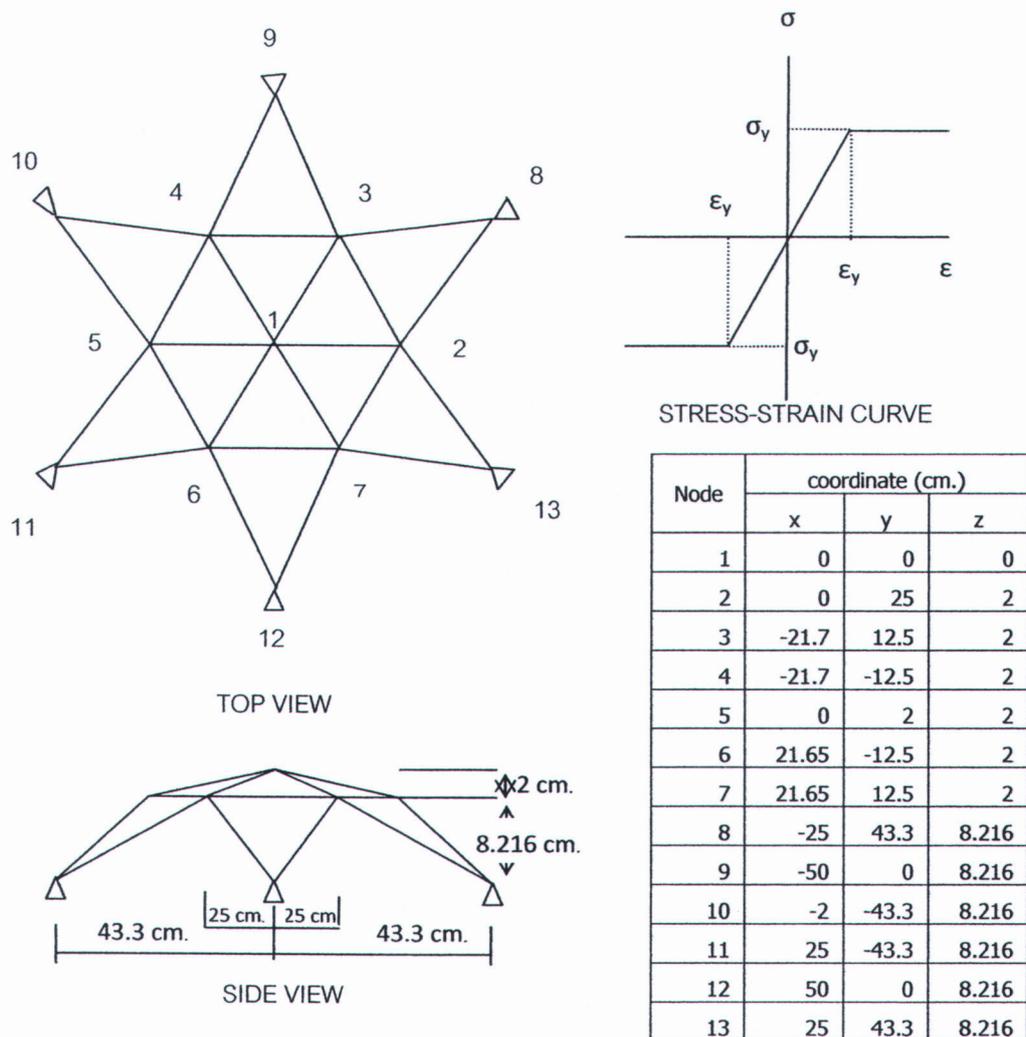


บทที่ 6 ผลการศึกษา

วิทยานิพนธ์นี้ ทำการวิเคราะห์ปัญหาตัวอย่างทั้งหมด 4 ตัวอย่าง สองตัวอย่างแรกเป็นการตรวจสอบความถูกต้องของโปรแกรมที่พัฒนาขึ้น ตัวอย่างที่เหลือเป็นกรณีศึกษาการวิเคราะห์หาแรงในค้ำยันของสะพานลอยโครงถัก

6.1 โครงข้อหมุนทรงโดม (Reticulated truss dome)

ตัวอย่างนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อตรวจสอบความถูกต้องของโปรแกรมที่พัฒนาขึ้น โดยเปรียบเทียบผลลัพธ์กับงานวิจัยในอดีตของ Grecoa M. [20] ซึ่งเป็นโครงข้อหมุนทรงโดม 13 ชิ้นส่วน ที่มีคุณสมบัติทางวัสดุแบบอิลาสโตพลาสติก ดังรูปที่ 6.1

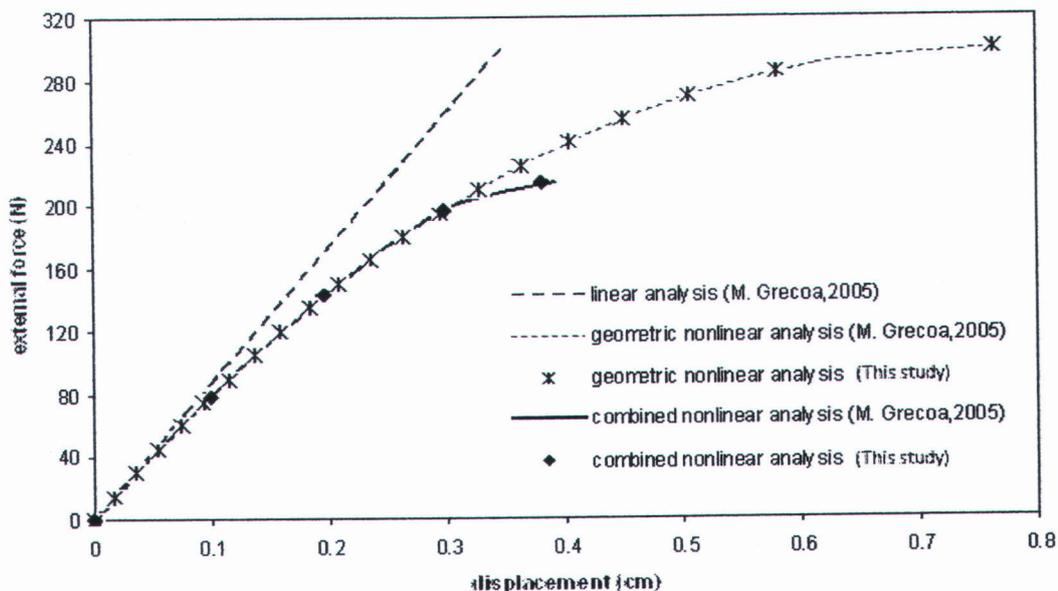


รูปที่ 6.1 รายละเอียดโครงข้อหมุนทรงโดม

กำหนดให้

1. ขนาดหน้าตัดของชิ้นส่วนทั้งหมดมีค่าเท่ากับ 3.17 ซม²
2. ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดครากเท่ากับ 200 นิวตัน/ซม²
3. คุณสมบัติวัสดุเป็นแบบอีลาสโตพลาสติก มีค่าอีลาสติกโมดูลัส (E1) และค่าอินอีลาสติกโมดูลัส (E2) เท่ากับ 300,000 และ 0 นิวตัน/ซม² ตามลำดับ
4. ฐานรองรับทั้งหมดเป็นแบบยึดหมุน
5. วิเคราะห์โครงสร้างจนถึงสภาวะการโก่งเดาะด้วยวิธีการแบบไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิตและไร้เชิงเส้นแบบผสม
6. ค่าความคลาดเคลื่อนของการทำซ้ำ (Iteration) เท่ากับ 0.01 %

