

การคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดสำหรับพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังด้วยวิธีซิมเพล็กซ์



นาย อติพันธ์ ธีรานุพัฒน์

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

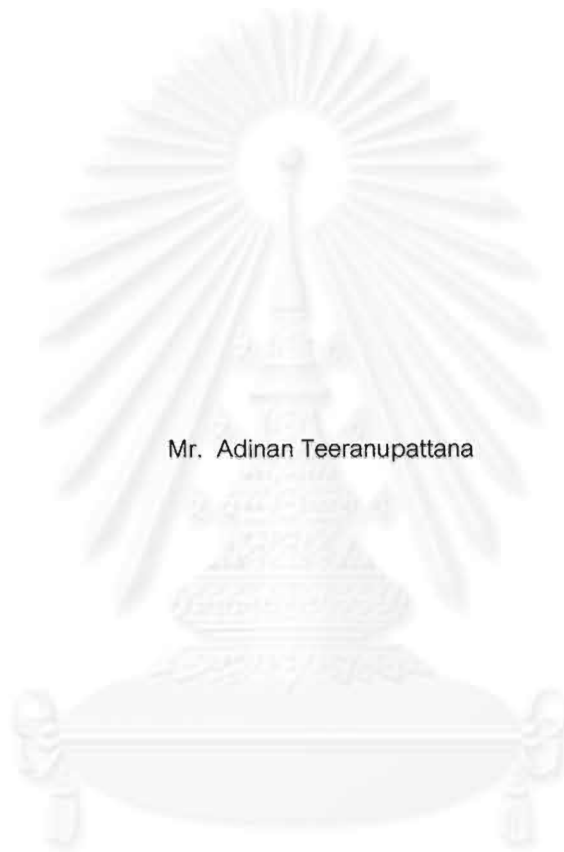
บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2542

ISBN 974-332-646-4

ลิขสิทธิ์ของบัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

OPTIMUM DESIGN OF POST-TENSIONED CONCRETE FLAT PLATES BY THE SIMPLEX METHOD



Mr. Adinan Teeranupattana

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

Department of Civil Engineering

Graduate School

Chulalongkorn University

Academic Year 1999

ISBN 974-332-646-4

อดิฉันท์ อีรานูพัฒนา : การคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดสำหรับพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลัง ด้วยวิธีซิมเพล็กซ์ (OPTIMUM DESIGN OF POST-TENSIONED CONCRETE FLAT PLATES BY THE SIMPLEX METHOD) อาจารย์ที่ปรึกษา ศาสตราจารย์ ดร. ทักษิณ เทพชาติศรี , 100 หน้า. ISBN 974-332-646-4.

งานวิจัยนี้ได้เสนอวิธีการออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดสำหรับพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลัง ซึ่งโครงสร้างประกอบด้วยเสาและแผ่นพื้นท้องเรียบ ไม่มีส่วนเพิ่มความหนาที่หัวเสา แต่มีการใช้เหล็กเสริมรับแรงเฉือน โครงสร้างจริงตามมิติจะถูกจำลองเป็นโครงสร้างสองมิติด้วยวิธีโครงสร้างข้อแข็งเทียบเท่า ส่วนการวิเคราะห์โครงสร้างข้อแข็งเทียบเท่าจะใช้วิธีการเปลี่ยนตำแหน่งร่วมกับการรวมสถิติเฟสโดยตรง

วิธีการคำนวณอย่างเหมาะสมจะใช้วิธีซิมเพล็กซ์ โดยมีราคาพื้นเป็นสมการเป้าหมาย การคำนวณจะเริ่มต้นจากคำตอบที่เป็นไปได้ก่อน จากนั้นจะสร้างสมการขอบเขต ซึ่งจะถูกเปลี่ยนจากแบบไร้เชิงเส้นไปเป็นแบบเชิงเส้น ด้วยอนุกรมลำดับที่หนึ่งและที่สองของ Taylor หลังจากนั้นโปรแกรมเชิงเส้นตรงจะทำการแก้ปัญหาซ้ำไปซ้ำมา จนกระทั่งได้คำตอบที่เหมาะสมเมื่อราคาพื้นมีการลู่เข้า ภายใต้เงื่อนไขที่กำหนดด้วยผลต่างของราคาพื้นสองรอบที่ติดกันน้อยกว่า 0.05% อย่างไรก็ตามขบวนการแก้ปัญหานี้อาจไม่เกิดการลู่เข้าสู่คำตอบที่เหมาะสมได้ เนื่องจากวิธีการเปลี่ยนสมการขอบเขตจากแบบไร้เชิงเส้นไปเป็นแบบเชิงเส้น ในกรณีเช่นนี้ คำตอบที่เหมาะสมจะได้แก่ราคาพื้นที่มีค่าต่ำที่สุดจากจำนวนผลลัพธ์ที่ได้จากการคำนวณทั้งหมด

การศึกษาพบว่า วิธีซิมเพล็กซ์สามารถนำมาใช้ในการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดสำหรับพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังได้เป็นอย่างดี และจากตัวอย่างที่ได้ทำการออกแบบอย่างเหมาะสมพบว่าอัตราส่วนของราคากระหว่งคอนกรีต:ระบบลวดอัดแรง:เหล็กเสริม สำหรับพื้นระบบไร้แรงยึดเหนี่ยวมีค่า 61:27:12 ส่วนพื้นระบบมีแรงยึดเหนี่ยวมีค่า 51:42:7 และในพื้นที่ระบบมีแรงยึดเหนี่ยวจะมีราคาแพงกว่าพื้นระบบไร้แรงยึดเหนี่ยวประมาณร้อยละ 18

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา
สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา
ปีการศึกษา 2542

ลายมือชื่อนิสิต อดิฉันท์ อีรานูพัฒนา
ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา
ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษาร่วม

4070493321 CIVIL ENGINEERING
: MAJOR
KEY WORD: OPTIMUM DESIGN / POST-TENSIONED FLAT PLATE / SIMPLEX METHOD

ADINAN TEERANUPATANA : OPTIMUM DESIGN OF POST-TENSIONED CONCRETE FLAT PLATES
BY THE SIMPLEX METHOD. THESIS ADVISOR : PROF. THAKSIN THEPCHATRI , Ph.D. 100 pp.
ISBN 974-332-646-4.

This research presents an optimum design method of post-tensioned concrete flat plates with shear reinforcement. The three dimensional structure is idealized into two dimensional one by the Equivalent Frame Method. The Displacement and Direct Stiffness Methods are employed in analyzing the equivalent frame.

The Simplex Method is used in the optimization process having the cost of flat plate 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 specifying the difference of the two consecutive values of cost to be less than 0.05%. However, it has been found that the solution may not converge due to the method used in the linearizing the constraints. In such case, the solution will be the minimum cost of flat plate selected from the total computation values.

From the study, it has been shown that the Simplex Method can be successfully used in optimizing a post-tensioned concrete flat plate. From the selective examples, it has been found that the cost ratio of concrete : prestressing system : rebar is 61:27:12 and 51:42:7 for unbonded and bonded prestressing systems respectively. In addition, the cost of slab with bonded prestressing system is about 18 percent higher than the one with unbonded prestressing system.

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

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

ลายมือชื่อนิสิต.....อดิโนห์ อีรางพัฒนา
ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา.....
ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษาร่วม.....



กิตติกรรมประกาศ

ในการทำวิทยานิพนธ์นี้ ผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณอาจารย์ที่ปรึกษา ศาสตราจารย์ ดร. ทักษิณ เทพชาตรี ที่ได้ให้ความรู้และคำแนะนำที่เป็นประโยชน์อย่างยิ่ง ตลอดจนได้กรุณาตรวจสอบและแก้ไขข้อบกพร่องจนวิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงไปอย่างสมบูรณ์

นอกจากนี้ผู้เขียนยังขอกราบขอบพระคุณ ศาสตราจารย์ ดร. ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์ และ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. บุญไชย สถิตมั่นในธรรม ซึ่งเป็นคณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ที่ได้กรุณาตรวจสอบและให้คำแนะนำที่เป็นประโยชน์ อันจะทำให้วิทยานิพนธ์นี้มีความสมบูรณ์ยิ่งขึ้น

ท้ายสุดนี้ คุณประโยชน์อันพึงจะได้รับจากวิทยานิพนธ์นี้ ผู้เขียนขอมอบให้แก่ บิดา มารดา และ ครูบาอาจารย์ทุกท่าน

อดิพนธ์ ธีรานุพัฒน์

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญ

บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง	
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ	
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ	
สารบัญ.....	ช	
สารบัญตาราง.....	ฅ	
สารบัญรูป.....	ญ	
สัญลักษณ์.....	ฐ	
บทที่ 1	บทนำ.....	1
1.1	ความนำ.....	1
1.2	งานวิจัยที่ผ่านมา.....	2
1.3	งานที่ทำในงานวิจัยนี้.....	3
1.4	วัตถุประสงค์.....	3
1.5	ขั้นตอนและวิธีการวิจัย.....	4
1.6	ขอบเขตการวิจัย.....	4
บทที่ 2	ทฤษฎี และแนวคิด.....	5
2.1	ความนำ.....	5
2.2	ทฤษฎีเบื้องต้น.....	5
2.2.1	สภาวะการรับน้ำหนักของแผ่นพื้น.....	5
2.2.2	พิกัดหน่วยแรงของคอนกรีตและลวดอัดแรง.....	6
2.2.3	หน่วยแรงดัดอิลาสติก.....	6
2.2.4	เหล็กเสริมยึดเหนี่ยวปริมาณน้อยสุด.....	7
2.2.5	กำลังรับแรงดัดประลัยของคอนกรีต.....	7
2.2.6	กำลังรับแรงเฉือนประลัยของคอนกรีต.....	9
2.2.7	ค่าการแอนตัวของคอนกรีต.....	13
2.2.8	ค่าการสูญเสียแรงอัดในพื้นที่คอนกรีตอัดแรง.....	13
2.3	สมมูลน้ำหนักบรรทุก.....	18
2.4	ทฤษฎีโครงสร้างเชิงเทียบเท่า.....	20
2.5	การวิเคราะห์โครงสร้าง.....	25
2.5.1	การคำนวณสติเฟนส.....	25
2.5.2	การคำนวณโมเมนต์ยึดปลาย.....	27

2.6	สมการเป้าหมาย.....	28
2.7	อสมการขอบเขต.....	29
2.8	การตรวจสอบการลู่ออกของคำตอบ.....	44
2.9	ลักษณะการลู่ออกของคำตอบและการเลือกคำตอบ.....	45
บทที่ 3	ขั้นตอน และวิธีการวิจัย.....	46
3.1	ความนำ.....	46
3.2	องค์ประกอบของการคำนวณในโปรแกรมคอมพิวเตอร์.....	46
	ก. ขั้นตอนก่อนการประมวลผล.....	47
	ข. ขั้นตอนการประมวลผล.....	47
	ค. ขั้นตอนหลังการประมวลผล.....	48
บทที่ 4	ตัวอย่างการวิเคราะห์ และเปรียบเทียบผล.....	50
4.1	ความนำ.....	50
4.2	รายงานการวิเคราะห์ และเปรียบเทียบผลตัวอย่างที่ 1.....	51
4.3	รายงานการวิเคราะห์ และเปรียบเทียบผลตัวอย่างที่ 2.....	54
4.4	รายงานการวิเคราะห์ และเปรียบเทียบผลตัวอย่างที่ 3.....	55
บทที่ 5	สรุปผล และข้อเสนอแนะ.....	58
5.1	สรุปผล.....	58
5.2	ข้อเสนอแนะ.....	59
	รายการอ้างอิง.....	60
	ภาคผนวก.....	62
	ก. การหาผลลัพธ์ด้วยโปรแกรมเชิงเส้นตรงโดยวิธีซิมเพล็กซ์.....	63
	ข. ตัวอย่างการคำนวณปัญหาไร่เชิงเส้นด้วยวิธีการเปลี่ยนระบบสมการให้เป็นแบบเชิงเส้น.....	68
	ค. รายงานการวิเคราะห์.....	70
	ค.1 รายงานการวิเคราะห์ ตามตัวอย่างที่ 1.....	70
	ค.2 รายงานการวิเคราะห์ ตามตัวอย่างที่ 2.....	75
	ค.3 รายงานการวิเคราะห์ ตามตัวอย่างที่ 3.1.....	84
	รายงานการวิเคราะห์ ตามตัวอย่างที่ 3.2.....	92
	ประวัติผู้เขียน.....	100

สารบัญตาราง

ตารางที่ 2.2.8.1	ค่าสัมประสิทธิ์วอบเบิลและสัมประสิทธิ์ความถี่.....	14
ตารางที่ 2.2.8.2	ค่าสัมประสิทธิ์การหดตัวของคอนกรีต (K_{sh}).....	16
ตารางที่ 2.2.8.3	ค่าคงที่ของการคลายแรงดึงของลวดอัดแรง (K_{pe} , J).....	16
ตารางที่ 2.2.8.4	ค่าคงที่ของหน่วยแรงการหย่อนตัว (C).....	17
ตารางที่ 2.8.1	แสดงค่าขอบเขตที่ยอมให้กับจำนวนนัยสำคัญของคำตอบ.....	44
ตารางที่ 4.1 ก	เปรียบเทียบผลของโมเมนต์ที่ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้างในตัวอย่างที่ 1....	52
ตารางที่ 4.1 ข	เปรียบเทียบผลที่ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้างในตัวอย่างที่ 1.....	53
ตารางที่ 4.2	เปรียบเทียบผลการคำนวณตามตัวอย่างที่ 1 และตัวอย่างที่ 2.....	54
ตารางที่ 4.3	เปรียบเทียบผลการคำนวณตามตัวอย่างที่ 3.....	55
ตารางที่ 4.4	ราคาที่คิดต่อตารางเมตรตามตัวอย่างที่ 3.1 (ไร้แรงยึดเหนี่ยว).....	56
ตารางที่ 4.5	ราคาที่คิดต่อตารางเมตรตามตัวอย่างที่ 3.2 (มีแรงยึดเหนี่ยว).....	56



สารบัญรูป

รูปที่ 2.2.6.1 ก	แสดงค่า b_1, b_2, A_c, J, c ของเสาภายใน	11
รูปที่ 2.2.6.1 ข	แสดงค่า b_1, b_2, A_c, J, c ของเสามุม	11
รูปที่ 2.2.6.1 ค	แสดงค่า b_1, b_2, A_c, J, c ของเสาขอบแรงดัดขนานขอบ.....	12
รูปที่ 2.2.6.1 ง	แสดงค่า b_1, b_2, A_c, J, c ของเสาขอบแรงดัดตั้งฉากขอบ.....	12
รูปที่ 2.3.1	ชิ้นส่วนของลวดอัดแรง.....	18
รูปที่ 2.3.2	ลักษณะลวดอัดแรงแบบโค้งพาราโบลา.....	19
รูปที่ 2.4.1	คำนิยามของโครงข้อแข็งเทียบเท่า.....	20
รูปที่ 2.4.1.1	หน้าตัดของพื้นที่ใช้คำนวณหาสติเฟเนส.....	21
รูปที่ 2.4.2.1	แสดงรูปตั้งและหน้าตัดของเสา.....	23
รูปที่ 2.4.3.1	หน้าตัดเสาเพื่อใช้คำนวณหาสติเฟเนส.....	24
รูปที่ 2.5.1.1	แสดงชิ้นส่วนพื้นที่ตัดมาพิจารณา.....	25
รูปที่ 2.5.1.2	แสดงโครงสร้างพื้นที่ใช้ในการคำนวณเฟล็กชิบิลิตี้.....	26
รูปที่ 2.5.2.1	แสดงโครงสร้างที่ใช้ในการคำนวณโมเมนต์ยึดปลาย.....	27
รูปที่ 3.1	แสดงการทำงานของโปรแกรมคอมพิวเตอร์ในการวิจัย.....	49
รูปที่ 4.1	แสดงรูปแปลงและรูปตัดของพื้นที่คอนกรีตอัดแรงไว้คาน.....	51

สัญลักษณ์

a	ความลึกของบล็อกหน่วยแรงรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าเทียบเท่า
A_c	พื้นที่รับแรงเฉือน
A_{conc}	พื้นที่ทั้งหมดพื้นคอนกรีต
A_{ps}	พื้นที่หน้าตัดของลวดอัดแรงในกลุ่มแรงดึง
A_{st}	พื้นที่ในแต่ละจุดที่เสริมเหล็กเสริม
b_o	เส้นรอบรูปของหน้าตัดวิกฤตรับแรงเฉือนที่ระยะ $d/2$ จากหน้าเสา
B	ความกว้างของผิวหน้ารับแรงอัดเนื่องจากแรงดัด
B_{xy}	ค่าคงที่ใช้ในการเปลี่ยนความสัมพันธ์จากไร่เชิงเส้นเป็นเชิงเส้น
c	ระยะจากจุดศูนย์กลางของหน้าตัดวิกฤตรับแรงเฉือน ไปยังของไกลสุด ในทิศทางที่ถ่ายโมเมนต์
C	ค่าคงที่ของหน่วยแรงการหย่อนตัว
Cr	ค่าคงที่ของการคืบ
C_1	ความกว้างของหน้าเสา
C_{anch}	ราคารวมค่าวัสดุและค่าแรงต่อชุดลิ่มสมอตั้ง
C_{be}	ราคารวมค่าวัสดุและค่าแรงของชุดขาตั้งลวดอัดแรงต่อความยาว
C_{conc}	ราคารวมค่าวัสดุและค่าแรงต่อปริมาณคอนกรีต
C_{duct}	ราคารวมค่าวัสดุและค่าแรงต่อความยาววัสดุห่อหุ้มลวดอัดแรง
C_{fix}	ราคารวมค่าวัสดุและค่าแรงต่อชุดของสมอยึดปลาย
C_{gr}	ราคารวมค่าวัสดุและค่าแรงต่อความยาวของวัสดุยึดเหนี่ยวลวดอัดแรง
C_k	ค่าคงที่เพื่อเปลี่ยนความยาวของลวดเป็นน้ำหนัก
C_p	ราคาค่าแรงของแรงดึงลวดอัดแรงต่อน้ำหนักของลวดอัดแรง
C_{st}	ราคารวมค่าวัสดุและค่าแรงต่อปริมาณของเหล็กเสริม
C_{ten}	ราคารวมค่าวัสดุและค่าแรงต่อน้ำหนักของลวดอัดแรง
C_{total}	ราคาทั้งหมดของพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังในทิศทางที่พิจารณา
d	ความลึกประสิทธิภาพของหน้าตัด
d_p	ระยะจากผิวนอกซึ่งรับแรงอัดจนถึงจุดศูนย์กลางของลวดอัดแรง
D	ระยะจากผิวนอกซึ่งรับแรงอัดจนถึงจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมรับแรงดึง
e_1	ตำแหน่งลวดอัดแรงที่ด้านซ้ายของช่วงพื้นวัดจากผิวล่าง
e_2	ตำแหน่งลวดอัดแรงที่กึ่งกลางของช่วงพื้นวัดจากผิวล่าง
e_3	ตำแหน่งลวดอัดแรงที่ด้านขวาของช่วงพื้นวัดจากผิวล่าง
E_c	โมดูลัสยืดหยุ่นของเสา
E_s	โมดูลัสยืดหยุ่นของพื้น

$f_{AA}, f_{AB}, f_{BA}, f_{BB}$	ค่าเฟล็กซิบิลิตี (Flexibility)
$f_{c'}$	กำลังอัดประลัยของคอนกรีตขณะถ่ายแรงในคอนกรีต
f_c'	กำลังอัดประลัยของคอนกรีตเมื่ออายุ 28 วัน
$f_{c_{ds}}$	หน่วยแรงในคอนกรีตที่จุดศูนย์ถ่วงของลวดอัดแรงเนื่องจากน้ำหนักคงที่ เพิ่มส่วนหลังจากการอัดแรง
f_{cpa}	หน่วยแรงอัดเฉลี่ยในคอนกรีตภายหลังการอัดแรง
f_{cpi}	หน่วยแรงในคอนกรีตที่จุดศูนย์ถ่วงของลวดอัดแรง เนื่องจากการอัดแรง
f_{cir}	$f_{cpi} - f_g$
f_g	หน่วยแรงในคอนกรีตที่จุดศูนย์ถ่วงของลวดอัดแรง เนื่องจากน้ำหนัก บรรทุกคงที่ของโครงสร้างภายหลังการอัดแรง
f_{pc}	หน่วยแรงอัดในคอนกรีตหลังจากหักค่าสูญเสียแรงอัด
f_{ps}	หน่วยแรงตั้งระบุในลวดอัดแรง (Nominal Strength)
f_{pu}	กำลังดึงประลัยของลวดอัดแรง
f_{py}	กำลังดึงครากของลวดอัดแรง
f_y	กำลังดึงประลัยของเหล็กเสริมธรรมดา
G_{xy}	ค่าคงที่ใช้ในการเปลี่ยนความสัมพันธ์จากรั้วเชิงเส้นเป็นเชิงเส้น
h	ความหนาแผ่นพื้น
H_{xy}	ค่าคงที่ใช้ในการเปลี่ยนความสัมพันธ์จากรั้วเชิงเส้นเป็นเชิงเส้น
J	ค่าคงที่ของการคลายแรงดึงของลวดอัดแรง
k	สัมประสิทธิ์วอเบิล
K_c	สติเฟเนสเนื่องจากการตัดของเสา
K_{ec}	สติเฟเนสของเสาเทียบเท่า
K_{re}	ค่าคงที่ของการคลายแรงดึงของลวดอัดแรง
K_s	สติเฟเนสของแผ่นพื้นเทียบเท่า
K_{sh}	ค่าสัมประสิทธิ์การหดตัวของคอนกรีต
K_t	สติเฟเนสของชิ้นส่วนที่รับแรงบิด
l	ความยาวช่วงเสาในทิศทางขนานกับทิศทางของการเสริมเหล็ก
L_1	ความยาวระหว่างศูนย์กลางเสา
L_c	ความสูงของเสาวัดจากกึ่งกลางพื้น
L_p	ความยาวของลวดอัดแรงในแต่ละช่วงพื้น
L_{st}	ความยาวในแต่ละจุดที่เสริมเหล็กเสริม
M_A, M_B	ค่าโมเมนต์ยึดปลายที่ปลาย A และ ปลาย B ตามลำดับ
$m_{n \times x}$	สัมประสิทธิ์ของโมเมนต์ที่ตำแหน่ง x เนื่องจากสภาพการรับน้ำหนัก กระจายสม่ำเสมอเท่ากับ หนึ่งหน่วย บนช่วงพื้น n
M_u	โมเมนต์ไม่สมดุลที่ต้องถ่ายเข้าเสา

N	จำนวนนัยสำคัญของคำตอบที่ต้องการ
N_{anch}	จำนวนลิมิตสมอตั้ง
N_{fix}	จำนวนสมอยึดปลาย
N_{ten}	จำนวนลวดอัดแรง
P_i	แรงดึงในลวดอัดแรงขณะดึง
P_p	แรงของลวดอัดแรงทั้งหมด
RH	ค่าความชื้นสัมพัทธ์
T_0	แรงดึงในลวดอัดแรงที่สมอยึด
T_x	แรงดึงในลวดอัดแรงที่ระยะ x
T_{XY}	ค่าคงที่ใช้ในการเปลี่ยนความสัมพันธ์จากไร้เชิงเส้นเป็นเชิงเส้น
v_u	หน่วยแรงเฉือนเพิ่มส่วนออกแบบ
V/S	อัตราส่วนปริมาตรต่อพื้นที่ผิว
V_p	แรงประสิทธิผลจากลวดอัดแรงที่หน้าตัดวิกฤติ
V_u	แรงเฉือนเพิ่มส่วนที่หน้าตัด
y	ระยะจากแกนสะเทินถึงผิวคอนกรีต
α	มุมที่เปลี่ยนไปของลวดอัดแรง
α_i	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. แต่ไม่น้อยกว่า 0.65
ϵ_s	ขอบเขตที่ยอมให้
γ_p	ตัวคูณที่คำนึงถึงระดับกำลังครากของเหล็กเสริมอัดแรง
γ_v	สัดส่วนของโมเมนต์ไม่สมดุลซึ่งถ่ายโดยแรงเฉือนที่รอยต่อของเสาและแผ่นพื้น
μ	สัมประสิทธิ์ความฝืด
θ'_A, θ'_B	มุมที่เกิดขึ้นในโครงสร้างพื้นฐาน (คานช่วงเดียว) ของชิ้นส่วนส่วนที่มีโมเมนต์อินเนอร์เซียต่างกันสำหรับสภาพน้ำหนักที่กำหนดให้ ที่ปลาย A และ ปลาย B ตามลำดับ
ρ	อัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงดึงต่อพื้นที่หน้าตัด
ρ'	อัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงอัดต่อพื้นที่หน้าตัด
ρ_o	อัตราส่วนลวดอัดแรงต่อพื้นที่หน้าตัด
σ	หน่วยแรงทั้งหมด

σ_a	หน่วยแรงอัดเฉลี่ย
σ_b	หน่วยแรงจากสมดุลงน้ำหนักบรรทุก
σ_{cr}	หน่วยแรงดึงแตกร้าว
σ_{dl}	หน่วยแรงจากน้ำหนักบรรทุกคงที่
σ_{ll}	หน่วยแรงจากน้ำหนักบรรทุกจร



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 1

บทนำ



1.1 ความนำ

โครงสร้างแผ่นพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลัง (Post-Tensioned Flat Plate) เป็นลักษณะของแผ่นพื้นท้องเรียบที่รองรับโดยเสา ไม่มีแป้นหัวเสา (Column Capital) หรือส่วนเพิ่มความหนาที่หัวเสา (Drop Panel) และทำการอัดแรงกับพื้นคอนกรีต เพื่อช่วยลดหน่วยแรงภายในพื้นคอนกรีต ซึ่งปัจจุบันพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลัง ได้รับความนิยมสูงมาก เนื่องจากได้เปรียบกว่าระบบพื้นอื่นๆ โดยเฉพาะช่วงความยาวมากๆ ถึง 8 - 10 เมตร ความสูงระหว่างชั้น ความง่ายในการก่อสร้าง โดยเฉพาะเรื่องไม้แบบ และการจัดวางเหล็กเสริม ทำให้การก่อสร้างได้รวดเร็ว แต่การออกแบบโดยทั่วไปมักไม่ได้คำนึงถึงราคาควบคู่ไปกับการวิเคราะห์ ที่เกิดการเปลี่ยนแปลงของโครงสร้าง เช่นมีการเปลี่ยนแปลงขนาดความหนาของพื้นคอนกรีต การเปลี่ยนแปลงของแรงจากลวดอัดแรง ทำให้ปริมาณคอนกรีตและเหล็กเสริมธรรมดาในพื้นคอนกรีตมีการเปลี่ยนแปลง ซึ่งการคำนวณด้านราคาเปรียบเทียบกับค่าความหนาพื้นคอนกรีต และแรงจากลวดอัดแรงกับเหล็กเสริมธรรมดาว่าปริมาณใดจึงจะทำให้ราคาเหมาะสมที่สุดเป็นการเสียเวลา เนื่องจากต้องทำการคำนวณลองถูกลองผิดหลายๆ ครั้ง และผลลัพธ์ที่ได้อาจจะยังไม่ใช่ค่าที่เหมาะสมที่สุด การวิจัยนี้จึงเป็นการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างของแผ่นพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลัง โดยให้ได้ขนาดของชิ้นส่วนของโครงสร้างเป็นไปอย่างประหยัดทั้งวัสดุและค่าแรงที่สุด เพื่อเป็นการลดราคาค่าก่อสร้าง โดยที่โครงสร้างสามารถรับแรงและยังใช้ประโยชน์ใช้สอยได้อย่างปลอดภัย

สำหรับการวิจัยครั้งนี้ได้นำตัวแปรด้านราคา ของโครงสร้างพื้นคอนกรีตมาพิจารณา เช่น ความหนาของพื้นคอนกรีต ปริมาณลวดอัดแรง จำนวนเหล็กเสริมธรรมดา เป็นต้น เพื่อให้การออกแบบเป็นไปอย่างเหมาะสมที่สุด

1.2 งานวิจัยที่ผ่านมา

การศึกษาพฤติกรรมและการออกแบบพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงกายอย่างเหมาะสม ได้มีการศึกษาทางวิจัยและบทความก่อนหน้าดังนี้

ปี ค.ศ. 1963 Rozvany และ Hampson เสนอวิธีการออกแบบที่ประหยัดสำหรับการออกแบบพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรง โดยใช้การแก้ปัญหาลากรองจ์ (Lagrange) ภายใต้สมการควบคุมการออกแบบพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงมีความหนาแน่นน้อยที่สุด รวมทั้งจำนวนลวดอัดแรงที่น้อยที่สุดด้วย

ปี ค.ศ. 1970 Wang ได้ให้แนวความคิดเกี่ยวกับการออกแบบให้เหมาะสมที่สุด โดยการพิจารณาถึงแรงจากลวดที่น้อยที่สุด ภายใต้หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ในหน้าตัดควบคุม โดยการใช้วิธีน้ำหนักสมดุล และวิธีการลองถูกลองผิด (Trial and Error)

ปี ค.ศ. 1973 Uri Kirsch ได้เสนอการออกแบบที่เหมาะสมที่สุด โดยการเปลี่ยนรูปสมการควบคุมซึ่งอยู่ในรูปสมการที่ไม่เป็นเชิงเส้น ได้เปลี่ยนให้อยู่ในรูปที่สมการเชิงเส้นใกล้เคียงกับสมการที่ไม่เป็นเชิงเส้นเดิม เพื่อให้ง่ายต่อการแก้สมการ และได้นำราคาของคอนกรีตและลวดอัดแรง ซึ่งสมมติฐานว่าเป็นปัจจัยสำคัญต่อราคามาเป็นสมการหลัก (Objective Function) ในการพิจารณา

ปี ค.ศ. 1977 Rajagopalan ได้เสนอแนวความคิดของการออกแบบให้ได้น้ำหนักน้อยที่สุดเป็นสมการควบคุม 4 สมการ ในรูปตัวแปรของความหนาคอนกรีตและแรงจากลวดอัดแรงและได้นำราคาของความหนาคอนกรีตและแรงจากลวดอัดแรง มาเป็นสมการหลัก (Objective Function) ในการพิจารณา โดยอาศัยการแก้สมการเทคนิคของลากรองจ์ (Lagrange Multiplier Technique) และได้สรุปว่าโดยทั่วไปการออกแบบที่ประหยัดที่สุดมักขึ้นอยู่กับกรอกแบบน้ำหนักของโครงสร้างที่น้อยที่สุด

ปี ค.ศ. 1980 Loov ได้เสนอวิธีลดความยุ่งยากทางคณิตศาสตร์เนื่องจากการแก้สมการ Optimization โดยตรง เป็นการลดตัวแปรในสมการลงมา โดยแทนค่าที่เป็นไปได้เข้ามาในสมการ แต่ผลที่ได้ใกล้เคียงกับความเป็นจริงที่สุด และเห็นได้ชัดเจนจากการสังเกต โดยการนำราคาเป็นสมการหลัก (Objective Function) ในการพิจารณา และในการหาค่าแรงจากลวดอัดแรงที่เหมาะสมจากค่าแรงจากลวดอัดแรง 2 ค่า คือค่าแรงจากลวดอัดแรงที่น้อยที่สุดและค่าแรงจากลวดอัดแรงที่มากที่สุด ในค่าขอบเขตเป็นไปได้ที่จะทำให้ราคาของโครงสร้างประหยัดที่สุด ซึ่งผลก็จะได้อายุการใช้งานของพื้นคอนกรีตและแรงจากลวดอัดแรงที่เหมาะสม และในจุดที่ประหยัดที่สุดด้วย

ปี ค.ศ. 1996 วินัย สังหิตกุล ได้เสนอการคำนวณออกแบบโดยลดความยุ่งยากทางคณิตศาสตร์โดยเริ่มจากค่าความหนาของพื้นคอนกรีตที่น้อยที่สุด ที่สามารถรับน้ำหนักการออกแบบได้อย่างปลอดภัย และพิจารณาถึงขอบเขตความน่าจะเป็นของแรงประสิทธิผลจากลวดอัดแรงจากแรงประสิทธิผลที่น้อยที่สุด โดย

