



มหาวิทยาลัยศรีปทุม

รายงานการวิจัย

เรื่อง

ตัวคูณลดกำลัง สำหรับมาตรฐานการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยอาศัย
ข้อมูลทางสถิติในประเทศไทย

**THE STRENGTH REDUCTION FACTORS FOR REINFORCED
CONCRETE DESIGN STANDARDS BASED ON THAILAND
STATISTICAL DATA**

ฉัตร สุจินดา

มหาวิทยาลัยศรีปทุม
SRIPATUM UNIVERSITY

งานวิจัยนี้ ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากมหาวิทยาลัยศรีปทุม

ปีการศึกษา 2550

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณ มหาวิทยาลัยศรีปทุมสำหรับทุนในการทำรายงานการวิจัยในครั้งนี้ และ
ขอบคุณอาจารย์ เจ้าหน้าที่ และนักศึกษาทุกคนที่มีส่วนช่วยให้งานวิจัยครั้งนี้สำเร็จลงได้ และ
ขอขอบพระคุณ รศ. ดร. สุวิมล สัจจาณิชย์ ผู้ทรงคุณวุฒิที่ช่วยตรวจสอบและชี้แนวทางในการทำ
วิจัยฉบับนี้ และแนวทางในการต่อยอดสำหรับงานวิจัยในอนาคต

ผู้วิจัย

พฤษภาคม 2552



มหาวิทยาลัยศรีปทุม
SRIPATUM UNIVERSITY

หัวข้อวิจัย : ตัวคุณลดกำลัง สำหรับมาตรฐานการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยอาศัย
ข้อมูลทางสถิติในประเทศไทย
ผู้วิจัย : นาย ฉัตร สุจินดา
หน่วยงาน : คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยศรีปทุม
ปีที่พิมพ์ : พ.ศ. 2552

บทคัดย่อ

ค่าของตัวคุณลดกำลัง ที่แนะนำในมาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง วสท 1008-38 เป็นค่าที่อ้างอิงมาจากมาตรฐาน ACI 318-89 ของประเทศสหรัฐอเมริกา ซึ่งค่าตัวคุณลดกำลังเหล่านี้ได้มาจากการวิเคราะห์ข้อมูลทางสถิติ ของการกระจายของคุณภาพวัสดุและมาตรฐานการก่อสร้างของประเทศสหรัฐอเมริกาซึ่งแตกต่างจากประเทศไทย ดังนั้นหากมีการศึกษาข้อมูลดังกล่าวสำหรับการก่อสร้างในประเทศไทย และได้นำมาใช้เป็นตัวกำหนดถึงค่าของตัวคุณลดกำลังสำหรับประเทศไทยเองโดยเฉพาะ ก็ย่อมจะมีความเหมาะสมมากกว่าการใช้ค่าที่คัดลอกมาจากต่างประเทศ

ในปัจจุบันได้มีการเสนอให้แบ่งการใช้ตัวคุณลดกำลังออกเป็นสองกรณีดังนี้ กรณีที่ 1 คือกรณีการก่อสร้างที่มีการระบุมมาตรฐานงานก่อสร้างและการควบคุมคุณภาพวัสดุเป็นอย่างดี ให้ใช้ค่าตัวคุณลดกำลังเหมือนในมาตรฐาน วสท 1008-38 ส่วนกรณีที่ 2 คือกรณีการก่อสร้างที่ไม่มีการระบุฯ ให้ใช้ค่าตัวคุณลดกำลังในอัตราส่วน 5/6 เท่าของที่ใช้สำหรับกรณีที่ 1 อย่างไรก็ตามอัตราส่วนนี้ ไม่ปรากฏถึงที่มาอันเป็นกระบวนการทางวิทยาศาสตร์ หรือหลักฐานซึ่งแสดงถึงความเที่ยงตรงของค่าอัตราส่วนดังกล่าวแต่อย่างใด

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาเพื่อเลือกตัวคุณลดกำลังที่เหมาะสมสำหรับมาตรฐานการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยอาศัยข้อมูลทางสถิติของคุณภาพวัสดุและการก่อสร้างในประเทศไทย เพื่อนำไปใช้สำหรับกรณีที่ 2 คือกรณีการก่อสร้างที่ไม่มีการระบุมมาตรฐานงานก่อสร้างและการควบคุมคุณภาพวัสดุเป็นอย่างดี ซึ่งโครงสร้างในกรณีที่ 2 นี้ มักจะเป็นบ้านพักอาศัยหรืออาคารขนาดเล็ก ซึ่งข้อมูลทางสถิติดังกล่าวได้แก่ แรงดึงที่จุดครากของเหล็กเส้น และกำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่ใช้ ขนาดของชิ้นส่วน โครงสร้างจริงและตำแหน่งของเหล็กเสริม ข้อมูลเหล่านี้จะมีผลโดยตรงต่อความสามารถในการรับแรงของชิ้นส่วนของประชากร โครงสร้างที่ศึกษา จากนั้นได้สร้าง

แบบจำลองซึ่งมีพื้นฐานมาจากสูตรที่ใช้ในการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก แล้วนำไปทางการจำลองแบบมอนติคาโล โดยการสุ่มค่าของข้อมูลที่สมมุติให้มีลักษณะการกระจาย คล้ายกับข้อมูลทางสถิติของตัวอย่างที่เก็บมาได้ เพื่อหาการกระจายของความสามารถในการรับแรงของชิ้นส่วนโครงสร้างที่ศึกษา เมื่อนำมาคำนวณประกอบกับการกระจายของผลของน้ำหนักบรรทุก จะสามารถหาค่าดัชนีความเชื่อมั่น ซึ่งตัวคุณลดกำลังที่เหมาะสมคือค่าที่ทำให้ค่าดัชนีความเชื่อมั่นใกล้เคียงกับดัชนีความเชื่อมั่นเป้าหมายซึ่งได้มาจากการสอบเทียบใหม่ของมาตรฐาน ACI318

จากการศึกษาครั้งนี้ได้ค่าตัวคุณลดกำลังสำหรับโมเมนต์ดัดในคาน 0.80 และเฉือนในคาน 0.87 และแรงตามแนวแกนในเสาสั้นปลอกเดี่ยว 0.62 ซึ่งแตกต่างไปจากค่าที่กำหนดไว้ในกรณี 2 อย่างมีนัยสำคัญ แต่เนื่องจากค่าดังกล่าวได้มาจากข้อมูลที่จำกัด ดังนั้นจึงเสนอแนะให้หาข้อมูลเพิ่มเติม เพื่อใช้ในมาตรฐานการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กสำหรับประเทศไทยต่อไปในอนาคต

มหาวิทยาลัยศรีปทุม
SRIPATUM UNIVERSITY

คำสำคัญ : ตัวคุณลดกำลัง มาตรฐานออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก การจำลองมอนติคาโล การวิเคราะห์ความเชื่อมั่นของโครงสร้าง

Research Title : The Strength Reduction Factors for Reinforced Concrete Design
Standards Based on Thailand Statistical Data

Name of Researcher : Mr. Chatr Suchinda

Name of Institute : Faculty of Engineering, Sripatum University

Year of Publication : B.E. 2552

ABSTRACT

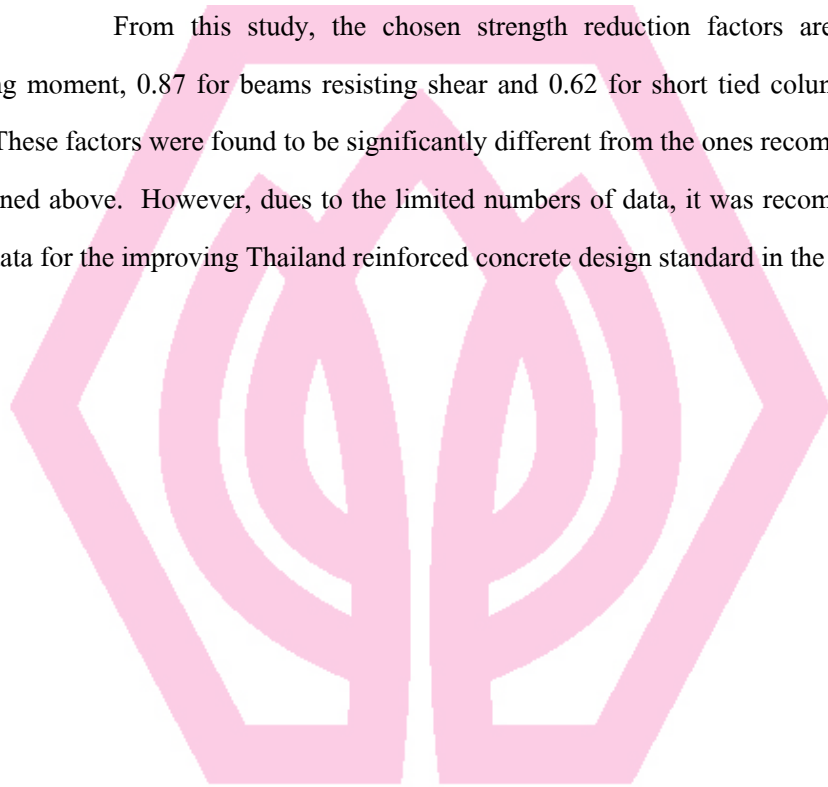
The strength reduction factors recommended in the reinforced concrete design standard EIT 1008-38 were adopted from the American ACI318-99 code. These factors were based on the analyses of statistical material and construction quality data collected in USA which may differ from Thailand. It will be more appropriate if these strength reduction factors are selected based on the analyses of data collected in Thailand rather than adopted from the foreign code.

Nowadays, two sets of strength reductions factored were recommended: Case 1 when good quality of the materials and construction were specified. In this case, the strength reduction factors were totally the same as in the ACI318-99 code. Case 2 when good quality of the material and construction used were not specified. In the latter, 5/6 times of the strength reduction factors recommended in Case 1 were used. However, there is no any scientific proof or evidence of the accuracy of this number 5/6.

This research studies the selecting of the appropriate strength reduction factors for the reinforced concrete standard based on the statistical materials and construction data in Thailand for the Case 2 or when good quality of the material and construction used were not specified which usually applied for residential or small buildings. The statistical data used include the yield loads of the rebar, ultimate strengths of concrete, sizes of members and locations of the rebars. These data directly affect the strengths of the structural members. The strength models were created based on the design formula then the Monte Carlo simulations were conducted. The random values of the variables which affect the strength of the structural members were generated based on types of the distribution fitted for the collected data. The distributions of the member

strengths were calculated. Along with the distributions of the load effects, the reliability indices were determined. Finally, the appropriated strength reduction factors which give the reliability indices closest to the target reliability recalibrated from the ACI318 code were chosen.

From this study, the chosen strength reduction factors are 0.80 for beams resisting moment, 0.87 for beams resisting shear and 0.62 for short tied columns resisting axial load. These factors were found to be significantly different from the ones recommended for case 2 mentioned above. However, due to the limited numbers of data, it was recommended to collect more data for the improving Thailand reinforced concrete design standard in the future.



มหาวิทยาลัยศรีปทุม
SRIPATUM UNIVERSITY

Keywords : Strength reduction factors, Reinforced concrete design standard,
Monte Carlo simulation, Analyses of structure reliability

สารบัญ

บทที่

หน้า

1	บทนำ.....	1
	1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา	1
	1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย	2
	1.3 คำถามการวิจัย	2
	1.4 สมมุติฐานการวิจัย	2
	1.5 ขอบเขตการวิจัย	2
2	วรรณกรรมที่เกี่ยวข้อง	4
	2.1 ความรู้พื้นฐานเกี่ยวกับเรื่องที่วิจัย	4
	2.2 ทฤษฎีที่รองรับ หรือกรอบความคิดทางทฤษฎี	5
	2.2.1 ฟังก์ชันของขีดจำกัด (Limit state function).....	5
	2.2.2 โอกาสของการพัง (Probability of failure).....	7
	2.2.3 ดัชนีความเชื่อมั่น (Reliability index).....	8
	2.2.4 ดัชนีความเชื่อมั่นวิธี First-Order Second-Moment (FOSM).....	8
	2.3 ผลการวิจัยที่เกี่ยวข้อง	12
	2.4 สรุป	14
3	ระเบียบวิธีการวิจัย	15
	3.1 รูปแบบการวิจัย หรือแบบแผนการวิจัย	15
	3.2 ประชากรและกลุ่มตัวอย่าง และการรวบรวมข้อมูล.....	15
	3.3 เครื่องมือการวิจัย	17
	3.4 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย.....	17
	3.5 การวิเคราะห์ข้อมูล	18

สารบัญ (ต่อ)

บทที่	หน้า
4 ผลการวิเคราะห์ข้อมูล	23
4.1 ผลการวิเคราะห์ผลของน้ำหนักบรรทุก.....	23
4.2 ผลการวิเคราะห์ข้อมูลที่มีผลต่อความสามารถในการรับแรงของชิ้นส่วน โครงสร้าง.....	24
4.3 การวิเคราะห์ความเชื่อมั่นของชิ้นส่วนโครงสร้าง.....	30
4.3.1 การวิเคราะห์ความเชื่อมั่นสำหรับโมเมนต์ในคาน.....	30
4.3.2 การวิเคราะห์ความเชื่อมั่นสำหรับแรงเฉือนในคาน.....	40
4.3.3 การวิเคราะห์ความเชื่อมั่นสำหรับแรงตามแนวแกนในเสาสั้นปลอกเดี่ยว....	50
5 สรุปอภิปรายผล และข้อเสนอแนะ	57
5.1 สรุปผลการดำเนินงานวิจัย	57
5.2 สรุปผลการวิจัย	57
5.3 ข้อเสนอแนะ	57
บรรณานุกรม	59
อภิธานศัพท์	62
ประวัติย่อผู้วิจัย	63

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
2.1	ดัชนีความเชื่อมั่น β และความน่าจะเป็นของการพัง P_f 11
3.1	รายละเอียดของโครงสร้าง คสล. ที่เก็บตัวอย่าง..... 16
3.2	จำนวนข้อมูลของชิ้นส่วน โครงสร้างที่วัด แยกตามประเภท..... 16
3.3	จำนวนตัวอย่างเหล็กและคอนกรีตในการทดสอบ กรณีต่าง ๆ..... 17
3.4	ดัชนีความเชื่อมั่นเป้าหมายที่ใช้ใน American National Standards A58..... 19
3.5	ดัชนีความเชื่อมั่นเป้าหมายจากการสอบเทียบ ACI318 ใหม่..... 20
3.6	ค่าพารามิเตอร์ทางสถิติของ Professional factor สำหรับชิ้นส่วนโครงสร้างประเภทต่าง ๆ..... 22
4.1	ค่า Bias และ COV ของน้ำหนักบรรทุกประเภทต่าง ๆ..... 23
4.2	ช่วงของค่า $D/(D + L)$ ในทางปฏิบัติของชิ้นส่วนโครงสร้างแต่ละประเภท..... 24
4.3	ค่าเฉลี่ยของผลของน้ำหนักบรรทุก μ_Q และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของผลของน้ำหนักบรรทุก σ_Q 24
4.4	ขนาดของเหล็กปลอกที่ใช้ในคานขนาดต่างๆสำหรับแบบจำลองคานรับโมเมนต์ดัด 30
4.5	จำนวนเส้น ขนาด และจำนวนแถวของเหล็กเส้นที่ใช้ในคานขนาดต่าง ๆ..... 33
4.6	ความลึกประสิทธิผลที่ใช้ในคานขนาดต่าง ๆ สำหรับแบบจำลองคานรับโมเมนต์ดัด 33
4.7	ค่าเฉลี่ยและค่า COV ของอัตราส่วนของความสามารถในการรับโมเมนต์ต่อความสามารถในการรับโมเมนต์ปกติ ในคานที่ได้จากการจำลอง และที่ปรับแก้ด้วยค่า Professional Factor แล้ว..... 37
4.8	ค่าตัวคูณลดกำลัง ϕ ที่ทำให้ดัชนีความเชื่อมั่น β ใกล้เคียงกับดัชนีความเชื่อมั่นเป้าหมาย β_T เมื่อใช้ $D/(D + L)$ เป็นค่ากลางคือ 0.5..... 40
4.9	ขนาดและระยะเรียงของเหล็กปลอกที่ใช้ในคานขนาดต่าง ๆสำหรับแบบจำลองคานรับแรงเฉือน..... 41
4.10	ความลึกประสิทธิผลที่ใช้ในคานขนาดต่างๆสำหรับแบบจำลองคานรับรับแรงเฉือน 41
4.11	กลุ่มของขนาดคานต่าง ๆ ที่ให้ผลของการกระจายทางสถิติของความสามารถในการรับแรงเฉือนที่แตกต่างกัน..... 43

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่	หน้า
4.12	ค่าเฉลี่ยและค่า COV ของอัตราส่วนของความสามารถในการรับแรงเนื้องอกต่อ ความสามารถในการรับแรงเนื้องอกปกติ ในคานที่ได้จากการจำลองและที่ปรับแก้ ด้วยค่า Professional Factor แล้ว..... 46
4.13	ค่าตัวคูณลดกำลัง ϕ ที่ทำให้ดัชนีความเชื่อมั่น β ใกล้เคียงกับดัชนีความเชื่อมั่น เป้าหมาย β_T เมื่อใช้ $D/(D+L)$ เป็นค่ากลางคือ 0.5..... 50
4.14	ค่าเฉลี่ยและค่า COV ของอัตราส่วนของความสามารถในการรับแรงอัดตามแนวแกน ต่อความสามารถในการรับรับแรงอัดตามแนวแกนปกติ ในเสาสั้นตลอดเดือยที่ ได้จากการจำลอง และที่ปรับแก้ด้วยค่า Professional Factor แล้ว..... 53
4.15	ค่าตัวคูณลดกำลัง ϕ ที่ทำให้ดัชนีความเชื่อมั่น β ใกล้เคียงกับดัชนีความเชื่อมั่น เป้าหมาย β_T เมื่อใช้ $D/(D+L)$ เป็นค่ากลางคือ 0.65..... 56
4.16	เปรียบเทียบตัวคูณลดกำลังวิเคราะห์ได้จากงานวิจัยนี้ กับร่างกฎกระทรวงฯ สำหรับ กรณีที่ 2..... 56

สารบัญภาพประกอบ

ภาพประกอบที่	หน้า
2.1 กราฟ PDF ของ R Q และ $R - Q$	6
2.2 เขตปลอดภัยและเขตพังในกราฟสองมิติ.....	7
2.3 กราฟ 3 มิติของฟังก์ชันความหนาแน่นร่วม.....	8
2.4 ค่าดัชนีความเชื่อมั่น β ในกราฟตัวแปรลดรูป.....	10
4.1 ชนิดของการกระจายแบบต่าง ๆ 22 แบบ ที่ใช้ใน Fit distribution.....	25
4.2 การกระจายความกว้างของคาน.....	25
4.3 การกระจายความลึกประสิทธิผลของคาน.....	26
4.4 การกระจายระยะเรียงของปลอกในคาน.....	26
4.5 การกระจายขนาดของเสา.....	27
4.6 การกระจายแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเส้น RB6 ชั้นคุณภาพ SR24.....	27
4.7 การกระจายแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเส้น RB9 ชั้นคุณภาพ SR24.....	28
4.8 การกระจายแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเส้น DB12 ชั้นคุณภาพ SD30.....	28
4.9 การกระจายแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเส้น DB12 และ DB16 ชั้นคุณภาพ SD30.....	29
4.10 การกระจายกำลังประลัยของคอนกรีตที่ 28 วัน กำลังเป้าหมาย 150 ksc.....	29
4.11 การคำนวณความลึกประสิทธิผลในคานที่ทำการจำลอง.....	32
4.12 อัตราส่วนของความสามารถในการรับโมเมนต์คัตในคานจำลองต่อความสามารถใน การรับโมเมนต์คัตปกติ กรณี $\rho = \rho_{\min}$	35
4.13 อัตราส่วนของความสามารถในการรับโมเมนต์คัตในคานจำลองต่อความสามารถใน การรับโมเมนต์คัตปกติ กรณี $\rho = 0.25\rho_b$	35
4.14 อัตราส่วนของความสามารถในการรับโมเมนต์คัตในคานจำลองต่อความสามารถใน การรับโมเมนต์คัตปกติ กรณี $\rho = 0.50\rho_b$	36
4.15 อัตราส่วนของความสามารถในการรับโมเมนต์คัตในคานจำลองต่อความสามารถใน การรับโมเมนต์คัตปกติ กรณี $\rho = 0.75\rho_b$	36
4.16 ดัชนีความเชื่อมั่น β ของคานรับโมเมนต์ กรณี $\rho = \rho_{\min}$	38
4.17 ดัชนีความเชื่อมั่น β ของคานรับโมเมนต์ กรณี $\rho = 0.25\rho_b$	38
4.18 ดัชนีความเชื่อมั่น β ของคานรับโมเมนต์ กรณี $\rho = 0.50\rho_b$	39

สารบัญภาพประกอบ (ต่อ)

ภาพประกอบที่	หน้า
4.19	ดัชนีความเชื่อมั่น β ของคานรับโมเมนต์ กรณี $\rho = 0.75\rho_b$ 39
4.20	อัตราส่วนความสามารถในการรับแรงเฉือนในคานที่จำลองได้ต่อความสามารถในการรับแรงเฉือนปกติ สำหรับคาน กลุ่ม 1..... 44
4.21	อัตราส่วนความสามารถในการรับแรงเฉือนในคานที่จำลองได้ต่อความสามารถในการรับแรงเฉือนปกติ สำหรับคาน กลุ่ม 2..... 44
4.22	อัตราส่วนความสามารถในการรับแรงเฉือนในคานที่จำลองได้ต่อความสามารถในการรับแรงเฉือนปกติ สำหรับคาน กลุ่ม 3..... 45
4.23	อัตราส่วนความสามารถในการรับแรงเฉือนในคานที่จำลองได้ต่อความสามารถในการรับแรงเฉือนปกติ สำหรับคาน กลุ่ม 4..... 45
4.24	อัตราส่วนความสามารถในการรับแรงเฉือนในคานที่จำลองได้ต่อความสามารถในการรับแรงเฉือนปกติ สำหรับคาน กลุ่ม 5..... 46
4.25	ดัชนีความเชื่อมั่น β ของคานรับแรงเฉือน สำหรับ กลุ่ม 1..... 47
4.26	ดัชนีความเชื่อมั่น β ของคานรับแรงเฉือน สำหรับ กลุ่ม 2..... 48
4.27	ดัชนีความเชื่อมั่น β ของคานรับแรงเฉือน สำหรับ กลุ่ม 3..... 48
4.28	ดัชนีความเชื่อมั่น β ของคานรับแรงเฉือน สำหรับ กลุ่ม 4..... 49
4.29	ดัชนีความเชื่อมั่น β ของคานรับแรงเฉือน สำหรับ กลุ่ม 5..... 49
4.30	การกระจายของความสามารถในการรับแรงอัดตามแนวแกน กรณี $\rho_t = 1\%$ 51
4.31	การกระจายของความสามารถในการรับแรงอัดตามแนวแกน กรณี $\rho_t = 2\%$ 52
4.32	การกระจายของความสามารถในการรับแรงอัดตามแนวแกน กรณี $\rho_t = 3\%$ 52
4.33	การกระจายของความสามารถในการรับแรงอัดตามแนวแกน กรณี $\rho_t = 4\%$ 53
4.34	ดัชนีความเชื่อมั่น β ของเสาปลอกเดี่ยวรับแรงตามแนวแกน กรณี $\rho_t = 1\%$ 54
4.35	ดัชนีความเชื่อมั่น β ของเสาปลอกเดี่ยวรับแรงตามแนวแกน กรณี $\rho_t = 2\%$ 54
4.36	ดัชนีความเชื่อมั่น β ของเสาปลอกเดี่ยวรับแรงตามแนวแกน กรณี $\rho_t = 3\%$ 55
4.37	ดัชนีความเชื่อมั่น β ของเสาปลอกเดี่ยวรับแรงตามแนวแกน กรณี $\rho_t = 4\%$ 55

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ค่าของตัวคูณลดกำลัง ที่อยู่ในมาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง
วสท 1008-38 (คณะกรรมการวิชาการสาขาวิศวกรรมโยธา, 2538) เป็นค่าที่อ้างอิงมาจากมาตรฐาน
ACI 318-89 (ACI Committee 318, 1989) ของประเทศสหรัฐอเมริกา ซึ่งเป็นค่าที่ได้มาจากการ
วิเคราะห์ข้อมูลทางสถิติ ของการกระจายของคุณภาพวัสดุและมาตรฐานการก่อสร้างของประเทศ
สหรัฐอเมริกาซึ่งแตกต่างจากประเทศไทย ดังนั้นหากมีการศึกษาข้อมูลดังกล่าวสำหรับการก่อสร้าง
ในประเทศไทย และได้นำมาใช้เป็นตัวกำหนดถึงค่าของตัวคูณลดกำลังสำหรับประเทศไทยเอง
โดยเฉพาะ ก็ย่อมจะมีความเหมาะสมมากกว่าการใช้ค่าที่คัดลอกมาจากต่างประเทศ

ในปัจจุบันได้มีการเสนอให้แบ่งการใช้ตัวคูณลดกำลังออกเป็นสองกรณีดังนี้
(คณะอนุกรรมการแก้ไขกฎกระทรวงด้านวิศวกรรมโครงสร้างและปฐพี, 2548) กรณีที่ 1 คือกรณี
การก่อสร้างที่มีการระบุมาตรฐานงานก่อสร้างและการควบคุมคุณภาพวัสดุเป็นอย่างดี ให้ใช้ค่าตัว
คูณลดกำลังเหมือนในมาตรฐาน วสท 1008-38 ส่วนกรณีที่ 2 คือกรณีการก่อสร้างที่ไม่มีการระบุฯ
ให้ใช้ค่าตัวคูณลดกำลังในอัตราส่วน 5/6 เท่าของที่ใช้สำหรับกรณีที่ 1 อย่างไรก็ตามอัตราส่วนนี้ ไม่
ปรากฏถึงที่มาอันเป็นกระบวนการทางวิทยาศาสตร์ หรือหลักฐานซึ่งแสดงถึงความเที่ยงตรงของค่า
อัตราส่วนดังกล่าวแต่อย่างใด

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาเพื่อเลือกตัวคูณลดกำลังที่เหมาะสมสำหรับมาตรฐานการออกแบบ
คอนกรีตเสริมเหล็ก โดยอาศัยข้อมูลทางสถิติของคุณภาพวัสดุและการก่อสร้างในประเทศไทย เพื่อ
นำไปใช้สำหรับกรณีที่ 2 คือกรณีการก่อสร้างที่ไม่มีการระบุมาตรฐานงานก่อสร้างและการควบคุม
คุณภาพวัสดุเป็นอย่างดี ซึ่งโครงสร้างในกรณีที่ 2 นี้ มักจะเป็นบ้านพักอาศัยหรืออาคารขนาดเล็ก
ซึ่งค่าตัวคูณลดกำลังดังกล่าวจะสามารถนำไปใช้เป็นแนวทางในการปรับปรุงมาตรฐานการ
ออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กสำหรับประเทศไทยต่อไปในอนาคต

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

เพื่อเลือกตัวคุณลดกำลังที่เหมาะสมสำหรับมาตรฐานการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทย สำหรับกรณีก่อสร้างที่ไม่มีการระบุมาตรฐานงานก่อสร้างและการควบคุมคุณภาพวัสดุเป็นอย่างดี (กรณีที่ 2)

1.3 คำถามการวิจัย

ค่าตัวคุณลดกำลังที่เหมาะสมสำหรับแรงดัด และ แรงเฉือนในคาน และแรงตามแนวแกนในเสาสั้นปลอกเดี่ยว สำหรับกรณีก่อสร้างที่ไม่มีการระบุมาตรฐานงานก่อสร้างและการควบคุมคุณภาพวัสดุเป็นอย่างดี (กรณีที่ 2) ควรมีค่าเป็นเท่าใด

