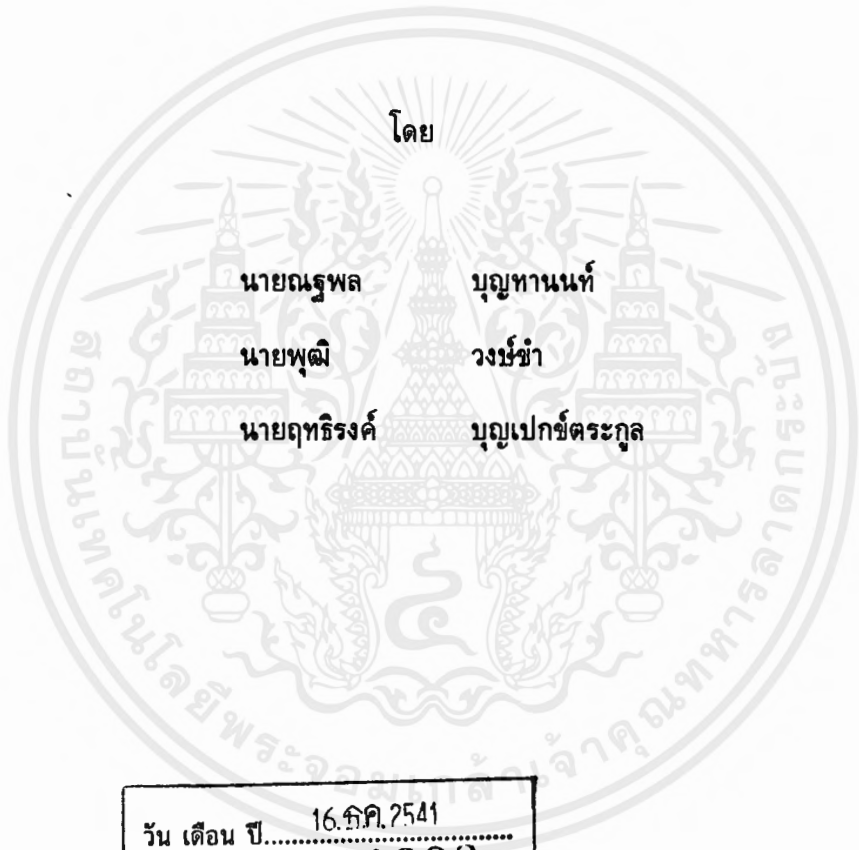




เอกสารอิเล็กทรอนิกส์ประกอบการสอน สำหรับวิชา การออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก 2

ELECTRONIC CLASS NOTES ON REINFORCED CONCRETE DESIGN II



โดย

นายณัฐพล

บุญทานนท์

นายพุมิ

วงษ์ขำ

นายฤทธิรงค์

บุญเป็ชต์ตระกูล

วัน เดือน ปี.....	16.กค.2541
เลขทะเบียน.....	039006
เลขเรียกหนังสือ.....	T.40249 นอ410.

โครงการพิเศษนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต

สาขาวิศวกรรมการก่อสร้าง

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ปีการศึกษา 2540

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ใดๆ  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

039006

**ELECTRONIC CLASS NOTES ON REINFORCED CONCRETE DESIGN II**



**MR.NATAPOL**

**BOONTHANON**

**MR.PUTTHI**

**WONGKHAM**

**MR.RITTIRONG**

**BOONPEKTRAKUL**

**A SPECIAL PROJECT SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT OF THE  
REQUIREMENT FOR THE BACHELOR'S DEGREE OF CONSTRUCTION ENGINEERING  
KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG**

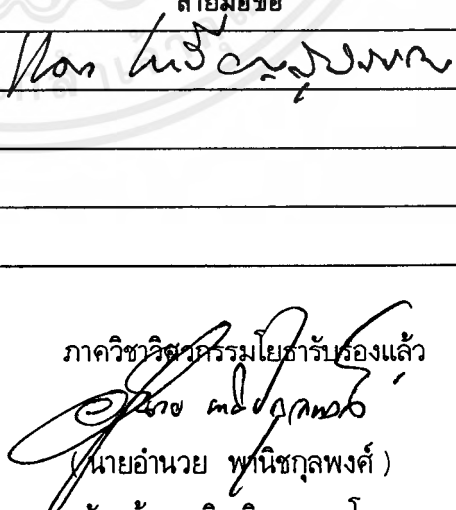
**1997**

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ใบรับรองโครงการพิเศษ  
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์  
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

หัวข้อโครงการพิเศษ (ไทย) เอกสารอิเล็กทรอนิกส์ประกอบการสอน  
สำหรับวิชา การออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก 2  
(อังกฤษ) ELECTRONIC CLASS NOTES  
ON REINFORCED CONCRETE DESIGN II

นักศึกษา 1. นายณัฐพล บุญทานนท์ รหัสประจำตัว 37014103  
2. นายพุดมิ วงษ์ช้ำ รหัสประจำตัว 37014298  
3. นายฤทธิรงค์ บุญเปี่ยมตระกูล รหัสประจำตัว 37014367  
หลักสูตร วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต  
สาขาวิชา วิศวกรรมการก่อสร้าง  
ภาควิชา วิศวกรรมโยธา  
อาจารย์ที่ปรึกษา ดร. ศรีกริช หิรัญมาศ

คณะกรรมการสอบโครงการพิเศษ	ลายมือชื่อ
1. ผศ.ดร.แดง เจริญสุวรรณ	
2. ดร.ศรีกริช หิรัญมาศ	
3. อาจารย์วิบูลย์ วุฒิญาณ	
4. อาจารย์สมชาย สำลีรงค์กุล	

ภาควิชาวิศวกรรมโยธารับรองแล้ว

(นายอำนาจ พันธ์กุลพงศ์)

หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา

วันที่ เดือน พ.ศ 2541

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เอกสารอิเล็กทรอนิกส์ประกอบการสอน สำหรับวิชา การออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก 2

**ELECTRONIC CLASS NOTES ON REINFORCED CONCRETE DESIGN II**

นาย อนุพล	บุญทานนท์	รหัสประจำตัว	37014103
นาย พุฒิ	วงษ์ชา	รหัสประจำตัว	37014298
นาย ฤทธิรงค์	บุญเป็ชต์ตระกูล	รหัสประจำตัว	37014367

ดร. ศรีกรีช ธีรณูมาศ  
(DR. SRIKRIT HIRANMAS)

อาจารย์ที่ปรึกษา  
ADVISOR

**บทคัดย่อ**

โครงการพิเศษนี้จัดทำขึ้นเพื่อเป็นจุดเริ่มในการนำคอมพิวเตอร์เข้ามาช่วยอำนวยความสะดวกในการเรียนการสอนของภาค วิศวกรรมโยธา โดยนำวิชา Reinforced Concrete Design II มาเป็นวิชาเริ่มแรก เอกสารอิเล็กทรอนิกส์นี้จะแสดงผลบนโปรแกรม Microsoft Word97 และยังสามารถนำเข้าสู่ Internet ได้ นักศึกษาสามารถนำไปใช้ได้ง่ายและศึกษาด้วยตนเองได้ ก่อนที่จะเริ่มมีการสอน อาจารย์ผู้สอนสามารถนำไปเป็นสื่อการเรียนการสอน เป็นการพัฒนาการเรียนการสอนให้มีประสิทธิภาพมากขึ้น

โครงการพิเศษนี้ ประกอบด้วย 2 ส่วน

ส่วนที่ 1 เป็นเนื้อหา, โจทย์ตัวอย่าง และแผนผังที่ใช้ในการวิเคราะห์-ออกแบบ เกี่ยวกับการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก (โดยวิธีกำลัง) และการออกแบบคอนกรีตอัดแรง โดยอ้างอิงตามมาตรฐาน วสท.และ ACI

ส่วนที่ 2 เป็นโปรแกรมช่วยในการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก (โดยวิธีกำลัง) ในส่วนของคาน, พื้น, เสา และฐานราก โดยเขียนขึ้นด้วยโปรแกรม Delphi Version 3.0 โปรแกรมคำนวณนี้มีหลักการทำงานคือ ติดต่อกับผู้ใช้เพื่อรับรายละเอียดต่างๆ ที่ใช้ในการคำนวณ แล้วนำมาคำนวณโครงสร้างส่วนต่างๆ ด้วยโปรแกรมคำนวณ ได้ผลลัพธ์เป็นรายละเอียดของเหล็กเสริมที่เหมาะสมกับขนาดของหน้าตัดที่เลือก

## ABSTRACT

The objective of this special project is to pioneer computer aided instruction (CIA) in the department of civil engineering. Reinforced Concrete Design II was so selected as the first course. Class notes were gathered and published in a form of Microsoft Word97 document and is available for access via the Internet. Any students can access and download these notes for self-studying or for references. Instructors can present these notes on the screen in the classroom in a more effective manner than putting sheet by sheet of transparencies on the overhead projector.

This report consists of two parts

The main part contains theories, examples and flowcharts used in the analysis and design of reinforced concrete and prestress concrete structures by the strength design method. The design follows Engineering Institute of Thailand (E.I.T) and American Concrete Institute (ACI) standards

The supplementary part contains a design aid, which is a program written in Delphi 3.0 language. The program covers the design of beams, slabs, columns, and footings based on ACI Standard 318-95. This small supplementary program concept is to allow user to input in a user-friendly way and to provide output, which is easy to read and understand.

## กิตติกรรมประกาศ

โครงการพิเศษนี้สามารถสำเร็จลุล่วงได้นั้นมิได้เกิดจากผู้เขียนเพียงลำพัง จึงใคร่ขอกราบ  
ขอบพระคุณบุคคลผู้มีส่วนในรายงานฉบับนี้บรรลุลผลสำเร็จดังนี้

ดร. ศรีกริช หิรัญมาศ อาจารย์ที่ปรึกษาและให้คำแนะนำด้านต่างๆ ตลอดจนหาอุปกรณ์  
เพื่อใช้ในการทำโครงการพิเศษนี้

คณะกรรมการสอบโครงการพิเศษทุกท่านที่ให้ความกรุณาแก้ไขจนรายงานฉบับนี้สมบูรณ์  
อาจารย์ และเจ้าหน้าที่ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยี  
พระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

เพื่อนๆ ในภาคที่ให้ความช่วยเหลือในการตรวจสอบข้อผิดพลาดต่างๆ ตลอดจนให้คำ  
แนะนำด้านต่างๆ ที่มีส่วนช่วยเหลือในการทำโครงการนี้

นางสาวภาวดี เพิ่มพูนพานิช นักศึกษาภาควิชาวิศวกรรมคอมพิวเตอร์ คณะวิศวกรรม  
ศาสตร์ ที่ให้คำแนะนำในการเขียนโปรแกรม

พ่อ แม่ พี่ น้องและญาติมิตรของผู้จัดทำที่คอยสนับสนุนและให้กำลังใจตลอดมา ตลอด  
จนบุคคลอื่นๆ ที่ให้ความช่วยเหลือในโครงการนี้ที่ยังมิได้กล่าวถึงทุกท่าน

จึงขอขอบพระคุณบุคคลเหล่านี้อีกครั้ง และจะระลึกถึงตลอดไป

นายธนุพล บุญทานนท์

นายพุฒิ วงษ์ขำ

นายฤทธิรงค์ บุญเป๊กซ์ตระกูล

## สารบัญ

	หน้า
บทนำ	1
ขั้นตอนการทำงานเชื่อมโยงข้อมูลที่ใช้ในการสอน	3
ข้อจำกัดในการใช้โปรแกรมออกแบบ Reinforced Concrete Design II	21
คู่มือการใช้งานโปรแกรม Reinforced Concrete Design II	22
บรรณานุกรม	30
ภาคผนวก	
ภาคผนวก ก - ส่วนของเนื้อหาวิชา Reinforced Concrete Design II	
ภาคผนวก ข - ส่วนของ Flowchart	

## บทนำ

โครงการพิเศษ เอกสารอิเล็กทรอนิกส์ประกอบการสอน สำหรับวิชา การออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก 2 (Electronic Class Notes On Reinforced Concrete Design II ) จัดทำขึ้นตามความเห็นพร้อมตอกันระหว่างคณะผู้จัดทำกับอาจารย์ที่ปรึกษา ดร.ศรีกรีช หิรัญมาศ ด้วยมุ่งหวังให้มีการนำคอมพิวเตอร์เข้ามาช่วยอำนวยความสะดวกในการเรียนการสอนของภาควิชา วิศวกรรมโยธา อันเป็นการเพิ่มประสิทธิภาพและสร้างภาพลักษณ์ที่ดีให้เกิดขึ้นในการเรียนการสอน โดยได้เลือกวิชา Reinforced Concrete Design II เป็นวิชาเริ่มแรก เนื่องจากวิชานี้มีการเรียนการสอนในภาคเรียนที่ 2 ของนักศึกษาชั้นปีที่ 4 ซึ่งเป็นประโยชน์ต่อทางคณะผู้จัดทำที่สามารถศึกษาหาความรู้ในส่วนของวิชาดังกล่าวไปพร้อมๆ กับการดำเนินการจัดทำโครงการพิเศษนี้

โครงการพิเศษนี้ ประกอบด้วย 2 ส่วน ดังนี้

ส่วนที่ 1 จะเป็นเนื้อหา, โจทย์ตัวอย่าง และแผนผังที่ใช้ในการวิเคราะห์-ออกแบบ เกี่ยวกับการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก (โดยวิธีกำลัง) และการออกแบบคอนกรีตอัดแรง ในส่วนที่ 1 นี้ได้รับการแนะนำจาก ดร.ศรีกรีช หิรัญมาศ ให้นำหนังสือ NOTES ON ACI 318-95 BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE With Design Applications Portland Cement Association PCA Edited by : S.K.Ghosh David A.Fanella Basile G.Rabbat จำนวน 13 บท (โดยแบ่งเป็น 10 บทเกี่ยวกับการออกแบบคอนกรีตคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง และ 3 บทเกี่ยวกับการออกแบบคอนกรีตอัดแรง) มาจัดทำให้อยู่ในรูปแบบภาษาไทยและหน่วยเมตริก เนื่องจากยังไม่เคยมีผู้ได้จัดทำมาก่อน เพื่อนำมาใช้ประโยชน์เป็นเอกสารประกอบการเรียนการสอนวิชา Reinforced Concrete Design II ด้วย ยังผลให้นักศึกษาชั้นปีที่ 4 ที่เรียน มีโอกาสได้ศึกษาในเนื้อหาที่ทันสมัย

การจัดทำนี้ ส่วนของสูตรและข้อกำหนดต่างๆ ได้อ้างอิงตามมาตรฐาน ว.ส.ท. 1008-38 ส่วนของคำศัพท์ที่ใช้ ได้อ้างอิงตาม ว.ส.ท. "ศัพท์วิทยาการวิศวกรรมโยธา" และส่วนของขั้นตอนการทำโจทย์ตัวอย่าง ได้อ้างอิงตามหนังสือเดิมเป็นหลัก และใช้หนังสือ "การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง" ของ ศ.ดร.วินิต ช่อวิเชียร กับมาตรฐาน ว.ส.ท. 1008-38 ประกอบในการจัดทำ โดยทั้งหมดนี้ได้รับคำแนะนำและการตรวจสอบความถูกต้องจาก ดร.ศรีกรีช หิรัญมาศ ในส่วนของเนื้อหาและโจทย์ตัวอย่าง จำนวน 13 บท จัดทำขึ้นบนโปรแกรม Microsoft Word97 และในส่วนของแผนผังที่ใช้ในการวิเคราะห์-ออกแบบ จำนวน 13 แผนผัง จัดทำขึ้นบนโปรแกรม Visio Version 5.0 หลังจากจัดทำข้อมูลทั้งหมดเรียบร้อยแล้ว นำมาทำการเชื่อมโยงข้อมูลในส่วนต่างๆ ตามที่แสดงไว้ในขั้นตอนการทำงานการเชื่อมโยงข้อมูล จะทำให้สามารถเข้าถึงข้อมูลในส่วนต่างๆ ได้อย่างรวดเร็วและสะดวกในการนำเสนอข้อมูลต่อผู้รับ หน้าจอในการนำเสนอสามารถปรับปรุงเปลี่ยนแปลงได้ด้วยตนเองตามความพึงพอใจและดึงดูดความสนใจให้ใช้งาน

ส่วนที่ 2 จะเป็นโปรแกรมช่วยในการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก (โดยวิธีกำลัง) ในส่วนของคาน, พื้น, เสา และฐานราก โดยเขียนขึ้นด้วยโปรแกรม Delphi Version 3.0 ซึ่งเป็นโปรแกรมที่ใช้พื้นฐานของภาษา Pascal ที่ได้ศึกษามาในชั้นปีที่ 2 ในส่วนของโปรแกรม Turbo Pascal โปรแกรมที่จัดทำขึ้นนี้มีหน้าจอที่มีความสวยงาม ดึงดูดให้ใช้งานและผู้ใช้งานเรียนรู้การใช้งานได้ง่าย โปรแกรมคำนวณนี้หลักการการทำงานคือ คัดต่อ



กับผู้ใช้เพื่อรับรายละเอียดของเหล็กเสริมที่เหมาะสมกับขนาดของหน้าตัดที่เลือก ทางคณะผู้จัดทำได้เขียนโปรแกรมขึ้น ด้วยมุ่งหวังให้ผู้ใช้เอกสารอิเล็กทรอนิกส์ประกอบการสอน สามารถศึกษาวิชา Reinforced Concrete Design II ได้ครอบคลุมที่สุด โดยเมื่อศึกษาในส่วนเนื้อหาและโจทย์ตัวอย่างแล้ว หากต้องการคำนวณออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลังแล้ว สามารถนำโปรแกรมนี้ไปใช้งานได้ตามข้อแนะนำที่ระบุไว้ในโปรแกรม ประการสุดท้าย ต้องการให้โครงการพิเศษนี้เป็นเอกสารอิเล็กทรอนิกส์ประกอบการสอนที่มีความสมบูรณ์ในตัวเองมากที่สุด สำหรับผู้ที่สนใจใช้งานโปรแกรมสามารถศึกษารายละเอียดของโปรแกรม, ข้อจำกัด และการใช้งานได้จากคู่มือการใช้งาน

หลังจากได้ข้อมูลจากส่วนที่ 1 และ 2 แล้ว ทำการเชื่อมโยงโปรแกรมคำนวณ-ออกแบบนี้กับส่วนที่ทำการเชื่อมโยงแล้ว ดังที่แสดงไว้ในขั้นตอนการทำการเชื่อมโยงข้อมูล จะได้เอกสารอิเล็กทรอนิกส์ประกอบการสอนที่สมบูรณ์ที่แสดงผลบนโปรแกรม Microsoft Word97 เมื่อต้องการจะแสดงผลส่วนใด เพียง Click mouse ยังจุดนั้น จะได้ดังที่ต้องการ ไม่ว่าจะเป็นส่วนหนึ่งของเนื้อหาในหัวข้อหลัก, รอง หรือย่อย, รูปภาพ, ตาราง, แผนผัง, ดัชนี และโปรแกรม จะเห็นได้ว่า อาจารย์ผู้สอนสามารถนำไปเป็นสื่อการเรียนการสอนได้อย่างมีประสิทธิภาพ และยังเป็นการพัฒนาการเรียนการสอนไปอีกขั้นหนึ่ง อาจารย์ผู้สอนท่านอื่นๆ สามารถนำไปประยุกต์ใช้กับวิชาอื่นๆ ก็ได้ โดยทำตามขั้นตอนการทำการเชื่อมโยงข้อมูล ทางด้านนักศึกษาสามารถนำไปใช้ได้ง่าย และศึกษาด้วยตนเองได้ ก่อนที่จะเริ่มมีการสอน

เนื่องจากข้อมูลส่วนต่างๆ ที่ประกอบขึ้นเป็นโครงการพิเศษนี้มีความจุถึง 60 เมกกะไบต์ ทางคณะผู้จัดทำและอาจารย์ที่ปรึกษา เห็นตรงกันว่า จะนำโครงการพิเศษทั้งหมดนี้เขียนลง CD-ROM อันจะเป็นการเก็บข้อมูลที่สะดวก, คงทน, นำไปใช้งานได้สะดวก และเพื่อเป็นสมบัติของภาควิชา วิศวกรรมโยธา ต่อไป

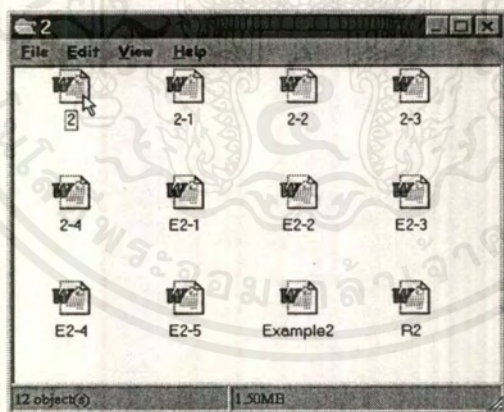
สุดท้ายนี้ โครงการพิเศษจะสำเร็จมิได้ หากไม่มีคำแนะนำ, ความช่วยเหลือ และกำลังใจจากบุคคลที่เกี่ยวข้องทั้งหลาย ทางคณะผู้จัดทำขอขอบพระคุณอีกครั้งหนึ่ง และขอฝากถึงนักศึกษาของภาควิชา วิศวกรรมโยธา รุ่นต่อไปที่มีความสนใจ, แนวความคิด หรือเห็นข้อบกพร่องประการใด โดยต้องการจะพัฒนาโครงการพิเศษนี้ต่อไปทางคณะผู้จัดทำยินดีที่จะให้ข้อแนะนำที่ท่านต้องการ

## ขั้นตอนการทำงานเชื่อมโยงข้อมูลที่ใช้ในการสอน

1. ให้พิมพ์ข้อมูลที่ใช้ในการสอนลงใน Microsoft Word 97 โดยในที่นี้ได้พิมพ์แบ่งเป็นบทละ 1 แฟ้ม



2. โดยในแต่ละแฟ้มก็จะแบ่งเป็นแฟ้มย่อยๆ ดังนี้

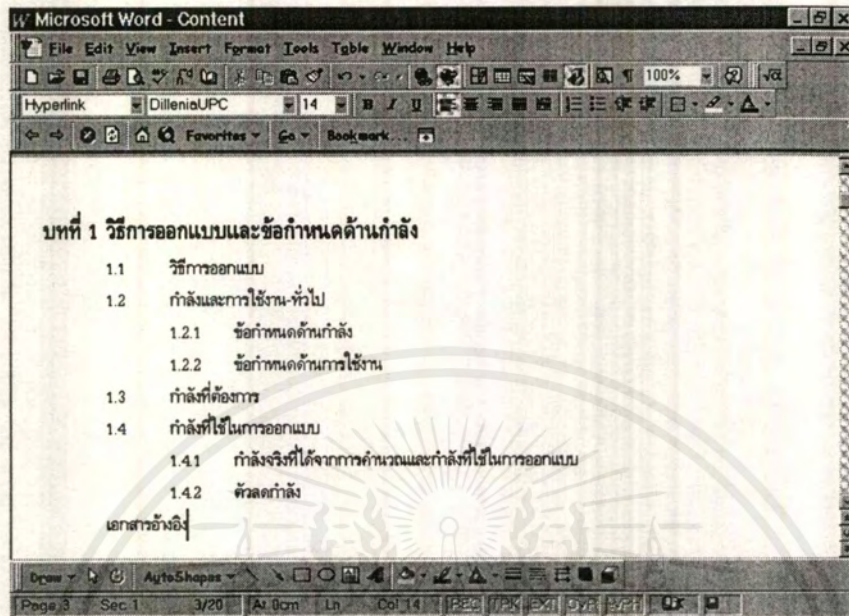


จากรูปข้างต้น จะเห็นว่า

ไฟล์	2	คือ	ส่วนเกริ่นนำของบทที่ 2
ไฟล์	2-1	คือ	ส่วนหัวข้อย่อยที่ 2.1
ไฟล์	E2-1	คือ	ส่วนของตัวอย่างที่ 2.1
ไฟล์	Example2	คือ	ส่วนของสารบัญตัวอย่างบทที่ 2
ไฟล์	R2	คือ	ส่วนของเอกสารอ้างอิงบทที่ 2

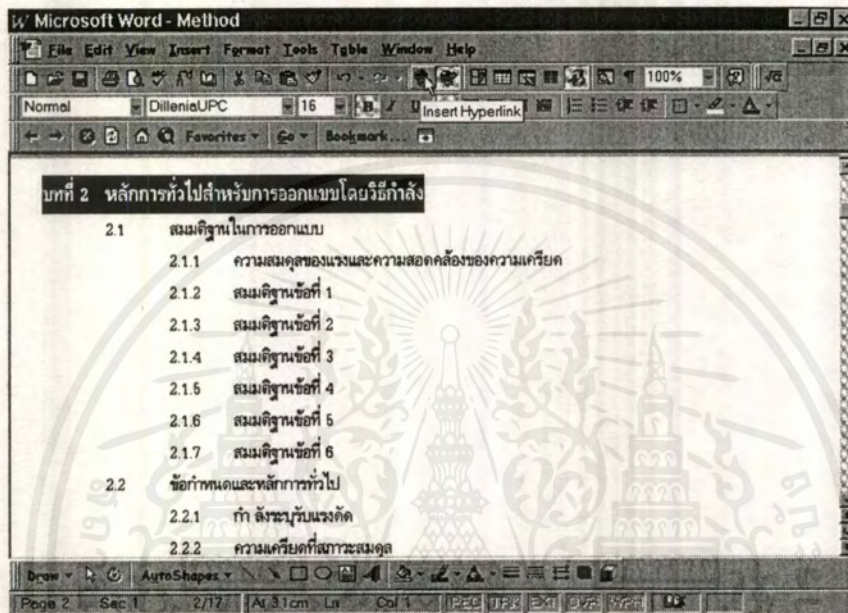
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



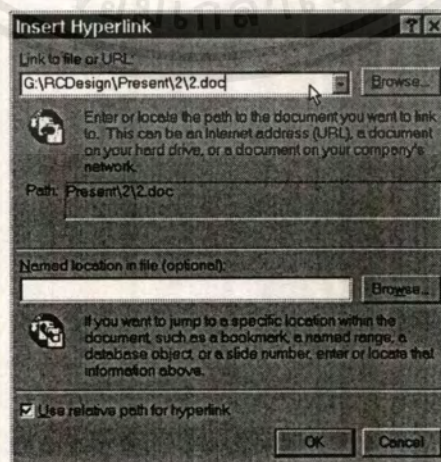


เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4. ทำการเชื่อมโยงข้อมูลส่วนหัวข้อหลักและรองดังนี้
- 4.1 ให้ทำแถบสีด้าในส่วนที่ต้องการเชื่อมโยง และ ไปกดปุ่ม Insert Hyperlink (ที่ลูกศรชี้)

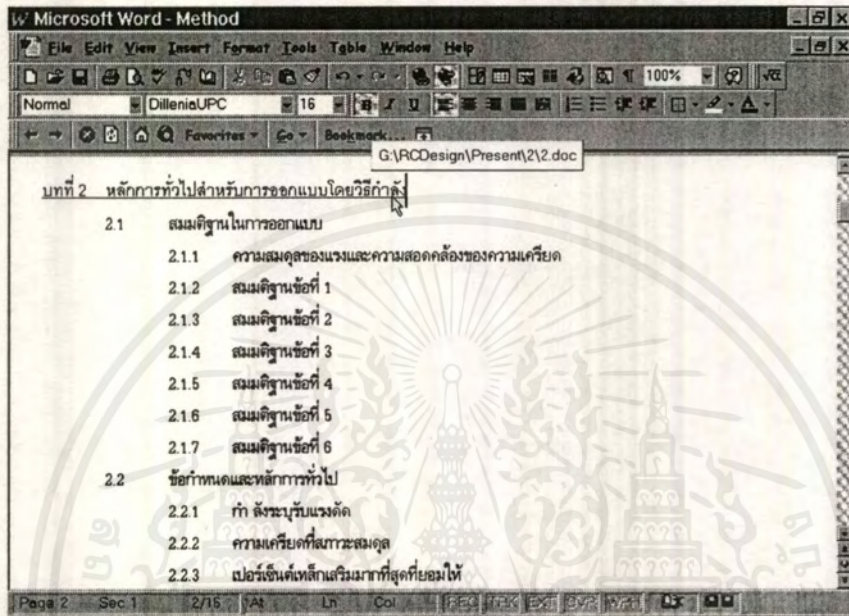


- 4.2 หลังจากนั้นจะมีหน้าต่าง Insert Hyperlink ขึ้นมา แล้วให้ป้อนตำแหน่งของ ไฟล์ที่ต้องการเชื่อมโยง หรือ หากจากการกดปุ่ม Browse แล้วเลือกชื่อไฟล์ที่ต้องการ จากนั้นให้กดเลือก Use relative path for hyperlink (บรรทัดล่างสุด) และ กดปุ่ม OK

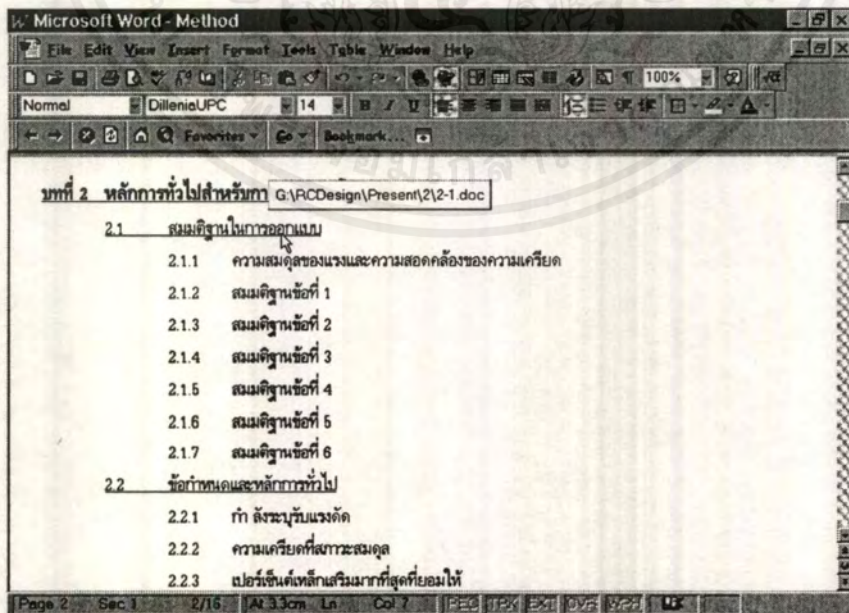


เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- 4.3 หลังจากนั้น ส่วนที่ทำแถบดำไว้ข้างต้น ก็จะเปลี่ยนเป็นสีน้ำเงิน และมีขีดเส้นใต้ เมื่อนำลูกศรไปชี้ที่บริเวณดังกล่าวแล้วค้างไว้สักครู่ จะขึ้นตำแหน่งไฟล์ที่เชื่อมโยง เพื่อตรวจสอบว่าถูกต้องหรือไม่

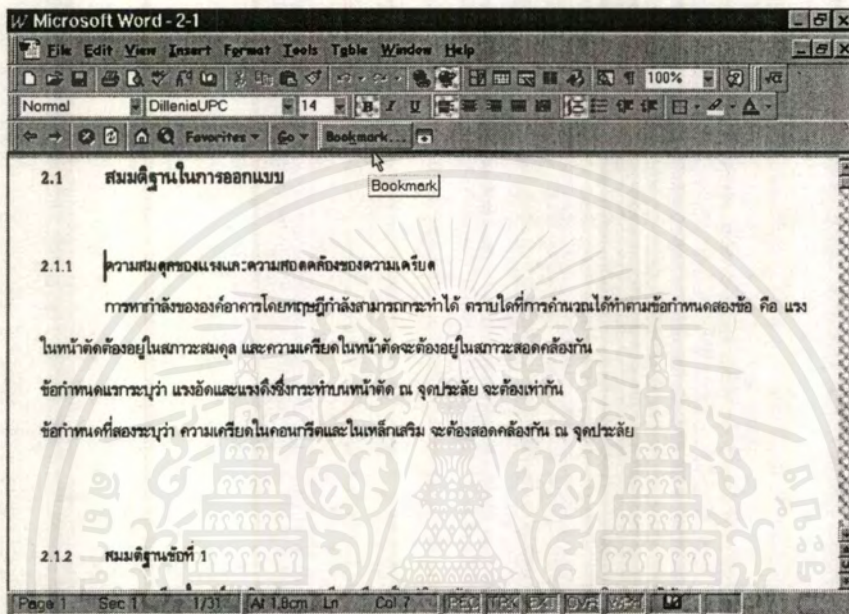


- 4.4 ในส่วนของหัวข้อรองต่าง ๆ เช่น 2.1 , 2.2 และ ส่วนของเอกสารอ้างอิง ให้ทำดังขั้นตอนเช่นเดียวกับข้างต้นจะได้ดังนี้

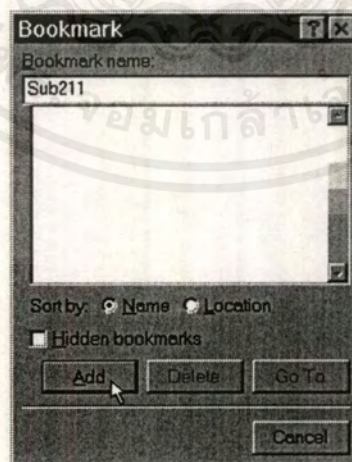


เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5. ทำการเชื่อมโยงข้อมูลส่วนหัวข้อย่อยดังนี้
- 5.1 ให้เปิดไฟล์ที่มีส่วนหัวข้อย่อยที่ต้องการ แล้ว Click mouse ที่หน้าข้อความนั้น จากนั้นให้กดปุ่ม Bookmark เพื่อสร้างตำแหน่งอ้างอิงในเอกสารนั้น ๆ

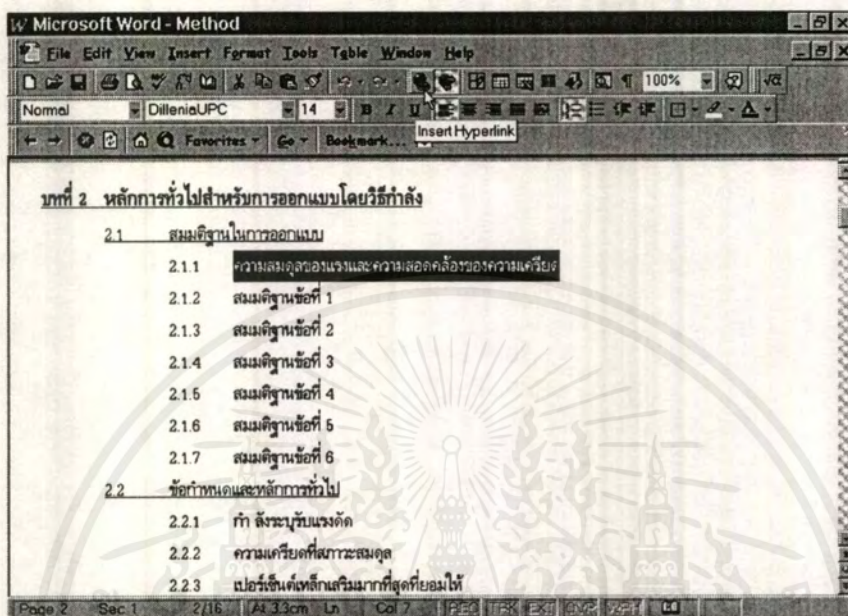


- 5.2 หลังจากนั้นจะมีหน้าต่าง Bookmark ขึ้นมา แล้วให้ป้อนชื่อที่ต้องการใช้อ้างอิงหัวข้อย่อยนั้น จากนั้นให้ กดปุ่ม Add ดังรูป



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### 5.3 ให้ทำแถบสีดําในส่วนที่ต้องการเชื่อมโยง และ ไปกดปุ่ม Insert Hyperlink (ที่ลูกศรชี้)



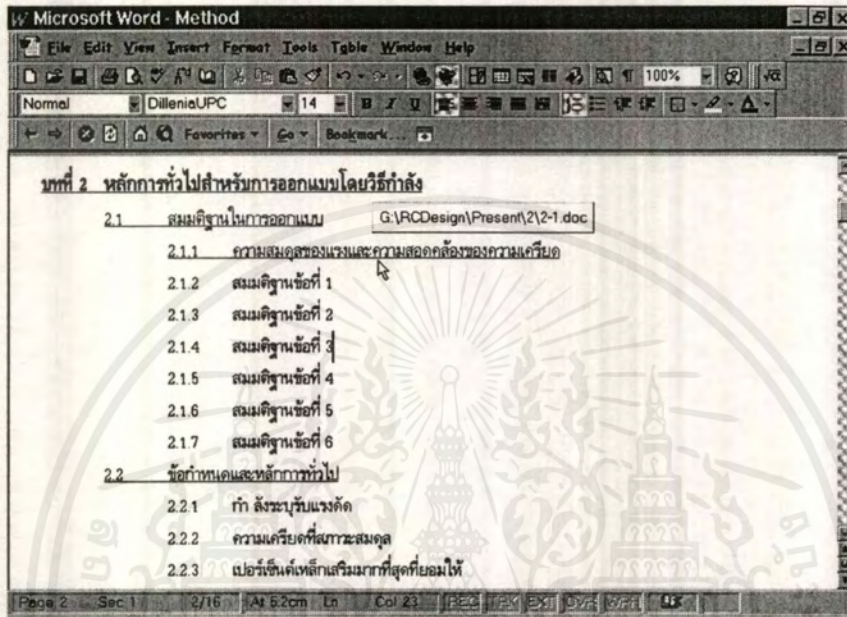
- 5.4 หลังจากนั้นจะมีหน้าต่าง Insert Hyperlink ขึ้นมา แล้วให้ป้อนตำแหน่งของ ไฟล์ที่ต้องการเชื่อมโยง หรือ หากจากการกดปุ่ม Browse แล้วเลือกชื่อไฟล์ที่ต้องการ จากนั้นให้ป้อนชื่อตำแหน่งใน ไฟล์ที่ใช้อ้างอิงตั้งที่ได้ทำไว้ใน ขั้นตอนที่ 5.2 และ ให้กดเลือก Use relative path for hyperlink (บรรทัดล่างสุด) แล้ว กดปุ่ม OK



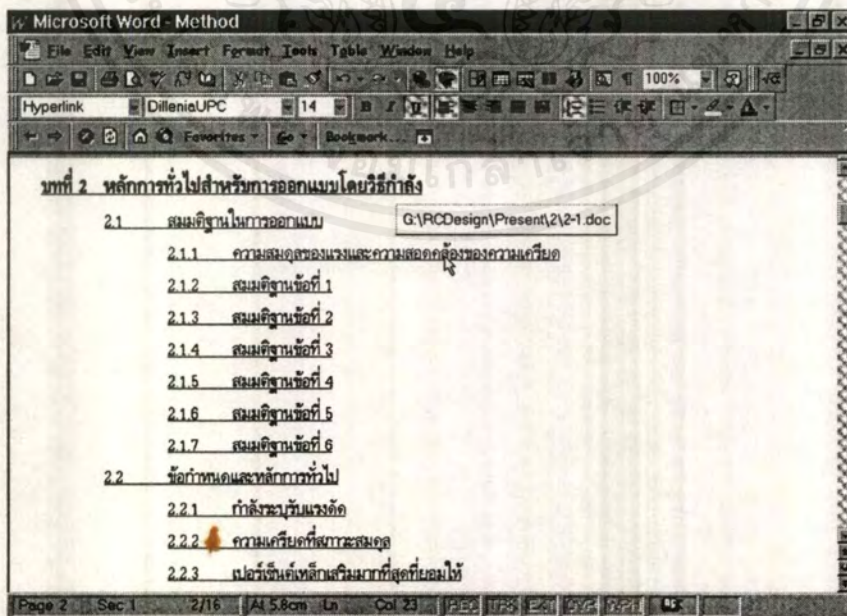
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



- 5.5 หลังจากนั้น ส่วนที่ทำแถบดำไว้ข้างต้น ก็จะเปลี่ยนเป็นสีน้ำเงิน และมีขีดเส้นใต้ เมื่อนำลูกศรไปชี้ที่บริเวณดังกล่าวแล้วค้างไว้สักครู่ จะขึ้นตำแหน่งไฟล์ที่เชื่อมโยง เพื่อตรวจสอบว่าถูกต้องหรือไม่

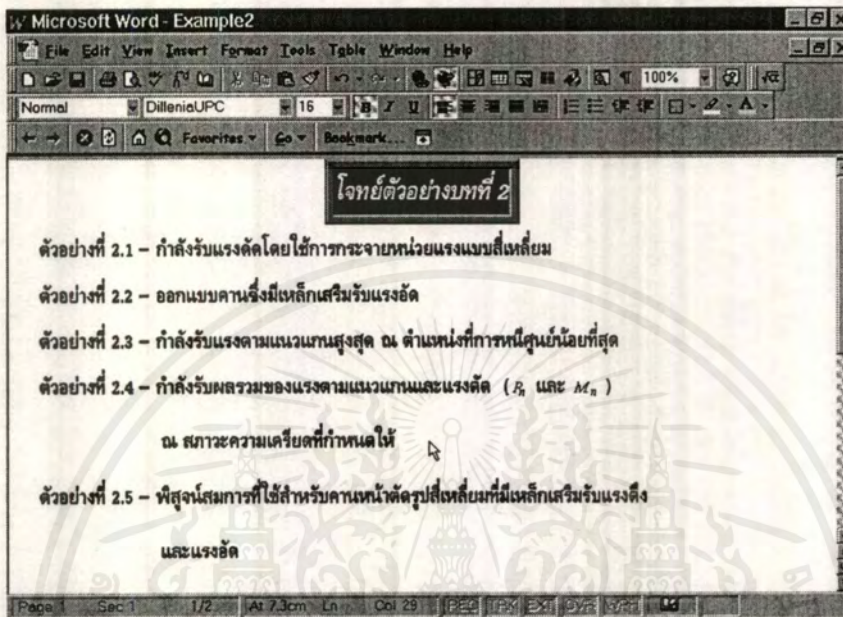


- 5.6 ในส่วนของหัวข้อย่อยต่าง ๆ เช่น 2.1.1 , 2.1.2 ให้ทำดังขั้นตอนเช่นเดียวกับข้างต้นจะได้ผลลัพธ์ดังรูปข้างล่าง

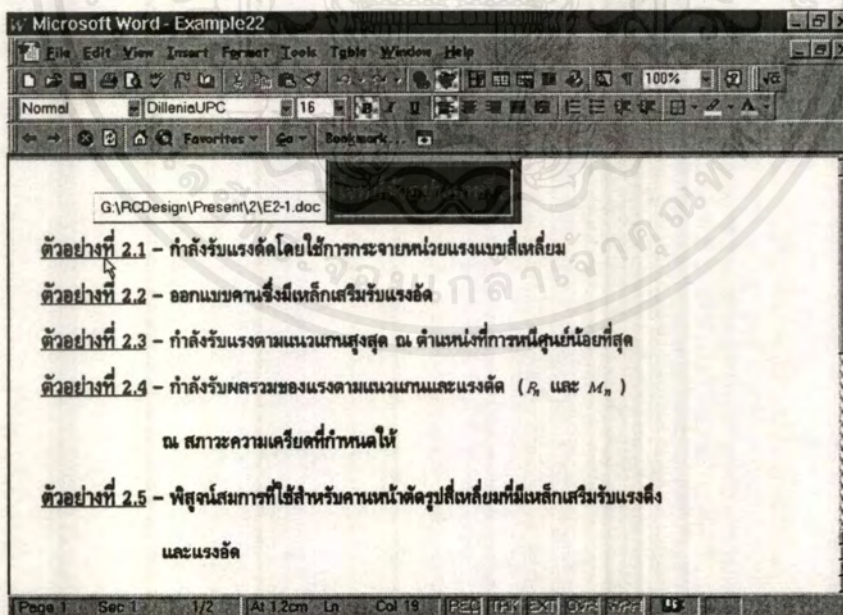


เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

6. ให้ทำการพิมพ์หน้าสารบัญของตัวอย่างในบทนั้นๆ ดังรูปข้างล่าง

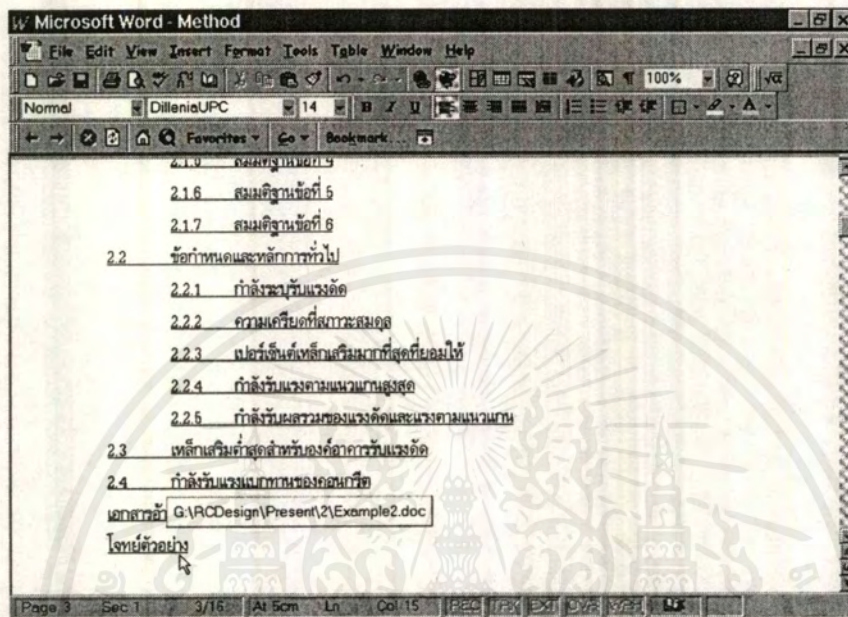


6.1 จากนั้นให้ทำเหมือนขั้นตอนที่ 4 จะได้ผลลัพธ์ดังรูปข้างล่าง



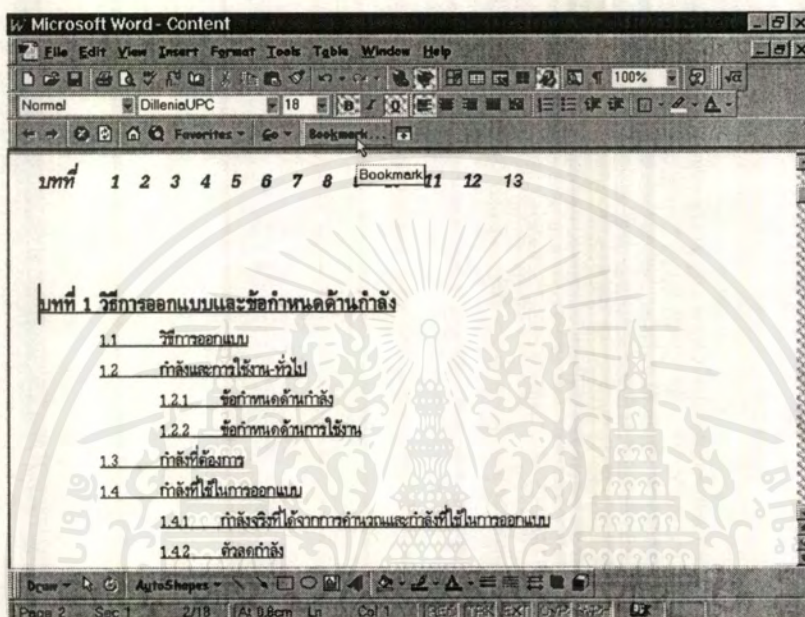
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## 6.2 ให้เชื่อมโยง ระหว่าง สารบัญเนื้อหา กับ สารบัญตัวอย่าง ตามขั้นตอนที่ 4 จะได้ผลลัพธ์ดังรูป



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

7. ทำการเชื่อมโยงไปบทต่างๆ ในหน้าสารบัญเนื้อหา
- 7.1 ให้ Click mouse ที่หน้าข้อความบทที่ 1 จากนั้นให้กดปุ่ม Bookmark เพื่อสร้างตำแหน่งอ้างอิงในเอกสาร

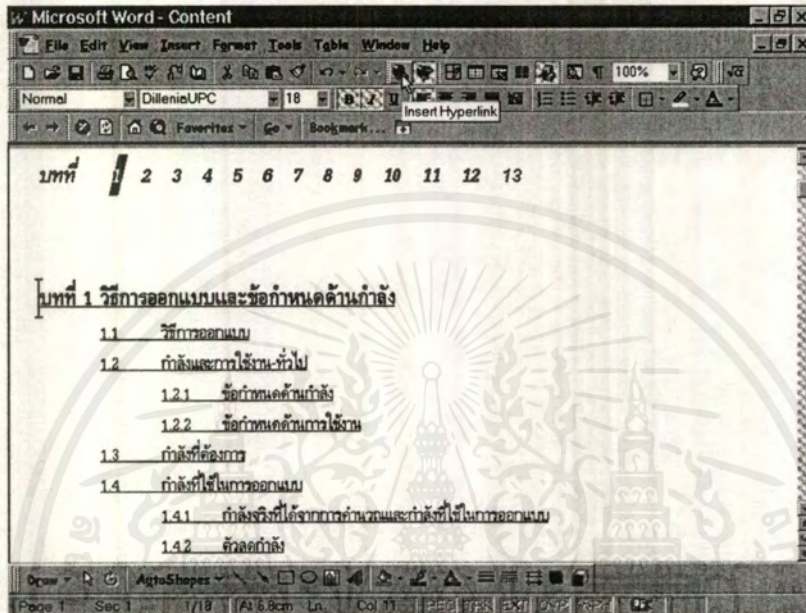


- 7.2 หลังจากนั้นก็จะมีหน้าต่าง Bookmark ขึ้นมา แล้วให้ป้อนชื่อที่ต้องการใช้อ้างอิงบทที่ 1 จากนั้นให้กดปุ่ม Add ดังรูป

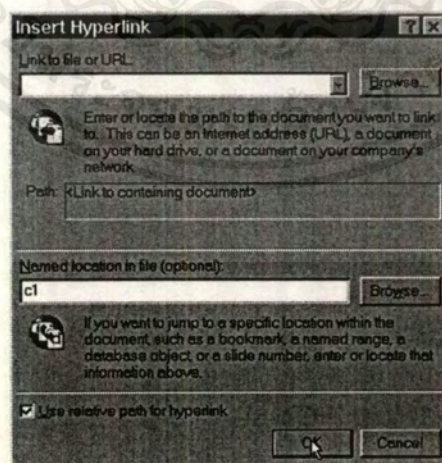


เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- 7.3 ให้ทำแถบสีดาที่บทที่ 1 และ ไปกดปุ่ม Insert Hyperlink (ที่ลูกศรชี้) เพื่อสามารถเชื่อมโยงกับสารบัญบทที่ 1 ได้

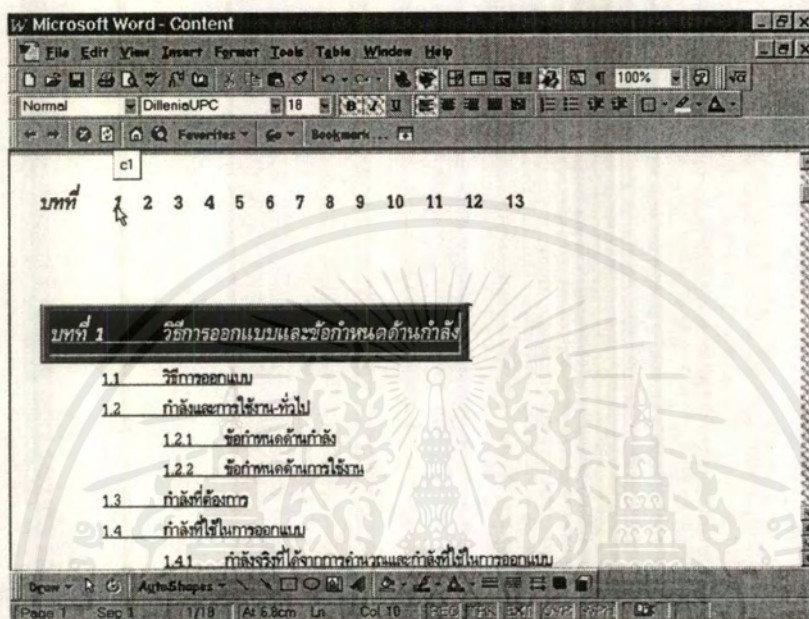


- 7.4 หลังจากนั้นจะมีหน้าต่าง Insert Hyperlink ขึ้นมา แล้วให้ป้อนชื่อตำแหน่งในไฟล์ที่ใช้อ้างอิงดังที่ได้ทำไว้ใน ขั้นตอนที่ 7.2 และ ให้กดเลือก Use relative path for hyperlink (บรรทัดล่างสุด) แล้ว กดปุ่ม OK



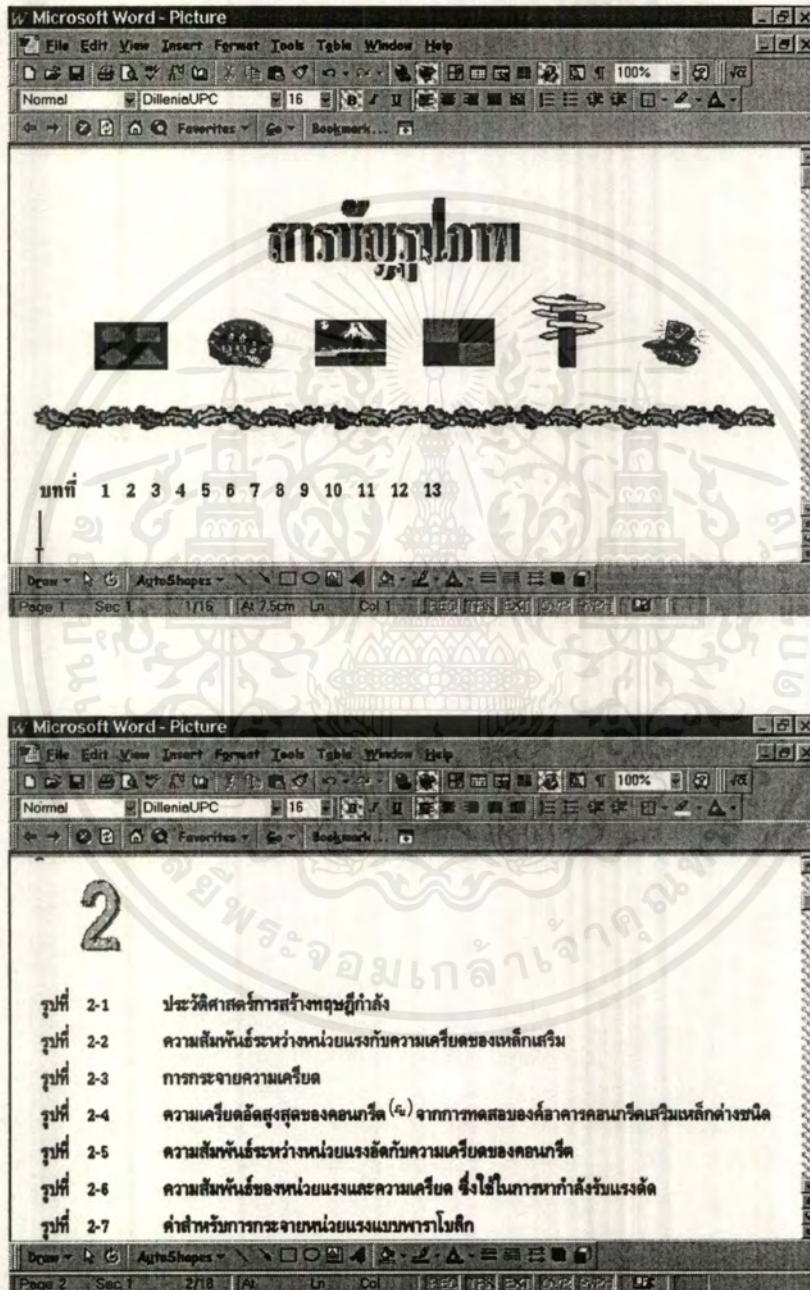
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- 7.5 หลังจากนั้น ส่วนที่ทำแถบดำไว้ข้างต้น ก็จะเปลี่ยนเป็นสีน้ำเงิน และมีขีดเส้นใต้ เมื่อนำลูกศรไปชี้ที่บริเวณดังกล่าวแล้วค้างไว้สักครู่ จะขึ้นตำแหน่งไฟล์ที่เชื่อมโยง เพื่อตรวจสอบว่าถูกต้องหรือไม่



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

8. ให้ทำการพิมพ์หน้าสารบัญรูปภาพทั้งหมด เพื่อสามารถเชื่อมโยงเข้าสู่รูปภาพได้ ดังรูปทั้ง 2 รูป ข้างล่าง

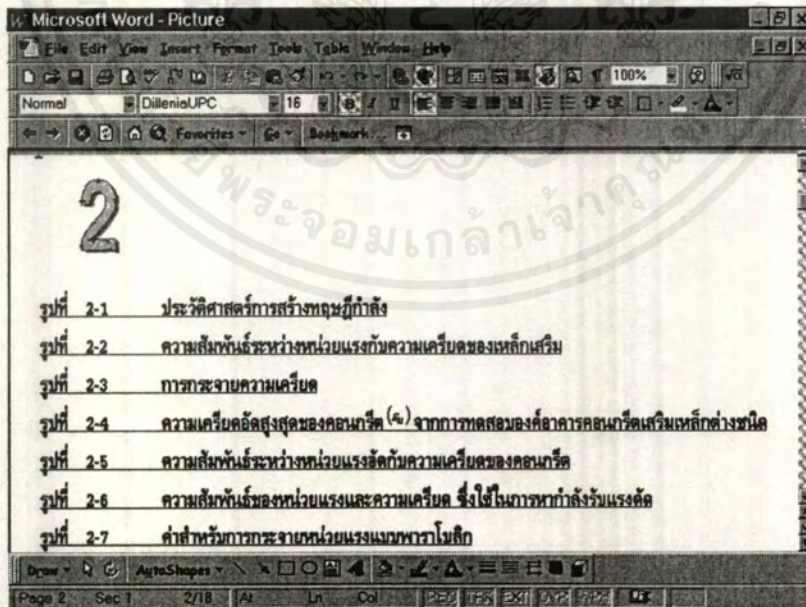
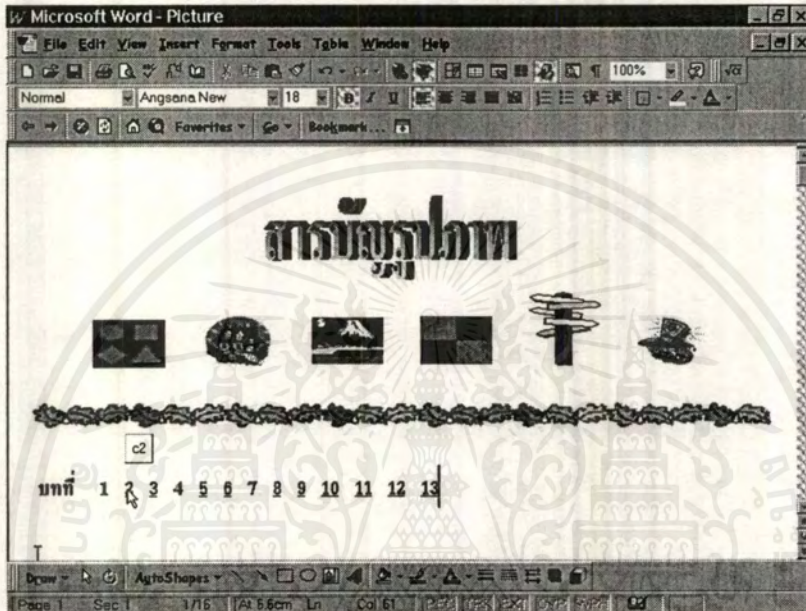


จากรูปพบว่า

เราจะแบ่งรูปต่างๆ ออกเป็นบทแล้วพิมพ์ลงใน Microsoft word 97

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

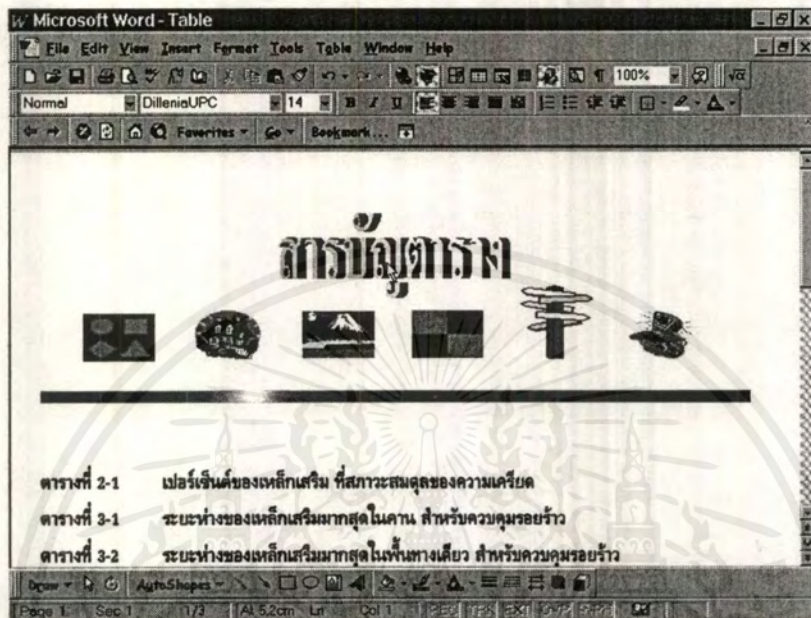
จากนั้นให้ทำเหมือนขั้นตอนที่ 5 โดย ในขั้นตอนที่ 5.1 ให้เปลี่ยนจากการ Click mouse ที่หน้าข้อความ ไปเป็นการ Click mouse ที่รูปภาพ จะได้ผลลัพธ์ดังรูปทั้ง 2 รูปข้างล่าง



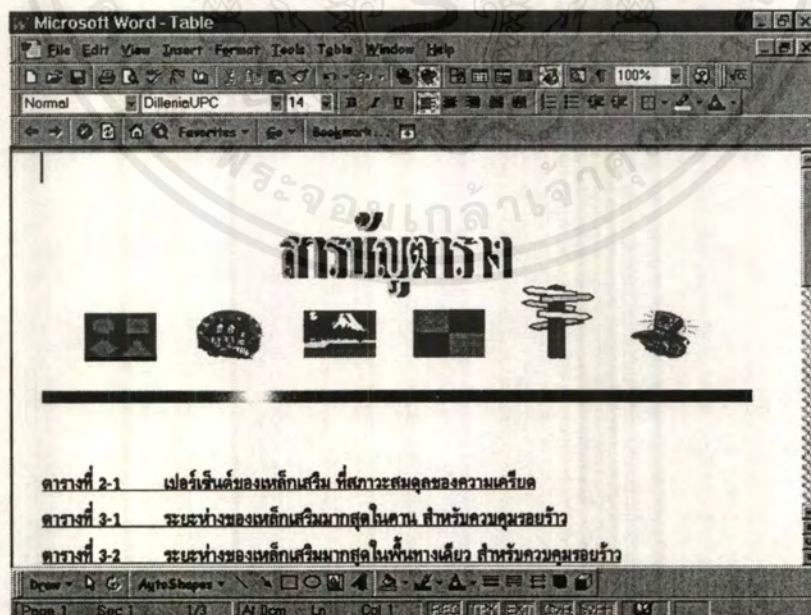
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



9. ให้ทำการพิมพ์หน้าสารบัญตารางทั้งหมด เพื่อสามารถเชื่อมโยงกับตารางได้ ดังรูปข้างล่าง



จากนั้นให้ทำเหมือนขั้นตอนที่ 4 โดย เราจะแยกไฟล์ตารางออกมาเป็นไฟล์ใหม่เป็นตารางละหนึ่งไฟล์ แล้วเก็บไว้ในแฟ้ม Table จะได้ผลลัพธ์ดังรูปข้างล่าง



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

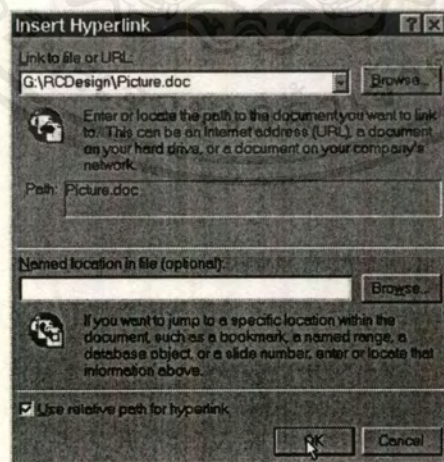


10. ทำการเชื่อมโยงระหว่างหน้าสารบัญต่างๆ

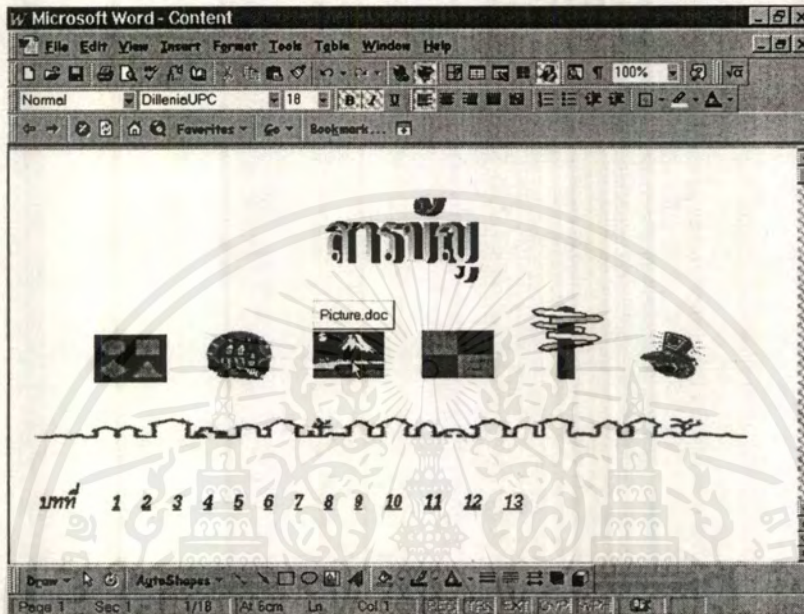
10.1 Click mouse ที่รูปภูเขา แล้วไปกดปุ่ม Insert Hyperlink (ที่ลูกศรชี้)



10.2 หลังจากนั้นจะมีหน้าต่าง Insert Hyperlink ขึ้นมา แล้วให้ป้อนตำแหน่งของ ไฟล์สารบัญรูปภาพที่ต้องการเชื่อมโยง หรือ หากจากการกดปุ่ม Browse แล้วเลือกชื่อไฟล์ที่ต้องการ จากนั้นให้กดเลือก Use relative path for hyperlink (บรรทัดล่างสุด) และ กดปุ่ม OK



- 10.3 หลังจากนั้น เมื่อนำลูกศรไปชี้ที่รูปภาพแล้วค้างไว้สักครู่ จะขึ้นชื่อไฟล์ที่เชื่อมโยง เพื่อตรวจสอบว่าถูกต้องหรือไม่



- |      |                                      |                                   |
|------|--------------------------------------|-----------------------------------|
| 10.4 | สำหรับการเชื่อมโยงสารบัญตาราง        | ทำตามขั้นตอนที่ 10.1-10.3         |
| 10.5 | สำหรับการเชื่อมโยงสารบัญแผนผัง       | ทำตามขั้นตอนที่ 10.1-10.3         |
| 10.6 | สำหรับการเชื่อมโยงสารบัญดัชนี        | ทำตามขั้นตอนที่ 10.1-10.3         |
| 10.7 | สำหรับการเชื่อมโยงโปรแกรมคำนวณออกแบบ | ทำตามขั้นตอนที่ 10.1-10.3         |
| 10.8 | สำหรับการเชื่อมโยงสารบัญเนื้อหา      | ทำตามขั้นตอนที่ 10.1-10.3 เช่นกัน |

หลังจากทำการเชื่อมโยงข้อมูลส่วนต่างๆ เรียบร้อยแล้ว หน้าจอหลัก คือ สารบัญ

เมื่อเราทำการกดที่

- |                  |           |               |   |
|------------------|-----------|---------------|---|
| รูปภาพ           | จะเข้าสู่ | สารบัญรูปภาพ  | เพื่อจะเข้าสู่รูปภาพที่ต้องการ                |
| รูปข้อสี่เหลี่ยม | จะเข้าสู่ | สารบัญตาราง   | เพื่อจะเข้าสู่ตารางที่ต้องการ                 |
| รูปเรขาคณิต      | จะเข้าสู่ | สารบัญแผนผัง  | เพื่อจะเข้าสู่แผนผังที่ต้องการ                |
| รูปป้ายบอกทาง    | จะเข้าสู่ | ดัชนี         | เพื่อจะเข้าสู่การหาความหมายของคำ              |
| รูปคอมพิวเตอร์   | จะเข้าสู่ | โปรแกรมออกแบบ | เพื่อจะเข้าสู่การออกแบบคาน, เสา, พื้น, ฐานราก |

เมื่อเราอยู่ในหน้าจอทั้ง 5 หน้าจอ ที่กล่าวมาแล้ว ถ้าเราทำการกดรูปบ้าน ก็จะเข้าสู่สารบัญเนื้อหา

ในบรรทัดที่แสดงตัวเลขเรียงกัน คือ บทที่ 1 2 3 ... 13 เมื่อทำการกดที่บทใด จะเป็นการข้ามไปสู่สารบัญเนื้อหาของบทนั้นๆ เมื่อเรากดที่หัวข้อหลัก รอง หรือ ย่อย ก็จะเข้าสู่เนื้อหาของส่วนที่ทำการกด และเมื่ออยู่ในหน้าจอสารบัญรูปภาพ, ตาราง หรือ แผนผัง ถ้าเราทำการกดที่ส่วนใดในหน้านั้นๆ ก็จะเข้าสู่ข้อมูลในส่วนที่ต้องการ

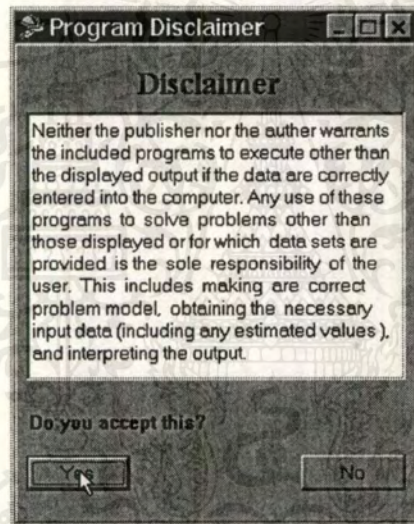
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## ข้อจำกัดในการใช้โปรแกรมออกแบบ Reinforced Concrete Design II

1. โปรแกรมออกแบบคาน ถ้าเลือกใช้ขนาดเหล็กที่ทำได้จำนวนเส้นมากกว่า 12 เส้น โปรแกรมจะไม่สามารถคำนวณค่า Z ของการควบคุมรอยร้าว และความเพียงพอของความกว้างคานได้ แต่ยังสามารถใช้ข้อมูลเหล็กมากกว่า 12 เส้น ได้โดยผู้ใช้จะต้องทำการคำนวณ ค่า Z และ ความกว้างคานที่ต้องการเอง
2. โปรแกรมออกแบบคาน ในกรณีที่ผู้ใช้เลือกใช้ความลึกคานน้อยกว่าค่าต่ำสุดที่ให้ไว้ ผู้ใช้จะสามารถใช้ความหนาแน่นได้ ถ้าโปรแกรมบอกว่า หน้าตัดนั้นใช้ได้ แต่ ผู้ใช้จะต้องทำการคำนวณค่าการโก่งตัวเอง
3. โปรแกรมออกแบบพื้น สามารถใช้ได้กับพื้นที่มีคานเท่านั้น
4. โปรแกรมออกแบบฐานราก สามารถใช้ได้กับแรงตามแนวแกนเท่านั้น
5. โปรแกรมออกแบบฐานรากเสาเข็ม จะสามารถคิดได้กับฐานรากที่มีเสาเข็มไม่เกิน 12 ต้น และ ตำแหน่งของเสาเข็มจะต้องเป็นไปตามที่กำหนดไว้เท่านั้น

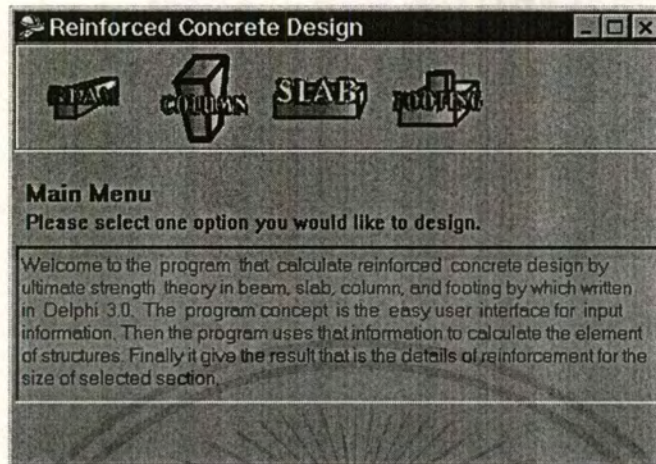
## คู่มือการใช้งานโปรแกรม Reinforced Concrete Design II

โปรแกรม Reinforced Concrete Design II ประกอบด้วยโปรแกรมย่อยในการทำงาน 4 โปรแกรมด้วยกัน คือ โปรแกรมในการคำนวณคาน, เสา, พื้น, และฐานราก ซึ่งโปรแกรมทั้ง 4 นี้ใช้วิธีคำนวณโดยทฤษฎีกำลังประลัย หน้าจอของโปรแกรมจะทำหน้าที่รับข้อมูลขนาดหน้าตัดของคอนกรีตและคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการคำนวณ แล้วให้ผลลัพธ์เป็นจำนวนเหล็กเสริมหรือระยะห่างซึ่งมีกำลังเหมาะสมในการต้านทานน้ำหนักบรรทุกคงที่และจร ตามข้อมูลที่ใช้ป้อนเข้ามา นอกจากนี้ผลลัพธ์ที่ได้สามารถถูกพิมพ์ออกมาทางเครื่องพิมพ์ได้อีกด้วย

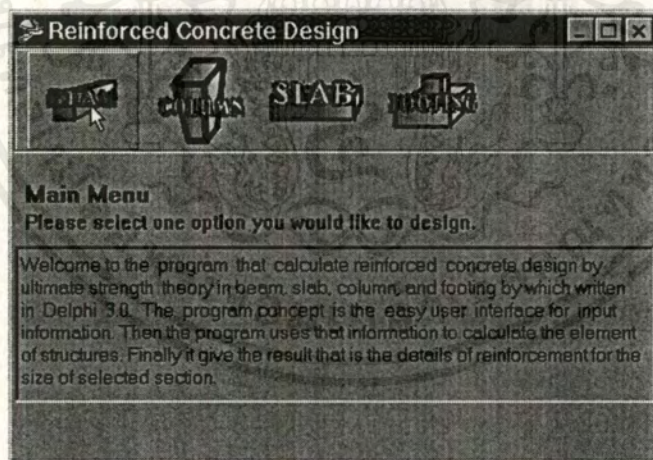


เมื่อเข้าสู่โปรแกรม ผู้ใช้จะพบกับหน้าจอแรกคือในหน้าจอแรกนี้ จะแสดงข้อบังคับในการใช้งาน คือ

\* คณะผู้จัดทำจะไม่รับประกันว่าโปรแกรมที่ถูกรวมมาอยู่ด้วยนั้นสามารถประมวลผลกระทำงานอื่นได้ นอกจากแสดงผลลัพธ์เมื่อข้อมูลถูกใส่ลงในคอมพิวเตอร์อย่างถูกต้อง แล้วการใช้งานโปรแกรมนี้จะใช้เพื่อแก้ปัญหาอื่นๆ นอกจากแสดงผลลัพธ์ เหล่านี้กล่าวได้อีกนัยหนึ่งคือ ข้อมูลที่นำมาคือส่วนรับผิดชอบของผู้ใช้ นั่นคือการแสดงรูปแบบปัญหาที่ถูกต้อง, การรับข้อมูล Input ที่จำเป็น(รวมถึงค่าประมาณอื่นๆ), และการแปล Output \*



จะทำหน้าที่แนะนำโปรแกรม Reinforced Concrete Design II ให้ผู้ใช้งานรู้จักและเป็นหน้าจอต้อนรับของโปรแกรมให้ผู้ใช้งานเลือกการคำนวณคาน, เสา, พื้น, หรือฐานราก เมื่อผู้ใช้งานเลือกโปรแกรมย่อยโปรแกรมใดหนึ่งโปรแกรมหนึ่งแล้ว โปรแกรมจะเข้าสู่หน้าจอของโปรแกรมนั้น ในที่นี้จะยกตัวอย่างการใช้งานในการคำนวณคาน



ตามรูป Cursor จะอยู่ที่ปุ่มของ BEAM ซึ่งเป็นการเลือกการคำนวณคาน จากนั้นทำการ Click ที่ปุ่มนี้ โปรแกรมจะเข้าสู่หน้าจอของโปรแกรมของการคำนวณคาน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Beam Data Input  
Please enter data used in calculation of beam. This calculation is in ACI code.

**MATERIAL PROPERTIES**

Ultimate Strength  
Concrete

Yield Strength  
Steel  
Stirrup

**CONFIGURATION**

Design Case  
Span Length  
Covering  
Width  
Minimum Thickness  
Assume Thickness

**MOMENT & LOAD**

Load Factor  
 Uniform Load  Others Load  
 Uniform Load  
 D.L. kg L.L. kg  
 Max Moment at Support kg.m  
 at Midspan kg.m  
 Max Shear at Support kg

Compute  
 Exit  
 Back

Checking section  
Check your assume thickness pass or not.

STATUS  
 at Support  
 at Midspan  
 Section

เมื่อเข้าสู่หน้าจอของโปรแกรมคำนวณคานแล้วหน้าจอแรกของโปรแกรมคำนวณคาน จะเป็นหน้าจอที่ทำหน้าที่รับ(Input) ข้อมูลที่จะถูกใช้ในการคำนวณ

Beam Data Input  
Please enter data used in calculation of beam. This calculation is in ACI code.

**MATERIAL PROPERTIES**

Ultimate Strength  
Concrete 350 ksc

Yield Strength  
Steel SD-40  
Stirrup SR-24

**CONFIGURATION**

Design Case Simple Beam  
Span Length 5  
Covering 0.05  
Width 0.3  
Minimum Thickness 0.31  
Assume Thickness 0.5

**MOMENT & LOAD**

Load Factor D.L.=1.4, L.L.=1  
 Uniform Load  Others Load  
 Uniform Load  
 D.L. 200 kg L.L. 200 kg  
 Max Moment at Support kg.m  
 at Midspan kg.m  
 Max Shear at Support kg

Compute  
 Exit  
 Back

Checking section  
Check your assume thickness pass or not.

STATUS  
 at Support  
 at Midspan  
 Section

หลังจากป้อนข้อมูลให้โปรแกรมย่อยเรียบร้อยแล้ว ให้ Click ที่ปุ่ม Compute โปรแกรมจะทำการคำนวณว่าหน้าตัดของคานมีขนาดเพียงพอหรือไม่ และโปรแกรมจะแสดงชนิดของการเสริมเหล็ก ดังรูปต่อไป

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Beam Data Input  
Please enter data used in calculation of beam. This calculation is in ACI code.

**MATERIAL PROPERTIES**

Ultimate Strength  
Concrete: 350 ksc

Yield Strength  
Steel: SD-40  
Struts: SR-24

**CONFIGURATION**

Design Case: Simple Beam  
Span Length: 5 m  
Covering: 0.05 m  
Width: 0.3 m  
Minimum Thickness: 0.31 m  
Assume Thickness: 0.5 m

**MOMENT & LOAD**

Load Factor: D.L.=1.4, L.L.=1  
Uniform Load  
D.L.: 200 kg, L.L.: 200 kg  
Max Moment  
at Support: 0.00 kg-m  
at Midspan: 1937.50 kg-m  
Max Shear  
at Support: 1550.00 kg

Checking section  
Check your assume thickness case or not.

**STATUS**  
at Support: Single Reinforcements  
at Midspan: Single Reinforcements  
Section: Section is O.K.

Beam is part of building placed horizontally. It is supported vertical load. That load makes moment shear and torsion that why force measures happen.

หลังจาก Click ที่ปุ่ม Compute แล้ว ถ้าข้อมูลที่ป้อนเข้ามาถูกต้อง และด้านล่างของหน้าจอจะแสดงชนิดของการเสริมเหล็ก และบอกว่าหน้าตัดของคานามีขนาดเพียงพอ

Beam Data Input  
Please enter data used in calculation of beam. This calculation is in ACI code.

**MATERIAL PROPERTIES**

Ultimate Strength  
Concrete: 350 ksc

Yield Strength  
Steel: SD-40  
Struts: SR-24

**CONFIGURATION**

Design Case: Simple Beam  
Span Length: 5 m  
Covering: 0.05 m  
Width: 0.15 m  
Minimum Thickness: 0.31 m  
Assume Thickness: 0.3 m

**MOMENT & LOAD**

Load Factor: D.L.=1.4, L.L.=1  
Uniform Load  
D.L.: 2000 kg, L.L.: 2000 kg  
Max Moment  
at Support: 0.00 kg-m  
at Midspan: 19375.00 kg-m  
Max Shear  
at Support: 15500.00 kg

Checking section  
Check your assume thickness case or not.

**STATUS**  
at Support: Single Reinforcements  
at Midspan: Single Reinforcements  
Section:

Beam is part of building placed horizontally. It is supported vertical load. That load makes moment shear and torsion that why force measures happen.

ในกรณีที่ข้อมูลที่ป้อนเข้าไปมีขนาดหน้าตัดของคานาไม่เพียงพอ เมื่อ Click ที่ปุ่ม Compute แล้ว ด้านล่างของหน้าจอจะแสดงให้ผู้ใช้ทราบว่าหน้าตัดของคานามีขนาดไม่เพียงพอ และปุ่ม Next ซึ่งจะใช้เข้าสู่หน้าจอถัดไป จะไม่สามารถใช้ได้ เป็นการบังคับให้ผู้ใช้ต้องเปลี่ยนหน้าตัดที่ใหญ่ขึ้น ดังรูปต่อไป

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดลอกเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



**Beam Input Data**

Beam Data Input  
Please enter data used in calculation of beam. This calculation is in ACI code.

**MATERIAL PROPERTIES**

Ultimate Strength  
Concrete: 350 ksc

Yield Strength  
Steel: SD-40  
Stirrup: SR-24

**CONFIGURATION**

Design Case: Simple Beam  
Span Length: 5 m  
Covering: 0.05 m  
Width: 0.2 m  
Minimum Thickness: 0.31 m  
Assume Thickness: 0.4 m

**MOMENT & LOAD**

Load Factor: D.L.=1.4 , L.L.=1.  
Uniform Load  Others Load   
Uniform Load  
D.L.: 2000 kg LL: 2000 kg  
Max Moment  
at Support: 0.00 kg.m  
at Midspan: 19375.00 kg.m  
Max Shear  
at Support: 15900.00 kg

Compute  
Next  
Back

Checking section  
Check your assume thickness pass or not.  
STATUS  
at Support: Single Reinforcement Section: Section is O.K.  
at Midspan: Single Reinforcement

Beam is part of building placed horizontally. It is supported vertical load. That load makes moment, shear and torsion that why force measures happen.

เมื่อใส่ข้อมูลถูกต้องแล้ว จะสามารถ Click ที่ปุ่ม Next ได้

**Beam Result**

Beam Data Result  
This is the result of Beam calculation in previous page.

**ALLOWABLE REINFORCEMENTS**

Number of Bars

	6	9	10	12	15	16	18	20	25	28	32
Main Reinforcement	0	0	0.00	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00
Tension at Support	0	0	0.00	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00
Compression at Support	0	0	0.00	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00
Tension at Midspan	0	0	23.89	16.59	0	9.33	0	5.97	3.82	3.05	2.33
Compression at Midspan	0	0	0.00	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00

Stirrup

	6	9	10	12	
Spacing	5.43	12.22	15.09	17.50	cm
Distance from support to X	1.10	0.71	0.52	0.06	m
Spacing	17.50	17.50	17.50	17.50	cm

**SELECTED REINFORCEMENTS**

Main Reinforcement No. of Bars

Tension at Support:

Compression at Support:

Tension at Midspan:

Compression at Midspan:

Stirrup  cm

All support to X:

At X to Midspan:

**STATUS**

Compression Yield:

Check Moment:

**CHECK CRACK CONTROL & BEAM WIDTH**

Type of Exposure:

Z:

Beam Width:

Print Preview  
Back

หลังจาก Click ที่ปุ่ม Next แล้ว โปรแกรมจะเข้าสู่หน้าจอถัดไปซึ่งส่วนบนแสดงถึงปริมาณเหล็กเสริมที่ใช้ได้จากข้อมูลของหน้าจอก่อนแล้ว และส่วนล่างจะรับข้อมูลขนาดเหล็กที่ผู้ใช้งานต้องการ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

**Beam Result**

Beam Data Result  
This is the result of Beam calculation in previous page.

ALLOWABLE REINFORCEMENTS

	Number of Bars										
	6	9	10	12	15	16	19	20	25	28	32
Main Reinforcements	0	0	0.00	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00
Tension at Support	0	0	0.00	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00
Compression at Support	0	0	0.00	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00
Tension at Midspan	0	0	23.89	16.59	0	9.33	0	5.97	3.82	3.05	2.33
Compression at Midspan	0	0	0.00	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00

	6	9	10	12	
Startup	5.43	12.22	15.09	17.50	cm.
Spacing	1.18	0.71	0.52	0.06	m.
Distance from support to X	17.50	17.50	17.50	17.50	cm.

SELECTED REINFORCEMENTS

Main Reinforcements	No. of Bars
Tension at Support: 16	2
Compression at Support: 16	2
Tension at Midspan: 16	10
Compression at Midspan: 16	2
Startup	cm.
All support to X: 6	5
All X to Midspan: 17	17

STATUS

Compression Yield: None Yield  
Check Moment: O.K.

CHECK CRACK CONTROL & BEAM WIDTH

Type of Exposure: External  
Z: O.K.  
Beam Width: O.K.

Print Preview  
Back

ผู้ใช้เลือกเหล็กตามต้องการแล้ว โปรแกรมจะแสดงของจำนวนเหล็กเสริมที่น้อยที่สุดในส่วนของ Selected Reinforcements และโปรแกรมจะบอกสถานะของเหล็กเสริมที่เลือกไว้ในส่วน Status และ Check crack control & beam width

**Beam Result**

Beam Data Result  
This is the result of Beam calculation in previous page.

ALLOWABLE REINFORCEMENTS

	Number of Bars										
	6	9	10	12	15	16	19	20	25	28	32
Main Reinforcements	0	0	0.00	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00
Tension at Support	0	0	0.00	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00
Compression at Support	0	0	0.00	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00
Tension at Midspan	0	0	23.89	16.59	0	9.33	0	5.97	3.82	3.05	2.33
Compression at Midspan	0	0	0.00	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00

	6	9	10	12	
Startup	5.43	12.22	15.09	17.50	cm.
Spacing	1.18	0.71	0.52	0.06	m.
Distance from support to X	17.50	17.50	17.50	17.50	cm.

SELECTED REINFORCEMENTS

Main Reinforcements	No. of Bars
Tension at Support: 16	2
Compression at Support: 16	2
Tension at Midspan: 16	10
Compression at Midspan: 16	2
Startup	cm.
All support to X: 6	5
All X to Midspan: 17	17

STATUS

Compression Yield: None Yield  
Check Moment: O.K.

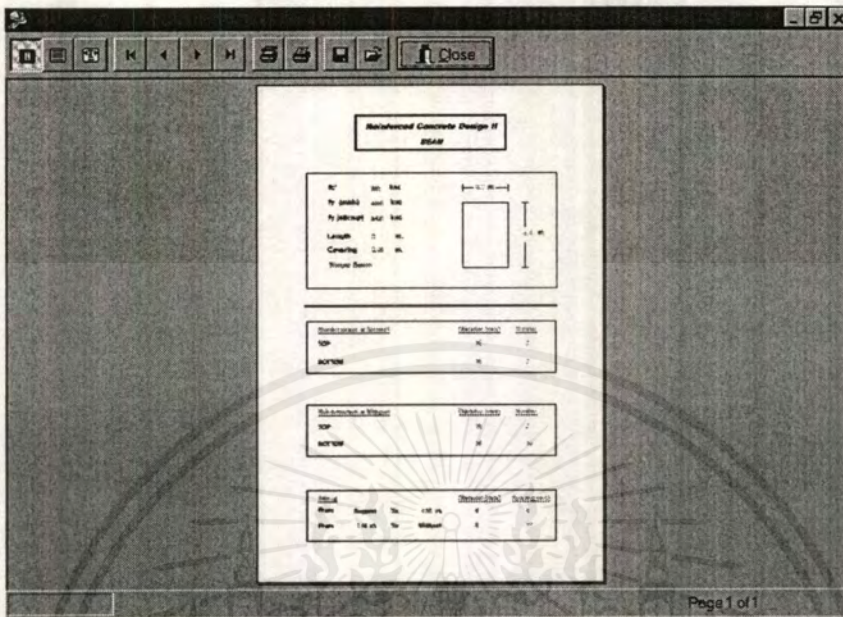
CHECK CRACK CONTROL & BEAM WIDTH

Type of Exposure: External  
Z: O.K.  
Beam Width: O.K.

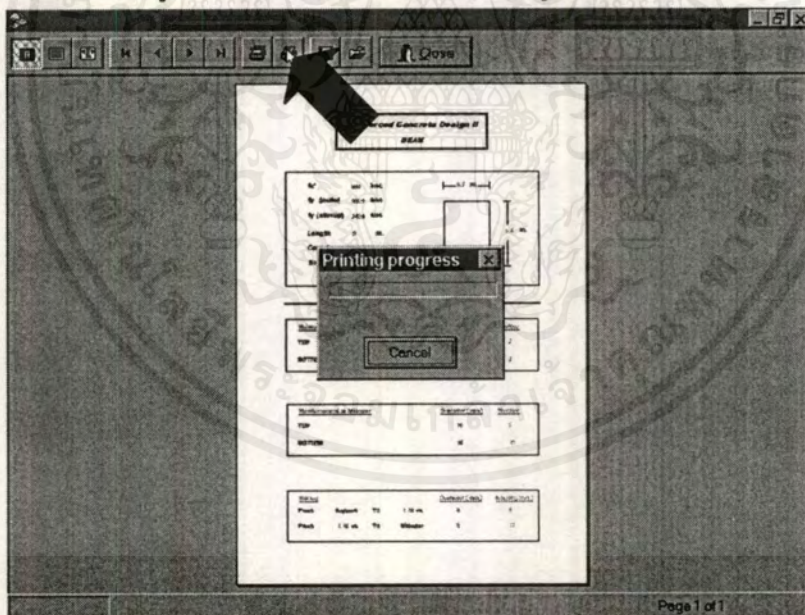
Print Preview  
Back

นอกจากการคำนวณหาขนาดและจำนวนเหล็กเสริมแล้ว ผู้ใช้สามารถสั่งให้โปรแกรมพิมพ์ผลลัพธ์ออกมาทางเครื่องพิมพ์ได้ โดย Click ที่ปุ่ม Print Preview

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



โปรแกรมจะแสดงข้อมูลที่ป้อนให้โปรแกรมและผลลัพธ์ของข้อมูลนั้น



ผู้ใช้สามารถสั่งพิมพ์โดยการกดปุ่มที่มี Icon รูป Printer จะได้ผลลัพธ์ที่พิมพ์ออกทางเครื่องพิมพ์ ดังหน้าถัดไป

สำหรับโปรแกรมย่อยในการคำนวณเสา, พื้น, และฐานราก จะมีลักษณะการใช้งานคล้ายกับโปรแกรมย่อยในการคำนวณคาน ตามที่กล่าวมาแล้ว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

# Reinforced Concrete Design II

## BEAM

**fc'** 350 ksc

— 0.2 m. —

**fy (main)** 4000 ksc

**fy (stirrup)** 2400 ksc

**Length** 5 m.

**Covering** 0.05 m.

**Simple Beam**



0.4 m.

### Reinforcement at Support

### Diameter (mm.)

### Number

TOP

16

2

BOTTOM

16

2

### Reinforcement at Midspan

### Diameter (mm.)

### Number

TOP

16

2

BOTTOM

16

10

### Stirrup

### Diameter (mm.)

### Spacing (cm.)

From

Support

To

1.18 m.

6

5

From

1.18 m.

To

Midspan

6

17

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ทางการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## บรรณานุกรม

---

1. ACI 318-95 BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE  
With Design Applications Portland Cement Association PCA Edited by :  
S.K.Ghosh David A.Fanella Basile G.Rabbat
2. วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย "มาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีกำลัง"  
(มาตรฐาน ว.ส.ท. 1008-38) ,143 หน้า,2540
3. วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย "ศัพท์วิทยาการวิศวกรรมโยธา" ,102 หน้า,2540
4. ศ.ดร. วินิต ช่อวิเชียร "การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีกำลัง" ,551  
หน้า,2540
5. Ken Henderson "Database Developer's Guide with Delphi™ 2" ,SAMS  
PUBLISHING,857 p.,1996
6. จารุวรรณ ระวิภัทตร์ "Borland Delphi 3.0" ,สามัคคีสาร,296 หน้า,2540
7. นกุล กระจ่าย "เทอร์โบปาสคาล" ,ซีเอ็ดยูเคชั่น,492 หน้า,2521
8. สุชาติ รัตนคงเนตร "เทอร์โบปาสคาล" ,IBIZ,518 หน้า,2521



ภาคผนวก ก

ส่วนของเนื้อหาวิชา Reinforced Concrete Design II

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

# สารบัญ

	หน้า
<b>บทที่ 1 วิธีการออกแบบและข้อกำหนดด้านกำลัง</b>	<b>1</b>
1.1 วิธีการออกแบบ	1
1.2 กำลังและการใช้งานทั่วไป	3
1.2.1 ข้อกำหนดด้านกำลัง	3
1.2.2 ข้อกำหนดด้านการใช้งาน	7
1.3 กำลังที่ต้องการ	7
1.4 กำลังที่ใช้ในการออกแบบ	9
1.4.1 กำลังจริงที่ได้จากการคำนวณและกำลังที่ใช้ในการออกแบบ	9
1.4.2 ตัวลดกำลัง	9
<b>บทที่ 2 หลักการทั่วไปสำหรับการออกแบบโดยวิธีกำลัง</b>	<b>11</b>
2.1 สมมติฐานในการออกแบบ	11
2.1.1 ความสมดุลของแรงและความสอดคล้องของความเครียด	11
2.1.2 สมมติฐานข้อที่ 1	12
2.1.3 สมมติฐานข้อที่ 2	14
2.1.4 สมมติฐานข้อที่ 3	14
2.1.5 สมมติฐานข้อที่ 4	15
2.1.6 สมมติฐานข้อที่ 5	15
2.1.7 สมมติฐานข้อที่ 6	19
2.2 ข้อกำหนดและหลักการทั่วไป	22
2.2.1 กำลังระบุรับแรงดัด	22
2.2.2 ความเครียดที่สภาวะสมดุล	25
2.2.3 เปอร์เซนต์เหล็กเสริมมากที่สุดที่ยอมให้	28
2.2.4 กำลังรับแรงตามแนวแกนสูงสุด	29
2.2.5 กำลังรับผลรวมของแรงดัดและแรงตามแนวแกน	31
2.3 เหล็กเสริมต่ำสุดสำหรับองค์อาคารรับแรงดัด	35
2.4 กำลังรับแรงเบกทานของคอนกรีต	36
โจทย์ตัวอย่าง	39

<b>บทที่ 3</b>	<b>การจัดเหล็กเสริมรับแรงดัด</b>	<b>49</b>
3.1	คานและแผ่นพื้นทางเดียว	50
3.1.1	การจัดเหล็กเสริมรับแรงดัด	50
3.1.2	สภาพแวดล้อมของการกัดกร่อน	56
3.1.3	การจัดเหล็กเสริมรับแรงดัดในปีกของคานรูปตัวที	56
3.1.4	เหล็กเสริมควบคุมรอยร้าวในคานลึก	57
3.2	พื้น 2 ทาง	58
	โจทย์ตัวอย่าง	59
<b>บทที่ 4</b>	<b>การโค้งตัว</b>	<b>66</b>
4.1	การควบคุมการโค้งตัว	66
4.1.1	ความหนาหน้อยที่สุดสำหรับคานและแผ่นพื้นทางเดียว(ไม่อัดแรง)	66
4.1.2	การโค้งตัวที่เกิดขึ้นทันทีทันใดของคานและแผ่นพื้นทางเดียว(ไม่อัดแรง)	67
4.1.3	โมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิผลของคาน และแผ่นพื้นทางเดียว(ไม่อัดแรง)	70
4.1.4	การโค้งตัวระยะยาวของคานและแผ่นพื้นทางเดียว(ไม่อัดแรง)	74
4.1.4.1	วิธีของ ACI	75
4.1.4.2	วิธีตามเอกสารอ้างอิง 4.2, 4.4 และ 4.5	76
4.1.4.3	ขีดจำกัดการโค้งตัว	77
4.1.5	แผ่นพื้นสองทาง (ไม่อัดแรง)	78
4.1.5.1	การโค้งตัวระยะสั้นโดยวิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่า	80
4.1.5.2	การโค้งตัวระยะสั้นโดยวิธีการออกแบบโดยตรง	84
4.1.5.3	โมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิผล	85
4.1.5.4	การโค้งตัวระยะยาว	86
4.1.6	โครงสร้างคอนกรีตอัดแรง	86
4.1.7	โครงสร้างเชิงประกอบ	89
4.1.7.1	การก่อสร้างที่มีการค้ำยัน	89
4.1.7.2	การก่อสร้างที่ไม่มีการค้ำยัน	91
	โจทย์ตัวอย่าง	96



<b>บทที่ 5 การออกแบบต้านทานแรงดัด</b>	<b>130</b>
5.1 ข้อกำหนดทั่วไป	130
5.2 การออกแบบหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดิ่งอย่างเดียว	131
5.3 ขั้นตอนการออกแบบหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดิ่งอย่างเดียว	133
5.4 ขั้นตอนการออกแบบหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดิ่งและแรงอัด	135
5.5 ขั้นตอนการออกแบบหน้าตัดสี่เหลี่ยมมีปีก ซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดิ่งอย่างเดียว	137
โจทย์ตัวอย่าง	140
 <b>บทที่ 6 แรงเฉือน</b>	 <b>168</b>
6.1 กำลังรับแรงเฉือน	168
6.1.1 ช่องเปิดในคาน	171
6.1.2 ข้อจำกัดของ $\sqrt{f_c'}$	171
6.2 คอนกรีตมวลเบา	172
6.3 กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตไม่ได้อัดแรง	172
6.4 กำลังรับแรงเฉือนโดยเหล็กเสริม	175
6.4.1 ชนิดของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน	175
6.4.2 รายละเอียดของการวางเหล็ก สำหรับเหล็กเสริมรับแรงเฉือน	176
6.4.3 ข้อกำหนดระยะห่างของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน	176
6.4.4 ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือน	177
6.4.5 การออกแบบเหล็กเสริมรับแรงเฉือน	177
6.5 องค์อาคารคอนกรีตเชิงประกอบรับแรงดัด	181
6.5.1 กำลังรับแรงเฉือนในแนวตั้ง	181
6.5.2 กำลังรับแรงเฉือนในแนวนอน	181
6.5.3 เหล็กปลอกรับแรงเฉือนในแนวนอน	182
โจทย์ตัวอย่าง	184

<b>บทที่ 7</b>	<b>ระบบพื้น 2 ทาง</b>	<b>207</b>
7.1	ขอบเขต	207
7.2	การควบคุมการโค้งตัว - ความหนาต่ำสุดของพื้น	209
7.3	คำจำกัด ความ	212
	7.3.1 แดบออกแบบ	212
	7.3.2 หน้าตัดคานประสิทธิผล	213
7.4	เหล็กเสริมในแผ่นพื้น	214
7.5	ขั้นตอนการออกแบบ	216
	7.5.1 การวิเคราะห์หน้าท้นักบรทุกอันเนื่องมาจากแรงโน้มถ่วง	216
	7.5.2 การวิเคราะห์หน้าท้นักกระทำด้านข้าง	217
7.6	แรงเฉือนในระบบแผ่นพื้น 2 ทาง	218
7.7	การส่งถ่ายโมเมนต์ที่จุดต่อระหว่างแผ่นพื้นและเสา	220
7.8	แผ่นพื้น 2 ทาง-โดยวิเคราะห์ค่านวออกแบบโดยตรง	221
	7.8.1 ข้อกำหนดทั่วไป	221
	7.8.2 โมเมนต์ที่คานด้วยตัวคานแล้วทั้งหมดสำหรับหนึ่งช่วง	223
	7.8.3 โมเมนต์ลบและบวกที่คานด้วยตัวคานแล้ว	224
	7.8.4 โมเมนต์ดัดที่คานด้วยตัวคานแล้ว ในแถบเสา	227
	7.8.5 โมเมนต์ดัดที่คานด้วยตัวคานแล้ว ในคาน	232
	7.8.6 โมเมนต์ดัดที่คานด้วยตัวคานแล้ว ในแถบกลาง	232
	7.8.7 โมเมนต์ดัดที่คานด้วยตัวคานแล้ว ในเสาและกำแพง	232
7.9	ตารางช่วยในการออกแบบ - สัมประสิทธิ์การกระจายโมเมนต์ ในวิธีการออกแบบแผ่นพื้นโดยตรง (DESIGN AID-DIRECT DESIGN MOMENT COEFFICIENTS)	233
	โจทย์ตัวอย่าง	239
<b>บทที่ 8</b>	<b>การออกแบบรับแรงดัดและแรงตามแนวแกน</b>	<b>256</b>
8.1	ความแตกต่างระหว่างเสาปลอกเดี่ยวยและเสาปลอกเกลียว	258
8.2	ข้อพิจารณาถึงการยึดรั้งขององค์อาคาร	258
8.3	ข้อกำหนดถึงผลของความชะลูด	259
8.4	พิกัดสำหรับเหล็กเสริมขององค์อาคารรับแรงดัด	262
	8.4.1 เหล็กเสริมตามยาว	262
	8.4.2 เหล็กปลอกเดี่ยว	262
	8.4.3 เหล็กปลอกเกลียว	264

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

8.5	ลักษณะการพังทลายขององค์อาคารรับแรงดัดและแรงตามแนวแกน	264
8.6	การออกแบบขององค์อาคารรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ารับแรงดัดและแรงตามแนวแกน	265
8.6.1	สภาวะทั่วไป	265
8.6.2	สภาวะสมดุล	265
8.6.3	สภาวะภายใต้อิทธิพลของแรงอัด	267
8.6.4	สภาวะภายใต้อิทธิพลของแรงดึง	269
8.7	การออกแบบขององค์อาคารรูปวงกลมรับแรงดัดและแรงตามแนวแกน	270
	โจทย์ตัวอย่าง	273

## **บทที่ 9 ออกแบบรับผลของความชะลุด 294**

9.1	ผลของความชะลุดในองค์อาคารรับแรงอัด	297
9.2	การหาค่าโดยประมาณสำหรับผลของความชะลุด	298
9.2.1	คุณสมบัติหน้าตัดสำหรับการวิเคราะห์	298
9.2.2	รัศมีไจเรชั่น	299
9.2.3	ความยาวส่วนที่ไม่มีการยึดรั้งและ ความยาวประสิทธิภาพขององค์อาคารรับแรงอัด	299
9.2.4	การระบุระหว่างโครงที่มีการยึดรั้งกับโครงที่ไม่มีการยึดรั้ง	305
9.2.5	ตัวคูณขยายค่าโมเมนต์ สำหรับการดัด 2 แกน	306
9.2.6	การปรับเพิ่มค่าโมเมนต์ สำหรับโครงที่มีการยึดรั้งต้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง	306
9.2.7	การปรับเพิ่มค่าโมเมนต์ สำหรับโครงที่ไม่มีการยึดรั้งต้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง	310
9.2.8	การคำนวณหา $\delta_{M_2}$	310
9.2.9	ตำแหน่งที่เกิดโมเมนต์สูงสุด	312
9.2.10	เสถียรภาพของโครงสร้างภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้ง	312
9.2.11	การปรับเพิ่มค่าโมเมนต์ สำหรับองค์อาคารรับแรงดัด	313
9.3	สรุปสมการที่ใช้ในการออกแบบ	314
9.3.1	โครงที่มีการยึดรั้งต้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง	314
9.3.2	โครงที่ไม่มีการยึดรั้งต้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง	316
	โจทย์ตัวอย่าง	321

<b>บทที่ 10</b>	<b>ฐานราก</b>	<b>338</b>
10.1	น้ำหนักและแรงลัพธ์	338
10.2	โมเมนต์ในฐานราก	339
10.3	แรงเฉือนในฐานราก	340
10.4	การถ่ายแรงที่ฐานของเสา กำแพง หรือแท่นตอม่อเสริมเหล็ก	343
	โจทย์ตัวอย่าง	346

<b>บทที่ 11</b>	<b>คอนกรีตอัดแรงรับแรงดัด</b>	<b>365</b>
11.1	สมมติฐานการออกแบบ	366
11.2	หน่วยแรงที่ยอมให้ใช้ในคอนกรีต สำหรับองค์อาคารรับแรงดัด	366
11.3	หน่วยแรงที่ยอมให้ในเหล็กเสริมอัดแรง	367
11.4	การเสื่อมลดแรงดัดในเหล็กเสริมอัดแรง	368
11.4.1	การประมาณค่าการเสื่อมลดของแรงดัดในเหล็กเสริมอัดแรง	368
11.4.2	การเสื่อมลดเนื่องจากการหดตัวยืดหยุ่นของคอนกรีต	369
11.4.3	การเสื่อมลดเนื่องจากการคืบของคอนกรีต	370
11.4.4	การเสื่อมลดเนื่องจากการหดตัวของคอนกรีต	370
11.4.5	การเสื่อมลดเนื่องจากการคลายแรงดัดของเหล็กเสริมอัดแรง	371
11.4.6	การเสื่อมลดแรงดัดเนื่องจากความผิดที่เกิดขึ้นบนเหล็กเสริมอัดแรง	373
11.4.7	สรุปสัญลักษณ์ที่ใช้	373
11.5	กำลังต้านทานแรงดัด	376
11.6	พิกัดสำหรับเหล็กเสริมในองค์อาคารรับแรงดัด	379
11.7	เหล็กเสริมน้อยที่สุดสำหรับแรงยึดเหนี่ยว	383
11.8	องค์อาคารรับแรงอัดและแรงดัดร่วมกัน	384
	โจทย์ตัวอย่าง	386

<b>บทที่ 12</b>	<b>คอนกรีตอัดแรงรับแรงเฉือน</b>	<b>399</b>
12.1	กำลังรับแรงเฉือนสำหรับชิ้นส่วนอัดแรง	399
12.1.1	กำลังของคอนกรีต	400
12.1.2	ตำแหน่งสำหรับแรงเฉือนสูงสุด	400
12.1.3	คอนกรีตมวลเบา	400
12.2	กำลังรับแรงเฉือนขององค์อาคารคอนกรีตอัดแรง	401
12.2.1	วิธีแบบง่าย	401
12.2.2	วิธีละเอียด	402

12.2.2.1	การแตกกร้าวเนื่องจากผลรวมของแรงเฉือนและโมเมนต์ดัด	402
12.2.2.2	การแตกกร้าวเนื่องจากแรงเฉือนในตัวแกน	403
12.2.3	เงื่อนไขพิเศษสำหรับองค์อาคารอัดแรงแบบค้ำเหล็กก่อน	404
12.3	กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริมในองค์อาคารอัดแรง	405
	โจทย์ตัวอย่าง	406

<b>บทที่ 13</b>	<b>ระบบแผ่นพื้นอัดแรง</b>	<b>418</b>
13.1	กำลังต้านทานแรงเฉือน	418
13.2	หน่วยแรงค้ำในเหล็กเสริมอัดแรงที่สภาวะวิบัติ สำหรับระบบไม่ยึดเหนี่ยว	419
13.3	ระบบแผ่นพื้น	420
	โจทย์ตัวอย่าง	422
<b>คำศัพท์</b>		<b>442</b>

## บทที่ 1

### วิธีการออกแบบและข้อกำหนดด้านกำลัง

#### 1.1 วิธีการออกแบบ

วิธีการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตมีอยู่สองวิธีที่ใช้กันมาแต่ดั้งเดิม วิธีหน่วยแรงใช้งาน (Working Stress Design) เป็นวิธีที่นิยมใช้กันในต้นคริสต์ศตวรรษที่ 1900 จนถึงต้นทศวรรษที่ 1960 หลังจากการแพร่หลายของมาตรฐานของ American Concrete Institute (ACI) ในปี 1963 ผู้ออกแบบก็เริ่มหันมาใช้การออกแบบโดยวิธีกำลัง (Ultimate Strength Design) เพราะเป็นวิธีที่ให้ความปลอดภัยแก่โครงสร้างที่มองเห็นภาพพจน์ได้ดีกว่า

การออกแบบโดยวิธีกำลัง กำหนดให้ความสามารถในการรับแรงขององค์อาคารที่ทุกตำแหน่ง จะต้องไม่น้อยกว่าน้ำหนักบรรทุกที่กระทำซึ่งคำนวณจากตัวคูณต่าง ๆ ที่กำหนดโดยมาตรฐานการออกแบบหรือกฎหมาย

$$\text{กำลังออกแบบ (Design Strength)} \geq \text{กำลังที่ต้องการ (Required Strength ; } U \text{)}$$

โดยที่

$$\text{Design Strength} = \text{Strength Reduction Factor } (\phi) \times \text{Nominal Strength}$$

$$\text{Strength Reduction Factor } (\phi) = \text{ตัวคูณลดกำลัง ซึ่งตั้งขึ้นมาโดยคำนึงถึง}$$

1. ความคลาดเคลื่อนของขนาดจริงขององค์อาคารและความแข็งแรงของวัสดุ
2. ความไม่เที่ยงตรงของสมการที่ใช้ในการออกแบบ
3. ความสามารถขององค์อาคารที่รับแรงและความคงทน
4. ความสำคัญของแต่ละองค์อาคาร

$$\text{Nominal Strength} = \text{ความสามารถจริงในการรับแรงขององค์อาคาร ซึ่งคำนวณมาจากสมมติฐานและสมการที่ใช้ในทฤษฎีกำลัง ก่อนที่จะนำมาคูณกับตัวคูณลดกำลัง}$$

$$\begin{aligned} \text{Required Strength } (U) &= \text{ความสามารถในการรับแรงที่ต้องการ} \\ &= \text{Load Factors} \times \text{Service Load} \end{aligned}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดยที่

Load Factor = ตัวคูณเพิ่มน้ำหนัก ซึ่งกำหนดโดยคำนึงถึงความไม่แน่นอนของน้ำหนักบรรทุกใช้งาน

Service Load = น้ำหนักบรรทุกใช้งาน ซึ่งกำหนดโดยมาตรฐานการออกแบบหรือกฎหมาย

**ความหมายของตัวย่อที่ใช้ (Notation)**

กำลังที่ต้องการ (Required Strength) :

$M_u$  = ความสามารถในการรับแรงดัดที่ต้องการ (factored moment)

$P_u$  = ความสามารถในการรับแรงตามแนวแกนที่ต้องการ (factored axial load)

$V_u$  = ความสามารถในการรับแรงเฉือนที่ต้องการ (factored shear force)

$T_u$  = ความสามารถในการรับแรงบิดที่ต้องการ (factored torsional moment)

กำลังระบุ (Nominal Strength) :

$M_n$  = กำลังต้านทานโมเมนต์ระบุ (nominal moment strength)

$M_b$  = กำลังต้านทานโมเมนต์ระบุที่จุดสมดุลความเครียด  
(nominal moment strength at balanced strain conditions)

$P_n$  = กำลังต้านทานน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกนระบุ ที่มีการเยื้องศูนย์กลาง  
(nominal axial load strength at given eccentricity)

$P_o$  = กำลังต้านทานน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกนระบุ ที่ไม่มีการเยื้องศูนย์กลาง  
(nominal axial load strength at zero eccentricity)

$P_b$  = กำลังต้านทานน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกนระบุ ที่จุดสมดุลความเครียด  
(nominal axial load strength at balanced strain conditions)

$V_n$  = กำลังต้านทานแรงเฉือนระบุ (nominal shear strength)

$V_c$  = กำลังต้านทานแรงเฉือนระบุที่รับโดยคอนกรีต (nominal shear strength)

$V_s$  = กำลังต้านทานแรงเฉือนระบุที่รับโดยเหล็กปลอก (nominal shear strength)

$T_n$  = กำลังต้านทานโมเมนต์บิดระบุ (nominal torsional moment strength)

$T_c$  = กำลังต้านทานโมเมนต์บิดระบุที่รับโดยคอนกรีต (nominal torsional moment strength)

$T_s$  = กำลังต้านทานโมเมนต์บิดระบุที่รับโดยเหล็กเสริม (nominal torsional moment strength)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กำลังออกแบบ (Design Strength) :

$\phi M_n$  = กำลังโมเมนต์ที่ใช้ออกแบบ (design moment strength)

$\phi P_n$  = กำลังรับแรงตามแนวแกนที่ใช้ออกแบบ

(design axial load strength at given eccentricity)

$\phi V_n$  = กำลังรับแรงเฉือนที่ใช้ออกแบบ (design shear strength)

$\phi T_n$  = กำลังโมเมนต์บิดที่ใช้ออกแบบ (design torsional moment strength) =  $\phi(T_c + T_s)$

## 1.2 กำลังและการใช้งาน - ทั่วไป

### 1.2.1 ข้อกำหนดด้านกำลัง

ข้อกำหนดพื้นฐานของการออกแบบด้วยทฤษฎีกำลัง ได้ระบุไว้ดังนี้

กำลังออกแบบ (Design Strength)  $\geq$  กำลังที่ต้องการ (Required Strength ;  $U$  )

หรือ Strength Reduction Factor ( $\phi$ )  $\times$  Nominal Strength  $\geq$  Load Factors  $\times$  Service Load

จะต้องออกแบบให้ทุกองค์อาคารผ่านข้อกำหนดข้างบน ภายใต้ผลรวมของน้ำหนักบรรทุกทุกที่วิกฤติที่สุดและต้องรับแรงทุกชนิดได้ (แรงดัด, แรงตามแกน, แรงเฉือน ฯลฯ)

$$\phi P_n \geq P_u \quad , \quad \phi M_n \geq M_u \quad , \quad \phi V_n \geq V_u \quad , \quad \phi T_n \geq T_u$$

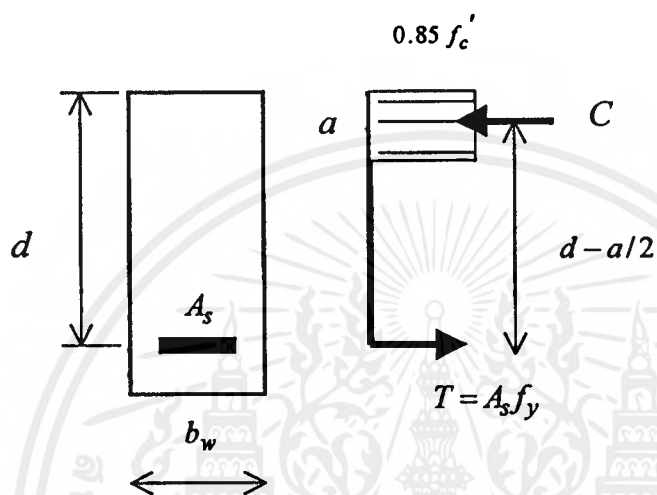
ข้อกำหนดข้างบนได้ถูกกำหนดไว้เพื่อให้ค่าความปลอดภัยแก่องค์อาคารในสองทางคือ

1. ได้ลดความสามารถจริงในการรับแรงขององค์อาคาร เพื่อใช้เป็นความสามารถที่ใช้ในการออกแบบโดยคูณด้วยตัวคูณลดกำลัง ( $\phi$ ) ซึ่งจะมีค่าตามชนิดของแรง แต่จะมีค่าน้อยกว่า 1 เสมอ ความสามารถในการรับแรงนี้ได้มาจากการคำนวณ ซึ่งถือว่าหน้าตัดขององค์อาคารและวัสดุที่ใช้ในการก่อสร้างจริง จะเท่ากับค่าที่ใช้ในการคำนวณทุกอย่าง



ยกตัวอย่างสำหรับคานซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดึงตามรูปข้างล่าง ความสามารถในการรับแรงดัดของคาน

$$M_n = A_s f_y (d - a/2)$$



ในระหว่างซึ่งความสามารถที่ใช้ในการออกแบบเท่ากับ  $\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a/2)$

2. ได้เพิ่มน้ำหนักบรรทุกที่มากกระทบองค์อาคารโดยคุณด้วยตัวคูณเพิ่ม (Load Factor)

ยกตัวอย่าง สำหรับคานข้างบน

แรงดัดใช้งานเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ =  $M_d$

เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร =  $M_l$

แรงดัดที่ต้องการคือ  $M_u = 1.4M_d + 1.7M_l$

ดังนั้น ในการออกแบบของคานตัวนี้ ข้อกำหนดทางด้านกำลังในส่วนแรงดัดคือ

$$\phi A_s f_y (d - a/2) \geq 1.4M_d + 1.7M_l$$

สำหรับ แรงเฉือนที่กระทบคาน ข้อกำหนดทางด้านกำลังในส่วนแรงเฉือนคือ

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\phi \left[ 0.53 \sqrt{f_c} b_w d + \frac{A_v f_y d}{s} \right] \geq 1.4V_d + 1.7V_l$$

เหตุผลที่จำเป็นต้องมีตัวคูณลดและตัวคูณเพิ่มในการออกแบบโดยวิธีกำลัง สามารถอธิบายได้ดังต่อไปนี้

1. จำเป็นต้องมีตัวคูณลดเพราะ

ก. คุณสมบัติของวัสดุที่ใช้อาจจะไม่เป็นไปตามที่เรากำหนดในการออกแบบเพราะ

- ความไม่คงตัวในคุณสมบัติของวัสดุ ทั้งในแรงอัดประลัยของคอนกรีตและแรงดึงครากของเหล็กเสริม
- ในการทดสอบในห้องทดลอง อัตราการเพิ่มน้ำหนักในเครื่องทดสอบจะมีผลต่อการทดสอบ
- ความแตกต่างระหว่างคุณสมบัติของคอนกรีตที่หล่ออยู่หน้างาน กับคุณสมบัติของลูกปูนที่ถูกรับไว้ในห้องทดลองเพื่อการทดสอบ
- ผลของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากการหดตัวของคอนกรีต อาจทำให้เกิดการแตกร้าวในเนื้อคอนกรีต ซึ่งจะมีผลต่อแรงประลัยที่รับได้ ยกตัวอย่างในเสา การหดตัวของคอนกรีตอาจส่งผลให้หน่วยแรงในเหล็กรับแรงอัดในเสา ถึงจุดครากก่อนที่ออกแบบไว้ ส่งผลให้เกิดการวิบัติ โดยเฉพาะอย่างยิ่งในเสาขลุ่ยที่มีเหล็กเสริมน้อย

ข. ขนาดขององค์อาคารในการก่อสร้างจริง อาจจะไม่เป็นไปตามที่เรากำหนดในการออกแบบ โดยเฉพาะอย่างยิ่ง

- ขนาดของเหล็กเสริมอาจไม่ตรง เนื่องจากความคลาดเคลื่อนที่ยอมให้ในการวัด
- ขนาดขององค์อาคารอาจคลาดเคลื่อนเนื่องจากเข้าไม้แบบไม่ถูกต้อง และการวางเหล็กเสริมไม่ถูกต้อง

ค. สมมติฐานในการสร้างสมการออกแบบ และการปรับแต่งให้ง่ายต่อการใช้ เช่นการใช้รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าแทนเส้นโค้งในการคำนวณหาแรงในคอนกรีต และการจำกัดให้ความเครียดสูงสุดของคอนกรีตเท่ากับ 0.003 ส่งผลให้ผลการคำนวณคลาดเคลื่อนจากความเป็นจริง

2. จำเป็นต้องมีตัวคูณเพิ่มเพราะ
  - ก. น้ำหนักบรรทุกที่กระทำอาจไม่ตรงกับที่เรากำหนด  
น้ำหนักบรรทุกคงที่อาจคลาดเคลื่อน เนื่องจากความคลาดเคลื่อนของขนาดขององค์อาคาร น้ำหนักของวัสดุ รวมถึงการเปลี่ยนแปลงแบบโครงสร้างหรือแบบสถาปัตยกรรม  
น้ำหนักบรรทุกจรเปลี่ยนแปลงได้ตามเวลาที่ใช้และตามชนิดของอาคาร
  - ข. ความไม่แน่นอนในการคำนวณผลของน้ำหนักบรรทุกที่กระทำ เช่น สมมติฐานของสตีฟเนส ความยาวช่วง ฯลฯ ซึ่งจะส่งผลให้หน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริงแตกต่างไปจากหน่วยแรงที่คำนวณได้จากการวิเคราะห์โดยวิศวกร
  
3. จำเป็นต้องมีทั้งตัวคูณลดและตัวคูณเพิ่ม เพราะความเสียหายที่เกิดจากการวิบัติของอาคาร สิ่งที่ต้องคำนึงถึงได้แก่
  - ก. ชนิดของการวิบัติและการเตือนก่อนวิบัติ
  - ข. ความเป็นไปได้ในการสูญเสียชีวิตของผู้ใช้อาคาร
  - ค. ผลต่อสังคมเนื่องจากการสูญเสียเวลา รายได้ และทรัพย์สิน
  - ง. ค่าใช้จ่ายในการซ่อมแซมหรือสร้างใหม่

J. G. Macgregor<sup>1,1</sup> ได้กล่าวถึงที่มาของตัวคูณทั้งสองนี้ว่า

" ACI ได้ตั้งสมมติฐานว่า ถ้าโอกาสในการออกแบบได้อาคารที่มีความแข็งแรงน้อยกว่าที่คำนวณเป็น 1 ใน 100 และโอกาสที่น้ำหนักบรรทุกจริง ซึ่งกระทำบนองคอาคารจะมากกว่าที่ออกแบบไว้เป็น 1 ใน 1,000 ดังนั้นการที่องคอาคารซึ่งออกแบบได้ความแข็งแรงน้อย จะถูกกระทำโดยน้ำหนักบรรทุกที่มากกว่าที่ออกแบบไว้ มีโอกาสเป็น 1 ใน 100,000 ตัวคูณเพิ่มถูกกำหนดขึ้นมาเพื่อรับโอกาสที่น้ำหนักบรรทุกจริงจะมากกว่าน้ำหนักบรรทุกที่กำหนดตามมาตรฐาน และจากการทดลองเปรียบเทียบผลจากห้องทดลองกับสมการหาความสามารถในการรับแรงของหน้าตัด ในองคอาคารชนิดต่าง ๆ ตัวคูณลดจึงถูกกำหนดขึ้นมาเพื่อรับโอกาสที่ความสามารถในการรับแรงขององคอาคารจริงมีน้อยกว่าความสามารถที่คำนวณได้"

### 1.2.2 ข้อกำหนดด้านการใช้งาน

ถึงแม้ว่าจะออกแบบของค์อาคารให้ผ่านข้อกำหนดด้านกำลังแล้วก็ตาม แต่ก็ไม่ได้หมายความว่าภายใต้น้ำหนักบรรทุกใช้งานที่กระทำ องค์อาคารจะใช้งานได้โดยไม่เสียหาย ดังนั้น ACI จึงได้ตั้งข้อกำหนดในด้านการใช้งานไว้ ข้อกำหนดดังกล่าว ได้เน้นความสำคัญของการแอ่นตัวขององค์อาคาร การจัดเรียงเหล็กเสริม และหน่วยแรงที่ยอมให้ในอาคารคอนกรีตอัดแรง

สิ่งสำคัญที่สุดภายใต้น้ำหนักบรรทุกใช้งานก็คือ การแอ่นตัว โดยเฉพาะอย่างยิ่งในองค์อาคารที่ใช้วัสดุกำลังสูงซึ่งจะส่งผลให้ได้องค์อาคารที่บางและชะลูด

### 1.3 กำลังที่ต้องการ

ตารางที่ 1.1 แสดงน้ำหนักบรรทุกที่กระทำบนองค์อาคารและตัวคูณเพิ่มที่เกี่ยวข้องกับน้ำหนักบรรทุกและแรงชนิดต่าง ๆ ค่าของตัวคูณเพิ่มได้มาจากการคำนึงถึงความแม่นยำในการกำหนดน้ำหนักบรรทุกชนิดต่าง ๆ และการเปลี่ยนแปลงของน้ำหนักบรรทุกชนิดนั้นในช่วงเวลาการใช้งานขององค์อาคาร

น้ำหนักบรรทุกและแรง <sup>1</sup>	กำลังที่ต้องการ
น้ำหนักบรรทุกคงที่ ( $D$ ) และน้ำหนักบรรทุกจร ( $L$ )	$U = 1.4D + 1.7L$
น้ำหนักบรรทุกคงที่, น้ำหนักบรรทุกจร และแรงลม ( $W$ )	(i) $U = 1.4D + 1.7L$ (ii) $U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.7W)$ (iii) $U = 0.9D + 1.3W$
น้ำหนักบรรทุกคงที่, น้ำหนักบรรทุกจร และแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว ( $E$ )	(i) $U = 1.4D + 1.7L$ (ii) $U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.87E)$ (iii) $U = 0.9D + 1.43E$
น้ำหนักบรรทุกคงที่, น้ำหนักบรรทุกจร และแรงดันจากดินและน้ำใต้ดิน ( $H$ ) <sup>2</sup>	(i) $U = 1.4D + 1.7L$ (ii) $U = 1.4D + 1.7L + 1.7H$ (iii) $U = 0.9D + 1.7H$ ในกรณีที่ $D$ หรือ $L$ มีผลต้านกับ $H$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

น้ำหนักบรรทุกและแรง <sup>1</sup>	กำลังที่ต้องการ
น้ำหนักบรรทุกคงที่, น้ำหนักบรรทุกจร และแรงดันของของเหลว ( $F$ ) <sup>3</sup>	(i) $U = 1.4D + 1.7L$ (ii) $U = 1.4D + 1.7L + 1.4F$ (iii) $U = 0.9D + 1.4F$ ในกรณีที่ $D$ หรือ $L$ มีผลต้านกับ $F$
แรงกระแทก ( $I$ ) <sup>4</sup>	ใช้สมการข้างบนแต่แทนค่า $L$ ด้วย $L + I$
น้ำหนักบรรทุกคงที่, น้ำหนักบรรทุกจร และผลจากการทรุดตัว, การคืบ, การหดตัวของคอนกรีต และอุณหภูมิ ( $T$ )	(i) $U = 1.4D + 1.7L$ (ii) $U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.7T)$ (iii) $U = 1.4(D + T)$

- 1  $D, L, W, E, H, F$  และ  $T$  ให้แทนน้ำหนักบรรทุกและแรงใช้งานชนิดต่าง ๆ
- 2 น้ำหนักบรรทุกและแรงดันของดินและน้ำในดิน (แรงดันของน้ำใต้ดินจะถือเป็นส่วนหนึ่งของแรงดันดิน)
- 3 น้ำหนักบรรทุกและแรงดันของของเหลวที่มีความหนาแน่นและมีความลึกที่แน่นอน
- 4 ผลของแรงกระแทกจะต้องใช้ในการออกแบบอาคารที่จอดรถ ซานชาลาสำหรับขนถ่ายสินค้า พื้นโกดัง ปล่องลิฟต์ ฯลฯ

ดังนั้นน้ำหนักบรรทุกคงที่ ซึ่งสามารถที่จะกำหนดได้แม่นยำและเปลี่ยนแปลงน้อย จึงมีค่าตัวคูณเพิ่มเป็น 1.4 ในระหว่างที่น้ำหนักบรรทุกจร ซึ่งกำหนดโดยการประมาณและเปลี่ยนแปลงได้มาก จะใช้ค่าตัวคูณเพิ่มเป็น 1.7

น้ำหนักบรรทุกและแรงดันของของเหลวที่มีความหนาแน่นคงที่และมีความลึกที่แน่นอน จะใช้ตัวคูณเพิ่มเป็น 1.4 เนื่องจากความผิดพลาดในการคำนวณหาแรงเป็นไปได้น้อย ในระหว่างที่แรงดันของดินและน้ำใต้ดิน จะใช้ตัวคูณเพิ่มเป็น 1.7 เพราะความไม่แน่นอนในการหาความลึกและปริมาณ

ในการคำนวณหา กำลังที่ต้องการเนื่องจากผลรวมของน้ำหนักบรรทุกและแรงชนิดต่าง ๆ จะต้องระวังในเรื่องของทิศทางของแรงลัพธ์ที่ได้ เพราะแรงชนิดหนึ่งอาจจะมีผลต่อองค์อาคารในทิศทางตามหรือสวนกับแรงอีกชนิดหนึ่ง เช่นแรงลมและแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวจะพยายามที่จะยกเสาขึ้นและทำให้เกิดการกลับทิศทางของแรงตัดในคาน

ดังนั้นในการคำนวณหากำลังที่ต้องการเนื่องจากผลรวมของน้ำหนักบรรทุกและแรงชนิดต่าง ๆ จะต้องมองหากรณีที่ให้ผลที่วิกฤติที่สุด ซึ่งจะสำคัญมากสำหรับองค์อาคารที่กำลังขึ้นอยู่กับผลของน้ำหนักบรรทุกหรือแรงมากกว่าหนึ่งชนิด เช่น กำลังขององค์อาคารภายใต้แรงดัดและแรงตามแนวแกน หรือภายใต้แรงเฉือนและแรงตามแนวแกน

## 1.4 กำลังที่ใช้ในการออกแบบ

### 1.4.1 กำลังจริงที่ได้จากการคำนวณและกำลังที่ใช้ในการออกแบบ

กำลังที่ใช้ในการออกแบบขององค์อาคารรับแรงต่าง ๆ เช่น แรงดัด แรงตามแนวแกน แรงเฉือน และแรงบิด มีค่าเท่ากับกำลังจริงที่ได้จากการคำนวณ คูณกับตัวคูณลด ( $\phi$ ) ซึ่งจะมีค่าน้อยกว่า 1 เสมอ

### 1.4.2 ตัวคูณลดกำลัง

ค่าของตัวคูณลดกำลังสำหรับแรงชนิดต่าง ๆ ได้แสดงไว้ในตารางที่ 1.2 ข้างล่าง

แรงดัดอย่างเดียว	0.90
แรงดัดตามแนวแกน และแรงดัดตามแนวแกนพร้อมแรงดัด	0.90
แรงอัดตามแนวแกน และแรงอัดตามแนวแกนพร้อมแรงดัด	
- องค์อาคารซึ่งมีเหล็กเสริมปลอกเกลียว	0.75*
- องค์อาคารอื่น ๆ	0.70*
แรงเฉือนและแรงบิด	0.85
แรงกดบนคอนกรีต (Bearing)	0.70**

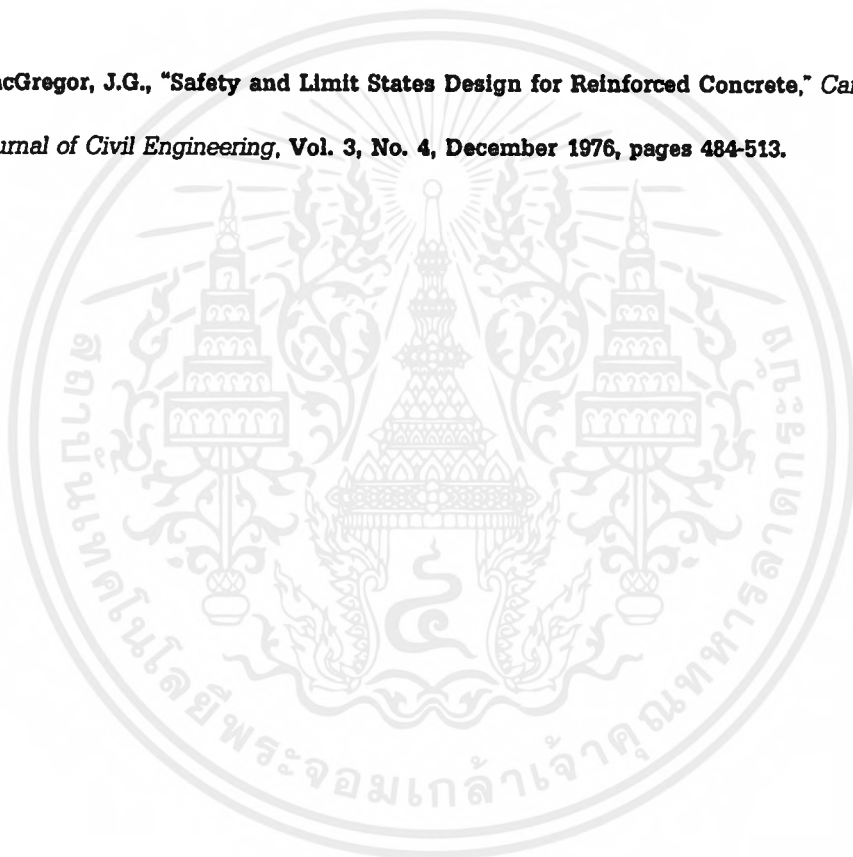
\* อาจเพิ่มตามอัตราส่วนถึง 0.90 ถ้า  $\phi_p$  ลดจากค่าที่น้อยกว่าของ  $0.10f_c' A_g$  และ  $\phi_p$  เข้าหาค่าศูนย์

\*\* ในกรณีของแผ่นยึดรับแรงอัดที่ปลายของคอนกรีตอัดแรง ให้ใช้ค่าอื่น

จะสังเกตเห็นว่า ค่า  $\phi$  ของเสาจะน้อยกว่าของคาน เพราะเสาจะมีความเปราะมากกว่าและความแข็งแรงของคอนกรีตในเสาจะไม่คงที่เหมือนในคาน และการวิบัติของเสาจะเป็นไปอย่างรุนแรงเมื่อเทียบกับการวิบัติของคาน และจะเห็นว่าเสาซึ่งมีเหล็กเสริมปลอกเกลียวจะมีค่า  $\phi$  มากกว่าเสาปลอกเดี่ยว เพราะปลอกเกลียวจะให้ความคงทนและความเหนียวมากกว่า

#### เอกสารอ้างอิง

- 1 **MacGregor, J.G., "Safety and Limit States Design for Reinforced Concrete," *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 3, No. 4, December 1976, pages 484-513.**



## บทที่ 2

### หลักการทั่วไปสำหรับการออกแบบโดยวิธีกำลัง

#### คำนำ

การออกแบบโดยวิธีกำลัง โดยแท้จริงแล้วเป็นวิธีที่ใช้กันมาตั้งแต่เริ่มแรก ตั้งแต่ยังไม่มีการศึกษาเรื่องขนาดและการกระจายของหน่วยแรงภายในเนื้อวัสดุ ตั้งแต่เริ่มต้นคริสตศตวรรษที่ 1900 ได้ใช้การทดลองในห้องปฏิบัติการและใช้ผลการทดลองนั้นสร้างทฤษฎีการออกแบบขึ้นมา ดังนั้นทฤษฎีที่ใช้ในระยะนั้นจะเป็นผลที่ได้มาจากการทดลอง ซึ่งได้แสดงไว้ในรูปที่ 2-1

ทั้งคอนกรีตและเหล็กเสริมจะมีคุณสมบัติไม่เป็นไปตามเส้นตรงสัมพันธ์ เมื่อองค์อาคารเข้าใกล้สู่จุดวิบัติ เพื่อสร้างทฤษฎีในการกำหนดกำลังประลัยขององค์อาคารนี้ เราจะต้องสามารถกำหนดคุณสมบัติของวัสดุเหล่านี้ได้ด้วยสมการทางคณิตศาสตร์ สำหรับเหล็กเสริมซึ่งมีจุดครากที่ชัดเจน เราสามารถที่จะแทนคุณสมบัติของเหล็กเสริมได้ด้วยเส้นตรงสองเส้น ดังแสดงในรูปที่ 2-2 ไม่เหมือนกับคอนกรีต ซึ่งเป็นการยากมากที่จะหาคุณสมบัติของมันทั้งในห้องปฏิบัติการและในการสร้างสมการทางคณิตศาสตร์

การทดลองหาคุณสมบัติของคอนกรีตในอดีต ได้ผลซึ่งแสดงไว้ในรูปที่ 2-1 ซึ่งได้ถือเป็นพื้นฐานสำหรับทฤษฎีที่ใช้ในปัจจุบัน โดยเฉพาะอย่างยิ่งผลของการทดลองในปี ค.ศ. 1912 และ 1932

#### 2.1 สมมติฐานในการออกแบบ

##### 2.1.1 ความสมดุลของแรงและความสอดคล้องของความเครียด

การทากำลังขององค์อาคารโดยทฤษฎีกำลังสามารถกระทำได้ ตราบใดที่การคำนวณได้ทำตามข้อกำหนดสองข้อ คือ แรงในหน้าตัดต้องอยู่ในสภาวะสมดุล และความเครียดในหน้าตัดจะต้องอยู่ในสภาวะสอดคล้องกัน

ข้อกำหนดแรกเรียกว่า แรงอัดและแรงดึงซึ่งกระทำบนหน้าตัด ณ จุดประลัย จะต้องเท่ากัน

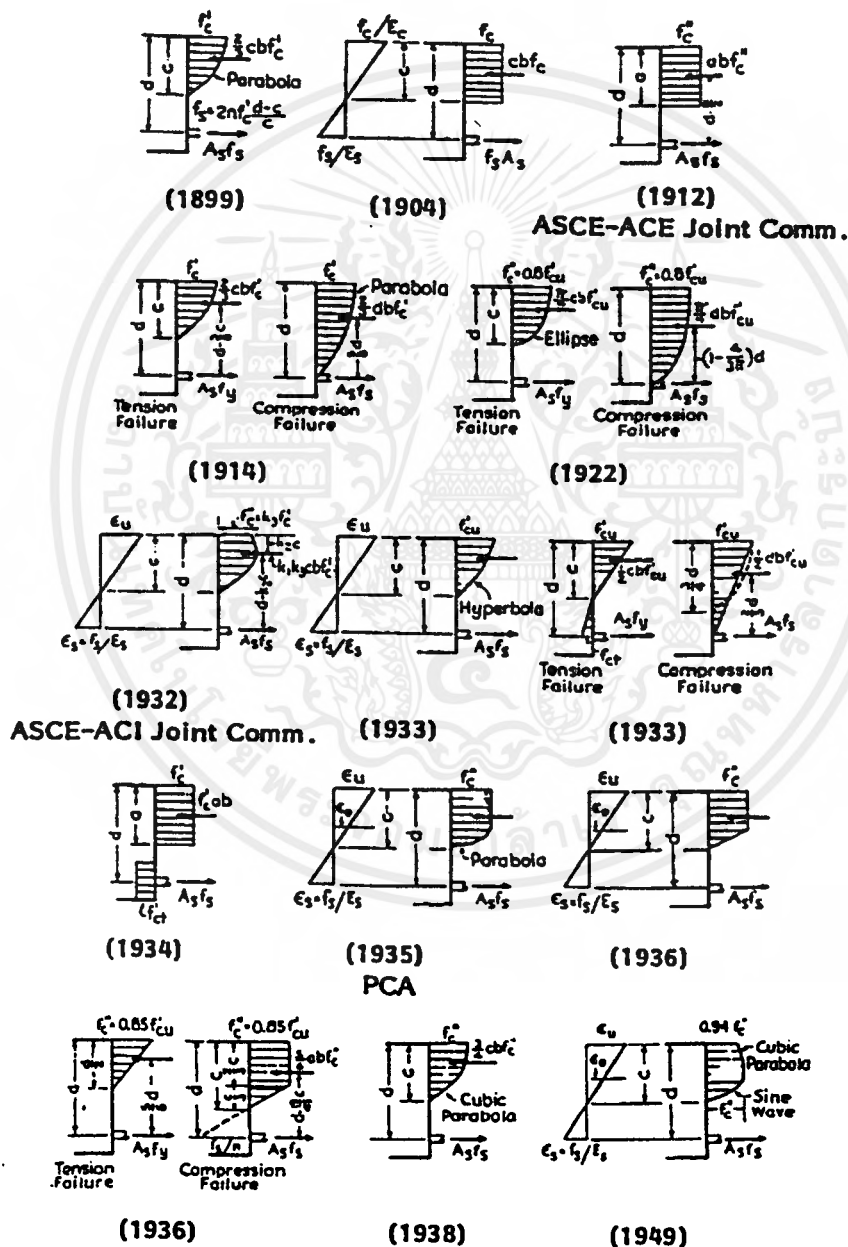
ข้อกำหนดที่สองเรียกว่า ความเครียดในคอนกรีตและในเหล็กเสริม จะต้องสอดคล้องกัน ณ จุดประลัย



2.1.2 สมมติฐานข้อที่ 1

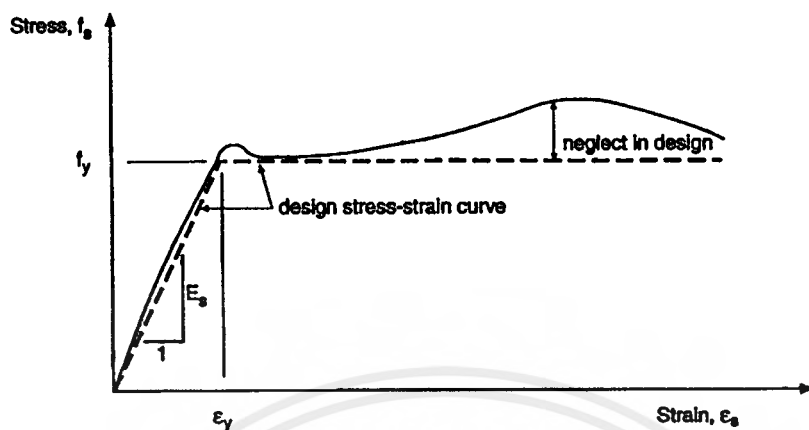
“ความเครียดในเหล็กเสริมและคอนกรีตจะมีค่าเป็นปฏิภาคกับระยะห่างจากแกนสะเทินของหน้าตัด”

หรืออีกความหมายก็คือว่า หน้าตัดใด ๆ ที่ตั้งฉากกับแกนของแรงดัดจะยังคงสภาพเดิมอยู่หลังจากแรงดัดนั้นกระทำ การทดลองในห้องปฏิบัติการยืนยันสมมติฐานข้อนี้ตลอดทั้งระยะเวลาการทดลอง ตั้งแต่เริ่มใส่แรงจนกระทั่งถึงจุดประลัย สภาพของความเครียดที่กำลังประลัยของหน้าตัดสี่เหลี่ยมและทรงกลมได้แสดงไว้ในรูปที่ 2-3

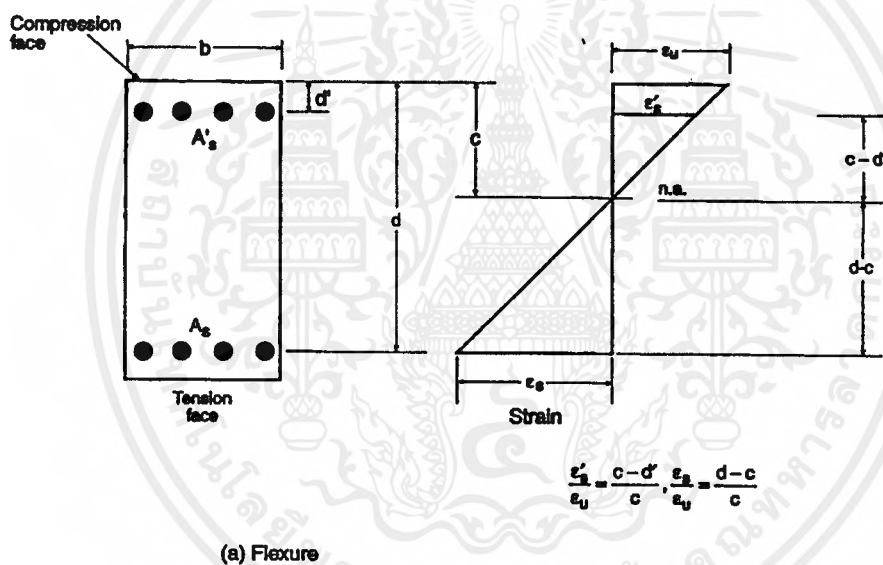


รูปที่ 2-1 ประวัติศาสตร์การสร้างทฤษฎีกำลัง

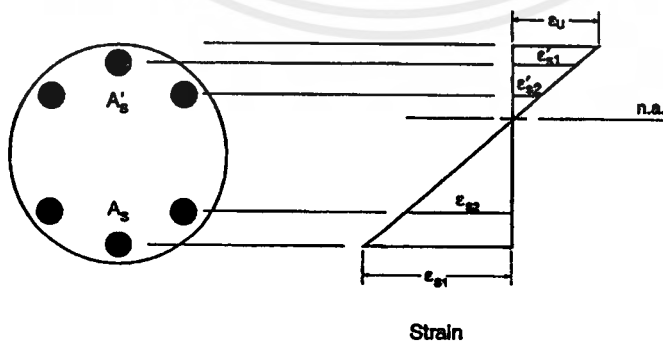
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2-2 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของเหล็กเสริม



(a) Flexure



(b) Flexure and Axial Load

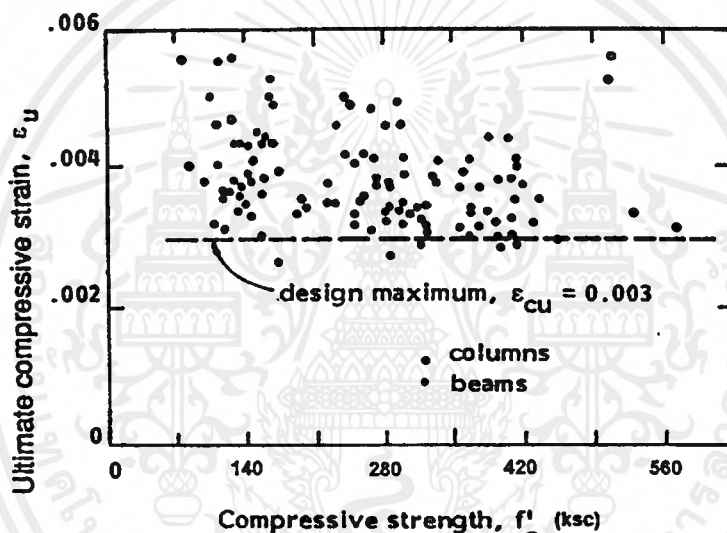
รูปที่ 2-3 การกระจายความเครียด (a) หน้าตัดสี่เหลี่ยม (b) หน้าตัดวงกลม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.1.3 สมมติฐานข้อที่ 2

“ความเครียดสูงสุดที่ผิวของคอนกรีตในด้านรับแรงอัดจะสมมติให้เท่ากับ  $\epsilon_u = 0.003$ ”

จากหลายการทดลองหาความเครียดสูงสุดของคอนกรีตที่จุดประลัย ทั้งในองค์อาคารที่มีเหล็กเสริมและไม่มี ผลของการทดลองในแกนและเสา ได้ผลว่า ความเครียดสูงสุดมีค่าระหว่าง 0.003 ถึง 0.008 ตามที่แสดงในรูปที่ 2-4 แต่ถ้าดูจากภาพแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดตามรูปที่ 2-5 แล้ว จะได้ค่าอยู่ระหว่าง 0.003 ถึง 0.004 ดังนั้นจึงเลือกใช้ค่า 0.003 มาตรฐานในบางประเทศจะให้ใช้ค่า 0.0035 แต่ผลที่ได้ในการหากำลังขององค์อาคารก็ใกล้เคียงกัน



รูปที่ 2-4 ความเครียดค้ดสูงสุดของคอนกรีต ( $\epsilon_u$ ) จากการทดสอบของค้อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กต่างชนิด

2.1.4 สมมติฐานข้อที่ 3

“หน่วยแรงในเหล็กเสริม ( $f_s$ ) ภายใต้จุดคราก ( $f_y$ ) จะถือว่าเท่ากับผลคูณของ  $E_s$  กับความเครียดในเหล็กเสริม ( $\epsilon_s$ ) เมื่อเลยจากจุดคราก หรือเมื่อความเครียดสูงกว่า  $f_y/E_s$  จะถือว่าหน่วยแรงในเหล็กเสริมล้้นสุดความสัมพันธ์กับความเครียด และมีค่าคงที่เท่ากับ  $f_y$ ”

เมื่อ  $\epsilon_s \leq \epsilon_y$  (ความเครียดที่จุดคราก) :

$$f_s = E_s \epsilon_s \quad \text{และ} \quad A_s f_s = A_s E_s \epsilon_s$$

เมื่อ  $\epsilon_s > \epsilon_y$  :

$$f_s = E_s \epsilon_y = f_y \quad \text{และ} \quad A_s f_s = A_s f_y$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดยที่  $\epsilon_r$  เป็นค่าความเครียดที่ตำแหน่งของเหล็กเสริม (ดูรูปที่ 2-3) ในการออกแบบ จะใช้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม ( $E_s$ ) เท่ากับ 2,040,000 กก./ซม.<sup>2</sup>

#### 2.1.5 สมมติฐานข้อที่ 4

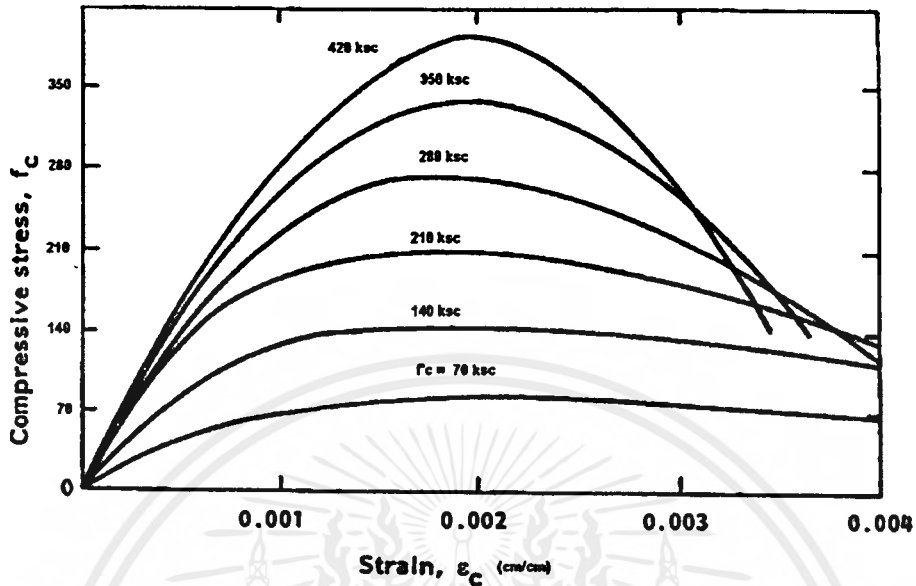
**“จะไม่คำนึงถึงความสามารถในการรับแรงดึงของคอนกรีต ในองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงดัด”**

แรงดึงประลัยในคอนกรีตภายใต้แรงดัด หรือที่เรียกว่า Modulus of Rupture จะมีค่าประมาณ 10% ถึง 15% ของแรงอัดประลัยที่คอนกรีตรับได้ สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติจะใช้ค่าเท่ากับ  $2\sqrt{f'_c}$  สำหรับองค์อาคารที่มีเหล็กเสริมในปริมาณกลาง ๆ การทำกำลังของหน้าตัดภายใต้แรงดัดโดยถือว่าคอนกรีตไม่สามารถรับแรงดึงได้ จะได้ผลใกล้เคียงกับการทดลองในห้องปฏิบัติการ

#### 2.1.6 สมมติฐานข้อที่ 5

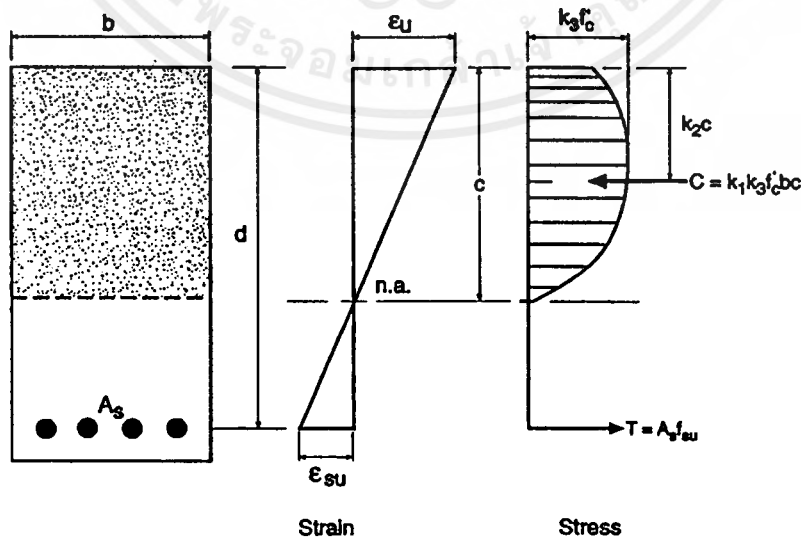
**“ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดและความเครียดในคอนกรีต สามารถที่จะสมมติให้มีลักษณะเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า สีเหลี่ยมคางหมู พาราโบลิก หรือรูปอะไรก็ได้ ตราบใดที่ผลของกำลังที่คำนวณได้ใกล้เคียงกับผลการทดลอง”**

สมมติฐานข้อนี้ระบุว่า เมื่อเข้าใกล้หน่วยแรงสูงสุด ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดในคอนกรีตจะไม่เป็นปฏิภาคเส้นตรงต่อไป ความสัมพันธ์ดังกล่าวได้แสดงไว้ในรูปที่ 2-5 จะเห็นว่าความสัมพันธ์ขึ้นอยู่กับความแข็งแรงของคอนกรีต เริ่มจากหน่วยแรงเป็นศูนย์ขึ้นไปจนถึงหน่วยแรงสูงสุด ซึ่งจะเกิดที่ความเครียดประมาณ 0.0015 ถึง 0.0020 จากนั้นหน่วยแรงก็จะตกลงมา จนถึงจุดแตกหักที่ความเครียดอยู่ระหว่าง 0.003 ถึง 0.004 สังเกตจากรูปจะเห็นว่า ความสัมพันธ์เริ่มเบี่ยงเบนจากเส้นตรง เมื่อหน่วยแรงมีค่าประมาณ  $0.5f'_c$



รูปที่ 2-5 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดกับความเครียดของคอนกรีต

การกระจายหน่วยแรงอัดที่แท้จริงในคอนกรีต สามารถจะใช้การประมาณได้หลายวิธี ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2-1 วิธีประมาณที่ให้ค่าใกล้เคียงกับผลทดลอง ได้แก่ การประมาณด้วยรูปพาราโบลิก รูปสี่เหลี่ยมคางหมู และสี่เหลี่ยมผืนผ้า ดังแสดงในรูปที่ 2-6 ในรูปนี้หน่วยแรงสูงสุดจะถือว่ามามีค่าเท่ากับ  $k_3 f'_c$  ค่าเฉลี่ยเท่ากับ  $k_4 k_3 f'_c$  และความลึกจากผิวบนถึงตำแหน่งผลรวมของหน่วยแรงมีค่าเท่ากับ  $k_2 f'_c$  โดยที่  $c$  เป็นความลึกของแกนสะเทิน



รูปที่ 2-6 ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและความเครียด ซึ่งใช้ในการหาค่าลึงรับแรงดัด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากความสัมพันธ์ของแรงในหน้าตัด :  $C = T$

หรือ  $k_1 k_3 f'_c b c = A_s f_{su}$

ซึ่งจะได้  $c = (A_s f_{su}) / (k_1 k_3 f'_c b)$

จากความสัมพันธ์ของแรงดัดในหน้าตัด :

$$M_n = (C \text{ or } T)(d - k_2 c) = A_s f_{su} \left( d - \frac{k_2}{k_1 k_3} \frac{A_s f_{su}}{f'_c b} \right) \dots (1)$$

กำลังสูงสุดจะเกิดขึ้นเมื่อความเครียดที่ผิวบนของคอนกรีตถึงจุดแตกภายใต้แรงอัด  $\epsilon_u$  ที่จุดนี้ความเครียดในเหล็กเสริม ( $\epsilon_{su}$ ) อาจจะสูงกว่าหรือน้อยกว่า  $\epsilon_y = f_y / E_s$  ซึ่งขึ้นอยู่กับปริมาณของเหล็กเสริม

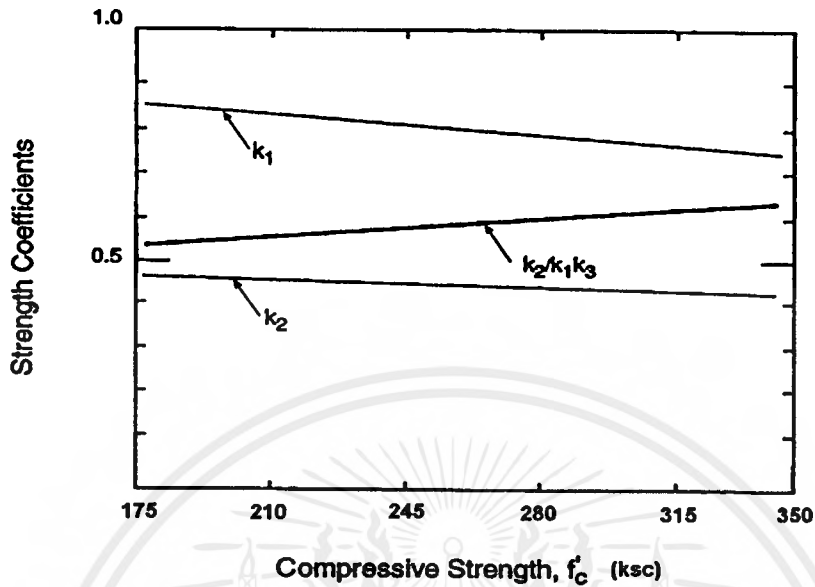
ถ้าเหล็กเสริมมีปริมาณน้อยเพียงพอที่จะให้เหล็กเสริมเกิดการยึดตัวก่อนที่คอนกรีตจะแตกหัก การพังทลายแบบนี้จะเรียกว่า เป็นการพังทลายแบบเหนียว (Ductile failure condition)

ถ้าปริมาณเหล็กเสริมมาก การแตกหักของคอนกรีตจะเกิดขึ้นก่อน โดยที่หน่วยแรงในเหล็กเสริมยังน้อยกว่าจุดคราก การพังทลายแบบนี้จะเรียกว่า เป็นการพังทลายแบบเปราะ (Brittle failure condition)

เราพยายามที่จะให้การพังทลายที่เกิดขึ้นเป็นแบบเหนียว ด้วยการจำกัดปริมาณเหล็กเสริม ซึ่งในกรณีนี้  $f_{su}$  จะมีค่าเท่ากับ  $f_y$  และสมการที่ (1) ก็จะกลายเป็น

$$M_n = (C \text{ or } T)(d - k_2 c) = A_s f_y \left( d - \frac{k_2}{k_1 k_3} \frac{A_s f_y}{f'_c b} \right) \dots (2)$$

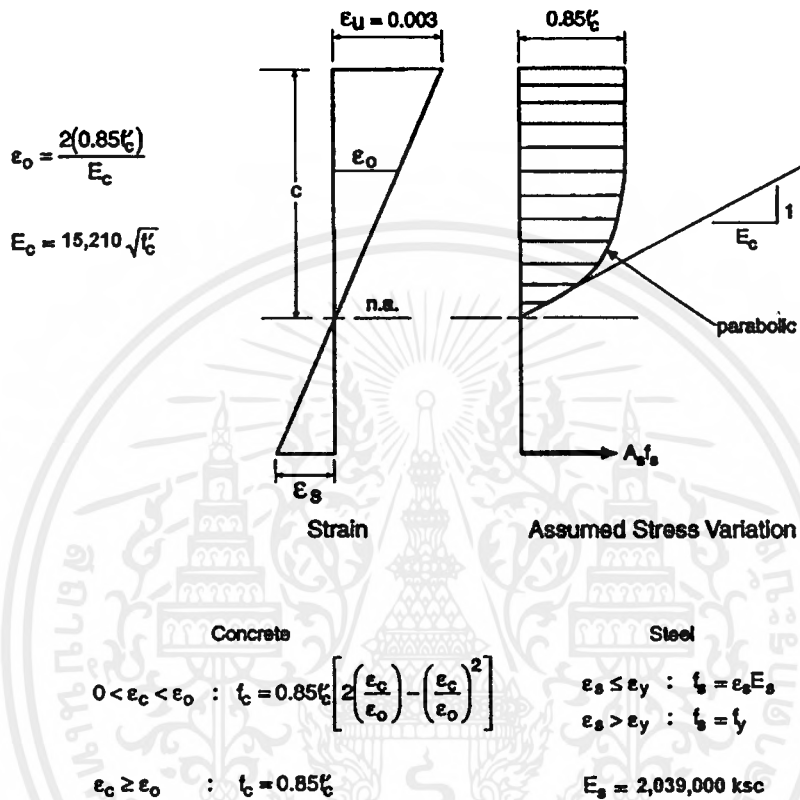
ถ้าเรารู้ปริมาณ  $k_2 / k_1 k_3$  เราก็สามารถจะหาค่าลึงรับแรงดัดได้จากสมการที่ (2) ซึ่งค่าเหล่านี้ได้ถูกรวบรวมมาจากการทดลองและแสดงไว้ในรูปที่ 2-7 ซึ่งค่าของ  $k_2 / k_1 k_3$  จะอยู่ระหว่าง 0.55 และ 0.63 การคำนวณหาค่าลึงรับแรงอัดจากสมมติฐานว่าการกระจายหน่วยแรงอัดในคอนกรีตอยู่ในรูปพาราโบลาโค้งดังในรูปที่ 2-6 ก็สามารถจะหาได้จากสมการที่ (2) แต่เพื่อให้การคำนวณง่ายขึ้น เราจะใช้การกระจายหน่วยแรงอัดในรูปแบบอื่น ซึ่งจะแสดงต่อไป



รูปที่ 2-7 ค่าสำหรับการกระจายหน่วยแรงแบบพาราโบลิก

หลังจากการทดลองและวิเคราะห์ในด้านนี้มายาวนาน Portland Cement Association (PCA) ได้นำเสนอความสัมพันธ์ในรูปของพาราโบลิก ซึ่งมีสมการแสดงความสัมพันธ์อย่างครบถ้วน ดังแสดงในรูปที่ 2-8 ซึ่งเหมาะสำหรับที่จะทำการคำนวณด้วยคอมพิวเตอร์มากกว่าการคำนวณด้วยมือ

รูปที่ 2-8 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดและความเครียด นำเสนอโดย PCA

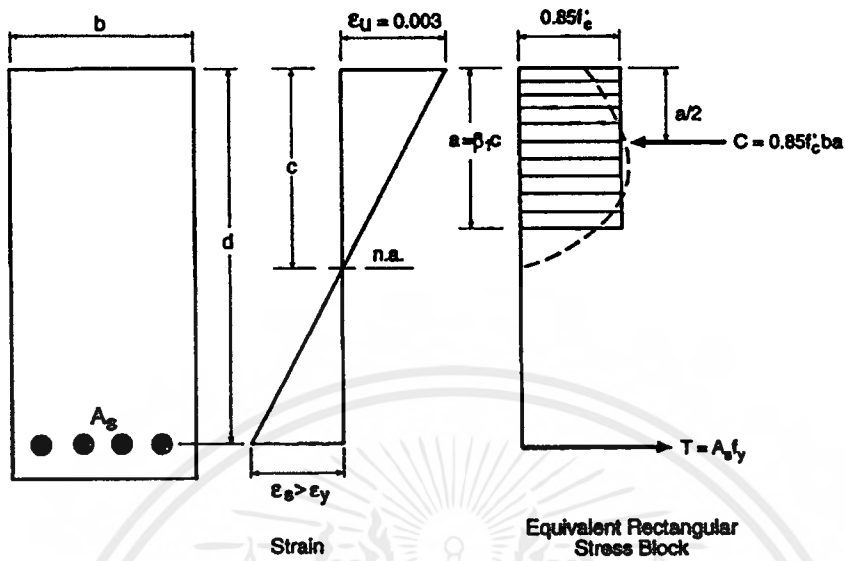


### 2.1.7 สมมติฐานข้อที่ 6

“จากสมมติฐานข้อที่ 5 เราสามารถใช้การกระจายหน่วยแรงอัดของคอนกรีตในรูปของสี่เหลี่ยมผืนผ้า โดยกำหนดให้ สี่เหลี่ยมผืนผ้าประกอบด้วยด้านหนึ่งเป็นหน่วยแรงอัดในคอนกรีตมีค่าคงที่เท่ากับ  $0.85f'_c$  และอีกด้านเป็นความลึก มีระยะห่างจากผิวบนสุดของคอนกรีตมีค่าเท่ากับ  $a = \beta_1 c$  โดยที่  $c$  เป็นระยะจากผิวบนสุดถึงแกนสะเทิน และ  $\beta_1$  มีค่าเท่ากับ 0.85 สำหรับคอนกรีตที่มีกำลังต่ำกว่า 280 กก./ซม.<sup>2</sup> และลดลงด้วยอัตรา 0.05 ต่อกำลังที่เพิ่มขึ้นทุก ๆ 70 กก./ซม.<sup>2</sup> จนกระทั่งถึงจุดที่มีค่าคงที่เท่ากับ 0.65”

รูปที่ 2-9 แสดงการกระจายหน่วยแรงอัดของคอนกรีตในรูปของสี่เหลี่ยมผืนผ้าตามสมมติฐานข้อที่ 6 และความสัมพันธ์ของ  $\beta_1$  กับกำลังของคอนกรีตได้แสดงไว้ในรูปที่ 2-10





รูปที่ 2-9 การกระจายแรงอัดของคอนกรีตในรูปของสี่เหลี่ยมผืนผ้า (ACI)

ใช้การกระจายแรงอัดตามรูปข้างบน และสมมติให้หน่วยแรงในเหล็กเสริมถึงจุดคราก ก่อนที่คอนกรีต

จะแตกเพราะแรงอัด ( $\epsilon_s > \epsilon_y$ )

จากความสมดุลของแรง :  $C = T$

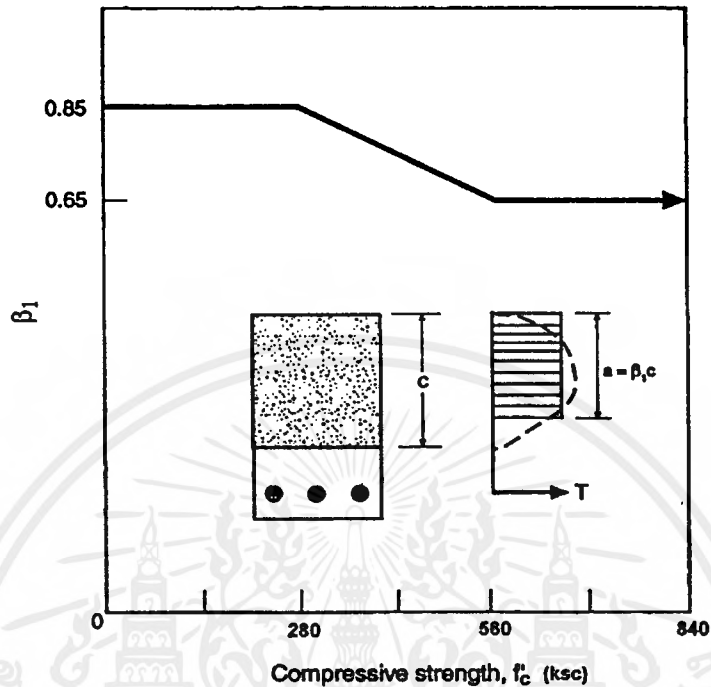
หรือ  $0.85f'_c b a = A_s f_y$

ได้  $a = A_s f_y / (0.85f'_c b)$

จากความสมดุลของแรงดัด :

$$M_n = (C \text{ or } T)(d - a/2) = A_s f_y (d - a/2)$$

แทนค่า  $a$  จากความสมดุลของแรง ได้



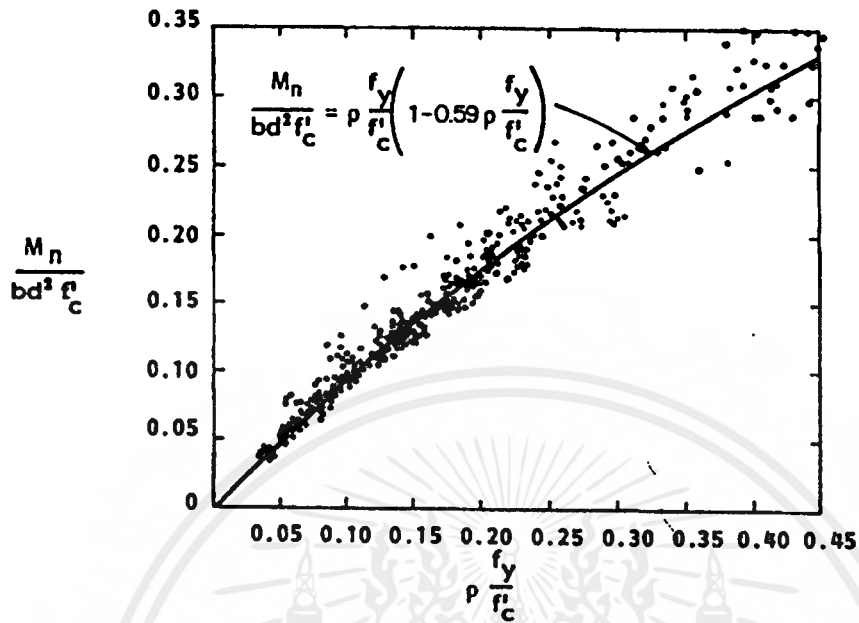
รูปที่ 2-10 Strength Factor ( $\beta_1$ )

$$M_n = A_s f_y \left( d - 0.59 \frac{A_s f_y}{f_c' b} \right) \dots (3)$$

สังเกตได้ว่า ค่า 0.59 คือ  $k_2/k_1 k_3$  ในสมการที่ (2) เมื่อแทนค่า  $A_s = \rho b d$  เราสามารถที่จะเขียนสมการที่ (3) ให้อยู่ในรูปของสมการไร้มิติดังต่อไปนี้

$$\frac{M_n}{b d^2 f_c'} = \rho \frac{f_y}{f_c'} \left( 1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f_c'} \right) \dots (4)$$

จากผลการทดสอบที่แสดงในรูปที่ 2-11 จะเห็นว่าสมการที่ (4) ให้ผลซึ่งใกล้เคียงกับผลการทดสอบมาก แต่ต้องอย่าลืมว่า การแทนการกระจายของหน่วยแรงด้วยรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า มีผลทำให้การคำนวณได้ค่ากำลังที่ใกล้เคียงกับผลการทดสอบ แต่ไม่ได้แสดงการกระจายที่แท้จริงของหน่วยแรง



รูปที่ 2-11 ผลการทดสอบคาน 364 ตัวซึ่งแตกหักแบบ Ductile ( $\epsilon_s > \epsilon_y$ )

## 2.2 ข้อกำหนดและหลักการทั่วไป

### 2.2.1 กำลังรับแรงดัด

ให้การกระจายหน่วยแรงอัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ค่าของกำลังรับแรงดัด สำหรับคานรูปสี่เหลี่ยมธรรมดาและแบบมีปีก ซึ่งเป็นหน้าตัดที่ใช้ทั่วไปในการก่อสร้าง สามารถที่จะสรุปได้ดังต่อไปนี้

ก. คานสี่เหลี่ยมธรรมดา มีเหล็กเสริมรับแรงดัดอย่างเดียว (ดูรูปที่ 2-9) :

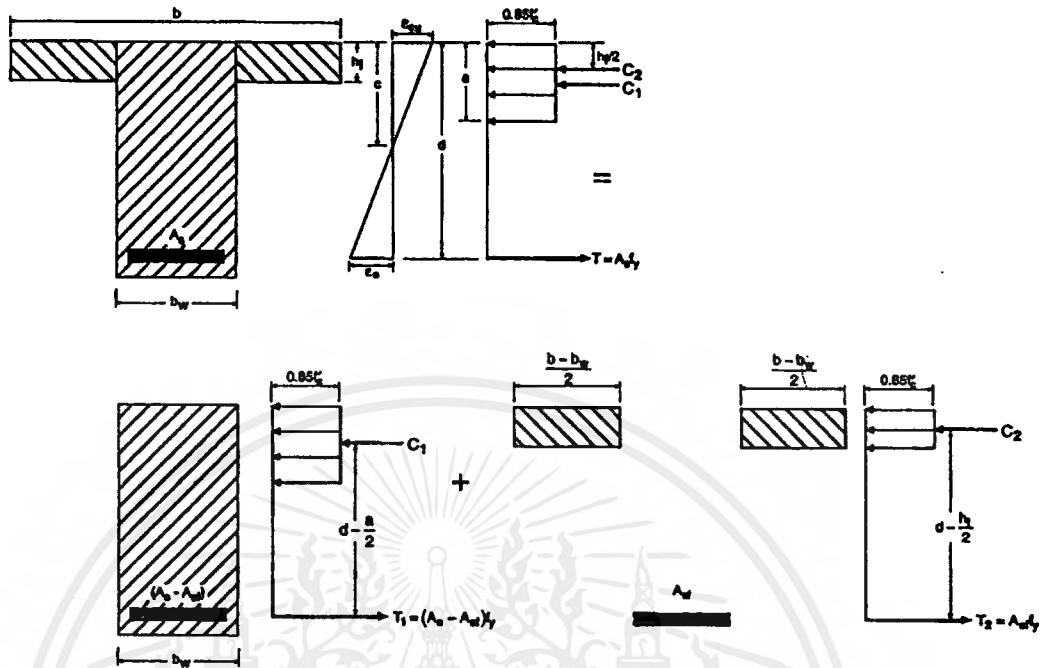
ค่าของกำลังรับแรงดัด แสดงภายใต้หัวข้อ สมมติฐานข้อที่ 6

ข. คานสี่เหลี่ยมมีปีก มีเหล็กเสริมรับแรงดัดอย่างเดียว :

เมื่อความลึกของปีกเท่ากับหรือมากกว่าความลึกของรูปสี่เหลี่ยมของหน่วยแรงอัด  $a$  , เราสามารถที่จะ

ใช้สมการที่ (3) คำนวณหา  $M_n$  โดยใช้ความกว้างของคานเท่ากับความกว้างของปีก

เมื่อความลึกของปีก  $h_f$  น้อยกว่า  $a$  เราสามารถหา  $M_n$  ได้จากรูปที่ 2-12



รูปที่ 2-12 การกระจายความเคียดและหน่วยแรงสำหรับคานสี่เหลี่ยมแบบมีปีก

$$M_n = (A_s - A_{sf}) \left( d - \frac{a}{2} \right) f_y + A_{sf} f_y \left( d - \frac{h_f}{2} \right)$$

โดยที่

$A_{sf}$  = ปริมาณเหล็กเสริมที่ทำให้เกิดแรงดึงสมดุลกับแรงอัดในปีกของคาน

$$= 0.85 f'_c (b - b_w) h_f / f_y$$

$$a = (A_s - A_{sf}) f_y / (0.85 f'_c b_w)$$

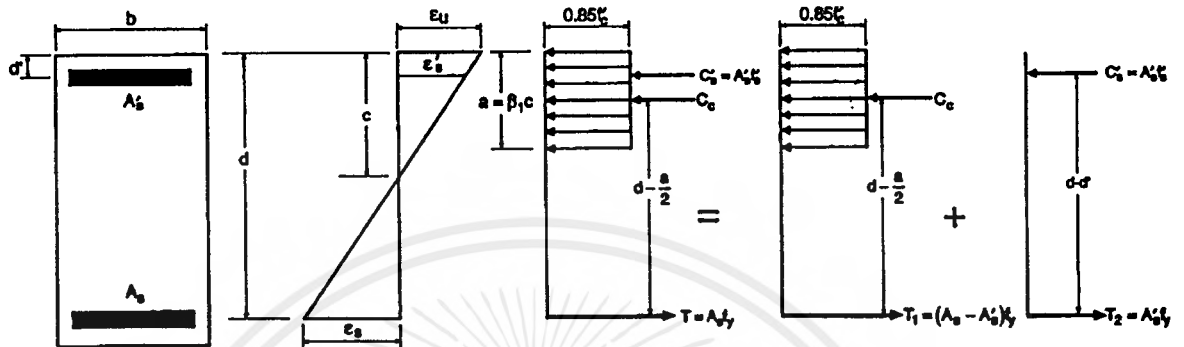
$b$  = ความกว้างประสิทธิผลของปีก

$b_w$  = ความกว้างของคาน

$h_f$  = ความหนาของปีก

ค. คานสี่เหลี่ยม มีเหล็กเสริมช่วยรับแรงอัดด้วย

สำหรับคานสี่เหลี่ยมที่มีเหล็กเสริมทั้งบนและล่าง มีสองกรณีที่น่าจะเกิดขึ้นได้ (ดูรูปที่ 2-13)



รูปที่ 2-13 การกระจายความเครียดและหน่วยแรงของคานที่มีเหล็กเสริมช่วยรับทั้งแรงดึงและแรงอัด

1. เหล็กรับแรงอัด  $A_s'$  ถึงจุดคราก :

$$f_s' = f_y$$

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

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

โดยที่  $A_s'$  จะถึงจุดคราก ก็ต่อเมื่อ

$$\frac{(A_s - A_s')}{bd} \geq 0.85 \frac{\beta_1 f_c' d'}{f_y d} \left( \frac{6,120}{6,120 - f_y} \right)$$

2. เหล็กรับแรงอัดไม่ถึงจุดคราก :

$$f_s = E_s \varepsilon_s' = E_s \varepsilon_u \left( \frac{c-d'}{c} \right) < f_y$$

ความลึกของแกนสะเทิน  $c$  หาได้จากสมการกำลังสองต่อไปนี้

$$c^2 - \frac{(A_s f_y - 6,120 A_s') c}{0.85 \beta_1 f_c' b} - \frac{6,120 A_s' d'}{0.85 \beta_1 f_c' b} = 0$$

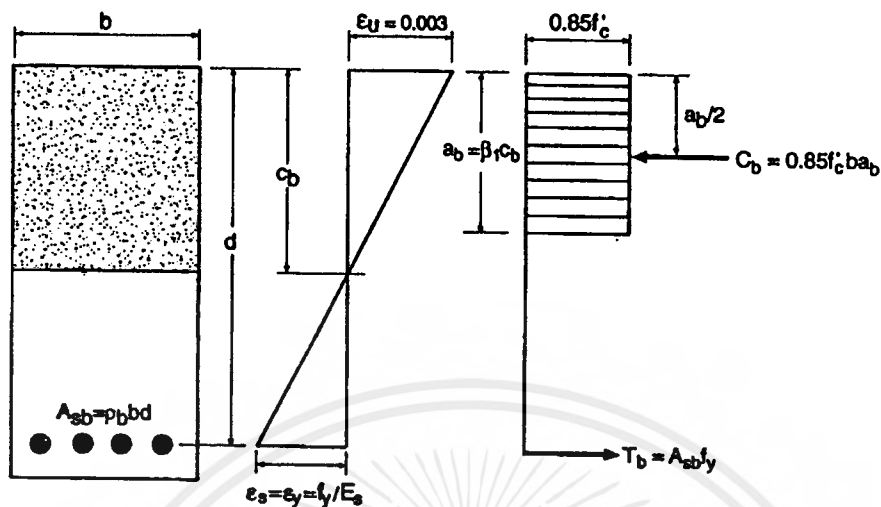
โดยที่  $f_c'$  และ  $f_y$  มีหน่วยเป็น กก./ซม.<sup>2</sup>

$$M_n = 0.85 f_c' a b \left( d - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s' (d - d')$$

โดยที่  $a = \beta_1 c$

### 2.2.2 ความเครียดที่สภาวะสมดุล

ความเครียดที่สภาวะสมดุลเกิดขึ้นเมื่อความเครียดสูงสุดภายใต้แรงอัดของเนื้อคอนกรีต เข้าสู่ค่า  $\varepsilon_u = 0.003$  ในขณะที่เดียวกับที่ความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงดึงถึงจุด  $\varepsilon_s = \varepsilon_y = f_y / E_s$  สภาวะสมดุลนี้ได้แสดงไว้ในรูปที่ 2-14



รูปที่ 2-14 สภาวะสมดุลของความเครียดภายใต้แรงดัด

เปอร์เซ็นต์ของเหล็กเสริม ( $\rho_b$ ) ที่จะทำให้เกิดสภาวะนี้หาได้จากความสมดุลของแรงภายในและความสอดคล้องของความเครียด

$$\frac{c_b}{d} = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} = \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{2,040,000}} = \frac{6,120}{6,120 + f_y}$$

จากความสัมพันธ์ของแรงที่กระทำ :  $C_b = T_b$

$$0.85 f'_c b a_b = A_{sb} f_y$$

$$0.85 f'_c b (\beta_1 c_b) = \rho_b b f_y$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \times \frac{c_b}{d} = \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \times \frac{6,120}{6,120 + f_y}$$

ค่าของ  $\rho_b$  สำหรับคอนกรีตและเหล็กเสริมที่ความแข็งแรงต่าง ๆ ได้แสดงไว้ในตารางข้างล่าง

ตารางที่ 2-1 เปอร์เซนต์ของเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุลของความเครียด  
สำหรับคานสี่เหลี่ยมมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว

fy \ fc'	180	210	240	280	300	320
	$\beta_1=0.85$	$\beta_1=0.85$	$\beta_1=0.85$	$\beta_1=0.85$	$\beta_1=0.84$	$\beta_1=0.82$
2,400	0.0389	0.0454	0.0519	0.0605	0.0641	0.0668
3,000	0.0291	0.0339	0.0388	0.0453	0.0479	0.0499
4,000	0.0197	0.0229	0.0262	0.0306	0.0324	0.0337

เปอร์เซนต์ของเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุลของความเครียดสำหรับคานสี่เหลี่ยมมีปีกและคานสี่เหลี่ยมที่มีเหล็กเสริมช่วยรับแรงอัดด้วย สามารถที่จะหาได้ด้วยวิธีเดียวกัน

สำหรับคานสี่เหลี่ยมมีปีก ซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว :

$$\rho_b = \frac{b_w}{b}(\bar{\rho}_b + \rho_f)$$

โดยที่

$$\rho_f = \frac{A_{sf}}{b_w d}$$

$$A_{sf} = 0.85 \frac{f_c'}{f_y} (b - b_w) h_f$$

$\bar{\rho}_b$  = เปอร์เซนต์ของเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุลของความเครียดสำหรับคานสี่เหลี่ยมมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว



สำหรับคานาสีเหลี่ยมที่มีเหล็กเสริมช่วยรับแรงอัดด้วย :

$$\rho_b = \bar{\rho}_b + \rho' \frac{f_{sb}}{f_y}$$

โดยที่

$$\begin{aligned} f_{sb} &= \text{หน่วยแรงในเหล็กเสริมรับแรงอัดที่สภาวะสมดุลของความเครียด} \\ &= 6,120 - \frac{d'}{d}(6,120 + f_y) \leq f_y \end{aligned}$$

### 2.2.3 เปอร์เซนต์เหล็กเสริมมากที่สุดที่ยอมให้

จุดประลัยขององค์อาคารภายใต้แรงดัด จะเกิดขึ้นเมื่อความเครียดในเนื้อคอนกรีตถึงความเครียดที่ทำให้เกิดการแตกหัก ซึ่งในจุดนั้นความเครียดในเหล็กเสริมอาจจะถึงจุดครากพอดิ หรือยังไม่ถึง หรืออาจจะเกินแล้ว ขึ้นอยู่กับปริมาณของเหล็กเสริม

ถ้าปริมาณของเหล็กเสริมมีน้อย ความเครียดในเหล็กเสริมจะเกินจุดครากไปมาก ( $\epsilon_s \gg \epsilon_y$ ) การแอ่นตัวขององค์อาคารก็มีมาก เป็นการเตือนให้รู้ก่อนที่จะเกิดการวิบัติ (เป็นการวิบัติแบบ Ductile หรือแบบช้า)

ถ้าปริมาณของเหล็กเสริมมีมาก ความเครียดในเหล็กเสริมอาจจะไม่ถึงจุดคราก ( $\epsilon_s < \epsilon_y$ ) ในระหว่างที่เกิดการแตกหักในเนื้อคอนกรีต การแอ่นตัวจะน้อย ไม่มีการเตือนก่อนการวิบัติ (ถือว่าเป็นการวิบัติแบบ Brittle หรือแบบฉับพลัน)

จุดประสงค์ของการออกแบบ คือ ต้องการให้การวิบัติเป็นแบบช้าแต่อย่างเดียว

มาตรฐานของการออกแบบได้กำหนดจุดนี้ไว้ โดยการจำกัดปริมาณของเหล็กเสริมมากที่สุดที่จะมีได้ในองค์อาคาร ต้องน้อยกว่า 75% ของปริมาณเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุลของความเครียด เพื่อให้แน่ใจว่าเหล็กเสริมจะถึงจุดครากก่อนที่คอนกรีตจะเกิดการแตกหัก

ปริมาณเหล็กเสริมมากที่สุดที่ยอมให้ในหน้าตัดสี่เหลี่ยม มีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียวคือ

$$\rho_{\max} = 0.75\bar{\rho}_b = 0.75 \left[ 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \times \frac{6,120}{6,120 + f_y} \right]$$

ปริมาณเหล็กเสริมมากที่สุดที่ยอมให้ในหน้าตัดสี่เหลี่ยมมีปีกคาน และมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียวคือ

$$\rho_{\max} = 0.75 \left[ \frac{b_w}{b} (\bar{\rho}_b + \rho_f) \right]$$

ปริมาณเหล็กเสริมมากที่สุดที่ยอมให้ในหน้าตัดสี่เหลี่ยม มีเหล็กเสริมรับแรงดึงและแรงอัดด้วยคือ

$$\rho_{\max} = 0.75\bar{\rho}_b + \rho' \frac{f_{sb}'}{f_y}$$

จะสังเกตได้ว่า ปริมาณของเหล็กเสริมรับแรงอัด  $(\rho' f_{sb}' / f_y)$  ไม่ได้ถูกจำกัดด้วยตัวคูณ 0.75 เหมือนปริมาณอื่น การควบคุมให้คานซึ่งมีเหล็กเสริมช่วยรับแรงอัดถึงจุดประลัยแบบช้า จะจำกัดแค่ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึง ซึ่งต้องมีเพื่อให้เกิดการสมดุลกับแรงอัดในคอนกรีต  $\bar{\rho}_b$  แต่อย่างเดียว

#### 2.2.4 กำลังรับแรงตามแนวแกนสูงสุด

กำลังขององค์อาคารในการรับแรงอัดตามแนวแกนอย่างเดียว (ไม่มีการหนีศูนย์) หาได้จาก

$$P_o = 0.85f'_c A_g + f_y A_{st}$$

โดยที่  $A_{st}$  เป็นพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริม และ  $A_g$  เป็นพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของคอนกรีต หรือถ้าจะหักพื้นที่ของเหล็กเสริมซึ่งแทนที่เนื้อคอนกรีตอยู่ ก็จะได้สมการ

$$P_o = 0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การที่น้ำหนักจะลงในองค์อาคารโดยไม่มีภาระหนึ่ศูนย์ เป็นกรณีที่เป็นไปได้ยาก ก่อน ค.ศ. 1977 มาตรฐานได้กำหนดว่า จะต้องออกแบบให้รับภาระหนึ่ศูนย์อย่างน้อยเท่ากับ  $0.05h$  สำหรับเสาปลอกเกลียว และ  $0.10h$  สำหรับเสาปลอกเดี่ยว ( $h$  = ความหนาทั้งหมดของเสา) ค่าภาระหนึ่ศูนย์น้อยที่สุดนี้ถูกกำหนดมาเพื่อ

- ป้องกันการหนึ่ศูนย์ที่เกิดขึ้นในหน้างาน แต่ไม่ได้คำนึงถึงในการออกแบบ
- ลดความแข็งแรงของคอนกรีต เพราะภายใต้แรงอัดสูงและกระทำอย่างต่อเนื่อง ความแข็งแรงของคอนกรีตจะลดลง

หลังจาก ค.ศ. 1977 มาตรฐานได้เปลี่ยนเป็นจำกัดกำลังรับแรงตามแนวแกน โดยไม่มีภาระหนึ่ศูนย์ไว้ที่ 85% สำหรับเสาปลอกเกลียว และ 80% สำหรับเสาปลอกเดี่ยว

ดังนั้นสำหรับเสาปลอกเกลียว

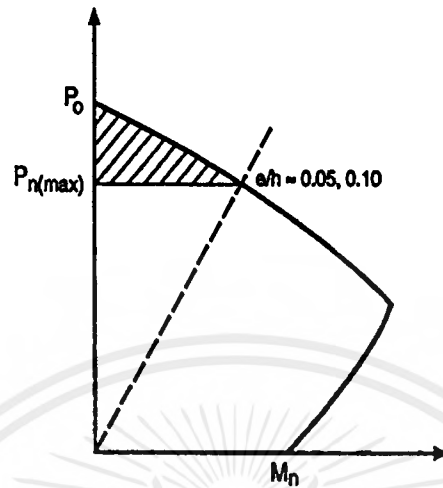
$$P_{n(\max)} = 0.85P_o = 0.85[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

และสำหรับเสาปลอกเดี่ยว

$$P_{n(\max)} = 0.80P_o = 0.80[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

การจำกัดกำลังไว้ที่เปอร์เซ็นต์ดังกล่าว เป็นการประมาณกำลังเมื่อมีการหนึ่ศูนย์  $e/h = 0.05$  และ  $0.10$  ตามที่ได้กำหนดไว้ในมาตรฐานปี 1971 สำหรับเสาปลอกเกลียวและปลอกเดี่ยว ซึ่งมาตรฐานที่ได้ยกเลิกไปมีผลมากต่อเสานขนาดใหญ่ เพราะทำให้แรงดัดที่ต้องออกแบบเพื่อสำหรับการหนึ่ศูนย์อย่างน้อยที่กำหนดไว้ มีค่ามากเกินไปกว่าที่จะเป็นไปได้

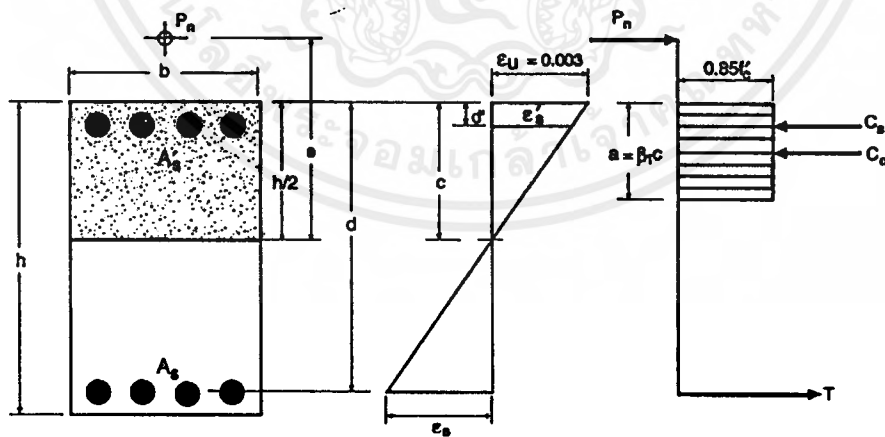
กำลังสูงสุดในการรับแรงตามแนวแกนขององค์อาคารได้แสดงไว้ในรูปที่ 2-15 บริเวณพื้นที่เส้นลาย เป็นบริเวณที่ถูกจำกัดไม่ให้ใช้



รูปที่ 2-15 กำลังสูงสุดในการรับแรงตามแนวแกน

### 2.2.5 กำลังรับผลรวมของแรงดัดและแรงตามแนวแกน

กำลังขององค์อาคารภายใต้แรงดัด  $M_n$  และแรงตามแนวแกน  $P_n$  จะต้องเป็นไปตามข้อกำหนดสองข้อ คือความสมดุลของแรงภายในและการสอดคล้องของความเครียด สภาวะทั่วไปของหน่วยแรงและความเครียดในคอนกรีตและเหล็กเสริม ภายใต้ผลรวมของแรงดัดและแรงตามแนวแกน ได้แสดงไว้ในรูปที่ 2-16 แรงดึงหรือแรงอัดในเหล็กเสริมหาได้จากความสัมพันธ์กับความเครียด ณ ตำแหน่งของเหล็กเสริมนั้น



$\epsilon_s < \epsilon_y$  (Compression Controls)

$\epsilon_s = \epsilon_y$  (Balanced Condition)

$\epsilon_s > \epsilon_y$  (Tension Controls)

รูปที่ 2-16 การกระจายความเครียดและหน่วยแรงในหน้าตัดภายใต้ผลรวมของแรงดัดและแรงตามแนวแกน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$T = A_s f_s = A_s (E_s \varepsilon_s) \quad \text{เมื่อ } \varepsilon_s < \varepsilon_y$$

หรือ  $T = A_s f_y \quad \text{เมื่อ } \varepsilon_s \geq \varepsilon_y$

$$C = A'_s f'_s = A'_s (E_s \varepsilon'_s) \quad \text{เมื่อ } \varepsilon'_s < \varepsilon_y$$

หรือ  $C = A'_s f_y \quad \text{เมื่อ } \varepsilon'_s \geq \varepsilon_y$

$$C_c = 0.85 f'_c b a$$

กำลังรูปในการรับผลรวมของแรงตามแนวแกนและแรงดัด ( $P_n$  และ  $M_n$ ) จากความสมดุลของแรงและแรงดัด

จากความสมดุลของแรง :

$$P_n = C_c + C_s - T$$

จากความสมดุลของแรงดัดรอบศูนย์กลางของหน้าตัด

$$M_n = P_n e = C_c (h/2 - a/2) + C_s (h/2 - d') + T (d - h/2)$$

ถ้ารู้สถานะของความเครียด เราจะสามารถที่จะคำนวณหา  $P_n$  และ  $M_n$  ได้ทันที สมมติเป็นกรณีของสภาวะสมดุลของความเครียด คือให้เหล็กเสริมรับแรงถึงจุดคราก ( $\varepsilon_s = \varepsilon_y$ ) พอดีกับความเครียดในผิวคอนกรีตภายใต้แรงอัดถึงจุดแตกหัก ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.003

$$\frac{c_b}{d} = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + \varepsilon_y} = \frac{0.003}{0.003 + f_y / 2,040,000} = \frac{6,120}{6,120 + f_y}$$

ดังนั้น  $a_b = \beta_1 c_b = \left( \frac{6,120}{6,120 + f_y} \right) \beta_1 d$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

และ 
$$\frac{c_b}{c_b - d'} = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_s}$$

ดังนั้น 
$$\epsilon_s' = 0.003 \left( 1 - \frac{d'}{c_b} \right) = 0.003 \left[ 1 - \frac{d'}{d} \left( \frac{6,120 + f_y}{6,120} \right) \right]$$

และ 
$$f_{sb}' = E_s \epsilon_s' = 6,120 - \frac{d'}{d} (6,120 + f_y) \quad \text{แต่ต้องไม่เกิน } f_y$$

จากความสัมพันธ์ของแรง :

$$P_b = 0.85 f_c' b a_b + A_s' f_{sb}' - A_s f_y$$

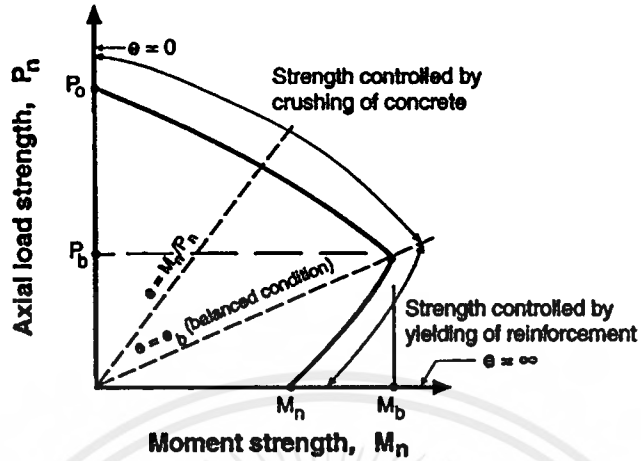
จากความสัมพันธ์ของแรงดัด :

$$M_b = P_b e_b = 0.85 f_c' b a_b (h/2 - a/2) + A_s' f_{sb}' (h/2 - d') + A_s f_y (d - h/2)$$

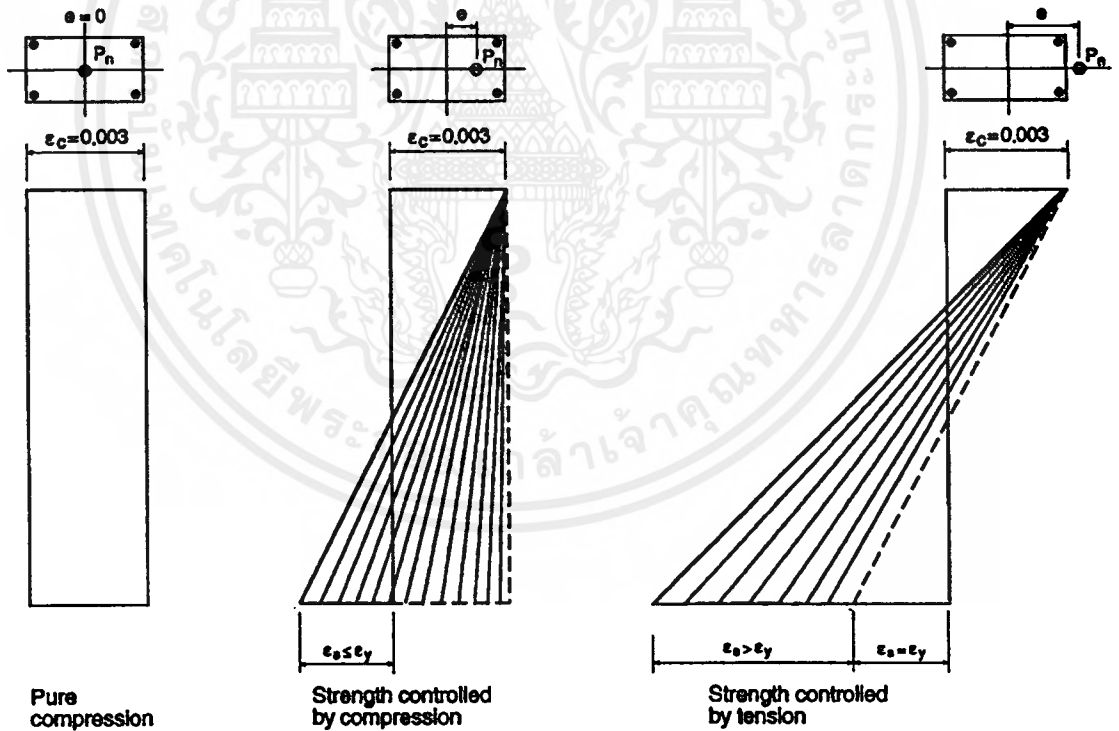
กำลังในการรับผลรวมของแรงตามแนวแกนและแรงดัด ที่สภาวะสมดุลของความเครียด เป็นเพียงแค่กรณีหนึ่งในหลายกรณีที่จะเกิดขึ้นในหน้าตัด กรณีอื่นๆ ที่เกิดขึ้นได้ เช่น

เมื่อทั้งหน้าตัดอยู่ภายใต้แรงอัด ทำให้ความเครียดในคอนกรีตถึงจุดแตกหัก ( $\epsilon_u = 0.003$ ) ก่อนที่เหล็กเสริมจะถึงจุดคราก ( $\epsilon_s < \epsilon_y$ ) ซึ่งเป็นกรณีที่เรียกว่า "Compression Control"

หรือกรณีที่หน้าตัดเกือบทั้งหมดอยู่ภายใต้แรงดึง ทำให้ความเครียดในเหล็กเสริมมีค่าเกินจุดคราก ( $\epsilon_s > \epsilon_y$ ) เมื่อความเครียดในคอนกรีตถึงจุดแตกหัก ซึ่งเป็นกรณีที่เรียกว่า "Tension Control" สภาวะสมดุลของความเครียดเป็นกรณีที่แยกสองกรณีที่กล่าวถึงออกเป็นสองส่วน ดังแสดงในรูปที่ 2-17 การกระจายความเครียดบนหน้าตัดที่ทำให้เกิดกรณีต่าง ๆ ของสภาวะการรับแรงรวม ได้แสดงไว้ในรูปที่ 2-18



รูปที่ 2-17 Axial Load-Moment Interaction Diagram



รูปที่ 2-18 การกระจายความเครียดภายใต้ขอบเขตการรับแรงรวมตามแนวแกนและแรงดัด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ภายใต้แรงอัดอย่างเดียว ความเครียดที่ทั้งหน้าตัดมีค่าเท่ากับ  $-0.003$  เมื่อเริ่มมีการหนีศูนย์หรือเมื่อแรง  $P_n$  เคลื่อนตัวออกจากจุดศูนย์กลางของหน้าตัด ทำให้เกิดแรงดัดขึ้น ความเครียดลบที่หน้าตัดด้านรับแรงดึงจะค่อยๆ เปลี่ยนเข้าหาค่าศูนย์และเปลี่ยนเป็นค่าบวก เพิ่มเข้าหาจุดคราก ( $\epsilon_s = \epsilon_y$ ) เพื่อเข้าสู่ภาวะสมดุลของความเครียด ในระยะที่กล่าวถึงนี้ ถือว่าหน้าตัดอยู่ภายใต้อิทธิพลของแรงอัด ( $\epsilon_s = -0.003$  ถึง  $\epsilon_y$ ) เมื่อผ่านสภาวะนี้ไป ความเครียดในเหล็กเสริมจะเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ จนถึงหน้าตัดอยู่ภายใต้แรงดัดอย่างเดียว ( $\epsilon_s = \alpha$ ) ซึ่งในระยะนี้ จะถือว่าหน้าตัดอยู่ภายใต้อิทธิพลของแรงดึง ( $\epsilon_s > \epsilon_y$ )

การหาค่าของ  $P_n$  และ  $M_n$  ที่สภาวะความเครียดต่าง ๆ ได้แสดงไว้ในโจทย์ตัวอย่างที่ 2.4

### 2.3 เหล็กเสริมต่ำสุดสำหรับองค์อาคารรับแรงดัด

องค์อาคารที่มีหน้าตัดใหญ่เกินกว่าที่จำเป็นในการรับแรง อาจมีการวิบัติแบบฉับพลัน เพราะปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงจะน้อยมาก กำลังที่คำนวณจากสมการทั่วไปสำหรับหน้าตัดนี้ จะได้ค่าน้อยกว่ากำลังที่คำนวณจากโมดูลัสแตกกร้าว (Modulus of Rupture) ซึ่งถือว่าหน้าตัดไม่มีเหล็กเสริมด้วยซ้ำไป เพราะในสมการทั่วไปจะถือว่าคอนกรีตด้านหนึ่งแตกเพราะแรงอัด ในระหว่างที่อีกด้านแตกกร้าวเพราะแรงดึง ซึ่งไม่เป็นจริงสำหรับหน้าตัดที่ใหญ่เกินจำเป็น เพื่อป้องกันการวิบัติในกรณีนี้ จึงมีการกำหนดปริมาณเหล็กเสริมน้อยสุดที่ต้องมีในองค์อาคารรับแรงดัด

ทุกหน้าตัดภายใต้แรงดัดที่ต้องการเหล็กเสริมรับแรงดึง :

$$A_{s,\min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \geq \frac{14b_w d}{f_y}$$

สำหรับคานสี่เหลี่ยมมีปีก เหล็กเสริมต่ำสุดจะต้องไม่น้อยกว่า :

$$A_{s,\min} = \frac{1.59\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

หรือ

$$A_{s,\min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_f d \geq \frac{14b_f d}{f_y}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



อนึ่ง ถ้ามีการวิเคราะห์หาปริมาณเหล็กเสริมที่แน่นอนแล้วเพิ่มปริมาณนั้นอีกอย่างน้อย 1/3 เท่า ก็ไม่จำเป็นต้องใช้เหล็กเสริมต่ำสุด ตามสมการข้างบน

## 2.4 กำลังรับแรงแบกทานของคอนกรีต

กำลังรับแรงแบกทานของคอนกรีตจะใช้ค่าเฉลี่ยเท่ากับ  $0.85f'_c$  บนพื้นที่รับแรง  $A_1$  ถ้าเนื้อคอนกรีตที่รองรับด้านล่าง มีขนาดกว้างกว่าพื้นที่รับแรงในทุกด้าน เราสามารถที่เพิ่มกำลังรับแรงแบกทานขึ้นเป็นอัตราส่วนของ  $\sqrt{A_2/A_1}$  แต่ต้องไม่เกิน 2 การหาอัตราส่วนเพิ่มกำลังแบกทานนี้ ได้แสดงอยู่ในรูปที่ 2-19

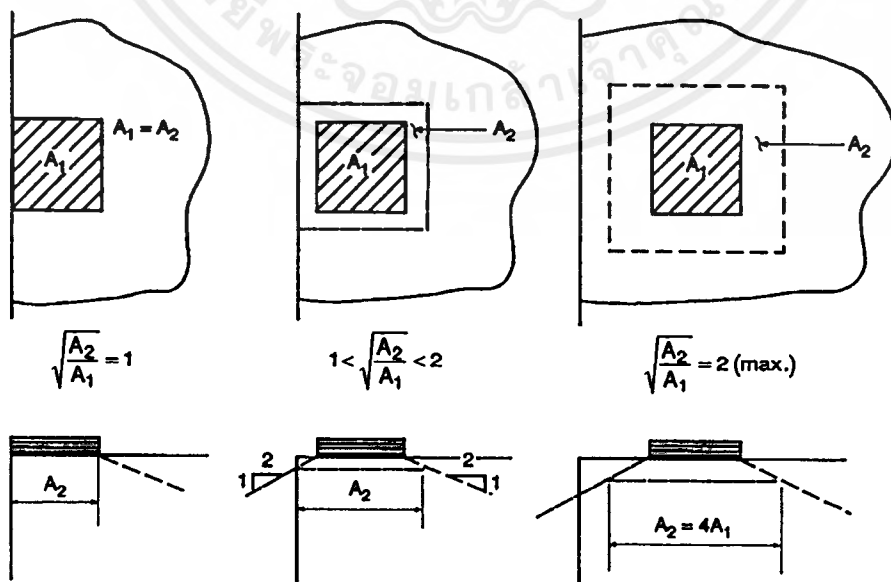
ในกรณีทั่วไป ซึ่งเนื้อคอนกรีตใต้พื้นที่รับแรงมีพื้นที่มากกว่า ( $\sqrt{A_2/A_1} > 2$ ) หน่วยแรงของกำลังแบกทานที่ยอมให้คือ  $2(0.85f'_c)$

จากรูปที่ 2-20 :

ก. สำหรับหน้าตัดรับแรงเป็นเสาหรือค่อม่อ

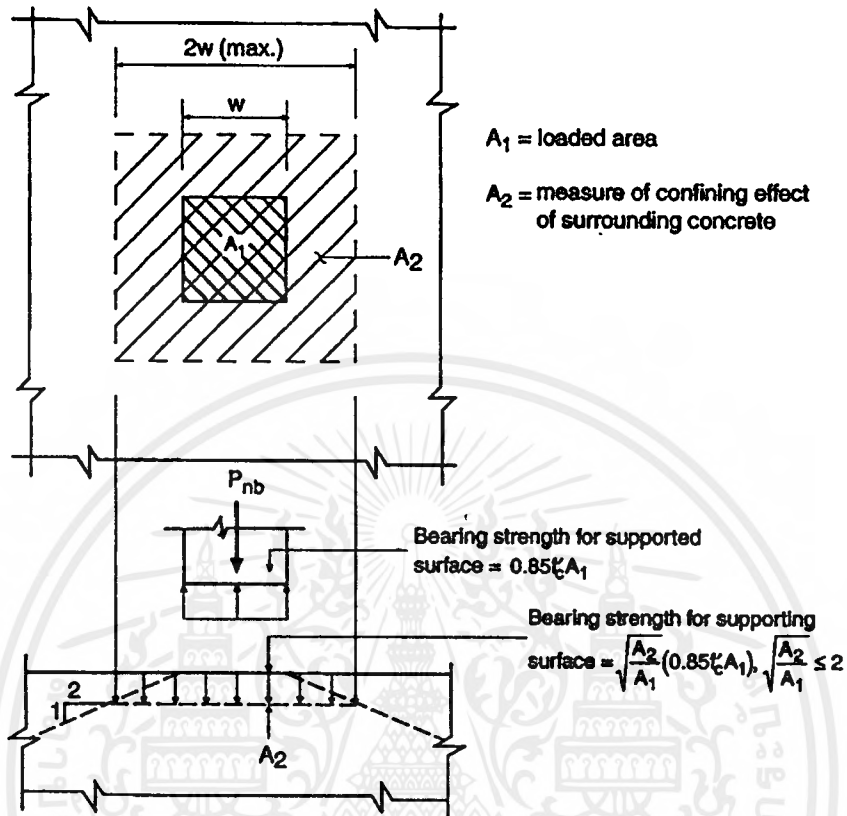
$$P_{nb} = 0.85f'_c A_1$$

โดยที่  $f'_c$  เป็นกำลังอัดประลัยของคอนกรีตในเสา



รูปที่ 2-19 การวัดพื้นที่คอนกรีตที่รองรับ เพื่อหาอัตราส่วนเพิ่มของกำลังแบกทาน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2-20 กำลังรับแรงแบกทานของคอนกรีต

ข. สำหรับหน้าตัดรับแรงเป็นฐานราก :

$$P_{nb} = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} (0.85 f'_c A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

โดยที่  $f'_c$  เป็นกำลังอัดประลัยของคอนกรีตในฐานราก

กำลังแบกทานที่ใช้ในคำนวณออกแบบเท่ากับ  $\phi P_{nb}$  โดยที่  $\phi = 0.70$  ถ้าแรงกดมากกว่ากำลังแบกทาน จะต้องมีการเสริมเหล็กรับแรงส่วนที่เกิน

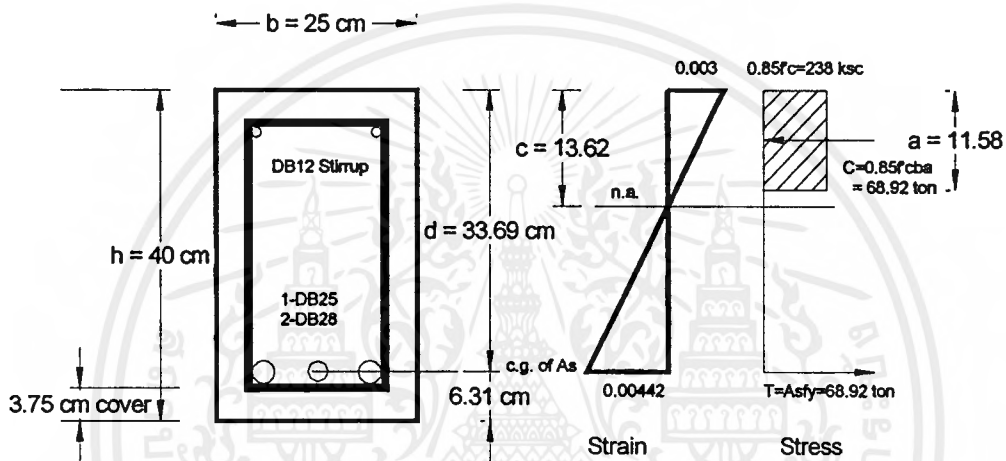
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## เอกสารอ้างอิง

- 1 Hognestad, E., Hanson, N.W., and McHenry, D., "Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design," *ACI Journal, Proceedings* Vol. 52, December 1955, pp. 455-479; also *PCA Development Department Bulletin D6*.
- 2 Hognestad, E., "Ultimate Strength of Reinforced Concrete in American Design Practice" *Proceedings of a Symposium on the Strength of Concrete Structures, London, England, May 1955; also PCA Development Department Bulletin D12*.
- 3 Hognestad, E., "Confirmation of Inelastic Stress Distribution in Concrete," *Journal of the Structural Division, Proceedings ASCE, Vol. 83, No. ST2, March 1957; pp. 1189-1—1189-17 also PCA Development Department Bulletin D15*.
- 4 Mattock, A.H., Kriz, L.B., and Hognestad, E., "Rectangular Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design," *ACI Journal, Proceedings, Vol. 57, February 1961, pp. 875-928; also PCA Development Department Bulletin D49*.
- 5 Wang, C.K., and Salmon, C.G., *Reinforced Concrete Design, Fourth Edition, Harper & Row Publishers, New York, N.Y. 1985*.

### ตัวอย่างที่ 2.1 - กำลังรับแรงดัดโดยใช้การกระจายหน่วยแรงแบบสี่เหลี่ยม

จงหากำลังรับแรงดัดสำหรับคานข้างล่างโดยใช้หลักความสมดุลของแรงจากการกระจายหน่วยแรงแบบสี่เหลี่ยม ซึ่งแสดงไว้ในรูปที่ 2-9 ใช้  $f'_c = 280$  กก./ชม.<sup>2</sup> และ  $f_y = 4,000$  กก./ชม.<sup>2</sup>



1. สร้างรูปการกระจายหน่วยแรงในคอนกรีตแบบสี่เหลี่ยม

หาระยะจากจุดศูนย์กลางของกลุ่มเหล็กไปยังผิวล่างของคาน

$$= \frac{12.32(3.75 + 1.2 + 1.4) + 4.91(3.75 + 1.2 + 1.25)}{17.23} = 6.31 \text{ ซม.}$$

(1-DB25:  $A_s = 4.91$  ชม.<sup>2</sup>, 2-DB28:  $A_s = 2 \times 6.16 = 12.32$  ชม.<sup>2</sup>, รวมพื้นที่เหล็กเสริม = 17.23 ชม.<sup>2</sup>)

$$d = 40 - 6.31 = 33.69 \text{ ซม.}$$

สมมติให้  $\epsilon_s > \epsilon_y$ ,  $T = A_s f_y = 17.23 \times 4 = 68.92$  ตัน

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{68.92}{0.85 \times 0.28 \times 25} = 11.58 \text{ ซม.}$$

2. หา Nominal moment strength,  $M_n$  และ Design Moment Strength,  $\phi M_n$

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 68.92 \left( 33.69 - \frac{11.58}{2} \right) = 1,922.90 \text{ ตัน-ชม.}$$

$$\phi M_n = 0.9(1,922.90) = 1,730.60 \text{ ตัน-ชม.}$$

3. ตรวจสอบข้อกำหนดของมาตรฐานสำหรับเหล็กเสริม

$$\rho = A_s / b d = 17.23 / (25 \times 33.69) = 0.0204$$

จากตารางที่ 2-1 เมื่อ  $f'_c = 280$  กก./ชม.<sup>2</sup> และ  $f_y = 4,000$  กก./ชม.<sup>2</sup> ได้  $\rho_b = 0.0306$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75(0.0306) = 0.0229$$

$\rho < \rho_{\max}$  ใช้ได้ แสดงว่า  $\epsilon_s > \epsilon_y$  ตามที่ตั้งสมมติฐาน

4. ตรวจสอบปริมาณเหล็กต่ำสุดที่ต้องมีในหน้าตัด

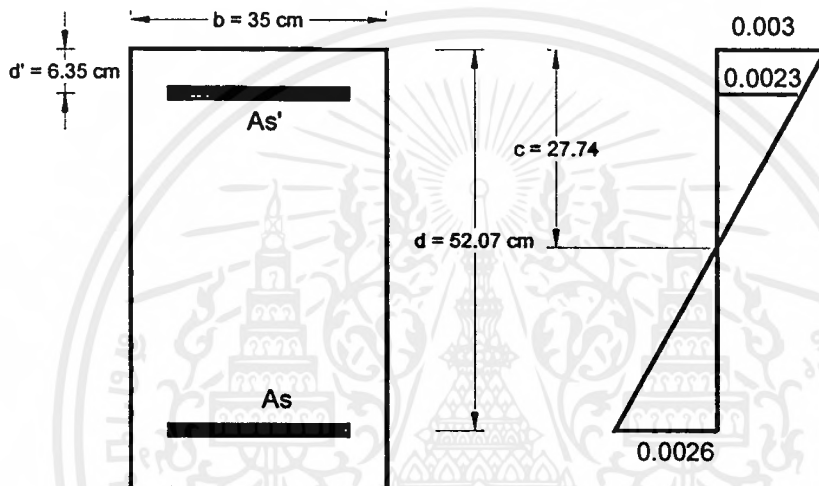
$$\begin{aligned} A_{s,\min} &= \frac{0.8 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \geq \frac{14 b_w d}{f_y} \\ &= \frac{0.8 \sqrt{280}}{4,000} (25 \times 33.69) \geq \frac{14}{4,000} (25 \times 33.69) \\ &= 2.82 \text{ ชม.}^2 < 2.95 \text{ ชม.}^2 \end{aligned}$$

$$A_s = 17.32 \text{ ชม.}^2 > A_{s,\min} \quad \text{ใช้ได้}$$

### ตัวอย่างที่ 2.2 - ออกแบบคานซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงอัด

หน้าตัดของคานถูกจำกัดให้มีขนาดตามที่แสดง ทาปริมาณของเหล็กเสริมเพื่อจะรับแรงดัด  $M_u = 80,210$  กก.-ม.

ใช้  $f'_c = 280$  กก./ซม.<sup>2</sup> และ  $f_y = 4,000$  กก./ซม.<sup>2</sup>



1. ตรวจสอบกำลังของคาน ถ้ามีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว

จากตารางที่ 2-1 เมื่อ  $f'_c = 280$  กก./ซม.<sup>2</sup> และ  $f_y = 4,000$  กก./ซม.<sup>2</sup> ได้  $\rho_b = 0.0306$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b = 0.75(0.0306) = 0.0229$$

$$A_{s(\max)} = 0.0229 \times 35 \times 52.07 = 41.82 \text{ ซม.}^2$$

$$a = \frac{A_{s(\max)}f_y}{0.85f'_c b} = \frac{41.82 \times 4,000}{0.85 \times 280 \times 35} = 20.08 \text{ ซม.}$$

$$\phi M_{n(\max)} = \phi A_{s(\max)}f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \times 41.82 \times 4,000 \left( 52.07 - \frac{20.08}{2} \right) = 63,274 \text{ กก.-ม.}$$

น้อยกว่า  $M_u = 80,210$  กก.-ม. ดังนั้นจะต้องมีเหล็กเสริมช่วยรับแรงอัด

## 2. หาปริมาณเหล็กเสริม

$$M_u - \phi M_{n(\max)} = 80,210 - 63,274 = 16,936 \text{ กก.-ม.}$$

สมมติว่า  $f'_s = f_y$  ที่จุดประลัย (เหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดคราก) ดังนั้น

$$\begin{aligned} M_u &= \phi(A_s - A'_s)f_y(d - \frac{a}{2}) + \phi A'_s f_y(d - d') \\ &= \phi M_{n(\max)} + \phi A'_s f_y(d - d') \end{aligned}$$

$$A'_s = \frac{M_u - \phi M_{n(\max)}}{\phi f_y(d - d')} = \frac{16,936 \times 100}{0.9 \times 4,000(52.07 - 6.35)} = 10.29 \text{ ซม.}^2$$

ใช้ 2-DB25 ( $A_s = 9.82 \text{ ซม.}^2$ )

$$A_s = A_{s(\max)} + A'_s = 41.82 + 10.29 = 52.11 \text{ ซม.}^2$$

ใช้ 12-DB25 ( $A_s = 58.92 \text{ ซม.}^2$ )

โปรดสังเกตว่าเหล็กเสริมรับแรงดึงมีจำนวนถึง 12 เส้น

จะต้องวางเรียงถึง 3 ชั้นในคานที่มีความกว้าง 35 ซม. ซึ่งอาจจะมีผลต่อค่า  $d$  ที่เราใช้

## 3. ตรวจสอบการครากของเหล็กเสริมรับแรงอัด

ถ้า  $A'_s$  ถึงจุดคราก

$$a = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{(58.92 - 9.82)(4,000)}{0.85(280)(35)} = 23.58 \text{ ซม.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{23.58}{0.85} = 27.74 \text{ ซม.}$$

จากการสอดคล้องของความเครียด

$$\epsilon'_s = \left(\frac{c - d'}{c}\right) \epsilon_u = \left(\frac{27.74 - 6.35}{27.74}\right) \times 0.003 = 0.0023 > \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4,000}{2.04e6} = 0.00196$$

แสดงว่าเหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดครากตามสมมติฐาน

ลองตรวจความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงดึง

$$\epsilon_s = \left(\frac{d - c}{c}\right) \epsilon_u = \left(\frac{52.07 - 27.74}{27.74}\right) \times 0.003 = 0.0026 > \epsilon_y$$

เป็นตามที่คาดไว้ เหล็กเสริมรับแรงดึงก็ถึงจุดครากเหมือนกัน

### ตัวอย่างที่ 2.3 - กำลังรับแรงตามแนวแกนสูงสุด ณ ตำแหน่งที่การหนึ่ศูนย์น้อยที่สุด

จงหากำลังรับแรงตามแนวแกน ( $P_n$ ) ซึ่งมีค่าเท่ากับ  $0.80P_o$  ตามมาตรฐานใหม่ กับ  $P_n$  ที่ตำแหน่งหนึ่ศูนย์  $0.1h$  ตามมาตรฐานเดิม สำหรับเสาปลอกเดี่ยว ขนาด  $50 \times 50$  ซม. มีเหล็กยืนเป็น 4-DB28 ( $A_s = 24.64$  ซม.<sup>2</sup>) ใช้  $f_c' = 350$  กก./ซม.<sup>2</sup> และ  $f_y = 4,000$  กก./ซม.<sup>2</sup>

ก่อนที่มาตรฐาน ACI318-77 จะออกมา การออกแบบเสาทุกต้นจะถูกกำหนดว่า จะต้องออกแบบให้รับแรงดัดในเสาอย่างน้อย เมื่อการหนึ่ศูนย์เท่ากับ  $0.1h$  สำหรับเสาปลอกเดี่ยว และ  $0.05h$  สำหรับเสาปลอกเกลียว ข้อกำหนดนี้ทำให้การออกแบบต้องยุ่งยาก เสียเวลาในการคำนวณมากเพื่อหากำลังของเสาที่การหนึ่ศูนย์ดังกล่าว ในมาตรฐานปี 1977 ACI ได้เปลี่ยนแปลงข้อกำหนดโดยให้ใช้ค่ากำลังสูงสุดในเสาปลอกเดี่ยวเป็น  $0.80P_o$  และในเสาปลอกเกลียวเป็น  $0.85P_o$  เปอร์เซนต์ของกำลังที่ลดไปนี้ถูกเลือกขึ้นมา ก็เพื่อเป็นการประมาณการหากำลังที่ตำแหน่งหนึ่ศูนย์น้อยที่สุด ตามมาตรฐานเดิม

1. กำหนดตามมาตรฐานเดิม โดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์

ที่  $e/h = 0.10$  : ได้  $P_n = 700$  ตัน

2. กำหนดตามมาตรฐานปัจจุบัน

$$P_{n(\max)} = 0.80P_o = 0.80 \left[ 0.85f_c' (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \right]$$

$$= 0.80 [0.85 \times 0.35(2,500 - 24.64) + (4 \times 24.64)] = 668 \text{ ตัน}$$

ค่าจากการคำนวณจากทั้งสองมาตรฐาน จะแตกต่างกันเล็กน้อยแค่นั้น ขึ้นอยู่กับกำลังของวัสดุที่ใช้ ขนาดและปริมาณของเหล็กเสริม แต่อย่างไรก็ตาม ผู้ออกแบบมีสิทธิ์ที่จะเลือกใช้ได้วิธีใดวิธีหนึ่งจากทั้งสองวิธีนี้



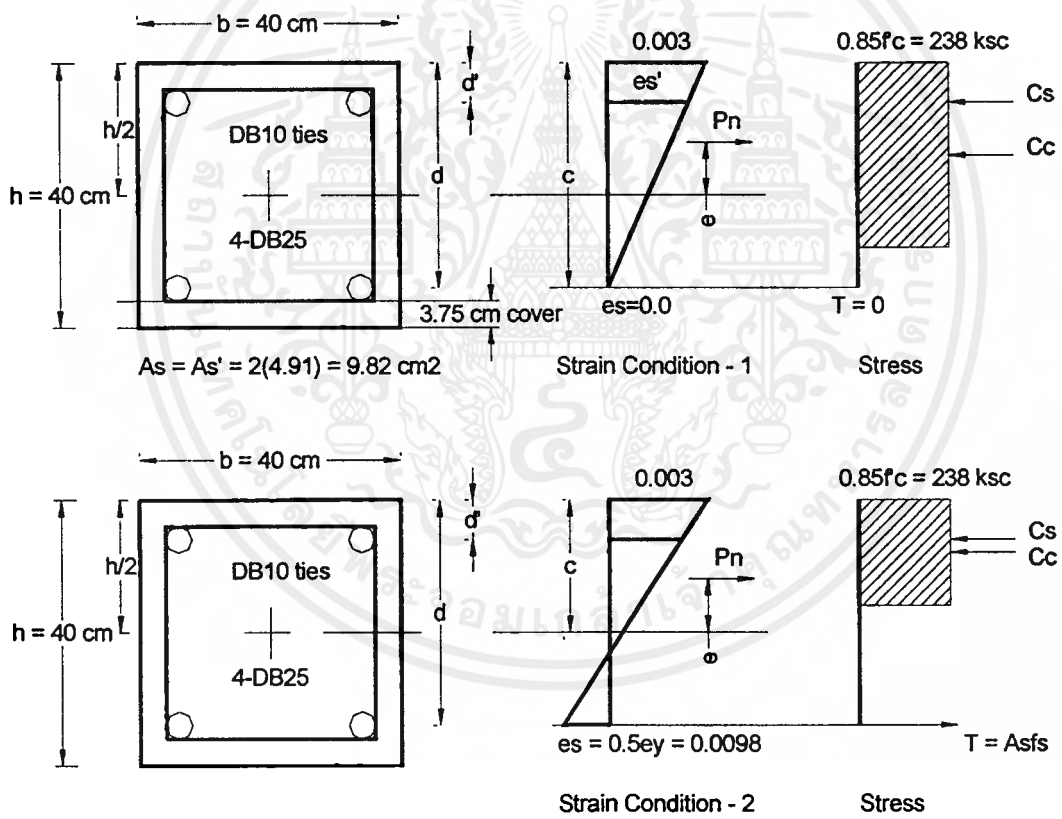
ตัวอย่างที่ 2.4 - กำลังรับผลรวมของแรงตามแนวแกนและแรงดัด ( $P_n$  และ  $M_n$ )

ณ สภาวะความเครียดที่กำหนดให้

จงหากำลังรับผลรวมของแรงตามแนวแกนและแรงดัดของเสาตามหน้าตัดที่ให้ข้างล่าง เมื่อ

- (1) หน่วยแรงในเหล็กเสริมด้านรับแรงดึงมีค่าเท่ากับศูนย์ ( $f_s = 0$ ) และ
- (2) หน่วยแรงในเหล็กเสริมด้านรับแรงดึงมีค่าเท่ากับ  $0.5f_y$

ใช้  $f'_c = 280$  กก./ซม.<sup>2</sup> และ  $f_y = 4,000$  กก./ซม.<sup>2</sup>



1. กำลังรวมรับแรงรวม  $P_n$  และ  $M_n$  สำหรับสภาวะความเครียดที่ 1

a. กำหนดการกระจายหน่วยแรงและแรงต่าง ๆ

$$d' = \text{ระยะหุ้ม} + \text{เส้นผ่าศก.เหล็กปลอก} + \text{รัศมีเหล็กยึน}$$

$$= 3.75 + 1.0 + 2.5/2 = 6.0 \text{ ซม.}$$

$$d = 40 - 6 = 34 \text{ ซม.}$$

เนื่องจาก  $\epsilon_s = 0 \longrightarrow c = d = 34 \text{ ซม.}$

$$a = \beta_1 c = 0.85(34) = 28.90 \text{ ซม. (สำหรับ } f_c' = 280 \text{ กก./ซม.}^2, \beta_1 = 0.85)$$

$$C_c = 0.85 f_c' b a = 238(40)(28.90) = 275.13 \text{ ตัน}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 4,000 / 2,040,000 = 0.00196$$

$$\epsilon_s = \left( \frac{c-d'}{c} \right) \epsilon_u = \left( \frac{34-6}{24} \right) \times 0.003 = 0.0025 > \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4,000}{2.04e6} = 0.00196$$

แสดงว่าเหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดคราก

$$C_s = A_s' f_y = 9.82(4) = 39.28 \text{ ตัน}$$

b. ทา  $P_n$  และ  $M_n$  จากความสมดุลของแรง

จากสมการ

$$P_n = C_c + C_s = 275.13 + 39.28 = 314.41 \text{ ตัน}$$

จากสมการ

$$M_n = P_n e = C_c (h/2 - a/2) + C_s (h/2 - d') + T (d - h/2)$$

$$= 275.13(20 - 14.45) + 39.28(20 - 6) = 2,076.89 \text{ ตัน-ซม.}$$

$$e = M_n / P_n = 2,076 / 314.41 = 6.60 \text{ ซม.}$$

ดังนั้น สำหรับสภาวะความเครียดที่  $\epsilon_s = 0$

กำลังที่ใช้คำนวณออกแบบรับแรงตามแนวแกน,

$$\phi P_n = 0.7(314.41) = 220 \text{ ตัน}$$

กำลังที่ใช้คำนวณออกแบบรับแรงดัด,

$$\phi M_n = 0.7(2,076.89) = 1,454 \text{ ตัน-ซม.}$$

2. กำลังรับแรงรวม  $P_n$  และ  $M_n$  สำหรับสภาวะความเครียดที่ 2

a. กำหนดการกระจายหน่วยแรงและแรงต่าง ๆ

$$d' = 6 \text{ ซม.} \quad d = 34 \text{ ซม.}$$

จากการสอดคล้องของความเครียด

$$\frac{c}{\epsilon_u} = \frac{d}{\epsilon_u + \epsilon_s} \quad \text{หรือ}$$

$$c = \frac{0.003d}{0.003 + 0.5\epsilon_y} = \frac{0.003 \times 34}{0.003 + 0.00098} = 25.63 \text{ ซม.}$$

ดังนั้นความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงอัด

$$\epsilon'_s = \left( \frac{c-d'}{c} \right) \epsilon_u = \left( \frac{25.63-6}{25.63} \right) \times 0.003 = 0.0023 > \epsilon_y = 0.00196$$

แสดงว่าเหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดคราก

$$a = \beta_1 c = 0.85(25.63) = 21.78 \text{ ซม.}$$

$$C_c = 0.85 f'_c b a = 238(40)(21.78) = 207.38 \text{ ตัน}$$

$$C_s = A'_s f_y = 9.82(4) = 39.28 \text{ ตัน}$$

$$T = A_s f_s = A_s (0.5 f_y) = 9.82(2) = 19.64 \text{ ตัน}$$

b. หา  $P_n$  และ  $M_n$  จากความสมดุลของแรง

จากสมการ

$$P_n = C_c + C_s - T = 207.38 + 39.28 - 19.64 = 227.02 \text{ ตัน}$$

จากสมการ

$$\begin{aligned} M_n &= P_n e = C_c (h/2 - a/2) + C_s (h/2 - d') + T (d - h/2) \\ &= 207.38(20 - 10.89) + 39.28(20 - 6) + 19.64(34 - 20) = 2,714.11 \text{ ตัน-ซม.} \end{aligned}$$

$$e = M_n / P_n = 2,714.11 / 227.02 = 11.95 \text{ ซม.}$$

ดังนั้น สำหรับสภาวะความเครียดที่  $\epsilon_s = 0.5\epsilon_y$

กำลังที่ใช้คำนวณออกแบบรับแรงตามแนวแกน,

$$\phi P_n = 0.7(227.02) = 159 \text{ ตัน}$$

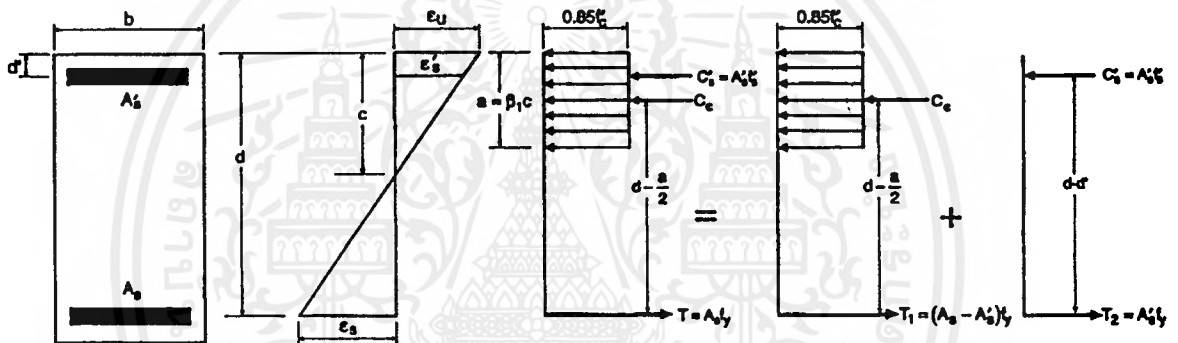
กำลังที่ใช้คำนวณออกแบบรับแรงดัด,

$$\phi M_n = 0.7(2,714.11) = 1,900 \text{ ตัน-ซม.}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

**ตัวอย่างที่ 2.5 - พิสูจน์สมการที่ใช้สำหรับคานหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมที่มีเหล็กเสริมรับแรงดึง และแรงอัด**

สำหรับคานในรูปที่ 2-13 จงแสดงสมการที่จะกำหนดว่าเหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดครากหรือไม่ และถ้าไม่ถึงจุดคราก จงแสดงที่มาของสมการกำลังสองที่ใช้หาความลึกของรูปสี่เหลี่ยม ซึ่งแสดงการกระจายหน่วยแรงของคอนกรีต,  $c$



1. สมการที่กำหนดว่าเหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดคราก

จากการสอดคล้องของความเครียด

$$\frac{c}{d'} = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u - \epsilon_s} \rightarrow c = \left( \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u - \epsilon_s} \right) d'$$

จากความสมดุลของแรงภายในหน้าตัด พิจารณาเฉพาะส่วนที่เป็นเสมือนคานคอนกรีตมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว

$$T_1 = C_0 \quad \text{หรือ} \quad (A_s - A_s') f_y = 0.85 f_c' a b = 0.85 f_c' (\beta_1 c) (b)$$

หารด้วย  $bd$  ทั้งสองข้าง ได้

$$\frac{A_s - A_s'}{bd} = 0.85 \frac{f_c' \beta_1 c}{f_y d} = 0.85 \frac{f_c' \beta_1 d'}{f_y d} \left( \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u - \epsilon_s} \right)$$

เหล็กเสริมรับแรงอัดจะถึงจุดคราก ก็ต่อเมื่อ  $\epsilon'_s$  มีค่าเท่ากับหรือมากกว่า  $\epsilon_y$

แทนค่า  $\epsilon'_s \geq \epsilon_y$  ลงในสมการ ได้

$$\frac{A_s - A'_s}{bd} \geq 0.85 \frac{f'_c \beta_1 d'}{f_y d} \left( \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u - \epsilon_y} \right) \geq 0.85 \frac{f'_c \beta_1 d'}{f_y d} \left( \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u - f_y / E_s} \right)$$

หรือ

$$\frac{A_s - A'_s}{bd} \geq 0.85 \frac{f'_c \beta_1 d'}{f_y d} \left( \frac{6,120}{6,120 - f_y} \right)$$

2. สมการกำลังสองที่ใช้หาความลึกของรูปสี่เหลี่ยมซึ่งแสดงการกระจายหน่วยแรงของคอนกรีต,  $c$

จากสมการ

$$f'_s = E_s \epsilon'_s = E_s \epsilon_u \left( \frac{c - d'}{c} \right) = 6,120 \left( \frac{c - d'}{c} \right) < f_y$$

หรือ

$$c f_s = 6,120(c - d') \dots (a)$$

จากความสมดุลของแรงภายในบนหน้าตัด พิจารณาแรงทั้งหมด

$$T = C_c + C'_s$$

$$A_s f_y = 0.85 f'_c a b + A'_s f'_s = 0.85 f'_c (\beta_1 c) b + A'_s f'_s$$

$$f'_s = \frac{A_s f_y - 0.85 f'_c (\beta_1 c) b}{A'_s} = \frac{A_s f_y}{A'_s} - \frac{0.85 f'_c (\beta_1 c) b}{A'_s}$$

แทนค่า  $f'_s$  ใน (a) ได้

$$\frac{A_s f_y}{A'_s} c - \frac{0.85 f'_c \beta_1 b}{A'_s} c^2 = 6,120(c - d')$$

$$\frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \beta_1 b} c - c^2 = \frac{6,120 A'_s}{0.85 f'_c \beta_1 b} (c - d')$$

หรือ

$$c^2 - \frac{(A_s f_y - 6,120 A'_s)}{0.85 \beta_1 f'_c b} c - \frac{6,120 A'_s d'}{0.85 \beta_1 f'_c b} = 0$$

### บทที่ 3

## การจัดเหล็กเสริมรับแรงดัด

### ข้อกำหนดทั่วไป

การจัดเหล็กเสริมรับแรงดัดในคานและแผ่นพื้นทางเดียวที่ถูกริบ จะมีผลในการควบคุมการแตกร้าว เนื่องจากแรงดัด โครงสร้างในอดีตซึ่งออกแบบโดยวิธีหน่วยแรงใช้งานและใช้เหล็กเสริมซึ่งมีจุดครากต่ำกว่า 3,000 กก./ซม.<sup>2</sup> จะส่งผลให้หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมค่อนข้างต่ำภายใต้น้ำหนักใช้งาน ผลจากการทดลองในห้องปฏิบัติการแสดงว่าการแตกร้าวโดยทั่วไปจะมีความสัมพันธ์โดยตรงกับหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม ดังนั้นในโครงสร้างที่ออกแบบโดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน ซึ่งมีหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมต่ำ จึงไม่ค่อยมีปัญหาเกี่ยวกับการแตกร้าว

การใช้เหล็กเสริมกำลังสูงซึ่งมีจุดครากที่ 4,000 กก./ซม.<sup>2</sup> หรือมากกว่า ในการออกแบบโดยวิธีกำลังที่ยอมให้มีหน่วยแรงดึงสูงในเหล็กเสริม การควบคุมการแตกร้าวจึงเป็นเรื่องสำคัญ ยกตัวอย่างในคานซึ่งออกแบบโดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน และใช้เหล็กเสริมซึ่งมีจุดครากที่ 3,000 กก./ซม.<sup>2</sup> ภายใต้น้ำหนักใช้งานหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมจะมีค่าประมาณ 1,500 กก./ซม.<sup>2</sup> เมื่อใช้วิธีกำลังในการออกแบบและใช้เหล็กเสริมซึ่งมีจุดครากที่ 4,000 กก./ซม.<sup>2</sup> ภายใต้น้ำหนักใช้งานหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมอาจจะมีค่าสูงถึง 2,500 กก./ซม.<sup>2</sup> และถ้าการแตกร้าวเป็นสัดส่วนกับหน่วยแรงดึงของเหล็กเสริมจริงตามข้อมูลจากการทดลองแล้ว การควบคุมการแตกร้าวจึงจำเป็นที่จะต้องรวมอยู่ในขั้นตอนของการออกแบบด้วย

การวิจัยในตอนต้นได้ผลว่าความกว้างของรอยแตกร้าวในคานและองค์อาคารภายใต้แรงดึงตามแนวแกนจะแปรผันตามหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมและขนาดของเหล็กเสริม และจะแปรผกผันกับปริมาณของเหล็กเสริม การวิจัยล่าสุดซึ่งใช้เหล็กข้ออ้อยยืนยันว่าความกว้างของรอยร้าวขึ้นอยู่กับหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม แต่ก็มีตัวแปรตัวอื่นซึ่งมีผลต่อความกว้างของรอยแตกร้าว ตัวแปรอื่น ๆ ประกอบด้วยความหนาของคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมและพื้นที่ของเนื้อคอนกรีตล้อมรอบเหล็กเสริมแต่ละเส้นในบริเวณที่เกิดหน่วยแรงดึงสูงสุด

### 3.1 คานและแผ่นพื้นทางเดียว

#### 3.1.1 การจัดเหล็กเสริมรับแรงดึง

เมื่อคานเกิดการแอ่นตัว คอนกรีตในด้านรับแรงดึงจะเกิดการแตกร้าวเมื่อหน่วยแรงในคอนกรีตสูงเกินโมดูลัสแตกร้าว เมื่อการแอ่นตัวมากขึ้น รอยร้าวก็จะยาวและกว้างมากขึ้น ถึงแม้ว่าเราจะไม่สามารถป้องกันการแตกร้าวนี้ได้ แต่เราก็สามารถที่จะจัดเหล็กเสริมในคานให้ควบคุมรอยแตกร้าวให้เกิดกระจายทั่วไปหลายตำแหน่ง แต่ให้เป็นรอยร้าวที่แคบ ดีกว่าที่จะให้เกิดการแตกร้าวที่น้อยตำแหน่ง แต่เป็นรอยร้าวที่กว้าง

การศึกษาในเรื่องของการแตกร้าวนี้ ได้ผลว่า รอยแตกร้าวที่แคบจะไม่มีผลเสียหายต่อความสามารถของคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม ที่จะป้องกันเหล็กเสริมจากการสึกกร่อนเนื่องจากสภาพอากาศและสารเคมีภายนอก แต่ถ้ารอยแตกร้าวนั้นกว้าง สารเคมีและออกซิเจนในอากาศจะซึมเข้าไปสร้างความเสียหายต่อเหล็กเสริมได้

ความกว้างของรอยแตกร้าวที่ยอมรับได้ ขึ้นอยู่กับสภาพแวดล้อม องค์กรอาคารที่สัมผัสกับน้ำทะเลหรืออยู่ในสภาวะที่เปียกชื้นและแห้งสลับกัน ความกว้างของรอยแตกร้าวในองค์กรอาคารนั้นไม่ควรจะเกิน 0.15 มม. สำหรับองค์กรอาคารที่อยู่ภายใน ความกว้างของรอยแตกร้าวไม่ควรจะเกิน 0.41 มม.

ในอดีต ซึ่งการออกแบบใช้ทฤษฎีหน่วยแรงใช้งาน เหล็กเสริมที่ใช้จะมีกำลังหรือจุดครากต่ำ ทำให้ความเครียดของคอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริมมีไม่มาก รอยแตกร้าวที่เกิดก็จะมีไม่มากหรือไม่กว้างพอที่สร้างความเสียหายให้เหล็กเสริมได้ แต่ในการออกแบบด้วยทฤษฎีกำลัง ซึ่งใช้เหล็กเสริมกำลังสูง รอยแตกร้าวจะเกิดขึ้นจะมากกว่าและกว้างกว่าในอดีต

การทดลองในห้องปฏิบัติการ แสดงว่า ความกว้างของรอยแตกร้าวขึ้นอยู่กับหน่วยแรงของเหล็กเสริม และได้แสดงอีกว่า เหล็กเสริมขนาดเล็กหลายเส้นที่กระจายอยู่ทั่วพื้นที่รับแรงดึง จะช่วยลดความกว้างของรอยแตกร้าวได้ดีกว่า เหล็กเสริมขนาดใหญ่แต่มีจำนวนน้อยเส้น (รวมกันแล้วได้ปริมาณเหล็กเสริมเท่ากัน)

Gergely และ Lutz ใช้การวิเคราะห์ทางสถิติจากผลทดสอบของคานทกชุด สร้างสมการที่ใช้ในการทำนายรอยแตกกว้างที่กว้างมากที่สุดบนผิวคานคอนกรีต ดังแสดงข้างล่าง

$$w = 10.75 \times 10^{-6} \beta f_s \sqrt[3]{d_c A}$$

โดยที่	$w$	=	ความกว้างสูงสุดของรอยแตกกว้าง, มม.
	$\beta$	=	อัตราส่วนของระยะจากแกนสะเทินของหน้าตัดแตกร้าวถึงผิวด้านรับแรงดึงต่อระยะจากแกนสะเทินถึงศูนย์กลางของเหล็กเสริม มีค่าเท่ากับ 1.2 สำหรับคาน และ 1.35 สำหรับแผ่นพื้น
	$f_s$	=	หน่วยแรงในเหล็กเสริมภายใต้สภาวะใช้งาน ให้เท่ากับ $0.6f_y$ , กก./ซม. <sup>2</sup>
	$d_c$	=	ความหนาของระยะหุ้มคอนกรีตวัดจากขอบนอกสุดด้านรับแรงดึงไปยังศูนย์กลางของเหล็กเส้นหรือลวดที่อยู่ใกล้สุด, ซม.
	$A$	=	เนื้อที่รับแรงดึงประสิทธิผลของคอนกรีตที่ล้อมรอบเหล็กเสริมรับแรงดึงเนื่องจากแรงดัดและมีจุดศูนย์กลางเดียวกับเหล็กเสริมหารด้วยจำนวนเหล็กเส้นหรือลวด (ซม. <sup>2</sup> ) แต่ถ้าเหล็กเสริมรับแรงดัดประกอบด้วยเหล็กเส้นหรือลวดต่างขนาดกัน การหาจำนวนเหล็กเส้นหรือลวดให้คำนวณจากเนื้อที่ทั้งหมดของเหล็กเสริม หารด้วยเนื้อที่ของเหล็กเส้นหรือลวดเส้นที่ใหญ่ที่สุด

ถ้าใช้  $\beta = 1.2$  จะได้สมการสำหรับคาน

$$w = 12.9 \times 10^{-6} f_s \sqrt[3]{d_c A}$$



ถ้าให้  $z = w/(1.29 \times 10^{-6})$  จะได้สมการ

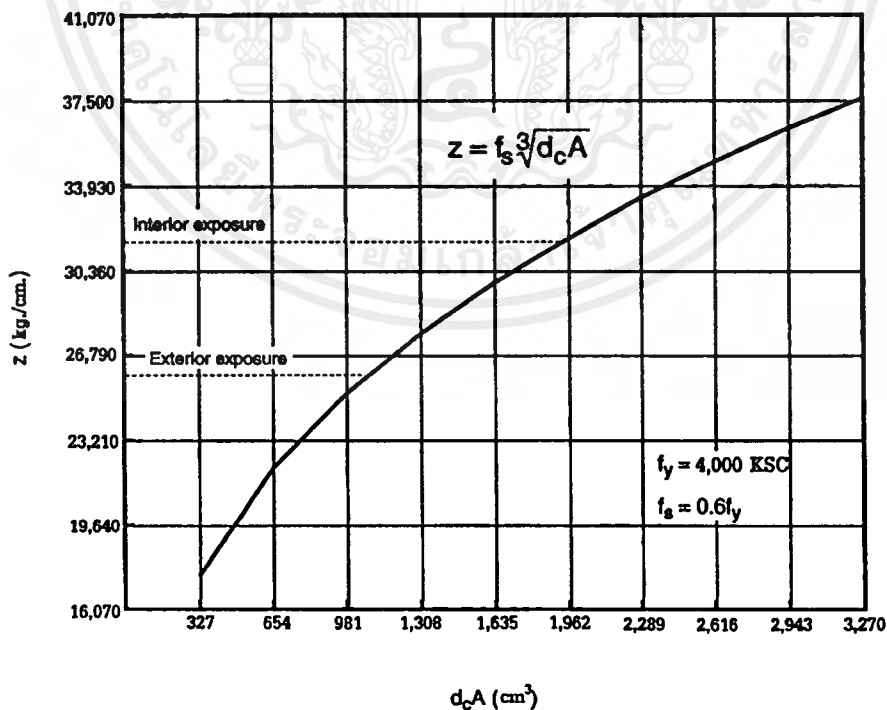
$$z = f_s \sqrt[3]{d_c A}$$

โดยที่  $z < 31,000$  กก./ชม. สำหรับองค์อาคารภายใน ซึ่งรอยแตกกว้างสูงสุด  $w < 0.4$  มม.

และ  $z < 26,000$  กก./ชม. สำหรับองค์อาคารภายนอก ซึ่งรอยแตกกว้างสูงสุด  $w < 0.33$  มม.

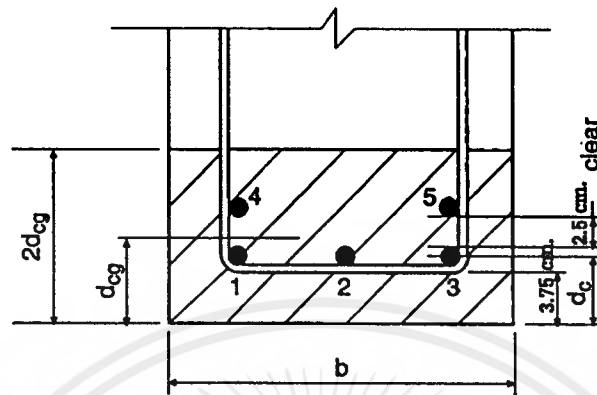
ในแผ่นพื้นทางเดียว ใช้ค่า  $z$  จากสมการข้างบน คูณด้วยอัตราส่วน 1.2/1.35

แผนภาพแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $z$  กับ  $d_c A$  แสดงอยู่ในรูปที่ 3-1 เมื่อเหล็กเสริมรับแรงดัดประกอบด้วยเหล็กหลายขนาด, จำนวนเส้นของเหล็กเสริมหาได้จากการหารพื้นที่รวมทั้งหมดด้วยพื้นที่ของเหล็กเสริมที่ใหญ่ที่สุด (รูปที่ 3-2) ยกเว้นในกรณีของเหล็กเสริมมัดรวมเป็นกลุ่ม ซึ่งการคำนวณหาค่า  $A$  ในกรณีนี้จะดูได้จากตัวอย่างข้างล่าง



รูปที่ 3-1 ค่าของ  $z$  สำหรับการจัดเหล็กเสริมรับแรงดัด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3-2 พื้นที่รับแรงดิ่งประสิทธิผล  $A$  เมื่อใช้เหล็กเสริมต่างขนาด

ตัวอย่างสำหรับหาค่า  $A$

1. เหล็ก 1, 2 และ 3 เป็น DB32 (พื้นที่ = 8.04 ซม.<sup>2</sup>)

เหล็ก 4 และ 5 เป็น DB28 (พื้นที่ = 6.16 ซม.<sup>2</sup>)

$$\text{จำนวนของเหล็ก DB28 ที่เทียบเท่า} = \frac{(3 \times 8.04 + 2 \times 6.16)}{8.04} = 4.53 \text{ เส้น}$$

$$A = 2d_{cg} \times \frac{b}{4.53}$$

$d_{cg}$  = จุดศูนย์กลางถ่วงของเหล็ก

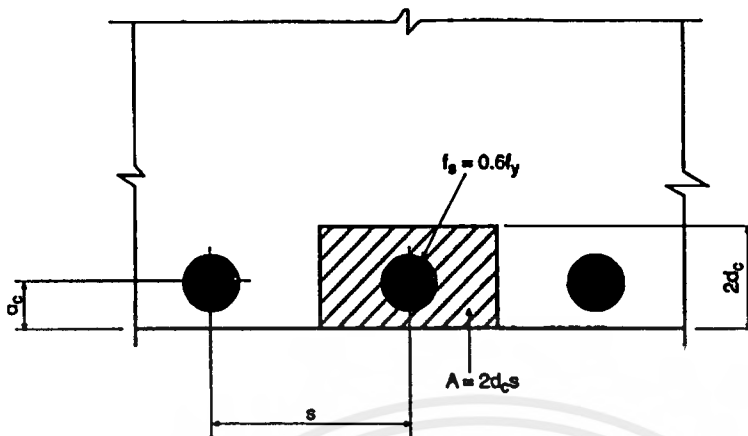
2. เหล็ก 1, 3, 4 และ 5 เป็น DB25 (พื้นที่ = 4.91 ซม.<sup>2</sup>)

เหล็ก 2 เป็น DB28 (พื้นที่ = 6.16 ซม.<sup>2</sup>)

$$\text{จำนวนของเหล็ก DB28 ที่เทียบเท่า} = \frac{(4 \times 4.91 + 6.16)}{6.16} = 4.18 \text{ เส้น}$$

$$A = 2d_{cg} \times \frac{b}{4.18}$$

$d_{cg}$  = จุดศูนย์กลางถ่วงของเหล็ก



รูปที่ 3-3 การวางเหล็กเสริมชั้นเดียวใช้ในตารางที่ 3-1 และ 3-2

ถ้ามีการวางเหล็กเสริมชั้นเดียว ระยะห่างมากที่สุดระหว่างเหล็กเสริมสำหรับการควบคุมรอยแตกร้าว จะหาได้จากวิธีข้างล่าง

$$z = f_s \sqrt[3]{d_c A} = f_s \sqrt[3]{d_c (2d_c s)}$$

หรือ

$$s = \frac{z^3}{2f_s^3 d_c^2}$$

โดยที่  $d_c$  = ความหนาคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม + รัศมีของเหล็กเสริม

สมการข้างบนใช้ในการหาระยะห่างมากที่สุดระหว่างเหล็กเสริมดังแสดงในตารางที่ 3-1 และ 3-2 สำหรับเหล็กเสริม DB40 โดยใช้หน่วยแรงดึงภายใต้หน้าหนักบรรทุกใช้งาน  $f_s = 0.6f_y$  ซึ่งจากการคำนวณจริงแล้ว  $f_s$  จะถึงจุดครากที่ประมาณ  $0.56f_y$  เมื่ออัตราส่วนของหน้าหนักบรรทุกคงที่ต่อหน้าหนักบรรทุกจรเท่ากับ 0.5 และ  $0.60f_y$  เมื่ออัตราส่วนของหน้าหนักบรรทุกคงที่ต่อหน้าหนักบรรทุกจรเท่ากับ 2

ตารางที่ 3-1 ระยะห่างของเหล็กเสริมมากสุดในคาน สำหรับควบคุมรอยร้าว

เส้นผ่าศูนย์กลาง (มม.)	องค์อาคารภายนอก $z = 26,000$ กก./ชม.			องค์อาคารภายนอก $z = 31,000$ กก./ชม.		
	ระยะหุ้ม (ชม.)			ระยะหุ้ม (ชม.)		
	4	5	7.5	4	5	7.5
10	60	42	21	102	71	35
16	48	35	18	81	59	31
20	42	31	17	71	52	28
25	36	27	15	60	45	26
28	33	25	14	55	42	24
32	29	22	13	49	38	22

ตารางที่ 3-2 ระยะห่างของเหล็กเสริมมากสุดในพื้นที่ทางเดียว สำหรับควบคุมรอยร้าว

เส้นผ่าศูนย์กลาง (มม.)	องค์อาคารภายนอก $z = 26,000$ กก./ชม.				องค์อาคารภายใน $z = 31,000$ กก./ชม.			
	ระยะหุ้ม (ชม.)				ระยะหุ้ม (ชม.)			
	1.5	2	4	5	1.5	2	4	5
10	241	167	60	42	409	284	102	71
16	157	116	48	35	266	197	81	59
20	123	94	42	31	208	160	71	52
25	94	74	36	27	160	126	60	45
28	81	65	33	25	138	111	55	42
32	68	56	29	22	116	94	49	38

ระยะห่างไม่ควรเกิน 3 เท่าความหนาพื้นหรือ 45 ซม.

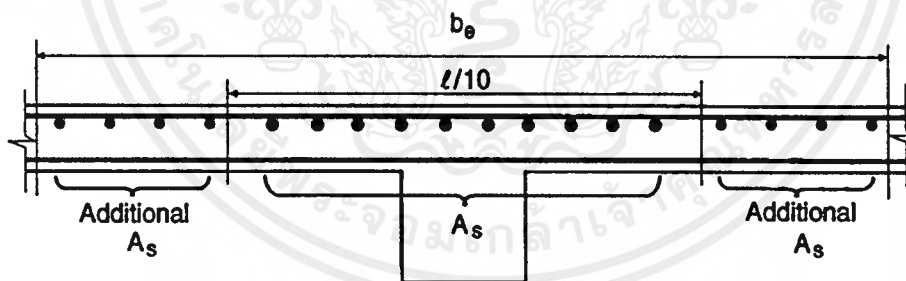
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### 3.1.2 สภาพแวดล้อมของการกัดกร่อน

ไม่มีข้อมูลเกี่ยวกับขอบเขตสูงสุดของความกว้างของรอยร้าวที่จะส่งผลให้เหล็กเสริมเป็นอันตรายจากการกัดกร่อน การทดสอบองค์อาคารภายนอกระบุว่าคุณภาพของคอนกรีต, การลั่นหรือเขย่าที่เพียงพอ, และระยะคอนกรีตหุ้มที่มากพอ อาจจะเป็นสิ่งสำคัญสำหรับการป้องกันการกัดกร่อนมากกว่าความกว้างรอยร้าวที่ผิวคอนกรีต ค่าของ  $z$  ในสมการที่ (3-5) ถูกเลือกมาจากประสบการณ์ในการใช้งานของโครงสร้างที่มีอยู่ ข้อกำหนดเหล่านี้ใช้ไม่ได้กับโครงสร้างภายใต้สภาพแวดล้อมที่รุนแรงหรือโครงสร้างที่ถูกออกแบบให้ทึบหน้า ซึ่งจำเป็นต้องพิจารณาพิเศษเป็นกรณีๆ ไป

### 3.1.3 การจัดเหล็กเสริมรับแรงดึงในปีกของคานรูปตัวที

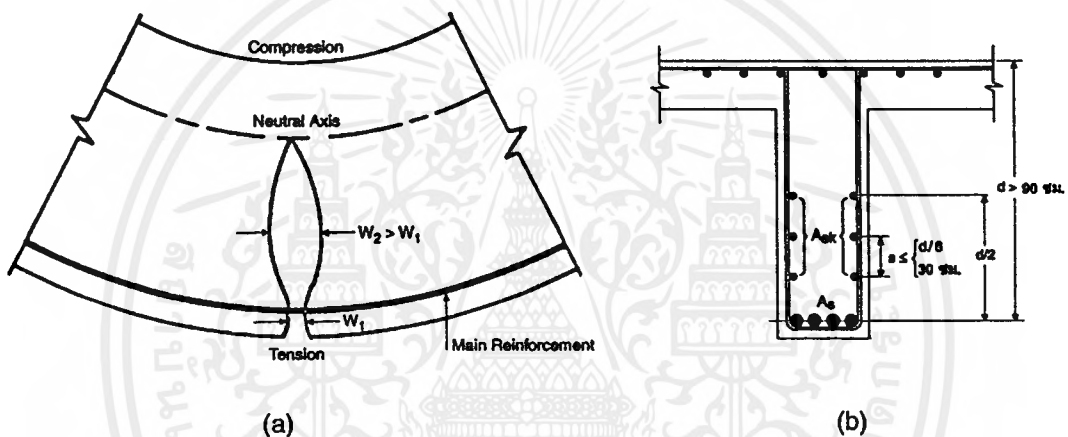
สำหรับการควบคุมรอยร้าวจากแรงดัดในปีกของคานรูปตัวที จะต้องกระจายเหล็กเสริมรับแรงดึงเหนือความกว้างของปีก แต่ต้องไม่เกินความกว้างประสิทธิภาพ หรือ  $1/10$  ของความยาวช่วง ถ้าความกว้างประสิทธิภาพมากกว่า  $1/10$  ของความยาวช่วง ต้องใส่เหล็กเสริมตามยาวเพิ่มเติม ดังรูปที่ 3-4 ที่ส่วนนอกของปีก (ดูตัวอย่างที่ 3.3)



รูปที่ 3-4 เหล็กเสริมรับโมเมนต์ลบ สำหรับคานพื้นรูปปีก

### 3.1.4 เหล็กเสริมควบคุมรอยร้าวในคานเล็ก

หลายต่อหลายครั้ง ที่ได้มีการสังเกตเห็นรอยแตกกว้างก่อนข้างกว้างที่เกิดขึ้นบนผิวด้านข้างของคานเล็ก ระหว่างเหล็กเสริมหลักและแกนสะเทิน [รูปที่ 3-5(a)] รอยร้าวเหล่านี้เกิดขึ้นเพราะไม่มีการเสริมเหล็กที่ผิว (skin reinforcement) ส่งผลให้รอยร้าวในตัวคานกว้างกว่ารอยร้าวที่แนวของเหล็กเสริมหลัก [รูปที่ 3-5(a)] สำหรับองค์อาคารที่มีความลึกประสิทธิภาพ ( $d$ ) มากกว่า 90 ซม. ต้องเสริมเหล็กตามยาวเพิ่มเติมเพื่อควบคุมรอยร้าว และเหล็กเสริมนี้ต้องกระจายตามผิวด้านข้างตลอดความลึกของบริเวณภายใต้แรงดึง [รูปที่ 3-5(b)]



รูปที่ 3-5 (a) รอยร้าวที่ผิวด้านข้าง และ (b) เหล็กเสริมควบคุมรอยร้าวที่ผิวสำหรับคานเล็ก

ซึ่งบริเวณดังกล่าวจะถือเป็นบริเวณภายใต้แรงดึงในระยะเวลา  $d/2$  วัดจากเหล็กเสริมรับแรงดึงหลักที่ใกล้ที่สุด เนื้อที่ของเหล็กเสริมแต่ละด้าน  $A_{sk} = 0.1(d - 75)$  ซม.<sup>2</sup>/ม. โดยมีระยะห่างไม่เกิน  $d/6$  หรือ 30 ซม. พื้นที่รวมทั้งหมดของเหล็กเสริมที่ผิวทั้งสองข้างต้องไม่เกินครึ่งหนึ่งของพื้นที่ทั้งหมดของเหล็กเสริมรับแรงดึงหลัก

ข้อกำหนดข้างบนจะไม่สามารถใช้ได้กับองค์อาคารคอนกรีตอัดแรง เนื่องจากพฤติกรรมขององค์อาคารอัดแรงแตกต่างกับองค์อาคารไม่อัดแรงหลายอย่าง ดังนั้นในองค์อาคารอัดแรงจะต้องใช้ประสบการณ์และวิจารณญาณในการกระจายเหล็กเสริมที่เหมาะสม

### 3.2 พื้น 2 ทาง

รอยแตกร้าวในแผ่นพื้นสองทางซึ่งครอบคลุมถึงแผ่นพื้นไร้คานมักจะไม่ใช่ปัญหาใหญ่ มาตรฐานการออกแบบจึงไม่ได้มีข้อกำหนดไว้ เพียงแต่จำกัดระยะห่างของเหล็กเสริมในพื้นที่โมเมนต์วิกฤติได้ไม่เกินสองเท่าของความหนาของแผ่นพื้น และปริมาณของเหล็กเสริมในแต่ละทิศทางก็ต้องไม่น้อยกว่าที่ต้องการสำหรับต้านการยึดหด ในส่วนของข้อกำหนดเกี่ยวกับความหนาอย่างน้อยของแผ่นพื้นสองทางเพื่อควบคุมการโก่งตัว ก็มีส่วนที่ช่วยในการควบคุมรอยร้าวในทางอ้อม

#### เอกสารอ้างอิง

1. Lutz, L.A., "Crack Control Factor for Bundled Bars and for Bars and for Bars of Different Sizes," *ACI Journal, Proceedings* Vol. 71, No.1, January 1974, pp. 9-10.

### ตัวอย่างที่ 3.1 - การจัดเหล็กเสริม เพื่อควบคุมการแตกร้าว

สมมติ คานกว้าง 40 ซม. มีปริมาณเหล็กเสริมที่ต้องการ เท่ากับ  $18.75 \text{ ซม.}^2$  และ  $f_y = 4,000 \text{ กก./ซม.}^2$  เลือก และจัดเหล็กเสริมขนาดต่าง ๆ เพื่อควบคุมการแตกร้าว (เหล็กเสริมขนาดเล็กจำนวนหลายเส้น ที่ระยะห่างชิดกัน จะให้ผลการควบคุมดีกว่าเหล็กเสริมขนาดใหญ่จำนวนน้อยเส้น)

1. เลือก 3-DB32 ( $A_s = 24.12 \text{ ซม.}^2$ )

$$z = f_s \sqrt{d_c A}$$

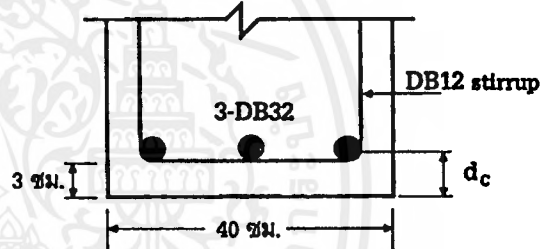
$$d_c = 3 + 1.20 + \frac{3.20}{2} = 5.80 \text{ ซม.}$$

$$A = \frac{2(5.80)40}{3} = 154.67 \text{ ซม.}^2/\text{เส้น}$$

$$\text{ใช้ } f_s = 0.6f_y = 0.6 \times 4,000 = 2,400 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$z = 2,400 \sqrt{5.80(154.67)} = 23,147 \text{ กก./ซม.}$$

(จากรูปที่ 3-1 ,  $z = 28,320 \text{ กก./ซม.}$  สำหรับ  $d_c A = 5.80 \times 232 = 1,346 \text{ ซม.}^3$ )



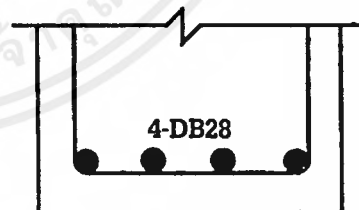
2. เลือก 4-DB28 ( $A_s = 24.64 \text{ ซม.}^2$ )

$$d_c = 3 + 1.20 + \frac{2.80}{2} = 5.60 \text{ ซม.}$$

$$A = \frac{2(5.60)40}{4} = 112 \text{ ซม.}^2/\text{เส้น}$$

$$z = 2,400 \sqrt{5.60(112)} = 20,544 \text{ กก./ซม.}$$

(จากรูปที่ 3-1 ,  $z = 21,170 \text{ กก./ซม.}$  สำหรับ  $d_c A = 5.60 \times 112 = 627.20 \text{ ซม.}^3$ )



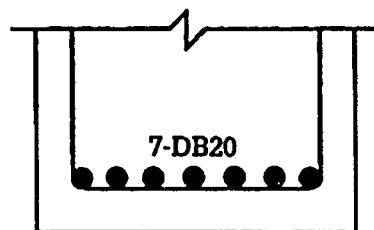


3. เลือก 7-DB20 ( $A_s = 21.98 \text{ ซม.}^2$ )

$$d_c = 3 + 1.20 + \frac{2.00}{2} = 5.20 \text{ ซม.}$$

$$A = \frac{2(5.20)40}{7} = 59.43 \text{ ซม.}^2/\text{เส้น}$$

$$z = 2,400\sqrt{5.20(59.43)} = 16,226 \text{ กก./ซม.}$$



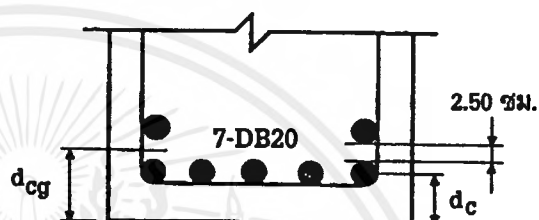
4. เรียงเหล็กเสริม 7-DB20 อีกวิธีหนึ่ง

$$d_c = 5.20 \text{ ซม.}$$

$$d_{cg} = \frac{5(5.20) + 2(9.70)}{7} = 6.49 \text{ ซม.}$$

$$A = \frac{2(6.49)40}{7} = 74.17 \text{ ซม.}^2/\text{เส้น}$$

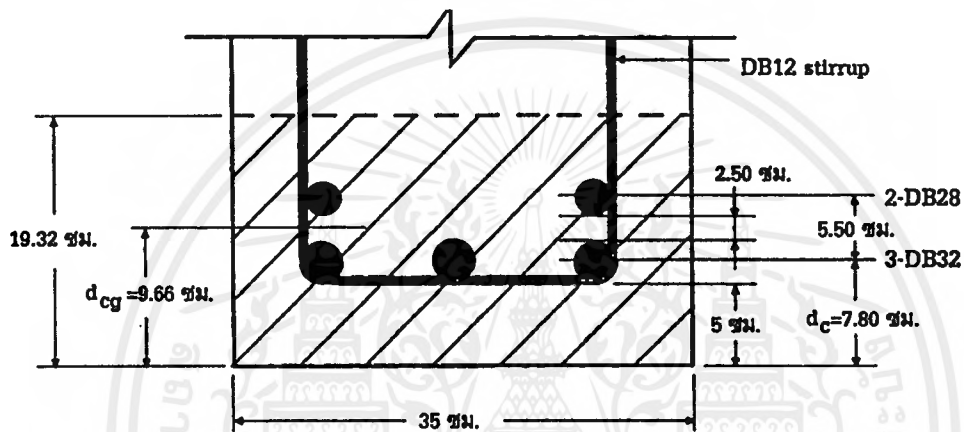
$$z = 2,400\sqrt{5.20(74.17)} = 17,470 \text{ กก./ซม.}$$



จากผลข้างบน จะเห็นว่าการเลือกเหล็กเสริมขนาดเล็กที่มีจำนวนเส้นมากกว่าจะทำให้ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมแคบลงและกำจัดให้เหล็กเสริมอยู่ใกล้ผิวรับแรงดึงของคาน (วางเหล็กชั้นเดียว) มากที่สุด จะช่วยในการลดค่าของ  $z$  ในตัวอย่างนี้การจัดที่ดีที่สุด ควรจะเป็นการวางเหล็ก 4-DB28 ชั้นเดียว

### ตัวอย่างที่ 3.2 - การจัดเหล็กเสริมรับแรงดัด

ตรวจสอบการจัดเหล็กเสริมในคานตามรูปข้างล่าง ใช้  $z = 26,000$  กก./ชม. สำหรับองค์อาคารภายนอก และใช้เหล็กเสริม SD40



1. จุดศูนย์กลางของเหล็กเสริม  $d_{cg} = \frac{3(8.04)(7.80) + 2(6.16)(13.30)}{3(8.04) + 2(6.16)} = 9.66$  ชม.
2. พื้นที่รับแรงดัดประสิทธิภาพของคอนกรีต  $= 2 \times 9.66 \times 35 = 676.20$  ชม.<sup>2</sup>
3. ปริมาณเทียบเท่าของเหล็ก DB32  $= \frac{3(8.04) + 2(6.16)}{8.04} = 4.53$  ชม.
4.  $A =$  พื้นที่ประสิทธิภาพ / จำนวนเหล็กเส้น  $= 676.20 / 4.53 = 149.27$  ชม.<sup>2</sup>/เส้น
5.  $z = f_s \sqrt[3]{d_c A}$   
 $= (0.6 \times 4,000) \sqrt[3]{7.80(149.27)} = 25,248$  กก./ชม.  $< 26,000$  กก./ชม. ใช้ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### ตัวอย่างที่ 3.3 - การจัดเหล็กเสริมในคานสลิคแบบมีปีก

จงเลือกและจัดเหล็กเสริมสำหรับคานรูปตัวที ในรูปข้างล่าง ซึ่งเป็นคานต่อเนื่องมีช่วงยาว 15 ม. และอยู่ภายนอกอาคาร ใช้  $f'_c = 280$  กก./ซม.<sup>2</sup> และ  $f_y = 4,000$  กก./ซม.<sup>2</sup>

โมเมนต์ใช้งานเนื่องจากน้ำหนักบรรทุก :

โมเมนต์บวก

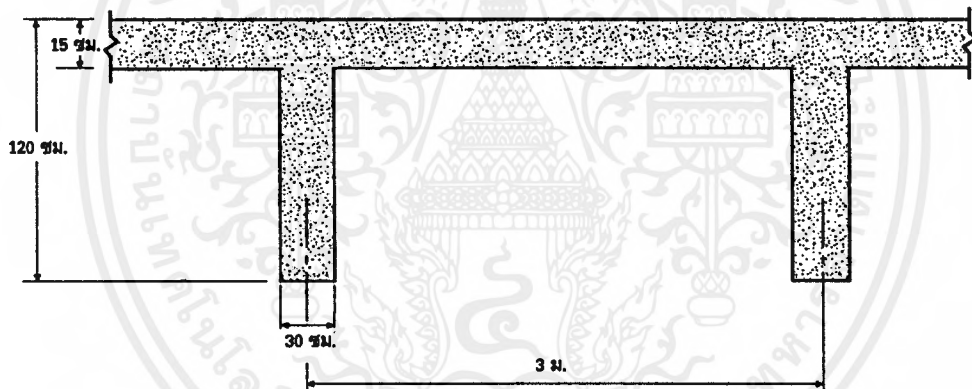
$$M_d = +30 \text{ ตัน-ม.}$$

$$M_l = +90 \text{ ตัน-ม.}$$

โมเมนต์ลบ

$$M_d = -35 \text{ ตัน-ม.}$$

$$M_l = -100 \text{ ตัน-ม.}$$



#### 1. การกระจายเหล็กเสริมรับโมเมนต์บวก

$$a. \quad M_u = 1.4(30) + 1.7(90) = 195 \text{ ตัน-ม.}$$

สมมติ จัดวาง DB32 สองชั้น โดยมีระยะหุ้ม 4 ซม. และเหล็กลูกตั้ง DB12

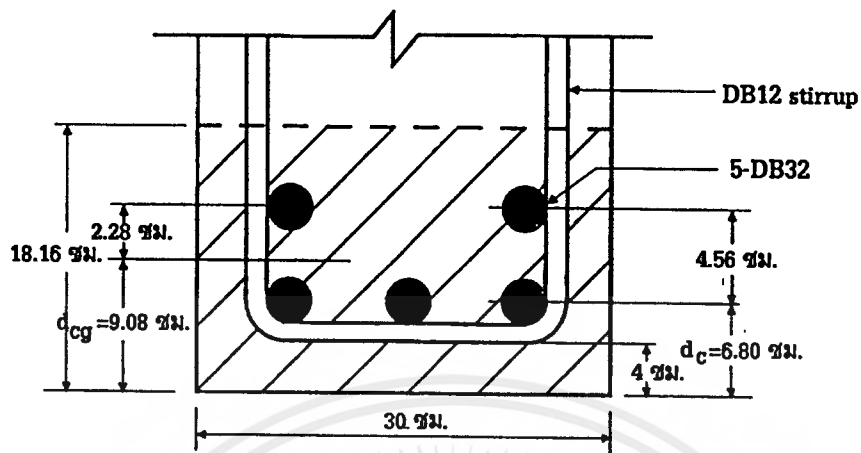
$$d_{cg} = \frac{(3 \times 8.04)(6.80) + (2 \times 8.04)(12.50)}{(5 \times 8.04)} = 9.08 \text{ ซม.}$$

$$d = 120 - 9.08 = 110.92 \text{ ซม.}$$

$$\text{ความกว้างประสิทธิภาพ} = 300 - 30 = 270 \text{ ซม.}$$

$$A_s \text{ ที่ต้องการ} = 40.05 \text{ ซม.}^2 \text{ ลองใช้ 5-DB32 } (A_s = 40.20 \text{ ซม.}^2)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



b. พื้นที่คอนกรีตประสิทธิภาพ =  $(2 \times 9.08) \times 30 = 544.80 \text{ ซม.}^2$

$$A = \frac{544.80}{5} = 108.96 \text{ ซม.}^2/\text{เส้น}$$

หน่วยแรงในเหล็กเสริมเนื่องจากน้ำหนักบรรทุก :

$$f_s = \frac{+M}{jdA_s} = \frac{(30+90)1,000 \times 100}{0.98 \times 110.92 \times 40.20} = 2,746 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$z = f_s \sqrt{d_c A}$$

$$z = 2,746 \sqrt{6.80(108.96)} = 24,848 \text{ กก./ซม.} < 26,000 \text{ กก./ซม.}$$

## 2. การกระจายเหล็กเสริมรับโมเมนต์ลบ

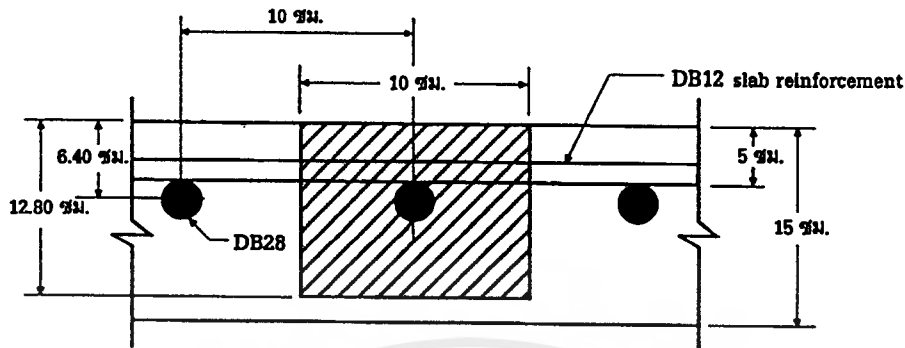
a.  $M_u = 1.4(35) + 1.7(100) = 219 \text{ ตัน-ม.}$

$$A_s \text{ ที่ต้องการ} = 54.82 \text{ ซม.}^2$$

ความกว้างประสิทธิภาพ สำหรับการเสริมเหล็กรับแรงดึง

$$= 1/9 \times 15 \times 100 = 167 \text{ ซม.} < 270 \text{ ซม.}$$

ลองใช้ 9-DB28 @ 0.12 ม. ( $A_s = 55.44 \text{ ซม.}^2$ )



b.  $d_c = d_{cg} = 5 + \frac{2.80}{2} = 6.40$  ซม.

$$A = 2d_{cs} = 2 \times 6.40 \times 12 = 153.60 \text{ ซม.}^2/\text{เส้น}$$

$$z = f_s \sqrt{d_c A}$$

$$z = (0.6 \times 4,000) \sqrt{6.40(153.60)} = 23,864 \text{ กก./ซม.} < 26,000 \text{ กก./ซม. ใช้ได้}$$

c. เหล็กเสริมตามยาวในแผ่นพื้นกว้าง 1.50 ม.

สำหรับการควบคุมการแตกร้าว นอกบริเวณความกว้าง 1.50 ม.

จะใช้เหล็กเสริมป้องกันการแตกร้าว เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ และการหดตัว

สำหรับเหล็กเสริมเกรด SD40,  $A_s = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.70$  ซม.<sup>2</sup>/ม.

ใช้ DB12 @ 0.40 ม. ( $A_s = 2.83$  ซม.<sup>2</sup>/ม.)

3. เหล็กเสริมควบคุมการแตกร้าวบริเวณผิวด้านข้าง ( $d > 90$  ซม.)

เนื้อที่หน้าตัดเหล็กเสริมควบคุมการแตกร้าว  $A_{sk} = 0.01(d - 75) = 0.01(110.92 - 75)$

$$= 0.36 \text{ ซม.}^2/\text{ม.}/\text{ผิวด้านข้าง}$$

$$r_{\max} = \frac{d}{6} = \frac{110.92}{6} = 18.49 \text{ ซม.} < 30 \text{ ซม. ใช้ } 0.15 \text{ ม.}$$

ใช้ DB10 วางที่ผิวด้านข้างแต่ละด้านของคาน ให้มีระยะห่างเท่าๆกัน และวางไล่มาจากเหล็กเสริมรับแรง

ดึงจนเกินระยะ  $d/2$  จากจุดศูนย์ถ่วงของเหล็กเสริมรับแรงดึง

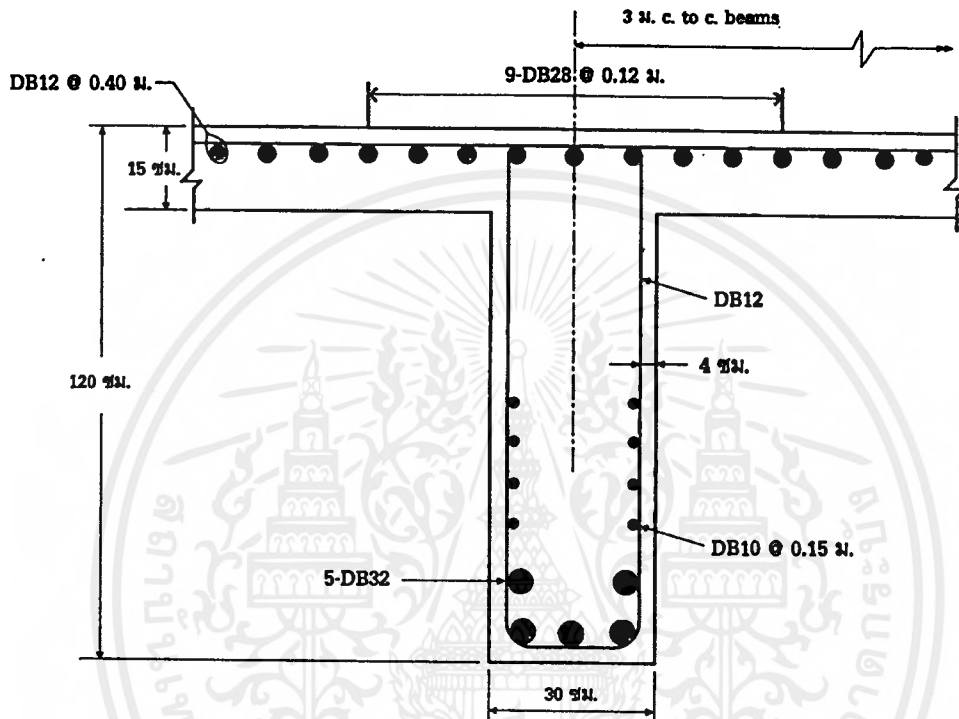
เนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็กเสริมบริเวณผิว เท่ากับ 8-DB10

$$8 \times 0.78 = 6.24 \text{ ซม.}^2 < A_s / 2 = 20.10 \text{ ซม.}^2$$

ใช้ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4. รายละเอียดของหน้าตัด แสดงตามรูปด้านล่าง



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## บทที่ 4

### การโก่งตัว

#### คำนำ

มาตรฐานการออกแบบในเรื่องเกี่ยวกับการควบคุมการโก่งตัว มีข้อกำหนดแค่นี้ในเรื่องของการโก่งตัว เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานสถิต ไม่ได้ครอบคลุมถึงการโก่งตัวเนื่องจากน้ำหนักหรือแรงจลน์ เช่น แผ่นดินไหว, แรงลม และการสั่นสะเทือนของเครื่องจักรกล เนื่องจากการเคลื่อนตัวของโครงสร้างคอนกรีตมีหลากหลาย ดังนั้นผู้ออกแบบจึงไม่ควรยึดมั่นกับค่าการโก่งตัวที่คำนวณได้จากสมการทั่วไป ถึงแม้ว่าในกรณีทั่วไปแล้ว สมการเหล่านี้จะใช้งานได้ดี

#### 4.1 การควบคุมการโก่งตัว

มาตรฐานการออกแบบใช้สองวิธีในการควบคุมการโก่งตัวในองค์อาคารรับแรงดัดทางเดียวและสองทาง วิธีแรกเป็นการควบคุมโดยตรงโดยระบุค่าการโก่งตัวที่ยอมให้ในองค์อาคารชนิดต่างๆ และวิธีที่สองเป็นการควบคุมทางอ้อมโดยระบุความหนาแน่นน้อยสุดที่ยอมให้ในองค์อาคารชนิดต่างๆ

##### 4.1.1 ความหนาแน่นน้อยสุดสำหรับคานและแผ่นพื้นทางเดียว (ไม่อัดแรง)

การโก่งตัวของคานและแผ่นพื้นทางเดียวภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกๆ ไปในอาคาร จะอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้เมื่อมีความหนาแน่นไม่น้อยกว่าที่กำหนดไว้ในตารางที่ 4-1 แต่ความหนาแน่นน้อยสุดในตารางนั้นใช้ได้เฉพาะสำหรับองค์อาคารที่ไม่ได้รองรับหรือยึดติดกับผนังหรือสิ่งก่อสร้างอื่นๆ ที่อาจเกิดความเสียหายเมื่อเกิดการโก่งตัวมาก ดังนั้นในองค์อาคารนอกเหนือจากที่ระบุจึงจำเป็นต้องมีการคำนวณการโก่งตัว

ตารางที่ 4-1 ความหนาแน่นที่สุดสำหรับคานและแผ่นพื้นที่ไม่อัดแรง  
(เหล็กเสริม SD40 และคอนกรีตน้ำหนักปกติ)

องค์อาคาร	ความหนาแน่นที่สุด ( $h$ )			ยื่น
	ที่รองรับช่วงเดียว	ปลายต่อเนื่องข้างเดียว	ปลายต่อเนื่องทั้งสองข้าง	
แผ่นพื้นทางเดียว	1/20	1/24	1/28	1/10
คาน	1/16	1/18.5	1/21	1/8

- (1) สำหรับค่า  $f_y$  อื่นๆนอกจากค่า 4,000 กก./ซม.<sup>2</sup> ให้คูณด้วย  $(0.4 + f_y / 7,000)$   
เช่น เหล็กเสริม SD30 ให้คูณด้วย 0.83
- (2) สำหรับโครงสร้างคอนกรีตมวลเบา ให้คูณด้วย  $(1.65 - 0.08w_c)$  แต่ไม่น้อยกว่า 1.09  
โดย  $w_c$  คือหน่วยน้ำหนักในหน่วย กก./ม.<sup>3</sup>

#### 4.1.2 การโค้งตัวที่เกิดขึ้นทันทีทันใดของคานและแผ่นพื้นทางเดียว(ไม่อัดแรง)

การโค้งตัวเบื้องต้นหรือการโค้งตัวระยะสั้นของคานและแผ่นพื้นทางเดียวจะเกิดขึ้นทันทีหลังจากที่มีน้ำหนักบรรทุกมากกระทำต่อองค์อาคาร ปัจจัยหลักที่มีผลต่อการโค้งตัวที่เกิดขึ้นทันทีทันใดขององค์อาคาร ได้แก่ :

- ก. ขนาดและการกระจายของน้ำหนักบรรทุก
- ข. ความยาวของช่วงและสภาพการยึดรั้งที่ปลายของช่วง
- ค. คุณสมบัติของหน้าตัดและปริมาณของเหล็กเสริม
- ง. คุณสมบัติของวัสดุ
- จ. ปริมาณและขนาดของการแตกร้าวเนื่องจากแรงดัด

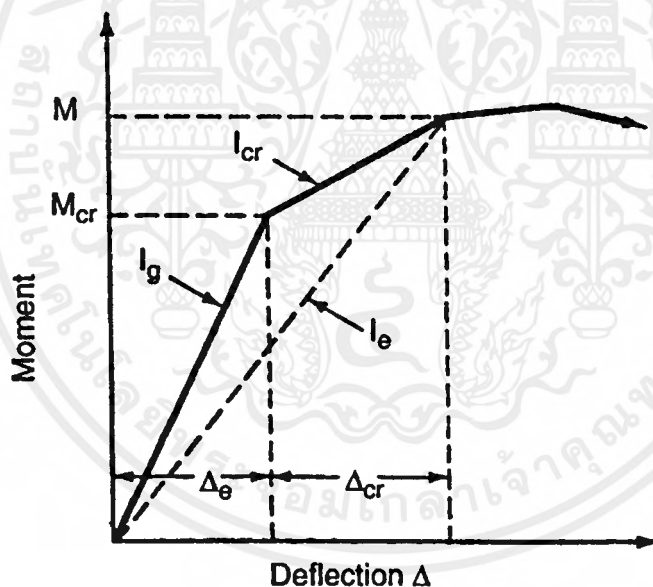
คุณสมบัติของคอนกรีตมีอิทธิพลสูงต่อพฤติกรรมขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงดัดภายใต้น้ำหนักกระทำในช่วงเวลาอันสั้น คุณสมบัติเหล่านั้นได้แก่ กำลังอัด ( $f_c'$ ), โมดูลัสยืดหยุ่น ( $E_c$ ) และโมดูลัสแตกหัก ( $f_r$ ) โดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับโมดูลัสยืดหยุ่นซึ่งจะมีความแปรเปลี่ยนไปตามคุณภาพของคอนกรีต, อายุของคอนกรีต, ขนาดของหน่วยแรง และอัตราหรือช่วงระยะเวลาของน้ำหนักบรรทุก



การโก่งตัวระยะสั้นของคานาคอนกรีตเสริมเหล็กโดยทั่วไป แสดงไว้ในรูปที่ 4-1 โดยมีพฤติกรรมแบ่งเป็น 2 ช่วงที่ชัดเจน :

- (1) ก่อนที่หน้าตัดจะแตกร้าว, เมื่อโมเมนต์ ( $M_o$ ) ต่ำกว่าโมเมนต์ที่ทำให้เกิดการแตกร้าว ( $M_{cr}$ )
- (2) หลังจากที่เกิดการแตกร้าว, เมื่อโมเมนต์ ( $M_o$ ) สูงกว่าโมเมนต์ที่ทำให้เกิดการแตกร้าว ( $M_{cr}$ )

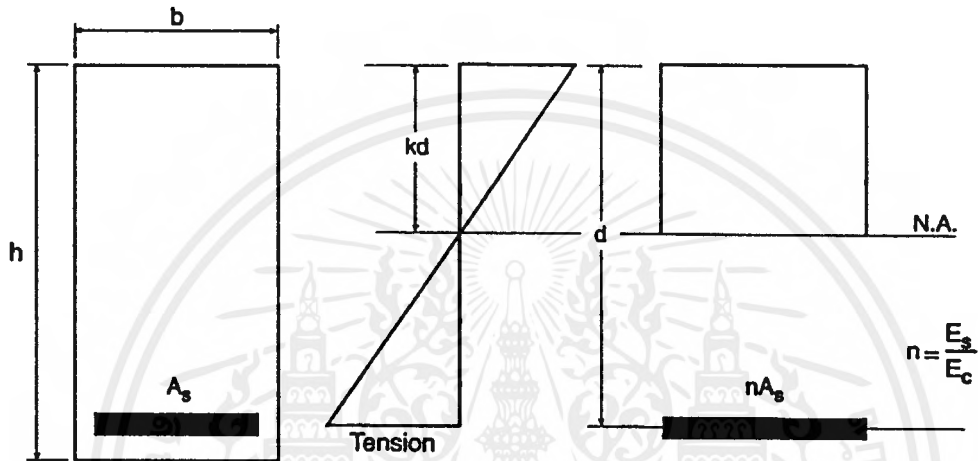
ดังนั้นในการคำนวณการโก่งตัว จะต้องใช้ค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียที่แตกต่างกัน อันได้แก่ โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดคานทั้งหมด ( $I_g$ ) สำหรับหน้าตัดที่ยังไม่แตกร้าว และโมเมนต์อินเนอร์เซียที่ลดลง ( $I_{cr}$ ) เมื่อหน้าตัดเกิดการแตกร้าว



รูปที่ 4-1 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับการโก่งตัว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำหรับคานาหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่ยังไม่แตกร้าวในรูปที่ 4-2 จะใช้ค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดทั้งหมด ( $I_g = bh^3 / 12$ ) ส่วนโมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดคานาที่เกิดการแตกร้าวเสริมเหล็กรับแรงดึง ( $I_{cr}$ ) สามารถคำนวณหาได้ ดังนี้ :



รูปที่ 4-2 หน้าตัดแตกร้าวของคานาเสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียว

หาโมเมนต์ของพื้นที่รอบแกนสะเทิน :  $b \times kd \times \frac{kd}{2} = nA_s(d - kd)$

$$\text{ใช้ } B = \frac{b}{nA_s}$$

$$kd = \frac{\sqrt{2Bd+1}-1}{B}$$

โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดแตกร้าวรอบแกนสะเทิน

$$I_{cr} = \frac{b(kd)^3}{3} + nA_s(d - kd)^2$$

โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดแตกร้าวที่มีเหล็กเสริมรับแรงอัดและหน้าตัดแบบมีปีก สามารถหาได้จากขั้นตอนตามข้างบน ได้แสดงไว้ในตารางที่ 4-2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

#### 4.1.3 โมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิภาพของคานและแผ่นพื้นทางเดียว(ไม่อัดแรง)

ความแข็งเชิงดัด (Flexural rigidity ;  $EI$ ) ของคานอาจจะไม่คงที่ตลอดความยาว เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงปริมาณเหล็กเสริมและการแตกร้าวที่ตำแหน่งต่างๆ ตามความยาวของคาน รวมทั้งความไม่คงที่ของเนื้อวัสดุ ส่งผลให้การคาดคะเนการโก่งตัวให้ถูกต้องเป็นไปได้ยากในทางปฏิบัติ

โมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิภาพของคานยื่น, ของคานช่วงเดียว และของคานต่อเนื่องระหว่างตำแหน่งที่โมเมนต์มีค่าเป็นศูนย์ สามารถหาได้จากสมการข้างล่าง

$$I_e = (M_{cr}/M_a)^3 I_g + [1 - (M_{cr}/M_a)^3] I_{cr} \leq I_g \quad (4-1)$$

โดยที่  $M_{cr} = f_r I_g / y_t \quad (4-2)$

$M_a$  = โมเมนต์ใช้งานสูงสุด (ไม่ได้คูณด้วยตัวคูณ) ที่เกิดขึ้นเมื่อทำการโก่งตัว

$$f_r = 2\sqrt{f_c'} \quad \text{สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติ} \quad (4-3)$$

โมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิภาพ ( $I_e$ ) เป็นค่าระหว่างค่าสูงสุด  $I_g$  และค่าต่ำสุด  $I_{cr}$  ซึ่งการที่ค่าลดน้อยลงเป็นผลมาจากระดับของการแตกร้าวซึ่งระบุโดย  $M_a/M_{cr}$  สมการข้างบนได้รวมผลของการที่เนื้อคอนกรีตในส่วนที่ยังไม่แตกร้าวช่วยในการรับแรงดัดด้วย

สำหรับทุกกรณีของน้ำหนักบรรทุกที่กระทำ เช่น น้ำหนักบรรทุกคงที่ หรือ น้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร ต้องทำการโก่งตัวโดยใช้โมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิภาพร่วมกับ  $M_a$  จากกรณีเหล่านั้น การโก่งตัวที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกเพิ่มเติม เช่น จากน้ำหนักบรรทุกจร ก็จะหาได้จากผลต่างของการโก่งตัวที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกทั้งสองกรณี

สำหรับองค์อาคารที่มีหน้าตัดคงที่ (รวมทั้งคานรูปตัวที ที่มีการแตกร้าวที่ต่างกันในบริเวณโมเมนต์บวกและลบ), จะใช้ค่า  $I_e$  จากหน้าตัดที่รองรับสำหรับคานยื่น และใช้  $I_e$  จากหน้าตัดที่กลางช่วงสำหรับคานช่วงเดียวและคานต่อเนื่อง การใช้คุณสมบัติของหน้าตัดที่กลางช่วงสำหรับองค์อาคารต่อเนื่องจะให้ผลโดยประมาณที่ใกล้เคียง เพราะว่าความแข็งเชิงดัดที่กลางช่วงมีผลที่เด่นชัดกว่าในรับการการโก่งตัว แต่ถ้าจะคำนวณให้ละเอียดมากขึ้น สำหรับองค์อาคารต่อเนื่องทั้งหน้าตัดคงที่และไม่คงที่ ควรใช้ค่าเฉลี่ยของ  $I_e$  ที่หน้าตัดวิกฤติของโมเมนต์บวกและโมเมนต์ลบ มาตรฐานการออกแบบได้แนะนำวิธีการหา  $I_e$  เพื่อให้ได้ผลจากการคำนวณดีขึ้น ดังต่อไปนี้

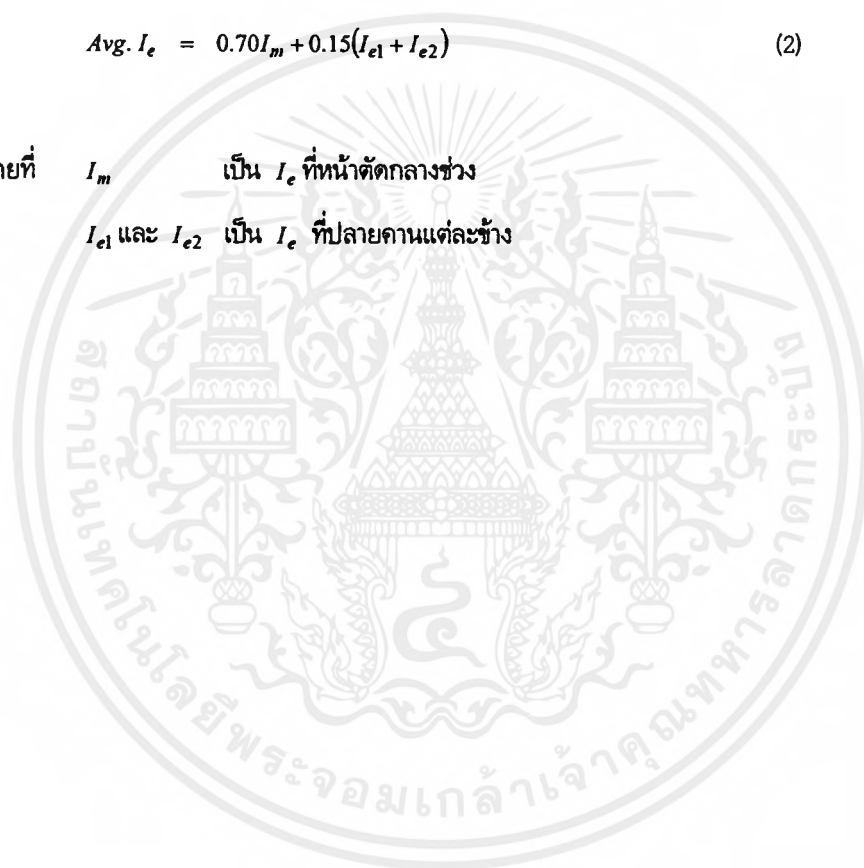
สำหรับคานที่ต่อเนื่องที่ปลายข้างเดียว

$$\text{Avg. } I_e = 0.85I_m + 0.15(I_{\text{cont.end}}) \quad (1)$$

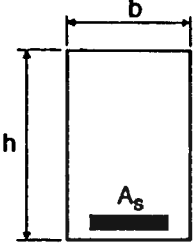
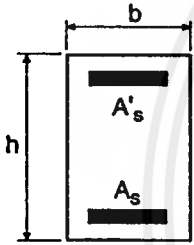
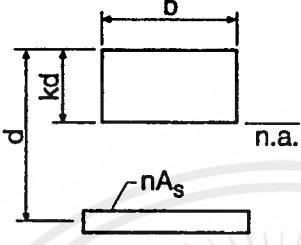
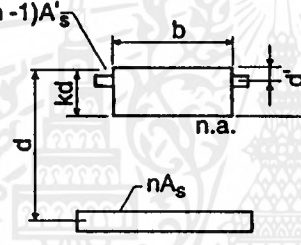
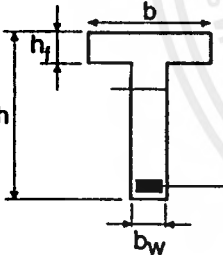
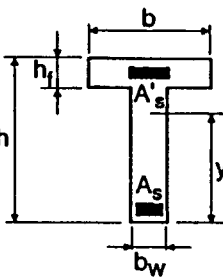
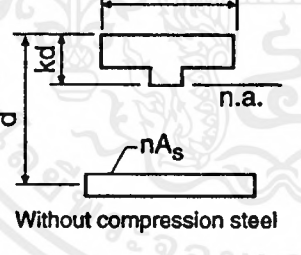
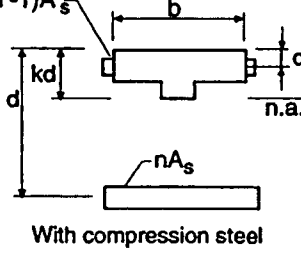
สำหรับคานที่ต่อเนื่องที่ทั้งสองปลาย

$$\text{Avg. } I_e = 0.70I_m + 0.15(I_{e1} + I_{e2}) \quad (2)$$

โดยที่  $I_m$  เป็น  $I_e$  ที่หน้าตัดกลางช่วง  
 $I_{e1}$  และ  $I_{e2}$  เป็น  $I_e$  ที่ปลายคานแต่ละข้าง



ตารางที่ 4-2 โมเมนต์อินเนอร์เซียทั้งหมดและโมเมนต์อินเนอร์เซียแตกไว้ของหน้าตัดสี่เหลี่ยมและที่มีปีก

หน้าตัดทั้งหมด	หน้าตัดแตกไว้แปลง	โมเมนต์อินเนอร์เซีย
 	<p>Without compression steel</p>  <p>With compression steel</p> 	$n = \frac{E_s}{E_c}$ $B = \frac{b}{(nA_s)}$ $I_g = \frac{bh^3}{12}$ <p>ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงอัด</p> $kd = (\sqrt{2dB+1} - 1) / B$ $I_{cr} = bk^3 d^3 / 3 + nA_s (d - kd)^2$ <p>มีเหล็กเสริมรับแรงอัด</p> $r = (n-1)A'_s / (nA_s)$ $kd = \left[ \sqrt{2dB(1+rd'/d) + (1+r)^2} - (1+r) \right] / B$ $I_{cr} = bk^3 d^3 / 3 + nA_s (d - kd)^2 + (n-1)A'_s (kd - d')^2$
 	<p>Without compression steel</p>  <p>With compression steel</p> 	$n = \frac{E_s}{E_c}$ $C = b_w / (nA_s), \quad f = h_f (b - b_w) / (nA_s)$ $y_t = h - 1/2 \left[ (b - b_w)h_f^2 + b_w h^2 \right] / \left[ (b - b_w)h_f + b_w h \right]$ $I_g = (b - b_w)h_f^3 / 12 + b_w h^3 / 12 + (b - b_w)h_f (h - h_f / 2 - y_t)^2 + b_w h (y_t - h / 2)^2$ <p>ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงอัด</p> $kd = \left[ \sqrt{C(2d + h_f f) + (1 + f)^2} - (1 + f) \right] / C$ $I_{cr} = (b - b_w)h_f^3 / 12 + b_w k^3 d^3 / 3 + (b - b_w)h_f (kd - h_f / 2)^2 + nA_s (d - kd)^2$ <p>มีเหล็กเสริมรับแรงอัด</p> $kd = \left[ \sqrt{C(2d + h_f f + 2rd') + (f + r + 1)^2} - (f + r + 1) \right] / C$ $I_{cr} = (b - b_w)h_f^3 / 12 + b_w k^3 d^3 / 3 + (b - b_w)h_f (kd - h_f / 2)^2 + nA_s (d - kd)^2 + (n-1)A'_s (kd - d')^2$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โมเมนต์ที่หาค่าสัมประสิทธิ์โมเมนต์โดยประมาณมีความละเอียดพอในการที่จะใช้คำนวณหาทั้งค่าบวกและลบของ  $I_e$  (ดูตัวอย่างที่ 4.2) สำหรับน้ำหนักมากๆ กระทำเป็นจุด ควรจะใช้ค่า  $I_e$  ที่กลางช่วงเท่านั้น

การโก่งตัวเบื้องต้นหรือระยะสั้น ( $\Delta_i$ ) สำหรับคานยัน คานช่วงเดี่ยวและคานต่อเนื่อง จะหาได้จากสมการข้างล่าง สำหรับคานต่อเนื่อง การโก่งตัวกลางช่วงอาจจะใช้เป็นค่าประมาณของการโก่งตัวมากที่สุด

$$\Delta_i = K(5/48)M_o\lambda^2/E_cI_e \quad (3)$$

โดยที่  $M_o$  เป็นโมเมนต์เหนือที่รองรับสำหรับคานยัน และเป็นโมเมนต์ที่กลางช่วงสำหรับคานช่วงเดี่ยว และคานต่อเนื่อง  
 $\lambda$  คือความยาวช่วง

สำหรับน้ำหนักบรรทุกชนิดแผ่สม่ำเสมอ ( $w$ ) ค่าตามทฤษฎีของสัมประสิทธิ์การโก่งตัว ( $K$ ) แสดงในตารางที่ 4-3

การโก่งตัวสำหรับช่วงคานต่อเนื่อง ควรจะหาจากในกรณีที่น่าหนักกระทำทำให้เกิดค่าโมเมนต์บวกสูงสุด ดังนั้นสมการที่ (3) จึงนับว่าเป็นวิธีที่สะดวกที่สุดสำหรับการหาการโก่งตัว

ตารางที่ 4-3 สัมประสิทธิ์การโก่งตัว ( $K$ )

	$K$
1. คานยัน (ไม่รวมการโก่งตัวเนื่องจากการหมุนที่รองรับ)	2.40
2. คานช่วงเดี่ยว	1.0
3. คานต่อเนื่อง	1.2 - 0.2 $M_o/M_a$
4. คานยึดแน่น-ยึดหมุน (การโก่งตัวกลางช่วง)	0.80
5. คานยึดแน่น-ยึดหมุน (การโก่งตัวสูงสุดโดยใช้โมเมนต์มากที่สุด)	0.74
6. คานยึดแน่น-ยึดแน่น	0.60
สำหรับน้ำหนักบรรทุกชนิดอื่นๆ ค่า $K$ ได้ให้ไว้ใน Ref. 4.2	
$M_o =$ โมเมนต์ช่วงเดี่ยวที่กลางช่วง $\left(\frac{w\lambda^2}{8}\right)$	
$M_a =$ โมเมนต์กลางช่วงสุทธิ	

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

#### 4.1.4 การโค้งตัวระยะยาวของคานและพื้นทางเดียว (ไม่อัดแรง)

คานและพื้นทางเดียวภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำต่อเนื่อง จะเกิดการโค้งตัวระยะยาว การโค้งตัวนี้อาจจะเป็น สองถึงสามเท่าของการโค้งตัวที่เกิดขึ้นทันทีหลังจากมีน้ำหนักกระทำ การโค้งตัวระยะยาวเป็นผลของ การหดตัว การคืบ การก่อตัวของรอยร้าวใหม่ และการขยายตัวของรอยร้าวเดิม องค์ประกอบหลักที่ส่งผลต่อการโค้งตัวระยะยาว คือ

- ก. หน่วยแรงในคอนกรีต
- ข. ปริมาณของเหล็กเสริมรับแรงดึงและแรงอัด
- ค. ขนาดของชิ้นส่วน
- ง. สภาพการบ่ม
- จ. อุณหภูมิ
- ฉ. ความชื้นสัมพัทธ์
- ช. อายุของคอนกรีต ณ เวลารับน้ำหนัก
- ซ. ระยะเวลาของการรับน้ำหนัก

ผลของการหดตัวและการคืบจะหาได้โดยประมาณ เพราะหน่วยแรงและความเครียดจะแปรตามความลึกและ ตามระยะบนคาน และคุณสมบัติของคอนกรีต (อันได้แก่ กำลัง, โมดูลัสยืดหยุ่น, การหดตัว และการคืบ) ก็จะแปรเปลี่ยนตามส่วนผสม, สภาพการบ่มและอายุ วิธีการประมาณค่าการโค้งตัวระยะยาวได้แสดงอยู่ในหัวข้อถัดไป

#### 4.1.4.1 วิธีของ ACI

การโก่งตัวระยะยาวที่เพิ่มขึ้นอันเป็นผลมาจากการหดตัวและการคืบเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกกระทำต่อเนื่อง  $\Delta_{(cp+sh)}$  หาได้จากการคูณการโก่งตัวที่เกิดในทันทีทันใด  $(\Delta_i)_{sus}$  ด้วยตัวประกอบ  $\lambda$

$$\Delta_{(cp+sh)} = \lambda(\Delta_i)_{sus} \quad (4)$$

โดยที่ 
$$\lambda = \frac{\xi}{1+50\rho'}$$

ค่าของ  $\xi$  ได้แสดงอยู่ในตารางที่ 4-4 สำหรับระยะเวลาต่างๆ ของน้ำหนักบรรทุกต่อเนื่อง ปริมาณของเหล็กเสริมรับแรงอัด  $\rho' = A_s' / bd$  ในสมการ หากหน้าตัดเหนือที่รองรับสำหรับคานยื่น และที่หน้าตัดกลางช่วงสำหรับคานช่วงเดียวและคานต่อเนื่อง

ตารางที่ 4-4 ตัวประกอบที่ขึ้นกับเวลา ( $\xi$ )

ระยะเวลาน้ำหนักบรรทุกคงค้าง	$\xi$
5 ปี และ มากกว่า	2.0
12 เดือน	1.4
6 เดือน	1.2
3 เดือน	1.0



#### 4.1.4.2 วิธีตามเอกสารอ้างอิง 4.2, 4.4 และ 4.5

การโก่งตัวจากการคืบและการหดตัวอาจจะคำนวณแยกกันโดยใช้สมการต่อไปนี้

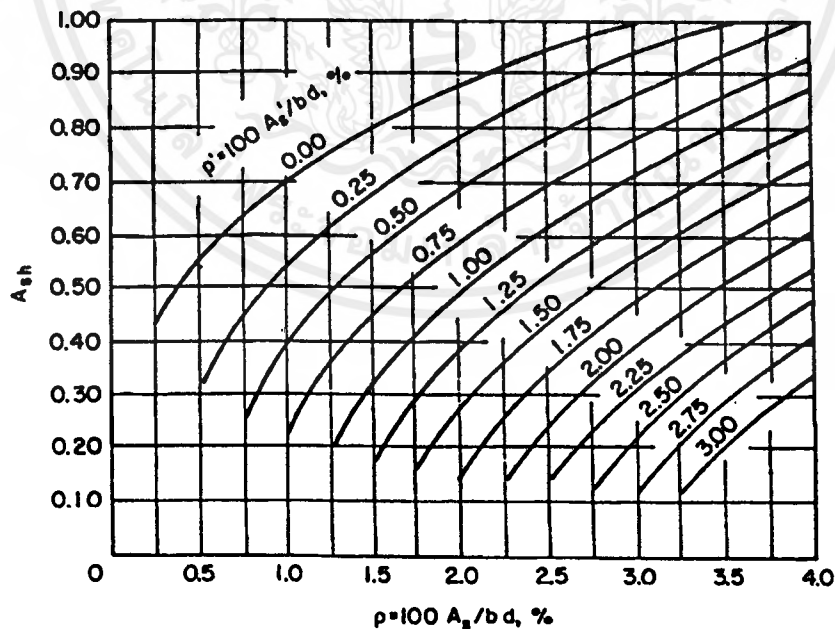
$$\Delta_{cp} = \lambda_{cp} (\Delta_i)_{rms} \quad (5)$$

$$\Delta_{sh} = K_{sh} \phi_{sh} \lambda^2 \quad (6)$$

เมื่อ  $\lambda_{cp} = k_r C_t = \frac{0.85 C_t}{1 + 50 \rho'}$

$$\phi_{sh} = A_{sh} \varepsilon_{sh} / h$$

สำหรับสภาพทั่วไป ค่าสูงสุดสำหรับ  $C_t$  และ  $\varepsilon_{sh}$  อาจใช้เป็น  $C_{tu} = 1.60$  และ  $(\varepsilon_{sh})_u = 400 \times 10^{-6}$  ค่า  $A_{sh}$  หาได้จากรูปที่ 4-3 ค่าของสัมประสิทธิ์การโก่งตัวจากการหดตัว ( $K_{sh}$ ) ได้ให้ไว้ในตารางที่ 4-5 โดยสมมติว่าความโค้งการหดตัวบวกและลบเท่ากัน โดยมีจุดตัดกลับที่ระยะ 1/4 ของช่วงคานต่อเนื่อง ซึ่งถือว่าได้ผลใกล้เคียงสำหรับการคำนวณการโก่งตัว



รูปที่ 4-3 ค่าของ  $A_{sh}$  สำหรับการคำนวณการโก่งตัวเนื่องจากการหดตัว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4-5 สัมประสิทธิ์การโค้งตัวเนื่องจากการหดตัว ( $K_{sh}$ )

	$K_{sh}$
คานยื่น	0.50
คานช่วงเดียว	0.13
คานที่มีปลายข้างหนึ่งต่อเนื่อง-คานหลายช่วง	0.09
คานที่มีปลายข้างหนึ่งต่อเนื่อง-คานหลายช่วง	0.08
คานที่ต่อเนื่องที่ปลายทั้งสองข้าง	0.07

ปริมาณเหล็กเสริม  $\rho$  และ  $\rho'$  ที่ใช้ในการหาค่า  $A_{sh}$  จากรูปที่ 4-3 จะใช้ที่หน้าตัดเหนือที่รองรับสำหรับ คานยื่นและที่กลางช่วงสำหรับคานช่วงเดียวและคานต่อเนื่อง สำหรับคานรูปตัวที ใช้  $\rho = 100(\rho + \rho_w)/2$  และใช้วิธีเดียวกันในการหาปริมาณเหล็กเสริมรับแรงอัด ( $\rho'$ ) ในการหาค่า  $A_{sh}$  โดยที่  $\rho_w = A_s / b_w d$  ดูตัวอย่างที่ 4.2

เปรียบเทียบระหว่างสองวิธีนี้แล้ว วิธีของ ACI ซึ่งรวมผลของการหดตัวและการคืบเข้าด้วยกัน จะง่ายกว่าแต่ให้ค่าโดยประมาณ เพราะว่าการโค้งตัวจากการหดตัวจะไม่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกโดยตรง (แต่จะมีผลทางอ้อมจากปริมาณของเหล็กเสริม) ในกรณีหนึ่งซึ่งการคำนวณการโค้งตัวจากการคืบและการหดตัวแยกกันตามวิธีที่สอง อาจจะดีกว่า ก็คือเมื่อบางส่วนของน้ำหนักบรรทุกจรวนนน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อเนื่อง

ขั้นตอนทั้งหมดและค่าทั้งหมดที่ใช้ในการคำนวณการโค้งตัวเนื่องจากการคืบและการหดตัวใช้ได้กับทั้งคอนกรีตน้ำหนักปกติและน้ำหนักเบา

#### 4.1.4.3 ชิดจำกัดการโค้งตัว

การโค้งตัวที่คำนวณโดยใช้วิธีข้างต้นจะต้องนำมาเปรียบเทียบกับการโค้งตัวที่ยอมไว้ในตารางที่ 4205(ข) ในมาตรฐาน วสท. 1008-38 คำบรรยายใต้ตารางได้ให้ข้อมูลสำหรับการปรับแต่งชิดจำกัดเหล่านี้แล้วแต่กรณี รวมทั้งการพิจารณาการโค้งตัวที่เกิดขึ้นก่อนที่จะติดตั้งผนัง

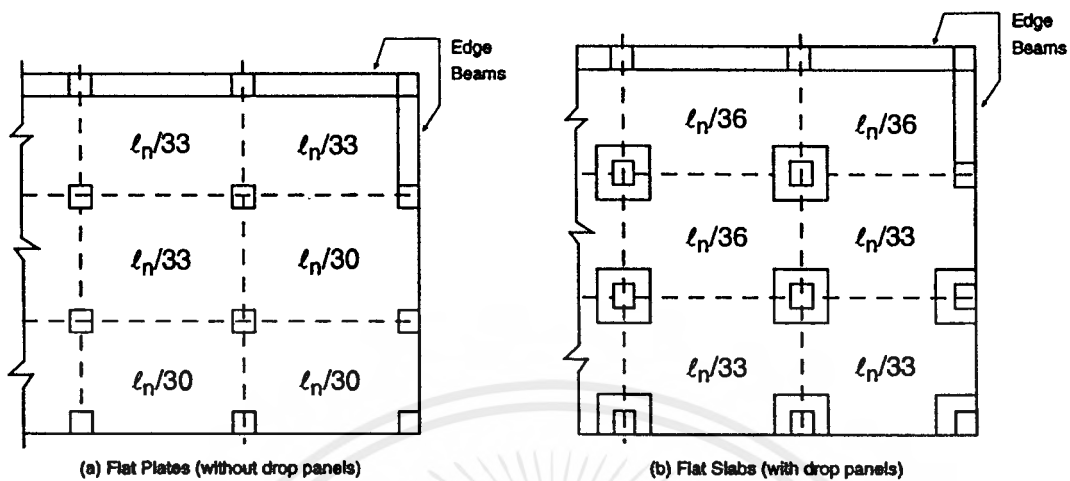
#### 4.1.5 แผ่นพื้นสองทาง (ไม่อัดแรง)

ไม่จำเป็นที่จะต้องหาการโก่งตัวของระบบพื้นสองทางทั้งที่มีและไม่มีคานรับ, หมวกหัวเสา และแป้นหัวเสา เมื่อแผ่นพื้นนั้นหนากว่าข้อกำหนดของความหนาต่ำสุดในตารางข้างล่าง แต่ต้องหนาไม่น้อยกว่า 12 ซม. สำหรับพื้นซึ่งไม่มีแป้นหัวเสา และไม่น้อยกว่า 10 ซม. ถ้ามีแป้นหัวเสา ข้อกำหนดนี้ได้รวมผลของตำแหน่งของแผ่นพื้น (ภายในหรือภายนอก) รูปร่างของแผ่นพื้น อัตราส่วนของความกว้างต่อความยาว คานขอบ เสาที่รองรับ หมวกหัวเสา แป้นหัวเสา และ กำลังครากของเหล็กเสริม ตัวอย่างของข้อกำหนดนี้สำหรับเหล็กเสริม SD40 ได้แสดงไว้ในรูปที่ 4-4

ตารางที่ 4-6 ความหนาต่ำสุดของแผ่นพื้นที่ไม่มีคานภายใน

กำลังคราก* ( $f_y$ ) กก./ซม. <sup>2</sup>	ไม่มีแป้นหัวเสา			มีแป้นหัวเสา		
	ผนังภายนอก		ผนังภายใน	ผนังภายนอก		ผนังภายใน
	ไม่มีคานขอบ	มีคานขอบ**		ไม่มีคานขอบ	มีคานขอบ**	
3,000	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{40}$	$\frac{\ell_n}{40}$
4,000	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$
5,000	$\frac{\ell_n}{28}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{34}$	$\frac{\ell_n}{34}$

- \* สำหรับค่าของกำลังครากของเหล็กเสริมระหว่างค่าที่ให้ไว้ในตาราง ความหนาต่ำสุดอาจจะคิดโดยการประมาณค่าภายในช่วงนั้นๆ
- \*\* พื้นที่มีคานระหว่างเสาตามขอบภายนอก ค่าของ  $\alpha$  สำหรับคานขอบอาจจะไม่น้อยกว่า 0.8



รูปที่ 4-4 ความหนาต่ำสุดของพื้นที่ไม่มีคานภายใน (เหล็กเสริม 4,000 กก./ชม.<sup>2</sup>)

สำหรับแผ่นพื้นสองทางซึ่งมีคานรอบ ความหนาน้อยสุดต้องเป็นไปตามข้อกำหนดดังนี้

1. ถ้า  $\alpha_m$  เท่ากับหรือน้อยกว่า 0.2 ใช้ข้อกำหนดเดียวกับแผ่นพื้นไร้คาน โดยที่  $\alpha$  เป็นอัตราส่วนของสถิติเฟสการตัดของหน้าตัดคานต่อสถิติเฟสการตัดของหน้าตัดของแผ่นพื้นที่มีความกว้างเท่ากับระยะระหว่างเส้นกึ่งกลางของช่วงพื้นที่ติดกัน (ถ้ามี) ในแต่ละข้างของคาน และ  $\alpha_m$  เป็นค่าเฉลี่ยของ  $\alpha$  สำหรับคานทุกตัวที่อยู่ตามขอบของช่วงพื้น
2. ถ้า  $\alpha_m$  มากกว่า 0.2 แต่ไม่เกิน 2.0 ความหนาจะต้องไม่น้อยกว่า

$$h = \frac{l_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{14,000} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)} \quad \text{แต่ต้องไม่น้อยกว่า 12 ซม.}$$

โดยที่  $l_n$  เป็น ความยาวของช่วงว่างทางด้านยาวของการก่อสร้างสองทาง วัดจากขอบถึงขอบของที่รองรับในแผ่นพื้นไร้คานและระหว่างขอบถึงขอบของคานหรือที่รองรับในกรณีอื่น

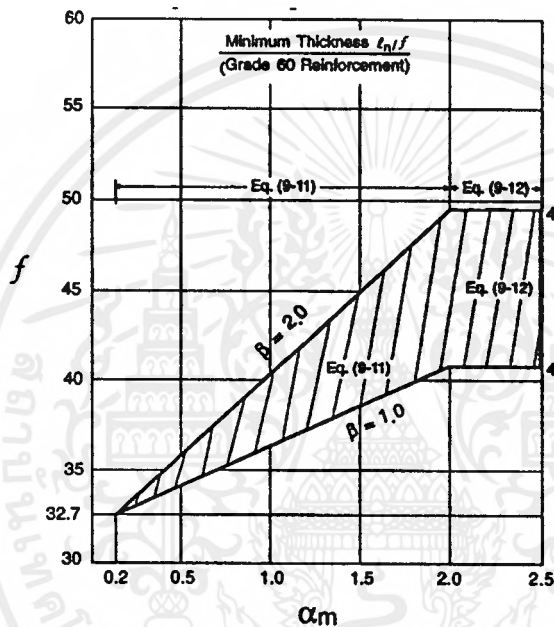
$\beta$  เป็น อัตราส่วนของช่วงว่างระหว่างด้านยาวต่อต้านสั้นของแผ่นพื้นสองทาง

3. ถ้า  $\alpha_m$  มากกว่า 2.0 ความหนาจะต้องไม่น้อยกว่า

$$h = \frac{l_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{14,000} \right)}{36 + 9\beta} \quad \text{แต่ต้องไม่น้อยกว่า 9 ซม}$$

4. ที่ขอบซึ่งไม่ต่อเนื่อง คานขอบจะต้องมีค่าอัตราส่วนสถิติเฟส  $\alpha$  ไม่น้อยกว่า 0.8 ถ้าน้อยกว่าจะต้องเพิ่มความหนาของแผ่นพื้นบริเวณไม่ต่อเนื่องจากสมการข้างบนอีก 10 เปอร์เซ็นต์

รูปที่ 4-5 แสดงการหาความหนาต่ำสุดสำหรับระบบแผ่นพื้นสองทางใ้้ง่ายขึ้น โดยที่  $f$  เป็นอัตราส่วนของ  $l_n/h$  เท่ากับ  $\left[ \frac{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)}{0.8 + f_y/14,000} \right]$  สำหรับ Eq.(9-11) และ  $\left[ \frac{36 + 9\beta}{0.8 + f_y/14,000} \right]$  สำหรับ Eq.(9-12) สังเกตได้ว่ามีความแตกต่างไม่มากนักระหว่างความหนาต่ำสุดสำหรับแผ่นพื้นสี่เหลี่ยมจัตุรัสและแผ่นพื้นสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีอัตราส่วนของด้านเป็น 2:1



รูปที่ 4-5 ความหนาต่ำสุดของพื้นสองทางที่รองรับโดยคาน

#### 4.1.5.1 การโค้งตัวระยะสั้นโดยวิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่า

การโค้งตัวระยะสั้นหาได้จากขั้นตอนโดยประมาณ ซึ่งประยุกต์มาจากวิธีการออกแบบโดยตรง (Direct Design Method) และ วิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่า (Equivalent frame Method) วิธีนี้ใช้ได้ทั้งในแผ่นพื้นไร้คานและในแผ่นพื้นที่มีคานรอบ ซึ่งสิ่งที่จะแตกต่างกันก็เพียงขั้นตอนในการหาสถิติเฟสเท่านั้น การโค้งตัวที่กลางแผ่นพื้นคือผลรวมของการโค้งตัวที่กลางช่วงของแถบเสาหรือแนวเสาในทิศทางหนึ่ง  $\Delta_{cx}$  หรือ  $\Delta_{cy}$  และการโค้งตัวที่กลางช่วงของแถบกลางในทิศที่ตั้งฉาก  $\Delta_{mx}$  หรือ  $\Delta_{my}$  (ดูรูปที่ 4-6)

แถบเสา คือ ส่วนตามแนวเสาที่มีความกว้างในแต่ละข้างของศูนย์กลางเสาเท่ากับ 1/4 ของด้านสั้น

แถบกลาง คือ ส่วนตรงกลางของแผ่นพื้นซึ่งล้อมรอบโดยแถบเสาสองข้าง

สำหรับแผ่นพื้นสี่เหลี่ยมจัตุรัส

$$\Delta = \Delta_{cx} + \Delta_{my} = \Delta_{cy} + \Delta_{mx} \quad (7)$$

สำหรับแผ่นพื้นสี่เหลี่ยมผืนผ้าหรือสำหรับพื้นที่มีคุณสมบัติต่างกัน 2 ทิศทาง,  $\Delta$  เฉลี่ยสำหรับทั้งสองทาง คือ

$$\Delta = \frac{(\Delta_{cx} + \Delta_{my}) + (\Delta_{cy} + \Delta_{mx})}{2} \quad (8)$$

การโก่งตัวกลางช่วงของแถบเสาหรือแถบกลางในโครงข้อแข็งเทียบเท่าเป็นผลรวมของสามส่วน อันได้แก่ การโก่งตัวของแผ่นพื้นเมื่อสมมติว่าที่ปลายทั้งสองข้างยึดแน่น บวกการโก่งตัวของแผ่นพื้นเนื่องจากการหมุนที่แนวของที่รองรับทั้งสองด้าน ในทิศทาง x การโก่งตัวจะหาได้จากสมการต่อไปนี้

$$\begin{aligned} \Delta_{cx} &= \text{Fixed}\Delta_{cx} + (\Delta\theta_1)_{cx} + (\Delta\theta_2)_{cx} && \text{สำหรับแถบเสา} \\ \Delta_{mx} &= \text{Fixed}\Delta_{mx} + (\Delta\theta_1)_{mx} + (\Delta\theta_2)_{mx} && \text{สำหรับแถบกลาง} \end{aligned} \quad (9)$$

สมการข้างบนแสดงการหาการโก่งตัวในทิศทาง x เท่านั้น แต่การโก่งตัวในทิศทาง y อันได้แก่  $\Delta_{cy}$  และ  $\Delta_{my}$  ก็จะใช้วิธีเดียวกัน

ขั้นตอนแรกในการหา  $\text{Fixed}\Delta_{cx}$  และ  $\text{Fixed}\Delta_{mx}$  คือ การคำนวณหาการโก่งตัวกลางช่วงเมื่อขอบยึดแน่น ของโครงข้อแข็งเทียบเท่าภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกแผ่สม่ำเสมอ

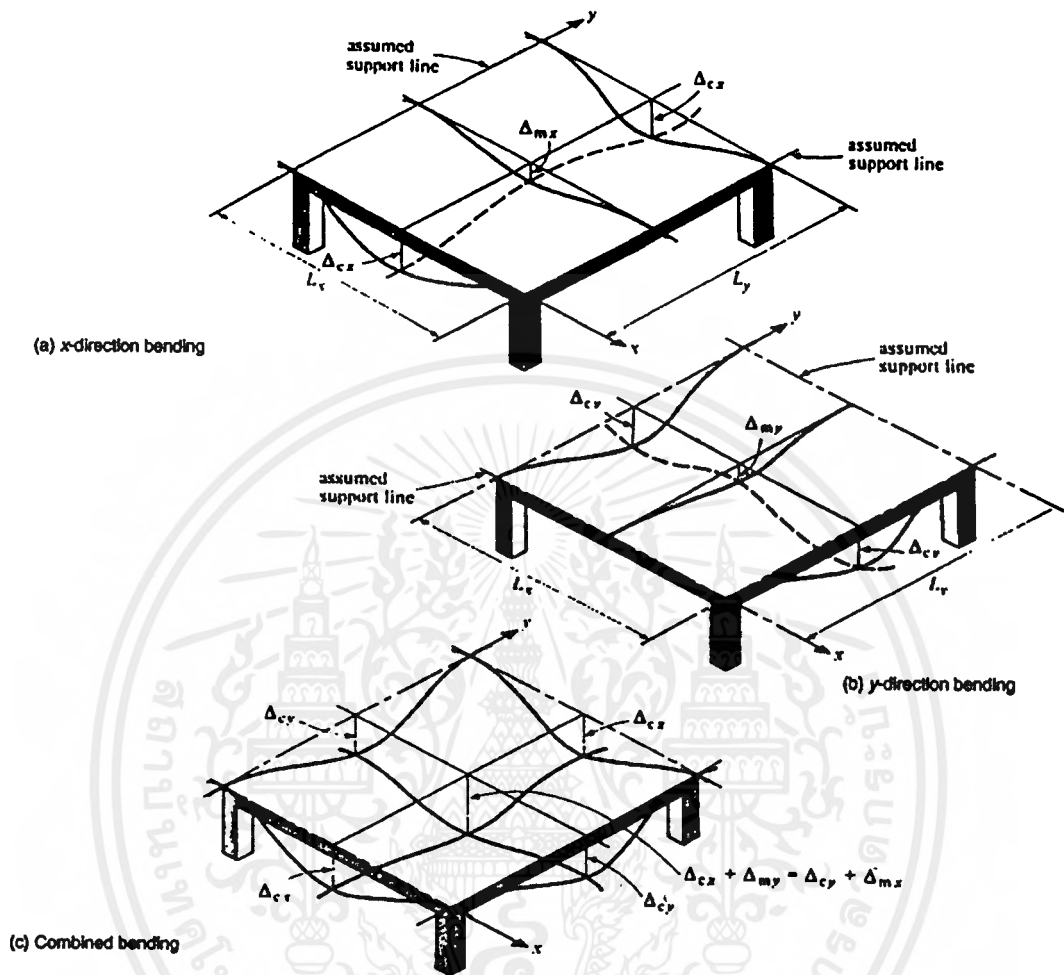
$$\text{Fixed}\Delta_{frame} = \frac{wl^4}{384E_c I_{frame}} \quad (10)$$

เมื่อ  $w$  คือ น้ำหนักบรรทุกทุกแผ่สม่ำเสมอ คุณ ความกว้างทั้งหมด

ผลของสติฟเนสที่ต่างกันบริเวณโมเมนต์บวกและลบ [เนื่องจากเป็นหัวเสา และ/หรือ  $I_e$  ในสมการ

(4-1)] จะนำมาคิดโดยใช้โมเมนต์อินเนอร์เซียเฉลี่ยที่ให้ไว้ในสมการ (1) และ (2)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4-6 มาตรฐานสำหรับวิธีโครงสร้างข้อแข็งเทียบเท่าของการวิเคราะห์การโก่งตัวของระบบพื้น 2 ทางที่มีหรือไม่มีคาน

การโก่งตัวกลางช่วงเมื่อขอบยึดแน่นของแถบเสาและแถบกลางหาได้จากการคูณ  $Fixed \Delta_{frame}$  จากสมการ (10) ด้วยอัตราส่วน  $M/EI$  ของแถบเสาและแถบกลางต่อ  $M/EI$  ของโครงสร้างข้อแข็งซึ่งมีความกว้างทั้งหมด

$$Fixed \Delta_{c,m} = (LDF)_{c,m} Fixed \Delta_{frame} \frac{(EI)_{frame}}{(EI)_{c,m}} \quad \text{สำหรับแถบเสาหรือแถบกลาง} \quad (11)$$

$$\text{เมื่อ} \quad (LDF)_{c,m} = \frac{M_{c,m}}{M_{frame}}$$

= ตัวประกอบการกระจายโมเมนต์ทางข้าง (ดูตารางที่ 4-7 สำหรับค่าทั่วไปของ LDF)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สิ่งต่อไปที่จะต้องหาก็คือ การโก่งตัวกลางช่วงของแถบเสาหรือแถบกลางที่เกิดจากการหมุนที่ปลาย  $((\Delta\theta_1)_{cx}, (\Delta\theta_1)_{mx})$  ซึ่งถ้าปลายของเสาในพื้นชั้นบนและพื้นชั้นล่างของชั้นนี้ถูกสมมติให้เป็นแบบยึดแน่น (ซึ่งเป็นกรณีทั่วไปสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างข้อแข็งเทียบเท่า) หรือสมมติให้เป็นแบบข้อหมุน การหมุนของเสาที่พื้นชั้นนี้ก็ จะเท่ากับผลรวมของโมเมนต์หารด้วยสติฟเนสของเสาเทียบเท่า

$$\theta_{frame} = \theta_c = \theta_m = \frac{(M_{net})_{frame}}{K_{ec}} \quad (12)$$

โดยที่  $K_{ec}$  = สติฟเนสของเสาเทียบเท่า

การโก่งตัวกลางช่วงของแถบเสา เมื่อปลายข้างหนึ่งหมุนไปเป็นมุม  $\theta_1$  เรเดียน และที่ปลายด้านตรงข้ามยึดแน่นคือ

$$(\Delta\theta_1)_c = \frac{\theta_1 \ell}{8} \quad (13)$$

การโก่งตัวส่วนที่เหลือของแถบเสาและแถบกลางก็จะหาได้โดยวิธีเดียวกัน

เนื่องจาก  $\theta$  ในสมการ (12) ได้มาจากคุณสมบัติหน้าตัดทั้งหมด ในระหว่างที่การหาการโก่งตัวต้องใช้  $I_e$  ดังนั้น จะใช้สมการ (14) แทน (13) ดังต่อไปนี้

$$(\Delta\theta_1)_c = \theta_1 \left( \frac{\ell}{8} \right) \left( \frac{I_g}{I_e} \right)_{frame} \quad (14)$$



ตารางที่ 4-7 ตัวประกอบการกระจายตัวทางข้าง (Lateral Distribution Factors, LDF)

สำหรับแกนกลางและแกนเสา

เปอร์เซ็นต์แถบเสาของโมเมนต์แถบพื้นทั้งหมด คือ	
ลบ ภายนอก	$100 - 10\beta_i + 12\beta_i(\alpha_1\ell_2/\ell_1)(1 - \ell_2/\ell_1)$
ลบ ภายใน	$75 + 30(\alpha_1\ell_2/\ell_1)(1 - \ell_2/\ell_1)$
บวก	$60 + 30(\alpha_1\ell_2/\ell_1)(1.5 - \ell_2/\ell_1)$
ยกเว้นเมื่อ	$\alpha_1\ell_2/\ell_1 > 1$ (ระบบพื้นที่รองรับโดยคาน 2 ทางทั่วไป) ใช้ $\alpha_1\ell_2/\ell_1 = 1$
ตัวอย่าง $\alpha_1 = \beta_i = 0$ สำหรับแผ่นเรียบที่ไม่มีคาน ใช้ค่าขอบเขตโมเมนต์บวกลบเฉลี่ย	
ผนังภายในทั้งสองทิศทาง	$(LDF)_c = \frac{60(Pos) + 75(Neg)}{2} = 67.5\%$ $(LDF)_m = 100 - 67.5 = 32.5\%$
ผนังข้างในทิศทางที่ปลายข้างหนึ่งต่อเนื่อง	$(LDF)_c = \frac{60 + (100 + 75)/2}{2} = 73.8\%$ $(LDF)_m = 100 - 73.8 = 26.2\%$
ผนังข้างในทิศทางที่ปลายทั้งสองข้างต่อเนื่อง	$(LDF)_c = 67.5\%$ , $(LDF)_m = 32.5\%$
ผนังมุมในทั้งสองทิศทาง	$(LDF)_c = 73.8\%$ , $(LDF)_m = 26.2\%$

#### 4.1.5.2 การโค้งตัวระยะสั้นโดยวิธีการออกแบบโดยตรง

การคำนวณการโค้งตัวที่อธิบายในหัวข้อที่แล้วเป็นขั้นตอนในวิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่า ซึ่งก็ใช้ได้กับวิธีการออกแบบโดยตรงถ้าสามารถหาโมเมนต์ที่หน้าตัดวิกฤตได้โดยใช้ค่าสัมประสิทธิ์แทนการวิเคราะห์โครงข้อแข็งดังในวิธีของโครงข้อแข็งเทียบเท่า ในวิธีการออกแบบโดยตรง โมเมนต์ที่ใช้ในการออกแบบจะหาได้จากความยาวช่วงซึ่งวัดจากขอบถึงขอบของที่รองรับ เมื่อต้องการหาการโค้งตัวเนื่องจากการหมุนที่ปลายขององค์อาคาร โมเมนต์เหล่านี้ควรจะถูกแก้ไขตามทฤษฎีเพื่อให้ได้ค่าของโมเมนต์ที่กึ่งกลางเสา อย่างไรก็ตาม ข้อแตกต่างนี้มีค่าน้อยมากจนอาจจะไม่ต้องคำนึงถึงก็ได้ ในกรณีของแผ่นพื้นไร้คาน ความยาวช่วงจะวัดระหว่างศูนย์กลางของเสา ซึ่งน่าจะเหมาะสมกว่าการวัดจากขอบถึงขอบของเสา เมื่อใช้ในการคำนวณการโค้งตัว

ถ้าช่วงทั้งหมดเท่ากันและมีน้ำหนักกระทำเท่ากัน ผลของวิธีการออกแบบโดยตรงจะไม่ให้ค่าโมเมนต์ที่ไม่สมดุลและไม่ให้ค่าการหมุน ยกเว้นแต่ที่เสายานอก ซึ่งในกรณีนี้เราจะพิจารณาการหมุนแค่ที่เสายานอกเท่านั้น เมื่อน้ำหนักบรรทุกจรมีค่ามากเมื่อเปรียบเทียบกับน้ำหนักบรรทุกคงที่ (กรณีพิเศษ) การหมุนที่ปลายอาจจะหาได้ด้วยวิธีพื้นฐานการวิเคราะห์โครงสร้าง ซึ่งสามารถที่จะรวมผลของลักษณะของน้ำหนักที่กระทำเข้าไปด้วย

#### 4.1.5.3 โมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิผล

ในการหาการโก่งตัวของแผ่นพื้นสองทางที่แตกร้างบางส่วน ควรจะใช้ค่าของโมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิผลที่ได้มาจากสมการ(4-1) และอาจจะใช้ค่าเฉลี่ยของ  $I_e$  ที่บริเวณโมเมนต์บวกและลบตามสมการ(1) และ (2) สำหรับตำแหน่งแตกร้างทั่วไปที่พบในการทดลอง การใช้ค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียตามตารางข้างล่างให้ผลที่ใกล้เคียงในเกือบทุกกรณี

กรณี	อินเนอร์เซีย
ก. แผ่นพื้นไร้คาน (แผ่นเรียบ, พื้นเรียบ) (1) การโก่งตัวเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ทั้งหมด (2) การโก่งตัวเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่บวกน้ำหนักบรรทุกจร: - สำหรับแถบเสาทั้งสองทิศทาง - สำหรับแถบกลางทั้งสองทิศทาง	$I_g$    $I_e$  $I_g$
ข. แผ่นพื้นที่มีคาน (แผ่นพื้น 2 ทางที่รองรับโดยคาน) (1) การโก่งตัวน้ำหนักบรรทุกคงที่ทั้งหมด (2) การโก่งตัวน้ำหนักบรรทุกคงที่บวกน้ำหนักจร: - สำหรับแถบเสาทั้งสองทิศทาง - สำหรับแถบกลางทั้งสองทิศทาง	$I_g$   $I_g$  $I_e$

$I_e$  ของโครงข้อแข็งเทียบเท่าในแต่ละทิศทางคิดเป็นผลรวมของค่า  $I_e$  ของแถบเสาและแถบกลาง

#### 4.1.5.4 การโค้งตัวระยะยาว

เนื่องจากข้อมูลที่มีอยู่ในเรื่องของการโค้งตัวระยะยาวของการก่อสร้างสองทาง มีน้อยมากจนไม่พอจะกำหนดวิธีในการหาการโค้งตัวระยะยาวแบบมีเหตุมีผลได้ ดังนั้นเราจึงจะใช้ขั้นตอนเหมือนกับที่ใช้ในองค์อาคารทางเดียว ค่าของ  $\xi$  ใน Eq. (9-10) จะใช้เท่ากับ 2.5 สำหรับน้ำหนักบรรทุกกระทำต่อเนื่อง 5 ปีหรือนานกว่านั้น

#### 4.1.6 โครงสร้างคอนกรีตอัดแรง

อัตราส่วนความยาวช่วงต่อความลึกสำหรับการใช้ทั่วไปในการออกแบบของค้ำอาคารอัดแรง มีแสดงอยู่ใน PCI Design Handbook <sup>4.3</sup> และข้อมูลจากหลายแหล่งได้สรุปไว้ในเอกสารอ้างอิง 4.2

ในองค์อาคารอัดแรงที่ไม่เป็นเชิงประกอบ เราสามารถหาระยะยกเพื่อการแอ่นตัวและการโค้งตัวขององค์อาคารอัดแรงได้ตามขั้นตอนจากเอกสารอ้างอิง 4.2 ซึ่งใช้ค่า  $I_c$  สำหรับองค์อาคารอัดแรงบางส่วน (เอกสารอ้างอิง 4.3) ในการหาการโค้งตัวเมื่อหน่วยแรงดึงสูงเกินโมดูลัสแตกร้า แต่ไม่น้อยกว่า  $3.18\sqrt{f'_c}$  สำหรับรายละเอียดในการหาการโค้งตัวของคานอัดแรงแตกร้าและในเรื่องการโค้งตัวของคานอัดแรงเชิงประกอบได้มีแสดงอยู่ในเอกสารอ้างอิง 4.2 และ 4.7

การโค้งตัวสูงสุดขององค์อาคารอัดแรงที่ไม่เป็นเชิงประกอบหาได้จากสมการข้างล่าง (เอกสารอ้างอิง 4.2 และ 4.7)

$$\begin{aligned} \Delta_w = & \underbrace{-\Delta_{po}}_{(1)} + \underbrace{\Delta_o}_{(2)} - \left[ \underbrace{-\frac{\Delta P_u}{P_o}}_{(6)} + \underbrace{(k_r C_u)}_{(7)} \left( 1 - \underbrace{\frac{\Delta P_u}{2P_o}}_{(8)} \right) \right] \Delta_{po} + \underbrace{(k_r C_u)}_{(4)} \Delta_o + \underbrace{\Delta_s}_{(5)} \\ & + \underbrace{(\beta_s k_r C_u)}_{(6)} \Delta_s + \underbrace{\Delta_\lambda}_{(7)} + \underbrace{(\Delta_{cp})_\lambda}_{(8)} \end{aligned} \quad (15)$$

พจน์ (1) คือ ระยะยกเริ่มต้นเนื่องจากโมเมนต์อัดแรงเริ่มต้นหลังจากเกิดการเสื่อมลดเนื่องจากการหด

ตัวอีลาสติก  $P_o e$  ยกตัวอย่างเช่น  $\Delta_{po} = P_o e \lambda^2 / 8 E_{ci} I_g$  สำหรับเหล็กเสริมอัดแรงตรง

พจน์ (2) คือ การโค้งตัวเริ่มต้นของคานเนื่องจากน้ำหนักตัวมันเอง  $\Delta_o = 5 M_o \lambda^2 / 48 E_{ci} I_g$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำหรับคานช่วงเดียวเมื่อ  $M_0 =$  โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักตัวมันเองกลางช่วง

พจน์ (3) คือ ระยะยกเนื่องจากการคืบ(ขึ้นกับเวลา)ของคานเนื่องจากโมเมนต์อัดแรง พจน์นี้รวมผลของการคืบและการเสื่อมลดของแรงอัด อันได้แก่ผลของการคืบภายใต้หน่วยแรงต่างๆ ค่าเฉลี่ยของอัตราส่วนการเสื่อมลดของแรงอัด หลังจากการถ่ายแรง (ไม่รวมการเสื่อมลดเนื่องจากการหดตัวอีลาสติก)  $\Delta P_u / P_0$  มีค่าประมาณ 0.18 สำหรับคอนกรีตทั่วไป, 0.21 สำหรับคอนกรีตมวลเบาซึ่งใช้ทราย และ 0.23 สำหรับคอนกรีตมวลเบาอื่น ๆ ดังนั้นเราอาจจะใช้ค่าเฉลี่ยของ  $C_u = 2.0$  เพื่อหาผลของการคืบเนื่องจากแรงอัดสูงสุดและน้ำหนักของตัวมันเอง ตัวประกอบ  $k_r$  เป็นผลของเหล็กเสริมรับแรงดึงไม่อัดแรงในการลดระยะยกที่ขึ้นกับเวลา โดยใช้สมการที่ (16)

$$k_r = 1 / [1 + (A_s / A_{ps})] \quad \text{สำหรับ } A_s / A_{ps} < 2 \quad (16)$$

เมื่อ  $k_r = 1$  และ  $\Delta P_u = P_0 - P_e$  พจน์ (1) + (3) จะรวมได้เป็น

$$-\Delta_{po} - \left[ -\Delta_{po} + \Delta_{pe} + C_u \left( \frac{\Delta_{po} + \Delta_{pe}}{2} \right) \right] = -\Delta_{pe} - C_u \left( \frac{\Delta_{po} + \Delta_{pe}}{2} \right)$$

พจน์ (4) คือ การโก่งตัวเนื่องจากการคืบของคานภายใต้น้ำหนักของตัวมันเอง ซึ่งจะใช้ค่า  $C_u$  เดียวกันกับในพจน์ (3) เนื่องจากการคืบเกิดขึ้นภายใต้หน่วยแรงรวมซึ่งเป็นผลจากการอัดแรงและน้ำหนักตัวมันเอง ผลของเหล็กเสริมรับแรงดึงไม่อัดแรงที่ช่วยลดการโก่งตัวเนื่องจากการคืบถูกรวมไว้ในทั้งพจน์ (3) สำหรับระยะยก และ พจน์ (4) สำหรับการโก่งตัว

พจน์ (5) คือ การโก่งตัวเริ่มต้นของคานภายใต้น้ำหนักบรรทุกคงที่ที่เพิ่ม  $\Delta_s = 5M_s \ell^2 / 48E_c I_g$  สำหรับคานช่วงเดียว เมื่อ  $M_s =$  โมเมนต์กลางช่วงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ที่เพิ่ม (กระทำแบบแผ่สม่ำเสมอ)

พจน์ (6) คือ การโก่งตัวเนื่องจากการคืบของคานภายใต้น้ำหนักบรรทุกคงที่ที่เพิ่ม  $k_r$  มีค่าเหมือนกับในพจน์ (3) และ (4) และถูกรวมในพจน์การโก่งตัวนี้สำหรับเหตุผลเดียวกันกับในพจน์ (4) ใช้ค่าเฉลี่ยของ  $C_u = 1.6$   $\beta_s$  คือ ตัวประกอบแก้ไขการคืบสำหรับอายุของคอนกรีตเมื่อได้รับน้ำ

หนักบรรทุกคงที่เพิ่ม (สามารถใช้ค่าเดียวกันนี้ได้ทั้งคอนกรีตทั่วไปและคอนกรีตมวลเบา) :

$\beta_s = 0.85$  สำหรับอายุ 3 สัปดาห์, 0.83 สำหรับอายุ 1 เดือน, 0.76 สำหรับอายุ 2 เดือน,  
0.74 สำหรับอายุ 3 เดือน และ 0.71 สำหรับอายุ 4 เดือน

พจน์ (7) คือ การโก่งตัวเบื้องต้นของคานภายใต้น้ำหนักบรรทุกจร  $\Delta_{\ell} = 5M_{\ell} \ell^2 / 48E_c I_g$  สำหรับคาน  
ช่วงเดียวภายใต้น้ำหนักบรรทุกจรที่แผ่สม่ำเสมอ โดยที่  $M_{\ell}$  = โมเมนต์กลางช่วงเนื่องจากน้ำ  
หนักบรรทุกจร สำหรับองค์อาคารที่ไม่แตกร้าว  $I_e = I_g$  สำหรับองค์อาคารเชิงประกอบและ  
ไม่เป็นเชิงประกอบที่แตกร้าวบางส่วน ให้ศึกษาขั้นตอนจากเอกสารอ้างอิง 4.2 และ 4.3  
และดูตัวอย่าง 4.5

พจน์ (8) คือ การโก่งตัวเนื่องจากการคืบของคานภายใต้น้ำหนักบรรทุกจร การโก่งตัวที่เพิ่มขึ้นนี้หาได้  
จาก  $(\Delta_{cp})_{\ell} = (M_s / M_{\ell}) C_u \Delta_{\ell}$  เมื่อ  $M_s$  คือโมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรที่กระทำต่อ  
เนื่อง และ  $C_u = 1.6$  เหมือนในพจน์ (6)

#### 4.1.7 โครงสร้างเชิงประกอบ

ขั้นตอนในการหาการโก่งตัวสูงสุดขององค์อาคารรับแรงดัดเชิงประกอบที่มีการค้ำยันและไม่มีการค้ำยัน  
ได้แสดงอยู่ในหัวข้อต่อไป วิธีดังกล่าวเป็นวิธีที่แสดงอยู่ในเอกสารอ้างอิง 4.2 และ 4.7 ในหัวข้อต่อไป ถ้าใน  
พจน์ใดแสดงตัวเลขห้อยอยู่ ให้ถือตามคำอธิบายต่อไปนี้ เลขตัวห้อย 1 แสดงถึงแผ่นพื้น (หรือผลของแผ่นพื้น,  
เช่นภายใต้น้ำหนักบรรทุกคงที่ของพื้น) และเลขตัวห้อย 2 แสดงถึงคานสำเร็จรูป ตัวอย่าง 4.6 และ 4.7 แสดงข้อดี  
ของการค้ำยันในการลดการโก่งตัว

##### 4.1.7.1 การก่อสร้างที่มีการค้ำยัน

สำหรับองค์อาคารเชิงประกอบที่มีการค้ำยัน ซึ่งน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักจรถูกรับโดยหน้าดัดเชิง  
ประกอบรวม ให้ใช้ความหนาต่ำสุดที่ยอมให้ตามตาราง 4-1 โดยถือเสมือนว่าเป็นองค์อาคารที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกัน

การคำนวณการโก่งตัวสำหรับคานเชิงประกอบที่มีการค้ำยันจึงใช้ขั้นตอนเดียวกับคานที่หล่อเป็นเนื้อ  
เดียวกัน ยกเว้นแต่ในการโก่งตัวเนื่องจากการบิดเบี้ยวหดตัวของคานสำเร็จรูปซึ่งจะถูกกำหนดโดยหน้าดัดเชิง  
ประกอบหลังจากที่คอนกรีตที่เทในพื้นที่เชิงตัวแล้ว และในการโก่งตัวเนื่องจากการหดตัวและการคืบที่ต่างกันของ  
คานเชิงประกอบ ซึ่งข้อยกเว้นสองอย่างนี้ได้แสดงอยู่ในพจน์ (3) และ (4) ของสมการ (17)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\begin{aligned}
 & \text{(1)} & \text{(2)} & \text{(3)} & \text{(4)} \\
 \Delta_u &= (\Delta_l)_{1+2} + 1.80k_r(\Delta_l)_{1+2} + \Delta_{sh} \frac{I_2}{I_c} + \Delta_{ds} \\
 & \text{(5)} & \text{(6)} \\
 & + (\Delta_i)_e + (\Delta_{cp})_e & & & \text{(17)}
 \end{aligned}$$

เมื่อ  $k_r = 0.85$  (ไม่คิดผลของเหล็กรับแรงอัดพื้น) และ สมมติให้  $\Delta_{ds}$  เท่ากับ  $(\Delta_l)_{1+2}$  สมการที่ (17) ลดรูปเป็นสมการที่ (18)

$$\begin{aligned}
 & \text{(1+2+4)} & \text{(3)} & \text{(5)} & \text{(6)} \\
 \Delta_u &= 3.53(\Delta_l)_{1+2} + \Delta_{sh} \frac{I_2}{I_c} + (\Delta_i)_e + (\Delta_{cp})_e & & & \text{(18)}
 \end{aligned}$$

พจน์ (1) คือ การโก่งตัวเริ่มต้นหรือ ระยะสั้นของคานเชิงประกอบเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ของพื้น และของคานสำเร็จรูป (รวมน้ำหนักผนัง, หลังคา, ฯลฯ) โดยใช้สมการที่ (3) ที่มี  $M_o = M_1 + M_2 =$  โมเมนต์กลางช่วงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ของพื้นและคานสำเร็จรูป สำหรับการคำนวณ  $(I_e)_{1+2}$  ในสมการที่ (1) ใช้  $M_o$  เท่ากับ  $M_1 + M_2$  และใช้ค่า  $M_{cr}, I_g$  และ  $I_{cr}$  ที่หน้าตัดคานเชิงประกอบที่กลางช่วง

พจน์ (2) คือ การโก่งตัวเนื่องจากการคืบของคานเชิงประกอบเนื่องจากน้ำหนักของพื้นและ คานในพจน์ (1) โดยใช้ สมการ (5)  $C_u = 1.80$  (ซึ่งถือว่าการค้ำยันจะถูกเอาออกหลังจากที่พื้นถูกบ่มด้วยความชื้นเป็นเวลา 10 วัน) และ  $\rho'$  เป็นเหล็กเสริมรับแรงอัดในพื้นที่กลางช่วง เมื่อใช้ในการคำนวณหา  $k_r$

พจน์ (3) คือ การโก่งตัวเนื่องจากการหดตัวของคานเชิงประกอบหลังจากที่เอาค้ำยันออกไปแล้ว เป็นผลมาจากการหดตัวของคอนกรีตในคานสำเร็จรูป แต่ไม่รวมผลของการหดตัวและการคืบที่ต่างกันซึ่งแสดงในพจน์ (4) ใช้สมการ (6) หา  $\Delta_{sh}$  สมมติว่าหล่อพื้นหลังจากที่คานสำเร็จรูป (ซึ่งบ่มด้วยไอน้ำ) มีอายุ 2 เดือน และค้ำยันถูกเอาออกหลังจากที่หล่อพื้นได้ 10 วัน  $(\Delta_{sh})_u = (1 - 0.37)(400 \times 10^{-6}) = 252 \times 10^{-6}$  ซม./ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

พจน์ (4) คือ การโก่งตัวเนื่องจากการหดตัวและการคืบที่ต่างกันอาจจะใช้  $\Delta_{ds} = (\Delta_I)_{1+2}$  ซึ่งเป็นค่าโดยประมาณ

พจน์ (5) คือ การโก่งตัวเริ่มต้นหรือระยะสั้นของคานเชิงประกอบภายใต้น้ำหนักบรรทุกจรโดยใช้สมการ (3) การคำนวณการโก่งตัวเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรที่เพิ่มขึ้น ใช้ขั้นตอนเดียวกันกับคานที่หล่อเป็นเนื้อเดียว ซึ่งจะเหมือนกับวิธีที่จะอธิบายในพจน์ (9) ของสมการ (19) ต่อไป

พจน์ (6) คือ การโก่งตัวเนื่องจากการคืบเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรกระทำต่อเนื่อง โดยใช้สมการ (5)

ขั้นตอนเหล่านี้ควรใช้กับค่ากลางช่วงเท่านั้น ซึ่งจะให้ค่าที่ใกล้เคียงสำหรับทั้งคานเชิงประกอบช่วงเดียวและพื้นที่ต่อเนื่อง ตัวอย่างของการคำนวณพื้นที่ต่อเนื่องในการก่อสร้างเชิงประกอบหาได้ในเอกสารอ้างอิง 4.7

#### 4.1.7.2 การก่อสร้างที่ไม่มีมการค้ำยัน

ในการก่อสร้างเชิงประกอบที่ไม่มีมการค้ำยัน ถ้าความหนาของชั้นส่วนสำเร็จรูปที่ไม่ได้อัดแรงมากกว่าความหนาต่ำสุดที่ยอมให้ ก็ไม่จำเป็นต้องหาทั้งการโก่งตัวเริ่มต้นและการโก่งตัวที่เกิดขึ้นหลังจากที่ชั้นส่วนนั้นได้กลายเป็นเชิงประกอบ แต่ควรที่จะหาการโก่งตัวระยะยาวของชั้นส่วนสำเร็จรูปภายใต้น้ำหนักบรรทุกและระยะเวลาที่น้ำหนักกระทำก่อนที่จะมีการเทคอนกรีตส่วนอื่นซึ่งทำให้หน้าตัดกลายเป็นหน้าตัดเชิงประกอบประสิทธิผล

$$\begin{aligned} \Delta_u = & \underbrace{(\Delta_I)_2}_{(5)} + \underbrace{0.77k_r(\Delta_I)_2}_{(6)} + \underbrace{0.83k_r(\Delta_I)_2 \frac{I_2}{I_c}}_{(7)} + \underbrace{0.36\Delta_{sh}}_{(8)} \\ & + \underbrace{0.64\Delta_{sh} \frac{I_2}{I_c}}_{(9)} + \underbrace{(\Delta_I)_1}_{(10)} + \underbrace{1.22k_r(\Delta_I)_1 \frac{I_2}{I_c}}_{(10)} + \Delta_{ds} \\ & + (\Delta_I)_e + (\Delta_{cp})_e \end{aligned} \quad (19)$$

เมื่อ  $k_r = 0.85$  (ไม่มีเหล็กรับแรงอัดในคานสำเร็จรูป) และถ้าสมมติให้  $\Delta_{ds}$  เท่ากับ  $0.50(\Delta_I)_1$  สมการที่ (19) ถูกลดรูปเป็นสมการที่ (20)

$$\Delta_u = \left(1.65 + 0.71 \frac{I_2}{I_c}\right) (\Delta_i)_2 + \left(0.36 + 0.64 \frac{I_2}{I_c}\right) \Delta_{sh} \quad (19)$$

$$+ \left(1.50 + 1.04 \frac{I_2}{I_c}\right) (\Delta_i)_1 + (\Delta_i)_t + (\Delta_{cp})_t \quad (20)$$

ในสมการ (19) และ (20) ส่วนของการหดตัวและการคืบที่เกิดขึ้นก่อนและหลังจากเมื่อมีการหล่อพื้น จะใช้ได้สมมติฐานที่ว่า คานสำเร็จรูปมีอายุ 20 วัน เมื่อรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ของตัวมันเอง และมีอายุสองเดือนเมื่อมีการหล่อพื้นเชิงประกอบ

พจน์ (1) คือ การโก่งตัวเริ่มต้นหรือระยะสั้นของคานสำเร็จรูปภายใต้น้ำหนักของตัวมันเอง โดยใช้สมการ (3) ที่มี  $M_o = M_2 =$  โมเมนต์กลางช่วงเนื่องจากน้ำหนักของคานสำเร็จรูป สำหรับการหา  $(I_e)_2$  ในสมการ (4-1)  $M_o$  เป็นผลจากน้ำหนักของคานสำเร็จรูป และค่า  $M_{cr}, I_g$  และ  $I_{cr}$  หาที่หน้าตัดของคานสำเร็จรูปที่กลางช่วง

พจน์ (2) คือ การโก่งตัวเนื่องจากการคืบภายใต้น้ำหนักของคานสำเร็จรูป ตั้งแต่เริ่มต้นจนถึงเมื่อมีการหล่อพื้น โดยใช้สมการ (5) ที่มี  $C_t = 0.48$  (สำหรับ 20 วันถึง 2 เดือน)  $\times 1.60 = 0.77$  และใช้  $\rho'$  เป็นปริมาณเหล็กเสริมรับแรงอัดในคานสำเร็จรูปที่กลางช่วงเมื่อคำนวณหา  $k_r$

พจน์ (3) คือ การโก่งตัวเนื่องจากการคืบของคานเชิงประกอบหลังจากการหล่อพื้นเนื่องจากน้ำหนักของคานสำเร็จรูปโดยใช้สมการ (5) ที่มี  $C_t = 1.60 - 0.77 = 0.83$  ,  $\rho'$  เหมือนกับในพจน์ที่ (2) ใช้อัตราส่วน  $I_2 / I_c$  ในการปรับหน่วยแรงเริ่มต้นซึ่งเป็นผลมาจากการที่หน้าตัดเชิงประกอบช่วยลดการโก่งตัวเนื่องจากการคืบ หลังจากที่หน้าตัดเชิงประกอบกระทำตัวเป็นชิ้นเดียวกัน ถ้าจะประมาณอย่างง่าย จะใช้  $I_2 / I_c = [(I_2 / I_c)_g + (I_2 / I_c)_{cr}] / 2$

พจน์ (4) คือ การโก่งตัวเนื่องจากการบิดเบี้ยวจากการหดตัวของคานสำเร็จรูป ตั้งแต่เริ่มต้นจนถึงเมื่อมีการหล่อพื้น โดยใช้สมการ (6) ที่มี  $\epsilon_{sh} = 0.36(\epsilon_{sh})_u$  ที่อายุ 2 เดือนสำหรับคอนกรีตบ่มไอน้ำ (ซึ่งจะสมมติให้เป็นกรณีปกติสำหรับคานสำเร็จรูป)  $(\epsilon_{sh})_u = 400 \times 10^{-6}$  ซม./ซม.

พจน์ (5) คือ การโก่งตัวเนื่องจากการหดตัวของคานเชิงประกอบหลังจากการหล่อพื้น อันเป็นผลมาจาก



การหดตัวของคอนกรีตในคานสำเร็จรูป โดยใช้สมการ (6) ที่มี  $\varepsilon_{sh} = 0.64(\varepsilon_{sh})_u$  พจน์นี้ไม่รวมผลของการคืบและการหดตัวที่ต่างกัน ซึ่งจะอยู่ในพจน์ (8) ใช้  $I_2/I_c$  เหมือนกับในพจน์ที่ (3)

พจน์ (6) คือ การโก่งตัวเริ่มต้นหรือระยะสั้นของคานสำเร็จรูปภายใต้น้ำหนักของพื้น โดยใช้สมการ (3) ที่มีการโก่งตัวเพิ่มขึ้นดังต่อไปนี้:  $(\Delta_i)_1 = (\Delta_i)_{1+2} - (\Delta_i)_2$  เมื่อ  $(\Delta_i)_2$  เหมือนกับในพจน์ที่ (1) สำหรับการคำนวณ  $(I_e)_{1+2}$  และ  $(\Delta_i)_{1+2}$  ในสมการ (4-1) และ (3)  $M_a = M_1 + M_2$  เนื่องจากน้ำหนักของคานสำเร็จรูปและน้ำหนักของพื้น ที่กลางช่วง และค่า  $M_{cr}$ ,  $I_g$  และ  $I_{cr}$  ใช้ที่หน้าตัดของคานสำเร็จรูปที่กลางช่วง ถ้าก่อนผนัง, ประกอบหลังคา ฯลฯ ในเวลาเดียวกันกับที่หล่อพื้นหรือหลังจากนั้นไม่นาน น้ำหนักของสิ่งเหล่านั้นควรจะรวมอยู่ใน  $M_1$  และ  $M_a$

พจน์ (7) คือ การโก่งตัวเนื่องจากการคืบของคานเชิงประกอบภายใต้น้ำหนักของพื้น โดยใช้สมการ (5) ที่มี  $C_i = 0.76$  (ตัวประกอบแก้ไขอายุน้ำหนักบรรทุกที่อายุ 2 เดือน)  $\times 1.60 = 1.22$  ในพจน์นี้ ความเครียดเริ่มต้น, ความโค้ง และการโก่งตัว ภายใต้น้ำหนักของพื้นหากจากหน้าตัดของคานสำเร็จรูปเท่านั้น ดังนั้น ความโค้งการคืบและการโก่งตัวจะเป็นผลของคอนกรีตในคานสำเร็จรูป ถึงแม้ว่าหน้าตัดเชิงประกอบจะช่วยต้านการโก่งตัวเหล่านี้เหมือนกับในพจน์ที่ (3) ใช้  $k_r$  เหมือนกับในพจน์ที่ (2) และ  $I_2/I_c$  เหมือนกับในพจน์ที่ (3)

พจน์ (8) คือ การโก่งตัวเนื่องจากการหดตัวและการคืบที่ต่างกัน จะประมาณอย่างง่ายโดยใช้  $\Delta_{ds} = 0.50(\Delta_i)_1$

พจน์ (9) คือ การโก่งตัวเริ่มต้นหรือระยะสั้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร (และน้ำหนักบรรทุกอื่น ๆ บนคานเชิงประกอบที่ไม่ได้รวมไว้ในพจน์ที่ (6)) ของคานเชิงประกอบ โดยใช้สมการ (4) ซึ่งจะประมาณการโก่งตัวที่เพิ่มขึ้นเป็น  $(\Delta_i)_t = (\Delta_i)_{d+t} - (\Delta_i)_d$  โดยใช้หน้าตัดเชิงประกอบ ซึ่งอาจจะได้ค่าที่สูงเกินไป เพราะจะได้  $(\Delta_i)_d$  มีค่าต่ำและ  $(\Delta_i)_t$  มีค่ามาก ถึงแม้ว่าน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นจะถูกรับโดยหน้าตัดที่ประกอบกัน วิธีนี้เหมือนกับพจน์ที่ (5) ของสมการ (17) และเป็นเสมือนกับคานที่หล่อเป็นเนื้อเดียว ถ้าใช้อีกวิธีหนึ่ง จะใช้สมการ (3) โดยมี  $M_a = M_1$  และ  $I_e = (I_c)_{cr}$  ซึ่งจะเป็นการประมาณอย่างหยาบๆ วิธีแรกจะแสดงไว้ในตัวอย่าง 4.7 และ อีกวิธีหนึ่งในตัวอย่าง 4.6

พจน์ (10) คือ การโค้งตัวเนื่องจากการคืบภายใต้น้ำหนักบรรทุกจรที่กระทำต่อเนื่อง (และน้ำหนักบรรทุก ต่อเนื่องอื่น ๆ) บนคานแข็งประกอบ โดยใช้สมการ (5) ที่มี  $C_u = 1.60$  และใช้  $\rho'$  เป็น ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงอัดในพื้นที่กลางช่วงในการหา  $k_r$  ซึ่งเหมือนกับพจน์ที่ (6) ในสม การ (17) และ (18)



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

**เอกสารอ้างอิง**

1. *Deflections of Concrete Structures, Special Publication SP 43, American Concrete Institute, Detroit, MI, 1974.*
2. *Branson, D.E., Deformation of Concrete Structures, McGraw-Hill Book Co., New York, N.Y., 1977.*
3. *PCI Design Handbook— Precast and Prestressed Concrete, 4th Ed., Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, 1992.*
4. *Designing for Creep and Shrinkage in Concrete Structures, Special Publication SP 76, American Concrete Institute, Detroit, MI, 1982.*
5. *Designing for Effects of Creep, Shrinkage, and Temperature in Concrete Structures, Special Publication SP 27, American Concrete Institute, Detroit, MI, 1971.*
6. *Nilson, A. H., and Walters, D. B., "Deflection of Two-Way Floor Systems by the Equivalent Frame Method," ACI Journal, Proceedings Vol. 72, No. 5, May 1975, pp. 210-218.*
7. *Branson, D.E., "Reinforced Concrete Composite Flexural Members," Chapter 4, pp. 97-174, and "Prestressed Concrete Composite Flexural Members," Chapter 5, pp. 148-210, Handbook of Composite Construction Engineering, G.M. Sabanis, Editor, Van Nostrand Reinhold Co., New York, N.Y., 1979.*

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

8. **Branson, D.E.**, "Deflections of Reinforced Concrete Flexural Members", **ACI 435.2R-66**,  
**(Reapproved 1984).**
  
9. *Control of Deflection in Concrete Structures*, **ACI 435R-95**, **American Concrete Institute**,  
**Detroit, MI, 1995.**



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### ตัวอย่างที่ 4.1 - คานรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าไม่อัดแรงช่วงเดียว

ให้หาการโก่งตัวระยะสั้น และ ระยะยาวที่อายุ 3 เดือน และ 5 ปี(ค่าสูงสุด)

$$f'_c = 210 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$f_y = 3,000 \text{ กก./ซม.}^2$$

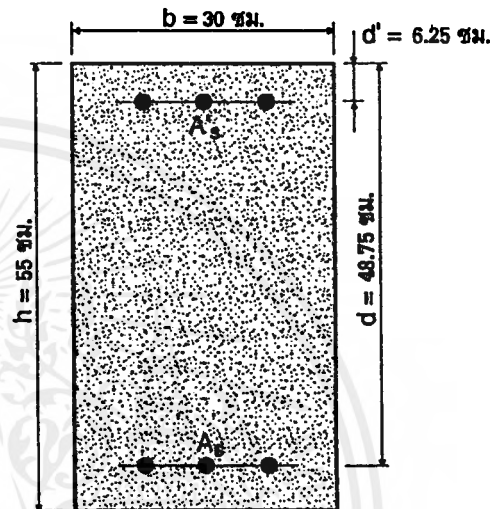
$$A_s = 3 - DB20 = 3 \times 3.14 = 9.42 \text{ ซม.}^2$$

$$E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\rho = A_s / bd = 0.0077$$

$$A'_s = 3 - DB12 = 3 \times 1.13 = 3.39 \text{ ซม.}^2$$

$$\rho' = A'_s / bd = 0.0026$$



( $A'_s$  ไม่ได้ใช้ตำแหน่งกึ่งกลาง)

น้ำหนักบรรทุกทุกเพิ่ม(ไม่รวมน้ำหนักคาน) = 180 กก./ม.

น้ำหนักบรรทุกจร = 450 กก./ม. (น้ำหนักคงค้าง 50 %)

ความยาวช่วง = 750 ซม.

1. ความหนาคานต่ำสุด สำหรับชิ้นส่วนที่ไม่ได้รองรับหรือติดกับผนัง  
หรือการก่อสร้างอื่นๆที่อาจจะทำให้เกิดความเสียหายโดยการโก่งตัวมากๆ

$$h_{\min} = \left( \frac{l}{16} \right)$$

คูณด้วย 0.8 สำหรับ  $f_y = 3,000 \text{ กก./ซม.}^2$

$$h_{\min} = \frac{750}{16} \times 0.8 = 37.50 \text{ ซม.} < 55 \text{ ซม.}$$

ใช้ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## 2. โมเมนต์

$$w_d = 180 + (0.30 \times 0.55 \times 2,400) = 576 \text{ กก./ม.}$$

$$M_d = \frac{w_d \ell^2}{8} = \frac{576 \times 7.50^2}{8} = 4,050 \text{ กก.-ม.}$$

$$M_\ell = \frac{w_\ell \ell^2}{8} = \frac{450 \times 7.50^2}{8} = 3,164.06 \text{ กก.-ม.}$$

$$M_{d+\ell} = 7,214.06 \text{ กก.-ม.}$$

$$M_{sus} = M_d + 0.50 M_\ell = 4,050 + (0.50 \times 3,164.06) = 5,632.03 \text{ กก.-ม.}$$

## 3. โมดูลัสแตกหัก, โมดูลัสอีลาสติก, อัตราส่วนโมดูลัส

$$f_r = 2.0 \sqrt{f'_c} = 2.0 \sqrt{210} = 29 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$E_c = w_c^{1.5} 4,270 \sqrt{f'_c} = 2,323^{1.5} \times 4,270 \sqrt{210} = 219,084 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 \times 10^6}{219,084} = 9.31$$

## 4. โมเมนต์อินเนอร์เซียหน้าตัดตกร้าวและหน้าตัดทั้งหมด โดยตารางที่ 4-2

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 55^3}{12} = 415,937.50 \text{ ซม.}^4$$

$$B = \frac{b}{nA_s} = \frac{30}{9.31 \times 9.42} = 0.342 \text{ ซม.}^{-1}$$

$$r = \frac{(n-1)A_s'}{(nA_s)} = \frac{(8.31)(3.39)}{(9.31)(9.42)} = 0.321$$

$$kd = \left[ \sqrt{2dB(1+rd'/d) + (1+r)^2} - (1+r) \right] / B$$

$$= \left[ \sqrt{2 \times 48.75 \times 0.342 \left( 1 + \frac{0.321 \times 6.25}{48.75} \right) + (1+0.321)^2} - (1+0.321) \right] / 0.342$$

$$= 13.79 \text{ ซม.}$$

$$I_{cr} = \frac{bk^3 d^3}{3} + nA_s (d - kd)^2 + (n-1)A_s' (kd - d')^2$$

$$= \frac{(30)(13.79)^3}{3} + (9.31)(9.42)(48.75 - 13.79)^2 + (8.31)(3.39)(13.79 - 6.25)^2$$

$$= 135,012.51 \text{ ซม.}^4$$

$$\frac{I_g}{I_{cr}} = \frac{415,937.50}{135,012.51} = 3.08$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## 5. โมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิผล

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{(29)(415,937.50)}{(55/2)} = 438,625 \text{ กก.-ซม.} = 4,386.25 \text{ กก.-ม.}$$

ก. ภายใต้น้ำหนักบรรทุกคงที่เท่านั้น

$$\frac{M_{cr}}{M_d} = \frac{4,386.25}{4,050} = 1.08 > 1 \text{ ดังนั้น } (I_e)_d = I_g = 415,937.50 \text{ ซม.}^4$$

ข. ภายใต้น้ำหนักบรรทุกคงค้ำ

$$\left(\frac{M_{cr}}{M_{sus}}\right)^3 = \left(\frac{4,386.25}{5,632.03}\right)^3 = 0.472$$

$$\begin{aligned} (I_e)_{sus} &= (M_{cr}/M_d)^3 I_g + [1 - (M_{cr}/M_d)^3] I_{cr} \leq I_g \\ &= (0.225)(7,214) + (1 - 0.225)(135,012.51) \\ &= 267,609.10 \text{ ซม.}^4 \end{aligned}$$

ค. ภายใต้น้ำหนักบรรทุกคงที่ บวก จร

$$\left(\frac{M_{cr}}{M_{d+t}}\right)^3 = \left(\frac{4,386.25}{7,214}\right)^3 = 0.225$$

$$\begin{aligned} (I_e)_{d+t} &= (0.225)(415,937.50) + (1 - 0.225)(135,012.51) \\ &= 198,219.70 \text{ ซม.}^4 \end{aligned}$$

## 6. การโก่งตัวเริ่มต้น หรือ การโก่งตัวระยะสั้น

$$(\Delta_i)_d = \frac{K(5/48)M_d \ell^2}{E_c (I_e)_d} = \frac{1(5/48)(4,050)(750)^2}{(219,084)(415,937.5)} = 0.0026 \text{ ม.} = 0.26 \text{ ซม.}$$

$K=1$  สำหรับคานช่วงเดี่ยว

$$(\Delta_i)_{sus} = \frac{K(5/48)M_{sus} \ell^2}{E_c (I_e)_{sus}} = \frac{1(5/48)(5,632.03)(750)^2}{(219,084)(267,609.10)} = 0.00563 \text{ ม.} = 0.563 \text{ ซม.}$$

$$(\Delta_i)_{d+t} = \frac{K(5/48)M_{d+t} \ell^2}{E_c (I_e)_{d+t}} = \frac{1(5/48)(7,214.06)(750)^2}{(219,084)(198,219.70)} = 0.00973 \text{ ม.} = 0.973 \text{ ซม.}$$

$$(\Delta_i)_\ell = (\Delta_i)_{d+t} - (\Delta_i)_d = 0.973 - 0.260 = 0.715 \text{ ซม.}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

• ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### การโก่งตัวที่ยอมให้

หลังคาแบนที่ไม่ได้รองรับหรือติดกับชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างที่อาจทำให้เกิดความเสียหายโดยการโก่งตัวมากๆ

$$(\Delta_l)_\ell \leq \frac{\ell}{180} = \frac{750}{180} = 4.17 \text{ ซม.} > 0.715 \text{ ซม.} \quad \text{ใช้ได้}$$

พื้นที่ที่ไม่ได้รองรับหรือติดกับชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างที่อาจทำให้เกิดความเสียหายโดยการโก่งตัวมากๆ

$$(\Delta_l)_\ell \leq \frac{\ell}{360} = \frac{750}{360} = 2.083 \text{ ซม.} > 0.715 \text{ ซม.} \quad \text{ใช้ได้}$$

7. การโก่งตัวระยะยาวเพิ่มเติมที่อายุ 3 เดือน และ 5 ปี (ค่าสูงสุด)  
การโก่งตัวเนื่องจากการคืบและการหดตัวรวมกัน

ระยะเวลา	$\xi$	$\lambda = \frac{\xi}{1+50\rho'}$	$(\Delta_l)_{sus}$	$(\Delta_l)_\ell$	$\Delta_{cp} + \Delta_{sh} = \lambda(\Delta_l)_{sus}$	$\Delta_{cp} + \Delta_{sh} + (\Delta_l)_\ell$
5 ปี	2.0	1.770	0.563	0.715	0.997	1.712
3 เดือน	1.0	0.885	0.563	0.715	0.498	1.213

การโก่งตัวเนื่องจากการคืบและการหดตัวแยกกัน

เมื่อ  $\rho = 0.0077; \rho' = 0.0026$

เมื่อ  $\rho = 100, \rho = 0.77$  และ  $\rho' = 100, \rho' = 0.26$  อ่านค่า  $A_{sh}$  จากรูปที่ 4-3 ได้ 0.455

และ  $K_{sh}$  ได้ 0.125 สำหรับ คานช่วงเดี่ยว จากตารางที่ 4-5

ระยะเวลา	$C_l$	$\lambda_{cp} = \frac{0.85C_l}{1+50\rho'}$	$\Delta_{cp} = \lambda_{cp}(\Delta_l)_{sus}$	$\epsilon_{sh}$	$\phi_{sh} = \frac{A_{sh}\epsilon_{sh}}{h}$	$\Delta_{sh} = K_{sh}\phi_{sh}\ell^2$	$\Delta_{cp} + \Delta_{sh} + (\Delta_l)_\ell$



### การโก่งตัวที่ยอมให้

หลังคาหรือพื้นที่ไม่ได้รองรับหรือติดกับชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างที่อาจจะทำให้เกิดความเสียหายโดยการโก่งตัวมากๆ

$$\Delta_{cp} + \Delta_{sh} + (\Delta_l)_l \leq \frac{l}{480} = \frac{750}{480} = 1.563 \text{ ซม.} \quad \text{ใช้ได้ ทั้งสองวิธี}$$

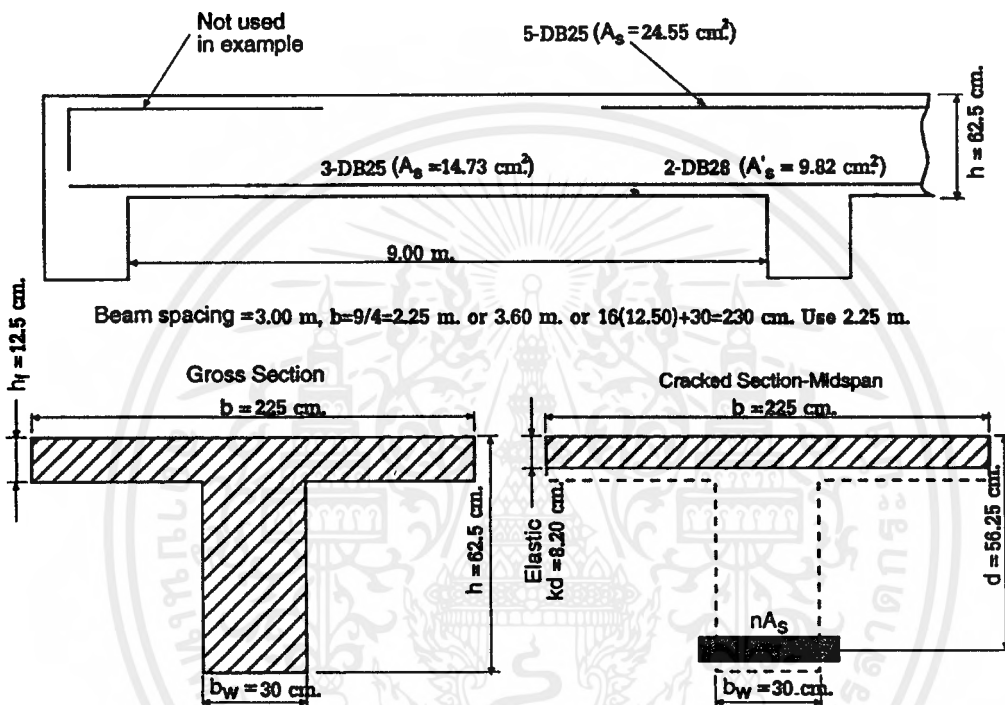
หลังคาหรือพื้นที่ไม่ได้รองรับหรือติดกับชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างที่ไม่ทำให้เกิดความเสียหายโดยการโก่งตัวมากๆ

$$\Delta_{cp} + \Delta_{sh} + (\Delta_l)_l \leq \frac{l}{240} = \frac{750}{240} = 3.125 \text{ ซม.} \quad \text{ใช้ได้ ทั้งสองวิธี}$$



**ตัวอย่างที่ 4.2 - คานต่อเนื่องคอนกรีตเสริมเหล็กรูปตัวที**

ให้วิเคราะห์การแอ่นตัวในระยะสั้นและระยะยาวดังรูป



ข้อมูล :

$f'_c = 280$  กก./ซม.<sup>2</sup>

$f_y = 4,000$  กก./ซม.<sup>2</sup>

$w_c = 2.0$  ตัน/ม.<sup>3</sup>

$\rho' = 0$

ความยาวช่องคาน = 3 ม.

น้ำหนักบรรทุกคงที่ = 100 กก./ซม.<sup>2</sup>

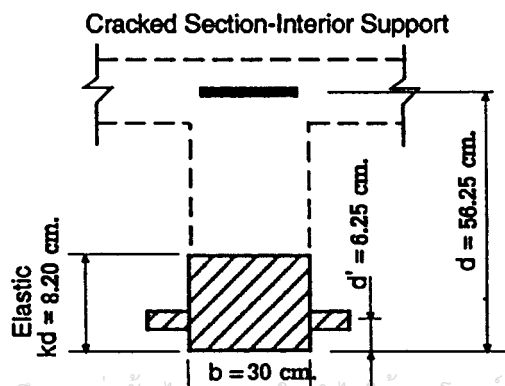
น้ำหนักบรรทุกจร = 500 กก./ซม.<sup>2</sup> (เพื่อไว้ 30 %)

(ไม่ต้องใช้  $A_s'$  ในการรับกำลัง)

$nA_s = (11.3)(14.73) = 116.45$  ซม.<sup>2</sup>

$\rho = \frac{14.73}{(225 \times 56.25)} = 0.00116$

$\rho_w = \frac{14.73}{(30 \times 56.25)} = 0.00873$



สมมติให้เป็นคานต่อเนื่องที่ด้านปลายด้านนอกด้านเดียวถูกรองรับโดย Spandrel beam ดังนั้นค่า  $h_m$  จะใช้ในตารางที่ 4.5(a), ค่าเฉลี่ย  $I_c$  ใช้สมการที่ 1 และ  $K_{sh}$  ใช้สมการที่ 6 แต่ที่ปลายช่วงคานอาจถูกสมมติเป็นคานต่อเนื่องทั้งคู่เมื่อรองรับโดยเสาต้านนอก

1. ความหนาหน้อยที่สุดสำหรับชิ้นส่วนที่ไม่รองรับหรือเชื่อมยึดกับโครงสร้างที่อาจพังทลาย เนื่องจาก การแอ่นตัวมาก

$$h_{\min} = \frac{l}{18.5}$$

ตัวคูณเปลี่ยนแปลง ( Modifying factor ) = 0.9 สำหรับ  $f_y = 4,000$  กก./ซม.<sup>2</sup> ตารางที่ 4.5(a)  
= 1.05 สำหรับ  $w_c = 2.0$  ตัน/ม.<sup>3</sup> ตารางที่ 4.5(a)

$$h_{\min} = \left( \frac{900}{18.5} \right) (0.90)(1.05) = 4.60 < h = 62.50 \text{ ซม.}$$

2. น้ำหนักและโมเมนต์

$$w_d = \left( \frac{100 \times 3}{100} \right) + \left( \frac{200}{10^6} \right) ((30 \times 50)(300 \times 12.50)) = 13.50 \text{ กก./ซม.}$$

$$w_l = \left( \frac{500 \times 2}{100} \right) = 15 \text{ กก./ซม.}$$

บริเวณที่จะวิเคราะห์โมเมนต์นั้น ACI จะใช้โมเมนต์บวก  $M = \frac{wl_n^2}{12}$  และ โมเมนต์ลบ  $M = \frac{wl_n^2}{10}$

- a. โมเมนต์บวก

$$M_d = \frac{w_d l_n^2}{14} = \frac{13.50 \times 900^2}{14} = 781,071.43 \text{ กก.-ซม.}$$

$$M_l = \frac{15 \times 900^2}{14} = 867,857.14 \text{ กก.-ซม.}$$

$$M_{d+l} = 1,648,928.57 \text{ กก.-ซม.}$$

$$M_{\text{sum}} = M_d + 0.3M_l = 781,071.43 + (0.3)(867,857.14) = 1,041,428.57 \text{ กก.-ซม.}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## b. โมเมนต์ลอบ

$$M_d = \frac{w_d l_n^2}{10} = \frac{13.50 \times 900^2}{10} = 1,093,500 \text{ กก.-ซม.}$$

$$M_l = \frac{15 \times 900^2}{10} = 1,215,000 \text{ กก.-ซม.}$$

$$M_{d+l} = 2,308,500 \text{ กก.-ซม.}$$

$$M_{sus} = M_d + 0.3M_l = 1,093,500 + (0.3)(1,215,000) \text{ กก.-ซม.}$$

## 3. โมดูลัสการแตกร้าว, โมดูลัสยึดหยุ่น, อัตราส่วนโมดูลัส

$$f_r = 0.85 \times 2 \times \sqrt{280} = 28.45 \text{ กก./ซม.}^2 \quad (0.85 \text{ สำหรับคอนกรีตหยาบเบา})$$

$$E_c = w_c^{1.5} (4,270) \sqrt{f_c'} = 2.0^{1.5} \times 4,270 \times \sqrt{280} = 202,093.29 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,040,000}{202,093.29} = 10.1$$

## 4. โมเมนต์ทั้งหมดและโมเมนต์อินเนอร์เซียที่หน้าตัดแตกร้าว

## a. โมเมนต์บวก

$$\begin{aligned} y_t &= h - \left(\frac{1}{2}\right) \left[ (b-b_w)h_f^2 + b_w h^2 \right] / \left[ (b-b_w)h_f + b_w h \right] \\ &= 62.50 - \left(\frac{1}{2}\right) \left[ (225-30)(12.50^2) + (30 \times 62.50^2) \right] / \left[ (225-30)(12.50) + (30 \times 62.50) \right] \\ &= 45.38 \text{ ซม.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_g &= \frac{(b-b_w)h_f^3}{12} + \frac{b_w h^3}{12} + (b-b_w)h_f \left( h - \frac{h_f}{2} - y_t \right)^2 + b_w h \left( y_t - \frac{h}{2} \right)^2 \\ &= 1,304,453.98 \text{ ซม.}^4 \end{aligned}$$

$$B = \frac{b}{nA_s} = \frac{225}{(10.1)(14.73)} = 1.51 / \text{ซม.} \quad (\text{ตารางที่ 4-2})$$

$$\begin{aligned} kd &= \frac{\sqrt{2dB+1}-1}{B} = \frac{\sqrt{(2)(56.25)(1.51)}-1}{1.51} \\ &= 7.97 \text{ ซม.} < h_f = 12.50 \text{ ซม.} \end{aligned}$$

ดังนั้นพื้นที่สี่เหลี่ยมรับแรงอัด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\begin{aligned}
 I_{cr} &= \frac{bk^3d^3}{3} + nA_s(d-kd)^2 \\
 &= \frac{(225)(12.50)^3}{3} + (10.10)(14.73)(56.25-7.97)^2 \\
 &= 493,268.05 \text{ ซม.}^4
 \end{aligned}$$

b. โมเมนต์ลอบ

$$I_g = \frac{30 \times 62.50^3}{12} = 610,351.56 \text{ ซม.}^4$$

$$I_{cr} = 149,218.75 \text{ ซม.}^4 \text{ (เหมือนตัวอย่างที่ 4.1)}$$

$$\text{สำหรับ } b = 30 \text{ ซม.}, d = 56.25 \text{ ซม.}, d' = 6.25 \text{ ซม.}, A_s = 24.55 \text{ ซม.}^2, A_s' = 9.82 \text{ ซม.}^2$$

5. โมเมนต์อินเทอร์เชียปริสทธิผล

a. โมเมนต์บวก

$$M_{cr} = \frac{f_r J_g}{y_t} = \frac{(28.45)(1,304,453.98)}{45.38}$$

$$= 817,799 \text{ กก.}\cdot\text{ซม}$$

$$\frac{M_{cr}}{M_d} = \frac{817,799}{781,071.43} = 1.05 > 1 \text{ ดังนั้น } (I_e)_d = I_g = 1,304,453.98 \text{ ซม.}^4$$

$$\left(\frac{M_{cr}}{M_{sus}}\right)^3 = \left(\frac{817,799}{1,041,428.57}\right)^3 = 0.49$$

$$(I_e)_{sus} = \left(\frac{M_{cr}}{M_{sus}}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} < I_g$$

$$= (0.49)(1,304,453.98) + (1 - 0.49)(493,268.05) = 890,932.76 \text{ ซม.}^4$$

$$\left(\frac{M_{cr}}{M_{d+l}}\right)^3 = \left(\frac{817,799}{1,648,928.57}\right)^3 = 0.122$$

$$(I_e)_{d+l} = (0.122)(1,304,453.98) + (1 - 0.122)(493,268.05) = 592,232.73 \text{ ซม.}^4$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

b. โมเมนต์ลบ

$$M_{cr} = \left( \frac{(28.45)(610,351.56)}{(31.25)} \right) = 555,664.06 \text{ กก.-ชม.}$$

$$\left( \frac{M_{cr}}{M_d} \right)^3 = \left( \frac{555,664.06}{1,093,500} \right)^3 = 0.13$$

$$(I_e)_d = (0.13)(610,351.56) + (1 - 0.13)(149,218.75) = 209,166.02 \text{ ซม.}^n$$

$$\left( \frac{M_{cr}}{M_{sus}} \right)^3 = \left( \frac{555,664.06}{1,458,000} \right)^3 = 0.06$$

$$(I_e)_{sus} = (0.06)(610,351.56) + (1 - 0.06)(149,218.75) = 176,886.72 \text{ ซม.}^n$$

$$\left( \frac{M_{cr}}{M_{d+l}} \right)^3 = \left( \frac{555,664.06}{2,308,500} \right)^3 = 0.014$$

$$(I_e)_{d+l} = (0.014)(610,351.56) + (1 - 0.014)(149,218.75) = 155,674.61 \text{ ซม.}^4$$

c. ค่าเฉลี่ยอินเทอร์เซ็ค

$$Avg.(I_e) = 0.85I_m + 0.15(I_{cont,end})$$

$$Avg.(I_e)_d = 0.85(1,304,453.98) + 0.15(209,166.02) = 1,140,160.80 \text{ ซม.}^n$$

$$Avg.(I_e)_{sus} = 0.85(890,932.76) + 0.15(176,886.72) = 783,825.85 \text{ ซม.}^n$$

$$Avg.(I_e)_{d+l} = 0.85(592,232.73) + 0.15(155,674.61) = 526,749 \text{ ซม.}^n$$

## 6. การอ่อนตัวระยะเริ่มแรกหรือระยะสั้น

$$(\Delta_i) = K \left( \frac{5}{48} \right) \frac{M_o l^2}{E_c I_e}$$

$$K = 1.20 - 0.20 \frac{M_o}{M_a} = 1.20 - 0.20 \left( \frac{\frac{w l_n^2}{8}}{\frac{w l_n^2}{14}} \right) = 0.85$$

$$\begin{aligned} (\Delta_i)_d &= K \left( \frac{5}{48} \right) \frac{M_{dl}^2}{E_c (I_e)_d} = 0.85 \left( \frac{5}{48} \right) \frac{(781,071.43)(900)^2}{(202,093.29)(1,304,453.98)} = 0.212 \text{ ซม.} \\ &= 0.243 \text{ ซม. ใช้ } \text{avg. } I_e = 1,140,160.80 \text{ ซม.}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (\Delta_i)_{sus} &= K \left( \frac{5}{48} \right) \frac{M_{sus}^2}{E_c (I_e)_{sus}} = 0.85 \left( \frac{5}{48} \right) \frac{(1,041,428.57)(900)^2}{(202,093.29)(890,932.76)} = 0.415 \text{ ซม.} \\ &= 0.472 \text{ ซม. ใช้ } \text{avg. } I_e = 783,825.84 \text{ ซม.}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (\Delta_i)_{d+i} &= K \left( \frac{5}{48} \right) \frac{M_{d+i}^2}{E_c (I_e)_{d+i}} = 0.85 \left( \frac{5}{48} \right) \frac{(1,648,928.57)(900)^2}{(202,093.29)(592,232.73)} = 0.99 \text{ ซม.} \\ &= 10.11 \text{ ซม. ใช้ } \text{avg. } I_e = 526,749 \text{ ซม.}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (\Delta_i)_l &= (\Delta_i)_{d+i} - (\Delta_i)_d = 0.99 - 0.212 = 0.778 \text{ ซม.} \\ &= 0.867 \text{ ซม. ใช้ } \text{avg. } I_e \text{ จากสมการที่ (1)} \end{aligned}$$

ค่าการอ่อนตัวที่อนุญาตให้ใช้ในตารางที่ 4.5(b)

สำหรับหลังคาเรียบที่ไม่รองรับหรือไม่เชื่อมยึดกับส่วนที่ไม่ใช้โครงสร้างที่จะพังทลายเนื่องจากการอ่อนตัวมาก

$$(\Delta_i)_l \leq \frac{l}{180} = 5 \text{ ซม.} > 0.867 \text{ ซม.} \quad \text{ใช้ได้}$$

สำหรับพื้นที่ไม่รองรับหรือไม่เชื่อมยึดกับส่วนที่ไม่ใช้โครงสร้างที่จะพังทลายเนื่องจากการอ่อนตัวมาก

$$(\Delta_i)_l \leq \frac{l}{360} = 2.50 \text{ ซม.} \quad \text{ใช้ได้}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## 7. การแอ่นตัวในระยะยาว

ใช้วิธีของ ACI ซึ่งรวมผลกระทบของการคืบ(creep)และการหดตัว

$$\lambda = \frac{\xi}{1+50\rho'} = \frac{2.0(\text{ultimate value})}{1+0} = 2.0$$

$$\Delta_{(cp+sh)} = \lambda(\Delta_i)_{rms} = 2(0.415) = 0.83 \text{ ซม.}$$

$$\Delta_{(cp+sh)} + (\Delta_i)_l = 0.83 + 0.778 = 1.61 \text{ ซม.}$$

$$= 1.70 \text{ ซม. ใช้ } avg.I_e \text{ จากสมการที่ (1)}$$

ใช้วิธีอื่นซึ่งไม่รวมการแอ่นตัวเนื่องจากการคืบ(creep)และการหดตัว

$$\lambda_{cp} = \frac{0.85C_u}{1+50.0\rho'} = \frac{(0.85)(1.60)}{1+0} = 1.36$$

$$\Delta_{cp} = \lambda_{cp}(\Delta_i)_{rms} = (1.36)(0.415) = 0.564 \text{ ซม.}$$

$$= 0.642 \text{ ซม. ใช้ } avg.I_e \text{ จากสมการที่ (1)}$$

$$\rho = 100 \left( \frac{\rho + \rho_w}{2} \right) = 100 \left( \frac{14.73}{225 \times 56.25} + \frac{14.73}{30 \times 56.25} \right) / 2$$

$$= 100 \frac{(0.0016 + 0.00873)}{2} = 0.495 \%$$

$$A_{sh} \text{ (จากรูปที่ 4-5)} = 0.555$$

$$\phi_{sh} = A_{sh} \frac{(\epsilon_{sh})_u}{h} = \frac{(0.555)(400 \times 10^{-6})}{62.5} = 3.55 \times 10^{-6} / \text{ ซม.}$$

$$\Delta_{sh} = K_{sh} \phi_{sh} l^2 = (0.09)(3.55 \times 10^{-6})(900)^2 = 0.259 \text{ ซม.}$$

$$\Delta_{cp} + \Delta_{sh} + (\Delta_i)_l = 0.564 + 0.259 + 0.778 = 1.60 \text{ ซม.}$$

$$= 0.642 + 0.259 + 0.867 = 1.77 \text{ ซม. ใช้ } avg.I_g \text{ จากสมการที่ (1)}$$

ค่าการแอ่นตัวที่อนุญาตให้ใช้ในตารางที่ 4.5(b)

สำหรับหลังคาหรือพื้นที่รองรับหรือเชื่อมยึดกับส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างที่จะพังทลายเนื่องจากการแอ่นตัวมาก

$$\Delta_{cp} + \Delta_{sh} + (\Delta_i)_l \leq \frac{l}{480} = 1.875 \text{ ซม.} \quad \text{ใช้ได้}$$

สำหรับหลังคาหรือพื้นที่รองรับหรือเชื่อมยึดกับส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างที่จะไม่พังทลายเนื่องจากการแอ่นตัวมาก

$$\Delta_{cp} + \Delta_{sh} + (\Delta_i)_l \leq \frac{l}{240} = 3.75 \text{ ซม.} \quad \text{ใช้ได้}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



### ตัวอย่างที่ 4.3 - แผ่นพื้นไร้คาน (Flat Plate)

วิเคราะห์การแอ่นตัวของ Corner panel ในระยะสั้นและระยะยาว

ข้อมูล :

พื้น  $f'_c = 210$  กก./ชม.<sup>2</sup> , เสา  $f'_c = 350$  กก./ชม.<sup>2</sup> , เหล็กเส้น  $f_y = 3,000$  กก./ชม.<sup>2</sup>

แถบ(panel)รูปสี่เหลี่ยม  $450 \times 450$  ชม. จุดศูนย์กลางถึงจุดศูนย์กลางของเสา

เสารูปสี่เหลี่ยม  $35 \times 35$  ชม., ความยาวช่วง  $l_n = 450 - 35 = 415$  ชม.

ความสูงระหว่างชั้น 300 ชม., ความหนาของพื้น  $h = 15$  ชม.

เหล็กเส้นในเสา  $A_s = 4 \times RB15 = 4 \times 1.77 = 7.08$  ชม.<sup>2</sup>

$$A_s = 6 \times RB15 = 6 \times 1.77 = 10.62 \text{ ชม.}^2$$

$$d = 15 - 1.87 - 1.77(1 \times RB15) = 11.36 \text{ ชม.}$$

$$d' = 15 - 1.87 - 3.54(2 \times RB15) = 9.59 \text{ ชม.}$$

เหล็กเสริมบริเวณกลางพื้นและค่า  $d$  ไม่ได้ใช้ในการคำนวณหาการแอ่นตัว

เพราะพื้นไม่มีการแตกร้าบริเวณกลางพื้น

$$\text{น้ำหนักบรรทุกคงที่} = 50 \text{ กก./ม.}^2$$

$$\text{น้ำหนักบรรทุกจร} = 250 \text{ กก./ม.}^2$$

ตรวจสอบที่การเมื่อของน้ำหนักบรรทุกจรที่ 0 % และ 40%

#### 1. ความหนาน้อยที่สุด

จากตารางที่ 4-6 โดยใช้เหล็กเกรด 40

$$\text{แถบด้านใน } h_{\min} = \frac{l_n}{36} = \frac{415}{36} = 11.53 \text{ ชม.}$$

$$\text{แถบด้านนอก } h_{\min} = \frac{l_n}{33} = \frac{415}{33} = 12.58 \text{ ชม.}$$

เนื่องจากใช้พื้นที่มีความหนา 15 ชม. ดังนั้นไม่จำเป็นต้องหาค่าการแอ่นตัว อย่างไรก็ตามจะตรวจสอบ

การแอ่นตัวบริเวณ Corner panel เพื่อให้แน่ใจว่าผ่านค่าการแอ่นตัวที่อนุญาตในตารางที่ 4.5(b)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. ข้อคิดเห็นเกี่ยวกับการทดลองการออกแบบการแอ่นตัว

บนพื้นฐานของข้อจำกัดของความหนาแน่นที่สุด เมื่อเทียบกับความหนาจริงของพื้น ซึ่งจะเห็นได้ว่าในการคำนวณการแอ่นตัว จะถูกพบโดยข้อจำกัดของค่าคงที่การแอ่นตัว

3. โมดูลัสการแตกร้าว, โมดูลัสยืดหยุ่น, อัตราส่วนโมดูลัส

$$f_r = 2 \times \sqrt{210} = 28.98 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$E_c = w_c^{1.5} (4,270) \sqrt{f_c'} = 2.4^{1.5} \times 4,270 \times \sqrt{210} = 2.30 \times 10^5 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,040,000}{2.30 \times 10^5} = 8.87$$

4. โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกและโมเมนต์แตกร้าว

$$w_d = 50 + (2400 \times 0.15) = 410 \text{ กก./ม.}^2$$

$$(M_o)_d = \frac{w_d l^2 n^2}{8} = \frac{(410)}{(10^4)} \frac{450 \times 415^2}{8} = 397,193.91 \text{ กก.-ซม.}$$

$$(M_o)_{d+l} = \frac{w_{d+l} l^2 n^2}{8} = \frac{(410 + 250)}{(10^4)} \frac{450 \times 415^2}{8} = 639,385.31 \text{ กก.-ซม.}$$

ดูตารางตัวอย่างที่ 4-3 สำหรับ half-column strip และ half-middle strip moment

$$(M_{cr})_{c/2} = (M_{cr})_{m/2} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{28.98 \times \left( \frac{450 \times 15^3}{12} \right)}{7.50} \text{ กก.-ซม.}$$

$$= 122,259.38 \text{ กก.-ซม.} > (M_d)_{c/2}, (M_d)_{m/2}, (M_{d+l})_{m+2} \text{ ใน Line 5,8,9}$$

ดังนั้น  $I_e = I_g$  สำหรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ทั้งหมดและการแอ่นตัวบริเวณกลางเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร  $(I_e)_{d+l}$  คำนวณได้จาก half-column strip ซึ่งแสดงในตารางตัวอย่างที่ 4-3

$$(I_e)_{d+l} = (0.391)(31,640.63) + (1 - 0.391)(5,601) = 15,390.46 \text{ ซม.}^4$$

$$\text{เมื่อ } I_g = \frac{(450/4)(15^3)}{12} = 31,640.63 \text{ ซม.}^4$$

5. สติพนเสียดหมุน ( $K_{cc}, \alpha_{cc}$ )

สำหรับเสาต้านนอก,  $K_b = 0$  (ไม่มีคาน)

$$I_s = (I_g)_{frame} = \frac{l_2 h^3}{12} = \frac{(450)(15^3)}{12} = 126,562.50 \text{ ซม.}^4$$

$$K_s = \frac{4E_{cs}I_c}{l_c} = \frac{4E_{cs}(126,562.50)}{450} = 1125E_{cs}$$

สำหรับเฟรมต้านนอก,  $K_s = \frac{1,125E_{cs}}{2} = 562.5E_{cs}$

$$K_c = \frac{4E_{cc}I_c}{l_c} = \frac{4E_{cc}(35^4/12)}{300} = 1,667.36E_{cc}$$

$$\Sigma K_c = 2K_c = (2)(1,667.36E_{cc}) = 3,334.72E_{cc}$$

$$C = (1 - (0.63x/y)) \left( x^3 y / 3 \right) = \left( 1 - \left( 0.636 \times \frac{15}{35} \right) \right) \left( 15^3 \times 35 / 3 \right) = 28,743.75 \text{ ซม.}^2$$

$$K_t = \frac{\Sigma 9E_{cs}C}{l_2(1-c_2/l_2)^3} = \frac{(2)(9)(E_{cs})(28,743.75)}{(450)\left(1 - \frac{35}{450}\right)^3} = 1,465.87E_{cs}$$

ตารางตัวอย่างที่ 4.3 slab strip moment (กก.-ม.) และโมเมนต์อินเนอร์เซีย (ซม.<sup>4</sup>)<sup>a</sup>

	Ext. Frame		Int. Frame	
	$1/\alpha_{ec} = 0.898$		$1/\alpha_{ec} = 1.029$	
	int		int	
	Pos.	Neg.	Pos.	Neg.
1. Moment Ratio <sup>b</sup>	0.48	0.70	0.49	0.70
2. Panel $M_d = (LINE 1)(M_o)_d$	190,653.07	278,035.74	194,625.02	278,035.7444
3. Panel $M_{d+1} = (LINE 1)(M_o)_{d+1}$	306,904.95	447,569.72	313,298.80	7,569.72
4. $(LDF)_c$ จากตารางที่ 4-7 โดย $\alpha_1 = \beta_1 = 0$	0.60	0.75	0.60	0.75
5. $(M_d)_{c/2} = (LINE 2)(LINE 4)/2$	57,195.92	104,263.40	58,387.51	104,263.40
6. $(M_{d+1})_{c/2} = (LINE 3)(LINE 4)/2$	92,071.49	167,838.65	93,989.64	167,838.65
7. $(M_1)_{c/2} = (LINE 6) - (LINE 5)$	34,875.57	63,575.25	35,602.13	63,575.25
8. $(M_d)_{m/2} = (LINE 2)/2 - (LINE 5)$	38,130.62	34,754.47	38,925	34,754.47
9. $(M_{d+1})_{m/2} = (LINE 3)/2 - (LINE 6)$	61,380.99	55,946.21	62,659.76	55,946.21
10. $[(M_{cr})_{c/2} / (LINE 6)]^p$	>1	0.39	>1	0.39
สำหรับ half-column strip				
11. No. of RB15	4	6	4	6
12. $A_s = (LINE 11)(1.77)$	7.08	10.62	7.08	10.62
13. $I_{cr}^c$ ซม. <sup>4</sup>	-	5,001.02	-	5,001.02
14. $(I_e)_{d+1}^d = (LINE 10)I_g + [(1 - (LINE 10))I_{cr}]$	31,640.63	15,390.46	31,640.63	15,390.46

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

a. Ext. Neg Moment และ Ext. Neg  $I_e$  ไม่ต้องใช้ในสมการที่ 1

b. ใช้วิธีเปลี่ยนแปลงค่าสตีเฟน

$$+M = 0.63 - \frac{0.28}{1+1/\alpha_{ec}}, -M = 0.75 - \frac{0.10}{1+1/\alpha_{ec}}$$

c. จากตารางที่ 4-2 ,  $B = b/nA_s = \frac{450/4}{8.7(10.62)} = 1.21/ \text{ ซม.}$

$$kd = (\sqrt{2dB+1}-1)/B = \frac{\sqrt{(2 \times 9.59 \times 1.21)+1}-1}{1.21} = 3.24 \text{ ซม.}$$

$$I_{cr} = \frac{bk^3d^3}{3} + nA_s(d-kd)^2 = \left(\frac{450}{4}\right)\left(\frac{3.24}{3}\right)^3 + (8.7)(10.62)(9.59-3.24)^2$$

$$= 5,001.02 \text{ ซม.}^4$$

d.  $(I_e)_{d+l} = (0.39)(31,640.63) + (1-0.39)(5,001.02) = 15,390.46 \text{ ซม.}^4$

$$\text{โดย } I_g = \left(\frac{(450/4)15^3}{12}\right) = 31,640.63 \text{ ซม.}^4$$

$$\text{สำหรับเฟรมด้านนอก, } K_t = \frac{1,465.87}{2} E_{cs} = 732.94 E_{cs}$$

$$E_{cc} = \left(\frac{2.97}{2.30}\right) E_{cs} = 1.291 E_{cs}$$

$$K_{ec} = \frac{1}{\frac{1}{\sum K_c} + \frac{1}{K_t}} = \frac{E_{cs}}{\left(\frac{1}{3,334.72 \times 1.291}\right) + \left(\frac{1}{1,465.87}\right)} = 1,093.53 E_{cs}$$

$$\text{สำหรับเฟรมด้านนอก, } K_{ec} = \frac{E_{cs}}{\left(\frac{1}{3,334.72 \times 1.291}\right) + \left(\frac{1}{732.94}\right)} = 626.31 E_{cs}$$

$$\text{ใช้สมการที่ 12, avg. } K_{ec} = (1,093.53 + 626.31) \left(\frac{2.30 \times 10^5}{2}\right) = 197,781,600 \text{ กก.-ซม.}$$

$$\alpha_{ec} = \frac{K_{ec}}{\sum K_s + K_b} = \frac{1,093.53 E_{cs}}{1,125 E_{cs}} = 0.972$$

$$\frac{1}{\alpha_{ec}} = 1.029$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\text{สำหรับเฟรมด้านนอก, } \alpha_{ec} = \frac{626.31E_{cs}}{562.50E_{cs}} = 1.114$$

$$\frac{1}{\alpha_{ec}} = 0.898$$

คำนวณ  $M_{nel}$  จากสมการที่ 12,  $avg.\alpha_{ec} = 1.043$

$$\frac{1}{\alpha_{ec}} = 0.959$$

#### 6. ประสิทธิภาพโมเมนต์อินเนอร์เซีย

$$\text{แถบกลาง } (I_e)_d = (I_e)_{d+l} = I_g = \frac{225 \times 15^3}{12} = 63,281.25 \text{ ซม.}^4$$

$$\text{แถบเสา } (I_e)_d = I_g = \frac{225 \times 15^3}{12} = 63,281.25 \text{ ซม.}^4$$

ใช้ค่า half column strip ของ  $(I_e)$  จาก LINE 14

$$\begin{aligned} avg. (I_e)_{d+l} &= 0.85I_m + 0.15(I_{cont.end}) \\ &= (0.85)(31,640.63 + 31,640.63) + (0.15)(15,390.46 + 15,390.46) = 58,406.21 \text{ ซม.}^4 \end{aligned}$$

การสมมูลของเฟรม

$$(I_e)_{d+l} = (I_g)_c + (I_g)_m = (I_g)_{frame} = 2(63,281.25) = 126,562.50 \text{ ซม.}^4$$

$$(I_e)_{d+l} = (I_e)_c + (I_g)_m = 58,406.21 + 63,281.25 = 121,687.46 \text{ ซม.}^4$$

#### 7. การแอ่นตัว, ใช้สมการที่ 7 ถึง 14

$$Fixed \Delta_{frame} = \frac{wl_2^4}{384E_{cs}I_{frame}}$$

$$(Fixed \Delta_{frame})_{d,d+l} = \frac{410 \times 10^{-4} \text{ or } 660 \times 10^{-4} (450^5)}{(384)(2.30 \times 10^5)(126,562.50 \text{ or } 121,687.46)} = 0.0676 \text{ หรือ } 0.104$$

$$Fixed \Delta_{c,m} = (LDF)_{c,m} (Fixed \Delta_{frame}) (I_{frame} / I_{c,m})$$

$$Pos. \text{ and } Neg. avg. (LDF)_c = 0.738, (LDF)_m = 0.267 (\text{corner panel}) \text{ ตารางที่ 4-7}$$

$$(Fixed \Delta_c)_d = (0.738)(0.0676)(2) = 0.10 \text{ ซม.}$$

$$(Fixed \Delta_c)_{d+1} = (0.738)(0.11) \left( \frac{121,687.46}{58,406.21} \right) = 0.17 \text{ ซม.}$$

$$(Fixed \Delta_c)_I = 0.17 - 0.10 = 0.07 \text{ ซม.}$$

$$(Fixed \Delta_m)_d = (0.262)(0.0676)(2) = 0.035 \text{ ซม.}$$

$$(Fixed \Delta_m)_{d+1} = (0.262)(0.11) \left( \frac{121,687.46}{58,406.21} \right) = 0.06 \text{ ซม.}$$

$$(Fixed \Delta_m)_I = 0.06 - 0.035 = 0.0250 \text{ ซม.}$$

$$(M_{net})_{d+1} = 0.65(M_o)_{d+1} / (1 + 1/avg.\alpha_{ec}) = 0.65(639,385.31) / \left( 1 + \frac{1}{0.959} \right) \\ = 203,451.17 \text{ กก.-ซม.}$$

$$(M_{net})_d = \left( \frac{397,193.91}{639,383.31} \right) (203,451.17) = 126,386.73 \text{ กก.-ซม.}$$

สำหรับแถบเสาและแถบกลาง

$$End \theta_d = \frac{(M_{net})_d}{avg. K_{ce}} = \frac{126,386.73}{197,781,600} = 6.4 \times 10^{-4} \text{ เรเดียน}$$

$$End \theta_{d+1} = \frac{203,451.17}{197,781,600} = 1.03 \times 10^{-3} \text{ เรเดียน}$$

$$\Delta\theta = (End \theta) \left( \frac{l}{8} \right) \left( \frac{I_g}{I_e} \right)_{frame}$$

$$(\Delta\theta)_d = (6.4 \times 10^{-4}) \left( \frac{450}{8} \right) (1) = 0.036 \text{ ซม.}$$

$$(\Delta\theta)_{d+1} = (1.03 \times 10^{-3}) \left( \frac{450}{8} \right) \left( \frac{126,562.50}{121,687.46} \right) = 0.06 \text{ ซม.}$$

$$(\Delta\theta)_I = 0.06 - 0.036 = 0.024 \text{ ซม.}$$

$$\Delta_{c,m} = Fixed \Delta_{c,m} + (\Delta\theta_1)_{c,m} + (\Delta\theta_2)_{c,m}$$

$$(\Delta_c)_d = 0.10 + 0.036 + 0 = 0.136 \text{ ซม.}$$

$$(\Delta_m)_d = 0.035 + 0.036 + 0 = 0.07 \text{ ซม.}$$

$$(\Delta_c)_I = 0.07 + 0.024 + 0 = 0.094 \text{ ซม.}$$

$$(\Delta_m)_I = 0.025 + 0.024 + 0 = 0.049 \text{ ซม.}$$

$$\Delta = \Delta_{cx} + \Delta_{my} = \text{การแอ่นตัวที่แถบกลางของ corner panel}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$(\Delta_i)_d = 0.136 + 0.07 = 0.206 \text{ ซม.}$$

$$(\Delta_i)_l = 0.094 + 0.049 = 0.143 \text{ ซม.}$$

ใช้สมการที่ 4-10, ใช้  $\xi = 2.5$

$$\Delta_{(cp+sh)} = \lambda(\Delta_i)_{ms} = \frac{2.5}{1+50\rho'} [(\Delta_i)_d + 0.40(\Delta_i)_l] \quad (\rho' = 0)$$

$$= 2.5(0.206 + (0.40 \times 0.143)) = 0.658 \text{ ซม.} \quad (\text{เมื่อน้ำหนักบรรทุกจร 40 \%})$$

$$= 2.5(0.206) = 0.515 \text{ ซม.} \quad (\text{เมื่อน้ำหนักบรรทุกจร 0 \%})$$

$$\Delta_{(cp+sh)} + (\Delta_i)_l = 0.658 + 0.143 = 0.801 \text{ ซม.} \quad (\text{เมื่อน้ำหนักบรรทุกจร 40 \%})$$

$$= 0.515 + 0.143 = 0.658 \text{ ซม.} \quad (\text{เมื่อน้ำหนักบรรทุกจร 0 \%})$$

ในการคำนวณการแอ่นตัวโดยเปรียบเทียบกับค่าการแอ่นตัวที่อนุญาตให้ใช้ในตารางที่ 4.5(b)

สำหรับหลังคาเรียบที่ไม่รองรับหรือไม่เชื่อมยึดกับส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างที่จะพังทลายเนื่องจากการแอ่นตัวมาก

$$(\Delta_i)_l \leq \frac{l_n \text{ or } l}{180} = \frac{415 \text{ or } 450}{180} = 2.31 \text{ or } 2.50 \text{ ซม.} > 0.143 \text{ ซม.} \quad \text{ใช้ได้}$$

สำหรับพื้นที่ไม่รองรับหรือไม่เชื่อมยึดกับส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างที่จะพังทลายเนื่องจากการแอ่นตัวมาก

$$(\Delta_i)_l \leq \frac{l_n \text{ or } l}{360} = \frac{415 \text{ or } 450}{360} = 1.15 \text{ or } 1.23 \text{ ซม.} > 0.143 \text{ ซม.} \quad \text{ใช้ได้}$$

สำหรับหลังคาหรือพื้นที่รองรับหรือเชื่อมยึดกับส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างที่จะพังทลายเนื่องจากการแอ่นตัวมาก

$$\Delta_{cp} + \Delta_{sh} + (\Delta_i)_l \leq \frac{l_n \text{ or } l}{480} = 0.86 \text{ or } 0.94 \text{ ซม.} > 0.66 \text{ or } 0.80 \text{ ซม.} \quad \text{ใช้ได้}$$

สำหรับหลังคาหรือพื้นที่รองรับหรือเชื่อมยึดกับส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างที่จะไม่พังทลายเนื่องจากการแอ่นตัวมาก

$$\Delta_{cp} + \Delta_{sh} + (\Delta_i)_l \leq \frac{l_n \text{ or } l}{240} = 1.73 \text{ or } 2.00 \text{ ซม.} > 0.52 \text{ or } 0.66 \text{ ซม.} \quad \text{ใช้ได้}$$

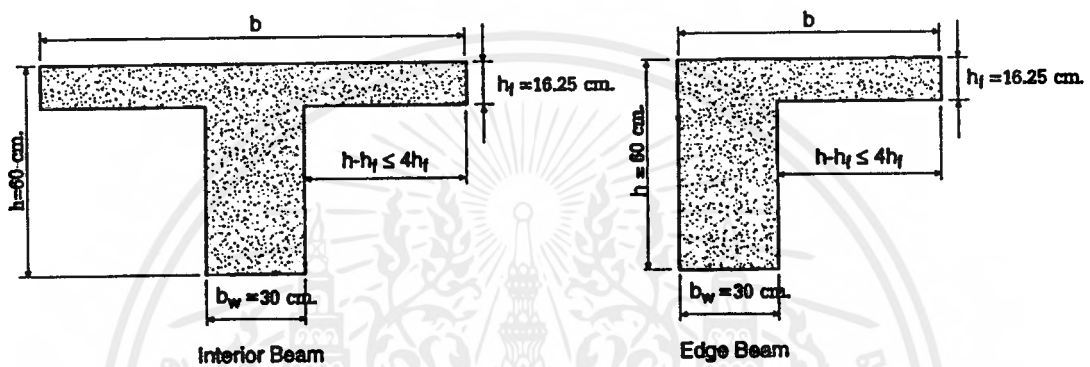
จากการคำนวณการแอ่นตัวทั้งหมดจะเห็นได้ว่าทุกค่าที่ผ่านค่าการแอ่นตัวที่ยอมให้ตั้งนั้นถือว่าใช้งานได้



### ตัวอย่างที่ 4.4 - คานสองทางรองรับพื้น

จงหาความหนาที่น้อยที่สุดโดยไม่เกิดการแอ่น

ข้อมูล :



$$f_y = 4,000 \text{ กก./ซม.}^2$$

ความหนาพื้น  $h_f = 16.25$  ซม., Panel รูปสี่เหลี่ยม  $660 \times 660$  ซม. ศูนย์กลางถึงศูนย์กลางเสา

คาน  $b_w = 30$  ซม. และ  $h = 60$  ซม.  $l_n = 660 - 30 = 630$  ซม.

หมายเหตุ ค่า  $f'_c$  และน้ำหนักบรรทุกไม่ได้ใช้ในการคำนวณ

1. ความกว้างประสิทธิผล  $b$  และคุณสมบัติของหน้าตัด

a. คานภายใน

$$I_s = \frac{(660)(16.25)^3}{12} = 236,006 \text{ ซม.}^4$$

$$h - h_f = 60 - 16.25 = 43.75 < 4h_f = (4)(16.25) = 65 \text{ ซม.}$$

ใช้ได้

$$\text{ดังนั้น } b = 30 + (2)(43.75) = 117.50 \text{ ซม.}$$

$$\begin{aligned}
 y_i &= h - \left(\frac{1}{2}\right) \left[ (b-b_w)h_f^2 + b_w h^2 \right] / \left[ (b-b_w)h_f + b_w h \right] \\
 &= 60 - \left(\frac{1}{2}\right) \left[ (87.50)(16.25)^2 + (30)(60)^2 \right] / \left[ (87.50)(16.25) + (30)(60) \right] \\
 &= 39.65 \text{ ซม.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_b &= \frac{(b-b_w)h_f^3}{12} + \frac{b_w h^3}{12} + (b-b_w)h_f \left( h - \frac{h_f}{2} - y_i \right)^2 + b_w h \left( y_i - \frac{h}{2} \right)^2 \\
 &= \frac{(87.50)(16.25)^3}{12} + \frac{(30)(60)^3}{12} + (87.50)(16.25)(60 - 8.12 - 39.65)^2 + (30)(60)(39.65 - 30)^2 \\
 &= 951,583.12 \text{ ซม.}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \alpha &= \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} = \frac{I_b}{I_s} \\
 &= \frac{951,583.12}{236,006} = 4.03
 \end{aligned}$$

b. กานรีม

$$I_s = \frac{(330 \times 16.25^3)}{12} = 118,003 \text{ ซม.}^4$$

$$b = 30 + (60 - 16.25) = 73.75 \text{ ซม.}$$

$$\begin{aligned}
 y_i &= 60 - \left(\frac{1}{2}\right) \frac{[(43.75)(16.25)^2 + (30)(60)^2]}{[(43.75)(16.25) + (30)(66)]} \\
 &= 36.20 \text{ ซม.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_b &= \frac{(43.75)(16.25)^3}{12} + \frac{(30)(60)^3}{12} + (43.75)(16.25)(60 - 8.12 - 36.20)^2 \\
 &\quad + (30)(60)(36.20 - 30)^2 \\
 &= 799,629.13 \text{ ซม.}^4
 \end{aligned}$$

$$\alpha = \frac{I_b}{I_s} = \frac{799,629.13}{118,003} = 6.78$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค่าของ  $\alpha_m$  และ  $\beta$  ค่าเฉลี่ยของ  $\alpha$  สำหรับคานที่อยู่ริมของ panel

$\alpha_m$  (เป็นค่าเฉลี่ยของ  $\alpha$  ตลอดทั้งคาน)

panel ภายใน -  $\alpha_m = 4.03$

panel ด้านข้าง -  $\alpha_m = \frac{(3)(4.03) + 6.78}{4} = 4.72$

panel ด้านมุม -  $\alpha_m = \frac{(2)(4.03) + (2)(6.78)}{4} = 5.41$

สำหรับ panel รูปสี่เหลี่ยม,  $\beta =$  อัตราส่วนของความยาวช่วงคานใน 2 ทิศทาง = 1

## 2. ความหนาแน่นที่น้อยที่สุด

$\alpha_m > 2.0$  สำหรับทุก panel

$$h_{\min} = l_n \frac{(0.8 + \frac{f_y}{14,000})}{36 + 9\beta}$$

$$= \frac{(630 \times 630)}{(30 \times 30)} \frac{(0.8 + \frac{4,000}{14,000})}{36 + 9(1)} = 10.64 \text{ ซม.}$$

ดังนั้น, ความหนาของพื้น 16.25 ซม. > 10.64 ซม. ซึ่งใช้ได้และไม่ต้องตรวจสอบการแอ่นตัว

### ตัวอย่างที่ 4.5 - คานคอนกรีตอัดแรงรูปตัวที ซึ่งเป็นคานช่วงเดียว

วิเคราะห์การโค้งและการแอ่นตัวในระยะสั้นและระยะยาว

ข้อมูล :

ความยาวช่วง = 24 ซม. (บางส่วนของคานมีการแตกร้า)

$$f_{ci}' = 280 \text{ กก./ซม.}^2, \quad f_c' = 350 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$f_{ps} = 19,000 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$E_p = 1,900,000 \text{ กก./ซม.}^2$$

14 เส้น-เส้นผ่าศูนย์กลาง 1.27 ซม. - ลวดเกลียวอัดแรง

14 เส้น-เส้นผ่าศูนย์กลาง 1.27 ซม. - ลวดเกลียวไม่อัดแรง

(สมมติให้มีจุดศูนย์กลางต่างจุดเดียวกันเมื่อคำนวณค่า  $I_{cr}$ )

$$P_i = (0.7)(14)(0.987)(9,000) = 183,779.40 \text{ กก.}$$

$$P_o = (0.90)(183,779.40) = 165,401.46 \text{ กก.}$$

$$P_e = (0.78)(183,779.40) = 143,347.93 \text{ กก.}$$

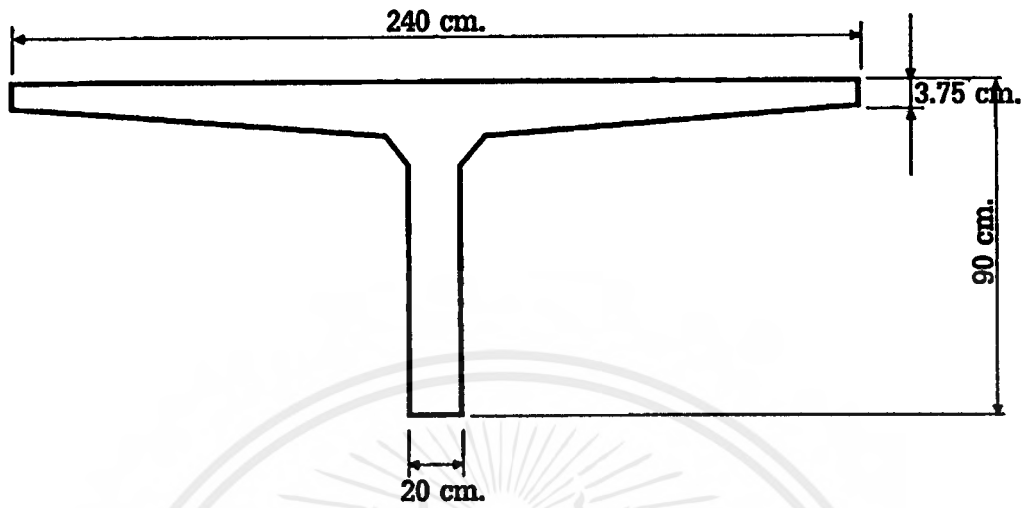
$$e_e = 27.88 \text{ ซม.}, \quad e_c = 56.78 \text{ ซม.}$$

$$y_t = 65 \text{ ซม.}, \quad f_c = 3,562.5 \text{ ซม.}^2, \quad I_g = 2,692,187.50 \text{ ซม.}^4$$

$$\text{น้ำหนักคาน}, \quad w_o = 885 \text{ กก./ซม.}$$

$$\text{น้ำหนักบรรทุกคงที่ DL}, \quad w_s = (2.4)(50) = 120 \text{ กก./ซม.}$$

$$\text{น้ำหนักบรรทุกจร LL}, \quad w_l = (2.4)(250) = 600 \text{ กก./ซม.}$$



1. อัตราความลึกของช่วงความยาว

ชนิดของอัตราความลึกของช่วงความยาว สำหรับคานารูปตัวที โดยพื้นจะอยู่ระหว่าง 62.5 และ 87.5 และหลังคาจะอยู่ระหว่าง 87.5 ถึง 100 มีค่ามากกว่า  $\frac{(2,400)}{36} = 66.67$  ซึ่งเป็นตัวแสดงถึงความสัมพันธ์กับความลึกของคานา ระยะแอ่นจริงต้องน้อยกว่าระยะแอ่นที่อนุญาต ซึ่งแสดงในตารางที่ 4.5 (b) ถึงจะผ่าน

2. โมเมนต์สำหรับการคำนวณการแอ่นตัว

$$M_o = \frac{w_o l^2}{8} = \frac{8.85 \times 2,400^2}{8} = 6.37 \times 10^6 \text{ กก.-ชม.}$$

( $\times 0.96 = 6.12 \times 10^2$  ที่ระยะ  $0.4l$  เพื่อคำนวณความเค้น และ  $I_e$ )

$$M_s = \frac{w_s l^2}{8} = \frac{1.20 \times 2,400^2}{8} = 0.864 \times 10^6 \text{ กก.-ชม. ( } 0.829 \times 10^6 \text{ ที่ตำแหน่ง } 0.4l)$$

$$M_l = \frac{w_l l^2}{8} = \frac{6.00 \times 2,400^2}{8} = 4.32 \times 10^6 \text{ กก.-ชม. ( } 4.128 \times 10^6 \text{ ที่ตำแหน่ง } 0.4l)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## 3. โมดูลัสการแตกร้าว, โมดูลัสยืดหยุ่น, อัตราส่วนโมดูลัส

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} = 2 \times \sqrt{350} = 37.42 \text{ กก./ซม.}^2 \quad (0.85 \text{ สำหรับคอนกรีตหยาบเบา})$$

$$E_{ci} = w_c^{1.5} (4,270) \sqrt{f'_c} = 2.4^{1.5} \times 4,270 \times \sqrt{280} = 265,658.52 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$E_c = w_c^{1.5} (4,270) \sqrt{f'_c} = 2.4^{1.5} \times 4,270 \times \sqrt{350} = 297,015.26 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$n = \frac{E_p}{E_c} = \frac{1,900,000}{297,015.26} = 6.30$$

## 4. การโค้งและการอ่อนตัว, ใช้สมการที่ 15

$$\begin{aligned} \text{เทอม(1)} \quad \Delta_{po} &= \frac{P_o(e_c - e_e)^2}{12E_{ci}I_g} + \frac{P_e e_e^2}{8E_{ci}I_g} \\ &= \frac{(165,401.46)(56.28 - 27.88)(2,400)^2}{12(265,658.52)(2,692,187.50)} + \frac{(165,401.46)(27.88)(2,400)^2}{8(265,658.52)(2,692,187.50)} \\ &= 3.16 + 4.64 = 7.80 \text{ ซม.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{เทอม(2)} \quad \Delta_o &= \frac{5M_o I^2}{48E_{ci}I_g} = \frac{5(6.372 \times 10^6)(2,400)^2}{48(265,658.52)(2,692,187.50)} \\ &= 5.35 \text{ ซม.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{เทอม(3)} \quad K_r &= \frac{1}{[1 + (A_s / A_{ps})]} = \frac{1}{[1 + (4/14)]} = 0.78 \\ \left[ \frac{-\Delta P_u}{P_o} + (k_r C_u) \left( 1 - \frac{\Delta P_u}{2P_o} \right) \right] \Delta P_o &= [-0.18 + (0.78 \times 2)(1 - 0.09)](7.80) = 9.67 \text{ ซม.} \end{aligned}$$

$$\text{เทอม(4)} \quad (k_r C_u) \Delta_o = (0.78)(2.0)(5.35) = 8.35 \text{ ซม.}$$

$$\text{เทอม(5)} \quad \Delta_s = \frac{5M_s I^2}{48E_c I_s} = \frac{5(0.864 \times 10^6)(2,400)^2}{48(297,015.26)(2,692,187.50)} = 0.65 \text{ ซม.}$$

$$\text{เทอม(6)} \quad (\beta_s k_r C_u) \Delta_s = (0.70)(0.78)(1.6)(0.65) = 0.57 \text{ ซม.}$$

เทอม(7) ทาค่า  $I_e$  ที่ตำแหน่ง 0.4l

สำหรับ เส้นลวดอัดแรงหนึ่งจุด (tendons depressed at one point)

วิธีที่ 1 สำหรับ  $(M_I)_{cr}/M_I$  :

$$\begin{aligned}(M_I)_{cr} &= \frac{P_e I_g}{A_g y_i} + P_e e - M_{o+s} + \frac{f_r I_g}{y_i} \\ &= \frac{(143,347.93)(2,692,187.50)}{(3,562.50)(65)} + (143,347.93)(50.60) - (6.949 \times 10^6) + \frac{(37.42)(2,692,187.50)}{65} \\ &= 1,666,588.96 + 7,253,405.26 - 6.949 \times 10^6 + 1,549,871.64 \\ &= 3,520,865.60 \text{ กก.-ชม.}\end{aligned}$$

$$\frac{(M_I)_{cr}}{M_I} = \frac{3,520,865.60}{4.128 \times 10^6} = 0.853 \quad \text{ที่ตำแหน่ง } 0.4l$$

วิธีที่ 2 สำหรับ  $\frac{(M_I)_{cr}}{M_I}$  :

$$\begin{aligned}f_{pe} &= \frac{P_e}{A_g} + \frac{P_e e}{S} = \frac{(143,347.93)}{(3,562.50)} + \frac{(143,347.93)(50.60)}{(41,418.27)} \\ &= 215.50 \text{ กก./ชม.}^2\end{aligned}$$

$$\text{เมื่อ } S = \frac{I_g}{y_i} = \frac{2,692,187.50}{65} = 41,418.27 \text{ ชม.}^3$$

$$f_{o+s} = \frac{M_{o+s}}{S} = \frac{6.949 \times 10^6}{41,418.27} = 167.77 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$f_{io} = -f_{pe} + \frac{M_{io}}{S} = -215.50 + \frac{11.08 \times 10^6}{41,418.27} = 52.02 \text{ กก./ชม.}^2$$

ซึ่งมากกว่า  $f_r = 37.42$  กก./ชม.<sup>2</sup> และ  $3.2\sqrt{350} = 59.87$  กก./ชม.<sup>2</sup>

ดังนั้นใช้  $I_e$

$$\frac{(M_I)_{cr}}{M_I} = \frac{f_{pe} - f_{o+s} + f_r}{f_{pe} - f_{o+s} + f_{io}} = \frac{215.05 + 167.77 + 37.42}{215.50 - 167.77 + 52.02} = 0.853$$

ใช้วิธีของ PCI Handbook สำหรับค่า  $\frac{(M_I)_{cr}}{M_I}$  :

$$f_{II} = f_{io}(\text{above}) = 52.02 \text{ กก./ชม.}^2$$

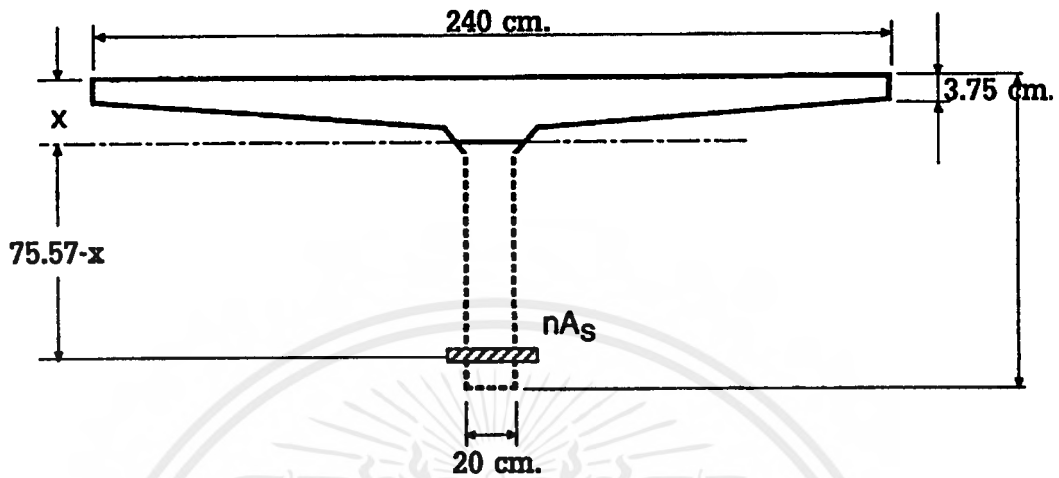
$$f_I = \frac{M_I}{S} = \frac{4.128 \times 10^6}{41,418.27} = 100 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$\frac{(M_I)_{cr}}{M_I} = 1 - \frac{f_{II} - f_r}{f_I} = 1 - \frac{52.02 - 37.42}{100} = 0.854 \quad \text{ที่ตำแหน่ง } 0.4l$$

จะเห็นได้ว่าทั้ง 3 วิธีจะให้ค่า  $\frac{(M_I)_{cr}}{M_I}$  ที่ใกล้เคียงกัน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในส่วนที่เป็นปีกคาน(ปีกคานที่รับแรงดึงมีพื้นที่ 240 ต่อ 3.75 ซม.)



$$(240)(3.75)(x-1.875) = (6.30)(18 \times 0.987)(75.575-x)$$

$$x = 10.03 \text{ ซม.}$$

$$I_{cr} = \frac{(240)(3.75)^3}{12} + (240)(3.75)(10.03-1.875)^2 + (6.30)(18 \times 0.987)(75.575-10.03)^2$$

$$= 541,758 \text{ ซม.}^4 \text{ ที่ตำแหน่ง } 0.4I$$

วิธีของ PCI Handbook สำหรับค่า  $I_{cr}$

$$I_{cr} = nA_s d^2 (1 - 1.6\sqrt{n\rho}) = (6.30)(18 \times 0.987)(75.575)^2 (1 - 1.6\sqrt{6.30 \times 9.79 \times 10^{-4}})$$

$$= 558,924.90 \text{ ซม.}^4 \text{ ที่ตำแหน่ง } 0.4I \text{ (ใช้ } I_{cr} = 558,924.90 \text{ ซม.}^4)$$

$$\text{เมื่อ } \rho = \frac{(18)(0.987)}{(240)(75.575)} = 9.79 \times 10^{-4}$$

$$\left(\frac{M_{cr}}{M_l}\right)^3 = 0.854^3 = 0.622$$

$$(I_e)_l = \left(\frac{M_{cr}}{M_l}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_l}\right)^3\right] I_{cr}$$

$$= (0.622)(2,692,187.50) + (1 - 0.622)(558,924.90)$$

$$= 1,885,814.24 \text{ ซม.}^4 \text{ ที่ตำแหน่ง } 0.4I$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



ความเค้นและ  $I_e$  ถูกคำนวณที่กลางช่วงคานแทนที่จะคำนวณที่ตำแหน่ง 0.4l

ซึ่งตรวจโดยใช้ PCI Handbook

$$f_e = f_{II} - f_r = 52.02 - 37.42 = 14.60 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\frac{f_e}{f_l} = \frac{14.6}{100} = 0.15 ; \frac{I_{cr}}{I_g} = \frac{558,924.90}{2,692,187.50} = 0.20$$

จาก PCI Handbook,  $I_e = 0.64, I_e = (0.64)(2,692,187.50) = 1,723,000 \text{ ซม.}^4$

เมื่อเปรียบเทียบกับค่า  $I_e$  ที่คำนวณได้ซึ่งมีค่า 1,885,814.24 ซม.<sup>4</sup>

การแอ่นตัวเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรบริเวณกลางช่วงคาน

$$\Delta_l = \frac{5M_l l^2}{48E_c(I_e)_l} = \frac{(5)(4.32 \times 10^6)(2,400)^2}{48(297,015.26)(1,885,814.24)} = 4.62 \text{ ซม.}$$

รวมค่าการแอ่นตัวทั้งหมดแล้วเปรียบเทียบกับค่าการแอ่นตัวที่กำหนดไว้

$$(1) \quad (2) \quad (3) \quad (4) \quad (5) \quad (6) \quad (7)$$

$$\Delta_w = -7.80 + 5.35 - 9.67 + 8.35 + 0.65 + 0.57 + 4.62 = 2.07 \text{ ซม.}$$

การโค้งบริเวณช่วงกลางในช่วงแรก

$$\Delta_{po} - \Delta_o = 7.80 - 4.62 = 3.18 \text{ ซม.} \quad \uparrow > 4 \text{ ซึ่งคำนวณโดย PCI Hand book}$$

การโค้งบริเวณช่วงกลางในช่วงหลัง

$$\Delta_l - \Delta_w = 4.62 - 2.07 = 2.55 \text{ ซม.} \quad \uparrow \text{ ใกล้เคียงกับ } 2.75 \text{ ซม.}$$

การแอ่นตัวเนื่องจากเวลา, น้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร

$$= -9.67 + 8.35 + 0.65 + 0.56 + 4.62 = 4.51 \text{ ซม. หรือ}$$

$$= \Delta_w - (\Delta_o - \Delta_{po}) = 2.07 - (-3.18) = 5.25 \text{ ซม. (ซึ่งถือว่าใกล้เคียงกัน)}$$

คำนวณการแอ่นตัวแล้วนำมาเปรียบเทียบกับการแอ่นตัวที่อนุญาตในตารางที่ 4.5(b)

$$\frac{l}{180} = \frac{2,400}{180} = 13.33 \text{ ซม. ซึ่งมากกว่า } \Delta_l = 4.62 \text{ ซม.} \quad \text{ใช้ได้}$$

$$\frac{l}{360} = \frac{2,400}{360} = 6.67 \text{ ซม. ซึ่งมากกว่า } \Delta_l = 4.62 \text{ ซม.} \quad \text{ใช้ได้}$$

$$\frac{l}{480} = \frac{2,400}{480} = 5 \text{ ซม. ซึ่งมากกว่าการแอ่นตัวเนื่องจากเวลา } = 4.51 \text{ ซม.} \quad \text{ใช้ได้}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### ตัวอย่างที่ 4.6 - คานเชิงประกอบ

ให้วิเคราะห์การแอ่นตัวในระยะสั้นและระยะยาว

ข้อมูล :

$$\text{พื้น } f'_c = 210 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$\text{คานสำเร็จรูป } f'_c = 280 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$f_y = 3,000 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$A_s = 3 - DB28 = 3(6.16) = 18.48 \text{ ชม.}^2$$

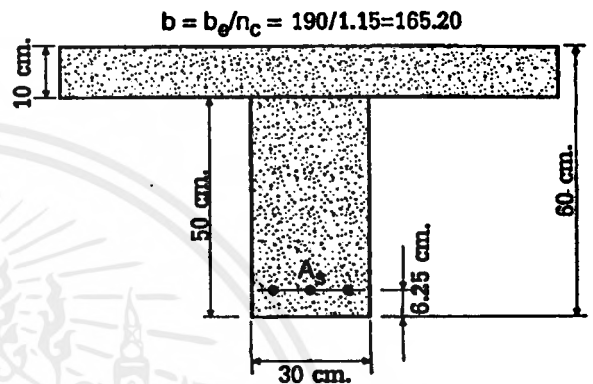
$$E_s = 2,040,000 \text{ กก./ชม.}^2$$

น้ำหนักบรรทุกทุกชนิดที่ ( ไม่รวมน้ำหนักพื้นและคาน ) 50 กก./ม.<sup>2</sup>

น้ำหนักบรรทุกจร = 360 กก./ม.<sup>2</sup> ( เมื่อไว้ 20 % )

คานช่วงเดี่ยว = 780 ซม. ช่วงความยาวคาน = 240 ซม.

$$b_c = \frac{780}{4} = 195 \text{ ซม. หรือ ช่วงความยาวคาน} = 240 \text{ ซม. หรือ } 16(10) + 30 = 190 \text{ ซม.}$$



1. ความหนาแน่นที่ต่ำสุดสำหรับชิ้นส่วนที่ไม่รองรับหรือเชื่อมยึดกับโครงสร้างที่อาจพังทลาย เนื่องจากการแอ่นตัวมาก

$$h_{\min} = \left( \frac{l}{16} \right) (0.80)$$

$$= \left( \frac{780}{16} \right) (0.80) = 39 < h = 50 \text{ ซม. หรือ } 60 \text{ ซม.}$$

2. น้ำหนักและโมเมนต์

$$w_1 = (50) \left( \frac{240}{100} \right) + (2,400) \left( \frac{240}{100} \right) \left( \frac{10}{100} \right) = 696 \text{ กก./ม.}$$

$$w_2 = 2,400 \left( \frac{30}{100} \right) \left( \frac{50}{100} \right) = 360 \text{ กก./ม.}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$w_1 = 360 \left( \frac{240}{100} \right) = 864 \text{ กก./ม.}$$

$$M_1 = \frac{w_1 l^2}{8} = \frac{696 \times 7.80^2}{8} = 5,293.10 \text{ กก.-ม.}$$

$$M_2 = \frac{w_2 l^2}{8} = \frac{360 \times 7.80^2}{8} = 2,737.80 \text{ กก.-ม.}$$

$$M_l = \frac{w_l l^2}{8} = \frac{864 \times 7.80^2}{8} = 6,570.72 \text{ กก.-ม.}$$

3. โมดูลัสการแตกร้าว, โมดูลัสยืดหยุ่น, อัตราส่วนโมดูลัส

$$(f_r)_2 = 2 \times \sqrt{280} = 33.47 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$(E_c)_1 = w_c^{1.5} (4,270) \sqrt{f'_c} = 2.4^{1.5} \times 4,270 \times \sqrt{210} = 2.30 \times 10^5 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$(E_c)_2 = w_c^{1.5} (4,270) \sqrt{f'_c} = 2.4^{1.5} \times 4,270 \times \sqrt{280} = 2.65 \times 10^5 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$n_c = \frac{(E_c)_2}{(E_c)_1} = \frac{2.65 \times 10^5}{2.30 \times 10^5} = 1.15$$

$$n = \frac{E_s}{(E_c)_2} = \frac{2.04 \times 10^6}{2.30 \times 10^5} = 7.70$$

4. โมเมนต์ทั้งหมดและโมเมนต์อินเนอร์เซียที่หน้าตัดแตกร้าว

หน้าตัดคอนกรีตหล่อสำเร็จ

$$I_g = \frac{30 \times 50^3}{12} = 312,500 \text{ ซม.}^4$$

$$B = \frac{b}{n A_s} = \frac{30}{(7.70)(18.48)} = 0.21 / \text{ชม.}$$

$$kd = \frac{\sqrt{2dB+1}-1}{B} = \frac{\sqrt{(2)(50-6.25)(0.21)+1}-1}{0.21}$$

$$= 16.20 \text{ ซม.}$$

$$I_{cr} = \frac{bk^3 d^3}{3} + n A_s (d - kd)^2$$

$$= \frac{(30)(16.20)^3}{3} + (8.06)(18.48)(50 - 6.25 - 16.20)^2$$

$$= 155,567.80 \text{ ซม.}^4$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หน้าตัดคอนกรีตเชิงประกอบ

$$y_t = h - \left(\frac{1}{2}\right) \left[ \frac{(b-b_w)h_f^2 + b_w h^2}{(b-b_w)h_f + b_w h} \right]$$

$$= 60 - \left(\frac{1}{2}\right) \left[ \frac{(135.20)(10^2) + (30 \times 60^2)}{[(135.20)(10) + (30 \times 60)]} \right]$$

$$= 40.72 \text{ ซม.}$$

$$I_g = \frac{(b-b_w)h_f^3}{12} + \frac{b_w h^3}{12} + (b-b_w)h_f \left( h - \frac{h_f}{2} - y_t \right)^2 + b_w h \left( y_t - \frac{h}{2} \right)^2$$

$$= \frac{(135)(10)^3}{12} + \frac{30 \times 60^3}{12} + (135.20)(10)(60 - 5 - 40.72)^2$$

$$+ 30(60)(40.70 - 30)^2$$

$$= 1,033,842.470 \text{ ซม.}^4$$

$$B = \frac{b}{nA_s} = \frac{165.20}{(8.06)(18.48)} = 1.11 / \text{ ซม.}$$

$$kd = \frac{\sqrt{2dB+1}-1}{B} = \frac{\sqrt{(2)(53.75)(1.11)+1}-1}{1.11}$$

$$= 8.98 \text{ ซม.} < h_f = 10 \text{ ซม.}$$

ดังนั้น, หน้าตัดสี่เหลี่ยมจึงรับแรงอัด

$$I_{cr} = \frac{bk^3 d^3}{3} + nA_s (d - kd)^2$$

$$= \frac{(165.20)(8.98)^3}{3} + (8.06)(18.48)(53.75 - 8.98)^2$$

$$= 338,422.53 \text{ ซม.}^4$$

$$\frac{I_2}{I_c} = \frac{\left[ \left( \frac{I_2}{I_c} \right)_g + \left( \frac{I_2}{I_c} \right)_{cr} \right]}{2}$$

$$= \frac{\left[ \left( \frac{312,500}{1,033,842.47} \right) + \left( \frac{155,525.04}{338,422.53} \right)_{cr} \right]}{2} = 0.381$$

## 5. โมเมนต์อินเนอร์เรียประสิทธิภาพ

จากเทอม 1 (หน้าตัดของคอนกรีตสำเร็จรูป)

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{(33.47)(312,500)}{25}$$

$$= 418,375 \text{ กก.-ซม}$$

$$\frac{M_{cr}}{M_2} = \frac{418,375}{273,780} > 1$$

ดังนั้น  $(I_e)_2 = I_g = 312,500 \text{ ซม.}^4$ 

จากเทอม 6 (หน้าตัดของคอนกรีตสำเร็จรูป)

$$\left( \frac{M_{cr}}{M_1 + M_2} \right)^3 = \left( \frac{418,375}{529,310 + 273,780} \right)^3 = 0.14$$

$$(I_e)_{1+2} = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} < I_g$$

$$= (0.14)(312,500) + (1 - 0.14)(155,525.04) = 177,658.51 \text{ ซม.}^n$$

## 6. การอ่อนตัว

$$\text{เทอม 1 } (\Delta_1) = K \left( \frac{5}{48} \right) \frac{M_2 l^2}{(E_c)_2 (I_e)_2} = (1) \left( \frac{5}{48} \right) \frac{(273,780)(780)^2}{(2.53 \times 10^5)(312,500)} = 0.22 \text{ ซม.}$$

เทอม 2  $k_r = 0.85$  (ไม่มีแรงอัดในเหล็กในส่วนของคอนกรีตสำเร็จรูป)

$$0.77 k_r (\Delta_1)_2 = (0.77)(0.85)(0.22) = 0.1440$$

$$\text{เทอม 3 } 0.83 k_r (\Delta_1)_2 \frac{I_2}{I_1} = (0.83)(0.85)(0.22)(0.381) = 0.059 \text{ ซม.}$$

$$\text{เทอม 4 } K_{sh} = \frac{1}{8} \text{ หน้าตัดของคอนกรีตหล่อสำเร็จ : } \rho = \frac{18.48}{30 \times (50.625)} \times 100 = 1.41\%$$

$$\text{จากรูปที่ 4-3, } A_{sh} = 0.789 \text{ ซม.}^2$$

$$\phi_{sh} = \frac{A_{sh} (E_{sh})_u}{h} = \frac{(0.789)(400 \times 10^{-6})}{50} = 6.312 \times 10^{-6} / \text{ ซม.}$$

$$\Delta_{sh} = K_{sh} \phi_{sh} l^2 = \left( \frac{1}{8} \right) (6.312 \times 10^{-6}) (780)^2 = 0.48 \text{ ซม.}$$

$$0.36 \Delta_{sh} = (0.36)(0.48) = 0.173 \text{ ซม.}$$

เทอม 5  $0.64\Delta_{sh} \frac{I_2}{I_1} = 0.64(0.48)(0.381) = 0.117$  ซม.

เทอม 6  $(\Delta_I)_1 = \frac{K(5/48)(M_1 + M_2)(l)^2}{(E_c)_2(I_e)_{1+2}} - (\Delta_I)_2$   
 $= \frac{(1)(5/48)(529,310 + 273,780)(780^2)}{(2.53 \times 10^5)(177,658.51)} - (0.22) = 0.912$  ซม.

เทอม 7  $1.22k_r(\Delta_I) \frac{I_2}{I_c} = 1.22(0.85)(0.9112)(0.381) = 0.360$  ซม.

เทอม 8  $\Delta_{ds} = 0.50(\Delta_I)_1 = (0.50)(0.9112) = 0.456$  ซม.

เทอม 9 ใช้วิธีอื่นในการพิจารณา

$$(\Delta_I)_1 = \frac{K(5/48)M_i l^2}{(E_c)_2(I_c)_{cr}} = \frac{(1)(5/48)(657,072)(780)^2}{(2.53 \times 10^5)(338,422.53)} = 0.486$$

เทอม 10  $k_r = 0.85$  (ไม่คำนึงถึงผลกระทบของแรงอัดของเหล็กในแผ่นพื้น)

$$(\Delta_{cp})_1 = k_r C_u (0.20)(\Delta_I)_1$$

$$= (0.85)(1.60)(0.20 \times 0.486) = 0.132$$
 ซม.

ในสมการที่ (19),

$$\Delta_u = 0.22 + 0.144 + 0.059 + 0.173 + 0.117 + 0.912 + 0.36 + 0.456 + 0.486 + 0.132 = 3$$
 ซม.

ตรวจสอบสมการที่ (20)

$$\Delta_w = \left(1.65 + 0.71 \frac{I_2}{I_c}\right)(\Delta_I)_2 + \left(0.36 + 0.64 \frac{I_2}{I_c}\right)\Delta_{sh} + \left(1.50 + 1.04 \frac{I_2}{I_c}\right)(\Delta_I)_1$$

$$(\Delta_I)_1 + (\Delta_{cp})_1 = (1.65 + 0.71 \times 0.381)0.22 + (0.36 + 0.64 \times 0.381)0.48$$

$$+ (1.50 + 1.04 \times 0.381)0.912 + (0.486) + (0.132)$$

$$= 2.95 \approx 3$$
 ซม.

สมมติให้ชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง ถูกติดตั้งหลังจากแผ่นพื้นประกอบมีความแข็งแรงแล้ว

$$\Delta_{cp} + \Delta_{sh} + (\Delta_I)_1 = \text{เทอม 3} + 5 + 7 + 8 + 9 + 10$$

$$= 0.059 + 0.117 + 0.36 + 0.456 + 0.486 + 0.132 = 1.61$$
 ซม.

เปรียบเทียบกับค่าแอมพลิจูดที่อนุญาตซึ่งแสดงในตารางที่ 4.5(b)

## บทที่ 5

### การออกแบบต้านทานแรงดัด

#### 5.1 ข้อกำหนดทั่วไป

ในการออกแบบของค้ำอาคารรับแรงดัด เช่นคานและพื้น กำลังระบุของหน้าตัด (Nominal Strength,  $M_n$ ) จะต้องถูกลดค่าลงโดยตัวคูณลดกำลัง  $\phi$  ( $\phi = 0.90$ ) เพื่อที่จะได้มาซึ่งกำลังที่ใช้ในการออกแบบ (Design Strength,  $\phi M_n$ ) ของหน้าตัดนั้น และกำลังที่ใช้ในการออกแบบจะต้องมีค่าไม่น้อยกว่ากำลังที่ต้องการ (Required Strength,  $M_u$ )

ทุกองค์อาคารภายใต้แรงดัดจะต้องถูกออกแบบให้เป็นไปตามข้อกำหนดในด้านกำลัง ดังที่กล่าวมาแล้ว และนอกเหนือจากนี้ยังต้องคำนึงถึงข้อกำหนดในการใช้งาน ซึ่งควบคุมการแอ่นและการแตกร้าวขององค์อาคาร ซึ่งจะอยู่ในรูปแบบของการจัดวางเหล็กเสริม

ตัวอย่างการออกแบบ 7 ข้อ ที่แสดงในบทนี้ แต่ละข้อแสดงการประยุกต์ที่เหมาะสมของข้อกำหนดมาตรฐานต่างๆ ซึ่งครอบคลุมการออกแบบของชิ้นส่วนที่ถูกกระทำโดยแรงดัดเท่านั้น

ตัวอย่างได้แสดงการออกแบบเป็นขั้นตอน สำหรับการออกแบบของหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดัดอย่างเดียว, หน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงอัดด้วย และหน้าตัดที่มีปีกซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดัดอย่างเดียว

## 5.2 การออกแบบหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว

ในหน้าตัดรูปเหลี่ยมซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว (รูปที่ 5-1) เงื่อนไขของความสมดุลคือ

### 1. ความสมดุลของแรง

$$C = T \quad (1)$$

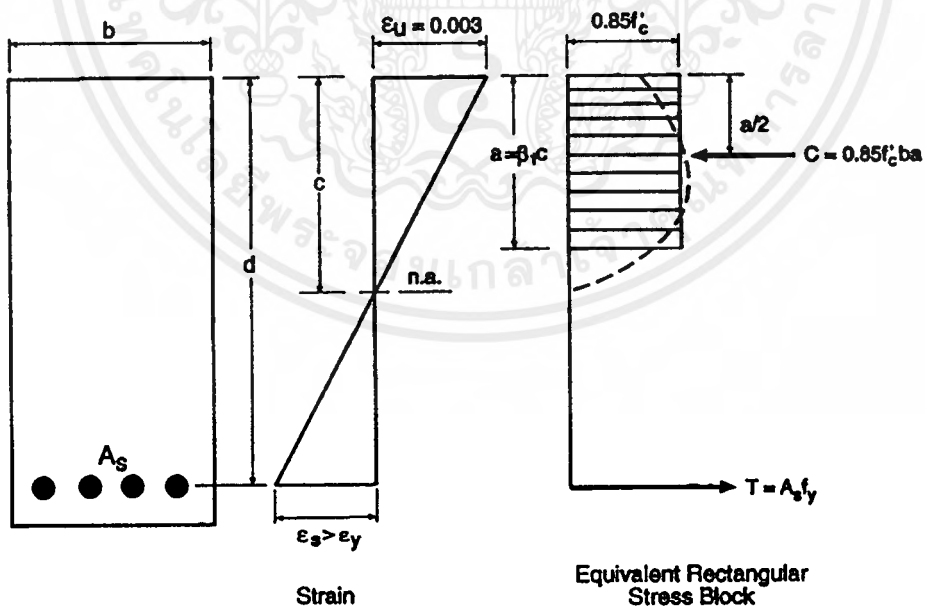
$$0.85f'_c ba = A_s f_y = \rho b d f_y$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{\rho d f_y}{0.85 f'_c}$$

### 2. ความสมดุลของโมเมนต์

$$M_n = (C \text{ or } T) \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = \rho b d f_y \left( d - \frac{0.5 \rho d f_y}{0.85 f'_c} \right) \quad (2)$$



รูปที่ 5-1 การกระจายความเค้นและหน่วยแรงในหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า



หาค่าสัมประสิทธิ์ของกำลังรวม  $R_n$  ได้ เมื่อ ทารทั้ง 2 ข้างของสมการที่ (2) ด้วย  $bd^2$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \rho f_y \left[ 1 - \frac{0.5\rho f_y}{0.85 f_c'} \right] \quad (3)$$

ถ้ารู้ค่า  $b$  และ  $d$  , เราจะหา  $\rho$  โดยการแก้สมการกำลังสองจากค่าของ  $R_n$

$$\rho = \frac{0.85 f_c'}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f_c'}} \right] \quad (4)$$

สมการที่ (3) ใช้หาอัตราส่วนของเหล็กเสริม  $\rho$  เมื่อกำหนดค่า  $M_n$  หรือใช้หาค่า  $M_n$  เมื่อรู้ปริมาณเหล็กเสริมและมิติของหน้าตัดของคาน ถ้าแทนค่า  $M_n = M_u / \phi$  ในสมการที่ (3) และหารแต่ละข้างด้วย  $f_c'$  จะได้

$$\frac{M_u}{\phi f_c' b d^2} = \frac{\rho f_y}{f_c'} \left( 1 - \frac{0.5\rho f_y}{0.85 f_c'} \right)$$

และกำหนดให้  $\omega = \frac{\rho f_y}{f_c'}$

แทนค่า  $\omega$  ลงในสมการข้างบน จะได้

$$\frac{M_u}{\phi f_c' b d^2} = \omega(1 - 0.59\omega) \quad (5)$$

### 5.3 ขั้นตอนการออกแบบหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีการเสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียว

ขั้นที่ 1 : เลือกค่าโดยประมาณของอัตราส่วนการเสริมแรงรับแรงดึง  $\rho$  ซึ่งต้องไม่เกิน  $0.75\rho_b$  และไม่น้อยกว่าค่าต่ำสุดที่ยอมให้ ซึ่งปริมาณเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล  $\rho_b$  หาได้จากสมการ

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f_c'}{f_y} \left( \frac{6,120}{6,120 + f_y} \right)$$

$$\begin{aligned} \text{ซึ่ง } \beta_1 &= 0.85 && \text{สำหรับ } f_c' \leq 280 \text{ กก./ซม.}^2 \\ &= 0.85 - 0.05 \left( \frac{f_c' - 280}{70} \right) && \text{สำหรับ } 280 \text{ กก./ซม.}^2 < f_c' \leq 560 \text{ กก./ซม.}^2 \\ &= 0.65 && \text{สำหรับ } f_c' > 560 \text{ กก./ซม.}^2 \end{aligned}$$

ค่าของ  $\rho_b$  ได้ให้ไว้ในตารางที่ 2-1

ขั้นที่ 2 : เมื่อหาค่า  $\rho$  ได้แล้ว ( $\rho_{\min} \leq \rho \leq 0.75\rho_b$ ) หาค่า  $bd^2$  ที่ต้องการ

$$bd^2 \text{ ที่ต้องการ} = \frac{M_u}{\phi R_n}$$

โดยที่

$$R_n = \rho f_y \left( 1 - \frac{0.5\rho f_y}{0.85f_c'} \right)$$

$$\phi = 0.90 \text{ สำหรับ แรงดัด}$$

$$M_u = \text{โมเมนต์ที่กระทำบนหน้าตัดและได้คูณตัวคูณเพิ่มแล้ว (กำลังรับแรงดัดที่ต้องการ)}$$

ขั้นที่ 3 : จัดขนาดของหน้าตัดจนกระทั่งได้ค่าของ  $bd^2$  ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับค่าที่ต้องการ

ขั้นที่ 4 : จากค่า  $bd^2$  ที่ได้ในขั้นที่ 3, คำนวณค่าแก้ไขของ  $\rho$  โดยวิธีต่อไปนี้

1. โดยสมการที่ (4) โดยที่  $R_n = \frac{M_u}{\phi bd^2}$  (วิธีที่แน่นอน)

2. หรือโดยการประมาณจากอัตราส่วน

$$\rho \approx \rho_{เดิม} \frac{R_n \text{ ใหม่}}{R_n \text{ เดิม}}$$

ขั้นที่ 5 : หาปริมาณเหล็กเสริม  $A_s$  ที่ต้องการ

$$A_s = \rho(bd)$$

โดยที่  $\rho$  เป็นค่าแก้ไขที่ได้จากขั้นที่ 4

#### 5.4 ขั้นตอนการออกแบบหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงอัดด้วย

ขั้นตอนโดยสรุปสำหรับการออกแบบคานรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า (ซึ่งได้ถูกจำกัดขนาดไว้) ที่ต้องการเหล็กเสริมช่วยรับแรงอัดได้แสดงไว้ข้างล่าง (ดูตัวอย่างที่ 5.3)

ขั้นที่ 1 : สมมติว่าเป็นคานซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว หาปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงที่ต้องการ  $\rho$  สำหรับ  $M_u$  ที่มากระทำ โดยใช้สมการที่ (4)

ขั้นที่ 2 : ถ้า  $\rho > 0.75\rho_b$  ใช้ค่า  $\rho$  เท่ากับ  $0.75\rho_b$  แล้วหาค่าของโมเมนต์ที่ต้องใช้เหล็กเสริมรับแรงอัดมาช่วยรับ  $M'_u$

$$M'_u = M_u - (\phi M_n)_{\max}$$

ซึ่ง  $(\phi M_n)_{\max}$  มีค่าตามปริมาณเหล็กเสริม  $(A_s)_{\max} = 0.75A_{sb} = 0.75\rho_b bd$

ขั้นที่ 3 : สมมติว่าเหล็กรับแรงอัดครากที่หน้าหน้าบรทุกประลัยและหาเหล็กรับแรงอัดที่ต้องการ  $\rho'$

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd} = \frac{M'_u}{\phi f_y (d - d') bd}$$

ขั้นที่ 4 : หาค่าเหล็กเสริมที่ต้องการทั้งหมด

$$\rho = 0.75\rho_b + \rho'$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A'_s = \rho' bd$$

ขั้นที่ 5 : ตรวจสอบการครากของเหล็กรับแรงอัด เหล็กรับแรงอัดครากเมื่อสมการข้างล่างเป็นจริง

$$\frac{A_s - A'_s}{bd} \geq \frac{0.85\beta_1 f'_c d'}{f_y d} \left( \frac{6,120}{6,120 - f_y} \right)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นที่ ๓ : ตรวจสอบความสามารถในการรับโมเมนต์

$$\phi M_n = \phi \left[ (A_s - A_s') f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y (d - d') \right] \geq M_u$$

โดยที่

$$a = \frac{(A_s - A_s') \cdot f_y}{0.85 f_c' b}$$



## 5.5 ขั้นตอนการออกแบบหน้าตัดสี่เหลี่ยมมีปีกและมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว

ขั้นตอนโดยสรุปสำหรับการออกแบบคานรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ามีปีก ซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียวได้ แสดงไว้ข้างล่าง (ดูตัวอย่างที่ 5.4 และ 5.5)

**ขั้นที่ 1 :** หาคความลึกของรูปสี่เหลี่ยมแสดงการกระจายหน่วยแรงในคอนกรีต ( $a$ ) โดยถือเสมือนว่าเป็นคานรูปหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าไม่มีปีก (หรือสมมติว่า  $a \leq h_f$ )

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{\rho d f_y}{0.85 f_c'} = 1.18 \omega d$$

**ขั้นที่ 2 :** ถ้า  $a \leq h_f$  หาปริมาณเหล็กเสริมโดยใช้วิธีเดียวกับหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว

ถ้า  $a > h_f$  ไปยังขั้นที่ 3

**ขั้นที่ 3 :** ถ้า  $a > h_f$  หาปริมาณเหล็กเสริม  $A_{sf}$  และกำลังต้านทานโมเมนต์  $\phi M_{nf}$  ซึ่งรับโดยเนื้อคอนกรีตในส่วนปีก

$$A_{sf} = \frac{C_f}{f_y} = \frac{0.85 f_c' (b - b_w) h_f}{f_y}$$

$$\phi M_{nf} = \phi \left[ A_{sf} f_y \left( d - \frac{h_f}{2} \right) \right]$$

**ขั้นที่ 4 :** หากำลังต้านทานโมเมนต์ที่รับโดยตัวคาน (เสมือนเป็นคานสี่เหลี่ยมผืนผ้า)

$$M_{nw} = M_u - \phi M_{nf}$$

ขั้นที่ 5 : ทหาปริมาณเหล็กเสริม  $A_{sw}$  ที่ต้องการเพื่อให้สมดุลกับโมเมนต์ที่รับโดยตัวคาน

$$A_{sw} = \frac{\omega_w f_c' b_w d_w}{f_y}$$

ขั้นที่ 6 : ทหาปริมาณเหล็กเสริมทั้งหมด

$$A_s = A_{sf} + A_{sw}$$

ขั้นที่ 7 : ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมมากที่สุดที่ยอมให้

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \leq \rho_{\max} = \left[ 0.75 \frac{b_w}{b} (\rho_b + \rho_f) \right]$$

โดยที่

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f_c' \left( \frac{6,120}{6,120 + f_y} \right)}{f_y}$$

$$\rho_f = \frac{0.85 f_c' (b - b_w) h_f}{f_y b_w d}$$

ขั้นที่ 8 : ตรวจสอบความสามารถในการรับโมเมนต์

$$\phi M_n = \phi \left[ (A_s - A_{sf}) f_y \left( d - \frac{a_w}{2} \right) + A_{sf} f_y \left( d - \frac{h_f}{2} \right) \right] \geq M_u$$

โดยที่

$$A_{sf} = \frac{0.85 f_c' (b - b_w) h_f}{f_y}$$

$$a_w = \frac{(A_s - A_{sf}) f_y}{0.85 f_c' b_w}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## เอกสารอ้างอิง

- 1 Wang, C.K. and Salmon, C.G., *Reinforced Concrete Design, Fourth Edition*, Harper & Row Publishers, New York, N.Y., 1985.



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



**ตัวอย่างที่ 5.1 - การออกแบบคานหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดึงเดียว**

จงหาขนาดคานรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าและปริมาณเหล็กเสริม เพื่อรับโมเมนต์ใช้งานอันประกอบด้วย  $M_D = 7,730$  กก./ม. และ  $M_L = 4,830$  กก./ม. เลือกเหล็กเสริมเพื่อที่จะควบคุมการแตกร้าวเนื่องจากแรงคด สำหรับองค์อาคารภายนอก ใช้  $f'_c = 280$  กก./ซม.<sup>2</sup>  $f_y = 4,000$  กก./ซม.<sup>2</sup>  $z = 26,000$  กก./ซม.

1. เพื่อที่จะแสดงขั้นตอนการออกแบบโดยสมบูรณ์ สำหรับหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว ตัวอย่างจะเลือกใช้คานที่มีความลึกน้อยที่สุด เพื่อที่จะได้ปริมาณเหล็กเสริมที่มากที่สุดที่ยอมให้ สำหรับหน้าตัดรับแรงคด,  $0.75 \rho_b$  วิธีออกแบบจะเป็นไปตามขั้นตอนที่ได้อธิบายไว้แล้ว

ขั้นที่ 1 หาอัตราส่วนของเสริมเหล็กมากที่สุดสำหรับวัสดุที่ใช้ ซึ่งได้แก่

$$f'_c = 280 \text{ กก./ซม.}^2 \text{ และ } f_y = 4,000 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\rho_b = 0.0306 \text{ จากตารางที่ 2-1}$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75(0.0306) = 0.02295$$

ขั้นที่ 2 หา  $bd^2$  ที่ต้องการ

กำลังต้านทานโมเมนต์ที่ต้องการ

$$M_u = (1.4 \times 7,730) + (1.7 \times 4,830) = 19,033 \text{ กก.-ม.}$$

$$R_n = \rho f_y \left( 1 - \frac{0.5 \rho f_y}{0.85 f'_c} \right)$$

$$= (0.02295 \times 4,000) \left( 1 - \frac{0.5 \times 0.02295 \times 4,000}{0.85 \times 280} \right) = 74.10 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$bd^2 \text{ ที่ต้องการ} = \frac{M_u}{\phi R_n} = \frac{19,033 \times 100}{0.90 \times 74.10} = 28,540 \text{ ซม.}^3$$

ขั้นที่ 3 เลือกขนาดหน้าตัดเพื่อให้ได้  $bd^2$  ที่เลือก  $\geq bd^2$  ที่ต้องการ

ถ้าเลือก  $b = 25$  ซม. (เท่ากับความกว้างของเสา)

$$d = \sqrt{\frac{28,540}{25}} = 33.79 \text{ ซม.}$$

ความลึกน้อยที่สุดของคาน =  $33.79 + 5 = 38.79$  ซม.

ดังนั้นคานขนาด  $25 \times 40$  ซม. ก็เพียงพอที่จะรับโมเมนต์ใช้งานนี้ แต่มีสิ่งที่จะต้องคำนึงถึงนอกเหนือจากในด้านกำลังอย่างเดียว นั่นก็คือการแอ่นตัวของคาน ซึ่งเป็นสิ่งสำคัญที่ต้องพิจารณาในด้านของการใช้งาน การควบคุมการแอ่นตัวจะพูดถึงในบทต่อไป

ขั้นที่ 4 ใช้คานเล็ก 40 ซม. จำนวนค่าของ  $\rho$  อีกครั้ง เพื่อการเปรียบเทียบจะคำนวณ  $\rho$  ทั้งสองวิธีที่กล่าวถึง

$$d = 40 - 5 = 35 \text{ ซม.}$$

1. โดยสมการ (4) ซึ่งให้ค่าที่แน่นอน

$$R_n = \frac{M_u}{\phi(bd^2)} = \frac{19,033 \times 100}{0.90(25 \times 35^2)} = 69 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0.85f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f_c'}} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 280}{4,000} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 69}{0.85 \times 280}} \right) = 0.0209 \end{aligned}$$

2. โดยการประมาณจากอัตราส่วน

$$\rho \approx \rho_{เดิม} \frac{R_n \text{ ใหม่}}{R_n \text{ เดิม}}$$

$$\rho \approx 0.02295 \times \frac{69}{74.096} = 0.0214$$

ขั้นที่ 5 คำนวณ  $A_s$  ที่ต้องการ

$$A_s = (\rho \text{ ใหม่})(bd \text{ ที่หามาได้})$$

$$= 0.0209 \times 25 \times 35 = 18.29 \text{ ซม.}^2$$

เลือกใช้เหล็กเสริม 3-DB28 ( $A_s = 3 \times 6.16 = 18.48 \text{ ซม.}^2 - \rho = 0.0211$ )

2. ตรวจสอบความถูกต้องของการคำนวณโดยพิจารณาความสมดุล

$$T = A_s f_y = 18.48 \times 4,000 = 73,920 \text{ กก.}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{73,920}{0.85 \times 280 \times 25} = 12.42 \text{ ซม.}$$

กำลังรับโมเมนต์ที่ใช้ออกแบบ

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \left[ A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \right] = 0.9 \left[ 73,920 \left( 35 - \frac{12.42}{2} \right) \right] \\ &= 1,915,341 \text{ กก.-ซม.} = 19,153 \text{ กก.-ม.} > M_u = 19,033 \text{ กก.-ม.} \text{ ใช้ได้} \end{aligned}$$

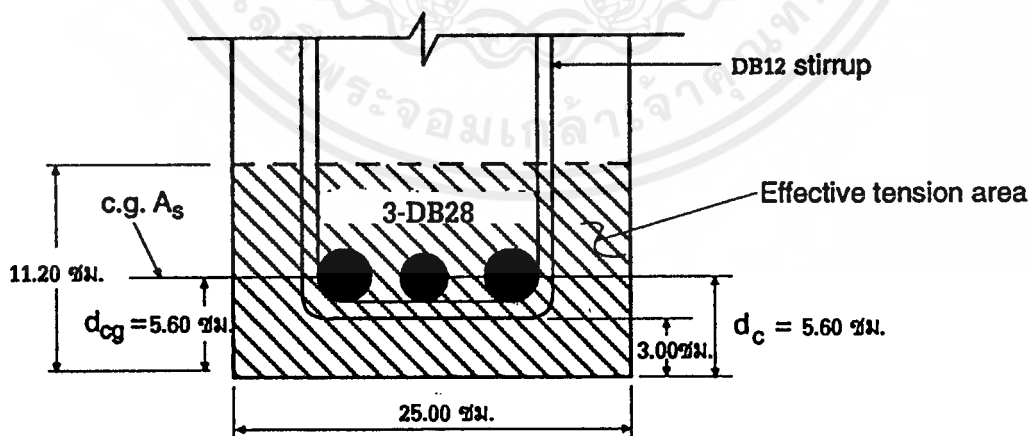
3. เลือกเหล็กเสริมให้เป็นไปตามข้อกำหนดการเสริมเหล็กรับแรงดัดเพื่อป้องกันการแตกร้าว

ใช้  $z = 26,000$  กก./ซม. สำหรับองค์อาคารภายนอก

$$A_s = 18.48 \text{ ซม.}^2$$

เลือกใช้เหล็ก 3-DB28 ( $A_s = 18.48 \text{ ซม.}^2$ )

ในบางครั้งการเลือกเหล็กเสริมหลายขนาดมารวมกัน จะได้หน้าตัดที่ใกล้เคียงกับที่ต้องการ มากกว่าการใช้เหล็กเสริมขนาดเดียว แต่เพื่อความสะดวกในการก่อสร้างและง่ายต่อการเขียนแบบรายละเอียด การใช้เหล็กขนาดเดียวกันทั้งหมดจะเหมาะสมมากกว่า



$$z = f_s \sqrt[3]{d_c A} \leq 26,000 \text{ กก./ชม.}$$

$$d_{cg} = d_c = 3.00 + 1.20 + 1.40 = 5.60 \text{ ซม.}$$

ซึ่ง  $d_c$  = ระยะจากผิวที่รับแรงดึงมากที่สุดไปยังศูนย์กลางของเหล็กที่อยู่ใกล้ที่สุด

$$\text{พื้นที่รับแรงดึงประสิทธิภาพ} = 2(5.60)25 = 280 \text{ ซม.}^2$$

$$A = \text{พื้นที่รับแรงดึงประสิทธิภาพต่อเหล็กเสริมหนึ่งเส้น} = \frac{280}{3} = 93.33 \text{ ซม.}^2/\text{เส้น}$$

$$\text{ใช้ } f_s = 0.6 f_y = 0.6(4,000) = 2,400 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$z = 2,400 \times \sqrt[3]{5.60(93.33)} = 19,332 \text{ กก./ชม.} < 26,000 \text{ กก./ชม.} \quad \text{ใช้ได้}$$

#### 4. ตรวจสอบความกว้างดาน

$$b \text{ ที่ต้องการ} \geq 2(3.0) + 2(1.2) + 3(2.8) + 2(2.8) \geq 22.4 \text{ ซม.} < b \text{ ที่ใช้} = 25 \text{ ซม.}$$

(ดูหัวข้อ 3407 คอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม และหัวข้อ 4306 การกระจายเหล็กเสริมรับแรงดัดในคานและแผ่นพื้นทางเดียว ใน วสท. มาตรฐานสำหรับอาคาร คสล. โดยวิฑูรย์ ฐ.ค. 2538)

### ตัวอย่างที่ 5.2 - การออกแบบแผ่นพื้นทางเดียว

จงหาความหนาและเหล็กเสริมสำหรับแผ่นพื้นทางเดียวซึ่งต่อเนื่องมากกว่า 2 ช่วงขึ้นไปและมีความยาวช่วงเท่ากัน

กำหนดให้ :  $\lambda_n = 5.40$  ม. ,  $f'_c = 280$  กก./ซม.<sup>2</sup> ,  $f_y = 4,000$  กก./ซม.<sup>2</sup>

น้ำหนักบรรทุกใช้งาน :  $w_d = 360$  กก./ม.<sup>2</sup> (สมมติพื้นหนา 15 ซม.) ,  $w_l = 240$  กก./ม.<sup>2</sup>

1. ทหาลังที่ต้องการ โดยใช้ค่าโมเมนต์โดยประมาณที่ยอมให้ ( หัวข้อ 4103 วิธีการวิเคราะห์โครงสร้าง ในมาตรฐาน วสท. ) ตัวอย่างนี้จะแสดงการออกแบบเฉพาะในช่วงริม

น้ำหนักบรรทุกใช้งานพร้อมตัวคูณเพิ่ม  $w_u = (1.4 \times 360) + (1.7 \times 240) = 912$  กก./ม.<sup>2</sup>

โมเมนต์บวก (ช่วงริมซึ่งถือเป็นขั้นเดียวกับที่รองรับ)

$$+ M_u = w_u l_n^2 / 14 = 912(5.4)^2 / 14 = 1,900 \text{ กก.-ม./ม.}$$

โมเมนต์ลบที่ขอบนอกของที่รองรับด้านในตัวแรก

$$- M_u = w_u l_n^2 / 10 = 912(5.4)^2 / 10 = 2,659.39 \text{ กก.-ม./ม.}$$

2. ทหาความหนาของแผ่นพื้น

เลือกปริมาณเหล็กเสริม  $\rho$  ให้เท่ากับ  $0.375\rho_b$  หรือครึ่งหนึ่งของค่ามากที่สุดที่ยอมให้ เพื่อการควบคุมการแอ่นตัว

จากตารางที่ 2-1 สำหรับ  $f'_c = 280$  กก./ซม.<sup>2</sup> และ  $f_y = 4,000$  กก./ซม.<sup>2</sup> :  $\rho_b = 0.0306$

ดังนั้น  $\rho = 0.375(0.0306) = 0.0115$

การออกแบบจะเป็นไปตามวิธีที่กล่าวไว้ข้างต้นสำหรับหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว

$$R_n = \rho f_y \left( 1 - \frac{0.5 \rho f_y}{0.85 f'_c} \right)$$

$$= (0.0115 \times 4,000) \left( 1 - \frac{0.5 \times 0.0115 \times 4,000}{0.85 \times 280} \right) = 41.55 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$d \text{ ที่ต้องการ} = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_n b}} = \sqrt{\frac{2,659.39 \times 100}{0.90 \times 41.55 \times 100}} = 8.43 \text{ ซม.}$$

ถ้าใช้เหล็กเสริม DB16 ; ความหนาของพื้นจะต้องมากกว่า  $8.43 + 0.8 + 2.0 = 11.23$  ซม.

การคำนวณข้างบนแสดงให้เห็นว่า ถ้าค้ำึงถึงด้านกำลังอย่างเดียวจะใช้ความหนาของพื้นแค่ 12 ซม. แต่ถ้าค้ำึงถึงในด้านการใช้งานด้วยแล้ว มาตรฐาน วสท. (หัวข้อ 4205 การควบคุมระยะแอ่น) ระบุว่าต้องใช้ความหนาไม่น้อยกว่า  $\frac{\lambda}{24}$  หรือ 22.50 ซม. ถ้าไม่มีการคำนวณการแอ่นตัวของแผ่นพื้น ซึ่งข้อกำหนดนี้ใช้ได้เฉพาะกับองค์อาคารที่ไม่ได้รองรับหรือติดกับผนังหรือสิ่งก่อสร้างอื่นๆ ที่อาจเสียหายถ้าเกิดการแอ่นตัวอย่างมากเท่านั้น ถ้าเป็นกรณีนอกเหนือจากนี้จะต้องแสดงการคำนวณหาการแอ่นตัวขององค์อาคาร

ในตัวอย่างนี้ เราจะต้องใช้  $h = 11.23$  ซม. และ  $d = 8.43$  ซม.

3. ทาปริมาณเหล็กเสริม

$$A_s = \rho b d = 0.0115(100)(8.43) = 9.69 \text{ ซม.}^2/\text{ม.}$$

ใช้เหล็ก DB16 @ 0.20 ม. ( $A_s = 2.01/0.20 = 10 \text{ ซม.}^2/\text{ม.}$ )

4. สำหรับโมเมนต์บวก

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{1,900}{0.9(1)(8.43)^2} = 29.71 \text{ กก./ ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f_c'}} \right) = \frac{0.85(280)}{4,000} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 29.71}{0.85 \times 280}} \right) = 0.008$$

$$A_s = \rho b d = 0.008(100)(8.43) = 6.74 \text{ ซม.}^2/\text{ม.}$$

ใช้เหล็ก DB16 @ 0.34 ม.

5. ทาปริมาณเหล็กเสริมด้านตามยาว

$$\rho_{\min} \text{ สำหรับ เหล็ก SD40} = 0.0018$$

$$A_s = 0.0018(100)(11.23) = 2.02 \text{ ซม.}^2/\text{ม.}$$

ถ้าใช้เหล็ก DB16 จะมีระยะห่าง  $= 2.01/2.02 = 99$  ซม. ซึ่งจะมากกว่าระยะห่างมากที่สุดที่ยอมให้ คือ 5 เท่าของความหนาของแผ่นพื้นหรือ 40 ซม. ดังนั้นถ้าเราจะใช้เหล็กเสริมตามขวางขนาด DB16 เพื่อให้ใช้เหล็กขนาดเดียวกันหมด จะใช้ระยะห่างได้ไม่เกิน 40 ซม. ถึงแม้ว่าจะช่วยให้ไม่สับสนในเวลาก่อสร้าง แต่ก็จะเป็นการไม่ประหยัด

ลองใช้เหล็ก DB10 จะได้ระยะห่าง  $= 0.78/2.02 = 38.61$  ซม.

ดังนั้นในด้านตั้งฉากกับเหล็กเสริมเอก ใช้เหล็กเสริม DB10 @ 0.38 ม.



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### ตัวอย่างที่ 5.3 - การออกแบบคานหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดึงและแรงอัด

หน้าตัดของคานถูกกำหนดให้มี  $b = 30$  ซม. ,  $d = 75$  ซม. และ  $d' = 6.25$  ซม. จงหาปริมาณของเหล็กเสริม

กำหนดให้ :  $M_u = 125$  ตัน-ม. ,  $f_c' = 280$  กก./ซม.<sup>2</sup> ,  $f_y = 4,000$  กก./ซม.<sup>2</sup> และ

$z = 26,000$  กก./ซม. (องค์อาคารภายนอก)

#### 1. หาเหล็กเสริมที่ต้องการ

ขั้นที่ 1 ตรวจสอบเหล็กเสริมรับแรงดึงที่ต้องการ

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{M_u}{\phi bd^2} = \frac{125 \times 1,000}{0.9(0.3)(75)^2} = 82.30 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{0.85f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f_c'}} \right) = \frac{0.85(280)}{4,000} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 82.30}{0.85 \times 280}} \right) = 0.0265$$

ถ้าเป็นคานที่มีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b = 0.75 \times 0.0306 = 0.0230 < 0.0265$$

ดังนั้นต้องมีเหล็กเสริมช่วยรับแรงอัด

ขั้นที่ 2 หาโมเมนต์  $M_u'$  ที่จะต้องรับโดยเหล็กเสริมรับแรงอัด

$$A_{s(\max)} = 0.0230 \times 30 \times 75 = 51.75 \text{ ซม.}^2$$

$$a = \frac{A_{s(\max)}f_y}{0.85f_c'b} = \frac{51.75 \times 4,000}{0.85 \times 280 \times 30} = 28.99 \text{ ซม.}$$

$$\phi M_{n(\max)} = \phi A_{s(\max)}f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \times 51.75 \times 4 \left( 75 - \frac{28.99}{2} \right) \times 10^{-2} = 112.72 \text{ ตัน-ม.}$$

ดังนั้นโมเมนต์ที่จะถูกรับโดยเหล็กเสริมรับแรงอัด

$$M_u' = 125 - 112.72 = 12.28 \text{ ตัน-ม.}$$



ขั้นที่ 3 ทาค่า  $\rho'$  ของ เหล็กรับแรงอัดที่ต้องการ

สมมติเหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดครากที่สภาวะสูงสุด ( $f_s' = f_y$ )

$$\rho' = \frac{M_u'}{\phi f_y (d - d') bd}$$

$$= \frac{12.28 \times 1,000 \times 100}{0.9 \times 4,000 \times (75 - 6.25) \times 30 \times 75} = 0.00221$$

ขั้นที่ 4 ทาค่าเหล็กเสริมที่ต้องการทั้งหมด

$$\rho = 0.75 \rho_b + \rho' = 0.0223 + 0.00221 = 0.025$$

เป็นที่น่าสังเกตว่าสำหรับคานที่มีการเสริมเหล็กรับแรงอัด, ส่วนของ  $\rho_b$  ซึ่งใช้ในการสมดุลกับเหล็กเสริม

รับแรงอัดไม่ถูกจำกัดด้วยตัวคูณ 0.75

$$A_s = \rho bd = 0.025 \times 30 \times 75 = 56.25 \text{ ซม.}^2 \quad \text{ใช้ 8-DB32 } (A_s = 64.32 \text{ ซม.}^2)$$

$$A_s' = \rho' bd = 0.00221 \times 30 \times 75 = 4.97 \text{ ซม.}^2 \quad \text{ใช้ 2-DB20 } (A_s' = 6.28 \text{ ซม.}^2)$$

ขั้นที่ 5 ตรวจสอบการครากของการเสริมเหล็กรับแรงอัด

$$\frac{A_s - A_s'}{bd} \geq \frac{0.85 \beta_1 f_c' d' \left( \frac{6,120}{6,120 - f_y} \right)}{f_y d}$$

$$\frac{64.32 - 6.28}{30 \times 75} \geq \frac{0.85 \times 0.85 \times 280 \times 6.25 \left( \frac{6,120}{6,120 - 4,000} \right)}{4,000 \times 75}$$

$$0.0258 \geq 0.0122$$

ดังนั้น เหล็กเสริมรับแรงอัดครากที่สภาวะสูงสุดดังที่ได้สมมติไว้

ขั้นที่ 6 ตรวจสอบความสามารถการรับโมเมนต์

เมื่อเหล็กเสริมรับแรงอัดคราก

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{(64.32 - 6.28) \times 4,000}{0.85 \times 280 \times 30} = 32.52 \text{ ซม.}$$

$$\begin{aligned}
\phi M_n &= \phi \left[ (A_s - A_s') \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y (d - d') \right] \\
&= 0.9 \left[ (64.32 - 6.28) 4,000 \left( 75 - \frac{32.52}{2} \right) + 6.28 \times 4,000 (75 - 6.25) \right] \\
&= 0.9 [13,637,078.40 + 1,727,000] \\
&= 13,827,670.56 \text{ กก.-ซม.} = 138.28 \text{ ตัน-ม.} > 125 \text{ ตัน-ม.} \quad \text{ใช้ได้}
\end{aligned}$$

2. เลือกเหล็กเสริมให้เป็นไปตามการควบคุมรอยแยกเนื่องจากแรงดึงสำหรับองค์อาคารภายนอก

$$z = f_s \sqrt[3]{d_c A} \leq 26,000 \text{ กก./ซม.}$$

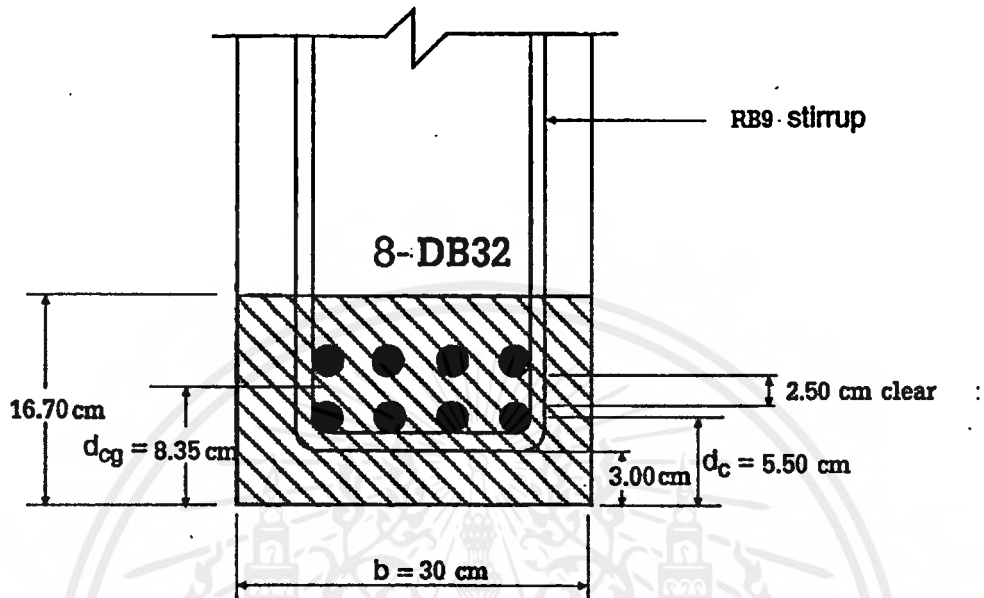
$$\begin{aligned}
d_c &= \text{ระยะหุ้ม} + \text{เส้นผ่าศก.เหล็กปลอก} + \text{รัศมีเหล็กแกน} \\
&= 3.00 + 0.90 + 1.60 = 5.50 \text{ ซม.} \quad (\text{ถ้าใช้เหล็กปลอก RB9})
\end{aligned}$$

$$d_{cg} = 3.00 + 0.90 + 3.20 + 1.25 = 8.35 \text{ ซม.}$$

$$A = \text{พื้นที่รับแรงดึงประสิทธิภาพต่อเหล็กเสริมหนึ่งเส้น} = \frac{8.35 \times 2 \times 30}{8} = 62.63 \text{ ซม.}^2/\text{เส้น}$$

$$\text{ใช้ } f_s = 0.6 f_y = 0.6(4,000) = 2,400 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$z = 2,400 \times \sqrt[3]{5.50(62.63)} = 16,823.44 \text{ กก./ซม.} < 26,000 \text{ กก./ซม.} \quad \text{ใช้ได้}$$



3. ตรวจสอบความกว้างคาน

$$b \text{ ที่ต้องการ} \geq 2(3.00) + 2(0.90) + 4(3.20) + 3(3.20) = 30.20 \text{ ซม.}$$

$$b \text{ ที่ใช้} = 30 \text{ ซม. (ค่าใกล้เคียง)}$$

ใช้ได้

4. จะต้องมีเหล็กปลอกตลอดระยะซึ่งต้องการเหล็กเสริมช่วยรับแรงอัด

$$\text{ระยะห่างสูงสุด} = 16 \times 3.20 = 51.20 \text{ ซม.}$$

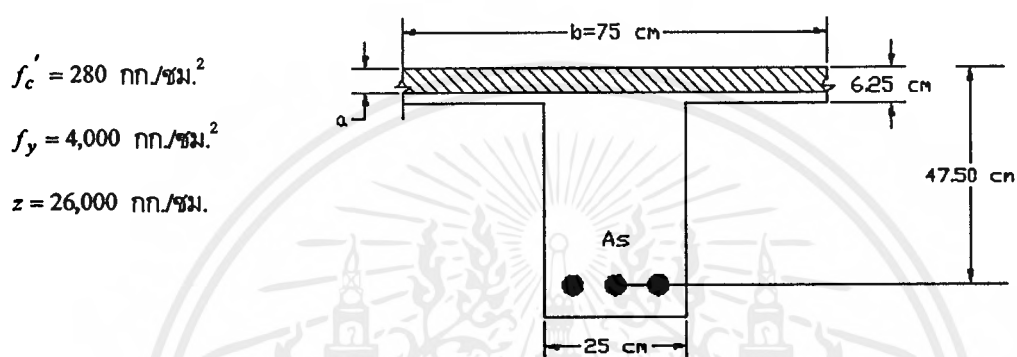
$$= 48 \times 0.90 = 36 \text{ ซม.}$$

$$= 30 \text{ ซม.}$$

ดังนั้นใช้ ระยะห่าง 30 ซม. สำหรับเหล็กปลอก RB9

**ตัวอย่างที่ 5.4 - การออกแบบคานหน้าตัดสี่เหลี่ยมมีปีกซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว**

จงหาปริมาณเหล็กเสริมรับสำหรับคานหน้าตัดรูปตัว T เพื่อรับโมเมนต์ดัดใช้งานอันประกอบด้วย โมเมนต์จากน้ำหนักบรรทุกคงที่ ( $M_D = 9,950$  กก.-ม.) และ จากน้ำหนักบรรทุกจร ( $M_L = 12,170$  กก.-ม.)



1. หาค่าโมเมนต์ดัดที่ต้องการ

$$M_u = (1.4 \times 9,950) + (1.7 \times 12,170) = 34,619 \text{ กก.-ม.}$$

2. หาค่า  $a$

$$\omega = 0.85 \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85f'_c b d^2 \phi}} \right]$$

$$= 0.85 \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 34,619 \times 10^2}{0.85 \times 280 \times 75 \times (47.50)^2 \times 0.9} \right)} \right]$$

$$= 0.0855$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{\rho d f_y}{0.85 f'_c} = 1.18 \omega d$$

$$= 1.18 \times 0.0855 \times 47.50 = 4.79 \text{ ซม.} < h_f = 6.25 \text{ ซม.}$$

เมื่อ  $a < h_f$ , ให้หาค่า  $A_s$  เหมือนกับเป็นคานสี่เหลี่ยมธรรมดา (ดูตัวอย่างที่ 5.5 สำหรับกรณี  $a > h_f$ )

3. หาค่า  $A_s$  ที่ต้องการ

$$A_s f_y = 0.85 f_c' b a$$

$$A_s = \frac{0.85 \times 280 \times 75 \times 4.79}{4,000} = 21.38 \text{ ซม.}^2$$

ใช้ 3-DB32 ( $A_s = 24.12 \text{ ซม.}^2$ )

4. ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุดที่ต้องมี

$$\rho_{\min} = \frac{0.8 \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0.8 \sqrt{280}}{4,000} = 0.0033$$

$$= \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4,000} = 0.0035$$

$$\frac{A_s}{b_w d} = \frac{24.12}{75 \times 47.50} = 0.0068 > 0.0035$$

ใช้ได้

5. ตรวจสอบการกระจายของการเสริมเหล็ก ( $z = 26,000$  กก./ซม.) สำหรับองค์อาคารภายนอก

$$z = f_s \sqrt{d_c A} \leq 26,000 \text{ กก./ซม.}$$

$$d_c = \text{ระยะหุ้ม} + \text{รัศมีเหล็กแกน} = (3 + 1.20) + 0.5(3.20) = 5.80 \text{ ซม.}$$

$A =$  พื้นที่รับแรงดึงประสิทธิภาพต่อเหล็กเสริมหนึ่งเส้น

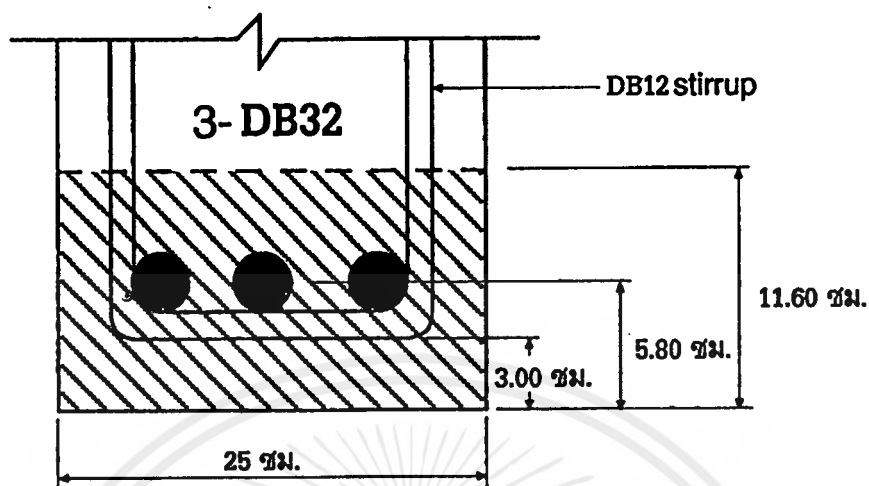
$$= 2 \times 5.80 \times 25/3 = 96.67 \text{ ซม.}^2/\text{เส้น}$$

$$\text{ใช้ } f_s = 0.6 \times 4,000 = 2,400 \text{ กก./ ซม.}^2$$

$$z = 2,400 \sqrt{5.80 \times 96.67} = 19,790 \text{ กก./ซม.} < 26,000 \text{ กก./ซม.}$$

ค่า  $z$  ไม่ควรมากกว่าค่าที่กำหนด เพราะจะทำให้คอนกรีตแตกร้าวภายใต้แรงดึง ถ้าค่า  $z$  เกินค่าที่

กำหนด ควรจะเลือกใช้เหล็กเสริมที่มีขนาดเล็กลง



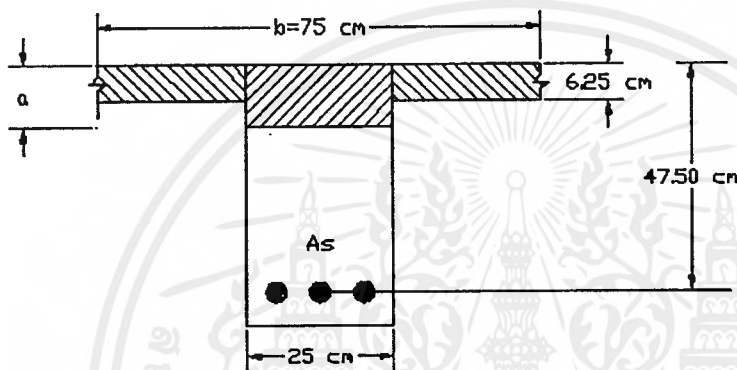
6. ตรวจสอบความกว้างของตัวคาน :

$$\begin{aligned}
 b_w &\geq 2(\text{ความหนาคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม} + \text{เส้นผ่าศก.เหล็กปลอก}) + \text{ผลรวมเส้นผ่าศก.เหล็กเสริม} + \\
 &\quad \text{ผลรวมระยะห่างระหว่างเหล็กเสริม} \\
 &= 2(3) + 2(1.20) + 3(3.20) + 2(3.20) = 24.40 \text{ ซม.} < 25 \text{ ซม.} \quad \text{ใช้ได้}
 \end{aligned}$$

**ตัวอย่างที่ 5.5 - ออกแบบหน้าตัดสี่เหลี่ยมที่มีปีกซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว**

จงหาปริมาณเหล็กเสริม สำหรับคานหน้าตัดรูปตัว T เพื่อรับโมเมนต์ดัดประลัย  $M_u = 55,300$  กก.-ม.

ใช้  $f'_c = 280$  กก./ชม.<sup>2</sup>  $f_y = 4,000$  กก./ชม.<sup>2</sup>  $z = 26,000$  กก./ชม.



1. หาปริมาณเหล็กเสริมที่ต้องการ

ขั้นที่ 1 หาค่า  $a$  (สมมติ  $a < 6$  ซม.)

$$\omega = 0.85 \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 f'_c b d^2 \phi}} \right]$$

$$= 0.85 \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 55,300 \times 10^2}{0.85 \times 280 \times 75 \times (47.50)^2 \times 0.9} \right)} \right]$$

$$= 0.141$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{\rho d f_y}{0.85 f'_c} = 1.18 \omega d$$

$$= 1.18 \times 0.141 \times 47.50 = 7.90 \text{ ซม.} > 6.25 \text{ ซม.}$$

ขั้นที่ 2 ค่า  $a$  มากกว่าความหนาของปีกคาน (6.25 ซม.) การแผ่หน่วยแรงอัดในคอนกรีตจะไม่เป็นรูปสี่เหลี่ยม

ผืนผ้า ต้องออกแบบโดยใช้รูปตัดตัว T (ถ้าค่า  $a$  น้อยกว่าความหนาของปีกคาน ให้ดูตัวอย่างที่ 5.4)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นที่ 3 หาปริมาณเหล็กเสริม  $A_{sf}$  และโมเมนต์ดัดประลัย  $\phi M_{nf}$  ในส่วนของปีกคาน

แรงอัดที่เกิดขึ้นในส่วนของปีกคาน :

$$C_f = 0.85 f'_c (b - b_w) h_f$$

$$= 0.85 \times 280 (75 - 25) 6.25 = 74,375 \text{ กก.}$$

ปริมาณเหล็กเสริม  $A_{sf}$  ที่ต้องการเพื่อความสมดุลกับ  $C_f$  :

$$A_{sf} = \frac{C_f}{f_y} = \frac{74,375}{4,000} = 18.59 \text{ ซม.}^2$$

ค่าโมเมนต์ดัดประลัยที่เกิดขึ้นในส่วนของปีกคาน :

$$\phi M_{nf} = \phi \left[ A_{sf} f_y \left( d - \frac{h_f}{2} \right) \right]$$

$$= 0.9 \left[ 18.59 \times 4,000 \left( 47.50 - \frac{6.25}{2} \right) \right] \times 10^{-2} = 29,698 \text{ กก.-ม.}$$

ขั้นที่ 4 หาค่าโมเมนต์ดัดประลัยที่ต้องใช้ตัวคานรับ

$$M_{nw} = M_u - \phi M_{nf} = 55,300 - 29,698 = 25,602 \text{ กก.-ม.}$$

ขั้นที่ 5 หาปริมาณเหล็กเสริมในตัวคาน  $A_{sw}$  เพื่อต้านทานแรงอัดในส่วนของตัวคาน

$$\omega = 0.85 \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 f'_c b d^2 \phi}} \right]$$

$$= 0.85 \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 25,602 \times 10^2}{0.85 \times 280 \times 25 \times (47.50)^2 \times 0.9}} \right]$$

$$= 0.2048$$

$$\rho_w = \omega \frac{f'_c}{f_y} = 0.2048 \times \frac{280}{4,000} = 0.0143$$

$$A_{sw} = \rho_w b d = 0.0143 \times 25 \times 47.50 = 16.98 \text{ ซม.}^2$$

ขั้นที่ 6 หาปริมาณเหล็กเสริมทั้งหมดที่ต้องการ เพื่อต้านทาน  $M_u = 55,300$  กก.-ม.

$$A_s = A_{sf} + A_{sw} = 18.59 + 16.98 = 35.57 \text{ ซม.}^2$$



ขั้นที่ 7 ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงที่มากที่สุดที่ยอมให้

สำหรับส่วนของเหล็กเสริมรับแรงดึงในปีกคาน :

$$\begin{aligned}\rho_b &= 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{6,120}{6,120 + f_y} \right) \\ &= 0.85(0.85) \frac{280}{4,000} \left( \frac{6,120}{6,120 + 4,000} \right) = 0.0306\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_f &= \frac{0.85f'_c (b - b_w)h_f}{f_y b_w d} \\ &= \frac{0.85 \times 280(75 - 25)6.25}{4,000 \times 25 \times 47.50} = 0.0157\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= \left[ 0.75 \frac{b_w}{b} (\rho_b + \rho_f) \right] \\ &= \left[ 0.75 \frac{25}{75} (0.0306 + 0.0157) \right] = 0.01158\end{aligned}$$

$$\rho = \frac{35.57}{75 \times 47} = 0.00998 < \rho_{\max}$$

ใช้ได้

ขั้นที่ 8 ตรวจสอบโมเมนต์ดัดประลัย

$$\begin{aligned}a_w &= \frac{(A_s - A_{sf})f_y}{0.85f'_c b_w} \\ &= \frac{(35.57 - 18.59) \times 4,000}{0.85 \times 280 \times 25} = 11.42 \text{ ซม.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi \left[ (A_s - A_{sf})f_y \left( d - \frac{a_w}{2} \right) + A_{sf}f_y \left( d - \frac{h_f}{2} \right) \right] \\ &= 0.9 \left[ (35.57 - 18.59)4,000 \left( 47.50 - \frac{11.42}{2} \right) + (18.59 \times 4,000) \left( 47.50 - \frac{6.25}{2} \right) \right] \times 10^{-2} \\ &= 55,807 \text{ กก.-ม.} > M_u\end{aligned}$$

ใช้ได้

2. เลือกเหล็กเสริมที่จะไม่ทำให้  $z$  มีค่ามากกว่า 26,000 กก./ชม.

ลองใช้ 5-DB32 ( $A_s = 40.20 \text{ ซม.}^2$ )

หาค่า  $z$  :

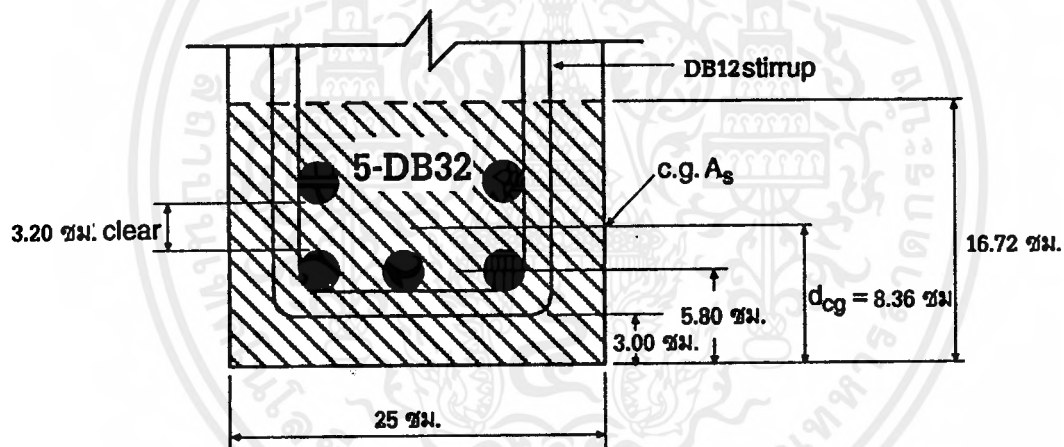
$$d_c = 3 + 1.20 + \frac{3.20}{2} = 5.80 \text{ ซม.}$$

$$d_{cg} = [3(5.80) + 2(12.20)]/5 = 8.36 \text{ ซม.}$$

$$A = (2 \times 8.36 \times 25)/5 = 83.60 \text{ ซม.}^2/\text{เส้น}$$

$$z = f_s \sqrt[3]{d_c A} \leq 26,000 \text{ กก./ชม.}$$

$$= (0.60 \times 4,000) \sqrt[3]{5.80 \times 83.60} = 18,855 \text{ กก./ชม.} \quad \text{ใช้ได้}$$



3. ตรวจสอบความกว้างของตัวคาน

$$b_w \geq 2(\text{ความหนาคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม} + \text{เส้นผ่าศก.เหล็กปลอก}) + \text{ผลรวมเส้นผ่าศก.เหล็กเสริม} + \text{ผลรวมระยะห่างระหว่างเหล็กเสริม}$$

$$= 2(3) + 2(1.20) + 3(3.20) + 2(3.20) = 24.40 \text{ ซม.} < 25 \text{ ซม.} \quad \text{ใช้ได้}$$

### ตัวอย่างที่ 5.6 - การออกแบบคานทางเดียว

จงหาความลึกและปริมาณเหล็กเสริมสำหรับระบบคานทางเดียว ดังรูปข้างล่าง คมมีความกว้าง 15 ซม. วางห่างกันทุกๆ 90 ซม. พื้นหนา 8 ซม.

ใช้  $f'_c = 280$  กก./ซม.<sup>2</sup>  $f_y = 4,000$  กก./ซม.<sup>2</sup>

น้ำหนักบรรทุกคงที่  $DL = 620$  กก./ม.<sup>2</sup> (สมมติว่ารวมน้ำหนักของคาน คาน และวัสดุปูผิวแล้ว)

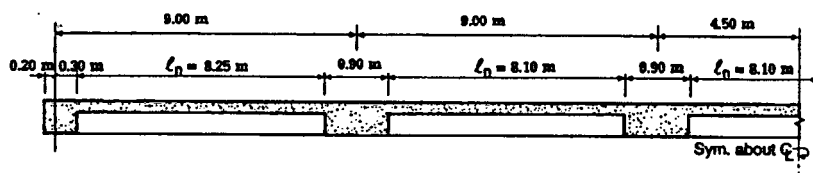
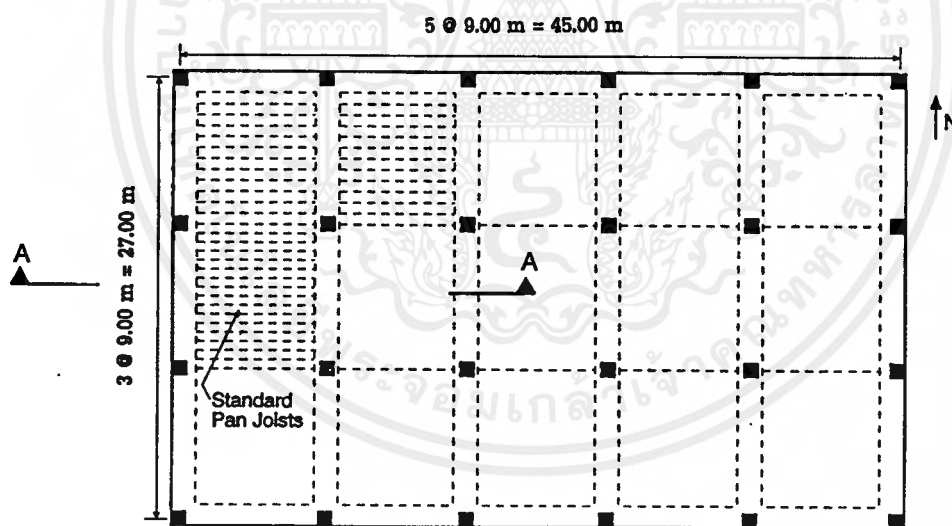
น้ำหนักบรรทุกจร  $LL = 300$  กก./ม.<sup>2</sup>

ความกว้างของคานรอบ = 50 ซม.

ความกว้างของคานภายใน = 90 ซม.

เสา : ภายใน =  $45 \times 45$  ซม.

ภายนอก =  $40 \times 40$  ซม.



Section A-A

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## 1. หาค่าน้ำหนักแฉ่ประลัย

$$W_u = [(1.4 \times 620) + (1.7 \times 300)] \times 0.90 = 1,240 \text{ กก.-ม.}$$

ใช้ค่าโดยประมาณที่กำหนดโดยมาตรฐาน วสท. เพื่อหาค่าโมเมนต์คัตประลัยที่เกิดขึ้น ดังข้างล่าง

ตำแหน่ง	$M_u$ (กก.-ม.)
ช่วงปลาย	
ลบ ตัวนอก	$w_u l_n^2 / 24 = 1,240(8.25)^2 / 24 = 3,517$
บวก	$w_u l_n^2 / 14 = 1,240(8.25)^2 / 14 = 6,028$
ลบ ตัวใน	$w_u l_n^2 / 10 = 1,240(8.175)^2 / 10 = 8,287$
ช่วงใน	
บวก	$w_u l_n^2 / 16 = 1,240(8.10)^2 / 16 = 5,085$
ลบ	$w_u l_n^2 / 11 = 1,240(8.10)^2 / 11 = 7,396$

เพื่อควบคุมการโก่งตัว, เลือกอัตราส่วนของเหล็กเสริม  $\rho$  ประมาณครึ่งหนึ่งของค่าสูงสุดที่ยอมให้

จากตารางที่ 2-1,  $\rho_b = 0.0306$

$$\text{ใช้ } \rho = 0.5 \times 0.0306 = 0.0153$$

หาความลึกของดง เพื่อรับ  $M_u = 8,287$  กก.-ม.

$$d = \frac{M_u}{\phi b_w \rho f_y \left[ 1 - \frac{0.5 \rho f_y}{0.85 f_c} \right]}$$

$$= \frac{8,287 \times 10^2}{0.9 \times 15 \times 0.0153 \times 4,000 \left[ 1 - \frac{0.5 \times 0.0153 \times 4,000}{0.85 \times 280} \right]}$$

$$= 33.93 \text{ ซม.}$$

$$h \approx 33.93 + 3 = 36.93 \text{ ซม.}$$

จากตาราง 4205(ก) ในมาตรฐาน วสท. ความหนาต่ำสุดของดงที่ยอมให้ ในกรณีที่ไม่มีการคำนวณหาระยะแอ่น

$$h_{\min} = \frac{l}{18.5} = \frac{900}{18.5} = 48.65 \text{ ซม.}$$

ใช้ความลึกของดงเท่ากับ 50 ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## 2. ทาปริมาณเหล็กเสริม

a. ช่วงปลาย โมเมนต์ลบที่ขอบในของคานตัวนอก

$$\begin{aligned}\omega &= 0.85 \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85\phi f'_c b d^2}} \right] \\ &= 0.85 \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 3,517 \times 10^2}{0.85 \times 0.9 \times 280 \times 15 \times (47)^2} \right)} \right] = 0.043\end{aligned}$$

หาปริมาณเหล็กเสริมในส่วนของพื้น :

$$\begin{aligned}A_s &= \rho b d = \omega \frac{f'_c}{f_y} b d \\ &= 0.043 \times \left( \frac{280}{4,000} \right) \times 15 \times 47 = 2.12 \text{ ซม.}^2 \\ A_{s,\min} &= \frac{0.8\sqrt{f'_c} b_w d}{f_y} = \frac{0.8\sqrt{280} \times 15 \times 47}{4,000} = 2.36 \text{ ซม.}^2 \\ &= \frac{14b_w d}{f_y} = \frac{14 \times 15 \times 47}{4,000} = 2.47 \text{ ซม.}^2\end{aligned}$$

ปริมาณเหล็กเสริมในส่วนของพื้นในตง :

$$A_s = \frac{2.47}{0.90} = 2.74 \text{ ซม.}^2/\text{ม.}$$

ใช้ DB10 @ 0.25 ม. ( $A_s = 3.12 \text{ ซม.}^2$ )

b. ช่วงปลาย โมเมนต์บวก

$$\begin{aligned}\omega &= 0.85 \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85\phi f'_c b d^2}} \right] \\ &= 0.85 \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 6,028 \times 10^2}{0.85 \times 0.9 \times 280 \times 90 \times (47)^2} \right)} \right] = 0.012\end{aligned}$$

หาปริมาณเหล็กเสริมในต้วตง :

$$\begin{aligned}A_s &= \rho b d = \omega \frac{f'_c}{f_y} b d \\ &= 0.012 \times \left( \frac{280}{4,000} \right) \times 90 \times 47 = 3.55 \text{ ซม.}^2\end{aligned}$$

ตรวจสอบค่าของ  $a$  :

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{3.55 \times 4,000}{0.85 \times 280 \times 90} = 0.66 \text{ ซม.} < 8 \text{ ซม.} \quad \text{ใช้ได้}$$

ใช้ 2-DB16 ( $A_s = 4.02 \text{ ซม.}^2$ )

c. ช่วงปลาย โมเมนต์ลบที่ขอบนอกของคานตัวในตัวแรก

$$\begin{aligned} \omega &= 0.85 \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 f'_c b d^2}} \right] \\ &= 0.85 \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 8,287 \times 10^2}{0.85 \times 0.9 \times 280 \times 15 \times (47)^2} \right)} \right] = 0.106 \end{aligned}$$

หาปริมาณเหล็กเสริมในส่วนของพื้น :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho b d = \omega \frac{f'_c b d}{f_y} \\ &= 0.106 \times \left( \frac{280}{4,000} \right) \times 15 \times 47 = 5.23 \text{ ซม.}^2 \\ A_{s,\min} &= \frac{0.8 \sqrt{f'_c} b_w d}{f_y} = \frac{0.8 \sqrt{280} \times 15 \times 47}{4,000} = 2.36 \text{ ซม.}^2 \\ &= \frac{14 b_w d}{f_y} = \frac{14 \times 15 \times 47}{4,000} = 2.47 \text{ ซม.}^2 \end{aligned}$$

ปริมาณเหล็กเสริมในส่วนของพื้นในดง :

$$A_s = \frac{5.23}{0.90} = 5.81 \text{ ซม.}^2/\text{ม.}$$

ใช้ DB16 @ 0.25 ม. ( $A_s = 8.04 \text{ ซม.}^2$ ) เพื่อป้องกันมิให้เกิดการแตกร้าวในส่วนของพื้น

ACI กำหนดให้ระยะห่างสูงสุดของเหล็ก DB16 ต้องไม่เกิน 0.25 ม.

d. เหล็กเสริมในส่วนอื่นๆ หาโดยวิธีเดียวกัน ตารางข้างล่างได้สรุปปริมาณเหล็กเสริมในส่วนต่างๆ ไว้

ตำแหน่ง	$M_u$	$A_s$	เหล็กเสริม
ช่วงปลาย	(กก.-ม.)	(ชม. <sup>2</sup> )	
ลบ ภายนอก	3,517	2.74	ใช้ DB10 @ 0.25 ม.
บวก	6,028	3.55	ใช้ 2-DB 16
ลบ ตัวใน	8,287	5.81	ใช้ DB16 @ 0.25 ม.
ช่วงใน			
บวก	5,085	3.02	ใช้ 2-DB 16
ลบ	7,396	4.63	ใช้ DB16 @ 0.25 ม.

ระยะห่างมากที่สุดของเหล็กเสริมในพื้นที่ เพื่อป้องกันมิให้เกิดการแตกร้าว เท่ากับ 25 ซม.

e. เหล็กเสริมในพื้นที่ในด้านตั้งฉากกับตง จะวาง ณ ตำแหน่งกึ่งกลางความหนาของพื้น เพื่อรับทั้งโมเมนต์บวกและลบ

น้ำหนักบรรทุกคงที่เท่ากับ 150 กก./ม.<sup>2</sup> น้ำหนักวัสดุปูผิวเท่ากับ 210 กก./ม.<sup>2</sup>

และน้ำหนักบรรทุกจรเท่ากับ 300 กก./ม.<sup>2</sup>

$$w_u = 1.4(210 + 150) + 1.7(300) = 1,014 \text{ กก./ม.}$$

$$M_u = \frac{w_u l_n^2}{12} = \frac{1,014(0.75)^2}{12} = 47.53 \text{ กก.-ม.}$$

$$\omega = 0.85 \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 \phi f_c' b d^2}} \right]$$

$$= 0.85 \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 47.53 \times 10^2}{0.85 \times 0.9 \times 280 \times 100 \times (4)^2} \right)} \right] = 0.0012$$

$$A_s = \rho b d = \omega \frac{f_c'}{f_y} b d$$

$$= 0.0012 \times \left( \frac{280}{4,000} \right) \times 100 \times 4 = 0.34 \text{ ชม.}^2/\text{ม.}$$

ปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุดในแผ่นพื้น สำหรับเหล็ก SD40 :

$$A_{s,\min} = 0.0018 \times 100 \times 8 = 1.44 \text{ ซม.}^2/\text{ม.}$$

$$s_{\max} = 5h = 5 \times 8 = 40 \text{ ซม.}$$

ใช้ DB10 @ 0.30 ม. ( $A_s = 2.60 \text{ ซม.}^2/\text{ม.}$ )





### ตัวอย่างที่ 5.7 - การออกแบบคานต่อเนื่อง

จงหาความลึก และปริมาณเหล็กเสริมสำหรับคานที่วางตามแนวของเสาภายใน ดังรูปในตัวอย่างที่ 5.6 โดยความกว้างของคานเท่ากับ 90 ซม.

$$\text{ใช้ } f'_c = 280 \text{ กก./ซม.}^2 \quad f_y = 4,000 \text{ กก./ซม.}^2$$

น้ำหนักบรรทุกคงที่  $DL = 620 \text{ กก./ม.}^2$  (สมมติจํารวมน้ำหนักของตง คาน และวัสดุปูผิวแล้ว)

น้ำหนักบรรทุกจร  $LL = 300 \text{ กก./ม.}^2$

ความกว้างของคานรัดรอบ = 50 ซม.

ความกว้างของคานภายใน = 90 ซม.

เสา : ภายใน =  $45 \times 45 \text{ ซม.}$

ภายนอก =  $40 \times 40 \text{ ซม.}$

#### 1. ทาค่าน้ำหนักแฉ่ประลัย

$$W_u = [(1.4 \times 620) + (1.7 \times 300)] \times 9 = 12,400 \text{ กก.-ม.}$$

ใช้ค่าโดยประมาณที่กำหนดโดยมาตรฐาน วสท. เพื่อหาค่าโมเมนต์ดัดประลัยที่เกิดขึ้น ดังข้างล่าง

ตำแหน่ง	$M_u$
ช่วงปลาย	(กก.-ม.)
ลบ หัวนอก	$w_u l_n^2 / 16 = 12,400(8.575)^2 / 16 = 56,986$
บวก	$w_u l_n^2 / 14 = 12,400(8.575)^2 / 14 = 65,127$
ลบ หัวใน	$w_u l_n^2 / 10 = 12,400(8.575)^2 / 10 = 90,923$
ช่วงใน	
บวก	$w_u l_n^2 / 16 = 12,400(8.55)^2 / 16 = 56,654$

เพื่อความประหยัด ใช้ความลึกของคานเท่ากับความลึกของตงในตัวอย่างที่ 5.6 เท่ากับ 50 ซม.

ลองใช้  $\rho_{\max} = 0.75\rho_b = 0.02295$  ดูว่าจะรับ  $M_u = 90,923$  กก.-ม. ได้หรือไม่

$d_c$  = ระยะหุ้ม + เส้นผ่าศก.เหล็กปลอก + รัศมีเหล็กแกน

$$= 3 + 0.6 + 0.5(2.5) = 4.85 \text{ ซม. ใช้ } 5 \text{ ซม.}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi b_w \rho f_y \left[ 1 - \frac{0.5 \rho f_y}{0.85 f_c'} \right]}}$$

$$= \sqrt{\frac{90,923 \times 10^2}{0.9 \times 90 \times 0.02295 \times 4,000 \left[ 1 - \frac{0.5 \times 0.02295 \times 4,000}{0.85 \times 280} \right]}}$$

$$= 38.92 \text{ ซม.}$$

$$h \approx 38.92 + 5 = 43.92 \text{ ซม.} < 50 \text{ ซม.}$$

ใช้ได้

ตรวจสอบความหนาต่ำสุดที่สามารถใช้ได้ ในกรณีที่ไม่มีการคำนวณหาระยะแอ่น

$$h_{\min} = \frac{l}{18.5} = \frac{900}{18.5} = 48.65 \text{ ซม.}$$

ใช้ได้

ใช้คานขนาด  $0.90 \times 0.50$  ม.

## 2. หาปริมาณเหล็กเสริม

a. ช่วงปลาย โมเมนต์ลบที่ขอบในของเสาตัวนอก

$$\omega = 0.85 \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 \phi f_c' b d^2}} \right]$$

$$= 0.85 \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 56,986 \times 10^2}{0.85 \times 0.9 \times 280 \times 90 \times (45)^2} \right)} \right] = 0.1348$$

หาปริมาณเหล็กเสริม :

$$A_s = \rho b d = \omega \frac{f_c'}{f_y} b d$$

$$= 0.1348 \times \left( \frac{280}{4,000} \right) \times 90 \times 45 = 38.22 \text{ ซม.}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c} b_w d}{f_y} = \frac{0.8\sqrt{280} \times 90 \times 45}{4,000} = 13.55 \text{ ซม.}^2$$

$$= \frac{14b_w d}{f_y} = \frac{14 \times 90 \times 45}{4,000} = 14.18 \text{ ซม.}^2$$

ใช้ 8-DB25 ( $A_s = 39.28 \text{ ซม.}^2$ )

ตรวจสอบการกระจายเหล็กเสริม สำหรับองค์อาคารภายใน ใช้ค่า  $z = 31,000 \text{ กก./ซม.}$

$$z = f_s \sqrt{d_c A} \leq 31,000 \text{ กก./ซม.}$$

$A$  = พื้นที่รับแรงดึงประสิทธิผลต่อเหล็กเสริมหนึ่งเส้น

$$= 2(5)90/8 = 112.50 \text{ ซม.}^2/\text{เส้น}$$

$$\text{ใช้ } f_s = 0.6 \times 4,000 = 2,400 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$z = 2,400 \sqrt{5 \times 112.50} = 19,812 \text{ กก./ซม.}$$

ใช้ได้

ตรวจสอบความกว้างของคาน :

$b \geq 2(\text{ความหนาคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม} + \text{เส้นผ่าศก.เหล็กปลอก}) + \text{ผลรวมเส้นผ่าศก.เหล็กเสริม}$

+ ผลรวมระยะห่างระหว่างเหล็กเสริม

$$= 2(3) + 2(0.6) + 8(2.5) + 7(2.5) = 44.70 \text{ ซม.} < 90 \text{ ซม.}$$

ใช้ได้

b. ช่วงปลาย โมเมนต์บวก

$$\omega = 0.85 \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 f'_c b d^2}} \right]$$

$$= 0.85 \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 65,127 \times 10^2}{0.85 \times 0.9 \times 280 \times 90 \times (45)^2}} \right] = 0.156$$

$$A_s = \rho b d = \omega \frac{f'_c}{f_y} b d$$

$$= 0.156 \times \left( \frac{280}{4,000} \right) \times 90 \times 45 = 44.25 \text{ ซม.}^2$$

ใช้ 10-DB25 ( $A_s = 49.10 \text{ ซม.}^2$ )

ปริมาณเหล็กเสริมนี้ผ่านการตรวจสอบการป้องกันการแตกร้าว เราจะใช้เหล็กเสริมนี้สำหรับรับโมเมนต์บวก

ในช่วงโนด้วย ถึงแม้ว่าโมเมนต์บวกในช่วงโนจะน้อยกว่าโมเมนต์บวกในช่วงปลายก็ตาม

c. ช่วงปลาย โมเมนต์ลบที่ขอบนอกของเสาตัวในครั้งแรก

$$\begin{aligned}\omega &= 0.85 \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85\phi f_c' bd^2}} \right] \\ &= 0.85 \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 90,923 \times 10^2}{0.85 \times 0.9 \times 280 \times 90 \times (45)^2} \right)} \right] = 0.229\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s &= \rho bd = \omega \frac{f_c'}{f_y} bd \\ &= 0.229 \times \left( \frac{280}{4,000} \right) \times 90 \times 45 = 64.92 \text{ ซม.}^2\end{aligned}$$

ใช้ 14-DB25 ( $A_s = 68.74 \text{ ซม.}^2$ )

ปริมาณเหล็กเสริมนี้ผ่านการตรวจสอบการแตกร้าวและการตรวจสอบระยะห่างระหว่างเหล็กเสริม



## บทที่ 6

### แรงเฉือน

#### ข้อกำหนดทั่วไป

การวิบัติแบบฉีกขาดเนื่องจากแรงเฉือน (Shear failure), เมื่อเปรียบเทียบกับ การวิบัติแบบข้เนื่องจากแรงดัด (Flexure failure), ทำให้ต้องออกแบบชิ้นส่วนต่างๆ ให้มีกำลังรับแรงเฉือนมากกว่ากำลังรับแรงดัด เพื่อให้การวิบัติเป็นผลจากแรงดัดอย่างเดียว ACI ได้กำหนดปริมาณเหล็กเสริมเอกน้อยที่สุดและมากที่สุดที่ยอมให้ได้ และกำหนดปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนน้อยที่สุดที่ต้องมีในองค์อาคารรับแรงดัด ถ้าแรงเฉือนประลัย ( $V_u$ ) ในองค์อาคารนั้นมีค่าเกินครึ่งหนึ่งของกำลังรับเฉือนที่คอนกรีตสามารถรับได้

การหาปริมาณของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน อาศัยทฤษฎีของวิธี truss analogy ซึ่งสมมติให้เหล็กเสริมเป็นตัวรับแรงเฉือนตัดขวางทั้งหมด ( $V_c$ ) การทดลองในห้องปฏิบัติการแสดงว่า คอนกรีตสามารถจะรับแรงเฉือนได้จนถึงจุดที่เกิดการแตกร้าวในแนวทแยง ดังนั้นแรงเฉือนนอกเหนือจากนั้นจะถูกรับด้วยเหล็กเสริมอย่างเดียว

ข้อความในบทนี้ครอบคลุมถึงการออกแบบรับแรงเฉือนขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งมีอัตราส่วนความยาวช่วงต่อความลึกประสิทธิผลมากกว่า 5 รวมทั้งการออกแบบรับแรงเฉือนตามแนวราบสำหรับองค์อาคารซึ่งประกอบด้วยวัสดุต่างชนิด สำหรับคานลิกซึ่งมีอัตราส่วนความยาวช่วงต่อความลึกประสิทธิผลน้อยกว่า 5 และองค์อาคารคอนกรีตอัดแรงจะกล่าวถึงในบทต่อไป

#### 6.1 กำลังรับแรงเฉือน

ข้อกำหนดของการออกแบบสำหรับแรงเฉือนถูกกำหนดในรูปของแรง (แทนที่หน่วยแรง) ซึ่งตรงกับเงื่อนไขของการออกแบบโดยวิธีกำลัง ซึ่งนำเสนอในรูปของน้ำหนัก โมเมนต์ และแรงเฉือนจะถูกนำเสนอในรูปของแรงเฉือนพร้อมตัวคูณเพิ่ม ( $V_u$ )

กำลังรับแรงเฉือนที่ใช้คำนวณออกแบบ  $\geq$  กำลังรับแรงเฉือนที่ต้องการ

$$\phi V_n \geq V_u$$

(6-1)

กำลังแรงเฉือนระบุ ( $V_n$ ) หาได้จาก

$$V_n = V_c + V_s \quad (6-2)$$

โดยที่  $V_c$  เป็นกำลังแรงเฉือนระบุของคอนกรีต และ  $V_s$  เป็นกำลังแรงเฉือนระบุของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน สมการที่ 6-2 สามารถแทนในสมการที่ 6-1 ได้ดังนี้

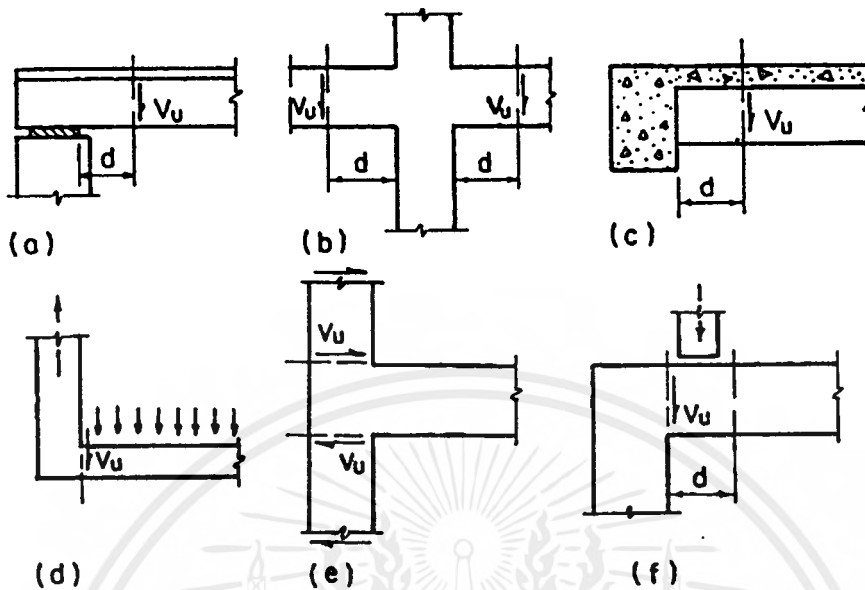
$$\phi V_c + \phi V_s \geq V_u$$

กำลังแรงเฉือนที่ต้องการสำหรับทุกหน้าตัด จะหาได้จากสมการที่ 6-1 และสมการที่ 6-2

กำลังรับแรงเฉือนที่ต้องการ ( $V_u$ ) มีค่าเท่ากับ  $V_u = 1.4V_d + 1.7V_l$  สำหรับน้ำหนักที่กระทำในแนวตั้ง และตัวคูณลดกำลัง ( $\phi$ ) มีค่าเท่ากับ 0.85

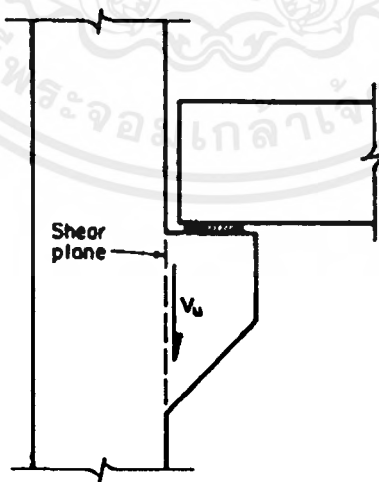
กำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดจะเพิ่มขึ้น ถ้าแรงลัพท์ทำให้เกิดแรงอัดที่ปลายขององค์อาคาร ในกรณีนี้จะถือว่าแรงเฉือนที่ใช้ในการออกแบบสำหรับหน้าตัดที่อยู่ระหว่างฐาน และตำแหน่ง  $d$  จากฐาน กำลังรับแรงเฉือนที่ต้องการ ( $V_u$ ) มีค่าเท่ากับแรงเฉือนที่ใช้ที่ตำแหน่ง  $d$  จากฐาน ซึ่งกรณีนี้รวมถึงองค์อาคารที่รองรับด้วยฐานข้างใต้ ดังรูปที่ 6-1(a) และองค์อาคารที่หล่อเป็นชิ้นเดียวกับองค์อาคารอื่น ดังรูปที่ 6-1(b), 6-1(c) ยกเว้นแต่ถ้าแรงเฉือนในช่วงระหว่างขอบฐานและระยะ " $d$ " จากขอบ เกิดการเปลี่ยนแปลงอย่างกะทันหัน เช่นในรูปที่ 6-1(f) ในกรณีนี้ หน้าตัดวิกฤติจะอยู่ที่ขอบของที่รองรับ

ข้อกำหนดดังกล่าว ใช้ไม่ได้กับองค์อาคารซึ่งทำให้ส่วนที่มารองรับเกิดแรงดึงขึ้น ดังในรูปที่ 6-1(d) ในกรณีนี้ หน้าตัดวิกฤติสำหรับแรงเฉือนจะอยู่ที่ขอบขององค์อาคารที่มารองรับ ทำนองเดียวกับเสายายได้แรงเฉือน ในรูปที่ 6-1(e) ถึงแม้ว่าแรงเฉือนจะคงที่ตลอดความยาวของเสาก็ตาม แต่โมเมนต์ ( $M_u$ ) ที่ขอบของฐาน ก็จะทำให้เกิดแรงดึงได้



รูปที่ 6-1 ตำแหน่งวิกฤติของแรงเฉือนสำหรับสภาวะการรองรับต่าง ๆ

สำหรับฐานในรูปแบบของหูช้าง (brackets และ corbels) หน้าตัดวิกฤติของแรงเฉือนจะอยู่ที่ขอบของเสา อย่างไรก็ตามการออกแบบขององค์อาคารในลักษณะนี้ จะใช้แรงเฉือนจากวิธีแรงเสียดทานและแรงเฉือน (shear-friction) ซึ่งจะแสดงในบทต่อไป



รูปที่ 6-2 ตำแหน่งวิกฤติของแรงเฉือนสำหรับหูช้าง

### 6.1.1 ช่องเปิดในคาน

บ่อยครั้งที่ต้องมีการแก้ไขโครงสร้างของอาคารเพื่อรองรับงานระบบ การติดตั้งงานระบบเหล่านี้อาจจะทำให้ต้องมีการเจาะช่องในพื้นหรือคาน เพื่อเป็นการประหยัดพื้นที่และลดความสูงของอาคาร อย่างไรก็ตามจะต้องมีการพิจารณาถึงผลกระทบของการทำช่องเปิด โดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับช่องเปิดซึ่งอยู่ในบริเวณที่มีแรงเฉือนสูงใกล้ๆ กับฐานรองรับ เนื่องจากรูปร่างของช่องเปิด ขนาด และตำแหน่ง จะแตกต่างกันไปตามลักษณะของหน่วยงาน ACI จึงได้กำหนดคร่าวๆ ไว้ว่า ควรจะมีการเพิ่มเหล็กกุดตั้งบริเวณขอบช่องเปิด ยกเว้นช่องเปิดขนาดเล็ก และปริมาณของเหล็กรับแรงเฉือนที่เพิ่มควรอยู่ในอัตราส่วนที่เหมาะสม สำหรับการรับแรงเฉือนบริเวณหน้าตัดที่เป็นช่องเปิด การออกแบบเหล็กเสริมรอบช่องเปิด ได้แสดงไว้ในตัวอย่างที่ 6.5

### 6.1.2 ข้อจำกัดของ $\sqrt{f'_c}$

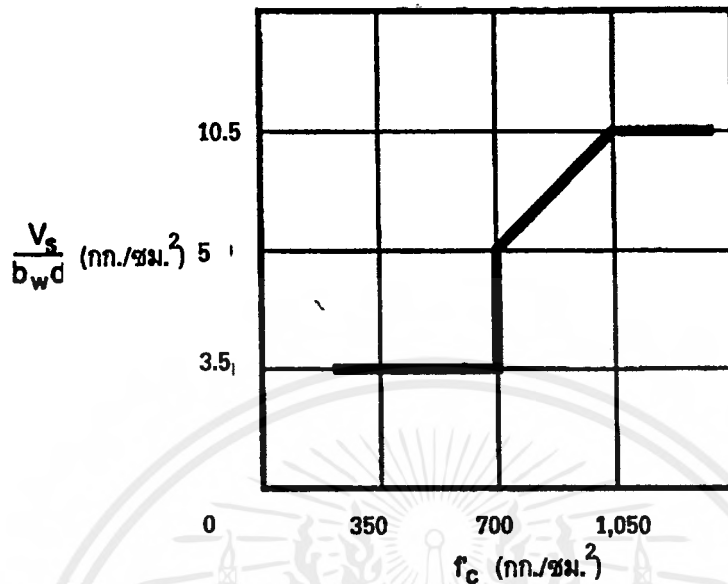
สมการที่ใช้ในการคำนวณกำลังรับแรงเฉือนโดยคอนกรีตขึ้นอยู่กับค่าของ  $\sqrt{f'_c}$  ซึ่งเป็นผลมาจากการทดลองในห้องปฏิบัติการของคอนกรีตที่มีกำลังอยู่ระหว่าง 210 ถึง 560 กก./ซม.<sup>2</sup> สำหรับคอนกรีตที่มีความแข็งแรงมากกว่า 700 กก./ซม.<sup>2</sup> จะจำกัดค่าของ  $\sqrt{f'_c}$  ให้ใช้ได้ไม่เกิน 27 กก./ซม.<sup>2</sup>

ซึ่งสามารถอธิบายได้ว่า ACI ไม่ได้ห้ามการใช้คอนกรีตที่มีกำลังสูงกว่า 700 กก./ซม.<sup>2</sup> แต่ในการคำนวณกำลังรับแรงเฉือนโดยคอนกรีตแล้ว วิศวกรจะควรจะใช้ค่ากำลังของคอนกรีตไม่เกิน 700 กก./ซม.<sup>2</sup>

#### ปริมาณน้อยที่สุดของเหล็กกุดตั้งในคานที่ใช้คอนกรีตกำลังสูง

สำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็ก และคอนกรีตอัดแรง ACI ยอมให้ใช้  $\sqrt{f'_c} > 27$  กก./ซม.<sup>2</sup> ถ้ามีการเสริมเหล็กกุดตั้งด้วยปริมาณน้อยที่สุดที่ยอมให้ตามมาตรฐาน แล้วเพิ่มด้วยตัวคูณ  $f'_c/350$  แต่ไม่เกิน 3 ดังนั้นตามข้อกำหนดนี้ เหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่น้อยที่สุด จะเพิ่มเป็น 2 เท่าสำหรับ  $f'_c = 700$  กก./ซม.<sup>2</sup> และ 3 เท่าสำหรับ  $f'_c \geq 1,050$  กก./ซม.<sup>2</sup> ดังแสดงในรูปที่ 6-3 ซึ่งแสดงให้เห็นว่า ปริมาณเหล็กกุดตั้งน้อยที่สุดจะเพิ่มขึ้นเป็นสองเท่าทันทีที่ใช้คอนกรีต 700 กก./ซม.<sup>2</sup>





รูปที่ 6-3 ปริมาณเหล็กเสริมที่น้อยที่สุดสำหรับคอนกรีตกำลังสูง

## 6.2 คอนกรีตมวลเบา

กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตมวลเบาจะน้อยกว่าคอนกรีตธรรมดาที่มีกำลังเท่ากัน จึงต้องมีการปรับปรุงสมการที่ใช้ในการหากำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตมวลเบาจากสมการที่ใช้สำหรับคอนกรีตธรรมดา

ถ้ารู้ค่าเฉลี่ยของกำลังดึงแยกผ้าซีก ( $f_{ct}$ ) ของคอนกรีตมวลเบา เราจะใช้ค่า  $f_{ct}/1.8$  แทนที่ลงในค่า  $\sqrt{f'_c}$  ในสมการทั้งหมดที่ใช้หา  $V_c$  แต่ถ้าไม่รู้ เราจะลดค่าของ  $\sqrt{f'_c}$  ในสมการทั้งหลายลง โดยคูณด้วย 0.75 สำหรับคอนกรีตเบาทั้งหมด หรือ 0.85 สำหรับคอนกรีตเบาที่มีทรายเป็นส่วนผสม

## 6.3 กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตไม่ได้อัดแรง

เมื่อกำหนดกำลังรับแรงเฉือนโดยองค์อาคารคอนกรีตรับแรงเฉือนและแรงดัดเท่านั้น สมการทั่วไปคือ

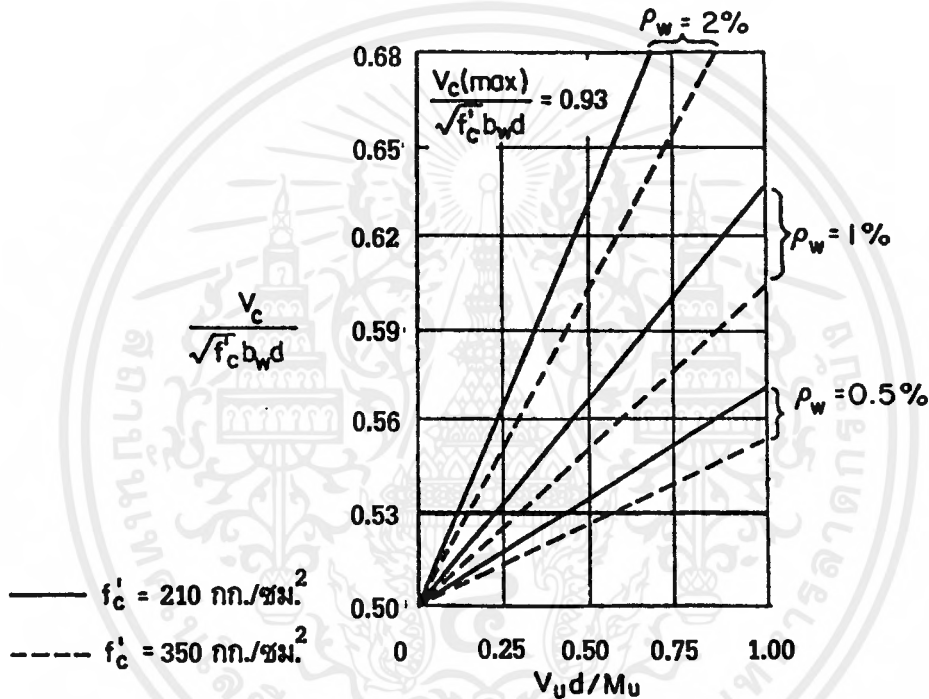
$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_w d \quad \text{หรือถ้าจะให้ละเอียดมากขึ้นควรใช้สมการ}$$

$$V_c = (0.5\sqrt{f'_c} + 176\rho_w \frac{V_w d}{M_u}) b_w d$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ซึ่งค่า  $V_u$  และ  $M_u$  เป็นค่า ณ ตำแหน่งที่พิจารณาหาแรงเฉือน อัตราส่วน  $V_u d / M_u$  จะต้องมีค่าไม่เกินหนึ่ง

รูปที่ 6-4 แสดงการเปลี่ยนแปลงของกำลังรับแรงเฉือนโดยคอนกรีตเมื่อเปรียบเทียบกับอัตราส่วนของ  $V_u d / M_u$  รูปได้แสดงไว้สำหรับคอนกรีตซึ่งมี  $f'_c$  เท่ากับ 210 และ 350 กก./ซม.<sup>2</sup> และอัตราส่วนเหล็กเสริม  $\rho_w = 0.5, 1$  และ 2%



รูปที่ 6-4 ค่าต่างๆของ  $V_c / \sqrt{f'_c b_w d}$  กับ  $f'_c, \rho_w$  และ  $V_u d / M_u$

สำหรับองค์อาคารรับแรงดัด, แรงเฉือน และมีแรงอัดตามแนวแกน ( $N_u$ ) กระทำด้วย กำลังรับแรงเฉือนจะคำนวณ

$$\text{จากสมการ} \quad V_c = 0.53 \left( 1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (6-3)$$

$$\text{หรือจากสมการ} \quad V_c = (0.5 \sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u}) b_w d \quad (6-4)$$

$$\text{โดยที่} \quad M_m = M_u - N_u \left( \frac{4h - d}{8} \right) \quad (6-5)$$

$$\text{และสมการที่ (6-4) จะต้องมีน้อยกว่า} \quad V_c = 0.93 \sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + 0.029 \frac{N_u}{A_g}} \quad (6-6)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

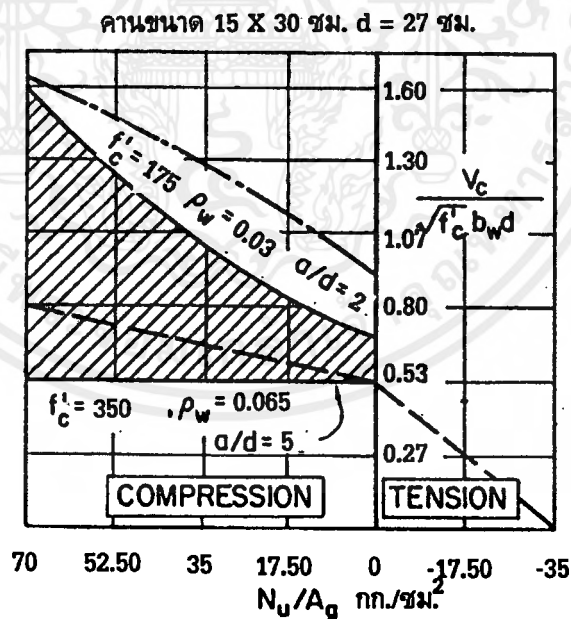
สำหรับองค์อาคารรับแรงดัด, แรงเฉือน และมีแรงดึงตามแนวแกน ( $N_u$ ) กระทำด้วย กำลังรับแรงเฉือนจะคำนวณ

$$\text{จากสมการ} \quad V_c = 0.53 \left( 1 + 0.029 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (6-7)$$

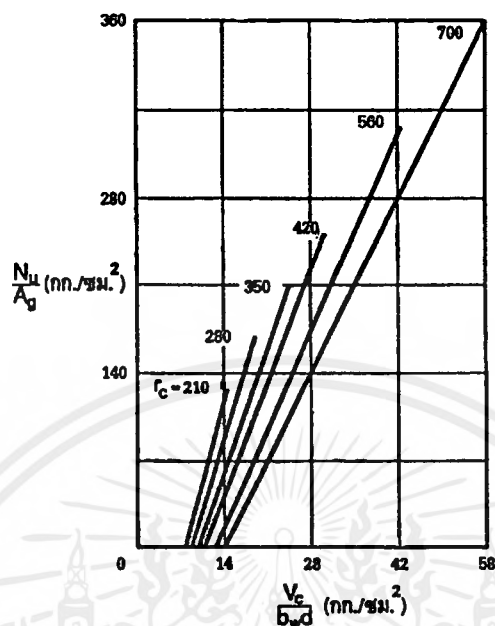
โดยถือว่า  $N_u$  มีค่าเป็นลบ

รูปที่ 6-5 แสดงขอบเขตโดยประมาณของ ค่า  $V_c$  สำหรับองค์อาคารภายใต้แรงอัดตามแนวแกนจากสมการที่ (6-4) และ (6-5) ซึ่งเป็นผลจากคานสมมติขนาดหน้าตัด  $15 \times 30$  ซม. และความลึกประสิทธิภาพ 27 ซม. รูปดังกล่าวยังได้แสดงขอบเขตของค่า  $V_c$  ถ้าหากจากสมการที่ (6-3) (เส้นประเหนือค่า 0.53) และจากสมการที่ (6-6) (เส้นประสูงสุดของภาพ) รวมทั้งค่าจากสมการที่ (6-7) สำหรับองค์อาคารรับแรงดึงตามแนวแกน

รูปที่ 6-6 แสดงการเปลี่ยนแปลงของ  $V_c$  เมื่อเทียบกับ  $N_u/A_g$  และ  $f'_c$  สำหรับองค์อาคารภายใต้แรงอัดตามแนวแกน เมื่อคำนวณจากสมการที่ (6-3) สำหรับค่า  $N_u/A_g$  ที่แสดงไว้ในรูป ค่า  $V_c$  ที่ได้จะมีค่าอยู่ระหว่าง 49% - 57% ของค่าที่คำนวณจากสมการที่ (6-6)



รูปที่ 6-5 การเปรียบเทียบสมการการออกแบบสำหรับแรงเฉือนและแรงตามแนวแกน

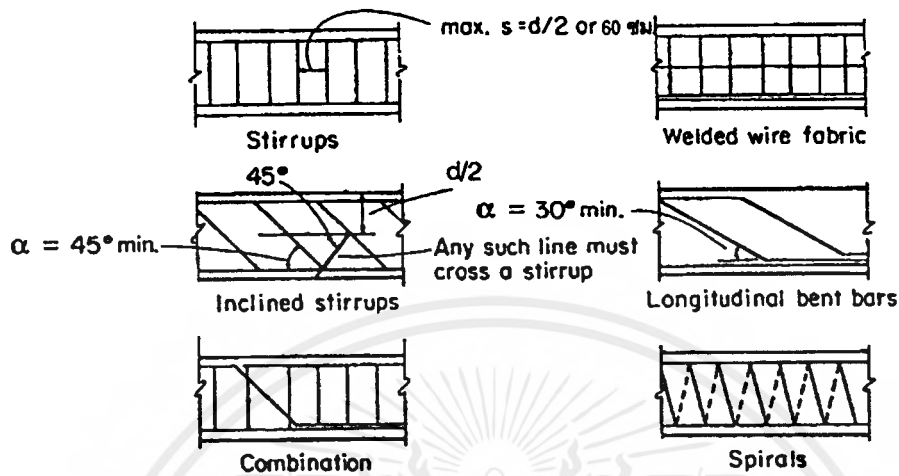


รูปที่ 6-6 การเปลี่ยนแปลงของ  $V_c/b_wd$  ตามค่าของ  $f'_c$  และ  $N_u/A_g$

#### 6.4 กำลังรับแรงเฉือนโดยเหล็กเสริม

##### 6.4.1 ชนิดของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

ชนิดและการจัดเรียงของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน แสดงอยู่ในรูปที่ 6-7 (เฉพาะเหล็กลูกตั้งแนวตั้งและแผงลาด ซึ่งมีลาดวางในแนวตั้งฉากกับแกนขององค์อาคารเป็นชนิดที่ยอมให้ใช้ได้กับคอนกรีตอัดแรง) เหล็กลูกตั้งเป็นเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่นิยมมากที่สุด เหล็กลูกตั้งแนวเอียงและเหล็กคอกม้า ไม่เป็นที่นิยม เพราะจะต้องเสียเวลาในการจัดวางให้อยู่ในตำแหน่งที่ต้องการที่หน้างาน



รูปที่ 6-7 ชนิดและการจัดเรียงของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

#### 6.4.2 รายละเอียดของการออกแบบเหล็กสำหรับเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

เพื่อให้มีประสิทธิภาพเต็มที่ จะต้องจัดเหล็กเสริมรับแรงเฉือนให้มีขนาดใกล้เคียงกับขนาดขององค์อาคารมากที่สุด โดยมีเนื้อคอนกรีตหุ้มและการงอที่ปลายทั้งสองข้างตามมาตรฐาน เพื่อให้เหล็กเสริมถึงจุดครากจรมายได้แรงที่กระทำ

#### 6.4.3 ข้อกำหนดระยะห่างของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

ระยะเรียงของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่วางตั้งฉากกับแนวแกนขององค์อาคาร จะต้องไม่เกินครึ่งหนึ่งของความลึกประสิทธิภาพ ( $d/2$ ) หรือ 60 ซม. แต่เมื่อค่า  $V_s \geq \phi 1.1\sqrt{f'_c} b_w d$  ระยะเรียงสูงสุดจะต้องลดลงครึ่งหนึ่งเหลือ  $d/4$  หรือ 30 ซม. แต่ถ้าค่าของ  $V_u - \phi V_c$  หรือ  $V_s$  มีค่าเกิน  $\phi 2.1\sqrt{f'_c} b_w d$  จะต้องเพิ่มขนาดหน้าตัดหรือเลือกใช้คอนกรีตซึ่งมีกำลังสูงมากขึ้น

#### 6.4.4 ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนน้อยที่สุดที่จะต้องมี

เมื่อ  $V_u$  มากกว่าครึ่งหนึ่งของกำลังรับแรงเฉือนโดยคอนกรีต ( $V_u > \phi V_c/2$ ) จะต้องมีการเสริมเหล็ก รับแรงเฉือนและปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุดที่จะต้องมี หาได้จากสมการข้างล่าง ยกเว้นในแผ่นพื้น ฐานราก ตงและ ในคานซึ่งกว้างและตื้น

$$A_v = 3.5b_w s / f_y$$

#### 6.4.5 การออกแบบเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

เมื่อ  $V_u$  เกินกำลังรับแรงเฉือนที่คอนกรีตสามารถจะรับได้ ( $\phi V_c$ ) ต้องมีการเสริมเหล็กเพื่อรับแรงเฉือน ส่วนที่เกิน บทบัญญัติอาคารได้กำหนดความสามารถในการรับแรงเฉือนของเหล็กเสริม ( $V_s$ ) ไว้ในรูปของพื้นที่หน้าตัด ( $A_v$ ) หน่วยแรงที่จุดคราก ( $f_y$ ) และระยะเรียงของเหล็กเสริม ( $s$ )

สมการนี้สร้างมาจากการแปลงคานที่เกิดการแตกร้าวจากแรงเฉือน เป็นโครงข้อหมุน โดยถือว่ารอยการแตกร้าวเนื่องจากแรงดิ่งทำมุม  $45^\circ$  กับแนวแกนขององค์อาคาร

สำหรับเหล็กเสริมรับแรงเฉือนวางตั้งฉากกับแกนขององค์อาคาร การหาพื้นที่หน้าตัด ( $A_v$ ) และระยะห่าง ( $s$ ) ได้ แสดงไว้ข้างล่าง

$$\phi V_n \geq V_u \quad (6-1)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (6-2)$$

$$V_s = A_v f_y d / s \quad (6-15)$$

แทนค่า  $V_s$  ลงใน สมการที่ (6-2) และ  $V_n$  ลงในสมการที่ (6-1)

$$\phi V_c + \phi A_v f_y d / s \geq V_u$$

หาค่า  $A_v$

$$A_v = (V_u - \phi V_c) s / (\phi f_y d)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เมื่อเสริมด้วยเหล็กดัดตั้งเอียง จะได้พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมเอียง

$$A_r = (V_u - \phi V_c) s / (\phi f_y (\sin \alpha + \cos \alpha) d)$$

โดยที่  $\alpha$  เป็นมุมระหว่างเหล็กดัดตั้งเอียงกับแนวแกนขององค์อาคาร (ดูรูปที่ 6-7)

เมื่อเหล็กเสริมรับแรงเฉือนประกอบด้วย เหล็กคอกม้าเส้นเดียวหรือหลายเส้นงอขึ้นที่ตำแหน่งเดียวกัน สมการจะเปลี่ยนเป็น

$$A_r = (V_u - \phi V_c) / (f_y \sin \alpha)$$

โดยที่  $\alpha$  เป็นมุมระหว่างเหล็กคอกม้ากับแนวแกนขององค์อาคาร แต่ไม่น้อยกว่า  $30^\circ$  (ดูรูปที่ 6-7)

สำหรับกรณีนี้ค่า  $V_u - \phi V_c$  ต้องไม่เกิน  $\phi 0.8 \sqrt{f'_c} b_w d$

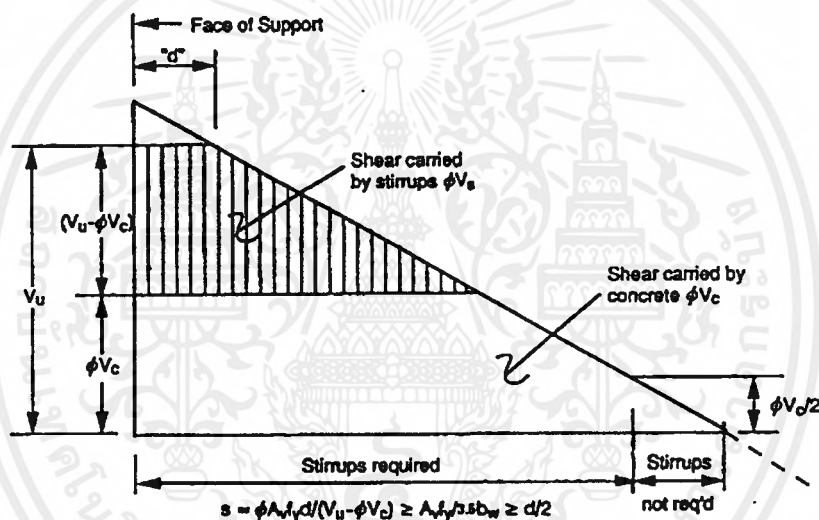
#### ขั้นตอนการออกแบบเหล็กรับแรงเฉือน สำหรับคานคอนกรีตไม่อัดแรง

1. หาแรงเฉือนที่ต้องการ ( $V_u$ ) ที่ตำแหน่งวิกฤตตามแนวแกนขององค์อาคาร โดยเริ่มที่ฐานรองรับหรือที่ระยะ  $d$  จากฐาน สำหรับน้ำหนักบรรทุกทุกตามแนวดิ่งใช้  $V_u = 1.4V_d + 1.7V_l$
2. หากำลังรับแรงเฉือนโดยคอนกรีต  $\phi V_c$  จากสมการ  $V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$  ใช้  $\phi = 0.85$  สำหรับแรงเฉือน
3. ถ้า  $V_u - \phi V_c > \phi 2.1 \sqrt{f'_c} b_w d$  เพิ่มขนาดหน้าตัดหรือเพิ่มกำลังของคอนกรีต พร้อมกันนี้ให้หาระยะจากฐานรองรับไปถึงจุดที่ไม่จำเป็นต้องมีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน อันได้แก่ตำแหน่งที่  $\phi V_c / 2 \geq V_u$
4. หาเหล็กเสริมรับแรงเฉือนส่วนเกิน ( $V_u - \phi V_c$ ) สำหรับเหล็กดัดตั้ง  $A_r = (V_u - \phi V_c) s / (\phi f_y d)$  แต่ต้องไม่น้อยกว่า  $3.5 b_w s / f_y$  และระยะระหว่างเหล็กดัดตั้งไม่น้อยกว่า  $d/2$  หรือ 60 ซม.

ถ้าเรากำหนดขนาดเหล็กเสริมที่จะใช้ไว้ที่สามขนาดคือ 6 มม. 9 มม. และ 10 มม. และเสริมเป็นแบบมอสองขา เราก็สามารถที่จะหาระยะเรียงของเหล็กเสริมได้จากสมการ  $s = \phi A_s f_y d / (V_u - \phi V_c)$  ซึ่งจะต้องไม่เกิน  $A_s f_y / 13.5 b_w$  หรือ  $d/2$  หรือ 60 ซม.

โดยทั่วไปแล้วเราจะพิจารณาทหาระยะเรียงของเหล็กเสริม ที่ตำแหน่งต่างๆ กันไม่กี่ตำแหน่งตามความยาวขององค์อาคาร จะประหยัดที่สุดถ้าหาระยะเรียงที่สามตำแหน่ง ตำแหน่งแรกคือที่ระยะ 5 ซม. จากขอบของฐานรองรับ ตามด้วยตำแหน่งสองซึ่งอยู่ตรงกลาง และตำแหน่งสุดท้ายคือตำแหน่งที่จะได้ระยะเรียงสูงสุดเท่ากับ  $d/2$

รูปที่ 6-8 แสดงการจัดกำลังรับแรงเฉือนขององค์อาคาร



รูปที่ 6-8 การจัดกำลังรับแรงเฉือนขององค์อาคาร

กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริม ( $\phi V_s$ ) ขึ้นอยู่กับขนาดของเหล็กเส้นและกำลังครากของเหล็กที่ใช้ การเลือกขนาดและระยะห่างของเหล็กถูกตั้งสามารถทำได้ง่ายขึ้น ถ้าเราจัดให้ระยะห่างเป็นอัตราส่วนของความลึกประสิทธิภาพ ( $d$ ) แทนค่าระยะจริง ระยะห่างของเหล็กเสริมควรจะอยู่ประมาณ  $s = d/2$  ถึง  $d/4$  เพราะวาระยะเรียงแคบกว่า  $d/4$  จะไม่ประหยัด เมื่อเพิ่มระยะเรียงในช่วงกลางให้เป็น  $d/3$  เราสามารถที่จะหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริม ( $\phi V_s$ ) ได้จากขนาดและระยะเรียงดังต่อไปนี้



สำหรับเหล็กดัด

$$\phi V_s = \phi A_v f_y \frac{d}{s}$$

แทนค่า  $s$  ด้วย  $d/n$  โดยที่  $n = 2, 3, 4$

$$\phi V_s = \phi A_v f_y n$$

ดังนั้น เหล็กดัดรูปสองขา ขนาด 9 มม. @  $s = d/2$  ,  $f_y = 2,400$  กก./ซม.<sup>2</sup> และ  $\phi = 0.85$

$$\phi V_s = 0.85(2 \times 0.636)2,400 \times 2 = 5,190 \text{ กก.}$$

ด้วยวิธีจากตัวอย่างข้างบน เราสามารถสร้างตารางค่าของ  $\phi V_s$  สำหรับขนาดต่างๆ และระยะห่างต่างๆ ของเหล็กเสริม ได้ดังแสดงในตารางที่ 6-1 ซึ่งค่าเหล่านี้สามารถนำไปใช้ได้ในทุกกรณี ไม่ว่าจะค่าอาคารจะเป็นขนาดใด และกำลังของคอนกรีตที่ใช้จะเป็นเท่าใด

ระยะเรียง Spacing , s	กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กดัด ( $\phi V_s$ ), กก.			
	RB6	RB9	DB10	
	SR24	SR24	SD30	SD40
d/2	2,310	5,190	7,956	10,608
d/2.5	2,887	6,487	9,945	13,260
d/3	3,464	7,785	11,934	15,912
d/3.5	4,041	9,082	13,923	18,564
d/4	4,618	10,380	15,912	21,216

ตารางที่ 6-1 กำลังต้านทานแรงเฉือนสำหรับเหล็กดัด ที่ระยะเรียงและขนาดต่าง ๆ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## 6.5 องค์อาคารคอนกรีตเชิงประกอบรับแรงดัด

### 6.5.1 กำลังรับแรงเฉือนในแนวตั้ง

บทบัญญัติอาคารอนุญาตให้ใช้พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดขององค์อาคารคอนกรีตเชิงประกอบ เพื่อต้านแรงเฉือนในแนวตั้ง เสมือนกับว่าองค์อาคารนั้นเป็นองค์อาคารหล่อในที่และถือเป็นชิ้นเดียวกัน ดังนั้นในการออกแบบรับแรงเฉือนขององค์อาคารเชิงประกอบ จะใช้ขั้นตอนเหมือนองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ได้กล่าวมาแล้วทุกอย่าง

### 6.5.2 กำลังรับแรงเฉือนในแนวนอน

ที่ผิวสัมผัสระหว่างชิ้นส่วนขององค์อาคารคอนกรีตเชิงประกอบรับแรงดัด จะมีแรงเฉือนตามแนวนอนเกิดขึ้น อันเป็นผลมาจากการเปลี่ยนแปลงของแรงดัดเนื่องจากแรงเฉือนในแนวตั้ง ดังนั้นจึงต้องมีการออกแบบเพื่อให้แรงเฉือนตามแนวนอนนี้ สามารถที่จะส่งถ่ายไปยังองค์อาคารที่รองรับ บทบัญญัติอาคารอนุญาตให้ใช้กำลังของชิ้นส่วนต่างๆ เท่ากันหมด โดยไม่สนใจว่าชิ้นไหนจะหล่อก่อนและติดตั้งก่อน

ต้องมีการตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือนในแนวนอนในทุกองค์อาคารคอนกรีตเชิงประกอบรับแรงดัด เมื่อแรงเฉือนในแนวนอนมากกว่า  $\phi 3.5b_v d$  กก. โดยที่  $b_v$  เป็นความกว้างของหน้าตัดที่ผิวสัมผัส (ชม.) จะต้องใช้วิธีแรงเฉือน-ความเสียดทานในการออกแบบ (shear friction)

ค่าสูงสุดของกำลังรับแรงเฉือนในแนวนอนขึ้นอยู่กับสภาวะของผิวสัมผัส ซึ่งค่า  $V_{nh}$  นี้ขึ้นอยู่กับความหยาบของผิวสัมผัสหรือปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนน้อยที่สุด แต่อย่างไรก็ตามผิวสัมผัสจะต้องสะอาดและปราศจากฝุ่นน้ำปูน กำลังรับแรงเฉือนในแนวนอนจะยอมให้ใช้ได้ไม่เกิน  $\phi 5.6b_v d$  เมื่อมีการตั้งใจทำผิวสัมผัสให้หยาบโดยไม่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือน หรือถ้ามีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนแต่ไม่มีการทำผิวสัมผัสให้หยาบ

เมื่อมีการตั้งใจทำผิวสัมผัสให้หยาบร่วมกับการเสริมเหล็กรับแรงเฉือน ความสามารถในการรับแรงเฉือนของผิวสัมผัสจะหาได้จากสมการ  $(1.82 + 0.6\rho_v f_y)\lambda b_v d \leq \phi 35b_v d$  ซึ่งสมการนี้ได้คำนึงถึงผลของปริมาณเหล็กเสริมที่ผิวสัมผัส ( $\rho_v$ ) ซึ่งหาได้จาก อัตราส่วนของพื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอกต่อพื้นที่ของผิวสัมผัสหรือ  $\rho_v = A_v / b_v s$  และ  $\lambda$  ซึ่งขึ้นอยู่กับความหนาแน่นของคอนกรีตที่ใช้ในองค์อาคาร เมื่อใช้เหล็กเสริมน้อยที่สุด ( $\rho_v f_y = 3.5$  กก./ชม.<sup>2</sup>), สมการข้างบนจะเท่ากับ  $20.3\lambda b_v d$  ค่าสูงสุดของสมการคือ  $35\lambda b_v d$  ได้มาจาก  $\rho_v f_y = 28$  กก./ชม.<sup>2</sup> และ  $\lambda = 1.0$

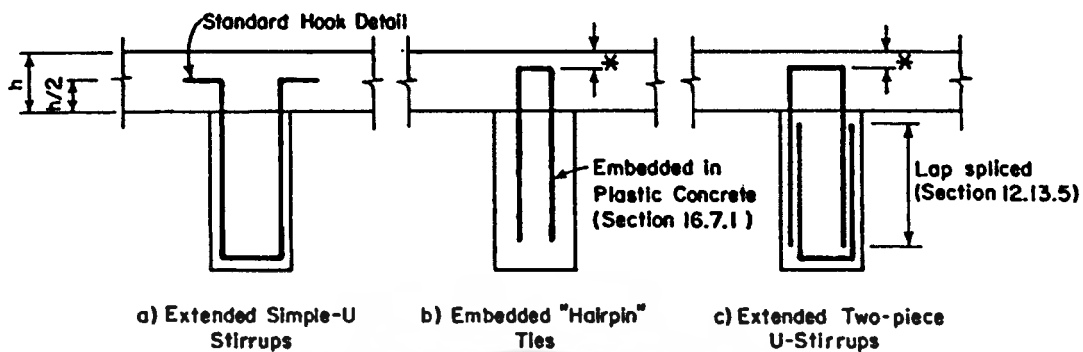
การกวาดผิวหน้าของคอนกรีตด้วยแปรงแข็ง เป็นวิธีทั่วไปที่ใช้ในการทำให้ผิวสัมผัสหยาบ แต่ถ้าจะให้หยาบจนเป็นที่ยอมรับเพื่อให้ใช้กำลังต้านทานแรงเฉือนในแนวนอนที่สูงขึ้นตามที่กล่าวถึงข้างบนได้ ผิวที่ตั้งใจทำให้หยาบจะต้องมีขนาดความขรุขระประมาณ 6 มม.

เมื่อแรงเฉือนในแนวนอนมีค่ามากกว่า  $\phi 35b, d$  จะต้องใช้วิธีแรงเฉือน-ความเสียดทานในการออกแบบ โดยเหล็กเสริมแรงเฉือน-ความเสียดทาน จะถูกนำมาใช้เป็นเหล็กเสริมรับแรงเฉือนตามแนวนอน ซึ่งหาได้จากสมการ  $V_n = A_{vf} f_y \mu$  โดยที่สัมประสิทธิ์ความเสียดทาน ( $\mu$ ) มีค่าเป็น 1 สำหรับผิวสัมผัสที่มีการตั้งใจทำให้หยาบ และมีค่าเป็น 0.6 สำหรับผิวที่ไม่ตั้งใจทำให้หยาบ ซึ่งเมื่อใช้ค่า 0.6 แทนลงในสมการ จะทำให้ต้องเพิ่มหน้าตัดของเหล็กเสริมถึง 67 %

สำหรับความลึกประสิทธิผล ( $d$ ) ขององค์อาคารเชิงประกอบ ให้ใช้เท่ากับ 0.8 ของความลึกทั้งหมดขององค์อาคาร ซึ่งข้อกำหนดนี้มีประโยชน์มากในการออกแบบของอาคารคอนกรีตอัดแรง ซึ่งมีความลึกประสิทธิผลเปลี่ยนแปลงไปตลอดความยาวขององค์อาคาร

### 6.5.3 เหล็กปลอกรับแรงเฉือนในแนวนอน

เหล็กปลอกจะต้องยึดฝังเข้าไปในทุกองค์อาคารที่มาสัมผัสกัน รูปที่ 6-9 แสดงรายละเอียดของการยึดฝัง ซึ่งได้ผ่านการทดสอบมาแล้ว รูปที่ 6-9(a) แสดงรายละเอียดที่ใช้ในการทดลอง การใส่เหล็กปลอกลักษณะเหมือน “ที่เสียบผม” เสียบลงในคานก่อนเทพื้น ดังในรูปที่ 6-9(b) เป็นที่นิยมใช้กันในการก่อสร้างแบบสำเร็จรูปและคอนกรีตอัดแรง ในการผลิตชิ้นส่วนสำเร็จรูปบางครั้ง จะมีปัญหาในการวางเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวนอน ดังนั้นการเสียบเหล็กเสริมลงในชิ้นส่วนหนึ่งก่อนที่จะหล่ออีกชิ้นส่วนหนึ่งจึงช่วยแก้ปัญหานี้ได้ ตราบใดที่ความยาวส่วนที่ยื่นออกมา เพียงพอต่อการยึดเหนี่ยวชิ้นส่วนไว้ด้วยกัน เหล็กเสริมชิ้นนี้สามารถใช้รับได้ทั้งแรงเฉือนตามแนวตั้งและแนวนอน



รูปที่ 6-9 เหล็กปลอกต้านทานแรงเฉือนในแนวนอน

เอกสารอ้างอิง

- 1 Barney, G.B.; Corley, W.G.; Hanson, J.M.; and Parmelee, R.A., "Behavior and design of prestressed concrete beams with large web opening," *PCI Journal*, V.22, No.6, November-December 1977, pp.32-61. Also, *Research and Development Bulletin RD054D*, Portland Cement Association, Skokie, IL.
- 2 "Selection of Stirrups in Flexural Members for Economy", *PSI Bulletin 7901A*, Concrete Reinforcing Steel Institute, Schaumburg, IL.
- 3 Hanson, N.W., "Precast-Prestressed Concrete Bridges2. Horizontal Shear Connections", *Development Department Bulletin D35*, Portland Cement Association, Skokie, IL, 1960.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
 ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

**ตัวอย่างที่ 6.1 - การออกแบบชิ้นส่วนรับแรงเฉือน เพื่อดำเนินงานแรงเฉือนและแรงคด**

จงคำนวณหาขนาดและระยะเรียงที่ต้องการของเหล็กลูกตั้ง สำหรับคานช่วงเดียวยาว 9 ม.

$$b_w = 30 \text{ ซม.}$$

$$d = 50 \text{ ซม.}$$

$$f'_c = 210 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$f_y = 3,000 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$w_w = 6,700 \text{ กก./ม.}$$

ขั้นตอนการออกแบบหาเหล็กเสริมรับแรงเฉือน แสดงไว้ดังนี้ :

1. คำนวณหาหน้าหนักบรรทุกทุกที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว

ที่ฐานรองรับ :

$$V_w = 6,700 \left( \frac{9}{2} \right) = 30,150 \text{ กก.}$$

ที่ระยะ  $d$  จากฐานรองรับ :

$$V_w = 30,150 - 6,700(0.50) = 26,800 \text{ กก.}$$

2. คำนวณหากำลังรับแรงเฉือนโดยคอนกรีต ซึ่ง  $\phi = 0.85$

$$\phi V_c = 0.53 \phi \sqrt{f'_c} b_w d$$

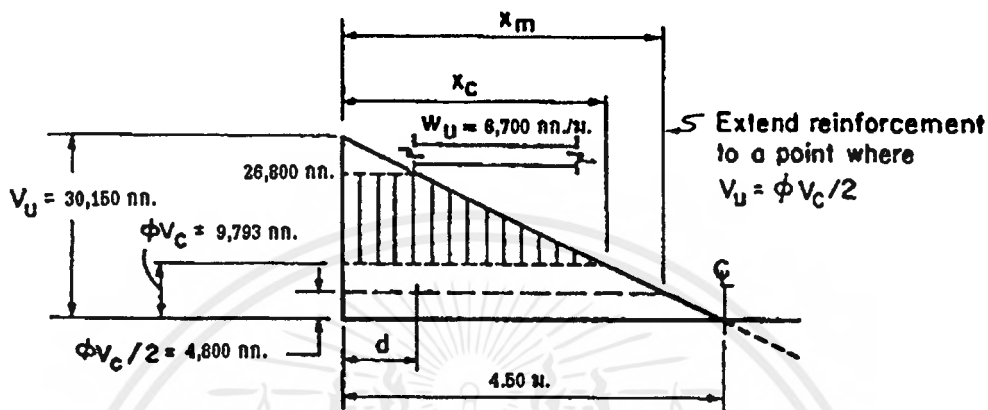
$$= 0.53(0.85) \sqrt{210}(30)50 = 9,793 \text{ กก.}$$

3. คำนวณหาระยะ  $x_c$  จากฐานรองรับ ซึ่งคอนกรีตสามารถรับแรงเฉือนทั้งหมดไว้ได้

$$x_c = \frac{(30,150 - 9,793)}{6,700} = 3.04 \text{ ม.}$$

4. คำนวณหาระยะ  $x_m$  จากฐานรองรับถึงจุดที่สิ้นสุดการขยายการเสริมเหล็ก (โดยที่  $V_u = \phi V_c/2$ )

$$x_m = \frac{(30,150 - 4,896)}{6,700} = 3.77 \text{ ม.}$$



5. คำนวณหาระยะเรียงที่ต้องการของเหล็กกุดตั้ง

$$s (\text{ที่ต้องการ}) = \frac{\phi A_v f_y d}{(V_u - \phi V_c)}$$

สมมติใช้เหล็กกุดตั้ง DB12 ( $A_v = 2 \times 1.13 = 2.26 \text{ ซม.}^2$ )

ที่ระยะ  $d$  จากจุดรองรับ :

$$s (\text{ที่ต้องการ}) = \frac{0.85(2.26)3000(50)}{(26,800 - 9,793)} = 16.94 \text{ ซม. ใช้ } 15 \text{ ซม.}$$

โดยที่  $(V_u - \phi V_c)$  จะมีอัตราการเปลี่ยนแปลงเป็นเส้นตรง ระหว่างค่าสูงสุดที่  $x = d$  และ  $x = x_c$

ระยะเรียงที่ต้องการจะเปลี่ยนแปลงผกผันกับ  $(V_u - \phi V_c)$

ระยะเรียงที่ต้องการ ณ หน้าตัดต่างๆ สามารถหาได้โดยตรงจากการเทียบระหว่างจุดที่หน้าตัดนั้นๆ กับจุดที่  $x = d$

สำหรับตัวอย่างนี้ ที่หน้าตัดซึ่งอยู่กึ่งกลางระหว่างจุดที่  $x = d$  กับ  $x = x_c$  จะได้ว่า

$$x = d + [(x_c - d)/2] = 1.77 \text{ ม. จากจุดรองรับ}$$

ระยะเรียงที่ต้องการจะเกี่ยวข้องกับส่วนกลับของเศษส่วน

$$s (\text{ที่ต้องการ}) = \frac{16.94}{(1/2)} = 33.88 \text{ ซม.}$$

6. ตรวจสอบระยะเรียงที่ยอมให้ของเหล็กลูกตั้ง

$$s \text{ (มากที่สุด) ของเหล็กลูกตั้ง} \leq d/2 = 25 \text{ ซม.}$$

$$\text{หรือ} \leq 60 \text{ ซม.}$$

$s$  (มากที่สุด) ของเหล็กลูกตั้ง DB12 ต้องสอดคล้องกับพื้นที่หน้าตัดของเหล็กที่น้อยที่สุดที่ต้องการ

$$s \text{ (มากที่สุด) } = \frac{A_v f_y}{3.5b_w} = \frac{2.26(3,000)}{3.5(30)} = 64.57 \text{ ซม.}$$

$$\text{ดังนั้น } s \text{ (มากที่สุด) } = 25 \text{ ซม.}$$

7. ขั้นตอนการเลือกขนาดของเหล็กลูกตั้งและระยะเรียง โดยวิธีที่ง่ายจากการเทียบอัตราส่วน

$$(V_u - \phi V_c) \text{ ที่ระยะ } d \text{ จากจุดรองรับ} = 26,800 - 9,793 = 17,007 \text{ กก.}$$

$$\phi V_s = \frac{\phi A_v f_y d}{s}, \quad s = \frac{d}{n} \quad \therefore \phi V_s = \phi A_v f_y n$$

$$\text{เหล็กลูกตั้ง DB12 @ } d/2; \quad \phi V_s = 0.85(2.26)3,000(2) = 11,526 \text{ กก.}$$

$$\text{เหล็กลูกตั้ง DB12 @ } d/3; \quad \phi V_s = 0.85(2.26)3,000(3) = 17,289 \text{ กก.}$$

$$\text{จากการเทียบจะได้ เหล็กลูกตั้ง DB12 @ } d/2.95 = 17,007 \text{ กก.}$$

ความยาวที่ต้องการเสริมเหล็กลูกตั้ง

$$(30,150 - 4,896)/6,700 = 3.77 \text{ ม.}$$

ความยาวที่ต้องการเสริม DB12 @  $d/2.95$

$$(30,150 - 9,793 - 11,526)/6,700 = 1.32 \text{ ม.}$$

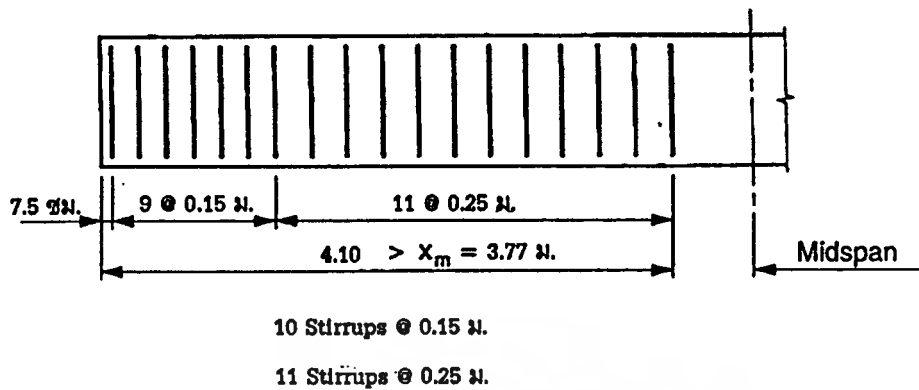
ความยาวที่ต้องการเสริม DB12 @  $d/2$

$$(30,150 - 11,526)/6,700 = 2.78 \text{ ม.}$$

ใช้เหล็กลูกตั้ง DB12 : 9 @ 0.15 ม.

11 @ 0.25 ม. (จากปลายคานแต่ละด้าน)

บริเวณใกล้ๆ ช่วงกลางคานไม่ต้องการเหล็กเสริม ดังรูป



8. ทางเลือกอีกทางซึ่งง่ายต่อการปฏิบัติที่หน้างานมากที่สุดคือ เลือกระยะเสริมเหล็กแค่สองช่วง ช่วงแรกคือระยะที่ต้องการเพื่อรับแรงเฉือนมากที่สุด เสริมเหล็กปริมาณนั้นจนไปถึงตำแหน่งที่ต้องเสริมเหล็กด้วยระยะห่างมากที่สุดที่ยอมให้คือ  $d/2$

- หาคความสามารถในการรับแรงเฉือนของคอนกรีตและเหล็กเสริม DB12 ที่ระยะห่าง  $d/2$

$$V_u - \phi V_c = \frac{\phi A_v f_y d}{s} = \frac{\phi A_v f_y d}{d/2} = \phi 2 A_v f_y = 0.85(2)(2.26)(3,000) = 11,526 \text{ กก.}$$

$$V_u = 11,526 + 9,793 = 21,319 \text{ กก.}$$

- หาระยะจากรูานรองรับถึงตำแหน่งที่จะเริ่มใช้ระยะห่างของเหล็กเสริมเท่ากับ  $d/2$  หรือ 25 ซม.

$$\text{ได้เท่ากับ } (30,150 - 21,319) / 6,700 = 1.32 \text{ ม.}$$

- ดังนั้นใช้เหล็กปลอก DB12 @ 0.15 ม. เริ่มจากระยะ  $0.15/2 = 0.075$  ม. จากขอบรูานรองรับไปจนถึงระยะ 1.32 ม. จากศูนย์กลางรูานรองรับแล้วเปลี่ยนไปใช้ DB12 @ 0.25 ม. ไปจนถึงกึ่งกลางช่วง
- ถึงแม้ว่า ในข้อ 7 จะแสดงว่าเกินจากระยะ 3.77 ม. ไป ไม่จำเป็นต้องมีเหล็กเสริมก็ตาม แต่เพื่อความสะดวกในการก่อสร้าง เราจะระบุให้ใช้ DB12 @ 0.25 ม. ไปตลอดจนถึงกึ่งกลางช่วง



ตัวอย่างที่ 6.2 - การออกแบบรองรับแรงเฉือนอันเนื่องมาจากแรงดึงตามแนวแกน

จงคำนวณหาระยะเรียงที่ต้องการของเหล็กเสริมในแนวตั้งสำหรับคาน เพื่อต้านทานแรงดึงตามแนวแกน

$$f'_c = 250 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$f_y = 2,400 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$M_d = 6,000 \text{ กก.-ม.}$$

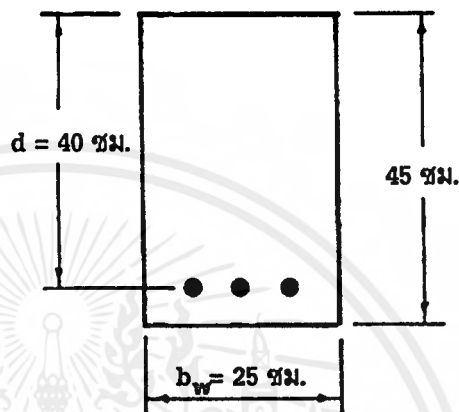
$$M_l = 4,400 \text{ กก.-ม.}$$

$$V_d = 5,800 \text{ กก.}$$

$$V_l = 4,100 \text{ กก.}$$

$$N_d = -900 \text{ กก. (แรงดึง)}$$

$$N_l = -6,900 \text{ กก. (แรงดึง)}$$



1. คำนวณหาหน้าท้นบรรทุกที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว

$$M_u = 1.4(6,000) + 1.7(4,400) = 15,880 \text{ กก.-ม.}$$

$$V_u = 1.4(5,800) + 1.7(4,100) = 15,090 \text{ กก.}$$

$$N_u = 1.4(-900) + 1.7(-6,900) = -12,990 \text{ กก.}$$

2. คำนวณหากำลังต้านทานแรงเฉือนโดยคอนกรีต

เนื่องจากกำลังต้านทานแรงดึง  $f'_c$  ไม่ได้กำหนดไว้,  $\sqrt{f'_c}$  จะถูกลดค่าลงด้วยค่าคงที่ 0.85

( คอนกรีตมวลเบาที่มีทรายเป็นส่วนผสม )

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi 0.53 \left[ 1 + \frac{0.029 N_u}{A_g} \right] 0.85 \sqrt{f'_c} b_w d \\ &= 0.85 (0.53) \left[ 1 + \frac{0.029 (-12,990)}{(45)(25)} \right] 0.85 \sqrt{250} (25)(40) \\ &= 4,027 \text{ กก.} \end{aligned}$$

3. ตรวจสอบความเพียงพอของขนาดหน้าตัด

$$(V_u - \phi V_c) \leq \left( \phi(2.1)0.85\sqrt{f'_c} b_w d \right)$$

$$11,063 \text{ กก.} \leq 23,990 \text{ กก.}$$

ใช้ได้

4. กำหนดหาระยะเรียงที่ต้องการของเหล็กดัด

$$s (\text{ที่ต้องการ}) = \frac{\phi A_v f_y d}{(V_u - \phi V_c)}$$

$$\text{สมมติใช้เหล็กดัด RB9 } (A_v = 2 \times 0.636 = 1.27 \text{ ซม.}^2)$$

ที่ระยะ  $d$  จากจุดรองรับ :

$$s (\text{ที่ต้องการ}) = \frac{0.85(1.27)2,400(40)}{11,063} = 9.37 \text{ ซม.} \quad \text{ใช้ } s \text{ เท่ากับ } 8 \text{ ซม.}$$

5. ตรวจสอบระยะเรียงที่ยอมให้ของเหล็กดัด

$$(V_u - \phi V_c) \leq \left( \phi(1.10)0.85\sqrt{f'_c} b_w d \right)$$

$$11,063 \text{ กก.} < 12,566 \text{ กก.}$$

ใช้ได้

$$s (\text{มากที่สุด}) \text{ ของเหล็กดัด} \leq d/2 = 20 \text{ ซม.}$$

$$\text{หรือ} \leq 60 \text{ ซม.}$$

$s$  (มากที่สุด) ของเหล็กดัด RB9 ต้องสอดคล้องกับพื้นที่หน้าตัดของเหล็กที่น้อยที่สุดที่ต้องการ

$$s (\text{มากที่สุด}) = \frac{A_v f_y}{3.5 b_w} = \frac{1.27(2,400)}{3.5(25)} = 34.83 \text{ ซม.}$$

$$\text{ดังนั้น } s (\text{มากที่สุด}) = 20 \text{ ซม.}$$

สรุป : ใช้เหล็กเสริมในแนวตั้ง RB9 @ 0.08 ม.

### ตัวอย่างที่ 6.3 - การออกแบบรองรับแรงเฉือนอันเนื่องมาจากแรงอัดตามแนวแกน

เสาปลอกเดี่ยวได้รับการออกแบบมาเพื่อรับน้ำหนักกระทำตามที่กำหนด แต่ว่าการออกแบบนั้นไม่ได้คำนึงถึง การกลับทิศทางของแรงตามแนวนอน (แรงลม), ซึ่งส่งผลให้น้ำหนักตามแนวแกนเปลี่ยนเป็น 4,500 กก.โดยที่  $M_u$  และ  $V_u$  ยังคงค่าเดิมอยู่ จงตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนสำหรับเสา ภายใต้

- (1) น้ำหนักกระทำตามเดิม
- (2) การลดน้ำหนักกระทำตามแนวแกน เนื่องจากการกลับทิศทางของแรงลม

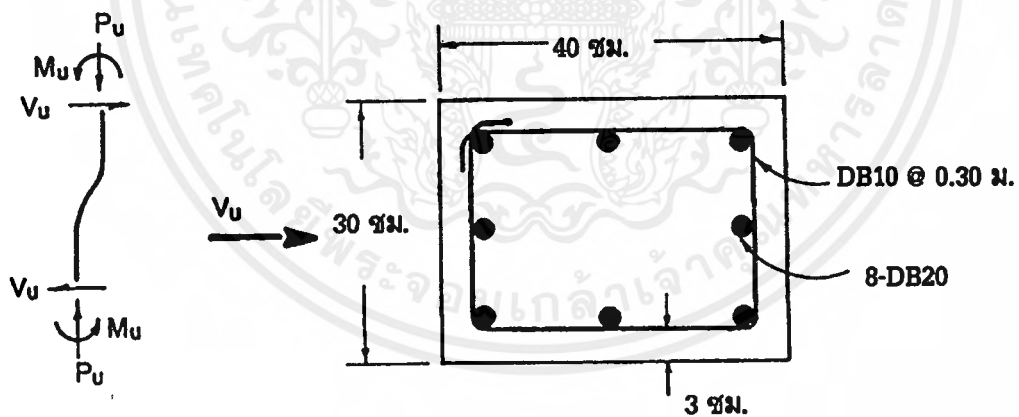
$$M_u = 11,890 \text{ กก.-ม.}$$

$$P_u = 72,580 \text{ กก.}$$

$$V_u = 9,100 \text{ กก.}$$

$$f'_c = 210 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$f_y = 3,000 \text{ กก./ซม.}^2$$



กรณีที่ 1 :  $P_u = N_u = 72,580$  กก.

1. คำนวณหาความต้านทานแรงเฉือนโดยคอนกรีต

$$d = 40 - [3 + 1.0 + (2.0/2)] = 35 \text{ ซม.}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi(0.53) \left[ 1 + \frac{0.0071 N_u}{A_g} \right] \sqrt{f_c'} b_w d \\ &= 0.85(0.53) \left[ 1 + \frac{0.0071(72,580)}{40(30)} \right] \sqrt{210}(30)35 \\ &= 9,798 \text{ กก.} > 9,100 \text{ กก.} \end{aligned}$$

ใช้ได้

เนื่องจาก  $V_u = 9,100$  กก.  $> \phi V_c / 2 = 4,899$  กก.

เหล็กเสริมต้านทานแรงเฉือนต้องมีปริมาณเพียงพอที่จะสามารถต้านทานแรงเฉือนที่น้อยที่สุดได้

ใช้เหล็กปลอก DB10  $A_v = 2 \times 0.78 = 1.56$  ซม.<sup>2</sup>

$$s (\text{มากที่สุด}) = \frac{A_v f_y}{3.5 b_w} = \frac{1.56(3,000)}{3.5(30)} = 44.57 \text{ ซม.} > 30 \text{ ซม. (ตามที่ใช้)} \quad \text{ใช้ได้}$$

กรณีที่ 2 :  $P_u = N_u = 4,500$  กก.

1. คำนวณหาความต้านทานแรงเฉือนโดยคอนกรีต

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi(0.53) \left[ 1 + \frac{0.0071 N_u}{A_g} \right] \sqrt{f_c'} b_w d \\ &= 0.85(0.53) \left[ 1 + \frac{0.0071(4,500)}{40(30)} \right] \sqrt{210}(30)35 \\ &= 7,037 \text{ กก.} < 9,100 \text{ กก.} \end{aligned}$$

2. คำนวณหาระยะเรียงมากที่สุดที่ยอมให้ของเหล็กปลอก DB10

$$s (\text{มากที่สุด}) = \frac{d}{2} = \frac{35}{2} = 17.50 \text{ ซม.} < 30 \text{ ซม. (ตามที่ใช้)} \quad \text{ใช้ไม่ได้}$$

ลดระยะเรียงของเหล็กปลอก DB10 จาก 30 ซม. เป็น 15 ซม.

3. ตรวจสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของ DB10 @ 0.15 ม.

$$\phi V_s = \phi A_v f_y \frac{d}{s} = \frac{0.85(1.56)3,000(35)}{15} = 9,282 \text{ กก.}$$

$$\phi V_c + \phi V_s = 7,037 + 9,282 = 16,319 \text{ กก.} > 9,100 \text{ กก.}$$

ใช้ได้



### ตัวอย่างที่ 6.4 - การออกแบบรองรับแรงเฉือน สำหรับตงรองรับพื้นคอนกรีต

ตรวจสอบแรงเฉือนที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักแผ่นส่วสม่ำเสมอกระทำบนตง ดังรูปข้างล่าง

$$f'_c = 250 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$f_y = 3,000 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$w_d = 240 \text{ กก./ม.}^2$$

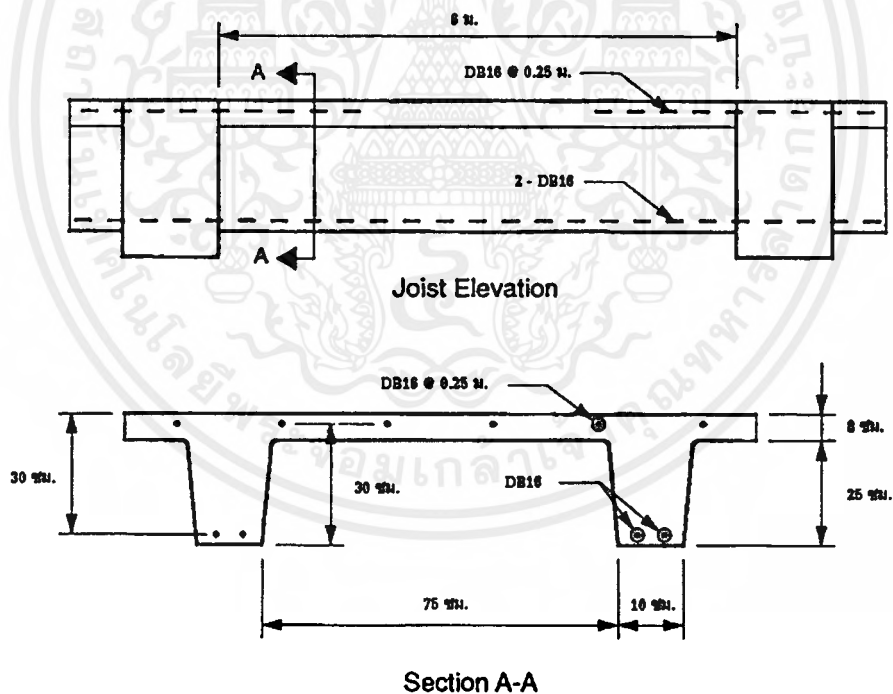
$$w_l = 590 \text{ กก./ม.}^2$$

สมมติเหล็กเสริมตามแนวยาว : 2-DB16

เหล็กล่าง

DB16 @ 0.25 ม.

เหล็กบน



1. คำนวณหาหน้าทับบรรทุกที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว

$$w_u = [1.4(240) + 1.7(590)]85/100 = 1,138 \text{ กก./ม.}$$

2. คำนวณหาแรงเฉือนที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว

ที่ระยะ  $d$  จากจุดรองรับ :

$$V_u = 1,138(3) - 1,138(0.30) = 3,073 \text{ กก.}$$

3. คำนวณหากำลังรับแรงเฉือนโดยคอนกรีต

$V_c$  ต้องเพิ่มขึ้น 10%

เนื่องจากตัวตงมีการลดขนาดลง จึงใช้  $b_w = 10$  ซม. ซึ่งเป็นขนาดที่เล็กที่สุดที่แสดงไว้ โดยทั่วไปจะใช้ขนาดเฉลี่ยเป็นขนาดของตัวตงที่มีลักษณะเรียวยาว

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 1.1 \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \\ &= 1.1(0.85)0.53 \sqrt{250}(10)30 = 2,351 \text{ กก.} < 3,073 \text{ กก.} \end{aligned}$$

หาค่า  $V_c$  โดยใช้สมการ

หาค่า  $\rho_w$  และ  $V_u d / M_u$  ที่ระยะ  $d$  จากจุดรองรับ :

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{(2 \times 2.01)}{10(30)} = 0.0134$$

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{-w_u l_n^2}{11} + \frac{w_u l_n d}{2} - \frac{w_u d^2}{2} = \frac{1,138(6)^2}{11} + \frac{1,138(6)(0.30)}{2} - \frac{1,138(0.30)^2}{2} \\ &= -3,724.40 + 1,024.20 - 51.20 = -2,751.40 \text{ กก.-ม.} \end{aligned}$$

$$\frac{V_u d}{M_u} = \frac{3,073(0.30)}{2,751.4} = 0.335 < 1$$

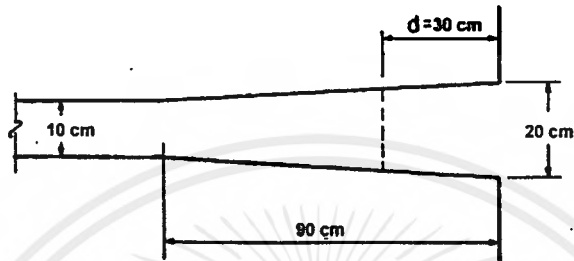
ใช้ได้

$$\phi V_c = 1.1(0.85) \left[ 0.5 \sqrt{250} + 176(0.0134)(0.335) \right] \times [10(30)]$$

$$= 2,439 \text{ กก.} < 3,073 \text{ กก.}$$

ใช้ไม่ได้

มาตรฐานการออกแบบระบุว่า ในระบบโครงสร้างแบบตง เราสามารถจะเพิ่มความสามารถในการรับแรงเฉือนด้วยการเสริมเหล็กกับแรงเฉือนหรือด้วยการเพิ่มความกว้างของตงที่บริเวณใกล้ฐานรองรับ ดังนั้นเราจะลองเพิ่มความกว้างของตงจาก 10 ซม. เป็น 20 ซม. โดยค่อย ๆ เพิ่มจากระยะ 90 ซม. จากฐานรองรับดังรูปข้างล่าง



Plan View of End of Joist

หาความกว้าง  $b_w$  ที่ระยะ  $d$  จากฐานรองรับ

$$b_w = 10 + 10[(90 - 30)/90] = 16.67 \text{ ซม.}$$

กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตที่ระยะ  $d$  จากฐานรองรับ

$$\phi V_c = 1.1 \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$= 1.1(0.85)0.53\sqrt{250}(16.67)30 = 3,919 \text{ กก.} > 3,073 \text{ กก.} \quad \text{ใช้ได้}$$



ตัวอย่างที่ 6.5 - การออกแบบเพื่อต้านทานแรงเฉือน - กำลังต้านทานแรงเฉือนที่ช่องเปิดในตัวคาน

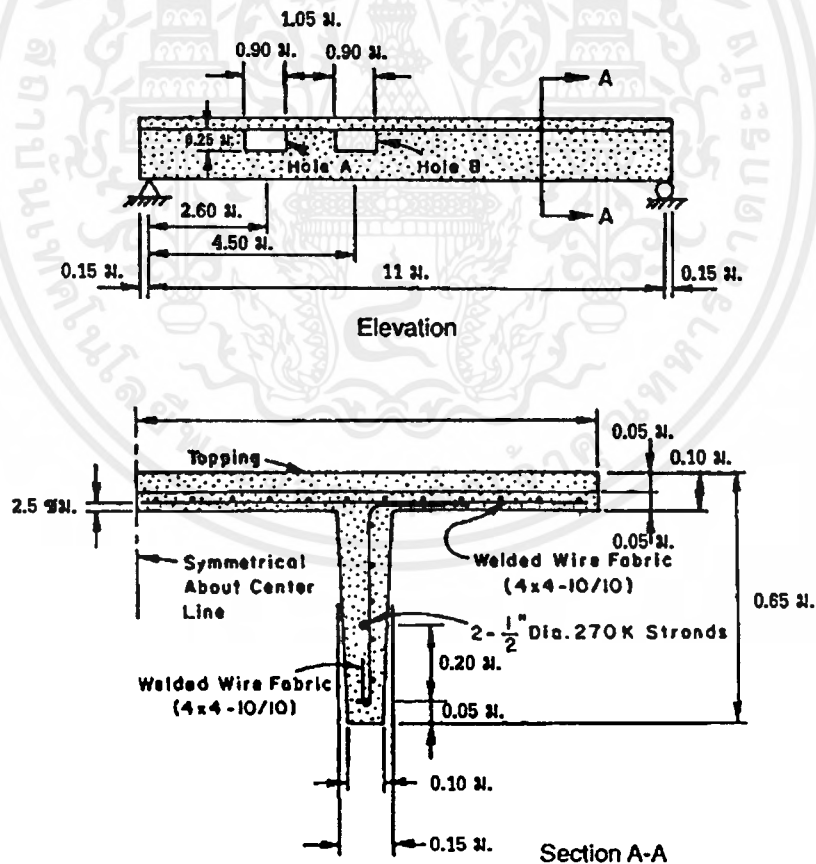
คานคอนกรีตอัดแรงช่วงเดี่ยวยูรูปที่คู่ (Double Tee) ดังรูป ได้ถูกออกแบบเพื่อรับน้ำหนักบรรทุกจร  $250 \text{ กก./ม.}^2$  แต่จำเป็นต้องเจาะช่องในตัวคานขนาด ลึก 25 ซม. ยาว 90 ซม. จำนวน 2 ช่อง เพื่อใช้วางอุปกรณ์ระบบทางเครื่องกลและไฟฟ้า จงหากำลังต้านทานแรงเฉือนของคานที่ตำแหน่งช่องเปิด A

$$\text{ส่วนคาน } f'_c = 420 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\text{ส่วนผิวบน } f'_c = 210 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$f_{pm} = 19,000 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$f_y = 4,000 \text{ กก./ซม.}^2$$



ตัวอย่างนี้แสดงเฉพาะการคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนสำหรับช่องเปิดในตัวคานเท่านั้น แต่การพิจารณาการรับกำลังอื่นๆ ก็ยังจำเป็นที่จะต้องคิดด้วยเช่นกัน ตัวอย่างเช่น การคิดเพื่อหลีกเลี่ยงการลื่นไถลของลวดอัดแรง , การคำนึงถึงว่าช่องเปิดต้องวางอยู่ภายนอกช่วงที่มีการพัฒนากำลังของลวดอัดแรง และ กำลังของคานที่ต้านทานแรงดัด และ น้ำหนักบรรทุกทุกตามแกนต้องมีการตรวจสอบด้วย

1. หาโมเมนต์ที่คานด้วยตัวคานแล้ว และ แรงเฉือนที่ศูนย์กลางของช่องเปิด A

เนื่องจาก ทีคู ( Double Tee) เป็นรูปร่างที่สมมาตรรอบศูนย์กลาง จึงพิจารณาครึ่งหนึ่งของหน้าตัดได้

$$\text{ความกว้างเฉลี่ยส่วนรับแรงดัด} = (10 + 15) / 2 = 12.50 \text{ ซม.}$$

$$\text{พื้นที่หน้าตัดคานทั้งหมด} = (0.10 \times 1.20) + (0.55 \times 0.125) = 0.19 \text{ ม.}^2$$

$$\text{น้ำหนักคานต่อเมตร} = 0.19 \times 2,400 = 456 \text{ กก./ม.}$$

$$w_u = (1.4 \times 456) + (1.7 \times 250 \times 1.20) = 1,148.5 \approx 1,150 \text{ กก./ม. ต่อ 1 ขา}$$

$$M_u = (1,150 \times (11/2) \times 2.6) - (1,150 \times 2.6^2 / 2)$$

$$= 16,445 - 3,887 = 12,558 \text{ กก.-ม.}$$

$$V_u = (1,150 \times 11/2) - (1,150 \times 2.6)$$

$$= 6,325 - 2,990 = 3,335 \text{ กก.}$$

2. หาเหล็กเสริมต้านทานแรงเฉือนที่ต้องการที่ติดกับช่องเปิด

เหล็กดัดตั้งแนวตั้งจะต้องมีไว้ติดกับทั้งสองข้างของช่องเปิด

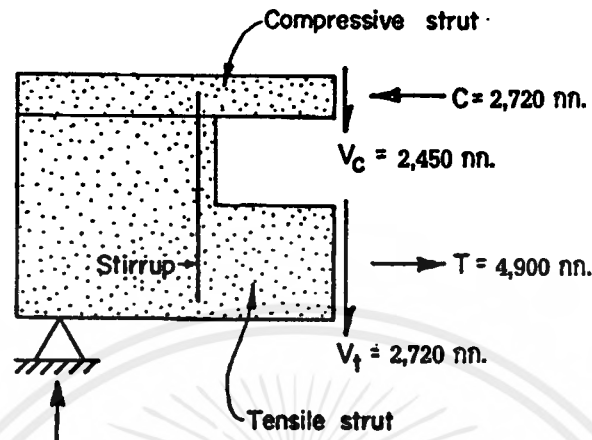
เหล็กดัดตั้งควรจะมีไว้เป็นส่วนอย่างเหมาะสมเพื่อจะต้านทานแรงเฉือนทั้งหมดที่เกิดขึ้นที่ช่องเปิดได้

$$A_v = \frac{V_u}{\phi f_y} = \frac{3,335}{0.85 \times 4,000} = 0.98 \text{ ซม.}^2$$

เลือกใช้เหล็กดัดตั้งรูปตัวยู DB10 ใส่ไว้ติดกับด้านข้างของช่องเปิดทั้งสองข้าง ข้างละ 1 ตัว

$$(A_v = 0.79 \times 2 = 1.58 \text{ ซม.})$$

แรงตามแนวแกน และ แรงเฉือนที่กระทำบนคาน เหนือและใต้ช่องเปิด A ได้ถูกคำนวณไว้แล้ว ผลลัพธ์แสดงดังรูป



3. ทาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนสำหรับส่วนที่รับแรงดึง

$$V_u = 2,720 \text{ กก.}$$

$$N_u = -4,900 \text{ กก.}$$

$$d = 0.8h = 0.8(30) = 24 \text{ ซม.}$$

$$b_w = \text{ความกว้างเฉลี่ยส่วนรับแรงดึง} = (10 + 15)/2 = 12.50 \text{ ซม.}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0.53 \left[ 1 - \frac{0.029 N_u}{A_g} \right] \sqrt{f'_c} b_w d \\ &= 0.53 \left[ 1 - \frac{0.029 \times 4,900}{12.5 \times 30} \right] \sqrt{420} \times 12.5 \times 24 \\ &= 2,024 \text{ กก.} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 2,024 = 1,720 \text{ กก.}$$

$$V_u = 2,720 \text{ กก.} > \phi V_c = 1,720 \text{ กก.} \text{ (ดังนั้น ต้องมีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในส่วนที่รับแรงดึง)}$$

$$\begin{aligned} A_v &= \frac{(V_u - \phi V_c)s}{\phi f_y d} \\ &= \frac{(2,720 - 1,720)22.50}{0.85 \times 4,000 \times 24} = 0.276 \text{ ซม.}^2 \end{aligned}$$

$$\text{ซึ่ง } s = 0.75h = 0.75(30) = 22.50 \text{ ซม.}$$

เลือกใช้เหล็กดัดขนาด DB10 @ 22.5 ซม. ในส่วนที่รับแรงดึง ( $A_v = 0.79 \text{ ซม.}^2$ )

และต้องยึดเหล็กดัดที่รอบลวดอัดแรงด้วยมุม 180 องศา ที่แต่ละปลาย

## 4. ทาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนสำหรับส่วนที่รับแรงอัด

$$V_u = 2,450 \text{ กก.}$$

$$N_u = 27,200 \text{ กก.}$$

$$d = 0.8h = 0.8(10) = 8 \text{ ซม.}$$

$$b_w = 120 \text{ ซม.}$$

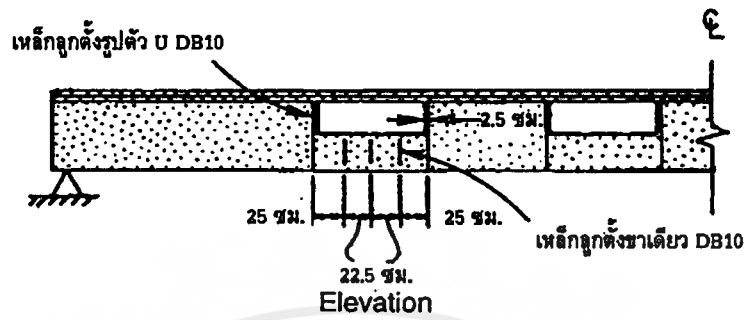
$$\begin{aligned} V_c &= 0.53 \left[ 1 + \frac{0.0071 N_u}{A_g} \right] \sqrt{f_c'} b_w d \\ &= 0.53 \left[ 1 + \frac{0.0071 \times 27,200}{120 \times 10} \right] \sqrt{210} \times 120 \times 8 \\ &= 8,560 \text{ กก.} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 8,560 = 7,276 \text{ กก.}$$

$$V_u = 2,450 \text{ กก.} < \phi V_c = 7,276 \text{ กก.} \text{ (ดังนั้น ไม่ต้องใส่เหล็กเสริมรับแรงเฉือนในส่วนที่รับแรงอัด)}$$

## 5. สรุปการออกแบบ

1. ใช้เหล็กดัดรูปตัวยู ขนาด DB10 ใส่ไว้ติดกับขอบด้านข้างของช่องเปิดทั้งสองข้าง เพื่อที่จะบดบังกันรอยแยกในคาน
2. ใช้เหล็กดัดตั้งขาเดียว ขนาด DB10 วางห่างกัน 22.5 ซม. ในช่วงที่รับแรงดึง



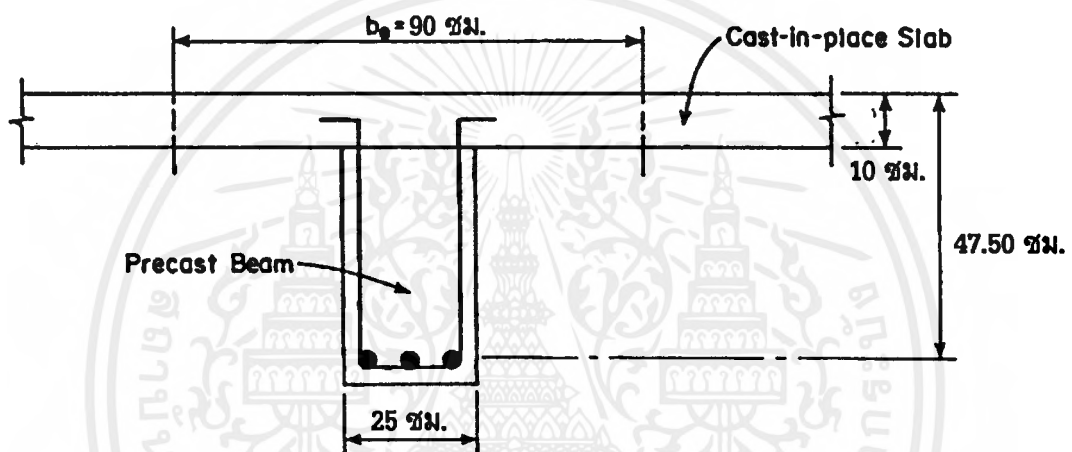
Details of Additional Reinforcement

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### ตัวอย่างที่ 6.6 - การออกแบบเพื่อต้านทานแรงเฉือนตามแนวนอน

สำหรับพื้นเชิงประกอบ และ คานสำเร็จรูป ดังรูป การออกแบบเพื่อส่งแรงเฉือนในแนวนอนที่ผิวสัมผัสของคานและพื้น สมมติเป็นคานช่วงเดี่ยว มีช่วงยาว 9.00 ม.

ใช้  $f'_c = 210$  กก./ชม.<sup>2</sup>     $f_y = 4,000$  กก./ชม.<sup>2</sup>



กรณีที่ 1 : น้ำหนักบรรทุกใช้งานคงที่ = 470 กก./ม.

น้ำหนักบรรทุกใช้งานจร = 350 กก./ม.

1. ทาค่าแรงเฉือนที่จุดด้วยตัวคูดมแล้ว ( $V_u$ ) ที่ปลายช่วงคาน

$$V_u = 1.4D + 1.7L$$

$$= 1.4(470)\left(\frac{9}{2}\right) + 1.7(350)\left(\frac{9}{2}\right)$$

$$= 2,961 + 2,677.50 = 5638.50 \text{ กก.}$$

ที่ระยะ  $d$  จากผิวของที่รองรับ

$$\begin{aligned} V_u &= 5,638.50 - 0.475[1.4(470) + 1.7(350)] \\ &= 5,638.50 - 595.18 = 5,043.32 \text{ กก.} \end{aligned}$$

2. ทาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนแนวอน

$$V_u \leq \phi V_{nh}$$

$$\begin{aligned} \phi V_{nh} &= \phi(5.6b_v d) \\ &= 0.85(5.6 \times 25 \times 47.50) \\ &= 5,652.50 \text{ กก.} \end{aligned}$$

$$V_u = 5,043.32 \text{ กก.} \leq \phi V_{nh} = 5,652.50 \text{ กก.}$$

ถ้าผิวบนของคานสำเร็จรูป ได้มีการทำให้ผิวหยาบไว้แล้ว ไม่จำเป็นต้องใส่เหล็กปลอก

ถ้าผิวบนของคานสำเร็จรูป ไม่ได้มีการทำให้ผิวหยาบไว้ จะต้องใส่เหล็กปลอกด้วย

3. หาพื้นที่หน้าตัดเหล็กปลอกที่ต้องการน้อยที่สุด

$$A_v = \frac{3.5b_w s}{f_y}$$

ซึ่ง  $s(\max) = 4(10) = 40$  ซม. < 60 ซม.

$$A_v = \frac{3.5 \times 25 \times 40}{4,000} = 0.875 \text{ ซม.}^2 \text{ ที่ระยะห่าง } 40 \text{ ซม. หรือ } 2.19 \text{ ซม.}^2/\text{ม.}$$

กรณีที่ 2 : น้ำหนักบรรทุกใช้งานคงที่ = 470 กก./ม.

น้ำหนักบรรทุกใช้งานจร = 1,500 กก./ม.

1. ทาค่าแรงเฉือนที่จุดด้วยตัวคูณแล้ว ( $V_u$ ) ที่ปลายช่วงคาน

$$\begin{aligned} V_u &= 1.4D + 1.7L \\ &= 1.4(470) \left(\frac{9}{2}\right) + 1.7(1,500) \left(\frac{9}{2}\right) \\ &= 2,961 + 11,475 = 14,436 \text{ กก.} \end{aligned}$$

ที่ระยะ  $d$  จากผิวของที่รองรับ

$$V_u = 11,436 - 0.475[1.4(470) + 1.7(1,500)] \\ = 11,436 - 1,523.80 = 12,959.80 \text{ กก.}$$

2. ทาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนแนวนอน

$$V_u = 12,959.80 \text{ กก.} > \phi V_{nh} = 5,652.50 \text{ กก.}$$

ดังนั้น จะต้องใส่เหล็กปลอกด้วยดังที่คำนวณข้างต้น ( $A_v = 2.19 \text{ ซม.}^2/\text{ม.}$ )

$$\phi V_{nh} = \phi(18.2 + 0.6\rho_v f_y) \lambda b_v d$$

$$\text{ซึ่ง } \rho_v = \frac{A_v}{b_v s} = \frac{2.19}{25(30)} = 0.00292$$

$\lambda = 1.0$  สำหรับ คอนกรีตน้ำหนักปกติ

$$\phi V_{nh} = 0.85(18.2 + 0.6(0.00292)4,000)1.0 \times 25 \times 47.50 = 0.85(25.308)1,187.50 \\ = 25,444.33 \text{ กก.}$$

$$\phi V_{nh} = 25,444.33 \text{ กก.} < \phi(35b_v d) = 35,328 \text{ กก.} \quad \text{ใช้ได้}$$

$$V_u = 12,959.80 \text{ กก.} < \phi V_{nh} = 25,444.33 \text{ กก.}$$

ผิวสัมผัสจะต้องมีความหยาบ โดย ความกว้างเต็มที่ของความหยาบมีค่าประมาณ 0.60 ซม.

4. เปรียบเทียบ ข้อกำหนดเกี่ยวกับเหล็กปลอก กับเหล็กเสริมต้านทานแรงเฉือนในแนวตั้งที่ต้องการที่ปลายช่วง

$$V_u = 12,959.80 \text{ กก.}$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_w d = 0.53\sqrt{210} \times 25 \times 47.50 = 9,120.51 \text{ กก.}$$

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s) = \phi V_c + \phi A_v f_y \frac{d}{s}$$

หาค่า  $A_v / s$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_y d} = \frac{(12,959.80 - 0.85 \times 9,120.51)}{0.85 \times 4,000 \times 47.50} \\ = 0.0322 \text{ ซม.}^2/\text{ซม.}$$

$$s_{\max} = \frac{47.50}{2} = 23.75 \text{ ซม.} < 60 \text{ ซม.} \quad \text{ใช้ } 20 \text{ ซม.}$$



$$A_v = 0.0322 \times 20 = 0.644 \text{ ซม.}^2$$

เลือกใช้เหล็กดัดรูปตัวยู DB12 @ 20 ซม. ( $A_v = 5.65 \text{ ซม.}^2/\text{ม.}$ ) ซึ่งมีค่าเกินพื้นที่หน้าตัดเหล็กปลอกที่ต้องการต่ำสุดสำหรับต้านทานแรงเฉือนในแนวนอน ( $A_v = 2.19 \text{ ซม.}^2/\text{ม.}$ ) ดังนั้นเหล็กดัดรูปตัวยู DB12 @ 20 ซม. จึงเพียงพอที่เป็นไปตามข้อกำหนดของเหล็กเสริมต้านทานแรงเฉือน ทั้งแนวตั้งและแนวนอน เหล็กปลอกจะต้องมีการยึดกับพื้นอย่างเพียงพอ โดยการฝัง หรือ การยึด

กรณีที่ 3 : น้ำหนักบรรทุกใช้งานคงที่ = 470 กก./ม.

$$\text{น้ำหนักบรรทุกใช้งานจร} = 5,000 \text{ กก./ม.}$$

1. ทหาค่าแรงเฉือนที่คูดด้วยตัวคูดแล้ว ( $V_u$ ) ที่ปลายช่วงคาน

$$\begin{aligned} V_u &= 1.4D + 1.7L \\ &= 1.4(470) \left(\frac{9}{2}\right) + 1.7(5,000) \left(\frac{9}{2}\right) \\ &= 2,961 + 38,250 = 41,211 \text{ กก.} \end{aligned}$$

ที่ระยะ  $d$  จากผิวของที่รองรับ

$$\begin{aligned} V_u &= 41,211 - 0.475[1.4(470) + 1.7(5,000)] \\ &= 41,211 - 4,350 = 36,861 \text{ กก.} \end{aligned}$$

$$V_u = 36,861 \text{ กก.} > \phi(35b_v d) = 0.85(35 \times 25 \times 47.50) = 35,328 \text{ กก.}$$

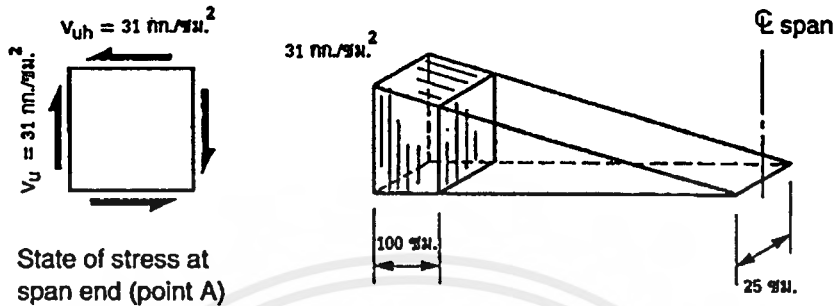
เนื่องจาก  $V_u$  มีค่าเกิน  $\phi(35b_v d)$  แรงเฉือนที่ผิวสัมผัสระหว่าง คานและพื้นถูกต้านทานโดย เหล็กเสริมต้านทานแรงเฉือน และแรงเสียดทานในทางขวาง และทางตั้งจากกับผิวสัมผัส

ระยะห่างของเหล็กปลอกจะต้องมีหลายๆ ค่า ขึ้นอยู่กับรูปร่างที่แท้จริงของการกระจายแรงเฉือนในแนวนอน ดังวิธีต่อไปนี้

เปลี่ยนแรงเฉือนที่คูดด้วยตัวคูดแล้ว เป็นหน่วยแรงเฉือนในแนวนอนที่คูดด้วยตัวคูดแล้วที่ระยะ  $d$  จากปลายช่วง คือ

$$v_{vh} = \frac{V_u}{b_v d} = \frac{36,861}{25 \times 47.50} = 31 \text{ กก./ซม.}^2$$

รูป Stress block ของแรงเฉือน แสดงดังรูป



สมมติว่า แรงเฉือนในแนวอนเป็นค่าคงที่ ต่อ ความยาว แล้ว แรงเฉือนที่ส่งผ่านสำหรับ 1 เมตรแรก คือ

$$V_{uh} = 31 \times 25 \times 100 = 77,500 \text{ กก.}$$

พื้นที่ที่ต้องการของ เหล็กเสริมต้านทานแรงเฉือนและแรงเสียดทาน จำนวนโดย

$$V_{uh} \leq \phi V_n = \phi A_{vf} f_y \mu$$

$$A_{vf} = \frac{V_{uh}}{\phi f_y \mu}$$

ถ้า ผิวบนของคานสำเร็จรูป มีผิวหยาบประมาณ 0.60 ซม. ,  $\mu = 1.0$

$$A_{vf} = \frac{77,500}{0.85 \times 4,000 \times 1} = 22.80 \text{ ซม.}^2/\text{ม.}$$

เลือกใช้เหล็กดัดขนาด DB16 ( $A_{vf} = 4.02 \text{ ซม.}^2$ )

$$s = \frac{4.02}{22.80} = 0.176 \text{ ม.}$$

เลือกใช้เหล็กดัดรูปตัวยู DB16 @ 15 ซม. สำหรับ ระยะต่ำสุดของ  $d+1$  ม. จากปลายช่วง

ถ้า ผิวบนของคานสำเร็จรูป ผิวไม่หยาบ ,  $\mu = 0.6$

$$A_{vf} = \frac{77,500}{0.85 \times 4,000 \times 0.6} = 38 \text{ ซม.}^2/\text{ม.}$$

เลือกใช้เหล็กดัดขนาด DB16 ( $A_{vf} = 4.02 \text{ ซม.}^2$ )

$$s = \frac{4.02}{38} = 0.106 \text{ ม.}$$

เลือกใช้เหล็กกล้าดัดรูปตัวยู DB16 @ 10 ซม. สำหรับ ระยะต่ำสุดของ  $d+1$  ม. จากปลายช่วง

วิธีนี้สามารถใช้หาค่าระยะห่างเหล็กปลอก สำหรับความยาวที่ละ 1 ม. ต่อๆไปได้ แรงเฉือนจะเปลี่ยนไปตาม การเพิ่มขึ้นทีละ 1 ม. และระยะห่างเหล็กปลอกสามารถเปลี่ยนไปได้มากที่สุด 35 ซม. บริเวณช่วงกลางช่วง  
หมายเหตุ : หน้าตัดสุดท้ายของเหล็กปลอกจะขึ้นกับข้อกำหนดเกี่ยวกับแรงเฉือนในแนวตั้งของคาน



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## บทที่ 7

## ระบบพื้น 2 ทาง

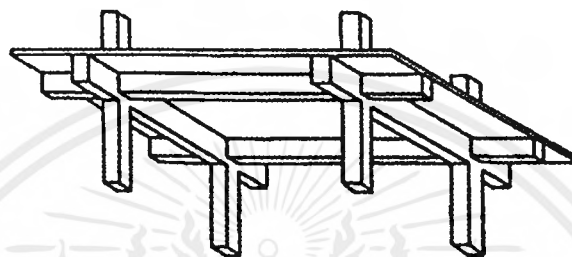
## 7.1 ขอบเขต

ชนิดต่าง ๆ ของระบบแผ่นพื้นคอนกรีตสองทางที่ใช้ในปัจจุบันแสดงอยู่ในรูปที่ 7-1

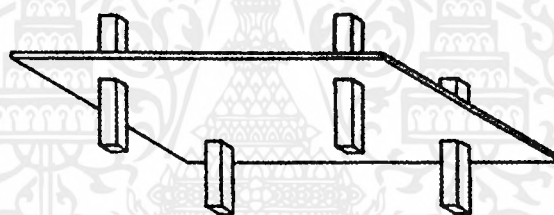
แผ่นพื้นตันที่รองรับโดยคานที่ขบทั้งสองด้าน (รูปที่ 7-1(a)) เป็นระบบพื้นแบบเริ่มแรกในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ในระบบนี้ ถ้าอัตราส่วนของด้านยาวต่อด้านสั้นของแผ่นพื้น เท่ากับสองหรือมากกว่า การถ่ายน้ำหนักบรรทุกจะเป็นในรูปของแรงดัดในด้านสั้น และแผ่นพื้นจะมีพฤติกรรมเป็นพื้นทางเดียว เมื่ออัตราส่วนของด้านของแผ่นพื้นเข้าใกล้หนึ่ง (มีลักษณะเข้าใกล้รูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส) การถ่ายน้ำหนักจะอยู่ในรูปของแรงดัดในทิศทางตั้งฉากทั้งสองด้าน และแผ่นพื้นจะมีพฤติกรรมเป็นพื้นสองทาง

เมื่อเวลาผ่านไปและเทคโนโลยีได้ก้าวหน้าขึ้น ตามตามแนวเสาก็ค่อย ๆ ถูกยกเลิกไป กลายเป็นระบบแผ่นพื้นที่ประกอบด้วยพื้นตันที่รองรับโดยตรงด้วยเสา เรียกว่า แผ่นพื้นไร้คานห้องเรียบ (Flat plate) ดังรูป 7-1(b) แผ่นเรียบสองทาง เป็นระบบพื้นที่มีประสิทธิภาพ ประหยัด และ ใช้กันอย่างแพร่หลายมากที่สุด ในโครงสร้างอาคารหลายชั้น เช่น โรงแรม หอพัก และโรงพยาบาล เมื่อเปรียบเทียบกับระบบพื้นและหลังคาคอนกรีตอื่น ๆ แผ่นเรียบจะใช้เวลาการก่อสร้างสั้นกว่าและเสียค่าแรงงานต่ำสุด เนื่องจากใช้แบบหล่อและการวางเหล็กเสริมที่ง่ายที่สุด นอกจากนี้ระบบแผ่นเรียบยังมีผลต่อการประหยัดในอีกหลายด้าน เนื่องจากเป็นระบบพื้นที่มีความหนาไม่มาก ความสูงของชั้นก็จะลดลงได้ ทำให้ความสูงโดยรวมของผนังภายนอกลดลง ผนังกันห้องพื้นถึงเพดานสั้นลง ปริมาณของท่อในนาระบบต่าง ๆ ลดลง ในท้องถิ่นที่มีการจำกัดความสูงของอาคาร การใช้ระบบพื้นแบบแผ่นเรียบบาง จะให้จำนวนชั้นมากที่สุดในความสูงที่ยอมให้ ระบบพื้นแผ่นเรียบยังเปิดโอกาสให้ผู้ออกแบบเลือกรูปแบบการวางผังเสา ตำแหน่งผนังและช่องเปิดขนาดเล็ก ประโยชน์ของระบบพื้นแผ่นเรียบที่ไม่ควรมองข้ามคือความสามารถในการต้านทานอัคคีภัย ในกรณีทั่ว ๆ ไป ความหนาของพื้นที่จำเป็นสำหรับการรับน้ำหนักจะสามารถต้านทานอัคคีภัยได้ตามมาตรฐานสำหรับอาคารทั่วไป โดยไม่ต้องมีการพ่นวัสดุกันไฟหรือติดตั้งฝ้าเพดานกันไฟ สิ่งสำคัญอีกอย่างก็คือการที่สามารถจะตกแต่งโดยตรงกับผิวล่างของพื้นแบบแผ่นเรียบ แทนการติดตั้งฝ้าเพดาน การประหยัดเวลาและราคาต่ำก่อสร้างทำให้ระบบพื้นเรียบเหนือกว่าระบบโครงสร้างแบบอื่น

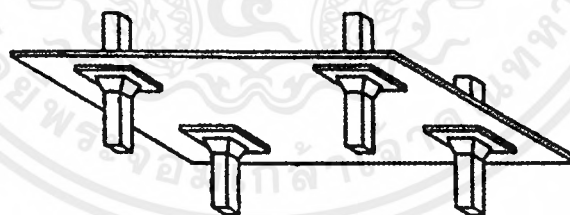
ข้อจำกัดหลักในการเลือกใช้ระบบพื้นแผ่นเรียบ คือแรงเฉือนรอบเสา เมื่อมีน้ำหนักบรรทุกมากหรือเมื่อมีระยะของช่วงยาวมาก ความหนาของระบบพื้นแผ่นเรียบบริเวณรอบเสาสจะถูกทำให้หนาขึ้น ซึ่งจะเรียกว่า เป็นหัวเสา (Drop Panel) ระบบพื้นแผ่นเรียบที่มีเป็นหัวเสา จะเรียกว่า แผ่นพื้นไร้คานแบบมีเป็นหัวเสา (Flat slab) ดังรูป 7-1(c) เพื่อรับแรงเฉือนรอบเสา ในระบบนี้บางครั้งปลายเสาสอบนออก เรียกว่าหมวกหัวเสา (Column Capital) เพื่อช่วยรับแรงเฉือนรอบเสา ในการออกแบบ หมวกหัวเสาคือว่าเป็นส่วนหนึ่งของเสา และเป็นหัวเสาเป็นส่วนหนึ่งของแผ่นพื้น



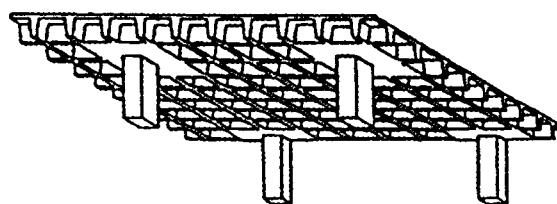
(a) Two-Way Beam-Supported Slab



(b) Flat Plate



(c) Flat Slab



(d) Waffle Slab (Two-Way Joist Slab)

รูปที่ 7-1 ชนิดของระบบพื้น 2 ทาง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ระบบแผ่นพื้นแบบกระทง (Waffle Slab) ดังรูป 7-1(d) ประกอบด้วยแนวของดงคอนกรีตที่ทำมุมฉากซึ่งกันและกัน และมีหัวเสาต้นเพื่อใช้ต้านทานแรงเฉือน ดงโดยปกติจะหล่อโดยใช้แบบหล่อรูปกระทงมาตรฐาน แต่จะเว้นบริเวณรอบ ๆ เสาไว้เพื่อที่จะหล่อหัวเสาต้น ในการออกแบบระบบพื้นแบบกระทง จะถือว่าเป็นระบบแผ่นพื้นไร้คาน ที่มีหัวเสาต้นที่ทำหน้าที่เป็นแป้นหัวเสา ระบบแผ่นพื้นแบบกระทงจะลดน้ำหนักของตัวมันเองลงได้มาก เมื่อเปรียบเทียบกับระบบแผ่นพื้นไร้คานอื่น ๆ เพราะความหนาของพื้นจะลดลงเนื่องจากช่วงระหว่างดงที่สั้น ดังนั้นในกรณีของช่วงยาวและน้ำหนักบรรทุกมาก การเลือกใช้พื้นระบบนี้จะได้ผลมากกว่าการที่จะใช้ระบบแผ่นพื้นท้องเรียบร่วมกับการใช้แป้นหัวเสาลึก ๆ หรือเพิ่มคานเสริม และระบบแผ่นพื้นแบบกระทงนี้ก็มีความสวยงามในด้านของสถาปัตยกรรมด้วย

## 7.2 การควบคุมการโก่งตัว - ความหนาต่ำสุดของพื้น

การเลือกอัตราส่วนของความหนาต่อความยาวช่วงต่ำสุดตามที่ยอมให้ในมาตรฐานการออกแบบ ทำให้ผู้ออกแบบสามารถหลีกเลี่ยงการคำนวณการโก่งตัวที่ซับซ้อนมาก ๆ ได้ ความหนาต่ำสุดสำหรับแผ่นพื้นไร้คานแบบไม่มีหรือมีแป้นหัวเสา แผ่นพื้นแบบกระทง ตามตารางที่ 4-6 และความหนาต่ำสุดสำหรับแผ่นพื้นที่รองรับด้วยคานรอบ ตาม ACI 318-95 Eq. (9-11) และ (9-12) ได้สรุปรวมไว้ในตารางที่ 7-1 โดยที่  $\ell_n$  คือ ความยาวช่วงว่างที่วัดจากขอบถึงขอบของที่รองรับตามด้านยาวของแผ่นพื้นสองทาง

ตารางที่ 7-1 ความหนาต่ำสุดของ ระบบพื้นสองทาง

ระบบพื้น 2 ทาง	$\alpha_m$	$\beta$	$h$ ต่ำสุด
แผ่นพื้นไร้คาน	-	$\leq 2$	$\ell_n/30$
แผ่นพื้นไร้คานแบบมีคานขอบ <sup>1</sup> ( $h$ ต่ำสุด = 12.5 ซม.)	-	$\leq 2$	$\ell_n/33$
แผ่นพื้นไร้คานแบบมีแป้นหัวเสา <sup>2</sup>	-	$\leq 2$	$\ell_n/33$
แผ่นพื้นไร้คานแบบมีแป้นหัวเสา <sup>2</sup> และมีคานขอบ <sup>1</sup> ( $h$ ต่ำสุด = 10 ซม.)	-	$\leq 2$	$\ell_n/36$
แผ่นพื้นที่รองรับด้วยคาน <sup>3</sup>	$\leq 0.2$	$\leq 2$	$\ell_n/30$
	1.0	1	$\ell_n/33$
	$\geq 2.0$	1	$\ell_n/37$
		2	$\ell_n/44$
แผ่นพื้นที่รองรับด้วยคาน <sup>1,3</sup>	$\leq 0.2$	$\leq 2$	$\ell_n/33$
	1.0	1	$\ell_n/36$
	$\geq 2.0$	1	$\ell_n/41$
		2	$\ell_n/49$

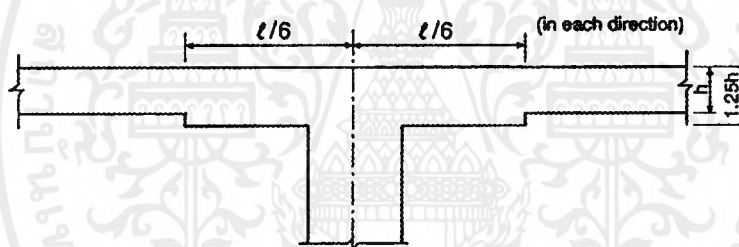
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

<sup>1</sup>อัตราส่วนสตีเฟนเสถียรภาพ  $\alpha \geq 0.8$

<sup>2</sup>ความยาวเป็นหัวเสา  $\geq \ell/3$ , ความลึก  $\geq 1.25h$

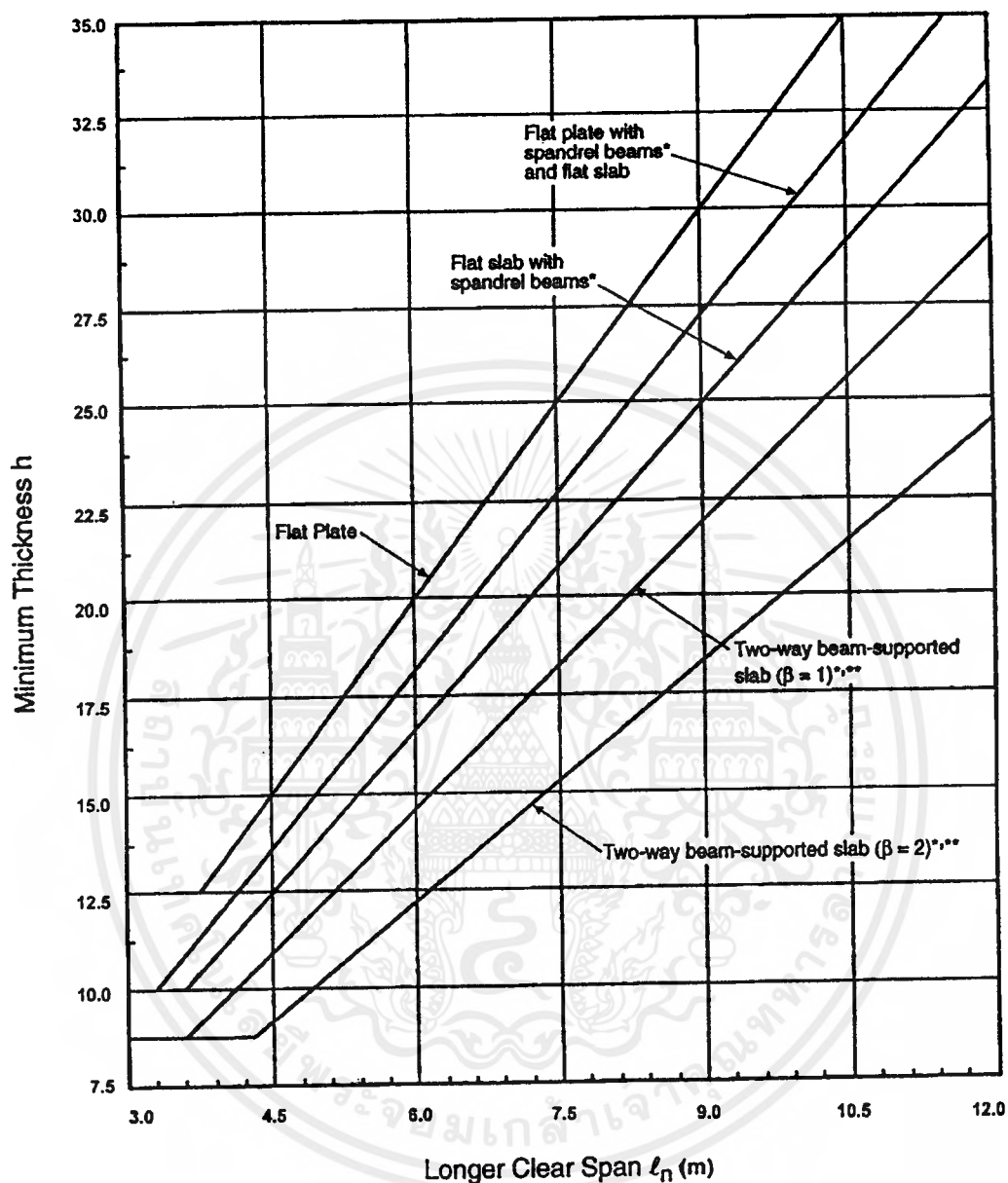
<sup>3</sup>  $h$  ต่ำสุด = 12.5 ซม. สำหรับ  $\alpha_m \leq 2.0$ ,  $h$  ต่ำสุด = 8.75 ซม. สำหรับ  $\alpha_m > 2.0$

ค่าในตารางเป็นความหนาต่ำสุดที่ครอบคลุม แผ่นพื้นด้านใน ด้านข้าง หรือที่มุม โดยสมมติว่าแผ่นพื้นทั้งหมดที่รวมกันเป็นระบบพื้นมีความหนาเท่ากัน ขนาดของคานขอบที่เหมาะสมจะให้ค่าสตีเฟนเสถียรภาพของคานต่อพื้น  $\alpha$  สูงกว่าค่าต่ำสุด 0.8 ขนาดมาตรฐานของแป้นหัวเสาซึ่งจะยอมให้ความหนาต่ำสุดของแผ่นพื้นลดลงได้ 10 % แสดงอยู่รูปที่ 7-2 ถ้าต้องการความต้านทานแรงเฉือนมากๆ อาจจะใช้แป้นที่มีขนาดใหญ่และลึก แต่อย่างไรก็ตาม ก็ไม่สามารถจะลดความหนาต่ำสุดของแผ่นพื้นได้ ถ้าไม่มีการคำนวณการโค้งตัว



รูปที่ 7-2 รูปแสดงรายละเอียดของแป้นหัวเสา

เพื่อความสะดวกในการออกแบบ ความหนาต่ำสุดสำหรับแผ่นพื้นทั้งหมดชนิดตามตารางที่ 7-1 ได้แสดงไว้ในรูปที่ 7-3



\*Spandrel beam-to-slab stiffness ratio  $\alpha \geq 0.8$

\*\* $\alpha_m > 2.0$

รูปที่ 7-3 ความหนาต่ำสุดของแผ่นพื้นสองทาง, ซม. (ดูตารางที่ 7-1)

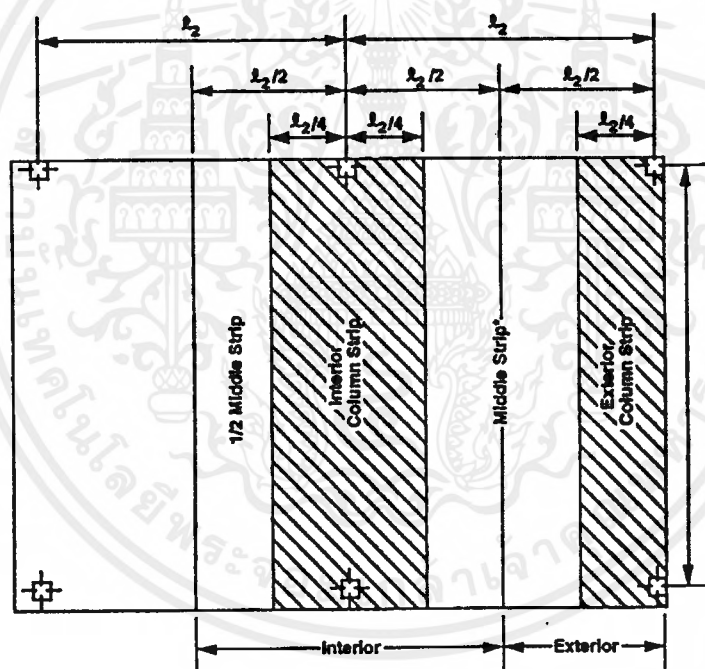
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



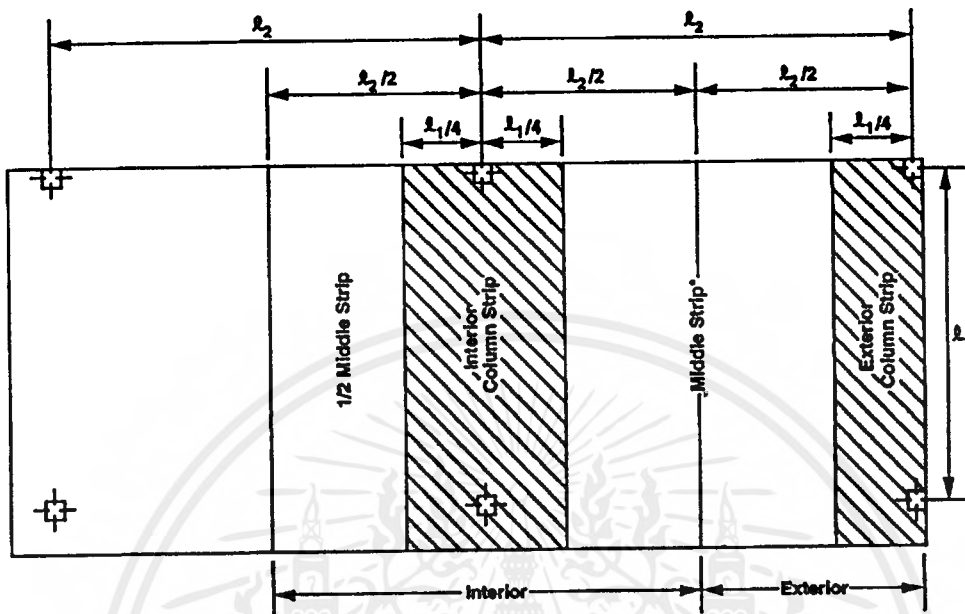
## 7.3 คำจำกัดความ

### 7.3.1 แถบออกแบบ

ในการวิเคราะห์ระบบแผ่นพื้นสองทาง ไม่ว่าจะใช้วิธีคำนวณออกแบบโดยตรง (Direct Design Method) หรือวิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่า (Equivalent Frame Method) ระบบพื้นจะถูกแบ่งเป็นแถบออกแบบที่ประกอบด้วยแถบเสาและครึ่งแถบกลาง ดังแสดงในรูปที่ 7-3 แถบเสามีความกว้างเท่ากับครึ่งหนึ่งของช่วงยาวหรือช่วงขวาง อันได้ก็ตามที่สั้นกว่าแถบกลางจะอยู่ระหว่างแถบ



(a) Column strip for  $l_2 \leq l_1$

(b) Column strip for  $l_2 > l_1$ 

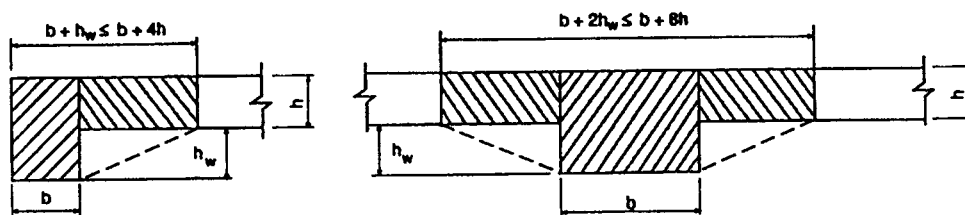
\* When edge of exterior design strip is supported by a wall, the factored moment resisted by this middle strip is defined in 13.6.6.3.

#### รูปที่ 7-4 คำจำกัดความของแถบออกแบบ

เหตุผลที่ใช้ความกว้างของแถบเสาตามด้านที่สั้นกว่าของ  $l_1$  หรือ  $l_2$  ก็เพราะโมเมนต์รวมมักมีค่ามากอยู่ตามแนวเสาเมื่อความยาวช่วงของแถบบอกแบบสั้นกว่าความกว้าง

#### 7.3.2 หน้าตัดคานประสิทธิภาพ

ในระบบพื้นที่มีคานระหว่างห้องรับ คานจะรวมส่วนหนึ่งของพื้นเป็นปีกคาน ดังรูป 7-5 ค่าคงที่ในการออกแบบ และตัวแปรสถิติเหล่านี้ใช้วิธีคำนวณออกแบบโดยตรงและวิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่า ได้มาจากหน้าตัดคานประสิทธิภาพดังรูป

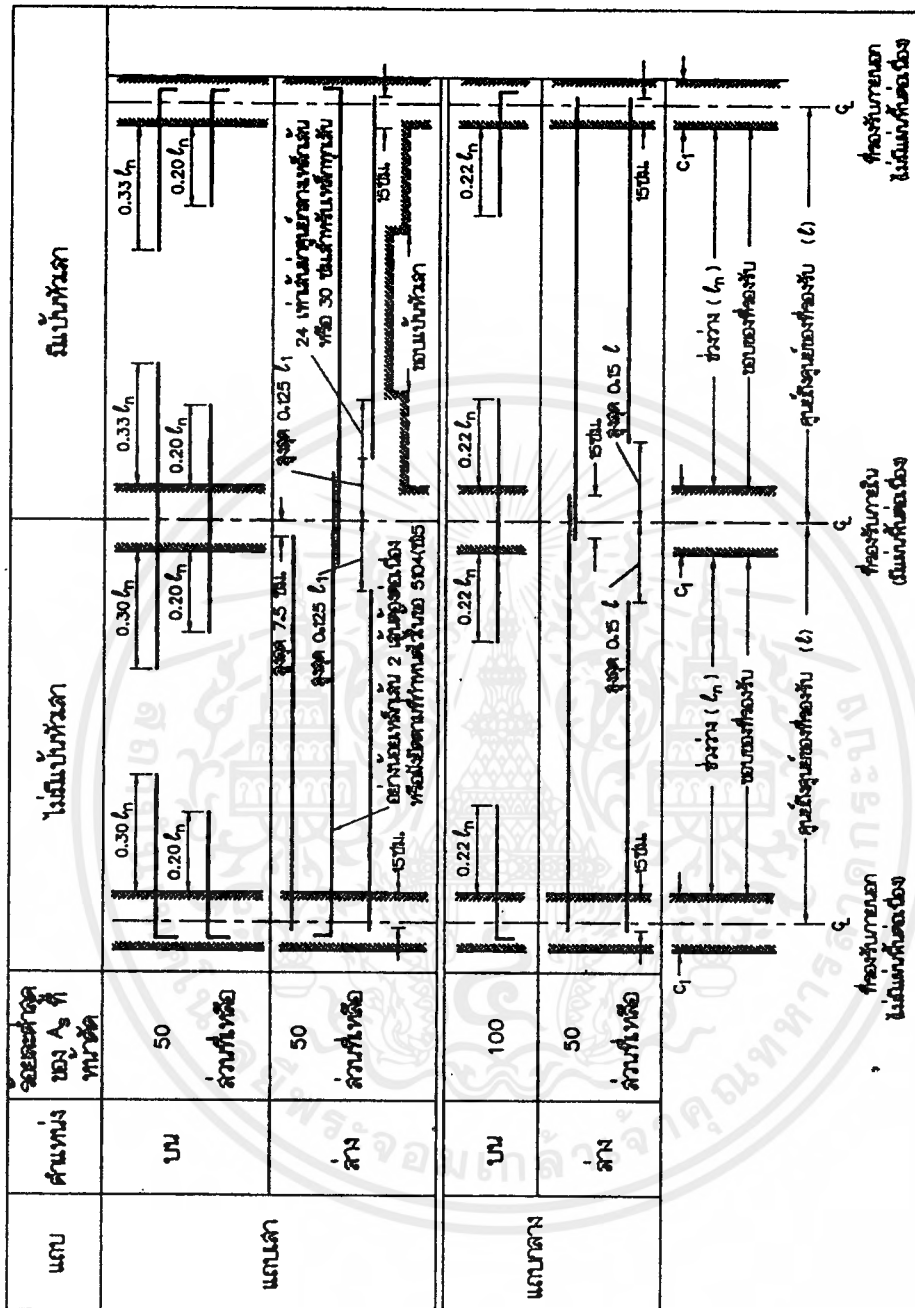


รูปที่ 7-5 หน้าตัดคานประสิทธิผล

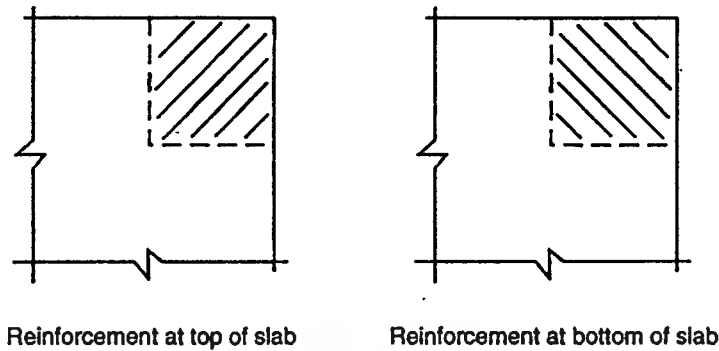
#### 7.4 เหล็กเสริมในแผ่นพื้น

- อัตราส่วนเนื้อที่เหล็กเสริมในแต่ละทิศทางต่อหน้าตัดคอนกรีตทั้งหมดของระบบพื้นสองทาง ต้องไม่น้อยกว่า 0.0018 สำหรับแผ่นพื้นที่ใช้เหล็กข้ออ้อยชั้นคุณภาพ SD40  
0.0020 สำหรับแผ่นพื้นที่ใช้เหล็กข้ออ้อยชั้นคุณภาพ SD30  
0.0025 สำหรับแผ่นพื้นที่ใช้เหล็กเส้นกลมชั้นคุณภาพ SR24
- ระยะห่างเหล็กเสริมมากที่สุด =  $2h$  แต่ไม่มากกว่า 45 ซม.
- ระยะยื่นต่ำสุดของเหล็กเสริมในแผ่นพื้นไร้คาน แสดงอยู่ในรูปที่ 7-5

ที่มุมภายนอกของแผ่นพื้นที่มีคานขอบซึ่งมีค่า  $\alpha$  มากกว่า 1.0 ต้องมีเหล็กเสริมพิเศษทั้งด้านบนและล่าง เหล็กเสริมพิเศษนี้ต้องออกแบบให้รับโมเมนต์ได้เท่ากับโมเมนต์บวกสูงสุดต่อความกว้างหนึ่งหน่วยของแผ่นพื้น และต้องวางตามแนวเส้นทแยงมุมในด้านบนของแผ่นพื้น และในแนวตั้งฉากกับเส้นทแยงมุมในด้านล่างของแผ่นพื้น ตามรูปที่ 7-5 หรืออาจจะวางอีกแบบหนึ่ง โดยวางเป็นสองชั้นขนานกับขอบของพื้นในด้านบน หรือด้านล่างของพื้น เหล็กเสริมเหล่านี้จะต้องยื่นออกอย่างน้อย  $1/5$  ของช่วงที่ยาวกว่าในแต่ละทิศทางจากมุม



รูปที่ 7-6 ระยะยื่นค้ำสำหรับเหล็กเสริมในแผ่นพื้นไร้คาน



รูปที่ 7-7 เหล็กเสริมพิเศษที่มุมของพื้นที่มีคานรองรับ

## 7.5 ขั้นตอนการออกแบบ

### 7.5.1 การวิเคราะห์น้ำหนักบรรทุกอันเนื่องมาจากแรงโน้มถ่วง

สองวิธีที่ใช้ในการวิเคราะห์ระบบแผ่นพื้นสองทางภายใต้แรงโน้มถ่วง ได้แก่ วิธีคำนวณออกแบบโดยตรงที่ง่ายกว่าและวิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่าที่ซับซ้อนกว่า วิธีคำนวณออกแบบโดยตรงเป็นวิธีที่ประมาณค่าโดยใช้ สัมประสิทธิ์โมเมนต์โดยตรง ในระหว่างที่วิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่าจะให้ค่าที่แน่นอนกว่า แต่ถึระบบแผ่นพื้นมีคุณสมบัติตามข้อบังคับของวิธีคำนวณออกแบบโดยตรง วิธีนี้จะให้ค่าโมเมนต์ที่ปลอดภัย

ทั้งสองวิธีดังกล่าวใช้สำหรับการวิเคราะห์ภายใต้แรงโน้มถ่วงเท่านั้น และใช้ได้เฉพาะในอาคารที่มีเสา และ/หรือ กำแพงแนวเป็นตารางมุมฉาก วิธีดังกล่าวใช้ได้ทั้งกับแผ่นพื้นไร้คานและแผ่นพื้นที่มีคานระหว่างที่รองรับ โดยที่คานจะต้องอยู่ในแนวของเสาและรับโดยเสาหรือโดยฐานรองรับที่ไม่มีการทุดตัวที่มุมของแผ่นพื้น แต่วิธีดังกล่าวจะใช้ไม่ได้กับระบบที่มีคานขอย

### 7.5.2 การวิเคราะห์น้ำหนักกระทำด้านข้าง

สำหรับการวิเคราะห์น้ำหนักกระทำด้านข้างสำหรับโครงข้อแข็ง ต้องรวมผลของการแตกร้าวและปริมาณเหล็กเสริมในการหาสถิติเนสของโครงข้อแข็งด้วย ในช่วงอายุการใช้งานของโครงสร้าง น้ำหนักบรรทุกและปริมาตรที่เปลี่ยนแปลงไปเนื่องจากการหดตัวและผลจากอุณหภูมิ จะเป็นเหตุให้เกิดการแตกร้าวในแผ่นพื้น เพื่อให้แน่ใจว่าค่าจากการคำนวณของการเคลื่อนตัวในแนวอนเนื่องจากแรงลมหรือแผ่นดินไหวไม่น้อยกว่าความเป็นจริง ผลของการแตกร้าวของพื้นจะต้องนำมารวมในการหาสถิติเนส ซึ่งจะนำไปใช้ในวิเคราะห์ผลของแรงด้านข้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ถึงแม้ว่าวิธีของโครงข้อแข็งเทียบเท่าจะถูกจำกัดให้ใช้ได้เฉพาะกับการวิเคราะห์น้ำหนักบรรทุกอันเนื่องมาจากแรงโน้มถ่วง แต่ก็สามารถที่จะนำมาใช้กับการวิเคราะห์น้ำหนักบรรทุกด้านข้าง ถ้ามีการปรับลดสติเฟนของ พื้นและคาน สติเฟนของพื้นไม่ได้มีผลมาจากการแตกร้าวเท่านั้น แต่ยังมีผลมาจากตัวแปรอื่นๆ เช่นอัตราส่วน  $l_2/l_1$ ,  $c_1/l_1$ ,  $c_2/c_1$  และความหนาแน่นของเหล็กเสริมในความกว้างของพื้นเพื่อการส่งถ่ายโมเมนต์ที่ไม่สมดุล ความหนาแน่นของเหล็กเสริมเพิ่มสติเฟนโดยป้องกันการครากที่เกิดก่อนกำหนดซึ่งทำให้แผ่นพื้นบริเวณเสาอ่อนตัวลง การพิจารณาสติเฟนแท้จริงที่มีผลจากการแตกร้าวและองค์ประกอบอื่นๆ เป็นสิ่งสำคัญสำหรับการวิเคราะห์น้ำหนักบรรทุกด้านข้าง เพราะว่าการเคลื่อนตัวด้านข้างจะมีผลต่อโมเมนต์ในเสาอย่างมาก โดยเฉพาะอย่างยิ่งในอาคารสูง นอกจากนี้ การเคลื่อนตัวทางด้านข้างแม้กระทั่งสำหรับอาคารชั้นเดียวหรือต่อความสูงโดยรวมของอาคารก็เป็นสิ่งสำคัญที่ต้องพิจารณาในเรื่องของเสถียรภาพของอาคาร

การแตกร้าวจะลดสติเฟนของแผ่นพื้นและคานเมื่อเปรียบเทียบกับแผ่นพื้นที่ไม่ร้าว การลดสติเฟนเป็นสิ่งสำคัญในการวิเคราะห์โครงข้อแข็งภายใต้น้ำหนักบรรทุกด้านข้าง ปริมาณการสูญเสียสติเฟนเนื่องจากการแตกร้าวจะขึ้นอยู่กับ ชนิดของระบบพื้นและรายละเอียดของเหล็กเสริม ตัวอย่างเช่น ระบบพื้นอัดแรงจะลดการแตกร้าวของพื้นได้เนื่องจากการอัดแรง และระบบแผ่นพื้นที่มีคานขนาดใหญ่ระหว่างเสาจะสูญเสียสติเฟนน้อยกว่าระบบโครงข้อแข็งแผ่นเรียบเสริมเหล็กทั่วไป

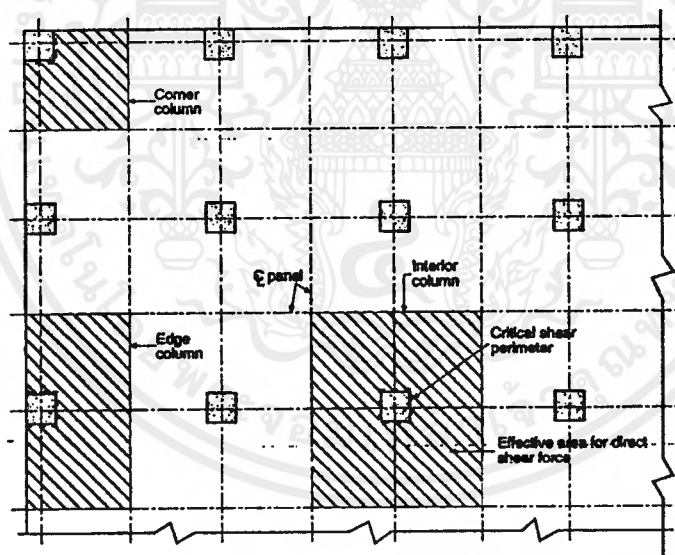
เนื่องจากการหาผลของการแตกร้าวต่อสติเฟนเป็นเรื่องที่ค่อนข้างยาก ดังนั้นจึงถือว่าเป็นการเพียงพอที่จะใช้ค่าที่ต่ำสุดของสติเฟน ด้วยสมมติฐานที่ว่า แผ่นพื้นที่แตกร้าวเต็มที่มีเหล็กเสริมต่ำสุดอยู่ทั่วทุกตำแหน่ง สติเฟนสำหรับพื้น-คานเท่ากับ  $1/4$  ของสติเฟนของหน้าตัดที่ไม่แตกร้าว โดยปกติแล้วแผ่นพื้นจะมีเหล็กเสริมมากกว่าขีดจำกัดต่ำสุดและจะไม่แตกร้าวเต็มที่ ยกเว้นแต่ภายใต้สภาวะที่ไม่ปกติมาก ดังนั้นอัตราส่วน  $1/4$  จึงน่าจะเป็นค่าปลอดภัยที่จะใช้สำหรับสติเฟนภายใต้น้ำหนักบรรทุกด้านข้าง

ในการวิเคราะห์สำหรับทั้งน้ำหนักบรรทุกด้านข้างและทางแนวตั้ง โมเมนต์ที่หน้าตัดวิกฤติของพื้น-คาน จะถูกกระจายไปทางด้านขวางตามแถบเสาและแถบกลาง โมเมนต์สำหรับน้ำหนักบรรทุกอันเนื่องมาจากแรงโน้มถ่วงจากวิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่าหรือวิธีคำนวณออกแบบโดยตรงจะนำมารวมกับโมเมนต์จากการวิเคราะห์สำหรับน้ำหนักบรรทุกด้านข้าง เพื่อหาโมเมนต์สุดท้ายที่ใช้ในการออกแบบ

## 7.6 แรงเฉือนในระบบแผ่นพื้นสองทาง

ถ้าแผ่นพื้นสองทางถูกรองรับโดยคานหรือกำแพง แรงเฉือนในแผ่นพื้นแทบจะไม่ต้องคำนึงในการออกแบบ เพราะแรงเฉือนเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกที่ถูกลดด้วยตัวคานเพิ่มแล้ว โดยทั่วไปจะต่ำกว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีต แต่เมื่อแผ่นพื้นสองทางถูกรองรับโดยตรงด้วยเสา เช่นในแผ่นพื้นไร้คาน แรงเฉือนรอบเสาจะกลายเป็นสิ่งสำคัญถึงขั้นวิกฤติ โดยเฉพาะอย่างยิ่งบริเวณที่จุดต่อของพื้นและเสายาวนอกในกรณีที่ไม่มีการค้ำยัน เพราะโมเมนต์ลบจากแผ่นพื้นภายนอกจะถูกถ่ายตรงไปยังเสา ความผิดพลาดในการวางเหล็กเสริมหรือแม้กระทั่งความผิดพลาดในปริมาณเหล็กเสริมรับแรงตัด มักจะไม่มีผลร้ายต่อระบบแผ่นพื้นสองทาง แต่ความผิดพลาดในการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนจะมีผลถึงขั้นวิกฤติ

ในการออกแบบระบบแผ่นพื้นไร้คาน ในเบื้องต้นควรตรวจสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนรอบเสาในบริเวณที่แสดงในรูปข้างล่าง



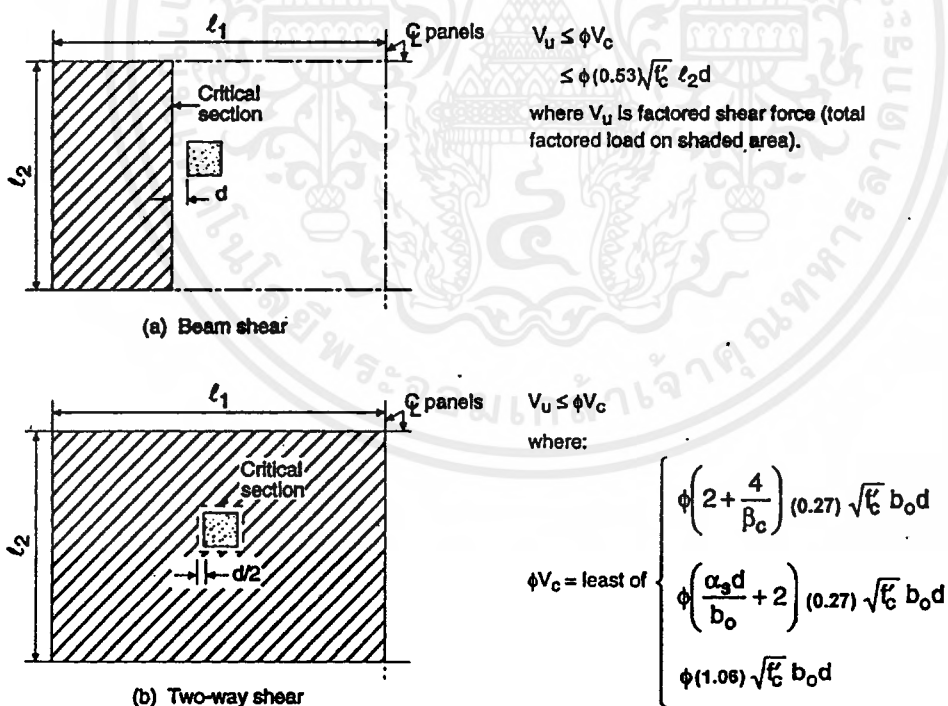
รูปที่ 7-8 บริเวณวิกฤติสำหรับกำลังต้านทานแรงเฉือนของแผ่นพื้น

แรงเฉือนสองชนิดที่ต้องพิจารณาในการออกแบบแผ่นพื้นไร้คาน ได้แก่ แรงเฉือนทางเดียวหรือแรงเฉือนแบบคาน และแรงเฉือนสองทางหรือแรงเฉือนแบบเจาะทะลุ แรงเฉือนแบบคานจะวิกฤติในแผ่นพื้นซึ่งยาวและแคบ การวิเคราะห์จะเปรียบพื้นเสมือนเป็นคานกว้างซึ่งพาดระหว่างเสา หน้าตัดวิกฤติอยู่ที่ระยะ  $d$  จากขอบเสา การออกแบบรับ

แรงเฉือนจะเป็นไปตามข้อกำหนดที่แสดงไว้ในรูปที่ 7-9(a) แรงเฉือนแบบคานมักจะไม่เป็นปัญหาในการออกแบบ เพราะแรงเฉือนแบบนี้มักจะน้อยกว่าแรงเฉือนที่คานกริดสามารถรับได้

แรงเฉือนสองทางหรือแรงเฉือนเจาะทะลุเป็นแรงเฉือนชนิดที่วิกฤติมากกว่าในระบบแผ่นพื้นไร้คาน ลักษณะการวิบัติจะเป็นคล้ายรูปกรวยผายรอบเสา โดยที่หน้าตัดวิกฤติจะถือตามความลึกของแผ่นพื้นเป็นแนวรอบเสาและห่างจากขอบเสาเป็นระยะ  $d/2$  แรงเฉือน  $V_u$  ที่คานกริดต้องรับ คือน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดที่กุดด้วยตัวกุดแล้วบนพื้นที่ที่ล้อมรอบด้วยแนวศูนย์กลางของพื้นรอบเสาด้วยพื้นที่วิกฤติรอบเสา ดังแสดงในรูปที่ ดังรูป 7-9(b)

เมื่อไม่มีการส่งถ่ายโมเมนต์ซึ่งมีปริมาณสูง จากแผ่นพื้นลงสู่เสา แรงเฉือนที่ใช้ในการออกแบบจะเป็นแรงเฉือนโดยตรงรอบเสากายใน ( กระจายคงที่รอบเส้นรอบรูป  $b_o$  ) ซึ่งการออกแบบจะต้องผ่านข้อกำหนดที่แสดงไว้ในรูปที่ 7-9(b) แต่ถ้าโมเมนต์มีปริมาณมากหรือเมื่อมีแรงกระทำในแนวอนเนื่องจากแรงลม จะทำให้น้ำหนักบรรทุกที่จะถ่ายลงเสามีความไม่สม่ำเสมอ มีค่าต่างกันเมื่ออยู่คนละข้างของเสากายใน สำหรับเสากายนอก โมเมนต์จากพื้นภายนอกทั้งหมดเนื่องจากแรงโน้มถ่วงรวมกับโมเมนต์เนื่องจากแรงต้านข้าง เช่นแรงลม หรือ แผ่นดินไหว จะถูกส่งไปยังเสาโดยตรง



$V_u$  = factored shear force (total factored load on shaded area)  
 $b_o$  = perimeter of critical section  
 $\beta_c$  = long side/short side of reaction area  
 $\alpha_s$  = constant (11.12.2.1 (b))

รูปที่ 7-9 แรงเฉือนโดยตรงที่บริเวณจุดต่อระหว่างพื้นและเสากายใน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



## 7.7 การส่งถ่ายโมเมนต์ที่จุดต่อระหว่างแผ่นพื้นและเสา

การส่งถ่ายโมเมนต์ระหว่างพื้นและเสา เป็นผลรวมของแรงดัดและการเยื้องศูนย์ของแรงเฉือน แรงเฉือนเนื่องจากการส่งถ่ายโมเมนต์จะกระทำบนหน้าตัดวงกตที่ระยะ  $d/2$  จากขอบเสา ดังรูปที่ 7-9(b) ส่วนหนึ่งของโมเมนต์จะส่งถ่ายผ่านความกว้างของแผ่นพื้นซึ่งเท่ากับความกว้างของเสาแนวขวาง  $c_2$  บวกกับ 1.5 เท่าความหนาของแผ่นพื้น ( $1.5h$ ) บนทั้งสองด้านของเสา เหล็กเสริมรับโมเมนต์ลบจะจัดให้กระจายอยู่ในความกว้างประสิทธิภาพส่วนนี้ หน่วยแรงเฉือนรวมเนื่องจากแรงเฉือนโดยตรงและโมเมนต์ส่งถ่ายมักจะเป็นตัวที่สำคัญที่สุดในการออกแบบ โดยเฉพาะอย่างยิ่งในบริเวณเสาและพื้นภายนอก

ส่วนหนึ่งของโมเมนต์ที่ไม่สมดุลทั้งหมด  $M_u$  จะถูกส่งถ่ายโดยการเยื้องศูนย์ของแรงเฉือนมีค่าเท่ากับ  $\gamma_v M_u$  และโดยแรงดัดมีค่าเท่ากับ  $\gamma_f M_u$  โดยที่  $\gamma_f = \frac{1}{1 + (2/3)\sqrt{b_1/b_2}}$  และ  $\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + (2/3)\sqrt{b_1/b_2}}$  โดยที่  $b_1$  เป็นความกว้างประสิทธิภาพลัดในทิศทางของช่วงที่ใช้ทาโมเมนต์ และ  $b_2$  เป็นความกว้างประสิทธิภาพลัดในทิศทางตั้งฉากกับ  $b_1$  สำหรับเสายาวในรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสที่มี  $b_1 = b_2$ , 40% ของโมเมนต์จะถูกส่งถ่ายโดยการเยื้องศูนย์ของแรงเฉือน  $\gamma_v M_u = 0.40M_u$  และ 60% โดยการดัด  $\gamma_f M_u = 0.60M_u$  โดยที่  $M_u$  เป็นโมเมนต์ส่งถ่ายที่จุดศูนย์ถ่วงของหน้าตัดวงกต สำหรับแผ่นพื้นและเสายาวนอก จะไม่ใช้การหา  $M_u$  ที่จุดศูนย์ถ่วงของหน้าตัดส่งถ่ายวงกต ในการวิเคราะห์โดยวิธีโครซซอริงเทียบเท่าจะหาโมเมนต์ที่ศูนย์กลางของแนวเสา ในวิธีคำนวณออกแบบโดยตรงจะหาโมเมนต์ที่ขอบเสา เนื่องจากโมเมนต์ที่ได้จากแต่ละวิธีเป็นค่าโดยประมาณทั้งนั้น ดังนั้นตำแหน่งของการส่งถ่ายจึงให้ค่าที่แตกต่างกันไม่มากนัก จึงเป็นการสมควรที่จะใช้ตำแหน่งแล้วแต่ความเหมาะสมของแต่ละวิธี

หน่วยแรงเฉือนที่คูณด้วยตัวคูณแล้วที่หน้าตัดส่งถ่ายวงกต เป็นผลรวมของแรงเฉือนโดยตรงและแรงเฉือนที่เป็นผลมาจากการส่งถ่ายโมเมนต์

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

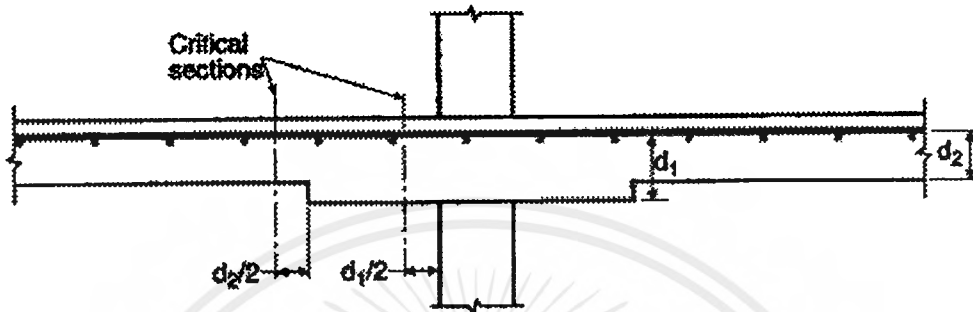
โดยที่  $A_c$  = พื้นที่ของหน้าตัดวงกต

$c$  = ระยะจากจุดศูนย์ถ่วงของหน้าตัดวงกตไปยังตำแหน่งที่จะคำนวณหน่วยแรง

$J$  = คุณสมบัติของหน้าตัดวงกต ในรูปของโมเมนต์ความเฉื่อยเชิงขั้ว

สำหรับแผ่นพื้นที่รองรับโดยเสาสี่เหลี่ยม หน่วยแรงเฉือน  $v_u$  ต้องมีค่าไม่เกิน  $\phi 1.06\sqrt{f'_c}$

ในกรณีของแผ่นพื้นไร้คานที่มีเป็นทิวเสา ในการหาแรงเค้นแบบเจาะทะลุ จะต้องหาที่หน้าตัดวิกฤติสองตำแหน่ง ตามรูปที่ 7-10



รูปที่ 7-10 หน้าตัดส่งถ่ายแรงเค้นวิกฤติสำหรับแผ่นพื้นไร้คานแบบมีเป็นทิวเสา

## 7.8 แผ่นพื้นสองทาง - โดยวิธีคำนวณออกแบบโดยตรง

### 7.8.1 ข้อกำหนดทั่วไป

วิธีคำนวณออกแบบโดยตรงเป็นวิธีโดยประมาณสำหรับการวิเคราะห์ระบบแผ่นพื้นสองทางภายใต้แรงโน้มถ่วงเท่านั้น วิธีนี้ใช้ได้เฉพาะกับระบบแผ่นพื้นที่มีคุณสมบัติตามข้อจำกัดข้างล่าง (ดูรูปที่ 7-11) ถ้าไม่เป็นไปตามข้อจำกัดเหล่านี้ ต้องวิเคราะห์โดยวิธีที่แน่นอนกว่าเช่น วิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่า

1. ต้องมีช่วงอย่างน้อยสามช่วงต่อเนื่องกันในแต่ละทิศทาง
2. แผ่นพื้นต้องเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ที่มีอัตราส่วนของช่วงที่ยาวกว่าต่อช่วงที่สั้นกว่าโดยวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของที่รองรับที่อยู่ ไม่มากกว่า 2
3. ความยาวช่วงของแผ่นพื้นที่อยู่ติดกันวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของที่รองรับในแต่ละทิศทาง ต่างกันได้ไม่เกิน 1/3 ของช่วงที่ยาวกว่า
4. ตำแหน่งของเสาอาจเอียงกันได้สูงสุดไม่เกินร้อยละ 10 ของช่วงในทิศทางที่เอียงนั้นในแต่ละแกน โดยวัดจากเส้นแกนที่ลากระหว่างจุดศูนย์กลางของเสาที่อยู่ติดกัน
5. น้ำหนักบรรทุกต้องเป็นน้ำหนักในแนวตั้งเท่านั้น และกระจายอย่างสม่ำเสมอตลอดทั่วทั้งแผ่นพื้น และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งานต้องไม่เกิน 2 เท่าของน้ำหนักบรรทุกคงที่

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

6. สำหรับแผ่นพื้นมีคานอยู่ระหว่างที่รองรับทุกด้าน ค่าสถิติในสัมพัทธ์ของคานในสองทิศทางตั้งฉากกัน

$$\frac{\alpha_1 l_2^2}{\alpha_2 l_1^2} \text{ ต้องไม่น้อยกว่า } 0.2 \text{ และต้องไม่มากกว่า } 5.0$$

7. การออกแบบโดยการกระจายตัวของโมเมนต์ลบในองค์อาคารรับแรงดัดที่ต่อเนื่อง ไม่อนุญาตให้ใช้กับระบบแผ่นพื้นซึ่งออกแบบคำนวณโดยวิธีตรง เพราะโมเมนต์ที่ทำได้จากวิธีนี้เป็นเพียงค่าโดยประมาณ

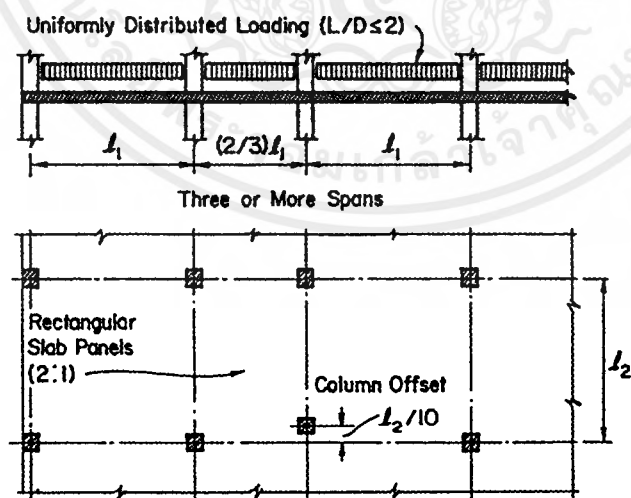
ก่อนที่จะเริ่มต้นใช้วิธีคำนวณออกแบบโดยตรง จะต้องหาความหนาของแผ่นพื้น  $h$  เมื่อต้นเสียก่อน โดยใช้ตารางที่ 7-1 หรือรูปที่ 7-3 และสำหรับแผ่นพื้นไร้คาน ควรจะตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือนของแผ่นพื้นสำหรับความหนาที่หาได้ในบริเวณเสาหรือบริเวณที่รองรับอื่น ๆ เสียก่อน

หลังจากที่ได้ความหนาที่ผ่านข้อกำหนดของการโค้งตัวและผ่านการตรวจสอบแรงเฉือนเรียบร้อยแล้ว จึงวิเคราะห์ด้วยวิธีคำนวณออกแบบโดยตรง ซึ่งจะมีสามขั้นตอนดังต่อไปนี้

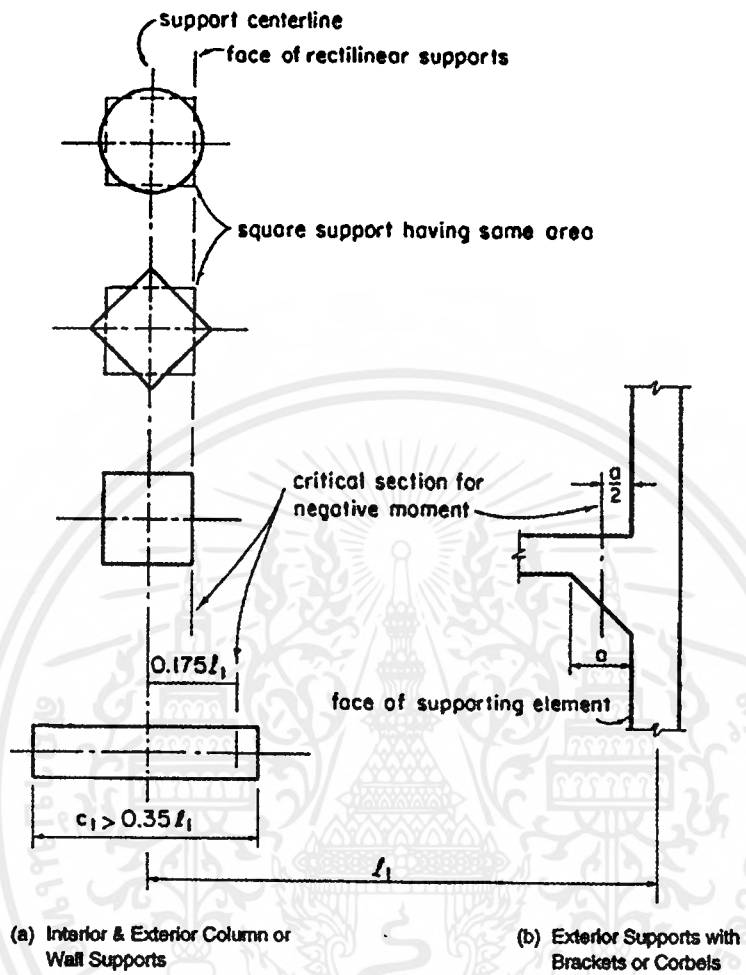
1. การหาค่าโมเมนต์ดัดที่คานด้วยตัวคูณแล้วทั้งหมด สำหรับแต่ละช่วง
2. แบ่งโมเมนต์ดัดที่คานด้วยตัวคูณแล้วทั้งหมดเป็นโมเมนต์ลบและบวกในแต่ละช่วง
3. กระจายโมเมนต์ลบและบวก ไปยังแถบเสาและแถบกลางในทางขวาง

เพื่อการวิเคราะห์ ระบบแผ่นพื้นจะถูกแบ่งเป็นแถบออกแบบที่ประกอบด้วยแถบเสาและครึ่งแถบกลาง 2 แถบ ตามรูปที่

7-4



รูปที่ 7-11 เงื่อนไขสำหรับการวิเคราะห์โดยใช้สัมประสิทธิ์



รูปที่ 7-12 หน้าตัดวิกฤติสำหรับโมเมนต์ลบที่ใช้ออกแบบ

7.8.2 โมเมนต์ที่คูณด้วยตัวคูณแล้วทั้งหมดสำหรับหนึ่งช่วง

สำหรับน้ำหนักบรรทุกทุกแผ่กระจายสม่ำเสมอ โมเมนต์ที่ใช้ในการออกแบบทั้งหมด  $M_o$  สำหรับหนึ่งช่วงของ แถบออกแบบจะหาได้จากสมการข้างล่าง

$$M_o = \frac{w_u \ell_2 \ell_n^2}{8}$$

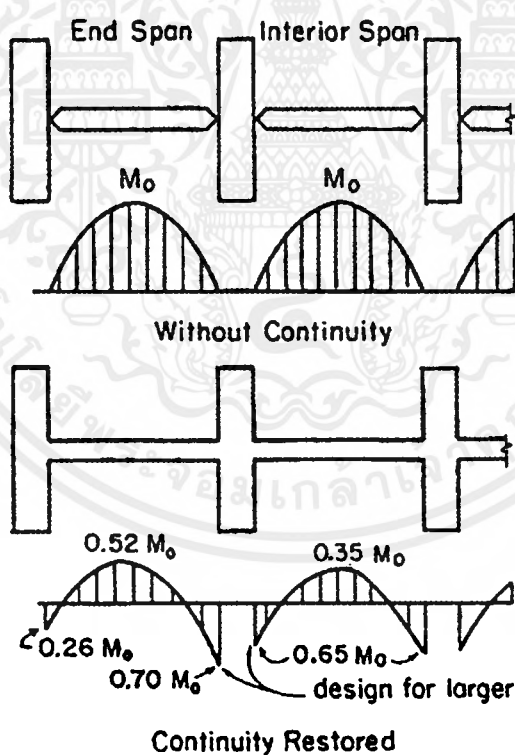
เมื่อ  $w_u$  คือ ผลรวมของน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักจรที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว  $w_u = 1.4w_d + 1.7w_l$  โดยที่

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นอนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$\ell_n$  (ในทิศทางที่วิเคราะห์) เป็นความยาวของช่วงว่างวัดระหว่างขอบของที่รองรับ ขอบของที่รองรับในรูปแบบต่าง ๆ แสดงอยู่ในรูปที่ 7-12 แต่มีข้อจำกัดว่า ระยะช่วงว่างจะต้องไม่น้อยกว่า 65% ของระยะช่วงวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของที่รองรับ และ  $\ell_2$  คือ ความยาวช่วงวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของที่รองรับ ในทิศทางที่ตั้งฉากกับ  $\ell_n$  แต่สำหรับช่วงที่ติดและขนานกับขอบ  $\ell_2$  จะใช้เป็นระยะจากขอบของพื้นไปยังศูนย์กลางของแผ่นพื้น

### 7.8.3 โมเมนต์ลบและบวกที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว

โมเมนต์ทั้งหมดสำหรับช่วง จะถูกแบ่งเป็นโมเมนต์ลบและบวกที่ใช้ออกแบบ ดังแสดงในรูปที่ 7-13 โมเมนต์ที่ปลายช่วงที่แสดงในรูปใช้สำหรับแผ่นพื้นไร้คานที่ไม่มีคานขอบ สำหรับสภาพปลายช่วงแบบอื่นๆ โมเมนต์ทั้งหมด  $M_o$  จะถูกกระจายตามที่แสดงตารางที่ 7-2



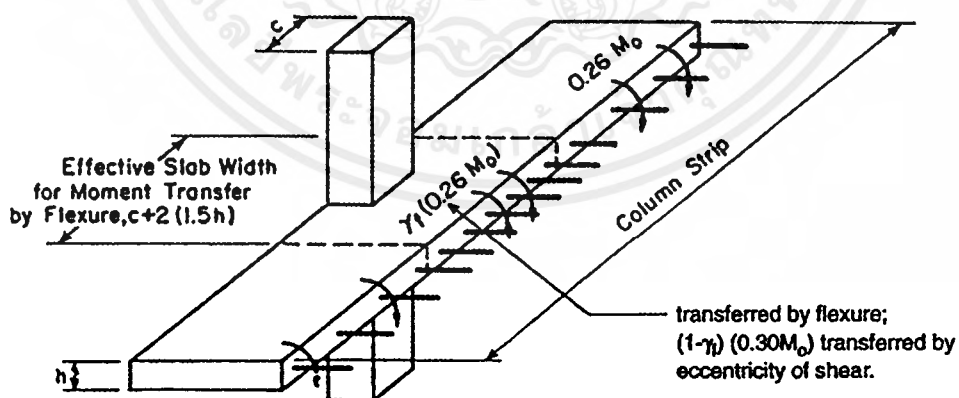
รูปที่ 7-13 โมเมนต์ในแถบออกแบบ

ตารางที่ 7-2 การกระจายของโมเมนต์คงที่ทั้งหมดสำหรับช่วงปลาย

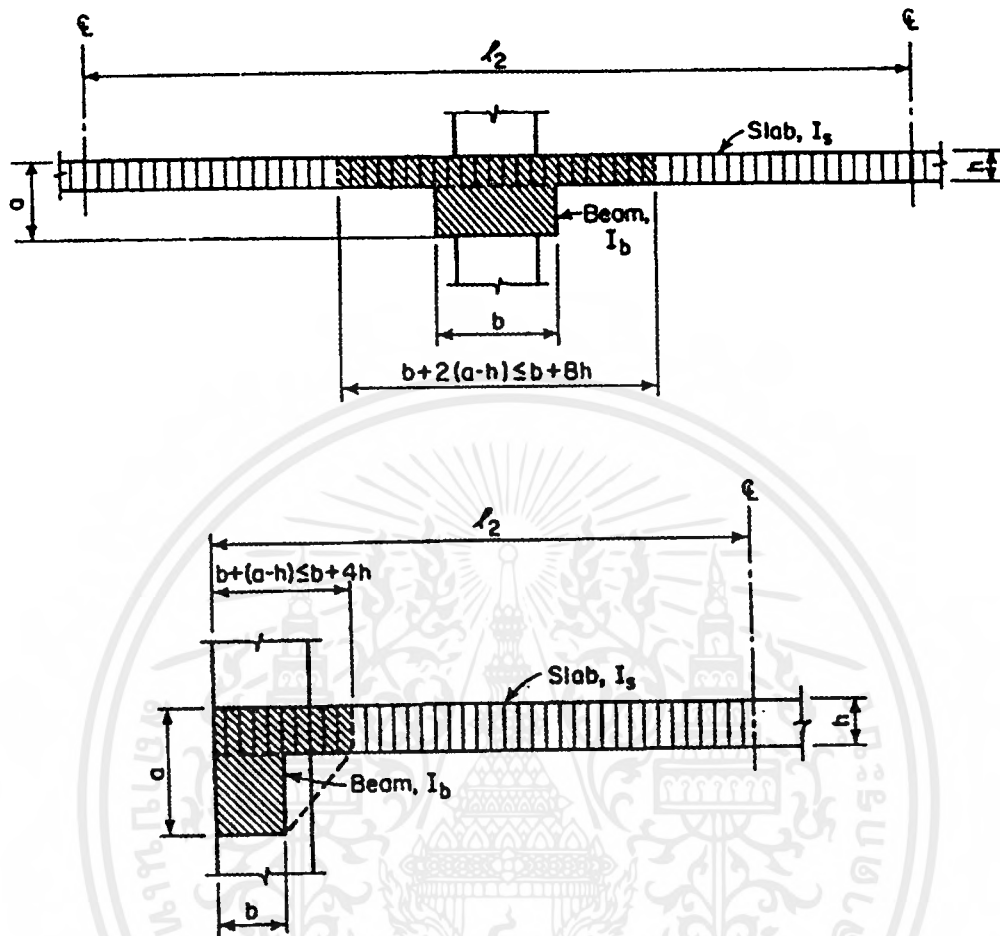
โมเมนต์ที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	พื้นที่รองรับโดยผนังคอนกรีตหรืออิฐก่อ	พื้นที่รองรับโดยคานสองทาง	แผ่นพื้นไร้คาน		พื้นที่เหลือเป็นเนื้อเดียวกับกำแพงคอนกรีต
			ไม่มีคานขอบ	มีคานขอบ	
ลบภายใน	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65
บวก	0.63	0.57	0.52	0.50	0.35
ลบภายนอก	0	0.16	0.26	0.30	0.65

ในการส่งถ่ายโมเมนต์ระหว่างแผ่นพื้นไร้คานกับเสาภายนอก ในช่วงปลายซึ่งไม่มีคานขอบ แถบเสาะจะต้องออกแบบให้รับโมเมนต์ลบเท่ากับ  $0.3M_o$  ปริมาณเหล็กเสริมในแถบเสาะจะต้องรวมเหล็กเสริมที่ต้องเพิ่มบริเวณเหนือเสาเพื่อรับส่วนของโมเมนต์ที่ไม่สมดุลซึ่งส่งถ่ายด้วยแรงดัดมีค่าเท่ากับ  $\gamma M_o = \gamma(0.26)M_o$

(ดูรูปที่ 7-14)



รูปที่ 7-14 การส่งถ่ายโมเมนต์ลบที่เสากลางนอกของแผ่นพื้นไร้คาน



รูปที่ 7-15 หน้าตัดของคานและแผ่นพื้นประสิทธิภาพที่ใช้ในการคำนวณหาสตีเฟนสัมพัทธ์  $\alpha$

#### 7.8.4 โมเมนต์ที่คานด้วยตัวคานแล้วในแถบเสา

ปริมาณของโมเมนต์สลับและบวกที่แถบเสา ตามพื้นที่ที่ที่แรงงาในรูปที่ 7-15 ขึ้นอยู่กับสตีเฟนสัมพัทธ์ระหว่างคานกับแผ่นพื้นและอัตราส่วนระหว่างด้านสั้นต่อด้านยาวของแผ่นพื้นในทิศทางที่วิเคราะห์ ยกเว้นแต่ในกรณีที่มีบริเวณที่รองรับมีความกว้างในแนวขวางมากแถบเสาบริเวณขอบช่วงนอกต้องรับโมเมนต์สลับที่คำนวณจากแถบออกแบบได้ มิฉะนั้นต้องมีคานขอบช่วย เมื่อความกว้าง (ในแนวขวางกับทิศทางที่วิเคราะห์) ของที่รองรับ มีค่าไม่น้อยกว่า 3 ใน 4 ของความกว้างของแถบออกแบบ ให้กระจายโมเมนต์สลับไปทั่วแนวขวางของแถบออกแบบ

ส่วนในร้อยละของโมเมนต์สลับและโมเมนต์บวกที่แถบเสาจะต้องรับ หาได้จากสมการข้างล่างนี้ :

ส่วนในร้อยละของโมเมนต์สลับ ณ ที่รองรับภายใน ที่รับโดยแถบเสาเท่ากับ

$$= 75 + 30 \left( \frac{\alpha_1 l_2}{l_1} \right) \left( 1 - \frac{l_2}{l_1} \right)$$

ส่วนในร้อยของโมเมนต์ลบ ณ ที่รองรับภายนอก ที่รับโดยแถบเสาเท่ากับ

$$= 100 - 10\beta_t + 12\beta_t \left( \frac{\alpha_1 l_2}{l_1} \right) \left( 1 - \frac{l_2}{l_1} \right)$$

ส่วนในร้อยของโมเมนต์บวก ที่รับโดยแถบเสาเท่ากับ

$$= 60 + 30 \left( \frac{\alpha_1 l_2}{l_1} \right) \left( 1.5 - \frac{l_2}{l_1} \right)$$

โดยที่  $\alpha_1 = E_{cc} I_b / (E_{cc} I_c)$  เป็นสตีเฟนเสการัดสัมพันธ์ตามทิศทาง  $l_1$  ระหว่างคานากับหน้าตัดของแผ่นพื้นซึ่งมีความกว้างเท่ากับระยะระหว่างเส้นกึ่งกลางของแผ่นพื้นที่อยู่ติดกัน (ถ้ามี) ในแต่ละข้างของคาน และ  $\alpha_1 l_2 / l_1$  ต้องไม่มากกว่า 1.0

$\beta_t = E_{cc} C / (2E_{cc} I_c)$  เป็นอัตราส่วนของสตีเฟนเสการัดของหน้าตัดคานขบต่อสตีเฟนเสการัดของแผ่นพื้นซึ่งมีความกว้างเท่ากับความยาวช่วงของคานขบวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของที่รองรับ ต้องไม่มากกว่า 2.5

$E_{cc}, E_{cc}$  เป็นโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตของคานและแผ่นพื้น

$I_b =$  โมเมนต์อินเนอร์เชียรอบแกนศูนย์กลางของหน้าตัดทั้งหมดของคาน

$I_c =$  โมเมนต์อินเนอร์เชียรอบแกนศูนย์กลางของหน้าตัดทั้งหมดของแผ่นพื้น

$C =$  ค่าคงที่ของหน้าตัดที่ใช้กำหนดคุณสมบัติในการรับแรงบิด

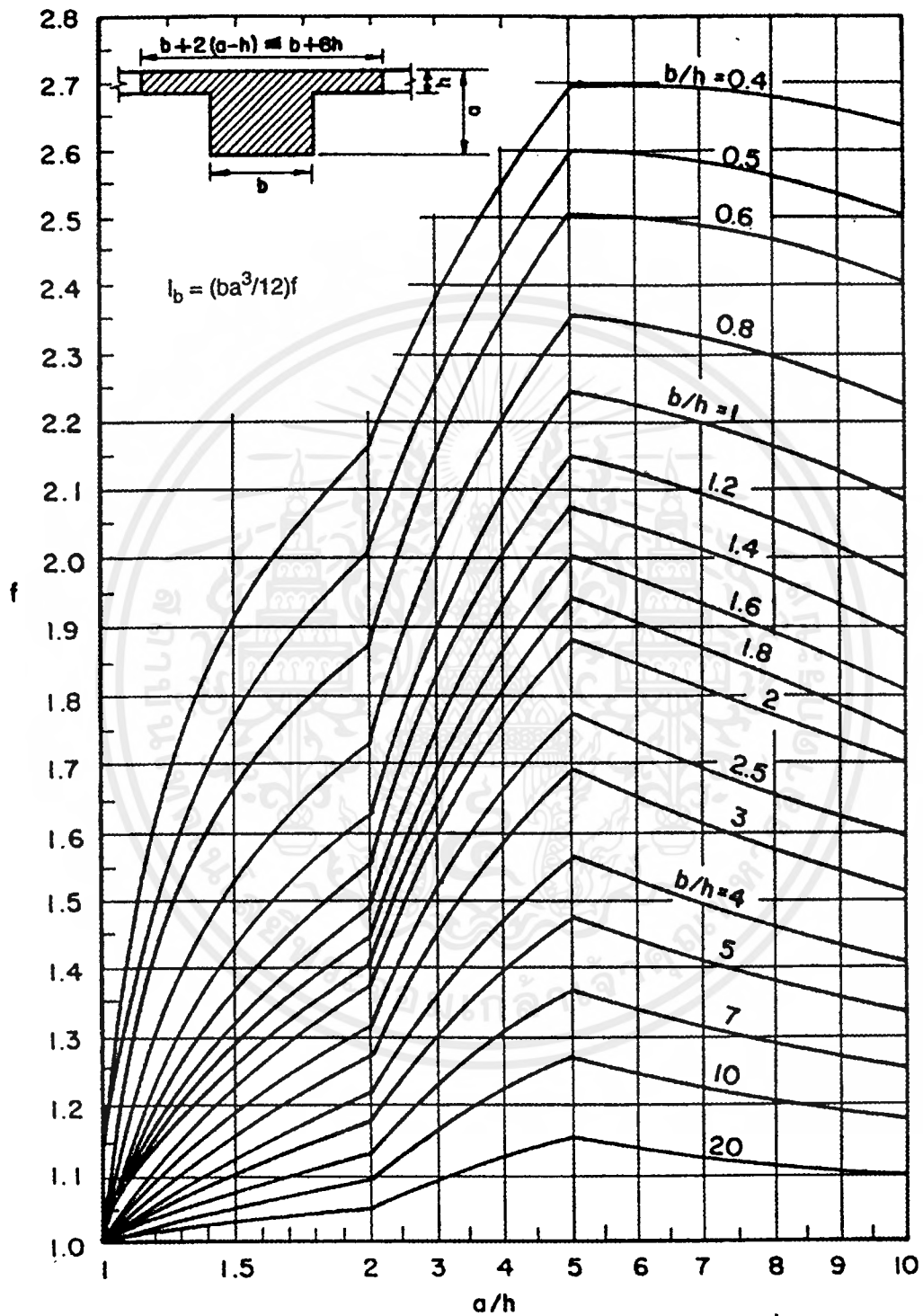
สำหรับแผ่นพื้นที่ไม่มีคานระหว่างที่รองรับ ( $\alpha_1 = 0$ ) และไม่มีคานขบ ( $\beta_t = 0$ ) ให้กระจายโมเมนต์ลบทั้งหมดไปยังแถบเสา 75% และ 100% สำหรับที่รองรับภายในและภายนอก และกระจายโมเมนต์บวกทั้งหมดเท่ากับ 60% สำหรับแผ่นพื้นที่มีคานระหว่างที่รองรับ การกระจายโมเมนต์ขึ้นอยู่กับสตีเฟนสัมพันธ์ระหว่างคานกับแผ่นพื้น และอัตราส่วนระหว่างสตีเฟนเสการัดของคานขบต่อสตีเฟนเสการัดของแผ่นพื้น



รูปที่ 7-15 , 7-16 และ 7-17 ใช้ในการหาสตีเฟนสการัดสัมพันธ์ระหว่างกานต่อแผ่นพื้น ( $\alpha$ ) และอัตราส่วนระหว่างสตีเฟนสการัดของคานขอบต่อสตีเฟนสการัดของแผ่นพื้น ( $\beta_1$ ) และตารางที่ 7-3 ช่วยในการหาค่าคงที่ต้านทานการบิดของคาน (C)

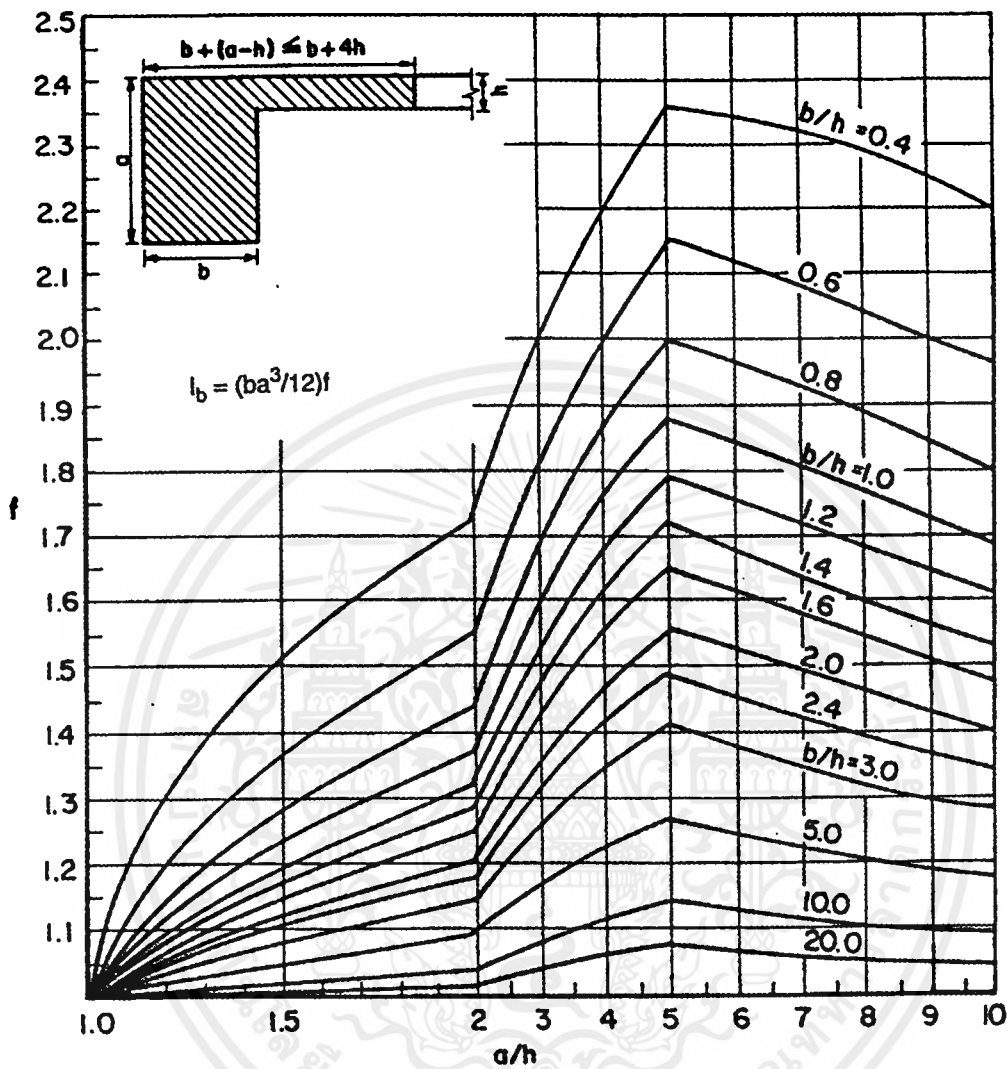


เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 7-16 สติเฟเนสของคาน ( คานภายใน )

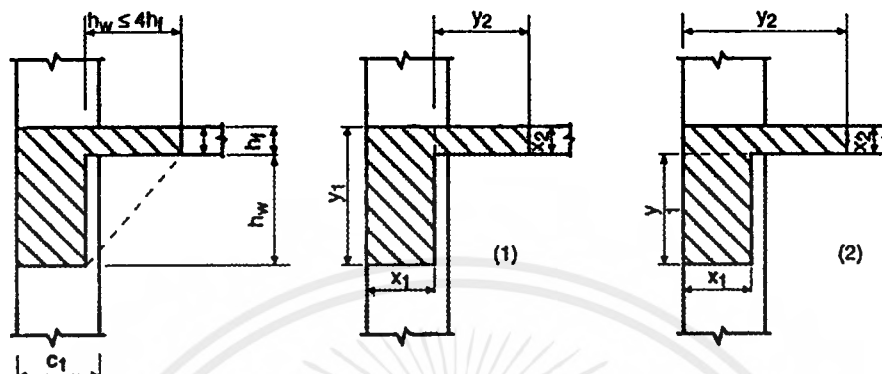
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 7-17 สติฟเนสของคาน ( คานขอบ )

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 7-3 ค่าคงที่ด้านทานการบิดของคาน (C)



คานขอบ (ACI) ใช้ค่า C ตัวที่มากกว่าจาก (1) และ (2)

y	x							
	5	10	15	20	25	30	35	40
30	1,119	7,900	23,119	46,400	74,219	99,900	113,619	
35	1,327	9,567	28,744	59,733	100,260	144,900	185,077	209,067
40	1,535	11,233	34,369	73,067	126,302	189,900	256,535	315,733
45	1,744	12,900	39,994	86,400	152,344	234,900	327,994	422,400
50	1,952	14,567	45,619	99,733	178,385	279,900	399,452	529,067
55	2,160	16,233	51,244	113,067	204,427	324,900	470,910	635,733
60	2,369	17,900	56,869	126,400	230,469	369,900	542,369	742,400
65	2,577	19,567	62,494	139,733	256,510	414,900	613,827	849,067
70	2,785	21,233	68,119	153,067	282,552	459,900	685,285	955,733
75	2,994	22,900	73,744	166,400	308,594	504,900	756,744	1,062,400
80	3,202	24,567	79,369	179,733	334,635	549,900	828,202	1,169,067
85	3,410	26,233	84,994	193,067	360,677	594,900	899,660	1,275,733
90	3,619	27,900	90,619	206,400	386,719	639,900	971,119	1,382,400
95	3,827	29,567	96,244	219,733	412,760	684,900	1,042,577	1,489,067
100	4,035	31,233	101,869	233,067	438,802	729,900	1,114,035	1,595,733

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดยที่  $x$  และ  $y$  เป็นระยะด้านสั้นและด้านยาวของรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าย่อยของกานตักนการบิต

#### 7.8.5 โมเมนต์ที่คูดด้วยตัวคูดแล้วในคาน

เมื่อในบริเวณแถบออกแบบมีคานอยู่ด้วย จะต้องกระจายโมเมนต์ที่คูดด้วยตัวคูดแล้วในแถบเสาไปยังแผ่นพื้นและคานในแถบเสา โมเมนต์ส่วนที่ต้องรับโดยคาน จะมีค่าอยู่ระหว่างร้อยละ 0 ถึง 85 ของโมเมนต์คูดในแถบเสาแปรเปลี่ยนตามค่า  $\alpha_1 l_2 / l_1$  ซึ่งอยู่ระหว่าง 0 ถึง 1.0 เมื่อ  $\alpha_1 l_2 / l_1$  มีค่ามากกว่าหรือเท่ากับ 1.0 โมเมนต์คูดที่คูดด้วยตัวคูดแล้วที่ต้องรับโดยคานเท่ากับร้อยละ 85 ของโมเมนต์คูดในแถบเสาที่ นอกเหนือจากนี้คานยังต้องรับน้ำหนักซึ่งกระทำโดยตรงบนคานรวมทั้งน้ำหนักของตัวมันเองด้วย

#### 7.8.6 โมเมนต์ที่คูดด้วยตัวคูดแล้วในแถบกลาง

โมเมนต์ลบและบวกที่ไม่ได้รับด้วยแถบเสา จะรับด้วยครึ่งแถบกลางสองแถบ ยกเว้นแต่แถบกลางที่อยู่ติดและขนานกับขอบที่รองรับโดยกำแพง ซึ่งจะต้องรับโมเมนต์เป็นสองเท่าของโมเมนต์ที่ได้จากครึ่งแถบกลางของด้านเสมือนกับเป็นแถบเสายาวในแถวแรก (ดูรูปที่ 7-4)

#### 7.8.7 โมเมนต์ที่คูดด้วยตัวคูดแล้วในเสาและกำแพง

เสาและกำแพงต้องสามารถรับโมเมนต์ลบที่ส่งถ่ายมาจากระบบแผ่นพื้น ถ้าไม่มีการวิเคราะห์โดยคำนึงถึงผลของการจัดวางน้ำหนักตามช่วงต่าง ๆ และผลเมื่อความยาวของช่วงต่อเนื่องไม่เท่ากัน โมเมนต์สามารถหาโดยตรงได้จากความยาวของช่วงและน้ำหนักบรรทุกทุก สำหรับเสาหรือกำแพงภายในสามารถใช้สมการโดยประมาณตามข้างล่าง

$$M_u = 0.07[(w_d + 0.5w_l)l_2 l_n^2 - w'_d l'_2 (l'_n)^2]$$

โดยที่  $w_l$  = น้ำหนักบรรทุกจรที่คูดด้วยตัวคูดแล้ว

$l_2$  = ความยาวช่วงในทิศตั้งฉากกับ  $l_n$

$l_n$  = ความยาวช่วงวางในทิศทงที่วิเคราะห์

$w'_d, l'_2, l'_n$  มีความหมายเหมือนข้างบนแต่เป็นค่าสำหรับช่วงสั้น

สำหรับในกรณีทั่ว ๆ ไปที่ความยาวของช่วงต่อเนื่องและช่วงขวางเท่ากัน สมการข้างบนจะลดเหลือ

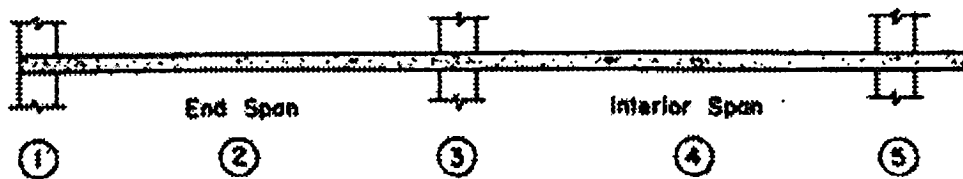
$$M_u = 0.07(0.5w_1l_2l_n^2)$$

ที่เสาหรือกำแพงภายนอก โมเมนต์ลบภายนอกทั้งหมดที่คูณด้วยตัวคูณแล้วจากระบบแผ่นพื้น จะส่งถ่ายโดยตรงมายังองค์อาคารที่รองรับ โมเมนต์ที่ถ่ายไปยังเสาที่อยู่ข้างบนและข้างใต้ของแผ่นพื้นจะขึ้นกับสตีเฟนสัมพัทธ์ ซึ่งโดยทั่วไปแล้วก็จะขึ้นอยู่กับความยาวของเสาเหล่านั้น

## 7.9 ตารางช่วยในการออกแบบ-สัมประสิทธิ์การกระจายโมเมนต์ในวิธีการออกแบบแผ่นพื้นโดยตรง (DESIGN AID-DIRECT DESIGN MOMENT COEFFICIENTS)

การกระจายโมเมนต์ทั้งหมดจากหนึ่งช่วง  $M_o$  เป็นโมเมนต์บวกและโมเมนต์ลบ แล้วจากนั้นจึงกระจายเป็นโมเมนต์ในแถบเสาและแถบกลาง จะใช้การคูณค่าโมเมนต์  $M_o$  ด้วยสัมประสิทธิ์การกระจายโมเมนต์ ค่าสัมประสิทธิ์เหล่านี้ขึ้นอยู่กับตำแหน่งของช่วง (ภายในหรือปลาย) ชนิดของที่รองรับและประเภทของแผ่นพื้น ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับแผ่นพื้นสองทางทั่ว ๆ ไปแสดงอยู่ในตารางที่ 7-4 ถึง 7-8 โดยที่ตารางที่ 7-4 ถึง 7-7 ใช้สำหรับแผ่นพื้นไร้คานซึ่งมีฐานรองรับที่แตกต่างกัน และตารางที่ 7-8 ใช้สำหรับแผ่นพื้นที่มีคานรองรับทั้งสองด้าน ค่าโมเมนต์สุทธิสำหรับแถบเสาและแถบกลางได้แสดงไว้ในตารางด้วย

ตารางที่ 7-4 สัมประสิทธิ์การกระจายโมเมนต์หรับแผ่นพื้นไร้คานที่มีเสารองรับโดยตรง

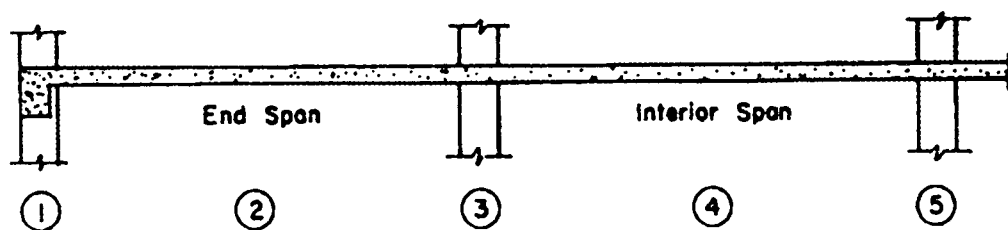


Slab Moments	End Span			Interior Span	
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	Exterior Negative	Positive	First Interior Negative	Positive	Interior Negative
Total Moment	$0.26 M_o$	$0.52 M_o$	$0.70 M_o$	$0.35 M_o$	$0.65 M_o$
Column Strip	$0.26 M_o$	$0.31 M_o$	$0.53 M_o$	$0.21 M_o$	$0.49 M_o$
Middle Strip	0	$0.21 M_o$	$0.17 M_o$	$0.14 M_o$	$0.16 M_o$

หมายเหตุ: ตำแหน่งของโมเมนต์ลบทุกค่าอยู่ที่ขอบเสา

สัมประสิทธิ์ในตารางที่ 7-5 (แผ่นพื้นไร้คานเรียบมีคานขอบนอก) ใช้ได้เมื่อ  $\beta_1 \geq 2.5$  ส่วนในตารางที่ 7-8 (แผ่นพื้นมีคานรองรับทุกด้าน) ใช้ได้เมื่อ  $\alpha_1 l_2 / l_1 \geq 1.0$  และ  $\beta_1 \geq 2.5$  คานซึ่งมีขนาดที่ใช้กันทั่ว ๆ ไปหลายขนาดจะมีค่าสติเฟนสสัมพัทธ์ระหว่างคานและพื้นซึ่งจะส่งผลให้ค่า  $\alpha_1 l_2 / l_1$  และ  $\beta_1$  สูงกว่าค่าที่กำหนด ทำให้สามารถใช้สัมประสิทธิ์จากตารางได้โดยตรง สำหรับแผ่นพื้นสองทางที่  $E_{cb} = E_{cs}$ ,  $\alpha_1$  ก็คืออัตราส่วนระหว่างโมเมนต์อินเนอร์เซียของคานประสิทธิผลกับหน้าตัดของแผ่นพื้นในทิศทางที่วิเคราะห์ ดังนี้  $\alpha_1 = I_b / I_s$  ตามที่แสดงไว้ในรูปที่ 7-16

ตารางที่ 7-5 สัมประสิทธิ์การกระจายโมเมนต์สำหรับแผ่นพื้นไร้คานที่มีคานขอบ



Slab Moments	End Span			Interior Span	
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	Exterior Negative	Positive	First Interior Negative	Positive	Interior Negative
Total Moment	$0.30 M_o$	$0.50 M_o$	$0.70 M_o$	$0.35 M_o$	$0.65 M_o$
Column Strip	$0.23 M_o$	$0.30 M_o$	$0.53 M_o$	$0.21 M_o$	$0.49 M_o$
Middle Strip	$0.07 M_o$	$0.20 M_o$	$0.17 M_o$	$0.14 M_o$	$0.16 M_o$

หมายเหตุ: (1) ตำแหน่งของโมเมนต์ลบทุกค่าอยู่ที่ขอบเสา

(2) ค่าสติฟเนสการบิดของคานขอบ  $\beta_t \geq 2.5$  ถ้า  $\beta_t < 2.5$ , โมเมนต์ลบแถบเสายานอก ต้องเพิ่มเป็น

$$(0.30 - 0.03\beta_t) M_o$$

เมื่อ  $E_{cb} = E_{cs}$  จะทำให้  $\beta_t = C/2I_s$  โดยที่  $I_s$  เป็นโมเมนต์อินเนอร์เซียของแผ่นพื้นในทิศทางของ  $l_1$

โดยมีความกว้างเท่ากับ  $l_2$  และ  $I_s = l_2 h^3 / 12$  ค่าคงที่ต้านทานการบิดของคานขอบ (C) หาได้โดยการแบ่งคานเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้าหลายรูป โดยแต่ละรูปมี  $x, y$  เป็นระยะด้านสั้นและด้านยาวของรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าย่อย เมื่อรวมกันแล้วจะได้

$$C = \sum \left( 1 - \frac{0.63x}{y} \right) \left( \frac{x^3 y}{3} \right)$$

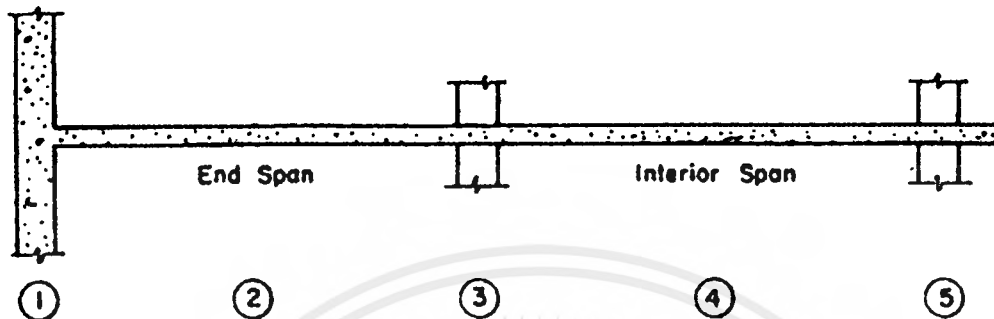
การแบ่งรูปสี่เหลี่ยมย่อย ควรจะแบ่งเพื่อให้ได้ค่า C มากที่สุด ตารางที่ 7-3 แสดงค่าคงที่ต้านทานการบิดของ

คาน (C) เพื่อสะดวกในการใช้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



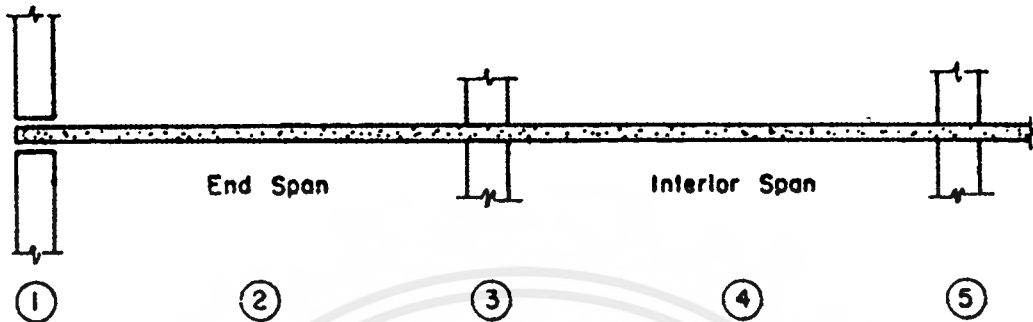
ตารางที่ 7-6 สัมประสิทธิ์การกระจายโมเมนต์สำหรับแผ่นพื้นไร้คานที่ปลายช่วงหล่อติดกับผนัง



Slab Moments	End Span			Interior Span	
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	Exterior Negative	Positive	First Interior Negative	Positive	Interior Negative
Total Moment	$0.65M_o$	$0.35M_o$	$0.65M_o$	$0.35M_o$	$0.65M_o$
Column Strip	$0.49M_o$	$0.21M_o$	$0.49M_o$	$0.21M_o$	$0.49M_o$
Middle Strip	$0.16M_o$	$0.14M_o$	$0.16M_o$	$0.14M_o$	$0.16M_o$

หมายเหตุ: ตำแหน่งของโมเมนต์ลบทุกค่าอยู่ที่ขอบเสา

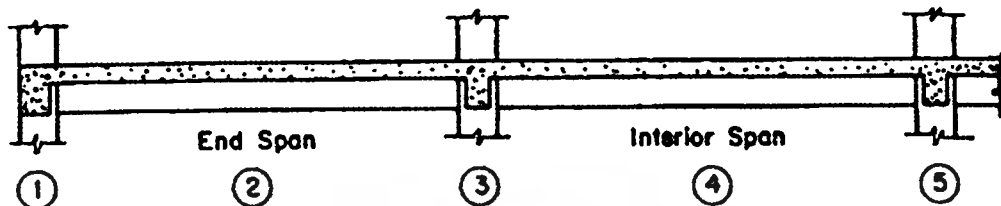
ตารางที่ 7-7 สัมประสิทธิ์การกระจายโมเมนต์สำหรับแผ่นพื้นไร้คานที่ปลายช่วงวางอยู่บนผนัง



Slab Moments	End Span			Interior Span	
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	Exterior Negative	Positive	First Interior Negative	Positive	Interior Negative
Total Moment	0	$0.63M_o$	$0.75M_o$	$0.35M_o$	$0.65M_o$
Column Strip	0	$0.38M_o$	$0.56M_o$	$0.21M_o$	$0.49M_o$
Middle Strip	0	$0.25M_o$	$0.19M_o$	$0.14M_o$	$0.16M_o$

หมายเหตุ: ตำแหน่งของโมเมนต์ลบทุกค่าอยู่ที่ขอบเสา

ตารางที่ 7-8 สัมประสิทธิ์การกระจายโมเมนต์สำหรับแผ่นพื้นสองทางมีคานรองรับทุกด้าน



Span Ratio	Slab and Beam Moments	End Span			Interior Span	
		(1) Exterior Negative	(2) Positive	(3) First Interior Negative	(4) Positive	(5) Interior Negative
$l_2 / l_1$	Total Moment	$0.16 M_o$	$0.57 M_o$	$0.70 M_o$	$0.35 M_o$	$0.65 M_o$
0.5	Column Strip Beam	$0.12 M_o$	$0.43 M_o$	$0.54 M_o$	$0.27 M_o$	$0.50 M_o$
	Slab	$0.02 M_o$	$0.08 M_o$	$0.09 M_o$	$0.05 M_o$	$0.09 M_o$
	Middle Strip	$0.02 M_o$	$0.06 M_o$	$0.07 M_o$	$0.03 M_o$	$0.06 M_o$
1.0	Column Strip Beam	$0.10 M_o$	$0.37 M_o$	$0.45 M_o$	$0.22 M_o$	$0.42 M_o$
	Slab	$0.02 M_o$	$0.06 M_o$	$0.08 M_o$	$0.04 M_o$	$0.07 M_o$
	Middle Strip	$0.04 M_o$	$0.14 M_o$	$0.17 M_o$	$0.09 M_o$	$0.16 M_o$
2.0	Column Strip Beam	$0.06 M_o$	$0.22 M_o$	$0.27 M_o$	$0.14 M_o$	$0.25 M_o$
	Slab	$0.01 M_o$	$0.04 M_o$	$0.05 M_o$	$0.02 M_o$	$0.04 M_o$
	Middle Strip	$0.09 M_o$	$0.31 M_o$	$0.38 M_o$	$0.19 M_o$	$0.36 M_o$

หมายเหตุ: (1) ตำแหน่งของโมเมนต์ลบทุกค่าอยู่ที่ขอบเสา

(2) ค่าสลิปเนสการบิดของคานขอบ  $\beta_t \geq 2.5$

(3)  $\alpha_1 l_2 / l_1 \geq 1.0$

## ตัวอย่างที่ 7.1 - การออกแบบแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กสองทางแบบไร้คานโดยวิธี

(Direct Design Method)

ใช้วิธีโดยตรง (Direct Design Method) หาโมเมนต์ที่จะใช้ในการออกแบบสำหรับระบบแผ่นพื้นไร้คาน ดังรูปข้างล่าง สมมติให้แรงในแนวนอนทั้งหมดรับโดยผนังรับแรงเฉือน

ตรวจสอบค่าโมเมนต์ที่ต้องส่งถ่ายลงเสาต้านนอกด้วย

ความสูงของชั้น = 2.70 ม.

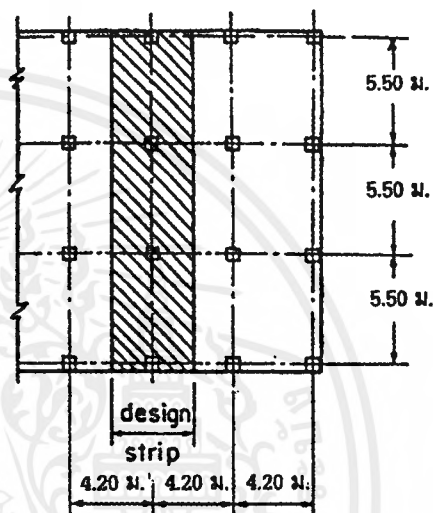
ขนาดของเสา = 40 × 40 ซม.

น้ำหนักของกำแพง = 98 กก./ม.<sup>2</sup>

น้ำหนักบรรทุกจร = 196 กก./ม.<sup>2</sup>

$$f'_c = 280 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$f_y = 4,000 \text{ กก./ซม.}^2$$



1. การออกแบบเบื้องต้นกำหนดความหนาของพื้น ( $h$ ) :

a. หาคความหนาต่ำสุดของแผ่นพื้นจากพิกัดของการโค้งตัว

$$\text{เมื่อ } l_n \text{ คือช่วงว่างระหว่างเสาด้านยาว} = 5.50 - 0.40 = 5.10 \text{ ม.}$$

สำหรับพื้นไร้คาน ความหนาต่ำสุดเมื่อใช้เหล็กเสริม  $f_y = 4,000$  กก./ม.<sup>2</sup> จากตารางที่ 7.1

$$h = \frac{l_n}{30} = \frac{5.1 \times 100}{30} = 17 \text{ ซม.}$$

มากกว่าความหนาต่ำสุดที่ยอมให้ (12.5 ซม.) สำหรับพื้นที่ไม่มีเป็นหัวเสา

b. ตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือน

$$\text{ความลึกประสิทธิภาพ (d)} = 17.0 - 3.0 = 14.0 \text{ ซม. (คอนกรีตหุ้ม 2.4 ซม. และเหล็ก DB12)}$$

$$\text{น้ำหนักบรรทุกคงที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว } w_d = [(0.17 \times 2400) + 98] \times 1.4 = 708.40 \text{ กก./ม.}^2$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

น้ำหนักบรรทุกจรที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว  $w_l = [196 \times 1.7] = 333.2 \text{ กก./ม.}^2$

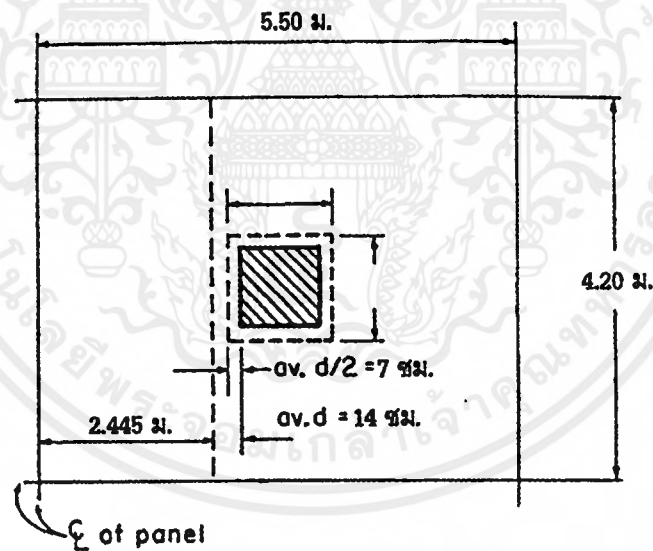
$$\begin{aligned} \text{น้ำหนักบรรทุกทั้งหมด} \quad w_u &= w_d + w_l \\ &= 708.40 + 333.20 = 1,041.60 \text{ กก./ม.}^2 \end{aligned}$$

ตรวจสอบแรงเฉือนแบบคานกว้างโดยถือความกว้างเป็น 1 ม. ที่ระยะ  $d$  จากขอบเสาในทิศตามยาว ดูรูปที่ 7-19

$$V_u = 1,041.60 \times \frac{(5.5 - 0.54 - 0.07)}{2} = 2,544.3 \text{ กก.}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \\ &= 0.53 \sqrt{280} \times 100 \times 14 = 12,416 \text{ กก.} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 12,416 = 10,554 \text{ กก.} > V_u$$



รูปที่ 7-19 หน้าตัดวิกฤติสำหรับแรงเฉือนทางเดียวและสองทาง

กำลังรับแรงเฉือนแบบสองทาง ระยะ  $\frac{d}{2}$  รอบ ๆ เสา

$$V_u = 1,041.60 \times (5.5 \times 4.2 - (0.54)^2) = 23,757.23 \text{ กก.}$$

$$V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d \text{ (สำหรับเสาสี่เหลี่ยม)}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$= 1.06\sqrt{280} \times (4 \times 54) \times 14 = 53,637.27 \text{ กก.}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 53,637.27 = 45,591.68 \text{ กก.}$$

$$V_u < \phi V_c$$

ดังนั้นในการออกแบบขั้นต้นแผ่นพื้นหนา 17 ซม. จะเพียงพอต่อการต้านทานแรงแผ่นและแรงเฉือน

2. ตรวจสอบว่าเป็นไปตามข้อจำกัดของวิธีการออกแบบโดยตรง :

- แผ่นพื้นในแต่ละทิศทางต้องมีความต่อเนื่องกันอย่างน้อยสามช่วง
- อัตราส่วนของด้านยาวต่อด้านสั้นเท่ากับ  $1.31 < 2.00$
- ความยาวของช่วงต่อเนื่องเท่ากัน
- เสายู่ในแนวเดียวกัน
- อัตราส่วนของน้ำหนักบรรทุกจรต่อน้ำหนักบรรทุกคงที่เท่ากับ  $0.47 < 2.00$
- เป็นแผ่นพื้นระบบไร้คาน

3. โมเมนต์ในแผ่นพื้น

a. โมเมนต์ประลัยทั้งหมดต่อหนึ่งช่วง

$$M_o = \frac{W_u l_2 l_n^2}{8} \quad \text{ACI Eq. (13-3)}$$

$$= \frac{1,041.60 \times 4.2 \times (5.5 - 0.4)^2}{8} = 14,223.31 \text{ กก.-ม.}$$

b. กระจายโมเมนต์  $M_o$  ต่อช่วงเป็นโมเมนต์บวกและโมเมนต์ลบ จากนั้นก็แบ่งเป็นโมเมนต์ในแถบเสาและแถบกลาง การกระจายโมเมนต์จะใช้สัมประสิทธิ์คูณโดยตรง

	โมเมนต์ทั้งหมด ( กก.- ม.)	โมเมนต์ในแถบเสา ( กก.- ม.)	โมเมนต์ในครึ่งแถบกลาง 2 ด้าน ( กก.- ม.)
พื้นที่วงนอก :			
โมเมนต์ลบภายนอก	$0.26M_o = 3,698.06$	$0.26M_o = 3,698.06$	0
โมเมนต์บวก	$0.52M_o = 7,396.12$	$0.31M_o = 4,409.23$	$0.21M_o = 2,986.90$
โมเมนต์ลบภายใน	$0.70M_o = 9,956.32$	$0.53M_o = 7,538.35$	$0.17M_o = 2,417.96$
พื้นที่วงใน :			
โมเมนต์บวก	$0.35M_o = 4,978.16$	$0.21M_o = 2,986.90$	$0.14M_o = 1,991.26$
โมเมนต์ลบ	$0.65M_o = 9,245.15$	$0.49M_o = 6,969.42$	$0.16M_o = 2,275.73$

#### 4. โมเมนต์ในเสา

- a. สำหรับเสาด้านใน ซึ่งมีความยาวช่วงคงที่ทั้งในแนวทวิเคราะห์และในแนวขวาง

$$M_u = 0.07(0.5W_l l_n^2) \quad \text{ACI Eq. (13-4)}$$

$$= 0.07(0.5 \times 333.2 \times 4.2 \times 5.1^2) = 1,273.98 \quad \text{กก.-ม.}$$

เมื่อมีขนาดเสาเท่ากัน และความยาวของเสาด้านบนพื้นและด้านใต้พื้นเท่ากัน ดังนั้น

$$M_c = \frac{1,273.98}{2} = 636.99 \quad \text{กก.-ม.}$$

ค่าโมเมนต์นี้ร่วมกับน้ำหนักตามแกนของแต่ละชั้น จะนำไปใช้ในการออกแบบเสาด้านใน

- b. เสาด้านนอก

โมเมนต์ลบด้านนอกทั้งหมดจากพื้นจะถ่ายให้กับเสา

$$M_u = 3,698.06 \quad \text{กก.-ม.}$$

เมื่อมีขนาดเสาเท่ากัน และความยาวของเสาด้านบนพื้นและด้านใต้พื้นเท่ากัน ดังนั้น

$$M_c = \frac{3,698.06}{2} = 1,849.03 \quad \text{กก.-ม.}$$

ค่าโมเมนต์นี้ร่วมกับน้ำหนักตามแกนของแต่ละชั้น จะนำไปใช้ในการออกแบบเสาต้านนอก

5. การส่งถ่ายแรงเฉือนและโมเมนต์ในเสาด้านนอก

ตรวจสอบแรงเฉือนและโมเมนต์ในเสาด้านนอก เนื่องจากแรงเฉือนโดยตรงและการส่งถ่ายโมเมนต์ที่ไม่สมดุล

a. การส่งถ่ายแรงเฉือนบริเวณเสาด้านนอก

$$V_u = \frac{W_u l_1 l_2}{2}$$

$$= \frac{1,041.60 \times 4.2 \times 5.5}{2} = 1,2030.48 \quad \text{กก.}$$

b. การส่งถ่ายโมเมนต์ที่ไม่สมดุลบริเวณเสาด้านนอก

เมื่อใช้ค่าสัมประสิทธิ์ในการหาโมเมนต์ที่ช่วงปลาย โมเมนต์ที่ไม่สมดุลซึ่งส่งถ่ายโดยการยึดศูนย์กลางของแรงเฉือนจะถือว่าเท่ากับ  $0.3M_o$  เหล็กเสริมทั้งหมดในแถบเสาจะรวมเหล็กเสริมที่ต้องเพิ่มเพื่อรับส่วนของโมเมนต์ที่ไม่สมดุลซึ่งส่งถ่ายโดยแรงตัด  $\gamma_f M_u$  โดยที่  $M_u$  เป็นโมเมนต์ลบบนพื้นช่วงนอก สำหรับแผ่นพื้นที่ไม่มีความขอบโมเมนต์ลบทั้งหมดที่รับโดยแถบเสา  $M_u = 3,698.06$  กก.-ม.

สำหรับแถบกลางและแถบเสา

$$A_s(\min) = 0.0018bh = 0.0018 \times 2.1 \times 100 \times 17 = 6.43 \quad \text{ซม.}^2$$

โดย  $b$  คือความกว้างของแถบที่ใช้ในการออกแบบ  $= \frac{4.2}{2} = 2.1$  ม.

ถ้าใช้  $S_{\max} = 2h = 2 \times 17 = 34$  ซม.

จำนวนของเหล็กเส้นทั้งหมดที่ต้องการ  $\frac{2.1 \times 100}{34} = 6.17 \approx 7$  เส้น

ตรวจสอบเหล็กเสริมเพื่อต้านโมเมนต์ลบที่บริเวณแถบเสา  $M_u = 3,698.06$  กก.-ม.

$$\frac{M_u}{\phi_c' b d^2} = \frac{3,698.06 \times 100}{0.9 \times 280 \times 2.1 \times 100 \times 14^2} = 0.036$$

โดยที่  $d = 17 - 3 = 14$  ซม.

$$\omega = 0.0338$$



$$\rho = \frac{\omega f'_c}{f_y} = \frac{0.0338 \times 280}{4,000} = 0.00236$$

$$A_s = \rho b d = 0.00236 \times 2.1 \times 100 \times 14 = 6.95 \text{ ซม.}^2$$

ใช้เหล็ก DB12 จะได้จำนวนเหล็กเส้น  $\frac{6.95}{1.13} = 5.47 \approx 6$  เส้น

เมื่อใช้เหล็ก 6 เส้น ดังนั้น  $S_{\max} = 35.5$  ซม.

ดังนั้นใช้เหล็ก DB12 @ 34 ซม. ในแถบเสาและแถบกลาง

เหล็กเสริมเพิ่มที่บริเวณหัวเสาในบริเวณความกว้างประสิทธิภาพ

$$c + 2(1.5h) = 40 + 2(1.5 \times 17) = 91 \text{ ซม. เพื่อต้านโมเมนต์ที่ไม่สมดุลซึ่งส่งถ่ายด้วยแรงคด}$$

$$b_1 = c_1 + \frac{d}{2} = 40 + \frac{14}{2} = 47 \text{ ซม.}$$

$$b_2 = c_2 + d = 40 + 14 = 54 \text{ ซม.}$$

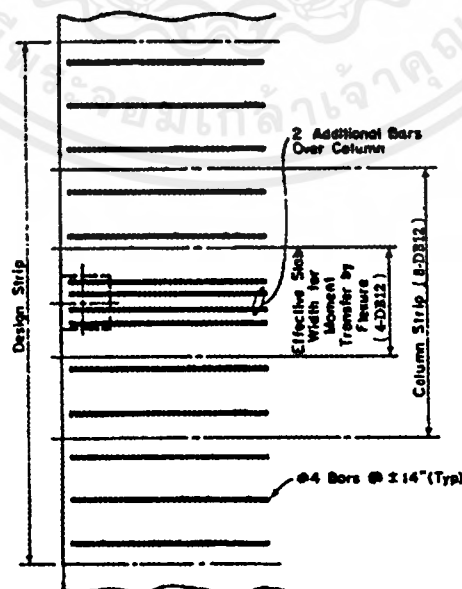
$$\frac{b_1}{b_2} = \frac{47}{54} = 0.87$$

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{0.87}} = 0.62$$

$$\gamma_f M_u = 0.62(3,698.06) = 2,292.80 \text{ กก.-ม. จะถูกส่งถ่ายลงบริเวณพื้นที่ซึ่งมีความกว้างประสิทธิภาพ}$$

91 ซม. ลองเพิ่มเหล็กเสริม 2-DB12 ที่บริเวณหัวเสา แล้วตรวจสอบความสามารถในการรับโมเมนต์ส่งถ่าย

ของเหล็กเส้น DB12 4 เส้น ในพื้นที่กว้าง 91 ซม.



สำหรับ 4-DB12

$$A_s = 4(1.13) = 4.52 \quad \text{ ซม.}^2$$

$$\omega = \frac{A_s f_y}{f_c' b d} = \frac{4.52 \times 4,000}{280 \times 91 \times 14} = 0.051$$

$$\frac{M_n}{f_c' b d^2} = 0.0545$$

$$M_n = \frac{0.0545 \times 280 \times 91 \times 14^2}{100} = 2,721.77 \quad \text{ กก-ม.}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times (2,721.77) = 2,449.59 \quad \text{ กก-ม.} > 2,292.80 \quad \text{ กก-ม.} \quad \text{ใช้ได้}$$

ในส่วนของการส่งถ่ายโมเมนต์ที่ไม่สมดุล เนื่องจากการเยื้องศูนย์ของแรงเฉือน จะใช้

$$M_u = 0.3M_n = 0.3 \times 2,449.59 = 734.88 \quad \text{ กก-ม.}$$

c. แรงเฉือนรวมที่ต้านในของหน้าตัดวิกฤต

$$v_c = \frac{V_c}{A_c} + \frac{\gamma_v M_n}{\left(\frac{J}{c}\right)}$$

$$= \frac{12,030.48}{2,072} + \frac{0.38 \times 4,266.99 \times 100}{36,172.57}$$

$$= 5.81 + 4.48 = 10.29 \quad \text{ กก./ ซม.}^2$$

เมื่อ  $b_1 = 47$  ซม. และ  $b_2 = 54$  ซม.

$$c = \frac{b_1^2}{2b_1 + b_2} = \frac{47^2}{2(47) + 54}$$

$$= 14.93 \quad \text{ ซม.}$$

$$A_c = (2b_1 + b_2)d = (2(47) + 54)14 = 2,072 \quad \text{ ซม.}^2$$

$$\frac{J}{c} = 2.54 \frac{[2b_1 d(b_1 + 2b_2) + d^3(2b_1 + b_2)/b_1]}{c}$$

$$= 2.54 \frac{(203,980 + 8,640.68)}{14.93} = 36,172.57 \quad \text{ ซม.}^3$$

$$\gamma_v = 1 - 0.62 = 0.38$$

d. แรงเฉือนที่ยอมให้

$$\begin{aligned}\phi_v &= 1.06\phi\sqrt{f_c'} \\ &= 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{280} \\ &= 15.07 \text{ กก./ซม.}^2 > 10.29 \text{ กก./ซม.}^2\end{aligned}$$



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

**ตัวอย่างที่ 7.2 - การวิเคราะห์พื้นคอนกรีตเสริมเหล็กสองทางโดยวิธีออกแบบโดยตรง**

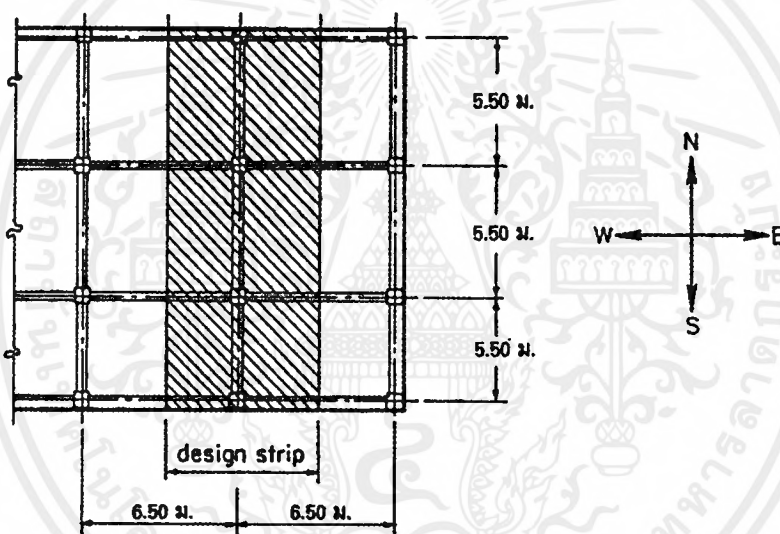
ใช้วิธีออกแบบโดยตรงหาโมเมนต์ที่จะใช้ในการออกแบบสำหรับระบบแผ่นพื้น ดังรูปข้างล่าง

ความสูงของชั้น = 3.60 ม., ขนาดของเสา = 45 × 45 ซม.

ขนาดของคานขอบ = 35 × 60 ซม., ขนาดของคานภายใน = 35 × 50 ซม.

ความหนาของพื้น = 15 ซม., น้ำหนักบรรทุกจร = 450 กก./ม.<sup>2</sup>

$f'_c = 280$  กก./ซม.<sup>2</sup> สำหรับทุกองค์อาคาร,  $f_y = 4,000$  กก./ซม.<sup>2</sup>



1. การออกแบบเบื้องต้นหาความหนาของพื้น ( $h$ ) :

หาความหนาต่ำสุดของแผ่นพื้นจากพิสัยของการโค้งตัว โดยใช้รูปที่ 7-15 , 7-16 และ 7-17 ในการหาค่าสตีฟเนส

สัมพัทธ์ของการตัด ( $\alpha$ ) :

สำหรับคานขอบในด้านทิศเหนือ-ใต้ :

$$I_2 = \frac{650}{2} + \frac{45}{2} = 347.50 \text{ ซม.}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\frac{a}{h} = \frac{60}{15} = 4$$

$$\frac{b}{h} = \frac{35}{15} = 2.33$$

จากรูปที่ 7-17 ,  $f = 1.43$

$$\begin{aligned} \alpha &= \left( \frac{E_{cb}}{E_{cs}} \right) \left( \frac{b}{I_2} \right) \left( \frac{a}{h} \right)^3 f \\ &= \left( \frac{35}{347.50} \right) (4)^3 (1.43) = 9.22 \end{aligned}$$

สำหรับคานาขอบในด้านทิศตะวันออก-ตะวันตก :

$$I_2 = \frac{550}{2} + \frac{45}{2} = 297.50 \text{ ซม.}$$

$$\alpha = \left( \frac{35}{297.50} \right) (4)^3 (1.43) = 10.77$$

คานาช่วงในในด้านทิศเหนือ-ใต้ :

$$I_2 = 650 \text{ ซม.}$$

$$\frac{a}{h} = \frac{50}{15} = 3.33$$

$$\frac{b}{h} = \frac{35}{15} = 2.33$$

จากรูปที่ 7-16 ,  $f = 1.61$

$$\alpha = \left( \frac{35}{650} \right) (3.33)^3 (1.61) = 3.21$$

คานาช่วงในในด้านทิศตะวันออก-ตะวันตก :

$$I_2 = 550 \text{ ซม.}$$

$$\alpha = \left( \frac{35}{550} \right) (3.33)^3 (1.61) = 3.79$$

เมื่อ  $\alpha > 2.0$  ในทุกคานา ความหนาต่ำสุดของพื้นเท่ากับ 9 ซม.

ในทิศ ตะวันออก-ตะวันตก :  $I_{n1} = 650 - 2 \left( \frac{45}{2} \right) = 605 \text{ ซม.}$

$$\text{ในทิศ เหนือ-ใต้ : } l_{n2} = 550 - 2\left(\frac{45}{2}\right) = 505 \text{ ซม.}$$

$$\beta = \frac{l_{n1}}{l_{n2}} = \frac{605}{505} = 1.20$$

$l_n$  คือความยาวช่วงว่างด้านยาวจากขอบเสาถึงขอบเสา

$$l_n = 650 - 2\left(\frac{45}{2}\right) = 605 \text{ ซม.}$$

$$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{14,000}\right)}{36 + 9\beta}$$

$$= \frac{605 \left(0.8 + \frac{4,000}{14,000}\right)}{36 + 9(1.20)} = 14.04 \text{ ซม.} \quad \text{ใช้ 15 ซม.}$$

2. ตรวจสอบว่าเป็นไปตามข้อกำหนดตามวิธีออกแบบโดยตรง :

- แผ่นพื้นในแต่ละทิศทางต้องมีความต่อเนื่องกันอย่างน้อยสามช่วง
- อัตราส่วนของด้านยาวต่อด้านสั้นเท่ากับ  $650/550 = 1.18 < 2.0$
- ความยาวของช่วงต่อเนื่องเท่ากัน
- เสาอยู่ในแนวเดียวกัน
- อัตราส่วนของน้ำหนักบรรทุกจรต่อน้ำหนักบรรทุกคงที่เท่ากับ  $450/(2,400 \times 0.15) = 1.25 < 2.0$

แผ่นพื้นภายใน :

$$\alpha_1 = 3.21 \quad l_2 = 650 \text{ ซม.}$$

$$\alpha_2 = 3.79 \quad l_1 = 550 \text{ ซม.}$$

$$\frac{\alpha_1 l_2^2}{\alpha_2 l_1^2} = \frac{3.21 \times 650^2}{3.79 \times 550^2} = 1.18 \quad 0.2 < 1.18 < 5.0 \quad \text{ใช้ได้}$$

แผ่นพื้นภายนอก :

$$\alpha_1 = 3.21 \quad l_2 = 650 \text{ ซม.}$$

$$\alpha_2 = 10.77 \quad l_1 = 550 \text{ ซม.}$$

$$\frac{\alpha_1 l_2^2}{\alpha_2 l_1^2} = \frac{3.21 \times 650^2}{10.77 \times 550^2} = 0.42 \quad 0.2 < 0.42 < 5.0 \quad \text{ใช้ได้}$$

3. โมเมนต์ในแผ่นพื้น :

a. โมเมนต์ประลัยทั้งหมดต่อท่อนึงช่วง

$$M_o = \frac{w_u l_2 l_n^2}{8}$$

$$= \frac{1.332 \times 6.50 \times 5.05^2}{8} = 27.60 \text{ ตัน-ม.}$$

โดยที่  $w_u = w_d + w_l = 1.4(360 + 45) + 1.7(450) = 1,332 \text{ กก./ม.}^2$

น้ำหนักคานต่อ  $l_2$  เท่ากับ  $\frac{0.35 \times 0.35 \times 2,400}{6.50} = 45 \text{ กก./ม.}^2$

b. โมเมนต์ลบและบวกที่คานด้วยตัวคานแล้ว

จากตารางที่ 7-8

ช่วงภายใน :

โมเมนต์ลบ  $= 0.65M_o = 17.94 \text{ ตัน-ม.}$

โมเมนต์บวก  $= 0.35M_o = 9.66 \text{ ตัน-ม.}$

ช่วงปลาย :

โมเมนต์ลบภายนอก  $= 0.16M_o = 4.42 \text{ ตัน-ม.}$

โมเมนต์บวก  $= 0.57M_o = 15.73 \text{ ตัน-ม.}$

โมเมนต์ลบภายใน  $= 0.70M_o = 19.32 \text{ ตัน-ม.}$

4. กระจายโมเมนต์ที่จุดด้วยตัวคูณแล้วสู่แกนเสาและแกนกลาง  
เปอร์เซ็นต์ที่ใช้กระจายเป็นโมเมนต์ลบและบวกสู่แกนเสา

เสภายใน :

$$75 + 30 \left( \frac{\alpha_1 l_2}{l_1} \right) \left( 1 - \frac{l_2}{l_1} \right) = 75 + 30(1 - 1.18) = 70\%$$

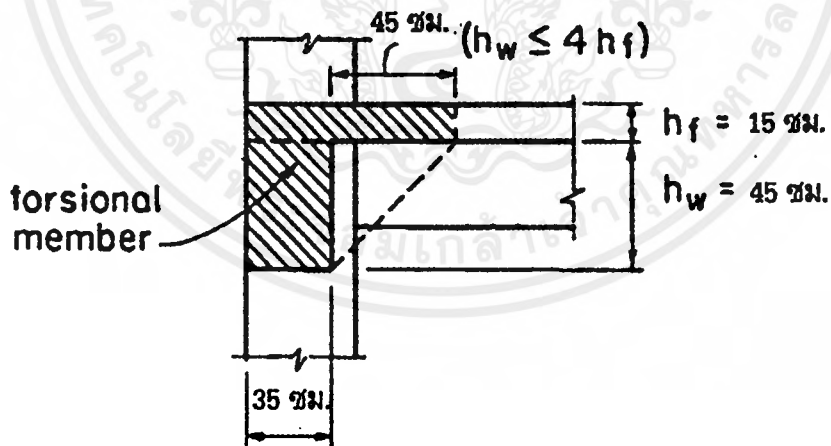
เสภายนอก :

$$100 - 10\beta_t + 12\beta_t \left( \frac{\alpha_1 l_2}{l_1} \right) = 100 - 10(1.59) + 12(1.59)(1 - 1.18) = 81\%$$

โดยที่  $\beta_t = \frac{C}{2I_s} = \frac{582,363}{2 \times 182,813} = 1.59$

$$I_s = \frac{l_2 h^3}{12} = \frac{650 \times 15^3}{12} = 182,813 \text{ ซม.}^4$$

$$C = \Sigma \left( 1 - 0.63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3} \text{ ซึ่งได้แสดงการคำนวณไว้ตามข้างล่างหรือใช้ค่าจากตารางที่ 7-3}$$





$x_1 = 35$ ซม.	$x_2 = 15$ ซม.	$x_1 = 35$ ซม.	$x_2 = 15$ ซม.
$y_1 = 45$ ซม.	$y_2 = 80$ ซม.	$y_1 = 60$ ซม.	$y_2 = 45$ ซม.
$C_1 = 327,994$ ซม. <sup>4</sup>	$C_2 = 79,369$ ซม. <sup>4</sup>	$C_1 = 542,369$ ซม. <sup>4</sup>	$C_2 = 39,994$ ซม. <sup>4</sup>
$\Sigma C = 327,994 + 79,369 = 407,363$ ซม. <sup>4</sup>		$\Sigma C = 542,369 + 39,994 = 582,363$ ซม. <sup>4</sup>	

โมเมนต์บวก :

$$60 + 30 \left( \frac{\alpha_1 l_2}{l_1} \right) \left( 1.5 - \frac{l_2}{l_1} \right) = 60 + 30(1.5 - 1.18) = 70\%$$

สรุป โมเมนต์ที่คูณด้วยตัวคูณแล้วในแถบเสาและแถบกลาง :

	โมเมนต์ที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว (ตัน-ม.)	แถบเสา		โมเมนต์ที่เกิดจากครึ่งแถบกลาง 2 ด้าน (ตัน-ม.) <sup>2</sup>
		ร้อยละ	โมเมนต์ (ตัน-ม.)	
ช่วงภายนอก :				
โมเมนต์ลบภายนอก	4.42	81	3.58	0.84
โมเมนต์บวก	15.73	70	11.01	4.72
โมเมนต์ลบภายใน	19.32	70	13.52	5.80
ช่วงภายใน :				
โมเมนต์ลบ	17.94	70	12.56	5.38
โมเมนต์บวก	9.66	70	6.76	2.90

โดยที่ 1 เมื่อ  $\alpha_1 l_2 / l_1 > 1.0$  คานต้องสามารถรับโมเมนต์ได้อย่างน้อย 85% ของโมเมนต์ในแถบเสา

2 เป็นโมเมนต์ส่วนที่ไม่ได้แบ่งเข้าสู่แถบเสาให้นำมาแบ่งเข้าครึ่งแถบกลางของด้านที่สอดคล้องกัน

5. โมเมนต์ที่จุดด้วยตัวคูณแล้วในเสา :

a. สำหรับเสภายใน ซึ่งมีช่วงความยาวคงที่ทั้งในแนวทแยงและในแนวขวาง

$$M_u = 0.07(0.5w_1l_2l_n^2)$$

$$= 0.07(0.5 \times 1.7 \times 0.45 \times 6.50 \times 5.05^2) = 4.44 \text{ ตัน-ม.}$$

เมื่อเสามีขนาดเท่ากัน และความยาวของเสาด้านบนและด้านล่างของชั้นนี้เท่ากัน ดังนั้น

$$M_c = \frac{4.44}{2} = 2.22 \text{ ตัน-ม.}$$

ค่าโมเมนต์นี้รวมกับน้ำหนักตามแกนของแต่ละชั้น จะนำไปใช้ในการออกแบบเสภายใน

b. สำหรับเสภายนอก โมเมนต์ด้านบนทั้งหมดจากพื้นจะถ่ายให้กับเสา และเมื่อเสามีขนาดเท่ากัน และความยาวของเสาด้านบนและด้านล่างของชั้นนี้เท่ากัน

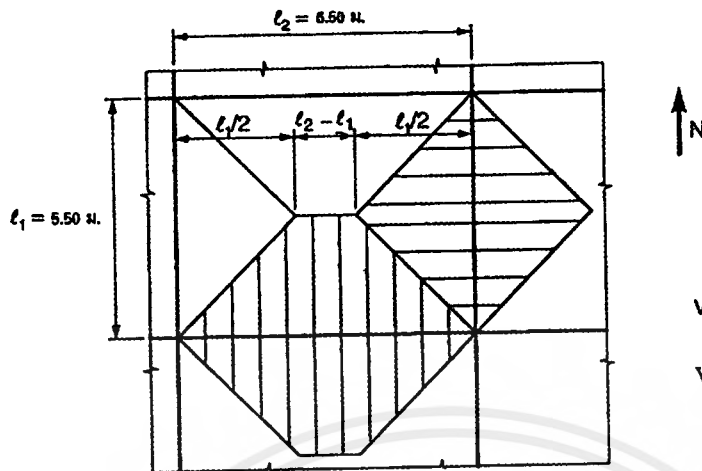
$$M_c = \frac{4.42}{2} = 2.21 \text{ ตัน-ม.}$$

6. กำลังต้านทานแรงเฉือน :

a. คานรองรับ ( $b_w = 35$  ซม.,  $d = 43$  ซม.)

คานทุกตัวมีค่า  $\alpha_1 l_2 / l_1 > 1.0$  ดังนั้นต้องตรวจสอบว่าสามารถต้านทานแรงเฉือนได้หรือไม่ โดยจะตรวจสอบ

คานช่วงใน เนื่องจากต้องรับแรงเฉือนมากกว่าคานขอบ



$$V_u = \frac{1}{2} w_u l_1 \frac{l_1}{2} = \frac{w_u l_1^2}{4}$$

$$V_u = \frac{1}{2} w_u \frac{l_1}{2} \frac{l_1}{2} + w_u (l_2 - l_1) \frac{l_1}{2}$$

$$= \frac{w_u l_1}{4} (l_1 + 2l_2 - 2l_1) = \frac{w_u l_1}{4} (2l_2 - l_1)$$

งานในทิศ เหนือ-ใต้ :

$$V_u = \frac{w_u l_1^2}{4} = \frac{1.332(5.50)^2}{4} = 10.07 \text{ ตัน}$$

$$\phi V_c = 0.53 \phi \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$= 0.53 \times 0.85 \sqrt{280} \times 35 \times 43 \times 10^{-3} = 11.35 \text{ ตัน}$$

$$V_u < \phi V_c \quad \text{ใช้ได้}$$

งานรองรับในทิศตะวันออก-ตะวันตก :

$$V_u = \frac{w_u l_1 (2l_2 - l_1)}{4}$$

$$= \frac{1.332 \times 5.50 (2(6.50) - 5.50)}{4} = 13.74 \text{ ตัน}$$

$$V_u > \phi V_c$$

กำลังต้านทานแรงเฉือนที่ต้องการเพื่อนำไปใช้หาปริมาณเหล็กเสริมต้านทานแรงเฉือน หาได้จาก

$$V_s = (V_u - \phi V_c) / \phi = (13.74 - 11.35) / 0.85 = 2.81 \text{ ตัน}$$

b. พื้นที่ ( $b_w = 100$  ซม.,  $d = 12$  ซม.)

$$V_u = \frac{1.15 w_u l_1}{2} = \frac{1.15 \times 1.269 \times 5.50}{2} = 4.01 \text{ ตัน}$$

$$\phi V_c = 0.53 \phi \sqrt{f'_c} b_w d$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$= 0.53 \times 0.85 \sqrt{280} \times 100 \times 12 \times 10^{-3} = 9.05 \text{ ตัน}$$

$F_u < \phi V_c$       ใช้ได้

ไม่ต้องเสริมเหล็กต้านทานแรงเฉือนในพื้นที่



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## บทที่ 8

### การออกแบบรับแรงดัดและแรงตามแนวแกน

#### ข้อกำหนดทั่วไป

การออกแบบของอาคารรับแรงอัดแบบสั้นจะใช้ความแข็งแรงของหน้าตัดเป็นหลัก ความสามารถในการรับผลรวมของแรงดัดและแรงตามแนวแกนต้องขึ้นอยู่กับความสมดุลของแรงและความสอดคล้องของความเครียดกำลังรับโมเมนต์และแรงตามแนวแกน  $(P_n, M_n)$  คู่ด้วยตัวคูณลดกำลัง  $(\phi)$  จะได้ผลลัพธ์คือกำลังที่ใช้ในการออกแบบของหน้าตัด  $(\phi P_n, \phi M_n)$  ซึ่งจะต้องไม่น้อยกว่ากำลังที่ต้องการ :

$$(\phi P_n, \phi M_n) \geq (P_u, M_u)$$

องค์อาคารใดๆ ภายใต้แรงดัดและแรงตามแนวแกนจะต้องได้รับการออกแบบตามข้อกำหนดดังกล่าว โดยกำลังที่ต้องการ  $(P_u, M_u)$  เป็นผลกระทบต่อโครงสร้างอันเนื่องมาจากผลรวมของน้ำหนักบรรทุกทุกและแรงทั้งหมด

"Strength interaction diagram" เป็นแผนภาพแสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังออกแบบรับแรงตามแนวแกน  $(\phi P_n)$  กับกำลังออกแบบรับโมเมนต์  $(\phi M_n)$  แผนภาพนี้แสดงความสามารถในการรับแรงของหน้าตัดภายใต้ระยะการหนีศูนย์ต่างๆ ของน้ำหนักกระทำ รูปที่ 8-1 แสดงลักษณะทั่วไปของแผนภาพความสัมพันธ์ของแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ในส่วนต่างๆที่ใช้ในการออกแบบ ส่วนบนซึ่งขนานกับแกนนอนบ่งถึงกำลังรับแรงตามแนวแกนมากที่สุดที่ยอมให้  $P_{n(max)}$  เมื่อกำลังออกแบบรับแรงตามแนวแกน  $(\phi P_n)$  มีค่าลดลงเรื่อย ๆ จนถึงจุดที่มีค่าน้อยกว่า  $0.10f_c' A_g$  หรือ  $\phi P_b$  จากตำแหน่งนี้จนถึงจุดที่  $\phi P_n$  มีค่าเท่ากับศูนย์ ซึ่งเป็นกรณีของหน้าตัดอยู่ภายใต้แรงดัดอย่างเดียว ค่าของตัวคูณลดกำลัง  $(\phi)$  จะเพิ่มขึ้นอย่างเชิงเส้น จาก  $\phi = 0.75$  หรือ  $0.70$  สำหรับแรงอัด เข้าหา  $\phi = 0.90$  สำหรับแรงดัด ในรูปที่ 8-1 ตัวคูณลดกำลังจะเริ่มเพิ่มขึ้นเมื่อ  $P_n$  มีค่าเท่ากับ  $0.10f_c' A_g$

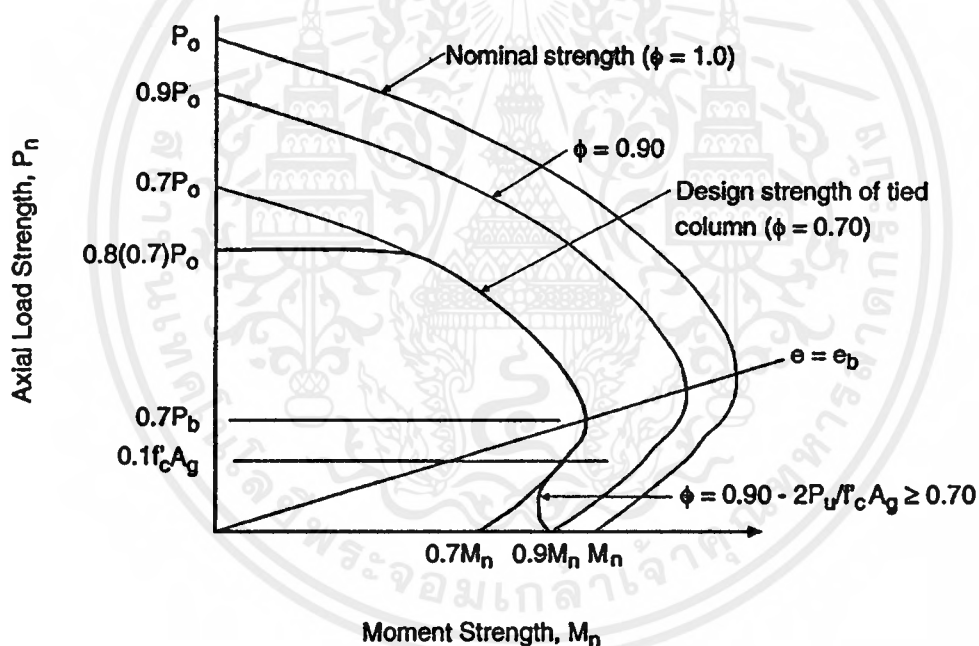
ในองค์อาคารซึ่งใช้เหล็กเสริมมีความแข็งแรงไม่เกิน SD40 และวางเหล็กสมมาตรโดยมีระยะระหว่างเหล็กเสริมรับแรงดัดและแรงอัดไม่น้อยกว่า 0.7 เท่าของความลึกทั้งหมดขององค์อาคาร ค่า  $0.10f_c' A_g$  จะน้อยกว่า  $\phi P_b$  ในกรณีนี้ซึ่งถือว่าเป็นกรณีทั่วไป ค่าของตัวคูณลดกำลัง  $(\phi)$  จะเพิ่มขึ้นตามสมการ

- สำหรับองค์อาคารที่เสริมเหล็กปลอกเดี่ยว

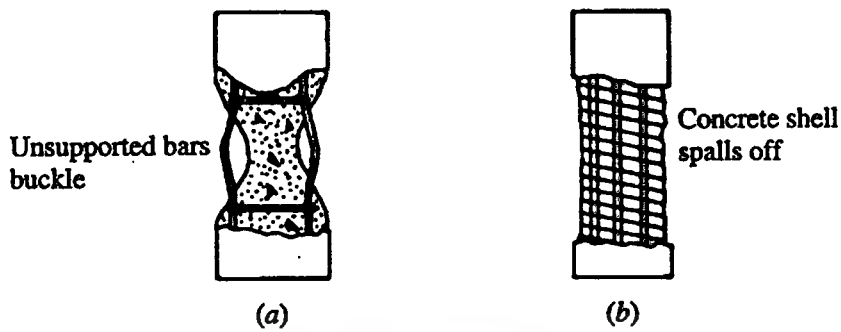
$$\phi = 0.90 - \frac{0.20P_u}{0.10f_c A_g} \geq 0.70$$

- สำหรับองค์อาคารที่เสริมเหล็กปลอกเกลียว

$$\phi = 0.90 - \frac{0.15P_u}{0.10f_c A_g} \geq 0.75$$



รูปที่ 8-1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ (เสาปลอกเดี่ยว,  $\phi = 0.70$ )



รูปที่ 8-2 เปรียบเทียบการพังทลายของเสาปลอกเดี่ยวและเสาปลอกเกลียว

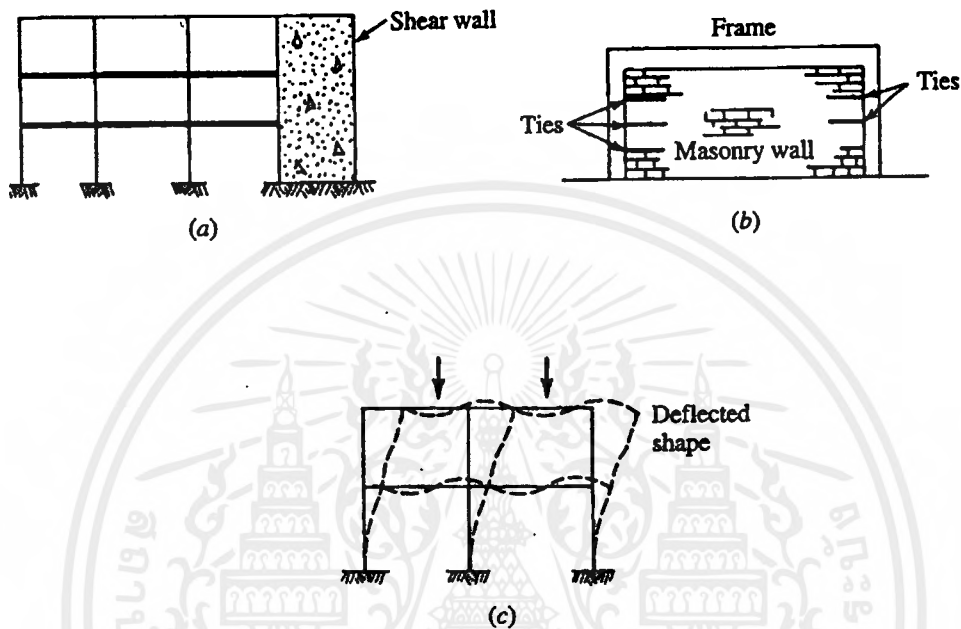
### 8.1 ความแตกต่างระหว่างเสาปลอกเดี่ยวและเสาปลอกเกลียว

การทดลองในห้องปฏิบัติการ แสดงว่าเสาปลอกเดี่ยวและปลอกเกลียวซึ่งมีพื้นที่หน้าตัดเท่ากันและปริมาณเหล็กเสริมเท่ากัน มีกำลังในการรับแรงตามแนวแกนเท่ากัน แต่ลักษณะของการพังทลายจะแตกต่างกัน (รูปที่ 8-2) เมื่อรับน้ำหนักจนถึงจุดประลัย คอนกรีตรอบนอกของเหล็กปลอกจะเกิดการแตกร้าวเนื่องจากแรงอัดและหลุดออกไป ส่งผลให้หน้าตัดของคอนกรีตที่รับแรงลดน้อยลง เมื่อปราศจากคอนกรีตห่อหุ้มยึดเหล็กยื่นให้อยู่กับที่ เหล็กยื่นในเสาปลอกเดี่ยวจะเกิดการโก่งทำให้เสาพังทลายอย่างฉับพลัน ในขณะที่ในเสาปลอกเกลียว ถึงแม้คอนกรีตรอบนอกเหล็กปลอกจะหลุดออกไป แต่ปลอกเกลียวซึ่งเป็นเหล็กเส้นต่อเนื่องกัน จะยึดเนื้อคอนกรีตส่วนในและเหล็กเสริมไว้กับที่ ทำให้สามารถรับแรงต่อไปได้ จึงไม่เกิดการพังทลายแบบฉับพลัน เสาปลอกเกลียวจะพังทลาย ก็ต่อเมื่อน้ำหนักที่กดสามารถทำให้เนื้อคอนกรีตส่วนในเกิดแรงดันออกทุกด้าน ทำให้เหล็กปลอกถึงจุดคราก

### 8.2 ข้อพิจารณาถึงการยึดตรึงขององค์อาคาร

องค์อาคารซึ่งมีข้อต่อยึดติดกับโครงสร้างที่มีความแข็งแรงมากจนไม่มีการเคลื่อนตัวด้านข้าง จะถือว่าเป็นองค์อาคารที่มีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง เช่น พื้นของอาคารซึ่งยึดติดกับผนังรับแรงเฉือน (shear wall) ปล่องลิฟท์ หรือผนังอิฐก่อ ส่วนของอาคารที่อาศัยความแข็งแรงของตัวมันเองในการต้านทานการเคลื่อนที่ด้านข้าง จะถือว่าเป็นองค์อาคารที่ไม่มีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง ดังในรูปที่ 8-3 รูป (a)

และ (b) จะถือว่ามีการยึดรั้ง ในระหว่างที่รูป (c) ซึ่งเป็นโครงสร้างซึ่งอาศัยความแข็งแรงของเสาและคานแต่อย่าง เดียว จะถือว่าไม่มีการยึดรั้ง



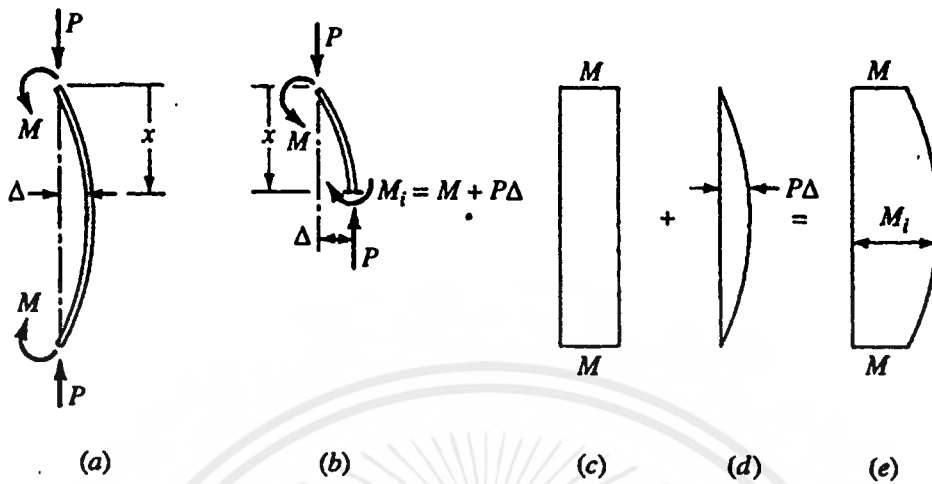
รูปที่ 8-3 ตัวอย่างของโครงสร้างที่มีการยึดและไม่มีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง

### 8.3 ข้อกำหนดถึงผลของความชะลูด

เสาซึ่งมีพื้นที่หน้าตัดใหญ่จนการแอ่นตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากโมเมนต์หลัก (Primary moment) มีค่าน้อยมาก จะเรียกว่า เสาสั้น (short column) ความสามารถในการรับน้ำหนักของเสาประเภทนี้ ขึ้นอยู่กับความแข็งแรงของวัสดุที่ใช้ (คอนกรีตและเหล็ก)

เสาซึ่งมีพื้นที่หน้าตัดเล็ก จนการแอ่นตัวเนื่องจากโมเมนต์มีค่ามาก จนทำให้เกิดโมเมนต์เพิ่มขึ้นอีก (Secondary moment) เนื่องจากผลคูณของแรงตามแนวแกน ( $P$ ) และการแอ่นตัว ( $\Delta$ ) ที่กึ่งกลางเสา เสาประเภทนี้จะเรียกว่า เสายาวหรือเสาชะลูด (long or slender column) การออกแบบเสาประเภทนี้จะต้องออกแบบให้รับได้ทั้งโมเมนต์เดิมและโมเมนต์ที่เกิดขึ้น





รูปที่ 8-4 โมเมนต์ที่เกิดขึ้นในเสาทั้งโมเมนต์เดิมและโมเมนต์ที่เกิดเพิ่มขึ้น

มาตรฐานการออกแบบกำหนดค่า  $kl_u/r$  เป็นตัวระบุว่าจะจัดว่าเป็นเสาสั้นหรือเสาขลุคตามข้อกำหนดต่อไปนี้

1. สำหรับองค์อาคารรับแรงอัดที่มีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง ไม่ต้องคิดผลของความขลุคเมื่อ  $kl_u/r$  น้อยกว่า  $34 - 12M_{1b}/M_{2b}$
2. สำหรับองค์อาคารรับแรงอัดที่ไม่มีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง ไม่ต้องคิดผลของความขลุค เมื่อ  $kl_u/r$  น้อยกว่า 22

โดยที่  $k$  = ตัวคูณความยาวประสิทธิผลสำหรับองค์อาคารรับแรงอัด

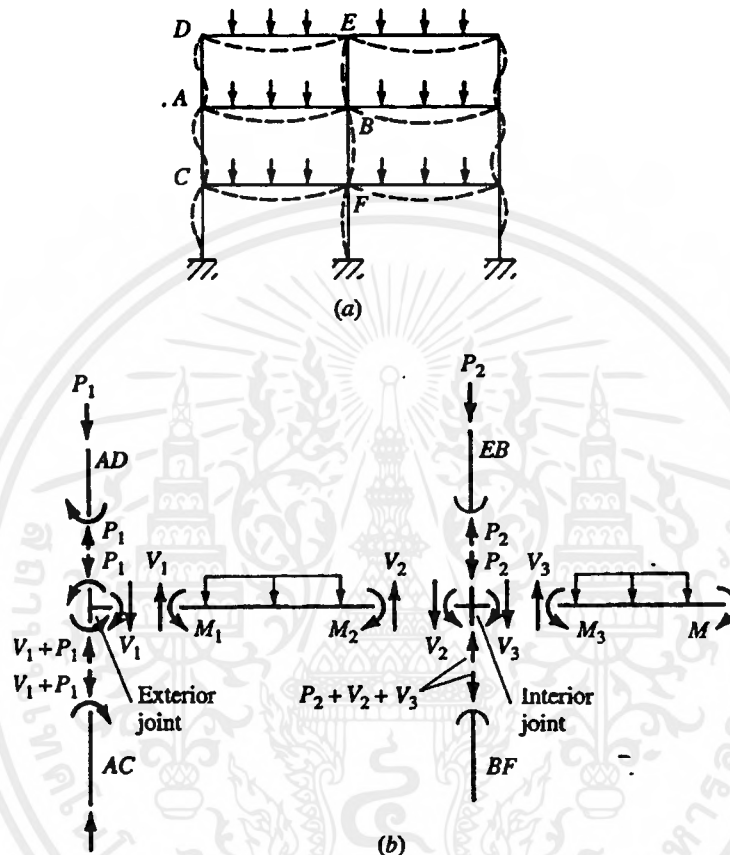
$l_u$  = ความยาวส่วนที่ไม่มีการยึดรั้งขององค์อาคารรับแรงอัด

$r$  = รัศมีเฉื่อยของหน้าตัดขององค์อาคารรับแรงอัด สำหรับหน้าตัดสี่เหลี่ยมใช้เท่ากับ 0.3 ของความลึกขององค์อาคารด้านรับแรงอัด สำหรับหน้าตัดกลมใช้เท่ากับ 0.25 ของเส้นผ่าศูนย์กลาง

$M_{1b}$  = ค่าที่น้อยกว่าของโมเมนต์ที่ต้องการที่ปลายขององค์อาคาร เนื่องจากแรงที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวด้านข้างไม่มาก คำนวณหาได้โดยการวิเคราะห์โครงอาคารด้วยวิธีอีลาสติก มีค่าเป็นบวกถ้าองค์อาคารอยู่ในรูปโค้งเดียว มีค่าเป็นลบถ้าอยู่ในรูปโค้งคู่ติดกลับ (ดูรูปที่ 8-5)

$M_{2b}$  = ค่าที่มากกว่าของโมเมนต์ที่ต้องการที่ปลายขององค์อาคาร เนื่องจากแรงที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวด้านข้างไม่มาก คำนวณหาได้โดยการวิเคราะห์โครงอาคารด้วยวิธีอีลาสติก

ในกรณีที่โมเมนต์ที่ปลายทั้งสองขององค์อาคารมีค่าน้อยมาก ให้ใช้อัตราส่วน  $M_{1b}/M_{2b} = 1$  และในกรณีที่องค์อาคารอยู่ในรูปโค้งคู่ติดกลับ อัตราส่วน  $M_{1b}/M_{2b}$  จะต้องไม่น้อยกว่า  $-0.5$



รูปที่ 8-5 การแอนตัวและแรงในอาคารหลายชั้น

รูป 8-5(a) แสดงอาคารสามชั้นสองช่วง มีน้ำหนักแผ่กระจายคงที่กระทำบนคานทุกตัว ซึ่งสามารถใช้แทนอาคารทั่วไปที่ใช้ในการออกแบบได้ รูป 8-5(b) แสดง Free-body diagram ของคานและเสาซึ่งต่อเชื่อมกันที่ด้านนอกและด้านในของอาคาร

ที่ตำแหน่งเสาด้านใน มีคานมาต่อสองด้าน ถ้าคานมีช่วงเท่ากันและรับน้ำหนักกระทำเท่ากัน โมเมนต์ที่ปลายคานสองข้างจะมีขนาดเท่ากันและทิศทางตรงกันข้าม ส่งผลให้โมเมนต์ที่ส่งถ่ายไปยังเสามีค่าน้อยมาก เสาในคานในของอาคารจะมีการออกแบบโค้งเดียว

ที่ตำแหน่งเสาด้านนอก มีคานมาต่อเพียงด้านเดียว โมเมนต์จากคานจะส่งถ่ายไปยังเสาทั้งหมด ทำให้เสาด้านนอกต้องรับโมเมนต์มากกว่าเสาด้านใน การออกแบบของเสาด้านนอกจะเป็นลักษณะของการออกแบบโค้งคู่ติดกลับ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## 8.4 พิกัดสำหรับเหล็กเสริมขององค์อาคารรับแรงอัด

### 8.4.1 เหล็กเสริมตามยาว

เพื่อความยืดหยุ่น, เพื่อลดการหดตัวและการคืบของคอนกรีต และเพื่อให้องค์อาคารสามารถรับแรงอัดได้บ้าง มาตรฐานการออกแบบกำหนดให้ เนื้อที่ของเหล็กเสริมตามยาวสำหรับองค์อาคารรับแรงอัดแบบไม่เชิงประกอบ ต้องไม่น้อยกว่า 0.01 ของเนื้อที่ทั้งหมด  $A_g$  ของหน้าตัด และค่ามากที่สุดที่ยอมให้คือ 0.08

แต่ในทางปฏิบัติแล้ว เป็นการยากที่จะใส่เหล็กมากกว่า 5% ลงในแบบแล้วเหลือเนื้อที่พอที่จะให้คอนกรีตเหลวไหลลงในแบบระหว่างเทอย่างสะดวก โดยเฉพาะอย่างยิ่งบริเวณที่คานมาต่อกับเสา ซึ่งในบริเวณนั้น นอกเหนือจากเหล็กเสริมในเสาแล้ว ยังมีเหล็กเสริมของคานวิ่งผ่านเข้ามาด้วย

เพื่อที่จะให้คอนกรีตเหลวไหลผ่านระหว่างเหล็กเสริมอย่างสะดวก ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมจะต้องไม่น้อยกว่า 1.5 เท่าเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเสริม หรือ 4 ซม.

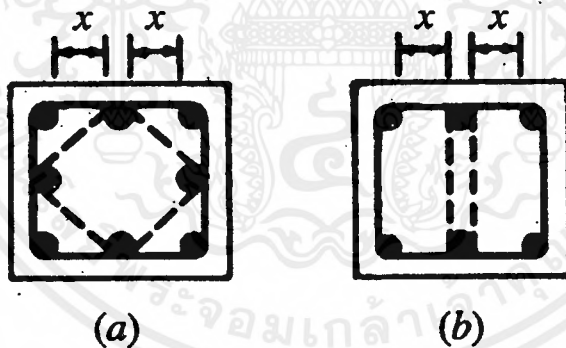
เพื่อป้องกันความเสียหายจากอัคคีภัยและสนิม มาตรฐานการออกแบบกำหนดให้ระยะหุ้มของคอนกรีตถึงผิวนอกของเหล็กปลอกจะต้องไม่น้อยกว่า 3.5 ซม. สำหรับองค์อาคารที่ไม่สัมผัสกับดินหรือไม่ถูกแดดฝน แต่ถ้าสัมผัสกับดินและถูกแดดฝนต้องใช้ระยะหุ้มต่ำสุด 5.0 ซม. สำหรับเหล็กเสริมขนาดใหญ่กว่า 16 มม. และ 4.0 ซม. สำหรับเหล็กเสริมขนาดเล็กกว่า 16 ซม.

### 8.4.2 เหล็กปลอกเดี่ยว

เหล็กปลอกเดี่ยวสำหรับองค์อาคารรับแรงอัด ต้องเป็นไปตามข้อต่อไปนี้

- ก. เหล็กเสริมตามยาวทุกเส้นต้องรัดไว้ด้วยเหล็กปลอกเดี่ยว โดยมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางดังนี้
- ขนาดอย่างน้อย 6 มม. สำหรับเหล็กเส้นตามยาวขนาด 20 มม. หรือเล็กกว่า
  - ขนาดอย่างน้อย 9 มม. สำหรับเหล็กเส้นตามยาวขนาด 25 มม. ถึง 32 มม.
  - ขนาดอย่างน้อย 12 มม. สำหรับเหล็กเส้นตามยาวขนาดใหญ่กว่า 32 มม. และสำหรับเหล็กเส้นตามยาวมัดรวมกันเป็นก่า

- ข. ระยะห่างของเหล็กปลอกเดี่ยว ต้องไม่มากกว่าค่าต่อไปนี้
- 16 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเส้นตามยาว
  - 48 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กปลอกเดี่ยว
  - มิติที่เล็กที่สุดขององค์อาคารรับแรงอัด
- ค. ต้องจัดให้มุมของเหล็กปลอกเดี่ยวยึดเหล็กเส้นตามยาวทุกมุม ขณะเดียวกันต้องจัดให้เหล็กปลอกเดี่ยวยึดเหล็กเส้นตามยาวเส้นเว้นเส้น โดยมุมของเหล็กปลอกนั้นต้องไม่มากกว่า 135 องศา สำหรับเหล็กเส้นที่ไม่มีมุมของเหล็กปลอกเดี่ยวยึด ระยะช่องว่างของเหล็กเส้นนั้นกับเหล็กเส้นที่มีเหล็กปลอกเดี่ยวยึดมุมข้างเคียงต้องไม่เกิน 15 ซม. ถ้าเหล็กเส้นตามยาวเรียงกันเป็นวงกลม อาจใช้เหล็กปลอกเดี่ยวรัศรอบเป็นวงกลมก็ได้
- ง. เหล็กปลอกเดี่ยวต้องอยู่เหนือส่วนบนของฐานรากหรือพื้นของชั้นใด ๆ ไม่มากกว่าครึ่งหนึ่งของระยะห่างของเหล็กปลอกเดี่ยว และต้องอยู่ใต้เหล็กเสริมตามแนวนอนล่างสุดของแผ่นพื้นหรือแป้นหัวเสาที่อยู่เหนือขึ้นไป ไม่มากกว่าครึ่งหนึ่งของระยะห่างของเหล็กปลอกเดี่ยวนั้น



รูปที่ 8-6 การเสริมเหล็กปลอกเดี่ยว (จะต้องมีเหล็กปลอกเดี่ยวเสริมตามเส้นประ ถ้าระยะ  $x > 15$  ซม.)

### 8.4.3 เหล็กปลอกเกลียว

เหล็กปลอกเกลียวสำหรับองค์อาคารรับแรงอัด ต้องเป็นไปตามข้อต่อไปนี้

- ก. อัตราส่วนของเหล็กปลอกเกลียว ( $\rho_s$ ) ต้องไม่น้อยกว่า  $\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y}$

โดยที่  $A_g$  = เนื้อที่หน้าตัดทั้งหมด

$A_c$  = เนื้อที่แกนคอนกรีตขององค์อาคารรับแรงอัดที่รัดด้วยเหล็กปลอกเกลียว

โดยวัดถึงขอบนอกของเส้นผ่าศูนย์กลางของวงเหล็กปลอกเกลียว

$f_y$  = กำลังครากที่กำหนดของเหล็กปลอกเกลียว แต่ต้องไม่เกิน 4,000 กก./ซม.<sup>2</sup>

- ข. สำหรับการก่อสร้างหล่อในที่ เหล็กปลอกเกลียว ต้องมีขนาดไม่น้อยกว่า 9 มม.  
 ค. ระยะช่องว่างระหว่างเหล็กปลอกเกลียวต้องไม่มากกว่า 7.5 ซม. และไม่น้อยกว่า 2.5 ซม.

### 8.5 ลักษณะการพังทลายขององค์อาคารรับแรงดัดและแรงตามแนวแกน

พิจารณาโดยยึดค่าของความเครียดในเหล็กเสริมด้านรับแรงดัดเป็นหลัก ให้  $P_n$  เป็นแรงตามแนวแกน และ  $P_{nb}$  เป็นแรงตามแนวแกนที่สภาวะสมดุล ลักษณะการพังทลายขององค์อาคารรับแรงดัดและแรงตามแนวแกน สามารถแบ่งได้เป็นสามกรณีดังต่อไปนี้

- ก. การพังทลายที่สภาวะสมดุล เมื่อคอนกรีตด้านรับแรงอัดเกิดการแตกหักพร้อมกับการครากของเหล็กเสริมด้านรับแรงดัด ( $P_n = P_{nb}$ )  
 ข. การพังทลายด้วยแรงอัด ซึ่งเริ่มจากการแตกหักของคอนกรีตด้านรับแรงอัด ( $P_n > P_{nb}$ )  
 ค. การพังทลายด้วยแรงดัด ซึ่งเริ่มจากการครากของเหล็กเสริมด้านรับแรงดัด ( $P_n < P_{nb}$ )

## 8.6 การออกแบบของค้ำอาคารรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ารับแรงคดและแรงตามแนวแกน

### 8.6.1 สภาวะทั่วไป

จากรูปที่ 8-7 เราสามารถสร้างสมการแสดงค่าของแรงและหน่วยแรงบนหน้าตัดได้ดังต่อไปนี้

$$P_n = C_c + C_s - T \quad (8-1)$$

$$M_n = P_n e = C_c \left( \bar{y} - \frac{a}{2} \right) + C_s (\bar{y} - d') + T (d - \bar{y}) \quad (8-2)$$

โดยที่

$$C_c = 0.85 f'_c b a, \quad C_s = A_s f'_s, \quad T = A_s f_s$$

$$f'_s = 6,120 \frac{c - d'}{c} \leq f_y$$

$$f_s = 6,120 \frac{d - c}{c} \leq f_y$$

### 8.6.2 สภาวะสมดุล

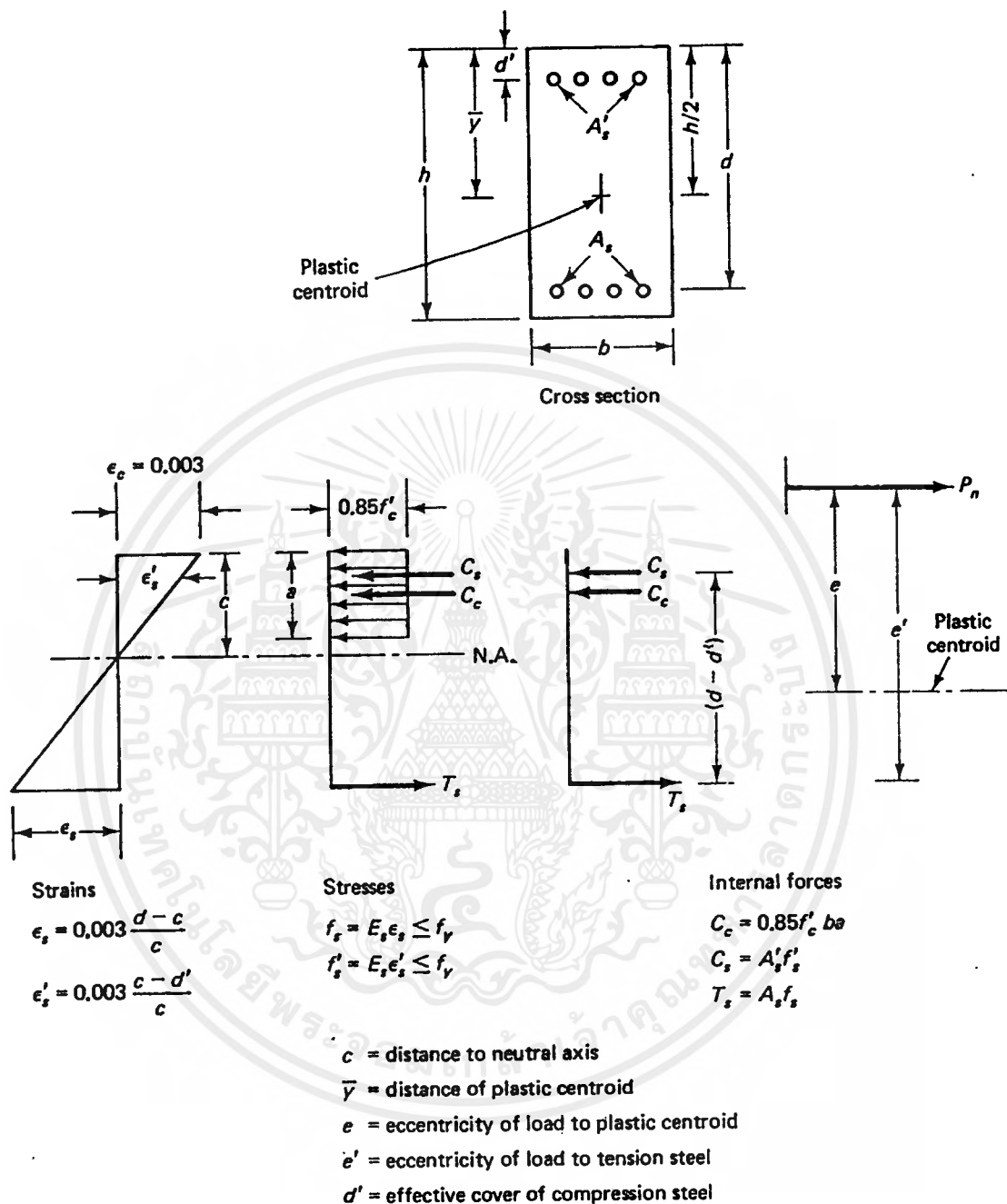
$$\frac{c_b}{d} = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} = \frac{0.003}{0.003 + f_y / 2,040,000} = \frac{6,120}{6,120 + f_y}$$

$$a_b = \beta_1 c_b = \beta_1 d \frac{6,120}{6,120 + f_y}$$

$$\epsilon'_s = \frac{c_b - d'}{c_b} \epsilon_u \longrightarrow f'_s = \frac{c_b - d'}{c_b} 6,120 \leq f_y$$

$$P_{nb} = 0.85 f'_c b a_b \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_y \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{nb} = P_{nb} e_b = 0.85 f'_c b a_b \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right) \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left( d - \frac{h}{2} \right) \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right)$$



รูปที่ 8-7 การกระจายความเครียดและหน่วยแรงในหน้าตัดภายใต้ผลรวมของแรงดัดและแรงตามแนวแกน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### 8.6.3 สภาวะภายใต้อิทธิพลของแรงอัด

เมื่อแรงตามแนวแกนที่กระทำ ( $P_n$ ) มากกว่าแรงตามแนวแกนที่สภาวะสมดุล ( $P_{nb}$ ) หรือเมื่อระยะหนีศูนย์กลาง ( $e$ ) น้อยกว่าระยะหนีศูนย์กลางที่สภาวะสมดุล ( $e_b$ ) องค์อาคารจะวิบัติโดยการพังทลายของคอนกรีตภายใต้แรงอัด ในระหว่างที่หน่วยแรงในเหล็กเสริมรับแรงดึงจะน้อยกว่าจุดคราก หรืออาจจะอยู่ภายใต้แรงอัดด้วย

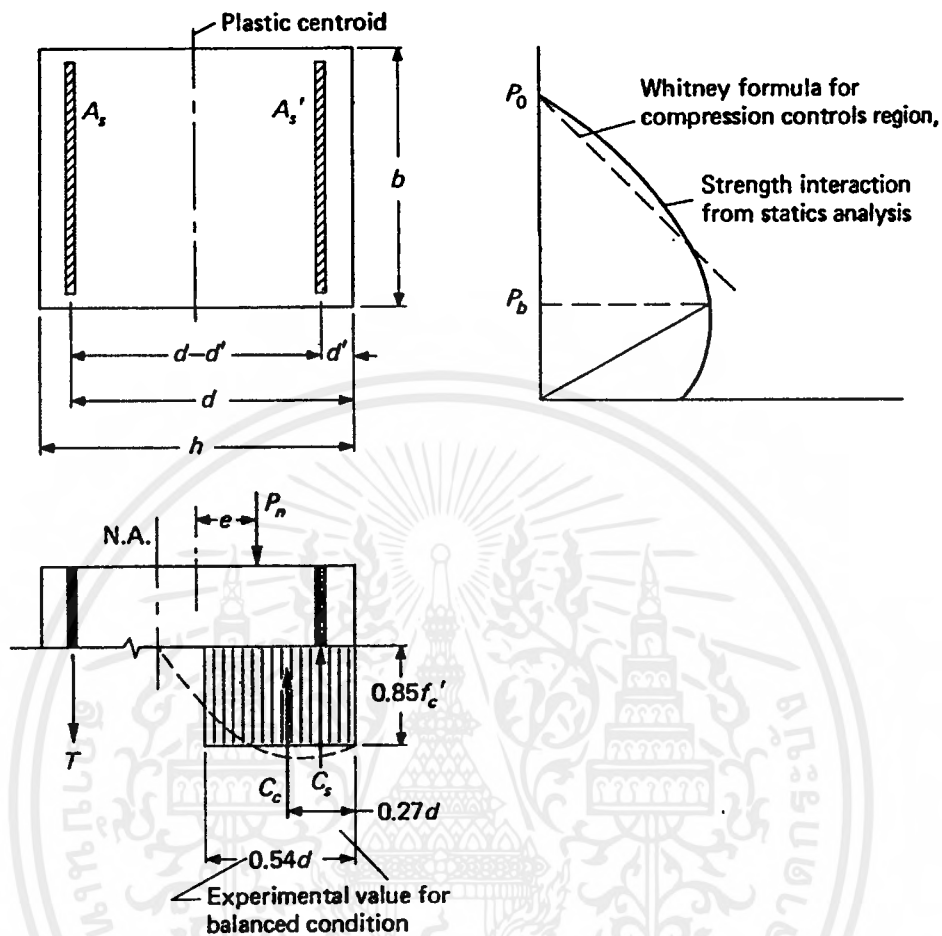
การออกแบบและวิเคราะห์ในกรณีนี้ จะใช้การลองผิดลองถูกสมมติค่าของความลึกของแกนสะเทิน ( $c$ ) ร่วมกับความสอดคล้องของความเครียดและสมการสมดุล (8-1) และ (8-2) หรืออาจจะใช้การประมาณโดยวิธีของ Whitney

วิธีของ Whitney จะให้ค่าในการออกแบบที่ต่ำกว่าค่าจริงที่ได้จากการลองผิดลองถูก ยกเว้นแต่เมื่อแรงตามแนวแกนที่กระทำมีค่าเข้าใกล้แรงตามแนวแกนที่สภาวะสมดุล วิธีของ Whitney จะให้ค่าที่สูงกว่า

วิธีของ Whitney ถูกสร้างขึ้นมาโดยอาศัยสมมติฐานดังต่อไปนี้

1. มีการวางเหล็กเสริมแนวเดียวแบบสมมาตรรอบแกนรับแรงดัด
2. เหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดคราก
3. ไม่คิดพื้นที่ของคอนกรีตซึ่งถูกแทนที่โดยพื้นที่เหล็กเสริมรับแรงอัด
4. ความลึกของรูปกล่องสี่เหลี่ยมผืนผ้าเทียบเท่าของหน่วยแรงในคอนกรีต ( $a$ ) เท่ากับ  $0.54d$  ซึ่งเป็นค่าเฉลี่ยที่สภาวะสมดุลขององค์อาคารรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า
5. ความสัมพันธ์ของแรงตามแนวแกนและแรงดัดในสภาวะภายใต้อิทธิพลของแรงอัดถือว่าเป็นเชิงเส้นตรง





รูปที่ 8-8 สมมติฐานของ Whitney สำหรับสภาวะภายใต้อิทธิพลของแรงอัด

จากรูปที่ 8-8 ถ้ารวมโมเมนต์รอบแนวเหล็กเสริมรับแรงดึงจะได้

$$P_n \left( e + \frac{d-d'}{2} \right) = C_c \left( d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d-d') \quad (a)$$

โดยที่

$$C_c = 0.85 f_c' b a = 0.85 f_c' b (0.54d) = 0.459 b d f_c'$$

$$C_c \left( d - \frac{a}{2} \right) = 0.459 b d f_c' \left( d - \frac{0.54d}{2} \right) = \frac{1}{3} f_c' b d^2 \quad (b)$$

$$C_s = A_s f_y \quad (c)$$

แทนค่า สมการ (b) และ (c) ลงใน (a) จะได้

$$P_n = \frac{\frac{1}{3}f'_c b d^2}{e + \frac{1}{2}(d-d')} + \frac{A'_s f_y (d-d')}{e + \frac{1}{2}(d-d')} = \frac{f'_c b h}{\frac{3he}{d^2} + \frac{3(d-d')h}{2d^2}} + \frac{A'_s f_y}{\frac{e}{d-d'} + \frac{1}{2}}$$

เมื่อ  $e=0$  :  $P_n = P_b = 0.85f'_c b h + f_y(A_s + A'_s) = 0.85f'_c b h + 2f_y A'_s$

แทนค่าข้างบนลงในสมการ (e) จะได้

$$0.85f'_c b h + 2f_y A'_s = \frac{f'_c b h}{0 + \frac{3(d-d')h}{2d^2}} + \frac{A'_s f_y}{0 + \frac{1}{2}}$$

$$\frac{3(d-d')h}{2d^2} = \frac{1}{0.85} = 1.18 \quad (f)$$

แทนค่าสมการ (f) ลงใน (e) จะได้

$$P_n = \frac{f'_c b h}{\frac{3he}{d^2} + 1.18} + \frac{A'_s f_y}{\frac{e}{d-d'} + 0.5} \quad (8-3)$$

#### 8.6.4 สภาวะภายใต้อิทธิพลของแรงดึง

เมื่อแรงตามแนวแกนที่กระทำ ( $P_n$ ) น้อยกว่าแรงตามแนวแกนที่สภาวะสมดุล ( $P_{nb}$ ) หรือเมื่อระยะหนีศูนย์กลาง ( $e$ ) มากกว่าระยะหนีศูนย์กลางที่สภาวะสมดุล ( $e_b$ ) องค์อาคารจะวิบัติโดยเริ่มต้นจากที่เหล็กเสริมรับแรงดึงถึงจุดคราก ในระหว่างที่หน่วยแรงในเหล็กเสริมรับแรงอัดอาจถึงจุดครากหรือน้อยกว่าก็ได้

การออกแบบและวิเคราะห์ในกรณีนี้ จะใช้สมการที่ (8-1) และ (8-2) เป็นหลัก โดยใช้ค่า  $f_y$  แทน  $f_s$  ในสมการ

การวางเหล็กเสริมให้สมมาตรรอบแกนรับแรงดัด ( $A'_s = A_s$ ) เป็นที่นิยมใช้กันทั่วไป เพื่อรับการกลับทิศทางของแรงในองค์อาคารรับแรงตามแนวแกนและแรงดัด เนื่องจากการกลับทิศทางของแรงลม และเพื่อป้องกันความผิดพลาดในการวางเหล็กกลับทางในการก่อสร้าง

ถ้าสมมติให้เหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดครากด้วย และใช้  $A'_s = A_s$  เราสามารถจะเขียนสมการที่ (8-1) และ (8-2) ได้ใหม่

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$P_n = 0.85f'_c b a \rightarrow a = \frac{P_n}{0.85f'_c b} \quad (a)$$

$$\begin{aligned} M_n &= P_n e = 0.85f'_c b a \left( \bar{y} - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y (\bar{y} - d') + A_s f_y (d - \bar{y}) \\ &= 0.85f'_c b a \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y (d - d') \end{aligned} \quad (b)$$

แทนค่า  $P_n$  และ  $a$  จากสมการ (a) ลงใน (b)

$$\begin{aligned} P_n e &= P_n \left( \frac{h}{2} - \frac{P_n}{1.7f'_c b} \right) + A_s f_y (d - d') \\ \frac{P_n^2}{1.7f'_c b} - P_n \left( \frac{h}{2} - e \right) - A_s f_y (d - d') &= 0 \end{aligned} \quad (8-4)$$

จากสมการที่ (8-4) เมื่อรู้  $P_n$  และ  $M_n$  จากการวิเคราะห์โครงสร้าง เลือกหน้าตัดองค์อาคารให้จัดว่าเป็นเสาแบบสั้น (ไม่ต้องคิดถึงผลของความชะลุด) เราจะสามารถที่จะหาปริมาณของเหล็กเสริมได้

## 8.7 การออกแบบของค้ำอาคารรูปวงกลมรับแรงดัดและแรงตามแนวแกน

การออกแบบเสาหน้าตัดรูปวงกลมจะต้องใช้เวลาและขั้นตอนมากกว่าหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยม วิธีที่ง่ายที่สุดคือ การแปลงหน้าตัดรูปวงกลมให้เป็นรูปสี่เหลี่ยมเทียบเท่า ตามที่แสดงในรูปที่ 8.9 ซึ่งวิธีนี้ให้ผลเป็นที่ยอมรับได้

สำหรับสภาวะภายใต้อิทธิพลของแรงอัด หน้าตัดสี่เหลี่ยมเทียบเท่าจะต้องมี

- ก. ความหนาในด้านรับแรงดัดเท่ากับ  $0.8h$  โดยที่  $h$  เป็นเส้นผ่าศูนย์กลางของเสารูปวงกลม
- ข. ความกว้าง  $b$  เท่ากับ  $A_g/0.8h$
- ค. ปริมาณเหล็กเสริมทั้งหมด ( $A_{st}$ ) จะถูกแบ่งเป็นสองส่วน และวางเป็นแถวเดียวสมมาตรรอบแกนรับแรงดัด โดยระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมสองแถวเท่ากับ  $2D_s/3$  โดยที่  $D_s$  เป็นเส้นผ่าศูนย์กลางของวงกลมแนววางเหล็กเสริม

สำหรับสภาวะภายใต้อิทธิพลของแรงดึง จะใช้เสาจริงในการหาแรงอัดในคอนกรีต ( $C_c$ ) แต่จะใช้เหล็กเสริมตามข้อ ค. ข้างบน แต่ใช้ปริมาณเท่ากับ  $0.4A_{st}$  และวางห่างกันเท่ากับ  $0.75D_s$

หลังจากที่จัดหน้าตัดเป็นตามข้างบนแล้ว เราสามารถที่จะวิเคราะห์และออกแบบเสาทรงกลมด้วยวิธีเหมือนกับเสาสี่เหลี่ยมตามข้างล่าง

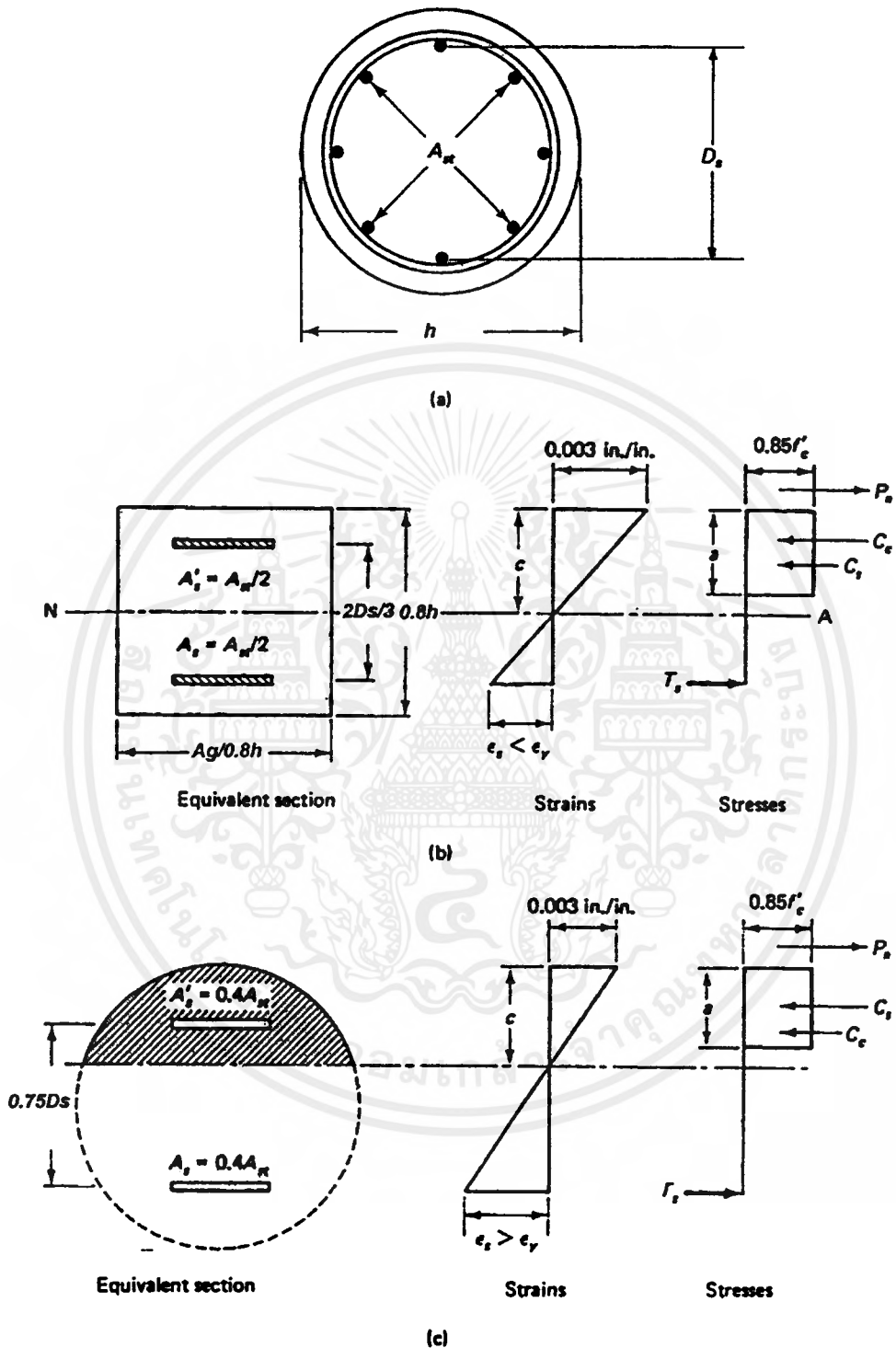
สำหรับสภาวะภายใต้แรงอัด แทนค่า  $A_{st}/2 = A_s'$ ,  $2D_s/3 = d - d'$ ,  $0.8h = t$ ,  $0.4h + D_s/3 = d$  และ  $A_g = bh$  ลงในสมการที่ (8-3) จะได้

$$\begin{aligned}
 P_n &= \frac{f_c'bh}{\frac{3he}{d^2} + 1.18} + \frac{A_s'f_y}{\frac{e}{d-d'} + 0.5} \\
 &= \frac{A_g f_c'}{\frac{9.6he}{(0.8h + 0.67D_s)^2} + 1.18} + \frac{A_{st}f_y}{\frac{3e}{D_s} + 1.00}
 \end{aligned} \tag{8-5}$$

สำหรับสภาวะภายใต้แรงดึง จะได้

$$P_n^2 + P_n \frac{(e - 0.438h)f_c'h}{0.638} - \frac{0.30A_{st}f_y D_s f_c'h}{0.638} = 0 \tag{8-6}$$

$$P_n = 0.85f_c'h^2 \left[ \sqrt{\left(\frac{0.85e}{h} - 0.38\right)^2 + \frac{\rho_g m D_s}{2.5h}} - \left(\frac{0.85e}{h} - 0.38\right) \right] \tag{8-6a}$$



รูปที่ 8-9 เสาสี่เหลี่ยมเทียบเท่า (a) เสาหน้าตัดวงกลมเดิม,

(b) หน้าตัดเทียบเท่า สภาวะภายใต้อิทธิพลของแรงอัด, (c) หน้าตัดเทียบเท่าภายใต้อิทธิพลของแรงดึง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### ตัวอย่างที่ 8.1 - การออกแบบรับแรงอัดอย่างเดียว

จงออกแบบเสาปลอกเดี่ยวรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส รับน้ำหนักบรรทุกใช้งานกระทำที่จุดศูนย์กลางของเสา อันได้แก่น้ำหนักบรรทุกคงที่ 140 ตันและน้ำหนักบรรทุกจร 80 ตัน เสามีความยาวส่วนที่ไม่มีการยึดรั้ง 2.50 ม. และมีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง

ใช้  $f'_c = 280$  กก./ซม.<sup>2</sup>  $f_y = 4,000$  กก./ซม.<sup>2</sup>

1. หากำลังที่ต้องการ

$$P_u = 1.4D + 1.7L$$

$$= 1.4(140) + 1.7(80) = 332 \text{ ตัน}$$

2. ตรวจสอบความชะลูด โดยสมมติ เสาสี่เหลี่ยมจัตุรัสมีขนาด 45 ซม.

$k = 1.0$  สำหรับเสาที่มีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง

$$r = 0.3 \times 45 = 13.50 \text{ ซม.}$$

$$\frac{kL_u}{r} = \frac{1.0 \times 250}{13.50} = 18.50 < 34 - 12 \left( \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \right) = 22$$

ดังนั้นไม่ต้องคิดผลของความชะลูด

3. ออกแบบเหล็กเสริมในเสา

$$\text{น้ำหนักบรรทุกออกแบบ } P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{332}{0.70} = 474 \text{ ตัน}$$

สำหรับเสาซึ่งไม่รับโมเมนต์ หรือรับน้ำหนักตามแกนอย่างเดียว จะจำกัดกำลังไว้ที่  $0.80P_n$

$$\text{จาก } P_n = 0.8P_o = 0.8[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$$= 0.8[0.85f'_c A_g + A_{st}(f_y - 0.85f'_c)]$$

สมมติใช้เสาขนาด 45×45 ซม.

กำลังรับน้ำหนักโดยคอนกรีต  $= 0.85(280)(45 \times 45) = 481,950$  กก.

กำลังรับน้ำหนักโดยเหล็กเสริม  $= \frac{474,000}{0.80} - 481,950 = 110,550$  กก.

ใช้เหล็กยื่น  $A_s(f_y - 0.85f'_c) = 110,550$  กก.

$$A_s = \frac{110,550}{4,000 - 0.85(280)} = 29.39 \text{ ซม.}^2$$

ใช้เหล็กยื่น 4-DB32 ( $A_s = 4(8.04) = 32.16 \text{ ซม.}^2$ )

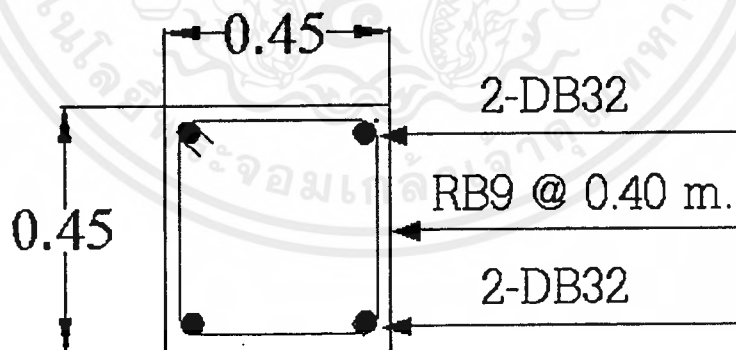
ตรวจสอบเปอร์เซ็นต์เหล็กเสริม  $= 32.16 / (45 \times 45) = 0.016$  (อยู่ระหว่าง 0.01 และ 0.08) ใช้ได้

#### 4. เลือกเหล็กปลอก

เมื่อใช้เหล็กยื่น DB32 จะต้องใช้เหล็กปลอกขนาดอย่างน้อย 9 มม. และระยะห่าง

- 16 เท่าของเหล็กยื่น  $16 \times 3.20 = 51.20$  ซม.
- 48 เท่าของเหล็กปลอก  $48 \times 0.90 = 43.20$  ซม.
- ด้านแคบของเสา  $= 45$  ซม.

ใช้เหล็กปลอกเดี่ยว RB9 @ 0.40 ม.



### ตัวอย่างที่ 8.2 - การออกแบบรับน้ำหนักตามแนวแกน

จงออกแบบเสาปลอกเดี่ยวรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส เพื่อรับน้ำหนักบรรทุกใช้งานคงที่เท่ากับ 9 ตัน น้ำหนักบรรทุกจรเท่ากับ 6 ตัน โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่เท่ากับ 12 ตัน-ม. และโมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร 9 ตัน-ม. เสามีความยาวส่วนที่ไม่มีการยึดตั้ง 3.50 ม. และเกิดการงอตัวแบบโค้งคู่ดัดกลับ (Double curvature) สถาปนิกกำหนดให้ใช้เสาขนาด 45 ซม. และมีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง

ใช้  $f'_c = 350$  กก./ซม.<sup>2</sup>  $f_y = 4,000$  กก./ซม.<sup>2</sup>

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left( \frac{f'_c - 280}{70} \right) = 0.85 - 0.05 \left( \frac{350 - 280}{70} \right) = 0.80$$

1. คำนวณหาค่าสิ่งที่ต้องการ

$$\begin{aligned} P_u &= 1.4D + 1.7L \\ &= 1.4(9) + 1.7(6) = 22.80 \text{ ตัน} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1.4D + 1.7L \\ &= 1.4(12) + 1.7(9) = 32.10 \text{ ตัน-ม.} \end{aligned}$$

2. ตรวจสอบความชะลุด

$k = 1.0$  สำหรับองค์อาคารที่มีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง

$$r = 0.3 \times 45 = 13.50 \text{ ซม.}$$

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{-32.1}{32.1} = -1 < -0.5 \quad \text{ใช้ } -0.5$$

$$\frac{kl_y}{r} = \frac{1.0 \times 350}{13.50} = 25.90 < 34 - 12(-0.5) = 40$$

ดังนั้นไม่ต้องคิดผลของความชะลุด



## 3. ออกแบบเหล็กเสริมในเสา

เนื่องจากหน้าตัดของเสามีขนาดใหญ่ ในระหว่างที่แรงตามแนวแกน  $P_u = 22.80$  ตัน มีค่าน้อยมาก เมื่อเทียบกับหน้าตัด ดังนั้นเราอาจจะเพิ่มค่าของตัวคูณลดกำลัง ( $\phi$ ) ได้

จากข้อกำหนดใน “ข้อพิจารณาทั่วไป”

ถ้า  $(h - d' - d_s)/h = (45 - 6.50 - 6.50)/45 = 0.71 > 0.70$  และ

$$0.10 f'_c A_g = 0.10 \times 350 \times (45 \times 45) = 70.88 \text{ ตัน} > 22.80 \text{ ตัน}$$

เราสามารถจะเพิ่มค่าของตัวคูณลดกำลัง สำหรับองค์อาคารที่เสริมเหล็กปลอกเดี่ยว ได้ตามสมการ

$$\begin{aligned} \phi &= 0.90 - \frac{0.20 P_u}{0.10 f'_c A_g} \geq 0.70 \\ &= 0.90 - \frac{0.20(22,800)}{0.10(350)(45 \times 45)} = 0.84 \end{aligned}$$

นำหน้าคูณบรรทุกออกแบบ

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{22.80}{0.84} = 27.28 \text{ ตัน}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{32.10}{0.84} = 38.41 \text{ ตัน-ม.}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{38.41}{27.28} = 140.80 \text{ ซม.}$$

ณ สภาวะสมดุล

$$\begin{aligned} P_{nb} &= 0.85 \beta_1 f'_c b d \left( \frac{6,120}{6,120 + f_y} \right) \\ &= 0.85(0.80)(350)(45)(38.50) \left( \frac{6,120}{6,120 + 4,000} \right) = 249.36 \text{ ตัน} \end{aligned}$$

เนื่องจาก  $P_n < P_{nb}$  แสดงว่ากำลังรับแรงของหน้าตัดอยู่ภายใต้อิทธิพลของแรงดึง

จากสมการที่ (8-4)

$$\frac{P_n^2}{1.7f_c'b} + \left(e - \frac{h}{2}\right)P_n - A_s f_y (d - d') = 0$$

$$\frac{(27,280)^2}{1.7(350)(45)} + \left(140.80 - \frac{45}{2}\right)(27,280) = A_s (4,000)[(45 - 6.50) - 6.50]$$

$$A_s = \frac{27,794.5 + 3,227,224}{128,000} = 25.43 \text{ ซม.}^2$$

ใช้  $A_s = A_s' = 25.43 \text{ ซม.}^2$  รวมเป็น  $50.86 \text{ ซม.}^2$

ใช้เหล็กยืน 10-DB28 ( $A_{st} = 10 \times 6.16 = 61.60 \text{ ซม.}^2$ ) วางด้านละ 5 เส้นในแถวเดียว

4. ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริม

$$\rho = \frac{61.60}{45 \times 45} = 0.030 \rightarrow 0.01 < \rho < 0.08$$

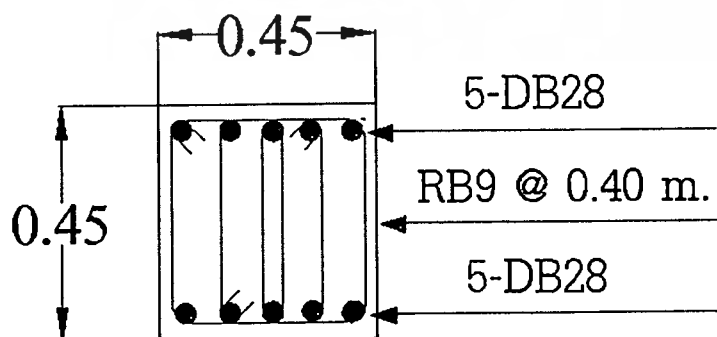
ใช้ได้

5. เลือกเหล็กปลอก

เมื่อใช้เหล็กยืน DB28 เหล็กปลอกเดี่ยวต้องมีขนาดอย่างน้อย RB9 ระยะเรียงต้องไม่เกิน :

- 16 เท่าของเหล็กยืน =  $16 \times 2.80 = 44.80 \text{ ซม.}$
- 48 เท่าของเหล็กปลอก =  $48 \times 0.90 = 43.20 \text{ ซม.}$
- ด้านแคบของเสา = 45 ซม.

ใช้ เหล็กปลอกเดี่ยว RB9 @ 0.40 ม.



### ตัวอย่างที่ 8.3 - การออกแบบสำหรับน้ำหนักบรรทุกทั่ว ๆ ไป (หน้าตัดสี่เหลี่ยม)

จงออกแบบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กปลอกเดี่ยว รับน้ำหนักบรรทุกใช้งานคงที่ 160 ตัน และน้ำหนักบรรทุกจร 110 ตัน โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ และน้ำหนักบรรทุกจร ที่ปลายด้านบนของเสารอบแกนเอก มีค่าเท่ากับ 15 และ 10 ตัน-ม. โมเมนต์ที่ปลายด้านล่างของเสาเป็นครึ่งหนึ่งของปลายด้านบน โมเมนต์รอบแกนโทถือว่า มีค่าน้อยมาก เสามีความยาวส่วนที่ไม่มีการยึดรั้ง 2.30 ม. งอตัวรอบแกนเอกเป็นแบบโค้งคู่ดัดกลับ (Double curvature) และงอเป็นแบบโค้งเดี่ยวรอบแกนโท (Single curvature)

ใช้  $f'_c = 350$  กก./ชม.<sup>2</sup> และ  $f_y = 4,000$  กก./ชม.<sup>2</sup>

สถาปนิกจำกัดความกว้างของเสาไว้ที่ 35 ซม. และให้มีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left( \frac{f'_c - 280}{70} \right) = 0.85 - 0.05 \left( \frac{350 - 280}{70} \right) = 0.80$$

1. ทากำลังที่ต้องการ

$$P_u = 1.4(160) + 1.7(110) = 411 \text{ ตัน}$$

$$M_u = 1.4(15) + 1.7(10) = 38 \text{ ตัน-ม.}$$

2. ตรวจสอบความชะลูดของเสา โดยสมมติใช้เสาขนาด 35×60 ซม.

a. ความชะลูดรอบแกนโท (35 ซม.)

$k = 1.0$  เมื่อมีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง

$$r = 0.3(35) = 10.50 \text{ ซม.}$$

$$kL_u / r = 1 \times 2.30 \times 100 / 10.50 = 21.90$$

เนื่องจากโมเมนต์รอบแกนโทมีค่าน้อยมาก จะถือว่า  $M_{1b} / M_{2b} = 1$

$$kL_u / r < 34 - 12(1) = 22 \text{ (สำหรับการงอแบบโค้งเดี่ยว)}$$

ดังนั้น ไม่ต้องคิดผลของความชะลูดรอบแกนโท

b. ความขรุขระรอบแกนเอก (60 ซม.)

$k = 1.0$  เมื่อมีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง

$$r = 0.3(60) = 18 \text{ ซม.}$$

$$M_{1b} / M_{2b} = -0.5$$

$$kl_u / r = 1 \times 2.30 \times 100 / 18 = 12.80 < 34 - 12(-0.5) = 40$$

ดังนั้น ไม่ต้องคิดผลของความขรุขระรอบแกนเอก

3. ออกแบบเหล็กเสริมในเสา

$$P_n = P_u / \phi = 411 / 0.7 = 587.14 \text{ ตัน}$$

$$M_n = M_u / \phi = 38 / 0.7 = 54.29 \text{ ตัน-ม.}$$

$$\text{ระยะเยื้องศูนย์กลาง } e = M_n / P_n = 38 / 411 = 0.09 \text{ ม.}$$

ณ สภาวะสมดุล

$$\begin{aligned} P_{nb} &= 0.85 \beta_1 f'_c b d \left( \frac{6,120}{6,120 + f_y} \right) \\ &= 0.85(0.80)(350)(35)(60 - 6.50) \left( \frac{6,120}{6,120 + 4,000} \right) = 269.51 \text{ ตัน} \end{aligned}$$

$$c_b = \frac{6,120}{6,120 + f_y} d = \frac{6,120}{6,120 + 4,000} (53.50) = 32.35 \text{ ซม.}$$

เนื่องจาก  $P_n > P_{nb}$  แสดงว่ากำลังรับแรงของหน้าตัดอยู่ภายใต้อิทธิพลของแรงอัด

ความลึกของแกนสะเทิน ( $c$ ) จะต้องมากกว่า  $c_b$

หาเหล็กเสริมโดยวิธีทดลองค่า (trial and error)

วางเหล็กให้สมมาตร โดยมี  $A_s = A_s'$

และสมมติระยะ  $c = 50$  ซม.

$$\text{ดังนั้น } a = \beta_1 c = 0.80(50) = 40 \text{ ซม.}$$

ตรวจสอบหน่วยแรงในเหล็กเสริม

$$f'_s = \left( \frac{c - d'}{c} \right) 6,120 = \left( \frac{50 - 6.50}{50} \right) 6,120 = 5,324.40 \text{ กก./ซม.}^2 > f_y \rightarrow f'_s = f_y$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$f_s = \left(\frac{d-c}{c}\right)6,120 = \left(\frac{53.50-50}{50}\right)6,120 = 428.40 \text{ กก./ชม.}^2$$

หาโมเมนต์รอบแกนศูนย์กลางของเหล็กเสริมรับแรงดึงจะได้

$$P_n \left(e + \frac{d-d'}{2}\right) - C_c \left(d - \frac{a}{2}\right) - C_s' (d-d') = 0$$

$$587,140 \left(9.25 + \frac{53.50-6.50}{2}\right) - 0.85(350)(35)(40) \left(53.50 - \frac{40}{2}\right) - 4,000 A_s' (53.50 - 6.50) = 0$$

$$587,140(32.75) - 416,500(33.50) - 4,000 A_s' (47) = 0$$

$$A_s' = \frac{19,228.84 - 13,952.75}{4(47)} = 28.06 \text{ ชม.}^2$$

ตรวจสอบระยะ  $a$  จากความสมดุลของแรง ( $\sum F = 0$ ) จะได้

$$P_n = 0.85 f_c' ab + A_s' f_s' - A_s f_s$$

$$587,140 = (0.85)(350)(35)a + 28.06(4,000) - 28.06(428.40)$$

$$a = \frac{587,140 - 28.06(3,571.60)}{(0.85)(350)(35)} = 46.76 \text{ ชม.}$$

ในระหว่างที่ค่าที่ลองเดิมคือ 40 ชม.

ลองดูอีกครั้ง ใช้ค่า  $c = d = 53.50$  ชม. จะได้ค่า  $a = 0.80(53.50) = 42.80$  ชม.

$$f_s' = \left(\frac{c-d'}{c}\right)6,120 = \left(\frac{53.50-6.50}{53.50}\right)6,120 = 5,376.40 \text{ กก./ชม.}^2 > f_y \rightarrow f_s' = f_y$$

$$f_s = \left(\frac{d-c}{c}\right)6,120 = \left(\frac{53.50-53.50}{53.50}\right)6,120 = 0$$

หาโมเมนต์รอบแกนศูนย์กลางของเหล็กเสริมรับแรงดึงจะได้

$$P_n \left(e + \frac{d-d'}{2}\right) - C_c \left(d - \frac{a}{2}\right) - C_s' (d-d') = 0$$

$$587,140 \left(9.25 + \frac{53.50-6.50}{2}\right) - 0.85(350)(35)(42.80) \left(53.50 - \frac{42.80}{2}\right) - 4,000 A_s' (53.50 - 6.50) = 0$$

$$587,140(32.75) - 445,655(32.10) - 4,000 A_s' (47) = 0$$

$$A_s' = \frac{19,228.84 - 14,305.53}{4(47)} = 26.18 \text{ ชม.}^2$$

ตรวจสอบระยะ  $a$  จากความสมดุลของแรง ( $\sum F = 0$ ) จะได้

$$P_n = 0.85 f_c' ab + A_s' f_s' - A_s f_s$$

$$587,140 = (0.85)(350)(35)a + 26.18(4,000) - 26.18(0)$$

$$a = \frac{587,140 - 26.18(4,000)}{(0.85)(350)(35)} = 46.33 \text{ ชม.}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(ถ้าลองต่อไป จะได้เหล็กเสริมล่างอยู่ภายใต้แรงอัดด้วย ทำให้ได้หน้าตัดเหล็กเสริมน้อยลงอีก)

ใช้  $A_s = A_s' = 26.18 \text{ ซม.}^2$

#### 4. สรุป

- ใช้ขนาดหน้าตัดของเสาขนาด  $0.35 \times 0.60 \text{ ม.}$
- ใช้เหล็กยื่น 8-DB32 ( $A_s = 8 \times 8.04 = 64.32 \text{ ซม.}^2$ ) ซึ่งปริมาณเหล็กเสริม

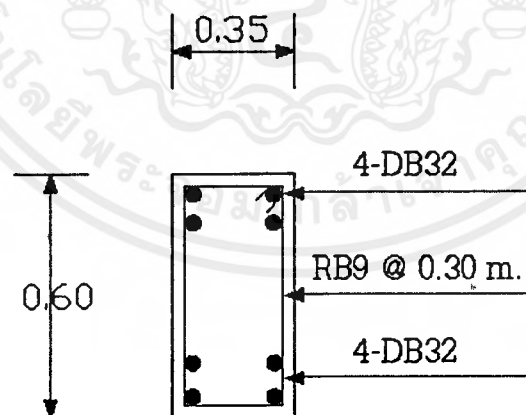
$$\rho = \frac{64.32}{35(60)} = 0.031 \quad 0.01 < \rho < 0.08 \quad \text{ใช้ได้}$$

#### 3. เลือกเหล็กปลอก

เมื่อใช้เหล็กยื่น DB32 เหล็กปลอกเดี่ยวต้องมีขนาดอย่างน้อย RB9 ระยะเรียงต้องไม่เกิน :

- 16 เท่าของเหล็กยื่น  $= 16 \times 3.20 = 51.20 \text{ ซม.}$
- 48 เท่าของเหล็กปลอก  $= 48 \times 0.90 = 43.20 \text{ ซม.}$
- ด้านแคบของเสา  $= 35 \text{ ซม.}$

ใช้ เหล็กปลอกเดี่ยว RB9 @ 0.35 ม.



ลองตรวจสอบโดยใช้สมการของ Whitney :

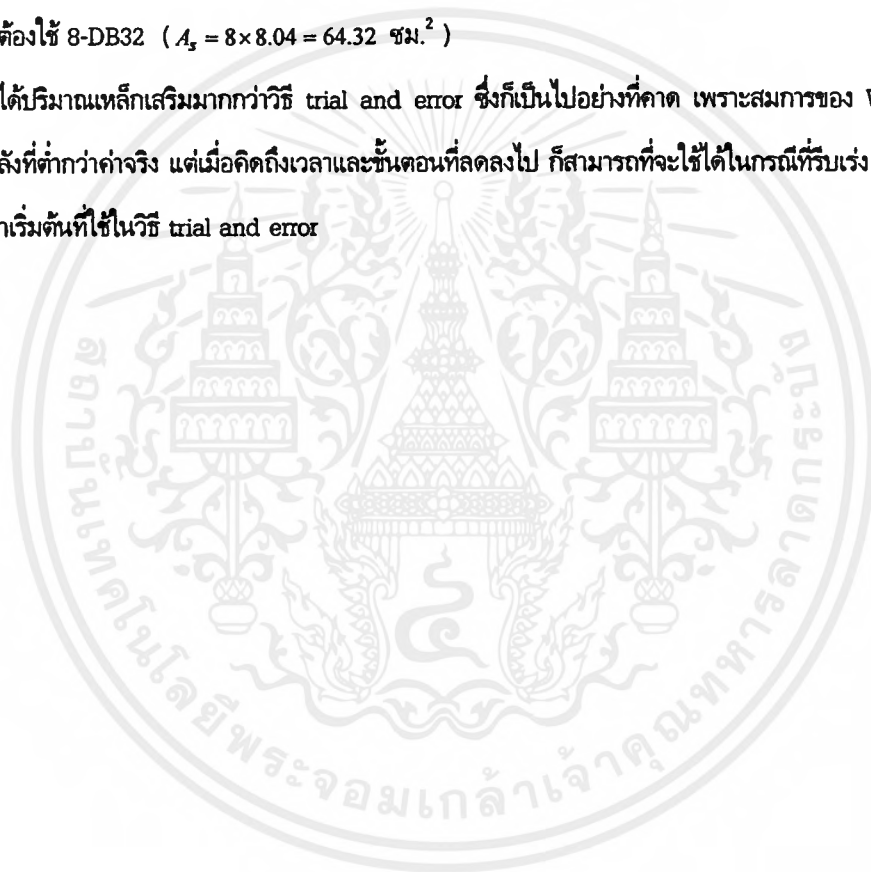
$$P_n = \frac{f_c'bh}{\frac{3he}{d^2} + 1.18} + \frac{A_s f_y}{\frac{e}{d-d'} + 0.5}$$

$$587,140 = \frac{(350)(35)(60)}{\frac{3(60)(9.25)}{(53.50)^2} + 1.18} + \frac{A_s(4,000)}{\frac{9.25}{53.50 - 6.50} + 0.5} = 417,208 + \frac{4,000}{0.697} A_s$$

$$A_s' = 29.60 \text{ ซม.}^2 \quad A_s = 2 \times 29.60 = 59.20 \text{ ซม.}^2$$

ต้องใช้ 8-DB32 ( $A_s = 8 \times 8.04 = 64.32 \text{ ซม.}^2$ )

ได้ปริมาณเหล็กเสริมมากกว่าวิธี trial and error ซึ่งก็เป็นไปอย่างที่คาด เพราะสมการของ Whitney จะให้ค่ากำลังที่ต่ำกว่าค่าจริง แต่เมื่อคิดถึงเวลาและขั้นตอนที่ลดลงไป ก็สามารถที่จะใช้ได้ในการที่รับแรง หรืออาจใช้เป็นค่าเริ่มต้นที่ใช้ในวิธี trial and error



### ตัวอย่างที่ 8.4 • การออกแบบสำหรับน้ำหนักบรรทุกทั่วไป (หน้าตัดวงกลม)

จงออกแบบเสากลมปลอกเกลียว โดยมีเส้นผ่าศูนย์กลาง 50 ซม. เสามีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง และมีความยาวของส่วนที่ไม่มีการยึดจริง 2.60 ม.

ใช้  $f'_c = 350$  กก./ซม.<sup>2</sup> ,  $f_y = 4,000$  กก./ซม.<sup>2</sup>

$P_d = 32$  ตัน ,  $P_l = 27$  ตัน ,  $M_d = 14$  ตัน-ม. ,  $M_l = 11$  ตัน-ม.

(โมเมนต์ที่ปลายข้างหนึ่งของเสามีค่าเป็นครึ่งหนึ่งของปลายอีกข้าง และเสามีการรองรับโค้งเดียว)

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left( \frac{f'_c - 280}{70} \right) = 0.85 - 0.05 \left( \frac{350 - 280}{70} \right) = 0.80$$

1. หากำลังที่ต้องการ

$$P_u = 1.4(32) + 1.7(27) = 90.70 \text{ ตัน}$$

$$M_u = 1.4(14) + 1.7(11) = 38.30 \text{ ตัน-ม.}$$



2. ตรวจสอบความชะลูดของเสา

$k = 1.0$  เมื่อเสามีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง

$$r = 0.25(50) = 12.50 \text{ ซม.}$$

$$kl_u / r = 1 \times 2.60 \times 100 / 0.125 = 20.80 < 34 - 12(0.5) = 28$$

ดังนั้น ไม่ต้องคิดผลของความชะลูด

3. ออกแบบเหล็กเสริมในเสา

$$P_u = P_n / \phi = 90.70 / 0.75 = 120.93 \text{ ตัน}$$

$$M_u = M_n / \phi = 38.30 / 0.75 = 51.06 \text{ ตัน-ม.}$$



ระยะหนีศูนย์กลางของเสากลม เท่ากับ

$$\frac{M_u}{P_u} = \frac{38.30}{90.70} = 42.23 \text{ ซม.}$$

จะเห็นว่า ระยะหนีศูนย์กลางมีค่ามากเมื่อเทียบกับเส้นผ่าศูนย์กลางของเสา

ดังนั้นหน้าตัดควรจะต้องอยู่ภายใต้อิทธิพลของแรงดึง แปลงเหล็กเสริมเป็นรูปเทียบเท่า ตามรูปที่ 8-9(c)

$$A_g = \pi(50)^2/4 = 1,963.50 \text{ ซม.}^2$$

$$D_s = 50 - 2(3.50 + 0.90 + 1.60) = 38 \text{ ซม. (สมมติ เหล็กชั้น DB32 และเหล็กปลอก RB9)}$$

ดังนั้นระยะห่างระหว่างเหล็กเสริม =  $0.75(38) = 28.50 \text{ ซม.}$

$$d' = (50 - 28.50)/2 = 10.75 \text{ ซม.}$$

$$d = t - d' = 50 - 10.75 = 39.25 \text{ ซม.}$$

$$\text{สมมติ } A_{st} = 0.03A_g = 58.90 \text{ ซม.}^2 \longrightarrow A_s = A'_s = A_{st}/2 = 29.45 \text{ ซม.}^2$$

ที่สภาวะสมดุล

$$c_b = \frac{6,120}{6,120 + f_y} d = \frac{6,120}{6,120 + 4,000} 39.25 = 23.74 \text{ ซม.}$$

$$a_b = \beta_1 c_b = 0.80(23.74) = 18.99 \text{ ซม.}$$

$$f'_s = 6,120 \frac{c_b - d'}{c_b} = 6,120 \frac{23.74 - 10.75}{23.74} = 3,348.73 \text{ กก./ซม.}^2 < f_y$$

$$f_s = 6,120 \frac{d - c_b}{c_b} = 6,120 \frac{39.25 - 23.74}{23.74} = 3,998.36 \text{ กก./ซม.}^2 < f_y$$

$$P_{nb} = C_c + A'_s f'_s - A_s f_y = 0.85(350)(684.16) + 29.45(3,348.73) - 29.45(3,998.36) \\ = 203,537 + 98,620.10 - 117,751.70 = 184,405.40 = 184.405 \text{ ตัน}$$

$$M_{nb} = C_c \left( \frac{h}{2} - \bar{y}^* \right) + A'_s f'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right) - A_s f_y \left( d - \frac{h}{2} \right) \\ = 203,537 \left( \frac{50}{2} - 11.075 \right) + 98,620.10 \left( \frac{50}{2} - 10.75 \right) + 117,751.70 \left( 39.25 - \frac{50}{2} \right) \\ = 2,834.20 + 1,405.30 + 1,677.90 = 5,917.45 \text{ ตัน-ซม.}$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{5,917.45}{184.405} = 32.09 \text{ ซม.}$$

\* พื้นที่ในส่วนสำหรับหาแรง  $C_c$  เท่ากับ  $684.16 \text{ ซม.}^2$  และแรง  $C_c$  กระทำที่  $11.075 \text{ ซม.}$  จากขอบบน

$P_n < P_{nb}$  ( $e > e_b$ ) แสดงว่าหน้าตัดอยู่ภายใต้อิทธิพลของแรงดึง

ใช้สมการที่ (8-6) หาปริมาณเหล็กยื่น

$$P_n^2 + P_n \frac{(e - 0.438h)f_c' h}{0.638} - \frac{0.30 A_{st} f_y D_s f_c' h}{0.638} = 0$$

$$(120.93)^2 + 120.93 \frac{(42.23 - 0.438 \times 50)(0.35)(50)}{0.638} = \frac{0.3 A_{st} (4)(38)(0.35)(50)}{0.638}$$

$$14,624.0649 + 67,435.5341 = 1,250.7837 A_{st}$$

$$A_{st} = 65.61 \text{ ซม.}^2$$

ใช้เหล็กยื่น 8-DB32 ( $A_{st} = 8 \times 8.04 = 64.32 \text{ ซม.}^2$ )

#### 4. หาปริมาณเหล็กปลอกเกลียวที่ต้องใช้

ถ้าใช้เหล็กปลอกเกลียวขนาด RB 9 ซึ่งมี  $f_y = 2,400 \text{ กก./ซม.}^2$

ระยะเส้นผ่าศูนย์กลางถึงขอบนอกของเหล็กปลอก  $D_c = h - 2d_c = 50 - 2(3.50) = 43 \text{ ซม.}$

$$A_c = \pi(43)^2 / 4 = 1,452.20 \text{ ซม.}^2$$

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y} = 0.45 \left( \frac{1,963.50}{1,452.20} - 1 \right) \frac{350}{2,400} = 0.023$$

$\rho_s =$  อัตราส่วนของปริมาตรของเหล็กปลอกเกลียวที่พันหนึ่งรอบต่อปริมาตรของแกนคอนกรีตที่รัดด้วยเหล็กปลอกเกลียวหนึ่งรอบ

ดังนั้น ถ้าให้  $D_s$  เป็นเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กปลอกเกลียว

และ  $A_s$  เป็นพื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอกเกลียว จะได้

$$\rho_s = \frac{A_s \pi (D_c - D_s)}{A_c s}$$

$$s = \frac{A_s \pi (D_c - D_s)}{A_c \rho_s} = \frac{\pi(0.636)(43 - 0.90)}{1,452.20(0.023)} = 2.52 \text{ ซม.}$$

ดังนั้น ใช้เหล็กปลอกเกลียว RB9 ที่ระยะห่าง 2.50 ซม.

### ตัวอย่างที่ 8.5 - การออกแบบเหล็กเสริมในเสาที่ถูกกำหนดขนาดมาแล้ว

จงหาเหล็กเสริม สำหรับเสาปลอกเดี่ยวคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด  $25 \times 50$  ซม.

ใช้  $f'_c = 350$  กก./ซม.<sup>2</sup>,  $f_y = 4,000$  กก./ซม.<sup>2</sup> โดยไม่ต้องคำนึงถึงความชะลูด

กำลังที่ต้องการ :  $P_u = 90$  ตัน  $M_u = 32.50$  ตัน-ม.

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left( \frac{f'_c - 280}{70} \right) = 0.85 - 0.05 \left( \frac{350 - 280}{70} \right) = 0.80$$

1. ต้องออกแบบให้เสามีกำลังต้านทานแรงอัด และโมเมนต์ดัด เท่ากับ

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{90}{0.70} = 128.57 \text{ ตัน}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{32.50}{0.70} = 46.43 \text{ ตัน-ม.}$$

2. โดยหลักการของความสมดุล

ให้  $A_s = A'_s$  สมมติว่า เหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดคราก  $f'_s = f_y$  (เหล็กเสริมรับแรงดึงถึงจุดคราก)

และ สมมติให้  $d = 45$  ซม. และ  $d' = 5$  ซม.

ดังนั้นจากความสมดุลของแรง  $P_n = C_c + C'_s - T_s = C_c$

$$\text{แทนค่า} \quad 128.57 \times 1,000 = 0.85 \times 350 \times 25 \times a$$

$$a = 17.29 \text{ ซม.}$$

$$\text{แต่ที่สภาวะสมดุล} \quad c_b = \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}} d = 27.22 \text{ ซม.}$$

$$\text{ระยะ} \quad a_b = \beta_1 c_b = 0.80 \times 27.22 = 21.78 \text{ ซม.} > \text{ระยะ} \quad a = 17.29 \text{ ซม.}$$

แสดงว่าเสาวิบัติแบบแรงดึงเป็นหลัก

3. หาโมเมนต์รอบแกนศูนย์ถ่วงรับแรงดึง

$$P_n \left( e + \frac{d-d'}{2} \right) = C_c (d - 0.5a) + C_s' (d - d')$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{32.50}{90} = 0.36 \text{ ม.}$$

$$128,570 \left( 36 + \frac{45-5}{2} \right) = 128,570 (45 - 0.5 \times 17.3) + C_s' (45 - 5)$$

$$C_s' = \frac{128,570(56 - 36.35)}{40} = 63,160 \text{ กก.}$$

$$C_s' = A_s' f_y = A_s' 4,000 = 63,160$$

$$A_s' = \frac{63,160}{4,000} = 15.80 \text{ ซม.}^2 = A_s$$

4. ตรวจสอบว่าเหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดครากหรือไม่

$$a = 17.29 \text{ ซม.} \quad \text{ดังนั้น} \quad c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{17.29}{0.80} = 21.61 \text{ ซม.}$$

เมื่อพิจารณาจากรูปการกระจายความเครียดจะได้

$$\epsilon_s' = \epsilon_c \frac{c-d'}{c} = 0.003 \frac{21.61-5}{21.61} = 0.0023 > \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = 0.00196$$

แสดงว่าเหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดครากตามที่สมมติ ใช้ได้

$$\text{ดังนั้นใช้ } A_s = A_s' = 15.80 \text{ ซม.}^2$$

$$\text{เลือกเหล็ก 4-DB32 } (A_s = 4 \times 8.04 = 32.16 \text{ ซม.}^2)$$

5. เลือกเหล็กปลอกเดี่ยวขนาด RB9

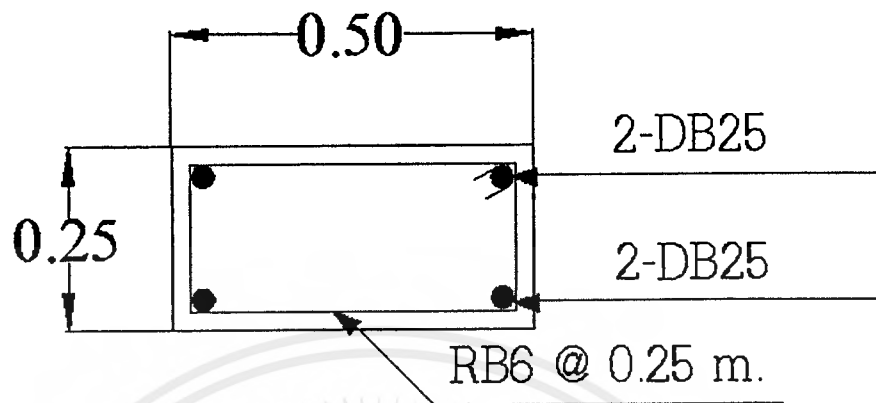
ระยะห่างต้องไม่เกิน

$$- 16 \text{ เท่าเหล็กยืน} = 16 \times 2.50 = 40 \text{ ซม.}$$

$$- 48 \text{ เท่าเหล็กปลอก} = 48 \times 0.90 = 43.20 \text{ ซม.}$$

$$- \text{ด้านแคบที่สุดของเสา} = 25 \text{ ซม.}$$

ดังนั้น ใช้เหล็กปลอกเดี่ยวขนาด RB9 @ 0.25 ม.



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

**ตัวอย่างที่ 8.6 - การออกแบบสำหรับน้ำหนักบรรทุก 2 แกน(หน้าตัดวงกลม)**

จงออกแบบเสากลมเสริมเหล็กปลอกเกลียว เพื่อรับน้ำหนักบรรทุกใช้งานตามตารางข้างล่าง  
 เสามีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้างและมีความยาวของส่วนที่ไม่มีการยึดตั้ง 2.10 ม.  
 สถาปนิกจำกัดขนาดของเสาไว้ที่ 40 ซม.

ใช้  $f'_c = 350$  กก./ซม.<sup>2</sup>  $f_y = 4,000$  กก./ซม.<sup>2</sup>

	น้ำหนักบรรทุกคงที่	น้ำหนักบรรทุกจร
แรงตามแนวแกน (ตัน)	36	33
โมเมนต์ทิศ E-W (ตัน-ม.)	5.52	4.14
โมเมนต์ทิศ N-S (ตัน-ม.)	7.18	5.80

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left( \frac{f'_c - 280}{70} \right) = 0.85 - 0.05 \left( \frac{350 - 280}{70} \right) = 0.80$$

1. หากำลังที่ต้องการ

$$P_u = 1.4(36) + 1.7(33) = 106.50 \text{ ตัน}$$

$$M_u(E-W) = 1.4(5.52) + 1.7(4.14) = 14.77 \text{ ตัน-ม.}$$

$$M_u(N-S) = 1.4(7.18) + 1.7(5.80) = 19.91 \text{ ตัน-ม.}$$

เนื่องจากเป็นเสากลม โมเมนต์รอบแกนทั้งคู่สามารถรวมเป็นโมเมนต์ลัพธ์

และคิดเสมือนว่ามีโมเมนต์กระทำรอบแกนเดียว

$$M_u(\text{รวม}) = \sqrt{14.77^2 + 19.91^2} = 24.80 \text{ ตัน-ม.}$$

## 2. ตรวจสอบความขรุขระ

$k = 1.0$  เมื่อมีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง

$$r = 0.25(40) = 10 \text{ ซม.}$$

$$\frac{kl_u}{r} = \frac{1 \times 2.1}{0.10} = 21 < 34 - 12(1) = 22 \quad (\text{สมมติให้โมเมนต์ที่ปลายทั้งสองข้างเท่ากัน})$$

ดังนั้น ไม่ต้องพิจารณาเรื่องความขรุขระ

## 3. ออกแบบเหล็กเสริม

ต้องออกแบบให้สามีกำลังต้านทานแรงอัด และโมเมนต์ดัด เท่ากับ

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{106.50}{0.75} = 142 \text{ ตัน}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{24.80}{0.75} = 33.07 \text{ ตัน-ม.}$$

$$\text{ระยะทงี่ศูนย์เท่ากับ } e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{3,307}{142} = 23.29 \text{ ซม.}$$

จะเห็นว่า ระยะทงี่ศูนย์มีค่ามากเมื่อเทียบกับเส้นผ่าศูนย์กลางของเสา

ดังนั้นหน้าตัดควรจะต้องอยู่ภายใต้อิทธิพลของแรงดิ่ง แปลงเหล็กเสริมเป็นรูปเทียบเท่า ตามรูปที่ 8-9(c)

$$A_g = \pi(40)^2 / 4 = 1,256.60 \text{ ซม.}^2$$

$$D_s = 40 - 2(3.50 + 0.90 + 1.60) = 28 \text{ ซม.} \quad (\text{สมมติ เหล็กชั้น DB32 และเหล็กปลอก RB9})$$

$$\text{ดังนั้นระยะห่างระหว่างเหล็กเสริม} = 0.75(28) = 21 \text{ ซม.}$$

$$d' = (40 - 21) / 2 = 9.50 \text{ ซม.}$$

$$d = t - d' = 40 - 9.50 = 30.50 \text{ ซม.}$$

$$\text{สมมติ } A_{sr} = 0.04 A_g = 50.26 \text{ ซม.}^2 \longrightarrow A_s = A_s' = A_{sr} / 2 = 25.13 \text{ ซม.}^2$$

ที่สภาวะสมดุล

$$c_b = \frac{6,120}{6,120 + f_y} d = \frac{6,120}{6,120 + 4,000} 30.50 = 18.44 \text{ ซม.}$$

$$a_b = \beta_1 c_b = 0.80(18.44) = 14.75 \text{ ซม.}$$

$$f_s' = 6,120 \frac{c_b - d'}{c_b} = 6,120 \frac{18.44 - 9.50}{18.44} = 2,967.07 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$f_s = 6,120 \frac{d - c_b}{c_b} = 6,120 \frac{30.50 - 18.44}{18.44} = 4,002.50 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$P_{nb} = C_c + A_s f_s' - A_s f_y = 0.85(350)(420.75) + 25.13(2,967.07) - 25.13(4,000) \\ = 125,173.125 + 74,562.469 - 100,520 = 99,215.594 = 99.215 \text{ ตัน}$$

$$M_{nb} = C_c \left( \frac{h}{2} - \bar{y}^* \right) + A_s f_s' \left( \frac{h}{2} - d' \right) - A_s f_y \left( d - \frac{h}{2} \right) \\ = 125,173.1 \left( \frac{40}{2} - 8.61 \right) + 74,562.469 \left( \frac{40}{2} - 9.50 \right) + 100,520 \left( 30.50 - \frac{40}{2} \right) \\ = 1,425.72 + 782.90 + 1,055.46 = 3,264.08 \text{ ตัน-ชม.}$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{3,264.08}{99.215} = 32.90 \text{ ชม.}$$

\* พื้นที่ในส่วนสำหรับหาแรง  $C_c$  เท่ากับ  $420.75 \text{ ชม.}^2$  และแรง  $C_c$  กระทำที่  $8.61 \text{ ชม.}$  จากขอบบน

ได้  $P_n > P_{nb}$  ( $e < e_b$ ) ซึ่งควรจะเป็นกรณีที่หน้าตัดอยู่ภายใต้อิทธิพลของแรงอัด แต่จะลองใช้สมการที่ (8-6) หาปริมาณเหล็กยื่นดูก่อน

$$P_n^2 + P_n \frac{(e - 0.438h) f_c' h}{0.638} - \frac{0.30 A_s f_y D_s f_c' h}{0.638} = 0 \\ (142)^2 + 142 \frac{(23.29 - 0.438 \times 40)(0.35)(40)}{0.638} = \frac{0.3 A_s (4)(28)(0.35)(40)}{0.638} \\ 20,164 + 17,979.25 = 737.30 A_s$$

$$A_s = 51.73 \text{ ชม.}^2 \longrightarrow \rho = \frac{51.73}{1,256.6} = 0.041$$

ลองอีกครั้งโดยสมมติให้หน้าตัดอยู่ภายใต้อิทธิพลของแรงอัด แปลงหน้าตัดเป็นสี่เหลี่ยมเทียบเท่าตามรูปที่ 8-9(b)

$$t = 0.8h = 32 \text{ ชม.}$$

$$b = A_g / t = 1,256.60 / 32 = 39.27 \text{ ชม.}$$

$$\text{ระยะห่างของแนวเหล็กเสริม} = 2D_s / 3 = 2(28) / 3 = 18.67 \text{ ชม.}$$

$$d' = (32 - 18.67) / 2 = 6.67 \text{ ชม.}$$

$$d = t - d' = 32 - 6.67 = 25.33 \text{ ชม.}$$

$$\text{สมมติ } A_{s1} = 0.04 A_g = 50.26 \text{ ชม.}^2 \longrightarrow A_s = A_s' = A_{s1} / 2 = 25.13 \text{ ชม.}^2$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



ที่สภาวะสมดุล

$$c_b = \frac{6,120}{6,120 + f_y} d = \frac{6,120}{6,120 + 4,000} 25.33 = 15.32 \text{ ซม.}$$

$$a_b = \beta_1 c_b = 0.80(15.32) = 12.26 \text{ ซม.}$$

$$f'_s = 6,120 \frac{c_b - d'}{c_b} = 6,120 \frac{15.32 - 6.67}{15.32} = 3,455.50 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$f_s = 6,120 \frac{d - c_b}{c_b} = 6,120 \frac{25.33 - 15.32}{15.32} = 3,998.80 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\begin{aligned} P_{nb} &= 0.85 f'_c b a_b + A_s f'_s - A_s f_y \\ &= 0.85(350)(39.27)(12.26) + 25.13(3,455.50) - 25.13(3,998.80) \\ &= 143,231.435 + 86,836.715 - 100,489.844 = 129,578.306 = 129.578 \text{ ตัน} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{nb} &= 0.85 f'_c b a_b \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s f'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right) - A_s f_y \left( d - \frac{h}{2} \right) \\ &= 143,231.435 \left( \frac{32}{2} - \frac{12.26}{2} \right) + 86,836.715 \left( \frac{32}{2} - 6.67 \right) + 100,489.844 \left( 25.33 - \frac{32}{2} \right) \\ &= 1,413.69 + 810.19 + 937.57 = 3,161.45 \text{ ตัน-ซม.} \end{aligned}$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{3,161.45}{129.578} = 24.40 \text{ ซม.}$$

ได้  $e_b$  มีค่าใกล้เคียงกับ  $e$  แสดงว่าน้ำหนักกระทำที่กำหนดในตัวอย่างนี้ มีค่าใกล้เคียงกับค่าที่สภาวะสมดุลมาก ทำให้การใช้วิธีประมาณโดยแปลงหน้าตัด ไม่สามารถจะแยกแยะชัดเจนได้ว่าหน้าตัดจะวิบัติด้วยอิทธิพลของแรงอัดหรือแรงดึง

ลองหาพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมด้วยสมการที่ (8-5)

$$\begin{aligned} P_n &= \frac{A_g f'_c}{\frac{9.6 h e}{(0.8 h + 0.67 D_s)^2} + 1.18} + \frac{A_s f_y}{\frac{3 e}{D_s} + 1} \\ 142 &= \frac{1,256.60(0.35)}{\frac{9.6(40)(23.29)}{(0.8 \times 40 + 0.67 \times 28)^2} + 1.18} + \frac{A_s(4)}{\frac{3(23.29)}{28} + 1} \end{aligned}$$

$$142 = 94.56 + 1.14 A_s \longrightarrow A_s = 41.45 \text{ ซม.}^2$$

ใช้เหล็กยื่นที่มากที่สุดที่ได้จากการลองทั้งสองวิธี ได้  $A_s = 51.73 \text{ ซม.}^2$

ใช้ 9-DB28 ( $A_s = 9 \times 16 = 55.44 \text{ ซม.}^2$ )

## 4. หาปริมาณเหล็กปลอกเกลียวที่ต้องใช้

ถ้าใช้เหล็กปลอกเกลียวขนาด RB 9 ซึ่งมี  $f_y = 2,400$  กก./ชม.<sup>2</sup>

ระยะเส้นผ่าศูนย์กลางถึงขอบนอกของเหล็กปลอก  $D_c = h - 2d_c = 40 - 2(3.50) = 33$  ซม.

$$A_c = \pi(33)^2 / 4 = 855.30 \text{ ชม.}^2$$

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} = 0.45 \left( \frac{1,256.60}{855.30} - 1 \right) \frac{350}{2,400} = 0.031$$

$\rho_s$  = อัตราส่วนของปริมาตรของเหล็กปลอกเกลียวที่พื้นหนึ่งรอบต่อปริมาตรของแกนคอนกรีตที่รัดด้วยเหล็กปลอกเกลียวหนึ่งรอบ

ดังนั้น ถ้าให้  $D_s$  เป็นเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กปลอกเกลียว

และ  $A_s$  เป็นพื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอกเกลียว จะได้

$$\rho_s = \frac{A_s \pi (D_c - D_s)}{A_c s}$$

$$s = \frac{A_s \pi (D_c - D_s)}{A_c \rho_s} = \frac{\pi(0.636)(33 - 0.90)}{855.30(0.031)} = 2.42 \text{ ซม.}$$

ได้ระยะห่างน้อยกว่าระยะห่างน้อยสุดที่ยอมให้ 2.50 ซม.

ต้องเปลี่ยนไปใช้ DB10 แล้วหาระยะห่างใหม่

## บทที่ 9

## ออกแบบรับผลของความชะลุด

## ข้อกำหนดทั่วไป

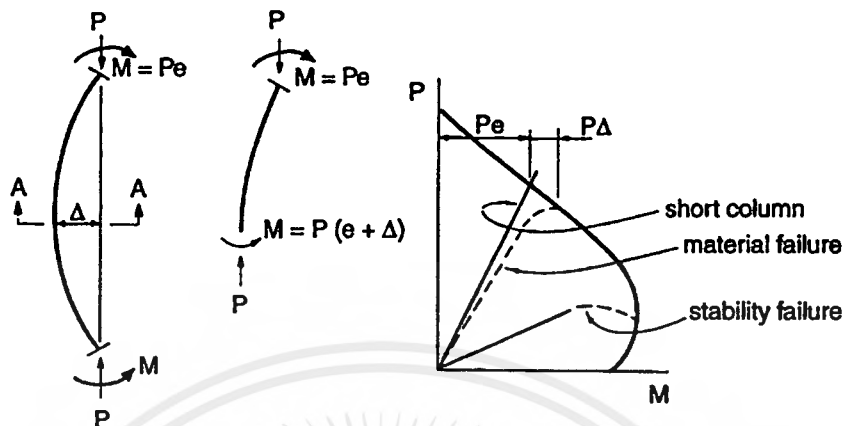
สิ่งที่จำเป็นในการออกแบบเสาประกอบด้วย การเลือกหน้าตัดเสาและเหล็กเสริมที่เพียงพอ เพื่อจะรับผลรวมของน้ำหนักบรรทุกในแนวแกน ( $P_u$ ) โมเมนต์ ( $M_u$ ) (primary moment) รวมทั้งผลของความชะลุดของเสา ซึ่งจะก่อให้เกิดโมเมนต์เพิ่มขึ้น (secondary moment) ความชะลุดของเสาจะระบุด้วยอัตราส่วนความชะลุด  $\lambda_u / r$  โดยที่  $\lambda$  คือ ตัวคูณความยาวประสิทธิผล (ซึ่งขึ้นอยู่กับกาวยึดตั้งต้นการหมุนและด้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ปลายเสา)  $\lambda_u$  คือความยาวเสาส่วนที่ไม่มีการยึดตั้ง และ  $r$  คือ รัศมีจโรจระชั้นของหน้าตัดเสา เสาชะลุดหรือเสายาวอาจจัดได้ว่าเป็นเสาที่มีพื้นที่หน้าตัดเล็กเมื่อเทียบกับความยาว

สำหรับเสาสั้นนั้น จัดได้ว่าเป็นเสาที่มีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกเท่ากับที่คำนวณได้จากหน้าตัดโดยตรง ในระหว่างที่กำลังของเสายาวจะถูกลดน้อยลงโดยผลของโมเมนต์ที่เพิ่มขึ้น เสาต้นเดียวกันอาจจะถูกระบุว่าเป็นเสาสั้นสำเนาได้การยึดตั้งแบบหนึ่ง และอาจจะถูกระบุว่าเป็นเสายาวภายใต้การยึดตั้งอีกแบบหนึ่งก็ได้

ในปัจจุบันนี้มีการใช้คอนกรีตและเหล็กเสริมที่มีกำลังสูงมากขึ้น ผนวกกับการใช้วิธีการออกแบบที่มีความแน่นอนมากขึ้น ทำให้หน้าตัดที่ได้มีขนาดเล็กลง ซึ่งก็ส่งผลให้องค์อาคารนั้นมีความชะลุดมากขึ้น การออกแบบเพื่อรับผลของความชะลุด จึงเป็นสิ่งที่สำคัญอย่างยิ่ง

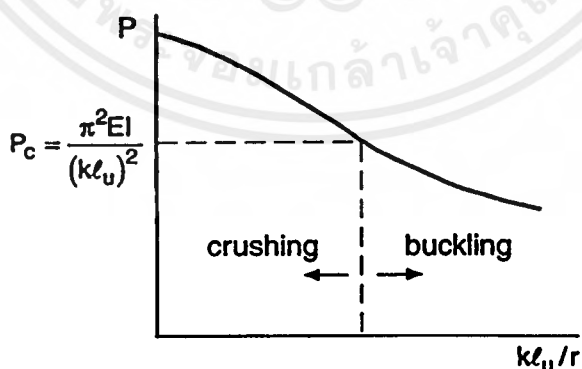
เสาสั้นอาจวิบัติเมื่อผลรวมของโมเมนต์และน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกนเกินกว่ากำลังของหน้าตัด การวิบัติเช่นนี้เป็นการวิบัติของวัสดุที่ใช้ในเสานั้น (material failure) ลองพิจารณาเสาในรูปที่ 9-1 ภายใต้น้ำหนักบรรทุก เสาเกิดการโก่งตัว  $\Delta$  ทำให้เกิดโมเมนต์เพิ่มขึ้นในเสา ซึ่งค่าสูงสุดจะเกิดขึ้นที่หน้าตัด A-A โดยเป็นผลรวมของโมเมนต์จากน้ำหนักบรรทุกและโมเมนต์เนื่องจากการโก่งตัว มีค่าเท่ากับ  $M = P(e + \Delta)$

การวิบัติของเสาสั้นจะเกิดขึ้นตามเส้นบนแผนภาพ Strength Interaction ซึ่งเป็นผลรวมของน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกนและโมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุก ( $M = Pe$ ) เมื่อมีการโก่งตัวเกิดขึ้น การวิบัติจะเกิดขึ้นตามเส้นบนแผนภาพเช่นกัน แต่จะเกิดจากผลรวมของน้ำหนักบรรทุก ( $P$ ) และโมเมนต์  $M = P(e + \Delta)$  ถ้าเสามีความชะลุดมาก การโก่งตัวเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกน ( $P$ ) และโมเมนต์ ( $Pe$ ) อาจจะมีมากจนถึงจุดที่เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุก ( $P$ ) อีกหน่อยเดียว ก็จะเกิดการโก่งตัวอย่างไม่มีที่สิ้นสุด การวิบัติแบบนี้ เรียกว่า Stability failure ซึ่งได้แสดงไว้ในรูปด้วย



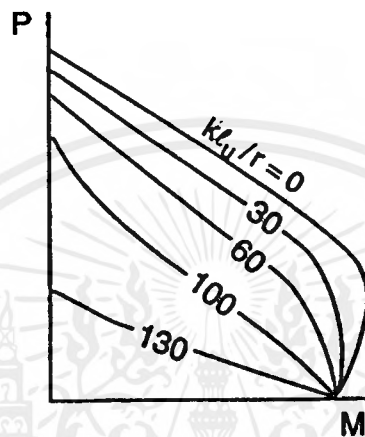
รูปที่ 9-1 Strength Interaction ของเสายาว

เมื่อ 200 กว่าปีมาแล้ว Euler ได้ศึกษาพฤติกรรมของเสาจะลุดภายใต้น้ำหนักตามแนวแกน และได้สรุปว่า องค์อาคารจะเกิดการวิบัติโดยการโก่งเดาะ เมื่อน้ำหนักตามแกนมีค่าเท่ากับ  $P_c = \pi^2 EI / (\lambda_c)^2$  โดยที่  $EI$  เป็นสติฟเนสต้านการดัดขององค์อาคารนั้น และ  $\lambda_c$  เป็นความยาวประสิทธิผล ซึ่งมีค่าเท่ากับ  $k\lambda_u$  สำหรับเสาสั้นค่าของน้ำหนักบรรทุกโก่งเดาะจะมีค่ามากกว่ากำลังรับแรงตามแนวแกน แต่ในองค์อาคารที่มีความชะลุดมาก ( $k\lambda_u / r$  มาก) ค่าของน้ำหนักบรรทุกโก่งเดาะจะลดลง เมื่อความชะลุดเพิ่มขึ้น ตามรูปที่ 9-2 ทำให้วิบัติโดยการโก่งเดาะ (stability failure)



รูปที่ 9-2 ความสัมพันธ์ของน้ำหนักบรรทุกวิบัติกับความชะลุดของเสา

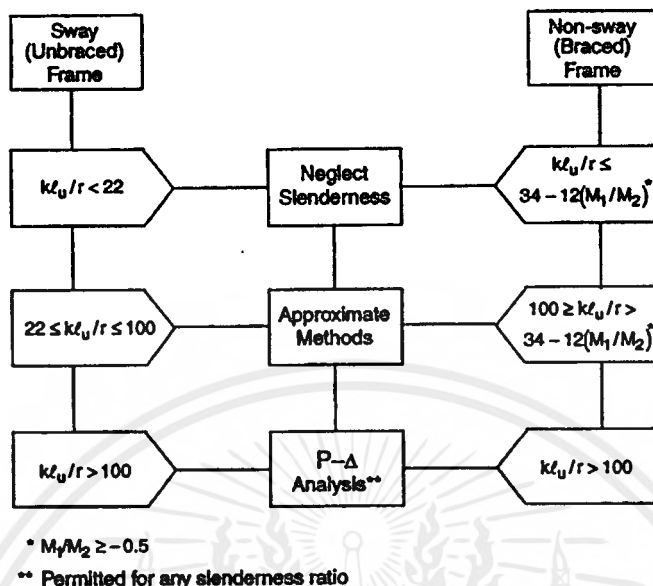
พิจารณาจากรูปข้างบนและจากแผนภาพ Strength interaction มาตรฐานของเสาสั้น ( $kL_u/r = 0$ ) เราสามารถที่จะทำนายผลของความชะลุดและโมเมนต์ที่เพิ่มขึ้นได้ โดยสร้างกลุ่มของแผนภาพ Strength interaction สำหรับเสาที่มีอัตราส่วนความชะลุดต่างๆ กัน ดังในรูปที่ 9-3



รูปที่ 9-3 Strength Interaction สำหรับเสายาว

#### การพิจารณาผลของความชะลุด

มาตรฐานการออกแบบได้กำหนดขอบเขตของความชะลุด สำหรับโครงสร้างที่มีการยึดรั้งด้านการเคลื่อนตัวด้านข้างและสำหรับโครงสร้างที่ไม่มีการยึดรั้ง ซึ่งจะต้องใช้การออกแบบด้วยขั้นตอนที่ต่างกันไว้ในรูปที่ 9-4 โดยแบ่งเป็นช่วงซึ่งมีความชะลุดน้อยที่สุด ซึ่งการออกแบบของค้ำอาคารที่มีความชะลุดอยู่ในขอบเขตนี้ จะถือว่าเป็นเสาสั้น จะออกแบบให้รับน้ำหนักตามแนวแกนและโมเมนต์หลักอย่างเดียว ไม่ต้องคำนึงถึงโมเมนต์ที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากความชะลุด โดยทั่วไปแล้วใน 90 % ของโครงสร้างที่มีการยึดรั้งด้านการเคลื่อนตัว และประมาณ 40 % ของโครงสร้างที่ไม่มีการยึดรั้ง จะไม่ต้องคิดถึงผลของความชะลุด ถ้าคานและเสาในโครงสร้างนั้นมีขนาดปกติ และความสูงของโครงสร้างคอนกรีตนั้นมีขนาดปกติ ในช่วงซึ่งมีความชะลุดปานกลาง จะใช้การวิเคราะห์ผลของความชะลุดโดยประมาณ ซึ่งอยู่ในรูปของการขยายค่าโมเมนต์ ในช่วงซึ่งมีความชะลุดสูง จะต้องใช้การวิเคราะห์ที่แน่นอน ซึ่งจะต้องคำนึงถึงคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ การแตกร้าว รวมถึงผลของการโก่งตัว การเคลื่อนตัว ระยะเวลาที่รับน้ำหนักบรรทุก การหดตัว การคืบ และการเชื่อมต่อกับฐานราก



รูปที่ 9-4 การพิจารณาความชะลูดเสา

### 9.1 ผลของความชะลูดในองค์อาคารรับแรงอัด

มาตรฐานการออกแบบสนับสนุนให้ใช้การวิเคราะห์โครงสร้างในชั้นที่ 2 (second-order frame analysis) หรือ วิธีที่เรียกว่า การวิเคราะห์ผลของ  $P-\Delta$  เพื่อหาผลของความชะลูดในองค์อาคารรับแรงอัด ซึ่งจะเป็นการหาผลที่การเคลื่อนตัวทางด้านข้างมีต่อหน้าหน้ากับรทุกในแนวแกนและโมเมนต์ การศึกษาในเรื่องนี้ในระยะ 30 ปีที่ผ่านมา ทำให้การวิเคราะห์ในชั้นที่ 2 สำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นเรื่องที่ไม่ยากอีกต่อไป โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อในปัจจุบันมีการใช้คอมพิวเตอร์อย่างแพร่หลาย และมีการใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์เข้ามาช่วยในการวิเคราะห์โครงสร้าง โดยทั่วไปแล้ว การวิเคราะห์ในชั้นที่ 2 จะให้ค่าโมเมนต์ที่เป็นจริงมากกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยประมาณตามหัวข้อที่ 9-4 สำหรับโครงสร้างที่ไม่มีการยึดตั้งหรือยึดข้างแต่ไม่มากนัก การวิเคราะห์ในชั้นที่ 2 จะให้ผลการออกแบบที่ประหยัดมาก

ถ้าไม่สามารถทำการวิเคราะห์ในชั้นที่ 2 ซึ่งให้ผลที่แน่นอนได้ มาตรฐานการออกแบบยอมให้ใช้วิธีประมาณโดยการขยายค่าโมเมนต์ แต่อย่างไรก็ตาม ถ้าอัตราส่วนความชะลูดเสา  $kL_u/r > 100$  (ดูรูปที่ 9-4) ต้องใช้วิธีวิเคราะห์ในชั้นที่ 2 เพียงวิธีเดียว

## 9.2 การหาค่าโดยประมาณสำหรับผลของความขด

ตัวคูณขยายค่าโมเมนต์ ( $\delta$ ) ใช้คุณค่าโมเมนต์หลัก เพื่อหาโมเมนต์ที่เพิ่มขึ้น เนื่องจากการโก่งและการเคลื่อนตัวขององค์อาคาร ตัวขยายค่าโมเมนต์ ( $\delta$ ) นี้ขึ้นอยู่กับอัตราส่วนของน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกนต่อน้ำหนักบรรทุกโก่งเตาะหรือวิกฤติของเสา, อัตราส่วนของโมเมนต์ที่ปลายของเสา และรูปแบบการโก่งตัวของเสา

### 9.2.1 คุณสมบัติหน้าตัดสำหรับการวิเคราะห์

มาตรฐานการออกแบบระบุให้ทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีอีลาสติก โดยคำนึงถึงน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกนที่ต้องการ ( $P_u$ ) โมเมนต์ที่ปลายเสาทั้งสองข้าง ( $M_1$  และ  $M_2$ ) และการเคลื่อนตัวด้านข้าง ( $\Delta_0$ ) โดยใช้หน้าตัดที่แตกร้าตามความยาวขององค์อาคาร ซึ่งทำให้เสียเวลามากและเป็นการไม่คุ้มค่า ถึงแม้ว่าโครงสร้างนั้นจะเป็นโครงสร้างเล็กๆ ก็ตาม ตารางที่ 9-1 แสดงคุณสมบัติของหน้าตัดซึ่งสามารถใช้แทนการวิเคราะห์ตามข้างบนได้ ค่าในตารางเป็นผลมาจากการทดลองและวิเคราะห์ ถ้าเป็นการวิเคราะห์ภายใต้น้ำหนักบรรทุกใช้งาน (service load) จะใช้ค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียจากตารางคูณด้วย  $1/0.70 = 1.43$  และหารด้วย  $(1 + \beta_d)$  ในกรณีที่มีน้ำหนักด้านข้างกระทำบนโครงสร้างอย่างต่อเนื่อง (เช่น น้ำหนักด้านข้างเนื่องจากแรงดันของดิน)

ตารางที่ 9-1 คุณสมบัติของหน้าตัดสำหรับการวิเคราะห์

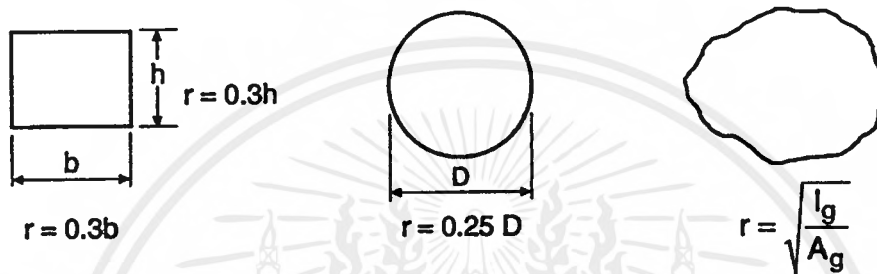
	Modulus of Elasticity	Moment of Inertia	Area
คาน	$4,270 w^{1.5} \sqrt{f'_c}$	$0.35I_g$	$1.0A_g$
เสา		$0.70I_g$	
กำแพงที่ไม่มีรอยร้าว		$0.70I_g$	
กำแพงที่มีรอยร้าว		$0.35I_g$	
แผ่นพื้นไร้คาน		$0.25I_g$	

### 9.2.2 รัศมีไจเรชั่น

โดยทั่วไปค่ารัศมีไจเรชั่น ( $r$ ) ถือว่าเท่ากับ  $\sqrt{I_g/A_g}$

สำหรับหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า จะมีค่าเท่ากับ 0.3 เท่าของความลึกในด้านที่วิเคราะห์

สำหรับหน้าตัดวงกลม จะมีค่าเท่ากับ 0.25 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลาง ดังรูปที่ 9-5

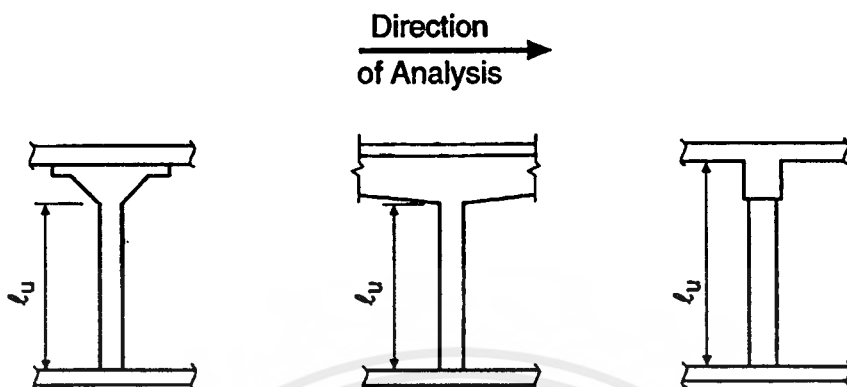


รูปที่ 9-5 รัศมีไจเรชั่น ( $r$ )

### 9.2.3 ความยาวส่วนที่ไม่มีการยึดรั้งและความยาวประสิทธิผลขององค์อาคารรับแรงอัด

ความยาวส่วนที่ไม่มีการยึดรั้ง ( $\lambda_u$ ) ของเสา คือระยะระหว่างที่ยึดต้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง ดังแสดงในรูปที่ 9-6 ความยาว  $\lambda_u$  อาจจะมีค่าแตกต่างกันสำหรับการโก่งเดาะรอบแกนต่างกันของหน้าตัดเสา สมการพื้นฐาน Euler สำหรับน้ำหนักบรรทุกทุกโก่งเดาะวิกฤติ  $P_c = \pi^2 EI / (\lambda_c)^2$  โดยที่  $\lambda_c$  เป็นความยาวประสิทธิผลมีค่าเท่ากับ  $\lambda_u$  โดยทั่วไปผู้ออกแบบจะหาความยาวประสิทธิผล ( $\lambda_u$ ) ของเสาโดยการหาโมเมนต์ที่กระทำบนเสาจาก Free body diagram สมการพื้นฐานสำหรับการออกแบบเสายาวสร้างมาจากเสาที่ปลายทั้งสองข้างมีฐานรองรับแบบหมุน ดังนั้นจึงต้องมีการปรับค่าที่จะใช้ ถ้าฐานรองรับเป็นแบบอื่น ความยาวเสาประสิทธิผล ( $\lambda_u$ ) ใช้ในการประมาณกำลังของเสายาว ซึ่งจะรวมผลของการยึดรั้งที่ปลายและการยึดรั้งต้านการเคลื่อนตัวด้านข้างด้วย

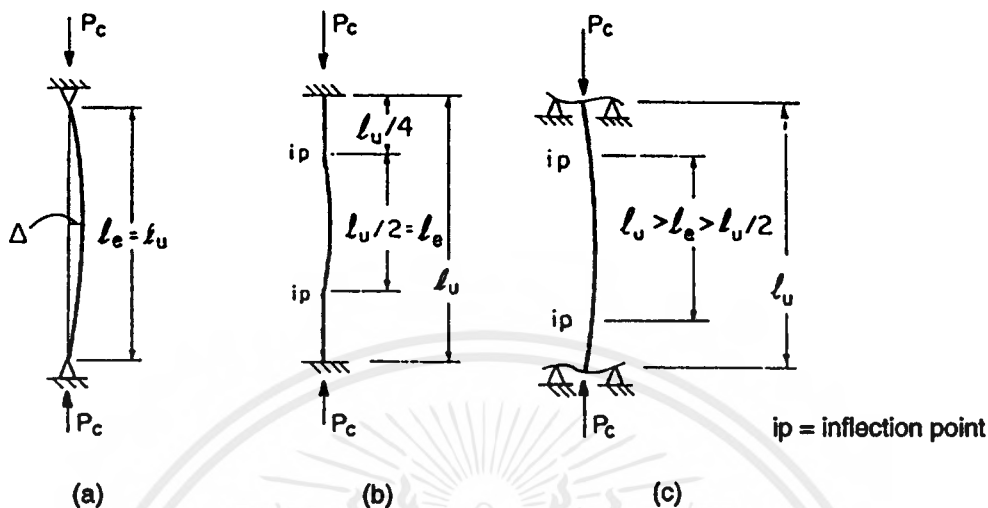




รูปที่ 9-6 ความยาวส่วนที่ไม่มีการยึดจริง ( $\lambda_u$ )

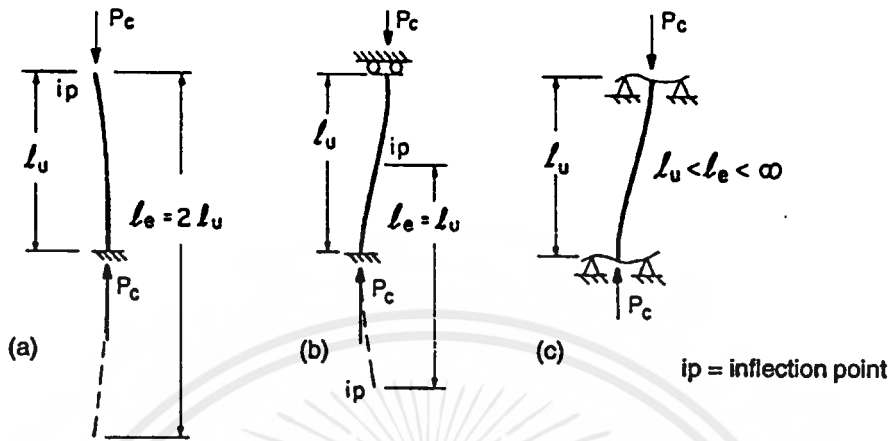
ภายใต้น้ำหนักบรรทุกวิกฤติจากสมการ Euler องค์อาคารซึ่งเดิมมีลักษณะตรงจะโค้งตัวไปเป็นลักษณะครึ่งหนึ่งของ sine wave ดังรูปที่ 8-7(a) ซึ่งจะทำให้เกิดโมเมนต์เพิ่ม ( $P-\Delta$ ) กระทำที่ทุกหน้าตัด โดยที่  $\Delta$  เป็นระยะโค้งตัวด้านข้างที่ตำแหน่งใดๆ ตามความยาวขององค์อาคาร การโค้งตัวนี้จะเพิ่มอย่างต่อเนื่องจนกระทั่งหน่วยแรงตัดจากโมเมนต์ที่เกิดเพิ่ม ( $P-\Delta$ ) รวมกับหน่วยแรงอัดเดิม เนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกที่กระทำมีค่าเกินกำลังอัดของคอนกรีต องค์อาคารนั้นก็วิบัติ

ความยาวประสิทธิผล  $\lambda_e (= k\lambda_u)$  คือ ความยาวระหว่างปลายยึดหมุน หรือระหว่างจุดที่โมเมนต์ที่เป็นศูนย์ หรือระหว่างจุดดัดกลับ สำหรับปลายยึดหมุนดังรูปที่ 9-7(a) ความยาวประสิทธิผลเท่ากับความยาวส่วนที่ไม่มีการยึดจริง ( $\lambda_u$ ) ถ้าองค์อาคารถูกยึดต้านการหมุนที่ปลายทั้งสองข้างดังรูปที่ 9-7(b) จะเกิดการโค้งเตาะในรูปร่างเหมือนที่แสดงในรูป ความยาวประสิทธิผล ( $\lambda_e$ ) จะเท่ากับครึ่งหนึ่งของความยาวส่วนที่ไม่มีการยึดจริง น้ำหนักบรรทุกโค้งเตาะวิกฤติ ( $P_c$ ) สำหรับสภาพปลายยึดแน่น จะเป็นสี่เท่าของกรณีสภาพปลายยึดหมุน แต่ในความเป็นจริงแล้ว จะไม่มีเสาใดในโครงสร้างจริงที่อยู่ในสภาพปลายหมุนเต็มที่หรือปลายยึดแน่นเต็มที่ ส่วนมากจะถูกยึดต้านการหมุนบ้างเป็นบางส่วนด้วยองค์อาคารที่มาต่อกับเสาที่ปลายด้านนั้น ดังนั้นความยาวประสิทธิผลจะมีค่าระหว่าง  $\lambda_u/2$  และ  $\lambda_u$  ตามรูปที่ 9-7(c) ถ้าไม่มีความแตกต่างของการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของปลายทั้งสอง ค่าจริงของความยาวประสิทธิผลจะขึ้นอยู่กับความสามารถในการต้านการหมุนขององค์อาคารที่มายึดต่อที่ปลายบนและล่างของเสา



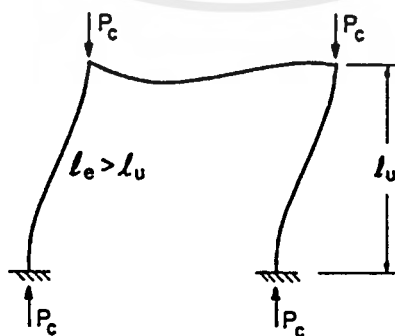
รูปที่ 9-7 ความยาวประสิทธิผล  $\lambda_e$  (องค์อาคารที่มีการยึดตรึงด้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง)

เสาที่มีฐานยึดแน่นที่ปลายข้างหนึ่งและปล่อยให้ปลายอีกข้างเป็นอิสระ (Cantilever) จะเกิดการโก่งเดาะดังในรูปที่ 9-8(a) ปลายด้านบนจะเคลื่อนตัวไปทางด้านข้าง ด้วยระยะที่เรียกว่า side sway การโก่งตัวจะมีลักษณะเหมือนกับครึ่งรูปของการโก่งตัวขององค์อาคารที่ปลายทั้งสองเป็นปลายยึดหมุนดังรูปที่ 9-7(a) ดังนั้นความยาวประสิทธิผลจะมีค่าเท่ากับสองเท่าของความยาวจริง ถ้าเสามีการยึดแน่นที่ปลายทั้งสองข้าง แต่ปลายข้างหนึ่งสามารถเคลื่อนตัวไปทางด้านข้างได้ จะเกิดโก่งเดาะดังในรูปที่ 9-8(b) ความยาวประสิทธิผล ( $\lambda_e$ ) จะเท่ากับ ความยาวจริง ( $\lambda_u$ ) และมีจุดดัดกลับ (inflection point, ip) เกิดขึ้นดังรูป นำหนักบรรทุกทุกโก่งเดาะของเสาดังรูปที่ 9-8(b) เมื่อไม่มีการยึดตรึงด้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง มีค่าเป็นหนึ่งในสี่ของเสาในรูปที่ 9-7 (b) ซึ่งมีการยึดตรึงด้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง ดังที่กล่าวมาข้างต้นแล้ว ว่าไม่มีเสาดิโนโครงสร้างจริงที่อยู่ในสภาพปลายหมุนเต็มที่หรือปลายยึดแน่นเต็ม ส่วนมากจะถูกยึดด้านการหมุนบ้างเป็นบางส่วนด้วยองค์อาคารที่มาต่อกับเสาที่ปลายด้านบน ดังนั้นความยาวประสิทธิผลจะมีค่าระหว่าง  $\lambda_u$  และ  $\infty$  ตามรูปที่ 9-8(c) ถ้าองค์อาคารที่มายึดปลายเสาเช่น คานหรือพื้น มีความแข็งแรงมากเมื่อเปรียบเทียบกับเสา จะเกิดการโก่งเดาะตามในรูปที่ 9-8(b) แต่องค์อาคารที่ยึดปลายเสามียึดหยุ่นมาก จะเกิดสภาพเหมือนที่ปลายทั้งสองเป็นจุดหมุน ทำให้เสานั้นหรืออาจทำให้ทั้งโครงสร้างอยู่ในสภาพที่ไม่มั่นคง (instability)



รูปที่ 9-8 ความยาวประสิทธิผล  $l_e$  (องค์อาคารที่ไม่มีการยึดตั้งด้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง)

ในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไป ผู้ออกแบบมักไม่กังวลกับองค์อาคารเดี่ยว แต่จะกังวลกับโครงข้อแข็งที่ประกอบด้วยเสา-คานและพื้น-เสา พฤติกรรมการโก่งเดาะของโครงสร้างที่ไม่มีการยึดตั้งด้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง สามารถแสดงได้โดยโครงชั้นเดียวในรูปที่ 9-9 ถ้าปราศจากการยึดตั้งที่ปลายบน โครงทั้งหมดจะเป็นอิสระที่จะเคลื่อนตัวไปทางด้านข้าง ในระหว่างที่ปลายด้านล่างอาจจะเป็นฐานแบบยึดหมุน หรือมีการต้านทานหมุนบางส่วน โดยทั่วไปความยาวประสิทธิผล ( $l_e$ ) จะขึ้นอยู่กับระดับของการยึดตั้งต้านทานการหมุนที่ปลายทั้งสองข้าง และ  $\lambda_u < \lambda_e < \infty$



รูปที่ 9-9 โครงข้อแข็ง (ไม่มีการยึดตั้งด้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากคำอธิบายข้างต้น สามารถสรุปได้ดังต่อไปนี้

1. สำหรับเสาที่มีการยึดรั้งต้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง ความยาวประสิทธิผล ( $\lambda_e$ ) จะอยู่ระหว่าง  $\lambda_w/2$  และ  $\lambda_w$  โดยที่  $\lambda_w$  เป็นความยาวส่วนที่ไม่มีการยึดรั้งของเสา
2. สำหรับเสาที่ไม่มีการยึดรั้งต้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง ความยาวประสิทธิผล ( $\lambda_e$ ) จะมีค่ามากกว่าความยาวส่วนที่ไม่มีการยึดรั้งของเสา ( $\lambda_w$ ) อาจจะเป็น  $2\lambda_w$  หรือมากกว่า
3. เราสามารถใช้ Alignment chart ดังรูปที่ 9-10 หาความยาวประสิทธิผล สำหรับโครงสร้างที่การยึดรั้งและไม่มีการยึดรั้งได้

สำหรับโครงสร้างที่มีการยึดรั้ง

ถ้าปลายทั้งสองข้างมีการยึดต้านการหมุนน้อย จะได้ค่า  $\Psi = \infty$  และ  $k = 1.0$

ถ้าปลายทั้งสองข้างมีการยึดต้านการหมุนมากจนใกล้เคียงกับการยึดแน่น จะได้ค่า  $\Psi = 0$  และ  $k = 0.5$

สำหรับโครงสร้างที่ไม่มีการยึดรั้ง

ถ้าปลายทั้งสองข้างมีการยึดมีต้านการหมุนน้อย จะได้ค่า  $\Psi = \infty$  และ  $k = \infty$

ถ้าปลายทั้งสองข้างมีการยึดต้านการหมุนมากจนใกล้เคียงกับการยึดแน่น จะได้ค่า  $\Psi = 0$  และ  $k = 1.0$

มาตรฐานการออกแบบได้ให้วิธีการหาค่า  $k$  ไว้วิธีการดังต่อไปนี้

สำหรับเสาที่มีการยึดรั้ง ค่า  $k$  สูงสุดให้ใช้ค่าที่น้อยกว่าของค่าที่ได้มาจากสองสมการต่อไปนี้

$$k = 0.7 + 0.05(\Psi_A + \Psi_B) \leq 1.0$$

$$k = 0.85 + 0.05\Psi_{\min} \leq 1.0$$

โดยที่  $\Psi_A$  และ  $\Psi_B$  เป็นค่าของ  $\Psi$  ที่ปลายเสาและ  $\Psi_{\min}$  คือค่าที่น้อยกว่าจากสองค่านี้

สำหรับเสาที่ไม่มีการยึดรั้ง ถ้าปลายข้างหนึ่งไม่มีการส่งถ่ายโมเมนต์ (hinge)

$$k = 2.0 + 0.3\Psi$$

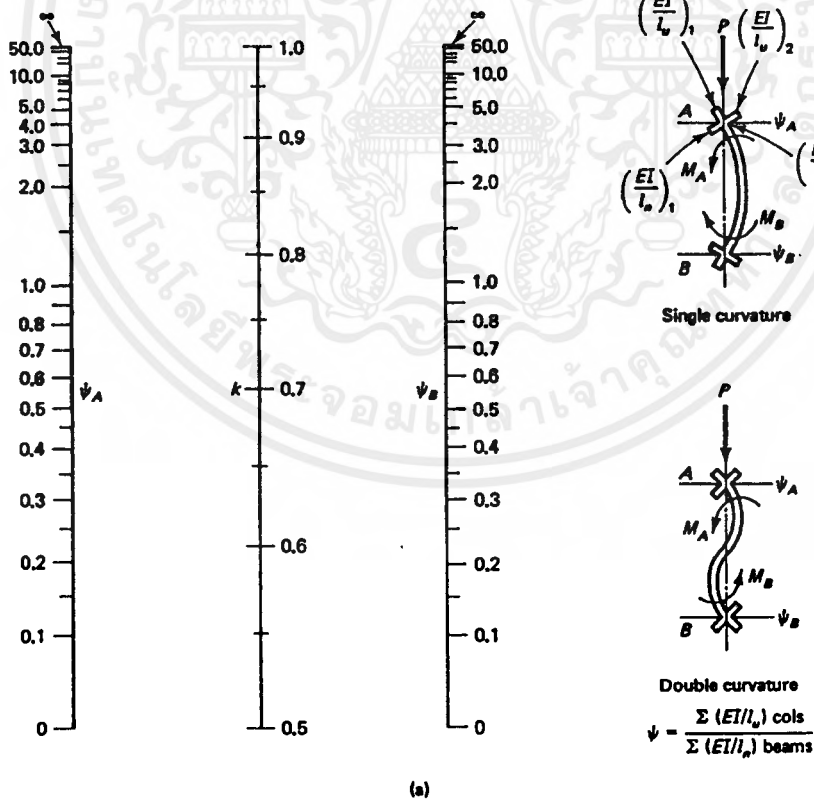
โดยที่  $\Psi$  คือ อัตราส่วนของสติเฟนของเสาต่อกาน ที่ปลายที่มีการยึดรั้ง

ถ้ามีการยึดรั้งทั้งสองปลาย

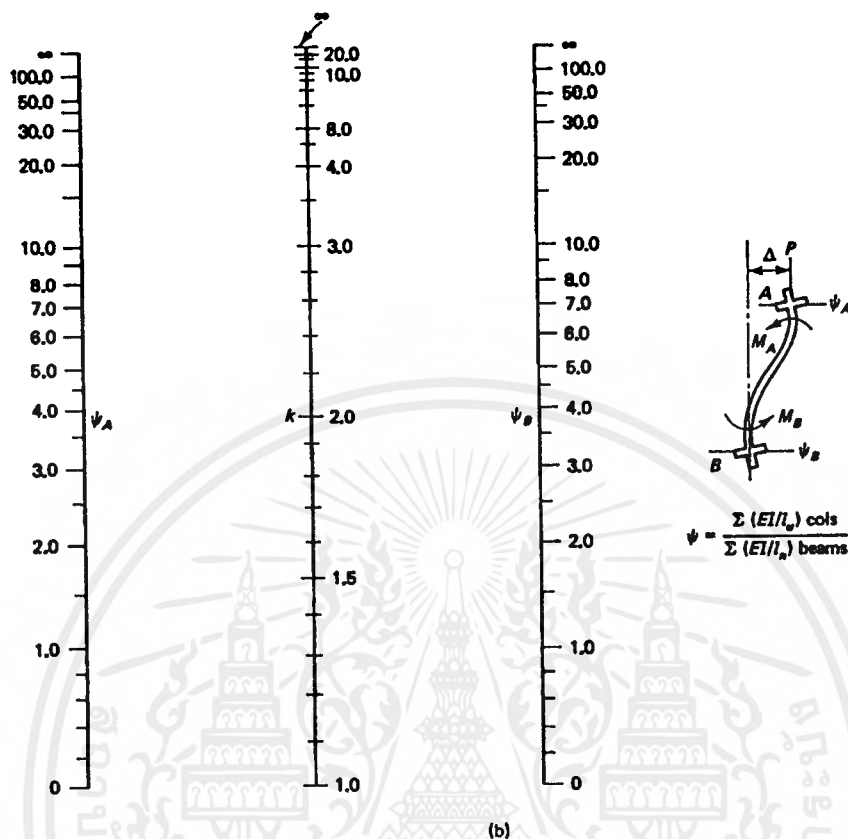
$$\text{สำหรับ } \Psi_m < 2, k = \frac{20 - \Psi_m}{20} \sqrt{1 + \Psi_m}$$

$$\text{สำหรับ } \Psi_m \geq 2, k = 0.9 \sqrt{1 + \Psi_m}$$

โดยที่  $\Psi_m$  คือ ค่าเฉลี่ยของค่า  $\Psi$  ที่ปลายทั้งสองข้างของเสา



(a)



รูปที่ 9-10 ค่าความยาวประสิทธิผล ( $k$ ) สำหรับ (a) เสาที่มีการยึดตรึง และ (b) เสาที่ไม่มีการยึดตรึง

#### 9.2.4 การระบุระหว่างโครงที่มีการยึดตรึงกับโครงที่ไม่มีการยึดตรึง

ในโครงสร้างจริงแล้ว สภาพการยึดตรึง(ไม่ยอมให้มีการเคลื่อนตัว) หรือไม่มีการยึดตรึง(ยอมให้มีการเคลื่อนตัว) แบบสมบูรณ์ แทบจะหาไม่ได้เลย ถ้าไม่สามารถระบุได้แน่ชัด

มาตรฐานการออกแบบกำหนดสองวิธีให้ใช้ในการตัดสินใจว่าโครงสร้างนี้มีการยึดตรึงหรือไม่

- 1) ให้ถือว่าเสานั้นมีการยึดตรึง ถ้าโมเมนต์ที่ปลายเสาเนื่องจากภาวะที่ในชั้นที่สองไม่เกิน 5 % ของโมเมนต์เดิม
- 2) ให้ถือว่าทั้งชั้นในโครงสร้างมีการยึดตรึง ถ้า

$$Q = \frac{\sum P_n \Delta_0}{V_n \lambda_c} \leq 0.05$$

โดยที่

$Q$	คือ	ดัชนีความมั่นคงสำหรับชั้นใดชั้นหนึ่ง
$\Sigma P_u$	คือ	น้ำหนักบรรทุกรวมในแนวตั้งที่คูณด้วยตัวคูณเพิ่มแล้ว
$V_u$	คือ	แรงเฉือนรวมทั้งชั้น
$\Delta_0$	คือ	ความแตกต่างของการเคลื่อนตัวของด้านบนและด้านล่างของชั้นนี้ เนื่องจากแรง $V_u$ วิเคราะห์โดยวิธีอีลาสติก
$\lambda_e$	คือ	ความยาวเสา วัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของข้อต่อในโครงสร้าง

### 9.2.5 ตัวคูณขยายค่าโมเมนต์ ( $\delta$ ) สำหรับการคัต 2 แกน

สำหรับเสาที่รับแรงดัดรอบสองแกน โมเมนต์รอบแต่ละแกนหลักจะต้องถูกเพิ่มค่าด้วยตัวคูณ ( $\delta$ ) ซึ่งตัวคูณนี้หาได้จากน้ำหนักบรรทุกโก่งเดาะ ( $P_c$ ) รอบแต่ละแกนแยกกัน โดยพิจารณาความยาวประสิทธิภาพผลและอัตราส่วนสตีเฟนของเสาต่อแกนรอบแต่ละแกน ดังนั้นความสามารถในการรับแรงโก่งเดาะที่ต่างกันของสองแกน จึงส่งผลให้ตัวคูณขยายค่าต่างกันด้วย โมเมนต์รอบแต่ละแกนของทั้งสองแกนจะถูกขยายโดยแยกกัน หลังจากนั้นจึงดำเนินการออกแบบเสาให้รับน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกน ( $P_u$ ) และ โมเมนต์สองแกนที่ขยายค่าแล้ว

### 9.2.6 การปรับเพิ่มค่าโมเมนต์สำหรับโครงที่มีการยึดครั้งด้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง

(Moment Magnification-Non-Sway Frames)

สมการที่ใช้ในการปรับเพิ่มค่า โมเมนต์ที่กระทำในโครงที่มีการยึดครั้งด้านการเคลื่อนที่ด้านข้าง จะต่างกับสมการที่ใช้ในโครงที่ไม่มีมีการยึดครั้ง สมการที่ใช้ออกแบบเสายาวสำหรับโครงที่มีการยึดครั้งจะใช้การหาค่าของโมเมนต์ที่ปรับเพิ่มค่าแล้ว ( $M_c$ ) ด้วยการคูณตัวคูณเพิ่ม ( $\delta_{ns}$ ) กับโมเมนต์ตัวที่มากในสองค่าของโมเมนต์ที่กระทำที่ปลายของเสา ( $M_{2b}$ ) ซึ่งค่า  $M_c$  ที่ได้นี้จะใช้ในการออกแบบของค้ำอาคารรับแรงอัดร่วมกับแรงตามแนวแกน ( $P_u$ ) ในองค้ำอาคารรับแรงอัด

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \quad (9-9)$$

โดยที่

$$\delta_{ms} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1 \quad (9-10)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kL_u)^2} \quad (9-11)$$

ตัวคูณความยาวประสิทธิผล ( $k$ ) สำหรับเสาที่มีการยึดรั้ง มีค่าเท่ากับ 1 หรือน้อยกว่า และค่า  $EI$  ซึ่งได้คำนึงถึงการผันแปรของความแข็งแรงอันเนื่องมาจากการแตกร้าว, การคืบและคุณสมบัติไม่เป็นเชิงเส้นของคอนกรีต เราสามารถจะใช้ค่า  $EI$  โดยประมาณได้จากสมการข้างล่าง

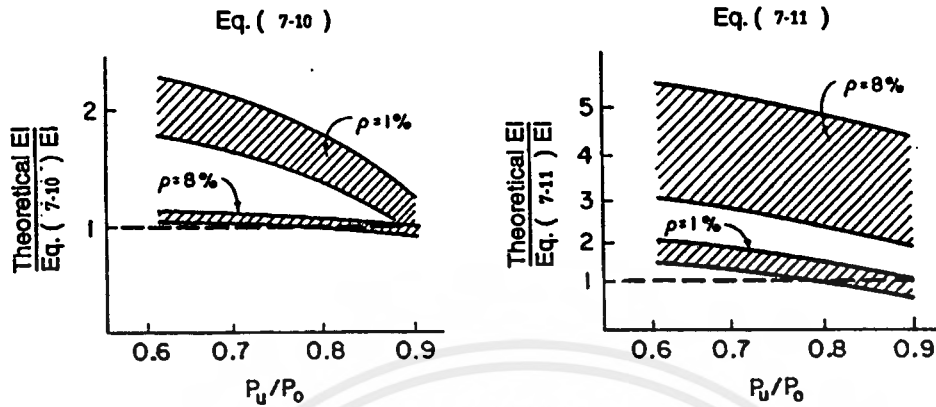
$$EI = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_d} \quad \text{เมื่อมีเหล็กยื่นในเสาปานกลางหรือมาก} \quad (9-12)$$

หรือ 
$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad \text{เมื่อมีเหล็กยื่นในเสาน้อย(ประมาณ 1-2\%)} \quad (9-13)$$

สมการที่ (9-13) ได้มาจากการทำสมการที่ (9-12) ให้ง่ายลง สมการทั้งสองให้ค่าที่ต่ำสุดของหน้าตัดที่ใช้งานทั่วไป รูปที่ 9-12 แสดงค่าจากสมการทั้งสอง เปรียบเทียบกับค่าที่ได้จาก Moment-Curvature diagrams สำหรับกรณีในที่ไม่มีหน้าหนักบรรทุกกระทำต่อเนื่อง ( $\beta_d = 0$ ) จะเห็นได้ว่า สมการที่ (9-12) จะให้ค่าที่ใกล้เคียงกัน เมื่อปริมาณเหล็กมาก และสมการที่ (9-13) จะให้ค่าที่ใกล้เคียงกัน เมื่อปริมาณเหล็กน้อย

สมการทั้งสองสร้างขึ้นมาสำหรับองค์อาคารที่มีค่า  $e/h$  ต่ำ และ  $P_u/P_o$  มาก กล่าวคือสำหรับองค์อาคารที่อยู่ภายใต้อิทธิพลของน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกน





รูปที่ 9-11 การเปรียบเทียบค่า EI จากสมการ กับค่าจาก Moment-Curvature Diagrams

สำหรับเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่รับน้ำหนักต่อเนื่อง, การคืบของคอนกรีตจะถ่ายน้ำหนักบรรทุกบางส่วนจากคอนกรีตไปสู่เหล็กเสริม ทำให้หน่วยแรงในเหล็กเพิ่มขึ้น สำหรับเสาที่มีเหล็กเสริมน้อย น้ำหนักที่ถ่ายมาจะทำให้เหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดครากก่อนกำหนด เป็นผลให้สูญเสียค่าประสิทธิภาพของ EI ด้วยเหตุนี้จึงต้องการ EI ด้วย  $(1 + \beta_d)$  สำหรับโครงที่มีการยึดรั้ง โดย  $\beta_d$  เป็นอัตราส่วนของน้ำหนักบรรทุกคงที่ต่อน้ำหนักบรรทุกทั้งหมด หรือ

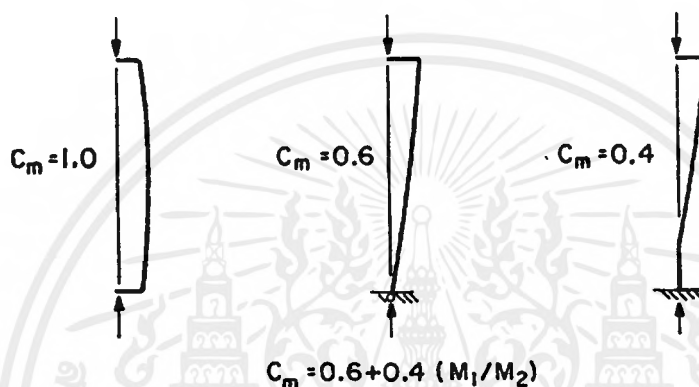
$$\beta_d = \frac{1.4P_D}{1.4P_D + 1.7P_L}$$

สำหรับเสาที่ใช้เหล็กรูปพรรณเสริม จะไม่มีผลของการส่งถ่ายน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากการคืบ จะมีผลกระทบท่อเนื้อคอนกรีตอย่างเดียว ดังนั้น EI ของส่วนที่เป็นคอนกรีตเท่านั้นที่จะต้องถูกลดด้วย  $(1 + \beta_d)$

ค่า  $C_m$  เป็นตัวคูณแก้ไขโมเมนต์เทียบเท่า สำหรับองค์อาคารที่ไม่มีน้ำหนักกระทำในแนวขวางระหว่างฐานรองรับ จะหา  $C_m$  ได้จากสมการข้างล่าง

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0.4 \quad (9-14)$$

สำหรับองค์อาคารที่มีน้ำหนักกระทำในแนวขวางระหว่างฐานรองรับ ตำแหน่งที่เกิดโมเมนต์สูงสุดอาจจะไม่เกิดที่ปลายทั้งสองก็ได้ ถ้าโมเมนต์สูงสุดเกิดที่ตำแหน่งที่ไม่ใช่ปลายขององค์อาคาร โมเมนต์นั้นจะต้องถูกเพิ่มด้วยค่า  $\delta_{ms}$  และ  $C_m$  จะถือว่าเท่ากับ 1 รูปที่ 9-13 แสดงค่าบางค่าของ  $C_m$  ซึ่งขึ้นอยู่กับลักษณะการโก่งตัวและการยึดที่ปลายของเสา



รูปที่ 9-12 ตัวคูณแก้ไขโมเมนต์เทียบเท่า ( $C_m$ )

ถ้าโมเมนต์ที่ปลายของเสา ( $M_2$ ) มีค่าน้อยมากหรือเท่ากับศูนย์ เสาที่มีการยึดตั้งจะต้องออกแบบให้รับโมเมนต์อย่างน้อย ( $M_{2,min}$ ) เท่ากับ

$$M_{2,min} = P_u(1.5 + 0.03h) \quad (9-15)$$

สำหรับองค์อาคารซึ่ง  $M_{2,min} > M_2$  ค่าของ  $C_m$  อาจจะใช้เท่ากับ 1 หรือหากจากสมการข้างต้นโดยใช้อัตราส่วนระหว่างโมเมนต์ที่ปลายที่เกิดขึ้นจริง  $M_1, M_2$

### 9.2.7 การปรับเพิ่มค่าโมเมนต์สำหรับโครงที่ไม่มีการยึดรั้งด้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง

#### (Moment Magnification-Sway Frames)

การออกแบบโครงที่ไม่มีการยึดรั้งโดยคำนึงถึงความชะลุด ประกอบด้วย 3 ขั้นตอน ดังนี้

1. หาค่าโมเมนต์ที่เพิ่มขึ้น ( $\delta_s M_s$ ) ด้วยการวิเคราะห์ในขั้นที่สอง (second-order elastic frame analysis) ด้วยวิธีอีลาสติก หรือด้วยวิธีประมาณ
2. รวมค่าโมเมนต์ที่เพิ่มขึ้น ( $\delta_s M_s$ ) เข้ากับโมเมนต์เดิมในโครงที่มีการยึดรั้ง  $M_{ns}$  ที่ปลายทั้งสองข้างของเสา

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \quad (9-16)$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \quad (9-17)$$

โมเมนต์เดิมในโครงที่มีการยึดรั้ง  $M_{1ns}, M_{2ns}$  หาได้จากวิเคราะห์โครงสร้าง

3. ถ้าเสามีความชะลุดและรับน้ำหนักบรรทุกทุกตามแนวแกนมาก ต้องตรวจสอบว่าโมเมนต์สูงสุดเกิดที่ปลายหรือที่ตำแหน่งระหว่างปลาย โดยใช้ตัวคูณเพิ่มค่าโมเมนต์สำหรับโครงที่มีการยึดรั้ง ( $\delta_{ns}$ ) ร่วมกับ  $P_c$  ในการคำนวณและสมมติให้  $k = 1$  หรือน้อยกว่า

### 9.2.8 การคำนวณหา $\delta_s M_s$

หัวข้อที่แล้วระบุว่าเราสามารถจะหาโมเมนต์ที่เพิ่มขึ้นในโครงที่ไม่มีการยึดรั้ง ( $\delta_s M_s$ ) ได้โดยวิธีวิเคราะห์ในขั้นที่ 2 หรือโดยวิธีประมาณ ถ้าใช้วิธีวิเคราะห์ ระยะโง่งที่ใช้จะต้องเป็นระยะโง่งที่เกิดก่อนที่จะถึงจุดประลัย ดังนั้นจะต้องใช้ค่าของ  $EI$  จากสมการที่ (9-12) หรือ (9-13) แต่สำหรับโครงที่ไม่มีการยึดรั้ง ค่า  $I$  ในสมการเหล่านั้นจะต้องหารด้วย  $(1 + \beta_d)$  โดยที่

$$\beta_d = \text{อัตราส่วนของแรงเฉือนที่กระทำต่อเนื่องในชั้นนั้นต่อต่อแรงเฉือนทั้งหมดในชั้นนั้น}$$

แรงดันของดินเป็นตัวอย่างหนึ่งของแรงที่กระทำต่อเนื่อง แรงที่กระทำไม่ต่อเนื่องเช่นแรงลมหรือแรง  
เนื่องจากแผ่นดินไหวใช้  $\beta_d = 0$

ถ้าใช้วิธีประมาณ จะใช้ค่าโมเมนต์เพิ่มจากสมการข้างล่าง

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1-Q} \geq M_s \quad (9-18)$$

โดยที่

$$Q = \text{ดัชนีความมั่นคงของชั้นที่พิจารณา (stability index)} \\ = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_u l_c} \quad (9-7)$$

สมการที่ 9-18 จะให้ค่าที่ใกล้เคียงกับการวิเคราะห์ในชั้นที่สอง ถ้า  $\delta_s$  มีค่าไม่เกิน 1.5 ถ้าเกินกว่านั้น  
ให้ใช้สมการข้างล่าง

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \sum P_c}} \geq M_s \quad (9-19)$$

โดยที่

$\sum P_u$  = ผลรวมของแรงตามแนวแกนในชั้นนั้น

$\sum P_c$  = ผลรวมของแรงอัดวิกฤติของเสาทุกต้นในชั้นนั้นที่ไม่มีกรยึดรั้ง

### 9.2.9 ตำแหน่งที่เกิดโมเมนต์สูงสุด

โดยปกติแล้วเมื่อนำโมเมนต์เดิมที่ปลายของเสาในโครงที่มีการยึดรั้ง ( $M_{ns}$ ) มารวมกับโมเมนต์เพิ่มในโครงที่ไม่มีการยึดรั้ง ( $M_s$ ) ผลรวมที่ปลายข้างใดข้างหนึ่งจะเป็นโมเมนต์ที่มากที่สุดใเสา แต่ในเสาขะลุดซึ่งมีน้ำหนักกระทำตามแกนมากๆ โมเมนต์ที่มากที่สุดอาจจะเกิดขึ้นระหว่างปลายของเสาก็ได้ ซึ่งกรณีดังกล่าวจะเกิดขึ้นหรือไม่ พิจารณาได้จากสมการข้างล่าง

$$\frac{l_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f_c A_g}}} \quad (9-20)$$

องค์อาคารรับแรงอัดใด ๆ ถ้ามีคุณสมบัติตามสมการข้างบน โมเมนต์ที่มากที่สุดจะเกิดขึ้นระหว่างปลายของเสา ในกรณีนี้  $M_2$  จากสมการที่ 9-17 ต้องปรับเพิ่มค่าด้วยตัวคูณสำหรับโครงที่มีการยึดรั้ง ( $\delta_{ns}$ ) (สมการที่ 9-10) ได้ผลคูณคือ  $M_c$  : ซึ่งจะใช้ในการออกแบบเสาร่วมกับแรงตามแนวแกน ( $P_u$ )

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \quad (9-9)$$

$$= \left( \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \right) (M_{2ns} + \delta_s M_{2s})$$

โดยที่  $k$  สามารถหาได้จากหัวข้อ 9.2.3 และ  $\delta_{ns} \geq 1$

### 9.2.10 เสถียรภาพของโครงสร้างภายใต้น้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง

ในโครงที่ไม่มีการยึดรั้งด้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง มีความเป็นไปได้ที่โครงสร้างทั้งโครงสร้างอาจไม่มีเสถียรภาพภายใต้น้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง การตรวจสอบเสถียรภาพนี้สามารถกระทำได้หลายวิธีขึ้นอยู่กับวิธีที่ใช้  
หา  $\delta_s M_s$

1. เมื่อหาค่า  $\delta_s M_s$  โดยใช้วิธีวิเคราะห์ในชั้นที่สอง  
อัตราส่วนของการโก่งจากการวิเคราะห์ในชั้นที่สองต่อการโก่งเดิม ต้องมีค่าน้อยกว่า 2.5 โดยที่ระยะโก่งเหล่านี้ขึ้นอยู่กับน้ำหนักบรรทุกอันประกอบด้วย  $1.4P_D$  และ  $1.7P_L$  รวมกับแรงกระทำตามแนวนอน
2. เมื่อหาค่า  $\delta_s M_s$  โดยใช้ สมการที่ (9-18)

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_u l_c} \leq 0.6$$

โดยใช้ค่า  $1.4P_D$  และ  $1.7P_L$  สมการข้างบนจะได้ค่าเสมือนกับ  $\delta_s = 2.5$  ค่าของ  $V_u$  และ  $\Delta_o$  สามารถหาได้โดยใช้กลุ่มของแรงกระทำตามแนวนอนที่เกิดขึ้นจริงหรือสมมติขึ้นเองก็ได้

3. เมื่อหาค่า  $\delta_s M_s$  โดยใช้สมการที่ (9-19) ในกรณีนี้เสถียรภาพของโครงสร้างจะเพียงพอเมื่อ  $0 < \delta_s \leq 2.5$

ในการตรวจสอบทั้งสามวิธี ให้  $\beta_d$  เท่ากับอัตราส่วนของน้ำหนักตามแนวแกนที่กระทำต่อเนื่องต่อน้ำหนักตามแนวแกนทั้งหมด

$$\beta_d = \frac{1.4P_D}{1.4P_D + 1.7P_L}$$

### 9.2.11 การปรับเพิ่มค่าโมเมนต์สำหรับองค์อาคารรับแรงดัด

กำลังของโครงที่ไม่มีที่ยึดรั้งในแนวนอนจะขึ้นอยู่กับความมั่นคงของเสา และความแข็งแรงของการยึดต่อกับคาน ถ้าคานที่ยึดรั้งเสาเกิดการวิบัติ ความแข็งแรงของเสาจะลดลงอย่างรวดเร็ว ดังนั้นผู้ออกแบบจึงต้องออกแบบให้คานหรือแผ่นพื้นที่ยึดรั้งเสาให้สามารถที่จะรับโมเมนต์ที่เกิดเพิ่มด้วย

### 9.3 สรุปสมการที่ใช้ในการออกแบบ

สมการต่อไปนี้สามารถนำไปใช้ในการออกแบบเสาทุกทั้งในโครงที่มีการยึดตั้งด้านการเคลื่อนตัวและไม่มี การยึดตั้ง การใช้สมการเหล่านี้ในการออกแบบ ได้แสดงไว้ในตัวอย่างที่ 9.1 และ 9.2

#### 9.3.1 โครงที่มีการยึดตั้งด้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง (Non-Sway Frames)

ก. กำหนดหาน้ำหนักบรรทุกที่ต้องการ :

$$P_u = 1.4P_D + 1.7P_L$$

$$M_{u,bot} = 1.4M_{D,bot} + 1.7M_{L,bot} \quad \text{โมเมนต์ที่ปลายเสาด้านล่าง}$$

$$M_{u,top} = 1.4M_{D,top} + 1.7M_{L,top} \quad \text{โมเมนต์ที่ปลายเสาด้านบน}$$

โดยที่  $M_{u,bot}$  และ  $M_{u,top}$  ได้มาจากการวิเคราะห์โครงสร้าง โดยใช้คุณสมบัติของหน้าตัดที่แตก ร้าว (cracked section properties)

เปรียบเทียบระหว่างค่าของ  $M_{u,bot}$  และ  $M_{u,top}$  ค่าที่น้อยกว่าจะใช้แทนค่า  $M_1$  และค่าที่มากกว่าจะใช้แทนค่า  $M_2$

ข. หาเหล็กเสริมในเสาเพื่อรับ  $P_u$  และ  $M_c$  โดยที่  $M_c$  เป็นโมเมนต์ตัวที่มากที่สุดที่ปลายของเสา และได้เพิ่มค่าเนื่องจากผลของความชะลุดแล้ว ซึ่งหาได้จากวิธีใดวิธีหนึ่งตามข้างล่าง

- การวิเคราะห์ในชั้นที่สองซึ่งรวมผลของ  $(P-\Delta)$
- การใช้วิธีรับเพิ่มค่าโมเมนต์ (ถ้า  $kl_u/r \leq 100$ )

ค. วิธีรับเพิ่มค่าโมเมนต์ (Magnified moment method) :

ไม่ต้องคำนึงถึงผลของความระลุดเมื่อ :

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 - 12 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \quad \text{โดยที่ } M_1/M_2 \geq -0.5 \quad (9-8)$$

ถ้าเสาองเป็นรูปโค้งเดียว (Single curvature)  $M_1/M_2$  จะมีค่าเป็นบวก

ถ้าเสาองเป็นรูปโค้งคู่ตัดกลับ (Double curvature)  $M_1/M_2$  จะมีค่าเป็นลบ

ถ้าต้องพิจารณาถึงผลของความระลุด :

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \quad (9-9)$$

โดยที่  $M_2 =$  ค่ามากของ  $M_{u,bot}$  และ  $M_{u,top}$

$$\geq P_u (1.5 + 0.03h)$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1 \quad (9-10)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} \quad (9-11)$$

$$EI = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_d} \quad (9-12)$$

$$\text{หรือ } EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad (9-13)$$

$$\beta_d = \frac{1.4P_D}{1.4P_D + 1.7P_L}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0.4 \quad (\text{ไม่มีแรงกระทำตามขวาง}) \quad (9-14)$$

$$= 1 \quad (\text{มีแรงกระทำตามขวาง})$$

ตัวคูณความยาวประสิทธิผล ( $k$ ) อาจจะใช้เท่ากับ 1 หรืออาจหามาจาก Alignment chart



### 9.3.2 โครงที่ไม่มีการยึดรั้งด้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง (Sway Frames)

ก. หาน้ำหนักบรรทุกที่ต้องการ :

a. น้ำหนักบรรทุกทั้งหมดในแนวตั้ง

$$P_u = 1.4P_D + 1.7P_L$$

$$(M_{u,bot})_{ns} = 1.4M_{D,bot} + 1.7M_{L,bot} \quad \text{โมเมนต์ที่ปลายเสาด้านล่าง}$$

$$(M_{u,top})_{ns} = 1.4M_{D,top} + 1.7M_{L,top} \quad \text{โมเมนต์ที่ปลายเสาด้านบน}$$

$(M_{u,bot})_{ns}$  และ  $(M_{u,top})_{ns}$  ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้าง โดยใช้คุณสมบัติของหน้าตัดที่แตกกว้าง เปรียบเทียบระหว่างค่าของ  $M_{u,bot}$  และ  $M_{u,top}$  ค่าที่น้อยกว่าจะใช้แทนค่า  $M_1$  และค่าที่มากกว่าจะใช้แทนค่า  $M_2$   
 $M_{1ns}$  และ  $M_{2ns}$  เป็นโมเมนต์ที่ปลายเดียวกับ  $M_1$  และ  $M_2$  ตามลำดับ

b. น้ำหนักบรรทุกทั้งหมดในแนวตั้งรวมกับแรงลม

$$P_u = 0.75(1.4P_D + 1.7P_L + 1.7P_W)$$

(9-2)

$$(M_{u,bot})_{ns} = 0.75(1.4M_{D,bot} + 1.7M_{L,bot})$$

$$(M_{u,top})_{ns} = 0.75(1.4M_{D,top} + 1.7M_{L,top})$$

$$(M_{u,bot})_s = 0.75(1.7M_{W,bot})$$

$$(M_{u,top})_s = 0.75(1.7M_{W,top})$$

โมเมนต์รวมที่ปลายบนของเสา  $M_{u,top} = (M_{u,top})_{ns} + (M_{u,top})_s$  และ

โมเมนต์รวมที่ปลายล่างของเสา  $M_{u,bot} = (M_{u,bot})_{ns} + (M_{u,bot})_s$

เปรียบเทียบระหว่างค่าของ  $M_{u,bot}$  และ  $M_{u,top}$  ค่าที่น้อยกว่าจะใช้แทนค่า  $M_1$  และค่าที่มากกว่า

จะใช้แทนค่า  $M_2$  ณ จุดนี้โมเมนต์ทั้งสองไม่ได้รวมผลของความชะลุด

$M_{1ns}$  และ  $M_{1s}$  เป็นโมเมนต์ที่กระทำที่ตำแหน่งเดียวกับ  $M_1$

โดย  $ns$  ใช้แทนโครงที่มีการยึดรั้ง และ  $s$  ใช้แทนโครงที่ไม่มีกการยึดรั้ง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไมออนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
 ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในระหว่างที่  $M_{2ns}$  และ  $M_{2s}$  เป็นโมเมนต์ที่กระทำที่ตำแหน่งเดียวกับ  $M_2$

c. น้ำหนักบรรทุกทุกกองที่รวมกับแรงลม

$$P_u = 0.9P_D + 1.3P_W \quad (9-3)$$

$$(M_{u,bot}) = 0.9M_{D,bot}$$

$$(M_{u,top})_{ns} = 0.9M_{D,top}$$

$$(M_{u,bot})_s = 1.3M_{W,bot}$$

$$(M_{u,top})_s = 1.3M_{W,top}$$

d. ในการพิจารณาผลของแรงลม ต้องไม่ลืมว่าลมสามารถจะเปลี่ยนทิศทางได้ ดังนั้นในข้อ b และ c จะต้องทำซ้ำอีกครั้งโดยคิดกลับทิศทางของแรงลม

ข. ทหาปริมาณเหล็กเสริมในเสาสำหรับน้ำหนักบรรทุกทุกกองที่ได้จากข้อ ก ผลรวมของน้ำหนักบรรทุกในแต่ละกรณีประกอบด้วย  $P_u$ ,  $M_1$  และ  $M_2$  โดยที่  $M_1$  และ  $M_2$  เป็นโมเมนต์ที่ปลายของเสาซึ่งได้เพิ่มค่าเนื่องจากผลของความชะลุดแล้ว ซึ่งหาได้จากวิธีใดวิธีหนึ่งตามข้างล่าง

- การวิเคราะห์ในชั้นที่สองซึ่งรวมผลของ  $(P-\Delta)$
- การใช้วิธีรับเพิ่มค่าโมเมนต์ (ถ้า  $kL_u/r \leq 100$ )

ค. วิธีรับเพิ่มค่าโมเมนต์ (Magnified moment method) :

ไม่ต้องคำนึงถึงผลของความชะลุดเมื่อ :

$$\frac{kL_u}{r} < 22$$

เมื่อต้องพิจารณาถึงผลกระทบจากความชะลุด :

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$$

โมเมนต์  $\delta_s M_{1s}$  และ  $\delta_s M_{2s}$  หาได้จากวิธีใดวิธีหนึ่งตามข้างล่าง

- การวิเคราะห์ในชั้นที่สองซึ่งรวมผลของ  $(P - \Delta)$
- การวิเคราะห์ในชั้นที่สองโดยประมาณ

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1-Q} \geq M_s \quad 1 \leq \delta_s \leq 1.5 \quad (9-18)$$

โดยที่  $Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_u l_c}$

- การปรับเพิ่มค่าโมเมนต์

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \sum P_c}} \geq M_s \quad (9-19)$$

โดยที่  $P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} \quad (9-11)$

$$EI = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_d} \quad (9-12)$$

หรือ  $EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad (9-13)$

ตัวคูณความยาวประสิทธิผล ( $k$ ) ต้องมากกว่า 1 หรืออาจหามาจาก Alignment chart

ข. ตรวจสอบว่าโมเมนต์ที่มากที่สุดเกิดขึ้นที่ปลายของเสาหรือระหว่างปลายของเสา

$$\text{ถ้า } \frac{l_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f_c A_g}}} \quad (9-20)$$

ต้องออกแบบเสาให้รับน้ำหนักกระทำตามแนวแกน ( $P_u$ ) และโมเมนต์ ( $M_c$ ) โดยที่

$$M_c = \delta_{ms} M_2$$

$$= \left( \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \right) (M_{2ns} + \delta_s M_{2s}) \quad \text{โดยที่ } \delta_{ms} \geq 1$$

จ. ตรวจสอบเสถียรภาพภายใต้น้ำหนักกระทำในแนวตั้ง

a. เมื่อหาค่า  $\delta_s, M_s$  โดยใช้วิธีวิเคราะห์ในชั้นที่สอง

อัตราส่วนของการโก่งจากการวิเคราะห์ในชั้นที่สองต่อการโก่งเดิม ต้องมีค่าน้อยกว่า 2.5

โดยที่ระยะโก่งเหล่านี้ขึ้นอยู่กับน้ำหนักบรรทุกทุกอันประกอบด้วย  $1.4P_D$  และ  $1.7P_L$

รวมกับแรงกระทำตามแนวนอน

b. เมื่อหาค่า  $\delta_s, M_s$  โดยใช้ สมการที่ (9-18)

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_u l_c} \leq 0.6$$

โดยใช้ค่า  $1.4P_D$  และ  $1.7P_L$

c. เมื่อหาค่า  $\delta_s, M_s$  โดยใช้ สมการที่ (9-19)

ในกรณีนี้เสถียรภาพของโครงสร้างจะเพียงพอเมื่อ  $0 < \delta_s \leq 2.5$

ในการตรวจสอบทั้งสามวิธี ใช้  $\beta_d$  เท่ากับอัตราส่วนของน้ำหนักตามแนวแกนที่กระทำต่อเนื่องต่อน้ำหนักตามแนวแกนทั้งหมด

$$\beta_d = \frac{1.4P_D}{1.4P_D + 1.7P_L}$$

#### เอกสารอ้างอิง

1. MacGregor, J.G., "Design of Slender Concrete Columns-Revisited," *ACI Structural Journal*, V.90, No.3, May-June 1993, pp.302-309.
2. Wood, B.R.; Breulieu, D.; and Adams, P.F., "Column Design by P-Delta Method," *Proceedings, ASCE*, V. 102, No. ST2, Feb. 1976, pp. 411-427.

### ตัวอย่างที่ 9-1 - ผลของความระลุดของเสาในโครงที่มีการยึดรั้งด้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง

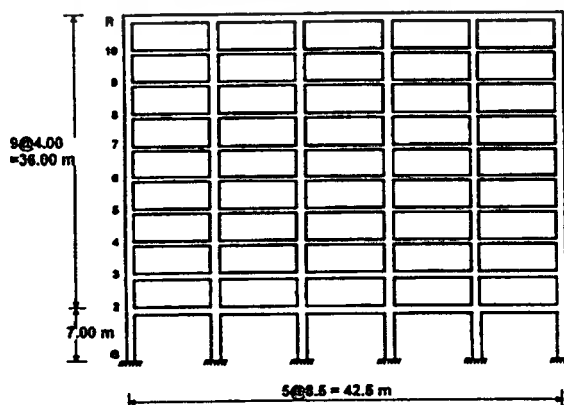
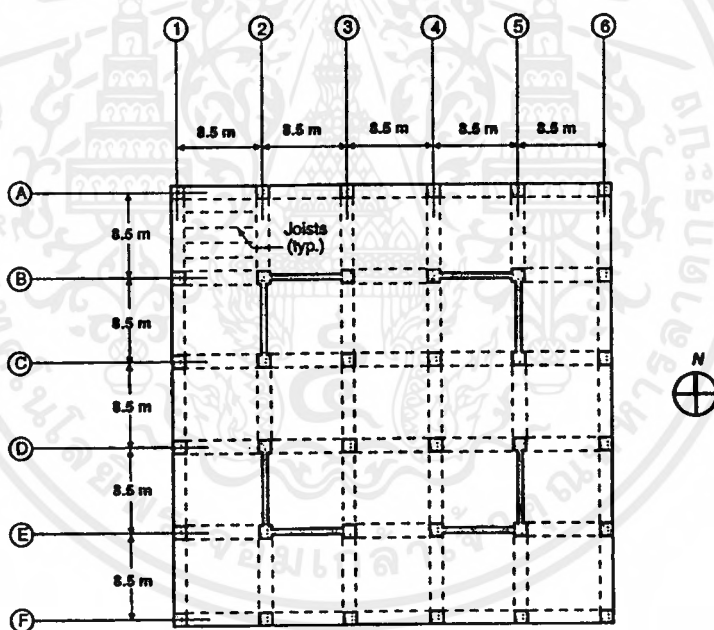
จงออกแบบเสา A3 และ C3 ซึ่งอยู่กึ่งกลางของอาคารสำนักงาน 10 ชั้น โดยชั้นล่างมีความสูง 6.50 ม. และชั้นอื่นๆ สูง 3.50 ม. ผลของแรงในแนวนอนที่แสดงเป็นผลมาจากลมกระทำจากทิศเหนือสู่ทิศใต้

กำหนดให้  $f'_c = 350$  กก./ซม.<sup>2</sup> ( $w_c = 2.40$  ตัน/ม.<sup>2</sup>),  $f_y = 4,000$  กก./ซม.<sup>2</sup>

คานขนาด  $60 \times 50$  ซม., เสาด้านนอก  $50 \times 50$  ซม., เสาด้านใน  $60 \times 60$  ซม.

กำแพงรับแรงเฉือนหนา 30 ซม.

น้ำหนักของพื้น  $420$  กก./ม.<sup>2</sup>, น้ำหนักบรรทุกคงที่  $155$  กก./ม.<sup>2</sup>, น้ำหนักบรรทุกจร  $245$  กก./ม.<sup>2</sup>



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## 1. น้ำหนักบรรทุกที่รวมตัวคูณเพิ่มแล้ว

เสา	น้ำหนักตามแนวแกน (ตัน)	โมเมนต์ (ตัน-ม.)			
		$M_{u,top}$	$M_{u,bot}$	$M_1$	$M_2$
A3	500	16	8	8	16
C3	915	1.7	0.85	0.85	1.7

## 2. ตรวจสอบโครงสร้างว่ามีการยัดรีงหรือไม่

ตารางข้างล่างแสดงผลที่ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้าง โดยใช้หน้าตัดที่แตกตัวของคานและเสา

ชั้น	$\sum P_u^*$ (ตัน)	$\Delta_o$ (ชม.)	$V_u$ (ตัน)	$l_c$ (ม.)	$Q = \sum P_u \Delta_o / V_u l_c$
หลังคา	1,800	0.035	11.00	3.50	0.016
10	3,652	0.035	32.20	3.50	0.011
9	5,513	0.038	53.00	3.50	0.011
8	7,368	0.038	73.40	3.50	0.011
7	9,224	0.035	93.20	3.50	0.010
6	11,080	0.035	112.35	3.50	0.010
5	12,935	0.035	131.00	3.50	0.010
4	14,791	0.028	148.80	3.50	0.008
3	16,647	0.025	165.65	3.50	0.007
2	18,614	0.028	187.50	6.50	0.004

\*รวมน้ำหนักพื้น , น้ำหนักบรรทุกคงที่ และน้ำหนักบรรทุกจรที่ลดค่าตามที่กฎหมายก่อสร้างยอมให้

ดัชนีเสถียรภาพ ( Stability index )  $Q = \sum P_u \Delta_o / V_u l_c$  ของแต่ละชั้นน้อยกว่า 0.05

ดังนั้นถือว่าโครงสร้างทั้งหมดมีการยัดรีงต้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง

## 3. ทาเหล็กเสริมของเสาในเบื้องต้น

เนื่องจากเป็นเสาปลอกเดี่ยว  $\phi = 0.70$

$$\phi P_{n,\max} = 0.80\phi [0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$$A_{st} = \frac{\frac{P_u}{0.80\phi} - 0.85f'_c A_g}{f_y - 0.85f'_c}$$

## สำหรับเสา A3

$$e = M_u / P_u = 16/500 = 3.20 \text{ ซม.} < 0.1h = 5 \text{ ซม.}$$

ดังนั้นจะออกแบบโดยวิธีเสาสั้นรับแรงอัดตามแนวแกน และถือว่าโมเมนต์ที่ต้องรับได้เมื่อไว้แล้วในสม

การของ  $P_{n,\max}$

$$A_{st} = \frac{\frac{500}{0.80(0.70)} - 0.85(0.35)(50 \times 50)}{4 - 0.85(0.35)} = 40.27 \text{ ซม.}^2$$

ใช้ 8-DB28 ( $A_{st} = 8 \times 6.16 = 49.28 \text{ ซม.}^2$ )

$$\rho = A_{st} / A_g = 1.97\%$$

ใช้ได้

$$d' = \text{ระยะหุ้ม} + \text{เส้นผ่าศก.เหล็กปลอก} + \text{รัศมีเหล็กยี่น} = 3.75 + 1.0 + 2.80/2 = 6.15 \text{ ซม.}$$

$$d = 50 - 6.15 = 43.85 \text{ ซม.}$$

เรียงเหล็ก DB28 รอบทุกด้านๆ ละ 3 เส้น

## สำหรับเสา C3

$$e = M_u / P_u = 16/500 = 3.20 \text{ ซม.} < 0.1h = 5 \text{ ซม.}$$

ดังนั้นจะออกแบบโดยวิธีเสาสั้นรับแรงอัดตามแนวแกน และถือว่าโมเมนต์ที่ต้องรับได้เมื่อไว้แล้วในสม

การของ  $P_{n,\max}$

$$A_{st} = \frac{\frac{915}{0.80(0.70)} - 0.85(0.35)(60 \times 60)}{4 - 0.85(0.35)} = 152.04 \text{ ซม.}^2$$

ใช้ 24-DB28 ( $A_{st} = 24 \times 6.16 = 147.84 \text{ ซม.}^2$ )

$$\rho = A_{st} / A_g = 4.11 \%$$

ใช้ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



$$d' = \text{ระยะหุ้ม} + \text{เส้นผ่าศก.เหล็กปลอก} + \text{รัศมีเหล็กยื่น} = 3.75 + 1.0 + 2.80/2 = 6.15 \text{ ซม.}$$

$$d = 60 - 6.15 = 53.85 \text{ ซม.}$$

เรียงเหล็ก DB28 รอบทุกด้านๆ ละ 8 เส้น

4. การออกแบบเสา C3 (60 × 60 ซม.) ขั้นสุดท้ายคิดรวมผลของความชะลุด้วย  
ตรวจสอบความชะลุดของเสา

ใช้  $k = 1$

สำหรับเสาทั้งอในรูปโค้งคู่ตัดกลับ (Double curvature)

$$\frac{M_u}{r} = \frac{1 \times 6.50 \times 100}{0.3 \times 60} = 36.11 < 34 - 12 \left( \frac{-8}{16} \right) = 40$$

ดังนั้นเสา C3 ไม่ต้องคิดผลของการชะลุด

5. การออกแบบเสา A3 (50 × 50 ซม.) ขั้นสุดท้ายคิดรวมผลของความชะลุดด้วย

- a. ตรวจสอบความชะลุดของเสา

หาค่า  $k$  จาก Alignment Chart

$$I_{col} = 0.70 \left( \frac{50^4}{12} \right) = 364,583.33 \text{ ซม.}^4$$

$$E_c = 2.40^{1.5} \times 4,270 \times \sqrt{350} / 1,000 \\ = 297 \text{ ตัน/ซม.}^2$$

สำหรับเสาสูง 6.75 ม.

$$\frac{E_c I}{l_c} = \frac{297 \times 364,583.33}{6.75 \times 100} = 160 \times 10^3 \text{ ตัน-ซม.}$$

สำหรับเสาสูง 4.00 ม.

$$\frac{E_c I}{l_c} = \frac{297 \times 364,583.33}{4.00 \times 100} = 270 \times 10^3 \text{ ตัน-ซม.}$$

$$I_{beam} = 0.35 \left( \frac{60 \times 50^3}{12} \right) = 218,750 \text{ ซม.}^4$$

สำหรับช่วงคานกว้าง 8.50 ม.

$$\frac{E_c I}{l_c} = \frac{297 \times 218,750}{8.50 \times 100} = 76 \times 10^3 \text{ ตัน-ซม.}$$

$$\Psi_A = \frac{\sum E_c I / l_c}{\sum E_c I} = \frac{160 + 270}{76} = 5.65$$

ให้  $\Psi_B = 1$  สมมติให้ฐานเสาเป็นแบบยึดแน่น

จาก Alignment Chart

ดังนั้น  $k = 0.84$

สำหรับเสา A3 ที่อยู่ในรูปโค้งคู่ดกกลับ (Double curvature)

$$\frac{kl_u}{r} = \frac{0.84 \times 6.50 \times 100}{0.3 \times 50} = 36.40 < 34 - 12 \left( \frac{-8}{16} \right) = 40$$

สำหรับเสา A3 ที่อยู่ในรูปโค้งเดี่ยว (Single curvature)

$$\frac{kl_u}{r} = \frac{1 \times 6.50 \times 100}{0.3 \times 60} = 36.4 > 34 - 12 \left( \frac{8}{16} \right) = 28$$

จะเห็นได้ว่า ถ้าเสามีการงอในรูปโค้งคู่ดกกลับมักจะไม่ต้องพิจารณาผลของความชะลุด

การงอลักษณะนี้เป็นสภาพทั่วไปของเสาที่หล่อในที่ แต่ในตัวอย่างนี้ ต้องการจะแสดงผลของความ

ชะลุดจึงสมมติให้เสาอยู่ในรูปโค้งเดี่ยว

b. หาโมเมนต์  $M_c$  ซึ่งรวมผลของความชะลุด

$$M_c = \delta_{ns} M_2$$

โดยที่

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \left( \frac{P_u}{0.75 P_c} \right)} \geq 1.0$$

$$\begin{aligned} C_m &= 0.6 + 0.4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0.4 \\ &= 0.6 + 0.4 \left( \frac{8}{16} \right) = 0.8 \end{aligned}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$EI = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_d} \quad (9-12)$$

$$E_c = 2.40^{1.5} \times 4,270 \times \sqrt{350} / 1,000 = 297 \text{ ตัน/ซม.}^2$$

$$I_g = (50)^4 / 12 = 520,833.33 \text{ ซม.}^4$$

$$E_s = 2,040 \text{ ตัน/ซม.}^2$$

$$I_{se} = 2 \left[ (3 \times 6.16)(25 - 6.15)^2 \right] = 13,132.70 \text{ ซม.}^4$$

$$\beta_d = \frac{1.4P_D}{1.4P_D + 1.7P_L} = 0.82$$

$$EI = \frac{(0.2 \times 297 \times 520,833.33) + (2,040 \times 13,132.7)}{1 + 0.82} = 31,718,795.50 \text{ ตัน-ซม.}^2$$

จากสมการที่ (9-13)

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_d} = \frac{0.4(297)(520,833.33)}{1 + 0.82} = 33,997,252.50 \text{ ตัน-ซม.}^2$$

ใช้ค่า  $EI$  จากสมการที่ (9-13)

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(0.84 \times 6.50 \times 100)^2} = 1,125.53 \text{ ตัน}$$

$$\delta_{ms} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} = \frac{0.8}{1 - \frac{500}{0.75(1,125.53)}} = 1.96$$

ตรวจสอบค่าโมเมนต์ที่ต้องใช้อย่างน้อยในการออกแบบ

$$M_{2,\min} = P_u (1.5 + 0.03h) = \frac{500(1.5 + 0.03 \times 50)}{100} = 15 < M_2 = 16 \text{ ตัน-ม.} \quad \text{ดังนั้นใช้ } M_2 = 16 \text{ ตัน-ม.}$$

$$M_c = 1.96 \times 16 = 31.40 \text{ ตัน-ม.}$$

จะเห็นว่าเหล็กเสริมเดิมที่เลือกมา (8-DB28) ไม่พอที่จะรับโมเมนต์นี้

ต้องออกแบบหาเหล็กเสริมใหม่

### ตัวอย่างที่ 9-2 - ผลของความชะลุดของเสาในโครงที่ไม่มีการยึดรั้งด้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง

จงออกแบบเสา C1 และ C2 ซึ่งเป็นเสาชั้นล่าง ในอาคารสำนักงาน 12 ชั้น โดยชั้นล่างมีความสูง 4 ม. และชั้นอื่นๆ สูง 3.10 ม. ผลของแรงในแนวอนที่แสดงเป็นผลมาจากลมกระทำจากทิศเหนือสู่ทิศใต้

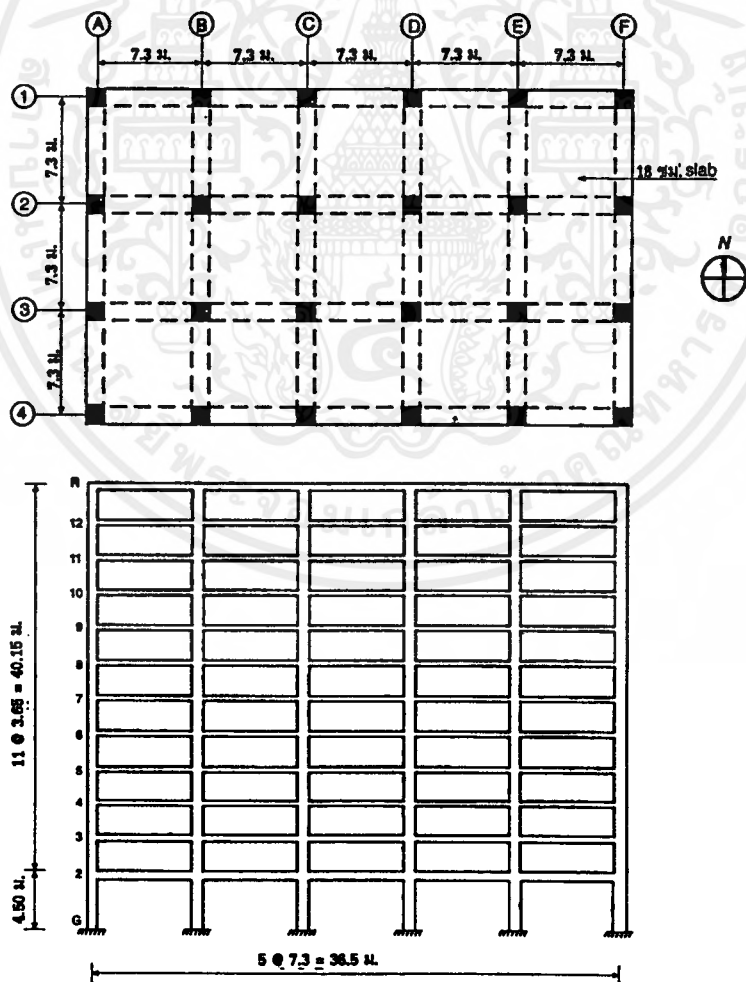
กำหนดให้  $f'_c = 420$  กก./ซม.<sup>2</sup> สำหรับเสาในชั้นล่างสองชั้น ( $w_c = 2.40$  ตัน/ม.<sup>3</sup>)

$f'_c = 280$  กก./ซม.<sup>2</sup> สำหรับที่อื่น ( $w_c = 2.40$  ตัน/ม.<sup>3</sup>)

เหล็กเสริม  $f_y = 4,000$  กก./ซม.<sup>2</sup>

คานขนาด  $60 \times 50$  ซม. , เสาด้านนอก  $50 \times 50$  ซม. , เสาด้านใน  $60 \times 60$  ซม.

