 มิลลิเมตร กว้าง 50 มิลลิเมตร ยาว 1000 มิลลิเมตร	211 GPa	0.2	อย่างไร้ หน้า 2500 MPa
2.	วัสดุเสริมแรง (CFRP)	หนา 1.4 มิลลิเมตร กว้าง 50 มิลลิเมตร ยาว 500 มิลลิเมตร	200 GPa	0.2	อย่างไร้ หน้า 2500 MPa
3.	วัสดุเชื่อมประสาน (Thixotropic epoxy resin)	หนา 1.1 มิลลิเมตร กว้าง 50 มิลลิเมตร ยาว 500 มิลลิเมตร	12.64 GPa	0.3	อย่างไร้ หน้า 30.2 MPa

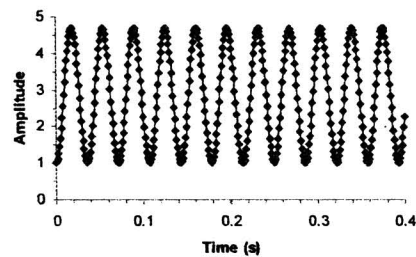
ซึ่งจากข้อมูลข้างต้นจะถูกนำมาใช้ในการสร้างแบบจำลองไฟไนท์อิลิเมนต์โดยใช้โปรแกรม ABAQUS [17] ซึ่งในบทความนี้ได้ใช้คุณสมบัติของความสมมาตรในการสร้างแบบจำลองของชิ้นส่วนเพียงครึ่งเดียวนั้น เพื่อช่วยประหยัดเวลาในการคำนวณ เนื่องการวิเคราะห์โครงสร้างที่รับน้ำหนักกระทำแบบซ้ำๆ และมีคุณสมบัติแบบไร้เชิงเส้นของกาวมาเกี่ยวข้องด้วย ทำให้จะต้องใช้เวลาในการคำนวณมาก ดังนั้นแบบจำลองในการศึกษานี้จะทำการศึกษแบบ 2 มิติ ดังแสดงในรูปที่ 4

รูปที่ 4 แบบจำลองของชิ้นส่วนเหล็ก โดยชนิดของอิลิเมนต์ที่ใช้ในแบบจำลองได้สรุปไว้ในตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ชนิดของอิลิเมนต์ที่ใช้ในแบบจำลองของชิ้นส่วนเหล็ก

Material	Description	Code	Additional information
Steel	Four-noded plain strain	CPE4R	Reduced integration
Adhesion	Four-noded cohesive element	CCF2D4	-
FRP	Four-noded plain strain	CPE4R	Reduced integration

ในส่วนของแรงที่กระทำในแบบจำลองนั้นได้ใส่แรงลักษณะเดียวกันกับการทดลองของ Bocciarelli *et al.* [15] ดังตัวอย่างแสดงในรูปที่ 5



รูปที่ 5 ตัวอย่างของ Amplitude ที่ป้อนลงในโปรแกรม

โดยความถี่ของแรงกระทำแบบซ้ำๆ นั้น คือ 14 Hz โดยช่วงความเค้นที่พิจารณามี 4 ช่วงความเค้นได้แก่ 83 100 120 และ 160 MPa ตามลำดับ ทั้งนี้ค่า R มีค่าคงที่คือ 0.4 ทั้งนี้ค่าความเค้นสูงสุดและค่าความเค้นต่ำสุดของแต่ละช่วงความเค้นได้สรุปไว้ในตารางที่ 4

ตารางที่ 4 ความเค้นสูงสุดและความเค้นต่ำสุดของแต่ละช่วงความเค้นที่ศึกษา

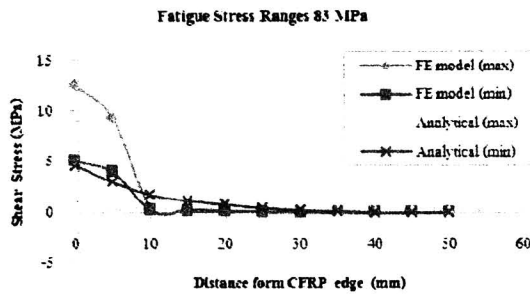
ชื่อเสริมแรง	แรงในแนวแกน (ต่ำสุด: สูงสุด [kN])	ความเค้นดึง (ต่ำสุด: สูงสุด) [MPa]	$\Delta C$ [MPa]	อัตราส่วนความเค้นดึง
CE1	(17: 42)	(57: 140)	83	0.4
CE2	(20: 50)	(67: 167)	100	0.4
CE3	(24: 60)	(80: 200)	120	0.4
CE4	(32: 80)	(107: 267)	160	0.4

4. ผลการศึกษา

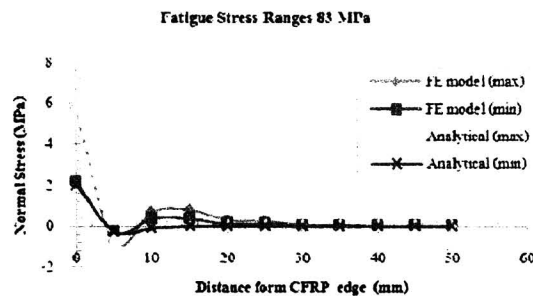
4.1 การสอบเทียบความถูกต้องของแบบจำลอง

4.1.1 ลักษณะการกระจายของความเค้นบริเวณชั้นกาว

ภายหลังจากที่ได้ทำการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ภายใต้ความเค้นกระทำซ้ำๆ แล้วก็ทำการอ่านค่าความเค้นที่เกิดขึ้นบริเวณชั้นกาวที่เชื่อมระหว่างแผ่นเหล็กกับแผ่น CFRP ซึ่งค่าความเค้นดังกล่าวจะเป็นค่าที่สามารถนำไปใช้ในการประเมินอายุการใช้งานของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP ได้ในหัวข้อต่อไป โดยค่าที่อ่านได้จากแบบจำลองจะถูกแสดงเปรียบเทียบกับค่าที่วิเคราะห์โดย Bocciarelli *et al.* [15] ดังแสดงในรูปที่ 6 ถึง 9