พิจารณาจากหน่วยแรงที่เกิดในหน้าตัดไม่เกินหน่วยแรงที่ยอมให้ และแรงประสิทธิผลที่มากที่สุด นำมาสร้างสมการความสัมพันธ์ระหว่างแรงประสิทธิผลกับราคา หากจุดราคาต่ำสุด ทำซ้ำวิธีดังกล่าวโดยเพิ่มความหนาครั้งละ 0.5 เซนติเมตร การออกแบบอย่างเหมาะสมจะได้แก่การออกแบบที่ความหนาของพื้นคอนกรีตที่ทำให้ราคาเพิ่มขึ้น

1.3 งานที่ทำในงานวิจัย

สำหรับการวิจัยในครั้งนี้ได้นำตัวแปรด้านราคามาใช้เป็นสมการหลักในการพิจารณา ทำให้การคำนวณและออกแบบเหมาะสมที่สุด เพื่อให้ได้ความหนาของพื้นคอนกรีต ปริมาณแรงประสิทธิผลของลวดอัดแรง จำนวนเหล็กเสริมธรรมดาที่เหมาะสม

การวิจัยจะแยกการวิเคราะห์โครงสร้างกับการออกแบบที่เหมาะสมออกจากกันโดยเริ่มจากการหาความหนาที่สามารถรับน้ำหนักการออกแบบได้อย่างปลอดภัย จากการพิจารณาหน่วยแรงที่เกิดขึ้น ว่ามีความเหมาะสมกับหน้าตัดเท่าใด ที่จะทำให้อายุการใช้งานอยู่ในหน่วยแรงที่ยอมให้ ในกรณีที่หน่วยแรงเกินหน่วยแรงที่ยอมให้ ก็จะทำกรปรับหน้าตัดใหม่และทำการวิเคราะห์โครงสร้าง ทำซ้ำจนหน่วยแรงอยู่ในหน่วยแรงที่ยอมให้ ผลลัพธ์ที่ได้จะใช้เป็นจุดเริ่มต้นของการคำนวณและออกแบบเหมาะสม หลังจากนั้นจะใช้ วิธีแก้สมการทางคณิตศาสตร์ด้วยโปรแกรมเชิงเส้นโดยวิธีซิมเพล็กซ์ (Simplex Method) จะทำการสร้างสมการเป้าหมายและอสมการขอบเขต ในกรณีที่ความสัมพันธ์ไม่เป็นเชิงเส้นจะทำการประมาณให้เป็นเชิงเส้น โดยใช้ค่าขอบเขตบนและล่างที่ตั้งขึ้น โดยมีสมมุติฐานว่า ค่าขอบเขตบนและล่างต่างกันไม่มากนัก เพื่อให้ความสัมพันธ์ในจากการวิเคราะห์ขณะนี้ กับความสัมพันธ์ในการวิเคราะห์ครั้งถัดไป ไม่เปลี่ยนแปลงมากเกินไป เป็นตัวกำหนดจนสามารถสร้างสมการเชิงเส้นได้ ผลลัพธ์จากโปรแกรมเชิงเส้นจะกลับไปวิเคราะห์โครงสร้าง เพื่อให้ได้แรงภายในใหม่ ทำซ้ำจนหน้าตัดไม่เปลี่ยนแปลงมากนัก ผลลัพธ์จะเป็นจุดที่โครงสร้างมีความเหมาะสมที่สุดตามเงื่อนไขที่ตั้งขึ้น

1.4 วัตถุประสงค์

การวิจัยในครั้งนี้มีวัตถุประสงค์ดังต่อไปนี้

1. ศึกษาวิธีการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสมโดยใช้โปรแกรมเชิงเส้นด้วยวิธีซิมเพล็กซ์ (Simplex Method)
2. พัฒนาโปรแกรมคอมพิวเตอร์ใช้ในการวิเคราะห์ เพื่อลดเวลาในการวิเคราะห์
3. ศึกษาและเปรียบเทียบผลจากที่วิเคราะห์ได้ กับตัวอย่างอื่นเพื่อตรวจสอบความถูกต้อง
4. เสนอแนะหลักการวิเคราะห์สำหรับใช้ในขั้นต่อไป

1.5 ขั้นตอนและวิธีการวิจัย

การวิจัยนี้มีเป้าหมายที่จะพัฒนาโปรแกรมคอมพิวเตอร์สำหรับการวิเคราะห์และออกแบบพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังอย่างเหมาะสมที่สุด โดยมีขั้นตอนของการวิจัยดังนี้

1. ศึกษาวิธีการวิเคราะห์การสั่นพ้อง สวมการในการออกแบบโครงสร้างของชิ้นส่วนเสาและพื้น โดยวิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่า (Equivalent Frame) เพื่อให้ในการวิเคราะห์หาแรงประสิทธิภาพจากลวดอัดแรงโดยวิธีของการสมดุลน้ำหนักบรรทุก (Load Balancing) และคำนวณเหล็กเสริมที่ได้หลังจากการอัดแรงจากลวดอัดแรง
2. ศึกษาการออกแบบแผ่นพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลัง ตามหน่วยแรงที่ยอมให้และข้อกำหนดของมาตรฐาน ACI-1995
3. ศึกษาความสัมพันธ์ของตัวแปรที่เป็นปัจจัยหลักต่อราคาโครงสร้าง ได้แก่ ความหนาของพื้นคอนกรีตแรงประสิทธิภาพจากลวดอัดแรง เหล็กเสริมธรรมดา เพื่อที่จะคำนวณและออกแบบอย่างเหมาะสม (Optimum Design) ของแผ่นพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลัง
4. พัฒนาโปรแกรมคอมพิวเตอร์จากการศึกษาข้างต้น
5. เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ที่ได้ จากโปรแกรมที่วิจัย ในกรณีที่ไม่ใช้การคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม และใช้การคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม กับตัวอย่างอื่นๆ ทวีป เพื่อตรวจสอบความถูกต้องของโปรแกรมวิจัย

1.6 ขอบเขตการวิจัย

ขอบเขตการวิจัยและสมมุติฐานที่ใช้ในการวิจัยครั้งนี้มีดังต่อไปนี้

1. ระบบพื้นเป็นพื้นคอนกรีตไร้คาน ที่มีความหนาคงที่ตลอด เป็นระบบพื้นอัดแรงภายหลัง แบบยึดเหนี่ยวและไร้แรงยึดเหนี่ยว
2. พิจารณาเฉพาะน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง (Gravity Load) เท่านั้น
3. พิจารณาใช้เหล็กเสริมปลอก เป็นหน้าตัดรับแรงเฉือน
4. พิจารณาให้คอนกรีตอัดแรงที่ยอมให้ มีหน่วยแรงดึงเกิดขึ้น แต่ไม่มีการแตกร้าวภายใต้น้ำหนักบรรทุกใช้งาน
5. พิจารณาการวางลวด แบบโค้งพาราโบลาเดี่ยว (Simple Parabola) ในแต่ละช่วงพื้นเท่านั้น ไม่พิจารณาการโค้งกลับของพาราโบลา (Reversed Parabola) ที่บริเวณหัวเสา
6. ไม่พิจารณาผลของการอัดแรงพิเศษภายในช่วงพื้น (Extra Prestress)

บทที่ 2

ทฤษฎี และแนวคิด

2.1 ความนำ

การศึกษาคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสมสำหรับแผ่นพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังมีวิธีการวิจัยดังนี้ ศึกษาทฤษฎีการออกแบบสำหรับแผ่นพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลัง ประกอบกับการศึกษาวิธีแก้ปัญหาคณิตศาสตร์เชิงเส้นตรงโดยวิธีซิมเพล็กซ์ (Simplex Method) เพื่อใช้เป็นเครื่องมือในการหาจุดที่เหมาะสมจากการสร้างอสมการขอบเขตจากสภาวะต่างๆ ร่วมกับการใช้สมการเป้าหมายของราคา ผลลัพธ์ที่ได้จะนำไปสู่ค่าที่เหมาะสมโดยทำให้ราคาต่ำสุดตามเงื่อนไขที่กำหนด

2.2 ทฤษฎีเบื้องต้น

2.2.1 สภาวะการรับน้ำหนักของแผ่นพื้น

การวิเคราะห์โครงสร้างสำหรับแผ่นพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลัง สภาวะที่ใช้พิจารณาเกิดขึ้น 3 สภาวะที่สำคัญ สภาวะทั้ง 3 ได้แก่

สภาวะถ่ายแรง หมายถึง สภาวะที่พิจารณาถึง น้ำหนักบรรทุกคงที่ น้ำหนักจากการก่อสร้าง และน้ำหนักสมมูลเนื่องจากลวดอัดแรง

สภาวะใช้งาน หมายถึง สภาวะที่พิจารณาถึง น้ำหนักบรรทุกคงที่ น้ำหนักบรรทุกจร และน้ำหนักสมมูลเนื่องจากลวดอัดแรง

สภาวะประลัย หมายถึง สภาวะที่พิจารณาถึง น้ำหนักบรรทุกคงที่คูณด้วยค่าคงที่เพิ่มส่วนของน้ำหนักบรรทุกคงที่ น้ำหนักบรรทุกจรที่คูณด้วยค่าคงที่เพิ่มส่วนของน้ำหนักบรรทุกจร และน้ำหนักสมมูลเนื่องจากลวดอัดแรง

2.2.2 พิกัดหน่วยแรงของคอนกรีตและลวดอัดแรง

ก. คอนกรีต ค่าหน่วยแรงอัดและหน่วยแรงดึงที่ยอมให้ของคอนกรีต มีค่าดังนี้

สภาวะถ่ายแรง หน่วยแรงในคอนกรีตก่อนการเชื่อมลวดของแรงดึงอันเนื่องมาจากการหดตัวของคอนกรีต การคืบของคอนกรีต และการคลายแรงดึงของลวดอัดแรง ต้องไม่เกินค่าต่อไปนี้

หน่วยแรงอัดที่ผิวนอกสุด $0.60 f_{ci}'$

หน่วยแรงดึงที่ผิวนอกสุด $0.80 \sqrt{f_{ci}'}$

เมื่อ f_{ci}' คือ กำลังอัดประลัยของคอนกรีตขณะถ่ายแรงในคอนกรีต (กก./ตร.ซม.)

สภาวะใช้งาน หน่วยแรงในคอนกรีตหลังการเชื่อมลวดของแรงดึงต้องไม่เกิน ค่าต่อไปนี้
หน่วยแรงอัดที่ผิวนอกสุด จาก ACI-95 ได้แบ่งเป็นสองกรณีคือ

กรณีพิจารณาน้ำหนักบรรทุกคงที่กับน้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มส่วน $0.45 f_c'$

กรณีพิจารณาน้ำหนักบรรทุกทั้งหมด $0.60 f_c'$

ในงานวิจัยนี้ได้เลือกใช้ค่า $0.45 f_c'$ สำหรับพิจารณาน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดซึ่งให้ค่าที่ปลอดภัย

หน่วยแรงอัดที่ผิวนอกสุด ณ ตำแหน่งเกิดโมเมนต์ลบที่หัวเสา (Nilson, 1987) $0.30 f_c'$

หน่วยแรงดึงที่ผิวนอกสุด $1.60 \sqrt{f_c'}$

เมื่อ f_c' คือ กำลังอัดประลัยของคอนกรีตเมื่ออายุ 28 วัน (กก./ตร.ซม.)

ข. ลวดอัดแรง ลวดที่นิยมใช้คือ ลวดอัดแรงตีเกลียวเกรด 270 และตามมาตรฐาน ACI กำหนดหน่วยแรงในลวดอัดแรง ดังนี้คือ

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

หน่วยแรงทันที ที่ถ่ายแรงไปให้คอนกรีตไม่เกิน $0.70 f_{pu}$

เมื่อ f_{pu} = กำลังดึงประลัยของลวดอัดแรง

f_{py} = กำลังดึงครากของลวดอัดแรง

2.2.3 หน่วยแรงดัดอิลาสติก (Elastic Flexural Stress)

การตรวจสอบหน่วยแรงในหน้าตัดวิกฤติ หาได้ตามสมการดังนี้

$$\sigma = \sigma_a + \sigma_{dl} + \sigma_{ll} + \sigma_b \quad \dots\dots\dots(2.2.3.1)$$

เมื่อ σ = หน่วยแรงทั้งหมด

σ_a = หน่วยแรงอัดเฉลี่ย

σ_{dt} = หน่วยแรงจากน้ำหนักบรรทุกคงที่

σ_{ll} = หน่วยแรงจากน้ำหนักบรรทุกจร

σ_b = หน่วยแรงจากสมดุคน้ำหนักบรรทุก

2.2.4 เหล็กเสริมยึดเหนี่ยวปริมาณน้อยที่สุด (Minimum Bond Reinforcement)

สำหรับแผ่นพื้นไร้คานคอนกรีตอัดแรงภายหลัง แบบไม่ยึดเหนี่ยวจะต้องมีเหล็กเสริมปริมาณน้อยที่สุด ดังนี้

บริเวณโมเมนต์บวกกลางช่วงพื้นซึ่งหน่วยแรงดึงในคอนกรีตในสภาพใช้งานเกิน $0.53\sqrt{f'_c}$ กก./ตร.ซม. แรงดึงทั้งหมดที่เกิดขึ้นในคอนกรีตต้องออกแบบให้เหล็กเสริมรับแทน คือ

$$A_s = T/(0.5f_y) \geq 0.004by \quad \dots\dots\dots (2.2.4.1)$$

เมื่อ T = แรงดึงในคอนกรีต ณ สภาพใช้งาน (กก.)
 y = ระยะจากแกนสะเทินถึงผิวคอนกรีต (ซม.)
 f_y = กำลังดึงประลัยของเหล็กเสริมธรรมดา (กก./ตร.ซม.)

บริเวณโมเมนต์ลบเหนือเสาจะต้องเสริมเหล็กยึดเหนี่ยวในแต่ละทิศทางไม่น้อยกว่า

$$A_s = 0.00075 hl \quad \dots\dots\dots (2.2.4.2)$$

เมื่อ h = ความหนาแผ่นพื้น (ซม.)
 l = ความยาวช่วงเสาในทิศทางขนานกับทิศทางของการเสริมเหล็ก (ซม.)

เหล็กเสริมนี้ต้องจัดเรียงให้ใกล้แนวศูนย์กลางของเสาที่สุด โดยห่างไม่เกิน $1.5h$ จากผิวหน้าของเสา ในแต่ละทิศทาง และจำนวนต้องไม่น้อยกว่า 4 เส้น ในแต่ละทิศทาง โดยระยะห่างต้องไม่เกิน 30 ซม.

2.2.5 กำลังรับแรงดัดประลัยของคอนกรีต (Ultimate Flexural Strength)

มาตรฐาน ACI ได้ให้สูตรกำลังโมเมนต์ระบุ (Nominal Moment Strength) สำหรับรูปหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า และมีเหล็กเสริมธรรมดารับแรงดึง ดังนี้คือ

$$M_n = A_{ps} f_{ps} (d_p - a/2) + A_s f_y (d - a/2) \quad \dots\dots\dots (2.2.5.1)$$

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

a = ความลึกของบล็อกหน่วยแรงรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าเทียบเท่า

A_{ps} = พื้นที่หน้าตัดของลวดอัดแรงในกลุ่มแรงดึง

d = ระยะจากผิวบนอกซึ่งรับแรงอัดจนถึงจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมรับแรงดึง

d_p = ระยะจากผิวบนอกซึ่งรับแรงอัดจนถึงจุดศูนย์กลางของลวดอัดแรง

f_{ps} = หน่วยแรงดึงระบุในลวดอัดแรง (Nominal Strength)

b = ความกว้างของผิวหน้ารับแรงอัดเนื่องจากแรงดัด

มาตรฐาน ACI ได้ให้ค่าหน่วยแรงดึงในลวดอัดแรง (f_{ps}) ในกรณีที่แรงประสิทธิผลมีค่าไม่น้อยกว่า $0.5 f_{pu}$ ดังนี้

ก. สำหรับพื้นระบบมีแรงยึดเหนี่ยว (Bonded Prestressing Tendons)

$$f_{ps} = f_{pu} \{ 1 - (\gamma_p / \beta_1) [\rho_p f_{pu} / f'_c + (d / d_p) (\omega - \omega')] \} \quad \dots\dots\dots (2.2.5.2)$$

เมื่อ $\omega = \rho f_y / f'_c$

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

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

γ_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 $f'_c \leq 280$ กก./ตร.ซม.

$= 0.85 - 0.05 (f'_c - 280) / 70$ สำหรับ $f'_c > 280$ กก./ตร.ซม.

แต่ไม่น้อยกว่า 0.65

$\rho =$ อัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงดึงต่อพื้นที่หน้าตัด $(= A_s / bd)$

$\rho' =$ อัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงอัดต่อพื้นที่หน้าตัด $(= A'_s / bd)$

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

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

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

reinforcement)

$$\omega_p + (\omega - \omega') \frac{d}{d_p} \geq 1.00 \quad \text{เรียกว่า เสริมเหล็กมาก (Brittle Failure)}$$

ข. สำหรับพื้นระบบไร้แรงยึดเหนี่ยว (Unbonded Prestressing Tendons)

ข.1 สำหรับอัตราส่วนช่วงระหว่างเสาคือความหนาไม่มากกว่า 35

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{se} + 700 + f'_c / (100 \rho_p) && \dots\dots\dots (2.2.5.3) \\ &\leq f_{py} \\ &\leq f_{se} + 4200 && \text{(กก./ตร.ซม.)} \end{aligned}$$

ข.2 สำหรับอัตราส่วนช่วงระหว่างเสาคือความหนามากกว่า 35

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{se} + 700 + f'_c / (300 \rho_p) && \dots\dots\dots (2.2.5.4) \\ &\leq f_{py} \\ &\leq f_{se} + 2100 && \text{(กก./ตร.ซม.)} \end{aligned}$$

เพื่อป้องกันมิให้เกิดการวิบัติเนื่องจากเหล็กเสริมรับแรงดึง ในหน้าตัดที่มีเหล็กเสริมน้อย ตามมาตรฐาน ACI ได้ให้มีการตรวจสอบกำลังดัดประลัยของหน้าตัดมีค่าน้อย 1.2 เท่าของโมเมนต์ดัดแตกร้าว

$$0.9M_n \geq 1.2M_{cr} \quad \dots\dots\dots (2.2.5.5)$$

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

$$M_{cr} = \frac{bh^2}{6} \sigma_{cr} + \frac{\alpha hP}{6}$$

$$\sigma_{cr} = 2.0 \sqrt{f'_c} \quad \text{(กก./ตร.ซม.)} \quad \dots\dots\dots (2.2.5.6)$$

2.2.6 กำลังรับแรงเฉือนประลัยของคอนกรีต

การตรวจสอบต้องพิจารณาทั้งผลของแรงเฉือนแนวตั้งโดยตรง และผลของการถ่ายโมเมนต์ไม่สมดุล (Unbalanced Moment) เข้าเสาคือโดยอาศัยแรงเฉือนของพื้นบริเวณหัวเสาบางส่วน นั่นคือ

$$V_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u c}{J} \quad \dots\dots\dots (2.2.6.1)$$

- โดยที่ v_u = หน่วยแรงเฉือนเพิ่มส่วนนอกแบบ (กก./ตร.ซม.)
 V_u = แรงเฉือนเพิ่มส่วนที่หน้าตัด (กก.)
 A_c = พื้นที่รับแรงเฉือน $b_o \cdot d$ (ตร.ซม.)
 b_o = เส้นรอบรูปของหน้าตัดวิกฤตรับแรงเฉือนที่ระยะ $d/2$ จากหน้าเสา (ซม.)
 d = ความลึกประสิทธิภาพของหน้าตัด ซึ่งไม่น้อยกว่า $0.8h$ (ซม.)
 ในเมื่อ h คือ ความหนาแผ่นพื้น
 γ_v = สัดส่วนของโมเมนต์ไม่สมดุลซึ่งถ่ายโดยแรงเฉือนที่รอยต่อของเสาและแผ่นพื้น
 M_u = โมเมนต์ไม่สมดุลที่ต้องถ่ายเข้าเสา (กก.-ซม.)
 c = ระยะจากจุดศูนย์ถ่วงของหน้าตัดวิกฤตรับแรงเฉือน (ซม.)
 ไปยังของไกลสุดในทิศทางที่ถ่ายโมเมนต์
 J = Polar moment of inertia ของหน้าตัดวิกฤต (ซม.⁴)

$$\text{ค่า } \gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \dots\dots\dots (2.2.6.2)$$

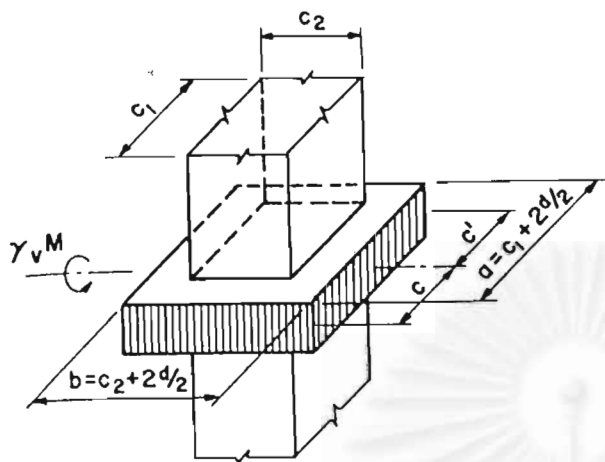
โดยที่ค่า b_1, b_2, A_c, J, c ของเสาในตำแหน่งต่างๆ แสดงไว้ในรูป 2.2.6.1

ค่าหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ของคอนกรีตที่เสาของพื้นคอนกรีตอัดแรงหาได้จาก

$$v_c = \phi (0.93 \sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc} + V_p / (b_o d)) \dots\dots\dots (2.2.6.3)$$

- เมื่อ f_{pc} = หน่วยแรงอัดในคอนกรีตหลังจากหักค่าสูญเสียแรงอัด
 V_p = แรงประสิทธิภาพจากลวดอัดแรงที่หน้าตัดวิกฤต
 ϕ = ตัวคูณลดค่าของกำลังเฉือนมีค่าเท่ากับ 0.85

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



พื้นที่คอนกรีตหน้าตัดวงกต

$$A_c = 2(a + b)d$$

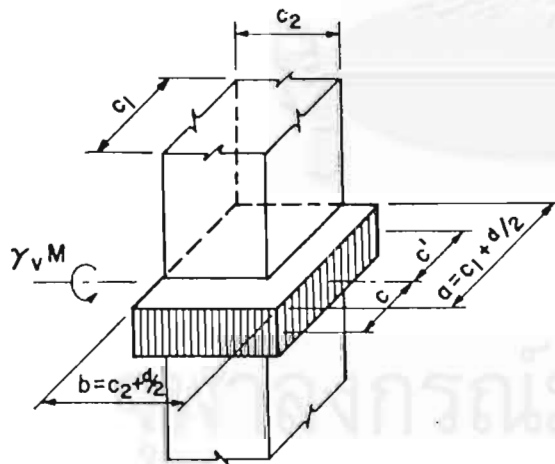
ค่า J/c

$$\frac{J}{c} = \frac{J}{c'} = \frac{ad(a + 3b) + d^3}{3}$$

เมื่อ

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

รูปที่ 2.2.6.1 ก แสดงค่า b_1 , b_2 , A_c , J , c ของเสาภายใน (Interior Column)



พื้นที่คอนกรีตหน้าตัดวงกต

$$A_c = (a + b)d$$

ค่า J/c

$$\frac{J}{c} = \frac{ad(a + 4b) + d^3(a + b)/a}{6}$$

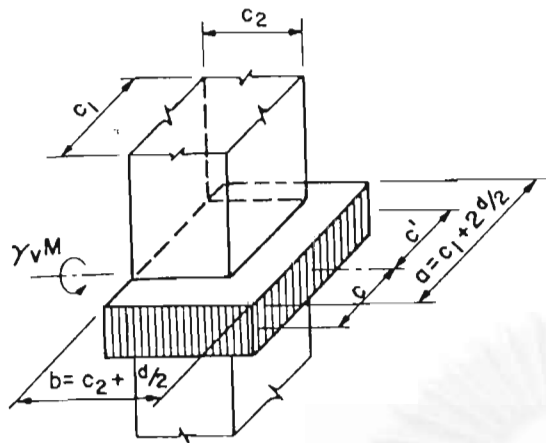
$$\frac{J}{c'} = \frac{a^2d(a + 4b) + d^3(a + b)}{6(a + 2b)}$$

เมื่อ

$$c = \frac{a^2}{2(a + b)}$$

$$c' = \frac{a(a + 2b)}{2(a + b)}$$

รูปที่ 2.2.6.1 ข แสดงค่า b_1 , b_2 , A_c , J , c ของเสามุม (Corner Column)



พื้นที่คอนกรีตหน้าตัดวิกฤติ

$$A_c = (a + 2b)d$$

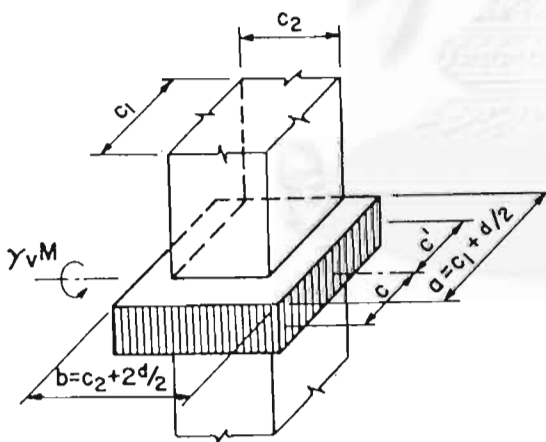
ค่า J/c

$$\frac{J}{c} = \frac{J}{c'} = \frac{ad(a + 6b) + d^3}{6}$$

เมื่อ

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

รูปที่ 2.2.6.1 ค แสดงค่า b_1 , b_2 , A_c , J , c ของเสาขอบแรงดัดขนานขอบ (Edge Column Bending Parallel to edge)



พื้นที่คอนกรีตหน้าตัดวิกฤติ

$$A_c = (2a + b)d$$

ค่า J/c

$$\frac{J}{c} = \frac{2ad(a + 2b) + d^3(2a + b)/a}{6}$$

$$\frac{J}{c'} = \frac{2a^2d(a + 2b) + d^3(2a + b)}{6(a + b)}$$

เมื่อ

$$c = \frac{a^2}{2(a + b)}$$

$$c' = \frac{a(a + b)}{(2a + b)}$$

รูปที่ 2.2.6.1 ง แสดงค่า b_1 , b_2 , A_c , J , c ของเสาขอบแรงดัดตั้งฉากขอบ (Edge Column Bending Perpendicular to edge)

2.2.7 ค่าการแอ่นตัวของคอนกรีต

ค่าการแอ่นตัวสามารถคำนวณได้โดยตรงจากการวิเคราะห์โครงสร้าง ซึ่งจะเป็นการแอ่นตัวในช่วงที่ยังไม่เกิดการคืบและการหดตัวของคอนกรีต สำหรับการแอ่นตัวในช่วงที่เกิดการคืบและการหดตัวของคอนกรีตแล้วสามารถคำนวณได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$\delta_{CR} = (\delta_{DL} + \delta_{PT})0.85(1 + Cr) \dots\dots\dots (2.2.7.1)$$

- เมื่อ δ_{DL} = ค่าการแอ่นตัวเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่
- δ_{PT} = ค่าการแอ่นของพื้นเนื่องจากลวดอัดแรง
- Cr = ค่าคงที่ของการคืบ

2.2.8 ค่าการสูญเสียแรงอัดในพื้นที่คอนกรีตอัดแรง (Loss in Prestress)

ค่าการสูญเสียแรงอัดในพื้นที่คอนกรีตอัดแรงแบ่งได้เป็น 2 ประเภทคือ การสูญเสียแรงอัดเริ่มแรกซึ่งเกิดขึ้นหลังจากการดึงและตัดลวด และการสูญเสียแรงอัดตามกาลเวลา

ก. การสูญเสียแรงอัดเริ่มแรก (Immediate Losses) เกิดขึ้นเนื่องจาก

การสูญเสียแรงอัดจากแรงเสียดทาน (Friction Loss) สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$T_x = T_0 e^{-(kx + \mu\alpha)} \dots\dots\dots (2.2.8.1)$$

- เมื่อ T_x = แรงดึงในลวดอัดแรงที่ระยะ x
- T_0 = แรงดึงในลวดอัดแรงที่สมอยึด
- k = สัมประสิทธิ์รีวอบเบิล (ดูตารางที่ 2.2.8.1) (ต่อเมตร)
- μ = สัมประสิทธิ์ความฝืด (ดูตารางที่ 2.2.8.1)
- α = มุมที่เปลี่ยนไปของลวดอัดแรง (เรเดียน)
สำหรับโค้งพาราโบลาเดี่ยว $\alpha = 8y/x$ โดยที่ y = ระยะตก (sag)

ตารางที่ 2.2.8.1 ค่าสัมประสิทธิ์วอบเบิลและสัมประสิทธิ์ความผิด

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

การสูญเสียแรงอัดจากการเข้าที่ของลิมสมอยึด (Loss Due to Anchorage Take-up) การขยับเข้าที่ของสมอยึดทำให้มีการสูญเสียแรงอัด ในการคำนวณระยะเข้าที่ของลิมสมอยึด จะต้องกำหนดค่าที่สอดคล้องกับเครื่องมือและอุปกรณ์ที่ใช้ โดยทั่วไประยะเข้าที่ของลิมสมอยึดอยู่ที่ 6 มม. การสูญเสียแรงอัดจากการเข้าที่ของลิมสมอยึดคำนวณได้ดังนี้

$$\delta P = 2xa / L \quad \dots\dots\dots (2.2.8.2)$$

เมื่อ $x = (\nabla A_{ps} E_{ps} L / a)^{0.5}$

a = ค่าการสูญเสียแรงอัดเนื่องจากแรงเสียดทาน

∇ = ค่าการเข้าที่ของลิมสมอยึด

A_{ps} = พื้นที่หน้าตัดของลวดอัดแรง

E_{ps} = โมดูลัสยืดหยุ่นของลวดอัดแรง

การสูญเสียแรงอัดเนื่องจากการหดตัวแบบอีลาสติกของคอนกรีต (Loss Due to Elastic Shortening - ES) สามารถคำนวณได้จากสมการดังนี้

สำหรับพื้นระบบลวดอัดแรงแบบไร้แรงยึดเหนี่ยว

$$ES = 0.50(E_s / E_{ci})f_{cpa} \quad \dots\dots\dots (2.2.8.3)$$

สำหรับพื้นระบบลวดอัดแรงแบบมีแรงยึดเหนี่ยว

$$ES = 0.50(E_s / E_{ci})f_{cir} \quad \dots\dots\dots (2.2.8.4)$$

เมื่อ f_{cpa} = หน่วยแรงอัดเฉลี่ยในคอนกรีตภายหลังจากการอัดแรง

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

f_{cpi} = หน่วยแรงในคอนกรีตที่จุดศูนย์ถ่วงของลวดอัดแรง เนื่องจากการอัดแรง

f_g = หน่วยแรงในคอนกรีตที่จุดศูนย์ถ่วงของลวดอัดแรง เนื่องจากรน้ำหนักบรรทุกคงที่ของโครงสร้าง ภายหลังจากการอัดแรง

ข. การสูญเสียแรงตามกาลเวลา (Long Term Stress Losses)

การสูญเสียแรงอัดเนื่องจากการคืบของคอนกรีต(Loss Due to Creep of Concrete - CR)สามารถคำนวณได้ดังนี้

สำหรับพื้นระบบลวดอัดแรงแบบไร้แรงยึดเหนี่ยว

$$CR = 1.6 E_s / E_c f_{cpa} \quad \dots\dots\dots (2.2.8.5)$$

สำหรับพื้นระบบลวดอัดแรงแบบแรงยึดเหนี่ยว

$$CR = 1.6 E_s / E_c (f_{cir} - f_{cds}) \quad \dots\dots\dots (2.2.8.6)$$

เมื่อ f_{cds} = หน่วยแรงในคอนกรีตที่จุดศูนย์ถ่วงของลวดอัดแรงเนื่องจากน้ำหนักคงที่ที่เพิ่มส่วน (Superimposed Load) หลังจากการอัดแรง

การสูญเสียแรงอัดเนื่องจากการหดตัวของคอนกรีต(Loss Due to Shrinkage of Concrete - SH) สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$SH = (8.2 \cdot 10^{-6}) K_{sh} E_s (1 - 0.0024 (V/S)) (100 - RH) \quad \dots\dots\dots (2.2.8.7)$$

เมื่อ K_{sh} = ค่าสัมประสิทธิ์การหดตัวของคอนกรีต (ดูตารางที่ 2.2.8.2)

RH = ค่าความชื้นสัมพัทธ์ (%)

V/S = อัตราส่วนปริมาตรต่อพื้นที่ผิว (ชม.)

การสูญเสียแรงอัดเนื่องจากการคลายแรงดึง (Loss Due to Steel Relaxation - RE) สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$RE = [K_{re} - J (SH + CR + ES)] C \quad \dots\dots\dots (2.2.8.8)$$

เมื่อ K_{re}, J = ค่าคงที่ของการคลายแรงดึงของลวดอัดแรง (ดูตารางที่ 2.2.8.3)

C = ค่าคงที่ของหน่วยแรงการหย่อนตัว (ดูตารางที่ 2.2.8.4)

ตารางที่ 2.2.8.2 ค่าสัมประสิทธิ์การหดตัวของคอนกรีต (K_{sh})

ระยะเวลาจากการบ่มขึ้นถึงเวลาอัดแรง(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 2.2.8.3 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
	ลวดกำลังสูงเกรด 240K	1231.6	0.13
	ลวดกำลังสูงเกรด 235K	1231.6	0.13
การคลายแรงดึงต่ำ (Low Relaxation)	ลวดตีเกลียวเกรด 270K	350.0	0.040
	ลวดตีเกลียวเกรด 250K	323.6	0.037
	ลวดกำลังสูงเกรด 240K	307.4	0.035
	ลวดกำลังสูงเกรด 235K	307.4	0.035

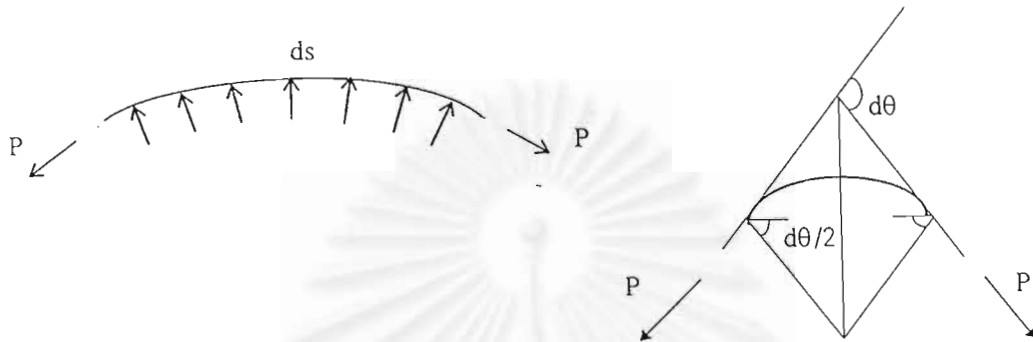
ตารางที่ 2.2.8.4 ค่าคงที่ของหน่วยแรงการหย่อนตัว (C)

f_{pi}/f_{pu}	ลวดอัดแรงหรือลวดตีเกลียวชนิด แผ่นคลายหน่วยแรง	ลวดอัดแรงหรือลวดตีเกลียวชนิด คลายแรงดึงต่ำ
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
0.72	1.18	0.85
0.71	1.09	0.80
0.70	1.00	0.75
0.69	0.94	0.70
0.68	0.89	0.66
0.67	0.83	0.61
0.66	0.78	0.57
0.65	0.73	0.53
0.64	0.68	0.49
0.63	0.63	0.45
0.62	0.58	0.41
0.61	0.53	0.37
0.60	0.49	0.33

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

2.3 สมดุลน้ำหนักบรรทุก (Load Balancing)

แนวคิดของการจัดแรงให้สมดุลกับน้ำหนักบรรทุกจะเป็นการลดแรงภายในต่างๆ ทำให้ผู้คำนวณออกแบบสามารถควบคุมหน่วยแรงต่างๆให้อยู่ในช่วงที่ยอมรับได้โดยง่าย พิจารณาชิ้นส่วนของลวดอัดแรง ยาว ds มีแรงกระทำที่ปลายทั้งสองข้าง เป็นแรงดึง P ดังแสดงในรูปที่ 2.3.1



รูปที่ 2.3.1 ชิ้นส่วนของลวดอัดแรง

จากสี่เหลี่ยมด้านขนานของแรง

$$dQ = 2P \sin \frac{d\theta}{2} \approx 2P \frac{d\theta}{2} = Pd\theta$$

ดังนั้นแรงดันสมำเสมอ w มีค่าเท่ากับ

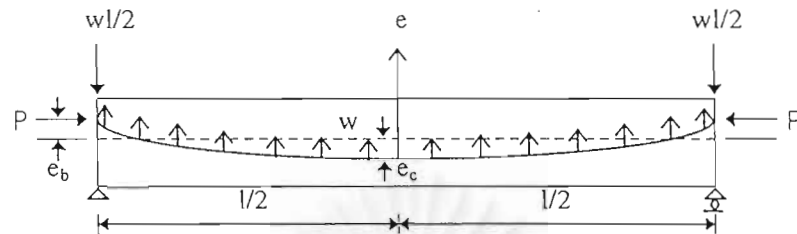
$$w = \frac{dQ}{ds} = \frac{Pd\theta}{ds} = \frac{P}{R}$$

เนื่องจากความโค้งของลวดอัดแรงเป็นเส้นที่มีความชันน้อย จะได้

$$\frac{1}{R} \approx \frac{d^2y}{dx^2}$$

ดังนั้น $w = P \frac{d^2y}{dx^2}$

ถ้าลวดอัดแรงวางตัวลักษณะโค้งพาราโบลาดังรูป 2.3.2 T.Y. LIN ได้ให้สมการเพื่อคำนวณสมมูลน้ำหนักบรรทุกดังนี้



รูปที่ 2.3.2 ลักษณะลวดอัดแรงแบบโค้งพาราโบลา

$$e(x) = \frac{4(e_b - e_c)x^2}{l^2} + e_c$$

ค่า $\frac{d^2e(x)}{dx^2} = \frac{8(e_b - e_c)}{l^2}$

ดังนั้นสมมูลน้ำหนักบรรทุก w_b เป็นน้ำหนักกระจายสม่ำเสมอ (Uniform Load) ตลอดช่วงพาด

$$w_b = \frac{8P(e_b - e_c)}{l^2} \dots\dots\dots (2.3.1)$$

เมื่อ P = แรงดึงในเส้นลวดอัดแรง

l = ความยาวของช่วงเสาในทิศทางโครงสร้างที่พิจารณา

สถาบันวิจัยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

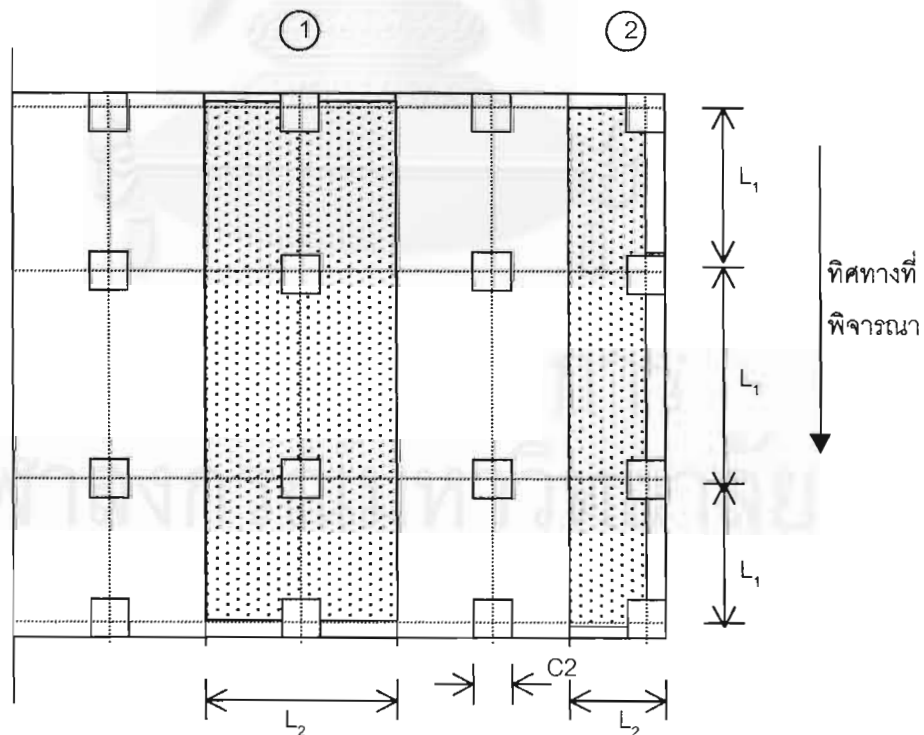
2.4 ทฤษฎีโครงข้อแข็งเทียบเท่า (Equivalent Frame)

การวิเคราะห์หาค่าโมเมนต์ที่ตำแหน่งต่างๆ ของโครงสร้างที่ใช้ระบบแผ่นพื้นเรียบไร้คาน (Flat Plate) อาจทำได้สองวิธี ดังนี้

1. วิธีออกแบบโดยตรง (Direct Design)
2. วิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่า (Equivalent Frame)

หลังจากทำการเปรียบเทียบข้อได้เปรียบเสียเปรียบของวิธีทั้งสองแล้วพบว่าวิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่าเป็นวิธีที่สามารถนำไปใช้ได้กว้างขวางกว่า ไม่ต้องมีขีดจำกัดเหมือนกับวิธีออกแบบโดยตรง แต่มีข้อเสียเปรียบคือการคำนวณยุ่งยากกว่า อย่างไรก็ตามเมื่อนำมาใช้กับเครื่องคอมพิวเตอร์แล้ว ความยุ่งยากต่างๆ ก็จะหมดไป เพียงแต่ป้อนข้อมูลเกี่ยวกับขนาดของพื้นเสาน้ำหนักบรรทุก เครื่องคอมพิวเตอร์ก็จะคำนวณค่าต่างๆ ให้

ในวิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่าโครงสร้างจริง 3 มิติจะถูกแบ่งออกเป็นโครง 2 มิติ ทั้งทางยาวและทางขวาง เรียกโครงแต่ละอันนี้ว่า โครงข้อแข็งเทียบเท่า ความกว้างของโครงมีค่าเท่ากับระยะกึ่งกลาง ระหว่างศูนย์กลางเสาดูรูปที่ 2.4.1 แสดงโครงตัวใน (1) และโครงตัวนอก (2) ตามลักษณะทางด้านขวาง ส่วนโครงตัวในและตัวนอกทางด้านยาวก็สามารถหาได้ในลักษณะเดียวกัน



รูปที่ 2.4.1 คำนิยามของโครงข้อแข็งเทียบเท่า

2.4.1 สติฟเนสของแผ่นพื้น (Slab Stiffness)

ค่า I_s (โมเมนต์อินเนอร์เซีย) สามารถคำนวณหาได้โดยตรงจากขนาดที่กำหนดให้ รูปที่ 2.4.1.1 แสดงรูปตั้งและหน้าตัดของพื้นที่หน้าตัดรูป A-A

$$I_s = (1/12) (L_2) (h)^3 \quad (\text{ชม.}^4) \quad \dots\dots\dots (2.4.1.1)$$

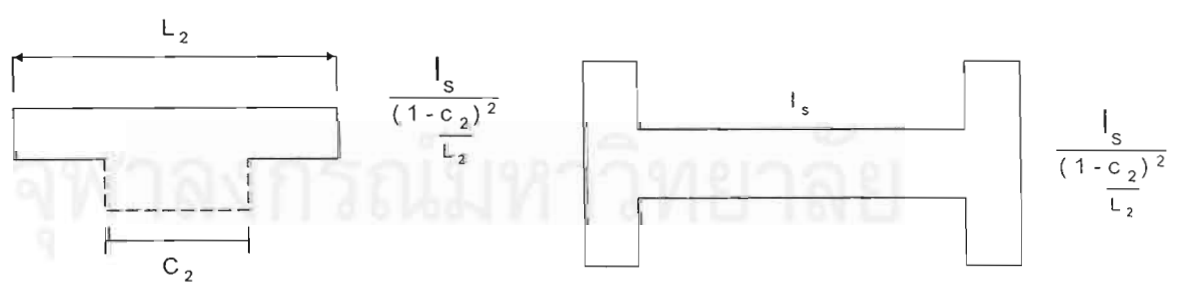
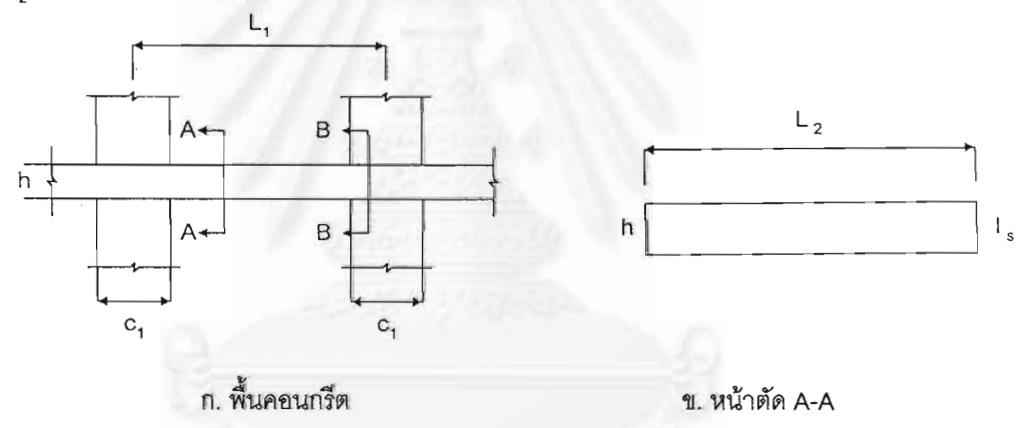
โดยที่ L_2 = ความกว้างของโครง (ชม.)

h = ความหนาของพื้น (ชม.)

รูปที่ 2.4.1 ค แสดงหน้าตัดของพื้นที่บริเวณที่อยู่ในเสา (หน้าตัด B-B) ในกรณีนี้ค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียมีค่าใกล้เคียงกับค่า I ดังนี้

$$I = I_s / (1 - c_2 / L_2)^2 \quad \dots\dots\dots (2.4.1.2)$$

โดยที่ c_2 = ความลึกของหน้าเสา



รูปที่ 2.4.1.1 หน้าตัดของพื้นที่เพื่อใช้คำนวณหาสติฟเนส

รูปที่ 2.4.1.1 แสดงส่วนของพื้นที่หรือที่เรียกว่าแผ่นพื้นเทียบเท่า (Equivalent slab) ที่ต้องหาค่าสติฟเนส ซึ่งอาจต้องอาศัยวิธีคอลัมน์ อนาลอจี (Column Analogy) เพื่อเป็นการลดความยุ่งยากในการคำนวณหาค่าแผ่นพื้นเทียบเท่านี้ Rice ได้เสนอให้ใช้

$$K_s = 4I_s E_s / (L_1 - c_1/2) \quad \dots\dots\dots (2.4.1.3)$$

- โดยที่ K_s = สติฟเนสของแผ่นพื้นเทียบเท่า (กก.- ซม.)
 E_s = โมดูลัสยืดหยุ่นของพื้น (กก./ตร.ซม.)
 L_1 = ความยาวระหว่างศูนย์กลางเสา (ซม.)
 C_1 = ความกว้างของหน้าเสา (ซม.)

2.4.2 สติฟเนสของเสา (Column Stiffness)

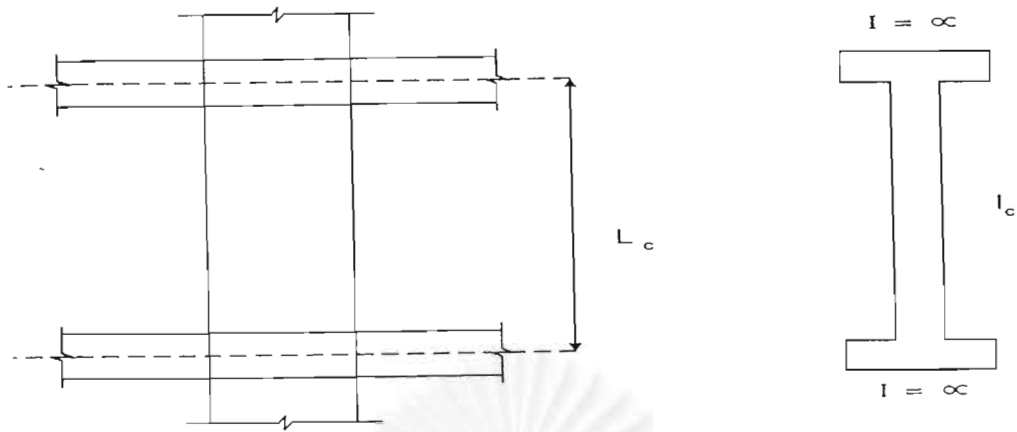
รูปที่ 2.4.2.1 แสดงรูปตั้งและหน้าตัดของเสา ค่าโมเมนต์อินเนอเซียของเสาในช่วงระหว่างพื้น สามารถคำนวณหาได้โดยตรงจากหน้าตัดจริงของเสา ดังนั้นจะได้

$$I_c = (1/12) c_2 c_1^3 \quad \dots\dots\dots (2.4.2.1)$$

ส่วนโมเมนต์อินเนอเซียในส่วนที่อยู่ในพื้นให้ถือว่ามีความเท่ากับ ∞ จากนั้นใช้วิธีคอลัมน์อนาลอจี คำนวณหาค่าสติฟเนสของเสาจริง (รูปที่ 2.4.2.1) เช่นเดียวกับโมเมนต์ของพื้น Rice ได้เสนอให้ใช้

$$K_c = 4E_c I_c / (L_c - 2h) \quad \dots\dots\dots (2.4.2.2)$$

- โดยที่ K_c = สติฟเนสเนื่องจากการตัดของเสา (กก.- ซม.)
 E_c = โมดูลัสยืดหยุ่นของเสา (กก./ตร.ซม.)
 L_c = ความสูงของเสาวัดจากกึ่งกลางพื้น (ซม.)



รูปที่ 2.4.2.1 แสดงรูปตั้งและหน้าตัดของเสา

2.4.3 สติฟเนสของเสาเทียบเท่า (Equivalent Column Stiffness)

รูปที่ 2.4.3.1 แสดงส่วนของเสาและพื้นที่อยู่ร่วมกันเรียกว่าเสาเทียบเท่าซึ่งประกอบด้วยส่วนของเสาที่อยู่ระหว่างบนและล่างกับส่วนของพื้นที่ติดกับเสาและยื่นออกไปจากเสาทั้งสองข้างเรียกส่วนของพื้นที่ว่า ชิ้นส่วนที่รับแรงบิด (Attached Torsional Member) ค่าสติฟเนสของเสาเทียบเท่านี้ นี้ ACI ได้กำหนดให้

$$1 / K_{ec} = 1 / \sum K_c + 1 / \sum K_t \quad \dots\dots\dots (2.4.3.1)$$

โดยที่ K_{ec} = สติฟเนสของเสาเทียบเท่า (กก.-ซม.)

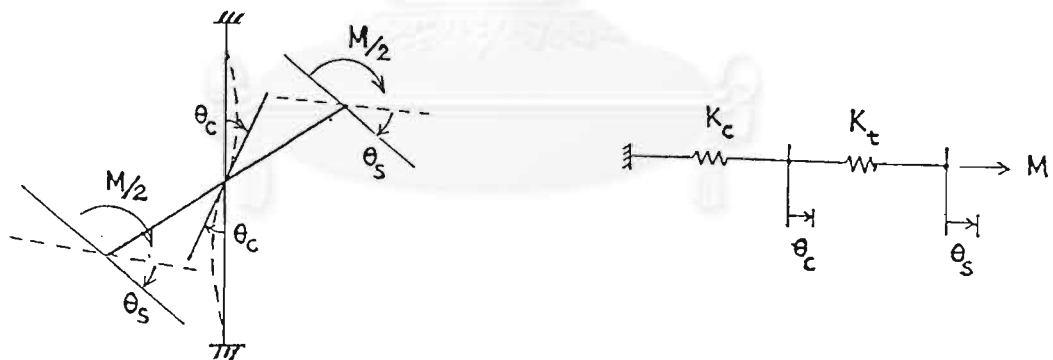
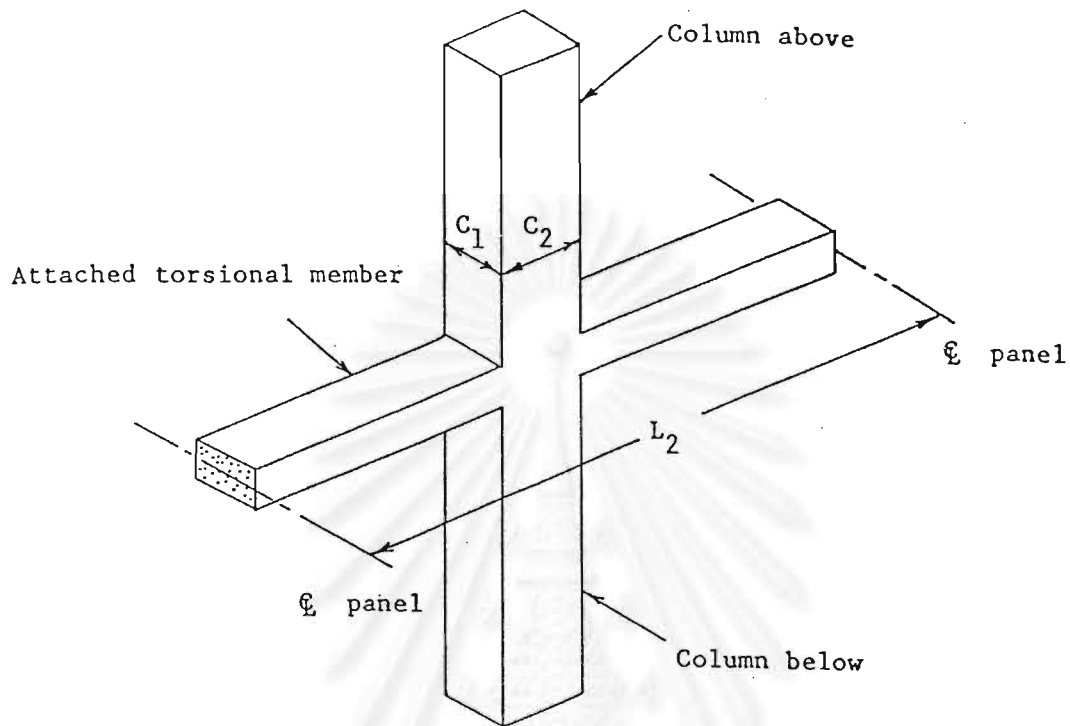
K_t = สติฟเนสของชิ้นส่วนที่รับแรงบิด (กก./ตร.ซม.)

$$K_t = 9E_s C / (L_2 (1-(c_2/L_2))^3) \quad \dots\dots\dots (2.4.3.2)$$

โดยที่ $C = \sum [1 - 0.63 (x/y)] x^3 y / 3$ (ซม.⁴)

x = ความหนาของพื้น = h (ซม.)

y = ความกว้างของหน้าเสา = C_1 (ซม.)



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ 2.4.3.1 หน้าตัดเสาเพื่อใช้คำนวณหาสตีเฟนส

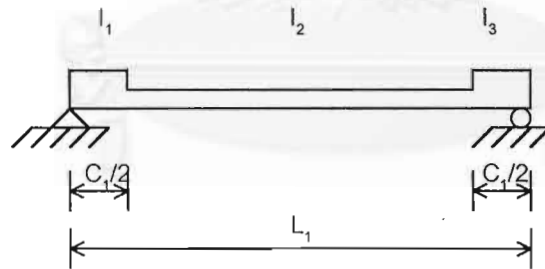
2.5 การวิเคราะห์โครงสร้าง

การวิเคราะห์โครงสร้างใช้การรวมสติฟเนสโดยตรง โดยสติฟเนสของแต่ละชิ้นส่วนจะทำการคำนวณตามหัวข้อ 2.5.1 ประกอบกับการคำนวณโมเมนต์ที่ปลายตามหัวข้อ 2.5.2 โดยทางผู้วิจัยต้องการคำนวณเพื่อให้ได้ค่าที่ใกล้เคียงกับโครงสร้างจริงมากที่สุดดังมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

2.5.1 การคำนวณสติฟเนส

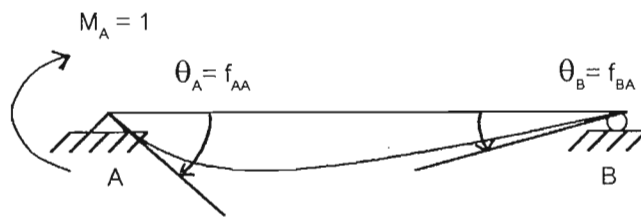
การคำนวณสติฟเนสอาจใช้วิธีการคำนวณได้โดยตรงในหัวข้อ 2.4 ซึ่งเหมาะกับโครงสร้างแผ่นพื้นคอนกรีตไร้คานที่ไม่มีส่วนเพิ่มความหนาบริเวณหัวเสา โดยจะให้ค่าที่ใกล้เคียงกับความเป็นจริง และการคำนวณก็ไม่ยุ่งยาก แต่ในกรณีอื่น ๆ ที่มีส่วนเพิ่มความหนาบริเวณหัวเสา การคำนวณจะต้องเปลี่ยนไป ผู้วิเคราะห์โครงสร้างอาจเลือกใช้วิธีการรวมสติฟเนสโดยตรง (Direct Stiffness) ของชิ้นส่วนที่มีขนาดหน้าตัดเท่ากันตลอดความยาว มาประกอบเพื่อคำนวณสติฟเนสของโครงสร้าง แต่วิธีนี้ทางผู้วิจัยพบว่าจะเป็นการเพิ่มจุดต่อของชิ้นส่วนทำให้มีตัวแปรเพิ่มมากขึ้น แทนที่จะใช้ตัวแปรเป็นมุมหมุนที่ตำแหน่งหัวเสาเท่านั้น ทางผู้วิจัยจึงเลือกใช้การคำนวณชิ้นส่วนที่มีโมเมนต์อินเนอร์เซียต่างกันโดยมีความยาวตั้งแต่จุดกึ่งกลางของเสาถึงเสาให้เป็นชิ้นส่วนเดียวเพื่อคำนวณสติฟเนส เพื่อลดตัวแปรในการวิเคราะห์โครงสร้าง

โครงสร้างที่ตัดมาพิจารณาจะมีโมเมนต์อินเนอร์เซียต่างกันโดยมีความยาวตั้งแต่จุดกึ่งกลางของเสาถึงเสามีลักษณะดังนี้



รูปที่ 2.5.1.1 แสดงชิ้นส่วนพื้นที่ตัดมาพิจารณา

วิธีการคำนวณสติฟเนสจะใช้การคำนวณส่วนกลับ (inverse) ของเมตริกซ์เฟล็กซิบิลิตี (Flexibility) และใส่โมเมนต์กระทำที่ปลายเท่ากับหนึ่งหน่วย เพื่อคำนวณมุมที่ปลาย ค่าสมาชิกเมตริกซ์เฟล็กซิบิลิตี (Flexibility) สามารถคำนวณได้โดยตรงจากมุมที่เกิดขึ้น การคำนวณมุมเลือกใช้วิธีการเชิงตัวเลข จากทฤษฎีพื้นที่โมเมนต์ (Moment Area) ซึ่งจะแบ่งชิ้นส่วนของคานออกเป็นหลายส่วนเพื่อทำการคำนวณ โดยสมมติให้มุมตามเข็มนาฬิกาเป็นบวก ดังมีรายละเอียดดังนี้



รูปที่ 2.5.1.2 แสดงโครงสร้างพื้นที่ใช้ในการคำนวณเฟล็กชิบิลิตี

จากทฤษฎีพื้นที่โมเมนต์ (Moment Area) ทฤษฎีที่ 2 ระยะเวลาเคลื่อนที่ t_{BA} ของจุด B บนเส้นโค้งอีลาสติก ซึ่งวัดตั้งฉากกับแนวเดิมของส่วนโครงสร้าง กับเส้นสัมผัสซึ่งลากสัมผัสจากจุด A บนเส้นโค้งอีลาสติกเดียวกัน จะที่ค่าเท่ากับโมเมนต์รอบจุด B บนพื้นที่ของ M/EI ไดอะแกรมระหว่างจุดทั้งสองนั้น โดยการปลดปล่อยโครงสร้างให้เป็นคานช่วงเดียวทำให้สามารถคำนวณ โมเมนต์ ณ ตำแหน่งใดๆ ได้โดยสะดวก และถ้าทราบค่า EI ในแต่ละส่วนก็สามารถคำนวณโดยทฤษฎีข้างต้นได้ดังนี้

$$t_{BA} = \int_A^B \frac{Mx}{EI} dx \approx \sum \frac{Mx}{EI} \quad \dots\dots\dots (2.5.1.1)$$

โดยการแบ่งชิ้นส่วนเพื่อคำนวณ $\sum \frac{Mx}{EI}$ ก็สามารถคำนวณมุมที่เกิดขึ้นได้ดังนี้

$$\theta_A = f_{AA} = \frac{|t_{BA}|}{L_1} \quad \dots\dots\dots (2.5.1.2 ก)$$

$$\theta_B = f_{BA} = -\frac{|t_{AB}|}{L_1} \quad \dots\dots\dots (2.5.1.2 ข)$$

ในทำนองเดียวกันเมื่อใช้ $M_B = 1$ ก็จะได้ f_{BB}, f_{AB} ดังนี้

$$\theta_B = f_{BB} = \frac{|t_{AB}|}{L_1} \quad \dots\dots\dots (2.5.1.2 ค)$$

$$\theta_A = f_{AB} = -\frac{|t_{BA}|}{L_1} \quad \dots\dots\dots (2.5.1.2 ง)$$

หมายเหตุ เครื่องหมายลบแสดงถึงมุมที่เกิดขึ้นเป็นมุมทวนเข็มนาฬิกา

เมื่อได้ค่าสมาชิกเฟลกซิบิลิตี (Flexibility) แล้วก็สามารถคำนวณสติฟเนสได้ดังนี้

$$[K] = [F]^{-1} = \begin{bmatrix} f_{AA} & f_{AB} \\ f_{BA} & f_{BB} \end{bmatrix}^{-1} = \begin{bmatrix} k_{AA} & k_{AB} \\ k_{BA} & k_{BB} \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots (2.5.1.3)$$

กำหนดให้

$$\text{Det} = f_{AA} f_{BB} - f_{AB}^2$$

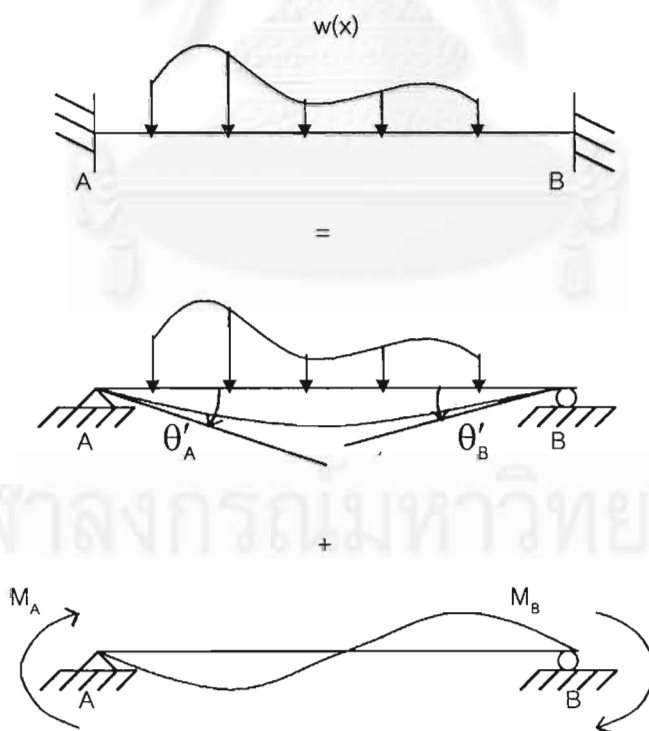
$$k_{AA} = \frac{f_{BB}}{\text{Det}}$$

$$k_{AB} = k_{BA} = -\frac{f_{AB}}{\text{Det}}$$

$$k_{BB} = \frac{f_{AA}}{\text{Det}}$$

2.5.2 การคำนวณโมเมนต์ยึดปลาย

การคำนวณโมเมนต์ยึดปลายใช้วิธีจากผลลัพธ์ของเฟลกซิบิลิตี (Flexibility) และการคำนวณมุมที่ปลายคานาช่วงเดียวเนื่องจากสภาพน้ำหนักที่ต้องการคำนวณโมเมนต์ยึดปลาย (θ'_A, θ'_B) จากนั้นคำนวณค่าโมเมนต์ยึดปลายที่ต้องใช้เพื่อให้มุมที่ปลายมีค่าเท่ากับศูนย์ (ยึดแน่น) เขียนเป็นภาพแสดงได้ดังนี้