น้ำหนักบรรทุกคงที่  $210$  กก./ม.<sup>2</sup> , น้ำหนักบรรทุกจร  $240$  กก./ม.<sup>2</sup>



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## 1. หาน้ำหนักบรรทุกที่ต้องการ ตามสามกรณีข้างล่าง

1.  $U = 1.4D + 1.7L$

2.  $U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.7W)$

3.  $U = 0.9D + 1.3W$

เสา	กรณีของน้ำหนักบรรทุก	น้ำหนักบรรทุก (ตัน)	โมเมนต์ ( ตัน-ม. )											
			$M_{u,top}$			$M_{u,bot}$			$M_1$	$M_2$	$M_{1rs}$	$M_{2rs}$	$M_{1s}$	$M_{2s}$
			มธ	ส	รวม	มธ	ส	รวม						
C1	1	600	7.86	-	7.86	3.93	-	3.93	3.93	7.86	3.93	7.86	-	-
	2	477	5.90	2.25	8.15	2.95	21.70	24.65	8.15	24.65	5.90	2.95	2.25	21.70
	3	328	3.77	2.30	6.07	1.89	22.12	24.01	6.07	24.01	3.77	1.89	2.30	22.12
C2	1	1,058	0.14	-	0.14	0.07	-	0.07	0.07	0.14	0.07	0.14	-	-
	2	794	0.12	6.09	6.21	0.06	45.62	45.68	6.21	45.68	0.12	0.06	6.09	45.62
	3	513	0.09	6.22	6.31	0.04	46.45	46.49	6.31	46.49	0.09	0.04	6.22	46.45

## 2. ตรวจสอบโครงสร้างว่ามีการยัดรีงหรือไม่

ตารางข้างล่างแสดงผลที่ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้าง โดยใช้หน้าตัดที่แตกตัวของคานและเสา

ชั้น	$\sum P_u^*$ (ตัน)	$\Delta_o$ (ซม.)	$V_u$ (ตัน)	$l_c$ (ม.)	$Q = \sum P_u \Delta_o / V_u l_c$
หลังคา	1,418	0.15	8.66	3.65	0.067
12	2,847	0.25	25.76	3.65	0.076
11	4,273	0.40	42.60	3.65	0.110
10	5,700	0.53	59.00	3.65	0.140
9	7,128	0.66	75.20	3.65	0.170
8	8,522	0.78	90.90	3.65	0.201
7	9,961	0.91	106.00	3.65	0.234
6	11,389	1.04	120.83	3.65	0.267

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ชั้น	$\sum P_u$ (ตัน)	$\Delta_o$ (ซม.)	$V_u$ (ตัน)	$l_c$ (ม.)	$Q = \sum P_u \Delta_o / V_u l_c$
5	12,846	1.14	135.08	3.65	0.296
4	14,238	1.19	148.32	3.65	0.311
3	15,676	1.11	161.57	3.65	0.295
2	17,355	0.83	175.00	4.32	0.188

\*รวมน้ำหนักพื้น , น้ำหนักบรรทุกคงที่ และน้ำหนักบรรทุกจรที่ลดค่าตามที่กฎหมายก่อสร้างยอมให้

ดัชนีเสถียรภาพ ( Stability index )  $Q = \sum P_u \Delta_o / V_u l_c$  ของแต่ละชั้นมากกว่า 0.05

ดังนั้นถือว่าโครงสร้างทั้งหมดไม่มีการยัดตั้งด้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง

### 3. หาเหล็กเสริมของเสาในเบื้องต้น

สำหรับเสา C1

$$e = M_u / P_u = 7.86 / 600 = 1.30 \text{ ซม.} < 0.1h = 5 \text{ ซม.}$$

ดังนั้นจะออกแบบโดยวิธีเสาสั้นรับแรงอัดตามแนวแกน และถือว่าโมเมนต์ที่ต้องรับได้เมื่อไว้แล้วในสม

การของ  $P_{n,max}$

$$A_{sr} = \frac{\frac{600}{0.80(0.70)} - 0.85(0.42)(50 \times 50)}{4 - 0.85(0.42)} = 49.11 \text{ ซม.}^2$$

ใช้ 8-DB28 ( $A_{sr} = 8 \times 6.16 = 49.28 \text{ ซม.}^2$ )

$$\rho = A_{sr} / A_g = 1.97\%$$

ใช้ได้

$$d' = \text{ระยะหุ้ม} + \text{เส้นผ่าศก.เหล็กปลอก} + \text{รัศมีเหล็กยื่น} = 3.75 + 1.0 + 2.80 / 2 = 6.15 \text{ ซม.}$$

$$d = 50 - 6.15 = 43.85 \text{ ซม.}$$

เรียงเหล็ก DB28 รอบทุกด้านๆ ละ 3 เส้น

## สำหรับเสา C2

$$e = M_u / P_u = 0.14 / 1,058 = 0.01 \text{ ซม.} < 0.1h = 6 \text{ ซม.}$$

ดังนั้นจะออกแบบโดยวิธีเสาสั้นรับแรงอัดตามแนวแกน และถือว่าโมเมนต์ที่ต้องรับได้เมื่อไว้แล้วในสม

การของ  $P_{n,max}$

$$A_{st} = \frac{\frac{1,058}{0.80(0.70)} - 0.85(0.42)(50 \times 50)}{4 - 0.85(0.42)} = 1658 \text{ ซม.}^2$$

ใช้ 24-DB32 ( $A_{st} = 192.24 \text{ ซม.}^2$ )

$$\rho = A_{st} / A_g = 5.34\%$$

ใช้ได้

$$d' = \text{ระยะหุ้ม} + \text{เส้นผ่าศก.เหล็กปลอก} + \text{รัศมีเหล็กยื่น} = 3.75 + 1.0 + 3.20/2 = 6.35 \text{ ซม.}$$

$$d = 60 - 6.35 = 53.65 \text{ ซม.}$$

เรียงเหล็ก DB32 รอบทุกด้านๆ ละ 7 เส้น

## 4. การออกแบบเสา C1 (50×50 ซม.) ขั้นสุดท้ายคิดรวมผลของความชะลุดด้วย

a. ตรวจสอบความชะลุดของเสา

หาค่า  $k$  จาก Alignment Chart

$$I_{col} = 0.70 \left( \frac{50^4}{12} \right) = 364,583.33 \text{ ซม.}^4$$

$$E_c = 2.40^{1.5} \times 4,270 \times \sqrt{420} / 1,000 = 325.36 \text{ ตัน/ซม.}^2$$

สำหรับเสาสูง 4.25 ม.

$$\frac{E_c I}{l_c} = \frac{325.36 \times 364,583.33}{4.25 \times 100} = 279 \times 10^3 \text{ ตัน-ซม.}$$

สำหรับเสาสูง 3.65 ซม.

$$\frac{E_c I}{l_c} = \frac{325.36 \times 364,583.33}{3.65 \times 100} = 325 \times 10^3 \text{ ตัน-ซม.}$$

$$I_{beam} = 0.35 \left( \frac{60 \times 50^3}{12} \right) = 218,750 \text{ ซม.}^4$$

สำหรับช่วงคานยาว 7.30 ม.

$$\frac{E_c I}{l_c} = \frac{325.36 \times 218,750}{7.30 \times 100} = 97.5 \times 10^3 \text{ ตัน-ซม.}$$

$$\Psi_A = \frac{\sum E_c I / l_c}{\sum E_c I} = \frac{279 + 325}{97.5} = 6.19$$

ให้  $\Psi_B = 1$  สมมติให้ฐานเสาเป็นแบบยึดแน่น

จาก Alignment Chart

$$\text{ดังนั้น } k = 1.78$$

$$\frac{k l_u}{r} = \frac{1.78 \times 4 \times 100}{0.3 \times 50} = 47 > 22$$

ต้องพิจารณาผลของความระลุดของเสา จึงออกแบบโดยวิธีเสถียร

b. หาค่าโมเมนต์ทั้งหมด ( $M_2$ ) ซึ่งรวมผลของความระลุด

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \quad (9-17)$$

ใช้วิธีหาผลของ  $P-\Delta$  โดยประมาณ

$$\delta_s M_{2s} = \frac{M_{2s}}{1-Q} \geq M_{2s} \quad (9-18)$$

ตารางข้างล่างสรุปน้ำหนักรวมในการออกแบบ (รวมผลของความระลุด) สำหรับกรณีต่างๆ

กรณีของน้ำ หนักบรรทุก	$M_{2ns}$ (ตัน-ม.)	$M_{2s}$ (ตัน-ม.)	$Q$	$\delta_s$	$\delta_s M_{2s}$ (ตัน-ม.)	$M_2$ (ตัน-ม.)	$P_u$ (ตัน)
1	7.86	-	-	-	-	7.86	600
2	2.95	21.70	0.188	1.23	26.69	29.64	477
3	1.89	22.12	0.188	1.23	27.21	29.10	328

สำหรับค่า  $M_{2,max}$ ,  $P_{u,max}$  ในทั้งสามกรณี หน้าตัดที่เลือกและเหล็กเสริม 8-DB28 เพียงพอที่รับน้ำหนัก

สรุปได้ว่าหน้าตัดที่เลือก เพียงพอที่จะรับผลของความระลุดซึ่งหาจาก วิธีหาผลของ  $P-\Delta$  โดยประมาณ



เพื่อการเปรียบเทียบ จะคำนวณหาค่า  $\delta_s M_{2s}$  อีกครั้ง โดยวิธีปรับเพิ่มค่าโมเมนต์

$$\delta_s M_{2s} = \frac{M_{2s}}{1 - \left( \frac{\sum P_u}{0.75 \sum P_c} \right)} \geq M_{2s} \quad (9-19)$$

สำหรับเสาต้านนอก 12 ต้น

ตามแนว 1 และ 4 ซึ่งมีคานเพียงตัวเดียวเชื่อมต่อในทิศของการวิเคราะห์ ค่า  $k$  มีค่าเท่ากับ

ที่หาได้จาก หัวข้อ 4(a) ช่างบน = 1.78 และ

ค่า  $EI$  ทาจากสมการที่ (9-12) หรือ (9-13) ในที่นี่จะใช้ (9-13) โดยให้  $\beta_d = 0$

$$EI = 0.4 \times 325.36 \times \frac{50^4}{12} = 67.78 \times 10^6 \text{ ตัน-ม.}^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \times 67.78 \times 10^6}{(1.78 \times 4 \times 100)^2} = 1,319.6 \text{ ตัน}$$

สำหรับเสาต้านนอก

ที่ตำแหน่ง A2 , A3 , F2 และ F3 มีคานสองตัวเชื่อมต่อในทิศของการวิเคราะห์

$$\psi_A = \frac{279 + 325}{2 \times 97.50} = 3.1$$

$$\psi_B = 1$$

จาก Alignment Chart,  $k = 1.58$

$$P_c = \frac{\pi^2 \times 67.78 \times 10^6}{(1.58 \times 4 \times 100)^2} = 1,674.82 \text{ ตัน}$$

สำหรับเสา 8 ต้นที่อยู่ด้านใน

$$I_{col} = 0.70 \left( \frac{60^4}{12} \right) = 756,000 \text{ ซม.}^4$$

สำหรับเสาสูง 4.25 ซม.

$$\frac{E_c I}{l_c} = \frac{325.36 \times 756,000}{4.25 \times 100} = 579 \times 10^3 \text{ ตัน-ซม.}$$

สำหรับเสาสูง 3.65 ซม.

$$\frac{E_c I}{l_c} = \frac{325.36 \times 756,000}{3.65 \times 100} = 674 \times 10^3 \text{ ตัน-ซม.}$$

$$\Psi_A = \frac{\sum E_c I / l_c}{\sum E_c I / I} = \frac{579 + 674}{2 \times 97.50} = 6.42$$

ให้  $\Psi_B = 1$  สมมติให้ฐานเสาเป็นแบบยึดแน่น

จาก Alignment Chart, ได้  $k = 1.79$

$$EI = 0.4 \times 325.36 \times \frac{60^4}{12} = 140 \times 10^6 \text{ ตัน-ม.}^2 \quad (9-13)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \times 140 \times 10^6}{(1.79 \times 4 \times 100)^2} = 2,695.27 \text{ ตัน}$$

$$\text{ดังนั้น } \sum P_c = 12(1,319.6) + 4(1,674.82) + 8(2,695.27) = 44,096.64 \text{ ตัน}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \left( \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_c} \right)}$$

$$= \frac{1}{1 - \frac{17,355}{0.75 \times 44,096.64}} = 2.10$$

สำหรับน้ำหนักบรรทุกกรณีที่ 2

$$M_2 = 2.95 + (2.10 \times 21.70) = 48.52 \text{ ตัน-ม.}$$

สำหรับน้ำหนักบรรทุกกรณีที่ 3

$$M_3 = 1.89 + (2.10 \times 22.12) = 48.34 \text{ ตัน-ม.}$$

จะเห็นได้ว่า เหล็กเสริมที่เลือกไว้ไม่สามารถจะรับน้ำหนักบรรทุกทุกกรณีทั้งที่ 2 และ 3 ได้ ต้องออกแบบหาเหล็กเสริมใหม่ สรุปได้ว่าหน้าตัดที่เลือกถึงแม้จะเพียงพอที่จะรับผลของความชะลูดซึ่งหาจาก วิถีหาผลของ  $P-\Delta$  โดยประมาณ แต่ถ้าใช้วิธีปรับเพิ่มค่าโมเมนต์แล้วจะไม่เพียงพอ

5. การออกแบบเสา C2 (60 × 60 ซม.) ชั้นสุดท้ายคิดรวมผลของความชะลุด้วย

a. ตรวจสอบความชะลุดของเสา

จากหัวข้อ 4(b) ข้างบน สำหรับเสาด้านใน ได้ค่า  $k = 1.79$

$$\frac{kL_u}{r} = \frac{1.79 \times 4 \times 100}{0.3 \times 60} = 39.77 > 22$$

ดังนั้นต้องคิดผลความชะลุดของเสา ออกแบบโดยวิธีเสายาว

b. ทาค่าโมเมนต์ทั้งหมด ( $M_2$ ) ซึ่งรวมผลของความชะลุด

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$$

ใช้วิธีหาผลของ  $P-\Delta$  โดยประมาณ

$$\delta_s M_{2s} = \frac{M_{2s}}{1-Q} \geq M_{2s}$$

ตารางข้างล่างสรุปน้ำหนักรวมในการออกแบบ (รวมผลของความชะลุด) สำหรับกรณีต่างๆ

ลักษณะน้ำ หนักบรรทุก	$M_{2ns}$ (ตัน-ม.)	$M_{2s}$ (ตัน-ม.)	$Q$	$\delta_s$	$\delta_s M_{2s}$ (ตัน-ม.)	$M_2$ (ตัน-ม.)	$P_u$ (ตัน)
1	0.14	-	-	-	-	0.14	1,058
2	0.06	45.62	0.188	1.23	56.11	56.11	794
3	0.04	46.45	0.188	1.23	57.13	57.13	513

สำหรับค่า  $M_{2,max}$ ,  $P_{u,max}$  ในทั้งสามกรณี หน้าตัดที่เลือกและเหล็กเสริม 24-DB32 เพียงพอที่รับน้ำ

หนัก สรุปได้ว่าหน้าตัดที่เลือกเพียงพอที่จะรับผลของความชะลุดซึ่งหาจาก วิธีหาผลของ  $P-\Delta$  โดยประมาณ

เพื่อการเปรียบเทียบ จะคำนวณหาค่า  $\delta_s M_2$ , อีกครั้ง โดยวิธีปรับเพิ่มค่าโมเมนต์  
ใช้ค่า  $\sum P_u$ ,  $\sum P_c$  และ  $\delta_s$  ที่หาจากหัวข้อ 4(b) ข้างบน ได้  $\delta_s = 2.10$

สำหรับน้ำหนักบรรทุกกรณีที่ 2

$$M_2 = 0.06 + (2.10 \times 45.62) = 95.93 \text{ ตัน-ม.}$$

สำหรับน้ำหนักบรรทุกกรณีที่ 3

$$M_3 = 0.04 + (2.10 \times 46.45) = 97.59 \text{ ตัน-ม.}$$

จะเห็นได้ว่า เหล็กเสริมที่เลือกไว้รับน้ำหนักได้ทั้งสองกรณี สรุปได้ว่าหน้าตัดที่เลือกเพียงพอ  
ที่จะรับผลของความชะลุดังที่หาจาก วิถีหาผลของ  $P-\Delta$  โดยประมาณและจากวิธีปรับเพิ่มค่าโมเมนต์

6. ตรวจสอบว่าโมเมนต์มากที่สุดเกิดที่ปลายเสาจริงหรือไม่

สำหรับเสา C1

$$\frac{l_u}{r} = \frac{4 \times 100}{0.3 \times 50} = 26.67 < \frac{1.12}{\sqrt{\frac{P_u}{f_c A_g}}} = \frac{1.12}{\sqrt{\frac{600 \times 1,000}{420 \times 50^2}}} = 46.30 \quad (9-20)$$

สำหรับเสา C2

$$\frac{l_u}{r} = \frac{4 \times 100}{0.3 \times 60} = 22.22 < \frac{1.12}{\sqrt{\frac{P_u}{f_c A_g}}} = \frac{1.12}{\sqrt{\frac{1,056 \times 1,000}{420 \times 60^2}}} = 41.88$$

ดังนั้น โมเมนต์มากที่สุดเกิดที่ปลายเสาใน C1 และ C2 จึงไม่จำเป็นต้องคูณค่า ( $M_2$ ) ด้วย  $\delta_{ns}$

## 7. ตรวจสอบเสถียรภาพของโครงสร้าง

- a. ถ้าใช้วิธีการหาผลของ  $P-\Delta$  โดยประมาณ ในการหาผลของความชะลุด  $\delta, M$ , ในการตรวจสอบเสถียรภาพค่าของดรรชนีเสถียรภาพ ( $Q$ ) ต้องมีค่าไม่เกิน 0.6 และจะต้องหารค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียทุกค่าด้วย  $(1 + \beta_d)$  สำหรับในชั้นล่างนี้

$$\beta_d = \frac{\sum 1.4P_D}{\sum P_u} = 0.89 \rightarrow 1 + \beta_d = 1.89$$

การหารค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียด้วย  $(1 + \beta_d)$  เปรียบเสมือนการเพิ่มค่าการโก่งตัว ซึ่งก็เหมือนกับการเพิ่มค่า  $Q$  ด้วยตัวคูณ  $(1 + \beta_d)$

ดังนั้นในชั้นที่ 2 จะได้

$$Q = 1.89 \times 0.188 = 0.36 < 0.6$$

แสดงโครงสร้างในชั้นนี้จะมีความมั่นคง , ทา  $Q$  ต่อไปในแต่ละชั้น เพื่อตรวจสอบเสถียรภาพของโครงสร้างทั้งหมด

- b. ถ้าใช้วิธีปรับเพิ่มค่าโมเมนต์ ในการหาผลของความชะลุด  $\delta, M$ , ค่าของ  $\delta$ , ซึ่งหามาจากค่า  $\sum P_u$  และ  $\sum P_c$  อันเป็นผลของน้ำหนักบรรทุกคงที่ และน้ำหนักบรรทุกจรต้องมีค่าไม่เกิน 2.5

ในการตรวจสอบเสถียรภาพ ต้องหาร  $EI$  ด้วย  $1 + \beta_d$  ดังนั้นจะต้องหาค่าของ  $P_c$  ใหม่เพื่อรวมผลของ  $\beta_d$

สำหรับเสาริมนอก

แนว E-W: B1 ถึง E1 และ B4 ถึง E4 ใช้  $\beta_d = 0.89$

$$P_c = \frac{1,319.60}{1 + 0.89} = 698.20 \text{ ตัน}$$

สำหรับเสามุม

A1, F1, A4 และ F4 ใช้  $\beta_d = 0.91$

$$P_c = \frac{1,319.60}{1 + 0.91} = 690.89 \text{ ตัน}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### สำหรับเสาริมนอก

แนว N-S: A2, F2, A3 และ F3 ใช้  $\beta_d = 0.89$

$$P_c = \frac{1,674.82}{1+0.89} = 886.15 \text{ ตัน}$$

### สำหรับเสาด้านใน

ใช้  $\beta_d = 0.88$

$$P_c = \frac{2,695.27}{1+0.88} = 1,433.65 \text{ ตัน}$$

ดังนั้น  $\sum P_c = 8(698.20) + 4(690.89) + 4(886.15) + 8(1,433.65) = 23,362.96 \text{ ตัน}$

$$\text{และ } \delta_s = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{\sum P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{17,355}{0.75 \times 23,362.96}} = 105 > 2.50$$

แสดงว่าโครงสร้างนี้ไม่มีเสถียรภาพ เมื่อใช้วิธีปรับเพิ่มโมเมนต์ (Magnified moment method)

8. ได้มีการวิเคราะห์ในชั้นที่สอง ทاملของ  $P-\Delta$  โดยใช้คุณสมบัติแตกตัวของหน้าตัด เมื่อเปรียบเทียบแล้ว ปรากฏว่า ค่า  $M_2$  ในเสา C1 เพิ่มขึ้นประมาณ 26% และในเสา C2 เพิ่มขึ้นประมาณ 42% แต่ปริมาณเหล็กเสริมในเสาทั้ง 2 ต้นนี้ก็เพียงพอที่จะรับโมเมนต์ที่เพิ่มขึ้น โดยเฉลี่ยแล้ว โมเมนต์ในเสาชั้นล่างเพิ่มขึ้นประมาณ 26%

สำหรับการตรวจสอบเสถียรภาพ โดยหารค่า  $I$  ด้วย  $1 + \beta_d$  อัตราส่วนของการเคลื่อนตัวด้านข้างจากการวิเคราะห์ชั้นที่สองต่อค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ชั้นที่หนึ่ง ได้ค่าน้อยกว่า 2.5 ในทุกชั้น แสดงว่าโครงสร้างมีเสถียรภาพ

9. สิ่งสำคัญที่ต้องไม่ลืม ก็คือว่าตัวอย่างนี้แสดงการวิเคราะห์สำหรับแรงลมกระทำจากทิศเหนือ ต้องทำการวิเคราะห์ซ้ำอีกสำหรับแรงลมที่กระทำจากทิศใต้

## บทที่ 10

### ฐานราก

เนื้อหาในบทนี้ จะครอบคลุมเฉพาะการออกแบบฐานรากเดี่ยว (Isolated footings) ไม่รวมถึงฐานรากที่รองรับเสาเกินหนึ่งต้น (Combined footings) การออกแบบฐานร่วมสามารถกระทำได้โดย ออกแบบฐานรากในด้านยาวเหมือนกับการออกแบบคาน และออกแบบในด้านสั้นเสมือนกับเป็นฐานเดี่ยว

#### 10.1 น้ำหนักและแรงลัพธ์

ฐานรากจะต้องรับ แรงตามแนวแกน,แรงเฉือน และโมเมนต์ ที่ถ่ายลงมาจากเสาได้อย่างปลอดภัย ขนาดของฐานราก,จำนวนของเสาเข็ม และการจัดเรียงเสาเข็ม ขึ้นอยู่กับหน่วยแรงดันของดินใต้ฐานราก และความสามารถในการรับแรงของเสาเข็ม ซึ่งปริมาณเหล่านี้หาได้จากหลักการของปฐพีกลศาสตร์ร่วมกับมาตรฐานควบคุมการออกแบบอาคาร

การออกแบบฐานรากโดยทั่วไป สามารถสรุปได้ดังต่อไปนี้

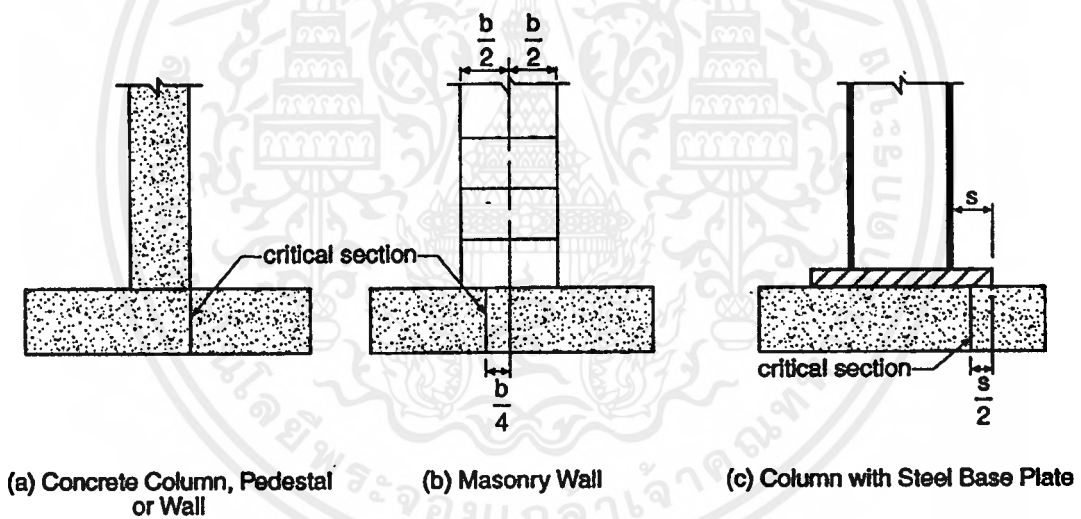
1. หาขนาดของฐานรากหรือจำนวนของเสาเข็มที่ต้องใช้ จากน้ำหนักบรรทุกใช้งาน (service loads) โดยไม่คิดตัวคูณเพิ่ม และจากหน่วยแรงดันของดินหรือจากน้ำหนักปลอดภัยที่เสาเข็มรับได้
2. หลังจากที่ได้ขนาดและความหนาของฐานรากมาแล้ว ให้หาปริมาณเหล็กเสริมจากทฤษฎีกำลัง น้ำหนักที่ใช้ในตอนนี้จะเป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งานคูณด้วยตัวคูณเพิ่ม

ในการวิเคราะห์ จะถือว่าฐานรากไม่มีการเปลี่ยนรูปหลังจากที่มีน้ำหนักมากระทำ ทำให้แรงดินภายใต้ฐานรากมีลักษณะแผ่กระจายสม่ำเสมอ เมื่อฐานรากรับแรงตามแนวแกนอย่างเดียว และมีลักษณะเป็นรูปสามเหลี่ยมหรือสี่เหลี่ยมคางหมู เมื่อฐานรากรับแรงตามแนวแกนร่วมกับโมเมนต์ ซึ่งโมเมนต์นั้นเป็นโมเมนต์ที่เกิดที่ฐานของเสาหรือต่อม่อแต่อย่างเดียว

## 10.2 โมเมนต์ในฐานราก

เราสามารถหาโมเมนต์ภายนอกที่กระทำบนหน้าตัดต่างๆ ของฐานรากได้โดย ตัดระนาบในแนวตั้งผ่านฐานราก และคำนวณหาโมเมนต์ที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงที่กระทำบนฐานรากที่ด้านหนึ่งด้านใดของระนาบตั้งนั้น ตำแหน่งวิกฤติสำหรับระนาบนั้น แสดงอยู่ในรูปที่ 10-1 โมเมนต์ที่ทำได้นี้จะใช้ในการหาปริมาณของเหล็กเสริมในทิศทางนั้น


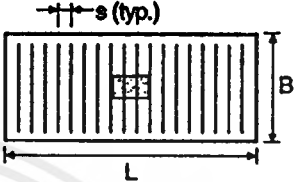
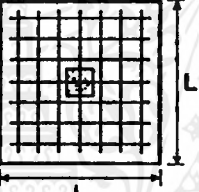
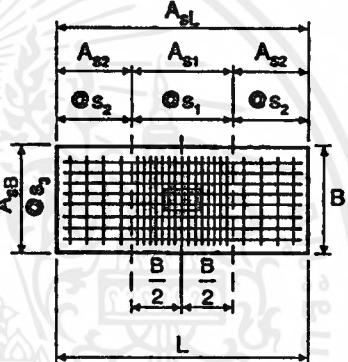
การวางเหล็กเสริมสำหรับฐานแบบทางเดียวหรือรูปจตุรัส จะจัดให้กระจายไปทั่วความกว้างของฐานราก แต่สำหรับฐานแบบสองทาง การจัดเหล็กเสริมจะต้องเป็นไปตามมาตรฐานซึ่งแสดงไว้ในตารางที่ 10-1



รูปที่ 10-1 หน้าตัดวิกฤติ สำหรับโมเมนต์ในฐานรากเดี่ยว



ตารางที่ 10-1 การวางเหล็กเสริมรับโมเมนต์ในฐานราก

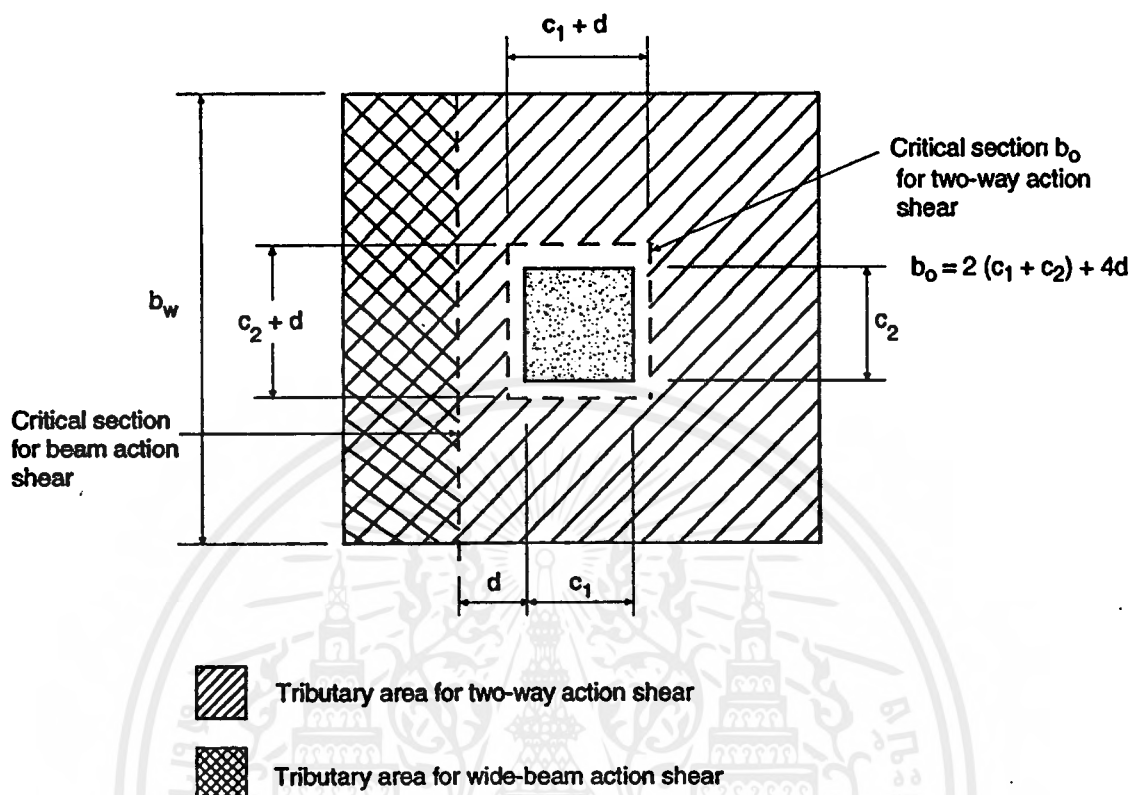
Footing Type	Square Footing	Rectangular Footing
One-way		
Two-way		 $A_{s1} = \left( \frac{2}{\beta + 1} \right) A_{sL}$ $A_{s2} = \frac{A_{sL} - A_{s1}}{2}$ $\beta = \frac{L}{B}$

### 10.3 แรงเฉือนในฐานราก

แรงเฉือนในฐานรากที่ตำแหน่งรอบๆ เสาหรือผนัง ที่ส่งถ่ายน้ำหนักลงมา จะพิจารณาจากสองค่า คือ ค่าแรงเฉือนแบบคานกว้าง (Wide-beam action) และแบบแผ่นพื้นสองทาง (Two-way action) ซึ่งค่าที่มากกว่าจะเป็นตัวกำหนดความหนาของฐานราก

Wide-beam action จะถือเสมือนว่าฐานรากเป็นคานกว้าง หน้าตัดวิกฤตจะผ่านตลอดความกว้างของฐานราก ในขณะที่ Two-way action จะคิดแรงเฉือนเสมือนกับการทะลุของเสาหรือเสาเข็มผ่านฐานราก หน้าตัดวิกฤตของแรงเฉือนแบบนี้ จะถือเป็นเส้นรอบรูปขององค์อาคารที่ถ่ายน้ำหนักลงฐานราก เช่น เสา เป็นต้น

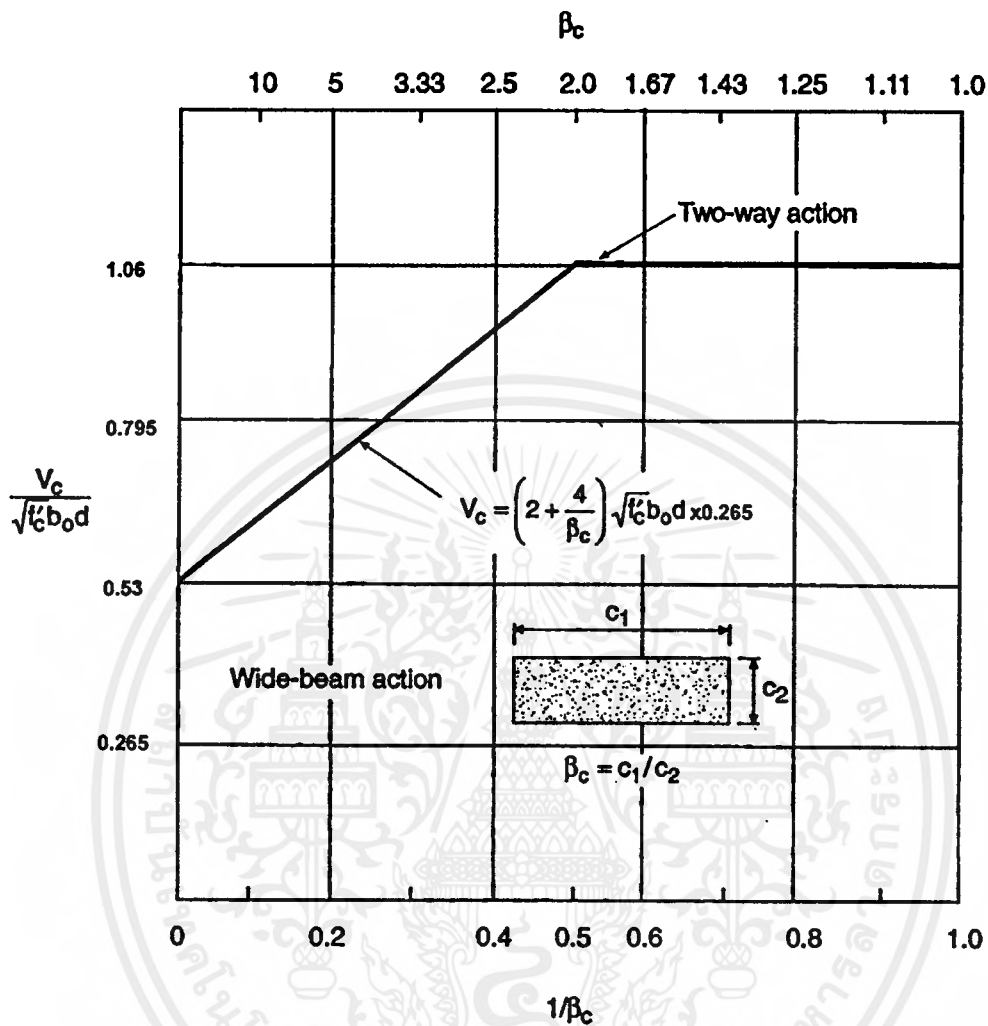
รูปที่ 10-2 แสดงพื้นที่และหน้าตัดวิกฤตสำหรับแรงเฉือนทั้งสองแบบ



รูปที่ 10-2 หน้าตัดวิกฤติและพื้นที่ สำหรับหาแรงเฉือน

กำลังรับแรงเฉือนแบบแผ่นพื้น ( $V_c$ ) ของฐานรากขึ้นอยู่กับอัตราส่วนความยาวต่อความกว้างขององค์อาคารที่ถ่ายน้ำหนักลงฐานราก ( $\beta_c$ ) เมื่อองค์อาคารนั้นมีลักษณะใกล้เคียงจัตุรัส คือ  $\beta_c \leq 2$  จะได้  $V_c$  มีค่าสูงสุดเท่ากับ  $1.06\sqrt{f'_c} b_o d$  และลดลงมาเรื่อยๆ เมื่อองค์อาคารนั้นเปลี่ยนรูปเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้ามีด้านยาวมากกว่าสองเท่าของด้านกว้าง จนกระทั่งลดลงเหลือ  $0.53\sqrt{f'_c} b_o d$  ซึ่งเป็นค่าเดียวกับแรงเฉือนแบบคานกว้าง เมื่อ  $1/\beta_c$  เข้าหาศูนย์ ดังแสดงในรูปที่ 10-3

ถ้าแรงเฉือนที่ต้องการ ( $V_u$ ) มากกว่าแรงเฉือนที่คอนกรีตรับได้ ( $\phi V_c$ ) จะต้องเสริมเหล็กช่วยรับแรงเฉือน ซึ่งผลรวมของกำลังรับแรงเฉือนจะต้องไม่เกิน  $1.59\sqrt{f'_c} b_o d$  และแรงเฉือนในส่วนที่มากกว่า  $0.53\sqrt{f'_c} b_o d$  จะต้องใส่เหล็กเสริมรับ



รูปที่ 10-3 กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตในฐานราก

สำหรับฐานรากซึ่งไม่มีเหล็กเสริมช่วยรับแรงเฉือน ขั้นตอนการออกแบบสามารถสรุปได้ดังต่อไปนี้

- แรงเฉือนแบบคานกว้าง

$$V_u \leq \phi V_n \leq \phi(0.53\sqrt{f'_c} b_w d)$$

โดยที่  $b_w$  และ  $V_u$  เป็นความกว้างและแรงเฉือนที่หน้าตัดวิกฤติ

แรงเฉือนแบบแผ่นพื้น

$V_u$  ต้องน้อยกว่าค่าที่น้อยที่สุดของสามสมการต่อไปนี้

$$\left(0.53 + \frac{1.06}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\left(0.53 + \frac{0.265 \alpha_s d}{b_o}\right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$1.06 \sqrt{f'_c} b_o d$$

โดยที่  $\beta_c$  = อัตราส่วนด้านยาวต่อด้านสั้นของเสา หรือองค์อาคารที่ถ่ายน้ำหนักลงบนฐานราก

$\alpha_s$  = 40, 30 และ 20 สำหรับเสาภายใน , เสาภายนอก และเสามุม

$b_o$  = เส้นรอบหน้าตัดวิกฤติตามรูปที่ 10-2

#### 10.4 การถ่ายแรงที่ฐานของเสา กำแพงหรือแท่นตอม่อเสริมเหล็ก

แรงทุกแรงที่กระทำที่ฐานของเสา หรือผนัง จะส่งถ่ายลงสู่ฐานรากโดยแรงแบกทานของคอนกรีตและอาจจะต้องมีเหล็กเสริมช่วยด้วย โดยเฉพาะอย่างยิ่งถ้ามีแรงดึงเพราะไม่ได้ออกแบบให้คอนกรีตรับแรงดึง แรงแบกทานในคอนกรีตทั้งในองค์อาคารที่ถ่ายแรงลงฐานรากและในตัวฐานรากเอง จะต้องน้อยกว่ากำลังแบกทานของคอนกรีตที่ยอมให้

สำหรับเสาหรือตอม่อ

$$\text{กำลังแบกทาน, } \phi P_{nb} = \phi(0.85 f'_c A_1)$$

โดยที่  $f'_c$  เป็นกำลังอัดของคอนกรีตในเสา,  $A_1$  เป็นพื้นที่หน้าตัดของเสา และ  $\phi = 0.70$

สำหรับฐานราก

$$\text{กำลังแบกทาน, } \phi P_{nb} = \phi \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} (0.85 f'_c A_1) \leq 2\phi (0.85 f'_c A_1)$$

โดยที่  $f'_c$  เป็นกำลังอัดของคอนกรีตในฐานราก

และ  $A_2$  เป็นพื้นที่ของคอนกรีตที่ด้านล่างของฐานรากส่วนใต้พื้นที่รับแรงด้านบน คิดความลาดจากพื้นที่รับแรงลงสู่ด้านล่างในทุกด้านที่มีเนื้อคอนกรีตรับอยู่ โดยให้ความลาดในแนวตั้งต่อแนวนอนเป็น 1 : 2

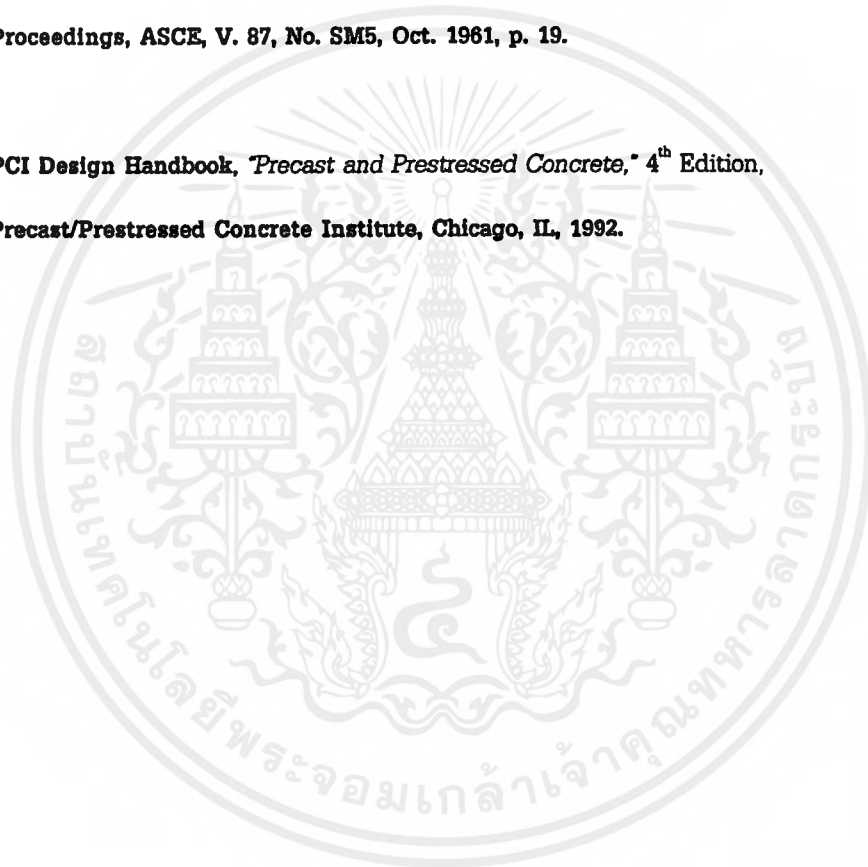
เมื่อน้ำหนักแบกทานมากกว่ากำลังที่คอนกรีตรับได้ ต้องมีการเสริมเหล็กรับน้ำหนักส่วนที่เกิน แต่ไม่ว่ากรณีใด จะต้องมีเหล็กเสริมอยู่บริเวณจุดต่อระหว่างองค์อาคารที่ตกลงมากับฐานรากที่รองรับ ซึ่งปริมาณของเหล็กเสริมนี้ได้ถูกกำหนดไว้ดังต่อไปนี้

1. สำหรับการก่อสร้างแบบหล่อในที่ พื้นที่เหล็กเสริมเท่ากับ 0.005 เท่าของพื้นที่ขององค์อาคารที่ถูกรองรับ (ยกเว้นถ้าเป็นผนัง ให้ใช้เท่ากับพื้นที่เหล็กยื่นของผนัง)
2. สำหรับการก่อสร้างแบบหล่อสำเร็จ พื้นที่เหล็กเสริมเท่ากับ  $14/f_y$  เท่าของพื้นที่ขององค์อาคารที่ถูกรองรับ

ในการก่อสร้างแบบหล่อในที่ เหล็กเสริมนี้อาจจะเป็นเหล็กเดือย หรือเหล็กเสริมในเสาหรือผนังยื่นต่อลงมาในฐานราก (ในเสาซึ่งจะต้องมีเหล็กเสริมอย่างน้อย 0.01 เท่าของพื้นที่หน้าตัดอยู่แล้ว การยื่นเหล็กเสริมต่อลงมาในฐานรากเพียงครึ่งหนึ่งของเหล็กในเสา ก็จะมีผ่านข้อกำหนดข้อนี้) ในการก่อสร้างแบบหล่อสำเร็จ เหล็กเสริมนี้คงจะอยู่ในรูปของสลักสมอ (Anchor Bolt) หรือข้อต่ออื่นๆ

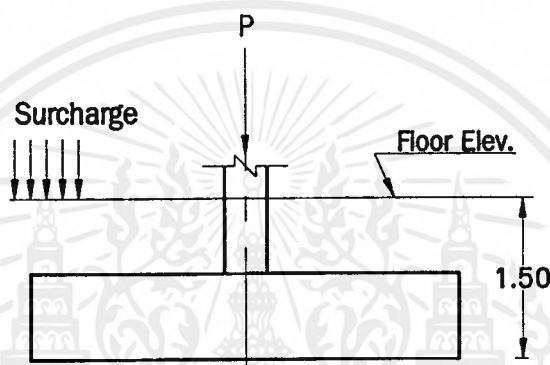
**เอกสารอ้างอิง**

1. **ACI Committee 336, "Suggested Design Procedure for Combined Footings and Mats,"**  
(ACI336.2R-88) **American Concrete Institute, Detroit, 1988, 21 pp.**
2. **Kramrisch, Fritz, and Rogers, Paul, "Simplified Design of Combined Footings,"**  
**Proceedings, ASCE, V. 87, No. SM5, Oct. 1961, p. 19.**
3. **PCI Design Handbook, "Precast and Prestressed Concrete," 4<sup>th</sup> Edition,**  
**Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, 1992.**



### ตัวอย่างที่ 10.1 - การออกแบบฐานรากแผ่

จงออกแบบฐานรากแผ่รูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส รับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน จากน้ำหนักบรรทุกคงที่ = 160 ตัน จากน้ำหนักบรรทุกจร = 125 ตัน และน้ำหนักกดบนระดับพื้น (surcharge) ดังรูป = 500 กก./ม.<sup>2</sup>



กำหนดให้ :

น้ำหนักเฉลี่ยของดินและคอนกรีตเหนือระดับพื้นฐานราก	= 2,000 กก./ม. <sup>3</sup>
แรงดันดินปลอดภัย	= 22 ตัน/ม. <sup>2</sup>
ขนาดของเสา (c1×c2)	= 30×75 ซม.
$f'_c = 210$ กก./ซม. <sup>2</sup>	$f_y = 4,000$ กก./ซม. <sup>2</sup>

1. หาขนาดของฐานราก (ใช้น้ำหนักบรรทุกใช้งานที่ไม่คูณตัวคูณเพิ่ม)

แรงดันเนื่องจากน้ำหนักกดบนระดับพื้นและน้ำหนักดินและคอนกรีตเหนือระดับพื้นฐานราก

$$= (2 \times 1.50) + 0.50 = 3.50 \text{ ตัน/ม.}^2$$

แรงดันของดินที่ใช้ในการออกแบบ = 22 - 3.50 = 18.50 ตัน/ม.<sup>2</sup>

$$\text{พื้นที่ของฐานราก} = (160 + 125) / 18.50 \text{ ม.}^2$$

เลือกใช้ฐานรากจัตุรัสขนาด 4×4 ม. ( $A_f = 16 \text{ ม.}^2$ )

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. หาแรงต้านทานของดิน (ให้นำน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่คูณด้วยตัวคูณเพิ่ม)

$$P_u = 1.4(160) + 1.7(125) = 436.50 \text{ ตัน}$$

$$\text{แรงต้านทานของดิน, } q_s = P_u / A_f = (436.50) / 16 = 27.28 \text{ ตัน/ม.}^2$$

3. หาคความลึกของฐานราก

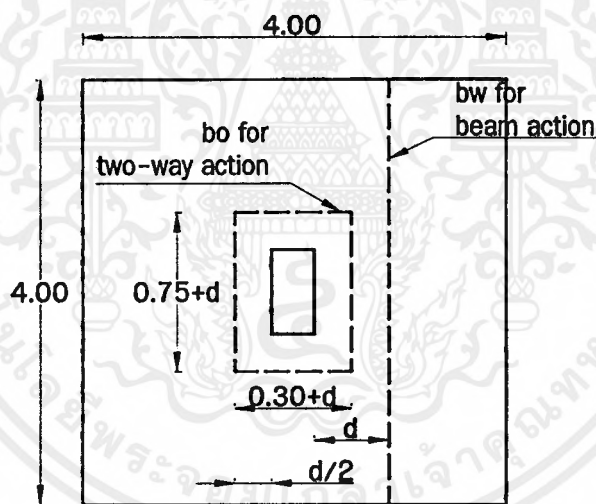
(ซึ่งมักจะถูกกำหนดด้วยความสามารถในการรับแรงเฉือนโดยไม่ต้องมีเหล็กเสริมช่วย)

ในตัวอย่างนี้จะเริ่มด้วยการ สมมติให้ฐานรากมีความหนาทั้งหมดเป็น 80 ซม.

และความลึกประสิทธิภาพ "d" เป็น 70 ซม.

- 3.1 ตรวจสอบแรงเฉือนแบบคาน (Wide-beam action)

หน้าตัดวิกฤติเกิดที่ระยะ d จากขอบเสา



$$V_u = q_s(4)(2 - 0.15 - 0.70) = 125.49 \text{ ตัน}$$

$$\phi V_n = \phi \left( 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \right) = 0.85 (0.53 \sqrt{210} (400 \times 70))$$

$$= 182.80 \text{ ตัน} > V_u$$

ใช้ได้



### 3.2 คัดแรงเฉือนแบบแผ่พื้น (Two-way action)

หน้าตัดวิกฤตเกิดที่ระยะ  $d/2$  จากขอบเสา

$$V_u = q_s [(4 \times 4) - (0.75 + 0.70)(0.30 + 0.70)] = 396.92 \text{ ตัน}$$

$$b_o = 2(0.75 + 0.70) + 2(0.30 + 0.70) = 4.90 \text{ ม.}$$

$$\beta_c = 75/30 = 2.50$$

$\alpha_s = 40$  สำหรับเสาภายใน

$$\frac{V_c}{\sqrt{f'_c b_o d}} \leq \begin{cases} 0.53 + \frac{1.06}{\beta_c} = 0.53 + \frac{1.06}{2.50} = 0.954 \\ 0.53 + 0.265 \frac{\alpha_s d}{b_o} = 0.53 + 0.265 \frac{40(0.70)}{4.90} = 2.04 \\ 1.06 \end{cases}$$

$$\phi V_n = \phi \left( 0.954 \sqrt{f'_c b_o d} \right) = 0.85 \left( 0.954 \sqrt{210(490 \times 70)} \right)$$

$$= 403.06 \text{ ตัน} > V_u \quad \text{ใช้ได้}$$

### 3 ทาปริมาณเหล็กเสริมในฐานราก

หน้าตัดวิกฤตของแรงดัดอยู่ที่ขอบเสา

$$M_u = 27.28 \times 4 \times (2 - 0.15)^2 / 2 = 186.73 \text{ ตัน-ม.}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{186.73(1,000)}{0.90(4)(70)^2} = 10.58 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right) = \frac{0.85 \times 210}{4,000} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10.58}{0.85 \times 210}} \right) = 0.0027$$

เปอร์เซ็นต์เหล็กเสริมที่ได้ มีค่าเท่ากับ  $A_s/bd$  ในระหว่างที่ปริมาณเหล็กเสริมน้อยสุดที่ต้องมีในแผ่นพื้น สำหรับเหล็ก SD40 มีค่าเท่ากับ 0.0018*b**t*

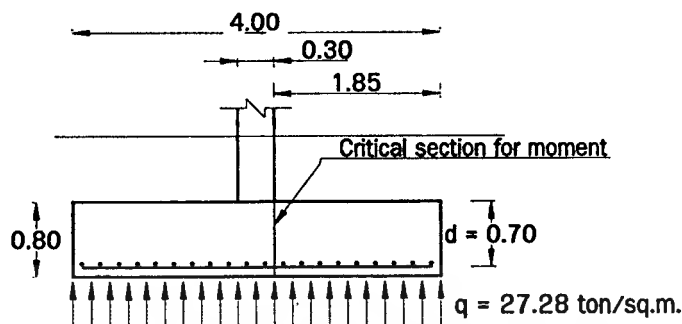
ดังนั้นถ้าจะเปรียบเทียบกันแล้วต้องคูณค่าที่ทำได้  $d/t$  เพื่อจะได้ฐานที่สามารถนำมาเปรียบเทียบกันได้

$$\text{ดังนั้น } 0.0027(d/t) = 0.0027(70/80) = 0.0024 > 0.0018 \quad \text{ใช้ได้}$$

$$A_s = 0.0027(400 \times 70) = 75.60 \text{ ซม.}^2$$

เลือกใช้ 16-DB25 ( $A_s = 16 \times 4.91 = 78.56 \text{ ซม.}^2$ ) ทั้งสองทาง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



ในด้านตั้งฉากกับแนวนั้น ซึ่งเสามีความกว้างเท่ากับ 75 ซม. ปริมาณเหล็กเสริมจะน้อยกว่าในด้านที่เสามีความกว้าง 30 ซม. แต่เพื่อความสะดวกในการก่อสร้าง เราจะใช้เหล็กเสริมจำนวนเดียวกัน

#### 4 ตรวจสอบความยาวระยะฝังเพิ่มของเหล็กเสริม

หลักการที่นำมาใช้ในการหาระยะฝังเพิ่มของเหล็กข้ออ้อยภายใต้แรงดึง ได้มาจากหน่วยแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยของความยาวทั้งหมดของเหล็กเสริม ซึ่งหลักการนี้จะเป็นตัวบ่งถึงความยาวน้อยสุดของเหล็กเสริมที่ต้องฝังในเนื้อคอนกรีต ซึ่งจะวัดจากตำแหน่งที่เกิดหน่วยแรงสูงสุดในเหล็กเสริม ซึ่งจะเป็นตำแหน่งเดียวกับตำแหน่งวิกฤตของโมเมนต์

$$\frac{l_d}{d_b} = 0.283 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{\left( \frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)} = 0.283 \frac{4,000}{\sqrt{210}} \frac{1 \times 1 \times 1}{2.50} = 31.25$$

โดยที่

คอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม (ด้านข้างและด้านล่าง) = 7.50 ซม.

ระยะห่างจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของเหล็กเสริม =  $[400 - (2 \times 7.50) - 2.50] / 15 = 25.50$  ซม.

$$\begin{aligned} c &= \text{ค่าที่น้อยกว่าของระยะห่างจากศูนย์กลางของเหล็กเสริมไปยังผิวคอนกรีตและครึ่งหนึ่งของระยะห่างจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของเหล็กเสริม} \\ &= 7.50 + 1.25 = 8.75 \text{ ซม.} \end{aligned}$$

$$K_{tr} = 0 \quad (\text{ไม่มีเหล็กปลอก})$$

$$(c + K_{tr}) / d_b = (8.75 + 0) / 2.50 = 3.50 > 2.50 \quad \text{ใช้ } 2.50$$

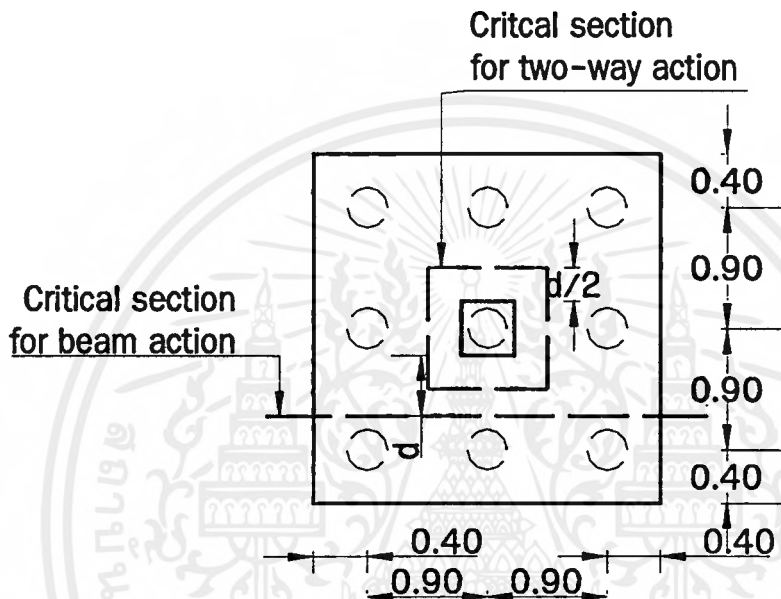
- $\alpha = 1.3$  ถ้ามีเนื้อคอนกรีตหนามากกว่า 30 ซม. อยู่ใต้เหล็กเสริม หรือ  
 $= 1.0$  สำหรับกรณีอื่น  
 $\beta = 1.0$  สำหรับเหล็กเสริมที่ไม่มีการเคลือบผิว  
 $\gamma = 0.8$  สำหรับเหล็กเสริมขนาดไม่เกิน 20 มม.  
 $= 1.0$  สำหรับเหล็กเสริมขนาด 25 มม. ขึ้นไป  
 $\lambda = 1.0$  สำหรับคอนกรีตน้ำหนักธรรมดา

ได้  $l_d = 31.25d_b = 31.25(2.50) = 78.13$  ซม.  $> 30$  ซม. ใช้ได้

ความยาวของเนื้อคอนกรีตที่มีให้เหล็กฝัง  
 $= (400/2) - (75/2) - 8.75 = 153.75$  ซม.  $> 78.13$  ซม. ใช้ได้

### ตัวอย่างที่ 10.2 - การออกแบบฐานรากวางบนเสาเข็ม

จงหาความลึกของฐานรากที่มีขนาดและตำแหน่งของเสาเข็มตามรูป



กำหนด :	ขนาดของเสา	=	0.40 × 0.40	ม.
	$f'_c$	=	280	กก./ซม. <sup>2</sup>
	เส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็ม	=	0.30	ม.
	น้ำหนักบรรทุกใช้งานถ่ายลงเสาเข็มต่อต้น			
	- น้ำหนักบรรทุกคงที่	=	9,000	กก.
	- น้ำหนักบรรทุกจร	=	4,500	กก.

## 1. ขนาดของฐานราก

ขนาดของฐานรากที่วางบนเสาเข็ม มักจะถูกกำหนดโดยขนาดของเสาเข็ม ระยะห่างระหว่างเสาเข็มจะมีผลต่อการรับน้ำหนักของกลุ่มเสาเข็ม การวางเสาเข็มชิดกันเกินไปจะทำให้ความสามารถในการรับน้ำหนักเฉลี่ยของเสาเข็มเดี่ยวในกลุ่มเสาเข็มมีน้อยกว่าเมื่อใช้เสาเข็มต้นนั้นเดี่ยวๆ แต่ต้นเดียว เพื่อตัดปัญหานี้ จึงมีข้อกำหนดว่า

- (ก) ระยะห่างระหว่างศูนย์กลางของเสาเข็มแต่ละต้น ต้องไม่น้อยกว่า 3 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางเสาเข็มหรือด้านกว้างของเสาเข็ม
- (ข) ขอบนอกของฐานรากต้องห่างจากศูนย์กลางของเสาเข็ม ไม่น้อยกว่าเส้นผ่าศูนย์กลางเสาเข็มหรือด้านกว้างของเสาเข็ม

## 2. น้ำหนักลงบนเสาเข็ม

สมมติให้ฐานรากหนา 50 ซม. และมีความหนาประสิทธิภาพ 40 ซม.

$$\text{น้ำหนักของฐานราก} = (2.60 \times 2.60 \times 0.50)(2.40) = 8.11 \text{ ตัน}$$

$$\text{น้ำหนักของฐานรากถ่ายลงเสาเข็มแต่ละต้น} = 8.11/9 \text{ ตัน}$$

$$\text{น้ำหนักถ่ายลงเสาเข็มต่อต้น} = 1.4(9 + 0.90) + 1.7(4.50) = 21.51 \text{ ตัน}$$

## 3. ตรวจสอบแรงเฉือน

## 3.1 คัดแรงเฉือนแบบคาน (Wide-beam action)

หน้าตัดวิกฤตเกิดที่ระยะ  $d$  จากขอบเสา

$$\text{แรงเฉือนเนื่องจากเสาเข็ม 3 ต้นที่อยู่ในพื้นที่วิกฤต} = 3 \times 21.51 = 64.53 \text{ ตัน}$$

$$\phi V_n = \phi \left( 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \right) = 0.85 (0.53 \sqrt{280} (260 \times 40))$$

$$= 78.40 \text{ ตัน} > V_u$$

ใช้ได้

## 3.2 คัดแรงเฉือนแบบแผ่นพื้น (Two-way action)

หน้าตัดวิกฤตเกิดที่ระยะ  $d/2$  จากขอบเสา

$$\text{แรงเฉือนเนื่องจากเสาเข็ม 8 ต้นที่อยู่ในพื้นที่วิกฤต, } V_u = 8 \times 21.51 = 172.08 \text{ ตัน}$$

$$b_o = 4(0.40 + 0.40) = 3.20 \text{ ม.}$$

$$\beta_c = 40/40 = 1$$

$\alpha_s = 40$  สำหรับเสาภายใน

$$\frac{V_c}{\sqrt{f'_c} b_o d} \leq \begin{cases} 0.53 + \frac{1.06}{\beta_c} = 0.53 + \frac{1.06}{1} = 1.59 \\ 0.53 + 0.265 \frac{\alpha_s d}{b_o} = 0.53 + 0.265 \frac{40(0.40)}{3.20} = 1.86 \\ 1.06 \end{cases}$$

$$\phi V_n = \phi (1.06 \sqrt{f'_c} b_o d) = 0.85 (1.06 \sqrt{210} (320 \times 40))$$

$$= 192.98 \text{ ตัน} > V_u \quad \text{ใช้ได้}$$

3. ตรวจสอบแรงเฉือนแบบทะลุ (Punching shear) เนื่องจากเสาเข็ม

แรงเฉือนที่เสาเข็มต้นมุม = 21.51 ตัน

$$b_o = \pi(0.30 + 0.40) = 2.20 \text{ ม.}$$

$$\beta_c = 1$$

$\alpha_s = 20$  สำหรับเสาเข็มต้นมุม

$$\frac{V_c}{\sqrt{f'_c} b_o d} \leq \begin{cases} 0.53 + \frac{1.06}{\beta_c} = 0.53 + \frac{1.06}{1} = 1.59 \\ 0.53 + 0.265 \frac{\alpha_s d}{b_o} = 0.53 + 0.265 \frac{20(0.40)}{2.20} = 1.49 \\ 1.06 \end{cases}$$

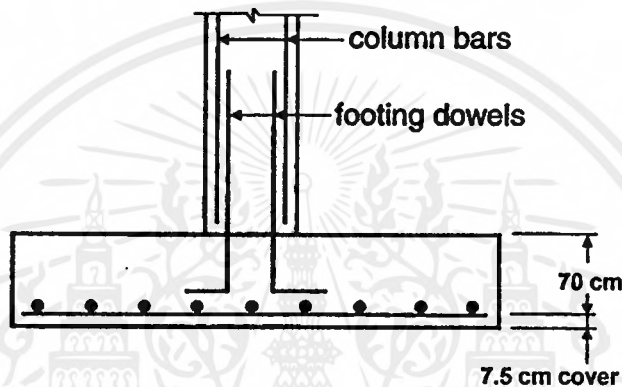
$$\phi V_n = \phi (1.06 \sqrt{f'_c} b_o d) = 0.85 (1.06 \sqrt{280} (220 \times 40))$$

$$= 132.67 \text{ ตัน} > V_u \quad \text{ใช้ได้}$$

### ตัวอย่างที่ 10.3 - การออกแบบการถ่ายแรงที่ฐานของเสา

จงตรวจสอบการถ่ายแรงที่จุดต่อของเสาและฐานราก จากตัวอย่างที่ 10.1

$$\begin{aligned} \text{กำหนดให้ : } f'_c (\text{เสา}) &= 350 \text{ กก./ชม.}^2 & f'_c (\text{ฐานราก}) &= 210 \text{ กก./ชม.}^2 \\ f_y &= 4,000 \text{ กก./ชม.}^2 & P_u &= 436.50 \text{ ตัน} \end{aligned}$$



1. กำลังแบกทานของเสา ( $f'_c = 350 \text{ กก./ชม.}^2$ ) :

$$\phi P_{nb} = \phi (0.85 f'_c A_1) = 0.70 (0.85 \times 350 \times 30 \times 75) = 468.60 \text{ ตัน} > 436.50 \text{ ตัน}$$

2. กำลังแบกทานของฐานราก ( $f'_c = 210 \text{ กก./ชม.}^2$ ) :

กำลังแบกทานของฐานรากจะเพิ่มขึ้นตามตัวคูณ  $\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$  เนื่องจากขนาดที่ใหญ่ของฐานรากจะช่วยในการกระจายน้ำหนักถ่ายจากเสา

$A_1$  เป็นพื้นที่ของเสา และ  $A_2$  เป็นพื้นที่ของคอนกรีตที่ด้านล่างของฐานรากส่วนใต้เสา คิดความลาดจากพื้นที่รับแรงลงสู่ด้านล่างในทุกด้านที่มีเนื้อคอนกรีตรับอยู่ โดยให้ความลาดในแนวตั้งต่อแนวนอนเป็น 1 : 2 ในตัวอย่างนี้ เสาขนาด  $0.30 \times 0.75 \text{ ม.}$  รับด้วยฐานรากขนาด  $4 \times 4 \text{ ม.}$  จะได้ว่า

ความหนาของฐานราก = 77.50 ซม.

$$\therefore A_2 = [30 + 2(155)][75 + 2(155)] \times 10^{-4} = 13.09 \text{ ม.}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{13.09}{0.30 \times 0.75}} = 7.63 > 2 \quad \text{ใช้ได้}$$

$$\phi P_{nb} = 2 \left[ \phi (0.85 f'_c A_1) \right] = 2 [0.70 (0.85 \times 210 \times 30 \times 75)] = 562.30 \text{ ตัน} > 436.50 \text{ ตัน} \quad \text{ใช้ได้}$$

3. ออกแบบเหล็กเดือย (dowel) เชื่อมเสาและฐานราก

ถึงแม้ว่ากำลังแบกทานคอนกรีตของเสาและฐานรากจะเพียงพอที่จะรับการถ่ายน้ำหนัก แต่ก็ยังจำเป็นต้องมีเหล็กเสริมน้อยสุดที่บริเวณข้อต่อ

$$A_s(\min) = 0.005(30 \times 75) = 11.25 \text{ ซม.}^2$$

ใช้เหล็ก 4-DB20 เป็นเหล็กเดือย ( $A_s = 4 \times 3.14 = 12.56 \text{ ซม.}^2$ )

4. หาความยาวระยะฝังเพิ่มของเหล็กเสริมรับแรงอัด

$$l_d = \frac{0.075 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.0043 d_b f_y$$

สำหรับ DB20:  $l_{d(\min)} = 0.0043(2.0)(4,000) = 34.40 \text{ ซม.}$

ในเสา:  $l_d = 0.075(2.0)(4,000) / \sqrt{350} = 32.10 \text{ ซม.}$

ในฐานราก:  $l_d = 0.075(2.0)(4,000) / \sqrt{210} = 41.40 \text{ ซม.}$

ระยะฝังที่มีให้ในฐานราก = ความหนาฐานราก - คอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม - สองเท่าเส้นผ่าศก.เหล็กเสริมเอกในฐานราก - เส้นผ่าศก.เหล็กเดือย

$$= 80 - 7.50 - 2(2.50) - 2 = 65.50 \text{ ซม.} > 41.40 \text{ ซม.} \quad \text{ใช้ได้}$$

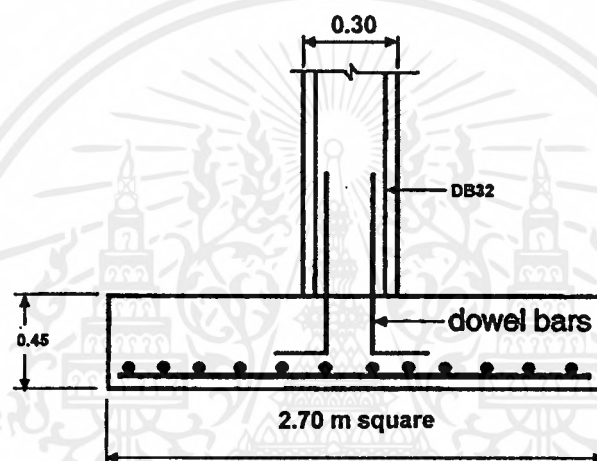


### ตัวอย่างที่ 10.4 - การออกแบบการถ่ายแรงที่ฐานของเสาโดยใช้เหล็กเสริม

จงออกแบบเหล็กเสริม เมื่อมีการถ่ายน้ำหนักระหว่างเสาปลอกเดี่ยวขนาด  $30 \times 30$  ซม. และฐานรากตามรูปข้างล่าง

เหล็กเสริมเอกในเสาใช้ 8-DB32 น้ำหนักถ่ายจากเสา  $P_D = 90$  ตัน และ  $P_L = 45$  ตัน

กำหนดให้ :  $f'_c$  (ในเสาและฐานราก) =  $280$  กก./ซม.<sup>2</sup>  $f_y = 4,000$  กก./ซม.<sup>2</sup>



1. น้ำหนักพร้อมตัวคูณเพิ่ม

$$P_u = 1.4(90) + 1.7(45) = 202.50 \text{ ตัน}$$

2. กำลังแบกทานของคอนกรีตในเสา :

$$\phi P_{nb} = \phi (0.85 f'_c A_1) = 0.70 (0.85 \times 280 \times 30 \times 30) = 149.90 \text{ ตัน} < 202.50 \text{ ตัน}$$

น้ำหนักจากเสาไม่สามารถถ่ายด้วยกำลังแบกทานของคอนกรีตเพียงอย่างเดียว จะต้องมีเหล็กเสริมช่วย

$$\text{ถ่ายน้ำหนักส่วนเกิน } 202.50 - 149.90 = 52.60 \text{ ตัน}$$

## 3. กำลังแบกทานของคอนกรีตในฐานราก :

กำลังแบกทานของฐานรากจะเพิ่มขึ้นตามตัวคูณ  $\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$  เนื่องจากขนาดที่ใหญ่ของฐานรากจะ  
ช่วยในการกระจายน้ำหนักถ่ายจากเสา

$A_1$  เป็นพื้นที่ของเสา และ  $A_2$  เป็นพื้นที่ของคอนกรีตที่ด้านล่างของฐานรากส่วนใต้เสา คิดความลาด  
จากพื้นที่รับแรงลงสู่ด้านล่างในทุกด้านที่มีเนื้อคอนกรีตรับอยู่ โดยให้ความลาดในแนวตั้งต่อแนวนอน  
เป็น 1 : 2 ในตัวอย่างนี้ เสาขนาด  $0.30 \times 0.30$  ม. รับด้วยฐานรากขนาด  $2.70 \times 2.70$  ม. จะได้ว่า

ความหนาของฐานราก = 45 ซม.

$$\therefore A_2 = [30 + 2(90)] \times 10^{-4} = 4.41 \text{ ม.}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{4.41}{0.30 \times 0.30}} = 7 > 2 \quad \text{ใช้ } 2$$

$$\phi P_{nb} = 2 \left[ \phi (0.85 f'_c A_1) \right] = 2 [0.70 (0.85 \times 280 \times 30 \times 30)] = 299.90 \text{ ตัน} > 202.50 \text{ ตัน} \quad \text{ใช้ได้}$$

## 4. หาพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเดือย :

$$A_s = \frac{P_u - \phi P_{nb}}{\phi f_y} = \frac{52.60}{0.70 \times 4} = 18.78 \text{ ซม.}^2$$

$$A_{s(\min)} = 0.005(30 \times 30) = 4.50 \text{ ซม.}^2$$

$$\text{ใช้ } 4\text{-DB25} \quad (A_s = 4 \times 4.91 = 19.64 \text{ ซม.}^2)$$

## 5. หาคความยาวระยะฝังเพิ่มของเหล็กเดือย

- a. การฝังเหล็กเดือยเข้าในเสา อาจจะใช้การทาบเหล็กเดือย DB25 เข้ากับเหล็กเสริมเอก DB32  
และจะต้องยื่นเหล็กเดือยเข้าไปในเสาเป็นระยะไม่น้อยกว่าระยะฝังเพิ่มของเหล็กเสริมเอก  
DB32 หรือระยะทาบของเหล็กเดือย DB25 ในฐานราก

$$l_d = \frac{0.075 d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \geq 0.0043 d_b f_y$$

$$\text{สำหรับ DB32 : } l_{d(\min)} = 0.0043(3.20)(4,000) = 55.04 \text{ ซม.}$$

$$l_d = 0.0075(3.20)(4,000)/\sqrt{280} = 57.37 \text{ ซม.}$$

สำหรับ DB25 : ความยาวต่อทาบ =  $0.007 f_y d_b = 0.007(2.50)(4,000) = 70$  ซม.

ดังนั้นเหล็กเดือย DB25 จะต้องยื่นเข้าไปในเสาอย่างน้อย 70 ซม.

b. การฝังเหล็กเดือยเข้าในฐานราก

สำหรับ DB25 :  $l_{d(\min)} = 0.0043(2.50)(4,000) = 43.00$  ซม.

$l_d = 0.0075(2.50)(4,000)/\sqrt{280} = 44.82$  ซม.

ซึ่งระยะนี้สามารถจะลดลงมาได้เป็นอัตราส่วนของพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเดือยที่ได้จากการคำนวณต่อพื้นที่หน้าตัดจริงที่ใช้

ดังนั้นระยะฝังเพิ่มของเหล็กเดือยในฐานราก =  $44.82 \times (18.78/19.64) = 42.86$  ซม.

ถ้ามีการรองเหล็กเดือย ซึ่งยื่นเข้าไปในฐานรากเพื่อวางบนเหล็กเสริมเอก ดังที่แสดงในรูป ความยาวของส่วนที่นี้จะไม่สามารถนำมารวมเป็นระยะฝังเพื่อรับแรงอัดได้ ระยะในฐานรากที่มีให้ใช้เป็นระยะฝังเพิ่มของเหล็กเดือย

เท่ากับ  $45 - (\text{ความหนาคอนกรีตหุ้ม} + \text{เหล็กเสริมเอกสองทาง} + \text{เหล็กเดือย})$   
 $= 45 - (7.50 + 2(2.50) + 2.50) = 30$  ซม. < 42.86 ซม.

ดังนั้นจะต้องเพิ่มความหนาของฐานราก หรือ ใช้เหล็กเดือยขนาดเล็กลง

ถ้าเพิ่มความหนาของฐานรากเป็น 60 ซม. ใช้เหล็กเดือย DB25 ฝังลงในฐานรากให้มีความยาวเท่ากับ 43 ซม. แล้วจึงอมุมฉากเพื่อวางบนเหล็กเสริมเอก

จะได้ความยาวของเหล็กเดือยทั้งหมด =  $43 + 70 = 113$  ซม.

(และบวกความยาวของส่วนที่อมุมฉาก)

### ตัวอย่างที่ 10.5 - การออกแบบการถ่ายแรงตามแนวนอนที่ฐานของเสา

ใช้ฐานรากและเสาจากตัวอย่างที่ 10.4 ออกแบบการถ่ายแรงตามแนวนอน

ถ้ามีแรงปรัลยตามแนวนอน 42 ตันกระทำที่ฐานของเสา

กำหนดให้ :  $f'_c$  (ในเสาและฐานราก) = 280 กก./ซม.<sup>2</sup>  $f_y$  = 4,000 กก./ซม.<sup>2</sup>

ฐานรากขนาด 2.70 × 2.70 ม. ทน 0.60 ม.

เสาปลอกเดี่ยวขนาด 0.30 × 0.30 ม. เหล็กตั้ง 8-DB32

1. ใช้การออกแบบโดยวิธีแรงเฉือน-ความเสียดทาน (Shear-friction method)

ตรวจสอบการถ่ายแรงเฉือนสูงสุดที่ยอมให้

$$V_u \leq \phi(0.2f'_cA_c) \leq \phi 56A_c$$

โดยที่  $A_c$  เป็นเนื้อที่ของหน้าตัดคอนกรีตที่รับแรงเฉือนถ่ายผ่าน (ซม.<sup>2</sup>)

$$\phi V_n = 0.85(0.2 \times 280 \times 30 \times 30) = 42,840 \text{ กก.} > V_u = 42,000 \text{ กก.} \quad \text{ใช้ได้}$$

$$\phi 56A_c = 0.85 \times 56 \times 30 \times 30 = 50,400 \text{ กก.}$$

ดังนั้นจึงเป็นไปได้ที่จะมีการถ่ายแรง 42 ตันตามแนวนอน ผ่านฐานเสาขนาด 0.30 × 0.30 ม.

เมื่อใช้เหล็กเสริมรับแรงเฉือน-ความเสียดทานตั้งได้ฉากกับระนาบแรงเฉือน

กำลังเฉือน  $V_n$  ให้คำนวณจาก

$$V_n = V_u / \phi = A_{vf} f_y \mu$$

โดยที่  $\mu = 0.6$  ถ้าถือว่ามีกรหล่อเสาหลังจากที่คอนกรีตฐานรากได้แข็งตัวแล้ว

โดยไม่มีการทำผิวฐานรากให้หยาบเพื่อรับรอยต่อ

ดังนั้น เนื้อที่ของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน-ความเสียดทาน,

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu} = \frac{42,000}{0.85 \times 4,000 \times 0.6} = 20.59 \text{ ซม.}^2$$

ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงตามแนวนอน 20.59 ซม.<sup>2</sup> ใกล้เคียงกับเหล็กเดือยที่มีอยู่แล้วเพื่อการถ่ายแรง  
 อัดจากเสา 4-DB25 (19.64 ซม.<sup>2</sup>) ซึ่งเราจะถือว่าเหล็ก 4-DB25 นี้ก็พอเพียงที่จะรับการถ่ายแรงตาม  
 แนวนอน แต่ถ้าผู้ตรวจสอบรายการคำนวณไม่ยอมรับ เราอาจจะระบุในรายการก่อสร้างว่า จะต้องมีการ  
 ทำผิวคอนกรีตของฐานรากที่รอยต่อให้หยาบมีความขรุขระลึกประมาณ 6 มม. ซึ่งในกรณีนี้ค่า  
 สัมประสิทธิ์ความเสียดทาน ( $\mu$ ) ก็จะเพิ่มได้จาก 0.6 เป็น 1.0 ซึ่งเนื้อที่ของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน-  
 ความเสียดทานก็จะลดจาก 20.59 ซม.<sup>2</sup> เป็น  $20.59 \times 0.6 = 12.35$  ซม.<sup>2</sup> น้อยกว่า 4-DB25 ที่เรามีอยู่  
 ทำให้เหล็กเดือยที่มีอยู่เพียงพอ

## 2. ระยะฝังเพิ่มรับแรงดึงของเหล็กเดือย DB25

a. ภายในเสา

$$\frac{l_d}{d_b} = 0.283 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{\left( \frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)} = 0.283 \frac{4,000 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1}{\sqrt{280} \times 1.22} = 55.45$$

โดยที่

$$\text{ระยะคอนกรีตหุ้มถึงเหล็กเดือย} = 7.50 + 3.20 = 10.70 \text{ ซม.}$$

$$\text{ระยะห่างจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของเหล็กเดือย} = 30 - 2(7.50 + 3.20) - 2.50 = 6.10 \text{ ซม.}$$

$$\begin{aligned} c &= \text{ค่าที่น้อยกว่าของระยะห่างจากศูนย์กลางของเหล็กเสริมไปยังผิวคอนกรีต} \\ &\quad \text{และครึ่งหนึ่งของระยะห่างจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของเหล็กเสริม} \\ &= 6.10/2 = 3.05 \text{ ซม.} \end{aligned}$$

$$K_{tr} = 0 \quad (\text{ไม่มีเหล็กปลอก})$$

$$(c + K_{tr})/d_b = (3.05 + 0)/2.50 = 1.22 < 2.50 \quad \text{ใช้ } 1.22$$

$$\alpha = 1.3 \quad \text{ถ้ามีเนื้อคอนกรีตหนามากกว่า 30 ซม. อยู่ใต้เหล็กเสริม หรือ}$$

$$= 1.0 \quad \text{สำหรับกรณีอื่น}$$

$$\beta = 1.0 \quad \text{สำหรับเหล็กเสริมที่ไม่มีการเคลือบผิว}$$

$$\gamma = 0.8 \quad \text{สำหรับเหล็กเสริมขนาดไม่เกิน 20 มม.}$$

$$= 1.0 \quad \text{สำหรับเหล็กเสริมขนาด 25 มม. ขึ้นไป}$$

$$\lambda = 1.0 \quad \text{สำหรับคอนกรีตน้ำหนักธรรมดา}$$

ได้  $l_d = 55.45d_b = 55.45(2.50) = 138.63$  ซม.  $> 30$  ซม. ใช้ได้

ยื่นเหล็กเดือยเข้าไปในเสา 1.40 ม.

b. ในฐานราก

งอเหล็กเดือยที่ปลายในฐานรากตามมาตรฐาน ซึ่งความยาวระยะฝังเพิ่มพื้นฐาน ( $l_{hb}$ )

สำหรับเหล็ก SD40 ที่มีของงอ  $= 320d_b / \sqrt{f'_c} = 320(2.50) / \sqrt{280} = 47.81$  ซม.

ซึ่งระยะข้างบนจะลดลงได้ สำหรับเหล็กที่เล็กกว่า 36 มม. ซึ่งมีระยะหุ้มด้านข้าง (ตั้งฉากกับ  
ระนาบของของงอ) ไม่น้อยกว่า 6 ซม. และระยะหุ้มปิดเหล็กเส้นที่เลยจากของงอไม่น้อยกว่า 5  
ซม. คูณด้วย 0.70

$l_{hb} = 0.70 \times 47.81 = 33.47$  ซม.

$l_{hb(min)} = 8d_b = 8 \times 2.50 = 20$  ซม.  $< 33.47$  ซม. ใช้ได้

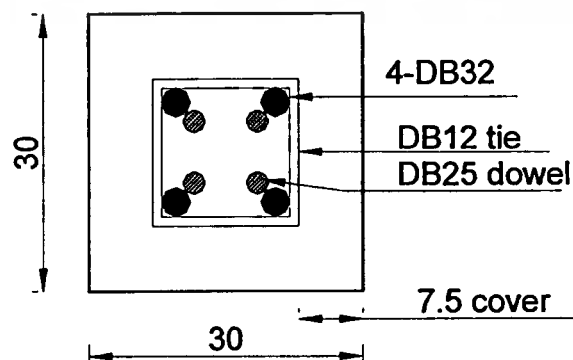
ความลึกของฐานรากที่มีสำหรับการฝังเพิ่ม

$= 60 - (7.50 + 2(2.50) + 2.50) = 45$  ซม.  $> 33.47$  ซม. ใช้ได้

ดังนั้นความยาวทั้งหมดของเหล็กเดือย DB25  $= 1.40 + 0.45 = 1.85$  ม.

ยื่นเข้าไปในเสา 1.40 ม. และยื่นไปในฐานราก แล้วงอมุมฉาก แล้ววางไว้บนเหล็กเสริมเอก  
ของฐานราก

หมายเหตุ : จะต้องทำให้ผิวบนของฐานรากสะอาดและปราศจากฝ้าน้ำปูน ก่อนที่จะเทคอนกรีตเสา



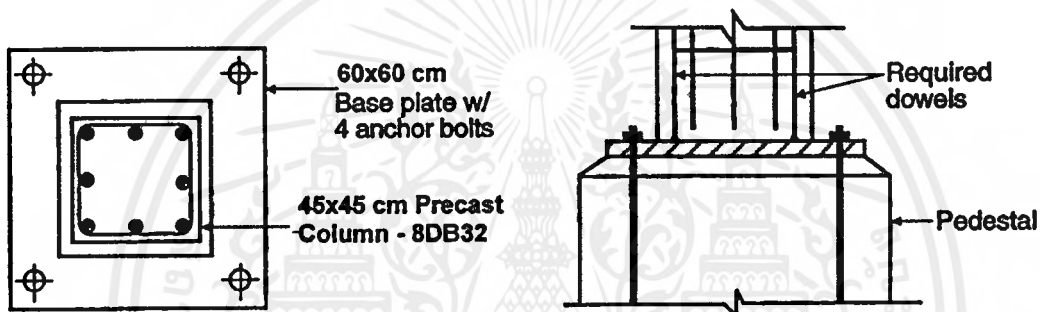
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### ตัวอย่างที่ 10.6 - การออกแบบการถ่ายแรงที่ฐานของเสาสำเร็จรูป

จงออกแบบส่วนที่มีการถ่ายแรง ระหว่างเสาและแท่นรองรับ สำหรับเสาสำเร็จรูปขนาด 45×45 ซม. และแผ่นรองรับตามรูปข้างล่าง เพื่อรับน้ำหนักประลัย  $P_u = 475$  ตัน

(เหล็กเสริมในเสาไม่ได้เชื่อมติดกับแผ่นรองรับฐาน ใช้เหล็กเดี่ยวยึดแทน)

กำหนดให้ :  $f'_c$  (เสา) = 350 กก./ซม.<sup>2</sup>    $f'_c$  (ฐานราก) = 210 กก./ซม.<sup>2</sup>    $f_y = 4,000$  กก./ซม.<sup>2</sup>



1. ตรวจสอบกำลังแบกทาน  $\phi P_{nb} \geq P_u$ 
  - a. กำลังแบกทานของเสา (ระหว่างเสาหล่อสำเร็จกับแผ่นรองรับฐาน,  $f'_c = 350$  กก./ซม.<sup>2</sup>)
 
$$\phi P_{nb} = \phi(0.85 f'_c A_1) = 0.70(0.85 \times 0.35 \times 45 \times 45) = 421.70 \text{ ตัน} < 475 \text{ ตัน} \text{ ไม่เพียงพอ}$$
  - b. กำลังแบกทานของแท่นรองรับ (ระหว่างแผ่นรองรับฐานกับแท่นรองรับ,  $f'_c = 210$  กก./ซม.<sup>2</sup>)
 
$$\phi P_{nb} = \phi(0.85 f'_c A_1) = 0.70(0.85 \times 0.21 \times 60 \times 60) = 449.80 \text{ ตัน} < 475 \text{ ตัน} \text{ ไม่เพียงพอ}$$

กำลังแบกทานของคอนกรีตอย่างเดียวไม่สามารถถ่ายน้ำหนักประลัยได้ ต้องใช้เหล็กเสริมเข้ามาช่วย

2. ในการผลิตเสาสำเร็จรูป มักจะหล่อแผ่นรองฐานมาพร้อมกับเสา โดยอาจจะใช้การเชื่อมเหล็กยื่นในเสาคิดกับแผ่นรองฐาน หรือใช้เหล็กเคียวเชื่อมแทน ในตัวอย่างนี้จะใช้เหล็กเคียวเชื่อมติดกับแผ่นรองฐาน พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเคียวที่ต้องใช้

$$A_s = \frac{(P_u - \phi P_{nb})}{\phi f_y} = \frac{475 - 421.70}{0.70 \times 4} = 19.03 \text{ ซม.}^2$$

และจุดเชื่อมระหว่างเสาสำเร็จรูปกับแผ่นรองรับจะต้องสามารถรับแรงดึงได้ไม่น้อยกว่า  $14A_g$  กก.

โดยที่  $A_g$  เป็นพื้นที่หน้าตัดของเสา, ดังนั้น

$$A_{s(\min)} = 14A_g / f_y = (14 \times 45 \times 45) / 4,000 = 7.09 \text{ ซม.}^2 < 19.03 \text{ ซม.}^2$$

ใช้ 8-DB20 ( $A_s = 8 \times 3.14 = 25.12 \text{ ซม.}^2$ ) โดยเรียงไว้ที่มุมๆ ละ 2 เส้น

ระยะฝังเพิ่มของเหล็กเคียว :

$$l_d = \frac{0.075d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \geq 0.0043d_b f_y$$

$$\text{สำหรับ DB20 : } l_{d(\min)} = 0.0043(2)(4,000) = 34.40 \text{ ซม.}$$

$$l_d = 0.0075(2)(4,000) / \sqrt{350} = 32.07 \text{ ซม.}$$

ซึ่งระยะนี้สามารถจะลดลงมาได้เป็นอัตราส่วนของพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเคียวที่ได้จากการคำนวณต่อพื้นที่หน้าตัดจริงที่ใช้

$$\text{ดังนั้นระยะฝังเพิ่มของเหล็กเคียวในเสา} = 34.40 \times (19.03 / 25.12) = 26.06 \text{ ซม.}$$

ดังนั้นใช้ 8-DB20 ยาว 26 ซม. เชื่อมติดกับแผ่นรองรับ แล้วหล่อพร้อมกับเสา

3. น้ำหนักที่เกินกำลังแบกทานที่แท่นคอนกรีตรองรับจะรับได้ ก็จะต้องใช้เหล็กเสริมมาช่วยรับเหมือนกัน และพื้นที่ของเหล็กเสริมนี้จะต้องไม่น้อยกว่า  $14A_g / f_y$  ซึ่งในที่นี้จะลองใช้ สลักเกลียว ASTM A36 สี่ตัว ซึ่งมี  $f_y = 2,400$  กก./ซม.<sup>2</sup>

$$A_s = \frac{(P_u - \phi P_{nb})}{\phi f_y} = \frac{475 - 449.80}{0.70 \times 2.40} = 15 \text{ ซม.}^2$$

$$A_{s(\min)} = 14A_g / f_y = (14 \times 45 \times 45) / 2,400 = 11.81 \text{ ซม.}^2 < 15 \text{ ซม.}^2$$

เลือกใช้ สลักเกลียว 24 มม. 4 ตัว ( $A_s = 4 \times 4.50 = 18 \text{ ซม.}^2$ )



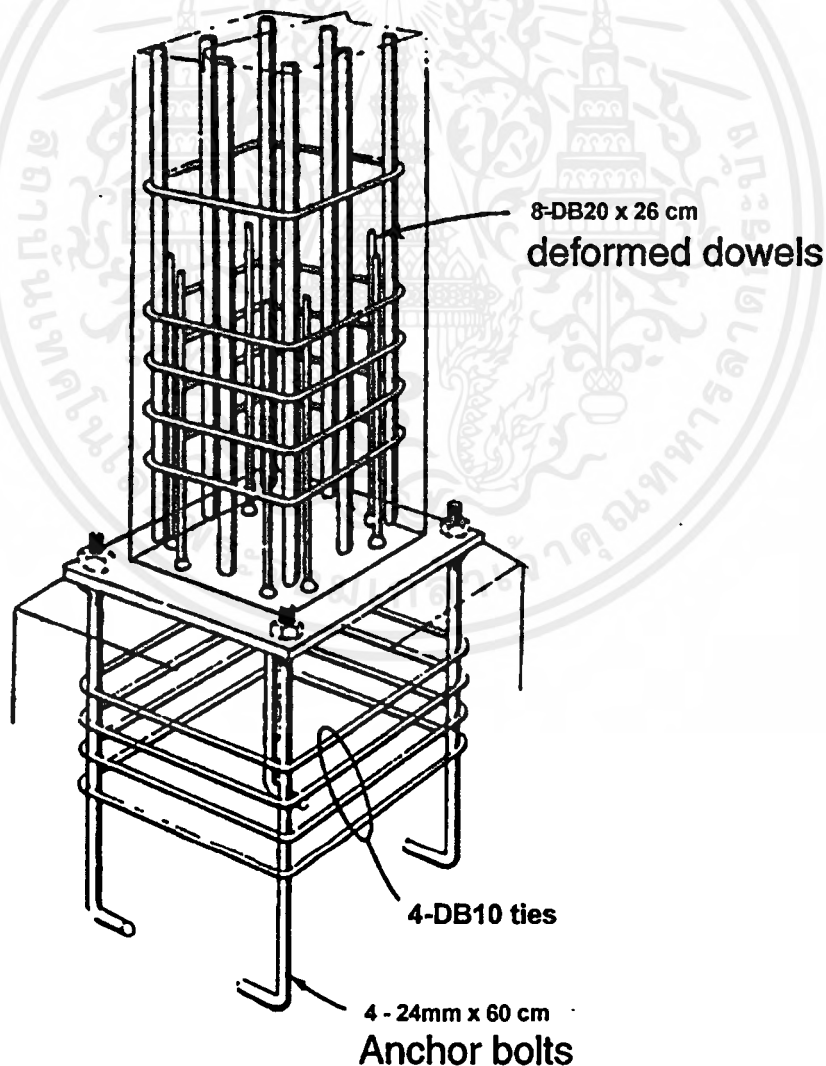
สลักเกลียวเหล่านี้ จะต้องฝังในแท่นรองรับ เพื่อให้เกิดแรงยึดเหนี่ยวกับเนื้อคอนกรีต เนื่องจากว่าสลักเกลียวมีผิวเรียบไม่มีขอบบั้งช่วยเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวเหมือนเหล็กข้ออ้อย ดังนั้นจะใช้ระยะฝังเพิ่มเป็นสองเท่าของเหล็กข้ออ้อย

$$l_{d(\min)} = 2[0.0043(2.40)(2,400)] = 49.54 \text{ ซม.}$$

$$l_d = 2[0.0075(2.40)(2,400)/\sqrt{210}] = 59.62 \text{ ซม.}$$

ดังนั้นใช้ สลักเกลียวขนาด 24 มม. ยาว 60 ซม. สี่ตัว

รัดสลักเกลียวไว้ด้วยเหล็กปลอก DB10 สี่ปลอกที่ระยะห่าง 7.50 ซม. ดังรูป



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## บทที่ 11

### คอนกรีตอัดแรงรับแรงคด

#### ข้อกำหนดทั่วไป

ในองค์อาคารอัดแรง หน่วยแรงอัดจะถูกใส่เข้าไปในเนื้อคอนกรีตเพื่อลดหน่วยแรงดึงซึ่งเกิดจากน้ำหนักบรรทุก ซึ่งรวมทั้งน้ำหนักขององค์อาคารเองด้วย (น้ำหนักบรรทุกคงที่) เหล็กเสริมอัดแรง เช่น ลวดเกลียวอัดแรง เหล็กเส้นอัดแรง หรือลวดอัดแรง ใช้เป็นตัวส่งหน่วยแรงอัดลงในคอนกรีต การอัดแรงแบบคดก่อนเป็นวิธีการอัดแรงซึ่งเหล็กเสริมอัดแรงจะถูกคดก่อนการหล่อคอนกรีต และแรงจากการอัดแรงจะถ่ายไปยังคอนกรีตโดยความยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมอัดแรงเป็นหลัก การอัดแรงแบบคดที่หลังเป็นวิธีการอัดแรงซึ่งเหล็กเสริมอัดแรงจะถูกคดหลังจากคอนกรีตแข็งตัว และแรงจากการอัดแรงจะถ่ายไปยังคอนกรีตผ่านสมอยึดปลาย

การอัดแรงแก่องค์อาคารจะทำให้เกิด "น้ำหนักบรรทุกอัดแรง" ถ่ายไปยังองค์อาคารนั้น น้ำหนักบรรทุกอัดแรงที่ใส่เข้าไป ต้องทำให้องค์อาคารนั้นมีกำลังต้านทานน้ำหนักกระทำภายนอกและต้องใช้งานได้ทันทีหลังจากที่แรงจากการอัดแรงถูกส่งถ่ายมา และต้องใช้งานได้ต่อเนื่องตลอดอายุขององค์อาคาร การวิเคราะห์โครงสร้างอัดแรงต้องพิจารณาถึง น้ำหนักบรรทุกอัดแรง , น้ำหนักบรรทุกใช้งาน , อุณหภูมิ , การคืบ , การหดตัว และคุณสมบัติทางโครงสร้างของวัสดุทั้งหมดที่เกี่ยวข้อง

มาตรฐานการออกแบบกำหนดว่า ข้อกำหนดทุกอย่างที่ใช้กับคอนกรีตเสริมเหล็กสามารถใช้ได้กับคอนกรีตอัดแรง ยกเว้นแต่ถ้ามีข้อกำหนดเพิ่มเติมเฉพาะสำหรับคอนกรีตอัดแรง ซึ่งข้อกำหนดเพิ่มเติมเหล่านี้จะถูกกำหนดมาเพื่อรองรับผลของการอัดแรง

การโค้งตัวขององค์อาคารภายใต้การอัดแรงจะต้องไม่มากกว่าค่าที่ยอมให้สำหรับองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก องค์อาคารคอนกรีตอัดแรงต้องมีหน้าตัดที่แข็งแรงพอที่จะต้านทานการการโค้งตัวซึ่งอาจจะเป็นผลร้ายต่อกำลังหรือความสามารถในการใช้งานของโครงสร้าง

## 11.1 สมมติฐานการออกแบบ

เราสามารถใช้อนุมัติฐานทั้งหลายที่ใช้ในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ในการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตอัดแรง (สมการสมดุล, ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียด และความสอดคล้องของความเครียด) ยกเว้นแต่ในข้อสมมติฐานที่เกี่ยวกับคุณสมบัติของเหล็กเสริม ( $f_s = \delta_s E_s$  เมื่อ  $f_s < f_y$  และ  $f_s = f_y$  เมื่อ  $f_s > f_y$ ) ภายใต้น้ำหนักใช้งาน คอนกรีตอัดแรงจะใช้ความสัมพันธ์เชิงเส้นระหว่างหน่วยแรงกับความเครียด โดยถือว่า โมดูลัสยืดหยุ่นสำหรับคอนกรีตเป็น  $15,200\sqrt{f'_c}$  และโมดูลัสยืดหยุ่นสำหรับเหล็กเสริมอัดแรงต้องได้มาจากผลทดลองในห้องปฏิบัติการหรือจากบริษัทผู้ผลิต หรืออาจจะใช้เป็น  $1,970,000$  กก./ซม.<sup>2</sup>

## 11.2 หน่วยแรงที่ยอมให้ใช้ในคอนกรีตสำหรับองค์อาคารรับแรงดัด

หน่วยแรงในคอนกรีตและในเหล็กเสริมอัดแรงถูกจำกัดค่าเพื่อให้ได้พฤติกรรมที่มีประสิทธิภาพ ทั้งที่สภาวะถ่ายแรงอัดและที่สภาวะใช้งาน มาตรฐานการออกแบบกำหนดหน่วยแรงที่ยอมให้สำหรับสภาวะต่าง ๆ ทันทีหลังจากการถ่ายแรงอัด (ก่อนการสูญเสียที่ขึ้นกับเวลา) และสำหรับสภาวะใช้งาน (หลังจากการสูญเสียทั้งหมดได้เกิดขึ้น)

หน่วยแรงชั่วคราวในคอนกรีตทันทีที่ถ่ายแรงมาจากเหล็กเสริมอัดแรง ก่อนการเสื่อมลดของแรงดึงอันเนื่องมาจากการหดตัวของคอนกรีต การคืบของคอนกรีต และการคลายแรงดึงของเหล็กเสริมอัดแรง ต้องมีค่าไม่เกิน  $0.60f_{ci}$  สำหรับหน่วยแรงอัด และ  $0.80\sqrt{f_{ci}}$  สำหรับหน่วยแรงดึง หรือ  $1.60\sqrt{f_{ci}}$  ถ้าเป็นหน่วยแรงดึงที่ปลายองค์อาคารช่วงเดียว โดยที่  $f_{ci}$  เป็นกำลังอัดประลัยของคอนกรีตขณะถ่ายแรง ถ้าหน่วยแรงดึงเกินค่าที่ยอมให้ ต้องใช้เหล็กเสริมธรรมดาที่ไม่อัดแรงรับแรงดึงทั้งหมดโดยสมมติว่าหน้าตัดไม่เกิดการแตกร้าว

หน่วยแรงอัดที่สภาวะใช้งาน เนื่องจากการอัดแรงและน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดต้องไม่เกิน  $0.60f'_c$  และเนื่องจากการอัดแรงและน้ำหนักบรรทุกต่อเนื่อง ต้องไม่เกิน  $0.45f'_c$  น้ำหนักบรรทุกต่อเนื่อง คือ น้ำหนักบรรทุกจรซึ่งกระทำต่อเนื่องเป็นระยะเวลาเพียงพอที่จะทำให้เกิดการโก่งตัวที่ขึ้นกับเวลาเป็นหลัก

หน่วยแรงดึงคอนกรีตที่สภาวะใช้งาน ในบริเวณของเนื้อคอนกรีตที่ถูกอัดแรงมาก่อนแล้วเปลี่ยนเป็นอยู่ภายใต้แรงดึงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกที่มากกระทำ ถ้ามีค่าอยู่ระหว่าง  $1.60\sqrt{f'_c}$  และ  $3.20\sqrt{f'_c}$  จะต้องเพิ่มความหนาของคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมขึ้นอีก 50% จากค่ามาตรฐาน และการโค้งตัวต้องไม่เกินค่าที่กำหนดตามมาตรฐานมาตรฐานการออกแบบ ยอมให้ใช้หน่วยแรงเกินกว่าที่กำหนดข้างบนได้ ถ้ามีการทดสอบและวิเคราะห์หาหน่วยแรงที่เกิน ไม่ส่งผลเสียต่อโครงสร้าง

### 11.3 หน่วยแรงที่ยอมให้ในเหล็กเสริมอัดแรง

หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ในเหล็กเสริมอัดแรงทุกชนิด ในรูปของกำลังรับแรงดึงต่ำสุด  $f_{pu}$  เป็นไปดังต่อไปนี้

- |    |   |  |
|----|---|--|
| a. | ขณะดึงด้วยเครื่องดึงลวด   | $0.94 f_{py}$ แต่ไม่เกิน $0.80 f_{pu}$ |
|    | ลวดและลวดเกลียวที่มีการคลายแรงดึงต่ำ ( $f_{py} = 0.90 f_{pu}$ )                             | $0.80 f_{pu}$                          |
|    | ลวดและลวดเกลียวที่มีการคลายหน่วยแรง และ เหล็กเส้นกลม (ASTM A722) ( $f_{py} = 0.85 f_{pu}$ ) | $0.80 f_{pu}$                          |
|    | เหล็กเส้นข้ออ้อย (ASTM A722) ( $f_{py} = 0.80 f_{pu}$ )                                     | $0.75 f_{pu}$                          |
| b. | ทันทีหลังจากการถ่ายแรง  | $0.82 f_{py}$ แต่ไม่เกิน $0.74 f_{pu}$ |
|    | ลวดและลวดเกลียวที่มีการคลายแรงดึงต่ำ ( $f_{py} = 0.90 f_{pu}$ )                             | $0.74 f_{pu}$                          |
|    | ลวดและลวดเกลียวที่มีการคลายหน่วยแรง และ เหล็กเส้นกลม (ASTM A722) ( $f_{py} = 0.85 f_{pu}$ ) | $0.70 f_{pu}$                          |
|    | เหล็กเส้นข้ออ้อย (ASTM A722) ( $f_{py} = 0.80 f_{pu}$ )                                     | $0.66 f_{pu}$                          |
| c. | เหล็กเสริมแบบดึงทีหลัง ที่สมอยึด และ ข้อต่อเหล็กเสริม                                       |  |
|    | ทันทีหลังจากยึดเหล็กเสริม   | $0.70 f_{pu}$                          |

หน่วยแรงที่ยอมให้ในข้อ (a) และ (b) ใช้ได้กับทั้งเหล็กเสริมแบบดึงก่อนและแบบดึงทีหลัง

## 11.4 การเชื่อมลวดแรงดึงในเหล็กเสริมอัดแรง

สิ่งสำคัญที่ต้องพิจารณาในการออกแบบของค้ำอาคารอัดแรง คือ การเชื่อมลวดแรงดึงเนื่องจากสาเหตุต่างๆ การสูญเสียเหล่านี้มีผลอย่างมากต่อพฤติกรรมขององค์อาคารที่สภาวะใช้งาน แม้ว่าจะมีหนังสือหลายเล่มแนะนำถึงขั้นตอนในการคำนวณ, ค่าของการคืบ, สัมประสิทธิ์ความผิด ฯลฯ แต่มันเป็นเพียงแค่ว่าโดยประมาณ

สำหรับการออกแบบของค้ำอาคารซึ่งมีพฤติกรรมที่อ่อนไหวต่อการเชื่อมลวดของแรงดึง โดยเฉพาะอย่างยิ่งในด้านการโก่งตัว วิศวกรควรที่จะสร้างสมมติฐานในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างโดยมีพื้นฐานมาจากการทดสอบคุณสมบัติที่ขึ้นกับเวลาของวัสดุ แล้วใช้สมมติฐานนั้นในการประมาณหากเชื่อมลวดของแรงดึง มาตรฐานการออกแบบได้กำหนดการคำนวณหากการเชื่อมลวดของแรงดึงเนื่องจากความผิดที่เกิดขึ้นบนเหล็กเสริมอัดแรงแบบดึงที่หลัง กฎหมายก่อสร้างระบุว่า ผู้ออกแบบต้องแสดงในแบบก่อสร้างถึงขนาดและตำแหน่งของการอัดแรง

### 11.4.1 การประมาณค่าการเชื่อมลวดของแรงดึงในเหล็กเสริมอัดแรง

การประมาณการเชื่อมลวดของแรงดึงเนื่องจากสาเหตุต่างๆ สำหรับองค์อาคารที่อัดแรงแบบดึงก่อนและดึงที่หลังทั้งระบบที่มีการยึดเหนี่ยวและไม่มีการยึดเหนี่ยว มีจุดมุ่งหมายสำหรับการออกแบบที่ใช้งานได้ภายใต้สภาวะทั่วไป ซึ่งได้สรุปไว้ตามข้างล่าง ผู้ออกแบบสามารถใช้สมการเหล่านี้ประมาณค่าการเชื่อมลวดเนื่องจากสาเหตุต่างๆ รายละเอียดของวิธีรวมทั้งตัวอย่างการคำนวณสำหรับคานคอนกรีตอัดแรงทั่วไปสามารถอ่านเพิ่มเติมได้ สัญลักษณ์ที่ใช้ในการคำนวณหากการเชื่อมลวดได้แสดงไว้ในหัวข้อสรุปสัญลักษณ์ 11.4.1.6

#### 11.4.2 การเสื่อมลดเนื่องจากการหดตัวของคอนกรีต (Elastic Shortening, ES)

สำหรับองค์อาคารระบบมีการยึดเหนี่ยว (Bonded tendons)

$$ES = K_{es} E_s \frac{f_{ctr}}{E_{cl}} \quad (1)$$

เมื่อ  $K_{es} = 1.0$  สำหรับองค์อาคารที่อัดแรงแบบดึงก่อน

$K_{es} = 0.5$  สำหรับชิ้นส่วนที่อัดแรงแบบดึงทีหลัง และมีเหล็กเสริมถูกดึงเป็นลำดับ

เพื่อให้มีแรงดึงเท่ากัน สำหรับขั้นตอนการดึงทีหลังแบบอื่นๆ ค่า  $K_{es}$  มีค่าจาก 0–0.5

$$f_{ctr} = K_{cir} f_{cpl} - f_g \quad (2)$$

เมื่อ  $K_{cir} = 1.0$  สำหรับชิ้นส่วนที่อัดแรงแบบดึงทีหลัง

$K_{cir} = 0.9$  สำหรับชิ้นส่วนที่อัดแรงแบบดึงก่อน

สำหรับองค์อาคารระบบไม่มีการยึดเหนี่ยว (Unbonded tendons)

$$ES = K_{es} E_s \frac{f_{cpa}}{E_{cl}} \quad (1a)$$

### 11.4.3 การเสื่อมลดเนื่องจากการคืบของคอนกรีต (Creep of Concrete, CR)

สำหรับองค์อาคารระบบมีการยึดเหนี่ยว (Bonded tendons)

$$CR = K_{cr} \frac{E_s}{E_c} (f_{clr} - f_{cds}) \quad (3)$$

เมื่อ  $K_{cr} = 2.0$  สำหรับชิ้นส่วนที่อัดแรงแบบดึงก่อน

$K_{cr} = 1.6$  สำหรับชิ้นส่วนที่อัดแรงแบบดึงทีหลัง

สำหรับองค์อาคารมวลเบที่ใช้ทราย ค่า  $K_{cr}$  ควรจะลดค่าลง 20 %

สำหรับองค์อาคารระบบไม่มีการยึดเหนี่ยว (Unbonded tendons)

$$CR = K_{cr} \frac{E_s}{E_c} (f_{cpa}) \quad (3a)$$

### 11.4.4 การเสื่อมลดเนื่องจากการหดตัวของคอนกรีต (Shrinkage Loss, SH)

$$SH = 8.2 \times 10^{-6} K_{sh} E_s \left(1 - 0.06 \frac{V}{S}\right) (100 - RH) \quad (4)$$

เมื่อ  $K_{sh} = 1.0$  สำหรับชิ้นส่วนที่อัดแรงแบบดึงก่อน

$K_{sh}$  หาได้จากตารางที่ 11-1 สำหรับองค์อาคารที่อัดแรงแบบดึงทีหลัง

ตารางที่ 11-1 ค่าของ  $K_{sh}$  สำหรับองค์อาคารที่อัดแรงแบบดึงทีหลัง

เวลา,วัน	1	3	5	7	10	20	30	60
$K_{sh}$	0.92	0.85	0.80	0.77	0.73	0.64	0.58	0.45

#### 11.4.5 การเสื่อมตดเนื่องจากการคลายแรงดึงของเหล็กเสริมอัดแรง (Relaxation of Tendons, RE)

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES)] C \quad (5)$$

โดยที่ ค่าของ  $K_{re}$ ,  $J$  และ  $C$  ได้มาจากตารางที่ 11-2 และ 11-3

ตารางที่ 11-2 ค่าของ  $K_{re}$  และ  $J$

ชนิดของเหล็กเสริม	$K_{re}$ (กก./ซม. <sup>2</sup> )	$J$
ลวดหรือลวดเกลียวที่มีการคลายหน่วยแรง เกรด 270	1,400	0.150
ลวดหรือลวดเกลียวที่มีการคลายหน่วยแรง เกรด 250	1,300	0.140
ลวดที่มีการคลายหน่วยแรง เกรด 240 หรือ 235	1,240	0.130
ลวดเกลียวที่มีการคลายแรงดึงต่ำ เกรด 270	350	0.040
ลวดที่มีการคลายแรงดึงต่ำ เกรด 250	325	0.037
ลวดที่มีการคลายแรงดึงต่ำ เกรด 240 หรือ 235	310	0.035
เหล็กเส้นที่มีการคลายหน่วยแรง เกรด 145 หรือ 160	420	0.050



ตารางที่ 11-3 ค่าของ C

$f_{pi} / f_{pu}$	ลวดหรือลวดเกลียวที่มีการคลาย หน่วยแรง	เหล็กเส้นที่มีการคลายหน่วยแรง หรือ ลวดหรือลวดเกลียวที่มีการ 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

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

#### 11.4.6 การเสื่อมลดแรงดึงเนื่องจากความผิดที่เกิดขึ้นบนเหล็กเสริมอัดแรง (friction loss)

การเสื่อมลดแรงดึงเนื่องจากความผิดเกิดขึ้นในระหว่างการดึงเหล็กของคอนกรีตอัดแรงชนิดดึงเหล็กที่หลัง เนื่องจากความผิดระหว่างเหล็กเสริมอัดแรงกับท่อที่ใช้ร้อยเหล็กเสริมอัดแรง เมื่อเหล็กเสริมอัดแรงถูกดึงการคำนวณการเสื่อมลดเนื่องจากความผิดสามารถตรวจสอบได้โดยเปรียบเทียบการยึดตัวของเหล็กเสริมและแรงดึงจากเครื่องดึงเหล็ก มาตรฐานการออกแบบกำหนดสมการสำหรับการหาการเสื่อมลดเนื่องจากความผิดไว้ดังต่อไปนี้

$$P_x = P_j e^{-(kx + \mu\alpha)}$$

โดยที่ ในสมการนี้  $e = 2.71828$

ในกรณีที่  $kx + \mu\alpha$  มีค่าน้อยกว่า 0.3 อาจใช้สมการ

$$P_x = \frac{P_j}{1 + kx + \mu\alpha}$$

#### 11.4.7 สรุปสัญลักษณ์ที่ใช้

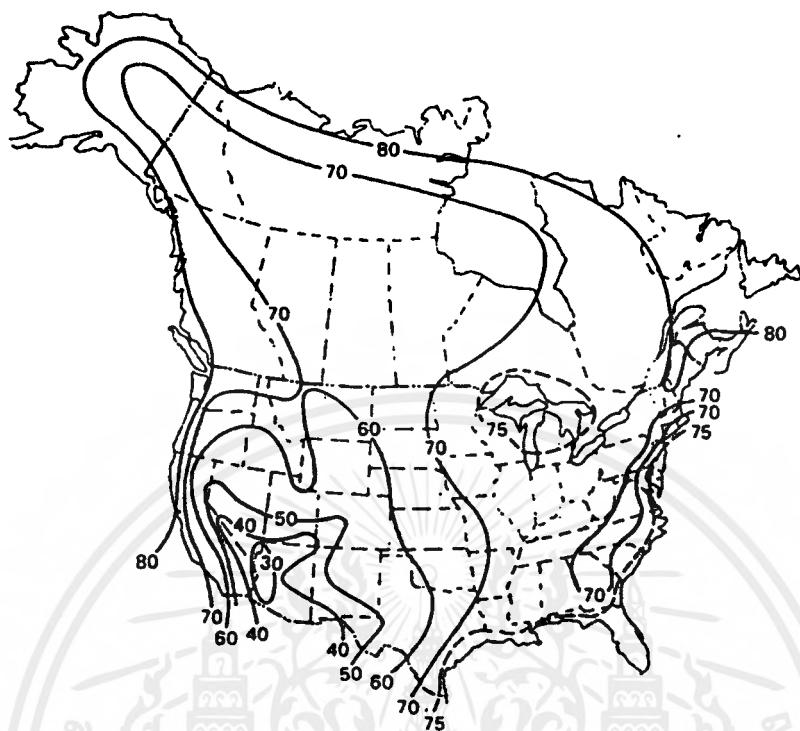
$A_c$	=	พื้นที่หน้าตัดของคอนกรีตทั้งหมด
$A_{ps}$	=	เนื้อที่หน้าตัดของปริมาณของเหล็กเสริมอัดแรงในบริเวณที่เกิดแรงดึง
$A_s'$	=	เนื้อที่หน้าตัดของปริมาณของเหล็กเสริมธรรมดาที่รับแรงอัด
$C$	=	ตัวประกอบที่ใช้ในสมการที่ (5) ดูตารางที่ 11-3
$CR$	=	หน่วยแรงเสื่อมลดในเหล็กเสริมอัดแรง เนื่องจากการคืบของคอนกรีต
$d$	=	ระยะจากผิวที่เกิดหน่วยแรงอัดมากที่สุดถึงจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมธรรมดาที่รับแรงดึง
$d_p$	=	ระยะจากผิวที่เกิดหน่วยแรงอัดมากที่สุดถึงจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมอัดแรง
$e$	=	ระยะเยื้องศูนย์กลางของศูนย์กลางของเหล็กเสริมอัดแรงวัดจากศูนย์กลางของหน้าตัดของคอนกรีต
$E_c$	=	โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตที่ 28 วัน
$E_{ci}$	=	โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตขณะถ่ายแรง
$E_s$	=	โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริมอัดแรง ปกติใช้เท่ากับ $1,970,000 \text{ กก./ซม.}^2$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- $ES$  = หน่วยแรงเสื่อมลดในเหล็กเสริมอัดแรง เนื่องจากการหดตัวอีลาสติกของคอนกรีต
- $f_{cd}$  = หน่วยแรงในคอนกรีตที่จุดศูนย์ถ่วงของเหล็กเสริมอัดแรงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ถาวร หลังจากอัดแรงแล้ว
- $f_{cl}$  = หน่วยแรงในคอนกรีตที่จุดศูนย์ถ่วงของเหล็กเสริมอัดแรงเนื่องจากการอัดแรง และน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ของขึ้นส่วนทันทีภายหลังจากการอัดแรง ดูสมการที่ (2)
- $f_{cp}$  = หน่วยแรงอัดเฉลี่ยในคอนกรีตตามยาวที่จุดศูนย์ถ่วงของเหล็กเสริมอัดแรง ทันทีหลังจากการอัดแรง
- $f_{cpl}$  = หน่วยแรงในคอนกรีตที่จุดศูนย์ถ่วงของเหล็กเสริมอัดแรงเนื่องจาก  $P_{pl}$
- $f_g$  = หน่วยแรงในคอนกรีตที่จุดศูนย์ถ่วงของเหล็กเสริมอัดแรงเนื่องจากน้ำหนักของโครงสร้าง ณ เวลาที่มีการอัดแรง
- $f_{pl}$  = หน่วยแรงในเหล็กเสริมอัดแรงเนื่องจาก  $P_{pl} = P_{pl} / A_{ps}$
- $f_{ps}$  = หน่วยแรงในเหล็กเสริมอัดแรง ที่กำลังระบุ
- $f_{pu}$  = กำลังต้านทานแรงดึงของเหล็กเสริมอัดแรง
- $f_{se}$  = หน่วยแรงประสิทธิผลในเหล็กเสริมอัดแรง (หลังจากหักการเสื่อมลดทั้งหมด)
- $I_c$  = โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดคอนกรีตทั้งหมด
- $J$  = ตัวประกอบที่ใช้ในสมการที่ (5) ดูตารางที่ 11-2
- $k$  = สัมประสิทธิ์ความคด (Wobble coefficient)
- $K_{cl}$  = ตัวประกอบที่ใช้ในสมการที่ (2)
- $K_{cr}$  = ตัวประกอบที่ใช้ในสมการที่ (3)
- $K_{es}$  = ตัวประกอบที่ใช้ในสมการที่ (1) และ (1a)
- $K_{re}$  = ตัวประกอบที่ใช้ในสมการที่ (5) ดูตารางที่ 11-2
- $M_d$  = โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ขององค์อาคารที่ถูกอัดแรงและน้ำหนักถาวรอื่นๆในขณะที่มีการอัดแรง
- $M_{ds}$  = โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ถาวรขององค์อาคารหลังจากที่มีการอัดแรงแล้ว
- $P_{pl}$  = แรงดึงในเหล็กเสริมอัดแรงที่ตำแหน่งวิกฤตในช่วงคานหลังจากมีการลดค่า สำหรับการเสื่อมลดเนื่องจากความคด และการสูญเสียจากการเข้าที่ของสมอยึด แต่ก่อนที่จะมีการลดค่า สำหรับ  $ES, CR, SH$  และ  $RE$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$P_i$	=	แรงดึงในเหล็กเสริมอัดแรงที่สมอยึด
$P_x$	=	แรงดึงในเหล็กเสริมอัดแรงที่ระยะ $x$ จากสมอยึด
$RE$	=	หน่วยแรงเสื่อมลดในเหล็กเสริมอัดแรง เนื่องจากการคลายแรงดึงของเหล็กเสริมอัดแรง
$RH$	=	ค่าเฉลี่ยความชื้นสัมพัทธ์เฉลี่ยในอากาศตลอดปี ตามตัวอย่างในรูปที่ 11-1
$SH$	=	หน่วยแรงเสื่อมลดในเหล็กเสริมอัดแรง เนื่องจากการหดตัวของคอนกรีต
$x$	=	ระยะตามแนวราบที่วัดจากปลายเหล็กเสริมอัดแรงที่ทำกรดิ่งถึงตำแหน่งที่พิจารณา
$V/S$	=	อัตราส่วนปริมาตรต่อผิว ปกติคิดเป็น พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของชิ้นส่วนคอนกรีตหารด้วยเส้นรอบรูป
$\alpha$	=	ผลรวมทั้งหมดของมุมที่เปลี่ยนไปจากปลายเหล็กเสริมอัดแรงที่ทำกรดิ่งถึงตำแหน่งที่พิจารณา, เรเดียน
$\gamma_p$	=	ตัวคูณที่ต้องคำนึงถึงระดับกำลังครากของเหล็กเสริมอัดแรง มีค่าดังต่อไปนี้ 0.55 สำหรับเหล็กเส้นอัดแรงชนิดข้ออ้อย ( $f_{py}/f_{pu} \geq 0.80$ ) 0.40 สำหรับลวดเกลียวคลายหน่วยแรง และเหล็กเส้นอัดแรงชนิดเรียบ ( $f_{py}/f_{pu} \geq 0.85$ ) 0.28 สำหรับลวดและลวดเกลียวคลายแรงดึงต่ำ ( $f_{py}/f_{pu} \geq 0.90$ )
$\mu$	=	สัมประสิทธิ์ของความผิด (curvature friction coefficient)
$\rho'$	=	อัตราส่วนของเหล็กเสริมธรรมดาที่รับแรงอัด = $A'_s/bd$
$\rho_p$	=	อัตราส่วนของเหล็กเสริมอัดแรง = $A_{ps}/bd_p$
$\omega$	=	$\rho f_y/f'_c$
$\omega'$	=	$\rho' f_y/f'_c$



รูปที่ 11-1 ความชื้นสัมพัทธ์โดยรวมเฉลี่ยประจำปี ของประเทศสหรัฐอเมริกา

### 11.5 กำลังต้านทานแรงตัด

กำลังต้านทานแรงตัดขององค์อาคารอัดแรงสามารถคำนวณโดยใช้สมมติฐานเดียวกันกับองค์อาคารที่ไม่อัดแรง เว้นแต่ว่าเหล็กเสริมอัดแรงจะไม่มีจุดครากที่แน่นอนเหมือนเหล็กเส้นละมุน เมื่อแรงตัดในหน้าตัดอัดแรงมีค่าใกล้เคียงกับกำลังที่มันสามารถจะรับได้ (ความเครียดของคอนกรีตภายใต้แรงอัดเข้าใกล้ 0.003) ค่าของหน่วยแรงในเหล็กเสริมอัดแรงที่กำลังระบุ ( $f_{ps}$ ) จะขึ้นอยู่กับปริมาณของการอัดแรง ค่าของ  $f_{ps}$  หาได้จากการใช้ สมภาวะสมดุล, ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงกับความเครียด และความสอดคล้องของความเครียด (ดูตัวอย่างที่ 11-4) อย่างไรก็ตามการวิเคราะห์จะใช้ขั้นตอนมาก โดยเฉพาะในกรณีที่มีการอัดแรงเป็นแบบไม่มีการยึดเหนี่ยว สำหรับการอัดแรงระบบมีการยึดเหนี่ยว เราสามารถจะหาความสอดคล้องของความเครียดได้ที่ตำแหน่งต่างๆ ในขณะที่การอัดแรงระบบไม่มีการยึดเหนี่ยว เราจะหาความสอดคล้องได้แค่ที่ตำแหน่งของสมอยึดเท่านั้น ที่ตำแหน่งอื่นจะขึ้นกับตำแหน่งการวางเหล็กและน้ำหนักบรรทุกขององค์อาคาร เพื่อหลีกเลี่ยงการคำนวณที่ต้องใช้เวลามากและเฉพาะในกรณีที่  $f_{ps} > 0.5f_{pu}$  มาตรฐานการออกแบบอนุญาตให้ใช้  $f_{ps}$  โดยค่าประมาณจากสมการ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- (a) สำหรับองค์อาคารที่เสริมเหล็กอัดแรงชนิดยึดเหนี่ยว

$$f_{ps} = f_{pu} \left( 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f_c'} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right) \quad (11-3)$$

ถ้าพิจารณาเหล็กเสริมธรรมดาช่วยรับแรงอัด ในการคำนวณ  $f_{ps}$  ตามสมการข้างบน ค่าของพจน์

$$\left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f_c'} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right]$$

จะต้องไม่น้อยกว่า 0.17 และระยะ  $d'$  จะต้องไม่มากกว่า  $0.15d_p$

- (b) สำหรับองค์อาคารที่เสริมเหล็กอัดแรงชนิดไม่ยึดเหนี่ยว และมีอัตราส่วนความช่วงต่อความลึกไม่เกิน 35

$$f_{ps} = f_{se} + 700 + \frac{f_c'}{100\rho_p} \quad (11-4)$$

แต่  $f_{ps}$  ต้องมีค่าไม่เกิน  $f_{pu}$  และ  $f_{se} + 4,000$  กก./ซม.<sup>2</sup>

- (c) สำหรับองค์อาคารที่เสริมเหล็กอัดแรงชนิดไม่ยึดเหนี่ยวและมีอัตราส่วนความช่วงต่อความลึกเกินกว่า 35

$$f_{ps} = f_{se} + 700 + \frac{f_c'}{300\rho_p} \quad (11-5)$$

แต่  $f_{ps}$  ต้องมีค่าไม่เกิน  $f_{pu}$  และ  $f_{se} + 2,000$  กก./ซม.<sup>2</sup>

สำหรับองค์อาคารที่เสริมเหล็กอัดแรงชนิดยึดเหนี่ยว ค่าโดยประมาณของ  $f_{ps}$  จากสมการที่ (11-3) ใช้ได้สำหรับองค์อาคารรับแรงดัดที่เสริมด้วยเหล็กเสริมอัดแรงและเหล็กเสริมธรรมดาพร้อมกัน (อัดแรงบางส่วน) โดยต้องพิจารณาถึงผลของเหล็กเสริมรับแรงดัดที่ไม่อัดแรง ( $\omega$ ), เหล็กเสริมรับแรงอัด ( $\omega'$ ), กำลังของคอนกรีต ( $\beta_1$ ), และตัวคูณที่เหมาะสมสำหรับชนิดของวัสดุที่ใช้อัดแรง ( $\gamma_p$ ) สำหรับองค์อาคารอัดแรงอย่างเดียว (ไม่มีเหล็กเสริมธรรมดารับแรงดัดหรือแรงดัด) สมการที่ (11-3) จะเปลี่ยนเป็น

$$f_{ps} = f_{pu} \left( 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_c} \right)$$

หรือสามารถเขียนอยู่ในรูปแบบไร้มิติได้ตามสมการข้างล่าง

$$\omega_p = \omega_{pu} \left( 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \omega_{pu} \right) \quad (11-6)$$

โดยที่ 
$$\omega_p = \frac{A_{ps} f_{ps}}{b d_p f_c} \quad (11-7)$$

$$\omega_{pu} = \frac{A_{ps} f_{pu}}{b d_p f_c} \quad (11-8)$$

สมการที่ (11-3) จะใช้ในการหากำลังต้านทานโมเมนต์ขององค์อาคารอัดแรงชนิดยึดเหนี่ยวได้ต่อเมื่อเหล็กเสริมอัดแรงทั้งหมดอยู่ในพื้นที่ภายใต้แรงดัด ถ้ามีบางส่วนของเหล็กเสริมอัดแรงอยู่ในพื้นที่ภายใต้แรงอัด ค่าของ  $d_p$  ที่ใช้ในสมการดังกล่าวจะไม่ถูกต้อง กำลังต้านทานแรงดัดในสภาวะนี้ ต้องหาจากการวิเคราะห์ทั่วไปที่อาศัยความสอดคล้องของความเครียด, สมการสมดุล, ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและความเครียดของเหล็กเสริมอัดแรงและสมมติฐานตามการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก

สมการที่ (11-4) และ (11-5) จะใช้ในการหากำลังต้านทานโมเมนต์ขององค์อาคารอัดแรงชนิดไม่ยึดเหนี่ยว โดยที่ สมการที่ (11-5) จะใช้กับองค์อาคารที่มีอัตราส่วนช่วงคานต่อความลึกมาก ( $> 35$ ) เช่น ในแผ่นพื้นทางเดียว และแผ่นพื้นไร้คาน ที่มีการอัดแรงแบบดิ่งที่หลัง

เมื่อรู้ค่า  $f_{ps}$  กำลังต้านทานโมเมนต์ระบุสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) = A_{ps} f_{ps} \left( d_p - 0.59 \frac{A_{ps} f_{ps}}{b f_c} \right) \quad (11-9)$$

โดยที่  $a$  = ความลึกของการกระจายของหน่วยแรงอัดของคอนกรีตเทียบเท่าเป็นรูปสี่เหลี่ยม

$$= \frac{A_{ps} f_{ps}}{0.85 b f_c} \quad (11-10)$$

หรือ ในรูปแบบไร้มิติ

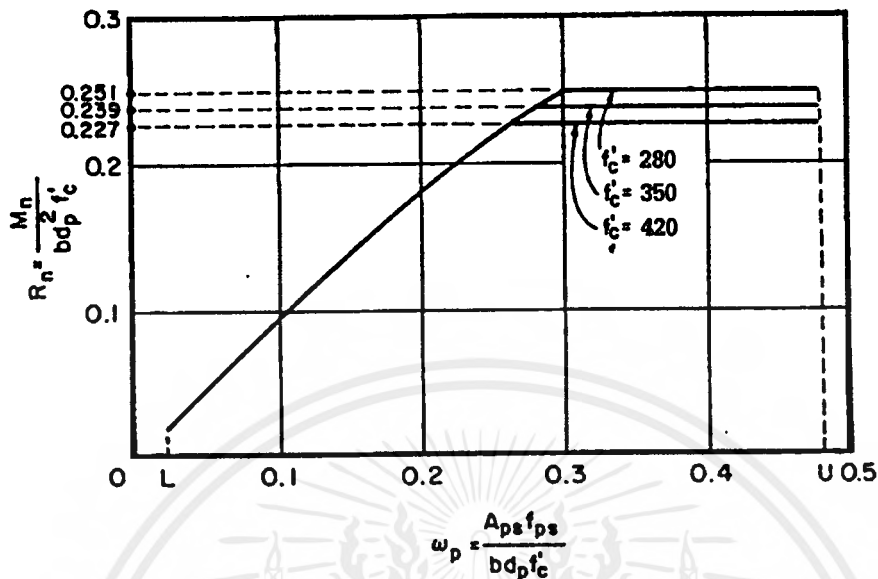
$$R_n = \omega_p (1 - 0.59 \omega_p) \quad (11-11)$$

เมื่อ  $R_n = \frac{M_n}{b d_p^2 f_c}$  (11-12)

## 11.6 พิกัดสำหรับเหล็กเสริมในองค์อาคารรับแรงดัด

พิกัดสำหรับปริมาณของเหล็กเสริมแสดงอยู่ในรูปที่ 11-2 อาจจะมีการเพิ่มปริมาณเหล็กเสริมเพื่อที่จะทำให้ได้ชั้นเหล็กเสริมสูงกว่า  $0.36\beta_1$  (ซึ่งเป็นค่าสูงสุดที่ยอมให้ตามมาตรฐานการออกแบบ) แต่อย่างไรก็ตาม เหล็กเสริมที่เพิ่มขึ้นนี้ไม่สามารถที่จะนำมาคำนวณช่วยต้านโมเมนต์ได้





หมายเหตุ : ค่าต่ำสุด (L) ได้มาจากโมเมนต์แตกร้าว และค่าสูงสุด (U) ได้มาจากหน่วยแรงใช้งานที่ยอมให้  
ค่าจริงสำหรับขีดจำกัดเหล่านี้จะแปรผันไปตามลักษณะของโครงสร้าง

รูปที่ 11-2 ขอบเขตของปริมาณเหล็กเสริมอัดแรงและผลต่อกำลังต้านทานโมเมนต์

มาตรฐานการออกแบบกำหนดให้ปริมาณเหล็กเสริมรวมทั้งหมด (รวมทั้งเหล็กเสริมอัดแรงและไม่อัดแรง) ขององค์อาคารรับแรงดัด จะต้องมียกเว้นที่จะรับโมเมนต์ออกแบบอย่างน้อยเท่ากับ 1.2 เท่าของโมเมนต์ที่ทำให้องค์อาคารแตกร้าว ( $\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$ ) โดยที่  $M_{cr}$  หาจากทฤษฎีอิลาสติกโดยใช้โมดูลัสแตกร้าวเท่ากับ  $2\sqrt{f'_c}$  ข้อกำหนดนี้เปรียบเทียบกับข้อกำหนดในองค์อาคารเสริมเหล็กไม่อัดแรง ซึ่งมีจุดประสงค์ที่จะป้องกันการวิบัติแบบฉับพลันในเหล็กเสริมอัดแรงหลังจากที่เกิดการแตกร้าวในคอนกรีต โดยบังคับให้เกิดการแตกร้าวในคอนกรีตก่อนที่โมเมนต์จะถึงค่าสูงสุดที่หน้าตัดจะรับได้ และต้องเกิดก่อนนานจนสามารถที่จะมองเห็นการวิบัติขององค์อาคารล่วงหน้าได้จากการโก่งตัวที่เกิดขึ้น องค์อาคารอัดแรงทั่วไปจะมีความแตกต่างระหว่างกำลังต้านทานการแตกร้าวและกำลังต้านทานแรงดัดค่อนข้างมาก แต่ผู้ออกแบบก็ต้องตรวจสอบให้แน่ใจทุกครั้ง

โมเมนต์แตกร้า ( $M_{cr}$ ) สำหรับองค์อาคารอัดแรงทงได้โดยรวมโมเมนต์ทั้งหมดที่จะเป็นเหตุให้หน่วยแรงในผิวด้นล่างเท่ากับโมดูลัสแตกหัก ( $f_r$ ) ดูตัวอย่างจากรูปที่ 11-3 ซึ่งเป็นรูปขององค์อาคารเรียงประกอบอัดแรงที่ไม่มีค้ำยัน ถ้าให้แรงอัดเป็นลบและแรงดิ่งเป็นบวก จะได้ว่า

$$-\left(\frac{P_{se}}{A_c}\right) - \left(\frac{P_{se}e}{S_b}\right) + \left(\frac{M_d}{S_b}\right) + \left(\frac{M_a}{S_c}\right) = +f_r$$

เมื่อย้ายข้าง จะได้ว่า

$$M_a = \left(f_r + \frac{P_{se}}{A_c} + \frac{P_{se}e}{S_b}\right)S_c - M_d\left(\frac{S_c}{S_b}\right)$$

เนื่องจาก  $M_{cr} = M_d + M_a$

$$M_{cr} = \left(f_r + \frac{P_{se}}{A_c} + \frac{P_{se}e}{S_b}\right)S_c - M_d\left(\frac{S_c}{S_b} - 1\right) \quad (11-13)$$

ถ้าคิดแค่คานอัดแรงอย่างเดียว โดยไม่คำนึงถึงแผ่นพื้นหล่อในที่ด้านบน,  $S_c = S_b$  จะได้

$$M_{cr} = \left(f_r + \frac{P_{se}}{A_c}\right)S_b + P_{se}e \quad (11-14)$$

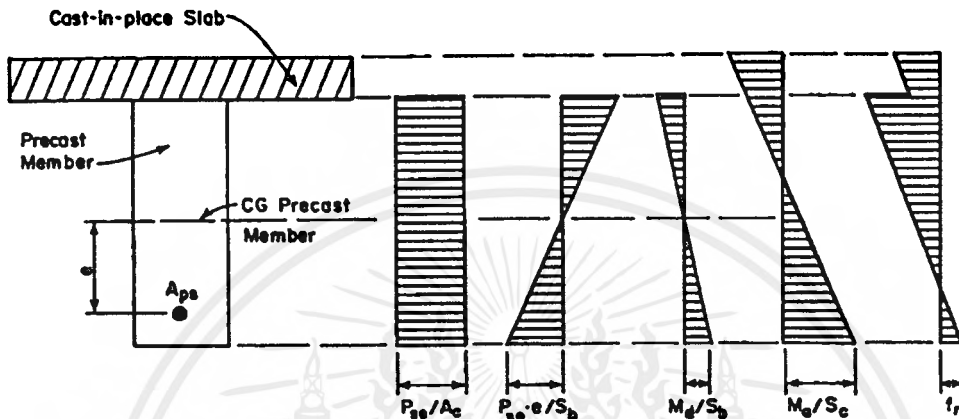
ตัวอย่างที่ 11.6 และ 11.7 แสดงการหาโมเมนต์แตกร้าสำหรับชิ้นส่วนอัดแรง

ข้อกำหนด  $1.2M_{cr}$  ทำให้ได้เหล็กเสริมมากเกินไปในหลายกรณี โดยเฉพาะอย่างยิ่งในองค์อาคารกลางช่วงสั้น (Short spans hollow-core) มาตรฐานการออกแบบจึงได้ระบุให้ยกเว้นข้อกำหนดนี้ในกรณีที่กำลังออกแบบขององค์อาคารสูงกว่าสองเท่าของกำลังที่ต้องการ ตามข้างล่าง

สำหรับกำลังต้านทานแรงดัด :  $\phi M_n \geq 2M_u \geq 2(1.4M_d + 1.7M_\lambda)$

สำหรับกำลังต้านทานแรงเฉือน :  $\phi V_n \geq 2V_u \geq 2(1.4V_d + 1.7V_\lambda)$

ข้อยกเว้นนี้ เปรียบเทียบได้กับข้อยกเว้นในองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่ระบุว่าไม่จำเป็นต้องใช้ปริมาณเหล็กเสริมน้อยสุด ตราบใดที่มีการเสริมเหล็กเพิ่มอีกหนึ่งในสามของปริมาณที่คำนวณได้



$A_{ps}$  = เนื้อที่หน้าตัดของปริมาณของเหล็กเสริมอัดแรงในบริเวณที่เกิดแรงดึง

$A_c$  = เนื้อที่หน้าตัดขององค์อาคารสำเร็จรูป

$S_b$  = โมดูลัสหน้าตัดสำหรับด้านล่างขององค์อาคารสำเร็จรูป

$S_c$  = โมดูลัสหน้าตัดสำหรับด้านล่างของชั้นส่วนเชิงประกอบ

$P_{se}$  = แรงจากการอัดแรงประสิทธิผล

$e$  = ระยะเยื้องศูนย์กลางของแรงจากการอัดแรง

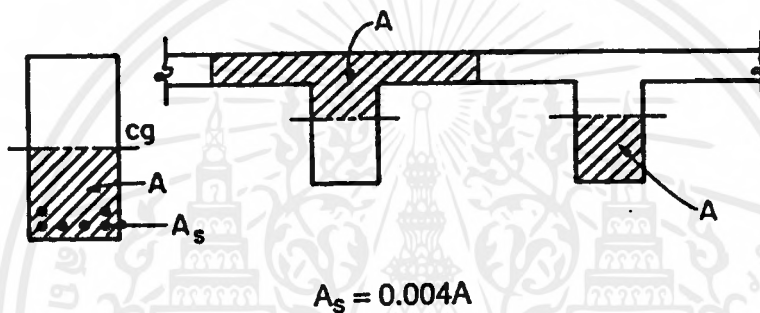
$M_d$  = โมเมนต์จากน้ำหนักบรรทุกทุกคงที่ขององค์อาคารเชิงประกอบ

$M_a$  = โมเมนต์เพิ่มที่ทำให้หน่วยแรงที่ผิวด้านล่างเท่ากับโมดูลัสแตกหัก ( $f_r$ )

รูปที่ 11-3 สภาพของหน่วยแรง สำหรับการหาโมเมนต์แตกหัก

### 11.7 เหล็กเสริมน้อยที่สุดสำหรับแรงยึดเหนี่ยว

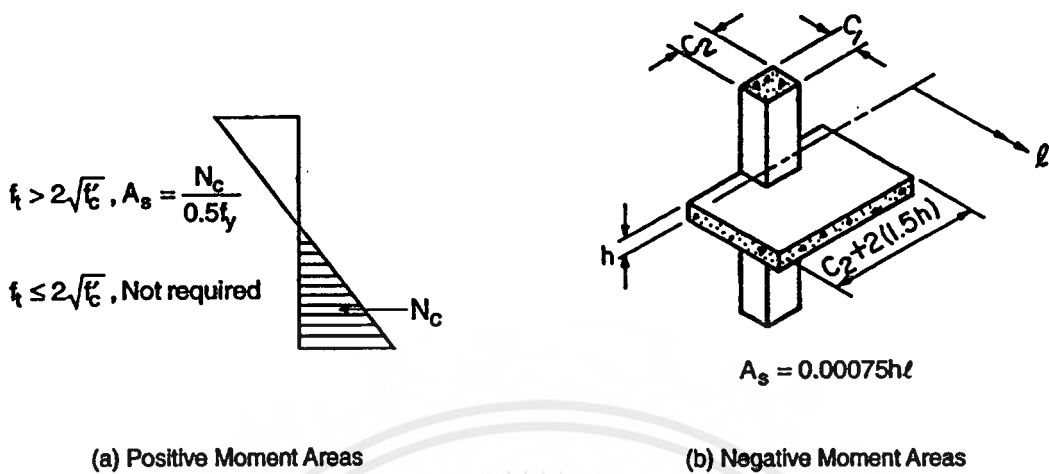
สำหรับองค์อาคารอัดแรงชนิดไม่ยึดเหนี่ยว ยกเว้นแผ่นพื้นต้นสองทางซึ่งมีความหนาคงที่ จะต้องมียเหล็กเสริมช่วยการยึดเหนี่ยว ซึ่งปริมาณน้อยที่สุดที่ต้องมีเท่ากับ  $0.004A$  โดยที่  $A$  เป็นพื้นที่ของหน้าตัดส่วนรับแรงดึง จะต้องวางเหล็กเสริมช่วยการยึดเหนี่ยวนี้ให้กระจายอย่างสม่ำเสมอในบริเวณรับแรงดึงที่ถูกอัดมาก่อน และต้องวางให้ใกล้ผิวซึ่งมีหน่วยแรงดึงสูงสุด ดังแสดงในรูปที่ 11-4



รูปที่ 11-4 เหล็กเสริมช่วยการยึดเหนี่ยว สำหรับองค์อาคารรับแรงดัด

สำหรับแผ่นพื้นไร้คานสองทาง ปริมาณของเหล็กเสริมช่วยการยึดเหนี่ยวขึ้นอยู่กับ หน่วยแรงดึงในคอนกรีตภายใต้น้ำหนักบรรทุกใช้งาน ปริมาณเหล็กเสริมในพื้นที่รับโมเมนต์บวกของแผ่นพื้นไร้คาน แสดงอยู่ในรูปที่ 11-5(a) โดยที่  $N_c$  เป็นแรงดึงในเนื้อคอนกรีตคิดจากผลรวมของน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร โดยตรงไม่รวมตัวคูณเพิ่ม

รูปที่ 11-5(b) แสดงปริมาณเหล็กเสริมช่วยการยึดเหนี่ยวน้อยที่สุด สำหรับพื้นที่รับโมเมนต์ลบบริเวณหัวเสา ปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุดเท่ากับ  $0.00075hl$  โดยที่  $l$  เป็นความยาวของช่วงในทิศทางที่หาปริมาณเหล็กเสริม จำนวนเหล็กเสริมจะต้องมีไม่น้อยกว่า 4 เส้น และต้องวางอยู่ภายในระยะ  $C_2 + 2(1.5h)$  ดังรูป โดยมีระยะห่างระหว่างเส้นไม่เกิน 30 ซม.



รูปที่ 11-5 เหล็กเสริมที่มีแรงยึดเหนี่ยว สำหรับแผ่นพื้นท้องเรียบ

### 11.8 องค์อาคารรับแรงอัดและแรงดัดร่วมกัน

ข้อกำหนดสำหรับการคำนวณกำลังขององค์อาคารอัดแรงรับแรงอัดเป็นเช่นเดียวกันกับสำหรับองค์อาคารเสริมเหล็กธรรมดา ยกเว้นมีสิ่งที่ต้องพิจารณาเพิ่มเติมคือ (1) พิจารณาความเครียดจากการอัดแรง และ (2) การใช้ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดที่เหมาะสมสำหรับเหล็กเสริมอัดแรง ตัวอย่างของการคำนวณดูได้จากตัวอย่างที่ 11.7

สำหรับองค์อาคารรับแรงอัดที่มีหน่วยแรงเฉลี่ยในคอนกรีตเนื่องจากการอัดแรงน้อยกว่า  $16 \text{ กก./ซม.}^2$  จะต้องมีการเสริมเหล็กธรรมดาที่ไม่อัดแรงตามข้อกำหนดค่าสุดของคอนกรีตเสริมเหล็กทุกประการ สำหรับองค์อาคารรับแรงอัดที่มีหน่วยแรงเฉลี่ยในคอนกรีตเนื่องจากการอัดแรงไม่น้อยกว่า  $16 \text{ กก./ซม.}^2$  มาตรฐานการออกแบบกำหนดให้รัดเหล็กเสริมอัดแรงทั้งหมดด้วยปลอกเกลียวหรือปลอกเดี่ยว

**เอกสารอ้างอิง**

1. **PCI Committee on Prestress Losses**, "Recommendations for Estimating Prestress Losses," *PCI Journal*, Vol. 20, No.4, July-August 1975, pp.43-75.
2. **Zia, Paul, et al.**, "Estimating Prestress Losses," *Concrete International: Design and Construction*, Vol.1, No.6, June 1979, pp.32-38.



### ตัวอย่างที่ 11.1 - การประมาณการเสถียรแรงดึงในเหล็กเสริมอัดแรง

สำหรับคานช่วงเดี่ยวรูปที่คู่ดังรูป หากค่าเสถียรแรงดึงในเหล็กเสริมอัดแรง โดยสมมติให้

ความชื้นสัมพัทธ์เฉลี่ย = 0.75

น้ำหนักบรรทุกจร =  $200 \text{ กก./ม.}^2 = 200 \times 3 = 600 \text{ กก./ม.}$

น้ำหนักหลังคา =  $100 \text{ กก./ม.}^2 = 100 \times 3 = 300 \text{ กก./ม.}$

น้ำหนักบรรทุกคงที่ =  $230 \text{ กก./ม.}^2 = 230 \times 3 = 690 \text{ กก./ม.}$

ช่วงคาน = 15 ม.

$f_{ci}' = 250 \text{ กก./ ซม.}^2$      $f_c' = 350 \text{ กก./ ซม.}^2$

ใช้ลวดเกลียวที่มีการคลายแรงดึงต่ำเส้นผ่าศูนย์กลาง 12.7 มม. 8 เส้น

$A_{ps} = 8(1) = 8 \text{ ซม.}^2$ ,  $e = 25 \text{ ซม.}$  (ลวดทุกเส้นเป็นเส้นตรง)

$f_{pu} = 19,000 \text{ กก./ ซม.}^2$ ,  $f_{py} = 0.90 f_{pu}$

หน่วยแรงการดึงเหล็ก =  $0.74 f_{pu} = 14,060 \text{ กก./ ซม.}^2$

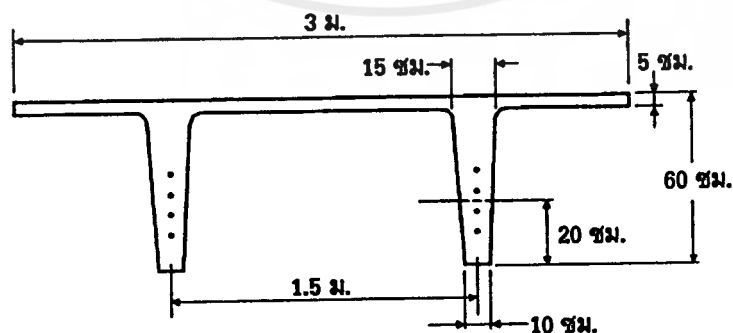
ใช้ค่าต่อไปนี้สำหรับหาการเสถียร

$E_{ci} = 284,366 \text{ กก./ ซม.}^2$ ,  $E_c = 301,630 \text{ กก./ ซม.}^2$ ,  $E_s = 1.97 \times 10^6 \text{ กก./ ซม.}^2$

คุณสมบัติหน้าตัด

$A_c = 2,900 \text{ ซม.}^2$ ,  $I_c = 935,230 \text{ ซม.}^4$

$y_b = 45.14 \text{ ซม.}$ ,  $y_t = 14.86 \text{ ซม.}$ ,  $V/S = 3.43 \text{ ซม.}$



## 1. การหดตัวยืดหยุ่นของคอนกรีต (ES)

$$ES = K_{es} E_s \frac{f_{cir}}{E_{ci}} = 1.0 (1.97 \times 10^6) \frac{44.85}{284,366} = 310.74 \text{ กก./ชม.}^2$$

โดยที่

$$K_{es} = 1.0 \quad \text{สำหรับองค์อาคารที่อัดแรงแบบดึงก่อน}$$

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

$$= K_{cir} \left( \frac{P_{pi}}{A_c} + \frac{P_{pi} e^2}{I_c} \right) - \frac{M_{de}}{I_c}$$

$$= 0.9 \left( \frac{104,960}{2,806} + \frac{104,960 \times 25^2}{877,695} \right) - \frac{1,968,750 \times 25}{877,695} = 44.85 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$K_{cir} = 0.9 \quad \text{สำหรับองค์อาคารที่อัดแรงแบบดึงก่อน}$$

$$P_{pi} = 0.70 f_{pu} A_{ps} = 0.70 (18,980) (7.90) = 104,960 \text{ กก.}$$

$$M_{de} = \frac{700 \times 15^2}{8} = 19,687.50 \text{ กก.-ม.} = 1,968,750 \text{ กก.-ชม.}$$

## 2. การคืบของคอนกรีต (CR)

$$CR = K_{cr} \frac{E_s}{E_c} (f_{cir} - f_{cds}) = 2 \frac{1.97 \times 10^6}{301,630} (44.85 - 24) = 272.35 \text{ กก./ชม.}^2$$

โดยที่

$$f_{cds} = M_{ds} \frac{e}{I_c} = 843,750 \times \frac{25}{877,695} = 24 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$M_{ds} = \frac{100 \times 3 \times 15^2}{8} = 8,437.50 \text{ กก.-ม.} = 843,750 \text{ กก.-ชม.} \quad (\text{น้ำหนักหลังคาเท่านั้น})$$

$$K_{cr} = 2.0 \quad \text{สำหรับองค์อาคารที่อัดแรงแบบดึงก่อน}$$



## 3. การหดตัวของคอนกรีต (SH)

$$SH = 8.2 \times 10^{-6} K_{sh} E_s \left(1 - 0.06 \frac{V}{S}\right) (100 - RH)$$

$$= 8.2 \times 10^{-6} \times 1.0 \times 1.97 \times 10^6 (1 - 0.06 \times 3.38) (100 - 75) = 321.95 \text{ กก./ชม.}^2$$

โดยที่

RH = ความชื้นสัมพัทธ์เฉลี่ยรอบ ๆ องค์อาคาร = 0.75

 $K_{sh} = 1.0$  สำหรับองค์อาคารที่อัดแรงแบบตั้งก่อน

## 4. การคลายแรงดึงของเหล็กเสริมอัดแรง (RE)

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

$$= [350 - 0.04(321.95 + 272.35 + 310.74)] 0.95 = 298.10 \text{ กก./ชม.}^2$$

สำหรับลวดเกลียวที่มีการคลายแรงดึงต่ำเกรด 270 จากตารางที่ 11-2

 $K_{re} = 350 \text{ กก./ชม.}^2$  $J = 0.040$  $C = 0.95$  (จากตารางที่ 11-3 สำหรับ  $\frac{f_{pl}}{f_{pu}} = 0.74$ )

## 5. รวมการเสื่อมลดจากการอัดแรงทั้งหมด

$$ES + CR + SH + RE = 310.74 + 272.35 + 321.95 + 298.10 = 1,203.14 \text{ กก./ชม.}^2$$

6. หน่วยแรง  $f_p$  และ แรง  $P_p$  ในทันทีหลังจากการถ่ายแรง

สมมติว่าเกิดการเสื่อมลดจากการคลายแรงครึ่งหนึ่งก่อนที่จะปล่อย

$$\begin{aligned} f_p &= 0.74 f_{pu} - (ES + 1/2RE) \\ &= 0.74 \times 18,980 - (310.74 + 1/2(298.10)) = 13,585.41 \text{ กก./ซม.}^2 \end{aligned}$$

$$P_p = f_p A_{ps} = 13,585.41 \times 7.90 = 107,325 \text{ กก.}$$

7. หน่วยแรงจากการอัดแรงประสิทธิผล ( $f_{se}$ ) และแรงจากการอัดแรงประสิทธิผล ( $P_e$ ) หลังจากเกิดการเสื่อมลดทั้งหมดแล้ว

$$\begin{aligned} f_{se} &= 0.74 f_{pu} - \text{การสูญเสียจากการอัดแรงทั้งหมด} \\ &= 0.74 \times 18,980 - 1,203.14 = 12,842 \text{ กก./ซม.}^2 \end{aligned}$$

$$P_e = f_{se} A_{ps} = 12,842 \times 7.90 = 101,452 \text{ กก.}$$

### ตัวอย่างที่ 11.2 - การตรวจสอบความเค้นขณะถ่ายแรงแและขณะรับน้ำหนักบรรทุก

สำหรับคานช่วงเดียวรูปที่ดูในตัวอย่างที่ 11.1 ซึ่งใช้เป็นส่วนของหลังคา ตรวจสอบหน่วยแรงแในคอนกรีตขณะถ่ายแรงแและขณะรับน้ำหนักบรรทุก ข้อกำหนดของน้ำหนัก, ช่วง, หน่วยแรงแในคอนกรีต และเหล็กเสริมอัดแรงแใช้ตามตัวอย่างที่ 11.1

หน่วยแรงแหลังจากการถ่ายแรงแ = 13.50 ตัน/ชม.<sup>2</sup>

แรงแหลังจากการถ่ายแรงแ =  $P_p = 13.50 \times 8 = 108$  ตัน/ชม.<sup>2</sup>

#### 1. ทาหน่วยแรงแที่ยอมให้ในคอนกรีต

ขณะถ่ายแรงแ (ก่อนการเสีอมลดแรงแคั้งที่ขึ้นกับเวลา)

หน่วยแรงแอัดที่ยอมให้ =  $0.60 f_{ci}' = 0.60 \times 250 = 150$  กก/ชม.<sup>2</sup>

หน่วยแรงแคั้งที่ยอมให้ =  $1.60 \sqrt{f_{ci}'} = 1.60 \sqrt{250} = 25.30$  กก/ชม.<sup>2</sup>

(เนื่องจากเป็นปลายของช่วงเดียว, ถ้าที่ตำแหน่งอื่น ใช้  $0.8 \sqrt{f_{ci}'}$ )

ขณะรับน้ำหนักบรรทุก

หน่วยแรงแอัดที่ยอมให้ =  $0.45 f_c' = 0.45(350) = 157.50$  กก/ชม.<sup>2</sup> (เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกต่อเนื่อง)

หน่วยแรงแอัดที่ยอมให้ =  $0.6 f_c' = 210$  กก/ชม.<sup>2</sup> (เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทั้งหมด)

หน่วยแรงแคั้งที่ยอมให้ =  $3.2 \sqrt{f_c'} = 3.2 \sqrt{350} = 59.87$  กก/ชม.<sup>2</sup>

## 2. หาโมเมนต์ใช้งานที่กลางช่วง

$$M_d = w_d \frac{l^2}{8} = \frac{0.69 \times 15^2}{8} = 19.41 \text{ ตัน-ม.} \quad (\text{น้ำหนักคน})$$

$$M_{ds} = w_{ds} \frac{l^2}{8} = \frac{0.30 \times 15^2}{8} = 8.44 \text{ ตัน-ม.} \quad (\text{น้ำหนักหลังคา})$$

$$M_{sus} = M_d + M_{ds} = 19.41 + 8.44 = 27.83 \text{ ตัน-ม.} \quad (\text{น้ำหนักบรรทุกทุกถาวร})$$

$$M_d = w_l \frac{l^2}{8} = \frac{0.60 \times 15^2}{8} = 16.87 \text{ ตัน-ม.} \quad (\text{น้ำหนักบรรทุกจร})$$

$$M_{tot} = M_d + M_{ds} + M_l$$

$$= 19.41 + 8.44 + 16.87 = 44.72 \text{ ตัน-ม.} \quad (\text{น้ำหนักทั้งหมด})$$

## 3. หาโมเมนต์ใช้งานที่จุดถ่ายแรง

สมมติให้จุดถ่ายแรงอยู่ที่ระยะ  $50d_s = 65$  ซม. จากปลายคาน และให้ระยะจากปลายคานถึงกลางฐานรองรับเป็น 10 ซม. ดังนั้น,  $x = 65 - 10 = 55$  ซม.

$$M_d = \frac{w_d x}{2} (l - x) = \frac{0.69(0.55)}{2} (15 - 0.55) = 2.74 \text{ ตัน-ม.} \quad (\text{น้ำหนักคน})$$

ไม่จำเป็นต้องหาโมเมนต์เพิ่มที่ตำแหน่งนี้ เพราะโมเมนต์มากที่สุดที่ตำแหน่งนี้คือโมเมนต์ขณะถ่ายแรง

## 4. หาทนหน่วยแรงสูงสุดในคอนกรีต โดยวิธีเส้นตรง (straight line theory)

$$f_t = \frac{P}{A} - \frac{Pey_t}{I} + \frac{My_t}{I}$$

$$f_b = \frac{P}{A} + \frac{Pey_b}{I} - \frac{My_b}{I}$$

จากตัวอย่างที่ 11.1

$$P = P_p = 107 \text{ ตัน} \quad (\text{ขณะถ่ายแรง})$$

$$P = P_e = 100 \text{ ตัน} \quad (\text{ขณะรับน้ำหนักบรรทุก})$$

ตารางที่ 11-4 หน่วยแรงขณะถ่ายแรง, กก./ซม.<sup>2</sup>

	ที่จุดถ่ายแรง (กก./ซม. <sup>2</sup> )		ที่กลางช่วงคาน	
	บน	ล่าง	บน	ล่าง
$P_p / A$	+36.90	+36.90	+36.90	+36.90
$P_{pey} / I$	-45.25	+129.11	-45.25	+129.11
$M_{dy} / I$	+4.63	-7.80	+32.83	-93.68
ทั้งหมด	-3.72 (ใช้ได้)	+158.21 (ใช้ได้)	+24.48 (ใช้ได้)	+72.33 (ใช้ได้)
ที่ยอมให้	-13.39	+168	+168	+168

ตารางที่ 11-5 หน่วยแรงขณะรับน้ำหนักบรรทุก

	ที่กลางช่วงคาน (น้ำหนักถาวร)		ที่กลางช่วงกลาง (น้ำหนักทั้งหมด)	
	บน	ล่าง	บน	ล่าง
$P_e / A$	+34.48	+34.48	+34.48	+34.48
$P_{ey} / I$	-42.29	+120.67	-42.29	+120.67
$M_y / I$	+47.11	-134.42	+74.94	-213.82
ทั้งหมด	+39.30 (ใช้ได้)	+20.73 (ใช้ได้)	+67.13 (ใช้ได้)	-58.67 (ใช้ได้)
ที่ยอมให้	+157.50	+157.50	+157.50	-29.93

หมายเหตุ (+) คือ หน่วยแรงอัด

(-) คือ หน่วยแรงดึง

**ตัวอย่างที่ 11.3 - หากำลังต้านทานแรงดัดขององค์อาคารคอนกรีตอัดแรง**

โดยใช้ค่าประมาณของ  $f_{ps}$

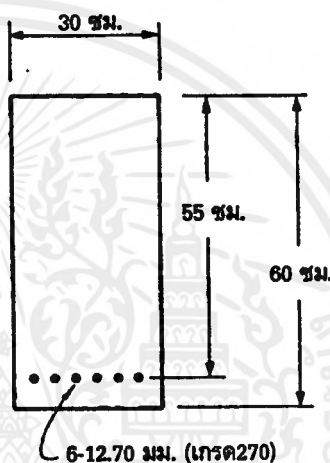
จงคำนวณหากำลังระบุของโมเมนต์ สำหรับองค์อาคารคอนกรีตอัดแรงที่แสดงไว้ดังรูป

$$f'_c = 350 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$f_{pu} = 18,980 \text{ กก./ชม.}^2$$

(ลวดเกลียวอัดแรงชนิดมีการคลายแรงดึงต่ำ)

$$f_{py} = 0.85 f_{pu}$$



1. คำนวณหาหน่วยแรงในเหล็กเสริมอัดแรงที่ก้ำลักระบุ โดยใช้ค่าประมาณของ  $f_{ps}$

$$f_{ps} = f_{pu} \left( 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} \right)$$

$$= 18,980 \left( 1 - \frac{0.40}{0.81} \times 0.00359 \times \frac{18,980}{350} \right) = 17,155 \text{ กก./ชม.}^2$$

โดยที่

$$\gamma_p = 0.40 \text{ เมื่อ } \frac{f_{py}}{f_{pu}} = 0.85 \text{ สำหรับลวดเกลียวอัดแรงชนิดมีการคลายแรงดึงต่ำ}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.0008 (f'_c - 300) \geq 0.65$$

$$= 0.85 - 0.0008 (350 - 300) = 0.81$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{bd_p} = \frac{6 \times 0.9871}{30 \times 55} = 0.00359$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. คำนวณหาอัตราเหล็กเสริม ( $\omega_p$ )

$$\omega_p = \frac{A_{ps}f_{ps}}{bd_p f_c} = \frac{6 \times 0.9871 \times 17,155}{30 \times 55 \times 350} = 0.176 < 0.36\beta_1 = 0.36(0.81) = 0.292 \quad \text{ใช้ได้}$$

3. หาความลึกของสี่เหลี่ยมเทียบเท่าที่ใช้ในการกระจายหน่วยแรงอัดในคอนกรีต

$$a = \frac{A_{ps}f_{ps}}{0.85b f_c} = \frac{6 \times 0.9871 \times 17,155}{0.85 \times 30 \times 350} = 11.38 \text{ ซม.}$$

4. คำนวณหาค่าลึงระของโมเมนต์

$$M_n = A_{ps}f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) \\ = 6 \times 0.9871 \times 17,155 \left( 55 - \frac{11.38}{2} \right) \times 10^{-2} = 50,100 \text{ กก.-ม.}$$

**ตัวอย่างที่ 11.4 - กำลังรับแรงดัดขององค์อาคารอัดแรงอาศัยความสอดคล้องของความเครียด**

คานหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า มีเหล็กเสริมที่ไม่อัดแรงและเหล็กเส้นอัดแรง จงหากำลังรับโมเมนต์รวม

โดยใช้วิธีความสอดคล้องของความเครียด

$$f_c' = 350 \text{ กก/ชม.}^2$$

$$f_{pu} = 19,000 \text{ กก/ชม.}^2 \text{ ใช้ลวดเกลียวที่มีการคลายแรงต่ำ (} f_{py} = 0.9 f_{pu} \text{)}$$

$$E_{ps} = 1,970 \text{ ตัน/ชม.}^2$$

$$\text{หน่วยแรงการดึงเหล็ก} = 0.74 f_{pu}$$

$$\text{การเสื่อมลดของแรงดึงในเหล็กเสริมอัดแรง} = 2.22 \text{ ตัน/ชม.}^2 \text{ (ไม่รวมผลของการหดตัวยืดหยุ่นของคอนกรีต)}$$

1. หาคความเครียดประสิทธิผลในเหล็กเสริมอัดแรง

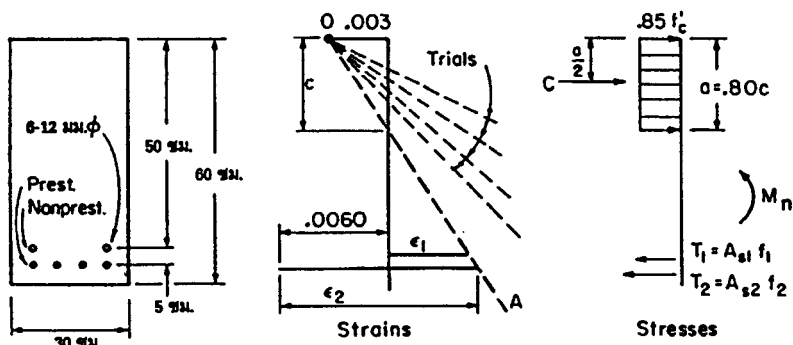
$$\epsilon = \frac{(0.74 f_{pu} - \text{losses})}{E_{ps}} = \frac{(0.74 \times 19 - 2.22)}{1,970} = 0.006$$

ค่าที่ได้นี้  $\epsilon$  ไม่รวมการเสื่อมลดเนื่องจากการหดตัวยืดหยุ่นของคอนกรีต

2. วาดการกระจายความเครียดภายใต้กำลังรับโมเมนต์รวม

โดยใช้ความเครียดสูงสุดในคอนกรีตเท่ากับ 0.003 และสมมติระยะจากผิวบนถึงแกนสะเทิน ( $c$ )

$$\text{สำหรับ } f_c' = 350 \text{ กก/ชม.}^2 \quad \beta_1 = 0.8$$



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



## 3. หาคความสมดุลของแรงในแนวนอน

เส้นตรงของความเครียด ลากผ่านจุด 0 ผ่านแกนสะเทิน ต้องได้ความสมดุลของแรงในแนวนอน คือ

$$C = T_1 + T_2$$

การทำ  $T_1$  และ  $T_2$ , โดยใช้ค่าความเครียด  $\varepsilon_1$  และ  $\varepsilon_2$  แล้วแปลงเป็นหน่วยแรง  $f_1$  และ  $f_2$

ด้วยความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและความเครียด มีขั้นตอนดังต่อไปนี้

- สมมติค่า  $c$  (ตำแหน่งของแกนสะเทิน)
- หา  $\varepsilon_1$  และ  $\varepsilon_2$  จากสามเหลี่ยมการกระจายความเครียด
- หาค่า  $f_1$  และ  $f_2$  โดยใช้ค่า  $\varepsilon_1$  และ  $\varepsilon_2$  ลงในสมการข้างล่าง  
หรือใช้กราฟหน่วยแรง-ความเครียด ดังในรูปที่ 11-6  
กราฟนี้ได้มาจากการใช้สมการดังกล่าวเป็นค่าต่ำสุดของลวดเกลียวที่มีการคลายแรงดึงต่ำ

$$f_p = E_p \varepsilon_p \left\{ A + \frac{1-A}{[1 + (B\varepsilon_p)^C]^{1/C}} \right\}$$

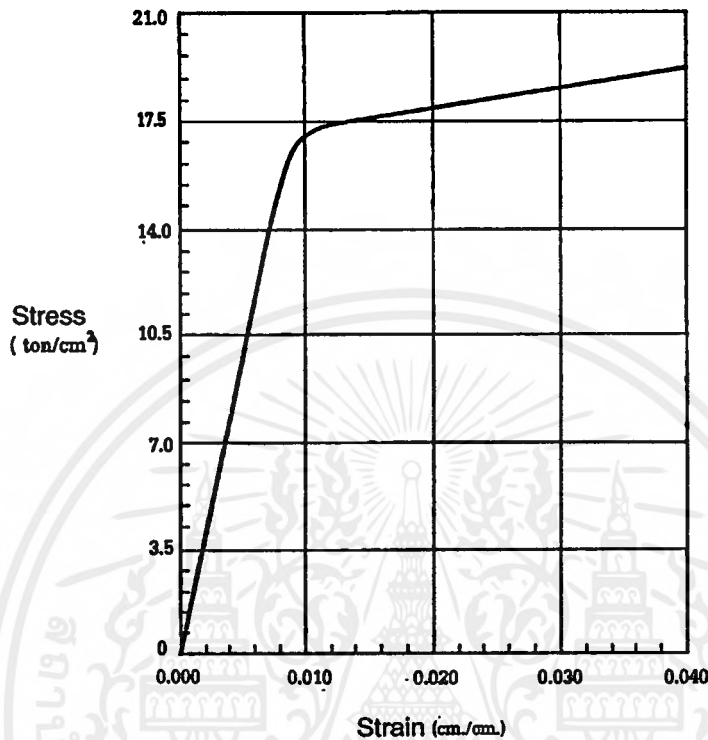
เมื่อ  $A = 0.0332$

$$B = 114$$

$$C = 12$$

$$E_p = 1,970 \text{ ตัน/ซม.}^2$$

- $a = \beta_1 c$
- $C = 0.85 f_c' ab$
- คำนวณ  $T_1$  และ  $T_2$
- ตรวจความสมดุลโดย  $C = T_1 + T_2$
- ถ้า  $C < T_1 + T_2$  ให้เพิ่มค่า  $c$  หรือถ้าน้อยกว่า ก็ลดค่า  $c$  กลับไปทำที่ขั้นตอน b) ใหม่  
จนกว่าค่า  $C = T_1 + T_2$



รูปที่ 11-6 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรง-ความเครียด  
สำหรับลวดเกลียวอัดแรง เกรด 270 ที่มีการคลายแรงดึงต่ำ

ตารางแสดงการคำนวณ

ครั้งที่	$c$	$\epsilon_1$	$\epsilon_2$	$f_1$	$f_2$	$a$	$C$	$T_2$	$T_1$	$T_1 + T_2$
	ชม.			ตัน/ชม.	ตัน/ชม.	ชม.	ตัน	ตัน	ตัน	ตัน
1	7.50	0.0170	0.0250	17.80	18.30	6	53.55	40.30	82.70	123.00
2	10.00	0.0120	0.0195	17.40	18.00	8	71.40	39.30	81.40	120.70
3	12.50	0.0090	0.0162	16.50	17.80	10	89.25	37.30	80.50	117.80
4	15.00	0.0070	0.0140	13.70	17.50	12	107.10	31.00	79.10	110.10

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## 4. คำนวณหาค่าลึงรับโมเมนต์รวม

ให้  $C = 107.10$  ตัน ,  $T_1 = 31$  ตัน และ  $T_2 = 79.10$  ตัน

ค่าลึงรับโมเมนต์รวมสามารถคำนวณโดยการรวมโมเมนต์รอบ  $T_2$

$$\begin{aligned} M_n &= [(d_2 - a/2) \times C] - [(d_2 - d_1) \times T_1] \\ &= \left[ \left( 55 - \frac{12}{2} \right) \times 107.10 \right] - [(55 - 50) \times 31] \\ &= 5,247.90 - 155 = 5,093 \text{ ตัน-ชม.} \\ &= 50.93 \text{ ตัน-ม.} \end{aligned}$$



## บทที่ 12

## คอนกรีตอัดแรงรับแรงเฉือน

## ข้อกำหนดทั่วไป

การออกแบบของค้ำอาคารอัดแรงรับแรงเฉือนจะมีขั้นตอนเหมือนกับการออกแบบของค้ำอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเกือบทุกอย่าง จะมีข้อแตกต่างกันก็เพียงแต่ในการคำนวณหากำลังรับแรงเฉือนระบุโดยคอนกรีต ( $V_c$ ) และในรายละเอียดบางอย่างของการออกแบบ

ในสมการทั่วไป  $d$  จะใช้เป็นระยะทางจากผิวที่เกิดหน่วยแรงอัดมากที่สุดถึงจุดศูนย์กลางของเหล็กเส้นอัดแรงหรือ  $0.8h$  อย่างไรก็ตามค่า  $d$  ไม่ควรมีน้อยกว่า  $0.8h$

## 12.1 กำลังรับแรงเฉือนสำหรับชิ้นส่วนอัดแรง

พื้นฐานสำหรับการออกแบบคอนกรีตอัดแรงเพื่อรับแรงเฉือนเหมือนกับการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก ในการออกแบบนี้กำลังรับแรงเฉือนที่ใช้ออกแบบ ( $\phi V_n$ ) ต้องมากกว่าแรงเฉือนที่ต้องการ

$$V_u \leq \phi V_n$$

และกำลังรับแรงเฉือนระบุ ( $V_n$ ) ต้องได้มาจากผลบวกของกำลังรับแรงเฉือนระบุของคอนกรีต ( $V_c$ ) และกำลังรับแรงเฉือนระบุของเหล็กเสริม ( $V_s$ )

$$V_n = V_c + V_s$$

ดังนั้น

$$V_u \leq \phi V_c + \phi V_s$$

กำลังรับแรงเฉือนระบุของคอนกรีต ( $V_c$ ) นั้น ถือว่ามีค่าเท่ากับแรงเฉือนที่ทำให้เกิดการแตกร้าวในเนื้อคอนกรีตตามแนวทแยงมุม

### 12.1.1 กำลังของคอนกรีต

ในปัจจุบันข้อมูลจากการทดลองหาลำดับรับแรงเฉือนของคอนกรีตกำลังสูงยังมีไม่เพียงพอ ดังนั้นมาตรฐานการออกแบบจึงจำกัดค่าของ  $\sqrt{f'_c}$  ไว้ให้ไม่เกิน 27 กก./ซม.<sup>2</sup> สำหรับคอนกรีตที่มีกำลังสูงกว่า 700 กก./ซม.<sup>2</sup> ข้อจำกัดนี้จะยกเว้นได้ถ้าปริมาณเหล็กรับแรงเฉือนที่น้อยที่สุดถูกจัดในกรณีพิเศษ

### 12.1.2 ตำแหน่งสำหรับแรงเฉือนสูงสุด

มาตรฐานการออกแบบอนุญาตให้หาค่าสูงสุดของแรงเฉือนที่ต้องการ ( $V_u$ ) ที่ตำแหน่งวิกฤติเป็นระยะห่างจากขอบของฐานรองรับ ถ้า

- แรงลัพท์ในทิศทางเดียวกับแรงเฉือนทำให้ปลายขององค์อาคารอยู่ภายใต้แรงอัด และ
- ไม่มีน้ำหนักกระทำเป็นจุดถ่ายลงที่ตำแหน่งระหว่างขอบของฐานรองรับและหน้าตัดวิกฤติ

สำหรับหน้าตัดคอนกรีตอัดแรง, หน้าตัดวิกฤติสำหรับคำนวณแรงเฉือนที่ต้องการ ( $V_u$ ) อยู่ที่ตำแหน่ง  $\frac{h}{2}$  จากขอบของฐานรองรับ แตกต่างจากข้อกำหนดของคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งตำแหน่งวิกฤติอยู่ที่ระยะ  $d$  จากขอบของฐานรองรับ

### 12.1.3 คอนกรีตมวลเบา

การปรับแก้ของกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตมวลเบาในคอนกรีตอัดแรงเหมือนกับการปรับแก้ในคอนกรีตเสริมเหล็ก

## 12.2 กำลังรับแรงเฉือนขององค์อาคารคอนกรีตอัดแรง

มาตรฐานการออกแบบยอมให้หากำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตได้สองวิธี โดยวิธีแรกเป็นวิธีแบบง่าย และวิธีที่สองจะใช้การคำนวณที่ละเอียดมากขึ้น

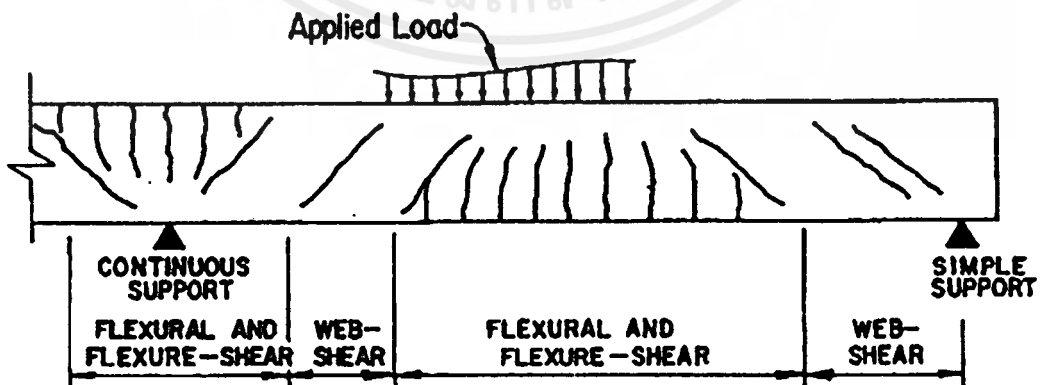
### 12.2.1 วิธีแบบง่าย

วิธีนี้ใช้กับองค์อาคารซึ่งมีแรงอัดประสิทธิผลของเหล็กเสริมอัดแรงไม่น้อยกว่า 40% ของกำลังรับแรงดึงประลัยของเหล็กเสริมนั้น สมการข้างล่างใช้ได้ทั้งในองค์อาคารที่มีเหล็กเสริมอัดแรงอย่างเดียวและในองค์อาคารที่มีทั้งเหล็กเสริมอัดแรงและเหล็กเสริมธรรมดา

$$V_c = \left( 0.16\sqrt{f'_c} + \frac{49V_w d}{M_u} \right) b_w d$$

แต่ต้องไม่น้อยกว่า  $0.53\sqrt{f'_c} b_w d$  และต้องไม่เกิน  $1.33\sqrt{f'_c} b_w d$  หรือ  $V_{cw}$  จากวิธีที่สอง ซึ่งคำนึงถึงผลของระยะการถ่ายแรงและการสูญเสียความยึดเหนี่ยวในบริเวณปลายขององค์อาคารอัดแรงแบบดิ่งก่อน

ในพจน์  $V_w d / M_u$  ในสมการข้างบน  $d$  จะใช้เป็นระยะจากผิวรับแรงอัดสูงสุดถึงศูนย์กลางของเหล็กเสริมอัดแรง แทนที่จะใช้  $0.8h$  เหมือนในสมการอื่น ๆ



รูปที่ 12-1 ชนิดต่างๆ ของการแตกร้าวในคานคอนกรีต

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## 12.2.2 วิธีละเอียด

การแตกร้าวในแนวทแยงมุมมีสองลักษณะซึ่งสามารถสังเกตได้ในองค์อาคารคอนกรีตอัดแรง ได้แก่ การแตกร้าวเนื่องจากผลรวมของแรงเฉือนและแรงดัด และการแตกร้าวเนื่องจากผลของแรงเฉือนในตัวแกน เนื่อง จากกำลังในการรับแรงเฉือนของคอนกรีตได้ถือว่าเท่ากับแรงเฉือนที่ทำให้เกิดการแตกร้าวในแนวทแยงมุม วิธี ละเอียดนี้จะสร้างสมการเพื่อหากำลังรับแรงเฉือนสำหรับชนิดการแตกร้าวทั้งสอง และค่าที่น้อยกว่าจะใช้เป็นกำลัง รับแรงเฉือนของคอนกรีต

### 12.2.2.1 การแตกร้าวเนื่องจากผลรวมของแรงเฉือนและโมเมนต์ดัด, ( $V_{ci}$ )

การแตกร้าวเนื่องจากผลรวมของแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดเริ่มจากการแตกร้าวในแนวตั้งเนื่องจากแรง ดัด จากนั้นก็เริ่มเบนเข้าสู่แนวทแยงมุมภายใต้อิทธิพลของแรงเฉือน ซึ่งแรงเฉือน ณ จุดนี้มีค่าเท่ากับ

$$V_{ci} = 0.16\sqrt{f'_c} b_w d + V_d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{max}}$$

$$V_{ci} \text{ ต้องไม่น้อยกว่า } 0.45\sqrt{f'_c} b_w d$$

โมเมนต์แตกร้าว ( $M_{cr}$ ) ได้จาก

$$M_{cr} = \left( \frac{I}{y_t} \right) (1.6\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d)$$

โดยที่  $f_{pe}$  คือ หน่วยแรงอัดในคอนกรีตที่ผิวบนสุดเนื่องจากแรงอัดประสิทธิผล (หลังจากหักการ เลือมลดของแรงดึงทั้งหลายแล้ว) จากเหล็กเสริมอัดแรงอย่างเดียว

กำลังรับแรงเฉือน ( $V_d$ ) จะใช้ได้ดีในองค์อาคารรับน้ำหนักแม่ โดยถือว่าเป็นผลรวมของแรงสามแรงดังต่อไปนี้

1. แรงเฉือนที่เปลี่ยนรอยแตกกว้างเนื่องจากแรงดัดเป็นรอยแตกกว้างแนวเอียง  $0.16\sqrt{f'_c} b_w d$
2. แรงเฉือนเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ใช้งาน ( $V_d$ ) และ
3. ส่วนที่ยังเหลืออยู่ของแรงเฉือนซึ่งเป็นสาเหตุให้เกิดการแตกกว้างเนื่องจากแรงดัด  $\frac{V_i M_{cr}}{M_{max}}$

สำหรับองค์อาคารที่ไม่ได้เป็นเชิงประกอบ (Non-composite members),  $V_d$  เป็นแรงเฉือนที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานครั้งที่ สำหรับองค์อาคารเชิงประกอบ,  $V_d$  เป็นแรงเฉือนที่เกิดจากน้ำหนักของตัวองค์อาคารกับน้ำหนักใช้งานครั้งที่

น้ำหนักรวมที่จะใช้ในการหา  $V_i$  และ  $M_{max}$  ต้องเป็นค่าที่ทำให้เกิดโมเมนต์สูงสุด ณ ตำแหน่งที่พิจารณา ค่าของ  $V_i$  เป็นแรงเฉือนซึ่งเกิดจากน้ำหนักภายนอกที่กระทำที่ตำแหน่งเดียวกับ  $M_{max}$  สำหรับองค์อาคารเชิงประกอบ,  $V_i = V_u - V_d$  และ  $M_{max} = M_n - M_d$  ในการหาโมเมนต์แตกกว้าง ( $M_{cr}$ ) น้ำหนักที่ใช้ในการหา  $f_d$  เป็นน้ำหนักเดียวกับที่ใช้ในการหา  $V_d$

#### 12.2.2.2 การแตกกว้างเนื่องจากแรงเฉือนในตัวแกน ( $V_{cw}$ )

การแตกกว้างเนื่องจากแรงเฉือนในตัวแกน เกิดขึ้นแรงดึงในแนวทแยงมุมในตัวแกนสูงกว่ากำลังรับแรงดัดของคอนกรีต ซึ่งแรงเฉือนที่จุดนี้มีค่าประมาณ

$$V_{cw} = (0.93\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_w d + V_p$$

โดยที่  $f_{pc}$  เป็นหน่วยแรงอัดในคอนกรีตเนื่องจากแรงอัดประสิทธิผลและน้ำหนักบรรทุกทุกภายนอกโดยคำนวณที่จุดศูนย์กลางของหน้าตัดหรือรอยต่อของตัวแกนและตัวบิก ในกรณีที่จุดศูนย์กลางตกอยู่ในบิกขององค์อาคาร

$V_p$  เป็นแรงในแนวตั้งหรือแรงเฉือนเนื่องจากแรงดัดประสิทธิผลของเหล็กเสริมอัดแรงที่หน้าตัดที่พิจารณา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



กำลังรับแรงเฉือน  $V_{cw}$  ใช้ได้ดีกับคานแฉกซึ่งมีการอัดแรงในปริมาณที่สูง โดยเฉพาะอย่างยิ่งในกรณีที่มีน้ำหนักมากๆ กระทำเป็นจุดใกล้ฐานรองรับ

ทางเลือกอีกวิธีหนึ่ง ก็คือการหาค่ากำลังรับแรงเฉือน  $V_{cw}$  จากผลรวมของน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรซึ่งทำให้เกิดหน่วยแรงดิ่งหลักเท่ากับ  $1.1\sqrt{f'_c}$  ที่จุดศูนย์กลางของหน้าตัดหรือรอยต่อของตัวแกนและตัวปีก ในกรณีที่จุดศูนย์กลางตกอยู่ในปีกขององค์อาคาร

วิธีนี้จะมีประโยชน์ในการออกแบบองค์อาคารที่แรงเฉือนเป็นแรงวิกฤต

ข้อจำกัดของ  $V_{cw}$  ที่บริเวณปลายขององค์อาคารอัดแรงแบบดิ่งเหล็กก่อนแสดงอยู่ในหัวข้อข้างล่าง

### 12.2.3 เส้นโซพิเศษสำหรับองค์อาคารอัดแรงแบบดิ่งเหล็กก่อน

ในองค์อาคารอัดแรงชนิดดิ่งเหล็กก่อน ซึ่งหน้าตัดที่ระยะ  $h/2$  จากที่รองรับอยู่ห่างจากปลายของชิ้นส่วนน้อยกว่าระยะถ่ายแรง (transfer length) ของเหล็กเสริมอัดแรง จะต้องใช้ค่าแรงดิ่งจริงที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมอัดแรงที่หน้าตัด ซึ่งมีค่าน้อยกว่าแรงดิ่งประสิทธิผล ในการคำนวณค่า  $V_{cw}$  และค่า  $V_{cw}$  นี้จะเป็นค่าพิคสูงสุดของค่า  $V_c$  ในสมการจากวิธีแบบง่ายด้วย ค่าแรงดิ่งในเหล็กเสริมอัดแรง อาจสมมติให้แปรผันเป็นเส้นตรงจากศูนย์ที่ปลายของลวดอัดแรง ไปจนถึงค่าสูงสุดที่ระยะเท่ากับระยะถ่ายแรง โดยความยาวระยะถ่ายแรง อาจจะประมาณให้เป็น 50 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของลวดเกลียวอัดแรง หรือ 100 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางสำหรับลวดอัดแรง

ในองค์อาคารอัดแรงชนิดดิ่งเหล็กก่อน ซึ่งการยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กกับคอนกรีตไม่ตลอดถึงปลายของชิ้นส่วน การคำนวณหาค่า  $V_c$  ตามสองวิธีที่กล่าวมา จะต้องพิจารณาถึงค่าแรงอัดที่ลดลงในชิ้นส่วน และค่า  $V_{cw}$  ที่คำนวณได้จากแรงอัดที่ลดลงดังกล่าว จะเป็นค่าพิคสูงสุดของค่า  $V_c$  ในสมการจากวิธีแบบง่ายด้วย สำหรับการประมาณแรงดิ่งในเหล็กเสริมอัดแรงอาจใช้วิธีการจากหัวข้อข้างบน โดยที่การแปรผันให้เริ่มจากศูนย์ จากจุดซึ่งแรงยึดเหนี่ยวเริ่มเกิดจนถึงค่าสูงสุดที่ระยะถ่ายแรง

### 12.3 กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริมในองค์อาคารอัดแรง

การออกแบบเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในองค์อาคารคอนกรีตอัดแรงจะเหมือนกับองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กยกเว้นแต่ใช้วิธีหา  $V_c$  ที่แตกต่างกันและปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนต่ำสุดที่ต่างกัน ในองค์อาคารบางอย่าง อาจจะไม่ต้องมีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนเลย ถ้าผลการทดสอบแสดงว่าสามารถรับแรงเฉือนได้โดยไม่ต้องใส่เหล็กเสริม

สำหรับองค์อาคารอัดแรง, เหล็กเสริมรับแรงเฉือนต่ำสุดหาได้จากค่าที่น้อยสุดของสมการข้างล่าง

$$A_v = \frac{3.5b_w s}{f_y}$$

$$A_v = \frac{A_{ps} f_{pu} s}{80 f_y d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$$

ถึงแม้ว่าสมการแรกจะให้ปริมาณเหล็กเสริมต่ำสุดมากกว่าสมการที่สอง แต่สมการที่สองก็ไม่อนุญาตให้ใช้ในองค์อาคารที่แรงดึงประสิทธิผลของเหล็กเสริมอัดแรงน้อยกว่า 40% ของกำลังรับแรงดึงประลัยของเส้นลวดอัดแรง

### ตัวอย่างที่ 12.1 - การออกแบบสำหรับแรงเฉือน

จงออกแบบเหล็กเสริมรับแรงเฉือน สำหรับคานคอนกรีตอัดแรงรูปตัวที ดังแสดงในรูป

คอนกรีตอัดแรง :  $f'_c = 350$  กก./ซม.<sup>2</sup> (มวลเบาผสมทราย,  $w_c = 1,920$  กก./ม.<sup>3</sup>)

คอนกรีตเททับหน้า :  $f'_c = 280$  กก./ซม.<sup>2</sup> (น้ำหนักปกติ,  $w_c = 2,400$  กก./ม.<sup>3</sup>)

เหล็กอัดแรง : 12-12.70 มม. (เกรด 270)

ช่วงเดียว ความยาว 18 ม.

น้ำหนักบรรทุกคงที่ = 1,080 กก./ม. (รวมคอนกรีตเททับหน้า)

น้ำหนักบรรทุกจร = 1,070 กก./ม.

$f_{se}$  (หลังจากหักการเสื่อมลดทั้งหมดแล้ว) = 10,550 กก./ซม.<sup>2</sup>

หน้าตัดหล่อสำเร็จ :

$$A = 3,563 \text{ ซม.}^2$$

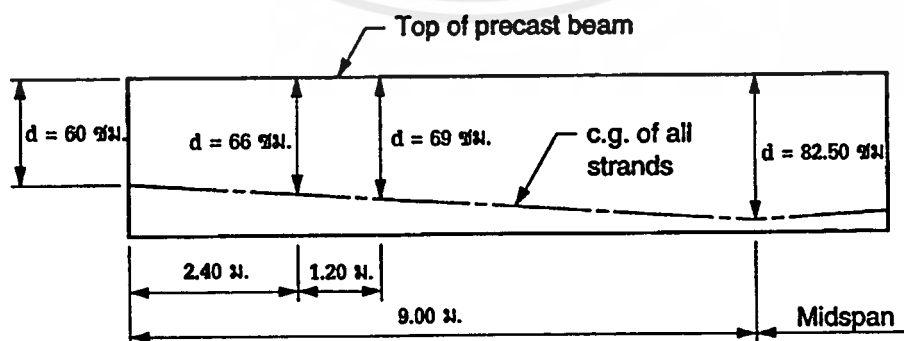
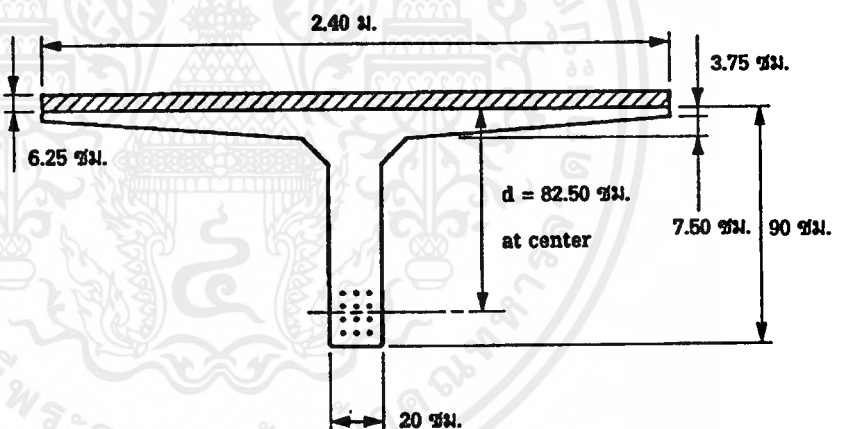
$$I = 2,692,070 \text{ ซม.}^4$$

$$y_b = 65 \text{ ซม.}$$

$$y_t = 25 \text{ ซม.}$$

หน้าตัดเชิงประกอบ :

$$y_{bc} = 73 \text{ ซม.}$$



Strand Profile in Precast Girder

1. หาแรงเฉือนที่ต้องการ ( $V_w$ ) ณ ตำแหน่งต่างๆตลอดความยาวช่วง ตามที่แสดงรูปที่ 12-2

$$\text{โดยใช้สมการ } V_w = \left[ \left( \frac{L}{2} \right) - x \right] w_w$$

2. หากำลังต้านทานแรงเฉือนโดยคอนกรีต ( $V_c$ )

เนื่องจากแรงดึงประสิทธิผล ( $f_{se}$ ) มีค่ามากกว่าร้อยละ 40 ของแรงดึงประลัย ( $f_{pu}$ )

$$10,550 > 0.40 \times 18,980 = 7,592 \text{ กก./ซม.}^2$$

ในการคำนวณหากำลังรับแรงเฉือน ค่าของ "d" ไม่จำเป็นต้องใช้น้อยกว่า 0.8h

ลองคำนวณหากำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต ณ หน้าตัดที่ห่างจากที่รองรับ 2.40 ม. โดยสมมติว่าหน้า

ตัดคอนกรีตอัดแรงในส่วนของตัวคานสามารถรองรับแรงเฉือนทั้งหมดได้

$$w_w = 1.4(1,080) + 1.7(1,070) = 3,331 \text{ กก./ม.}$$

$$V_w = \left[ \left( \frac{18}{2} \right) - 2.40 \right] 3,331 = 21,985 \text{ กก.}$$

$$M_w = (9 \times 3,331 \times 2.40) - (3,331 \times 2.40 \times 1.20) = 62,356 \text{ กก.-ม.}$$

คำนวณหาระยะจากผิวนอกสุดที่เกิดหน่วยแรงอัดจนถึงจุดศูนย์ถ่วงของเหล็กเสริมอัดแรง

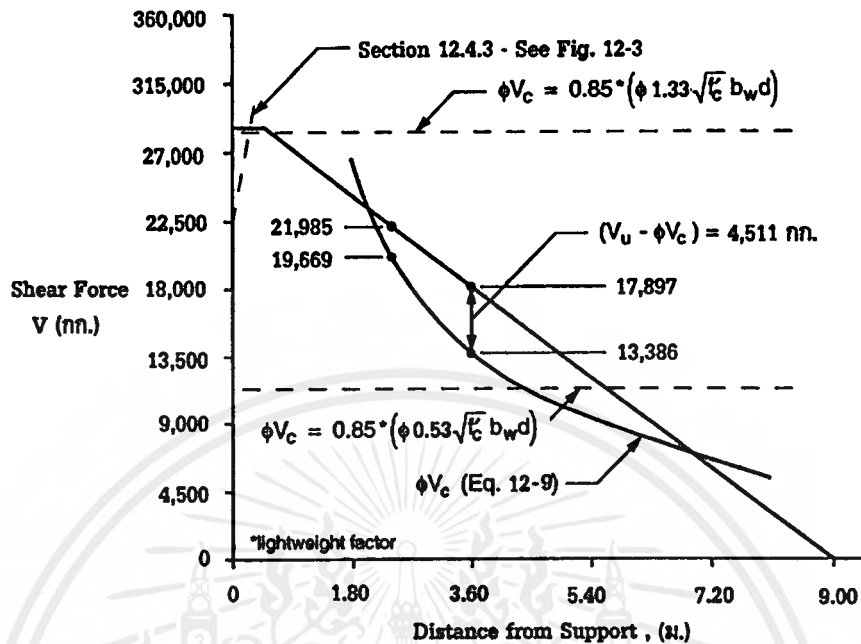
ณ ตำแหน่งซึ่งห่างจากที่รองรับ 2.40 ม.

- สำหรับหน้าตัดหล่อสำเร็จ

$$d = 66 \text{ ซม.} < 0.8h = 0.8(90) = 72 \text{ ซม.} \quad \text{ใช้ } d = 72 \text{ ซม.}$$

- สำหรับหน้าตัดเชิงประกอบ

$$d = 72.25 \text{ ซม.} < 0.8h = 0.8(90 + 6.25) = 77 \text{ ซม.} \quad \text{ใช้ } d = 77 \text{ ซม.}$$



$$\text{จาก } V_c = \left( 0.16 \sqrt{f'_c} + 49 \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d$$

ซึ่งต้องไม่น้อยกว่า  $0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$  และไม่มากกว่า  $1.33 \sqrt{f'_c} b_w d$

เนื่องจากหน้าตัดคอนกรีตอัดแรงเป็นคอนกรีตมวลเบาผสมทราย พจน์ที่มี  $\sqrt{f'_c}$  จะถูกลดค่าลงด้วยค่าคงที่ 0.85

ให้ใช้ความลึกประสิทธิภาพ  $d = 72.25$  ซม. แทนในพจน์  $V_u d / M_u$  ส่วนพจน์อื่นๆให้ใช้ค่า  $0.8h$

$$V_c = \left( 0.16 \times 0.85 \sqrt{350} + 49 \frac{21,985 \times 72.25}{62,356 \times 100} \right) 20 \times 77$$

$$= 23,140 \text{ กก.}$$

$$\geq 0.53 \times 0.85 \sqrt{350} \times 20 \times 77 = 12,979 \text{ กก.}$$

$$\leq 1.33 \times 0.85 \sqrt{350} \times 20 \times 77 = 32,571 \text{ กก.}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 23,140 = 19,669 \text{ กก.}$$

สำหรับกรณีของคานาคอนกรีตอัดแรงที่เป็นคานาช่วงเดียวและรับน้ำหนักบรรทุกชนิดแผ่ พจน์  $V_u d / M_u$  จะอยู่ในรูป  $d/l$

โดยที่  $l$  เป็นความยาวช่วง,  $x$  เป็นระยะจากที่รองรับถึงหน้าตัดที่พิจารณา

$$V_c = \left( 0.16\sqrt{f'_c} + 49d \frac{(l-2x)}{x(l-x)} \right) b_w d$$

ที่ระยะ 2.40 ม. จากที่รองรับ

$$V_c = \left( 0.16 \times 0.85\sqrt{350} + 49 \times 0.7225 \frac{(18-2(2.40))}{2.40(18-2.40)} \right) 20 \times 77$$

$$= 23,140 \text{ กก.}$$

3. กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตในบริเวณปลายขององค์อาคารอัดแรงแบบค้ำก่อน อาจจะถูกจำกัดโดยความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $h/2$  กับระยะถ่ายแรง

ในข้อนี้หน้าตัดที่ระยะ  $h/2$  ถ้าเข้าไปในคานาเกินระยะถ่ายแรง แต่เพื่อแสดงขั้นตอนการคำนวณถึงผลดังกล่าว เราจะเลือกหากำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต ( $V_c$ ) ที่ระยะ 25 ซม. จากปลายขององค์อาคาร

ความยาวระยะถ่ายแรงยึดเหนี่ยว สำหรับลวดเกลียวอัดแรงเส้นผ่าศูนย์กลาง 12.70 มม.

$$= 50(1.27) = 63.5 \text{ มม.}$$

แรงดึงในลวดอัดแรง ที่ระยะ 25 ซม. :

$$P_{se} = \left( \frac{25}{63.5} \right) 10,550 \times 0.9871 \times 12 = 49,200 \text{ กก.}$$

แรงในแนวค้ำเนื่องจากแรงดึงในลวดอัดแรง ที่ระยะ 25 ซม. :

$$\text{slope} = \frac{(d_{CL} - d_{end})}{\frac{l}{2}} = \frac{(82.50 - 60)}{900} = 0.025$$

$$V_p \approx P \times \text{slope} = 49,200 \times 0.025 = 1,230 \text{ กก.}$$

สำหรับหน้าตัดเชิงประกอบ

$$d = 72.25 \text{ ซม.} < 0.8h = 0.8(90 + 6.25) = 77 \text{ ซม.} \text{ ใช้ } d = 77 \text{ ซม.}$$

$$\begin{aligned} M_d &= \frac{w_D l}{2} x - \frac{w_D x^2}{2} = \frac{w_D x}{2} (l - x) \text{ เนื่องจากน้ำหนักของคานหล่อสำเร็จกับคอนกรีตทับหน้า} \\ &= \frac{1,080 \times 0.25}{2} (18 - 0.25) = 2,396 \text{ กก.-ม.} \end{aligned}$$

ระยะศูนย์กลางของหน้าตัดเชิงประกอบจากจุดศูนย์กลางของส่วนหล่อสำเร็จ

$$c = y_{bc} - y_b = 73 - 65 = 8 \text{ ซม.}$$

ระยะหนีศูนย์กลางของลวดเกลียวอัดแรง

$$\begin{aligned} e &= d_{end} + (25 \times slope) - y_t = 60 + (25 \times 0.025) - 25 \\ &= 35.63 \text{ ซม.} \text{ ต่ำกว่าจุดศูนย์กลางของหน้าตัดหล่อสำเร็จ} \end{aligned}$$

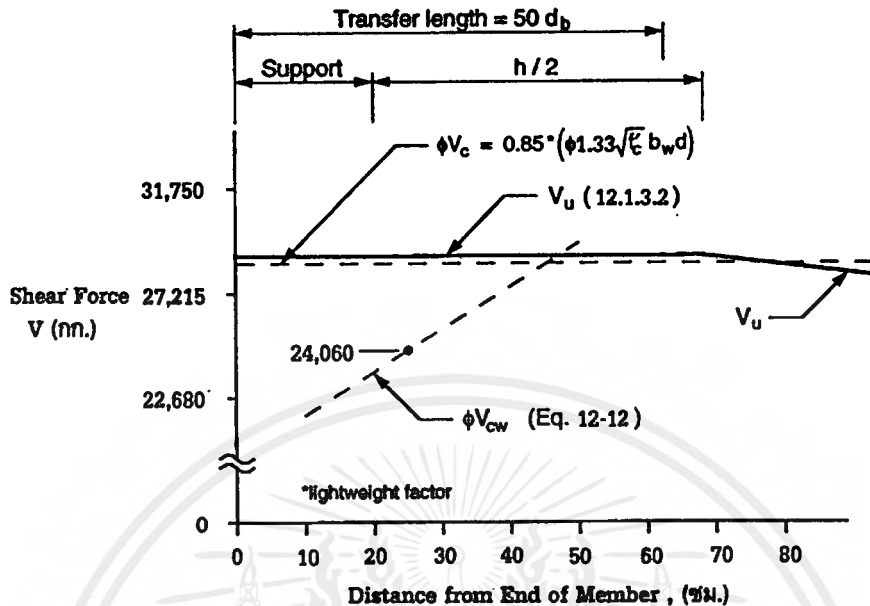
$$\begin{aligned} f_{pc} &= \frac{P}{A_g} - (Pe) \frac{c}{I_g} + M_d \frac{c}{I_g} \\ &= \frac{49,200}{3,563} - (49,200 \times 35.63) \left( \frac{8}{2,692,070} \right) + (2,396 \times 100) \left( \frac{8}{2,692,070} \right) \\ &= 9.31 \text{ กก./ซม.}^2 \end{aligned}$$

โดยที่  $A_g$  และ  $I_g$  เป็นส่วนของหน้าตัดหล่อสำเร็จอย่างเดียว

$$\begin{aligned} V_{cw} &= \left( 0.93 \sqrt{f_c'} + 0.3 f_{pc} \right) b_w d + V_p \\ &= (0.93 \times 0.85 \sqrt{350} + 0.3(9.31)) 20 \times 77 + 1,230 \\ &= 28,306 \text{ กก.} \end{aligned}$$

$$\phi V_{cw} = 0.85 \times 28,306 = 24,060 \text{ กก.}$$

ผลที่ได้จากการวิเคราะห์ แสดงไว้ในรูปที่ 12-3



4. เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ต้องการ ( $V_u$ ) กับกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต ( $\phi V_c$ )

ถ้า  $V_u > \phi V_c$  ต้องเสริมเหล็กรับแรงเฉือนส่วนที่เกิน โดยอย่างน้อยต้องเท่ากับปริมาณเหล็กเสริมต่ำสุด

ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่ต้องการ ที่ระยะ 3.60 ม. จากที่รองรับ :

$$d = 69 + 6.25 = 75.25 \text{ ซม. (แทนในพจน์ } V_u d / M_u \text{)}$$

$$M_u = (9 \times 3,331 \times 3.60) - (3,331 \times 3.60 \times 1.80) = 86,340 \text{ กก.-ม.}$$

$$V_u = \left[ \left( \frac{18}{2} \right) - 3.60 \right] 3,331 = 17,987 \text{ กก.}$$

$$V_c = \left( 0.16 \times 0.85 \sqrt{350} + 49 \frac{17,987 \times 72.25}{86,340 \times 100} \right) 20 \times 77$$

$$= 15,748 \text{ กก.}$$

$$\geq 0.53 \times 0.85 \sqrt{350} \times 20 \times 77 = 12,979 \text{ กก.}$$

$$\leq 1.33 \times 0.85 \sqrt{350} \times 20 \times 77 = 32,571 \text{ กก.}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 15,748 = 13,386 \text{ กก.}$$

$$A_v = \frac{(V_u - \phi V_c) s}{\phi_y d} = \frac{(17,987 - 13,386) 100}{0.85 \times 4,200 \times 77} = 1.67 \text{ ซม.}^2/\text{ม.}$$



ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมน้อยสุดที่ต้องการ

$$A_v(\text{min}) = \frac{3.5b_w s}{f_y} = \frac{3.5 \times 20 \times 100}{4,200} = 1.67 \text{ ซม.}^2/\text{ม.}$$

$$A_v(\text{min}) = \frac{A_{ps} f_{ps} s}{80 f_y d} \sqrt{\frac{d}{b_w}} = \frac{0.9871 \times 12 \times 18,980 \times 100}{80 \times 4,200 \times 77} \sqrt{\frac{77}{20}} = 1.71 \text{ ซม.}^2/\text{ม.}$$

ใช้ปริมาณเหล็กเสริมน้อยสุด 1.67 ซม.<sup>2</sup>/ม.

ใช้ DB10 ที่ระยะห่าง  $0.78/1.67 = 0.47$  ม. ใช้ @ 0.45 ม.ตลอดทั้งคาน



### ตัวอย่างที่ 12-2 - การออกแบบสำหรับแรงเฉือน

สำหรับคานารูปตัว T ที่มีรอยร้าวก่อนเกิดคอนกรีตดัดรูป คำนวณหาแรงเฉือน ( $V_c$ ) โดยวิธีละเอียด

ลวดอัดแรง :

3-9.53 มม. กำลังดึงประลัย 17,575 กก./ $\text{ซม.}^2$

แรงดึงต่อลวดเกลียวอัดแรง หลังจากหักการเสียมลดแล้ว 5,200 กก.

ความยาวช่วง 9 ม. (คานช่วงเดียว)

หน้าตัดของคอนกรีตหล่อสำเร็จ :

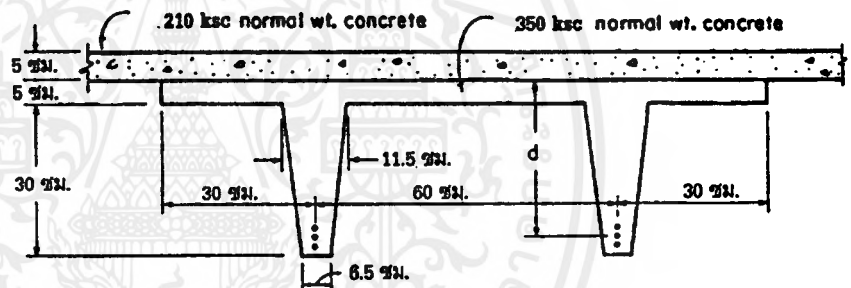
$d = 22$  ซม. ที่ช่วงปลาย

$d = 30$  ซม. ที่ช่วงกลาง

น้ำหนัก :

น้ำหนักเทตาน = 50 กก./ $\text{ม.}^2$

น้ำหนักบรรทุกจร = 300 กก./ $\text{ม.}^2$



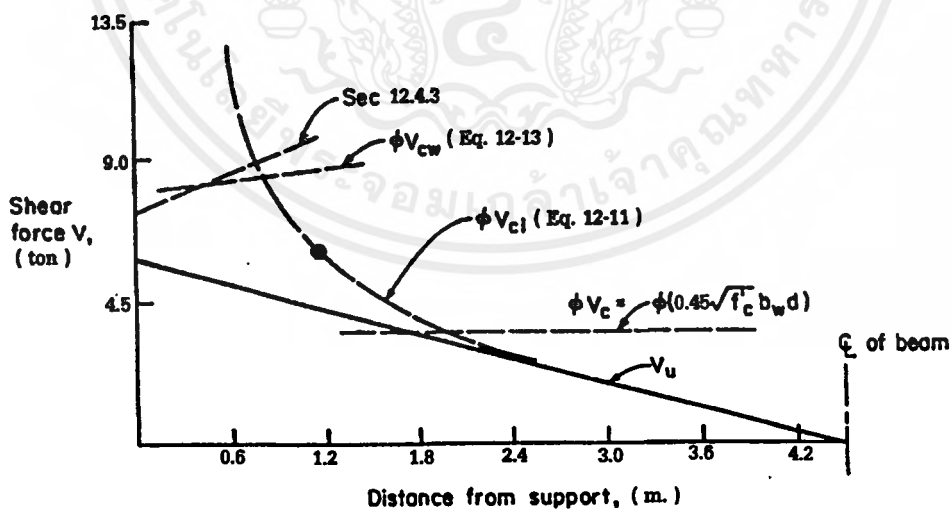
คุณสมบัติ	พื้นที่ ( $\text{ซม.}^2$ )	น้ำหนัก (กก./ $\text{ม.}^2$ )	$I$ ( $\text{ซม.}^4$ )	$y_b$ ( $\text{ซม.}$ )
หล่อสำเร็จ	1,160	230	119,210	25
เชิงประกอบ			174,940	29

1. ทาค่าที่แรงเฉือนที่ต้องการ ( $V_u$ ) ตลอดความยาวช่วง ดังแสดงในรูปที่ 12-4
2. หากกำลังรับแรงเฉือนที่รับโดยคอนกรีต ( $V_{ci}$ ) โดยใช้สมการของวิธีแบบง่าย โดยที่  $d \geq 0.8h$   $V_d, M_d$  เป็นผลของน้ำหนักใช้งานคงที่ (โมเมนต์จากน้ำหนักขององค์อาคารบวกกับน้ำหนักคงที่ภายนอกสำหรับองค์อาคารเชิงประกอบ) ค่าของ  $V_i = V_u - V_d$  เช่นเดียวกับ  $M_{max} = M_u - M_d$ . ในการทาค่า  $f_d$  ผู้ออกแบบจำเป็นต้องรู้ขั้นตอนของการก่อสร้าง สำหรับองค์อาคารเชิงประกอบที่ไม่มีการค้ำยัน น้ำหนักของคานและพื้นจะถูกรับโดยส่วนหล่อสำเร็จ ในระหว่างที่น้ำหนักของเพดานจะถูกรับโดยหน้าตัดเชิงประกอบ

การคำนวณข้างล่างแสดงการคำนวณสำหรับหน้าตัดที่ระยะ 1.2 ม. จากที่รองรับ โดยสมมติให้ตัวแกนคานของส่วนหล่อสำเร็จเป็นตัวรับแรงเฉือนแต่อย่างเดียว

$$w_d = 230 + \left( \frac{5}{100} \times 2,400 \right) + 50 = 400 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$w_u = 1.4(400 \times 1.20) + 1.7(300 \times 1.20) = 1,284 \text{ กก./ชม.}^2 \text{ (หน้าตัดกว้าง 1.20 ม.)}$$



รูปที่ 12-4 แรงเฉือนตามระยะจากฐานรองรับ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แรงเฉือนเนื่องจากบรรทุกใช้งานคงที่  $V_d = (400 \times 1.2)(4.5 - 1.2) = 1,584$  กก.

แรงเฉือนที่ต้องการทั้งหมด  $V_u = 1,284 \times (4.5 - 1.2) = 4,237.20$  กก.

$$V_i = V_u - V_d = 4,237.20 - 1,584 = 2,635.20 \text{ กก.}$$

โมเมนต์ที่ต้องการทั้งหมด

$$M_u = (1,284 \times 4.50 \times 1.20) - \left( 1,284 \times \frac{1.20^2}{2} \right) = 6,009.12 \text{ กก.-ม.}$$

โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกใช้งานคงที่

$$M_d = ((400 \times 1.20) \times 4.50 \times 1.20) - \left( (400 \times 1.20) \times \frac{1.20^2}{2} \right) = 2,246.40 \text{ กก.-ม.}$$

$$M_{\max} = M_u - M_d = 6,009.12 - 2,246.40 = 3,762.72 \text{ กก.-ม.}$$

ค่าของ  $V_i$  และ  $M_{\max}$  ได้จากน้ำหนักบรรทุกที่ต้องการทั้งหมด ลบด้วย

น้ำหนักบรรทุกใช้งานคงที่ (น้ำหนักขององค์อาคารบวกน้ำหนักคงที่ภายนอกที่มักกระทำ)

โมเมนต์ที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ รับโดยชิ้นส่วนหล่อสำเร็จรูป

$$M_{d1} = (230 + 120) \times 1.20 \times 4.50 \times 1.20 - (230 + 120) \times 1.20 \times \frac{1.20^2}{2} = 1,965.60 \text{ กก.-ม.}$$

หน่วยแรงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่

$$f_{d1} = \frac{M_{d1} y_b}{I_g} = \frac{1,965.60 \times 25 \times 100}{119,210} = 41.22 \text{ กก./ซม.}^2$$

สำหรับหน้าตัดเชิงประกอบ, โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ซึ่งรับโดยชิ้นส่วนหล่อสำเร็จรูป

ประกอบด้วยน้ำหนักของคานและพื้นเท่านั้น โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ซึ่งรับโดยหน้าตัดเชิง

ประกอบ คือน้ำหนักของเพดาน

$$M_{d2} = ((50 \times 1.20) \times 4.50 \times 1.20) - (50 \times 1.20) \times \frac{1.20^2}{2} = 280.80 \text{ กก.-ม.}$$

หน่วยแรงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่

$$f_{d2} = \frac{M_{d2} y_{bc}}{I_{gc}} = \frac{280.80 \times 100 \times 29}{174,960} = 4.65 \text{ กก./ซม.}^2$$

ดังนั้น หน่วยแรงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่

$$f_d = f_{d1} + f_{d2} = 41.22 + 4.65 = 45.87 \text{ กก./ซม.}^2$$

การเยื้องศูนย์กลางของเส้นลวดอัดแรงที่ระยะ 1.2 ม. จากที่รองรับ

$$d = d_{end} + \frac{1.2}{4.5}(d_{cl} - d_{end})$$

$$= 22 + \frac{1.20}{4.50}(30 - 22) = 24.13 \text{ ซม.}$$

$$e = d - (35.50 - y_b) = 24.13 - (35.50 - 25) = 13.63 \text{ ซม.}$$

แรงตามแนวอนเนื่องมาจากแรงดึงประสิทธิผล  $P_n = 5,200 \times 6 = 31,200$  กก.

หน่วยแรงในคอนกรีตเนื่องมาจากแรงดึงประสิทธิผล

$$f_{pe} = \frac{P_n}{A_g} + P_{ne} \frac{y_b}{I_g} = \frac{31,200}{1,160} + 31,200 \times 13.63 \times \frac{25}{119,210} = 116 \text{ กก./ซม.}^2$$

โมเมนต์แตกร้าว

$$M_{cr} = \left( \frac{I}{y_t} \right) (6\sqrt{f_c'} + f_{pe} - f_d)$$

$$= \left( \frac{174,940}{29} \right) (0.27\sqrt{350} + 116 - 45.87) = 6,167.60 \text{ กก.-ม.}$$

ค่า  $I$  และ  $y_t$  เป็นคุณสมบัติของหน้าตัดเชิงประกอบและ  $y_t = y_b$

ใช้ค่าเฉลี่ยความกว้างของ 2 แกนของคาน  $b_w = 18$  ซม.

ความลึกประสิทธิผล  $d = 5 \times \frac{3}{15} \times 22 \times 5 = 28$  ซม.

$d = 28$  ซม.  $< 0.8h = 32$  ซม. ใช้  $d = 32$  ซม.

$$V_{ci} = 0.16\sqrt{f_c'}b_wd + V_d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{max}}$$

แต่ต้องไม่น้อยกว่า  $0.45\sqrt{f_c'}b_wd$

$$= 0.16\sqrt{350} \times 18 \times 32 + 1,384 + \left( \frac{2,653 \times 6,107.60}{3,762.72} \right)$$

$$= 1,724.15 + 1,584 + 4,306.64$$

$$= 7,614.79 \text{ กก.}$$

$$\geq 0.45\sqrt{350} \times 18 \times 32 = 4,849.19 \text{ กก.}$$

$$\phi V_{ci} = 0.85 \times 7,614.79 = 6,672.98 \text{ กก.}$$

3. หากกำลังรับแรงเฉือนโดยคอนกรีต  $V_{cw}$  โดยคำนึงถึงการลดแรงอัดในส่วนปลายของคานา ขั้นตอนในการคำนวณเหมือนกับขั้นตอนที่แสดงในตัวอย่างที่ 12-1 ผลที่ได้แสดงอยู่ในรูปที่ 12-4

4. เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ต้องการ ( $V_u$ ) กับกำลังรับแรงเฉือนโดยคอนกรีต ( $\phi V_c$ ) ถ้า  $V_u > \phi V_c$  ต้องใส่เหล็กรับแรงเฉือนในส่วนที่เกินมา หรืออาจใส่เหล็กรับแรงเฉือนที่น้อยสุด รูปที่ 12-4 แสดงว่าต้องการแค่เหล็กรับแรงเฉือนที่น้อยสุด เนื่องจากเราจะใช้ลวดแรงสูงเป็นเหล็กเสริมรับแรงเฉือน ซึ่งมาตรฐานการออกแบบยอมให้ใช้  $f_y = 5.60$  ตัน/ชม.<sup>2</sup>

$$A_v = 3.5 \frac{b_w s}{f_y} = \frac{3.9 \times 18 \times 100}{5,600} = 1.125 \text{ ชม.}^2/\text{ม.}$$

$$A_y = \frac{A_{ps}}{80} \cdot \frac{f_{pu}}{f_y} \cdot \frac{s}{d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$$

$$= \frac{6 \times 0.5161}{80} \times \frac{17,575}{5,600} \times \frac{100}{32} \cdot \sqrt{\frac{32}{18}} = 0.50 \text{ ชม.}^2/\text{ม.} = 0.25 \text{ ชม.}^2/\text{ม.}/\text{หนึ่งตัวที่}$$

ดังนั้นใช้  $6 \times 6W1.4 \times W1.4W.W.F$  ในแต่ละตัวที่ ( $A_v = 0.60$  ชม.<sup>2</sup>/ม.)

5. ตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือนในแนวนอน ระหว่างชิ้นส่วนหล่อสำเร็จกับพื้นคอนกรีตทับหน้า ที่หน้าตัด

$$\text{วิกฤตซึ่งอยู่ที่ระยะ } \frac{h}{2} = \frac{(30 + 5 + 5)}{2} = 20 \text{ ซม. จากขอบของที่รองรับ}$$

สมมติให้ระยะจากขอบถึงกึ่งกลางของฐานรองรับเป็น 5 ซม.

$$V_u = 1,284 \left( 4.50 - \left( \frac{20 + 5}{100} \right) \right) = 5,457 \text{ กก.}$$

$$\begin{aligned} \phi V_{nh} &= \phi(5.60 \times 120 \times 32) \\ &= 0.85(5.60 \times 120 \times 32) \\ &= 18,275.40 \text{ กก.} \end{aligned}$$

$$V_u \leq \phi V_{nh}$$

$$5,457 \text{ กก.} < 18,275.40 \text{ กก.}$$

ใช้ได้

พื้นผิวระหว่างทั้งสองชิ้นส่วนต้องสะอาด ปราศจากผิวน้ำปูน และทำให้เทียบด้วยแปรง

## บทที่ 13

## ระบบแผ่นพื้นอัดแรง

## 13.1 กำลังต้านทานแรงเฉือน

ในระบบแผ่นพื้นอัดแรงสองทาง ซึ่งอาจจะใช้เหล็กเสริมอัดแรงระบบไม่ยึดเหนี่ยว แต่มีปริมาณเหล็กเสริมช่วยการยึดเหนี่ยวในพื้นที่โมเมนต์ลบเหนือหัวเสาในทั้งสองทางไม่น้อยกว่า  $0.00075A_s$  ซม.<sup>2</sup>

โดยที่  $h$  เป็นความลึกของแผ่นพื้น, ซม. และ  $l$  เป็นความยาวช่วงในทิศทางที่พิจารณา, ซม.

กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตที่บริเวณเสามีค่าตามสมการข้างล่าง

$$V_c = \left( \beta_p \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc} \right) b_o d + V_p \quad (13-1)$$

โดยที่ พจน์  $\beta_p$  จะใช้ค่าที่น้อยกว่าระหว่าง 0.93 หรือ  $0.27(\alpha_s d/b_o + 2)$  ซึ่งพจน์  $\alpha_s d/b_o$  เป็นผลของการลดกำลัง อันเนื่องมาจากการการสูญเสียพื้นที่ของคอนกรีตรอบเสา

$\alpha_s$  ถือว่ามีค่าเท่ากับ 40 สำหรับเสาภายใน, 30 สำหรับเสาอบนอก และ 20 สำหรับเสามุม

$f_{pc}$  ใช้ค่าเฉลี่ยของค่าในสองทิศทาง และ

$V_p$  เป็นแรงในแนวตั้งของแรงอัดประสิทธิผลทั้งหมดที่ผ่านหน้าตัดวิกฤติ

สมการข้างบนจะใช้ได้ก็ต่อเมื่อ

- ไม่มีส่วนของเสาอยู่ใกล้ขอบของพื้นด้านไม่ต่อเนื่องน้อยกว่า 4 เท่าของความหนาของแผ่นพื้น
- กำลังอัดประลัยของคอนกรีตต้องมีค่าไม่เกิน 350 กก./ซม.<sup>2</sup> และ
- หน่วยแรงอัดที่ศูนย์กลางของหน้าตัด  $f_{pc}$  ในแต่ละทิศทางต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 8.80 กก./ซม.<sup>2</sup> และต้องมีค่าไม่มากกว่า 35 กก./ซม.<sup>2</sup>

ถ้าเงื่อนไขข้างบนไม่ผ่านทุกข้อ ให้ใช้กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตในแผ่นพื้นอัดแรงเหมือนกับเป็นแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ดังนั้นถ้าเสาได้อยู่ในระยะสี่เท่าของความหนาของแผ่นพื้นจากขอบของพื้นด้านใดด้านหนึ่ง  
กำลังรับแรงเฉือนจะเป็นค่าที่น้อยที่สุดจากสมการต่อไปนี้

$$\left(0.53 + \frac{1.06}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c b_o d} \quad (13-2)$$

$$\left(0.53 + \frac{0.265\alpha_s d}{b_o}\right) \sqrt{f'_c b_o d} \quad (13-3)$$

$$1.06 \sqrt{f'_c b_o d} \quad (13-4)$$

### 13.2 หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมอัดแรงที่สภาวะวิบัติ สำหรับระบบไม่ยึดเหนี่ยว

ในองค์อาคารอัดแรง ระบบไม่ยึดเหนี่ยว และมีอัตราส่วนของความยาวช่วงต่อความลึกเกินกว่า 35  
หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมอัดแรงที่สภาวะวิบัติสามารถหาได้จากสมการข้างล่าง

$$f_{ps} = f_{se} + 700 + \frac{f'_c}{300\rho_p} \quad (13-5)$$

แต่ต้องไม่เกินกว่าค่า  $f_{py}$  และ  $(f_{se} + 2,000)$

แผ่นพื้นอัดแรงทางเดียวและแผ่นพื้นท้องเรียบ แทบทุกตัวมีอัตราส่วนความยาวช่วงต่อความลึกเกินกว่า  
35 สมการข้างบนให้ค่า  $f_{ps}$  น้อยกว่าค่าที่คำนวณจากสมการที่ (13-4)  $f_{ps} = f_{se} + 700 + \frac{f'_c}{100\rho_p}$  ประมาณ  
1,000 ถึง 1,400 กก./ชม.<sup>2</sup> แต่สมการดังกล่าวเป็นผลมาจากการทดลองของคาน และค่าที่ต่ำกว่าจากสมการที่  
(13-5) นี้เป็นค่าที่ใกล้เคียงกับผลการทดลองของแผ่นพื้นทางเดียวและแผ่นพื้นท้องเรียบ



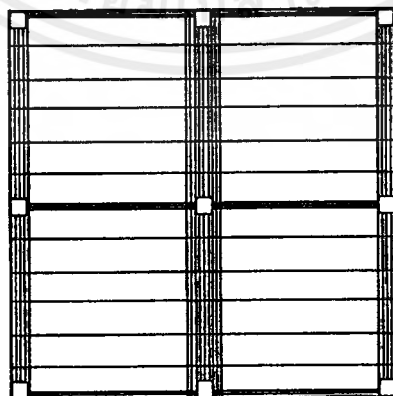
### 13.3 ระบบแผ่นพื้น

การวิเคราะห์และออกแบบระบบแผ่นพื้นอัดแรงสองทาง กระทำได้โดยวิธีดังต่อไปนี้

1. ใช้วิธีโครงเทียบเท่า หรือวิธีวิเคราะห์อย่างละเอียดอย่างอื่น เพื่อหาโมเมนต์และแรงเฉือนที่ต้องการในระบบแผ่นพื้นอัดแรง สำหรับแผ่นพื้นอัดแรงสองทาง การแบ่งแถบแผ่นพื้น-คานของโครงเทียบเท่าไม่จำเป็นที่จะต้องแบ่งเป็นแถบเสาและแถบล่างเหมือนในระบบแผ่นพื้นสองทางที่ไม่อัดแรง แต่จะใช้การออกแบบเป็นแถบลานทั้งหมด
2. ระยะห่างของแนวเหล็กเสริมอัดแรงแต่ละเส้นหรือแต่ละกลุ่ม ในแต่ละทิศทางจะต้องห่างกันไม่เกิน 8 เท่าของความหนาของพื้น และไม่เกิน 1.50 ม. ระยะห่างที่วางนี้ต้องทำให้เกิดหน่วยแรงอัดเฉลี่ยในหน้าตัดคอนกรีตเนื่องจากแรงอัดจากเหล็กเสริมอัดแรง (หลังจากการเสื่อมลงแรงดึงทั้งหมดได้เกิดขึ้นแล้ว) มีค่าไม่น้อยกว่า 8.80 กก./ซม.<sup>2</sup>
3. จะต้องวางเหล็กเสริมอัดแรงอย่างน้อย 2 เส้น ในแต่ละทิศทาง ให้อยู่ภายในหน้าตัดวิกฤติของแรงเฉือนบริเวณหัวเสา

รูปที่ 13-1 แสดงการกระจายเหล็กอัดแรงในแผ่นพื้นอัดแรงไร้คาน ตามข้อกำหนดในข้อ 2 และ ข้อ 3

การคำนวณคุณสมบัติของโครงเทียบเท่าแสดงไว้ในตัวอย่างที่ 13-1 รวมทั้งการกระจายเหล็กเสริมอัดแรงด้วย



รูปที่ 13-1 การกระจายเหล็กเสริมอัดแรง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

**เอกสารอ้างอิง**

1. *Design of Post-Tensioned Slabs*, **Post-Tensioning Institute, Phoenix, AZ, 1984.**
2. *Continuity in Concrete Building Frames*, **Portland Cement Association, Skokie, IL, 1959.**



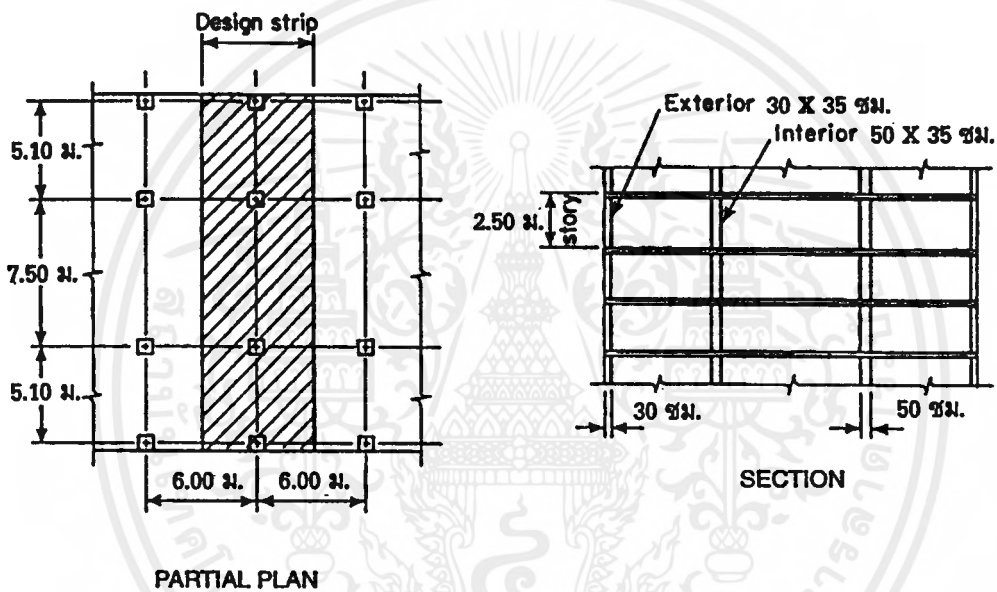
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### ตัวอย่างที่ 13.1 - ระบบแผ่นพื้นอัดแรงสองทาง

จงออกแบบแถบขวางของแผ่นพื้นไร้คานห้องเรียบอัดแรง ตามรูปแปลนและหน้าตัดที่แสดงไว้ข้างล่าง

$$f'_c = 280 \text{ กก./ซม.}^2, f_y = 4,000 \text{ กก./ซม.}^2, f_{pw} = 18,980 \text{ กก./ซม.}^2$$

น้ำหนักบรรทุกจร = 195 กก./ม.<sup>2</sup>, น้ำหนักฝากันห้อง = 70 กก./ม.<sup>2</sup>



#### 1. ความหนาของแผ่นพื้น

เพื่อความประหยัดและความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุก สำหรับแผ่นพื้นอัดแรงสองทาง จะได้ควบคุมกันไป เลือกใช้อัตราส่วนของความยาวช่วงต่อความลึกเท่ากับ 45

$$\text{ช่วงในแนวตามยาว} : = 6 \times 100 / 45 = 13.33 \text{ ซม.}$$

$$\text{ช่วงในแนวตามขวาง} : = 7.50 \times 100 / 45 = 16.67 \text{ ซม.}$$

ใช้ความหนาของแผ่นพื้นเท่ากับ 18 ซม.

$$\text{น้ำหนักของแผ่นพื้น} = 0.18 \times 2,400 = 432 \text{ กก./ม.}^2$$

$$\begin{aligned} \text{น้ำหนักฝากั้นห้อง} &= 70 \text{ กก./ม.}^2 \\ \text{น้ำหนักบรรทุกคงที่ที่ต้องการ} &= 1.4(432 + 70) = 703 \text{ กก./ม.}^2 \\ \text{น้ำหนักบรรทุกจรที่ต้องการ} &= 1.7(195) = 332 \text{ กก./ม.}^2 \\ \text{น้ำหนักบรรทุกทั้งหมด} &= 432 + 70 + 195 = 697 \text{ กก./ม.}^2 \text{ (น้ำหนักบรรทุกใช้งาน)} \\ &= 703 + 332 = 1,035 \text{ กก./ม.}^2 \text{ (น้ำหนักบรรทุกที่ต้องการ)} \end{aligned}$$

## 2. ขั้นตอนการออกแบบ

- สมมติน้ำหนักบรรทุกที่จะได้รับโดยเหล็กเสริมอัดแรงซึ่งวางในรูปโค้ง (ใช้หลักการของแรงพุ่ง)
- วิเคราะห์โครงเทียบเท่ารับน้ำหนักบรรทุกสุทธิในแนวตั้ง
- ตรวจสอบหน่วยแรงดัดบริเวณหน้าตัดวิกฤติ แล้วปรับแรงดึงในเหล็กอัดแรงให้ได้หน่วยแรงในคอนกรีตและเหล็กเสริม อยู่ในค่าที่ยอมให้
- เมื่อได้แรงดึงสุดท้ายมาแล้ว คำนวณหาโมเมนต์ในโครงเทียบเท่า เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรที่ต้องการ
- หาโมเมนต์รองที่ถ่ายเทสู่โครงเทียบเท่าด้วยแรงดึงที่หลัง
- รวมโมเมนต์ทั้งสองเพื่อหาโมเมนต์ที่ใช้ในการออกแบบ
- ใส่เหล็กเสริมแบบยึดเหนี่ยว ให้มีปริมาณไม่น้อยกว่าค่าที่ยอมให้ตามมาตรฐานการออกแบบ
- ตรวจสอบโมเมนต์ที่ใช้ในการออกแบบ เพิ่มเหล็กเสริมธรรมดาถ้าจำเป็น
- ตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือน ซึ่งรวมทั้งแรงเฉือนเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งและเนื่องจากการถ่ายโมเมนต์

## 3. แรงดึงในเหล็กเสริมอัดแรง

สมมติค่า  $F_c$  โดยใช้หน่วยแรงอัดเฉลี่ย ( $f_{pc} = 12 \text{ กก./ซม.}^2$ ) ตามรูปตัดตามยาวของเหล็กอัดแรงที่มีลักษณะเป็นเส้นโค้งพาราโบลาซึ่งมีระยะตกท้องข้างมากที่สุดที่ยอมให้ สำหรับการประเมินน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้สมดุลในเบื้องต้น :

$$F_c = 12 \times 18 \times 100 = 21,600 \text{ กก./ม.} \quad (\text{แผ่นพื้นหนา } 18 \text{ ซม.})$$

สมมติว่า ใช้เหล็กอัดแรงชนิดลวดเกลียว 7 เส้น (18,980 กก./ซม.<sup>2</sup>) เส้นผ่าศูนย์กลาง 12.70 มม.

พื้นที่หน้าตัด 0.9871 ซม.<sup>2</sup> ซึ่งมีการสูญเสียกำลัง 2,100 กก./ซม.<sup>2</sup>

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แรงประสิทธิผลต่อเหล็กอัดแรงหนึ่งเส้น =  $0.9871 \times [(0.7 \times 18,980) - 2,100] = 11,042$  กก.

โดยที่หน่วยแรงดึงตันที่กันไตในเหล็กอัดแรงหลังจากสมอยึดเข้าที่ =  $0.70 f_{pu}$

สำหรับช่วงเสา 6.00 ม. ,  $21,600 \times 6 / 11,042 = 11.74$  เส้น

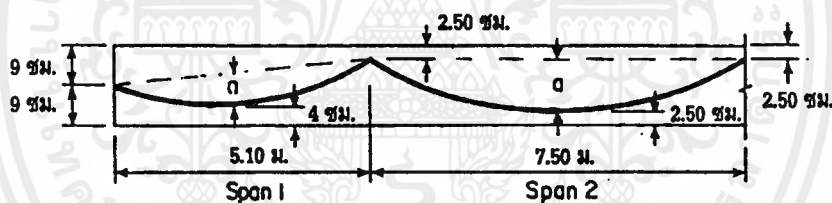
ใช้เหล็กอัดแรงเส้นผ่าศูนย์กลาง 12.70 มม. 12 เส้นต่อช่วงเสา

$$F_e = 12 \times 11,042 / 6 = 22,084 \text{ กก./ม.}$$

$$f_{pc} = F_e / A = 22,084 / (18 \times 100) = 12.27 \text{ กก./ชม.}^2$$

#### 4. รูปตัดตามยาวของเหล็กเสริมอัดแรง

สำหรับช่วงที่ 1 และ 3 :  $a = \{9 + (18 - 2.50)\} / 2 - 4 = 8.25$  ชม.



แรงดึงที่ใช้ในการอัดแรง ( $F_e$ ) ทำให้เกิดแรงพยุ่ง ( $w_{bal}$ ) ดันขึ้นบนคาน มีค่าเท่ากับ  $\frac{w_{bal} l_1^2}{8a}$

$$\text{ดังนั้น } w_{bal} = 8F_e a / l_1^2 = [8 \times 22,084 \times (8.25 \times 10^{-2})] / 5.10^2 = 560 \text{ กก./ม.}^2$$

$$\text{น้ำหนักบรรทุกสุทธิ : } w_{net} = 697 - 560 = 137 \text{ กก./ม.}^2$$

สำหรับช่วงที่ 2 :  $a = 18 - 2.50 - 2.50 = 13$  ชม.

$$\text{ดังนั้น } w_{bal} = 8F_e a / l_1^2 = [8 \times 22,084 \times (13 \times 10^{-2})] / 7.50^2 = 408 \text{ กก./ม.}^2$$

$$\text{น้ำหนักบรรทุกสุทธิ : } w_{net} = 697 - 408 = 289 \text{ กก./ม.}^2$$

## 5. คุณสมบัติของโครงเทียบเท่า

## a. สติฟเนสของเสา

$$K_c = 4EI / (l - 2h)$$

โดยที่  $l$  = กึ่งกลางถึงกึ่งกลางของความสูงเสา และ  $h$  = ความหนาของแผ่นพื้น

สำหรับเสาริมนอก (35×30 ซม.) :

$$I = 35 \times 30^3 / 12 = 78,750 \text{ ซม.}^4$$

$$E_{col} / E_{slab} = 1.0$$

$$K_c = (4 \times 1.0 \times 78,750) / [250 - (2 \times 18)] = 1,472 \text{ ซม.}^3$$

$$\Sigma K_c = 2 \times 1,472 = 2,944 \text{ ซม.}^3 \text{ (รวมสองเสาที่จุดต่อ)}$$

ค่าสติฟเนสของค้ำอาคารรับการบิด คำนวณหา ดังนี้ :

$$C = (1 - 0.63x/y)x^3y/3$$

$$= [1 - (0.63 \times 18/30)](18^3 \times 30)/3 = 36,275 \text{ ซม.}^4$$

$$K_t = \frac{9CE_{cs}}{l_2(1 - c_2/l_2)^3}$$

$$= \frac{9 \times 36,275 \times 1.0}{(6 \times 100)(1 - 0.35/6)^3} = 652 \text{ ซม.}^3$$

$$\Sigma K_t = 2 \times 652 = 1,304 \text{ ซม.}^3 \text{ (รวมสองข้างที่จุดต่อ)}$$

สติฟเนสของเสาเทียบเท่าริมนอก :

$$1/K_{ec} = 1/\Sigma K_t + 1/\Sigma K_c$$

$$K_{ec} = (1/1,304 + 1/2,944)^{-1} = 904 \text{ ซม.}^3$$

สำหรับเสาภายใน ( $35 \times 50$  ซม.) :

$$I = 35 \times 50^3 / 12 = 364,583 \text{ ซม.}^4$$

$$E_{col} / E_{slab} = 1.0$$

$$K_c = (4 \times 1.0 \times 36,583) / [250 - (2 \times 18)] = 6,815 \text{ ซม.}^3$$

$$\Sigma K_c = 2 \times 6,815 = 13,630 \text{ ซม.}^3 \text{ (รวมสองเสาที่จุดต่อ)}$$

ค่าสติฟเนสขององค์อาคารรับการบิด คำนวณหา ดังนี้ :

$$C = (1 - 0.63x/y)x^3y/3$$

$$= [1 - (0.63 \times 18/30)](18^3 \times 50)/3 = 75,155 \text{ ซม.}^4$$

$$K_t = \frac{9CE_{cs}}{l_2(1 - c_2/l_2)^3}$$

$$= \frac{9 \times 75,155 \times 1.0}{(6 \times 100)(1 - 0.35/6)^3} = 1,350 \text{ ซม.}^3$$

$$\Sigma K_t = 2 \times 1,350 = 2,700 \text{ ซม.}^3 \text{ (รวมสองข้างที่จุดต่อ)}$$

สติฟเนสของเสาเทียบเท่าริมนอก :

$$1/K_{ec} = 1/\Sigma K_t + 1/\Sigma K_c$$

$$K_{ec} = (1/2,700 + 1/13,630)^{-1} = 2,254 \text{ ซม.}^3$$

b. สติฟเนสของแผ่นพื้น-คาน

$$K_s = 4EI / (l_1 - c_1 / 2)$$

โดยที่  $l_1$  = ความยาวของช่วงในทิศทางที่วิเคราะห์ โดยวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของที่รองรับ

และ  $c_1$  = ขนาดของเสาในทิศทางเดียวกับ  $l_1$

ณ เสาริมนอก :

$$K_s = (4 \times 1.0 \times 50 \times 18^3) / [(5.10 \times 100) - 30/2] = 2,356 \text{ ซม.}^3$$

ณ เสาภายใน (ช่วงที่ 1 & 3) :

$$K_s = (4 \times 1.0 \times 50 \times 18^3) / [(5.10 \times 100) - 50/2] = 2,405 \text{ ซม.}^3$$

ณ เสาภายใน (ช่วงที่ 2) :

$$K_s = (4 \times 1.0 \times 50 \times 18^3) / [(7.50 \times 100) - 50/2] = 1,609 \text{ ซม.}^3$$

c. สัมประสิทธิ์การกระจายโมเมนต์ สำหรับการวิเคราะห์ด้วยการกระจายโมเมนต์

สัมประสิทธิ์การกระจายโมเมนต์ในแผ่นพื้น :

$$\text{ณ จุดต่อภายนอก} = 2,356 / (2,356 + 904) = 0.72$$

$$\text{ณ จุดต่อภายใน สำหรับช่วงที่ 1 และ 3} = 2,405 / (2,405 + 1,609 + 2,254) = 0.38$$

$$\text{ณ จุดต่อภายใน สำหรับช่วงที่ 2} = 1,609 / (2,405 + 1,609 + 2,254) = 0.26$$

6. การกระจายโมเมนต์ - น้หนักบรรทุกทุกสุทธิ

การที่หน้าตัดเปลี่ยนขนาดไปตามความยาว จะมีผลเพียงเล็กน้อยต่อโมเมนต์ยึดปลาย(FEM) และ

สัมประสิทธิ์การส่งถ่าย (COF) ดังนั้น เราจะใช้  $FEM = wl^2 / 12$  และ  $COF = 1/2$

สำหรับช่วงที่ 1 และ 3 :

$$\text{โมเมนต์ยึดปลายที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกสุทธิ} = 137 \times 5.10^2 / 12 = 297 \text{ กก.-ม.}$$

สำหรับช่วงที่ 2 :

$$\text{โมเมนต์ยึดปลายที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกสุทธิ} = 289 \times 7.50^2 / 12 = 1,355 \text{ กก.-ม.}$$



ตารางที่ 13-1 การกระจายโมเมนต์-น้ำหนักบรรทุกสุทธิ (กก.-ม.)

DF	0.72	0.38	0.26
FEM	-297	-297	-1,355
Distribution	+214	-402	+275
Carry-over	+201	-107	-138
Distribution	-145	-12	+8
Carry-over	+6	+73	-4
Distribution	-4	-29	+20
Carry-over	+15	+2	-10
Distribution	-11	-5	+3
Carry-over	+3	+6	-2
Distribution	-2	-3	+2
Final	-20	-774	-1,201

7. ตรวจสอบหน่วยแรงสุทธิ

a. บริเวณขอบเสา (ขอบในของเสากลางใน)

โมเมนต์ที่ขอบเสา = โมเมนต์ที่กึ่งกลางเสา +  $Vc_1/3$  :

$$-M_{\max} = -1,201 + \frac{1}{3} \left( \frac{289 \times 7.50}{2} \right) \left( \frac{50}{100} \right) = -659 \text{ กก.-ม.}$$

$$S = bh^2/6 = 50 \times 18^2/6 = 2,700 \text{ ซม.}^3$$

$$f_t = M_{\max}/S - f_{pc} = (659 \times 100/2,700) - 12.27 = 12.14 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$1.6\sqrt{f'_c} = 1.6\sqrt{280} = 26.77 \text{ กก./ซม.}^2 > 12.14 \text{ กก./ซม.}^2 \text{ ใช้ได้}$$

$$f_c = M_{\max}/S + f_{pc} = (659 \times 100/2,700) + 12.27 = 36.68 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$0.60f'_c = 0.60 \times 280 = 168 \text{ กก./ซม.}^2 > 36.68 \text{ กก./ซม.}^2 \text{ ใช้ได้}$$

เนื่องจาก  $0.45f_c' = 126$  กก./ซม.<sup>2</sup> (หน่วยแรงอัดที่ยอมให้อันเนื่องมาจากการอัดแรงและน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อเนื้อ) มีค่ามากกว่า 36.68 กก./ซม.<sup>2</sup> (หน่วยแรงอัดทั้งหมด) ดังนั้น หน่วยแรงอัดอันเนื่องมาจากการอัดแรงและน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อเนื้อ มีค่าน้อยกว่า  $0.45f_c'$

b. บริเวณกึ่งกลางช่วง :

$$+M_{\max} = (289 \times 7.50^2 / 8) - 1,201 = 831 \text{ กก.-ม.}$$

$$f_t = (831 \times 100 / 2,700) - 12.27 = 18.51 \text{ กก./ซม.}^2 < 1.6\sqrt{f_c'} \quad \text{ใช้ได้}$$

$$0.53\sqrt{f_c'} = 0.53\sqrt{280} = 8.87 \text{ กก./ซม.}^2 < 18.51 \text{ กก./ซม.}^2$$

เมื่อหน่วยแรงดึงมีค่าสูงกว่า  $0.53\sqrt{f_c'}$

ในบริเวณที่เกิดโมเมนต์บวก จะต้องใช้เหล็กเสริมยึดเหนี่ยวรับแรงดึงทั้งหมด

$$f_c = (831 \times 100 / 2,700) + 12.27 = 43.05 \text{ กก./ซม.}^2 < 0.45f_c' \quad \text{ใช้ได้}$$

$$y = 18 \times 18.51 / (18.51 + 43.05) = 5.41 \text{ ซม.}$$

$$N_c = 18.51 \times 5.41 \times 100 / 2 = 5,007 \text{ กก./ม.}$$

$$A_s = 5,007 / (0.5 \times 4,000) = 2.50 \text{ ซม.}^2/\text{ม.}$$

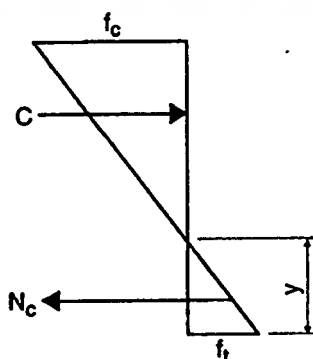
ใช้ 3-DB12 ที่ระยะ  $(1.13 / 2.50) \times 100 = 45$  ซม. วางด้านล่างในส่วนกลางของช่วงที่สอง

โดยมีความยาวของเหล็กเสริม  $= (1/3)(7.50 - 50/100) = 2.33$  ม.

ซึ่งความยาวนี้ ผ่านการตรวจสอบในเรื่องของแรงยึดเหนี่ยว

ถึงจุดนี้ ถือว่าได้จบขั้นตอนของการออกแบบรับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน

ต่อไปจะเป็นการออกแบบรับโมเมนต์และแรงเฉือน



## 8. กำลังต้านทานแรงดัด

## a. การคำนวณหาโมเมนต์ออกแบบ

โมเมนต์ที่ใช้ในการออกแบบสำหรับองค์อาคารอินดิเทอร์มิเนทอ์ดแรงชนิดตั้งเหลี่ยมที่หลัง หาได้จาก การรวมโมเมนต์ที่ได้จากโครงเทียบเท่าภายใต้น้ำหนักบรรทุกคงที่และจรรยาที่ต้องการเข้ากับโมเมนต์ที่เกิด จากแรงดิ่งในเหลี่ยมเสริมอัดแรง วิธีการของแรงพยุ่งจะใช้หาผลของโมเมนต์ทั้งสองได้โดยตรง ดังนั้น น้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการคำนวณจะเท่ากับน้ำหนักบรรทุกสุทธิ

ในการออกแบบต้านทานแรงดัด โมเมนต์ที่เกิดจากแรงพยุ่งจะถูกใช้ในการคำนวณหาโมเมนต์รอง ด้วยการนำไปลบกับโมเมนต์หลัก ซึ่งเท่ากับ  $F_c \times e$  ณ ทุกตำแหน่งที่รองรับ สำหรับอาคารหลายชั้น ซึ่ง การออกแบบจะต้องรับผลรวมของน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง และโมเมนต์ที่เกิดจากแรงกระทำในแนว นอน เพื่อให้การออกแบบมีประสิทธิภาพ จะวิเคราะห์โครงเทียบเท่า โดยแยกเป็นกรณีภายใต้น้ำหนักแต่ ละอย่าง เช่น น้ำหนักบรรทุกคงที่, จรรยา, แรงพยุ่ง และแรงกระทำในแนวนอน แล้วจึงนำมารวมกันพร้อม กับคูณด้วยตัวคูณเพิ่มสำหรับแต่ละกรณี

ในตัวอย่างนี้ โมเมนต์ที่เกิดจากแรงพยุ่งหาได้จากวิธีกระจายโมเมนต์ ตามข้างล่าง

สำหรับช่วงที่ 1 และ 3 :

$$\text{โมเมนต์ยึดปลายที่เกิดจากแรงพยุ่ง} = 560 \times 5.10^2 / 12 = 1,214 \text{ กก.-ม.}$$

สำหรับช่วงที่ 2 :

$$\text{โมเมนต์ยึดปลายที่เกิดจากแรงพยุ่ง} = 408 \times 7.50^2 / 12 = 1,913 \text{ กก.-ม.}$$

ตารางที่ 13-2 การกระจายโมเมนต์น้ำหนักบรรทุกทุกสมมูล (กค.-ม.)

<b>DF</b>	<b>0.72</b>	<b>0.38</b>	<b>0.26</b>
<b>FEM</b>	<b>+1,214</b>	<b>+1,214</b>	<b>+1,913</b>
<b>Distribution</b>	<b>-874</b>	<b>+266</b>	<b>-182</b>
<b>Carry-over</b>	<b>+133</b>	<b>+437</b>	<b>+91</b>
<b>Distribution</b>	<b>+96</b>	<b>-131</b>	<b>+90</b>
<b>Carry-over</b>	<b>+66</b>	<b>-48</b>	<b>-45</b>
<b>Distribution</b>	<b>-48</b>	<b>+1</b>	<b>-1</b>
<b>Final</b>	<b>+321</b>	<b>+1,739</b>	<b>+1,866</b>

เนื่องจากแรงพุงจะเป็นตัวรับโมเมนต์ทั้งโมเมนต์หลัก ( $M_1$ ) และรอง ( $M_2$ ) โดยตรง

โมเมนต์รองหาได้จากความสัมพันธ์ ดังนี้ :

$$M_{bal} = M_1 + M_2 \text{ หรือ } M_2 = M_{bal} - M_1$$

โมเมนต์หลัก  $M_1 = F_c \times e$  ที่แต่ละที่รองรับ

ดังนั้น โมเมนต์รองจะเท่ากับ :

ณ เสริมนอก :

$$M_2 = 321 - (22,084 \times 0/100) = 321 \text{ กค.-ม.}$$

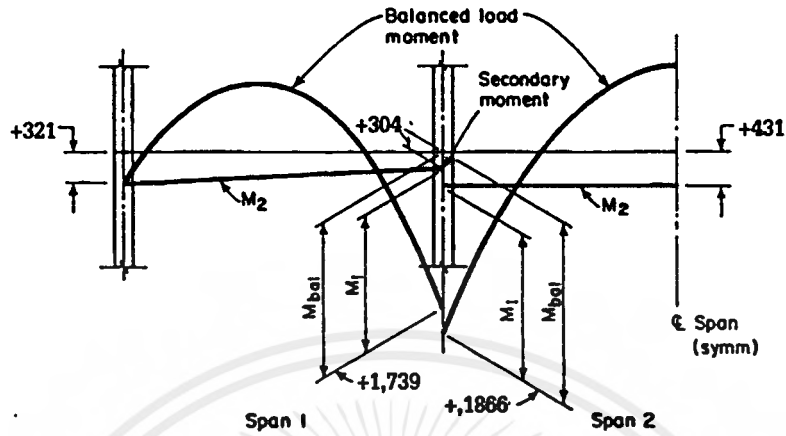
ณ เสากภายใน :

ช่วงที่ 1 และ 3 ,

$$M_2 = 1,739 - 22,084(9 - 2.50)/100 = 304 \text{ กค.-ม.}$$

ช่วงที่ 2 ,

$$M_2 = 1,866 - 22,084(9 - 2.50)/100 = 431 \text{ กค.-ม.}$$



น้ำหนักบรรทุกที่ต้องการ ( $w_u = 1,035$  กก./ม.<sup>2</sup>):

สำหรับช่วงที่ 1 และ 3 :

โมเมนต์ยึดปลายที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกที่ต้องการ

$$= 1,035 \times 5.10^2 / 12 = 2,243 \text{ กก.-ม.}$$

สำหรับช่วงที่ 2 :

โมเมนต์ยึดปลายที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกที่ต้องการ

$$= 1,035 \times 7.50^2 / 12 = 4,852 \text{ กก.-ม.}$$

ตารางที่ 13-3 การกระจายโมเมนต์-น้ำหนักบรรทุกที่ตอมการ (กก.-ม.)

<b>DF</b>	<b>0.72</b>	<b>0.38</b>	<b>0.26</b>
<b>FEM</b>	<b>-2,243</b>	<b>-2,243</b>	<b>-4,852</b>
<b>Distribution</b>	<b>+1,615</b>	<b>-991</b>	<b>+678</b>
<b>Carry-over</b>	<b>+496</b>	<b>-808</b>	<b>-339</b>
<b>Distribution</b>	<b>-357</b>	<b>+178</b>	<b>-122</b>
<b>Carry-over</b>	<b>-89</b>	<b>+179</b>	<b>+61</b>
<b>Distribution</b>	<b>+64</b>	<b>-45</b>	<b>+31</b>
<b>Carry-over</b>	<b>+23</b>	<b>-32</b>	<b>-16</b>
<b>Distribution</b>	<b>-17</b>	<b>+6</b>	<b>-4</b>
<b>Carry-over</b>	<b>-3</b>	<b>+9</b>	<b>+2</b>
<b>Distribution</b>	<b>+2</b>	<b>-3</b>	<b>+2</b>
<b>Final</b>	<b>-509</b>	<b>-3,750</b>	<b>-4,559</b>

รวมโมเมนต์ที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกที่ตอมการเข้ากับโมเมนต์ตรง เพื่อหาโมเมนต์ลบทั้งหมดที่ใช้ในการ  
ออกแบบ แสดงผลดังตารางที่ 13-4

ตารางที่ 13-4 โมเมนต์ออกแบบบริเวณขอบเสา (กก.-ม.)

	ช่วงที่ 1		ช่วงที่ 2
โมเมนต์ที่คูณด้วยตัวคูณ	-509	-3,759	-4,559
โมเมนต์รอง	+321	+304	+431
โมเมนต์บริเวณกึ่งกลางเสา	-188	-3,446	-4,128
ส่วนลดค่าโมเมนต์บริเวณขอบเสา, $V_c/3$	+264	+440	+647
โมเมนต์ออกแบบบริเวณขอบเสา	+76	-3,006	-3,481

หาโมเมนต์บวกเพื่อใช้ในการออกแบบ บริเวณกลางช่วง :

สำหรับช่วงที่ 1 ,

$$V_{ext} = (1,035 \times 5.10/2) - (3,750 - 509)/5.10$$

$$= 2,639 - 635 = 2,004 \text{ กก./ม.}$$

$$V_{int} = 2,639 + 635 = 3,274 \text{ กก./ม.}$$

ระยะ  $x$  ถึงตำแหน่งที่มีแรงเฉือนเท่ากับศูนย์และโมเมนต์บวกมากที่สุด

จากแนวศูนย์กลางของเสาริมนอก :

$$x = 2,004/1,035 = 1.94 \text{ ม.}$$

$$\text{โมเมนต์บวกช่วงริม} = (0.5 \times 2,004 \times 1.94) - 509 = 1,435 \text{ กก.-ม./ม.}$$

จากรูปข้างต้น

$$M_2 @ 1.94 \text{ ม. จากเสาริมนอก} = 321 - \left[ \frac{(321 - 304)}{5.10} \times 1.94 \right] = 315 \text{ กก.-ม./ม.}$$

$$\text{ดังนั้น โมเมนต์บวกที่ใช้ในการออกแบบทั้งหมด} = 1,435 + 315 = 1,750 \text{ กก.-ม./ม.}$$

ช่วงที่ 2 ,

$$V = 1,035 \times 7.50 / 2 = 3,881 \text{ กก./ม.}$$

$$\text{โมเมนต์บวกช่วงใน} = -4,559 + (0.5 \times 3,881 \times 7.50 / 2) = 2,718 \text{ กก.-ม./ม.}$$

$$\text{จากรูปข้างต้น } M_2 \text{ @ กึ่งกลางช่วง} = 431 \text{ กก.-ม./ม.}$$

$$\text{ดังนั้น โมเมนต์บวกที่ใช้ในการออกแบบทั้งหมด} = 2,718 + 431 = 3,149 \text{ กก.-ม./ม.}$$

b. คำนวณหากำลังต้านทานแรงดัด

ตรวจสอบแผ่นพื้นบริเวณที่รองรับภายใน ซึ่งในบริเวณที่เกิดโมเมนต์ลบจะต้องมีปริมาณเหล็กเสริมยึดเหนี่ยวบริเวณเสาเพื่อความต่อเนื่องในการรับโมเมนต์ ความยึดหยุ่น และเพื่อควบคุมการแตกร้าวอันเนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกมากเกินไป, อุณหภูมิ หรือการหดตัว ปริมาณเหล็กเสริมนี้ไม่ขึ้นอยู่กับปริมาณที่ต้องการเพื่อรับโมเมนต์ และต้องไม่น้อยกว่าค่าที่กำหนดข้างล่าง

$$A_s = 0.00075hl$$

$$= 0.00075 \times 18 \times \left( \frac{5.10 + 7.50}{2} \right) \times 100 = 8.51 \text{ ซม.}^2$$

ใช้ 8-DB12 ที่ระยะห่างระหว่างเส้น  $(1.13 / 8.51) \times 100 = 13 \text{ ซม.}$

โดยจัดเรียงอยู่ในช่วงของความกว้างเสาบวกกับ 1.5 เท่าของความหนาแผ่นพื้น ในทั้งสองด้านของเสา

$$\text{ความยาวเหล็กเสริมยึดเหนี่ยว} = [2 \times (7.50 - 50 / 100) / 8] + 50 / 100 = 2.25 \text{ ม.}$$

สำหรับปริมาณเหล็กเสริมต่อความกว้างของแถบ 1 ม. :

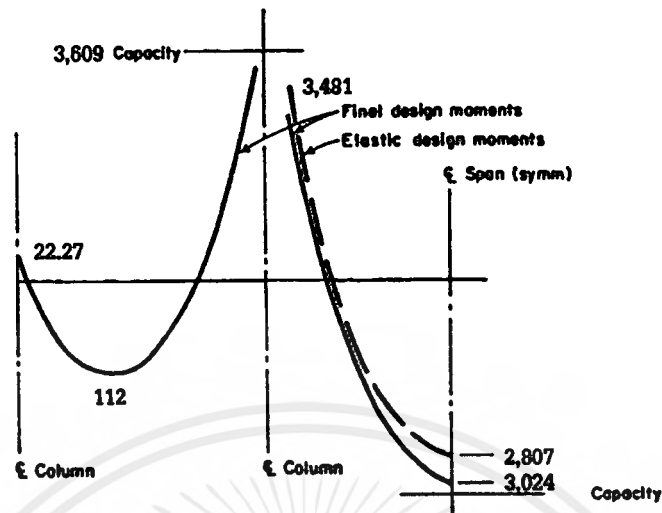
$$A_s = 8 \times 1.13 / 6 = 1.51 \text{ ซม.}^2/\text{ม.}$$

ตรวจสอบกำลังรับโมเมนต์ในเบื้องต้น โดยใช้ปริมาณเหล็กเสริมนี้

หาหน่วยแรงในเหล็กอัดแรงที่กำลังระบุ :

$$f_{ps} = f_{se} + 700 + \frac{f_c'}{300\rho_p}$$





ใช้เหล็กอัดแรง 12 เส้น ในช่วงเสา 6 ม. :

$$\rho_p = A_{ps}/bd_p = 12 \times 0.9871 / [6 \times 100 \times (2.50)] = 0.00127$$

$$f_{se} = (0.7 \times 18,980) - 2,100 = 11,042 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$f_{ps} = 11,042 + 700 + \frac{280}{300 \times 0.0127} = 12,447 \text{ กก./ชม.}^2$$

ไม่ควรเกินกว่า  $f_{py} = 0.85 f_{pu} = 0.85 \times 18,980 = 16,133 \text{ กก./ชม.}^2$

$$\text{หรือ } f_{se} + 2,000 = 11,042 + 2,000 = 13,042 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$A_{ps} f_{ps} = 12 \times 0.9871 \times 12,477 / 6 = 24,632 \text{ กก./ม.}$$

$$A_s f_y = 1.51 \times 4,000 = 6,040 \text{ กก./ม.}$$

$$\omega_p + \omega = (24,632 + 6,040) / (100 \times 15.50 \times 280)$$

$$= 0.071 < 0.36 \beta_1 = 0.36 \times 0.85 = 0.306$$

ใช้ได้

$$a = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{24,632 + 6,040}{0.85 \times 280 \times 100} = 1.29 \text{ ซม.}$$

เนื่องจากเหล็กเส้นและเหล็กอัดแรงอยู่ในชั้นเดียวกัน :

$$\left(d - \frac{a}{2}\right) = \left(15.50 - \frac{1.29}{2}\right) / 100 = 0.15 \text{ ม.}$$

ณ บริเวณกึ่งกลางเสา :

$$\phi M_n = 0.9 \times (24,632 + 6,040) \times 0.15 = 4,601 \text{ กก.-ม./ม.} > 3,481 \text{ กก.-ม./ม.}$$

ใช้ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เนื่องจากบริเวณกลางช่วงที่ 2 ต้องเสริมเหล็ก 3-DB12 เพื่อรับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน

ดังนั้นกำลังต้านทานแรงดัด หาได้จาก :

$$A_{ps}f_{ps} = 12 \times 0.9871 \times 12,477/6 = 24,632 \text{ กก./ม.}$$

$$A_s f_y = 3.39 \times 4,000 = 13,560 \text{ กก./ม.}$$

$$\omega_p + \omega = (24,632 + 6,040)/(100 \times 15.50 \times 280)$$

$$= 0.071 < 0.36\beta_1 = 0.36 \times 0.85 = 0.306 \quad \text{ใช้ได้}$$

$$a = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y}{0.85f'_c b} = \frac{24,632 + 13,560}{0.85 \times 280 \times 100} = 1.60 \text{ ซม.}$$

$$\left(d - \frac{a}{2}\right) = \left(15.50 - \frac{1.60}{2}\right)/100 = 0.15 \text{ ม.}$$

ณ บริเวณกึ่งกลางช่วง ,

$$\phi M_n = 0.9 \times (24,632 + 13,560) \times 0.15 = 5,156 \text{ กก.-ม./ม.} > 2,807 \text{ กก.-ม./ม.} \quad \text{ใช้ได้}$$

$$-M = 3,481 \text{ กก.-ม./ม.} < 4,601 \text{ กก.-ม./ม.} \quad \text{ใช้ได้}$$

$$+M = 2,807 \text{ กก.-ม./ม.} < 5,156 \text{ กก.-ม./ม.} \quad \text{ใช้ได้}$$

9. กำลังส่งถ่ายแรงเฉือนและโมเมนต์บริเวณเสาริมนอก

a. แรงเฉือนและโมเมนต์ส่งถ่ายบริเวณเสาริมนอก

$$V_u = (1,035 \times 5.10/2) - (3,750 - 509)/5.10 = 2,004 \text{ กก./ม.}$$

สมมติว่า สิ่งปกคลุมอาคารประกอบด้วยอิฐและกระฉก หนัก 195 กก./ม.

แรงเฉือนทั้งหมดบริเวณเสาริมนอก :

$$V_u = [(1.4 \times 195) + 2,004] \times 6 = 13,662 \text{ กก.}$$

$$\text{โมเมนต์ส่งถ่าย} = 6 \times 188 = 1,128 \text{ กก.-ม.}$$

$$(\text{โมเมนต์ที่จุดด้วยตัวจุดแล้วบริเวณกึ่งกลางของเสาริมเสา} = 188 \text{ กก.-ม./ม.})$$

b. หน่วยแรงเฉือนรวม บริเวณขอบภายในของหน้าตัดวงกต

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

โดยที่  $d \approx 0.8 \times 18 = 14.40$  ซม.

$$c_1 = 30 \text{ ซม.}$$

$$c_2 = 35 \text{ ซม.}$$

$$b_1 = c_1 + \frac{d}{2} = 37.20 \text{ ซม.}$$

$$b_2 = c_2 + d = 49.40 \text{ ซม.}$$

$$c = \frac{b_1^2}{(2b_1 + b_2)} = 11.18 \text{ ซม.}$$

$$A_c = (2b_1 + b_2)d = 1,783 \text{ ซม.}^2$$

$$J/c = [2b_1 d(b_1 + 2b_2) + d^3(2b_1 + b_2)/b_1]/6 = 25,940 \text{ ซม.}^3$$

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f = 1 - \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = 0.37$$

$$v_u = \frac{13,662}{1,783} + \frac{0.37 \times 1,128 \times 30}{25,940} = 8.14 \text{ กก./ซม.}^2$$

c. หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้

สำหรับเสาขอบ :

$$\phi_v n = \phi_v c = \phi 1.06 \sqrt{f'_c} = 0.85 \times 1.06 \sqrt{280} = 15.08 \text{ กก./ซม.}^2 > 8.14 \text{ กก./ซม.}^2 \quad \text{ใช้ได้}$$

d. ตรวจสอบกำลังส่งถ่ายโมเมนต์

ถึงแม้ว่า โมเมนต์ถ่ายแรงจะมีค่าน้อย แต่ก็ต้องตรวจสอบกำลังต้านทานโมเมนต์ของความกว้างประสิทธิภาพของแผ่นพื้น (ความกว้างของเสาบวกกับ 1.5 เท่าของความหนาของแผ่นพื้นแต่ละด้าน)

สมมติช่วงเสา 6 ม. ต้องใช้เหล็กอัดแรง 12 เส้น โดย 3 เส้นจะถูกยึดเหนี่ยวอยู่ในเสา ปริมาณเหล่านี้นี้ควรที่จะระบุไว้ในแบบด้วย นอกจากนั้นแล้ว ในส่วนของกำลังต้านทานแรงดัด แรงอัดแรงจะต้องกระทำตรงหน้าตัดวงกตสำหรับแรงเฉือน เพื่อทำให้มีกำลังต้านทานแรงเฉือนที่ดัดขึ้น ดังที่แสดงไว้ก่อนหน้านี้นี้ สำหรับเสริมนอกปริมาณน้อยที่สุดของเหล็กเสริมยึดเหนี่ยวที่ต้องการในเสาทั้งหมด :

$$A_s = 0.00075hl = 0.00075 \times 18 \times 5.10 \times 100 = 6.89 \text{ ซม.}^2$$

ใช้ 7-DB12 ความยาว 1.50 ม. (รวมระยะงอปลายตามมาตรฐาน)

คำนวณหาหน่วยแรงในเหล็กอัดแรง :

$$\text{ความกว้างของแผ่นพื้นประสิทธิผล} = 35 + 2(1.5 \times 18) = 89 \text{ ซม.}$$

$$f_{ps} = 11,042 + 700 + \frac{280}{300 \times 0.0037} = 11,994 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\text{โดยที่ } \rho_p = \frac{3 \times 0.9871}{89 \times 9} = 0.0037$$

$$\text{แรงอัดแรง} = 3 \times 0.9871 \times 11,994 = 35,518 \text{ กก.}$$

$$A_s f_y = 7 \times 1.13 \times 4,000 = 31,640 \text{ กก.}$$

$$A_{ps} f_{ps} + A_s f_y = 67,158 \text{ กก.}$$

$$a = \frac{67,158}{0.85 \times 280 \times 89} = 3.17 \text{ ซม.} = 0.07$$

$$\text{เหล็กอัดแรง } (d - a/2) = (9 - 3.17/2)/100 = 0.07 \text{ ม.}$$

$$\text{เหล็กเส้น } (d - a/2) = (15.50 - 3.17/2)/100 = 0.14 \text{ ม.}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times [(35,518 \times 0.07) + (31,640 \times 0.14)] = 6,224 \text{ กก.-ม.}$$

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = 0.63$$

$$\gamma_f M_u = 0.63 \times 1,128 = 711 \text{ กก.-ม.} \ll 6,224 \text{ กก.-ม.}$$

ใช้ได้

10. กำลังส่งถ่ายแรงเฉือนและโมเมนต์บริเวณเสาภายใน

a. แรงเฉือนและโมเมนต์ส่งถ่ายบริเวณเสาภายใน

แรงเฉือนและโมเมนต์ที่กระทำโดยตรงต่อด้านซ้ายและขวาของเสาภายในที่คำนวณในชั้นตอนที่ 8

$$V_u = (3,274 + 3,881)6 = 42,930 \text{ กก.}$$

$$\text{โมเมนต์ส่งถ่าย} = 6(4,128 - 3,446) = 4,092 \text{ กก.-ม.}$$

b. หน่วยแรงเฉือนรวม บริเวณขอบภายในของหน้าตัดวงกต

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

โดยที่  $d \approx 0.8 \times 18 = 14.40$  ซม.

$$c_1 = 50 \text{ ซม.}$$

$$c_2 = 35 \text{ ซม.}$$

$$b_1 = c_1 + d = 64.40 \text{ ซม.}$$

$$b_2 = c_2 + d = 49.40 \text{ ซม.}$$

$$A_c = 2(b_1 + b_2)d = 3,277 \text{ ซม.}^2$$

$$J/c = [b_1 d(b_1 + 3b_2) + d^3]/3 = 66,714 \text{ ซม.}^3$$

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f = 1 - \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = 0.43$$

$$v_u = \frac{42,930}{3,277} + \frac{0.43 \times 4,092 \times 30}{25,940} = 13.89 \text{ กก./ซม.}^2$$

c. หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้

สำหรับเสาภายใน :

$$\phi v_c = \phi \left( \beta_p \sqrt{f_c'} + 0.3 f_{pc} + \frac{V_p}{b_o d} \right)$$

โดยที่  $\beta_p = 0.27 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right)$  แต่ต้องไม่เกิน 0.93

$$b_o = 2[(50 + 14.40) + (35 + 14.40)] = 227.60 \text{ ซม.}$$

$\alpha_s = 40$  สำหรับเสาภายใน

$$d = 14.40 \text{ ซม.}$$

$$\beta_p = 0.27 \left( \frac{40 \times 14.40}{227.60} + 2 \right) = 1.22 > 0.93 \text{ ใช้ } 0.93$$

$V_p$  เป็นแรงเฉือนเนื่องจากแรงดึงประสิทธิผลของเหล็กเสริมอัดแรงที่หน้าตัดที่พิจารณา สำหรับแผ่นพื้นบาง พจน์ของ  $V_p$  ต้องคำนวณอย่างระมัดระวัง รวมทั้งการจัดวางซึ่งรูปตัดตามแนวยาวของเหล็กอัดแรงผ่านหน้าตัดวงกตมีผลอย่างมาก พจน์นี้อาจจะแทนด้วยศูนย์ก็ได้

$$\phi v_c = 0.85 [0.93 \sqrt{280} + (0.3 \times 12.27)] = 16.36 \text{ กก./ซม.}^2 > 13.89 \text{ กก./ซม.}^2$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

d. ตรวจสอบกำลังส่งถ่ายโมเมนต์

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = 0.57$$

โมเมนต์ที่เกิดจากการตัดในช่วงของความกว้างของเสาบวกกับ 1.5 เท่าของความหนาแผ่นพื้นแต่ละด้าน

$$= 0.57 \times 4,092 = 2,332 \text{ กก.-ม.}$$

$$\text{ความกว้างของแผ่นพื้นประสิทธิผล} = 35 + 2(1.5 \times 18) = 89 \text{ ซม.}$$

$$A_{ps}f_{ps} = 35,518 \text{ กก. (เหมือนกับเสาหมอนอก)}$$

$$A_s = 0.00075hl = 0.00075 \times 18 \times (5.10 + 7.50) / 2 \times 100 = 8.51 \text{ ซม.}^2$$

ใช้ 8-DB12 ( $A_s = 9.05 \text{ ซม.}^2$ )

$$A_s f_y = 9.05 \times 4,000 = 36,200 \text{ กก.}$$

$$A_{ps}f_{ps} + A_s f_y = 35,518 + 36,200 = 71,718 \text{ กก.}$$

$$a = \frac{71,718}{0.85 \times 280 \times 89} = 3.39 \text{ ซม.}$$

$$(d - a/2) = (15.50 - 3.39/2) / 100 = 0.14 \text{ ม.}$$

$$\phi M_n = 0.9(71,718 \times 0.14) = 9,036 \text{ กก.-ม.} \gg 2,332 \text{ กก.-ม.}$$

ใช้ได้

## คำศัพท์

การคืบของคอนกรีต(Creep)	เป็นคุณสมบัติหนึ่งของคอนกรีตที่มีส่วนทำให้โครงสร้างเกิดการเสียรูป
การงอแบบโค้งคู่ติดกลับ(Double Curvature)	เป็นลักษณะการโก่งตัวของเสา ตั้งที่อยู่บริเวณริมอาคาร
การงอแบบโค้งเดี่ยว(Single Curvature)	เป็นลักษณะการโก่งตัวของเสา ตั้งที่อยู่บริเวณภายในอาคาร
การพังทลายแบบเปราะ(Brittle Failure)	เป็นการพังทลายเนื่องจากองค์อาคารมีปริมาณเหล็กเสริมมาก การแตกหักของคอนกรีตจะเกิดขึ้นก่อน โดยที่หน่วยแรงในเหล็กเสริมยังน้อยกว่าจุดคราก
การพังทลายแบบเหนียว(Ductile Failure)	เป็นการพังทลายเนื่องจากองค์อาคารมีปริมาณเหล็กเสริมน้อยเพียงพอที่จะทำให้เหล็กเสริมเกิดการยืดตัว ก่อนที่คอนกรีตจะแตกหัก
การหดตัวของคอนกรีต(Shrinkage)	เป็นคุณสมบัติที่แสดงถึงความต้านทานตามกาลเวลา เช่นเดียวกับการคืบ แต่มีได้เกิดจากน้ำหนักรหรือแรงกดอัดที่กระทำ
การอัดแรงแบบดึงก่อน(Pre-tension Prestress)	เป็นการเพิ่มความเค้นให้แก่คอนกรีต ด้วยการดึงเหล็กที่ใช้ในการอัดแรง ก่อนการหล่อคอนกรีต

การอัดแรงแบบดึงทีหลัง(Post-tension Prestress) เป็นการเพิ่มความเค้นให้แก่คอนกรีต ด้วยการดึงเหล็กที่ใช้ในการอัดแรง หลังจากหล่อคอนกรีตเรียบร้อยแล้ว โดยก่อนการหล่อคอนกรีตจะมีการฝังท่อสำหรับร้อยเหล็กเส้นในตำแหน่งที่ออกแบบไว้

กำลังคราก(Yield Strength)

กำลังครากต่ำสุดที่กำหนดหรือจุดครากของเหล็กเส้น กำลังครากหรือจุดครากนี้หาได้จากการทดสอบแรงดึงตามมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมหรือมาตรฐานที่เป็นที่ยอมรับ

กำลังแบกทาน(Bearing Capacity)

เป็นกำลังต้านทานของคอนกรีต ที่มีต่อแรงกดจากเสา

กำลังที่ต้องการ(Required Strength)

กำลังขององค์อาคารหรือของหน้าตัดขวางที่ต้องการ เพื่อรับน้ำหนักบรรทุกที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว หรือโมเมนต์ และแรงภายในต่างๆที่เกี่ยวข้องตามเงื่อนไขการรวมแรงตามที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน

กำลังที่ใช้คำนวณออกแบบ(Design Strength)

กำลังระบุที่คูณด้วยตัวคูณลดกำลัง

กำลังประลัย(Ultimate Strength)

คือ กำลังที่คำนวณมาจากวิธีวิเคราะห์โครงสร้างโดยทฤษฎีอิลาสติก เมื่อส่วนโครงสร้างนั้นรับน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่เพิ่มค่าแล้ว

กำลังระบุ(Nominal Strength)

กำลังขององค์อาคารหรือของหน้าตัดขวางที่คำนวณได้ ซึ่งเป็นไปตามข้อกำหนด และสมมุติฐานของวิธีการคำนวณออกแบบ โดยวิธีกำลังของมาตรฐานนี้ก่อนคูณด้วยตัวคูณลดกำลัง



แกนสะเทิน(Neutral Axis)	เป็นแนวแกนตามยาวขององค์อาคารที่จะมีแต่หน่วยแรงเฉือน ในแนวนอนและแนวตั้งกระทำเพียงอย่างเดียวเท่านั้น
กำลังดึงแยกผ่าซีก(Splitting Tensile Strength)	กำลังดึงของคอนกรีตที่ทำได้ตามมาตรฐาน ASTM C 496 - ข้อกำหนดมาตรฐาน สำหรับ มวลรวมน้ำหนักเบา สำหรับ คอนกรีตโครงสร้าง -
คอนกรีตน้ำหนักเบา(Lightweight Concrete)	คอนกรีตที่มีส่วนผสมของมวลรวมน้ำหนักเบาและมีหน่วยน้ำ หนักที่แห้งในอากาศซึ่งหาได้โดย "วิธีการทดสอบเพื่อหา หน่วยน้ำหนักของคอนกรีตน้ำหนักเบาที่ใช้ในงานโครงสร้าง" ไม่เกิน 1,800 กก./ม. <sup>3</sup> ในมาตรฐานนี้คอนกรีตน้ำหนักเบาไม่ มีทรายธรรมชาติผสม เรียกว่า คอนกรีตน้ำหนักเบาที่มีมวล เบาล้วนและคอนกรีตน้ำหนักเบาซึ่งมวลรวมละเอียดทั้งหมด ประกอบด้วยทรายที่มีน้ำหนักปกติเรียกว่า คอนกรีตน้ำหนัก เบาที่มีทรายเป็นส่วนผสม
คอนกรีตหล่อสำเร็จ(Precast Concrete)	ชิ้นส่วนของคอนกรีตล้วนหรือคอนกรีตเสริมเหล็กที่หล่อใน สถานที่อื่นที่ไม่ใช่ตำแหน่งสุดท้ายในโครงสร้าง
คอนกรีตอัดแรง(Prestress Concrete)	คือ คอนกรีตที่ถูกทำให้อยู่ในสภาพที่มีความเค้นตั้งแต่แรก เริ่มโดยยังมีได้รับแรงกระทำจากภายนอก ด้วยเหล็กอัดแรง
คานขวาง	เป็นคานที่วางตัวในแนวขวางกับทิศทางที่พิจารณา
คานขอบ(Edge Beam)	เป็นคานที่อยู่บริเวณโดยรอบขององค์อาคาร
คานแคบ(Deep Beam)	เป็นคานที่มีช่วงยาวมากกว่า 30 เท่าของความกว้างคาน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

คานต่อเนื่อง(Continuous Beam)	เป็นคานที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกันตลอด โดยมีช่วงมากกว่า 2 ช่วงขึ้นไป
คานช่วงเดียว(Simple Beam)	เป็นคานที่มีที่รองรับ 2 จุด โดยผิวด้านล่างจะเกิดหน่วยแรงดึง ผิวด้านบนจะเกิดหน่วยแรงอัด
คานยื่น(Cantilever Beam)	เป็นคานที่มีที่รองรับ 1 จุด โดยผิวด้านล่างจะเกิดหน่วยแรงอัด ผิวด้านบนจะเกิดหน่วยแรงดึง
ความเครียด(Strain)	เป็นอัตราส่วนระหว่างความยาวของวัสดุที่เปลี่ยนแปลงไปต่อความยาวเดิม
ความยาวระยะฝัง(Embedment Length)	ความยาวระยะฝังของเหล็กเสริมที่ฝังไว้เลยจากหน้าตัดวิกฤติ
ความยาวระยะฝังเพิ่ม(Development Length)	ความยาวระยะฝังของเหล็กเสริมที่ต้องการ เพื่อให้เกิดกำลังตามที่คำนวณออกแบบของเหล็กเสริมที่หน้าตัดวิกฤติ
ความยืดหยุ่นของคอนกรีต(Elasticity of Concrete)	เป็นคุณสมบัติที่บ่งถึงความต้านทานที่มีต่อการเสียรูปของคอนกรีต เมื่อมีน้ำหนักหรือแรงกดอัดกระทำ
ความลึกประสิทธิภาพ(Effective Depth)	ระยะที่วัดจากขอบนอกสุดด้านรับแรงอัดของหน้าตัด ไปยังจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมรับแรงดึงโครงสร้างเป็นโครงสร้างที่มีการส่งถ่ายโมเมนต์ไปยังบริเวณหัวเสา
โครงสร้างที่มีการยึดรั้ง(Braced Frame)	เป็นโครงสร้างที่ไม่ยอมให้มีการเคลื่อนตัวด้านข้าง
โครงสร้างที่ไม่มีการยึดรั้ง(Unbraced Frame)	เป็นโครงสร้างที่ยอมให้มีการเคลื่อนตัวด้านข้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จุดคราก(Yield Point)	เป็นจุดที่แสดงค่าความเค้นที่วัสดุแสดงการเสียรูปถาวร หาได้จาก การทดสอบแรงดึงตามมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม หรือมาตรฐานสากลซึ่งเป็นที่ยอมรับโดยทั่วไป
จุดประลัย(Ultimate Point)	เป็นจุดที่แสดงค่าความเค้นสูงสุดที่วัสดุจะรับได้
ฐานรากเดี่ยว(Isolated Footing)	เป็นฐานรากที่รับน้ำหนักบรรทุกจากเสาต้นเดียว โดยแต่ละฐานมีระยะห่างกัน
ฐานรากร่วม(Combined Footing)	เป็นฐานรากที่รับน้ำหนักบรรทุกจากเสา 2 ต้นหรือมากกว่า ใช้ในกรณีเสา 2 ต้นอยู่ใกล้กัน
ตัวคูณลดกำลัง(Strength Reduction Factors)	คือ สัมประสิทธิ์ที่ใช้คูณเพื่อลดความสามารถในการต้านทานแรงของวัสดุ เป็นการเพิ่มความปลอดภัยในการออกแบบ
ตัวคูณเพิ่มกำลัง(Load Increased Factors)	คือ สัมประสิทธิ์ที่ใช้คูณเพื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อองค์อาคาร เป็นการเพิ่มความปลอดภัยในการออกแบบ
แท่นตอม่อ(Pedestal)	องค์อาคารรับแรงอัดตั้งตรง ที่มีอัตราส่วนของส่วนสูงที่ปราศจากการรองรับต่อมิตติฐานข้างที่สั้นที่สุดเฉลี่ยมีค่าน้อยกว่า 3
น้ำหนักบรรทุกที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว(Factored Load)	น้ำหนักบรรทุกที่คูณด้วยตัวคูณน้ำหนักบรรทุกที่เหมาะสมใช้ในการจัดสัดส่วนขององค์อาคาร โดยใช้การคำนวณออกแบบโดยวิธีกำลัง

น้ำหนักบรรทุกคงที่(Dead Load)	น้ำหนักบรรทุกคงที่ที่รองรับด้วยองค์อาคารตั้งที่นิยามโดยทฤษฎีเกี่ยวกับอาคารทั่วไป (ที่ยังไม่ได้คูณด้วยตัวคูณน้ำหนักบรรทุก)
น้ำหนักบรรทุกจร(Live Load)	น้ำหนักบรรทุกจรตามที่กำหนดไว้ในทฤษฎีเกี่ยวกับอาคารทั่วไป(ที่ยังไม่ได้คูณด้วยตัวคูณน้ำหนักบรรทุก)
น้ำหนักบรรทุกใช้งาน(Service Load)	น้ำหนักบรรทุกใช้งานตามที่กำหนดไว้ในทฤษฎีเกี่ยวกับอาคารทั่วไป(ที่ยังไม่ได้คูณด้วยตัวคูณน้ำหนักบรรทุก)
แป้นหัวเสา(Drop Panel)	เป็นส่วนที่ใช้ในการเพิ่มความต้านทานโมเมนต์คัตระหว่างเสาและพื้น
แผ่นเรียบ(Flat Plates)	เป็นแผ่นพื้นไร้คาน ซึ่งไม่มีส่วนของหมวกเสา
พื้นทางเดียว(One Way Slab)	เป็นพื้นที่มีด้านยาวยาวมากกว่า 2 เท่าของด้านกว้าง
พื้นแบบรังผึ้ง(Waffle Slab)	เป็นพื้นระบบคด ซึ่งมีลักษณะคล้ายรูปตัวที มีการเสริมเหล็กทั้ง 2 ทง
พื้นเรียบ(Flat Slab)	หรือแผ่นพื้นไร้คาน เป็นพื้นที่ต้องเสริมเหล็กอย่างน้อย 2 ทงที่ตั้งฉากกัน โดยปกติจะไม่มีคานรองรับ ถ้ายันน้ำหนักจากพื้นไปสู่เสาโดยตรง
พื้น 2 ทง(Two Way Slab)	เป็นพื้นที่มีลักษณะเป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส หรือสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีด้านยาวไม่มากกว่า 2 เท่าของด้านกว้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดท ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

มวลรวม(Aggregate)	วัสดุที่มีลักษณะเป็นเม็ดๆ เช่น หินกรวด หินย่อยและกาก โลหะจากเตาหลอมเหล็ก ใช้ผสมกับวัสดุประสานเพื่อทำให้ เกิดเป็นคอนกรีตหรือมอร์ต้า
มวลรวมเบา(Lightweight Aggregate)	มวลรวมซึ่งมีน้ำหนักในสภาพเหลว และแห้งน้อยกว่า 1,100 กก./ม. <sup>3</sup>
โมดูลัสแตกกร้าว(Modulus Of Rupture)	เป็นความเค้นที่วัสดุสามารถรับไว้ได้ก่อนที่แตกกร้าว
โมดูลัสยืดหยุ่น(Modulus Of Elasticity)	อัตราส่วนของหน่วยแรงต่อความเครียดที่สอดคล้องกัน สำหรับหน่วยแรงดึงหรือ หน่วยแรงอัดที่ต่ำกว่าพิคกเป็นสัดส่วน ส่วนตรงของวัสดุ
ระบบมีการยึดเหนี่ยว(Bond System)	เป็นระบบอัดแรงที่มีการเหนี่ยวนำเข้าไปในท่อ หลังจากการอัด แรงแล้ว
ระบบไม่มีการยึดเหนี่ยว(Unbond System)	เป็นระบบอัดแรงที่ไม่มีการเหนี่ยวนำเข้าไปในท่อ หลังจากการ อัดแรงแล้ว
แรงเฉือนแบบคานกว้าง(Beam Shear)	หรือ แรงเฉือนทางเดียว เป็นแรงเฉือนที่เกิดจากหน้าตัดวงกต ซึ่งห่างจากขอบเสาเป็นระยะเท่ากับความลึกประสิทธิผล
แรงเฉือนแบบแผ่นพื้น(Punching Shear)	หรือ แรงเฉือนทะลุ เป็นแรงเฉือนที่เกิดจากหน้าตัดวงกต ซึ่ง ห่างจากขอบเสาเป็นระยะเท่ากับครึ่งหนึ่งของความลึกประ สิทธิผล

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แรงดึงครากของเหล็กเสริม	แรงดึงที่ทำให้เหล็กเสริมเกิดการยึดตัวจนถึงจุดคราก และจะ ไม่มีการคืนตัวกลับ
แรงดึงประสิทธิผล	แรงดึงที่เกิดขึ้นในเหล็กอัดแรง หลังจากการสูญเสียกำลัง เนื่องจากสาเหตุต่างๆ
แรงอัดประลัยของคอนกรีต	แรงอัดที่ทำให้คอนกรีตเกิดการแตกร้าว
วิธีกำลังประลัย(Strength Design)	เป็นวิธีการคำนวณออกแบบหาขนาดของส่วนโครงสร้าง คอนกรีตและปริมาณเหล็กเสริมที่สภาวะก่อนที่โครงสร้างนั้น จะเกิดการวิบัติจากการบรรทุกน้ำหนักเกินกว่าที่คาดไว้
วิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่า(Equivalent Frame Method: EFM)	เป็นวิธีการคำนวณออกแบบระบบแผ่นพื้น โดย อาศัยสมมติฐานที่กำหนดในข้อ5107(ข)-5107(ฉ)วสท.2540
วิธีแรงเสียดทานและแรงเฉือน(Friction-Shear Method)	เป็นวิธีการคำนวณออกแบบ ที่พิจารณาว่า ระบายที่ กำหนดให้มีการถ่ายแรงเฉือน กำหนดไว้ในข้อ 4407 วสท.2540
วิธีหน่วยแรงใช้งาน(Working Stress Design)	เป็นวิธีการคำนวณออกแบบ ที่สมมติให้ การกระจายของ หน่วยแรงบนรูปตัดของส่วนโครงสร้างเป็นเส้นตรงและมีค่า เป็นสัดส่วนโดยตรงกับหน่วยการยึดหรือหดตัวของวัสดุนั้น
สติฟเนส(Stiffness)	เป็นตัววัดขนาดของแรงกระทำที่ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงถึง ขนาดที่กำหนด
เสายาว(Slender Column)	คือ เสาที่มีขนาดหน้าตัดน้อยมาก เมื่อเทียบกับความยาว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เสาสั้น(Short Column)	คือ เสาที่พิจารณาออกแบบโดยไม่ต้องพิจารณาถึงโมเมนต์ ส่วนที่เพิ่มเนื่องจากความชะลุด
หน้าตัดวิกฤติ(Critical Section)	เป็นหน้าตัดที่ใช้ในการพิจารณาออกแบบ
หน่วยแรง(Stress)	แรงต่อหน่วยพื้นที่
หมวกหัวเสา(Column Capital)	เป็นส่วนที่ใช้ต้านทานแรงเฉือนทะลุ ที่เกิดขึ้นโดยรอบหัวเสา
เหล็กเดือย(Dowels)	เป็นเหล็กเส้นที่เสริมบริเวณรอยต่อระหว่างเสากับฐานราก เพื่อต้านทานแรงส่วนที่เกินจากที่คอนกรีตจะรับไว้ได้
เหล็กปลอก(Tie)	วงของเหล็กเส้นหรือลวดที่ลัดรอบเหล็กเสริมตามยาว ดูเหล็ก ลุกตั้งประกอบ
เหล็กปลอกเกลียว(Spiral Reinforcement)	เหล็กเสริมที่พันอย่างต่อเนื่อง เป็นรูปเกลียวทรงกระบอก
เหล็กลูกตั้ง(Stirrup)	เหล็กเสริมที่ใช้เพื่อรับหน่วยแรงเฉือน และหน่วยแรงบิด ในองค์อาคารโครงสร้างโดยทั่วไปเป็นเหล็กเส้น ลวด ลวด ตะแกรงเหล็กเชื่อม อาจมีขาเดียวหรือตัดเป็นรูปตัว L ตัว U หรือรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าและอยู่ในตำแหน่งตั้งฉาก หรือทำเป็น มุมกับเหล็กเส้นตามยาว
องค์อาคารคอนกรีตเชิงประกอบรับแรงดัด(Composite Concrete Flexural Members)	องค์อาคารคอนกรีตเชิง ประกอบรับแรงดัดของชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูปและหรือชิ้น ส่วนคอนกรีตหล่อในที่โดยแยกกันหล่อ แล้วต่อเข้าด้วยกัน โดยถือเป็นชิ้นส่วนเดียวกันในการรับน้ำหนักบรรทุก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



**ภาคผนวก ข**

**ส่วนของ Flowchart**

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



## แผนผัง (FLOW CHART)

- |              |  |
|--------------|--|
| แผนผังที่ 1  | ขั้นตอนการวิเคราะห์คานหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า เสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียว |
| แผนผังที่ 2  | ขั้นตอนการออกแบบคานหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า เสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียว    |
| แผนผังที่ 3  | ขั้นตอนการวิเคราะห์คานหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า เสริมเหล็กรับแรงดึงและแรงอัด  |
| แผนผังที่ 4  | ขั้นตอนการออกแบบคานหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า เสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียว    |
| แผนผังที่ 5  | ขั้นตอนการออกแบบเหล็กเสริมรับแรงเฉือน  |
| แผนผังที่ 6  | ขั้นตอนการคำนวณค่าการแอ่นตัว   |
| แผนผังที่ 7  | ขั้นตอนการออกแบบเสาสั้น  |
| แผนผังที่ 8  | ขั้นตอนการออกแบบเสายาว   |
| แผนผังที่ 9  | ขั้นตอนการออกแบบฐานราก   |
| แผนผังที่ 10 | ขั้นตอนการวิเคราะห์คานหน้าตัดรูปตัว T และ L                                    |
| แผนผังที่ 11 | ขั้นตอนการออกแบบแผ่นพื้นสองทาง โดย DIRECT DESIGN METHOD                        |
| แผนผังที่ 12 | ขั้นตอนการออกแบบคานคอนกรีตอัดแรงรับแรงตัด                                      |
| แผนผังที่ 13 | ขั้นตอนการวิเคราะห์คานคอนกรีตอัดแรง หน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าและตัว T         |

เริ่มต้น

กำหนด :  $b, d, A_s, f'_c, f_y$

และ  $E_s = 2.04 \times 10^6$  กก./ชม.<sup>2</sup>

จะได้ค่า  $\rho = A_s / bd$

จาก  $\rho_{min} = 14 / f_y$

$\rho > \rho_{min}$

ไม่ใช่

ปริมาณเหล็กเสริมน้อยเกินไป  
ต้องเพิ่มค่า  $\rho$

ใช่

สำหรับ  $f'_c < 280$  กก./ชม.<sup>2</sup>  $\beta_1 = 0.85$

$280 \leq f'_c \leq 560$  กก./ชม.<sup>2</sup>  $= 0.85 - 0.5(f'_c - 280) / 70$

$f'_c > 560$  กก./ชม.<sup>2</sup>  $= 0.65$

$$\rho_b = \beta_1 \left( \frac{0.85 f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{6,120}{6,120 + f_y} \right)$$

$\rho < 0.75 \rho_b$

ไม่ใช่

ขนาดหน้าตัดไม่เพียงพอ  
ต้องเพิ่มขนาดหน้าตัด  
หรือลดพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริม

ใช่

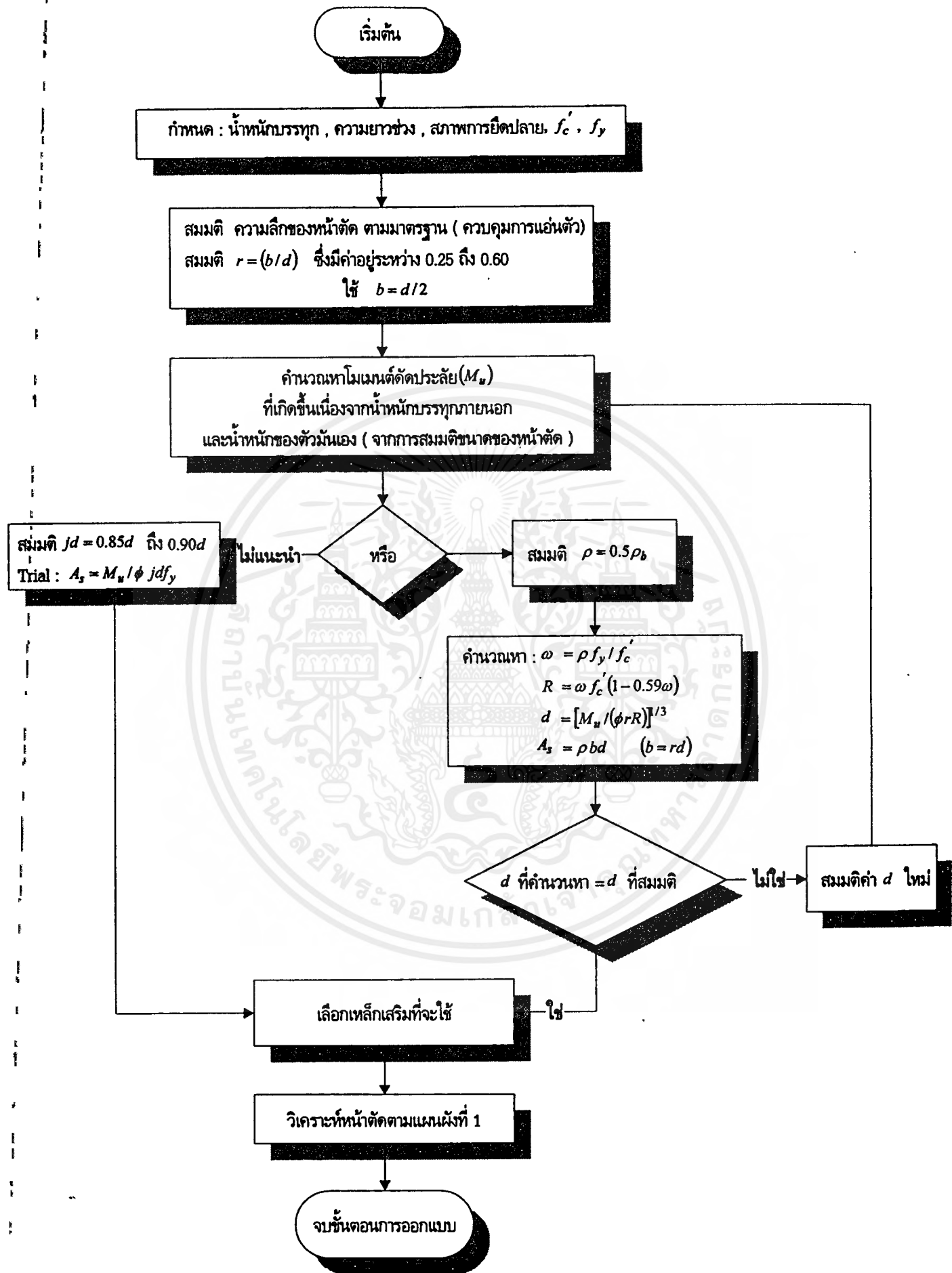
$$a = A_s f_y / (0.85 b f'_c)$$

$$M_n = A_s f_y (d - a/2)$$

จบขั้นตอนการวิเคราะห์

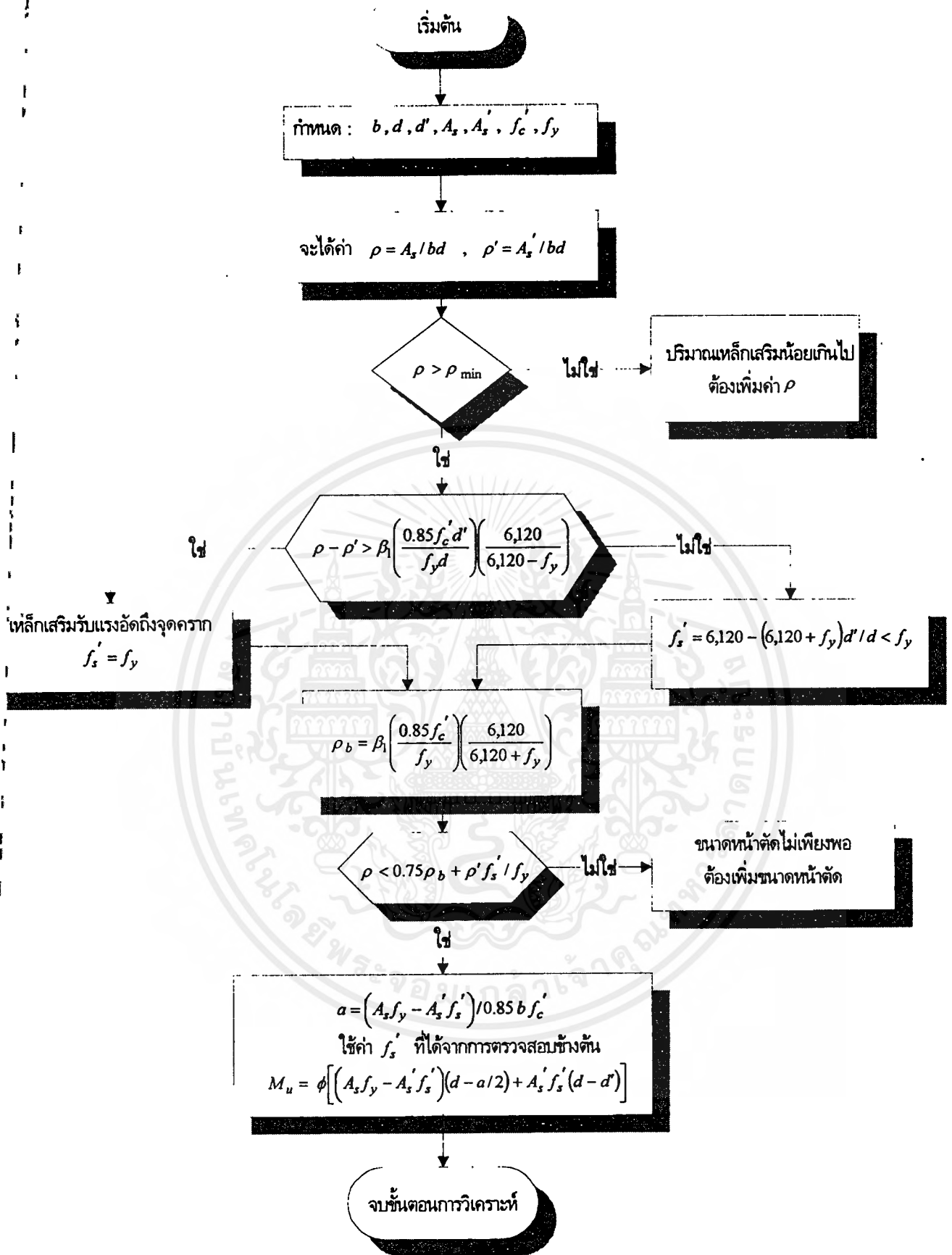
### แผนผังที่ 1 ขั้นตอนการวิเคราะห์คานหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า เสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์ของงานวิจัยเพื่อการศึกษาเท่านั้น เมื่ออยู่ในที่เห็นหรือได้ยินจะขอสงวนสิทธิ์ใน  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



เอกสารนี้เป็นเอกสารสงวนไว้สำหรับการใช้งานเท่านั้น การตีพิมพ์ซ้ำโดยไม่ได้รับอนุญาตจะถือว่าผิดกฎหมาย

**แผนผังที่ 2 ขั้นตอนการออกแบบคานหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า เสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียว**



แผนผังที่ 3 ขั้นตอนการวิเคราะห์คานหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า เสริมเหล็กรับแรงดึงและแรงอัด

เริ่มต้น

กำหนด : น้ำหนักบรรทุก , ความยาวช่วง , สภาพการยึดปลาย  
 $b, d, f'_c, f_y, E_s = 2.04 \times 10^6$  กก./ชม<sup>2</sup>

คำนวณหา  $\rho_{max}, M_n$  ( กำลังระบุ สำหรับหน้าตัดเสริมเหล็กรับแรงดึงเพียงอย่างเดียว )  
และ  $M_u$  ( กำลังออกแบบ จากน้ำหนักบรรทุก , ความยาวช่วง และสภาพการยึดปลาย )

$M_u > \phi M_n$

ไม่ใช่

ออกแบบคานแบบเสริมเหล็ก  
รับแรงดึงเพียงอย่างเดียว

ใช่

สมมติ  $f'_s = f_y$

$$A'_s = (M_u - \phi M_n) / [\phi f'_s (d - d')]$$
$$A_s = \rho_{max} bd + A'_s$$

ตรวจสอบการครากของเหล็กเสริมรับแรงอัด

$$\rho - \rho' > \left( \frac{0.85 \beta_1 f'_c d'}{f_y d} \right) \left( \frac{6,120}{6,120 - f_y} \right)$$

ไม่ใช่

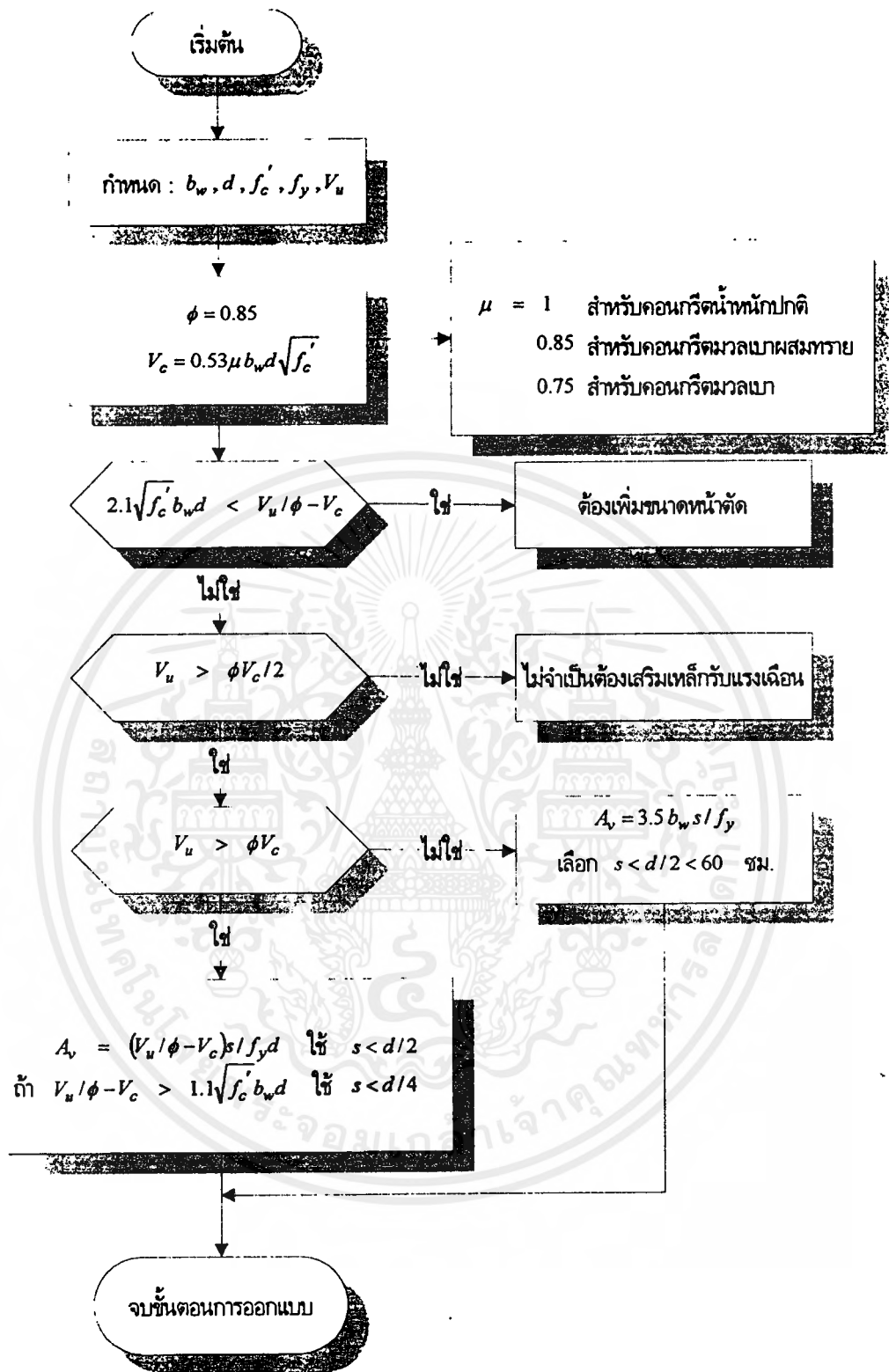
$$f'_s = 6,120 - (6,120 + f_y) d' / d$$

ใช่

เลือกเหล็กเสริมที่จะใช้

$$A'_s = (M_u - \phi M_n) / [\phi f'_s (d - d')]$$
$$A_s = \rho_{max} bd + A'_s$$

จบขั้นตอนการออกแบบ



### แผนผังที่ 5 ขั้นตอนการออกแบบเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์ของงานเพื่อการศึกษาเท่านั้น เมื่อผู้ใดเห็นประโยชน์ประการใด  
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เริ่มต้น

ข้อมูลออกแบบ : คุณสมบัติของหน้าตัด ,  $A_s$  ,  $A_s'$  ,  $f_c'$  ,  $E_s$  และน้ำหนักบรรทุก

คำนวณหา :  $E_c = 15,100\sqrt{f_c'}$  (สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติ)  $n = E_s/E_c$

$$M_{cr} = I_g f_r / y_t$$

คำนวณหา  $I_g$  และ  $M_{cr}$  โดยที่  $y_t$  เป็นระยะระหว่างผิวที่เกิดแรงดึงจนถึงจุดศูนย์กลางถ่วงของหน้าตัดที่ไม่แตกกร้าว  
( $f_r = 2\sqrt{f_c'}$ ) สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติ

คำนวณหา ความลึกของแกน (c) และ โมเมนต์อินเนอร์เซีย ( $M_{cr}$ ) ของหน้าตัดที่แตกกร้าว

คำนวณหา โมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิผล ( $I_e$ ) :

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right) I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g$$

โดยที่  $M_a$  คือ โมเมนต์ค่ามากที่สุดของน้ำหนักบรรทุกที่กระทำ

คำนวณหา เนื่องจาก 1) (D) 2) (D+L) 3) (D+ $\alpha$ L)  
โดยที่  $\alpha$  มีค่าน้อยกว่า 1

ถ้าเป็นคานต่อเนื่องกัน :

$$I_e = 0.7(I_e)_{midspan} + 0.15(I_{e1} + I_{e2})_{sup ports} \quad (\text{ต่อเนื่องทั้ง 2 ปลาย})$$

$$I_e = 0.85(I_e)_{midspan} + 0.15(I_{ec})_{sup port} \quad (\text{ต่อเนื่องข้างเดียว})$$

คำนวณหา ระยะแอ่นตัวที่เกินได้มากที่สุด จาก 3 กรณีข้างต้น ( $\Delta_D$  ,  $\Delta_{LS}$  ,  $\Delta_L$ )

ระยะแอ่นตัวในระยะยาวทั้งหมด  $\Delta_{LT} = \Delta_L + \lambda \Delta_D + \lambda_4 \Delta_{LS}$

โดยที่  $t$  = เวลาที่มีน้ำหนักบรรทุกกระทำ

$$\lambda = \frac{T}{1 + 50\rho'}$$

$T$  = เวลาที่น้ำหนักบรรทุกกระทำ

$\rho'$  = อัตราส่วนการเสริมเหล็ก (เหล็กเสริมรับแรงอัด ณ ที่กลางช่วง)

เพิ่มขนาดหน้าตัด

ไม่ใช่

$\Delta_{LT} \leq \Delta$  (มากที่สุดที่ยอมให้)

ใช่

จบขั้นตอนการวิเคราะห์

เริ่มต้น

กำหนด :  $f'_c, f_y, P_D, P_L, M_D, M_L, d'$

คำนวณหา  $P_u, M_u, e = M_u / P_u, P_n = P_u / \phi$

สมมติ  $b, d, h, d', \rho, \rho'$  และเลือกขนาดของเหล็กปลอก  
 $c_b = 6,120d / (6,120 + f_y)$   $a_b = \beta_1 a'_b$   $f'_s = 6,120(1 - d'/c_b)$   $f_s = f_y$   
 $P_{nb} = 0.85 f'_c b a_b + A'_s f'_s - A_s f_y$   
 $M_{nb} = 0.85 f'_c b a_b (h/2 - a_b/2) + A'_s f'_s (h/2 - d') + A_s f_y (d - h/2)$   
 $e_b = M_{nb} / P_{nb}$

พังทลายเนื่องจากการอัด

ไม่ใช่  $e > e_b$  ใช่

พังทลายเนื่องจากการดึง

Trial ทาค่า  $c$  เพื่อที่จะหาค่า  $f'_s$  และ  $f_s$   
 $P_n = 0.85 f'_c b a + A'_s f'_s - A_s f_y$   
 $M_n = 0.85 f'_c b a (y - a/2) + A'_s f'_s (y - d') + A_s f_y (d - y)$   
 $e = M_n / P_n < e_b$

ไม่ใช่  $f'_s > f_y$  ไม่ใช่

$\rho = A_s / b d, m = f_y / 0.85 f'_c$   
 $P_n = 0.85 f'_c b d [(h - 2e) / 2d] + \sqrt{[(h - 2e) / 2d]^2 + 2 m \rho (1 - d' / d)}$   
 $(h - 2e) / 2d$  สามารถแทนด้วย  $1 - e' / d$

$a = P_n / (0.85 f'_c b), c = a / \beta_1, f'_s = 6,120(1 - d' / c)$

ไม่ใช่  $f'_s > f_y$  ใช่

Trial และปรับให้เหมาะสม  
จะได้ค่า  $P_n$

ไม่ใช่  $\phi P_n = P_u$  ใช่

ต้องเพิ่มขนาดหน้าตัด  
หรือเหล็กเสริม

ออกแบบเหล็กปลอก

จบขั้นตอนการออกแบบ



เริ่มต้น

กำหนด  $b, h, d, d', f_c', f_y, P_u, M_{1b}, M_{1s}, M_{2b}, M_{2s}, l_u$

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{s1} \quad M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{s2} \quad e = \frac{M_2}{P_u} \geq (1.5 + 0.03h)$$

คำนวณค่า  $k, r = 0.3h$  สำหรับเสาหน้าตัดสี่เหลี่ยม,  $r = 0.25h$  สำหรับเสาหน้าตัดวงกลม

ไม่มีการยึดรั้ง  $kl_u/r > 22$   
หรือ  
มีการยึดรั้ง  $kl_u/r > 34 - 12(M_1/M_2)$

เสาสั้น หรือ เสาที่ไม่มีผลเนื่องจากความชะลุด

ต้องวิเคราะห์โดยวิธี SECOND ORDER

$$E_c = 15,100\sqrt{f_c'} \quad I_g = bh^3/12 \quad EI = (E_c I_g / 2.5) / (1 + \beta_d)$$

$\beta_d =$  อัตราส่วนระหว่างโมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ต่อโมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทั้งหมด

$$P_c = \pi^2 EI / (kl_u)^2$$

$C_m = 0.6 + 0.4(M_1/M_2) \geq 0.4$  สำหรับองค์อาคารที่มีการยึดรั้ง ไม่มีแรงกระทำในแนวขวางระหว่างฐานรองรับ  
 $= 1$  สำหรับกรณีอื่น  
 ถ้าไม่มีการแอนตัวระหว่างจุดปลายทั้งสอง

$$\delta_{ns} = C_m / (1 - (P_u / \phi P_c)) \geq 1.0 \quad \delta_s = 1 / (1 - (\sum P_u / 0.75 \sum P_c)) \geq 1.0$$

ออกแบบ :  $M_u = M_c = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$   
 $e = M_u / P_u$

ตรวจสอบขนาดหน้าตัดที่กำหนด (เมื่อเป็นเสาสั้น)  $M_c$  กับ  $P_u$

จบขั้นตอนการออกแบบเสายาว

### แผนผังที่ 8 การออกแบบเสายาว

เอกสารนี้เป็นเอกสารสงวนลิขสิทธิ์ของงานเพื่อการศึกษาเท่านั้น เมื่อผู้ใดเห็นประโยชน์หรือเห็นคุณค่าไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เริ่มต้น

กำหนด : ความสามารถรับแรงดัดลู่ทวิ (  $p_n$  ) ตามข้อมูลสำรวจดิน  
น้ำหนักกระทำตามแนวแกน (  $P$  ) และโมเมนต์ที่เกิดขึ้น (  $Pe$  )

คำนวณหาพื้นที่ที่ต้องการของฐานราก (  $A_f$  ) แล้วหา  $p_n = P/A_f \pm Pe/(I/c)$   
โดยที่  $I/c = bL^2/16$ ;  $b$  = ความกว้างของฐานราก  $L$  = ความยาวของฐานราก

คำนวณหา  $P_u$  และ  $M_u$

ประมาณค่า ความลึกประสิทธิภาพ (  $d$  ) ของฐานราก เพื่อต้านทานการพังทลายเนื่องจากแรงเฉือนทะลุ  
สำหรับการเฉือนทางเดียว ใช้หน้าตัดวงกตที่ระยะจากขอบเสา  $d$  สำหรับการเฉือนสองทาง ใช้หน้าตัดวงกตที่ระยะโดยรอบเสา  $d/2$   
กำลังต้านทานแรงเฉือน สำหรับการเฉือนทางเดียว  $V_c = 0.53 b_w d \sqrt{f'_c}$  สำหรับการเฉือนสองทาง  $V_c =$  ค่าน้อยที่สุดของ 3 สมการนี้  
 $V_c = 0.27 (2 + 4/\beta_c) b_o d \sqrt{f'_c}$   $V_c = 0.27 (2 + \alpha_s d/b_o) b_o d \sqrt{f'_c}$   $V_c = 1.1 b_o d \sqrt{f'_c}$   
โดยที่  $\alpha_s = 40, 30, 20$  ( สำหรับ เสาใน , เสานอก และเสามุม ตามลำดับ )  
 $b_w$  = ความกว้างของฐานราก  $b_o$  = เส้นรอบรูปของระนาบพังทลาย

คำนวณหา  $M_u$  ใช้แนวขอบเสาเป็นจุดหมุน  
คำนวณหา ปริมาณเหล็กเสริมทั้งหมด (  $A_s$  ) โดยใช้สมการ  
 $M_u = M_u / \phi = A_s f_y ( d - 0.59 A_s f_y / b f'_c )$

กระจายเหล็กเสริมที่ขนานกับด้านยาวของฐานราก ให้สม่ำเสมอเท่ากันตลอดความกว้างของฐานราก  
ส่วนเหล็กเสริมที่ขนานกับด้านสั้นของฐานราก  $A_{s1}$  = พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็กเสริมที่เรียงขนานด้านสั้น  
ปริมาณเหล็กเสริมในแถบกลาง  $A_{s1} = 2A_s / (\beta + 1)$  ส่วนที่เหลือ (  $A_s - A_{s1}$  ) ให้เสริมในแถบริมทั้ง 2 ข้าง  
ตรวจสอบให้แน่ใจว่า  $A_s$  ไม่น้อยกว่าปริมาณน้อยที่สุดของเหล็กเสริมกันรั้ว

ตรวจสอบระยะฝั่งของเหล็กเสริม ว่าเพียงพอตามข้อกำหนดเกี่ยวกับแรงยึดเหนี่ยวหรือไม่

ตรวจสอบหน่วยแรงแบกทานที่เสาและฐานราก ที่รับ  $P_{nb} = P_u / 0.7$   
คำนวณหา จำนวนและขนาดของเหล็กเดือยที่ส่งถ่ายแรงกระทำจากเสาสู่ฐานราก

จบขั้นตอนการออกแบบ

เริ่มต้น

กำหนด :  $b, h_f, b_w, d, A_s, f_c', f_y$

ใช้ค่า  $b$  ที่น้อยที่สุดจาก :  
T-beams :  $b, (16h_f + b_w), span/4$  หรือ ระยะห่างกึ่งกลางของ web  
L-beams :  $b, (16h_f + b_w), span/12$  หรือ ครึ่งหนึ่งของระยะห่าง web + ความกว้างของ web

$$\rho_b = \beta_1 \left( \frac{0.85 f_c'}{f_y} \right) \left( \frac{6,120}{6,120 + f_y} \right) \quad \rho_f = \frac{0.85 f_c' (b - b_w) h_f}{f_y b_w d}$$
$$\rho_b = \frac{b_w}{b} (\rho_b + \rho_f) \quad \rho = A_s / bd$$

ขนาดหน้าตัดไม่เพียงพอ  
ต้องเพิ่มขนาดหน้าตัด

ใช่

$$\rho \leq 0.75 \rho_b$$

ไม่ใช่

$$\omega = \frac{A_s f_y}{bd f_c'}$$

$$\frac{A_s}{b_w d} \leq \frac{0.8 \sqrt{f_c'}}{f_y} \leq \frac{14}{f_y}$$

ใช่

ไม่ใช่

ขนาดหน้าตัดไม่เพียงพอ  
ต้องเพิ่มค่า  $\rho$

วิเคราะห์เป็น T-beams

$$h_f < \left( c = \frac{1.18 \omega d}{\beta_1} \right) < (a = 1.18 \omega d)$$

ใช่

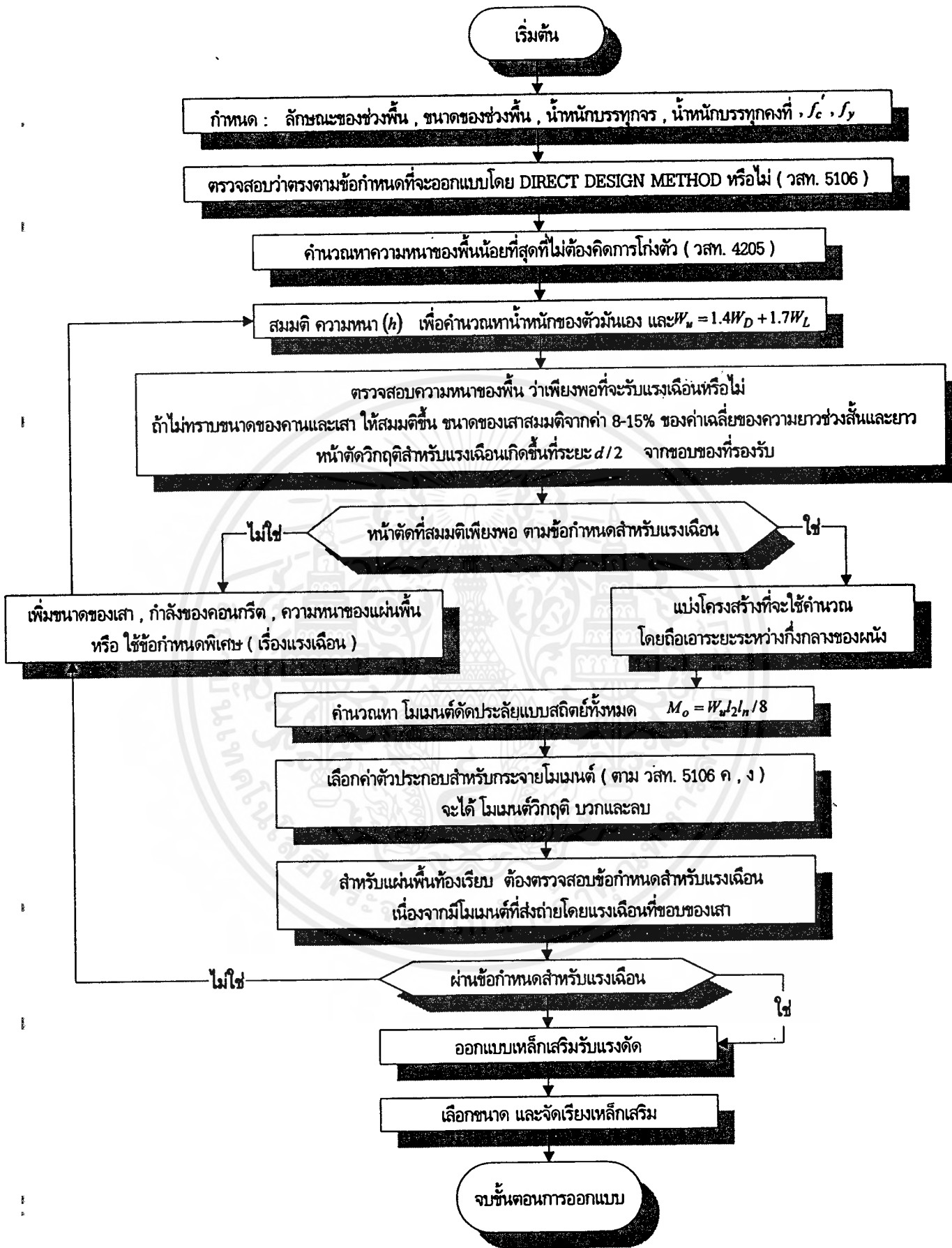
ไม่ใช่

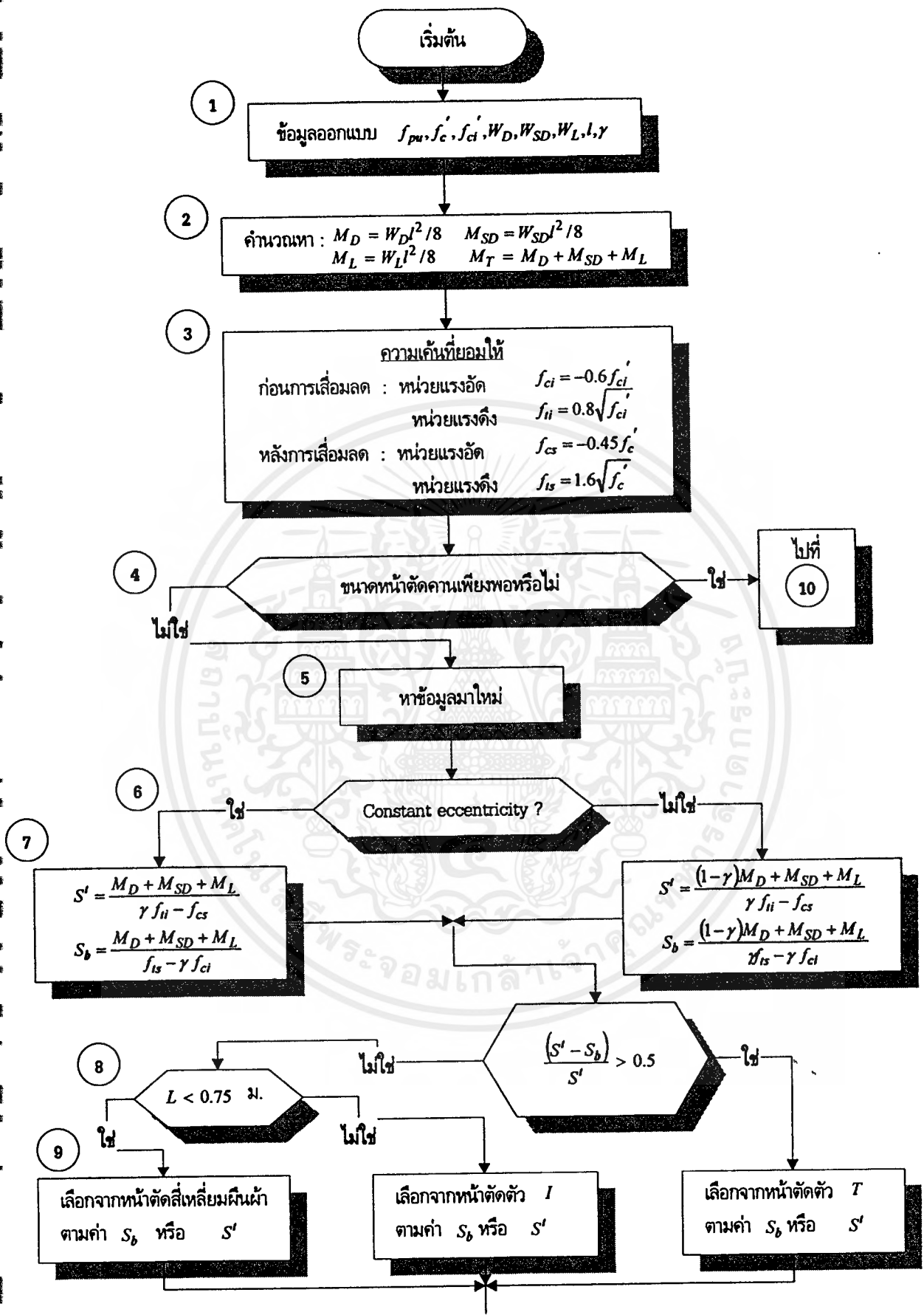
วิเคราะห์เป็นคานารูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า  
โดยใช้  $b, d, A_s$

$$A_{sf} = 0.85 f_c' (b - b_w) h_f / f_y$$
$$a = (A_s - A_{sf}) f_y / 0.85 b_w f_c'$$
$$M_{n1} = (A_s - A_{sf}) f_y (d - a/2)$$
$$M_{n2} = A_{sf} f_y (d - h_f/2)$$
$$M_u = \phi (M_{n1} + M_{n2})$$

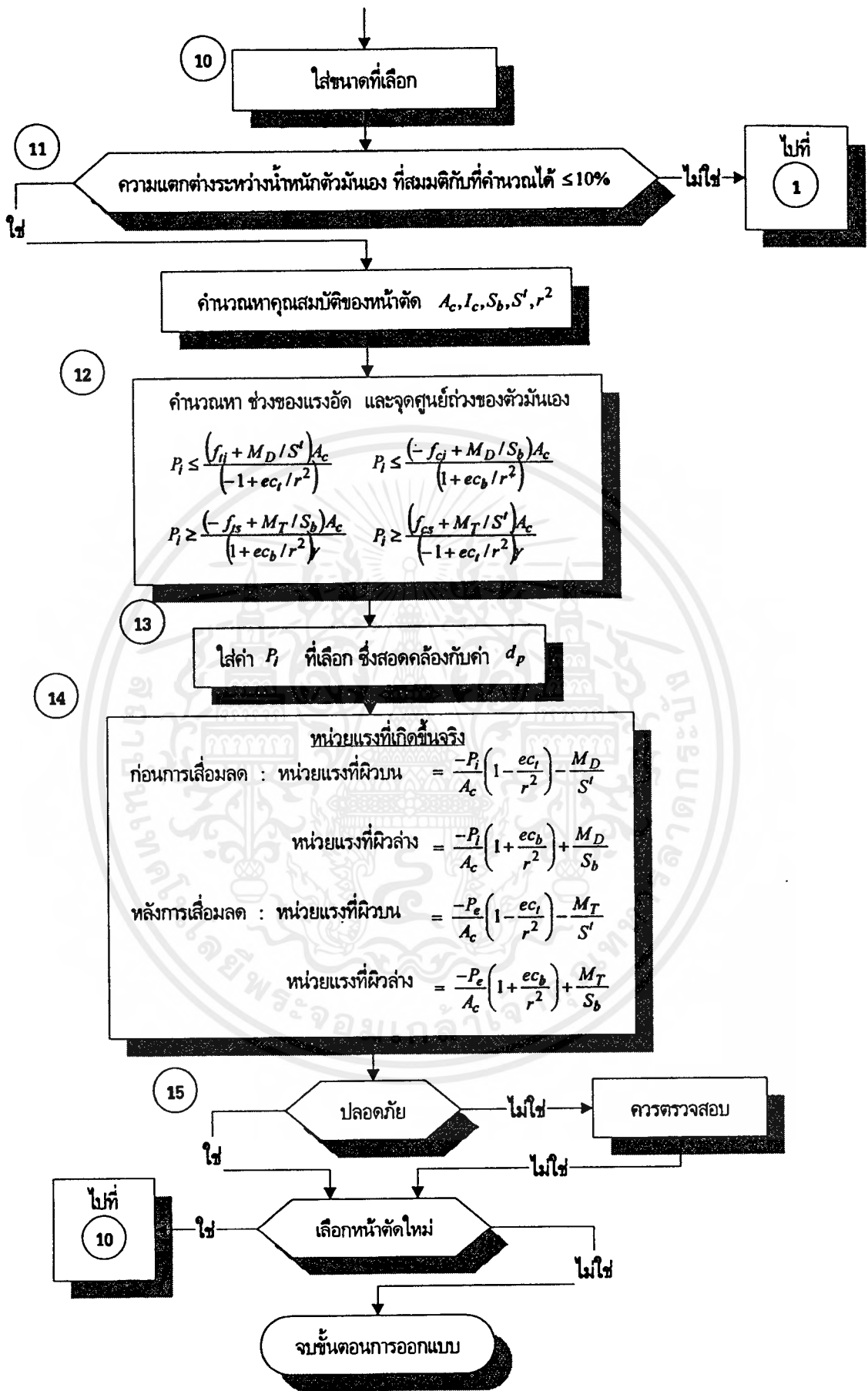
$$a = A_s f_y / 0.85 b f_c'$$
$$M_u = \phi [A_s f_y (d - a/2)]$$

จบขั้นตอนการวิเคราะห์





**แผนผังที่ 12 ขั้นตอนการออกแบบคานคอนกรีตอัดแรงรับแรงดัด**



แผนผังที่ 12 ขั้นตอนการออกแบบคานคอนกรีตอัดแรงรับแรงดัด ( ต่อ )