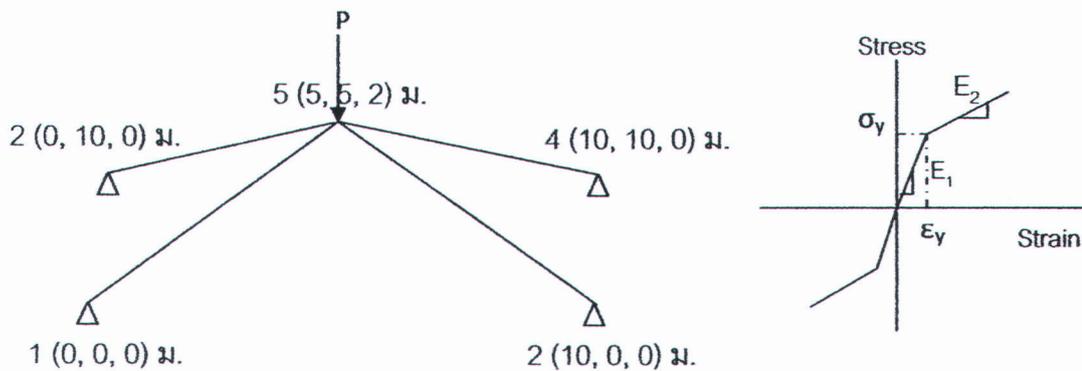
จากผลการวิเคราะห์พบว่าค่าน้ำหนักบรรทุกทุกวิกฤตด้วยวิธีการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิตและไร้เชิงเส้นแบบผสมจากโปรแกรมที่พัฒนาขึ้น มีค่าเท่ากับ 300.2 นิวตันและ 239.18 นิวตัน ตามลำดับ และเมื่อเปรียบเทียบผลลัพธ์ดังกล่าวกับงานวิจัยในอดีต พบว่ามีค่าที่ใกล้เคียงกันมาก ดังรูปที่ 6.2



รูปที่ 6.2 ผลการวิเคราะห์โครงสร้างข้อหมุนทรงโดมด้วยวิธีการแบบเชิงเส้น ไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิต และไร้เชิงเส้นแบบผสม

6.2 โครงข้อหมุนทรงพีรามิด

ตัวอย่างนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อตรวจสอบความถูกต้องของโปรแกรมที่พัฒนาขึ้นเทียบกับโปรแกรม ANSYS โครงสร้างตัวอย่างกำหนดให้เป็นโครงข้อหมุนทรงพีรามิดที่มีคุณสมบัติทางวัสดุแบบไบลิเนียร์ ดังรูปที่ 6.3



รูปที่ 6.3 รายละเอียดโครงข้อหมุนทรงพีรามิด

กำหนดให้

1. ขนาดหน้าตัดของชิ้นส่วนทั้งหมดมีค่าเท่ากับ 0.001 ม²
2. ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดครากเท่ากับ 240 MPa
3. คุณสมบัติวัสดุเป็นแบบไบลิเนียร์ มีค่าอิลาสติกโมดูลัส(E_1) และค่าอินอิลาสติกโมดูลัส(E_2) เท่ากับ 205 GPa และ 10.25 GPa ตามลำดับ
4. ฐานรองรับทั้งหมดเป็นแบบยึดหมุน
5. วิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีการแบบเชิงเส้น แบบไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิต และแบบไร้เชิงเส้นแบบผสม จนถึงน้ำหนักบรรทุกวิกฤต
6. ค่าความคลาดเคลื่อนของการทำซ้ำ(Iteration) เท่ากับ 0.01 %

ผลการวิเคราะห์แสดงไว้ในตารางที่ 6.1-6.3 พบว่าค่าน้ำหนักบรรทุกวิกฤต การกระจัดที่โหนด 5 และแรงภายในชิ้นส่วนของโครงสร้าง จากโปรแกรมที่พัฒนาขึ้นเทียบกับโปรแกรม ANSYS นั้น ผลลัพธ์ที่ได้ต่างกันไม่เกิน 0.2% ซึ่งถือว่าเกิดความคลาดเคลื่อนน้อยมาก

ตารางที่ 6.1 การเปรียบเทียบน้ำหนักบรรทุกวิกฤต

วิธีการวิเคราะห์	น้ำหนักบรรทุกวิกฤต (นิวตัน)		
	ANSYS	งานวิจัยนี้	ค่าคลาดเคลื่อน (%)
เชิงเส้น	17,853,984	17,854,059	0.0004
ไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิต	3,304,000	3,305,223	0.0370
ไร้เชิงเส้นแบบผสม	329,005	329,259.1	0.0772

ตารางที่ 6.2 ผลการวิเคราะห์การกระจัดโหนดที่ 5 ณ น้ำหนักบรรทุกวิกฤต

วิธีการวิเคราะห์	การกระจัด (ม.)		
	ANSYS	งานวิจัยนี้	ค่าคลาดเคลื่อน (%)
เชิงเส้น	2.1590	2.1600	0.0463
ไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิต	0.8596	0.8598	0.0226
ไร้เชิงเส้นแบบผสม	0.5760	0.5749	0.1862

ตารางที่ 6.3 ผลการวิเคราะห์แรงภายในชิ้นส่วน ณ น้ำหนักบรรทุกวิกฤต

วิธีการวิเคราะห์	แรงภายใน (นิวตัน)		
	ANSYS	งานวิจัยนี้	ค่าคลาดเคลื่อน (%)
เชิงเส้น	16,399,949	16,400,000	0.0003
ไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิต	5,189,599	5,190,462	0.0166
ไร้เชิงเส้นแบบผสม	416,800	416,624.2	0.0422

ผลจากการศึกษาตัวอย่างที่ 6.1 และ 6.2 ที่มีคุณสมบัติทางวัสดุ ลักษณะทางเรขาคณิต และการเปรียบเทียบวิธีที่ต่างกัน คือ การเทียบกับงานวิจัยในอดีต [20] และโปรแกรม ANSYS พบว่าผลลัพธ์ที่คำนวณได้จากโปรแกรมที่พัฒนาขึ้นในงานวิจัยนี้ มีค่าสอดคล้อง และมีความถูกต้องเป็นที่น่าพอใจ

6.3 สะพานลอยโครงข้อหมุน

ตัวอย่างนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อเปรียบเทียบผลของวิธีการวิเคราะห์โครงสร้างแบบต่างๆต่อแรงในค้ำยัน กรณีศึกษาเป็นสะพานลอยโครงข้อหมุนที่มีความสูง 3 เมตร กว้าง 2.5 เมตร และความยาวทั้งหมด 36 เมตร นำหนักบรรทุกภายนอก กระทำที่จุดต่อของคอร์ดล่าง และคุณสมบัติของวัสดุเป็นแบบไบลิเนียร์ ดังรูปที่ 6.4 การวิเคราะห์โครงสร้างแบ่งเป็น 2 สภาวะ คือ สภาวะใช้งาน ($P=50,000\text{ N}$) และสภาวะน้ำหนักบรรทุกวิกฤต ด้วยวิธีการวิเคราะห์แบบเชิงเส้น ไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิต และไร้เชิงเส้นแบบผสม



รูปที่ 6.4 รายละเอียดดสะพานลอยโครงข้อหมุน

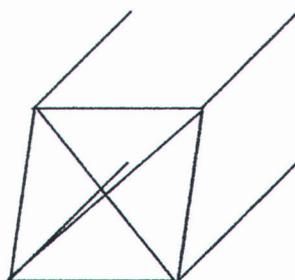
กำหนดให้

1. กำลังรับแรงดึงที่จุดคราก เท่ากับ 240 MPa
2. ค่าอีลาสติกโมดูลัส เท่ากับ 205 GPa และค่าอินอีลาสติกโมดูลัส เท่ากับ 10.25 GPa
3. ฐานรองรับทั้งหมดเป็นแบบยึดหมุน
4. วิเคราะห์โครงสร้างที่สภาวะโครงสร้างสมบูรณ์ (Perfect system) ด้วยวิธีการวิเคราะห์ทั้งแบบเชิงเส้น ไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิต และไร้เชิงเส้นแบบผสม
5. ขนาดหน้าตัดของชิ้นส่วนแบ่งออกเป็น 5 กลุ่ม ดังตารางที่ 6.4

ตารางที่ 6.4 ขนาดหน้าตัดของชิ้นส่วนสะพานลอยโครงข้อหมุน

ชิ้นส่วน	Lower chord	Upper chord	vertical truss	Diagonal bracing	Strut bracing
หน้าตัด(m^2)	0.00772	0.00772	0.003031	0.000753	0.003031

โปรแกรมที่พัฒนาขึ้นในงานวิจัยนี้ใช้สำหรับวิเคราะห์โครงข่ายหมุนสามมิติเท่านั้น ในความเป็นจริงโครงสร้างสะพานลอยนี้มีพฤติกรรมผสมระหว่างโครงข่ายแข็งกับโครงข่ายหมุน จึงไม่สามารถวิเคราะห์โครงสร้างดังกล่าวด้วยการวิเคราะห์โครงข่ายหมุนสามมิติได้โดยตรง เพราะจะเกิดความไม่มีเสถียรภาพขึ้น หากปราศจากชิ้นส่วนค้ำยันที่ปลายสะพานทั้งสองด้าน ดังรูปที่ 6.5

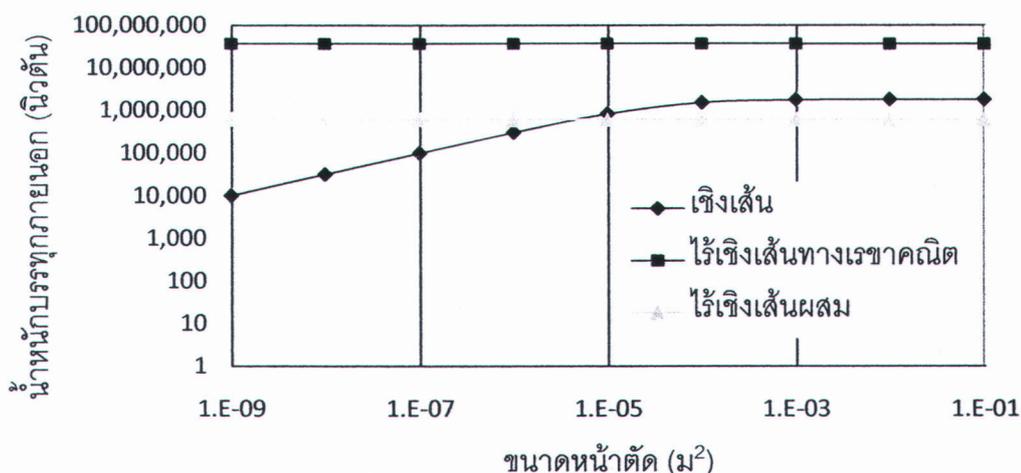


รูปที่ 6.5 การจำลองค้ำยันที่ปลายสะพาน

การสมมุติขนาดหน้าตัดค้ำยันที่ชิ้นส่วนปลายสะพาน แสดงดังตารางที่ 6.4 และรูปที่ 6.6 พบว่า ขนาดหน้าตัดของค้ำยันที่ปลายชิ้นส่วนมีอิทธิพลต่อน้ำหนักบรรทุกวิกฤตเชิงเส้นเท่านั้น โดยช่วงขนาดหน้าตัด $1.0\text{E}-09 \text{ m}^2$ ถึง $1.0\text{E}-04 \text{ m}^2$ พบว่าค่าน้ำหนักบรรทุกวิกฤตเชิงเส้นจะมีอัตราการเพิ่มขึ้นเมื่อมีการเพิ่มขนาดหน้าตัด หลังจากนั้นที่ขนาดหน้าตัดมากกว่าหรือเท่ากับ $1.0\text{E}-03 \text{ m}^2$ อัตราการเพิ่มค่อยๆลดลงจนมีค่าคงที่ ดังนั้นขนาดหน้าตัดของค้ำยันที่ปลายสะพานที่เหมาะสมคือ $1.0\text{E}-03 \text{ m}^2$

ตารางที่ 6.5 ขนาดหน้าตัดค้ำยันที่ปลายชิ้นส่วนต่อน้ำหนักบรรทุกวิกฤต

หน้าตัด (m^2)	น้ำหนักบรรทุกวิกฤต (นิวตัน)		
	เชิงเส้น	ไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิต	ไร้เชิงเส้นผสม
1.0E-09	10,452	38,100,000	628,962
1.0E-08	33,079	38,100,000	628,962
1.0E-07	103,583	38,100,000	628,962
1.0E-06	315,029	38,100,000	628,962
1.0E-05	854,355	38,100,000	628,962
1.0E-04	1,570,335	38,100,000	628,961
1.0E-03	1,834,109	38,000,000	628,963
1.0E-02	1,864,277	37,800,000	628,970
1.0E-01	1,865,107	37,700,000	628,973



รูปที่ 6.6 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน้าตัดของคํ้ายันที่ปลายชิ้นส่วนต่อนํ้าหนักบรรทุกวิกฤต

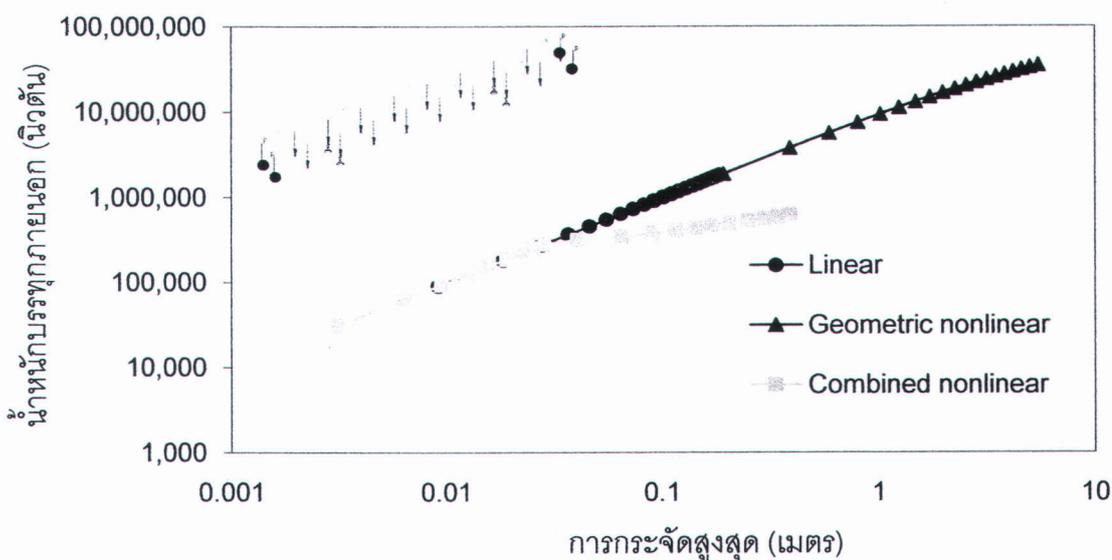
ผลการวิเคราะห์สะพานลอยโครงข้อหมุนที่สภาวะนํ้าหนักบรรทุกใช้งาน แสดงดังตารางที่ 6.6 พบว่า ค่าการกระจัด แรงในชิ้นส่วนของโครงถักหลัก และ แรงในคํ้ายัน ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีเชิงเส้น ไร่เชิงเส้นทางเรขาคณิต และไร่เชิงเส้นแบบผสม ให้ค่าที่แตกต่างกันน้อยมาก เนื่องจากนํ้าหนักบรรทุกดังกล่าวมีค่าน้อยไม่ส่งผลต่อการเปลี่ยนรูปของโครงสร้างและวัสดุยังไม่เกิดการคราก

ตารางที่ 6.6 ผลการวิเคราะห์สะพานลอยโครงข้อหมุนที่นํ้าหนักบรรทุกใช้งาน

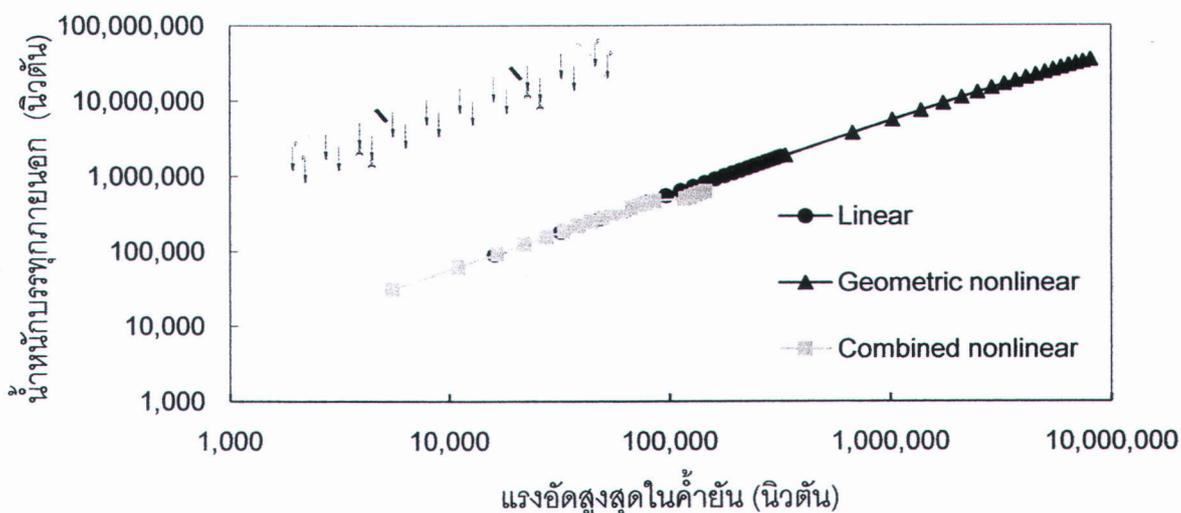
ผลลัพธ์		วิธีการวิเคราะห์		
		เชิงเส้น	ไร่เชิงเส้นทางเรขาคณิต	ไร่เชิงเส้นผสม
การกระจัด (ม.)		-0.005058	-0.005060	-0.005060
แรงภายในโครงถักหลัก	แรงอัด (นิวตัน)	-126,011.0	-125,975.3	-125,975.3
	แรงดึง (นิวตัน)	189,267.8	189,318.8	189,318.8
แรงภายในคํ้ายัน	แรงอัด (นิวตัน)	-8,854.6	-8,856.4	-8,856.4
	แรงดึง (นิวตัน)	12,656.0	12,659.7	12,659.7

ผลการวิเคราะห์สะพานลอยโครงข้อหมุนจนถึงสภาวะนํ้าหนักบรรทุกวิกฤต แสดงดังรูปที่ 6.7-6.11 พบว่า ค่าการกระจัด แรงอัดและแรงดึงในคํ้ายันที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีแบบเชิงเส้น

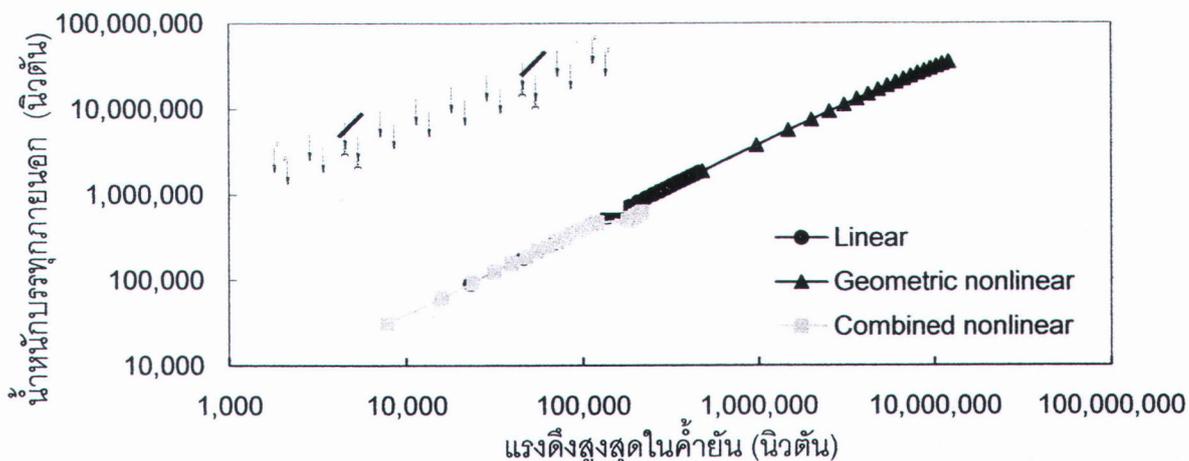
ไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิต และไร้เชิงเส้นแบบผสมให้ค่าใกล้เคียงกันมาก จะต่างกันเล็กน้อยที่ น้ำหนักบรรทุกภายนอกประมาณ 6 เท่า น้ำหนักบรรทุกใช้งาน ดังรูปที่ 6.7-6.9 ตามลำดับ ส่วนค่า แรงอัดของชิ้นส่วนโครงถักหลัก การวิเคราะห์ด้วยวิธีเชิงเส้นและไร้เชิงเส้นแบบผสมให้ค่าที่ เหมือนกัน แต่การวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิตจะต่างออกไป คือเมื่อโครงสร้างเริ่มใกล้ถึง จุดขีดจำกัด การเพิ่มน้ำหนักบรรทุกภายนอกจะส่งผลกระทบต่อความสามารถในการรับแรงของชิ้นส่วน ดังรูปที่ 6.10 และค่าแรงดึงในชิ้นส่วนโครงถักหลักจากการวิเคราะห์ทั้งสามวิธีให้ค่าเท่ากันหมด แสดงว่าไม่มีผลของการเปลี่ยนรูปทางเรขาคณิตและความไม่เชิงเส้นของวัสดุ ดังรูปที่ 6.11



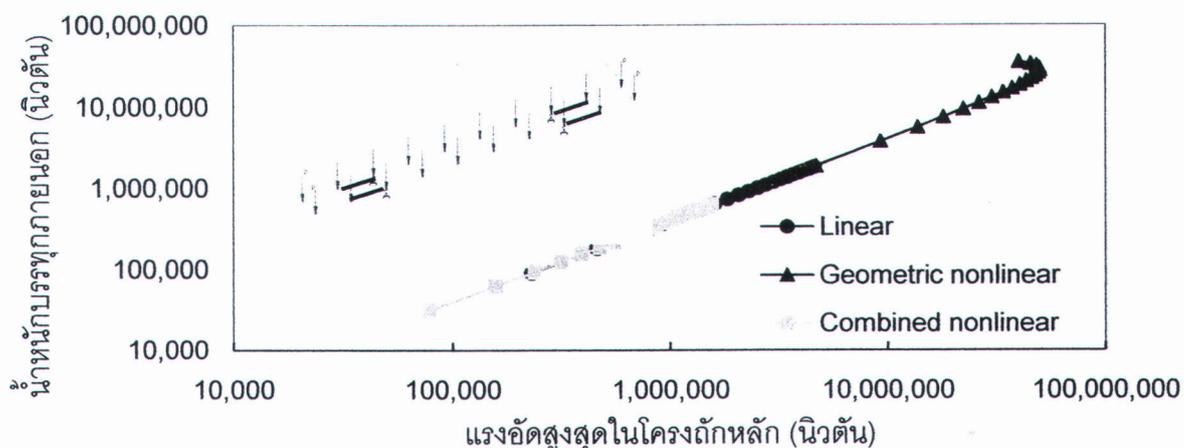
รูปที่ 6.7 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกภายนอกกับการกระจัดสูงสุดที่จุดต่อ



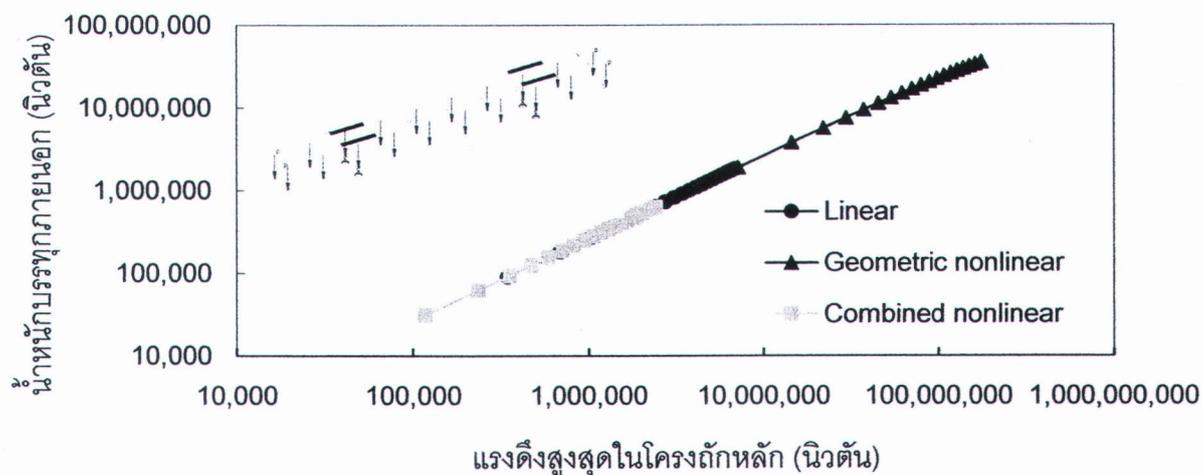
รูปที่ 6.8 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกภายนอกกับแรงอัดในค้ำยัน



รูปที่ 6.9 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกภายนอกกับแรงดึงในค้ำยัน

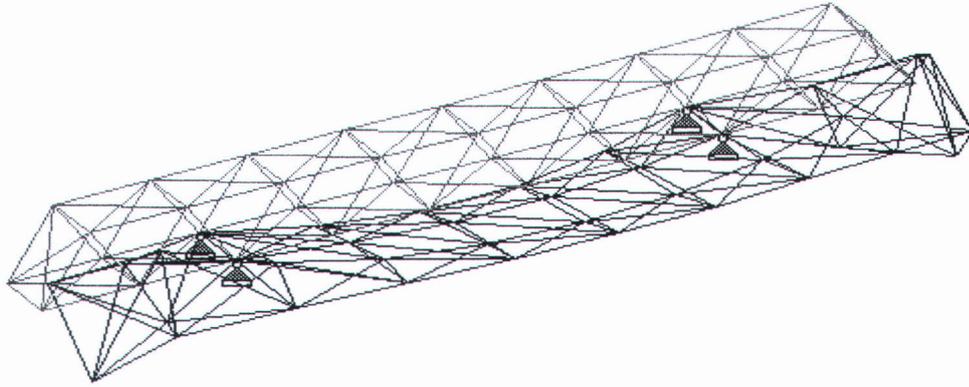


รูปที่ 6.10 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกภายนอกกับแรงอัดในโครงถักหลัก

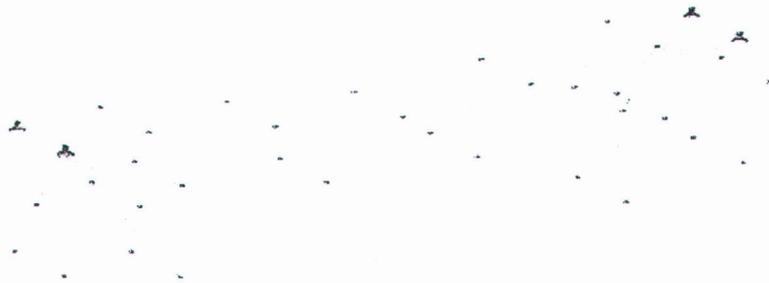


รูปที่ 6.11 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกภายนอกกับแรงดึงในโครงถักหลัก

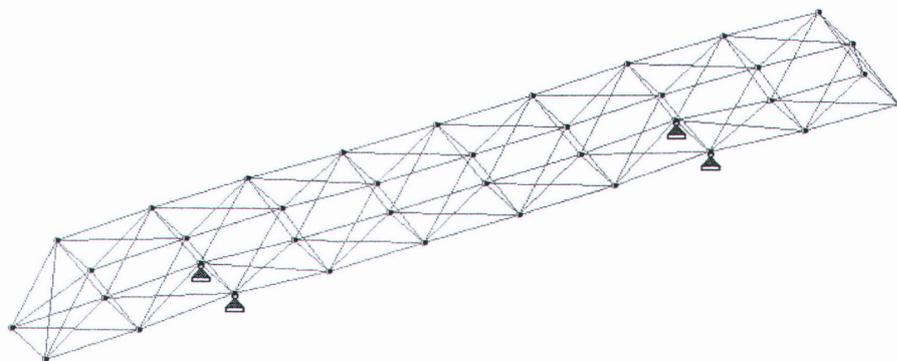
สำหรับผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของโครงสร้าง พบว่าค่าน้ำหนักบรรทุกวิกฤติแบบผสม ให้ค่าน้อยสุด เท่ากับ 600,000 นิวตัน ส่วนค่าน้ำหนักบรรทุกวิกฤติแบบเชิงเส้นและไร้เชิงเส้นมีค่าประมาณ 1.8 ล้านนิวตัน และ 37 ล้านนิวตัน ตามลำดับ รูปร่างการโก่งเดาะของโครงสร้างจากการวิเคราะห์แบบเชิงเส้น ไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิต และไร้เชิงเส้นผสม แสดงดังรูปที่ 6.12-6.14



รูปที่ 6.12 รูปร่างการโก่งเดาะแบบเชิงเส้น



รูปที่ 6.13 รูปร่างการโก่งเดาะแบบไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิต



รูปที่ 6.14 รูปร่างการโก่งเดาะแบบไร้เชิงเส้นผสม

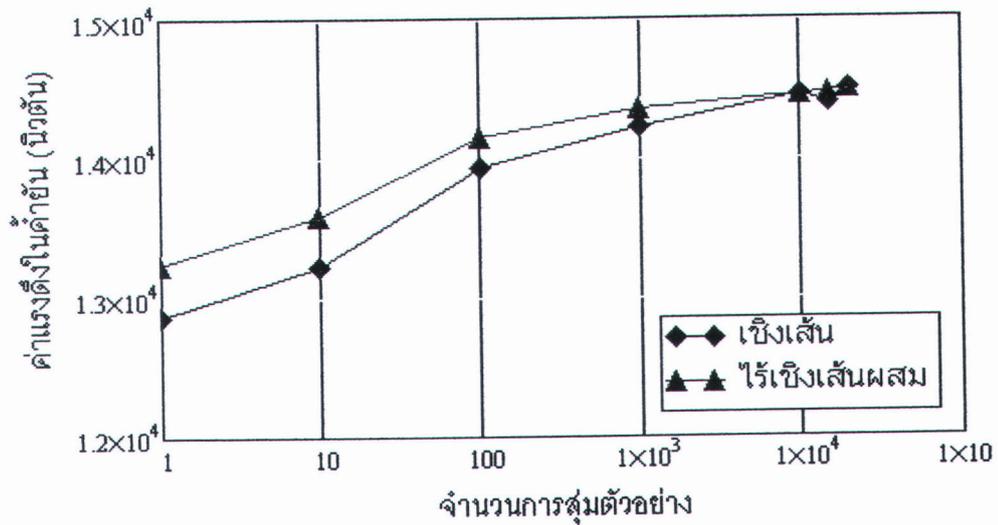
6.4 ผลของความไม่สมบูรณ์ตั้งต้นต่อแรงในค้ำยัน

ตัวอย่างนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลของความไม่สมบูรณ์ตั้งต้นต่อแรงในค้ำยัน โดยใช้โครงสร้างตัวอย่างที่ 6.3 เป็นกรณีศึกษา ซึ่งในทางปฏิบัติการกำหนดรูปแบบความไม่สมบูรณ์ตั้งต้นนั้นแทบเป็นไปไม่ได้ สิ่งเหล่านี้เป็นสิ่งที่ไม่สามารถคาดเดาได้ล่วงหน้าจะเกิดขึ้นภายหลังจากที่ออกแบบแล้วทั้งสิ้น ดังนั้น การหารูปแบบความไม่สมบูรณ์ตั้งต้นที่ทำให้เกิดแรงในค้ำยันมากที่สุด จึงมีความสำคัญต่อการออกแบบระบบค้ำยัน ในปัญหาค้ำยันบางประเภทสามารถหารูปแบบที่ทำให้เกิดค่าแรงในค้ำยันสูงสุดได้ง่าย เช่น กรณีเสาที่ถูกค้ำยันตรงกึ่งกลางความยาว 1 ตำแหน่ง แต่สำหรับโครงสร้างที่มีค้ำยันมากกว่า 1 ตัวขึ้นไป เป็นการยากจะตัดสินใจได้ว่ารูปแบบความไม่สมบูรณ์ตั้งต้นแบบใดที่ทำให้เกิดค่าแรงในค้ำยันมากที่สุด

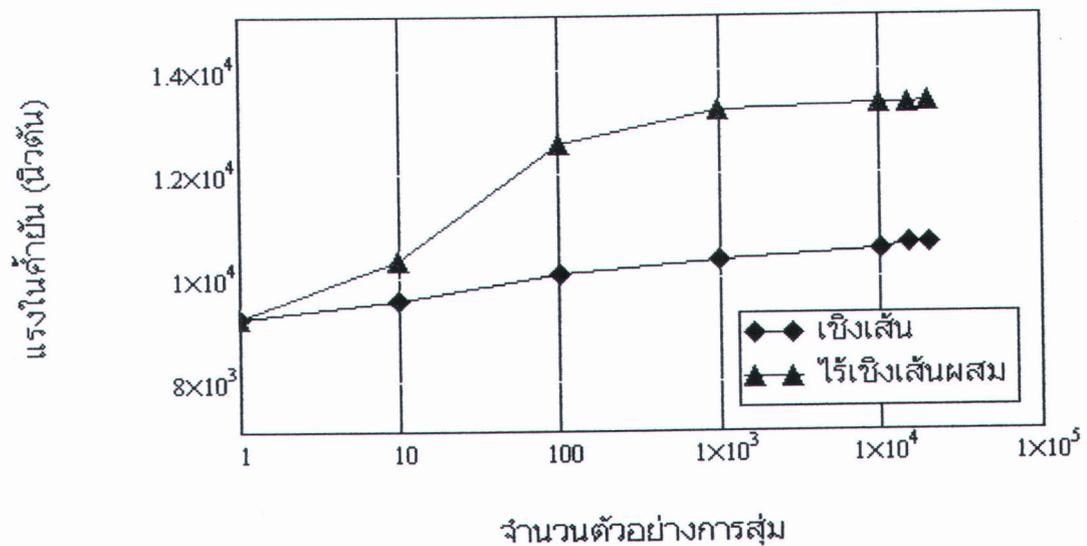
งานวิจัยนี้จึงอาศัยวิธีทางสถิติเข้ามาช่วยสุ่มรูปแบบความไม่สมบูรณ์ตั้งต้น กำหนดให้ค่าความไม่สมบูรณ์ตั้งต้นดังกล่าวเกิดขึ้นที่จุดต่อต่างๆ ได้ทั้งสามทิศทาง คือ x , y , z ซึ่งเป็นลักษณะการเสียรูปตั้งต้นที่เกิดขึ้นได้จริงในระหว่างการก่อสร้าง และให้การสุ่มเป็นแบบกระจายสม่ำเสมอ (Uniform distribution) ระหว่างช่วง -8 มม. ถึง 8 มม. ค่าความไม่สมบูรณ์ตั้งต้นดังกล่าวนี้เป็นค่าที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน AISC มีค่าสูงสุดไม่เกิน $1/500$ ของความยาวช่วง

ผลจากการสุ่มค่าความไม่สมบูรณ์ตั้งต้นที่จุดต่อและทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีการวิเคราะห์แบบเชิงเส้น และไร้เชิงเส้นแบบผสม พบว่าการสุ่มตัวอย่างในช่วง 1 ถึง 10,000 ตัวอย่าง ค่าแรงดึงและอัดในค้ำยันมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามจำนวนการสุ่มตัวอย่าง หลังจากนั้นแนวโน้มของแรงที่เกิดขึ้นในค้ำยันทั้งแรงดึงและแรงอัดเริ่มมีค่าคงที่เมื่อมีการเพิ่มจำนวนการสุ่มตัวอย่างจนถึง 20,000 ตัวอย่าง ดังแสดงในรูปที่ 6.15-6.16 ดังนั้นจำนวนการสุ่มตัวอย่างที่ 20,000 ตัวอย่าง จึงเป็นค่าที่เหมาะสมที่ถูกนำมาใช้ในการศึกษา





รูปที่ 6.15 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงดึงในค้ำยันกับจำนวนการสุ่มตัวอย่าง
ค่าความไม่สมบูรณ์ตั้งต้น

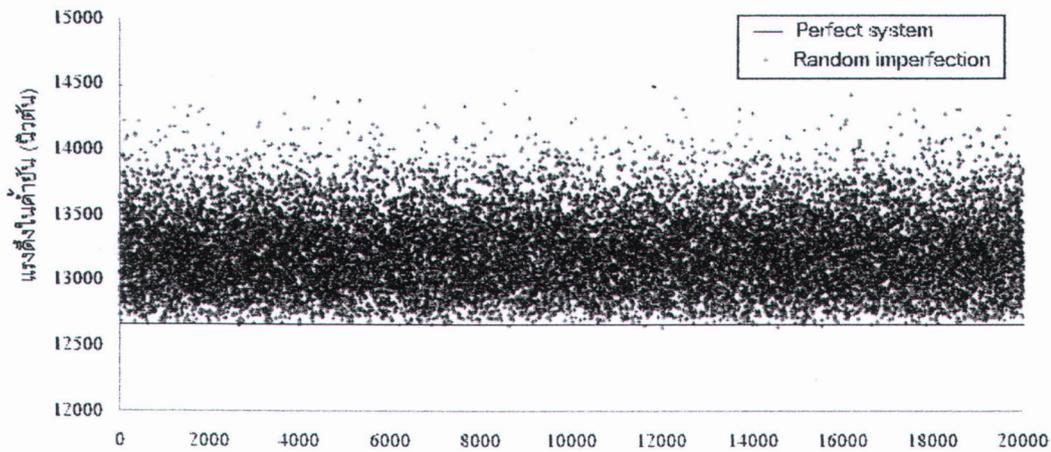


รูปที่ 6.16 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงอัดในค้ำยันกับจำนวนการสุ่มตัวอย่าง
ค่าความไม่สมบูรณ์ตั้งต้น

6.4.1 ผลการวิเคราะห์แบบเชิงเส้น

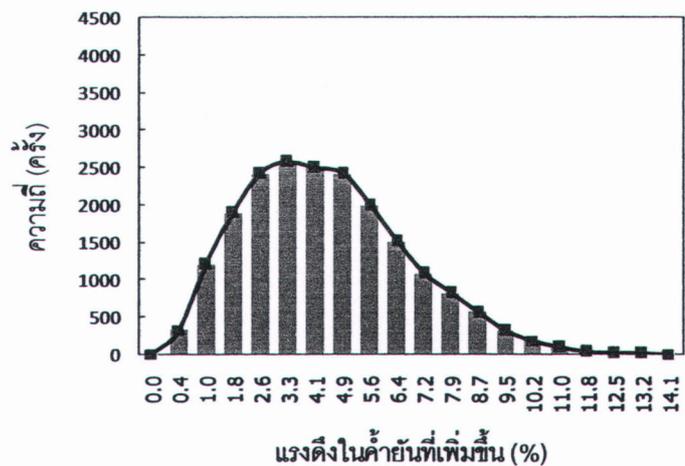
รูปที่ 6.17 แสดงค่าแรงดึงในค้ำยันจากการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นโดยการสุ่มค่าความไม่สมบูรณ์ตั้งต้นที่จุดต่อ 20,000 ตัวอย่าง พบว่าค่าความไม่สมบูรณ์ตั้งต้นสามารถเพิ่มหรือลดแรงในค้ำยันได้ แต่กรณีที่จะเกิดแรงในค้ำยันที่มีค่าต่ำกว่าการวิเคราะห์แบบไม่พิจารณาผลของความไม่สมบูรณ์นั้นมีน้อยมาก มีเพียง 6 ตัวอย่าง โดยค่าแรงดึงในค้ำยันจากการวิเคราะห์แบบไม่พิจารณา

ผลของความไม่สมบูรณ์ตั้งต้นมีค่าเท่ากับ 12,656 N ขณะที่การวิเคราะห์โดยพิจารณาผลความไม่สมบูรณ์ตั้งต้นจะเกิดค่าระหว่างช่วง 12,630 N ถึง 14,500 N คิดเป็น 25-29% ของน้ำหนักบรรทุกทุกที่สภาวะใช้งาน ซึ่งค่าแรงดึงในค้ำยันที่ 13,077 N และ 14,492 N เป็นค่าแรงดึงในค้ำยันที่มีโอกาสเกิดมากที่สุดและมีขนาดสูงสุด มากกว่าการวิเคราะห์แบบไม่พิจารณาความไม่สมบูรณ์ตั้งต้นประมาณ 15% ตามลำดับ



จำนวนการสุ่มตัวอย่าง

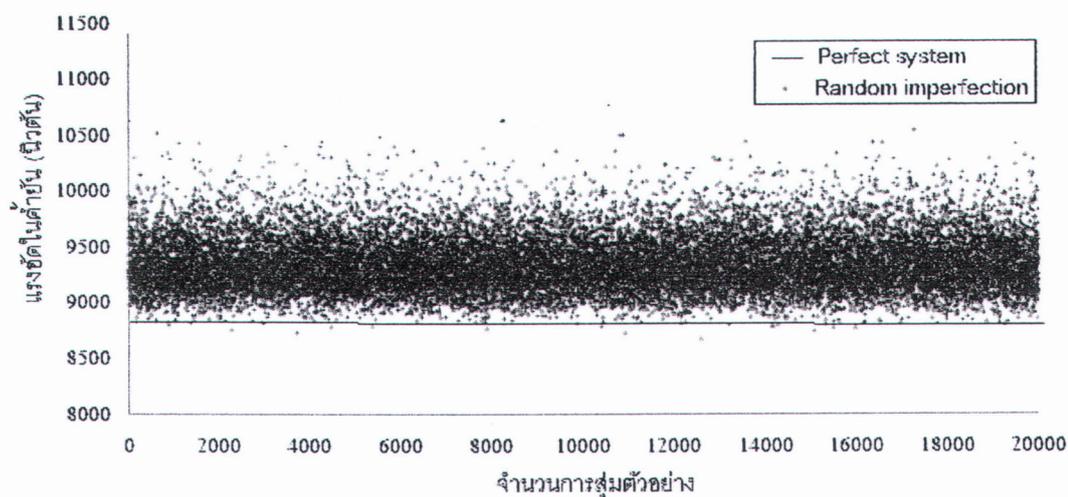
แรงดึงในค้ำยัน (นิวตัน)	ความถี่ (ครั้ง)
12650	6
12705	328
12788	1202
12884	1890
12979	2417
13077	2578
13173	2501
13270	2421
13368	1994
13464	1509
13562	1081
13660	826
13758	567
13854	314
13949	189
14048	98
14150	39
14238	22
14331	14
14441	4



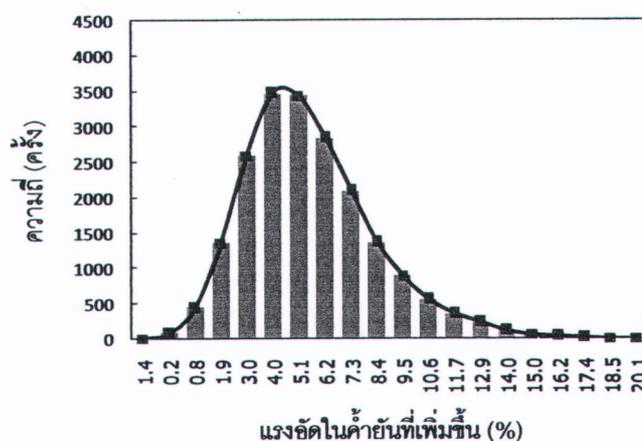
รูปที่ 6.17 ค่าแรงดึงในค้ำยันจากการสุ่มค่าความไม่สมบูรณ์ตั้งต้น 20,000 ตัวอย่าง ด้วยการวิเคราะห์แบบเชิงเส้น

รูปที่ 6.18 แสดงค่าแรงอัดในค้ำยันจากการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นโดยการสุ่มค่าความไม่สมบูรณ์ตั้งต้นที่จุดต่อ 20,000 ตัวอย่าง พบว่าค่าความไม่สมบูรณ์ตั้งต้นสามารถเพิ่มหรือลดแรงใน

ค้ำยันได้เช่นเดียวการหาแรงดึงในค้ำยัน มีเพียง 88 ตัวอย่างที่ค่าแรงอัดในค้ำยันต่ำกว่าการวิเคราะห์แบบไม่พิจารณาผลของความไม่สมบูรณ์ โดยค่าแรงอัดในค้ำยันจากการวิเคราะห์แบบไม่พิจารณาผลของความไม่สมบูรณ์ตั้งต้นมีค่าเท่ากับ 8,855 N ขณะที่การวิเคราะห์โดยพิจารณาผลความไม่สมบูรณ์ตั้งต้นจะให้ค่าระหว่างช่วง 8,670 N ถึง 10,635 N คิดเป็น 17-21% ของน้ำหนักบรรทุกที่สภาวะใช้งาน ซึ่งค่าแรงอัดในค้ำยันที่ 9,212 N และ 10,633 N เป็นค่าแรงอัดในค้ำยันที่มีโอกาสเกิดมากที่สุดและมีขนาดสูงสุด มากกว่าการวิเคราะห์แบบไม่พิจารณาความไม่สมบูรณ์ตั้งต้นประมาณ 20% ตามลำดับ



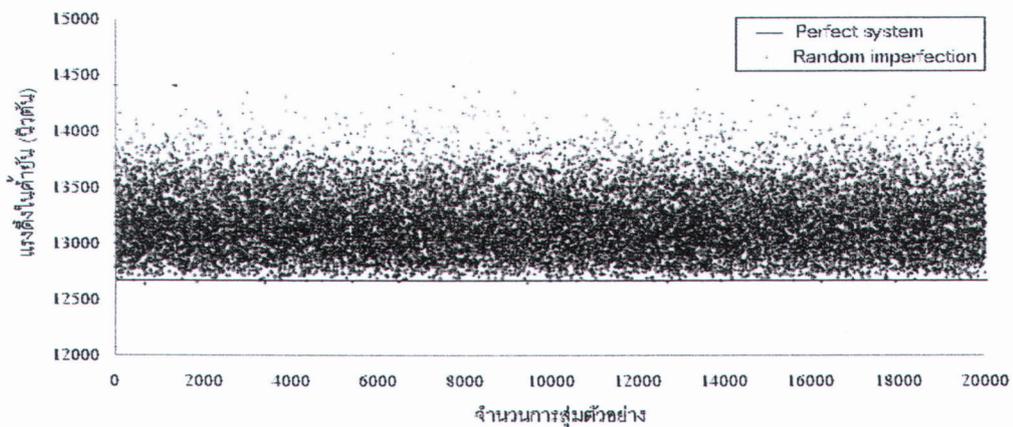
แรงอัดในค้ำยัน (นิวตัน)	ความถี่(ครั้ง)
8732	6
8838	82
8929	446
9022	1359
9117	2593
9212	3474
9309	3439
9407	2842
9502	2091
9600	1371
9698	895
9759	555
9890	361
9994	239
10094	120
10187	64
10290	39
10393	15
10493	7
10633	2



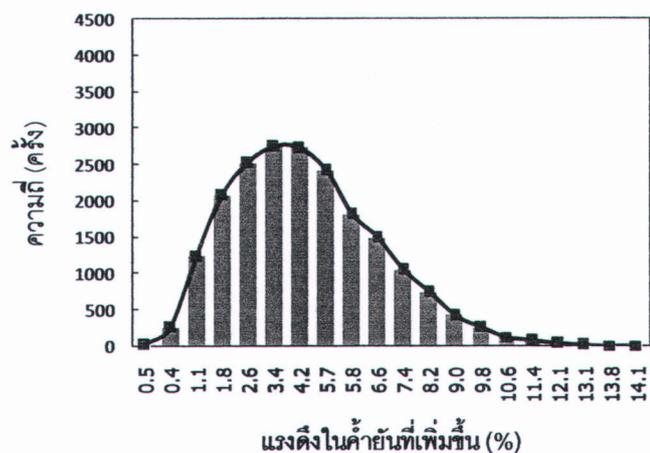
รูปที่ 6.18 ค่าแรงอัดในค้ำยันจากการสุ่มค่าความไม่สมบูรณ์ตั้งต้น 20,000 ตัวอย่าง
ด้วยการวิเคราะห์แบบเชิงเส้น

6.4.2 ผลการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้น

รูปที่ 6.19 แสดงค่าแรงดึงในค้ำยันจากการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้นโดยการสุ่มค่าความไม่สมบูรณ์ตั้งต้นที่จุดต่อ 20,000 ตัวอย่าง พบว่ามีลักษณะคล้ายกับผลการวิเคราะห์แบบเชิงเส้น กล่าวคือ ค่าความไม่สมบูรณ์ตั้งต้นสามารถเพิ่มหรือลดแรงในค้ำยันได้ แต่กรณีที่จะเกิดแรงในค้ำยันที่มีค่าต่ำกว่าการวิเคราะห์แบบไม่พิจารณาผลของความไม่สมบูรณ์นั้นมีน้อยมาก โดยค่าแรงดึงที่พิจารณาผลความไม่สมบูรณ์ตั้งต้นจะเกิดค่าในช่วง 12,650 N ถึง 14,450 N คิดเป็น 25-29% ของน้ำหนักบรรทุกที่สภาวะใช้งาน ซึ่งค่าแรงดึงในค้ำยันที่ 13,091 N และ 14,463 N เป็นค่าแรงดึงในค้ำยันที่มีโอกาสเกิดมากที่สุดและมีขนาดสูงสุด มากกว่าการวิเคราะห์แบบไม่พิจารณาความไม่สมบูรณ์ตั้งต้นประมาณ 14% ตามลำดับ

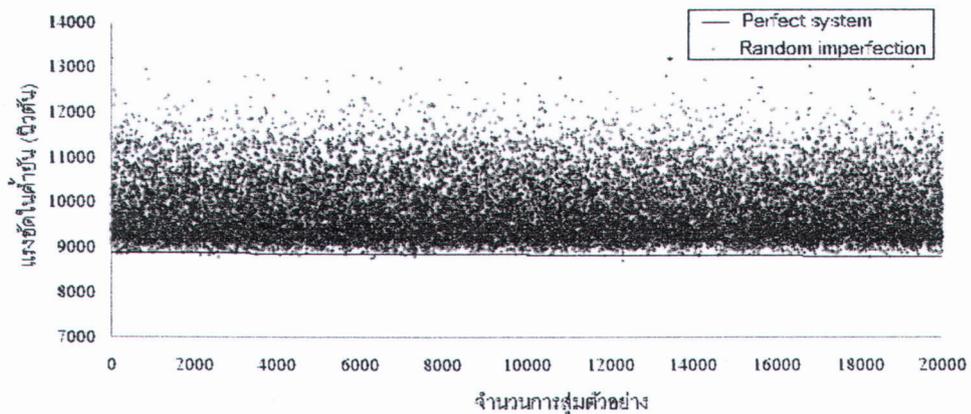


แรงดึงในค้ำยัน (นิวตัน)	ความถี่ (ครั้ง)
12602	9
12711	254
12794	1233
12890	2070
12990	2516
13091	2745
13192	2729
13379	2422
13395	1811
13497	1485
13596	1047
13696	742
13797	424
13900	257
14001	125
14107	73
14193	36
14313	14
14413	8

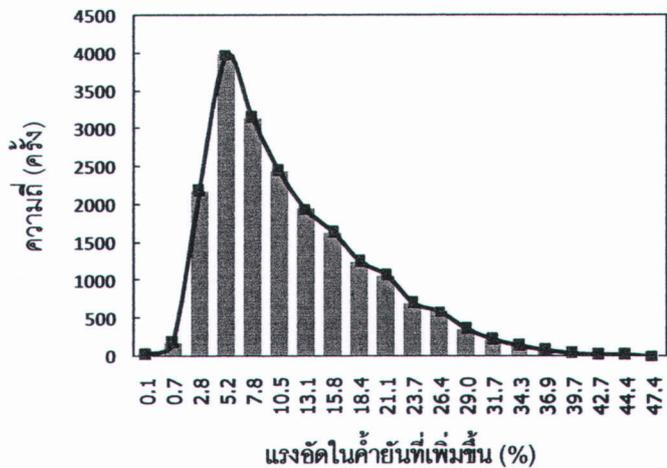


รูปที่ 6.19 ค่าแรงดึงในค้ำยันจากการสุ่มค่าความไม่สมบูรณ์ตั้งต้น 20,000 ตัวอย่าง ด้วยการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้น

รูปที่ 6.20 แสดงค่าแรงอัดในค้ำยันจากการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้นโดยการสุ่มค่าความไม่สมบูรณ์ตั้งต้นที่จุดต่อ 20,000 ตัวอย่าง พบว่ามีค่าความไม่สมบูรณ์ตั้งต้นสามารถเพิ่มหรือลดแรงในค้ำยันได้ มีเพียง 20 ตัวอย่างที่ค่าแรงอัดในค้ำยันต่ำกว่าการวิเคราะห์แบบไม่พิจารณาผลของความไม่สมบูรณ์ โดยค่าแรงอัดจากการคิดผลความไม่สมบูรณ์ตั้งต้นอยู่ระหว่างช่วง 8,725 N ถึง 13,206 N คิดเป็น 18-26% ของน้ำหนักบรรทุกทุกที่สภาวะใช้งาน ซึ่งค่าแรงอัดในค้ำยันที่ 9,314 N และ 13,206 N เป็นค่าแรงดึงในค้ำยันที่มีโอกาสเกิดมากที่สุดและมีขนาดสูงสุด มากกว่าการวิเคราะห์แบบไม่พิจารณาความไม่สมบูรณ์ตั้งต้นประมาณ 49% ตามลำดับ ดังนั้นค่าแรงอัดในค้ำยันที่เพิ่มมากขึ้นนี้สามารถส่งผลต่อการลดลงของค่าสัมประสิทธิ์ความปลอดภัยในการออกแบบได้



แรงอัดในค้ำยัน (นิวตัน)	ความถี่(ครั้ง)
8848	20
8916	180
9106	2179
9314	3983
9543	3144
9783	2438
10018	1947
10255	1630
10488	1250
10724	1069
10959	705
11195	593
11427	356
11666	214
11897	134
12124	78
12372	39
12641	22
12790	14
13051	5



รูปที่ 6.20 ค่าแรงอัดในค้ำยันจากการสุ่มค่าความไม่สมบูรณ์ตั้งต้น 20,000 ตัวอย่าง ด้วยการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้น

6.4.3 การวิเคราะห์ผลทางสถิติ

ข้อมูลจากหัวข้อ 6.4.2 สามารถนำมาวิเคราะห์ความน่าจะเป็นที่แรงในค้ำยันจากการสูมความไม่สมบรูณ์ตั้งต้นจะมีค่ามากกว่าการวิเคราะห์แบบปกติ (ไม่พิจารณาความไม่สมบรูณ์) ได้ดังตารางที่ 6.7

ตารางที่ 6.7 ความน่าจะเป็นที่แรงในค้ำยันจากการคิดผลความไม่สมบรูณ์ตั้งต้นจะมีค่ามากกว่าการวิเคราะห์แบบปกติ

ผลต่างของแรง (%)	ความน่าจะเป็น (เชิงเส้น)		ความน่าจะเป็น (ไร้เชิงเส้น)	
	แรงดึง	แรงอัด	แรงดึง	แรงอัด
0-5	0.62	0.46	0.63	0.20
5-10	0.36	0.47	0.31	0.31
10-15	0.20	0.06	0.06	0.20
>15	0.00	0.01	0.00	0.29

จากตาราง พบว่า ค่าแรงดึงในค้ำยันจากการคิดผลความไม่สมบรูณ์ตั้งต้นด้วยการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นและไร้เชิงเส้น จะมีค่ามากกว่าการวิเคราะห์แบบปกติ 0-5% มีโอกาสเกิดมากที่สุด ประมาณ 62% ของตัวอย่างทั้งหมด แต่สำหรับแรงอัดในค้ำยันโอกาสในการเกิดมากที่สุด คือ 5-10%

อย่างไรก็ตามโอกาสที่แรงดึงและแรงอัดในค้ำยันจากการคิดผลความไม่สมบรูณ์ตั้งต้นด้วยวิธีวิเคราะห์แบบเชิงเส้น จะมีค่ามากกว่า 15% ของการวิเคราะห์แบบปกตินั้นมีน้อยมาก ประมาณ 0% และ 1% ตามลำดับ แต่สำหรับการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้นพบว่า ความน่าจะเป็นที่แรงอัดในค้ำยันจะมีค่ามากกว่า 15% ของการวิเคราะห์แบบปกติ มีสูงถึง 0.3 เลยทีเดียว และความน่าจะเป็นที่แรงในค้ำยันจะมีโอกาสสูงกว่าการวิเคราะห์แบบปกติถึง 49% มีประมาณ 0.0002