รูปที่ 2.5.2.1 แสดงโครงสร้างที่ใช้ในการคำนวณโมเมนต์ยึดปลาย

จากภาพข้างต้นเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$\begin{aligned}\theta'_A + f_{AA}M_A + f_{AB}M_B &= \theta_A = 0 \\ \theta'_B + f_{BA}M_A + f_{BB}M_B &= \theta_B = 0\end{aligned}\quad \dots\dots\dots (2.5.2.1)$$

โดยที่ θ'_A, θ'_B คือ มุมที่เกิดขึ้นในโครงสร้างพื้นฐาน (คานาช่วงเดียว) ของชิ้นส่วนส่วนที่ไม่มีโมเมนต์
อินเนอร์เซียต่างกันสำหรับสภาพน้ำหนักที่กำหนดให้ ที่ปลาย A และ ปลาย B ตามลำดับ

$f_{AA}, f_{AB}, f_{BA}, f_{BB}$ คือ ค่าเฟล็กซิบิลิตี (Flexibility) จากการคำนวณในหัวข้อ 2.5.1

M_A, M_B คือ ค่าโมเมนต์ยึดปลายที่ปลาย A และ ปลาย B ตามลำดับ

ทิศทางสมมุติให้มุมตามเข็มนาฬิกาเป็นบวก

2.6 สมการเป้าหมาย

สมการเป้าหมายที่ใช้ในงานวิจัย พิจารณาจากราคาค่าวัสดุและค่าแรงให้มีค่าต่ำสุด ปัจจัยราคาสำคัญ
ที่เกี่ยวข้องมีดังนี้ ราคาของความหนาของพื้นคอนกรีต ราคาของลวดอัดแรง ราคาเหล็กเสริมธรรมดาราคาของ
ชุดลิ่มสมอตั้ง ราคาของสมอยึดปลาย และปัจจัยอื่นๆพิจารณาได้จากสมการเป้าหมาย คือ

$$\begin{aligned}C_{total} = & (C_{conc} A_{conc})h + (C_{ten} + C_p)C_k \sum L_p N_{ten} + \sum (C_{st} L_{st}) A_{st} + (C_{anch}) N_{anch} + (C_{fix}) N_{fix} + (C_{be} \sum L_p) N_{ten} + (C_{duct} \sum L_p) N_{ten} \\ & \{ + (C_{gr} \sum L_p) N_{ten} \text{ ราคาเพิ่มเติมสำหรับพื้นระบบมีแรงยึดเหนี่ยว} \}\end{aligned}\quad \dots\dots\dots (2.6.1)$$

โดยที่	C_{total}	= ราคาทั้งหมดของพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังในทิศทางที่พิจารณา (บาท)
	C_{conc}	= ราคารวมค่าวัสดุและค่าแรงต่อปริมาณคอนกรีต (บาท/ลบ.ม.)
	A_{conc}	= พื้นที่ทั้งหมดพื้นคอนกรีต (ตารางเมตร)
	h	= ความหนาของพื้นคอนกรีต (เมตร)
	C_{ten}	= ราคารวมค่าวัสดุและค่าแรงต่อน้ำหนักของลวดอัดแรง (บาท/กก.)
	C_p	= ราคาค่าแรงของการดึงลวดต่อน้ำหนักของลวดอัดแรง (บาท/กก.)
	C_k	= ค่าคงที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความยาวของลวดเป็นน้ำหนัก (กก./เมตร)
	L_p	= ความยาวของลวดอัดแรงในแต่ละช่วงพื้น (คิดตามเส้นตรง) (เมตร)
	N_{ten}	= จำนวนลวดอัดแรง (เส้น)
	C_{st}	= ราคารวมค่าวัสดุและค่าแรงต่อปริมาณของเหล็กเสริม (บาท/ลบ.ม.)
	L_{st}	= ความยาวในแต่ละจุดที่เสริมเหล็กเสริม (เมตร)
	A_{st}	= พื้นที่ในแต่ละจุดที่เสริมเหล็กเสริม (ตารางเมตร)
	C_{anch}	= ราคารวมค่าวัสดุและค่าแรงต่อชุดลิ่มสมอตั้ง (บาท/ชุด)
	N_{anch}	= จำนวนลิ่มสมอตั้ง (ชุด)

C_{fx}	=	ราคารวมค่าวัสดุและค่าแรงต่อชุดของสมอยึดปลาย	(บาท/ชุด)
N_{fx}	=	จำนวนสมอยึดปลาย	(ชุด)
C_{be}	=	ราคารวมค่าวัสดุและค่าแรงของชุดขาตั้งลวดอัดแรงต่อความยาว	(บาท/เมตร)
C_{duct}	=	ราคารวมค่าวัสดุและค่าแรงต่อความยาววัสดุห่อหุ้มลวดอัดแรง	(บาท/เมตร)
C_{gr}	=	ราคารวมค่าวัสดุและค่าแรงต่อความยาวของวัสดุยึดเหนี่ยวลวดอัดแรง	(บาท/เมตร)

2.7 อสมการขอบเขต

อสมการขอบเขตที่ใช้ในวิธีซิมเพล็กซ์ แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการเพิ่มแรงประสิทธิผลจากลวดอัดแรงกับการเปลี่ยนแปลงความหนาของพื้นคอนกรีตและเหล็กเสริมในพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังพิจารณาจาก สภาพความต้องการต่างๆไปของตัวโครงสร้าง หน่วยแรงที่สภาวะถ่ายแรง หน่วยแรงที่สภาวะใช้งาน กำลังของหน้าตัดที่สภาวะประลัย และความสัมพันธ์ของโมเมนต์จากน้ำหนักสมดุลงและความสัมพันธ์อื่นๆ จะพบว่าความสัมพันธ์จะเป็นแบบไร้เชิงเส้น เพื่อการคำนวณด้วยวิธีซิมเพล็กซ์จำเป็นจะต้องแปลงความสัมพันธ์ให้เป็นเชิงเส้น โดยอยู่ภายใต้สมมุติฐานที่ว่าค่าขอบเขตบนและล่างของตัวแปรที่พิจารณาต่างกันไม่มากนัก เพื่อให้ความสัมพันธ์ในจากการวิเคราะห์ขณะนี้ กับความสัมพันธ์ในการวิเคราะห์ครั้งถัดไป ไม่เปลี่ยนแปลงมากจนเกินไปเป็นตัวกำหนด พิจารณารูปความสัมพันธ์ทั่วไป

$$g_j(\{x\}) \leq 0 \quad j=1, \dots, m \quad \dots\dots\dots(2.7.1)$$

โดยการเปลี่ยนระบบสมการจากไร้เชิงเส้นเป็นเชิงเส้น ด้วยอนุกรมของ Taylor สองเทอมแรก จะเปลี่ยนระบบสมการได้ โดยค่าตัวเลขซึ่งทราบค่าจะปรากฏในสัญลักษณ์ * ทุกๆรอบการคำนวณจะได้จุดเริ่มต้นทุกครั้งซึ่งจะเป็นค่าตั้งต้นในการคำนวณ ดังนี้

$$g_j(\{x\}) \approx g_j^* + \{\nabla g_j^*\}^T (\{x\} - \{x^*\}) \quad j=1, \dots, m \quad \dots\dots\dots (2.7.2)$$

2.7.1 สภาพความต้องการต่างๆไปของตัวโครงสร้าง

ความหนาดำสุด

$$h \geq l_1/45 \quad \dots\dots\dots (2.7.1.1)$$

$$h \geq l_2/45 \quad \dots\dots\dots (2.7.1.2)$$

- โดยที่
- h = ความหนาของแผ่นพื้น
 - l_1 = ความยาวของแผ่นพื้นด้านที่พิจารณา
 - l_2 = ความยาวของแผ่นพื้นด้านตั้งฉากกับที่พิจารณา

ช่วงค่าหน่วยแรงที่ใช้

$$9 \leq (\alpha P) / (bh) \leq 35$$

$$(9b)h - (\alpha P) \leq 0$$

$$(35b)h - (\alpha P) \geq 0 \quad \dots\dots\dots (2.7.1.3)$$

โดยที่ α = ค่าคงที่เนื่องจากการสูญเสียแรงดึงในลวดอัดแรง

P = แรงดึงในลวดอัดแรงขณะดึง

b = ความกว้างของแผ่นพื้น

ระยะตก (Sag) สำหรับช่วงพื้นใดๆ

$$a = (e_1 + e_3) / 2 - e_2 \quad \dots\dots\dots (2.7.1.4)$$

โดยที่ a = ระยะตกที่กลางช่วงพื้น

e_1 = ตำแหน่งลวดอัดแรงที่ด้านซ้ายของช่วงพื้นวัดจากผิวล่าง

e_2 = ตำแหน่งลวดอัดแรงที่กึ่งกลางของช่วงพื้นวัดจากผิวล่าง

e_3 = ตำแหน่งลวดอัดแรงที่ด้านขวาของช่วงพื้นวัดจากผิวล่าง

ข้อจำกัดของลวดอัดแรง

$$P \leq (0.94 f_{py} A_{ps}) n \quad \dots\dots\dots (2.7.1.5)$$

$$P \leq (0.80 f_{pu} A_{ps}) n \quad \dots\dots\dots (2.7.1.6)$$

$$\alpha P \leq (0.70 f_{pu} A_{ps}) n \quad \dots\dots\dots (2.7.1.7)$$

โดยที่ f_{py} = กำลังดึงครากของลวดอัดแรง

A_{ps} = พื้นที่หน้าตัดของลวดอัดแรงต่อเส้น

n = จำนวนเส้นของลวดอัดแรง

f_{pu} = กำลังดึงประลัยของลวดอัดแรง

2.7.2 ข้อจำกัดที่สภาวะถ่ายแรง

หน่วยแรงที่เกิดขึ้นต้องอยู่ในช่วงที่ยอมให้

$$\begin{aligned} \sigma_L &\leq \sigma_i \leq \sigma_u \\ -0.60 f'_{ci} &\leq \sigma_i \leq 0.8 \sqrt{f'_{ci}} \end{aligned}$$

พิจารณาให้โมเมนต์บวกมีทิศตามเข็มนาฬิกา

$$\begin{aligned} \sigma_i^{\text{top}} &= (\alpha P) / A + M_{ci} / S + M_{di} / S + M_{ll} / S \\ \frac{bh^2 \sigma}{6} &= -\frac{\alpha h P}{6} + M_{ci} + M_{di} + M_{ll} \end{aligned}$$

พิจารณากลุ่ม $\frac{bh^2}{6}$ และ $\frac{\alpha h P}{6}$ โดยเปลี่ยนระบบสมการจากรั้วเชิงเส้นเป็นเชิงเส้น ด้วยอนุกรมของ

Taylor สองเทอมแรก กำหนดให้

$$\begin{aligned} f_1(h) &= \frac{bh^2}{6} \approx f_1(h^*) + \frac{\partial f_1(h)}{\partial h} (h - h^*) \\ &= \left(f_1(h^*) - \frac{\partial f_1(h)}{\partial h} h^* \right) + \frac{\partial f_1(h)}{\partial h} h \\ &= G_{11} + G_{12}h \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (2.7.2.1)$$

$$\begin{aligned} \text{โดยที่ } G_{12} &= \frac{\partial f_1(h)}{\partial h} = \frac{bh}{3} \\ G_{11} &= f_1(h^*) - G_{12}h^* \end{aligned}$$

และในกลุ่มที่สองจะได้

$$\begin{aligned} f_2(h,P) &= \frac{\alpha h P}{6} \approx f_2(h^*, P^*) + \left[\frac{\partial f_2(h,P)}{\partial h} \quad \frac{\partial f_2(h,P)}{\partial P} \right] \begin{bmatrix} h - h^* \\ P - P^* \end{bmatrix} \\ &= G_{21} + G_{22}h + G_{23}P \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (2.7.2.2)$$

$$\begin{aligned} \text{โดยที่ } G_{22} &= \frac{\partial f_2(h,P)}{\partial h} = \frac{\alpha P}{6} \\ G_{23} &= \frac{\partial f_2(h,P)}{\partial P} = \frac{\alpha h}{6} \end{aligned}$$

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

สำหรับหน่วยแรงที่ผิวบน

$$\frac{bh^2\sigma_L}{6} \leq -\frac{\alpha hP}{6} + M_{bl} + M_{dl} + M_{ll} \leq \frac{bh^2\sigma_U}{6}$$

$$(G_{11} + G_{12}h)\sigma_L \leq -(G_{21} + G_{22}h + G_{23}P) + M_{bl} + M_{dl} + M_{ll} \leq (G_{11} + G_{12}h)\sigma_U \dots\dots\dots (2.7.2.3)$$

สำหรับหน่วยแรงที่ผิวล่าง

$$\frac{bh^2\sigma_L}{6} \leq -\frac{\alpha hP}{6} - M_{bl} - M_{dl} - M_{ll} \leq \frac{bh^2\sigma_U}{6}$$

$$(G_{11} + G_{12}h)\sigma_L \leq -(G_{21} + G_{22}h + G_{23}P) - M_{bl} - M_{dl} - M_{ll} \leq (G_{11} + G_{12}h)\sigma_U \dots\dots\dots (2.7.2.4)$$

2.7.3 ข้อจำกัดที่สภาวะใช้งาน

หน่วยแรงที่เกิดขึ้นต้องอยู่ในช่วงที่ยอมให้

$$\sigma_L \leq \sigma_w \leq \sigma_U$$

สำหรับโมเมนต์ลบที่หัวเสา

$$-0.30 f'_c \leq \sigma_w \leq 1.6 \sqrt{f'_c}$$

สำหรับโมเมนต์บวกที่กลางช่วงพื้น

$$-0.45 f'_c \leq \sigma_w \leq 1.6 \sqrt{f'_c}$$

สมการที่พิจารณาใช้ความสัมพันธ์ใน 2.7.3.3 และ 2.7.3.4 เปลี่ยนเฉพาะค่าคงที่ σ เท่านั้น

2.7.4 ข้อจำกัดที่สภาวะประลัย

กำลังรับโมเมนต์ดัดของหน้าตัดต้องมากกว่าโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้น

$$M_u \leq \phi M_n \dots\dots\dots (2.7.4.1)$$

กำลังของหน้าตัดคิดได้จาก

$$M_n = A_{ps}[f_{ps}(d_p - a/2)] + A_s[f_y(d - a/2)]$$

ประมาณให้เป็นเชิงเส้นได้ดังนี้

$$\begin{aligned}
 f_3(d_p, A_{ps}, A_s) &= A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2}\right) + A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
 \therefore a &= \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y}{0.85 f'_c b} \\
 f_3(d_p, A_{ps}, A_s) &= A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y}{2(0.85 f'_c b)}\right) + A_s f_y \left(d - \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y}{2(0.85 f'_c b)}\right) \\
 &= A_{ps} f_{ps} d_p - \frac{A_{ps} f_{ps} A_{ps} f_{ps} + A_{ps} f_{ps} A_s f_y}{2(0.85 f'_c b)} + A_s f_y d - \frac{A_s f_y A_{ps} f_{ps} + A_s f_y A_s f_y}{2(0.85 f'_c b)} \\
 &= A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d - \frac{(A_{ps} f_{ps})^2}{2(0.85 f'_c b)} - \frac{A_s f_y A_{ps} f_{ps}}{(0.85 f'_c b)} - \frac{(A_s f_y)^2}{2(0.85 f'_c b)} \\
 &\approx f_3(d_p^*, A_{ps}^*, A_s^*) + \left[\frac{\partial f_3(d_p, A_{ps}, A_s)}{\partial d_p} \quad \frac{\partial f_3(d_p, A_{ps}, A_s)}{\partial A_{ps}} \quad \frac{\partial f_3(d_p, A_{ps}, A_s)}{\partial A_s} \right] \begin{bmatrix} d_p - d_p^* \\ A_{ps} - A_{ps}^* \\ A_s - A_s^* \end{bmatrix} \\
 &= G_{31} + G_{32} d_p + G_{33} A_{ps} + G_{34} A_s \quad \dots\dots\dots (2.7.4.2)
 \end{aligned}$$

โดยที่

$$\begin{aligned}
 G_{32} &= \frac{\partial f_3(d_p, A_{ps}, A_s)}{\partial d_p} = A_{ps} f_{ps} \\
 G_{33} &= \frac{\partial f_3(d_p, A_{ps}, A_s)}{\partial A_{ps}} = f_{ps} d_p - \frac{A_{ps} f_{ps}^2}{0.85 f'_c b} - \frac{A_s f_{ps} f_y}{0.85 f'_c b} \\
 G_{34} &= \frac{\partial f_3(d_p, A_{ps}, A_s)}{\partial A_s} = f_y d - \frac{A_{ps} f_{ps} f_y}{0.85 f'_c b} - \frac{A_s f_y^2}{0.85 f'_c b} \\
 G_{31} &= f_3(d_p^*, A_{ps}^*, A_s^*) - G_{32} d_p^* - G_{33} A_{ps}^* - G_{34} A_s^*
 \end{aligned}$$

$$M_u = \text{L.F. } M_{dl} + \text{L.F. } M_{ll} + M_2 \quad \dots\dots\dots (2.7.4.3)$$

เพื่อป้องกันการวิบัติทันที ACI ได้กำหนดให้

$$\begin{aligned}
 M_u &\geq 1.2 M_{cr} \\
 \sigma_{cr} &= -(\alpha P) / A + M_{cr} / S \\
 M_{cr} &= \frac{bh^2}{6} \sigma_{cr} + \frac{\alpha h P}{6}
 \end{aligned}$$

พิจารณากลุ่ม $\frac{bh^2}{6}$ และ $\frac{\alpha hP}{6}$ ซึ่งได้ประมาณให้เป็นเชิงเส้นในสมการ 2.7.2.1 และ 2.7.2.2 ได้ความ
สัมพันธ์ดังนี้

$$M_{cr} = (G_{11} + G_{12}h)\sigma_{cr} + (G_{21} + G_{22}h + G_{23}P) \dots\dots\dots (2.7.4.4)$$

$$M_u \geq 1.2 M_{cr} \dots\dots\dots (2.7.4.5)$$

เหล็กเสริมธรรมดา ในระบบพื้นไร้แรงยึดเหนี่ยวได้มีการกำหนดปริมาณเหล็กเสริมน้อยสุด อสมการที่
ใช้ควบคุมขึ้นกับตำแหน่งของโมเมนต์ที่เกิดดังนี้

บริเวณโมเมนต์บวกกลางช่วงพื้น ในกรณีที่เกิดหน่วยแรงดิ่งเกิน $0.53\sqrt{f'_c}$ กก./ตร.ซม. ให้เสริมเหล็ก
ธรรมดา ไม่น้อยกว่า $N / (0.5 f_y)$ แต่ไม่น้อยกว่า 0.004by ระยะที่เกิดหน่วยแรงดิ่งสามารถเขียนได้โดยอยู่ใน
กลุ่ม σ_{top} และ σ_{bot} ได้ดังนี้

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

สมการนี้ค่า y จะเป็นได้ทั้งค่าบวกและค่าลบ ในกรณีที่ป็นค่าบวกแสดงว่าเกิดหน่วยแรงดิ่งขึ้น
โดยการแทนค่า σ_{bot} ซึ่งเป็นตัวกำหนดเครื่องหมายลงไปจะได้

$$y = \frac{-(\alpha P) / A - M_{bl} / S - M_{cl} / S - M_{ll} / S}{(\sigma_{bot} - \sigma_{top})} h$$

จัดรูปสมการใหม่ได้

$$\{bh(\sigma_{bot} - \sigma_{top})/6\} y = -(\alpha h/6) P - M_{bl} - M_{cl} - M_{ll}$$

พิจารณาใช้กลุ่ม $\frac{\alpha hP}{6}$ ในสมการ 2.7.2.2 สำหรับกลุ่ม $\frac{bhy}{6}$ นั้นประมาณเป็นเชิงเส้นได้ดังนี้

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

$$= G_{41} + G_{42}h + G_{43}y \dots\dots\dots (2.7.4.6)$$

โดยที่ $G_{42} = \frac{\partial f_4(h,y)}{\partial h} = \frac{by}{6}$

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

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

ความสัมพันธ์เบื้องต้นเขียนใหม่ได้ดังนี้

$$(G_{41} + G_{42}h + G_{43}y)(\sigma_{\text{bot}} - \sigma_{\text{top}}) = -(G_{21} + G_{22}h + G_{23}P) - M_{\text{bl}} - M_{\text{dl}} - M_{\text{ll}} \quad \dots\dots\dots (2.7.4.7)$$

$$A_s \geq N / (0.5 f_y) = 0.5 \sigma_{\text{bot}} y b / (0.5 f_y) \quad \dots\dots\dots (2.7.4.8)$$

$$A_s \geq 0.004 by \quad \dots\dots\dots (2.7.4.9)$$

บริเวณโมเมนต์ลบที่หัวเสา

$$A_s \geq 0.00075 h l \quad \dots\dots\dots (2.7.4.10)$$

สำหรับความยาวเหล็กเสริมธรรมดาใช้ค่าดังนี้

บริเวณโมเมนต์บวกกลางช่วงพื้น ใช้ 1/3

บริเวณโมเมนต์ลบที่หัวเสา ใช้ 1/6

หน่วยแรงเฉือนของหน้าตัดต้องมากกว่าหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้น

$$-\tau_u \leq \tau_u \leq \tau_u \quad \dots\dots\dots (2.7.4.11)$$

ในกรณีที่ไม่ใช้เหล็กเสริมปลดกับแรงเฉือน

$$\tau_u = 0.85 \left\{ 0.93 \sqrt{f'_c} + (0.3 \alpha / A) P \right\}$$

$$\tau_u A_c = 0.85 \left\{ 0.93 \sqrt{f'_c} A_c + \frac{0.3 \alpha P}{L_2 h} A_c \right\}$$

ประมาณกลุ่ม A_c ให้ความสัมพันธ์เป็นเชิงเส้นได้ตามตำแหน่งเสาดังนี้

เสาดตามรูปที่ 2.2.6.1 ก (เสากายใน)

$$\begin{aligned}
 A_c &= S_1(d) = 2(a+b)d = 2c_1d + 2c_2d + 4d^2 \\
 &\approx S_1(d^*) + \frac{\partial S_1(d)}{\partial d} (d - d^*) \\
 &= H_{11} + H_{12}d \quad \dots\dots\dots (2.7.4.12 \text{ ก})
 \end{aligned}$$

โดยที่ $H_{12} = \frac{\partial S_1(d)}{\partial d} = 2c_1 + 2c_2 + 8d$
 $H_{11} = S_1(d^*) - H_{12}d^*$

เสาดตามรูปที่ 2.2.6.1 ข (เสามุม)

$$\begin{aligned}
 A_c &= S_2(d) = (a+b)d = c_1d + c_2d + d^2 \\
 &\approx S_2(d^*) + \frac{\partial S_2(d)}{\partial d} (d - d^*) \\
 &= H_{21} + H_{22}d \quad \dots\dots\dots (2.7.4.12 \text{ ข})
 \end{aligned}$$

โดยที่ $H_{22} = \frac{\partial S_2(d)}{\partial d} = c_1 + c_2 + 2d$
 $H_{21} = S_2(d^*) - H_{22}d^*$

เสาดตามรูปที่ 2.2.6.1 ค (เสาชอบแรงดัดขนานชอบ)

$$\begin{aligned}
 A_c &= S_3(d) = (a+2b)d = c_1d + 2c_2d + d^2 \\
 &\approx S_3(d^*) + \frac{\partial S_3(d)}{\partial d} (d - d^*) \\
 &= H_{31} + H_{32}d \quad \dots\dots\dots (2.7.4.12 \text{ ค})
 \end{aligned}$$

โดยที่ $H_{32} = \frac{\partial S_3(d)}{\partial d} = c_1 + 2c_2 + 2d$
 $H_{31} = S_3(d^*) - H_{32}d^*$

เสาคตามรูปที่ 2.2.6.1 ง (เสาคอบแรงค้ำตั้งฉากคอบ)

$$\begin{aligned}
 A_c &= S_4(d) = 2(a+b)d = 2c_1d + 2c_2d + 3d^2 \\
 &\approx S_4(d^*) + \frac{\partial S_4(d)}{\partial d}(d-d^*) \\
 &= H_{41} + H_{42}d \quad \dots\dots\dots (2.7.4.12 \text{ ง})
 \end{aligned}$$

โดยที่ $H_{42} = \frac{\partial S_4(d)}{\partial d} = 2c_1 + 2c_2 + 6d$

$$H_{41} = S_4(d^*) - H_{42}d^*$$

สำหรับกลุ่ม $\frac{P}{h} A_c = \frac{0.8P}{d} A_c$ เมื่อ $d=0.8h$ เปลี่ยนความสัมพันธ์เป็นเชิงเส้นได้ตามตำแหน่งเสาดังนี้

เสาคตามรูปที่ 2.2.6.1 น (เสากภายใน)

$$\begin{aligned}
 S_5(P, d) &= \frac{0.8P}{d} 2(a+b)d = 1.6P(c_1 + c_2 + 2d) \\
 &\approx S_5(P^*, d^*) + \left[\frac{\partial S_5(P, d)}{\partial P} \quad \frac{\partial S_5(P, d)}{\partial d} \right] \begin{pmatrix} P-P^* \\ d-d^* \end{pmatrix} \\
 &= H_{51} + H_{52}P + H_{53}d \quad \dots\dots\dots (2.7.4.13 \text{ น})
 \end{aligned}$$

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

$$H_{53} = \frac{\partial S_5(P, d)}{\partial d} = 3.2P$$

$$H_{51} = S_5(P^*, d^*) - H_{52}P^* - H_{53}d^*$$

เสาคตามรูปที่ 2.2.6.1 ข (เสากมุม)

$$\begin{aligned}
 S_6(P, d) &= 0.8P(c_1 + c_2 + d) \\
 &\approx S_6(P^*, d^*) + \left[\frac{\partial S_6(P, d)}{\partial P} \quad \frac{\partial S_6(P, d)}{\partial d} \right] \begin{pmatrix} P-P^* \\ d-d^* \end{pmatrix} \\
 &= H_{61} + H_{62}P + H_{63}d \quad \dots\dots\dots (2.7.4.13 \text{ ข})
 \end{aligned}$$

โดยที่ $H_{62} = \frac{\partial S_6(P, d)}{\partial P} = 0.8(c_1 + c_2 + d)$

$$H_{63} = \frac{\partial S_6(P, d)}{\partial d} = 0.8P$$

$$H_{61} = S_6(P^*, d^*) - H_{62}P^* - H_{63}d^*$$

เสถียรภาพที่ 2.2.6.1 ค (เสถียรภาพแรงดัดขนานขอบ)

$$S_7(P, d) = 0.8P(c_1 + 2c_2 + 2d)$$

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

$$= H_{71} + H_{72}P + H_{73}d \quad \dots\dots\dots (2.7.4.13 \text{ ค})$$

โดยที่

$$H_{72} = \frac{\partial S_7(P, d)}{\partial P} = 0.8(c_1 + 2c_2 + 2d)$$

$$H_{73} = \frac{\partial S_7(P, d)}{\partial d} = 1.6P$$

$$H_{71} = S_7(P^*, d^*) - H_{72}P^* - H_{73}d^*$$

เสถียรภาพที่ 2.2.6.1 ง (เสถียรภาพแรงดัดตั้งฉากขอบ)

$$S_8(P, d) = 1.6P(c_1 + c_2 + 1.5d)$$

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

$$= H_{81} + H_{82}P + H_{83}d \quad \dots\dots\dots (2.7.4.13 \text{ ง})$$

โดยที่

$$H_{82} = \frac{\partial S_8(P, d)}{\partial P} = 1.6(c_1 + c_2 + 1.5d)$$

$$H_{83} = \frac{\partial S_8(P, d)}{\partial d} = 2.4P$$

$$H_{81} = S_8(P^*, d^*) - H_{82}P^* - H_{83}d^*$$

จากการแปลงความสัมพันธ์ ตามตำแหน่งเสา ด้วยสมการ 2.7.4.12 ก ถึง 2.7.4.13 ง สามารถเขียนสมการ แสดงกลุ่ม $\tau_u A_c$ ได้ดังนี้

$$\tau_u A_c = 0.85 \left\{ 0.93 \sqrt{f_c} (H_{x1} + H_{x2} 0.8h) + \frac{0.3\alpha}{L_2} (H_{y1} + H_{y2}P + H_{y3} 0.8h) \right\} \dots\dots\dots (2.7.4.14)$$

โดยที่ X,Y แสดงตำแหน่งเสา และ กำหนดให้ d = 0.8h เพื่อให้ ความหนา (h) เป็นตัวแปร

สำหรับ หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้น

$$\tau_{ut} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u c}{J}$$

$$\tau_{ut} A_c = V_u + (\gamma_v M_u) \frac{A_c}{J/c}$$

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

เสาดังรูปที่ 2.2.6.1 ก (เสากลางใน)

$$\frac{A_c}{J/c} = Z_1(d) = \frac{6(c_1 + c_2 + 2d)}{(c_1 + d)(c_1 + 3c_2 + 4d) + d^2} = \frac{k_1}{k_2 k_3 + d^2}$$

$$\approx Z_1(d^*) + \frac{\partial Z_1(d)}{\partial d} (d - d^*)$$

$$= B_{11} + B_{12}d \quad \dots\dots\dots (2.7.4.15 \text{ ก})$$

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

$$B_{11} = Z_1(d^*) - B_{12}d^*$$

เสาดังรูปที่ 2.2.6.1 ข (เสามุม)

$$\frac{A_c}{J/c} = Z_2(d) = \frac{6(c_1 + c_2 + d)}{(c_1 + 0.5d)(c_1 + 4c_2 + 2.5d) + \frac{(c_1 + c_2 + d)d^2}{(c_1 + 0.5d)}} = \frac{k_1}{k_2 k_3 + \frac{k_4}{k_5}}$$

$$\approx Z_2(d^*) + \frac{\partial Z_2(d)}{\partial d} (d - d^*)$$

$$= B_{21} + B_{22}d \quad \dots\dots\dots (2.7.4.15 \text{ ข})$$

โดยที่ $B_{22} = \frac{\partial Z_2(d)}{\partial d} = \frac{6}{k_2 k_3 + \frac{k_4}{k_5}} - \frac{2k_1 \left(0.5k_3 + 2.5k_2 + \frac{2c_1 d + 2c_2 d + 3d^2}{k_5} - \frac{k_4}{(k_5)^2} \right)}{\left(k_2 k_3 + \frac{k_4}{k_5} \right)^2}$

$$B_{21} = Z_2(d^*) - B_{22}d^*$$

เสาทตามรูปที่ 2.2.6.1 ค (เสาชอบแรงดัดขนานชอบ)

$$\begin{aligned} \frac{A_c}{J/c} = Z_3(d) &= \frac{6(c_1 + 2c_2 + 2d)}{(c_1 + d)(c_1 + 6c_2 + 4d) + d^2} = \frac{k_1}{k_2k_3 + d^2} \\ &\approx Z_3(d^*) + \frac{\partial Z_3(d)}{\partial d}(d - d^*) \\ &= B_{31} + B_{32}d \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (2.7.4.15 ค)$$

โดยที่

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

$$B_{31} = Z_3(d^*) - B_{32}d^*$$

เสาทตามรูปที่ 2.2.6.1 ง (เสาชอบแรงดัดตั้งฉากชอบ)

$$\begin{aligned} \frac{A_c}{J/c} = Z_4(d) &= \frac{6(2c_1 + c_2 + 2d)}{(2c_1 + d)(c_1 + 2c_2 + 2.5d) + \frac{(2c_1 + c_2 + 2d)d^2}{(c_1 + 0.5d)}} = \frac{k_1}{k_2k_3 + \frac{k_4}{k_5}} \\ &\approx Z_4(d^*) + \frac{\partial Z_4(d)}{\partial d}(d - d^*) \\ &= B_{41} + B_{42}d \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (2.7.4.15 ง)$$

โดยที่

$$B_{42} = \frac{\partial Z_4(d)}{\partial d} = \frac{12}{k_2k_3 + \frac{k_4}{k_5}} - \frac{2k_1 \left(k_3 + 2.5k_2 + \frac{4c_1d + 2c_2d + 6d^2}{k_5} - \frac{k_4}{(k_5)^2} \right)}{\left(k_2k_3 + \frac{k_4}{k_5} \right)^2}$$

$$B_{41} = Z_4(d^*) - B_{42}d^*$$

จากความสัมพันธ์ข้างต้น และการประมาณแรงเฉือนจากน้ำหนักบรรทุกทุกตายตัวของพื้นที่กับความหนา ประกอบกับการใช้โมเมนต์ที่ไม่สมดุลเป็นค่าที่ได้จากรอบที่แล้ว สามารถเขียนสมการใหม่ได้

$$\tau_{ul} A_c = \frac{(V_u)_{DL}}{h^*} h + (V_u)_{etc.} + \gamma_v M_u (B_{X1} + B_{X2} 0.8h) \quad \dots\dots\dots (2.7.4.16)$$

ในกรณีที่ใช้เหล็กเสริมปลอกรับแรงเฉือน

$$\tau_u = 0.85 \{ 1.59 \sqrt{f'_c} \}$$

ใช้ความสัมพันธ์ตามสมการ A_c จาก 2.7.4.12 จะได้

$$\tau_u A_c = 0.85 \{ 1.59 \sqrt{f'_c} (H_{x1} + H_{x2} 0.8h) \} \quad \dots\dots\dots (2.7.4.17)$$

- โดยที่ A_c = พื้นที่รับแรงเฉือน $b_o \cdot d$
 b_o = เส้นรอบรูปของหน้าตัดวิกฤตรับแรงเฉือนที่ระยะ $d/2$ จากหน้าเสา
 d = ความลึกประสิทธิภาพของหน้าตัด ซึ่งไม่น้อยกว่า $0.8h$
 ในเมื่อ h คือ ความหนาแผ่นพื้น
 V_u = สัดส่วนของโมเมนต์ไม่สมดุลซึ่งถ่ายโดยแรงเฉือน ที่รอยต่อของเสาและแผ่นพื้น
 M_u = โมเมนต์ไม่สมดุลที่ต้องถ่ายเข้าเสา
 c = ระยะจากจุดศูนย์ถ่วงของหน้าตัดวิกฤตรับแรงเฉือน ไปยังของไกลสุดในทิศทางที่ถ่ายโมเมนต์
 J = Polar moment of inertia ของหน้าตัดวิกฤต

ปริมาณเหล็กเสริมปลอกรับแรงเฉือน

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_u A_c - 0.85(0.53 \sqrt{f'_c}) A_c}{0.85 n f_y d}$$

สำหรับความลึกประสิทธิภาพ $d = 0.8h$ ในกรณีแรงเฉือนซึ่งเปลี่ยนความสัมพันธ์ให้เป็น $V_u A_c$ ไว้แล้ว นั้นจัดรูปสมการใหม่ได้ดังนี้

$$\frac{n A_v}{S} = \frac{V_u A_c - 0.85(0.53 \sqrt{f'_c}) (H_{x1} + H_{x2} 0.8h)}{0.85 f_y d^*} \quad \dots\dots\dots (2.7.4.18)$$

สำหรับแรงเฉือนทางเดียว (One Way Shear)

$$-\tau_u \leq 1/(b \cdot 0.8h) V_u \leq \tau_u \quad \dots\dots\dots (2.7.4.19)$$

โดยการพิจารณาใช้ $1/(b \cdot 0.8h)$ เป็นค่าในรอบที่ผ่านมา

2.7.5 ความสัมพันธ์ของโมเมนต์จากน้ำหนักสมดุและความสัมพันธ์อื่นๆ

โมเมนต์จากน้ำหนักบรรทุกทุกคงที่กับการเปลี่ยนแปลงความหนาประมาณได้ว่า

$$M_{DL} = \frac{M_{DL}^*}{h^*} h \quad \dots\dots\dots (2.7.5.1)$$

โมเมนต์จากน้ำหนักสมดุล จากน้ำหนักสมดุล

$$w = \frac{8\alpha Pa}{L^2} \quad \dots\dots\dots (2.7.5.2)$$

จากแนวคิดด้วยวิธีวางซ้อน (Superposition) โมเมนต์อยู่ในรูปผลบวกของสัมประสิทธิ์เนื่องจากการใส่ $w = 1$ ในแต่ละช่วงฟังก์ชันกับ $w = \frac{8\alpha Pa}{L^2}$ สามารถเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$(M_{bal})_{@x} = \frac{m_{1@x}(8\alpha Pa_1)}{L_1^2} + \frac{m_{2@x}(8\alpha Pa_2)}{L_2^2} + \dots + \frac{m_{n@x}(8\alpha Pa_n)}{L_n^2} \quad \dots\dots\dots (2.7.5.3)$$

$$\approx M_{bal}(P^*, a_1^*, \dots, a_n^*) + \left[\frac{\partial M_{bal}(P, a_1, \dots, a_n)}{\partial P} \quad \frac{\partial M_{bal}(P, a_1, \dots, a_n)}{\partial a_1} \quad \dots \quad \frac{\partial M_{bal}(P, a_1, \dots, a_n)}{\partial a_n} \right] \begin{pmatrix} P - P^* \\ a_1 - a_1^* \\ \dots \\ a_n - a_n^* \end{pmatrix}$$

$$= T_{11} + T_{12}P + T_{13}a_1 + \dots + T_{1(2+n)}a_n \quad \dots\dots\dots (2.7.5.4)$$

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

$$T_{12} = \frac{\partial M_{bal}(P, a_1, \dots, a_n)}{\partial P} = \frac{m_{1@x}(8\alpha a_1)}{L_1^2} + \frac{m_{2@x}(8\alpha a_2)}{L_2^2} + \dots + \frac{m_{n@x}(8\alpha a_n)}{L_n^2}$$

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

.....

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

$$T_{11} = M_{\text{bal}}(P^*, a_1^*, \dots, a_n^*) - T_{12}P^* - T_{13}a_1^* - \dots - T_{1(2+n)}a_n^*$$

การคำนวณ M_2 ทำโดยวิธีเดียวกันจากสมการตั้งต้น

$$M_2 = M_{\text{bal}} - (\alpha P) e \quad \dots\dots\dots (2.7.5.5)$$

พิจารณา กลุ่ม Pe

$$Pe \approx P^* e^* + \begin{bmatrix} \frac{\partial(Pe)}{\partial P} & \frac{\partial(Pe)}{\partial e} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} P - P^* \\ e - e^* \end{bmatrix}$$

$$= T_{21} + T_{22}P + T_{23}e \quad \dots\dots\dots (2.7.5.6)$$

โดยที่ $T_{22} = \frac{\partial(Pe)}{\partial P} = e$

$$T_{23} = \frac{\partial(Pe)}{\partial e} = P$$

$$T_{21} = P^* e^* - T_{22}P^* - T_{23}e^*$$

ดังนั้นสมการ 2.7.5.5 จะประมาณให้อยู่ในรูปเชิงเส้นได้

$$M_2 = M_{\text{bal}} - \alpha (T_{21} + T_{22}P + T_{23}e) \quad \dots\dots\dots (2.7.5.7)$$

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

2.8 การตรวจสอบการลู่เข้าของคำตอบ

การตรวจสอบการลู่เข้าของคำตอบได้ใช้วิธีของ Scarborough ซึ่งใช้กับการคำนวณซ้ำโดยการตรวจสอบคำตอบในรอบที่ผ่านมากับคำตอบที่คำนวณได้ใหม่ โดยที่ผู้ใช้สามารถระบุนัยสำคัญของตัวเลขคำตอบที่ต้องการได้ มีรายละเอียดการคำนวณดังนี้

$$\epsilon_a = \frac{\text{คำตอบปัจจุบัน} - \text{คำตอบที่ผ่านมา}}{\text{คำตอบปัจจุบัน}} * 100\%$$

$$|\epsilon_a| < \epsilon_s$$

$$\epsilon_s = (0.5 * 10^{2-N})\% \quad \dots\dots\dots (2.8.1)$$

โดยที่ ϵ_s คือขอบเขตที่ยอมให้
 N คือจำนวนนัยสำคัญของคำตอบที่ต้องการ

จากสมการ (2.8.1) เมื่อแทนค่า N จะได้ค่า ϵ_s ดังตารางที่ 2.8.1 ดังนี้

ตารางที่ 2.8.1 แสดงค่าขอบเขตที่ยอมให้กับจำนวนนัยสำคัญของคำตอบ

N	ϵ_s
2	0.5
3	0.05
4	0.005

การตรวจสอบด้วยวิธีนี้ตามเอกสารอ้างอิง ได้กล่าวว่าคำตอบที่ได้มักจะมีนัยสำคัญของตัวเลขมากกว่าที่ต้องการ ซึ่งจะเป็นคำตอบในเชิงอนุรักษ์

การตรวจสอบการลู่เข้าของคำตอบในงานวิจัยนี้ตรวจสอบตัวแปรของราคาจากสมการเป้าหมาย คือค่า Z จากสมการ 2.6.1

2.9 ลักษณะการเข้าสู่ของคำตอบและการเลือกคำตอบ

การเข้าสู่ของคำตอบในกรณีที่ผ่านมาของการแปลงระบบสมการจากไร้เชิงเส้นไปเป็นแบบเชิงเส้น เพื่อสามารถใช้วิธีการแก้ปัญหาด้วยโปรแกรมเชิงเส้นตรงได้นั้น ตามการศึกษาจากเอกสารอ้างอิง ได้กล่าวสรุปพฤติกรรมไว้ว่า

วิธีการนี้ไม่จำเป็นที่จะเข้าสู่คำตอบที่เหมาะสม (Optimum) โดยที่อาจเกิดปัญหาระหว่างขอบเขตการแก้ปัญหาดังนี้

- ก. คำตอบที่เหมาะสมจริง (True Optimum) ไม่ได้อยู่จุดตัด บนช่วงคำตอบที่เป็นไปได้ (Feasible Region) จากการใช้โปรแกรมเชิงเส้นตรงในการแก้ปัญหา ดังนั้นจึงเกิดการแกว่งตัวไปมาของคำตอบที่อยู่ในบริเวณนี้
- ข. ถึงแม้คำตอบที่เหมาะสมจริง จะอยู่จุดตัด แต่ถ้าจุดเริ่มต้นของการแก้ปัญหาอยู่ห่างจากคำตอบที่เหมาะสมจริงมาก การเข้าสู่คำตอบที่เหมาะสมจริงก็อาจไม่เกิดขึ้นได้
- ค. ในปัญหาที่ไม่ใช่แบบนูน (Nonconvex Problems) บางส่วนของขอบเขตการแปลงระบบสมการจากไร้เชิงเส้นไปเป็นแบบเชิงเส้น อาจมีการตัดช่วงคำตอบที่เป็นไปได้ ซึ่งคำตอบที่เหมาะสมจริงอาจอยู่ในช่วงนี้ ทำให้การคำนวณไม่เข้าสู่คำตอบที่เหมาะสม

จากข้อสรุปทั้งสามประการที่กล่าวไว้ตามเอกสารอ้างอิง ซึ่งให้เห็นถึงปัญหาของการเข้าสู่ของคำตอบ ซึ่งตามเอกสารอ้างอิงได้ให้วิธีการปรับปรุงขอบเขตการแก้ปัญหาไว้หลายทางซึ่งทางผู้วิจัยได้เลือกใช้หนึ่งในวิธีนั้นคือการโปรแกรมแบบประมาณ (Approximate Programming) โดยการกำหนดขอบเขตของตัวแปรให้อยู่ในช่วงที่กำหนด ทั้งขอบเขตบน และขอบเขตล่าง เพิ่มเติมจากสมการปกติ เพื่อให้การแปลงระบบสมการใกล้เคียงในช่วงที่คำนวณมากขึ้น ในกรณีที่คำตอบอาจหลุดไปไกลในกรณีที่ไม่ใช่ขอบเขตนี้

การเลือกคำตอบที่เหมาะสม จากความรู้ในข้างต้นทราบว่าคำตอบอาจไม่เกิดการเข้าสู่ได้ ในกรณีเช่นนี้จะพิจารณาค่าราคาที่ดีที่สุดจากการคำนวณในแต่ละรอบการคำนวณ โดยที่อยู่ภายในเงื่อนไขว่าโครงสร้างต้องปลอดภัย เนื่องจากบางรอบในการคำนวณ อาจมีการหลุดออกนอกขอบเขตที่ยอมให้ จากขอบเขตการแปลงระบบสมการจากไร้เชิงเส้นไปเป็นแบบเชิงเส้น ซึ่งทำให้ราคาต่ำแต่ไม่ปลอดภัย โดยการตรวจสอบโครงสร้างจะทำภายหลังจากการแก้ปัญหาซิมเพล็กซ์แล้ว

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ขั้นตอนและวิธีการวิจัย

3.1 ความนำ

การวิจัยนี้มีเป้าหมายที่จะพัฒนาโปรแกรมคอมพิวเตอร์สำหรับการวิเคราะห์และออกแบบพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังอย่างเหมาะสมที่สุด โดยมีขั้นตอนของการวิจัยดังนี้

1. ศึกษาวิธีการวิเคราะห์การสร้างสติเฟนส สมการในการออกแบบโครงสร้างของชิ้นส่วนเสาและพื้น โดยวิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่า (Equivalent Frame) เพื่อใช้ในการวิเคราะห์หาแรงประสิทธิภาพ จากลวดอัดแรงโดยวิธีของการสมดุลน้ำหนักบรรทุก (Load Balancing) และคำนวณเหล็กเสริมที่ได้ หลังจากการอัดแรงจากลวดอัดแรง
2. ศึกษาการออกแบบแผ่นพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลัง ตามหน่วยแรงที่ยอมให้และข้อกำหนดของมาตรฐาน ACI-1995
3. ศึกษาความสัมพันธ์ของตัวแปรที่เป็นปัจจัยหลักต่อราคาโครงสร้าง ได้แก่ ความหนาของพื้นคอนกรีตแรงประสิทธิภาพจากลวดอัดแรง เหล็กเสริมธรรมดา เพื่อที่จะคำนวณและออกแบบอย่างเหมาะสม (Optimum Design) ของแผ่นพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลัง
4. พัฒนาโปรแกรมคอมพิวเตอร์จากการศึกษาข้างต้น
5. เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ที่ได้ จากโปรแกรมที่วิจัย ในกรณีที่ไม่ใช้การคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม และใช้การคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม กับตัวอย่างอื่นๆ ทิ้งไป เพื่อตรวจสอบความถูกต้องของโปรแกรมวิจัย

3.2 องค์ประกอบของโปรแกรมคอมพิวเตอร์

สำหรับการวิเคราะห์ในการวิจัยนี้สามารถแบ่งขั้นตอนเป็น 3 ขั้นตอนได้แก่

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

ก. การจัดเตรียมข้อมูลก่อนการประมวลผล (Pre Processing)

ในการจัดเตรียมข้อมูลก่อนการประมวลผล จะเป็นการเตรียมข้อมูลเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ ข้อมูลที่เตรียม มีดังนี้

- ก.1 รูปร่างของโครงสร้างที่จะวิเคราะห์ เช่น ความหนาของแผ่นพื้น ขนาดของเสา จำนวนช่วงพื้น ความยาวช่วงพื้น เป็นต้น
- ก.2 คุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ เช่น กำลังอัดประลัยของคอนกรีต กำลังครากของเหล็กเสริม เป็นต้น
- ก.3 ขนาดและตำแหน่งน้ำหนักบรรทุกที่กระทำ
- ก.4 ระบบของพื้น เช่น เป็นระบบไร้แรงยึดเหนี่ยว หรือมีแรงยึดเหนี่ยว
- ก.5 เลือกราคาคำนวณว่าจะทำการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสมหรือไม่
- ก.6 ราคาวัสดุและแรงงานที่ใช้ในโครงสร้าง

ข. การวิเคราะห์และประมวลผล (Processing)

ขั้นตอนนี้จะเป็นการคำนวณโดยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ หลังจากจัดเตรียมข้อมูลแล้ว สามารถแบ่งเป็นขั้นตอนย่อยๆ ดังนี้

- ข.1 การวิเคราะห์โครงสร้าง
 - ข.1.1 การสร้างสติฟเนสของแต่ละชิ้นส่วน
 - ข.1.2 การรวมสติฟเนสของระบบโครงสร้าง
 - ข.1.3 การหาค่าหน่วยแรงภายใน
- ข.2 การตรวจสอบหน่วยแรง ณ สภาวะการรับน้ำหนักของแผ่นพื้น คือ
 - ข.2.1 สภาวะถ่ายแรง
 - ข.2.2 สภาวะใช้งาน
 - ข.2.3 สภาวะประลัย
- ข.3 คำนวณผลหารระหว่างหน่วยแรงที่เกิดขึ้นกับพิกัดหน่วยแรงที่ยอมให้ ถ้าน้อยกว่าหรือเท่ากับหนึ่งจะไปขั้นตอนที่ ข.4 ถ้ามากกว่าหนึ่งจะทำการเพิ่มความหนา และกลับไปทำในขั้นตอนที่ ข.1
- ข.4 คำนวณสัมประสิทธิ์ของสมการเป้าหมายและขอสมการขอบเขต
- ข.5 คำนวณจุดเหมาะสมด้วยวิธีซิมเพล็กซ์ หลังจากขั้นตอนนี้จะได้ผลลัพธ์ของรูปร่างโครงสร้างใหม่ โดยมีการเปลี่ยนแปลงที่สำคัญคือ ความหนาของแผ่นพื้น แรงในลวดอัดแรง และตำแหน่งของลวดใหม่ เป็นต้น
- ข.6 การตรวจสอบการลู่เข้าของคำตอบ ถ้าผ่านจะไปสู่การแปลผลหลังประมวลผล ถ้าไม่ผ่านจะใช้รูปร่างของโครงสร้างใหม่ที่ได้กลับไปวิเคราะห์โครงสร้าง และกลับไปคำนวณในขั้นตอน ที่ ข.4 ใหม่ จนกว่าคำตอบจะลู่เข้า

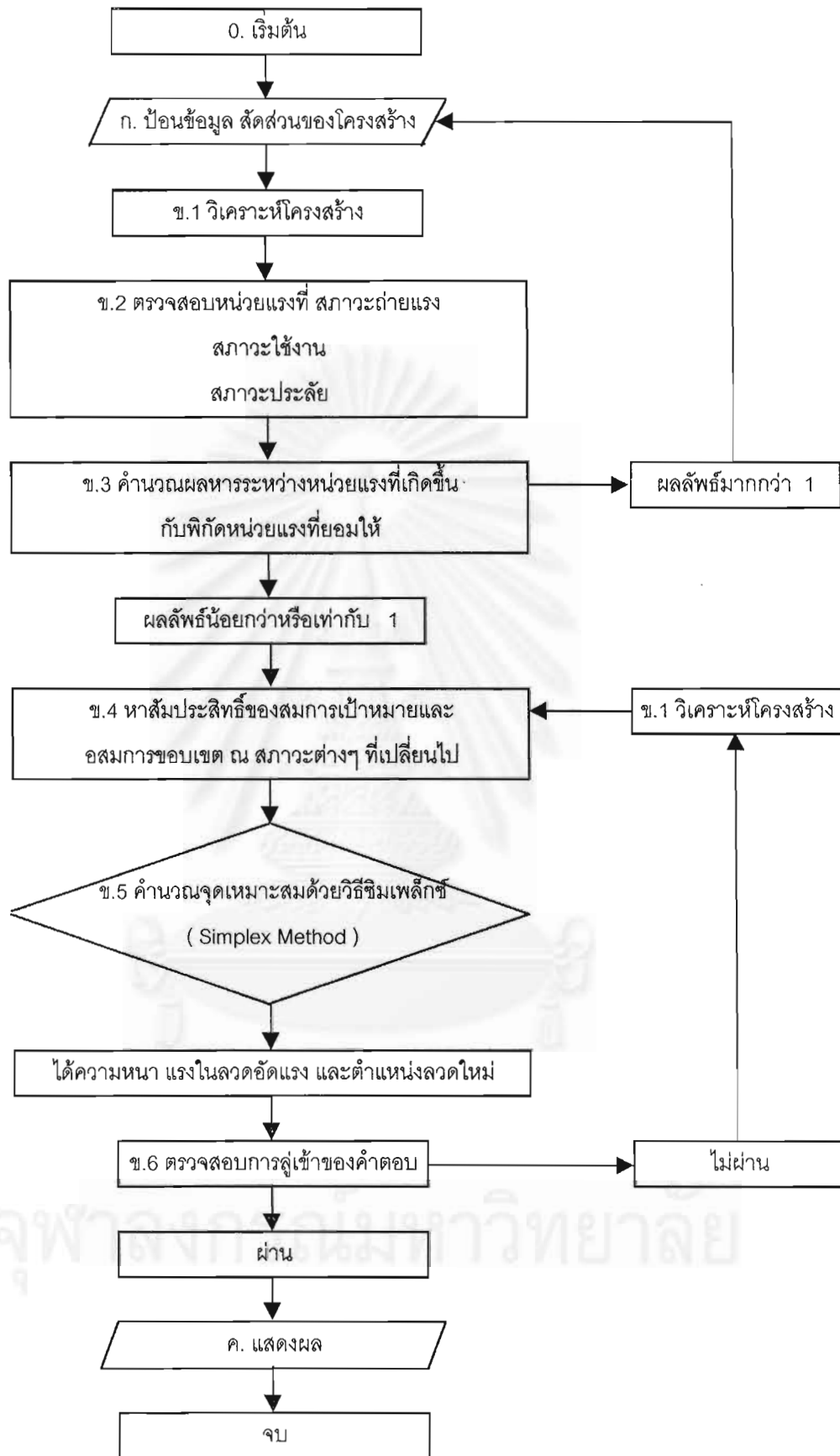
ค. การแปลผลหลังประมวลผล (Post Processing).

ในขั้นตอนแปลผลหลังประมวลผล จะนำค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ประมวลผลเพื่อนำมาแปลผลที่เป็นค่าที่สามารถนำไปใช้ประโยชน์ได้ โดยแสดงผลการวิเคราะห์จากโปรแกรมคอมพิวเตอร์ทางหน้าจอ และแสดงผ่านเครื่องพิมพ์

จากขั้นตอนทั้งสามสามารถเขียนให้อยู่ในรูปของไดแกรมการโปรแกรมได้ดังรูปที่ 3.1



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 3.1 แสดงการทำงานของโปรแกรมคอมพิวเตอร์ในการวิจัย

ตัวอย่างการวิเคราะห์ และเปรียบเทียบผล

4.1 ความนำ

ตัวอย่างการวิเคราะห์ และเปรียบเทียบผลที่จะแสดง เป็นตัวอย่างการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลัง จำนวน 3 ตัวอย่าง เพื่อเป็นการตรวจสอบผลของโปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่พัฒนาขึ้นตามวิธีการที่เสนอไปแล้วนั้น ว่าสามารถอยู่ในเกณฑ์ที่เชื่อถือได้เมื่อเปรียบเทียบกับตัวอย่างจากการคำนวณที่ผ่านมา รวมถึงการแสดงความสามารถของโปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่จะนำมาใช้ในการวิเคราะห์เพื่อเป็นการเปรียบเทียบ

ตัวอย่างที่ 1 เป็นการออกแบบโครงสร้างพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังแบบไร้แรงยึดเหนี่ยว โดยไม่มีการออกแบบอย่างเหมาะสม เพื่อนำเอาผลการวิเคราะห์ที่ได้ไปเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ของโปรแกรม ADAPT และตัวอย่างใน PTI เพื่อเป็นการยืนยันว่าผลการวิเคราะห์ตามขั้นตอนปกติสอดคล้องกับตัวอย่างที่เชื่อถือได้

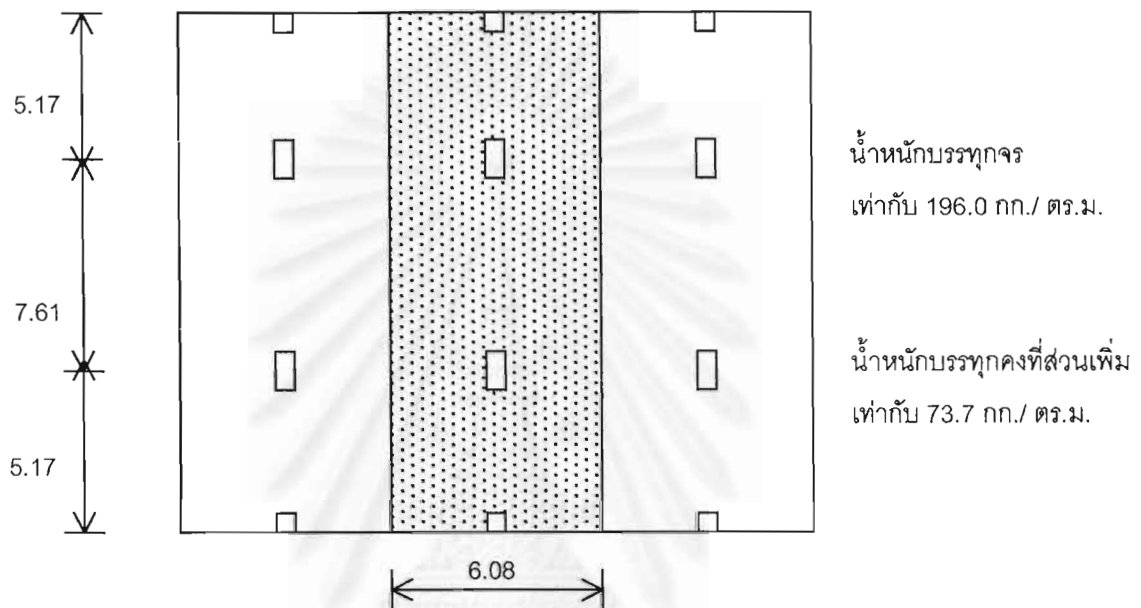
ตัวอย่างที่ 2 เป็นการออกแบบโครงสร้างพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังแบบไร้แรงยึดเหนี่ยวเหนียว โดยมีการออกแบบอย่างเหมาะสม โดยจะมีรูปร่างและน้ำหนักที่กระทำเหมือนในตัวอย่างที่ 1

ตัวอย่างที่ 3 เป็นการออกแบบโครงสร้างพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังแบบไร้แรงยึดเหนี่ยวและแบบยึดเหนี่ยว โดยมีการออกแบบอย่างเหมาะสม เพื่อเปรียบเทียบกัน โดยจะมีรูปร่างเหมือนในตัวอย่างที่ 1 ต่างกันที่น้ำหนักบรรทุกจรที่กระทำเป็น 400 กก./ตร.ม.

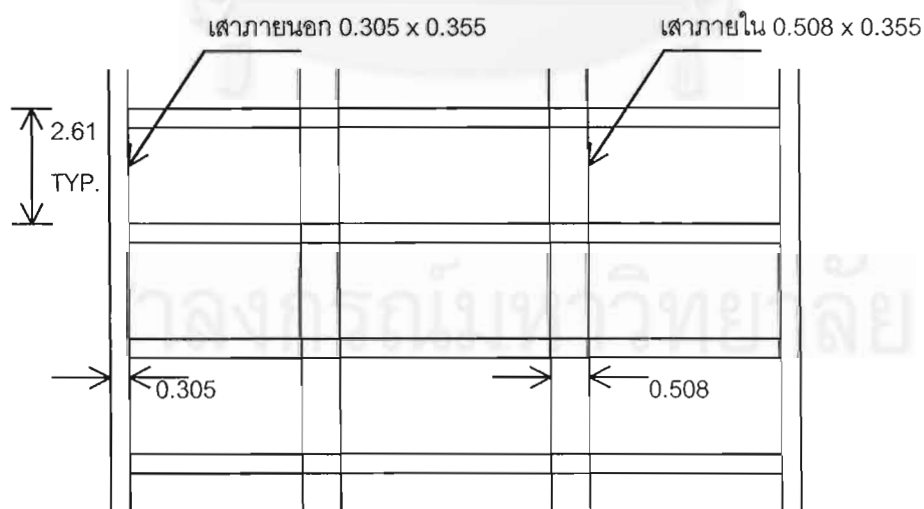
หมายเหตุ ในตัวอย่างที่ 2 และ 3 ที่ทำการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม ในรายงานผลการคำนวณที่หน้าแรกนั้นจะมีการแสดงผลการตรวจสอบ หน่วยแรงดึง หน่วยแรงเฉือน กำลังโมเมนต์ดัดประลัย โมเมนต์แตกร้าว ซึ่งย่อโดย ES SH FX Mcr ตามลำดับ โดยความหมายตัวเลข 0 แสดง ผ่าน และ 1 แสดง ไม่ผ่าน

รายงานการวิเคราะห์และเปรียบเทียบผลตัวอย่างที่ 1

การออกแบบโครงสร้างในตัวอย่างที่ 1 เป็นการออกแบบโครงสร้างพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังแบบไร้แรงยึดเหนี่ยว โดยไม่มีการออกแบบอย่างเหมาะสม แบบรายละเอียดของโครงสร้างและน้ำหนักบรรทุกแสดงในรูปที่ 4.1 รายละเอียดผลการวิเคราะห์หัดในภาคผนวก



ก. รูปแปลน



ข. รูปตัด

รูปที่ 4.1 แสดงรูปแปลนและรูปตัดของพื้นคอนกรีตอัดแรงไร้คาน

ตารางที่ 4.1 ก เปรียบเทียบผลของโมเมนต์ที่ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้างในตัวอย่างที่ 1

ลำดับที่	ผลการวิเคราะห์โมเมนต์ที่เกิดขึ้นบริเวณพื้น	ค่าที่ได้จาก PTI (t - m)	ค่าที่ได้จาก ADAPT (t - m)	ค่าที่ได้จาก วิจัยนี้ (t - m)
1	เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ ที่กึ่งกลางเสาต้นที่ 1	-1.58	-1.55	-1.73
2	เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ ที่กึ่งกลางเสาต้นที่ 2 ด้านซ้าย	-10.55	-10.68	-10.50
3	เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ ที่กึ่งกลางเสาต้นที่ 2 ด้านขวา	-12.99	-13.09	-13.12
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 ที่หน้าเสาต้นที่ 1	-0.83	-0.73	-0.89
8	เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ ที่หน้าเสาต้นที่ 2 ด้านซ้าย	-9.29	-8.44	-8.28
9	เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ ที่หน้าเสาต้นที่ 2 ด้านขวา	-11.15	-10.42	-10.45
10	เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร ที่หน้าเสาต้นที่ 1	-0.34	-0.30	-0.37
11	เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร ที่หน้าเสาต้นที่ 2 ด้านซ้าย	-3.87	-3.52	-3.46
12	เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร ที่หน้าเสาต้นที่ 2 ด้านขวา	-4.64	-4.34	-4.36
13	เนื่องจากน้ำหนักสมดุลง ที่กึ่งกลางเสาต้นที่ 1	1.48	0.83	1.48
14	เนื่องจากน้ำหนักสมดุลง ที่หน้าเสาต้นที่ 2 ด้านซ้าย	7.96	7.54	7.26
15	เนื่องจากน้ำหนักสมดุลง ที่หน้าเสาต้นที่ 2 ด้านขวา	8.89	8.19	8.17
16	เนื่องจากน้ำหนักที่สภาวะประลัย ที่หน้าเสาต้นที่ 1	-0.20	-0.16	-0.42
17	เนื่องจากน้ำหนักที่สภาวะประลัย ที่หน้าเสาต้นที่ 2 ด้านซ้าย	-19.00	-17.21	-16.47
18	เนื่องจากน้ำหนักที่สภาวะประลัย ที่หน้าเสาต้นที่ 2 ด้านขวา	-21.80	-20.73	-20.15

ลำดับที่ 1 -15 คัดที่สภาวะใช้งาน

ลำดับที่ 16-18 คัดที่สภาวะประลัย

ตารางที่ 4.1 ข เปรียบเทียบผลที่ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้างในตัวอย่าง 1

ลำดับที่	ผลการวิเคราะห์	ค่าที่ได้จาก	ค่าที่ได้จาก	ค่าที่ได้จาก
		PTI	ADAPT	วิจัยนี้
1	หน่วยแรงดึงในพื้นที่หน้าเสาต้นที่ 2 ด้านขวา (กก./ ตร.ชม.)	17.60	15.00	18.99
2	หน่วยแรงดึงในพื้นที่กึ่งกลางระหว่างช่วงเสาใน (กก./ ตร.ชม.)	9.30	6.14	11.93
3	พื้นที่เหล็กเสริมบนที่เสาต้นที่ 1 (ตร.ชม.)	-	3.21	23.17
4	พื้นที่เหล็กเสริมบนที่เสาต้นที่ 2 (ตร.ชม.)	7.93	9.28	10.74
5	พื้นที่เหล็กเสริมล่างที่กึ่งกลางช่วงพื้นที่ 1 (ตร.ชม.)	-	0	10.03
6	พื้นที่เหล็กเสริมล่างที่กึ่งกลางช่วงพื้นที่ 2 (ตร.ชม.)	4.77	1.29	10.03
7	หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ในพื้นที่เสาช่วงนอก (กก./ ตร.ชม.)	15.11	15.35	15.08
8	หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ในพื้นที่เสาช่วงใน (กก./ ตร.ชม.)	16.30	16.50	16.02
9	หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในพื้นที่เสาช่วงนอก (กก./ ตร.ชม.)	-	8.18	8.75
10	หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในพื้นที่เสาช่วงใน (กก./ ตร.ชม.)	17.22	17.39	17.51

ลำดับที่ 1-2 คิดที่สภาวะใช้งาน

ลำดับที่ 3-10 คิดที่สภาวะประลัย

จากการวิเคราะห์เปรียบเทียบผลระหว่าง PTI ที่ใช้วิธีการกระจายโมเมนต์ (Moment Distribution) 2 รอบ ประกอบกับ ค่าที่ได้จากโปรแกรม ADAPT ที่ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีรวมสติฟเนสโดยตรง (Direct Stiffness Method) เมื่อเทียบกับโปรแกรมวิจัยนี้พบว่า

- ค่าโมเมนต์ที่เกิดขึ้นบริเวณกึ่งกลางเสา ตามตารางที่ 4.1 ก ลำดับที่ 1 ถึง 6 พบว่ามีค่าใกล้เคียงกันโดยค่าความคลาดเคลื่อนระหว่างโปรแกรมวิจัยกับ PTI 9.5 , 0.5 , 1.0 , 9.7 , 0.2 และ 1.1% ตามลำดับ และค่าความคลาดเคลื่อนระหว่างโปรแกรมวิจัยกับโปรแกรม ADAPT 11.6 , 1.7 , 0.2 , 9.7 , 1.6 และ 0% ตามลำดับ
- ค่าโมเมนต์ที่เกิดขึ้นบริเวณหน้าเสา ตามตารางที่ 4.1 ก ลำดับที่ 7 ถึง 12 พบว่าแตกต่างกันไม่มากนัก โดยการลดค่าโมเมนต์ไปที่หน้าเสาทาง PTI ได้ใช้ค่า VC/3 แต่ทางโปรแกรม ADAPT และโปรแกรมวิจัยได้เลือกการลดค่าจากการใช้สมมูลของแรง เพื่อคำนวณค่าโมเมนต์ที่หน้าเสา โดยค่าความคลาดเคลื่อนระหว่างโปรแกรมวิจัยกับ PTI 6.7 , 12.2 , 6.7 , 8.1 , 11.9 และ 6.4% ตามลำดับ และค่าความคลาดเคลื่อนระหว่างโปรแกรมวิจัยกับโปรแกรม ADAPT 17.9 , 1.9 , 0.3 , 18.9 , 1.7 และ 0.5% ตามลำดับ

3. ค่าโมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักสมดุตามตารางที่ 4.1 ก ลำดับที่ 13 ถึง 15 พบว่าค่าไม่แตกต่างกัน นักโดยโปรแกรมวิจัยกับ โปรแกรม ADAPT มีค่าใกล้เคียงกันมากกว่าทาง PTI
4. ค่าหน่วยแรงดึงในพื้นที่ตามตารางที่ 4.1 ข ลำดับที่ 1 และ 2 พบว่าแตกต่างกันพอสมควร ซึ่งก็เป็นไปตามค่าของโมเมนต์ที่ไม่เท่ากัน จากวิธีการวิเคราะห์ที่ไม่เหมือนกัน
5. ค่าพื้นที่เหล็กเสริม ตามตารางที่ 4.1 ข ลำดับที่ 3 ถึง 6 ในลำดับที่ 3 พบว่าพื้นที่เหล็กจากโปรแกรมวิจัยจะให้ค่ามากกว่าเนื่องจากมีการใช้ $1.2 M_{cr}$ เป็นโมเมนต์ที่ควบคุมหน้าตัด ประกอบกับ ณ ตำแหน่งนี้ลวดอัดแรงอยู่ที่กลางความหนาของพื้นส่งผลให้กำลังดัดประลัยเนื่องจากลวดอัดแรงไม่มีผลมากนัก ทำให้ค่าพื้นที่เหล็กเสริมมากกว่า PTI และ ADAPT ในลำดับที่ 4 พื้นที่ เหล็กจากโปรแกรม PTI ใช้พื้นที่เหล็กต่ำสุดเป็นตัวควบคุมหน้าตัด $0.00075h_l = 0.00075 \times 16.5 \times (517+761)/2 = 7.91$ ตร.ซม. ซึ่ง PTI ได้ลดค่าโมเมนต์โดยการกระจายของโมเมนต์ซ้ำ (Moment Redistribution) ทำให้โมเมนต์ที่กระทำไม่ควบคุมหน้าตัด สำหรับโปรแกรมวิจัยและโปรแกรม ADAPT ได้ใช้ค่าโมเมนต์ที่ไม่ได้ผ่านการกระจายของโมเมนต์ซ้ำ มาคำนวณพื้นที่เหล็กเสริม และได้พื้นที่เหล็กใกล้เคียงกัน ในลำดับที่ 5 และ 6 โปรแกรมวิจัยได้ใช้ค่าเหล็กเสริมต่ำสุดสำหรับเหล็กเสริมล่าง $0.001A_g = 0.001 \times 16.5 \times 608 = 10.03$ ตร.ซม. เป็นตัวควบคุม
6. ค่าหน่วยแรงเฉือนประลัยและค่าพิกัดหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ ตามตารางที่ 4.1 ข ลำดับที่ 7 ถึง 10 พบว่ามีค่าใกล้เคียงกัน

จากผลการเปรียบเทียบการวิเคราะห์ดังกล่าว สามารถสรุปความน่าเชื่อถือของโปรแกรมวิจัยว่าสามารถนำเชื่อถือได้ ซึ่งสามารถนำไปพัฒนาโปรแกรมต่อไป โดยจะใช้ความสามารถทางด้านกรอกแบบอย่างเหมาะสมในตัวอย่างต่อไป

รายงานการวิเคราะห์และเปรียบเทียบผลตัวอย่างที่ 2

การออกแบบโครงสร้างในตัวอย่างที่ 2 เป็นการออกแบบโครงสร้างพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังแบบไร้แรงยึดเหนี่ยว โดยมีการออกแบบอย่างเหมาะสม แบบรายละเอียดของโครงสร้างและน้ำหนักบรรทุกเหมือนในตัวอย่างที่ 1 ผลการคำนวณได้ในภาคผนวก จากรายงานผลการคำนวณในกรณีที่กำหนดคำตอบเป็นจำนวนที่ลงตัว พบคำตอบที่เหมาะสมที่รอบการคำนวณที่ 8 ของการคำนวณด้วยวิธีซิมเพล็กซ์ มีค่าการรูดเข้าสู่คำตอบเท่ากับ 0.045 % น้อยกว่าที่ตั้งไว้คือ 0.05 % รายละเอียดเมื่อเปรียบเทียบกับตัวอย่างที่ 1 โดยสังเขปมีค่าดังนี้

ตารางที่ 4.2 เปรียบเทียบผลการคำนวณตามตัวอย่างที่ 1 และตัวอย่างที่ 2

ตัวอย่าง	ความหนา (ซม.)	แรงดึง (ตัน)	จำนวนลวด (เส้น)	ระยะตก (Sag) (ซม.)	ราคา (บาท)
1	16.5	137.5	10	6.7 11.4 6.7	42264
2	17.0	127.9	9	5.2 12.0 5.5	42560

ตัวอย่างที่ 2 เมื่อผ่านการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสมแล้วทำให้ราคาเพิ่มขึ้น 296 บาท เมื่อเทียบกับคำตอบที่เหมาะสมในตัวอย่างที่ 2 ซึ่งจะพบว่าราคาที่ได้ไม่แตกต่างกันนัก ทั้งนี้เพราะ ความหนาต่ำสุดที่ใช้ในตัวอย่างที่ 2 คือ 17 ซม. และการคำนวณการสูญเสียของลวดซึ่งใช้ค่าที่คำนวณได้จริงในตัวอย่างที่ 2 แตกต่างจากตัวอย่างที่ 1 ซึ่งใช้ค่าการสูญเสียของลวดรวมในทุกหน้าตัดวิกฤติ

ลักษณะของคำตอบที่เหมาะสมในกรณีนี้มีลักษณะ ดังนี้

ก. ในกรณีการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม ที่ใช้ความหนาและจำนวนเส้นลวดเป็นแบบต่อเนื่องพบว่าคำตอบมีการลู่เข้าค่อนข้างเร็ว ส่วนในกรณีการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม ที่ใช้ความหนาและจำนวนเส้นลวดเป็นแบบลงตัว โดยให้โปรแกรมเชิงเส้นคำนวณ พบว่าคำตอบมีการปรับค่าช่วงคำตอบและให้ค่าราคาที่เหมาะสม ซึ่งจะทำให้การปรับตำแหน่งลวดตามสภาพของคำตอบโดยโปรแกรมเชิงเส้น

ข. ในกรณีที่กำหนดความหนาให้คงที่ แล้วทำการออกแบบอย่างเหมาะสมพบว่า ราคาของคำตอบที่ผ่านการออกแบบอย่างเหมาะสม ในแต่ละความหนานั้น จะลดลงตามความหนาที่ลดลง ทั้งนี้เนื่องจากค่าสัมประสิทธิ์ของราคาในสมการเป้าหมายพบว่าราคาของคอนกรีตเป็นปัจจัยหลักนั่นเอง

ค. ผลการคำนวณที่แสดงออกมาให้ความหนาต่ำสุด ที่ $L/45 = 7.61/45 = 0.169$ เมตร แรงในลวดเป็นแรงดึงที่เหมาะสมกำหนดจากเส้นลวดอัดแรง 9 เส้น ดึงที่ 0.769 ของกำลังดึงประลัย จากสมการขอบเขตหน่วยแรงในลวด ที่ถ่ายให้คอนกรีตทันทีไม่เกิน 0.7 ของกำลังดึงประลัย คิดที่ การสูญเสีย 0.91 P ค่ารวมหน่วยแรงได้ $0.7/0.91 = 0.769$ สำหรับหน่วยแรงที่ผิวของคอนกรีตและหน่วยแรงเฉือน พบว่าไม่วิกฤติ

รายงานการวิเคราะห์และเปรียบเทียบผลตัวอย่างที่ 3

การออกแบบโครงสร้างในตัวอย่างที่ 3 เป็นการออกแบบโครงสร้างพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังแบบไร้แรงยึดเหนี่ยวและมีแรงยึดเหนี่ยว โดยมีการออกแบบอย่างเหมาะสม เปรียบเทียบกัน แบบรายละเอียดของโครงสร้าง เหมือนในตัวอย่างที่ 1 แตกต่างที่น้ำหนักบรรทุกจรซึ่งเลือกใช้เท่ากับ 400 กก./ตร.ม. เพื่อดูผลของน้ำหนักบรรทุก ผลการคำนวณดูได้ในภาคผนวก รายละเอียดเมื่อเปรียบเทียบกัน โดยสังเขปมีค่าดังนี้

ตารางที่ 4.3 เปรียบเทียบผลการคำนวณตามตัวอย่างที่ 3

ตัวอย่าง	ชนิด	ความหนา (ซม.)	แรงดึง (ตัน)	จำนวนลวด (เส้น)	ระยะตก (Sag) (ซม.)	ราคา (บาท)
3.1	ไร้แรงยึดเหนี่ยว	17.5	157.2	11	6.6 12.5 6.2	46407
3.2	มีแรงยึดเหนี่ยว	17.5	192.3	13	4.2 9.5 3.5	51889

เนื่องจากราคาที่กำหนดนี้เป็นการคิดเพียงทางเดียว ในโครงสร้างจริงจะต้องมีราคาอีกด้านหนึ่งมาพิจารณาประกอบ จึงจะได้ราคาที่ครบถ้วน ดังนั้นโดยอาศัยสมมุติฐานว่าราคาอีกด้านมีความสมมาตร ในการคำนวณราคาที่ยึดต่อตารางเมตร จะได้ผลดังนี้

$$\text{พื้นที่ทั้งหมด} (5.17+7.61+5.17) \times 6.08 = 109.14 \text{ ตร.ม.}$$

ตารางที่ 4.4 ราคาที่ยึดต่อตารางเมตร ตามตัวอย่างที่ 3.1 (ไร้แรงยึดเหนี่ยว)

ชนิด	ราคาทั้งสองทิศทาง	ราคาที่ยึดต่อตารางเมตร
ราคาคอนกรีต	34377.84	314.99
ราคาลวดและค่าตั้งลวด	4360.47x2	79.91
ราคาลิ้มสมอตั้ง	616x2	11.29
ราคาสมอยึดปลาย	616x2	11.29
ราคาชุดขาตั้งลวดอัดแรง	947.74x2	17.38
ราคาเหล็กเสริมรับแรงดัด	2278.08x2	41.75
ราคาเหล็กเสริมรับแรงเฉือน	2026.40	18.57
ราคาวัสดุห่อหุ้ม	1184.70x2	21.71
	รวม	516.89

จากการใช้ราคาต่อตารางเมตร สามารถเขียนสัดส่วนของราคาในตัวอย่างที่ 3.1 (ไร้แรงยึดเหนี่ยว) ของคอนกรีต : ระบบลวด : เหล็กเสริม ได้มีค่าเท่ากับ $\frac{314.99}{516.89} : \frac{141.58}{516.89} : \frac{60.32}{516.89} = 61 : 27 : 12$

ตารางที่ 4.5 ราคาที่ยึดต่อตารางเมตร ตามตัวอย่างที่ 3.2 (มีแรงยึดเหนี่ยว)

ชนิด	ราคาทั้งสองทิศทาง	ราคาที่ยึดต่อตารางเมตร
ราคาคอนกรีต	34377.84	314.99
ราคาลวดและค่าตั้งลวด	5153.28x2	94.43
ราคาลิ้มสมอตั้ง	1014x2	18.58
ราคาสมอยึดปลาย	62.4x2	1.14
ราคาชุดขาตั้งลวดอัดแรง	1120.08x2	20.53
ราคาเหล็กเสริมรับแรงดัด	1494.08x2	27.38
ราคาเหล็กเสริมรับแรงเฉือน	1947.16	17.84
ราคาวัสดุห่อหุ้มและยึดเหนี่ยว	6720.48x2	123.15
	รวม	618.04

จากการใช้ราคาต่อตารางเมตร สามารถเขียนสัดส่วนของราคา ในตัวอย่างที่ 3.2 (มีแรงยึดเหนี่ยว)
ของ คอนกรีต : ระบบลวด : เหล็กเสริม ได้มีค่าเท่ากับ $\frac{314.99}{618.04} : \frac{257.83}{618.04} : \frac{45.22}{618.04} = 51 : 42 : 7$

ลักษณะของคำตอบที่เหมาะสมในตัวอย่างที่ 3.1 นี้มีลักษณะ ดังนี้

ก. การเลือกคำตอบในตัวอย่างนี้เป็นในกรณีที่คำตอบไม่ลู่เข้า โดยหยุดการคำนวณที่จำนวนรอบสูงสุด จากผลการคำนวณโดยให้ตัวแปรเป็นแบบจำนวนลงตัวพบการแกว่งตัวของคำตอบ เมื่อเทียบกับการทดสอบ โดยให้ตัวแปรเป็นแบบต่อเนื่องซึ่งลู่เข้าสู่คำตอบมาประกอบในการพิจารณาเลือก พบว่าราคาของคำตอบที่เลือกทั้งสองกรณีใกล้เคียงกัน

ข. ความหนาที่ได้เป็นไม่เป็นความหนาท่ำสุด (ความหนาท่ำสุดที่ใช้เท่ากับ 0.17 เมตร)

ค. แรงดึงในลวดเป็นแรงดึงที่เหมาะสม กำหนดจากจำนวนเส้นลวด 11 เส้น โดยหน่วยแรงดึงลวดคิดราคาอยู่ในน้ำหนักลวด ซึ่งจะดึงสูงสุดในกรณีนี้ดึงที่ 0.773 ของกำลังดึงประลัย

ง. ระยะเวลา(sag)ที่เกิดขึ้น ในกรณีนี้จะยกเต็มที่ในช่วงพื้นที่ 2 มีค่าโมเมนต์ที่มากระทำมากส่งผลให้ตำแหน่งลวดยกขึ้นสูงบริเวณหัวเสา และวางต่ำในบริเวณกลางช่วงพื้นที่ เพื่อให้เกิดระยะ d ในการคำนวณกำลังตัดประลัยให้มีค่ามากเพียงพอ ที่จะไม่ต้องเสริมเหล็กเพิ่มเติมจากเหล็กเสริมต่ำสุด

จ. ด้านแรงเฉือนพบว่า ค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นต่อพิภคที่ยอมให้มีค่าเท่ากับ $\frac{22.05}{22.61} = 0.98$ ในเสาต้น

ที่ 2 และ $\frac{22.12}{22.61} = 0.98$ ในเสาต้นที่ 3 ตามลำดับ

ลักษณะของคำตอบที่เหมาะสมในตัวอย่างที่ 3.2 นี้มีลักษณะ ดังนี้

ก. การเลือกคำตอบในตัวอย่างนี้เป็นในกรณีที่คำตอบลู่เข้า แต่ในระหว่างรอบการคำนวณมีคำตอบที่ให้ราคาถูกกว่า(โดยค่าราคาใกล้เคียงกัน) ซึ่งคำตอบที่เลือกจะเลือกที่ราคาต่ำที่สุด เมื่อเทียบกับการทดสอบ โดยให้ตัวแปรเป็นแบบต่อเนื่องซึ่งลู่เข้าสู่คำตอบมาประกอบในการพิจารณาเลือก พบว่าราคาของคำตอบที่เลือกทั้งสองกรณีใกล้เคียงกัน

ข. ความหนาที่ได้เป็นไม่เป็นความหนาท่ำสุด (ความหนาท่ำสุดที่ใช้เท่ากับ 0.17 เมตร)

ค. แรงดึงในลวดเป็นแรงดึงที่เหมาะสม กำหนดจากจำนวนเส้นลวด 13 เส้น โดยสัดส่วนหน่วยแรงดึงลวดต่อกำลังดึงประลัยของลวดเท่ากับ 0.8 และทำให้ราคาต่ำ เป็นตัวควบคุม

ง. ระยะเวลา(sag)ที่เกิดขึ้น ในกรณีนี้จะยกเกือบเต็มที่ในช่วงพื้นที่ 2 เช่นเดียวกับในกรณีตัวอย่าง 3.1

จ. ด้านแรงเฉือนพบว่า ค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นต่อพิภคที่ยอมให้มีค่าเท่ากับ $\frac{21.73}{22.61} = 0.96$ ในเสาที่ 2

และ $\frac{21.83}{22.61} = 0.97$ ในเสาต้นที่ 3 ตามลำดับ

สรุปและข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปผล

งานวิจัยนี้ได้เสนอแนวคิดในการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม สำหรับพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลัง โดยอาศัยวิธีทางคณิตศาสตร์ ด้วยโปรแกรมเชิงเส้นตรงวิธีซิมเพล็กซ์ และได้เสนอระบบสมการที่ใช้ในการคำนวณ ที่ผ่านขบวนการแปลงความสัมพันธ์ที่ไร้เชิงเส้น ให้เป็นเชิงเส้น เพื่อให้สามารถใช้วิธีซิมเพล็กซ์แก้ปัญหาได้ ผลการวิเคราะห์และออกแบบพบว่ามีความถูกต้อง เมื่อได้เปรียบเทียบกับโปรแกรมที่เชื่อถือได้ พบว่ามีความใกล้เคียงกัน โปรแกรมที่พัฒนาขึ้นสามารถออกแบบพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลังได้อย่างประหยัด และมีความแข็งแรงปลอดภัยสามารถรับแรงได้ตามประโยชน์ใช้สอยตามมาตรฐาน ACI 318-95

งานวิจัยที่พัฒนาขึ้นสามารถสรุปผลการวิจัยได้ดังนี้

1. การออกแบบอย่างเหมาะสมจะได้แก่ความหนาของพื้นคอนกรีตที่เหมาะสม ความหนาของพื้นคอนกรีตที่เหมาะสม ขึ้นกับปัจจัยตามอสมการขอบเขตและสมการเป้าหมาย ประกอบกันในการพิจารณาที่ทำให้ราคาต่ำสุด (โดยปกติจะน้อยที่สุดเท่าที่จะเป็นไปได้ ตามตัวอย่างที่ 2 ที่ทำการออกแบบอย่างเหมาะสมในแต่ละความหนาเปรียบเทียบกัน) โดยการสังเกตในตัวอย่างที่ 2 ได้ความหนา 17 ซม. ซึ่งเป็นความหนาต่ำสุด และในตัวอย่างที่ 3 ได้ความหนา 17.5 ซม. ทั้งระบบมีแรงยึดเหนี่ยวและไร้แรงยึดเหนี่ยว โดยในตัวอย่างที่ 3 นี้ น้ำหนักบรรทุกจรมีค่ามากกว่าในตัวอย่างที่ 2 และจากการพิจารณาหน่วยแรงเฉือนในตัวอย่างที่ 3 พบว่าเข้าใกล้ค่าพิักัดหน่วยแรงที่ยอมให้ ซึ่งถ้าลดความหนาลงอีกอาจทำให้หน่วยแรงเฉือนไม่ผ่านได้
2. การออกแบบอย่างเหมาะสมจะได้แก่แรงในลวดอัดแรงที่เหมาะสม แรงในลวดอัดแรงที่เหมาะสม จะควบคุมจาก จำนวนเส้นลวดที่คำนวณได้ตามวิธีคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม (จำนวนลวดจะต้องเป็นจำนวนเต็ม) และอสมการที่ควบคุมการดึงลวดตาม ACI (ซึ่งจะส่งผลกับ จำนวนลวดสมอติง และลวดสมอติงปลายด้วย) โดยการสอบถามการคิดราคาการดึงลวด การพิจารณาราคาไม่ขึ้นกับแรงดึงในลวดโดยตรง แต่เหมาในน้ำหนักของลวด ซึ่งในสภาพนี้แนวโน้มของแรงดึงจะดึงเต็มที่
3. การออกแบบอย่างเหมาะสมจะได้แก่ตำแหน่งของลวดอัดแรงที่เหมาะสม ตำแหน่งของลวดอัดแรงที่เหมาะสมจะขึ้นกับปัจจัย 2 ประการที่สำคัญ คือ ความต้องการโมเมนต์อันเนื่องมาจากสมดุลน้ำหนักบรรทุก เพื่อให้หักล้างหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้น จะอยู่ในรูปของระยะตก (sag) และตำแหน่งระยะที่ต้องใช้ในการคำนวณ d ในสภาวะประลัย เพื่อคำนวณกำลังดัดประลัยว่าจะต้องเสริมเหล็กเพิ่มหรือไม่ (เพิ่มจากปริมาณเหล็กเสริมต่ำสุด)

ซึ่งส่งผลให้ปริมาณเหล็กเสริมที่ใช้เหมาะสมไปด้วย จากการสังเกตคำตอบที่เหมาะสมในกรณีที่ตัวแปรความหนา และจำนวนลวดอัดแรงเป็นแบบต่อเนื่องและแบบลงตัว จากกรณีทั้งสองนี้พบว่าเมื่อตำแหน่งของลวดอัดแรงได้คำตอบในแบบตัวแปรต่อเนื่องแล้ว เมื่อผ่านขบวนการทำให้ตัวแปรเป็นแบบลงตัวจะมีการเปลี่ยนตำแหน่งของลวด ซึ่งความสามารถในการเปลี่ยนตำแหน่งนี้ นับเป็นข้อดีของโปรแกรมเชิงเส้น ที่ผู้ใช้ไม่จำเป็นต้องมาบดตัวเลขของความหนาและจำนวนเส้นให้เป็นเลขลงตัว ซึ่งเมื่อปิดแล้วก็มีปัญหาตามมาว่าตำแหน่งลวดเหมาะสมหรือไม่

จากตัวอย่างที่ 3.1 พบว่าการออกแบบอย่างเหมาะสมที่ได้ในระบบพื้นไร้แรงยึดเหนี่ยวได้ความหนา 17.5 ซม. ได้สัดส่วนราคา คอนกรีต : ระบบลวด : เหล็กเสริม เท่ากับ 61 : 27 : 12 และตัวอย่างที่ 3.2 พบว่าการออกแบบอย่างเหมาะสมที่ได้ในระบบพื้นมีแรงยึดเหนี่ยวได้ความหนา 17.5 ซม. ได้สัดส่วนราคา คอนกรีต : ระบบลวด : เหล็กเสริม เท่ากับ 51 : 42 : 7 และในพื้นที่ระบบมีแรงยึดเหนี่ยว จะมีราคามากกว่าพื้นระบบไร้แรงยึดเหนี่ยว (คิดราคาในกรณีบาทต่อตารางเมตร) ประมาณร้อยละ 18

5.2 ข้อเสนอแนะ

เนื่องจากการวิจัยนี้เป็นการพัฒนารุ่นแรกๆ ที่ได้นำหลักการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสมที่เสนอขึ้นมาใช้ในระบบพื้นคอนกรีตไร้ค้ำอัดแรงภายหลัง จึงเป็นผลดีสำหรับการพัฒนาในขั้นต่อไป โดยแนวทางเพิ่มเติมทางผู้วิจัยขอเสนอ ดังนี้

1. พิจารณาเสริมส่วนเพิ่มความหนาที่หัวเสา (Drop Panel) ในกรณีที่รับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้น
2. พิจารณาสมดุลน้ำหนักบรรทุกของการวางลวด เพิ่มในส่วนพาราโบลาที่มีจุดโค้งกลับ (Reversed Parabola) เพื่อให้ผลการคำนวณใกล้เคียงกับโครงสร้างจริงมากขึ้น
3. ขยายแนวทางการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสมในโครงสร้างชนิดอื่นๆ เช่น ในระบบพื้นและคาน คอนกรีตเสริมเหล็ก เป็นต้น
4. พัฒนาวิธีการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสมจากระบบเชิงเส้นสู่ระบบไร้เชิงเส้น

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รายการอ้างอิง

ภาษาไทย

- ชัยวุฒิชัย ชัยพันธ์. การวิจัยขั้นตอนดำเนินการ ทฤษฎีและปฏิบัติพร้อมด้วยโปรแกรมภาษาเบสิก. กรุงเทพมหานคร, โรงพิมพ์จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2539.
- ต่อกุล กาญจนาลัย. การออกแบบคอนกรีตอัดแรง. คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, 2539.
- นเรศ พันธธรร. การออกแบบคอนกรีตอัดแรง. กรุงเทพมหานคร, ไลบราลีนาย, 2540.
- ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์. การวิเคราะห์โครงสร้าง. พิมพ์ครั้งที่ 2, กรุงเทพมหานคร: วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์, 2533.
- วิจิตร ตันทสุทธิ ,วันชัย วิจิรวนิช และ ศิริจันทร์ ทองประเสริฐ. การวิจัยการดำเนินงาน แผนกวิชาวิศวกรรมอุตสาหกรรม , คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2522.
- วินัย สังหิตกุล. การคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสมสำหรับพื้นคอนกรีตไร้คานอัดแรงภายหลัง. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2539.
- วัฒน์ชัย สมิททากร. การวิเคราะห์โครงสร้างแผ่นพื้นท้องเรียบ ด้วยวิธีอย่างง่าย. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2534.

ภาษาอังกฤษ

- ACI Committee 318. Building Code Requirements for Reinforced Concrete Institute, Detroit: 1995.
- Bijan O. Aalami. Advanced Design / Analysis of Post-Tensioning (ADAPT). BFL Redwood City California.
- Everado Noel J., Tanner John L. Theory and Problems of Reinforced Concrete Design. 2nd ed. New York: McGraw – Hill Press Ltd.1989.
- James L. kuester , Joe H. Mize. Optimization Techniques with Fortran. New york: McGraw – Hill Press Ltd. 1973.
- Kirsch Uri. Optimum Design of Prestressed Plates. Journal Struct. Div. ASCE , Vol. 99,ST6,June 1973.
- Kirsch Uri. Optimum Structural Design. New York: McGraw – Hill Press Ltd. 1981.
- Lin T.Y. , Burns ned H. Design of Prestressed Concrete Structure. 3rd ed. New York: John Willy & Son Inc. 1982.
- Loov, R.E. Optimum Design of Reinforced Concrete and Prestressed Concrete, Advances in Concrete Slab Technology. First Edition.(n.p.) Pergamon Press Ltd. 1980.
- Majid K.I. Optimum Design of Structures. Hungary: Butterworths. 1974.

- Nilson Arthur H., Winter George. Design of Concrete Structure. 11th ed. New York: McGraw – Hill Press Ltd. 1991.
- Nilson Arthur H. Design of Prestressed Concrete. ,2nd ed. New york: John Willy & Son Inc. 1987.
- Portland Cement Association. Analysis and Design of Slab System (ADOSS),3rd ed. California:1991.
- Post-Tensioning Institute. Post-Tensioning Manual,3rd ed. Phoenix: 1981.
- Rajagopalan K. Minimum Cost Versus Minimum Weight of Prestressed Slabs, Journal Struct. Div. ASCE , Vol. 103, ST5, May 1977.
- Rice , Paul F., Hoffman , Edward S. Structural Design Guide to the ACI Building Code, 3rd ed. New York: Van Nostrand Rheinhold. 1985.
- Rozvany, G.I.N and Hampson, A.J.K. Optimum Design of Prestressed Plates. ACI Journal Vol. 60, Aug. 1963.
- Steven C. Chapra , Raymond P. Canale. Numerical Method for Engineers. Singapore: McGraw – Hill Press Ltd. 1988.
- Taha Hamdy A. Operations Research. , 5th ed. New york: Macmillan Press Ltd. 1992.
- Wang Chen H. Optimum Design of Prestressed Concrete Members. Journal Struct. Div. ASCE ,Vol. 96 , ST7, June 1970.
- Wang Chu-kia , Salmon Charles G. Reinforced Concrete Design. 5th ed. Singapore: Harpar Collins Publisher Inc. 1992.



