

บทที่ 1

การวิเคราะห์โครงสร้างมัลติบีม ด้วยคอมพิวเตอร์

1.1 คำจำกัดความ (Definition)

โครงสร้างมัลติบีม เป็นโครงสร้างที่ประกอบด้วยองค์อาคารหรือชิ้นส่วนสำเร็จรูปจำนวนมาก (มักเป็นคอนกรีตอัดแรง) ที่ถูกนำมาเรียงกันระหว่างฐานรองรับสองฐาน และแต่ละองค์อาคารสามารถกระจายน้ำหนักไปสู่องค์อาคารด้านข้างด้วยข้อต่อ (Shear Connector) โดยจะมีการอัดแรงด้านข้างด้วยก็ได้ (ดังภาพที่ 1.1)

1.2 ประวัติและทฤษฎีที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างมัลติบีม

มีผู้ค้นคว้าหลายท่านที่ใช้วิธีการต่าง ๆ เพื่อวิเคราะห์โครงสร้างมัลติบีมซึ่งวิธีการต่าง ๆ เหล่านี้สามารถแบ่งเป็นกลุ่มใหญ่ ๆ ได้ 2 กลุ่ม โดยแยกตามทฤษฎีและวิธีการในการแก้ปัญหาได้ดังนี้

1.2.1 วิธีที่ใช้ทฤษฎีแผ่นเรียบ (Methods Using Plate Theory)

เป็นวิธีที่ใช้ทฤษฎีแผ่นเรียบแทนองค์อาคาร และเป็นวิธีการเก่าที่ใช้วิเคราะห์โครงสร้างมัลติบีม หรือเรียกว่า "พื้นเทียม" (Pseudo Slab)

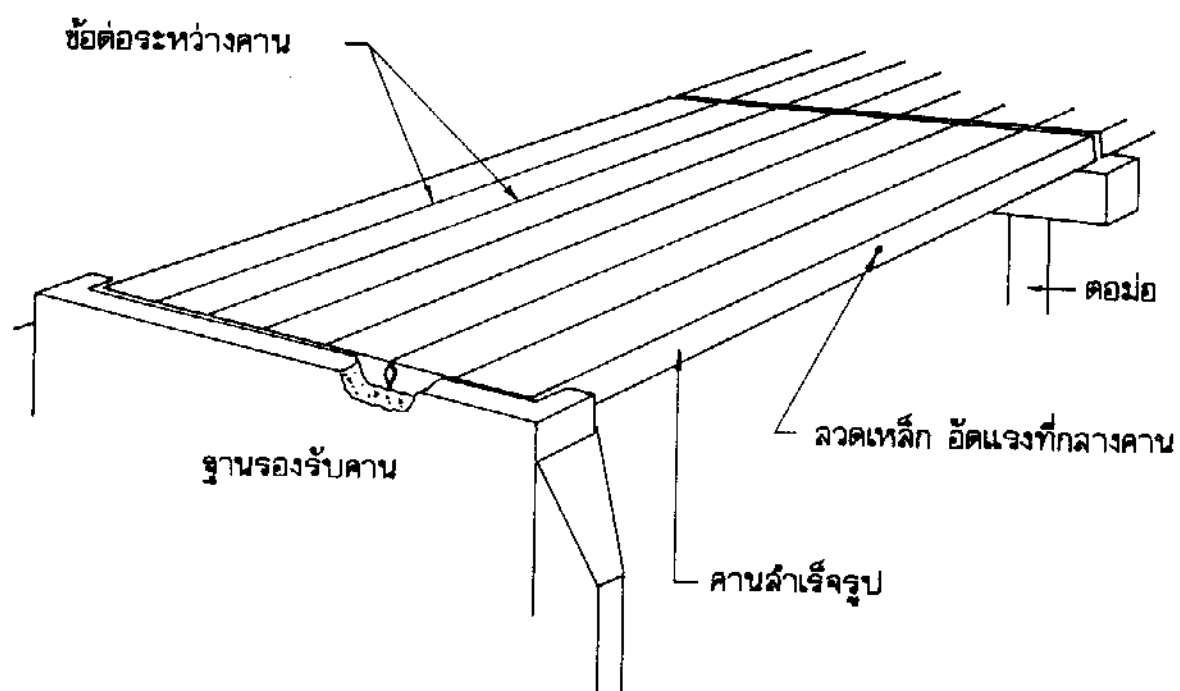
ในปี ค.ศ. 1879 Boussinesq⁽²⁾ ได้คิดค้นสมการคุมพฤติกรรมสำหรับการดัดของแผ่นบาง (Anisotropic Plates) คือ

$$D_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2(D_1 + 2 D_{xy}) \frac{\partial^4 w}{\partial^2 x \partial^2 y} + D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = q(x,y) \quad (1.1)$$

เมื่อ D_x = สติฟเนสของการแอ่นตัวของแผ่นในทิศทางแกน X

D_y = สติฟเนสของการแอ่นตัวของแผ่นในทิศทางแกน Y

D_1 = ค่าคงที่ที่รวมทั้ง 2 ค่าของอัตราส่วนปัวซอง (Poisson's Ratio) ของแผ่น และสติฟเนสของการแอ่นตัว D_x และ D_y



ภาพที่ 1.1 ภาพแสดงโครงสร้างมัลติบีม

D_{xy} = สติฟเนสของการบิดของแผ่นเรียบ

และให้ $H = D_1 + 2 D_{xy}$ เสมอ

สมการ (1.1) นี้เป็นสมการพื้นฐานของทุกวิธีที่ใช้ทฤษฎีแผ่นเรียบ ซึ่งทฤษฎีแผ่นเรียบที่ผู้ค้นคว้าใช้ก็คือ Orthotropic Plate และ Articulated Plate

1.2.1.1 วิธีที่ใช้ทฤษฎี Orthotropic Plate

ก. วิธีที่หนึ่ง (Guyon, Massonnet)

วิธีแรกเป็นวิธีสัมประสิทธิ์การกระจาย (Method of Distribution Coefficients) โดยในปี ค.ศ.1946 Guyon(3) ได้พัฒนาวิธีการวิเคราะห์ โครงสร้างที่มีองค์อาคาร ขัดขวางกันเป็นตาราง โดยใช้สติฟเนสของการบิดที่มีค่าน้อย ๆ และในปี ค.ศ 1949 ได้มีการ พัฒนาวิธีคล้าย ๆ กันสำหรับแผ่นพื้นที่มีลักษณะเดียวกัน(4) ซึ่งต่อมา Massonnet(5) ได้นำ ผลกระทบของการบิดรวมเข้ากับสติฟเนสตามยาว และ ด้านข้างของคาน โดยจัดให้อยู่ใน ระบบสติฟเนสเดียวกัน แต่วิธีนี้มีอุปสรรคในเรื่องของการเลือกตัวแปรหรือปัจจัยกำหนด (Parameters) ในการออกแบบการคำนวณซึ่ง Massonnet ได้แนะนำปัจจัยกำหนดดังนี้

$$\text{ปัจจัยกำหนดของการแอ่นตัว} = \frac{b}{2a} \sqrt{\frac{4j}{i}} \quad (1.2)$$

$$\text{ปัจจัยกำหนดของการบิด} = \frac{G}{2E} \frac{(i_0 + j_0)}{\sqrt{ij}} \quad (1.3)$$

เมื่อ $2b$ = ความกว้างเทียบเท่าพื้น

$2a$ = ความกว้างของช่วงคาน

i = โมเมนต์ของอินเนอร์เซียของพื้นที่ตามยาวต่อความกว้าง

j = โมเมนต์ของอินเนอร์เซียของพื้นที่ด้านข้างต่อความยาว

G = โมดูลัสเฉื่อย

E = โมดูลัสของยังของวัสดุ

i_0 = อินเนอร์เซียของการบิดต่อความกว้าง

j_0 = อินเนอร์เซียของการบิดต่อความยาว

การใช้สัมประสิทธิ์การกระจาย K_∞ เป็นอีกวิธีหนึ่งในการหาค่าการแอ่นตัวและโมเมนต์ตามยาวของโครงสร้างโดยที่ Rowe(6) ได้ให้ตารางของค่า θ อยู่ระหว่าง K_0 กับ K_1 และ $\infty = 0$ (ในกรณีไม่มีการถ่ายแรง) กับ $\infty = 1$ (ในกรณีสามารถถ่ายแรงกันได้เหมือนเป็นพื้นอันเดียวกัน) ทั้งหมด 9 ตำแหน่งของหน้าตัดด้านข้างของสะพาน และในตำแหน่งอื่น ๆ ในการหาค่า ∞ Massonnet(5) ได้เสนอสูตรเพื่อประมาณค่าดังนี้

$$K_\infty = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\infty} \quad (1.4)$$

วิธีการใช้ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายได้เป็นที่ยอมรับ และใช้วิเคราะห์สำหรับพื้นที่ประกอบด้วยหลาย ๆ วัสดุ แต่ใช้ไม่ได้ดีสำหรับโครงสร้างมัลติพีมเนื่องจากมีความยุ่งยากในการคำนวณหาค่า j_0 และ j

ในปี ค.ศ. 1955 Morice และ Little(7) ได้ริเริ่มวิเคราะห์โครงสร้างมัลติพีมและทดสอบโดยใช้น้ำหนักจริงที่เมือง Hampshire เพื่อหาค่าที่เหมาะสมของค่าสัมประสิทธิ์การกระจายโดยกำหนดว่าความแอ่นตัวเป็นไปอย่างต่อเนื่อง และกำหนดค่า $\theta = b/2a = 0.4$ และ $\infty = 1$ และพบว่าค่าที่คำนวณได้น้อยกว่าพฤติกรรมจริง เนื่องจากสัมประสิทธิ์การกระจายของการตัด และการบิดของโครงสร้างน้อยกว่าค่าที่ให้ และในที่สุดก็พบว่าค่าที่ดีที่สุดในช่วงทฤษฎีกับพฤติกรรมจริงคือ $\theta = 0.684$ และ $\infty = 0.52$ สำหรับใช้กับสะพานและค่า ∞ ดังกล่าวสามารถหาได้โดยนำสมการที่ (1.4) มาจัดสูตรใหม่ ดังนี้

$$\sqrt{\infty} = \frac{K - K_0}{K_1 - K_0} \quad (1.5)$$

Hendry และ Jaeger(7,8) ได้วิจารณ์การค้นพบข้างต้นว่า "เป็นสมมุติฐานที่กำหนดตามพฤติกรรมจริง และเลือกปัจจัยกำหนดอย่างเหมาะสมซึ่งข้อสรุปต้องได้มาจากการทดลองจะต้องนำไปใช้ในกรณีอื่นได้ด้วย"

ซึ่งพวกเขาไม่เห็นด้วยว่าค่าของ θ และ ∞ เป็นทฤษฎีที่ถูกต้อง ต่อมา Buckle(1) ซึ่งเป็นผู้เสนอวิธีทฤษฎีคาน ได้บันทึกไว้ว่าค่าของ $\theta = 0.684$ อธิบายได้ว่า "เป็นการเอา $2a$ ในสมการ (1.2) เป็นความยาวช่วงคานที่มากไปเมื่ออัดแรงด้านข้างด้วยมุมเอียง 15° และ

วิธีการนี้จะมีปัญหา เมื่อโครงสร้างมีหลายขนาดและถูกอัดแรงด้านข้างด้วยลวดเหล็กชั้นเดียว ซึ่งจะไม่มีผลกับค่า $2a$ เลย

และในปี ค.ศ. 1957 Park⁽⁹⁾ ได้แสดงให้เห็นว่า วิธีการใช้ค่าสัมประสิทธิ์การกระจาย จะให้ค่าสูงกว่าค่าโมเมนต์สูงสุดด้านข้าง 23% และให้ค่าต่ำกว่าโมเมนต์สูงสุดตามยาว 20% ซึ่งเป็นค่าวิกฤต

ข. วิธีที่สอง (Lehigh Method-Roesli, Walther, Nasser)

วิธีนี้ได้เริ่มมีการทดลองครั้งแรก ในปี ค.ศ. 1954 ณ ห้องทดลอง Fritz Engineering Laboratory ของมหาวิทยาลัย Lehigh โดยประยุกต์มาจากสมการ Orthotropic Plate (1.1) ซึ่งมีสูตรดังนี้

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\beta^* \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \alpha^* \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p(x,y)}{D_x} \quad (1.6)$$

เมื่อ $\alpha^* = D_y/D_x$; $\beta^* = H/D_x$

Roesli⁽¹⁰⁾, Walther⁽¹¹⁾ และ Nasser⁽¹²⁾ ได้ใช้สมการนี้ ออกแบบโครงสร้างมัลติบีม โดยมีแรงกระทำด้านข้าง ในการแก้สมการ (1.6) ได้เกี่ยวข้องกับรูปทรงเรขาคณิตของโครงสร้างทั้งหมดให้เหมือนคานาตัวเดียวด้วยค่า α^* และปัจจัยกำหนด 2 ตัว

ในการใช้วิธีสัมประสิทธิ์การกระจาย ค่าของสตีเฟนส์ด้านข้างและคุณสมบัติของการบิดของสมการแผ่นหาได้ยาก และไม่ให้ผลทางทฤษฎีเป็นที่น่าพอใจ การตั้งทฤษฎีหาค่า β^* ก็เป็นไปได้เช่นกัน Roesli⁽¹⁰⁾ ได้แต่เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง β^* และ α^* ว่าควรอยู่ในรูป

$$\beta^* = 3k(1 - \alpha^{*2/3}) + \alpha^* \quad (1.7)$$

ค. วิธีที่สาม (Cusens and Pama)

เป็นวิธีที่ประยุกต์มาจากวิธีสัมประสิทธิ์การกระจายซึ่งในปี ค.ศ. 1964 Cusens และ Pama⁽¹³⁾ ได้เสนอวิธีซึ่งได้ปรับเปลี่ยนจากวิธีของ Guyon และ Massonnet อันเนื่องจาก Cusens และ Pama ได้ตระหนักถึงข้อยุ่งยากต่างๆ ที่ได้ถูกค้นพบโดย Morice, Little และบุคคลอื่นๆ โดยได้ปรับเปลี่ยนปัจจัยกำหนด θ และ ∞ ไว้ดังนี้

$$\theta = \frac{b}{2a} \sqrt{\frac{D_x}{D_y}} \quad (1.8)$$

$$\infty = \frac{I_x + I_y + 2D_1}{2 \sqrt{D_x D_y}}$$

เมื่อ $T_x = G \cdot I_0$ และ $T_y = G \cdot I_0$

Cusens ได้รวมค่า D_1 ซึ่ง Rowe ไม่ได้รวมไว้ในสมการ (1.2) และ (1.3) และ ค่า D_1 นี้จะใช้ไม่ได้ในกรณีโครงสร้างที่ขีดขวางกันเป็นตาราง แต่จะใช้พิจารณาเมื่อโครงสร้างมีความกว้างและหนา สำหรับโครงสร้างมัลติบีม Cusens กล่าวว่า

"ความหนาของโครงสร้างจะผันแปรจากความลึกของคานด้วย ค่า ζ_d ที่ข้อต่อของคานโดยเมื่ออัตราส่วนความกว้างของคานต่อความกว้างของโครงสร้างทั้งหมดไม่เกิน 10% ความลึกของหน้าตัดคานจะเป็น ζ_d และเมื่อไม่มีการอัดแรงด้านข้าง ความลึกประสิทธิผลจะต้องย้ายมาอยู่ที่จุดกึ่งกลางของข้อต่อ"

ที่ SEATO GRADUATE SCHOOL of ENGINEERING กรุงเทพฯ ประเทศไทย ได้มีการทดสอบค่าของ ∞ ผลการอัดแรงด้านข้าง และอัตราส่วนความกว้างของโครงสร้างต่อความกว้างของคาน โดยใช้สมการ (1.8)

Mr. Cusens ได้เปรียบเทียบวิธีของเขา กับผลทดสอบขม มหาวิทยาลัย Lehigh ที่ ได้ทดสอบกับ Centerport Bridge⁽³⁰⁾ ซึ่งวิธีของเขาได้รับความเชื่อถือมากกว่าวิธีของมหาวิทยาลัย Lehigh

ปรากฏว่าวิธีการเดิม ได้ผลยังไม่เป็นที่น่าพอใจกว่าวิธีที่ได้จากการสมมุติผลของความลึก ($h = \zeta_d$) ในด้านข้าง และวิธีที่ประยุกต์มาจากวิธีสัมประสิทธิ์การกระจายอย่างไรก็ตาม Sawko⁽¹³⁾ ไม่พอใจกับวิธีของค่า ζ_d เขากล่าวว่า

"สถิติเนสด้านข้างของพื้นต่อเนื่อง เป็นตัวแปรของสถิติเนสของคานสำเร็จรูป และข้อต่อ ซึ่งข้อต่อไม่แข็งพอดังนั้นผลของ ζ อาจจะมีผลกับความสัมพันธ์ระหว่างการทดสอบจริงกับผลทางทฤษฎี แต่ไม่จำเป็นเสมอไป"

ง. วิธีที่สี่ (Pama and Cusens)

เป็นวิธีการกระจายน้ำหนัก ซึ่งในการออกแบบนั้น โครงสร้างมัลติบีมเมื่อค่าความแข็งแรงของการแอ่นตัวด้านข้างน้อย ๆ อาจจะนำไปสู่ค่า ∞ ซึ่งถูกใช้โดย Guyen และ

Massonnet (สมการ 1.3) และโดย Cusens กับ Pama (สมการ 1.8) ซึ่งเกินความเป็นจริง ดังนั้นทฤษฎีนี้ก็จะใช้ไม่ได้ต่อไป ซึ่งสิ่งนี้ทำให้ Cusens และ Pama ได้เสนอวิธีการคาดการณ์เรื่องการกระจายน้ำหนักไปสู่คานตัวต่าง ๆ ของโครงสร้างมัลติบีมที่ค่าความแข็งแกร่งของการแอ่นตัวด้านข้างน้อย ด้วยการบิดสูง ๆ ($\alpha > 1$) โดยใช้สมการของแผ่นจากสมการ (1.1) และการพิจารณาผลการทดสอบกับสะพานที่มีความกว้างมากๆ ด้วยแรงที่กำหนดขอบเขตให้ปรากฏว่าผลที่ได้จากการแก้ปัญหโดยทั่วไปสำหรับการแอ่นตัว, w , ได้มาจากการแอ่นตัวคูณด้วยสัมประสิทธิ์การกระจาย K_1 คือ

$$w = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{H_n \sin \alpha_n x}{\alpha_n^4 D_x 2b} \cdot K_1$$

เมื่อ H_n = ขนาดของฮาร์มอนิกของน้ำหนัก

L = ขนาดความยาวของช่วงคาน

n = จำนวนของฮาร์มอนิก

เช่น $n = 1, 2, 3, \dots, \infty$

$$\alpha_n = \frac{n\pi}{L}$$

L

K_1 = การรวมขอบเขตของสะพานและตำแหน่งของน้ำหนักที่มีค่าคงที่ที่เหมาะสม

Cusens ได้เสนอตัวอย่างการคำนวณแต่ไม่มีผลการทดลองเปรียบเทียบซึ่งในการหาค่า K_1 เป็นวิธีที่ใช้ทฤษฎี Orthotropic Plate ซึ่งต้องใช้วิธีการที่ถูกต้องและน่าเชื่อถือได้ในการพิจารณาการแอ่นตัว และความแข็งแกร่งของการบิดใน 2 ทิศทางซึ่งยังหาไม่ได้

1.2.1.2 วิธีที่ใช้ทฤษฎีของ Articulated Plate

ก. วิธีที่หนึ่ง (Spindel, Best)

วิธีนี้เชื่อว่า ข้อต่อที่มีการอัดแรงด้านข้างน้อยจะมีค่าสติฟเนสทางด้านข้างน้อยด้วย ดังนั้นข้อต่อจะกระจายน้ำหนักด้วยสมการดังนี้

$$F \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + G \frac{\partial^4 w}{\partial^2 x \partial^2 y} = P(x, y) \quad (1.9)$$

F และ G คือสถิติเฟสของการตัดตามยาวและสถิติเฟสของการบิดต่อหน่วยของความกว้าง Spindel⁽¹⁶⁾ อธิบายว่า การแอ่นตัวที่ได้จากการรวมผลการคำนวณของอนุกรม Sine พจน์แรกของการแอ่นและโมเมนต์ตามความยาวนั้นถือว่าใกล้เคียงกับค่าที่แท้จริง อย่างไรก็ตาม สำหรับการบิด แรงเฉือน ยังไม่มีคำอธิบาย

Best⁽¹⁷⁾ แสดงให้เห็นว่า ทฤษฎี Articulated Plate จะเป็นที่ยอมรับมากกว่าผลที่ได้จากทฤษฎี Orthotropic Plate ซึ่งนำเสนอโดย Mr. Cusens และ Mr. Pama

ข. วิธีที่สอง (Cusens and Pama)

ในปีค.ศ. 1967 Cusens และ Pama⁽¹⁹⁾ ได้เสนอวิธีการปรับปรุงมาจากวิธีของ Spindel โดยใช้สมการ

$$D_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + (D_{xy} + D_{yx} + D_1) \frac{\partial^4 w}{x^2 \partial y^2} = P(x) \quad (1.10)$$

$$\text{โดย } w = \sum_{n=1}^{\infty} Y_n \sin \alpha_n x \quad (1.11)$$

Y_n แปรตามฟังก์ชันของ y เท่านั้น

ซึ่งได้นำผลกระทบของแรงปฏิกิริยาที่คานตัวริมที่มีผลต่อคานต่าง ๆ ดังนี้

$$(D_{xy} + D_{yx}) \frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y} = E_1 I_1 \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} \quad (1.12)$$

เมื่อ E_1 = โมดูลัสของยังของคานตัวริม

I_1 = โมเมนต์ของอินเนอร์เซียของคานตัวริม

และปัจจัยกำหนดของคานตัวริม (λ)

$$\lambda = \frac{(\pi 2b)^2}{L} \cdot \frac{E_1 I_1}{(D_{xy} + D_{yx}) \beta_n} \quad (1.13)$$

$$\text{เมื่อ } \beta_n = \frac{n\pi 2b}{L} \cdot \frac{D_x}{(D_{xy}+D_{yx}+D_1)}$$

ค่าของ λ เป็นได้ตั้งแต่ 0 (ในกรณีคานตัวริมไม่มีความแข็งแรง) จนถึง ∞ (ในกรณีคานตัวริมที่มีความแข็งแรงมาก ๆ) สมการของการแอ่นตัวสามารถเขียนได้ดังนี้

$$w = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(D_{xy}+D_{yx}+D_1)}{D_{xy}+D_{yx}} \cdot \frac{H_n \sin \alpha_n x \cdot K_1}{\alpha_n^4 D_x 2b}$$

โดยพจน์ $H_n \sin \alpha_n x / \alpha_n^4 D_x 2b$ เป็นค่าการแอ่นตัวเฉลี่ยของแผ่นเนื่องจากน้ำหนัก $H_n \sin \alpha_n x$ และพจน์ $(D_{xy}+D_{yx}+D_1) / (D_{xy}+D_{yx})$ เป็นตัวคูณของการเพิ่มขนาดในขณะ ที่ K_1 เป็นสัมประสิทธิ์การกระจายซึ่งเกี่ยวเนื่องกับปัจจัยกำหนด λ , β_n และตำแหน่งของน้ำหนัก Cusens และ Pama ได้อธิบายว่า $K_{\max}$ (K_1 ณ ตำแหน่งได้น้ำหนัก) จะคงที่สำหรับตำแหน่งด้านข้าง ของทุกช่วงของน้ำหนักเมื่อ $\lambda = 1$ ดังนั้นขนาดสูงสุดของคานตัวริมจะสามารถนำมาพิจารณาได้

มีการเปรียบเทียบทฤษฎีและการทดลองที่ Langstone Bridge⁽¹⁸⁾ ในอังกฤษ และ ที่ Centerport Bridge⁽³⁰⁾ ในสหรัฐอเมริกา ซึ่งได้ให้ความสัมพันธ์ใกล้เคียงกันกับการทดลองโดย Centerport Bridge ที่ไม่มีสถิติเฟสของคานตัวริม แต่สำหรับ Langstone Bridge มีสถิติเฟสของ คานตัวริมซึ่งก็ให้ผลใกล้เคียงกัน (สำหรับค่าสูงสุดเท่านั้น) โดยใช้น้ำหนักที่มีการเยื้องศูนย์กลาง จะให้ ผลต่ำกว่าในกรณีน้ำหนักกระทำที่จุดศูนย์กลาง

Spindel⁽¹⁹⁾ ได้วิจารณ์ว่า "สถิติเฟสของคานตัวริม ($\lambda=0$) และผลกระทบต่อน้ำหนักที่กระทำ และค่าที่ได้สำหรับน้ำหนักกระทำที่จุดศูนย์กลางโดยไม่สนใจผลกระทบของสถิติเฟสของคานตัวริม หรือไม่มีสถิติเฟสของการบิดของคาน ไม่สมจริงเมื่อพิจารณาคานแต่ละตัว"

ในทางตรงกันข้าม หากนับผลกระทบของคานตัวริมแล้ว ผู้เขียนไม่ได้มองถึงเฟลกซิบิลิตีของการบิดตัวของคานตัวริม โดยใช้ฟังก์ชันเดียวกันกับการแอ่นตัว w สำหรับแผ่น และจุดศูนย์กลางของคานตัวริม (สมการ 1.12) ซึ่งแน่นอนว่าปรากฏการณ์นี้จะให้ค่าสถิติเฟสของคานด้านข้างสูง ด้วยเหตุนี้ ส่งผลให้ค่าความแอ่นตัวและค่าความเครียดต่ำ (โดยเฉพาะอย่างยิ่ง ในกรณีที่น้ำหนักกระทำเยื้องศูนย์กลาง) ซึ่งนับว่าเป็นเรื่องสำคัญ

แนะนำตอนต้น ๆ ในวิธีแบบ Orthotropic Plate⁽¹³⁾ (วิธีที่ 3) ซึ่งใส่ตรงกลางของข้อต่อ อย่างไรก็ตามวิธีนี้ดีกว่าวิธีอื่น ๆ ที่ใช้ในทฤษฎีแผ่นดังที่กล่าวมาแล้ว

1.2.2 วิธีทฤษฎีคาน (Methods Using Beam Theory)

เป็นวิธีที่ใช้ทฤษฎีของคานแทนองค์อาคาร แล้วนำมาต่อกันเป็นโครงสร้างด้วยข้อต่อ (Shear Connector) หรือเรียกทฤษฎีนี้ว่า "โครงสร้างมัลติบีม" (Multibeam Deck)

วิธีต่าง ๆ เหล่านี้พึงเป็นที่รู้จักกันเมื่อทศวรรษที่ผ่านมา เนื่องจากตระหนักดีถึงอุปสรรคและข้อจำกัดของวิธีที่ใช้ทฤษฎีแผ่น ดังนั้น วิธีนี้คานแต่ละตัวจะถูกพิจารณาแยกกัน และมีความเข้ากันได้ที่ข้อต่อ ทฤษฎีเหล่านี้ใช้งานได้หลากหลาย ทั้งยังสามารถใช้กับคานที่มีขนาดและรูปร่างต่างกัน และสถิติของคานตัวริม จะถูกจัดให้เป็นส่วนหนึ่งของโครงสร้าง

ก. วิธีที่หนึ่ง (Khachaturian, Arya and Robinson)

วิธีแรกถูกเสนอในปี ค.ศ. 1960 โดย Duberg, Khachaturian และ Fradinger⁽²⁰⁾ แห่งมหาวิทยาลัย Illinois และต่อมาในปี ค.ศ. 1965 ได้ถูกจัดตั้งเป็น Bulletin 483⁽²¹⁾ แห่งสถานี Illinois Engineering Experiment Station ทฤษฎีนี้เป็นการวิเคราะห์ที่ใกล้เคียงกับโครงสร้างมัลติบีมที่มีความกว้างช่วงเดียว โดยใช้คานที่แข็งแรง (Hollow Sections) ความแข็งแรงของการแอ่นตัวทางด้านข้างของสะพานถูกสมมุติให้เป็นศูนย์ และส่วนประกอบทั้งสามของแรงในข้อต่อ (ตามความยาวแนวดิ่ง และ ด้านข้าง) ถูกสมมุติให้อยู่ที่ข้อต่อ ซึ่งจะถ่ายผ่านความยาวทั้งหมดของคาน และน้ำหนักที่ใช้ให้นี้ให้อยู่ในพจน์ของ Sine แรงในข้อต่อได้มาจากการแก้สมการซึ่งถูกจัดไว้ในจุดศูนย์กลางของข้อต่อ ซึ่งเป็นจุดที่เข้ากันได้ ผู้เขียนได้แสดงผลกระทบจากบางตัวอย่าง⁽²¹⁾ แต่ไม่ได้แสดงผลของการทดลองและการวิเคราะห์แต่อย่างใด วิธีนี้อาจถูกวิจารณ์ว่าในทางปฏิบัติแล้วมักจะใช้การอัดแรงทางด้านข้างต่ำ ส่วนแรงด้านข้างและตามแนวยาวของข้อต่อไม่ได้ถูกใช้เต็มที่นักซึ่งสมมุติฐานที่มีอยู่ในเวลานี้ ให้ค่าของน้ำหนักและ หน่วยแรง ต่ำกว่าที่เกิดขึ้นจริงในคาน

ข. วิธีที่สอง (Norman, Nathan)

ในปี ค.ศ. 1962 Norman⁽²²⁾ (กระทรวงแรงงาน, นิวซีแลนด์) ได้เสนอวิธีการกระจายน้ำหนักในสะพาน ซึ่งใช้โครงสร้างมัลติบีมเขาได้ตั้งสมมุติฐานว่าการกระจายของน้ำหนัก จะเกิดขึ้นจากการถ่ายแรงตามแนวดิ่งที่ข้อต่อซึ่งถูกสมมุติให้เป็นจุดหมุนที่กึ่งกลางที่ช่วงความกว้าง โดยคานจะถูกกำหนดให้เหมือนระบบของสปริง ด้วยเหตุนี้ จึงสามารถหาสถิติเฟนสที่จุดกึ่งกลางของคานและปัจจัยการโยกย้ายได้ ปัจจัยกำหนดของแต่ละข้อต่อได้พัฒนาคล้าย ๆ กับวิธีการกระจายโมเมนต์ (Moment Distribution Method) ในการวิเคราะห์โครงสร้าง น่าเสียดาย

ที่คำนิยามของ Mr. Norman⁽²³⁾ ในเรื่องตัวคูณสำหรับการกระเจายนั้นไม่ถูกต้อง อย่างไรก็ตาม เขาได้เป็นผู้คิดวิธีการ และขั้นตอนสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างมัลติปิม

ค. วิธีที่สาม (Buckle)

ในปี ค.ศ. 1967 Buckle ได้เสนอวิธีการที่ใกล้เคียงกับของ Norman และ Nathan โดยการใช้วิธีการโยกย้ายโดยเมตริกซ์ (Transfer Matrix Procedure) ในการที่จะแก้ไขอุปสรรคที่พบโดย Nathan ซึ่งผลของการคำนวณ จะถูกเปรียบเทียบกับวิธีต่าง ๆ ในบทที่ 4

ง. วิธีที่สี่ (Khachaturian, Robinson and Pool)

ในปี ค.ศ. 1967 นั้น Khachaturian⁽²⁴⁾ ได้เสนอวิธีวิเคราะห์โครงสร้างโดยการให้รูปตัดองค์อาคารรูปร่างน้ำ วิธีการนี้คล้ายกับวิธีเดิมของเขายกเว้นการบิดที่ใช้กับองค์อาคารแรงในข้อต่อได้มาจากการแก้สมการพลังงาน และได้จัดให้มีความเข้ากันได้ที่ข้อต่อ

ตัวอย่างของการวิเคราะห์แสดงในรูปตาราง แต่ไม่มีการทดลองประกอบ การถ่ายแรงของข้อต่อถูกพบว่าซ้ำมาก และวิธีการแรงสำหรับการถ่ายแรงได้ถูกนำมาใช้ทั้งสองวิธีที่เสนอโดย Mr. Khachaturian และ คณะ เป็นวิธีการแรกเริ่ม (วิธีที่ใช้ทฤษฎีคาน) ซึ่งเป็นลักษณะที่แท้จริงของพฤติกรรมของโครงสร้างมัลติปิม ข้อจำกัดของวิธีการเหล่านี้คือไม่สามารถพิจารณาการเคลื่อนตัวที่เกี่ยวข้องกับคานในข้อต่อ ซึ่งเกิดขึ้นในสถานการณ์จริง ดังนั้นวิธีเหล่านี้จะให้ผลของความเครียดสูงสุดของคานต่ำกว่า

จ. วิธีที่ห้า (Powell, Ghose and Buckle)

ในปี ค.ศ. 1969 ทีมมหาวิทยาลัย California Powell, Ghose และ Buckle⁽²⁵⁾ ได้ประยุกต์วิธีแรงโดยเมตริกซ์ (Metrix Force Method) ให้เข้ากับวิธีการทางกายภาพที่เสนอโดย Khachaturian⁽²⁰⁾ วิธีนี้ เหมาะแก่การวิเคราะห์โดยคอมพิวเตอร์ แรงทั้ง 4 ทิศทางของข้อต่อได้ถูกเตรียมไว้ (รวมโมเมนต์ด้วย) และสามารถกำหนดฟลักซิบิลิตี (Flexibilities) ได้ และผลการวิเคราะห์โดยวิธีนี้จะได้เปรียบเทียบกับวิธีต่าง ๆ ในบทที่ 4

ช. วิธีที่หก (C. Vadhanavittakit)

ในปี ค.ศ. 1974 Vadhanavittakit⁽³¹⁾ แห่งมหาวิทยาลัย Auckland ประเทศนิวซีแลนด์ได้ประยุกต์วิธี Matrix Displacement โดยใช้สมมุติฐานเหมือนกับ Powell⁽²⁵⁾ และวิธีนี้ได้ถูกประยุกต์ใช้ในวิทยานิพนธ์นี้

1.3 วัตถุประสงค์ (Objective)

วัตถุประสงค์ในการจัดทำโปรแกรมเพื่อใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างมัลติปีมโดยวิธีเปลี่ยนตำแหน่ง (Displacement Method) เพราะการวิเคราะห์โครงสร้างมัลติปีมจากหลักการและพื้นฐานต้องอาศัยการวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีเมตริกซ์ส่วนในการวิเคราะห์นั้นสามารถคำนวณได้ด้วยเครื่องคิดเลขและสมองของมนุษย์ก็ต่อเมื่อเมตริกซ์เหล่านี้มีขนาดเล็ก ถ้าหากเมตริกซ์มีขนาดใหญ่ขึ้นการคำนวณด้วยเครื่องคิดเลขจะให้ผลช้ามาก และบางทีอาจเป็นไปได้ ดังนั้นการใช้คอมพิวเตอร์มาช่วยคำนวณให้จึงเป็นความสะดวกรวดเร็ว และแม่นยำกว่า

วิธีการเปลี่ยนตำแหน่งเป็นวิธีที่สังเคราะห์สตีฟเนสของโครงสร้างทั้งระบบ จากสตีฟเนสของชิ้นส่วนย่อย ๆ และโดยการเลือกระบบแกนพิกัดที่เหมาะสมจะสามารถสังเคราะห์สตีฟเนส ของระบบโดยการรวมสตีฟเนสโดยตรง จึงเป็นวิธีที่มีประสิทธิภาพและเหมาะสมอย่างยิ่งสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างมัลติปีม ซึ่งต้องพิจารณาค่าสตีฟเนสของข้อต่อในการวิเคราะห์แรง (Force) และการกระจัด (Displacement) ของโครงสร้าง ซึ่งได้จัดทำโปรแกรมคอมพิวเตอร์โดยใช้สมมติฐานการเปลี่ยนตำแหน่งเช่นเดียวกับ Powell(26) และ Vadhanavittkit(31) โดยใช้สมมติฐานของข้อต่อเพื่อการวิเคราะห์ 3 สมมติฐาน คือ ข้อต่อแบบสปริง (Spring Type Shear Connector) , ข้อต่อแผ่น (Plate Type Shear Connector) และข้อต่อแบบโครงข้อหมุน (Truss Type Shear Connector) การวิเคราะห์ในรายละเอียดได้เสนอไว้ในบทที่ 2 ของวิทยานิพนธ์นี้