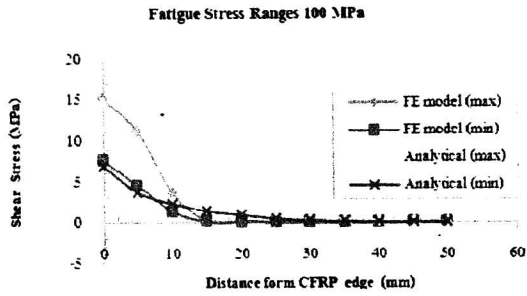


ก) ความเค้นเฉือน

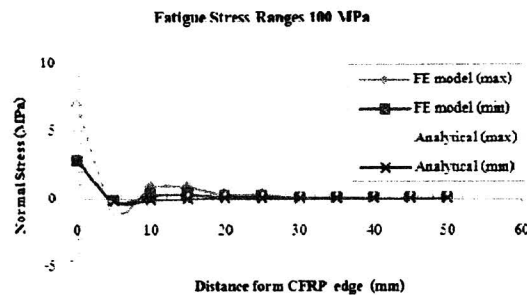


ข) ความเค้นตั้งฉาก

รูปที่ 6 เปรียบเทียบค่าความเค้นบริเวณกาว ( $\Delta\sigma = 83$  MPa)

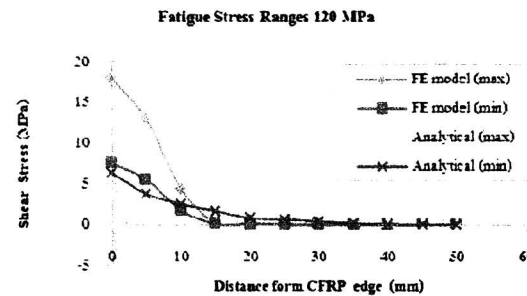


ก) ความเค้นเฉือน

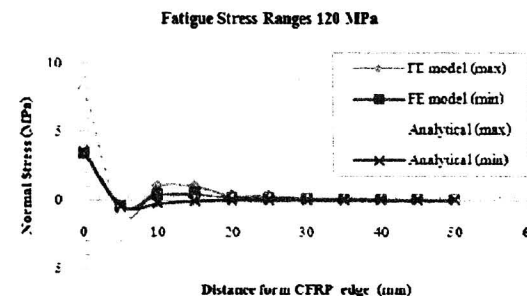


ข) ความเค้นตั้งฉาก

รูปที่ 7 เปรียบเทียบค่าความเค้นบริเวณกาว ( $\Delta\sigma = 100$  MPa)

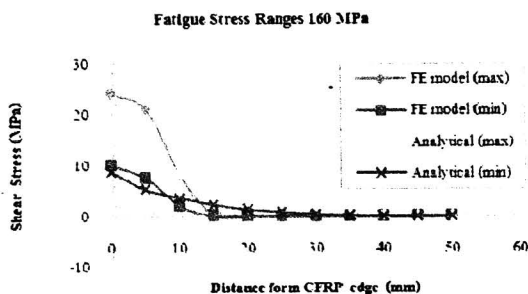


ก) ความเค้นเฉือน

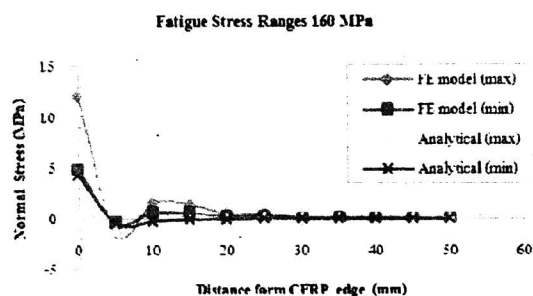


ข) ความเค้นตั้งฉาก

รูปที่ 8 เปรียบเทียบค่าความเค้นบริเวณกาว ( $\Delta\sigma = 120$  MPa)



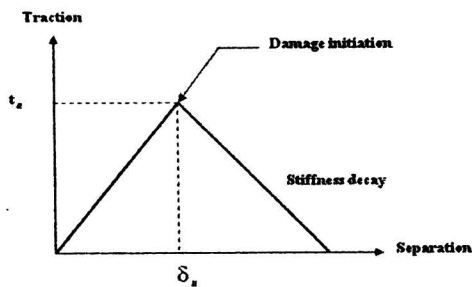
ก) ความเค้นเฉือน



ข) ความเค้นดัดฉาก

รูปที่ 9 เปรียบเทียบค่าความเค้นบริเวณกาว ( $\Delta\sigma = 160$  MPa)

จากรูปที่ 6 ถึง 9 พบว่าค่าความเค้นที่ได้จากการวิเคราะห์ไฟไนท์อีลิเมนต์กับค่าที่ได้จากแบบจำลองของ Bocciarelli *et al.* พบว่ามีแนวโน้มไปในทางเดียวกันทั้งในกรณีของความเค้นเฉือนและความเค้นดัดฉาก ซึ่งจะมีค่าสูงสุดอยู่ที่บริเวณปลายของแผ่น CFRP นั้นหมายความว่า การหลุดลอกของแผ่น CFRP จะเริ่มต้นจากจุดนี้นั่นเอง อย่างไรก็ตามก็จะสังเกตเห็นลักษณะการลดลงของความเค้นที่วิเคราะห์ได้จาก FE model นั้นจะลดลงเร็วกว่าแบบจำลองของ Bocciarelli *et al.* เหตุผลของความแตกต่างนี้ก็คือ ในแบบจำลองของ Bocciarelli *et al.* ได้สมมติให้พฤติกรรมของกาวให้เป็นแบบยืดหยุ่น แต่ในแบบจำลองไฟไนท์อีลิเมนต์ได้จำลองพฤติกรรมของการยึดเกาะระหว่างผิววัสดุ (interface) ก่อนที่จะถึงจุดเริ่มต้นของความเสียหายจะสมมติให้มีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นเช่นกัน แต่หลังจากนั้นอีลิเมนต์จะมีค่าความเสียหายภายในอีลิเมนต์แบบเชิงเส้นดังแสดงในรูปที่ 10



รูปที่ 10 Linear element traction separation behavior ของ cohesive element

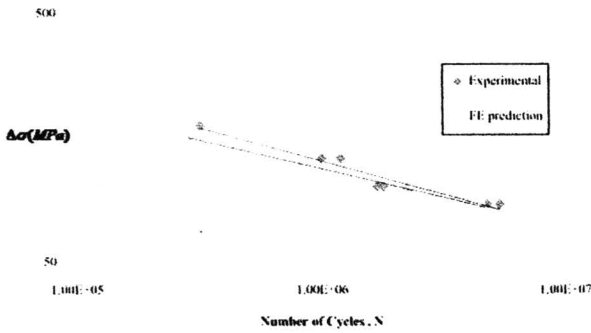
#### 4.1.2 การทำนายอายุการใช้งานของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP

สืบเนื่องจากการวิเคราะห์หาอายุการใช้งานของชิ้นส่วนเหล็กภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำๆ โดยการวิเคราะห์ไฟไนท์อีลิเมนต์ไปจนกระทั่งวัสดุนั้นวิบัตินั้นเป็นไปได้ยากมาก เนื่องจากจะต้องเผชิญกับปัญหาของความไร้เชิงเส้นของวัสดุ รวมทั้งหน่วยความจำขนาดใหญ่สำหรับบันทึกข้อมูล และที่สำคัญอย่างยิ่งเวลาในการวิเคราะห์ซึ่งต้องใช้เวลามาก ผู้ศึกษาจึงได้นำเสนอวิธีการประเมินอายุการใช้งานของชิ้นส่วนเหล็กภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำๆ อย่างง่ายแต่ผลที่ได้มีค่าใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากการทดลองจริง โดยผู้ศึกษาขออ้างถึงสมการที่จะใช้ประเมินอายุการใช้งานของชิ้นส่วนเหล็กภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำๆ ซึ่งได้กล่าวไปแล้วในสมการที่ 9 มาใช้ในการคำนวณอายุการใช้งาน ซึ่งผลการคำนวณได้แสดงในตารางที่ 5

ตารางที่ 5 เปรียบเทียบค่าอายุการใช้งานของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP

$\Delta\sigma$ [MPa]	Fatigue life (cycles)		%Error
	Experiment	FE prediction	
83	4,800,000	4,642,896	3.27
100	1,800,000	1,953,872	8.55
120	1,000,000	822,355	17.76
160	320,000	285,277	10.87

จากข้อมูลในตารางที่ 5 สามารถเขียนกราฟได้ดังรูปที่ 11



รูปที่ 11 เปรียบเทียบกราฟ S-N ระหว่าง Experimental กับ FE prediction

จากข้อมูลในตารางที่ 5 พบว่าค่าร้อยละความคลาดเคลื่อนที่เกิดขึ้นจากการทำนายมีค่าสูงสุดร้อยละ 17.76 นอกจากนี้ถ้าหากพิจารณาจากรูปที่ 11 แล้วยังพบว่าวิธีการทำนายที่น่าเสนอในบทความนี้มีความใกล้เคียงและสอดคล้องกับค่าที่ได้จากการทดลอง โดยในการประเมินพฤติกรรมความล้าของแผ่นเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP นั้นจะพบว่าเมื่อทำการเพิ่มช่วงของความเค้นจาก 83 100 120 และ 160 MPa ตามลำดับ จะเห็นว่าค่าความเสถียร ของชิ้นส่วนนั้นจะลดลงอย่างเห็นได้ชัด (ดูได้จากจำนวนรอบที่ลดลงอย่างมาก) ซึ่งการลดลงนี้เป็นผลมาจากการหลุดลอกของแผ่น CFRP จากบริเวณปลายของแผ่น CFRP ซึ่งจุดนี้เองถือเป็นจุดอ่อนของการเสริมกำลังให้แก่โครงสร้างเหล็กด้วย CFRP

**4.2 ตัวแปรที่มีอิทธิพลต่อพฤติกรรมความล้าของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP**

ภายหลังที่ได้ทำเปรียบเทียบค่าความเค้นบริเวณกาว และใช้ค่าความเค้นที่ใช้ในการประมาณค่าอายุการใช้งานของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP ในหัวข้อที่ 4.1 นั้น ขั้นตอนต่อไปจะทำการศึกษาถึงผลของตัวแปรที่มีอิทธิพลต่อการกระจายของความเค้นบริเวณกาว และอายุการใช้งานของชิ้นส่วน ซึ่งในบทความนี้จะศึกษา 2 ตัวแปร ได้แก่ ความหนาของชั้นกาว และความหนาของแผ่น CFRP โดยกรณีศึกษาสามารถสรุปได้ดังตารางที่ 6 ซึ่งในแต่ละองค์ประกอบจะต้องทำการศึกษาใน 4 ช่วงความเค้นคือ 83 100 120 และ 160 MPa ทำให้ต้องทำการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนท์อีลิเมนต์จำนวน 36 แบบจำลอง โดยการให้สัญลักษณ์ CT1.2/GT1.0 แทนกรณีศึกษาที่ความหนาของแผ่น CFRP 1.2 mm และความหนากาว 1.0 mm เป็นต้น

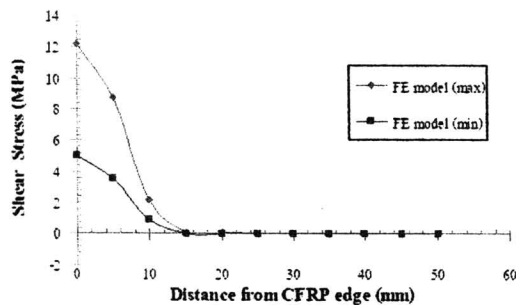
ตารางที่ 6 กรณีศึกษาตัวแปรที่มีอิทธิพลต่อพฤติกรรมความล้าของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP

CFRP Thickness (mm)	Glue Thickness (mm)
1.2	1.0
	1.1
	1.2
1.4	1.0
	1.1
	1.2
1.6	1.0
	1.1
	1.2

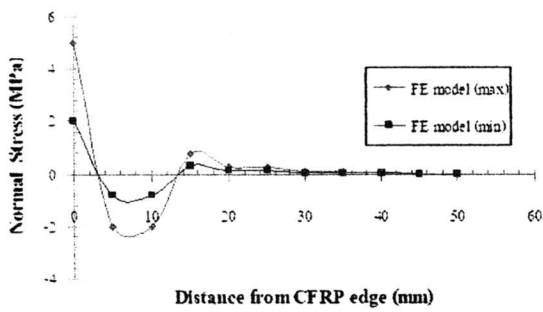
**4.2.1 ผลของความหนาของชั้นกาวต่อพฤติกรรมความล้าของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP**

- การกระจายของความเค้น

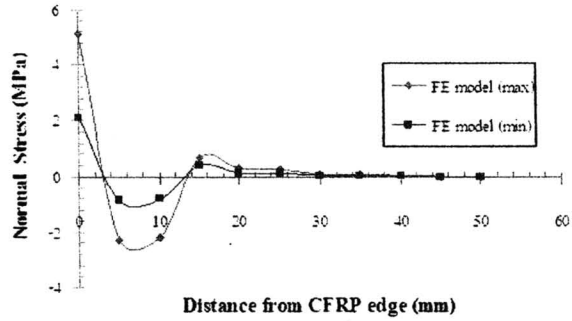
ขั้นตอนนี้จะนำเสนอผลการวิเคราะห์หาลักษณะการกระจายของความเค้นบริเวณกาวของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP จะนำเสนอผลอย่างละเอียดในกรณีที่มีความหนาของแผ่น CFRP คงที่ที่ 1.2 mm แต่เปลี่ยนความหนากาวเป็น 1.0, 1.1 และ 1.2 mm (โมเดล CT1.2/GT1.0 CT1.2/GT1.1 และ CT1.2/GT1.2) ภายได้ช่วงความเค้นขนาด 83 MPa ดังรูปที่ 12



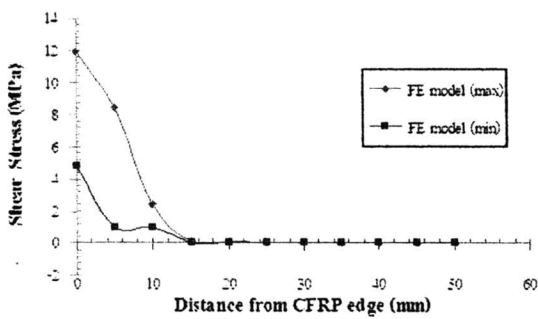
ก) แบบจำลอง CT1.2/GT1.0



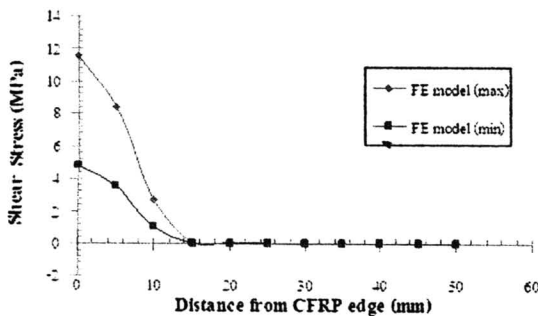
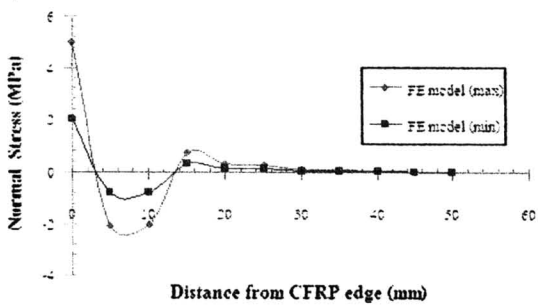
ก) แบบจำลอง CT1.2/GT1.0 (ต่อ)



ค) แบบจำลอง CT1.2/GT1.2



ข) แบบจำลอง CT1.2/GT1.1



รูปที่ 12 เปรียบเทียบค่าความเค้นเฉือน และ ความเค้นดึงฉาก ในกรณีที่ความหนา CFRP คงที่แต่เปลี่ยนความหนาของกาว ( $\Delta\sigma = 83 \text{ MPa}$ )

จากรูปที่ 12 พบว่าค่าความเค้นเฉือนสูงสุดที่บริเวณกาวจะมีค่ามากที่สุดบริเวณปลายของแผ่น CFRP และค่อยลดลงเมื่อเลื่อนเข้าไปด้านในของแผ่น CFRP โดยถ้าหากมีการเพิ่มความหนาเป็น 1.1 mm และ 1.2 mm (รูปที่ 12(ข) และ 12(ค)) จะพบว่าค่าความเค้นเฉือนสูงสุดจะลดลงจาก 12.2 MPa เป็น 11.9 MPa และ 11.5 MPa ตามลำดับ ซึ่งการลดลงของค่าความเค้นเฉือนนี้เป็นผลมาจากการเพิ่มความหนาของกาวซึ่งเป็นการเพิ่มความสามารถในการรับแรงเฉือน ส่วนค่าความเค้นเฉือนต่ำสุดก็จะมีแนวโน้มลดลงตามความหนาของกาวที่เพิ่มขึ้นเช่นกัน ในส่วนของค่าความเค้นดึงฉากที่เกิดขึ้นในชั้นกาวจะพบว่าค่าความเค้นดึงฉากนั้นจะไม่ได้ขึ้นกับการเปลี่ยนความหนาของกาว อย่างไรก็ตามตามตัวแปรที่จะมีผลต่ออายุการใช้งานของชิ้นส่วนก็คือค่าความเค้นเฉือน ดังนั้นการที่ค่าความเค้นเฉือนลดลงจะมีผลดีคือจะทำให้อายุการใช้งานของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP ยาวนานขึ้น ซึ่งจะได้นำเสนอในหัวข้อต่อไป

#### • อายุการใช้งาน

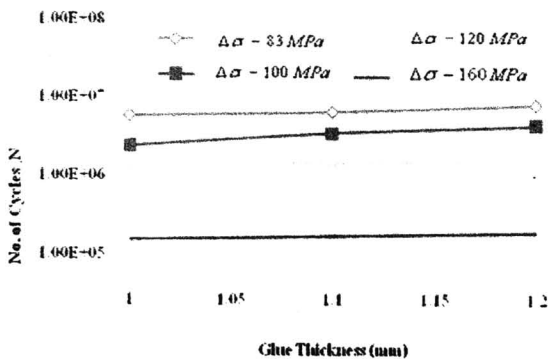
จากค่าความเค้นเฉือนที่วิเคราะห์ได้จากหัวข้อที่ผ่านมาทำให้สามารถประมาณค่าอายุการใช้งานของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP ได้โดยการใช้สมการ (9) ซึ่งขั้นตอนนี้จะนำเสนอผลการวิเคราะห์อย่างละเอียดในกรณีที่ความหนาของแผ่น CFRP คงที่ที่ 1.2 mm แต่เปลี่ยนความหนาของกาวเป็น 1.0, 1.1 และ 1.2 mm (แบบจำลอง CT1.2/GT1.0 CT1.2/GT1.1 และ

CT1.2/GT1.2) ภายใต้ช่วงความเค้นขนาด 83 MPa ดังแสดงในตารางที่ 7

ตารางที่ 7 ผลการวิเคราะห์อายุการใช้งานของโมเดล CT1.2/GT1.0, CT1.2/GT1.1 และ CT1.2/GT1.2 ภายใต้ช่วงความเค้นขนาด 83 MPa

CFRP Thickness (mm)	Glue Thickness (mm)	Fatigue life (cycles)	% Increase
1.2	1.0	6052972	-
	1.1	6612790	9.24
	1.2	8072866	33.37

จากตารางที่ 7 จะพบว่า การเพิ่มความหนาของชั้นกาวจาก 1.0 mm ไปเป็น 1.2 mm สามารถเพิ่มอายุการใช้งานของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP ได้ร้อยละ 33 ทั้งนี้เนื่องจากการเพิ่มความหนาของชั้นกาวจะทำให้ความเค้นเฉือนที่เกิดขึ้นในชั้นกาวลดลงส่งผลให้การวิบัติซึ่งปกติจะเริ่มจากชั้นกาวนั้นเกิดช้าลง อายุการใช้งานจึงเพิ่มขึ้น ในส่วนของกรณีศึกษาอื่นๆสามารถสรุปได้ดังแสดงในรูปที่ 13



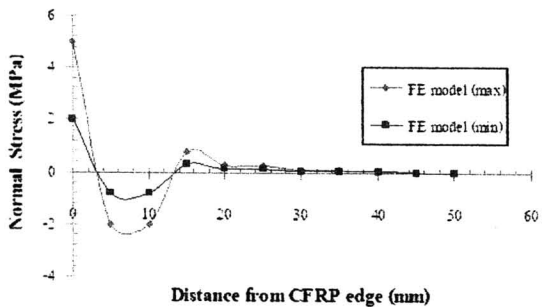
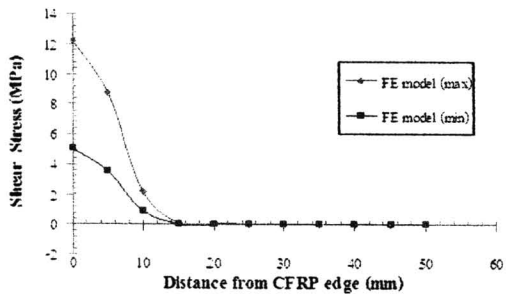
รูปที่ 13 ผลของการเพิ่มความหนาของชั้นกาวต่ออายุการใช้งาน เมื่อมีการเพิ่มช่วงของความเค้น (ความหนา CFRP คงที่=1.2 mm)

จากรูปที่ 13 จะเห็นว่า การเพิ่มความหนาของชั้นกาวจะทำให้อายุการใช้งานของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP มีค่าเพิ่มขึ้นในทุกช่วงของความเค้น ทำให้สามารถสรุปได้ว่าการเพิ่มความหนาของชั้นกาวสามารถช่วยเพิ่มอายุการใช้งานของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP ได้