ภาคผนวก

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ผนวก ก. การหาผลลัพธ์ด้วยโปรแกรมเชิงเส้นตรงโดยวิธีซิมเพล็กซ์

รูปแบบของปัญหาเชิงเส้นตรงเขียนอยู่ในรูปทั่วไปได้ดังนี้

สมการเป้าหมาย

$$\text{Max. (Min.) } Z = \sum C_j X_j$$

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 ที่ใช้นี้เป็นวิธีทางพีชคณิต ที่อาศัยเมตริกซ์เข้ามาแก้ปัญหา เพื่อให้เป็นระบบโดยจะช่วยให้สังเกตความเปลี่ยนแปลงของตัวแปรได้ง่าย วิธีดังกล่าวจะทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของตัวแปรให้มีผลต่อสมการเป้าหมาย โดยดูเข้าสู่เป้าหมายในทางที่เร็วที่สุด ผลลัพธ์ที่ใกล้เคียงเป้าหมายที่สุดจะถือเป็นผลลัพธ์ที่ดีที่สุด และผลลัพธ์ที่ดีที่สุดอาจเกิดขึ้นหลายๆผลลัพธ์ได้ โดยลักษณะของปัญหาที่จะใช้วิธีซิมเพล็กซ์ควรรู้ศึกษาส่วนที่เกี่ยวข้องโดยรวมก่อน

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

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

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

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

$$\text{-----}$$

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

รูปแบบสมการขยายคือ

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

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

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

$$\text{-----}$$

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

หลักการสำคัญที่ใช้คือตัวแปรที่สมมติขึ้นมีค่าเป็นบวกหรือศูนย์เสมอ จึงสามารถเปลี่ยนสมการให้เป็นสมการได้ หลักการเพิ่มตัวแปรสมมติที่ใช้นั้นขึ้นกับอสมการว่าเป็น \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 $+X_{n+k}$

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

ตัวแปรสมมติ X_{n+3} ใส่เข้าไปเพื่อใช้เป็นส่วนหนึ่งของ Basic Variable ในผลลัพธ์อันดับแรกของปัญหา ในการหาผลลัพธ์ขั้นต่อไปจึงจำเป็นต้องกำจัด X_{n+3} ออกไป โดยปรับ X_{n+3} ให้มีค่าเป็นศูนย์ ถ้ากำจัดไม่ได้ แสดงว่าปัญหานี้หาคำตอบไม่ได้ 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 จะให้มีค่ามากเมื่อเทียบกับ 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. การทดสอบผลลัพธ์ที่ได้ว่าดีที่สุดในหรือยัง 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 การลดค่านี้อาจเกิดจากผลหารที่เกิดจากผลลัพธ์ค่าตัวแปร B_i/A_{ij} 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_2 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

ในกรณีที่ไม่ใช้ค่าน้อยที่สุดของ $\{ 7/2, 12/4, 10/3 \}$ แต่ใช้ค่ามากที่สุดเช่นใช้ $7/2$ จะได้ A_1 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 $X_5 = -2, X_6 = -1/2$ ทำให้ผิดเงื่อนไขของอสมการขอบเขต ที่กำหนดให้ตัวแปรสมมุติต้องมีค่าไม่เป็นลบ

ผนวก ข. ตัวอย่างการคำนวณปัญหาไร้เชิงเส้นด้วยวิธีการเปลี่ยนระบบสมการให้เป็นแบบเชิงเส้น

พิจารณาปัญหาต่ำสุดโดยทั่วไปของระบบสมการไร้เชิงเส้น

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

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 * ทุกๆรอบการคำนวณจะได้จุดเริ่มต้นทุกครั้งซึ่งจะเป็นค่าตั้งต้นในการคำนวณคำตอบที่เหมาะสมจะได้เมื่อค่าไม่แตกต่างกันมากนัก

ตัวอย่างการคำนวณ

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

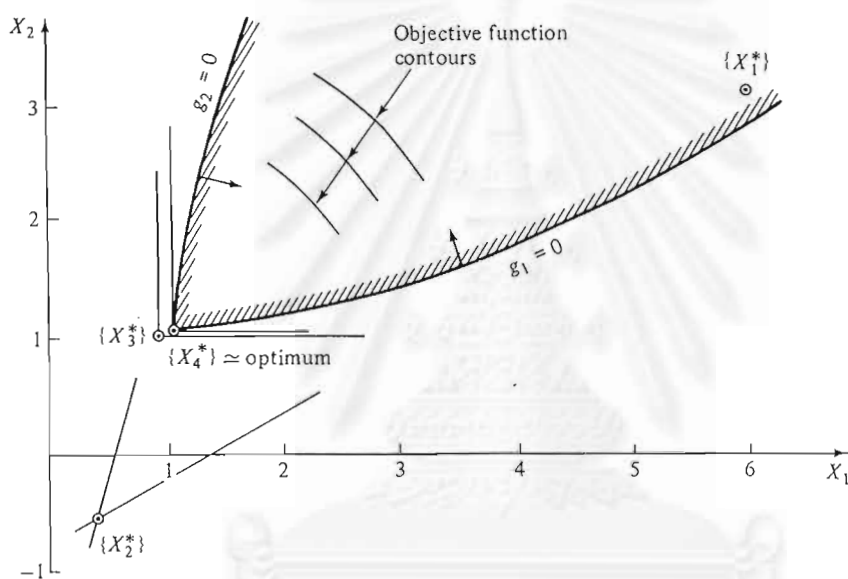
เปลี่ยนสมการข้างต้นให้เป็นเชิงเส้นตรงด้วยอนุกรมของ Taylor สองเทอมแรกจะได้

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

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

โดยการแก้ปัญหาด้วยวิธีทางภาพสามารถแสดงได้ดังนี้



รูปแสดงการแก้ปัญหาตามตัวอย่างการคำนวณ

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



ผนวก ค. รายงานการวิเคราะห์

ค.1 รายงานการวิเคราะห์ ตามตัวอย่างที่ 1

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

REPORT SHEET
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING CHULALONGKORN UNIVERSITY

-----	SUMMARY	-----
Elastic Stress		Pass.
Ultimate Shear Strength		Pass.
Ultimate Flexural Strength		Pass.
Flexural Strength > 1.2Mcr		Pass.
----- SYSTEM -----		
System		Unbonded
Frame type		Interior Frame Type

-----	MATERIAL PROPERTY	-----
Slab Concrete Strength		
At 28 Days	, kg/cm ² .	280
Column Concrete Strength		
At 28 Days	, kg/cm ² .	350
Unit Weight 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.	137500.0
Number Tendons	,	10
Jacking Steel Stress	, kg/cm ² .	13929.69
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
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		Top column , cm.		Bottom column	
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/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 STRESS -----

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
 Prestress steel force = 110000 kg. Strand = 1.64 tendon/m.
 P/A = 10.96 Kg/cm² Balance load (kg/m²) = 360
 Distance to Maximum Positive Moment from left, m. 1.90

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL+LL+BL, t.m	-0.45	2.36	-6.13
Top stress, ksc.	9.33 (0.11)	19.53 (0.15)	-11.26 (0.42)
Bottom stress, ksc.	12.60 (0.15)	2.40 (0.02)	33.19 (0.40)

	At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL+SDL, t.m	-1.73	3.92	-10.50
LL, t.m	-0.72	1.64	-4.38
BL, t.m	1.48	-3.19	7.26
DL+SDL+LL+BL, t.m	-0.96	2.36	-7.62

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL, t.m	-0.89	3.92	-8.28
LL, t.m	-0.37	1.64	-3.46
BL, t.m	0.82	-3.19	5.61
DL+SDL+LL+BL, t.m	-0.45	2.36	-6.13

Span # 2
 Prestress steel force = 110000 kg. Strand = 1.64 tendon/m.
 P/A = 10.96 Kg/cm² Balance 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	-8.26	6.31	-8.26
Top stress, ksc.	-18.99 (0.71)	33.86 (0.27)	-18.99 (0.71)
Bottom stress, ksc.	40.91 (0.49)	-11.93 (0.45)	40.91 (0.49)

	At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL+SDL, t.m	-13.12	7.56	-13.12
LL, t.m	-5.47	3.15	-5.47
BL, t.m	8.17	-4.39	8.17
DL+SDL+LL+BL, t.m	-10.42	6.31	-10.42

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL, t.m	-10.45	7.56	-10.45
LL, t.m	-4.36	3.15	-4.36
BL, t.m	6.55	-4.39	6.55
DL+SDL+LL+BL, t.m	-8.26	6.31	-8.26

Span # 3
 Prestress steel force = 110000 kg. Strand = 1.64 tendon/m.
 P/A = 10.96 Kg/cm² Balance load (kg/m²) = 360
 Distance to Maximum Positive Moment from left, m. 3.27

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL+LL+BL, t.m	-6.13	2.36	-0.45
Top stress, ksc.	-11.26 (0.42)	19.53 (0.15)	9.33 (0.11)
Bottom stress, ksc.	33.19 (0.40)	2.40 (0.02)	12.60 (0.15)

	At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL+SDL, t.m	-10.50	3.92	-1.73
LL, t.m	-4.38	1.64	-0.72
BL, t.m	7.26	-3.19	1.48
DL+SDL+LL+BL, t.m	-7.62	2.36	-0.96

	At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL, t.m	-8.28	3.92	-0.89
LL, t.m	-3.46	1.64	-0.37
BL, t.m	5.61	-3.19	0.82
DL+SDL+LL+BL, t.m	-6.13	2.36	-0.45

----- RESULT AT ULTIMATE -----			
Span # 1			
Distance to Maximum Positive Moment from left , m.			1.98
	At FC. left	MPM.	At FC. right
1.4*(DL+SDL)+1.7*LL+ M2 @FC,t.m	-0.42	9.59	-16.47
Secondary Moment @CL ,t.m	1.48	1.29	0.98
Moment capacity 0.9Mn ,t.m	19.84 (0.02)	18.33 (0.52)	19.59 (0.84)
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	-20.15	17.83	-20.15
Secondary Moment @CL ,t.m	1.89	1.89	1.89
Moment capacity 0.9Mn ,t.m	20.17 (1.00)	19.84 (0.90)	20.17 (1.00)
Span # 3			
Distance to Maximum Positive Moment from left , m.			3.19
	At FC. left	MPM.	At FC. right
1.4*(DL+SDL)+1.7*LL+ M2 @FC,t.m	-16.47	9.59	-0.42
Secondary Moment @CL ,t.m	0.98	1.29	1.48
Moment capacity 0.9Mn ,t.m	19.59 (0.84)	18.33 (0.52)	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	10.74		10.74
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/cm ²) = 22.61							
	FACTORED	ACTIONS	<---	PUNCHING	SHEAR STRESS	(Kg/cm ²)	---
Column	shear (T)	moment (T.m)	due to shear	due to moment	TOTAL	allow-able	STRESS RATIO
1	11.90	0.89	7.33	1.41	8.75	15.08	0.58
2	42.17	4.62	14.17	3.34	17.51	16.02	1.09
3	42.17	4.62	14.17	3.34	17.51	16.02	1.09
4	11.90	0.89	7.33	1.41	8.75	15.08	0.58

U-Stirrup Reinforcement Data

Column	Area stirrup per section (cm ²)	Length (cm.)	No. of Sections
1	0.00	0.00	3
2	17.09	62.05	4
3	17.09	62.05	4
4	0.00	0.00	3

ONE WAY SHEAR

Span	Left (kg/cm ²)	Right (kg/cm ²)
1	1.19 (0.08)	1.92 (0.12)
2	2.28 (0.14)	2.28 (0.14)
3	1.92 (0.12)	1.19 (0.08)

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

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 =	32413.32
Tendon&Jacking Cost	139.09	kg	@ 28.50 =	3964.06
Anchorage Cost	10.00	item	@ 56.00 =	560.00
Fix-end Cost	10.00	item	@ 56.00 =	560.00
Bar chair Cost	179.50	m	@ 4.80 =	861.60
Flexural Steel Cost	110.55	kg	@ 17.00 =	1879.30
Shear Steel Cost	55.82	kg	@ 17.00 =	948.97
Duct Cost	179.50	m	@ 6.00 =	1077.00
		Total		42264.25

Note. Do not forget to consider cost in the another direction!

----- End -----



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ค.2 รายงานการวิเคราะห์ ตามตัวอย่างที่ 2

ผลการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม กรณีกำหนดความหนาและจำนวนเส้นลวดอัดแรงมีความต่อเนื่อง
ผลการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม กรณีกำหนดความหนาและจำนวนเส้นลวดอัดแรงเป็นจำนวนลงตัว
รายงานการคำนวณ จากคำตอบที่เหมาะสม กรณีกำหนดความหนาและจำนวนเส้นลวดอัดแรงเป็นจำนวนลงตัว
ผลการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม กรณีกำหนดความหนาคงที่ในช่วง 25 ถึง 17 ซม.

PROBLEM EXAM2

CYCLE	COST	CONV	THK	P	NO. TENDON	ES	SH	FX	Mer	DRAPE		
0	61268.1		0.25	176726	13.00	0	0	0	0	.080	.200	.080
1	48516.5	26.2829	0.2	141899	09.83	0	0	0	0	.069	.150	.064
2	47291.7	2.5900	0.192	134692	09.47	0	0	0	0	.089	.130	.024
3	42697.0	10.7611	0.169	120601	08.46	0	0	0	0	.089	.111	.024
4	42402.2	0.6953	0.169	120575	08.49	0	0	0	0	.061	.119	.031
5	42279.4	0.2905	0.169	117617	08.32	0	0	0	0	.081	.119	.038
6	42228.2	0.1212	0.169	116356	08.19	0	0	0	0	.047	.119	.039
7	42201.3	0.0638	0.169	115982	08.15	0	0	0	0	.046	.119	.041
8	42161.9	0.0936	0.169	115893	08.15	0	0	0	0	.046	.119	.044
9	42154.0	0.0186	0.169	115879	08.15	0	0	0	0	.047	.119	.044

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

LIMIT CONTROL

MAXIMUM CYCLES SIMPLEX	20
CONVERGENCE ,%	.05

COSTS REPORT

Concrete Cost	18.46	m ³	@ 1800.00 =	33221.
Tendon&Jacking Cost	113.30	kg	@ 28.50 =	3228.98
Anchorage Cost	8.15	item	@ 56.00 =	456.16
Fix-end Cost	8.15	item	@ 56.00 =	456.16
Bar chair Cost	146.21	m	@ 4.80 =	701.83
Flexural Steel Cost	141.99	kg	@ 17.00 =	2413.84
Shear Steel Cost	46.99	kg	@ 17.00 =	798.75
Duct Cost	146.21	m	@ 6.00 =	877.29
			Total	42154.00

Note. Do not forget to consider cost in the another direction!

END

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

PROBLEM EXAMZ

CYCLE	COST	CONV	THK	P	NO. TENDON	ES	SH	FX	Mcrr	DRAPE		
0	44271.2		0.17	176530	13.00	0	0	0	0	.055	.120	.055
1	43037.5	2.8665	0.17	142601	10.00	0	0	0	0	.053	.120	.055
2	42644.4	0.9218	0.17	127725	09.00	0	0	0	0	.052	.120	.045
3	42569.6	0.1758	0.17	127780	09.00	0	0	0	0	.051	.120	.055
4	42542.2	0.0642	0.17	127883	09.00	0	0	0	0	.055	.120	.055
5	42564.2	0.0516	0.17	127636	09.00	0	0	0	0	.053	.120	.054
6	43371.8	1.8620	0.17	129397	10.00	0	0	0	0	.046	.120	.044
7	42578.8	1.8624	0.17	128876	09.00	0	0	0	0	.048	.120	.054
8	42559.9	0.0445	0.17	127932	09.00	0	0	0	0	.052	.120	.055

STOP FOR SOLUTION CONVERGED

ANALYTIC OPTIONS

	LOWER BOUND	UPPER BOUND
THICKNESS ,m.	.02	.02
ECCENTRIC ,m.	.01	.01
JACKING FORCE ,RATIO	.8	1.2
,kg.	40000	40000

LIMIT CONTROL

MAXIMUM CYCLES SIMPLEX	10
CONVERGENCE ,%	.05

COSTS REPORT

Concrete Cost	18.55	m ³	@ 1800.00 =	33395.62
Tendon&Jacking Cost	125.18	kg	@ 28.50 =	3567.65
Anchorage Cost	9.00	item	@ 56.00 =	504.00
Fix-end Cost	9.00	item	@ 56.00 =	504.00
Bar chair Cost	161.55	m	@ 4.80 =	775.44
Flexural Steel Cost	119.73	kg	@ 17.00 =	2035.41
Shear Steel Cost	47.56	kg	@ 17.00 =	808.46
Duct Cost	161.55	m	@ 6.00 =	969.30
		Total		42559.87

Note. Do not forget to consider cost in the another direction!

END

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

REPORT SHEET
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING CHULALONGKORN UNIVERSITY

Project : TEST THESIS Engineer : ADINAN
Floor : 3 Grid line : 1-1
Date : 7/17/99 Time : 11:04:10 PM
Filename : C:\ADIPRO\SIMPLEX\DATA\DATAIN\EXAM2

----- SUMMARY -----

Stop at cycle 9
Elastic Stress Pass.
Ultimate Shear Strength Pass.
Ultimate Flexural Strength Pass.
Flexural Strength > 1.2Mcr Pass.

----- SYSTEM -----

System Unbonded
Frame type Interior Frame Type
Analysis Optimum Options
Optimum design. YES
Change thickness. YES
Shear Reinforced. YES

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

Slab Concrete Strength
At Transfer , kg/cm². 200
At 28 Days , kg/cm². 280
Column Concrete Strength
At Transfer , kg/cm². 240
At 28 Days , kg/cm². 350
Unit Weight Concrete , kg/m³. 2400

Prestress Steel Data
Ultimate Strength , kg/cm². 18730
Yield Strength , kg/cm². 16850
Elastic Modulus , kg/cm². 1970000
Each Strand Area , mm². 98.71
Jacking Force , kg. 127932
Number Tendons , 9.0
Jacking Steel Stress , kg/cm². 14400
Ratio jacking stress to ultimate strength 0.769
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/cm². 4000
Yield Strength of Shear Steel , kg/cm². 2400
Min Top CGS of Steel Cover , cm. 2.5
Min Botom CGS of Steel Cover , cm. 2.3

----- 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. 17.0
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	408
-Span # 1		
Uniform superimposed load	, kg/m ²	73.3
Uniform live load	, kg/m ²	196
-Span # 2		
Uniform superimposed load	, kg/m ²	73.3
Uniform live load	, kg/m ²	196
-Span # 3		
Uniform superimposed load	, kg/m ²	73.3
Uniform live load	, kg/m ²	196

ALLOWABLE STRESS			
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				
Prestress steel force = 109256 kg.		Strand = 1.48 tendon/m.		
P/A = 10.57 Kg/cm ²		Balance load (kg/m ²) = 279		
Distance to Maximum Positive Moment from left, m.		2.24		
		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+LL+BL, t.m	-0.79		2.88	-5.48
Top stress, ksc.	7.64 (0.06)		20.39 (0.17)	-7.99 (0.35)
Bottom stress, ksc.	13.01 (0.11)		0.75 (0.01)	29.41 (0.25)
		At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL, t.m	-1.44		3.35	-9.17
LL, t.m	-0.83		1.72	-4.40
BL, t.m	0.93		-2.20	6.58
DL+LL+BL, t.m	-1.34		2.88	-6.99
		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL, t.m	-0.72		3.35	-7.24
LL, t.m	-0.51		1.72	-3.48
BL, t.m	0.44		-2.20	5.24
DL+LL+BL, t.m	-0.79		2.88	-5.48
Span # 2				
Prestress steel force = 113611 kg.		Strand = 1.48 tendon/m.		
P/A = 10.99 Kg/cm ²		Balance load (kg/m ²) = 310		
Distance to Maximum Positive Moment from left, m.		3.80		
		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+LL+BL, t.m	-6.67		4.70	-6.49
Top stress, ksc.	-12.08 (0.53)		27.04 (0.23)	-10.87 (0.48)
Bottom stress, ksc.	33.49 (0.28)		-5.05 (0.22)	33.43 (0.28)
		At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL, t.m	-11.39		6.57	-11.39
LL, t.m	-5.47		3.16	-5.47
BL, t.m	8.50		-5.03	8.70
DL+LL+BL, t.m	-8.35		4.70	-8.15
		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL, t.m	-9.07		6.57	-9.07
LL, t.m	-4.36		3.16	-4.36
BL, t.m	6.75		-5.03	6.94
DL+LL+BL, t.m	-6.67		4.70	-6.49
Span # 3				
Prestress steel force = 115264 kg.		Strand = 1.48 tendon/m.		
P/A = 11.15 Kg/cm ²		Balance load (kg/m ²) = 311		
Distance to Maximum Positive Moment from left, m.		2.93		
		At FC. Left	MPM.	At FC. Right

DL+LL+BL	,t.m	-5.19	2.52	-0.69
Top stress	,ksc.	-6.44 (0.28)	19.76 (0.16)	9.68 (0.07)
Bottom stress,ksc.		29.00 (0.24)	2.54 (0.02)	13.36 (0.11)

		At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL	,t.m	-9.17	3.35	-1.44
LL	,t.m	-4.40	1.72	-0.83
BL	,t.m	6.99	-2.55	1.09
DL+LL+BL	,t.m	-6.57	2.52	-1.17

		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL	,t.m	-7.24	3.35	-0.72
LL	,t.m	-3.48	1.72	-0.51
BL	,t.m	5.53	-2.55	0.55
DL+LL+BL	,t.m	-5.19	2.52	-0.69

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

Span # 1

Prestress steel force = 103978 kg.

P/A = 10.06 Kg/cm²

Distance to Maximum Positive Moment from left , m. 2.20

Strand = 1.48 tendon/m.

Balance load (kg/m²) = 266

		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL+LL+BL	,t.m	-0.96	3.58	-7.01
Top stress	,ksc.	6.54 (0.08)	22.28 (0.18)	-13.73 (0.51)
Bottom stress,ksc.		13.09 (0.16)	-2.16 (0.08)	34.12 (0.41)

		At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL+SDL	,t.m	-1.73	3.98	-10.79
LL	,t.m	-0.84	1.70	-4.39
BL	,t.m	0.90	-2.11	6.25
DL+SDL+LL+BL	,t.m	-1.67	3.58	-8.93

		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL	,t.m	-0.87	3.98	-8.51
LL	,t.m	-0.52	1.70	-3.47
BL	,t.m	0.44	-2.11	4.97
DL+SDL+LL+BL	,t.m	-0.96	3.58	-7.01

Span # 2

Prestress steel force = 108286 kg.

P/A = 10.48 Kg/cm²

Distance to Maximum Positive Moment from left , m. 3.80

Strand = 1.48 tendon/m.

Balance load (kg/m²) = 295

		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL+LL+BL	,t.m	-8.62	6.11	-8.44
Top stress	,ksc.	-19.25 (0.72)	31.34 (0.25)	-18.07 (0.67)
Bottom stress,ksc.		39.64 (0.47)	-10.39 (0.39)	39.60 (0.47)

		At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL+SDL	,t.m	-13.44	7.75	-13.44
LL	,t.m	-5.47	3.15	-5.47
BL	,t.m	8.11	-4.79	8.30
DL+SDL+LL+BL	,t.m	-10.80	6.11	-10.62

		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL	,t.m	-10.70	7.75	-10.70
LL	,t.m	-4.36	3.15	-4.36
BL	,t.m	6.44	-4.79	6.62
DL+SDL+LL+BL	,t.m	-8.62	6.11	-8.44

Span # 3

Prestress steel force = 109921 kg.

P/A = 10.63 Kg/cm²

Distance to Maximum Positive Moment from left , m. 3.02

Strand = 1.48 tendon/m.

Balance load (kg/m²) = 296

		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL+LL+BL	,t.m	-6.73	3.24	-0.86
Top stress	,ksc.	-12.21 (0.46)	21.69 (0.17)	7.58 (0.09)
Bottom stress,ksc.		33.74 (0.40)	-0.42 (0.02)	13.44 (0.16)

		At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL+SDL	,t.m	-10.79	4.00	-1.73
LL	,t.m	-4.39	1.70	-0.84
BL	,t.m	6.65	-2.46	1.06
DL+SDL+LL+BL	,t.m	-8.53	3.24	-1.50

		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL	,t.m	-8.51	4.00	-0.87

LL	,t.m	-3.47	1.70	-0.07
BL	,t.m	5.25	-2.46	0.54
DL+SDL+LL+BL	,t.m	-6.73	3.24	-0.86

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

Span # 1
Distance to Maximum Positive Moment from left , m. 2.07

	At FC. left	MPM.	At FC. right
1.4*(DL+SDL)+1.7*LL+ M2 @FC,t.m	-1.24	9.00	-17.84
Secondary Moment @CL ,t.m	0.90	0.51	-0.08
Moment capacity 0.9Mn ,t.m	20.49 (0.06)	17.16 (0.52)	19.68 (0.91)

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	-20.61	17.91	-20.76
Secondary Moment @CL ,t.m	1.79	1.71	1.63
Moment capacity 0.9Mn ,t.m	20.61 (1.00)	20.51 (0.87)	21.47 (0.97)

Span # 3
Distance to Maximum Positive Moment from left , m. 3.10

	At FC. left	MPM.	At FC. right
1.4*(DL+SDL)+1.7*LL+ M2 @FC,t.m	-17.78	9.12	-1.08
Secondary Moment @CL ,t.m	-0.02	0.63	1.06
Moment capacity 0.9Mn ,t.m	20.38 (0.87)	17.70 (0.52)	21.39 (0.95)

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

Span # 1

	Left end	Mid span	Right end
Steel rebars,top cm ²	24.48		8.15
Steel rebars,bottom cm ²		11.98	
Tendon height ,cm.	8.50	6.30	14.50
Drape = 5.20 cm.			

Span # 2

	Left end	Mid span	Right end
Steel rebars,top cm ²	11.27		11.58
Steel rebars,bottom cm ²		10.34	
Tendon height ,cm.	14.50	2.50	14.50
Drape = 12.00 cm.			

Span # 3

	Left end	Mid span	Right end
Steel rebars,top cm ²	8.15		25.45
Steel rebars,bottom cm ²		11.38	
Tendon height ,cm.	14.50	6.02	8.50
Drape = 5.48 cm.			

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

TWO WAY SHEAR

Ratio > 1 require shear reinforcement
Stress must be less than maximum capacity (kg/cm²) = 22.61

Column	FACTORED shear (T)	ACTIONS moment (T.m)	<--- due to shear	PUNCHING due to moment	SHEAR STRESS TOTAL	(Kg/cm ²) allow-able	>---> STRESS RATIO
1	11.97	1.42	7.12	2.15	9.27	15.08	0.61
2	42.96	3.68	13.91	2.55	16.46	15.83	1.04
3	43.02	3.90	13.94	2.69	16.63	15.97	1.04
4	11.95	1.26	7.10	1.91	9.01	15.08	0.60
SUM	109.90						

U-Stirrup Reinforcement Data

Column	Yield Strength of Shear Steel , kg/cm ² .	Area stirrup per section (cm ²)	Length (cm.)	No. of Sections
1	2400	0.00	0.00	3
2		14.18	57.11	4
3		14.67	58.01	4
4		0.00	0.00	3

ONE WAY SHEAR

Span	Left (kg/cm ²)	Right (kg/cm ²)
1	1.16 (0.08)	1.90 (0.12)
2	2.25 (0.14)	2.26 (0.14)
3	1.91 (0.12)	1.16 (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	0.834	0.854	0.865
2	0.865	0.888	0.911
3	0.911	0.901	0.891

AT WORKING STAGE

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

SPAN	Left end	Midspan	Right end
1	0.793	0.813	0.824
2	0.824	0.846	0.870
3	0.870	0.859	0.849

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

Concrete Cost	18.55	m ³	@ 1800.00 =	33395.62
Tendon&Jacking Cost	125.18	kg	@ 28.50 =	3567.65
Anchorage Cost	9.00	item	@ 56.00 =	504.00
Fix-end Cost	9.00	item	@ 56.00 =	504.00
Bar chair Cost	161.55	m	@ 4.80 =	775.44
Flexural Steel Cost	119.73	kg	@ 17.00 =	2035.41
Shear Steel Cost	47.56	kg	@ 17.00 =	808.46
Duct Cost	161.55	m	@ 6.00 =	969.30
			Total	42559.87

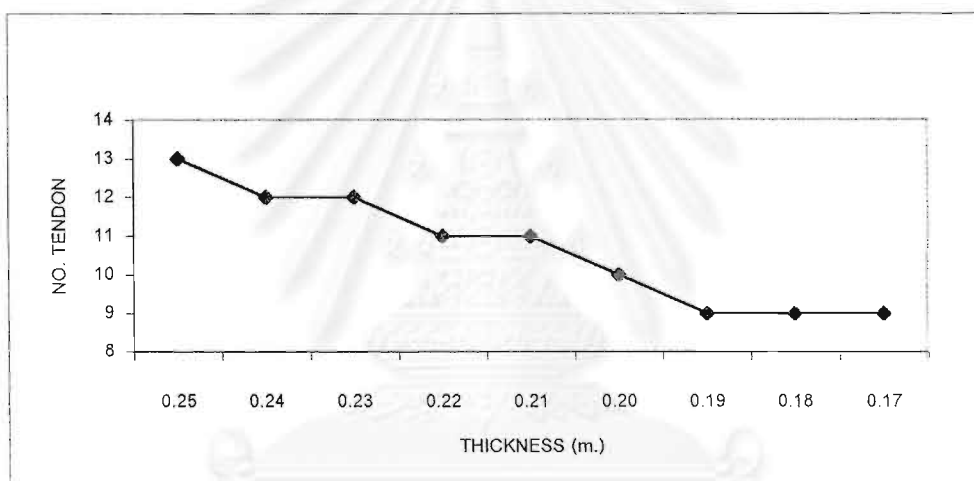
Note. Do not forget to consider cost in the another direction!

----- End -----

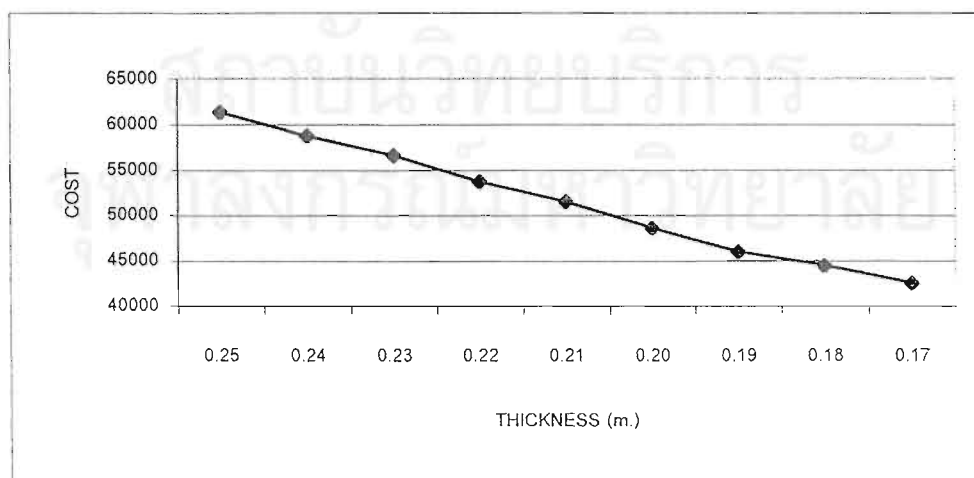
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง แสดงผลการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสมสำหรับกรณีกำหนดความหนาให้คงที่ตามตัวอย่างที่ 2

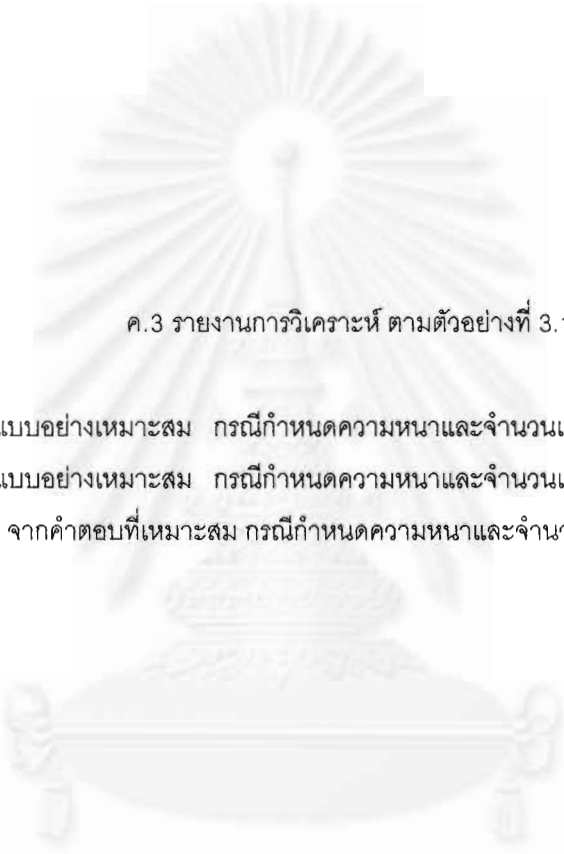
COST	THICKNESS m.	JACKING FORCE kg.	NO. TENDON	DRAPE (m.)		
				SPAN 1	SPAN 2	SPAN 3
61344	0.25	170940	13	0.056	0.098	0.071
58680	0.24	164944	12	0.050	0.146	0.070
56573	0.23	161442	12	0.054	0.097	0.055
53695	0.22	149925	11	0.060	0.087	0.043
51517	0.21	148524	11	0.078	0.132	0.047
48584	0.20	137590	10	0.070	0.127	0.070
46010	0.19	128592	9	0.047	0.134	0.061
44531	0.18	128072	9	0.089	0.130	0.068
42560	0.17	127932	9	0.052	0.120	0.055



รูปแสดง ความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนลวดของคำตอบที่เหมาะสมและความหนาที่กำหนดให้



รูปแสดง ความสัมพันธ์ระหว่างราคาของคำตอบที่เหมาะสมและความหนาที่กำหนดให้



ค.3 รายงานการวิเคราะห์ ตามตัวอย่างที่ 3.1

ผลการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม กรณีกำหนดความหนาและจำนวนเส้นลวดอัดแรงมีความต่อเนื่อง
ผลการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม กรณีกำหนดความหนาและจำนวนเส้นลวดอัดแรงเป็นจำนวนลงตัว
รายงานการคำนวณ จากคำตอบที่เหมาะสม กรณีกำหนดความหนาและจำนวนเส้นลวดอัดแรงเป็นจำนวนลงตัว

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

PROBLEM EXAM3_1

CYCLE	COST	CONV	THK	P	NO. TENDON	ES	SH	FX	Mc	DRAPE		
0	61264.0		0.25	176757	13.00	0	0	0	0	.080	.200	.080
1	50326.5	21.7331	0.2	141920	09.83	0	0	0	0	.073	.150	.060
2	45787.2	9.9140	0.171	153364	10.77	1	1	0	0	.070	.121	.061
3	45906.2	0.2593	0.172	148426	10.48	1	1	0	0	.090	.122	.077
4	46441.7	1.1531	0.177	141470	09.93	1	1	0	0	.095	.127	.081
5	46533.6	0.1975	0.177	140111	09.81	0	1	0	0	.096	.127	.082
6	46543.4	0.0211	0.177	139881	09.79	0	1	0	0	.096	.127	.082
7	46544.9	0.0033	0.178	139845	09.79	0	1	0	0	.096	.128	.082
8	46545.2	0.0006	0.178	139839	09.79	0	1	0	0	.096	.128	.082
9	46545.3	0.0001	0.178	139838	09.79	0	0	0	0	.096	.128	.082

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

LIMIT CONTROL

MAXIMUM CYCLES SIMPLEX	10
CONVERGENCE ,%	.05

COSTS REPORT

Concrete Cost	19.37	m ³	@ 1800.00 =	34871.83
Tendon&Jacking Cost	136.17	kg	@ 28.50 =	3880.85
Anchorage Cost	9.79	item	@ 56.00 =	548.24
Fix-end Cost	9.79	item	@ 56.00 =	548.24
Bar chair Cost	175.73	m	@ 4.80 =	843.51
Flexural Steel Cost	153.60	kg	@ 17.00 =	2611.15
Shear Steel Cost	128.65	kg	@ 17.00 =	2187.03
Duct Cost	175.73	m	@ 6.00 =	1054.39
			Total	46545.25

Note. Do not forget to consider cost in the another direction!

END

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

PROBLEM EXAM3_1

CYCLE	COST	CONV	THK	P	NO. TENDON	ES	SH	FX	Mer	DRAPE		
0	48398.2		0.18	171651	13.00	0	0	0	0	.060	.130	.061
1	46407.3	4.2901	0.175	157234	11.00	0	0	0	0	.066	.125	.062
2	46462.9	0.1198	0.175	155701	11.00	0	0	0	0	.063	.125	.071
3	46542.7	0.1715	0.175	155717	11.00	0	1	0	0	.073	.125	.082
4	47043.5	1.0644	0.18	141446	10.00	0	0	0	0	.087	.130	.096
5	46996.7	0.0994	0.18	142517	10.00	0	0	0	0	.088	.130	.086
6	50336.2	6.6342	0.196	139498	11.00	0	0	0	0	.091	.146	.083
7	48665.5	3.4329	0.19	143164	10.00	0	0	0	0	.096	.140	.086
8	50437.1	3.5124	0.2	143471	10.02	0	0	0	0	.098	.150	.084
9	48610.1	3.7584	0.19	143576	10.00	0	0	0	0	.091	.140	.077
10	46919.1	3.6040	0.18	142968	10.00	0	0	0	0	.083	.130	.069

STOP FOR MAXIMUM LOOP

ANALYTIC OPTIONS

	LOWER BOUND	UPPER BOUND
THICKNESS ,m.	.02	.02
ECCENTRIC ,m.	.01	.01
JACKING FORCE ,RATIO	.8	1.2
,kg.	30000	30000

LIMIT CONTROL

MAXIMUM CYCLES SIMPLEX	10
CONVERGENCE ,%	.05

COSTS REPORT

Concrete Cost	19.64	m ³	@ 1800.00	=	35360.06
Tendon&Jacking Cost	139.09	kg	@ 28.50	=	3964.06
Anchorage Cost	10.00	item	@ 56.00	=	560.00
Fix-end Cost	10.00	item	@ 56.00	=	560.00
Bar chair Cost	179.50	m	@ 4.80	=	861.60
Flexural Steel Cost	148.24	kg	@ 17.00	=	2520.11
Shear Steel Cost	118.60	kg	@ 17.00	=	2016.28
Duct Cost	179.50	m	@ 6.00	=	1077.00
			Total		46919.11

Note. Do not forget to consider cost in the another direction!

END

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

REPORT SHEET
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING CHULALONGKORN UNIVERSITY

Project : TEST THESIS Engineer : ADINAN
Floor : 3 Grid line : 1-1
Date : 7/18/99 Time : 1:24:55 PM
Filename : C:\ADIPRO\SIMPLEX\DATA\DATAIN\EXAMB_1

----- SUMMARY -----

Stop at cycle	1
Elastic Stress	Pass.
Ultimate Shear Strength	Pass.
Ultimate Flexural Strength	Pass.
Flexural Strength > 1.2Mcr	Pass.

----- SYSTEM -----

System	Unbonded
Frame type	Interior Frame Type
Analysis Optimum Options	
Optimum design.	YES
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 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.	157234
Number Tendons	,	11.0
Jacking Steel Stress	, kg/cm ² .	14491
Ratio jacking stress to ultimate strength		0.773
Min Top CGS of Tendon Cover	, cm.	2.5
Min Bottom 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 Bottom 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. 17.5
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	420
-Span # 1		
Uniform superimposed load	, kg/m ²	75
Uniform live load	, kg/m ²	400
-Span # 2		
Uniform superimposed load	, kg/m ²	75
Uniform live load	, kg/m ²	400
-Span # 3		
Uniform superimposed load	, kg/m ²	75
Uniform live load	, kg/m ²	400

----- ALLOWABLE STRESS -----		
AT TRANSFER		
Allowable compressive stress	=	120.00 ksc.
Permissible tensile stress	=	-21.63 ksc.
AT WORKING		
Allowable compressive stress At Column	=	84.30 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				
Prestress steel force = 132914 kg.		Strand = 1.81 tendon/m.		
P/A = 12.49 Kg/cm ²		Balance load (kg/m ²) = 433		
Distance to Maximum Positive Moment from left, m.		2.37		
		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+LL+BL	, t.m	-0.93	3.31	-7.27
Top stress	, ksc.	9.18 (0.08)	23.15 (0.19)	-10.72 (0.47)
Bottom stress	, ksc.	15.15 (0.13)	1.84 (0.02)	36.10 (0.30)
		At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL	, t.m	-1.45	3.35	-9.46
LL	, t.m	-1.65	3.55	-9.01
BL	, t.m	1.57	-3.59	9.35
DL+LL+BL	, t.m	-1.53	3.31	-9.12
		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL	, t.m	-0.71	3.35	-7.47
LL	, t.m	-1.01	3.55	-7.12
BL	, t.m	0.79	-3.59	7.33
DL+LL+BL	, t.m	-0.93	3.31	-7.27
Span # 2				
Prestress steel force = 139511 kg.		Strand = 1.81 tendon/m.		
P/A = 13.11 Kg/cm ²		Balance load (kg/m ²) = 396		
Distance to Maximum Positive Moment from left, m.		3.80		
		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+LL+BL	, t.m	-9.32	6.93	-9.32
Top stress	, ksc.	-17.34 (0.77)	35.45 (0.30)	-16.52 (0.73)
Bottom stress	, ksc.	42.71 (0.36)	-9.23 (0.41)	43.54 (0.36)
		At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL	, t.m	-11.72	6.77	-11.72
LL	, t.m	-11.16	6.45	-11.16
BL	, t.m	11.15	-6.28	11.15
DL+LL+BL	, t.m	-11.72	6.93	-11.73
		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL	, t.m	-9.33	6.77	-9.33
LL	, t.m	-8.89	6.45	-8.89
BL	, t.m	8.90	-6.28	8.90
DL+LL+BL	, t.m	-9.32	6.93	-9.32
Span # 3				
Prestress steel force = 140601 kg.		Strand = 1.81 tendon/m.		
P/A = 13.21 Kg/cm ²		Balance load (kg/m ²) = 432		
Distance to Maximum Positive Moment from left, m.		2.80		
		At FC. Left	MPM.	At FC. Right

DL+LL+BL	, t.m	-7.27	3.31	-0.93
Top stress	, ksc.	-9.91 (0.44)	23.88 (0.20)	10.06 (0.08)
Bottom stress	, ksc.	36.93 (0.31)	2.55 (0.02)	16.04 (0.13)

		At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL	, t.m	-9.46	3.35	-1.45
LL	, t.m	-9.01	3.55	-1.65
BL	, t.m	9.35	-3.59	1.56
DL+LL+BL	, t.m	-9.13	3.31	-1.54

		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL	, t.m	-7.47	3.35	-0.71
LL	, t.m	-7.12	3.55	-1.01
BL	, t.m	7.32	-3.59	0.79
DL+LL+BL	, t.m	-7.27	3.31	-0.93

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

Span # 1

Prestress steel force = 126222 kg.

P/A = 11.86 Kg/cm²

Distance to Maximum Positive Moment from left, m. 2.28

Strand = 1.81 tendon/m.

Balance load (kg/m²) = 411

		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL+LL+BL	, t.m	-1.12	4.09	-8.93
Top stress	, ksc.	7.94 (0.09)	25.03 (0.20)	-16.74 (0.63)
Bottom stress	, ksc.	15.13 (0.18)	-1.31 (0.05)	40.85 (0.49)

		At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL+SDL	, t.m	-1.73	4.04	-11.12
LL	, t.m	-1.67	3.52	-8.99
BL	, t.m	1.51	-3.47	8.87
DL+SDL+LL+BL	, t.m	-1.89	4.09	-11.25

		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL	, t.m	-0.86	4.04	-8.78
LL	, t.m	-1.03	3.52	-7.10
BL	, t.m	0.77	-3.47	6.95
DL+SDL+LL+BL	, t.m	-1.12	4.09	-8.93

Span # 2

Prestress steel force = 132735 kg.

P/A = 12.48 Kg/cm²

Distance to Maximum Positive Moment from left, m. 3.80

Strand = 1.81 tendon/m.

Balance load (kg/m²) = 377

		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL+LL+BL	, t.m	-11.43	8.44	-11.42
Top stress	, ksc.	-24.77 (0.93)	39.66 (0.31)	-23.94 (0.89)
Bottom stress	, ksc.	48.88 (0.58)	-14.71 (0.55)	49.68 (0.59)

		At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL+SDL	, t.m	-13.82	7.97	-13.82
LL	, t.m	-11.16	6.44	-11.16
BL	, t.m	10.61	-5.98	10.61
DL+SDL+LL+BL	, t.m	-14.37	8.44	-14.37

		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL	, t.m	-11.00	7.97	-11.00
LL	, t.m	-8.89	6.44	-8.89
BL	, t.m	8.47	-5.98	8.47
DL+SDL+LL+BL	, t.m	-11.43	8.44	-11.42

Span # 3

Prestress steel force = 133811 kg.

P/A = 12.58 Kg/cm²

Distance to Maximum Positive Moment from left, m. 2.89

Strand = 1.81 tendon/m.

Balance load (kg/m²) = 411

		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL+LL+BL	, t.m	-8.93	4.08	-1.11
Top stress	, ksc.	-15.91 (0.59)	25.72 (0.20)	8.82 (0.11)
Bottom stress	, ksc.	41.64 (0.50)	-0.57 (0.02)	16.00 (0.19)

		At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL+SDL	, t.m	-11.12	4.04	-1.73
LL	, t.m	-8.99	3.52	-1.67
BL	, t.m	8.88	-3.48	1.51
DL+SDL+LL+BL	, t.m	-11.24	4.08	-1.89

		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL	, t.m	-8.78	4.04	-0.86

LL	,t.m	-7.10	3.52	-1.03
BL	,t.m	6.95	-3.48	0.77
DL+SDL+LL+BL	,t.m	-8.93	4.08	-1.11

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

Span # 1				
Distance to Maximum Positive Moment from left , m.				2.15
		At FC. left	MPM.	At FC. right
1.4*(DL+SDL)+1.7*LL+ M2 @FC,t.m		-1.46	12.94	-23.48
Secondary Moment @CL ,t.m		1.51	1.24	0.85
Moment capacity 0.9Mn ,t.m		21.86 (0.07)	21.03 (0.62)	24.38 (0.96)

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		-27.95	24.43	-28.45
Secondary Moment @CL ,t.m		2.59	2.32	2.05
Moment capacity 0.9Mn ,t.m		27.95 (1.00)	24.98 (0.98)	29.49 (0.96)

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		-23.99	12.72	-1.47
Secondary Moment @CL ,t.m		0.32	1.02	1.51
Moment capacity 0.9Mn ,t.m		25.94 (0.92)	21.23 (0.60)	23.06 (0.66)

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

Span # 1				
		Left end	Mid span	Right end
Steel rebars,top	cm ²	22.44		9.43
Steel rebars,bottom	cm ²		10.64	
Tendon height	,cm.	8.75	5.25	15.00
Drape =		6.63 cm.		

Span # 2				
		Left end	Mid span	Right end
Steel rebars,top	cm ²	18.54		19.57
Steel rebars,bottom	cm ²		11.36	
Tendon height	,cm.	15.00	2.50	15.00
Drape =		12.50 cm.		

Span # 3				
		Left end	Mid span	Right end
Steel rebars,top	cm ²	10.45		23.71
Steel rebars,bottom	cm ²		10.64	
Tendon height	,cm.	15.00	5.64	8.75
Drape =		6.24 cm.		

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

TWO WAY SHEAR

Ratio > 1 require shear reinforcement

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

Column	FACTORED shear (T)	ACTIONS moment (T.m)	PUNCHING SHEAR STRESS (Kg/cm ²)				allow-able	STRESS RATIO
			<--- due to shear	due to moment	TOTAL	--->		
1	16.41	1.50	9.42	2.17	11.59	15.08	0.77	
2	58.44	5.72	18.26	3.79	22.05	16.30	1.35	
3	58.68	5.73	18.34	3.79	22.12	16.51	1.34	
4	16.31	1.51	9.36	2.18	11.54	15.08	0.77	
SUM	149.84							

U-Stirrup Reinforcement Data

Column	Yield Strength of Shear Steel , kg/cm ² .	Area stirrup per section (cm ²)	Length (cm.)	No. of Sections
1	3400	0.00	0.00	3
2		35.63	87.67	4
3		36.00	88.09	4
4		0.00	0.00	3

ONE WAY SHEAR

Span	Left (kg/cm ²)	Right (kg/cm ²)
1	1.54 (0.10)	2.51 (0.15)
2	2.98 (0.18)	2.99 (0.18)
3	2.52 (0.15)	1.53 (0.10)

----- 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	0.823	0.845	0.859
2	0.859	0.887	0.914
3	0.914	0.894	0.883

AT WORKING STAGE


(Loss included Creep , Shrinkage , Relaxation and loss at transfer)
 SPAN Left end Midspan Right end
 1 0.781 0.803 0.816
 2 0.816 0.844 0.871
 3 0.871 0.851 0.840

----- COSTS REPORT -----				
Concrete Cost	19.10	m ³	@ 1800.00 =	34377.84
Tendon&Jacking Cost	153.00	kg	@ 28.50 =	4360.47
Anchorage Cost	11.00	item	@ 56.00 =	616.00
Fix-end Cost	11.00	item	@ 56.00 =	616.00
Bar chair Cost	197.45	m	@ 4.80 =	947.76
Flexural Steel Cost	134.00	kg	@ 17.00 =	2278.08
Shear Steel Cost	119.20	kg	@ 17.00 =	2026.40
Duct Cost	197.45	m	@ 6.00 =	1184.70
			Total	46407.25

Note: Do not forget to consider cost in the another direction!

----- End -----

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



ค.3 รายงานการวิเคราะห์ ตามตัวอย่างที่ 3.2

ผลการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม กรณีกำหนดความหนาและจำนวนเส้นลวดอัดแรงมีความต่อเนื่อง
ผลการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม กรณีกำหนดความหนาและจำนวนเส้นลวดอัดแรงเป็นจำนวนลงตัว
รายงานการคำนวณ จากคำตอบที่เหมาะสม กรณีกำหนดความหนาและจำนวนเส้นลวดอัดแรงเป็นจำนวนลงตัว

PROBLEM EXAM3_2

CYCLE	COST	CONV	THK	P	NO. TENDON	ES	SH	FX	Mcf	DRAPE		
0	66595.8		0.25	193838	14.00	0	0	0	0	.078	.170	.078
1	54361.0	22.5066	0.2	156699	10.59	0	0	0	0	.070	.120	.069
2	51398.2	5.7643	0.177	175020	11.83	1	1	0	0	.073	.097	.067
3	51581.1	0.3546	0.178	175106	11.84	1	0	0	0	.073	.098	.066
4	51564.0	0.0333	0.178	175564	11.87	1	0	0	0	.073	.098	.065
5	51566.3	0.0044	0.177	175908	11.89	1	1	0	0	.073	.097	.066
6	51569.6	0.0064	0.178	175376	11.86	0	0	0	0	.073	.098	.065

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

LIMIT CONTROL

MAXIMUM CYCLES SIMPLEX	20
CONVERGENCE ,%	.05

COSTS REPORT				
Concrete Cost	19.40	m ³	@ 1800.00	= 34912.23
Tendon&Jacking Cost	164.92	kg	@ 28.50	= 4700.25
Anchorage Cost	11.86	item	@ 78.00	= 924.86
Fix-end Cost	11.86	item	@ 4.80	= 56.91
Bar chair Cost	212.84	m	@ 4.80	= 1021.61
Flexural Steel Cost	96.37	kg	@ 17.00	= 1638.26
Shear Steel Cost	128.57	kg	@ 17.00	= 2185.76
Duct&Grout Cost	212.84	m	@ 28.80	= 6129.68
			Total	51569.57

Note. Do not forget to consider cost in the another direction!

END

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

PROBLEM EXAM3_2

CYCLE	COST	CONV	THK	P	NO. TENDON	ES	SH	FX	Mer	DRAPE		
0	56048.6		0.18	223147	16.00	0	0	0	0	.046	.100	.046
1	51889.3	8.0157	0.175	192279	13.00	0	0	0	0	.042	.095	.035
2	53177.2	2.4219	0.192	159645	11.00	0	0	0	0	.050	.110	.057
3	51921.7	2.4181	0.18	177488	12.00	1	0	0	0	.046	.099	.044
4	51947.5	0.0497	0.175	192281	13.00	0	0	0	0	.046	.095	.045

STOP FOR SOLUTION CONVERGED

ANALYTIC OPTIONS

	LOWER BOUND	UPPER BOUND
THICKNESS ,m.	.02	.02
ECCENTRIC ,m.	.05	.05
JACKING FORCE ,RATIO	.8	1.2
,kg.	40000	40000

LIMIT CONTROL

MAXIMUM CYCLES SIMPLEX	10
CONVERGENCE ,%	.05

COSTS REPORT			
Concrete Cost	19.10	m ³	@ 1800.00 = 34377.84
Tendon&Jacking Cost	180.82	kg	@ 28.50 = 5153.28
Anchorage Cost	13.00	item	@ 78.00 = 1014.00
Fix-end Cost	13.00	item	@ 4.80 = 62.40
Bar chair Cost	233.35	m	@ 4.80 = 1120.08
Flexural Steel Cost	87.27	kg	@ 17.00 = 1483.61
Shear Steel Cost	118.58	kg	@ 17.00 = 2015.78
Duct&Grout Cost	233.35	m	@ 28.80 = 6720.48
		Total	51947.47

Note. Do not forget to consider cost in the another direction!

END

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

REPORT SHEET
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING CHULALONGKORN UNIVERSITY

Project : TEST THESIS Engineer : ADINAN
Floor : 3 Gride line : 1-1
Date : 7/18/99 Time : 1:40:15 PM
Filename : C:\ADIPRO\SIMPLEX\DATA\DATAIN\EXAM3_2

----- SUMMARY -----

Stop at cycle	1
Elastic Stress	Pass.
Ultimate Shear Strength	Pass.
Ultimate Flexural Strength	Pass.
Flexural Strength > 1.2Mcr	Pass.

----- SYSTEM -----

System	Bonded
Frame type	Interior Frame Type
Analysis Optimum Options	
Optimum design.	YES
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 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.	192279
Number Tendons	,	13.0
Jacking Steel Stress	,kg/cm ² .	14984
Ratio jacking stress to ultimate strength		0.800
Min Top CGS of Tendon Cover	,cm.	4
Min Botom CGS of Tendon Cover	,cm.	4

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.	17.5
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	420
-Span # 1		
Uniform superimposed load	, kg/m ²	75
Uniform live load	, kg/m ²	400
-Span # 2		
Uniform superimposed load	, kg/m ²	75
Uniform live load	, kg/m ²	400
-Span # 3		
Uniform superimposed load	, kg/m ²	75
Uniform live load	, kg/m ²	400

ALLOWABLE STRESS		
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				
Prestress steel force = 156705 kg.		Strand = 2.14 tendon/m.		
P/A = 14.73 Kg/cm ²		Balance load (kg/m ²) = 322		
Distance to Maximum Positive Moment from left , m.		2.33		
		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+LL+BL ,t.m	-1.23		4.47	-8.51
Top stress ,ksc.	10.33 (0.09)		29.14 (0.24)	-12.16 (0.54)
Bottom stress,ksc.	18.28 (0.15)		0.32 (0.00)	42.69 (0.36)
		At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL ,t.m	-1.45		3.39	-9.46
LL ,t.m	-1.65		3.55	-9.01
BL ,t.m	1.04		-2.47	7.62
DL+LL+BL ,t.m	-2.06		4.47	-10.85
		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL ,t.m	-0.71		3.39	-7.47
LL ,t.m	-1.01		3.55	-7.12
BL ,t.m	0.48		-2.47	6.06
DL+LL+BL ,t.m	-1.23		4.47	-8.51
Span # 2				
Prestress steel force = 164370 kg.		Strand = 2.14 tendon/m.		
P/A = 15.45 Kg/cm ²		Balance load (kg/m ²) = 354		
Distance to Maximum Positive Moment from left , m.		3.50		
		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+LL+BL ,t.m	-10.38		7.37	-10.63
Top stress ,ksc.	-18.26 (0.81)		39.20 (0.33)	-18.42 (0.81)
Bottom stress,ksc.	48.64 (0.41)		-8.30 (0.37)	50.38 (0.42)
		At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL ,t.m	-11.72		6.77	-11.72
LL ,t.m	-11.16		6.45	-11.16
BL ,t.m	9.86		-5.85	9.59
DL+LL+BL ,t.m	-13.02		7.37	-13.29
		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL ,t.m	-9.33		6.77	-9.33
LL ,t.m	-8.89		6.45	-8.89
BL ,t.m	7.84		-5.85	7.59
DL+LL+BL ,t.m	-10.38		7.37	-10.63
Span # 3				
Prestress steel force = 161286 kg.		Strand = 2.14 tendon/m.		
P/A = 15.16 Kg/cm ²		Balance load (kg/m ²) = 280		
Distance to Maximum Positive Moment from left , m.		2.84		
		At FC. Left	MPM.	At FC. Right

DL+LL+BL	,t.m	-8.89	4.94	-1.36
Top stress	,ksc.	-12.89 (0.57)	31.08 (0.26)	10.68 (0.09)
Bottom stress	,ksc.	44.40 (0.37)	-0.76 (0.03)	19.47 (0.16)
		At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL	,t.m	-9.46	3.39	-1.45
LL	,t.m	-9.01	3.55	-1.65
BL	,t.m	7.07	-2.00	0.82
DL+LL+BL	,t.m	-11.40	4.94	-2.28
		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL	,t.m	-7.47	3.39	-0.71
LL	,t.m	-7.12	3.55	-1.01
BL	,t.m	5.70	-2.00	0.35
DL+LL+BL	,t.m	-8.89	4.94	-1.36

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

Span # 1		Prestress steel force = 146841 kg.	Strand = 2.14 tendon/m.	
P/A = 13.80 Kg/cm ²		Distance to Maximum Positive Moment from left , m.	Balance load (kg/m ²) = 302	
			2.24	
		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL+LL+BL	,t.m	-1.42	5.21	-10.19
Top stress	,ksc.	8.87 (0.11)	30.60 (0.24)	-18.34 (0.69)
Bottom stress	,ksc.	18.00 (0.21)	-2.99 (0.11)	47.36 (0.56)
		At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL+SDL	,t.m	-1.73	4.07	-11.12
LL	,t.m	-1.67	3.51	-8.99
BL	,t.m	0.99	-2.37	7.14
DL+SDL+LL+BL	,t.m	-2.41	5.21	-12.98
		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL	,t.m	-0.86	4.07	-8.78
LL	,t.m	-1.03	3.51	-7.10
BL	,t.m	0.47	-2.37	5.69
DL+SDL+LL+BL	,t.m	-1.42	5.21	-10.19
Span # 2		Prestress steel force = 153377 kg.	Strand = 2.14 tendon/m.	
P/A = 14.42 Kg/cm ²		Distance to Maximum Positive Moment from left , m.	Balance load (kg/m ²) = 332	
			3.80	
		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL+LL+BL	,t.m	-12.54	8.94	-12.78
Top stress	,ksc.	-26.17 (0.98)	43.23 (0.34)	-26.08 (0.97)
Bottom stress	,ksc.	54.66 (0.65)	-14.40 (0.54)	56.25 (0.67)
		At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL+SDL	,t.m	-13.82	7.97	-13.82
LL	,t.m	-11.16	6.44	-11.16
BL	,t.m	9.24	-5.47	8.99
DL+SDL+LL+BL	,t.m	-15.74	8.94	-15.98
		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL	,t.m	-11.00	7.97	-11.00
LL	,t.m	-8.89	6.44	-8.89
BL	,t.m	7.35	-5.47	7.12
DL+SDL+LL+BL	,t.m	-12.54	8.94	-12.78
Span # 3		Prestress steel force = 151167 kg.	Strand = 2.14 tendon/m.	
P/A = 14.21 Kg/cm ²		Distance to Maximum Positive Moment from left , m.	Balance load (kg/m ²) = 263	
			2.93	
		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL+LL+BL	,t.m	-10.55	5.65	-1.54
Top stress	,ksc.	-19.20 (0.72)	32.42 (0.26)	9.31 (0.11)
Bottom stress	,ksc.	48.80 (0.58)	-4.00 (0.15)	19.24 (0.23)
		At CL. Left	MPM.	At CL. Right
DL+SDL	,t.m	-11.12	4.07	-1.73
LL	,t.m	-8.99	3.51	-1.67
BL	,t.m	6.62	-1.94	0.78
DL+SDL+LL+BL	,t.m	-13.50	5.65	-2.62
		At FC. Left	MPM.	At FC. Right
DL+SDL	,t.m	-8.78	4.07	-0.86

LL	,t.m	-7.10	3.51	-1.03
BL	,t.m	5.33	-1.94	0.35
DL+SDL+LL+BL	,t.m	-10.55	5.65	-1.54

----- 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		-1.99	12.25	-24.38
Secondary Moment @CL ,t.m		0.99	0.56	-0.07
Moment capacity 0.9Mn ,t.m		19.16 (0.10)	24.64 (0.50)	29.21 (0.83)
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		-28.38	23.88	-29.12
Secondary Moment @CL ,t.m		2.17	1.77	1.37
Moment capacity 0.9Mn ,t.m		29.21 (0.97)	30.45 (0.78)	29.60 (0.98)
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		-25.15	11.81	-2.21
Secondary Moment @CL ,t.m		-0.87	0.11	0.78
Moment capacity 0.9Mn ,t.m		29.38 (0.86)	23.25 (0.51)	19.32 (0.11)

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

Span # 1				
		Left end	Mid span	Right end
Steel rebars,top	cm ²	6.79		8.39
Steel rebars,bottom	cm ²		10.64	
Tendon height	,cm.	8.75	6.92	13.42
Drape = 4.16 cm.				
Span # 2				
		Left end	Mid span	Right end
Steel rebars,top	cm ²	8.39		8.85
Steel rebars,bottom	cm ²		10.64	
Tendon height	,cm.	13.42	4.00	13.50
Drape = 9.46 cm.				
Span # 3				
		Left end	Mid span	Right end
Steel rebars,top	cm ²	8.39		7.11
Steel rebars,bottom	cm ²		10.64	
Tendon height	,cm.	13.50	7.62	8.75
Drape = 3.51 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)				
	shear (T)	moment (T.m)	due to shear	due to moment	TOTAL	allow-able	STRESS RATIO
1	16.34	2.03	9.37	2.93	12.30	15.08	0.82
2	58.48	5.23	18.27	3.46	21.73	16.86	1.29
3	58.81	5.23	18.37	3.46	21.83	17.00	1.28
4	16.22	2.25	9.31	3.25	12.56	15.08	0.83
SUM	149.84						

U-Stirrup Reinforcement Data

Column	Area stirrup per section (cm ²)	Length (cm.)	No. of Sections
1	0.00	0.00	3
2	34.18	85.98	4
3	34.64	86.52	4
4	0.00	0.00	3

ONE WAY SHEAR

Span	Left (kg/cm ²)	Right (kg/cm ²)
1	1.54 (0.10)	2.52 (0.15)
2	2.98 (0.18)	3.00 (0.18)
3	2.53 (0.15)	1.52 (0.10)

----- 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 0.2000
Coefficient of wobble friction (K) /m 0.0050
Mode of stressing Left end
Anchorage set ,mm 8.00

SPAN	Left end	Midspan	Right end
1	0.791	0.815	0.845
2	0.841	0.855	0.876
3	0.872	0.839	0.834

AT WORKING STAGE

(Loss included Creep , Shrinkage , Relaxation and loss at transfer)
SPAN Left end Midspan Right end
1 0.743 0.764 0.803
2 0.788 0.798 0.835
3 0.819 0.786 0.790

----- COSTS REPORT -----				
Concrete Cost	19.10	m ³	@ 1800.00 =	34377.84
Tendon&Jacking Cost	180.82	kg	@ 28.50 =	5153.28
Anchorage Cost	13.00	item	@ 78.00 =	1014.00
Fix-end Cost	13.00	item	@ 4.80 =	62.40
Bar chair Cost	233.35	m	@ 4.80 =	1120.08
Flexural Steel Cost	87.89	kg	@ 17.00 =	1494.08
Shear Steel Cost	114.54	kg	@ 17.00 =	1947.16
Duct&Grout Cost	233.35	m	@ 28.80 =	6720.48
			Total	51889.32

Note. Do not forget to consider cost in the another direction!

----- End -----

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ประวัติผู้เขียน

นายอดิพนธ์ ธีรานุพัฒนา เกิดเมื่อวันที่ 7 กุมภาพันธ์ พ.ศ. 2519 ที่จังหวัด นครราชสีมา สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาตรีจากภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2539 และเข้าศึกษาหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยเมื่อปีการศึกษา 2540



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย