


การคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดสำหรับพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังชนิดมีแป้นรองรับหัวเสา ด้วยวิธีซิมเพล็กซ์



นายภัทรินทร์ เคี่ยมเทียม

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

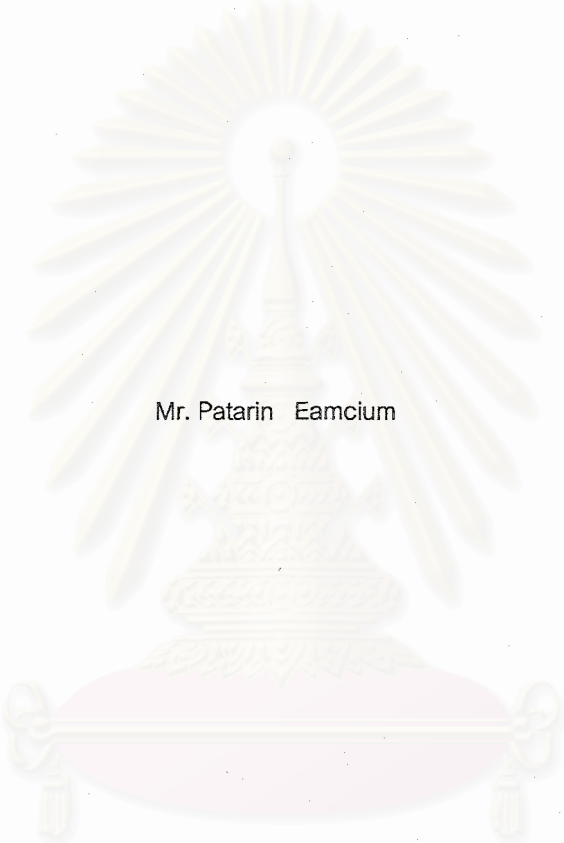
ปีการศึกษา 2545

ISBN 974-17-1306-1

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

T 20473527

OPTIMUM DESIGN OF POST-TENSIONED CONCRETE FLAT SLABS WITH DROP PANEL BY THE
SIMPLEX METHOD



Mr. Patarin Eamcium

สถาบันวิทยบริการ

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of Master of Engineering in Civil Engineering

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2002

ISBN 974-17-1306-1

หัวข้อวิทยานิพนธ์

การคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดสำหรับพื้นคอนกรีตไร้คานอัด
แรงภายหลังชนิดมีแป้นรองรับหัวเสา ด้วยวิธีซิมเพล็กซ์

โดย

นายภัทรินทร์ เอี่ยมเยี่ยม

สาขาวิชา

วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษา

ศาสตราจารย์ ดร.ทักษิณ เทพชาติตรี

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วน
หนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรบัณฑิต




..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(ศาสตราจารย์ ดร.สมศักดิ์ ปัญญาแก้ว)

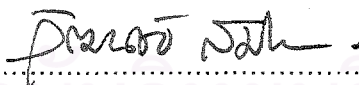
คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์



..... ประธานกรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ธีรพงศ์ เสนจันทร์ฉวีไชย)



..... อาจารย์ที่ปรึกษา
(ศาสตราจารย์ ดร.ทักษิณ เทพชาติตรี)



..... กรรมการ
(อาจารย์ ดร.วัฒน์ชัย สมิตถากร)

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภัทรินทร์ เอี่ยมเชี่ยม : การคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดสำหรับพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลัง
ชนิดมีแป้นรองรับหัวเสาด้วยวิธีซิมเพล็กซ์. (OPTIMUM DESIGN OF POST-TENSIONED CONCRETE
FLAT SLABS WITH DROP PANEL BY THE SIMPLEX METHOD) อาจารย์ที่ปรึกษา ศาสตราจารย์ ดร.
ทักษิณ เทพชาติ , 119 หน้า. ISBN 974-17-1306-1.

งานวิจัยนี้ได้เสนอวิธีการออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุด สำหรับพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังชนิดมี
แป้นรองรับหัวเสา ซึ่งโครงสร้างประกอบด้วยเสาและแผ่นพื้น โครงสร้างจริงสามมิติจะถูกจำลองเป็นโครงสร้างสอง
มิติด้วยวิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่า การวิเคราะห์โครงข้อแข็งเทียบเท่าจะใช้วิธีการกระจายโมเมนต์ ส่วนขั้นตอนในการ
ออกแบบที่สภาวะถ่ายแรง สภาวะใช้งาน และสภาวะประลัย ได้อ้างอิงตามมาตรฐาน ACI 318-99

วิธีการออกแบบอย่างเหมาะสมใช้วิธีซิมเพล็กซ์ โดยมีราคาแผ่นพื้นเป็นสมการเป้าหมาย การคำนวณจะเริ่ม
ต้นจากคำตอบที่เป็นไปได้ จากนั้นสร้างสมการขอบเขตซึ่งจะถูกเปลี่ยนจากระบบไร้เชิงเส้นเป็นเชิงเส้น ด้วย
อนุกรมลำดับที่หนึ่งและสองของ Taylor หลังจากนั้นโปรแกรมเชิงเส้นตรงจะทำการแก้ปัญหาซ้ำไปซ้ำมาจนกระทั่งผล
ต่างของราคาแผ่นพื้นรอบที่ติดกันน้อยกว่า 0.05%

การศึกษาพบว่า วิธีซิมเพล็กซ์สามารถนำไปใช้ในการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดสำหรับพื้น
คอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังชนิดมีแป้นรองรับหัวเสาได้ดี และจากตัวอย่างที่ใช้ในการคำนวณพบว่าจะสามารถ
ประหยัดราคาลงได้ประมาณ 5% เมื่อเทียบกับการออกแบบแผ่นพื้นด้วยวิธีปกติ โดยมีอัตราส่วนราคาของตัวแปร
เทียบกับราคาค่าก่อสร้างทั้งหมดเป็นเปอร์เซ็นต์คือ คอนกรีต : ระบบลวดอัดแรง : เหล็กเสริม สำหรับพื้นระบบไร้แรง
ยึดเหนี่ยวเท่ากับ 49 : 12 : 5 ส่วนระบบพื้นระบบมีแรงยึดเหนี่ยวมีค่า 46 : 16 : 4 และในพื้นระบบมีแรงยึดเหนี่ยวจะ
มีราคาแพงกว่าพื้นระบบไร้แรงยึดเหนี่ยวประมาณ 4.3 % นอกจากนี้ยังพบว่าแผ่นพื้นที่มีแป้นรองรับหัวเสาจะมีราคา
ถูกกว่าแผ่นพื้นที่ต้องเรียบที่ต้องใช้เหล็กเสริมรับแรงเฉือนบริเวณหัวเสาประมาณ 8 %

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาควิชา..... วิศวกรรมโยธา
สาขาวิชา..... วิศวกรรมโครงสร้าง
ปีการศึกษา..... 2542.....

ลายมือชื่อผู้ผลิต.....
ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา.....

4270476921 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEY WORD : OPTIMUM DESIGN / POST-TENSIONED FLAT SLABS / SIMPLEX METHOD

PATARIN EAMCIUM : OPTIMUM DESIGN OF POST-TENSIONED CONCRETE FLAT

SLABS BY THE SIMPLEX METHOD, THESIS ADVISOR : PROF.THAKSIN

THEPCHATRI, Ph.D. 119 pp. ISBN 974-17-1306-1

This research presents an optimum design method of post-tensioned concrete flat slab with drop panel. The three dimensional structure is idealized into two dimensional one by equivalent frame method. The moment distribution method are employed in analyzing the equivalent frame. The design process is accomplished by satisfying the transfer criteria, serviceability criteria, ultimate strength criteria recommended by ACI Building Code (ACI-318-99).

The Simplex Method is used in the optimization process having the cost of flat slab as the objective function. The computation will start with a feasible solution. Constraints thus obtained will consist of non-linear terms. The linearization of such constraints is done by using the first and second terms of Taylor series. In the linear programming solver process, the computation will repeat until the optimum value is obtained. Solution convergence is accomplished by specific difference of the two consecutive value of cost to be less than 0.05%.

From the study, it has been shown that the Simplex Method can be successfully used in optimization a post-tensioned concrete flat slab with drop panel. From the selective examples, it has been shown reduction in flat slab cost at approximately 5% compared to those obtained from normal design. The cost ratio of concrete : prestressing system : rebar found to be 49:12: 5 and 46:16:4 for unbonded and bonded prestressing system respectively. In addition, the cost of flat slab with bonded prestressing system is about 4.3 percent higher than the one with unbonded prestressing system. The study also shows that the cost of flat slab without shear reinforcement is about 8% less than the cost of flat plate with shear reinforcement.

Department..... Civil Engineering

Field of study..... Civil Engineering

Academic year.....2002.....

Student's signature.....*Patarin*.....

Advisor's signature.....*Thaksin Thepchatri*.....

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงได้ด้วยความช่วยเหลืออย่างดียิ่งของศาสตราจารย์ ดร.ทักษิณ เทพชาตรี อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ซึ่งท่านได้ให้คำแนะนำ ข้อคิดเห็น ตลอดจนตรวจสอบข้อผิดพลาดต่างๆ ในการทำวิทยานิพนธ์ด้วยดีมาโดยตลอด นอกจากนี้ข้าพเจ้าขอขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ธีรพงศ์ เสนจันทร์ดีไชย ประธานกรรมการ และ อาจารย์ ดร.วัฒนชัย สมิตถากร กรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ที่ได้ให้คำชี้แนะที่เป็นประโยชน์ในการแก้ไขและปรับปรุงให้วิทยานิพนธ์ฉบับนี้มีความสมบูรณ์ยิ่งขึ้น

ท้ายสุดนี้ข้าพเจ้าขอขอบระลึกถึงพระคุณ บิดา มารดา ที่ให้ความรักและกำลังใจข้าพเจ้าในทุกๆ เรื่อง และครูบาอาจารย์ทุกท่านที่ได้ถ่ายทอดความรู้แก่ข้าพเจ้า และขอบคุณเพื่อนๆ ทุกคนที่ให้ความช่วยเหลือและให้คำปรึกษาในการทำวิทยานิพนธ์ครั้งนี้

ภัทรินทร์ เอี่ยมเชียม



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญ

		หน้า	
	บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง	
	บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ	
	กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ	
	สารบัญ.....	ช	
	สารบัญตาราง.....	ญ	
	สารบัญภาพ.....	ฎ	
	คำอธิบายสัญลักษณ์.....	ฏ	
บทที่	1	บทนำ.....	1
	1.1	ความนำ.....	1
	1.2	งานวิจัยที่ผ่านมา.....	2
	1.3	งานที่ทำในงานวิจัยครั้งนี้.....	3
	1.4	วัตถุประสงค์.....	3
	1.5	ขอบเขตการวิจัย.....	4
	1.6	วิธีการดำเนินการวิจัย.....	4
บทที่	2	ทฤษฎีและแนวคิด.....	5
	2.1	ทฤษฎีเบื้องต้น.....	5
		2.1.1 สภาวะการรับน้ำหนักของแผ่นพื้น.....	5
		2.1.2 พิกัดหน่วยแรงของคอนกรีตและลวดอัดแรง.....	5
		2.1.3 หน่วยแรงตัดสี่เหลี่ยม.....	7
		2.1.4 เหล็กเสริมยึดเหนี่ยวปริมาณน้อยที่สุด.....	7
		2.1.5 กำลังรับแรงดัดประลัยของคอนกรีต.....	8
		2.1.6 กำลังรับแรงเฉือนประลัยของคอนกรีต.....	10
		2.1.7 ค่าการสูญเสียแรงอัดในพื้นที่คอนกรีตอัดแรง.....	15
	2.2	สมคูลน้ำหนักบรรทุก.....	19
		2.2.1 น้ำหนักบรรทุกสุทธิ.....	20
		2.2.2 โมเมนต์หลักและโมเมนต์รอง.....	20
	2.3	ทฤษฎีการวิเคราะห์พื้นที่ไร้อาน.....	22
		2.3.1 คุณสมบัติของพื้นที่.....	22
		2.3.2 คุณสมบัติของเสา.....	25
		2.3.3 องค์อาคารรับแรงบิด.....	26
		2.3.4 ขนาดของแป้นรองรับหัวเสา.....	27

	หน้า
2.3.5	การจัดวางน้ำหนักบรรทุก.....28
2.4	การวิเคราะห์โครงสร้าง.....30
2.4.1	ตัวคูณการกระจาย.....30
2.4.2	แพคเตอร์ส่งถ่าย.....30
2.4.3	โมเมนต์ยึดแน่นปลาย.....30
2.4.4	ความหนาของแผ่นพื้น.....32
2.5	สมการเป้าหมาย.....34
2.6	อสมการขอบเขต.....36
2.7	การตรวจสอบการลู่เข้าของคำตอบ.....54
2.8	ลักษณะการลู่เข้าของคำตอบ และวิธีการกำหนดช่วงขอบเขตตัวแปร.....55
บทที่ 3	ขั้นตอนและวิธีการวิจัย.....56
3.1	ขั้นตอนการวิจัย.....56
3.2	องค์ประกอบของโปรแกรมคอมพิวเตอร์.....56
	ก. การจัดเตรียมข้อมูลก่อนการประมวลผล.....57
	ข. การวิเคราะห์และการประมวลผล.....57
	ค. การแปรผลหลังการประมวลผล.....58
บทที่ 4	ตัวอย่างการวิเคราะห์และการตรวจสอบผล.....60
4.1	ความนำ.....60
4.2	รายงานการวิเคราะห์และเปรียบเทียบผลตัวอย่างที่ 1.....61
4.3	รายงานการวิเคราะห์และเปรียบเทียบผลตัวอย่างที่ 2.....64
4.4	รายงานการวิเคราะห์และเปรียบเทียบผลตัวอย่างที่ 3.....68
4.5	รายงานการวิเคราะห์และเปรียบเทียบผลตัวอย่างที่ 4.....69
บทที่ 5	สรุปผลและข้อเสนอแนะ.....71
5.1	สรุปผล.....71
5.2	ข้อเสนอแนะ.....72
รายการอ้างอิง.....	73
ภาคผนวก.....	75
	ก. การหาผลลัพธ์ด้วยโปรแกรมเชิงเส้นตรงด้วยวิธีซิมเพล็กซ์.....76
	ข. ตัวอย่างการคำนวณปัญหาไร่เชิงเส้นให้เป็นระบบสมการแบบเชิงเส้น.....81

ค	รายงานการวิเคราะห์ตามตัวอย่างที่ 1.....	83
ง	รายงานการวิเคราะห์ตามตัวอย่างที่ 2.....	91
จ	รายงานการวิเคราะห์ตามตัวอย่างที่ 3.....	102
ฉ	รายงานการวิเคราะห์ตามตัวอย่างที่ 4.....	110
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์.....		119



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญตาราง

	หน้า	
ตารางที่ 2.1	ค่าสัมประสิทธิ์วออบเบิลและสัมประสิทธิ์ความผิด.....	15
ตารางที่ 2.2	ค่าสัมประสิทธิ์การหดตัวของคอนกรีต.....	18
ตารางที่ 2.3	ค่าคงที่ของกาวยคลายแรงดึงของลวดอัดแรง.....	18
ตารางที่ 2.4	ค่าคงที่ของหน่วยแรงการหย่อนตัว.....	19
ตารางที่ 2.5	แสดงค่าความยาวของช่วงพื้นที่ต่อความหนาของแผ่นพื้นที่ยอมให้โดย PCI.....	32
ตารางที่ 2.6	แสดงค่าขอบเขตที่ยอมให้กับจำนวนน้อยสำคัญของค่าตอบ.....	54
ตารางที่ 4.1	เปรียบเทียบผลของโมเมนต์ที่ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้างในตัวอย่างที่ 1.....	62
ตารางที่ 4.2	แสดงผลการเปรียบเทียบราคาค่าก่อสร้างเมื่อใช้การคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม ของตัวอย่างที่ 2.....	60
ตารางที่ 4.3	แสดงการเปรียบเทียบการออกแบบแผ่นพื้นที่ 2 ชนิด.....	65
ตารางที่ 4.4	แสดงผลการเปรียบเทียบราคาค่าก่อสร้างเมื่อใช้การคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม ของตัวอย่างที่ 3.....	68
ตารางที่ 4.5	แสดงผลการเปรียบเทียบราคาค่าก่อสร้างเมื่อใช้การคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม ของตัวอย่างที่ 4.....	69

สารบัญภาพ

หน้า

รูปที่ 2.1	แสดงบริเวณที่ใช้ในการตรวจสอบหน่วยแรงดัดอีลาสติก.....	7
รูปที่ 2.2	หน้าตัดวิกฤตสำหรับแรงเฉือนทางเดียวที่ใช้ในการตรวจสอบ.....	11
รูปที่ 2.3	แสดงบริเวณหน้าตัดเสาเพื่อหาค่าหน่วยแรงเฉือนที่เกิด.....	12
รูปที่ 2.4	แสดงตำแหน่งที่ใช้ในการตรวจสอบหน่วยแรงเฉือนแบบสองทาง.....	12
รูปที่ 2.5	พื้นที่รับแรงเฉือนสองทางของเสภายใน.....	13
รูปที่ 2.6	พื้นที่รับแรงเฉือนสองทางของเสภายในริมนอก.....	13
รูปที่ 2.7	พื้นที่รับแรงเฉือนสองทางของเสภายนอกริมใน.....	14
รูปที่ 2.8	พื้นที่รับแรงเฉือนสองทางของเสมุม.....	14
รูปที่ 2.9	ลักษณะการวางลวดอัดแรงแบบโค้งพาราโบลา.....	19
รูปที่ 2.10	แสดงลักษณะการเกิดโมเมนต์เนื่องจากแนวเอียงศูนย์ของแนวแกนสะเทิน.....	20
รูปที่ 2.11	คำนิยามของโครงข้อแข็งเทียบเท่า.....	22
รูปที่ 2.12	แสดงหน้าตัดเทียบเท่าเพื่อหาค่าสติฟเนสของแผ่นพื้น.....	23
รูปที่ 2.12	คุณสมบัติของเสารองรับพื้นไร้คาน.....	25
รูปที่ 2.13	ชิ้นส่วนที่รับแรงบิด (Attached Torsion Member).....	26
รูปที่ 2.14	การหาค่า x และ y	27
รูปที่ 2.15	แสดงขนาดของแป้นรองรับหัวเสาโดยข้อกำหนด.....	28
รูปที่ 2.16	การจัดวางน้ำหนักบรรทุกจร.....	29
รูปที่ 2.17	แสดงการหาค่าโมเมนต์ยึดแน่นปลาย.....	31
รูปที่ 2.18	แสดงขั้นตอนการออกแบบแผ่นพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลัง.....	33
รูปที่ 3.1	แผนภาพแสดงการทำงานของโปรแกรมคอมพิวเตอร์ในงานวิจัย.....	59
รูปที่ 4.1	โครงสร้างที่ใช้ในการคำนวณตัวอย่างที่ 1.....	61
รูปที่ 4.2	โครงสร้างที่ใช้ในการคำนวณตัวอย่างที่ 2.....	64
รูปที่ 4.3	ความสัมพันธ์ระหว่างรอบการคำนวณกับราคาตามตัวอย่างที่ 2.....	65
รูปที่ 4.4	ความสัมพันธ์ระหว่างรอบการคำนวณกับ ความหนาตามตัวอย่างที่ 2.....	66
รูปที่ 4.5	ความสัมพันธ์ระหว่างรอบการคำนวณกับแรงดิ่งลวดตามตัวอย่างที่ 2.....	66
รูปที่ 4.6	ความสัมพันธ์ระหว่างรอบการคำนวณกับจำนวนลวด.....	66
รูปที่ 4.7	แสดงการลู่เข้าหาคำตอบของ ตัวอย่างที่ 2 และตัวอย่างที่ 4.....	70

คำอธิบายสัญลักษณ์

a	ความลึกของบล็อกหน่วยแรงรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าเทียบเท่า
a_1	ระยะตกที่กึ่งกลางช่วงพื้น
A_c	พื้นที่รับแรงเฉือน
A_{conc1}	พื้นที่ทั้งหมดของแผ่นพื้นไม่รวมส่วนบริเวณหัวเสา
A_{conc2}	พื้นที่บริเวณเป็นรองรับหัวเสา
A_{ps}	พื้นที่หน้าตัดของลวดอัดแรง
A_{st}	พื้นที่ในแต่ละจุดที่เสริมเหล็กเสริม
b_o	เส้นรอบรูปของหน้าตัดวิกฤติรับแรงเฉือนที่ระยะ $d/2$
b_1	ด้านกว้างของหน้าตัดวิกฤติที่รับแรงเฉือน
b_2	ด้านยาวของหน้าตัดวิกฤติที่รับแรงเฉือน
c	ระยะจากจุดศูนย์ถ่วงของหน้าตัดวิกฤติรับแรงเฉือน ไปยังขอบไกลสุดในทิศทางที่ถ่ายโมเมนต์
C	ค่าคงที่ของหน่วยแรงการหย่อนตัว
C_r	ค่าคงที่ของการคืบ
C_1	ความกว้างของหน้าเสา
C_2	ความยาวของหน้าเสา
C_{anch}	ราคารวมค่าวัสดุและค่าแรงต่อชุดลิ้มสมอตั้ง
C_{AB}, C_{BA}	แฟคเตอร์ส่งถ่ายในการกระจายโมเมนต์
C_{duct}	ราคารวมค่าวัสดุและค่าแรงต่อความยาววัสดุห่อหุ้ม
C_{fix}	ราคารวมค่าวัสดุและค่าแรงต่อชุดของสมอยึดปลาย
C_{gr}	ราคารวมค่าวัสดุและค่าแรงต่อความยาวของวัสดุยึดเหนี่ยวลวดอัดแรง
C_k	ค่าคงที่เพื่อเปลี่ยนความยาวของลวดเป็นน้ำหนัก
C_p	ราคาค่าแรงของแรงดึงลวดอัดแรงต่อน้ำหนักของลวดอัดแรง
C_{st}	ราคารวมค่าวัสดุและค่าแรงต่อปริมาณของเหล็กเสริม
C_{ten}	ราคารวมค่าวัสดุและค่าแรงต่อน้ำหนักของลวดอัดแรง
C_{total}	ราคารวมทั้งหมดของพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังในทิศทางที่พิจารณา

คำอธิบายสัญลักษณ์ (ต่อ)

d	ความลึกประสิทธิผลของหน้าตัด
d_p	ระยะจากผิวนอกซึ่งรับแรงอัดจนถึงจุดศูนย์ถ่วงของลวดอัดแรง
D	ระยะจากผิวนอกซึ่งรับแรงอัดจนถึงจุดศูนย์ถ่วงของเหล็กเสริมรับแรงดึง
D_{FS}	ตัวคูณการกระจาย
e	ระยะเยื้องศูนย์ของเหล็กเสริมอัดแรงจากแนวศูนย์ถ่วงของหน้าตัด
e_1	ตำแหน่งลวดอัดแรงที่ด้านซ้ายของช่วงพื้นวัดจากผิวล่าง
e_2	ตำแหน่งลวดอัดแรงที่กึ่งกลางของช่วงพื้นวัดจากผิวล่าง
e_3	ตำแหน่งลวดอัดแรงที่ด้านขวาของช่วงพื้นวัดจากผิวล่าง
E_c	โมดูลัสยืดหยุ่นของเสา
E_s	โมดูลัสยืดหยุ่นของพื้น
f_{ci}'	กำลังอัดประลัยของคอนกรีตขณะถ่ายแรงในคอนกรีต
f_c'	กำลังอัดประลัยของคอนกรีตเมื่ออายุ 28 วัน
f_{cds}	หน่วยแรงในคอนกรีตที่จุดศูนย์ถ่วงของลวดอัดแรงเนื่องจากน้ำหนักคงที่ เพิ่มส่วนหลังจากการอัดแรง
f_{cpa}	หน่วยแรงอัดเฉลี่ยในคอนกรีตภายหลังการอัดแรง
f_{cpi}	หน่วยแรงในคอนกรีตที่จุดศูนย์ถ่วงของลวดอัดแรง
f_{cir}	$f_{cpi} - f_g$
f_g	หน่วยแรงในคอนกรีตที่จุดศูนย์ถ่วงของลวดอัดแรง เนื่องจากน้ำหนัก บรรทุกคงที่ของโครงสร้างภายหลังการอัดแรง
f_{pc}	หน่วยแรงอัดในคอนกรีตหลังจากหักค่าสูญเสียแรงอัด
f_{ps}	หน่วยแรงตั้งระบุในลวดอัดแรง (Nominal Strength)
f_{pu}	กำลังดึงประลัยของลวดอัดแรง
f_{py}	กำลังดึงคลากของลวดอัดแรง
f_y	กำลังดึงคลากของเหล็กเสริมธรรมดา
$F_{AA}, F_{AB}, F_{BA}, F_{BB}$	ค่าเฟล็กซิบิลิตี (Flexibility)
G_{XY}	ค่าคงที่ใช้ในการเปลี่ยนความสัมพันธ์จากไร่เชิงเส้นเป็นเชิงเส้น
h	ความหนาแผ่นพื้น

คำอธิบายสัญลักษณ์ (ต่อ)

h_{co}	ระยะความสูงของเสาโดยวัดจากแกน N-A ของแผ่นพื้นไปยังขอบเป็นร่องรับหัวเสาด้านบน
h_o	ความสูงของเสาวัดจากแกน N-A
h_d	ความหนาของแป้นรองรับหัวเสา
H_{XY}	ค่าคงที่ใช้ในการเปลี่ยนความสัมพันธ์จากไร่เชิงเส้นเป็นเชิงเส้น
l_c	โมเมนต์อินเนอร์เซียของเสาเทียบเท่า
l_{co}	โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดเสาโดยคิดที่กึ่งกลางเสา
l_d	โมเมนต์อินเนอร์เซียบริเวณที่มีแป้นรองรับหัวเสา
l_s	โมเมนต์อินเนอร์เซียบริเวณแผ่นพื้น
l_F	โมเมนต์อินเนอร์เซียบริเวณกึ่งกลางเสา
J	ค่าคงที่ของการคลายแรงดึงของลวดอัดแรง
k	สัมประสิทธิ์ร็อบเบิล
K_c	สติฟเนสเนื่องจากการดัดของเสา
K_{ec}	สติฟเนสของเสาเทียบเท่า
K_{re}	ค่าคงที่ของการคลายแรงดึงของลวดอัดแรง
K_s	ค่าสติฟเนสของแผ่นพื้น
K_{sh}	ค่าสัมประสิทธิ์การหดตัวของคอนกรีต
K_t	สติฟเนสของชิ้นส่วนที่รับแรงบิด
$K_{AA}, K_{AB}, K_{BA}, K_{BB}$	ค่าสติฟเนสของโครงสร้าง
L_1	ความยาวระหว่างศูนย์กลางเสา
L_2	ความยาวช่วงเสาในทิศทางขนานกับทิศทางของการเสริมเหล็ก
L_c	ความสูงของเสาวัดจากกึ่งกลางพื้น
L-Drop	ความยาวของแป้นรองรับหัวเสา
L_p	ความยาวของลวดอัดแรงในแต่ละช่วงพื้น
L_{st}	ความยาวในแต่ละจุดที่เสริมเหล็กเสริม
M_A, M_B	ค่าโมเมนต์ยึดปลายที่ปลาย A และปลาย B ตามลำดับ
M_{DL}	โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่

คำอธิบายสัญลักษณ์ (ต่อ)

M_b	โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกสมดุลง
M_{LL}	โมเมนต์เนื่องจากบรรทุกจร
$m_{n@x}$	สัมประสิทธิ์ของโมเมนต์ที่ตำแหน่ง x เนื่องจากสภาพการรับน้ำหนักกระจายสม่ำเสมอเท่ากับ หนึ่งหน่วยบนช่วงพื้น n
M_n	กำลังโมเมนต์ระนาบของหน้าตัด
M_u	โมเมนต์ดัดประลัย
M_{ub}	โมเมนต์ไม่สมดุลที่ต้องถ่ายเข้าเสา
M_1	โมเมนต์หลัก
M_s	โมเมนต์รอง
n	ปริมาณลวดอัดแรง (เส้น)
N	จำนวนนัยสำคัญของคำตอบที่ต้องการ
N_{anch}	จำนวนลิ่มสมอตั้ง
N_{fix}	จำนวนสมอยึดปลาย
P_i	แรงดึงในลวดอัดแรงขณะตั้ง
P_p	แรงของลวดอัดแรงทั้งหมด
RH	ค่าความชื้นสัมพัทธ์
T	แรงดึงในคอนกรีต ณ สภาวะใช้งาน
T_o	แรงดึงในลวดอัดแรงที่สมอยึด
T_x	แรงดึงในลวดอัดแรงที่ระยะ x
T_{XY}	ค่าคงที่ใช้ในการเปลี่ยนความสัมพันธ์จากรั้วเชิงเส้นเป็นเชิงเส้น
V_u	หน่วยแรงเฉือนเพิ่มส่วนออกแบบ
V_n	แรงเฉือนระนาบของหน้าตัด
V/S	อัตราส่วนปริมาตรต่อพื้นที่ผิว
V_p	แรงประสิทธิผลจากลวดอัดแรงที่หน้าตัดวิกฤต
V_u	แรงเฉือนเพิ่มส่วนที่หน้าตัด
W_b	น้ำหนักบรรทุกสมดุลงเนื่องจากลวดอัดแรง
W_{DL}	น้ำหนักบรรทุกคงที่

W_{LL}	น้ำหนักบรรทุกจร
W_{SDL}	น้ำหนักบรรทุกคงที่ที่เพิ่มส่วน
X_i, X_j	โมเมนต์ยึดแน่นปลายเนื่องจากน้ำหนักหนึ่งหน่วยกระจายสม่ำเสมอ
y	ระยะจากแกนสะเทินถึงผิวคอนกรีต
α	มุมที่เปลี่ยนไปของลวดอัดแรง
α_1	ค่าคงที่เนื่องจากการสูญเสียแรงดึงในลวดอัดแรงที่สภาวะถ่ายแรง
α_w	ค่าคงที่เนื่องจากการสูญเสียแรงดึงในลวดอัดแรงที่สภาวะใช้งาน
β_1	0.85 สำหรับ $f_c' \leq 280$ กก./ตร.ซม. 0.85 - 0.05 ($f_c' - 280$)/70 สำหรับ $f_c' > 280$ กก./ตร.ซม. ไม่น้อยกว่า 0.65
ϵ_s	ขอบเขตที่ยอมให้
γ_v	สัดส่วนของโมเมนต์ไม่สมดุลซึ่งถ่ายโดยแรงเฉือนที่รอยต่อของเสาและ แผ่นพื้น
μ	สัมประสิทธิ์ความฝืด
θ_i, θ_j	มุมที่เกิดขึ้นในโครงสร้างพื้นฐาน (คานช่วงเดียว) ของชิ้นส่วนที่มีโมเมนต์ อินเนอร์เซียต่างกันสำหรับสภาพน้ำหนักที่กำหนดให้ ที่ปลาย i และปลาย j ตามลำดับ
ρ	อัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงดึงต่อพื้นที่หน้าตัด
ρ'	อัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงอัดต่อพื้นที่หน้าตัด
ρ_p	อัตราส่วนลวดแรงอัดต่อพื้นที่หน้าตัด
σ	หน่วยแรงทั้งหมด
σ_a	หน่วยแรงอัดเฉลี่ย
σ_{DL}	หน่วยแรงจากน้ำหนักบรรทุกคงที่
σ_{LL}	หน่วยแรงจากน้ำหนักบรรทุกจร
σ_b	หน่วยแรงสมดุลจากน้ำหนักบรรทุกจร
ϕ	ค่าตัวคูณลดกำลัง = 0.9 สำหรับแรงดัด = 0.85 สำหรับแรงเฉือน
∇	ค่าการเข้าที่ของลิมสมอยึด

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความนำ

ระบบโครงสร้างพื้นไร้คาน เหมาะสำหรับโครงสร้างอาคารที่มีขนาดช่วงเสาที่ใกล้เคียงกัน และมีพื้นที่ใช้สอยมาก โครงสร้างแผ่นพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังชนิดมีแป้นรองรับหัวเสา (Post-Tensioned Flat slab with Drop panel) เป็นลักษณะแผ่นพื้นท้องเรียบโดยมีส่วนเพิ่มความหนาบริเวณหัวเสา จะสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้มากกว่าพื้นไร้คานโดยทั่วไปเนื่องจากการเพิ่มความหนาของพื้นบริเวณรอบหัวเสา ทำให้พื้นสามารถรับแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดที่บริเวณหัวเสาได้มากขึ้น เหมาะสำหรับอาคารที่รับน้ำหนักมาก ๆ หรืออาคารที่ต้องการช่วงเสากว้าง ๆ เช่น อาคารจอดรถ อาคารโกดังเก็บของ และอาคารสาธารณะ เป็นต้น แต่การออกแบบโดยทั่วไปมักไม่คำนึงถึงราคาควบคู่ไปกับการวิเคราะห์ ที่เกิดการเปลี่ยนแปลงของโครงสร้าง เช่น มีการเปลี่ยนแปลงขนาดความหนาของพื้นคอนกรีต การเปลี่ยนแปลงของแรงจากลวดอัดแรง ทำให้ปริมาณลวดอัดแรงและเหล็กเสริมธรรมดา มีการเปลี่ยนแปลง ซึ่งการที่จะหาราคาที่เหมาะสมจึงเป็นเรื่องยากและเสียเวลา เนื่องจากต้องคำนวณลงมือคิดลองดูหลายๆครั้ง และผลลัพธ์ที่ได้อาจจะยังไม่ใช่ค่าที่เหมาะสมที่สุด การวิจัยนี้จึงเป็นการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างของพื้นไร้คานอัดแรงภายหลังชนิดมีแป้นรองรับหัวเสา โดยให้ได้ขนาดของชิ้นส่วนของโครงสร้างเป็นไปอย่างประหยัดทั้งค่าวัสดุและค่าแรงและเปรียบเทียบราคาค่าก่อสร้างของแผ่นพื้นระบบนี้กับพื้นระบบอื่นเพื่อประโยชน์ในการพิจารณาของผู้ออกแบบ

วิธีการวิเคราะห์โครงสร้างพื้นไร้คานคอนกรีตชนิดอัดแรงที่หลัง ตามมาตรฐาน ACI 318-95^[1] และมาตรฐาน ว.ส.ท. 1008-38 ได้นำเสนอวิธีการวิเคราะห์ 2 วิธีคือ วิธีออกแบบโดยตรง (Direct Design Method) และวิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่า (Equivalent Frame Method) วิธีการด้วยวิธีออกแบบโดยตรงมีข้อจำกัดมากกว่าวิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่าดังนี้

1. ต้องมีช่วงยาวอย่างน้อย สามช่วงต่อเนื่องกัน
2. ความยาวช่วงของแผ่นพื้นที่อยู่ติดกัน วัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของที่รองรับในแต่ละทิศทางต่างกันไม่เกิน 1/3 ของช่วงที่ยาวกว่า
3. น้ำหนักบรรทุกทั้งหมดต้องเป็นแนวตั้งเท่านั้น และกระจายสม่ำเสมอตลอดทั่วทั้งแถบพื้นและน้ำหนักบรรทุกจรใช้งานต้องไม่เกิน 2/3 เท่าของน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน

สำหรับการวิจัยนี้ได้นำตัวแปรด้านราคาของโครงสร้างพื้นคอนกรีตมาพิจารณา เช่น ความหนาของพื้นคอนกรีต ความหนาของแป้นรองรับหัวเสา ปริมาณลวดอัดแรง จำนวนเหล็กเสริมธรรมดา เป็นต้น เพื่อให้การออกแบบเป็นไปอย่างเหมาะสมที่สุด

1.2 งานวิจัยที่ผ่านมา

การศึกษาพฤติกรรมและการออกแบบพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังอย่างเหมาะสมได้มีการศึกษา งานวิจัยและบทความก่อนหน้านี้นี้ดังนี้

ปี ค.ศ. 1963 Rozvany และ Hampson^[16] เสนอวิธีการออกแบบที่ประหยัดสำหรับการออกแบบพื้น คอนกรีตไร้คานอัดแรง โดยใช้การแก้ปัญหาของลากรองจ์ (Lagrange) ภายใต้สมการควบคุมการออกแบบพื้น คอนกรีตไร้คานอัดแรงมีความหนาแน่นน้อยที่สุด รวมทั้งจำนวนลวดอัดแรงที่น้อยที่สุดด้วย

ปี ค.ศ. 1970 Wang^[19] ได้ให้แนวความคิดเกี่ยวกับการออกแบบอย่างเหมาะสม โดยการพิจารณาถึง แรงจากลวดที่น้อยที่สุด ภายใต้หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ในหน้าตัดควบคุม โดยการใช้วิธีน้ำหนักสมดุล และวิธีการ ลองผิดลองถูก (Trial and Error)

ปี ค.ศ. 1973 Uri Kirch^[5] ได้เสนอการออกแบบที่เหมาะสมที่สุด โดยการเปลี่ยนรูปสมการควบคุมซึ่งอยู่ ในรูปของสมการที่ไม่เป็นเชิงเส้น ได้เปลี่ยนให้อยู่ในรูปที่สมการเชิงเส้นใกล้เคียงกับสมการที่ไม่เป็นเชิงเส้นเดิมเพื่อให้ ง่ายต่อการแก้สมการ และได้นำราคาของคอนกรีตและลวดอัดแรง ซึ่งสมมุติฐานว่าเป็นปัจจัยสำคัญต่อราคามาเป็น สมการหลัก (Objective Function) ในการพิจารณา

ปี ค.ศ. 1977 Rajagopalan^[14] ได้เสนอแนวความคิดของการออกแบบให้ได้น้ำหนักน้อยที่สุดเป็นสม การควบคุม 4 สมการ ในรูปตัวแปรความหนาของคอนกรีตและแรงจากลวดอัดแรงและได้นำราคาของความหนา คอนกรีตและแรงจากลวดอัดแรงมาเป็นสมการหลัก (Objective Function) ในการพิจารณา โดยอาศัยการแก้สม การเทคนิคของลากรองจ์ (Lagrange Multiplier Technique) และได้สรุปว่าโดยทั่วไปการออกแบบที่ประหยัดที่สุด มักขึ้นอยู่กับน้ำหนักของโครงสร้างที่น้อยที่สุด

ปี ค.ศ. 1980 Loov^[8] ได้เสนอวิธีลดความยุ่งยากทางคณิตศาสตร์เนื่องจากการแก้สมการ Optimization โดยตรงเป็นการลดตัวแปรในสมการลงมา โดยแทนค่าที่ที่เป็นไปได้เข้ามาในสมการ แต่ผลที่ได้ใกล้เคียงกับความ เป็นจริงที่สุด และเห็นได้ชัดจากการสังเกต โดยการนำราคาเป็นสมการหลัก (Objective Function) ในการพิจารณา และในการหาค่าแรงจากลวดอัดแรงที่เหมาะสมจากค่าแรงจากลวดอัดแรง 2 ค่า คือค่าแรงจากลวดอัดแรงที่น้อยที่ สุดและค่าแรงจากลวดอัดแรงที่มากที่สุด ในค่าขอบเขตเป็นไปได้อันจะทำให้ราคาของโครงสร้างประหยัดที่สุด ซึ่งผลก็ จะได้อายุความหนาของพื้นคอนกรีตและแรงจากลวดอัดแรงที่เหมาะสม