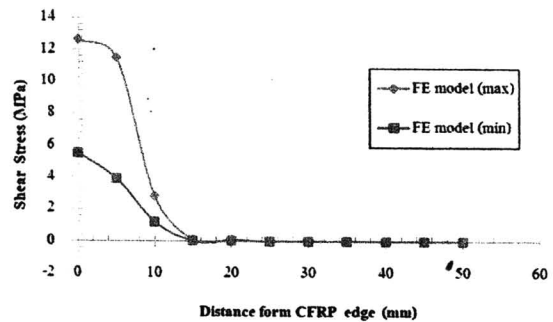
4.2.2 ผลของความหนาของแผ่น CFRP ต่อพฤติกรรมความล้าของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP

● การกระจายของความเค้น

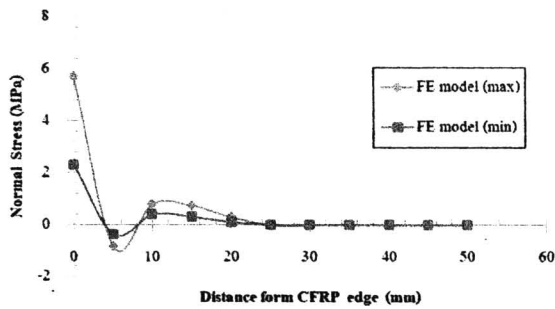
ขั้นตอนนี้จะนำเสนอผลการวิเคราะห์หาลักษณะการกระจายของความเค้นบริเวณกาวของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP จะนำเสนอผลอย่างละเอียดในกรณีที่มีความหนาของกาวคงที่ที่ 1.0 mm แต่เปลี่ยนความหนาของแผ่น CFRP เป็น 1.2, 1.4 และ 1.6 mm (แบบจำลอง CT1.2/GT1.0 CT1.4/GT1.0 และ CT1.6/GT1.0) ภายใต้ช่วงความเค้นขนาด 83 MPa ดังรูปที่ 14



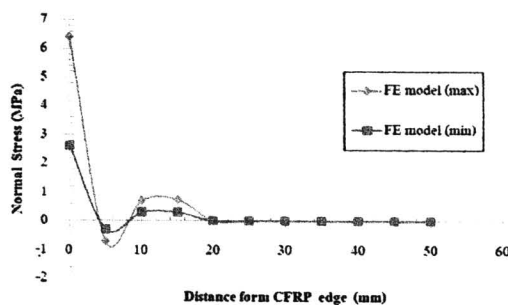
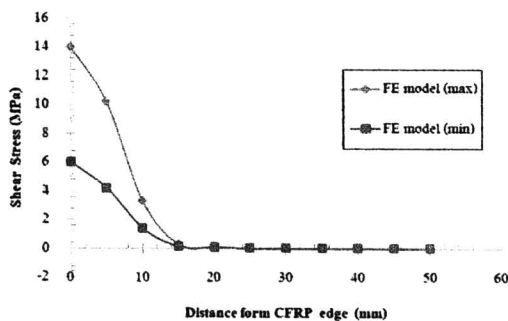
ก) แบบจำลอง CT1.2/GT1.0



ข) แบบจำลอง CT1.4/GT1.0



ข) แบบจำลอง CT1.4/GT1.0 (ต่อ)



ค) แบบจำลอง CT1.6/GT1.0

รูปที่ 14 เปรียบเทียบค่าความเค้นเฉือนและความเค้นดึงจาก ในกรณีที่มีความหนาของกาวคงที่ แต่เปลี่ยนความหนาของแผ่น CFRP ( $\Delta\sigma = 83$  MPa)

จากรูปที่ 14 พบว่าค่าความเค้นเฉือน สูงสุดที่บริเวณกาวจะมีค่ามากที่สุดบริเวณของแผ่น CFRP และค่อยลดลงเมื่อเลื่อนเข้าไปในตัวชิ้นส่วน เมื่อเพิ่มความหนาของแผ่น CFRP เป็น 1.4 mm และ 1.6 mm (รูปที่ 14(ข) และ 14(ค)) จะพบว่าค่าความเค้นเฉือนสูงสุดในบริเวณกาวจะเพิ่มขึ้นจากจาก 12.2 MPa เป็น 13.3 MPa และ 14 MPa ตามลำดับ ซึ่งการเพิ่มขึ้นของค่าความเค้นเฉือนนี้เป็นผลมาจากการเพิ่มความหนาแผ่น CFRP ซึ่งจะทำให้ชิ้นส่วนสามารถรับแรงได้มากขึ้นก็จริง แต่

อย่างไรก็ตามการเพิ่มเฉพาะความหนาของแผ่น CFRP เพียงอย่างเดียวโดยไม่เพิ่มความหนาของชั้นกาวทำให้การส่งผ่านแรงไปให้แผ่น CFRP นั้นเกิดขึ้นได้ไม่เต็มที่จุดนี้เองทำให้กาวเป็นตัวควบคุมการส่งผ่านของแรงระหว่างแผ่นเหล็กไปยังแผ่น CFRP ส่วนค่าความเค้นเฉือนต่ำสุดก็จะมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามความหนาของแผ่น CFRP ที่เพิ่มขึ้นเช่นกัน ในส่วนของค่าความเค้นดึงจากที่เกิดขึ้นในชั้นกาวจะพบว่าค่าความเค้นดึงจากนั้นจะมีแนวโน้มเช่นเดียวกับค่าความเค้นเฉือน อย่างไรก็ตามตัวแปรที่จะมีผลต่ออายุการใช้งานของชิ้นส่วนก็คือ ค่าความเค้นเฉือน ดังนั้นการที่ค่าความเค้นเฉือนเพิ่มขึ้นนั้นจะมีผลเสียคือจะทำให้อายุการใช้งานของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP นั้นลดลง

#### • อายุการใช้งาน

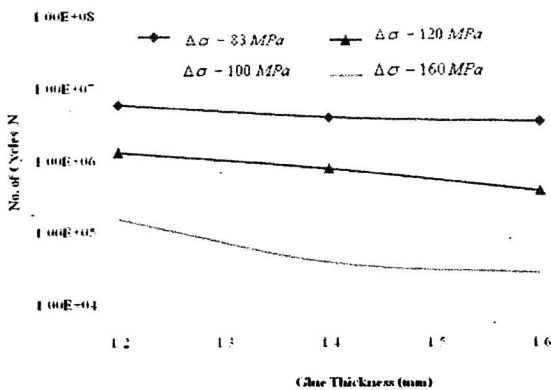
จากค่าความเค้นเฉือนที่วิเคราะห์ได้จากหัวข้อที่ผ่านมามาทำให้สามารถประมาณค่าอายุการใช้งานของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP ได้โดยการใช้สมการ (9) ซึ่งขั้นตอนนี้จะนำเสนอผลการวิเคราะห์อย่างละเอียดในกรณีที่มีความหนาของกาวคงที่ที่ 1.0 mm แต่เปลี่ยนความหนาของแผ่น CFRP เป็น 1.2 1.4 และ 1.6 mm (แบบจำลอง CT1.2/GT1.0 CT1.4/GT1.0 และ CT1.6/GT1.0) ภายใต้ช่วงความเค้นขนาด 83 MPa ดังแสดงในตารางที่ 8

ตารางที่ 8 ผลการวิเคราะห์อายุการใช้งานของโมเดล CT1.2/GT1.0, CT1.4/GT1.0 และ CT1.6/GT1.0 ภายใต้ช่วงความเค้นขนาด 83 MPa

Glue Thickness (mm)	CFRP Thickness (mm)	Fatigue life (cycles)	% Decrease
1.0	1.2	6052972	-
	1.4	4071221	32.74
	1.6	3540645	41.51

จากตารางที่ 8 จะพบว่า การเพิ่มความหนาของแผ่น CFRP จาก 1.2 mm ไปเป็น 1.6 mm โดยที่ความหนาของกาวคงที่นั้น จะทำให้อายุการใช้งานของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP นั้นลดลงสูงสุดร้อยละ 41.51 ทั้งนี้เนื่องจากการเพิ่มความหนาของแผ่น CFRP โดยคงความหนาของชั้นกาวไว้นั้น จะทำให้ความเค้นที่เกิดขึ้นในชั้นกาวสูงขึ้นส่งผลให้การวิบัติซึ่งปกติจะเริ่มจากชั้น

กาวนั้นเกิดเร็วขึ้น อายุการใช้งานจึงลดลง ในส่วนของกรณีศึกษาอื่นๆสามารถสรุปได้ดังแสดงในรูปที่ 15



รูปที่ 15 ผลของการเพิ่มความหนาของแผ่น CFRP ต่ออายุการใช้งานเมื่อมีการเพิ่มช่วงของความเค้น (ความหนากาวคงที่ = 1.0 mm)

จากรูปที่ 15 จะเห็นว่าการเพิ่มความหนาของแผ่น CFRP เพียงอย่างเดียวจะทำให้อายุการใช้งานของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP มีค่าลดลงในทุกช่วงของความเค้น ทำให้สามารถสรุปได้ว่าการเพิ่มความหนาของแผ่น CFRP เพียงอย่างเดียวนั้น จะทำให้อายุการใช้งานของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP นั้นลดลง

## 5. สรุปผลการศึกษา

ผลการศึกษาพฤติกรรมความล้าของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP ภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำๆ พบว่าค่าความเค้นเฉือนและความเค้นดัดฉากของชั้นกาวจะมีค่าสูงสุดอยู่ที่บริเวณปลายของแผ่น CFRP นั้นหมายความว่า การหลุดลอกของแผ่น CFRP จะเริ่มต้นจากจุดนี้นั่นเอง นอกจากนี้ลักษณะการลดลงของความเค้นที่วิเคราะห์ได้จาก FE model นั้นจะลดลงอย่างรวดเร็วกว่าแบบจำลองของ Bocciarelli *et al.* เหตุผลของความแตกต่างนี้ก็คือ ในแบบจำลองของ Bocciarelli *et al.* ได้สมมติให้พฤติกรรมของกาวให้เป็นแบบยึดหยุ่น แต่ในแบบจำลองได้จำลองพฤติกรรมของ interface ก่อนที่จะถึงจุดเริ่มต้นของความเสียหายจะสมมติให้มีพฤติกรรมแบบยึดหยุ่นเช่นกัน แต่หลังจากนั้น อิลิเมนต์จะมีความเสียหายสะสมในอิลิเมนต์ ทำให้ค่าความเค้นเฉือนและความเค้นดัดฉากลดลงอย่างรวดเร็ว สำหรับการ

ประเมินพฤติกรรมความล้าของแผ่นเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP นั้นพบว่าสามารถประมาณค่าอายุการใช้งานได้ค่อนข้างใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากการทดลอง โดยมีร้อยละความคลาดเคลื่อนอยู่ในช่วง 3.3 ถึง 17.8

สำหรับผลการศึกษาถึงตัวแปรที่มีอิทธิพลต่อพฤติกรรมความล้าของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP พบว่าการเพิ่มความหนาของกาว (ความหนาของแผ่น CFRP คงที่) ก็จะเป็นการเพิ่มความสามารถในการรับแรงเฉือนของชั้นกาว ในส่วนของอายุการใช้งานพบว่าการเพิ่มความหนาของชั้นกาวจะทำให้อายุการใช้งานของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP เพิ่มขึ้นตามไปด้วย ทั้งนี้เนื่องจากการเพิ่มความหนาของชั้นกาวจะช่วยลดค่าความเค้นเฉือน ที่เกิดขึ้นในชั้นกาว อันจะส่งผลให้อายุการใช้งานเพิ่มขึ้น