1.4 สมมุติฐานการวิจัย

ค่าตัวคุณลดกำลังสำหรับแรงดัด และ แรงเฉือนในคาน และแรงตามแนวแกนในเสาสั้นในเสาสั้นปลอกเดี่ยว สำหรับกรณีก่อสร้างที่ไม่มีการระบุมาตรฐานงานก่อสร้างและการควบคุมคุณภาพวัสดุเป็นอย่างดี (กรณีที่ 2) มีค่าแตกต่างไปจาก 5/6 เท่าของค่าที่กำหนดไว้ในมาตรฐานวสท. 1008-38 อย่างมีนัยสำคัญ เนื่องจากข้อมูลการกระจายทางสถิติของคุณภาพวัสดุและการก่อสร้างของประเทศไทยและประเทศสหรัฐอเมริกาแตกต่างกัน (ฉัตร สุจินดา, 2551)

1.5 ขอบเขตของการวิจัย

1. ศึกษาถึงการเลือกตัวคุณลดกำลังที่เหมาะสมสำหรับ แรงดัด และ แรงเฉือนในคาน และแรงตามแนวแกนในเสาสั้นปลอกเดี่ยว โดยใช้การจำลองมอนติคาโล
2. ศึกษาโดยอาศัยข้อมูลคุณภาพวัสดุและการก่อสร้างเฉพาะในกรณีที่ไม่มีการควบคุมคุณภาพการก่อสร้าง หรือ กรณีที่ 2
3. ศึกษาเฉพาะโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่เป็นบ้านพักอาศัยเท่านั้น

บทที่ 2

วรรณกรรมที่เกี่ยวข้อง

2.1 ความรู้พื้นฐานเกี่ยวกับเรื่องที่วิจัย

การออกแบบโครงสร้างเพื่อให้เกิดความปลอดภัยนั้น ผู้ออกแบบจะต้องออกแบบให้ทุก ๆ ส่วนของโครงสร้างสามารถรับแรงไม่น้อยกว่าแรงที่จะเกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกต่าง ๆ ที่คาดหวัง

สำหรับการออกแบบด้วยวิธีกำลัง (Strength design method) นั้น เพื่อให้เกิดความเชื่อมั่นในความปลอดภัยของตัวโครงสร้าง ผู้ออกแบบจะต้องกำหนดส่วนเผื่อไว้ เพื่อรองรับถึงความแปรผันที่จะอาจเกิดขึ้นในโครงสร้างนั้น ๆ ความแปรผันดังกล่าวอาจแบ่งได้เป็นสองประเภทคือ (Nowak and Collins, 2000)

- 1) ความแปรผันของความสามารถในการรับแรงของโครงสร้างจริง อันอาจเกิดได้จาก
 - ก) ความแปรผันเนื่องของความแข็งแรงของวัสดุที่ใช้ก่อสร้าง เช่นคอนกรีตและเหล็กเสริม
 - ข) ความผิดเพี้ยนของขนาดที่สร้างจริง เมื่อเทียบกับแบบก่อสร้างเช่นความกว้าง ความลึก และตำแหน่งเหล็กเสริม
 - ค) ผลกระทบของการตั้งข้อสมมุติฐานและการประมาณค่าที่ใช้ในสูตรคำนวณสำหรับการออกแบบ
- 2) ความแปรผันของน้ำหนักบรรทุก ซึ่งน้ำหนักบรรทุกต่างประเภทกันอาจมีความแปรผันที่แตกต่างกัน

ดังนั้นข้อกำหนดของการออกแบบ (Design code) ด้วยวิธีกำลังจึงได้กำหนดให้มีส่วนเผื่อสำหรับความแปรผันทั้งสองนี้แยกออกอย่างเด่นชัดดังแสดงไว้ในสมการที่ 2.1

$$R_n \geq \frac{\alpha_1 S_1 + \alpha_2 S_2 + \dots + \alpha_n S_n}{\phi} \quad (2.1)$$

เมื่อ R_n คือความสามารถในการรับแรง และ $S_1, S_2, S_3, \dots, S_n$ คือแรงภายในของหน้าตัดในชิ้นส่วน โครงสร้างที่พิจารณาซึ่งเป็นผลมาจากน้ำหนักบรรทุกประเภทที่ 1, 2, 3, ..., n ตามลำดับ

ค่า $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \dots, \alpha_n$ คือส่วนเพื่อสำหรับความแปรผันของน้ำหนักบรรทุกทุก ส่วน ค่า ϕ คือตัวคูณลดกำลัง ซึ่งใช้เป็นส่วนเพื่อสำหรับความแปรผันของความสามารถในการรับแรงของโครงสร้าง

สำหรับการออกแบบหน้าตัดของชิ้นส่วน โครงสร้างเมื่อพิจารณาถึงแรงดัดภายในที่เกิดจากน้ำหนักคงที่ (Dead load) และน้ำหนักจร (Live load) สมการที่ 2.1 สามารถเขียนได้ใหม่ ดังนี้

$$M_n \geq \frac{\alpha_D M_D + \alpha_L M_L}{\phi_M} \quad (2.2)$$

เมื่อ M_n คือความสามารถในการรับโมเมนต์ปกติ (Nominal moment resistance) ซึ่งคำว่า “ปกติ” (Nominal) นี้หมายถึงค่าที่คำนวณได้จากสูตร โดยสมมุติว่าชิ้นส่วน โครงสร้างนั้น ๆ สร้างได้สมบูรณ์ตามแบบก่อสร้างทุกประการ โดยไม่มีความแปรผันหรือความผิดพลาดใด ๆ เลย และถือว่าสูตรที่ใช้ในการออกแบบไม่มีความผิดพลาด ส่วน M_D และ M_L คือแรงดัดซึ่งเป็นผลมาจากน้ำหนักคงที่และน้ำหนักจรตามลำดับ ค่า ϕ_M คือตัวคูณลดกำลังสำหรับแรงดัดซึ่งต่อไปนี้จะละตัวอักษรห้อย M ไว้ในฐานที่เข้าใจและใช้กันเหลือเพียงสัญลักษณ์ ϕ เท่านั้น ค่า α_D และ α_L คือสัมประสิทธิ์ของน้ำหนัก (Load factor) คงที่และจรตามลำดับ

2.2 ทฤษฎีที่รองรับ หรือกรอบความคิดทางทฤษฎี

2.2.1 ฟังก์ชันของขีดจำกัด (Limit state function)

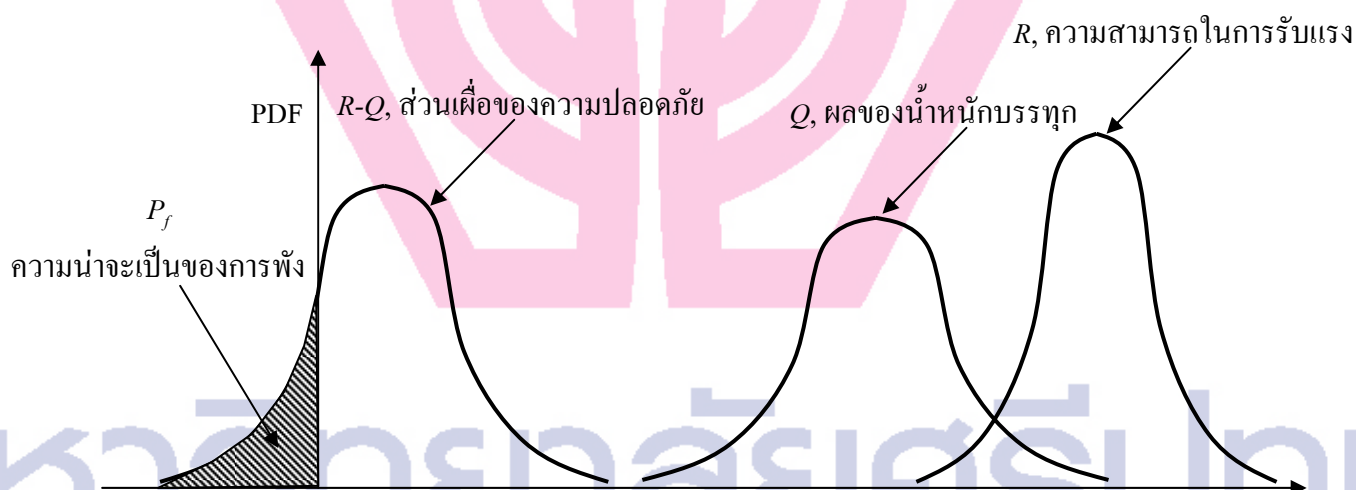
ส่วนเผื่อของความปลอดภัย (Safety Margin) มักจะเกี่ยวข้องกับ ขีดจำกัดด้านกำลัง (Strength limit state) ซึ่งหมายถึงชิ้นส่วน โครงสร้างใด ๆ จะพังได้ หากแรงภายในซึ่งเป็นผลของน้ำหนักบรรทุก เกินกว่าความสามารถในการรับแรงนั้น ๆ ถ้าให้ R คือความสามารถในการรับแรง (Resistance) และ Q คือแรงภายในที่เกิดจากผลของน้ำหนักบรรทุก (Load Effect) ดังนั้นฟังก์ชันของขีดจำกัด ซึ่งกำหนดถึงเงื่อนไขของการพังของแรงภายในอันนี้ จะสามารถกำหนดโดย

$$g(R, Q) = R - Q \quad (2.3)$$

ซึ่งขีดจำกัด (Limit state) จะเป็นขอบเขตระหว่างสถานะที่โครงสร้างปลอดภัย (ต้องการ) และสถานะที่โครงสร้างไม่ปลอดภัย (ไม่ต้องการ) ความน่าจะเป็นที่โครงสร้างจะพัง (Probability of Failure) หรือ P_f จะสามารถกำหนดในเชิงคณิตศาสตร์ได้ดังนี้คือ

$$P_f = P(P - Q < 0) = P(g < 0) \quad (2.4)$$

ถ้าทั้ง R และ Q เป็นตัวแปรสุ่มแบบต่อเนื่อง (Continuous variables) ดังนั้นฟังก์ชันความหนาแน่นของความน่าจะเป็น (Probability density function) หรือ PDF อย่างเช่นในภาพประกอบที่ 2.1 ซึ่งความน่าจะเป็นที่โครงสร้างจะพังจะเป็นพื้นที่แรเงา



ภาพประกอบที่ 2.1 กราฟ PDF ของ R Q และ $R - Q$

หากเราได้พิจารณาหลักการดังกล่าวในลักษณะโดยทั่วไป จะได้ว่าสถานะของโครงสร้างจะสามารถแยกออกได้เป็นสองประเภทคือ

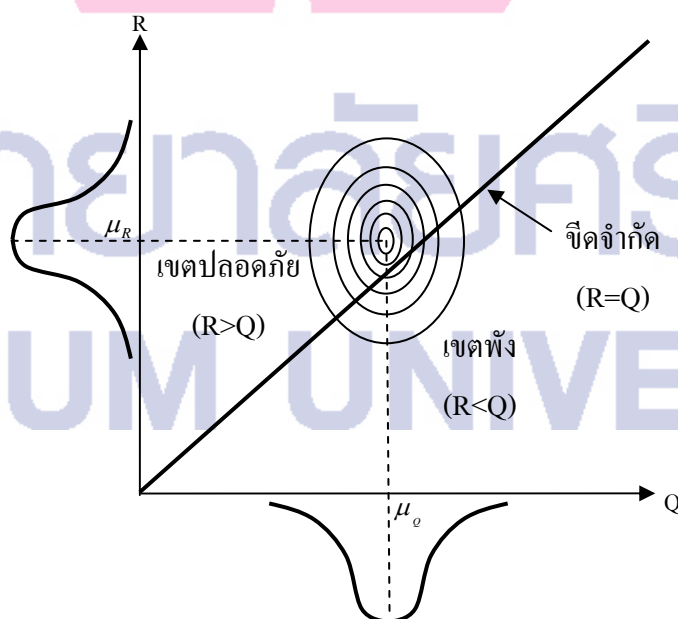
ปลอดภัย	เมื่อ (ผลของน้ำหนักบรรทุก \leq ความสามารถในการรับแรง)
พัง	เมื่อ (ผลของน้ำหนักบรรทุก $>$ ความสามารถในการรับแรง)

ซึ่งสภาวะของโครงสร้างสามารถอธิบายได้โดยใช้พารามิเตอร์หลากหลาย $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$ ซึ่งเป็นพารามิเตอร์ที่มีผลต่อทั้งผลของน้ำหนักบรรทุกและความสามารถในการรับแรง เช่น น้ำหนักบรรทุกตายตัว น้ำหนักบรรทุกจร ความกว้าง ความลึก กำลังประลัยของคอนกรีต กำลังครากของเหล็ก ฯลฯ ฟังก์ชันของขีดจำกัดหนึ่ง ๆ จะเป็นฟังก์ชัน $g(X_1, X_2, X_3, \dots, X_n)$ ของพารามิเตอร์เหล่านี้ซึ่ง

$$\begin{aligned} g(X_1, X_2, X_3, \dots, X_n) > 0 & \quad \text{สำหรับ โครงสร้างที่ปลอดภัย} \\ g(X_1, X_2, X_3, \dots, X_n) = 0 & \quad \text{สำหรับ ขอบเขตระหว่าง ปลอดภัยและไม่ปลอดภัย} \\ g(X_1, X_2, X_3, \dots, X_n) < 0 & \quad \text{สำหรับ โครงสร้างที่พัง} \end{aligned}$$

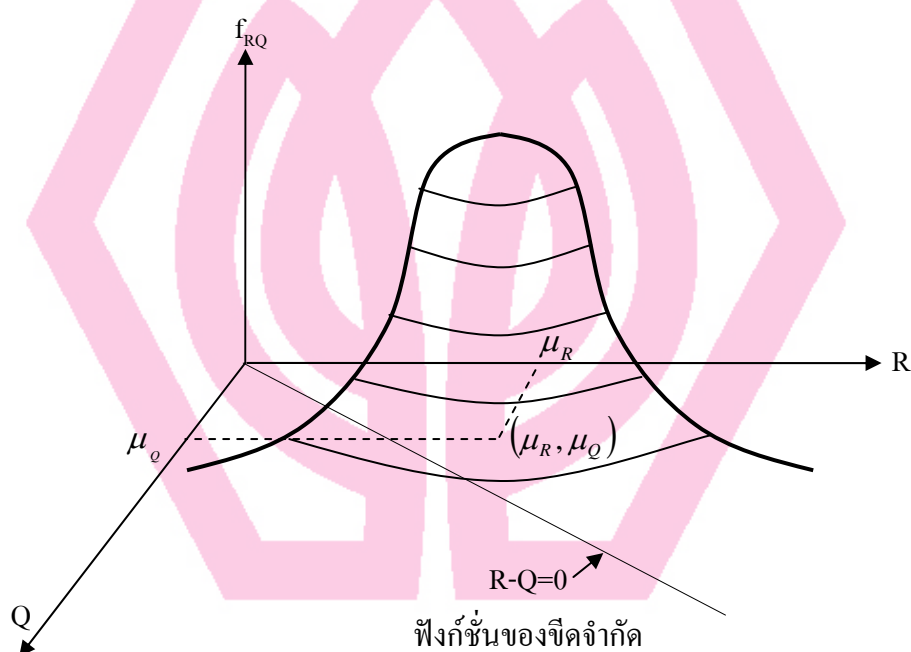
2.2.2 โอกาสของการพัง (Probability of failure)

ถ้าน้ำหนักบรรทุก (หรือผลของน้ำหนักบรรทุก) ทั้งหมดถูกกำหนดโดยตัวแปร Q และความสามารถในการรับแรงแรวมถูกกำหนดโดยตัวแปร R ดังนั้นสถานะของตัวแปรจะอยู่ในสองมิติดังแสดงในภาพประกอบที่ 2.2 ซึ่งในทั้งสองมิตินี้ เราสามารถแบ่งได้เป็นสองเขตคือ เขต “ปลอดภัย” และเขต “พัง” และขอบเขตระหว่างเขตทั้งสองจะถูกกำหนดโดยฟังก์ชันของขีดจำกัด



ภาพประกอบที่ 2.2 เขตปลอดภัยและเขตพังในกราฟสองมิติ

เนื่องจากทั้งตัวแปร R และ Q เป็นตัวแปรสุ่ม เราสามารถกำหนดฟังก์ชันความหนาแน่นร่วม (Joint density function) $f_{RQ}(R, Q)$ ซึ่งตัวอย่างของฟังก์ชันความหนาแน่นร่วมโดยทั่วไปแสดงไว้ในภาพประกอบที่ 2.3 ในภาพ ฟังก์ชันขีดจำกัดแบ่งแยกเขตปลอดภัยและเขตพังเอาไว้ ความน่าจะเป็นของการพังสามารถคำนวณได้โดยการอินทิเกรตฟังก์ชันความหนาแน่นร่วมในเขตพัง [หมายถึงในเขตซึ่ง $g(R, Q) < 0$] ซึ่งความน่าจะเป็นนี้มักจะยากมากที่จะหาค่าออกมาได้ ดังนั้นหลักการของดัชนีความเชื่อมั่น (Reliability index) จึงถูกใช้ในการกำหนดระดับของความเชื่อมั่นของโครงสร้าง



ภาพประกอบที่ 2.3 กราฟ 3 มิติของฟังก์ชันความหนาแน่นร่วม

2.2.3 ดัชนีความเชื่อมั่น (Reliability index)

มันจะง่ายกว่าหากแปลงตัวแปรสุ่มทั้งหมดให้อยู่ในรูปมาตรฐาน (Standard form) ซึ่งเป็นตัวแปรที่ไม่มีหน่วย (Non-dimensional variables) สำหรับตัวแปรพื้นฐาน R และ Q สามารถเขียนอยู่ในรูปมาตรฐานได้ดังนี้

$$Z_R = \frac{R - \mu_R}{\sigma_R} \quad (2.5)$$

$$Z_Q = \frac{Q - \mu_Q}{\sigma_Q} \quad (2.6)$$

ซึ่งตัวแปร Z_R และ Z_Q บางทีเรียกว่า ตัวแปรลดรูป (Reduced variables) โดยจะจัดรูปสมการที่ (2.5) และ (2.6) โดยให้ความสามารถในการรับแรง R และผลของน้ำหนักบรรทุก Q จะเขียนในเทอมของตัวแปรลดรูปได้ดังนี้

$$R = \mu_R + Z_R \sigma_R \quad (2.7)$$

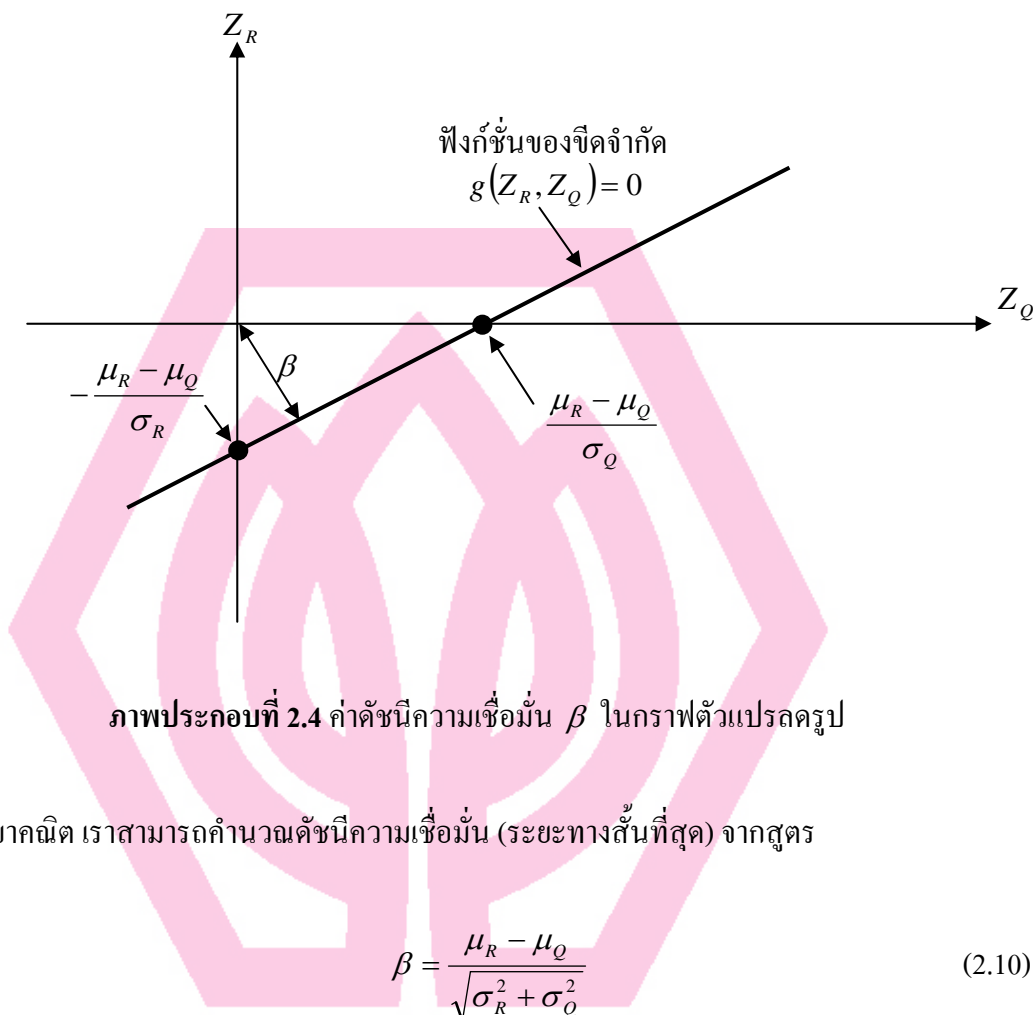
$$Q = \mu_Q + Z_Q \sigma_Q \quad (2.8)$$

ฟังก์ชันของขีดจำกัด $g(R, Q) = R - Q$ สามารถเขียนอยู่ในเทอมของตัวแปรลดรูปโดยใช้สมการ (2.7) และ (2.8) ผลก็คือ

$$g(Z_R, Z_Q) = \mu_R + Z_R \sigma_R - \mu_Q - Z_Q \sigma_Q = (\mu_R - \mu_Q) + Z_R \sigma_R - Z_Q \sigma_Q \quad (2.9)$$

สำหรับค่า $g(Z_R, Z_Q)$ ที่กำหนดใด ๆ สมการที่ (2.9) จะเป็นเส้นตรงในเทอมของตัวแปร Z_R และ Z_Q เส้นที่เราสนใจในการวิเคราะห์ความเชื่อมั่นคือเส้นที่ $g(Z_R, Z_Q) = 0$ เนื่องจากเส้นนี้เป็นเส้นแบ่งระหว่างเขตปลอดภัยและเขตพังในเทอมของตัวแปรลดรูป

ดัชนีความเชื่อมั่นถูกกำหนดให้เป็นระยะทางที่สั้นที่สุดจากจุดกำเนิดในเทอมของตัวแปรลดรูป ถึงเส้น $g(Z_R, Z_Q) = 0$ ซึ่งได้ถูกกำหนดไว้โดย Hasofer and Lind (1974) ซึ่งเขียนไว้ในภาพประกอบที่ 2.4



เมื่อ β คือดัชนีความเชื่อมั่น ซึ่งเป็นส่วนกลับของสัมประสิทธิ์ของการแปรผัน (Coefficient of variation) หรือ COV ของฟังก์ชัน $g(R, Q) = R - Q$ และตัวแปร R และ Q ไม่สัมพันธ์กัน (เป็นอิสระต่อกัน) ถ้าตัวแปร R และ Q มีการกระจายแบบปกติ (Normal Distribution) ดังนั้นดัชนีความเชื่อมั่น β และโอกาสของการพัง P_f จะสัมพันธ์กันโดย

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad \text{หรือ} \quad P_f = \Phi(-\beta) \quad (2.11)$$

ตารางที่ 2.1 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า β กับค่า P_f ในกรณีการกระจายแบบปกติ

ตารางที่ 2.1 ดัชนีความเชื่อมั่น β และความน่าจะเป็นของการพัง P_f

P_f	β
10^{-1}	1.28
10^{-2}	2.33
10^{-3}	3.09
10^{-4}	3.71
10^{-5}	4.26
10^{-6}	4.75
10^{-7}	5.19
10^{-8}	5.62
10^{-9}	5.99

การกำหนดในกรณีสองตัวแปรให้ถูกขยายให้อยู่ในรูปแบบโดยทั่วไปที่เป็น n ตัวแปรดังต่อไปนี้ พิจารณาฟังก์ชันของขีดจำกัด $g(X_1, X_2, \dots, X_n)$ เมื่อตัวแปร X_i คือตัวแปรที่ไม่สัมพันธ์กันทั้งหมด ดังนั้นดัชนีความเชื่อมั่น Hasofer-Lind (Hasofer and Lind, 1974) ถูกกำหนดไว้ดังนี้

1. กำหนดชุดของตัวแปรลดรูป (Z_1, Z_2, \dots, Z_n) โดยใช้

$$Z_i = \frac{X_i - \mu_{x_i}}{\sigma_{x_i}} \quad (2.12)$$

2. ลดรูปฟังก์ชันของขีดจำกัดโดยเขียนให้อยู่ในรูปของตัวแปรลดรูป (Z_1, Z_2, \dots, Z_n)
3. ดัชนีความเชื่อมั่น β คือระยะทางสั้นที่สุดจากจุดกำเนิดใน n มิติ ของตัวแปรลดรูปถึงเส้นโค้งที่กำหนดโดย $g(Z_1, Z_2, \dots, Z_n) = 0$

2.2.4 ดัชนีความเชื่อมั่นวิธี First-Order Second-Moment (FOSM)

พิจารณาว่า หากฟังก์ชันของขีดจำกัดเป็นสมการเส้นตรง (First-order) ซึ่งอยู่ในรูป

$$g(X_1, X_2, \dots, X_n) = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2 + \dots + a_n X_n = a_0 + \sum_{i=1}^n a_i X_i \quad (2.13)$$

เมื่อเทอม a_i ($i = 1, 2, \dots, n$) คือค่าคงที่และเทอม X_i คือตัวแปรสุ่มที่ไม่สัมพันธ์กัน ถ้าเราใช้ 3 ขั้นตอนที่อยู่ข้างต้นเพื่อหาค่าดัชนีความเชื่อมั่น Hasofer-Lind เราจะสามารถเขียน β ได้ดังนี้

$$\beta = \frac{a_0 + \sum_{i=1}^n a_i \mu_{X_i}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (a_i \sigma_{X_i})^2}} \quad (2.14)$$

จากสมการที่ (2.14) จะเห็นได้ว่าค่าดัชนีความเชื่อมั่น β จะขึ้นอยู่กับค่าเฉลี่ย (μ_{X_i}) และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (σ_{X_i}) ของตัวแปรสุ่ม (X_i) ดังนั้นการคำนวณ β แบบนี้จึงเรียกว่าการวัดความปลอดภัยของโครงสร้างแบบ Second-Moment เนื่องจากต้องการแค่ค่า Moment สองอันแรก (ค่าเฉลี่ย และค่าความแปรปรวน) ในการคำนวณ β ไม่มีความสัมพันธ์ระหว่าง β กับรูปแบบของการกระจายของตัวแปรสุ่ม ถ้าตัวแปรสุ่มมีการกระจายแบบปกติ (Normal Distribution) และไม่มีความสัมพันธ์กันระหว่างตัวแปรสุ่มแต่ละตัว ดังนั้นสูตรในสมการที่ (2.10) จะให้ค่าที่เที่ยงตรง (Exact) ในแง่ของความสัมพันธ์ของ β และ P_f แต่หากการกระจายของตัวแปรสุ่มไม่เป็นแบบปกติ สมการที่ (2.10) จะเป็นแค่การประมาณ

2.3 ผลการวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ในอดีต มาตรฐานการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กเช่นในประเทศสหรัฐอเมริกา ACI318-63 (ACI Committee 318, 1963) เป็นวิธีหน่วยแรงใช้งาน (Working stress) โดยอาศัยหลักการจำกัดค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกใช้งาน (Working load) ไม่ให้เกินกว่าค่าหน่วยแรงใช้งานที่ยอมให้ (Allowable stress) ซึ่งหน่วยแรงใช้งานที่ยอมให้นี้ได้จากการพิจารณาหน่วยแรงที่ทำให้วัสดุวิบัติ (ทั้งคอนกรีตและเหล็กเสริม) หารด้วยอัตราส่วนปลอดภัย (Factor of safety) การออกแบบวิธีนี้ไม่สามารถทำนายถึงความสามารถในการรับน้ำหนักสูงสุดหรือที่เรียกว่ากำลังประลัยของโครงสร้างได้ ดังนั้นวิธีหน่วยแรงใช้งานจึงแค่เป็นแนวทางสำหรับออกแบบ

โครงสร้างให้ “ปลอดภัย” เท่านั้น ขณะเดียวกัน Mattock และคณะ (1961) ได้เสนอทฤษฎีใหม่ในการออกแบบโครงสร้าง ซึ่งสามารถทำนายความสามารถในการรับแรงของโครงสร้างสูงสุดหรือประลัยได้ อีกทั้งยังได้มีศาสตร์แขนงใหม่เกิดขึ้นคือ ความเชื่อมั่นของโครงสร้าง (Nowak and Collins, 2000) ซึ่งประเมินความเชื่อมั่นของโครงสร้าง (Structural reliability) จากข้อมูลทางสถิติของน้ำหนักบรรทุกที่เกิดขึ้นจริง และคุณภาพการก่อสร้าง Ellingwood และคณะ (1980) ได้ทำการศึกษาและเสนอค่าดัชนีความเชื่อมั่นของโครงสร้างสำหรับกรณีต่าง ๆ ซึ่งต่อมา ACI318-71 (ACI Committee 318, 1971) ได้ประยุกต์วิธีที่ Mattock และคณะเสนอ และใช้ดัชนีความเชื่อมั่นที่กำหนดโดย Ellingwood และคณะ มาเป็นตัวกำหนด แฟกเตอร์ของน้ำหนักบรรทุกและตัวคูณลดกำลัง และเรียกวิธีออกแบบนี้ว่าวิธีกำลังประลัย (Ultimate strength design) ซึ่งต่อมาได้เปลี่ยนไปเรียกกันว่าวิธีกำลัง (Strength design) วิธีกำลังนี้จึงเป็นที่ยอมรับและใช้ออกแบบโครงสร้างคอนกรีตในประเทศสหรัฐอเมริกาและประเทศอื่นในโลกกันอย่างแพร่หลายมานานหลายสิบปี ในปี ค.ศ. 2003 Nowak และ Szerszen (2003a, 2003b) ได้ใช้สถิติล่าสุดของคุณภาพการก่อสร้างและวัสดุที่ใช้ในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศสหรัฐอเมริกา มาสอบเทียบใหม่ (Recalibrate) เพื่อเลือกค่าของตัวคูณลดกำลัง ที่เหมาะสมยิ่งขึ้นสำหรับมาตรฐาน ACI318-99 และ ACI318-02 (ACI Committee 318, 2002) ได้เปลี่ยนไปใช้ค่าแฟกเตอร์ของน้ำหนักบรรทุกให้ตรงตามข้อกำหนด ASCE7 (ASCE Committee, 2002) ซึ่งเหมือนกับที่ใช้ในมาตรฐานการออกแบบโครงสร้างเหล็ก (AISC Committee, 2005) แต่มีการปรับค่าตัวคูณลดกำลังให้เหมาะสมยิ่งขึ้น

สำหรับประเทศไทยมีการปรับปรุง มาตรฐานการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก ด้วยวิธีกำลัง วสท. 1008-38 (คณะกรรมการวิชาการสาขาวิศวกรรมโยธา ประจำปี 2537-2538, 2538) ซึ่งอ้างอิง ACI318-89 (ACI Committee 318, 1989) โดยใช้ค่าแฟกเตอร์ของน้ำหนักบรรทุกตายตัว 1.4 และน้ำหนักบรรทุกจร 1.7 และตัวคูณลดกำลังเช่นเดียวกับ ACI-318-89 อย่างไรก็ตามค่าที่ ACI318-89 แนะนำเหล่านี้ได้กำหนดให้เหมาะสมกับสถิติที่เก็บจากการก่อสร้างของประเทศสหรัฐอเมริกาซึ่งอาจแตกต่างไปจากประเทศไทย ในปี 2548 ทางคณะกรรมการปรับปรุงกฎกระทรวงด้านวิศวกรรมโครงสร้างและปฐพี (2548) ได้เสนอให้ใช้แฟกเตอร์ของน้ำหนักบรรทุกเท่ากับของ ACI318-89 แต่ได้แบ่งการใช้ค่าตัวคูณลดกำลังออกเป็นสองกรณีดังนี้ กรณีที่ 1 คือกรณีที่มีการระบุมাত্রฐานงานก่อสร้างและการควบคุมคุณภาพวัสดุเป็นอย่างดี ให้ใช้ค่าตัวคูณลดกำลังเหมือนกับมาตรฐาน ACI318-89 ส่วนกรณีที่ 2 คือกรณีที่ไม่มีภาระระบุ ให้ใช้ค่าตัวคูณลดกำลังในอัตราส่วน 5/6 เท่าของที่ใช้สำหรับกรณีที่ 1 อย่างไรก็ตามอัตราส่วนนี้ นอกเหนือจากงานของผู้วิจัยเองแล้ว (ฉัตร สุจินดา, 2548, 2549a, 2549b) ยังไม่ปรากฏถึงที่มาอันเป็นกระบวนการทาง

วิทยาศาสตร์ หรือหลักฐานสิ่งตีพิมพ์อื่นซึ่งแสดงถึงความเที่ยงตรงของค่าอัตราส่วนดังกล่าวแต่อย่างใด

2.4 สรุป

การเก็บสถิติการกระจายของคุณภาพการก่อสร้างและวัสดุที่ใช้ในประเทศไทย แล้วนำมาใช้วิเคราะห์เพื่อเลือกค่า แฟกเตอร์ของน้ำหนักบรรทุก และ/หรือ ตัวคูณลดกำลัง ที่สะท้อนถึงคุณภาพการก่อสร้างและวัสดุที่ใช้ในประเทศไทยเอง ย่อมให้ข้อมูลที่ถูกต้องกว่าการใช้ค่าที่คัดลอกมาจากต่างประเทศ งานวิจัยนี้เป็นส่วนหนึ่งและเป็นก้าวสำคัญของการเก็บสถิติและวิเคราะห์เพื่อนำไปใช้ในการพัฒนามาตรฐานการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กที่เหมาะสมยิ่งขึ้น สำหรับประเทศไทยต่อไปในอนาคต

บทที่ 3

ระเบียบวิธีการวิจัย

3.1 รูปแบบการวิจัย หรือแบบแผนการวิจัย

มาตรฐานออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กวิธีกำลัง วสท. 1008-34 (คณะกรรมการวิชาการสาขาวิศวกรรมโยธา ประจำปี 2537-2538) ได้อ้างอิงค่าส่วนเพื่อที่ใช้ในการออกแบบต่าง ๆ อันได้แก่ตัวคาน้ำหนักบรรทุกและตัวคานคดกำลัง มาจากมาตรฐาน ACI318-89 (ACI Committee 318-1989) ส่วนเพื่อเหล่านี้ได้มาจากการวิเคราะห์ข้อมูลทางสถิติของประเทศสหรัฐอเมริกา ซึ่งอาจจะไม่เหมาะสมสำหรับนำมาใช้สำหรับการก่อสร้างในประเทศไทย ซึ่งมีสภาวะแวดล้อมและการปฏิบัติงาน ตลอดจนข้อกำหนดที่แตกต่างกัน ดังนั้นหากมีการวิเคราะห์เพื่อหาส่วนเพื่อต่าง ๆ เหล่านี้โดยอาศัยข้อมูลทางสถิติที่เก็บในประเทศไทย ก็ย่อมจะเหมาะสมมากกว่า ข้อมูลดังกล่าวได้แก่ การกระจายของน้ำหนักบรรทุก ซึ่งจะมีผลต่อแรงภายในของชิ้นส่วน และการกระจายของขนาดของหน้าตัดคอนกรีต ขนาดของเหล็กเสริม กำลังของวัสดุที่ใช้ทั้งคอนกรีตและเหล็กเสริม รวมถึงตำแหน่งของการวางเหล็กเสริม ซึ่งจะมีผลต่อความสามารถในการรับแรงของชิ้นส่วน โครงสร้าง งานวิจัยนี้ได้ใช้การวิเคราะห์ทางสถิติเพื่อเลือกชนิดของการกระจายที่เหมาะสมที่สุด (Fit Distribution) สำหรับข้อมูลความกว้างของคาน ขนาดของเสา ความกว้างและความยาวของฐานราก ขนาดที่แท้จริงและหน่วยแรงที่จุดครากของเหล็กเส้น กำลังประลัยของคอนกรีต ความลึกประสิทธิภาพของหน้าตัดคาน พื้น และฐานราก ซึ่งได้เก็บมาจากสถานที่ก่อสร้างบ้านพักอาศัยในเขต กทม. และปริมณฑล ผลของการวิเคราะห์นี้นำไปใช้ในการเลือกส่วนเพื่อที่เหมาะสมสำหรับมาตรฐานออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กสำหรับประเทศไทย

3.2 ประชากรและกลุ่มตัวอย่าง และการรวบรวมข้อมูล

สุวิทย์ กาวรรณ์ และคณะ (2552) และ บัณฑิต คงสมคิด และคณะ (2551) ได้เก็บข้อมูลขนาดของโครงสร้างบ้านพักอาศัยในเขต กทม. และปริมณฑลทั้งหมด 6 หลัง ซึ่งแสดงไว้ในตารางที่ 3.1 ส่วนตารางที่ 3.2 แสดงจำนวนข้อมูลของชิ้นส่วน โครงสร้างที่วัด แยกตามประเภท

ตารางที่ 3.1 รายละเอียดของโครงสร้าง คสล. ที่เก็บตัวอย่าง

หลังที่	สถานที่ตั้ง	ลักษณะอาคาร	ความยาว Span สูงสุด (m)
1	ซอยปากเกร็ด-แจ้งวัฒนะ 17 *	บ้านพักอาศัย 2 ชั้น	
2	ซอยลาดปลาเค้า 78 *	บ้านพักอาศัย 4 ชั้น	
3	ซอยพวงทอง ถนนเกษตร-นวมินทร์ *	บ้านพักอาศัย 4 ชั้น	
4	ถนนนวลจันทร์ *	บ้านพักอาศัย 3 ชั้น	
5	เขตตลิ่งชัน **	บ้านพักอาศัย 2 ชั้น	
6	ลำลูกกาคลอง 4 **	บ้านพักอาศัย 2 ชั้น	

* สุวิทย์ กาวรรณ และคณะ (2552)

** บัณฑิต คงสมคิด และคณะ (2551)

ตารางที่ 3.2 จำนวนข้อมูลของชิ้นส่วนโครงสร้างที่วัด แยกตามประเภท

ประเภทของชิ้นส่วน	ชนิดของข้อมูล	จำนวนข้อมูล
คาน	ความกว้าง	310
	ความลึกประสิทธิภาพ	342
	ระยะเรียงเหล็กปลอก	110
เสา	ขนาด	158
ฐานราก	ความกว้าง	292
	ความยาว	92
	ความลึกประสิทธิภาพ	192

อภิเดช ต้นไพศาล และคณะ (2548) โดยได้เก็บตัวอย่างเหล็กเส้นจากโครงสร้างบ้านพักอาศัย 100 แห่งในเขต กทม. และนำไปทดสอบเพื่อหาแรงดึงที่จุดคราก สุวรรณรัตน์ พัททอง และคณะ (2547) สุรัชย์ สุจิวรรณ และคณะ (2549) และ มุกชามีนา กาเร็งसानา และคณะ (2549) ได้เก็บตัวอย่างคอนกรีตจากสถานที่ก่อสร้างจริงที่ไม่มีการควบคุมคุณภาพจำนวน 30 แห่งในเขต กทม. เพื่อนำมาหาค่ากำลังประลัยที่ 28 วัน ได้จำนวนข้อมูล สรุปไว้ในตารางที่ 3.3 ดังนี้

ตารางที่ 3.3 จำนวนตัวอย่างเหล็กและคอนกรีตในการทดสอบ กรณีต่าง ๆ

ชนิดของข้อมูล	จำนวนข้อมูล
แรงดึงที่จุดคราก RB6-SR24	97*
แรงดึงที่จุดคราก RB9-SR24	97*
แรงดึงที่จุดคราก DB12-SD30	92*
แรงดึงที่จุดคราก DB16-SD30	64*
f'_c ของคอนกรีต (150 ksc)	820**

* อภิเดช ต้นไฟศาล และคณะ (2548)

** สุวรรณรัตน์ พิภพทอง และคณะ (2547) สุรัชชัย สุจิวิรรณ และคณะ (2549) และ มุกชามีนา กาแรงี สานา และคณะ (2549)

3.3 เครื่องมือการวิจัย

โปรแกรม @Risk 5.0 for Excel ใช้สำหรับทำ Fit Distribution และทำ Monte Carlo Simulation

3.4 ขั้นตอนในการดำเนินงานวิจัย

1. รวบรวมข้อมูลคุณภาพวัสดุและการก่อสร้าง ตามที่กล่าวไว้ในหัวข้อ 3.2
2. นำข้อมูลที่เก็บได้ มาวิเคราะห์หาชนิดของการกระจายที่เหมาะสมที่สุด ซึ่งจะเลือกใช้ชนิดของการกระจายที่ใกล้เคียงกับการกระจายของข้อมูลตัวอย่างมากที่สุด โดยใช้ค่า Chi-square, χ^2 เป็นตัวชี้วัด (ให้ถือว่าค่า χ^2 มีค่าน้อยที่สุดเหมาะสมที่สุด)
3. สร้างแบบจำลองสำหรับความสามารถในการรับแรงของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก สำหรับแรงคัต แรงเฉือน และ แรงอัดตามแนวแกน และทำการจำลองมอนติคาโล ซึ่งเป็น การคำนวณความสามารถในการรับแรงของชิ้นส่วน โครงสร้างที่ศึกษา โดยกำหนดขนาดของชิ้นส่วนให้อยู่ในช่วงที่เป็นไปได้ (ในกรณีที่ศึกษาคือ “กรณีที่ 2” และกำหนดให้เป็น อาคารบ้านพักอาศัย) จากตัวแปรต่าง ๆ ที่มีผลต่อความสามารถในการรับแรงที่ได้มาจากการสุ่มตามชนิดของการกระจายที่ได้เลือกไว้ในขั้นตอนที่ 2
4. ทดลองเลือกค่าตัวคูณลดกำลังที่เหมาะสม ซึ่งต้องมีการพิจารณาหลาย ๆ กรณี และคำนวณ ค่าดัชนีความเชื่อมั่น สำหรับชิ้นส่วน โครงสร้าง และนำมาเปรียบเทียบกับดัชนีความเชื่อมั่น

เป้าหมายที่ได้สอบเทียบใหม่ใน โดย Szerszen and Nowak (2003) ซึ่งเป็นดัชนีความเชื่อมั่น เป้าหมายที่สอบเทียบใหม่จากมาตรฐาน ACI318-99

3.5 การวิเคราะห์ข้อมูล

หลักการสำคัญในการออกแบบด้วยวิธีกำลังหรือวิธีตัวคูณกำลัง-น้ำหนักบรรทุก (Load resistance factors) นี้คือการออกแบบโครงสร้างให้มีความเชื่อมั่นอยู่ในระดับที่ยอมรับได้ หรือพูดอีกนัยหนึ่งก็คือ ระดับของความน่าจะเป็นที่ความสามารถในการรับแรงของโครงสร้างที่ต่ำกว่าผลของน้ำหนักบรรทุกไม่ต้องไม่เกินกว่าที่กำหนด ซึ่งระดับความเชื่อมั่นของโครงสร้างนี้สามารถกำหนดได้โดยการกำหนดส่วนเพื่อซึ่งแบ่งได้ออกเป็นสองส่วนคือ (1) ตัวคูณน้ำหนักบรรทุก และ (2) ตัวคูณลดกำลัง สำหรับส่วนเพื่ออันแรกคือตัวคูณน้ำหนักบรรทุก เป็นค่าที่ถูกกำหนดแน่นอนโดยมาตรฐานกลาง (ใช้ทั้งสำหรับมาตรฐานออกแบบ ไม้ เหล็ก คอนกรีต ฯลฯ) เช่น SEI/ASCE7-02 (ASCE Committee, 2002) ดังนั้นการจะปรับความน่าจะเป็นดังกล่าว จึงจะต้องปรับที่ส่วนเพื่อส่วนที่สองคือตัวคูณลดกำลัง ซึ่งขั้นตอนในการวิเคราะห์เพื่อหาตัวคูณลดกำลังที่เหมาะสมมีรายละเอียดดังนี้

1. กำหนดความเชื่อมั่นของโครงสร้างเป้าหมายโดยใช้ค่าตัวชี้วัดในเชิงปริมาณคือดัชนีความเชื่อมั่น β_T (Target reliability index) ซึ่งกำหนดในมาตรฐาน American National Standards A58 (Ellingwood และคณะ, 1980) หรือในการสอบเทียบใหม่ Nowak และ Szerszen (2003a, 2003b) ได้หาค่า ดัชนีความเชื่อมั่นเป้าหมายไว้ดังในตารางที่ 3.4 และ 3.5 ตามลำดับ
2. ทดลองเลือกค่าตัวคูณลดกำลัง ϕ เพื่อใช้ในการคำนวณความสามารถในการรับแรงที่จะออกแบบ หรือ Nominal Resistance ตามสูตร

$$R_n = \frac{\sum_i^n \alpha_i S_i}{\phi} \quad (3.1)$$

เมื่อ

R_n คือ ความสามารถในการรับแรง “ปกติ” หมายถึงความสามารถในการรับแรงในกรณีที่คุณสมบัติของวัสดุ คุณภาพการก่อสร้าง และสูตรคำนวณที่ใช้ออกแบบเป็นไปอย่างสมบูรณ์

ตารางที่ 3.4 ดัชนีความเชื่อมั่นเป้าหมายที่ใช้ใน American National Standards A58 (Ellingwood และคณะ, 1980)

ประเภทของชิ้นส่วน และ แรงภายใน	ดัชนีความเชื่อมั่นเป้าหมาย β_T
คอนกรีตเสริมเหล็ก รับโมเมนต์ค้ด	3.0
คอนกรีตอัดแรงหล่อในโรงงาน รับโมเมนต์ค้ด	3.0
คอนกรีตอัดแรงหล่อในที่ รับโมเมนต์ค้ด	3.0
เสาปลอกเดี่ยว พังเนื่องจากแรงอัด	3.5
เสาปลอกเกลียว พังเนื่องจากแรงอัด	3.0
แรงเฉือน	3.5

α_i คือ ตัวคูณน้ำหนักบรรทุก (Load Factor) ประเภทที่ i

S_i คือ ตัวคูณน้ำหนักบรรทุก (Load) ประเภทที่ i

ϕ คือ ตัวคูณลดกำลัง (Strength Reduction Factor หรือ Resistance Factor)

เช่นหากกำลังพิจารณาผลรวมของโมเมนต์ค้ดที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุก (Load Combination) ของน้ำหนักตายตัว และน้ำหนักจร จะหาความสามารถในการรับโมเมนต์ค้ดปกติสำหรับกร ออกแบบปกติตามมาตรฐาน วสท. 1008-38 ได้จากสมการที่ (3.2) เป็นต้น

$$M_n = \frac{1.4M_d + 1.7M_l}{\phi} \quad (3.2)$$

เมื่อ

M_n คือ ความสามารถในการรับโมเมนต์ “ปกติ”

M_d คือ โมเมนต์ที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกตายตัว

M_l คือ โมเมนต์ที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกจร

3. ทำการจำลอง (Simulation) โดยวิธีสุ่มผลของน้ำหนักบรรทุก Q (Load Effect) จากชนิดการผลกระจาย (Distribution Type) และค่าพารามิเตอร์ของการกระจาย (Distribution parameters) ที่ได้เลือกไว้จากข้อมูลทางสถิติ เพื่อคำนวณค่าพารามิเตอร์ของการกระจายของผลของน้ำหนักบรรทุก อันได้แก่ ค่าเฉลี่ยของผลของน้ำหนักบรรทุก μ_Q และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของผลของน้ำหนักบรรทุก σ_Q ซึ่งข้อมูลการกระจายของน้ำหนัก

บรรทุกจะได้จากการสำรวจน้ำหนักบรรทุก (Load survey) เช่นงานวิจัยของ ชูชัย สุจิวิรกุล และคณะ (2551)

ตารางที่ 3.5 ดัชนีความเชื่อมั่นเป้าหมายจากการสอบเทียบ ACI318 ใหม่ Nowak และ Szerszen (2003a, 2003b)

แรงภายใน และประเภทของชิ้นส่วน	ดัชนีความเชื่อมั่นเป้าหมาย β_T
คานคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ รับโมเมนต์	3.54
คานคอนกรีตเสริมเหล็ก หล่อในโรงงาน รับโมเมนต์	3.34
คานคอนกรีตเสริมเหล็ก หล่อในที่ รับแรงเฉือน	3.95
คานคอนกรีตเสริมเหล็ก หล่อในโรงงาน รับแรงเฉือน	4.18
คานคอนกรีตอัดแรง หล่อในโรงงาน รับแรงโมเมนต์	4.34
คานคอนกรีตอัดแรง หล่อในโรงงาน รับแรงเฉือน	4.37
พื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก หล่อในที่	2.45
พื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก หล่อในโรงงาน	3.84
พื้นคอนกรีตอัดแรง หล่อในโรงงาน	4.90
พื้นคอนกรีตอัดแรง หล่อในที่	2.41
เสาปลอกเดี่ยวกอนกรีตเสริมเหล็ก หล่อในที่	3.98
เสาปลอกเดี่ยวกอนกรีตเสริมเหล็ก หล่อในโรงงาน	4.09
เสาปลอกเกลี่ยวกอนกรีตเสริมเหล็ก หล่อในที่	4.26
เสาปลอกเกลี่ยวกอนกรีตเสริมเหล็ก หล่อในโรงงาน	4.38
เสาปลอกเดี่ยวกอนกรีตอัดแรง หล่อในโรงงาน	5.21
เสาปลอกเกลี่ยวกอนกรีตอัดแรง หล่อในโรงงาน	6.05
คอนกรีตไม่เสริมเหล็ก รับโมเมนต์ แรงเฉือน	5.98

- ทำการจำลองเพื่อหาการกระจายของความสามารถในการรับแรง R (Resistance) ซึ่งค่าพารามิเตอร์ ได้แก่ ค่าเฉลี่ยของความสามารถในการรับแรง μ_R และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของผลของน้ำหนักบรรทุก σ_R จะคำนวณได้จากสูตรที่ใช้ในการออกแบบซึ่งจะต้องมีตัวแปรต้นเป็น ขนาดของหน้าตัด ตำแหน่งของเหล็กเสริม และคุณสมบัติทางกลของวัสดุ เช่นถ้าต้องการหาความสามารถในการรับโมเมนต์ของแต่ละเหตุการณ์ อาจจะใช้สูตร

$$M = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.3)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} \quad (3.4)$$

เมื่อ M คือ ความสามารถในการรับโมเมนต์ของแต่ละเหตุการณ์

A_s คือ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมของแต่ละเหตุการณ์

f_y คือ หน่วยแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเสริมของแต่ละเหตุการณ์

d คือ ความลึกประสิทธิผลของแต่ละเหตุการณ์

b คือ ความกว้างของหน้าตัดของแต่ละเหตุการณ์

ซึ่งค่าของ A_s , f_y , d และ b ในแต่ละเหตุการณ์จะได้มาจากการสุ่ม (Random) ตามชนิดและพารามิเตอร์ของการกระจายที่ศึกษาได้จากการเก็บตัวอย่าง เช่นการกระจายของความกว้างของหน้าตัด, b อาจมีชนิดของการกระจายเป็น Logistic ซึ่งมีค่าเฉลี่ยเป็น $\mu_b = 1.006688$ และมีค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานเป็น $\sigma_b = 0.015905$ เป็นต้น ในการจำลองขั้นตอนที่ 3 และ 4 นี้จะต้องสุ่มเพื่อคำนวณค่าของ Q และ R ในเหตุการณ์ต่าง ๆ กันหลายเหตุการณ์ เพื่อให้เพียงพอที่จะเป็นตัวแทนของการกระจายโดยรวมได้ ซึ่งในการศึกษาถึงตัวแปรตามหนึ่ง ๆ อาจใช้จำนวน 10,000 เหตุการณ์ก็ได้

5. ปรับแก้ค่าของ μ_b และ σ_b เนื่องจากความเพี้ยนและความไม่แน่นอนเนื่องจากสูตรที่ใช้ออกแบบ โดยใช้ Professional factor ตามสมการ

$$\mu_R^* = \lambda_P \times \mu_R \quad (3.5)$$

$$\sigma_P = \lambda_P \times V_P \quad (3.6)$$

$$\sigma_R^* = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_P^2} \quad (3.7)$$

เมื่อ μ_R^* คือค่าเฉลี่ยของความสามารถในการรับแรง ที่ปรับแก้ค่าความเพี้ยนเนื่องจากสูตรที่ใช้ออกแบบแล้ว

σ_R^* คือค่าความเบี่ยงเบนมาตรฐานของความสามารถในการรับแรง ที่ปรับแก้ค่าความเพี้ยนเนื่องจากสูตรที่ใช้ออกแบบแล้ว

λ_p คือ ค่าเฉลี่ยของ Professional Factor ซึ่งเป็นอัตราส่วนของค่าเฉลี่ยของความสามารถในการรับแรงของโครงสร้างที่จะออกแบบได้จริง ต่อค่าเฉลี่ยของความสามารถในการรับแรงของโครงสร้างที่ได้จากสูตรที่ใช้ในการออกแบบ

V_p คือค่า Coefficient of variation (COV) ของ Professional factor ตารางที่ 2 แสดงค่า λ_p และ V_p ที่ให้ไว้โดย Nowak และ Szerszen (2003) ในตารางที่ 3.6

ตารางที่ 3.6 ค่าพารามิเตอร์ทางสถิติของ Professional factor สำหรับชิ้นส่วน โครงสร้างประเภทต่าง ๆ (Nowak และ Szerszen, 2003)

ประเภทของชิ้นส่วน	Bias Factor λ_p	Coefficient of variation V_p
คาน รับโมเมนต์ดัด	1.02	0.06
คาน รับแรงเฉือน	1.075	0.10
พื้น	1.02	0.06
เสา ปลอกเดี่ยว	1.00	0.08
เสา ปลอกเกลียว	1.05	0.06

6. จาก μ_Q , σ_Q , μ_R , σ_R คำนวณดัชนีความเชื่อมั่นสำหรับค่า ϕ ที่ได้ทดลองเลือกไว้ในขั้นตอนที่ 2

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (3.8)$$

7. เปรียบเทียบค่า β ที่ได้จากขั้นตอนที่ 6 กับค่าดัชนีความเชื่อมั่นเป้าหมาย β_T แล้วทดลองปรับแก้ค่า β ใหม่ (เพิ่มหรือลดทีละ 0.025) จนได้ค่า ϕ ที่ทำให้ค่า β ใกล้เคียงกับค่าเป้าหมาย β_T มากที่สุด ซึ่งหมายถึงเป็นการเลือกตัวคูณลดกำลังให้โครงสร้างที่ออกแบบมีความเชื่อมั่นใกล้เคียงกับความเชื่อมั่นที่เหมาะสม (เป้าหมาย) ที่สุด

บทที่ 4

ผลการวิเคราะห์ข้อมูล

4.1 ผลการวิเคราะห์ผลของน้ำหนักบรรทุก

Szerszen, M. M. and Nowak (2003) ได้ให้ค่า Bias และ COV ของน้ำหนักบรรทุกประเภทต่าง ๆ ไว้ดังนี้

ตาราง 4.1 ค่า Bias และ COV ของน้ำหนักบรรทุกประเภทต่าง ๆ Szerszen, M. M. and Nowak (2003)

Load component	Arbitrary-point-intime		Maximum 50-year load	
	Bias	COV	Bias	COV
Dead load (cast-in-place)	1.05	0.10	1.05	0.10
Dead load (plant-cast)	1.03	0.08	1.03	0.08
Live load	0.24	0.65	1.00	0.18
Snow	0.20	0.87	0.82	0.26
Wind	0.00	0.00	0.78	0.37
Earthquake	0.00	0.00	0.66	0.56

จากข้อมูลในตารางที่ 4.1 นำมาทำ Monte Carlo simulation พิจารณาเฉพาะกรณี Load combination $U = 1.4D + 1.7L$ และใช้การกระจายชนิด Normal distribution และทดลองแปรเปลี่ยนอัตราส่วนของน้ำหนักบรรทุกตายตัวต่อน้ำหนักบรรทุกทั้งหมด $D/(D+L)$ ให้อยู่ในช่วงของทางปฏิบัติ (ช่วงของค่า $D/(D+L)$ ในทางปฏิบัติของชิ้นส่วนโครงสร้างแต่ละประเภทได้แสดงไว้ในตารางที่ 4.2) จะได้ค่าของค่าเฉลี่ยของผลของน้ำหนักบรรทุก μ_o และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของผลของน้ำหนักบรรทุก σ_o ดังในตารางที่ 4.3

ตาราง 4.2 ช่วงของค่า $D/(D+L)$ ในทางปฏิบัติของชิ้นส่วนโครงสร้างแต่ละประเภท

ประเภทของชิ้นส่วนโครงสร้าง	ช่วงของ $D/(D+L)$ ในทางปฏิบัติ
คาน	0.3 – 0.7
พื้น	0.3 – 0.6
เสา	0.4 – 0.9

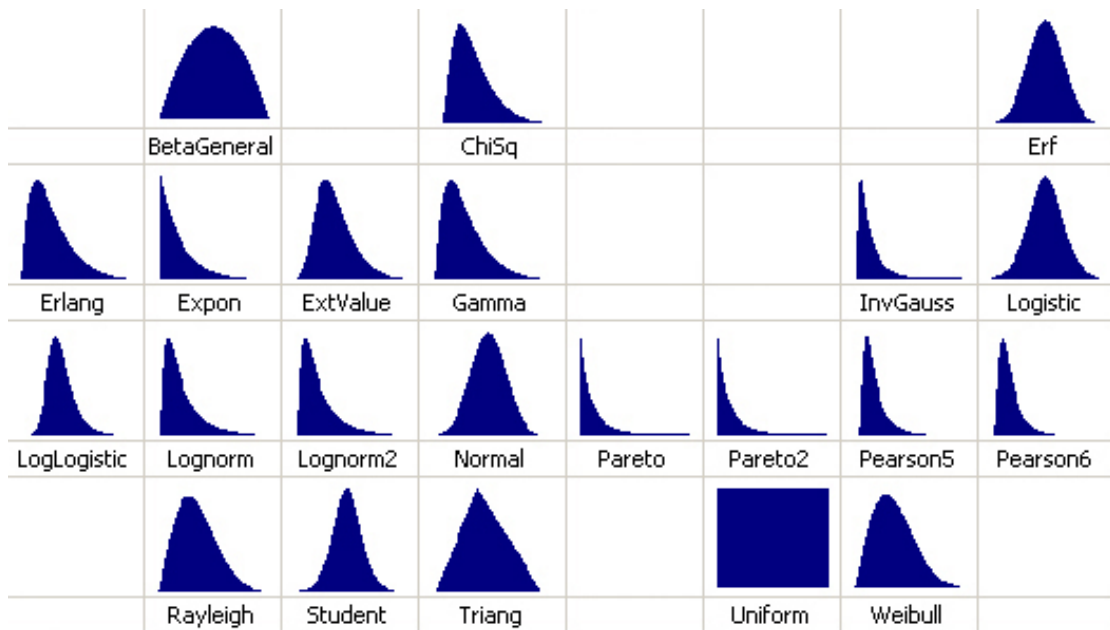
ตาราง 4.3 ค่าเฉลี่ยของผลของน้ำหนักบรรทุก μ_o และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของผลของน้ำหนักบรรทุก σ_o

$D/(D+L)$	μ_o	σ_o
0.3	0.6311	0.0779
0.4	0.6418	0.0755
0.5	0.6612	0.0654
0.6	0.6759	0.0627
0.7	0.693	0.0601
0.8	0.7108	0.0619
0.9	0.733	0.0658

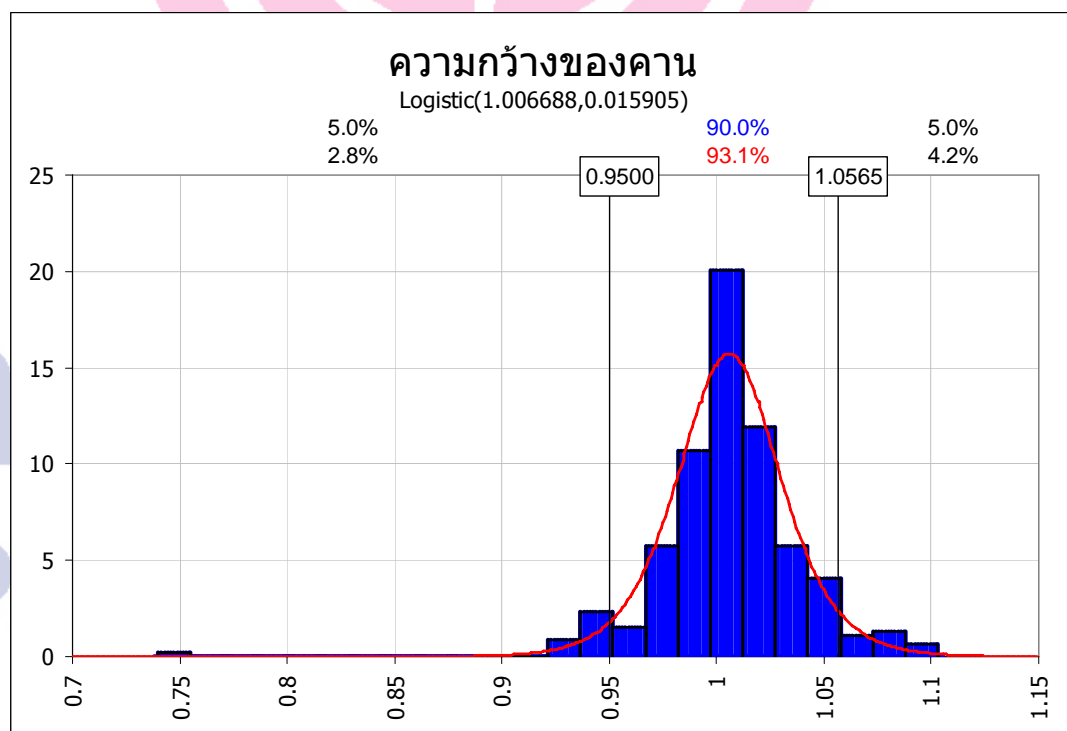
ค่าทางสถิติของผลของน้ำหนักบรรทุกในตารางที่ 4.3 นี้จะใช้ในการวิเคราะห์เพื่อเลือกตัวคูณลดกำลังที่เหมาะสมในขั้นตอนต่อไป

4.2 ผลการวิเคราะห์ข้อมูลที่มีผลต่อความสามารถในการรับแรงของชิ้นส่วนโครงสร้าง

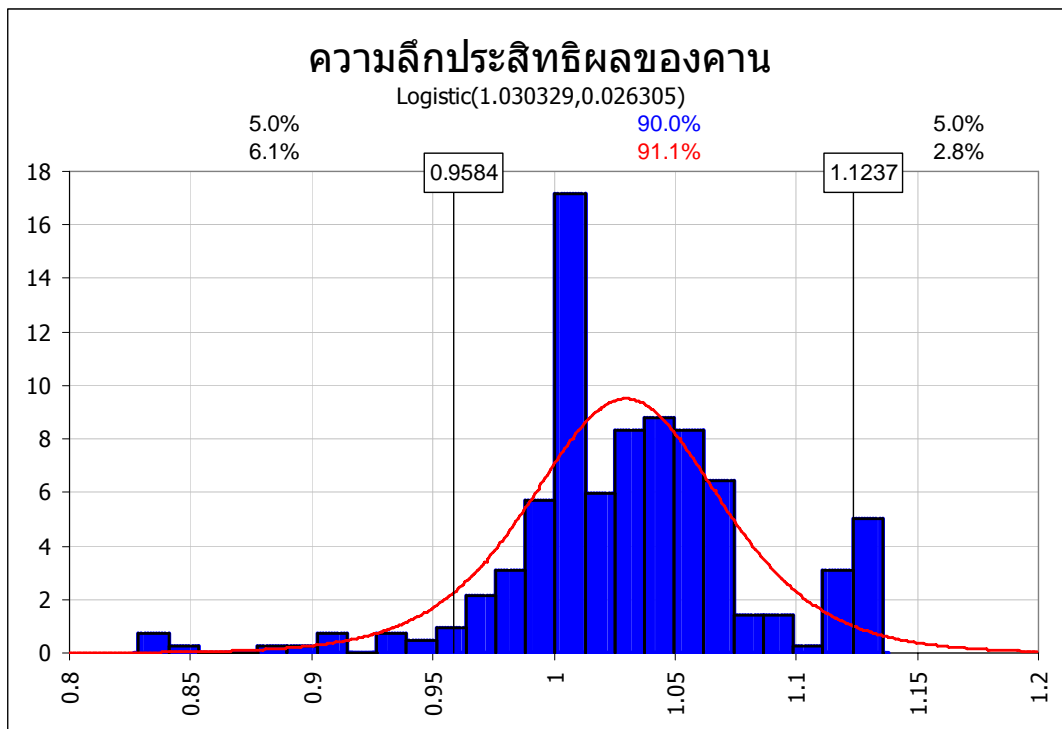
จากข้อมูลตามที่ได้รวบรวมมา นำมาคำนวณหาอัตราส่วนของค่าที่วัดได้ต่อค่าที่ระบุไว้ตามแบบหรือตามมาตรฐาน ซึ่งอัตราส่วนนี้จะใช้เป็นค่าตัวปรับหรือ Bias factor สำหรับการจำลองต่อไป จากนั้นจึงรวบรวมค่า Bias factor แล้วนำไปทดสอบเพื่อหาชนิดของการกระจายทางสถิติที่เหมาะสมที่สุด ซึ่งได้ทดลองกับการกระจายทางสถิติมาตรฐานทั้งหมด 22 ชนิดดังแสดงในภาพประกอบ 4.1 และเลือกชนิดของการกระจายที่ให้ค่า Chi-square, χ^2 ต่ำสุด จะได้ชนิดของการกระจายและกราฟแท่งความถี่ (Histogram) ของข้อมูลดังแสดงในภาพประกอบ 4.2 ถึง 4.9 ซึ่งในกราฟแท่งจะแสดงข้อมูลจริง ส่วนเส้นแสดงถึงการกระจายจาก Fit distribution



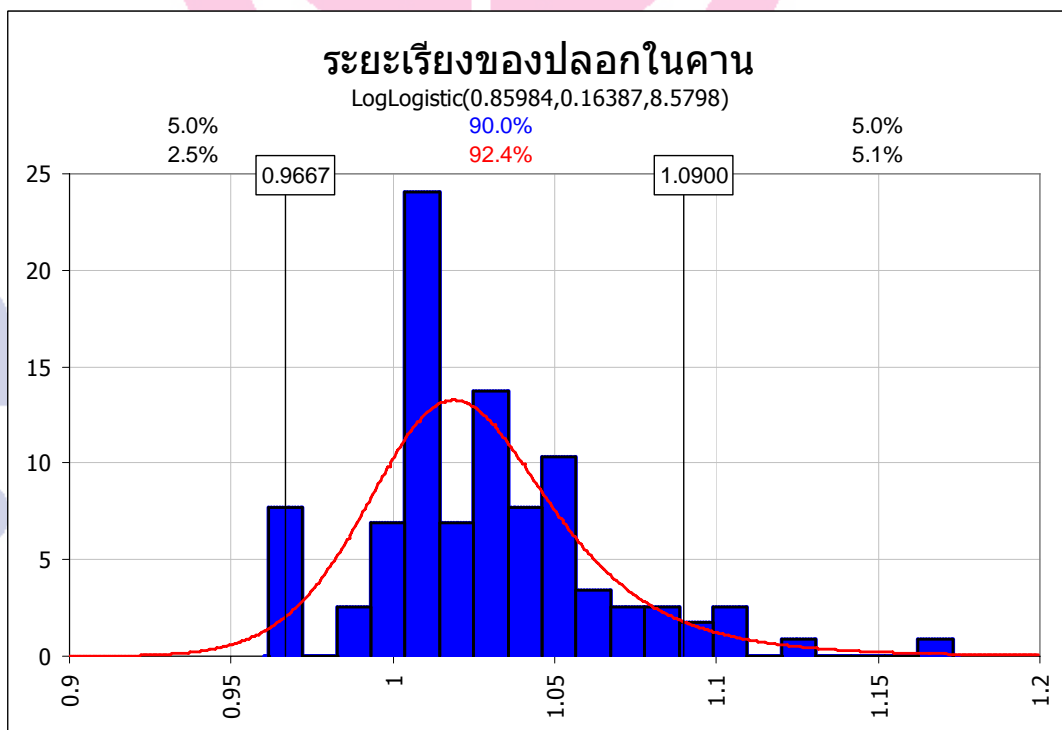
ภาพประกอบ 4.1 ชนิดของการกระจายแบบต่าง ๆ 22 แบบ ที่ใช้ใน Fit distribution



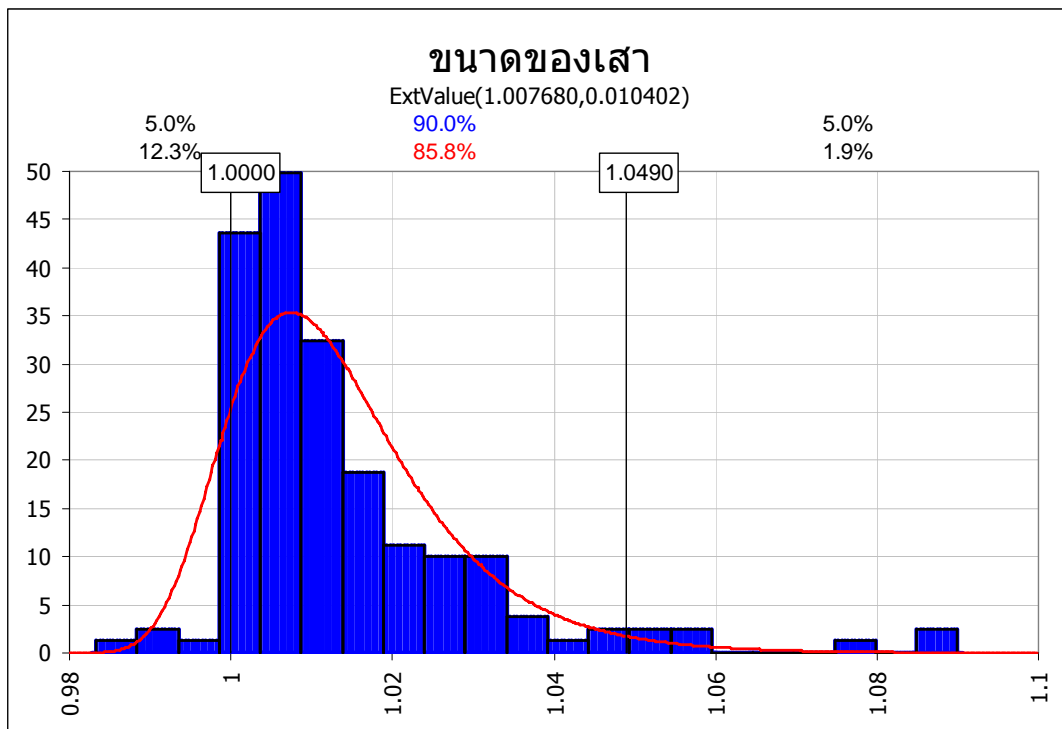
ภาพประกอบ 4.2 การกระจายความกว้างของคาน



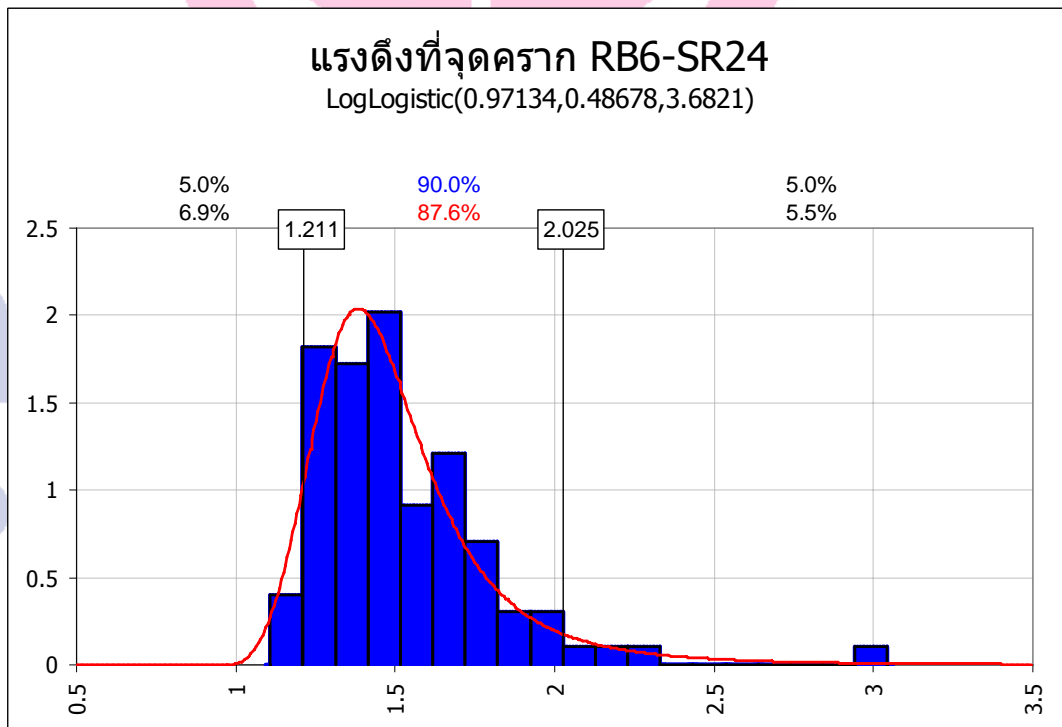
ภาพประกอบ 4.3 การกระจายความลึกประสิทธิผลของคาน



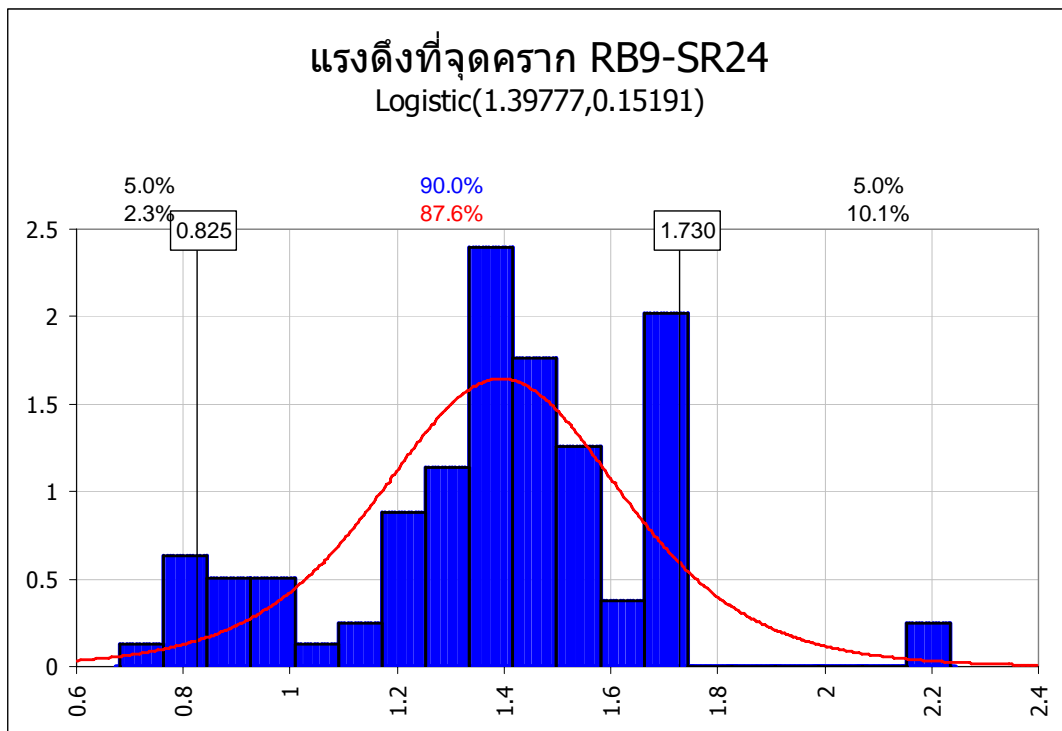
ภาพประกอบ 4.4 การกระจายระยะเรียงของปลอกในคาน



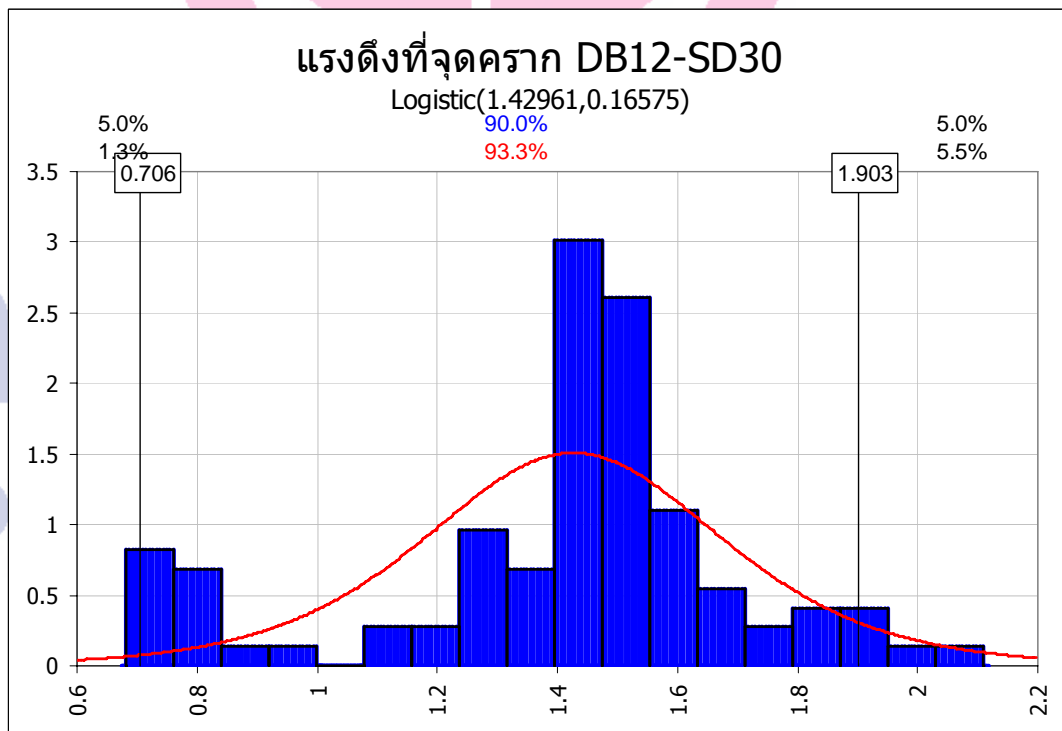
ภาพประกอบ 4.5 การกระจายขนาดของเสา



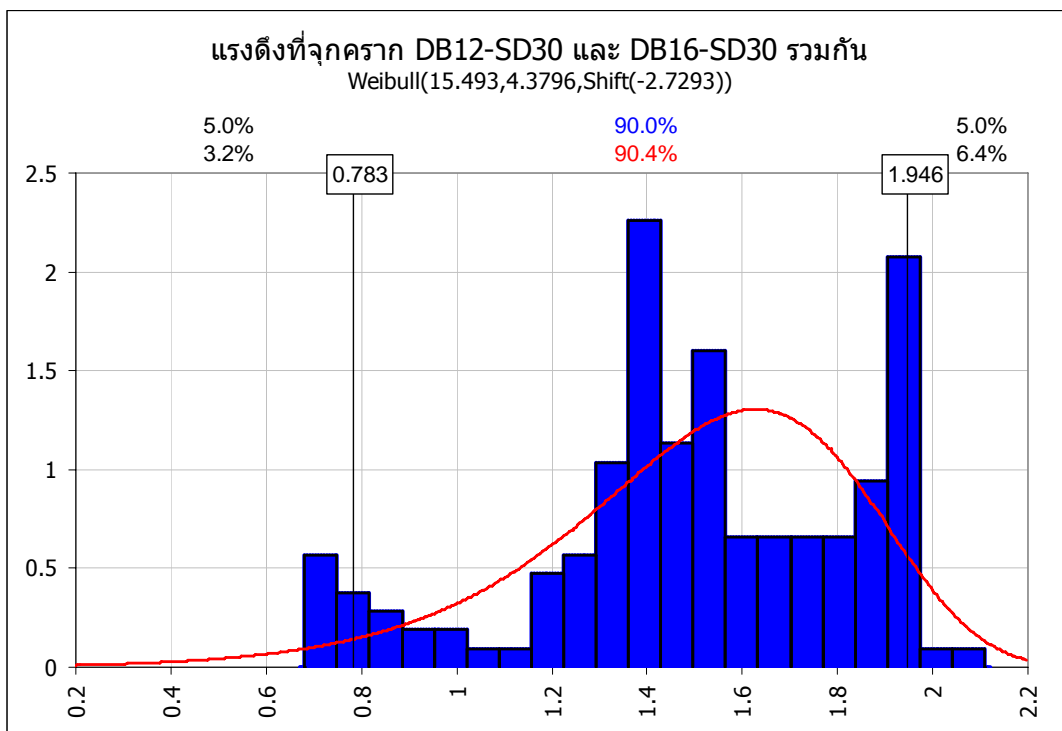
ภาพประกอบ 4.6 การกระจายแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเส้น RB6 ชั้นคุณภาพ SR24



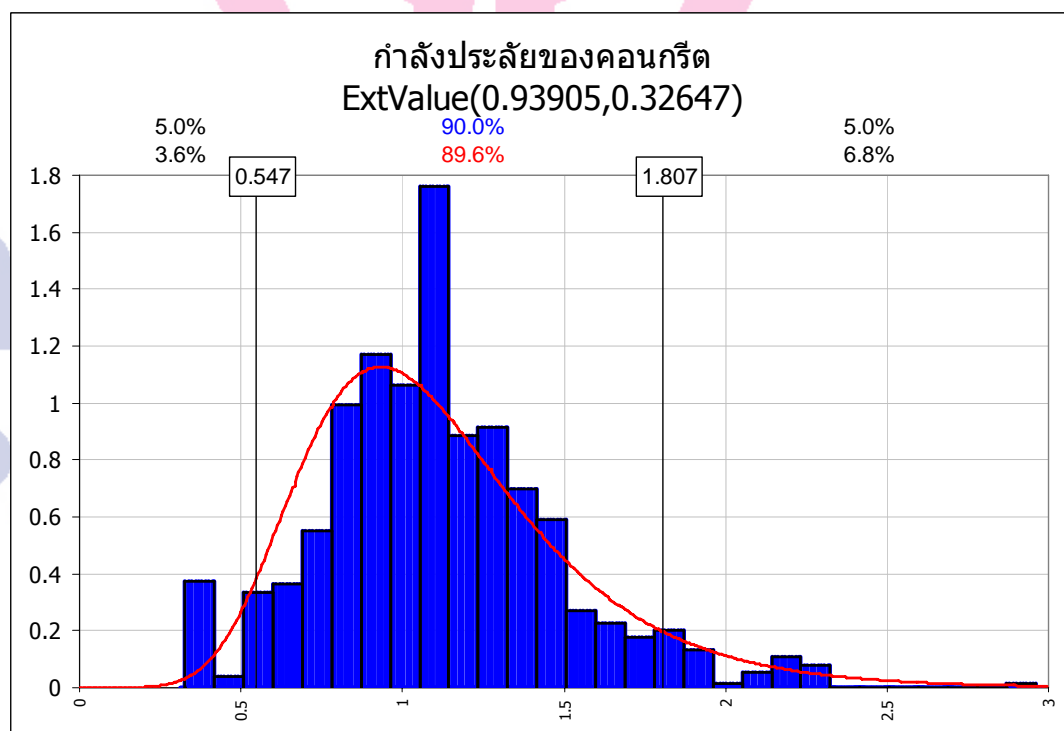
ภาพประกอบ 4.7 การกระจายแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเส้น RB9 ชั้นคุณภาพ SR24



ภาพประกอบ 4.8 การกระจายแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเส้น DB12 ชั้นคุณภาพ SD30



ภาพประกอบ 4.9 การกระจายแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเส้น DB12 และ DB16 ชั้นคุณภาพ SD30



ภาพประกอบ 4.10 การกระจายกำลังประลัยของคอนกรีตที่ 28 วัน กำลังเป้าหมาย 150 ksc

4.3 การวิเคราะห์ความเชื่อมั่นของชิ้นส่วนโครงสร้าง

ในงานวิจัยนี้ได้แบ่งประเภทของชนิดจำกัด เพื่อแยกวิเคราะห์ความเชื่อมั่นของชิ้นส่วนโครงสร้างไว้ดังนี้

1. โมเมนต์ในคาน
2. แรงเฉือนในคาน
3. แรงตามแนวแกนในเสาต้น

4.3.1 การวิเคราะห์ความเชื่อมั่นสำหรับ โมเมนต์ในคาน

เพื่อให้ตัวคุณลดกำลังที่เลือกครอบคลุมในกรณีต่าง ๆ ของคานให้มากที่สุด จากนั้นได้ทำการจำลอง คานซึ่งมีขนาด และมีอัตราส่วนเหล็กเสริมต่าง ๆ กัน โดยจำกัดอัตราส่วนความลึกต่อความกว้างในทางปฏิบัติต้องไม่น้อยกว่า 1.5 (Leet, 1991) และจำกัดความลึกของคานไม่เกิน 50 cm ดังแสดงในตารางที่ 4.4

ตาราง 4.4 ขนาดของเหล็กปลอกที่ใช้ในคานขนาดต่าง ๆ สำหรับแบบจำลองคานรับโมเมนต์ดัด

ความลึก (cm)	ความกว้าง (cm)	ขนาดของเหล็กปลอกที่ใช้					
		$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y}$	$0.25\rho_b$	$0.50\rho_b$	$0.75\rho_b$		
30	15	RB6	RB6	RB6	RB9		
	20						
40	20		RB9	RB9	RB9	RB9	
	25						
50	20			DB12	RB9	RB9	DB12
	25						
	30						
	35						

จากอัตราส่วนเหล็กเสริมทั้ง 4 กรณี ได้นำไปเลือกขนาดและจำนวนเหล็กเส้นที่ใช้ และจากขนาดเหล็กปลอกที่เลือกตามความเหมาะสมตามระยะเรียง โดยสมมุติว่ากรณี $\rho = \rho_{\min}^*$ ใช้ขนาดเหล็กปลอกในปริมาณปลอกต่ำสุด กรณี $\rho = 0.25\rho_b^{**}$ ใช้ปริมาณปลอก $V_s = 0.25V_c^{++}$ กรณี $\rho = 0.50\rho_b$ ใช้ปริมาณปลอก $V_s = 0.50V_c$ และกรณี $\rho = 0.75\rho_b$ ใช้ปริมาณปลอก $V_s = 0.75V_c$ ได้นำไปคำนวณความลึกประสิทธิภาพอย่างละเอียดตามมาตรฐาน วสท. 1008-38 กรณีคานตาดกแดดตากฝนหรือสั้มผัสดิน โดยพิจารณาระยะระหว่างเหล็กเสริมเพื่อคำนวณจำนวนเหล็กเส้นที่เรียงได้มากสุดในแต่ละแถว และนำไปเปรียบเทียบกับจำนวนเหล็กเส้นที่คำนวณได้จากอัตราส่วนเหล็กเสริมที่กำหนด หากจำนวนเหล็กเส้นที่คำนวณได้จากอัตราส่วนเหล็กเสริมที่กำหนด มีค่ามากกว่าจำนวนเหล็กเส้นที่เรียงได้มากสุดในแต่ละแถว จะต้องจัดเพิ่มจำนวนแถวอีก 1 แถว ภาพประกอบที่ 4.11 แสดงการคำนวณความลึกประสิทธิภาพสำหรับเหล็ก 1 แถวและ 2 แถว ตารางที่

* ρ คืออัตราส่วนเหล็กเสริมของหน้าตัด

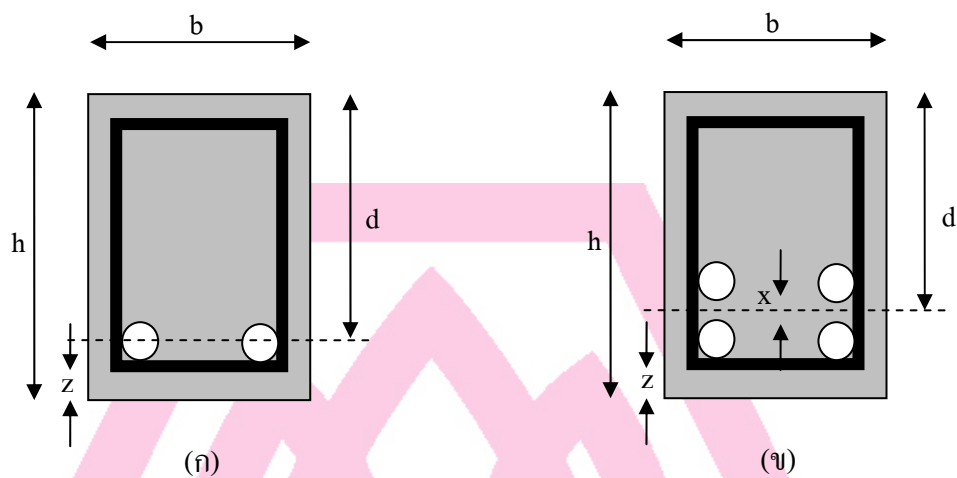
* ρ_{\min} คืออัตราส่วนเหล็กเสริมต่ำสุดที่กำหนดโดยมาตรฐาน วสท. 1008-38

** ρ_b คืออัตราส่วนเหล็กเสริมสมมูลย์

++ V_s คือความสามารถในการรับแรงเฉือนในส่วนของเหล็กปลอก

++ V_c คือความสามารถในการรับแรงเฉือนในส่วนของคอนกรีต

4.5 แสดงจำนวนเส้น ขนาด และจำนวนแถวของเหล็กเส้นที่ใช้ในคานขนาดต่าง ๆ และจากการคำนวณนี้จะได้ความลึกประสิทธิภาพแสดงไว้ในตารางที่ 4.6



$$d = h - (z + \text{ขนาดปลอก} + \text{ขนาดเหล็กตามยาว}/2)$$

$$d = h - (z + \text{ขนาดปลอก} + \text{ขนาดเหล็กตามยาว} + x/2)$$

$$z = \max(\text{ระยะหุ้มของเหล็กปลอก} + \text{ขนาดปลอก}, \text{ระยะหุ้มของเหล็กตามยาว})$$

$$x = \max(\text{ขนาดเหล็กตามยาว}, 2.5\text{cm})$$

ภาพประกอบ 4.11 การคำนวณความลึกประสิทธิภาพในคานที่ทำการจำลอง

(ก) สำหรับเหล็ก 1 แถว

(ข) สำหรับเหล็ก 2 แถว

ตาราง 4.5 จำนวนเส้น ขนาด และจำนวนแถวของเหล็กเส้นที่ใช้ในคานขนาดต่าง ๆ

ความลึก (cm)	ความกว้าง (cm)	จำนวนเส้น ขนาด / จำนวนแถวของเหล็กเส้น			
		$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y}$	$0.25\rho_b$	$0.50\rho_b$	$0.75\rho_b$
30	15	2DB12/1แถว	2DB12/1แถว	4DB12/1แถว	4DB16/1แถว
	20	3DB12/1แถว	3DB12/1แถว	3DB16/1แถว	5DB16/1แถว
40	20	3DB12/1แถว	4DB12/1แถว	4DB16/1แถว	3DB25/1แถว
	25	4DB12/1แถว	5DB12/1แถว	5DB16/1แถว	3DB25/1แถว
50	20	4DB12/1แถว	3DB16/1แถว	4DB20/1แถว	4DB25/1แถว
	25	5DB12/1แถว	4DB16/1แถว	5DB20/1แถว	4DB25/1แถว
	30	4DB16/1แถว	5DB16/1แถว	4DB25/1แถว	5DB25/1แถว
	35	4DB16/1แถว	5DB16/1แถว	4DB25/1แถว	6DB25/1แถว

ตาราง 4.6 ความลึกประสิทธิภาพที่ใช้ในคานขนาดต่าง ๆ สำหรับแบบจำลองคานรับโมเมนต์ดัด

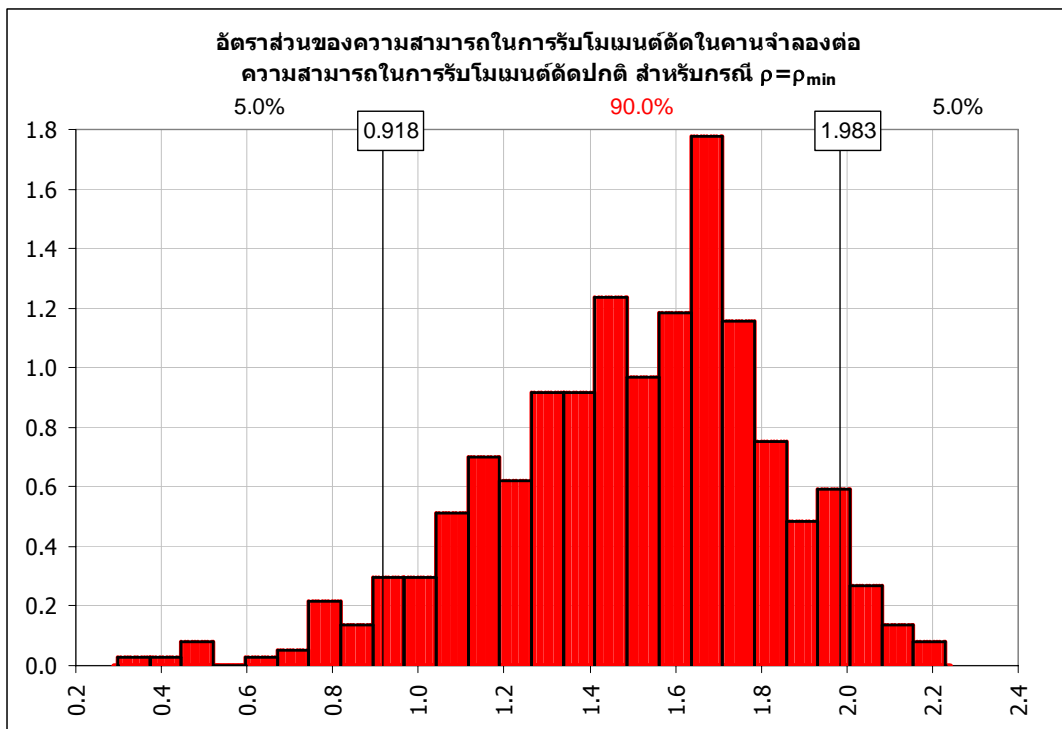
ความลึก (cm)	ความกว้าง (cm)	ความลึกประสิทธิภาพที่คำนวณอย่างละเอียด (cm)			
		$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y}$	$0.25\rho_b$	$0.50\rho_b$	$0.75\rho_b$
30	15	24.80	24.80	22.95	22.55
	20			24.60	
40	20	34.50	32.65	32.25	31.35
	25			31.35	
50	20	42.65	44.30	41.75	41.35
	25			41.35	
	30			41.35	
	35	44.30	43.75	51.05	
	45	54.00	53.80		
	50		53.55		53.55
55					
60					

จากความกว้างของคาน ความลึกประสิทธิภาพ ตามตารางที่ 4.6 และปริมาณและชั้นคุณภาพของเหล็กเสริมที่ใช้ตามตารางที่ 4.5 ผู้วิจัยได้คำนวณความสามารถในการรับโมเมนต์คัตจากสูตรในสมการที่ (4.1) และ (4.2)

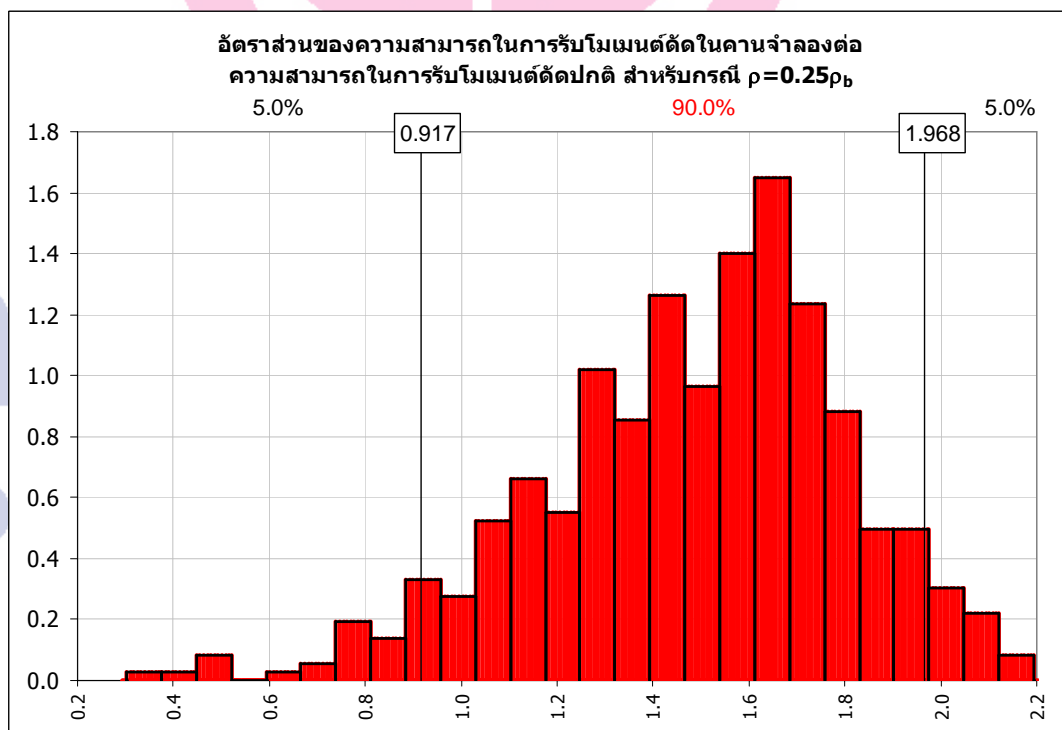
$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (4.1)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (4.2)$$

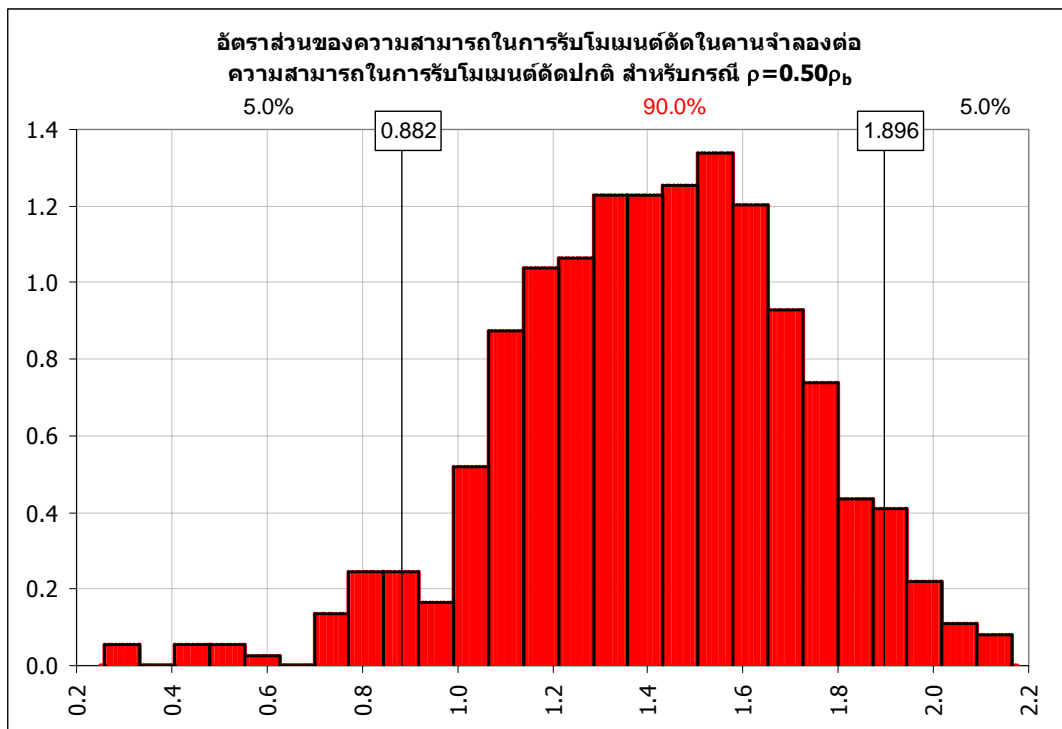
จากการกระจายทางสถิติมาตรฐาน Bias Factor ซึ่งในกรณีการจำลองเพื่อหาความสามารถในการรับโมเมนต์คัตของคาน จะประกอบด้วย Bias Factor ของความกว้างของคาน (ภาพประกอบที่ 4.1) ความลึกประสิทธิภาพของคาน (ภาพประกอบที่ 4.2) แรงดึงที่จุดครากของเหล็กเส้นซึ่งใช้เป็นการกระจายทางสถิติรวมของเหล็กเส้นขนาด DB12 และ DB16 (ภาพประกอบที่ 4.8) และกำลังอัดประลัยของคอนกรีต (ภาพประกอบที่ 4.9) และได้คำนวณความสามารถในการรับโมเมนต์คัต จากสูตรในสมการที่ (4.1) และ (4.2) ของคานแต่ละขนาดในการจำลองมอนติคาร์โล โดยใช้โปรแกรม @Risk 5.5 for Excel (ใช้จำนวน Iterations=500 Simulations=100) ซึ่งจะได้การกระจายทางสถิติของความสามารถในการรับโมเมนต์คัต ซึ่งสามารถแยกออกได้เป็น 4 กรณีตามอัตราส่วนเหล็กเสริม ρ_{\min} $0.25\rho_b$ $0.50\rho_b$ และ $0.75\rho_b$ ได้ดังแสดงในภาพประกอบที่ 4.12 ถึง 4.15



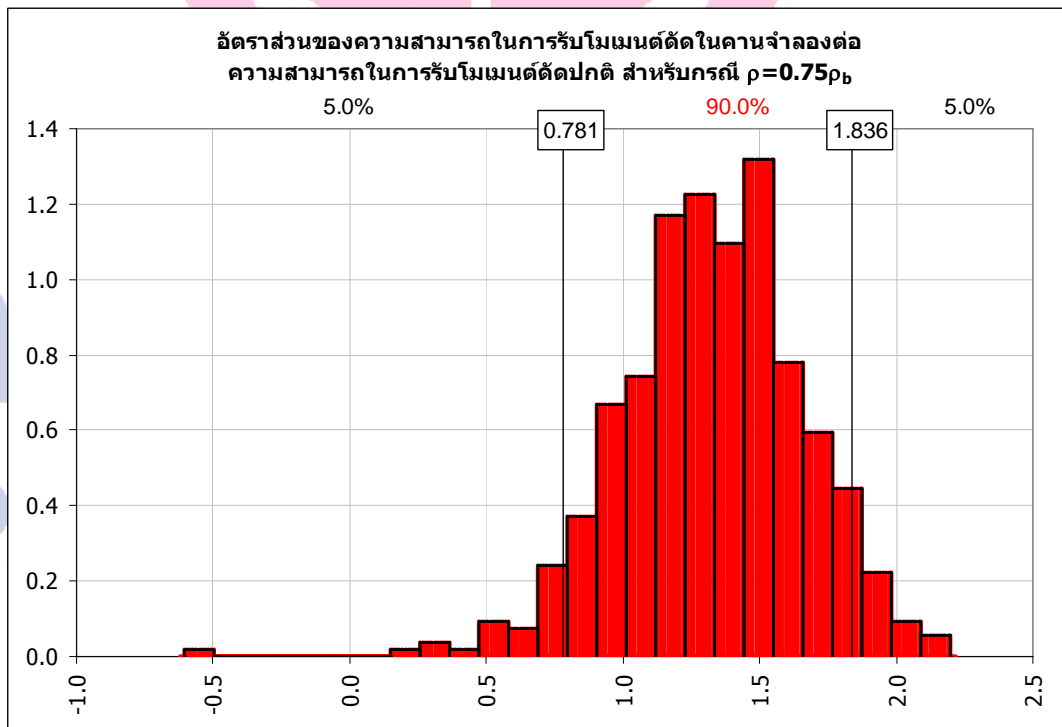
ภาพประกอบ 4.12 อัตราส่วนของความสามารถในการรับโมเมนต์ตัดในคานจำลองต่อ
ความสามารถในการรับโมเมนต์ตัดปกติ กรณี $\rho = \rho_{\min}$



ภาพประกอบ 4.13 อัตราส่วนของความสามารถในการรับโมเมนต์ตัดในคานจำลองต่อ
ความสามารถในการรับโมเมนต์ตัดปกติ กรณี $\rho = 0.25\rho_b$



ภาพประกอบ 4.14 อัตราส่วนของความสามารถในการรับโมเมนต์ตัดในคานจำลองต่อ
ความสามารถในการรับโมเมนต์ตัดปกติ กรณี $\rho = 0.50\rho_b$



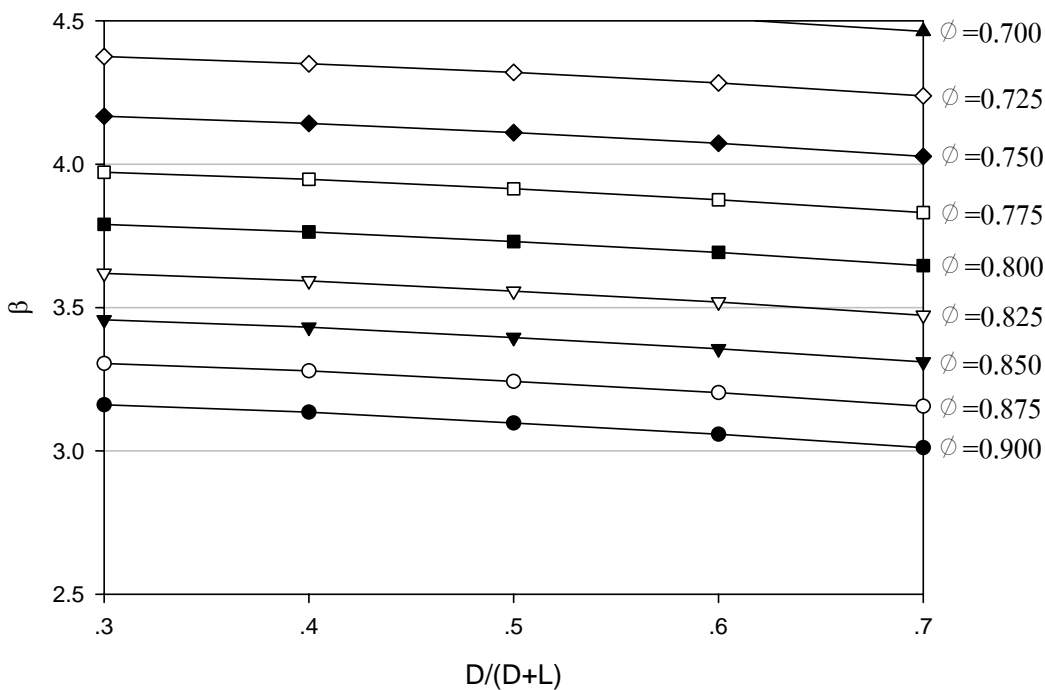
ภาพประกอบ 4.15 อัตราส่วนของความสามารถในการรับโมเมนต์ตัดในคานจำลองต่อ
ความสามารถในการรับโมเมนต์ตัดปกติ กรณี $\rho = 0.75\rho_b$

จากภาพประกอบที่ 4.12 ถึง 4.15 นำมาสรุปเป็นค่าเฉลี่ยและค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของ Bias Factor ของความสามารถในการรับโมเมนต์คัตในคานจากการจำลอง และนำมาปรับด้วย Professional Factor ตามสมการที่ (3.5) ถึง (3.7) โดยใช้ค่า Professional Factor ที่แสดงในตารางที่ 3.5 จะได้ผลดังแสดงไว้ในตารางที่ 4.7

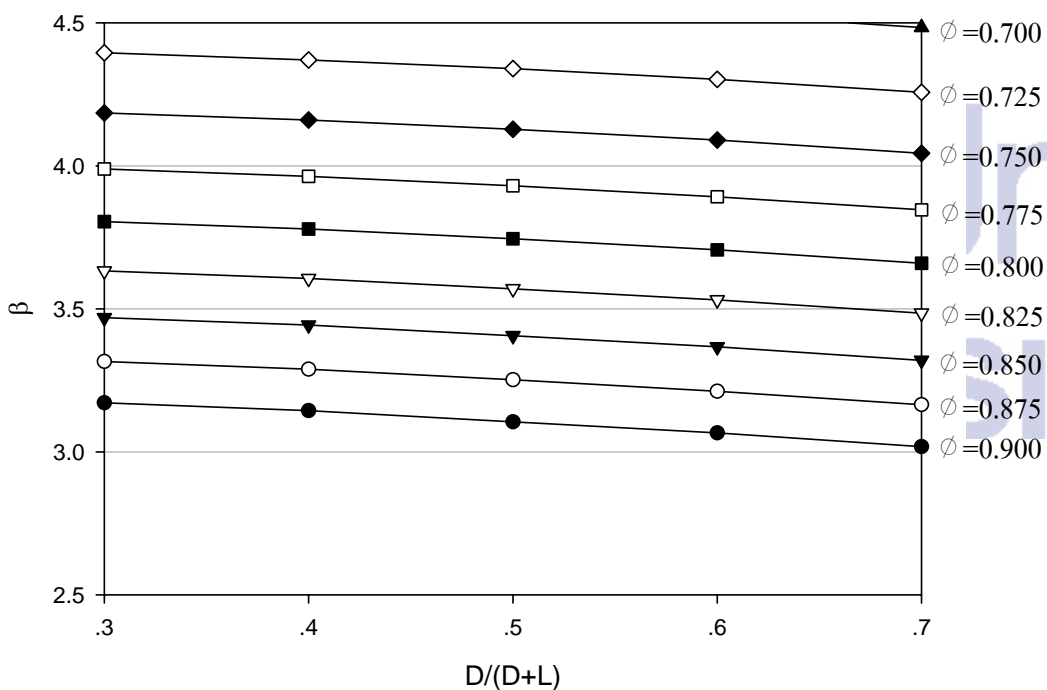
ตารางที่ 4.7 ค่าเฉลี่ยและค่า COV ของอัตราส่วนของความสามารถในการรับโมเมนต์ต่อความสามารถในการรับโมเมนต์ปกติ ในคานที่ได้จากการจำลอง และที่ปรับแก้ด้วยค่า Professional Factor แล้ว

อัตราส่วน เหล็กเสริม ρ	การจำลอง		ปรับแก้ด้วยค่า Professional Factor แล้ว	
	ค่าเฉลี่ย μ_R	COV V_R	ค่าเฉลี่ย μ_R^*	COV V_R^*
ρ_{\min}	1.5003	0.3236	1.5303	0.3291
$0.25\rho_b$	1.4849	0.3168	1.5146	0.3224
$0.50\rho_b$	1.4112	0.3043	1.4394	0.3102
$0.75\rho_b$	1.3241	0.3338	1.3506	0.3391

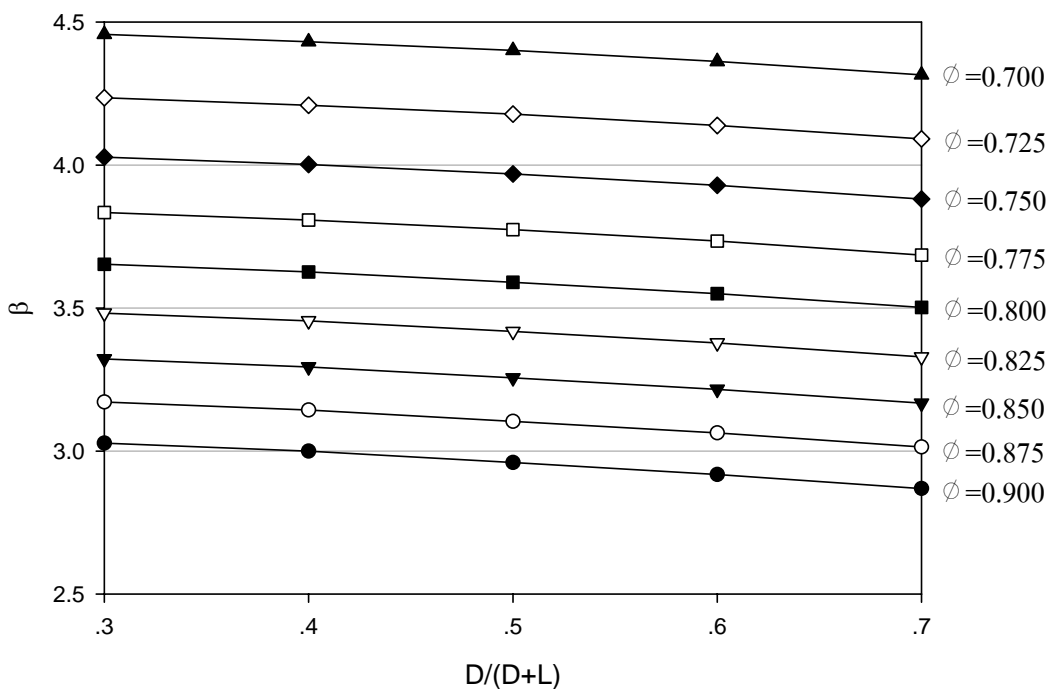
เมื่อได้ค่าทางสถิติของความสามารถในการรับโมเมนต์คัตในคาน ในตารางที่ 4.7 แล้ว ใช้สูตรสมการที่ 3.8 เพื่อหาค่าดัชนีความเชื่อมั่น β สำหรับอัตราส่วน $D/(D+L)$ ที่แตกต่างกันในช่วง 0.0 ถึง 1.0 นำมาเขียนกราฟ สำหรับกรณีอัตราส่วนเหล็กเสริม $\rho = \rho_{\min}$, $0.25\rho_b$, $0.50\rho_b$ และ $0.75\rho_b$ ได้ในภาพประกอบที่ 4.16 ถึง 4.19 ตามลำดับ



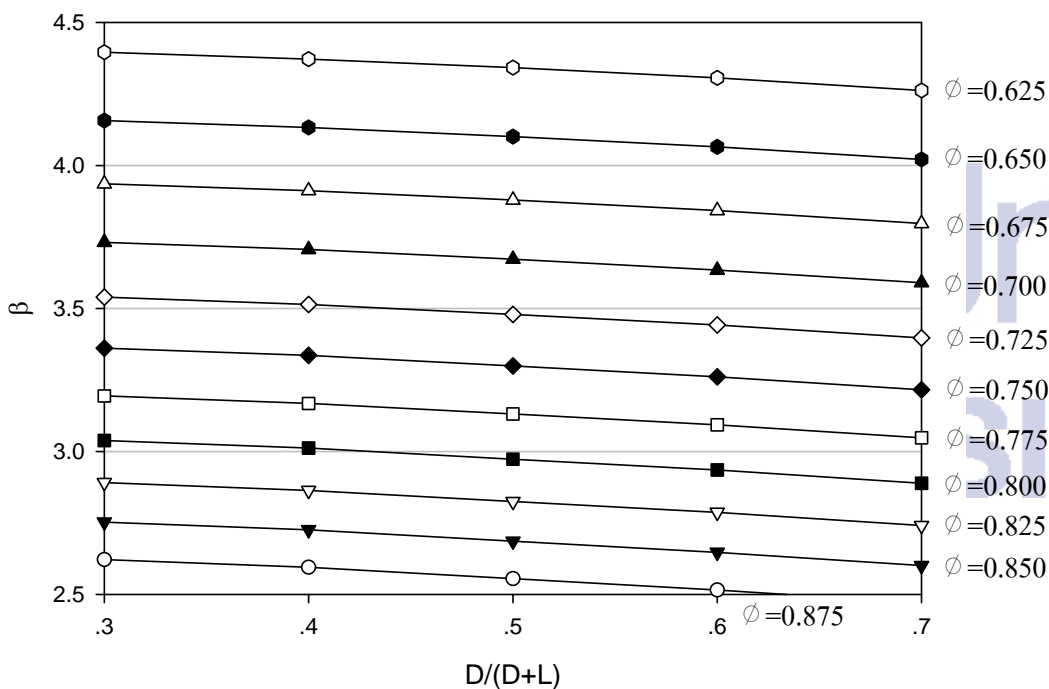
ภาพประกอบที่ 4.16 คำนวณความเชื่อมั่น β ของคานรับโมเมนต์ กรณี $\rho = \rho_{min}$



ภาพประกอบที่ 4.17 คำนวณความเชื่อมั่น β ของคานรับโมเมนต์ กรณี $\rho = 0.25\rho_b$



ภาพประกอบที่ 4.18 ดัชนีความเชื่อมั่น β ของคานรับโมเมนต์ กรณี $\rho = 0.50\rho_b$



ภาพประกอบที่ 4.19 ดัชนีความเชื่อมั่น β ของคานรับโมเมนต์ กรณี $\rho = 0.75\rho_b$

จากภาพประกอบที่ 4.16 ถึง 4.19 จะเลือกค่าตัวคูณลดกำลัง ϕ ที่ทำให้ดัชนีความเชื่อมแน่น β ใกล้เคียงกับดัชนีความเชื่อมแน่นเป้าหมาย β_T เมื่อใช้อัตราส่วนน้ำหนักบรรทุกตายตัวต่อน้ำบรรทุกทั้งหมดเป็นค่ากลางคือ $D/(D+L)=0.5$ ซึ่งเป็นค่าที่อยู่กึ่งกลางระหว่างช่วงในทางปฏิบัติของคาน $0.3 \leq D/(D+L) \leq 0.7$ ได้ดังในตารางที่ 4.8

ตารางที่ 4.8 ค่าตัวคูณลดกำลัง ϕ ที่ทำให้ดัชนีความเชื่อมแน่น β ใกล้เคียงกับดัชนีความเชื่อมแน่นเป้าหมาย β_T เมื่อใช้ $D/(D+L)$ เป็นค่ากลางคือ 0.5

อัตราส่วนเหล็กเสริม ρ	$\beta_T = 3.54$ (Szerszen, M. M. and Nowak, 2003)
ρ_{\min}	0.825
$0.25\rho_b$	0.825
$0.50\rho_b$	0.800
$0.75\rho_b$	0.725
ค่าเฉลี่ย	0.794

4.3.2 การวิเคราะห์ความเชื่อมแน่นสำหรับแรงเฉือนในคาน

ได้กำหนดให้การจำลองคานรับแรงเฉือน โดยครอบคลุมอัตราส่วนความสามารถในการรับแรงเฉือนของเหล็กปลอกต่อความสามารถในการรับแรงเฉือนของคอนกรีต V_s/V_c ซึ่งค่าของ V_s ตามมาตรฐานจะอยู่ในช่วงตั้งแต่ $V_{s,\min}$ ซึ่งกำหนดโดย $A_{v,\min} = \frac{3.5b_w s}{f_{yr}}$ จนไปถึงค่า $V_{s,\max} = 2.1\sqrt{f'_c}b_w d$ แต่ในทางปฏิบัติ ผู้วิจัยได้ทดลองเพิ่มค่า V_s/V_c จนไปถึง 1.0 จะต้องใช้ปลอกขนาด DB12 ซึ่งถือว่าใหญ่มากแล้วสำหรับเหล็กปลอก และระยะเรียง s ต่ำสุดได้ลดลงไปเหลือเพียง 6 cm ซึ่งถือว่าดีมาก ดังนั้นในการจำลองนี้จึงเลือกใช้ค่า V_s/V_c ในเชิงปฏิบัติในช่วง $V_{s,\min}$ จนไปถึง $V_s/V_c = 1.0$ ซึ่งได้สมมุติขนาดและจำนวนเหล็กเส้นที่ใช้ และจากขนาดเหล็กปลอกที่เลือกตามความเหมาะสมตามระยะเรียงดังแสดงในตารางที่ 4.9 โดยสมมุติว่ากรณี $V_{s,\min}$ ใช้อัตราส่วนเหล็กเสริม $\rho = \rho_{\min}$ กรณี $V_s/V_c = 0.5$ ใช้ $\rho = 0.25\rho_b$ กรณี $V_s/V_c = 0.75$ ใช้ $\rho = 0.50\rho_b$ และกรณี $V_s/V_c = 1.0$ ใช้ $\rho = 0.75\rho_b$ ได้นำไปคำนวณความลึกประสิทธิภาพอย่างละเอียดเช่นเดียวกับการจำลองคานรับโมเมนต์ดัดดังแสดงในตารางที่ 4.10

ตาราง 4.9 ขนาดและระยะเรียงของเหล็กปลอกที่ใช้ในคานขนาดต่าง ๆ สำหรับแบบจำลองคานรับแรงเฉือน *

ความลึก (cm)	ความกว้าง (cm)	ขนาด (mm) และระยะเรียงของเหล็กปลอก (cm)			
		$A_{v,min} = \frac{3.5b_w s}{f_{yr}}$	$\frac{V_s}{V_c} = 0.5$	$\frac{V_s}{V_c} = 0.75$	$\frac{V_s}{V_c} = 1.0$
30	15	RB6@12.40	RB6@12.40	RB9@12.25	DB12@12.00
	20	RB6@12.12	RB6@12.12	RB9@12.15	DB12@12.00
40	20	RB9@17.25	RB9@17.25	RB9@13.85	DB12@16.78
	25	RB9@17.25	RB9@17.25	DB12@17.00	DB12@14.77
50	20	RB9@22.25	RB9@22.15	RB9@13.85	DB12@18.47
	25	RB9@21.81	RB9@21.81	DB12@21.90	DB12@14.77
	30	RB9@18.18	RB9@18.18	DB12@21.78	DB12@12.31
	35	RB9@15.58	RB9@15.58	DB12@18.76	DB12@10.55

* ใช้ระยะเรียงที่คำนวณได้จากสูตรคำนวณ โดยไม่มีการปิดเศษ เนื่องจากต้องการความต่อเนื่องของปริมาณที่จะใช้ในการวิเคราะห์ความสามารถในการรับแรงเฉือน

ตาราง 4.10 ความลึกประสิทธิภาพที่ใช้ในคานขนาดต่าง ๆ สำหรับแบบจำลองคานรับรับแรงเฉือน

ความลึก (cm)	ความกว้าง (cm)	ความลึกประสิทธิภาพที่คำนวณอย่างละเอียด (cm)			
		$A_{v,min} = \frac{3.5b_w s}{f_{yr}}$	$\frac{V_s}{V_c} = 0.5$	$\frac{V_s}{V_c} = 0.75$	$\frac{V_s}{V_c} = 1.0$
30	15	24.80	24.80	24.50	24.00
	20			24.30	
40	20	34.50	34.50	34.30	33.55
	25			34.00	
50	20	45.50	44.30	42.10	43.55
	25			43.80	
	30	44.30		43.55	
	35				
50					

จากความกว้างของคาน ความลึกประสิทธิภาพ ตามตารางที่ 4.10 และขนาดและระยะเรียงของเหล็กปลอกที่ใช้ตามตารางที่ 4.5 ผู้วิจัยได้คำนวณความสามารถในการรับแรงเฉือนจากสูตรในสมการที่ (4.3) ถึง (4.5)

$$V_n = V_c + V_s \quad (4.3)$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_w d \quad (4.4)$$

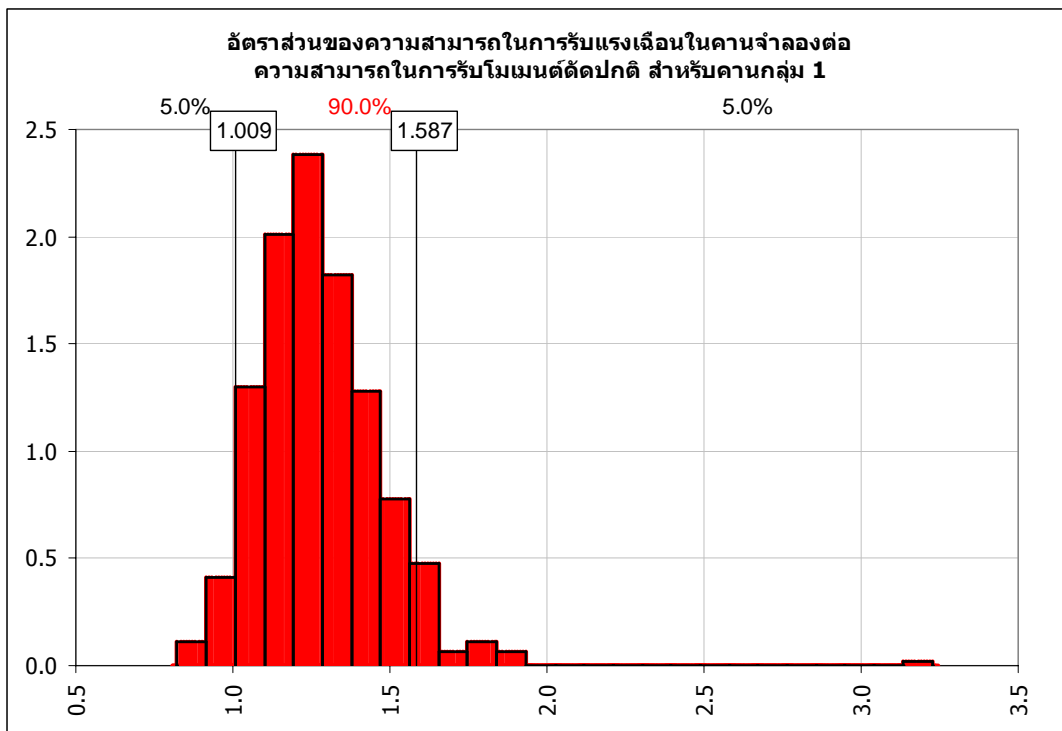
$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (4.5)$$

จากการกระจายทางสถิติมาตรฐาน Bias Factor ซึ่งในกรณีการจำลองเพื่อหาความสามารถในการรับแรงเฉือนในคาน จะประกอบด้วย Bias Factor ของความกว้างของคาน (ภาพประกอบที่ 4.1) ความลึกประสิทธิภาพของคาน (ภาพประกอบที่ 4.2) ระยะเรียงของเหล็กปลอก (ภาพประกอบที่ 4.3) แรงดึงที่จุดครากของเหล็กเส้นซึ่งใช้เป็นการกระจายทางสถิติของเหล็กเส้นขนาด RB6 (ภาพประกอบที่ 4.8) RB9 (ภาพประกอบที่ 4.9) และ DB12 (ภาพประกอบที่ 4.10) (ใช้การกระจายของเหล็กแต่ละขนาดขึ้นอยู่กับขนาดของเหล็กปลอกที่ใช้ในแต่ละกรณี) ผู้วิจัยได้คำนวณความสามารถในการรับแรงเฉือน จากสูตรในสมการที่ (4.3) ถึง (4.4) ของคานแต่ละขนาดในการจำลองมอนติคาร์โล (Monte Carlo Simulation) โดยใช้โปรแกรม @Risk 5.5 for Excel (ปรับตั้งจำนวน Iterations=500 Simulations=100) ซึ่งจะได้การกระจายทางสถิติของความสามารถในการรับโมเมนต์คัต ซึ่งสามารถแยกออกได้เป็น 6 กลุ่ม ดังแสดงในตารางที่ 4.11

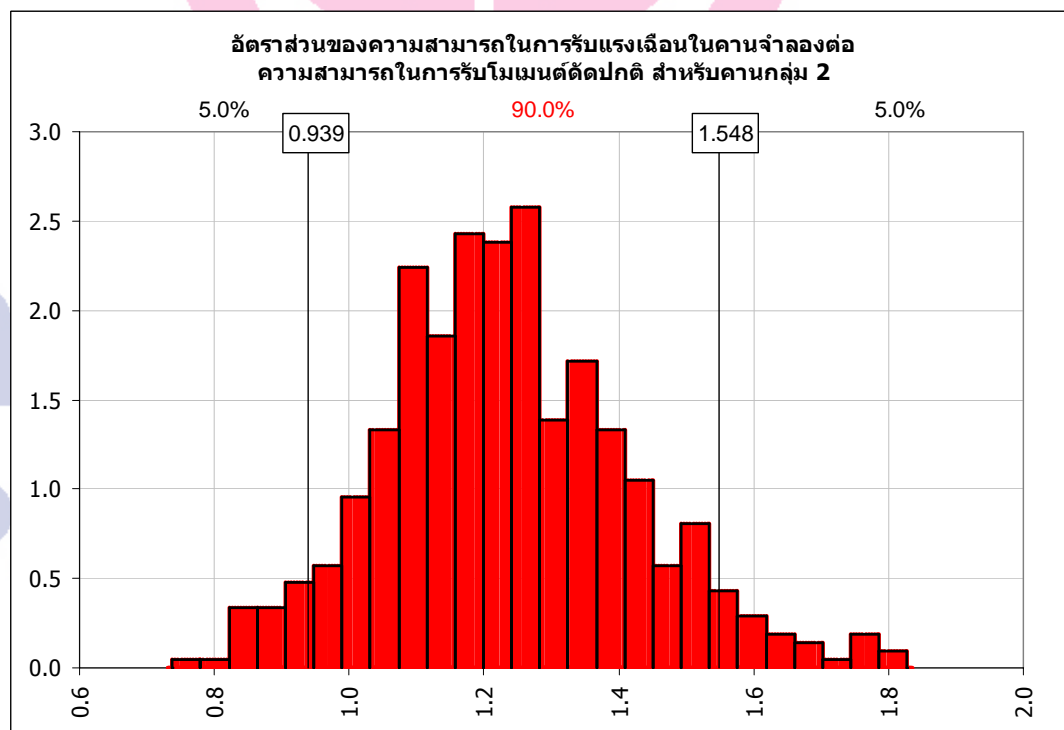
ตารางที่ 4.11 กลุ่มของขนาดคานต่าง ๆ ที่ให้ผลของการกระจายทางสถิติของความสามารถในการรับแรงเฉือนที่แตกต่างกัน

ความลึก (cm)	ความกว้าง (cm)	ความลึกประสิทธิภาพที่คำนวณอย่างละเอียด (cm)			
		$A_{v,min} = \frac{3.5b_w s}{f_{yr}}$	$\frac{V_s}{V_c} = 0.5$	$\frac{V_s}{V_c} = 0.75$	$\frac{V_s}{V_c} = 1.0$
30	15	กลุ่ม 1		กลุ่ม 3	กลุ่ม 5
	20				
40	20	กลุ่ม 2		กลุ่ม 4	
	25			กลุ่ม 3	
50	20	กลุ่ม 2		กลุ่ม 4	
	25				
	30				
	35				
	50				

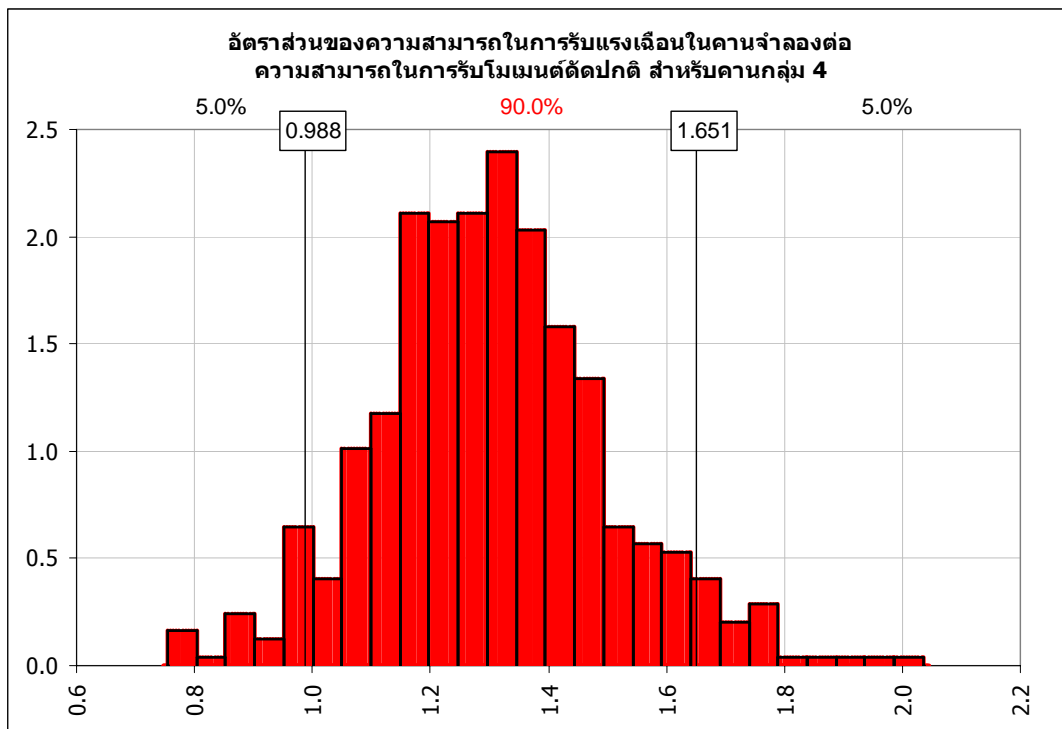
ภาพประกอบที่ 4.20 ถึง 4.24 แสดงการกระจายทางสถิติของอัตราส่วนความสามารถในการรับแรงเฉือนในคานที่จำลองได้ต่อความสามารถในการรับแรงเฉือนปกติที่แตกต่างกันจากคานขนาดต่าง ๆ ทั้ง 5 กลุ่ม



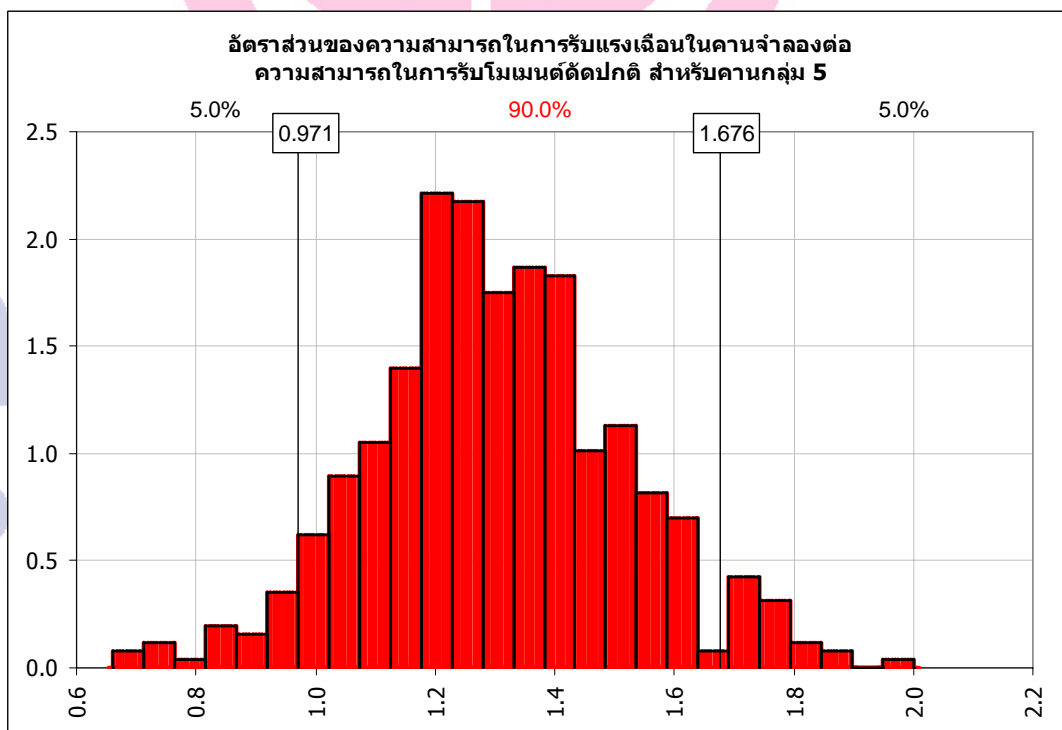
ภาพประกอบที่ 4.20 อัตราส่วนความสามารถในการรับแรงเฉือนในคานที่จำลองได้ต่อ
ความสามารถในการรับแรงเฉือนปกติ สำหรับคาน กลุ่ม 1



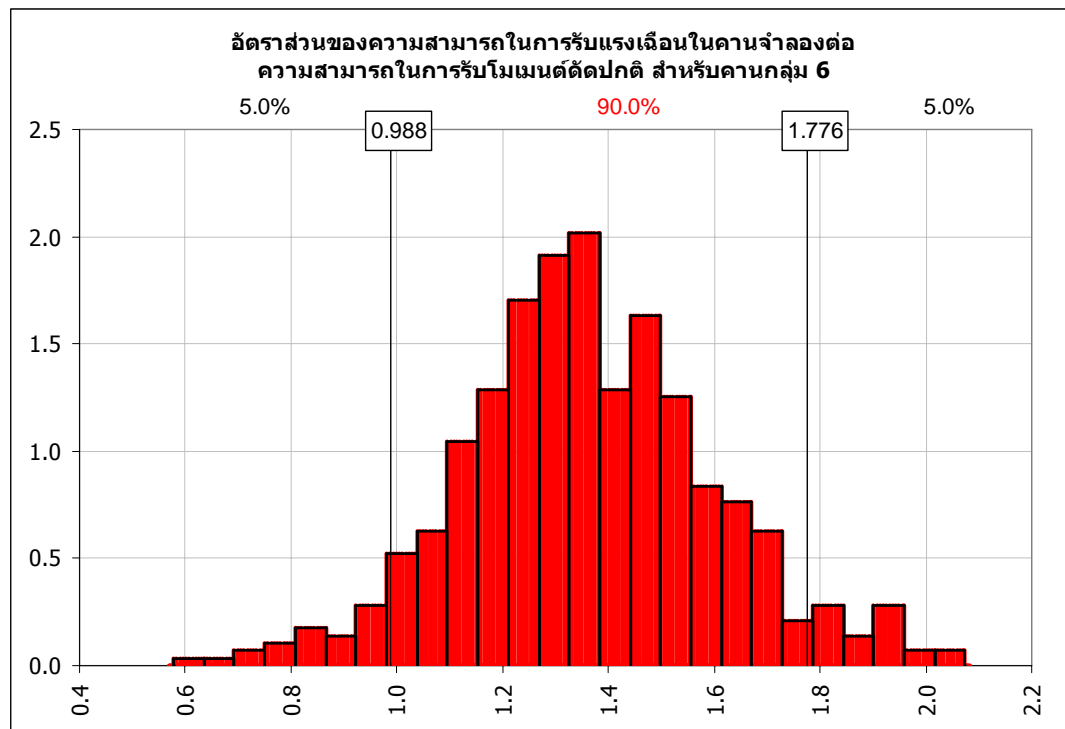
ภาพประกอบที่ 4.21 อัตราส่วนความสามารถในการรับแรงเฉือนในคานที่จำลองได้ต่อ
ความสามารถในการรับแรงเฉือนปกติ สำหรับคาน กลุ่ม 2



ภาพประกอบที่ 4.22 อัตราส่วนความสามารถในการรับแรงเฉือนในคานที่จำลองได้ต่อ
ความสามารถในการรับแรงเฉือนดัดปกติ สำหรับคาน กลุ่ม 3



ภาพประกอบที่ 4.23 อัตราส่วนความสามารถในการรับแรงเฉือนในคานที่จำลองได้ต่อ
ความสามารถในการรับแรงเฉือนดัดปกติ สำหรับคาน กลุ่ม 4

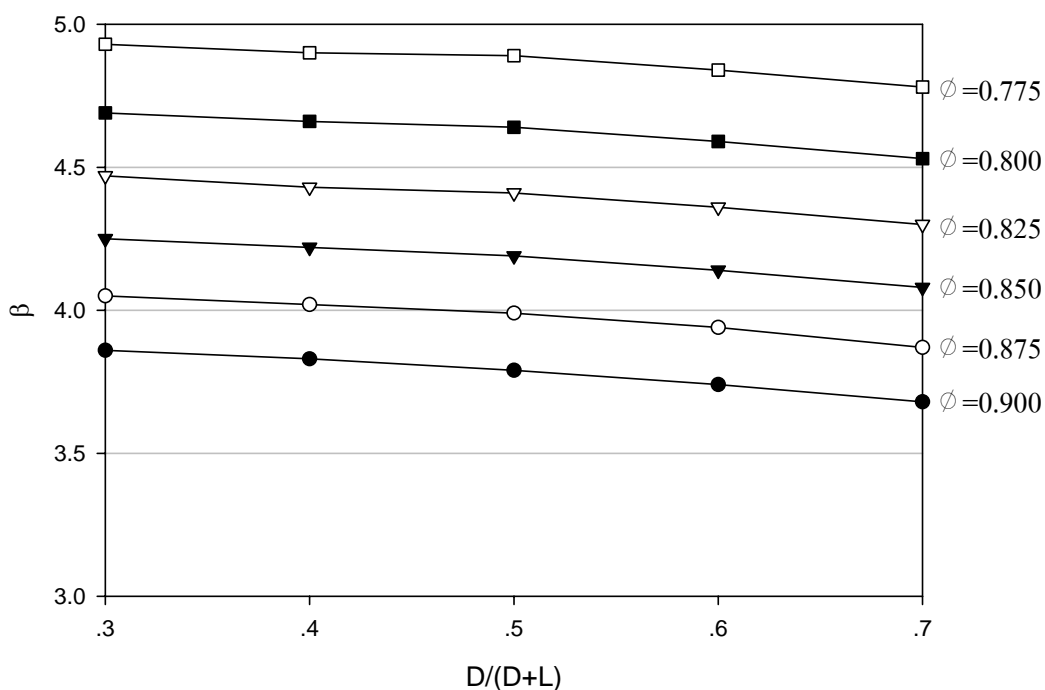


ภาพประกอบที่ 4.24 อัตราส่วนความสามารถในการรับแรงเฉือนในคานที่จำลองได้ต่อ
ความสามารถในการรับแรงเฉือนปกติ สำหรับคาน กลุ่ม 5

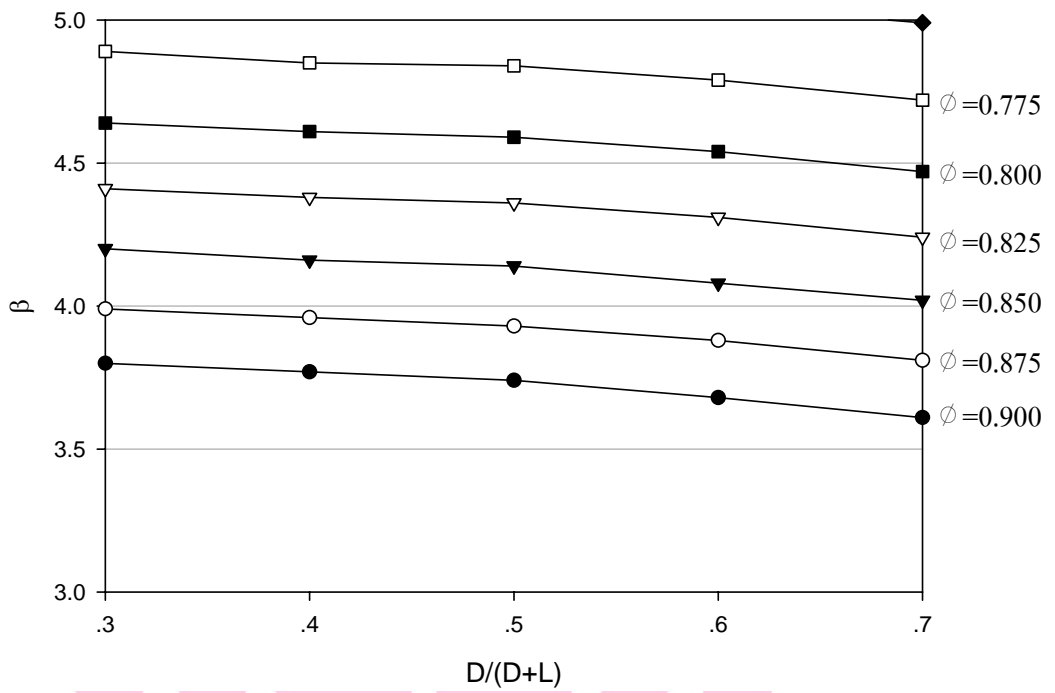
ตารางที่ 4.12 ค่าเฉลี่ยและค่า COV ของอัตราส่วนของความสามารถในการรับแรงเฉือนต่อ
ความสามารถในการรับแรงเฉือนปกติ ในคานที่ได้จากการจำลอง และที่ปรับแก้ด้วยค่า
Professional Factor แล้ว

กลุ่ม	การจำลอง		ปรับแก้ด้วยค่า Professional Factor แล้ว	
	ค่าเฉลี่ย μ_R	COV V_R	ค่าเฉลี่ย μ_R^*	COV V_R^*
1	1.2589	0.1907	1.3533	0.2122
2	1.2189	0.1798	1.3103	0.2024
3	1.2846	0.1881	1.3809	0.2098
4	1.3123	0.2236	1.4107	0.2422
5	1.3751	0.2548	1.4782	0.2712

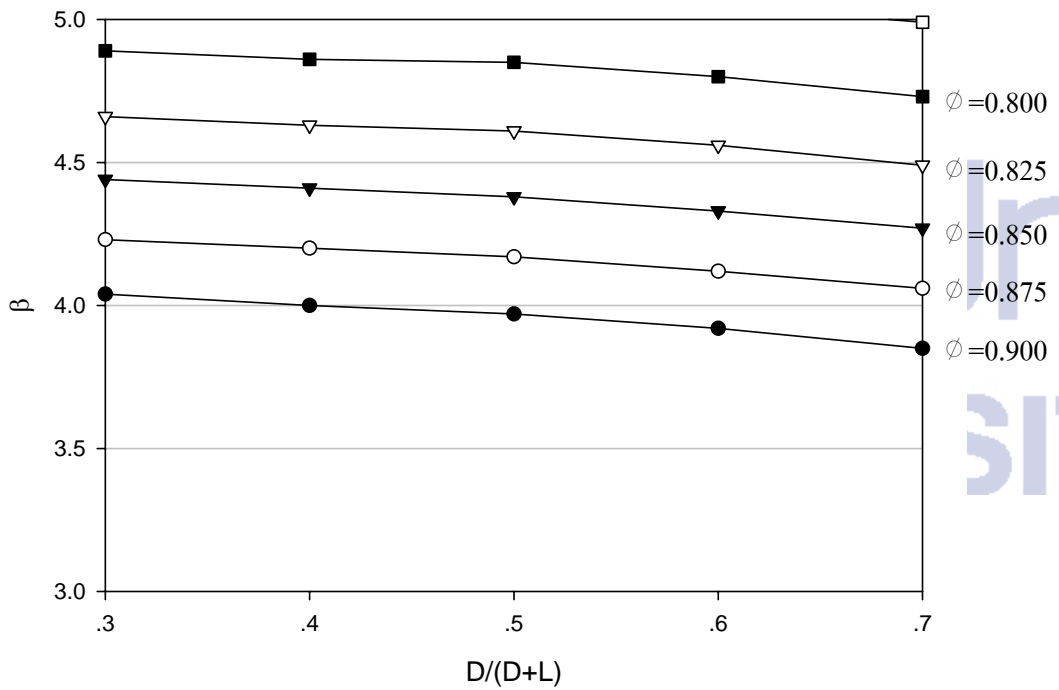
เมื่อได้ค่าทางสถิติของความสามารถในการรับแรงเฉือนในคาน ในตารางที่ 4.12 แล้ว ใช้สูตรสมการที่ 3.8 เพื่อหาค่าดัชนีความเชื่อมั่น β สำหรับอัตราส่วน $D/(D+L)$ ที่แตกต่างกันในช่วง 0.3 ถึง 0.7 นำมาเขียนกราฟ สำหรับกลุ่มคานทั้ง 6 กลุ่ม จะได้ในภาพประกอบที่ 4.25 ถึง 4.29 ตามลำดับ



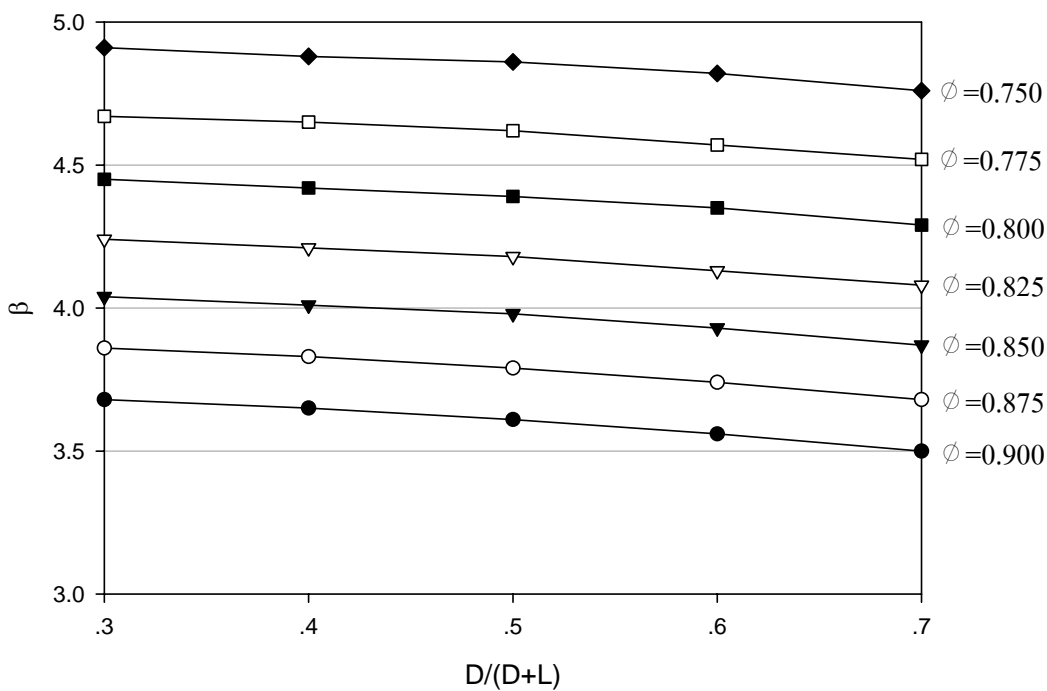
ภาพประกอบที่ 4.25 ดัชนีความเชื่อมั่น β ของคานรับแรงเฉือน สำหรับ กลุ่ม 1



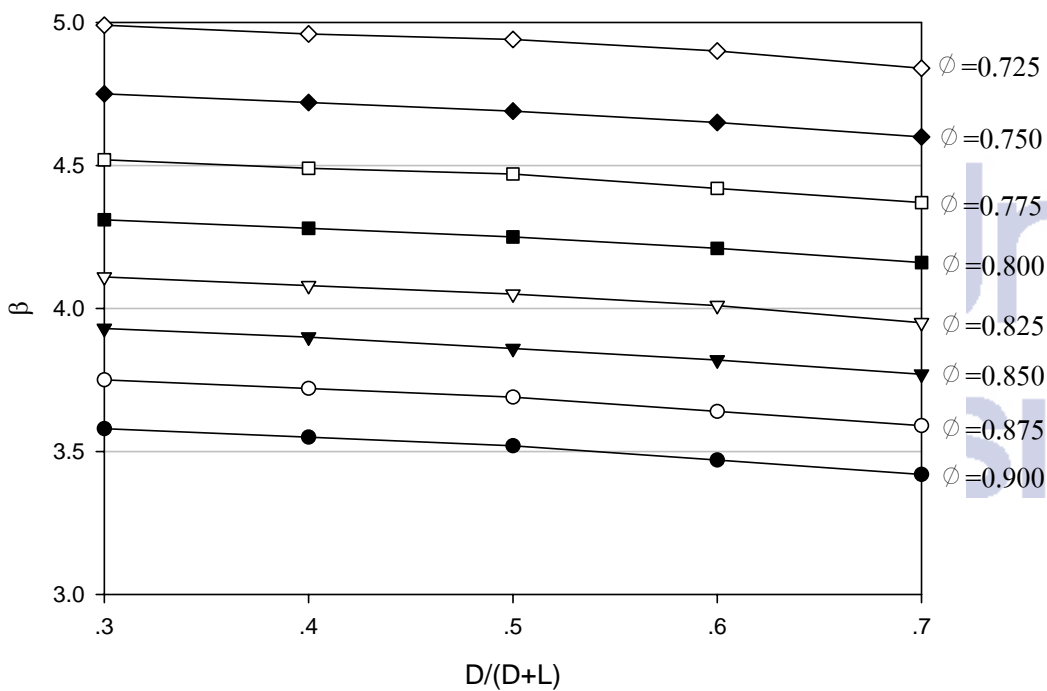
ภาพประกอบที่ 4.26 คำนีความเชื่อมั่น β ของคานรับแรงเอน สำหรับกลุ่ม 2



ภาพประกอบที่ 4.27 คำนีความเชื่อมั่น β ของคานรับแรงเอน สำหรับกลุ่ม 3



ภาพประกอบที่ 4.28 คำนีความเชื่อมั่น β ของคานรับแรงเหวี่ยง สำหรับกลุ่ม 4



ภาพประกอบที่ 4.29 คำนีความเชื่อมั่น β ของคานรับแรงเหวี่ยง สำหรับกลุ่ม 5

จากภาพประกอบที่ 4.25 ถึง 4.29 จะเลือกค่าตัวคูณลดกำลัง ϕ ที่ทำให้ดัชนีความเชื่อมั่น β ใกล้เคียงกับดัชนีความเชื่อมั่นเป้าหมาย β_T เมื่อใช้อัตราส่วนน้ำหนักบรรทุกตายตัวต่อน้ำบรรทุกทั้งหมดเป็นค่ากลางคือ $D/(D+L)=0.5$ ซึ่งเป็นค่าที่อยู่กึ่งกลางระหว่างช่วงในทางปฏิบัติของคาน $0.3 \leq D/(D+L) \leq 0.7$ ได้ดังในตารางที่ 4.13

ตารางที่ 4.13 ค่าตัวคูณลดกำลัง ϕ ที่ทำให้ดัชนีความเชื่อมั่น β ใกล้เคียงกับดัชนีความเชื่อมั่นเป้าหมาย β_T เมื่อใช้ $D/(D+L)$ เป็นค่ากลางคือ 0.5

กลุ่ม	$\beta_T = 3.95$ (Szarszen, M. M. and Nowak, 2003)
1	0.875
2	0.875
3	0.900
4	0.850
5	0.825
ค่าเฉลี่ย	0.865

4.3.3 การวิเคราะห์ความเชื่อมั่นสำหรับแรงตามแนวแกนในเสาสั้นปลอกเดี่ยว

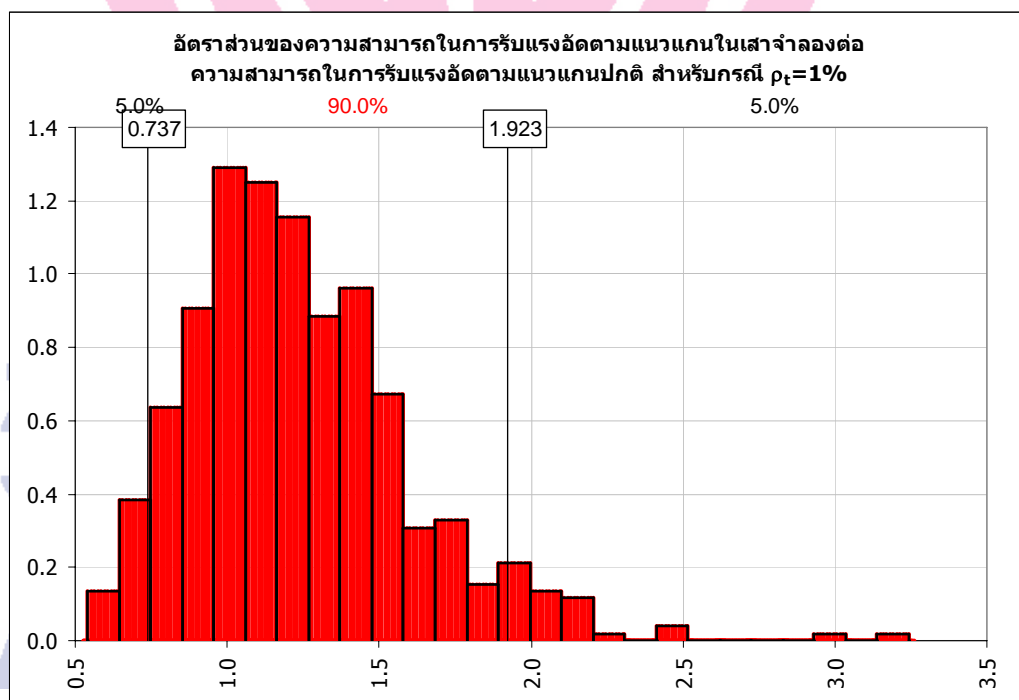
สูตรสำหรับใช้ออกแบบเสาสั้นปลอกเดี่ยว ในมาตรฐาน วสท. 1008-38 แสดงในสมการที่ (4.6)

$$P_n = 0.80 \times 0.85 [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (4.6)$$

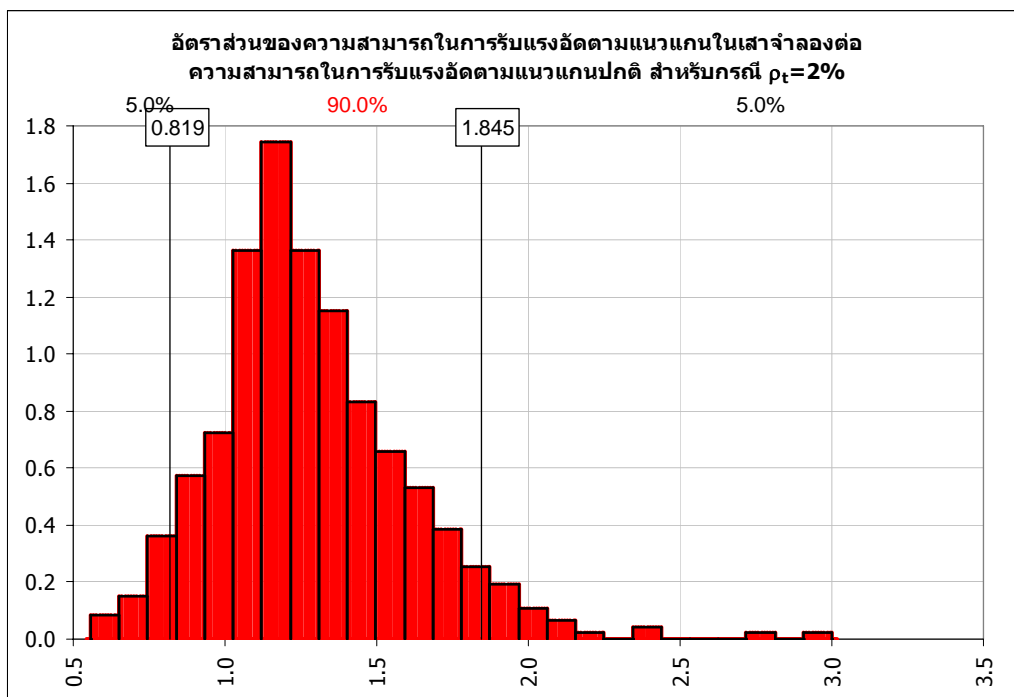
ในสมการ (4.6) ออกแบบเสาปลอกเดี่ยว ค่าตัวคูณ 0.80 ที่อยู่ด้านหน้าของสมการเป็นการลดความสามารถในการรับแรงตามแนวแกน เพื่อว่าเสาใด ๆ อาจมีโมเมนต์ที่อาจเกิดขึ้นได้บ้างเล็กน้อย ในกรณีที่ผู้ออกแบบไม่ได้พิจารณาถึงโมเมนต์ในเสา ดังนั้นหากต้องการพิจารณาแต่การรับแรงตามแนวแกนเพียงอย่างเดียว จะต้องตัดตัวคูณ 0.80 นี้ออกไปจากการพิจารณา ซึ่งสมการ (4.6) จะเหลือเป็นสมการ (4.7)

$$P_n = 0.85 [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (4.7)$$

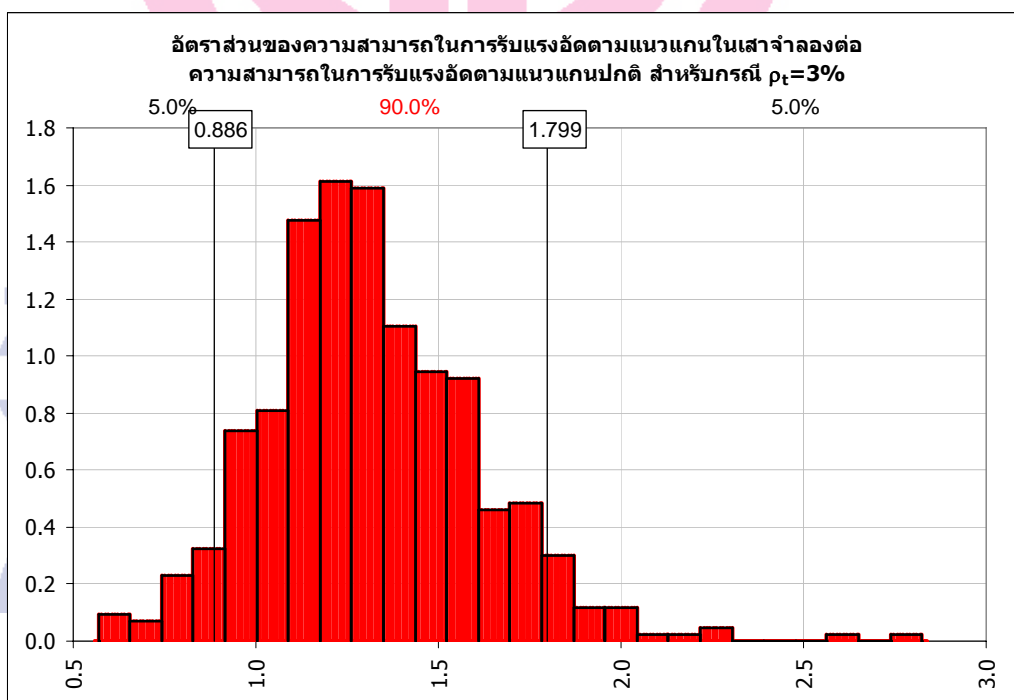
ได้กำหนดให้การจำลอง ครอบคลุมอัตราส่วนเหล็กเสริมตั้งแต่ 1% ไปจนถึง 4% (ช่วงของค่าในทางปฏิบัติ) จากนั้นจึงได้คำนวณความสามารถในการรับแรงตามแนวแกนของเสา สันปลอกเดี่ยว ตามสมการ (4.7) และจากการกระจายทางสถิติมาตรฐาน Bias Factor ซึ่งในกรณีการ จำลองเพื่อหาความสามารถในการรับแรงตามแนวแกนในเสาสั้น จะประกอบด้วย Bias Factor ของ ขนาดของเสา (ภาพประกอบที่ 4.1) แรงดิ่งที่จุดครากของเหล็กเส้นซึ่งใช้เป็นการกระจายทางสถิติ รวมของเหล็กเส้นขนาด DB12 และ DB16 (ภาพประกอบที่ 4.8) และกำลังอัดประลัยของคอนกรีต (ภาพประกอบที่ 4.9) ผู้วิจัยได้คำนวณความสามารถในการรับแรงตามแนวแกน จากสูตรในสมการ ที่ (4.7) ของคานเสาสั้นปลอกเดี่ยว โดยแยกออกเป็น 4 กรณีคือ อัตราส่วนเหล็กเสริม 1% 2% 3% และ 4% ซึ่งในการจำลองมอนติคาร์โล ใช้โปรแกรม @Risk 5.5 for Excel (ปรับตั้งจำนวน Iterations=500 Simulations=100) จะได้การกระจายทางสถิติของความสามารถในการรับแรงตามแนวแกน แสดงในภาพประกอบ 4.30 ถึง 4.33



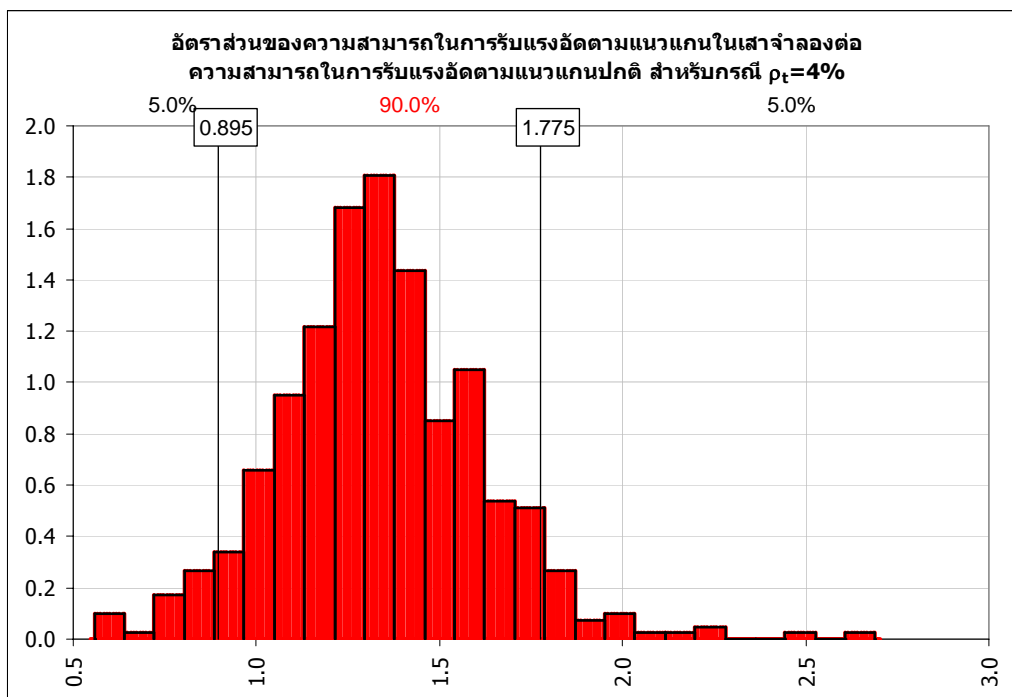
ภาพประกอบที่ 4.30 การกระจายของความสามารถในการรับแรงอัดตามแนวแกน กรณี $\rho_t = 1\%$



ภาพประกอบที่ 4.31 การกระจายของความสามารถในการรับแรงอัดตามแนวแกน กรณี $\rho_t = 2\%$



ภาพประกอบที่ 4.32 การกระจายของความสามารถในการรับแรงอัดตามแนวแกน กรณี $\rho_t = 3\%$

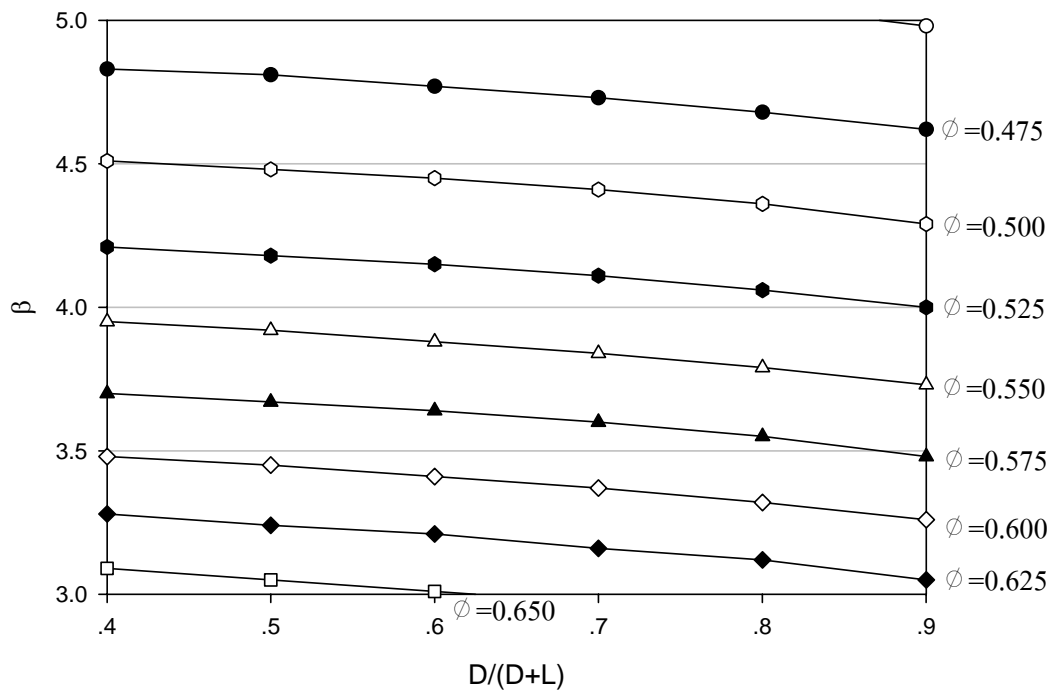


ภาพประกอบที่ 4.33 การกระจายของความสามารถในการรับแรงอัดตามแนวแกน กรณี $\rho_t = 4\%$

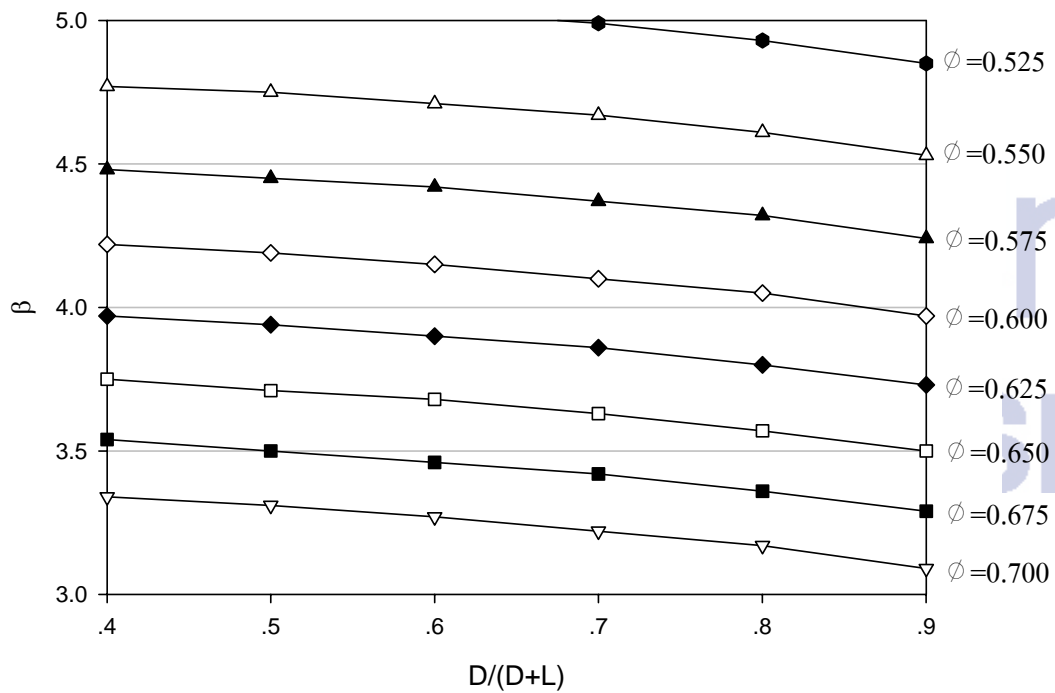
ตารางที่ 4.14 ค่าเฉลี่ยและค่า COV ของอัตราส่วนของความสามารถในการรับแรงอัดตามแนวแกนต่อความสามารถในการรับรับแรงอัดตามแนวแกนปกติ ในเสาสั้นปลอกเดี่ยวที่ได้จากการจำลอง และที่ปรับแก้ด้วยค่า Professional Factor แล้ว

อัตราส่วนเหล็กเสริม ρ_t	การจำลอง		ปรับแก้ด้วยค่า Professional Factor แล้ว	
	ค่าเฉลี่ย μ_R	COV V_R	ค่าเฉลี่ย μ_R^*	COV V_R^*
1%	1.1928	0.3708	1.1928	0.3793
2%	1.2401	0.3293	1.2401	0.3293
3%	1.2746	0.3072	1.2746	0.3072
4%	1.3010	0.2961	1.3010	0.2961

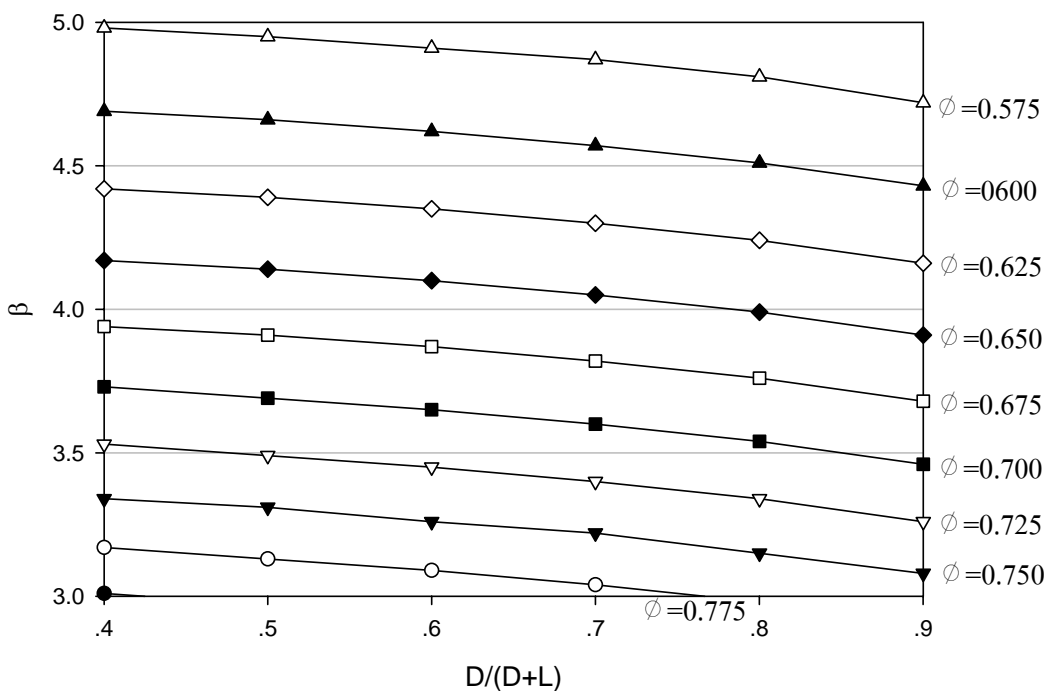
เมื่อได้ค่าทางสถิติของความสามารถในการรับแรงเฉือนในคาน ในตารางที่ 4.14 แล้ว ใช้สูตรสมการที่ 3.8 เพื่อหาค่าดัชนีความเชื่อมั่น β สำหรับอัตราส่วน $D/(D+L)$ ที่แตกต่างกันในช่วง 0.0 ถึง 1.0 นำมาเขียนกราฟ สำหรับอัตราส่วนเหล็กเสริม 1% 2% 3% และ 4% จะได้ในภาพประกอบที่ 4.34 ถึง 4.37 ตามลำดับ



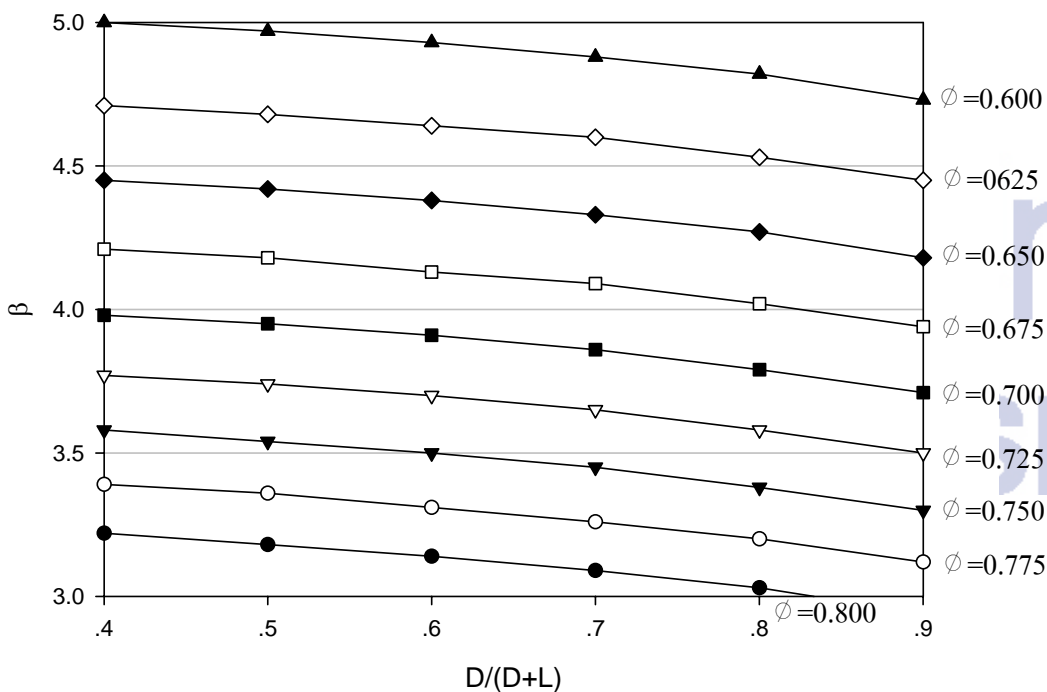
ภาพประกอบที่ 4.34 ดัชนีความเชื่อมั่น β ของเสาปลอกเดี่ยวรับแรงตามแนวแกน กรณี $\rho_t = 1\%$



ภาพประกอบที่ 4.35 ดัชนีความเชื่อมั่น β ของเสาปลอกเดี่ยวรับแรงตามแนวแกน กรณี $\rho_t = 2\%$



ภาพประกอบที่ 4.36 ดัชนีความเชื่อมั่น β ของเสาปลอกเดี่ยวรับแรงตามแนวแกน กรณี $\rho_t = 3\%$



ภาพประกอบที่ 4.37 ดัชนีความเชื่อมั่น β ของเสาปลอกเดี่ยวรับแรงตามแนวแกน กรณี $\rho_t = 4\%$

จากภาพประกอบที่ 4.34 ถึง 4.37 จะเลือกค่าตัวคูณลดกำลัง ϕ ที่ทำให้ดัชนีความเชื่อมแน่น β ใกล้เคียงกับดัชนีความเชื่อมแน่นเป้าหมาย β_T เมื่อใช้อัตราส่วนน้ำหนักบรรทุกตายตัวต่อน้ำบรรทุกทั้งหมดเป็นค่ากลางคือ $D/(D+L)=0.65$ ซึ่งเป็นค่าที่อยู่กึ่งกลางระหว่างช่วงในทางปฏิบัติของคาน $0.4 \leq D/(D+L) \leq 0.9$ ได้ดังในตารางที่ 4.15

ตารางที่ 4.15 ค่าตัวคูณลดกำลัง ϕ ที่ทำให้ดัชนีความเชื่อมแน่น β ใกล้เคียงกับดัชนีความเชื่อมแน่นเป้าหมาย β_T เมื่อใช้ $D/(D+L)$ เป็นค่ากลางคือ 0.65

อัตราส่วนเหล็กเสริม ρ_t	$\beta_T = 3.98$ (Szerszen, M. M. and Nowak, 2003)
1%	0.525
2%	0.625
3%	0.650
4%	0.675
ค่าเฉลี่ย	0.619

จากตารางที่ 4.8 4.13 และ 4.15 นำมาสรุปได้เป็นค่าตัวคูณลดกำลังของทั้ง 3 ชนิดจำกัด เปรียบเทียบกับร่างกฎกระทรวงฯ สำหรับกรณีที่ 2 (คณะกรรมการแก้ไขกฎกระทรวงด้านวิศวกรรมโครงสร้างและปฐพี, 2548)

ตารางที่ 4.16 เปรียบเทียบตัวคูณลดกำลังวิเคราะห์ได้จากงานวิจัยนี้ กับร่างกฎกระทรวงฯ สำหรับกรณีที่ 2 (คณะกรรมการแก้ไขกฎกระทรวงด้านวิศวกรรมโครงสร้างและปฐพี, 2548)

ชนิดจำกัด	ตัวคูณลดกำลัง ϕ	
	งานวิจัยนี้	ร่างกฎกระทรวงฯ (กรณีที่ 2) 5/6 เท่าของ ACI318-99
โมเมนต์ดัด ในคาน	0.79	0.75
แรงเฉือน ในคาน	0.87	0.71
แรงตามแนวแกน ในเสา ปลอกเดี่ยว	0.62	0.58

บทที่ 5

สรุป อภิปรายผล และข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปผลการดำเนินงานวิจัย

งานวิจัยนี้ได้ทำการรวบรวมข้อมูลที่มีผลต่อความสามารถในการรับ โมเมนต์ดัด แรงเฉือน และ แรงอัดตามแนวแกน ซึ่งเป็นข้อมูลสถิติที่เก็บในประเทศไทย

จากข้อมูลดังกล่าว ผู้วิจัยได้นำมาวิเคราะห์เพื่อหาความเชื่อมั่น โดยการจำลองมอนติคาร์โล จากนั้นจึงได้คำนวณดัชนีความเชื่อมั่น จากการทดลองตัวคูณลดกำลังค่าต่าง ๆ กัน และได้กำหนดค่าตัวคูณลดกำลังที่ทำให้ดัชนีความเชื่อมั่นใกล้เคียงกับค่าเป้าหมายมากที่สุด

5.2 สรุปผลการวิจัย

จากการทดลองดังที่กล่าวมาจะได้ตัวคูณลดกำลังที่ทำให้ดัชนีความเชื่อมั่นใกล้เคียงกับค่าเป้าหมายมากที่สุดคือ จัดจำกัดคานรับโมเมนต์ $\phi = 0.79$ จัดจำกัดคานรับแรงเฉือน $\phi = 0.87$ และ จัดจำกัดเสาชั้นปลอกเดี่ยวรับแรงตามแนวแกน $\phi = 0.62$ ซึ่งค่าตัวคูณลดกำลังจากงานวิจัยนี้มีค่าแตกต่างไปจากร่างกฎกระทรวงฯ กรณี 2

5.3 ข้อเสนอแนะ

ค่าตัวคูณลดกำลังที่เสนอแนะตามตารางที่ 5.1 ได้มาจากการวิเคราะห์โดยใช้ข้อมูลที่มีจำนวนจำกัด ด้วยข้อจำกัดของผู้เก็บข้อมูลและระยะเวลาวิจัย หากมีโอกาสควรสะสมข้อมูลเพิ่มเติมเพื่อให้ได้ตัวคูณลดกำลังที่น่าเชื่อถือมากกว่านี้



บรรณานุกรม

มหาวิทยาลัยศรีปทุม
SRIPATUM UNIVERSITY

บรรณานุกรม

คณะกรรมการวิชาการสาขาวิศวกรรมโยธา ประจำปี 2537-2538. 2538. **มาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง ว.ส.ท. 1008-38.** กทม : วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย.

คณะกรรมการแก้ไขกฎกระทรวงด้านวิศวกรรมโครงสร้างและปฐพี. 2548. **ระดมความคิดเห็นการแก้ไขกฎกระทรวงด้านวิศวกรรมโครงสร้างและปฐพี.** 12 พฤษภาคม 2548 โรงแรมรามาคาร์เด้น กทม.

นั้ตร สุจินดา. 2549. “การเลือกตัวคูณลดกำลังสำหรับการออกแบบเสาสั้นรับแรงอัดตามแนวแกนโดยพิจารณาถึงข้อมูลทางสถิติของมาตรฐานงานก่อสร้างและวัสดุในเขต กทม.” การประชุมวิชาการคอนกรีตประจำปีครั้งที่ 2 25-27 ตุลาคม 2549, โรงแรมเจริญศรี แกรนด์รอยัล จ. อุตรธานี.

นั้ตร สุจินดา. 2549. “การเลือกตัวคูณลดกำลังสำหรับการออกแบบเหล็กปลอกรับแรงเฉือนในคาน โดยพิจารณาถึงการกระจายของกำลังครากของเหล็กเส้นจากบ้านพักอาศัย ในเขตกรุงเทพมหานคร.” การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 11 20 - 22 เมษายน 2549 Merlin Beach Hotel จ. ภูเก็ต.

นั้ตร สุจินดา. 2548. “การเลือกตัวคูณลดกำลังเพื่อใช้ในการออกแบบโมเมนต์ดัดในคานและพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยพิจารณาถึงการกระจายของมวลต่อความยาวของเหล็กเส้นสำหรับบ้านพักอาศัยในเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑล” การประชุมวิชาการคอนกรีตประจำปีครั้งที่ 1 25 - 27 ตุลาคม 2548 ระยองริชอร์ท จ. ระยอง.

นั้ตร สุจินดา. 2551. “การกระจายทางสถิติของปัจจัยที่มีผลต่อความสามารถในการรับแรงของชิ้นส่วนโครงสร้าง คสล.” การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 14 13 - 15 พฤษภาคม 2551 สโมสรสมาคาร มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี จ. นครศรีธรรมราช.

ชูชัย สุจิวรกุล และคณะ. 2551. “การศึกษาน้ำหนักบรรทุกจริงของที่พักอาศัยและตึกแถว” การประชุมวิชาการคอนกรีตประจำปี ครั้งที่ 4, 20 – 22 ตุลาคม 2551 โรงแรมลาหยทอง อำเภอเมือง จ. อุบลราชธานี.

บัณฑิต กงสมคิด และคณะ. 2551. การศึกษาเชิงสถิติของความคลาดเคลื่อนของขนาดชิ้นส่วน
โครงสร้าง คอนกรีตเสริมเหล็ก (คสล.) ในอาคารบ้านพักอาศัยในเขต กรุงเทพฯ และ
ปริมณฑล. โครงการระดับปริญญาตรี มหาวิทยาลัยศรีปทุม.

มุกชามีนา กาเร็งसानา และคณะ. 2549. การศึกษากำลั้งอัดของคอนกรีตที่ไม่มีการควบคุมคุณภาพ
ในเขตปริมณฑล. โครงการระดับปริญญาตรี มหาวิทยาลัยศรีปทุม.

สุรัชย์ สุจิวรรณ และคณะ. 2549. การศึกษากำลั้งอัดของคอนกรีตที่ไม่มีการควบคุมคุณภาพในเขต
ปริมณฑล. โครงการระดับปริญญาตรี มหาวิทยาลัยศรีปทุม.

สุวิทย์ กาวรรณ์ และคณะ. 2552. การศึกษาเชิงสถิติของความคลาดเคลื่อนของขนาดชิ้นส่วน
โครงสร้าง คอนกรีตเสริมเหล็ก (คสล.) ในอาคารบ้านพักอาศัยในเขตกรุงเทพฯ และ
ปริมณฑล. โครงการระดับปริญญาตรี มหาวิทยาลัยศรีปทุม.

สุวรรณรัตน์ พิภทอง และคณะ. 2547. การศึกษากำลั้งอัดของคอนกรีตที่ไม่มีการควบคุมคุณภาพใน
เขตปริมณฑล. โครงการระดับปริญญาตรี มหาวิทยาลัยศรีปทุม.

อภิเดช ต้นไพศาล และคณะ. 2548. ผลกระทบของเหล็กเสริมไม่ได้มาตรฐานที่มีต่อพฤติกรรมและ
กำลั้งขององค์อาคารคอนกรีต เสริมเหล็กที่รับแรงดัด. โครงการระดับปริญญาตรี
มหาวิทยาลัยศรีปทุม.

AISC. 2005. **Specification of Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-050)**. Chicago, IL.

ACI Committee 318. 1963. **Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-63)**. Farmington Hill, MI : American Concrete Institute.

ACI Committee 318. 1989. **Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-89)**. Farmington Hill, MI : American Concrete Institute.

ACI Committee 318. 1971. **Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-71)**. Farmington Hill, MI : American Concrete Institute.

ACI Committee 318. 2002. **Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-02)**. Farmington Hill, MI : American Concrete Institute.

ASCE Committee. 2002. **Minimum Design Load for Buildings and Other Structures (SEI/ASCE 7-02)**: New York.

Ellingwood, B., Galambos, T. V., MacGregor, J. G. and Cornell, C. A. 1980. **Development of Probability Based Load Criterion for American National Standard A58, NBS Special Report 577**. U.S. Department of Commerce, National Bureau of Standards.

Hasofer and Lind (1974)

Leet, K. 1991. **Reinforced Concrete Design**. 2nd ed. New York : McGraw-Hill, Inc.

Mattock, A. H.; Kriz, L. B.; and Hognestad, E. 1961. "Rectangular Concrete Stress Distribution in Ultimate Stress Design," **ACI Journal**. 57(8) : 875-928.

Nowak, A. S. and Collins, K. R. **Reliability of Structures**. 2000. New York : McGraw-Hill.

Nowak, A. S. and Szerszen, M. M. 2003. "Calibration of Design Code for Building (ACI318): Part 1 – Statistical Models for Resistance," **ACI Structural Journal**. 100(3) : 377-382.

Szerszen, M. M. and Nowak, A. S. 2003. "Calibration of Design Code for Building (ACI318): Part 2 – Reliability Analysis and Resistance Factor." **ACI Structural Journal**. 100(3) : 383-391.

อภิธานศัพท์

ตัวคูณลดกำลัง (Strength Reduction Factor) หรือ ตัวคูณความต้านทาน (Resistance Factor)	ค่าแฟกเตอร์อันหนึ่งซึ่งใช้ในออกแบบด้วยวิธีกำลัง (Strength Design) หรือ วิธี LRFD (Load Resistance Factor Design) สำหรับไว้เป็นส่วน เพื่อให้ความสามารถในการรับแรงของชิ้นส่วน โครงสร้างที่ออกแบบ เนื่องจากความไม่แน่นอน ของการวัสดุที่ใช้ และคุณภาพการก่อสร้าง รวมไปถึงความผิดพลาดที่อยู่ในสูตรที่ใช้คำนวณ ออกแบบ
การจำลองแบบมอนติคาโล (Monte Carlo Simulation)	การจำลองโดยการคำนวณหาทำนายผลของตัวแปรตาม จากการสุ่ม (Random) ค่าของตัวแปร ต้นให้มีลักษณะการกระจายคล้ายกับการ กระจายของตัวอย่างที่ทราบ การจำลองแบบนี้ เหมาะสำหรับในกรณีที่ต้องการศึกษา สถานะการณ์หลากหลายชนิดที่แตกต่างกัน แต่มี จำนวนข้อมูลของตัวแปรต้นอยู่จำกัด
ความเชื่อมั่นของโครงสร้าง (Structural Reliability) หรือ ดัชนีความเชื่อมั่น (Reliability Index)	โอกาสที่โครงสร้างจะไม่พัง โครงสร้างที่มีความ เชื่อมั่นสูงจะยังมีความปลอดภัยสูงตามไปด้วย โอกาสที่โครงสร้างจะไม่พัง โครงสร้างที่มีความ เชื่อมั่นสูงจะยังมีความปลอดภัยสูงตามไปด้วย

ประวัติย่อผู้วิจัย

ชื่อ	ดร. นัทร สุจินดา
สถานที่เกิด	อำเภอยานนาวา จังหวัดกรุงเทพมหานคร
สถานที่ปัจจุบัน	61 ถนนพหลโยธิน แขวงเสนานิคม เขตจตุจักร จังหวัดกรุงเทพ 10900
ตำแหน่งหน้าที่การงานปัจจุบัน	อาจารย์ประจำ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
สถานที่ทำงานปัจจุบัน	คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยศรีปทุม
ประวัติการศึกษา	พ.ศ. 2532 วศ.บ. จาก มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ พ.ศ. 2534 วศ.ม. จาก มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ พ.ศ. 2543 Ph.D. จาก Georgia Institute of Technology