ปี ค.ศ. 1996 วินัย สังหิตกุล^[25] ได้เสนอการคำนวณออกแบบโดยลดความยุ่งยากทางคณิตศาสตร์โดยเริ่มจากค่าความหนาของพื้นคอนกรีตที่น้อยที่สุด ที่สามารถรับน้ำหนักการออกแบบได้อย่างปลอดภัย และพิจารณาถึงขอบเขตความน่าจะเป็นของแรงประสิทธิผลจากลวดอัดแรงจากแรงประสิทธิผลที่น้อยที่สุด โดยพิจารณาหน่วยแรงที่เกิดในหน้าตัดไม่เกินหน่วยแรงที่ยอมให้ นำมาสร้างสมการความสัมพันธ์ระหว่างแรงประสิทธิผลกับราคา หาจุดราคาต่ำสุด ทำซ้ำวิธีดังกล่าวโดยเพิ่มความหนาครั้งละ 0.5 เซนติเมตร การออกแบบอย่างเหมาะสมจะได้แก่การออกแบบที่ความหนาของพื้นคอนกรีตที่ทำให้ราคาเพิ่มขึ้น

ปี ค.ศ. 1998 อติพันธ์ อธิวัฒน์^[26] ได้เสนอวิธีการออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดสำหรับพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลัง โดยใช้วิธีซิมเพล็กซ์ซึ่งมีสมการเป้าหมายเป็นราคาของพื้น การคำนวณจะเริ่มต้นจากคำตอบที่เป็นไปได้ จากนั้นสร้างสมการขอบเขตซึ่งจะถูกเปลี่ยนจากแบบไร้เชิงเส้นเป็นแบบเชิงเส้น ด้วยอนุกรมอันดับที่สองของ Taylor หลังจากนั้นโปรแกรมเชิงเส้นตรงจะทำการแก้ปัญหาซ้ำไปซ้ำมา จนกระทั่งได้คำตอบที่เหมาะสมเมื่อราคาพื้นมีการลู่เข้า

1.3 งานที่ทำในงานวิจัยครั้งนี้

สำหรับการวิจัยในครั้งนี้ได้นำตัวแปรด้านราคามาใช้เป็นสมการหลักในการพิจารณา เพื่อให้ได้ความหนาของแผ่นพื้น ความหนาของแป้นรองรับหัวเสา แรงในลวดอัดแรง ปริมาณลวดอัดแรง ปริมาณเหล็กเสริมธรรมดา การจัดวางตำแหน่งของลวดอัดแรงที่เหมาะสม

การวิจัยจะแยกการคำนวณออกเป็นสองส่วนโดยเริ่มจากการออกแบบแผ่นพื้นที่สามารถรับน้ำหนักได้อย่างปลอดภัย ผลลัพธ์ที่ได้จะใช้เป็นจุดเริ่มต้นของการคำนวณและออกแบบอย่างเหมาะสม หลังจากนั้นทำการสร้างสมการเป้าหมาย (Objective Function) และสมการขอบเขต (Constraints) ซึ่งในกรณีความสัมพันธ์ไม่เป็นเชิงเส้นจะทำการประมาณให้เป็นเชิงเส้น แล้วใช้วิธีแก้สมการทางคณิตศาสตร์โดยวิธีการโปรแกรมเชิงเส้นด้วยวิธีซิมเพล็กซ์ ผลลัพธ์จากโปรแกรมเชิงเส้นจะนำกลับไปเป็นจุดเริ่มต้นในการคำนวณครั้งถัดไป ในการวิจัยครั้งนี้ได้นำหลักการตรวจสอบการเปลี่ยนแปลงของคำตอบไม่ให้มีค่าเปลี่ยนแปลงเกินกว่าขอบเขตที่ยอมให้ (STEP SIZE) เพื่อป้องกันไม่ให้อาณาเขตเปลี่ยนแปลงมากนักในแต่ละรอบการคำนวณ ทำการคำนวณซ้ำจนกว่าผลลัพธ์ที่ได้ผ่านเงื่อนไขของสมการที่ควบคุมและราคามีการลู่เข้าตามที่ตั้งไว้ ผลลัพธ์ที่ได้จะเป็นจุดที่โครงสร้างมีความเหมาะสมที่สุดตามเงื่อนไขที่ตั้งขึ้น

1.4 วัตถุประสงค์

การวิจัยในครั้งนี้มีวัตถุประสงค์ดังต่อไปนี้

1. ศึกษาวิธีการคำนวณออกแบบแผ่นพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังชนิดมีแป้นรองรับหัวเสาอย่างเหมาะสมโดยใช้โปรแกรมเชิงเส้นด้วยวิธีซิมเพล็กซ์ (Simplex Method)

2. พัฒนาโปรแกรมคอมพิวเตอร์เพื่อใช้ในการวิเคราะห์ เพื่อลดเวลาและข้อผิดพลาดในการคำนวณ
3. ศึกษาและเปรียบเทียบผลที่ได้จากการวิเคราะห์กับแผ่นพื้นไร้คานแบบไม่มีแป้นหัวเสาโดยมองในแง่ของราคาความประหยัด

1.5 ขอบเขตการวิจัย

ขอบเขตการวิจัยและสมมุติฐานที่ใช้ในการวิจัยครั้งนี้มีดังต่อไปนี้

1. ระบบพื้นเป็นพื้นคอนกรีตไร้คานมีความหนาไม่คงที่ เป็นระบบพื้นอัดแรงภายหลัง แบบยึดเหนี่ยวและไร้แรงยึดเหนี่ยว
2. พิจารณาเฉพาะน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง(Gravity Load)เต็มช่วงพื้นเท่านั้น
3. พิจารณาให้คอนกรีตอัดแรงที่ยอมให้ มีหน่วยแรงดึงเกิดขึ้น แต่ไม่มีการแตกร้าวภายใต้น้ำหนักบรรทุกใช้งาน
4. พิจารณาการวางลวดแบบโค้งเดียว (Simple Parabola) ในแต่ละช่วงพื้นเท่านั้น ไม่พิจารณาการโค้งกลับของพาราโบลา (Reversed Parabola) ที่บริเวณหัวเสา
5. ไม่พิจารณาการใช้เหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่บริเวณหัวเสา

1.6 วิธีการดำเนินการวิจัย

การวิจัยนี้มีเป้าหมายที่จะพัฒนาโปรแกรมคอมพิวเตอร์สำหรับการวิเคราะห์และออกแบบพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงอย่างเหมาะสมที่สุด โดยมีขั้นตอนของการวิจัยดังนี้

1. ศึกษาวิธีการวิเคราะห์การสร้างสติเฟเนส สมการในการออกแบบโครงสร้างของชิ้นส่วนเสาและพื้นที่มีแป้นรองรับหัวเสา (Non Prismatic Members) โดยวิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่า(Equivalent Frame) เพื่อใช้ในการวิเคราะห์หาค่าหน่วยแรงต่างๆ
2. ศึกษาการออกแบบแผ่นพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลัง ตามข้อกำหนดของมาตรฐาน ACI318-99
3. ศึกษาความสัมพันธ์ของตัวแปรที่เป็นปัจจัยหลักต่อราคาโครงสร้าง ได้แก่ ความหนาของพื้นคอนกรีต ความหนาของแป้นรองรับหัวเสา แรงประสิทธิผลจากลวดอัดแรง ปริมาณลวดอัดแรง ปริมาณเหล็กเสริมธรรมดา ตำแหน่งการวางลวด เพื่อที่จะคำนวณและออกแบบอย่างเหมาะสม (Optimum Design) พัฒนาโปรแกรมคอมพิวเตอร์จากการศึกษาข้างต้น
4. เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ที่ได้ในกรณีที่ไม่ใช้การคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม กับตัวอย่างหรือโปรแกรมอื่นที่ได้รับความเชื่อถือเพื่อตรวจสอบความถูกต้อง
5. เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ที่ได้และราคาค่าก่อสร้างในกรณีที่ใช้การคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม กับตัวอย่างแผ่นพื้นไร้คานที่ไม่มีแป้นรองรับหัวเสา

ทฤษฎีและแนวคิด

การศึกษาการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสมสำหรับแผ่นพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังชนิดมีแป้นรองรับหัวเสา มีวิธีการวิจัยดังนี้ ศึกษาทฤษฎีการออกแบบสำหรับแผ่นพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลัง ประกอบกับการศึกษาวิธีแก้ปัญหาโปรแกรมเชิงเส้นตรงโดยวิธีซิมเพล็กซ์ (Simplex Method) เพื่อใช้เป็นเครื่องมือในการหาจุดที่เหมาะสมจากการสร้างอสมการขอบเขตจากสภาวะต่างๆ ร่วมกับการใช้สมการเป้าหมายราคาผลลัพธ์ที่ได้จะนำไปสู่ค่าที่เหมาะสมโดยทำให้ราคาต่ำสุดตามเงื่อนไขที่กำหนด

2.1 ทฤษฎีเบื้องต้น

2.1.1 สภาวะการรับน้ำหนักของแผ่นพื้น

การวิเคราะห์โครงสร้างสำหรับแผ่นพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลัง สภาวะที่ใช้พิจารณาเกิดขึ้นทั้ง 3 สภาวะได้แก่

สภาวะถ่ายแรง หมายถึง สภาวะที่พิจารณาถึง น้ำหนักบรรทุกคงที่ น้ำหนักจากการก่อสร้าง และน้ำหนักสมมูลเนื่องจากลวดอัดแรง

สภาวะใช้งาน หมายถึง สภาวะที่พิจารณาถึง น้ำหนักบรรทุกคงที่ น้ำหนักบรรทุกจร และน้ำหนักสมมูลเนื่องจากลวดอัดแรง

สภาวะประลัย หมายถึง สภาวะที่พิจารณาถึง น้ำหนักบรรทุกคงที่คูณด้วยค่าคงที่เพิ่มส่วนของน้ำหนักบรรทุกคงที่ น้ำหนักบรรทุกจรที่คูณด้วยค่าคงที่เพิ่มส่วนของน้ำหนักบรรทุกจร และน้ำหนักสมมูลเนื่องจากลวดอัดแรง

2.1.2 พิกัดของหน่วยแรงของคอนกรีตและลวดอัดแรง

ก. คอนกรีต ค่าหน่วยแรงอัดและหน่วยแรงดึงที่ยอมให้ของคอนกรีต มีค่าดังนี้

สภาวะถ่ายแรง คือ สภาวะหน่วยแรงในคอนกรีตก่อนการเสื่อมลดของแรงดึงอันเนื่องมาจาก การหดตัวของคอนกรีต การคืบตัวของคอนกรีต และการคลายแรงดึงของลวดอัดแรง ต้องไม่เกินค่าหน่วยแรงที่ยอมให้ดังต่อไปนี้

หน่วยแรงอัดที่ผิวนอกสุด $0.60f'_c$

หน่วยแรงดึงที่ผิวนอกสุด $0.80\sqrt{f'_c}$

เมื่อ f'_c = กำลังอัดประลัยของคอนกรีตขณะถ่ายแรงในคอนกรีต (กก./ตร.ซม.)

สภาวะใช้งาน คือ สภาวะหน่วยแรงในคอนกรีตหลังการเชื่อมสนูทั้งหมดของแรงดึงต้องไม่เกินค่าหน่วยแรงที่ยอมให้ ดังต่อไปนี้

มาตรฐาน ACI318-99 ได้แบ่งหน่วยแรงอัดที่ผิวนอกสุดเป็นสองกรณี ดังนี้

กรณี พิจารณาน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่กับน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่เพิ่มส่วน	$0.45f'_c$
กรณี พิจารณาน้ำหนักบรรทุกทั้งหมด	$0.60f'_c$

อย่างไรก็ตามในงานวิจัยนี้ได้เลือกใช้ค่า $0.45f'_c$ สำหรับการพิจารณาน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดซึ่งจะค่าที่ปลอดภัย

หน่วยแรงอัดที่ผิวนอกสุด ณ ตำแหน่งเกิดโมเมนต์ลบที่หัวเสา (Nilson, 1987) $0.30f'_c$

หน่วยแรงดึงที่ผิวนอกสุด $1.60\sqrt{f'_c}$

เมื่อ f'_c = กำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่อายุ 28 วัน (กก./ตร.ซม.)

ข. ลวดอัดแรง ตามมาตรฐาน ACI ได้กำหนดหน่วยแรงที่ยอมให้ในลวดอัดแรง ดังนี้

หน่วยแรงที่ขณะดึงไม่เกิน $0.94f_{py}$ แต่ไม่มากกว่าค่า $0.80f_{pu}$

หน่วยแรงทันทีที่ถ่ายแรงไปที่คอนกรีตไม่เกิน $0.70f_{pu}$

เมื่อ f_{pu} = กำลังดึงประลัยของลวดอัดแรง

f_{py} = กำลังดึงครากของลวดอัดแรง

โดยทั่วไปลวดที่นิยมใช้กับพื้นคอนกรีตไร้คานชนิดอัดแรง คือ ลวดอัดแรงตีเกลียวเกรด 270

2.1.3 หน่วยแรงดัดอีลาสติก

การตรวจสอบหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในหน้าตัดวิกฤต หาได้ตามสมการดังนี้

$$\sigma = \sigma_{av} + \sigma_{DL} + \sigma_{LL} + \sigma_b \quad (1)$$

เมื่อ σ = หน่วยแรงทั้งหมด

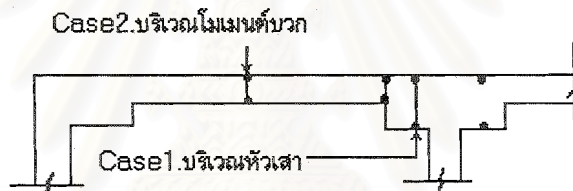
σ_{av} = หน่วยแรงอัดเฉลี่ย

σ_{DL} = หน่วยแรงจากน้ำหนักบรรทุกคงที่

σ_{LL} = หน่วยแรงจากน้ำหนักบรรทุกจร

σ_b = หน่วยแรงจากน้ำหนักบรรทุกทุกสมมูลเนื่องจากลวดอัดแรง

ตำแหน่งที่ใช้ในการตรวจสอบหน่วยแรงดัดอีลาสติกที่สภาวะถ่ายแรงและที่สภาวะใช้งาน คัดการตรวจสอบที่บริเวณผิวหน้าของเสาที่ปลายแผ่นพื้นซึ่งเป็นบริเวณที่จะเกิดค่าโมเมนต์ลบมากที่สุด และที่บริเวณกลางช่วงของแผ่นพื้นซึ่งเป็นบริเวณที่จะเกิดโมเมนต์บวกมากที่สุด



รูปที่ 2.1 แสดงบริเวณที่ใช้ในการตรวจสอบหน่วยแรงดัดอีลาสติก

2.1.4 ปริมาณเหล็กเสริมยึดเหนี่ยวน้อยที่สุด

สำหรับแผ่นพื้นไร้คานอัดแรงภายหลังแบบไม่ยึดเหนี่ยว จะต้องมีเหล็กเสริมยึดเหนี่ยวปริมาณน้อยที่สุด ดังนี้ บริเวณโมเมนต์บวกกลางช่วงพื้น ซึ่งหน่วยแรงดึงในคอนกรีตในสภาพใช้งานเกินกว่า $0.53\sqrt{f'_c}$ กก./ตร.ซม. แรงดึงทั้งหมดที่เกิดขึ้นในคอนกรีตต้องออกแบบให้เหล็กเสริมแบกรับไปทั้งหมด ดังสมการ

$$A_s = \frac{T}{0.5f_y} \quad (2.2)$$

$$\geq 0.004L_y y \quad (2.3)$$

เมื่อ A_s = ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึง (ซม.²)

T = แรงดึงในคอนกรีต ณ สภาวะใช้งาน (กก.)

เมื่อ y = ระยะจากแกนสะเทินถึงผิวคอนกรีตรับแรงอัด (ซม.)

f_y = กำลังดึงครากของเหล็กเสริมธรรมดา (กก./ตร.ซม.)

L_2 = ความกว้างของแผ่นพื้นในทิศทางตั้งฉากที่ใช้ออกแบบ (ซม.)

บริเวณโมเมนต์ลบเหนือเสาจะต้องเสริมเหล็กยึดเหนี่ยวในแต่ละทิศทางไม่น้อยกว่า

$$A_s = 0.00075h_d L_1 \quad (2.4)$$

เมื่อ h_d = ความหนาของแป้นรองรับหัวเสา (ซม.)

L_1 = ความยาวช่วงพื้นในทิศทางขนานกับกับการออกแบบ (ซม.)

เหล็กเสริมนี้ต้องจัดเรียงให้ใกล้แนวศูนย์กลางเสาที่สุด โดยห่างไม่เกิน $1.5h_d$ จากผิวหน้าเสาในแต่ละทิศทาง และจำนวนต้องไม่น้อยกว่า 4 เส้น ในแต่ละทิศทาง โดยระยะห่างต้องไม่เกิน 30 ซม.

2.1.5 กำลังรับแรงดัดประลัยของคองกรีต

มาตรฐาน ACI 318-99 ได้ให้สูตรกำลังโมเมนต์ระบุ (Nominal Moment Strength) สำหรับรูปหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า และมีเหล็กเสริมธรรมดารับแรงดึง ดังสมการ

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.5)$$

เมื่อ $a = (A_{ps} f_{ps} + A_s f_y) / (0.85 f'_c L_2)$

= ความลึกของบล็อกหน่วยแรงรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าเทียบเท่า

A_{ps} = พื้นที่หน้าตัดของลวดอัดแรง

d = ระยะจากผิวรับแรงอัดถึงศูนย์กลางของเหล็กเสริมธรรมดารับแรงดึง

d_p = ระยะจากผิวรับแรงอัดถึงศูนย์กลางของลวดอัดแรง

f_{ps} = หน่วยแรงดึงระบุในลวดอัดแรง

L_2 = ความกว้างของแผ่นพื้นในทิศทางตั้งฉากที่ใช้ออกแบบ

มาตรฐาน ACI 318-99 ได้กำหนดค่าหน่วยแรงดึงในลวดอัดแรง (f_{ps}) ในกรณีที่หน่วยแรงดึงประสิทธิผลมีค่ามากกว่า $0.5f_{ps}$ ดังนี้

ก. สำหรับพื้นระบบมีแรงยึดเหนี่ยว

$$f_{ps} = \left\{ 1 - \left(\frac{\gamma_p}{\beta_1} \right) \left[\frac{\rho_p f_{pu}}{f'_c} + \left(\frac{d}{d_p} \right) (\omega - \omega') \right] \right\} \quad (2.6)$$

เมื่อ $\omega = \rho f_y / f'_c$

$\omega' = \rho' f_y / f'_c$

$\omega_p = \rho_p f_{py} / f'_c$

$\gamma_p =$ ตัวคูณที่คำนึงถึงระดับกำลังครากของเหล็กเสริมอัดแรง พิจารณาดังนี้

$= 0.40$ เมื่อ f_{py} / f_{pu} มีค่าไม่น้อยกว่า 0.85

$= 0.28$ เมื่อ f_{py} / f_{pu} มีค่าไม่น้อยกว่า 0.90

$\beta_1 = 0.85$ สำหรับ $f'_c > 280$ กก./ตร.ซม. แต่ไม่น้อยกว่า 0.65

$\rho =$ อัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงดึงต่อพื้นที่หน้าตัด ($A_s / L_2 d$)

$\rho' =$ อัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงอัดต่อพื้นที่หน้าตัด ($A'_s / L_2 d$)

$\rho_p =$ อัตราส่วนลวดอัดแรงต่อพื้นที่หน้าตัด ($A_{ps} / L_2 d_p$)

เงื่อนไข $\omega_p + (\omega - \omega') \frac{d}{d_p} \leq 0.30$ เรียกว่า เสริมเหล็กต่ำกว่าสมดุล

$\omega_p + (\omega - \omega') \frac{d}{d_p} < 0.10$ เรียกว่า เสริมเหล็กต่ำกว่าสมดุลมาก

$\omega_p + (\omega - \omega') \frac{d}{d_p} > 0.30$ เรียกว่า เสริมเหล็กมากกว่าสมดุล

ข. สำหรับพื้นระบบไร้แรงยึดเหนี่ยว

สำหรับอัตราส่วนช่วงพื้นระหว่างเสาต่อความหนาไม่มากกว่า 35

$$\left. \begin{aligned} f_{ps} &= f_{se} + 700 + \frac{f'_c}{100\rho_p} \\ &\leq f_{py} \\ &\leq f_{se} + 4200 \quad (\text{กก./ตร.ซม.}) \end{aligned} \right\} (2.7)$$

สำหรับอัตราส่วนช่วงพื้นระหว่างเสาต่อความหนามากกว่า 35

$$\left. \begin{aligned} f_{ps} &= f_{se} + 700 + \frac{f'_c}{300\rho_p} \\ &\leq f_{py} \\ &\leq f_{se} + 2100 \quad (\text{กก./ตร.ซม.}) \end{aligned} \right\} (2.8)$$

เพื่อป้องกันมิให้เกิดการวิบัติเนื่องจากเหล็กเสริมธรรมดารับแรงดึงในหน้าตัดที่มีปริมาณน้อย มาตรฐาน ACI 318-99 จึงกำหนดให้กำลังของหน้าตัดมีค่าอย่างน้อย 1.2 เท่าของโมเมนต์ดัดแตกร้าว ดังสมการ

$$0.9M_u \geq 1.2M_{cr} \quad (2.9)$$

$$\text{จาก } \sigma_{cr} = -\frac{\alpha P}{A} + \frac{M_{cr}}{S}$$

$$\text{ดังนั้น } M_{cr} = S\sigma_{cr} + \alpha \frac{PS}{A} \quad (2.10)$$

$$\text{โดยที่ } \sigma_{cr} = 2\sqrt{f'_c}$$

2.1.6 กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต

การตรวจสอบต้องพิจารณาทั้งผลของแรงเฉือนแนวตั้งโดยตรงและผลของการถ่ายโมเมนต์ไม่สมดุล (Unbalanced Moment) เข้าเสาโดยอาศัยแรงเฉือนของพื้นบริเวณหัวเสาบางส่วน ดังสมการ

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \gamma_v \frac{M_{ub}c}{J} \quad (2.11)$$

โดยที่ V_u = แรงเฉือนเพิ่มส่วนที่หน้าตัด (กก.)

A_c = พื้นที่รับแรงเฉือน (= $b_o d$) (ตร.ซม.)

b_o = เส้นรอบรูปของหน้าตัดวิกฤตรับแรงเฉือนที่ระยะ $d_1/2$ จากขอบแป้นรองรับหัวเสา และ $d_2/2$ จากหน้าเสา (ซม.)

d_1 = ความลึกประสิทธิภาพของหน้าตัด ซึ่งไม่มากกว่า $0.8h$ เมื่อ h คือ ความหนาแผ่นพื้น (ซม.)

d_2 = ความลึกประสิทธิภาพของหน้าตัด ซึ่งไม่มากกว่า $0.8h_d$ เมื่อ h_d คือ ความหนาของแป้น (ซม.)

γ_v = สัดส่วนของโมเมนต์ไม่สมดุลซึ่งถ่ายแรงเฉือนที่ขอบเสา

$$= 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \quad (2.12)$$

เมื่อ M_{ub} = โมเมนต์ไม่สมดุลที่ต้องถ่ายเข้าเสา (กก.-ซม.)

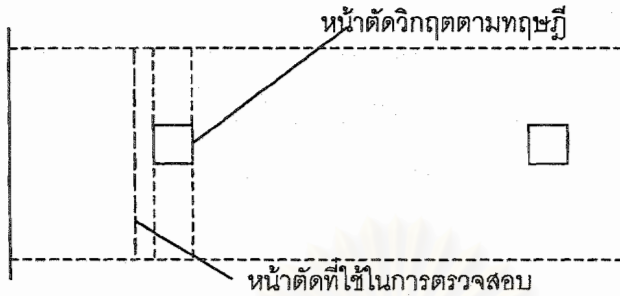
c = ระยะจากศูนย์กลางของหน้าตัดวิกฤตรับแรงเฉือนไปยังขอบไกลสุดในทิศทางที่ถ่ายโมเมนต์ (ซม.)

J = ค่าคงที่การบิด

โดยที่ค่า b_1, b_2, A_c, J และ c ของเสาในตำแหน่งต่างๆ แสดงไว้ในรูป 2.5 - 2.8

ก. แรงเฉือนทางเดียว

ทฤษฎีการตรวจสอบแรงเฉือนทางเดียวจะคิดที่หน้าตัดวิกฤต คือ ที่ระยะครึ่งหนึ่งของความลึกประสิทธิภาพ ($d/2$) จากหน้าเสา



รูปที่ 2.2 หน้าตัดวิกฤตสำหรับแรงเฉือนทางเดียวที่ใช้ในการตรวจสอบ

ค่าหน่วยแรงเฉือนระบุของคอนกรีตของพื้นคอนกรีตอัดแรง ดังสมการ

$$v_n = \left(0.16\sqrt{f'_c} + 49\frac{V_u d_p}{M_u} \right) L_2 d_p \quad (2.13)$$

ข. หน่วยแรงเฉือนแบบสองทาง

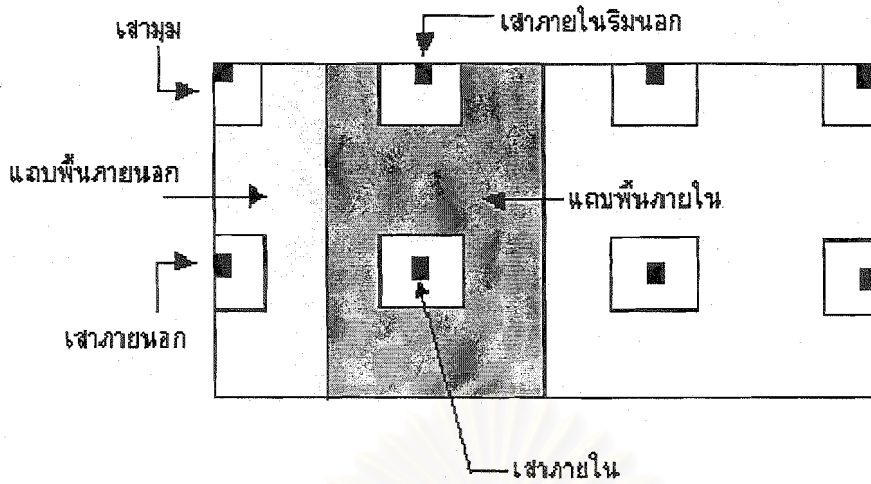
บริเวณรอบเสาที่รองรับทั้งหมดจะเป็นผลรวมของหน่วยแรงเฉือนโดยตรงกับหน่วยแรงเฉือนจากโมเมนต์ไม่สมดุล ซึ่งสูตรในการหาจะแตกต่างกันตามตำแหน่งของฐานรองรับ สามารถแบ่งออกได้เป็น 4 กรณี ดังนี้ (ดูภาพที่ 2.3) ค่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุดของคอนกรีตอัดแรงหาได้จาก

$$v_u = \phi \left(0.93\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc} + \frac{V_p}{b_o d_2} \right) \quad (2.14)$$

เมื่อ f_{pc} = หน่วยแรงอัดเฉลี่ยในคอนกรีตหลังจากหักค่าสูญเสียแรงอัด

V_p = แรงดึงประสิทธิภาพจากลวดอัดแรงที่หน้าตัดวิกฤต

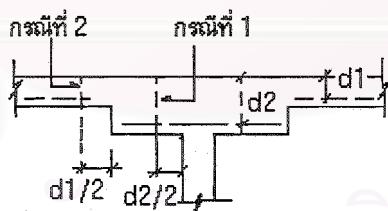
ϕ = ตัวคูณลดกำลังแรงเฉือนมีค่าเท่ากับ 0.85



รูปที่ 2.3 แสดงบริเวณหน้าตัดเสาเพื่อหาค่าหน่วยแรงเฉือนที่เกิด

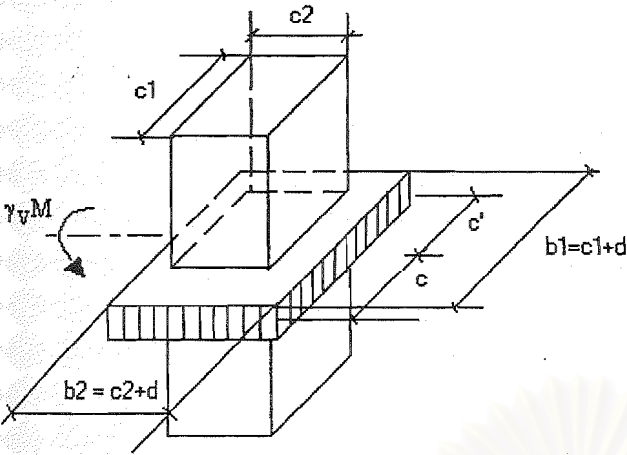
ค. ตำแหน่งที่ใช้ในการตรวจสอบแรงเฉือน

ในการตรวจสอบหน่วยแรงเฉือนแบบ 2 ทาง ในกรณีที่มีแป้นรองรับหัวเสาและจากการออกแบบอย่างเหมาะสมไม่ได้ออกแบบให้ใช้เหล็กเสริมรูปพรรณรับแรงเฉือนที่บริเวณหัวเสา (Shear Head) จึงทำการตรวจสอบหน้าตัดวิกฤติ 2 กรณี คือ กรณีที่ 1 คัดที่ระยะ $d_2/2$ วัดจากผิวหน้าของขอบเสาโดยรอบบริเวณหัวเสา ส่วนกรณีที่ 2 คัดที่ส่วนการเปลี่ยนแปลงความหนา คือ วัดจากขอบแป้นรองรับหัวเสาออกมาเป็นระยะ $d_1/2$ โดยที่ $d_1 = 0.8h$ และ $d_2 = 0.8h_d$ ดังแสดงในรูปที่ 2.4



รูปที่ 2.4 แสดงตำแหน่งที่ใช้ในการตรวจสอบหน่วยแรงเฉือนแบบสองทาง

1. กรณีเสาภายใน



พื้นที่คอนกรีตหน้าตัดวงกลม

$$A_c = 2(b_1 + b_2)d$$

ค่า J/c

$$\frac{J}{c} = \frac{J}{c'} = \frac{b_1 d (b_1 + 3b_2) + d^3}{3}$$

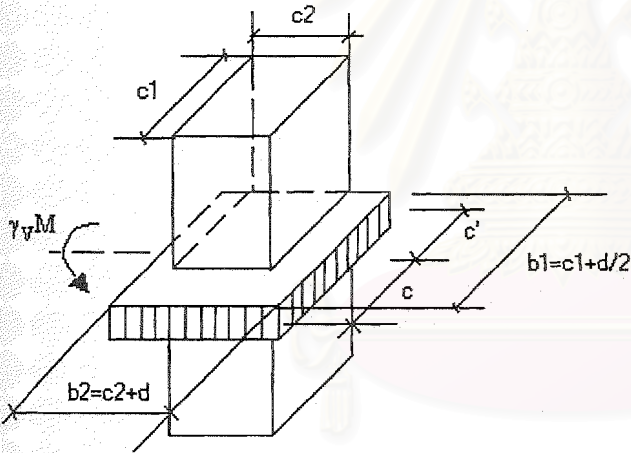
เมื่อ

$$c = c' = \frac{b_1}{2}$$

รูปที่ 2.5 พื้นที่รับแรงเฉือนสองทางของเสาภายใน (Interior Column) กรณีที่ 1

ในกรณีที่ 2 เปลี่ยนค่า $b_1 = L - \text{Drop}$, $b_2 = L_2/3$

2. กรณีเสาภายในริมนอก



พื้นที่คอนกรีตหน้าตัดวงกลม

$$A_c = 2(b_1 + b_2)d_2$$

ค่า J/c

$$\frac{J}{c} = \frac{b_1 d_2 (b_1 + 4b_2) + d_2^3 (b_1 + b_2) / b_1}{6}$$

$$\frac{J}{c'} = \frac{b_1^2 d_2 (b_1 + 4b_2) + d_2^3 (b_1 + b_2)}{6(b_1 + 2b_2)}$$

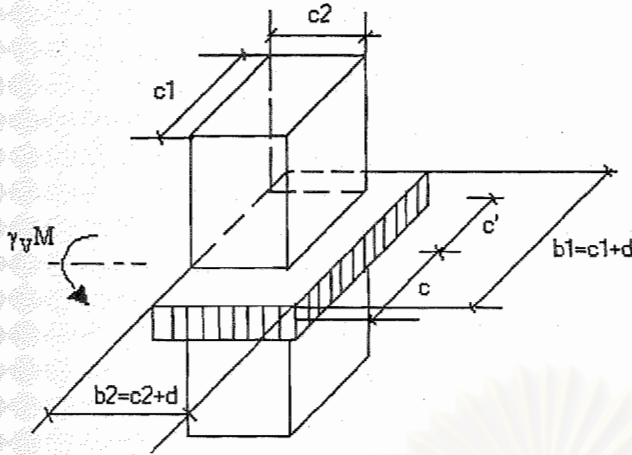
เมื่อ $c = \frac{b_1^2}{2(b_1 + b_2)}$

$$c' = \frac{b_1 (b_1 + b_2)}{2(b_1 + b_2)}$$

รูปที่ 2.6 พื้นที่รับแรงเฉือนสองทางของเสาภายในริมนอก (กรณีที่ 1)

ในกรณีที่ 2 เปลี่ยนค่า $b_1 = L - \text{Drop}$, $b_2 = \frac{L_2}{6}$

3. กรณีเสาภายนอกกริมใน



พื้นที่คอนกรีตหน้าตัดวิกฤต

$$A_c = (b_1 + 2b_2)d_2$$

ค่า J/c

$$\frac{J}{c} = \frac{J}{c'} = \frac{b_1 d (b_1 + 6b_2) + d^3}{6}$$

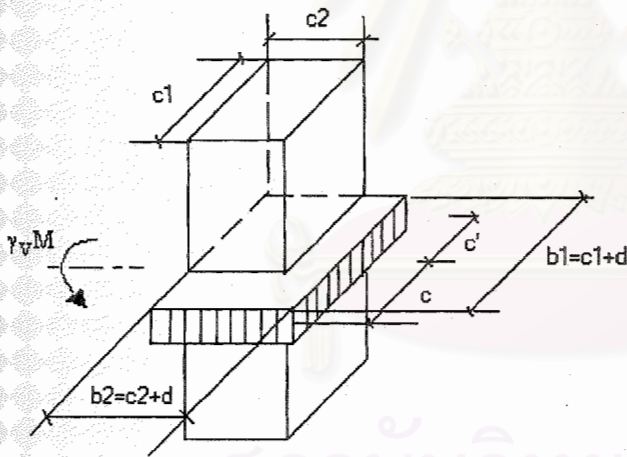
เมื่อ

$$c = c' = \frac{b_1}{2}$$

รูปที่ 2.7 พื้นที่รับแรงเฉือนสองทางของเสาภายนอกกริมใน (กรณีที่ 1)

ในกรณีที่ 2 เปลี่ยนค่า $b_1 = L - \text{Drop}$, $b_2 = \frac{L_2}{6}$

4. กรณีเสามุม



พื้นที่คอนกรีตหน้าตัดวิกฤต

$$A_c = 2(b_1 + b_2)d_2$$

ค่า J/c

$$\frac{J}{c} = \frac{2b_1 d_2 (b_1 + 2b_2) + d_2^3 (2b_1 + b_2) / b_1}{6}$$

$$\frac{J}{c'} = \frac{2b_1^2 d_2 (b_1 + 2b_2) + d_2^3 (2b_1 + b_2)}{6(b_1 + b_2)}$$

$$\text{เมื่อ } c = \frac{b_1^2}{2(b_1 + b_2)}$$

$$c' = \frac{b_1 (b_1 + b_2)}{(2b_1 + b_2)}$$

รูปที่ 2.8 พื้นที่รับแรงเฉือนสองทางของเสามุม (กรณีที่ 1)

ในกรณีที่ 2 เปลี่ยนค่า $b_1 = L - \text{Drop}$, $b_2 = \frac{L_2}{3}$

2.1.7 ค่าการสูญเสียแรงอัดในพื้นที่คอนกรีตอัดแรง

ค่าการสูญเสียแรงอัดในพื้นที่คอนกรีตอัดแรงแบ่งได้ออกเป็น 2 ประเภท คือ การสูญเสียแรงอัดเริ่มแรก ซึ่งเกิดขึ้นหลังจากการดึงและตัดลวด และการสูญเสียแรงอัดตามกาลเวลา

1. การสูญเสียแรงอัดเริ่มแรก

ก. ค่าการสูญเสียแรงอัดจากแรงเสียดทาน (Friction Loss) สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$T_x = T_0 e^{-(kx + \mu\alpha)} \quad (2.15)$$

เมื่อ T_x = แรงดึงในลวดอัดแรงที่ระยะ x

T_0 = แรงดึงในลวดอัดแรงที่สมอยึด

k = สัมประสิทธิ์ร็อบเบิล (ดูตารางที่ 2.1) (ต่อเมตร)

μ = สัมประสิทธิ์ความผิด (ดูตารางที่ 2.1)

α = การเปลี่ยนมุมของลวดอัดแรง (เรเดียน)

สำหรับโค้งพาราโบลาเดี่ยว $\alpha = 8y/x$

y = ระยะตก (sag)

ตารางที่ 2.1 ค่าสัมประสิทธิ์ร็อบเบิลและสัมประสิทธิ์ความผิด

ชนิดของลวดอัดแรง	สัมประสิทธิ์ร็อบเบิล k (ต่อเมตร)	สัมประสิทธิ์ความผิด μ
สำหรับวัสดุหุ้มลวดอัดแรงชนิดมีแรงยึดเหนี่ยว (Grouted Tendon in Metal Sheathing)		
ลวดกำลังสูง (Wire Tendon)	0.0033-0.0049	0.15-0.25
ท่อนเหล็กกำลังสูง (High-Strength Bars)	0.0003-0.0020	0.08-0.30
ลวดตีเกลียว 7 เส้น (Seven-Wire Strand)	0.0016-0.0066	0.15-0.25
สำหรับวัสดุหุ้มลวดอัดแรงชนิดไร้แรงยึดเหนี่ยว (Unbond Tendon Pregreased)		
ลวดกำลังสูง (Wire Tendon)	0.0010-0.0066	0.05-0.15
ลวดตีเกลียว 7 เส้น	0.0010-0.0066	0.05-0.15

ข. การสูญเสียแรงอัดจากการเข้าที่ของลิ่มสมอยึด (Loss Due to Anchorage Take-up) การขยับเข้าที่ของสมอยึดทำให้มีการสูญเสียแรงอัด ในการคำนวณระยะเข้าที่ของสมอยึด จะต้องกำหนดค่าที่สอดคล้องกับ

เครื่องมือและอุปกรณ์ที่ใช้ โดยทั่วไประยะเข้าที่ของสมอยึดอยู่ที่ 6 มม. การสูญเสียแรงอัดจากการเข้าที่ของสมอยึดคำนวณได้ดังนี้

$$\delta_p = \frac{2xa}{L} \quad (2.16)$$

$$\text{เมื่อ } x = 0.5 \left(\frac{\nabla A_{ps} E_{ps} L}{a} \right)$$

a = ค่าการสูญเสียแรงอัดเนื่องจากแรงเสียดทาน

∇ = ค่าการเข้าที่ของลิมสมอยึด

A_{ps} = พื้นที่หน้าตัดของลวดอัดแรง

E_{ps} = โมดูลัสยืดหยุ่นของลวดอัดแรง

การสูญเสียแรงอัดเนื่องจากการหดตัวแบบอีลาสติกของคอนกรีต (Loss Due to Elastic Shortening -ES) สามารถคำนวณได้จากสมการ ดังนี้

สำหรับพื้นระบบลวดอัดแรงแบบไร้แรงยึดเหนี่ยว

$$ES = 0.5 \left(\frac{E_s}{E_{ci}} \right) f_{cpa} \quad (2.17)$$

สำหรับพื้นระบบลวดอัดแรงแบบมีแรงยึดเหนี่ยว

$$ES = 0.5 \left(\frac{E_s}{E_{ci}} \right) f_{cir} \quad (2.18)$$

เมื่อ f_{cpa} = หน่วยแรงอัดเฉลี่ยในคอนกรีตภายหลังการอัดแรง

$$f_{cir} = f_{cpi} - f_g$$

f_{cpi} = หน่วยแรงในคอนกรีตที่ศูนย์ถ่วงของลวดอัดแรงเนื่องจากการอัดแรง

f_g = หน่วยแรงในคอนกรีตที่ศูนย์ถ่วงของลวดอัดแรงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ของโครงสร้างภายหลังการอัดแรง

2. การสูญเสียแรงตามกาลเวลา

ก. การสูญเสียแรงอัดเนื่องจากการคืบของคอนกรีต (Loss Due to Creep of Concrete - CR) สามารถคำนวณได้ ดังนี้

สำหรับพื้นระบบลวดอัดแรงแบบไร้แรงยึดเหนี่ยว

$$CR = 1.6 \left(\frac{E_s}{E_c} \right) f_{cpa} \quad (2.19)$$

สำหรับพื้นระบบลวดอัดแรงแบบมีแรงยึดเหนี่ยว

$$CR = 1.6 \left(\frac{E_s}{E_c} \right) (f_{cir} - f_{cds}) \quad (2.20)$$

เมื่อ f_{cds} = หน่วยแรงในคอนกรีตที่ศูนย์ถ่วงของลวดอัดแรงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ที่เพิ่มส่วน (Superimposed Dead Load) ของโครงสร้างภายหลังการอัดแรง

ข. การสูญเสียแรงอัดเนื่องจากการหดตัวของคอนกรีต (Loss Due to Shrinkage of Concrete – SH) สามารถคำนวณได้ ดังนี้

$$SH = 8.2 * 10^{-6} K_{sh} E_s \left(1 - 0.0024 \frac{v}{s} \right) (100 - RH) \quad (2.21)$$

เมื่อ K_{sh} = ค่าสัมประสิทธิ์การหดตัวของคอนกรีต (ดูตารางที่ 2.2)

RH = ค่าความชื้นสัมพัทธ์ (%)

v/s = อัตราส่วนปริมาตรต่อพื้นผิว (ซม.)