ในส่วนผลของความหนาของแผ่น CFRP ต่อพฤติกรรมความล้าของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP พบว่าการเพิ่มความหนาของแผ่น CFRP จะทำให้ค่าความเค้นเฉือน สูงสุดในบริเวณกาวจะเพิ่มขึ้น ซึ่งการเพิ่มขึ้นของค่าความเค้นเฉือน นี้เป็นผลมาจากการเพิ่มความหนาของแผ่น CFRP ซึ่งจะทำให้ชิ้นส่วนสามารถรับแรงได้มากขึ้นก็จริง อย่างไรก็ตามการเพิ่มเฉพาะความหนาของแผ่น CFRP เพียงอย่างเดียวโดยไม่เพิ่มความหนาของชั้นกาวทำให้การส่งผ่านแรงไปให้แผ่น CFRP นั้นเกิดขึ้นได้ไม่เต็มที่ จุดนี้เองทำให้ชั้นกาวกลายเป็นตัวควบคุมการส่งผ่านของแรงระหว่างแผ่นเหล็กไปยังแผ่น CFRP ในส่วนของอายุการใช้งานพบว่าการเพิ่มความหนาของแผ่น CFRP จะทำให้อายุการใช้งานของชิ้นส่วนเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP ลดลง อันเป็นผลมาจากการเพิ่มขึ้นของค่าความเค้นเฉือน

## กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบคุณสำนักงานคณะกรรมการอุดมศึกษาและสำนักงานสนับสนุนการวิจัย (สกว) (สัญญาเลขที่ RMU5080073) ที่ให้ทุนสนับสนุนงานวิจัยนี้

## เอกสารอ้างอิง

- [1] Radomski W. 2002. Bridge rehabilitation. London: Imperial College Press.



- [2] Intelligent sensing for innovative structures (ISIS) Canada research network. Solution-oriented research. Annual report 2000/01.
- [3] Miller, T.C., Chajes, M.J., Mertz, D.R. and Hastings, J.N. 2001. Strengthening of steel bridge girder using CFRP plates. *J Bridge Eng.* 6(6):514-22.
- [4] Tavakkolidazeh, M. and Saadatmanesh, H. 2003. Fatigue strength of steel bridge girders Strengthening with carbon fiber reinforced polymer patch. *J Struct Eng.*129(2):186-96.
- [5] Bassetti, A., Nussbaumer, A. and Hirt, M.A. 2000. Crack repair and Fatigue life extension of riveted bridge members using composite materials. In: Bridge engineering conference 2000 past achievements current practices future technologies. Sharm El-Sheikh (Egypt).
- [6] Colombi, P., Bassetti, A., and Nussbaumer, A. 2003. Crack growth induced delamination on steel members reinforced by prestressed composite patch. *Fatigue Fract Eng Mater Struct.* 26(5):429-37.
- [7] Moy, S.S.J. 2002. Early age curing under cyclic loading an investigation into stiffness development in carbon fibre reinforced steel beams. In: Advances polymer composites for structural application in construction. Proceedings of the first international conference (ACIC). Southampton. UK. Apr. 15-17, 2002. P. 187-94.
- [8] Moy, S.S.J. and Nikoukar, F. 2002. Flexural behavior of steel beams reinforced with carbon fibre reinforced polymer composites. In: Advances polymer composites for structural application in construction. Proceedings of the first international conference (ACIC). Southampton, UK, Apr. 15-17, 2002. P. 195-202.
- [9] Zhang, L., Hollaway, L.C., Teng, J.G. and Zhang, S.S. 2006. Strengthening of steel bridges under low frequency vibrations. In: Proceedings of composites in civil engineering (CICE). Miami, FL, Dec. 13-15, 2006. P. 643-8.
- [10] Jones, S.C. and Civjan, S.A. 2003. Application of fibre reinforced polymer overlays to extend steel fatigue life. *J Compos Construct.* 7(4):331-8
- [11] ชาญวุฒิ ตั้งจิตวิทยา. 2521. วัสดุในงานวิศวกรรม. พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพมหานคร บริษัทซีเอ็ดยูเคชั่น จำกัด
- [12] Head, P.R.. 1996. Advanced Composites in Civil Engineering- a Critical Overview at the High Interest, Low Usage Stage of Development., Proceeding of the 2<sup>nd</sup> International Conference on Advanced Composite Material in Bridges and Structures, pp. 3-15, Canadian Society of Civil Engineering, Montreal, Canada.
- [13] Cadei, J.M.C., Stratford, T.J., Hollaway, L.C. and Duckett, W.G. 2004. Strengthening metallic structures using externally bonded fibre-reinforced polymers—C595. London: CIRIA.
- [14] Colombi, P. 2005. Plasticity induced fatigue crack growth retardation model for steel elements reinforced by composite patch. *Theor Appl Fract Mech.* 43:63–76.
- [15] Bocciarelli, M., Colombi, P., Fava, G. and Poggi, C. 2009. Fatigue performance of tensile steel members strengthened with CFRP plates. *Composite Structures.* 87: 334–343.
- [16] Caprino, G. 2000. Predicting Fatigue Life of Composite Laminates Subjected to Tension-Tension Fatigue, *J. Composite Materials,* 34:1335-1355.
- [17] Hibbitt, Karlsson and Sorensen. 2000. ABAQUS/Standard user's manual version 6.5-1, Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc.