ค. การสูญเสียแรงอัดเนื่องจากการคลายแรงดึง (Loss Due to Steel Relaxation – RE) สามารถคำนวณได้ ดังนี้

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES)] C \quad (2.22)$$

เมื่อ K_{re}, J = ค่าคงที่ของการคลายแรงดึงของลวดอัดแรง (ดูตาราง 2.3)

C = ค่าคงที่ของหน่วยแรงการหย่อนตัว (ดูตาราง 2.4)

ตารางที่ 2.2 ค่าสัมประสิทธิ์การหดตัวของคอนกรีต (K_{sh})

ระยะเวลาการป้อนขึ้นจนถึงเวลาอัดแรง (วัน)	ค่าสัมประสิทธิ์การหดตัวของคอนกรีต(K_{sh})
1	0.92
3	0.85
5	0.80
7	0.77
10	0.73
20	0.64
30	0.58
60 วันขึ้นไป	0.45

ตารางที่ 2.3 ค่าคงที่ของการคลายแรงดึงของลวดอัดแรง (K_{re}, J)

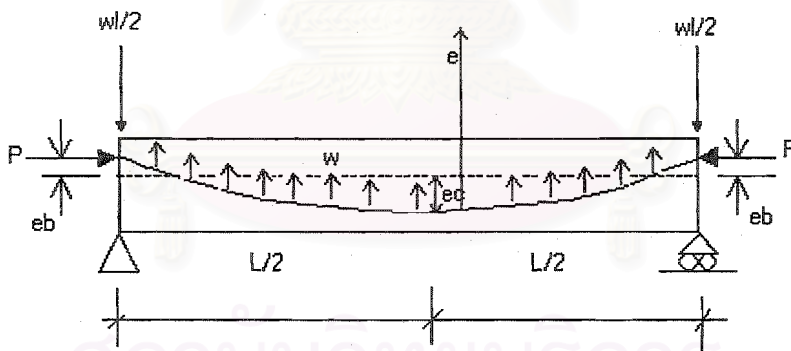
คุณภาพของลวดอัดแรง	ชนิดของลวดอัดแรง	K_{re} (กก./ตร.ซม.)	J
ผ่อนคลายหน่วยแรง (Stress Relieved)	ลวดตีเกลียวเกรด 270K	1399.0	0.15
	ลวดตีเกลียวเกรด 250K	1295.5	0.14
	ลวดตีเกลียวเกรด 240K	1231.6	0.13
	ลวดตีเกลียวเกรด 235K	1231.6	0.13
การคลายแรงดึงต่ำ (Low Relaxation)	ลวดตีเกลียวเกรด 270K	350.0	0.04
	ลวดตีเกลียวเกรด 250K	323.6	0.037
	ลวดตีเกลียวเกรด 240K	307.4	0.035
	ลวดตีเกลียวเกรด 235K	307.4	0.035

ตารางที่ 2.4 ค่าคงที่ของหน่วยแรงการหย่อนตัว

f_{pi}/f_{pu}	ลวดอัดแรงหรือลวดตีเกลียวชนิด ผ่อนคลายหน่วยแรง	ลวดอัดแรงหรือลวดตีเกลียว ชนิดคลายแรงดึงต่ำ
0.80	1.28
0.79	1.22
0.78	1.16
0.77	1.11
0.76	1.05
0.75	1.45	1.00
0.74	1.36	0.95
0.73	1.27	0.90

2.2 สมดุลน้ำหนักบรรทุก

แนวคิดของการอัดแรงให้สมดุลกับน้ำหนักบรรทุกจะเป็นการลดแรงภายในต่างๆ ทำให้ผู้คำนวณออกแบบสามารถควบคุมหน่วยแรงต่างๆ ให้อยู่ในช่วงที่ยอมรับได้ง่าย ถ้าลวดอัดแรงวางตัวในลักษณะโค้งพาราโบลา ดังรูปที่ 2.9



รูปที่ 2.9 ลักษณะการวางลวดอัดแรงแบบโค้งพาราโบลา

T.Y. LIN^[7] ได้ให้สมการเพื่อคำนวณสมดุลน้ำหนักบรรทุก ดังนี้

$$\left. \begin{aligned}
 e(x) &= \frac{4(e_b - e_c)x^2}{L^2} + e_c \\
 \frac{d^2e(x)}{dx^2} &= \frac{8(e_b - e_c)}{L^2}
 \end{aligned} \right\} \quad (2.23)$$

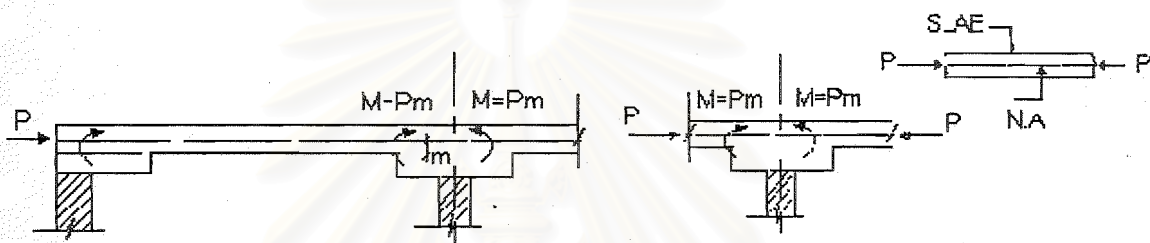
ดังนั้นสมมูลน้ำหนักบรรทุก (W_b) เป็นน้ำหนักกระจายสม่ำเสมอ (Uniform Load) ตลอดช่วงพาด

$$W_b = \frac{8P_c(e_b - e_c)}{L_1^2} \quad (2.24)$$

เมื่อ P_c = แรงดึงประสิทธิผลในเส้นลวดอัดแรง

L_1 = ความยาวช่วงพื้นในทิศทางขนานกับกับการออกแบบ

ในกรณีที่มีความหนาของพื้นไม่คงที่ จะมีระยะเยื้องศูนย์กลางของแกนสะเทิน (Neutral Axis) ของแผ่นพื้น กับแนวแกนสะเทินของแป้นรองรับหัวเสา ดังนั้น ก็จะเกิดโมเมนต์เนื่องจากลวดอัดแรง (P) กับระยะเยื้องศูนย์กลางระหว่างแกนสะเทิน (m) เป็นโมเมนต์สมมูล $M_p = P \cdot m$



รูปที่ 2.10 แสดงลักษณะการเกิดโมเมนต์เนื่องจากแนวเยื้องศูนย์กลางของแนวแกนสะเทิน

2.2.1 น้ำหนักบรรทุกสุทธิ

น้ำหนักบรรทุกใช้งาน (W_w) ซึ่งเท่ากับน้ำหนักบรรทุกคงที่รวมกับน้ำหนักบรรทุกจร ดังนั้นน้ำหนักบรรทุกสุทธิ (W_{net}) มีค่าดังสมการ

$$W_{net} = W_w - W_b \quad (2.25)$$

น้ำหนักบรรทุกสุทธิจะนำไปหาโมเมนต์ เพื่อเป็นส่วนหนึ่งในการหาหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นและตรวจสอบกับหน่วยแรงดึงที่ยอมให้ที่สภาวะใช้งาน

2.2.2 โมเมนต์หลักและโมเมนต์รอง

โมเมนต์หลัก (M_1) คือ โมเมนต์ที่เกิดจากแรงอัดในเหล็กเสริมอัดแรง (P_c) คูณด้วยระยะเยื้องศูนย์กลางของเหล็กเสริมอัดแรงจากแนวศูนย์กลางของหน้าตัด (e)

นั่นคือ

$$M_1 = P_e e \quad (2.26)$$

เมื่อทราบโมเมนต์ที่ได้จากน้ำหนักบรรทุกสมมูล ดังนั้น ค่าโมเมนต์รอง (M_2) จะหาได้ ดังสมการ

$$M_s = M_0 + M_1 \quad (2.27)$$

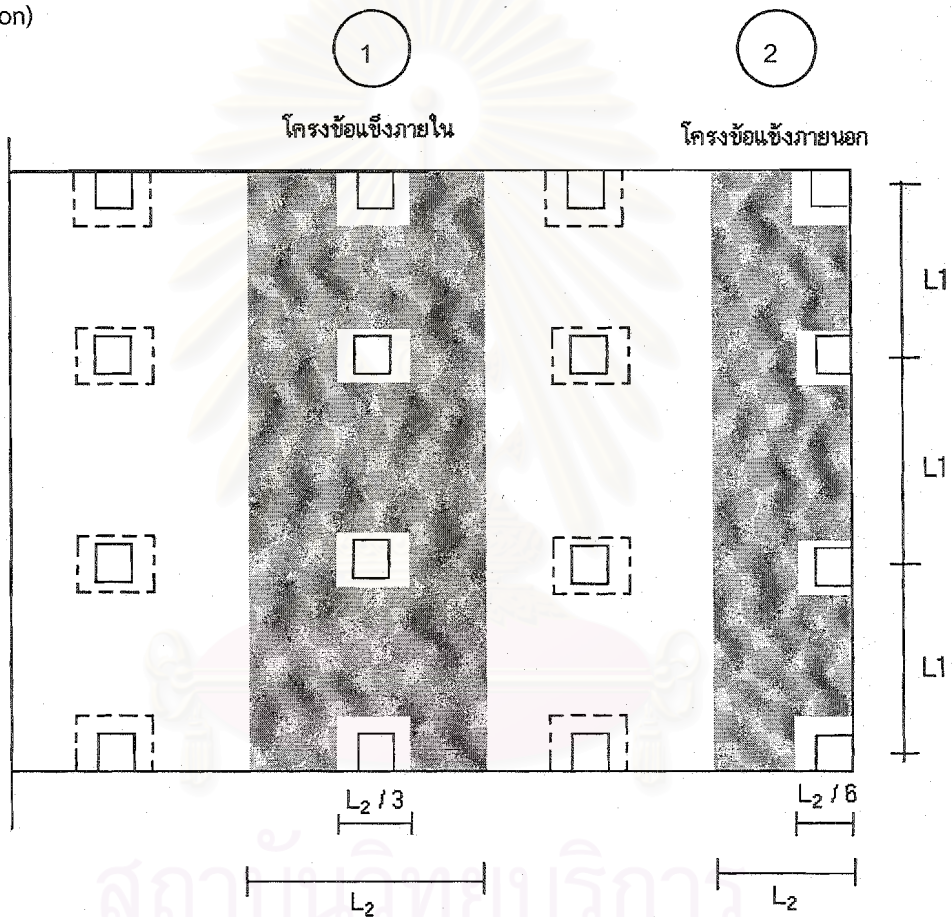
โมเมนต์รองเมื่อรวมกับโมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดที่คูณด้วยโหลดแฟกเตอร์ จะได้เป็นโมเมนต์ออกแบบ (Design Moment , M_u) ซึ่งจะใช้ตรวจสอบกับกำลังรับโมเมนต์ค้ดของหน้าตัด



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

2.3 ทฤษฎีการวิเคราะห์พื้นไร้คาน

ในการวิจัยนี้ การวิเคราะห์พื้นไร้คานจะกระทำโดยวิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่า โดยมีหลักการ คือ โครงข้อแข็งจริง 3 มิติ จะถูกแบ่งออกเป็นโครงข้อแข็ง 2 มิติ (Two-Dimensional Frame) ทั้งตามยาวและตามขวางขององค์อาคาร ซึ่งแต่ละโครงประกอบด้วยเสาหรือที่รองรับหนึ่งแถวพร้อมทั้งแถบของแผ่นพื้น เรียกโครงแต่ละโครงนี้ว่า โครงข้อแข็งเทียบเท่า ความกว้างของโครงมีค่าเท่ากับระยะกึ่งกลาง ระหว่างศูนย์กลางเสา จากรูปที่ 2.11 แสดงโครงข้อแข็งภายใน (1) และโครงข้อแข็งภายนอก (2) ตามลักษณะทางด้านขวาง ส่วนโครงตัวในและตัวนอกทางด้านยาวก็สามารถหาได้ในลักษณะเดียวกัน โดยกำหนดให้ปลายเสาด้านบนสุดและต่ำสุดมีสภาพยึดแน่น (Fixed-End) ดังรูปที่ 2.11 แล้ววิเคราะห์หาโมเมนต์ดัดและแรงเฉือน ด้วยวิธีกระจายโมเมนต์ (Moment Distribution)



รูปที่ 2.11 คำนียามของโครงข้อแข็งเทียบเท่า

2.3.1 คุณสมบัติของพื้น

ในการวิเคราะห์โครงข้อแข็งเทียบเท่าเพื่อที่จะหาโมเมนต์ดัดและแรงเฉือน จำเป็นที่จะต้องหาค่าสติฟเนสของพื้น (Slab Stiffness) และค่าตัวประกอบนำข้าม (Carry Over Factor) สำหรับการวิเคราะห์ชิ้นส่วนโครงสร้างที่มีขนาดโครงสร้างไม่เท่ากันตลอดชิ้น (Non Prismatic Member)

ค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียจะมีค่าไม่เท่ากันตลอดตามความยาวแผ่นพื้นซึ่งจะขึ้นอยู่กับหน้าตัดที่พิจารณา
 รูปที่ 2.12

ที่หน้าตัด B-B มีค่าโมเมนต์อินเนอร์เซีย ตรงกลางแผ่นพื้น คือ

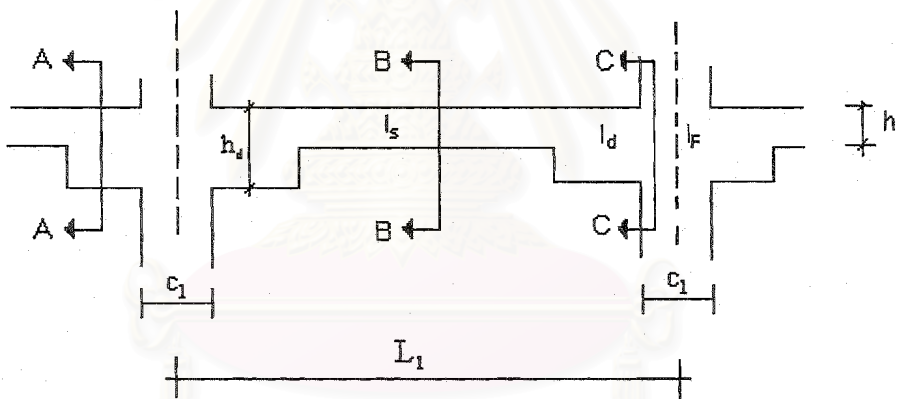
$$I_s = \frac{1}{12} L_2 h^3 \quad (2.28)$$

ที่หน้าตัด A-A มีค่าโมเมนต์อินเนอร์เซีย บริเวณที่มีแป้นรองรับหัวเสา คือ

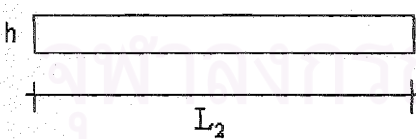
$$I_d = \frac{1}{12} L_2 h^3 + \frac{1}{36} L_2 (h_d - h)^3 \quad (2.29)$$

ที่หน้าตัด C-C มีค่าโมเมนต์อินเนอร์เซีย บริเวณกึ่งกลางเสา คือ

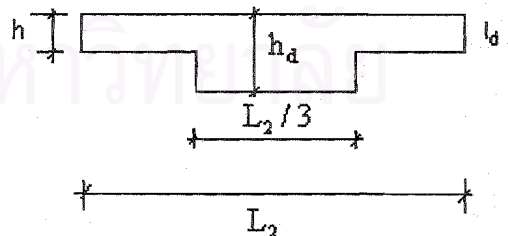
$$I_F = \frac{I_d}{(1 - c_2/L_2)^2} \quad (2.30)$$



ก. พื้นคอนกรีต

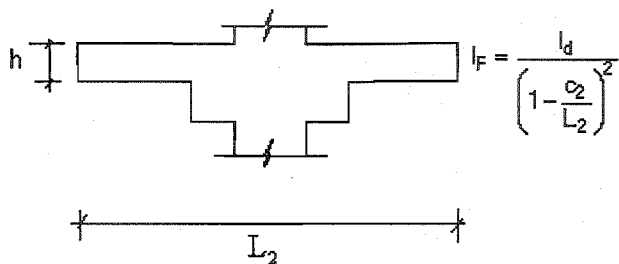


ข. หน้าตัด B-B



ค. หน้าตัด A-A

รูปที่ 2.12 แสดงหน้าตัดเทียบเท่าเพื่อหาค่าสติเฟนสของแผ่นพื้น



ง. หน้าตัด C-C

รูปที่ 2.12 (ต่อ) แสดงหน้าตัดเทียบเท่าเพื่อหาค่าสติเฟนสของแผ่นพื้น

การหาสติเฟนสและค่าเพล็กซ์บิลิตี้ของแผ่นพื้นเมื่อมีความหนาไม่คงที่มีรูปทั่วไป คือ (เมื่อไม่คิดผลของแรงเฉือน) L_2

$$[F] = \int_0^L \frac{1}{EI_i} \begin{bmatrix} \left(1 - \frac{x}{L}\right)^2 & \frac{x}{L} \left(1 - \frac{x}{L}\right) \\ \frac{x}{L} \left(1 - \frac{x}{L}\right) & \left(\frac{x}{L}\right)^2 \end{bmatrix} dx = \begin{bmatrix} F_{AA} & F_{AB} \\ F_{BA} & F_{BB} \end{bmatrix} \quad (2.31)$$

การอินทิเกรตตลอดช่วงความยาวคาน โดยเริ่มจากช่วงกลางเสาต้นที่ 1 ถึงขอบเสาต้นที่ 1 จะใช้ l_F และจากขอบเสาต้นที่ 1 ถึงขอบของความยาวแบ่นหัวเสาต้นที่ 1 จะใช้ l_0 และจากขอบแบ่นหัวเสาต้นที่ 1 ถึงขอบแบ่นหัวเสาต้นที่ 2 จะใช้ l_5 และจากขอบแบ่นหัวเสาต้นที่ 2 ถึงขอบเสาที่ต้นที่ 2 จะใช้ l_0 และจากขอบเสาต้นที่ 2 ถึงช่วงกลางเสาต้นที่ 2 จะใช้ l_F

เมื่อหาเพล็กซ์บิลิตี้เมตริกซ์ได้แล้วก็สามารถอินเวอร์สหาสติเฟนสเมตริกซ์ได้ ดังแสดงในรูปสัญลักษณ์คือ

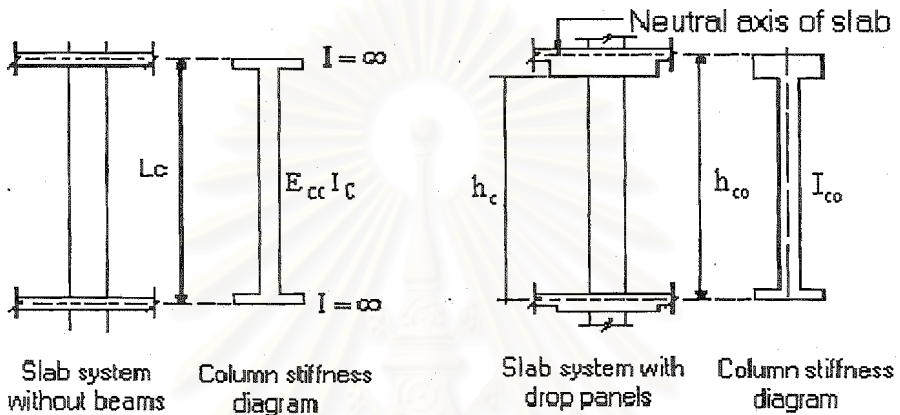
$$[K]_{\text{slab}} = [F]^{-1} = \begin{bmatrix} F_{AA} & F_{AB} \\ F_{BA} & F_{BB} \end{bmatrix}^{-1} = \begin{bmatrix} K_{AA} & K_{AB} \\ K_{BA} & K_{BB} \end{bmatrix} \quad (2.32)$$

2.3.2 คุณสมบัติของเสา

การหาค่าคุณสมบัติต่างๆ ของเสาจะใช้วิธีการเดียวกันกับพื้นโดยที่มาตรฐาน ACI 318-99 กำหนดว่า

1. โมเมนต์อินเนอร์เซียของเสาที่อยู่นอกจุดต่อความหนาพื้นหรือแป้นหัวเสาให้คิดจากพื้นที่หน้าตัดของคอนกรีตทั้งหมด

2. โมเมนต์อินเนอร์เซียของเสาที่อยู่ในจุดต่อความหนาพื้นหรือแป้นหัวเสา จะถูกสมมุติให้มีค่าเป็นอนันต์ทั้งด้านบนและด้านล่าง พิจารณาภาพที่ 2.13



รูปที่ 2.13 คุณสมบัติของเสารองรับพื้นไร้คาน

ค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียของเสาเทียบเท่า คือ

$$I_c = I_{co} \left\{ \frac{1 + 3(h_o/h_{co})}{4h_{co}} \right\} \quad (2.33)$$

เมื่อ I_c = โมเมนต์อินเนอร์เซียของเสาเทียบเท่า

I_{co} = โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดเสาโดยคิดที่ช่วงกลางเสา

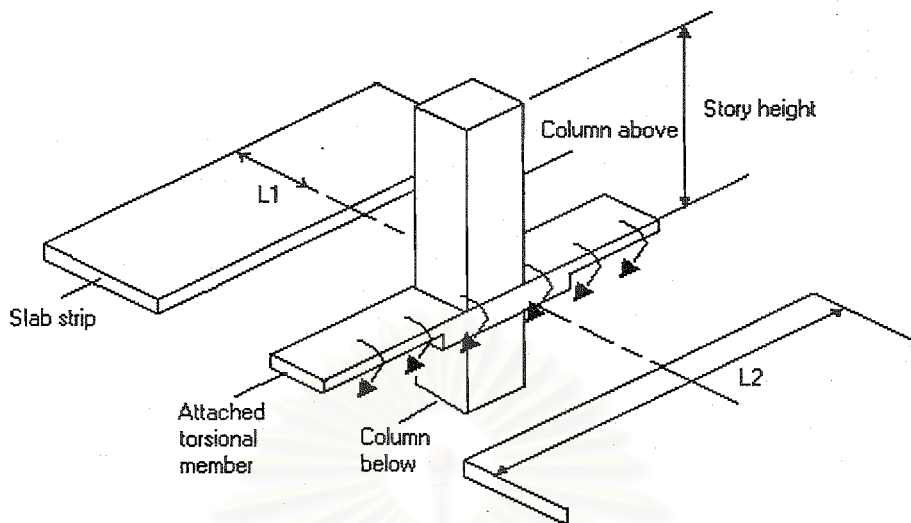
h_o = ระยะเวลาสูงของเสาวัดจากแกน N-A

h_{co} = ระยะเวลาสูงของเสาโดยวัดจากแกน N-A ของแผ่นพื้นไปยังขอบแป้นรองรับหัวเสาด้านบน

สติเฟนสของเสา คือ

$$K_c = \frac{4E_c I_c}{L_1 - 2h} \quad (2.34)$$

2.3.3 องค์อาคารรับแรงบิด



รูปที่ 2.14 ชิ้นส่วนที่รับแรงบิด

หลักเกณฑ์ตามมาตรฐาน ACI 318-99 กำหนดว่า

1. ต้องสมมติให้องค์อาคารรับแรงบิด มีหน้าตัดสม่ำเสมอตลอดความยาวและโดยใช้ค่าที่ส่วนของแผ่นพื้นที่มีความกว้างเท่ากับหน้าเสา เป็นหัวเสาในทิศทางของช่วงพื้นที่จะหาโมเมนต์
2. สติฟเนสของการบิด (K_t) ขององค์อาคารรับแรงบิด มีค่า ดังสมการ

$$K_t = \sum \frac{9E_c C}{L_2 (1 - C_2/L_2)^3} \quad (2.35)$$

ดังนั้นค่าสติฟเนสของการบิดที่แท้จริงจะต้องคำนวณจากรูปที่ 2.15 โดยที่มาตรฐาน ACI 318-99 ได้กำหนดให้

$$\frac{1}{K_{ec}} = \frac{1}{\sum K_c} + \frac{1}{\sum K_t} \quad (2.36)$$

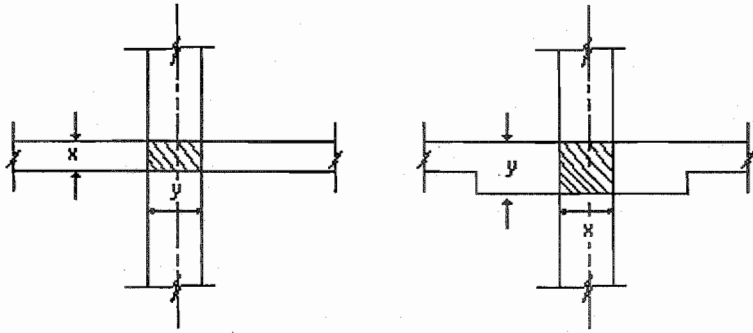
เมื่อ K_{ec} = สติฟเนสของเสาเทียบเท่า

K_t = สติฟเนสของการบิด

$$C = \left[1 - 0.63 \frac{x}{y} \right] \frac{x^3 y}{2}$$

เมื่อ x = ค่าน้อยระหว่างความหนาพื้นที่กับความกว้างหน้าตัดเสา ดังรูปที่ 2.15

y = ค่ามากระหว่างความหนาพื้นที่กับความกว้างหน้าตัดเสา ดังรูปที่ 2.15



รูปที่ 2.15 แสดงการหาค่า x และ y

กรณีเป็นโครงข้อแข็งภายใน (Interior Frame)

$$K_i = 2 \frac{9E_{cs}C}{L_2(1-C_2/L_2)^3} \quad (2.37)$$

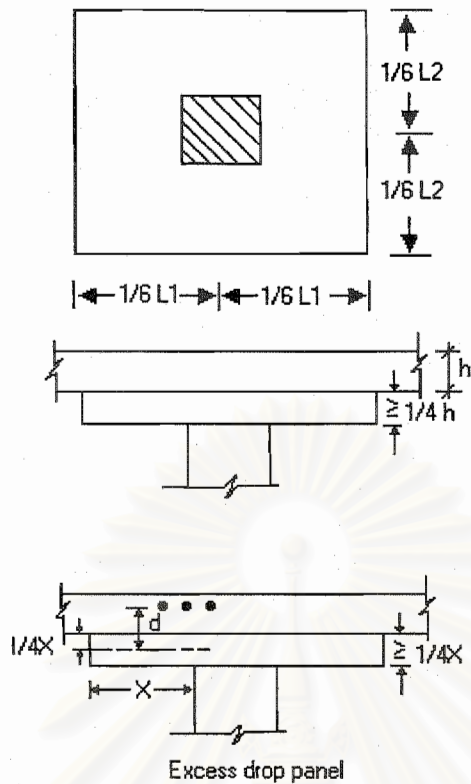
กรณีเป็นโครงข้อแข็งภายนอก (Exterior Frame)

$$K_i = \frac{9E_{cs}C}{L_2(1-C_2/L_2)^3} \quad (2.38)$$

2.3.4 ขนาดของแป้นรองรับหัวเสา

ขนาดของแป้นรองรับหัวเสาต้องมีความยาวไม่น้อยกว่าระยะ $1/6$ ในแต่ละทิศทางของช่วงระหว่างเสาที่พิจารณา และความหนาของแป้นจะต้องไม่น้อย $1/4$ เท่าของความหนาแผ่นพื้น ส่วนความลึกประสิทธิผล จะคิดที่ $\frac{1}{4}X$ ของความหนา drop ดังรูปที่ 2.16

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

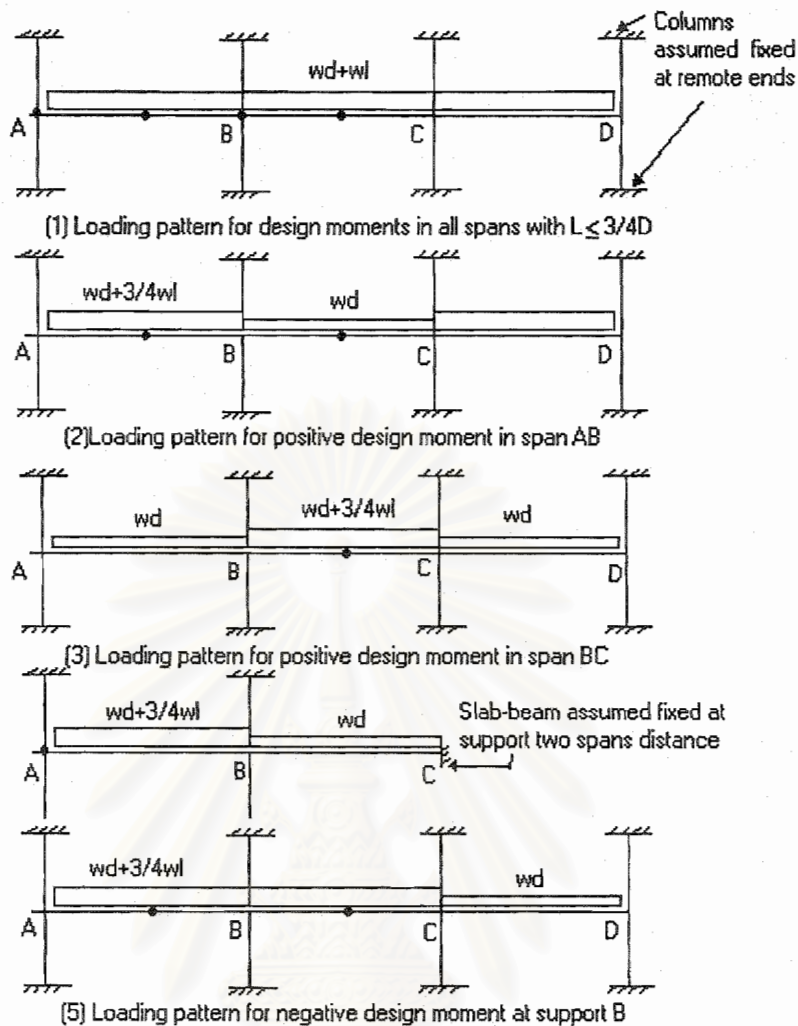


รูปที่ 2.16 แสดงขนาดของแป้นรองรับหัวเสาโดยข้อกำหนด

2.3.5 การจัดวางน้ำหนักบรรทุก

หลักเกณฑ์ตามมาตรฐาน ACI 318-99 กำหนดว่า

1. ในกรณีที่ทราบรูปแบบน้ำหนักบรรทุก ให้วิเคราะห์โครงข้อแข็งเทียบเท่าสำหรับน้ำหนักบรรทุกนั้น
2. เมื่อน้ำหนักบรรทุกจรแปรเปลี่ยนแต่ไม่เกิน $3/4$ เท่าของน้ำหนักบรรทุกคงที่หรือน้ำหนักบรรทุกจรเป็นในลักษณะที่กระทำทุกช่วงพื้นพร้อมๆ กัน ให้คิดค่าสูงสุดของโมเมนต์ที่คูณด้วยตัวคูณและที่หน้าตัดทุกหน้าตัดที่มีน้ำหนักบรรทุกจรคูณด้วยตัวคูณ และวางเต็มระบบพื้นไร้คาน
3. สำหรับน้ำหนักบรรทุกกรณีอื่นนอกเหนือจาก ข้อ 2 อาจสมมติให้ค่าสูงสุดของโมเมนต์บวกที่คูณด้วยตัวคูณแล้วที่อยู่ใกล้กลางช่วงของพื้นที่เกิดขึ้น โดยใช้ 0.75 ของน้ำหนักบรรทุกจรที่คูณด้วยตัวคูณแล้ววางบนพื้นนั้น ช่วงเว้นช่วง และให้ค่าสูงสุดของโมเมนต์ลบที่คูณด้วยตัวคูณแล้วพื้นที่รองรับเกิดขึ้น โดยใช้ 0.75 ของน้ำหนักบรรทุกจรที่คูณด้วยตัวคูณแล้ววางบนพื้นที่หลายที่อยู่ติดกัน ดังรูปที่ 2.17
4. โมเมนต์ที่คูณด้วยตัวคูณแล้วต้องไม่น้อยกว่าค่าที่เกิดขึ้น เมื่อบางน้ำหนักบรรทุกจรที่คูณด้วยตัวคูณแล้วเต็มพื้นทุกช่วง
5. โมเมนต์ที่คูณด้วยตัวคูณแล้วต้องไม่น้อยกว่าค่าที่เกิดขึ้น เมื่อบางน้ำหนักบรรทุกจรที่คูณด้วยตัวคูณแล้วเต็มพื้นที่ทุกช่วง



รูปที่ 2.17 การจัดวางน้ำหนักบรรทุก

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

2.4 การวิเคราะห์โครงสร้าง

ในโครงสร้างชนิดแผ่นเรียบ (Flat Plate) หรือ แผ่นพื้นเรียบ (Flat Slab) ส่วนของแผ่นพื้นซึ่งยึดกับเสา มักถูกสมมุติว่ามีโมเมนต์ความเฉื่อยเป็นค่าอนันต์ในวิธีการวิเคราะห์โครงข้อแข็งเทียบเท่า (Equivalent Frame Analysis) ดังนั้นแผ่นพื้นจึงเป็นเสมือนมีขนาดแปรเปลี่ยนไม่คงที่ ในการวิเคราะห์หาค่าโมเมนต์ในแผ่นพื้นมีหลายวิธี ในการวิจัยนี้จะใช้วิธีการกระจายโมเมนต์ (Moment Distribution)

2.4.1 ตัวคูณการกระจาย (Distribution Factor)

จากการคำนวณค่าสติเฟนสของพื้น และ ค่าสติเฟนสของเสาเสมือน ซึ่งเพียงพอในการคำนวณค่าตัวคูณกระจาย เพื่อใช้ในการกระจายค่าโมเมนต์ไม่สมดุลเกิดขึ้นแต่ละจุดต่อ ดังนั้นตัวคูณกระจายสามารถคำนวณได้ ดังนี้

$$\text{ที่บริเวณเสาริมนอก} : DF_s(\text{ext.}) = K_s / (K_s + K_{ec}) \quad (2.39)$$

$$\text{ที่บริเวณเสาภายใน} : DF_s(\text{int.}) = K_s / (\sum K_s + K_{ec}) \quad (2.40)$$

2.4.2 แฟคเตอร์ส่งถ่าย (Carry Over Factor)

เนื่องจากแผ่นพื้นมีค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียไม่คงที่ ดังนั้นค่าแฟคเตอร์ส่งถ่ายที่ใช้ในการกระจายโมเมนต์ จึงขึ้นอยู่กับค่าสติเฟนสของแต่ละจุดต่อ ดังนั้น ค่าแฟคเตอร์ส่งถ่ายจากจุด A (เสาด้านที่ 1) ไปยังจุด B (เสาด้านที่

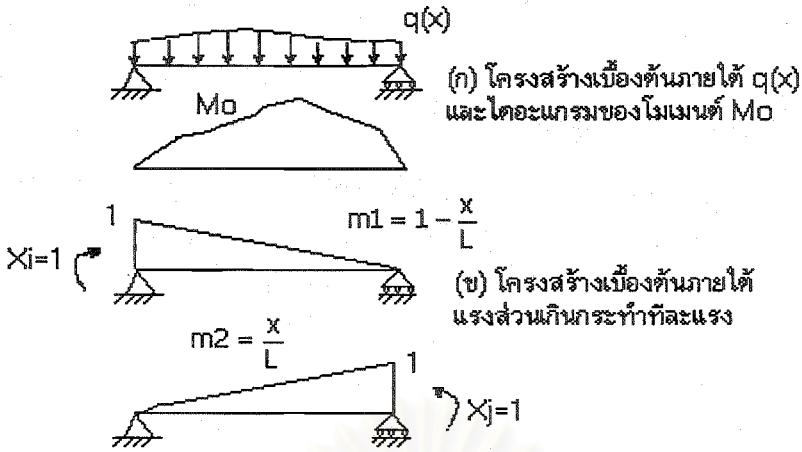
$$2) \text{ ก็เท่ากับ } C_{AB} = K_{AB} / K_{BB} \quad (2.41)$$

ทำนองเดียวกัน จากจุด B ไปยังจุด A

$$C_{BA} = K_{BA} / K_{AA} \quad (2.42)$$

2.4.3 โมเมนต์ยึดแน่นปลาย

หาโดยวิธีแรง (Force Method) โมเมนต์ยึดแน่นปลาย X_i, X_j ของชิ้นส่วน ij ใดๆ สามารถหาได้โดยการแก้ระบบสมการเชิงเส้นต่อไปนี้



รูปที่ 2.18 แสดงการหาค่าโมเมนต์ยึดแน่นปลาย

การหาโมเมนต์ยึดแน่นของชิ้นส่วนขนาดไม่คงที่

$$\theta_i = 0 = \theta_i^o + F_{ii}X_i + F_{ij}X_j \quad (2.43)$$

$$\theta_j = 0 = \theta_j^o + F_{ji}X_i + F_{jj}X_j \quad (2.44)$$

โดยให้ความสัมพันธ์ดังนี้

$$\theta_i^o = \int \frac{M_o m_1}{EI} dx \quad (2.45)$$

$$\theta_j^o = \int \frac{M_o m_2}{EI} dx \quad (2.46)$$

อินทิกรัลข้างต้นนี้สามารถหาได้สำหรับชิ้นส่วนใดๆโดยใช้วิธีอินทิเกรตเชิงตัวเลขโดยการใช่วิธีของซิมสันคือ

$$\int_a^b f(x) dx = \frac{h}{6} (F_a + 4F_m + F_b) \quad (2.47)$$

เมื่อค่า F_a, F_m, F_b เป็นค่าโมเมนต์ที่อยู่บน M/EI โตะแกรมเนื่องจากรูปร่างหน้า 1 หน่วยกระทำบนแผ่นพื้นที่ ตำแหน่งช่วง EI แต่ละช่วงโมเมนต์อินเนอเซียคงที่ ดังนั้นสามารถคำนวณหาค่าโมเมนต์ยึดแน่นปลายในรูปเมตริกซ์ คือ

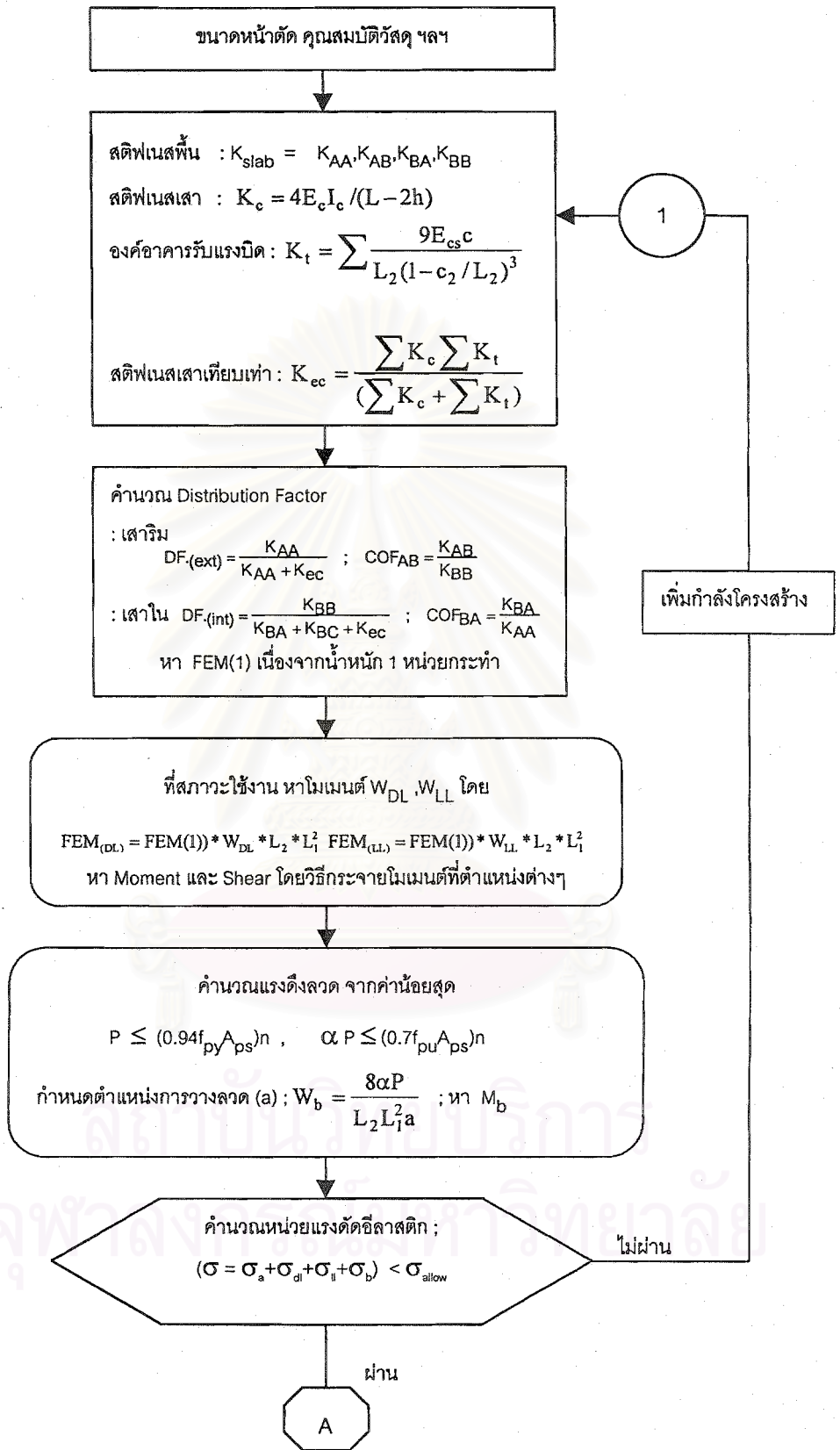
$$\begin{Bmatrix} X_i \\ X_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{ii} & K_{ij} \\ K_{ji} & K_{jj} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} -\theta_i^o \\ -\theta_j^o \end{Bmatrix} \quad (2.48)$$

2.4.5 ความหนาของแผ่นพื้น

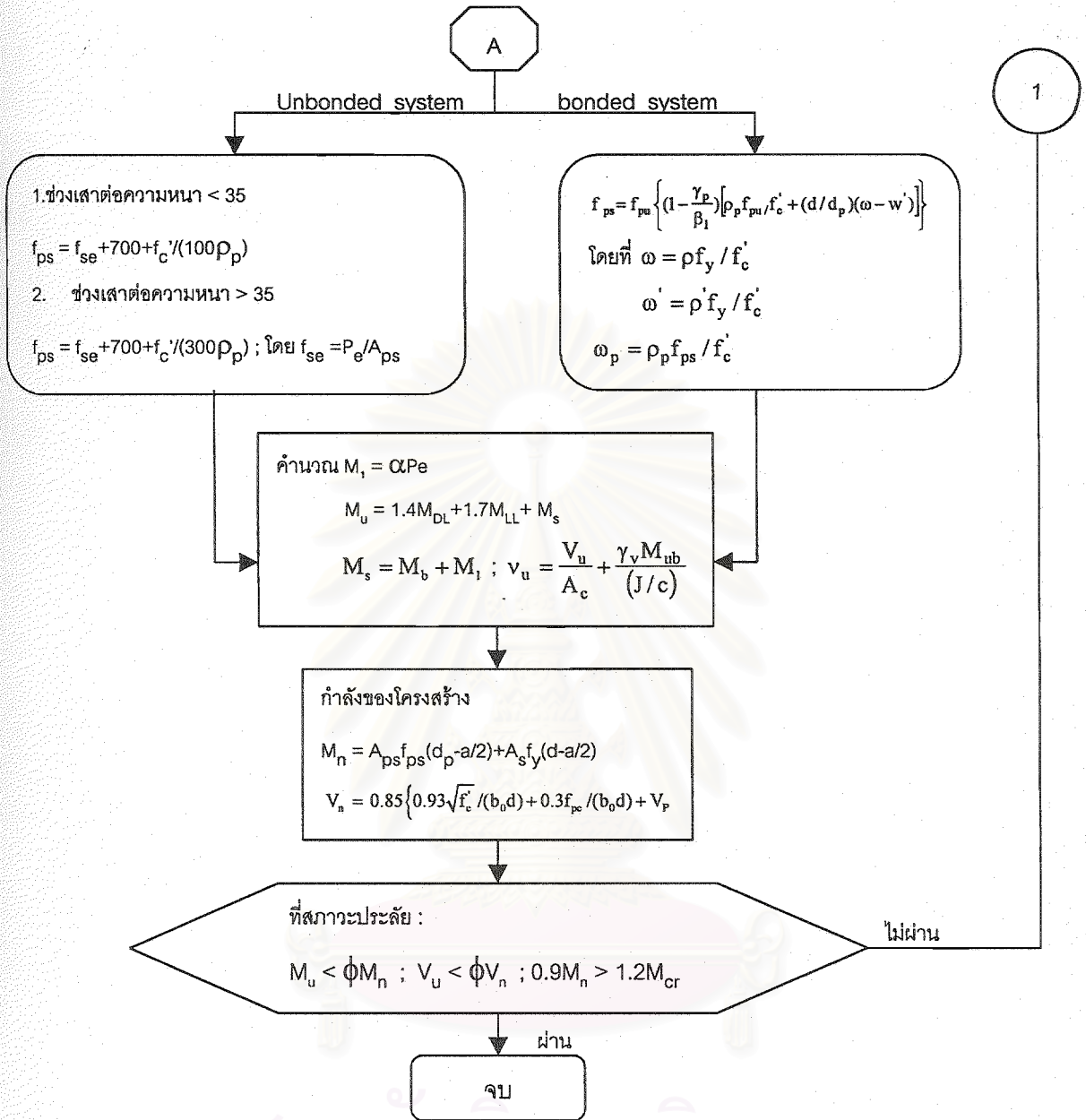
ความหนาที่ใช้ในการควบคุมการโก่งตัว ความสามารถในการต้านทานแรงเฉือน การป้องกันไฟ และการป้องกันการกัดกร่อนที่จะมีผลต่อเหล็กเสริม โดย PCI ได้ให้ตารางเพื่อแนะนำความกว้างขององค์อาคารต่อความหนาของแผ่นพื้น (Span-to-depth ratio) ซึ่งอัตราส่วนที่ยอมให้ของแผ่นพื้นไร้คานแบบมีแป้นรองรับหัวเสาเท่ากับ 50

ตารางที่ 2.5 แสดงค่าความยาวช่วงพื้นต่อความหนาของแผ่นพื้นที่ยอมให้แต่ละชนิดของระบบแผ่นพื้น

ชนิดของแผ่นพื้น	Span/Depth Ratio
One-way slab	48
Two-way slab	45
* Two-way slab with drop panel (minimum drop panel at least L/6 each way)	50
Two-way slab with two-way beams	55
Waffle (5 x 5 grid)	35
Beams $b \approx h/3$	20
Beam $b \approx 3h$	30



รูปที่ 2.19 แสดงขั้นตอนการออกแบบแผ่นพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลัง



รูปที่ 2.19(ต่อ) แสดงขั้นตอนการออกแบบแผ่นพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลัง

2.5 สมการเป้าหมาย

สมการเป้าหมายที่ใช้ในงานวิจัย พิจารณาจากราคาค่าวัสดุก่อสร้างและค่าแรงให้มีราคาต่ำสุด บัจจัยราคาที่เกี่ยวข้องมีดังนี้ ราคาความหนาของพื้นคอนกรีต ราคาของลวดอัดแรง ราคาเหล็กเสริมธรรมดาของชุดลิ่มสมอติง ราชองสมอยึดปลาย ราคาของไม้แบบที่ใช้ในการก่อสร้าง และบัจจัยอื่น ๆ ที่พิจารณาจากสมการเป้าหมายคือ

$$\begin{aligned}
C_{\text{total}} = & (C_{\text{conc}}A_{\text{conc1}})h + (C_{\text{conc}}A_{\text{conc2}})h_d + (C_{\text{ten}} + C_p)C_k \sum (C_{\text{st}}L_{\text{st}})A_{\text{st}} + (C_{\text{anch}}h)N_{\text{anch}} + (C_{\text{fix}})N_{\text{fix}} \\
& + (C_{\text{be}} + C_{\text{duct}}) \sum L_p N_{\text{ten}} \{ + (C_{\text{gr}} \sum L_p) N_{\text{ten}} \text{ราคาเพิ่มเติมสำหรับระบบมีแรงยึดเหนี่ยว} \} + \\
& (C_{\text{dr}}A_{\text{conc2}})h_d + (C_s A_s)h
\end{aligned} \tag{2.49}$$

- โดยที่
- C_{total} = ราคาทั้งหมดของพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังในทิศทางที่พิจารณา (บาท)
 - C_{conc} = ราคารวมค่าวัสดุและค่าแรงต่อปริมาณคอนกรีต (บาท/ลบ.ม)
 - A_{conc1} = พื้นที่ทั้งหมดของแผ่นพื้น ไม่รวมส่วนบริเวณหัวเสา (ตารางเมตร)
 - A_{conc2} = พื้นที่บริเวณแป้นรองรับหัวเสา (ตารางเมตร)
 - h = ความหนาของพื้นคอนกรีต (เมตร)
 - h_d = ความหนาของแป้นรองรับหัวเสา (เมตร)
 - C_{ten} = ราคารวมวัสดุและค่าแรงต่อน้ำหนักของลวดอัดแรง (บาท/กก.)
 - C_p = ราคาค่าแรงของการดึงลวด (บาท/กก.)
 - C_k = ค่าคงที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความยาวของลวดเป็นน้ำหนัก (กก./เมตร)
 - L_p = ความยาวของลวดอัดแรงในแต่ละช่วงพื้น (คิดตามเส้นตรง) (เมตร)
 - N_{ten} = จำนวนลวดอัดแรง (เส้น)
 - C_{st} = ราคารวมค่าวัสดุและค่าแรงต่อปริมาณของเหล็กเสริม (บาท/กก.)
 - L_{st} = ความยาวในแต่ละจุดที่เสริมเหล็กเสริม (เมตร)
 - A_{st} = พื้นที่ในแต่ละจุดที่เสริมเหล็กเสริม (ตารางเมตร)
 - C_{anch} = ราคารวมค่าวัสดุและค่าแรงต่อชุดลิ่มสมอตั้ง (บาท/ชุด)
 - N_{anch} = จำนวนลิ่มสมอตั้ง (ชุด)
 - C_{fix} = ราคารวมค่าวัสดุและค่าแรงต่อชุดของสมอยึดปลาย (บาท/ชุด)
 - N_{fix} = จำนวนสมอยึดปลาย (ชุด)
 - C_{be} = ราคารวมค่าวัสดุและค่าแรงของชุดขาตั้งลวดอัดแรงต่อความยาว (บาท/เมตร.)
 - C_{duct} = ราคารวมค่าวัสดุและค่าแรงต่อความยาววัสดุห่อหุ้มลวดอัดแรง (บาท/เมตร.)
 - C_{gr} = ราคารวมค่าวัสดุและค่าแรงต่อความยาวของวัสดุยึดเหนี่ยวลวดอัดแรง (บาท/เมตร.)
 - C_{dr} = ราคารวมค่าไม้แบบส่วนที่เป็นแป้นรองรับหัวเสาต่อปริมาณคอนกรีต (บาท/ตร.ม)
 - C_s = ราคารวมค่าไม้แบบส่วนที่เป็นพื้นคอนกรีตไร้คานต่อปริมาณคอนกรีต (บาท/ตร.ม)

2.6. อสมการขอบเขต

อสมการขอบเขตที่ใช้ในวิธีซิมเพล็กซ์ แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการเพิ่มแรงประสิทธิผลจากลวดอัดแรงกับการเปลี่ยนแปลงความหนาของแผ่นพื้นคอนกรีตและเหล็กเสริมในพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายใต้พิจารณาจาก สภาพความต้องการต่างๆไปของโครงสร้าง หน่วยแรงที่สภาวะถ่ายแรง หน่วยแรงที่สภาวะใช้งาน กำลังของหน้าตัดที่สภาวะประลัย และความสัมพันธ์ของโมเมนต์กับน้ำหนักบรรทุกทุกสมมูลและความสัมพันธ์อื่นๆ จะพบว่าความสัมพันธ์เป็นแบบไร้เชิงเส้น เพื่อการคำนวณด้วยวิธีซิมเพล็กซ์จำเป็นต้องแปลงความสัมพันธ์ให้เป็นเชิงเส้น โดยอยู่ภายใต้สมมุติฐานที่ว่าค่าขอบเขตบนและล่างของตัวแปรที่พิจารณาต่างกันไม่มากนัก เพื่อให้ความสัมพันธ์จากการวิเคราะห์ในขณะนี้ กับความสัมพันธ์จากการวิเคราะห์ครั้งถัดไป ไม่เปลี่ยนแปลงมากเกินไปเป็นตัวกำหนด พิจารณาความสัมพันธ์ทั่วไป

$$f_j(\{x\}) \leq 0 \quad j = 1, \dots, m \quad (2.50)$$

โดยการเปลี่ยนระบบสมการจากไร้เชิงเส้นเป็นเชิงเส้น ด้วยอนุกรมของ Taylor สองเทอมแรกจะเปลี่ยนระบบสมการได้ โดยค่าตัวเลขซึ่งทราบค่าจะปรากฏในสัญลักษณ์ * ทุกๆรอบการคำนวณจะได้จุดเริ่มต้นทุกครั้งซึ่งจะเป็นค่าตั้งต้นในการคำนวณดังนี้

อนุกรมของ Taylor' series

$$f(x) = f(a) + \frac{f'(a)(x-a)}{1!} + \frac{f''(a)(x-a)^2}{2!} + \dots + \frac{f^n(a)(x-a)^n}{n!} \quad (2.51)$$

โดยการประมาณสองเทอมแรก

$$f(x) = f(a) + f'(a)(x-a)$$

$$f_j(\{x\}) \approx f_j^* + \{\nabla f_j^*\}^T (\{x\} - \{x^*\}) \quad (2.52)$$

2.6.1 สภาพความต้องการต่างๆไปของโครงสร้าง

ความหนาต่ำสุด

$$h \geq \frac{L_1}{50} \quad (2.53)$$

$$h_d \geq 1.25h \quad (2.54)$$

โดยที่ h = ความหนาของแผ่นพื้น

h_d = ความหนาของแป้นรองรับหัวเสา

L_1 = ความยาวของแผ่นพื้นด้านที่พิจารณา

L_2 = ความยาวของแผ่นพื้นต้นตั้งฉากกับที่พิจารณา

ช่วงค่าหน่วยแรงที่ใช้

$$9 \leq \frac{\alpha P}{L_2 h} \leq 35 \quad (2.55)$$

$$(9L_2)h - \alpha P \leq 35 \quad (2.56)$$

$$(35L_2)h - \alpha P \leq 0 \quad (2.57)$$

โดยที่ α = ค่าคงที่เนื่องจากการสูญเสียแรงดึงในลวดอัดแรง

P = แรงดึงในลวดอัดแรงขณะดึง

L_2 = ความกว้างของแผ่นพื้น

ระยะตก (sag) สำหรับช่วงพื้นใด ๆ

$$a = \frac{(e_1 + e_3)}{2} - e_2 \quad (2.58)$$

โดยที่ a = ระยะตกที่กลางช่วงพื้น

e_1 = ตำแหน่งลวดอัดแรงที่ด้านซ้ายของช่วงพื้นวัดจากผิวล่าง

e_2 = ตำแหน่งลวดอัดแรงที่กึ่งกลางของช่วงพื้นวัดจากผิวล่าง

e_3 = ตำแหน่งลวดอัดแรงที่ด้านขวาของช่วงพื้นวัดจากผิวล่าง

ข้อจำกัดของลวดอัดแรง

$$P \leq (0.80f_{pu} A_{ps})n \quad (2.59)$$

$$P \leq (0.80f_{pu} A_{ps})n \quad (2.60)$$

$$\alpha P \leq (0.7f_{pu} A_{ps})n \quad (2.61)$$

โดยที่ α = ค่าคงที่เนื่องจากการสูญเสียแรงดึงในลวดอัดแรง

P = แรงดึงในลวดอัดแรงขณะดึง

f_{py} = กำลังดึงครากของลวดอัดแรง

f_{pu} = กำลังดึงประลัยของลวดอัดแรง

A_{ps} = พื้นที่หน้าตัดของลวดอัดแรงต่อเส้น

n = จำนวนเส้นของลวดอัดแรง

2.6.2 ข้อจำกัดที่สภาวะถ่ายแรง

หน่วยแรงที่เกิดขึ้นต้องอยู่ในช่วงที่ยอมให้

$$-0.6f'_c \leq \sigma_i \leq 1.6\sqrt{f'_c} \quad (2.62)$$

พิจารณาให้โมเมนต์บวกมีทิศทวนเข็มนาฬิกา

$$\sigma_i^{\text{top}} = \frac{\alpha P}{A} + \frac{M_b}{S} + \frac{M_{DL}}{S} + \frac{M_{LL}}{S} \quad (2.63)$$

เอา S คูณตลอดได้

$$S\sigma_i^{\text{top}} = \frac{\alpha PS}{A} + M_b + M_{DL} + M_{LL} \quad (2.64)$$

บริเวณหัวเสา

กรณีที่ 1. เป็นโครงข้อแข็งภายใน

$$I = \frac{L_2 h_d^3}{36} + \frac{L_2 h^3}{18} \quad (2.65)$$

$$S = \frac{I}{c} = \frac{L_2 h_d^3}{18h} + \frac{L_2 h^2}{9} \quad (2.66)$$

เปลี่ยนให้เป็นเชิงเส้นได้

$$S \approx f_1(h_d^*, h^*) + \left[\frac{\partial f_1(h_d, h)}{\partial h_d} \frac{\partial f_1(h_d, h)}{\partial h} \right] \begin{bmatrix} h_d - h_d^* \\ h - h^* \end{bmatrix} \quad (2.67)$$

$$= G_{11} + G_{12}h_d + G_{13}h \quad (2.68)$$

โดยที่ $G_{12} = \frac{\partial f_1(h_d, h)}{\partial h_d} = \frac{L_2 h_d^2}{6h} \quad (2.69)$

$$G_{13} = \frac{\partial f_1(h_d, h)}{\partial h} = \frac{2L_2 h}{9} - \frac{L_2 h_d^3}{18h^2} \quad (2.70)$$

$$G_{11} = f_1(h_d^*, h^*) - G_{12}h_d - G_{13}h \quad (2.71)$$

และในกลุ่มที่สองจะได้

$$A = \frac{L_2}{3}(h_d + 2h) \quad (2.72)$$

$$\frac{PS}{A} = \frac{h_d^3 P}{h(h_d + 2h)} + \frac{h^2 P}{3(h_d + 2h)} \quad (2.73)$$

เปลี่ยนให้เป็นเชิงเส้นได้

$$\frac{PS}{A} \approx f_2(h_d^*, h^*, P^*) + \left[\frac{\partial f_2(h_d, h, P)}{\partial h_d} \frac{\partial f_2(h_d, h, P)}{\partial h} \frac{\partial f_2(h_d, h, P)}{\partial P} \right] \begin{bmatrix} h_d - h_d^* \\ h - h^* \\ P - P^* \end{bmatrix} \quad (2.74)$$

$$= G_{21} + G_{22}h_d + G_{23}h + G_{24}P \quad (2.75)$$

โดยที่

$$G_{22} = \frac{\partial f_2(h_d, h, P)}{\partial h_d} = \frac{1}{h} \left[\frac{3(h_d + 2h)h_d^2 P - h_d^3 P}{(h_d + 2h)^2} \right] - \frac{h^2 P}{3} \left[\frac{1}{(h_d + 2h)^2} \right] \quad (2.76)$$

$$G_{23} = \frac{\partial f_2(h_d, h, P)}{\partial h} = \left[\frac{6(h_d + 2h)hP - 6h^2 P}{9(h_d + 2h)^2} \right] - \frac{h_d^3 P}{h} \left[\frac{h_d + 4h}{(h_d + 2h)^2} \right] \quad (2.77)$$

$$G_{24} = \frac{\partial f_2(h_d, h, P)}{\partial P} = \frac{1}{(h_d + 2h)} \left[\frac{h_d^3}{h} + \frac{h^2}{3} \right] \quad (2.78)$$

$$G_{21} = f_2(h_d^*, h^*, P) - G_{22}h_d - G_{23}h - G_{24}P \quad (2.79)$$

บริเวณกึ่งกลางแผ่นพื้น

$$I = \frac{L_2 h^3}{12} \quad (2.80)$$

$$\text{ค่า } c = 1/2 h \quad (2.81)$$

$$S = \frac{I}{c} = \frac{L_2 h^2}{6} \quad (2.82)$$

เปลี่ยนให้เป็นเชิงเส้นได้

$$S \approx f_1(h^*) + \left[\frac{\partial f_1(h^*)}{\partial h} \right] [h - h^*] \quad (2.83)$$

$$= G_{11} + G_{12}h \quad (2.84)$$

โดยที่ $G_{12} = \frac{\partial f_1(h)}{\partial h} = \frac{L_2 h}{3}$ (2.85)

$$G_{11} = f_1(h^*) - G_{12}h \quad (2.86)$$

และในกลุ่มที่สองจะได้

A เท่ากับ hL_2

$$\frac{PS}{A} = \frac{hP}{6} \quad (2.87)$$

เปลี่ยนให้เป็นเชิงเส้นได้

$$\frac{PS}{A} \approx f_2(h^*, P^*) + \left[\frac{\partial f_2(h, P)}{\partial h} \quad \frac{\partial f_2(h, P)}{\partial P} \right] \begin{bmatrix} h - h^* \\ P - P^* \end{bmatrix} \quad (2.88)$$

$$= G_{21} + G_{22}h + G_{23}P \quad (2.89)$$

โดยที่ $G_{22} = \frac{\partial f_2(h, P)}{\partial h} = \frac{P}{3}$ (2.90)

$$G_{23} = \frac{\partial f_2(h, P)}{\partial P} = \frac{h}{6} \quad (2.91)$$

$$G_{21} = f_2(h^*, P^*) - G_{22}h - G_{23}P \quad (2.92)$$

ดังนั้นหน่วยแรงที่ผิวบนจะอยู่ในรูป

$$S\sigma_L \leq \frac{\alpha PS}{A} + M_b + M_{DL} + M_{LL} \leq S\sigma_U \quad (2.93)$$

$$\begin{aligned} (G_{11} + G_{12}h_d + G_{13}h)\sigma_L &\leq (G_{21} + G_{22}h_d + G_{23}h + G_{24}P) + M_b + M_{DL} + M_{LL} \\ &\leq (G_{11} + G_{12}h_d + G_{13}h)\sigma_U \end{aligned} \quad (2.94)$$

หน่วยแรงที่ผิวล่างจะอยู่ในรูป

$$\begin{aligned} (G_{11} + G_{12}h_d + G_{13}h)\sigma_L &\leq (G_{21} + G_{22}h_d + G_{23}h + G_{24}P) - M_b - M_{DL} - M_{LL} \\ &\leq (G_{11} + G_{12}h_d + G_{13}h)\sigma_U \end{aligned} \quad (2.95)$$

2.6.3 ข้อจำกัดที่สภาวะใช้งาน

หน่วยแรงที่เกิดขึ้นต้องอยู่ในช่วงที่ยอมให้

$$\sigma_L \leq \sigma_w \leq \sigma_U \quad (2.96)$$

สำหรับโมเมนต์ลบที่หัวเสา

$$-0.3f'_c \leq \sigma_w \leq 1.6f'_c \quad (2.97)$$

สำหรับโมเมนต์บวกที่กลางพื้น

$$-0.45f'_c \leq \sigma_w \leq 1.6f'_c \quad (2.98)$$

สมการที่พิจารณาใช้ความสัมพันธ์ 2.65 และ 2.72 เปลี่ยนเฉพาะค่าคงที่ σ เท่านั้น

2.6.4 ข้อจำกัดที่สภาวะประลัย

กำลังรับโมเมนต์ดัดของหน้าตัดต้องมากกว่าโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้น

$$M_u \leq \phi M_n \quad (2.99)$$

กำลังของหน้าตัดคิดจาก

$$M_n = A_{ps}f_{ps}(d_p - a/2) + A_s f_y (d - a/2) \quad (2.100)$$

ประมาณให้เป็นเชิงเส้นได้ดังนี้

$$f_3(d_p, A_{ps}, A_s) = A_{ps}f_{ps}(d_p - a/2) + A_s f_y (d - a/2) \quad (2.101)$$

$$\therefore a = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y}{0.85f'_c L_2} \quad (2.102)$$

$$f_3(d_p, A_{ps}, A_s) = A_{ps}f_{ps} \left(d_p - \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y}{2(0.85f'_c L_2)} \right) + A_s f_y \left(d - \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y}{2(0.85f'_c L_2)} \right) \quad (2.103)$$

$$= A_{ps}f_{ps} d_p - \frac{(A_{ps}f_{ps})^2 + A_{ps}f_{ps}A_s f_y}{2(0.85f'_c L_2)} + A_s f_y d - \frac{A_{ps}f_{ps}A_s f_y + (A_s f_y)^2}{2(0.85f'_c L_2)} \quad (2.104)$$

$$\approx f_3(d_p^*, A_{ps}^*, A_s^*) + \left[\frac{\partial f_3(d_p, A_{ps}, A_s)}{\partial d_p} \frac{\partial f_3(d_p, A_{ps}, A_s)}{\partial A_{ps}} \frac{\partial f_3(d_p, A_{ps}, A_s)}{\partial A_s} \right] \begin{bmatrix} d_p - d_p^* \\ A_{ps} - A_{ps}^* \\ A_s - A_s^* \end{bmatrix} \quad (2.105)$$

$$M_n = G_{31} + G_{32}d_p + G_{33}A_{ps} + G_{34}A_s \quad (2.106)$$

โดยที่ $G_{32} = \frac{\partial f_3(d_p, A_{ps}, A_s)}{\partial d_p} = A_{ps} f_{ps}$ (2.107)

$$G_{33} = \frac{\partial f_3(d_p, A_{ps}, A_s)}{\partial A_{ps}} = f_{ps} d_p - \frac{A_{ps} f_{ps}^2}{0.85 f_c' L_2} - \frac{A_{ps} f_{ps} f_y}{0.85 f_c' L_2}$$
 (2.108)

$$G_{34} = \frac{\partial f_3(d_p, A_{ps}, A_s)}{\partial A_s} = f_y d - \frac{A_{ps} f_{ps} f_y}{0.85 f_c' L_2} - \frac{A_{ps} f_y^2}{0.85 f_c' L_2}$$
 (2.109)

$$G_{31} = f_3(d_p^*, A_{ps}^*, A_s^*) - G_{32} d_p^* - G_{33} A_{ps}^* - G_{34} A_s^*$$
 (2.110)

$$M_u = FD * M_{DL} + FL * M_{LL} + M_s$$
 (2.111)

(หากคิดที่บริเวณหัวเสา ใช้ $d_p = 0.8h_d$, ส่วนบริเวณกึ่งกลางช่วงพื้นใช้ $d_p = 0.8h$)

เพื่อป้องกันการวิบัติทันที ACI ได้กำหนดให้

$$M_u \geq 1.2M_{cr}$$
 (2.112)

$$\sigma_{cr} = -\frac{\alpha P}{A} + \frac{M_{cr}}{S}$$
 (2.113)

$$M_{cr} = \sigma_{cr} S + \frac{\alpha P S}{A}$$
 (2.114)

พิจารณากลุ่ม S และ $\frac{\alpha P S}{A}$ ซึ่งได้ประมาณให้เป็นเชิงเส้นในสมการ 2.82 และ 2.87 ได้ความสัมพันธ์ดังนี้

$$M_{cr} = (G_{11} + G_{12}h)\sigma_{cr} + (G_{21} + G_{22}h + G_{23}P)$$
 (2.115)

$$M_u \geq 1.2M_{cr}$$
 (2.116)

เหล็กเสริมธรรมดา ในระบบพื้นไร้แรงยึดเหนี่ยวได้มีการกำหนดปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุดเพื่อป้องกันการแตกร้าว ซึ่งมีสมการที่ใช้ควบคุม ขึ้นกับตำแหน่งของโมเมนต์ที่เกิดดังนี้

บริเวณโมเมนต์บวกกึ่งกลางช่วงพื้น ในกรณีที่เกิดหน่วยแรงดึงเกิน $0.53\sqrt{f_c}$ กก./ตร.ซม. ให้เสริมเหล็กธรรมดาไว้คือ $N(0.5f_y)$ และไม่น้อยกว่า $0.004L_2 y$ ระยะที่เกิดหน่วยแรงดึงสามารถเขียนได้โดยอยู่ในกลุ่ม σ_{top} และ σ_{bot} ได้ดังนี้

$$y = \frac{\sigma_{bot} h}{(\sigma_{bot} - \sigma_{top})}$$
 (2.117)

สมการนี้ค่า y จะเป็นได้ทั้งค่าบวกและค่าลบ ในกรณีที่ เป็นค่าบวกแสดงว่าเกิดหน่วยแรงดึง โดยการแทนค่า σ_{bot} ซึ่งเป็นตัวกำหนดเครื่องหมายลงไปจะได้

$$y = \frac{\{\alpha P/A - M_b/S - M_{DL}/S - M_{LL}/S\}h}{(\sigma_{bot} - \sigma_{top})} \quad (2.118)$$

จัดรูปสมการใหม่

$$\{L_2 h(\sigma_{top} - \sigma_{bot})/6\}y = (\alpha h/6)P - M_b - M_{DL} - M_{LL} \quad (2.119)$$

พิจารณาใช้กลุ่ม $\frac{\alpha h P}{6}$ ในสมการ 2.87 สำหรับกลุ่ม $\frac{L_2 h y}{6}$ นั้นประมาณเป็นเชิงเส้นได้ดังนี้

$$f_4(h, y) = \frac{L_2 h y}{6} \approx f_4(h^*, y^*) + \left[\frac{\partial f_4(h, y)}{\partial h} \quad \frac{\partial f_4(h, y)}{\partial y} \right] \begin{bmatrix} h - h^* \\ y - y^* \end{bmatrix} \quad (2.120)$$

$$= G_{41} + G_{42}h + G_{43}y \quad (2.121)$$

$$G_{42} = \frac{\partial f_4(h, y)}{\partial h} = \frac{L_2 y}{6} \quad (2.122)$$

$$G_{43} = \frac{\partial f_4(h, y)}{\partial y} = \frac{L_2 h}{6} \quad (2.123)$$

$$G_{41} = f_4(h^*, y^*) - G_{42}h^* - G_{43}y^* \quad (2.124)$$

ความสัมพันธ์เบื้องต้นเขียนใหม่ได้ดังนี้

$$(G_{41} + G_{42}h + G_{43}y)(\sigma_{bot} - \sigma_{top}) = (G_{21} + G_{22}h + G_{23}P) - M_b - M_{DL} - M_{LL} \quad (2.125)$$

$$A_s \geq N/(0.5f_y) = 0.5\sigma_{bot}yL_2/(0.5f_y) \quad (2.126)$$

$$A_s \geq 0.004L_2y \quad (2.127)$$

บริเวณโมเมนต์ลบที่หัวเสา

$$A_s \geq 0.00075h_4L_2 \quad (2.128)$$

สำหรับความยาวเหล็กเสริมธรรมดาใช้ค่าดังนี้

บริเวณโมเมนต์บวกกลางช่วงพื้น ใช้ $L_1/3$

บริเวณโมเมนต์ลบที่หัวเสา ใช้ $L_1/6$

หน่วยแรงเฉือนของหน้าตัดต้องไม่มากกว่าหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้น

$$-\tau_u \leq \tau_w \leq \tau_u \quad (2.129)$$

ในการที่ไม่ใช้เหล็กเสริมปลอกกับแรงเฉือน

$$\tau_u A_c = 0.85 \left\{ 0.93 \sqrt{f_c} A_c + \frac{0.3 \alpha P}{L_2 h} A_c \right\} \quad (2.130)$$

ประมาณกลุ่ม A_c ให้ความสัมพันธ์เป็นเชิงเส้นได้ตามตำแหน่งเสาดังนี้

เสาดตามรูปที่ 2.5 (เสากายใน)

กรณีที่ 1 $A_c = S_1(D) = 2(b_1 + b_2)D = 2c_1 D + 2c_2 D + 4D^2 \quad (2.131)$

$$\approx S_1(D^*) + \frac{\partial S_1(D)}{\partial D} (D - D^*) \quad (2.132)$$

$$= H_{11} + H_{12} D \quad (2.133)$$

โดยที่ $H_{12} = \frac{\partial S_1(D)}{\partial D} = 2c_1 + 2c_2 + 8D \quad (2.134)$

$$H_{11} = S_1(D^*) - H_{12} D^* \quad (2.135)$$

กรณีที่ 2 $A_c = Q_1(d) = 2/3 L_1 d + 2/3 L_2 d + 4d^2 \quad (2.136)$

$$\approx Q_1(d^*) + \frac{\partial Q_1(d)}{\partial d} (d - d^*) \quad (2.137)$$

$$= Q_{11} + Q_{12} d \quad (2.138)$$

โดยที่ $Q_{12} = \frac{\partial Q_1(d)}{\partial d} = 2/3 L_1 + 2/3 L_2 + 8d \quad (2.139)$

$$Q_{11} = Q_{11}(d^*) - Q_{12} d^* \quad (2.140)$$

เสาคตามรูปที่ 2.6 (เสามุม)

$$\text{กรณีที่ 1} \quad A_c = S_2(D) = (b_1 + b_2)D = c_1D + c_2D + D^2 \quad (2.141)$$

$$\approx S_2(D^*) + \frac{\partial S_2(D)}{\partial D}(D - D^*) \quad (2.142)$$

$$= H_{21} + H_{22}D \quad (2.143)$$

$$\text{โดยที่} \quad H_{22} = \frac{\partial S_2(D)}{\partial D} = c_1 + c_2 + 2D \quad (2.144)$$

$$H_{21} = S_2(D^*) - H_{22}D^* \quad (2.145)$$

$$\text{กรณีที่ 2} \quad A_c = Q_2(d) = 1/6L_1d + 1/6L_2d + d^2 \quad (2.146)$$

$$\approx Q_2(d^*) + \frac{\partial Q_2(d)}{\partial d}(d - d^*) \quad (2.147)$$

$$= Q_{21} + Q_{22}d \quad (2.148)$$

$$\text{โดยที่} \quad Q_{22} = \frac{\partial Q_2(d)}{\partial d} = 1/6L_1 + 1/6L_2 + 2d \quad (2.149)$$

$$Q_{21} = Q_2(d^*) - Q_{22}d^* \quad (2.150)$$

เสาคตามรูปที่ 2.7 (เสาคขอบแรงดัดขนานขอบ)

$$\text{กรณีที่ 1} \quad A_c = S_3(D) = (b_1 + 2b_2)D = c_1D + 2c_2D + D^2 \quad (2.151)$$

$$\approx S_3(D^*) + \frac{\partial S_3(D)}{\partial D}(D - D^*) \quad (2.152)$$

$$= H_{31} + H_{32}D \quad (2.153)$$

$$\text{โดยที่} \quad H_{32} = \frac{\partial S_3(D)}{\partial D} = c_1 + 2c_2 + 2D \quad (2.154)$$

$$H_{31} = S_3(D^*) - H_{32}D^* \quad (2.155)$$

$$\text{กรณีที่ 2 } A_c = Q_3(d) = 1/6L_1d + 2/3L_2d + d^2 \quad (2.156)$$

$$\approx Q_3(d^*) + \frac{\partial Q_3(d)}{\partial d}(d - d^*) \quad (2.157)$$

$$= Q_{31} + Q_{32}d \quad (2.158)$$

$$\text{โดยที่ } Q_{32} = \frac{\partial Q_3(d)}{\partial d} = 1/6L_1 + 2/3L_2 + 2d \quad (2.159)$$

$$Q_{31} = Q_3(d^*) - Q_{32}d^* \quad (2.160)$$

เสถียรภาพที่ 2.8 (เสถียรภาพแรงดัดตั้งฉากจากขอบ)

$$\text{กรณีที่ 1 } A_c = S_4(D) = 2(b_1 + b_2)D = 2c_1D + 2c_2D + 3D^2 \quad (2.161)$$

$$\approx S_4(D^*) + \frac{\partial S_4(D)}{\partial D}(D - D^*) \quad (2.162)$$

$$= H_{41} + H_{42}D \quad (2.163)$$

$$\text{โดยที่ } H_{42} = \frac{\partial S_4(D)}{\partial D} = 2c_1 + 2c_2 + 6D \quad (2.164)$$

$$H_{41} = S_4(D^*) - H_{42}D^* \quad (2.165)$$

$$\text{กรณีที่ 2 } A_c = Q_4(d) = 1/3L_1d + 1/3L_2d + d^2 \quad (2.166)$$

$$\approx Q_4(d^*) + \frac{\partial Q_4(d)}{\partial d}(d - d^*) \quad (2.167)$$

$$= Q_{41} + Q_{42}d \quad (2.168)$$

$$\text{โดยที่ } Q_{42} = \frac{\partial Q_4(d)}{\partial d} = 1/3L_1 + 1/3L_2 + 2d \quad (2.169)$$

$$Q_{41} = Q_4(d^*) - Q_{42}d^* \quad (2.170)$$

สำหรับกลุ่ม $\frac{P}{h}A_c = \frac{0.8P}{D}A_c$ เมื่อ $D = 0.8h_d$ เมื่อเปลี่ยนความสัมพันธ์เป็นเชิงเส้นได้ตามตำแหน่งเสาดังนี้

เสาดังรูปที่ 2.5 (เสาด้านใน)

$$\text{กรณีที่ 1} \quad S_5(P, D) = \frac{0.8P}{D} 2(b_1 + b_2)D = 1.6P(c_1 + c_2 + 2D) \quad (2.171)$$

$$\approx S_5(P^*, D^*) + \left[\frac{\partial S_5(P, D)}{\partial P} \frac{\partial S_5(P, D)}{\partial D} \right] \left[\frac{P - P^*}{D - D^*} \right] \quad (2.172)$$

$$= H_{51} + H_{52}P + H_{53}D \quad (2.173)$$

$$\text{โดยที่} \quad H_{52} = \frac{\partial S_5(P, D)}{\partial P} = 1.6(c_1 + c_2 + 2D) \quad (2.174)$$

$$H_{53} = \frac{\partial S_5(P, D)}{\partial D} = 3.2P \quad (2.175)$$

$$H_{51} = S_5(P^*, D^*) - H_{52}P^* - H_{53}D^* \quad (2.176)$$

กรณีที่ 2. ค่าฟังก์ชันยังเหมือนเดิมโดยเปลี่ยน เพียงแต่เปลี่ยน $c_1 = L_1/3$ และ $c_2 = L_2/3$

เสาดังรูปที่ 2.6. (เสาด้านนอก)

$$S_6(P, D) = 0.8(c_1 + c_2 + D) \quad (2.177)$$

$$\approx S_6(P^*, D^*) + \left[\frac{\partial S_6(P, D)}{\partial P} \frac{\partial S_6(P, D)}{\partial D} \right] \left[\frac{P - P^*}{D - D^*} \right] \quad (2.178)$$

$$= H_{61} + H_{62}P + H_{63}D \quad (2.179)$$

$$\text{โดยที่} \quad H_{62} = \frac{\partial S_6(P, D)}{\partial P} = 0.8(c_1 + c_2 + D) \quad (2.180)$$

$$H_{63} = \frac{\partial S_6(P, D)}{\partial D} = 0.8P \quad (2.181)$$

$$H_{61} = S_6(P^*, D^*) - H_{62}P^* - H_{63}D^* \quad (2.182)$$

กรณีที่ 2. ค่าฟังก์ชันยังเหมือนเดิมโดยเปลี่ยน เพียงแต่เปลี่ยน $c_1 = L_1/6$ และ $c_2 = L_2/6$

เสตามรูปที่ 2.7 (เสาชอบแรงดัดขนานขอบ)

$$\text{กรณีที่ 1. } S_7(P, D) = 0.8P(c_1 + 2c_2 + 2D) \quad (2.183)$$

$$\approx S_7(P^*, D^*) + \left[\frac{\partial S_7(P, D)}{\partial P} \quad \frac{\partial S_7(P, D)}{\partial D} \right] \begin{bmatrix} P - P^* \\ D - D^* \end{bmatrix} \quad (2.184)$$

$$= H_{71} + H_{72}P + H_{73}D \quad (2.185)$$

$$\text{โดยที่ } H_{72} = \frac{\partial S_7(P, D)}{\partial P} = 0.8(c_1 + 2c_2 + 2D) \quad (2.186)$$

$$H_{73} = \frac{\partial S_7(P, D)}{\partial D} = 1.6P \quad (2.187)$$

$$H_{71} = S_7(P^*, D^*) - H_{72}P^* - H_{73}D^* \quad (2.188)$$

กรณีที่ 2. ค่าฟังก์ชันยังเหมือนเดิมโดยเปลี่ยน เพียงแต่เปลี่ยน $c_1 = L_1/6$ และ $c_2 = L_2/3$

เสตามรูปที่ 2.8 (เสาชอบแรงดัดตั้งฉากขอบ)

$$\text{กรณีที่ 1. } S_8(P, D) = 1.6P(c_1 + c_2 + 1.5D) \quad (2.189)$$

$$\approx S_8(P^*, D^*) + \left[\frac{\partial S_8(P, D)}{\partial P} \quad \frac{\partial S_8(P, D)}{\partial D} \right] \begin{bmatrix} P - P^* \\ D - D^* \end{bmatrix} \quad (2.190)$$

$$= H_{81} + H_{82}P + H_{83}D \quad (2.191)$$

$$\text{โดยที่ } H_{82} = \frac{\partial S_8(P, D)}{\partial P} = 1.6(c_1 + c_2 + 1.5D) \quad (2.192)$$

$$H_{83} = \frac{\partial S_8(P, D)}{\partial D} = 2.4P \quad (2.193)$$

$$H_{81} = S_8(P^*, D^*) - H_{82}P^* - H_{83}D^* \quad (2.194)$$

กรณีที่ 2. ค่าฟังก์ชันยังเหมือนเดิมโดยเปลี่ยน เพียงแต่เปลี่ยน $c_1 = L_1/3$ และ $c_2 = L_2/6$

จากการแปลงความสัมพันธ์ ตามตำแหน่งเสาด้วยสมการ 2.131 ถึง 2.194 สามารถเขียนสมการ แสดงกลุ่ม $\tau_u A_c$ ได้ดังนี้

$$\text{กรณีที่ 1. } \tau_u A_c = 0.85 \left\{ 0.93 \sqrt{f'_c} (H_{X1} + H_{X2} 0.8h_d) + \frac{0.3\alpha}{L_2} (H_{Y1} + H_{Y2}P + H_{Y3} 0.8h_d) \right\} \quad (2.195)$$

$$\text{กรณีที่ 2. } \tau_u A_c = 0.85 \left\{ 0.93 \sqrt{f'_c} (Q_{X1} + Q_{X2} 0.8h) + \frac{0.3\alpha}{L_2} (Q_{Y1} + Q_{Y2}P + Q_{Y3} 0.8h) \right\} \quad (2.196)$$

โดยที่ X,Y แสดงตำแหน่งเสาและกำหนดให้ $D = 0.8h_d$ เพื่อใช้ความหนาของแป้นรองรับหัวเสา (h_d) เป็นตัวแปร และ $d = 0.8h$ เป็นความหนาของแผ่นพื้น

สำหรับหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้น

$$\tau_u A_c = V_u + \frac{\gamma_v M_u A_c}{(J/c)} \quad (2.197)$$

สำหรับกลุ่ม $\frac{A_c}{J/c}$ ประมาณความสัมพันธ์ให้เป็นเชิงเส้นได้ตามตำแหน่งเสาดังรูป

เสาดตามรูปที่ 2.5 (เสากลางใน)

$$\text{กรณีที่ 1. } \frac{A_c}{J/c} = Z_1(D) = \frac{6(c_1 + c_2 + 2D)}{(c_1 + D)(c_1 + 3c_2 + 4D) + D^2} = \frac{k_1}{k_2 k_3 + D^2} \quad (2.198)$$

$$\approx Z_1(D^*) + \frac{\partial Z_1(D)}{\partial D} (D - D^*) \quad (2.199)$$

$$= B_{11} + B_{12}D \quad (2.200)$$

$$\text{โดยที่ } B_{12} = \frac{\partial Z_1(D)}{\partial D} = \frac{12}{k_2 k_3 + D^2} - \frac{2k_1(k_3 + 4k_2 + 2D)}{(k_2 k_3 + D^2)^2} \quad (2.201)$$

$$B_{11} = Z_1(D^*) - B_{12}D^* \quad (2.202)$$

กรณีที่ 2. ค่าฟังก์ชันยังเหมือนเดิมโดยเปลี่ยน เพียงแต่เปลี่ยน $c_1 = L_1/3$ และ $c_2 = L_2/3$

เสาคตามรูปที่ 2.6 (เสามุม)

กรณีที่ 1.
$$\frac{A_c}{J/c} = Z_2(D) = \frac{6(c_1 + c_2 + D)}{(c_1 + 0.5D)(c_1 + 4c_2 + 2.5D) + \frac{(c_1 + c_2 + D)D^2}{(c_1 + 0.5D)}} = \frac{k_1}{k_2k_3 + \frac{k_4}{k_5}} \quad (2.203)$$

$$\approx Z_2(D^*) + \frac{\partial Z_2(D)}{\partial D}(D - D^*) \quad (2.204)$$

$$= B_{21} + B_{22}D \quad (2.205)$$

โดยที่
$$B_{22} = \frac{\partial Z_2(D)}{\partial D} = \frac{6}{k_2k_3 + \frac{k_4}{k_5}} - \frac{2k_1(0.5k_3 + 2.5k_2 + \frac{2c_1D + 2c_2D + 3D^2}{k_5} - \frac{k_4}{k_5^2})}{(k_2k_3 + \frac{k_4}{k_5})^2} \quad (2.206)$$

$$B_{21} = Z_2(D^*) - B_{22}D^* \quad (2.207)$$

กรณีที่ 2. ค่าฟังก์ชันยังเหมือนเดิมโดยเปลี่ยน เพียงแต่เปลี่ยน $c_1 = L_1/6$ และ $c_2 = L_2/6$

เสาคตามรูปที่ 2.7 (เสาคอบแรงดัดขนานขอบ)

กรณีที่ 1.
$$\frac{A_c}{J/c} = Z_3(D) = \frac{6(c_1 + c_2 + 2D)}{(c_1 + D)(c_1 + 6c_2 + 4D) + D^2} = \frac{k_1}{k_2k_3 + D^2} \quad (2.208)$$

$$\approx Z_3(D^*) + \frac{\partial Z_3(D)}{\partial D}(D - D^*) \quad (2.209)$$

$$= B_{31} + B_{32}D \quad (2.210)$$

โดยที่
$$B_{32} = \frac{\partial Z_3(D)}{\partial D} = \frac{12}{k_2k_3 + D^2} - \frac{2k_1(k_3 + 4k_2 + 2D)}{(k_2k_3 + D^2)^2} \quad (2.211)$$

$$B_{31} = Z_3(D^*) - B_{32}D^* \quad (2.212)$$

กรณีที่ 2. ค่าฟังก์ชันยังเหมือนเดิมโดยเปลี่ยน เพียงแต่เปลี่ยน $c_1 = L_1/6$ และ $c_2 = L_2/3$

เสาคตามรูปที่ 2.8 (เสาชอบแรงดัดตั้งจากชอบ)

$$\text{กรณีที่ 1.} \quad \frac{A_c}{J/c} = Z_4(D) = \frac{6(c_1 + c_2 + 2D)}{(2c_1 + D)(c_1 + 2c_2 + 2.5D) + \frac{(2c_1 + c_2 + 2D)D^2}{(c_1 + 0.5D)}} = \frac{k_1}{k_2k_3 + \frac{k_4}{k_5}} \quad (2.213)$$

$$\approx Z_4(D^*) + \frac{\partial Z_4(D)}{\partial D}(D - D^*) \quad (2.214)$$

$$= B_{41} + B_{42}D \quad (2.215)$$

$$\text{โดยที่} \quad B_{42} = \frac{\partial Z_4(D)}{\partial D} = \frac{12}{k_2k_3 + \frac{k_4}{k_5}} \frac{2k_1(k_3 + 2.5k_2 + \frac{4c_1D + 2c_2D + 6D^2}{k_5} - \frac{k_4}{k_5^2})}{(k_2k_3 + \frac{k_4}{k_5})^2} \quad (2.216)$$

$$B_{41} = Z_4(D^*) - B_{42}D^* \quad (2.217)$$

กรณีที่ 2. ค่าฟังก์ชันยังเหมือนเดิมโดยเปลี่ยน เพียงแต่เปลี่ยน $c_1 = L_1/3$ และ $c_2 = L_2/6$

จากความสัมพันธ์ข้างต้น และการประมาณแรงเฉือนเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกตายตัวของพื้นที่กับความหนา ประกอบกับการใช้โมเมนต์ที่ไม่สมดุลเป็นค่าที่ได้จากรอบที่แล้ว สามารถเขียนสมการใหม่ได้

$$\tau_u A_c = \frac{V_u}{h_d} h_d + (V_u)_{ec} + \gamma_v M_u (B_{x1} + B_{x2} 0.8h_d) \quad (2.218)$$

สำหรับแรงเฉือนทางเดียว (One way shear)

$$-\tau_u \leq \frac{V_u}{0.8h_d L_2} \leq \tau_u \quad (2.219)$$

ความสัมพันธ์ของโมเมนต์จากน้ำหนักสมดุลและความสัมพันธ์อื่นๆ

โมเมนต์จากน้ำหนักบรรทุกคงที่กับการเปลี่ยนแปลงความหนาประมาณได้ว่า

$$M_{DL} = \frac{M_{DL}^*}{h} h \quad (2.220)$$

โมเมนต์จากน้ำหนักสมดุล จากน้ำหนักสมดุล

$$W_b = \frac{8\alpha Pa}{L^2} \quad (2.221)$$

เมื่อ $a = (e_1 + e_3)/2 - e_2$ เป็นระยะเยื้องศูนย์กลางของลวดอัดแรงที่กึ่งกลางแผ่นพื้น ซึ่งเป็นตัวแปรที่ใช้ในการออกแบบอย่างเหมาะสม

จากแนวคิดวิธีซ้อนทับ (Superposition) โมเมนต์อยู่ในรูปสัมประสิทธิ์เนื่องจากการใส่ $w = 1$ ในแต่ละช่วง พื้น คู่กับ $W_b = \frac{8\alpha Pa}{L^2}$ สามารถเขียนสมการได้ดังนี้

$$(M_b)_{@x} = \frac{m_{1@x}(8\alpha Pa_1)}{L_1^2} + \frac{m_{2@x}(8\alpha Pa_2)}{L_1^2} + \dots + \frac{m_{n@x}(8\alpha Pa_n)}{L_n^2} \quad (2.222)$$

$$\approx M_b(P^*, a_1^*, \dots, a_n^*) + \begin{bmatrix} \frac{\partial M_b(P, a_1, \dots, a_n)}{\partial P} & \frac{\partial M_b(P, a_1, \dots, a_n)}{\partial a_1} & \dots & \frac{\partial M_b(P, a_1, \dots, a_n)}{\partial a_n} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} P - P^* \\ a_1 - a_1^* \\ \dots \\ a_n - a_n^* \end{bmatrix} \quad (2.223)$$

$$= T_{11} + T_{12}P + T_{13}a_1 + \dots + T_{1(2+n)}a_n \quad (2.224)$$

โดยที่ $m_{n@x}$ คือ สัมประสิทธิ์ของโมเมนต์ที่ตำแหน่ง x เนื่องจากสภาพการรับน้ำหนักกระจายสม่ำเสมอเท่ากับ หนึ่งหน่วย บนช่วงพื้น n

$$T_{12} = \frac{\partial M_b(P, a_1, \dots, a_n)}{\partial P} = \frac{m_{1@x}(8\alpha a_1)}{L_1^2} + \frac{m_{2@x}(8\alpha a_2)}{L_1^2} + \dots + \frac{m_{n@x}(8\alpha a_n)}{L_1^2} \quad (2.225)$$

$$T_{13} = \frac{\partial M_b(P, a_1, \dots, a_n)}{\partial a_1} = \frac{m_{1@x}(8\alpha P)}{L_1^2} \quad (2.226)$$

...

$$T_{1(2+n)} = \frac{\partial M_b(P, a_1, \dots, a_n)}{\partial a_n} = \frac{m_{n@x}(8\alpha P)}{L_n^2} \quad (2.227)$$

$$T_{11} = M_b(P^*, a_1^*, \dots, a_n^*) - T_{12}P^* - T_{13}a_1^* - \dots - T_{1(2+n)}a_n^* \quad (2.228)$$

การคำนวณ M_s ทำโดยวิธีเดียวกันจากสมการตั้งต้น

$$M_s = M_{bal} - (\alpha P)e + M_p \quad (2.229)$$

โดย $M_p = \alpha P^* m \quad (2.230)$

$$M_p = \alpha P(h_d - h) \quad (2.231)$$

$$M_p = \alpha P \frac{(h_d - h)}{2} \quad (2.232)$$

$$M_s = M_b + \frac{\alpha P}{2}(h_d - h - e) \quad (2.233)$$

ดังนั้นกลุ่ม $\alpha P/2*(h_d-h-e)$ ประมาณให้เป็นเชิงเส้นได้คือ

$$\approx T(P^*, h_d^*, h^*, e^*) + \left[\frac{\partial T(P, h_d, h, e)}{\partial P} \quad \frac{\partial T(P, h_d, h, e)}{\partial h_d} \quad \frac{\partial T(P, h_d, h, e)}{\partial h} \quad \frac{\partial T(P, h_d, h, e)}{\partial e} \right] \begin{bmatrix} P - P^* \\ h_d - h_d^* \\ h - h^* \\ e - e^* \end{bmatrix} \quad (2.234)$$

$$= T_{21} + T_{22}P + T_{23}h_d + T_{24}h + T_{25}e \quad (2.235)$$

โดยที่ $T_{22} = \frac{\partial T(P, h_d, h, e)}{\partial P} = \frac{\alpha}{2}(h_d - h - e) \quad (2.236)$

$$T_{23} = \frac{\partial T(P, h_d, h, e)}{\partial h_d} = \frac{\alpha P}{2} \quad (2.237)$$

$$T_{24} = \frac{\partial T(P, h_d, h, e)}{\partial h} = -\frac{\alpha P}{2} \quad (2.238)$$

$$T_{25} = \frac{\partial T(P, h_d, h, e)}{\partial e} = -\frac{\alpha P}{2} \quad (2.239)$$

$$T_{21} = T(P^*, h_d^*, h^*, e^*) - T_{22}P - T_{23}h_d - T_{24}e \quad (2.240)$$

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

2.7 การตรวจสอบการลู่เข้าของคำตอบ

การตรวจสอบการลู่เข้าของคำตอบได้อ้างอิงหลักการของ Scarborough ซึ่งใช้กับการคำนวณซ้ำโดยการตรวจสอบคำตอบในรอบที่ผ่านมากับคำตอบที่คำนวณได้ใหม่ โดยที่ผู้ใช้สามารถระบุค่านัยสำคัญของตัวเลขคำตอบที่ต้องการได้

$$\varepsilon_a = (\text{คำตอบปัจจุบัน} - \text{คำตอบที่ผ่านมา}) / (\text{คำตอบที่ผ่านมา}) * 100\% \quad (2.241)$$

$$|\varepsilon_a| < \varepsilon_s$$

$$\varepsilon_s = (0.5 * 10^{2-N})\%$$

โดยที่ ε_s คือค่าขอบเขตที่ยอมให้
 N คือจำนวนนัยสำคัญของคำตอบที่ต้องการ

จากสมการข้างต้น เมื่อแทนค่า N จะได้ ε_s ดังตารางดังนี้

ตารางที่ 2.6 แสดงค่าขอบเขตที่ยอมให้กับจำนวนนัยสำคัญของคำตอบ

N	ε_s
1	5
2	0.5
3	0.05
4	0.005

ในการตรวจสอบเลือกค่านัยสำคัญนี้พบว่า ราคาค่าก่อสร้างซึ่งเป็นสมการเป้าหมายมีผลของตัวแปรมากมายดังนั้นเมื่อเปลี่ยนรอบในการออกแบบแต่ละครั้ง ซึ่งจะได้โครงสร้างใหม่ค่านัยสำคัญมักจะเกิดขึ้นมากซึ่งถ้าหากกำหนดค่าเริ่มต้นของตัวแปรที่อยู่ห่างจากคำตอบที่เหมาะสม และอาจใช้รอบในการคำนวณมากหรือไม่อาจลู่เข้าหาคำตอบได้ ดังนั้นค่านัยสำคัญสูงสุดที่ยอมให้สามารถใช้ได้ถึง 0.5 % หรือไม่เกินจากนี้และค่าเริ่มต้นของตัวแปรควรอยู่ใกล้คำตอบที่เหมาะสม

2.8 ลักษณะการลู่เข้าของคำตอบ และวิธีการหาคำตอบแบบกำหนดช่วงขอบเขตตัวแปร (Step-Size)

การลู่เข้าของคำตอบในกรณีที่ผ่านมากระบวนการแปลงระบบสมการจากไร้เชิงเส้นไปเป็นแบบเชิงเส้น เพื่อให้สามารถใช้วิธีการแก้ปัญหาด้วยโปรแกรมเชิงเส้นตรงได้นั้น ตามการศึกษาจากเอกสารอ้างอิง^[18,21] ได้กล่าวสรุปพฤติกรรมไว้ว่าวิธีการ (Simplex Method) นี้ไม่จำเป็นที่จะลู่เข้าหาคำตอบที่เหมาะสม (Optimum) โดยที่อาจจะเกิดปัญหาระหว่างการแก้ปัญหา ดังนี้

- ก. คำตอบที่เหมาะสมจริง (True Optimum) ไม่ได้อยู่บนจุดตัด บนช่วงคำตอบที่เป็นไปได้ (Feasible Region) จากการใช้โปรแกรมเชิงเส้นตรงในการแก้ปัญหา ดังนั้นจึงเกิดการแกว่งตัวไปมาของคำตอบที่อยู่ในบริเวณนี้
- ข. ถึงแม้คำตอบที่เหมาะสมจริงจะอยู่บนจุดตัด แต่ถ้าจุดเริ่มต้นของการแก้ปัญหาอยู่ห่างจากคำตอบที่เหมาะสมจริงมาก การลู่เข้าสู่คำตอบที่เหมาะสมจริงก็อาจไม่เกิดขึ้นได้
- ค. ในปัญหาที่ไม่ใช่แบบนูน (Nonconvex Problems) บางส่วนของกระบวนการแปลงระบบสมการจากไร้เชิงเส้นไปเป็นแบบเชิงเส้น อาจมีการตัดช่วงคำตอบที่เป็นไปได้ ซึ่งคำตอบที่เหมาะสมจริงอาจอยู่ในช่วงนี้ ทำให้การคำนวณไม่ลู่เข้าสู่คำตอบที่เหมาะสม

จากปัญหาต่างๆของการลู่เข้าของคำตอบที่เหมาะสมจริงได้สรุปไว้ข้างต้น Griffith และ Stewart^[15] เสนอวิธี การโปรแกรมแบบประมาณ (Approximate Programming) เพื่อปรับปรุงกระบวนการแก้ปัญหา โดยเพิ่มการกำหนดขอบเขตของตัวแปรให้อยู่ในช่วงที่กำหนด (Step-Size Adjustment) เพื่อให้แน่ใจว่าจุดที่ได้ต่อมานั้นมีค่าไม่ไกลจากจุดเดิมมากนัก เพราะในกรณีที่จุด $\{x^*\}$ อยู่บนช่วงที่มีการเปลี่ยนแปลงความโค้งแล้ว การเปลี่ยนระบบสมการเป็นสมการเชิงเส้นจะทำให้เกิดความคลาดเคลื่อนมาก และการลู่เข้าของคำตอบจะไม่เกิดขึ้น โดยที่การกำหนดขอบเขตของตัวแปรเขียนเป็นความสัมพันธ์ได้ดังนี้

$$-\delta_i \leq x_i - x_i^* \leq \delta_i \quad i = 1, \dots, m \quad (2.242)$$

เมื่อ δ_i = ค่าขอบเขตของตัวแปร (Step Size)

x_i = จุดเริ่มต้นของคำตอบ

x_i^* = คำตอบใหม่ในแต่ละรอบที่ได้จากการคำนวณด้วยวิธีซิมเพล็กซ์

ค่าขอบเขตของตัวแปร (Step-Size) ที่เลือกใช้ต้องมีค่าน้อยเพียงพอที่จะทำให้เกิดการลู่เข้าของคำตอบ โดยที่แต่ละรอบของการคำนวณ ค่าของสมการเป้าหมายดั้งเดิม (Original Objective Function) ต้องมีค่าลดลง และค่าของเงื่อนไขที่เป็นไปได้มีค่าน้อยลงด้วย หากค่าดังกล่าวมีค่าเพิ่มขึ้นแล้วจะต้องปรับลดค่าของตัวแปร แล้วกลับไปคำนวณที่ตัวแปรเริ่มต้น ทำจนกว่าจะผ่านเงื่อนไขดังกล่าว

บทที่ 3

ขั้นตอนและวิธีการวิจัย

3.1 ขั้นตอนการวิจัย

งานวิจัยนี้มีเป้าหมายที่จะพัฒนาโปรแกรมคอมพิวเตอร์สำหรับการวิเคราะห์และออกแบบพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงอย่างเหมาะสมที่สุดโดยมีขั้นตอนของการวิจัยดังนี้

1. ศึกษาวิธีการวิเคราะห์การสร้างสติเฟนส สมการในการออกแบบโครงสร้างของชิ้นส่วนเสาและพื้นที่มีแป้นรองรับหัวเสา (Non-prismatic Members) โดยวิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่า(Equivalent Frame)
2. ศึกษาการออกแบบแผ่นพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังตามข้อกำหนดของมาตรฐาน ACI318-95
3. ศึกษาความสัมพันธ์ของตัวแปรที่เป็นปัจจัยหลักต่อราคาโครงสร้าง ได้แก่ ความหนาของพื้น ความหนาของแป้นรองรับหัวเสา แรงประสิทธิภาพจากลวดอัดแรง เหล็กเสริมธรรมดา เพื่อที่จะคำนวณและออกแบบอย่างเหมาะสม (Optimum Design) ของแผ่นพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังชนิดมีแป้นรองรับหัวเสา
4. พัฒนาโปรแกรมคอมพิวเตอร์จากการศึกษาข้างต้น
5. เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ที่ได้ในกรณีที่ไม่ใช้การคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม กับตัวอย่างหรือโปรแกรมอื่นที่ได้รับความนิยมเชื่อถือเพื่อตรวจสอบความถูกต้อง
6. เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ที่ได้และราคาค่าก่อสร้างในกรณีที่ใช้การคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม กับตัวอย่างแผ่นพื้นไร้คานที่ไม่มีแป้นรองรับหัวเสา

3.2 องค์ประกอบของโปรแกรมคอมพิวเตอร์

สำหรับการวิเคราะห์ในการวิจัยนี้สามารถแบ่งขั้นตอนออกเป็น 3 ขั้นตอนได้แก่

- ก. การจัดเตรียมข้อมูลก่อนการประมวลผล (Pre Processing)
- ข. การวิเคราะห์และประมวลผล (Processing)
- ค. การแปลผลหลังการประมวลผล (Post Processing)

โดยแต่ละขั้นตอนมีรายละเอียดดังนี้

ก. การจัดเตรียมข้อมูลก่อนการประมวลผล (Pre Processing)

- ก.1 รูปร่างของโครงสร้างที่จะทำการวิเคราะห์ เช่นความหนาของแผ่นพื้น ความหนาของแป้นรองรับหัวเสา ขนาดของเสา จำนวนช่วงพื้น ความยาวช่วงพื้น เป็นต้น
- ก.2 คุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ เช่นกำลังอัดประลัยของคอนกรีต กำลังครากของเหล็กเสริม เป็นต้น
- ก.3 ขนาดและตำแหน่งของน้ำหนักบรรทุกที่กระทำ
- ก.4 ระบบของพื้น เช่น ระบบไร้แรงยึดเหนี่ยว หรือ มีแรงยึดเหนี่ยว
- ก.5 เลือกราคาคำนวณว่าจะทำการคำนวณออกแบบอย่างไรเหมาะสมหรือไม่
- ก.6 บ่อนราคาวัสดุและแรงงานที่ใช้ในโครงสร้าง

ข. การวิเคราะห์และประมวลผล (Processing)

ขั้นตอนนี้จะเป็นการคำนวณโดยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ หลังจากจัดเตรียมข้อมูลแล้ว สามารถแบ่งเป็นขั้นตอนย่อยๆดังนี้

- ข.1 การกำหนดค่าขอบเขตของตัวแปร (Step-Size) และเปอร์เซ็นต์การลู่เข้า (% Converge)
- ข.2 การวิเคราะห์โครงสร้าง
 - ข.2.1 การสร้างสติฟเนสของแต่ละชิ้นส่วน (พื้น และ เสาเทียบเท่า)
 - ข.2.2 การรวมสติฟเนสของระบบโครงสร้าง
 - ข.2.3 การหาค่าหน่วยแรงภายใน
- ข.3 การตรวจสอบหน่วยแรง ณ สภาวะการรับน้ำหนักของแผ่นพื้น คือ
 - ข.3.1 สภาวะถ่ายแรง
 - ข.3.2 สภาวะใช้งาน
 - ข.3.3 สภาวะประลัย

ถ้ามากกว่าให้เพิ่มความหนาของแผ่นพื้น หรือจำนวนลวดอัดแรง แล้วทำการวิเคราะห์โครงสร้างใหม่ (ขั้นตอน ข.1)

ข.4 เรียกใช้ฟังก์ชันของการออกแบบอย่างเหมาะสม คำนวณสัมประสิทธิ์ของสมการเป้าหมาย และอสมการขอบเขต

ข.5 คำนวณจุดเหมาะสมด้วยวิธีซิมเพล็กซ์ หลังจากขั้นตอนนี้จะได้ผลลัพธ์ของโครงสร้างใหม่ โดยมีการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างที่สำคัญ คือ ความหนาของแผ่นพื้น ความหนาของแป้นรองรับหัวเสา ปริมาณลวดอัดแรง แรงในลวดอัดแรง และตำแหน่งการวางของลวดใหม่ เป็นต้น

ข.6 ได้ขนาดโครงสร้าง, จำนวนลวดอัดแรง, แรงดึงลวด, ปริมาณเหล็กเสริม, ตำแหน่งการวางลวดใหม่

ข.7 ตรวจสอบคำตอบใหม่ที่ได้ทำให้ราคาค่าก่อสร้างลดลงหรือไม่ ถ้าไม่ผ่านลดค่าขอบเขตของตัวแปรแล้วกลับไปขั้นตอน ข.2 ใหม่

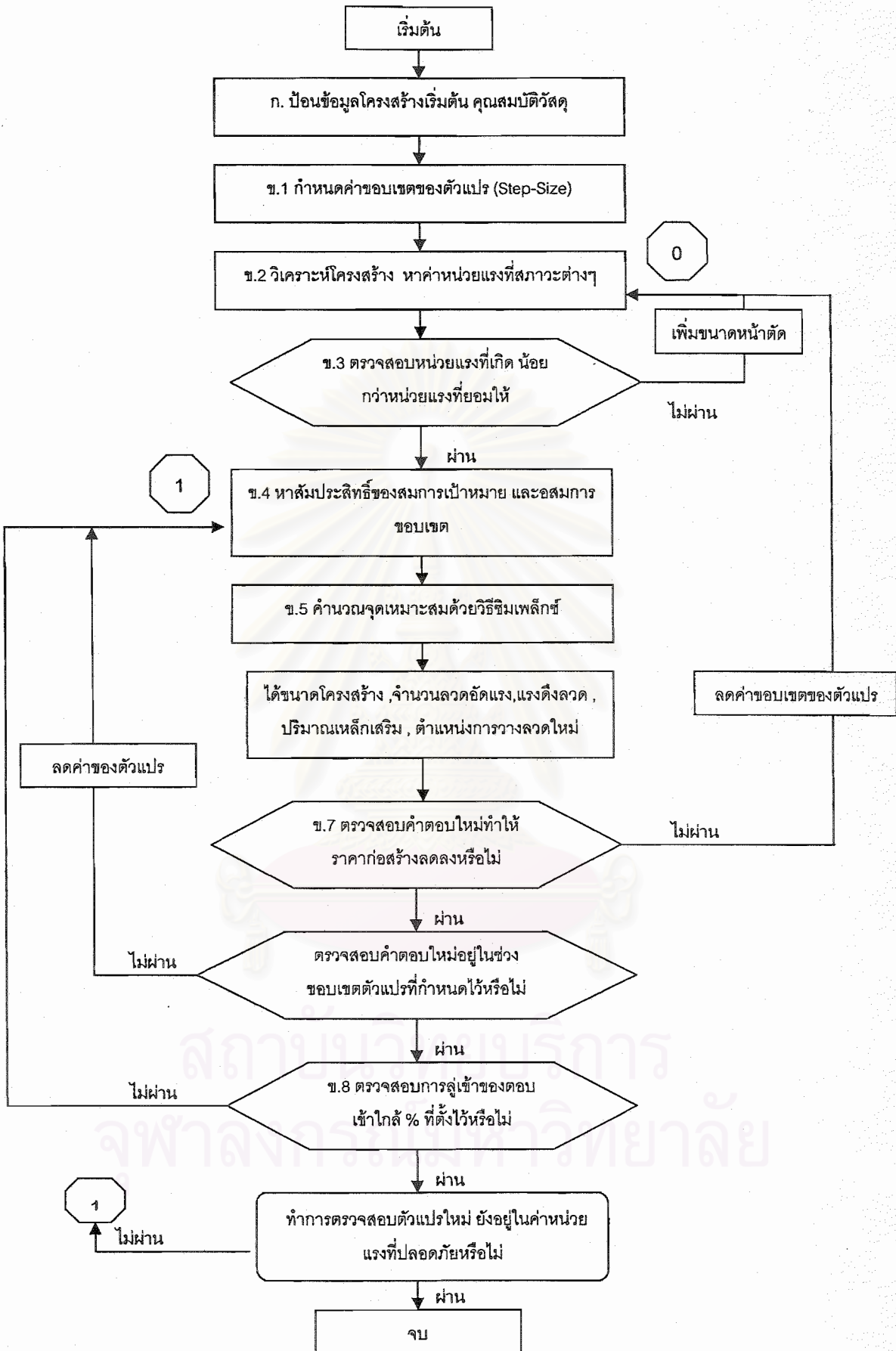
ข.8 การตรวจสอบการลู่เข้าของคำตอบ ถ้าผ่านจะไปสู่การแปรผลหลังการประมวลผล ถ้าไม่ผ่านจะใช้รูปร่างของโครงสร้างใหม่ที่ได้กลับไปวิเคราะห์โครงสร้าง และกลับไปคำนวณในขั้นตอนที่ ข.4 ใหม่ จนกว่าคำตอบจะลู่เข้า

ค. การแปรผลหลังการประมวลผล (Post Processing)

ในขั้นตอนต่อไปหลังจากออกสู่อัลกอริทึมซิมเพล็กซ์ก็จะมีการตรวจสอบค่าหน่วยแรงของโครงสร้างว่ามีค่าน้อยกว่าค่าหน่วยแรงที่ยอมให้หรือไม่โดยการคำนวณแบบปกติ โดยพิจารณาปัจจัยของราคาค่าก่อสร้างและขนาดของโครงสร้างว่ามีค่าลดลงจากการป้อนข้อมูลเริ่มแรกหรือไม่ ในขั้นตอนนี้จะได้โครงสร้างใหม่เป็นเกณฑ์ในการออกแบบ



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 3.1 แผนภาพแสดงการทำงานของโปรแกรมคอมพิวเตอร์ในงานวิจัย

ตัวอย่างการวิเคราะห์ และการตรวจสอบผล

4.1 ความนำ

ตัวอย่างการวิเคราะห์ และเปรียบเทียบผลที่จะแสดง เป็นตัวอย่างการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างพื้นคอนกรีตไร้คานออกแบบภายหลังจำนวน 4 ตัวอย่างเพื่อเป็นการตรวจสอบผลของโปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่พัฒนาขึ้นตามวิธีที่เสนอไปแล้วนั้น ว่าสามารถเชื่อถือได้ในการออกแบบ รวมถึงความสามารถของโปรแกรมในการที่จะออกแบบให้โครงสร้างมีความเหมาะสมและมีความประหยัดที่สุดโดยที่ยังมีความปลอดภัย อีกทั้งดูผลที่ได้จากการออกแบบอย่างเหมาะสมมีตัวแปรใดบ้างที่มีผลต่อราคาและมีความเปลี่ยนแปลงในการออกแบบแต่ละรอบโดยวิธีซิมเพล็กซ์

ตัวอย่างที่1. เป็นการออกแบบโครงสร้างพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังแบบไร้แรงยึดเหนี่ยวชนิดไม่มีแป้นรองรับหัวเสา โดยไม่มีการออกแบบอย่างเหมาะสม โดยผลที่ได้เปรียบเทียบกับผลของโปรแกรม ADAPT และโปรแกรมของ PTI เพื่อตรวจสอบความถูกต้องของโปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่ใช้ในงานวิจัยนี้

ตัวอย่างที่2. เป็นการออกแบบโครงสร้างพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังแบบมีแป้นรองรับหัวเสาเป็นระบบไร้แรงยึดเหนี่ยวโดยมีการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม เพื่อดูผลที่ได้จากการออกแบบอย่างเหมาะสมและเปรียบเทียบราคากับแผ่นพื้นที่ไม่มีแป้นรองรับหัวเสา

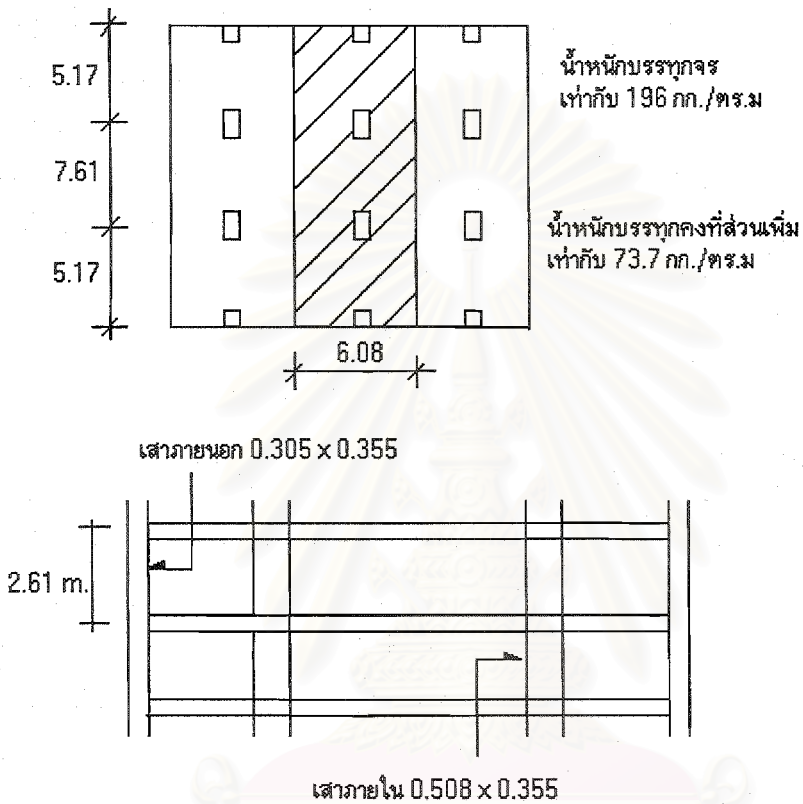
ตัวอย่างที่3. เป็นการออกแบบโครงสร้างพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังเป็นระบบมีแรงยึดเหนี่ยวโดยมีการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม เพื่อเปรียบเทียบราคากับแผ่นพื้นระบบไร้แรงยึดเหนี่ยว

ตัวอย่างที่4. เป็นการออกแบบโครงสร้างพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังแบบไร้แรงยึดเหนี่ยวโดยมีการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม ซึ่งมีจุดเริ่มต้นในการคำนวณต่างกับตัวอย่างที่ 2 เพื่อศึกษาผลการรู้เข้าหาค่า
ตอบ

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

4.2 รายงานการวิเคราะห์และเปรียบเทียบผลตัวอย่างที่ 1

การออกแบบโครงสร้างในตัวอย่างที่ 1 เป็นการออกแบบโครงสร้างพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังแบบไร้แรงยึดเหนี่ยว โดยไม่มีการออกแบบอย่างเหมาะสม แบบรายละเอียดของโครงสร้างและน้ำหนักบรรทุกแสดงในรูปที่ 4.1 รายละเอียดผลการการวิเคราะห์ดูในภาคผนวก ค.



รูปที่ 4.1 โครงสร้างที่ใช้ในการคำนวณตัวอย่างที่ 1

ข้อมูลวัสดุ

คอนกรีต

$$f_{ci}' = 240 \text{ ksc.}$$

$$f_{ci}' = 280 \text{ ksc.}$$

เหล็กเสริมอัดแรง : Seven – Wire strand Grad 270

$$A = 0.9871 \text{ cm}^2$$

$$f_{pu} = 18730 \text{ ksc.}$$

$$f_{py} = 16850 \text{ ksc.}$$

$$E_{ps} = 1970000 \text{ ksc.}$$

เหล็กเสริมไม่อัดแรง

$$f_y = 4000 \text{ ksc}$$

ตารางที่ 4.1 เปรียบเทียบผลของโมเมนต์ที่ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้างในตัวอย่างที่ 1

ลำดับที่	ค่าโมเมนต์ที่ได้จากการวิเคราะห์	ค่าที่ได้จาก PTI (t-m.)	ค่าที่ได้จาก ADAPT (t-m.)	ค่าที่ได้จาก วิจัยนี้ (t-m)
	<ul style="list-style-type: none"> ● ลำดับที่ 1-15 ค่าโมเมนต์ที่สภาวะใช้งาน ● ลำดับที่ 16-18 ค่าโมเมนต์ที่สภาวะประลัย 			
1	เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ ที่กึ่งกลางเสาต้นที่ 1	-1.58	-1.55	-1.72
2	เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ ที่กึ่งกลางเสาต้นที่ 2 ด้านซ้าย	-10.55	-10.68	-10.49
3	เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ ที่กึ่งกลางเสาต้นที่ 2 ด้านขวา	-12.99	-13.09	-13.11
4	เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร ที่กึ่งกลางเสาต้นที่ 1	-0.65	-0.65	-0.72
5	เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร ที่กึ่งกลางเสาต้นที่ 2 ด้านซ้าย	-4.39	-4.45	-4.38
6	เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร ที่กึ่งกลางเสาต้นที่ 2 ด้านขวา	-5.41	-5.47	-5.47
7	เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ ที่หน้าเสาเสาต้นที่ 1	-0.83	-0.73	-0.85
8	เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ ที่หน้าเสาต้นที่ 2 ด้านซ้าย	-9.29	-8.44	-8.18
9	เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ ที่หน้าเสาต้นที่ 2 ด้านขวา	-11.15	-10.42	-10.35
10	เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร ที่หน้าเสาต้นที่ 1	-0.34	-0.30	-0.36
11	เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร ที่หน้าเสาต้นที่ 2 ด้านซ้าย	-3.87	-3.52	-3.41
12	เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร ที่หน้าเสาต้นที่ 2 ด้านขวา	-4.64	-4.34	-4.32
13	เนื่องจากน้ำหนักสมดุลง ที่กึ่งกลางเสาต้นที่ 1	1.48	0.83	1.44
14	เนื่องจากน้ำหนักสมดุลง ที่กึ่งกลางเสาต้นที่ 2 ด้านซ้าย	7.96	7.54	7.92
15	เนื่องจากน้ำหนักสมดุลง ที่กึ่งกลางเสาต้นที่ 2 ด้านขวา	8.89	8.19	8.00
16	เนื่องจากน้ำหนักที่สภาวะประลัย ที่กึ่งกลางเสาต้นที่ 1	-0.20	-0.16	-0.36
17	เนื่องจากน้ำหนักที่สภาวะประลัย ที่กึ่งกลางเสาต้นที่ 2 ด้านซ้าย	-17.00	-17.21	-15.51
18	เนื่องจากน้ำหนักที่สภาวะประลัย ที่กึ่งกลางเสาต้นที่ 2 ด้านขวา	-21.80	-20.73	-20.11
19	หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ในพื้น คัดที่เสาช่วงนอก (กก./ตร.ชม.)	15.11	15.35	15.08
20	หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ในพื้น คัดที่เสาช่วงใน (กก./ตร.ชม.)	16.30	16.50	16.02
21	หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในพื้น คัดที่เสาช่วงนอก (กก./ตร.ชม.)	8.13	8.18	8.85
22	หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในพื้น คัดที่เสาช่วงใน (กก./ตร.ชม.)	17.22	17.39	18.07

จากผลการวิเคราะห์ที่ได้แสดงการเปรียบเทียบผลระหว่างโปรแกรมของ PTI ที่ใช้วิธีการกระจายโมเมนต์ 2 รอบ และโปรแกรม ADAPT ซึ่งใช้การวิเคราะห์แบบการรวมสติฟเนสโดยตรง (Direct Stiffness Method) ส่วนการวิจัยนี้ใช้วิธีการกระจายโมเมนต์ (Moment Distribution) ค่าหน่วยแรงต่างๆที่ได้จากการคำนวณ ได้ผลแสดงการเปรียบเทียบดังแสดงในตาราง พบว่า

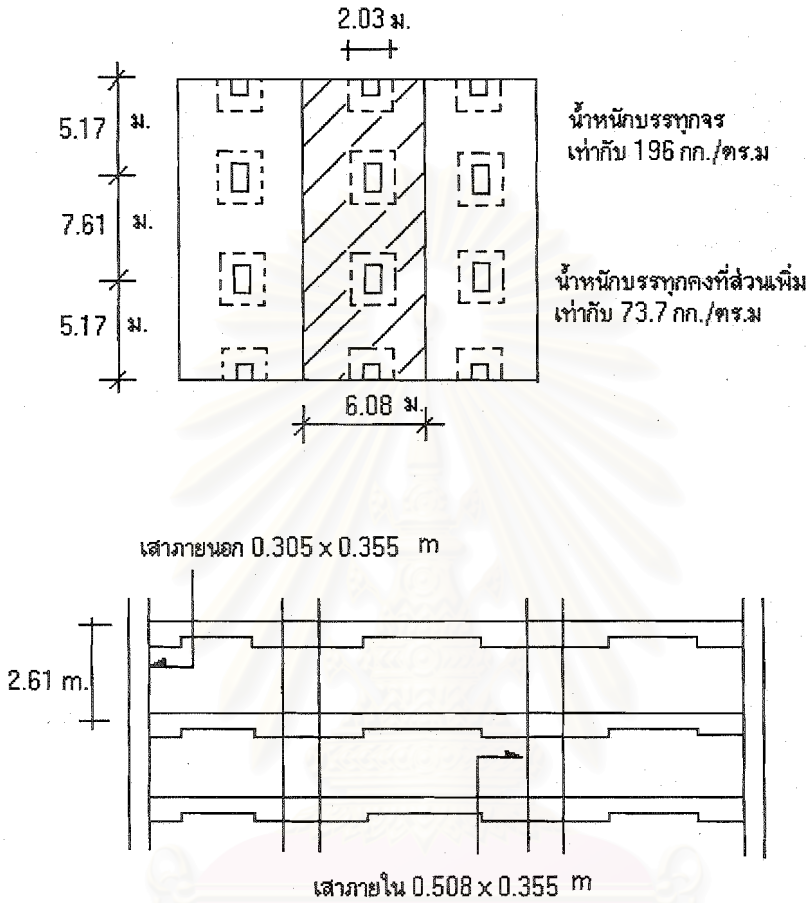
1. ค่าโมเมนต์ที่เกิดขึ้นบริเวณกึ่งกลางเสา ตามตารางที่ 4.1 ลำดับที่ 1-6 แสดงค่าโมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร ค่าความคลาดเคลื่อนเมื่อเทียบกับโปรแกรม ADAPT เท่ากับ 10.97 , 1.78 , 0.15 , 10.77 , 1.57 และ 0.01 % ตามลำดับและค่าความคลาดเคลื่อนเมื่อเทียบกับโปรแกรม PTI เท่ากับ 8.86 , 0.56 , 0.92 , 10.77 , 0.23 และ 1.1 % ตามลำดับ
2. ค่าโมเมนต์ที่เกิดขึ้นบริเวณหน้าเสา ตามตารางที่ 4.1 ลำดับที่ 7-12 แสดงค่าโมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร ค่าความคลาดเคลื่อนเมื่อเทียบกับโปรแกรม ADAPT เท่ากับ 16.43 , 3.08 , 0.67 , 10 , 3.13 และ 0.46 % ตามลำดับและค่าความคลาดเคลื่อนเมื่อเทียบกับโปรแกรม PTI เท่ากับ 2.41 , 11.08 , 7.17 , 5.88 , 11.88 และ 6.89 % ตามลำดับ
3. ค่าโมเมนต์สมมูลและค่าโมเมนต์ประลัยเมื่อคิดที่หน้าเสา ตามลำดับที่ 13-18 ค่าความคลาดเคลื่อนเมื่อเทียบกับโปรแกรม ADAPT และ PTI พบว่ามีค่าต่างกันไม่มากนักอยู่ในช่วงที่ยอมรับได้คือไม่เกิน 20 %
4. ค่าหน่วยแรงเฉือน ตามลำดับที่ 19-22 ค่าความคลาดเคลื่อนเมื่อเทียบกับโปรแกรม ADAPT เท่ากับ 1.76 , 2.91 , 7.6 , และ 3.4 % ตามลำดับและค่าความคลาดเคลื่อนเมื่อเทียบกับโปรแกรม PTI เท่ากับ 0.20 , 1.72 , 6.4 , และ 4.65 % ตามลำดับ

จากผลที่ได้พบว่าค่าโดยส่วนใหญ่เนื่องจากโมเมนต์และแรงเฉือนกับโปรแกรม ADAPT และ PTI มีค่าใกล้เคียงกัน จึงสามารถสรุปได้ว่าโปรแกรมวิจัยนี้มีค่าความน่าเชื่อถือได้และสามารถนำไปใช้ในการออกแบบอย่างเหมาะสมต่อไป

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

4.3 ผลการวิเคราะห์ตามตัวอย่างที่ 2

ลักษณะโครงสร้างคล้ายกับตัวอย่างที่ 1 เพียงแต่เปลี่ยนโครงสร้างเป็นแบบมีแป้นรองรับหัวเสา



รูปที่ 4.2 โครงสร้างที่ใช้ในการคำนวณตัวอย่างที่ 2

ขนาดของแป้นรองรับหัวเสา

เสาริมนอก : ด้านกว้าง = 2.03 ม. ด้านยาว = 1.1 ม.

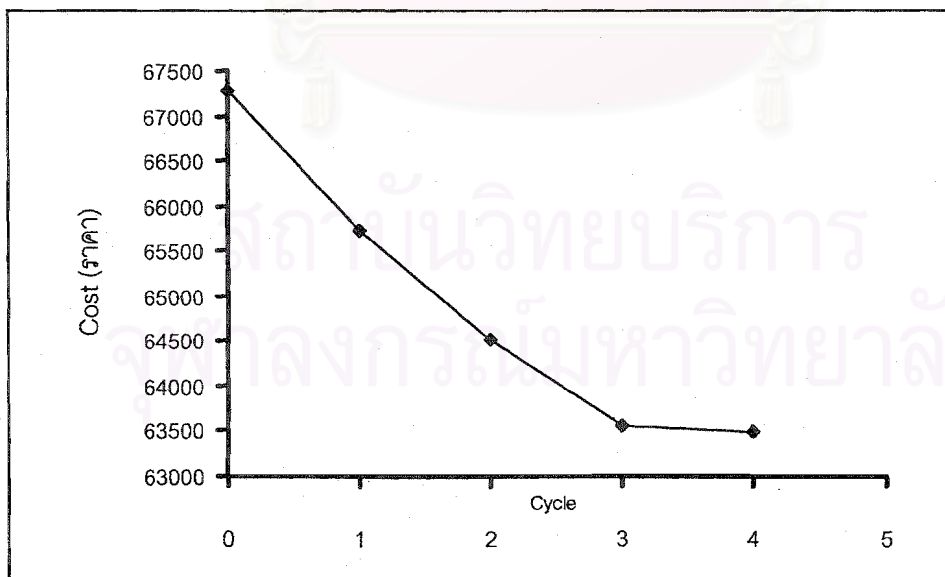
เสาภายใน : ด้านกว้าง = 2.03 ม. ด้านยาว = 2.2 ม.

ภายหลังการออกแบบอย่างเหมาะสมแล้วได้มีการลู่เข้าหาคำตอบเท่ากับ 0.0368% ใช้รอบในการคำนวณเท่ากับ 4 รอบ รายละเอียดการออกแบบอยู่ในภาคผนวก ง. ผลของโครงสร้างใหม่มีดังนี้

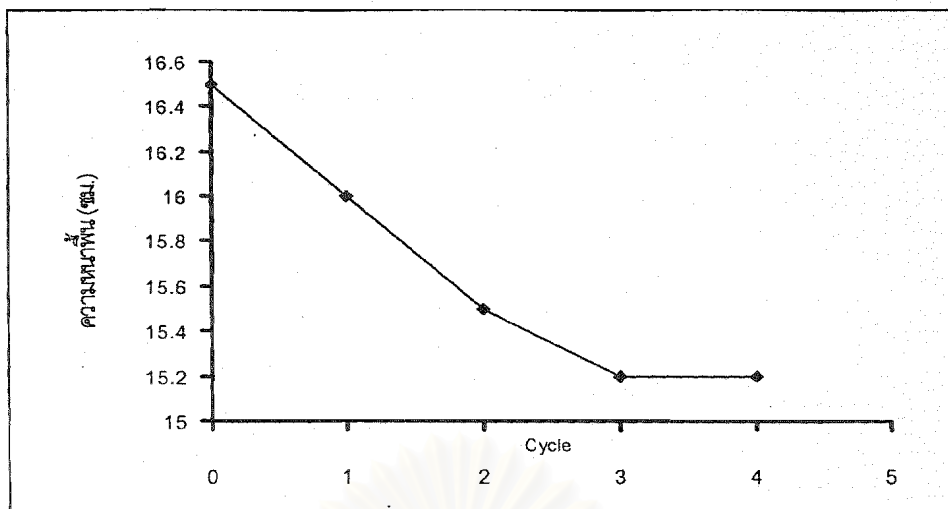
ตารางที่ 4.2 แสดงผลการเปรียบเทียบราคาค่าก่อสร้างเมื่อใช้การคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม

	ความหนาพื้น (ซม.)	ความหนาแป้น (ซม.)	แรงดึง (ตัน)	จำนวนลวด (เส้น)	ระยะตก (sag) (ซม.)	ราคาค่าก่อสร้าง (บาท)
ก่อนการออกแบบ อย่างเหมาะสม	16.5	25.0	184	13.0	10.3 11.3 10.3	67,286
หลังการออกแบบ อย่างเหมาะสม	15.2	23	156	10.8	10.4 12.7 10.9	63,461
ปรับคำตอบเพื่อ ให้เหมาะสมใน การใช้งาน	15.5	23	156	11	11.0 13.0 11.0	63,926

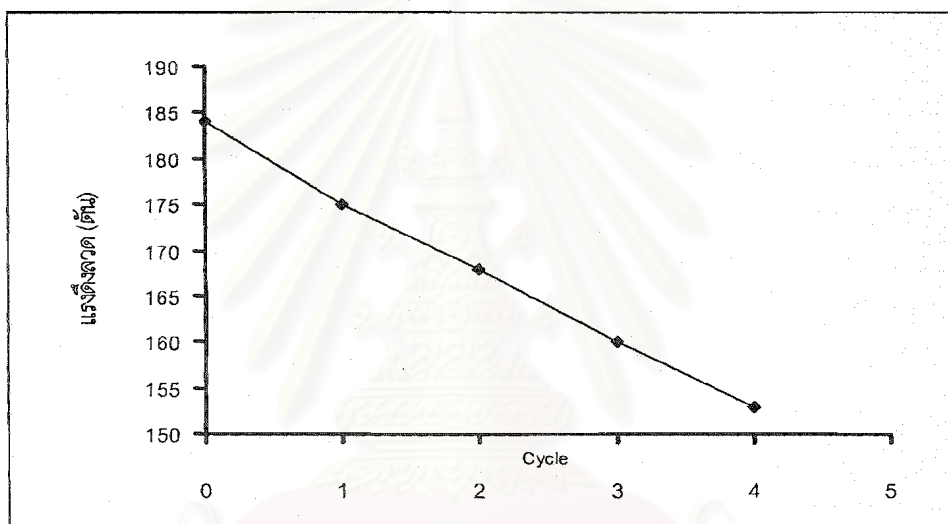
จากตารางจะเห็นว่าขนาดของโครงสร้างทั้งความหนา แรงในลวดอัดแรง และปริมาณเหล็กเสริมก็จะมีค่าลดลง ส่วนในด้านราคาค่าก่อสร้างก็ลดลงจากเดิมเท่ากับ 3,825 บาท หรือคิดเป็น 6% ของค่าราคาก่อสร้างเดิม แต่เนื่องจากจากต้องปรับค่าของตัวแปรเพื่อให้เหมาะสมกับการก่อสร้างจริงจึงได้ราคาใหม่เท่ากับ 63,926 บาท หรือ คิดเป็น 5% ของราคาค่าก่อสร้างเดิม



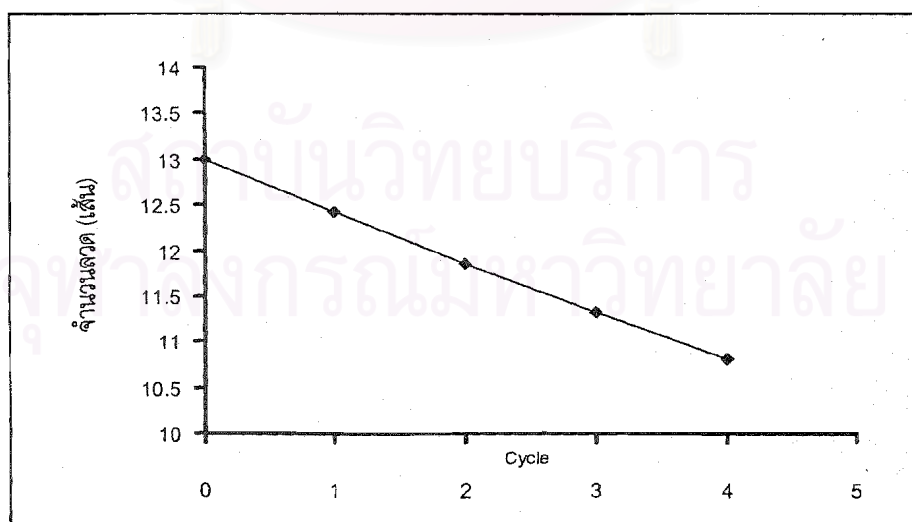
รูปที่ 4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างรอบการคำนวณกับราคา



รูปที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างรอบการคำนวณกับความหนาแผ่นพื้น



รูปที่ 4.5 ความสัมพันธ์ระหว่างรอบการคำนวณกับแรงดึงลด



รูปที่ 4.6 ความสัมพันธ์ระหว่างรอบการคำนวณกับจำนวนลด

จากลักษณะของกราฟ รูปที่ 4.4–4.6 แสดงถึงความสัมพันธ์ของตัวแปรต่างๆที่มีผลต่อการออกแบบอย่างเหมาะสมพบว่าตัวแปรที่มีผลต่อราคาค่าก่อสร้างที่มีผลมากที่สุด คือความหนาของแผ่นพื้น , แป้นรองรับหัวเสา และปริมาณลวดอัดแรง ซึ่งลักษณะของกราฟจะแปรผันโดยตรงกับราคาค่าก่อสร้าง และจากผลการคำนวณตัวอย่างนี้พบว่า ความหนาของแป้นรองรับหัวเสา /ความหนาแผ่นพื้นมีอัตราส่วนคือ : $23/15.2 = 1.5$

ตารางที่ 4.3 แสดงการเปรียบเทียบการออกแบบแผ่นพื้นทั้ง 2 ชนิด

	ความหนาพื้น (ซม.)	ความหนาแป้น (ซม.)	แรงดึง (ตัน)	จำนวนลวด (เส้น)	ระยะตก (sag) (ซม.)	ราคาค่าก่อสร้าง (บาท)
Flat plate	16.9	0	145	9.0	6.6 12.5 6.6	69,433
Flat slabs	15.5	23	156	11	11.0 13.0 11.0	63,926

จากตารางที่ 4.3 แสดงการเปรียบเทียบคำตอบของตัวแปรและราคาของแผ่นพื้นที่ไม่มีแป้นรองรับหัวเสา (Flat plate) กับพื้นที่มีแป้นรองรับหัวเสา (Flat slabs) โดยนำเอาตัวแปรที่มีการปรับแก้เพื่อให้เหมาะสมในการก่อสร้างมาใช้ในการเปรียบเทียบพบว่าราคาค่าก่อสร้าง ของแผ่นพื้นแบบมีแป้นรองรับหัวเสาจะมีราคาค่าก่อสร้างน้อยกว่า 4,984บาทหรือ 8% แต่ก็เกือบใกล้เคียงกัน โดยมีความหนาของแผ่นพื้นเท่ากับ 0.155 ม. เนื่องจากค่าอัตราส่วนระหว่างความยาวพื้นต่อความหนาของโครงสร้างแบบมีแป้นรองรับหัวเสามีอัตราส่วนน้อยกว่า คือ $L/50 = 7.62/50 = 0.152$ ม ส่วนแบบไม่มีแป้นรองรับหัวเสาใช้ $L/45 = 7.61/45 = 0.165$ ทำให้สามารถลดขนาดน้ำหนักของโครงสร้างและราคาได้มากกว่า

เมื่อพิจารณาราคาของผลลัพธ์ที่ได้จากการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสมในตัวอย่างที่ 2 สามารถเขียนสัดส่วนของราคาระหว่าง คอนกรีต : ระบบเหล็กเสริมอัดแรง : เหล็กเสริมธรรมดา $\frac{31,352}{63,926} : \frac{7,726}{63,926} : \frac{2,710}{63,926}$ หรือเท่ากับ 49 : 12 : 5 เมื่อเทียบกับราคาค่าก่อสร้างทั้งหมด

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

4.4 ผลการวิเคราะห์ตามตัวอย่างที่ 3

ลักษณะโครงสร้างเหมือนกับตัวอย่างที่ 2 เพียงแต่เปลี่ยนโครงสร้างเป็นแบบระบบมีแรงยึดเหนี่ยว

ภายหลังการออกแบบอย่างเหมาะสมแล้วได้มีการลู่วเข้าหาคำตอบเท่ากับ 0.0455 % ใช้รอบในการออกแบบเท่ากับ 7 รอบ รายละเอียดการออกแบบอยู่ในภาคผนวก จ.

ผลของโครงสร้างใหม่มีดังนี้

ตารางที่ 4.4 แสดงผลการเปรียบเทียบราคาค่าก่อสร้างเมื่อใช้การคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม

	ความหนาพื้น (ซม.)	ความหนาแป้น (ซม.)	แรงดึง (ตัน)	จำนวนลวด (เส้น)	ระยะตก (sag) (ซม.)	ราคาค่าก่อสร้าง (บาท)
ก่อนการออกแบบ อย่างเหมาะสม	16.5	25.0	180.5	14.0	10.5 11.5 10.5	69,650
หลังการออกแบบ อย่างเหมาะสม	15.2	23.2	156.0	11.3	7.3 11.4 9.9	65,854
ปรับคำตอบเพื่อ ให้เหมาะสมใน การใช้งาน	15.5	23.5	156	12	10.0 11.4 10.0	66,648

ความสัมพันธ์ในการลดลงของตัวแปรในแต่ละรอบเมื่อเปรียบเทียบกับกับตัวอย่างที่ 2 พบว่า
เกือบเท่ากันเนื่องจากการลดลงของตัวแปรถูกกำหนดให้อยู่ในช่วง Step-size เดียวกันและรับน้ำหนักบรรทุก
กระทำเท่ากันเพียงแต่ค่าก่อสร้างในระบบมีแรงยึดเหนี่ยวจะมีค่ามากกว่า ประมาณ 4.3% ที่ราคาค่าก่อสร้างที่
นำไปใช้งานจริง สามารถเขียนสัดส่วนของราคาระหว่าง คอนกรีต : ระบบเหล็กเสริมอัดแรง : เหล็กเสริม
ธรรมดา $\frac{30,856}{66,648} : \frac{10,358}{66,648} : \frac{2,502}{66,648}$ หรือเท่ากับ 46 : 16 : 4 เมื่อเทียบกับราคาค่าก่อสร้างทั้งหมด

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

4.4 ผลการวิเคราะห์ตามตัวอย่างที่ 4

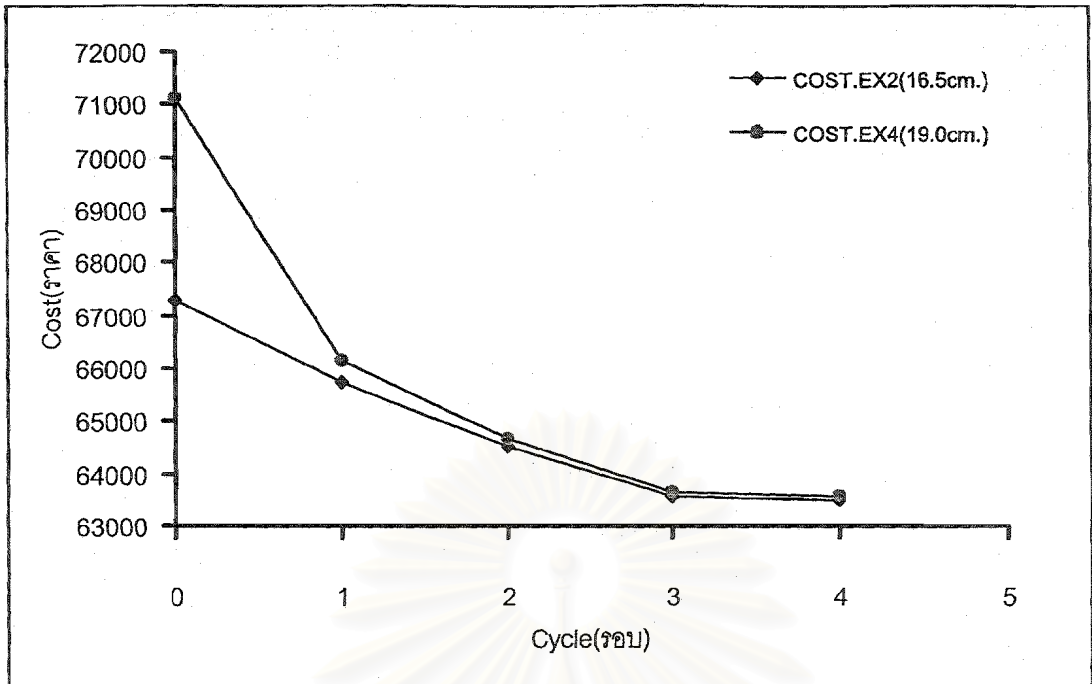
ลักษณะโครงสร้างเหมือนกับตัวอย่างที่ 2 เป็นระบบไร้แรงยึดเหนี่ยวเพียงแต่เปลี่ยนจุดเริ่มต้นในการออกแบบจากเดิมมีความหนา 16.5 ซม. เป็น 19 ซม. เพื่อดูค่าของคำตอบที่จุดเหมาะสม

ภายหลังการออกแบบอย่างเหมาะสมแล้วได้มีการลูเข้าหาคำตอบเท่ากับ 0.0312 % ใช้รอบในการออกแบบเท่ากับ 4 รอบ ผลของโครงสร้างใหม่มีดังนี้ รายละเอียดการออกแบบอยู่ในภาคผนวก จ.

ตารางที่ 4.5 แสดงผลการเปรียบเทียบราคาค่าก่อสร้างเมื่อใช้การคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม

	ความหนาพื้น (ซม.)	ความหนาแป้น (ซม.)	แรงดึง (ตัน)	จำนวนลวด (เส้น)	ระยะตก (sag) (ซม.)	ราคาค่าก่อสร้าง (บาท)
ก่อนการออกแบบ อย่างเหมาะสม	19.0	24.0	180.5	14.0	11.1 13.3 11.1	71,112
หลังการออกแบบ อย่างเหมาะสม	15.2	23	157	10.9	10.5 12.7 10.8	63,534
เปรียบเทียบกับ ตัวอย่างที่ 2 ภายหลัง การออกแบบอย่าง เหมาะสม	15.2	23	156	10.8	10.4 12.7 10.9	63,483
ปรับคำตอบตัวอย่าง ที่ 4. เพื่อให้เหมาะสม กับการใช้งาน	15.5	23	157	11.0	11.0 13.0 11.0	64,169

พบว่ามีราคาซึ่งเป็นสมการเป้าหมายต่างกัน 51 บาท หรือคิดเป็น 0.1% เมื่อเทียบกับตัวอย่างที่ 2. ซึ่งถือว่าคำตอบที่ได้และตัวแปรต่างมีค่าลูเข้าสู่คำตอบที่เหมาะสมจุดเดียวกัน



รูปที่ 4.7 แสดงการลู่เข้าหาค่าตอบของ ตัวอย่างที่ 2 และตัวอย่างที่ 4

จากรูปที่ 4.7 แสดงการลู่เข้าหาจุดเหมาะสมของค่าตอบที่ค่าเริ่มต้นของตัวแปรต่างกัน พบว่าจากตัวอย่างที่ 4 ใช้ความหนาเริ่มต้นเท่ากับ 19 ซม. ซึ่งห่างจากความหนาที่จุดเหมาะสมคือ 15.2 ซม. ในการคำนวณโดยวิธีซิมเพล็กซ์ โปรแกรมคอมพิวเตอร์จะมีการปรับลดค่าของตัวแปรมากในรอบการคำนวณเริ่มต้นเพื่อให้สามารถลู่เข้าหาค่าตอบที่เหมาะสมได้ ส่วนตัวอย่างที่ 2 ใช้ความหนาเริ่มต้นเท่ากับ 16.5 ซม. พบว่าตัวอย่างทั้งสองมีการลู่เข้าหาค่าตอบที่จุดเหมาะสมที่จุดเดียวกัน

สรุปและข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปผล

งานวิจัยนี้ได้เสนอแนวความคิดในการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม สำหรับพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลัง โดยอาศัยวิธีทางคณิตศาสตร์ ด้วยโปรแกรมเชิงเส้นตรงด้วยวิธีซิมเพล็กซ์ และได้เสนอระบบสมการที่ใช้ในการคำนวณ ที่ผ่านกระบวนการแปลงความสัมพันธ์ที่ไร้เชิงเส้น ให้เป็นเชิงเส้นเพื่อให้สามารถใช้วิธีซิมเพล็กซ์แก้ปัญหาได้ อีกทั้งได้ประยุกต์ใช้หลักการกำหนดขอบเขตของตัวแปรเพื่อให้โปรแกรมสามารถสามารถเข้าสู่หาคำตอบได้ดีขึ้น โปรแกรมที่พัฒนาขึ้นสามารถออกแบบพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังทั้งแบบแผ่นเรียบและแบบมีแป้นรองรับหัวเสาได้อย่างประหยัดและมีความปลอดภัยสามารถรับแรงได้ตามประโยชน์ใช้สอยตามมาตรฐาน ACI 318-95

งานวิจัยที่พัฒนาขึ้นสามารถสรุปผลการวิจัยได้ดังนี้

1. การออกแบบอย่างเหมาะสมจะได้แก่ ความหนาของพื้นคอนกรีต ซึ่งขึ้นอยู่กับอสมการขอบเขตและสมการเป้าหมาย ซึ่งจากโปรแกรมจะพบว่าจะลดความหนาของต่ำสุดที่เป็นไปได้ (ไม่เกินค่า Span to depth Ratio ที่กำหนดไว้) และลดความหนาของแป้นรองรับหัวเสาที่ยังสามารถรับแรงเฉือนได้อย่างปลอดภัยโดยที่ไม่ต้องใส่เหล็กรับแรงเฉือน จากตัวอย่างที่ 2 และตัวอย่างที่ 3.พบว่าการออกแบบอย่างเหมาะสมที่ได้ในระบบพื้นไร้แรงยึดเหนี่ยว และระบบมีแรงยึดเหนี่ยวได้ความหนา 15.2 ซม. ซึ่งความหนาของพื้นน้อยกว่าแผ่นพื้นที่มีแป้นรองรับหัวเสาและได้สัดส่วนราคา ของระบบแผ่นพื้นคือ คอนกรีต : ระบบลวด : เหล็กเสริม เท่ากับ 48.12 : 5 และ 46 : 16 : 4 ของระบบแผ่นพื้นที่ไร้แรงยึดเหนี่ยวและมีแรงยึดเหนี่ยวตามลำดับ โดยที่เทียบกับค่าก่อสร้างทั้งหมด(รวมราคาของไม้แบบ) โดยตัวแปรที่ใช้จำเป็นที่จะต้องมีการปรับแก้เพื่อให้เหมาะสมกับการใช้งานจริง และพบว่าความหนาของแป้นรองรับหัวเสามีขนาดประมาณ 1.5 เท่า ของความหนาแผ่นพื้น

2. การออกแบบอย่างเหมาะสมจะได้แก่แรงในลวดอัดแรงที่เหมาะสมแรงในลวดอัดแรงที่เหมาะสมจะควบคุมจาก จำนวนเส้นลวดที่คำนวณได้ตามวิธีการคำนวณออกแบบอย่างสม และอสมการควบคุมการดึงลวด ตาม ACI โดยการสอบถามการคิดราคาการดึงลวด การพิจารณาไม่ขึ้นกับแรงดึงในลวดโดยตรงแต่เหมาะในน้ำหนักของลวด ซึ่งแรงดึงลวดจะลดลงตามจำนวนลวด และขึ้นอยู่กับการวางตัวของลวดเพื่อให้ได้ระยะ sag มากที่สุด ทั้งนี้จะถูกควบคุมโดยข้อกำหนดของ ACI

3. การออกแบบอย่างเหมาะสมได้แก่ตำแหน่งของลวดอัดแรงที่เหมาะสม ตำแหน่งของลวดอัดแรงที่เหมาะสมขึ้นอยู่กับปัจจัย 2 ประการที่สำคัญ คือ ความต้องการโมเมนต์อันเนื่องมาจากสมดุลน้ำหนักบรรทุก

เพื่อให้ห้ก้านหน่วยแรงดิ่งที่เกิดขึ้น จะอยู่ในรูปของระยะตก (sag) และตำแหน่งที่ต้องใช้ในการคำนวณ d ในสภาวะประลัย แต่ถ้าหากมีค่ามากเกินไปจะส่งผลให้เกิดโมเมนต์เนื่องจากแรงเยื้องศูนย์มากเกินไป ดังนั้น ตำแหน่งของลวดจึงขึ้นอยู่กับ ความหนาของพื้น และ ความหนาของแป้นรองรับหัวเสา

4. จากการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสมพบว่าพื้นคอนกรีตไร้คานชนิดมีแป้นรองรับหัวเสา จะให้ความหนาของโครงสร้างน้อยกว่าไม่มีแป้นรองรับหัวเสา แต่เนื่องจากหน้าตัดของโครงสร้างลดลงจึงส่งผลให้มีปริมาณลวดอัดแรงเพิ่มขึ้น และ จากการเปรียบเทียบด้านราคา โดยได้คิดรวมปริมาณไม้แบบซึ่งค่าที่ใช้ในการก่อสร้างแผ่นพื้นทั้งสองชนิดแตกต่างกันพบว่า มีราคาค่าก่อสร้างแบบมีแป้นรองรับหัวเสามีราคาน้อยกว่าประมาณ 8% เนื่องจากปัจจัยด้านราคาคอนกรีตสูงกว่า และในพื้นระบบมีแรงยึดเหนี่ยว จะมีราคามากกว่าพื้นระบบไร้แรงยึดเหนี่ยว จากตัวอย่างที่ 3 พบว่ามีค่าสูงกว่าประมาณ 4.3 %

5. จากการใช้วิธีการออกแบบอย่างเหมาะสมด้วยวิธีซิมเพล็กซ์พบว่าได้ผลลัพธ์ที่ได้ทำให้ราคาค่าก่อสร้างและตัวแปรต่าง ๆ มีค่าลดลงโดยที่โครงสร้างยังปลอดภัย และจากการปรับปรุงคำตอบให้เหมาะสมโดยกำหนดค่าขอบเขตของตัวแปรเพื่อควบคุมไม่ให้เกิดการแกว่งค่าของตัวแปรที่มากเกินไปในขบวนการซิมเพล็กซ์ในแต่ละรอบ จะช่วยให้การคำนวณและออกแบบอย่างเหมาะสมเป็นไปอย่างขั้นตอน (Step) มากขึ้น และสู่หาคำตอบได้ดีขึ้น

5.2 ข้อเสนอแนะ

เพื่อให้เกิดผลดีและเป็นประโยชน์ในการพัฒนาขั้นต่อไป ขอเสนอแนวทางเพิ่มเติมการออกแบบดังนี้

1. พิจารณาสมมูลน้ำหนักของการวางลวด เพิ่มในส่วนของพาราโบลาที่มีจุดโค้งกลับ (Reversed Parabola) เพื่อให้ผลการคำนวณใกล้เคียงกับโครงสร้างจริง
2. พิจารณาการออกแบบอย่างเหมาะสมให้ความหนาในแต่ละช่วงของแผ่นพื้นไม่เท่ากัน
3. พัฒนาการออกแบบให้สามารถวิเคราะห์น้ำหนักบรรทุกทุกภาวะทำได้หลายรูปแบบขึ้น และวิเคราะห์ในส่วนที่เป็นผนังรับแรงเฉือน เป็นต้น
4. พัฒนารูปวิธีการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสมจากระบบเชิงเส้นสู่ระบบไร้เชิงเส้น

รายการอ้างอิง

1. ACI Committee 318. Building Code Requirements for Reinforced Concrete Institute, Detroit : 1995.
2. Bijan O. Aalami. Advanced Design/Analysis of Post-Tensioning (ADAPT), BFL Redwood City California.
3. Everado Noel J., Tanner John L. Theory and Problem of Reinforced Concrete Design. 2nd ed. New York : McGraw-Hill Press, 1989.
4. James L. Kuester, Joe H. Mize. Optimization Techniques with Fortran. New York : McGraw-Hill Press, 1981.
5. Kirsch Uri. Optimum Design of Prestressed Plates. Journal Struct. Div. ASCE, Vol. 99, ST6, (June 1973).
6. Kirsch Uri. Optimum Structural Design. New York : McGraw-Hill Press Ltd. 1981.
7. Lin T.Y., Burns Ned H. Design of Prestressed Concrete Structure. 3rd ed. New York : John Wiley & Son, 1982.
8. Loov, R.E. Optimum Design of Reinforced Concrete and Prestressed Concrete, Advanced in Concrete Slab Technology. First Edition. (n.p.) Pergamon Press Ltd. 1980.
9. Majid K.I. Optimum Design of Structure. Hungary : Butterworths. 1974.
10. Nilson Arthur H., Winter George. Design of Concrete Structure. 11th ed. New York McGraw-Hill Press, 1991.
11. Nilson Arthur H. Design of Prestressed Concrete. 2nd ed. New York : John Wiley & Son, 1987.
12. Portland Cement Association. Analysis and Design of Slab System (ADOSS). 3rd ed. California: 1991.
13. Post-Tensioning Institute. Post-Tensioning Manual. 3rd ed. Phoenix : 1981.
14. Rajagopalan K. Minimum Cost Versus Minimum Weight of Prestressed Slabs, Journal Struct. Div. ASCE, Vol. 103, ST5, (May 1977).
15. Reklaitis, G.V., Ravindran, A., and Ragsdell, K.M. Engineering Optimization: method and applications. New York : Wiley, 1983.
16. Rozvany, G.I.N and Hampson, A.J.K. Optimum Design of Prestressed Plates. ACI Journal Vol. 60, (Aug. 1963).
17. Steven C. Chapra, Raymond P. Canele. Numerical Method For Engineers. Singapore: McGraw-Hill Press, 1988.
18. Taha Hamdy A. Operation Research. 5th ed. New York : Macmillan Press, 1992.

19. Wang Chen H. Optimum Design of Prestressed Concrete Members. Journal Struct.Div.ASCE, Vol. 96, ST7, (June 1970).
20. Wang Chu-kia, Salmon Charles G. Reinforced Concrete Design. 5th ed. Singapore: Harpar Collins Publisher, 1992.
21. ชัยวุฒิ ชัยพันธุ์. การวิจัยขั้นตอนการ ทฤษฎีและปฏิบัติพร้อมด้วยโปรแกรมภาษาเบสิก. กรุงเทพมหานคร, โรงพิมพ์จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2539.
22. ต่อกุล กาญจนาลัย. การออกแบบคอนกรีตอัดแรง, คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัย เกษตรศาสตร์, 2539.
23. นเรศ พันธราธร. การออกแบบคอนกรีตอัดแรง. กรุงเทพมหานคร, ไลบราลีนาย, 2540.
23. ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์. การวิเคราะห์โครงสร้าง. พิมพ์ครั้งที่ 2, กรุงเทพมหานคร: วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์, 2533.
24. วินัย สังหิตกุล. การคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสมสำหรับพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลัง. วิทยานิพนธ์ปริญามหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2539.
25. อตินันท์ ธีรานุพัฒนา. การคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดสำหรับพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังด้วยวิธีทิมเพล็กซ์. วิทยานิพนธ์ปริญามหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2542.

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



ภาคผนวก

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก ก.

การหาผลลัพธ์ด้วยโปรแกรมเชิงเส้นตรงโดยวิธีซิมเพล็กซ์

รูปแบบของปัญหาเชิงเส้นตรงเขียนอยู่ในรูปทั่วไปได้ดังนี้

$$\text{สมการเป้าหมาย} \quad \text{Max. (Min.) } Z \quad = \quad \sum c_j X_j$$

อสมการข้อข่าย

$$\sum A_{ij} X_j \quad \{ \leq, \geq, = \} \quad B_i$$

$$\sum A_{mj} X_j \quad \{ \leq, \geq, = \} \quad B_m$$

และ

$$X_j \geq 0$$

โดยลักษณะของปัญหาโปรแกรมเชิงเส้นตรง มักประกอบไปด้วยตัวแปรจำนวนมาก ซึ่งจะมีความซับซ้อน การหาผลลัพธ์จึงมักใช้คอมพิวเตอร์ช่วยในการคำนวณ

วิธีซิมเพล็กซ์ ที่ใช้นั้นเป็นวิธีทางพีชคณิต ที่อาศัยเมตริกซ์เข้ามาแก้ปัญหา เพื่อให้เป็นระบบโดยจะช่วยให้สังเกตความเปลี่ยนแปลงของตัวแปรได้ง่าย วิธีดังกล่าวจะทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของตัวแปรให้มีผลต่อสมการเป้าหมาย โดยดูเข้าสู่เป้าหมายในทางที่เร็วที่สุด ผลลัพธ์ที่ใกล้เคียงเป้าหมายที่สุดจะถือเป็นผลลัพธ์ที่ดีที่สุด และผลลัพธ์ที่ดีที่สุดอาจเกิดขึ้นหลายผลลัพธ์ได้ โดยลักษณะของปัญหาที่จะใช้วิธีซิมเพล็กซ์ควรศึกษาส่วนที่เกี่ยวข้องโดยรวมก่อน

ปัญหาที่ต้องการค่าต่ำสุด มีความสัมพันธ์กับปัญหาที่ต้องการค่าสูงสุดดังนี้

$$\text{Max. } Z = \sum c_j X_j$$

$$\text{Min. } Z = -\text{Max. } (-Z)$$

เช่นต้องการหา $\text{Min. } Z = X_1 - 3X_2 + X_3$

$$\text{Min. } Z = -\text{Max. } (-Z)$$

$$= -\text{Max. } (-X_1 + 3X_2 - X_3) \text{ เป็นต้น}$$

การจัดรูปอสมการข้อข่ายโดยการเพิ่มตัวแปรสมมุติขึ้น เป็นวิธีการสำคัญเพื่อให้เปลี่ยนรูปแบบจากอสมการไปเป็นสมการและมีชื่อเรียกสมการที่จัดรูปแบบแล้วว่า สมการขยาย (Augmented Form) ทำได้ดังนี้

จากระบบปัญหาในรูปทั่วไป

$$\text{Max. } Z = C_1X_1 + C_2X_2 + \dots + C_nX_n \quad (1)$$

$$A_{11}X_1 + A_{12}X_2 + \dots + A_{1n}X_n \leq B_1 \quad (2)$$

$$A_{21}X_1 + A_{22}X_2 + \dots + A_{2n}X_n \geq B_2 \quad (3)$$

$$A_{m1}X_1 + A_{m2}X_2 + \dots + A_{mn}X_n = B_m \quad (m)$$

รูปแบบสมการขยายคือ

$$\text{Max. } Z = C_1X_1 + C_2X_2 + \dots + C_nX_n \quad (1)$$

$$A_{11}X_1 + A_{12}X_2 + \dots + A_{1n}X_n + X_{n+1} = B_1 \quad (2)$$

$$A_{21}X_1 + A_{22}X_2 + \dots + A_{2n}X_n - X_{n+2} + X_{n+3} = B_2 \quad (3)$$

$$A_{m1}X_1 + A_{m2}X_2 + \dots + A_{mn}X_n + X_{n+k} = B_m \quad (m)$$

หลักการสำคัญที่ใช้คือตัวแปรที่สมมุติขึ้นมีค่าเป็นบวกหรือศูนย์เสมอ จึงสามารถเปลี่ยนอสมการให้เป็นสมการได้ หลักการเพิ่มตัวแปรสมมุติที่ใช้นั้นขึ้นกับอสมการว่าเป็น \leq , \geq , $=$ เช่น

สมการ (1) อสมการ \leq ตัวแปรที่เพิ่มคือ $+X_{n+1}$

สมการ (2) อสมการ \geq ตัวแปรที่เพิ่มคือ $-X_{n+2} + X_{n+3}$

สมการ (m) สมการ $=$ ตัวแปรที่เพิ่มคือ $+X_{n+k}$

ตัวแปรสมมุติ X_{n+1} มีชื่อเรียกว่า Slack Variable สำหรับ X_{n+2} ก็เป็น Slack Variable เช่นกัน แต่ในกรณีที่มีเครื่องหมายลบอยู่จะมีชื่อเรียกอีกอย่างหนึ่งว่า Surplus Variable

ตัวแปรสมมุติ X_{n+3} ใส่เข้าไปเพื่อใช้เป็นส่วนหนึ่งของ Basic Variable ในผลลัพธ์อันดับแรกของปัญหาในการหาค่าผลลัพธ์ขั้นต่อไปจึงจำเป็นต้องกำจัด X_{n+3} ออกไป โดยปรับ X_{n+3} ให้มีค่าเป็นศูนย์ ถ้ากำจัดไม่ได้ แสดงว่าปัญหานี้หาค่าตอบไม่ได้ X_{n+3} นี้เรียกว่า Artificial Variable ในกรณีของ X_{n+k} ก็เป็น Artificial Variable เช่นกัน

วิธีกำจัด X_{n+3} , X_{n+k} ออกนี้ทำโดยเพิ่ม $-MX_{n+3}$, $-MX_{n+k}$ เข้าไปในสมการเป้าหมาย ซึ่งค่า M จะให้ค่ามากเมื่อเทียบกับ C เพื่อให้ค่า X_{n+3} , X_{n+k} มีค่าเป็นศูนย์ ดังนั้นสมการ (1) จะได้

$$\text{Max. } Z = C_1X_1 + C_2X_2 + \dots + C_nX_n - MX_{n+3} - \dots - MX_{n+k} \text{ เป็นต้น}$$

สรุปการเพิ่มตัวแปรดังนี้

\leq	+S
\geq	-S+R
=	+R

S = Slack Variable

R = Artificial Variable

ขั้นตอนการแก้ปัญหาด้วยวิธีซิมเพล็กซ์

ขั้นตอนที่ 1. จัดรูปแบบสมการขยาย

เช่น ปัญหา

$$\begin{aligned} \text{Max. } Z &= C_1X_1 + C_2X_2 + C_3X_3 \\ A_{11}X_1 + A_{12}X_2 + A_{13}X_3 &\leq B_1 \\ A_{21}X_1 + A_{22}X_2 + A_{23}X_3 &\leq B_2 \\ A_{31}X_1 + A_{32}X_2 + A_{33}X_3 &\leq B_3 \end{aligned}$$

จัดรูปได้เป็น

$$\begin{aligned} Z - C_1X_1 - C_2X_2 - C_3X_3 &= 0 \\ A_{11}X_1 + A_{12}X_2 + A_{13}X_3 + X_4 &= B_1 \\ A_{21}X_1 + A_{22}X_2 + A_{23}X_3 + X_5 &= B_2 \\ A_{31}X_1 + A_{32}X_2 + A_{33}X_3 + X_6 &= B_3 \end{aligned}$$

ผลลัพธ์เบื้องต้นในกรณีนี้คือ คือ ผลลัพธ์อันเนื่องมาจาก ตัวแปรจริงมีค่าเป็นศูนย์ และตัวแปรสมมุติมีค่าเท่ากับ B เช่นจากปัญหาที่ยกขึ้นประกอบนี้ ค่า $X_1, X_2, X_3 = 0$ และ $X_4 = B_1, X_5 = B_2, X_6 = B_3$ จะเป็นผลลัพธ์เบื้องต้น

ขั้นตอนที่ 2 การทดสอบผลลัพธ์ที่ได้ว่าดีที่สุดหรือยัง การทดสอบผลลัพธ์นี้มีชื่อเรียกว่า การทดสอบหลักเกณฑ์ผลลัพธ์ที่ดีที่สุด (Optimality Criterion) โดยพิจารณาสมการเป้าหมาย $Z - C_1X_1 - C_2X_2 - C_3X_3 = 0$ จากผลลัพธ์เบื้องต้นค่า $X_1, X_2, X_3 = 0$ ทำให้ค่า $Z = 0$ การเพิ่มค่า X_1, X_2, X_3 ตัวใดตัวหนึ่งทำให้ค่า Z สูงขึ้น เช่น $Z - C_1X_1 - C_2X_2 = C_3X_3$ นั่นคือ การเพิ่มค่า X_3 เพียงค่าเดียว ทำให้ค่า Z เพิ่มขึ้น C_3X_3 จากข้อสังเกตนี้ ถ้าสัมประสิทธิ์ในสมการเป้าหมายยังมีค่าเป็นลบอยู่ การดำเนินการเพื่อหาผลลัพธ์ที่ดีขึ้นต้องทำต่อไป

ขั้นตอนที่ 3 พิจารณาเลือกตัวแปรที่จะเลือกเพิ่มค่า การเลือกตัวแปรจะใช้สัมประสิทธิ์ของตัวแปรที่มีค่าลบสูงสุด ซึ่งเมื่อย้ายข้างจะเพิ่มค่า Z ขึ้นสูงสุด จากนั้นพิจารณาค่าตัวแปรสมมุติ (Slack or Artificial Variable) ซึ่งมีค่า $X_4 = B_1, X_5 = B_2, X_6 = B_3$ โดยพิจารณาจากหลักเกณฑ์ของผลลัพธ์ที่เป็นไปได้ (Feasibility Criterion) เข้ามาพิจารณา มีหลักเกณฑ์ดังนี้

สมมุติว่าสมการเป้าหมายขณะนี้ X_2 มีสัมประสิทธิ์ของตัวแปรที่เป็นลบสูงสุด การเพิ่มค่า X_2 จะต้องลดค่าตัวแปรสมมุติให้มากที่สุด โดยมีขอบเขตว่าจะต้องไม่เป็นลบ การลดค่าตัวแปรสมมุติ อาจลดได้ทั้ง X_4, X_5, X_6 การลดค่านี้พิจารณาจากผลหารที่เกิดจากผลลัพธ์ค่าตัวแปร B_i/A_j เช่น $B_1/A_{12}, B_2/A_{22}, B_3/A_{32}$ เลือกค่าผลหารที่น้อยที่สุด เป็นตัวลดค่าของตัวแปรสมมุติ X_4, X_5, X_6 เช่นสมมุติให้ B_2/A_{22} น้อยที่สุด ตัวแปรที่ลดค่าคือ X_5 สาเหตุที่เลือกเอาผลหารที่น้อยที่สุดเป็นแนวตัดสินใจ เพื่อลดค่าตัวแปรสมมุติ เพราะว่าตัวแปรสมมุติต้องอยู่ภายใต้ขอบข่ายที่ไม่ติดลบ (ดูตัวอย่างประกอบ)

เมื่อได้ X_5 เป็นตัวแปรลดค่าแล้ว จะยึดเอา A_{22} เป็นจุดหมุน เพื่อให้ทำให้สัมประสิทธิ์ที่อยู่ล่างและบนเป็นศูนย์ ด้วยวิธีพีชคณิต ผลลัพธ์ที่เกิดขึ้นทำให้ค่า Z มีค่าสูงขึ้น และเกิดการเปลี่ยนแปลงค่าสัมประสิทธิ์ในสมการเป้าหมาย การพิจารณาจะกลับไปทำซ้ำในขั้นตอนที่ 2

ตัวอย่างการคำนวณ

$$\begin{aligned} \text{Max. } Z &= X_1 - 3X_2 + X_3 \\ 2X_1 + 4X_2 &\leq 7 \\ 4X_1 + 3X_2 + 8X_3 &\leq 12 \\ 3X_1 - 2X_2 + 2X_3 &\leq 10 \\ X_i &\geq 0 \quad ; i = 1, 2, 3 \end{aligned}$$

ขั้นตอนที่ 1. รูปแบบสมการแบบขยาย

$$\begin{aligned} Z - X_1 + 3X_2 - X_3 &= 0 \\ 2X_1 + 4X_2 + X_4 &= 7 \\ 4X_1 + 3X_2 + 8X_3 + X_5 &= 12 \\ 3X_1 - 2X_2 + 2X_3 + X_6 &= 10 \end{aligned}$$

ผลลัพธ์เบื้องต้น คือ $X_1, X_2, X_3 = 0, Z = 0$
 $X_4 = 7, X_5 = 12, X_6 = 10$

ขั้นตอนที่ 2. เลือกตัวแปรจริงเพื่อเพิ่มค่า

โดยการพิจารณาจากสัมประสิทธิ์ของตัวแปรที่มีค่าลบมากที่สุด พบว่าเกิดค่า สัมประสิทธิ์เท่ากันคือมีค่า -1 สำหรับ X_1 และ X_3 พิจารณาเลือกตัวใดตัวหนึ่ง เช่นเลือก X_1

ตัวแปรสมมุติลดค่าจะเป็น X_5 โดยพิจารณาค่าน้อยที่สุด $\{ 7/2, 12/4, 10/3 \}$

ขั้นตอนที่ 3. ได้ A_{21} เป็นจุดหมุนจากสมการขยายเดิมเขียนได้

	Z	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6	B
	1	-1	3	-1	0	0	0	0
X_4	0	2	4	0	1	0	0	7
X_5	0	4	3	8	0	1	0	12
X_6	0	3	-2	2	0	0	1	10

ใช้วิธีทางพีชคณิต กำจัดสัมประสิทธิ์บนและล่างจุดหมุนได้สมการใหม่เป็น

	Z	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6	B
	1	0	15/4	1	0	1/4	0	3
X_4	0	0	5/2	-4	1	-1/2	0	1
X_1	0	1	3/4	2	0	1/4	0	3
X_6	0	0	-17/4	-4	0	-3/4	1	1

ผลลัพธ์ $X_4 = 1, X_1 = 3, X_6 = 1$

$$Z = 3$$

$$X_2, X_3, X_5 = 0$$

เมื่อพิจารณาในขั้นตอนที่ 2 พบว่าค่าสัมประสิทธิ์ของตัวแปรในสมการเป้าหมาย เป็นบวกหมด ดังนั้นผลลัพธ์ที่ได้คือคำตอบที่ต้องการ

ในกรณีที่ไม่ว่าใช้ค่าน้อยที่สุดของ $\{ 7/2, 12/4, 10/3 \}$ แต่ใช้ค่ามากที่สุดเช่นใช้ $7/2$ จะได้ A_{11} เป็นจุดหมุน สมการขยายใหม่จะได้

	Z	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6	B
	1	0	5	-1	1/2	0	0	7/2
X_1	0	1	2	0	1/2	0	0	7/2
X_5	0	0	-5	8	-2	1	0	-2
X_6	0	0	-8	2	-3/2	0	1	-1/2

ซึ่งจะพบว่า $X_5 = -2, X_6 = -1/2$ ทำให้ผิดเงื่อนไขของสมการขอบเขต ที่กำหนดให้ตัวแปรสมมุติต้องมีค่าไม่เป็นลบ

ภาคผนวก ข.

ตัวอย่างการคำนวณปัญหาไร้เชิงเส้นด้วยวิธีการเปลี่ยนระบบสมการให้เป็นแบบเชิงเส้น

พิจารณาปัญหาต่ำสุดโดยทั่วไปของระบบสมการไร้เชิงเส้น

$$\begin{aligned} \text{Min } z &= F(\{x\}) \\ g_j(\{x\}) &\leq 0 \quad j=1, \dots, m \end{aligned}$$

โดยการเปลี่ยนระบบสมการจากไร้เชิงเส้นเป็นเชิงเส้น ด้วยอนุกรมของ Taylor สองเทอมแรกจะเปลี่ยนระบบสมการได้ดังนี้

$$\begin{aligned} F(\{x\}) &\approx F^* + \{\nabla F^*\}^T (\{x\} - \{x^*\}) \\ g_j(\{x\}) &\approx g_j^* + \{\nabla g_j^*\}^T (\{x\} - \{x^*\}) \quad j=1, \dots, m \end{aligned}$$

จากนั้นจะเป็นการคำนวณโดยโปรแกรมเชิงเส้นตรงหลายรอบ โดยค่าตัวเลขที่ตำแหน่งการคำนวณซึ่งทราบค่าจะปรากฏในสัญลักษณ์ * ทุกๆรอบการคำนวณจะได้จุดเริ่มต้นทุกครั้งซึ่งจะเป็นค่าตั้งต้นในการคำนวณ ค่าตอบที่เหมาะสมจะได้เมื่อค่าไม่แตกต่างกันมากนัก

ตัวอย่างการคำนวณ

$$\begin{aligned} \text{Min } z &= x_1^2 + x_2^2 \\ \text{โดยที่ } \frac{x_1^2}{20} - x_2 + 1 &\leq 0 \\ \frac{x_2^2}{20} - x_1 + 1 &\leq 0 \end{aligned}$$

เปลี่ยนสมการข้างต้นให้เป็นเชิงเส้นตรงด้วยอนุกรมของ Taylor สองเทอมแรกจะได้

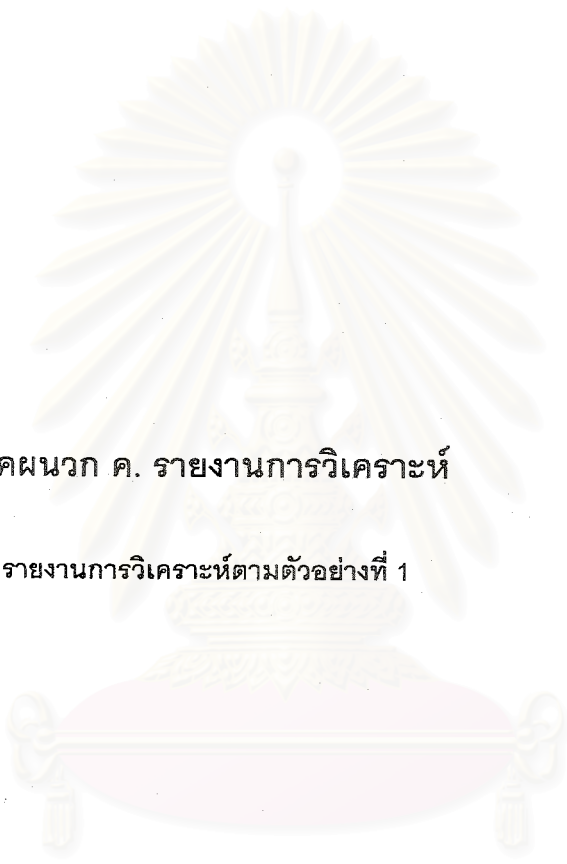
$$\begin{aligned} \text{Min } z &= -(x_1^{*2} + x_2^{*2}) + 2(x_1^* x_1 + x_2^* x_2) \\ \frac{x_1^* x_1}{10} - x_2 + \left(1 - \frac{x_1^{*2}}{20}\right) &\leq 0 \\ \frac{x_2^* x_2}{10} - x_1 + \left(1 - \frac{x_2^{*2}}{20}\right) &\leq 0 \end{aligned}$$

ถ้าเริ่มต้นแก้ปัญหาที่ตำแหน่ง $x_1^* = 6, x_2^* = 3$ จะได้ผลลัพธ์ในการคำนวณในแต่ละรอบดังนี้

รอบที่	x_1^*	x_2^*	$Z = x_1^2 + x_2^2$
1	6	3	45
2	0.378	-0.573	0.471
3	0.924	1.028	1.911
4	1.055	1.055	2.226



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



ภาคผนวก ค. รายงานการวิเคราะห์

รายงานการวิเคราะห์ตามตัวอย่างที่ 1

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

REPORT SHEET

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING CHULALONGKORN UNIVERSITY

Project : Example 1 Engineer : Mr.Patarin Eamcium

Date : 9/3/02 Time : 5:53:01 PM

Filename :

----- SUMMARY -----

Stop at cycle	0
Elastic Stress	Pass.
Ultimate Shear Strength	Pass.
Ultimate Flexural Strength	Pass.
Flexural Strength > 1.2Mcr	Pass.
Deflection at mid span < L/360	Pass.
Check moment capacity	Pass.

----- SYSTEM -----

Flat slab without drop panel	
System	Unbonded
Frame type	Interior Frame Type
Analysis Optimum Options	
Optimum design.	NO
Change thickness.	YES
Shear Reinforced.	YES

----- MATERIAL PROPERTY -----

Slab Concrete Strength		
At Transfer	,kg/cm ² .	200
At 28 Days	,kg/cm ² .	280
Column Concrete Strength		
At Transfer	,kg/cm ² .	240
At 28 Days	,kg/cm ² .	350
Unit Weight of Concrete	,kg/m ³ .	2400

Prestressing Steel Data

Ultimate Strength	,kg/cm ² .	18730
Yield Strength	,kg/cm ² .	16850
Elastic Modulus	,kg/cm ² .	1970000
Each Strand Area	,mm ² .	98.71
Jacking Force	,kg.	137500
Number Tendons	,	10.0

Jacking Steel Stress ,kg/cm ² .	13930
Ratio jacking stress to ultimate strength	0.744
Min Top CGS of Tendon Cover ,cm.	2.5
Min Botom CGS of Tendon Cover ,cm.	2.5

Mild Steel Data

Yield Strength of Flexural Steel,kg/cm ² .	4000
Yield Strength of Shear Steel ,kg/cm ² .	2400
Min Top CGS of Steel Cover ,cm.	2.5
Min Botom CGS of Steel Cover ,cm.	2.5

----- GEOMETRY -----

Number Span	3
Span (From Left)	Length (m.)
1	5.17
2	7.61
3	5.17
Left cantilever length ,m.	0
Right cantilever length ,m.	0
* Slab thickness * ,cm.	16.5
Bay width(L2) Interior ,m.	3.04
Bay width(L2) Exterior ,m.	3.04
Top column height ,m.	2.61
Bottom column height ,m.	2.61

Column dimensions

Column	Top column ,cm.		Bottom column	
	C1(Parl.)	C2(Perp.)	C1(Parl.)	C2(Perp.)
1	30.50	35.50	30.50	35.50
2	50.80	35.50	50.80	35.50
3	50.80	35.50	50.80	35.50
4	30.50	35.50	30.50	35.50

----- LOADING -----

Slab self weight ,kg/m ²	396
-Span # 1	
Uniform superimposed load ,kg/m ²	73.7
Uniform live load ,kg/m ²	196

-Span # 2

Uniform superimposed load ,kg/m² 73.7Uniform live load ,kg/m² 196

-Span # 3

Uniform superimposed load ,kg/m² 73.7Uniform live load ,kg/m² 196

----- ALLOWABLE STRESSES -----

AT TRANSFER

Allowable compressive stress = 120.00 ksc.

Permissible tensile stress = -22.63 ksc.

AT WORKING

Allowable compressive stress At Column = 84.00 ksc.

Allowable compressive stress At Midspan = 126.00 ksc.

Permissible tensile stress = -26.77 ksc.

Note

CL. = Center Line of Column

FC. = Face of Column

MPM. = Maximum Positive Moment

----- RESULT AT WORKING -----

Span # 1

Prestressing steel force = 110000 kg. Strand = 1.64 tendon/m.

P/A = 10.96 Kg/cm²Balanced load (kg/m²) = 360

Distance to Maximum Positive Moment from left , m. 2.20

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL+LL+BL ,t.m	-0.41	2.63	-5.36
Top stress ,ksc.	7.89 (0.09)	20.49 (0.16)	-10.01 (0.37)
Bottom stress,ksc.	10.90 (0.13)	1.44 (0.01)	28.81 (0.34)

	At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL+SDL ,t.m	-1.72	3.88	-10.49
LL ,t.m	-0.72	1.70	-4.38
BL ,t.m	1.44	-2.96	7.92
DL+SDL+LL+BL ,t.m	-1.00	2.63	-6.94

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL ,t.m	-0.85	3.88	-8.18
LL ,t.m	-0.36	1.70	-3.41

BL ,t.m	0.79	-2.96	6.24
DL+SDL+LL+BL ,t.m	-0.41	2.63	-5.36

Span # 2

Prestressing steel force = 110000 kg. Strand = 1.64 tendon/m.

P/A = 10.96 Kg/cm²

Balanced load (kg/m²) = 285

Distance to Maximum Positive Moment from left , m. 3.80

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL+LL+BL ,t.m	-8.29	6.15	-8.29
Top stress ,ksc.	-20.66 (0.77)	33.26 (0.26)	-20.66 (0.77)
Bottom stress,ksc.	39.46 (0.47)	-11.33 (0.42)	39.46 (0.47)

	At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL+SDL ,t.m	-13.11	7.57	-13.11
LL ,t.m	-5.47	3.16	-5.47
BL ,t.m	7.99	-4.57	7.99
DL+SDL+LL+BL ,t.m	-10.58	6.15	-10.58

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL ,t.m	-10.35	7.57	-10.35
LL ,t.m	-4.32	3.16	-4.32
BL ,t.m	6.37	-4.57	6.37
DL+SDL+LL+BL ,t.m	-8.29	6.15	-8.29

Span # 3

Prestressing steel force = 110000 kg. Strand = 1.64 tendon/m.

P/A = 10.96 Kg/cm²

Balanced load (kg/m²) = 360

Distance to Maximum Positive Moment from left , m. 2.97

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL+LL+BL ,t.m	-5.36	2.63	-0.42
Top stress ,ksc.	-10.01 (0.37)	20.49 (0.16)	7.89 (0.09)
Bottom stress,ksc.	28.81 (0.34)	1.44 (0.01)	10.90 (0.13)

	At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL+SDL ,t.m	-10.49	3.88	-1.72
LL ,t.m	-4.38	1.70	-0.72
BL ,t.m	7.92	-2.96	1.44
DL+SDL+LL+BL ,t.m	-6.94	2.63	-1.00

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL ,t.m	-8.18	3.88	-0.85

LL	,t.m	-3.41	1.70	-0.36
BL	,t.m	6.24	-2.96	0.79
DL+SDL+LL+BL	,t.m	-5.36	2.63	-0.42

----- RESULT AT ULTIMATE -----

Span # 1

Distance to Maximum Positive Moment from left , m.		2.11		
	At FC. left	MPM.	At FC. right	
1.4*(DL+SDL)+1.7*LL+ M2 @FC,t.m	-0.36	9.87	-15.61	
Secondary Moment @CL ,t.m	1.44	1.52	1.64	
Moment capacity 0.9Mn ,t.m	19.84 (0.02)	21.62 (0.46)	19.59 (0.80)	

Span # 2

Distance to Maximum Positive Moment from left , m.		3.80		
	At FC. left	MPM.	At FC. right	
1.4*(DL+SDL)+1.7*LL+ M2 @FC,t.m	-20.11	17.67	-20.11	
Secondary Moment @CL ,t.m	1.71	1.71	1.71	
Moment capacity 0.9Mn ,t.m	20.12 (1.00)	20.84 (0.85)	20.12 (1.00)	

Span # 3

Distance to Maximum Positive Moment from left , m.		3.06		
	At FC. left	MPM.	At FC. right	
1.4*(DL+SDL)+1.7*LL+ M2 @FC,t.m	-15.61	9.87	-0.36	
Secondary Moment @CL ,t.m	1.64	1.52	1.44	
Moment capacity 0.9Mn ,t.m	19.59 (0.80)	21.62 (0.46)	19.84 (0.02)	

----- STEEL RESULTS -----

Span # 1

	Left end	Mid span	Right end
Steel rebars,top cm ²	23.17		7.91
Steel rebars,bottom cm ²		10.03	
Tendon height ,cm.	8.25	4.45	13.96
Drape =	6.65 cm.		

Span # 2

	Left end	Mid span	Right end
Steel rebars,top cm ²	10.65		10.65
Steel rebars,bottom cm ²		10.03	
Tendon height ,cm.	13.96	2.54	13.96
Drape =	11.42 cm.		

Span # 3

	Left end	Mid span	Right end
Steel rebars,top cm ²	7.91	23.17	
Steel rebars,bottom cm ²		10.03	
Tendon height ,cm.	13.96	4.45	8.25
Drape = 6.65 cm.			

----- SHEAR RESULT -----

TWO WAY SHEAR

Ratio > 1 require shear reinforcement

Stress must be less than maximum capacity (kg/cm²) = 22.61

Column	FACTORED ACTIONS		PUNCHING SHEAR STRESS (Kg/cm ²)				STRESS RATIO
	shear (T)	moment (T.m)	due to shear	due to moment	TOTAL	allow-able	
1	12.03	0.91	7.42	1.44	8.85	15.08	0.59
2	42.03	5.46	14.13	3.95	18.07	16.02	1.13
3	42.03	5.46	14.13	3.95	18.07	16.02	1.13
4	12.03	0.91	7.42	1.44	8.85	15.08	0.59
SUM	108.13						

U-Stirrup Reinforcement Data

Yield Strength of Shear Steel , kg/cm². 2400

Column	Area stirrup per section (cm ²)	Length (cm.)	No. of Sections
1	0.00	0.00	3
2	18.92	65.01	4
3	18.92	65.02	4
4	0.00	0.00	3

ONE WAY SHEAR

Span	Left (kg/cm ²)	Right (kg/cm ²)
1	1.20 (0.08)	1.90 (0.12)
2	2.28 (0.14)	2.28 (0.14)
3	1.90 (0.12)	1.20 (0.08)

----- TENDONS STRESS REPORT -----

AT TRANSFER STAGE

Strand stress show in percent of jacking stress

(Loss included Friction , Wedge Set and Elastic Shortening)

Coefficient of angular friction (meu) /radian 0.1000

Coefficient of wobble friction (K) /m 0.0030

Mode of stressing Left end

Anchorage set ,mm 8.00

SPAN	Left end	Midspan	Right end
1	0.900	0.900	0.900
2	0.900	0.900	0.900
3	0.900	0.900	0.900

AT WORKING STAGE

(Loss included Creep , Shrinkage , Relaxation and loss at transfer)

SPAN	Left end	Midspan	Right end
1	0.800	0.800	0.800
2	0.800	0.800	0.800
3	0.800	0.800	0.800

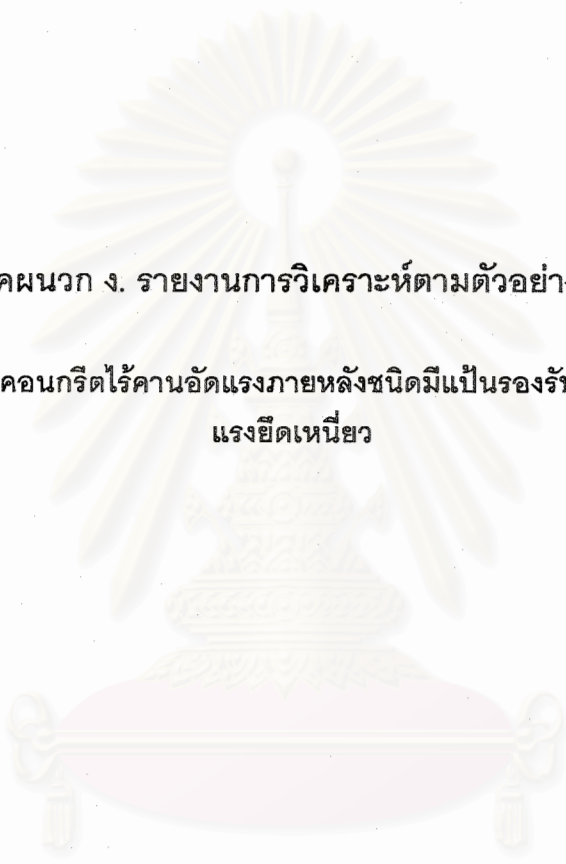
----- COSTS REPORT -----

Concrete Cost	18.01	m ³ @ 1800.00	= 32,413
Tendon&Jacking Cost	139.09	kg @ 28.50	= 3,964
Anchorage Cost	10.00	item @ 56.00	= 560
Fix-end Cost	10.00	item @ 56.00	= 560
Bar chair Cost	179.50	m @ 4.80	= 862
Flexural Steel Cost	110.37	kg @ 17.00	= 1,876
Shear Steel Cost	61.78	kg @ 17.00	= 1,050
Duct Cost	179.50	m @ 6.00	= 1,077
Form work slab Cost	109.45	m ² @ 200.00	= 21,810

Total 64,172

----- End -----

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



ภาคผนวก ง. รายงานการวิเคราะห์ตามตัวอย่างที่ 2

ผลการคำนวณพื้นที่คอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังชนิดมีแป้นรองรับหัวเสาเป็นระบบไร้
แรงยึดเหนี่ยว

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

PROBLEM : Example 2

STEP_SIZE : 5 %

CYCLE	COST	CONV	THK	THK_2	P	NO. TENDON	ES	SH	FX	Mcr	DRAP
0	67286		0.165	0.24	183760	13.00	0	0	0	0	.103 .113 .103
1	65725	2.3754	0.16	0.233	175491	12.42	0	0	0	0	.107 .133 .113
2	64506	1.8896	0.155	0.23	167594	11.86	0	0	0	0	.113 .135 .112
3	63552	1.5005	0.152	0.23	160052	11.32	0	0	0	0	.108 .130 .109
4	63461	0.0368	0.152	0.23	152850	10.81	0	0	0	0	.104 .127 .109

STOP FOR SOLUTION CONVERGED

ANALYTIC OPTIONS

	LOWER BOUND	UPPER BOUND
THICKNESS ,m.	.05	.05
ECCENTRIC ,m.	.05	.05
JACKING FORCE ,RATIO	.5	1.5
,kg.	30000	30000

NUMERICAL FACTOR FOR REDUCED ALLOWABLE

ELASTIC STRESS (TENSION)	1
ULTIMATE SHEAR STRENGTH	1

LIMIT CONTROL

MAXIMUM CYCLES SIMPLEX	20
CONVERGENCE ,%	.05

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

REPORT SHEET

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING CHULALONGKORN UNIVERSITY

Project : Example 2 Engineer : Mr.Patarin Earmcium

Date : 28/9/02 Time : 8:48:44 AM

Filename :

----- SUMMARY -----

Stop at cycle	4
Elastic Stress	Pass.
Ultimate Shear Strength	Pass.
Ultimate Flexural Strength	Pass.
Flexural Strength > 1.2Mcr	Pass.
Check moment capacity	Pass.

----- SYSTEM -----

Flat slab	with drop panel
System	Unbonded
Frame type	Interior Frame Type
Analysis Optimum Options	
Optimum design.	YES
Change thickness.	YES
Shear Reinforced.	NO

----- MATERIAL PROPERTY -----

Slab Concrete Strength

At Transfer	,kg/cm ² .	200
At 28 Days	,kg/cm ² .	280

Column Concrete Strength

At Transfer	,kg/cm ² .	240
At 28 Days	,kg/cm ² .	350

Unit Weight of Concrete	,kg/m ³ .	2400
-------------------------	----------------------	------

Prestressing Steel Data

Ultimate Strength	,kg/cm ² .	18730
Yield Strength	,kg/cm ² .	16850
Elastic Modulus	,kg/cm ² .	1970000
Each Strand Area	,mm ² .	98.71
* Jacking Force *	,kg.	152850
* Number Tendons *	,	10.8
Jacking Steel Stress	,kg/cm ² .	14320

Ratio jacking stress to ultimate strength	0.765
Min Top CGS of Tendon Cover ,cm.	2.5
Min Botom CGS of Tendon Cover ,cm.	2.5

Mild Steel Data

Yield Strength of Flexural Steel,kg/cm ² .	4000
Min Top CGS of Steel Cover ,cm.	2.5
Min Botom CGS of Steel Cover ,cm.	2.5

----- GEOMETRY -----

Number Span 3

Span (From Left)	Length (m.)
1	5.17
2	7.61
3	5.17

Left cantilever length	,m.	0
Right cantilever length	,m.	0
* Slab thickness *	,cm.	15.2
* Depth of drop panel *	,cm.	23.0
Bay width(L2) Interior	,m.	3.04
Bay width(L2) Exterior	,m.	3.04
Top column height	,m.	2.61
Bottom column height	,m.	2.61

Column dimensions

Column	Top column ,cm.		Bottom column	
	C1(Parl.)	C2(Perp.)	C1(Parl.)	C2(Perp.)
1	30.50	35.50	30.50	35.50
2	50.80	35.50	50.80	35.50
3	50.80	35.50	50.80	35.50
4	30.50	35.50	30.50	35.50

----- LOADING -----

Slab self weight	,kg/m ²	365
-Span # 1		
Uniform superimposed load	,kg/m ²	73.7
Uniform live load	,kg/m ²	196
-Span # 2		

Uniform superimposed load	,kg/m ²	73.7
Uniform live load	,kg/m ²	196
-Span # 3		
Uniform superimposed load	,kg/m ²	73.7
Uniform live load	,kg/m ²	196

----- ALLOWABLE STRESSES -----

AT TRANSFER

Allowable compressive stress	= 120.00	ksc.
Permissible tensile stress	= -22.63	ksc.

AT WORKING

Allowable compressive stress At Column	= 84.00	ksc.
Allowable compressive stress At Midspan	= 126.00	ksc.
Permissible tensile stress	= -26.77	ksc.

Note

CL. = Center Line of Column

FC. = Face of Column

MPM. = Maximum Positive Moment

----- RESULT AT TRANSFER -----

Note. SDL is not included in this stage (SDL = 0)

Span # 1

Prestressing steel force = 137565 kg. Strand = 1.78 tendon/m.

P/A = 14.87 Kg/cm² Balanced load (kg/m²) = 707.54

Distance to Maximum Positive Moment from left, m. 5.17

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+LL+BL ,t.m	0.63	2.93	2.39
Top stress ,ksc.	14.26 (0.12)	27.36 (0.23)	18.57 (0.15)
Bottom stress,ksc.	11.14 (0.09)	2.37 (0.02)	6.82 (0.06)

	At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL ,t.m	-2.18	-7.33	-7.33
LL ,t.m	-1.17	-3.93	-3.93
BL ,t.m	4.23	14.20	14.20
DL+LL+BL ,t.m	0.87	2.93	2.93

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL ,t.m	-1.46	-7.33	-5.62
LL ,t.m	-0.78	-3.93	-3.01
BL ,t.m	2.88	14.20	11.02

DL+LL+BL ,t.m 0.63 2.93 2.39

Span # 2

Prestressing steel force = 137565 kg. Strand = 1.78 tendon/m.

P/A = 14.87 Kg/cm² Balanced load (kg/m²) = 395.89

Distance to Maximum Positive Moment from left , m. 3.80

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+LL+BL ,t.m	-3.71	2.52	-3.71
Top stress ,ksc.	3.58 (0.03)	25.62 (0.21)	3.58 (0.03)
Bottom stress,ksc.	21.81 (0.18)	4.11 (0.03)	21.81 (0.18)

	At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL ,t.m	-10.50	5.57	-10.50
LL ,t.m	-5.64	2.99	-5.64
BL ,t.m	11.38	-6.04	11.38
DL+LL+BL ,t.m	-4.76	2.52	-4.76

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL ,t.m	-8.36	5.57	-8.36
LL ,t.m	-4.48	2.99	-4.48
BL ,t.m	9.14	-6.04	9.14
DL+LL+BL ,t.m	-3.71	2.52	-3.71

Span # 3

Prestressing steel force = 137565 kg. Strand = 1.78 tendon/m.

P/A = 14.87 Kg/cm² Balanced load (kg/m²) = 735.03

Distance to Maximum Positive Moment from left , m. 0.04

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+LL+BL ,t.m	2.82	3.35	0.75
Top stress ,ksc.	19.62 (0.16)	29.13 (0.24)	14.53 (0.12)
Bottom stress,ksc.	5.77 (0.05)	0.60 (0.00)	10.86 (0.09)

	At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL ,t.m	-7.33	-7.04	-2.18
LL ,t.m	-3.93	-3.78	-1.17
BL ,t.m	14.75	14.17	4.39
DL+LL+BL ,t.m	3.49	3.35	1.04

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL ,t.m	-5.62	-7.04	-1.46
LL ,t.m	-3.01	-3.78	-0.78

BL	,t.m	11.45	14.17	2.99
DL+LL+BL	,t.m	2.82	3.35	0.75

----- RESULT AT WORKING -----

Span # 1

Prestressing steel force = 122280 kg. Strand = 1.78 tendon/m.
 P/A = 13.21 Kg/cm² Balanced load (kg/m²) = 629
 Distance to Maximum Positive Moment from left , m. 2.11

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL+LL+BL ,t.m	0.02	0.05	0.03
Top stress ,ksc.	11.34 (0.13)	13.41 (0.11)	11.36 (0.14)
Bottom stress,ksc.	11.23 (0.13)	13.02 (0.10)	11.21 (0.13)

	At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL+SDL ,t.m	-2.65	3.46	-8.78
LL ,t.m	-1.19	1.54	-3.92
BL ,t.m	3.80	-4.96	12.58
DL+SDL+LL+BL ,t.m	-0.04	0.05	-0.12

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL ,t.m	-1.78	3.46	-6.73
LL ,t.m	-0.80	1.54	-3.00
BL ,t.m	2.60	-4.96	9.76
DL+SDL+LL+BL ,t.m	0.02	0.05	0.03

Span # 2

Prestressing steel force = 122280 kg. Strand = 1.78 tendon/m.
 P/A = 13.21 Kg/cm² Balanced load (kg/m²) = 352
 Distance to Maximum Positive Moment from left , m. 3.80

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL+LL+BL ,t.m	-6.41	4.32	-6.41
Top stress ,ksc.	-4.49 (0.17)	31.60 (0.25)	-4.49 (0.17)
Bottom stress,ksc.	27.06 (0.32)	-5.17 (0.19)	27.06 (0.32)

	At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL+SDL ,t.m	-12.63	6.69	-12.63
LL ,t.m	-5.64	2.99	-5.64
BL ,t.m	10.12	-5.36	10.12
DL+SDL+LL+BL ,t.m	-8.14	4.32	-8.14

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL ,t.m	-10.05	6.69	-10.05
LL ,t.m	-4.49	2.99	-4.49
BL ,t.m	8.12	-5.36	8.12
DL+SDL+LL+BL ,t.m	-6.41	4.32	-6.41

Span # 3

Prestressing steel force = 122280 kg. Strand = 1.78 tendon/m.

P/A = 13.21 Kg/cm² Balanced load (kg/m²) = 653

Distance to Maximum Positive Moment from left , m. 0.04

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL+LL+BL ,t.m	0.41	0.35	0.12
Top stress ,ksc.	12.29 (0.15)	14.72 (0.12)	11.58 (0.14)
Bottom stress,ksc.	10.28 (0.12)	11.71 (0.09)	10.99 (0.13)

	At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL+SDL ,t.m	-8.78	-8.43	-2.65
LL ,t.m	-3.92	-3.77	-1.19
BL ,t.m	13.07	12.55	3.95
DL+SDL+LL+BL ,t.m	0.37	0.35	0.11

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL ,t.m	-6.73	-8.43	-1.78
LL ,t.m	-3.00	-3.77	-0.80
BL ,t.m	10.14	12.55	2.70
DL+SDL+LL+BL ,t.m	0.41	0.35	0.12

----- RESULT AT ULTIMATE -----

Span # 1

Distance to Maximum Positive Moment from left , m. 2.28

	At FC. left	MPM.	At FC. right
1.4*(DL+SDL)+1.7*LL+ M2 @FC,t.m	9.50	22.64	3.07
Secondary Moment @CL ,t.m	13.35	15.22	17.59
Moment capacity 0.9Mn ,t.m	20.58 (0.47)	25.18 (0.90)	26.87 (0.11)

Span # 2

Distance to Maximum Positive Moment from left , m. 3.80

	At FC. left	MPM.	At FC. right
1.4*(DL+SDL)+1.7*LL+ M2 @FC,t.m	-6.56	29.58	-6.56
Secondary Moment @CL ,t.m	15.14	15.14	15.14

Moment capacity 0.9Mn ,t.m 26.30 (0.25) 30.58 (0.97) 26.30 (0.25)

Span # 3

Distance to Maximum Positive Moment from left , m.	2.89		
	At FC. left	MPM.	At FC. right
1.4*(DL+SDL)+1.7*LL+ M2 @FC,t.m	3.56	22.94	9.65
Secondary Moment @CL ,t.m	18.08	15.52	13.50
Moment capacity 0.9Mn ,t.m	26.87 (0.12)	24.69 (0.93)	20.58 (0.48)

----- STEEL RESULTS -----

Span # 1

	Left end	Mid span	Right end
Steel rebars,top cm ²	8.93		11.04
Steel rebars,bottom cm ²		19.40	
Tendon height ,cm.	11.51	2.92	15.22
Drape =	10.45 cm.		

Span # 2

	Left end	Mid span	Right end
Steel rebars,top cm ²	11.04		11.04
Steel rebars,bottom cm ²		35.21	
Tendon height ,cm.	15.22	2.55	15.22
Drape =	12.67 cm.		

Span # 3

	Left end	Mid span	Right end
Steel rebars,top cm ²	11.04		8.93
Steel rebars,bottom cm ²		18.18	
Tendon height ,cm.	15.22	2.51	11.51
Drape =	10.85 cm.		

----- SHEAR RESULT -----

TWO WAY SHEAR

Ratio > 1 require shear reinforcement

Stress must be less than maximum capacity (kg/cm²) = 22.61

FACTORED ACTIONS <--- PUNCHING SHEAR STRESS (Kg/cm²) --->

Column	shear (T)	moment (T.m)	due to shear	due to moment	TOTAL	allow-able	STRESS RATIO
--------	-----------	--------------	--------------	---------------	-------	------------	--------------

1	13.16	5.96	5.36	5.49	10.85	15.08	0.72
2	38.56	10.77	8.50	4.62	13.12	15.45	0.85
3	38.49	11.25	8.49	4.83	13.32	15.45	0.86
4	13.22	6.09	5.38	5.62	11.00	15.08	0.73

SUM 103.44

* Check shear at face drop *

Stress must be less than maximum capacity (kg/cm^2) = 22.61

Column	FACTORED ACTIONS ← PUNCHING SHEAR STRESS (Kg/cm^2) →				TOTAL	allow- able	STRESS RATIO
	shear (T)	moment (T.m)	due to shear	due to moment			
1	13.16	5.96	2.42	0.85	3.27	16.60	0.20
2	38.56	10.77	5.74	0.95	6.68	16.60	0.40
3	38.49	11.25	5.73	0.99	6.72	16.60	0.40
4	13.22	6.09	2.43	0.87	3.30	16.60	0.20

ONE WAY SHEAR

Span	Left (kg/cm^2)	Right (kg/cm^2)
1	1.42 (0.09)	1.80 (0.12)
2	2.37 (0.15)	2.37 (0.15)
3	1.79 (0.12)	1.43 (0.09)

----- TENDONS STRESS REPORT -----

AT TRANSFER STAGE

Strand stress show in percent of jacking stress

(Loss included Friction , Wedge Set and Elastic Shortening)

Coefficient of angular friction (μ) /radian 0.1000

Coefficient of wobble friction (K) /m 0.0030

Mode of stressing Left end

Anchorage set ,mm 8.00

SPAN	Left end	Midspan	Right end
1	0.900	0.900	0.900
2	0.900	0.900	0.900
3	0.900	0.900	0.900

AT WORKING STAGE

(Loss included Creep , Shrinkage , Relaxation and loss at transfer)

SPAN	Left end	Midspan	Right end
1	0.800	0.800	0.800
2	0.800	0.800	0.800
3	0.800	0.800	0.800

----- COSTS REPORT -----

Concrete Cost	17.13	m ³ @ 1800.00	= 30,839
Tendon&Jacking Cost	150.40	kg @ 28.50	= 4,286
Anchorage Cost	10.81	item @ 56.00	= 606
Fix-end Cost	10.81	item @ 56.00	= 606
Bar chair Cost	194.10	m @ 4.80	= 932
Flexural Steel Cost	169.93	kg @ 17.00	= 2,889
Shear Steel Cost	.00	kg @ 17.00	= .00
Duct Cost	194.10	m @ 6.00	= 1,165
Form work slab Cost	102.45	m ² @ 200.00	= 20,490
Form work drop Cost	6.60	m ² @ 250.00	= 1,650
Total	63,461		

----- End -----

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



ภาคผนวก จ. รายงานการวิเคราะห์ ตามตัวอย่างที่ 3

รายงานการวิเคราะห์ตามตัวอย่างที่ 3 แสดงผลการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม

- ผลการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสมของแผ่นพื้นไร้คานอัดแรงภายหลังชนิดมีแป้นรองรับหัวเสา
- ระบบพื้นมีแรงยึดเหนี่ยว
- ความหนาเริ่มต้นเท่ากับ 16.5 ซม.

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

PROBLEM : Example3

STEP SIZE : 2 %

CYCLE	COST	CONV	THK	THK_2	P	NO. TENDON	ES	SH	FX	Mcr	DRAPE		
0	69651		0.165	0.25	179765	13.00	0	0	0	0	.107	.115	.107
1	68824	1.2018	0.162	0.245	176170	12.7	0	0	0	0	.100	.118	.100
2	67927	1.3203	0.158	0.24	172647	12.49	0	0	0	0	.100	.118	.100
3	67049	1.3089	0.155	0.235	169194	12.24	0	0	0	0	.100	.118	.100
4	66232	1.2337	0.152	0.232	165810	11.99	0	0	0	0	.100	.118	.100
5	66044	0.2843	0.152	0.232	162494	11.75	0	0	0	0	.096	.117	.100
6	65907	0.2090	0.152	0.232	159244	11.52	0	0	0	0	.088	.116	.100
7	65854	0.0455	0.152	0.232	156059	11.29	0	0	0	0	.073	.114	.099

STOP FOR SOLUTION CONVERGED

ANALYTIC OPTIONS

LOWER BOUND UPPER BOUND

THICKNESS ,m. .05 .05
 ECCENTRIC ,m. .05 .05
 JACKING FORCE ,RATIO .5 1.5
 ,kg. 40000 40000

NUMERICAL FACTOR FOR REDUCED ALLOWABLE

ELASTIC STRESS (TENSION) 1
 ULTIMATE SHEAR STRENGTH 1
 LIMIT CONTROL
 MAXIMUM CYCLES SIMPLEX 20
 CONVERGENCE ,% 0.05

REPORT SHEET

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING CHULALONGKORN UNIVERSITY

Project : Example 3

Engineer : Mr.Patarin Eamcium

Date : 9/10/02

Time : 10:20:54 PM

Filename :

----- SUMMARY -----

Stop at cycle 7
 Elastic Stress Pass.
 Ultimate Shear Strength Pass.

Ultimate Flexural Strength	Pass.
Flexural Strength > 1.2Mcr	Pass.
Check moment capacity	Pass.

----- SYSTEM -----

Flat slab	with drop panel
System	Bonded
Frame type	Interior Frame Type
Analysis Optimum Options	
Optimum design.	YES
Change thickness.	YES
Shear Reinforced.	NO

----- MATERIAL PROPERTY -----

Slab Concrete Strength		
At Transfer	,kg/cm ² .	200
At 28 Days	,kg/cm ² .	280
Column Concrete Strength		
At Transfer	,kg/cm ² .	240
At 28 Days	,kg/cm ² .	350
Unit Weight of Concrete	,kg/m ³ .	2400

Prestress Steel Data

Ultimate Strength	,kg/cm ² .	18730
Yield Strength	,kg/cm ² .	16850
Elastic Modulus	,kg/cm ² .	1970000
Each Strand Area	,mm ² .	98.71
* Jacking Force *	,kg.	156059
* Number Tendons *	,	11.3
Jacking Steel Stress	,kg/cm ² .	14009
Ratio jacking stress to ultimate strength		0.748
Min Top CGS of Tendon Cover	,cm.	2.5
Min Botom CGS of Tendon Cover	,cm.	2.5

Mild Steel Data

Yield Strength of Flexural Steel	,kg/cm ² .	4000
Min Top CGS of Steel Cover	,cm.	2.5
Min Botom CGS of Steel Cover	,cm.	2.5

----- GEOMETRY -----

Number Span 3

Span (From Left)	Length (m.)
1	5.17
2	7.61
3	5.17

Left cantilever length	,m.	0
Right cantilever length	,m.	0
* Slab thickness *	,cm.	15.2
* Depth of drop panel *	,cm.	23.2
Bay width(L2) Interior	,m.	3.04
Bay width(L2) Exterior	,m.	3.04
Top column height	,m.	2.61
Bottom column height	,m.	2.61

Column dimensions

Column	Top column ,cm.		Bottom column	
	C1(Parl.)	C2(Perp.)	C1(Parl.)	C2(Perp.)
1	30.50	35.50	30.50	35.50
2	50.80	35.50	50.80	35.50
3	50.80	35.50	50.80	35.50
4	30.50	35.50	30.50	35.50

----- LOADING -----

Slab self weight	,kg/m ²	365
-Span # 1		
Uniform superimposed load	,kg/m ²	73.7
Uniform live load	,kg/m ²	196
-Span # 2		
Uniform superimposed load	,kg/m ²	73.7
Uniform live load	,kg/m ²	196
-Span # 3		
Uniform superimposed load	,kg/m ²	73.7
Uniform live load	,kg/m ²	196

----- ALLOWABLE STRESSES -----

AT TRANSFER

Allowable compressive stress	= 120.00	ksc.
Permissible tensile stress	= -22.63	ksc.

AT WORKING

Allowable compressive stress At Column = 84.00 ksc.
 Allowable compressive stress At Midspan = 126.00 ksc.
 Permissible tensile stress = -26.77 ksc.

Note

CL. = Center Line of Column

FC. = Face of Column

MPM. = Maximum Positive Moment

----- RESULT AT WORKING -----

Span # 1

Prestressing steel force = 124847 kg. Strand = 1.86 tendon/m.

P/A = 13.49 Kg/cm² Balanced load (kg/m²) = 450

Distance to Maximum Positive Moment from left , m. 2.15

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL+LL+BL ,t.m	-0.76	1.45	-2.70
Top stress ,ksc.	9.49 (0.11)	19.69 (0.16)	4.22 (0.05)
Bottom stress,ksc.	13.64 (0.16)	7.30 (0.06)	18.91 (0.23)

	At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL+SDL ,t.m	-2.67	3.47	-8.74
LL ,t.m	-1.19	1.55	-3.90
BL ,t.m	2.70	-3.56	9.00
DL+SDL+LL+BL ,t.m	-1.16	1.45	-3.65

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL ,t.m	-1.80	3.47	-6.69
LL ,t.m	-0.80	1.55	-2.99
BL ,t.m	1.84	-3.56	6.98
DL+SDL+LL+BL ,t.m	-0.76	1.45	-2.70

Span # 2

Prestressing steel force = 124847 kg. Strand = 1.86 tendon/m.

P/A = 13.49 Kg/cm² Balanced load (kg/m²) = 322

Distance to Maximum Positive Moment from left , m. 3.80

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL+LL+BL ,t.m	-7.02	4.85	-7.02
Top stress ,ksc.	-7.54 (0.28)	34.14 (0.27)	-7.54 (0.28)
Bottom stress,ksc.	30.66 (0.37)	-7.16 (0.27)	30.66 (0.37)

	At CL. Left	MPM.	At CL. Right
--	-------------	------	--------------

DL+SDL ,t.m	-12.63	6.70	-12.63
LL ,t.m	-5.64	2.99	-5.64
BL ,t.m	9.35	-4.84	9.35
DL+SDL+LL+BL ,t.m	-8.92	4.85	-8.92

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL ,t.m	-10.05	6.70	-10.05
LL ,t.m	-4.49	2.99	-4.49
BL ,t.m	7.52	-4.84	7.52
DL+SDL+LL+BL ,t.m	-7.02	4.85	-7.02

Span # 3

Prestressing steel force = 124847 kg. Strand = 1.86 tendon/m.

P/A = 13.49 Kg/cm² Balanced load (kg/m²) = 606

Distance to Maximum Positive Moment from left , m. 2.93

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL+LL+BL ,t.m	-0.28	0.22	-0.12
Top stress ,ksc.	10.80 (0.13)	14.43 (0.11)	11.22 (0.13)
Bottom stress,ksc.	12.33 (0.15)	12.55 (0.10)	11.90 (0.14)

	At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL+SDL ,t.m	-8.74	3.46	-2.67
LL ,t.m	-3.90	1.54	-1.19
BL ,t.m	12.12	-4.78	3.64
DL+SDL+LL+BL ,t.m	-0.53	0.22	-0.23

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL ,t.m	-6.69	3.46	-1.80
LL ,t.m	-2.99	1.54	-0.80
BL ,t.m	9.40	-4.78	2.48
DL+SDL+LL+BL ,t.m	-0.28	0.22	-0.12

----- RESULT AT ULTIMATE -----

Span # 1

Distance to Maximum Positive Moment from left , m. 2.24

	At FC. left	MPM.	At FC. right
1.4*(DL+SDL)+1.7*LL+ M2 @FC,t.m	8.74	21.42	1.25
Secondary Moment @CL ,t.m	12.63	13.96	15.70
Moment capacity 0.9Mn ,t.m	25.08 (0.35)	30.61 (0.70)	31.00 (0.04)

Span # 2

Distance to Maximum Positive Moment from left , m.	3.80		
	At FC. left	MPM.	At FC. right
1.4*(DL+SDL)+1.7*LL+ M2 @FC,t,m	-5.64	29.85	-6.95
Secondary Moment @CL ,t,m	16.05	15.39	14.73
Moment capacity 0.9Mn ,t,m	31.00 (0.18)	33.83 (0.88)	32.82 (0.21)

Span # 3

Distance to Maximum Positive Moment from left , m.	2.89		
	At FC. left	MPM.	At FC. right
1.4*(DL+SDL)+1.7*LL+ M2 @FC,t,m	3.06	22.74	9.68
Secondary Moment @CL ,t,m	17.51	15.30	13.56
Moment capacity 0.9Mn ,t,m	32.82 (0.09)	26.61 (0.85)	25.08 (0.39)

----- STEEL RESULTS -----

Span # 1

	Left end	Mid span	Right end
Steel rebars,top cm ²	8.98		11.10
Steel rebars,bottom cm ²		20.22	
Tendon height ,cm.	11.59	5.55	14.17
Drape = 7.32 cm.			

Span # 2

	Left end	Mid span	Right end
Steel rebars,top cm ²	11.10		11.10
Steel rebars,bottom cm ²		28.57	
Tendon height ,cm.	14.17	3.33	15.22
Drape = 11.36 cm.			

Span # 3

	Left end	Mid span	Right end
Steel rebars,top cm ²	11.10		8.98
Steel rebars,bottom cm ²		10.09	
Tendon height ,cm.	15.22	3.54	11.59
Drape = 9.86 cm.			

----- SHEAR RESULT -----

TWO WAY SHEAR

Ratio > 1 require shear reinforcement

Stress must be less than maximum capacity (kg/cm²) = 22.61

Column	FACTORED ACTIONS <--- PUNCHING SHEAR STRESS (Kg/cm ²) --->						STRESS RATIO
	shear (T)	moment (T.m)	due to shear	due to moment	TOTAL	allow-able	
1	12.96	5.22	5.23	4.76	9.99	15.08	0.66
2	38.59	8.03	8.44	3.41	11.85	15.49	0.77
3	38.77	11.15	8.48	4.74	13.21	15.49	0.85
4	13.12	6.13	5.30	5.59	10.89	15.08	0.72
SUM	103.44						

* Check shear at face drop *

Stress must be less than maximum capacity (kg/cm²) = 22.61

Column	FACTORED ACTIONS <--- PUNCHING SHEAR STRESS (Kg/cm ²) --->						STRESS RATIO
	shear (T)	moment (T.m)	due to shear	due to moment	TOTAL	allow-able	
1	12.96	5.22	2.38	0.74	3.12	16.67	0.19
2	38.59	8.03	5.74	0.71	6.45	16.67	0.39
3	38.77	11.15	5.77	0.98	6.75	16.67	0.40
4	13.12	6.13	2.41	0.87	3.29	16.67	0.20

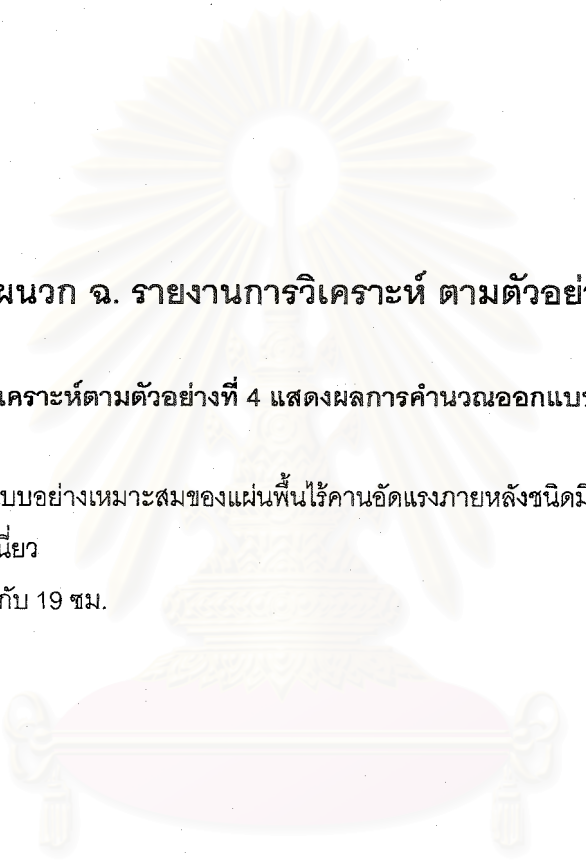
ONE WAY SHEAR

Span	Left (kg/cm ²)	Right (kg/cm ²)
1	1.40 (0.09)	1.82 (0.12)
2	2.35 (0.15)	2.39 (0.15)
3	1.80 (0.12)	1.42 (0.09)

----- COSTS REPORT -----

Concrete Cost	17.14	m ³ @ 1800.00	=	30,856.03
Tendon&Jacking Cost	156.97	kg @ 28.50	=	4,473.69
Anchorage Cost	11.29	item @ 56.00	=	632.00
Fix-end Cost	11.29	item @ 56.00	=	632.00
Bar chair Cost	202.58	m @ 4.80	=	972.37
Flexural Steel Cost	147.20	kg @ 17.00	=	2,502.38
Shear Steel Cost	.00	kg @ 17.00	=	.00
Duct&Grout Cost	202.58	m @ 18.00	=	3,646.39
Form work slab Cost	102.45	m ² @ 200.00	=	20,489.60
Form work drop Cost	6.60	m ² @ 250.00	=	1,650.00
Total	65,854			

----- End -----



ภาคผนวก จ. รายงานการวิเคราะห์ ตามตัวอย่างที่ 4

รายงานการวิเคราะห์ตามตัวอย่างที่ 4 แสดงผลการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม

- ผลการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสมของแผ่นพื้นไร้คานอัดแรงภายหลังชนิดมีแป้นรองรับหัวเสา
- ระบบพื้นไร้แรงยึดเหนี่ยว
- ความหนาเริ่มต้นเท่ากับ 19 ซม.

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

PROBLEM : Example 4

STEP_SIZE : 5 %

CYCLE	COST	CONV	THK	THK_2	P	NO. TENDON	ES	SH	FX	Mcr	DRAP
0	71112		0.19	0.24	174853	13.00	0	0	0	0	.111 .133 .111
1	66153	7.4963	0.162	0.233	180099	12.56	0	0	0	0	.105 .142 .099
2	64667.6	2.2967	0.157	0.226	171995	12.00	0	0	0	0	.102 .136 .111
3	63857.9	1.2680	0.152	0.228	164255	11.46	0	0	0	0	.105 .131 .110
4	63556.5	0.0474	0.152	0.23	156863	10.94	0	0	0	0	.105 .127 .108

STOP FOR SOLUTION NOT FEASIBLE

ANALYTIC OPTIONS

	LOWER BOUND	UPPER BOUND
THICKNESS ,m.	.05	.05
ECCENTRIC ,m.	.05	.05
JACKING FORCE ,RATIO	.5	1.5
,kg.	30000	30000

NUMERICAL FACTOR FOR REDUCED ALLOWABLE

ELASTIC STRESS (TENSION)	1
ULTIMATE SHEAR STRENGTH	1

LIMIT CONTROL

MAXIMUM CYCLES SIMPLEX	20
CONVERGENCE ,%	.05

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

REPORT SHEET

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING CHULALONGKORN UNIVERSITY

Project : Example 4 Engineer : Mr.Patarin Eamcium

Date : 28/09/02 Time : 7:36:40 AM

Filename :

----- SUMMARY -----

Stop at cycle	4
Elastic Stress	Pass.
Ultimate Shear Strength	Pass.
Ultimate Flexural Strength	Pass.
Flexural Strength > 1.2Mcr	Pass.
Check moment capacity	Pass.

----- SYSTEM -----

Flat slab	with drop panel
System	Unbonded
Frame type	Interior Frame Type
Analysis Optimum Options	
Optimum design.	YES
Change thickness.	YES
Shear Reinforced.	NO

----- MATERIAL PROPERTY -----

Slab Concrete Strength

At Transfer	,kg/cm ² .	200
At 28 Days	,kg/cm ² .	280

Column Concrete Strength

At Transfer	,kg/cm ² .	240
At 28 Days	,kg/cm ² .	350

Unit Weight of Concrete	,kg/m ³ .	2400
-------------------------	----------------------	------

Prestress Steel Data

Ultimate Strength	,kg/cm ² .	18730
Yield Strength	,kg/cm ² .	16850
Elastic Modulus	,kg/cm ² .	1970000
Each Strand Area	,mm ² .	98.71
* Jacking Force *	,kg.	156863
* Number Tendons *	,	10.9
Jacking Steel Stress	,kg/cm ² .	14526

Ratio jacking stress to ultimate strength	0.776
Min Top CGS of Tendon Cover ,cm.	2.5
Min Botom CGS of Tendon Cover ,cm.	2.5

Mild Steel Data

Yield Strength of Flexural Steel,kg/cm ² .	4000
Min Top CGS of Steel Cover ,cm.	2.5
Min Botom CGS of Steel Cover ,cm.	2.5

----- GEOMETRY -----

Number Span 3

Span (From Left)	Length (m.)
1	5.17
2	7.61
3	5.17

Left cantilever length	,m.	0
Right cantilever length	,m.	0
* Slab thickness *	,cm.	15.2
* Depth of drop panel *	,cm.	23.0
Bay width(L2) Interior	,m.	3.04
Bay width(L2) Exterior	,m.	3.04
Top column height	,m.	2.61
Bottom column height	,m.	2.61

Column dimensions

Column	Top column ,cm.		Bottom column	
	C1(Parl.)	C2(Perp.)	C1(Parl.)	C2(Perp.)
1	30.50	35.50	30.50	35.50
2	50.80	35.50	50.80	35.50
3	50.80	35.50	50.80	35.50
4	30.50	35.50	30.50	35.50

----- LOADING -----

Slab self weight	,kg/m ²	365
------------------	--------------------	-----

-Span # 1

Uniform superimposed load	,kg/m ²	73.7
Uniform live load	,kg/m ²	196
-Span # 2		
Uniform superimposed load	,kg/m ²	73.7
Uniform live load	,kg/m ²	196
-Span # 3		
Uniform superimposed load	,kg/m ²	73.7
Uniform live load	,kg/m ²	196

----- ALLOWABLE STRESSES -----

AT TRANSFER

Allowable compressive stress	= 120.00	ksc.
Permissible tensile stress	= -22.63	ksc.

AT WORKING

Allowable compressive stress At Column	= 84.00	ksc.
Allowable compressive stress At Midspan	= 126.00	ksc.
Permissible tensile stress	= -26.77	ksc.

Note

CL. = Center Line of Column

FC. = Face of Column

MPM. = Maximum Positive Moment

----- RESULT AT WORKING -----

Span # 1

Prestressing steel force = 125491 kg. Strand = 1.80 tendon/m.
 P/A = 13.56 Kg/cm² Balanced load (kg/m²) = 649
 Distance to Maximum Positive Moment from left, m. 5.17

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL+LL+BL ,t.m	0.10	0.28	0.34
Top stress ,ksc.	11.84 (0.14)	14.73 (0.12)	12.43 (0.15)
Bottom stress,ksc.	11.34 (0.14)	12.39 (0.10)	10.75 (0.13)
	At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL+SDL ,t.m	-2.65	-8.78	-8.78
LL ,t.m	-1.18	-3.92	-3.92
BL ,t.m	3.92	12.98	12.98
DL+SDL+LL+BL ,t.m	0.08	0.28	0.28
	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL ,t.m	-1.78	-8.78	-6.73

LL	,t.m	-0.79	-3.92	-3.00
BL	,t.m	2.68	12.98	10.07
DL+SDL+LL+BL	,t.m	0.10	0.28	0.34

Span # 2

Prestressing steel force = 125491 kg. Strand = 1.80 tendon/m.

P/A = 13.56 Kg/cm² Balanced load (kg/m²) = 362

Distance to Maximum Positive Moment from left , m. 3.80

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL+LL+BL ,t.m	-6.18	4.17	-6.18
Top stress ,ksc.	-3.67 (0.14)	31.31 (0.25)	-3.67 (0.14)
Bottom stress,ksc.	26.85 (0.32)	-4.19 (0.16)	26.85 (0.32)

	At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL+SDL ,t.m	-12.63	6.70	-12.63
LL ,t.m	-5.64	2.99	-5.64
BL ,t.m	10.41	-5.52	10.41
DL+SDL+LL+BL ,t.m	-7.86	4.17	-7.86

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL ,t.m	-10.05	6.70	-10.05
LL ,t.m	-4.49	2.99	-4.49
BL ,t.m	8.35	-5.52	8.35
DL+SDL+LL+BL ,t.m	-6.18	4.17	-6.18

Span # 3

Prestressing steel force = 125491 kg. Strand = 1.80 tendon/m.

P/A = 13.56 Kg/cm² Balanced load (kg/m²) = 667

Distance to Maximum Positive Moment from left , m. 0.04

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL+LL+BL ,t.m	0.62	0.62	0.18
Top stress ,ksc.	13.13 (0.16)	16.20 (0.13)	12.03 (0.14)
Bottom stress,ksc.	10.05 (0.12)	10.92 (0.09)	11.15 (0.13)

	At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL+SDL ,t.m	-8.78	-8.44	-2.65
LL ,t.m	-3.92	-3.77	-1.18
BL ,t.m	13.35	12.82	4.03
DL+SDL+LL+BL ,t.m	0.64	0.62	0.19

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
--	-------------	------	--------------

DL+SDL ,t.m	-6.73	-8.44	-1.78
LL ,t.m	-3.00	-3.77	-0.79
BL ,t.m	10.36	12.82	2.75
DL+SDL+LL+BL ,t.m	0.62	0.62	0.18

----- RESULT AT ULTIMATE -----

Span # 1

Distance to Maximum Positive Moment from left , m.	2.28		
	At FC. left	MPM.	At FC. right
1.4*(DL+SDL)+1.7*LL+ M2 @FC,t.m	9.80	23.00	3.50
Secondary Moment @CL ,t.m	13.64	15.58	18.03
Moment capacity 0.9Mn ,t.m	20.85 (0.48)	25.47 (0.90)	27.27 (0.12)

Span # 2

Distance to Maximum Positive Moment from left , m.	3.80		
	At FC. left	MPM.	At FC. right
1.4*(DL+SDL)+1.7*LL+ M2 @FC,t.m	-6.23	29.91	-6.23
Secondary Moment @CL ,t.m	15.46	15.46	15.46
Moment capacity 0.9Mn ,t.m	26.68 (0.23)	30.87 (0.97)	26.68 (0.23)

Span # 3

Distance to Maximum Positive Moment from left , m.	2.89		
	At FC. left	MPM.	At FC. right
1.4*(DL+SDL)+1.7*LL+ M2 @FC,t.m	3.87	23.22	9.91
Secondary Moment @CL ,t.m	18.40	15.80	13.75
Moment capacity 0.9Mn ,t.m	27.27 (0.13)	25.11 (0.92)	20.85 (0.48)

----- STEEL RESULTS -----

Span # 1

	Left end	Mid span	Right end
Steel rebars,top cm ²	8.91		11.01
Steel rebars,bottom cm ²		19.18	
Tendon height ,cm.	11.50	2.85	15.22
Drape = 10.50 cm.			

Span # 2

	Left end	Mid span	Right end
Steel rebars,top cm ²	11.01		11.01
Steel rebars,bottom cm ²		35.08	
Tendon height ,cm.	15.22	2.53	15.22
Drape = 12.69 cm.			

Span # 3

	Left end	Mid span	Right end
Steel rebars,top cm ²	11.01		8.91
Steel rebars,bottom cm ²		18.27	
Tendon height ,cm.	15.22	2.56	11.50
Drape = 10.80 cm.			

----- SHEAR RESULT -----

TWO WAY SHEAR

Ratio > 1 require shear reinforcement

Stress must be less than maximum capacity (kg/cm²) = 22.61

Column	FACTORED ACTIONS		PUNCHING SHEAR STRESS (Kg/cm ²)				allow-able	STRESS RATIO
	shear (T)	moment (T.m)	due to shear	due to moment	TOTAL			
1	13.18	6.25	5.38	5.79	11.17	15.08	0.74	
2	38.53	10.87	8.52	4.68	13.20	15.52	0.85	
3	38.48	11.24	8.51	4.84	13.35	15.52	0.86	
4	13.23	6.36	5.40	5.88	11.29	15.08	0.75	
SUM	103.44							

* Check shear at face drop *

Stress must be less than maximum capacity (kg/cm²) = 22.61

Column	FACTORED ACTIONS		PUNCHING SHEAR STRESS (Kg/cm ²)				allow-able	STRESS RATIO
	shear (T)	moment (T.m)	due to shear	due to moment	TOTAL			
1	13.18	6.25	2.42	0.89	3.31	16.69	0.20	
2	38.53	10.87	5.73	0.96	6.69	16.69	0.40	
3	38.48	11.24	5.73	0.99	6.71	16.69	0.40	
4	13.23	6.36	2.43	0.91	3.34	16.69	0.20	

ONE WAY SHEAR

Span	Left (kg/cm ²)	Right (kg/cm ²)
1	1.42 (0.09)	1.79 (0.12)
2	2.37 (0.15)	2.37 (0.15)
3	1.79 (0.12)	1.43 (0.09)

----- TENDONS STRESS REPORT -----

AT TRANSFER STAGE

Strand stress show in percent of jacking stress

(Loss included Friction , Wedge Set and Elastic Shortening)

Coefficient of angular friction (mu) /radian 0.1000

Coefficient of wobble friction (K) /m 0.0030

Mode of stressing Left end

Anchorage set ,mm 8.00

SPAN	Left end	Midspan	Right end
1	0.900	0.900	0.900
2	0.900	0.900	0.900
3	0.900	0.900	0.900

AT WORKING STAGE

(Loss included Creep , Shrinkage , Relaxation and loss at transfer)

SPAN	Left end	Midspan	Right end
1	0.800	0.800	0.800
2	0.800	0.800	0.800
3	0.800	0.800	0.800

----- COSTS REPORT -----

Concrete Cost 17.13 m³ @ 1800.00 = 30,832

Tendon&Jacking Cost 152.17 kg @ 28.50 = 4,337

Anchorage Cost 10.94 item @ 56.00 = 613

Fix-end Cost 10.94 item @ 56.00 = 613

Bar chair Cost 196.37 m @ 4.80 = 943

Flexural Steel Cost 169.38 kg @ 17.00 = 2,880

Shear Steel Cost .00 kg @ 17.00 = .00

Duct Cost 196.37 m @ 6.00 = 1,178

Form work slab Cost 102.45 m² @ 200.00 = 20,490

Form work drop Cost 6.60 m² @ 250.00 = 1,650

Total 63,535

----- End -----

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายภัทรินทร์ เขียมเขียม เกิดเมื่อวันที่ 28 กันยายน พ.ศ.2519 ที่จังหวัดนครศรีธรรมราช สำเร็จการศึกษาปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต จากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี ในปี พ.ศ.2542 (เกียรตินิยมอันดับ2) หลังจากนั้นได้เข้ารับการศึกษาระดับปริญญาโท สาขาวิศวกรรมโครงสร้าง ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีเดียวกัน



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย