

430434 BUILDING DESIGN

Lecture 1 - Introduction

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.มงคล จิรวัชรเดช



School of Civil Engineering

Suranaree University of Technology

Conduct of Course



Design Project + Assignments

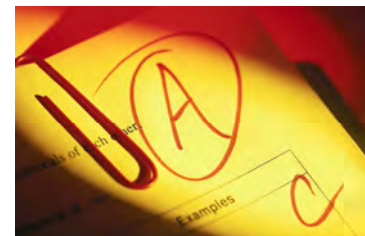
20 %

Midterm Exam

40 %

Final Exam

40 %





Grading Policy

Final Score	Grade
100 - 90	A
89 - 85	B+
84 - 80	B
79 - 75	C+
74 - 70	C
69 - 65	D+
64 - 60	D
59 - 0	F



Topics Covered

- Introduction
- Schematic Building Forms
- Wind Load on Building
- Seismic Load on Building
- Gravity System: Slabs
- Lateral System:
 - ▶ Rigid Frame
 - ▶ Shear Wall
 - ▶ Wall-Frame
- P- Δ Effect
- Earthquake Resistant Design





The Tower of Babel (Babilon) about 3,000 B.C.



The Great Wall of China: 3,000 B.C.



The Great Pyramid of Giza: 2,500 B.C.

History of Structures



- Stonehenge
 - 2500 BC ?
 - 23 m tall



- Pyramids
 - 2500 BC ?
 - 146 m tall



Lessons



- Truly monolithic
 - mono = one
 - lith = stone
- All depends on the erector!

- Limited to stone
- Not slender
- Slope stability limit?
- Organization is key



The Colosseum of Giza: 80 A.D.

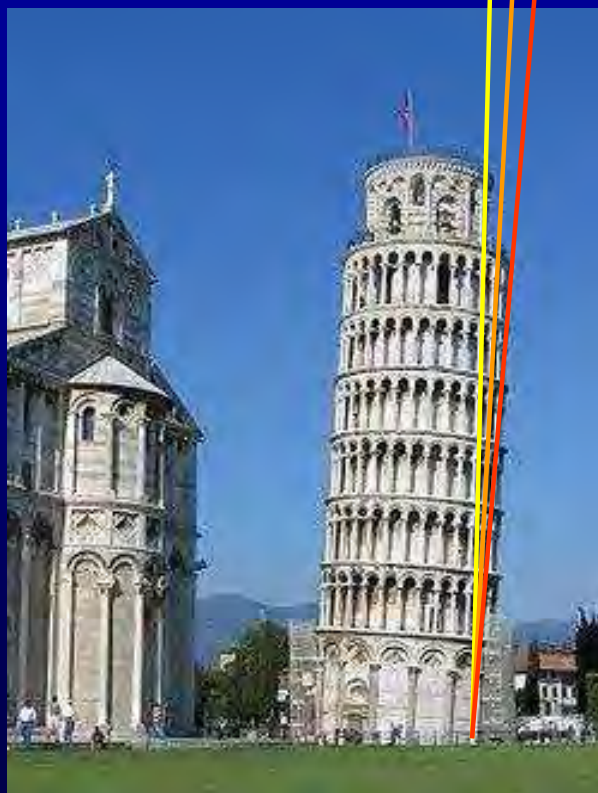


History of Structures



- Tower of Pisa
 - 1350 AD
 - 56 m tall

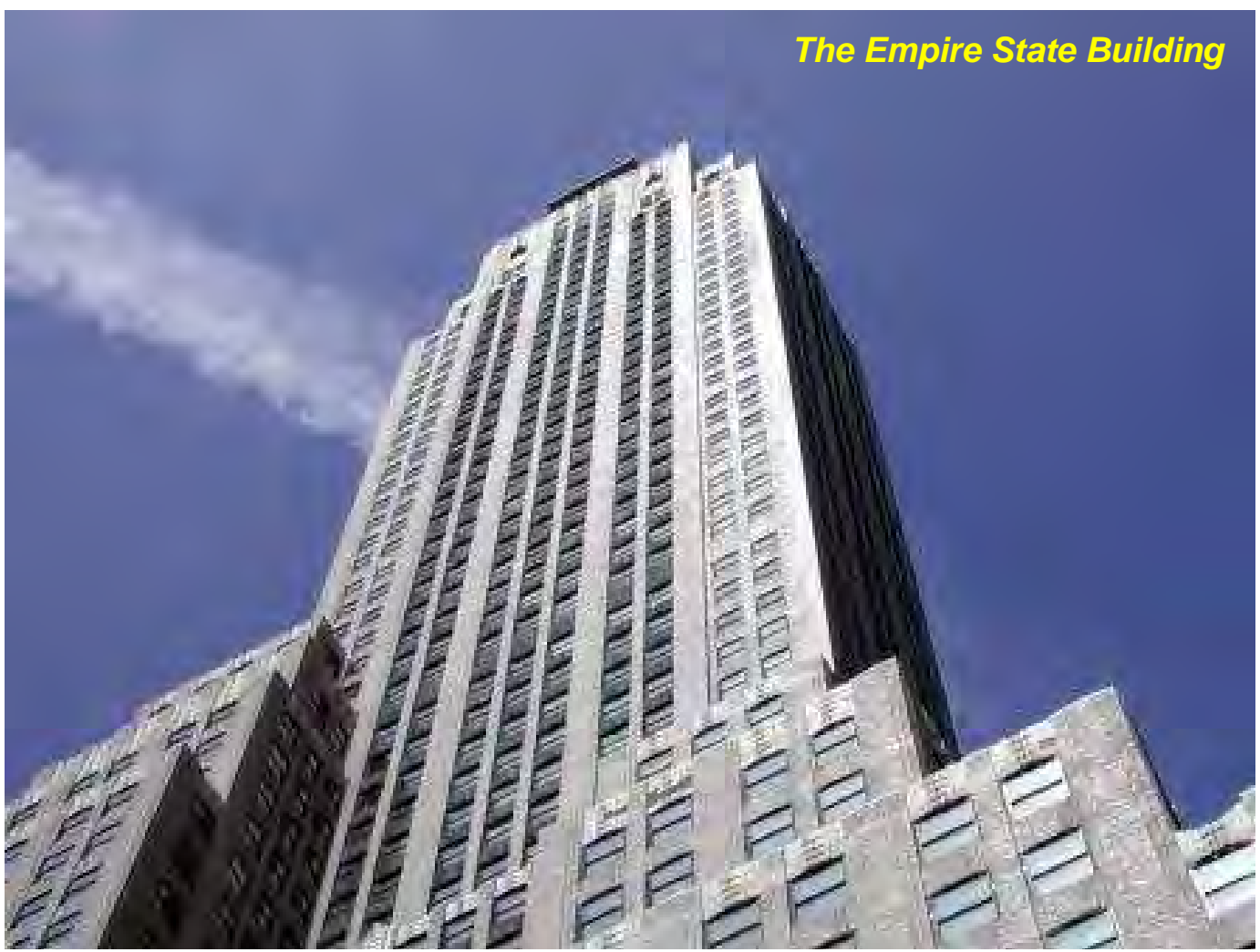
Lessons



- Foundation settlement
 - respect the geotech
- High aspect ratio = sensitive to small base movement
- Verticality during and after construction
- Correction attempted as they built



The Taj Mahal (India): 1654



The Empire State Building



History of Structures



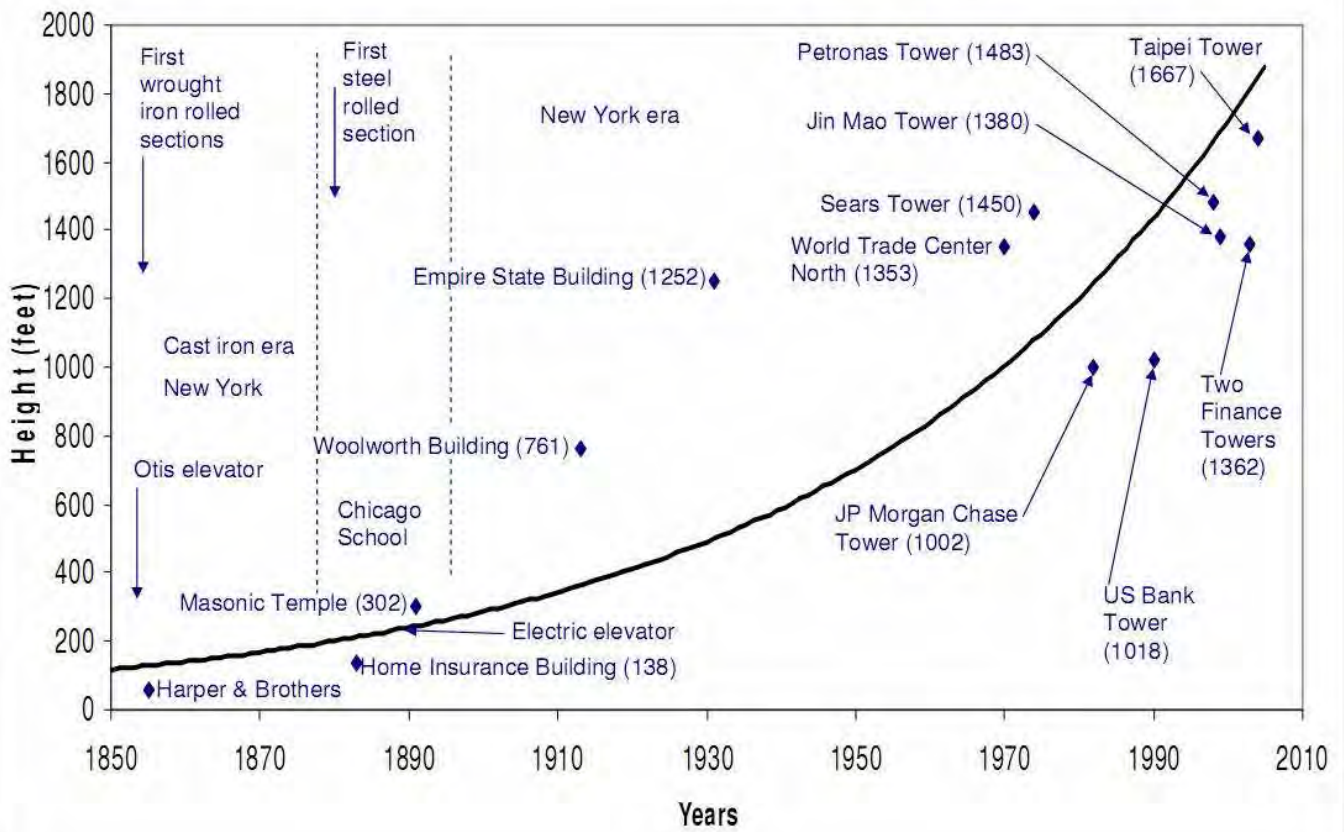
- Empire State Building
 - 1931
 - 102 stories
 - 443 m tall

Lessons

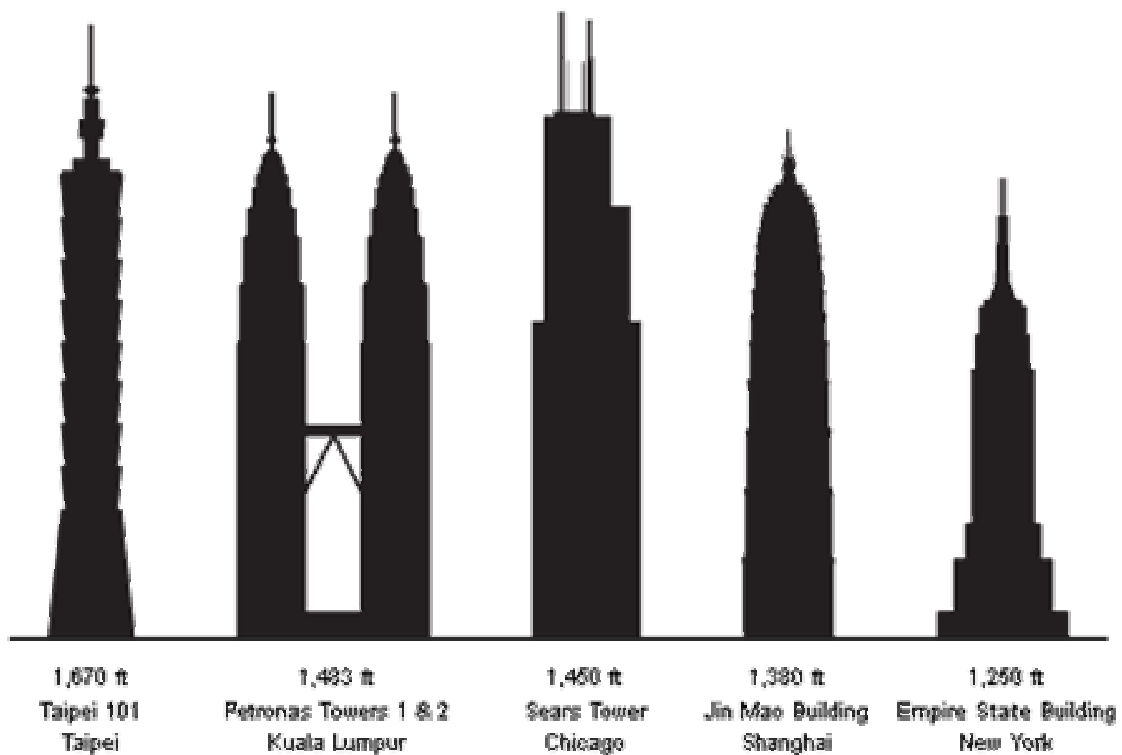


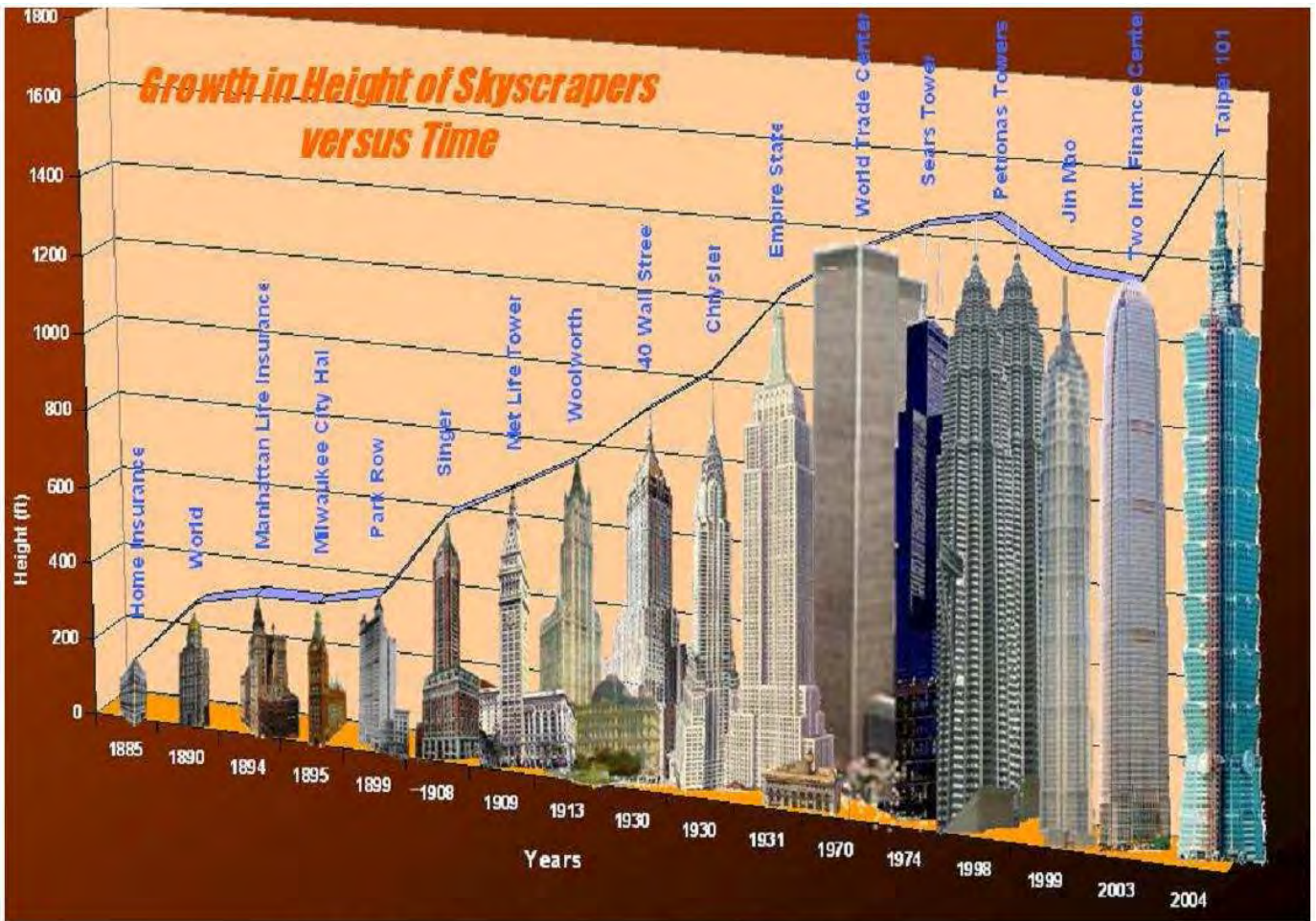
- Steel frame
- Full-width moment frames
- Window strips, masonry strips, trim
- Fast construction
 - Super-organized

Growth in height between 1850 and 2005



World's Tallest Buildings





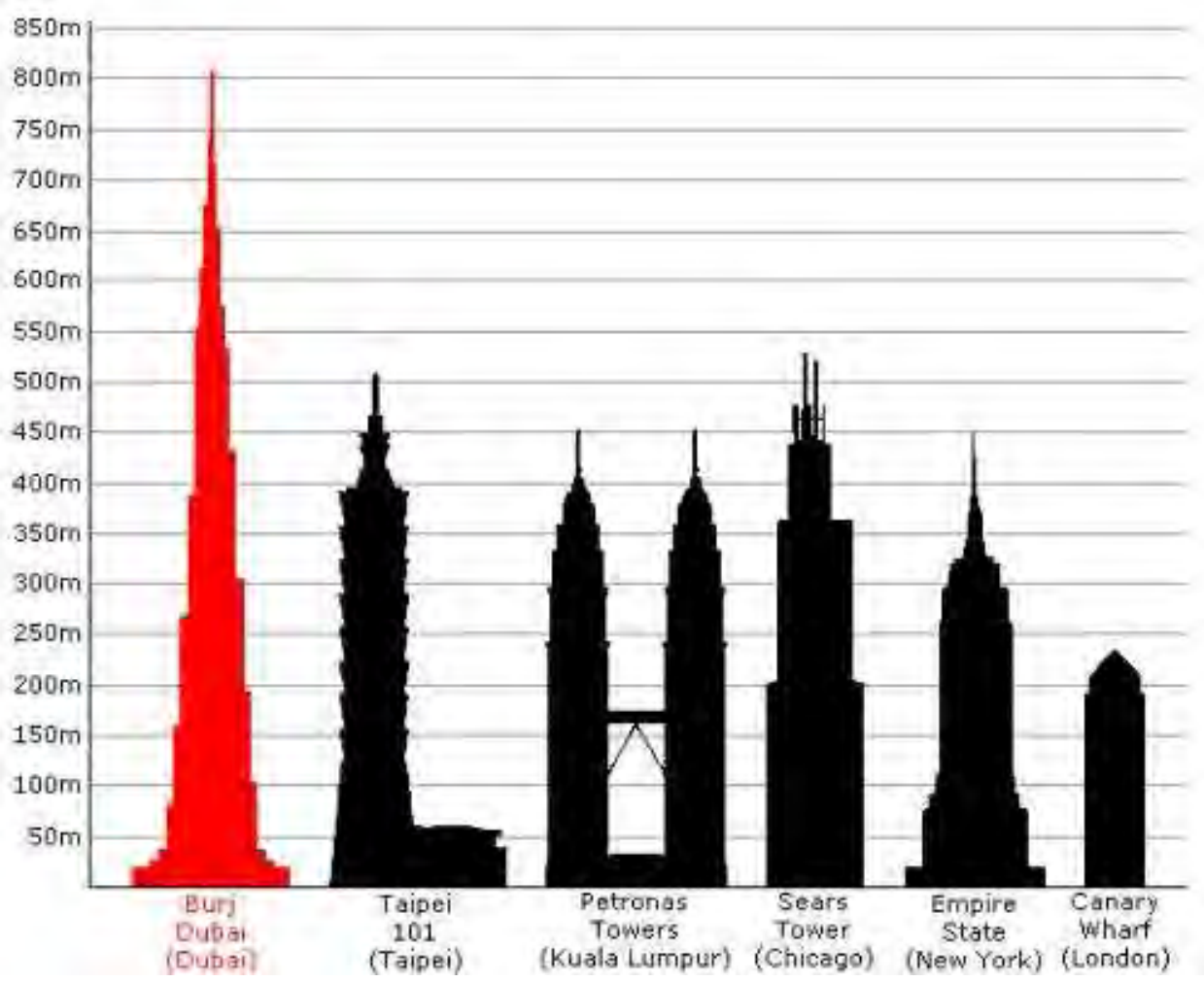
Growth in height of tall buildings (from 1885 to present).



Burj Dubai > 800 m

a supertall skyscraper under construction in Dubai, Arab Emirates, at 818 m (2,684 ft).





Structural Design Concept

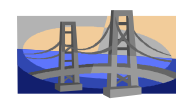
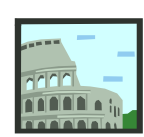
■ **Stability**

■ **Economy**

■ **Safety**

■ **Environment**

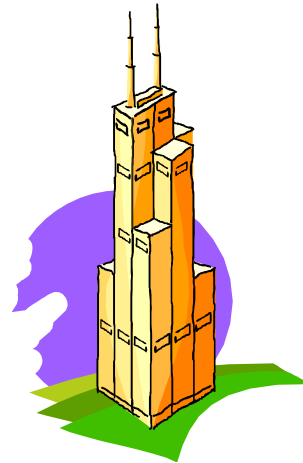
■ **Serviceability**





Others Factors . . .

- Building functions
- Fire resistance
- Integrate well with others systems (M/E)
- Psychologically safe



Building Codes

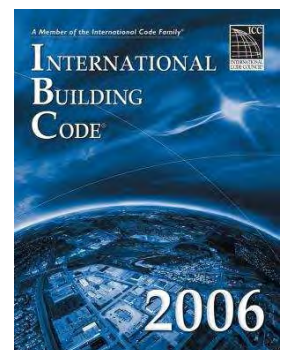
ACI 318 Building Code: ACI 318-89 = มาตรฐาน ว.ส.ท. 1008-38
 ACI 318-95 ACI 318-05
 ACI 318-99 **ACI 318-08**
 ACI 318-02

ASCE 7 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures:
 ASCE 7-98 ASCE 7-02 **ASCE 7-05**

Uniform Building Code: UBC1985 → UBC1994 → UBC1997

*UBC was replaced in 2000 by the International Building Code (IBC)

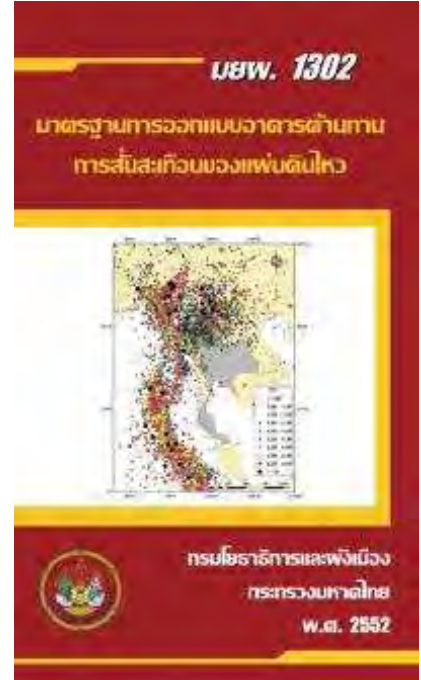
International Building Code: IBC 2000
 IBC 2003
IBC 2006
IBC 2009





Building Codes

- ข้อกำหนดที่มีผลบังคับใช้ตามกฎหมาย
 - พระราชบัญญัติ ควบคุมอาคาร 2522
 - กฎกระทรวงมหาดไทย
 - มาตรฐานกรมโยธาธิการ
 - ข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร
 - เทศบัญญัติ



พระราชบัญญัติ ควบคุมอาคาร พ.ศ.2522

กฎกระทรวง ฉบับที่ 6 พ.ศ.2527 ออกตามความใน พรบ. ควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 ว่าด้วยการกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทน ลักษณะ และคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการก่อสร้าง ดัดแปลง หรือซ่อมแซมอาคาร และการรับน้ำหนัก ความต้านทาน และความคงทนของอาคาร หรือ พื้นดินที่รองรับอาคาร

กฎกระทรวง ฉบับที่ 49 พ.ศ. 2540 ออกตามความใน พรบ. ควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 ว่าด้วยการ กำหนด การรับน้ำหนัก ความต้านทาน และ ความคงทน ของ อาคารหรือ พื้นดินที่รองรับ อาคาร สำหรับ การก่อสร้าง อาคาร ในเขต ที่อาจได้ รับแรง สั่นสะเทือน ของ แผ่นดินไหว



Design Loads

- Dead Loads - self weight not known before design
- Live Loads - change in position and magnitude
- Wind Load
- Seismic Load
- Snow/Rain Load
- Earth Pressure



DEAD LOADS (DL)

- Weight of materials of construction incorporated into the building
- Including but not limited to walls, floors, roofs, ceilings, stairways, built-in partitions, finishes, cladding and ...
- All dead loads are considered permanent loads.

LIVE LOADS (LL)

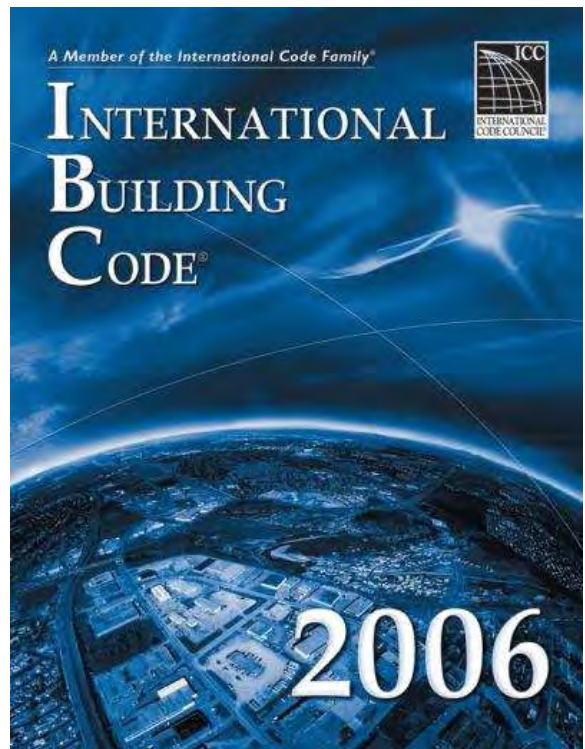
Loads produced by the use and occupancy of the building or other structure

Floor Loads

น้ำหนักบรรทุกจร

พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522
กฎกระทรวง ฉบับที่ 6 (พ.ศ. 2527)

International Building CODE 2006



น้ำหนักบรรทุกจร

กฎกระทรวง ฉบับที่ 6 (พ.ศ. 2527) พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522

ประเภทและส่วนต่าง ๆ ของอาคาร	หน่วยน้ำหนักจร (kg/m ²)
(1) หลังคา	30
(2) กันสาดหรือหลังคาคอนกรีต	100
(3) ที่พักอาศัย โรงเรียนอนุบาล ห้องน้ำ ห้องส้วม	150
(4) ห้องแถว ตึกแถวที่ใช้พักอาศัย อาคารชุด หอพัก โรงแรม และ ห้องคนไข้พิเศษของโรงพยาบาล	200
(5) สำนักงาน ธนาคาร	250
(6) (ก) อาคารพาณิชย์ ส่วนของห้องแถว ตึกแถวที่ใช้เพื่อการพาณิชย์ มหาวิทยาลัย วิทยาลัย โรงเรียน และโรงพยาบาล	300
(ข) ห้องโถง บันได ช่องทางเดินของอาคารชุด หอพัก โรงแรม สำนักงาน และธนาคาร	300

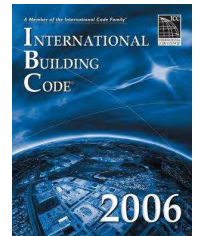
น้ำหนักบรรทุกจร (ต่อ)

กฎกระทรวง ฉบับที่ 6 (พ.ศ. 2527) พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522

ประเภทและส่วนต่างๆของอาคาร	หน่วยน้ำหนักจร (kg/m ²)
(7) (ก) ตลาด อาคารสรรพสินค้า หอประชุม โรงมหรสพ ภัตตาคาร ห้องประชุม ห้องอ่านหนังสือในห้องสมุดหรือหอสมุด ที่จอดรถหรือเก็บรถยนต์นั่งหรือจักรยานยนต์	400
(ข) ห้องโถง บันได ช่องทางเดินของอาคารพาณิชย์ มหาวิทยาลัย วิทยาลัย และโรงเรียน	500
(8) (ก) คลังสินค้า โรงกีฬา ฟิฟท์ภัณฑ์ อัฒจันทร์ โรงงานอุตสาหกรรม โรงพิมพ์ ห้องเก็บเอกสารและพัสดุ	500
(ข) ห้องโถง บันได ช่องทางเดินของตลาด อาคารสรรพสินค้า ห้องประชุม หอประชุม โรงมหรสพ ภัตตาคาร ห้องสมุด และหอสมุด	500
(9) ห้องเก็บหนังสือของห้องสมุดหรือหอสมุด	600
(10) ที่จอดรถหรือเก็บรถบรรทุกเปล่า	800

TABLE 1607.1

MINIMUM LIVE LOAD



OCCUPANCY OR USE	UNIFORM (KG/SQ.M)	CONCENTRATED (KG)
Residential		
Habitable attics and sleeping area	150	
All other areas except balconies and deck	200	—
Hotel: private rooms	200	
Hotel: public rooms and corridors	500	
Assembly areas and theaters		
Fixed seats (fastened to floor)	300	
Lobbies	500	—
Stages and platforms	600	
Hospitals		
Operating rooms, laboratories	300	500
Private rooms	200	500
Wards	200	500
Corridors above first floor	400	500

IBC2006: TABLE 1607.1 MINIMUM LIVE LOAD

OCCUPANCY OR USE	UNIFORM (KG/SQ.M)	CONCENTRATED (KG)
Libraries Reading rooms Stack rooms Corridors above first floor	300 700 400	500 500 500
Manufacturing Light Heavy	600 1,200	1,000 1,500
Office buildings Lobbies and first-floor corridors Offices Corridors above first floor	500 250 400	1,000 1,000 1,000
Schools Classrooms Corridors above first floor First floor corridors	200 400 500	500 500 500
Stairs and exits One- and two-family dwellings All other	200 500	—

IBC2006: TABLE 1607.1 MINIMUM LIVE LOAD

OCCUPANCY OR USE	UNIFORM (KG/SQ.M)	CONCENTRATED (KG)
Storage warehouses Light Heavy	600 1,200	—
Stores Retail First floor Upper floors Wholesales, all floor	500 400 600	500 500 500



COMBINATIONS OF LOADS

กฎกระทรวง ฉบับที่ 6 (พ.ศ. 2527) :

(1) สำหรับส่วนของอาคารที่ไม่คิดแรงลม

$$U = 1.7D + 2.0L$$

(2) สำหรับส่วนของอาคารที่คิดแรงลมด้วย

$$U = 0.75(1.7D + 2.0L + 2.0W)$$

หรือ

$$U = 0.9D + 1.3L$$

ACI 318-89 = ว.ส.ท. 1008-38,

$$U = 1.4D + 1.7L$$

ACI 318-95, ASCE 7-98 :

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.7W)$$

$$U = 0.9D + 1.3W$$

$$U = 1.05D + 1.28L + 1.40E$$

$$U = 0.90D + 1.43E$$

UBC 1997 (SECTION 1612):

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2D + 1.3W + L$$

$$U = 1.2D + 1.0E + L$$

ACI 318-99 to 05, ACI 318-08

$$U = 1.2D + 1.6L$$

ASCE 7-02, ASCE 7-05

$$U = 1.2D + 1.6W + L$$

IBC2006

$$U = 1.2D + 1.0E + L$$



2

Building Design

Structural Types



- Building Design Evolution
- Building Resistances
- Bending Rigidity Index (BRI)
- Shear Rigidity Index (SRI)
- Structural Forms
 - Rigid Frame
 - Shear Wall
 - Wall-Frame Structure

Mongkol JIRAVACHARADET

SURANAREE

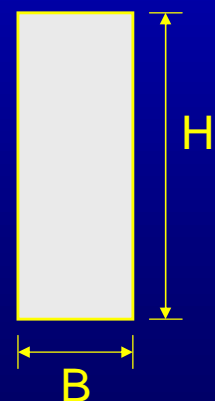
INSTITUTE OF ENGINEERING

UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING

What is “Aspect Ratio” ?

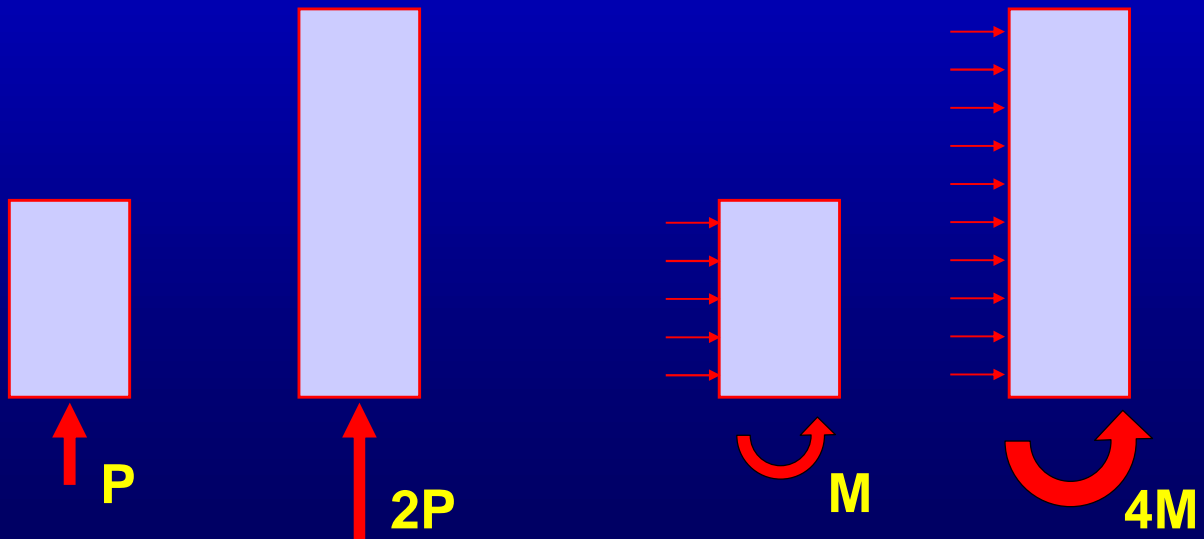
- Building height vs. footprint
- Aspect ratio (height/structural lateral system footprint width or depth)
 - Preferably < 6
 - Could be > 10 if special features to improve wind comfort are included



Evolution of Building Design

- Short Building : Strength Design

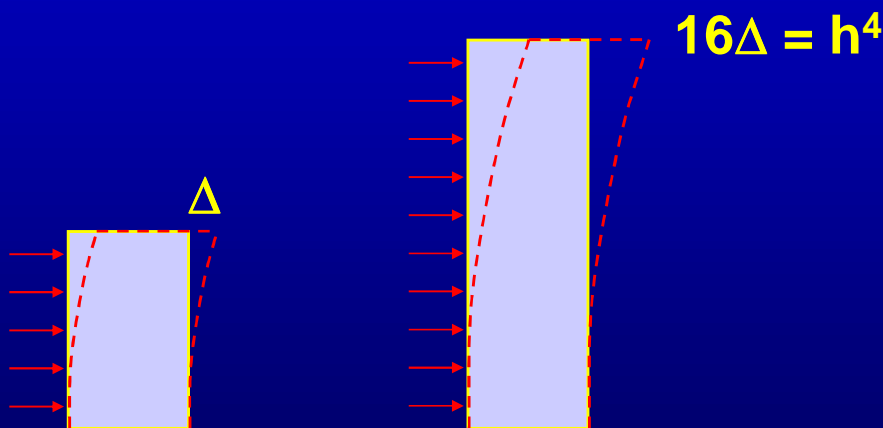
Gravity control ($\approx h$) – Strength Design ($\approx h^2$)



Evolution of Building Design

- Intermediate Size Building: Deflection

Lateral Load Control – Stiffness Design ($\approx h^3$)



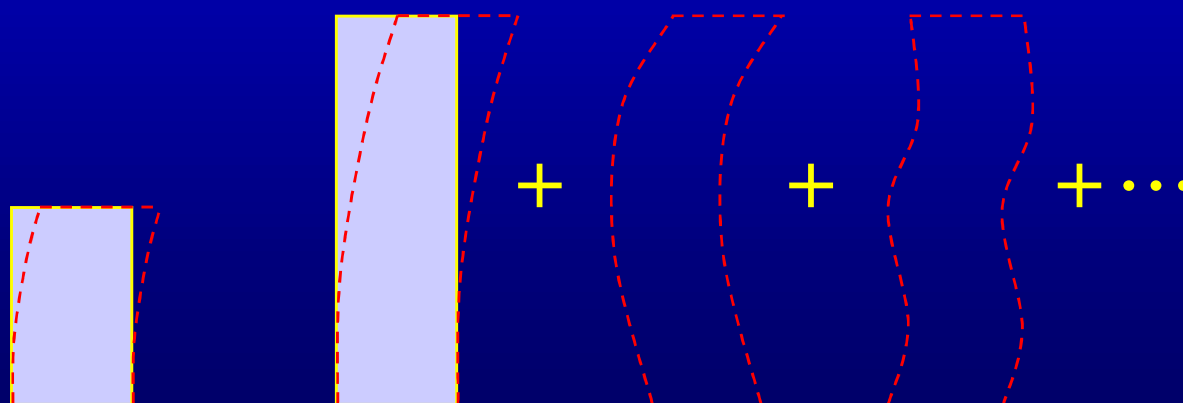
- Drift limit based on h ; $h^4 / h \approx h^3$



Evolution of Building Design

- Tall Building:

Wind Induced Bldg Motion (acceleration)
Control – Dynamic Stiffness Design ($\approx h^3$)



Evolution of Building Design

- Force Based Design



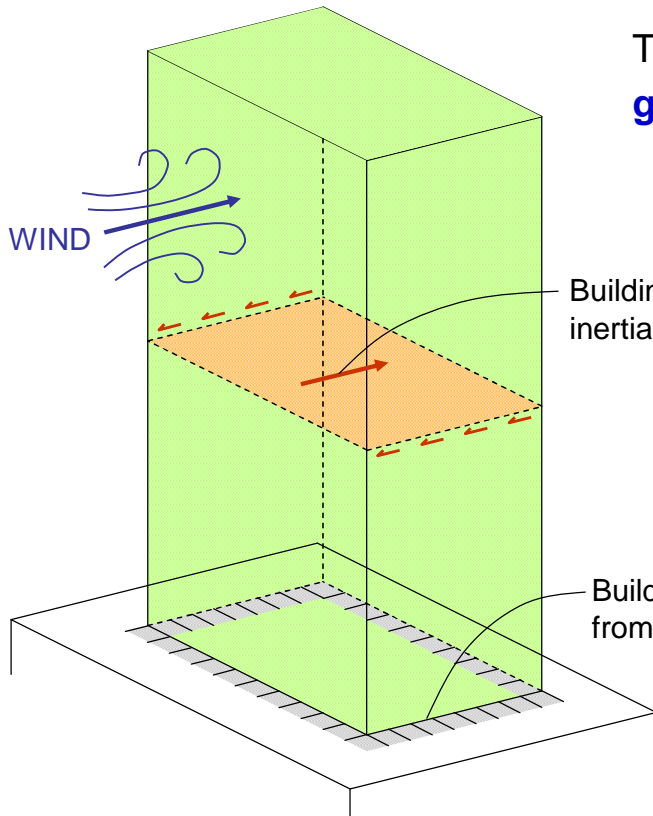
- Displacement Based Design



- Performance Based Design

TALL BUILDING

Cantilever Beam from Earth



Tall building must be designed to resist **gravity** and **lateral** loadings

Lateral loadings:

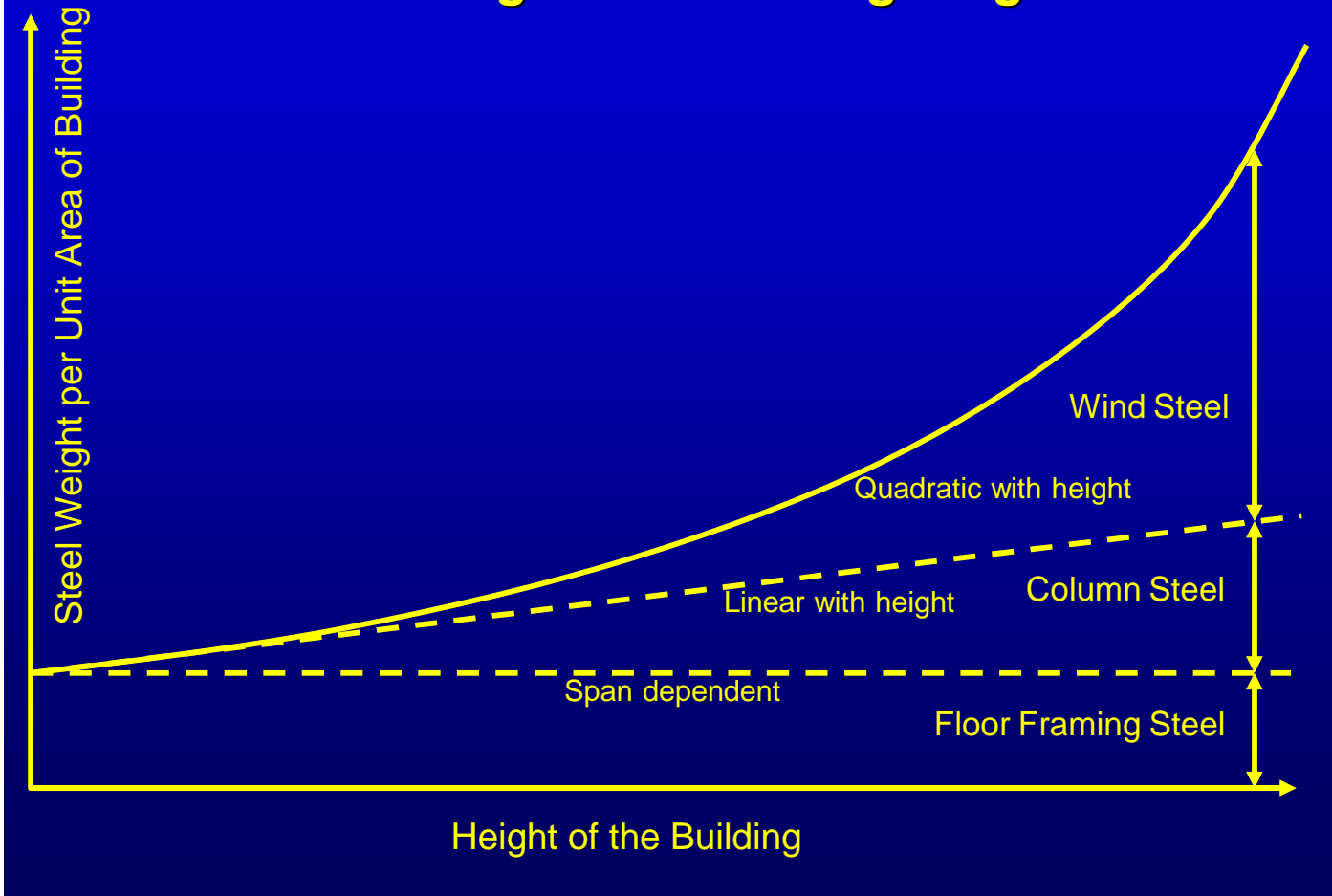
- WIND
- Earthquake

Building must have resistance for:

- Shear
- Bending

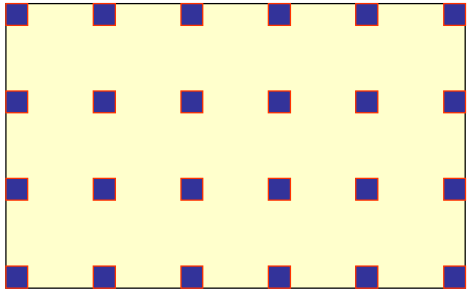
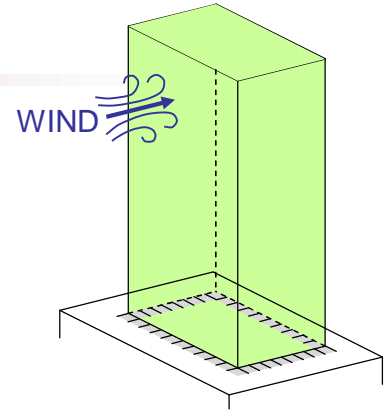


Steel Weight v.s. Building Height

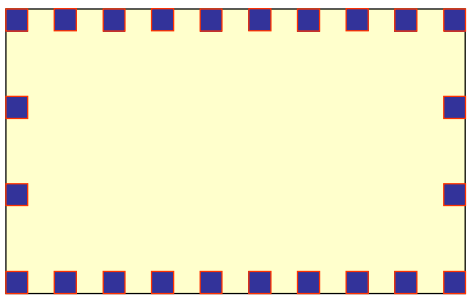


Measures of Structural Efficiency

อาคารสูงมีลักษณะเหมือนคานยื่น โดยมีฐานยึดติดพื้นดิน



(a) Uniform distribution of columns

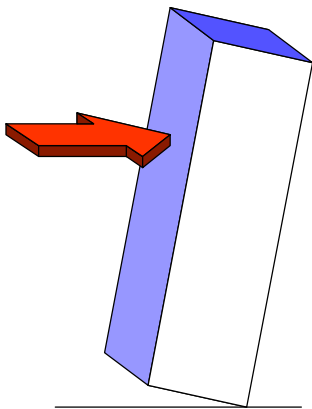


(b) Columns concentrated at the edges

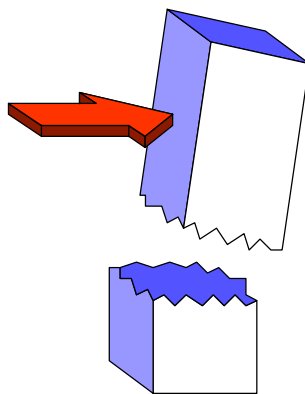
พิจารณารูปตัดอาคาร (a) และ (b) จะเห็นว่ามีความสามารถในการต้านทานการคดไม่เท่ากัน ประสิทธิภาพการคดวัดโดยใช้พารามิเตอร์:

$$\text{BRI} = \text{Bending Rigidity Index}$$

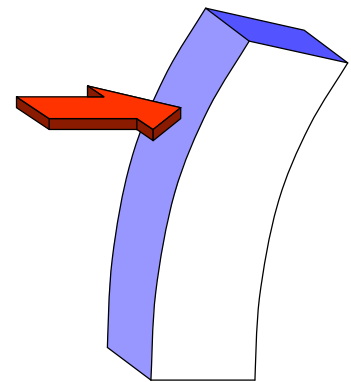
Building Bending Resistance



(a) Building must not **overturn**

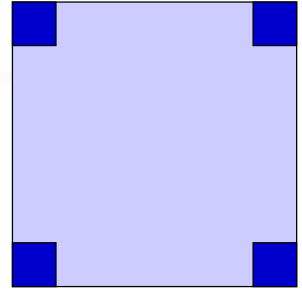


(b) Building must not **break**



(c) Building must not **deflect** excessively in bending

Bending Rigidity Index (BRI)



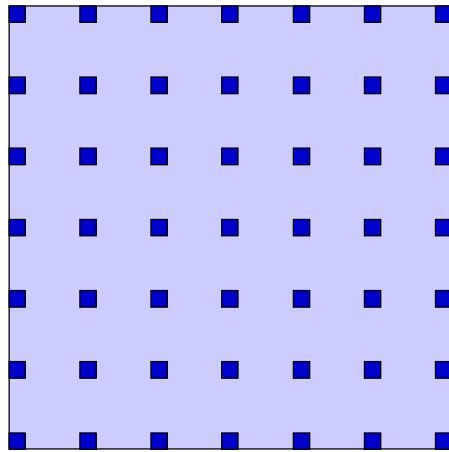
เพื่อเปรียบเทียบประสิทธิภาพการดัดของผังอาคาร กำหนดให้ค่า

BRI สูงสุดคือ 100 สำหรับผังสี่เหลี่ยมจัตุรัสมีเสาสี่ต้นที่มุม

BRI คือผลรวมโมเมนต์อินเนอร์เซียของเสาทุกต้นรอบศูนย์ถ่วงผังอาคาร



ผังอาคารของตึก Empire State ซึ่งมีทั้งเสาภายนอกและภายในดังรูป



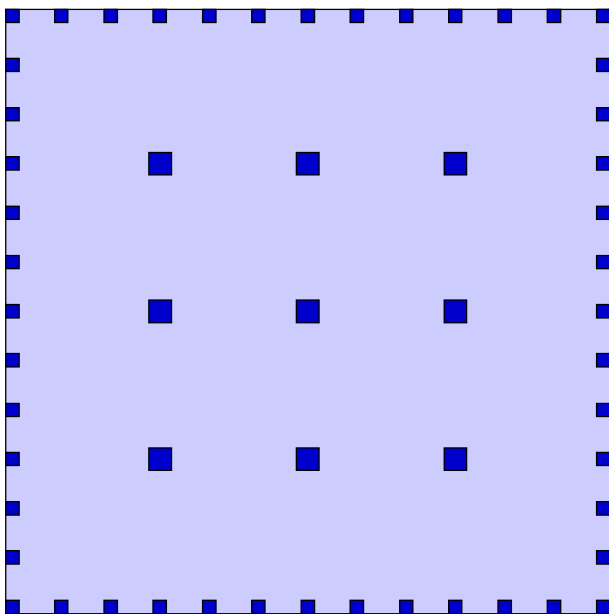
BRI มีค่าเท่ากับ 33

หมายความว่าประสิทธิภาพการดัด

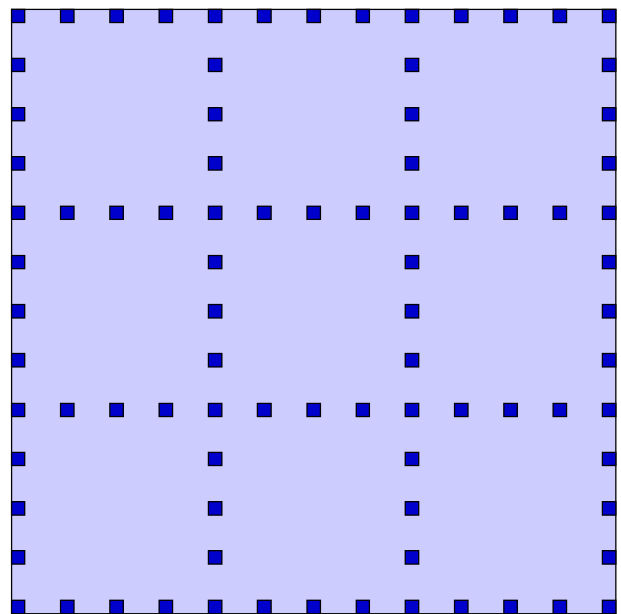
เพียง 33% เท่านั้น

Modern Buildings

อาคารสูงสมัยใหม่ใช้เสาภายนอกเรียงใกล้กันมีลักษณะเหมือนท่อ (tube)



World Trade Center (destroyed)



Sear Tower (Bundled Tubes)



World Trade Center (WTC)

New York City, USA

Twin 110-story towers using a tube-frame structural design

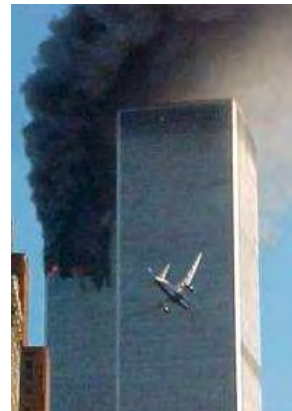
Height: 417 and 415 meters

Ground Breaking: August 5, 1966

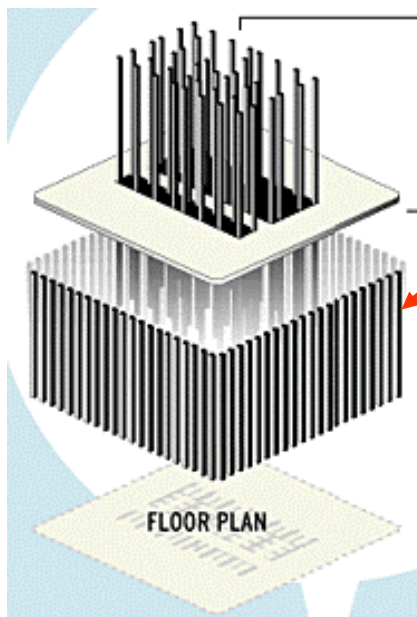
Opened: April 4, 1973



Destroyed on September 11, 2001

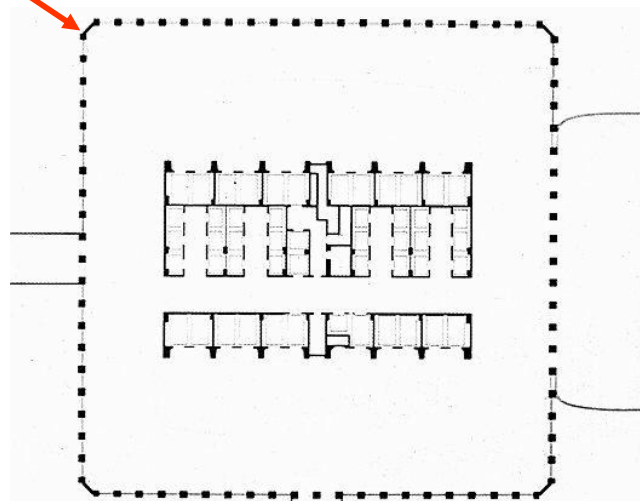


Typical Floor Plan of the World Trade Center



The **central core** is designed to carry part of the vertical loads only.

The closely spaced tabular perimeter columns act like a hollow tube supporting part of vertical loads and all the horizontal loads.



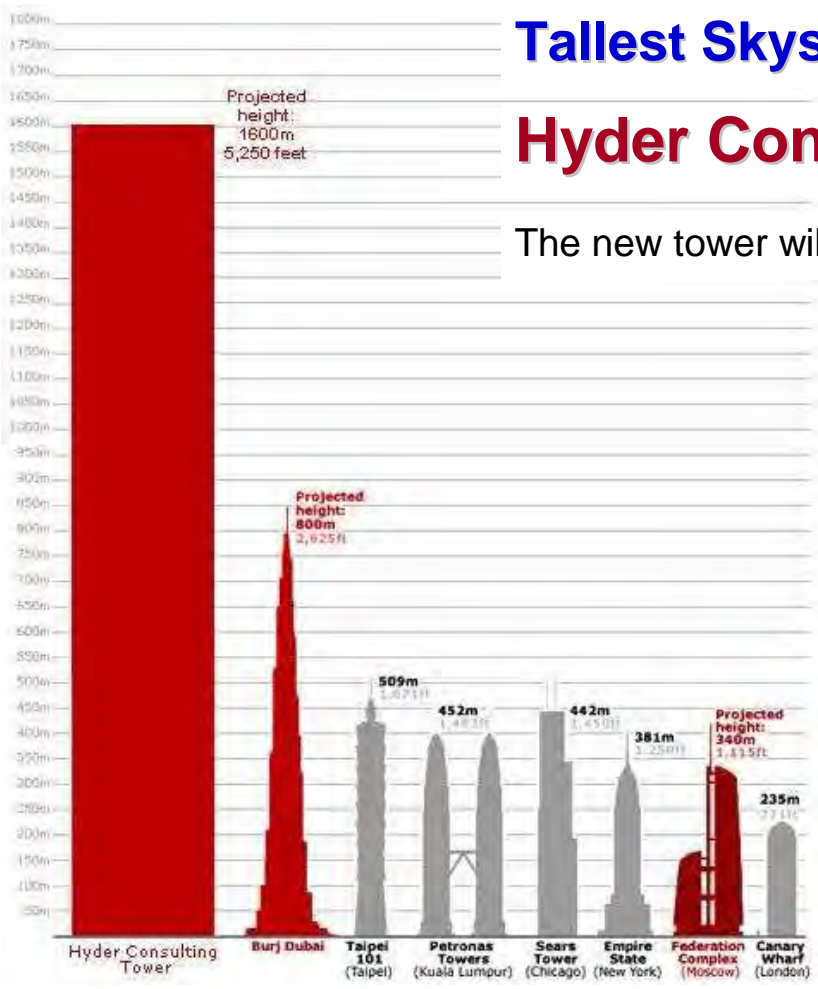


Sears Tower

Chicago, USA

The world's tallest building 1974 - 1998

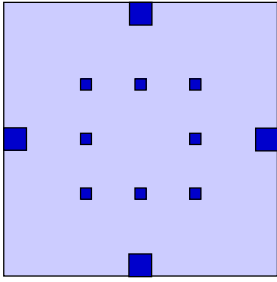
108-story 1,450 feet (442 m)



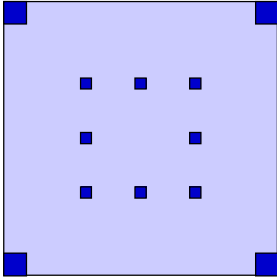
Tallest Skyscraper in the World

Hyder Consulting Tower

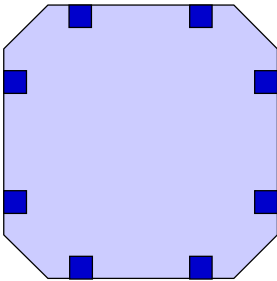
The new tower will be over 1,600m tall.



Citicorp Tower ไม่ใช่เสามุม
ทำให้ค่า BRI ตกลงเหลือ 31%

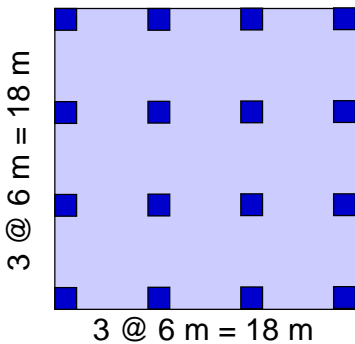


ถ้าย้ายเสามาที่มุมทั้งสี่
จะทำให้ค่า BRI เพิ่มขึ้นเป็น 56%



Bank of South West
ให้ค่า BRI เพิ่มขึ้นเป็น 63%

Example: BRI Calculation



Column: 0.40 m x 0.40 m

$$\text{Moment of Inertia} = \sum \frac{bh^3}{12} + \sum Ad^2$$

$$16 \times \frac{0.40 \times 0.40^3}{12} + 8 \times 0.40 \times 0.40 \times 3.0^2 + 8 \times 0.40 \times 0.40 \times 9.0^2$$

$$I = 115.2 \text{ m}^4$$

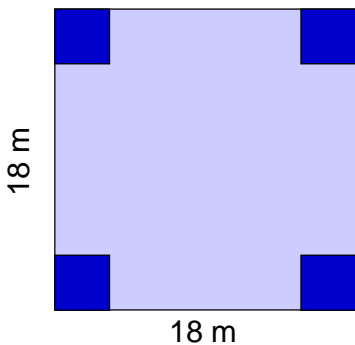
Total Column Area = 16 x 0.40 x 0.40 = 2.56 m²

$$\text{Corner column: } \sqrt{\frac{2.56}{4}} = 0.80 \text{ m}$$

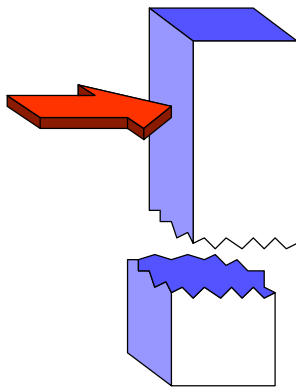
$$4 \times \frac{0.80 \times 0.80^3}{12} + 4 \times 0.80 \times 0.80 \times 9.0^2$$

$$I = 207.5 \text{ m}^4$$

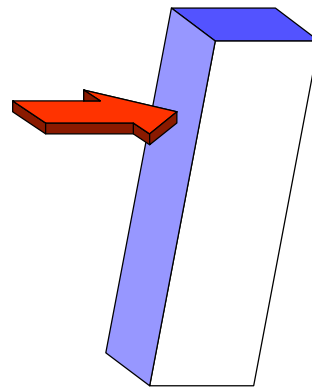
$$\text{BRI} = \frac{115.2}{207.5} \times 100 = 55.5$$



Building Shear Resistance



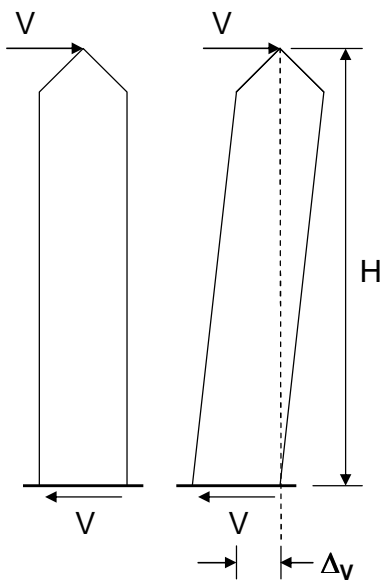
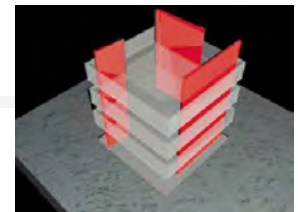
(a) Building must not **break**



(b) Building must not **deflect** excessively in shear

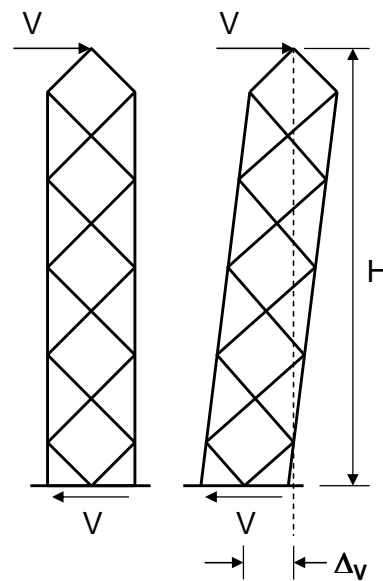
SRI = Shear Rigidity Index

Building Shear System



(a) Solid wall without opening

SRI = 100

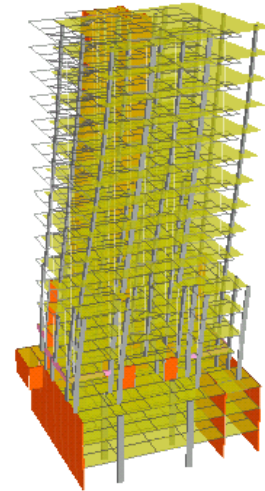
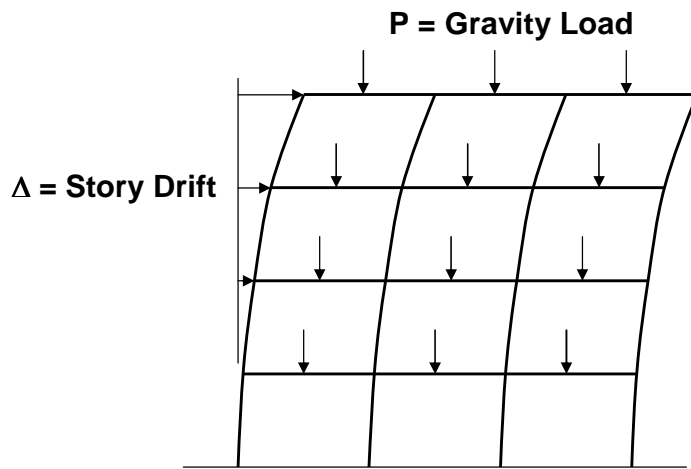


(b) diagonal web system

SRI = 62.5

P-Delta Effect

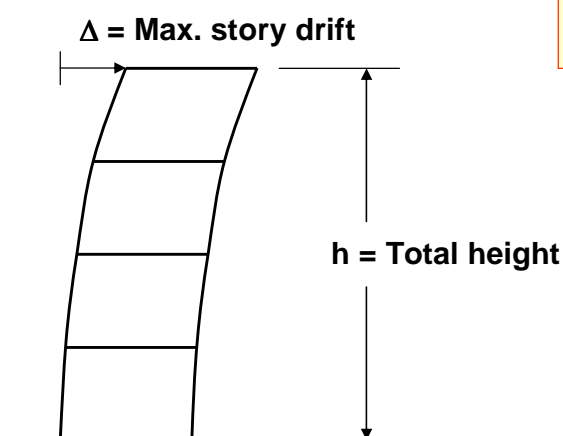
Second-order effects of gravity loads on lateral deflections and member forces



In the analysis of tall buildings, lateral displacement that increases with the height causes additional displacements that cannot be ignored.

Drift Limitations

To prevent building to collapse from P-Delta effects



$$\text{Drift index} = \Delta / h$$

0.001 to 0.005
or 1/500

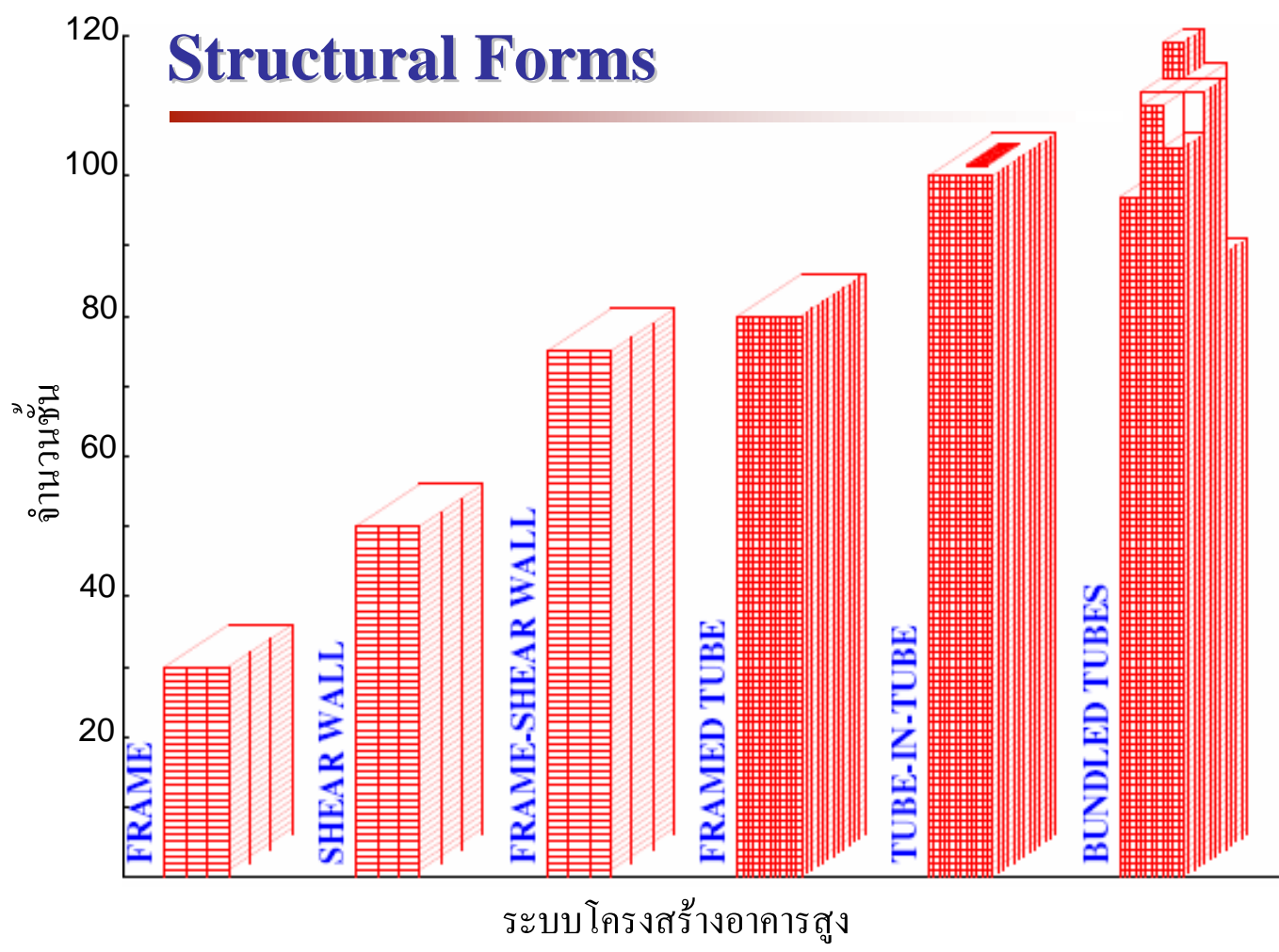
Generally, lower values should be used for hotels or apartment buildings than for office buildings.

Taipei 101

508-meter (1,674 feet)

Tower lateral systems are sized to limit tower story drift under the 50 years designwind load to an inter-story drift of **h/200**.





Structural Forms

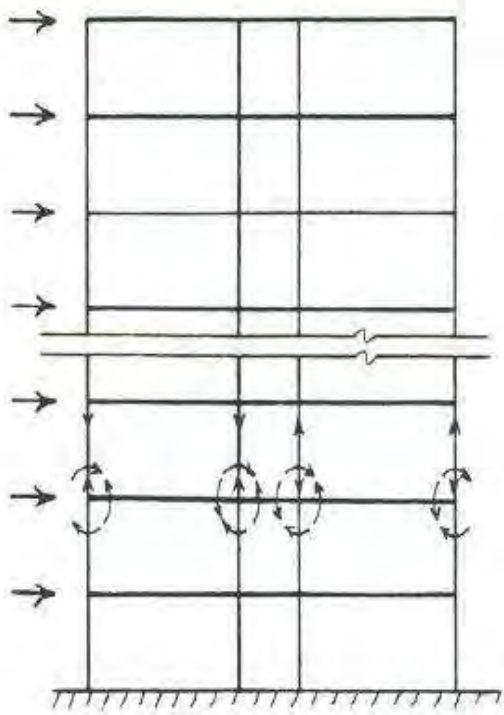
Simple Frames



Maimi's Stiltsville in Biscayne Bay is an example of an extremely simply framed structure.

Structural Forms

Rigid Frames

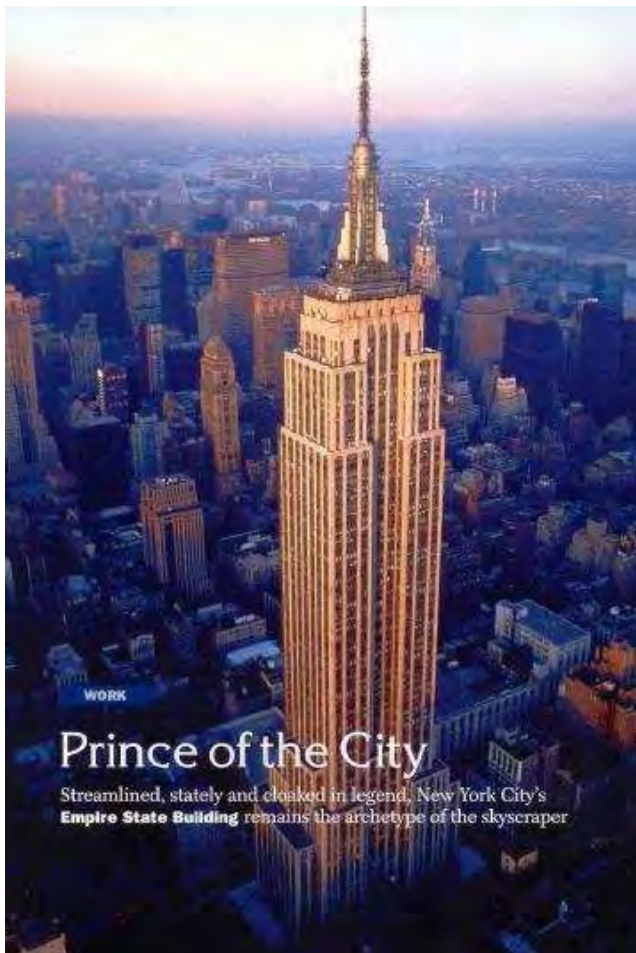


โครงข้อแข็ง : เสาและคานถูกยึดโดยจุดต่อซึ่งมีความต้านทานโมเมนต์

สติฟเนสด้านข้าง จะขึ้นกับสติฟเนสของเสา คาน และจุดต่อ

ข้อดี คือ ช่องเปิดรูปสี่เหลี่ยมทำให้ง่ายต่อการจัดตำแหน่งหน้าต่างและประตู

เหมาะสำหรับอาคารคอนกรีตสูงไม่เกิน 25 ชั้น



Empire State Building

New York, USA

The Empire State is also a rigid frame, that became the world's tallest building in 1931, two weeks before the Great Depression.

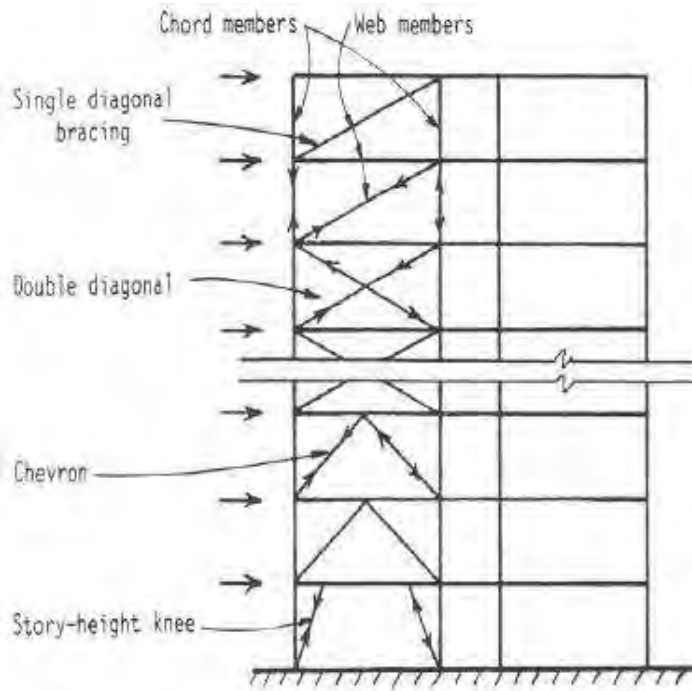
Its basic structural form is a steel frame encased in cinder concrete.

70,000 tons of structural steel frame was erected in only 23 weeks.

It required 44 psf of structure versus the WTC's required 11 psf.

Structural Forms

Braced Frames



โครงยึดรั้ง : แรงด้านข้างถูกต้านทานโดยองค์อาคารทแยงมุม มีลักษณะเหมือนโครงถักในแนวดิ่ง

สามารถรับแรงด้านข้างได้อย่างมีประสิทธิภาพในอาคารสูง

องค์อาคารทแยงมุมจะกีดขวางการจัดวางภายในเช่น หน้าต่างและประตู ทำให้มักจะยึดรั้งบริเวณบันไดหรือปล่องลิฟท์

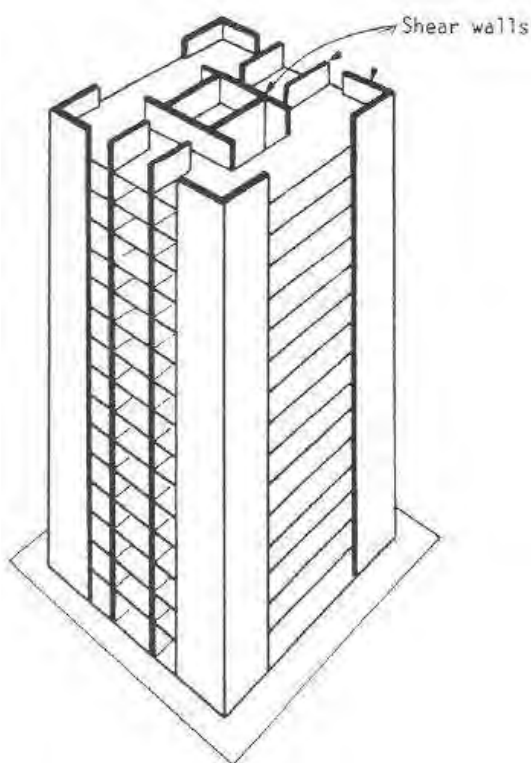




A braced-frame steel structural building in downtown Mahattan.

Structural Forms

Shear walls



ผนังเฉือน : ทำจากคอนกรีตเสริมเหล็กใช้รับได้ทั้งแรงในแนวตั้งและแนวราบ

มีสติฟเฟนในแนวระนาบและกำลังสูงมากทำให้เหมาะสำหรับการยึตรังอาคารสูง

ผนังเฉือนแข็งแรงกว่าโครงข้อแข็งทำให้อาคารมีความประหยัดจนถึง 55 ชั้น

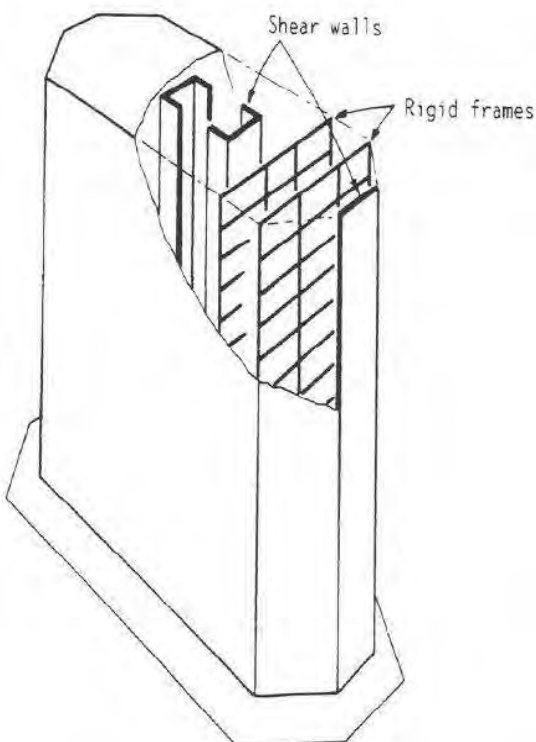
เหมาะสำหรับโรงแรม อพาร์ทเมนต์ และ คอนโดมิเนียม ซึ่งมีผังอาคารทุกชั้นเหมือนกัน จึงมีผนังในแนวตั้งต่อเนื่องเป็นผนังเฉือนได้



This photo shows a typical condominium in Miami, which consists of large perimeter columns and inner shear walls, tied horizontally with post-tensioned slabs.

Structural Forms

Wall-frame Structures



โครงสร้างมีทั้ง โครงข้อแข็งและผนังเฉือน การเสียดรูปทรงของทั้งสองระบบจะถูกยึดรั้งให้ผสมผสานกันโดยคานและพื้น

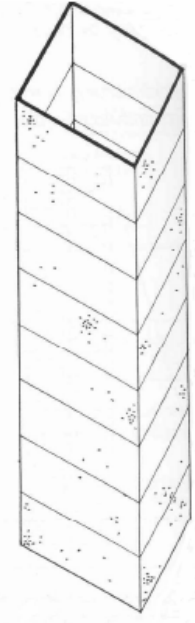
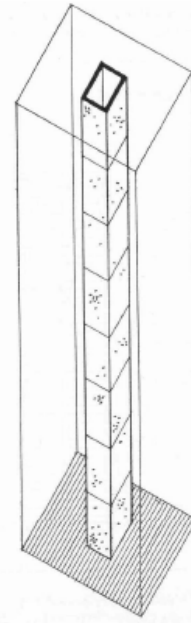
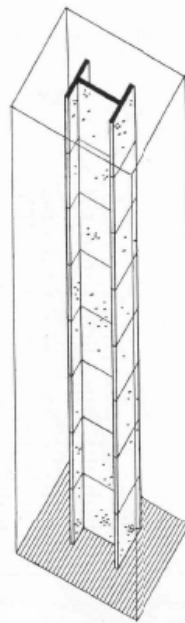
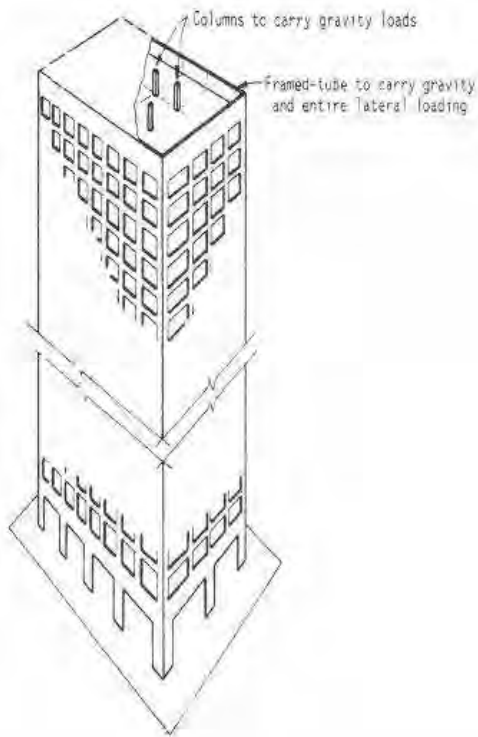
ผนังและโครงเกิดปฏิสัมพันธ์กันในแนวราบโดยเฉพาะที่ยอดอาคารทำให้โครงสร้างมีความแข็งแรงและสติเฟนมากขึ้น

โครงสร้างแบบผสมนี้ทำให้อาคารมีความประหยัดจนถึง 65 ชั้น

Structural Forms

Frame-Tube Structures

ใช้เสาวงเรียงใกล้กัน (2 - 4 ม.) โดยรอบอาคารทำหน้าที่เหมือน "ท่อ" เพื่อต้านทานโมเมนต์จากแรงค้ำข้าง



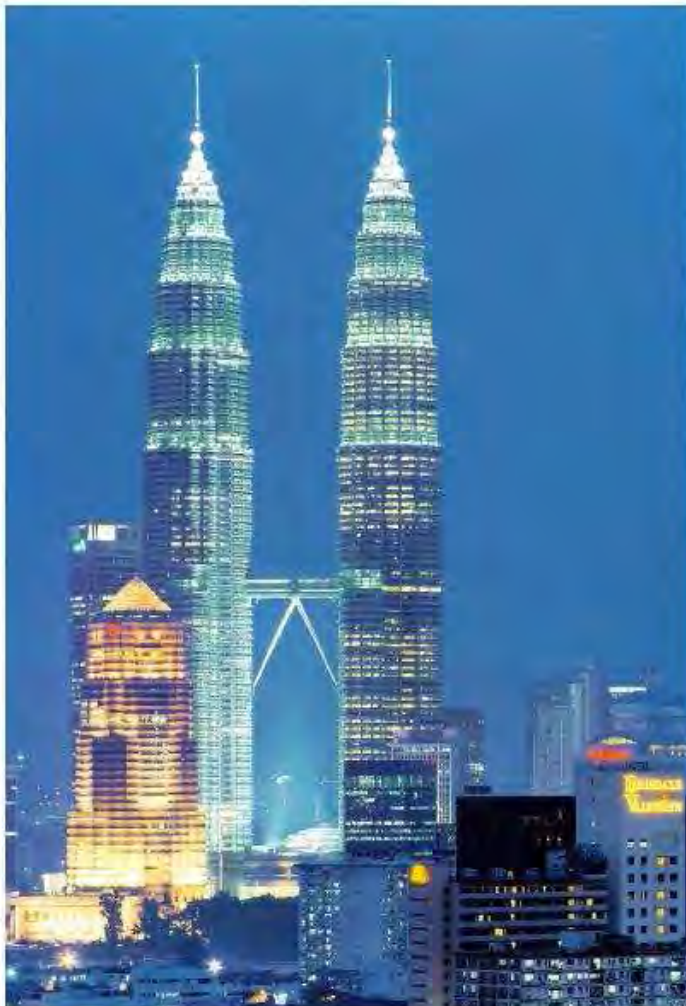
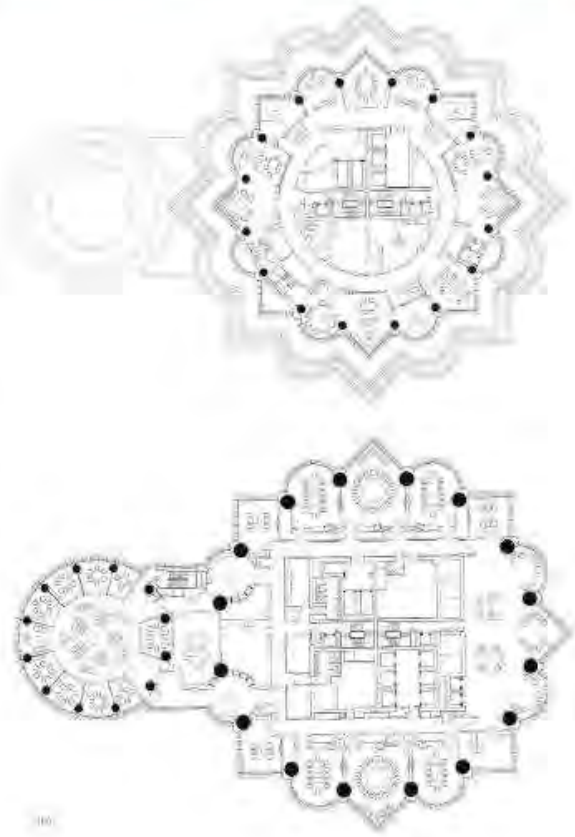
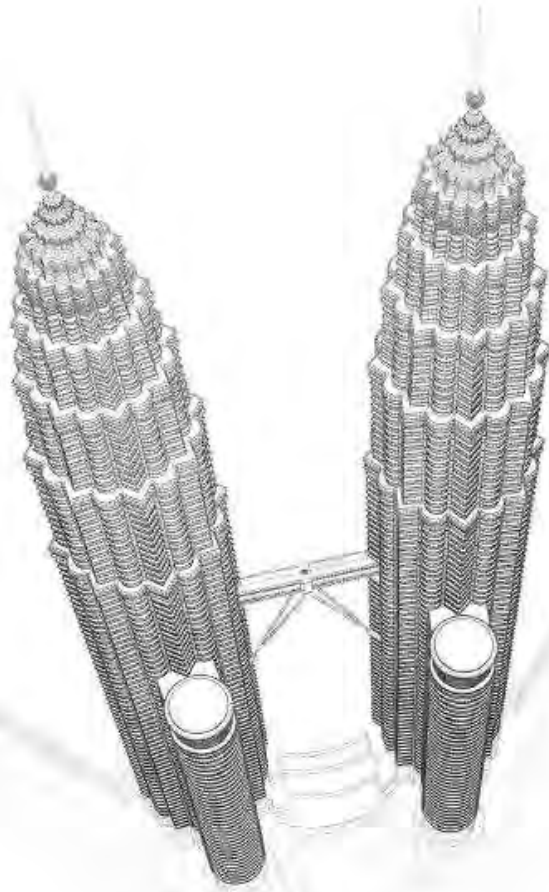
The World Trade Center (New York).

The south tower was completed on 23 December 1970, and the north tower in 1972. They were the first framed tubes to reach 110 stories, and thus created a new generation of structures since their creation.

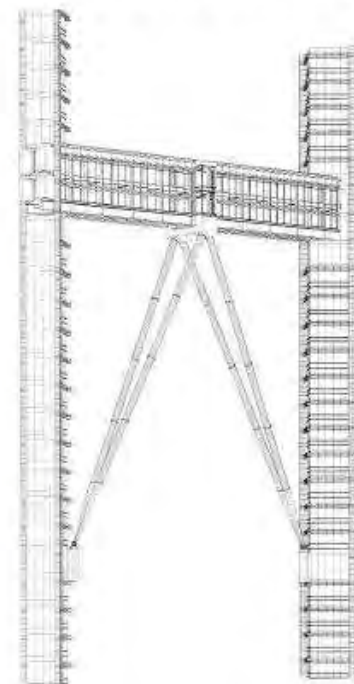




The Petronas Towers (Kuala Lumpur)

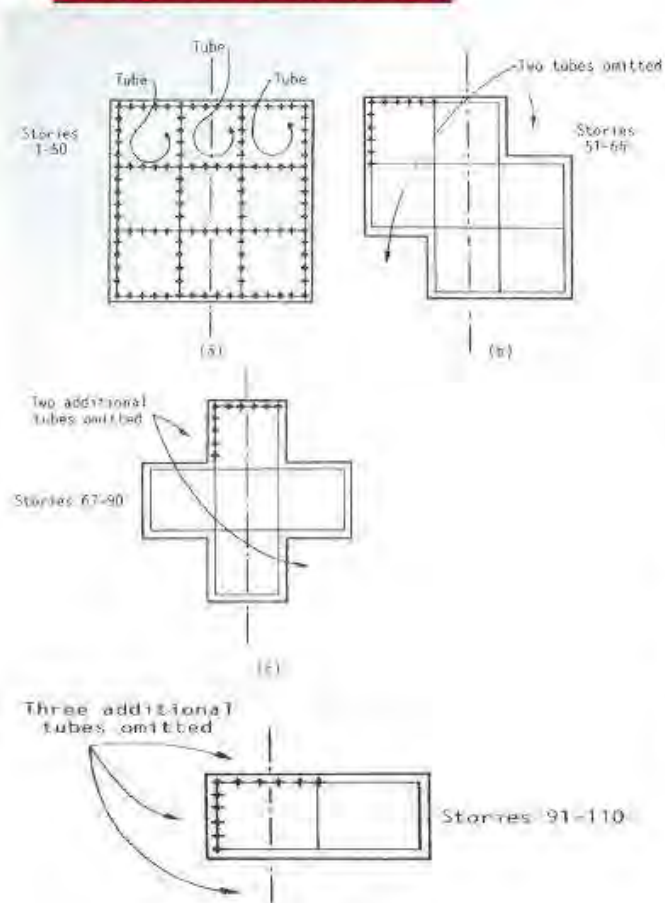


In 1988 the towers rose to 1,483 ft (452 m), or 33 ft taller than the Sears Tower in Chicago. The towers have 88 numbered levels, but in fact have 95 floors (the number “8” is a lucky number for the Chinese). The forms are RC for central core and perimeter columns, with ring beams of 11.6 ksi concrete. Each tower is a tapering cylinder with 16 columns.





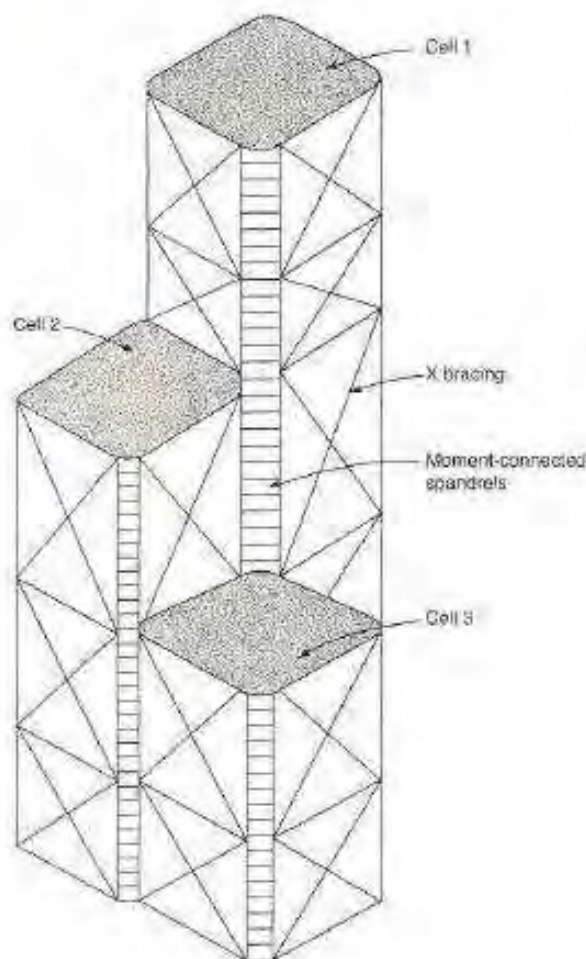
Bundled-Tube Structures.



The natural evolution of the WTC's framed tube form was the use of several tubes bundled together "like tied sticks". A bundled group of tubes provides greater strength than a single tube (this was the symbol of Rome's "fasces" and the US's bundles arrows "e pluribus unum").

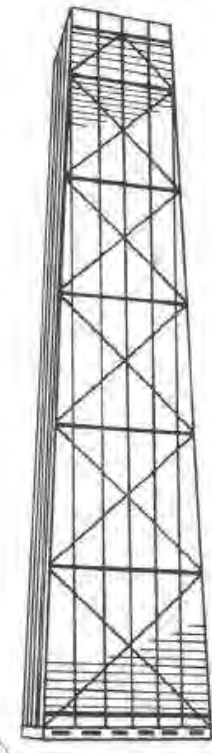
These bundled tubes were first tried by Fazlur Khan in Chicago, when the Sears tower was finished in 1974.

The new internal webs greatly reduce the effect of shear lag in the flanges. Therefore, the column stresses are more evenly distributed than in a single tube structure. The bundled tubes thus provide a much larger lateral stiffness, albeit at the expense of internal planning.

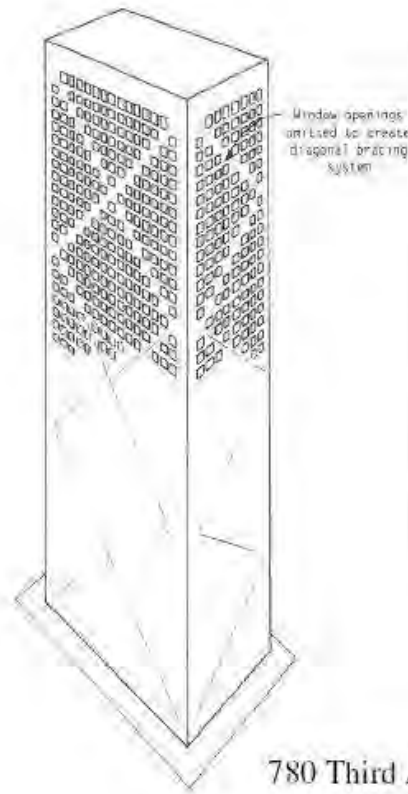




Braced-Tube Structures.



John Hancock, 1969.



780 Third Ave., 1985.

The efficiency of the framed tube structures can be improved by adding diagonal bracing to the faces. This results in (a) greater heights, and (b) greater spacing between the perimeter columns.

The first steel braced-tube was Chicago's 97-story John Hancock building, shown at left, finished in 1969.

The structure to its right is New York's 780 Third Avenue Building, a reinforced concrete structure finished in 1985.



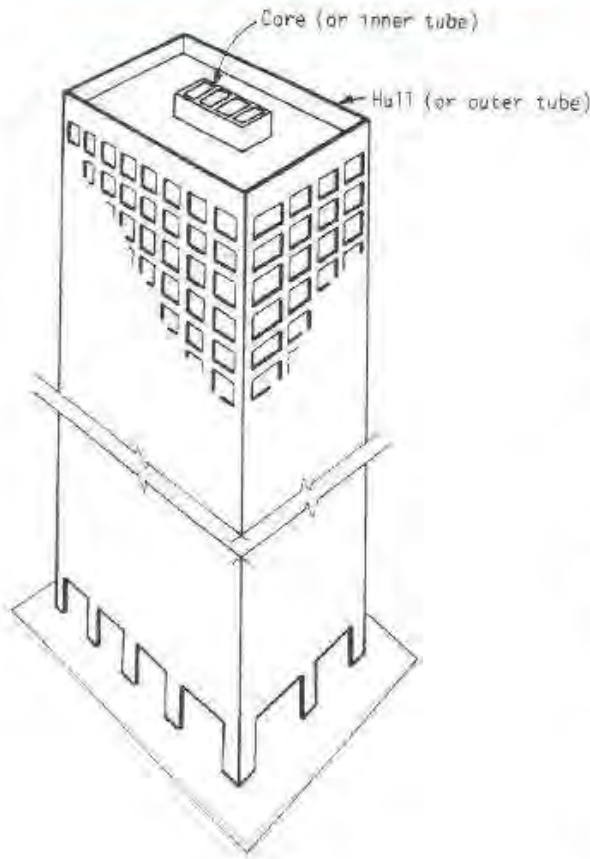
The steel tube has the bracing traverse the faces of the rigid frame. In the RC, the bracing is formed by a diagonal pattern of concrete window-size panels, poured integrally with the frame.

Because the diagonals of a braced tube are connected to the columns at each intersection, they virtually eliminate the effects of shear lag in both the flange and the web frames.

As a result, the structure behaves under lateral loads more like a braced frame, greatly diminishing the bending in the members of the frames. Columns may have greater spacing, allowing for much greater windows than with a conventional tube.



9. Core or Tube-in-Tube Structures.



A variant of the framed-tube form is the replacement of the inner, or core columns and walls, with another tube. Thus, the hull (or external tube) and the new core tube act jointly to resist both gravity and lateral loads. This improved form is called a tube-in-tube, or a hull-core structure.

A steel building could provide a core tube made up of braced frames, whereas a reinforced concrete building would consist of an assembly of shear walls for the core.

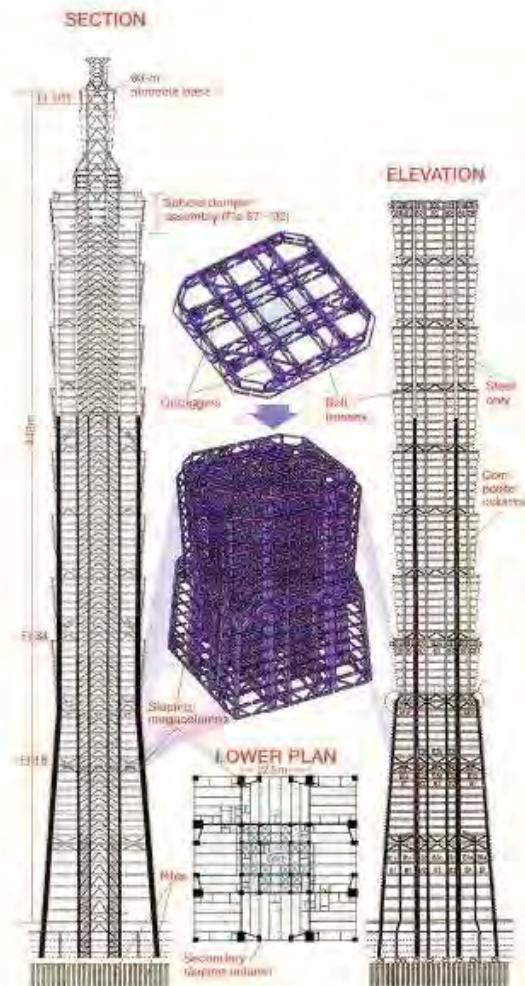
The outer framed tube (hull) and the inner core interact horizontally as the shear and flexural components of a wall-frame structure. This provides the benefit of a greatly increased lateral stiffness. The outer tube (hull) of course always dominates, because of its greater structural depth.

It is presumed that this form could push the heights to an economical 120 stories.

Taipei 101 (Taiwan).

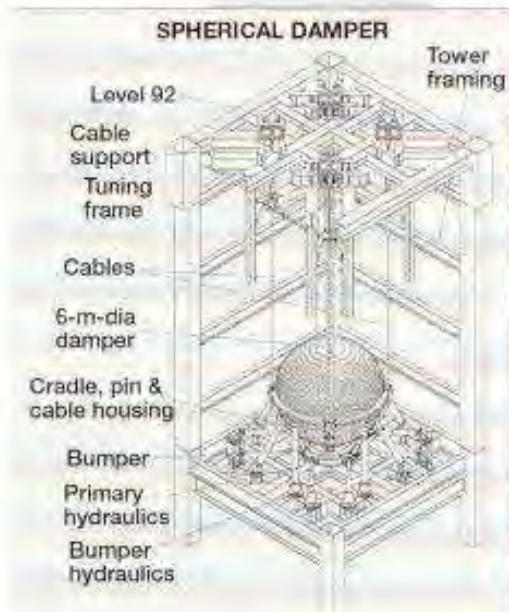
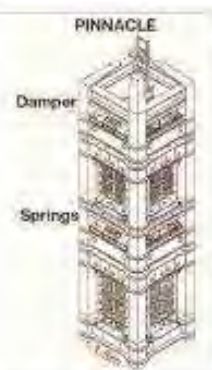
In 2003, the Taipei 101 building in Taiwan became the world's tallest structure, surpassing the Petronas Towers in Kuala Lumpur.

This tube-in-tube form used both a truss core and a braced frame hull to attain the tallest status.





The mega-columns of the external perimeter carry the entire gravity and wind loading.





3

Building Design

Schematic Building Forms as Total Structural Systems



- Assumption of Integrity
- Load-Resistance Implication
- Overturning Resistance
- Bending Stiffness of Buildings
- Symmetry and Asymmetry in Building Forms

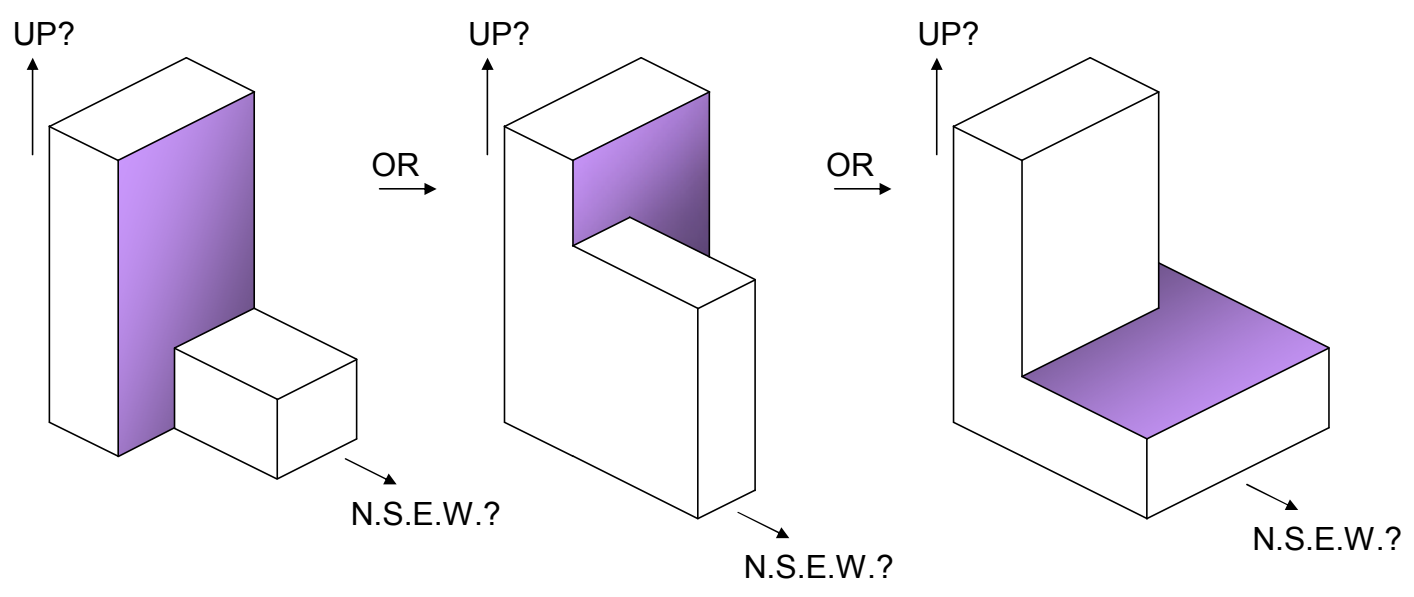
Mongkol JIRAVACHARADET

SURANAREE
UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

INSTITUTE OF ENGINEERING
SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING

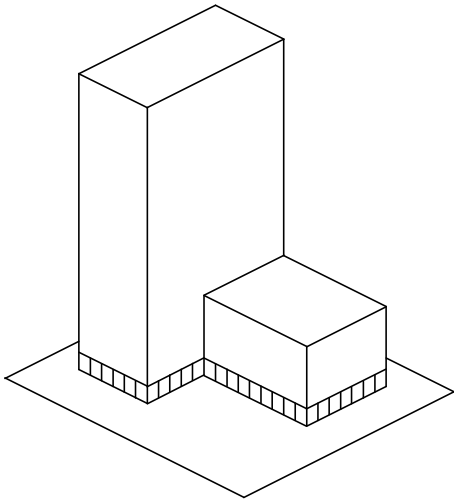
Assumption of Integrity

In abstracted space organizing terms, a building form may be conceived as floating in space.

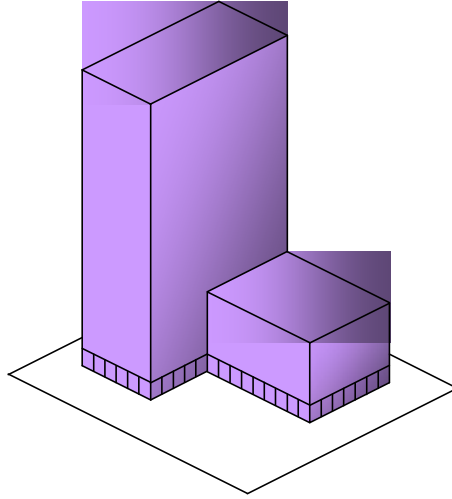


Basic Load-Resistance Implications

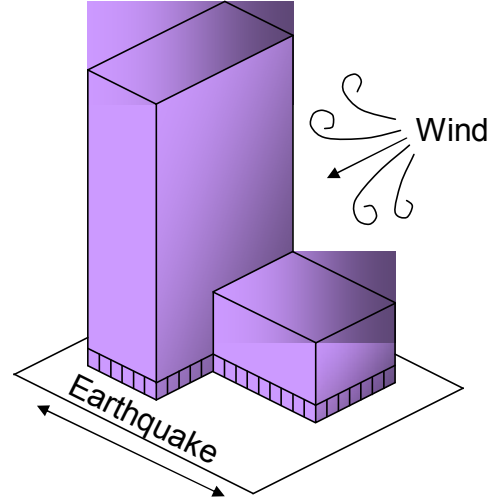
Assumption of total form integrity allows one to take into account certain simple but important physical observations:



Buildings must be fixed to ground



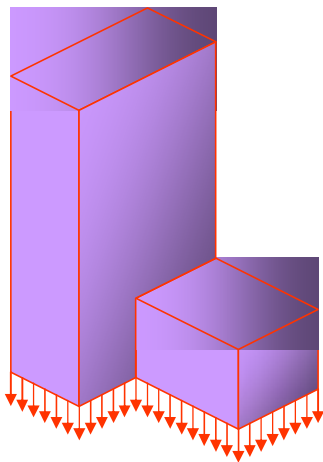
Buildings have mass supported by ground



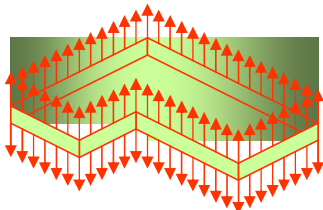
Buildings resist environmental forces

Foundation:

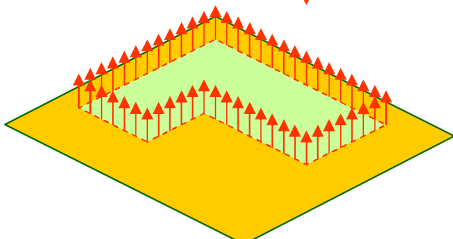
ทำหน้าที่กระจายน้ำหนักอาคารตามกำลังต้านทานของพื้นดิน



น้ำหนักอาคารกระทำลงสู่ฐานราก

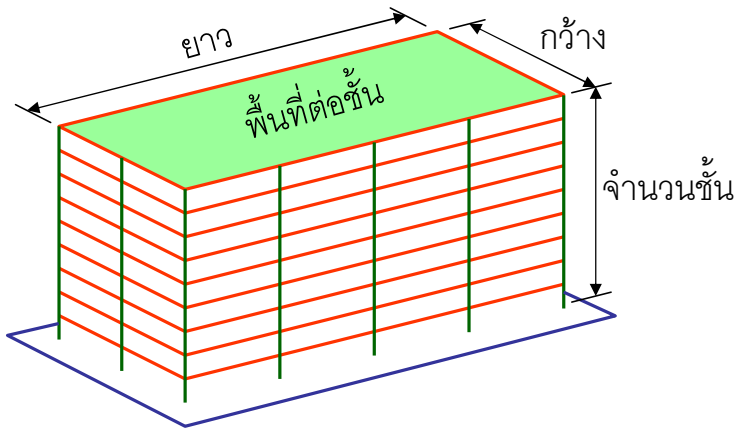


ฐานรากถ่ายน้ำหนักอาคารลงสู่ฐานราก



พื้นดินออกแรงดันขึ้นเพื่อรองรับน้ำหนัก

Overall Approximation of Building Footprint Loads

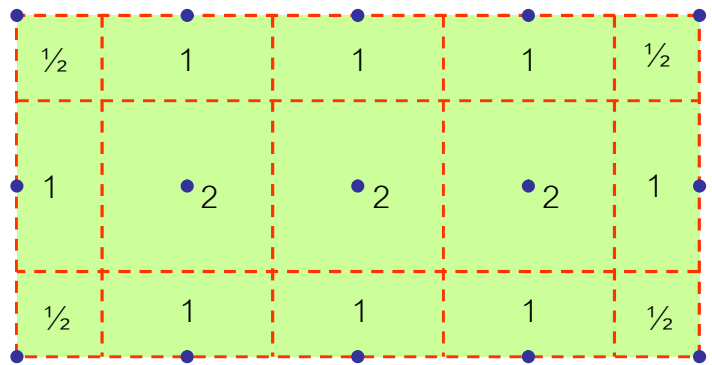


ประมาณน้ำหนักคงที่ทั้งหมด :

$$\text{น้ำหนักต่อชั้น} \times \text{จำนวนชั้น}$$

พื้นที่ต่อชั้นถูกแบ่งออกเป็นพื้นที่ย่อยที่เสาแต่ละต้นรองรับ

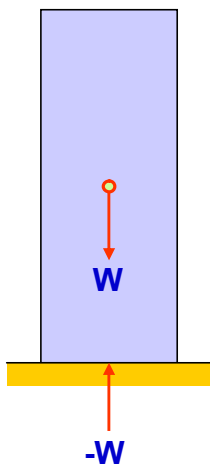
$$\text{น้ำหนัก} / \text{เสาแต่ละต้น}$$



DL Resistance Requirement for Equilibrium

น้ำหนักอาคารที่ต้องการเพื่อต้านทานการพลิกคว่ำของอาคารจากแรงด้านข้าง

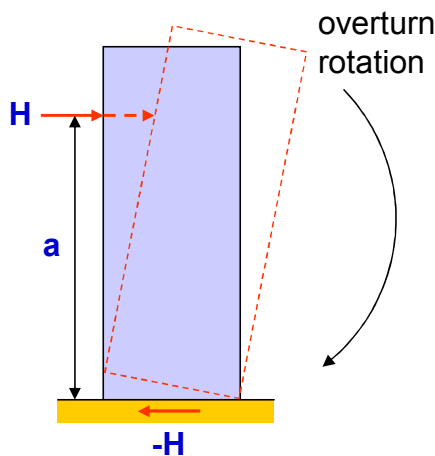
Vertical load



$$\sum V = 0$$

No moment

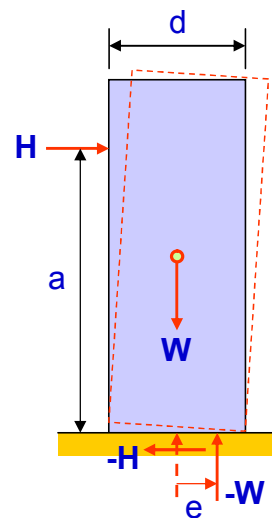
Horizontal load



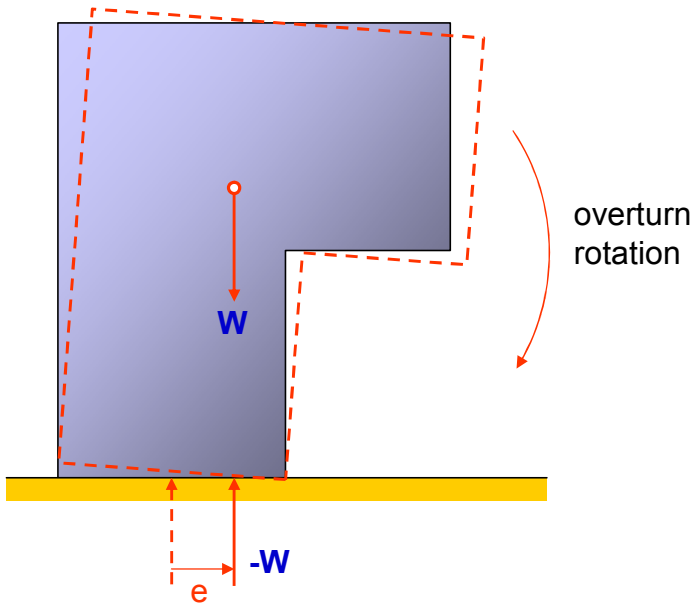
$$\sum M = 0$$

$$M = H \times a$$

Vert. + Horiz. load (overturn resisted)

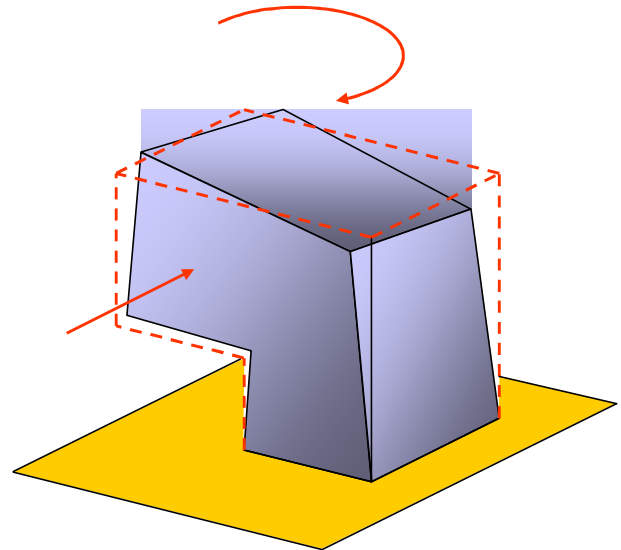


Rotation causes resultant of DL resistance (e) varies between $0 \rightarrow d/2$ max.



Asymmetry between centroid of building mass and centroid of footprint results in DL overturn moment.

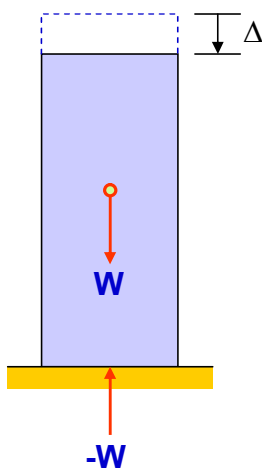
Asymmetry between resultant of horizontal load and resistance requires torsional resistance.



Axial & Bending Deflections

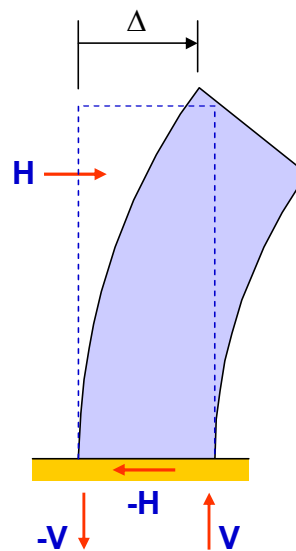
Overall deflections are controlled by overall stiffness of a structural system.

Axial deflections due to dead load



Resultant:
Dead load

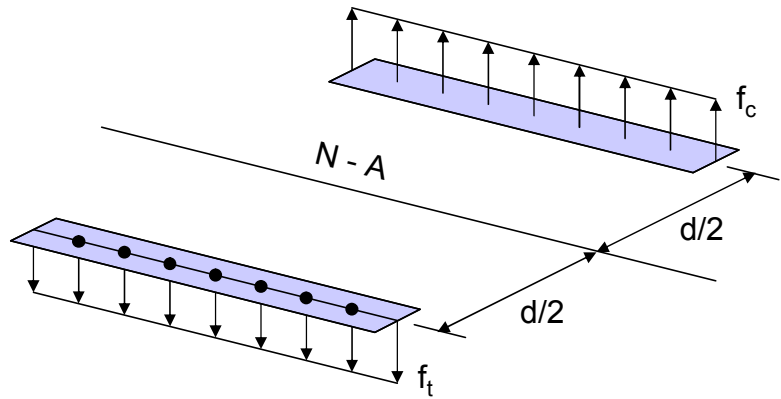
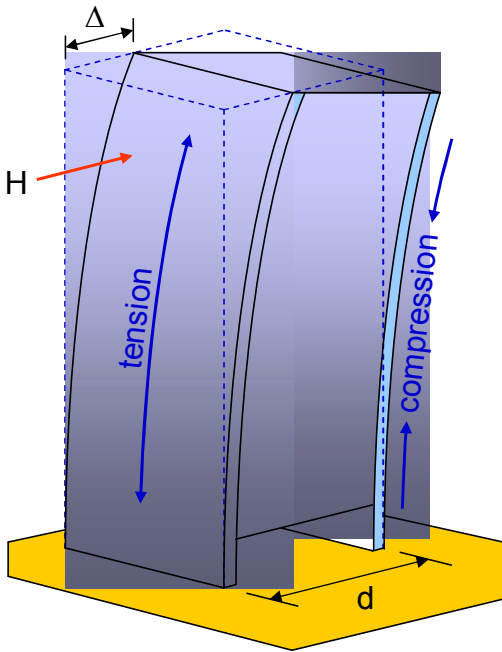
Bending deflections due to horizontal load



Resultant:
Shear + Overturn

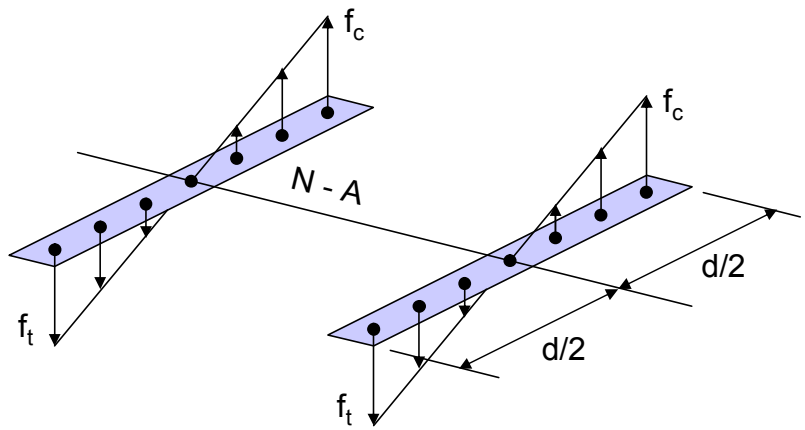
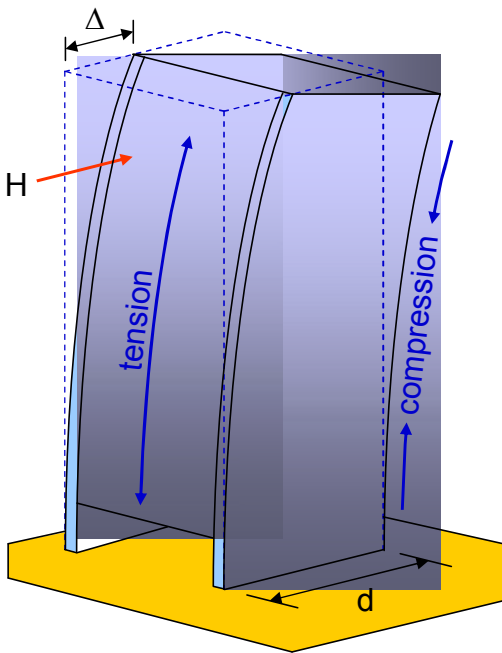
Shape Factor in Bending Stiffness

Shape and depth are geometric variables that determine an effective stiffness.



$$(f_c A_c)(d) = M$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Material effectiveness} = 1 \\ \text{Depth effectiveness} = 1 \end{array} \right\} \times = 1$$

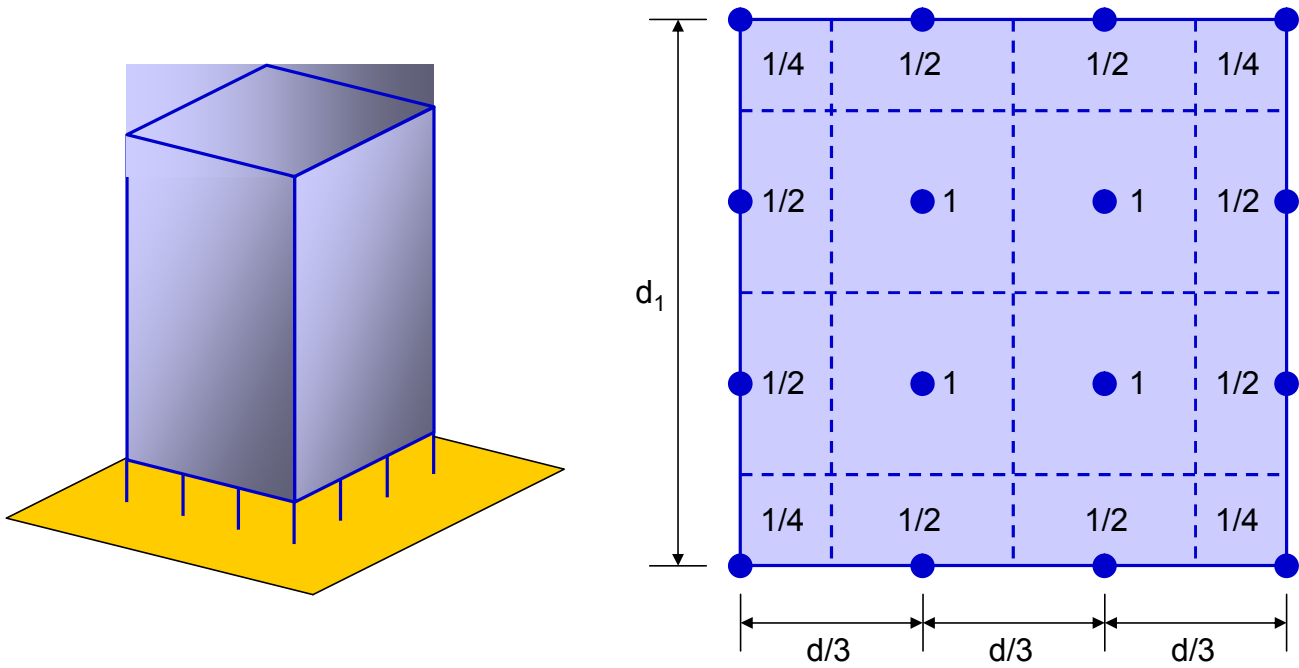


$$\frac{1}{2}(f_c A_c) \frac{2}{3}(d) = \frac{M}{3}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Material effectiveness} = 1/2 \\ \text{Depth effectiveness} = 2/3 \end{array} \right\} \times = 1/3$$

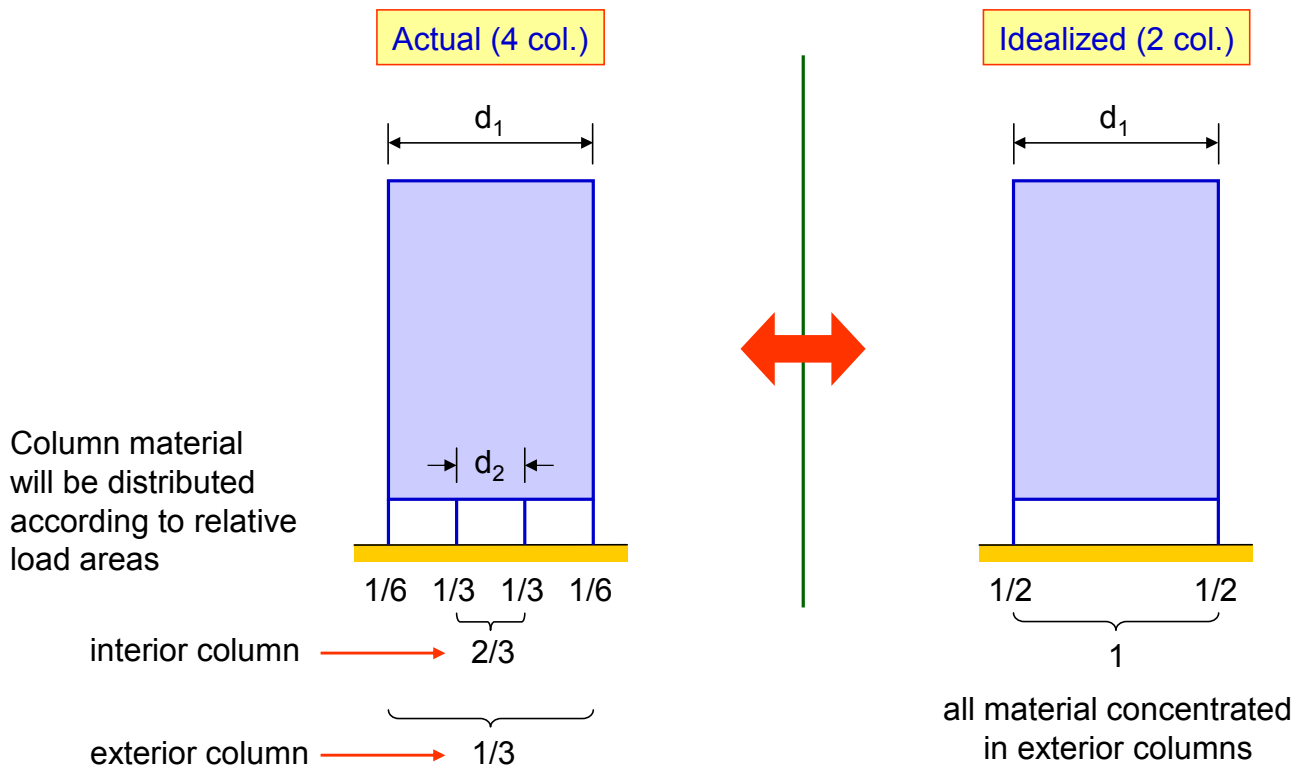
Stiffness with Interior Columns

Relative loads on columns are indicated by tributary area analysis.



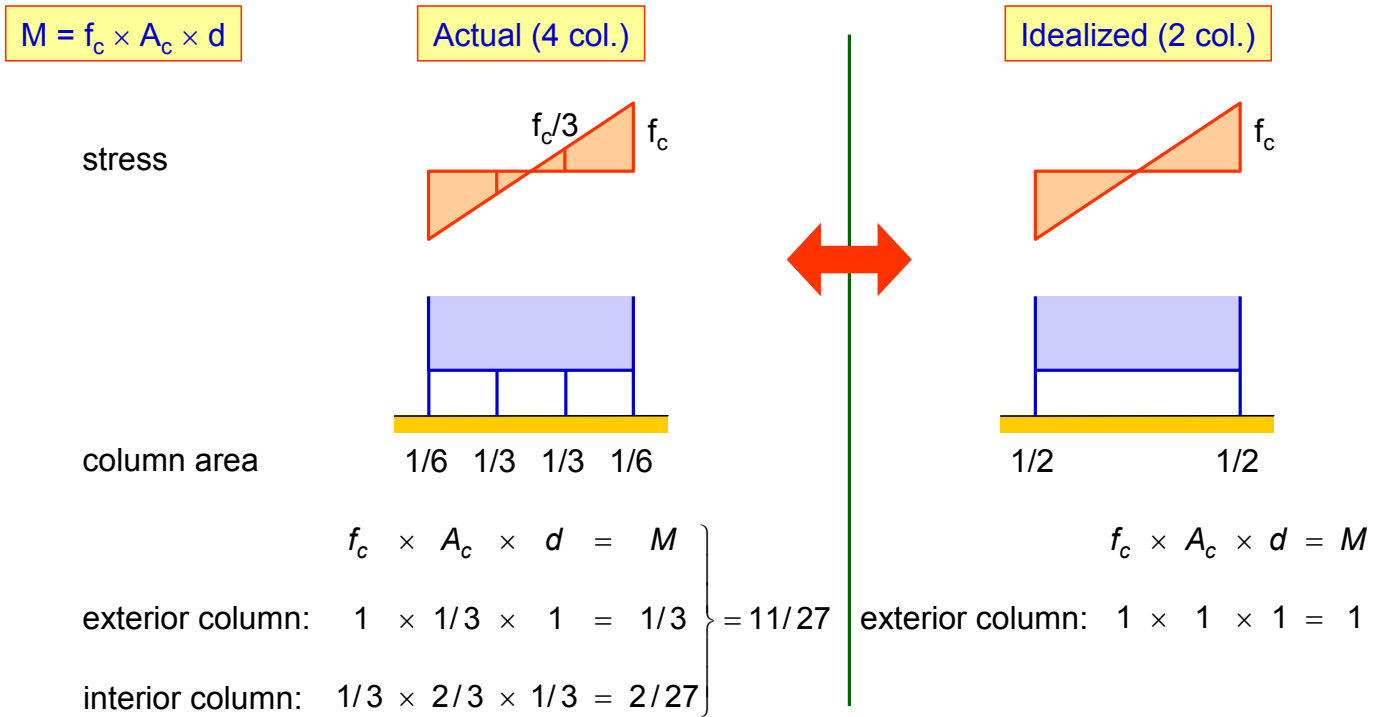
Comparison of Actual Design with Idealized Design

Column material will be distributed according to relative load areas.



Comparison of Actual Stiffness with Idealized Stiffness

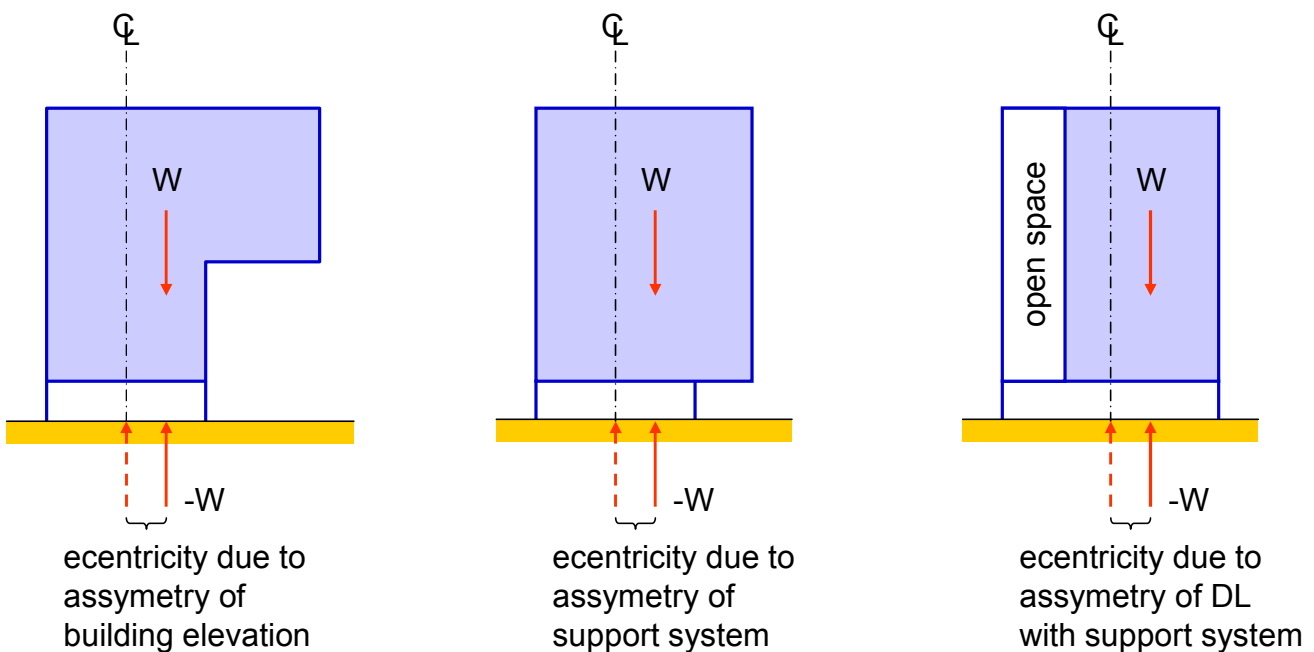
Product of relative material and depth factors indicates shape stiffness factors



Actual column layout is less than half as effective as in the idealized case.

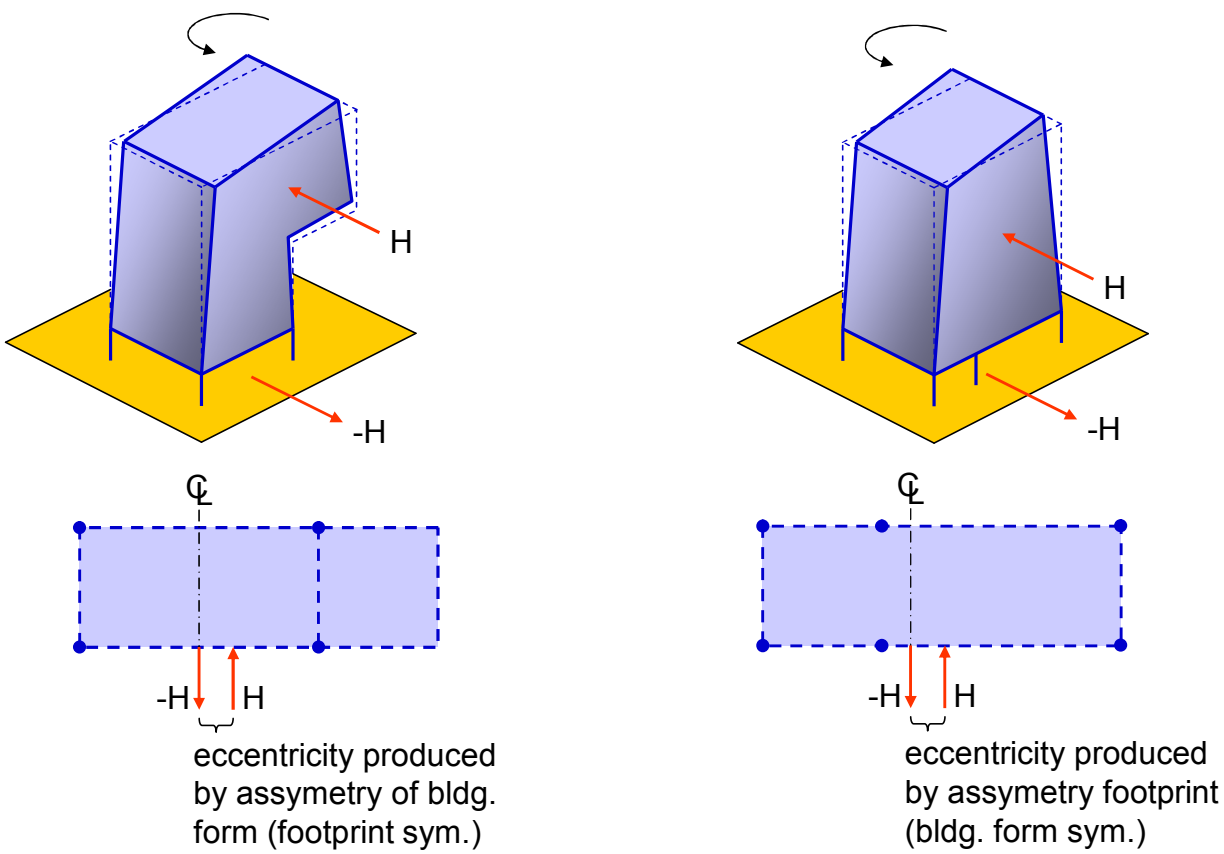
Symmetry and Asymmetry in Building Forms

Eccentricity between DL and \mathcal{C} of the support will produce and overturn moment.



Horizontal Twisting (Torsion) of BLDG. Form

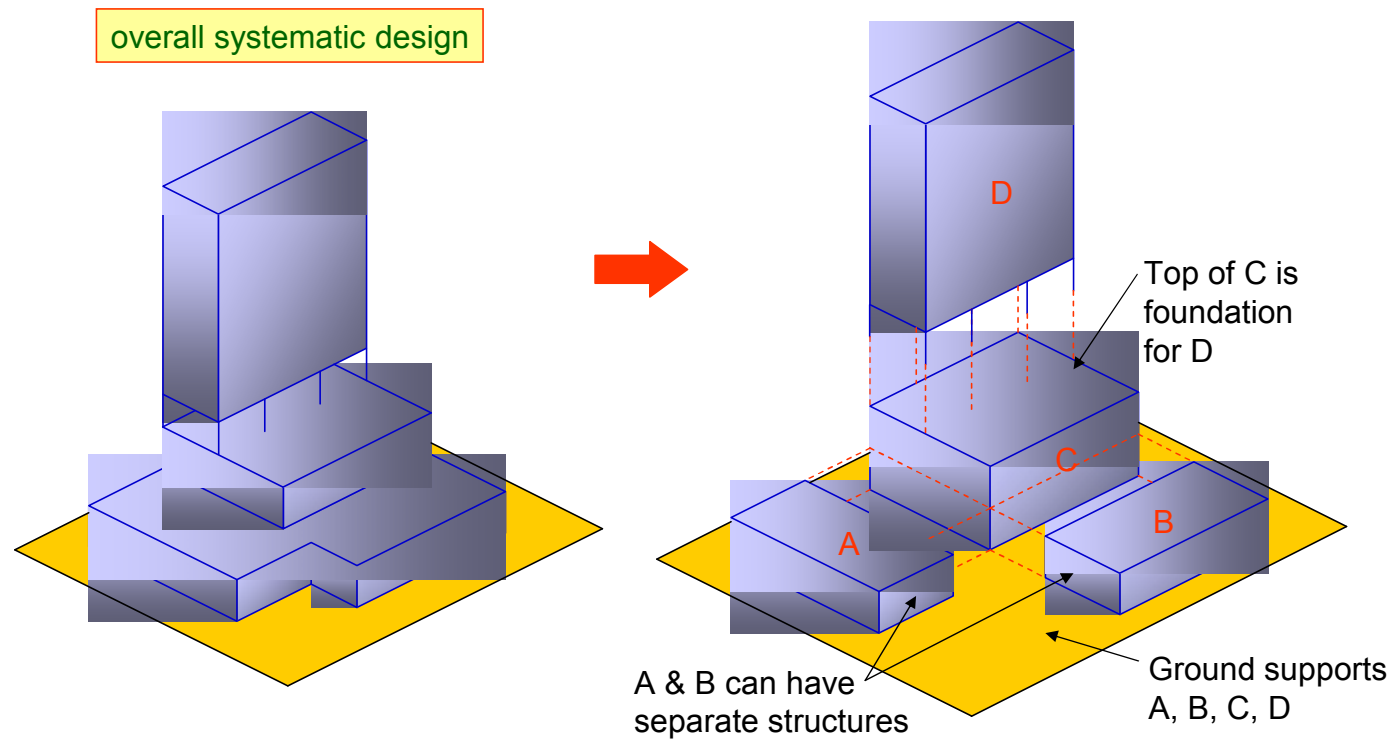
Horizontal asymmetry between a building form and the support system footprint will produce twisting.



Complex Building Forms

Overall analysis may be applied to the complex building forms by dealing with major parts separately.

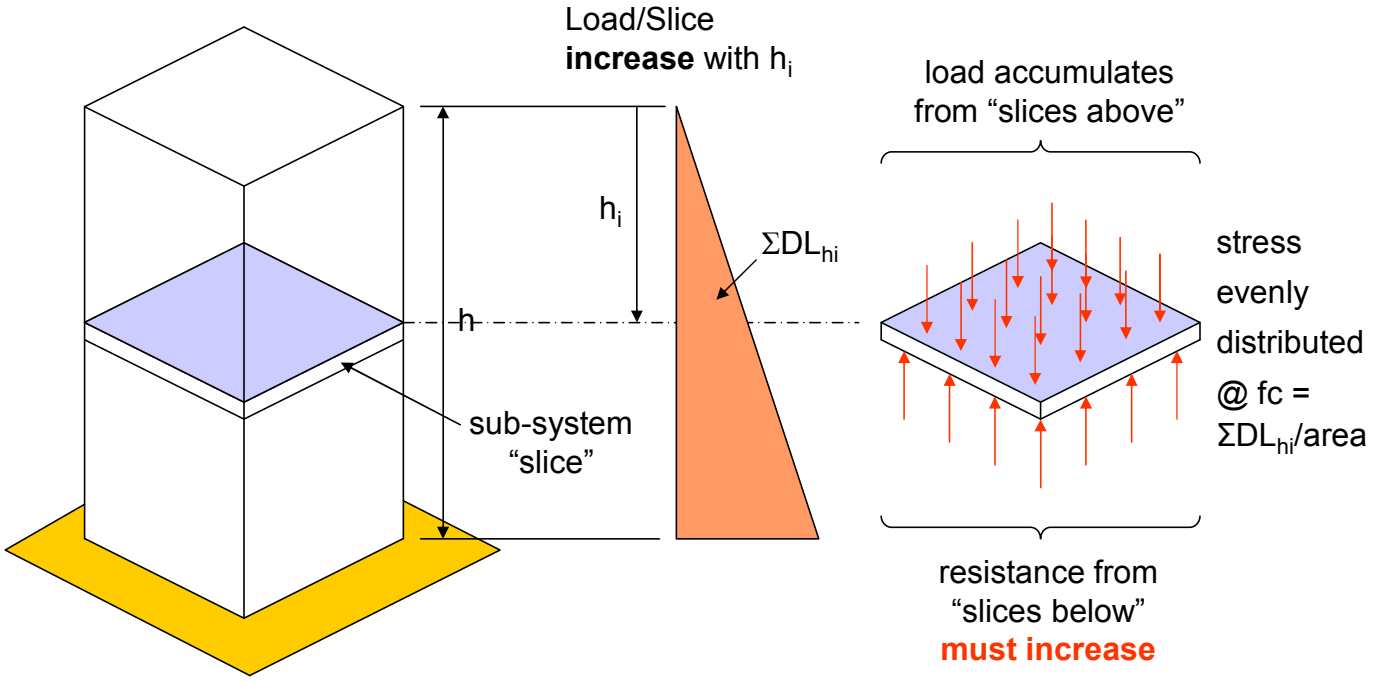
overall systematic design



Building Forms Conceived as Solid Structures

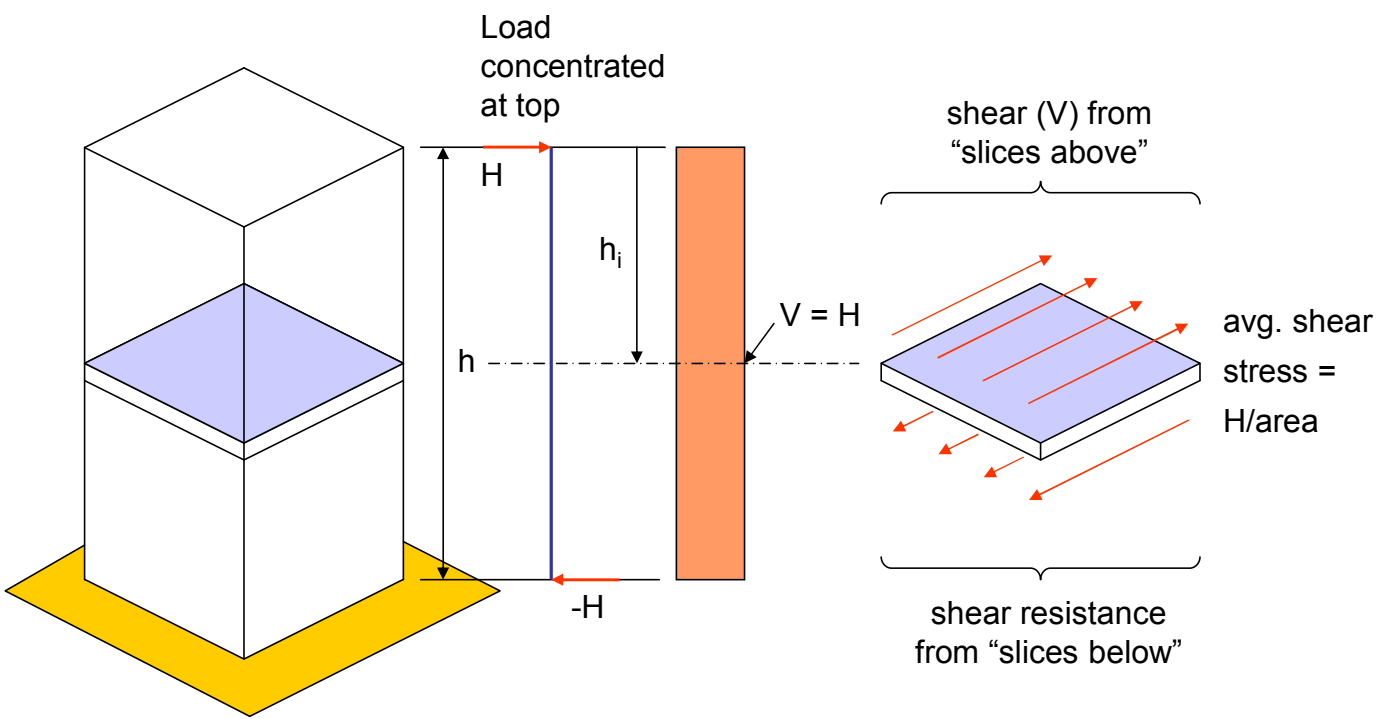
Such as Egyptian pyramids and Aztec and Cambodian temples.
Simplest form of subsystem interactions

consider building under DL



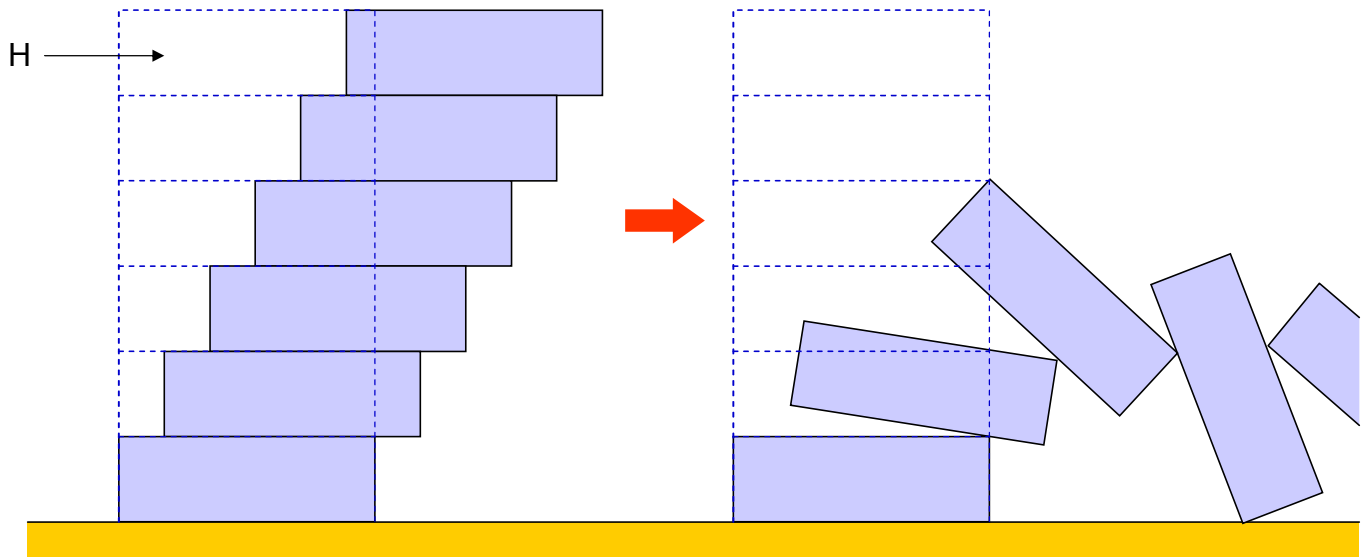
Solid Building under Horizontal Load

Horizontal loads must be transferred from one subsystem slice to the next by shear resistance between slices.



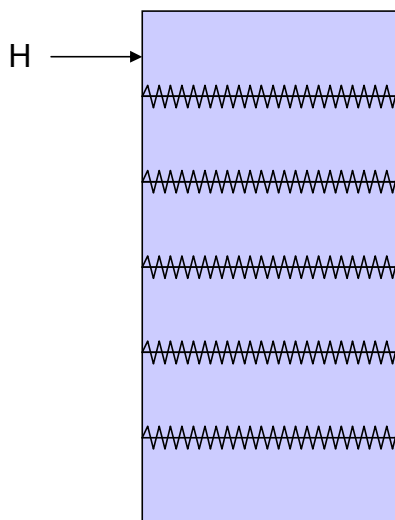


Failure to transfer shear resistance between subsystem blocks will result in collapse of form.

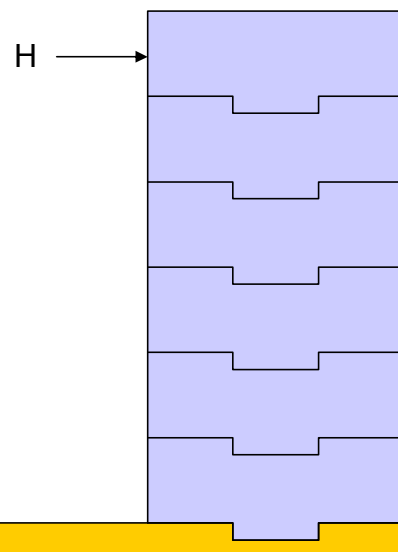


Primitive means of transferring shear resistance between subsystem blocks.

FRICITION



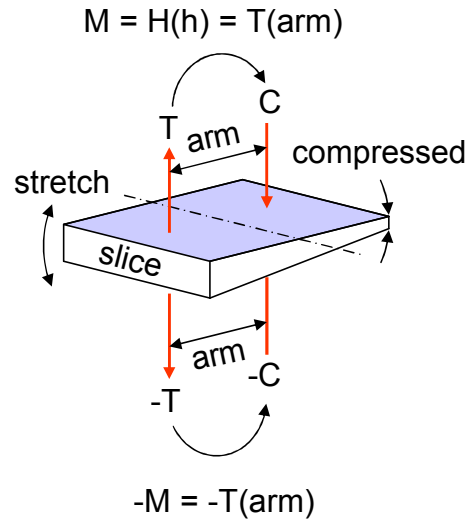
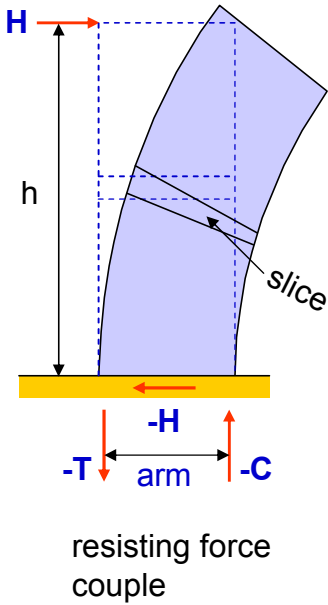
KEYING



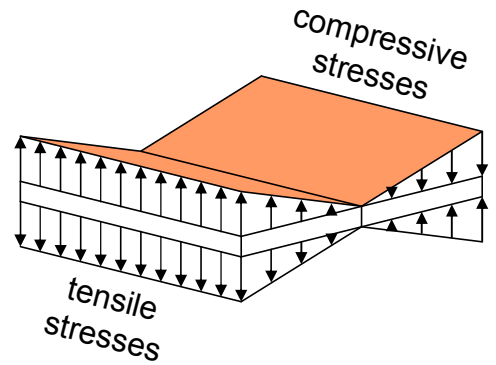
Overtuning Resistance

To develop overturn resisting forces (C and T), there must be a rotational interaction between the subsystem slices.

Bending deflections due to horizontal load



T and C stresses transferred from "slice" above

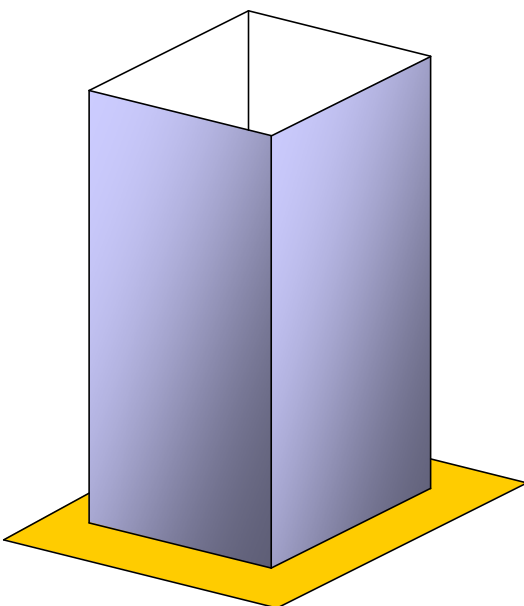


T and C stresses resisted from "slice" below

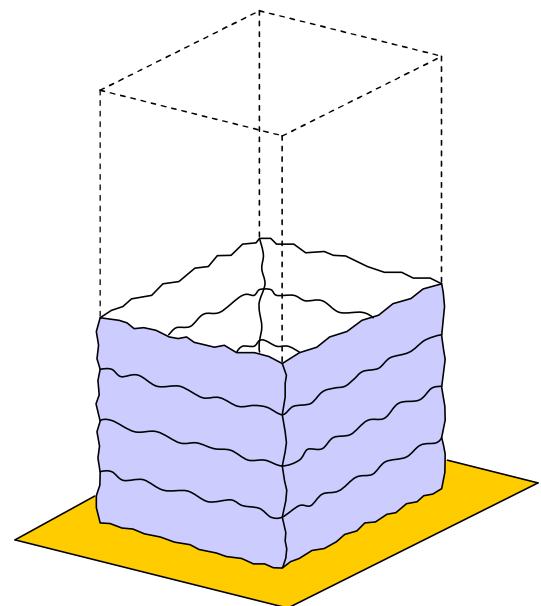
Building Forms Conceived as Space-Structures

A minimum physical model of a building as a space structure.

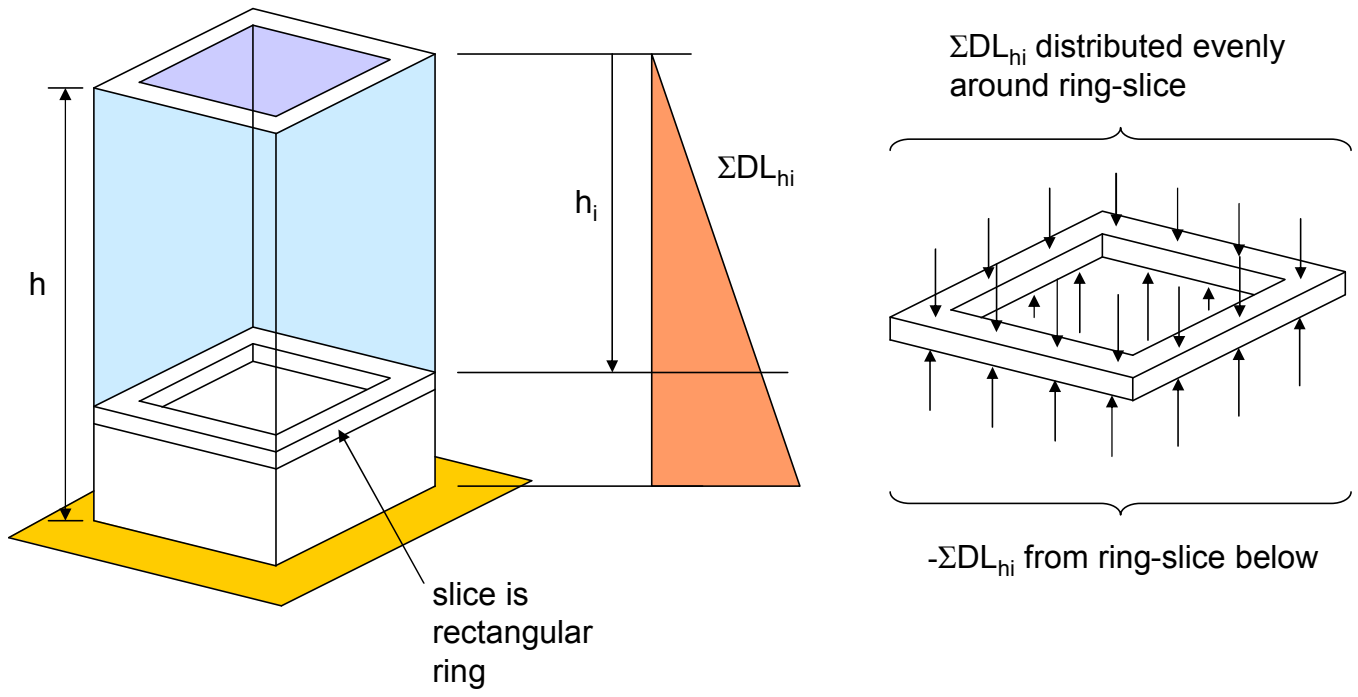
4 thin vertical planes joined to form open top tube



If planes are too thin, they will buckle and the form will collapse



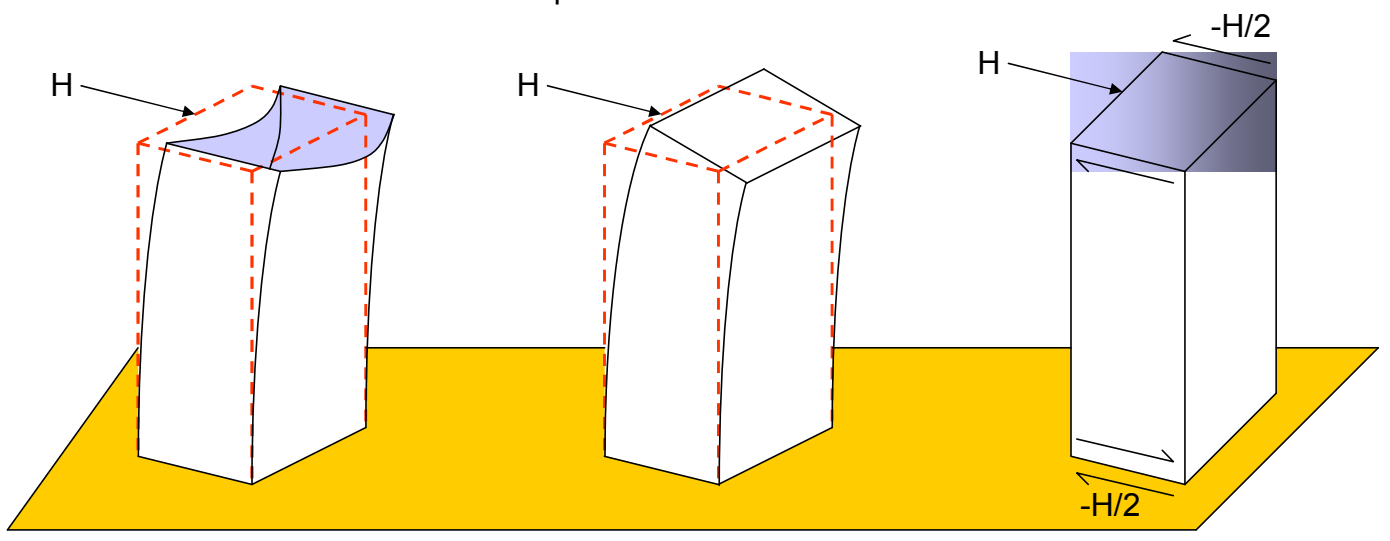
DL is carried by ringlike slices.



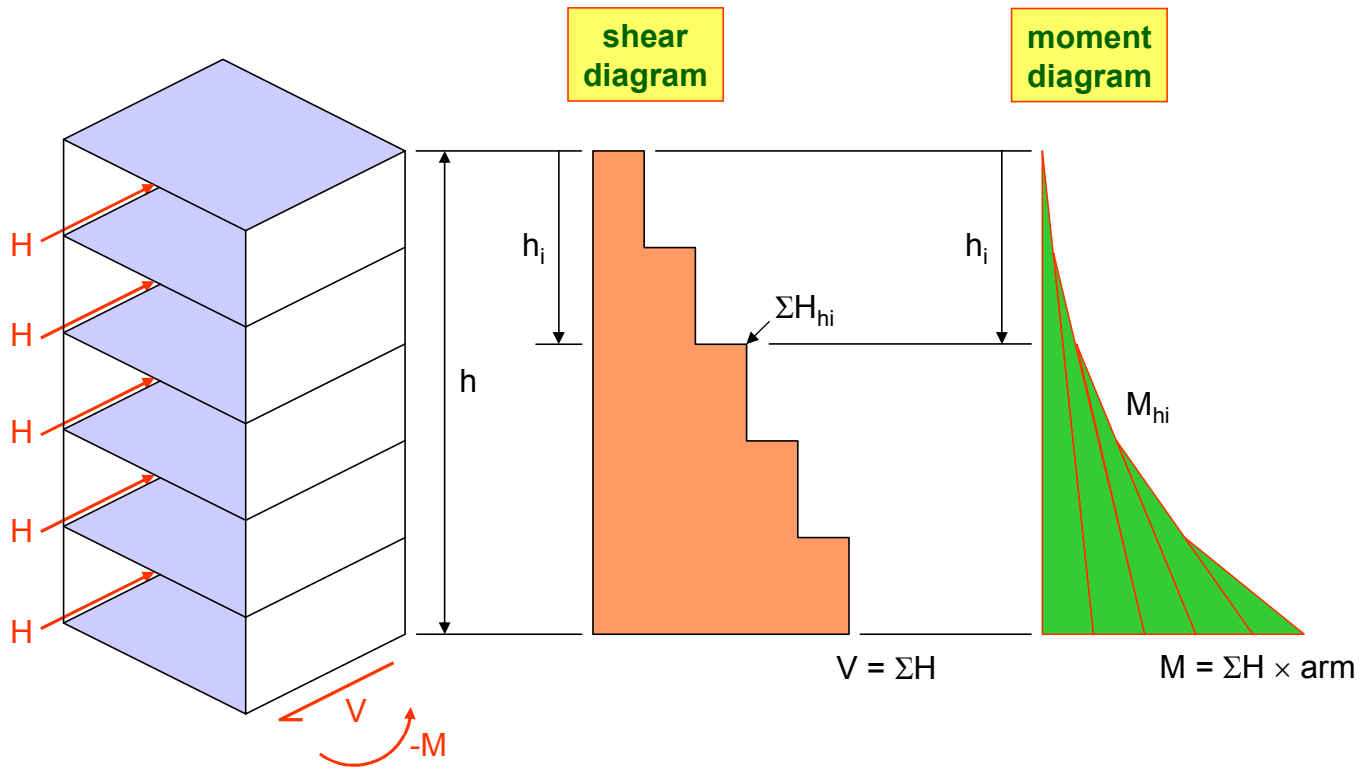
Horizontal loads on a rectangular tube space-structure

If top is open, horizontal loads cause serious deformation of top section.

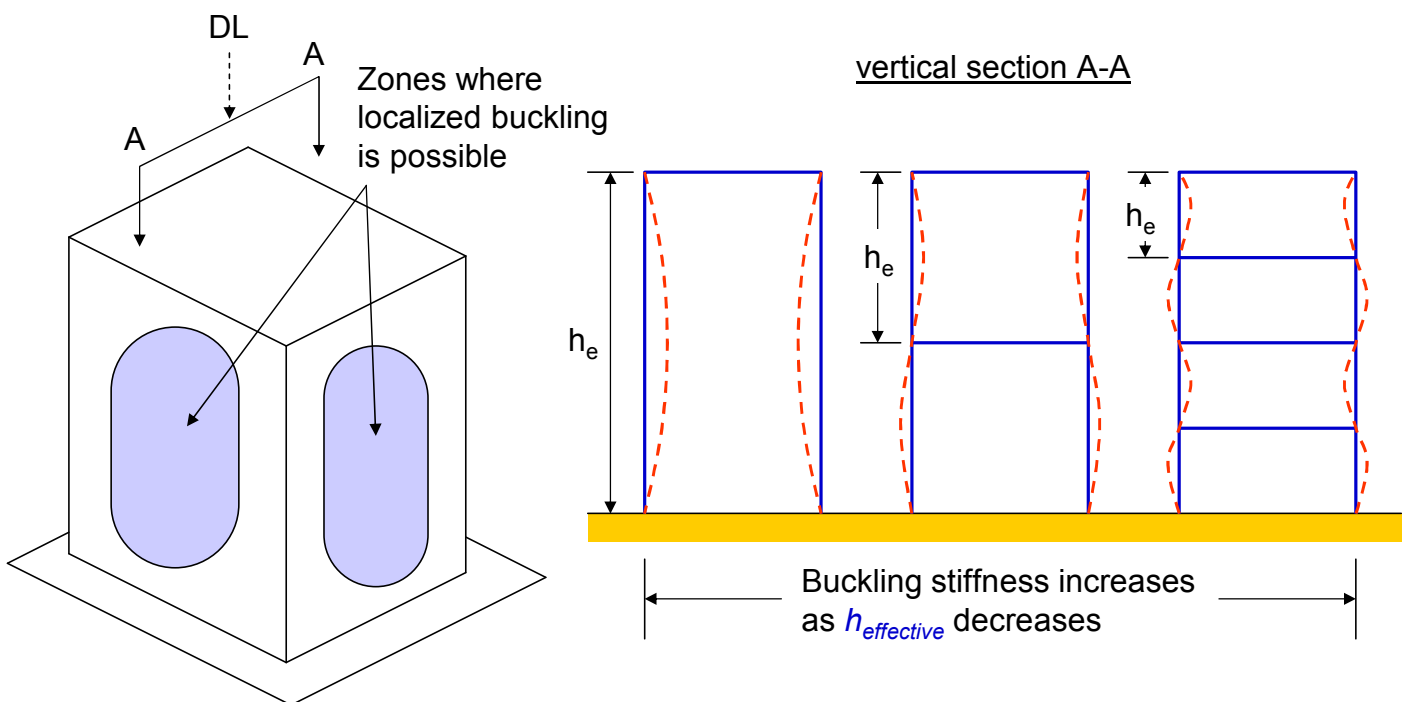
addition of horizontal diaphragm allows (H) to be transferred to vertical planes



Additional horizontal subsystems must be provided to pick up horizontal loads applied over h .

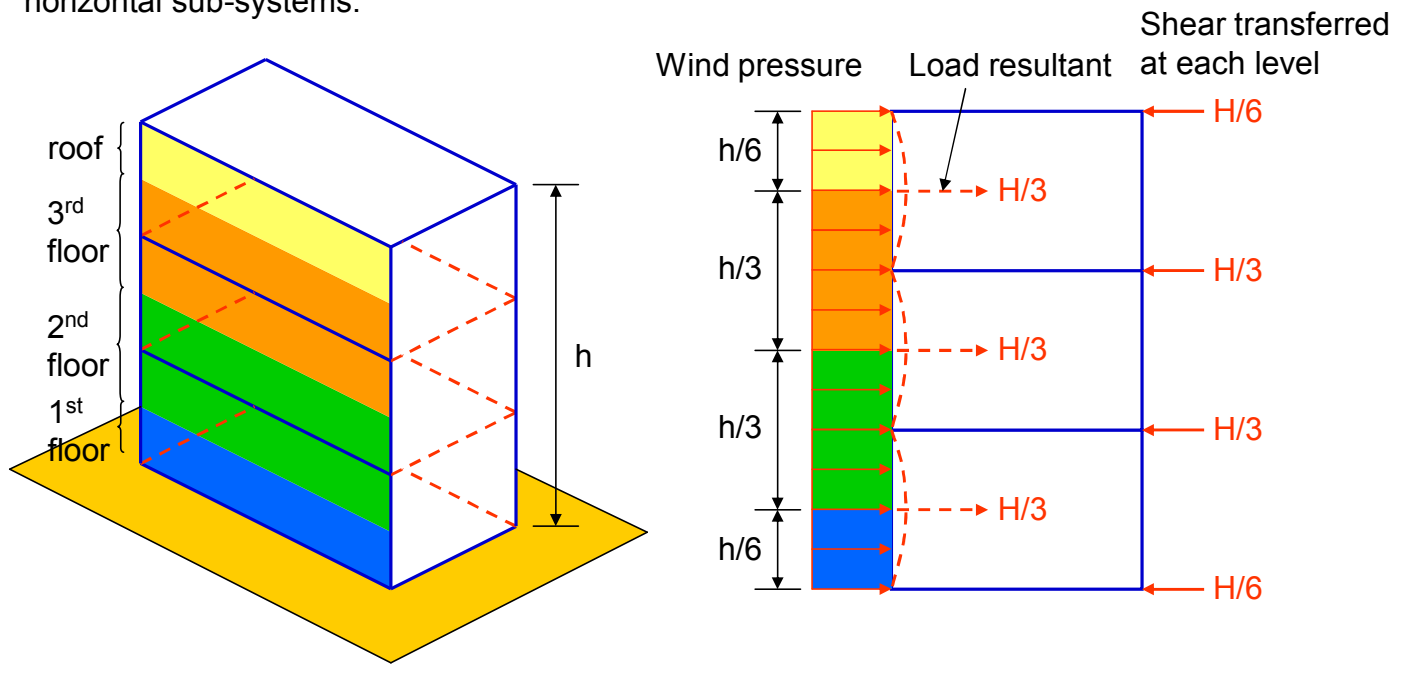


Horizontal subsystems increase the local stiffness of vertical subsystems.

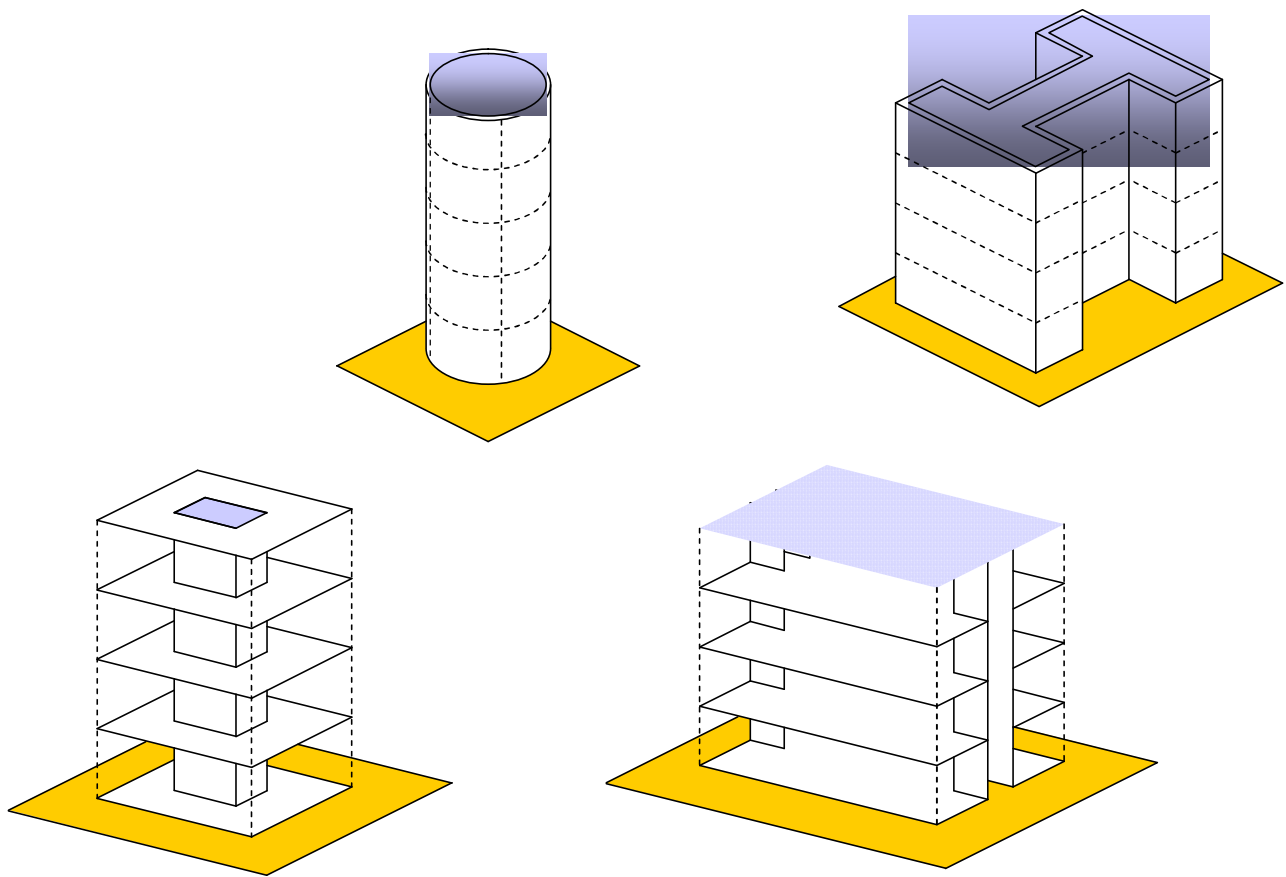


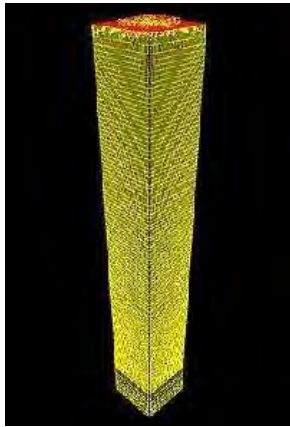
Vertical subsystems must be able to pick up and transfer wind load from tributary areas to appropriate horizontal subsystems.

Tributary areas for horizontal sub-systems:



Tube action can be achieved for a variety of sectional shapes and by means of structural core designs.





Building Design

Lecture 2 – WIND LOAD # 1

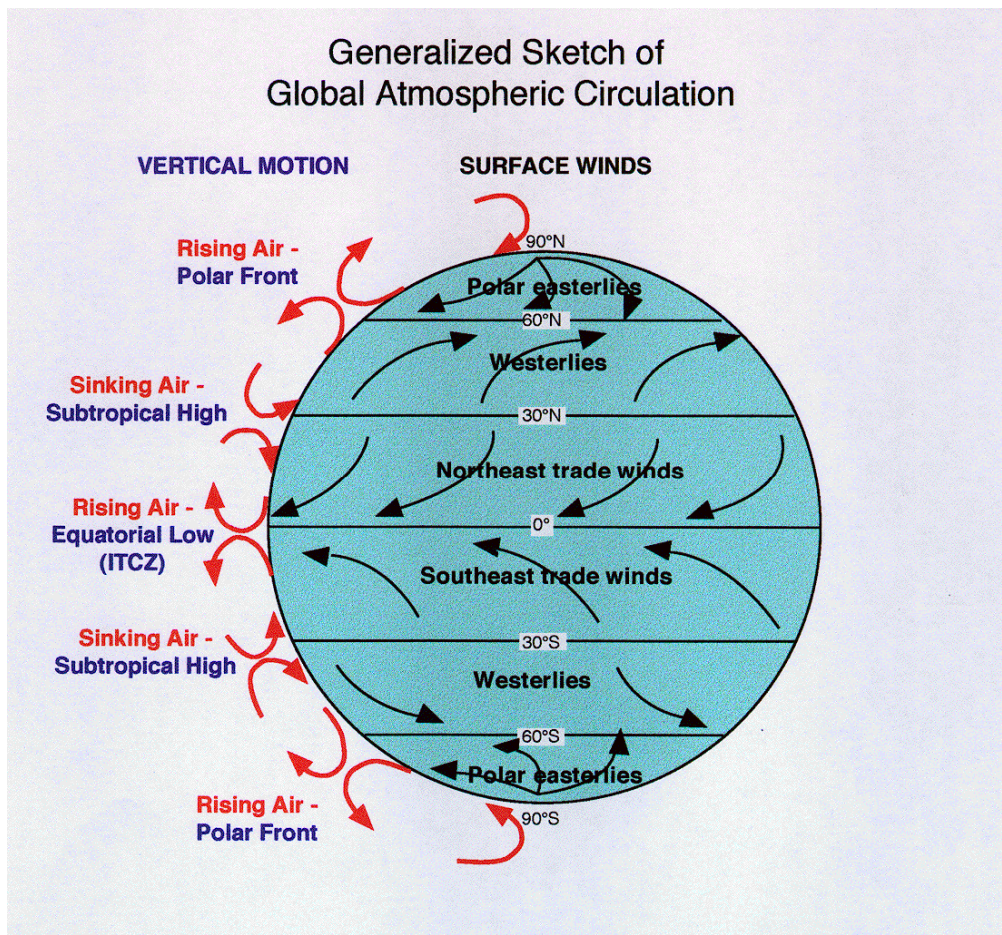


- Climatic Wind
- Wind Map
- Wind Tunnel
- Building Aerodynamic

Asst. Prof. Dr. Mongkol JIRAVACHARADET

SURANAREE
UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

INSTITUTE OF ENGINEERING
SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING





Thermally Direct Secondary Circulations

Hurricanes : Tropical cyclones that derive energy from latent heat released by water vapor condensation.



Tropical cyclones with surface wind velocities > 120 km/hr.

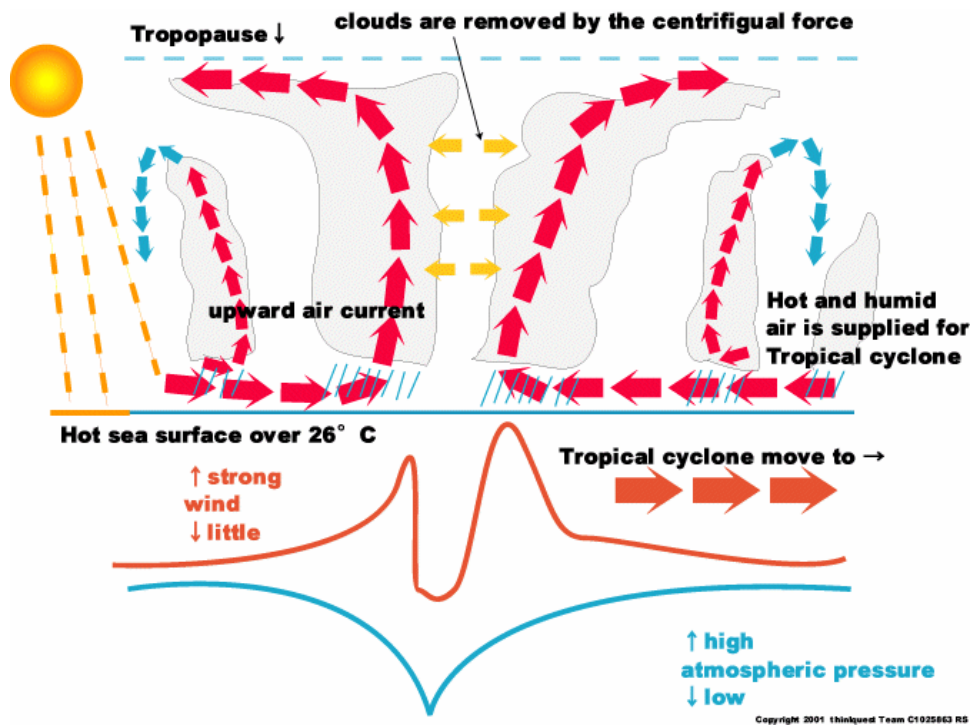
Tropical cyclone, Hurricane and Typhoon

Different names called around the world



Tropical cyclone come from Equator

When the air which is warmed near the equator, it goes up and the steam in itself change into water. This energy makes a tropical cyclone grow.



Local Winds : Tornadoes

The most powerful of all wind with vortex of rapidly moving air



Vortex \approx 300 M

Moving 30-100 km/hr

Wind Max. 350 km/hr



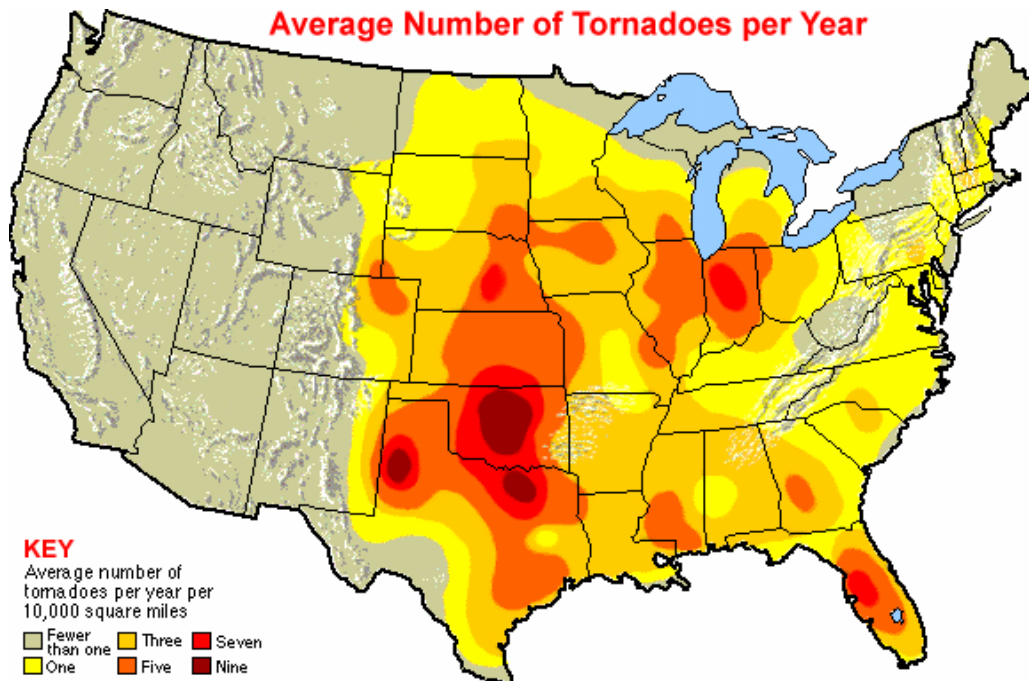
Fujita Tornado Intensity Scale : F0 - F5

F-Scale	Category	km/hr	Description
0	Weak	65-118	Damage is light. Chimneys on houses may be damaged; trees have broken branches; shallow-rooted trees pushed over; some windows broken; damage to sign boards.
1	Weak	119-181	Shingles on roofs blown off; mobile homes pushed off foundations or overturned; moving cars pushed off roads.
2	Strong	182-253	Considerable damage. Roofs torn off houses; mobile homes destroyed; train boxcars pushed over; large trees snapped or uprooted; light-objects thrown like missiles.

F-Scale	Category	km/hr	Description
3	Strong	254-332	Damage is severe. Roofs and walls torn off better constructed homes, businesses, and schools; trains overturned; most trees uprooted; heavy cars lifted off ground and thrown some distance.
4	Violent	333-419	Better constructed homes completely leveled; structures with weak foundation blown off some distance.
5	Violent	420-513	Better constructed homes lifted off foundations and carried considerable distance where they disintegrate; trees debarked; cars thrown in excess of 100 meters.

Tornado Valley

Region in North America which receives an extraordinary high number of tornadoes. This region stretches from central Texas to Illinois and Indiana.



Copyright © 1998-1999 Oklahoma Climatological Survey. All Rights Reserved.

Damage due to Wind Storms

The Fujita Scale



F0 Light: Chimneys are damaged, tree branches are broken, shallow-rooted trees are toppled.



F1 Moderate: Roof surfaces are peeled off, windows are broken, some tree trunks are snapped, unanchored manufactured homes are overturned, attached garages may be destroyed.



F2 Considerable: Roof structures are damaged, manufactured homes are destroyed, debris becomes airborne (missiles are generated), large trees are snapped or uprooted.



F3 Severe: Roofs and some walls are torn from structures, some small buildings are destroyed, unreinforced masonry buildings are destroyed, most trees in forest are unrooted.



F4 Devastating: Well-constructed houses are destroyed, other houses are lifted from foundations and blown some distance, cars are blown some distance, large debris become airborne.



F5 Incredible: Strong frame houses are lifted from foundations, reinforced concrete structures are damaged, automobile-sized debris becomes airborne, tree are completely debarked.

Anemometer



เครื่องมือวัดความเร็วลม

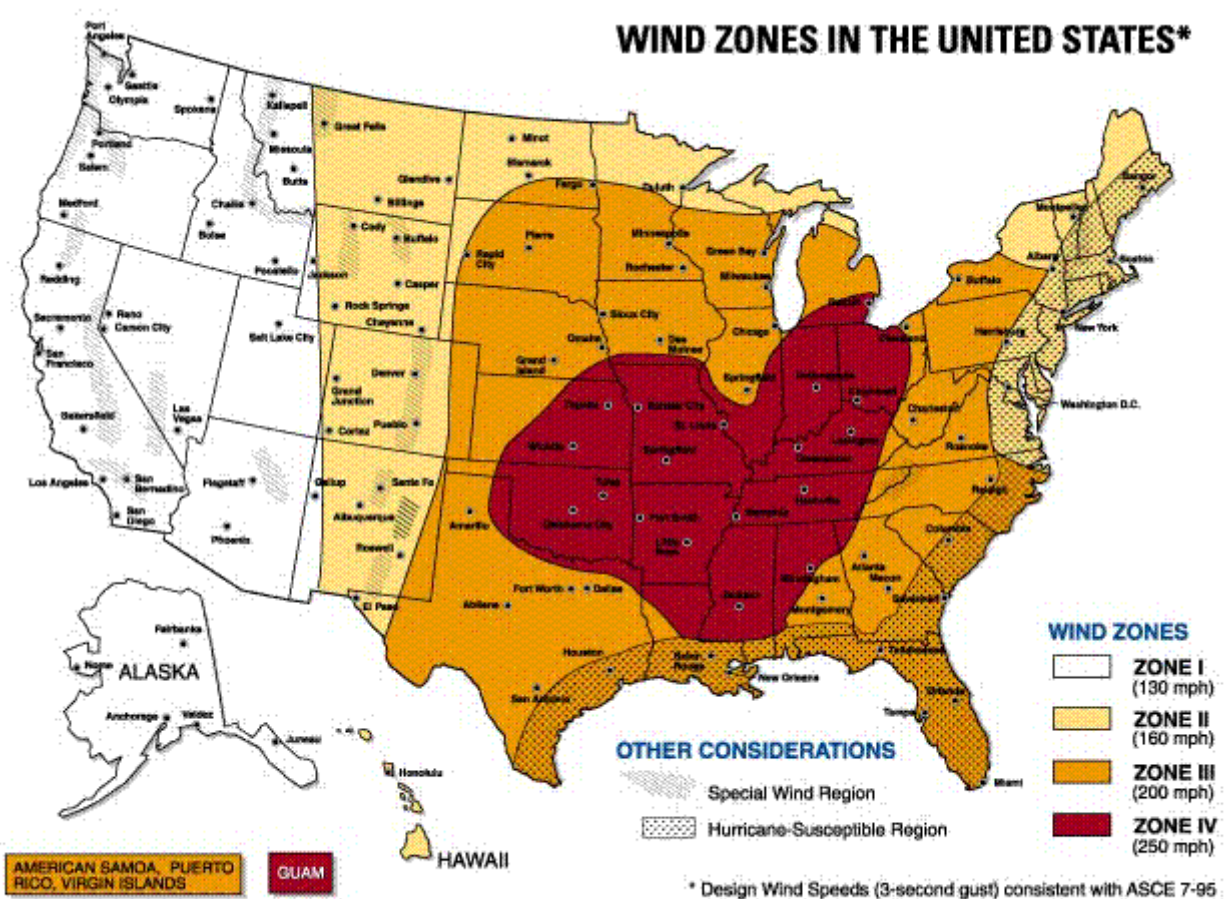
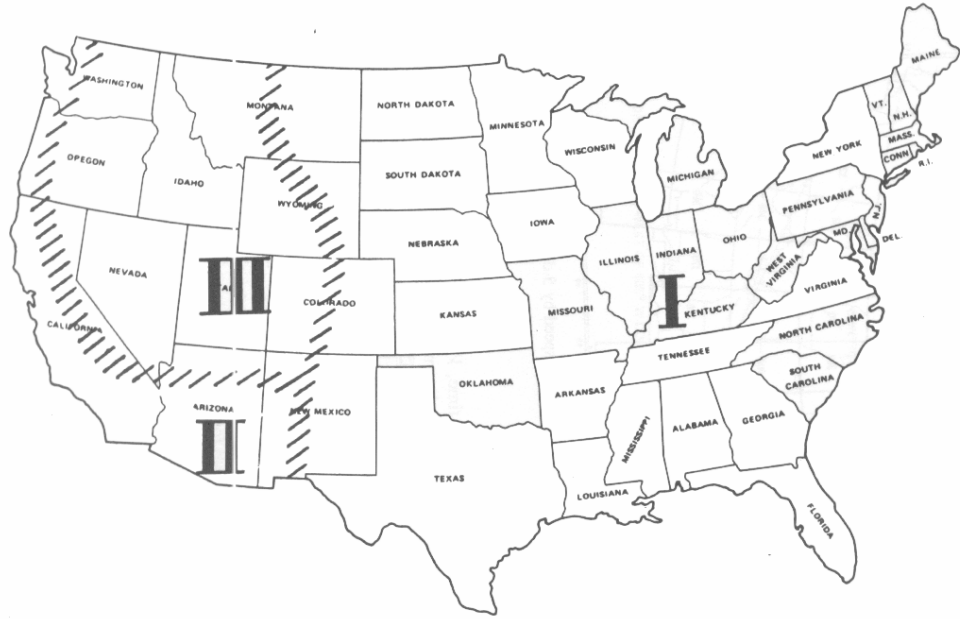
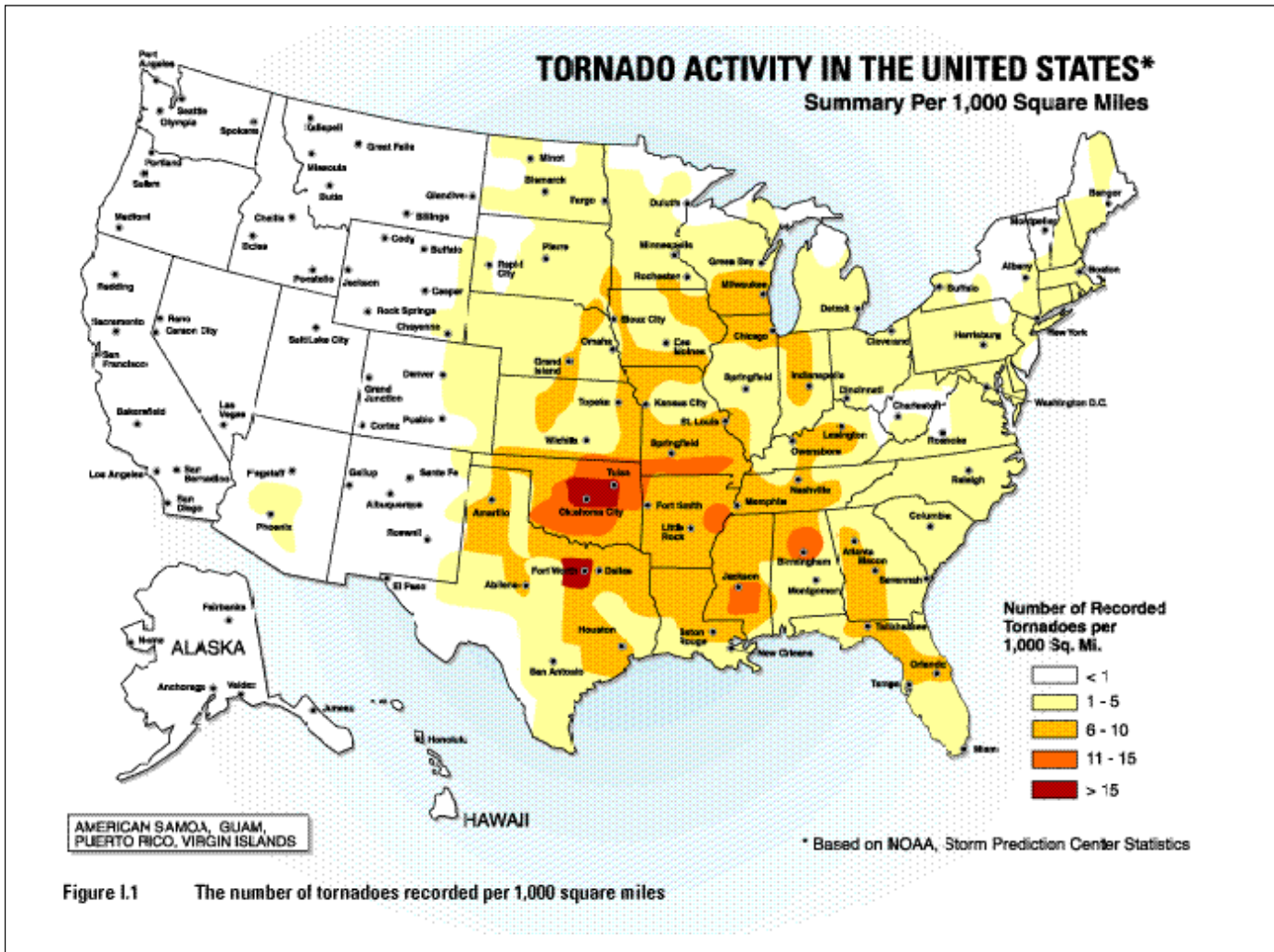


Figure 1.2 Wind zones in the United States

Tornado intensity region



Region I: $V_{max} = 360$ mph
 Region II: $V_{max} = 300$ mph
 Region III: $V_{max} = 240$ mph





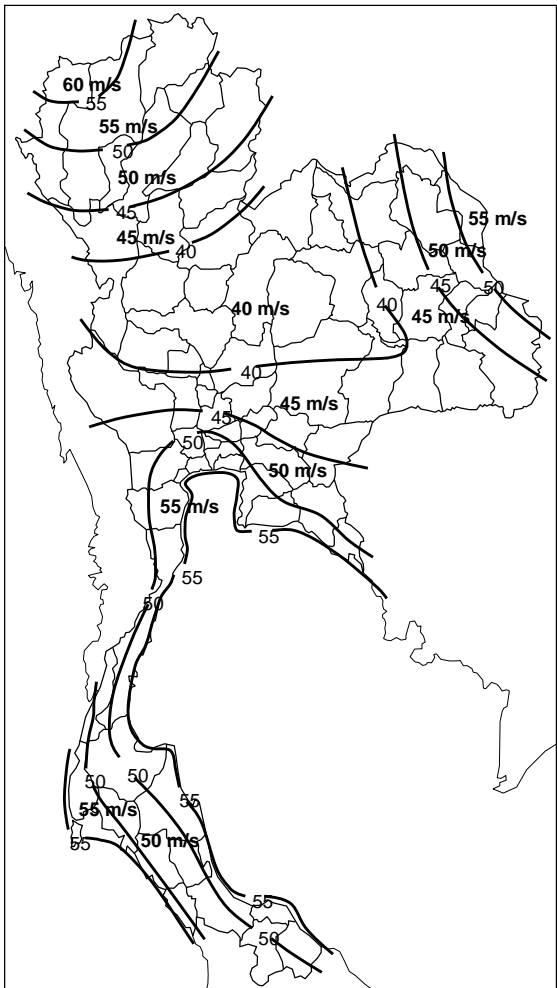
Wind Map of Thailand (Under developing)



Plot ค่าความความเร็วลมสูงสุด ที่ค่าบ 50 ปี



เขียนเส้นชั้นความเร็วลมจากสภาพภูมิประเทศ



แผนที่ความเร็วลมสำหรับประเทศไทย
เพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้าง
ช่วงกรรทก 3 วินาที คาบการกลับ 50 ปี



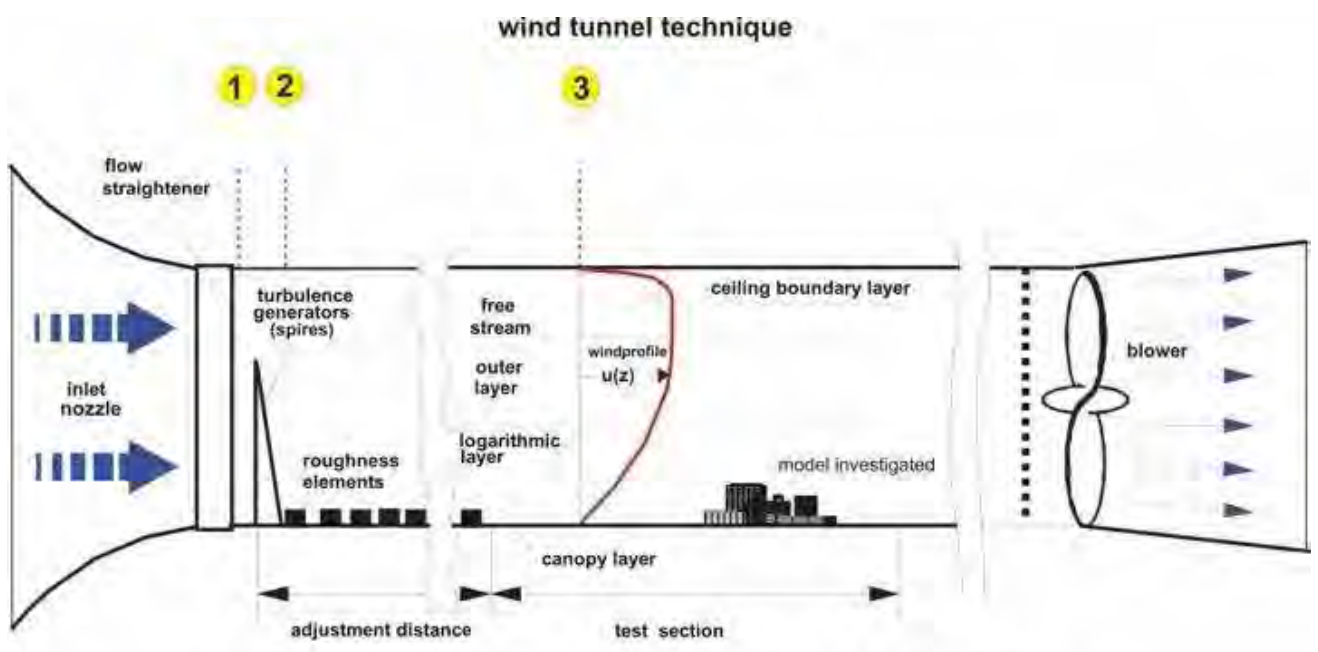
Wind-tunnel dispersion studies:

to understand the atmospheric dynamics of airborne particulate matter, composite atmospheric pollution is considered from the perspective of the interactions between gaseous atmospheric pollutants and aerosols.

Down-scaled Wind Tunnel Models of Local Sites



Installation Down-scaled Models

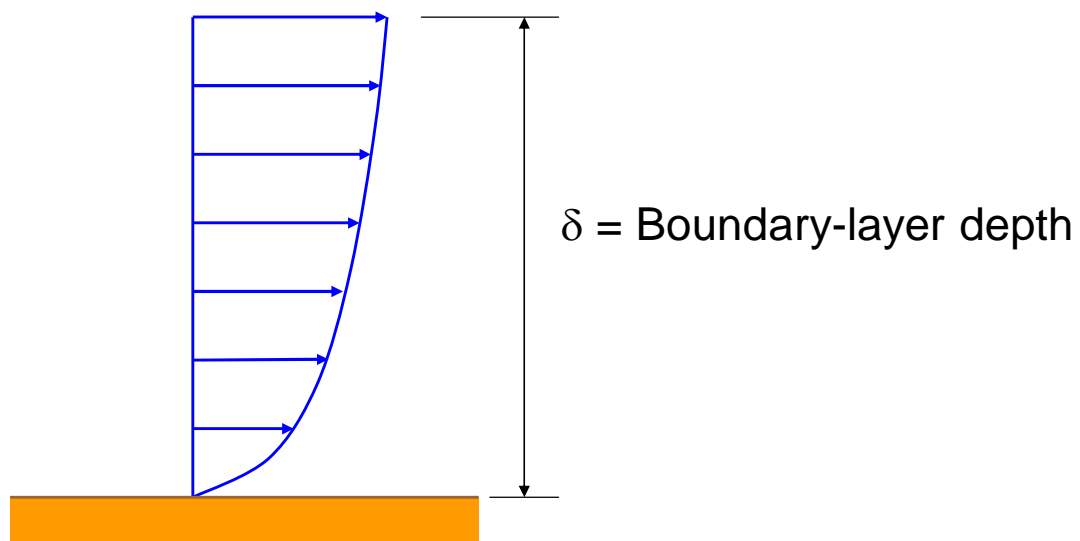


The rectangular mean wind inlet profile (1) is converted into a mean wind atmospheric profile (2) by means of spires. These spires produce also turbulence above ground. The surface turbulence is produced by roughness elements (2-3). Thus, a nature-similar atmospheric wind profile is generated (3) before the structure investigated.

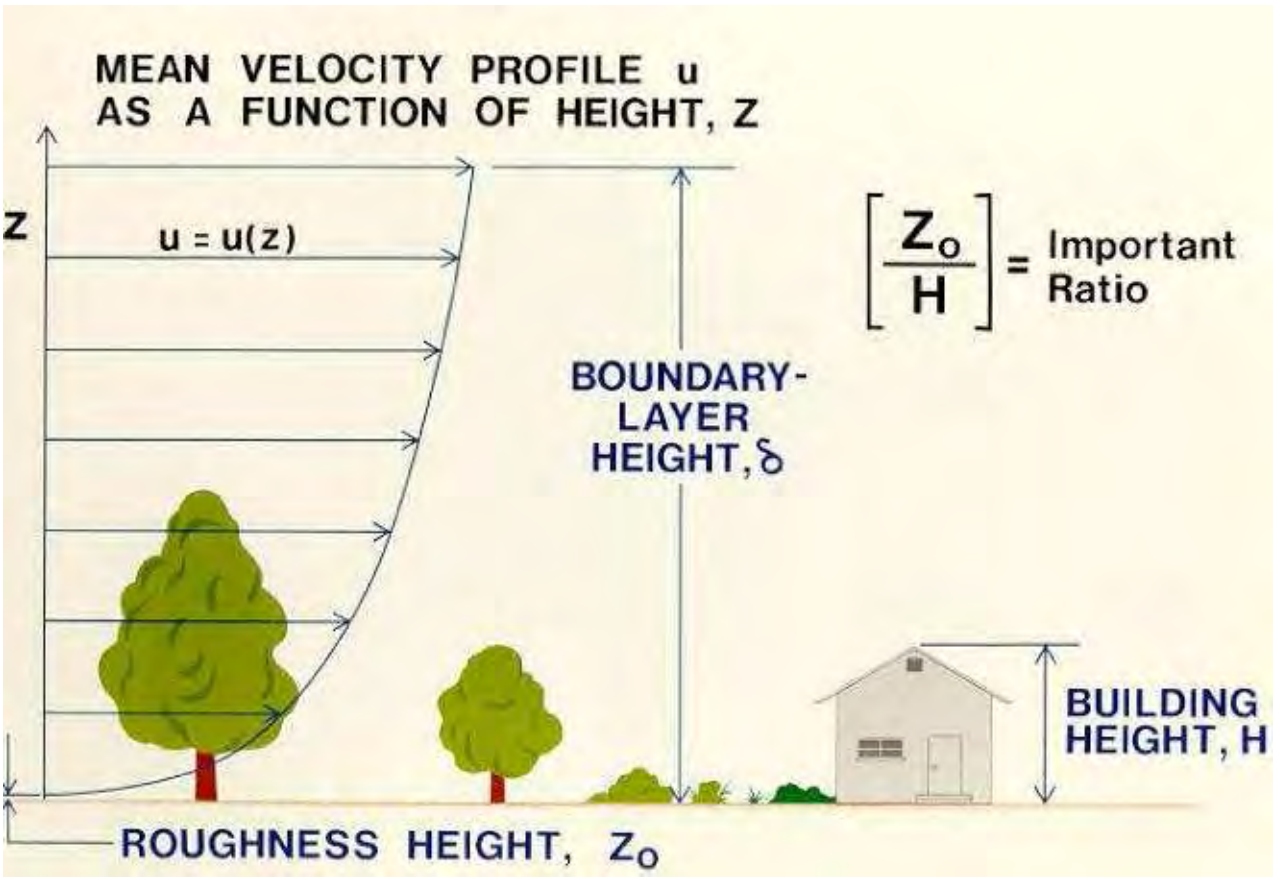
Effects of Friction

Earth surface retard the air flow within boundary layer

V_{gr} = Gradient wind velocity

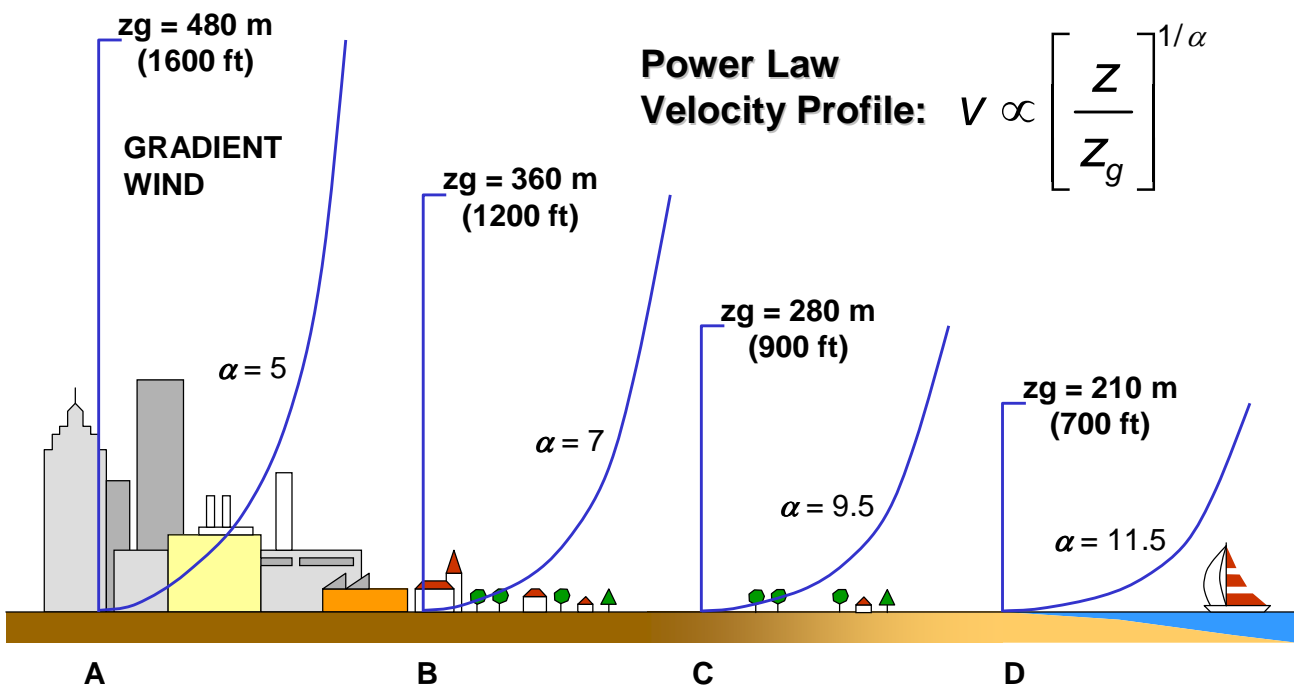


Wind in boundary layer is the direct interest to the designer of civil structure.



Variation of wind velocity with height

BOUNDARY-LAYER HEIGHTS AS A FUNCTION OF SURFACE ROUGHNESS



ข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร

เรื่อง ควบคุมอาคาร พ.ศ. 2544

หมวด 10 : กำลั้งวัสดุและน้ำหนักบรรทุก

ข้อ 109 ในการคำนวณออกแบบ โครงสร้างอาคาร ให้คำนึงถึงแรงลมด้วย หากจำเป็นต้องคำนวณและไม่มีเอกสารที่รับรองโดย **สถาบันที่เชื่อถือได้** ให้ใช้หน่วยแรงลมตามตาราง ดังต่อไปนี้

ความสูงของอาคารหรือส่วนของอาคาร	หน่วยแรงลมอย่างน้อยกิโลปาสกาล (กิโลกรัมแรงต่อตารางเมตร)
(1) ส่วนของอาคารที่สูงไม่เกิน 10 เมตร	0.5 (50)
(2) ส่วนของอาคารที่สูงเกิน 10 เมตร แต่ไม่เกิน 20 เมตร	0.8 (80)
(3) ส่วนของอาคารที่สูงเกิน 20 เมตร แต่ไม่เกิน 40 เมตร	1.2 (120)
(4) ส่วนของอาคารที่สูงเกิน 40 เมตร แต่ไม่เกิน 80 เมตร	1.6 (160)
(5) ส่วนของอาคารที่สูงเกิน 80 เมตร	2.0 (200)

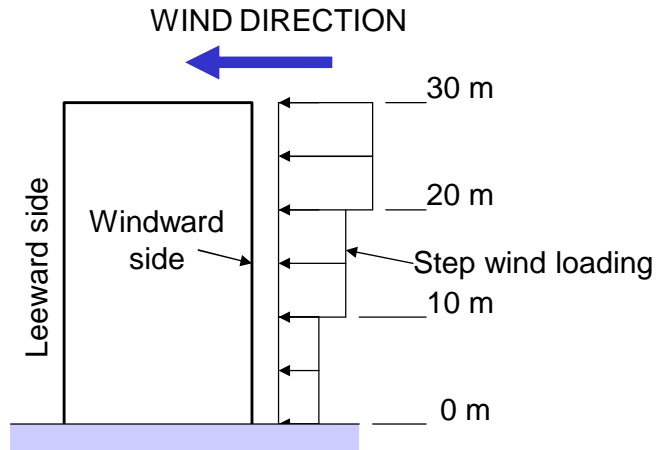
ทั้งนี้ ยอมให้ใช้ค่าหน่วยแรงที่เกิดในส่วนต่าง ๆ ของอาคารตลอดจนความต้านทานของดินได้ฐานรากเกินค่าที่กำหนดไว้ในข้อบัญญัตินี้ได้ร้อยละ 33.30 แต่ต้องไม่ทำให้ส่วนต่าง ๆ ของอาคารนั้นมีความมั่นคงน้อยไปกว่าเมื่อคำนวณตามปกติโดยไม่คิดแรงลม

ข้อ 110 ในการออกแบบคำนวณส่วนต่าง ๆ ของอาคารเพื่อรับน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกคงที่นั้น ๆ มีลักษณะที่ทำให้เกิดแรงสั่นสะเทือนแก่ส่วนต่าง ๆ ของอาคารได้ เช่น น้ำหนักบรรทุกคงที่จากเครื่องจักร ทางวิ่ง เคน เป็นต้น จะต้องคำนึงถึงผลจากแรงสั่นสะเทือน และแรงกระแทกด้วย โดยให้เพิ่มค่าน้ำหนักบรรทุกคงที่ขึ้นอีกตามความเหมาะสม ในกรณีที่ไม่มีการรับรองโดยสถาบันที่เชื่อถือได้ แสดงผลการทดลองหรือการคำนวณ ให้เพิ่มค่าน้ำหนักบรรทุกคงที่ขึ้นอีกตามตาราง ดังต่อไปนี้

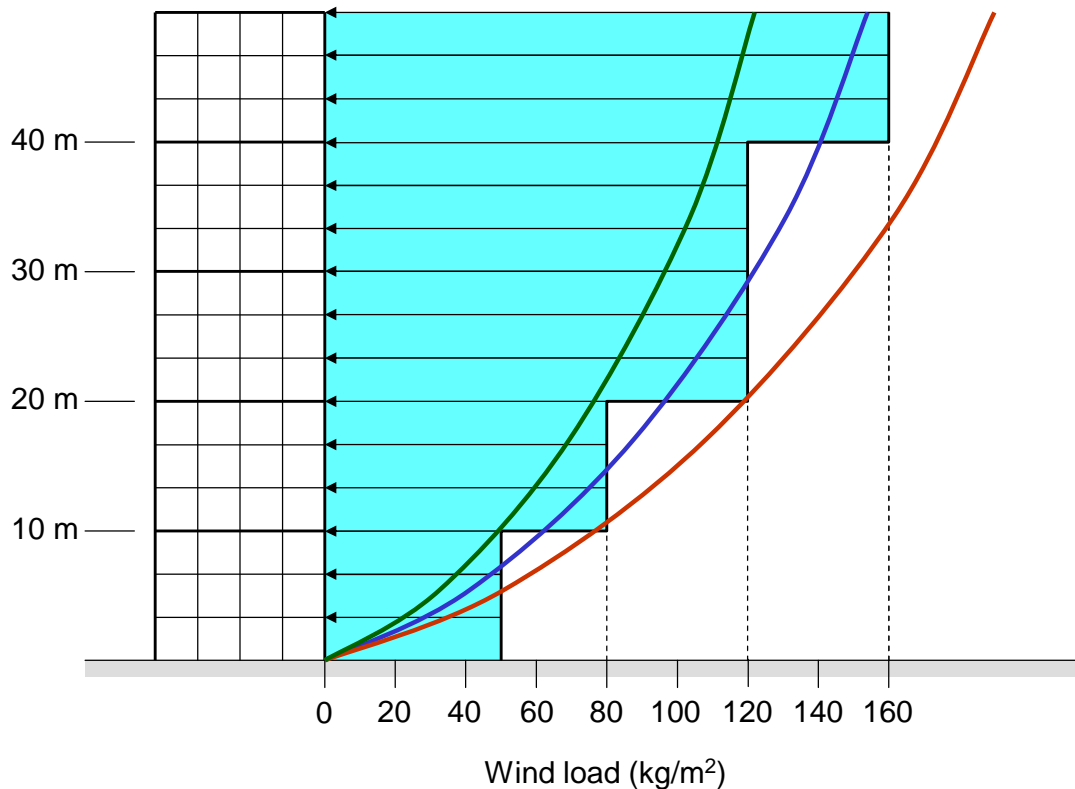
ประเภทของส่วนต่างๆ ของอาคาร และน้ำหนักบรรทุกคงที่ต่างๆ	เพิ่มค่าน้ำหนักบรรทุกคงที่ขึ้นอีก (ร้อยละ)
โครงสร้างที่ประกอบด้วยเสาและคานยึดโยงกันเป็น โครงสร้างอาคาร เพื่อรับน้ำหนักลิฟต์ หรือน้ำหนักรถยกของ	100
ฐานราก ทางเท้า และตอม่อรับลิฟต์ และอุปกรณ์เกี่ยวกับรถยกของ	40
เครื่องจักรขนาดเบา ท่อต่างๆ หรือมอเตอร์	ไม่น้อยกว่า 20
เครื่องจักรขนาดเบาชนิดลูกสูบชัก เครื่องไฟฟ้า	ไม่น้อยกว่า 20

แรงลมตาม พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522

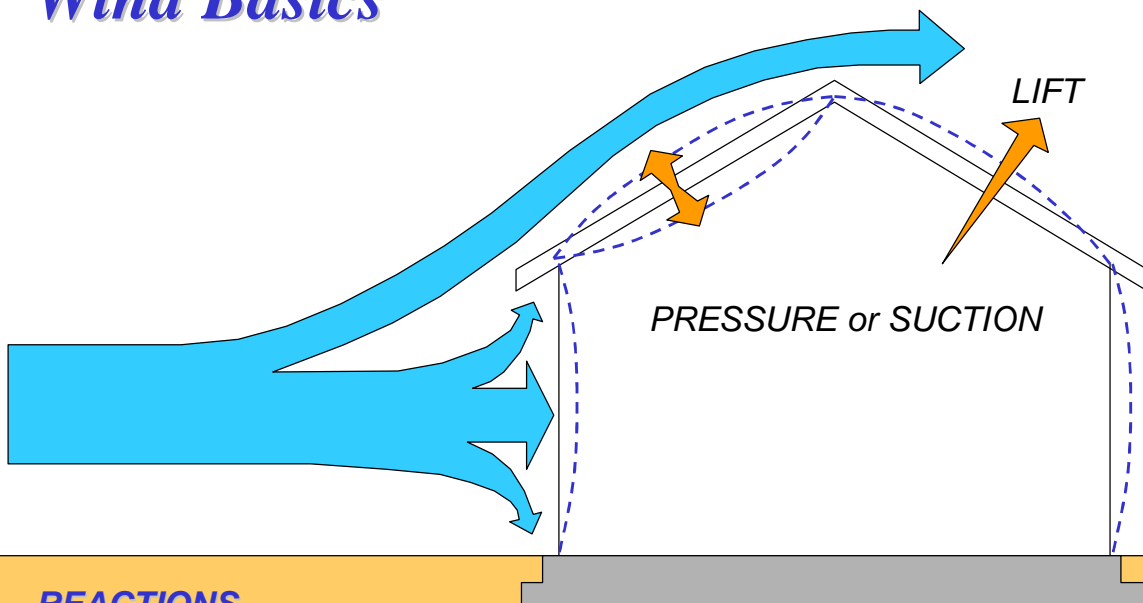
ความสูงอาคาร (เมตร)	หน่วยแรงลม (กก./ตร.ม.)
น้อยกว่า 10	50
$10 < h < 20$	80
$20 < h < 40$	120
มากกว่า 40	160



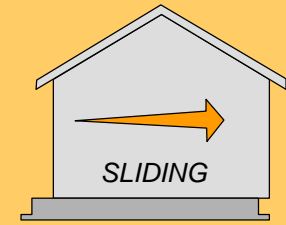
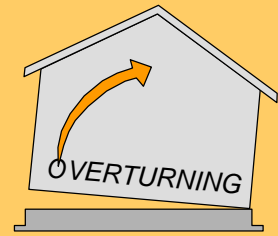
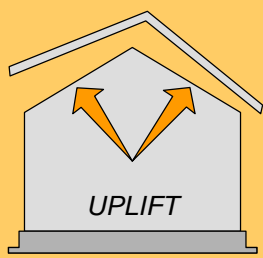
แรงลมที่กระทำบนอาคาร



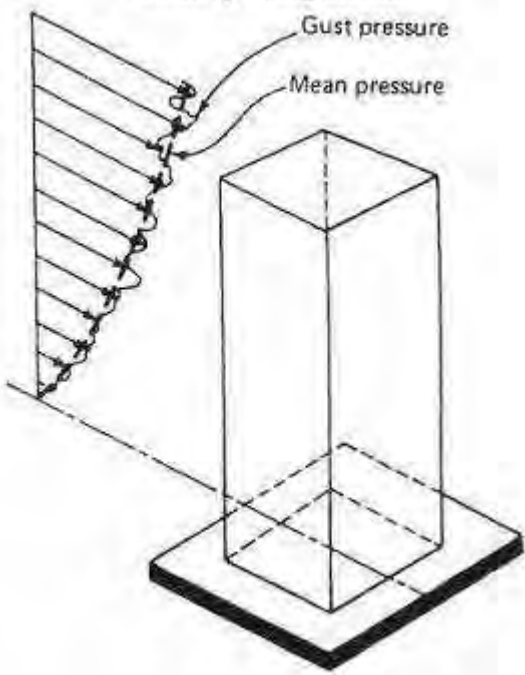
Wind Basics



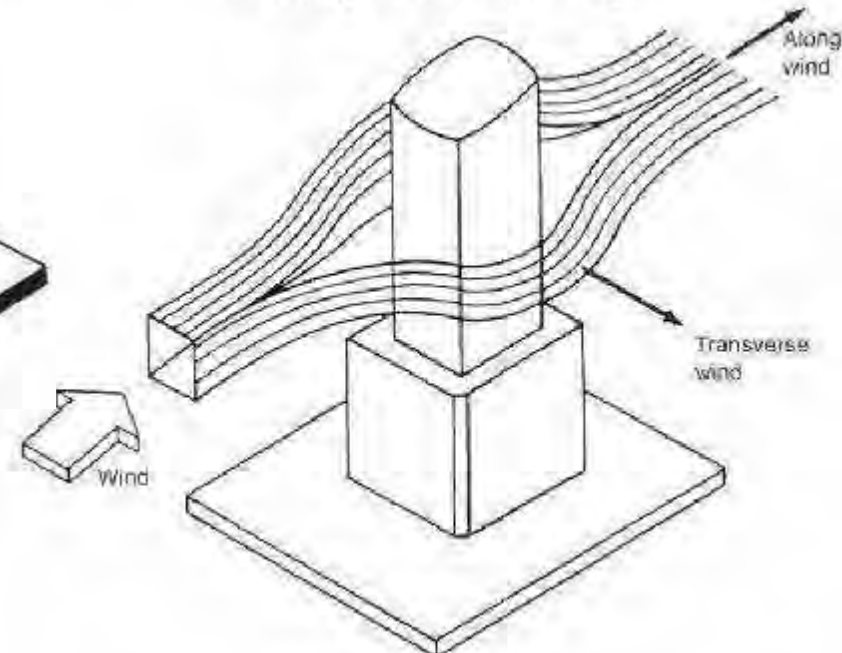
REACTIONS



Gusting Components

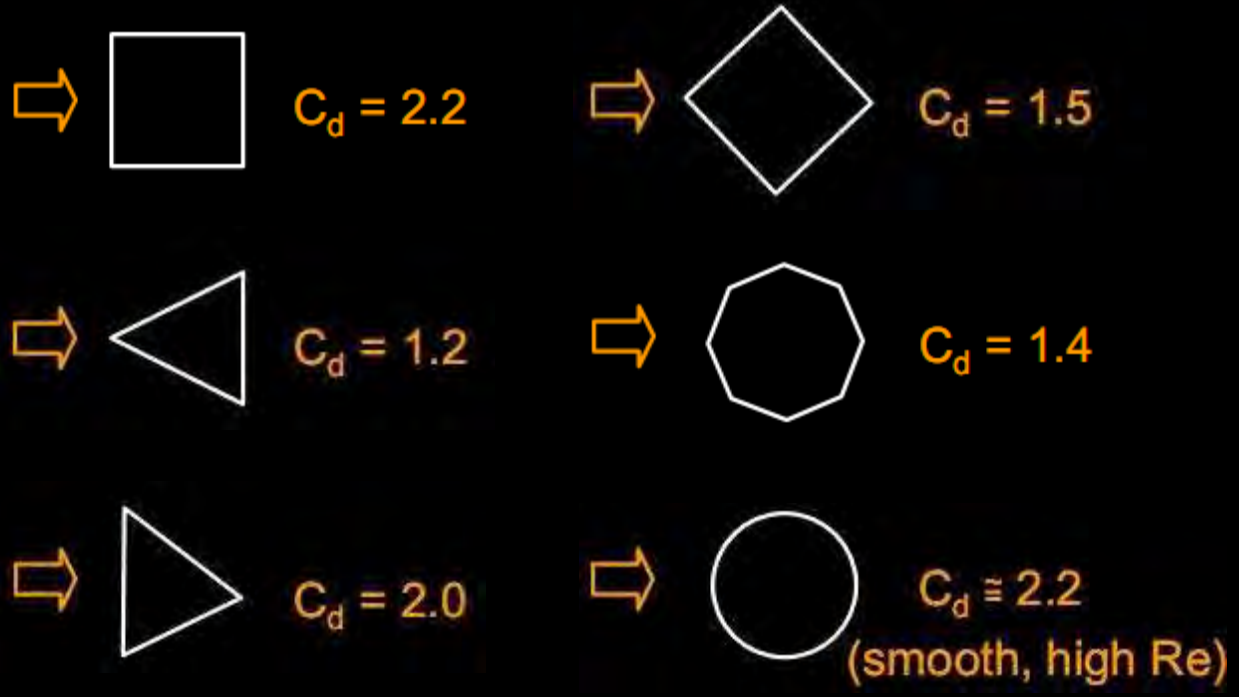


2D Flow of wind around a building.

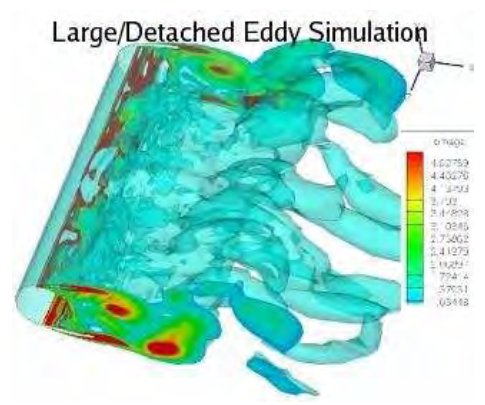
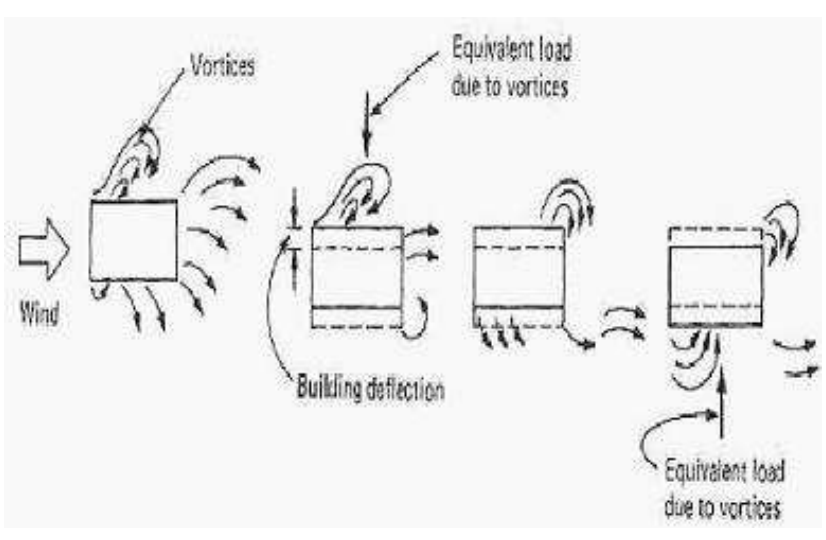


Building Shapes and Aerodynamics

Drag Coefficient – along wind

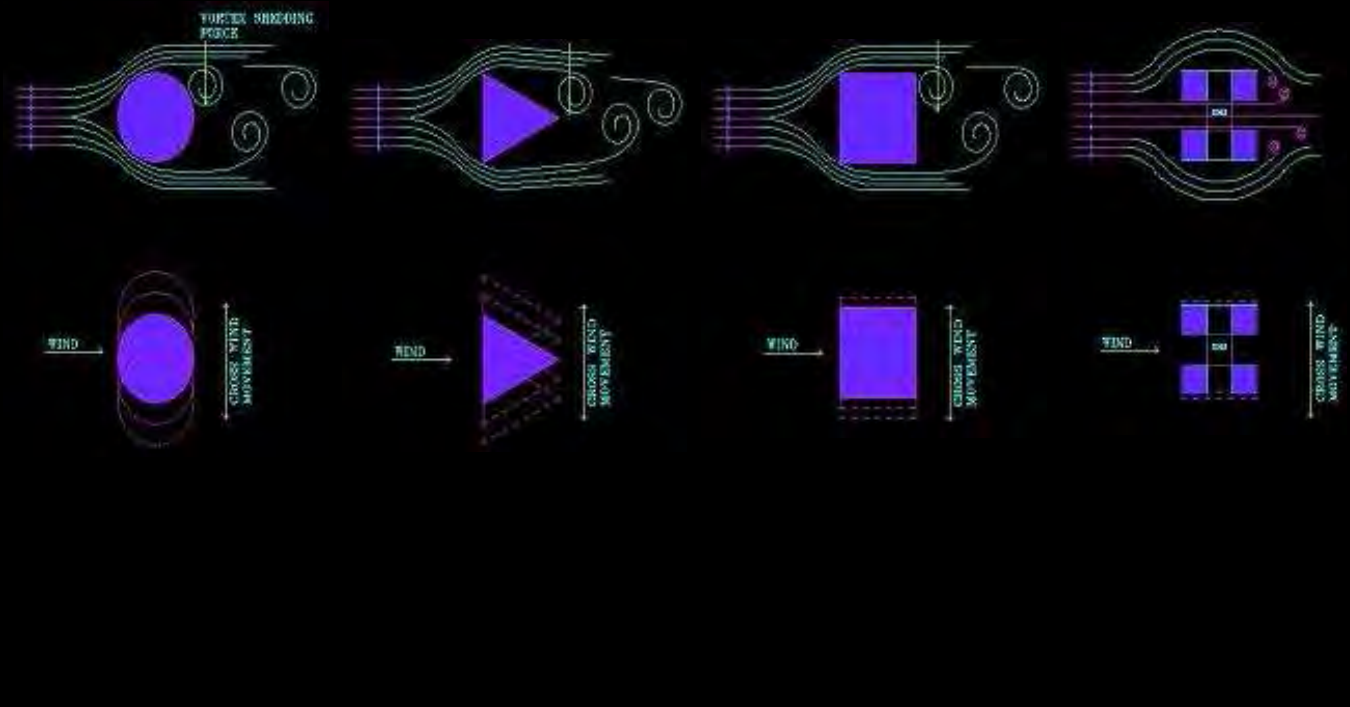


Karman Vortex Shedding



Building Shapes and Aerodynamics

Vortex Shedding Effects – Crosswind



Modification of Building Shapes to reduce Wind Effect



'Stair Step' Corners

Rough corner can reduce vortex shedding effect





Through-Building Opening



Shanghai Financial Center

Openings reduce
wind forces
(Reduced 'Sail Area')

Through-Building Opening



151 Incheon Tower

Slots reduce wind
forces and sway from
vortex shedding



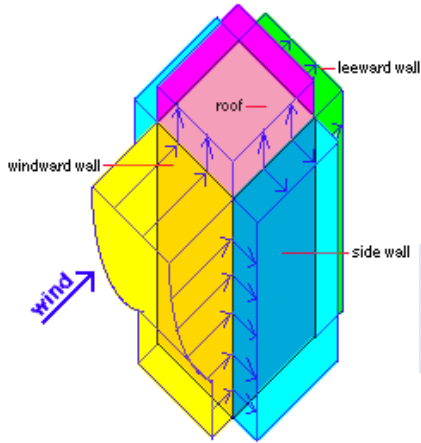
Rotate / Twist



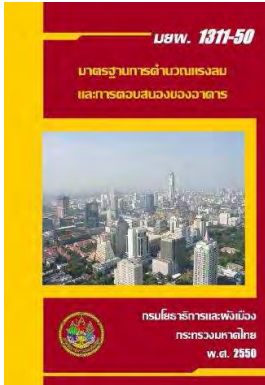
Shanghai Center

Rotate to minimize load from prevailing direction

Twist avoids simultaneous vortex shedding along height



Wind pressure on buildings



Building Design

Lecture 3 – WIND LOAD # 2

- มาตรฐานการคำนวณแรงลม
- หน่วยแรงลมอ้างอิง
- ความเร็วลมอ้างอิง
- แรงลมสถิตเทียบเท่าโดยวิธีอย่างง่าย

Asst. Prof. Dr. Mongkol JIRAVACHARADET

SURANAREE
UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

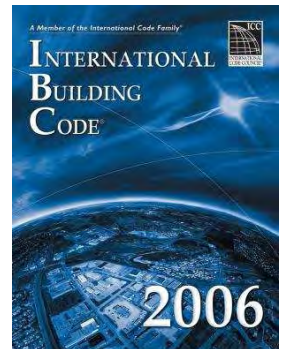
INSTITUTE OF ENGINEERING
SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING

Wind Design Codes

- BOCA National Building Code (1999)
- SBC Standard Building Code (1999)
- UBC Uniform Building Code (1997)

- IBC International Building Code

IBC 2000 IBC 2003 **IBC 2006**



- ASCE 7 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures

ASCE 7-98 ASCE 7-02 **ASCE 7-05**



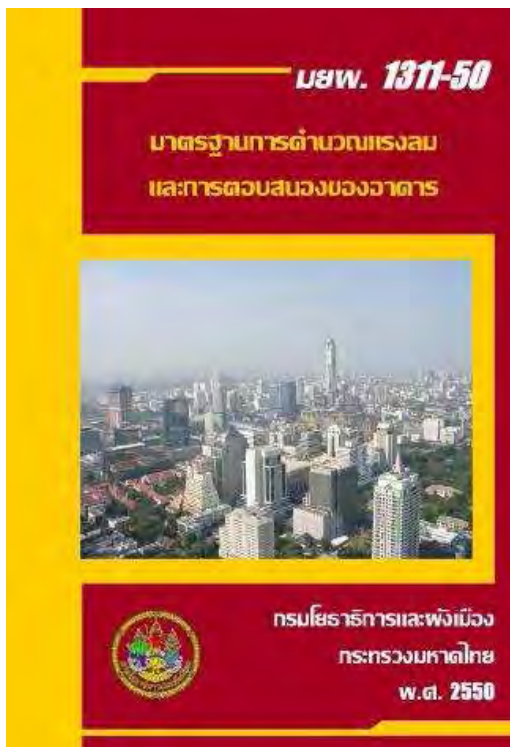
ASCE STANDARD 7-05



Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures

- Combinations of Loads
- Dead Loads
- Live Loads
- Soil and Hydrostatic Pressure
- Flood Loads
- **Wind Loads**
- Snow Loads
- Rain Loads
- Earthquake Loads
- Ice Loads-Atmospheric Icing

มาตรฐานกรมโยธาธิการ



ประยุกต์จาก :

- **National Building Code of Canada
NBCC 2005**

- มาตรฐานการคำนวณแรงลม ว.ส.ท. 2546
E.I.T. Standard 1018-46

- **ASCE 7-05 ???**



Velocity Pressure (q)

หน่วยแรงลมอ้างอิงเนื่องจากความเร็วลม

$$q = \frac{1}{2} \rho \bar{V}^2$$

q ที่คำนวณได้ มีหน่วยเป็น นิวตันต่อตารางเมตร

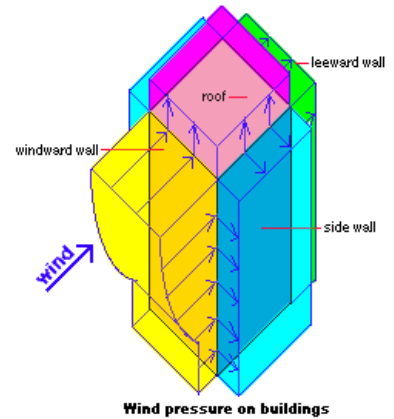
หรือ

$$q = \frac{1}{2} \left(\frac{\rho}{g} \right) \bar{V}^2$$

q ที่คำนวณได้ มีหน่วยเป็น กิโลกรัมต่อตารางเมตร

เมื่อ ρ = ความหนาแน่นมวลอากาศ ≈ 1.25 กก./ม.³

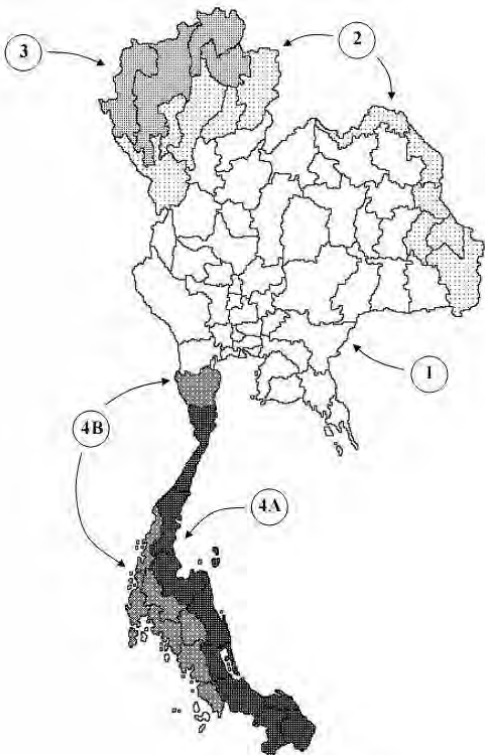
\bar{V} = ความเร็วลมอ้างอิง มีหน่วยเป็นเมตรต่อวินาที



Reference Wind Speed (\bar{V})



ความเร็วลมอ้างอิง คือ ค่าความเร็วลมเฉลี่ยในช่วงเวลา 1 ชั่วโมง ที่ความสูง 10 เมตรจากพื้นดิน ในสภาพภูมิประเทศเปิดโล่ง (Open exposure)



สำหรับคาบเวลากลับ (return period) 50 ปี (V_{50})

สำหรับการออกแบบที่สภาวะใช้งาน $\bar{V} = V_{50}$

สำหรับการออกแบบที่สภาวะกำลัง $\bar{V} = T_F \cdot V_{50}$

โดย T_F คือค่าประกอบได้ฝุ่น

- กลุ่ม 1 : $V_{50} = 25$ m/s, $T_F = 1.0$
- กลุ่ม 2 : $V_{50} = 27$ m/s, $T_F = 1.0$
- กลุ่ม 3 : $V_{50} = 29$ m/s, $T_F = 1.0$
- กลุ่ม 4A : $V_{50} = 25$ m/s, $T_F = 1.2$
- กลุ่ม 4B : $V_{50} = 25$ m/s, $T_F = 1.08$

แรงลมสถิตเทียบเท่า โดยวิธีการอย่างง่าย

- ก. ระบบโครงสร้างหลักต้านทานแรงลม (main wind-force resistant system, MWFRS) ของอาคารเตี้ยและอาคารสูงปานกลาง $h \leq 80$ m และ $h \leq 3W$
- ข. ผนังภายนอกอาคาร (cladding) ของอาคารทุกประเภท

W คือความกว้างประสิทธิผลของอาคาร สามารถคำนวณได้จาก

$$W = \frac{\sum h_i W_i}{\sum h_i}$$

โดยที่ Σ = ผลรวมของทุกชั้นของอาคาร

h_i = ความสูงจากพื้นดิน ถึงพื้นที่ชั้นที่ i

W_i = ความกว้างของอาคารในทิศทางตั้งฉากกับทิศทางลม ที่ความสูง h_i



แรงลมออกแบบ



หน่วยแรงลมสถิตเทียบเท่า **p** (equivalent static wind pressure) คำนวณได้จาก

$$p = I_w q C_e C_g C_p$$

โดยที่ I_w = ค่าประกอบความสำคัญของแรงลม

C_e = ค่าประกอบเนื่องจากสภาพภูมิประเทศ (exposure factor)

C_g = ค่าประกอบเนื่องจากการกระโชกของลม (gust effect factor)

C_p = ค่าสัมประสิทธิ์ของหน่วยแรงลมที่กระทำภายนอกอาคาร
(external pressure coefficient)



ตารางที่ 2-1 การจำแนกประเภทของอาคารตามความสำคัญต่อสาธารณชน

ประเภทของอาคาร	ประเภทความสำคัญ
<p>อาคารและส่วน โครงสร้างอื่นที่มีปัจจัยเสี่ยงอันตราย ต่อชีวิตมนุษย์ค่อนข้างน้อยเมื่อเกิดการ พังทลายของอาคารหรือส่วน โครงสร้างนั้นๆ เช่น</p> <ul style="list-style-type: none"> - อาคารที่เกี่ยวข้องกับการเกษตร - อาคารชั่วคราว - อาคารเก็บของเสียๆ ซึ่งไม่มีความสำคัญ 	น้อย
<p>อาคารและส่วน โครงสร้างอื่นที่ไม่จัดอยู่ในอาคาร ประเภท ความสำคัญ น้อย มาก และสูงมาก</p>	ปกติ
<p>อาคารและส่วน โครงสร้างอื่นที่หากเกิดการ พังทลาย จะเป็นอันตรายต่อชีวิตมนุษย์และ สาธารณชนอย่างมาก เช่น</p> <ul style="list-style-type: none"> - อาคารที่เป็นที่ชุมนุมในพื้นที่หนึ่งๆ มากกว่า 300 คน - โรงเรียนประถมหรือมัธยมศึกษาที่มีความจุมากกว่า 250 คน - มหาวิทยาลัยหรือวิทยาลัย ที่มีความจุมากกว่า 500 คน - สถานรักษาพยาบาลที่มีความจุคนไข้มากกว่า 50 คน แต่ไม่สามารถทำการรักษากรณีฉุกเฉินได้ - เรือธงและสถานกักกันนักโทษ 	มาก

ตารางที่ 2-1 การจำแนกประเภทของอาคารตามความสำคัญต่อสาธารณชน

<p>อาคารและส่วน โครงสร้างที่มีความจำเป็นต่อความเป็นอยู่ของสาธารณชนเป็นอย่างมาก หรือ อาคารที่จำเป็นต่อการบรรเทาภัยหลังเกิดเหตุเป็นอย่างมาก เช่น</p> <ul style="list-style-type: none"> - โรงพยาบาลที่สามารถทำการรักษากรณีฉุกเฉินได้ - สถานีตำรวจ สถานีดับเพลิง และ โรงเก็บรถฉุกเฉินต่างๆ - โรงไฟฟ้า - โรงผลิตน้ำประปา ถังเก็บน้ำ และสถานีสูบน้ำที่มีความดันสูงสำหรับการดับเพลิง - อาคารศูนย์สื่อสาร - อาคารศูนย์บรรเทาสาธารณภัย - ท่าอากาศยาน ศูนย์บังคับการบิน และ โรงเก็บเครื่องบิน ที่ต้องใช้เมื่อเกิดกรณีฉุกเฉิน - อาคารศูนย์บัญชาการแห่งชาติ <p>อาคารหรือส่วน โครงสร้างในส่วนของการผลิต การจัดการ การจัดเก็บ หรือการใช้สารพิษ เช่น เชื้อเพลิง หรือสารเคมี อันก่อให้เกิดการระเบิดขึ้นได้</p>	สูงมาก
---	--------

ค่าประกอบความสำคัญของแรงลม (I_w)

ประเภทความสำคัญ ของอาคาร	ค่าประกอบความสำคัญของแรงลม	
	สภาวะจำกัดด้านกำลัง	สภาวะจำกัดด้านการใช้งาน
น้อย	0.8	0.75
ปกติ	1	0.75
มาก	1.15	0.75
สูงมาก	1.15	0.75

สภาพภูมิประเทศ (Exposures)

A = สภาพภูมิประเทศแบบโล่ง

B = สภาพภูมิประเทศแบบชานเมือง

C = สภาพภูมิประเทศแบบศูนย์กลางเมือง





สภาพภูมิประเทศแบบ A

สภาพภูมิประเทศแบบโล่งซึ่งมีอาคาร ต้นไม้ หรือสิ่งปลูกสร้าง กระจัดกระจายอยู่ห่างๆ กัน หรือเป็นบริเวณชายฝั่งทะเล



สภาพภูมิประเทศแบบ B

สภาพภูมิประเทศแบบชานเมือง หรือพื้นที่ที่มีต้นไม้ใหญ่หนาแน่น หรือบริเวณศูนย์กลางเมืองขนาดเล็ก



สภาพภูมิประเทศแบบ C

บริเวณศูนย์กลางเมืองใหญ่ มีอาคารสูงอยู่หนาแน่น โดยที่อาคารไม่น้อยกว่าร้อยละ 50 ต้องมีความสูงเกิน 4 ชั้น



ค่าประกอบเนื่องจากสภาพภูมิประเทศ (C_e)



เป็นค่าประกอบที่นำมาปรับค่าหน่วยแรงลมให้แปรเปลี่ยนตามความสูงจากพื้นดิน และสภาพภูมิประเทศ

สภาพภูมิประเทศ A

$$C_e = \left(\frac{z}{10}\right)^{0.2}$$

ถ้า C_e ที่คำนวณได้ < 0.9



$$C_e = 0.9$$

สภาพภูมิประเทศ B

$$C_e = 0.7 \left(\frac{z}{12}\right)^{0.3}$$

ถ้า C_e ที่คำนวณได้ < 0.7



$$C_e = 0.7$$

โดยที่ z = ความสูงจากพื้นดิน (หน่วยเป็นเมตร)



ตารางที่ 2-3 ค่าประกอบเนื่องจากสภาพภูมิประเทศ (C_e) สำหรับวิธีการอย่างง่าย

ความสูงจากพื้นดิน	สภาพภูมิประเทศแบบ A	สภาพภูมิประเทศแบบ B
สูงไม่เกิน 6 เมตร	0.90	0.70
สูงเกิน 6 เมตร แต่ไม่เกิน 10 เมตร	1.00	0.70
สูงเกิน 10 เมตร แต่ไม่เกิน 20 เมตร	1.15	0.82
สูงเกิน 20 เมตร แต่ไม่เกิน 30 เมตร	1.25	0.92
สูงเกิน 30 เมตร แต่ไม่เกิน 40 เมตร	1.32	1.00
สูงเกิน 40 เมตร แต่ไม่เกิน 60 เมตร	1.43	1.13
สูงเกิน 60 เมตร แต่ไม่เกิน 80 เมตร	1.52	1.24

การเพิ่มขึ้นของความเร็วลมบริเวณเนินเขาและลาดชัน

อาคารหรือโครงสร้างที่ตั้งอยู่บริเวณเนินเขาและลาดชัน ที่มีอัตราส่วนระยะทางแนวตั้งต่อแนวราบมากกว่า 1 ต่อ 10 (5.7 องศา) มีผลทำให้ความเร็วลมเฉลี่ยเพิ่มขึ้น

$$C_e^* = C_e \left\{ 1 + \Delta S_{\max} \left(1 - \frac{|x|}{kL_h} \right) e^{(-az/L_h)} \right\}^2$$

โดยที่ ΔS_{\max} = ค่าประกอบเนื่องจากการเพิ่มขึ้นของความเร็วลมเฉลี่ยที่ยอดเนินเขาและลาดชัน

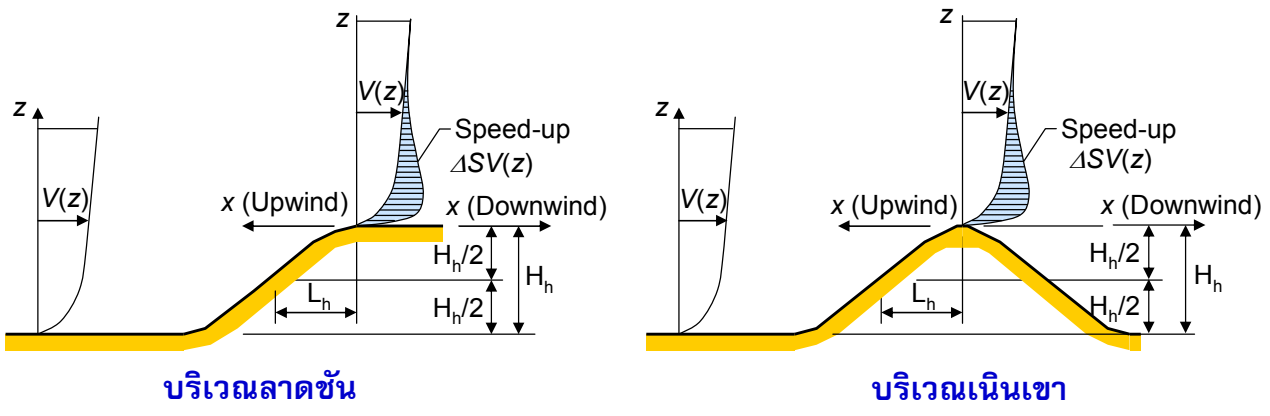
a = สัมประสิทธิ์ที่วัดความเร็วลมตามความสูง

H_h = ความสูงของเนินเขา และลาดชัน

L_h = ระยะทางในแนวราบด้านต้นลมจากยอดเนินเขาถึงระยะ $H_h/2$



ค่า ΔS_{max} และ a ขึ้นกับรูปร่างและความชันของเนินเขา



ตารางที่ 2-4 ค่าประกอบสำหรับคำนวณการเพิ่มขึ้นของความเร็วลมบริเวณเนินเขาและลาดชัน

รูปร่างเนินเขา	ΔS_{max}	a	k	
			$x < 0$	$x > 0$
เนินเขา 2 มิติ (หรือหุบเขาที่ค่า H_h เป็นลบ)	$2.2 H_h / L_h$	3	1.5	1.5
ที่ราบสูง 2 มิติ	$1.3 H_h / L_h$	2.5	1.5	4
เนินเขา 3 มิติ ไม่สมมาตร	$1.6 H_h / L_h$	4	1.5	1.5

หมายเหตุ : สำหรับอัตราส่วน $H_h / L_h > 0.5$ กำหนดให้ใช้ $H_h / L_h = 0.5$ และแทนค่า $L_h = 2H_h$ เมื่อคำนวณ C_e^* ในสมการ (2-7)

ค่าประกอบเนื่องจากการกระโชกของลม (C_g)

คือ อัตราส่วนระหว่างผลของแรงลมสูงสุดต่อผลของแรงลมเฉลี่ย

สำหรับค่าประกอบเนื่องจากการกระโชกของลม ที่กระทำกับพื้นผิวภายนอกอาคาร

- ก. สำหรับหน่วยแรงลมสถิตเทียบเท่าที่กระทำกับพื้นผิวภายนอกอาคาร ให้ใช้ค่า C_g เท่ากับ 2.0 ในการออกแบบโครงสร้างหลักต้านทานแรงลม ยกเว้น ป้ายและกำแพง ให้ใช้ค่า C_g เท่ากับ 2.35
- ข. สำหรับหน่วยแรงลมสถิตเทียบเท่าที่กระทำกับพื้นผิวภายนอกอาคาร ให้ใช้ค่า C_g เท่ากับ 2.5 ในการออกแบบโครงสร้างรองและผนังภายนอกอาคาร (cladding) ที่มีขนาดเล็ก (ประมาณขนาดของหน้าต่าง)

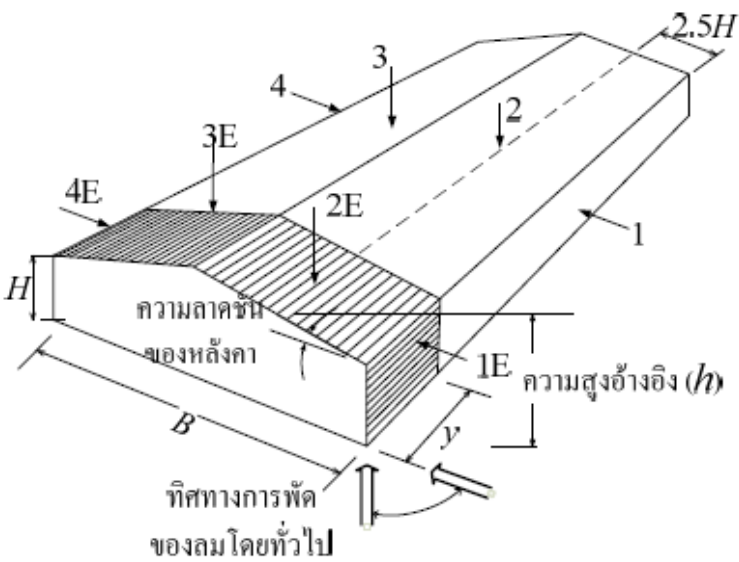
ค่าสัมประสิทธิ์ของหน่วยแรงลมภายนอก (C_p)

ขึ้นกับรูปทรงของอาคาร ทิศทางลม และ ลักษณะการแปรเปลี่ยนของความเร็วมตามความสูงอาคาร แบ่งออกเป็น 3 หมวด ดังนี้

- ก. สำหรับอาคารเตี้ยที่มีความสูงต่อความกว้าง $H/D_s < 1$ (D_s คือความกว้างของด้านที่แคบที่สุด) และมีความสูงอ้างอิง (reference height) น้อยกว่า 23 เมตร ค่าสัมประสิทธิ์ของหน่วยแรงลมได้ถูกนำมารวมกับค่าประกอบเนื่องจากผลการกระโชกของลม ($C_p C_g$) ดังแสดงในรูปที่ ข.1 ถึง ข.8 ในภาคผนวก ข.1
- ข. สำหรับอาคารสูง ดังแสดงในรูปที่ ข.9 ในภาคผนวก ข.2
- ค. สำหรับโครงสร้างพิเศษสูง ดังแสดงในรูปที่ ข.10 ถึง ข.18 ในภาคผนวก ข.3

ตาราง ข-1 การเลือกใช้ค่าสัมประสิทธิ์หน่วยแรงลมสำหรับอาคารเตี้ยและอาคารสูง

ประเภทอาคาร	ประเภทของโครงสร้าง	ความลาดชันของหลังคา (α)	หมายเลขของรูป	สัมประสิทธิ์ที่กำหนด
อาคารเตี้ยที่มีค่า $H/D_s < 1$ และ $H \leq 23$ เมตร	โครงสร้างหลัก	-	ข.1	$C_p C_g$
	กำแพง	-	ข.2	
	หลังคา (1) ทั่วไป	$\alpha \leq 7^\circ$	ข.3	
		$\alpha = 0^\circ$	ข.4	
	(3) หลังคาจั่วและปั้นหยา	$\alpha \leq 7^\circ$	ข.3	
		$\alpha > 7^\circ$	ข.5	
	(4) หลังคาต่อเนื่อง	$\alpha \leq 10^\circ$	ข.3	
		$\alpha > 10^\circ$	ข.6	
	(5) หลังคาลาดชันด้านเดียว	$\alpha \leq 3^\circ$	ข.3	
		$3^\circ < \alpha \leq 30^\circ$	ข.7	
	(6) หลังคารูปร่างพื้นเอียง	$\alpha \leq 10^\circ$	ข.3	
$\alpha > 10^\circ$		ข.8		
อาคารที่มีค่า $H/D_s \geq 1$ หรือ $H > 23$ เมตร	-	-	ข.9	C_p และ C_p^*

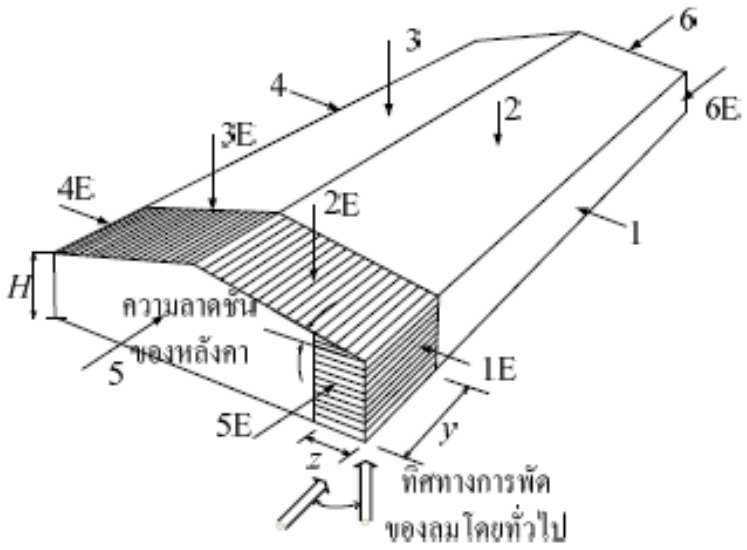


อาคารเตี้ย

รูป ข.1 แรงกระทำเมื่อทิศทางลมอยู่ในแนวตั้งฉากกับสันหลังคา

สัมประสิทธิ์หน่วยแรงลมสูงสุดกระทำภายนอก $C_p C_g$ สำหรับออกแบบโครงสร้างหลัก

ความลาดชันของหลังคา	พื้นที่ผิวของอาคาร							
	1	1E	2	2E	3	3E	4	4E
0° ถึง 5°	0.75	1.15	-1.3	-2.0	-0.7	-1.0	-0.55	-0.8
20°	1.0	1.5	-1.3	-2.0	-0.9	-1.3	-0.8	-1.2
30° ถึง 45°	1.05	1.3	0.4	0.5	-0.8	-1.0	-0.7	-0.9
90°	1.05	1.3	1.05	1.3	-0.7	-0.9	-0.7	-0.9



อาคารเตี้ย

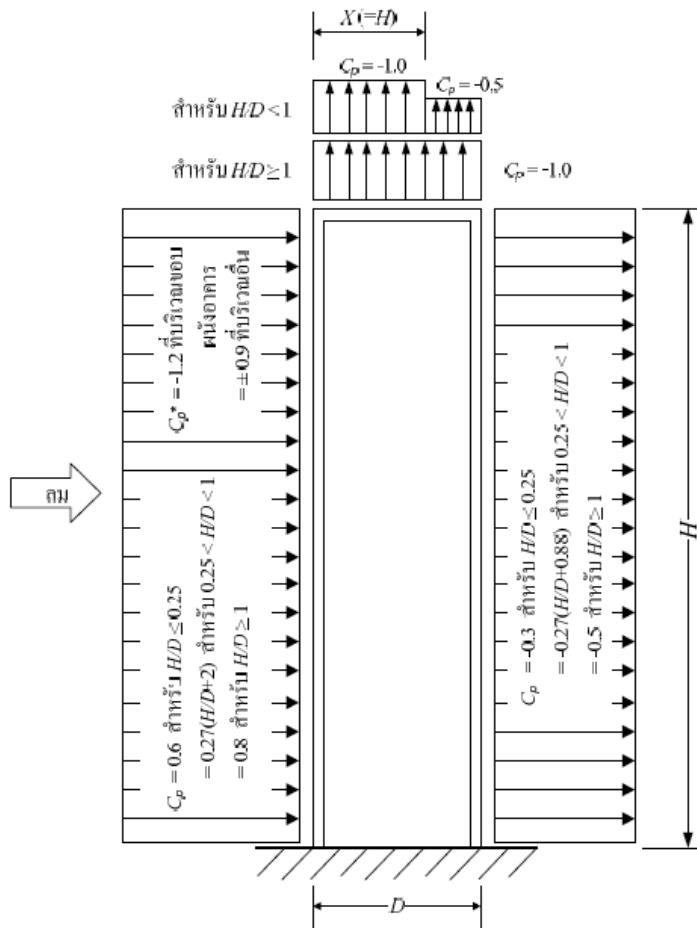
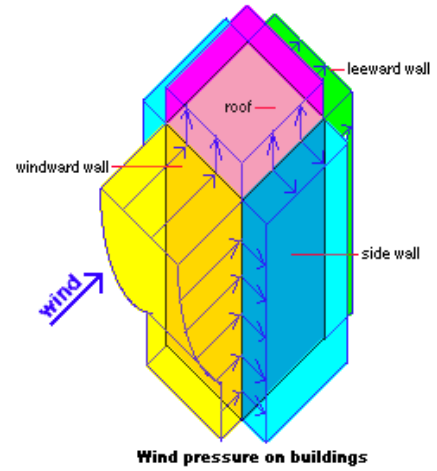
รูป ข.2 แรงกระทำเมื่อทิศทางลมอยู่ในแนวขนานสันหลังคา

ความลาดชันของหลังคา	พื้นที่ผิวของอาคาร											
	1	1E	2	2E	3	3E	4	4E	5	5E	6	6E
0° ถึง 90°	-0.85	-0.9	-1.3	-2.0	-0.7	-1.0	-0.85	-0.9	0.75	1.15	-0.55	-0.8

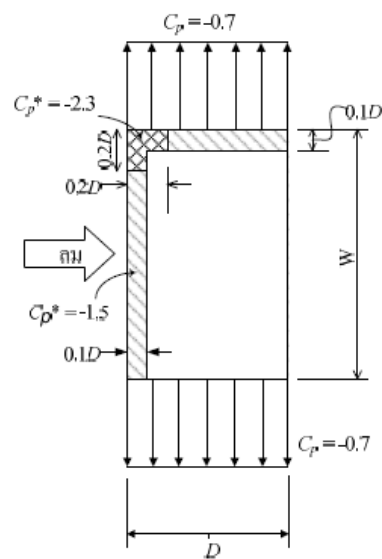
ค่าสัมประสิทธิ์ของหน่วยแรงลมภายนอกสำหรับอาคารสูง

ใช้สำหรับอาคารที่มีค่า $H/D_s \geq 1$ และความสูงของอาคาร (H) มากกว่า 23 เมตร

	C_p
ผนังด้านต้นลม (windward wall)	0.8 (แรงดัน)
ผนังด้านข้าง (side wall)	0.7 (แรงดูด)
ผนังด้านหลังลม (leeward wall)	0.5 (แรงดูด)
หลังคา (roof)	1.0 (แรงดูด)



รูปด้านข้างอาคาร



รูปด้านบนอาคาร



ความสูงอ้างอิงเพื่อใช้ในการคำนวณหาค่าประกอบเนื่องจากสภาพภูมิประเทศ (C_s)

- สำหรับการคำนวณหน่วยแรงลมบนผนังต้นลม (windward wall) ให้ใช้
ความสูงอ้างอิง = z (ความสูงเหนือพื้นดิน)
- สำหรับการคำนวณหน่วยแรงลมบนหลังคาและผนังด้านข้าง (roof and side walls)
ให้ใช้ความสูงอ้างอิง = H (ความสูงทั้งหมดของอาคาร)
- สำหรับการคำนวณหน่วยแรงลมบนผนังท้ายลม (leeward wall) ให้ใช้
ความสูงอ้างอิง = 0.5H

ตัวอย่างการคำนวณแรงลมบนอาคารสูงปานกลาง

- อาคารพักอาศัยขนาด 30×45 เมตร สูง 80 เมตร
- ความเร็วลมอ้างอิง 27 เมตร/วินาที
- อาคารตั้งอยู่ในภูมิประเทศแบบโล่ง

วิธีทำ

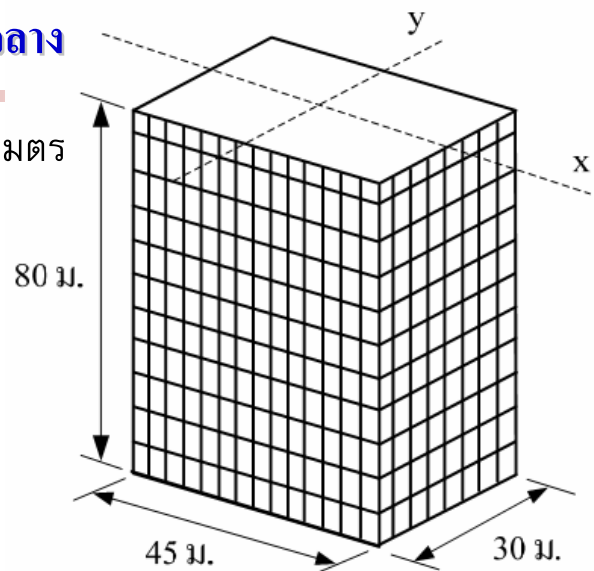
อาคารสูงไม่เกิน 80 เมตร และความสูงน้อยกว่า 3 เท่าด้านกว้างที่น้อยที่สุด

ดังนั้นสามารถใช้วิธีอย่างง่ายในการคำนวณแรงลม

พิจารณาลมกระทำในทิศ yy

$$\text{หน่วยแรงลมอ้างอิง: } q = \frac{1}{2} \rho \bar{V}^2 = \frac{1}{2} \times 1.25 \times 27^2 = 455.625 \text{ N/m}^2$$

สำหรับอาคารพักอาศัย มีความสำคัญปกติ ดังนั้น $I_w = 1$



ใช้ค่าตัวประกอบสภาพภูมิประเทศ C_e แบบโล่ง (A)

$$C_e \text{ ด้านต้นลม} = \left(\frac{z}{10}\right)^{0.2} = 0.63z^{0.2} \text{ ดังแสดงในตาราง ต.2-1}$$

$$C_e \text{ ด้านท้ายลม} = \left(\frac{H/2}{10}\right)^{0.2} = \left(\frac{40}{10}\right)^{0.2} = 1.32 \text{ (คิดที่ความสูง } H/2)$$

ตารางที่ ต.2-1 ค่าประกอบเนื่องจากสภาพภูมิประเทศ (C_e)

ความสูงจากพื้นดิน (เมตร)	ค่าประกอบเนื่องจากสภาพภูมิประเทศ (C_e)
0 – 10	1.00
10 – 20	1.15
20 – 30	1.25
30 – 40	1.32
40 – 60	1.43
60 – 80	1.52

ค่าตัวประกอบผลการกระโชกของลม $C_g = 2.0$

ค่าสัมประสิทธิ์ของหน่วยแรงลม C_p ด้านต้นลม = 0.8

C_p ด้านท้ายลม = -0.5

หน่วยแรงลมสถิตเทียบเท่าด้านต้นลม

$$p = I_w q C_e C_g C_p = 1 \times 455.625 \times 0.63 \times Z^{0.2} \times 2 \times 0.8$$

$$= 459.272 Z^{0.2}$$

หน่วยแรงลมสถิตเทียบเท่าด้านท้ายลม

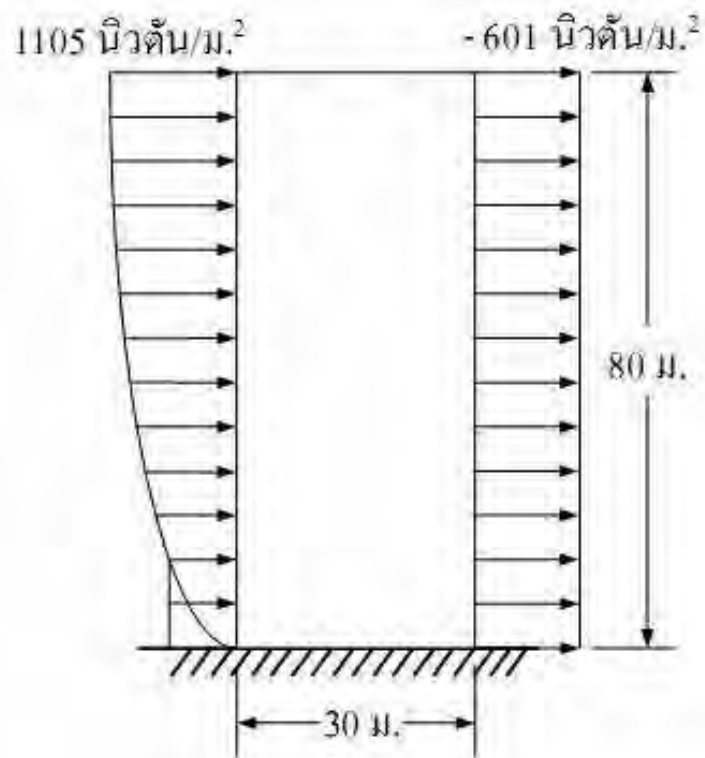
$$p = I_w q C_e C_g C_p = 1 \times 455.625 \times 1.32 \times 2 \times (-0.5)$$

$$= -601.20 \text{ นิวตัน/ม.}^2$$



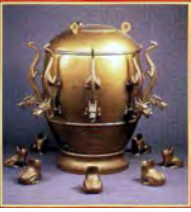
ตารางที่ ต.2-2 หน่วยแรงลมสถิตเทียบเท่า ด้านต้นลม ท้ายลม และรวมหน่วยแรงลม

ความสูงจากพื้นดิน (เมตร)	หน่วยแรงลมด้านต้นลม (นิวตัน/ม. ²)	หน่วยแรงลมด้านท้ายลม (นิวตัน/ม. ²)	รวมหน่วยแรงลมด้าน ต้นลมและท้ายลม (นิวตัน/ม. ²)
0 – 10	729	- 601	1330
10 – 20	837	- 601	1439
20 – 30	908	- 601	1509
30 – 40	962	- 601	1563
40 – 60	1043	- 601	1644
60 – 80	1105	- 601	1706



หน่วยแรงลมสถิตเทียบเท่าด้านต้นลมและท้ายลม

Building Design



Lecture 6 – Earthquake Load # 1



- Nature of Earthquake
- Intensity & Magnitude
- Buildings in Earthquake

Asst. Prof. Dr. Mongkol JIRAVACHARADET

SURANAREE

INSTITUTE OF ENGINEERING

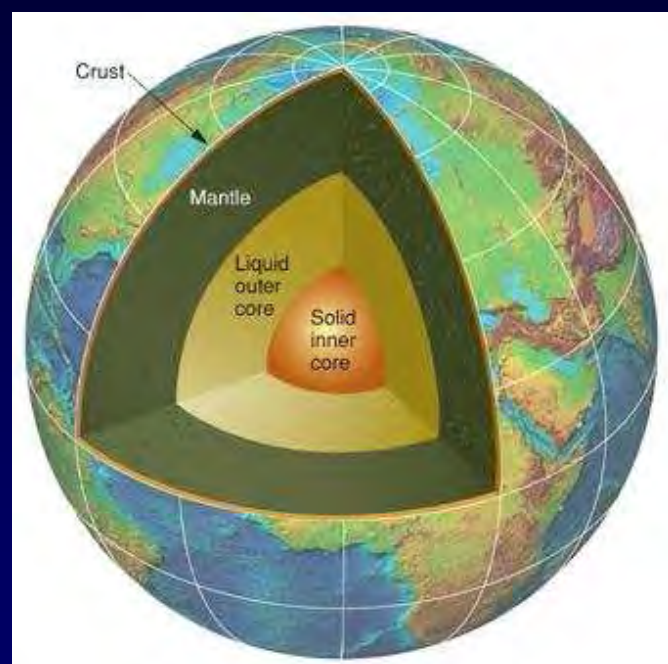
UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING

Earth Layers

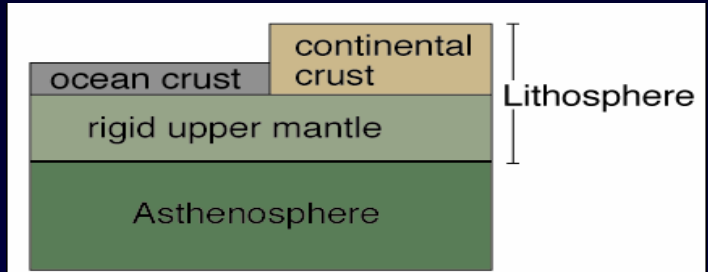
The Main Earth Layers are:

- Crust
- Mantle
- Outer Core
- Inner Core

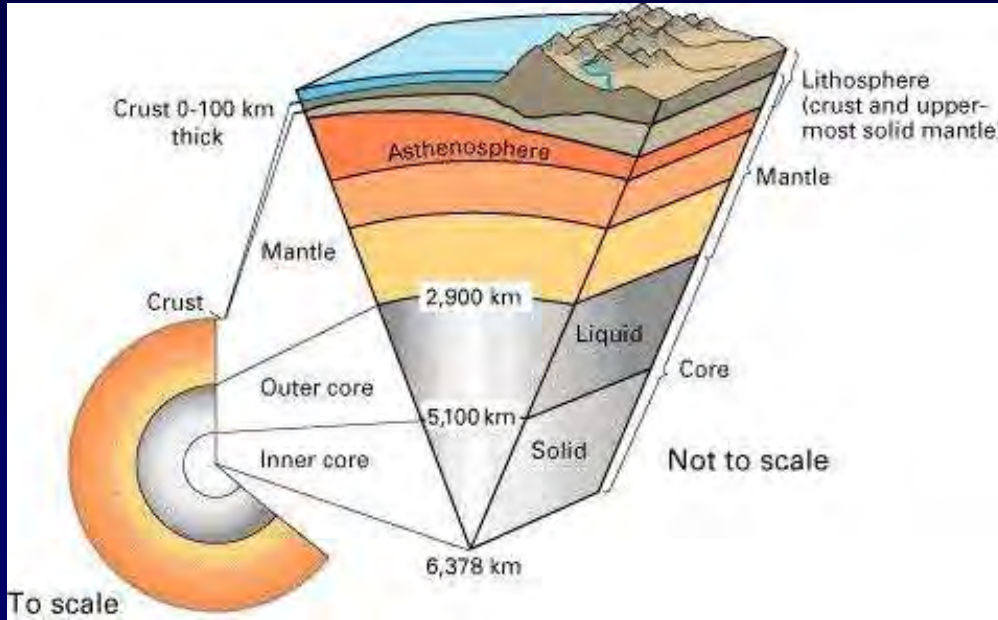


Lithosphere

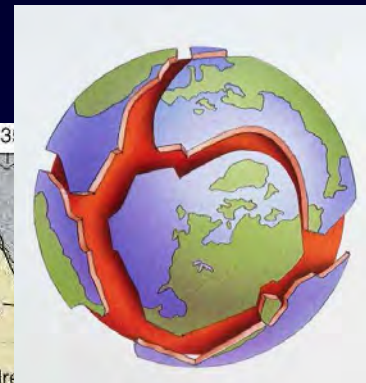
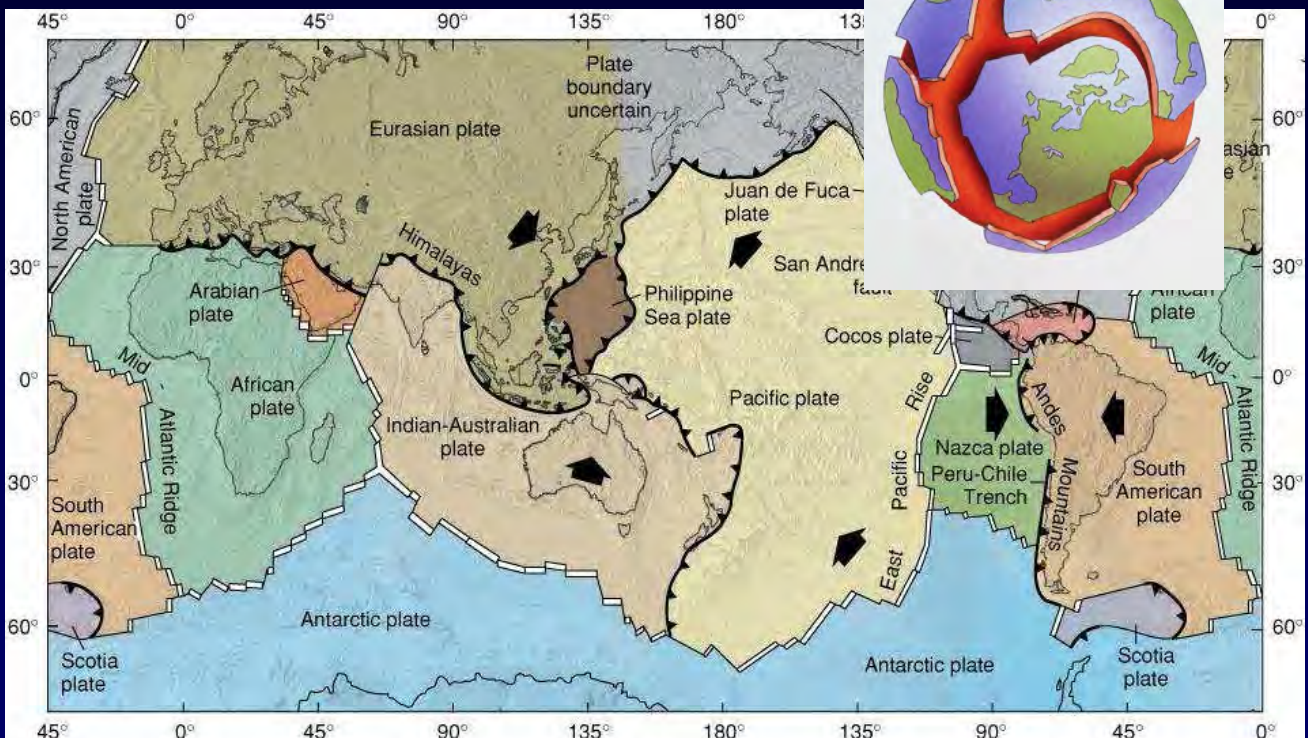
outer rigid "shell" of Earth



The Earth's outer layer is called the lithosphere. It is made of the rigid upper mantle and the crust. The lithosphere moves on the asthenosphere, part of the mantle that flows.



Earth's Tectonic Plates



Ring of fire



Plate borders can be seen by plotting earth quakes or volcanic activity, which occur at plate boundaries.

World Seismicity, 1963–2000

Focused around plate margins (but also seen in plate interiors)

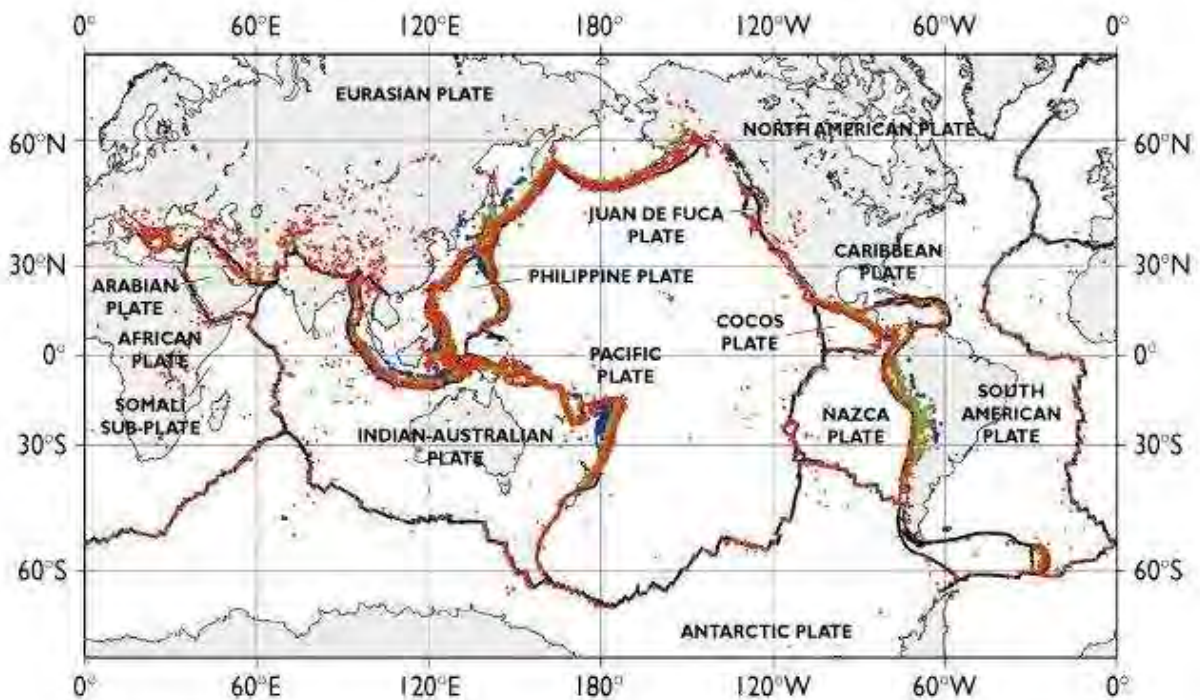


Plate Movement

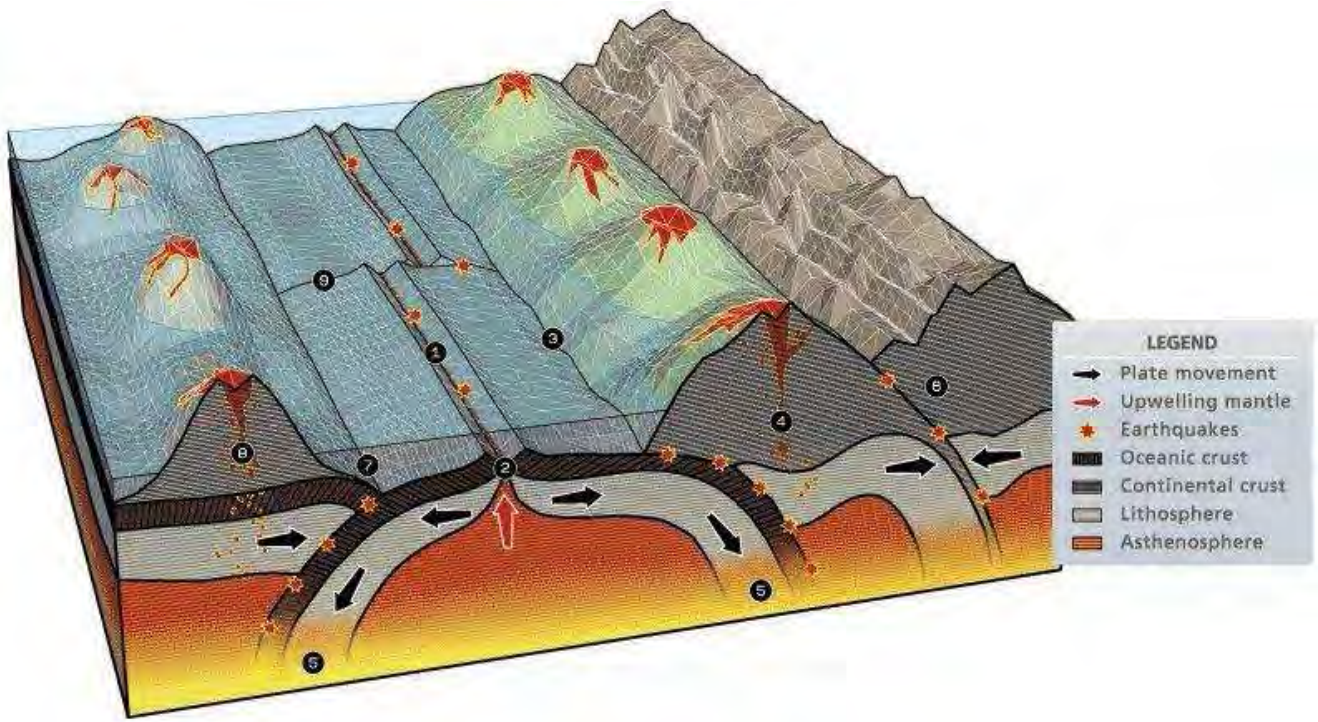
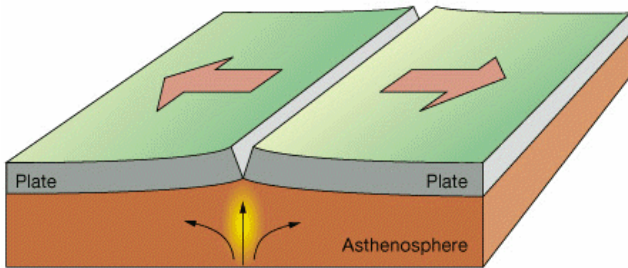
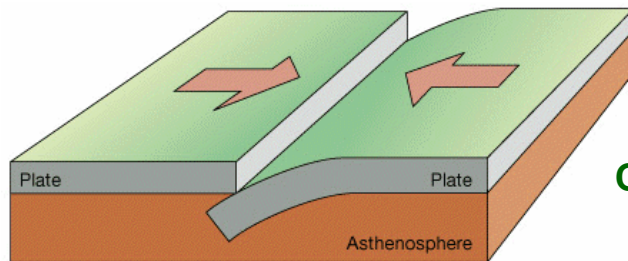


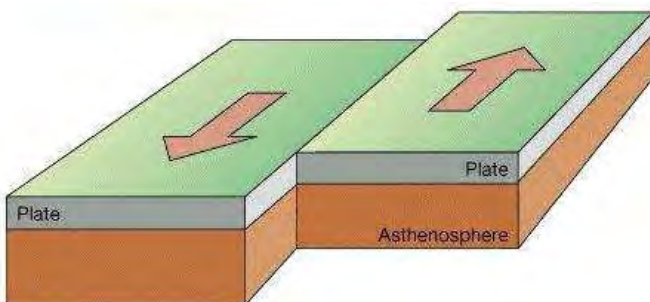
Plate Boundary



Divergent Boundary



Convergent Boundary



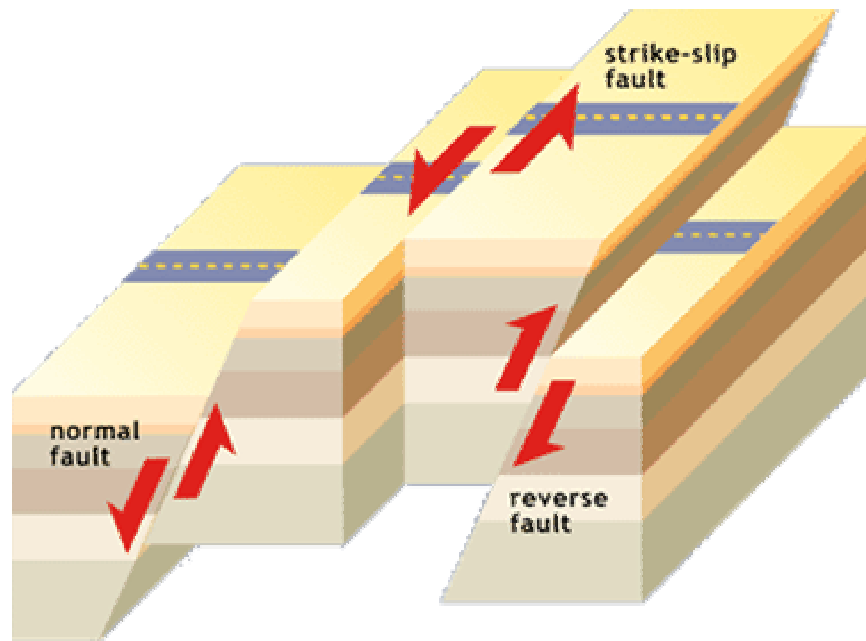
Transform Boundary

Three Types of Faults

Normal Fault : one block of rock drops down relative to the other

Strike-slip Fault : the fault blocks slide horizontally past each other

Reverse Fault : one fault block moves upward relative to the other



Seismic Waves Radiate from the Focus of an Earthquake

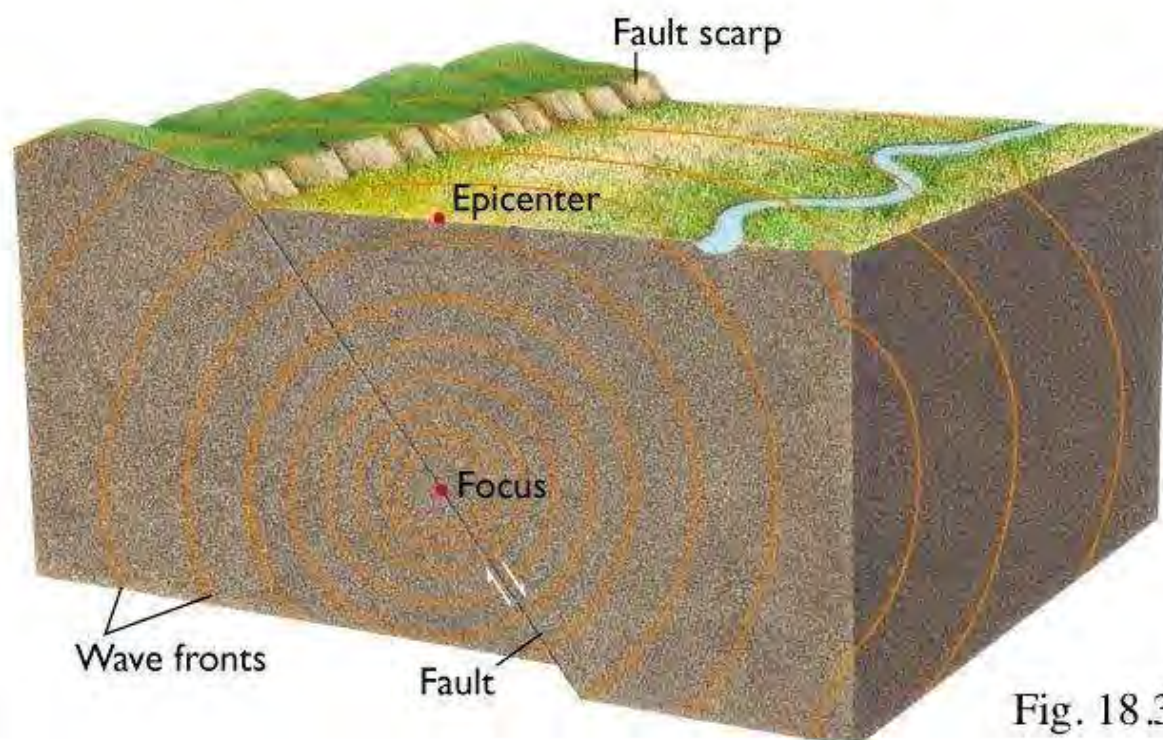


Fig. 18.3



St. Andreas Fault

Location: Carrizo Plain area, San Luis Obispo County, California.



Surface Rupture

Right-Lateral Strike-Slip Faults

Photo credit:
R.E. Wallace, U.S. Geological Survey.

El Progreso, Guatemala February 4, 1976

Plastic Deformation



Saturated
unconsolidated
deposits

left-lateral strike-slip fault



Earthqu





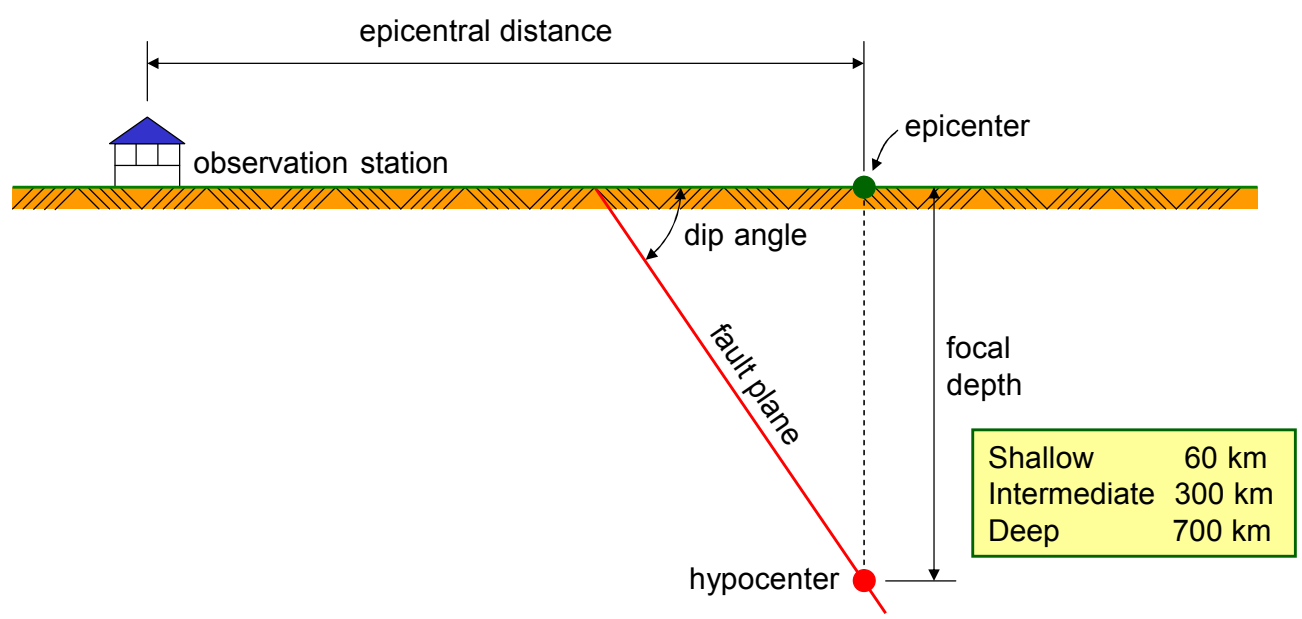
offset 2.6 m

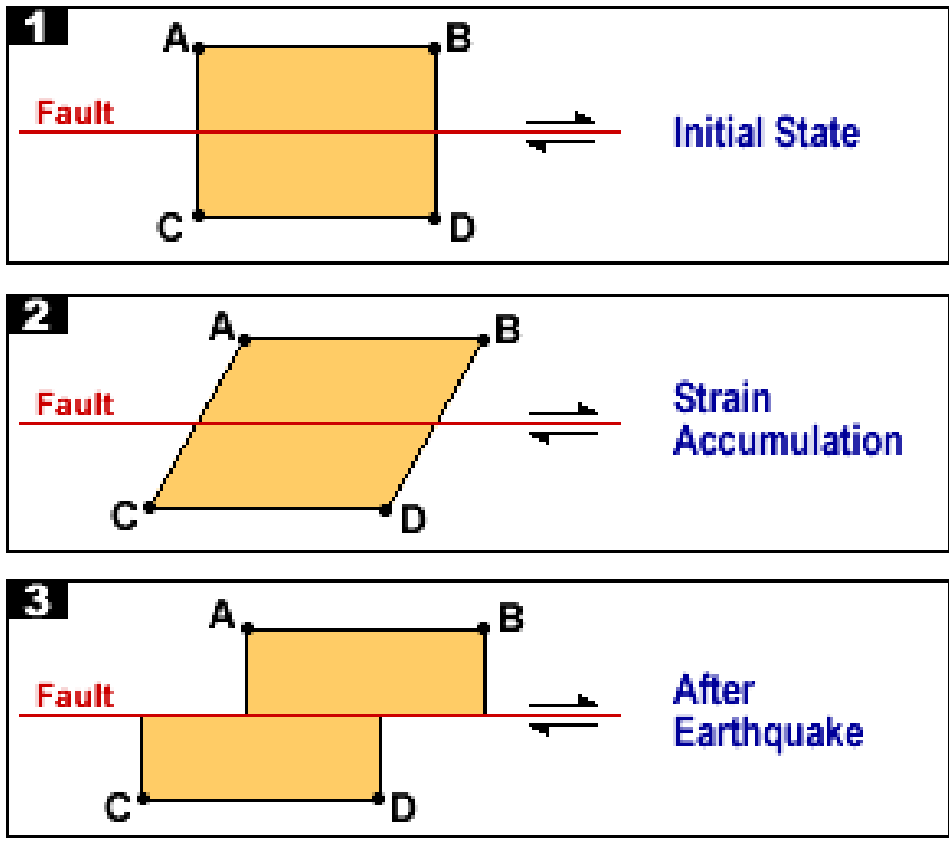
San Francisco, April 18, 1906



Guatemala February 4, 1976

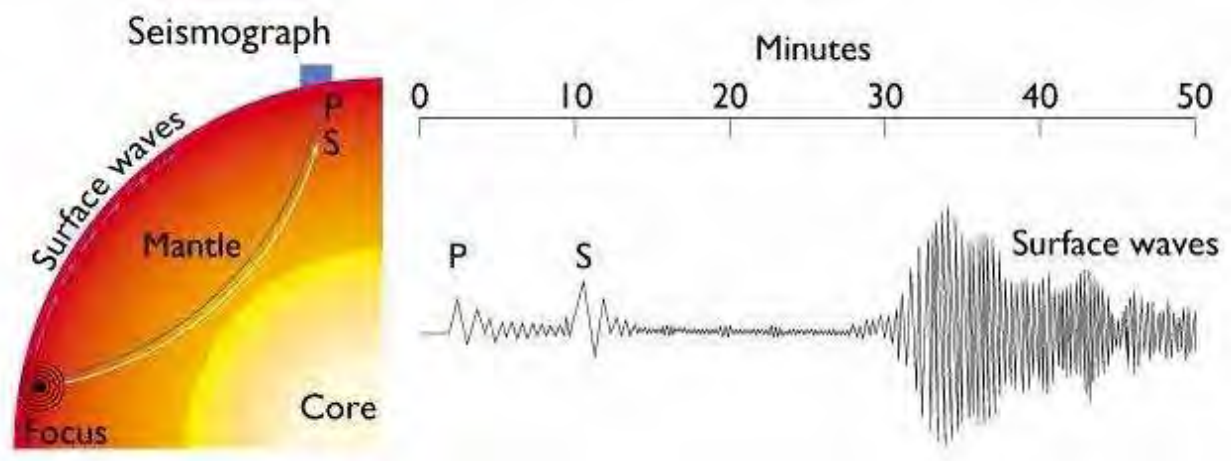
Earthquake Terminology





SEISMIC WAVES

Seismic waves are of three types: compression (P), shear (S), and surface waves.



Compression and shear waves travel through mantle to distant points on surface.
Only compression wave can pass through the Earth's molten core.

P - waves

Compression waves travel at great speeds 6-8 km/s. Parallel to direction of movement, also called primary waves. Similar to sound waves

P-wave velocity is given by
$$v_P = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}}$$

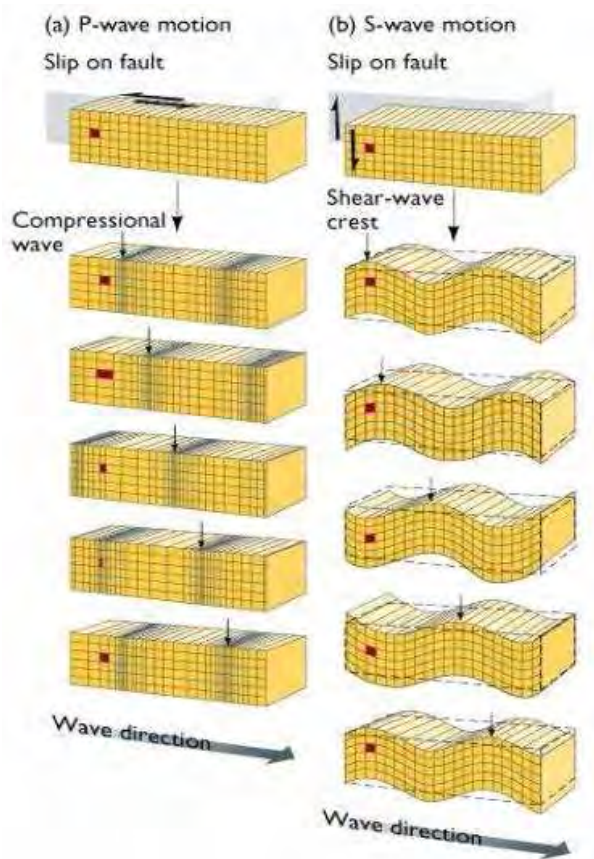
Lame's constant,
$$\lambda = \frac{G(E - 2G)}{3G - E} = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$$

S - waves

Shear waves travel slower at speeds 4-5 km/s. Perpendicular to direction of movement, also called secondary waves. Result from the shear strength of materials. Do not pass through liquids.

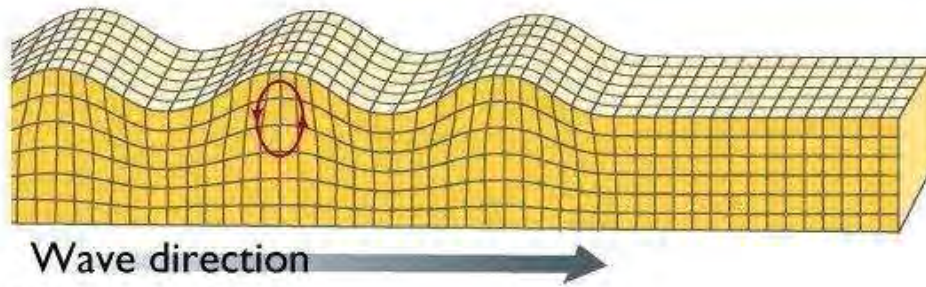
S-wave velocity is given by
$$v_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

Comparison of P-wave and S-wave Motion

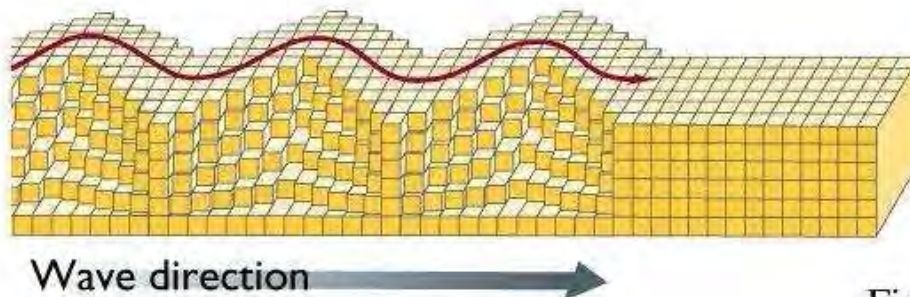


While S-waves travel more slowly than P-waves, they transmit more energy and cause the majority of damage to structures.

Two Types of Surface Waves



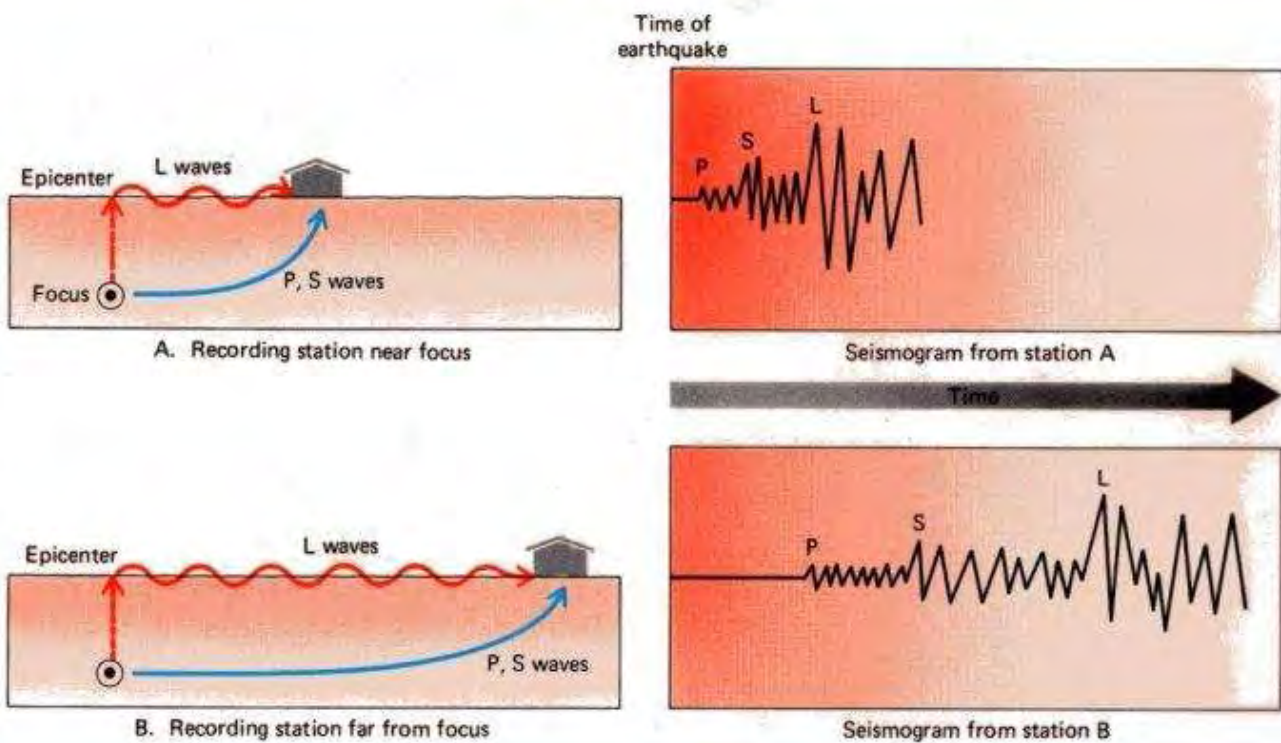
(a)

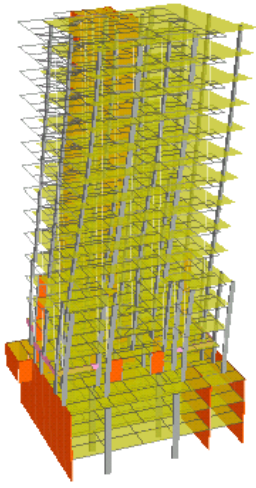


(b)

Fig. 18.8

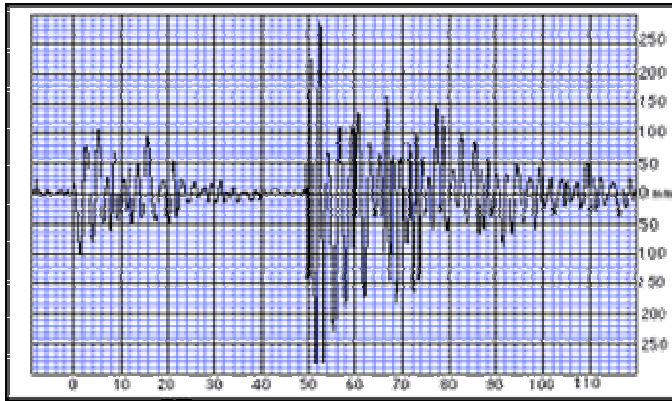
P, S and L waves





Earthquake

Earthquake is a term used to describe both sudden slip on a fault, and the resulting ground shaking and radiated seismic energy caused by the slip, or by volcanic or magmatic activity, or other sudden stress changes in the earth.



Ground Motion

External excitation in the form of

- Ground Displacements
- Ground Velocities
- Ground Accelerations

Typical Duration 20-100 sec



Ground Motion

Ground Motion has 3 Components

N-S, E-W and Vertical

Horizontal components are of major interest
(excessive shear forces)

Vertical component has been traditionally
ignored, but may be important.

Instrumentation

Strong Motion: Accelerograph

A transducer: SDOF highly damped (60-70%)

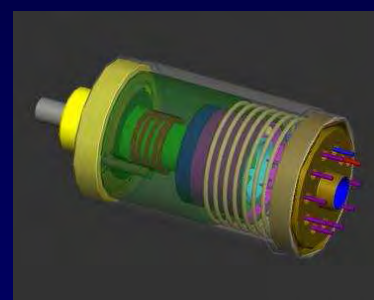
Known k, m ($f_n \sim 25$ Hz)

Sampling Rate: 1/100, 1/50 sec

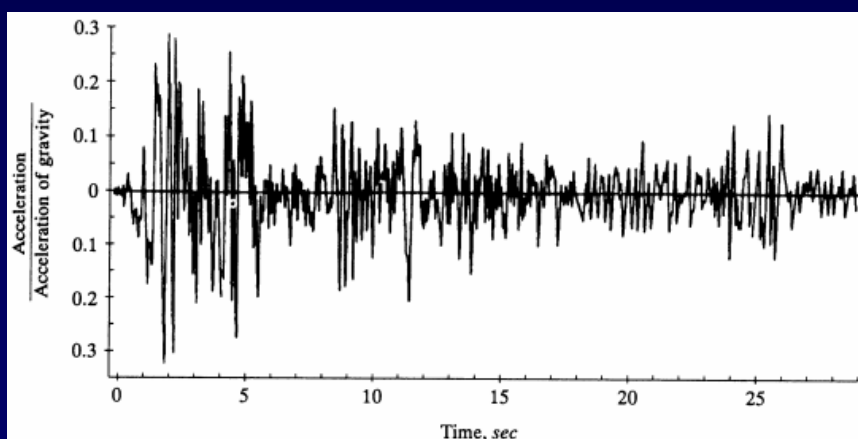
(10,000 sampling points)

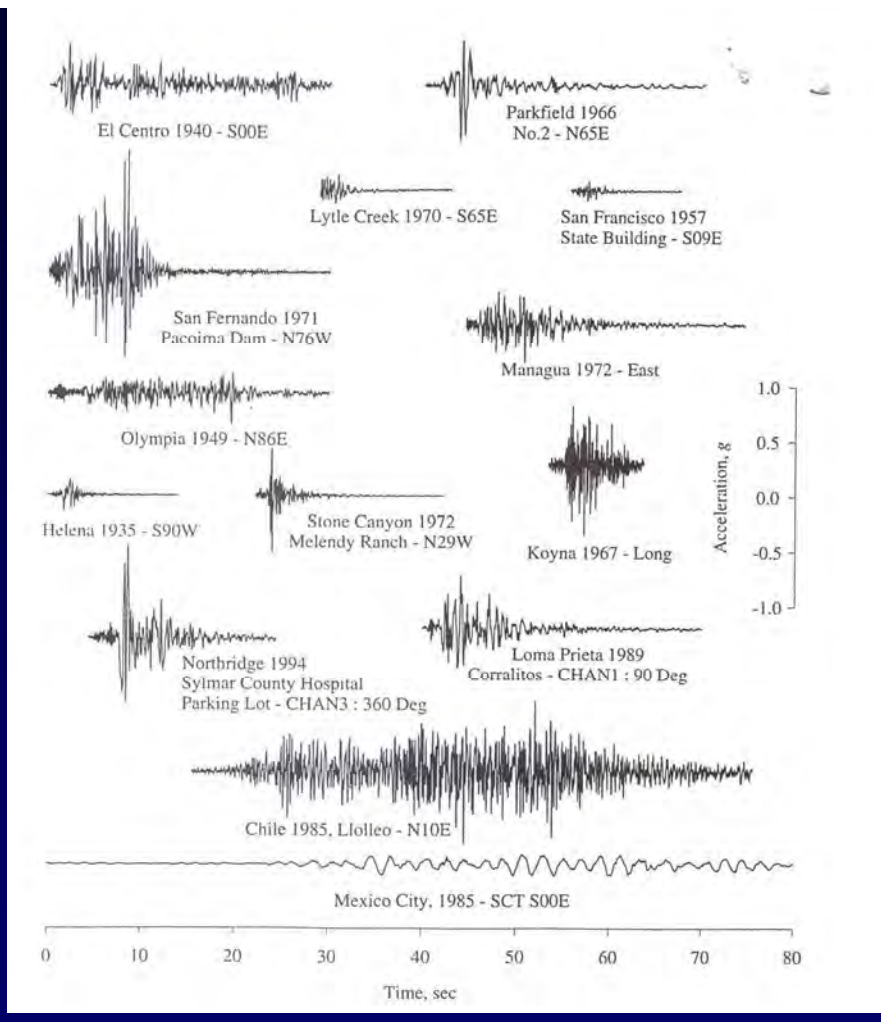


accelerograph



accelerometer





Measuring the force of earthquakes

1. *Surface displacement*
 - 1964 Alaska earthquake displaced some parts of the seafloor by ~ 50 ft.
 - 1906 San Francisco earthquake moved the ground ~8.5 ft.
2. *Size of area displaced*
 - Alaska — 70,000 sq. miles
3. *Duration of shaking*
 - Up to tens of seconds
4. *Intensity scales*
 - Based on damage and human perception
5. *Magnitude scales*
 - Based on amount of energy released



Modified-Mercalli Intensity Scale, **MM**



Intensity Value	Intensity Description	Average Peak Acceleration
I	Not felt except by a very few persons under especially favorable circumstances.	< 0.0017 g
II	Felt only by a few persons at rest, especially on upper floors on buildings. Delicately suspended objects may swing.	< 0.014 g
III	Felt noticeably indoors, especially on upper floors of buildings, but many people do not recognize it as an earthquake.	< 0.014 g
IV	During the day felt indoors by many, outdoors by few. At night, some awakened. Dishes, windows, doors disturbed; walls make cracking sound.	0.014-0.039 g
V	Felt by nearly everyone, many awakened. Some dishes and windows broken; a few instances of cracked plaster; unstable objects overturned. Disturbances of trees, poles may be noticed.	0.039-0.092 g

Modified-Mercalli Intensity Scale, **MM**



Intensity Value	Intensity Description	Average Peak Acceleration
VI	Felt by all, many frightened and run outdoors. Some heavy furniture moved; and fallen plaster or damaged chimneys.	0.093-0.18 g
VII	Everybody runs outdoors. Damage negligible in buildings of good design and construction; slight to moderate in well built ordinary structures; considerable in poorly built or badly designed structures.	0.18-0.34 g
VIII	Damage slight in specially designed structures; considerable in ordinary substantial buildings, with partial collapse; great in poorly built structures.	0.34-0.65 g
IX	Damage considerable in specially designed structures; well-designed frame structures thrown out of plumb; great in substantial buildings, with partial collapse. Building shifted off foundations.	0.65-1.24 g



Modified-Mercalli Intensity Scale, **MM**



Intensity Value	Intensity Description	Average Peak Acceleration
X	Some well-built wooden structures destroyed; most masonry and frame structures destroy with foundations; ground badly cracked.	> 1.24 g
XI	Few if any, (masonry) structures remain standing. Bridges destroyed. Underground pipelines completely out of service. Earth slumps and land slips in soft ground.	> 1.24 g
XII	Damage total. Practically all works on construction are damaged greatly or destroyed. Wave seen on ground surface. Lines of sight and level are distorted. Objecteds are thrown upward into the air.	> 1.24 g

g (gravity) = 980 centimeters per second squared.

Richter scale based on the amount of energy released

5. *Magnitude scales*, based on amount of energy released

Richter scale: amount of energy received 100 km from epicenter

largest quake ever recorded = 9.5 (rocks not strong enough for more). Earthquakes less than M=2 are not felt by people

- Largest quake ever recorded = 9.5 (rocks not strong enough for more).
- Earthquakes less than M = 2 are not felt by people. About 1 million/year
- Scale is *logarithmic*:

Increase 1 unit = 10 times greater shaking

Increase 1 unit = 30 times greater energy



Richter Magnitude Versus Energy

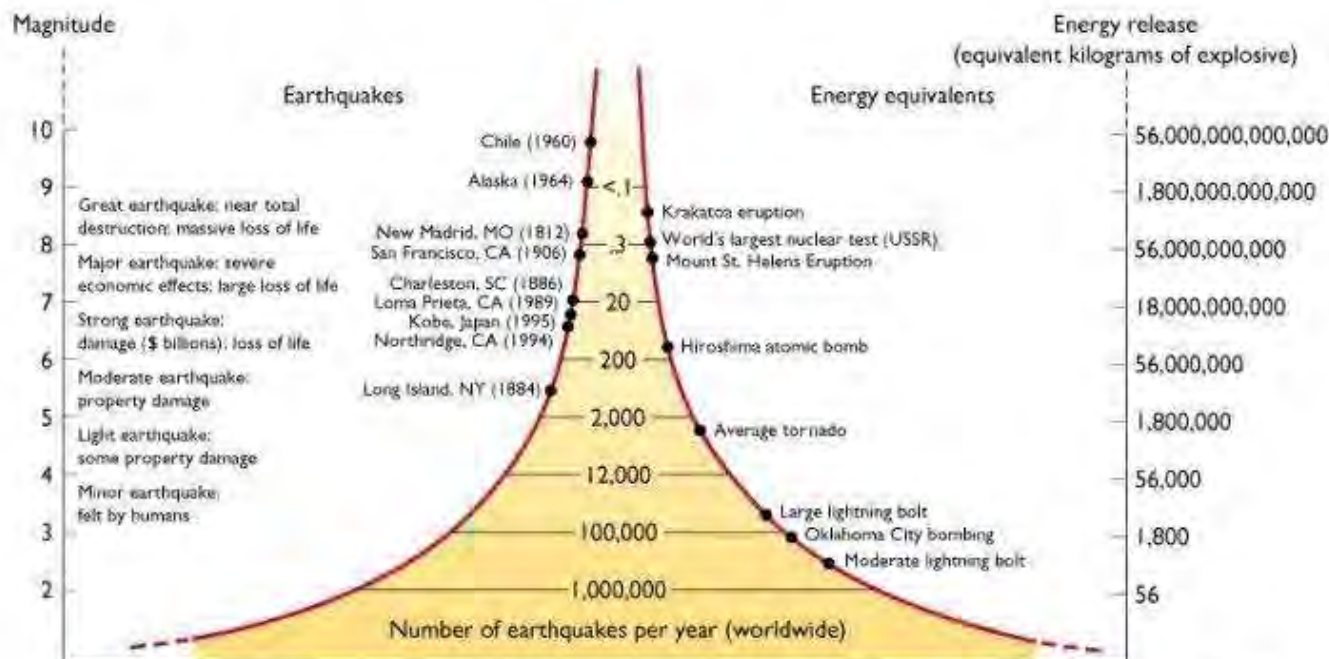
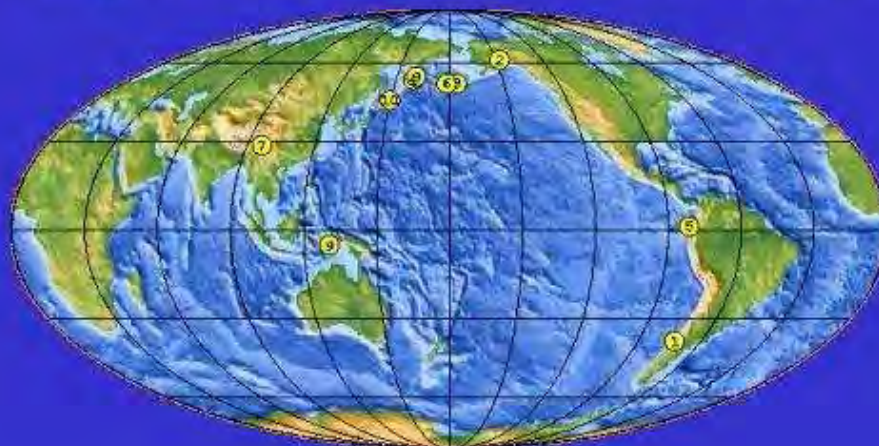


Fig. 18.11

10 Largest Earthquake in the World since 1900



USGS National Earthquake Information Center

1. Chile	1960 05 22	9.5
2. Prince William Sound, Alaska	1964 03 28	9.2
3. Andreanof Islands, Aleutian Islands	1957 03 09	9.1
4. Kamchatka	1952 11 04	9.0
5. Off the Coast of Ecuador	1906 01 31	8.8
6. Rat Islands, Aleutian Islands	1965 02 04	8.7
7. India-China Border	1950 08 15	8.6
8. Kamchatka	1923 02 03	8.5
9. Banda Sea, Indonesia	1938 02 01	8.5
10. Kuril Islands	1963 10 13	8.5



LIQUEFACTION-DIFFERENTIAL SETTLEMENTS



Niigata, Japan. June 16, 1964, 7.4

GROUND DEFORMATION-DIFFERENTIAL SETTLING



Earthquake of July 29, 1967, Caracas, Venezuela.



GROUND SHAKING



Before



After

**Huaraz, Peru
May 31, 1970, 7.8R**



San Fernando



Mexico City



Collapsed Cypress section of Interstate 880



the 1989 Loma Prieta (California)

Northridge 1994



Parking garage at California State University



Damaged Kobe waterfront (1995)



Office Buildings, Kobe 1995

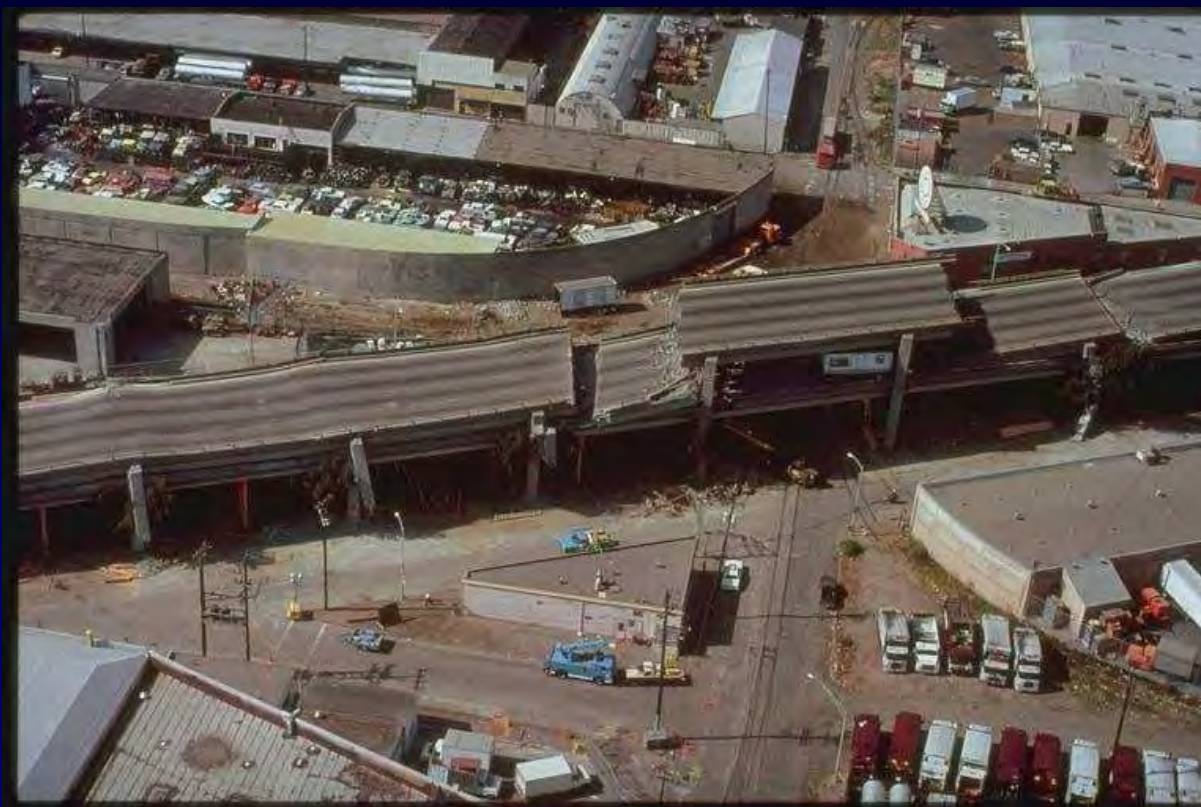




Kobe 1995



Collapse of Freeway in 1989 Loma Prieta, CA Earthquake (7.1R)





Earthquake-related events in Thailand

Date	Magnitude (Richter)	Epicenter	Brief Accounts of Event
1545 AD.	-	Chiang Mai	Strongly felt in Chiang Mai (The top of the Luang Pagoda toppled)
Feb. 17, 1975	5.6	Myanmar-Thai Border	Felt in Northern (V) and Central Region
April 22, 1983	5.9	Kanchanaburi	Felt in Kanchanaburi and Central Region (Reservoir-induced earthquake; minor damages reported)
Oct. 1, 1989	5.3	Myanmar-Thai Border	Felt in Upper Northern Region
Sept. 11, 1994	5.1	Phan District, Chiang Rai	Felt in Northern Region (VI-VII)
July 12, 1995	7.2	Myanmar	Felt in Upper Northern Region and Bangkok (in high-rise buildings)
Dec. 9, 1995	5.1	Phrae	Felt in Northern Region (Minor non-structural damage)
Dec. 22, 1996	5.5	Loas-Thailand Border	Felt in Northern Region (V-VI)

Earthquake-related events in Thailand

Date	Magnitude (Richter)	Epicenter	Brief Accounts of Event
January 22, 2003	6.5	Sumatra	Felt in Southern Region & Bangkok (in high-rise buildings)
Sept. 22, 2003	6.7	Myanmar (~850km from Bangkok)	Felt in the Northern Region and Bangkok; cracks in non-structural brick walls in 2 tall bldgs
Dec. 26, 2004	9.0	Sumatra	Devastation in 6 southern Thai provinces on the Andaman coastline; ~5300 deaths, ~ 3000 missing, ~280000 fatalities over the whole Indian ocean region, estimated economic loss ~US\$ 10 billion

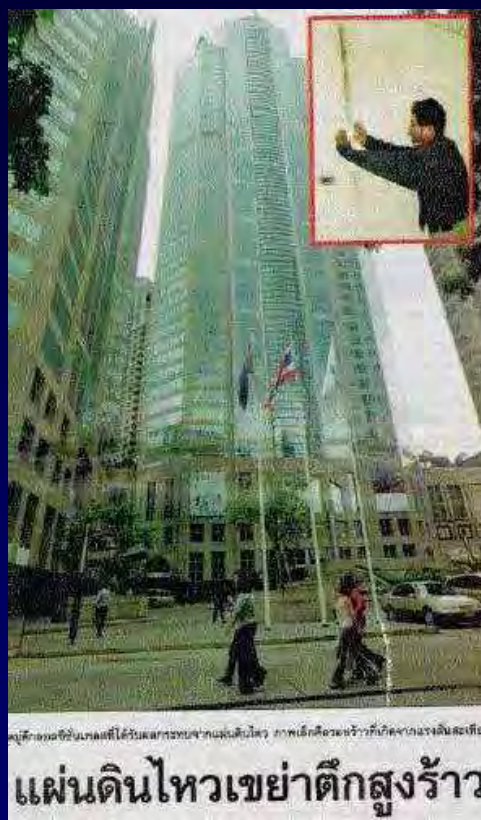




Earthquake Strike Bangkok!

Date: September 22, 2003

Magnitude: 6.6



Earthquake Information

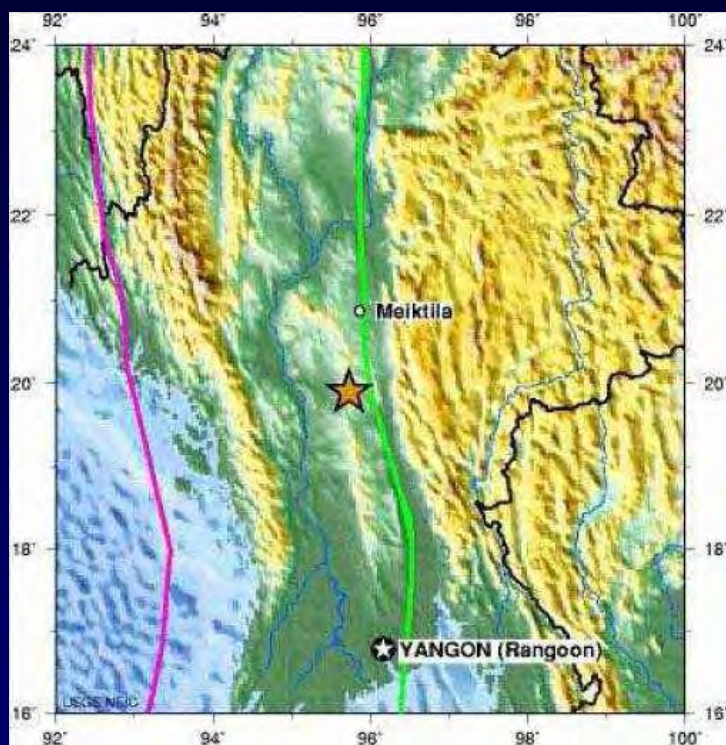
Date: September 22, 2003

Magnitude: 6.6

**Location: Sagaing fault
(south-central of
Myanmar)**

Depth: 10 km

**Distance: about 855 km
NW of Bangkok**

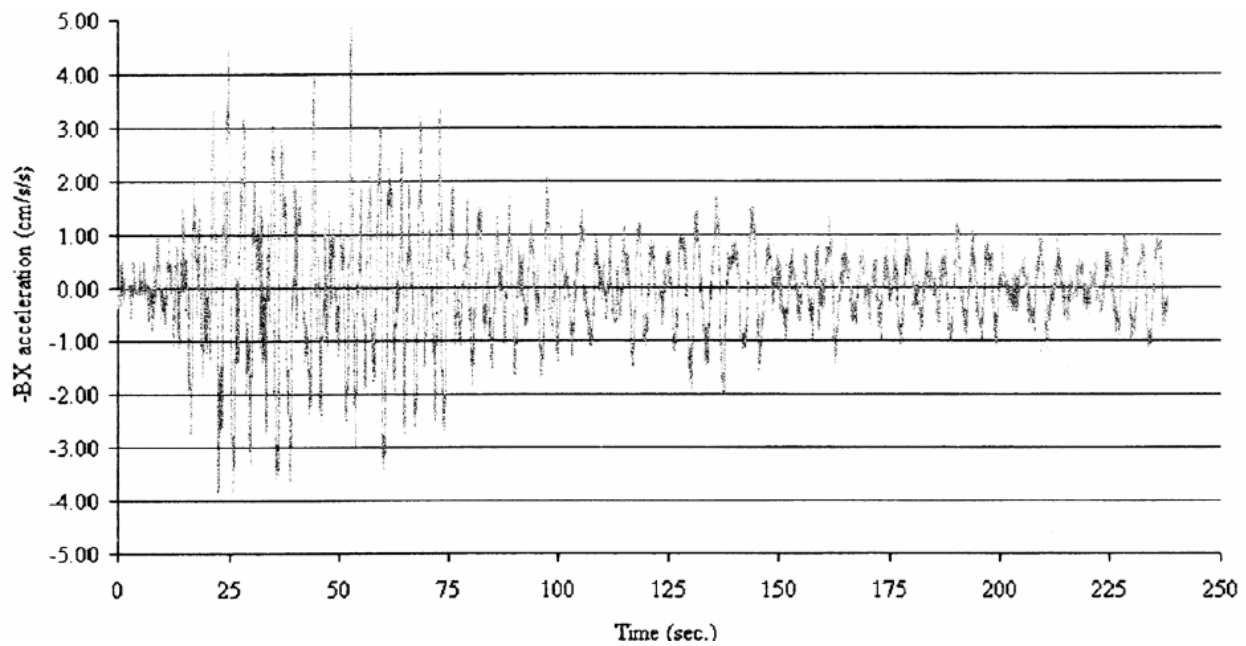




Peak Ground Acceleration in Bangkok



Peak Ground Acceleration = 5 gal (gal = cm^2/s)



Building Damages

Building: All Season Place

Location: Bangkok

Structure: RC

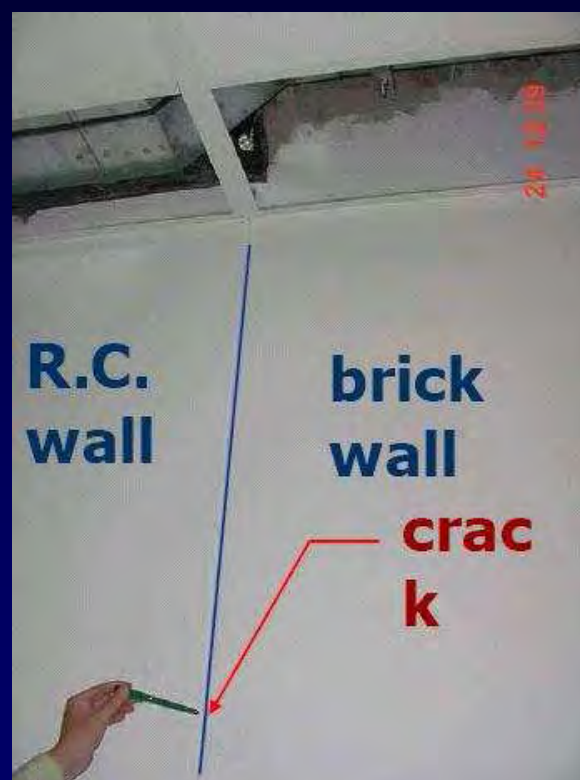
Number of stories: 52





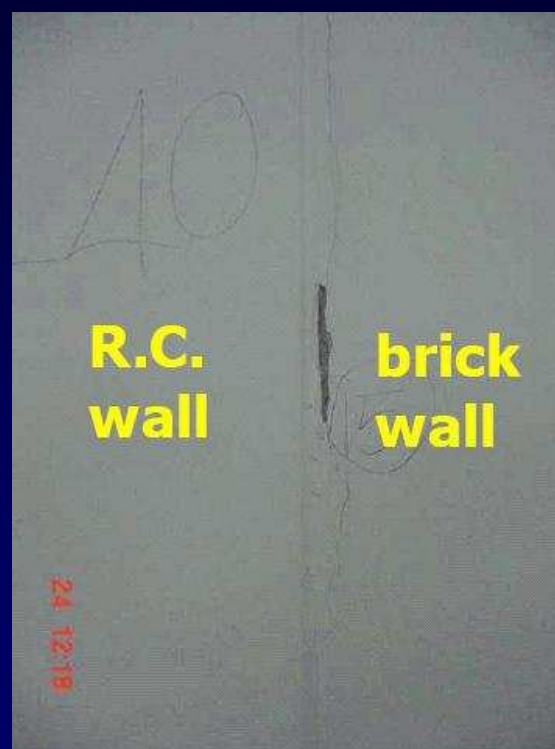
All Season Place Damages

Slightly visible cracks of nonstructural components such as plasters and brick walls in 12th to 41th floors.



All Season Place Damages

Slightly visible cracks of nonstructural components such as plasters and brick walls.

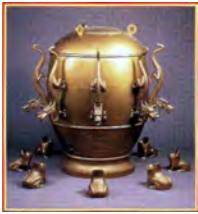




Is Bangkok Safe from Earthquake?



- The nearest active fault is about 200-400 km from Bangkok. The PGA may be as high as 0.05g-0.075g.
- Due to its thick unconsolidated surficial deposits, Bangkok has a risk of long distance earthquake.



Building Design

Lecture 7 – Earthquake Load # 2



- Earthquake Load Determination
- Seismic Hazard Risk Map
- กฎกระทรวง ฉบับที่ 49
- Example: Seismic Load Calculation

Asst. Prof. Dr. Mongkol JIRAVACHARADET

SURANAREE

UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

INSTITUTE OF ENGINEERING

SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING

Buildings in Earthquakes



From Newton's Second Law

$$F = ma$$

where m = mass of building

a = acceleration of ground



← - - - - - →
ground acceleration

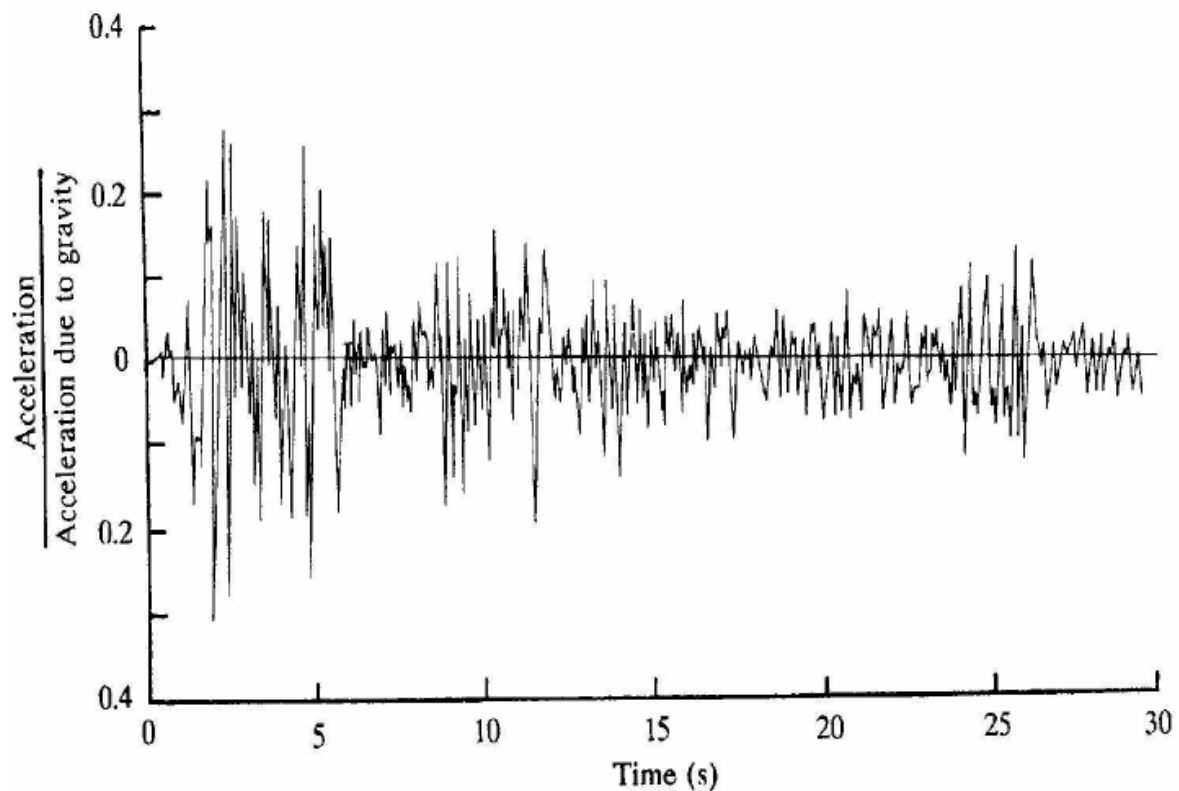
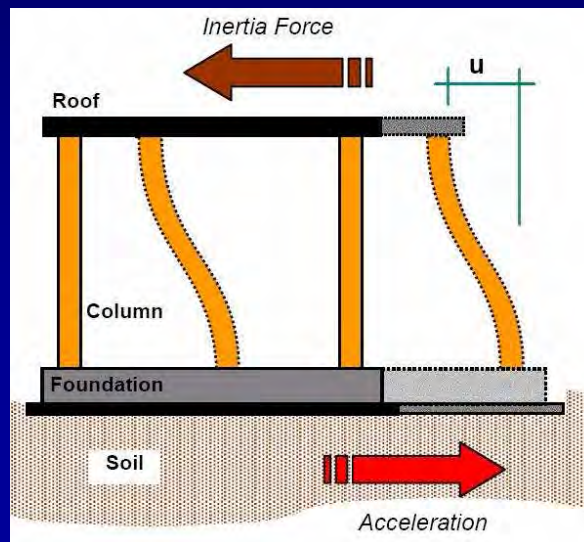
Animation from
www.exploratorium.edu/faultline/engineering/engineering5.html

Inertia Force

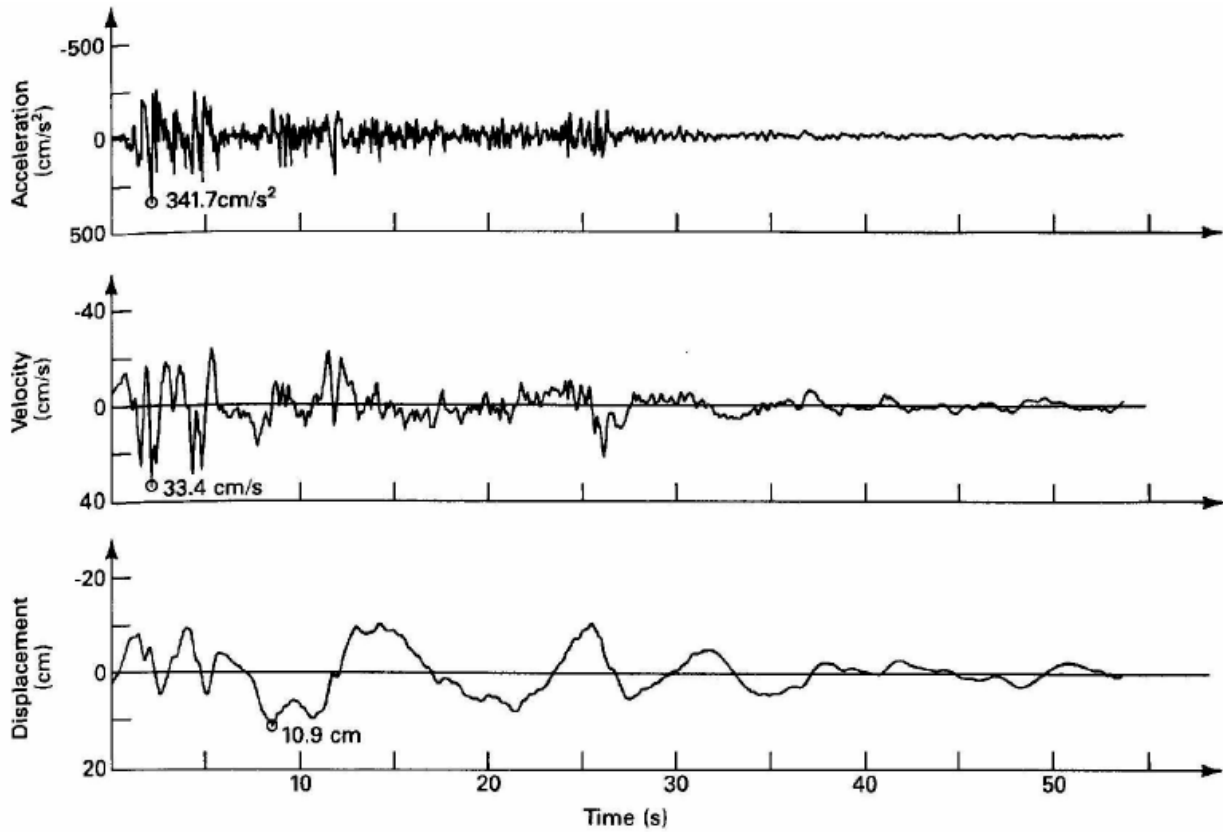


F is known as an inertia force,

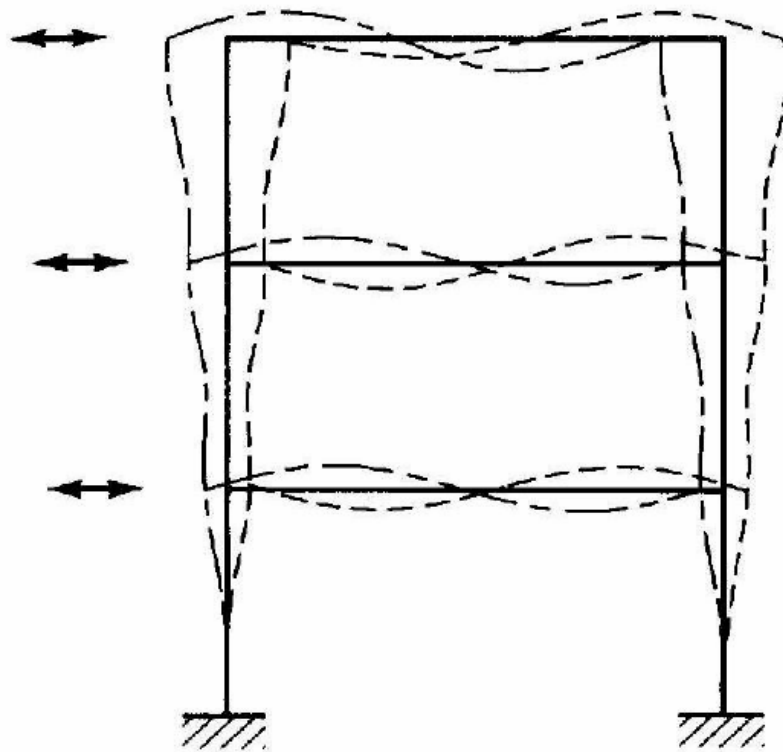
- created by building's tendency to remain at rest, in its original position, although the ground beneath it is moving



Acceleration of the El Centro N-S, California earthquake, 18 May 1940



Acceleration, velocity and displacement plots from the El Centro N-S, California earthquake, 18 May 1940



Similar oscillatory motions occur upon a building's frame when loaded by steady wind loads and superimposed gusts.



1971 San Fernando Earthquake

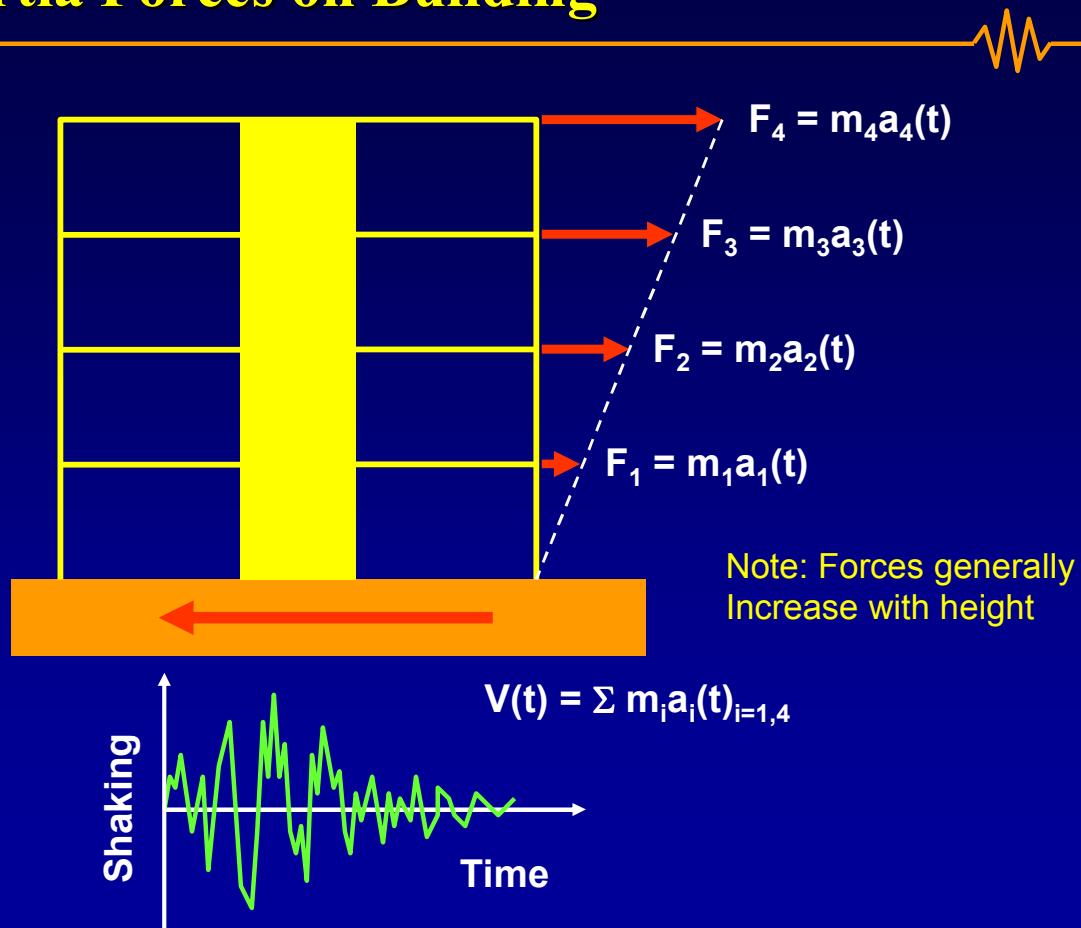


The Hanshin Expressway collapse was due to the very large horizontal components of the Hyogo-Ken Nambu earthquake of January 17, 1995 in Kobe, Japan.

Shake Table – Flat Plate



Inertia Forces on Building



กฎกระทรวง ฉบับที่ 49 (พ.ศ. 2540)

Based on UBC 1985

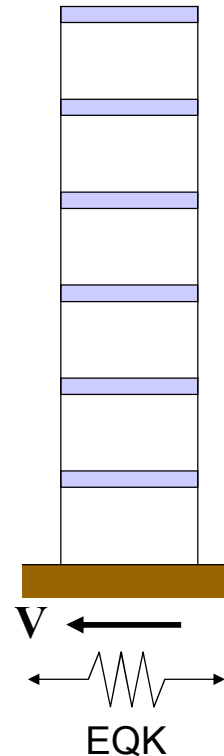
ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522

ข้อ ๑ ให้ใช้บังคับกฎกระทรวงนี้ในท้องที่จังหวัดกาญจนบุรี เชียงราย เชียงใหม่ ตาก น่าน พะเยา แพร่ แม่ฮ่องสอน ลำปาง และลำพูน

ให้คำนวณแรงเฉือนทั้งหมดในแนวราบที่ระดับพื้นดิน ดังนี้

$$V = ZIKCSW$$

$$V = \text{Base Shear}$$



กฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนัก ความคงทนของอาคารและพื้นดินที่รองรับอาคาร

ในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. 2550

“บริเวณเฝ้าระวัง” หมายความว่า พื้นที่หรือบริเวณที่อาจได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวได้แก่ จังหวัด กระบี่ จังหวัดชุมพร จังหวัดพังงา จังหวัดภูเก็ต จังหวัดระนอง จังหวัดสงขลา และ จังหวัดสุราษฎร์ธานี

“บริเวณที่ ๑” หมายความว่า พื้นที่หรือบริเวณที่เป็นดินอ่อนมากที่อาจได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหว ระยะไกล ได้แก่ กรุงเทพมหานคร จังหวัดนนทบุรี จังหวัดปทุมธานี จังหวัดสมุทรปราการ และจังหวัด สมุทรสาคร

“บริเวณที่ ๒” หมายความว่า พื้นที่หรือบริเวณที่อยู่ใกล้รอยเลื่อนที่อาจได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหว ได้แก่ จังหวัดกาญจนบุรี จังหวัดเชียงราย จังหวัดเชียงใหม่ จังหวัดตาก จังหวัดน่าน จังหวัดพะเยา จังหวัด แพร่ จังหวัดแม่ฮ่องสอน จังหวัดลำปาง และจังหวัดลำพูน

ให้คำนวณแรงเฉือนทั้งหมดในแนวราบที่ระดับพื้นดิน ดังนี้

$$V = ZIKCSW$$



Still based on UBC 1985 !

Seismic Zone Factor, **Z**

$$V = ZIKCSW$$

สัมประสิทธิ์ของความเข้มของแผ่นดินไหว

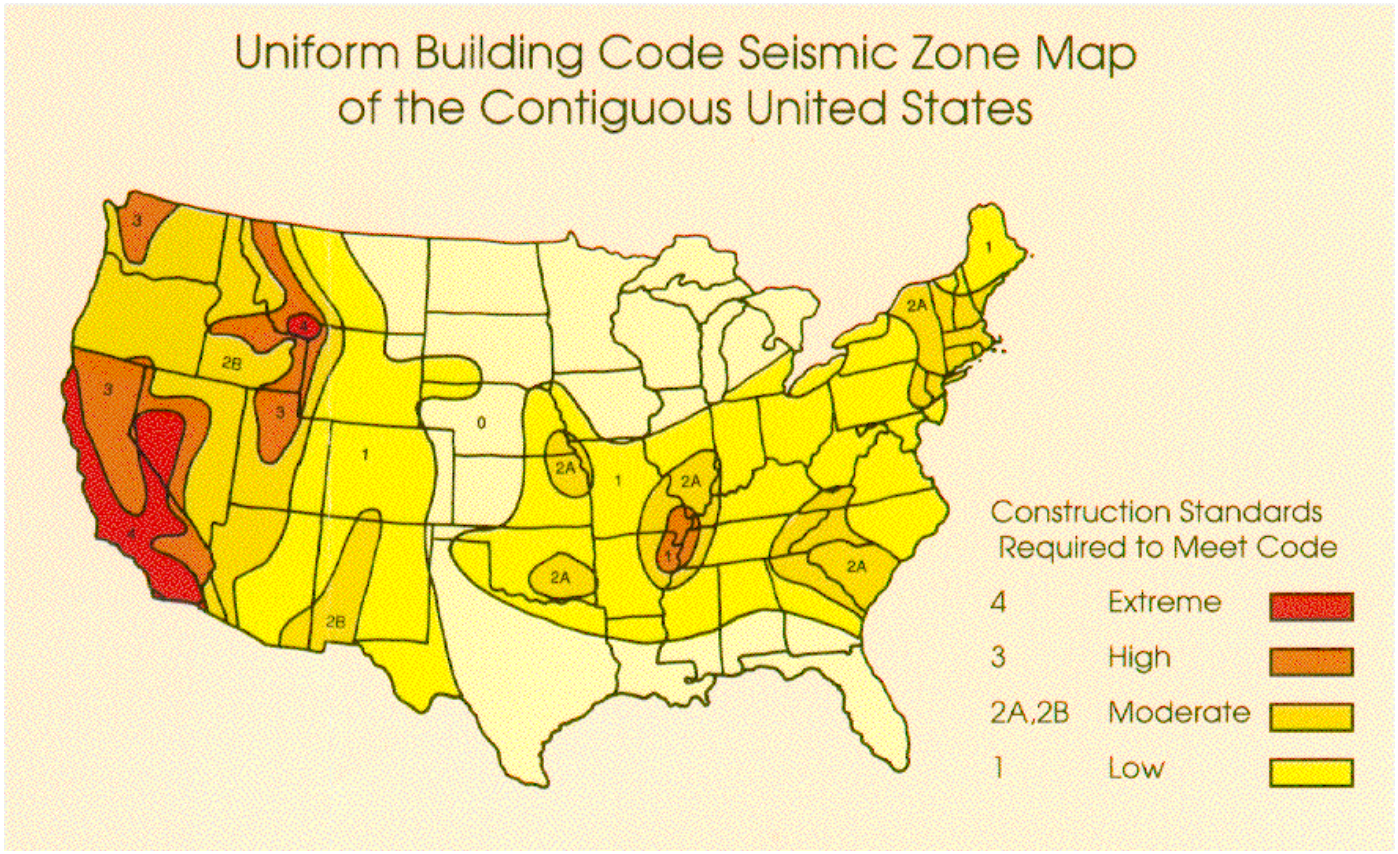
Uniform Building Code (UBC) classifies earthquake hazard on a scale from 0 (least hazard) to 4 (most hazard)

Zone	1	2A	2B	3	4
Z	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40

Z = Effective Peak Ground Acceleration (PGA) with 10% probability of exceedance in any 50-year period

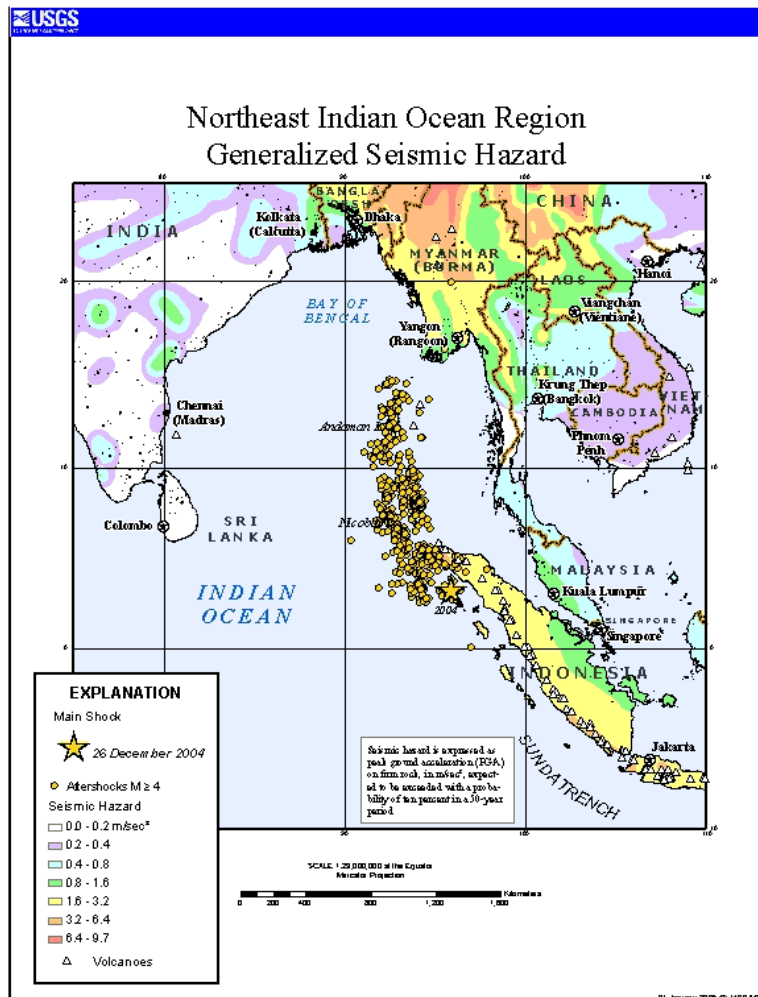
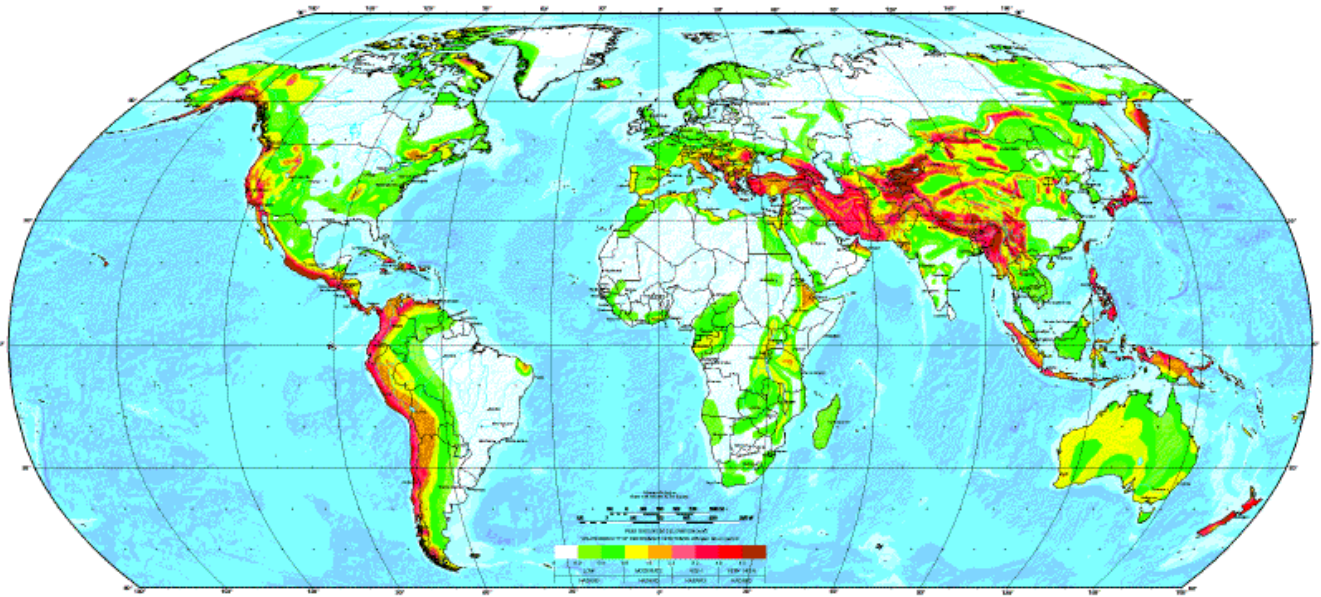
กฎกระทรวง 49 : ให้ใช้เท่ากับ ๐.๓๘ หรือ มากกว่า

กฎกระทรวง 50 : บริเวณที่ ๑ ให้ใช้เท่ากับ ๐.๑๕ หรือมากกว่า และ
บริเวณที่ ๒ ให้ใช้เท่ากับ ๐.๓๘ หรือมากกว่า





GLOBAL SEISMIC HAZARD MAP



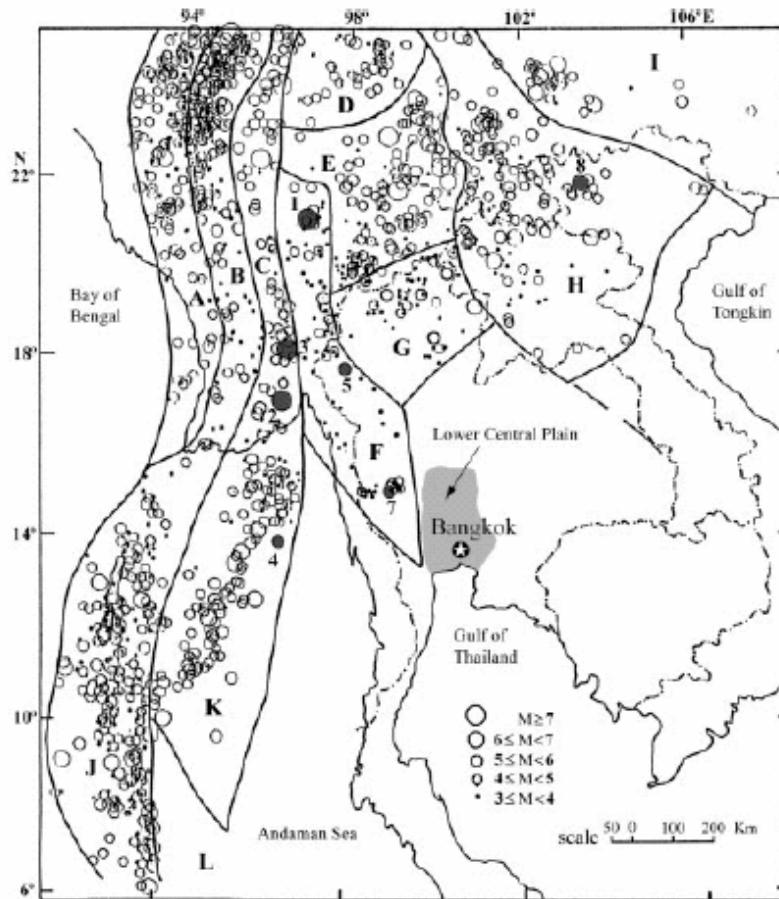
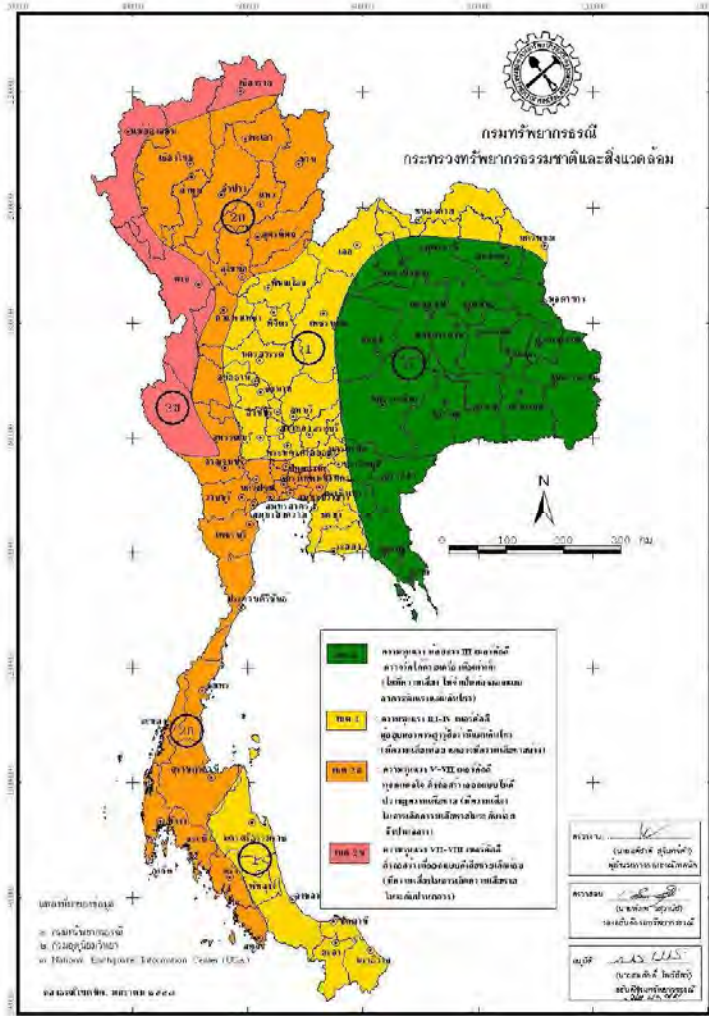


Figure 2. Seismic source zone map and the epicenters of earthquakes that occurred from 1910 to 2000 [3, 13].



แผนที่บริเวณเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวของประเทศไทย

(ฉบับปรับปรุงครั้งที่ 2 พ.ศ. 2548)

Seismic Hazard Zone

เขต 0

ความรุนแรงน้อยกว่า **III** เมอร์คัลลี
ตรวจวัดได้ด้วยเครื่องมือเท่านั้น
(ไม่มีความเสี่ยง ไม่จำเป็นต้องออกแบบอาคารรับแผ่นดินไหว)

เขต 1

ความรุนแรง **III-IV** เมอร์คัลลี
ผู้อยู่บนอาคารสูงรู้สึกว่ามีแผ่นดินไหว
(มีความเสี่ยงน้อย แต่อาจมีความเสียหายบ้าง)

เขต 2 ก

ความรุนแรง **V-VII** เมอร์คัลลี
ทุกคนตกใจ สิ่งก่อสร้างออกแบบไม่ดี ปรากฏความเสียหาย
(มีความเสี่ยงในการเกิดความเสียหายในระดับน้อยถึงปานกลาง)

เขต 2 ข

ความรุนแรง **VII-VIII** เมอร์คัลลี
สิ่งก่อสร้างที่ออกแบบดีเสียหายเล็กน้อย
(มีความเสี่ยงในการเกิดความเสียหายในระดับปานกลาง)

Importance Factor, **I**

$$V = ZIKCSW$$

ตัวคูณเกี่ยวกับการใช้งานอาคาร

กฎกระทรวง 50 : ข้อ 8 ตัวคูณเกี่ยวกับการใช้อาคาร (**I**) ให้ใช้ดังนี้

ชนิดของอาคาร	ค่าของ I
(1) อาคารที่จำเป็นต่อความเป็นอยู่ของสาธารณชน ตามข้อ ๓	1.50
(2) อาคารที่เป็นที่ชุมนุมครั้งหนึ่งๆ ได้มากกว่า 300 คน	1.25
(3) อาคารอื่นๆ	1.00



Lateral Load Resistance of Structure, $K \quad V = ZIKCSW$

สัมประสิทธิ์ของโครงสร้างอาคารที่รับแรงในแนวราบ

ระบบและชนิดของโครงสร้างรับแรงในแนวราบ	ค่าของ K
(1) โครงสร้างซึ่งได้รับการออกแบบให้กำแพงรับแรงเฉือน (Shear Wall) หรือโครงแกนแนง (Braced Frame) รับแรงทั้งหมดในแนวราบ	1.33
(2) โครงสร้างซึ่งได้รับการออกแบบให้โครงข้อแข็งซึ่งมีความเหนียว (Ductile Moment – resisting Space Frame) รับแรงทั้งหมดในแนวราบ	0.67
(3) โครงสร้างซึ่งได้รับการออกแบบให้โครงข้อแข็งซึ่งมีความเหนียว ร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนหรือโครงแกนแนงต้านแรงในแนวราบ โดยมีข้อกำหนดในการคำนวณออกแบบดังนี้ (ก) โครงข้อแข็งซึ่งมีความเหนียวต้องสามารถต้านทานแรงในแนวราบได้ไม่น้อยกว่าร้อยละ 25 ของแรงในแนวราบทั้งหมด	0.80

ระบบและชนิดของโครงสร้างรับแรงในแนวราบ	ค่าของ K
(ข) กำแพงรับแรงเฉือนหรือโครงแกนแนงเมื่อแยกเป็นอิสระจากโครงข้อแข็งซึ่งมีความเหนียวต้องสามารถต้านทานแรงในแนวราบได้ทั้งหมด	0.80
(ค) โครงข้อแข็งซึ่งมีความเหนียวร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนหรือโครงแกนแนงต้องสามารถต้านทานแรงในแนวราบได้ทั้งหมด โดยสัดส่วนของแรงที่กระทำต่อโครงสร้างแต่ละระบบให้เป็นไปตามสัดส่วนความคงตัว (Rigidity) โดยคำนึงถึงการถ่ายเทของแรงระหว่างโครงสร้างทั้งสอง	
(4) หอดังน้ำ รองรับด้วยเสาไม่น้อยกว่า 4 ต้น และมีแกนแนงยึด และไม่ได้ตั้งอยู่บนอาคาร หมายเหตุ ผลคูณระหว่างค่า K กับค่า C ให้ใช้ค่าต่ำสุดเท่ากับ 0.12 และค่าสูงสุดเท่ากับ 0.25	2.5
(5) โครงอาคารระบบอื่น ๆ นอกจากโครงสร้างตาม (1) (2) (3) หรือ (4)	1.0



Coefficient, C

$$V = ZIKCSW$$

related to the fundamental period of vibration of the structure, T

กฎกระทรวง 49 : ข้อ 10 ค่าสัมประสิทธิ์ (C) ให้คำนวณตามสูตรดังนี้

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}} \leq 0.12$$

กฎกระทรวง 49 : ข้อ 9 คาบการแกว่งตามธรรมชาติของอาคาร (T) ถ้าไม่สามารถคำนวณได้ถูกต้องโดยวิธีอื่น ให้คำนวณตามสูตรดังต่อไปนี้

(1) สำหรับอาคารทั่วไปทุกชนิด ให้คำนวณตามสูตร

$$T = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D}}$$

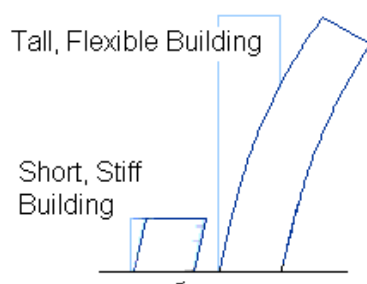
(2) สำหรับโครงข้อแข็งที่มีความเหนียว ให้คำนวณตามสูตร

$$T = 0.10 N$$

h_n คือ ความสูงของพื้นอาคารชั้นสูงสุดวัดจากระดับพื้นดินมีหน่วยเป็นเมตร

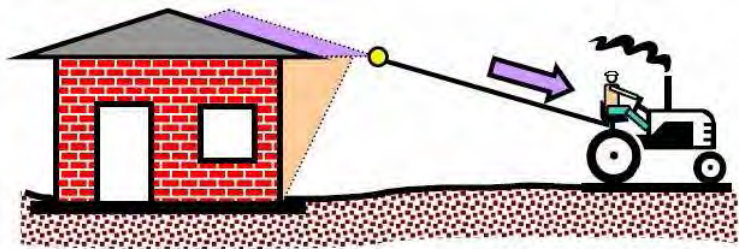
D คือ ความกว้างของโครงสร้างอาคารในทิศทางขนานกับแรงแผ่นดินไหว มีหน่วยเป็นเมตร

N คือ จำนวนชั้นของอาคารทั้งหมดที่อยู่เหนือระดับพื้นดิน

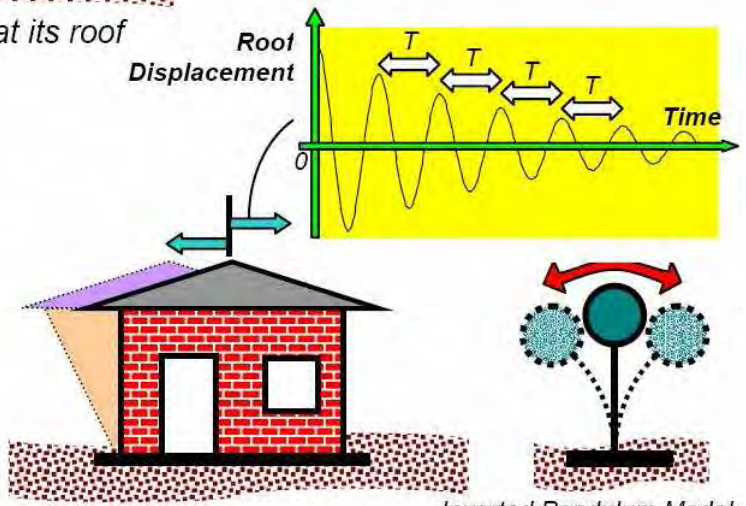


Building Height	Typical Natural Period
2 story	0.2 second
5 story	0.5 second
10 story	1.0 second
20 story	2.0 second
30 story	3.0 second

Natural Period of Building, T



(a) Building pulled with a rope tied at its roof



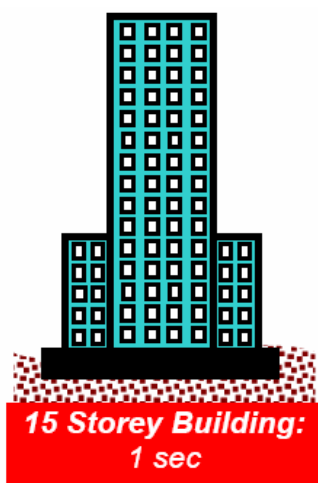
(b) Oscillation of building on cutting the rope

Natural Period of Structures



Single Storey Building:
0.05 sec

Low-rise Building:
0.4 sec

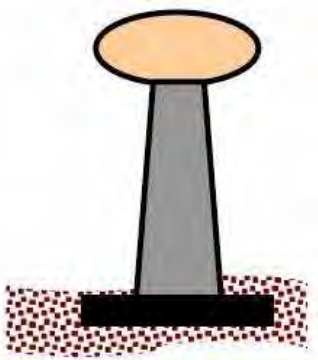


15 Storey Building:
1 sec

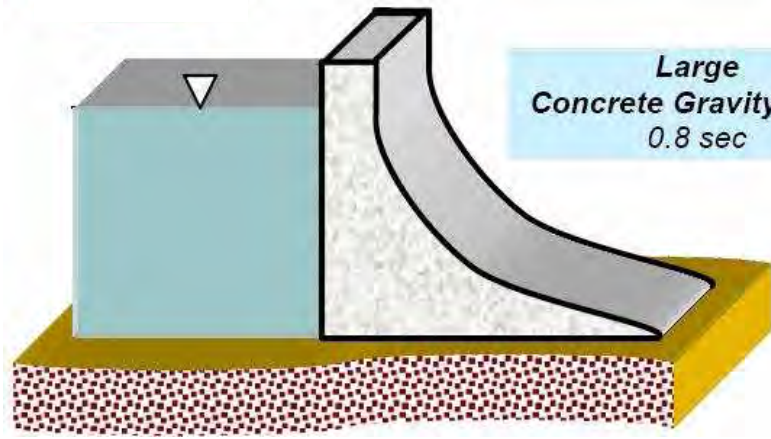


Reinforced Concrete Chimney:
2 sec

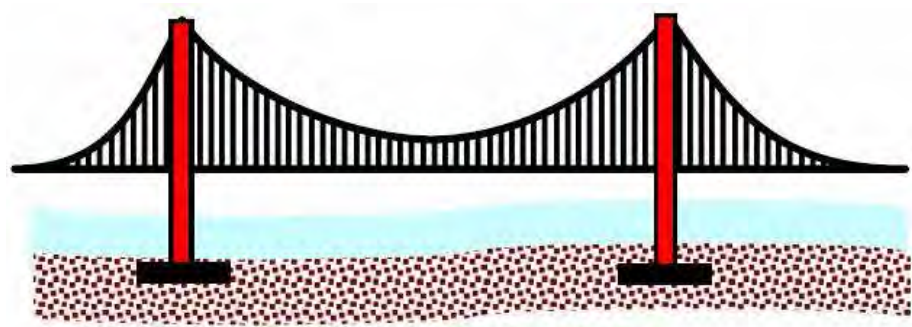
Natural Period of Structures



Elevated Water Tank: 4 sec

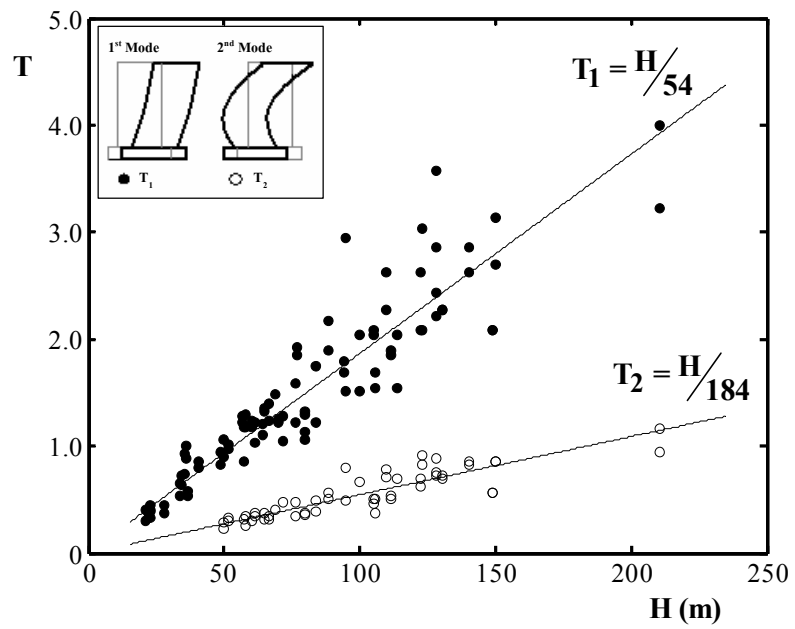


Large Concrete Gravity Dam: 0.8 sec



Suspension Bridge: 6 sec

Natural Period of Buildings in Bangkok





Site coefficient, **S**

$$V = ZIKCSW$$



ข้อ ๑๒ สัมประสิทธิ์ของการประสานความถี่ธรรมชาติระหว่างอาคารและชั้นดินที่ตั้งของอาคาร (**S**) มีค่าดังต่อไปนี้

ลักษณะของชั้นดิน	ค่าของ S
(1) หิน	1.0
(2) ดินแข็ง	1.2
(3) ดินอ่อน	1.5
(4) ดินอ่อนมาก	2.5

1.0

หิน

หินทุกลักษณะไม่ว่าจะเป็นหินคล้ายหินเชล (Shale) หรือผลึกธรรมชาติ หรือดินลักษณะแข็งซึ่งมีความลึกของชั้นดินไม่เกิน 60 เมตรและชนิดของดินที่ทับอยู่เหนือชั้นหิน เป็นดินที่มีเสถียรภาพดี เช่น ทราย กรวด หรือดินเหนียวแข็ง

1.2

ดินแข็ง

ดินลักษณะแข็งซึ่งความลึกของชั้นดินมากกว่า 60 เมตร และชนิดของดินที่ทับอยู่เหนือชั้นหินเป็นดินที่มีเสถียรภาพดี เช่น ทราย กรวด หรือดินเหนียวแข็ง

1.5

ดินอ่อน

ดินเหนียวอ่อนถึงดินเหนียวแข็งปานกลาง และดินเหนียวแข็งหนามากกว่า 9 เมตร อาจจะมีชั้นทรายคั่นอยู่หรือไม่ก็ได้

2.5

ดินอ่อนมาก

ดินเหนียวอ่อนที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินในสถานะไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength) ไม่มากกว่า ๒๔ กิโลปาสกาล (๒,๔๐๐ กิโลกรัมแรงต่อตารางเมตร) และมีความหนาชั้นดินมากกว่า ๕ เมตร เช่น สภาพดินในท้องที่กรุงเทพมหานคร จังหวัดนนทบุรี จังหวัดปทุมธานี จังหวัดสมุทรปราการ และจังหวัดสมุทรสาคร

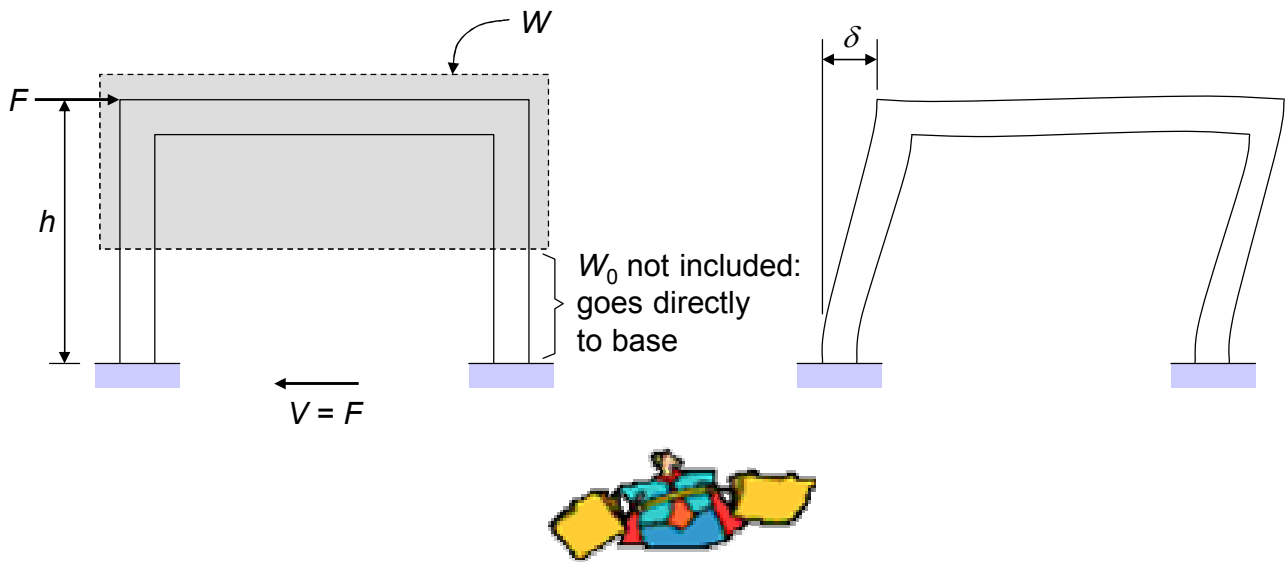
ถ้าผลคูณระหว่างค่า C กับค่า S มากกว่า ๐.๑๔ ให้ใช้เท่ากับ ๐.๑๔

เว้นแต่กรณีดินอ่อนมากถ้าผลคูณดังกล่าวมากกว่า ๐.๒๖ ให้ใช้เท่ากับ ๐.๒๖

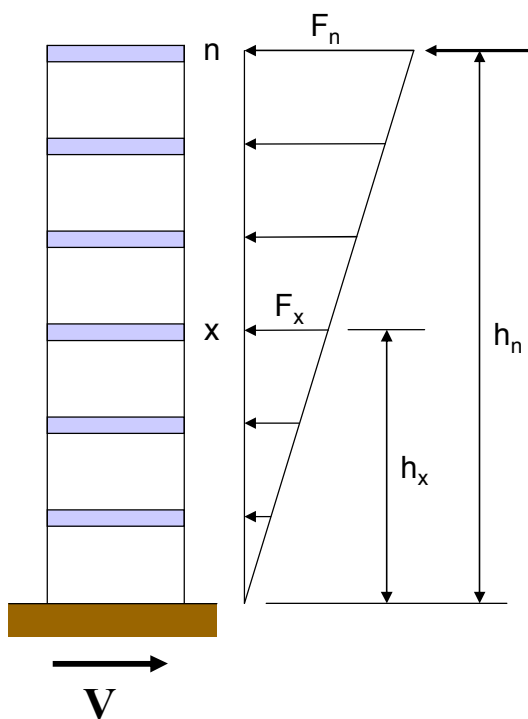
Seismic Dead Load, W

$$V = ZIKCSW$$

น้ำหนักของตัวอาคารทั้งหมดรวมทั้งน้ำหนักของวัสดุอุปกรณ์ซึ่งยึดตรึงกับที่ โดยไม่รวมน้ำหนักบรรทุกจรสำหรับอาคารทั่วไปหรือน้ำหนักของตัวอาคารทั้งหมดกับร้อยละ 25 ของน้ำหนักบรรทุกจรสำหรับโกดังหรือคลังสินค้า



Base shear distribution along building height



$$F_t = 0.07 T V \quad (\leq 0.25 V)$$

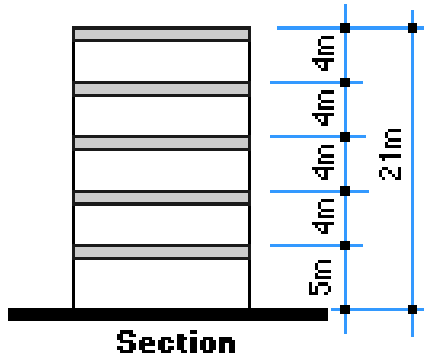
$$= 0 \quad (T \leq 0.7 \text{ sec})$$

$$F_x = \frac{(V - F_t) W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

$$V = F_t + \sum F_x$$

Example: Calculate seismic loads

5-story office building located in BKK (Zone 2A). Plan dimensions are 20m x 30m; assume that a “seismic dead load” of 12 kN/m² can be used for all story. The structure is an ordinary steel braced frame with a value of $K = 1.33$ and is built upon a soft soil with $S = 1.5$. The typical building section is shown below.



Problem solution :

1) Find **W**:

The seismic dead load for each storey is

$$(20 \times 30) 12 = 7200 \text{ kN}$$

The total load, **W**, for the entire building is

$$5 \times 7200 = 36\,000 \text{ kN}$$

2) Find **V**:

a) Find zone factor: The seismic zone for BKK is 2A,

so the zone factor, $Z = 0.15$

b) Find Coefficient, **C**: Since the structural system is not a moment-resisting frame

$$\text{The fundamental period, } T = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D}} = \frac{0.09(21)}{\sqrt{20}} = 0.42 \text{ seconds}$$

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}} = \frac{1}{15\sqrt{0.42}} = 0.103$$

c) Find **V**: Now the design base shear can be calculated from:

$$V = ZIKCSW$$

$$V = (0.15)(1.0)(1.33)(0.103)(1.5)W$$

$$V = 0.03 W$$

$$V = 0.03 (36\,000) = 1080 \text{ kN}$$

3) Find **F_x** and **F_t**:

Since the period, $T = 0.48$ seconds is less than 0.7 seconds,

the additional top-storey force, **F_t**, can be taken as zero



The force at any storey level is: $F_x = (V - Ft) w_x h_x / (\sum w_i h_i)$

$$F_x = (1080 - 0) 7200 h_x / [7200(5+9+13+17+21)]$$

$$F_x = 16.62 h_x$$

Calculating the storey forces, from bottom to top, we get :

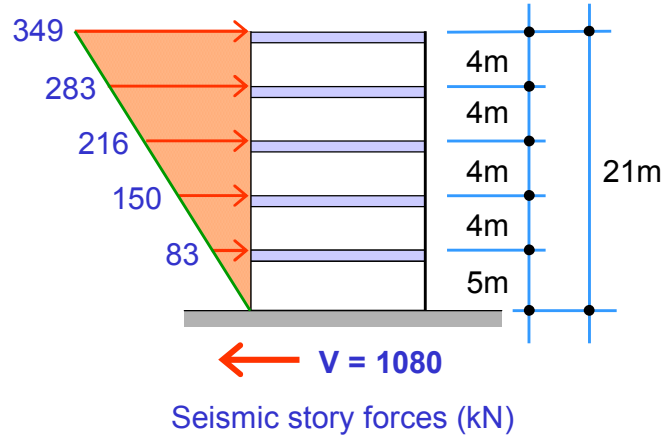
$$F_1 = 16.62 (5) = 83 \text{ kN}$$

$$F_2 = 16.62 (9) = 150 \text{ kN}$$

$$F_3 = 16.62 (13) = 216 \text{ kN}$$

$$F_4 = 16.62 (17) = 283 \text{ kN}$$

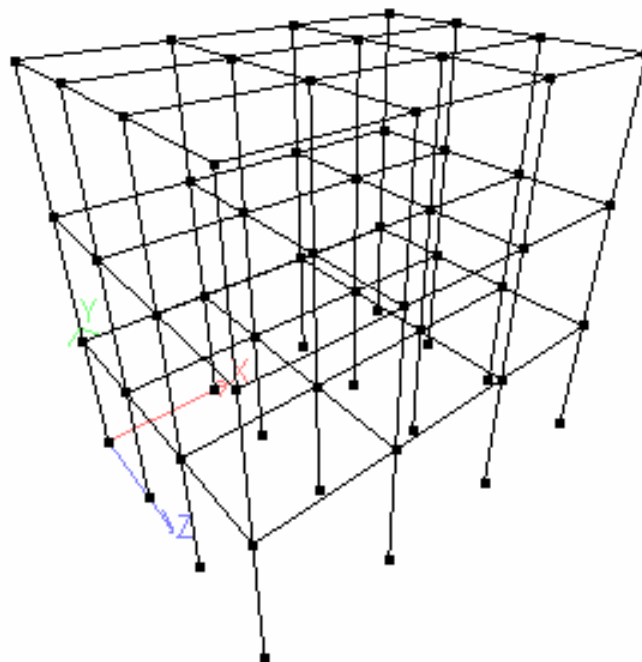
$$F_5 = 16.62 (21) = 349 \text{ kN}$$



Note that the sum of all the storey forces equals the design base shear, V .

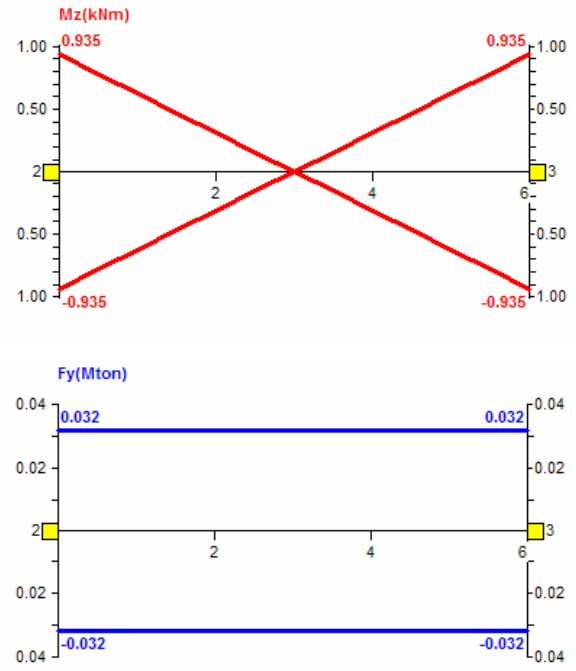
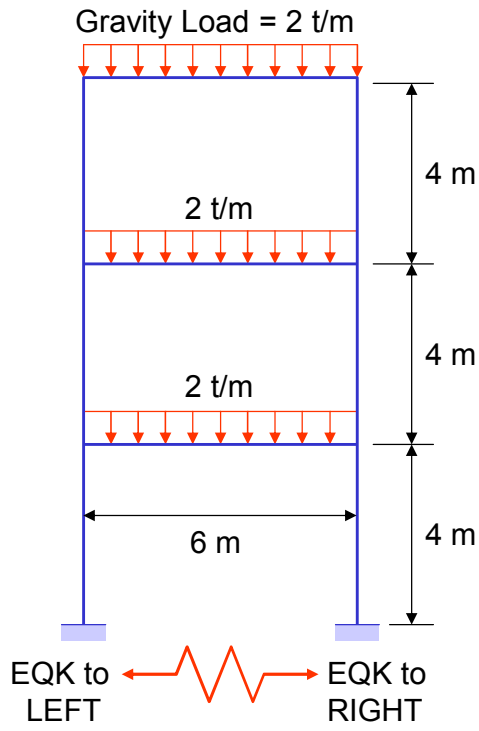
Example 1 : UBC 1985 Seismic Load

STAAD.Pro



Example 2 : Seismic Effects on Building

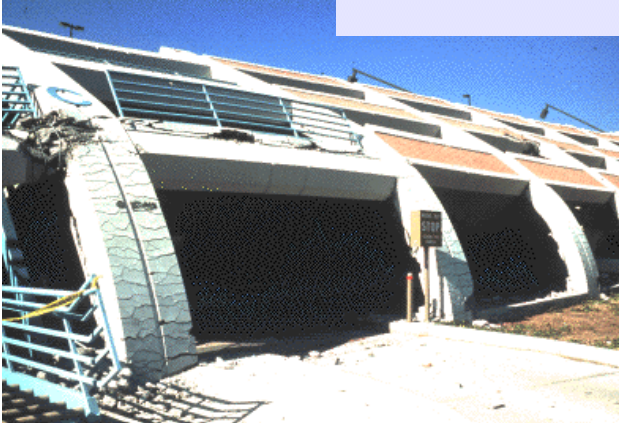
STAAD.Pro





Building Design

Lecture 8 – Thai Seismic Code



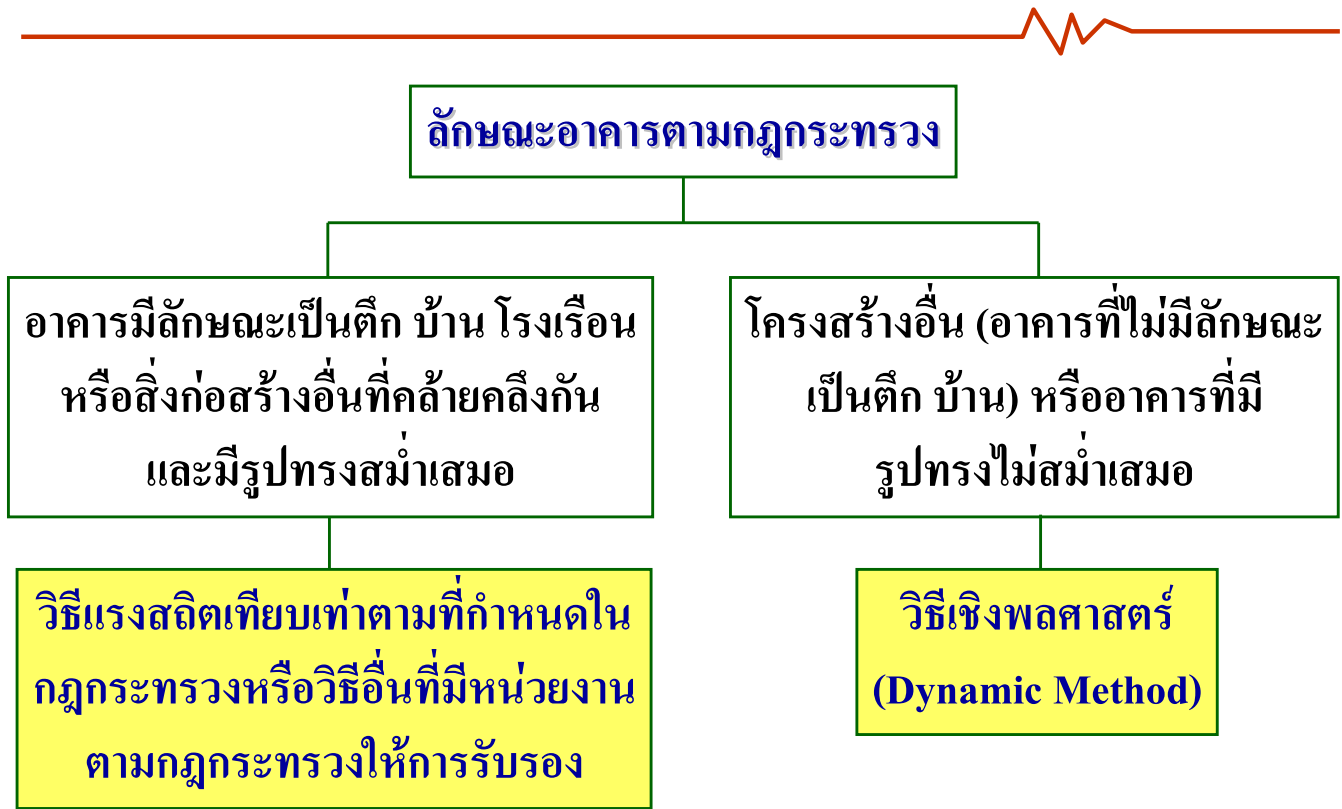
1994 Northridge Earthquake, California

- Seismic Analysis Methods
- Structural Irregularity
- ASCE Seismic Code
- วิธีแรงสถิตเทียบเท่า
- ตัวอย่างการคำนวณแรงแผ่นดินไหว

Design of Concrete Buildings for Earthquake and Wind Forces,
by D.A.Fanella and J.A.Munshi, Portland Cement Association

Seismic Design of Building Structures, 8th Edition
by M.R.Lindeburg and M.Baradar, Professional Publications, Inc., Belmont, CA

การกำหนดวิธีการคำนวณแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว



Seismic Analysis Methods

- Equivalent Static Analysis

Represent the effect of earthquake ground motion by a series of equivalent lateral force

Used in many building codes UBC-1985, UBC-1997, IBC 2006, ASCE 7-05

- Response Spectrum Analysis

Taken into account the multi-modes response

Use response spectrum from a ground motion

- Time History Analysis

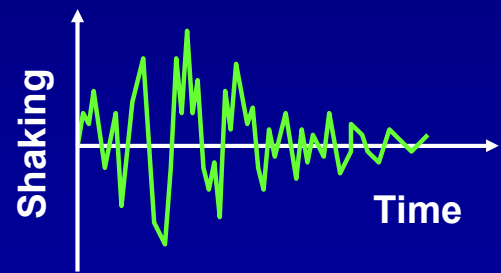
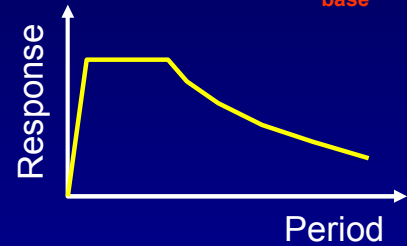
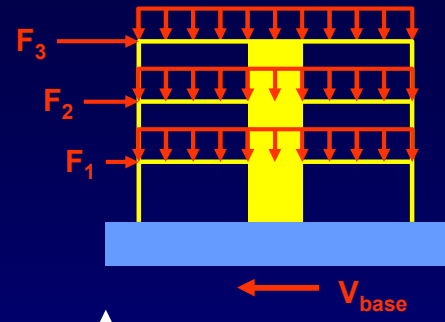
Linear Dynamic Analysis to calculate time varying responses

- Pushover Analysis

Non-linear Static Analysis includes non-linear property of materials

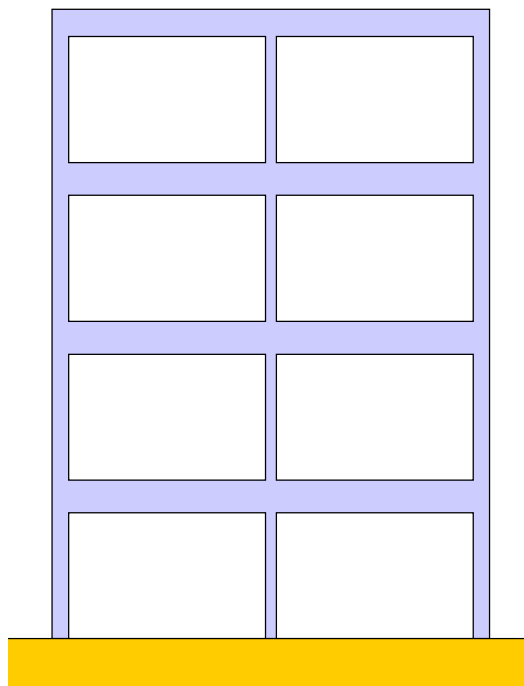
- Non-linear Dynamic Analysis

Non-linear properties of structure are considered as part of a time domain analysis.

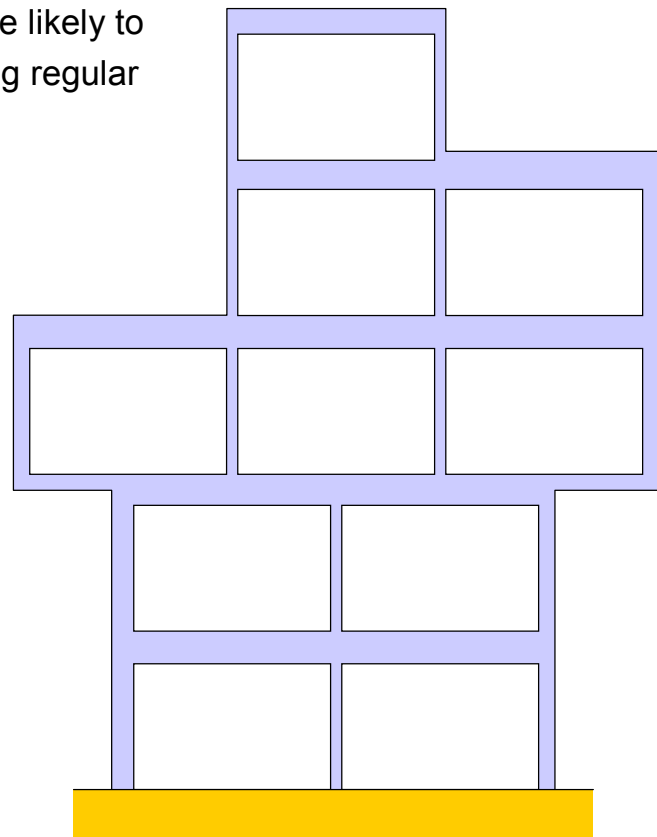


Structural Irregularity

Buildings having irregular configurations are likely to suffer greater damage than buildings having regular configurations.



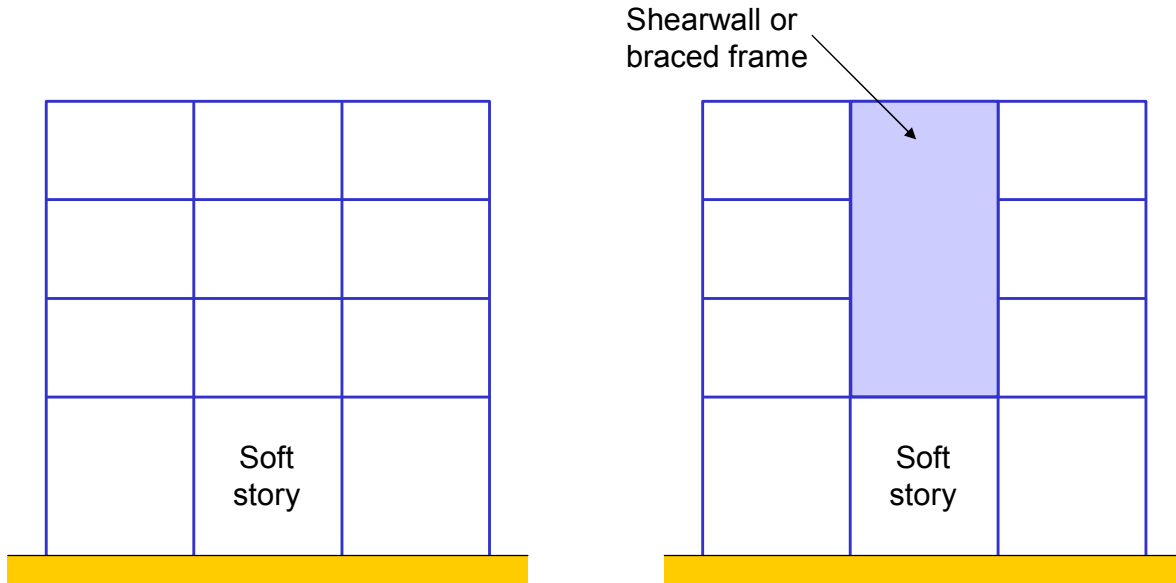
(a) vertically regular structure



(b) vertically irregular structure

Vertical Stiffness Irregularity – Soft Story

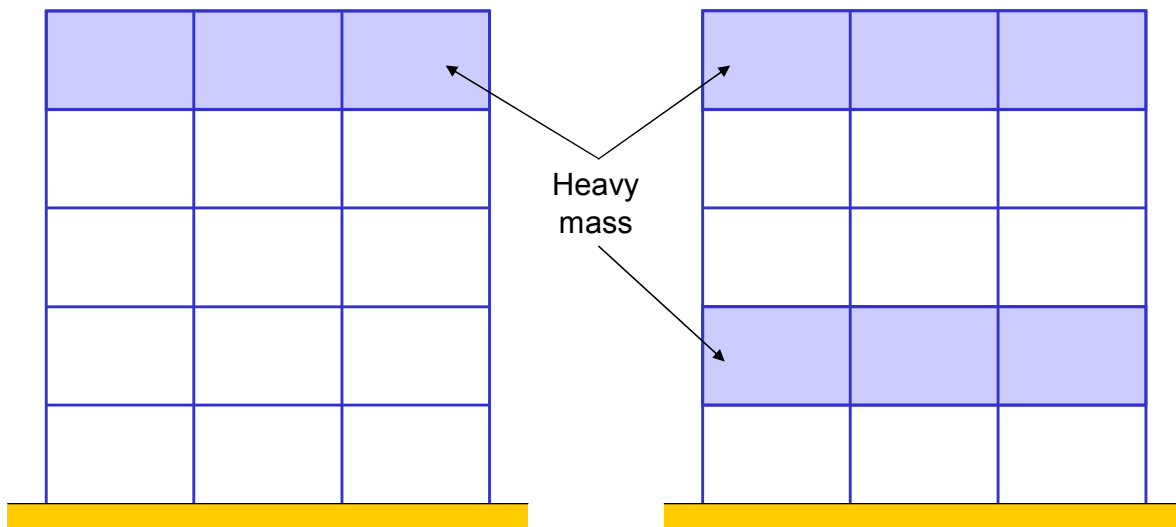
A *soft story* has a stiffness less than 70% of the story immediately above, or less than 80% of the average stiffness of the three stories above.



Soft story stiffness < 70% story stiffness above
< 80% average stiffness of the three stories above

Mass (Weight) Irregularity

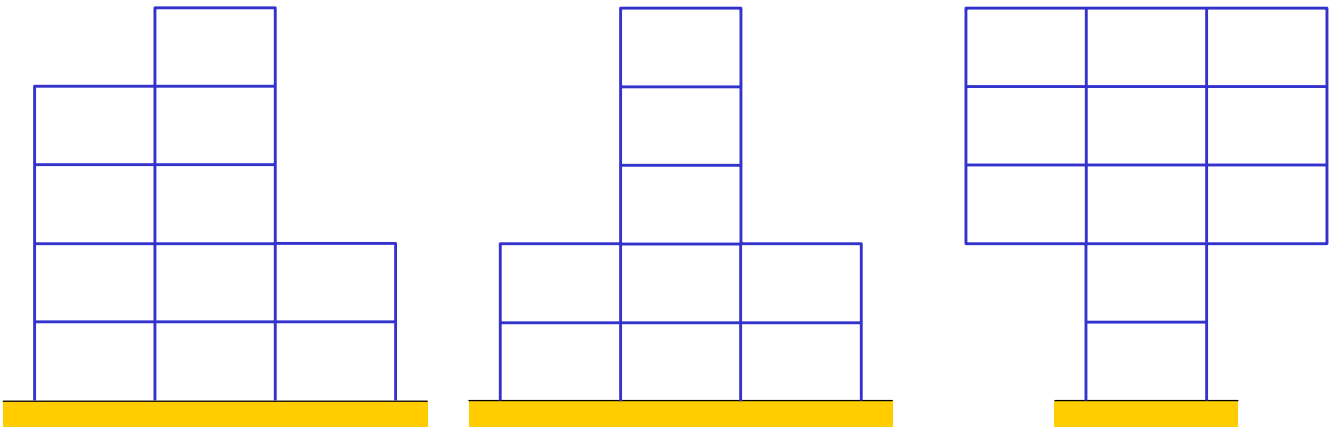
A story has a *mass (weight) irregularity* when its mass is more than 150% of the effective mass of the story above or below.



Soft mass > 150% adjacent story mass

Geometric Irregularity

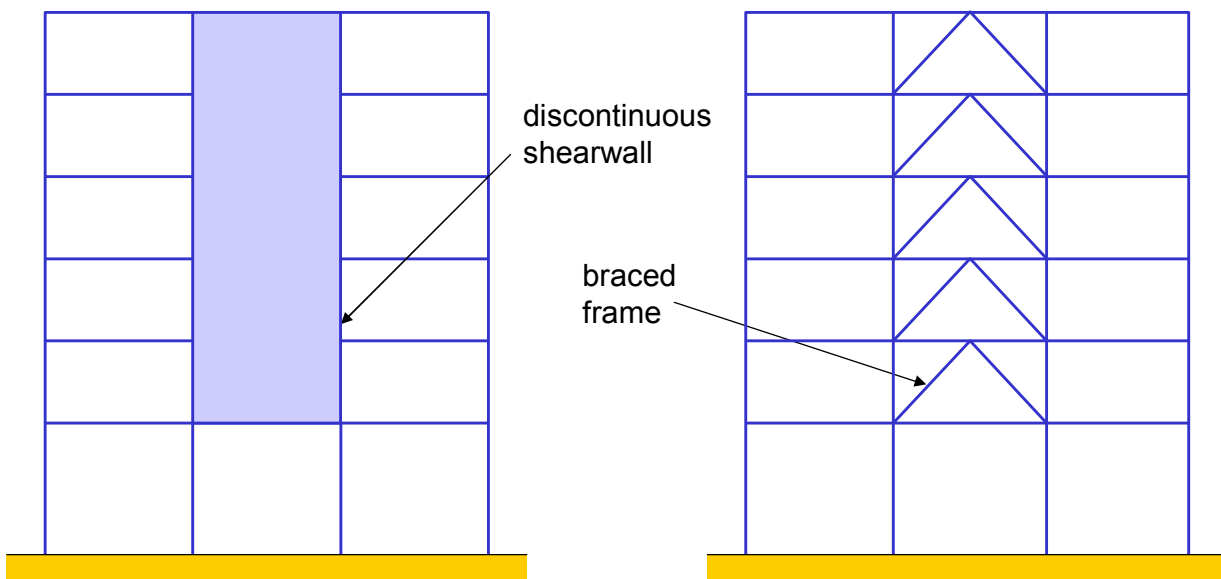
A story has *vertical geometric irregularity* when the horizontal dimension of a story's lateral force-resisting system is more than 130% of that in an adjacent story.



Story dimension > 130% adjacent story dimension

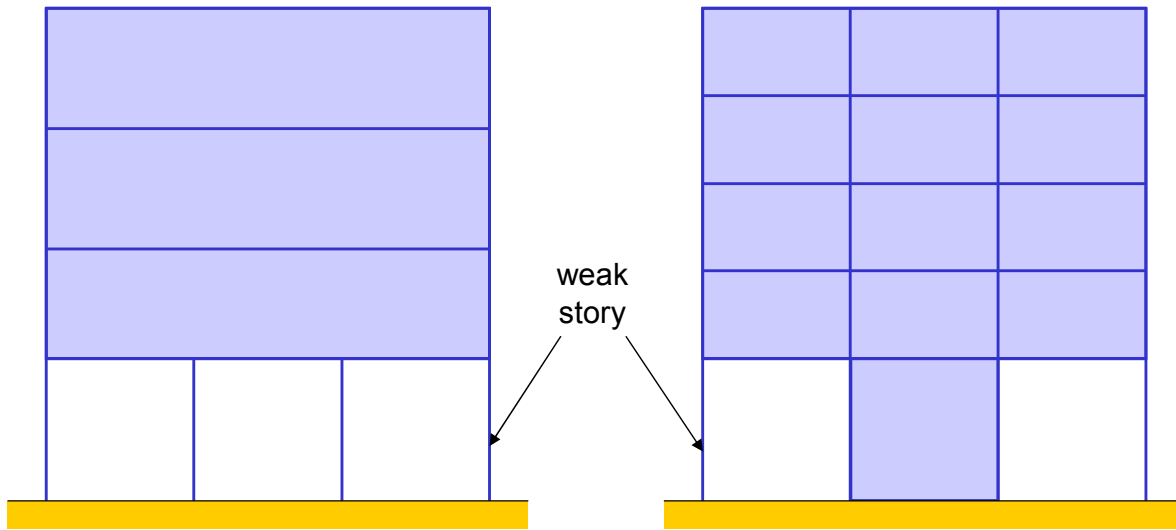
In-plane Discontinuity

An *in-plane discontinuity* exists at a story when there is an in-plane offset of the lateral load-resisting elements greater than the length of those elements.



Vertical Strength Irregularity – Weak Story

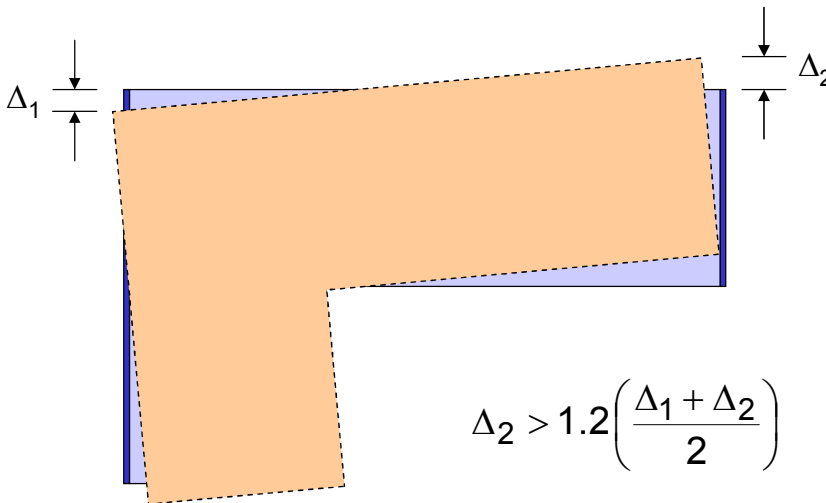
A *weak story* (discontinuity in capacity) exists when the story strength is less than 80% of the story above.



Weak story strength < 80% story strength above

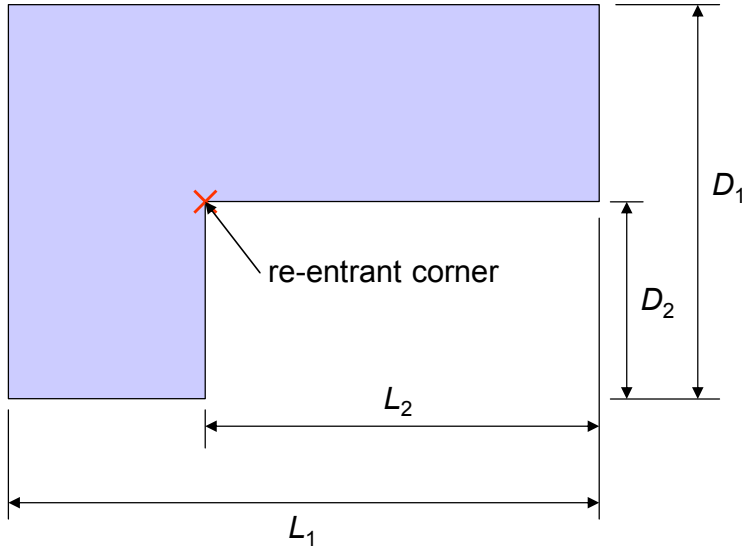
Torsional Irregularity

Torsional irregularity exists when the maximum story drift (caused by the lateral load *and* the accidental torsion) at one end of the structure transverse to its axis is more than 1.2 times the average story drifts calculated from both ends.



Re-entrant Corner Irregularity

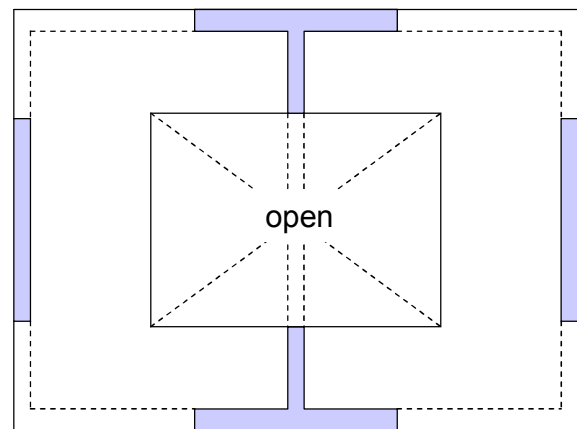
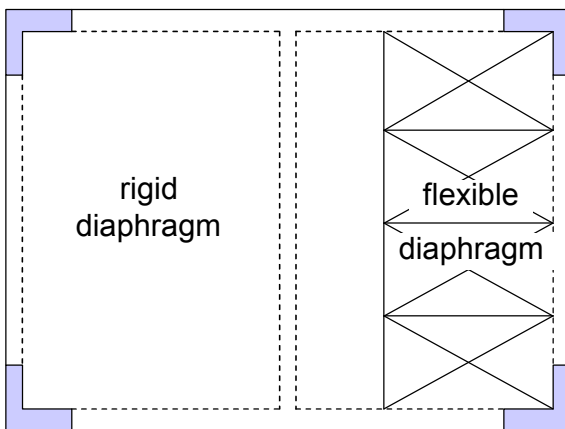
A building has *reentrant corner irregularity* when one or more parts of the structure project beyond a reentrant corner a distance greater than 15% of the plan dimension in the given direction.



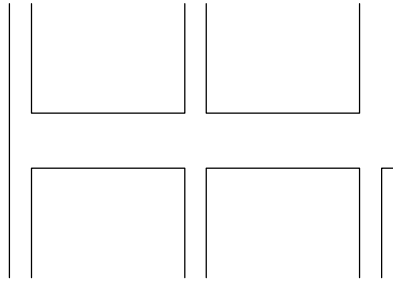
projecting wing $D_2 > 0.15D_1$
projecting wing $L_2 > 0.15L_1$

Diaphragm Discontinuity

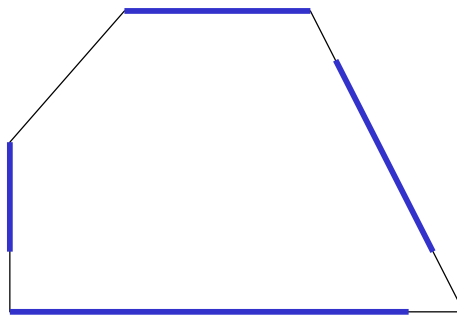
Diaphragm discontinuity occurs with diaphragms having abrupt discontinuities or variations in stiffness, including when there are cutout, or open areas greater than 50%



An **out-of-plane offset** is a discontinuity in the lateral force path – an out-of-plane offset of the vertical elements.



A **nonparallel system** is one for which the vertical load-carrying elements are not parallel to or symmetrical about the major orthogonal axes of the lateral force-resisting system.

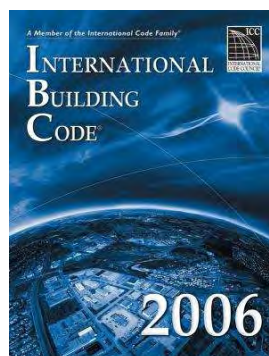


ASCE Seismic Codes



ASCE 7-05

Minimum Design Loads
for Buildings and Other
Structures



IBC 2006

International
Building
Code



มาตรฐานการออกแบบอาคาร
ต้านทานแรงแผ่นดินไหว
กรมโยธาธิการและผังเมือง

วิธีแรงสถิตเทียบเท่า

ASCE7-05

คำนวณหาแรงเฉือนที่ฐานอาคารโดยแสดงอยู่ในรูปแบบของผลคูณระหว่างค่าความเร่งตอบสนองแรงแผ่นดินไหวและน้ำหนักอาคารประสิทธิผล

แรงเฉือนที่ฐานอาคาร

$$V = C_s W$$

เมื่อ C_s คือ สัมประสิทธิ์ผลตอบสนองแรงแผ่นดินไหว

W คือ น้ำหนักอาคารประสิทธิผล

สัมประสิทธิ์ผลตอบสนองแรงแผ่นดินไหว $0.01 \leq C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \leq \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I}\right)}$

เมื่อ S_{DS} คือ ค่าความเร่งตอบสนองที่ใช้ในการออกแบบที่คาบการสั่น 0.2 วินาที

R คือ ค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง

I คือ ค่าตัวประกอบความสำคัญของอาคาร

คาบการสั่นพื้นฐาน

ค่าคาบการสั่นพื้นฐาน (fundamental period) T (หน่วยเป็นวินาที) ในทิศทางที่พิจารณาออกแบบสำหรับอาคาร สามารถคำนวณได้โดยวิธีดังต่อไปนี้

วิธี ก. คำนวณคาบการสั่นพื้นฐานโดยใช้สูตรการประมาณ

$$\text{อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก} \quad T = 0.02H$$

$$\text{อาคารโครงเหล็ก} \quad T = 0.03H$$

โดยที่ H คือความสูงของอาคารวัดจากพื้นดิน มีหน่วยเป็นเมตร

วิธี ข. การคำนวณค่าคาบการสั่นพื้นฐานโดยใช้หลักการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์

ค่า T ที่คำนวณได้จากวิธี ข. ต้องไม่เกิน 1.5 เท่าของค่าที่คำนวณได้จากวิธี ก.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (W_i \delta_i^2)}{g \sum_{i=1}^n (F_i \delta_i)}}$$

โดยที่

δ_i คือ การเคลื่อนตัวในแนวราบของจุดศูนย์กลางมวลที่ระดับ i
โดยไม่รวมผลของการบิด (เมตร)

F_i คือ แรงที่กระทำที่ระดับ i (นิวตัน)

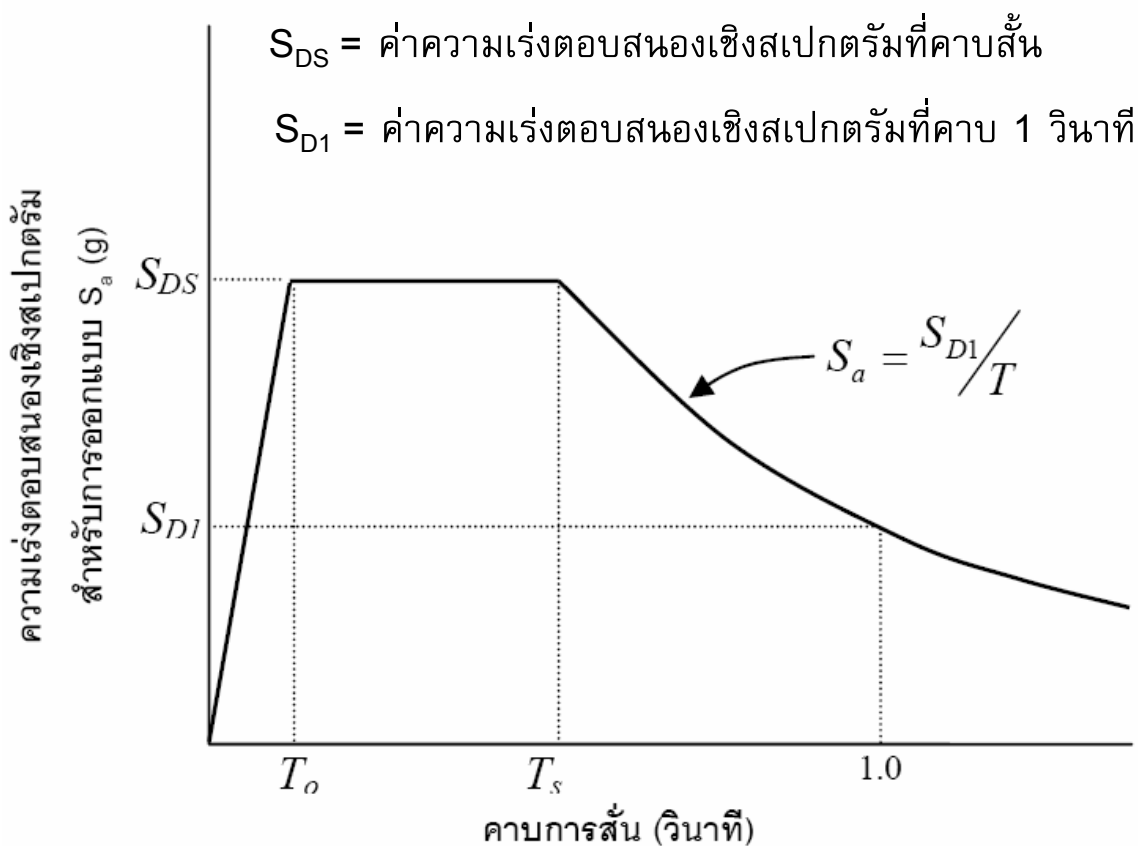
g คือ ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงโลก (เมตร/วินาที²)

i คือ ระดับชั้นที่พิจารณาของโครงสร้าง

n คือ จำนวนชั้นของโครงสร้าง

W_i คือ น้ำหนักที่ใช้พิจารณาแผ่นดินไหวของชั้นที่ i (นิวตัน)

ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม



$$S_{DS} = \frac{2}{3} F_a S_s$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} F_v S_1$$

โดยที่ S_s = ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบ 0.2 วินาที
 S_1 = ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบ 1.0 วินาที
 F_a และ F_v เป็นสัมประสิทธิ์สำหรับดิน ตามตารางที่ 1.4-1 และ 1.4-2 ตามลำดับ

ตารางที่ 1.4-1 ค่า F_a

ประเภทของดิน	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวใหญ่ที่คาบ 0.2 วินาที				
	$S_s < 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s > 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	ทำการวิเคราะห์การตอบสนองของดิน				

ตารางที่ 1.4-2 ค่า F_v

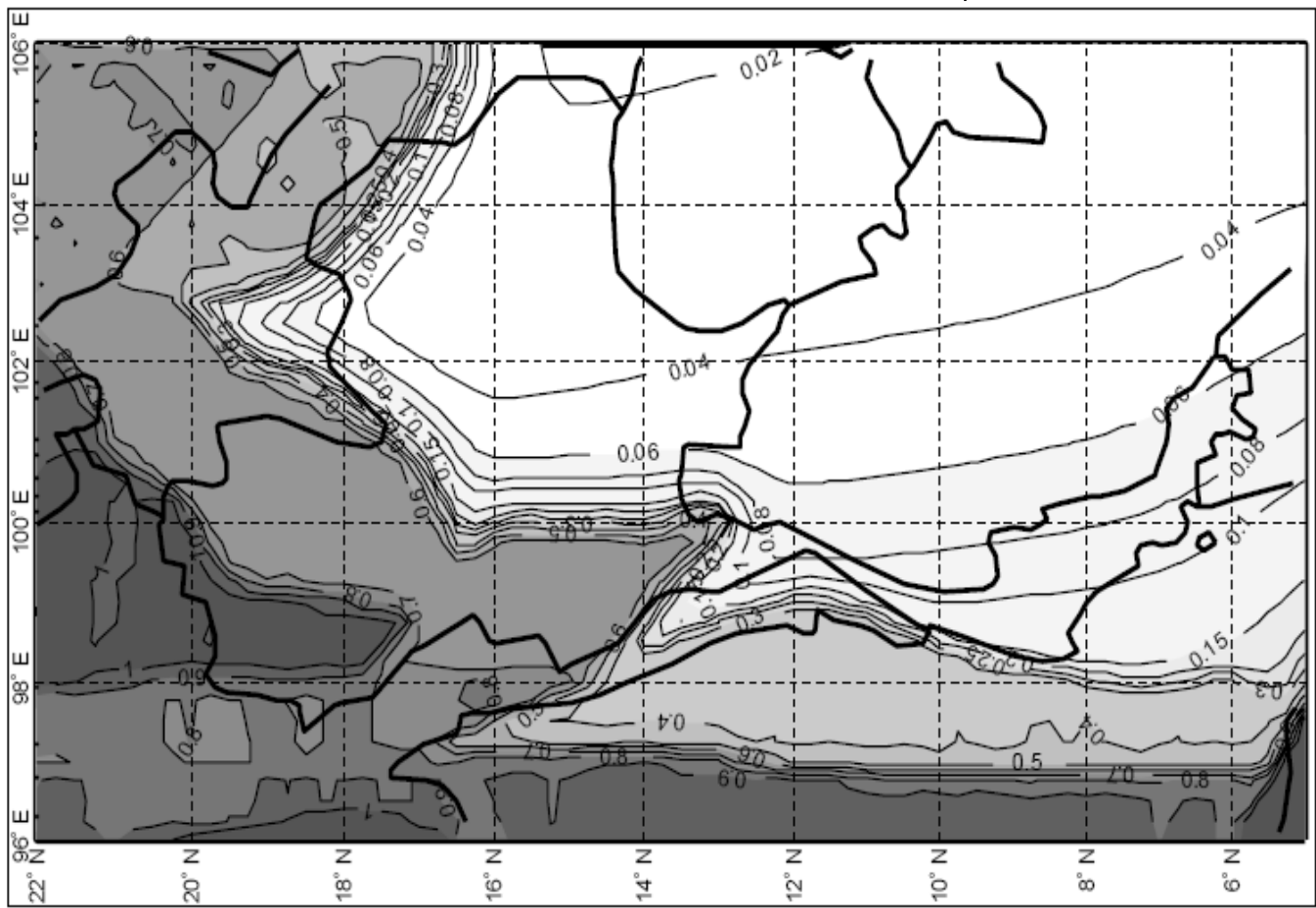
ประเภทของดิน	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวใหญ่ที่คาบ 1.0 วินาที				
	$S_1 < 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 > 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	ทำการวิเคราะห์การตอบสนองของดิน				

ประเภทของดิน บริเวณที่ตั้งของโครงสร้างแบ่งออกเป็น 6 ประเภทคือ A, B, C, D, E, หรือ F โดยใช้ค่าความเร็วคลื่นเฉือนหรือคุณสมบัติอื่นๆ ของดินตามวิธีในภาคผนวก ก หากไม่มีข้อมูลดินเพียงพอให้ใช้ประเภทของดินดังนี้

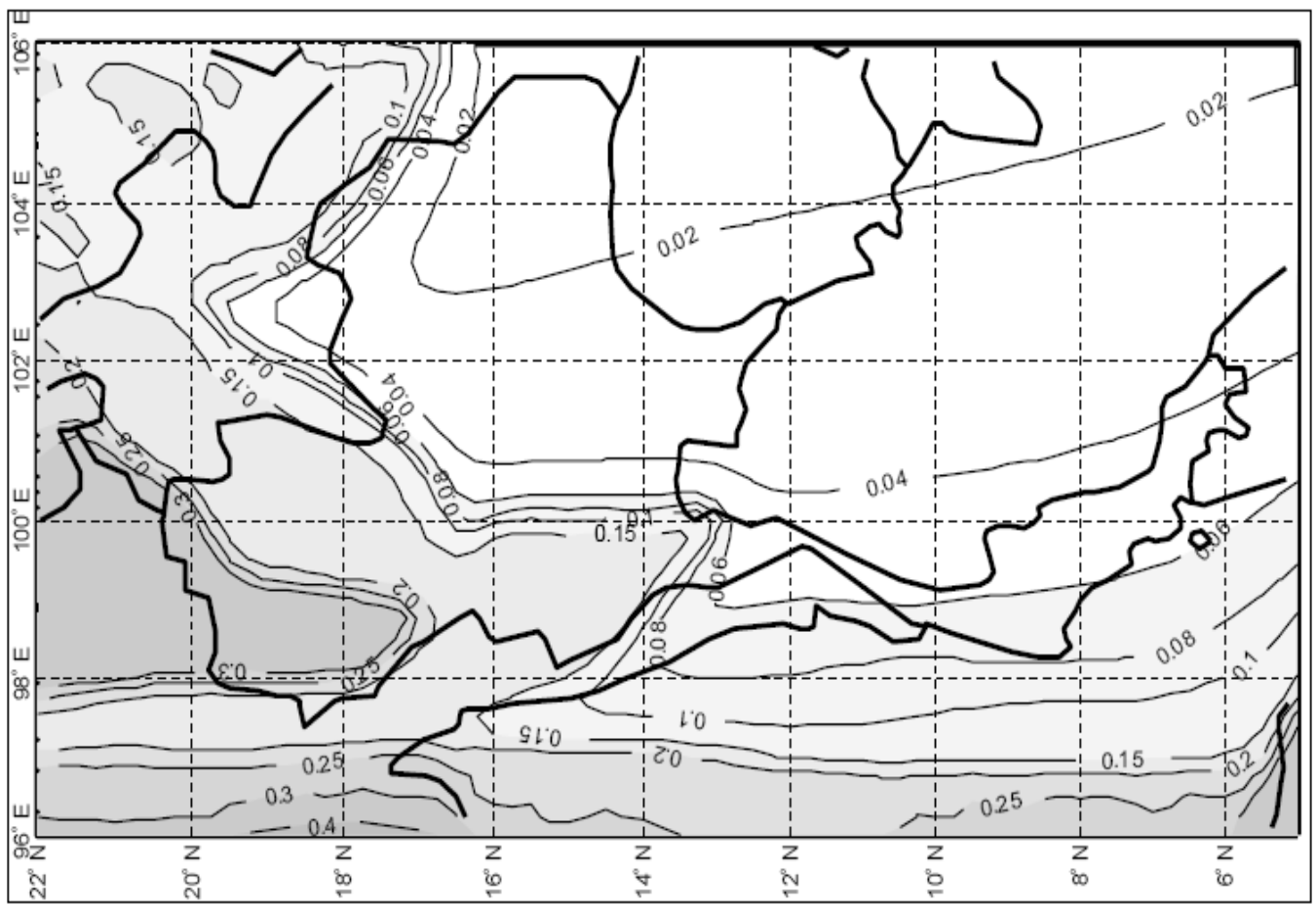
- กทม และปริมณฑล ให้ใช้ดินประเภท E ในการออกแบบ
- จังหวัดที่ไม่ใช่กทม และปริมณฑล ให้ใช้ดินประเภท D ในการออกแบบ



ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบสั้น S_s ของแผ่นดินไหวสูงสุดที่พิจารณา



ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบสั้น S_1 ของแผ่นดินไหวสูงสุดที่พิจารณา



ตัวประกอบความสำคัญของอาคาร (I)

ประเภทของอาคาร	ประเภทความสำคัญ	ตัวประกอบความสำคัญ
อาคารและส่วนโครงสร้างอื่นที่มีปัจจัยเสี่ยงอันตรายต่อชีวิตมนุษย์ค่อนข้างน้อยเมื่อเกิดการพังทลายของอาคารหรือส่วนโครงสร้างนั้นๆ เช่น <ul style="list-style-type: none"> - อาคารที่เกี่ยวข้องกับการเกษตร - อาคารชั่วคราว - อาคารเก็บของเล็กๆ ซึ่งไม่มีความสำคัญ 	I (น้อย)	1.0
อาคารและส่วนโครงสร้างอื่นที่ไม่จัดอยู่ในอาคารประเภท ความสำคัญ น้อยมาก และสูงมาก	II (ปกติ)	1.0
อาคารและส่วนโครงสร้างอื่นที่หากเกิดการพังทลาย จะเป็นอันตรายต่อชีวิตมนุษย์และสาธารณชนอย่างมาก เช่น <ul style="list-style-type: none"> - อาคารที่เป็นที่ชุมนุมในพื้นที่หนึ่งๆ มากกว่า 300 คน - โรงเรียนประถมหรือมัธยมศึกษาที่มีความจุมากกว่า 250 คน - มหาวิทยาลัยหรือวิทยาลัย ที่มีความจุมากกว่า 500 คน - สถานรักษาพยาบาลที่มีความจุคนไข้มากกว่า 50 คน แต่ไม่สามารถทำการรักษากรณีฉุกเฉินได้ - เรือนจำและสถานกักกันนักโทษ 	III (มาก)	1.25

อาคารและส่วนโครงสร้างที่มีความจำเป็นต่อความเป็นอยู่ของสาธารณชนเป็นอย่างมาก หรือ อาคารที่จำเป็นต่อการบรรเทาภัยหลังเกิดเหตุเป็นอย่างมาก เช่น <ul style="list-style-type: none"> - โรงพยาบาลที่สามารถทำการรักษากรณีฉุกเฉินได้ - สถานีตำรวจ สถานีดับเพลิง และโรงเก็บรถฉุกเฉินต่างๆ - โรงไฟฟ้า - โรงผลิตน้ำประปา ถังเก็บน้ำ และสถานีสูบน้ำที่มีความดันสูงสำหรับการดับเพลิง - อาคารศูนย์สื่อสาร - อาคารศูนย์บรรเทาสาธารณภัย - ท่าอากาศยาน ศูนย์บังคับการบิน และโรงเก็บเครื่องบิน ที่ต้องใช้เมื่อเกิดกรณีฉุกเฉิน - อาคารศูนย์บัญชาการแห่งชาติ อาคารหรือส่วนโครงสร้างในส่วนของการผลิต การจัดการ การจัดเก็บ หรือการใช้สารพิษ เช่น เชื้อเพลิง หรือสารเคมี อันก่อให้เกิดการระเบิดขึ้นได้	IV (สูงมาก)	1.5
---	-------------	-----

ตัวประกอบปรับผลตอบแทน (R)

ระบบโครงสร้าง	ระบบโครงสร้างต้านแรงด้านข้าง	R	Ω_c	C_d
1. ระบบกำแพงรับน้ำหนักบรรทุกแนวตั้ง Bearing Wall System	กำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดา (Ordinary Reinforced Concrete Shear Wall)	4	2.5	4
	กำแพงรับแรงเฉือนแบบที่มีการให้รายละเอียดพิเศษ (Special Reinforced Concrete Shear Wall)	5	2.5	5
	กำแพงรับแรงเฉือนหล่อสำเร็จแบบธรรมดา (Ordinary Precast Shear Wall)	3	2.5	3
	กำแพงรับแรงเฉือนหล่อสำเร็จแบบที่มีการให้รายละเอียดความเหนียวปานกลาง (Intermediate Precast Shear Wall)	4	2.5	4

R

2. ระบบโครงอาคาร (Building Frame System)	โครงเหล็กยึดตั้งเหล็กแบบเยื้องศูนย์ที่ใช้จุดต่อแบบรับแรงดัดได้ (Steel Eccentrically Braced Frame with Moment-Resisting Connections)	8	2	4
	โครงเหล็กยึดตั้งเหล็กแบบเยื้องศูนย์ที่ใช้จุดต่อแบบรับแรงเฉือน (Steel Eccentrically Braced Frame with Non-Moment-Resisting Connections)	7	2	4
	โครงเหล็กยึดตั้งเหล็กแบบตรงศูนย์แบบให้รายละเอียดพิเศษ (Special Steel Concentric Braced Frame)	6	2	5
	โครงเหล็กยึดตั้งเหล็กแบบตรงศูนย์แบบธรรมดา (Ordinary Steel Concentric Braced Frame)	3.5	2	3.5
	กำแพงรับแรงเฉือนแบบที่มีการให้รายละเอียดพิเศษ (Special Reinforced Concrete Shear Wall)	6	2.5	5
	กำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดา (Ordinary Reinforced Concrete Shear Wall)	5	2.5	4.5
	กำแพงรับแรงเฉือนหล่อสำเร็จแบบธรรมดา (Ordinary Precast Shear Wall)	4	2.5	4
	กำแพงรับแรงเฉือนหล่อสำเร็จแบบที่มีการให้รายละเอียดความเหนียวปานกลาง (Intermediate Precast Shear Wall)	5	2.5	4.5

R

3. ระบบโครงสร้างด้านแรงดัด (Moment Resisting Frame)	โครงสร้างด้านแรงดัดเหล็กที่มีการให้รายละเอียดความเหนียวเป็นพิเศษ (Special Steel Moment Resisting Frame)	8	3	5.5
	โครงสร้างด้านแรงดัดเหล็กที่มีการให้รายละเอียดความเหนียวเป็นพิเศษ (Special Truss Moment Resisting Frame)	7	3	5.5
	โครงสร้างด้านแรงดัดเหล็กที่มีการให้รายละเอียดเพื่อความเหนียวปานกลาง (Intermediate Steel Moment Resisting Frame)	4.5	3	4
	โครงสร้างด้านแรงดัดเหล็กธรรมดา (Ordinary Steel Moment Resisting Frame)	3.5	3	3
	โครงสร้างด้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการให้รายละเอียดความเหนียวเป็นพิเศษ (Special Reinforced Concrete Moment Resisting Frame)	8	3	5.5

R

3. ระบบโครงสร้างด้านแรงดัด (Moment Resisting Frame)	โครงสร้างด้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการให้รายละเอียดความเหนียวปานกลาง (Intermediate Reinforced Concrete Moment Resisting Frame)	5	3	4.5
	โครงสร้างด้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กแบบธรรมดา (Ordinary Reinforced Concrete Moment Resisting Frame)	3	3	2.5
4. ระบบโครงสร้างแบบผสมที่มีโครงสร้างด้านแรงดัดที่มีการให้รายละเอียดความเหนียวเป็นพิเศษและสามารถต้านทานแรงด้านข้างไม่น้อยกว่าร้อยละ 25 ของแรงที่กระทำกับอาคาร (Dual System with Special Moment Resisting Frame)	ร่วมกับโครงสร้างเหล็กยึดตั้งแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (Special Steel Concentrically Braced Frame)	7	2.5	5.5
	ร่วมกับโครงสร้างเหล็กยึดตั้งเยื้องศูนย์ (Steel Eccentrically Braced Frame)	8	2.5	4
	ร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนแบบที่มีการให้รายละเอียดพิเศษ (Special Reinforced Concrete Shear Wall)	7	2.5	5.5
	ร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดา (Ordinary Reinforced Concrete Shear Wall)	6	2.5	5

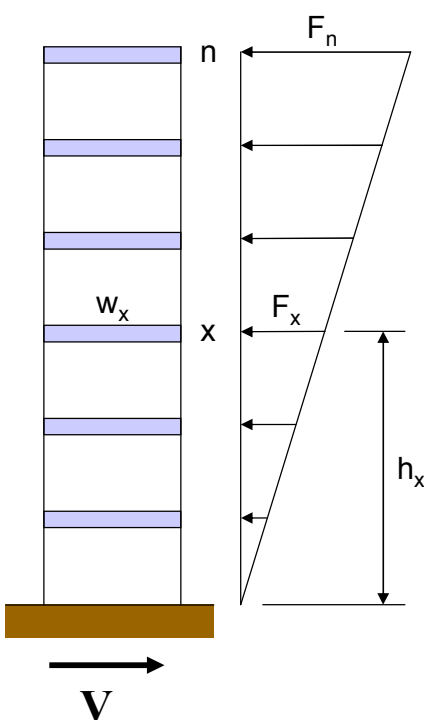
น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล (W)

คือน้ำหนักบรรทุกคงที่ทั้งหมดของโครงสร้าง แต่ในบางกรณีจะมีการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกชนิดอื่นเข้าไปด้วยดังนี้

1. สำหรับอาคารที่ใช้เก็บพัสดุ ให้เพิ่มน้ำหนักอีกอย่างน้อยร้อยละ 25 ของน้ำหนักบรรทุกจร
2. สำหรับพื้นที่ซึ่งมีการกันห้องเป็นส่วนๆ ให้รวมน้ำหนักที่กันห้อง หรือน้ำหนักอย่างน้อย 480 นิวตัน/ตร.ม.ของพื้นที่ชั้น โดยใช้ค่าที่มากกว่า
3. น้ำหนักของเครื่องมือ เครื่องจักรกล และอุปกรณ์ซึ่งติดตั้งถาวร

การกระจายแรงเฉือนที่ฐานเป็นแรงกระทำทางด้านข้าง

แรงกระทำด้านข้างเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว F_x ที่แต่ละระดับชั้นอาคาร คำนวณจาก



$$F_x = C_{vx} V \quad \text{เมื่อ} \quad C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

เมื่อ

C_{vx} คือ ตัวประกอบการกระจายในแนวตั้ง

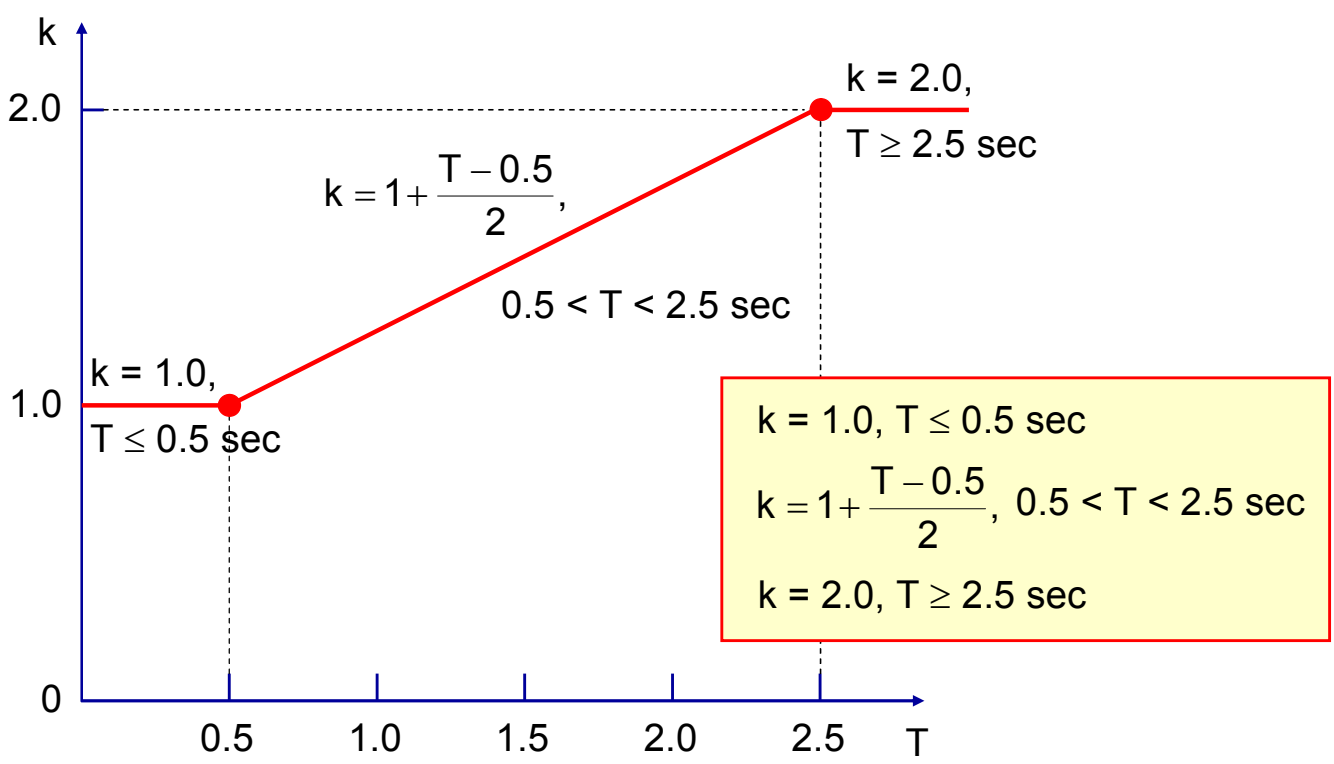
V คือ แรงเฉือนที่ฐานอาคาร

w_i และ w_x คือ น้ำหนักอาคารประสิทธิผลสำหรับชั้นที่ i และ x ตามลำดับ

h_i และ h_x คือ ความสูงวัดจากฐานอาคารไปยังระดับชั้นที่ i และ x ตามลำดับ

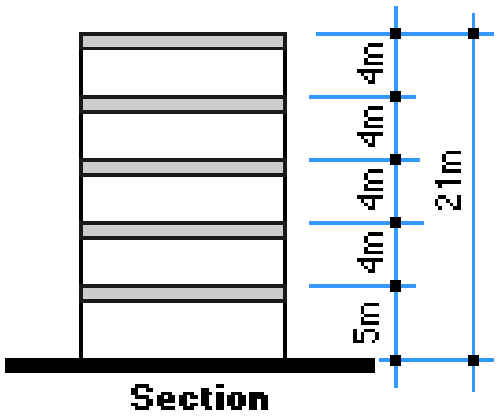
k คือ ค่าสัมประสิทธิ์ที่กำหนดรูปแบบการกระจายแรง

ค่าสัมประสิทธิ์ที่กำหนดรูปแบบการกระจายแรง, k



ตัวอย่างการคำนวณออกแบบ

อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กห้าชั้นใน ก.ท.ม. เป็นโครงสร้างแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กแบบธรรมดา ทุกชั้นมีน้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล 12 KN/m²



วิธีทำ น้ำหนักประสิทธิผลของแต่ละชั้นคือ
 $(20 \times 30) 12 = 7200 \text{ kN}$
 น้ำหนักประสิทธิผลของทั้งอาคาร **W** เท่ากับ
 $5 \times 7200 = 36,000 \text{ kN}$
 คาบการสั่นพื้นฐานของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก
 $T = 0.02H = 0.02 \times 21 = 0.42 \text{ sec}$

สำหรับโครงสร้างแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กแบบธรรมดา $R = 3$

สำหรับอาคารในประเภทความสำคัญปกติ $I = 1$

สำหรับอาคารในเขต ก.ท.ม. และปริมณฑล ใช้ดินประเภท **E** ในการออกแบบ

จากแผนที่ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม ที่ ก.ท.ม. $S_s = 0.08, S_1 = 0.06$

จากตารางที่ 1.4-1 และ 1.4-2 สำหรับดิน E จะได้ค่า $F_a = 2.5, F_v = 3.5$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} F_a S_s = \frac{2}{3} \times 2.5 \times 0.08 = 0.133$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} F_v S_1 = \frac{2}{3} \times 3.5 \times 0.06 = 0.140$$

$$0.01 < C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0.133}{\left(\frac{3}{1}\right)} = 0.0443 < \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0.140}{0.42\left(\frac{3}{1}\right)} = 0.1111$$

ดังนั้น, $C_s = 0.0443$

แรงเฉือนที่ฐานอาคาร $V = C_s W = 0.0443 \times 36,000 = 1,595 \text{ kN}$

การกระจายแรงเฉือนเป็นแรงด้านข้าง : จากคาบการสั่นพื้นฐาน $T = 0.42 \text{ sec}$,

ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรง $k = 1.0$ เมื่อ $T \leq 0.5 \text{ sec}$

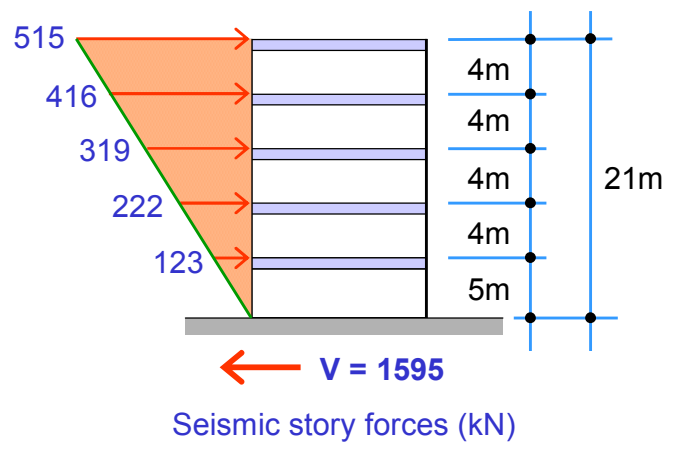
$$F_x = C_{vx} V \quad \text{เมื่อ} \quad C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

ชั้นที่	w_x	h_x	$w_x h_x$	C_{vx}
1	7.2	5	36.0	0.077
2	7.2	9	64.8	0.139
3	7.2	13	93.6	0.200
4	7.2	17	122.4	0.261
5	7.2	21	151.2	0.323
$\Sigma = 468.0$				1.000

$$F_x = C_{vx} V \quad \text{เมื่อ} \quad C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

คำนวณแรงด้านข้าง :

- $F_1 = 0.077 \times 1,595 = 123 \text{ kN}$
- $F_2 = 0.139 \times 1,595 = 222 \text{ kN}$
- $F_3 = 0.200 \times 1,595 = 319 \text{ kN}$
- $F_4 = 0.261 \times 1,595 = 416 \text{ kN}$
- $F_5 = 0.323 \times 1,595 = 515 \text{ kN}$

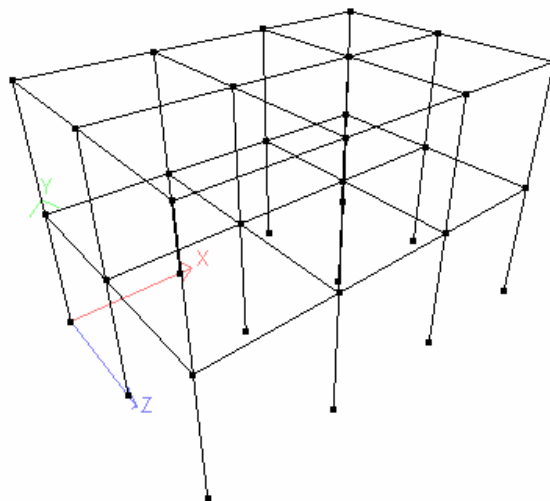




ASCE-7

Wind and Floor Load Generation

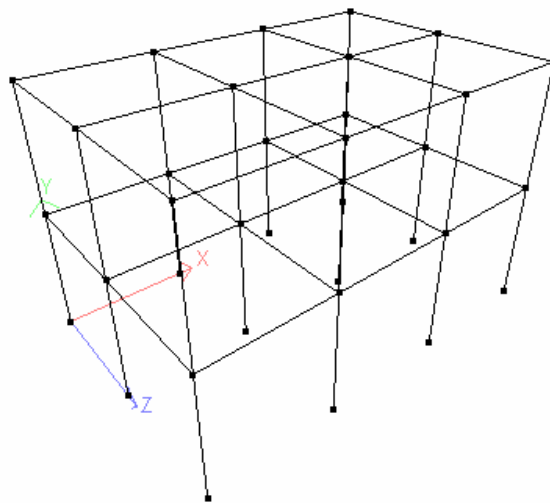
โครงสร้างเฟรมสามมิติในตัวอย่างนี้จะถูกวิเคราะห์โดยใช้เครื่องมือการสร้างแรงลมและน้ำหนักบนพื้นที่มีมากับโปรแกรม



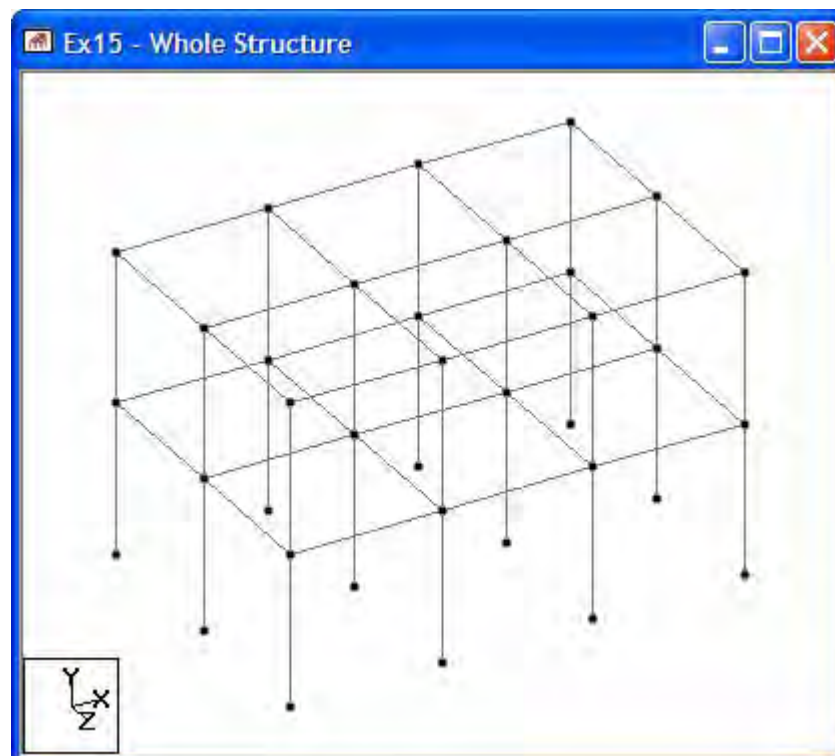
- n เริ่มต้นโปรแกรม เลือกชนิด โครงสร้าง **Space** ตั้งชื่อว่า **WindLoad.std**
- n เลือกหน่วยความยาว **Meter** หน่วยแรง **Metric Ton**
- n ในหน้าจอต่อมาให้เลือก **Open Structure Wizard**
- n เลือกชนิด โมเดลแบบ **Frame Models** ดับเบิ้ลคลิกที่ไอคอน **Bay Frame** เมื่อหน้าจอแสดงขึ้นมาให้ใส่ข้อมูลดังในรูปข้างล่าง



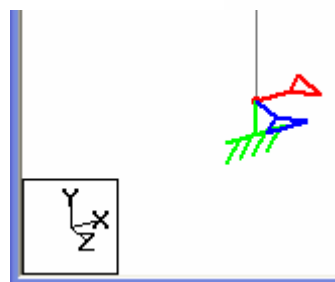
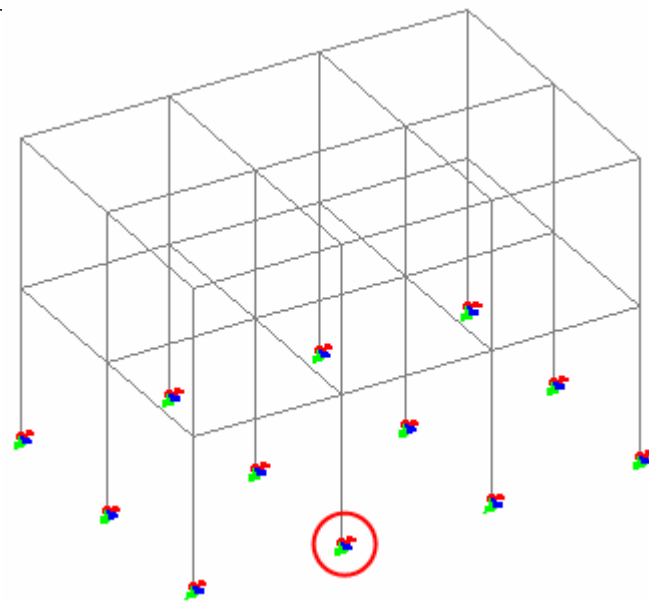
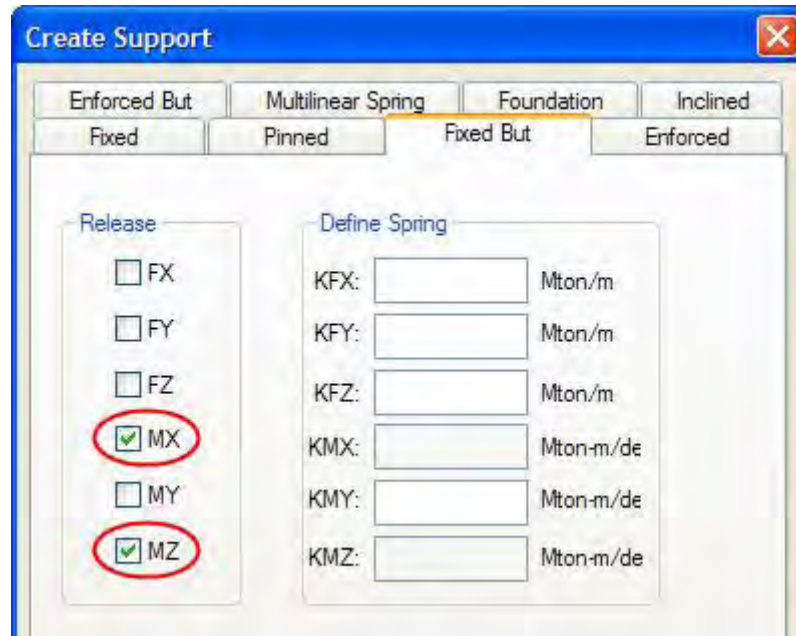
- n ถ้าแต่ละ **bays** มีขนาดไม่เท่ากันให้คลิกปุ่ม ... เพื่อเปลี่ยนแปลง เมื่อคลิก **Apply** จะได้โครงสร้าง



- n เลือกเมนู **File > Merge Model with STAAD.Pro Model** วางที่จุด **0, 0, 0**



- ก ไปหน้า **General > Property** เลือกหน้าต่างตัดเหล็ก **WF** แล้ว **Assign To View** ให้องค์อาคารทั้งหมด ใช้วัสดุเป็น **STEEL**
- ก ไปหน้า **General > Support** สร้างจุดรองรับแบบ **FIXED BUT MX MZ** แล้วกำหนดให้ทุกจุดรองรับดังในรูป



สังเกตสัญลักษณ์ที่จุดรองรับว่าตรงกับที่กำหนดหรือไม่?

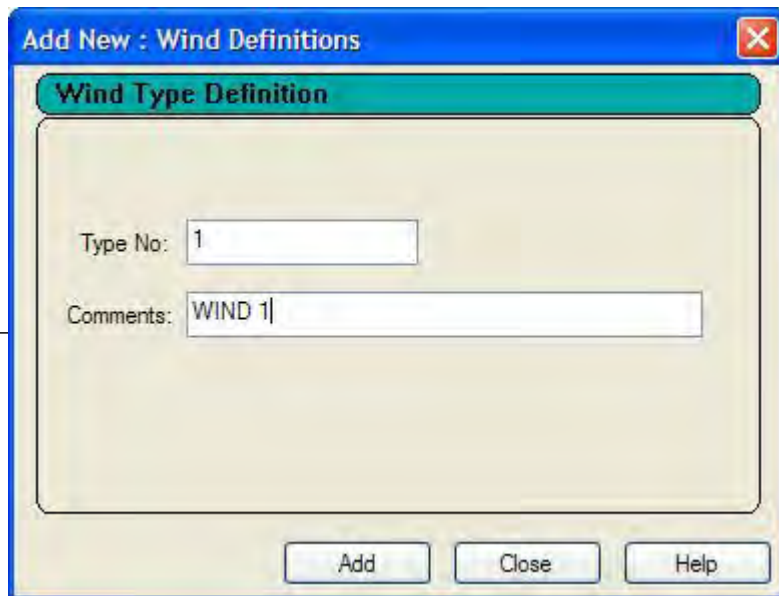
Wind Load Generation

ในการวิเคราะห์โครงสร้างรับแรงลมนั้น สิ่งแรกวิศวกรจะต้องแปลงความเร็วลมหรือแรงดันลมมาเป็นแรงกระทำที่จุดต่อ, น้ำหนักแผ่นนอังก่ออาคาร หรือแรงดันบนแผ่นผนัง การคำนวณที่มีหลายขั้นตอนนี้สามารถทำได้โดยใช้เครื่องมือสร้างแรงลมที่มีมากับ **STAAD.Pro**

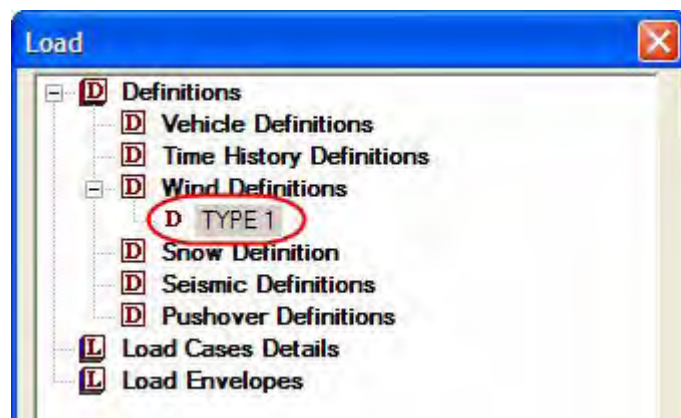
ขั้นตอนหลักมีสองขั้นคือ ขั้นแรกตั้งนิยามแรงลม (**Define Wind Load**) เป็นการกำหนดพารามิเตอร์พื้นฐานตามข้อกำหนด **ASCE-7** ขั้นที่สองคือการกำหนดแรงลมกระทำ ณ ตำแหน่งและทิศทางที่ต้องการ

n ไปที่หน้า **General > Load** คลิกเปิดรายการ **Definitions** เลือก **Wind Definitions**

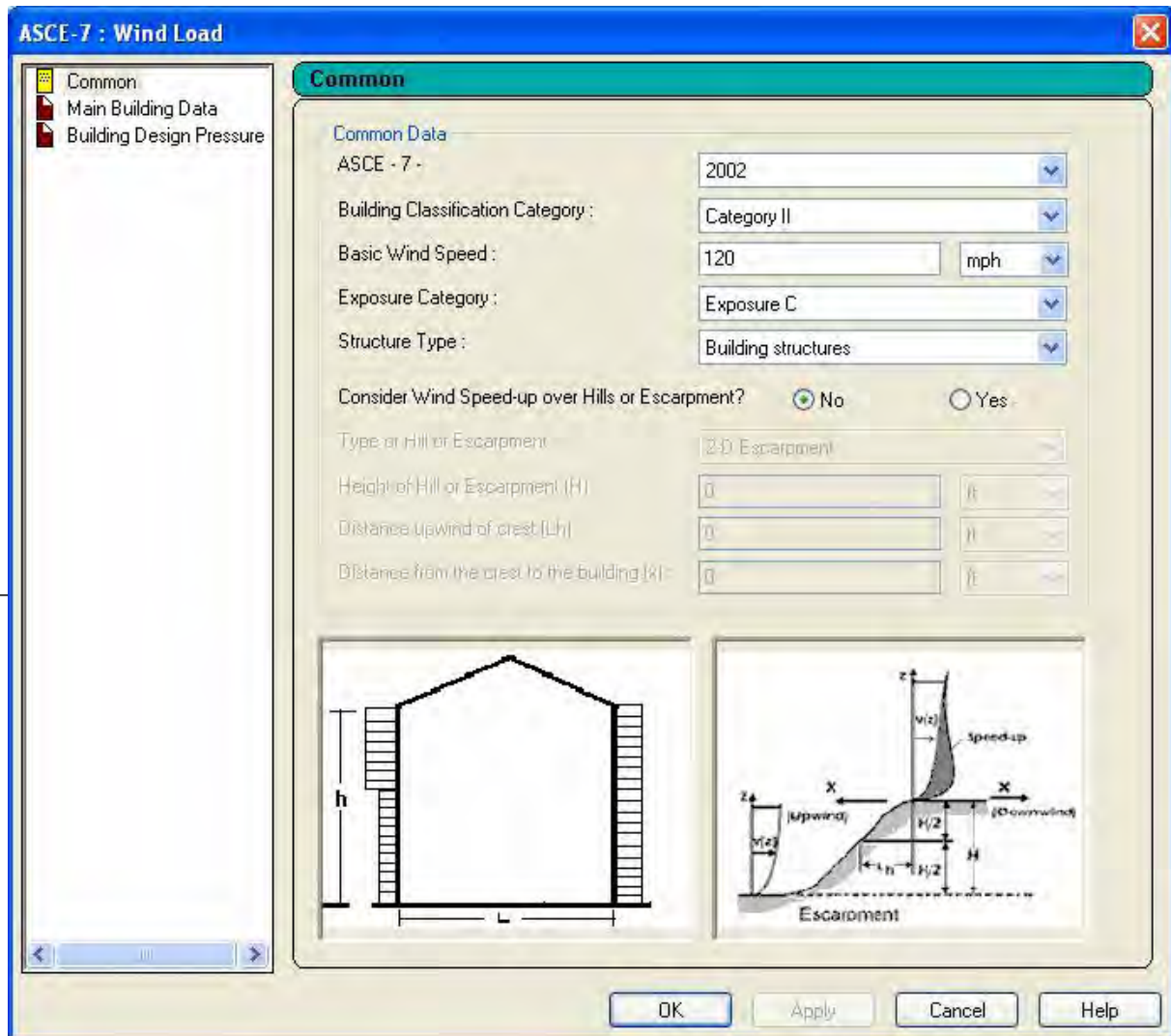
n คลิกปุ่ม **Add...** เพื่อเริ่มกำหนดนิยามแรงลม คลิก **Add** ในหน้าต่างที่แสดงขึ้นมา



n จะมีรายการ **TYPE 1** แสดงขึ้นมาต่อจาก **Wind Definitions** คลิกเลือก แล้วกดปุ่ม **Add...**



- n ในหน้าต่างต่อมาจะให้ได้ความเข้มตามความสูง ซึ่งเราอาจกำหนดเอง หรือให้โปรแกรมคำนวณ กดปุ่ม **Calculate as per ASCE-7** เพื่อเข้าสู่การคำนวณตามมาตรฐาน **ASCE-7**
- n ในหน้าต่างถัดมา หัวข้อ **Common Data** จะให้เรากรอกข้อมูลทั่วไป ได้แก่ มาตรฐานที่ใช้, ประเภทอาคาร, ความเร็วลม, การเปิดโล่งของภูมิประเทศ, ชนิดโครงสร้าง และเป็นลมพัดขึ้นเขาหรือไม่ ใส่ข้อมูลเสร็จแล้วกดปุ่ม **Apply**



- < คลิกรายการต่อมา **Main Building Data** ใส่ข้อมูลของอาคารเช่นขนาดด้านต่างๆ ส่วนความถี่ธรรมชาติถ้าไม่รู้อาจใช้สูตรประมาณคือ คาบการแกว่ง: $T = 0.1 \sqrt{\text{จำนวนชั้น}}$ เช่นในตัวอย่างเป็นตึกสองชั้นก็ใช้ $T = 0.2$ วินาที แปลงเป็นความถี่ $F = 1/0.2 = 5 \text{ Hz}$ ใส่ข้อมูลเสร็จแล้วคลิกปุ่ม **Apply**

ASCE-7 : Wind Load

Main Building Data

Main Building Data

Building Height : 8 m

Building Length along the direction of Wind (L) : 8 m

Building Length Normal to the direction of Wind (B) : 12 m

Building Natural Frequency : 5 Hz

Building Damping Ratio : 0.01

Enclosure Classification : Enclosed Building

$$q_z = 0.00256K_z K_{zt} K_d V^2 I (\text{lb} / \text{sqft})$$

Height

qz

Kz = 0.954998988850672

Use Kzt = 1

Use I = 1

Use Kd = 0.85

26.60 27.43 28.26 29.09 29.92

OK Apply Cancel Help

- < ในรายการต่อมา **Building Design Pressure** ให้เลือกว่าจะเป็นผนังอาคารที่จะรับแรงลมว่าเป็นด้านปะทะลม(Windward), ด้านหลบลม(Leeward) หรือด้านข้าง(Side Wall) เสร็จแล้วกดปุ่ม **Apply**

ASCE-7 : Wind Load

Building Design Pressure

Generate Wind Load On Wall

Building Wall to generate Wind Load on: Windward Leeward Side Wall

$$p = q_z GC_p - q_h (GC_{pi})$$

Use G 0.642903204597273

Use C_p 0.8

Use (GC_{pi}) 0.18

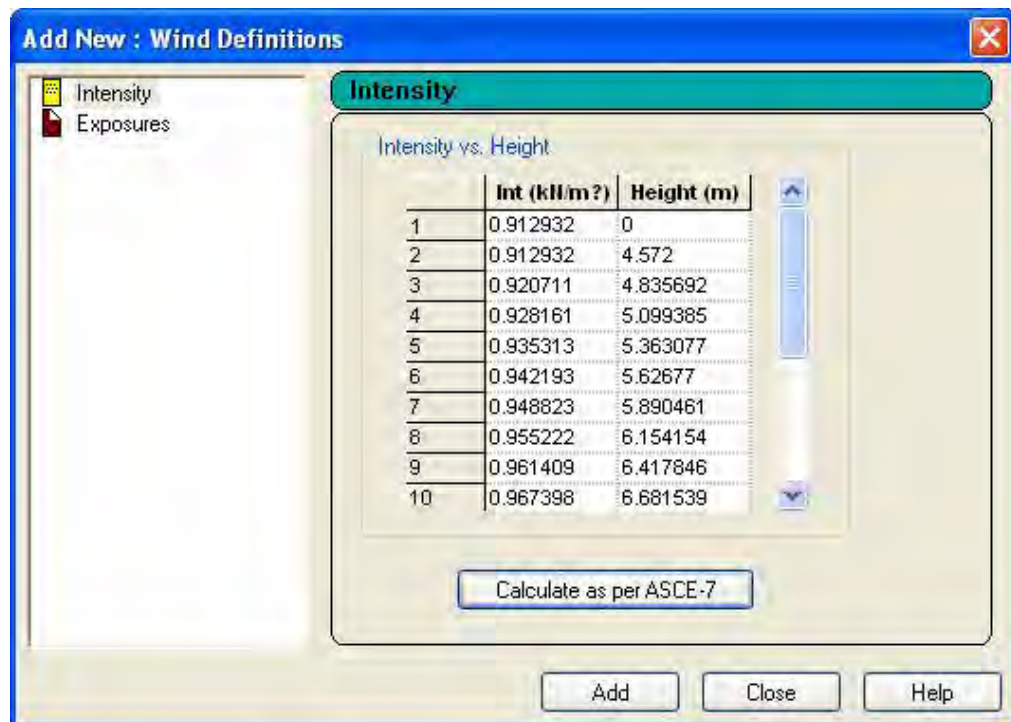
	Height (ft)	Int (Lb/ft?)
1	0	19.06699
2	15	19.06699
3	15.86513	19.22944
4	16.73026	19.38505
5	17.5954	19.53443
6	18.46053	19.67811
7	19.32566	19.81658
8	20.19079	19.95023
9	21.05593	20.07944
10	21.92106	20.20452
11	22.78619	20.32577
12	23.65132	20.44343
13	24.51645	20.55774
14	25.38159	20.66891
15	26.24672	20.77713

Height

19.07 19.49 19.92 20.35 20.7

OK Apply Cancel Help

- < เมื่อคลิกปุ่ม **OK** จะกลับมาที่หน้าต่าง **Add New : Wind Definition** เดิมพร้อมข้อมูลแรงดันลมที่คำนวณได้ คลิกปุ่ม **Add**



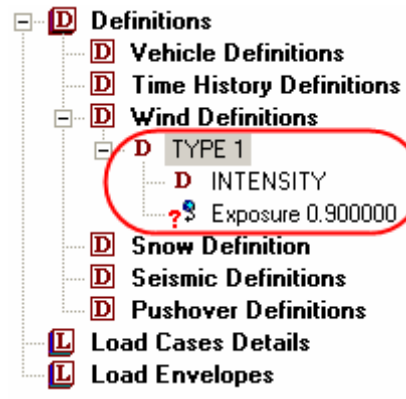
Exposure

เป็นแถบที่ใช้ในการปรับเปลี่ยนลักษณะเปิดโล่งต่อแรงลมสำหรับบางจุดต่อบนโครงสร้าง โดยปกติค่า **exposure** แพกเตอร์จะเท่ากับ **1.0** คือแรงลมกระทำเต็มพื้นที่รับลมของจุดต่อ เมื่อสร้าง **intensity** เสร็จโปรแกรมจะเปิดหน้าต่างขึ้นมาให้ใส่ข้อมูล ถ้าไม่ใส่ให้กดปุ่ม **Close**

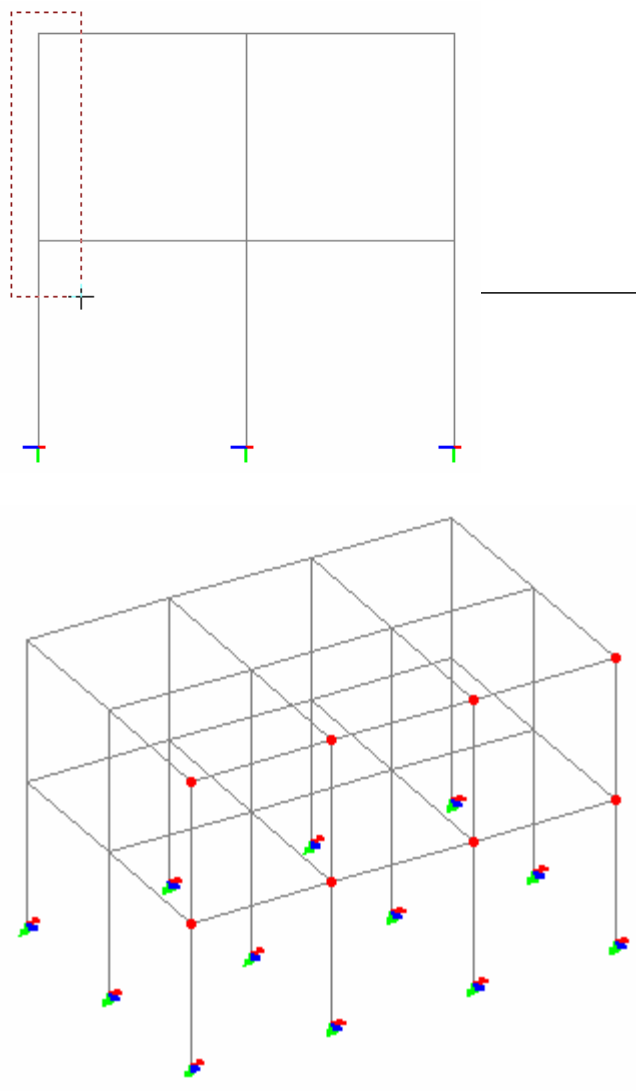
- < ใส่ค่า **Exposure Factor = 0.9** แล้วคลิกปุ่ม **Add**



- < คลิกปุ่ม **Close** ได้รายการ **Wind Definition** จะมีรายการเพิ่มขึ้นมา

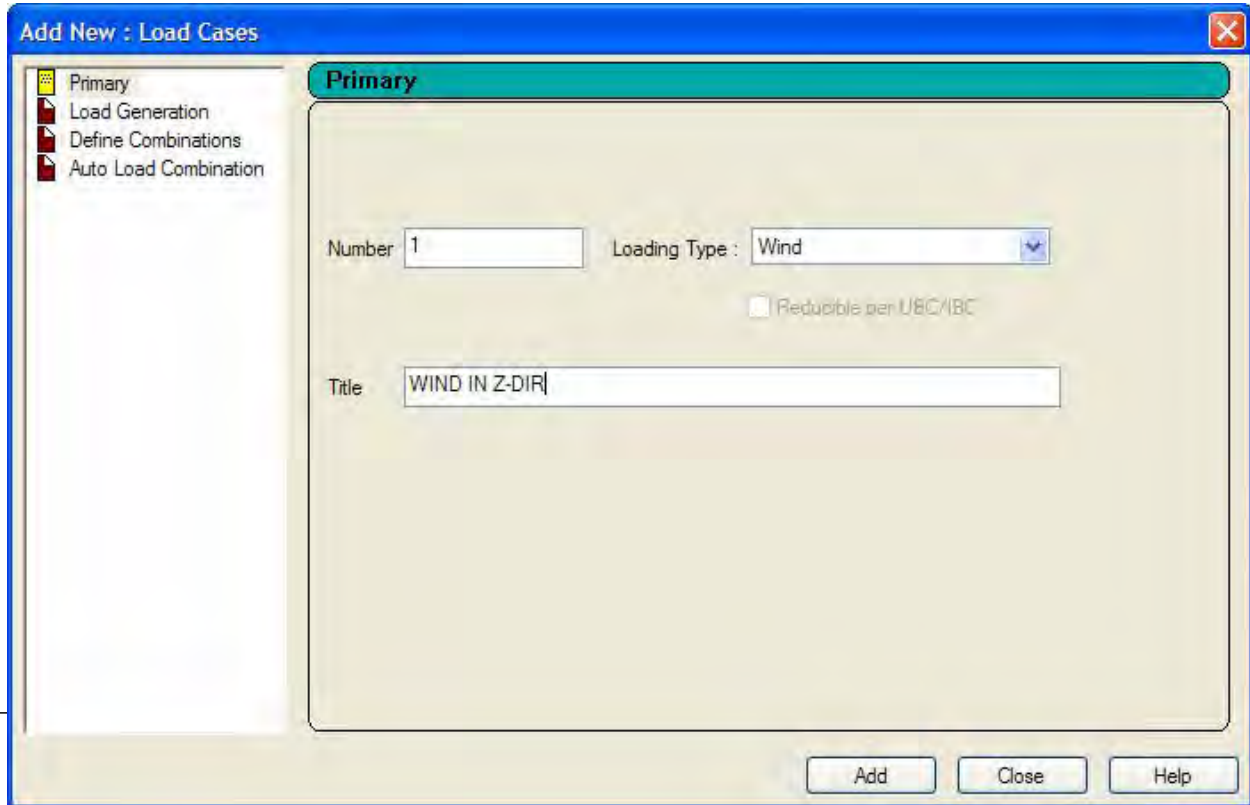


- < รายการ **Exposure 0.900000** ยังมีเครื่องหมายคำถามอยู่ เราต้องคลิกเลือกแล้วกำหนดให้กับจุดต่อที่จะรับแรงลมที่มีลักษณะพิเศษเช่นเป็นช่องเปิดในโครงสร้าง
- < เปลี่ยนมุมมองเป็น **View from +X** ใช้เคอร์เซอร์โหนดติกรอบเลือกโหนดที่ต้องการ แล้วคลิกเลือก **Assign To Selected Nodes**



Load 1: WIND LOAD IN Z-DIRECTION

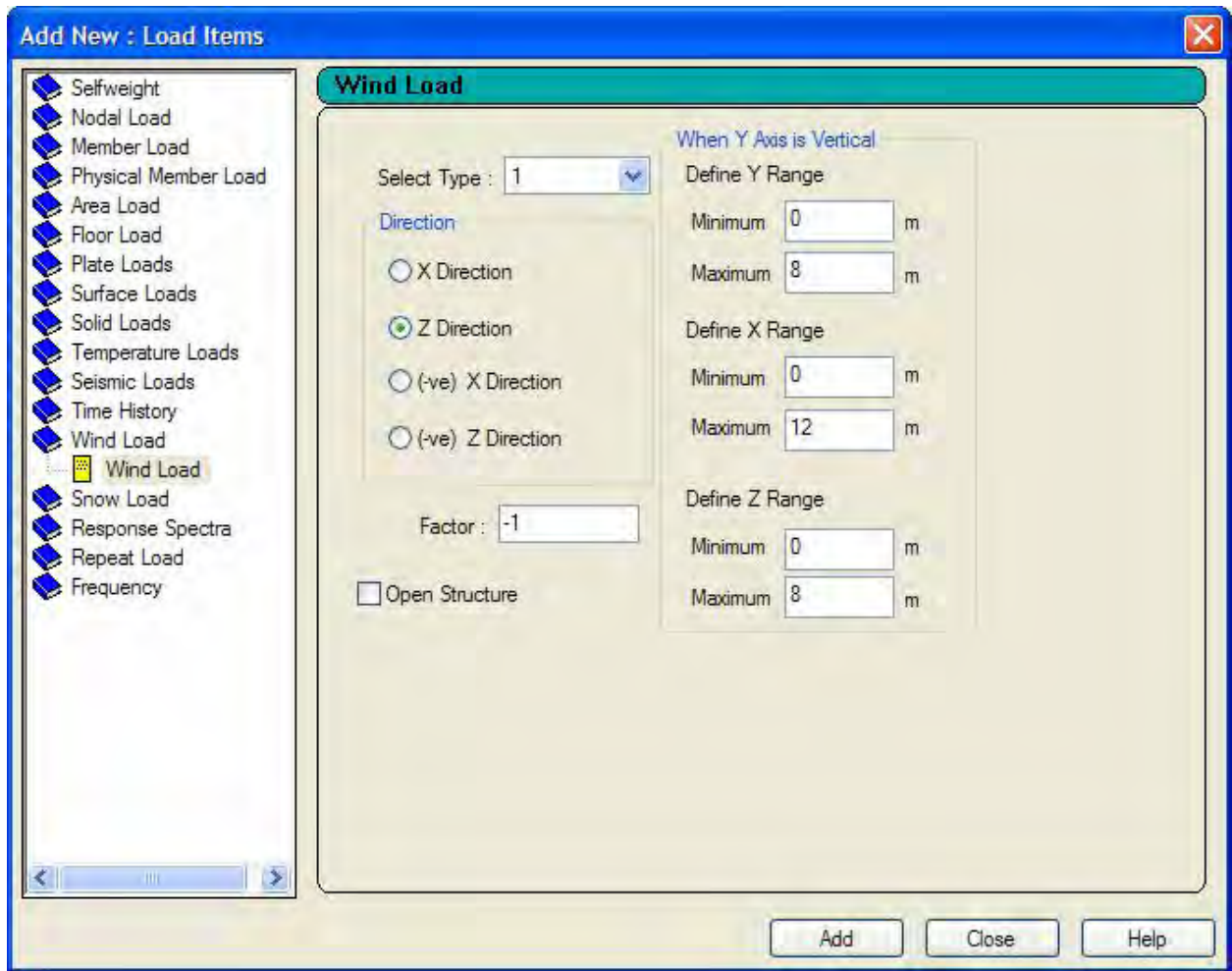
- < สร้างกรณีน้ำหนักบรรทุกขึ้นใหม่สำหรับแรงลมจากการคลิก **Load Cases Details** แล้วกดปุ่ม **Add...** ในหน้าต่าง **Primary** เลือก **Loading Type = Wind** ตั้งชื่อว่า **WIND IN Z-DIR** กดปุ่ม **Add** ตามด้วย **Close**



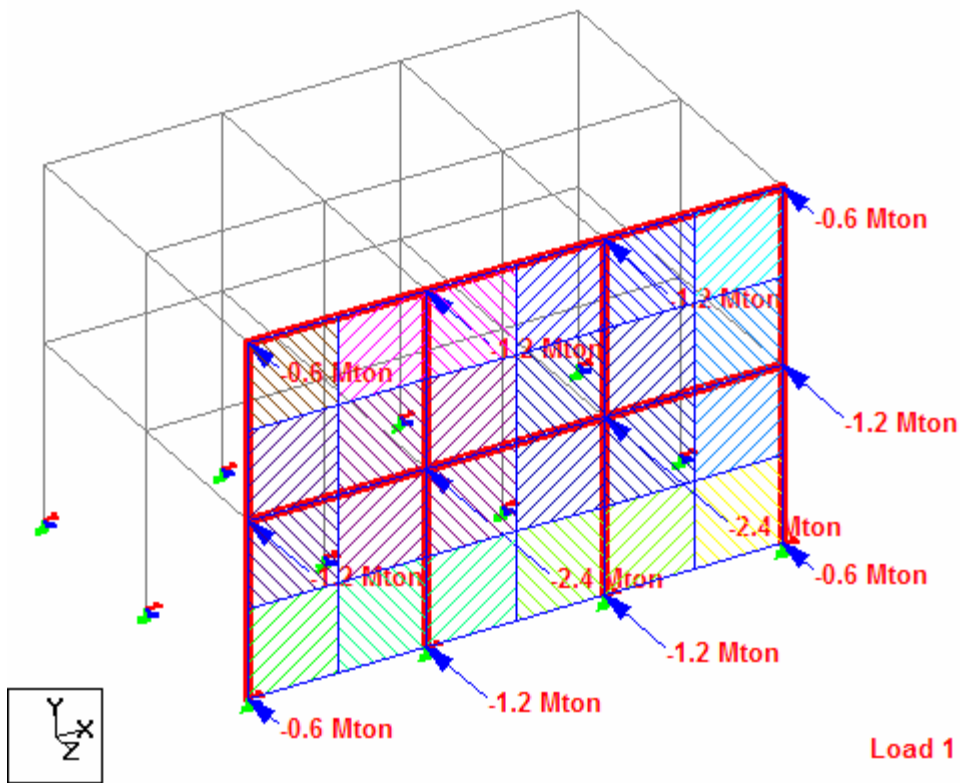
- < เมื่อมีรายการของกรณีบรรทุกใหม่ของแรงลมแสดงขึ้นในรายการ ให้เลือกแล้วคลิกปุ่ม **Add...** เลือกรายการ **Wind Load** ในหน้าต่าง **Add New : Load Items**
- < เลือกชนิด **Type 1** ตามที่ตั้งไว้คือนิยามแรงลม เลือกทิศทาง และกำหนด **Y Range, X Range** และ **Z Range** เป็นพื้นที่บน โครงสร้างที่รับแรงด้นลม
- < กำหนดทิศทางในช่อง **Direction** เลือกทิศทาง **Z** แฟกเตอร์ **-1**
- < ดูรูปแรงลมที่แสดงขึ้นมาประกอบ ถ้าทิศไม่ตรงกับที่ต้องการ คลิกปุ่ม **Edit...** แล้วลองปรับเปลี่ยนทิศทางและแฟกเตอร์จาก **-1** เป็น **1** ดูความแตกต่าง
- < ปรับ **Load Scales** ในช่อง **Point Force** ให้เหมาะสม

คำสั่งที่ถูกสร้างขึ้นคือ :

```
LOAD 1 LOADTYPE Wind TITLE WIND IN Z-DIR
WIND LOAD Z -1 TYPE 1 XR 0 12 YR 0 8 ZR 0 8
```



< โปรแกรมจะสร้างแรงลมดังแสดงในรูป



Load 2: FLOOR LOAD

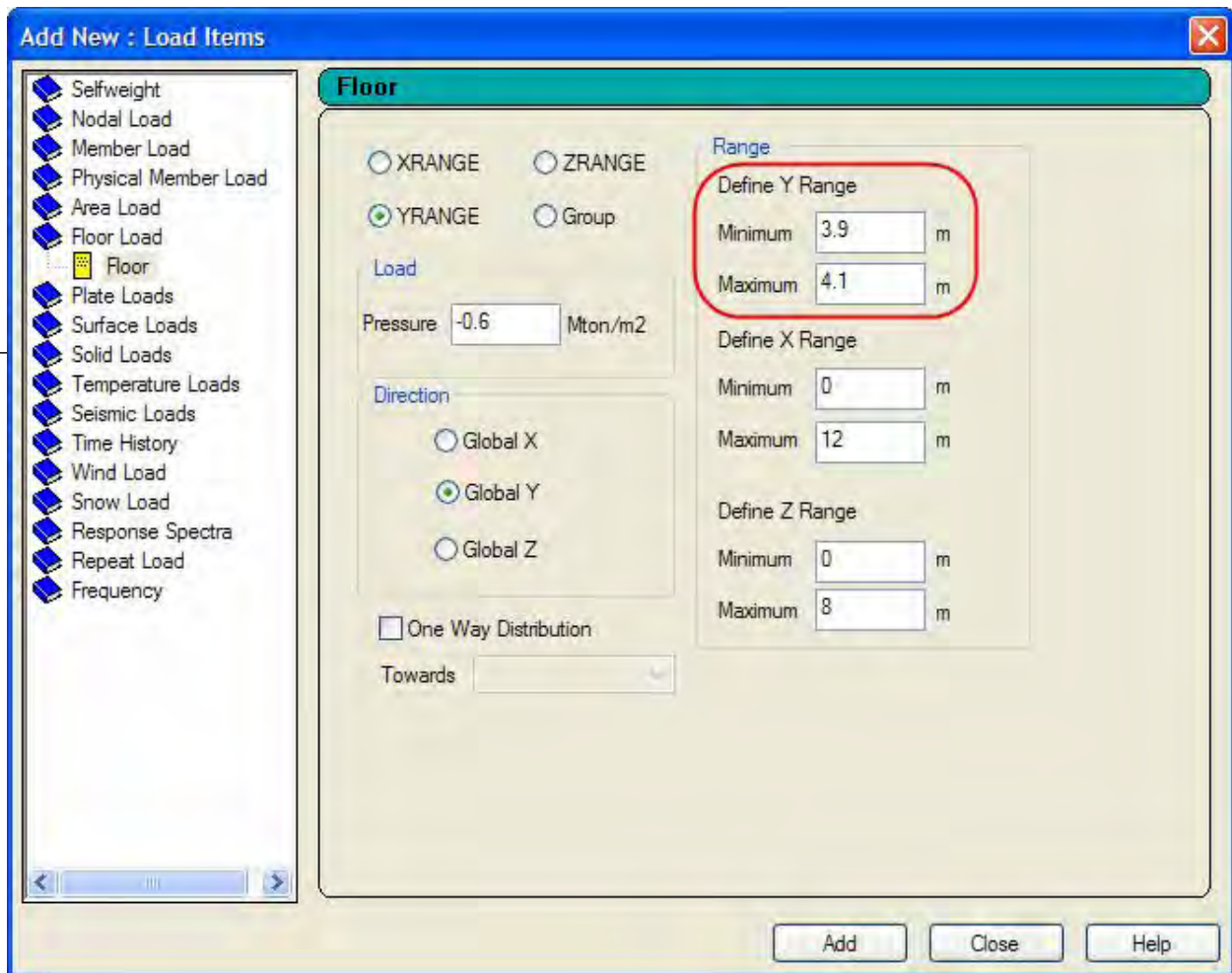
ในหน้าหน้ากรณี 2 ของปัญหานี้จะใช้การสร้างน้ำหนักบรรทุกทุกจากพื้น(ซึ่งไม่ได้เป็นส่วนหนึ่งของโครงสร้างในโมเดล) โปรแกรมจะคำนวณน้ำหนักบรรทุกทุกที่พื้นถ่ายลงสู่คาน

n คลิกรายการ **Load Cases Details** คลิกปุ่ม **Add...** สร้าง **Load 2: FLOOR LOAD**

n คลิกรายการ **2 : FLOOR LOAD** คลิกปุ่ม **Add...** เลือกรายการ **Floor Load**

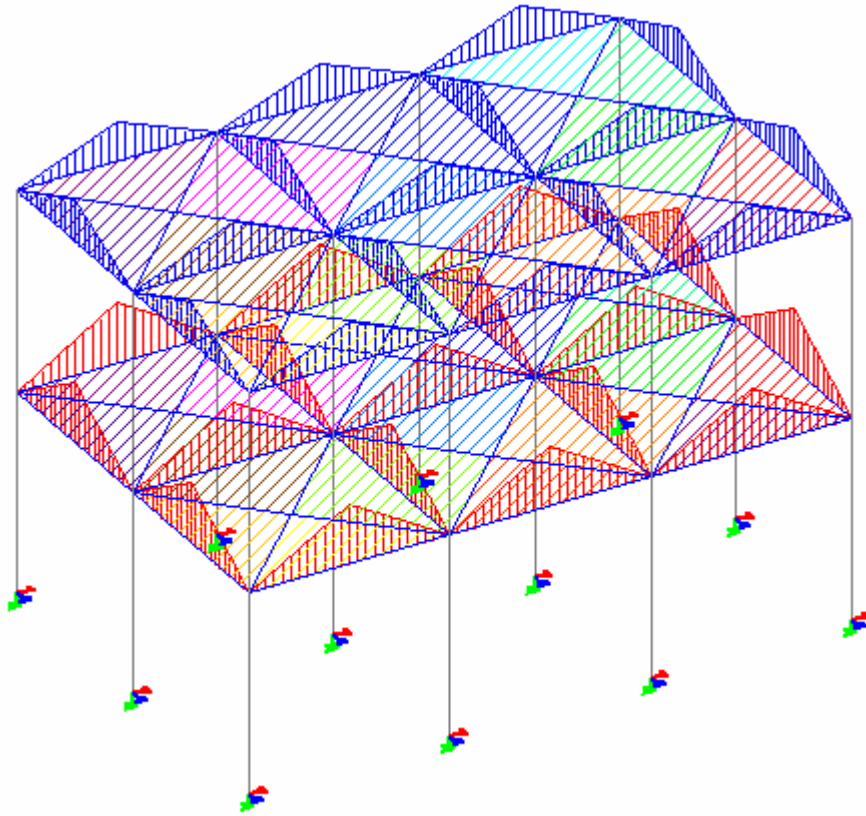
สมมติว่าเราต้องการกำหนด **floor load** สำหรับพื้นที่ชั้นสอง (**YRANGE: 3.9 m à 4.1 m**) เท่ากับ **600 kg/m²** และพื้นที่ชั้นดาดฟ้า (**YRANGE: 7.9 m à 8.1 m**) เท่ากับ **400 kg/m²**

n ใส่ข้อมูลดังในรูปสองครั้งโดยเปลี่ยนค่า **Pressure** และ **YRANGE** เสร็จแล้วคลิกปุ่ม **Add**



คำสั่งที่ถูกสร้างขึ้นคือ :

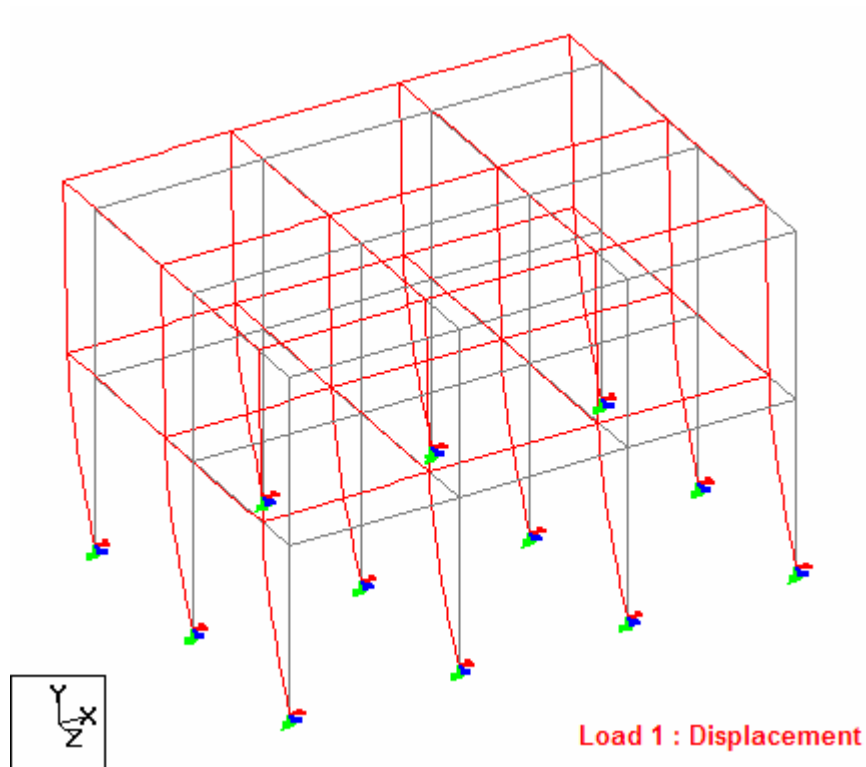
```
LOAD 2 LOADTYPE Wind TITLE FLOOR LOAD
FLOOR LOAD
YRANGE 3.9 4.1 FLOAD -0.6 XRANGE 0 12 ZRANGE 0 8 GY
YRANGE 7.9 8.1 FLOAD -0.4 XRANGE 0 12 ZRANGE 0 8 GY
```



ก ไปที่หน้า **Analysis/Print** เลือก **Print Option** ที่ต้องการ แล้วกดปุ่ม **Add**

ก ตั้งรันการคำนวณ **Analyze > Run Analysis...**

ก ในโหมด **Post Processing** ดู **Displacement** จาก **Wind Load**

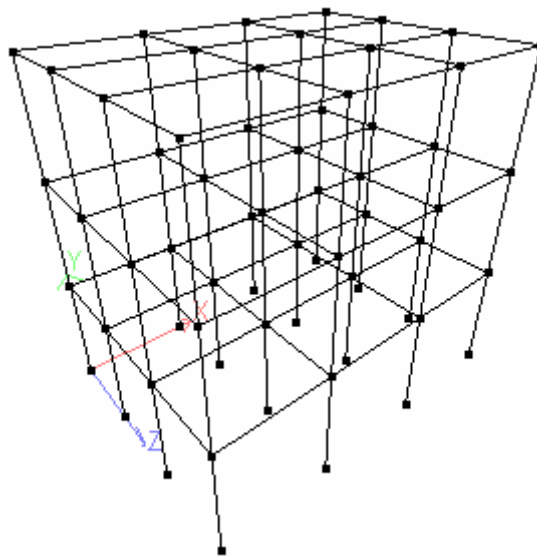




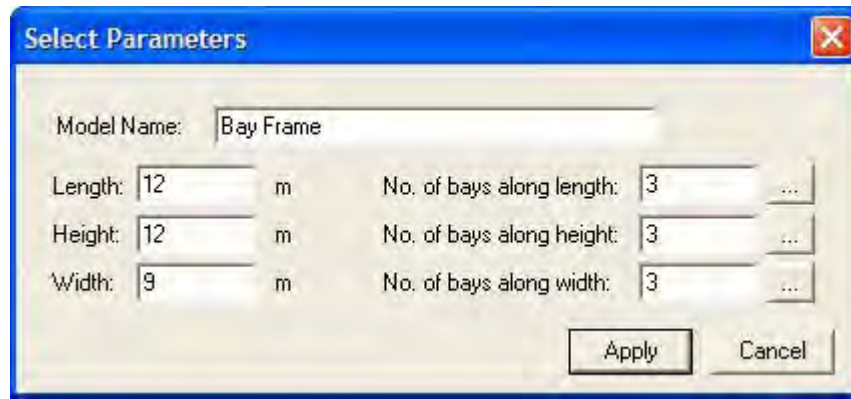
Seismic Load

Analysis of a Frame per UBC 1997

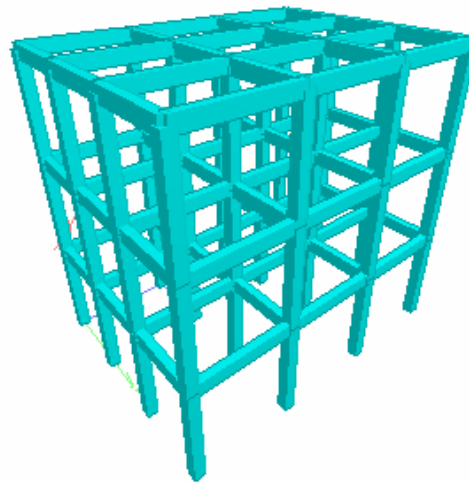
โครงสร้างเฟรมสามมิติในตัวอย่างนี้จะถูกวิเคราะห์โดยใช้เครื่องมือการสร้างแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน **UBC 1997**



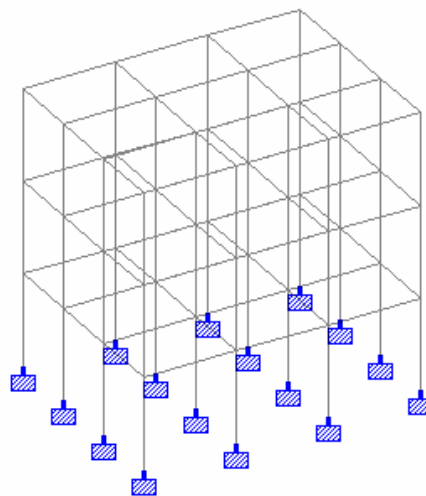
- n เริ่มต้นโปรแกรม เลือกชนิดโครงสร้าง **Space** ตั้งชื่อว่า **SeismicLoad.std**
- n เลือกหน่วยความยาว **Meter** หน่วยแรง **Metric Ton** แล้วคลิกปุ่ม **Next >**
- n เลือก **Open Structure Wizard** แล้วคลิกปุ่ม **Finish**
- n ในหน้าต่าง **StWizard** ที่แสดงขึ้นมาเลือกชนิดโครงสร้างเป็น **Frame Models** แล้วดับเบิลคลิกไอคอน **Bay Frame** ใส่ข้อมูลเพื่อสร้างโครงอาคารดังในรูป



- ก ไปหน้า **General | Property** คลิกปุ่ม **Define...** เลือกรายการ **Rectangle** สร้างหน้าตัด **YD = 0.40 m, ZD = 0.4 m** เป็นเสาทั้งหมด และ **YD = 0.50 m, ZD = 0.30 m** เป็นคานทั้งหมด เลือกวัสดุ **Material = CONCRETE** ใช้การเปลี่ยนมุมมองและกดปุ่ม **Ctrl** ค้างช่วยในการเลือกเสาและตีกรอบเลือกคาน
- ก ลองคลิกเมา์ที่ขวาเลือกรายการ **3D Rendering**



- ก กำหนดจุดรองรับเป็นแบบ **FIXED** : ไปที่หน้าย่อย **Support** สร้างจุดรองรับแบบ **FIXED** แล้วกำหนดให้แก่ฐานเสาทุกต้น



- ก ไปหน้า **General | Load** เลือกรายการ **Definitions | Seismic Definitions** คลิกปุ่ม **Add...** เลือกรายการ **Seismic** ตามมาตรฐาน **UBC 1997** กำหนดค่าพารามิเตอร์ต่างๆดังนี้

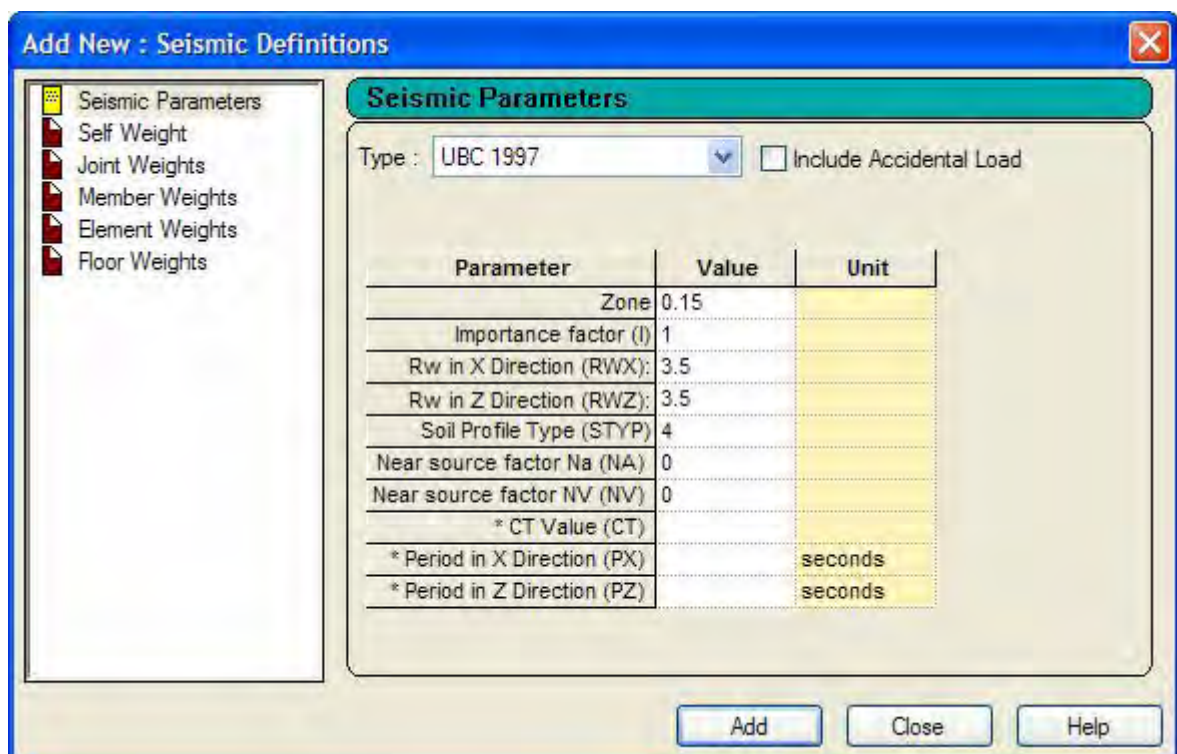
- พารามิเตอร์ **Zone** เป็นค่า **Seismic zone coefficient** เป็นความรุนแรงแผ่นดินไหวที่จะเกิดขึ้นในบริเวณนั้น

STAAD Value	Seismic Zone
0.075	1
0.15	2A
0.20	2B
0.30	3
0.40	4

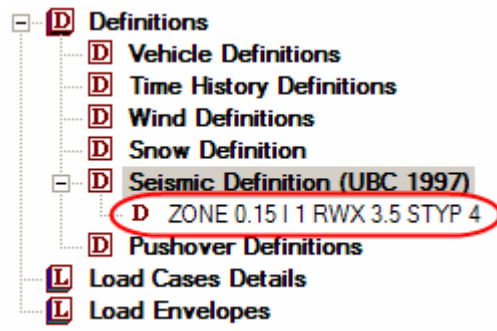
- Importance factor (I)** แสดงความสำคัญของอาคาร ส่วน **RWX** และ **RWZ** คือ พารามิเตอร์การตอบสนองตามลักษณะโครงสร้างจาก **Table 16-N**
- พารามิเตอร์ชนิดของดิน **Soil Profile Type (STYP)** มีค่าจาก 1 ถึง 5 มีค่าสัมพันธ์กับ **Table 16-J** ของ **UBC 1997** ดังนี้:

STAAD Value	Soil Profile Type
1	S _A
2	S _B
3	S _C
4	S _D
5	S _E

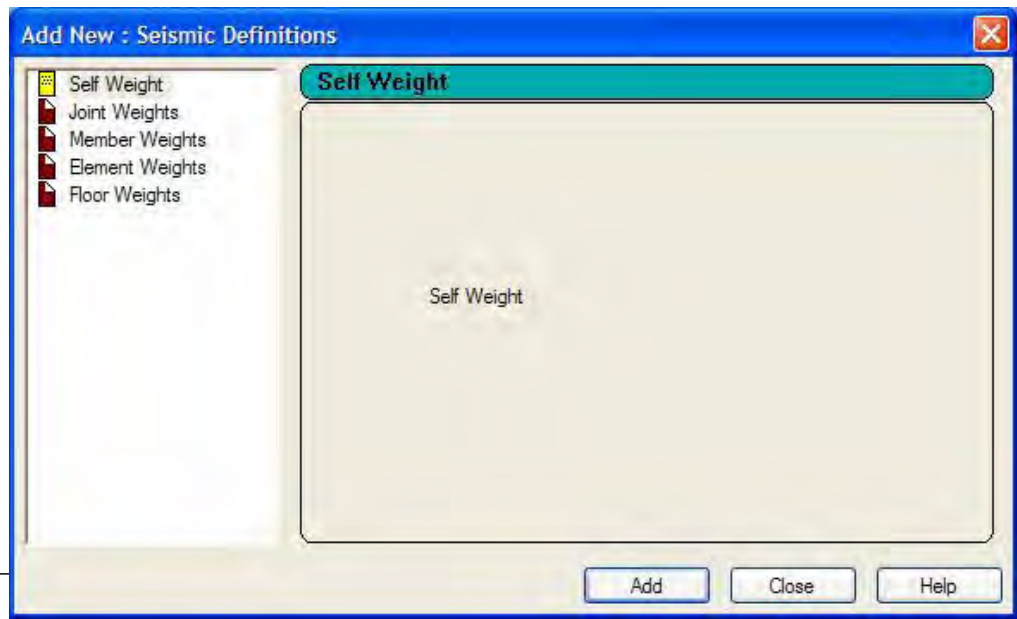
- ส่วนพารามิเตอร์ **CT** และคาบการสั่น(**Period**)ในทิศทาง **X** และ **Z** นั้นไม่ต้องใส่ก็ได้ โปรแกรมจะคำนวณเอง



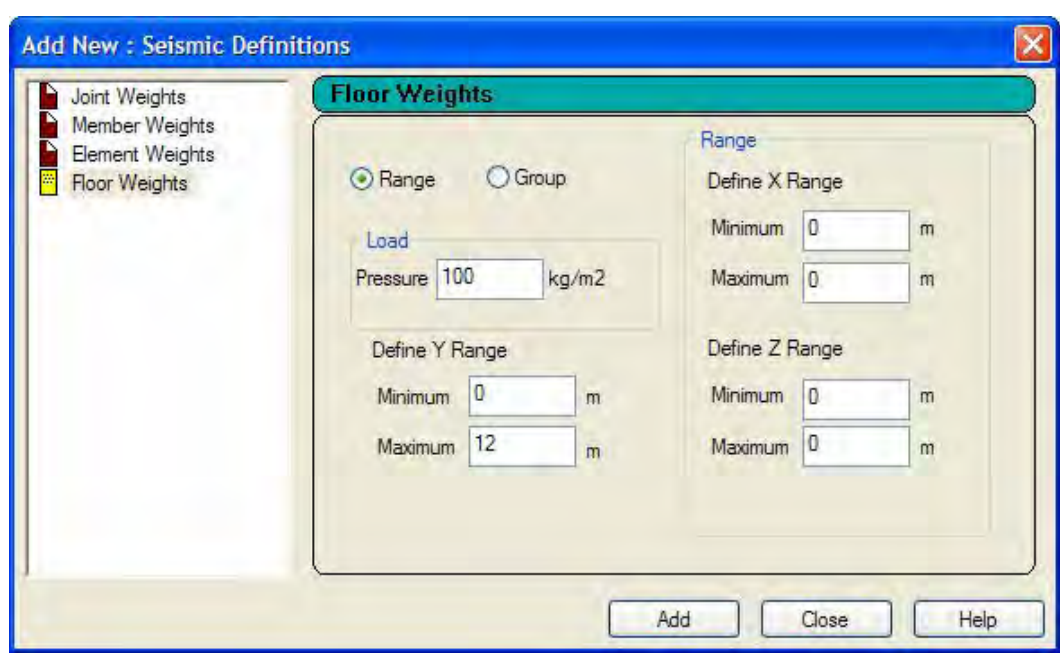
- เมื่อคลิกปุ่ม **Add** ตามด้วย **Close** รายการในหน้าต่าง **Load** จะกลายเป็น



n คลิกรายการที่นิยามขึ้นใหม่แล้วคลิกปุ่ม **Add...**



ก่อนหน้านี้เราได้นิยามน้ำหนักแผ่นดินไหวในขั้นแรกไปแล้วคือกำหนดพารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้องเช่น **Zone factor, Importance factor, Site coefficient etc.** ในส่วนของการกำหนดน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง **Seismic Weight** ซึ่งจะใช้ในการคำนวณแรงเฉือนที่ฐาน(**base shear**) ในตัวอย่างนี้เราจะใช้ **Self Weight** และ **25%** ของ **Floor Load** คือ $400/4 = 100 \text{ kg/m}^2$

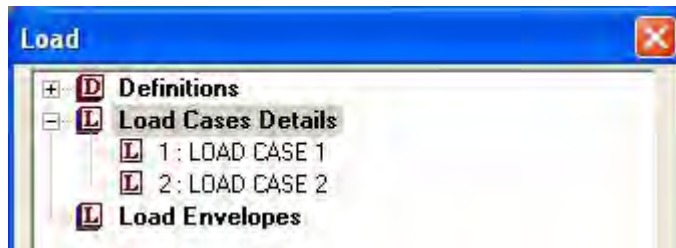


คำสั่งที่ถูกสร้างขึ้นมาคือ

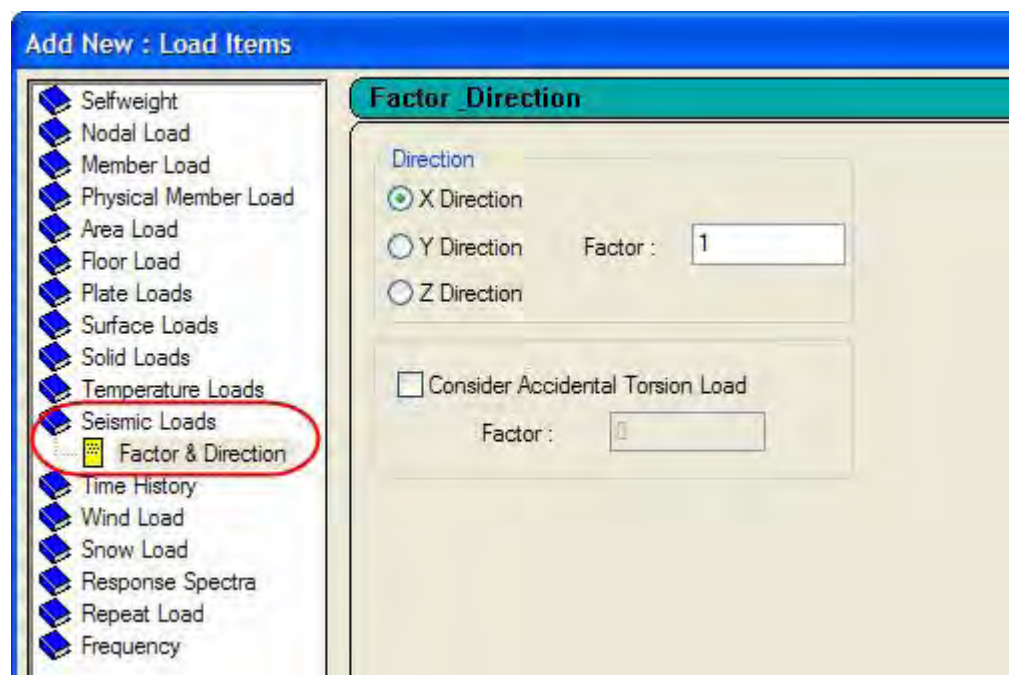
```

DEFINE UBC LOAD
ZONE 0.15 I 1 RWX 3.5 RWZ 3.5 STYP 4
SELFWEIGHT
FLOOR WEIGHT
YRANGE 0 12 FLOAD 0.1
    
```

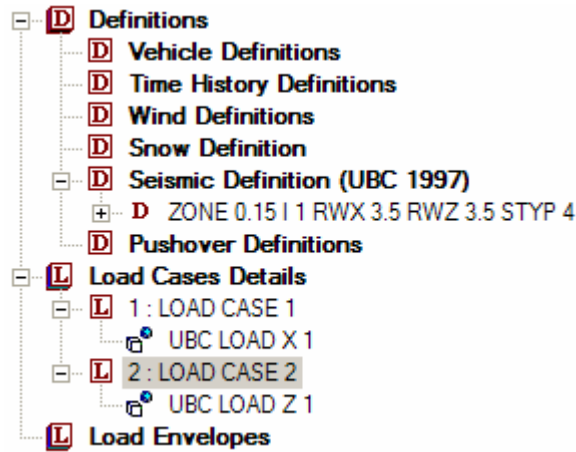
- n ขั้นตอนที่สองจะสร้างกรณีบรรทุกแล้วใส่น้ำหนักที่นิยามไว้กระทำในทิศทางที่ต้องการ
- n เลือกรายการ **Load Cases Details** คลิกปุ่ม **Add...** ในหน้าต่าง **Primary** เลือก **Load Type = Seismic** ป้อนเป็นชื่อ **LOAD CASE 1** ก็ได้ แล้วคลิกปุ่ม **Add**
- n สร้าง **LOAD CASE 2** ในลักษณะเดียวกัน รายการในหน้าต่าง **Load** จะเพิ่มขึ้นเป็น



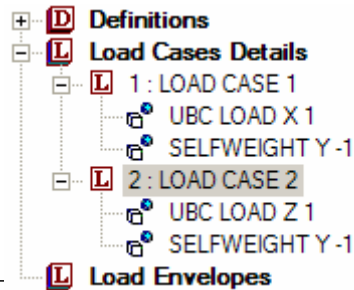
- n คลิกเลือก **LOAD CASE 1** แล้วคลิกปุ่ม **Add...**
- n ในหน้าต่าง **Add New : Load Item** เลือกรายการ **Seismic Loads** เพื่อกำหนดทิศทางและค่าแฟกเตอร์ดังในรูป
- n คลิกเลือก **X Direction** และใส่ค่า **Factor = 1** แล้วคลิกปุ่ม **Add**



n สำหรับ **LOAD CASE 2** เลือก **Z Direction** และ **Factor = 1** คลิกปุ่ม **Add**



n ในแต่ละ **LOAD CASE** เราจะใส่น้ำหนักในแนวดิ่งเพิ่มอีกคือน้ำหนักตัวเอง ให้คลิกที่รายการแต่ละ **LOAD CASE** แล้วเลือก **SELF WEIGHT Y -1** รายการจะเพิ่มเป็น



n ไปที่หน้า **Analysis/Print** เลือก **Print Option** ที่ต้องการ

n ตั้งรันการคำนวณ **Analyze | Run Analysis...**

n ผลการคำนวณแรงเฉือนที่ฐานตามมาตรฐาน **UBC 1997** ในไฟล์แสดงผลคือ

```

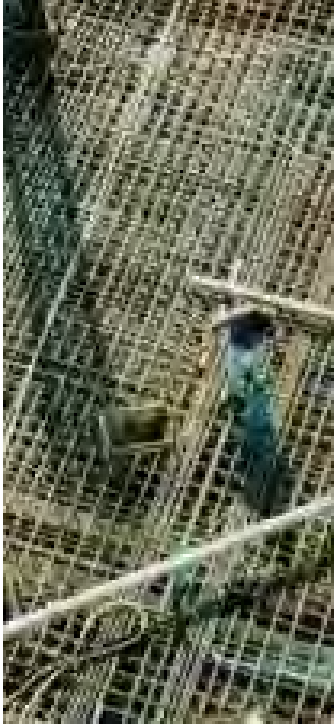
*****
*
* X DIRECTION : Ta = 0.472 Tb = 0.377 Tuser = 0.000 *
* T = 0.377, LOAD FACTOR = 1.000 *
* UBC TYPE = 97 *
* UBC FACTOR V = 0.1571 x 197027.48 = 30961.46 KG *
*
*****

*****
*
* Z DIRECTION : Ta = 0.472 Tb = 0.364 Tuser = 0.000 *
* T = 0.364, LOAD FACTOR = 1.000 *
* UBC TYPE = 97 *
* UBC FACTOR V = 0.1571 x 197027.48 = 30961.46 KG *
*
*****
    
```



Building Design

Lecture 9 – Floor Systems in Buildings 1



- Floor System in Buildings
- Flat Slabs & Flat Plates
- Column & Middle Strips
- Total Factored Statics Moment
- Direct Design Method, DDM
- Slab Thickness Limitations

Mongkol JIRAVACHARADET

SURANAREE

INSTITUTE OF ENGINEERING

UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING

Floor Systems in Buildings

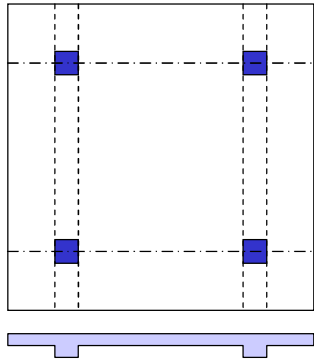
Reinforced Concrete Framing:

- One-Way Slabs on Beams and Girders
- One-Way Pan Joists and Beams
- Two-Way Slabs and Beams.
- Two-Way Flat Slabs
- Two-Way Flat Plates
- Two-Way Waffle Flat Slabs

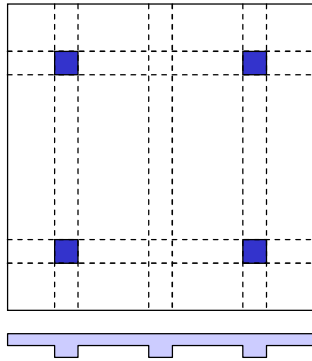
Steel Framing:

- One-Way Beam System
- Two-Way Beam System
- Three-Way Beam System
- Composite Steel-Concrete Floor Systems.

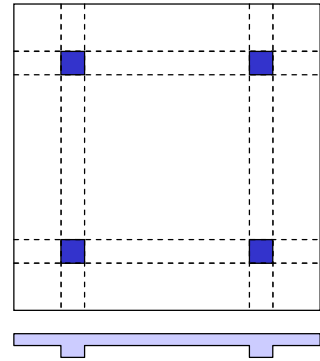
Types of Slab in RC Buildings



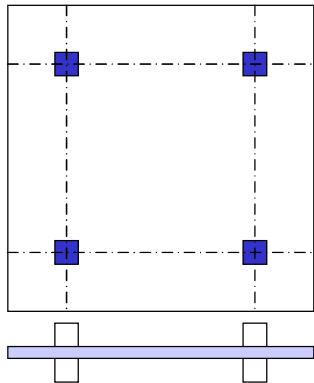
One-way slab



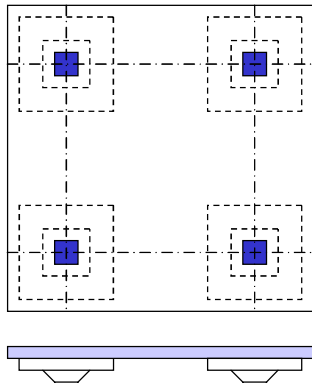
One-way slab



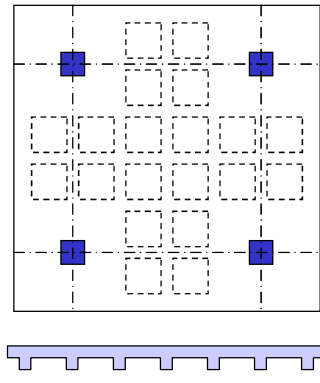
Two-way slab



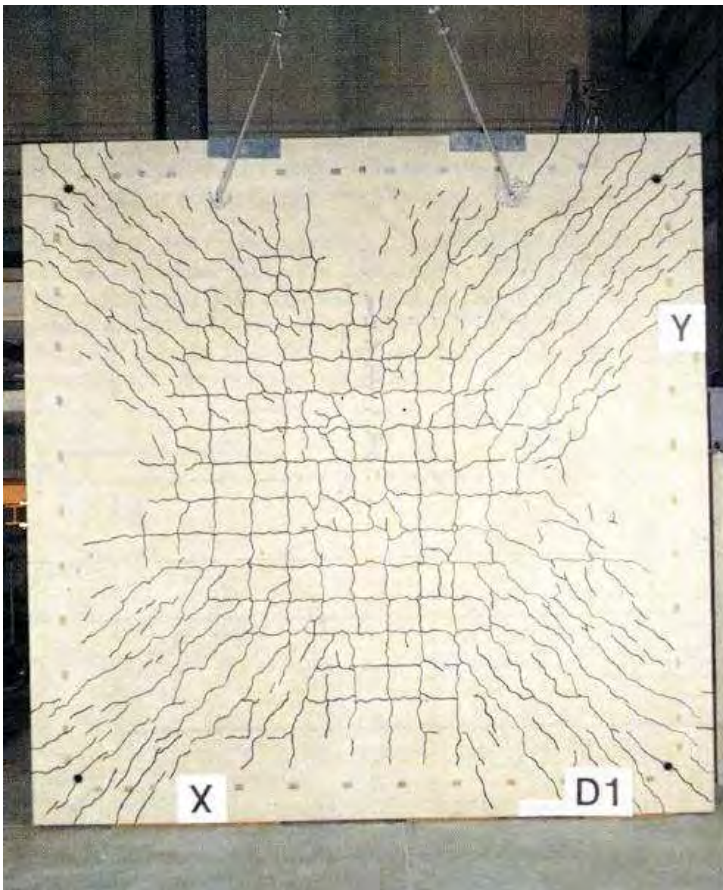
Flat plate



Flat slab

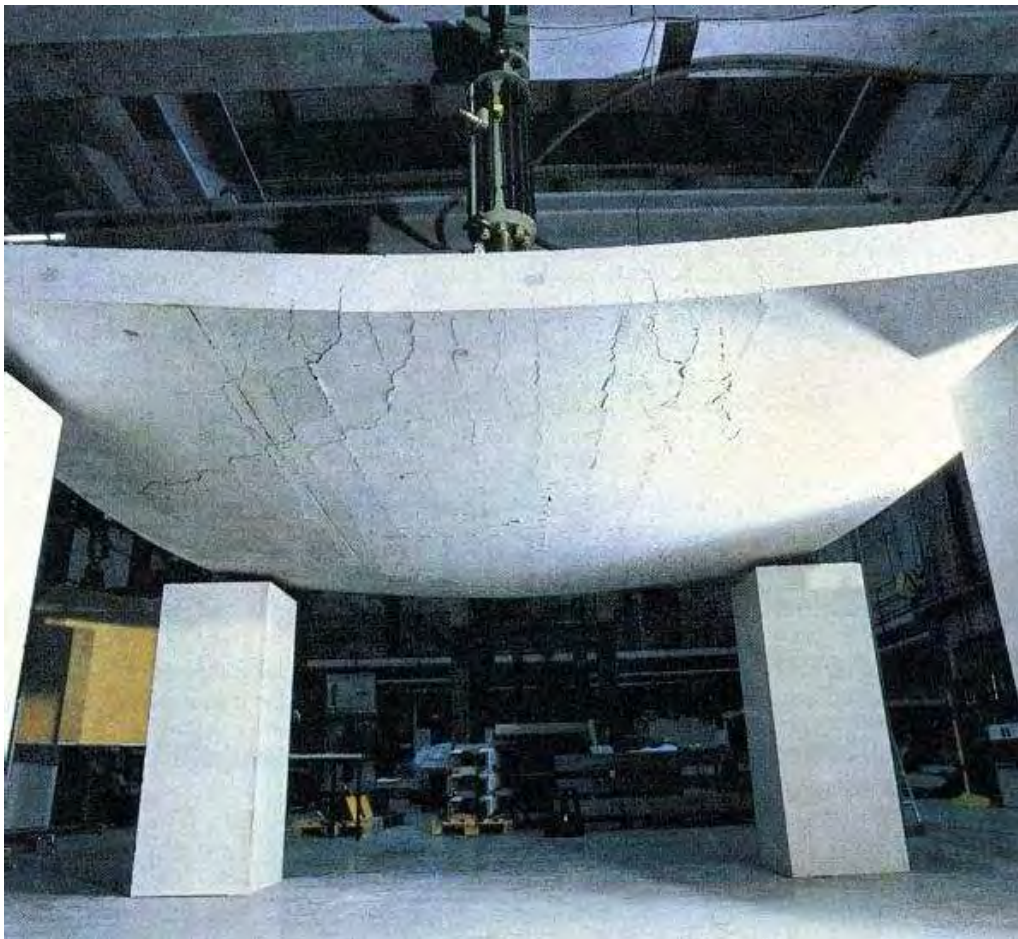


Grid slab



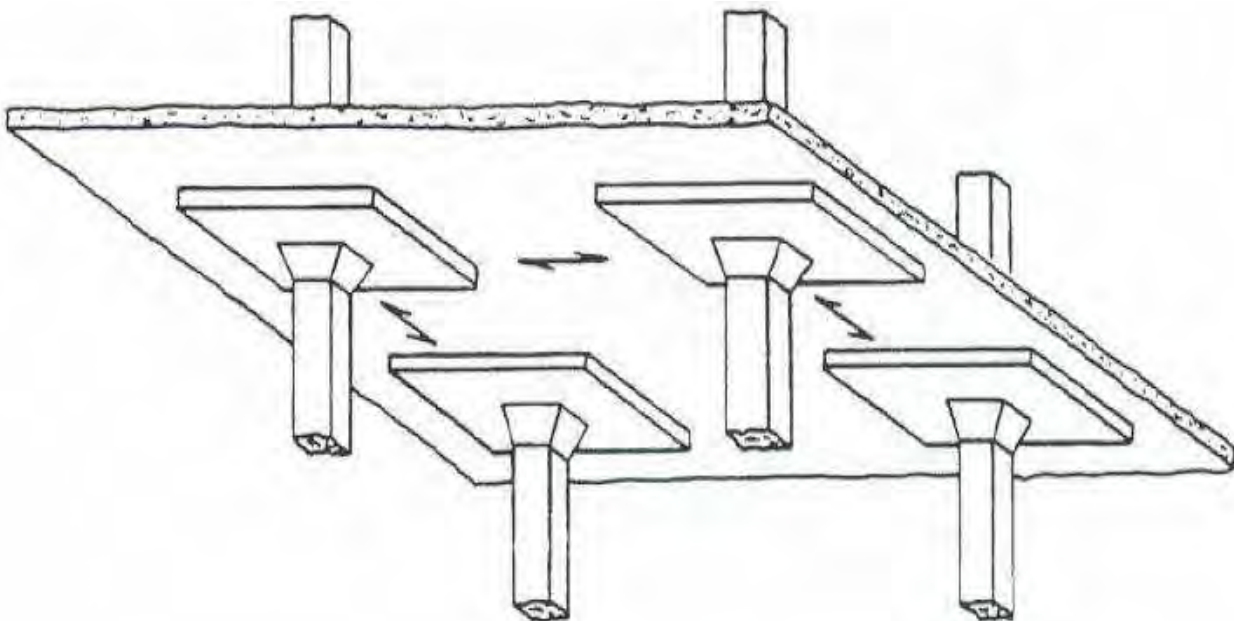
Experiments are conducted to see how a flat plate behave at extreme loading conditions.

This flat plate shows the pattern of failure of both shear and flexural stresses.



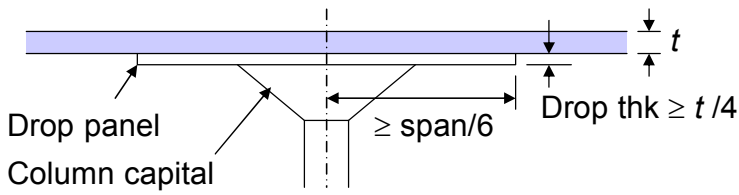
This flat plate shows the large deflections that appear before failure.

A *two-way flat slab* requires capitals or drop panels at the columns to increase their shear and negative moment capacities at the supports.

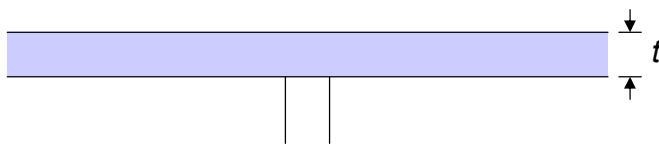
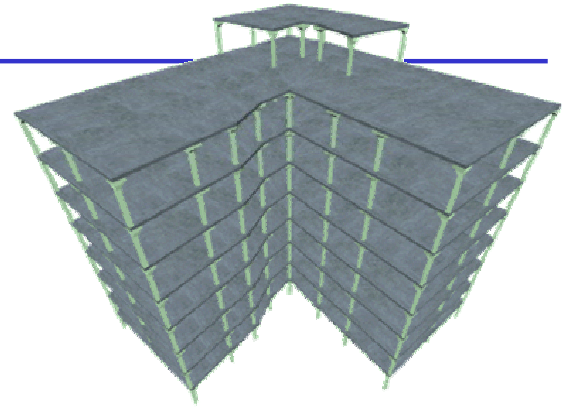


This system is suited for heavier loads and longer spans, and when the bays are roughly square.

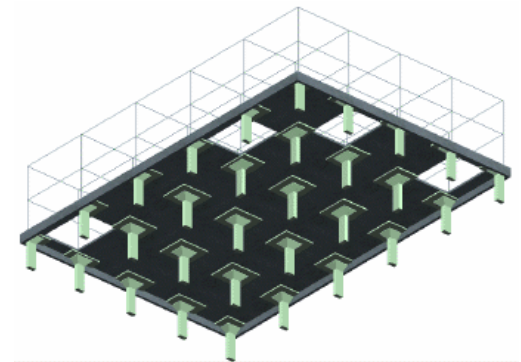
Flat Slabs & Flat Plates



Flat slabs



Flat plates



Flat-Plate and Flat-Slab Structures.

This is the simplest of all structural floor forms. It consists of uniform slabs 5 to 8 inches thick, rigidly connected to columns.

This flat-plate has drop panels. It provides a minimum floor depth, and behaves like a rigid frame under lateral loads.

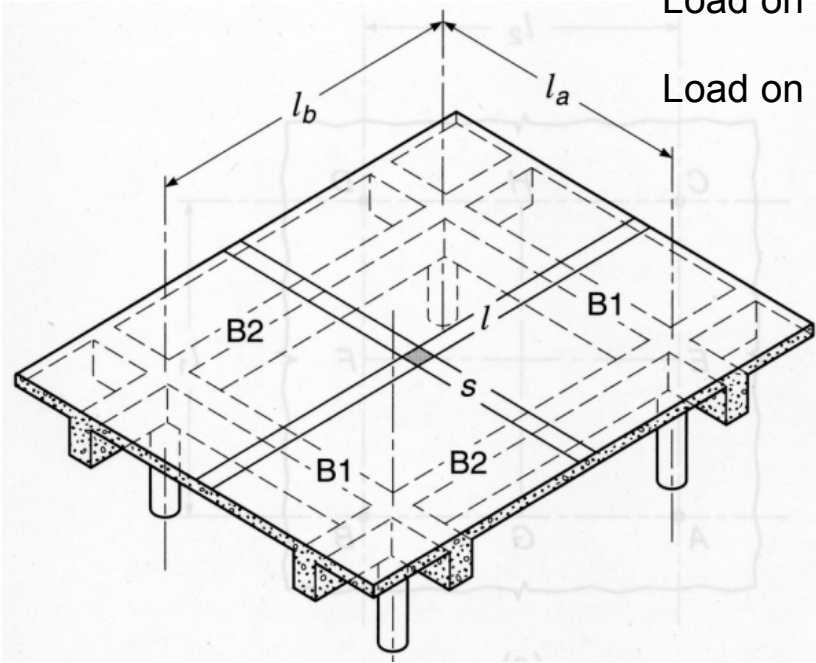
Flat-plates are economical up to spans of 25 feet whereas flat-slabs are economical up to spans of 38 ft. These systems are economical up to about 25 stories.

Two-way slab with beams

Floor load w is shared to slab strip l_a in short dir. and l_b in long dir.

Load on l_b is delivered to B1 in short dir.

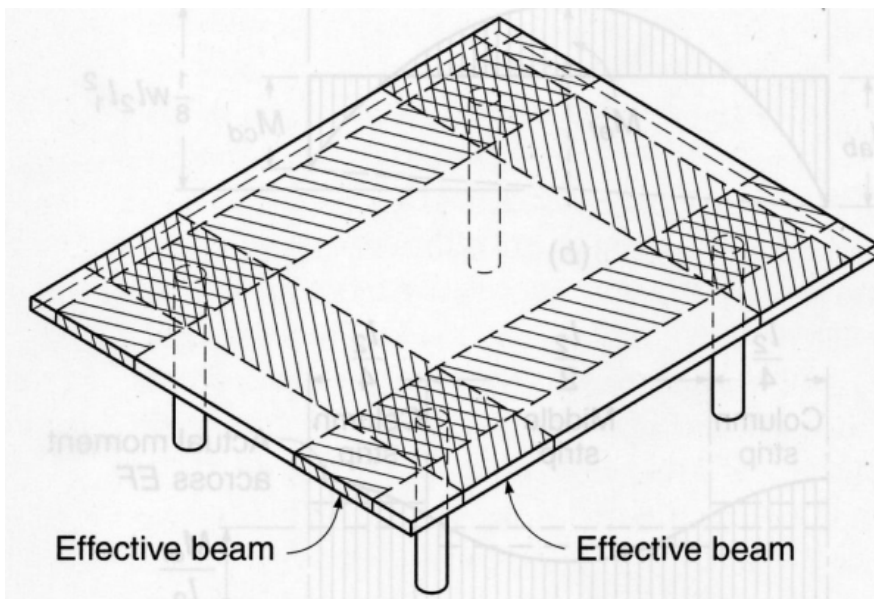
Load on l_a is delivered to B2 in long dir.



100% of floor load must be carried in each direction

Two-way slab without beams

Broad strips of slab centered on column line function as beams.



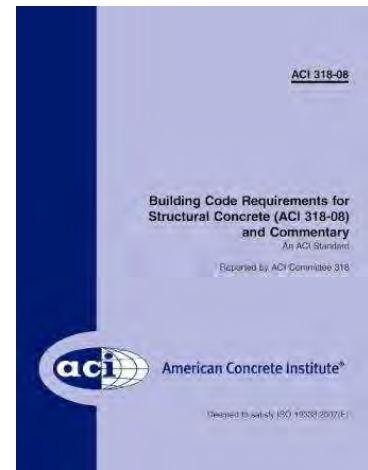
also...

100% of floor load must be carried in each direction

ACI 318-05

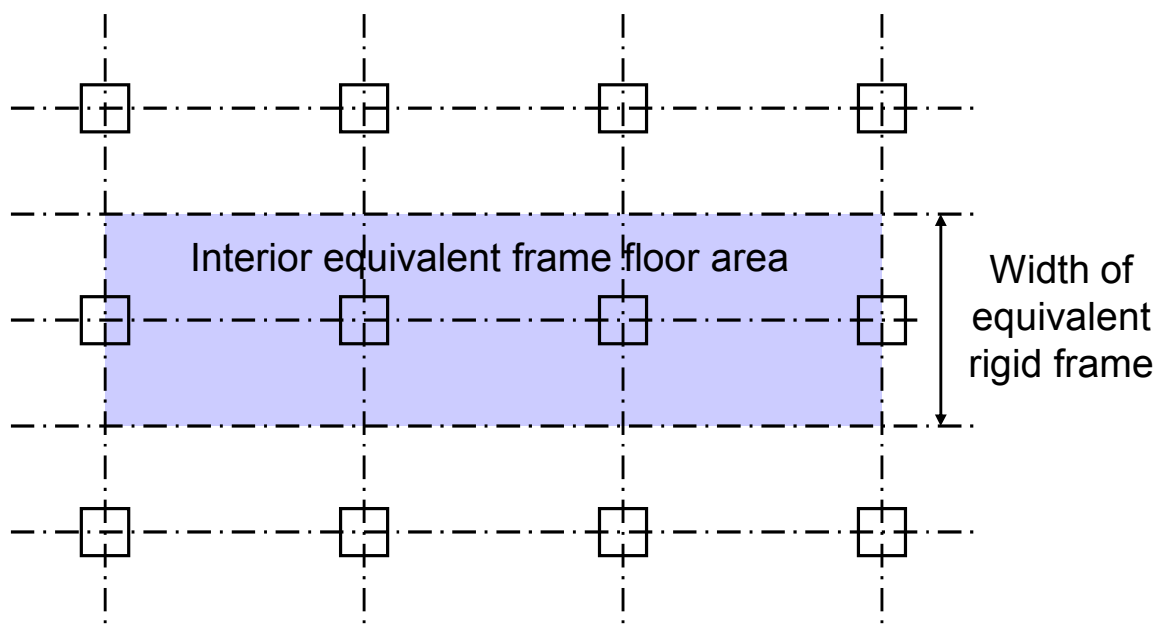
BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE (ACI 318-05) AND COMMENTARY (ACI 318R-05)

CHAPTER 13 – TWO-WAY SLAB SYSTEMS



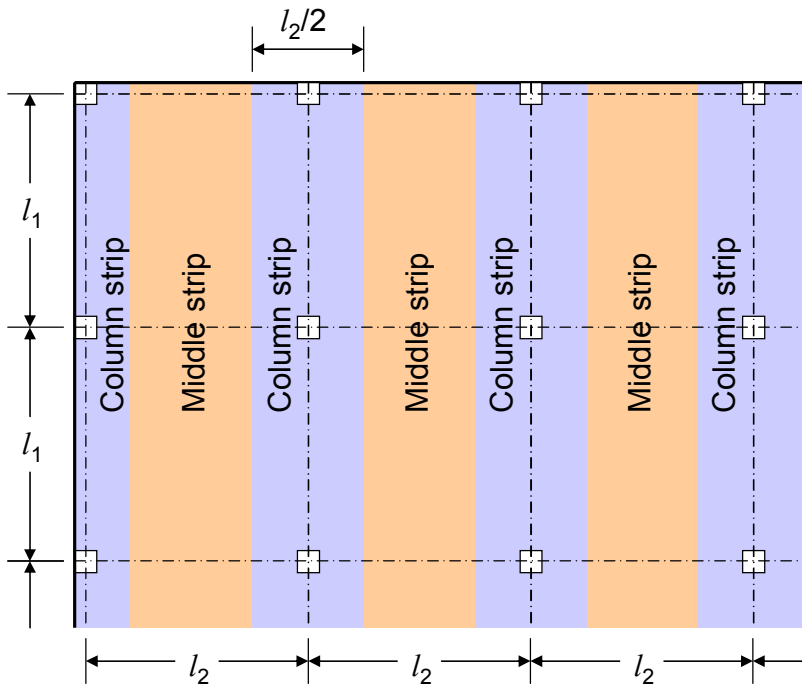
General Design Concept of ACI Code

- 1) Approximate moment and shear coefficient by **Direct Design Method (DDM)**
- 2) Structural analysis as a frame by **Equivalent Frame Method (EFM)**



Column and Middle-strips

ACI: Column strip is a design strip with a width on each side of a column centerline equal to $0.25l_2$ or $0.25l_1$, which ever is less. Column strip includes beams, if any.



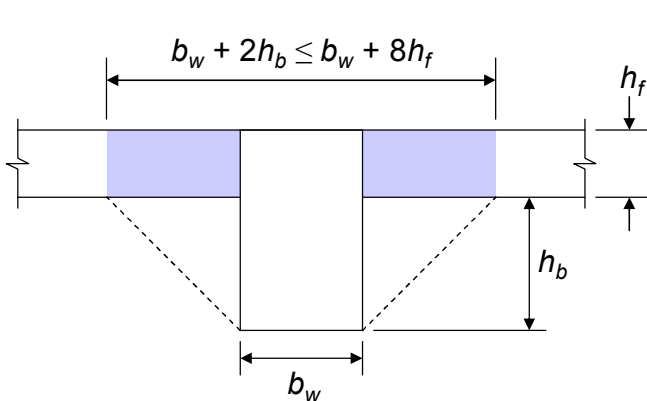
l_1 = span in the direction of moment analysis

l_2 = span in the lateral direction

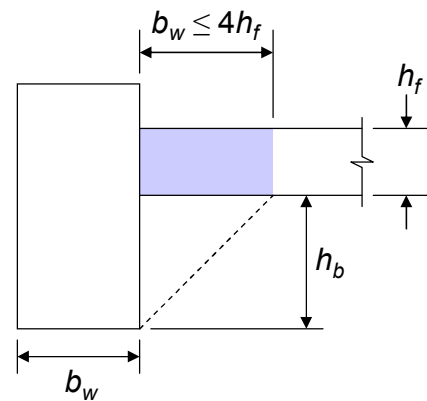
Middle strip is a design strip bounded by two column strips.

Portion of slab to be included with beam

For monolithic or fully composite construction, beams are defined to include that portion of slab extending a distance equal to the projection of the beam but not greater than 4 times the slab thickness.

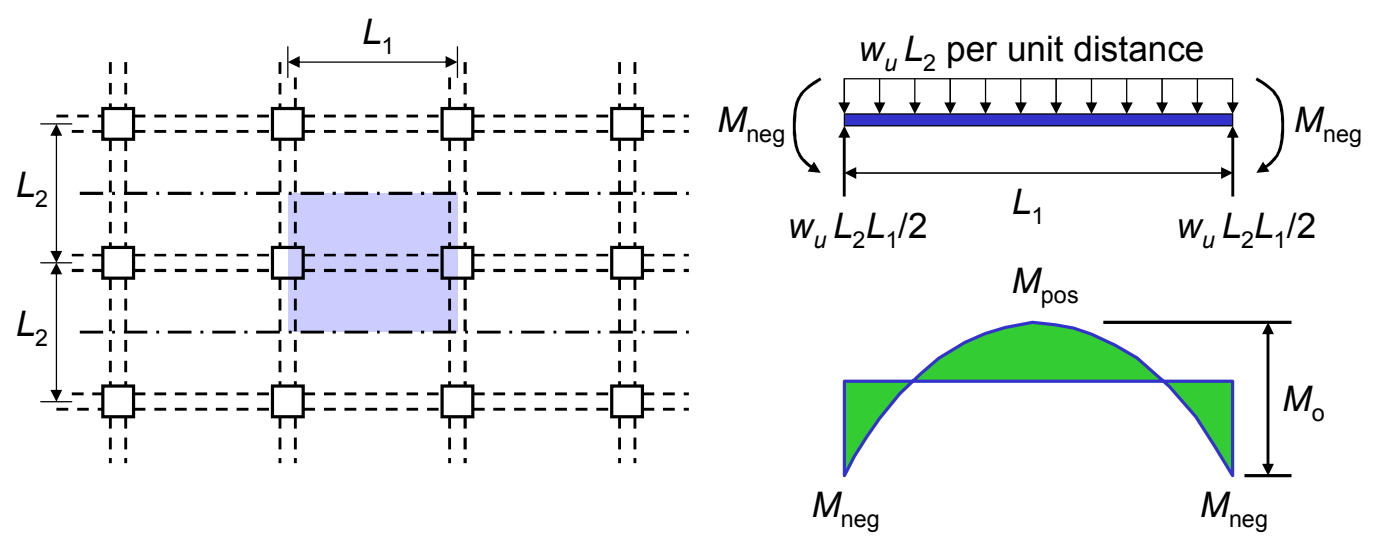


Symmetric slab



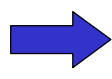
Single side slab

Total Factored Static Moment



Absolute sum of positive & negative factored moments:

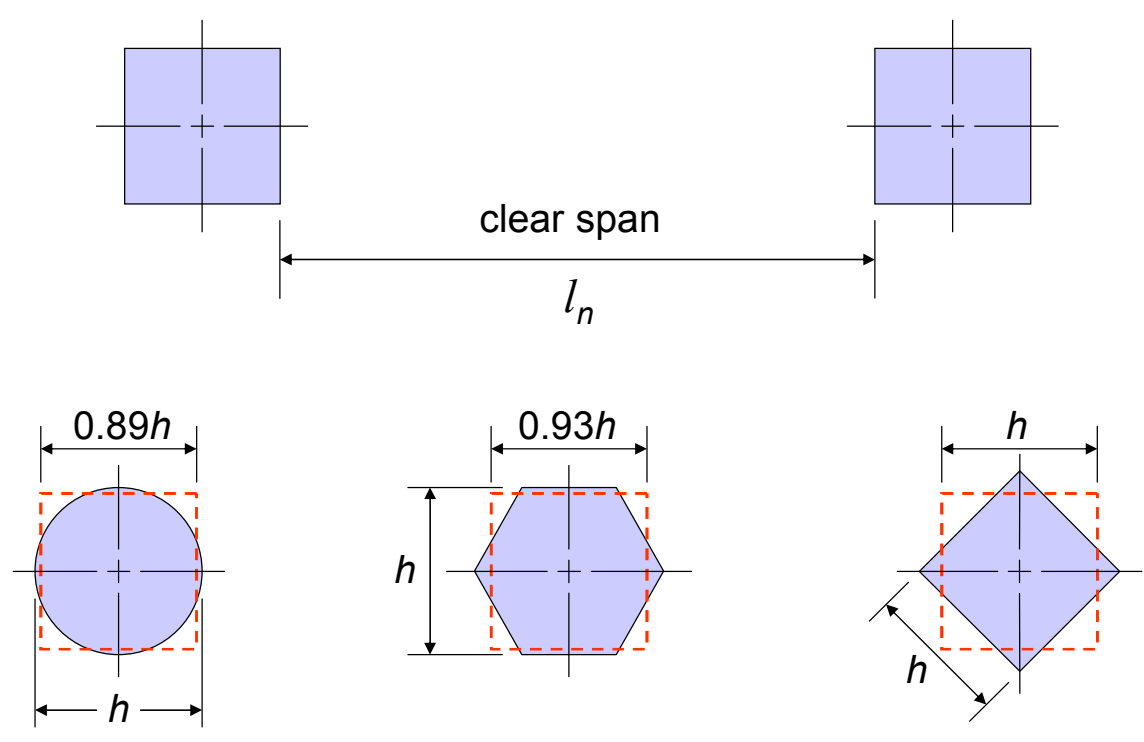
$$M_o = M_{neg} + M_{pos} = \frac{w_u L_2 L_1^2}{8}$$



$$\text{ACI: } M_o = \frac{q_u l_2 l_n^2}{8}$$

l_n = length of clear span in direction that moments are being determined

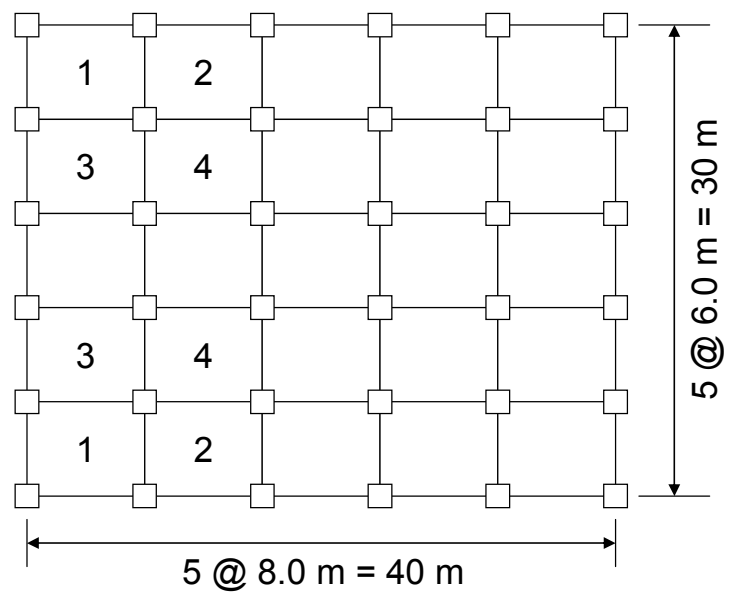
Equivalent square section for supporting member





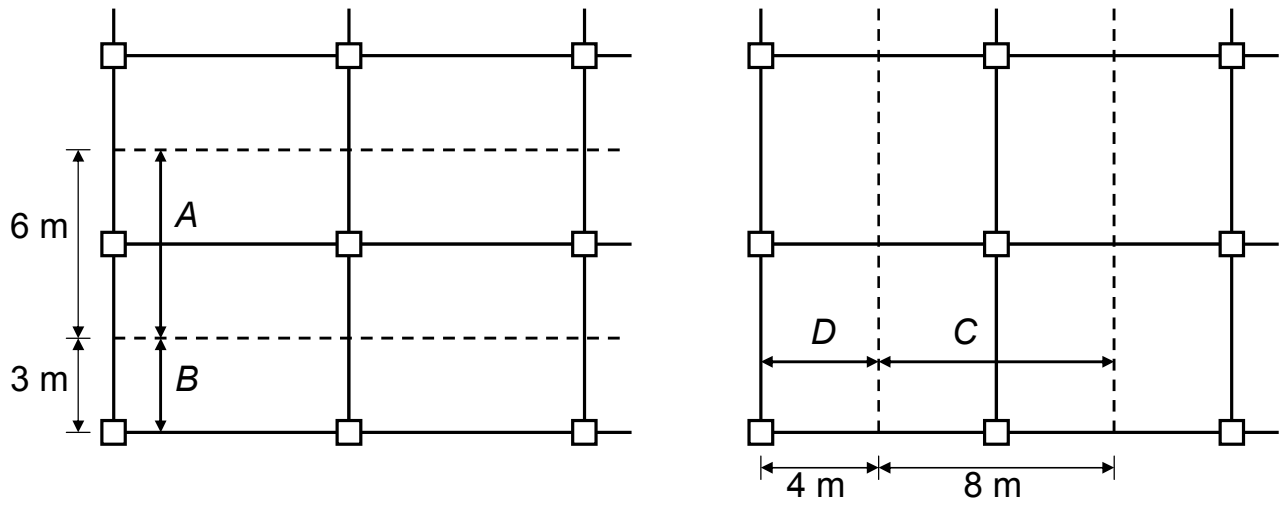
Data for Two-Way Slab (with Beams) Design Example

Two-way slab with total area 1,200 m² is divided into 25 panels with size of 6 x 8 m



- $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 2,400 \text{ kg/cm}^2$
- Service $LL = 600 \text{ kg/m}^2$
- Story height = 3.5 m
- Assume:**
- Slab thickness = 17 cm
- Long beam 40 x 80 cm
- Short beam 30 x 60 cm
- Columns 40 x 40 cm

Example 1: For two-way slab (with beam) design example, determine the total factored static moment in a loaded span in each of the four equivalent rigid frames whose widths are designated *A*, *B*, *C* and *D*.



Factored load w_u per unit floor area is

$$\begin{aligned}
 w_u &= 1.4w_D + 1.7w_L \\
 &= 1.4(0.17 \times 2,400) + 1.7(600) \\
 &= 571 + 1,020 = 1,591 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$



Compute total factored static moments using clear span (face-to-face of columns)

for frame A, $M_0 = \frac{1}{8} w_u L_2 L_n^2 = \frac{1}{8} (1.591)(6.0)(8.0 - 0.4)^2 = 68.92 \text{ t - m}$

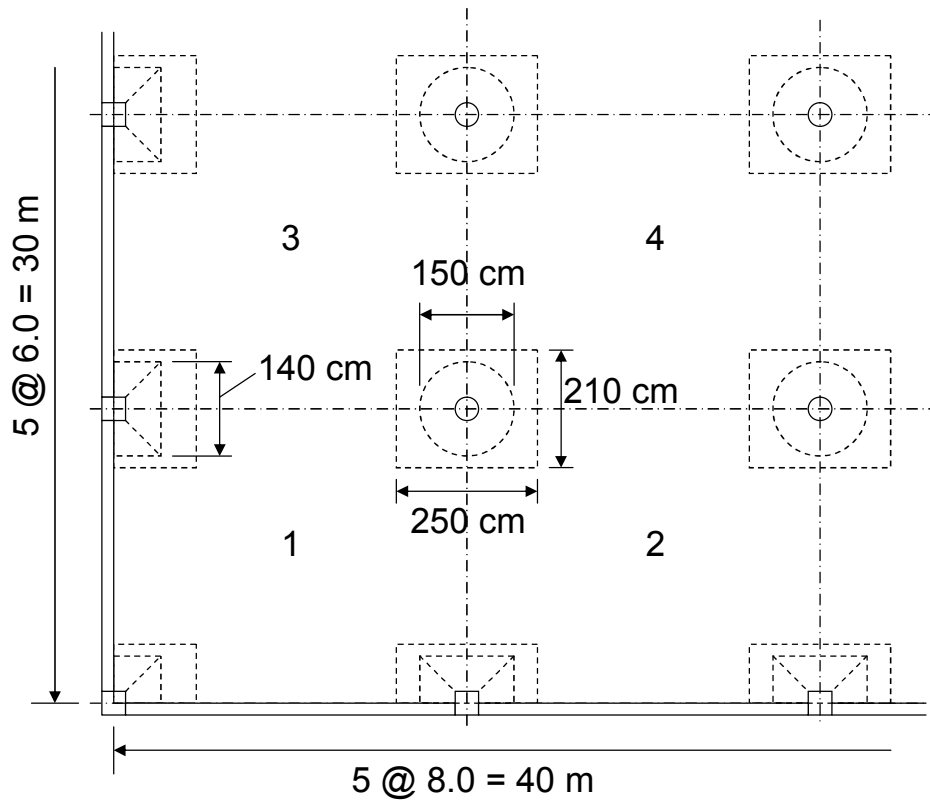
for frame B, $M_0 = 34.46 \text{ t - m}$

for frame C, $M_0 = \frac{1}{8} w_u L_2 L_n^2 = \frac{1}{8} (1.591)(8.0)(6.0 - 0.4)^2 = 49.89 \text{ t - m}$

for frame D, $M_0 = 24.95 \text{ t - m}$

Data for Flat Slab Design Example

Total area 1,200 m² is divided into 25 panels with size of 6 x 8 m



- $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 3,000 \text{ kg/cm}^2$
- Service LL = 600 kg/m²
- Story height = 3.5 m
- Assume:**
- Slab thickness = 19 cm
- Drop panel = 27 cm
- Edge beam 40 x 60 cm
- Ext. Columns 40 x 40 cm
- Int. Columns \varnothing 50 cm

Example 2: For flat slab design example, determine the total factored static moment in the long and short directions of an interior panel.

Neglecting drop panel weight, the factored load w_u per unit floor area is

$$\begin{aligned} w_u &= 1.4w_D + 1.7w_L \\ &= 1.4(0.19 \times 2,400) + 1.7(600) \\ &= 638 + 1,020 = 1,658 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

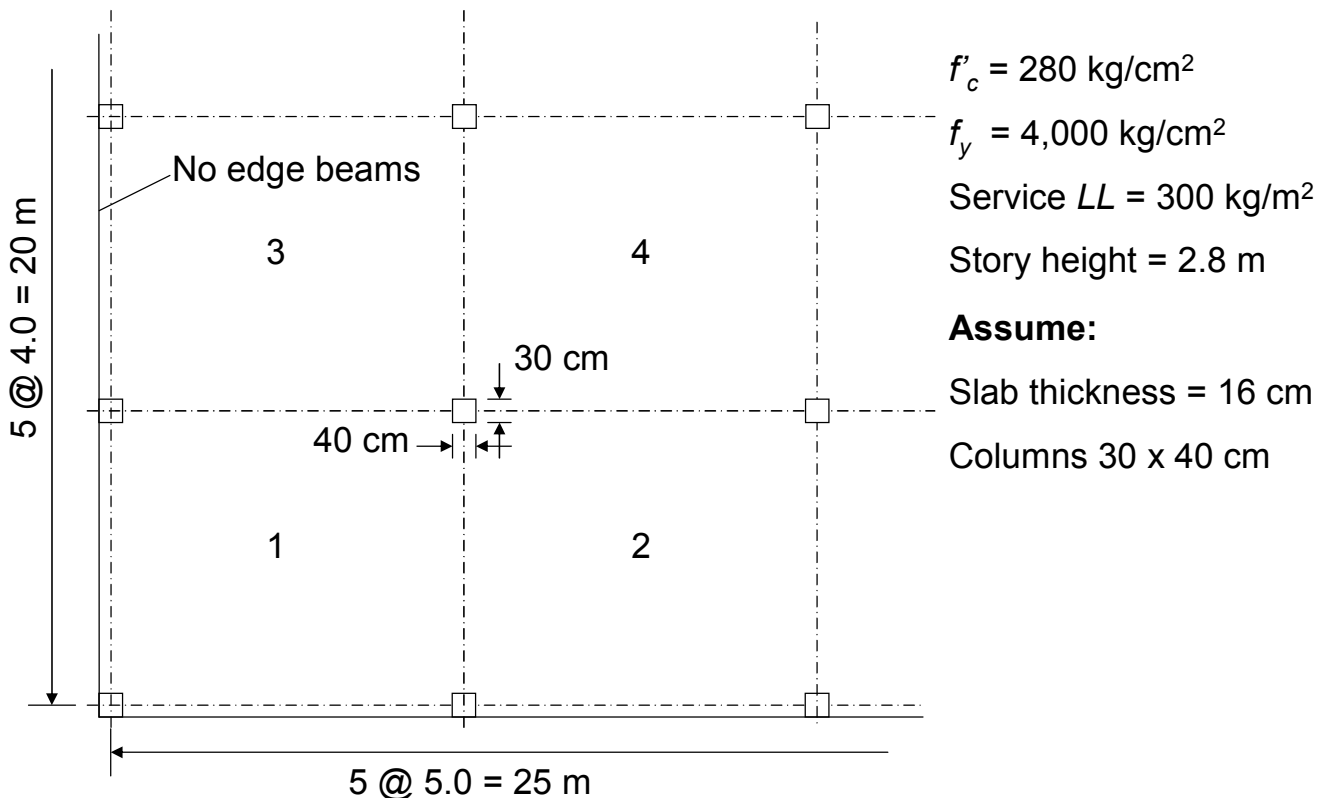
Compute total factored static moments using clear span (face-to-face of columns)

$$\begin{aligned} \text{Long direction, } M_0 &= \frac{1}{8} w_u L_2 L_n^2 = \frac{1}{8} (1.658)(6.0)(8.0 - 0.89 \times 1.5)^2 \\ &= 55.24 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Short direction, } M_0 &= \frac{1}{8} w_u L_2 L_n^2 = \frac{1}{8} (1.658)(8.0)(6.0 - 0.89 \times 1.5)^2 \\ &= 36.08 \text{ t-m} \end{aligned}$$

Data for Flat Plate Design Example

Total area 500 m² is divided into 25 panels with size of 4 x 5 m





Example 3: For flat plate design example, determine the total factored moment in the long and short directions of an interior panel.

Neglecting drop panel weight, the factored load w_u per unit floor area is

$$\begin{aligned}w_u &= 1.4w_D + 1.7w_L \\ &= 1.4(0.16 \times 2,400) + 1.7(300) \\ &= 538 + 510 = 1,048 \text{ kg/m}^2\end{aligned}$$

Compute total factored static moments using clear span (face-to-face of columns)

$$\text{Long direction, } M_0 = \frac{1}{8}(1.048)(4.0)(5.0 - 0.4)^2 = 11.09 \text{ t - m}$$

$$\text{Short direction, } M_0 = \frac{1}{8}(1.048)(5.0)(4.0 - 0.3)^2 = 8.97 \text{ t - m}$$

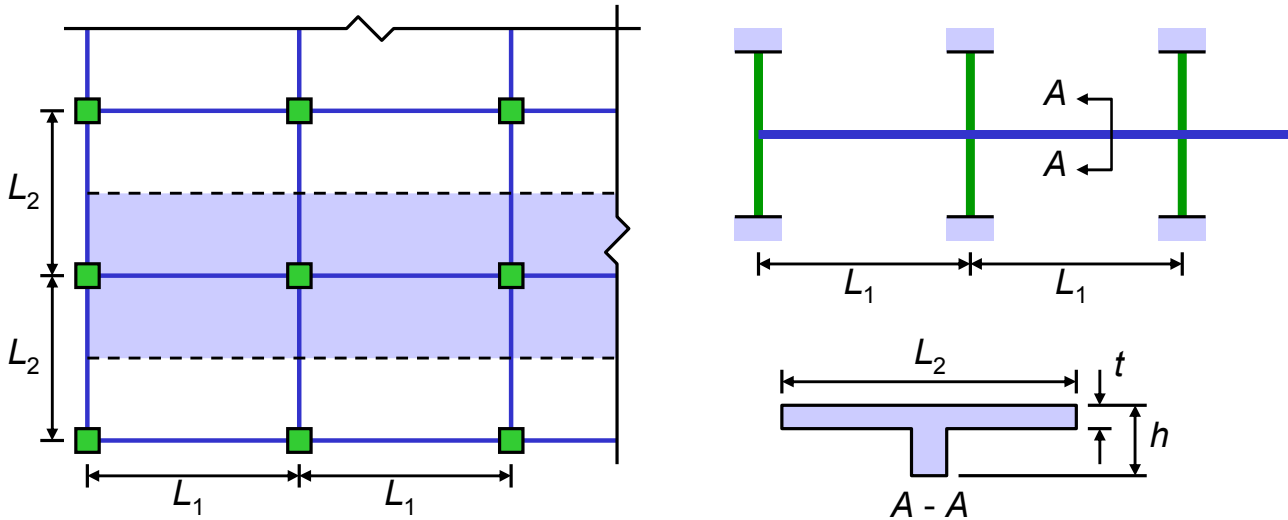
DIRECT DESIGN METHOD (DDM)

The Six Limitations:

- 1) At least 3 spans in each direction
- 2) Rectangular panel with long/short span ratio ≤ 2
- 3) Successive span not differ $> 1/3$ longer span
- 4) Max column offset 10% span length
- 5) Gravity load only and $LL \leq 2DL$
- 6) If beams are used on column lines, relative stiffness of beams in 2 directions:

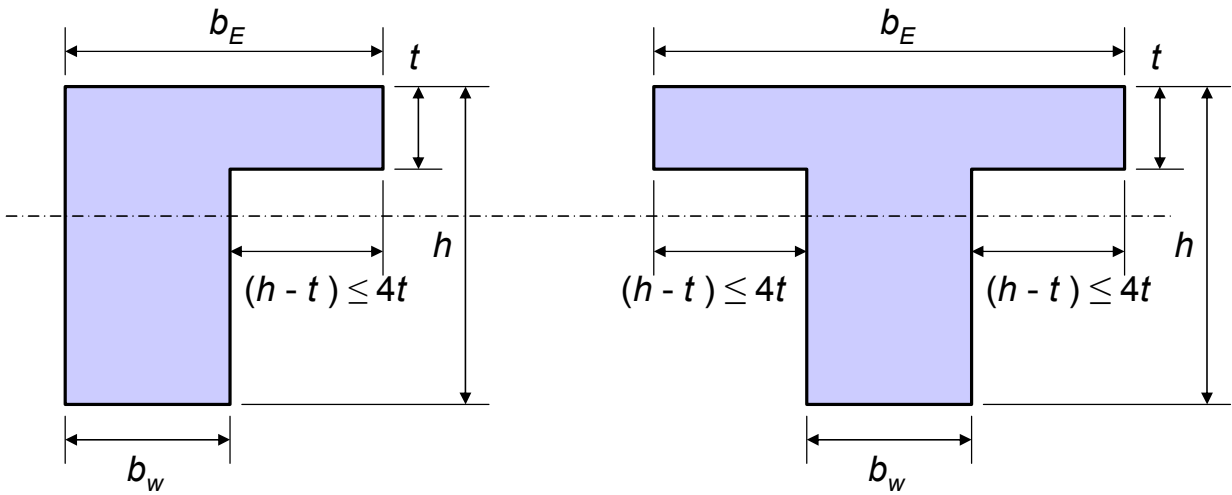
$$0.2 \leq \frac{\alpha_1 \ell_2^2}{\alpha_2 \ell_1^2} \leq 5.0$$

Relative stiffness of beam and slab spanning, α



$$\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} = \frac{\text{Beam flexural rigidity}}{\text{Slab flexural rigidity}}$$

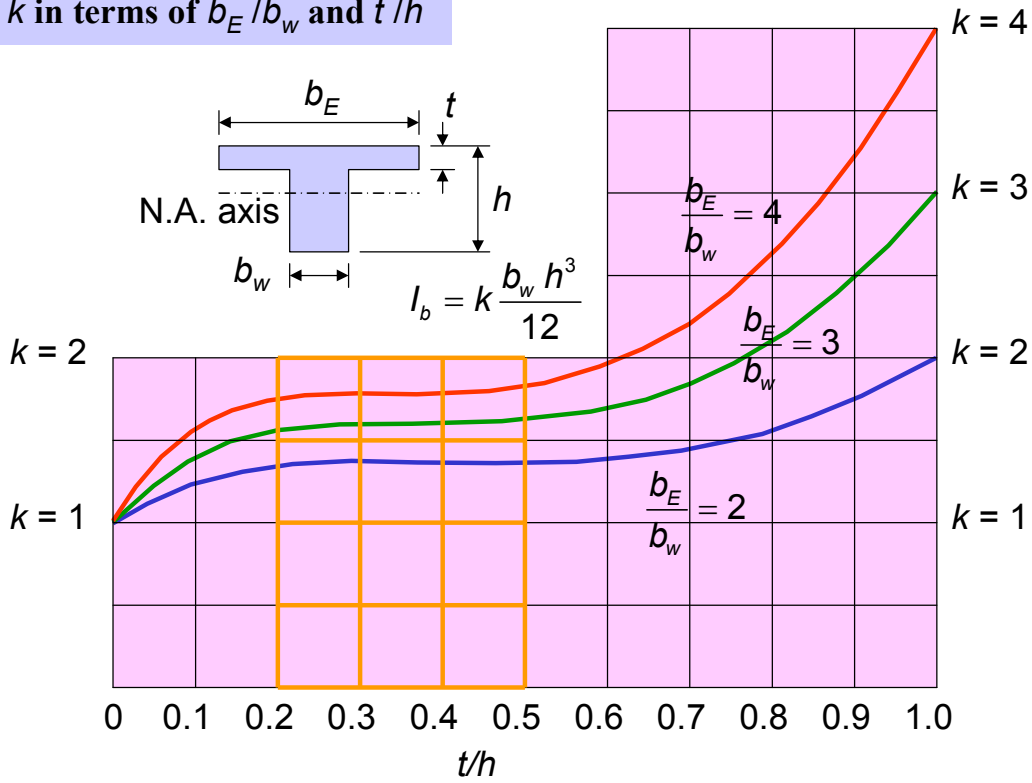
Moment of Inertia of Cross-section



$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12}$$

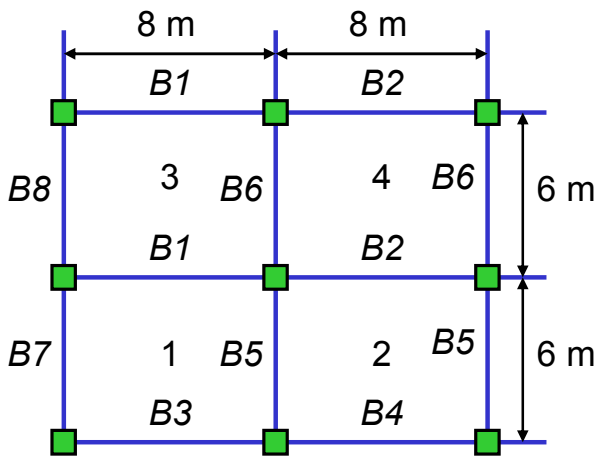
$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_E}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_E}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{b_E}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

Values of k in terms of b_E/b_w and t/h



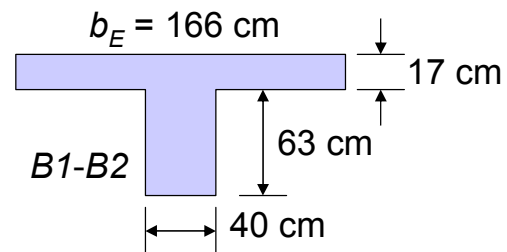
$$k \approx 1.0 + 0.2 \left(\frac{b_E}{b_w} \right) \text{ for } 2 < \frac{b_E}{b_w} < 4 \text{ and } 0.2 < \frac{t}{h} < 0.5$$

Example 4: For the two-way slab (with beams) design example, compute the ratio α of the flexural stiffness of the longitudinal beam to that of the slab in the equivalent rigid frame, for all beams around panels 1, 2, 3, and 4.



(a) Effective width b_E of B1-B2

$$\begin{aligned} \text{Smaller} &: 40 + 2(80-17) = 166 \text{ cm} \\ &: 40 + 8(17) = 176 \text{ cm} \end{aligned}$$



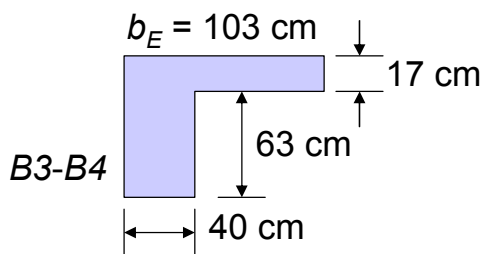
$$\frac{b_E}{b_w} = \frac{166}{40} = 4.15, \quad \frac{t}{h} = \frac{17}{80} = 0.213$$

$$k = 1.0 + 0.2(4.15) = 1.83, \quad I_b = 1.83 \times \frac{40 \times 80^3}{12} = 3.12 \times 10^6$$

Compute ratio α where $E_{cb} = E_{cs}$,

$$I_s = \frac{1}{12} \times 600 \times 17^3 = 2.46 \times 10^5, \quad \alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} = \frac{31.2}{2.46} = 12.68$$

(b) Effective width b_E of B3-B4 is the smaller of $40 + (80-17) = 103$ cm and $40 + 4(17) = 108$ cm. Thus $b_E = 103$ cm.



$$\frac{b_E}{b_w} = \frac{103}{40} = 2.58, \quad \frac{t}{h} = \frac{17}{80} = 0.213$$

$$k = 1.0 + 0.2(2.58) = 1.52$$

$$I_b = 1.52 \times \frac{40 \times 80^3}{12} = 2.59 \times 10^6$$

Compute ratio α where $E_{cb} = E_{cs}$,

$$I_s = \frac{1}{12} \times 300 \times 17^3 = 1.23 \times 10^5, \quad \alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} = \frac{25.9}{1.23} = 21.06$$

(c) Effective width b_E of B5-B6 is the smaller of $30 + 2(60-17) = 116$ cm and $30 + 8(17) = 166$ cm. Thus $b_E = 116$ cm.

$$\frac{b_E}{b_w} = \frac{116}{30} = 3.87, \quad \frac{t}{h} = \frac{17}{60} = 0.283$$

$$k = 1.0 + 0.2(3.87) = 1.77, \quad I_b = 1.77 \times \frac{30 \times 60^3}{12} = 9.55 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$I_s = \frac{1}{12} \times 800 \times 17^3 = 3.28 \times 10^5 \text{ cm}^4, \quad \alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} = \frac{9.55}{3.28} = 2.91$$

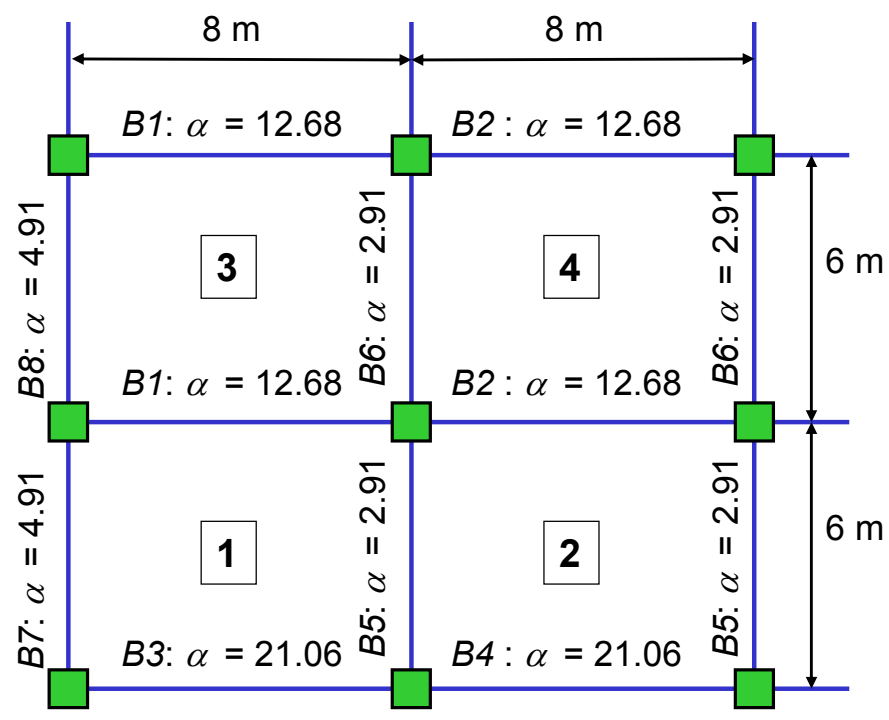
(d) Effective width b_E of B7-B8 is the smaller of $30 + (60-17) = 73$ cm and $30 + 4(17) = 98$ cm. Thus $b_E = 73$ cm.

$$\frac{b_E}{b_w} = \frac{73}{30} = 2.43, \quad \frac{t}{h} = \frac{17}{60} = 0.283$$

$$k = 1.0 + 0.2(2.43) = 1.49, \quad I_b = 1.49 \times \frac{30 \times 60^3}{12} = 8.05 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$I_s = \frac{1}{12} \times 400 \times 17^3 = 1.64 \times 10^5 \text{ cm}^4, \quad \alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} = \frac{8.05}{1.64} = 4.91$$

Resulting α values for B1 - B8 around panels 1, 2, 3 and 4



Depth Limitations of the ACI Code

Slabs without interior beam spanning between supports.

- Long to short span ratio not greater than 2
- Min. thickness follow ACI-Table 9.5(c) but not less than

For slab without drop panels	12.5 cm (5 in.)
For slab with drop panels	10 cm (4 in.)

ACI-Table 9.5(c) – Minimum Thickness of Slabs without Interior Beams

f_y (ksc)	Without drop panels		With drop panels			
	Exterior panels		Interior panels	Exterior panels		Interior panels
	$\alpha = 0$	$\alpha \geq 0.8$		$\alpha = 0$	$\alpha \geq 0.8$	
3,000	$L_n/33$	$L_n/36$	$L_n/36$	$L_n/36$	$L_n/40$	$L_n/40$
4,000	$L_n/30$	$L_n/33$	$L_n/33$	$L_n/33$	$L_n/36$	$L_n/36$



Slabs supported on beams. 4 parameters affect the ACI equation

- 1) Longer clear span L_n of slab panel
- 2) Ratio β of long clear span L_n to short clear span S_n
- 3) f_y of steel reinforcement
- 4) Average α_m of four α values

Slabs supported on shallow beam $\alpha_m \leq 0.2$:

Min t same as slabs without interior beams

Slabs supported on medium stiff beam $0.2 < \alpha_m \leq 2.0$:

$$\text{Min } t = \frac{L_n(0.8 + f_y / 14,000)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)} \geq 12.5 \text{ cm}$$

Slabs supported on very stiff beam $\alpha_m > 2.0$:

$$\text{Min } t = \frac{L_n(0.8 + f_y / 14,000)}{36 + 9\beta} \geq 9 \text{ cm}$$

Slab Thickness, Edge Beams, Column Capital and Drop Panel

Slab Thickness.

- | | | |
|--|------|----|
| - Flat plates and flat slabs without drop panels | 12.5 | cm |
| - Slab on shallow beams $\alpha_m < 0.2$ | 12.5 | cm |
| - Slabs without beams but having drop panels | 10 | cm |
| - Slabs with stiff beams $\alpha_m \geq 2.0$ | 9 | cm |

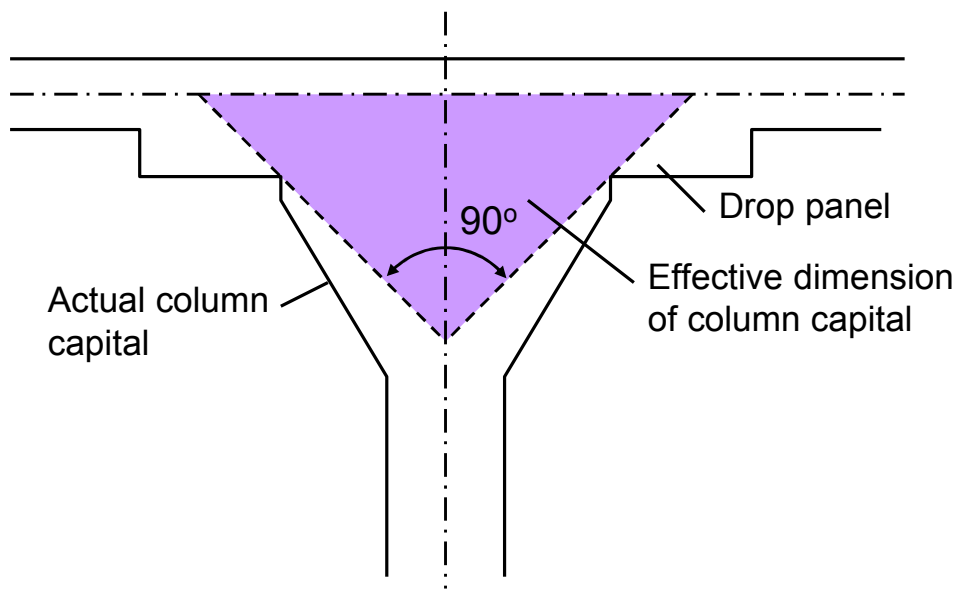
Edge Beams.

- Must provide stiffness ratio $\alpha \leq 0.80$
- If such beam is not provided, increase min t by 10%

Column Capital.

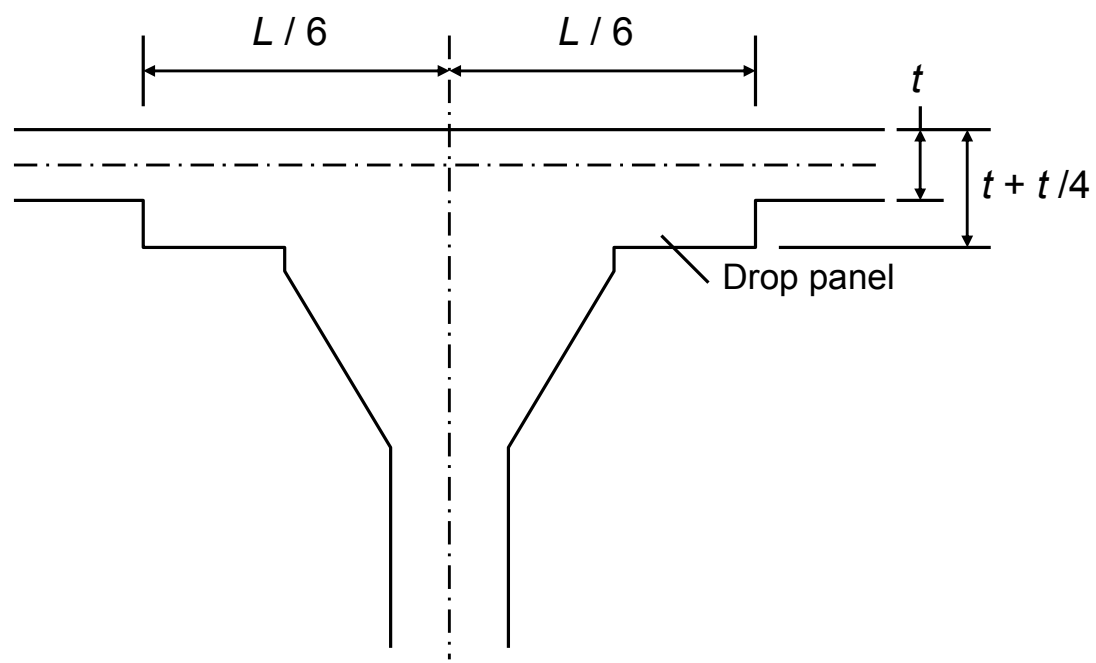
- Within largest circular cone, right pyramid or taper wedge with 90° vertex
- Diameter 20-25% of span length

Effective Dimension of Column Capital



Drop Panel Detail

- Must extend $1/6$ of span length from center of support
- Deeper than slab at least $1/4$ of slab thickness





Example 5: For the two-way slab (with beams) design example, determine the minimum thickness requirement for deflection control; and compare it with the preliminary thickness of 17 cm.

Solution: Compute average α_m for panels 1, 2, 3 and 4

$$\alpha_m \text{ for panel 1} = \frac{1}{4}(21.06 + 2.91 + 12.68 + 4.91) = 10.39$$

$$\alpha_m \text{ for panel 2} = \frac{1}{4}(21.06 + 2.91 + 12.68 + 2.91) = 9.89$$

$$\alpha_m \text{ for panel 3} = \frac{1}{4}(12.68 + 2.91 + 12.68 + 4.91) = 8.30$$

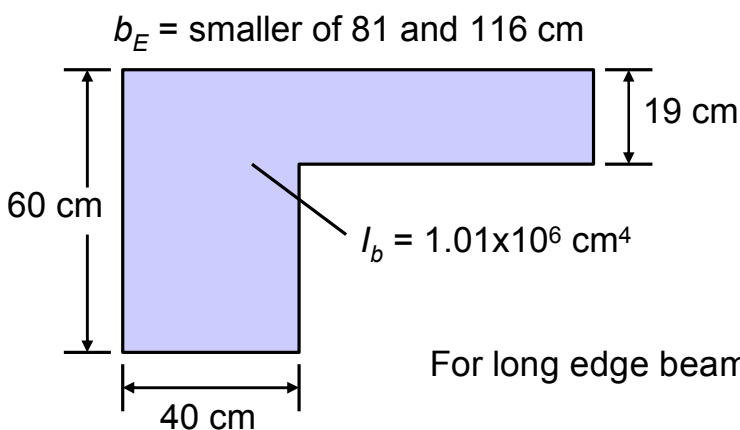
$$\alpha_m \text{ for panel 4} = \frac{1}{4}(12.68 + 2.91 + 12.68 + 2.91) = 7.80$$

Since all $\alpha_m > 2.0$, minimum thickness for all panels, using $L_n = 8.0 - 0.3 = 7.70$ m
 $S_n = 6.0 - 0.4 = 5.6$ m and $f_y = 2,400$ ksc.

$$\text{Min } t = \frac{L_n(0.8 + f_y / 14,000)}{36 + 9\beta} = \frac{7.7(0.8 + 2,400 / 14,000)}{36 + 9(7.7 / 5.6)} = 0.155 < 0.17 \text{ m} \quad \text{OK}$$

Example 6: Review the slab thickness and other nominal requirements for the dimensions in the flat slab design example.

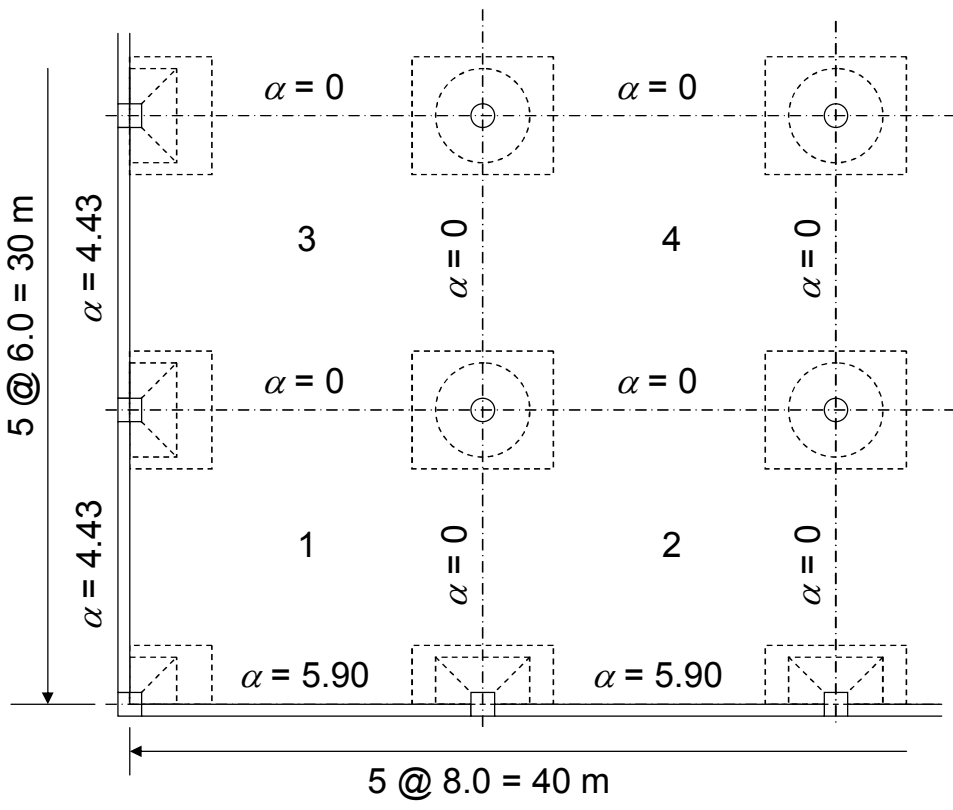
Solution: (a) Stiffness ratio of edge beams



$$\text{For long edge beam, } \alpha = \frac{I_b}{I_s} = \frac{1.01 \times 10^6}{300 \times 19^3 / 12} = 5.90$$

$$\text{For short edge beam, } \alpha = \frac{I_b}{I_s} = \frac{1.01 \times 10^6}{400 \times 19^3 / 12} = 4.43$$

Plan view of α values in the flat slab design example



(b) Minimum slab thickness for deflection control

Using equivalent square support,

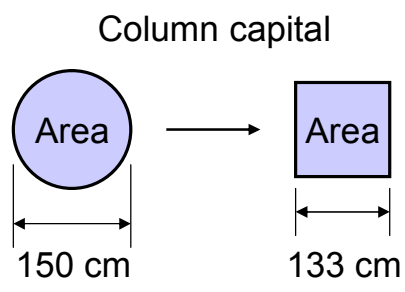
$$L_n = 8.0 - 1.33 = 6.67 \text{ m}$$

$$S_n = 6.0 - 1.33 = 4.67 \text{ m}$$

Long to short span ratio: $\frac{L_n}{S_n} = \frac{6.67}{4.67} = 1.43 \leq 2.0$ **OK**

For $f_y = 3,000$ ksc, a flat slab with drop panels, ACI-Table 9.5(c):

$$\text{Min } t = \frac{L_n}{40} = \frac{6.67(100)}{40} = 16.67 < 19 \text{ cm} \quad \text{OK}$$



Example 7: Review the slab thickness and other nominal requirements for the dimensions in the flat plate design example.

Solution: (a) Minimum slab thickness from ACI-Table 9.5(c)

$$f_y = 4,000 \text{ ksc}$$

$$\alpha = 0 \text{ (for flat plate)}$$

$$L_n = 5.0 - 0.4 = 4.6 \text{ m} = 460 \text{ cm}$$

Exterior pane, $\min t = L_n / 30 = 460/30 = 15.33 \text{ cm}$

Interior pane, $\min t = L_n / 33 = 460/33 = 13.94 \text{ cm}$

Use 16 cm slab thickness for all panels.

Example 8: Show that for two-way slab (with beams) design example the six limitations of the direct design method are satisfied.

Solution: The first four limitations are satisfied by inspection.

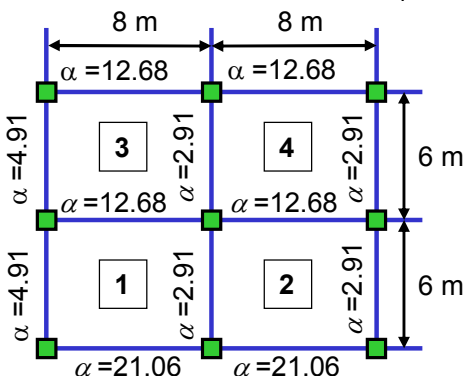
For the fifth limitation,

$$\text{Service dead load } w_D = 0.17 \times 2,400 = 408 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Service live load } w_L = 600 \text{ kg/m}^2$$

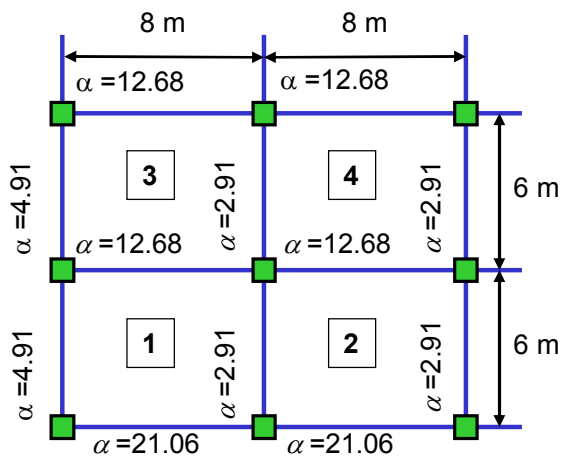
$$\frac{w_L}{w_D} = \frac{600}{408} = 1.47 < 2 \quad \text{OK}$$

For the sixth limitation, $L_1 = \text{long direction}$, $L_2 = \text{short direction}$



$$\text{Panel 1, } \frac{L_1^2}{\alpha_1} = \frac{64}{0.5(21.06 + 12.68)} = 3.79$$

$$\frac{L_2^2}{\alpha_2} = \frac{36}{0.5(4.91 + 2.91)} = 9.21$$



$$\text{Panel 2, } \frac{L_1^2}{\alpha_1} = \frac{64}{0.5(21.06 + 12.68)} = 3.79$$

$$\frac{L_2^2}{\alpha_2} = \frac{36}{2.91} = 12.37$$

$$\text{Panel 3, } \frac{L_1^2}{\alpha_1} = \frac{64}{12.68} = 5.05$$

$$\frac{L_2^2}{\alpha_2} = \frac{36}{0.5(4.91 + 2.91)} = 9.21$$

$$\text{Panel 4, } \frac{L_1^2}{\alpha_1} = \frac{64}{12.68} = 5.05$$

$$\frac{L_2^2}{\alpha_2} = \frac{36}{2.91} = 12.37$$

All ratio of L_1^2/α_1 to L_2^2/α_2 lie between 0.2 and 5.

Building Design



Lecture 10 – Gravity Systems in Concrete Buildings 2

- Distribution of Total Static Moment
- Conditions of Edge Restraint
- Transverse Distribution of Moments
- Torsional Constant
- % of Long. Moment on Column Strip

Mongkol JIRAVACHARADET

SURANAREE
UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

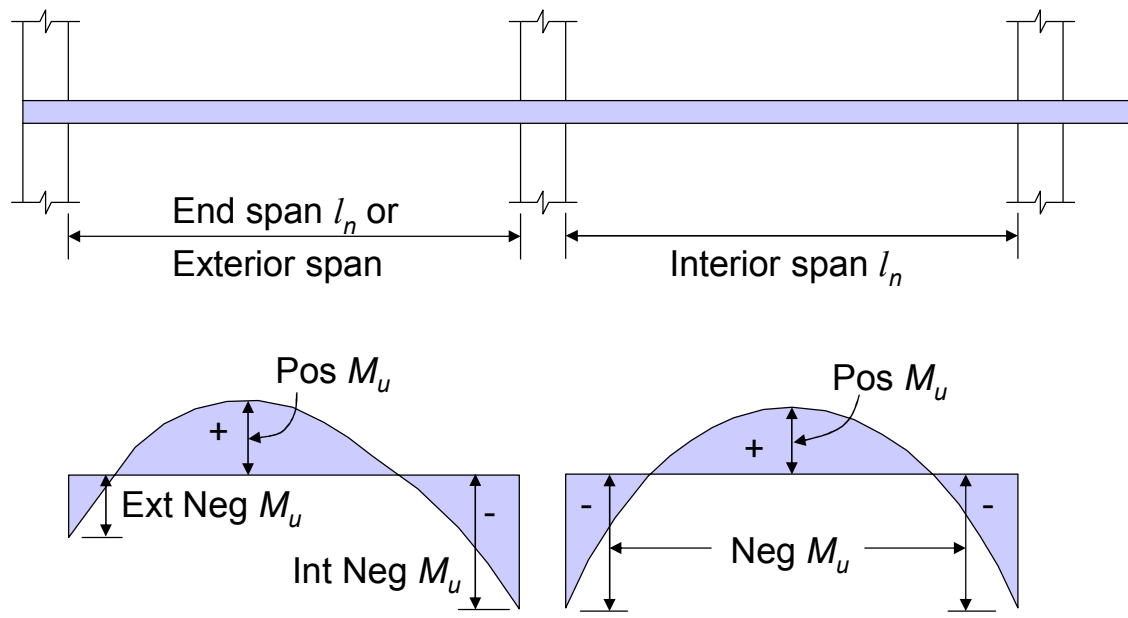
INSTITUTE OF ENGINEERING
SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING

Distribution of total static moment M_o

For **interior** spans, the total static moment M_o shall be distributed as follows:

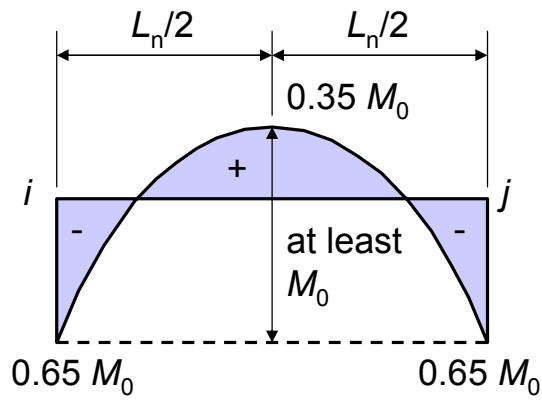
Negative factored moment: **Neg $M_u = 0.65 M_o$**

Positive factored moment: **Pos $M_u = 0.35 M_o$**



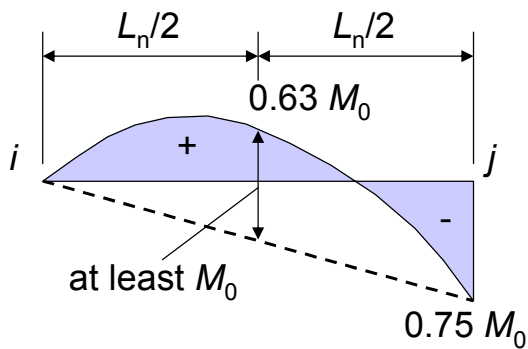


Longitudinal moment diagram for interior span



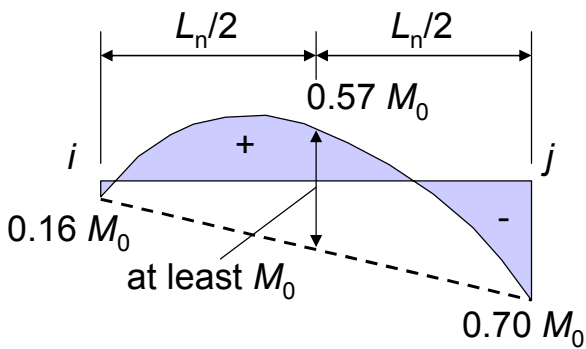
$$M_0 = \frac{1}{8} w_u L_2 L_n^2$$

Longitudinal moment diagram for end span

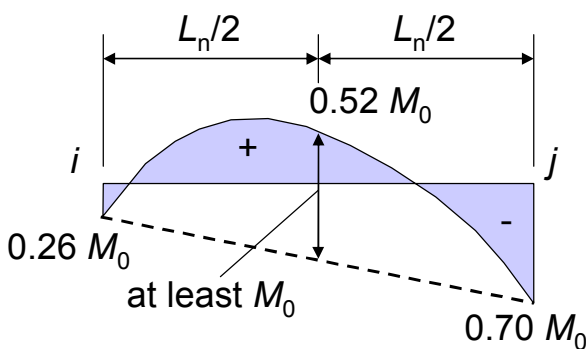


Case 1: Exterior edge unrestrained

Longitudinal moment diagram for end span (continue 1)

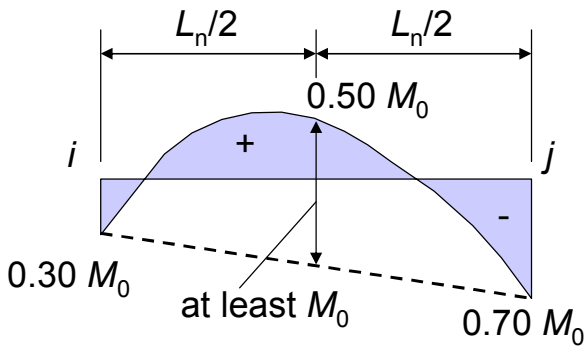


Case 2: Beams on all column lines

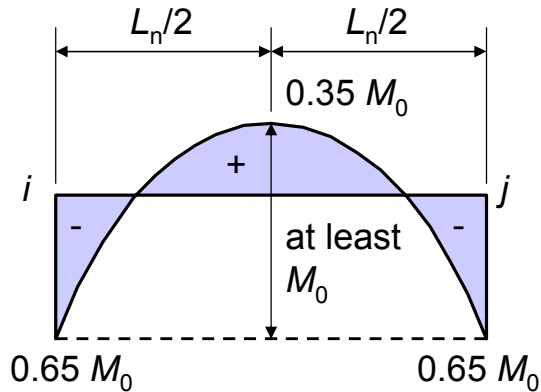


Case 3: No beams on all column lines

Longitudinal moment diagram for end span (continue 2)



Case 4: Edge beams only



Case 5: Exterior edge fully restrained

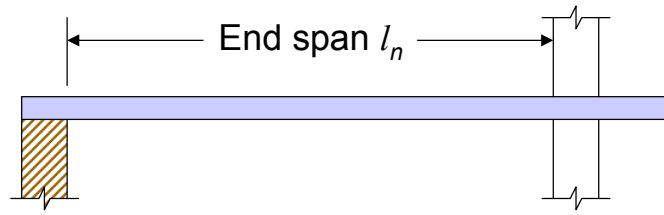
Distribution of total static moment M_o

For **end** spans, the total static moment M_o shall be distributed as follows:

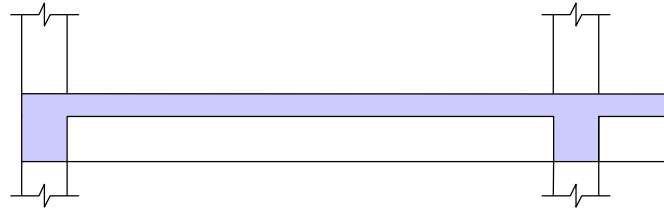
	Exterior edge unrestrained	Slab with beams between all supports	Slab without beams between interior supports		Exterior edge fully restrained
			Without edge beam	With edge beam	
Interior negative factored moment	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65
Positive factored moment	0.63	0.57	0.52	0.50	0.35
Exterior negative factored moment	0	0.16	0.25	0.30	0.65

Conditions of edge restraint (end span)

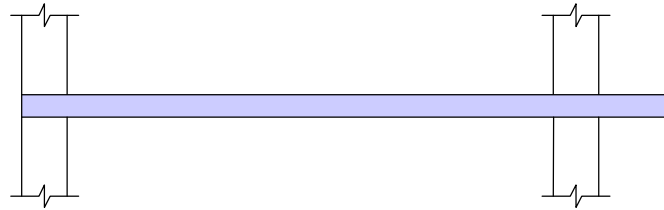
(a) Exterior edge unrestrained, e.g., supported by a masonry wall



(b) Slab with beams between all supports

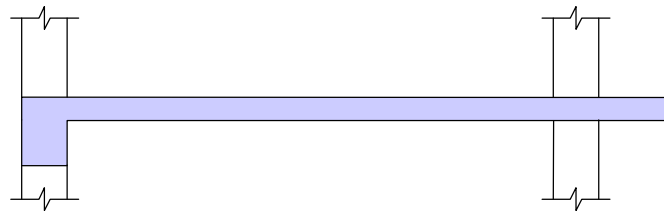


(c) Slab without beams, i.e., flat plate

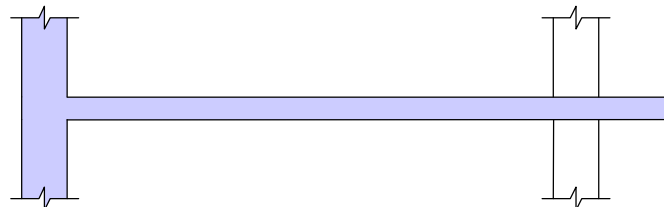


Conditions of edge restraint (end span)

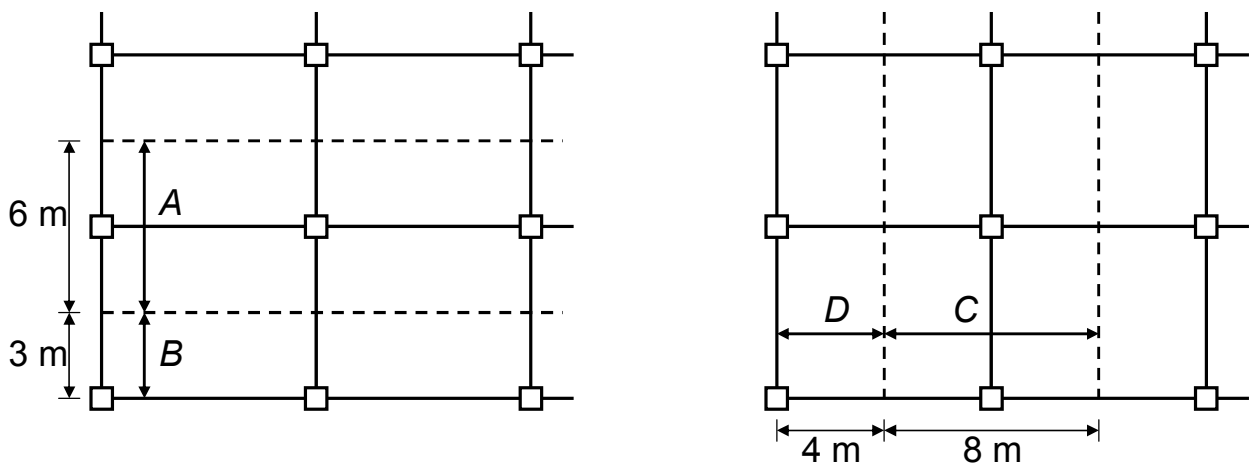
(d) Slab without beams between interior supports but with edge beam



(e) Exterior edge fully restrained, e.g., by monolithic concrete wall



Example 9: For two-way slab (with beams) design example, determine longitudinal moments in frames A, B, C, and D.



Solution: (a) Check 6 limitations for DDM : **Example 8**

(b) Total factored static moment M_0 : **Example 1**

$$M_0 \text{ (frame A)} = 68.92 \text{ t-m} \qquad M_0 \text{ (frame C)} = 49.89 \text{ t-m}$$

$$M_0 \text{ (frame B)} = 34.46 \text{ t-m} \qquad M_0 \text{ (frame D)} = 24.95 \text{ t-m}$$

(c) Longitudinal moments in the frames A, B, C, and D are computed using Case 2 (0.16, 0.57, 0.70) for exterior span and (0.65, 0.35, 0.65) for interior span

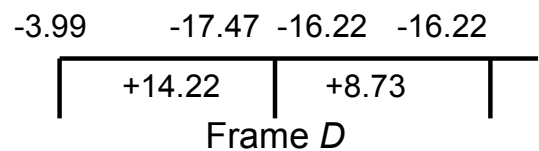
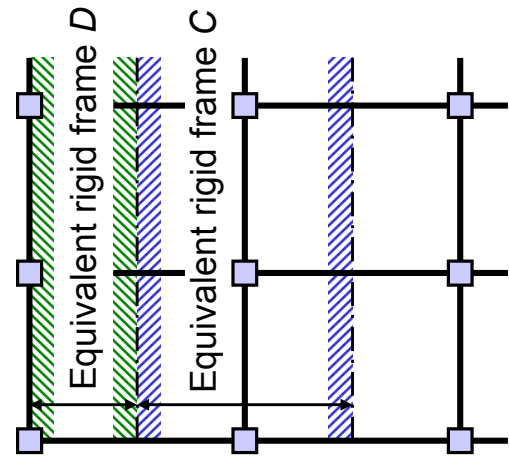
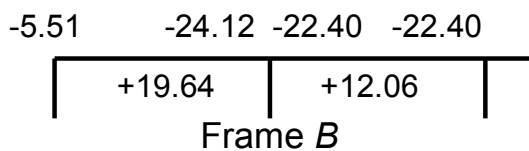
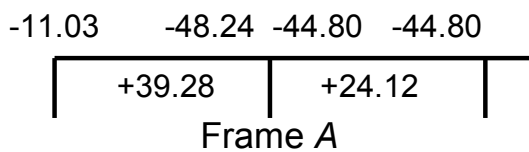
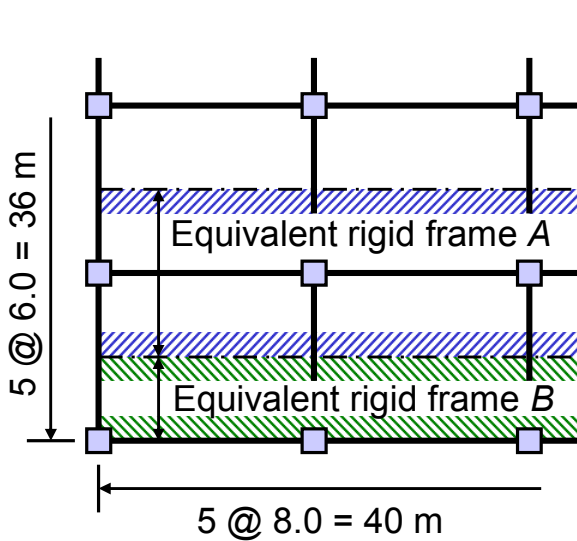
Frame A	Coeff.	$M_0 = 68.92 \text{ t-m}$
-M at exterior support	0.16	$0.16(68.92) = 11.03 \text{ t-m}$
+M in exterior span	0.57	$0.57(68.92) = 39.28 \text{ t-m}$
-M at 1st interior support	0.70	$0.70(68.92) = 48.24 \text{ t-m}$
-M at typical interior support	0.65	$0.65(68.92) = 44.80 \text{ t-m}$
+M in typical interior span	0.35	$0.35(68.92) = 24.12 \text{ t-m}$

Frame B	Coeff.	$M_0 = 34.46 \text{ t-m}$
-M at exterior support	0.16	$0.16(34.46) = 5.51 \text{ t-m}$
+M in exterior span	0.57	$0.57(34.46) = 19.64 \text{ t-m}$
-M at 1st interior support	0.70	$0.70(34.46) = 24.12 \text{ t-m}$
-M at typical interior support	0.65	$0.65(34.46) = 22.40 \text{ t-m}$
+M in typical interior span	0.35	$0.35(34.46) = 12.06 \text{ t-m}$



Frame C	Coeff.	$M_0 = 49.89 \text{ t-m}$
$-M$ at exterior support	0.16	$0.16(49.89) = 7.98 \text{ t-m}$
$+M$ in exterior span	0.57	$0.57(49.89) = 28.44 \text{ t-m}$
$-M$ at 1st interior support	0.70	$0.70(49.89) = 34.92 \text{ t-m}$
$-M$ at typical interior support	0.65	$0.65(49.89) = 32.43 \text{ t-m}$
$+M$ in typical interior span	0.35	$0.35(49.89) = 17.46 \text{ t-m}$

Frame D	Coeff.	$M_0 = 24.95 \text{ t-m}$
$-M$ at exterior support	0.16	$0.16(24.95) = 3.99 \text{ t-m}$
$+M$ in exterior span	0.57	$0.57(24.95) = 14.22 \text{ t-m}$
$-M$ at 1st interior support	0.70	$0.70(24.95) = 17.47 \text{ t-m}$
$-M$ at typical interior support	0.65	$0.65(24.95) = 16.22 \text{ t-m}$
$+M$ in typical interior span	0.35	$0.35(24.95) = 8.73 \text{ t-m}$





Example 10: For the flat slab design example, determine longitudinal moments in frames *A*, *B*, *C*, and *D*.

Solution: (a) Check 5 limitations (the sixth limitation not apply here)

(b) Total factored static moment M_0 : **Example 2**

$$M_0 \text{ for } A = 60.93 \text{ t - m}$$

$$M_0 \text{ for } B = 0.5(60.93) = 30.47 \text{ t - m}$$

$$M_0 \text{ for } C = 41.45 \text{ t - m}$$

$$M_0 \text{ for } D = 0.5(41.45) = 20.73 \text{ t - m}$$

(c) Longitudinal moments in the frames *A*, *B*, *C*, and *D* are computed using Case 4 (0.30, 0.50, 0.70) for exterior span and (0.65, 0.35, 0.65) for interior span

Longitudinal Moments (t-m) for Flat Slab Design Example

Frame	A	B	C	D
M_0	60.93	30.47	41.45	20.73
$-M$ at exterior support, $0.30M_0$	18.28	9.14	12.44	6.22
$+M$ in exterior span, $0.50M_0$	30.47	15.24	20.73	10.37
$-M$ at 1st interior support, $0.70M_0$	42.65	21.33	29.02	14.51
$-M$ at typical interior support, $0.65M_0$	39.61	19.81	26.94	13.47
$+M$ in typical interior span, $0.35M_0$	21.33	10.66	14.51	7.26



Example 10: For the flat plate design example, determine longitudinal moments in frames *A*, *B*, *C*, and *D*.

Solution: (a) Check 5 limitations (the sixth limitation not apply here)

(b) Total factored static moment M_0 : **Example 3**

$$M_0 \text{ for } A = 11.09 \text{ t - m}$$

$$M_0 \text{ for } B = 0.5(11.09) = 5.55 \text{ t - m}$$

$$M_0 \text{ for } C = 8.97 \text{ t - m}$$

$$M_0 \text{ for } D = 0.5(8.97) = 4.49 \text{ t - m}$$

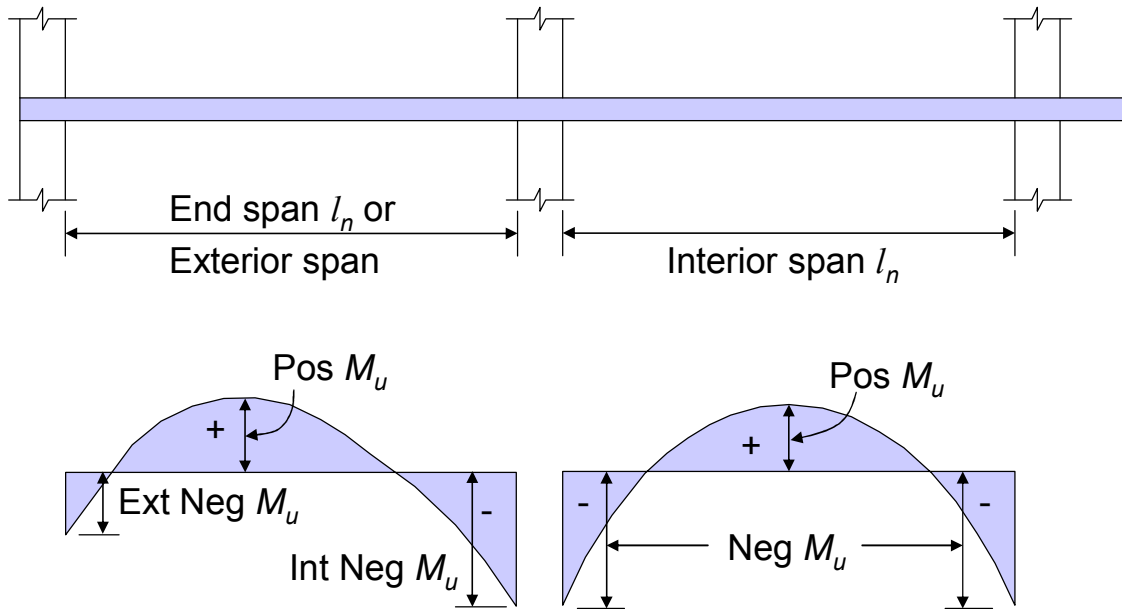
(c) Longitudinal moments in the frames *A*, *B*, *C*, and *D* are computed using Case 3 (0.26, 0.52, 0.70) for exterior span and (0.65, 0.35, 0.65) for interior span

Longitudinal Moments (t-m) for Flat Plate Design Example

Frame	A	B	C	D
M_0	11.09	5.55	8.97	4.49
$-M$ at exterior support, $0.26M_0$	2.88	1.44	2.33	1.17
$+M$ in exterior span, $0.52M_0$	5.77	2.89	4.66	2.33
$-M$ at 1st interior support, $0.70M_0$	7.76	3.89	6.28	3.14
$-M$ at typical interior support, $0.65M_0$	7.21	3.61	5.83	2.92
$+M$ in typical interior span, $0.35M_0$	3.88	1.94	3.14	1.57

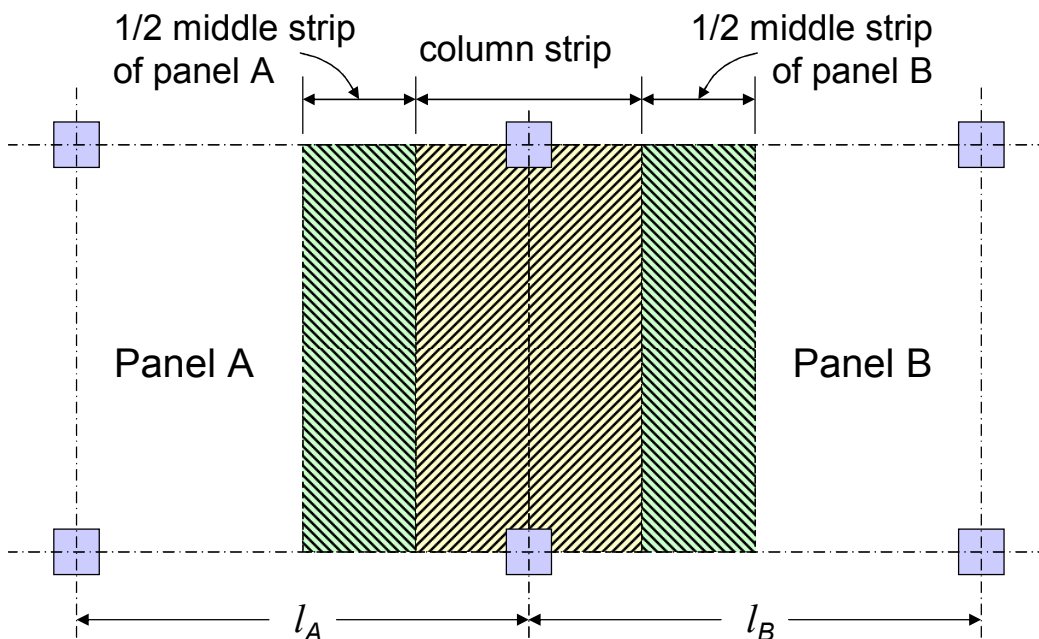
Transverse Distribution of Moments

The moment values mentioned are for the entire width of the equivalent frame.



Transverse Distribution of Moments

This entire width consists of two half column strips and two half-middle strips of adjacent panels.



M_o is calculated for hatched area.

Transverse Distribution of Moments

Transverse distribution of the longitudinal moments to middle and column strips is a function of :

1) Transverse span to longitudinal span ratio: l_2 / l_1

2) Longitudinal beam stiffness to slab stiffness ratio: $\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$

3) Torsional rigidity of edge beam to slab rigidity ratio:

$$\beta_t = \frac{E_{cb} C}{2E_{cs} I_s}$$

$$C = \sum \left(1 - 0.63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3}$$

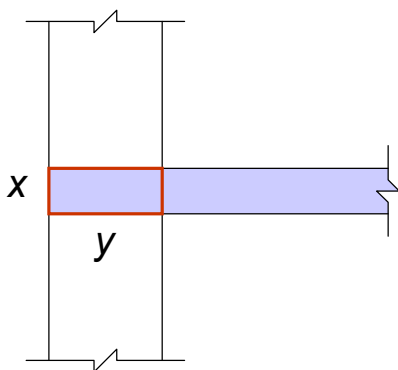
Torsional Constant

$$C = \sum \left(1 - 0.63 \frac{x}{y} \right) \left(\frac{x^3 y}{3} \right)$$

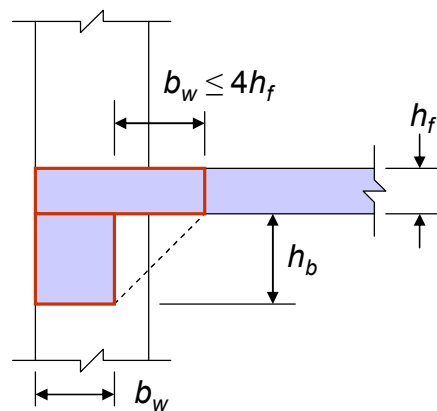
calculated by dividing the section into component rectangles

x = smaller dimension

y = larger dimension



No edge beam



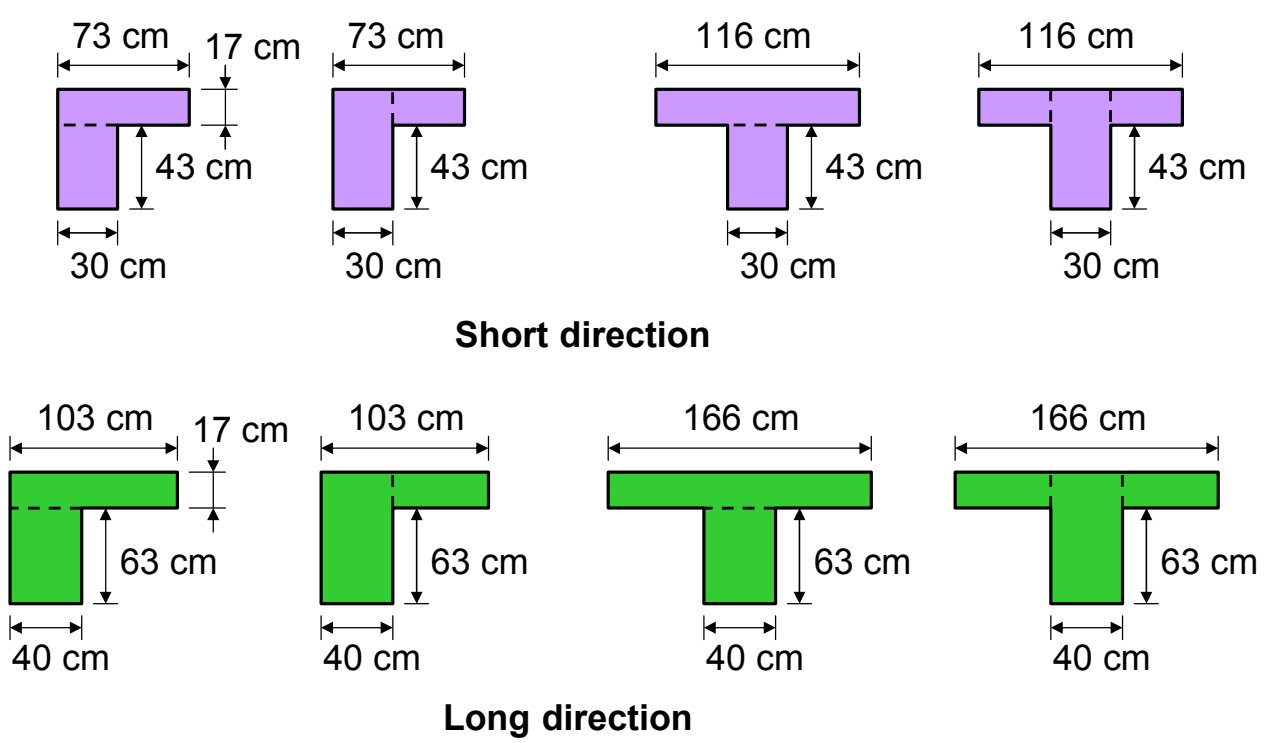
Edge beam

The subdivision can be done in such a way as to maximize **C**.



Example 11: For the two-way slab (with beams) design example, compute the torsional constant C for the edge and interior beams in the short and long directions

Solution: Each cross-section is divided into component rectangles in 2 ways



For short direction,

$$C_{\text{edge beam}} = \left[1 - \frac{0.63 \times 17}{73} \right] \frac{17^3 \times 73}{3} + \left[1 - \frac{0.63 \times 30}{43} \right] \frac{30^3 \times 43}{3}$$

$$= 102,010 + 216,900 = 318,910 \text{ cm}^4$$

OR

$$C_{\text{edge beam}} = \left[1 - \frac{0.63 \times 17}{43} \right] \frac{17^3 \times 43}{3} + \left[1 - \frac{0.63 \times 30}{60} \right] \frac{30^3 \times 60}{3}$$

$$= 52,880 + 369,900 = 422,780 \text{ cm}^4 \leftarrow \text{USE}$$

$$C_{\text{interior beam}} = \left[1 - \frac{0.63 \times 17}{116} \right] \frac{17^3 \times 116}{3} + \left[1 - \frac{0.63 \times 30}{43} \right] \frac{30^3 \times 43}{3}$$

$$= 172,430 + 216,900 = 389,330 \text{ cm}^4$$

OR

$$C_{\text{interior beam}} = 2(52,880) + 369,900 = 475,660 \text{ cm}^4 \leftarrow \text{USE}$$

For long direction,

$$C_{\text{beam}}^{\text{(edge)}} = \left[1 - \frac{0.63 \times 17}{103} \right] \frac{17^3 \times 103}{3} + \left[1 - \frac{0.63 \times 40}{63} \right] \frac{40^3 \times 63}{3}$$

$$= 151,140 + 806,400 = 957,540 \text{ cm}^4$$

OR

$$C_{\text{beam}}^{\text{(edge)}} = \left[1 - \frac{0.63 \times 17}{63} \right] \frac{17^3 \times 63}{3} + \left[1 - \frac{0.63 \times 40}{80} \right] \frac{40^3 \times 80}{3}$$

$$= 85,634 + 1,169,067 = 1,254,701 \text{ cm}^4 \leftarrow \text{USE}$$

$$C_{\text{beam}}^{\text{(interior)}} = \left[1 - \frac{0.63 \times 17}{166} \right] \frac{17^3 \times 166}{3} + \left[1 - \frac{0.63 \times 40}{63} \right] \frac{40^3 \times 63}{3}$$

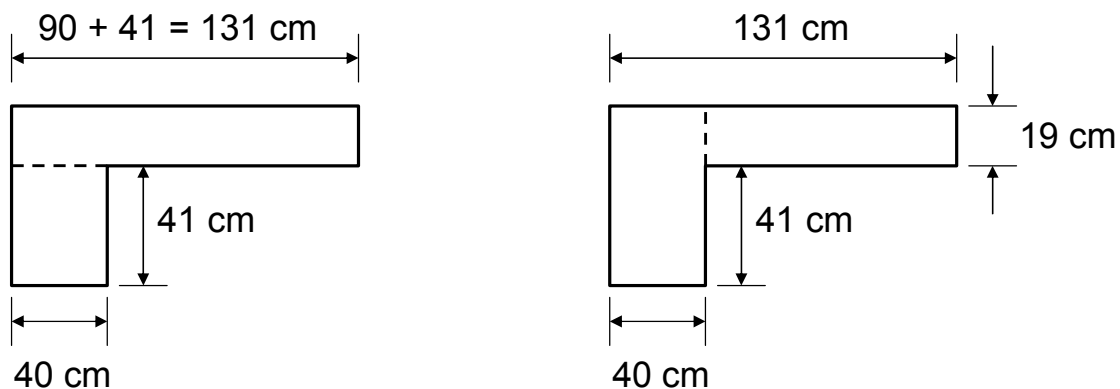
$$= 254,313 + 806,400 = 1,060,713 \text{ cm}^4$$

OR

$$C_{\text{beam}}^{\text{(interior)}} = 2(85,634) + 1,169,067 = 1,340,335 \text{ cm}^4 \leftarrow \text{USE}$$

Example 12: For the flat slab design example, compute the torsional constant C for the edge and interior beams in the short and long directions

Short or long edge beam



90 cm = distance from outer edge of exterior column to inner edge of square capital (70 cm + half the 40 cm column)

$$C = \left[1 - \frac{0.63 \times 19}{131} \right] \frac{19^3 \times 131}{3} + \left[1 - \frac{0.63 \times 40}{41} \right] \frac{40^3 \times 41}{3}$$

$$= 272,142 + 337,067 = 609,209 \text{ cm}^4$$

OR

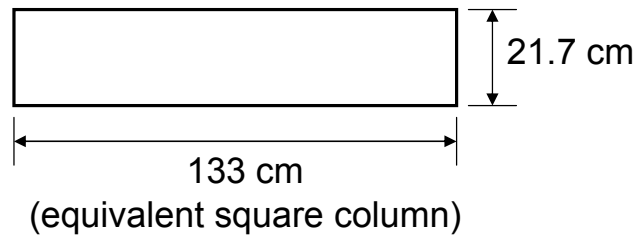
$$C = \left[1 - \frac{0.63 \times 19}{91} \right] \frac{19^3 \times 91}{3} + \left[1 - \frac{0.63 \times 40}{60} \right] \frac{40^3 \times 60}{3}$$

$$= 180,689 + 742,400 = 923,089 \text{ cm}^4 \longleftarrow \text{USE}$$

Short or long interior beam

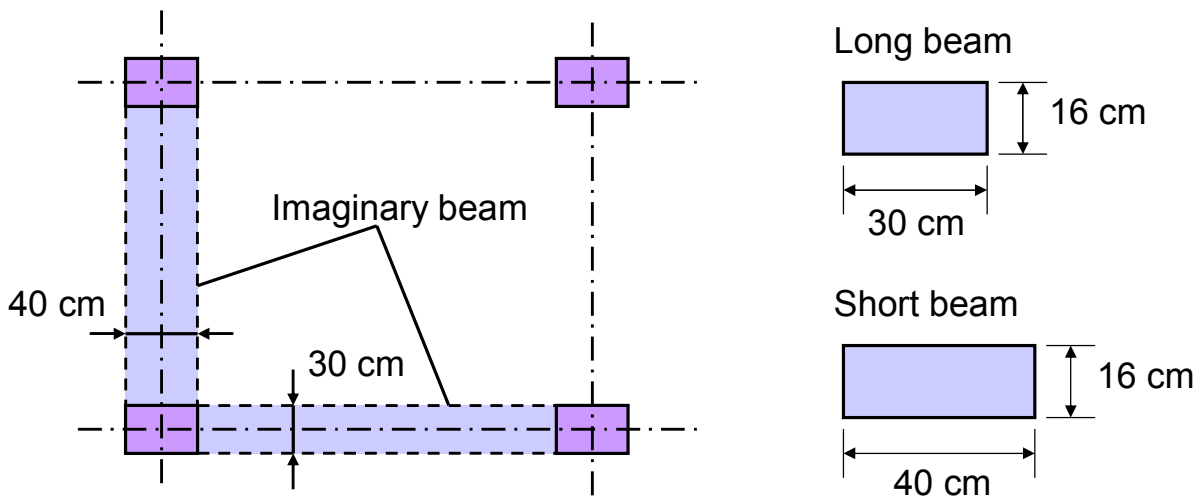
1/3 span has 27 cm thickness and remainder has 19 cm thickness

weighted slab thickness = $(27 + 2 \times 19) / 3 = 21.7 \text{ cm}$



$$C = \left[1 - \frac{0.63 \times 21.7}{133} \right] \frac{21.7^3 \times 133}{3} = 406,447 \text{ cm}^4 \quad \blacksquare$$

Example 13: For the flat plate design example, compute the torsional constant C for the edge and interior beams in the short and long directions



Short beam, $C = \left[1 - \frac{0.63 \times 16}{40} \right] \frac{16^3 \times 40}{3} = 40,851 \text{ cm}^4$

Long beam, $C = \left[1 - \frac{0.63 \times 16}{30} \right] \frac{16^3 \times 30}{3} = 27,197 \text{ cm}^4$

Percentage of Longitudinal Moment in Column Strip

ASPECT RATIO L_2 / L_1		0.5	1.0	2.0	
- M at exterior support	$\alpha_1 L_2 / L_1 = 0$	$\beta_t = 0$	100	100	100
		$\beta_t \geq 2.5$	75	75	75
	$\alpha_1 L_2 / L_1 \geq 1.0$	$\beta_t = 0$	100	100	100
		$\beta_t \geq 2.5$	90	75	45
+ M	$\alpha_1 L_2 / L_1 = 0$		60	60	60
		$\alpha_1 L_2 / L_1 \geq 1.0$	90	75	45
- M at interior support	$\alpha_1 L_2 / L_1 = 0$		75	75	75
		$\alpha_1 L_2 / L_1 \geq 1.0$	90	75	45

Percentage of moment in column strip in beam:

If $\alpha_1 L_2 / L_1 \geq 1.0$, beam takes 85% of moment

If $0 \leq \alpha_1 L_2 / L_1 \leq 1.0$, interpolate from 0% to 85%

Example 14: For the two-way slab (with beam) design example, distribute the longitudinal moments computed for frames A, B, C and D into 3 parts for longitudinal beam, for column strip slab, and for middle strip slab.

Solution: Total longitudinal moments from **Example 9**

(a) Negative moment at face of exterior support

Frame A : $L_2 / L_1 = 6.0 / 8.0 = 0.75$, $\alpha_1 = 12.68$ (**Example 4**)

$\alpha_1 L_2 / L_1 = 12.68(0.75) = 9.51$, $C = 422,780 \text{ cm}^2$ (**Example 11**)

$I_s = 600(17)^3 / 12 = 245,650 \text{ cm}^2$

$\beta_t = C / (2I_s) = 422,780 / (2 \times 245,650) = 0.86$

ASPECT RATIO L_2 / L_1		0.5	0.75	1.0
$\alpha_1 L_2 / L_1 = 9.51$	$\beta_t = 0$	100	100	100
	$\beta_t = 0.86$		94.0	
	$\beta_t \geq 2.5$	90	82.5	75



Total moment in frame A 100% = 11.03 t-m

Moment in beam = 0.85(94.0%) = 79.9% = 0.799(11.03) = 8.81 t-m

Moment in column strip slab = 0.15(0.940)(11.03) = 1.56 t-m

Moment in middle strip slab = (1-0.940)(11.03) = 0.66 t-m

Frame B (5.51 t-m): $\alpha_1 L_2 / L_1 = 21.06(0.75) = 15.8$

$\beta_t = 0.86$ same as for frame A

% M in column strip = 94% same as frame A

Moment in beam = 0.85(.940)(5.51) = 4.40 t-m

Moment in column strip slab = 0.15(0.940)(5.51) = 0.78 t-m

Moment in middle strip slab = (1-0.940)(5.51) = 0.33 t-m

Frame C (7.98 t-m): $\alpha_1 L_2 / L_1 = 2.91(1.33) = 3.87$

$$I_s = 800(17)^3/12 = 327,533 \text{ cm}^2$$

$$\beta_t = C / (2I_s) = 1,254,701 / (2 \times 327,533) = 1.92$$

ASPECT RATIO L_2 / L_1		1.0	1.33	2.0
$\alpha_1 L_2 / L_1 = 3.87$	$\beta_t = 0$	100	100	100
	$\beta_t = 1.92$		73.2	
	$\beta_t \geq 2.5$	75	65.1	45

Moment in beam = 0.85(.732)(7.98) = 4.97 t-m

Moment in column strip slab = 0.15(0.732)(7.98) = 0.88 t-m

Moment in middle strip slab = (1-0.732)(7.98) = 2.14 t-m



Frame D (3.99 t-m): $\alpha_1 L_2 / L_1 = 4.91(1.33) = 6.53$

$\beta_t = 1.92$ same as for frame C

% M in column strip = 73.2% same as frame C

Moment in beam = $0.85(.732)(3.99) = 2.48$ t-m

Moment in column strip slab = $0.15(0.732)(3.99) = 0.44$ t-m

Moment in middle strip slab = $(1-0.732)(3.99) = 1.07$ t-m

(b) Negative moment at exterior face of first interior support and at face of typical interior support

Frame A :

ASPECT RATIO L_2 / L_1	0.5	0.75	1.0
$\alpha_1 L_2 / L_1 = 9.51$	90	82.5	75

Frame B :

ASPECT RATIO L_2 / L_1	0.5	0.75	1.0
$\alpha_1 L_2 / L_1 = 15.8$	90	82.5	75

Frame C :

ASPECT RATIO L_2 / L_1	1.0	1.33	2.0
$\alpha_1 L_2 / L_1 = 3.87$	75	65.1	45

Frame D :

ASPECT RATIO L_2 / L_1	1.0	1.33	2.0
$\alpha_1 L_2 / L_1 = 6.53$	75	65.1	45



(c) Positive Moment in Exterior and Interior Spans

Since percentage for $\alpha_1 L_2 / L_1 \geq 1.0$ are the same for positive moment and negative moment at interior support, all frames have the same result as **(b)**

Frame A and Frame B : 82.5%

Frame C and Frame D : 65.1% ■

FRAME A					
Total width = 6.0 m, Column strip width = 3.0 m, Middle strip width = 3.0 m					
	Exterior Span			Interior Span	
	Exterior Negative	Positive	Interior Negative	Negative	Positive
Total moment	-11.03	+39.28	-48.24	-44.80	+24.12
Moment in beam	-8.81	+27.55	-33.83	-31.42	+16.91
Moment in column strip slab	-1.56	+4.86	-5.97	-5.54	+2.98
Moment in middle strip slab	-0.66	+6.87	-8.44	-7.84	+4.22

FRAME B					
Total width = 3.0 m, Column strip width = 1.5 m, Middle strip width = 1.5 m					
	Exterior Span			Interior Span	
	Exterior Negative	Positive	Interior Negative	Negative	Positive
Total moment	-5.51	+19.64	-24.12	-22.40	+12.06
Moment in beam	-4.40	+13.77	-16.91	-15.71	+8.46
Moment in column strip slab	-0.78	+2.43	-2.98	-2.77	+1.49
Moment in middle strip slab	-0.33	+3.44	-4.22	-3.92	+2.11

FRAME C					
Total width = 8.0 m, Column strip width = 3.0 m, Middle strip width = 5.0 m					
	Exterior Span			Interior Span	
	Exterior Negative	Positive	Interior Negative	Negative	Positive
Total moment	-7.98	+28.44	-34.92	-32.43	+17.46
Moment in beam	-4.97	+15.74	-19.32	-17.95	+9.66
Moment in column strip slab	-0.88	+2.78	-3.41	-3.17	+1.71
Moment in middle strip slab	-2.14	+9.93	-12.19	-11.32	+6.09

FRAME D					
Total width = 4.0 m, Column strip width = 1.5 m, Middle strip width = 2.5 m					
	Exterior Span			Interior Span	
	Exterior Negative	Positive	Interior Negative	Negative	Positive
Total moment	-3.99	+14.22	-17.47	-16.22	+8.73
Moment in beam	-2.48	+7.87	-9.66	-8.98	+4.83
Moment in column strip slab	-0.44	+1.39	-1.71	-1.58	+0.85
Moment in middle strip slab	-1.07	+4.96	-6.09	-5.66	+3.05

Example 15: Divide the five critical moments for frames *A*, *B*, *C* and *D* in the flat slab design example into 2 parts for column strip slab, and for middle strip slab.

FRAME	A	B	C	D	
Total width (cm)	600	300	800	400	
Column strip width (cm)	300	150	300	150	← 1/2 of shorter panel
Half middle strip width (cm)	2@150	150	2@250	250	
C (cm ⁴) from example 12	923,089	-	923,089	-	
I_s (cm ⁴) in β_t	342,950	-	457,267	-	
$\beta_t = E_{cb}C/(2E_{cs}I_s)$	1.35	→ 1.35	1.01	→ 1.01	
α_1 from example 6	0	5.90	0	4.43	
L_2/L_1	0.75	0.75	1.33	1.33	
$\alpha_1 L_2/L_1$	0	4.43	0	5.89	
Exterior -M % to column strip	86.5%	90.6%	89.9%	85.9%	
+M % to column strip	60.0%	82.5%	60.0%	65.1%	
Interior -M % to column strip	75%	82.5%	75%	65.1%	

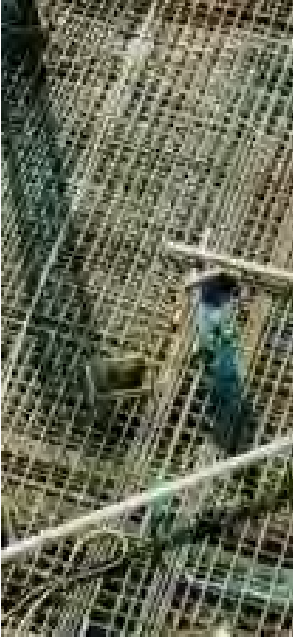


Example 16: Divide the five critical moments for frames *A*, *B*, *C* and *D* in the flat plate design example into 2 parts for column strip slab, and for middle strip slab.

FRAME	A	B	C	D
Total width (cm)	400	200	500	250
Column strip width (cm)	200	100	200	100
Half middle strip width (cm)	2@100	100	2@150	150
C (cm ⁴) from example 13	40,851	-	27,197	-
I_s (cm ⁴) in β_t	136,533	-	170,667	-
$\beta_t = E_{cb}C/(2E_{cs}I_s)$	0.15	→ 0.15	0.08	→ 0.08
α_1	0	0	0	0
L_2/L_1	0.80	0.80	1.25	1.25
$\alpha_1 L_2/L_1$	0	0	0	0
Exterior -M % to column strip	98.5%	98.5%	99.2%	99.2%
+M % to column strip	60%	60%	60%	60%
Interior -M % to column strip	75%	75%	75%	75%



Building Design



Lecture 11 – Gravity Systems in Concrete Buildings 3

- DESIGN AID – DDM
- Shear in Slab Systems with Beams
- Shear in Slab Systems without Beams
- Moments in Column & Middle Strips
- Equivalent Frame Method – EFM

Mongkol JIRAVACHARADET

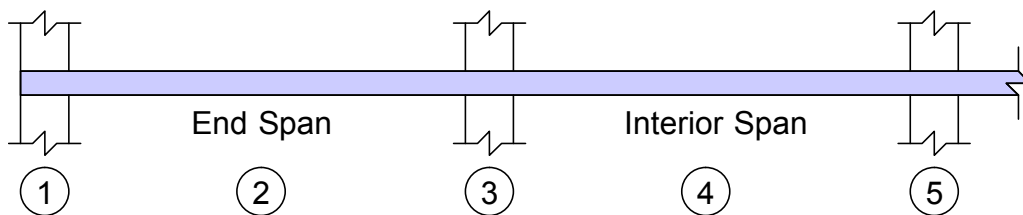
SURANAREE
UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

INSTITUTE OF ENGINEERING
SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING

DESIGN AID - Direct Design Moment Coefficients

For design convenience, moment coefficients to total moment M_0 for typical two-way slab system

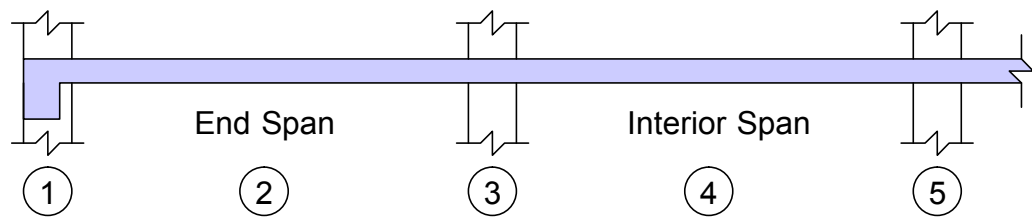
Table 1 Flat Plate or Flat Slab Supported Directly on Columns



Slab moment	End Span			Interior Span	
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	Exterior Negative	Positive	First interior Negative	Positive	Interior Negative
Total moment	$0.26M_0$	$0.52M_0$	$0.70M_0$	$0.35M_0$	$0.65M_0$
Column strip	$0.26M_0$	$0.31M_0$	$0.53M_0$	$0.21M_0$	$0.49M_0$
Middle strip	0	$0.21M_0$	$0.17M_0$	$0.14M_0$	$0.16M_0$

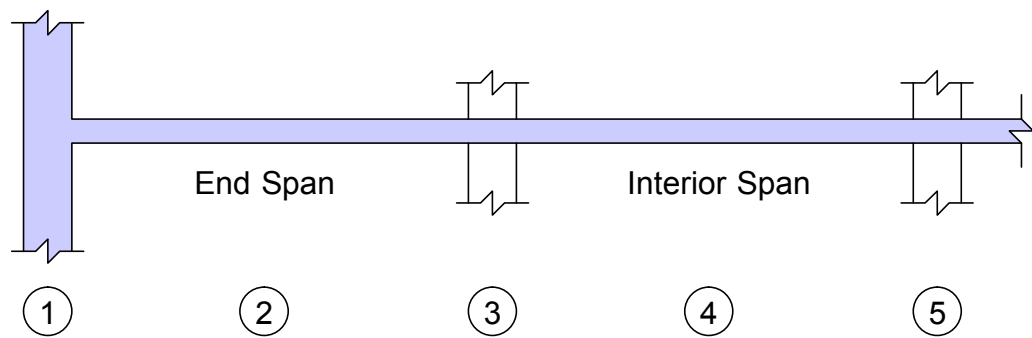


Table 2 Flat Plate or Flat Slab with Edge Beam



Slab moment	End Span			Interior Span	
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	Exterior Negative	Positive	First interior Negative	Positive	Interior Negative
Total moment	$0.30M_0$	$0.50M_0$	$0.70M_0$	$0.35M_0$	$0.65M_0$
Column strip	$0.23M_0$	$0.30M_0$	$0.53M_0$	$0.21M_0$	$0.49M_0$
Middle strip	$0.07M_0$	$0.20M_0$	$0.17M_0$	$0.14M_0$	$0.16M_0$

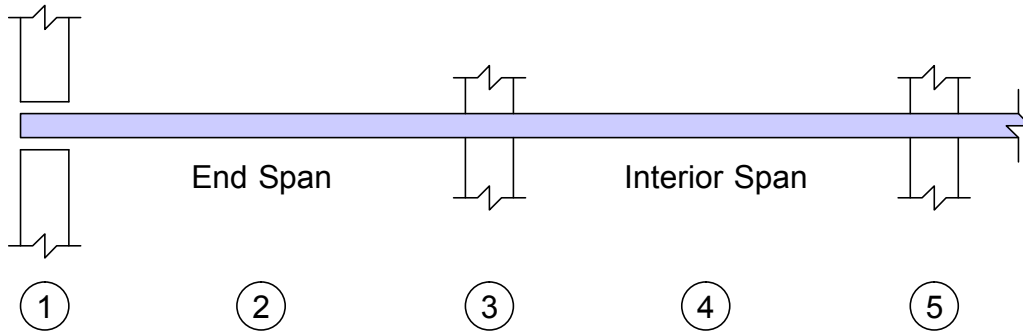
Table 3 Flat Plate or Flat Slab with End Span Integral with Wall



Slab moment	End Span			Interior Span	
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	Exterior Negative	Positive	First interior Negative	Positive	Interior Negative
Total moment	$0.65M_0$	$0.35M_0$	$0.65M_0$	$0.35M_0$	$0.65M_0$
Column strip	$0.49M_0$	$0.21M_0$	$0.49M_0$	$0.21M_0$	$0.49M_0$
Middle strip	$0.16M_0$	$0.14M_0$	$0.16M_0$	$0.14M_0$	$0.16M_0$

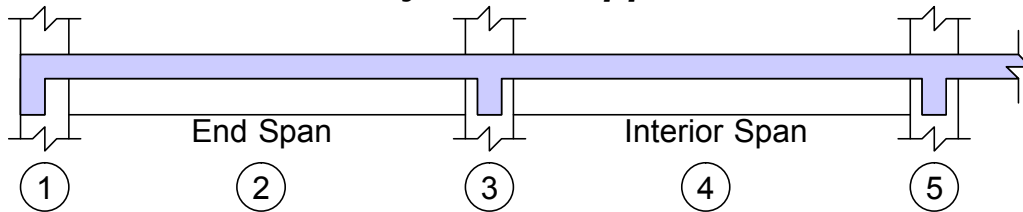


Table 3 Flat Plate or Flat Slab with End Span Simply Supported on Wall



Slab moment	End Span			Interior Span	
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	Exterior Negative	Positive	First interior Negative	Positive	Interior Negative
Total moment	0	$0.63M_0$	$0.75M_0$	$0.35M_0$	$0.65M_0$
Column strip	0	$0.38M_0$	$0.56M_0$	$0.21M_0$	$0.49M_0$
Middle strip	0	$0.25M_0$	$0.19M_0$	$0.14M_0$	$0.16M_0$

Table 4 Two-way Beam-supported Slab



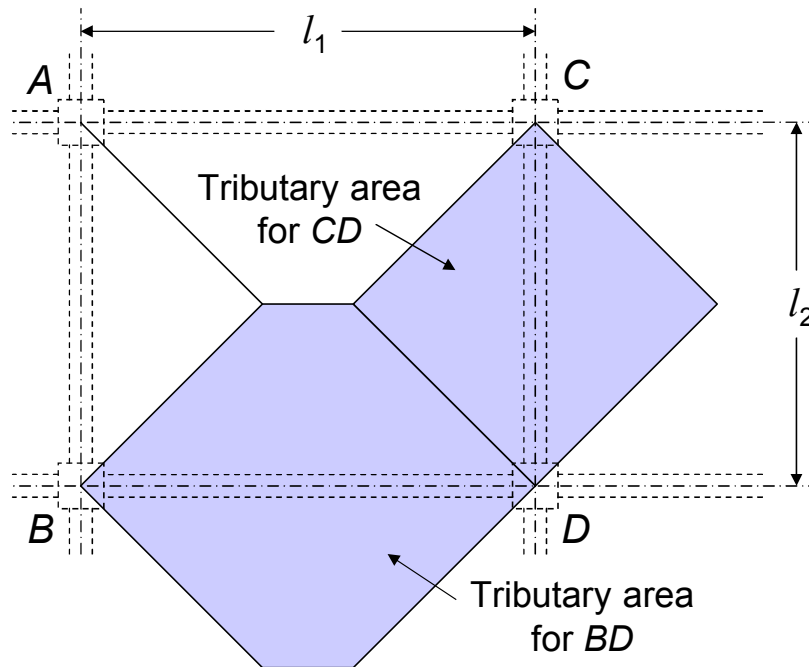
Span ratio L_2/L_1	Slab and Beam Moments	End Span			Interior Span	
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
		Exterior Negative	Positive	1st interior Negative	Positive	Interior Negative
	Total moment	$0.16M_0$	$0.57M_0$	$0.70M_0$	$0.35M_0$	$0.65M_0$
0.5	Column strip Beam	$0.12M_0$	$0.43M_0$	$0.54M_0$	$0.27M_0$	$0.50M_0$
	Slab	$0.02M_0$	$0.08M_0$	$0.09M_0$	$0.05M_0$	$0.09M_0$
	Middle strip	$0.02M_0$	$0.06M_0$	$0.07M_0$	$0.03M_0$	$0.06M_0$
1.0	Column strip Beam	$0.10M_0$	$0.37M_0$	$0.45M_0$	$0.22M_0$	$0.42M_0$
	Slab	$0.02M_0$	$0.06M_0$	$0.08M_0$	$0.04M_0$	$0.07M_0$
	Middle strip	$0.04M_0$	$0.14M_0$	$0.17M_0$	$0.09M_0$	$0.16M_0$
2.0	Column strip Beam	$0.06M_0$	$0.22M_0$	$0.27M_0$	$0.14M_0$	$0.25M_0$
	Slab	$0.01M_0$	$0.04M_0$	$0.05M_0$	$0.02M_0$	$0.04M_0$
	Middle strip	$0.09M_0$	$0.31M_0$	$0.38M_0$	$0.19M_0$	$0.36M_0$

Note: $\beta_1 \geq 2.5$ and $\alpha_1 L_2/L_1 \geq 1.0$

Shear in Slab Systems with Beams

Beams with $\alpha l_1/l_2 \geq 1.0$ shall be proportioned to resist shear caused by load on tributary area as shown.

In proportioning beams with $0 \leq \alpha l_1/l_2 < 1.0$ to resist shear, linear interpolation shall be permitted.



Shear Strength of Slab Systems with Beams

The critical location is found at d distance from the column, where

$$\phi V_c = \phi (0.53 \sqrt{f'_c} b d)$$

The supporting beams are stiff and are capable of transmitting floor loads to the columns.

The shear force is calculated using the triangular and trapezoidal areas. If no shear reinforcement is provided, the shear force at a distance d from the beam must equal

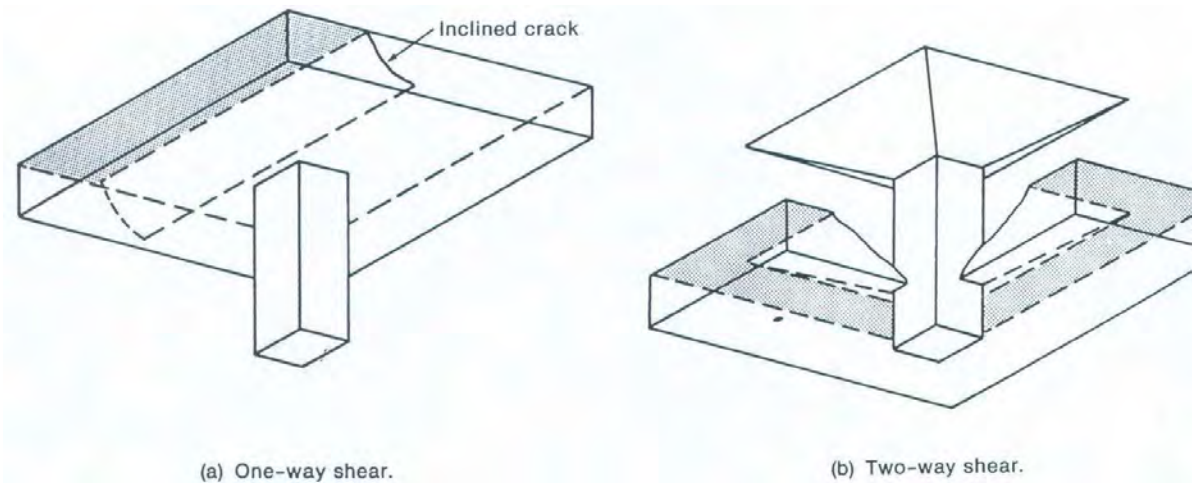
$$V_{ud} \leq \phi V_c$$

where

$$V_{ud} = w_u \left(\frac{l_2}{2} - d \right)$$



Shear Strength of Slab Systems **without** Beams



There are two types of shear that need to be addressed:

- 1) One-way shear or beam shear at distance d from the column
- 2) Two-way or punch out shear which occurs along a truncated cone.

Shear Strength of Slab Systems **without** Beams

Wide-Beam Action: nominal strength in usual case where no shear reinforcement is

$$V_n = V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_w d$$

Two-Way Action: cracking occur around column with periphery b_0 at distance $d/2$ outside column. V_n is the smallest of

$$V_n = V_c = 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_0 d \quad \text{ACI Formula (11-35)}$$

$$V_n = V_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_0 d \quad \text{ACI Formula (11-36)}$$

$$V_n = V_c = 1.06\sqrt{f'_c} b_0 d \quad \text{ACI Formula (11-37)}$$

where

b_0 = perimeter of critical section at distance $d/2$ outside column*

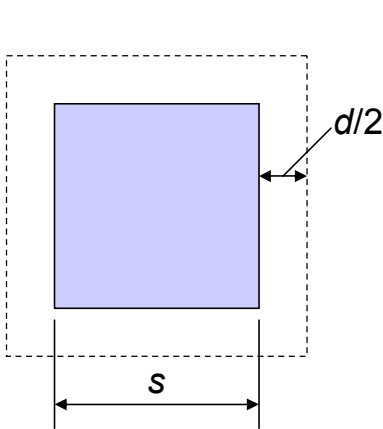
β_c = ratio of long side to short side of column

α_s = 40 for interior columns, 30 for edge columns and 20 for corner columns

การวัดระยะ $d/2$ เพื่อหาเส้นรอบรูป b_0 :

- 1) ขอบหรือมุมของเสา นำหน้าบรรทุกทุกเป็นจุด หรือพื้นที่แรงปฏิกิริยา
- 2) ตำแหน่งที่เปลี่ยนความหนาในแผ่นพื้น เช่น ขอบของหมวกเสา(Column capital) หรือแป้นหัวเสา(Drop panel)

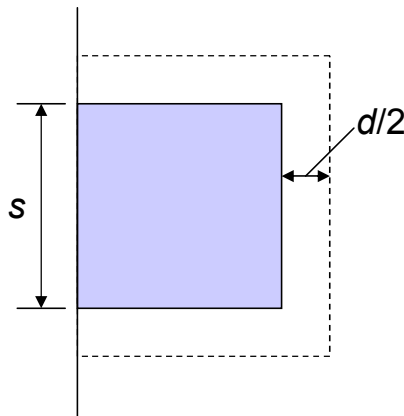
Minimum size of square columns for $V_c = 1.06\sqrt{f'_c} b_w d$



$$b_0 = 4(s + d)$$

$$\text{If } s = 4d, \frac{40}{b_0/d} = 2$$

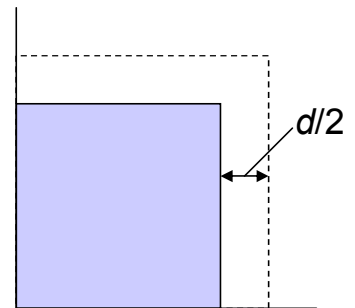
Interior column



$$b_0 = 3s + 2d$$

$$\text{If } s = 4.33d, \frac{30}{b_0/d} = 2$$

Edge column



$$b_0 = 2s + d$$

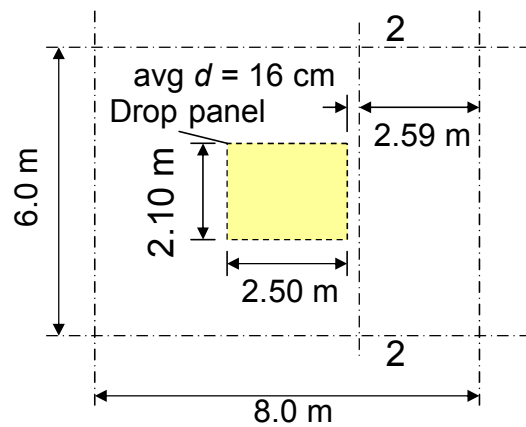
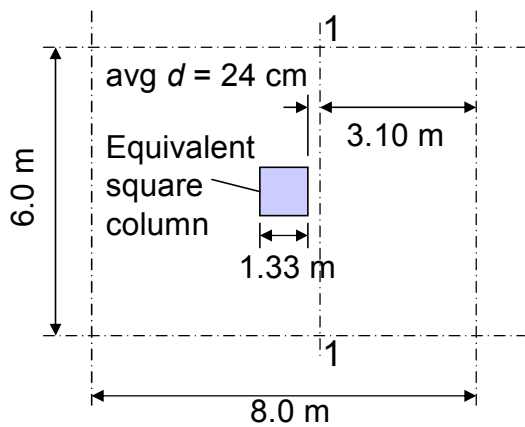
$$\text{If } s = 4.5d, \frac{20}{b_0/d} = 2$$

Corner column



Example 17: Investigate the shear strength in wide-beam and two-way actions in the flat slab design example for an interior column with no bending moment to be transferred

Solution: (a) Wide-beam action. Check section 1-1 and 2-2 in long direction



$$V_u = 1,658 \times 6.0 \times 3.1 = 30,839 \text{ kg}$$

$$V_n = V_c = 0.53\sqrt{210} \times 600 \times 16 = 73,732 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 73,732 = 62,672 \text{ kg} > V_u \quad \text{OK}$$

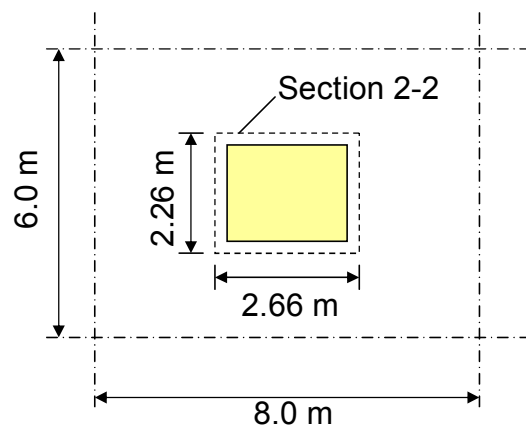
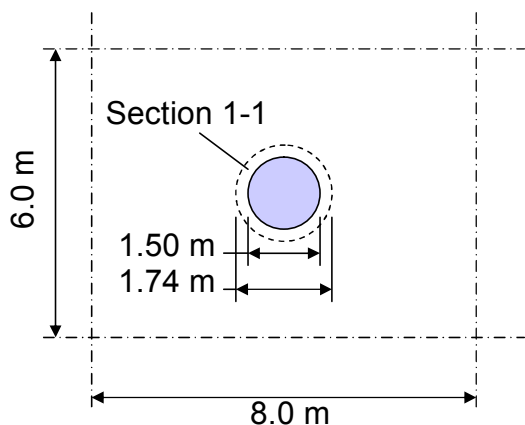
$$V_u = 1,658 \times 6.0 \times 2.59 = 25,765 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 62,672 \text{ kg} > V_u \quad \text{OK}$$

It will be rare that wide-beam (one-way) action will govern.

(b) Two-way action.

Check section 1-1 circular at $d/2 = 12 \text{ cm}$ from edge of column capital and section 2-2 at $d/2 = 8 \text{ cm}$ from edge of drop panel



$$V_u = 1.658(6 \times 8 - 0.25\pi \times 1.74^2) + 1.4 \times 0.08 \times 2.4(2.1 \times 2.5 - 0.25\pi \times 1.74^2)$$

$$= 75.64 + 0.77 = 76.41 \text{ ton (Section 1-1)}$$

$$V_u = 1.658(6 \times 8 - 2.26 \times 2.66) = 69.62 \text{ ton (Section 2-2)}$$



Shear strength at section 1-1:

$$b_0 = \pi(174) = 546.6 \text{ cm}, \quad b_0/d = 546.9/24 = 22.8$$

Since $b_0/d > 20$, and $\beta_c = 1$, ACI Formula (11-36) controls.

$$\begin{aligned} \phi V_n = \phi V_c &= \phi 0.27 \left(\frac{40}{22.8} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_0 d = \phi (1.01 \sqrt{f'_c} b_0 d) \\ &= 0.85 \times 1.01 \sqrt{210} \times 546.6 \times 24 / 1,000 = 163.2 \text{ ton} \end{aligned}$$

Shear strength at section 2-2:

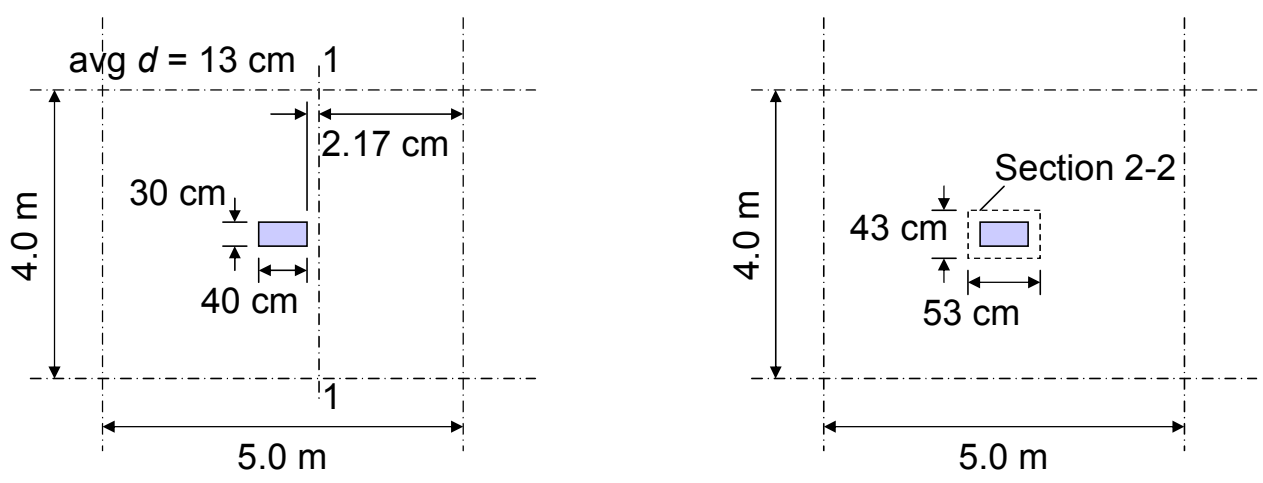
$$b_0 = 2(226+266) = 984 \text{ cm}, \quad b_0/d = 984/16 = 61.5$$

Since $b_0/d > 20$, and $\beta_c = 1$, ACI Formula (11-36) controls.

$$\begin{aligned} \phi V_n = \phi V_c &= \phi 0.27 \left(\frac{40}{61.5} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_0 d = \phi (0.716 \sqrt{f'_c} b_0 d) \\ &= 0.85 \times 0.716 \sqrt{210} \times 984 \times 16 / 1,000 = 138.9 \text{ ton} \end{aligned}$$

Shear reinforcement is not required at this interior location.

Example 18: Investigate the shear strength in wide-beam and two-way actions in the flat plate design example for an interior column with no bending moment to be transferred. Note that $f'_c = 280 \text{ ksc}$.



(a) Wide-beam action. Assuming $d = 16-3 = 13 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} V_u &= 1,048 \times 4.0 \times 2.17 / 1,000 = 9.10 \text{ ton} \\ V_n = V_c &= 0.53 \sqrt{280} \times 400 \times 13 / 1,000 = 46.12 \text{ ton} \\ \phi V_n &= 0.85 \times 46.12 = 39.20 \text{ ton} > V_u \quad \mathbf{OK} \end{aligned}$$

(b) Two-way action.

$$V_u = 1.048(4 \times 5 - 0.43 \times 0.53) = 20.72 \text{ ton}$$

$$b_0 = 2(43+53) = 192 \text{ cm}, \quad b_0/d = 192/13 = 14.8$$

Since $b_0/d < 20$, and $\beta_c = 1$, ACI Formula (11-37) controls.

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi V_c = \phi 1.06 \sqrt{f'_c} b_0 d \\ &= 0.85 \times 1.06 \sqrt{280} \times 192 \times 13 / 1,000 = 37.63 \text{ ton} \end{aligned}$$

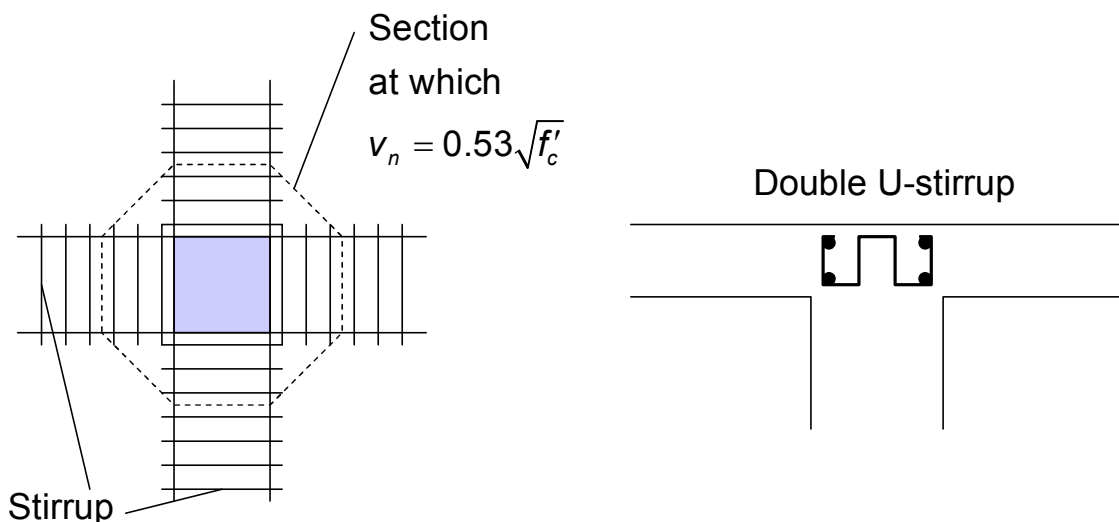
Shear reinforcement is not required at this interior location.

Shear Reinforcement in Flat Plate Floors

where no column capitals and drop panels, shear reinforcement is frequently necessary.

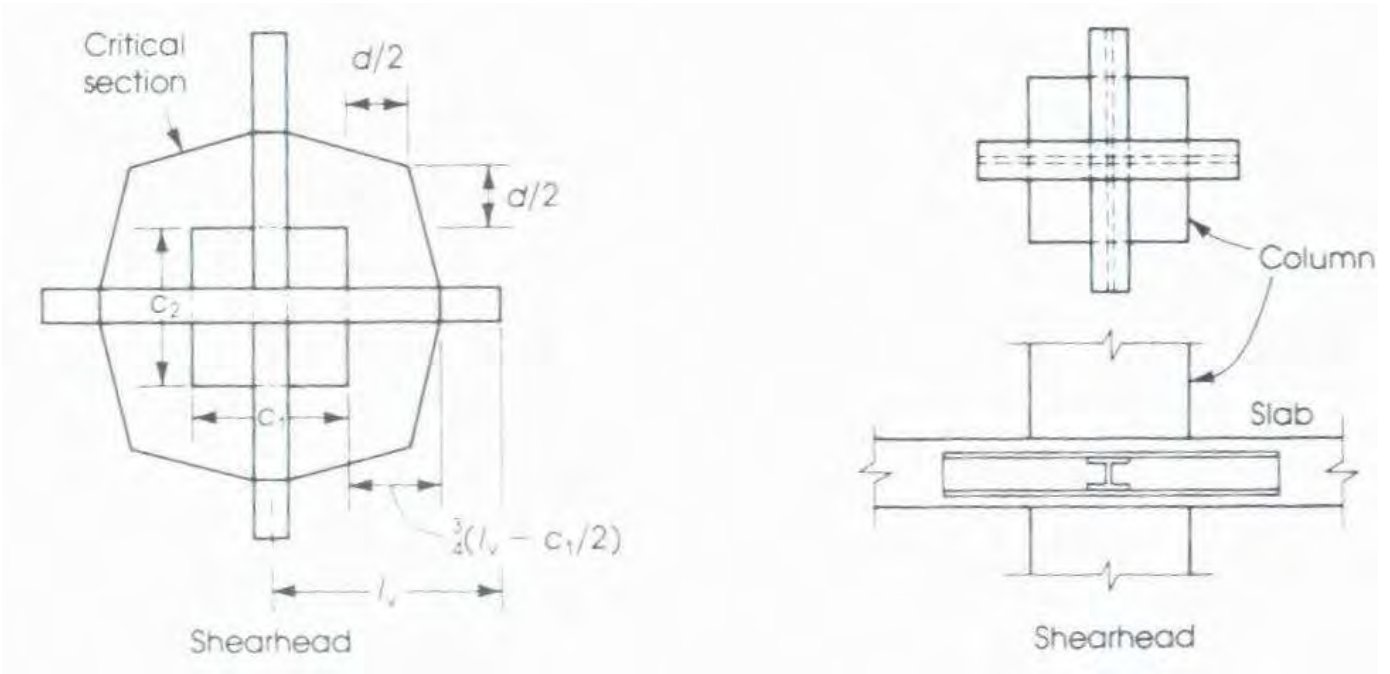
Nominal strength when bar reinforcement is used,

$$V_n = V_c + V_s = 0.53 \sqrt{f'_c} b_0 d + \frac{A_v f_y d}{s} \leq 1.59 \sqrt{f'_c} b_0 d$$



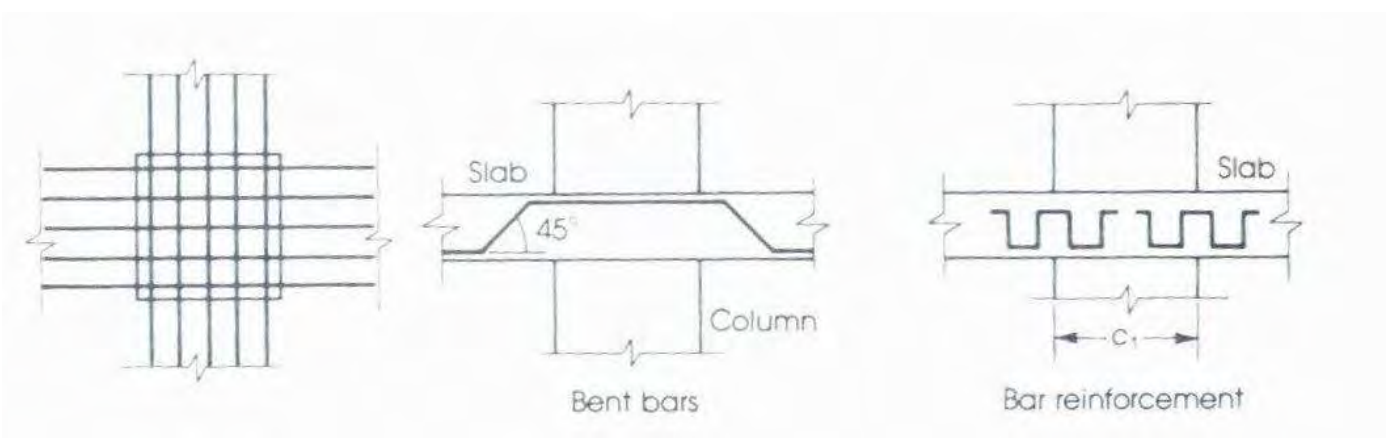
Shearhead

consists of steel I-beams or channel welded into four cross arms to be placed in slab above a column. Does not apply to external columns due to lateral loads and torsion.

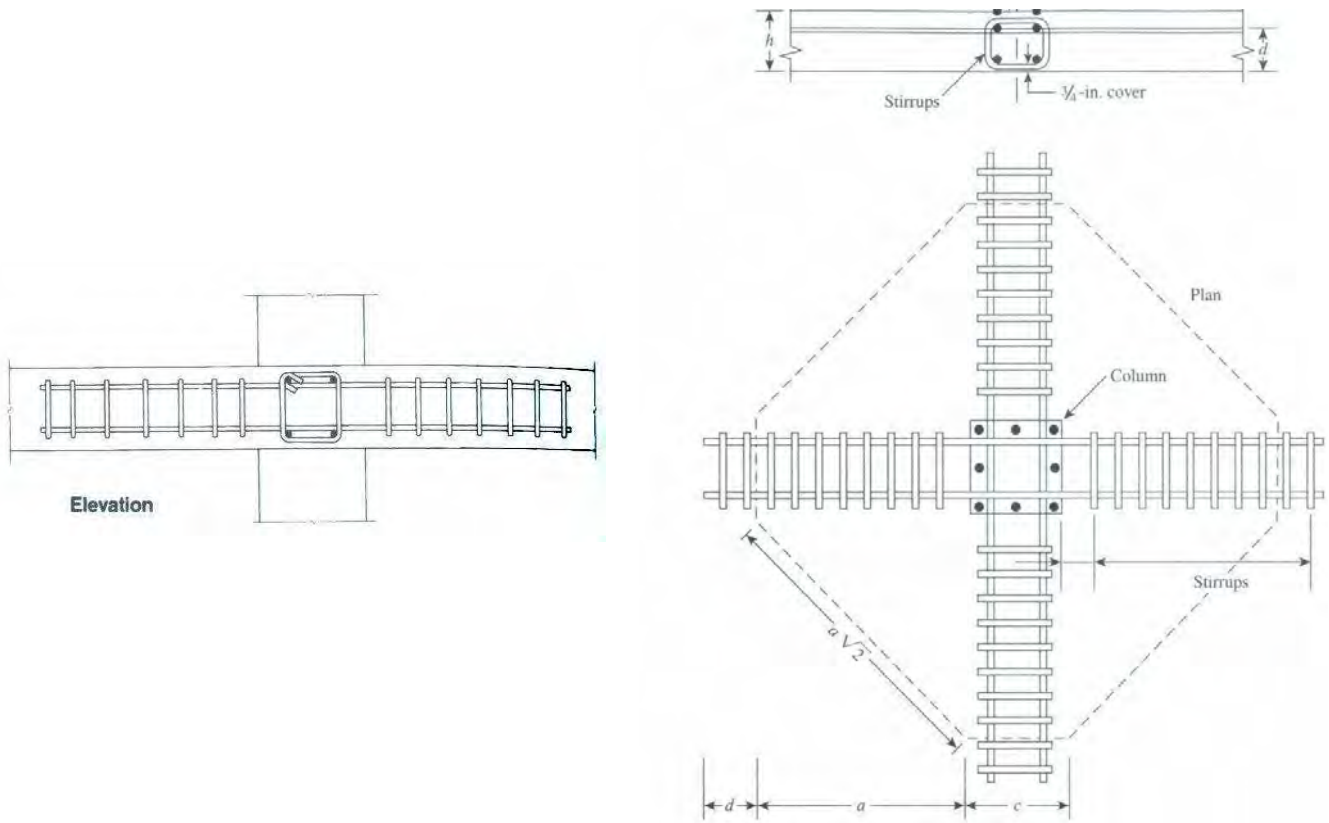


Anchor bars

consists of steel reinforcement rods or bent bar reinforcement



Conventional stirrup cages



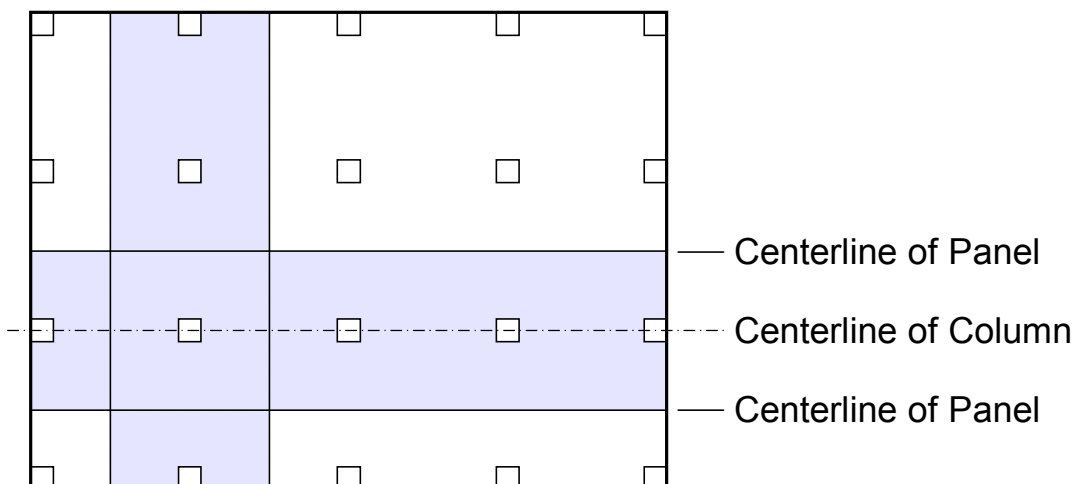
EQUIVALENT FRAME METHOD

ACI 318 Section 13.7

Direct Design Method - uses coefficients to compute positive and negative slab moments

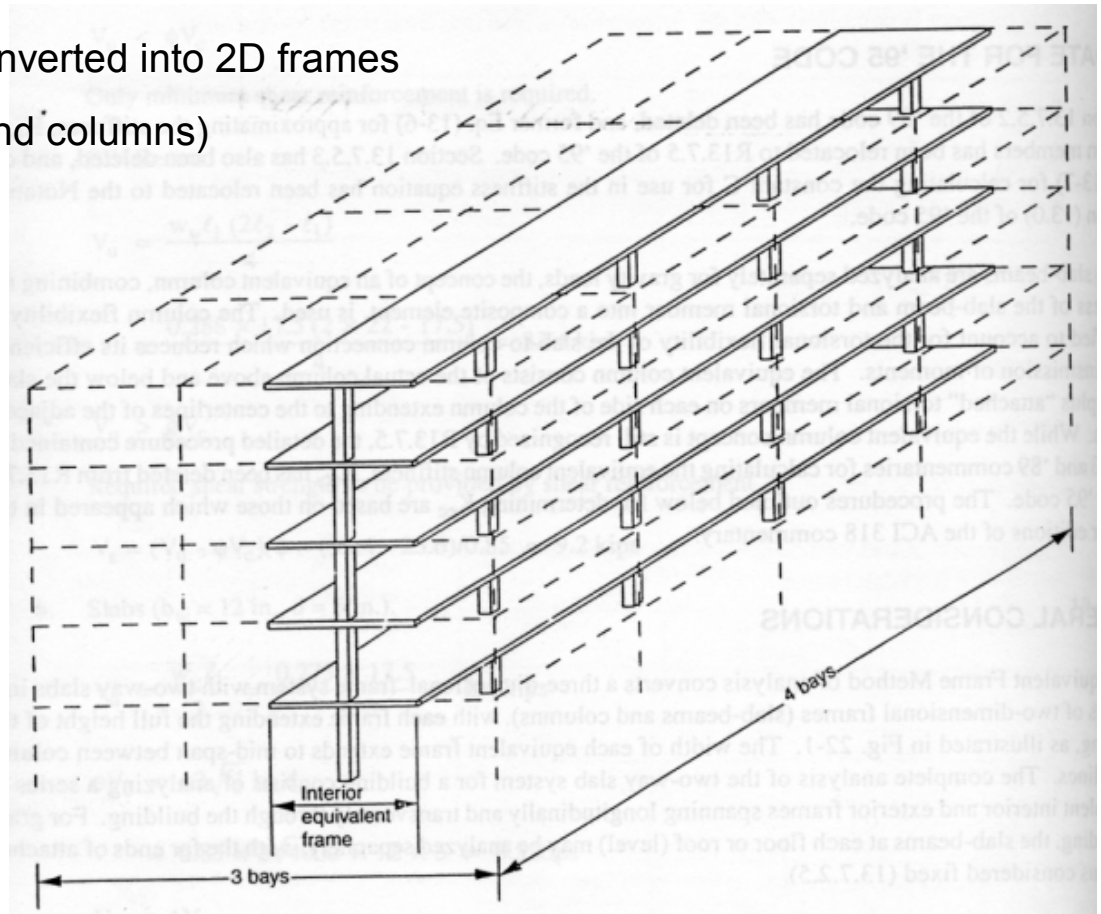
Equivalent Frame Method - use elastic frame analysis to compute positive and negative moments

Structure is divided into continuous frames centered on column line...



EQUIVALENT FRAME

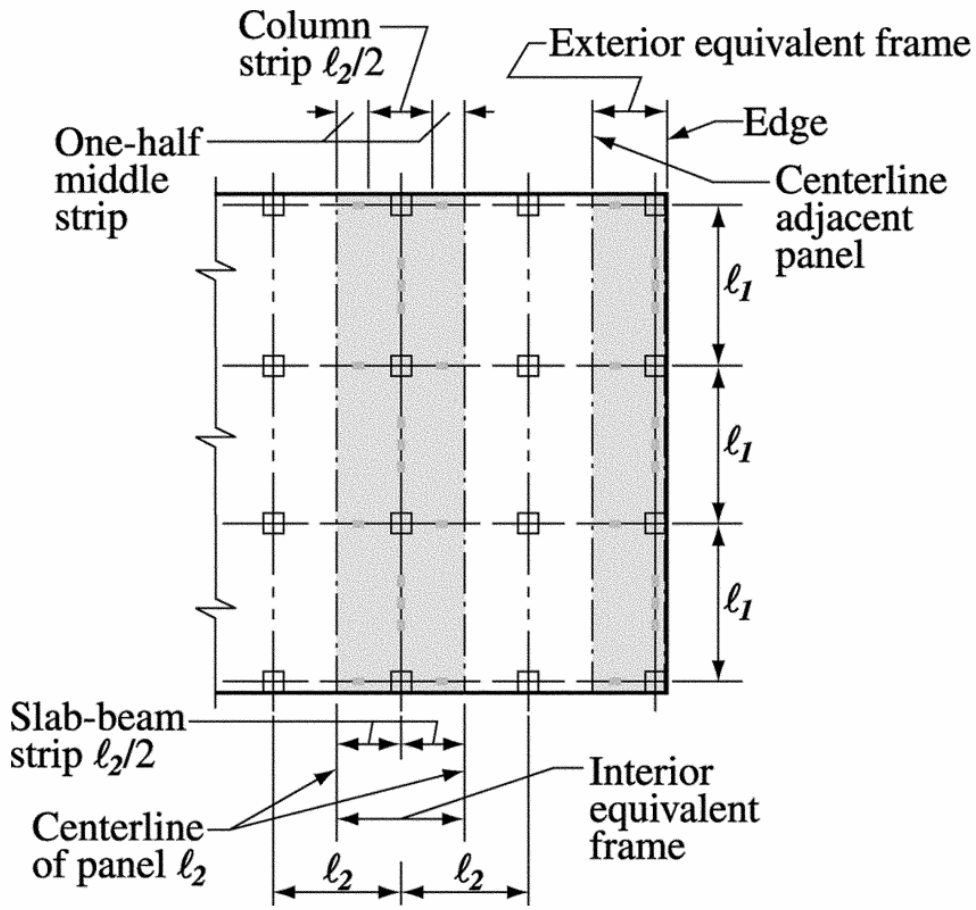
3D frame is converted into 2D frames
(slab-beams and columns)



Advantages of EFM over DDM

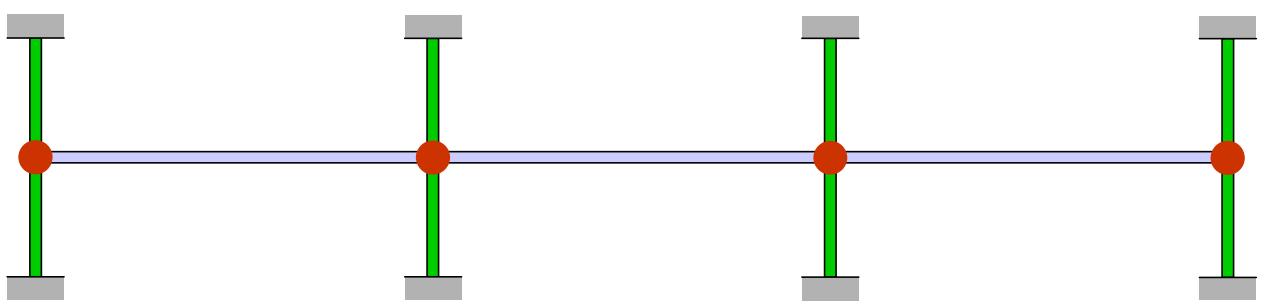
- 1) Moments are distributed by an elastic analysis such as moment distribution. Pattern loading have to be considered for the most critical loading conditions.
- 2) There are no limitations on dimensions or loadings
- 3) Variations in the moment of inertia along the axes of members have to be considered, such as the effects of column capitals.
- 4) Effects of lateral loading can be considered.
- 5) Use of computer analysis
- 6) Total static moment need not exceed M_0 by DDM

Definitions of Equivalent Frame



The equivalent frame comprises three parts:

- (1) **Horizontal slab strip**, including any beams spanning in the direction of the frame,
- (2) **Columns** or other vertical supporting members, extending above and below the slab,
- (3) **Elements** of the structure that provide moment transfer between the horizontal and vertical members.



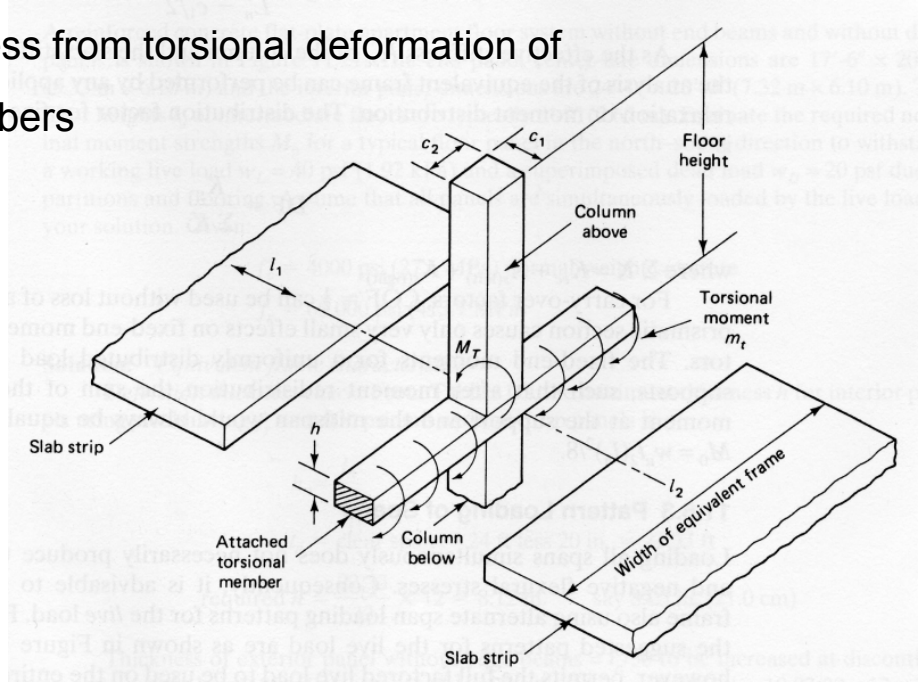
Equivalent Column

reduction of column stiffness from torsional deformation of transverse supporting members

$$\frac{1}{K_{ec}} = \frac{1}{\sum K_c} + \frac{1}{K_t}$$

or

$$K_{ec} = \frac{\sum K_c}{1 + \sum K_c / K_t}$$



K_{ec} = flexural stiffness of equivalent column

K_c = flexural stiffness of actual column

K_t = torsional stiffness of edge beam

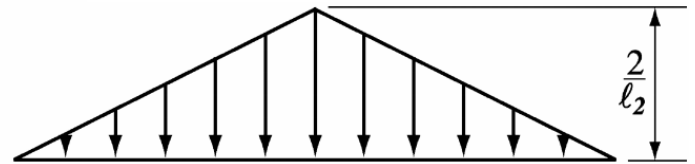
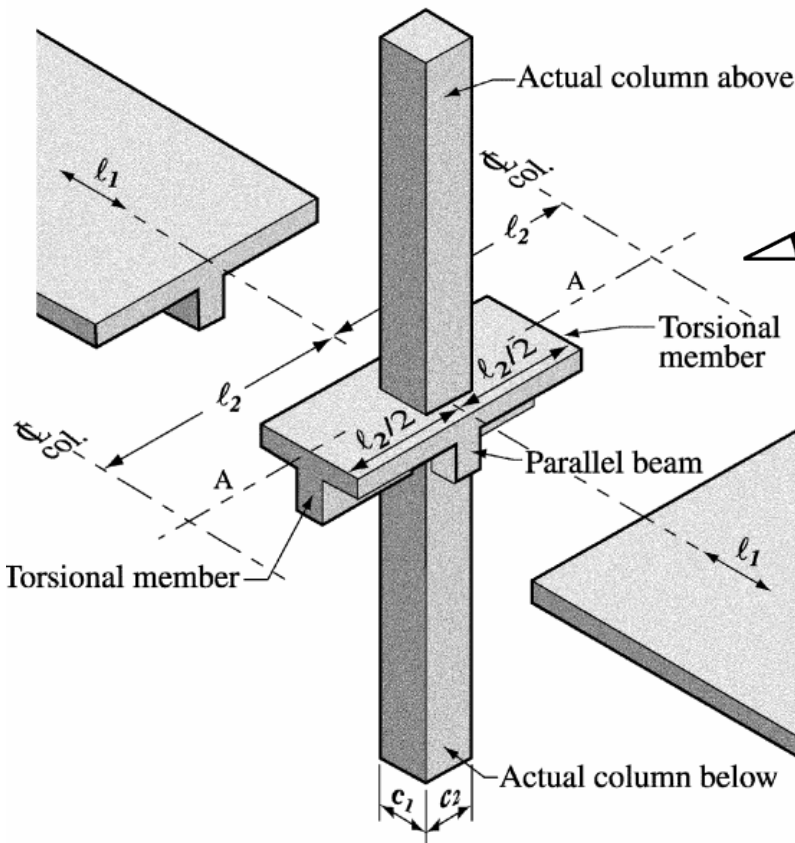
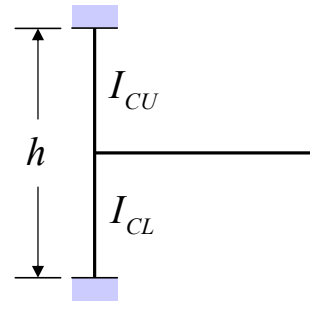


Fig. R13.7.5 – Distribution of unit twisting moment along column centerline A-A

Fig. R13.7.4 – Equivalent column (column plus torsional members)

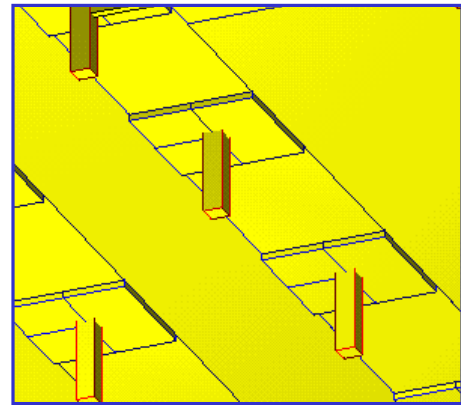
ΣK_c = Stiffness of columns upper + lower

$$\Sigma K_c = \frac{4EI_{CU}}{h} + \frac{4EI_{CL}}{h}$$



K_t = Torsional stiffness of the slab in the column line

$$K_t = \Sigma \frac{9EC}{l_2 \left(1 - \frac{c_2}{l_2}\right)^3}$$



where the torsional constant is

$$C = \Sigma \left(1 - 0.63 \frac{x}{y}\right) \frac{x^3 y}{3}$$



Building Design

Lecture 12 – Post-tensioned Concrete Slabs

- Reinforced v.s. Post-Tensioned Concrete
- Basic Concept
- Post-Tensioned Construction
- Design Concerns
- Design Example

Mongkol JIRAVACHARADET

SURANAREE

UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

INSTITUTE OF ENGINEERING

SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING

Conventionally Reinforced Structures

Versus

Post-Tensioned Concrete Structures



Conventionally Reinforced Structures

- Regular Strength Concrete
- Initial Crack occurs “soon”
- Reinforcement → Steel Rebar
 - $F_y = 4,000$ ksc (Typical)
 - Passive Reinforcement
 - After Concrete Crack
 - Stresses and Deformations have to occur before rebar starts working

Conventionally Reinforced Structures

IN FLOOR SYSTEMS :

Span Length is generally subject to deflection issues:

- Typical (span/slab thickness) Ratio = 28



Post-Tensioned Concrete Structures

- High Strength Concrete
- High Strength Strands (Tendons)
 - $F_y = 18,000$ ksc
 - “Active” Reinforcement
 - Induces “Balanced” stresses in concrete
 - Efficient Design

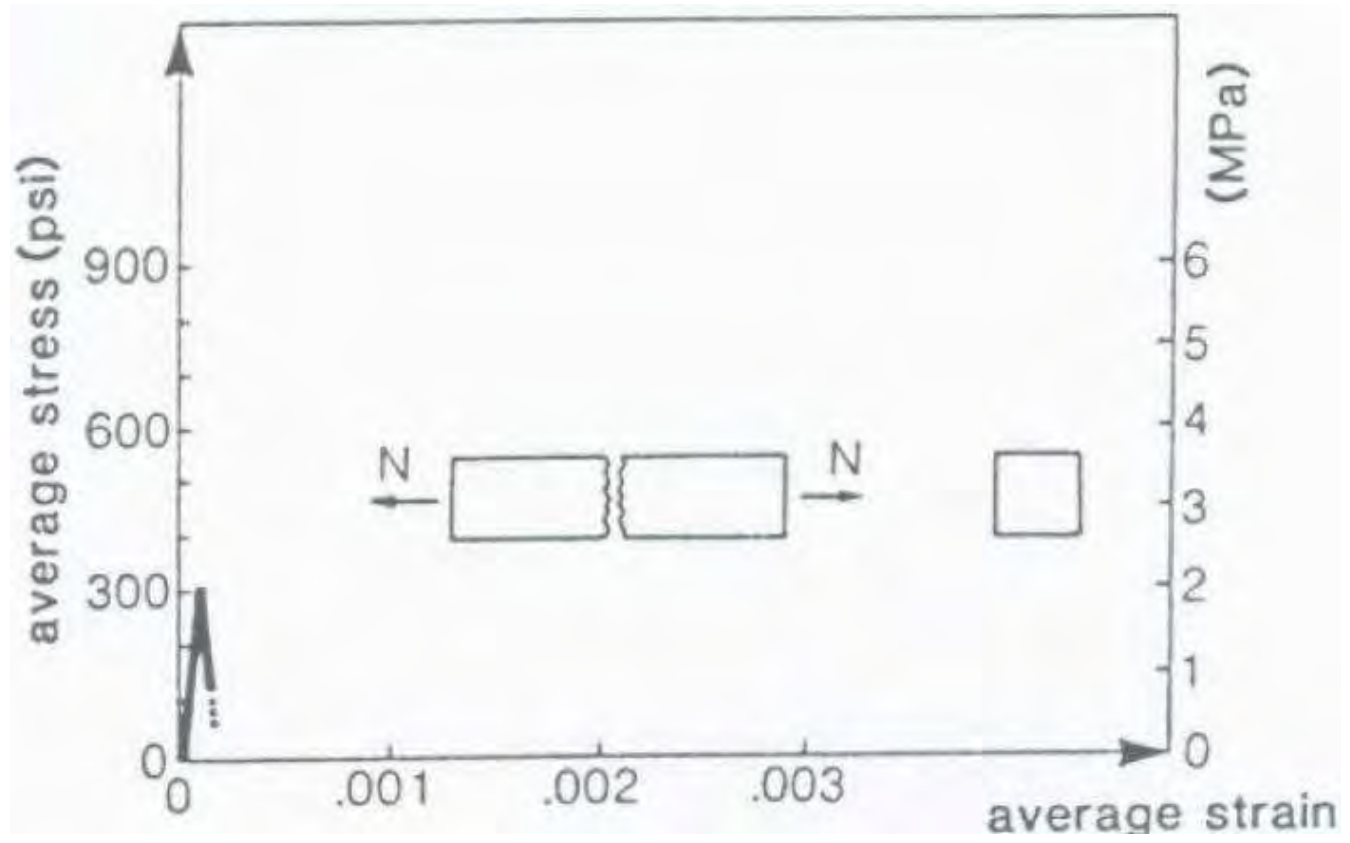
Post-Tensioned Concrete Structures

IN FLOOR SYSTEMS :

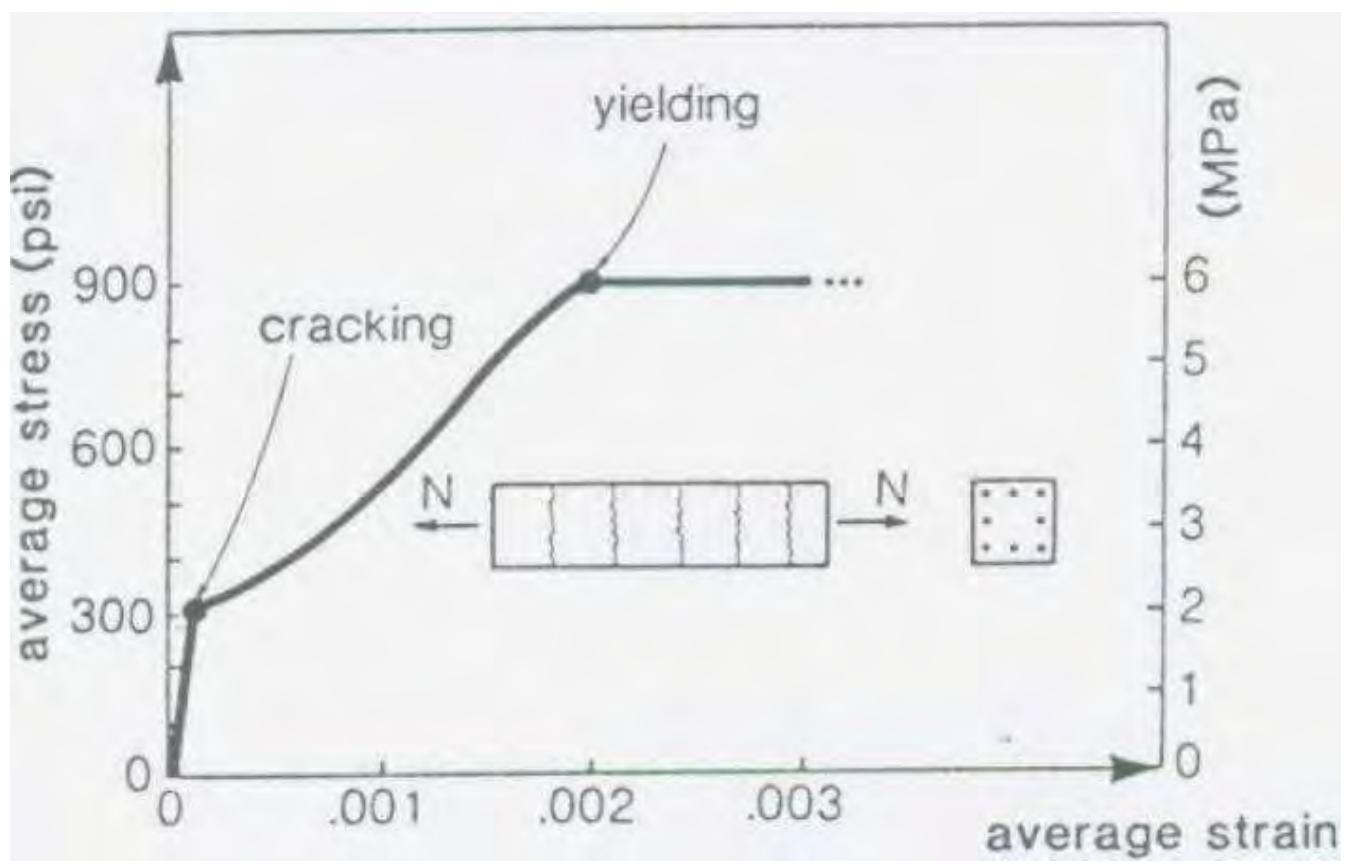
- Much Larger Span/Depth Ratio = 45



Plain Concrete Member

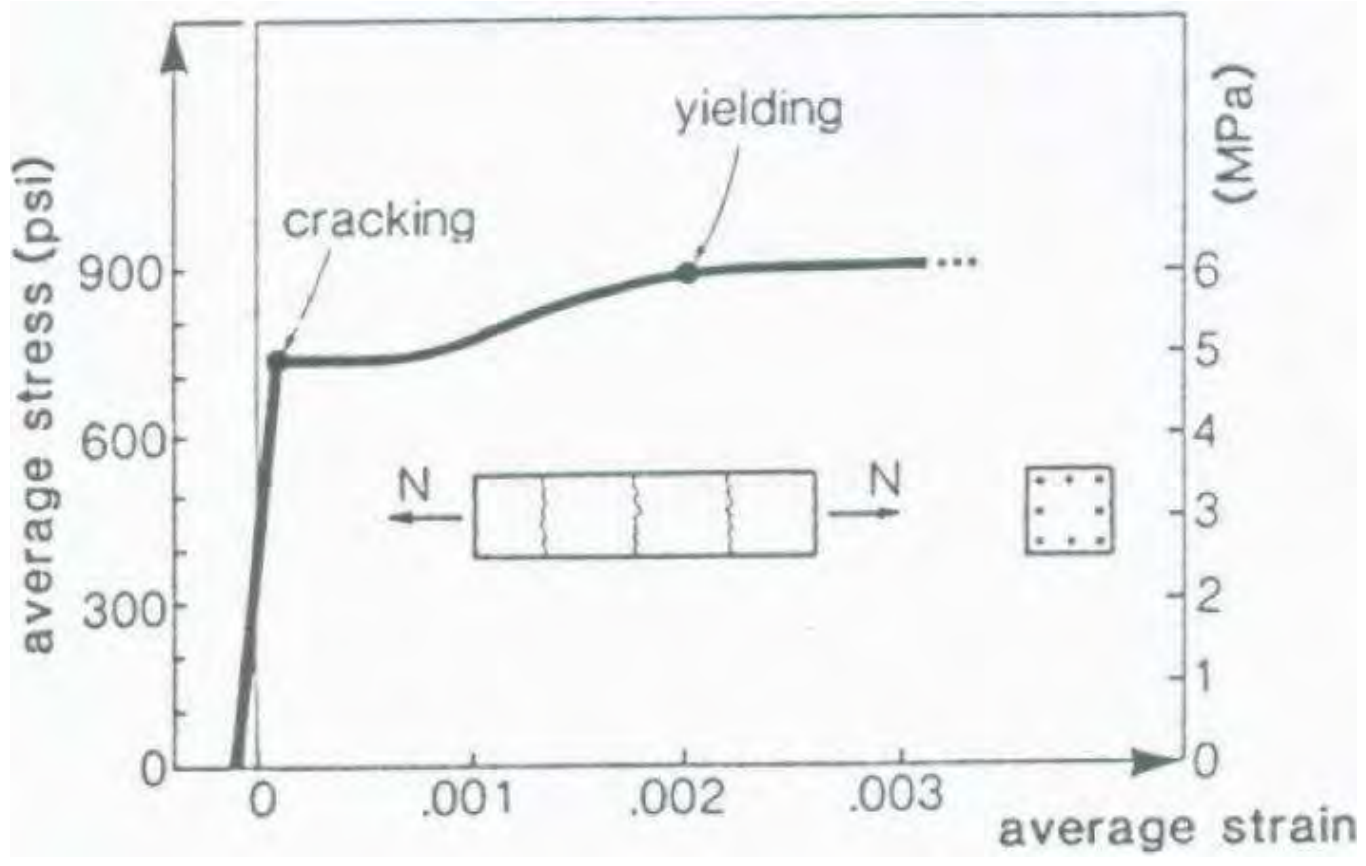


Reinforced Concrete Member

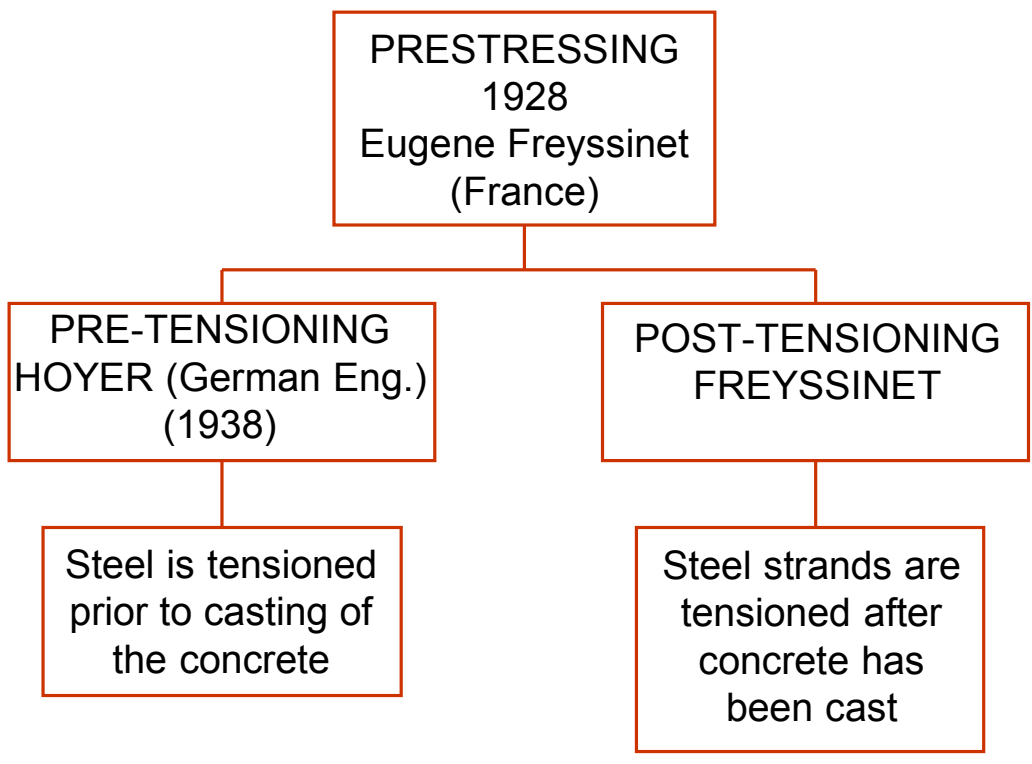




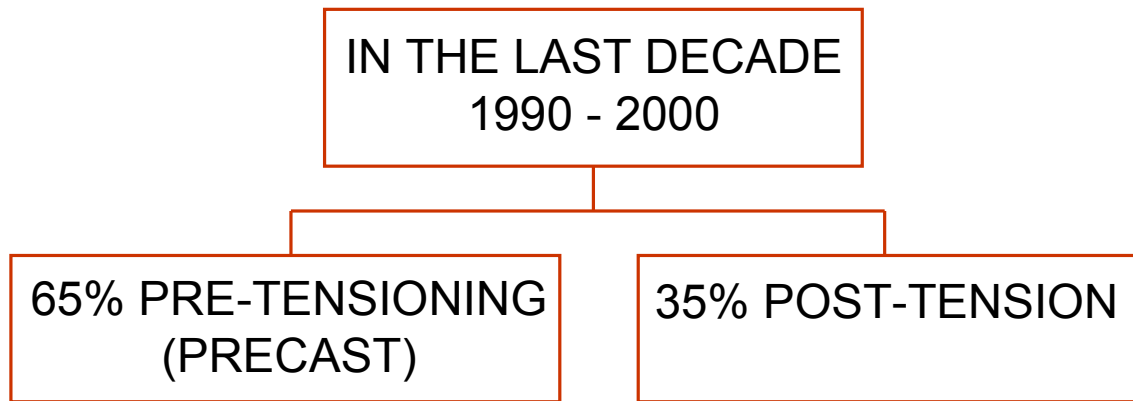
Prestressed Member



Initial Concepts of Prestressing

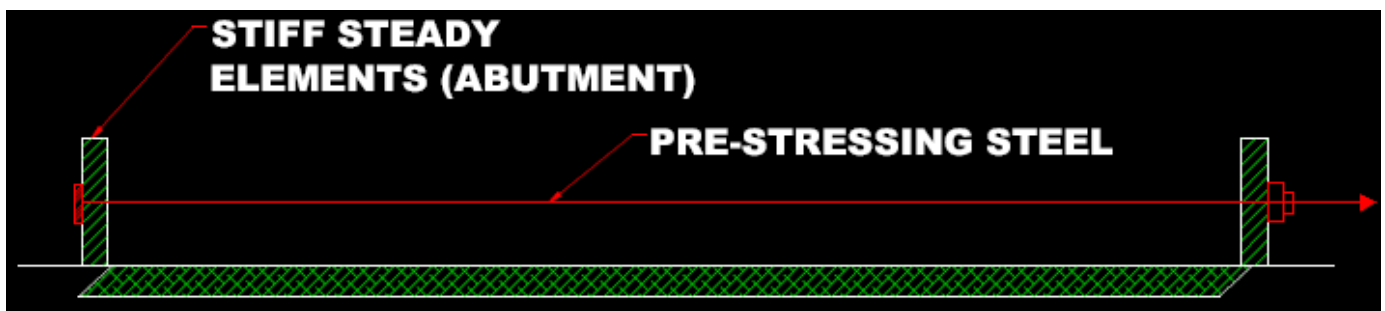


USE OF PRE-STRESSING IN THE USA

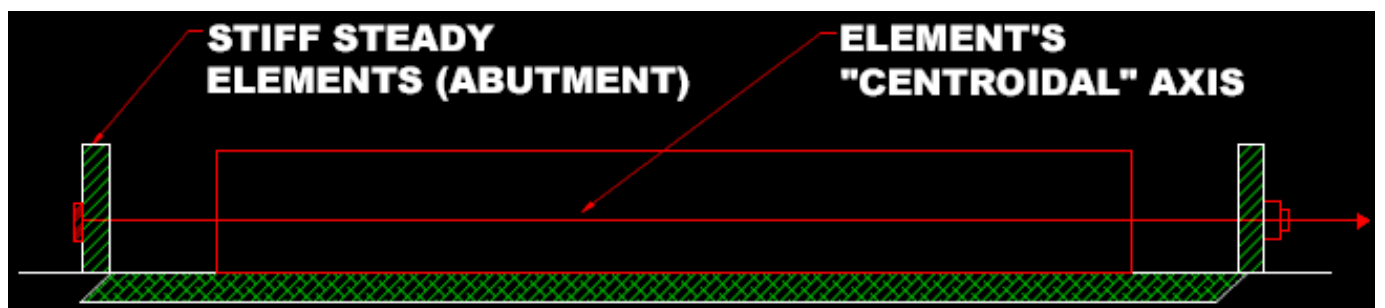


PRETENSIONING

STEP 1: Tensioning of prestressing strands in prestressing bed before concrete is poured

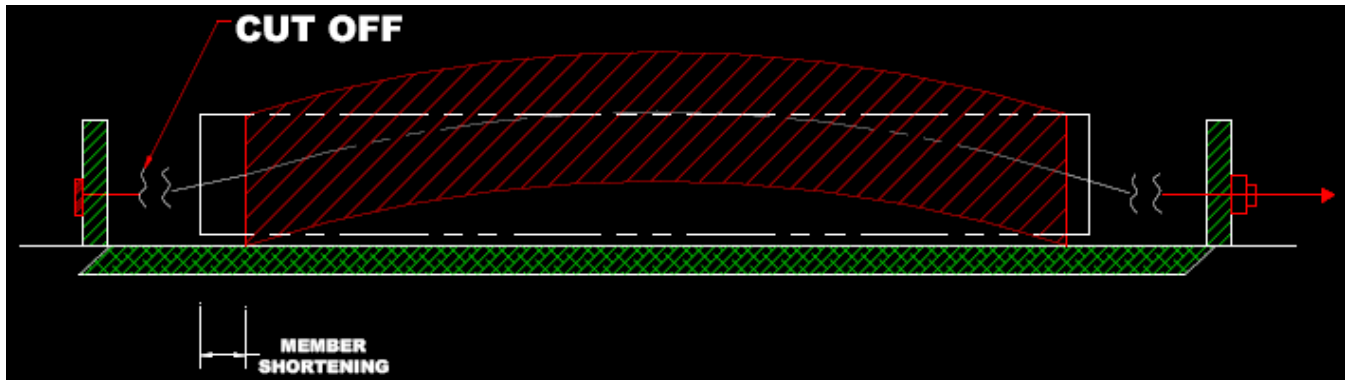


STEP 2: Casting of concrete around tensioned strands $f_c = 0$



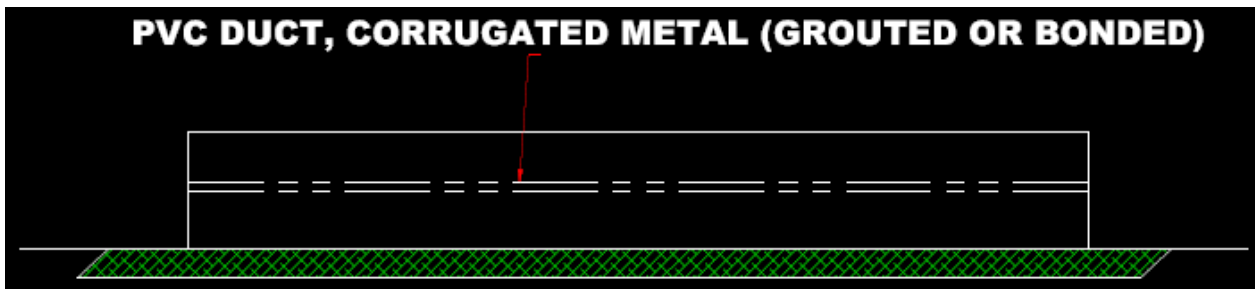
PRETENSIONING

STEP 3: Cut strand from stressing bed causing stresses and shortening of the member

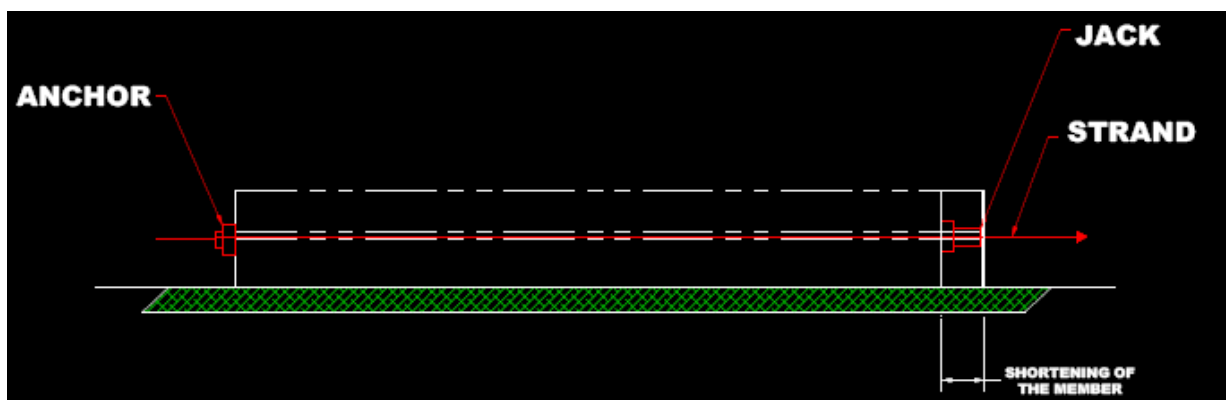


POST-TENSIONING

STEP 1: Cast concrete $f_c = 0, T = 0$

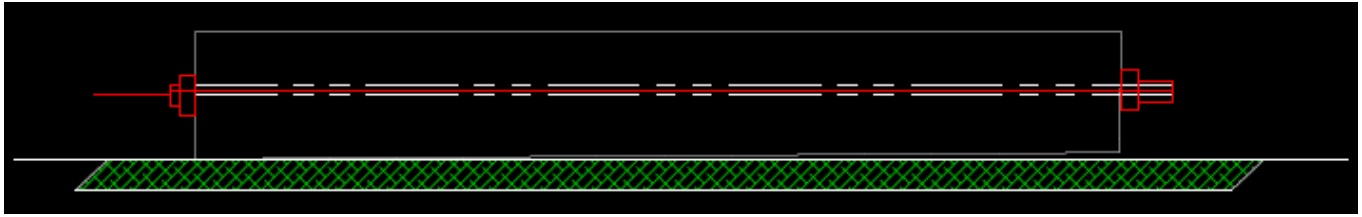


STEP 2: Tensioning of the prestressing strand against hardened concrete



POST-TENSIONING

STEP 3: Anchoring of strand



Post-Tension System

The most common post-tensioning system for two-way slab building construction uses mono-strand un-bonded tendons.

In this type of construction, the pre-stressing steel is composed generally of high-strength, single-wire steel, wrapped with another six wires to form a seven-wire strand.



The sheathed (blue) tendon at the left, and the bare seven-wire, 0.5-inch-diameter, 270 ksi tendon at the right.



Live End/Stressing End

201140
12" Tube, Transparent, with
Grease, Seal & Adapter

207101
CPS
Encapsulation,
L.E.

204103
2" Pocket
Former

206109
D.E./L.E. Cap
with Grease
Transparent



0.5" CPS SYSTEM (Transparent)
**Mono-Strand Corrosion
Protection System**

ZERO VOID®

**"The State of the Art in PT Anchor
Corrosion Protection**

...peace of mind for a few pennies more"

Sheathing is left intact
No removal for Fixed-End
wedge seating

6" Seal now available
in translucent to verify
overlap @ Fixed Ends

206308
6" Zero Void®
Seal

Built-in lock tabs for
instant, permanent
installation

206301
Zero Void®
Encapsulation

Sheathing is
removed just
prior to stressing
with GTI
Sheathing Stripper
guaranteed
6" overlap

GTI Plasma Cutter
cuts tails off to
precise length



0.5" ZERO VOID®
**Mono-Strand Corrosion
Protection System**

US PATENT No. 4,896,470; 5,072,558; 5,436,425; 5,440,842;
5,755,045; 5,770,266; 5,788,398; 5,839,235; 5,897,102;
6,017,165; 6,151,850; 6,176,051 US & FOREIGN PATENTS PENDING

GENERAL TECHNOLOGIES, INC.
13022 Trinity Drive • Stafford, TX 77477
(281) 240-0550 • Toll-free (888) 255-0440
Fax (281) 240-0990 • sales@gti-usa.net • www.gti-usa.net

Zero Void® Cap has a
bayonet-style lock which
installs with a 1/16 turn
with a socket wrench



206302
Zero Void® Cap
with Membrane,
PT Coating & Gasket



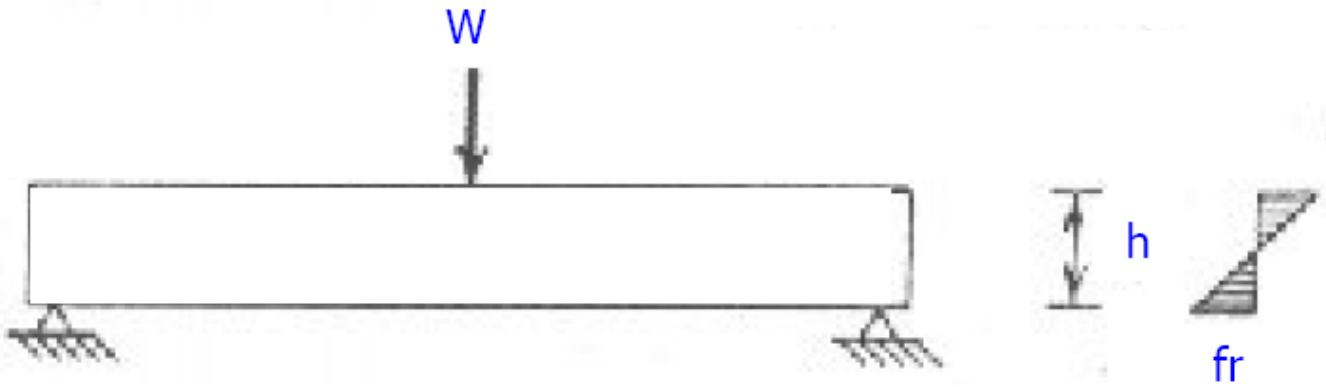
A gripper jack stressing a tendon.



A heavy duty jack, used here to stress several tendons at the same location.

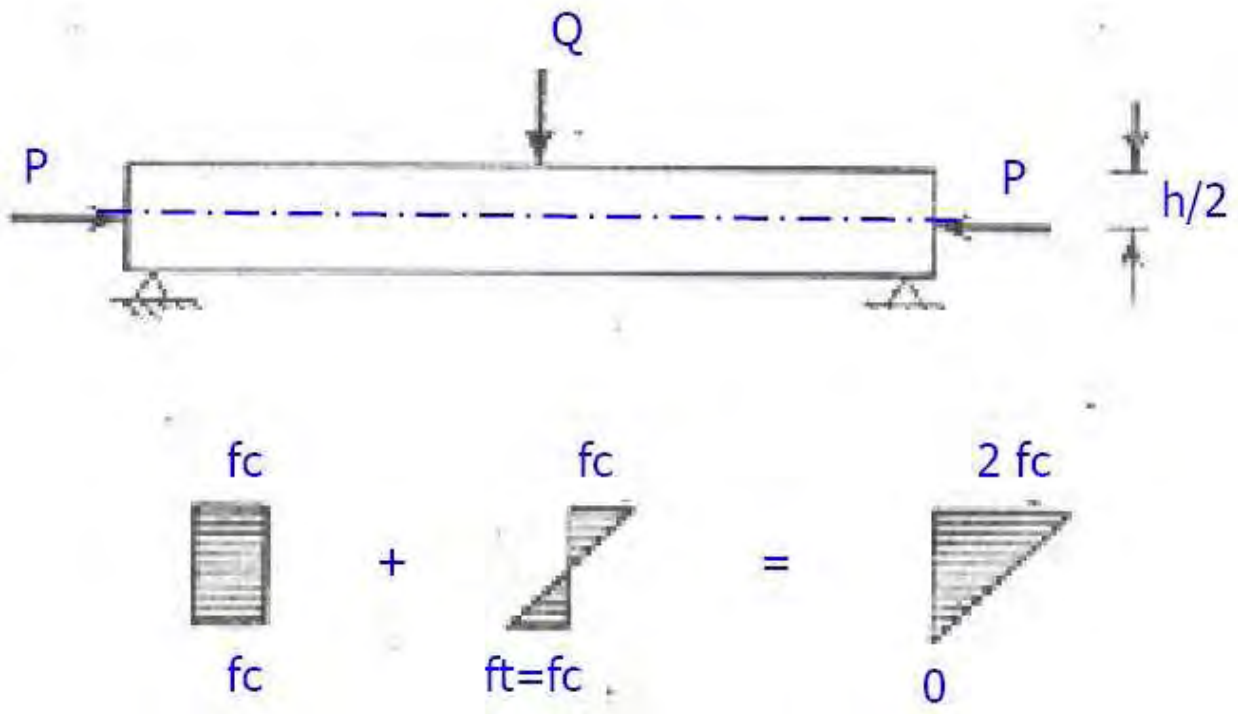
STRESS CONTROL BY PRESTRESSING

Plain Concrete Beam



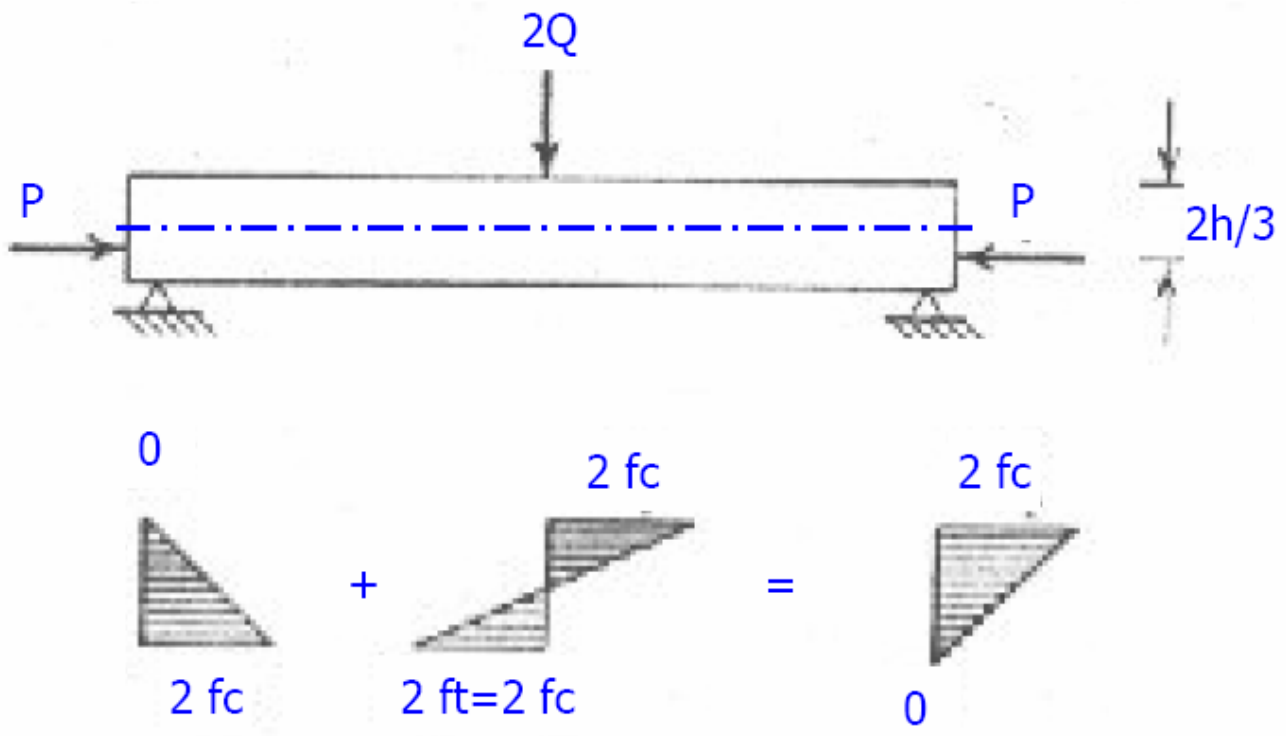
STRESS CONTROL BY PRESTRESSING

Axially Prestressed Beam



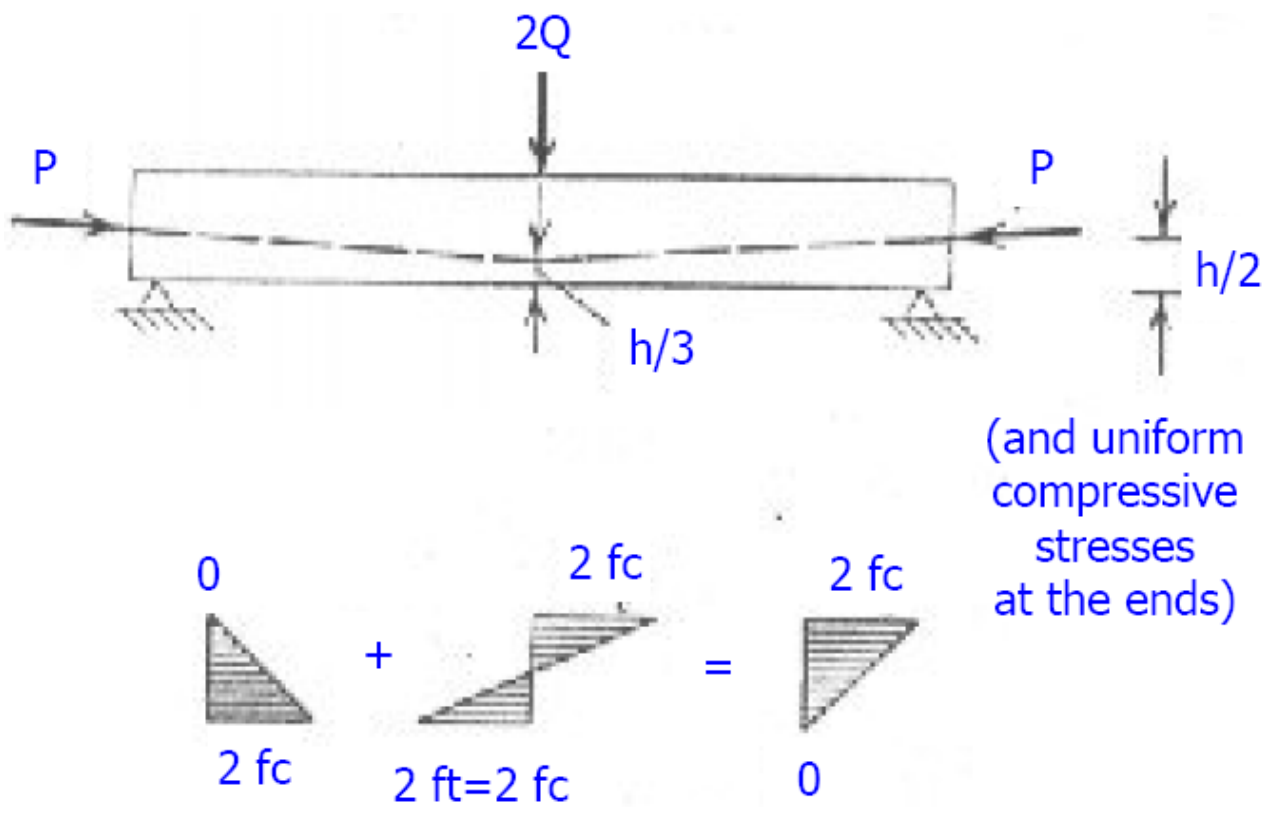
STRESS CONTROL BY PRESTRESSING

Eccentrically Prestressed Beam

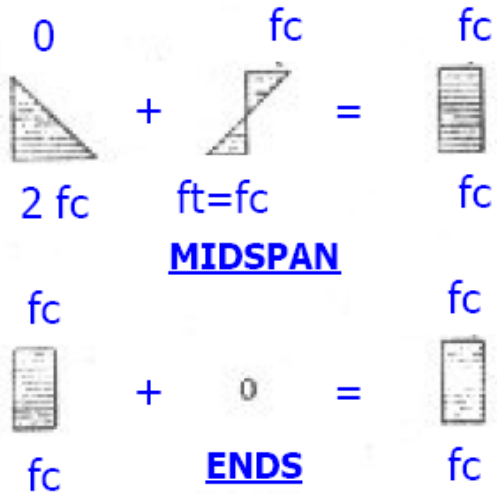
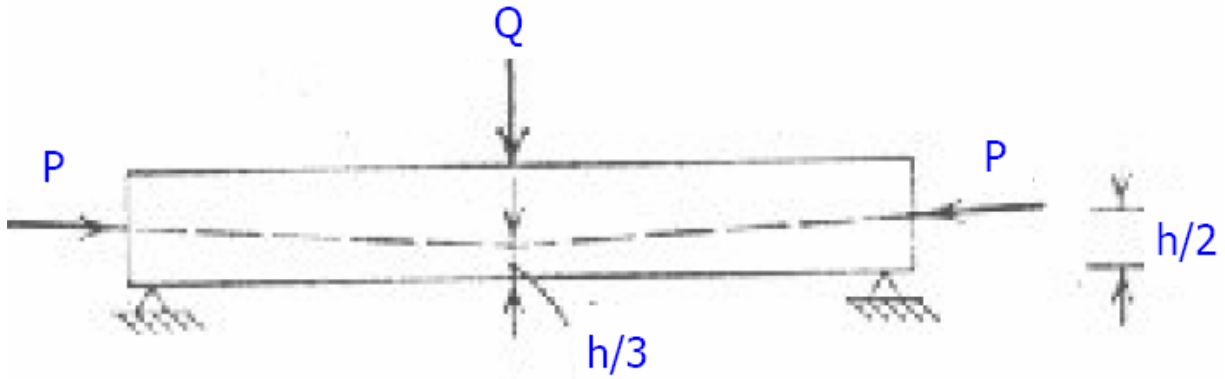


STRESS CONTROL BY PRESTRESSING

Variable Eccentricity Prestressed Beam

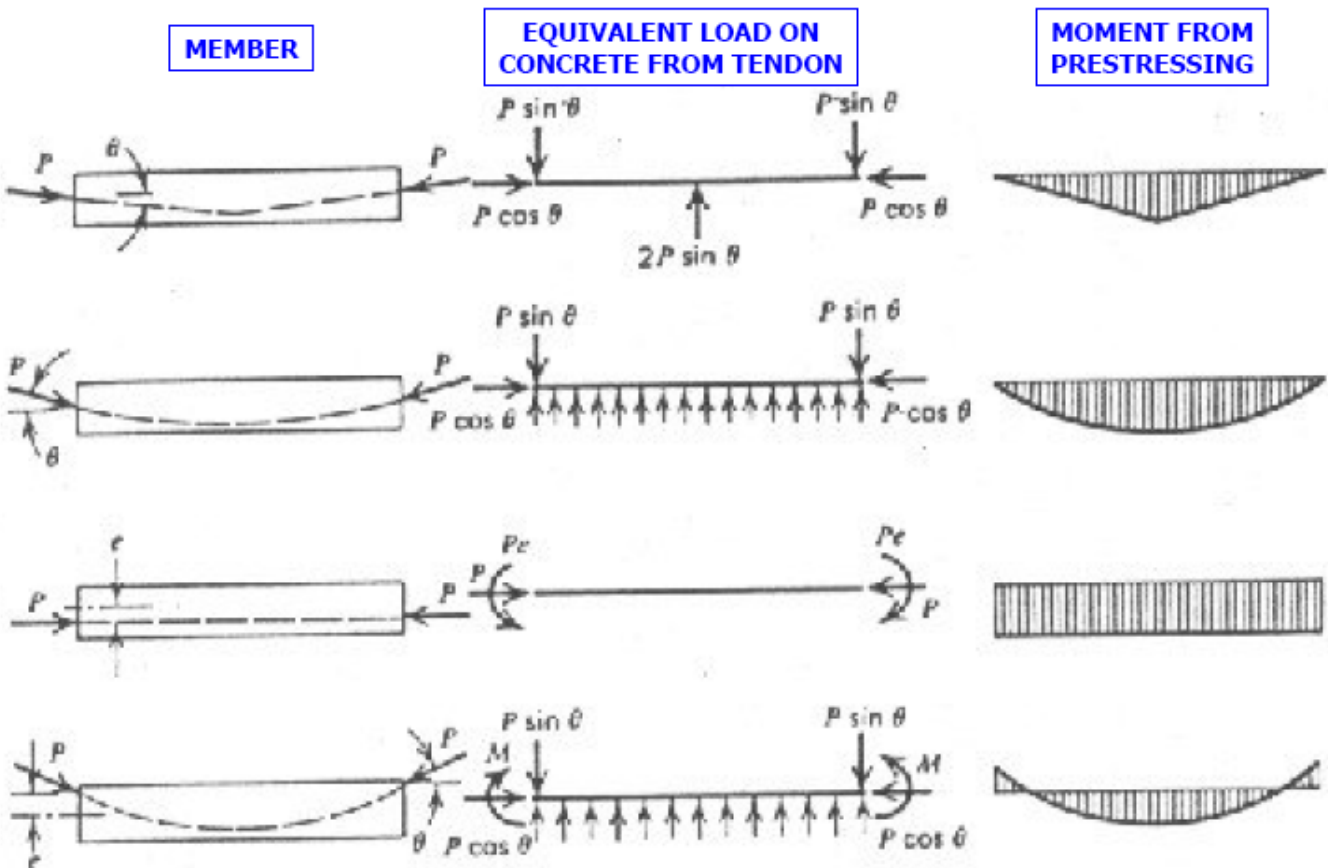


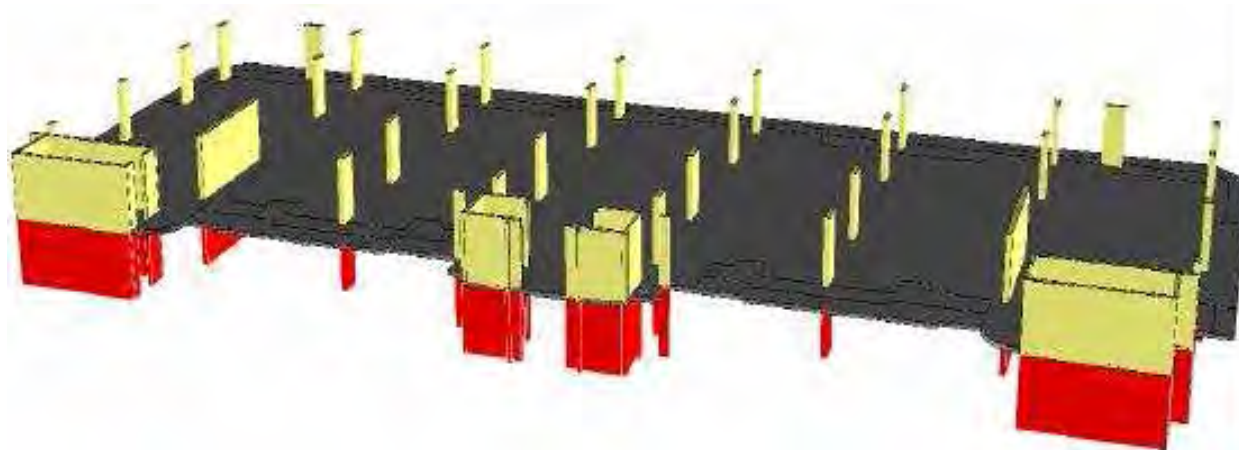
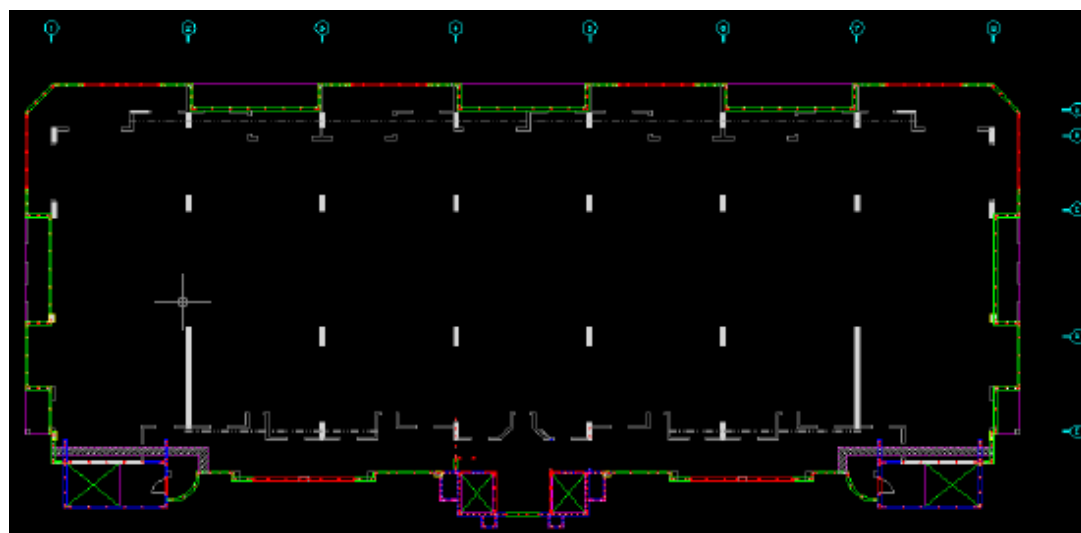
STRESS CONTROL BY PRESTRESSING

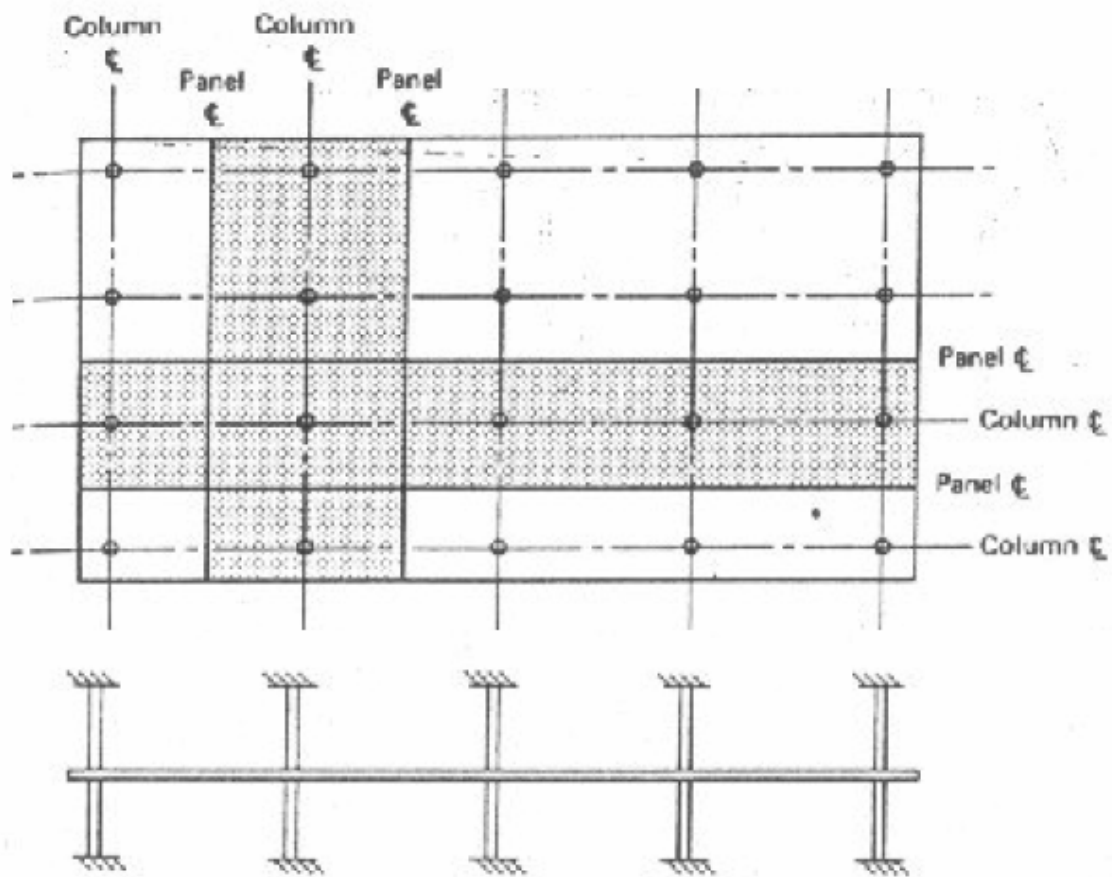


**BALANCED
LOAD STAGE**

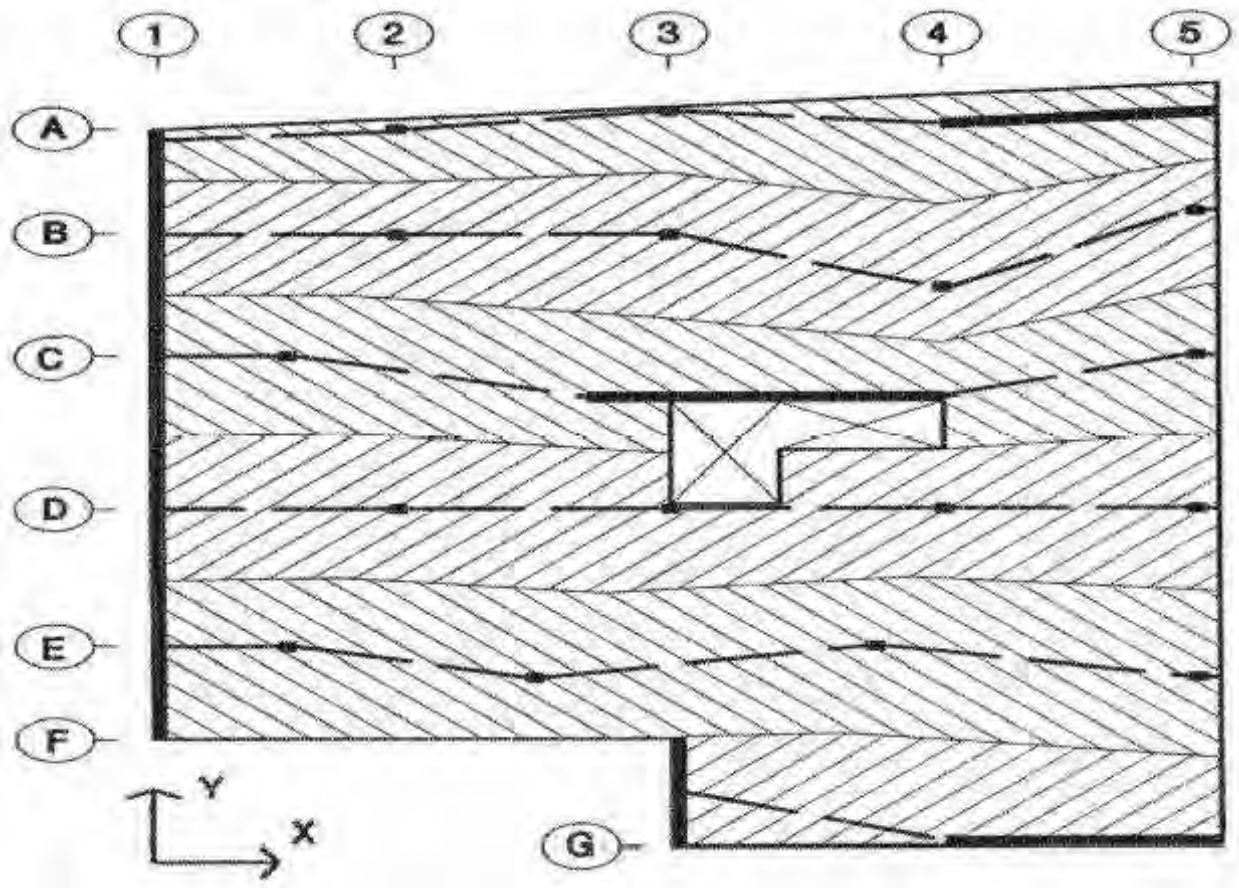
Equivalent Loads and Moments Produced by Prestressing Tendons



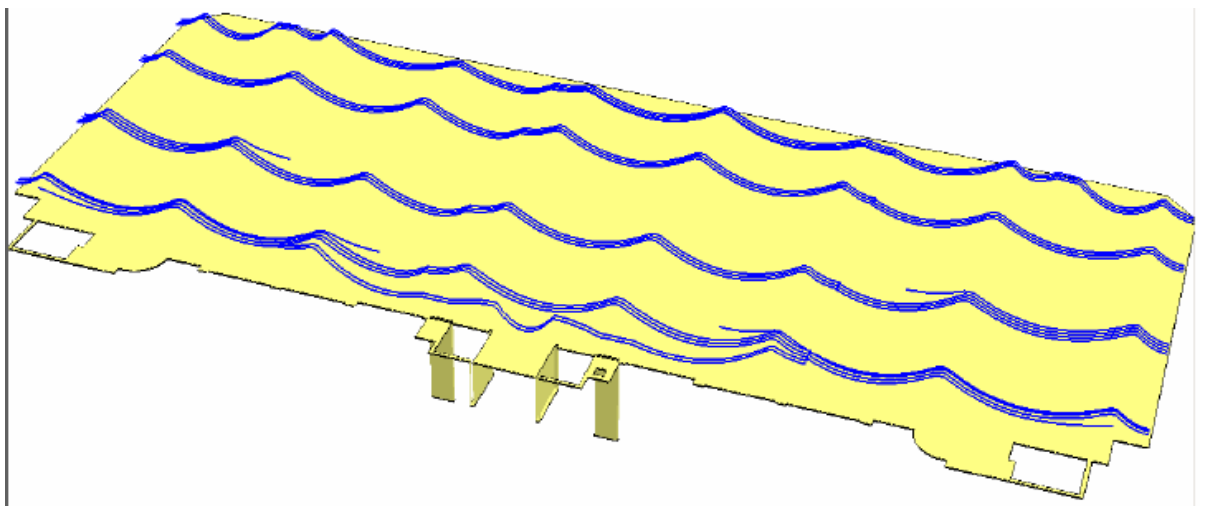
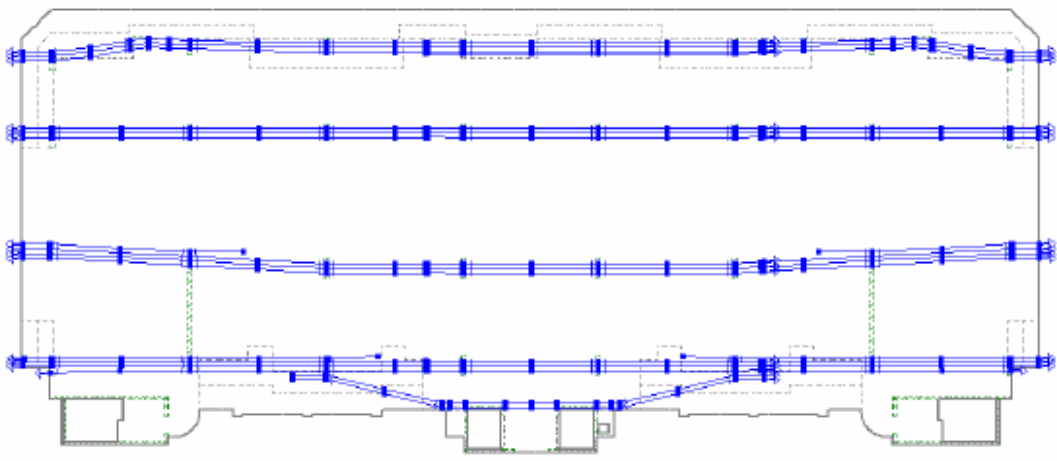




BUILDING IDEALIZATION FOR EQUIVALENT FRAME ANALYSIS



This figure shows how the slab is divided into tributary slab widths for an equivalent frame analysis, by following the lines of columns and shearwalls.







Design Concerns:

- Safety:
 - Collapse
 - Strangth: - Flexural
- Shear

- Serviceability:
 - Cracks
 - Deflections
 - Minimum Rebar Requirements

Basic Load Combinations

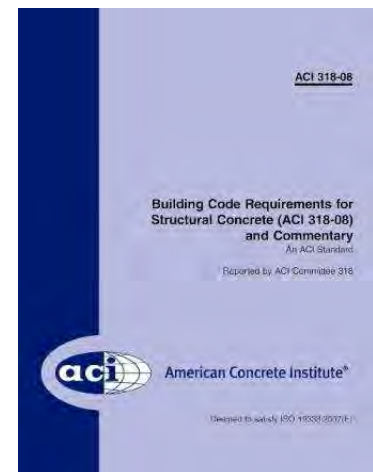
- **Transfer:** 1.0 D.L. + 0 L.L. + 1.08 Prestressing
- **Service:** 1.0 D.L. + 1.0 L.L. + 1.0 Prestressing
- **Safety:** 1.4 D.L. + 1.7 L.L. + 1.0 Prestressing
 - Overload, Material Deficiencies
- **Long Term:** 3.0 D.L. + 3.0 L.L. + 1.0 Prestressing
 - Losses due to material behavior, creep, wedge seating, shrinking, long term creep, relaxation.

ACI 318-05

BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE (ACI 318-05) AND COMMENTARY (ACI 318R-05)

CHAPTER 18 – PRESTRESSED CONCRETE

มาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตอัดแรง
มาตรฐาน ว.ส.ท. 1009-34
วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย



18.3 – Design Assumptions

18.3.2.1 – Strain vary linearly with depth through the entire load range.

18.3.2.2 – At cracked sections, concrete resists no tension.

18.3.3 – Prestressed flexural members shall be classified as Class U, Class T, or Class C based on f_t as follows:

(a) Class U : $f_t \leq 2.0 \sqrt{f'_c}$

(b) Class T : $2.0 \sqrt{f'_c} \leq f_t \leq 3.2 \sqrt{f'_c}$

(c) Class C : $f_t > 3.2 \sqrt{f'_c}$

Prestressed two-way slab systems shall be designed as Class U
with $f_t \leq 1.6 \sqrt{f'_c}$

18.4 – Serviceability requirements

Flexural members

18.4.1 – Stresses in concrete immediately after prestress transfer (before time-dependent prestress losses) shall not exceed the following:

- (a) Extreme fiber stress in compression **$0.60 f'_{ci}$**
- (b) Extreme fiber stress in tension except as permitted
in (c) **$0.8 \sqrt{f'_{ci}}$**
- (c) Extreme fiber stress in tension at end of simply
supported members **$1.6 \sqrt{f'_{ci}}$**

18.4.2 – For Class U and Class T prestressed flexural members, stresses in concrete at service loads shall not exceed the following:

- (a) Extreme fiber stress in compression due to
prestress plus sustained load **$0.45 f'_c$**
- (b) Extreme fiber stress in compression due to
prestress plus total load **$0.60 f'_c$**



18.5 – Permissible stresses in prestressing steel

18.5.1 – Tensile stress in prestressing steel shall not exceed the following:

(a) Due to prestressing steel jacking force ... $0.94 f_{py}$

but not greater than the lesser of $0.80 f_{pu}$ and the maximum value recommended by the manufacturer of prestressing steel or anchorage devices.

(b) Immediately after prestress transfer $0.82 f_{py}$

but not greater than $0.74 f_{pu}$.

(c) Post-tensioning tendons, at anchorage devices and couplers, immediately after force transfer $0.70 f_{py}$

18.9 – Minimum Bonded Reinforcement

In positive moment area,

$f_t \leq 0.53 \sqrt{f'c}$ → no reinforcement

$f_t > 0.53 \sqrt{f'c}$ → need minimum reinforcement

$$A_s = \frac{N_c}{0.5f_y}$$

N_c = tension force in concrete due to unfactored dead load plus live load

In positive moment area,

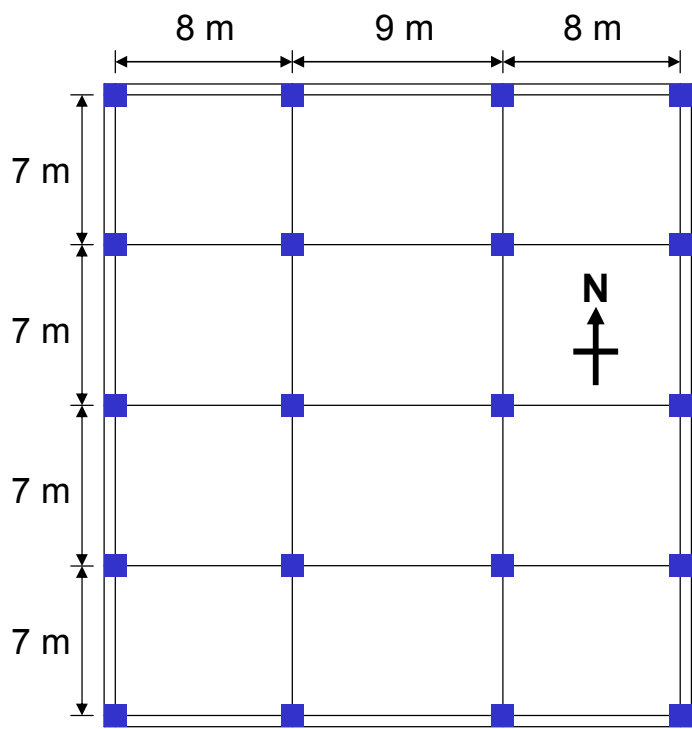
Top Rebar @ Supports →

$$A_s = 0.00075 A_{cf}$$

A_{cf} = larger gross area of slab-beam strips in two orthogonal equivalent frames intersecting at a column in a two-way slab.



Design Example: A simple two-way post-tensioned plate for a residential high-rise building



Layout of a typical residential floor plate.

STEP 1 : Define Loads

- D.L. = self-weight of the structure
- Super imposed D.L.:
 - = 120 kg/m² for partitions
- L.L. = 200 kg/m² (residential)

STEP 2 : Define Materials

- Normal weight concrete = 2,400 kg/m³
- f'_c (28 days) = 350 ksc
- Compressive strength when post-tensioned (typically after 24-hours)
- f'_{ci} = 210 ksc
- Mild reinforcing steel f_y = 4,000 ksc

Post-tensioning steel = unbonded tendons, 1/2"-diameter, 7-wire strands

$$A = 0.153 \text{ in}^2 = 0.987 \text{ cm}^2, f_{pu} = 270 \text{ ksi} = 19,000 \text{ ksc}$$

Estimated pre-stress losses = 15 ksi = 1,056 ksc (ACI318 Section 18.6)

$$f_{se} = 0.7 f_{pu} = 0.7(19,000) - 1,056 = 12,244 \text{ ksc (ACI318 Section 18.5.1)}$$

$$P_{eff} = A \times f_{se} = 0.987 \times 12,244 / 1,000 = 12.085 \text{ ton/tendon}$$

STEP 3 : Determine the preliminary slab thickness h

Start with $L/h = 45$ where the longest span = 9 m = 9 x 100 = 900 cm

$$h = 900 / 45 = 20 \text{ cm is the preliminary plate (slab) thickness.}$$

$$\text{D.L.} = \text{self weight} = 0.2 \times 2,400 = 480 \text{ kg/m}^2$$

STEP 4 : Design the East-West interior frame

Use the Equivalent Frame Method of ACI 318 Section 13.7 (Exclude 13.7.7.4-5)

Total bay width between centerlines = 7 m

Ignore the column stiffness for simplicity of hand calculations.

No pattern loading required, since $LL/DL = 200/480 < 3/4$ (ACI318 Section 13.7.6)

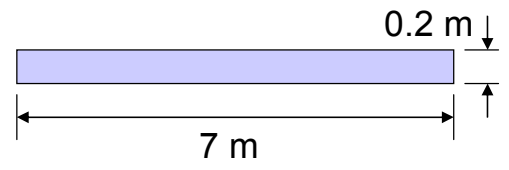
STEP 5 : Section Properties

Two-way plate must be designed as class U (ACI 318 Section 18.3.3).

The gross sectional properties are allowed (ACI 318 Section 18.3.4).

$$A = bh = (700 \text{ cm})(20 \text{ cm}) = 14,000 \text{ cm}^2$$

$$S = bh^2/6 = (700 \text{ cm})(20 \text{ cm})^2 / 6 = 46,667 \text{ cm}^3$$



STEP 6 : Design Parameters

Allowable stresses: Class U (ACI 318 Section 18.3.3)

Strength at time of jacking $f'_{ci} = 210 \text{ ksc}$

Compression = $0.60 f'_{ci} = 0.6 (210 \text{ ksc}) = 126 \text{ ksc}$

Tension = $0.795\sqrt{f'_{ci}} = 0.795 (210)^{0.5} = 11.5 \text{ ksc}$

At service loads (ACI 318 Section 18.4.2(a) and 18.3.3)

Compressive strength $f'_c = 350 \text{ ksc}$

Compression = $0.45 f'_c = 0.45 (350 \text{ ksc}) = 158 \text{ ksc}$

Tension = $1.59\sqrt{f'_c} = 1.59 (350)^{0.5} = 29.8 \text{ ksc}$

Average pre-compression limits (ACI 318 Section 18.12.4)

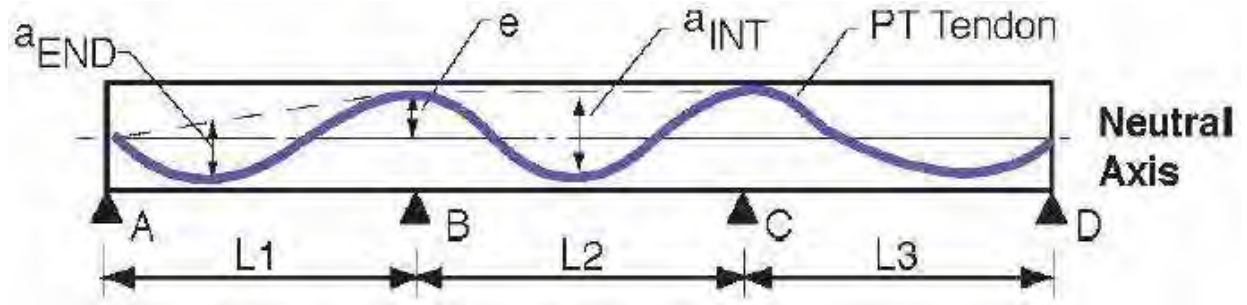
$P / A = 8.8 \text{ ksc}$ minimum to 21 ksc maximum

Target load balances, use 60% - 80% of DL (self-weight) for plate

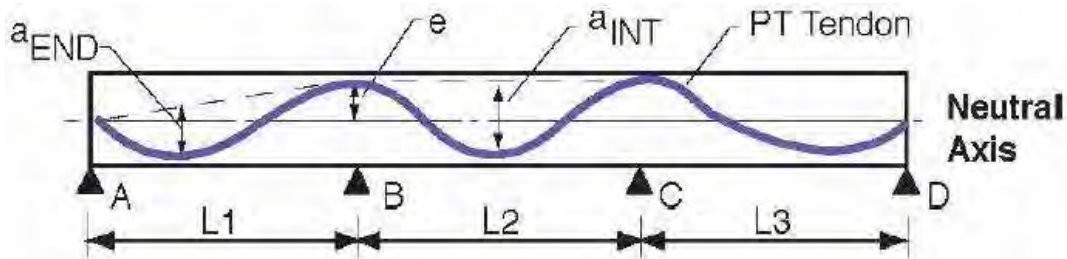
For this example: $0.75 \text{ DL} = 0.75 (480) = 360 \text{ kg/m}^2$

STEP 7 : Tendon Profile

Use the parabolic shape. For a layout with spans of similar length, the tendons will be typically located at the highest allowable point at the interior columns, the lowest possible point at the mid-spans, and at the neutral axis at the anchor locations. This provides the maximum drape for load-balancing.



The continuous post-tensioned beam.



The continuous post-tensioned beam.

Tendon Ordinate	Tendon (CG) Location*
Exterior support - anchor	10 cm
Interior support - top	17.5 cm
Interior span - bottom	2.5 cm
End span - bottom	4.5 cm

(CG) means center of gravity, *Means measured from slab bottom

$$a_{INT} = 17.5 - 2.5 = 15 \text{ cm}$$

$$a_{END} = (10 + 17.5)/2 - 4.5 = 9.25 \text{ cm}$$

STEP 8 : Prestress force P required to balance 75% DL

$$w_b = 0.75 w_{DL} = 0.75 (480 \text{ kg/m}^2) (7 \text{ m}) / 1,000 = 2.52 \text{ t/m}$$

Since the spans are similar length, the end span will typically govern the maximum required post-tensioning force.

This is due to the significantly reduced tendon drape, a_{END} .

The force **P** needed in the tendons to counteract the load in the end bay is,

$$P = (w_b L^2 / 8) / a_{END} = (2.52 \times 8^2 / 8) / 0.0925 = 218 \text{ tons}$$

STEP 9 : Check pre-compression allowance

Determine the number of tendons required to attain the 218 tons,

$$\text{Number of tendons} = (218 \text{ tons}) / (12.085 \text{ tons/tendon}) = 18.04$$

USE 18 tendons

$$\text{Actual force for banded tendons} = (18 \text{ tendons}) (12.085 \text{ tons}) = 217.5 \text{ tons}$$

The balanced load for the end span is slightly adjusted,

$$w_b = (217.5 / 218) (2.52 \text{ t/m}) = 2.51 \text{ t/m}$$

Determine the actual pre-compression stress in the slab,

$$P_{\text{actual}} / A = (217.5 \times 1,000) / (14,000 \text{ cm}^2) = 15.5 \text{ ksc} \quad (> 8.8 \text{ ksc minimum and } < 21 \text{ ksc maximum}) \text{ OK}$$

STEP 10 : Check the interior span force P

$$P = (w_b L^2 / 8) / a_{\text{INT}} = (2.52 \times 9^2 / 8) / 0.15 = 170 \text{ tons} < 217.5 \text{ tons}$$

Therefore, a smaller force is required in the center bay.

For this example, continue the force required for the end spans into the interior span and check the amount of load that will be balanced:

$$w_b = 217.5 \times 8 \times 0.15 / 9^2 = 3.22 \text{ t/m}$$

Therefore, $w_b / w_{\text{DL}} = 3.22 / 3.36 = 96\% < 100\% \text{ OK}$

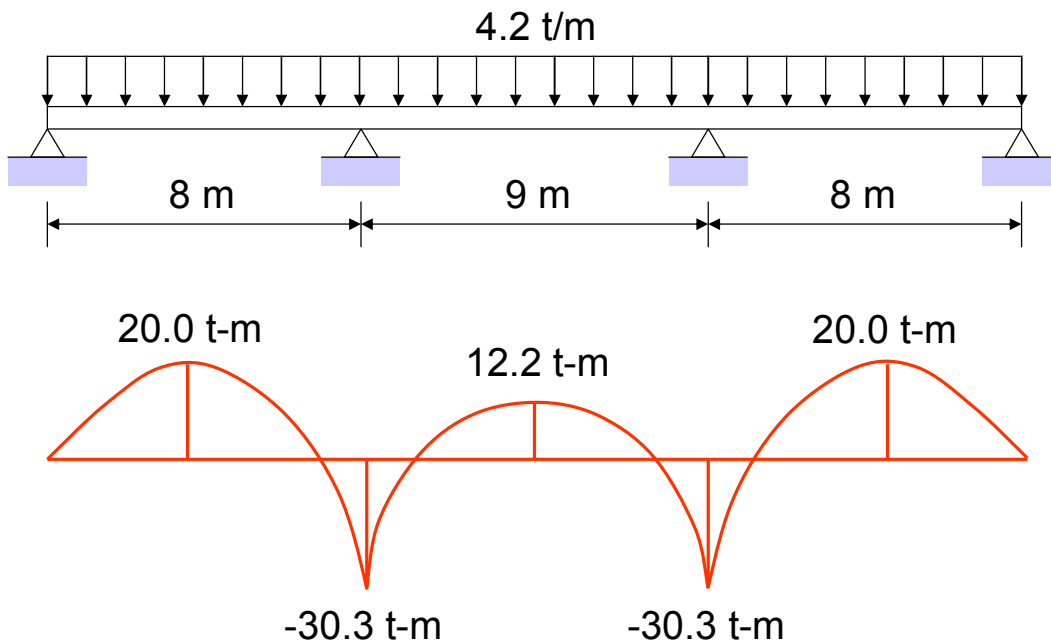
Therefore, for the East-West interior frame:

Effective prestress force, $P_{\text{eff}} = 217.5 \text{ tons}$

STEP 11 : ตรวจสอบหน่วยแรงในแผ่นพื้น

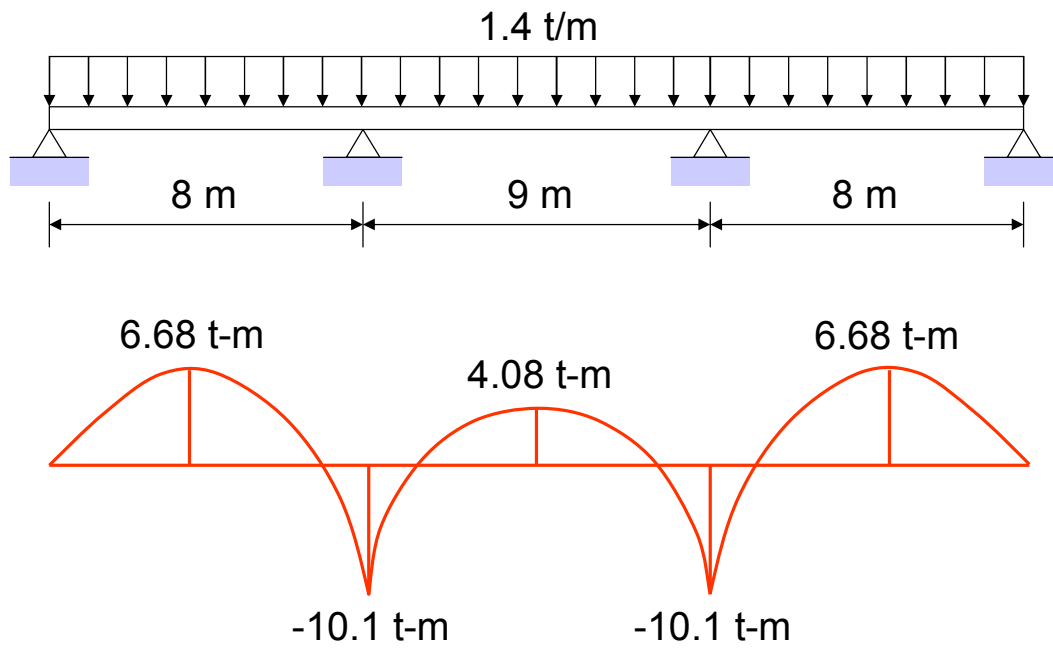
คำนวณโมเมนต์บวกและลบมากที่สุดจากน้ำหนักบรรทุกทุกคงที่ น้ำหนักจร และน้ำหนักถ่วงสมดุล ผลรวมกระทำของน้ำหนักเหล่านี้จะนำไปคำนวณหน่วยแรงในแผ่นพื้นขณะอัดแรงและรับน้ำหนักใช้งาน

Dead Load Moments: $w_{\text{DL}} = (480+120)(7 \text{ m}) / 1,000 = 4.2 \text{ t/m}$



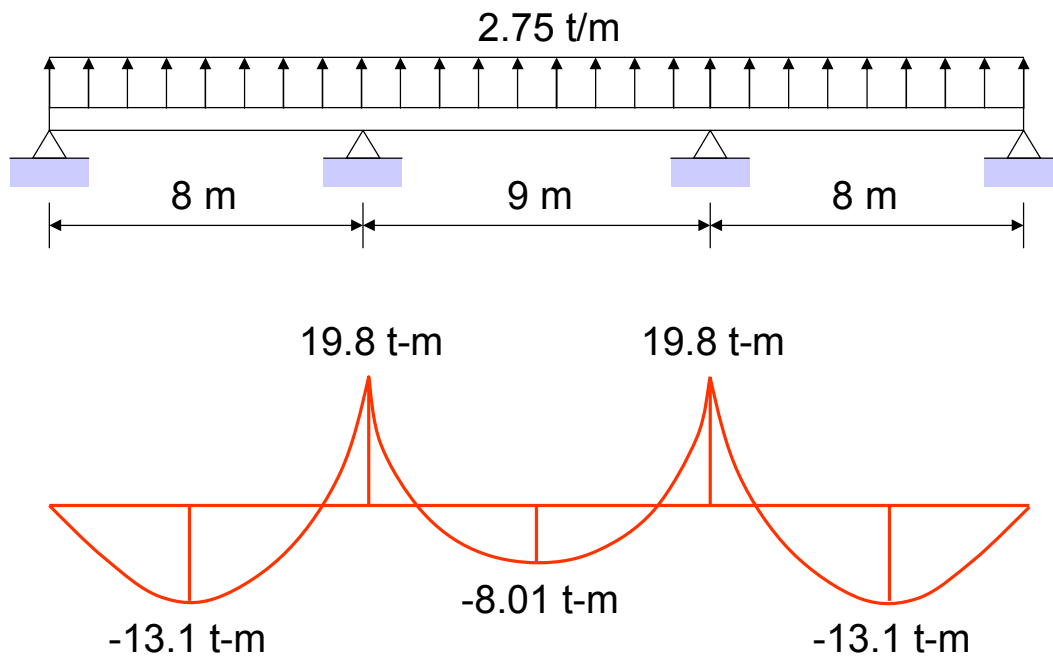
Live Load Moments:

$$w_{LL} = (200)(7 \text{ m}) / 1,000 = 1.4 \text{ t/m}$$



Total Balancing Moments, M_{bal} :

$$w_b = 2.75 \text{ t/m} \uparrow \text{ (average of 3 bays)}$$



STEP 12 Stage 1 : Stresses immediately after jacking (DL+PT)

Mid-span stresses, $f_{top} = (-M_{DL} + M_{bal})/S - P/A$ ACI 318 18.4.1

$$f_{bot} = (+M_{DL} - M_{bal})/S - P/A$$

Interior Span:

$$f_{top} = (-12.2 + 8.01)(100)(1,000)/46,667 - 15.5 \text{ ksc}$$

$$= -9.0 - 15.5 = -24.5 \text{ ksc } \text{compression} < 0.60f'_{ci} = 126 \text{ ksc}$$

OK

$$f_{bot} = (+12.2 - 8.01)(100)(1,000)/46,667 - 15.5 \text{ ksc}$$

$$= 9.0 - 15.5 = -6.5 \text{ ksc } \text{compression} < 0.60f'_{ci} = 126 \text{ ksc}$$

OK

End Span:

$$f_{top} = (-20.0 + 13.1)(100)(1,000)/46,667 - 15.5 \text{ ksc}$$

$$= -14.8 - 15.5 = -30.3 \text{ ksc } \text{compression} < 0.60f'_{ci} = 126 \text{ ksc}$$

OK

$$f_{bot} = (+20.0 - 13.1)(100)(1,000)/46,667 - 15.5 \text{ ksc}$$

$$= 14.8 - 15.5 = -0.2 \text{ ksc } \text{compression} < 0.60f'_{ci} = 126 \text{ ksc}$$

OK

Support stresses, $f_{top} = (+M_{DL} - M_{bal})/S - P/A$

$$f_{bot} = (-M_{DL} + M_{bal})/S - P/A$$

$$f_{top} = (30.3 - 19.8)(100)(1,000)/46,667 - 15.5 \text{ ksc}$$

$$= 22.5 - 15.5 = 7.0 \text{ ksc } \text{tension} < 0.8\sqrt{f'_{ci}} = 11.6 \text{ ksc}$$

OK

$$f_{bot} = (-30.3 + 19.8)(100)(1,000)/46,667 - 15.5 \text{ ksc}$$

$$= -22.5 - 15.5 = -38 \text{ ksc } \text{compression} < 0.60f'_{ci} = 126 \text{ ksc}$$

OK

Stage 2 : Stresses at service load (DL+LL+PT)

ACI 318 18.3.3 & 18.4.2

Mid-span stresses, $f_{top} = (-M_{DL} - M_{LL} + M_{bal})/S - P/A$

$$f_{bot} = (+M_{DL} + M_{LL} - M_{bal})/S - P/A$$

Interior Span:

$$f_{top} = (-12.2 - 4.08 + 8.01)(100)(1,000)/46,667 - 15.5 \text{ ksc}$$

$$= -17.7 - 15.5 = -33.2 \text{ ksc compression} < 0.45f'_c = 157.5 \text{ ksc}$$

OK

$$f_{bot} = (+12.2 + 4.08 - 8.01)(100)(1,000)/46,667 - 15.5 \text{ ksc}$$

$$= 17.7 - 15.5 = 2.2 \text{ ksc tension} < 1.6 \sqrt{f'_c} = 29.9 \text{ ksc}$$

OK

End Span:

$$f_{top} = (-20.0 - 6.68 + 13.1)(100)(1,000)/46,667 - 15.5 \text{ ksc}$$

$$= -29.1 - 15.5 = -44.6 \text{ ksc compression} < 0.45f'_c = 157.5 \text{ ksc}$$

OK

$$f_{bot} = (+20.0 + 6.68 - 13.1)(100)(1,000)/46,667 - 15.5 \text{ ksc}$$

$$= 29.1 - 15.5 = 13.6 \text{ ksc tension} < 1.6 \sqrt{f'_c} = 29.9 \text{ ksc}$$

OK

Support stresses, $f_{top} = (M_{DL} + M_{LL} - M_{bal})/S - P/A$

$$f_{bot} = (-M_{DL} - M_{LL} + M_{bal})/S - P/A$$

$$f_{top} = (30.3 + 10.1 - 19.8)(100)(1,000)/46,667 - 15.5 \text{ ksc}$$

$$= 44.1 - 15.5 = 28.6 \text{ ksc tension} < 1.6 \sqrt{f'_c} = 29.9 \text{ ksc}$$

OK

$$f_{bot} = (-30.3 - 10.1 + 19.8)(100)(1,000)/46,667 - 15.5 \text{ ksc}$$

$$= -44.1 - 15.5 = -59.6 \text{ ksc compression} < 0.45f'_c = 157.5 \text{ ksc}$$

OK

All stresses are within the permissible code limits.



STEP 13 : Determine the factored moments

Primary post-tensioning moments M_{prim} vary along the length of span

$$M_{prim} = P \times e$$

where $e = 0$ cm at exterior support and
 $e = 7.5$ cm at interior support

$$M_{prim} = 217.5 \times 7.5 / 100 = 16.3 \text{ t-m}$$

Secondary post-tensioning moments M_{sec} vary linearly between supports

$$M_{sec} = M_{bal} - M_{prim} = 19.8 - 16.3 = 3.5 \text{ t-m at interior supports}$$



Load combination : $M_u = 1.4 M_{DL} + 1.7 M_{LL} + 1.0 M_{sec}$

At midspan, $M_u = 1.4(20.0) + 1.7(6.68) + 1.0(1.75) = 41.1 \text{ t-m}$

At support, $M_u = 1.4(-30.3) + 1.7(-10.1) + 1.0(3.5) = -56.1 \text{ t-m}$

STEP 14 : Determine minimum bonded reinforcement

Positive moment region:

Interior span: $f_t = 2.2 \text{ ksc} < 0.53 \sqrt{f'_c} = 0.53 \sqrt{350} = 9.92 \text{ ksc}$

No positive reinforcement is required (ACI 318 18.9.3.1)

Exterior span: $f_t = 13.6 \text{ ksc} > 0.53 \sqrt{f'_c} = 0.53 \sqrt{350} = 9.92 \text{ ksc}$

Minimum positive reinforcement is required (ACI 318 18.9.3.2)

$$y = f_t / (f_t + f_c) h = [13.6 / (13.6 + 44.6)](20 \text{ cm}) = 4.67 \text{ cm}$$

$$N_c = M_{DL+LL} / S \times 0.5 y L_2$$

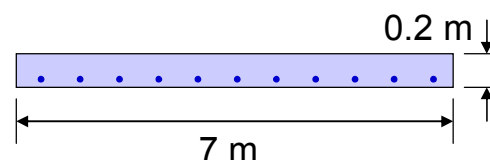
$$= [(20.0+6.68)(100)/46,667](0.5)(4.67)(700) = 93.5 \text{ tons}$$

$$A_{s,min} = N_c / 0.5 f_y = (93.5 \times 1,000) / [0.5(4,000 \text{ ksc})] = 46.75 \text{ cm}^2$$

ใส่เหล็กกระจายสม่ำเสมอตลอดความกว้างพื้น 7 เมตร ใกล้ผิวรับแรงดึง

$$A_{s,min} = (46.75 \text{ cm}^2) / (7 \text{ m}) = 6.68 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

USE DB16 @ 0.30 m at bottom = 6.70 cm²/m





Negative moment region:

$$A_{s,min} = 0.00075 A_{cf} \text{ (as per ACI 318 18.9.3.3)}$$

At interior support:

$$A_{cf} = \text{max of } (20 \text{ cm})[(9 \text{ m}+8 \text{ m})/2 \text{ or } 7 \text{ m}](100) = 14,000 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.00075 (14,000 \text{ cm}^2) = 10.5 \text{ cm}^2$$

USE 10 DB12 at the top (11.31 cm²)

At exterior support:

$$A_{cf} = \text{max of } (20 \text{ cm})[(8 \text{ m})/2 \text{ or } 7 \text{ m}](100) = 8,000 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.00075 (8,000 \text{ cm}^2) = 6.0 \text{ cm}^2$$

USE 6 DB12 at the top (6.79 cm²)

STEP 15 : Check minimum reinforcement to see if it is sufficient for ultimate strength

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

$$A_{ps} = 0.987 \text{ cm}^2 \times (18 \text{ tendons}) = 17.77 \text{ cm}^2$$

$$f_{ps} = f_{se} + 704 + f'_c b d / (300 A_{ps}) \text{ for slabs with } L/h > 35 \text{ (Sec.18.7.2)}$$

$$= 12,244 + 704 + [(350 \text{ ksc})(700 \text{ cm}) d] / (300 \times 17.77)$$

$$= 12,948 + 46 d$$

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

At supports: **d = 17.5 cm**

$$f_{ps} = 12,948 + 46 (17.5) = 13,753 \text{ ksc}$$

$$a = [(11.31 \text{ cm}^2)(4,000 \text{ ksc}) + (17.77 \text{ cm}^2)(13,753 \text{ ksc})] / (0.85 \times 350 \times 700)$$

$$= \mathbf{1.39 \text{ cm}}$$

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

$$= [(11.31 \text{ cm}^2)(4,000 \text{ ksc}) + (17.77 \text{ cm}^2)(13,753 \text{ ksc})] (17.5 - 1.39/2)$$

$$= 4,867,246 \text{ kg-cm} = 48.67 \text{ t-m}$$

$$\phi M_n = 0.9 (48.67) = 43.8 \text{ t-m} < [M_u = 56.1 \text{ t-m}]$$

NG

Therefore, reinforcement for ultimate strength requirements governs.

$$\text{Try } A_{s, \text{reqd}} = (56.1 / 43.8) (11.31) = 14.47 \text{ cm}^2 \quad \text{USE 30 DB12 (33.9 cm}^2\text{)}$$

$$a = [(\mathbf{33.9 \text{ cm}^2})(4,000 \text{ ksc}) + (17.77 \text{ cm}^2)(13,753 \text{ ksc})] / (0.85 \times 350 \times 700)$$

$$= \mathbf{1.83 \text{ cm}}$$

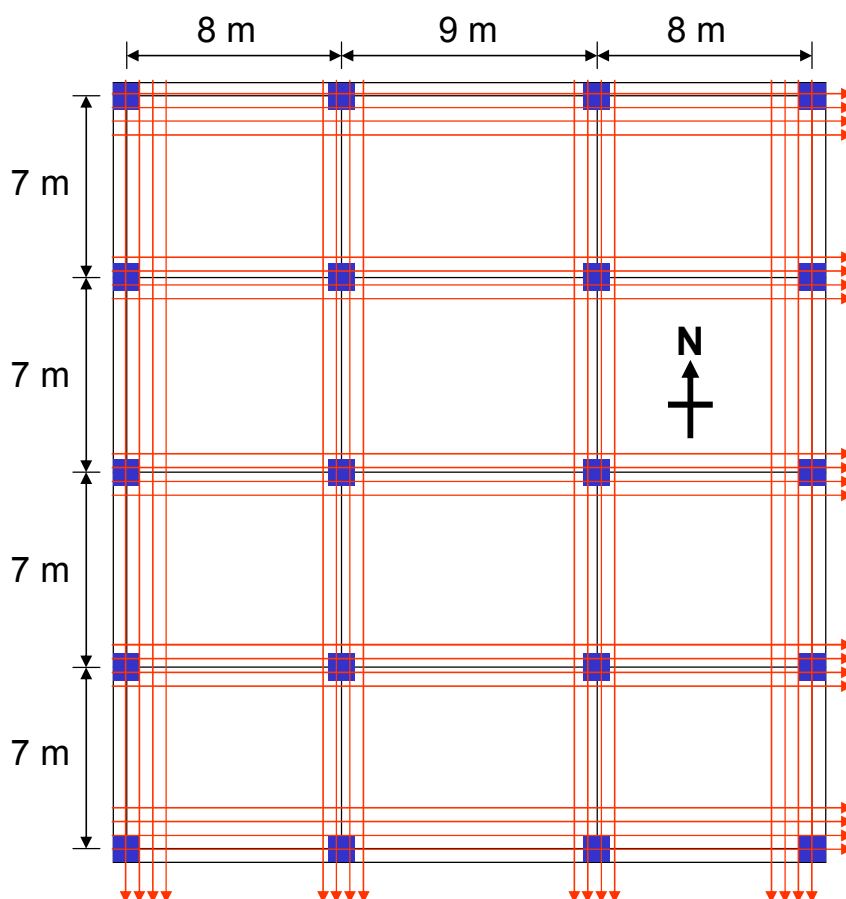
$$M_n = [(\mathbf{33.9 \text{ cm}^2})(4,000 \text{ ksc}) + (17.77 \text{ cm}^2)(13,753 \text{ ksc})] (17.5 - \mathbf{1.83}/2)$$

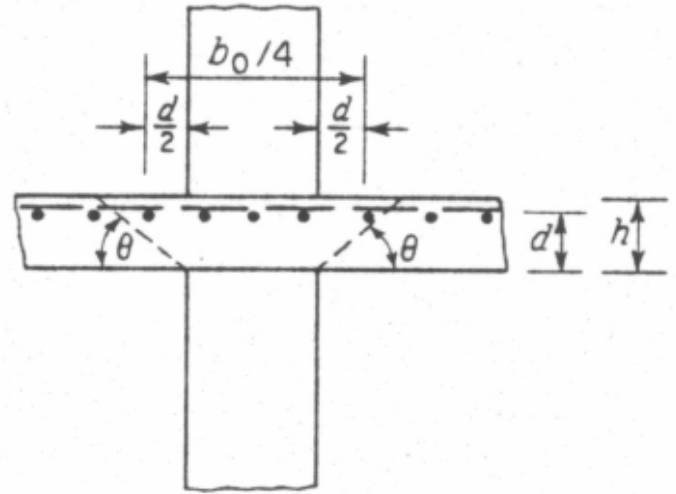
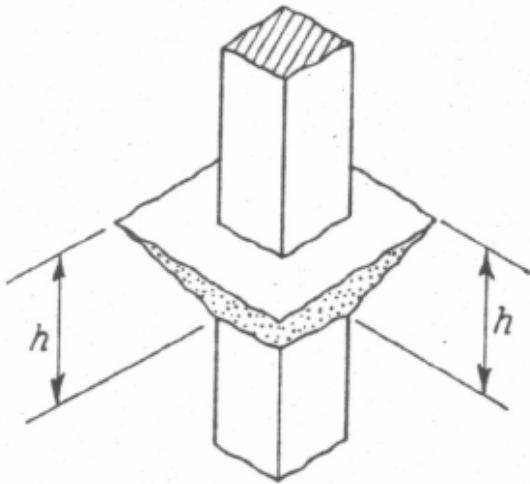
$$= 6,302,148 \text{ kg-cm} = 63.02 \text{ t-m}$$

$$\phi M_n = 0.9 (63.02) = 56.7 \text{ t-m} > [M_u = 56.1 \text{ t-m}]$$

OK

Final PT Layout





PUNCHING SHEAR FAILURE SURFACE

STEP 15 : Check Punching Shear

Interior column : 40 cm x 40 cm

$$\begin{aligned} \text{Tributary area} &= (7 \text{ m}) (8 \text{ m} + 9 \text{ m}) / 2 \\ &= 59.5 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

At supports: d = 17.5 cm

$$\begin{aligned} \text{Shear area} &= (0.4+0.175) \times (0.4+0.175) \\ &= 0.33 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

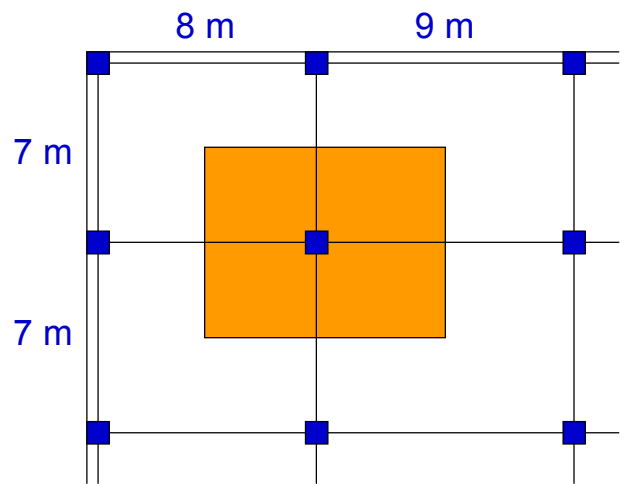
$$w_u = 1.4 (480+120) + 1.7 (200) = 1,180 \text{ kg/m}^2$$

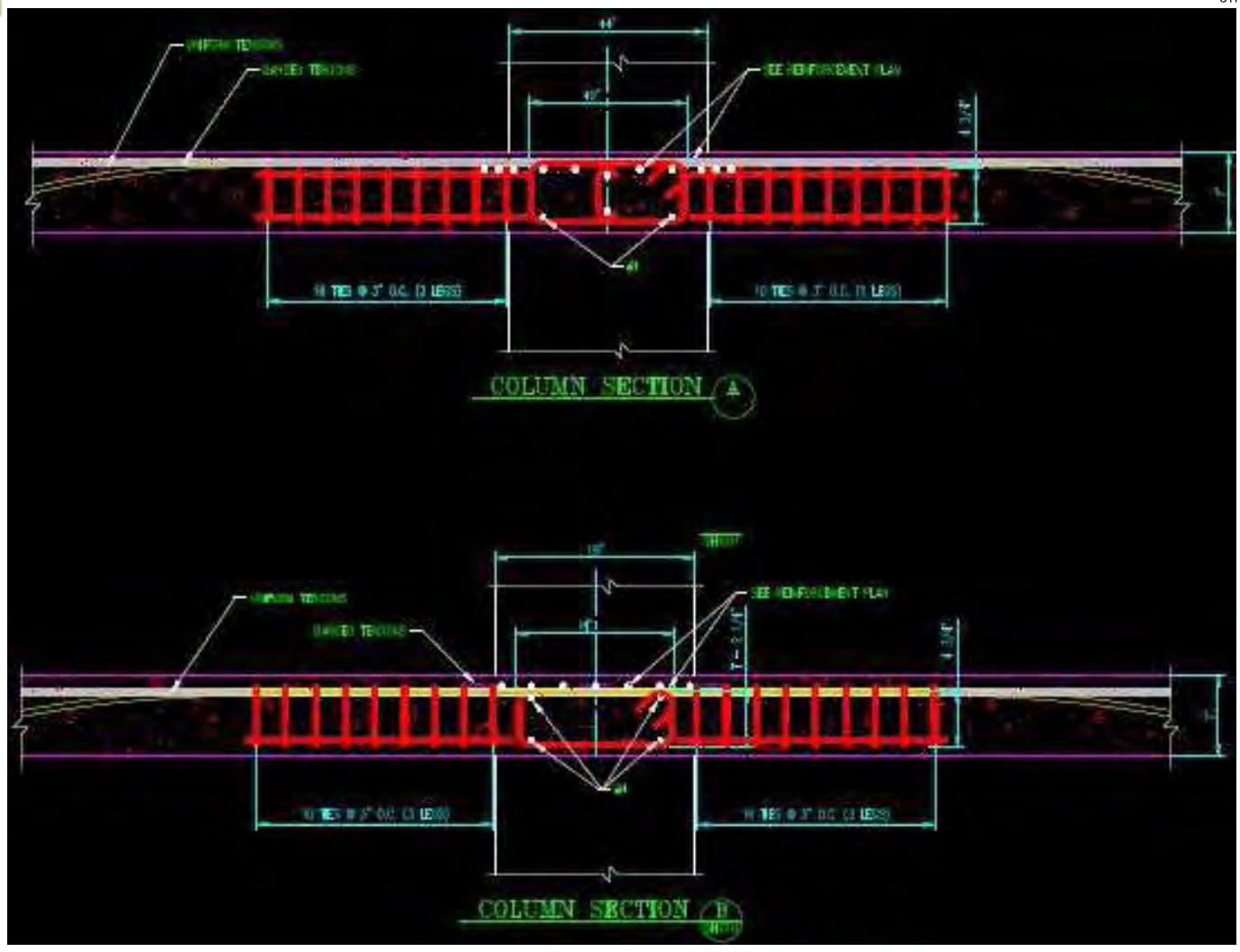
$$V_u = (1,180 \text{ kg/m}^2) (59.5 \text{ m}^2 - 0.33 \text{ m}^2) / 1,000 = 69.8 \text{ tons}$$

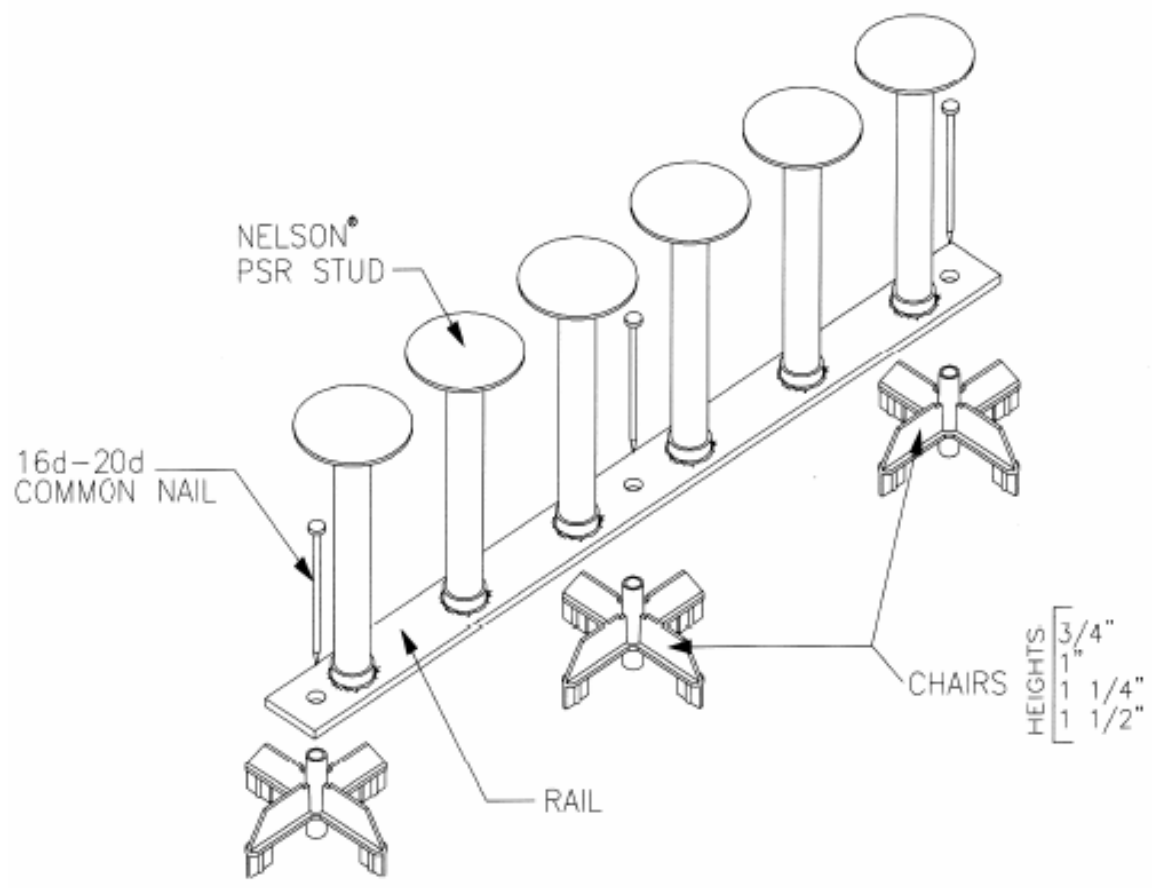
$$\begin{aligned} V_c &= 1.06 \sqrt{f'_c} b_0 d = 1.06 \sqrt{350} (4)(40 + 17.5)(17.5) / 1,000 \\ &= 79.8 \text{ tons} < [V_u / \phi = 69.8 / 0.85 = 82.1 \text{ tons}] \end{aligned}$$

NG

Need Punching Shear Reinforcement









Building Design



Lecture 13 – Rigid Frames

- Rigid Frames
- Portal Method
- Cantilever Method
- Story Drift



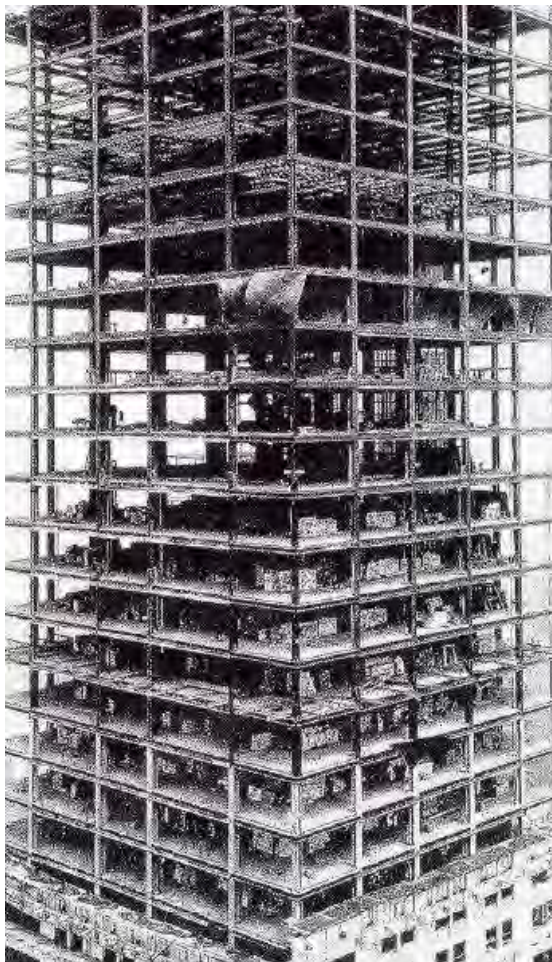
Mongkol JIRAVACHARADET

SURANAREE

INSTITUTE OF ENGINEERING

UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

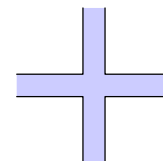
SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING



The **Chrysler Building**, seen here under construction in early 1930, is an excellent example of a rigid frame taken to its extreme economic performance.

Resistance to horizontal loads is provided by the bending resistance of the

- (1) columns,
- (2) the joints, and
- (3) the girders.



In the modern version of rigid frames, the girders may be replaced with a rigid flat plate.

Rigid frames are simple to design and provide large openings for windows, which is preferred by owners and architects.

Used alone, they are economical to about **25** stories, but when combined with shear walls they can be economical to around **60** stories.



Typical Design Procedure

- Estimate forces from gravity loads in beams and columns by approximate method
- Estimate member size based on gravity load with arbitrary increasing for horizontal loading
- Calculate horizontal loadings: earthquake and wind
- Check on drift and adjustment of member size if necessary
- Check on strength of members for worst combination of gravity and horizontal loadings, and adjustment of member size if necessary
- Computer analysis of total structure for more accurate check on member strength and drift, with further adjustment of size where required
- Detailed design of members and connections

Rigid Frame

Cast-in-place concrete buildings have the inherent advantage of continuity.

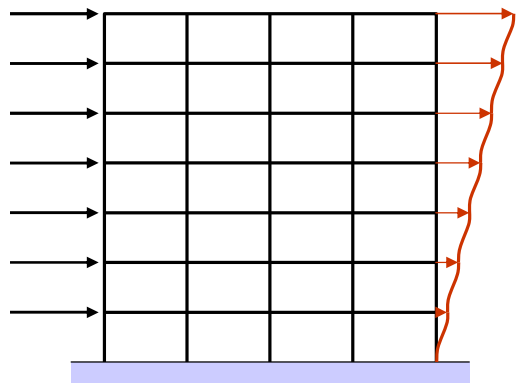
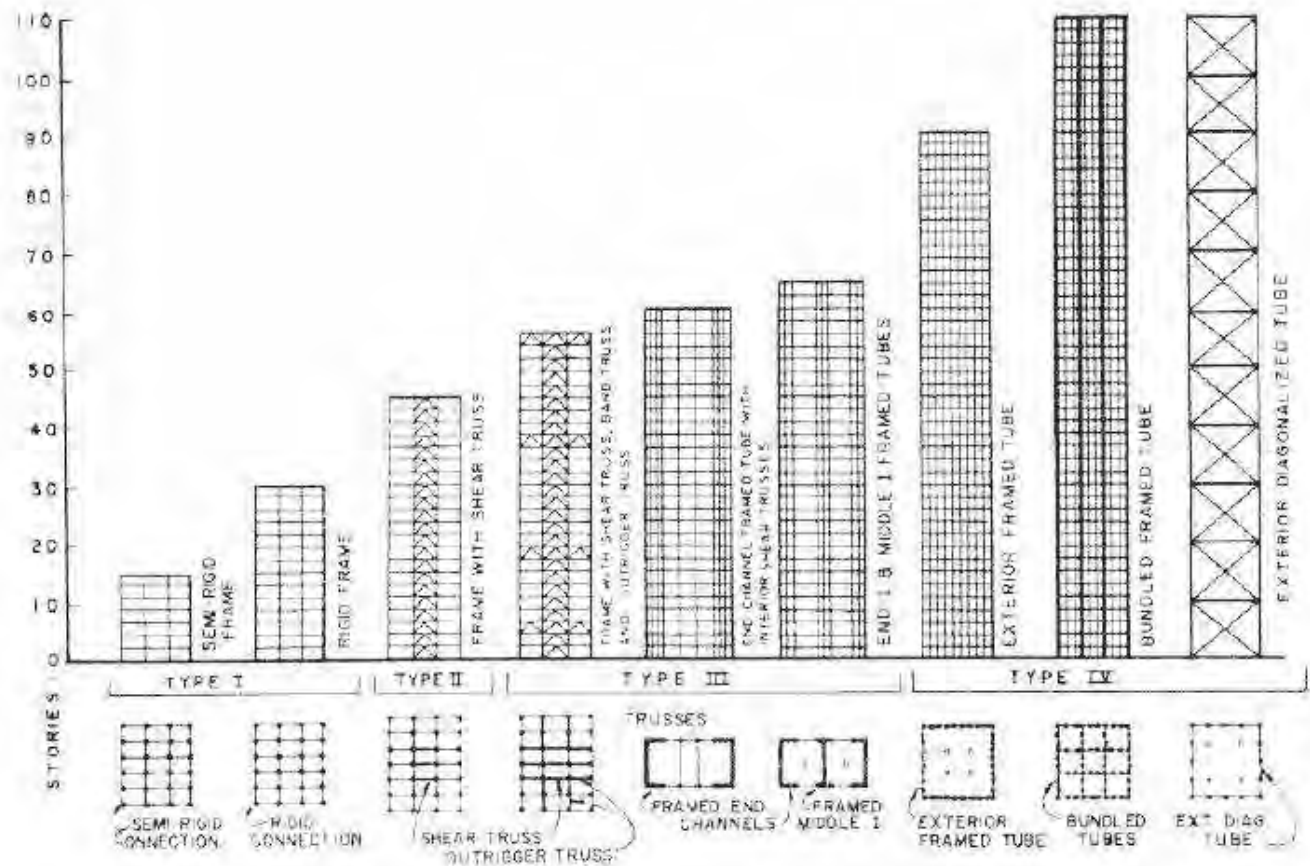


Table 1: Structural Systems for Concrete Buildings

No.	System	Number of Stories
1	Flat slab, columns and shear walls	up to 20
2	Coupled shear walls and beams	up to 25
3	Rigid frame	up to 25
4	Shear - wall frame	up to 50

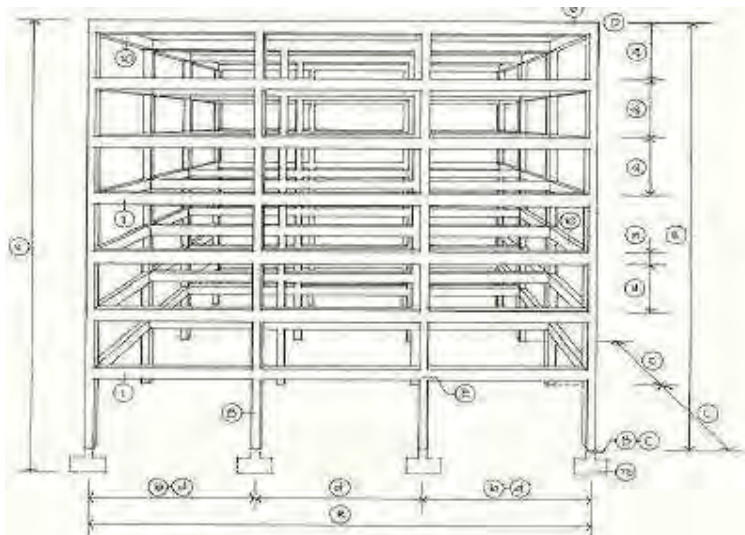
Structural Systems



Rigid Frame Behavior

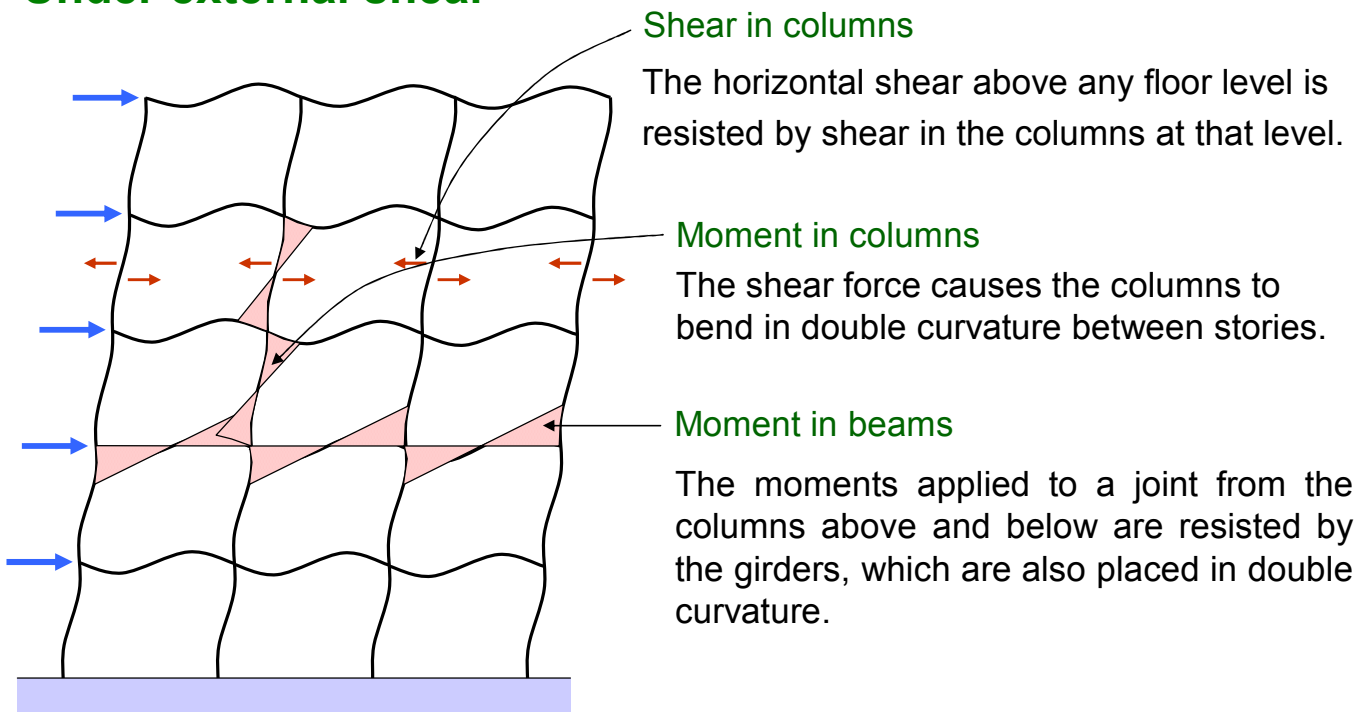
The behavior of a rigid frame structure has two components:

- (1) Forces and deformations caused by **external shear**
- (2) Forces and deformations caused by **external moment**



Rigid Frame Behavior

Under external shear

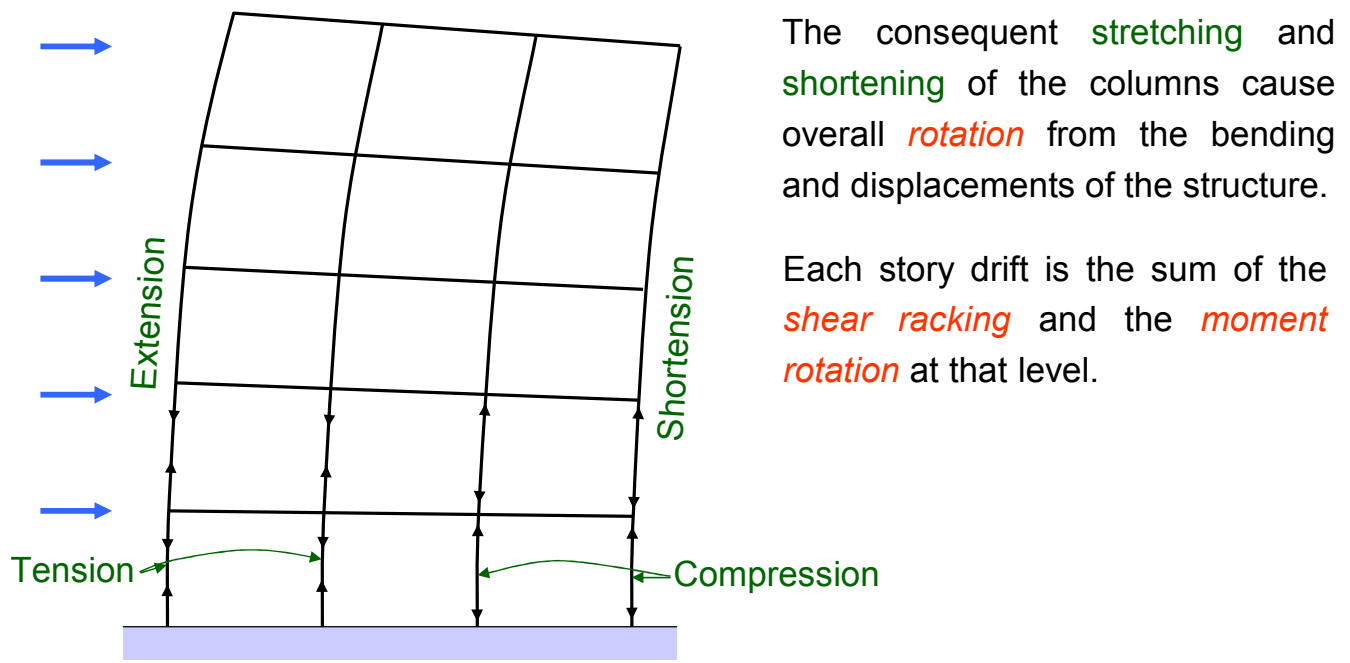


These resulting deformations produce the *racking of the frame* in each story.

Rigid Frame Behavior

Under external bending moment

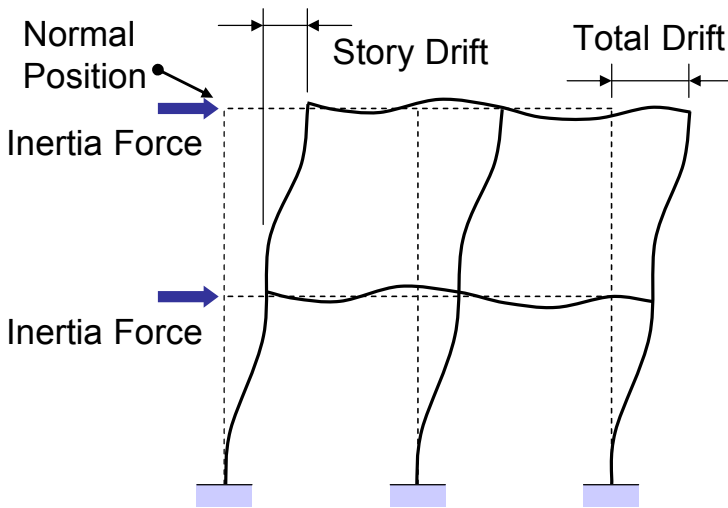
The overall moment of the external horizontal load is resisted in each level by the couple of axial tension-compression in the opposing external columns.





Building Drift Caused by Lateral Forces

Lateral forces push the building sideways until the resistance of the structure balances with those forces.



Drift causes stress in structure because it forces them into deformed shapes.

Maximum drift occurs at the top of a building, but each story level is subjected to a certain amount of story drift

Preliminary Hand Calculations

Approximate analysis of structures before using computer softwares:

- **STAAD.Pro** : REI Engineering (India)
- **ETABS** : CSI Berkeley (USA)



Objectives:

1) To select preliminary member sizes:

Starting with best possible selection results in rapid convergence of iteration

2) To select a suitable structural system:

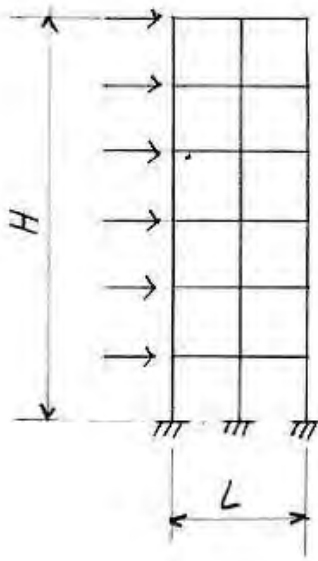
Comparing several designs before choosing the most likely to be the best

In lateral load analysis, wind and earthquake are treated as equivalent loads and are distributed to a series of point loads applied at each floor.

Portal and Cantilever methods offer quick ways of analysis of rigid frames.

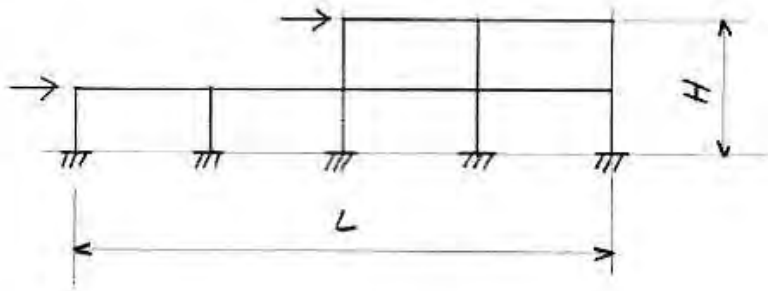
Basic requirements

Approximate methods are valid for simple frame structures loaded with horizontal concentrated loads applied at the joints.



High frame, assume axial forces distribution in columns use **cantilever method**

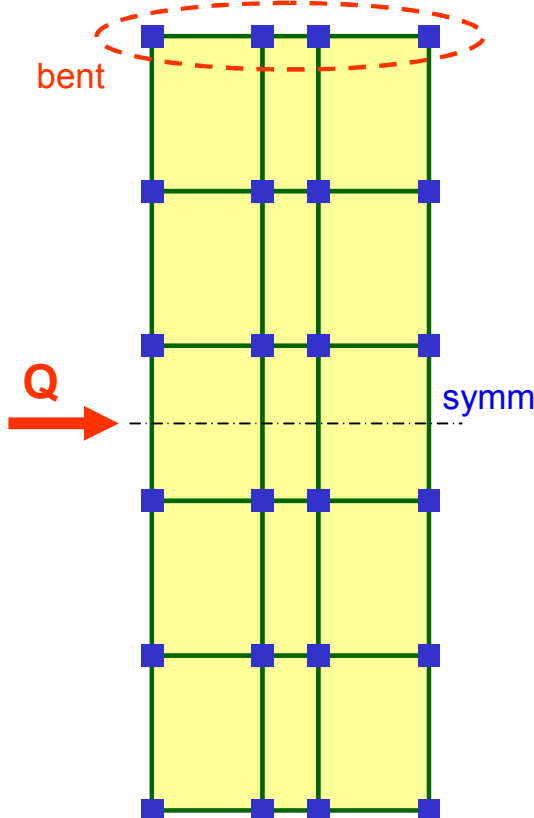
Low frame, assume shear forces distribution in columns use **portal method**



Portal Method: up to 25 stories and $H / L < 4$

Cantilever Method: up to 45 stories and $H / L \geq 5$

Symmetrical Floor Plan & Horizontal Loading



Since the slab is assumed to be rigid, all bents at any one level deflect equally.

The total external shear at any level will be distributed among the bents in proportion to their shear rigidities (GA) at that level.

Therefore, the shear rigidity at any bent at a level i can be found from the formula :

$$GA = \frac{12E}{h_i \left(\frac{1}{G} + \frac{1}{C} \right)}$$

where h_i = the height of that level i ,

$G = \sum (I_g/L)$ for all the girders of span L across floor i of the bent,

and $C = \sum (I_c/h_i)$ for all the columns in story i .

Asymmetrical Floor Plan

causes a horizontal-plane torque in addition to transverse shear.

The location of the center of shear rigidity \bar{x}_i of the set of parallel bents in story i , relative to an arbitrary origin O is

$$\bar{x}_i = \frac{\sum(GA)x_j}{\sum(GA)}$$

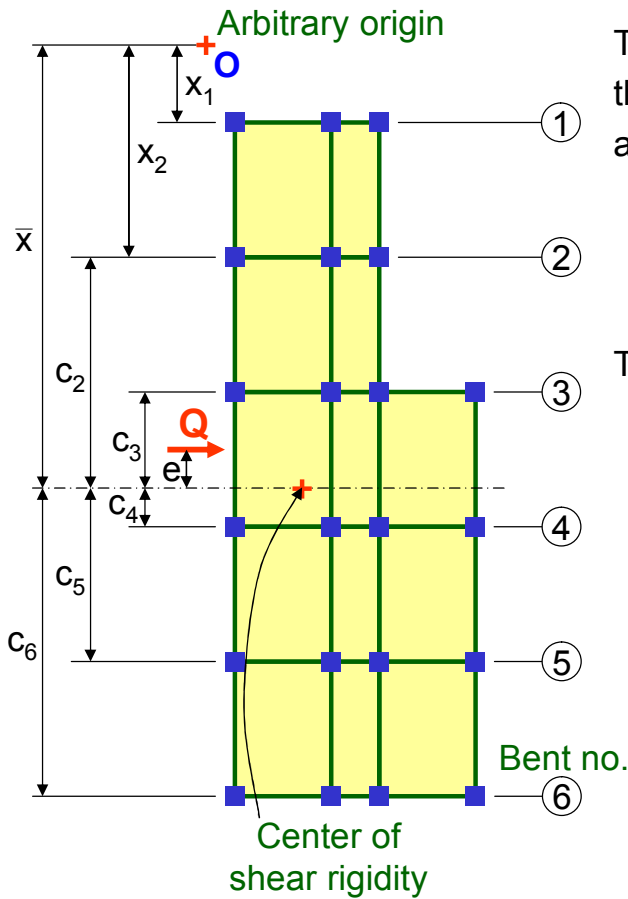
The shear Q_{ji} carried by bent j at the level i :

$$Q_{ij} = \frac{Q_i (GA)_{ji}}{\sum(GA)_i} + \frac{Q_i e_i [(GA)c]_{ji}}{\sum [(GA)c^2]_i}$$

where Q_i is the total shear for level i ,

e_i is the eccentricity of Q_i from the center of shear rigidity, and

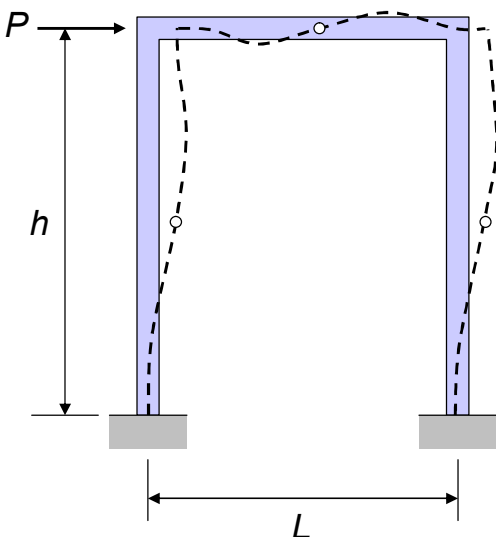
c_j is the distance of the bent j from the center of rigidity.



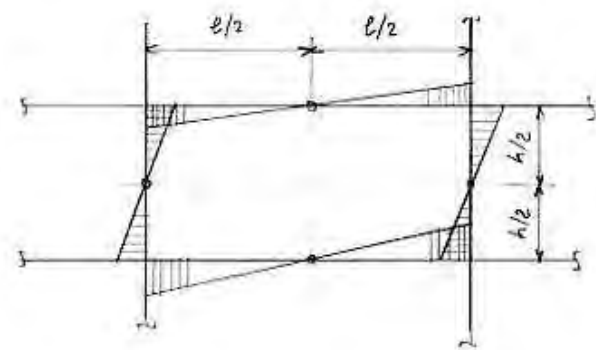
Portal Method

2 basic assumptions regarding the location of inflection points

- 1) Inflection pt. in beam @ midspan
- 2) Inflection pt. in column @ midheight

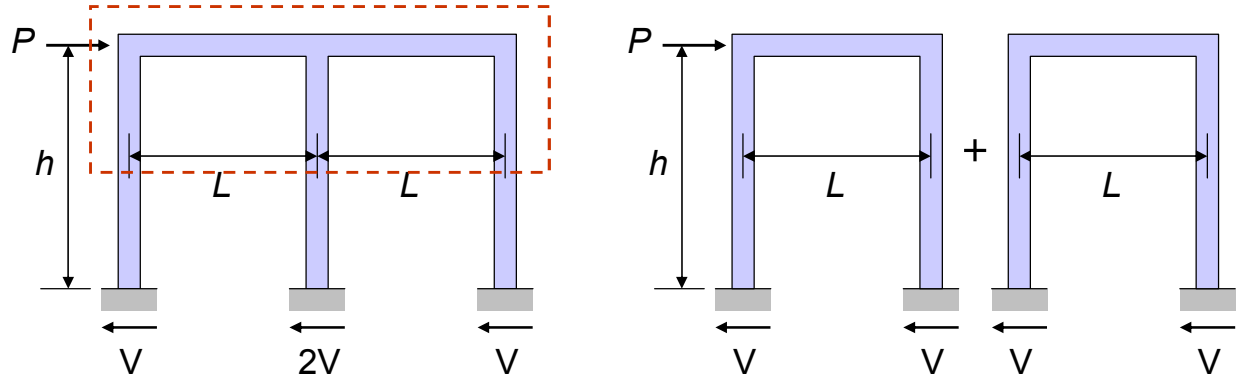


o = inflection point

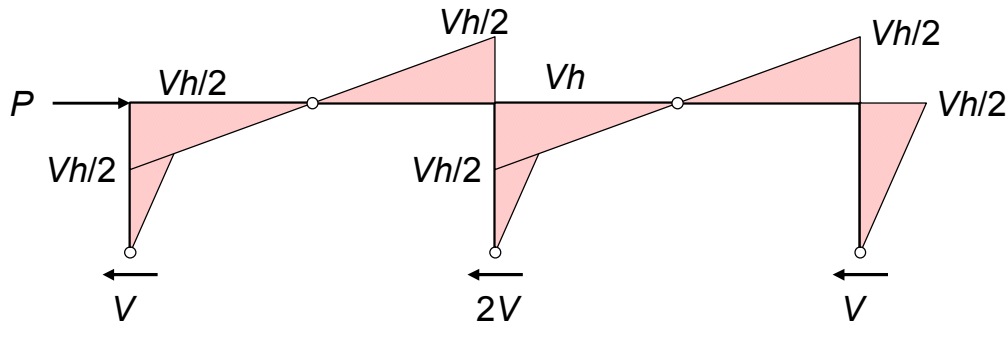


Portal Method

3rd basic assumption: consider frame to be composed of a series of portals

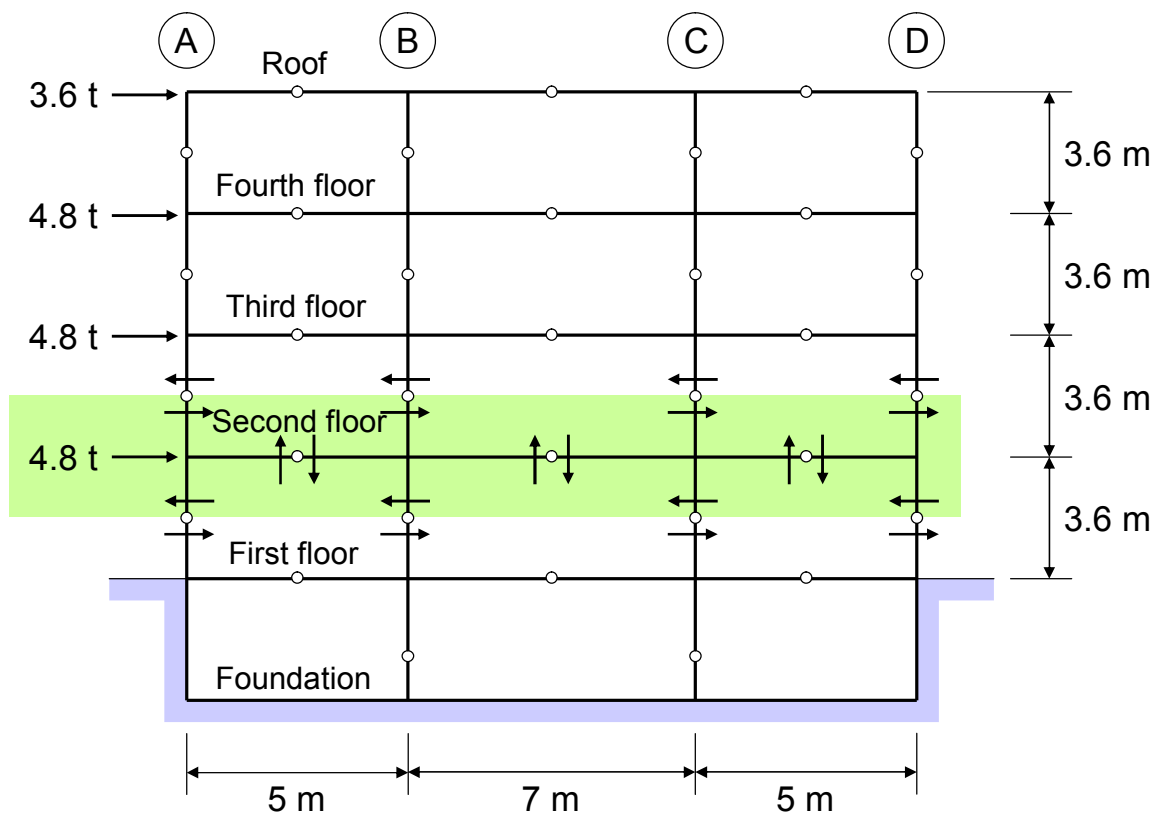


∴ Shear at interior columns is twice that at exterior columns



Example 1: Analysis of Moments and Shears in a Multistory Frame

Compute the moments and shears in the first and second-story columns and the second-floor interior beams

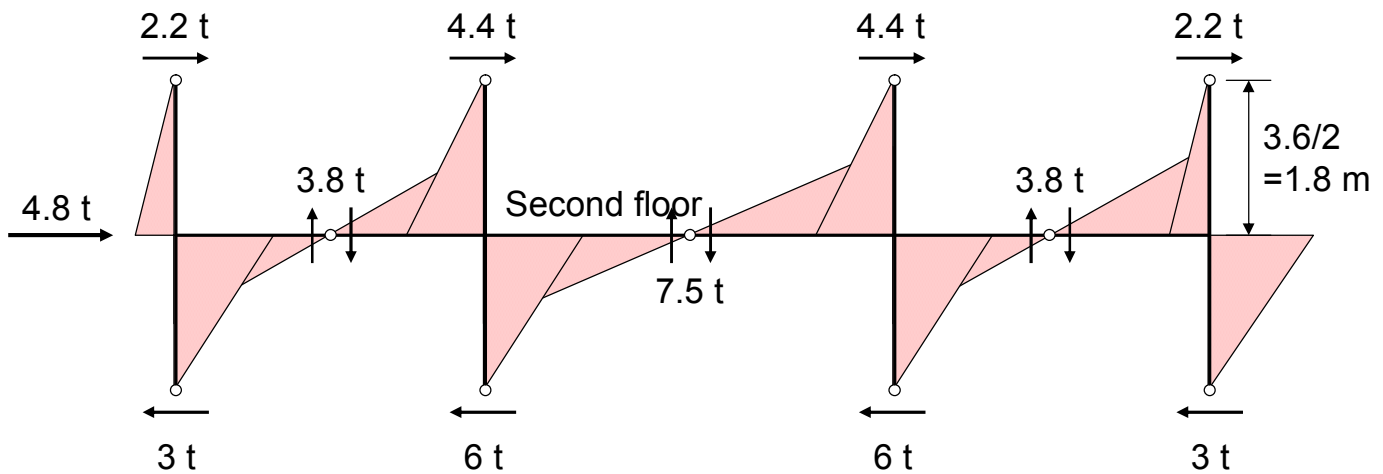


Total shear in second story = $3.6 + 2(4.8) = 13.2 \text{ t}$

$V = 13.2/6 = 2.2 \text{ t}$

$M_{2e} = 2.2(1.8) = 4.0 \text{ t-m}$

$M_{2i} = 4.4(1.8) = 8.0 \text{ t-m}$



$V = 18/6 = 3 \text{ t}$

$M_{1e} = 3(1.8) = 5.4 \text{ t-m}$

$M_{1i} = 6(1.8) = 10.8 \text{ t-m}$

Total shear in first story = $3.6 + 3(4.8) = 18 \text{ t}$

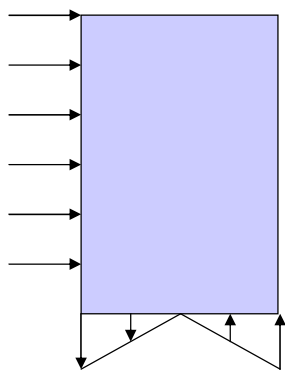
Beam in exterior bays: $M_{ue} = M_{2e} + M_{1e} = 4.0 + 5.4 = 9.4 \text{ t-m/bay}$

$V_{ue} = 9.4/(5/2) = 3.8 \text{ t/bay}$

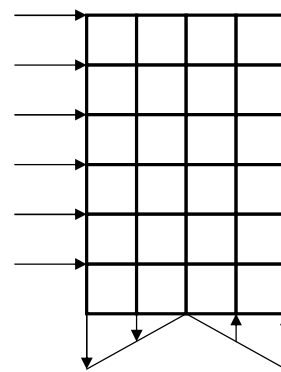
Beam in interior bays: $M_{ui} = 8.0 + 10.8 = 18.8 \text{ t-m/bay}$, $V_{ui} = 18.8/2.5 = 7.5 \text{ t/bay}$

Cantilever Method

- Inflection points in beam @ midspan, in column @ midheight
- Assume axial stress in column is proportional to its distance from the centroid of all column areas.

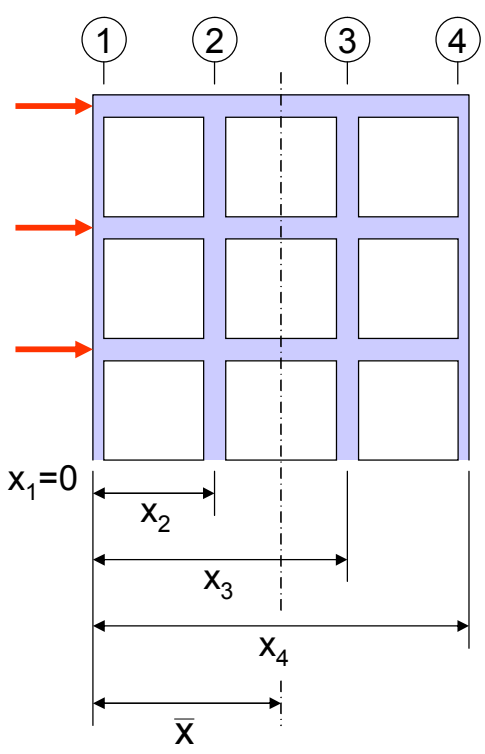


Beam



Building frame

Cantilever Method



Locate centroid of column areas:

$$\bar{x} = \frac{\sum A_j x_j}{\sum A_j}$$

Compute the second moment of column areas about the centroid :

$$I = \sum A_j c_j^2$$

where c_j is the distance of column j from the centroid.

Cantilever Method

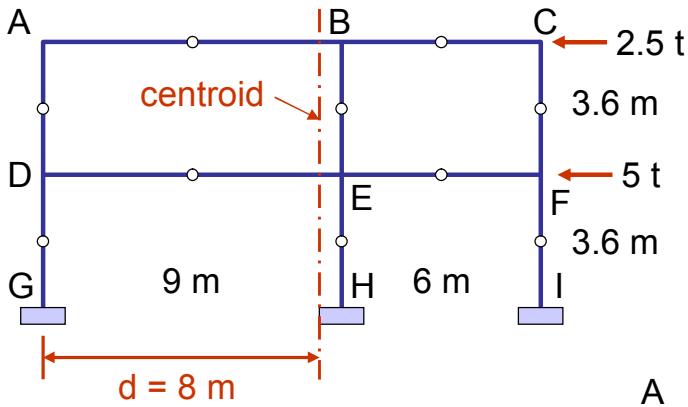
Quite often the column areas A_j are not known (although easily guessed from experience).

In order to proceed, these areas are initially taken as unity.

The column axial forces in each level is given by,

$$F_j = \frac{M c_j}{I} A_j$$

Example 2: Analysis of Moments and Shears in a Multistory Frame



Locate centroid of column :

$$d = (9 + 15)/3 = 8 \text{ m}$$

Axial stresses:

$$\frac{\sigma_{AD}}{8} = \frac{\sigma_{BE}}{1} = \frac{\sigma_{CF}}{7}$$

Assume same area for all columns

$$[\sum M_{CG} = 0]$$

$$P_{BE} = P = 0.04 \text{ t}$$

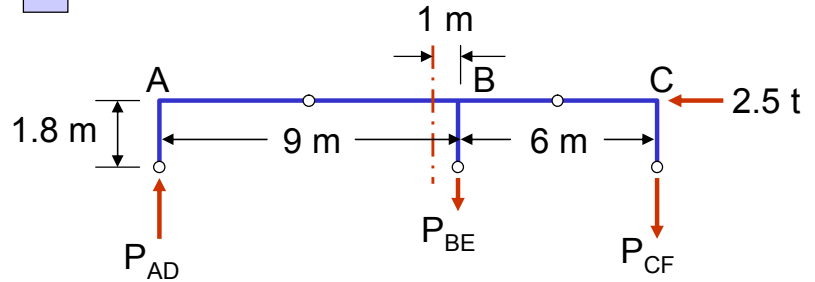
$$2.5 (1.8) - 8P (8) - P (1) - 7P (7) = 0$$

$$P_{AD} = 8P = 0.32 \text{ t}$$

$$P = 2.5 (1.8) / (64 + 1 + 49)$$

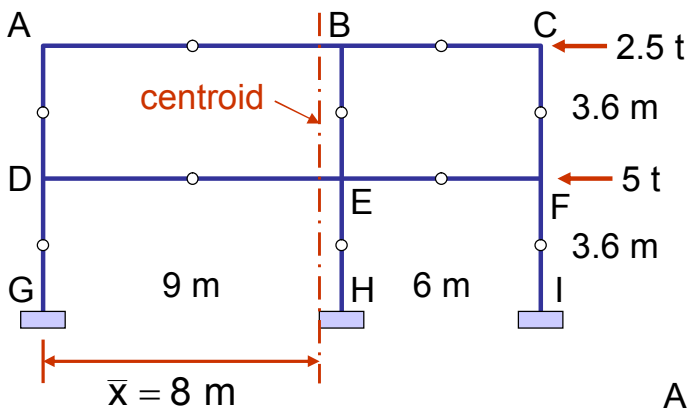
$$P_{CF} = 7P = 0.28 \text{ t}$$

$$P = 0.04 \text{ t}$$



Example 2: Analysis of Moments and Shears in a Multistory Frame

2



Assume all column areas, $A_j = 1$

Locate centroid of column :

$$\bar{x} = \frac{\sum A_j x_j}{\sum A_j} = \frac{0 + 9 + 15}{3} = 8 \text{ m}$$

Moment of area:

$$I = \sum A_j c_j^2 = 8^2 + 1^2 + 7^2 = 114 \text{ m}^4$$

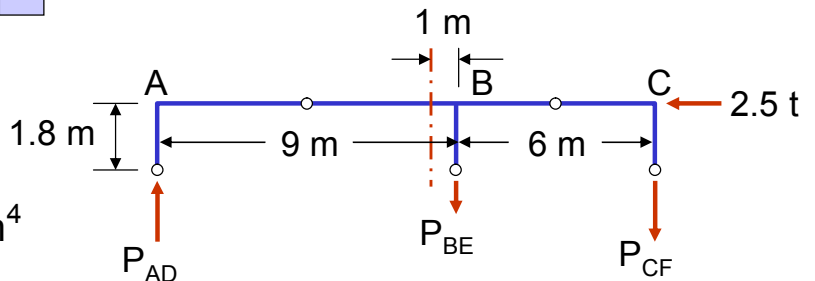
$$M = (2.5)(1.8) = 4.5 \text{ t-m}$$

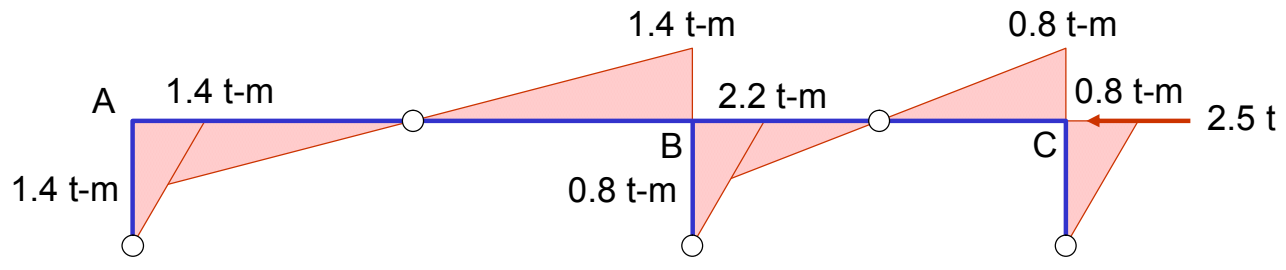
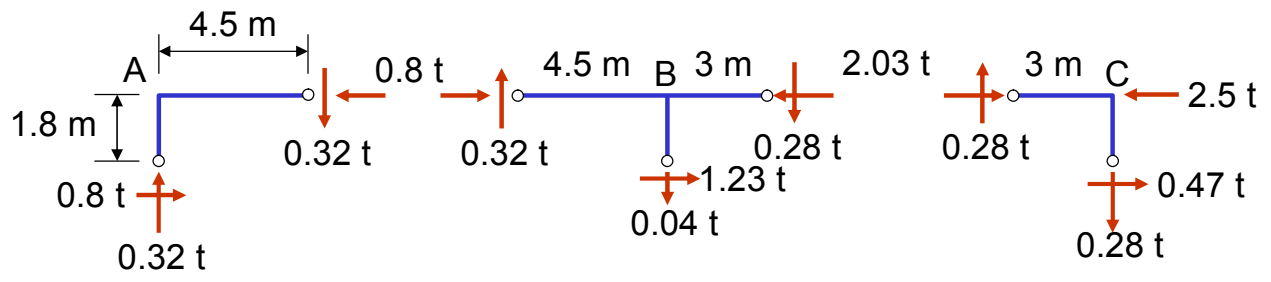
Column axial forces: $P_{AD} = \frac{4.5 \times 8}{114} = 0.32 \text{ ton}$

$$P_{CF} = \frac{4.5 \times 7}{114} = 0.28 \text{ ton}$$

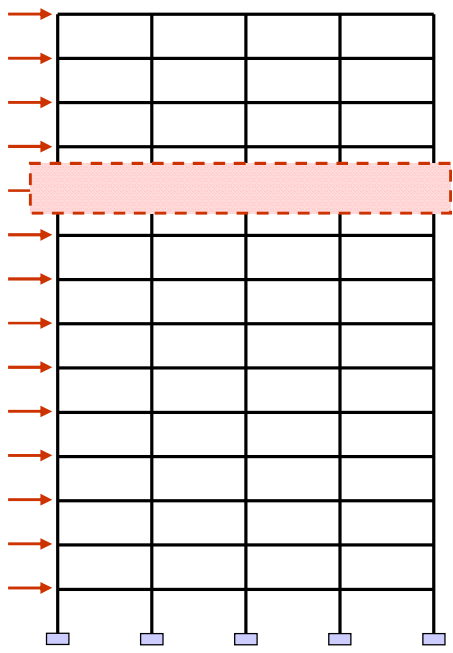
$$F_j = \frac{M c_j}{I} A_j$$

$$P_{BE} = \frac{4.5 \times 1}{114} = 0.04 \text{ ton}$$

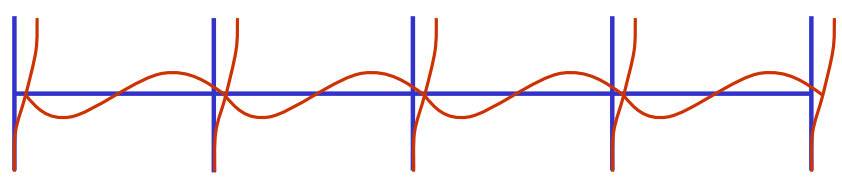




Interstory Drift



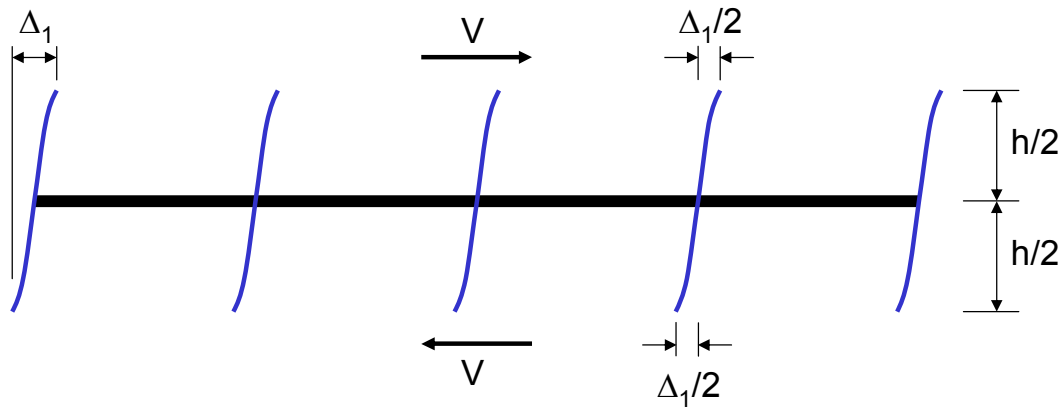
Lateral displacement between consecutive floors



Interstory drift in rigid frame comes from:

- Deflection due to column deformations
- Deflection due to beam deformations

Deflection due to column deformations

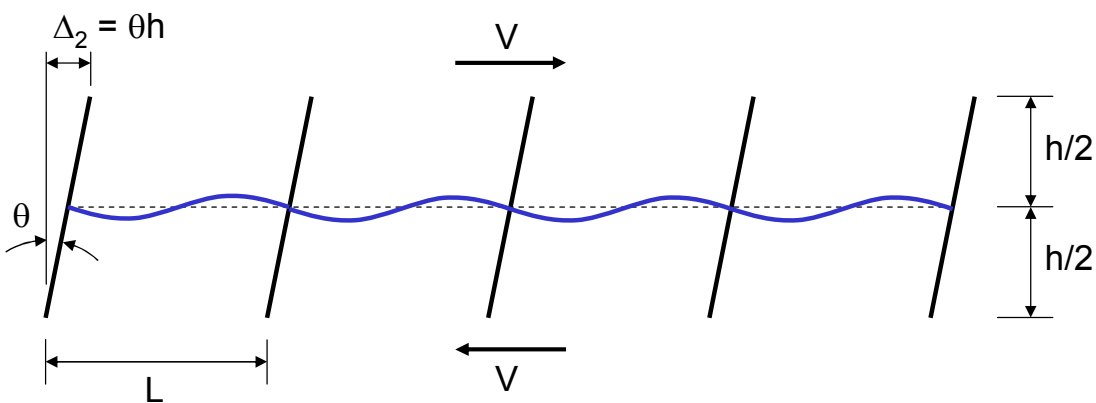


For rigid floor, lateral deflection $\Delta_1/2$ of each column is

$$\frac{\Delta_1}{2} = \frac{V(h/2)^3}{3E\Sigma I_c}$$

$$\Delta_1 = \frac{V h^3}{12E\Sigma I_c}$$

Deflection due to beam deformations



Consider rigid column, each girder undergoes rotation θ giving rise to

internal moment : $12E I \theta / L$

total internal moment : $12E \theta \Sigma(I/L) = V h =$ external moment

$$\Delta_2 = \theta h = \frac{V h^2}{12E \Sigma(I_b / L)}$$

Total Frame Deflection

$$\Delta_{\text{Total}} = \Delta_1 + \Delta_2 = \frac{V h^2}{12} \left[\frac{h}{(\Sigma EI)_{\text{col}}} + \frac{1}{(\Sigma EI/L)_{\text{beam}}} \right]$$

or

$$\Delta_{\text{Total}} = \Delta_1 + \Delta_2 = \frac{V}{K_{\text{col}}} + \frac{V}{K_{\text{beam}}}$$

$K_{\text{col}} = 12(\Sigma EI)_{\text{col}} / h^3 =$ Stiffness from column

$K_{\text{beam}} = 12(\Sigma EI/L)_{\text{beam}} / h^2 =$ Stiffness from beam

ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ยอมให้ (Δ_a)

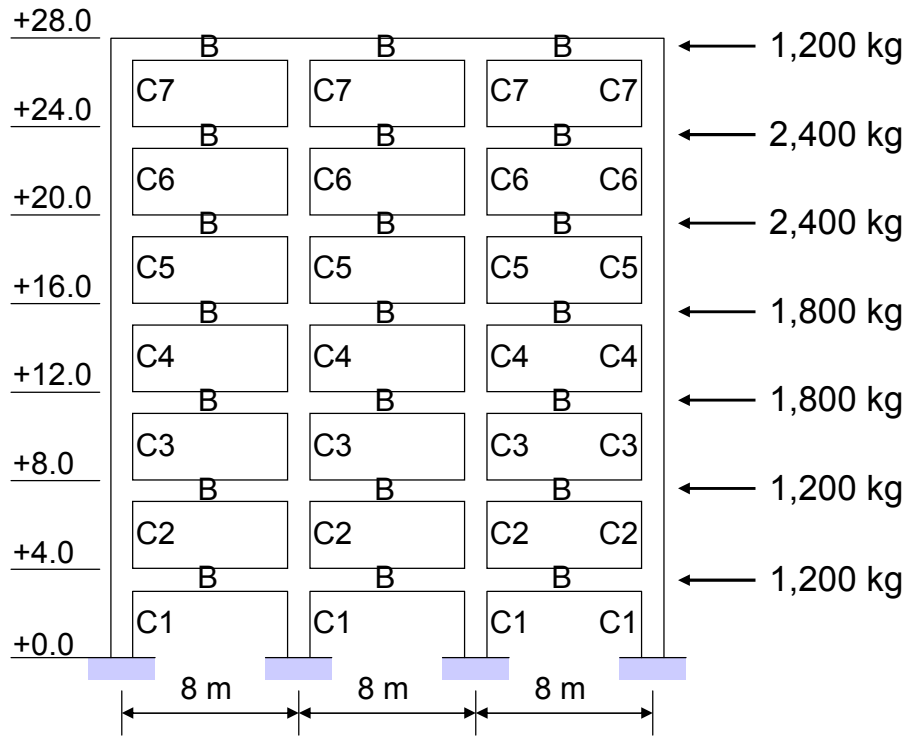
ลักษณะโครงสร้าง	ประเภทความสำคัญ		
	I หรือ II	III	IV
โครงสร้างที่ไม่ใช่ผนังก่ออิฐรับแรงเฉือนและสูงไม่เกิน 4 ชั้น ซึ่งผนังภายใน จากกันห้อง ฝ้าเพดาน และผนังภายนอกถูกออกแบบให้สามารถทนต่อการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นได้มาก	$0.025h_{sx}^2$	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$
โครงสร้างกำแพงก่ออิฐรับแรงเฉือนแบบยื่นจากรูานรองรับ ³	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
โครงสร้างกำแพงก่ออิฐรับแรงเฉือนแบบอื่น ๆ	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$
โครงสร้างอื่น ๆ ทั้งหมด	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$	$0.010h_{sx}$

¹ h_{sx} คือความสูงระหว่างชั้นที่อยู่ใต้พื้นชั้นที่ x

Example 3: Determine story drift of the building (Drift index ≤ 0.002)

All beam size: B = 0.3x0.6 m

Column size: C1,C2 = 0.5x0.5 m, C3, C4 = 0.4x0.4 m, C5, C6, C7 = 0.3x0.3 m



Floor 5-7: $K_{col} = \frac{12(2.3 \times 10^5)}{400^3} \times \frac{30 \times 30^3}{12} \times 4 = 11,644 \text{ kg/cm}$

Floor 3-4: $K_{col} = \frac{12(2.3 \times 10^5)}{400^3} \times \frac{40 \times 40^3}{12} \times 4 = 36,800 \text{ kg/cm}$

Floor 1-2: $K_{col} = \frac{12(2.3 \times 10^5)}{400^3} \times \frac{50 \times 50^3}{12} \times 4 = 89,844 \text{ kg/cm}$

All Floor: $K_{beam} = \frac{12(2.3 \times 10^5)}{400^2} \times \frac{30 \times 60^3}{12 \times 800} \times 3 = 34,931 \text{ kg/cm}$

Floor	Wind	Shear	Kcol	Δ1	Δ2	Δtotal
7	1,200	1,200	11,644	0.10	0.03	0.13
6	2,400	3,600	11,644	0.31	0.10	0.41
5	2,400	6,000	11,644	0.52	0.17	0.69
4	1,800	7,800	36,800	0.21	0.22	0.43
3	1,800	9,600	36,800	0.26	0.27	0.53
2	1,200	10,800	89,844	0.12	0.31	0.43
1	1,200	12,000	89,844	0.13	0.34	0.47

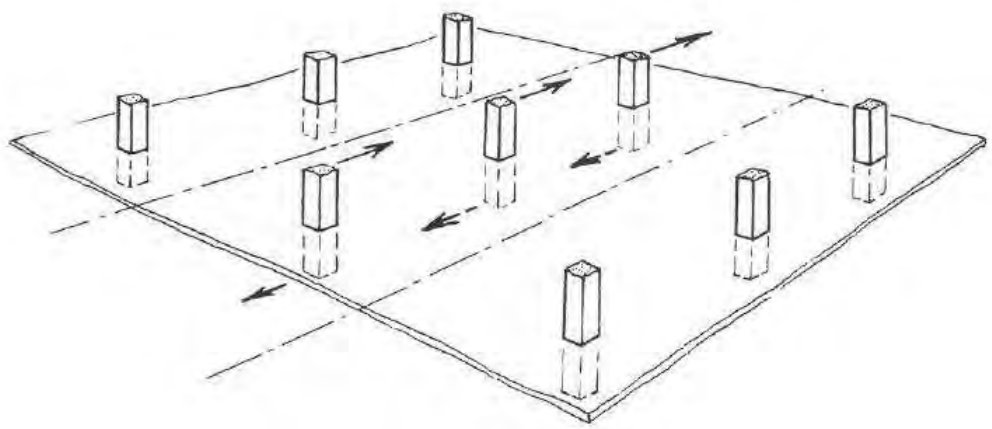
Drift Index:
 = 3.09/(7x400)
 = 0.0011
 < 0.002 **OK**

HK: Recalculate by using STAAD.Pro

Σ = 3.09

Flat Plate Structure as an Analogous Rigid Frame

Flat plate structures behave as rigid frames under horizontal loads. The lateral deflections of the structure are the result of simple double curvature bending of the columns, and a more complex 3-D double bending of the plate.



Each bay-width in the figure above is replaced by an equivalent rigid frame bent. The slab is replaced by an equivalent beam with the same double bending stiffness. The analysis is then carried out by one of the hand-calculation methods outlined in this lecture, or via a computer program. An example is shown in the next slide of how the inertia of the equivalent beam is determined.

Example 4: Flat plate as an equivalent beam

A flat-plate high-rise residential building consists of a regular rectangular grid of columns spaced at 8 m x 6 m c-c. The columns are 0.6 m square and the slab is 0.2 m thick.

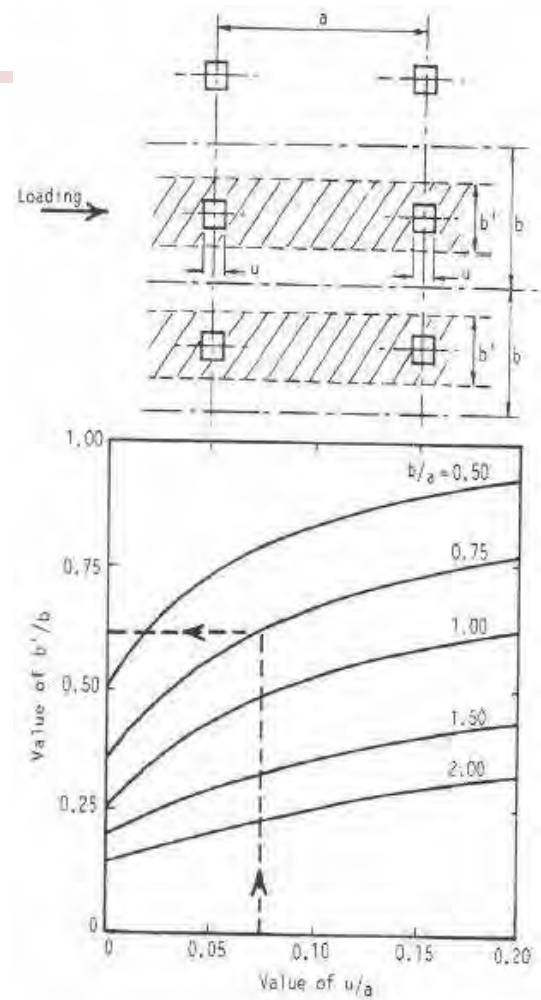
Determine the moment of inertia of an equivalent beam to replace the slab when the horizontal load is applied in parallel to the 8 m dimension.

$$a = 8.0 \text{ m}, \quad b = 6.0 \text{ m}, \quad u = 0.6 \text{ m}$$

$$\frac{u}{a} = \frac{0.6}{8.0} = 0.075 \quad \frac{b}{a} = \frac{6.0}{8.0} = 0.75$$

These values are entered into the graph at right, and it yields, $b'/b = 0.61$

$$\begin{aligned} \text{The effective plate width } b' &= (0.61)b \\ &= (0.61)(6 \text{ m}) = 3.66 \text{ m} \end{aligned}$$





The moment of inertia of the equivalent beam I is,

$$I = \frac{(3.66 \text{ m})(0.2 \text{ m})^3}{12} = 0.00244 \text{ m}^4$$

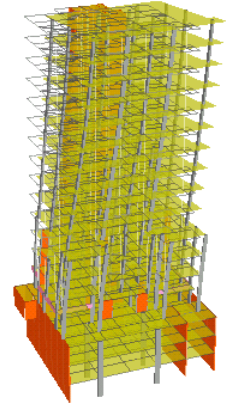
This value of **0.00244 m⁴** is reduced by 50% to allow for the reduction in stiffness due to cracking as the plate bends.

Building Design

Lecture 14 – Shear Wall



- What is a shear wall ?
- Shear wall structure
- Proportionate wall system
- Analysis of a Shear Wall
- Design of a Shear Wall



Mongkol JIRAVACHARADET

SURANAREE

INSTITUTE OF ENGINEERING

UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

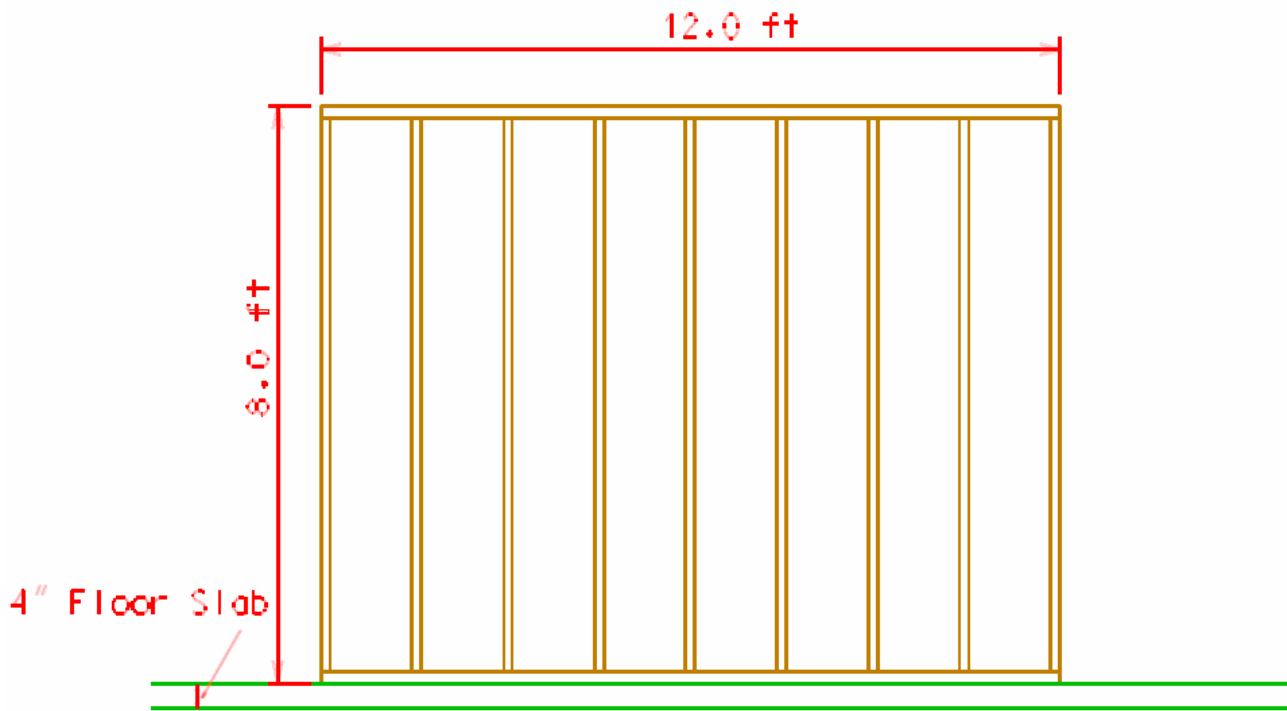
SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING

Many parts of the **US** use cheap wooden frame structures for single family residences. Some of the wall are stiffened by using shear walls.

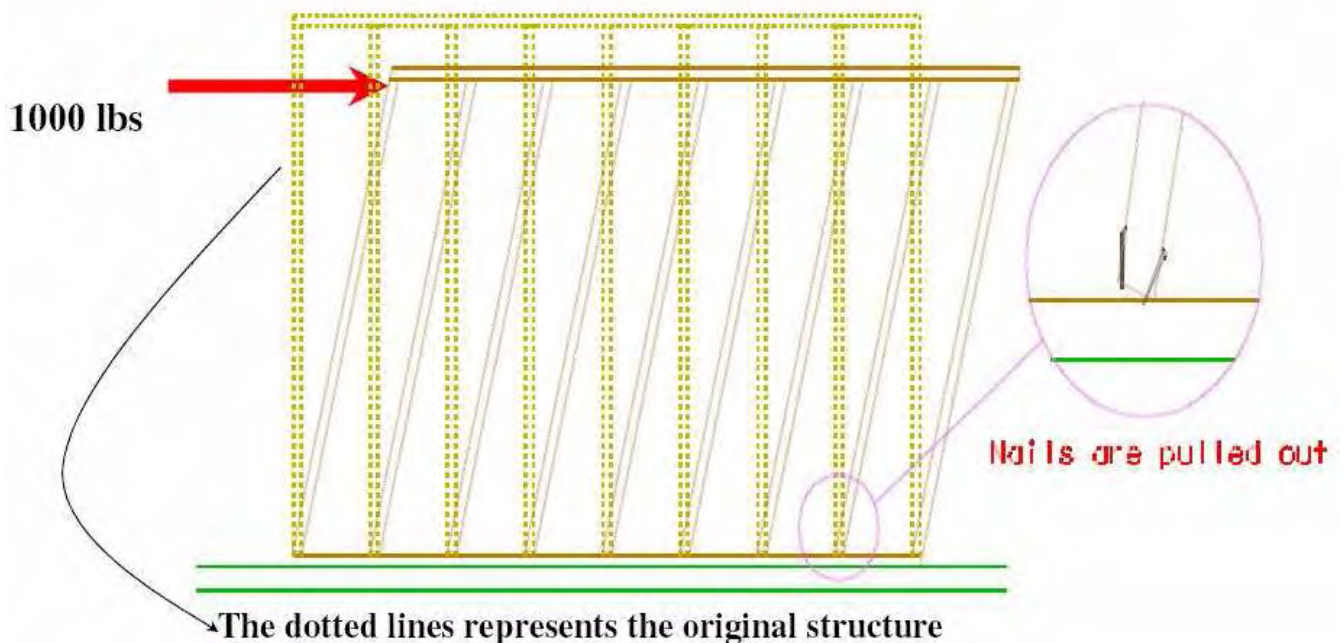




Consider the simple analogy of a typical residential interior stud wall.
The wall is 12' long by 8' high sitting on a concrete slab.



A horizontal load from wind or seismic loads is applied to the stud wall.
The stud wall will **“rack”** and some nails are pulled out.

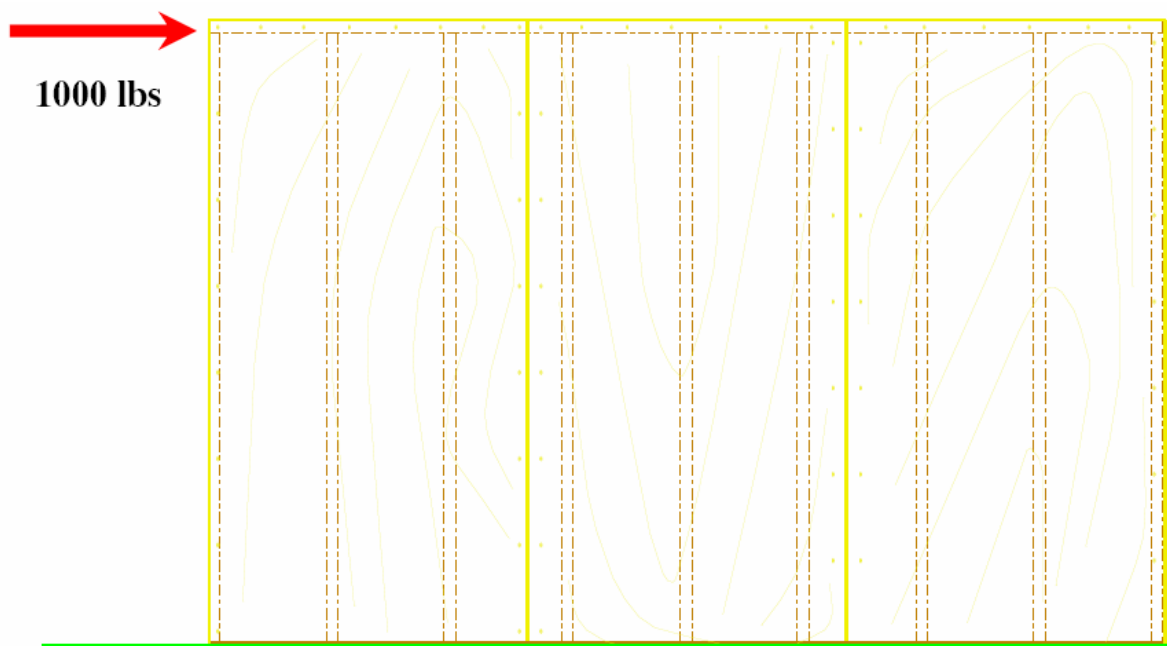




Eventually, the stud wall collapses, as this California house.

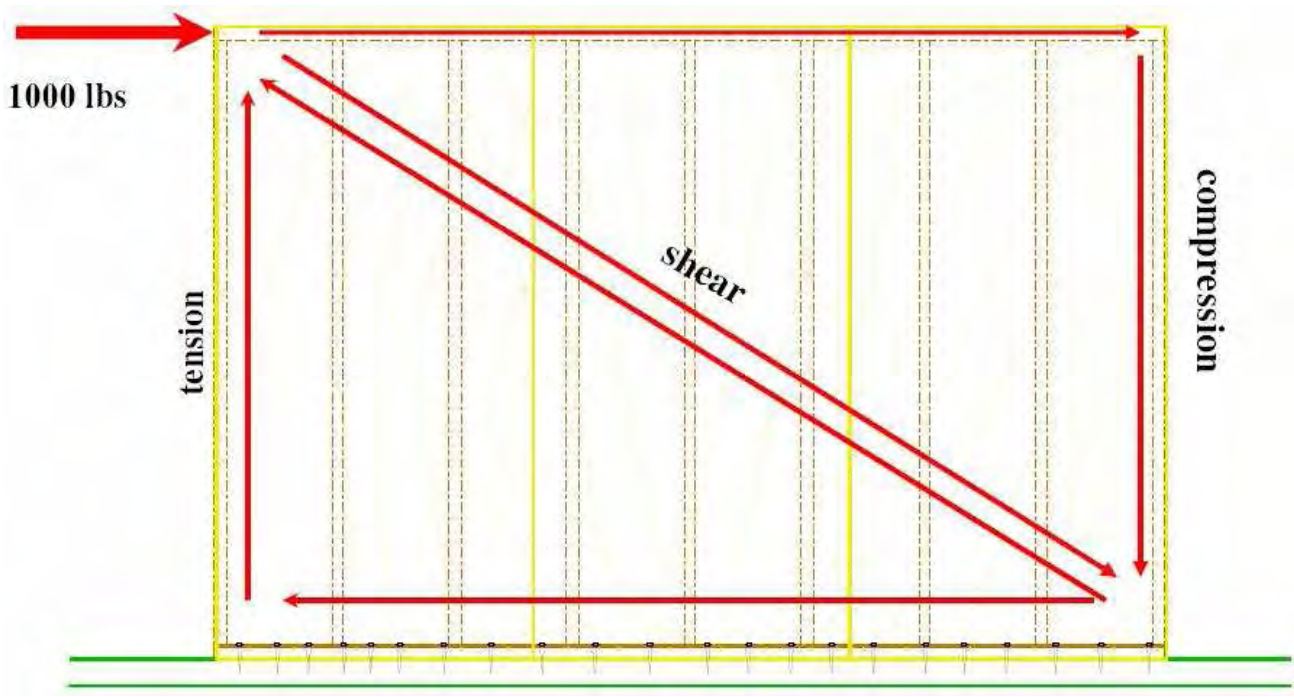


Now reinforce the structure with 4' x 8' plywood or drywall sheets.
When the shear wall is now pushed, it does not deform but rather slides to the right.

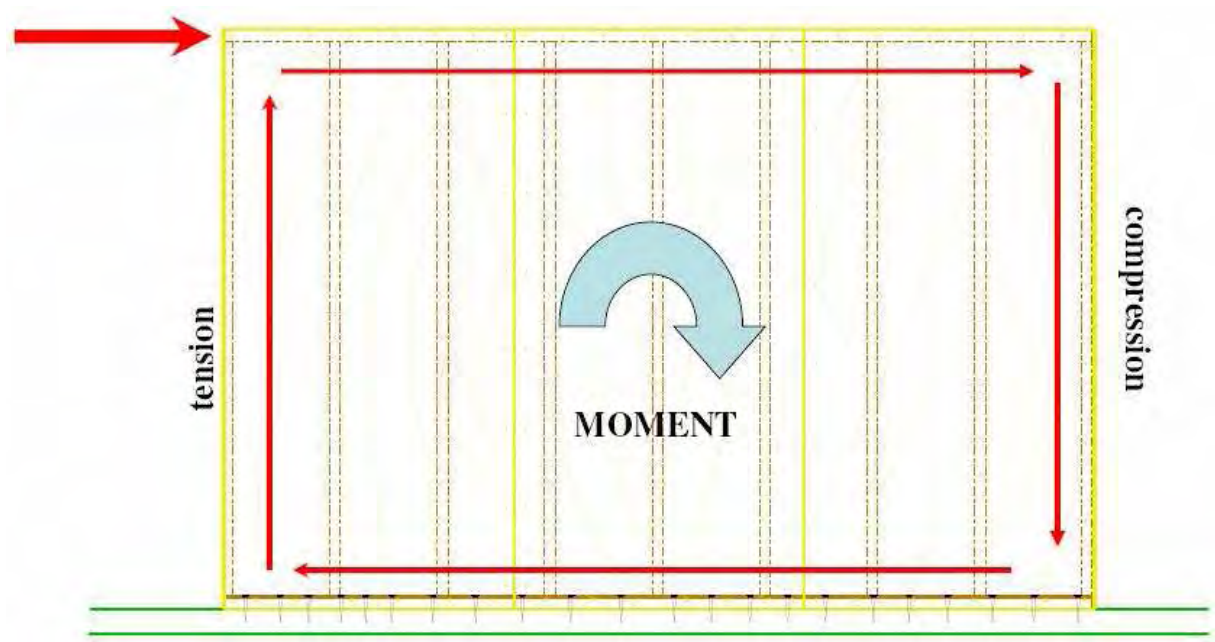




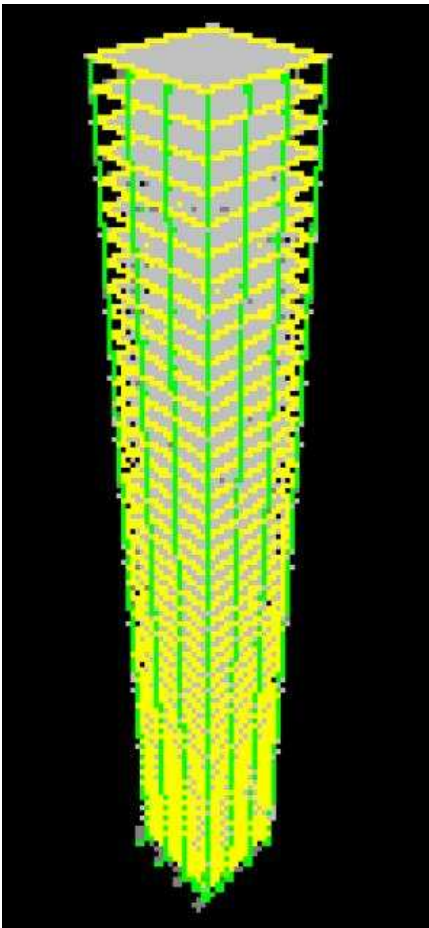
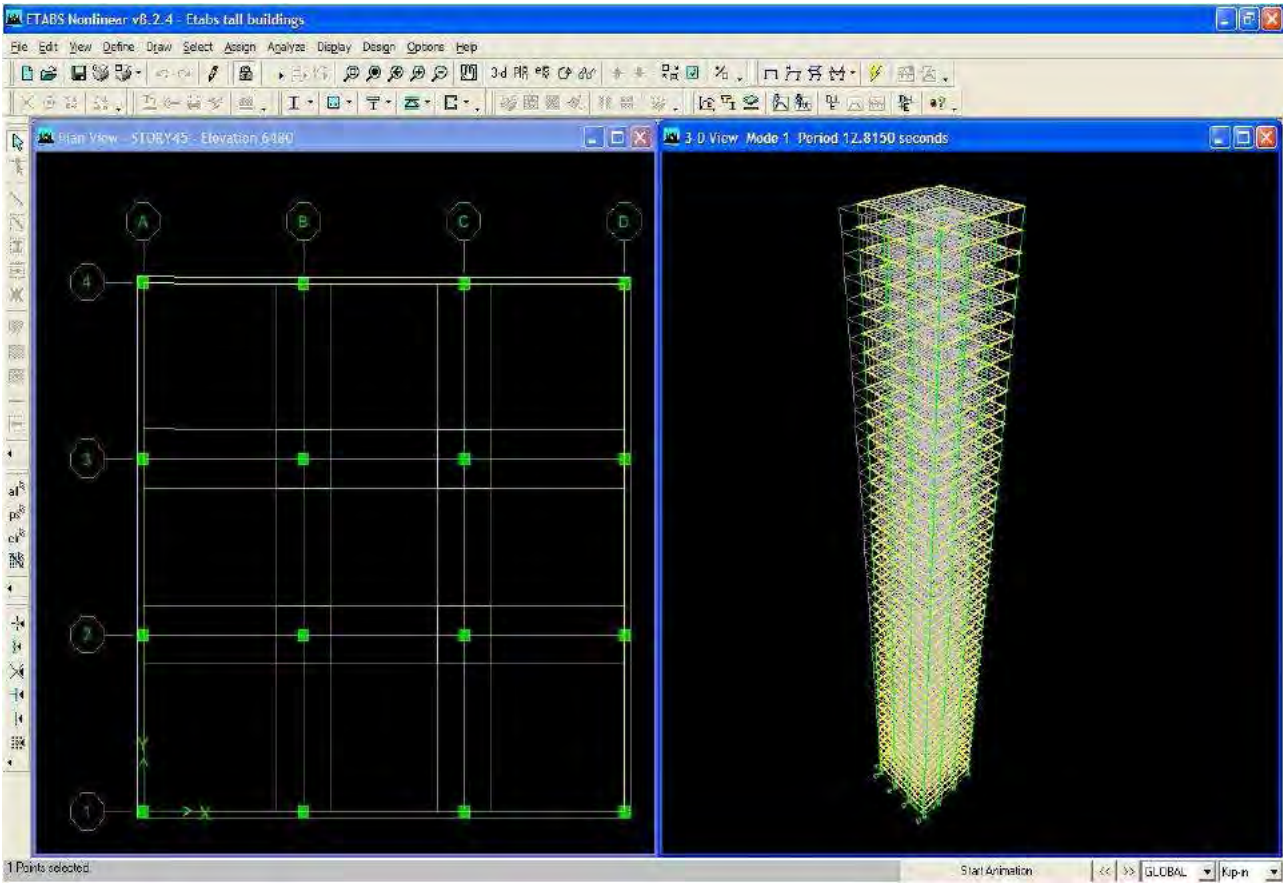
When the lateral load is applied, **shear** appears in the middle of the panel, **tension** on the left, and **compression** on the right.



The shears at the center of the panel cancel out. However, the tension and compression forces create a couple which is equal to a moment.



This is identical to a tall building that bends under wind and seismic loads.



In a tall building, columns on the windward side may go in tension, and columns on the leeward side have an increase of compression. This is the same model we just saw for the stud wall.

Because the tall building is subject to this force couple, it deflects primarily in **flexure (bending)**.

Therefore, a shear wall is perhaps a misnomer, since our model stud wall panel is primarily influenced by the tension on one side and the compression on the other side, also creating a moment. Hence, our **“shear wall”** is really a short and stubby **flexural wall**.

All shear walls behave like this, including the large and heavy reinforced concrete shear walls we use for our tall buildings in our cities.

Harmony & Concord Blocks

The Most Common Building Design in Hong Kong



Harmony Block projects from the Housing Authority are usually composed of 3 identical blocks plus some open space facilities etc. This arrangement is considered to be optimum. This photo series is based on a case study of Phase IV redevelopment at Lam Tin Estate.

Shear Walls Structures

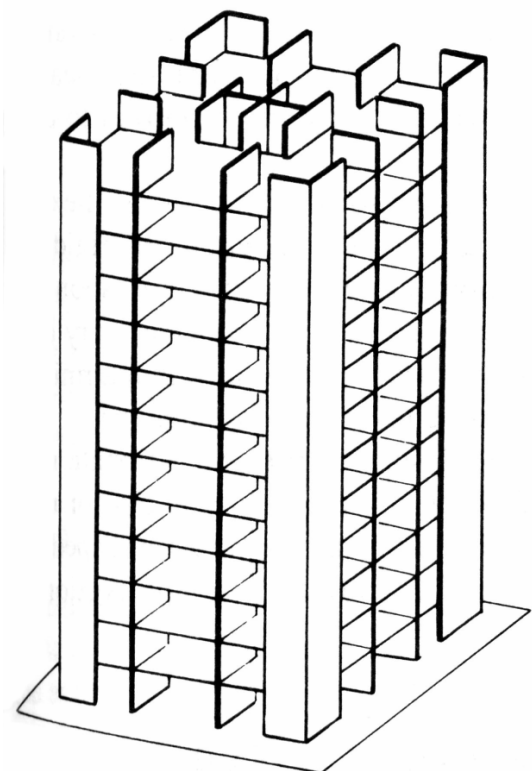
Resistance to all horizontal loading is provided by shear walls.

The walls may be part of :

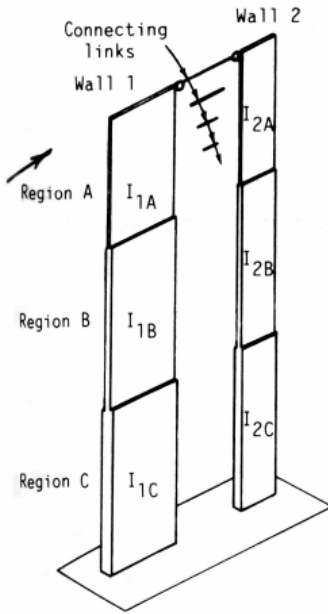
- service core
- stairwell
- partition

Walls are usually continuous down to the base.

Shear walls may be planar, but are often of L-, T-, I-, or U-shaped sections.

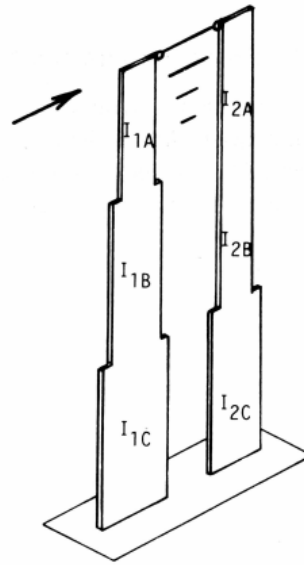


Proportionate Wall System



$$\frac{I_{1A}}{I_{2A}} = \frac{I_{1B}}{I_{2B}} = \frac{I_{1C}}{I_{2C}}$$

Proportionate wall system



$$\frac{I_{1A}}{I_{2A}}, \frac{I_{1B}}{I_{2B}}, \frac{I_{1C}}{I_{2C}} \text{ not equal}$$

Nonproportionate wall system

Statically indeterminate and therefore much more difficult to visualize and analyze.

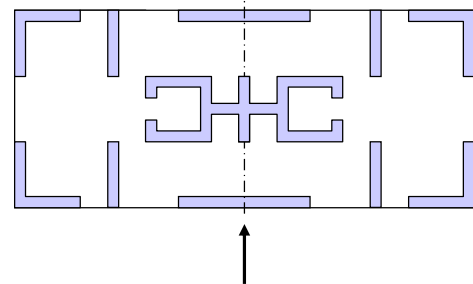
Proportionate Nontwisting Structures

Shear and moment are distributed between the walls in the ratio of their flexural rigidities.

Shear and moment in a wall j at a level i :

$$V_{ji} = V_i \frac{(EI)_{ji}}{\sum(EI)_i}$$

$$M_{ji} = M_i \frac{(EI)_{ji}}{\sum(EI)_i}$$



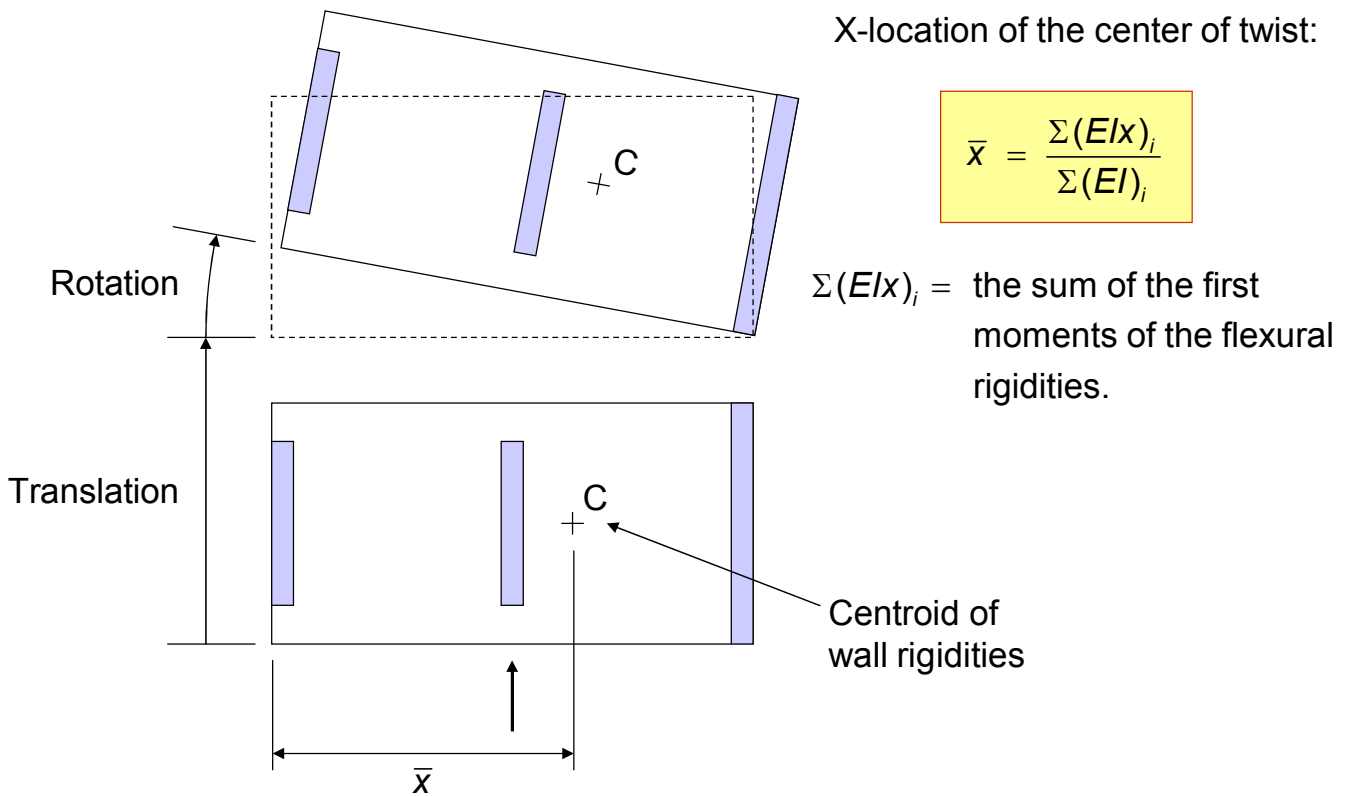
where

V_i and M_i = shear and moment at a level i

$(EI)_{ij}$ = flexural rigidity of wall j at level i

$\sum(EI)_i$ = summation of flexural rigidity of all the walls at level i

Proportionate Twisting Structures

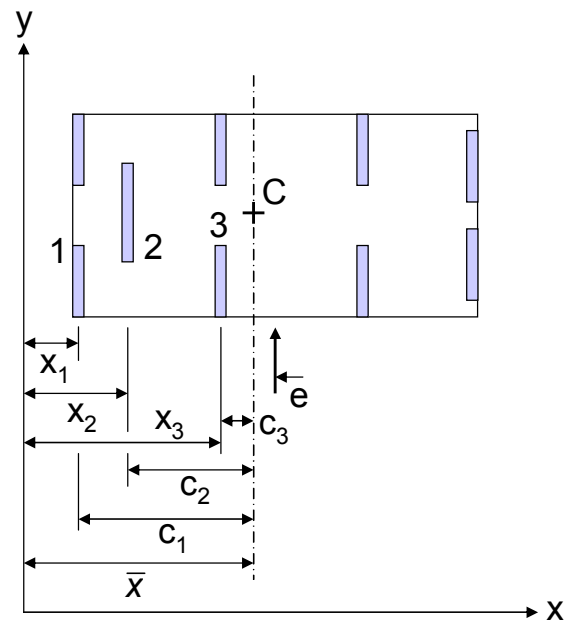


Asymmetric structure with walls parallel to loading

Shear and moment in a wall j at a level i :

$$V_{ji} = V_i \frac{(EI)_{ji}}{\sum(EI)_i} + V_i e \frac{(EIc)_{ji}}{\sum(EIc^2)_i}$$

$$M_{ji} = M_i \frac{(EI)_{ji}}{\sum(EI)_i} + M_i e \frac{(EIc)_{ji}}{\sum(EIc^2)_i}$$



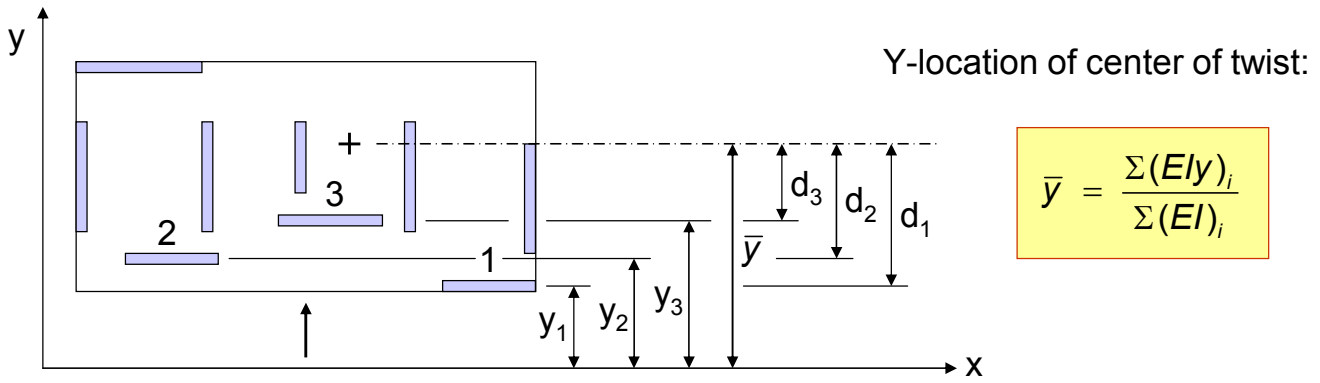
where

c_{ji} = distance of wall j from the shear center

e = eccentricity of shear force from the shear center

c_{ji} is taken as positive when on the same side of center of twist as e

Asymmetric structure include perpendicular walls



Shear and moment in a wall r at a level i :

$$V_{ri} = V_i e^{\frac{(EId)_{ri}}{\left[\sum(EIc^2) + \sum(EId^2)\right]_i}}$$

where

EIc^2 is the second moment of the **parallel** walls.

$$M_{ri} = M_i e^{\frac{(EId)_{ri}}{\left[\sum(EIc^2) + \sum(EId^2)\right]_i}}$$

EId^2 is the second moment of the **perpendicular** walls.

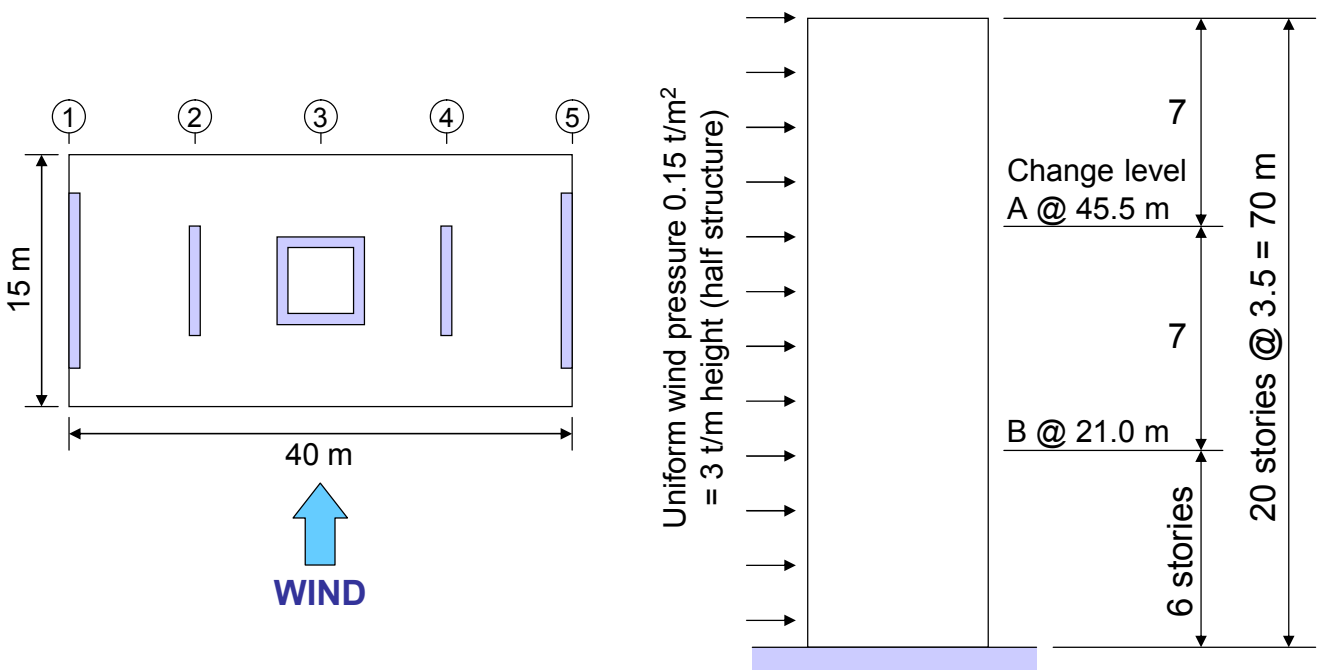
Shear Wall Analysis

Find the shears and moments in a 20-story building's shear walls

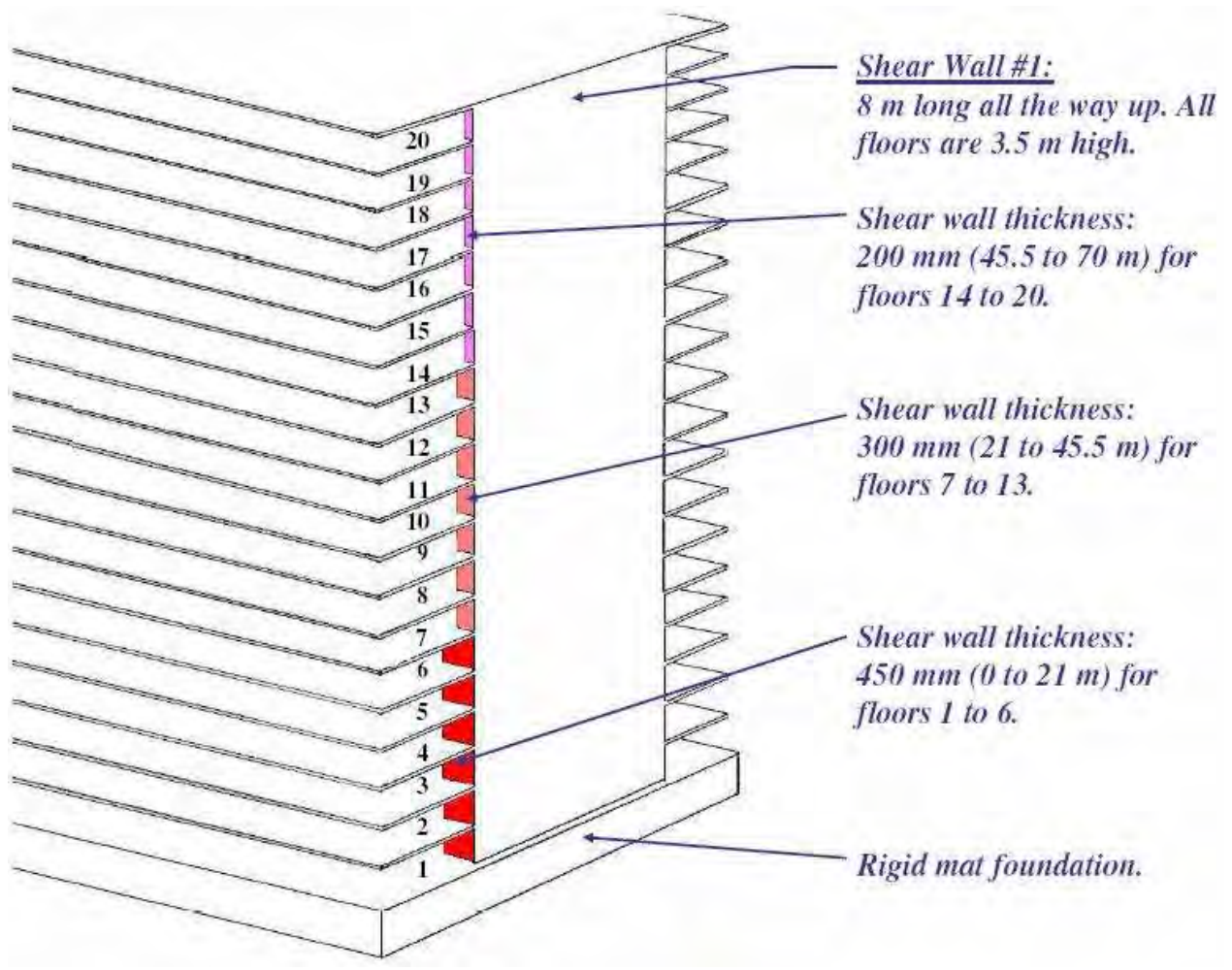
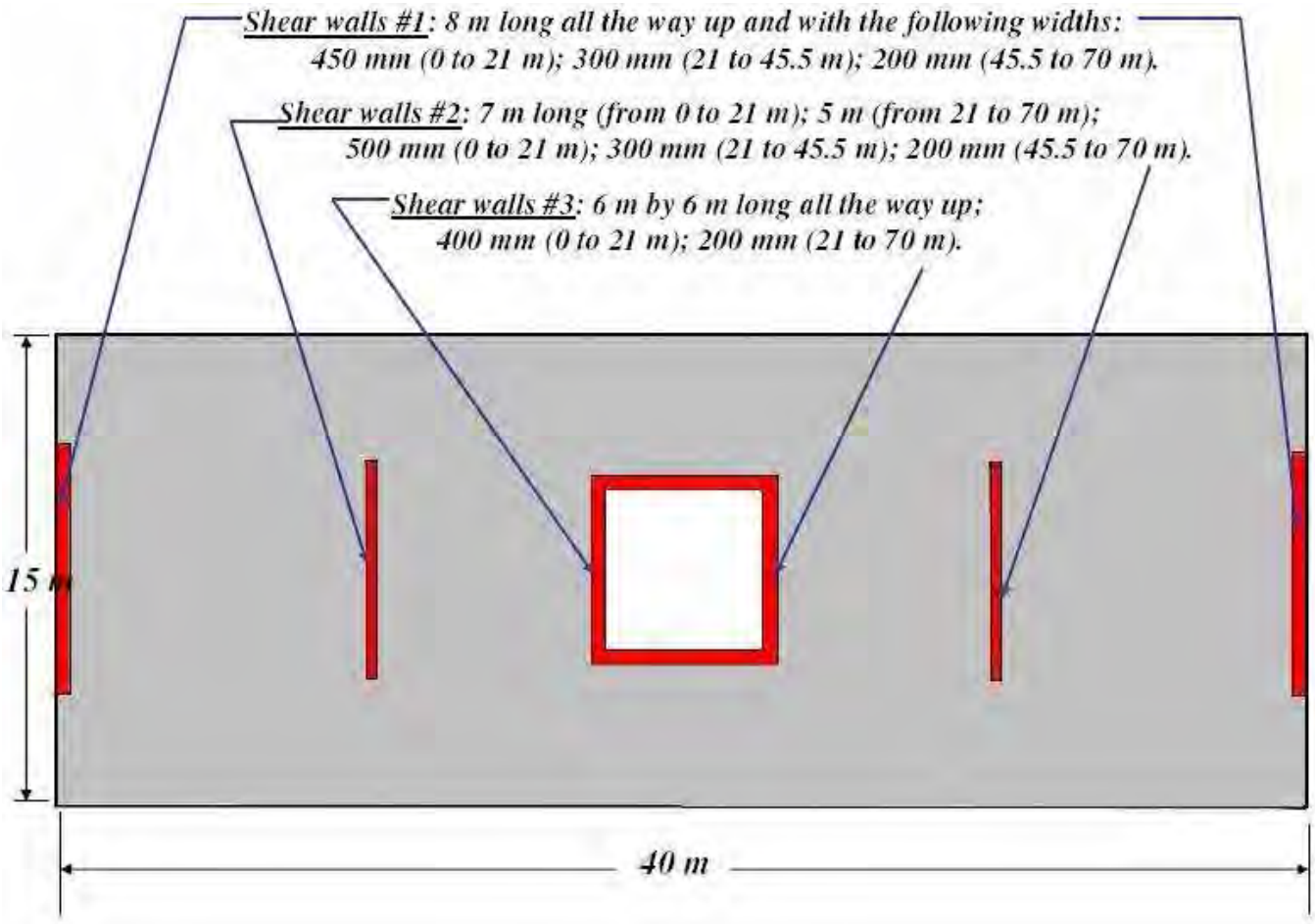


This lecture's problem is like this shear-wall at a building in Coral Gables (LeJeune and Valencia).

Example 1 : Consider the structure shown below which consists of 20 3.5-m stories with a total height of 70 m. The five shear wall include two symmetrical pairs and a central core.



Lateral load = $3 \times 3.5 = 10.5$ ton/stories
(HALF BUILDING)



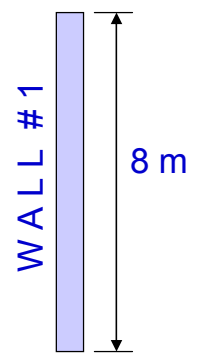
STEP 1 : Determine the inertia I of each wall

Shear Wall #1

Floor 1 - 6, 0 – 21 m: $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(0.45\text{m})(8\text{m})^3}{12} = 19.2 \text{ m}^4$

Floor 7 - 13, 21 – 45.5 m: $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(0.30\text{m})(8\text{m})^3}{12} = 12.8 \text{ m}^4$

Floor 14 - 20, 45.5 – 70 m: $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(0.20\text{m})(8\text{m})^3}{12} = 8.533 \text{ m}^4$

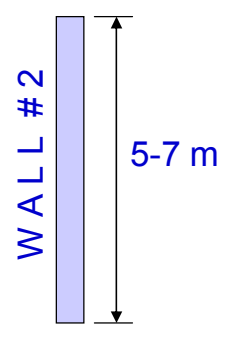


Shear Wall #2

Floor 1 - 6, 0 – 21 m: $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(0.5\text{m})(7\text{m})^3}{12} = 14.292 \text{ m}^4$

Floor 7 - 13, 21 – 45.5 m: $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(0.30\text{m})(5\text{m})^3}{12} = 3.125 \text{ m}^4$

Floor 14 - 20, 45.5 – 70 m: $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(0.20\text{m})(5\text{m})^3}{12} = 2.083 \text{ m}^4$

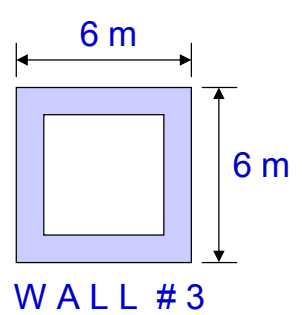


Shear Wall #3

$$I = \frac{b_1 h_1^3}{12} - \frac{b_2 h_2^3}{12}$$

Floor 1 - 6, 0 – 21 m: $I = \frac{(6)(6)^3}{12} - \frac{(5.2)(5.2)^3}{12} = 47.07 \text{ m}^4$

Floor 7 - 13, 21 – 45.5 m: } $I = \frac{(6)(6)^3}{12} - \frac{(5.6)(5.6)^3}{12} = 26.046 \text{ m}^4$
 Floor 14 - 20, 45.5 – 70 m: }



Wall Dimension and Inertias (HALF BUILDING)

	Wall 1		Wall 2		Wall 3		
	Dimensions (m)	Inertia I ₂ (m ⁴)	Dimensions (m)	Inertia I ₂ (m ⁴)	Dimensions (m)	Total Inertia I ₃ (m ⁴)	Half Inertia I ₃ /2 (m ⁴)
Top region, 45.5 – 70 m	8 x 0.2	8.533	5 x 0.2	2.083	Outside 6x6, walls 0.2 m thick	26.046	13.023
Middle region, 21 – 45.5 m	8 x 0.3	12.800	5 x 0.3	3.125	Outside 6x6, walls 0.2 m thick	26.046	13.023
Bottom region, 0 – 21 m	8 x 0.45	19.200	7 x 0.5	14.292	Outside 6x6, walls 0.4 m thick	47.070	23.535

STEP 2 : Determine the flexural rigidity EI of each wall

Shear and moment in any wall j at level i are given by,

$$V_{ji} = V_i \frac{(EI)_{ji}}{\sum(EI)_i}$$

$$M_{ji} = M_i \frac{(EI)_{ji}}{\sum(EI)_i}$$

Top region, Wall 1: $EI/(\sum EI) = 8.533/(8.533+2.083+13.023) = 0.36$

Wall 2: $EI/(\sum EI) = 2.083/(8.533+2.083+13.023) = 0.09$

Wall 3: $EI/(\sum EI) = 13.023/(8.533+2.083+13.023) = 0.55$

Middle region, Wall 1: $EI/(\sum EI) = 12.800/(12.800+3.125+13.023) = 0.44$

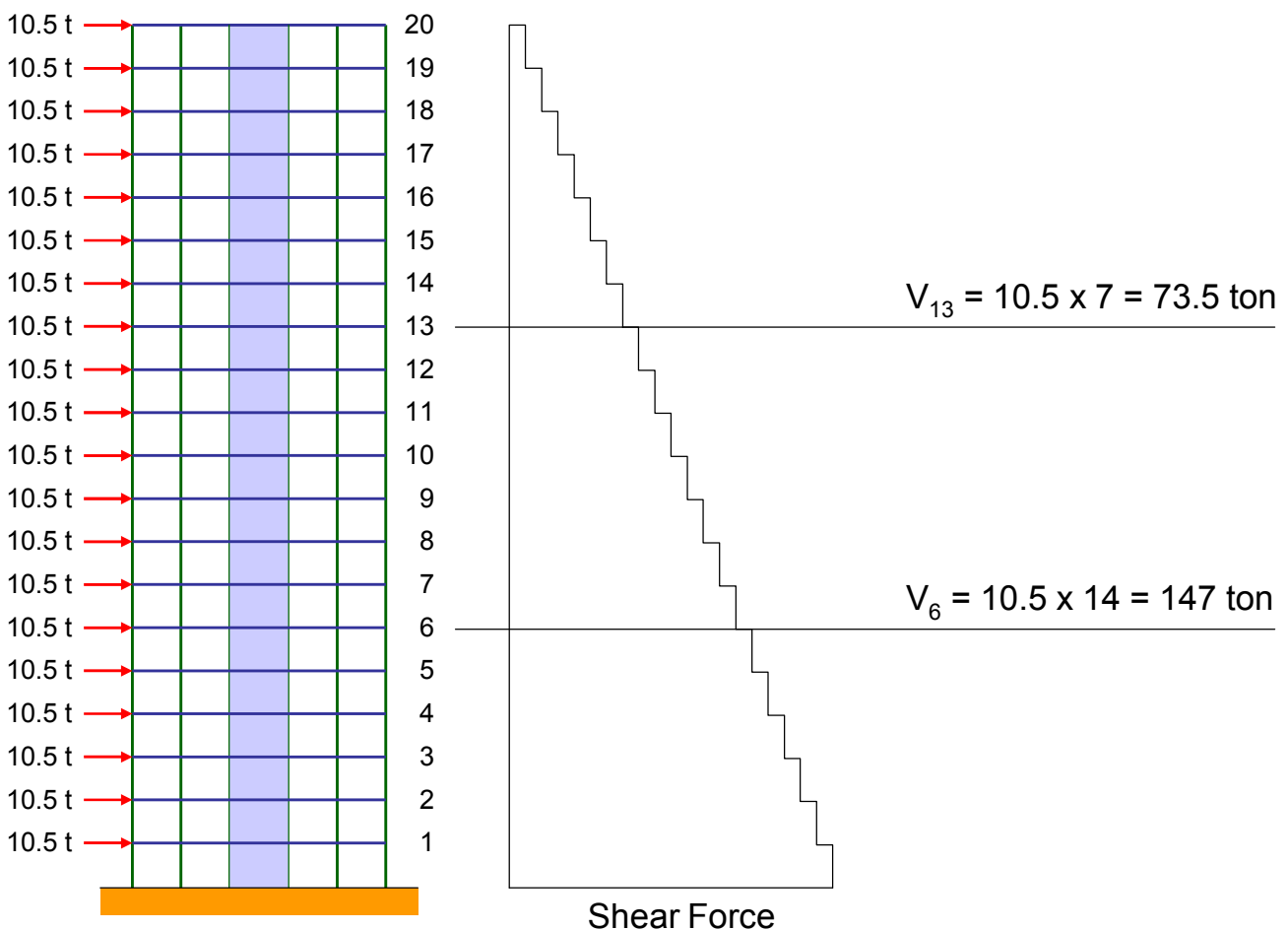
Wall 2: $EI/(\sum EI) = 3.125/(12.800+3.125+13.023) = 0.11$

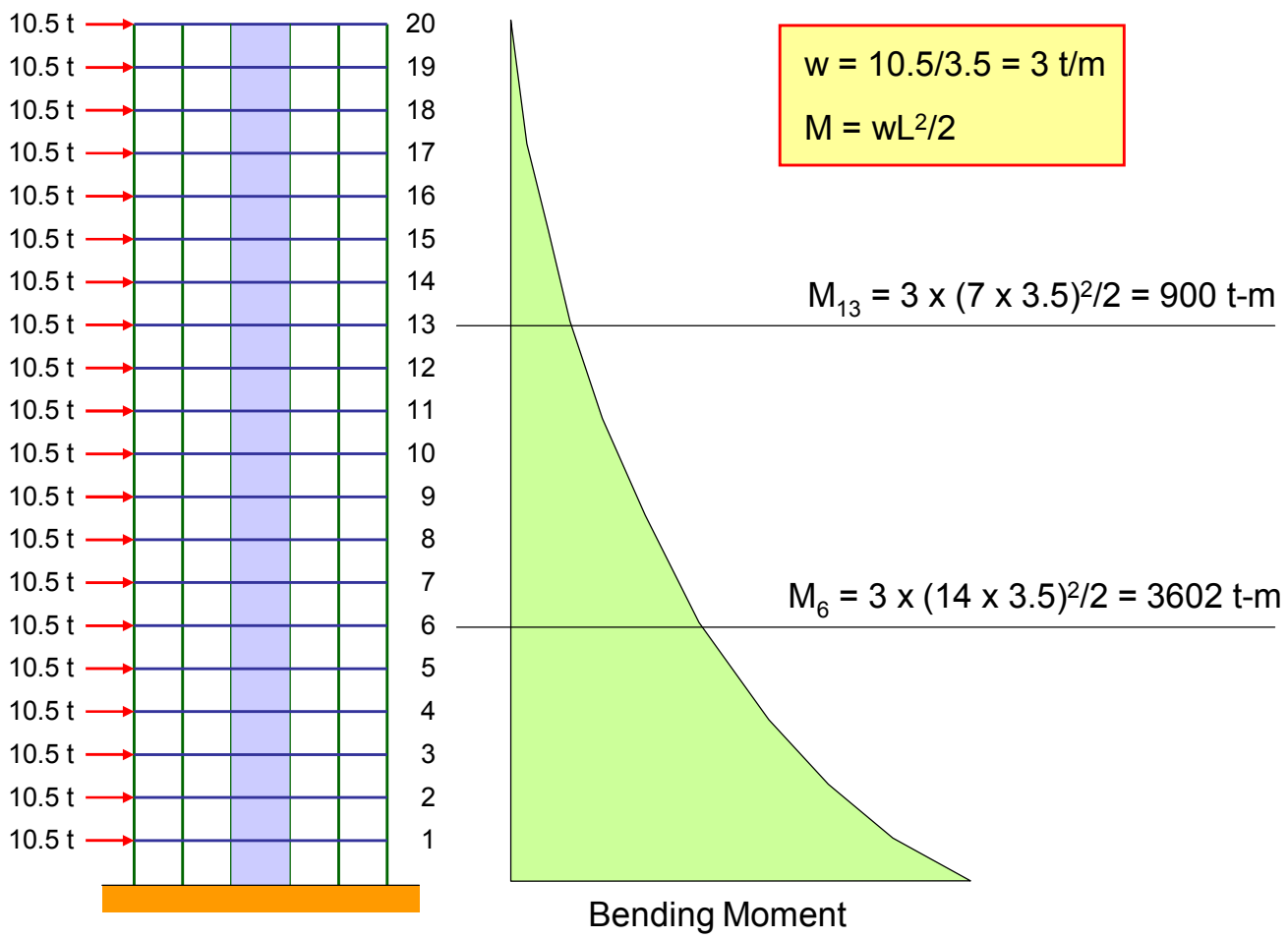
Wall 3: $EI/(\sum EI) = 13.023/(12.800+3.125+13.023) = 0.45$

Bottom region, Wall 1: $EI/(\sum EI) = 19.200/(19.200+14.292+23.535) = 0.34$

Wall 2: $EI/(\sum EI) = 14.292/(19.200+14.292+23.535) = 0.25$

Wall 3: $EI/(\sum EI) = 23.535/(19.200+14.292+23.535) = 0.41$



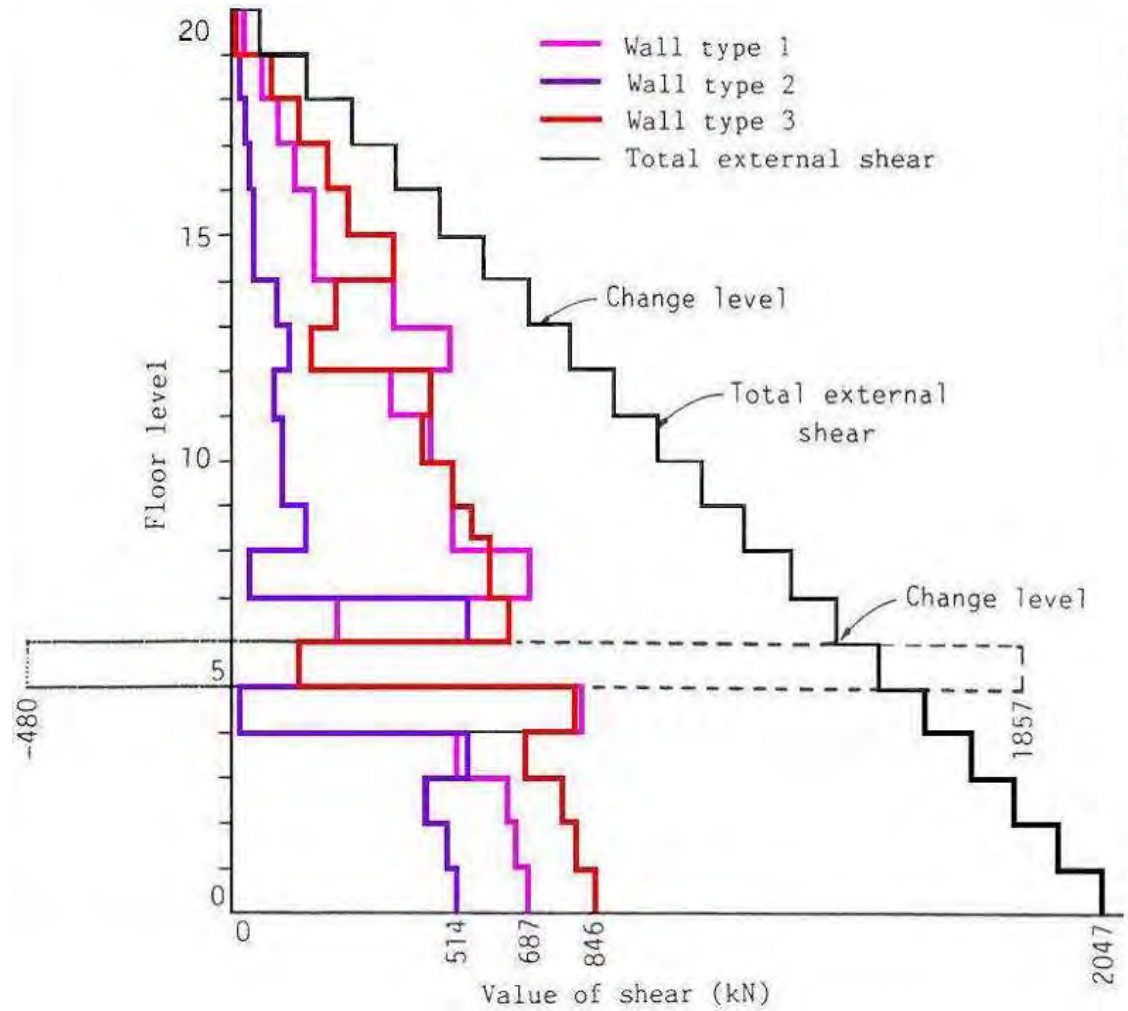


Shear forces in walls

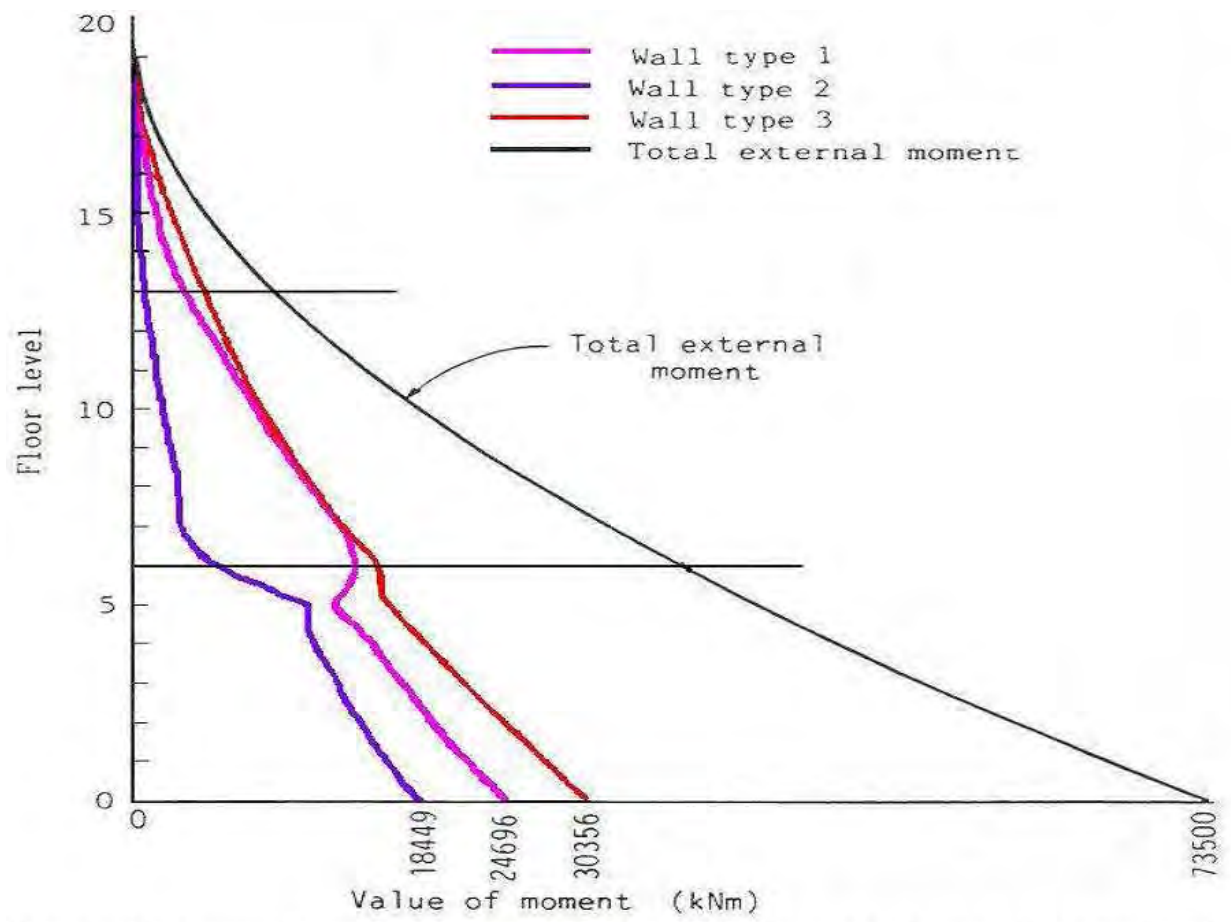
Level	Wind	Total shear	Shearwall 1	Shearwall 2	Shearwall 3
20	10.5	10.5	3.78	0.95	5.78
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
13	10.5	73.5	32.3	8.09	33.1
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
6	10.5	147	50.0	36.8	60.3

Moment in walls

Level	Wind	Moment	Shearwall 1	Shearwall 2	Shearwall 3
20	10.5	0	0	0	0
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
13	10.5	900	396	99	405
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
6	10.5	3602	1225	901	1477



This shear force diagram for the 20-story office building shows abrupt changes at the critical floors 6-7 and 13-14.



Notice that the moment diagram is not as seriously affected by the dramatic exchange of force couples at the critical levels (floors 6 to 7 and 13 to 14).



Shear Wall Design





11.9 – Provision for walls

ACI318-08

11.9.1 – Design for shear forces perpendicular to face of wall shall be in accordance with provisions for slabs in 11.11.

11.9.2 – Design of horizontal section for shear in plane of wall :

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

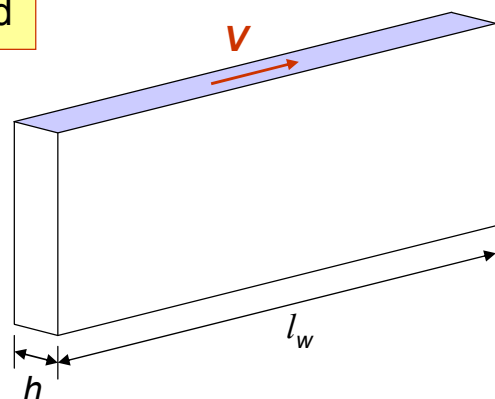
11.9.3 – V_n at any horizontal section for shear in plane of wall shall not be greater than

$$V_n \leq 2.7 \sqrt{f'_c} h d$$

h = wall thickness

$d = 0.8 l_w$

l_w = overall length of the wall



11.9.5 – Unless a more detailed calculation is made with 11.9.6,

$$V_c \leq 0.53 \sqrt{f'_c} h d$$

11.9.6 – V_c shall be permitted to be the lesser of the values computed from Eq. (11-27) and (11-28)

$$V_c = 0.88 \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u d}{4 l_w} \quad (11-27)$$

or

$$V_c = \left[0.16 \sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left(0.33 \sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] h d \quad (11-28)$$

where N_u = is positive for compression and negative for tension.

if $(M_u/V_u - l_w/2)$ is negative, Eq. (11-28) shall not apply.

11.9.9 – Design of shear reinforcement for walls

ACI318-08

11.9.9.1 – Where V_u exceed ϕV_c , horizontal shear reinforcement shall be computed by

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

11.9.9.2 – Ratio of horizontal shear reinforcement area to gross concrete area of vertical section, $\rho_t \geq 0.0025$

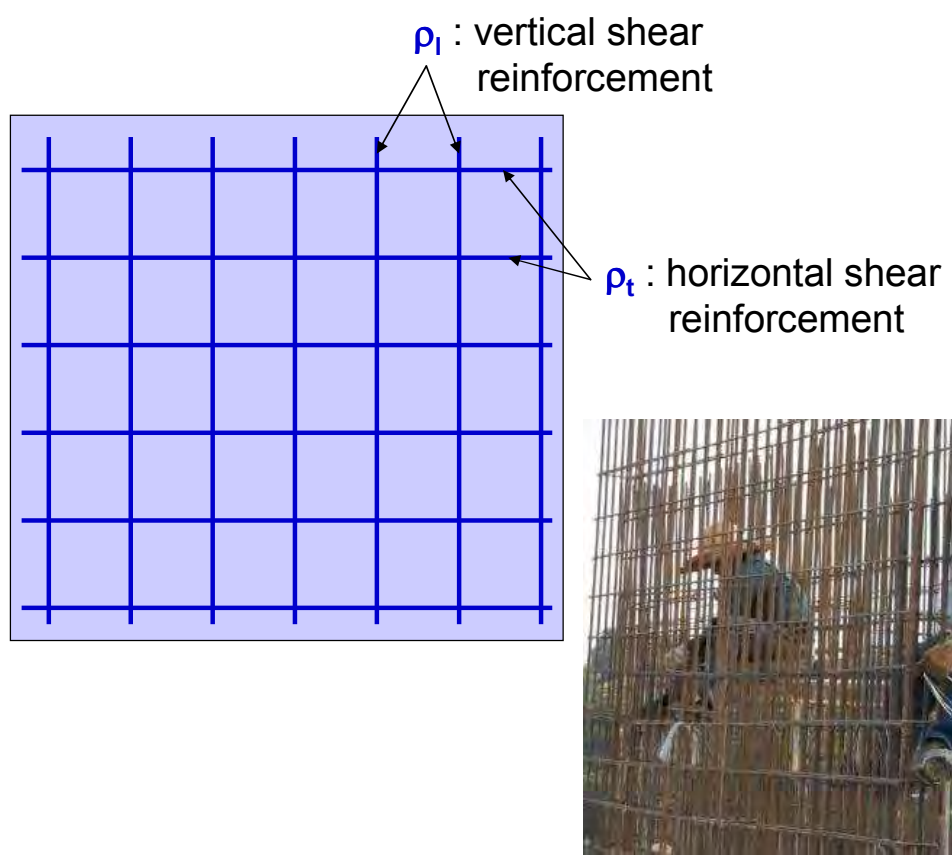
11.9.9.3 – Spacing of horizontal shear reinforcement shall not exceed the smallest of $l_w/5$, $3h$, and **45 cm**.

11.9.9.4 – Ratio of vertical shear reinforcement area to gross concrete area ρ_l shall not be less than the larger of

$$\rho_l = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_t - 0.0025) \quad \text{and } 0.0025, \text{ but } \leq \rho_t$$

h_w = overall height of the wall

11.9.9.5 – Spacing of vertical shear reinforcement shall not exceed the smallest of $l_w/5$, $3h$, and **45 cm**.



Example 2 : Shear wall design from Ex.1

Total shear @ 1st level = 10.5x20 = 210 ton

Shear in wall1 = 0.34 x 210 = 71.4 ton

Factored shear $V_u = 1.3 \times 71.4 = 92.8$ ton

Check wall thickness:

$$\phi V_n = \phi 2.7 \sqrt{f'_c} h d \geq V_u$$

$$d = 0.8 l_w = 0.8 \times 800 = 640 \text{ cm}$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 2.7 \sqrt{240} \times 20 \times 640 / 1,000 = 455 \text{ ton} > 92.8 \text{ ton OK}$$

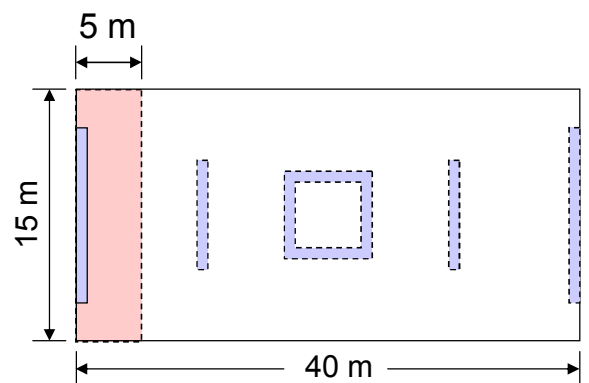
Shear strength of concrete:

$$V_c = 0.88 \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u d}{4 l_w}$$

$$N_u = 1.4DL + 1.7LL$$

$$= (5 \times 15 \times 20)(1.4 \times 500 + 1.7 \times 300) / 1,000$$

$$= 1,815 \text{ ton}$$



$$V_c = 0.88\sqrt{240} \times 20 \times 640 / 1,000 + \frac{1,815 \times 640}{4 \times 800} = 538 \text{ ton}$$

or

$$V_c = \left[0.16\sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w \left(0.33\sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{N_u}{\ell_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}} \right] hd$$

$$M_u = 1.3 \times 10.5 \times 3.5 \times (1+2+\dots+20) \times 0.34 = 3,411 \text{ t-m}$$

$$V_c = \left[0.16\sqrt{240} + \frac{800 \left(0.33\sqrt{240} + 0.2 \frac{1,815 \times 10^3}{800 \times 20} \right)}{\frac{3,411 \times 100}{92.8} - \frac{800}{2}} \right] (20)(640) / 1,000$$

$$= 119 \text{ ton}$$

Control

Shear reinforcement:

$$\phi V_c = 0.85 \times 119 = 101.2 \text{ ton} > [V_u = 92.8 \text{ ton}]$$

Use Min ρ_h

$$\text{Use } \rho_h = 0.0025$$

$$A_h = 0.0025 \times 20 \times 100 = 5.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Use DB10 @ 0.30 (2 legs)

Vertical shear reinforcement:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{\ell_w} \right) (\rho_h - 0.0025)$$

Since $\rho_h = 0.0025$, therefore use $\rho_v = 0.0025$

Use DB10 @ 0.30 (2 legs)

Moment reinforcement:

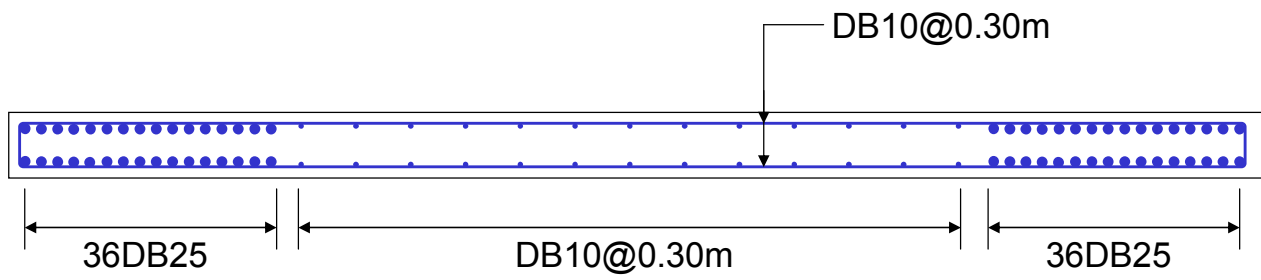
$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{3,411 \times 10^5}{0.9 \times 20 \times 640^2} = 46.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 \times 240}{4,000} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 46.3}{0.85 \times 240}} \right) = 0.0133$$

$$[\rho_{\min} = 0.0035] < \rho < [\rho_{\max} = 0.0197] \quad \text{OK}$$

$$A_s = 0.0133 \times 20 \times 640 = 170 \text{ cm}^2$$

Use 36DB25

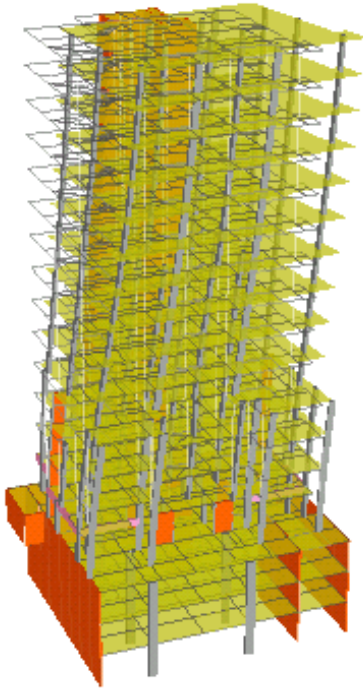


HOMEWORK: Complete a shearwall design example wall2, wall3



Building Design

Lecture 15 – Wall-Frame



- Wall-Frame Structures
- Frame-Shear wall Interaction
- Analysis using Graphical Method

Mongkol JIRAVACHARADET

SURANAREE

INSTITUTE OF ENGINEERING

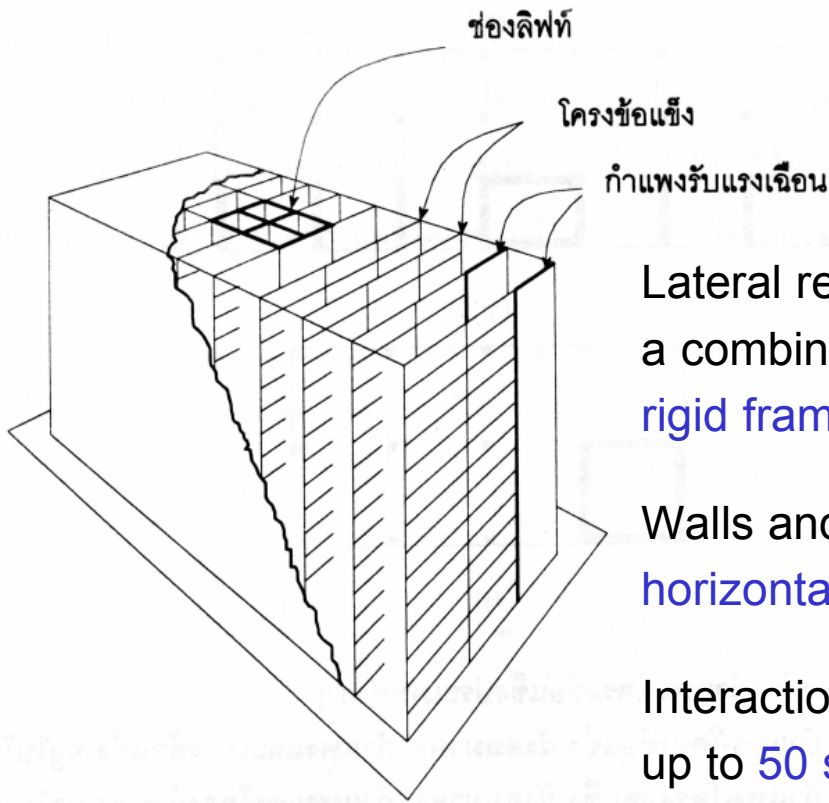
UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING



Engineers used a performance-based approach to design the IDX Tower's shear wall core and frame, removing the need for bulky extras like diagonal steel bracing and an exterior moment frame.

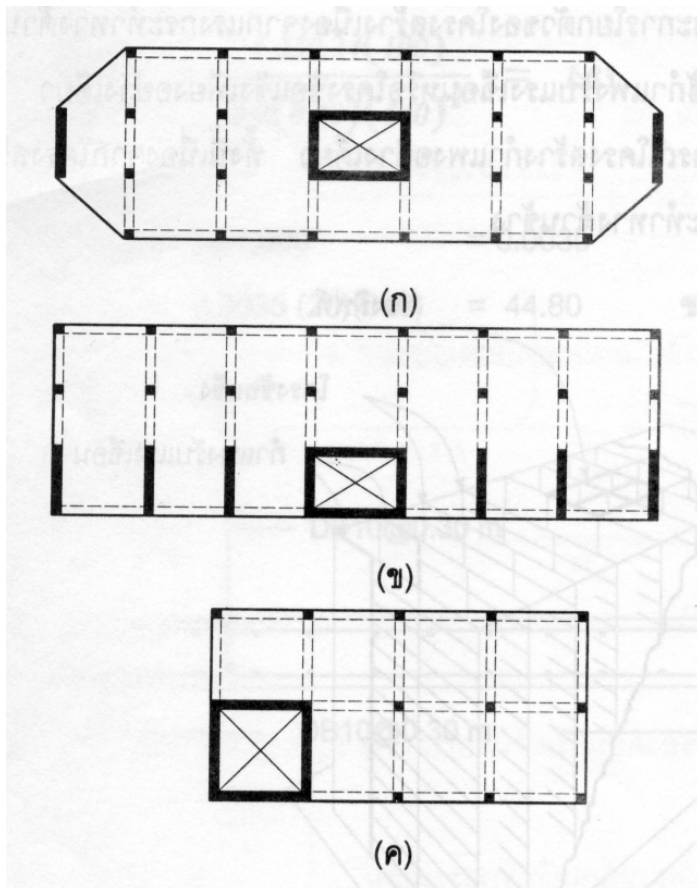
Wall-Frame Structures



Lateral resistance is provided by a combination of **shear walls** and **rigid frames**.

Walls and frames **interacts horizontally** through floor slabs

Interaction can be effective up to **50 stories** or more...

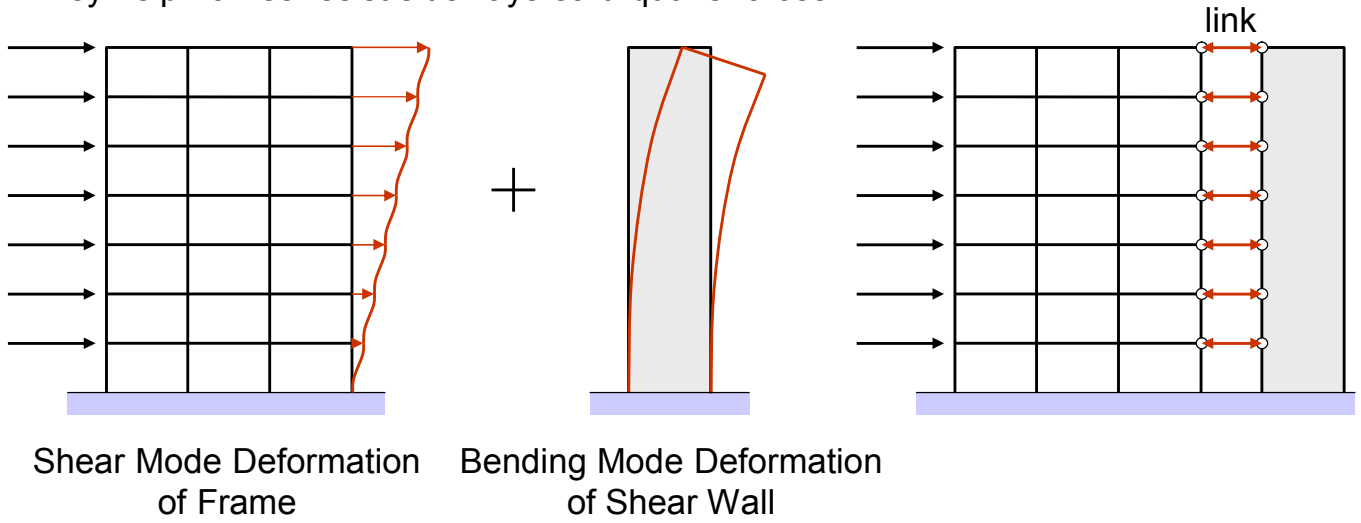


Symmetric wall-frame arrangement

Wall and frame interact horizontally through axial forces in the connecting beams and slabs

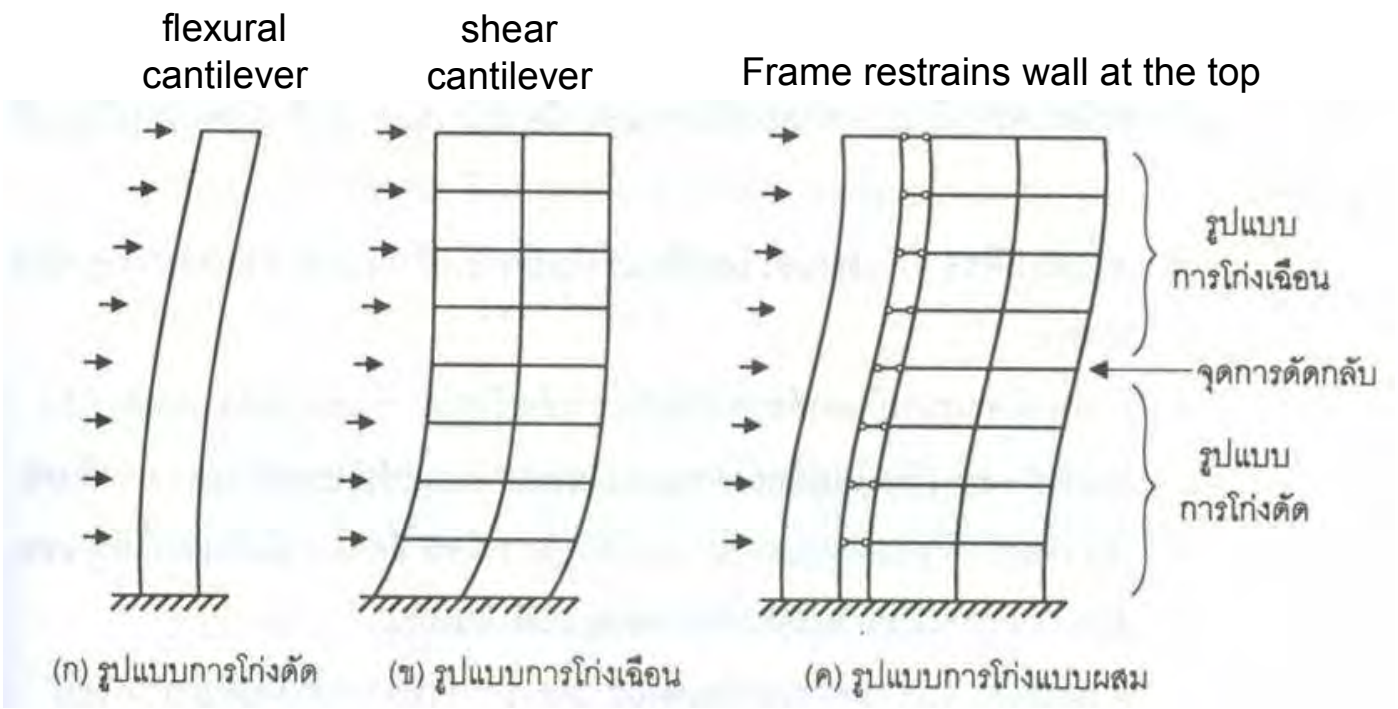
Frame - Shear walls Interaction

Vertical walls that are used to stiffen the structural frames of buildings. They help frames resist sideways earthquake forces.



System	Number of Stories
Rigid frame	up to 25
Frame - Shear wall	up to 50

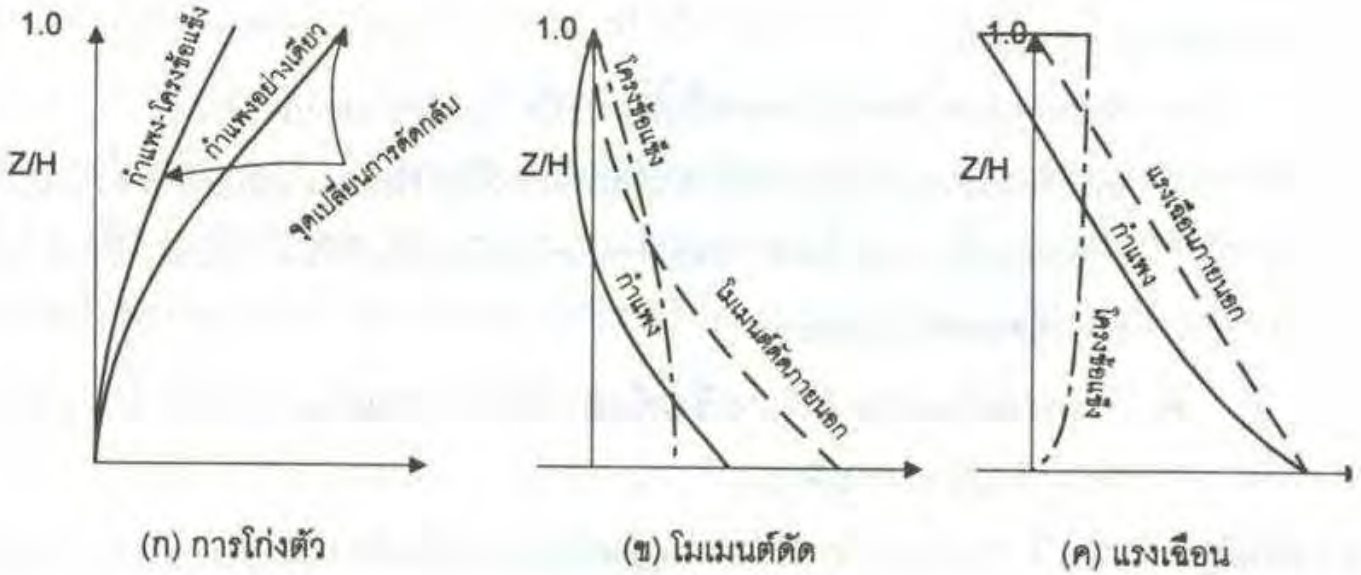
Behavior of symmetric wall-frames



Wall restrains frame near the base

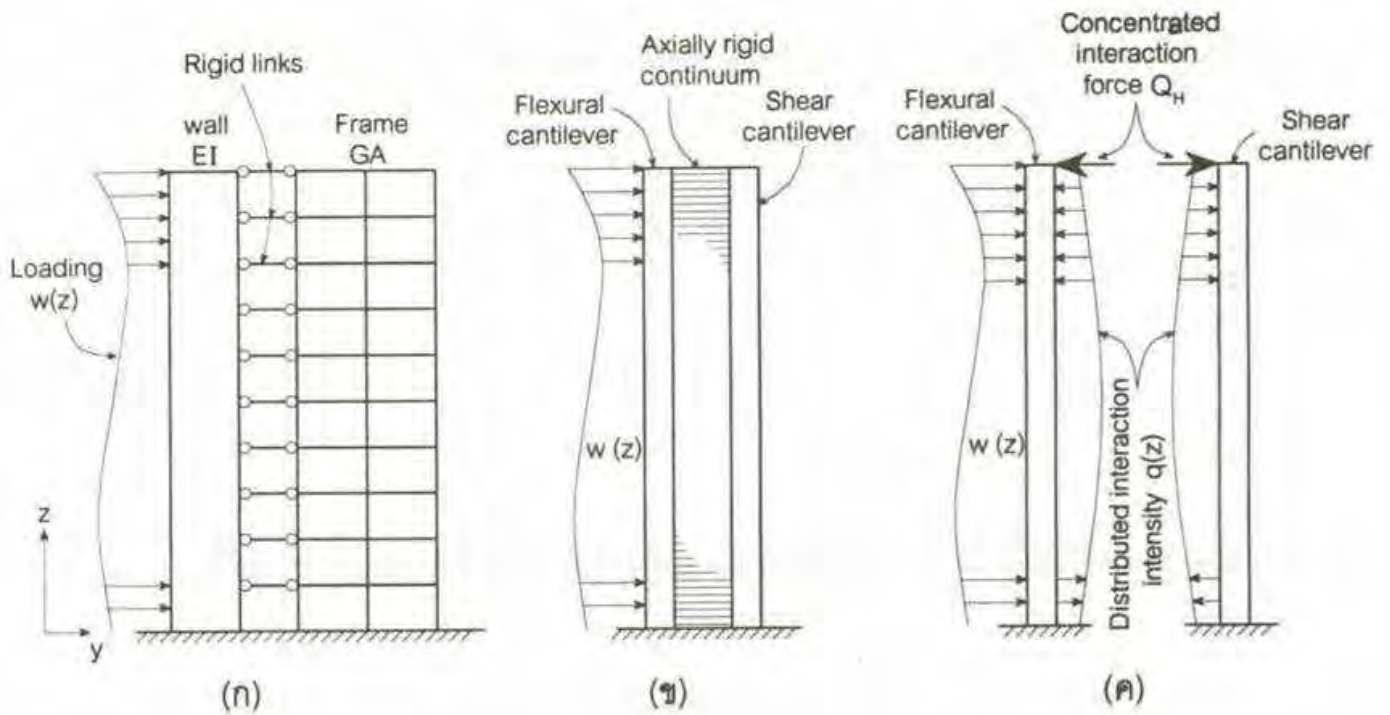
Wall-frames Interaction:

deflection, moments, and shear



Planar wall-frame

In nontwisting structure, parallel walls and frames translate identically.





Assumptions

- 1) Properties of wall and frame not change over height
- 2) Wall is represented by flexural cantilever which deforms in bending only
- 3) Frame is represented by continuous shear cantilever which deforms in shear only
- 4) Connecting members transmit horizontal forces only and cause the wall and frame to deflect identically

Shear-flexure Cantilever

The moment resisting frames in these buildings act like shear beams.

This is due to the shear racking displacements of the column-girder frame, which may be about 75% of their total displacements.

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} - \alpha^2 \frac{d^2 y}{dx^2} = w(x)$$

where $\alpha^2 = GA/EI$

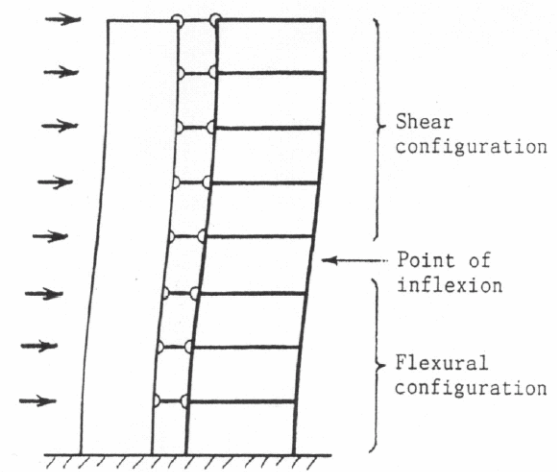
$w(x)$ is the uniform lateral load

$y(x)$ is the displacement

x is the distance at any height from top

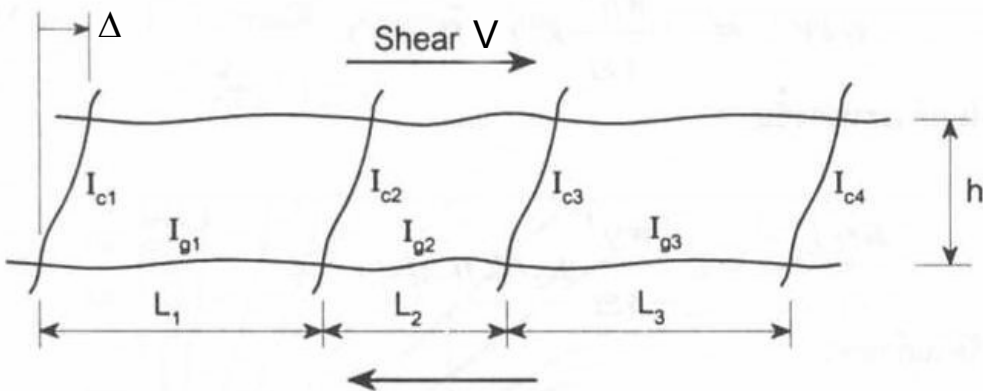
GA is the shear stiffness of frame

EI is the flexure stiffness of shear wall



Determination of Shear Rigidity (GA)

(GA) is defined as the shear force to cause unit horizontal displacement per unit height



$$(GA) = \frac{Vh}{\Delta} = \frac{12E}{h \left(\frac{1}{G} + \frac{1}{C} \right)}$$

where $G = \Sigma I_g / L$ for the girders across one floor level of a bent

$C = \Sigma I_c / h$ for the columns in one story of a bent

Analysis by the use of graphs

using the dimensionless parameters αH and z / H to determine:

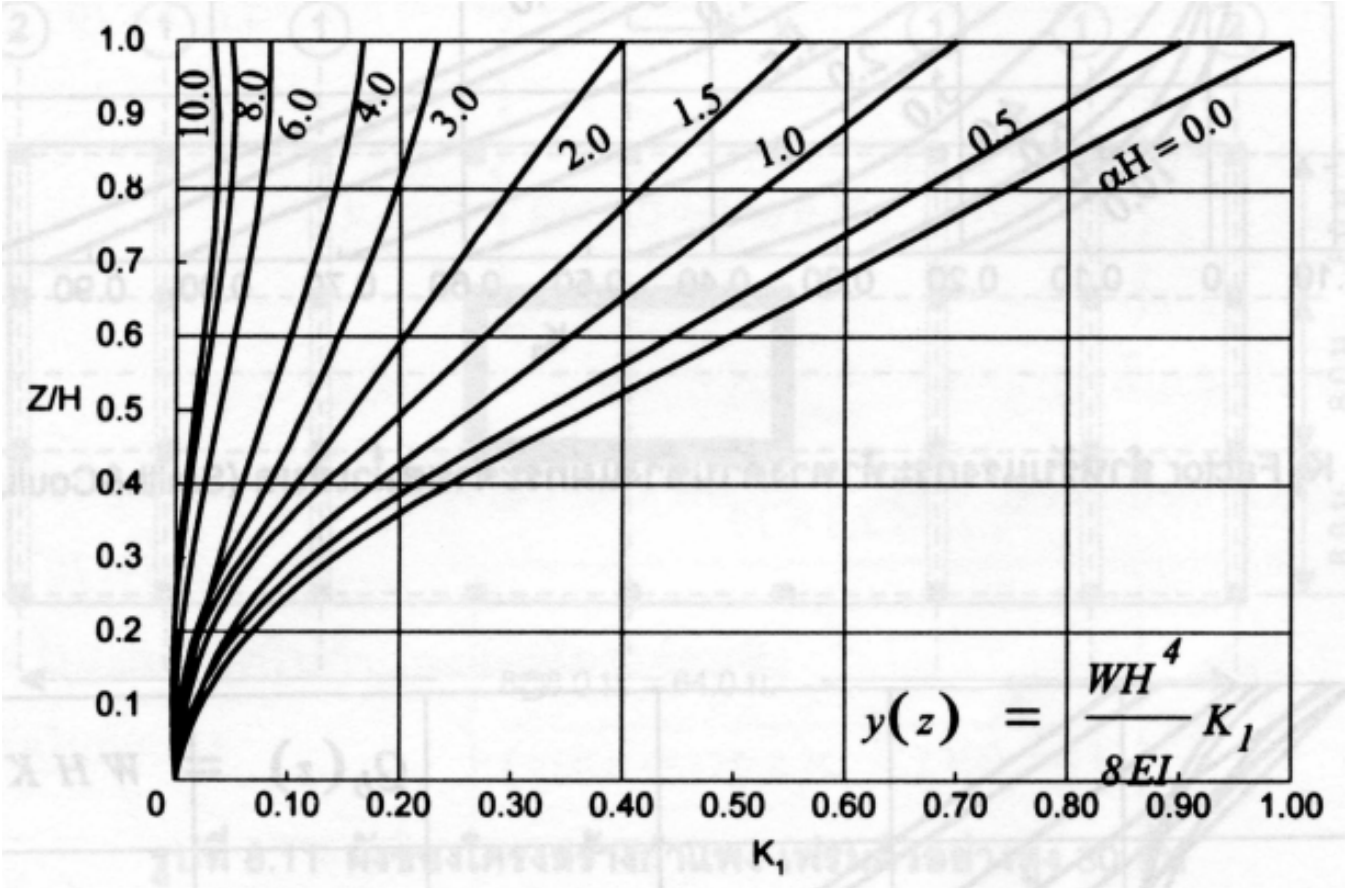
Deflection: $y(z) = \frac{wH^4}{8EI} K_1(\alpha H, z/H)$

Story drift index: $\frac{dy}{dz} = \frac{wH^3}{6EI} K_2(\alpha H, z/H)$

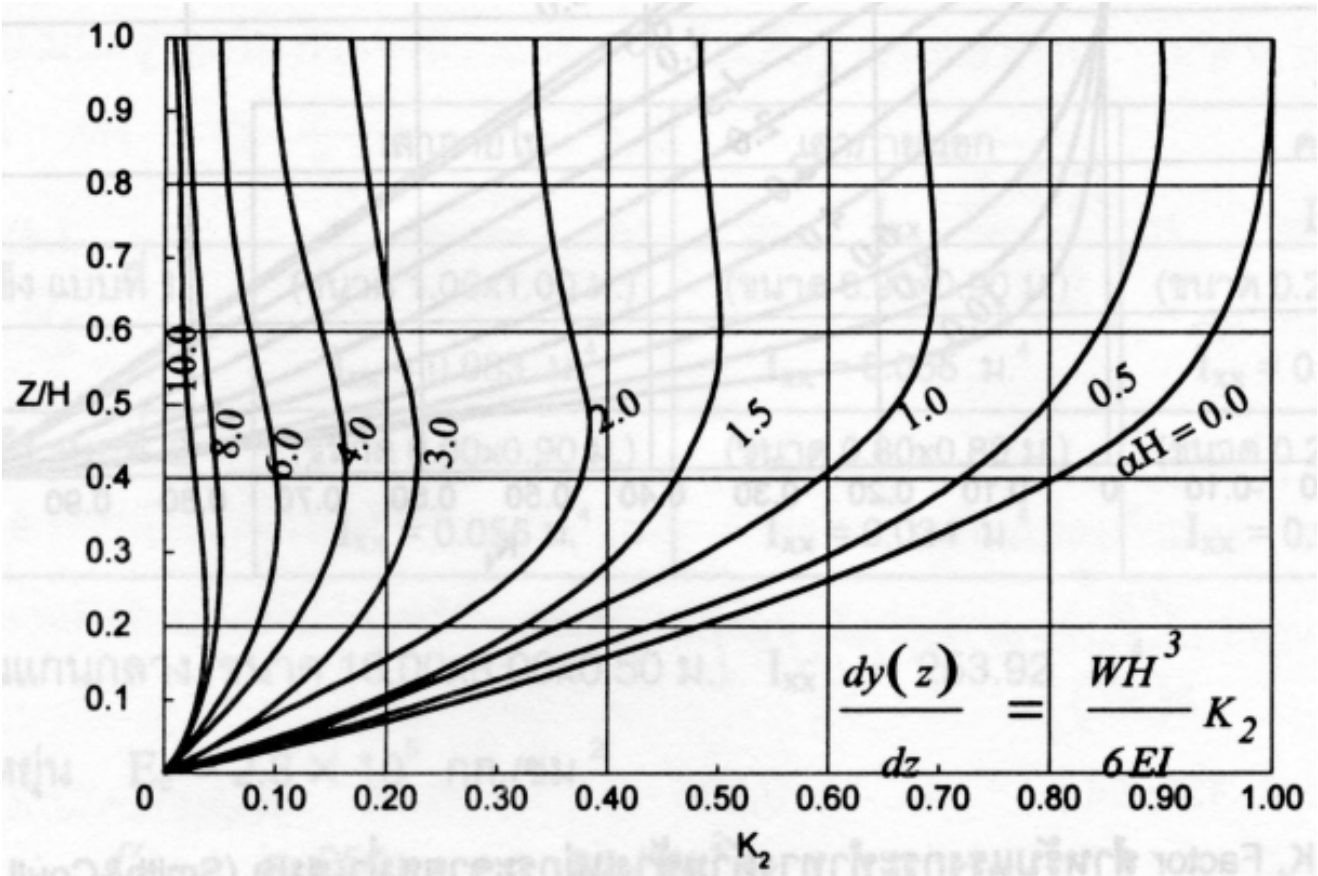
Bending moment: $M(z) = \frac{wH^2}{2} K_3(\alpha H, z/H)$

Shear: $V(z) = wHK_4(\alpha H, z/H)$

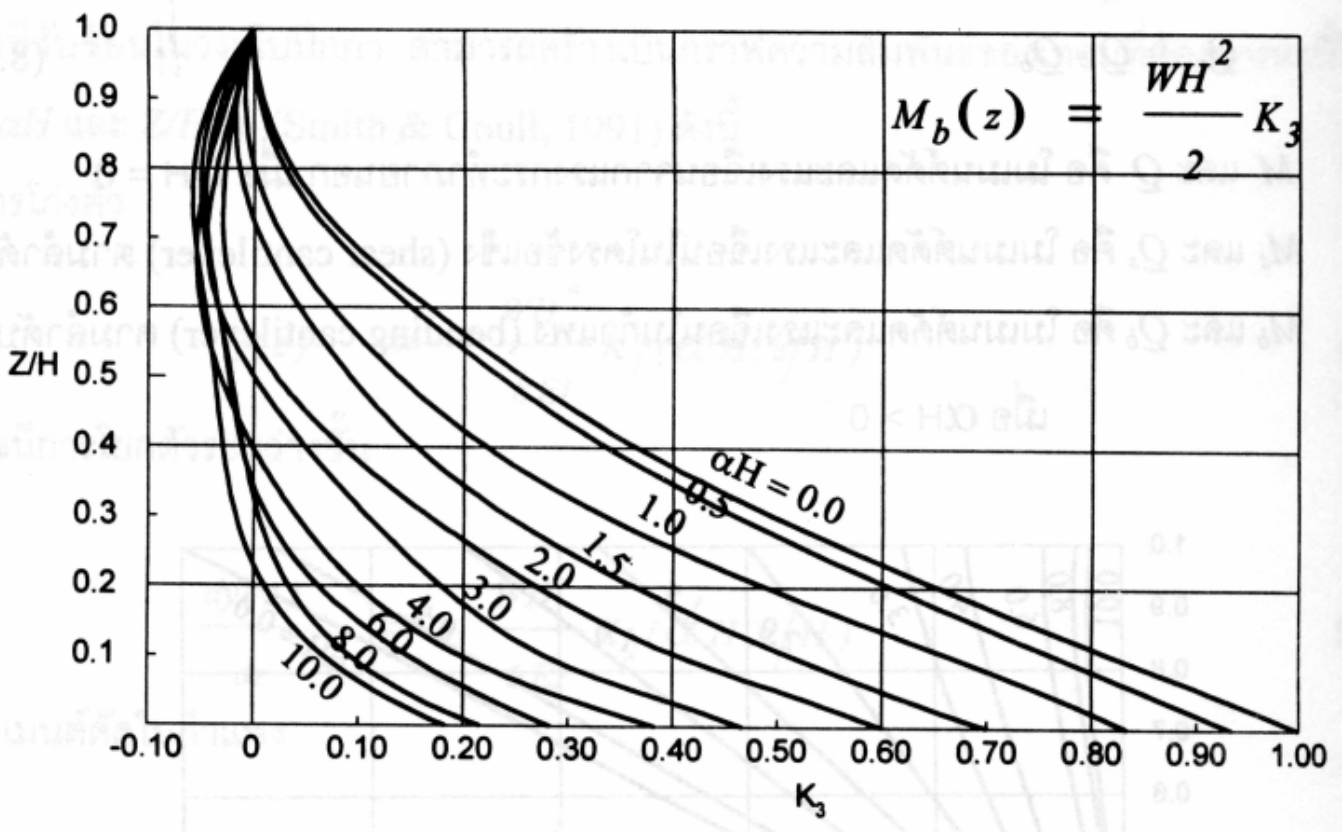
Deflection: K_1



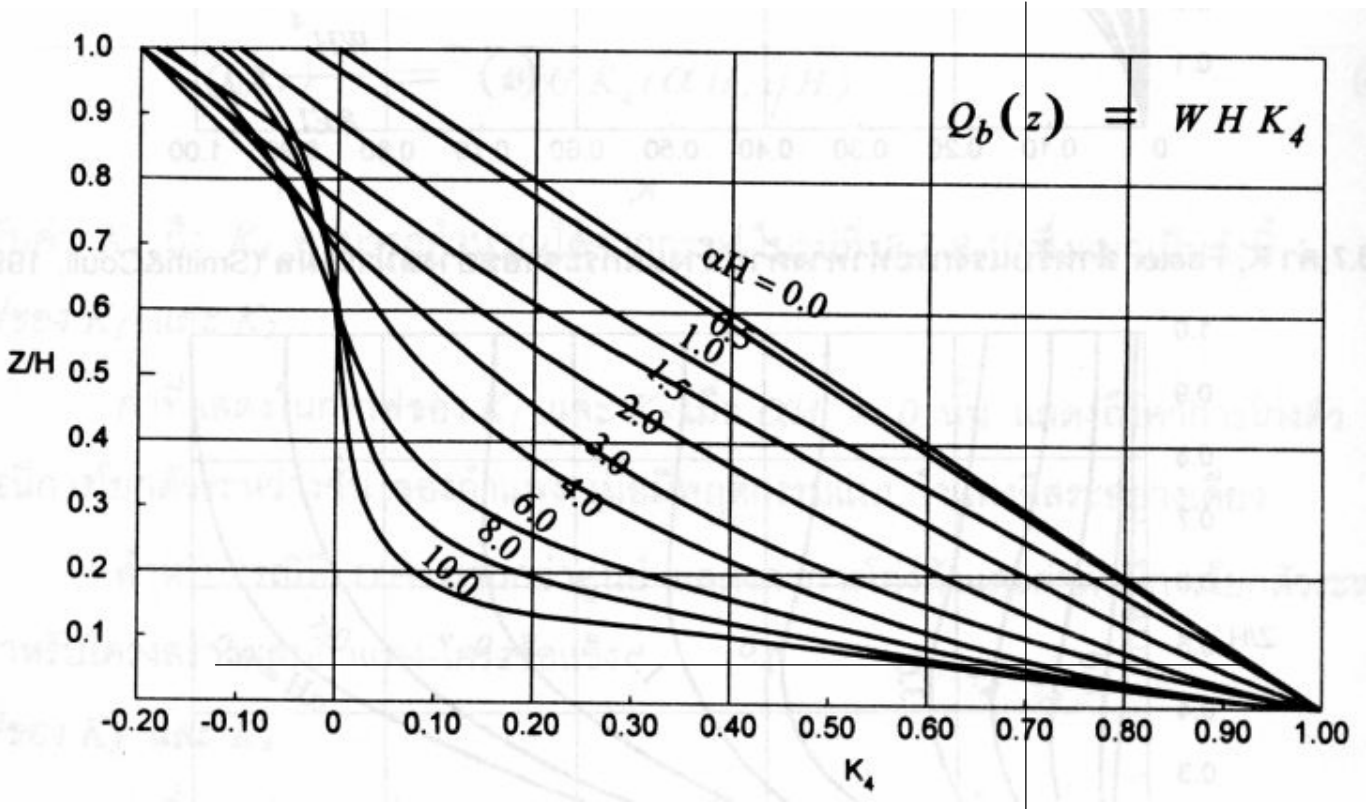
Story drift: K_2



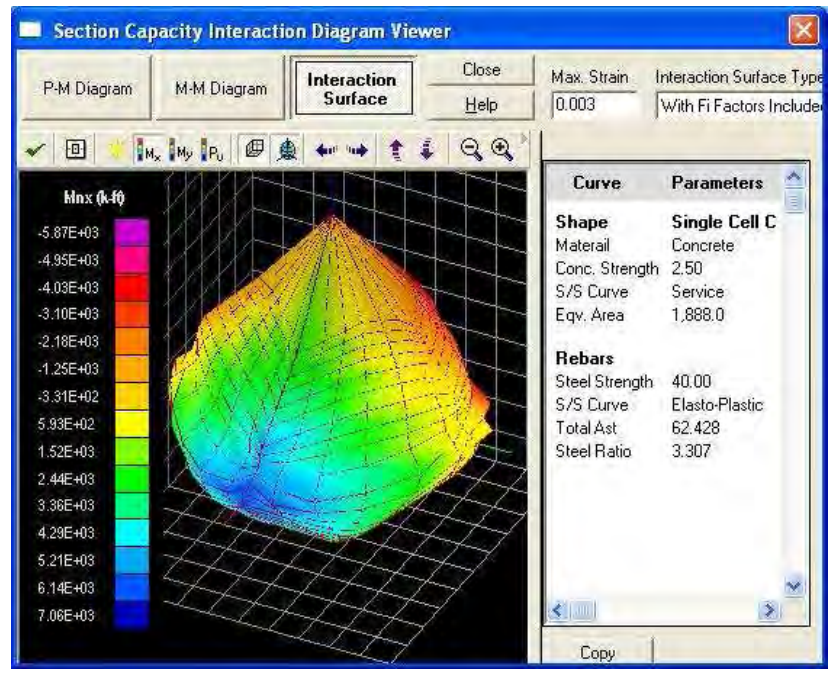
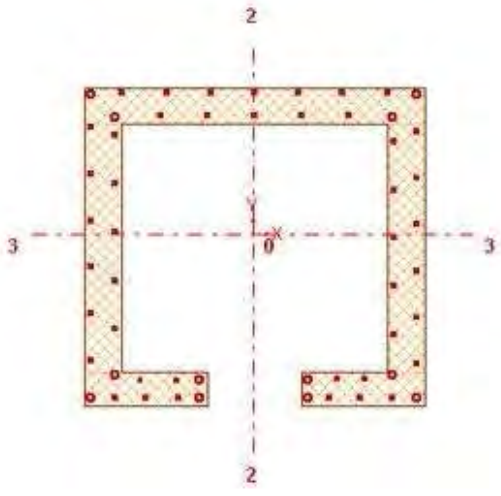
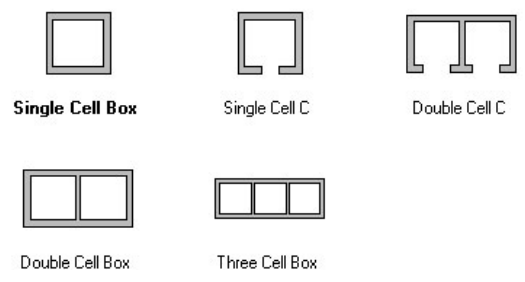
Bending moment: K_3



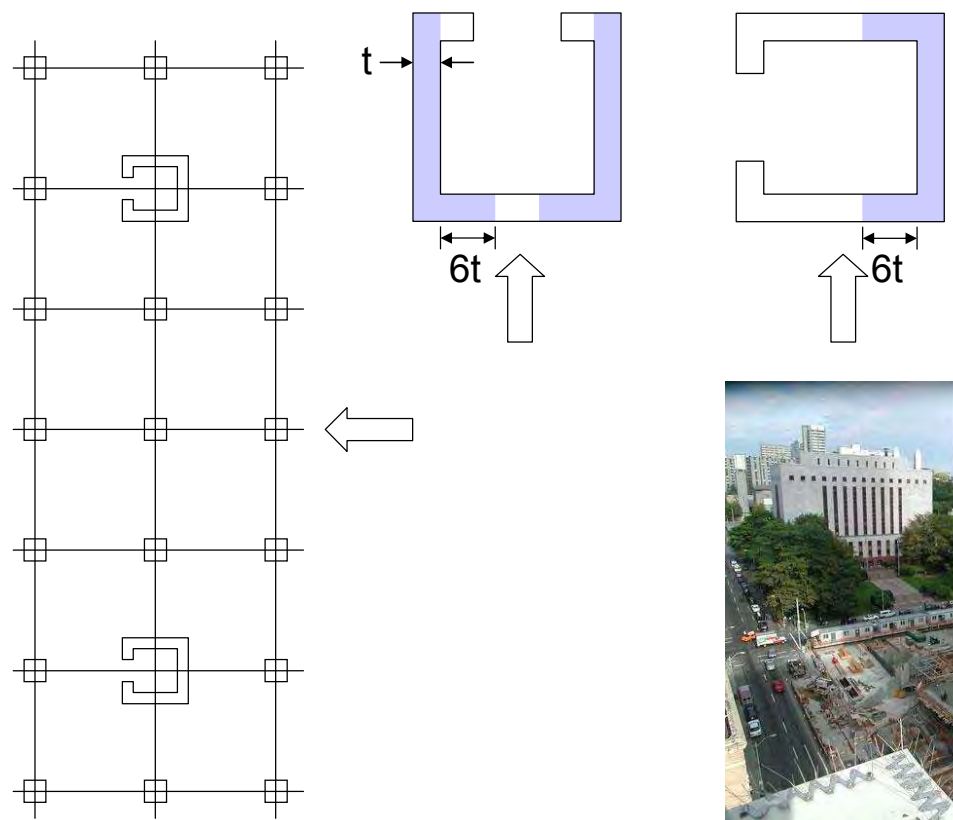
Shear: K_4



Commonly used shear wall shapes



Elevator Shaft



EXAMPLE: A ten stories building frame as shown in plan below has the following property.

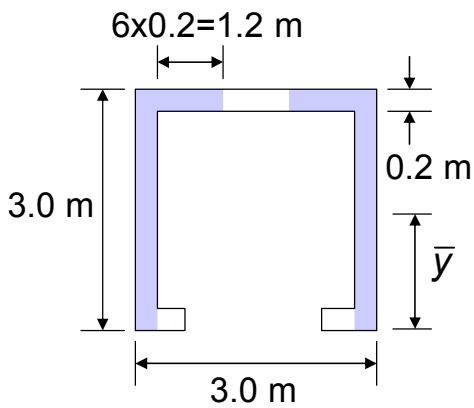
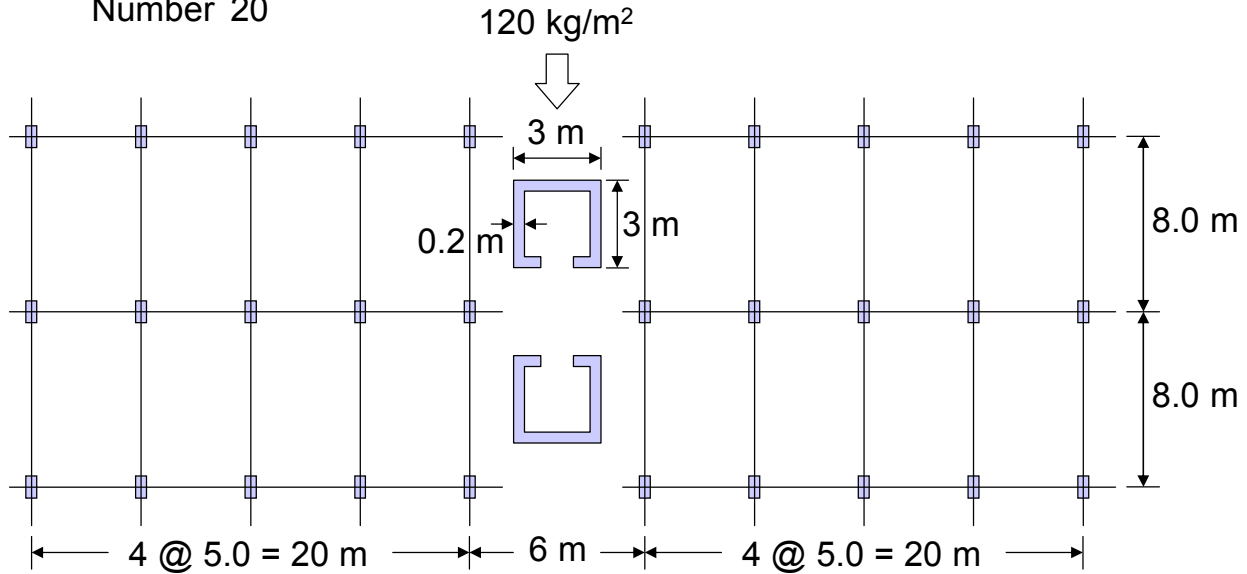
Column: Section 0.30 x 0.60 m²
Height 4.0 m
Number 30

Shear wall: Dimension as shown
Number 2

Beam: Section 0.30 x 0.80 m²
Span 8.0 m
Number 20

Lateral load: 120 kg/m²

Elastic modulus E : 2.3 x 10⁵ kg/cm²



$$\Sigma I_c = (1/12)(0.3)(0.6)^3 \times 30 = 0.162 \text{ m}^4$$

$$\bar{y} = \frac{3 \times 0.2 \times 1.5 + 1.2 \times 0.2 \times 2.9}{3 \times 0.2 + 1.2 \times 0.2} = 1.9 \text{ m}$$

$$\Sigma I_w = (4/12)(0.2)(3)^3 + 4(0.2 \times 3 \times 0.4^2 + 0.2 \times 1.2 \times 1.0^2) = 3.14 \text{ m}^4$$

Flexural rigidity **EI** of the cores:

$$E \Sigma I_w = 2.3 \times 10^9 \times 3.14 = 7.22 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$$

Shear rigidity **GA** of the frame: $GA = \frac{12E}{h(1/G + 1/C)}$

$$G = \Sigma I_g / L = 20(1/12) \times 0.3 \times 0.8^3 / 8 = 0.032 \text{ m}^3$$

$$C = \Sigma I_c / h = 0.162 / 4 = 0.041 \text{ m}^3$$

$$GA = \frac{12 \times 2.3 \times 10^9}{4(1/0.032 + 1/0.041)} = 1.24 \times 10^8 \text{ kg}$$



Total height, $H = 4 \times 10 = 40 \text{ m}$

$$\alpha H = H \sqrt{\frac{GA}{EI}} = 40 \sqrt{\frac{1.24 \times 10^8}{7.27 \times 10^9}} = 5.22$$

Determine Horizontal Displacement

$$y(z) = \frac{wH^4}{8EI} K_1(\alpha H, z/H)$$

Wind loading per unit height $w = 120 \times 46 = 5,520 \text{ kg/m}$

At the top, $z/H = 1.0$ $K_1 = 0.12$ (from graph)

$$y(H) = \frac{5,220 \times 40^4 \times 0.12}{8 \times 7.27 \times 10^9} = 0.0276 \text{ m} \quad \text{Ans.}$$

Determine Maximum Story Drift Index

is obtained by scanning αH curve to find max K_2 which is then substituted in

$$\frac{dy}{dz}(\text{max}) = \frac{wH^3}{6EI} K_2(\text{max})$$

For the given structure, $K_2(\text{max}) = 0.14$ at an approximate height $z/H = 0.4$

$$\frac{dy}{dz}(\text{max}) = \frac{5520 \times 40^3 \times 0.14}{6 \times 7.27 \times 10^9} = 0.0011 \text{ or } 1/882$$

Determine Bending Moments in Wall & Frame

$$M(z) = \frac{wH^2}{2} K_3(\alpha H, z/H)$$

For example, at the mid-first story level ($z = 2 \text{ m}$, $z/H = 0.05$) $K_3 = 0.24$

Bending moment in wall:

$$M(z = 2 \text{ m}) = \frac{5520 \times 40^2 \times 0.24}{2} = 1.06 \times 10^3 \text{ t-m}$$

Bending moment in frame = external moment - moment in wall

$$\begin{aligned} M(\text{frame}) &= \frac{w(H-z)^2}{2} - M(\text{wall}) = \frac{5520 \times (40-2)^2}{2} - 1.06 \times 10^3 \\ &= 2.93 \times 10^3 \text{ t-m} \end{aligned}$$

Determine Shear Forces in Wall & Frame

$$V(z) = wHK_4(\alpha H, z/H)$$



For example, at the mid-first story level ($z = 2$ m, $z/H = 0.05$) $K_4 = 0.70$

Shear force in walls:

$$V(z = 2 \text{ m}) = 5.52 \times 40 \times 0.70 = 155 \text{ t}$$

Shear force in frame = external shear - shear in walls

$$V(\text{frame}) = w(H - z) - V(\text{wall}) = 5.52 \times (40 - 2) - 155 = 55 \text{ t}$$

16

Building Design

Biaxial Bending Column



- Combined Axial-Bending
- Interaction Diagram
- Biaxial Column
 - Bresler Reciprocal Load Method
 - Bresler Load Contour Method
 - PCA Load Contour Method



Mongkol JIRAVACHARADET

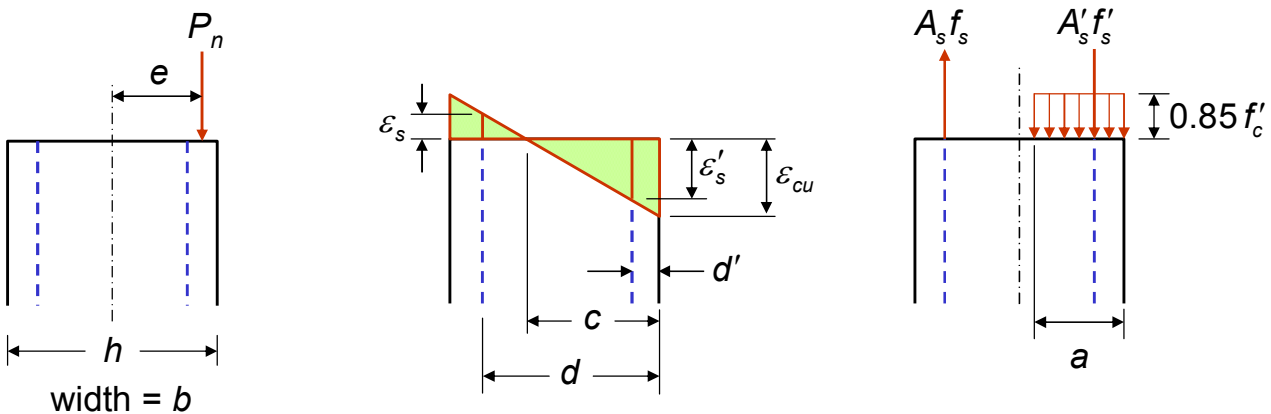
SURANAREE

INSTITUTE OF ENGINEERING

UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING

Column subjected to eccentric compression



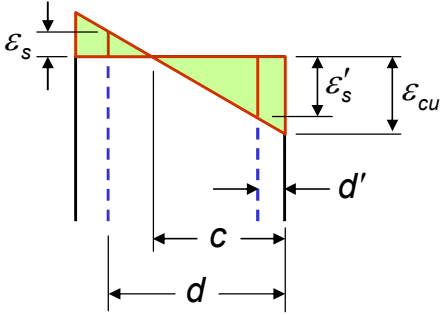
Equilibrium between external and internal axial forces requires that

$$[\Sigma F_y] \quad P_n = 0.85f'_c a b + A'_s f'_s - A_s f_s$$

Moment about centerline of the section of internal stresses and forces must be equal and opposite to the moment of external force P_n , so that

$$[\Sigma M_\phi] \quad M_n = P_n e = 0.85f'_c a b \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_s \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

Tension steel:



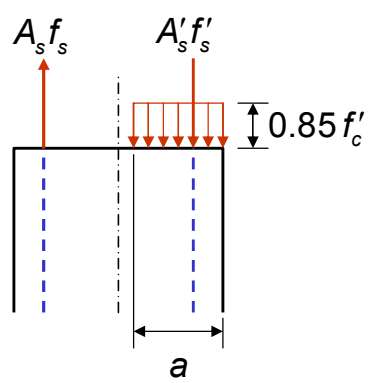
$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \frac{d - c}{c}$$

$$f_s = \epsilon_s E_s = \epsilon_{cu} E_s \frac{d - c}{c} \leq f_y$$

Compression steel:

$$\epsilon'_s = \epsilon_{cu} \frac{c - d'}{c}$$

$$f'_s = \epsilon'_s E_s = \epsilon_{cu} E_s \frac{c - d'}{c} \leq f_y$$



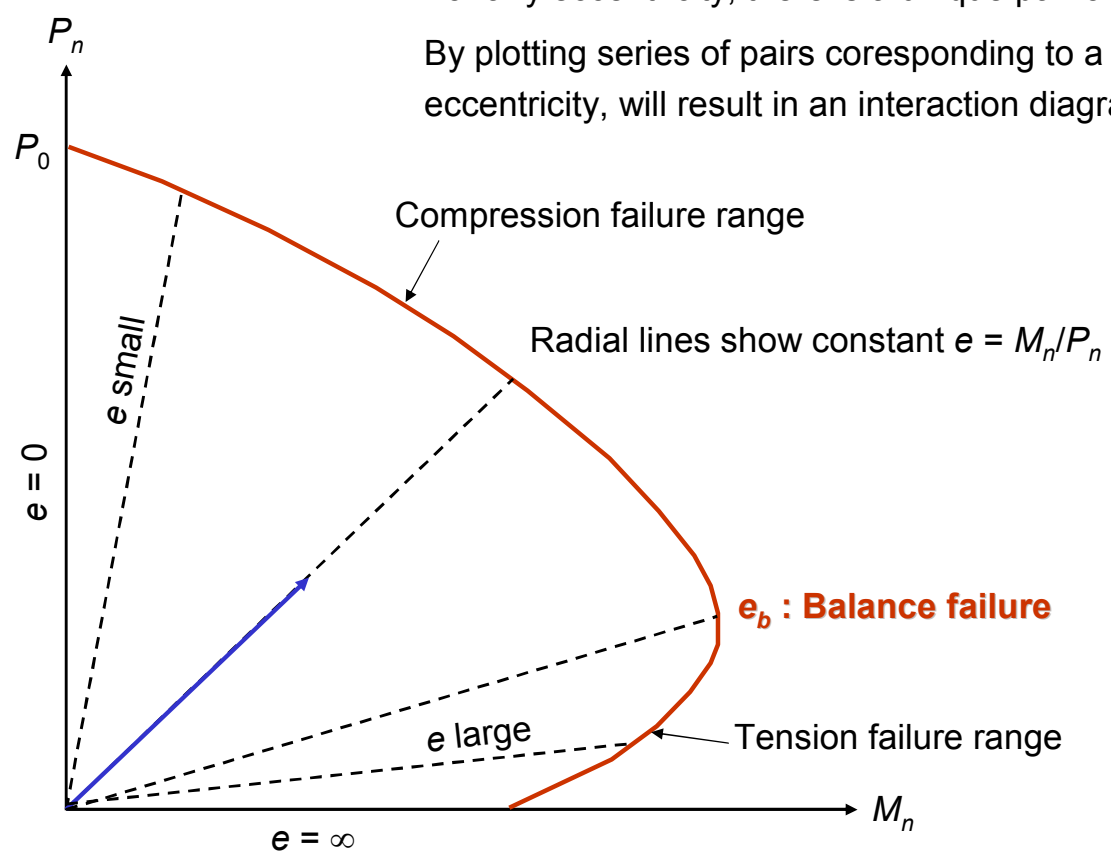
Concrete stress block:

$$a = \beta_1 c \leq h$$

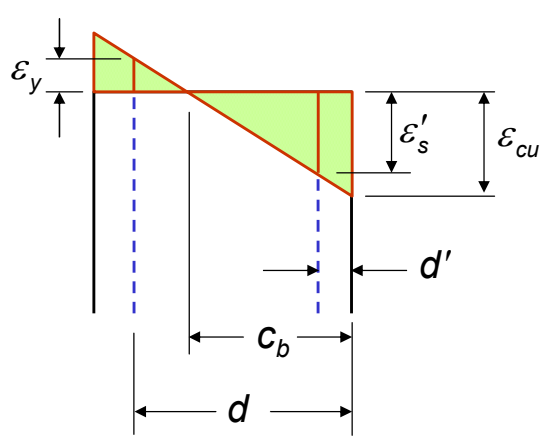
$$C = 0.85 f'_c a b$$

Interaction Diagram for Combined Bending and Axial Load

For any eccentricity, there is a unique pair of P_n and M_n .
By plotting series of pairs corresponding to a different eccentricity, will result in an interaction diagram.



Balanced Failure, e_b



$M_b = P_b e_b$ Condition of failure that :

Concrete reaches the strain limit: ϵ_{cu} and

Tensile steel reaches the yield strain: ϵ_y

$$c_b = d \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} = d \frac{6,120}{6,120 + f_y}$$

$$a_b = \beta_1 c_b$$

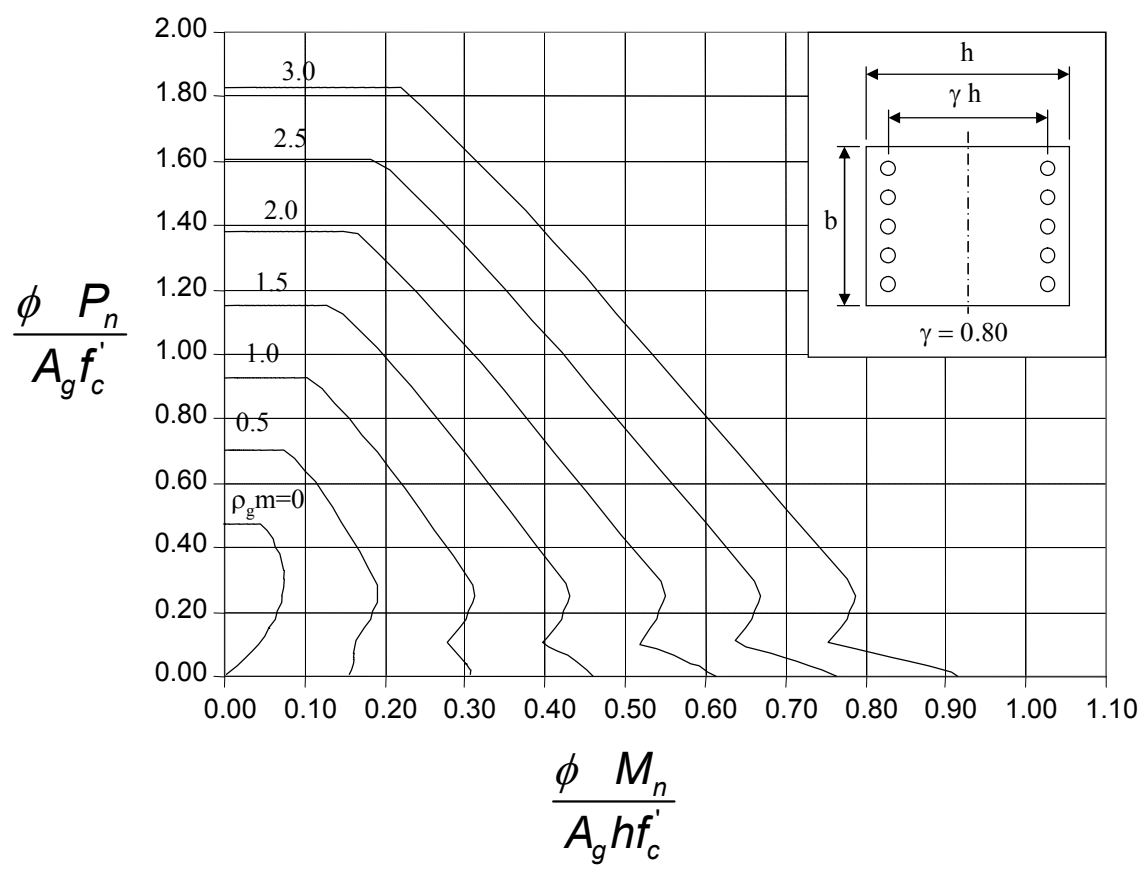
$$f'_s = \epsilon'_s E_s = \epsilon_{cu} E_s \frac{c_b - d'}{c_b} \leq f_y$$

$$P_b = 0.85 f'_c a_b b + A'_s f'_s - A_s f_y$$

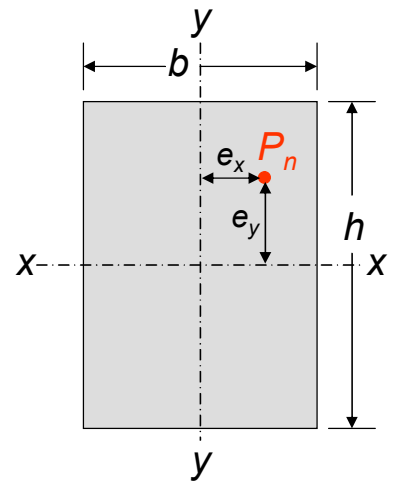
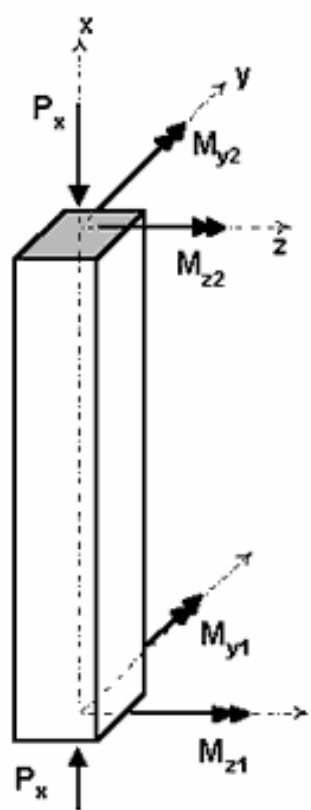
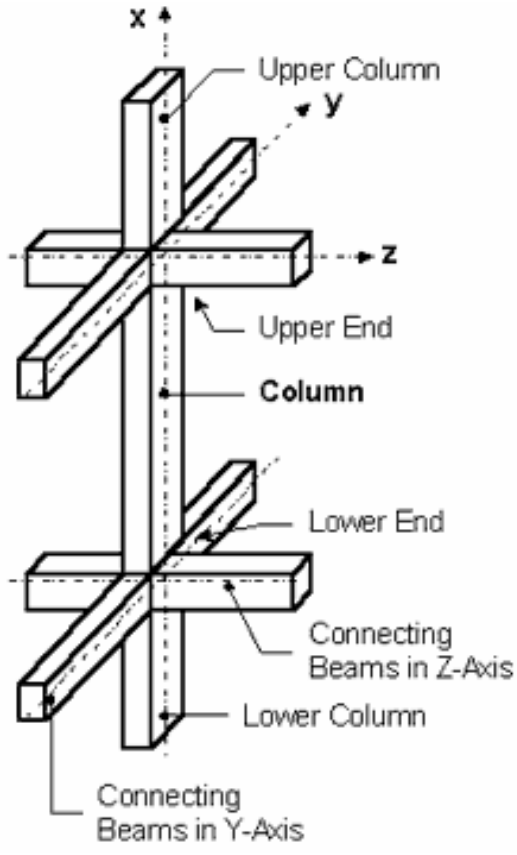
$$M_b = 0.85 f'_c a_b b \left(\frac{h}{2} - \frac{a_b}{2} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_y \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$e_b = M_b / P_b$$

Normalized Interaction Diagram



Biaxial Bending Column

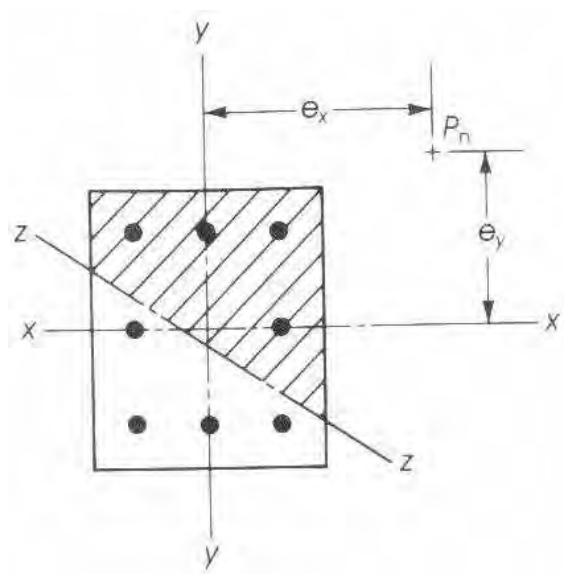
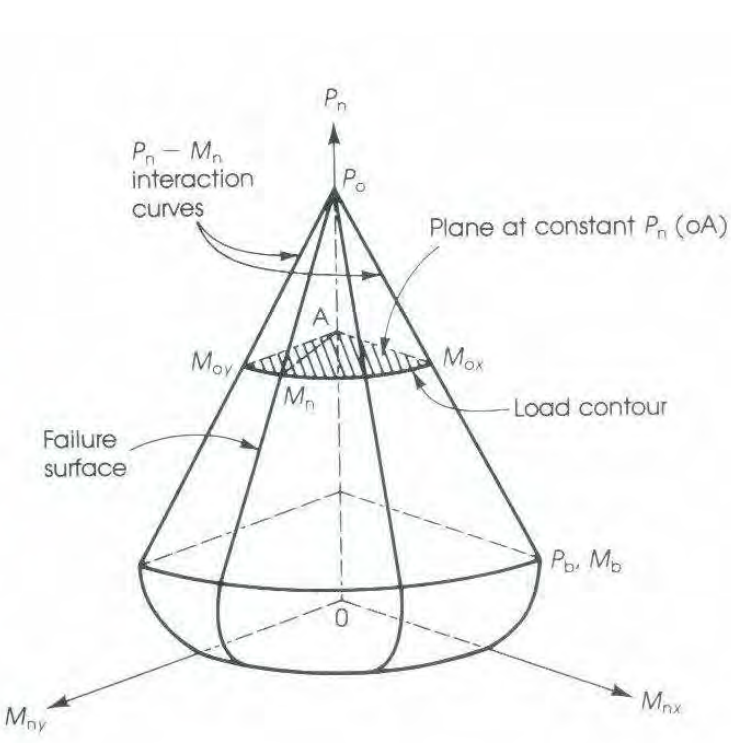


$$M_{nx} = P_n e_{nx}$$

$$M_{ny} = P_n e_{ny}$$

PCA Notes on ACI 318-05 Building Code Requirements for Structural Concrete

BIAXIAL INTERACTION STRENGTH



Biaxial Bending Moments:

$$M_x = P \times e_x$$

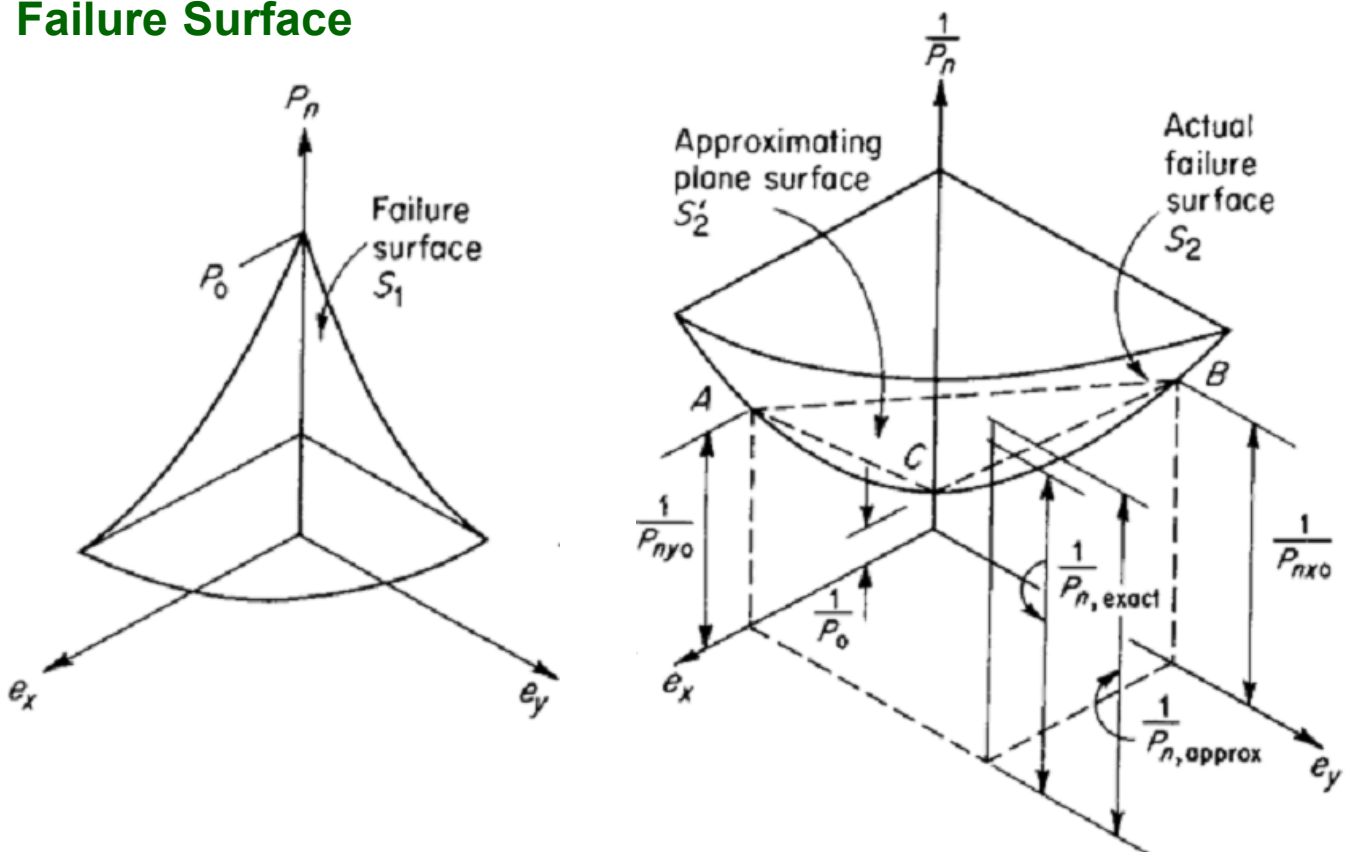
$$M_y = P \times e_y$$

Biaxial Column Design Methods

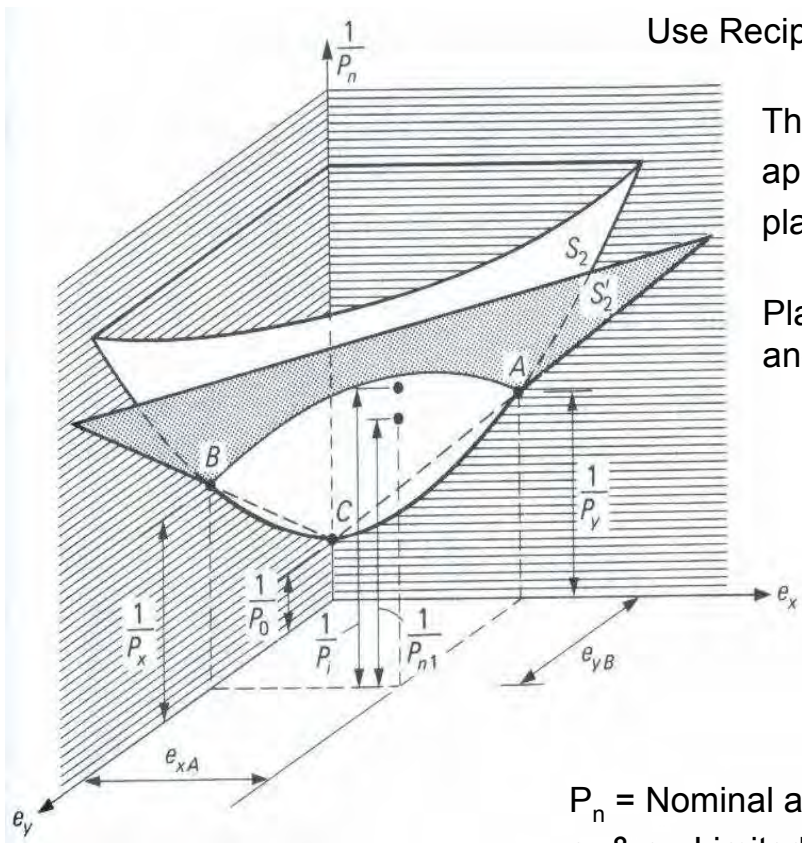
- Bresler Reciprocal Load Method
- Bresler Load Contour Method
- PCA Load Contour Method

Bresler Reciprocal Load Method

Failure Surface



Bresler Reciprocal Load Method



Use Reciprocal Failure surface $S_2 (1/P_n, e_x, e_y)$

The ordinate $1/P_n$ on the surface S_2 is approximated by ordinate $1/P_n$ on the plane $S'_2 (1/P_n, e_x, e_y)$

Plane S_2 is defined by points A, B, and C.

$$\frac{1}{P_n} \approx \frac{1}{P'_n} = \frac{1}{P_{0x}} + \frac{1}{P_{0y}} - \frac{1}{P_0}$$

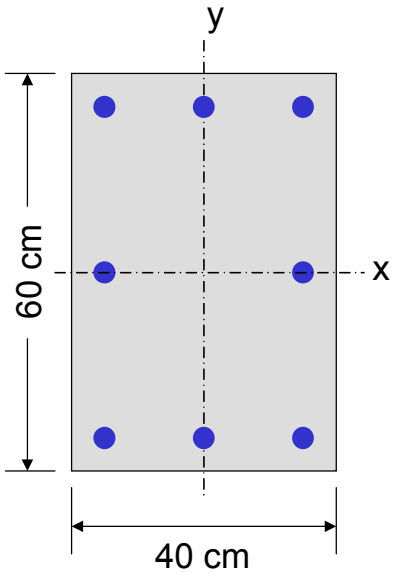
$$\Rightarrow P_n \approx \frac{1}{\frac{1}{P_{0x}} + \frac{1}{P_{0y}} - \frac{1}{P_0}}$$

P_n = Nominal axial load strength at eccentricities, e_x & e_y Limited to cases when $P_n \geq 0.1 f_c A_g$

Bresler Reciprocal Load Method

- P_0 = Axial Load Strength under pure axial compression
(corresponds to point C) $M_{nx} = M_{ny} = 0$
- P_{0x} = Axial Load Strength under uniaxial eccentricity, e_y
(corresponds to point B) $M_{nx} = P_n e_y$
- P_{0y} = Axial Load Strength under uniaxial eccentricity, e_x
(corresponds to point A) $M_{ny} = P_n e_x$

Bresler Reciprocal Load Method Example



The section of a short tied column is 40×60 cm. and is reinforced with 8DB32 bars as shown.

Determine the nominal strength P_n of the section if it acts at $e_x = 20$ cm and $e_y = 30$ cm.

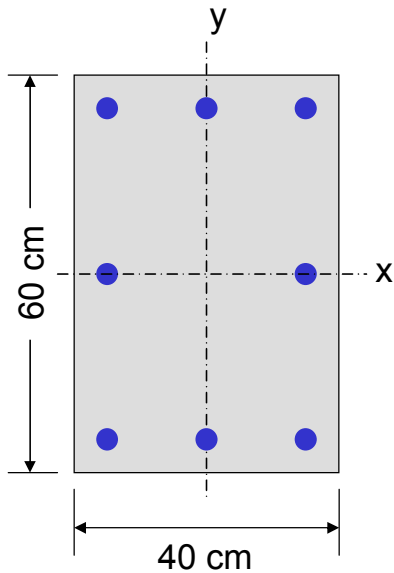
Use $f'_c = 350$ ksc and $f_y = 4,000$ ksc

(1) Compute $P_0 =$ pure axial compression strength

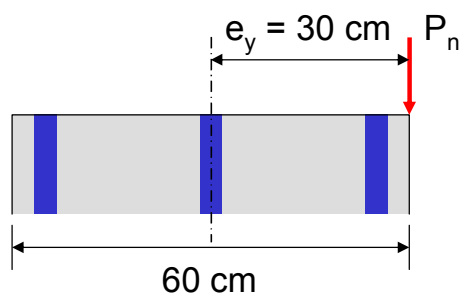
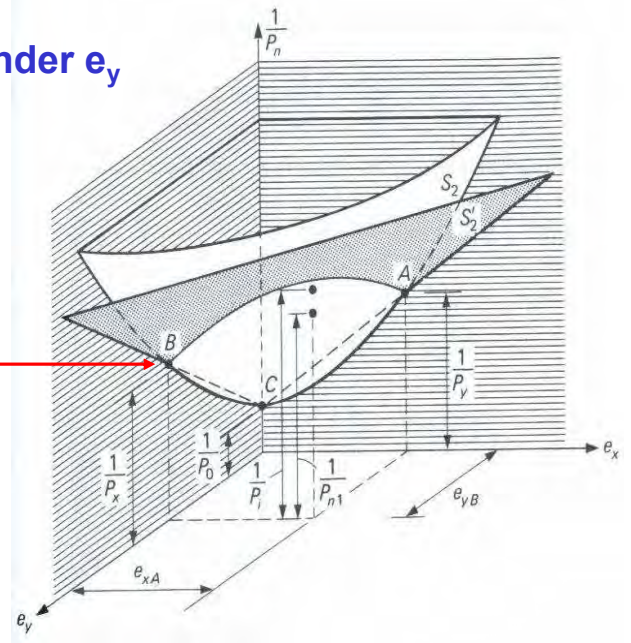
$$A_{st} = 8 (8.04 \text{ cm}^2) = 64.32 \text{ cm}^2$$

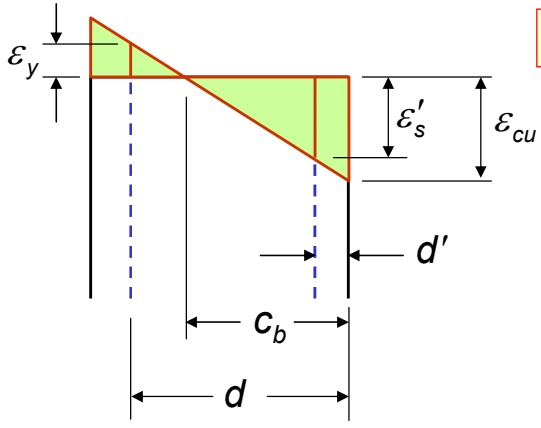
$$\begin{aligned}
 P_0 &= 0.85f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y \\
 &= 0.85(350)(40 \times 60 - 64.32) + 64.32 \times 4,000 \\
 &= 952,145 \text{ kg} = \mathbf{952 \text{ tons}}
 \end{aligned}$$

(2) Compute $P_{0x} =$ axial load strength under e_y



Point B





Balance condition:

$f'_c = 350 \text{ ksc} \rightarrow \beta_1 = 0.80$

$$c_b = \left(\frac{6,120}{6,120 + 4,000} \right) 55 = 33.3 \text{ cm,}$$

$$a_b = 0.80(33.3) = 26.6 \text{ cm}$$

$$C_c = 0.85 f'_c a_b b = 0.85 \times 0.35 \times 26.6 \times 40 = 316.5 \text{ ton}$$

$d' = 5 \text{ cm, } d = 55 \text{ cm}$

$$f'_s = E_s \varepsilon_{cu} \left(\frac{c_b - d'}{c_b} \right) = 6,120 \left(\frac{33.3 - 5}{33.3} \right) = 5,201 \text{ ksc}$$

$$C_s = A'_s f_y = 3(8.04)(4.0) = 96.5 \text{ ton}$$

$$T = A_s f_y = 3(8.04)(4.0) = 96.5 \text{ ton}$$

$$P_b = C_c + C_s - T = 316.5 + 96.5 - 96.5 = 316.5 \text{ ton}$$

$$M_b = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$= 316.5(30 - 26.6/2) + 96.5(30 - 5) + 96.5(55 - 30)$$

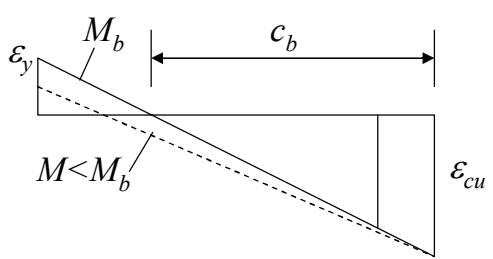
$$= 10,111 \text{ ton-cm} = 101.1 \text{ ton-m}$$

$$e_b = \frac{M_b}{P_b} = \frac{10,111}{316.5} = 31.9 \text{ cm}$$

$$e_y = 30 \text{ cm} < e_b$$

∴ Compression control

Compression Failure: $e < e_b$



$$C_c = 0.85 f'_c a_b b = 0.85 \times 0.35 \times 0.8c \times 40 = 9.52c$$

$$C_s = A'_s f_y = 3(8.04)(4.0) = 96.5 \text{ ton}$$

$$T = A_s f_s = 24.12 f_s$$

$$c > c_b \rightarrow \varepsilon_s < \varepsilon_y \rightarrow f_s < f_y \quad f_s = \varepsilon_{cu} E_s \frac{d - c}{c} = 6,120 \left(\frac{55 - c}{c} \right)$$

$P_n = C_c + C_s - T \quad P_n = 9.52c + 96.5 - 24.12f_s$

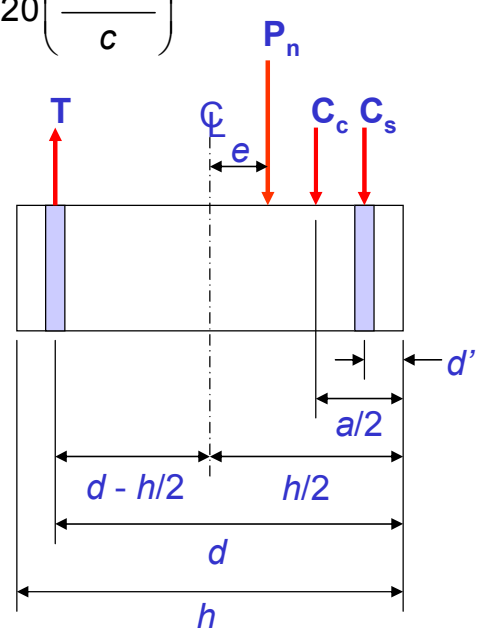
Taking moment about tension steel :

$$P_n \cdot \left(e + d - \frac{h}{2} \right) = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d')$$

$$P_n (70 \text{ cm}) = 9.52c (55 - 0.4c) + 96.5(55 - 5)$$

The resulting equation is :

$$P_n = 7.48c - 0.0544c^2 + 68.93$$



Two equations for P_n :

$$P_n = 9.52c + 96.5 - 24.12f_s$$

$$P_n = 7.48c - 0.0544c^2 + 68.93$$

Equate two equations and solve for f_s : $f_s = 0.00226c^2 + 0.0846c + 1.143$

By definition : $\rightarrow f_s = \epsilon_{cu} E_s \frac{d-c}{c} = 6,120 \left(\frac{55-c}{c} \right)$

$$6,120 \left(\frac{55}{c} - 1 \right) = 0.00226c^2 + 0.0846c + 1.143$$

Solving cubic equation: $c = 54.89 \text{ cm} \rightarrow P_n = 425 \text{ ton}$

$\therefore P_{0x} = 425 \text{ tons}$

Or try to use interaction diagram...

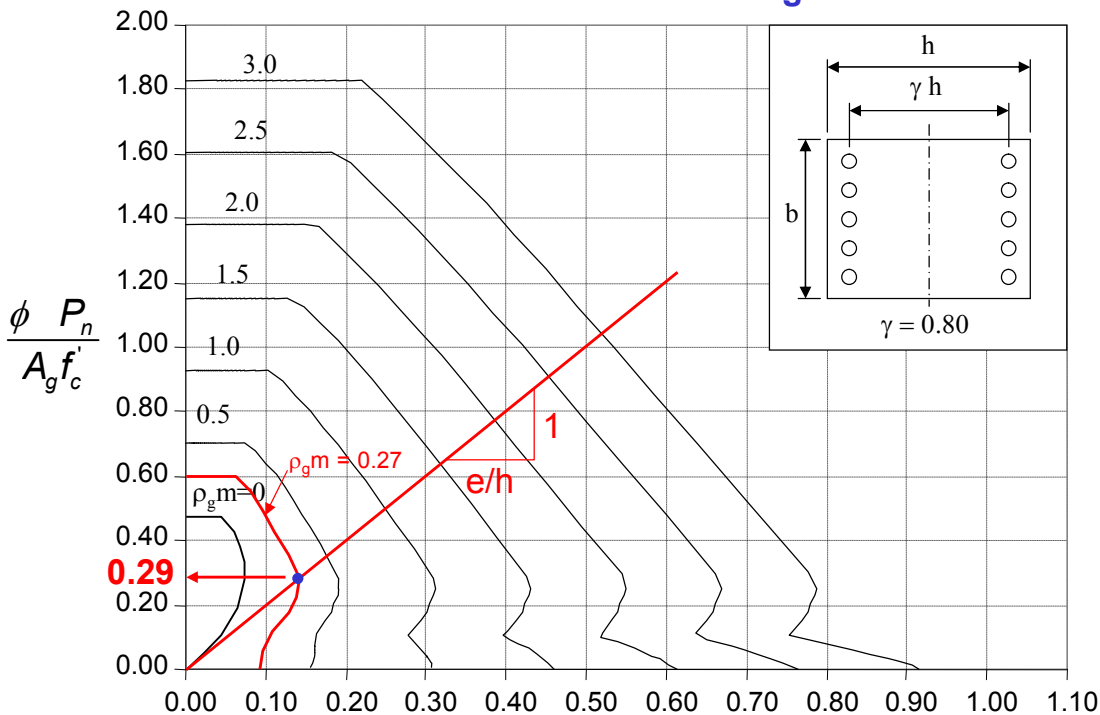
Compute parameters: $m = 4,000 / (0.85 \times 350) = 13.4$

$$A_s = 6(8.04) = 48.24 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 40 \times 60 = 2,400 \text{ cm}^2$$

$$\rho_g m = (48.24 / 2,400)(13.4) = 0.27$$

Normalized Interaction Diagram

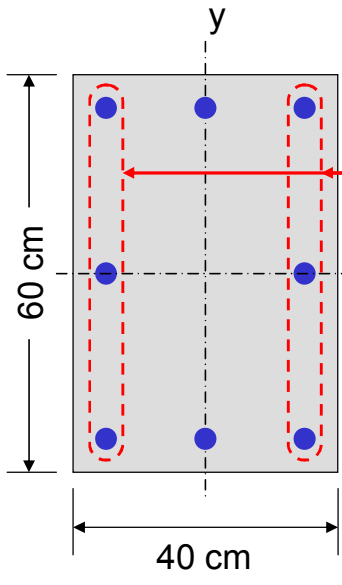


$$\frac{\phi M_n}{A_g h f'_c} \rightarrow \frac{\phi P_n e}{A_g h f'_c} \rightarrow e_y/h = 30/60 = 0.5$$

$$P_n = 0.29(2,400)(0.35)/0.7 = 348 \text{ tons}$$

$\therefore P_{0x} = 348 \text{ tons}$

(3) Compute P_{0y} = axial load strength under $e_x = 20$ cm



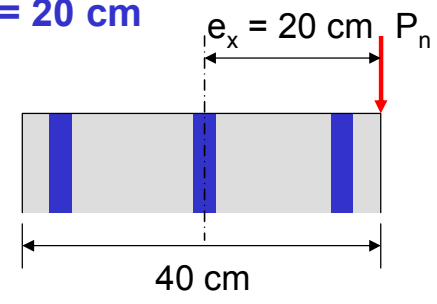
Use interaction diagram :

$$A_s = 6(8.04) = 48.24 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 40 \times 60 = 2,400 \text{ cm}^2$$

$$\rho_g m = (48.24/2,400)(13.4) = 0.27$$

$$e_x/h = 20/40 = 0.5$$



Same as before

$$\therefore P_{0y} = 348 \text{ tons}$$

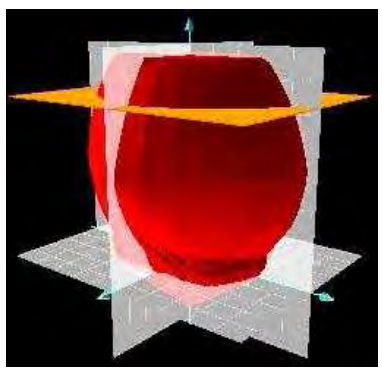
(4) Compute the nominal load

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{0x}} + \frac{1}{P_{0y}} - \frac{1}{P_0} = \frac{1}{348} + \frac{1}{348} - \frac{1}{952}$$

$$P_n = 213 \text{ tons}$$

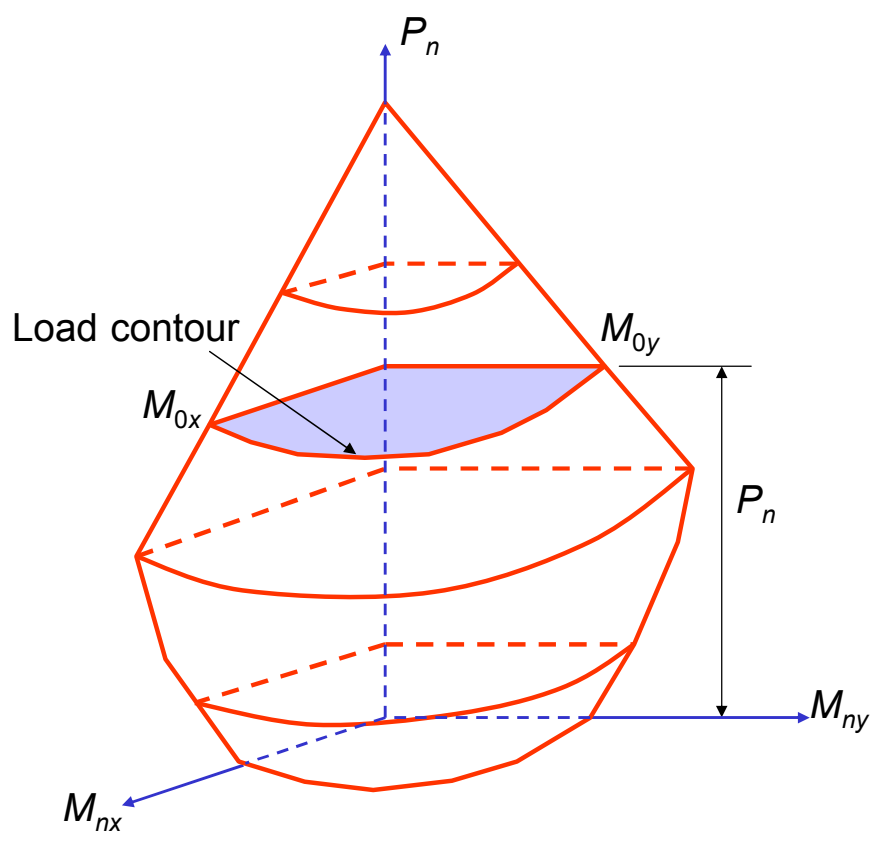
Ans.

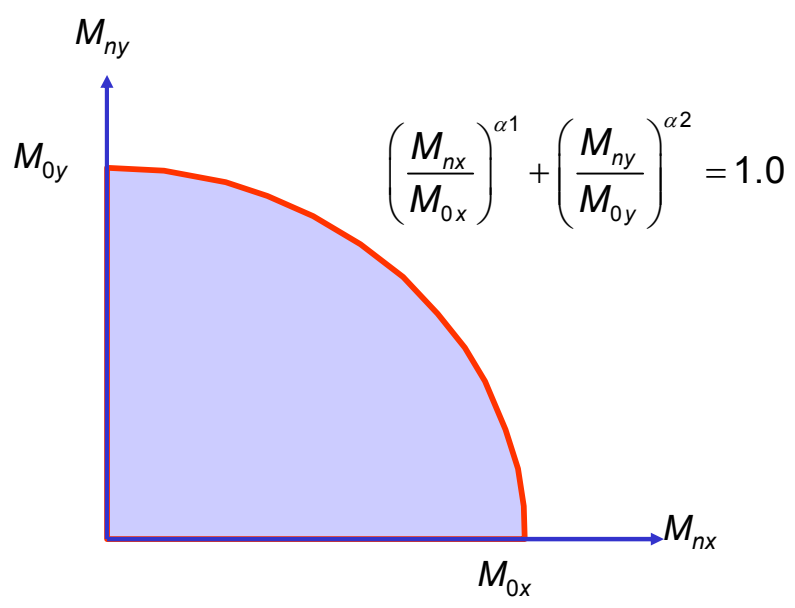
Load Contour Method



Biaxial Interaction Surface

Cut failure surface at constant P_n





where M_{nx} and M_{ny} are the nominal **biaxial** moment strengths in x and y directions.
 M_{0x} and M_{0y} are the nominal **uniaxial** moment strengths in x and y directions.

Bresler's Load Contour Method

Bresler (1960) suggests that it is acceptable to take $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha$

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{0x}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{ny}}{M_{0y}}\right)^\alpha = 1$$

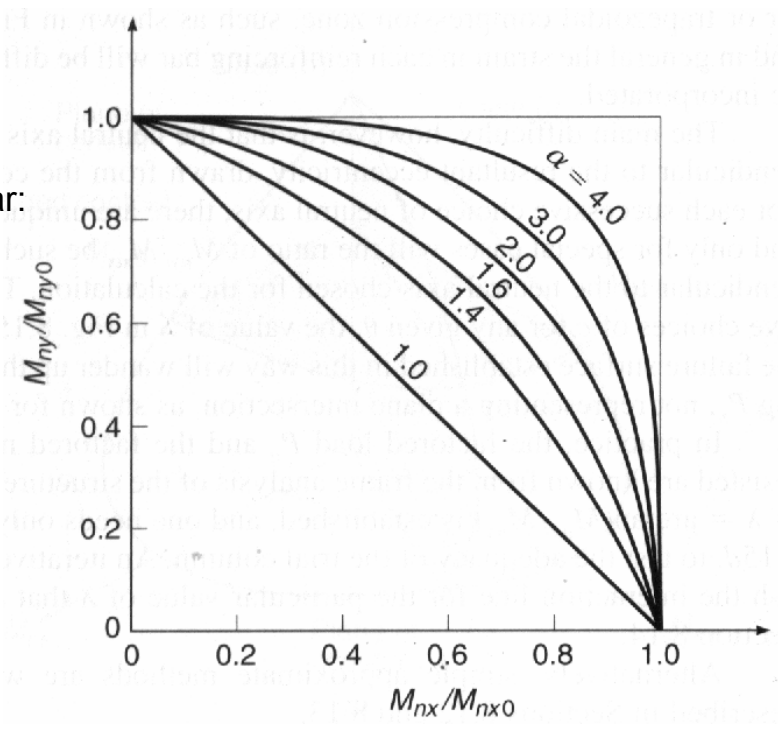
With $\alpha = 1$, interaction becomes linear:

$$\frac{M_{nx}}{M_{0x}} + \frac{M_{ny}}{M_{0y}} = 1$$

Always yield conservative results

It should only be used when

$$P_n < 0.1 f'_c A_g$$

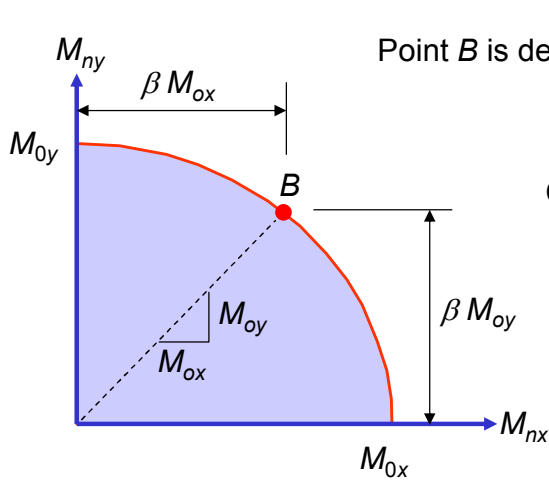




PCA Load Contour Method

PCA approach was developed as an extension of the Bresler Load Contour Method.

Bresler load contour at certain P_n :



Point B is defined as $\frac{M_{nx}}{M_{ny}} = \frac{M_{ox}}{M_{oy}}$

Coordinate of point B : $(\beta M_{ox}, \beta M_{oy})$

Substitute point B in Bresler's equation:

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{ox}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{ny}}{M_{oy}}\right)^\alpha = 1$$

$$\left(\frac{\beta M_{ox}}{M_{ox}}\right)^\alpha + \left(\frac{\beta M_{oy}}{M_{oy}}\right)^\alpha = 1 \quad \rightarrow \quad \alpha = \frac{\log 0.5}{\log \beta}$$

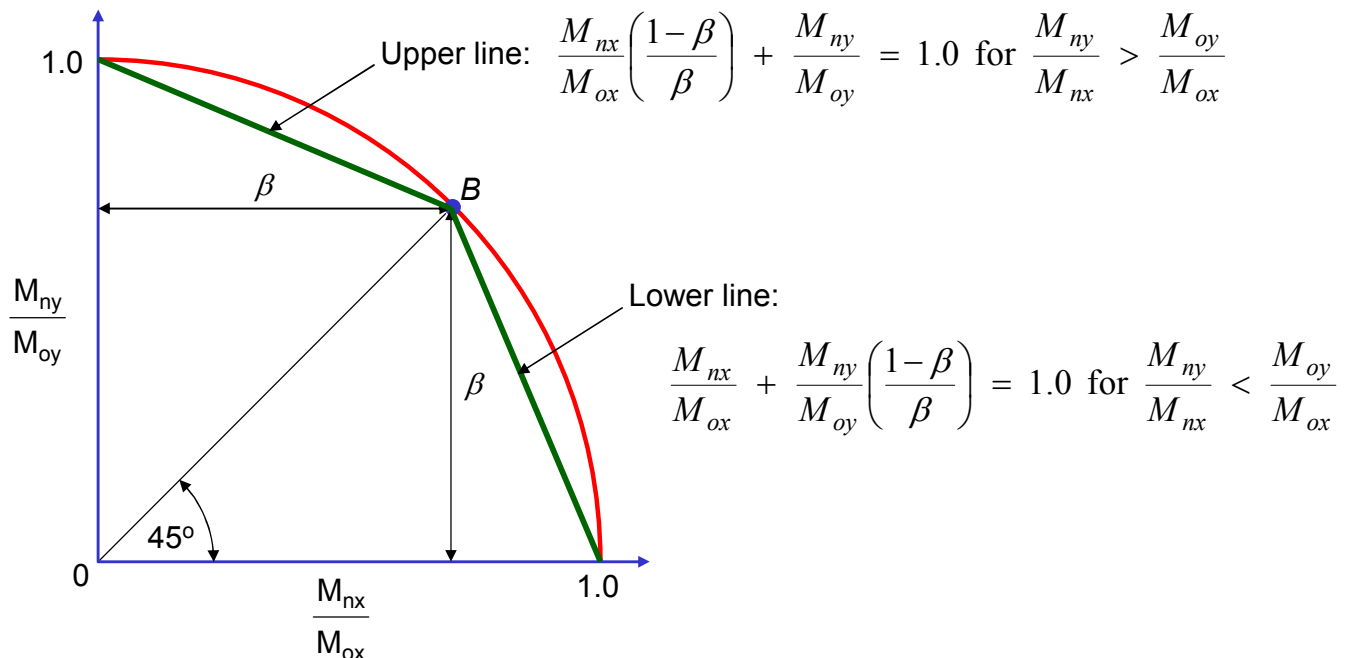
From Notes on ACI 318-05 Building Code Requirements for Structural Concrete, PCA Portland Cement Association, pp.7-15

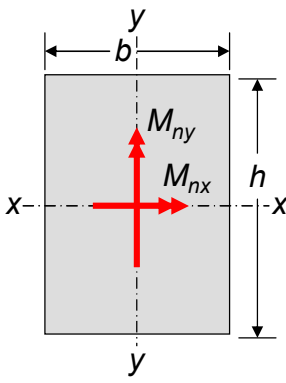
Thus Bresler's equation may be written as:

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{ox}}\right)^{\left(\frac{\log 0.5}{\log \beta}\right)} + \left(\frac{M_{ny}}{M_{oy}}\right)^{\left(\frac{\log 0.5}{\log \beta}\right)} = 1.0$$

$$0.5 \leq \beta \leq 1.0$$

Bilinear Approximation of Load Contour





In design, b and h must be chosen and β is generally assumed to **0.65**.

For rectangular sections with reinforcement equally distributed on all faces, it can be approximated that:

$$\frac{M_{oy}}{M_{ox}} \approx \frac{b}{h}$$

Upper line: for $\frac{M_{ny}}{M_{nx}} > \left(\frac{M_{oy}}{M_{ox}} \approx \frac{b}{h} \right)$

$$\frac{M_{nx}}{M_{ox}} \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right) + \frac{M_{ny}}{M_{oy}} = 1.0$$

$$M_{nx} \left(\frac{M_{oy}}{M_{ox}} \right) \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right) + M_{ny} = M_{oy}$$

$$M_{nx} \frac{b}{h} \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right) + M_{ny} \approx M_{oy}$$

Lower line: for $\frac{M_{ny}}{M_{nx}} < \left(\frac{M_{oy}}{M_{ox}} \approx \frac{b}{h} \right)$

$$\frac{M_{nx}}{M_{ox}} + \frac{M_{ny}}{M_{oy}} \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right) = 1.0$$

$$M_{nx} + M_{ny} \left(\frac{M_{ox}}{M_{oy}} \right) \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right) = M_{ox}$$

$$M_{nx} + M_{ny} \frac{h}{b} \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right) \approx M_{ox}$$

Example 7.8 Design of a Square Column for Biaxial Loading

Determine the required square tied column size and reinforcement for the factored load and moments given. Assume the reinforcement is equally distributed on all faces.

$$P_u = 600 \text{ ton}, \quad M_{ux} = 60 \text{ ton-m}, \quad M_{uy} = 40 \text{ ton-m}$$

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2, \quad f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$$

Solution:

1. Determine required strengths:

$$P_n = P_u / \phi = 600 / 0.7 = 857 \text{ tons}$$

$$M_{nx} = M_{ux} / \phi = 60 / 0.9 = 67 \text{ ton - m}$$

$$M_{ny} = M_{uy} / \phi = 40 / 0.9 = 44 \text{ ton - m}$$

2. Assume $\beta = 0.65$



3. Determine an equivalent uniaxial moment strength

$$\frac{M_{ny}}{M_{nx}} = \frac{19}{47} = 0.40 < \frac{b}{h} = 1.0 \text{ (square column)}$$

Therefore, use lower line equation

$$M_{ox} \approx M_{nx} + M_{ny} \frac{h}{b} \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right)$$

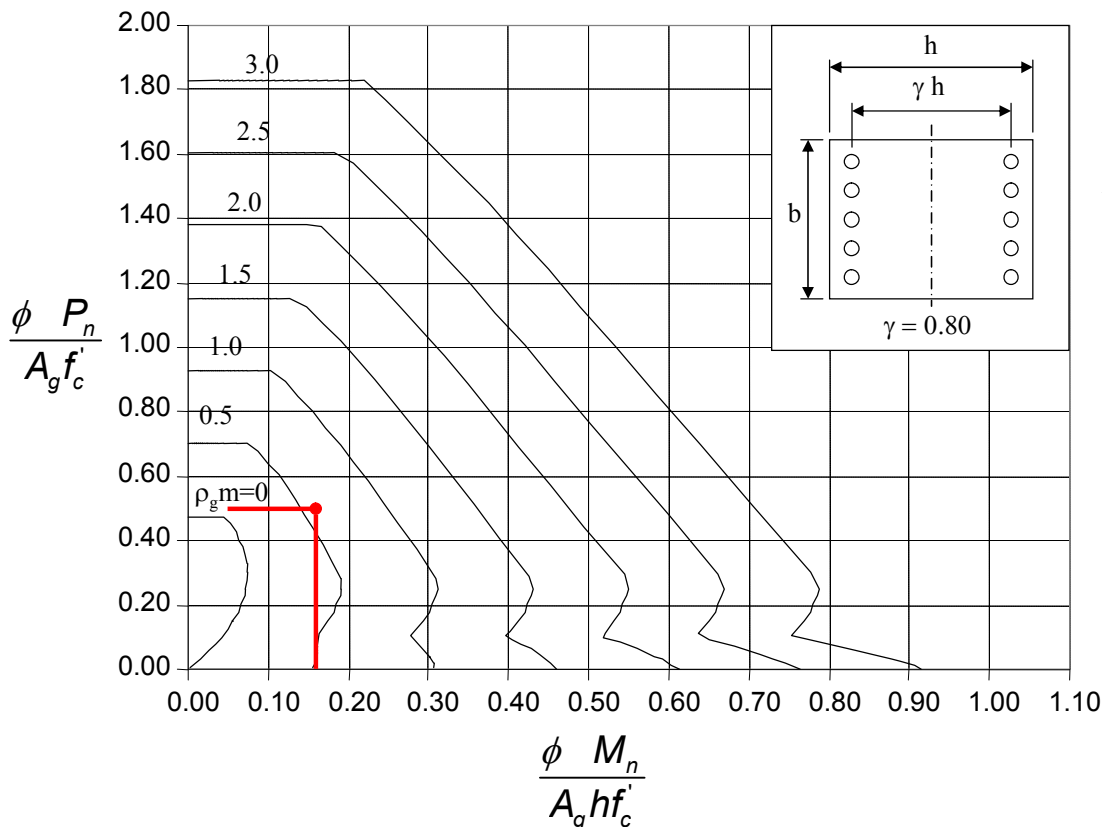
$$= 67 + 44(1.0) \left(\frac{1-0.65}{0.65} \right) = 91 \text{ ton-m}$$

4. Assuming a 60 cm square column,

Determine the reinforcement required to provide an axial load strength $P_n = 779$ tons and an equivalent uniaxial moment strength $M_{ox} = 57$ ton-m

$$\frac{\phi P_n}{A_g f'_c} = \frac{0.7 \times 857}{60 \times 60 \times 0.35} = 0.48 \quad \frac{\phi M_{ox}}{A_g h f'_c} = \frac{0.9 \times 91 \times 100}{60 \times 60 \times 60 \times 0.35} = 0.11$$

Normalized Interaction Diagram



$$m = \frac{4,000}{0.85 \times 350}$$

$$= 13.4$$

$$\rho_g m = \frac{A_s}{A_g} (13.4)$$

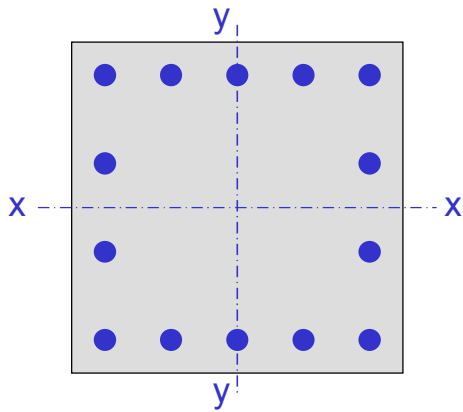
$$= 0.4$$

$$A_s = \frac{0.4}{13.4} \times 60^2$$

$$= 108 \text{ cm}^2$$

Use 14DB32

Square Column Section
60 cm x 60 cm



14DB32

$$A_{st} = 14 (8.04) = 112.56 \text{ cm}^2$$

Column required strengths:

$$P_n = P_u / \phi = 600 / 0.7 = 857 \text{ tons}$$

$$M_{nx} = M_{ux} / \phi = 60 / 0.9 = 67 \text{ ton-m}$$

$$M_{ny} = M_{uy} / \phi = 40 / 0.9 = 44 \text{ ton-m}$$

5. Check a selected section by the methods...

a. Bresler Reciprocal Load Method

Check $P_n \geq 0.1 f'_c A_g$

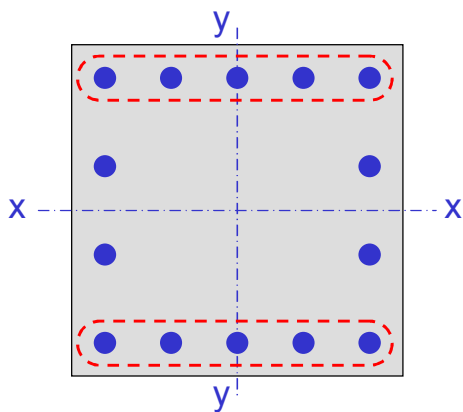
$$857 \text{ tons} > 0.1(0.35)(3,600) = 126 \text{ tons}$$

OK

To employ this method, P_0 , P_{0x} and P_{0y} must be determined.

$$P_0 = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y$$

$$= 0.85 (0.35) (3,600 - 112.56) + 112.56 (4.0) = 1,488 \text{ tons}$$



Compute P_{0x} under $e_y = M_{ny} / P_n = 44(100) / 857 = 5.13 \text{ cm}$

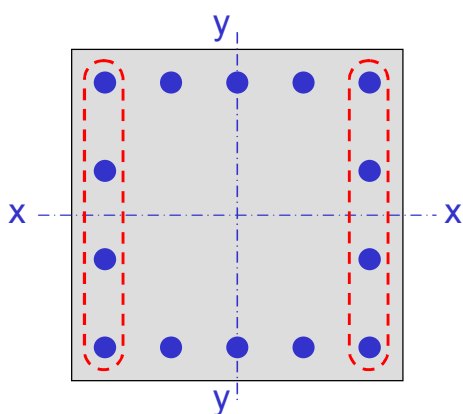
10DB32 $A_s = 10 (8.04) = 80.4 \text{ cm}^2$

$$\rho_g m = (80.4 / 3,600) (13.4) = 0.30$$

$$e_y / h = 5.13 / 60 = 0.0855$$

From interaction diagram

$P_{0x} = 1,206 \text{ tons}$



Compute P_{0y} under $e_x = M_{nx} / P_n = 67(100) / 857 = 7.82 \text{ cm}$

8DB32 $A_s = 8 (8.04) = 64.32 \text{ cm}^2$

$$\rho_g m = (64.32 / 3,600) (13.4) = 0.24$$

$$e_x / h = 7.82 / 60 = 0.13$$

From interaction diagram

$P_{0y} = 1,008 \text{ tons}$

$$P_n = 857 \text{ tons} \leq \frac{1}{\frac{1}{P_{0x}} + \frac{1}{P_{0y}} - \frac{1}{P_0}} < \frac{1}{\frac{1}{1206} + \frac{1}{1008} - \frac{1}{1488}} = 870 \text{ tons}$$

OK

Modified Load Contour Method

The interaction expression for the load and bending moments about the two axes is

$$\left(\frac{P_n - P_{nb}}{P_{no} - P_{nb}} \right) + \left(\frac{M_{nx}}{M_{nbx}} \right)^{1.5} + \left(\frac{M_{ny}}{M_{nby}} \right)^{1.5} = 1.0$$

where

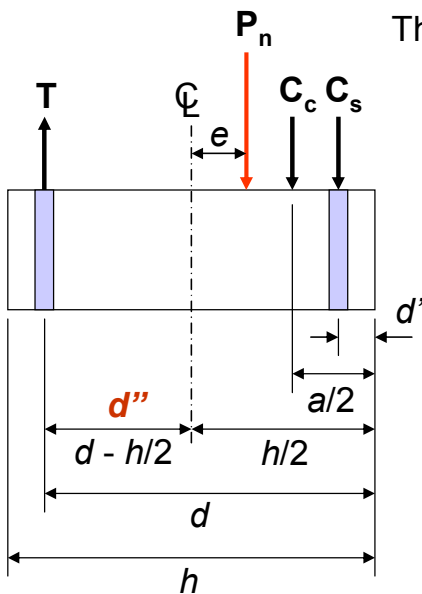
P_n = nominal axial compression (positive), or tension (negative)

M_{nx}, M_{ny} = nominal bending moments about the x- and y-axis respectively

P_{no} = maximum nominal axial compression (positive) or axial tension (negative)
 $= 0.85 f_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$

P_{nb} = nominal axial compression at the limit strain states ($\epsilon_t = 0.002$)

M_{nbx}, M_{nby} = nominal bending moment about the x- and y-axis respectively,
 at the limit strain state ($\epsilon_t = 0.002$)



The value of P_{nb} and M_{nb} can be obtained from:

$$P_{nb} = 0.85 f'_c \beta_1 c_b b + A'_s f'_s - A_s f_y$$

$$M_{nb} = P_{nb} e_b = C_c \left(d - \frac{a}{2} - d'' \right) + C_s (d - d' - d'') + T d''$$

where

a = depth of the equivalent block = $\beta_1 c_b$

$$c_b = \left(\frac{0.003}{f_y / E_s + 0.003} \right) d = \left(\frac{6,120}{6,120 + 4,000} \right) d$$

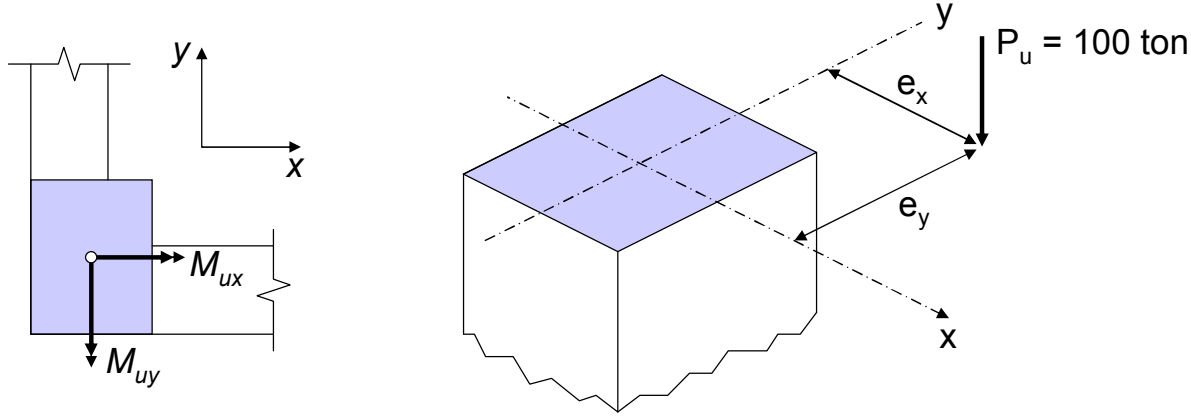
f'_s = stress in the compressive reinforcement

$$= f_y \text{ if } f'_s \geq f_y$$

T = Force in the tensile side reinforcement

EXAMPLE 18 – 3 : Design of a Biaxially Loaded Column by the Modified Load Contour Method

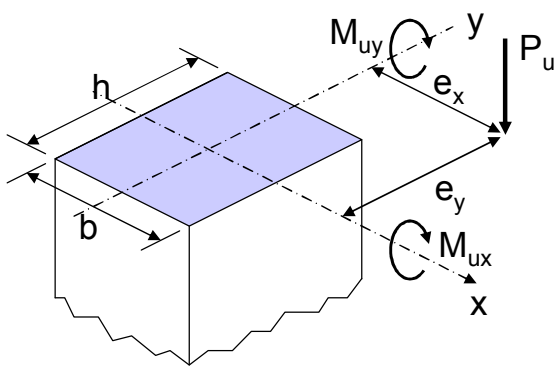
A nonslender corner column is subjected to a factored compressive load $P_u = 100$ ton, a factored bending moment $M_{ux} = 18$ t-m about the x axis, and a factored bending moment $M_{uy} = 12$ t-m about y axis. Given $f'_c = 280$ ksc, $f_y = 4,000$ ksc



Solution: Step 1: Calculate equivalent uniaxial bending moment assuming equal numbers of bars on all faces

Assume that $\phi = 0.70$ for tied columns.

Required nominal $P_n = 100/0.7 = 143$ ton



Required nominal $M_{nx} = 18/0.7 = 25.7$ t-m

Required nominal $M_{ny} = 12/0.7 = 17.1$ t-m

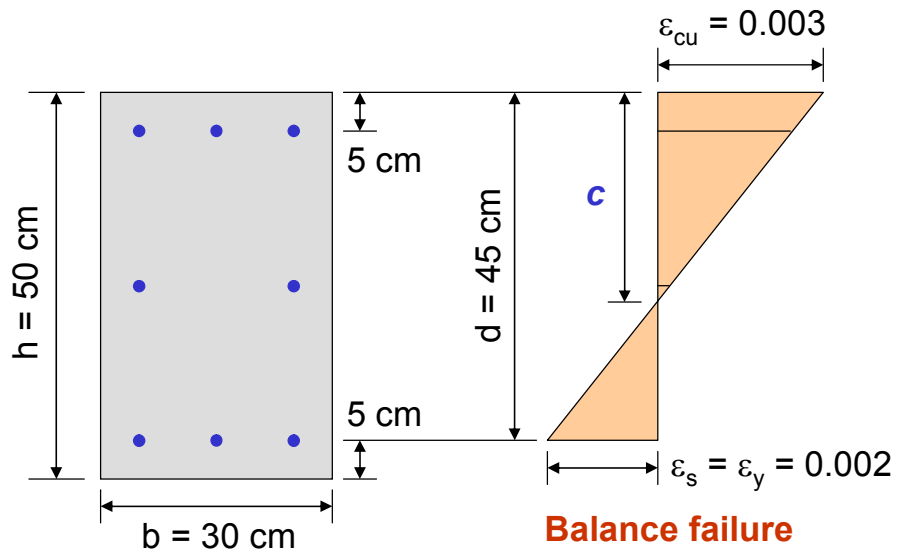
$e_y = M_{nx} / P_n = 25.7(100)/143 = 18.0$ cm

$e_x = M_{ny} / P_n = 17.1(100)/143 = 12.0$ cm

x : axis parallel to the shorter side b

y : axis parallel to the longer side h

Assume column section : $b = 30$ cm, $h = 50$ cm, $d' = 5$ cm, and $A_s = 8DB25$

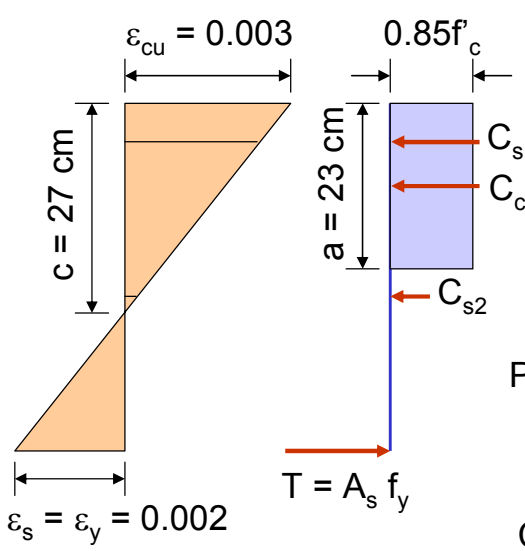


$$\frac{c}{d} = \frac{0.003}{0.003 + 0.002} = 0.6$$

$$c = 0.6(45) = 27 \text{ cm}$$

$$a = \beta_1 c = 0.85(27) = 23 \text{ cm}$$

Balance failure



Compute P_{nb} :

$$f'_s = 6120(1-d'/c) = 6120(1-5/27) = 4987 \text{ ksc USE } f_y = 4000 \text{ ksc}$$

$$f'_s = 6120(1-25/27) = 453 \text{ ksc}$$

$$P_{nb} = \text{nominal axial compression at the limit strain} = C_c + C_{s1} + C_{s2} - T$$

$$C_c = 0.85f'_c b a = 0.85(0.28)(30)(23) = 164.2 \text{ ton}$$

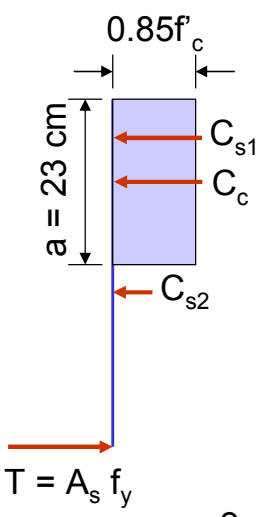
$$C_{s1} = (3\text{DB}25=14.73)(4.0) = 58.9 \text{ ton}$$

$$C_{s2} = (2\text{DB}25=9.82)(0.453) = 4.5 \text{ ton}$$

$$T = (3\text{DB}25=14.73)(4.0) = 58.9 \text{ ton}$$

$$P_{nb} = 164.2 + 58.9 + 4.5 - 58.9 = 168.7 \text{ ton}$$

Compute M_{nbx} :

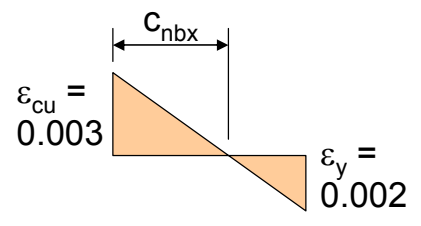


$$M_{nbx} = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{nbx} = 164.2(25 - 23/2) + 58.9(25 - 5) + 58.9(45 - 25) = 4573 \text{ t-cm} = 45.7 \text{ t-m}$$

$$e_{by} = \frac{M_{nbx}}{P_{nb}} = \frac{4573}{168.7} = 27.1 \text{ cm}$$

$e_{by} > e_y = 17.8 \text{ cm}$, hence compression failure

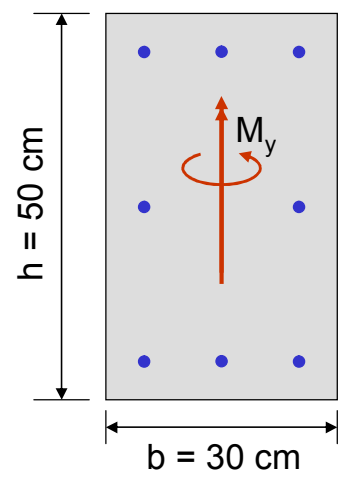


Compute M_{nby} :

$$a_{nbx} = \beta_1 c_{nbx} = 0.85(0.6)(d=25) = 13 \text{ cm}$$

$$M_{nby} = 0.85 \times 0.28 \times 50 \times 12.75(15 - 13/2) + 58.9(15 - 5) + 58.9(25 - 15)$$

$$= 2468 \text{ t-cm} = 24.7 \text{ t-m}$$





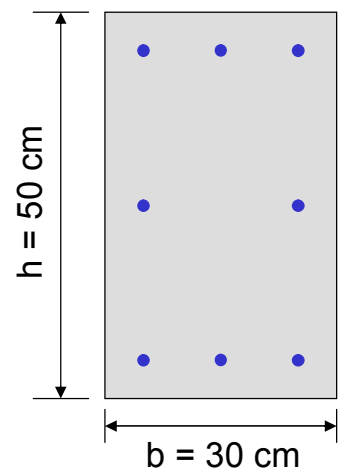
$$\begin{aligned} P_{no} &= 0.85f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y \\ &= 0.85 \times 0.24 (30 \times 50 - 8 \times 4.91) + 8 \times 4.49 \times 4.0 \\ &= 442 \text{ ton} \end{aligned}$$

Using the interaction surface expression for biaxial bending

$$\begin{aligned} &\left(\frac{P_n - P_{nb}}{P_{no} - P_{nb}} \right) + \left(\frac{M_{nx}}{M_{nbx}} \right)^{1.5} + \left(\frac{M_{ny}}{M_{nby}} \right)^{1.5} \\ &= \frac{143 - 168.7}{442 - 168.7} + \left(\frac{25.7}{45.7} \right)^{1.5} + \left(\frac{17.1}{24.7} \right)^{1.5} \\ &= -0.094 + 0.422 + 0.576 = 0.904 < 1.00 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Hence, accept the design, namely,

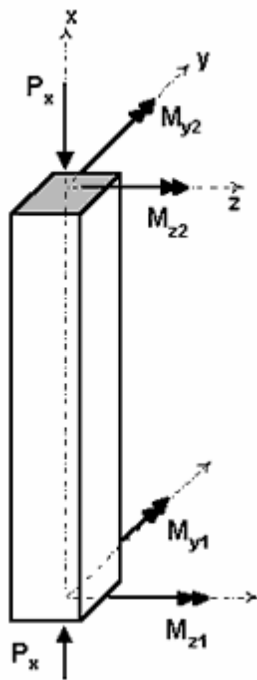
$$\mathbf{b = 30 \text{ cm, } h = 50 \text{ cm, } d = 45 \text{ cm, and } A_s = 8\text{DB25}}$$





Biaxial RC Column

ในตัวอย่างนี้จะสาธิตการออกแบบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่รับแรงอัดและโมเมนต์คดสองแกน



Example 7.8 Design of a Square Column for Biaxial Loading

Determine the required square tied column size and reinforcement for the factored load and moments given. Assume the reinforcement is equally distributed on all faces.

$$P_u = 600 \text{ ton,}$$

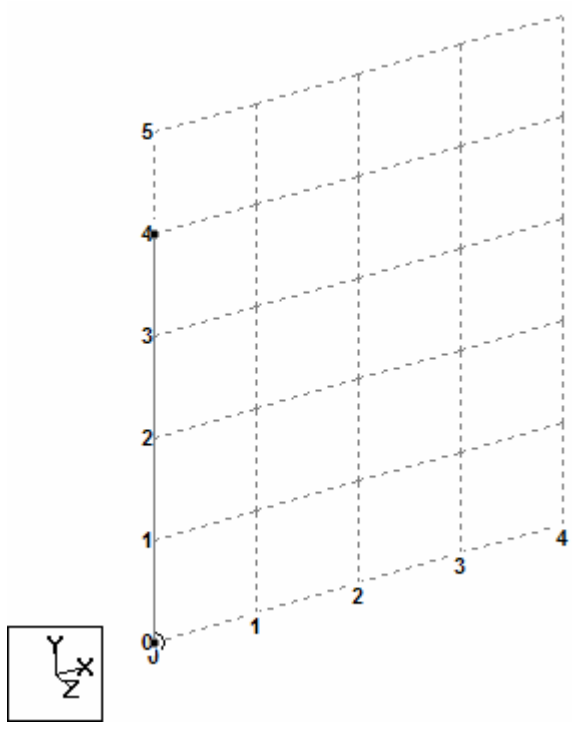
$$M_{ux} = 60 \text{ ton-m,}$$

$$M_{uy} = 40 \text{ ton-m}$$

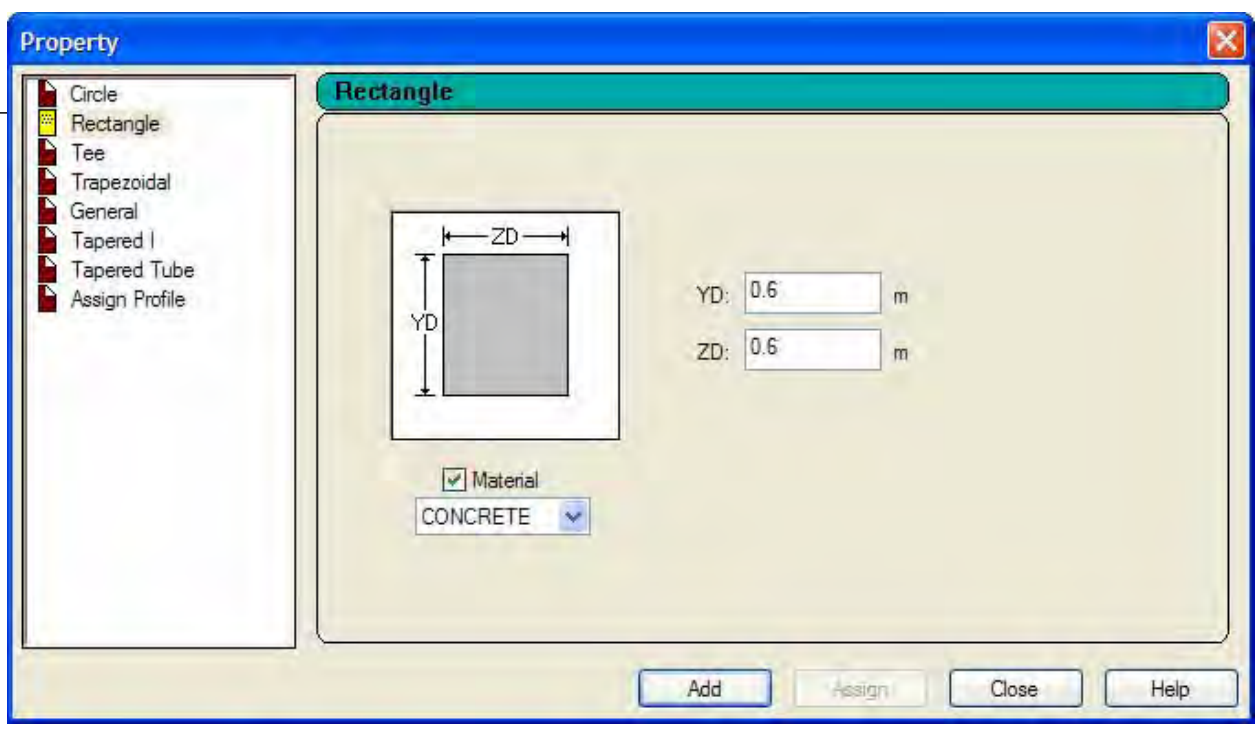
$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2,$$

$$f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$$

- เริ่มต้นโปรแกรม เลือกชนิดโครงสร้าง Space ตั้งชื่อว่า **BiaxialColumn.std**
- เลือกหน่วยความยาว **Meter** หน่วยแรง **Metric Ton**
- เริ่มต้นสร้างโมเดลเป็นเสาหนึ่งต้นสูง **4 เมตร** ในแนวแกน **Y**



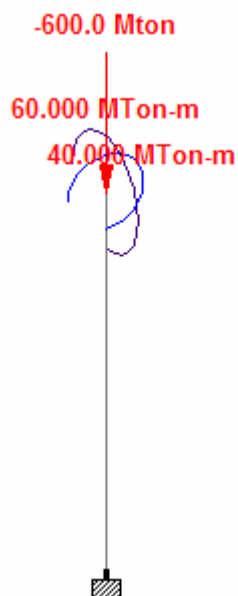
- ไปหน้า **General > Property** คลิกปุ่ม **Define...** เลือก **Rectangle** กำหนดค่าดังนี้
 - **YD = 0.60 m, ZD = 0.60 m** กำหนดเป็นหน้าตัดคานทั้งหมด
 - **Material** เลือกเป็น **Concrete**



- คลิกปุ่ม **Add** ตามด้วย **Close**
- เลือก **Assign To View** แล้วคลิกปุ่ม **Assign**
- ไปยังหน้า **General > Support** สร้างจุดรองรับแบบ **Fixed** แล้วกำหนดให้ที่ฐานเสา

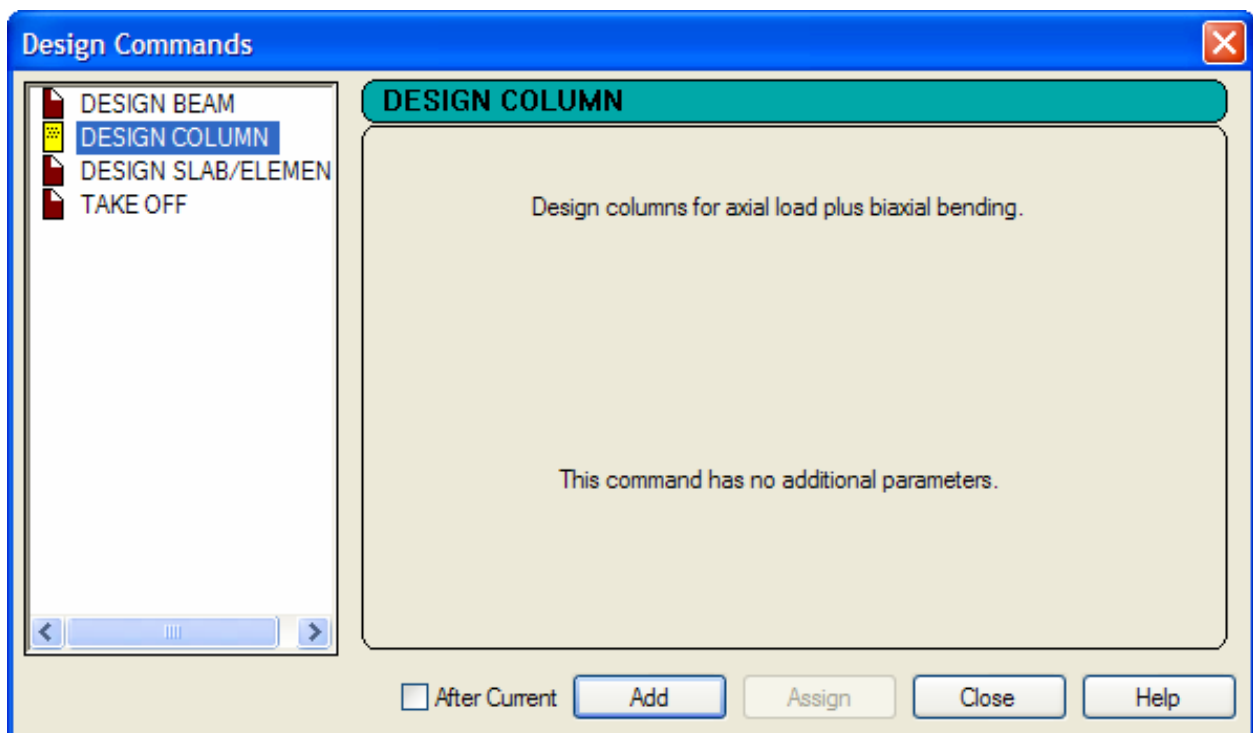


- ไปที่หน้า **General > Load** สร้างกรณีบรรทุก **LOAD CASE 1** คลิกปุ่ม **Add** ตามด้วย **Close**
- คลิกปุ่ม **Add...** เลือกรายการ **Nodal Load | Node** สร้างเพิ่มสามรายการคือ
 - **Fy = -600 MTon** คลิกปุ่ม **Add**
 - **Mx = 60 MTonm** คลิกปุ่ม **Add**
 - **Mz = 40 MTonm** คลิกปุ่ม **Add** ตามด้วย **Close**
- **Assign** นำหนักบรรทุกทั้งสามรายการให้ที่ปลายบนหัวเสา



- ไปที่หน้า **Analysis/Print** เลือก **Print Option** ที่ต้องการ แล้วคลิกปุ่ม **Add**
- ลองสั่งรันการคำนวณ **Analyze > Run Analysis...**

- เลือกเมนู **Commands > Loading > Load List** เพื่อกำหนดกรณีบรรทุกที่จะใช้ในการออกแบบ ในตัวอย่างนี้มีเพียง **Load 1** แล้วกด **OK**
- ไปที่หน้า **Design > Concrete** เลือกมาตรฐานเป็น **ACI**
- เปลี่ยนหน่วยความยาวเป็น **Centimeter** หน่วยแรงเป็น **Kilogram**
- คลิกปุ่ม **Define Parameters...** เพื่อกำหนดค่าพารามิเตอร์ในการออกแบบ
- เลือกรายการ **FC** กำลังอัดประลัยคอนกรีต ใส่ค่า **350 kg/cm²** กดปุ่ม **Add**
- เลือกรายการ **FYMAIN** กำลังครากเหล็กเสริมหลัก ใส่ค่า **4000 kg/cm²** กดปุ่ม **Add**
- เลือกรายการ **MAXMAIN** กำหนดขนาดเหล็กเสริมใหญ่ที่สุดที่จะใช้ในการออกแบบใส่ค่า **32 mm** กดปุ่ม **Add**
- เลือกรายการ **MINMAIN** กำหนดขนาดเหล็กเสริมใหญ่ที่สุดที่จะใช้ในการออกแบบใส่ค่า **16 mm** กดปุ่ม **Add**
- เลือกรายการ **Track** เลือกหัวข้อ (2) กดปุ่ม **Add** ตามด้วย **Close**
- กำหนดรายการที่ยังเป็นเครื่องหมาย ? แบบ **Assign To View**
- คลิกปุ่ม **Commands...** เลือกรายการ **DESIGN COLUMN** แล้วคลิกปุ่ม **Add** กำหนดให้แก่เสา



■ ตั้งรันการคำนวณ **Analyze > Run Analysis...**

■ เปิดดู **Output File** ส่วนที่เป็น **Concrete Design**

```

=====
COLUMN NO.      1  DESIGN PER ACI 318-02 - AXIAL + BENDING

FY - 392.3  FC - 34.3 MPA,  SQRE SIZE - 600.0 X 600.0 MMS, TIED
AREA OF STEEL REQUIRED = 15192.0  SQ. MM

BAR CONFIGURATION      REINF PCT.    LOAD    LOCATION    PHI
-----
20 - 32 MM              4.468        1      END          0.650
(PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)
TIE BAR NUMBER  12 SPACING 512.00 MM

COLUMN INTERACTION: MOMENT ABOUT Z -AXIS (KN-MET)

-----
P0          Pn max    P-bal.    M-bal.    e-bal. (MM)
16343.20   13074.56  4745.26   1805.10   380.4
M0          P-tens.    Des.Pn    Des.Mn    e/h
1479.02   -6309.55  9052.29   603.49   0.01667
-----

COLUMN INTERACTION: MOMENT ABOUT Y -AXIS (KN-MET)

-----
P0          Pn max    P-bal.    M-bal.    e-bal. (MM)
16343.20   13074.56  4745.26   1805.10   380.4
M0          P-tens.    Des.Pn    Des.Mn    e/h
1479.02   -6309.55  9052.29   905.23   0.02500
-----

          Pn      Mn      Pn      Mn      (@ Z )
P0 | *      12068.83  795.94  6034.41  1687.08
   | *      11063.09  1116.08  5028.68  1779.79
   | *      10057.35  1250.15  4022.94  1799.76
Pn,max | *      9051.62  1379.90  3017.21  1779.32
   | *      8045.88  1492.87  2011.47  1711.80
Pn      | *      7040.15  1592.98  1005.74  1611.75
NOMINAL | *      Pn      Mn      Pn      Mn      (@ Y )
AXIAL  | *      12068.83  795.94  6034.41  1687.08
COMPRESSION | *      11063.09  1116.08  5028.68  1779.79
Pb |-----*Mb  10057.35  1250.15  4022.94  1799.76
   | *      9051.62  1379.90  3017.21  1779.32
   | *      8045.88  1492.87  2011.47  1711.80
----- | * M0 Mn,  7040.15  1592.98  1005.74  1611.75
P-tens | *      BENDING
   | *      MOMENT

*****END OF COLUMN DESIGN RESULTS*****

```


16

Building Design

Biaxial Bending Column



- Combined Axial-Bending
- Interaction Diagram
- Biaxial Column
 - Bresler Reciprocal Load Method
 - Bresler Load Contour Method
 - PCA Load Contour Method



Mongkol JIRAVACHARADET

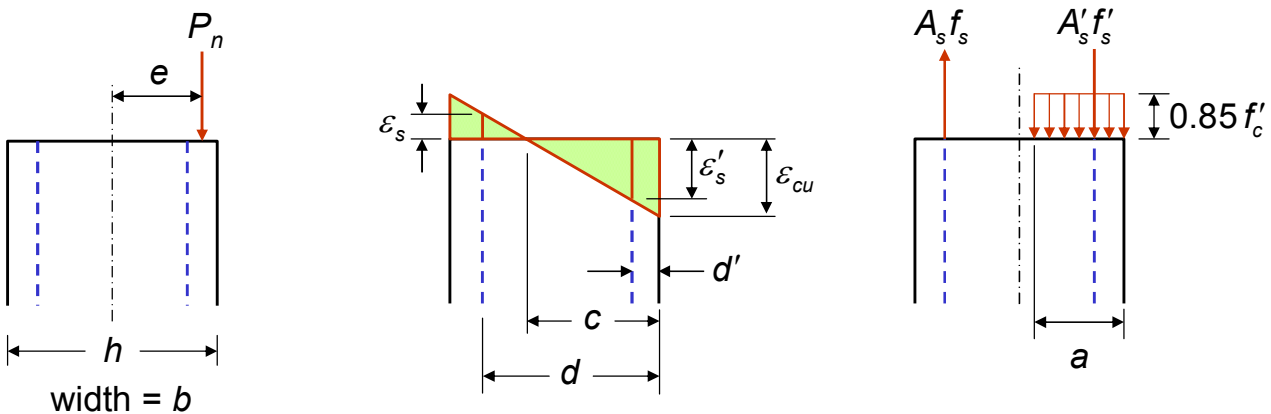
SURANAREE

INSTITUTE OF ENGINEERING

UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING

Column subjected to eccentric compression



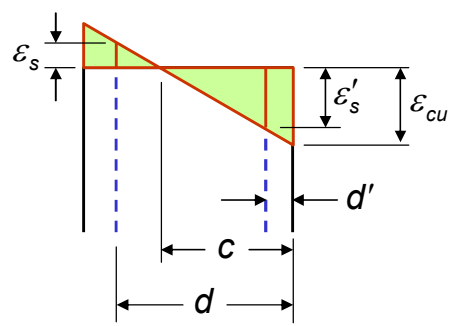
Equilibrium between external and internal axial forces requires that

$$[\Sigma F_y] \quad P_n = 0.85f'_c a b + A'_s f'_s - A_s f_s$$

Moment about centerline of the section of internal stresses and forces must be equal and opposite to the moment of external force P_n , so that

$$[\Sigma M_\phi] \quad M_n = P_n e = 0.85f'_c a b \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_s \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

Tension steel:



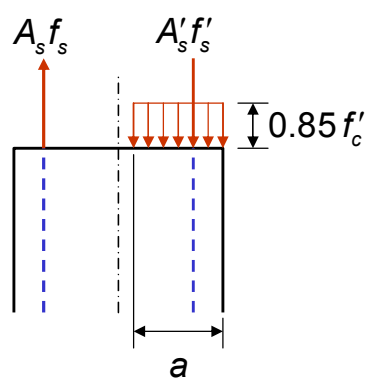
$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \frac{d-c}{c}$$

$$f_s = \epsilon_s E_s = \epsilon_{cu} E_s \frac{d-c}{c} \leq f_y$$

Compression steel:

$$\epsilon'_s = \epsilon_{cu} \frac{c-d'}{c}$$

$$f'_s = \epsilon'_s E_s = \epsilon_{cu} E_s \frac{c-d'}{c} \leq f_y$$



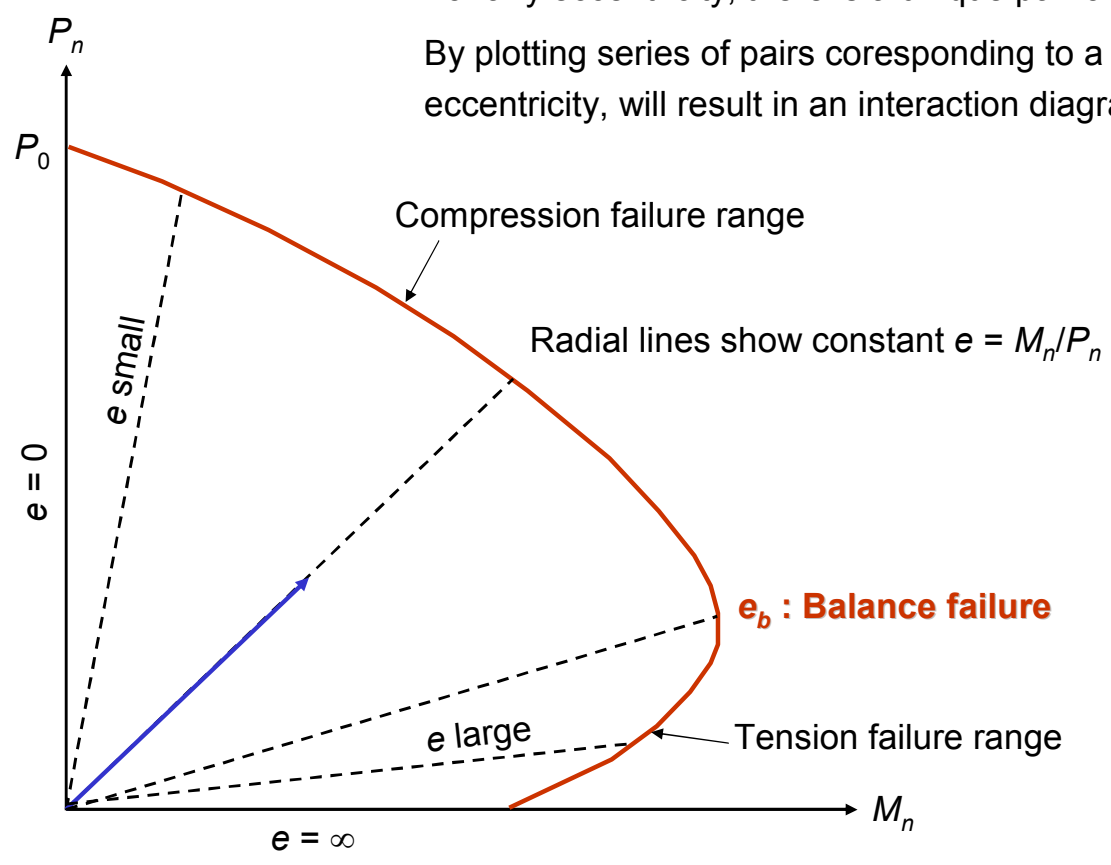
Concrete stress block:

$$a = \beta_1 c \leq h$$

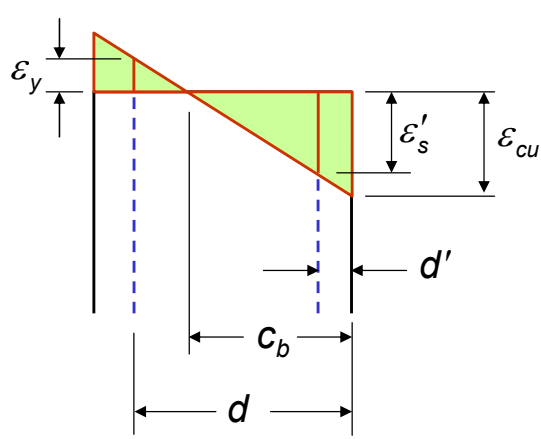
$$C = 0.85 f'_c a b$$

Interaction Diagram for Combined Bending and Axial Load

For any eccentricity, there is a unique pair of P_n and M_n .
By plotting series of pairs corresponding to a different eccentricity, will result in an interaction diagram.



Balanced Failure, e_b



$M_b = P_b e_b$ Condition of failure that :

Concrete reaches the strain limit: ϵ_{cu} and

Tensile steel reaches the yield strain: ϵ_y

$$c_b = d \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} = d \frac{6,120}{6,120 + f_y}$$

$$a_b = \beta_1 c_b$$

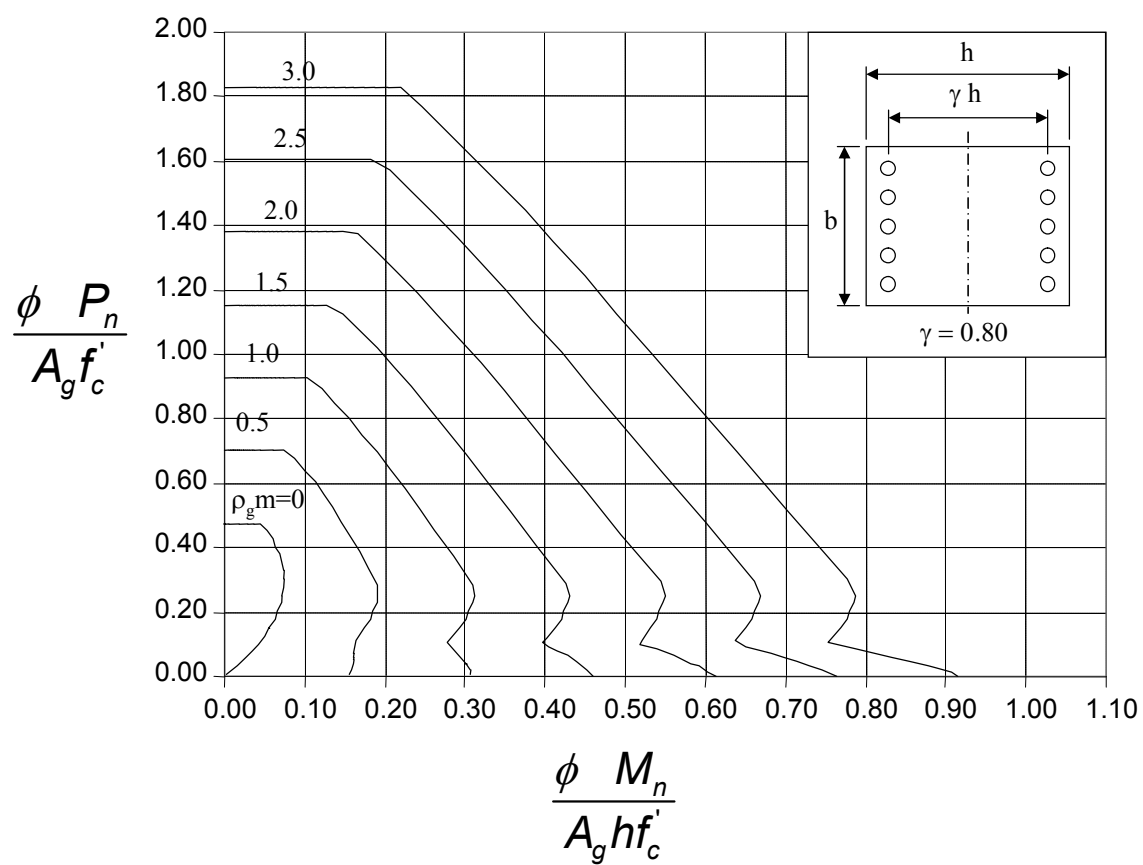
$$f'_s = \epsilon'_s E_s = \epsilon_{cu} E_s \frac{c_b - d'}{c_b} \leq f_y$$

$$P_b = 0.85 f'_c a_b b + A'_s f'_s - A_s f_y$$

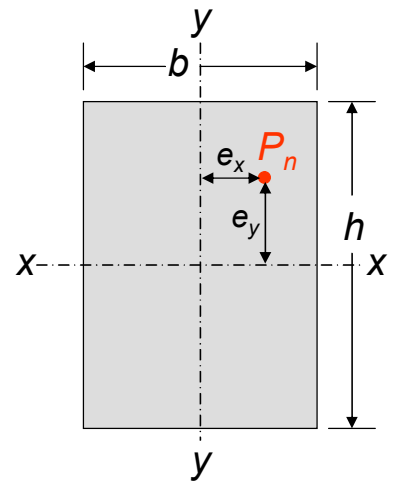
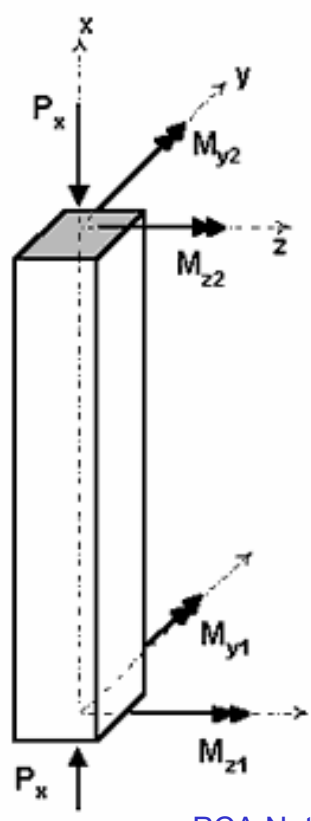
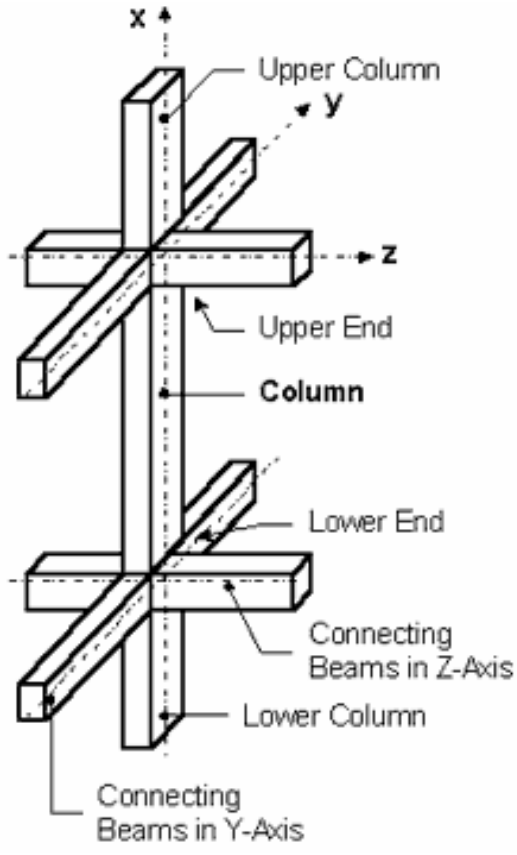
$$M_b = 0.85 f'_c a_b b \left(\frac{h}{2} - \frac{a_b}{2} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_y \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$e_b = M_b / P_b$$

Normalized Interaction Diagram



Biaxial Bending Column

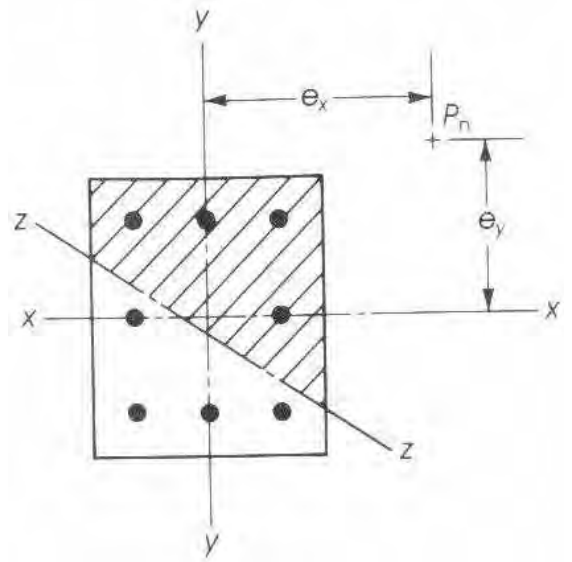
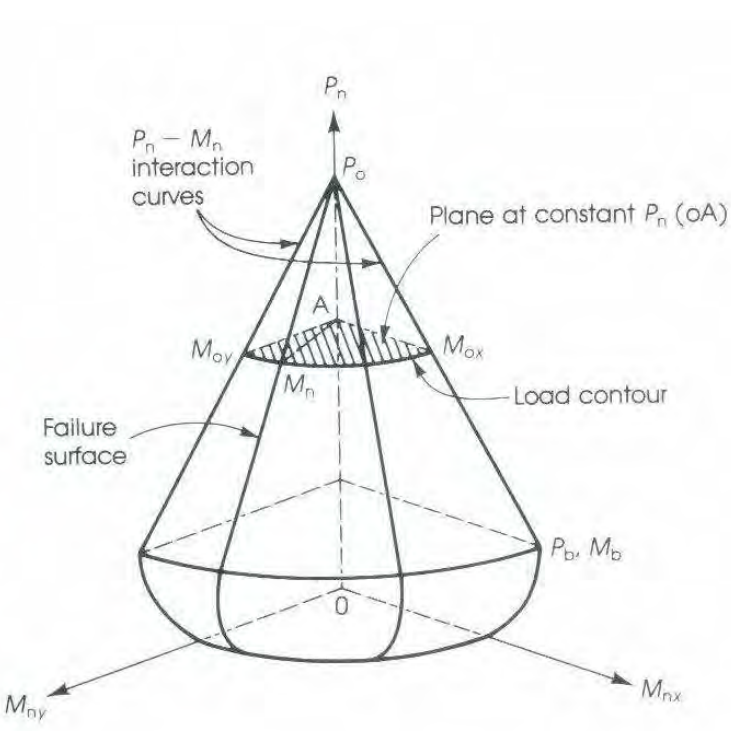


$$M_{nx} = P_n e_{nx}$$

$$M_{ny} = P_n e_{ny}$$

PCA Notes on ACI 318-05 Building Code Requirements for Structural Concrete

BIAXIAL INTERACTION STRENGTH



Biaxial Bending Moments:

$$M_x = P \times e_x$$

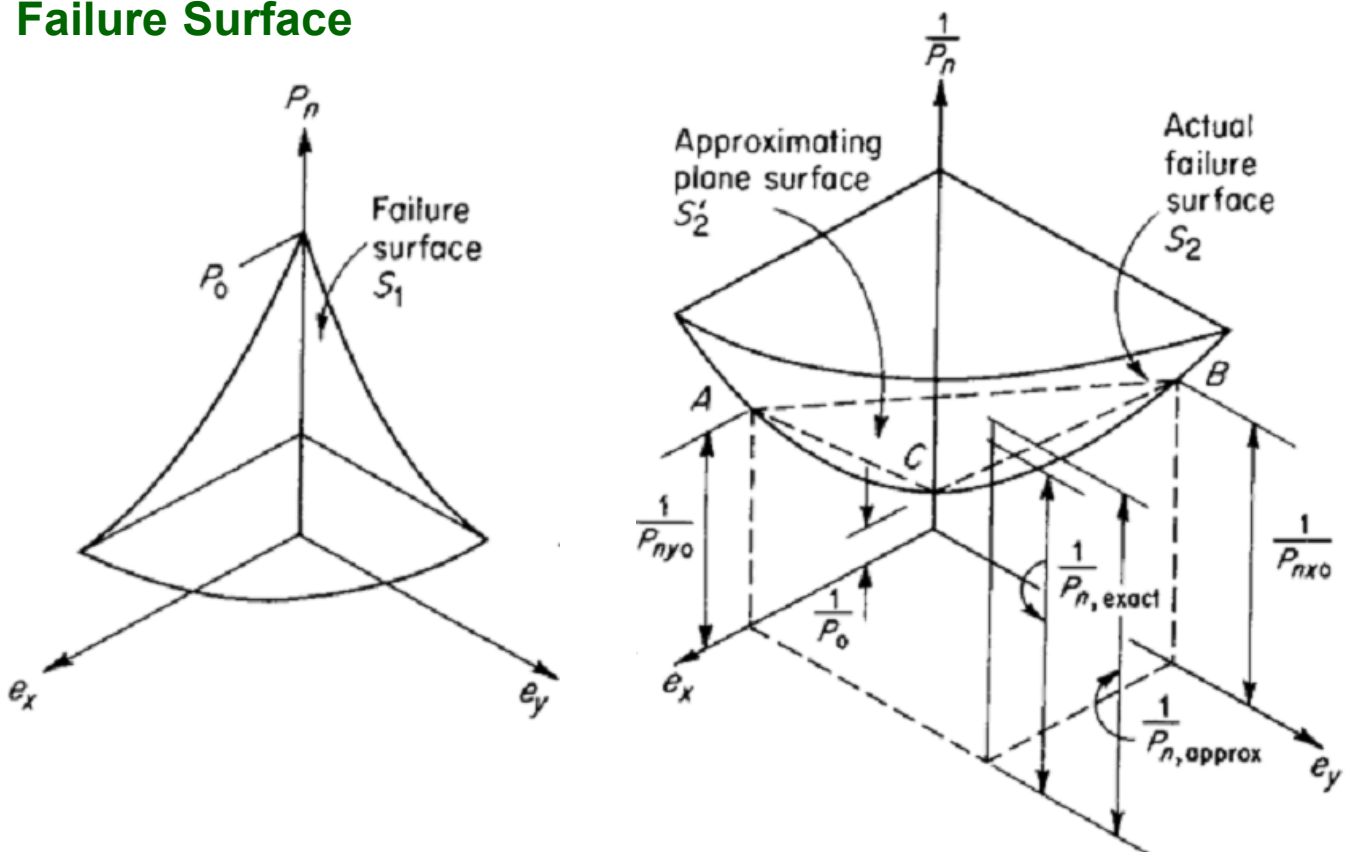
$$M_y = P \times e_y$$

Biaxial Column Design Methods

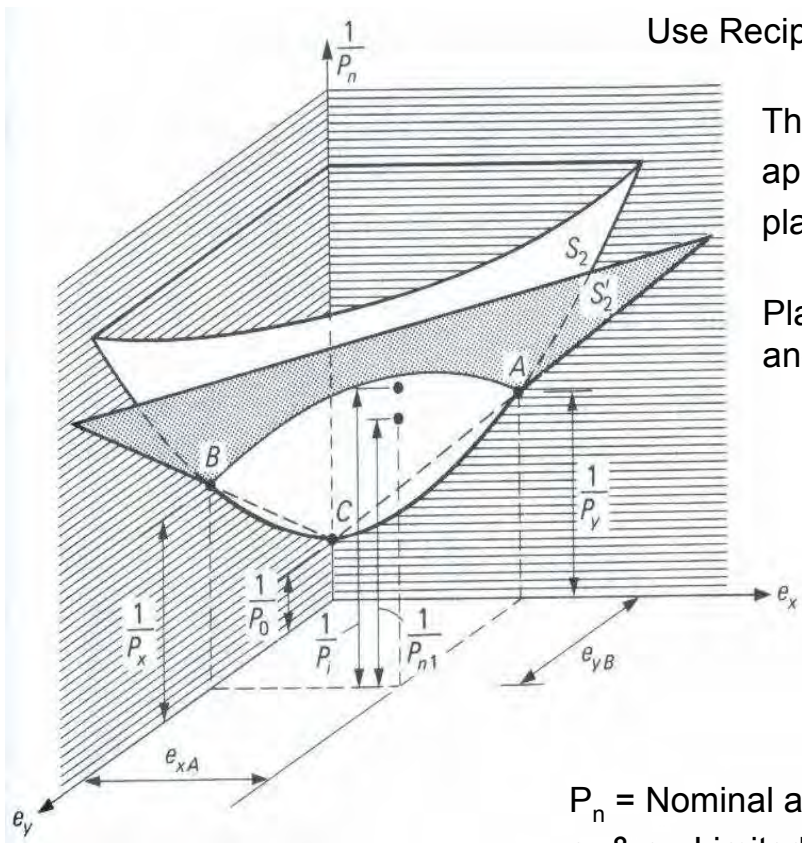
- Bresler Reciprocal Load Method
- Bresler Load Contour Method
- PCA Load Contour Method

Bresler Reciprocal Load Method

Failure Surface



Bresler Reciprocal Load Method



Use Reciprocal Failure surface $S_2 (1/P_n, e_x, e_y)$

The ordinate $1/P_n$ on the surface S_2 is approximated by ordinate $1/P_n$ on the plane $S'_2 (1/P_n, e_x, e_y)$

Plane S_2 is defined by points A, B, and C.

$$\frac{1}{P_n} \approx \frac{1}{P'_n} = \frac{1}{P_{0x}} + \frac{1}{P_{0y}} - \frac{1}{P_0}$$

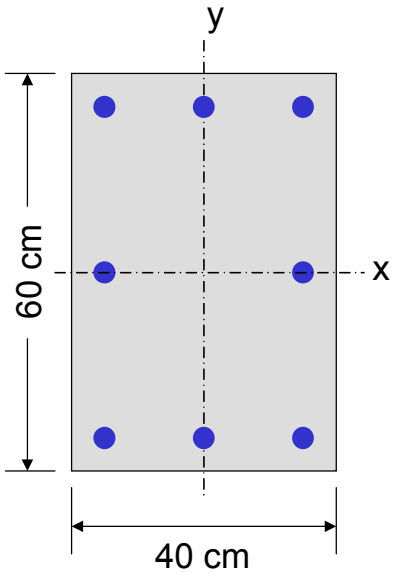
$$\Rightarrow P_n \approx \frac{1}{\frac{1}{P_{0x}} + \frac{1}{P_{0y}} - \frac{1}{P_0}}$$

P_n = Nominal axial load strength at eccentricities, e_x & e_y Limited to cases when $P_n \geq 0.1 f_c A_g$

Bresler Reciprocal Load Method

- P_0 = Axial Load Strength under pure axial compression
(corresponds to point C) $M_{nx} = M_{ny} = 0$
- P_{0x} = Axial Load Strength under uniaxial eccentricity, e_y
(corresponds to point B) $M_{nx} = P_n e_y$
- P_{0y} = Axial Load Strength under uniaxial eccentricity, e_x
(corresponds to point A) $M_{ny} = P_n e_x$

Bresler Reciprocal Load Method Example



The section of a short tied column is 40 × 60 cm. and is reinforced with 8DB32 bars as shown.

Determine the nominal strength P_n of the section if it acts at $e_x = 20$ cm and $e_y = 30$ cm.

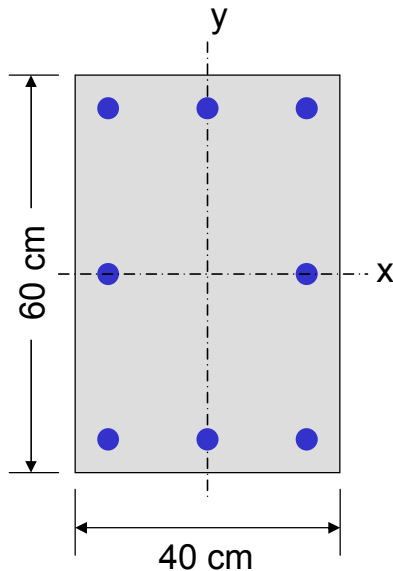
Use $f'_c = 350$ ksc and $f_y = 4,000$ ksc

(1) Compute $P_0 =$ pure axial compression strength

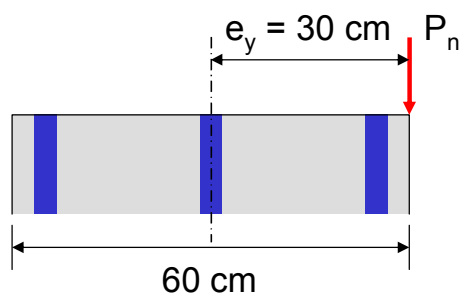
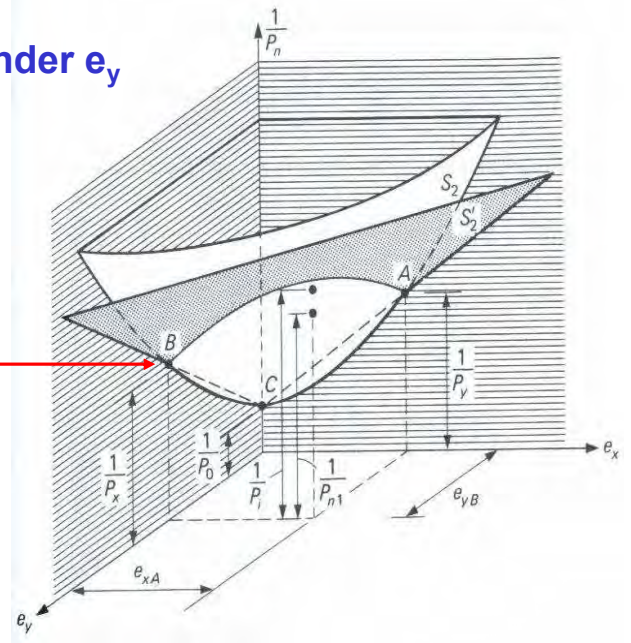
$$A_{st} = 8 (8.04 \text{ cm}^2) = 64.32 \text{ cm}^2$$

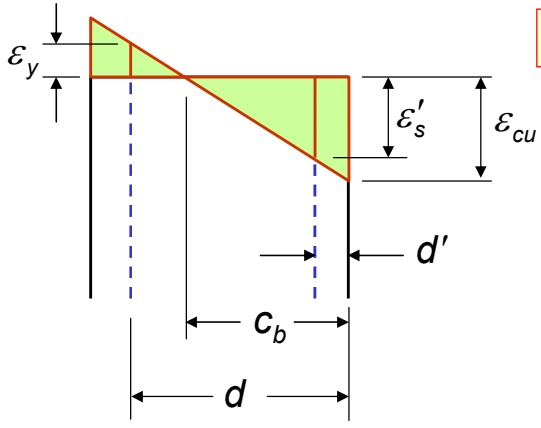
$$\begin{aligned}
 P_0 &= 0.85f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y \\
 &= 0.85(350)(40 \times 60 - 64.32) + 64.32 \times 4,000 \\
 &= 952,145 \text{ kg} = \mathbf{952 \text{ tons}}
 \end{aligned}$$

(2) Compute $P_{0x} =$ axial load strength under e_y



Point B





Balance condition:

$f'_c = 350 \text{ ksc} \rightarrow \beta_1 = 0.80$

$$c_b = \left(\frac{6,120}{6,120 + 4,000} \right) 55 = 33.3 \text{ cm,}$$

$$a_b = 0.80(33.3) = 26.6 \text{ cm}$$

$$C_c = 0.85 f'_c a_b b = 0.85 \times 0.35 \times 26.6 \times 40 = 316.5 \text{ ton}$$

$d' = 5 \text{ cm, } d = 55 \text{ cm}$

$$f'_s = E_s \varepsilon_{cu} \left(\frac{c_b - d'}{c_b} \right) = 6,120 \left(\frac{33.3 - 5}{33.3} \right) = 5,201 \text{ ksc}$$

$$C_s = A'_s f_y = 3(8.04)(4.0) = 96.5 \text{ ton}$$

$$T = A_s f_y = 3(8.04)(4.0) = 96.5 \text{ ton}$$

$$P_b = C_c + C_s - T = 316.5 + 96.5 - 96.5 = 316.5 \text{ ton}$$

$$M_b = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$= 316.5(30 - 26.6/2) + 96.5(30 - 5) + 96.5(55 - 30)$$

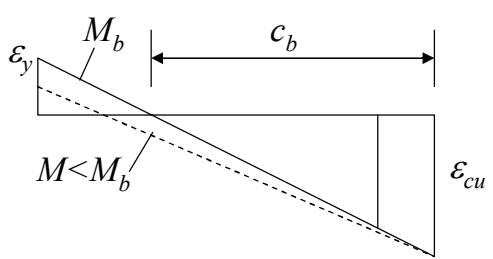
$$= 10,111 \text{ ton-cm} = 101.1 \text{ ton-m}$$

$$e_b = \frac{M_b}{P_b} = \frac{10,111}{316.5} = 31.9 \text{ cm}$$

$$e_y = 30 \text{ cm} < e_b$$

∴ Compression control

Compression Failure: $e < e_b$



$$C_c = 0.85 f'_c a_b b = 0.85 \times 0.35 \times 0.8c \times 40 = 9.52c$$

$$C_s = A'_s f_y = 3(8.04)(4.0) = 96.5 \text{ ton}$$

$$T = A_s f_s = 24.12 f_s$$

$$c > c_b \rightarrow \varepsilon_s < \varepsilon_y \rightarrow f_s < f_y \quad f_s = \varepsilon_{cu} E_s \frac{d - c}{c} = 6,120 \left(\frac{55 - c}{c} \right)$$

$P_n = C_c + C_s - T \quad P_n = 9.52c + 96.5 - 24.12f_s$

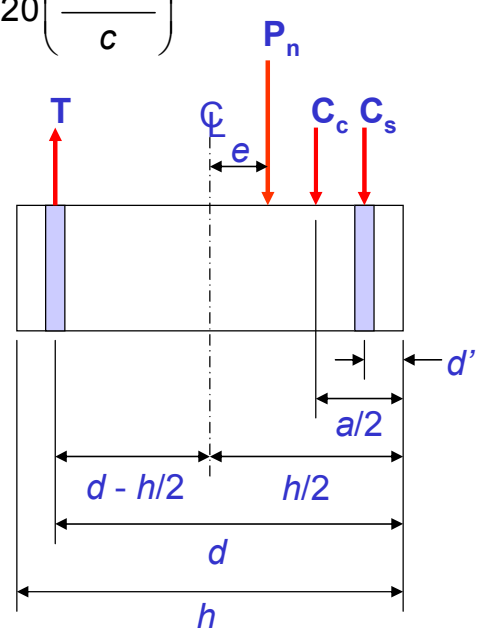
Taking moment about tension steel :

$$P_n \cdot \left(e + d - \frac{h}{2} \right) = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d')$$

$$P_n (70 \text{ cm}) = 9.52c (55 - 0.4c) + 96.5(55 - 5)$$

The resulting equation is :

$$P_n = 7.48c - 0.0544c^2 + 68.93$$



Two equations for P_n :

$$P_n = 9.52c + 96.5 - 24.12f_s$$

$$P_n = 7.48c - 0.0544c^2 + 68.93$$

Equate two equations and solve for f_s : $f_s = 0.00226c^2 + 0.0846c + 1.143$

By definition : $\rightarrow f_s = \epsilon_{cu} E_s \frac{d-c}{c} = 6,120 \left(\frac{55-c}{c} \right)$

$$6,120 \left(\frac{55}{c} - 1 \right) = 0.00226c^2 + 0.0846c + 1.143$$

Solving cubic equation: $c = 54.89 \text{ cm} \rightarrow P_n = 425 \text{ ton}$

$\therefore P_{0x} = 425 \text{ tons}$

Or try to use interaction diagram...

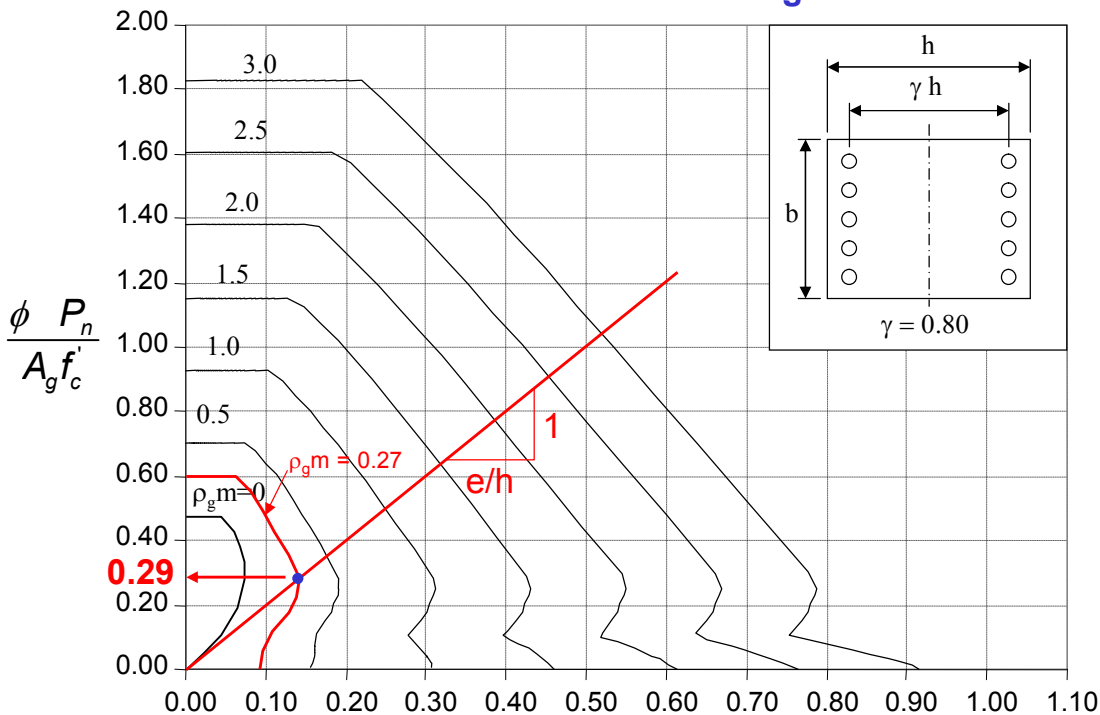
Compute parameters: $m = 4,000 / (0.85 \times 350) = 13.4$

$$A_s = 6(8.04) = 48.24 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 40 \times 60 = 2,400 \text{ cm}^2$$

$$\rho_g m = (48.24 / 2,400)(13.4) = 0.27$$

Normalized Interaction Diagram

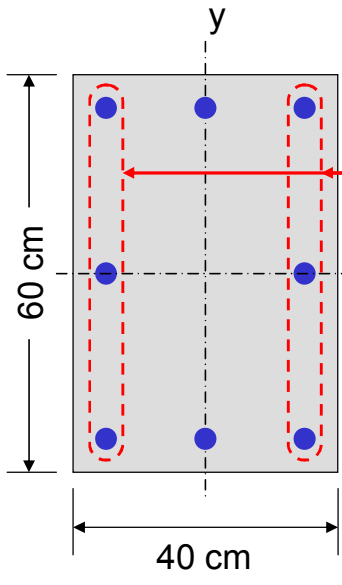


$$\frac{\phi M_n}{A_g h f'_c} \rightarrow \frac{\phi P_n e}{A_g h f'_c} \rightarrow e_y/h = 30/60 = 0.5$$

$$P_n = 0.29(2,400)(0.35)/0.7 = 348 \text{ tons}$$

$\therefore P_{0x} = 348 \text{ tons}$

(3) Compute P_{0y} = axial load strength under $e_x = 20$ cm



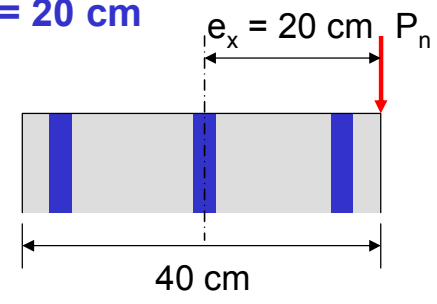
Use interaction diagram :

$$A_s = 6(8.04) = 48.24 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 40 \times 60 = 2,400 \text{ cm}^2$$

$$\rho_g m = (48.24/2,400)(13.4) = 0.27$$

$$e_x/h = 20/40 = 0.5$$



Same as before

$$\therefore P_{0y} = 348 \text{ tons}$$

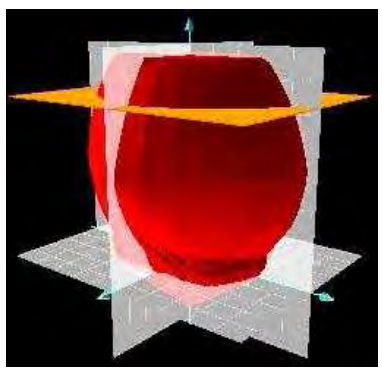
(4) Compute the nominal load

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{0x}} + \frac{1}{P_{0y}} - \frac{1}{P_0} = \frac{1}{348} + \frac{1}{348} - \frac{1}{952}$$

$$P_n = 213 \text{ tons}$$

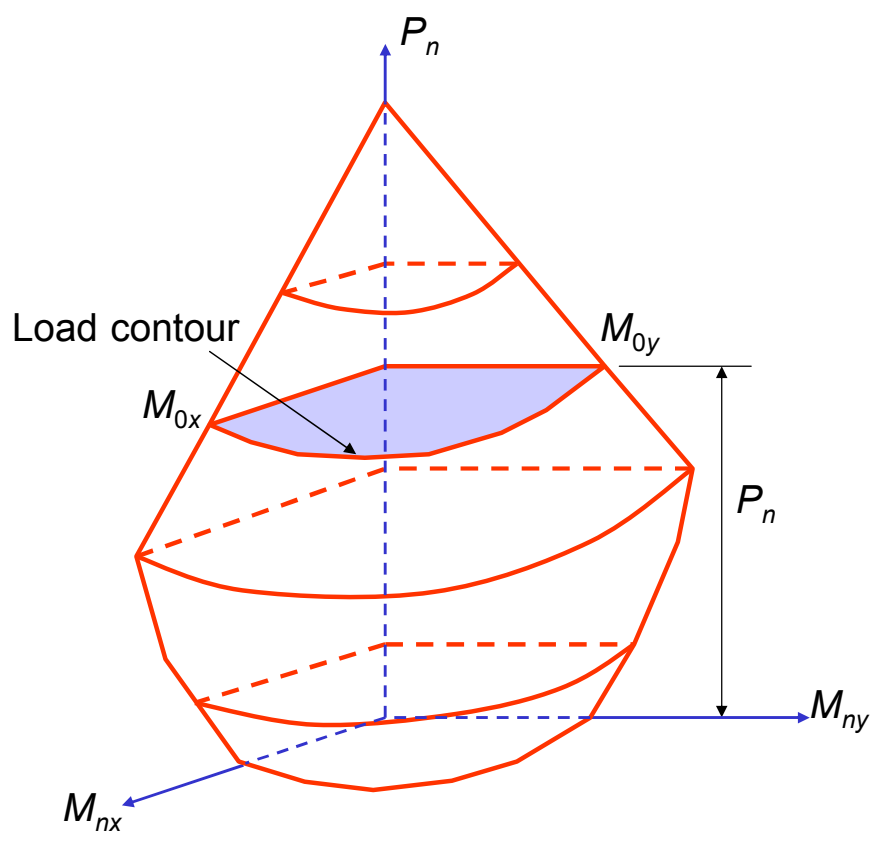
Ans.

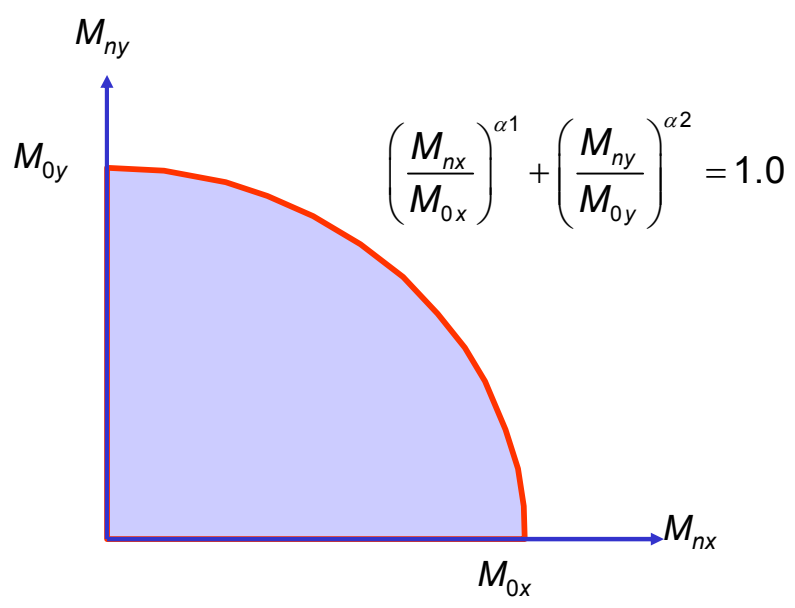
Load Contour Method



Biaxial Interaction Surface

Cut failure surface at constant P_n





where M_{nx} and M_{ny} are the nominal **biaxial** moment strengths in x and y directions.
 M_{0x} and M_{0y} are the nominal **uniaxial** moment strengths in x and y directions.

Bresler's Load Contour Method

Bresler (1960) suggests that it is acceptable to take $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha$

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{0x}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{ny}}{M_{0y}}\right)^\alpha = 1$$

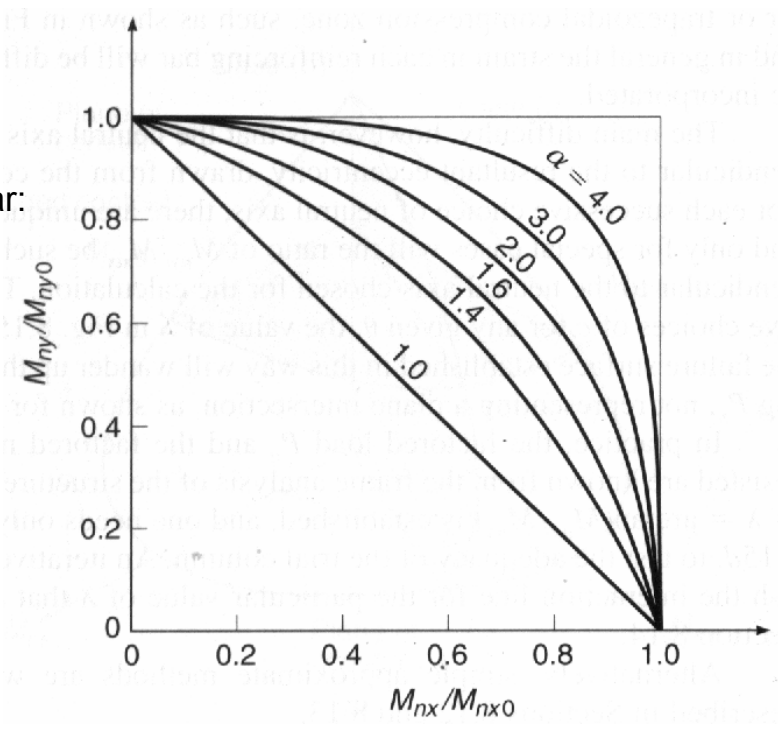
With $\alpha = 1$, interaction becomes linear:

$$\frac{M_{nx}}{M_{0x}} + \frac{M_{ny}}{M_{0y}} = 1$$

Always yield conservative results

It should only be used when

$$P_n < 0.1 f'_c A_g$$

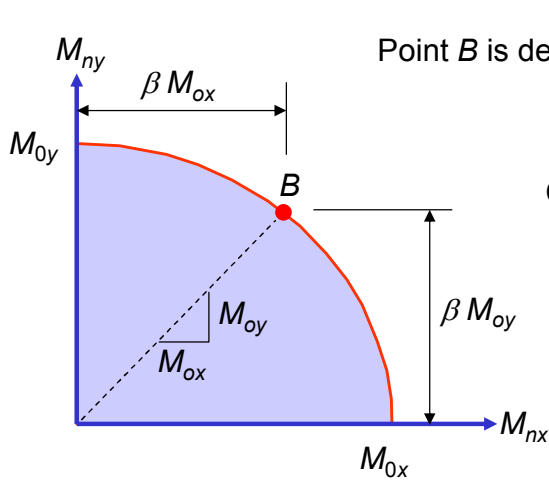




PCA Load Contour Method

PCA approach was developed as an extension of the Bresler Load Contour Method.

Bresler load contour at certain P_n :



Point B is defined as $\frac{M_{nx}}{M_{ny}} = \frac{M_{ox}}{M_{oy}}$

Coordinate of point B : $(\beta M_{ox}, \beta M_{oy})$

Substitute point B in Bresler's equation:

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{ox}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{ny}}{M_{oy}}\right)^\alpha = 1$$

$$\left(\frac{\beta M_{ox}}{M_{ox}}\right)^\alpha + \left(\frac{\beta M_{oy}}{M_{oy}}\right)^\alpha = 1 \quad \rightarrow \quad \alpha = \frac{\log 0.5}{\log \beta}$$

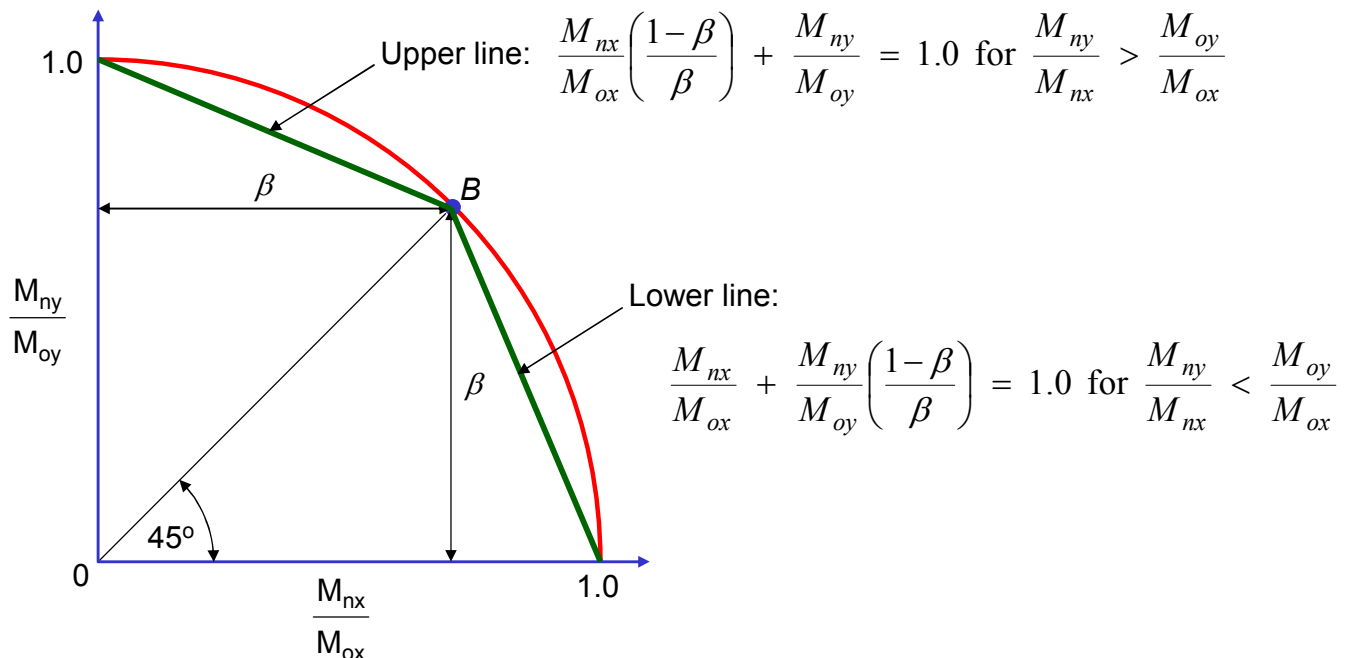
From Notes on ACI 318-05 Building Code Requirements for Structural Concrete, PCA Portland Cement Association, pp.7-15

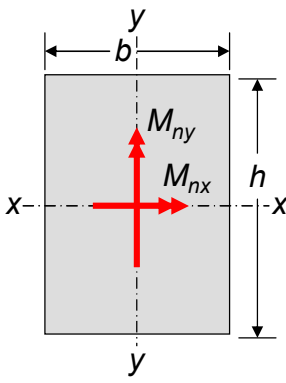
Thus Bresler's equation may be written as:

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{ox}}\right)^{\left(\frac{\log 0.5}{\log \beta}\right)} + \left(\frac{M_{ny}}{M_{oy}}\right)^{\left(\frac{\log 0.5}{\log \beta}\right)} = 1.0$$

$$0.5 \leq \beta \leq 1.0$$

Bilinear Approximation of Load Contour





In design, b and h must be chosen and β is generally assumed to **0.65**.

For rectangular sections with reinforcement equally distributed on all faces, it can be approximated that:

$$\frac{M_{oy}}{M_{ox}} \approx \frac{b}{h}$$

Upper line: for $\frac{M_{ny}}{M_{nx}} > \left(\frac{M_{oy}}{M_{ox}} \approx \frac{b}{h} \right)$

$$\frac{M_{nx}}{M_{ox}} \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right) + \frac{M_{ny}}{M_{oy}} = 1.0$$

$$M_{nx} \left(\frac{M_{oy}}{M_{ox}} \right) \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right) + M_{ny} = M_{oy}$$

$$M_{nx} \frac{b}{h} \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right) + M_{ny} \approx M_{oy}$$

Lower line: for $\frac{M_{ny}}{M_{nx}} < \left(\frac{M_{oy}}{M_{ox}} \approx \frac{b}{h} \right)$

$$\frac{M_{nx}}{M_{ox}} + \frac{M_{ny}}{M_{oy}} \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right) = 1.0$$

$$M_{nx} + M_{ny} \left(\frac{M_{ox}}{M_{oy}} \right) \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right) = M_{ox}$$

$$M_{nx} + M_{ny} \frac{h}{b} \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right) \approx M_{ox}$$

Example 7.8 Design of a Square Column for Biaxial Loading

Determine the required square tied column size and reinforcement for the factored load and moments given. Assume the reinforcement is equally distributed on all faces.

$$P_u = 600 \text{ ton}, \quad M_{ux} = 60 \text{ ton-m}, \quad M_{uy} = 40 \text{ ton-m}$$

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2, \quad f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$$

Solution:

1. Determine required strengths:

$$P_n = P_u / \phi = 600 / 0.7 = 857 \text{ tons}$$

$$M_{nx} = M_{ux} / \phi = 60 / 0.9 = 67 \text{ ton - m}$$

$$M_{ny} = M_{uy} / \phi = 40 / 0.9 = 44 \text{ ton - m}$$

2. Assume $\beta = 0.65$



3. Determine an equivalent uniaxial moment strength

$$\frac{M_{ny}}{M_{nx}} = \frac{19}{47} = 0.40 < \frac{b}{h} = 1.0 \text{ (square column)}$$

Therefore, use lower line equation

$$M_{ox} \approx M_{nx} + M_{ny} \frac{h}{b} \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right)$$

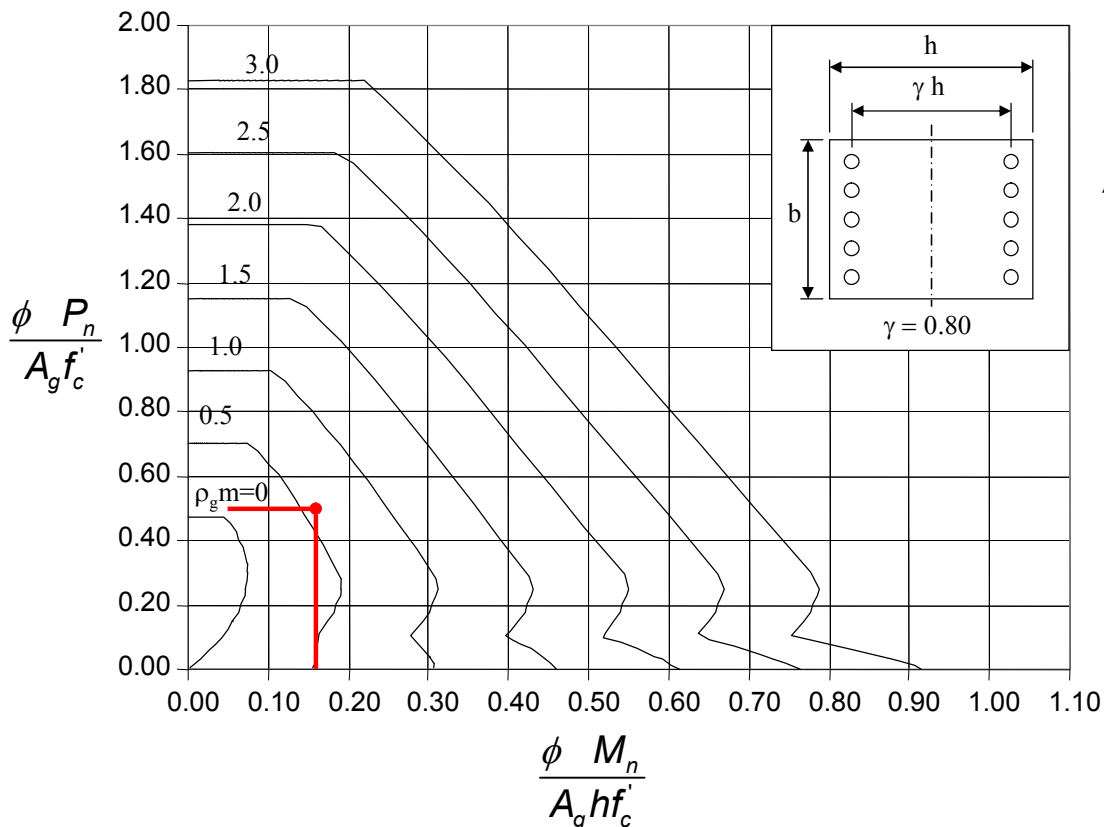
$$= 67 + 44(1.0) \left(\frac{1-0.65}{0.65} \right) = 91 \text{ ton-m}$$

4. Assuming a 60 cm square column,

Determine the reinforcement required to provide an axial load strength $P_n = 779$ tons and an equivalent uniaxial moment strength $M_{ox} = 57$ ton-m

$$\frac{\phi P_n}{A_g f'_c} = \frac{0.7 \times 857}{60 \times 60 \times 0.35} = 0.48 \quad \frac{\phi M_{ox}}{A_g h f'_c} = \frac{0.9 \times 91 \times 100}{60 \times 60 \times 60 \times 0.35} = 0.11$$

Normalized Interaction Diagram



$$m = \frac{4,000}{0.85 \times 350}$$

$$= 13.4$$

$$\rho_g m = \frac{A_s}{A_g} (13.4)$$

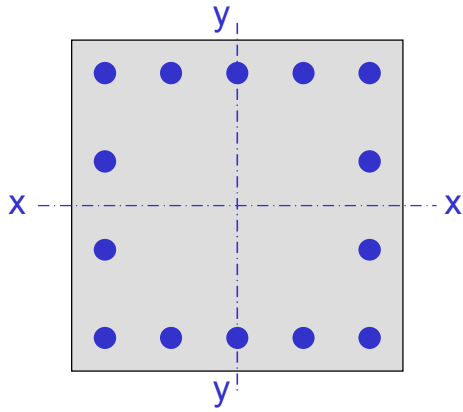
$$= 0.4$$

$$A_s = \frac{0.4}{13.4} \times 60^2$$

$$= 108 \text{ cm}^2$$

Use 14DB32

Square Column Section
60 cm x 60 cm



14DB32

$$A_{st} = 14 (8.04) = 112.56 \text{ cm}^2$$

Column required strengths:

$$P_n = P_u / \phi = 600 / 0.7 = 857 \text{ tons}$$

$$M_{nx} = M_{ux} / \phi = 60 / 0.9 = 67 \text{ ton-m}$$

$$M_{ny} = M_{uy} / \phi = 40 / 0.9 = 44 \text{ ton-m}$$

5. Check a selected section by the methods...

a. Bresler Reciprocal Load Method

Check $P_n \geq 0.1 f'_c A_g$

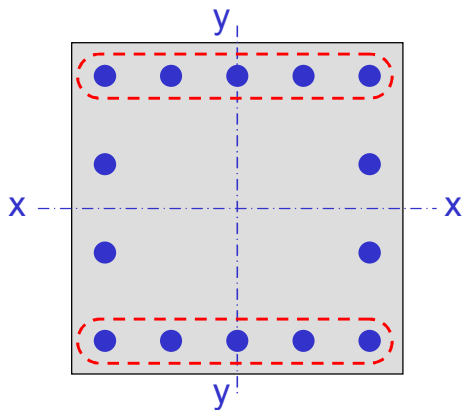
$$857 \text{ tons} > 0.1(0.35)(3,600) = 126 \text{ tons}$$

OK

To employ this method, P_0 , P_{0x} and P_{0y} must be determined.

$$P_0 = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y$$

$$= 0.85 (0.35) (3,600 - 112.56) + 112.56 (4.0) = 1,488 \text{ tons}$$



Compute P_{0x} under $e_y = M_{ny} / P_n = 44(100) / 857 = 5.13 \text{ cm}$

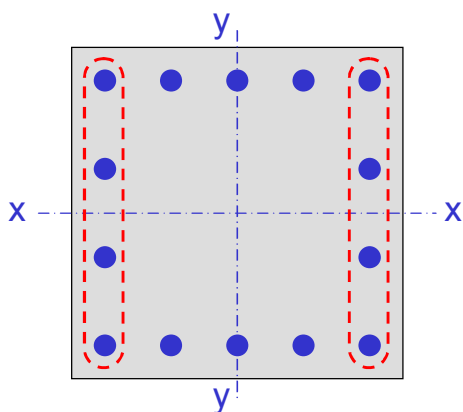
10DB32 $A_s = 10 (8.04) = 80.4 \text{ cm}^2$

$$\rho_g m = (80.4 / 3,600) (13.4) = 0.30$$

$$e_y / h = 5.13 / 60 = 0.0855$$

From interaction diagram

$P_{0x} = 1,206 \text{ tons}$



Compute P_{0y} under $e_x = M_{nx} / P_n = 67(100) / 857 = 7.82 \text{ cm}$

8DB32 $A_s = 8 (8.04) = 64.32 \text{ cm}^2$

$$\rho_g m = (64.32 / 3,600) (13.4) = 0.24$$

$$e_x / h = 7.82 / 60 = 0.13$$

From interaction diagram

$P_{0y} = 1,008 \text{ tons}$

$$P_n = 857 \text{ tons} \leq \frac{1}{\frac{1}{P_{0x}} + \frac{1}{P_{0y}} - \frac{1}{P_0}} < \frac{1}{\frac{1}{1206} + \frac{1}{1008} - \frac{1}{1488}} = 870 \text{ tons}$$

OK

Modified Load Contour Method

The interaction expression for the load and bending moments about the two axes is

$$\left(\frac{P_n - P_{nb}}{P_{no} - P_{nb}} \right) + \left(\frac{M_{nx}}{M_{nbx}} \right)^{1.5} + \left(\frac{M_{ny}}{M_{nby}} \right)^{1.5} = 1.0$$

where

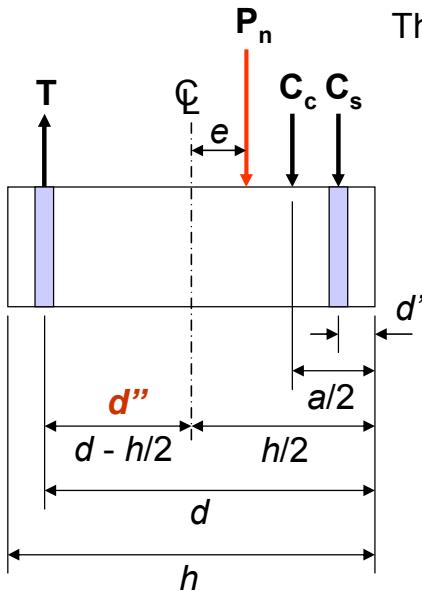
P_n = nominal axial compression (positive), or tension (negative)

M_{nx}, M_{ny} = nominal bending moments about the x- and y-axis respectively

P_{no} = maximum nominal axial compression (positive) or axial tension (negative)
 $= 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$

P_{nb} = nominal axial compression at the limit strain states ($\epsilon_t = 0.002$)

M_{nbx}, M_{nby} = nominal bending moment about the x- and y-axis respectively,
 at the limit strain state ($\epsilon_t = 0.002$)



The value of P_{nb} and M_{nb} can be obtained from:

$$P_{nb} = 0.85 f'_c \beta_1 c_b b + A'_s f'_s - A_s f_y$$

$$M_{nb} = P_{nb} e_b = C_c \left(d - \frac{a}{2} - d'' \right) + C_s (d - d' - d'') + T d''$$

where

a = depth of the equivalent block = $\beta_1 c_b$

$$c_b = \left(\frac{0.003}{f_y / E_s + 0.003} \right) d = \left(\frac{6,120}{6,120 + 4,000} \right) d$$

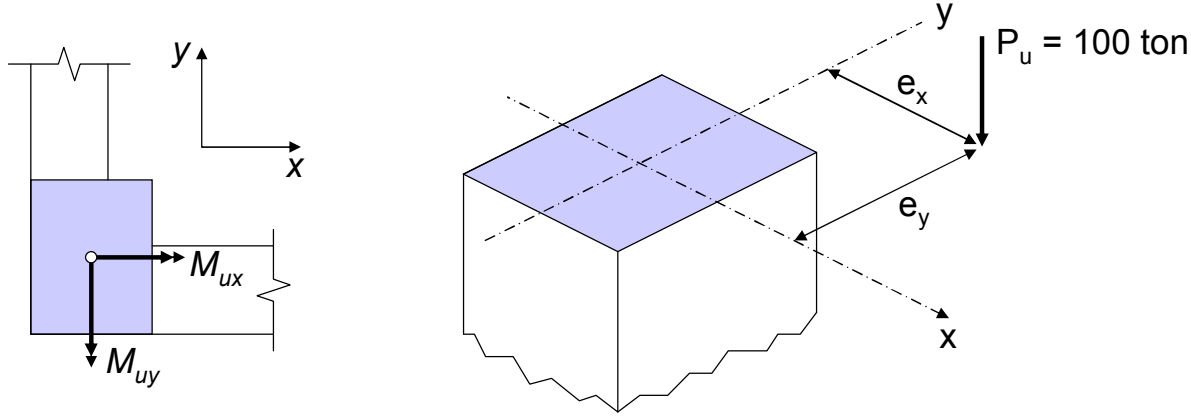
f'_s = stress in the compressive reinforcement

$$= f_y \text{ if } f'_s \geq f_y$$

T = Force in the tensile side reinforcement

EXAMPLE 18 – 3 : Design of a Biaxially Loaded Column by the Modified Load Contour Method

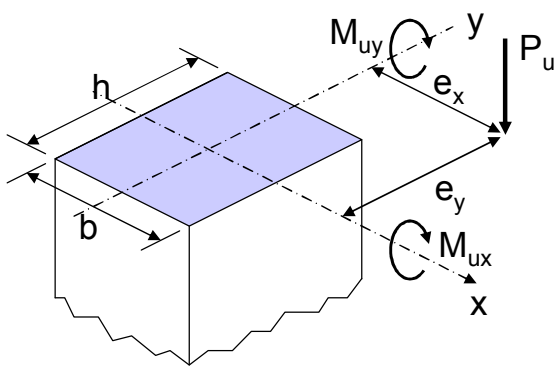
A nonslender corner column is subjected to a factored compressive load $P_u = 100$ ton, a factored bending moment $M_{ux} = 18$ t-m about the x axis, and a factored bending moment $M_{uy} = 12$ t-m about y axis. Given $f'_c = 280$ ksc, $f_y = 4,000$ ksc



Solution: Step 1: Calculate equivalent uniaxial bending moment assuming equal numbers of bars on all faces

Assume that $\phi = 0.70$ for tied columns.

Required nominal $P_n = 100/0.7 = 143$ ton



Required nominal $M_{nx} = 18/0.7 = 25.7$ t-m

Required nominal $M_{ny} = 12/0.7 = 17.1$ t-m

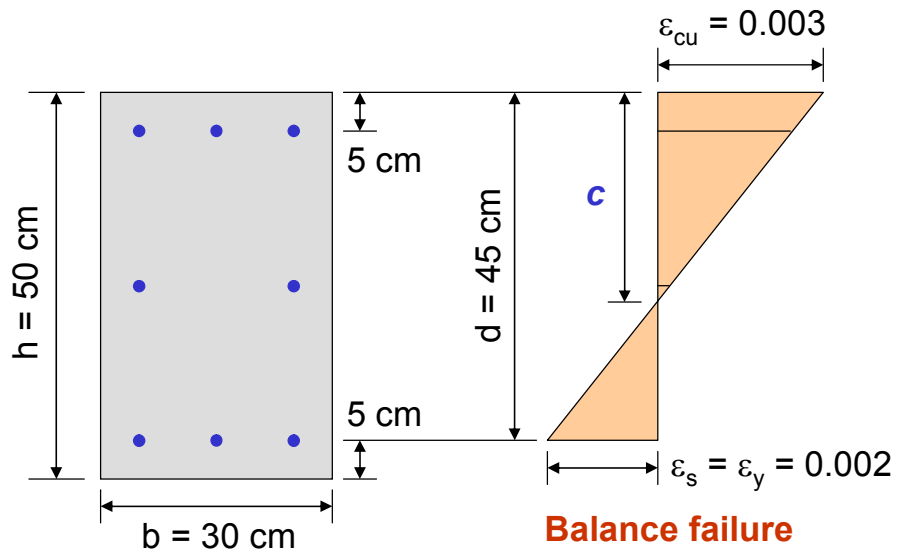
$e_y = M_{nx} / P_n = 25.7(100)/143 = 18.0$ cm

$e_x = M_{ny} / P_n = 17.1(100)/143 = 12.0$ cm

x : axis parallel to the shorter side b

y : axis parallel to the longer side h

Assume column section : $b = 30$ cm, $h = 50$ cm, $d' = 5$ cm, and $A_s = 8DB25$

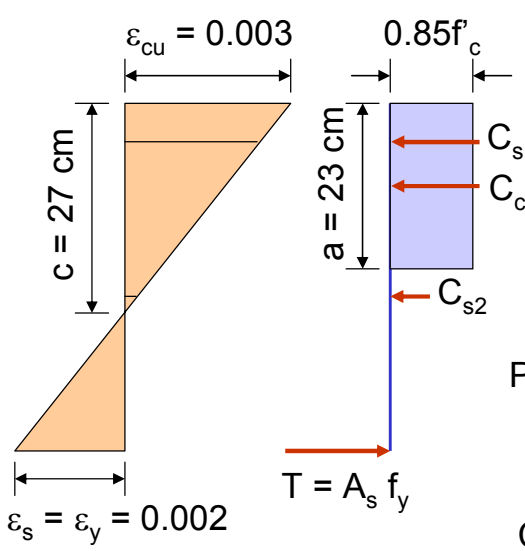


$$\frac{c}{d} = \frac{0.003}{0.003 + 0.002} = 0.6$$

$$c = 0.6(45) = 27 \text{ cm}$$

$$a = \beta_1 c = 0.85(27) = 23 \text{ cm}$$

Balance failure



Compute P_{nb} :

$$f'_s = 6120(1-d'/c) = 6120(1-5/27) = 4987 \text{ ksc USE } f_y = 4000 \text{ ksc}$$

$$f'_s = 6120(1-25/27) = 453 \text{ ksc}$$

$$P_{nb} = \text{nominal axial compression at the limit strain} = C_c + C_{s1} + C_{s2} - T$$

$$C_c = 0.85f'_c b a = 0.85(0.28)(30)(23) = 164.2 \text{ ton}$$

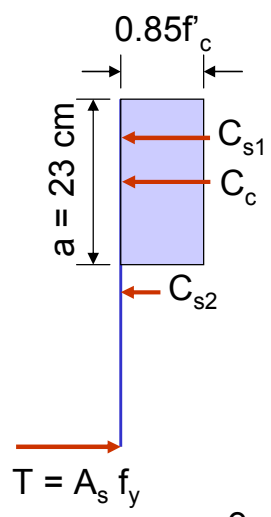
$$C_{s1} = (3\text{DB}25=14.73)(4.0) = 58.9 \text{ ton}$$

$$C_{s2} = (2\text{DB}25=9.82)(0.453) = 4.5 \text{ ton}$$

$$T = (3\text{DB}25=14.73)(4.0) = 58.9 \text{ ton}$$

$$P_{nb} = 164.2 + 58.9 + 4.5 - 58.9 = 168.7 \text{ ton}$$

Compute M_{nbx} :

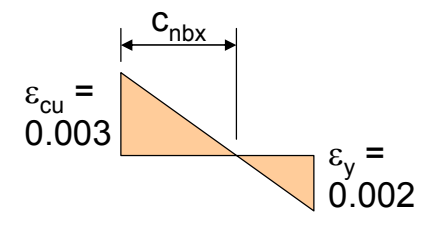


$$M_{nbx} = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{nbx} = 164.2(25 - 23/2) + 58.9(25 - 5) + 58.9(45 - 25) = 4573 \text{ t-cm} = 45.7 \text{ t-m}$$

$$e_{by} = \frac{M_{nbx}}{P_{nb}} = \frac{4573}{168.7} = 27.1 \text{ cm}$$

$e_{by} > e_y = 17.8 \text{ cm}$, hence compression failure

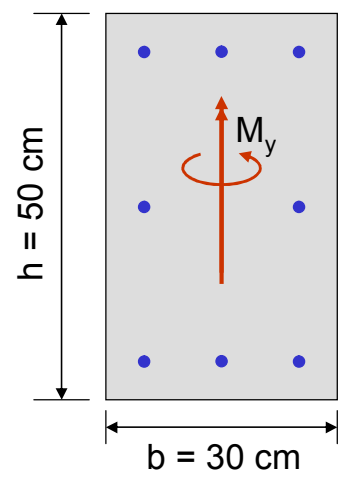


Compute M_{nby} :

$$a_{nbx} = \beta_1 C_{nbx} = 0.85(0.6)(d=25) = 13 \text{ cm}$$

$$M_{nby} = 0.85 \times 0.28 \times 50 \times 12.75(15 - 13/2) + 58.9(15 - 5) + 58.9(25 - 15)$$

$$= 2468 \text{ t-cm} = 24.7 \text{ t-m}$$





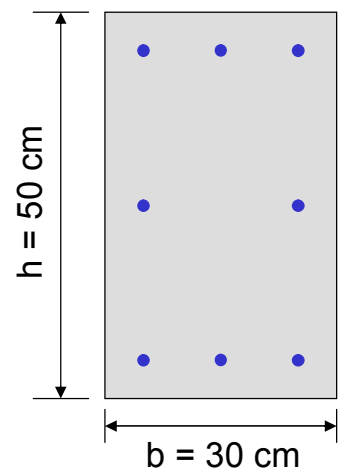
$$\begin{aligned} P_{no} &= 0.85f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y \\ &= 0.85 \times 0.24 (30 \times 50 - 8 \times 4.91) + 8 \times 4.49 \times 4.0 \\ &= 442 \text{ ton} \end{aligned}$$

Using the interaction surface expression for biaxial bending

$$\begin{aligned} &\left(\frac{P_n - P_{nb}}{P_{no} - P_{nb}} \right) + \left(\frac{M_{nx}}{M_{nbx}} \right)^{1.5} + \left(\frac{M_{ny}}{M_{nby}} \right)^{1.5} \\ &= \frac{143 - 168.7}{442 - 168.7} + \left(\frac{25.7}{45.7} \right)^{1.5} + \left(\frac{17.1}{24.7} \right)^{1.5} \\ &= -0.094 + 0.422 + 0.576 = 0.904 < 1.00 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Hence, accept the design, namely,

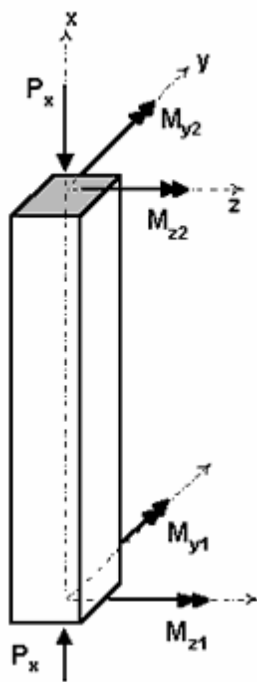
$$\mathbf{b = 30 \text{ cm, } h = 50 \text{ cm, } d = 45 \text{ cm, and } A_s = 8\text{DB25}}$$





Biaxial RC Column

ในตัวอย่างนี้จะสาธิตการออกแบบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่รับแรงอัดและโมเมนต์คดสองแกน



Example 7.8 Design of a Square Column for Biaxial Loading

Determine the required square tied column size and reinforcement for the factored load and moments given. Assume the reinforcement is equally distributed on all faces.

$$P_u = 600 \text{ ton,}$$

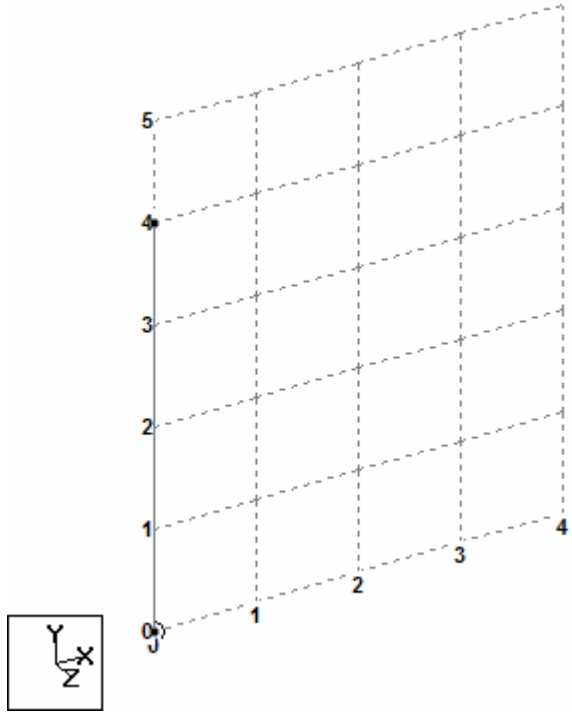
$$M_{ux} = 60 \text{ ton-m,}$$

$$M_{uy} = 40 \text{ ton-m}$$

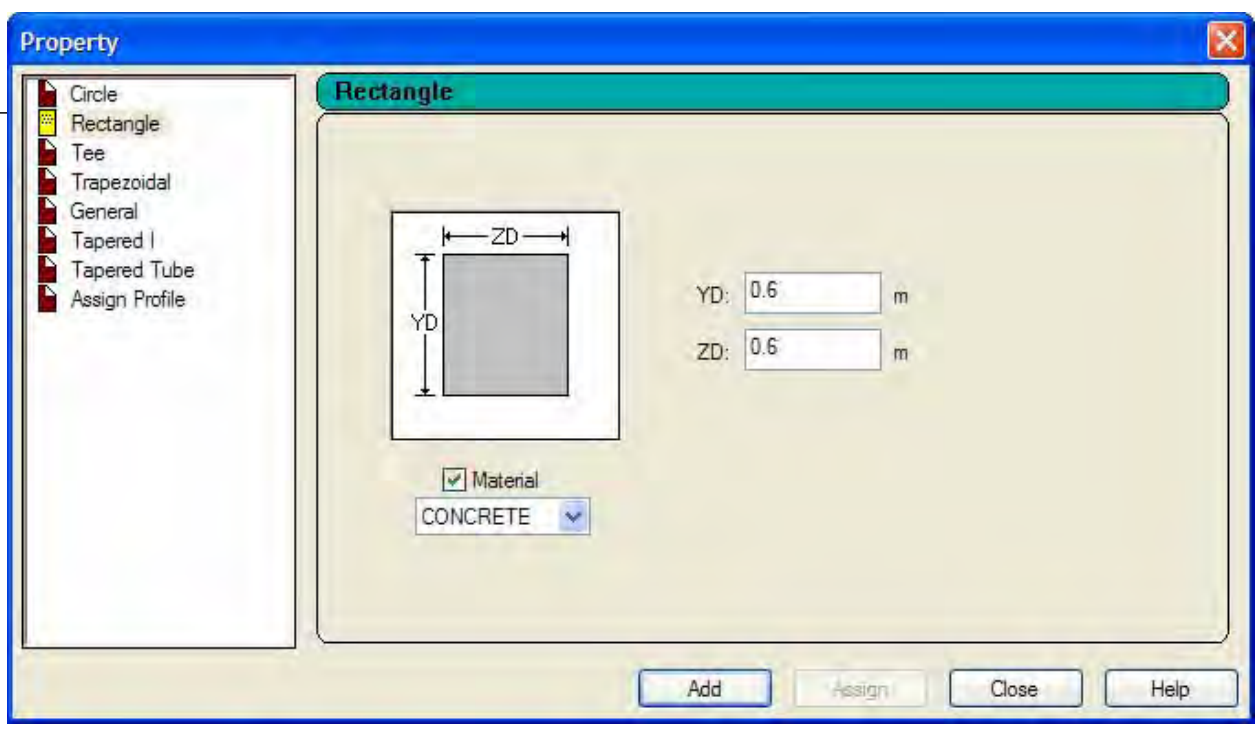
$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2,$$

$$f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$$

- เริ่มต้นโปรแกรม เลือกชนิดโครงสร้าง Space ตั้งชื่อว่า **BiaxialColumn.std**
- เลือกหน่วยความยาว **Meter** หน่วยแรง **Metric Ton**
- เริ่มต้นสร้างโมเดลเป็นเสาหนึ่งต้นสูง **4 เมตร** ในแนวแกน **Y**



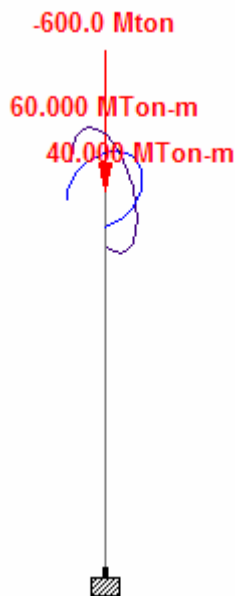
- ไปหน้า **General > Property** คลิกปุ่ม **Define...** เลือก **Rectangle** กำหนดค่าดังนี้
 - **YD = 0.60 m, ZD = 0.60 m** กำหนดเป็นหน้าตัดคานทั้งหมด
 - **Material** เลือกเป็น **Concrete**



- คลิกปุ่ม **Add** ตามด้วย **Close**
- เลือก **Assign To View** แล้วคลิกปุ่ม **Assign**
- ไปยังหน้า **General > Support** สร้างจุดรองรับแบบ **Fixed** แล้วกำหนดให้ที่ฐานเสา

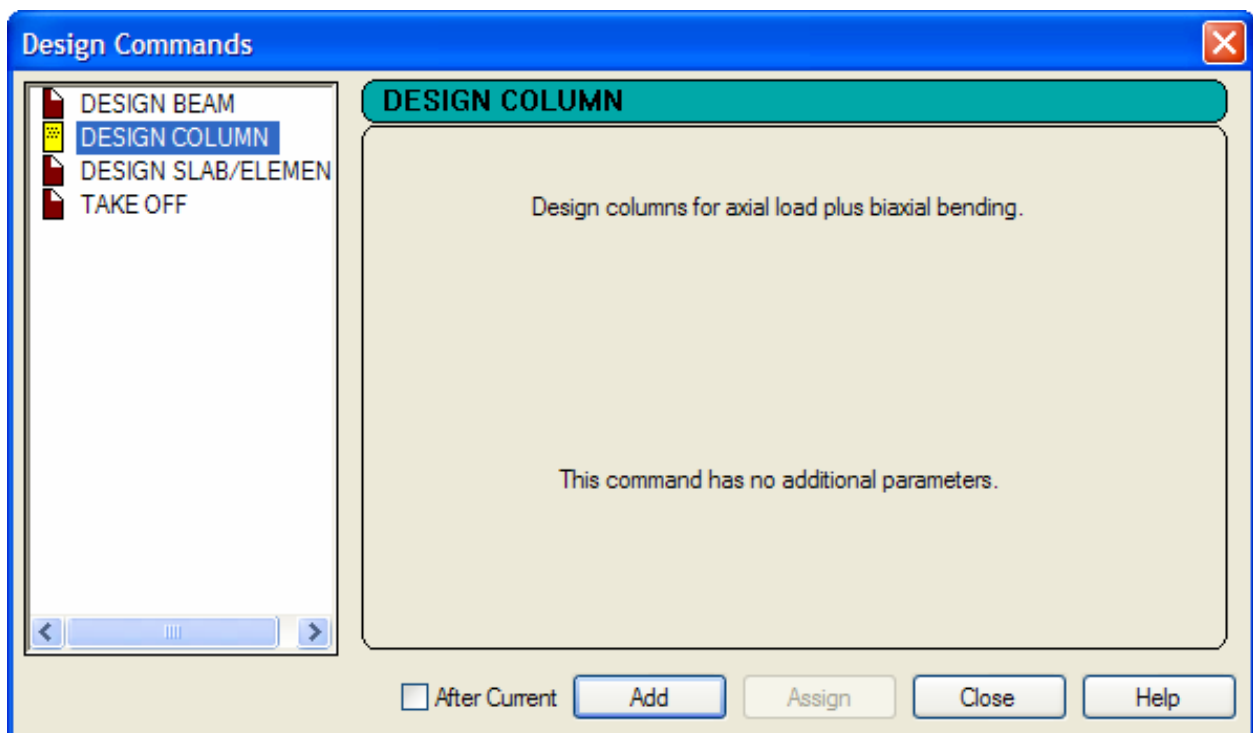


- ไปที่หน้า **General > Load** สร้างกรณีบรรทุก **LOAD CASE 1** คลิกปุ่ม **Add** ตามด้วย **Close**
- คลิกปุ่ม **Add...** เลือกรายการ **Nodal Load | Node** สร้างเพิ่มสามรายการคือ
 - **Fy = -600 MTon** คลิกปุ่ม **Add**
 - **Mx = 60 MTonm** คลิกปุ่ม **Add**
 - **Mz = 40 MTonm** คลิกปุ่ม **Add** ตามด้วย **Close**
- **Assign** นำหนักบรรทุกทั้งสามรายการให้ที่ปลายบนหัวเสา



- ไปที่หน้า **Analysis/Print** เลือก **Print Option** ที่ต้องการ แล้วคลิกปุ่ม **Add**
- ลองสั่งรันการคำนวณ **Analyze > Run Analysis...**

- เลือกเมนู **Commands > Loading > Load List** เพื่อกำหนดกรณีบรรทุกที่จะใช้ในการออกแบบ ในตัวอย่างนี้มีเพียง **Load 1** แล้วกด **OK**
- ไปที่หน้า **Design > Concrete** เลือกมาตรฐานเป็น **ACI**
- เปลี่ยนหน่วยความยาวเป็น **Centimeter** หน่วยแรงเป็น **Kilogram**
- คลิกปุ่ม **Define Parameters...** เพื่อกำหนดค่าพารามิเตอร์ในการออกแบบ
- เลือกรายการ **FC** กำลังอัดประลัยคอนกรีต ใส่ค่า **350 kg/cm²** กดปุ่ม **Add**
- เลือกรายการ **FYMAIN** กำลังครากเหล็กเสริมหลัก ใส่ค่า **4000 kg/cm²** กดปุ่ม **Add**
- เลือกรายการ **MAXMAIN** กำหนดขนาดเหล็กเสริมใหญ่ที่สุดที่จะใช้ในการออกแบบใส่ค่า **32 mm** กดปุ่ม **Add**
- เลือกรายการ **MINMAIN** กำหนดขนาดเหล็กเสริมใหญ่ที่สุดที่จะใช้ในการออกแบบใส่ค่า **16 mm** กดปุ่ม **Add**
- เลือกรายการ **Track** เลือกหัวข้อ (2) กดปุ่ม **Add** ตามด้วย **Close**
- กำหนดรายการที่ยังเป็นเครื่องหมาย ? แบบ **Assign To View**
- คลิกปุ่ม **Commands...** เลือกรายการ **DESIGN COLUMN** แล้วคลิกปุ่ม **Add** กำหนดให้แก่เสา



■ ตั้งรันการคำนวณ **Analyze > Run Analysis...**

■ เปิดดู **Output File** ส่วนที่เป็น **Concrete Design**

```

=====
COLUMN NO.      1  DESIGN PER ACI 318-02 - AXIAL + BENDING

FY - 392.3  FC - 34.3 MPA,  SQRE SIZE - 600.0 X 600.0 MMS, TIED
      AREA OF STEEL REQUIRED = 15192.0  SQ. MM

BAR CONFIGURATION      REINF PCT.      LOAD      LOCATION      PHI
-----
20 - 32 MM              4.468          1          END            0.650
(PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS ON EACH FACE)
TIE BAR NUMBER  12 SPACING 512.00 MM

COLUMN INTERACTION: MOMENT ABOUT Z -AXIS (KN-MET)

-----
P0          Pn max      P-bal.      M-bal.      e-bal. (MM)
16343.20    13074.56    4745.26    1805.10    380.4
M0          P-tens.      Des.Pn      Des.Mn      e/h
1479.02    -6309.55    9052.29    603.49    0.01667
-----

COLUMN INTERACTION: MOMENT ABOUT Y -AXIS (KN-MET)

-----
P0          Pn max      P-bal.      M-bal.      e-bal. (MM)
16343.20    13074.56    4745.26    1805.10    380.4
M0          P-tens.      Des.Pn      Des.Mn      e/h
1479.02    -6309.55    9052.29    905.23    0.02500
-----

          Pn          Mn          Pn          Mn      (@ Z )
P0 | *          12068.83    795.94    6034.41    1687.08
   | *          11063.09    1116.08    5028.68    1779.79
   | *          10057.35    1250.15    4022.94    1799.76
Pn,max | *          9051.62    1379.90    3017.21    1779.32
   | *          8045.88    1492.87    2011.47    1711.80
Pn | *          7040.15    1592.98    1005.74    1611.75
NOMINAL | *          Pn          Mn          Pn          Mn      (@ Y )
AXIAL | *          12068.83    795.94    6034.41    1687.08
COMPRESSION | *          11063.09    1116.08    5028.68    1779.79
Pb | -----*Mb          10057.35    1250.15    4022.94    1799.76
   | *          9051.62    1379.90    3017.21    1779.32
   | *          8045.88    1492.87    2011.47    1711.80
----- | * M0      Mn,          7040.15    1592.98    1005.74    1611.75
P-tens | *          BENDING
   | *          MOMENT

*****END OF COLUMN DESIGN RESULTS*****

```




Building Design

Lecture 17 – Slender Columns



- Column Slenderness
- Buckling of Column
- Alignment Chart
- ACI Moment Magnification

Mongkol JIRAVACHARADET

SURANAREE

INSTITUTE OF ENGINEERING

UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING

Column Slenderness

$$\text{Slenderness ratio} = \frac{kL_u}{r}$$

where **k** = effective length factor (depend on rotational and lateral restraints at the ends of the column)

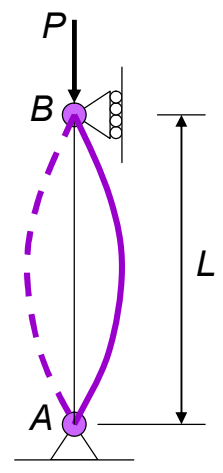
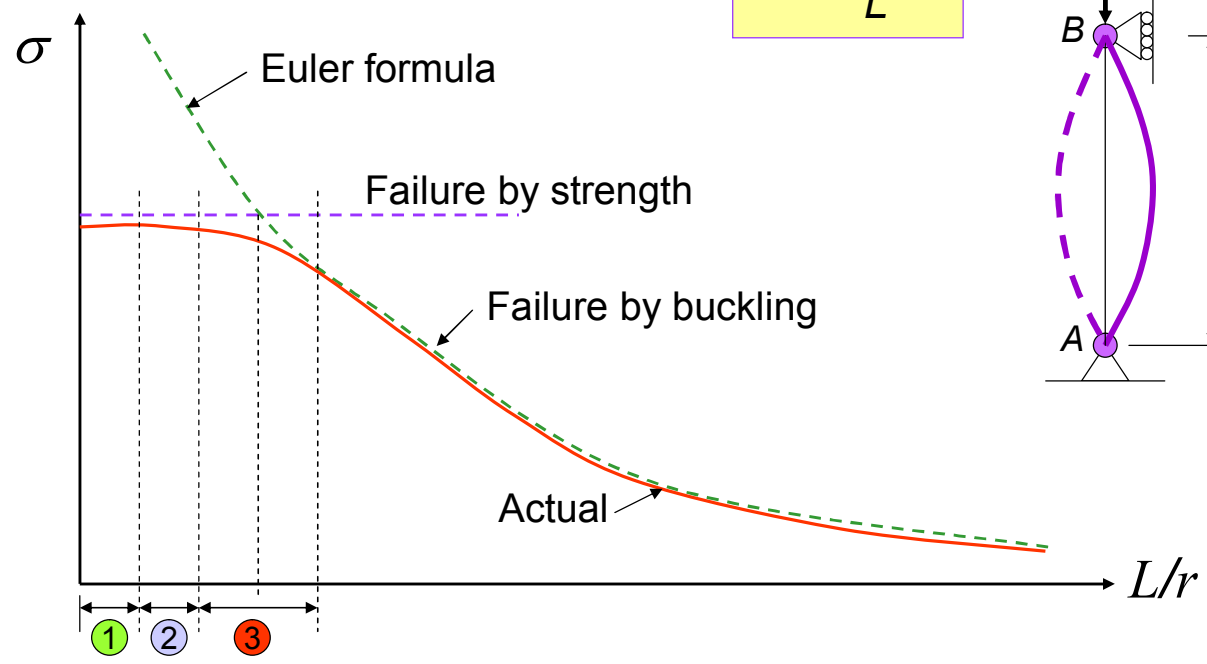
L_u = unsupported column length

r = radius of gyration of the column cross-section

- A column is **slender** if its cross-section is small in comparison to its length.
- **Short column** has strength equal to that computed for its section.
- **Slender column** has strength reduced by second-order deformation.

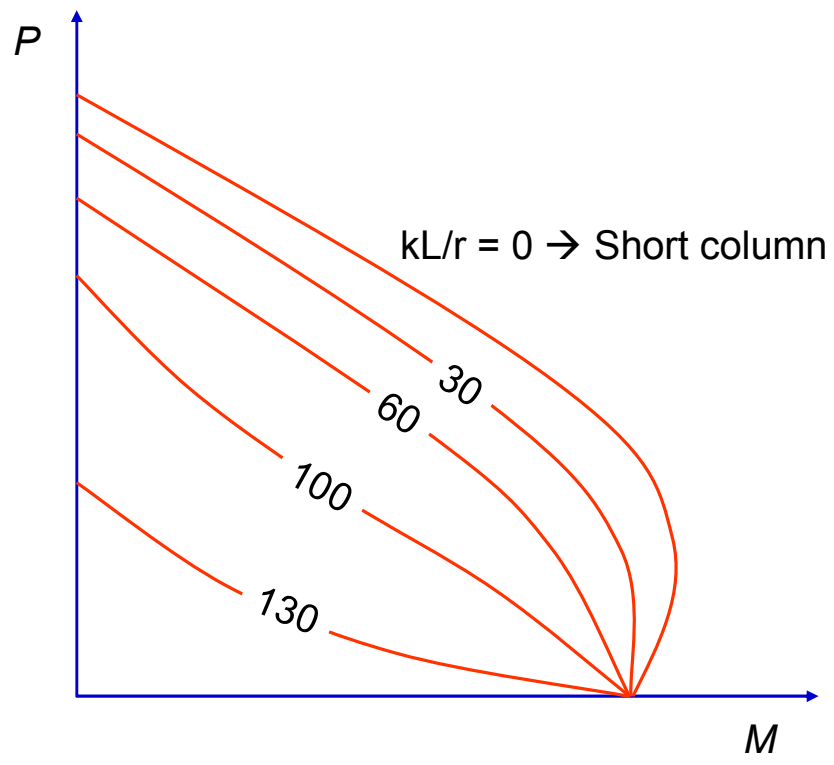
Buckling Strength of Column

$$P = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$



- ① Short blocks and piers $L/r \leq 3$
- ② "Short" columns (small secondary moments)
- ③ "Long" columns (significant secondary moments)

Strength Interaction Diagrams for Slender Columns





10.10 – Slenderness effects in compression members

ACI318-08

10.10.1 – Slenderness effects shall be permitted to be neglected in the following cases:

(a) for compression members not braced against sideway when:

$$\frac{kL_u}{r} \leq 22$$

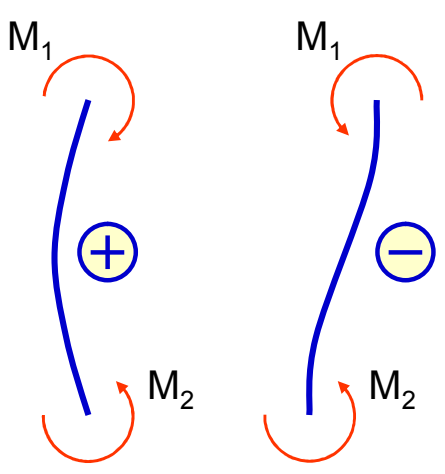
(b) for compression members braced against sideway when:

$$\frac{kL_u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \leq 40$$

where M_1/M_2 is positive if the column is bent in single curvature, and negative if the member is bent in double curvature.

Long - Short Columns

Short Columns:



$$\frac{kL}{r} \begin{cases} \leq 22 & \text{Unbraced members} \\ \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} & \text{Braced members} \end{cases}$$

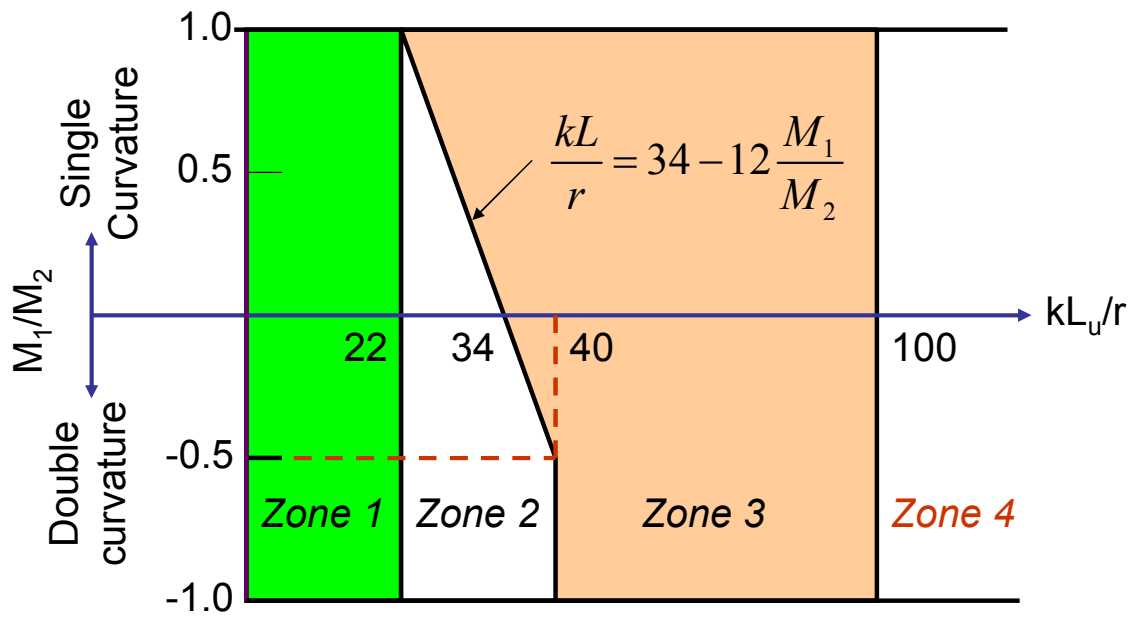
$$\frac{M_1}{M_2} \begin{cases} + & \text{for single curvature} \\ - & \text{for double curvature} \end{cases}$$

$M_2 =$ Largest of two moments

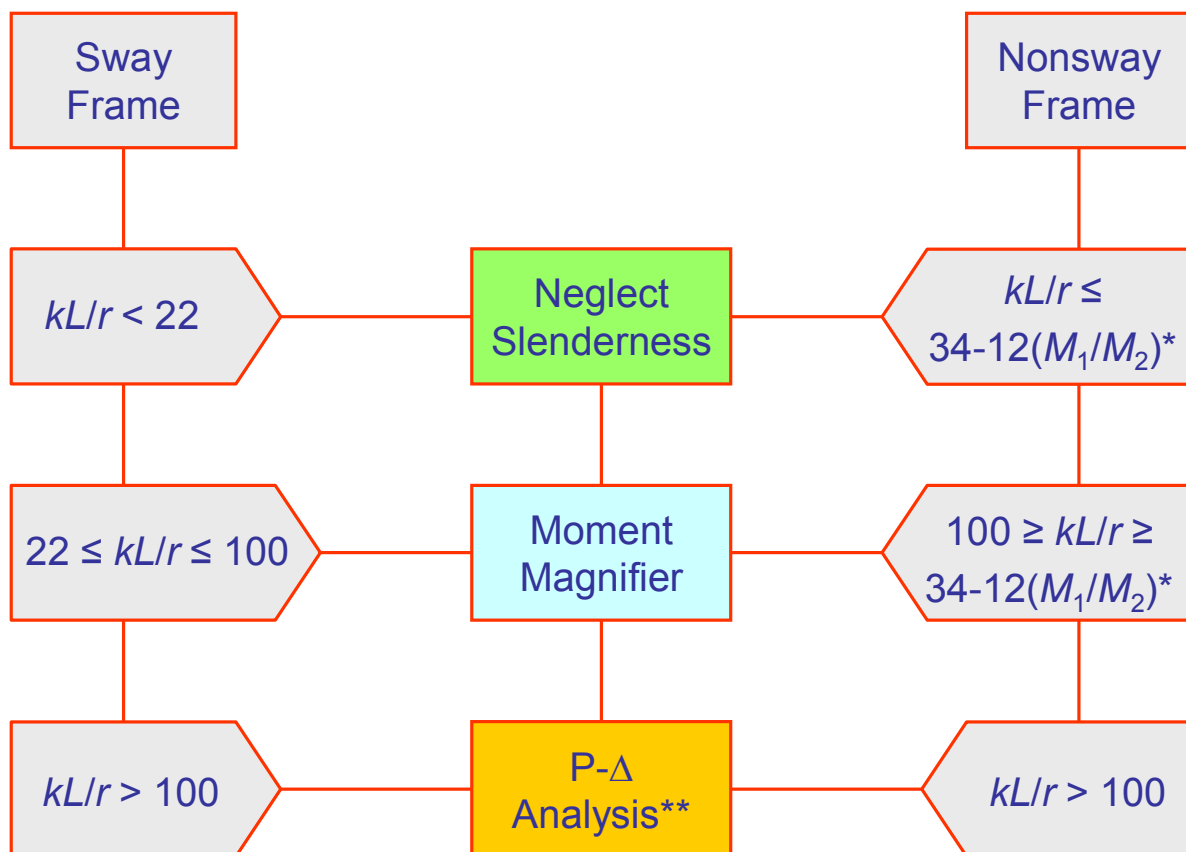
Long Columns:

Otherwise

Column Slenderness Considerations



- Zone 1** : Neglect slenderness, nonsway and sway frames
- Zone 2** : Neglect slenderness, nonsway frames
- Zone 3** : Consider slenderness, moment magnifier method
- Zone 4** : Consider slenderness, second-order(P-Δ) analysis



* $34 - 12(M_1/M_2) \leq 40$

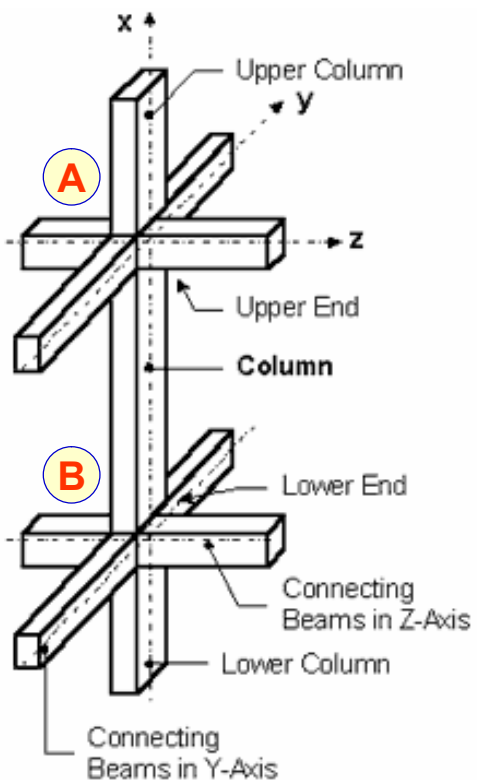
**Permitted for any slenderness ratio

Effective Length Factor (K)

รูปแบบการโก่งเดาะ						
ค่า K ทางทฤษฎี	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
ค่า K ออกแบบ	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0
สัญลักษณ์การยึดปลาย		ไม่มีการหมุน และไม่มีการเคลื่อนที่				
		มีการหมุน และไม่มีการเคลื่อนที่				
		ไม่มีการหมุน และ มีการเคลื่อนที่				
		มีการหมุน และ มีการเคลื่อนที่				

Alignment Chart

The primary design aid to estimate the effective length factor **k**



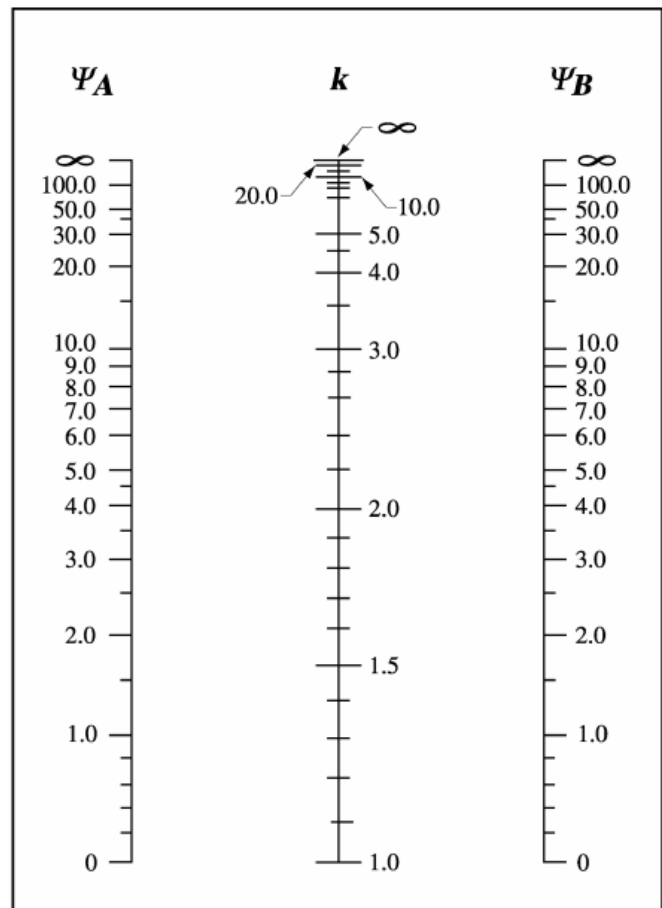
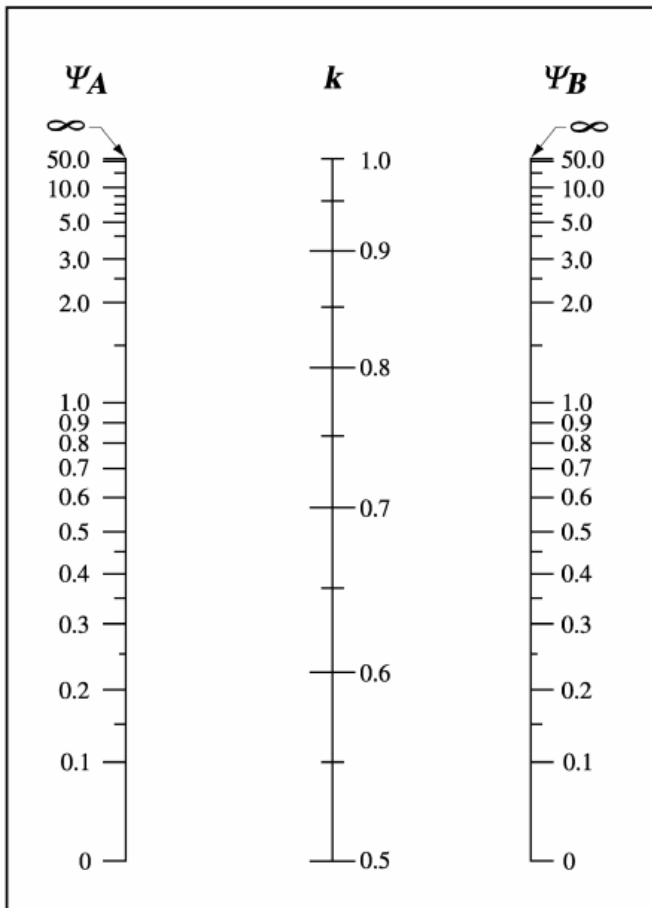
$$\psi = \frac{\sum EI / l_u \text{ of columns}}{\sum EI / l_u \text{ of beams}}$$

ψ_A and ψ_B are the top and bottom factors of the column.

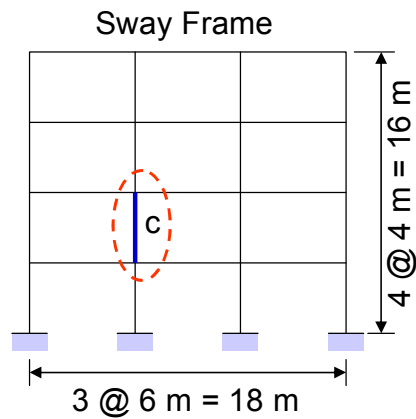
For a hinged end ψ is infinite or 10 and for a fixed end ψ is zero or 1

Nonsway Frames

Sway Frames



EXAMPLE 1: Compute an effective length factor k

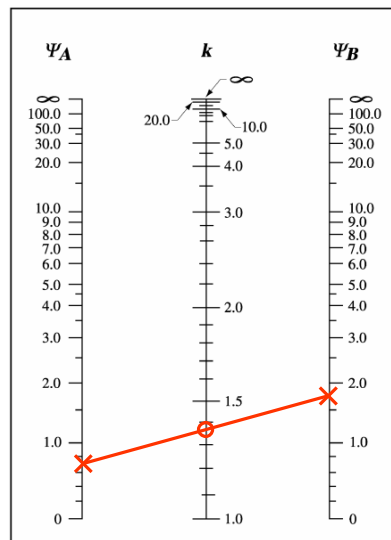


$$\Psi_A = \frac{\sum I_c / L}{\sum I_b / L} = \frac{(30 \times 30^3 + 40 \times 40^3) / (12 \times 4)}{2(30 \times 50^3) / (12 \times 6)}$$

$$= 0.674$$

$$\Psi_B = \frac{(40 \times 40^3 + 50 \times 50^3) / (12 \times 4)}{2(30 \times 50^3) / (12 \times 6)} = 1.762$$

- 30 x 30 cm
- A** 30 x 50 cm
- 40 x 40 cm
- B** 30 x 50 cm
- 50 x 50 cm



From alignment chart,

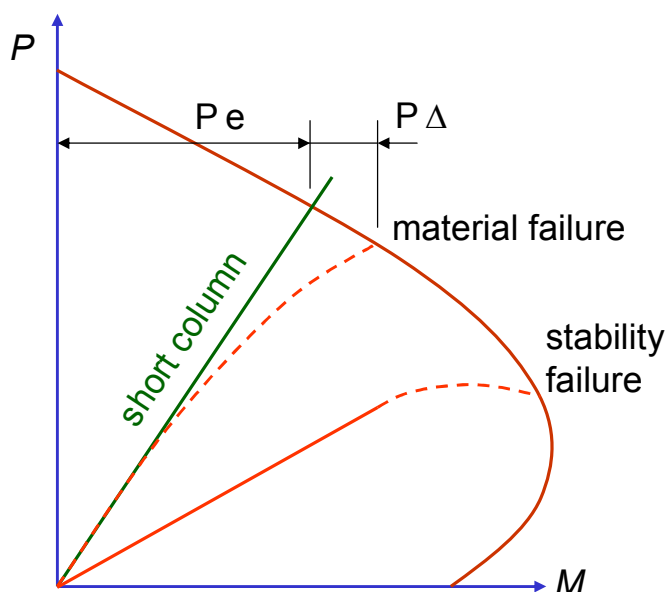
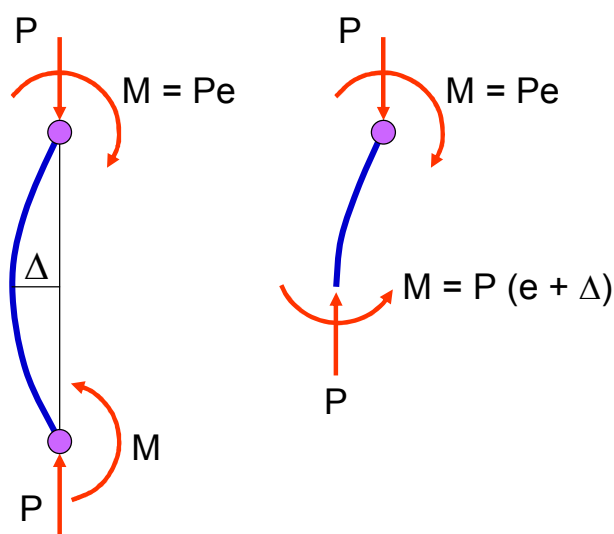
$$k = 1.37$$

Ans.



Strength Interaction for Slender Columns

Due to loading, the column has a deflection Δ which will cause an additional (secondary) moment in the column.

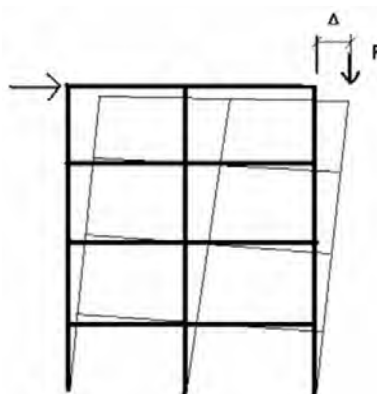
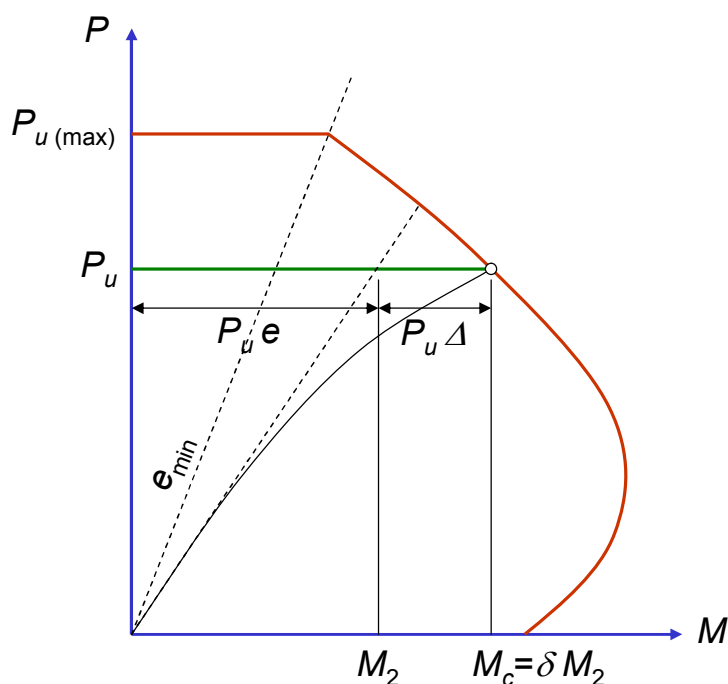


If a column is very slender, its deflections may increase indefinitely with an increase in the load P .

Loading moment (P-M) magnification interaction diagram

Consider a slender column subjected to axial load P_u at an eccentricity e .

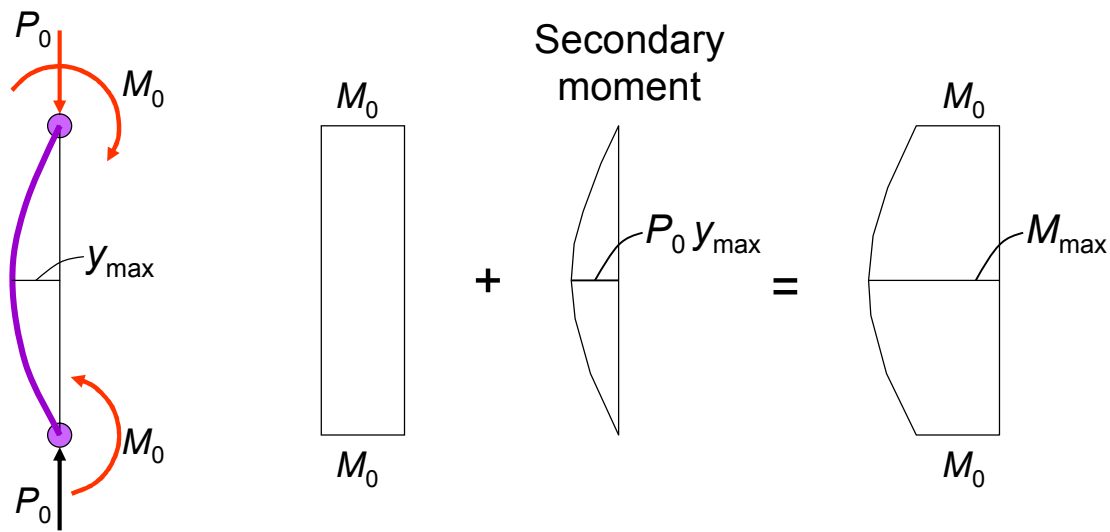
Lateral displacement Δ causes the total moment to become: $P_u e + P_u \Delta$



The column should be designed for a larger magnified moment M_c

Moment Magnification

Moments in slender members with compression + bending,
Bent in single curvature



Bending moment increase = axial load x displacement

$$M = M_0 + P y$$

Moment Magnification: First-order Analysis

By taking into account the influence of cracks along member and load duration, ACI 318 allows using the following average values:

(1) Modulus of elasticity, E_c

$$E_c = 4,270 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad \text{for } 1.45 \text{ t/m}^3 \leq w_c \leq 2.48 \text{ t/m}^3$$

$$E_c = 15,100 \sqrt{f'_c} \quad \text{for normal weight concrete } w_c = 2.32 \text{ t/m}^3$$

(2) Moments of inertia, I

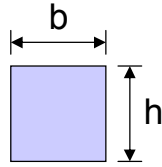
Beams	$0.35 I_g$
Columns	$0.70 I_g$
Walls-Uncracked	$0.70 I_g$
Walls-Cracked	$0.35 I_g$
Flat plates and flat slabs	$0.25 I_g$

(3) Area

$$1.0 A_g$$

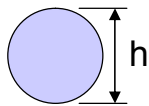
(4) Radius of gyration:

Rectangular column: width = b , depth = h



$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12}bh^3}{bh}} = 0.288h \approx 0.30h$$

Circular column: diameter = h



$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\pi h^4 (4)}{64\pi h^2}} = 0.25h$$

Moment Magnification in Nonsway Frames

Slenderness effect can be disregarded if $kL/r \leq 34 - 12(M_1/M_2) \leq 40$

Columns shall be designed for P_u and the magnified moment M_c :

$$M_c = \delta_{ns} M_2$$

where the nonsway magnification factor

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0 \quad P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2}$$

stiffness EI is to be taken as

$$EI = \frac{0.2E_c I_g + E_s I_{se}}{1 + \beta_d} \quad \text{or} \quad EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

For nonsway frames, β_d = ratio of max factored axial sustained load to max factored axial load

For sway frames, β_d = ratio of max factored sustained shear to max factored shear

simplified EI , assuming $\beta_d = 0.6 \rightarrow EI = 0.25E_c I_g$

For members without transverse loads between supports,

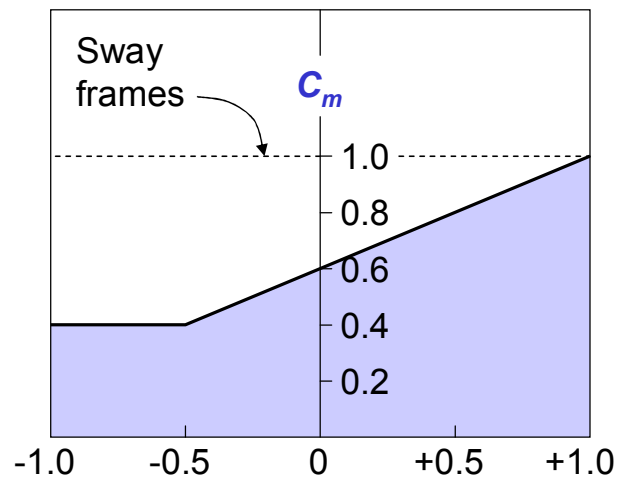
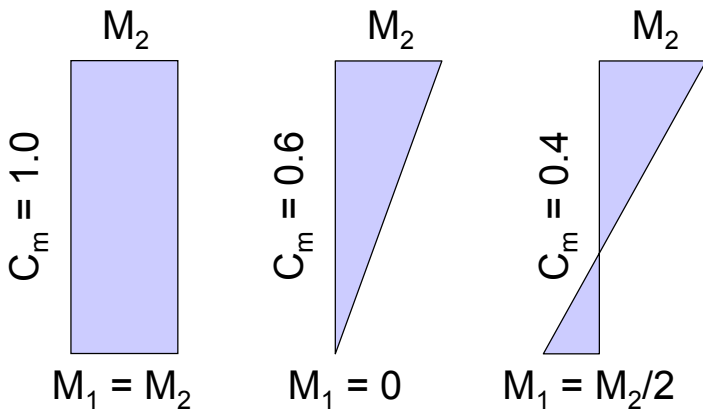
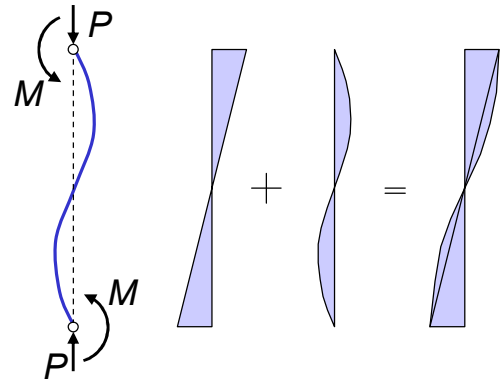
$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

For members with transverse loads, $C_m = 1.0$

Minimum value of M_2 is

$$M_{2,min} = P_u(1.5 + 0.03h)$$

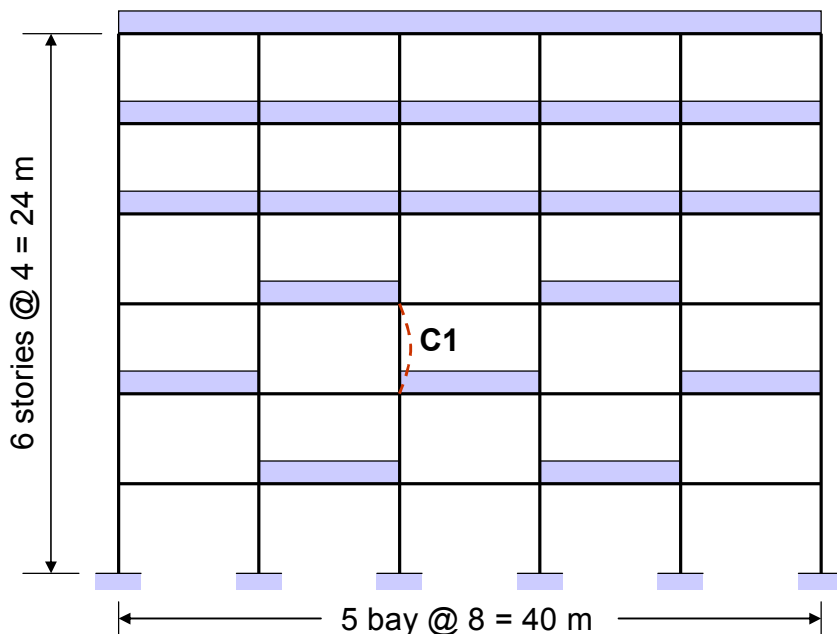
where h is in centimeter.



EXAMPLE 2 : Design of a slender column in a nonsway frame

A multistory concrete frame building is braced by stair and elevator shaft. The structure will be subjected to DL and LL. Trial calculations indicate that LL pattern as shown produces max moments with single curvature in column C1. Design C1 using ACI moment magnifier method.

<i>C1 Dead load</i>	<i>C1 Live load</i>	All beam: 0.3 x 1.2 m	$f_c = 280$ ksc
$P = 100$ ton	$P = 80$ ton	Int. column: 0.5 x 0.5 m	$f_y = 4000$ ksc
$M_2 = 0.25$ t-m	$M_2 = 12$ t-m	Ext. column: 0.4 x 0.4 m	
$M_1 = -0.25$ t-m	$M_1 = 10$ t-m	Column height: 4 m	



Solution:

Factored load

$$P_u = 1.4(100) + 1.7(80) = 276 \text{ t}$$

$$M_1 = 1.4(-.25) + 1.7(10) = 16.7 \text{ t-m}$$

$$M_2 = 1.4(.25) + 1.7(12) = 20.8 \text{ t-m}$$

$$kL/r = (1.0)(400)/(0.3 \times 50) = 26.7$$

$$34 - 12(M_1/M_2) = 34 - 12(16.7/20.8) = 24.4 < kL/r$$

Slenderness must be considered

Use moment magnification method:

$$E_c = 15,100\sqrt{280} = 2.53 \times 10^5 \text{ ksc}$$

$$I_g = 50(50)^3/12 = 5.21 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$EI = 0.25E_c I_g = 3.29 \times 10^{10} \text{ kg-cm}^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2} = \frac{\pi^2 \times 3.29 \times 10^{10}}{(1.0 \times 400)^2 (1,000)}$$

$$= 2,029 \text{ ton}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4(16.7/20.8) = 0.92$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - P_u/0.75P_c} = \frac{0.92}{1 - 276/(0.75 \times 2,029)}$$

$$= 1.12$$

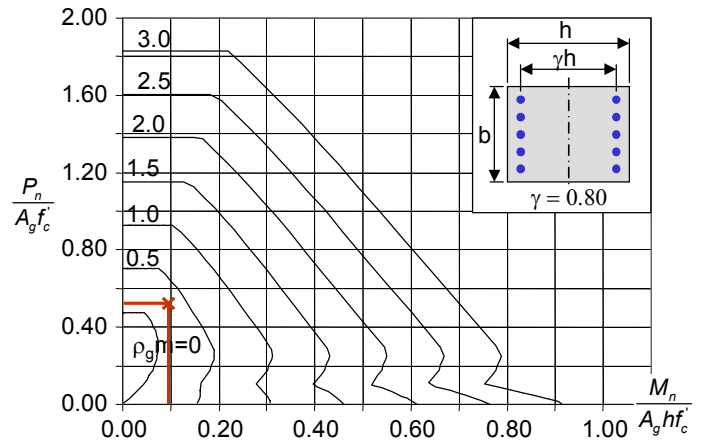
Magnified moment:

$$M_c = \delta_{ns} M_2 = 1.12 \times 20.8 = 23.3 \text{ t-m}$$

Use column design chart:

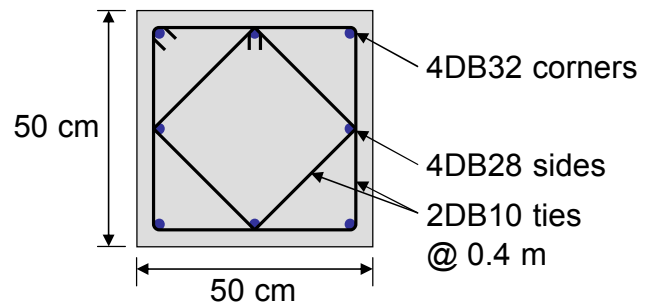
$$\frac{P_u}{\phi f'_c A_g} = \frac{276}{0.7 \times 0.28 \times 2500} = 0.56$$

$$\frac{M_u}{\phi f'_c A_g h} = \frac{23.3(100)}{0.7 \times 0.28 \times 2500 \times 50} = 0.095$$



$$\rho_g = 0.36 \times 0.85 \times 280 / 4000 = 0.021$$

$$A_{st} = 0.021 \times 2500 = 53.6 \text{ cm}^2 \text{ (4DB32+4DB28)}$$



Moment Magnification in Sway Frames

Slenderness effect can be disregarded if $kL/r < 22$

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$$

On the assumption that $M_2 > M_1$, the design moment should be

$$M_c = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$$

Magnified sway moments $\delta_s M_s$ shall be calculated using **Second-order analysis**

2nd alternative: $\delta_s M_s$ shall be calculated as

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - Q} \geq M_s, \quad \delta_s = \frac{1}{1 - Q} \leq 1.5$$

3rd alternative: $\delta_s M_s$ shall be calculated as

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \Sigma P_u / 0.75 \Sigma P_c} \geq M_s, \quad \delta_s \leq 2.5$$

Stability Index, Q

Structure can be considered nonsway if a stability index, $Q \leq 0.05$:

$$Q = \frac{\Sigma P_u \Delta_o}{V_u l_c}$$

where ΣP_u = total factored vertical load

V_u = story shear

Δ_o = first-order relative deflection between top and bottom of the story due to V_u

l_c = length of compressive member measured center-to-center of the joints

EXAMPLE 3: Design of a slender column in a sway frame

Use data from EX1 and loads per floor of all column at the level of C1 are:

$$\Sigma P_u = 1600 \text{ ton} \quad V_u = 40 \text{ ton} \quad M_{1, wind} = \pm 9 \text{ t-m}$$

$$\Sigma P_c = 9778 \text{ ton} \quad \Delta_o = 3 \text{ cm} \quad M_{2, wind} = \pm 12 \text{ t-m}$$

Stability index,

$$Q = \frac{\Sigma P_u \Delta_o}{V_u l_c} = \frac{1600 \times 3}{40 \times 400} = 0.3$$

Since $Q > 0.05$, sway analysis is required.

$$M_{1ns} = 1.4(-.25) + 1.7(10) = 16.7 \text{ t-m}$$

$$M_{2ns} = 1.4(.25) + 1.7(12) = 20.8 \text{ t-m}$$

$$M_{1s} = 1.7(-9) = 15.3 \text{ t-m}$$

$$M_{2s} = 1.7(12) = 20.4 \text{ t-m}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{0.75 \Sigma P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{1600}{0.75 \times 9778}} = 1.28$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - Q} = \frac{1}{1 - 0.3} = 1.43$$

Control

Total magnified moments:

$$M_1 = 16.7 + 1.43(15.3) = 38.6 \text{ t-m}$$

$$M_2 = 20.8 + 1.43(20.4) = 50.0 \text{ t-m}$$

$$\frac{P_u}{\phi f'_c A_g} = \frac{276}{0.7 \times 0.28 \times 2500} = 0.56$$

$$\frac{M_u}{\phi f'_c A_g h} = \frac{50.0(100)}{0.7 \times 0.28 \times 2500 \times 50} = 0.20$$

$$\rho_g = 0.75 \times 0.85 \times 280 / 4000 = 0.045$$

$$A_{st} = 0.045 \times 2500 = 112 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{(14DB32)}$$



Building Design

Lecture 18 – P-Δ Effect



- Overturning Moment
- Design Story Drift
- P-Delta Effect
- P-Δ Iterative Procedure
- Highest Building in Thailand

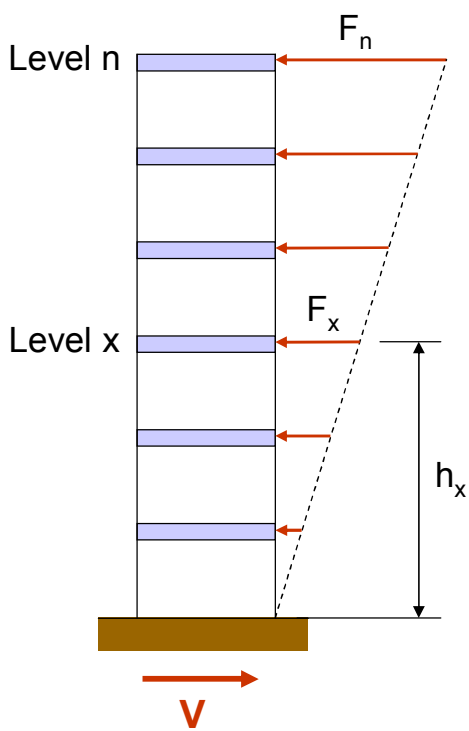
Mongkol JIRAVACHARADET

SURANAREE
UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

INSTITUTE OF ENGINEERING
SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING

โมเมนต์พลิกคว่ำ (Overturning Moment, M)

โครงสร้างจะต้องออกแบบให้สามารถต้านทานการพลิกคว่ำเนื่องจากแรงกระทำทางด้านข้างของแรงแผ่นดินไหวและแรงลม



โมเมนต์พลิกคว่ำ M_x ที่ระดับชั้น x :

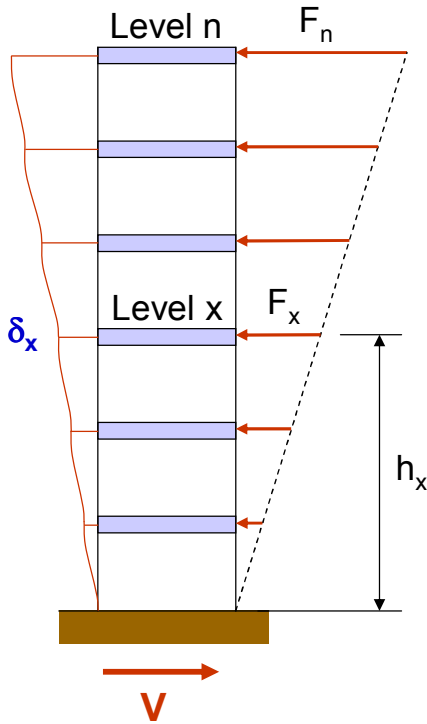
$$M_x = \sum_{i=x+1}^n F_i (h_i - h_x)$$

Example: $n = 6, x = 3$

$$M_3 = [F_4(h_4 - h_3) + F_5(h_5 - h_3) + F_6(h_6 - h_3)]$$

การเคลื่อนที่ระหว่างชั้นอาคาร (Design Story Drift, Δ)

คำนวณจากผลต่างระหว่างค่าการโก่งตัวที่ชั้นบนและชั้นล่างที่พิจารณาตั้งรูป



ค่าการโก่งตัว δ_x ที่ระดับชั้น x :

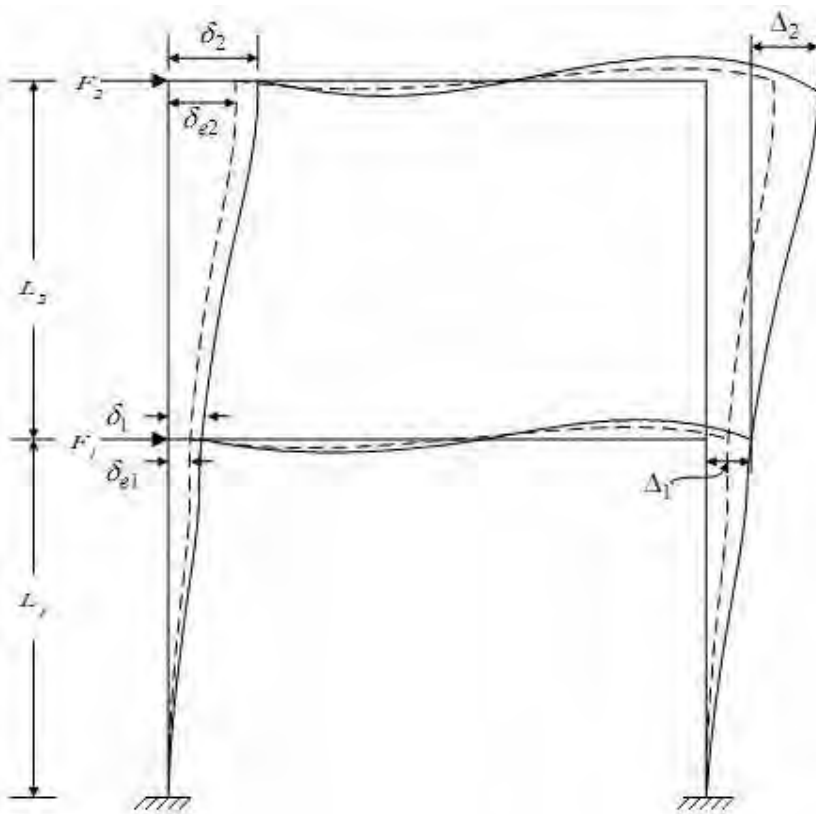
$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I}$$

เมื่อ C_d คือ ตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว

δ_{xe} คือ ค่าการโก่งตัวที่คำนวณจากวิธีวิเคราะห์แบบอีลาสติก

I คือ ตัวประกอบความสำคัญของอาคาร

การพิจารณาค่าการโยกตัวของชั้นอาคาร



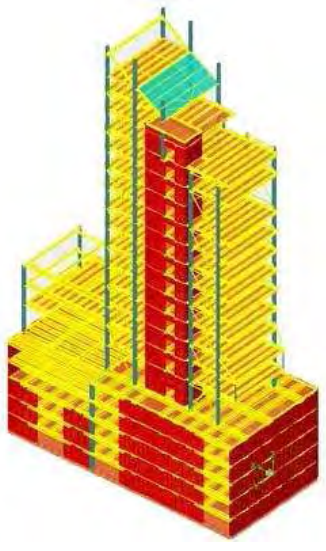
ระดับชั้นที่ 2

- F_2 = แรงกระทำระดับกำลัง
- δ_{e2} = การเคลื่อนที่อีลาสติกเนื่องจากแรงกระทำระดับกำลัง F_2
- $\delta_2 = \frac{C_d \delta_{e2}}{I}$ = การเคลื่อนที่ขยายกำลัง
- $\Delta_2 = (\delta_{e2} - \delta_{e1}) C_d / I \leq \Delta_a$

ระดับชั้นที่ 1

- F_1 = แรงกระทำระดับกำลัง
- δ_{e1} = การเคลื่อนที่อีลาสติกเนื่องจากแรงกระทำระดับกำลัง F_1
- $\delta_1 = \frac{C_d \delta_{e1}}{I}$ = การเคลื่อนที่ขยายกำลัง
- $\Delta_1 = \delta_1 \leq \Delta_a$

- Δ_i = การโยกตัวของชั้นที่ i
- Δ_i / L_i = อัตราส่วนการเคลื่อนที่ของชั้นที่ i
- δ_2 = การเคลื่อนที่ทั้งหมด



P – Delta Effect

SECOND-ORDER EFFECTS OF GRAVITY LOADING

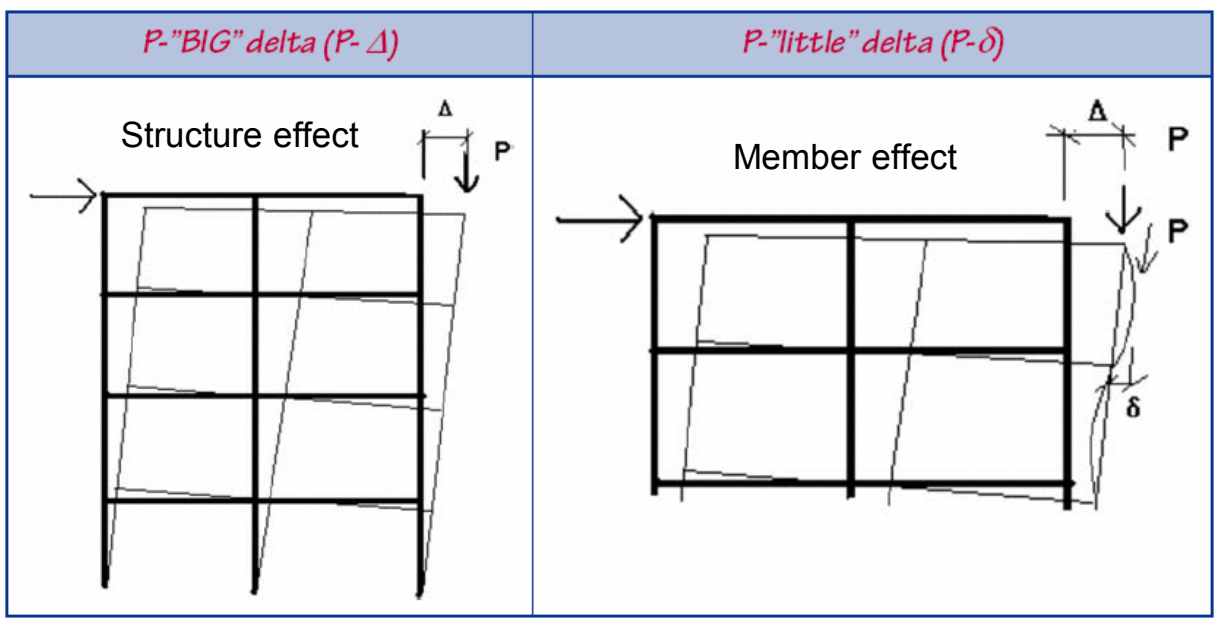
- What are the P-Delta effects ?
- Stability Coefficient, θ
- Amplification Factor P-Delta Analysis
- P- Δ Iterative Procedure
- Example



What are the P-Delta effects?

ผลของ **P-Delta** หมายถึง โมเมนต์ดัดที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากผลของน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้ง กระทำกับโครงสร้างในตำแหน่งที่มีการโก่งตัวด้านข้าง โมเมนต์นี้อาจเรียกอีกอย่างได้ว่า โมเมนต์ลำดับที่สอง (secondary moment)

There are two P-Delta effects:



ค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพ (stability coefficient, θ)

มยผ.

ผลของ P-Delta หากมีมากเกินไปอาจส่งผลต่อเสถียรภาพของโครงสร้าง จึงต้องตรวจสอบโดยการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพ ดังนี้

$$\theta = \frac{P_x \Delta}{V_x h_{sx} C_d}$$

โดยที่

- P_x** คือ น้ำหนักอาคารในแนวตั้งทั้งหมด ที่ระดับชั้น x และเหนือขึ้นไป
การคำนวณค่า P_x ไม่ต้องใช้ตัวประกอบน้ำหนักบรรทุกมากกว่า 1
- Δ** คือ การเคลื่อนตัวด้านข้างสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของระดับชั้น x ที่เกิดจากแรงเฉือน V_x
- V_x** คือ แรงเฉือนที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวระหว่างระดับชั้น x และ $x-1$
- h_{sx}** คือ ความสูงของระดับชั้น x
- C_d** คือ ตัวประกอบขยายการโก่งตัว

ตัวประกอบขยายการโก่งตัว (C_d)

ระบบโครงสร้าง	ระบบโครงสร้างต้านแรงด้านข้าง	R	Ω_o	C_d
1. ระบบกำแพงรับน้ำหนักบรรทุกแนวตั้ง Bearing Wall System	กำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดา (Ordinary Reinforced Concrete Shear Wall)	4	2.5	4
	กำแพงรับแรงเฉือนแบบที่มีการให้รายละเอียดพิเศษ (Special Reinforced Concrete Shear Wall)	5	2.5	5
	กำแพงรับแรงเฉือนหล่อสำเร็จแบบธรรมดา (Ordinary Precast Shear Wall)	3	2.5	3
	กำแพงรับแรงเฉือนหล่อสำเร็จแบบที่มีการให้รายละเอียดความเหนียวปานกลาง (Intermediate Precast Shear Wall)	4	2.5	4

C_d

2. ระบบโครงอาคาร (Building Frame System)	โครงเหล็กยึดรั้งเหล็กแบบเยื้องศูนย์ที่ใช้จุดต่อแบบรับแรงดัดได้ (Steel Eccentrically Braced Frame with Moment-Resisting Connections)	8	2	4
	โครงเหล็กยึดรั้งเหล็กแบบเยื้องศูนย์ที่ใช้จุดต่อแบบรับแรงเฉือน (Steel Eccentrically Braced Frame with Non-Moment-Resisting Connections)	7	2	4
	โครงเหล็กยึดรั้งเหล็กแบบตรงศูนย์แบบให้รายละเอียดพิเศษ (Special Steel Concentric Braced Frame)	6	2	5
	โครงเหล็กยึดรั้งเหล็กแบบตรงศูนย์แบบธรรมดา (Ordinary Steel Concentric Braced Frame)	3.5	2	3.5
	กำแพงรับแรงเฉือนแบบที่มีการให้รายละเอียดพิเศษ (Special Reinforced Concrete Shear Wall)	6	2.5	5
	กำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดา (Ordinary Reinforced Concrete Shear Wall)	5	2.5	4.5
	กำแพงรับแรงเฉือนหล่อสำเร็จแบบธรรมดา (Ordinary Precast Shear Wall)	4	2.5	4
	กำแพงรับแรงเฉือนหล่อสำเร็จแบบที่มีการให้รายละเอียดความเหนียวปานกลาง (Intermediate Precast Shear Wall)	5	2.5	4.5

C_d

3. ระบบโครงต้านแรงดัด (Moment Resisting Frame)	โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีการให้รายละเอียดความเหนียวเป็นพิเศษ (Special Steel Moment Resisting Frame)	8	3	5.5
	โครงถักต้านแรงดัดที่มีการให้รายละเอียดความเหนียวเป็นพิเศษ (Special Truss Moment Resisting Frame)	7	3	5.5
	โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีการให้รายละเอียดเพื่อความเหนียวปานกลาง (Intermediate Steel Moment Resisting Frame)	4.5	3	4
	โครงต้านแรงดัดเหล็กธรรมดา (Ordinary Steel Moment Resisting Frame)	3.5	3	3
	โครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการให้รายละเอียดความเหนียวเป็นพิเศษ (Special Reinforced Concrete Moment Resisting Frame)	8	3	5.5

C_d

3. ระบบโครงสร้างต้านแรงดัด (Moment Resisting Frame)	โครงสร้างต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการให้รายละเอียดความเหนียวปานกลาง (Intermediate Reinforced Concrete Moment Resisting Frame)	5	3	4.5
	โครงสร้างต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กแบบธรรมดา (Ordinary Reinforced Concrete Moment Resisting Frame)	3	3	2.5
4. ระบบโครงสร้างแบบผสมที่มีโครงสร้างต้านแรงดัดที่มีการให้รายละเอียดความเหนียวเป็นพิเศษและสามารถต้านทานแรงด้านข้างไม่น้อยกว่าร้อยละ 25 ของแรงที่กระทำกับอาคาร (Dual System with Special Moment Resisting Frame)	ร่วมกับโครงสร้างเหล็กยึดตั้งแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (Special Steel Centrally Braced Frame)	7	2.5	5.5
	ร่วมกับโครงสร้างเหล็กยึดตั้งเยื้องศูนย์ (Steel Eccentrically Braced Frame)	8	2.5	4
	ร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนแบบที่มีการให้รายละเอียดพิเศษ (Special Reinforced Concrete Shear Wall)	7	2.5	5.5
	ร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดา (Ordinary Reinforced Concrete Shear Wall)	6	2.5	5

ค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพ (stability coefficient, θ)

มยผ.

ค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพต้องมีค่าไม่เกิน θ_{max} ดังนี้

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25$$

โดยที่

β คือ อัตราส่วนแรงเฉือนที่เกิดขึ้นต่อกำลังเฉือนระหว่างระดับชั้น x และ $x-1$ ซึ่งอาจใช้ค่าที่ปลอดภัยเท่ากับ 1

การพิจารณาผลของ P-Delta :

- $\theta < 0.10$ → ไม่ต้องพิจารณา P-Delta
- $0.10 < \theta < \theta_{max}$ → ต้องพิจารณา P-Delta
- $\theta > \theta_{max}$ → มีโอกาสเสียเสถียรภาพ ต้องออกแบบใหม่

$0.10 < \theta < \theta_{max}$

→ ต้องพิจารณา P-Delta

การวิเคราะห์ผลของ P-Delta :

■ Amplification Factor P-Delta Analysis

โดยใช้ค่า $1/(1-\theta)$ คูณค่าแรงและการเคลื่อนตัวของอาคาร

$$\Delta^* = \frac{1}{1-\theta} \Delta$$

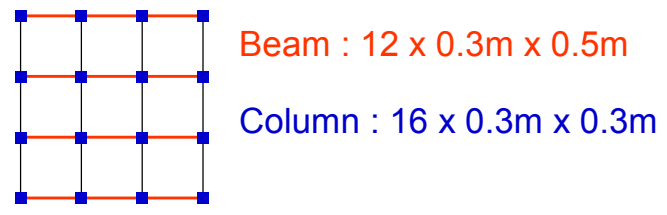
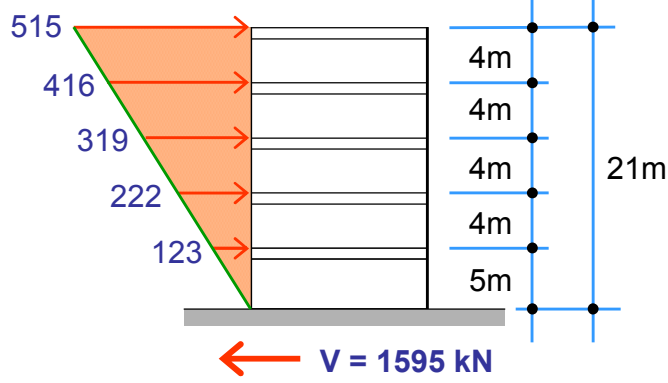
$$M^* = \frac{1}{1-\theta} M$$

■ Iterative P-Delta Analysis

ในกรณีที่ทำการวิเคราะห์ P-Delta โดยตรงโดย ให้ใช้ค่า $(1+\theta)$ หาค่า θ ที่คำนวณได้ก่อนแล้วนำค่าดังกล่าวไปตรวจสอบกับค่า θ_{max}

EXAMPLE 1 : P-Δ Analysis by Amplification Factor

Seismic analysis of five-story concrete building by the Equivalent Lateral Force (from lecture BLD08)



$$K_{col} = 12(\sum EI)_{col}/h^3$$

$$= 12(16)(2.3 \times 10^5)(2/12)(30^4)/400^3$$

$$= 93,152 \text{ kg/cm} = 913 \text{ kN/cm}$$

$$K_{beam} = 12(\sum EI/L)_{beam}/h^2$$

$$= 12(12)(2.3 \times 10^5)(30 \times 50^3/12)/800/400^2$$

$$= 80,856 \text{ kg/cm} = 792 \text{ kN/cm}$$

$$\Delta = V_x (1/K_{col} + 1/K_{beam})$$

Floor	Force	Δ	δ _{ex}
5	515	1.21	3.75
4	416	0.98	2.54
3	319	0.75	1.56
2	222	0.52	0.81
1	123	0.29	0.29

ตรวจสอบว่าต้องวิเคราะห์ P-Δ หรือไม่?

โครงสร้างแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กแบบธรรมดา $C_d = 2.5$

น้ำหนักอาคารแต่ละชั้น = 7,200 kN

คำนวณค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพ $\theta = \frac{P_x \Delta}{V_x h_{sx} C_d}$

Floor	h_{sx}	P_x	V_x	Δ	θ
5	2100	7,200	515	1.21	0.00322
4	1700	14,400	416	0.98	0.00798
3	1300	21,600	319	0.75	0.01563
2	900	28,800	222	0.52	0.02998
1	500	36,000	123	0.29	0.06790

≈ 0.10 **P-Δ Analysis**

$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} = \frac{0.5}{(1.0)(2.5)} = 0.20 < 0.25$ **OK**

■ Amplification Factor P-Delta Analysis

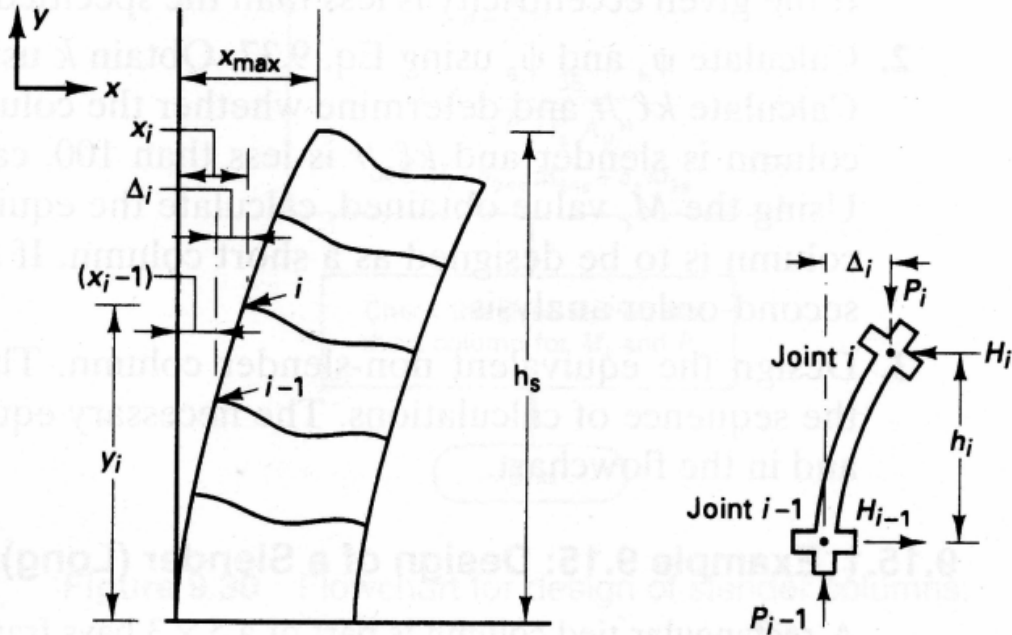
$\Delta^* = \frac{1}{1-\theta} \Delta$

Floor	h_{sx}	P_x	V_x	Δ	θ	Δ^*
5	2100	7,200	515	1.21	0.00322	1.214
4	1700	14,400	416	0.98	0.00798	0.988
3	1300	21,600	319	0.75	0.01563	0.762
2	900	28,800	222	0.52	0.02998	0.536
1	500	36,000	123	0.29	0.06790	0.311

Second-Order Frames Analysis: $P-\Delta$ Effect

Include internal forces resulting from deflection of column.

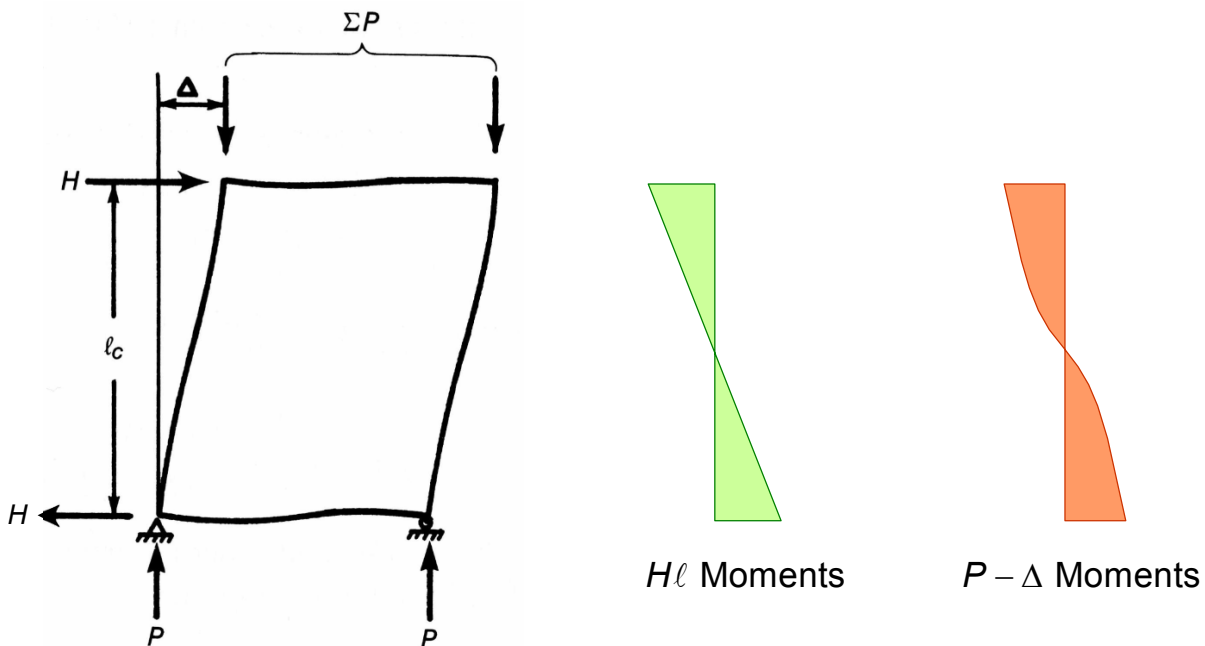
Deflections is computed based on reduced stiffness EI of the cracked sections.



Large majority of columns do not need 2nd-order analysis since kL/r in most cases below **100**.

Iterative $P-\Delta$ Analysis

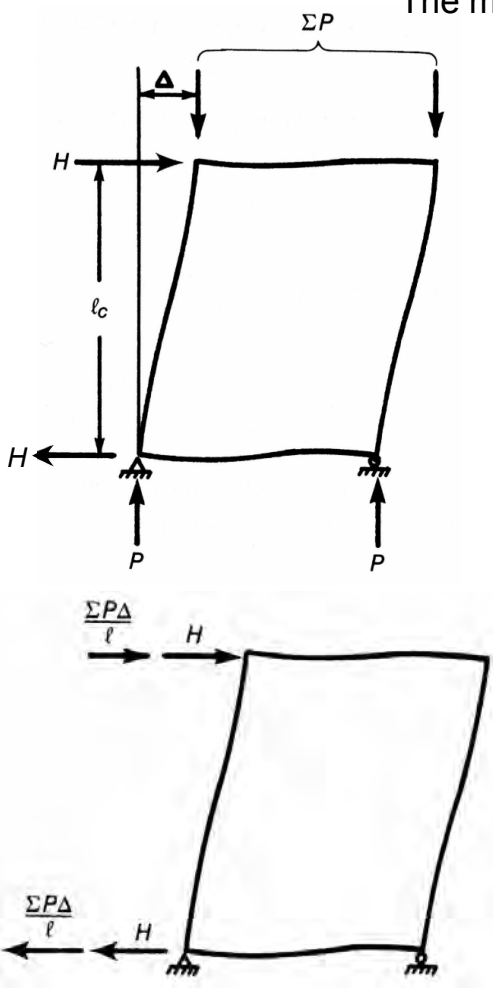
When a frame is displaced sideways under the action of lateral and vertical loads



The column end moments:

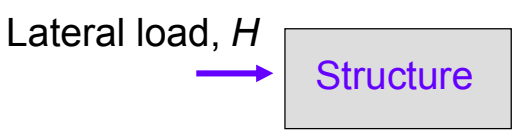
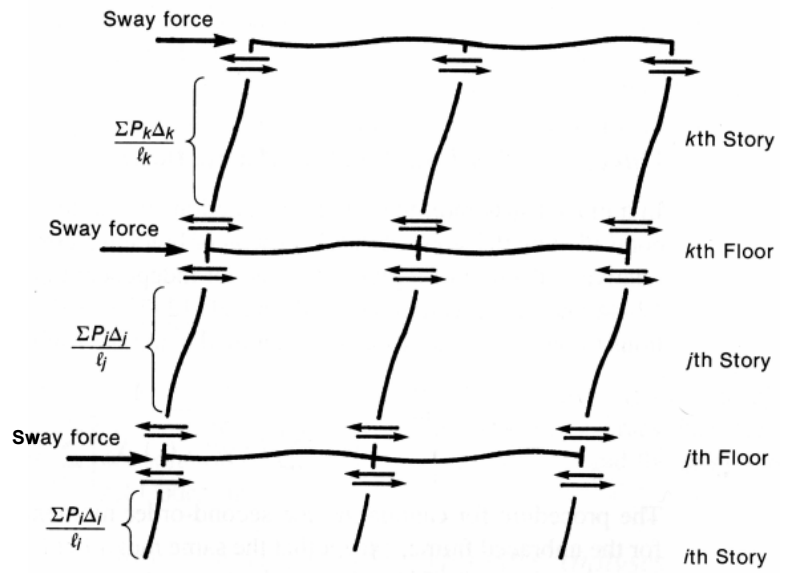
$$\Sigma (M_{\text{top}} + M_{\text{bottom}}) = H l_c + \Sigma P \Delta$$

The moment $\Sigma P\Delta$ can be represented by a shear forces $\Sigma P\Delta / l_c$



Sum of the story shears from the column above and below a floor gives rise to a **sway force** on the *j*th floor is :

$$\text{sway force}_j = \frac{(\Sigma P_i)\Delta_i}{l_i} - \frac{(\Sigma P_j)\Delta_j}{l_j}$$



P-Δ Interactive Procedure

Analysis

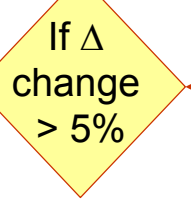


Lateral deflection, Δ



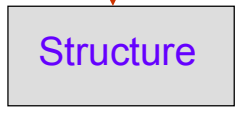
Finish

Sway force



Lateral deflection, Δ

Lateral load, H + Sway force



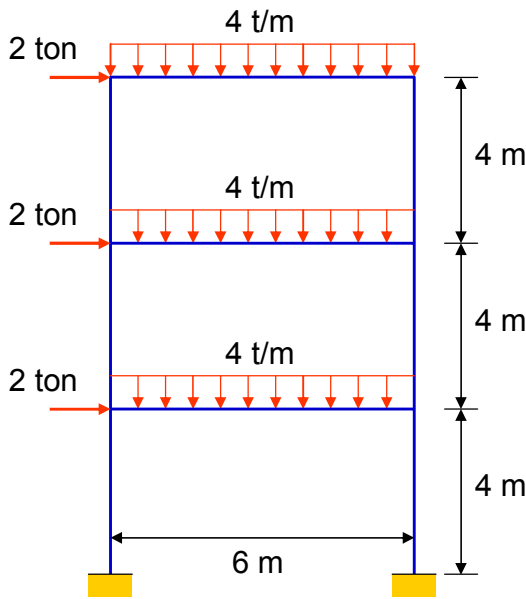
Reanalyze



EXAMPLE 2 : Iterative P-Δ Analysis

Beam size = 0.3 m x 0.5 m

Column size = 0.3 m x 0.3 m



$$K_{col} = 12(\Sigma EI)_{col}/h^3$$

$$= 12(2.3 \times 10^5)(2/12)(30^4)/400^3$$

$$= 5,822 \text{ kg/cm}$$

$$K_{beam} = 12(\Sigma EI/L)_{beam}/h^2$$

$$= 12(2.3 \times 10^5)(30 \times 50^3/12)/800/400^2$$

$$= 6,738 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta = V(1/K_{col} + 1/K_{beam})$$

1st Iteration:

(lateral force only)

Floor	Force	Shear	Δ
3	2,000	2,000	0.64
2	2,000	4,000	1.28
1	2,000	6,000	1.92

$$\Sigma \Delta = 3.84 \text{ cm}$$

ตรวจสอบว่าต้องวิเคราะห์ P-Δ หรือไม่?

โครงสร้างแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กแบบธรรมดา

$$C_d = 2.5$$

น้ำหนักอาคารแต่ละชั้น = (4 t/m) (6 m) = 24 tons

คำนวณค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพ $\theta = \frac{P_x \Delta}{V_x h_{sx} C_d}$

Floor	h_{sx}	P_x	V_x	Δ	θ
3	1200	24,000	2,000	0.64	0.00256
2	800	48,000	2,000	1.28	0.01536
1	400	72,000	2,000	1.92	0.06912

$$\approx 0.10$$

P-Δ Analysis

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} = \frac{0.5}{(1.0)(2.5)} = 0.20 < 0.25$$

OK

P-Δ Analysis

$$\text{sway force}_j = \frac{(\sum P_i)\Delta_i}{l_i} - \frac{(\sum P_j)\Delta_j}{l_j}$$

น้ำหนักแต่ละชั้น :

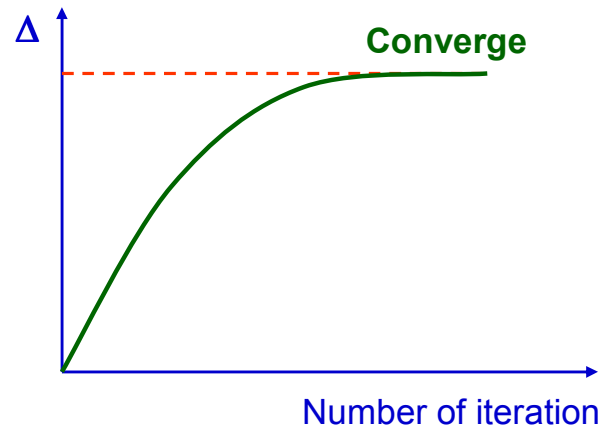
$$P_i = 4 \times 6 = 24 \text{ ton}, l = 400 \text{ cm}$$

Floor	Δ	ΣP	(ΣPΔ/L) _i	(ΣPΔ/L) _j	Sway Force	Force
3	0.64	24,000	38.4	0	38.4	2,038
2	1.28	48,000	76.8	-38.4	38.4	2,038
1	1.92	72,000	115.2	-76.8	38.4	2,038

2nd Iteration:

Floor	Force	Shear	Δ
3	2,038	2,038	0.65
2	2,038	4,076	1.31
1	2,038	6,114	1.96

$$\Sigma\Delta = 3.92 \text{ cm}$$



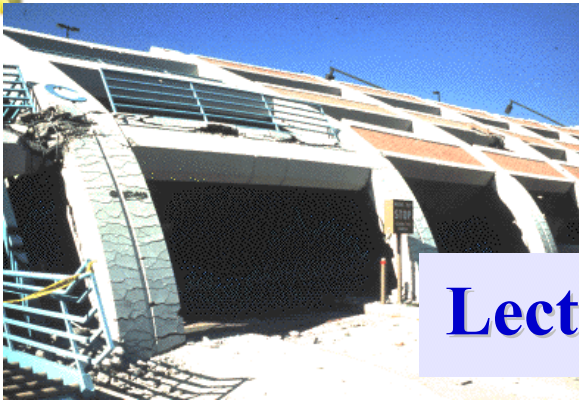
ตึก "มหานคร" ตึกที่สูงที่สุดในไทย

มหานคร คืออาคารสูง **77** ชั้น เป็นโครงการแบบ **mixed-use** ประกอบด้วย เดอะ ริทซ์-คาร์ลตัน, เรสซิเดนเชส บางกอก, พื้นที่สาธารณะแห่งใหม่, ไพลัสสไตล์พลาซ่าระดับ ไฮเอนด์ และบางกอก เอดิชั่น โรงแรมหรูระดับห้าดาว จะแล้วเสร็จในปี **2555**



Building Design

Lecture 19 – Seismic Design 1



- Seismic Design Philosophy
- Effect of Building Configuration
- Strong-Column Weak-Beam
- Longitudinal Reinforcement
- Transverse Reinforcement

Mongkol JIRAVACHARADET

SURANAREE

INSTITUTE OF ENGINEERING

UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING

Seismic Design Philosophy

(a) Under minor but frequent shaking:

- structural members should not be damaged
- nonstructural members may sustain repairable damage

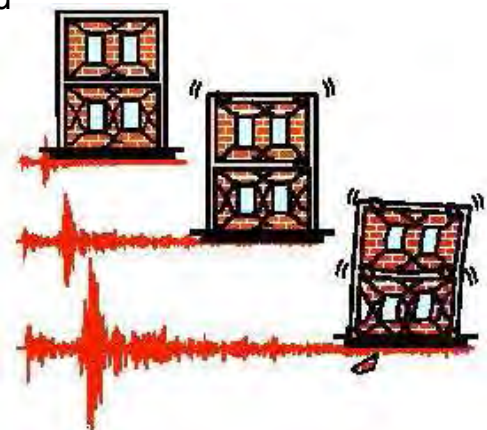
(b) Under moderate but occasional shaking:

- structural members may sustain repairable damage
- nonstructural members may have to be replaced

(c) Under strong but rare shaking:

structural members may sustain severe (even) irreparable) damage,

but the building should not collapse.



Damage in Buildings: Unavoidable

Design of buildings to resist earthquakes involves controlling the damage to acceptable levels at a reasonable cost.

Damage of building after an earthquake is **unavoidable**.

Some of these damages *are* acceptable (in terms of both their *size* and *location*), while others *are not*.



Cracks between columns and masonry filler walls are **acceptable**, but diagonal cracks running through the columns are not.



Diagonal cracks in columns jeopardize vertical load capacity of building - *unacceptable damage*

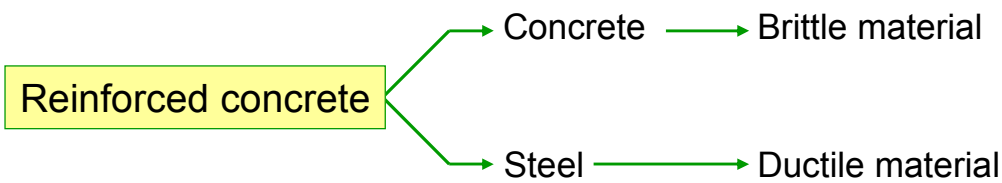
Electrical Fuse



This approach of earthquake-resistant design is much like the use of electrical fuses in houses: *to protect the entire electrical wiring and appliances in the house, you sacrifice some small parts of the electrical circuit, called fuses; these fuses are easily replaced after the electrical over-current.*

Likewise, to save the building from collapsing, you need to allow some pre-determined parts to undergo the acceptable type and level of damage.

Acceptable Damage: Ductility



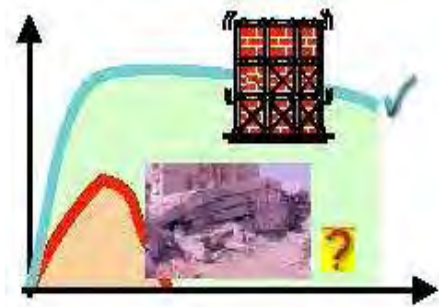
Earthquake-resistant buildings, need to be built with ductility in them.

Buildings have the ability to sway back-and-forth during an earthquake, and to withstand earthquake effects with some damage, but without collapse.



Brittle failure of a reinforced column

Building performances during earthquakes: Two extremes-the ductile and the brittle



Ductility is one of the most important factors affecting the building performance.

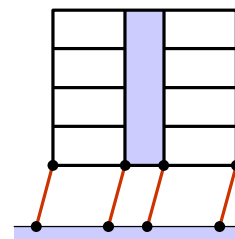
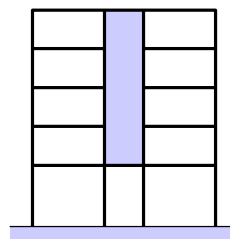
Effect of Building Configuration

Uniform Building Code (UBC) defines buildings as *regular* or *irregular*.

Irregular buildings require special analysis and design.

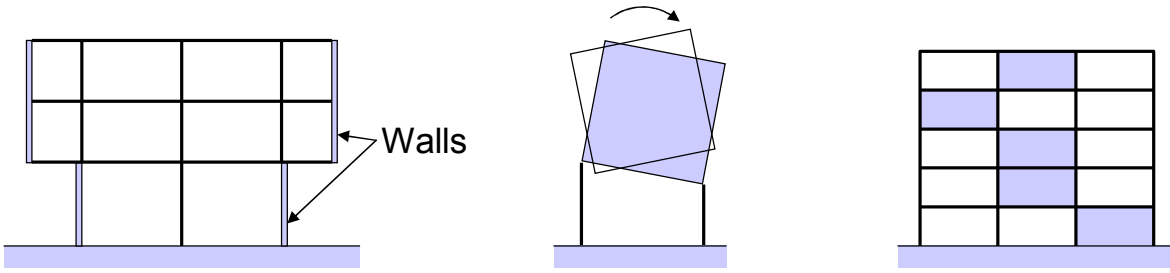
Examples of irregularities are:

- 1. Large concentrated masses or abrupt changes in mass, stiffness, or strength from story to story**

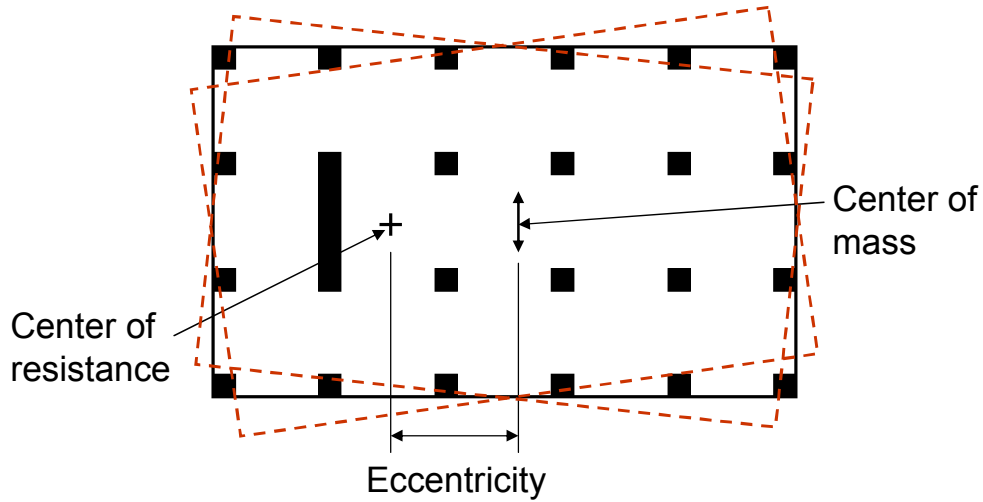


soft story due to discontinuous shear wall

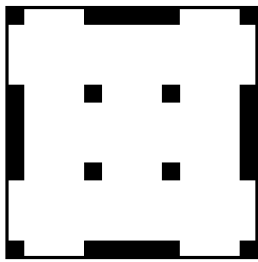
2. Discontinuous shear walls



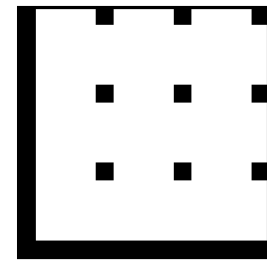
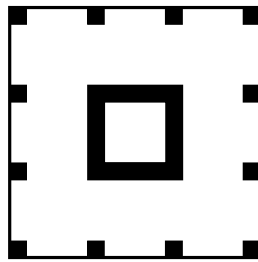
3. Large eccentricities



4. Low torsional stiffness

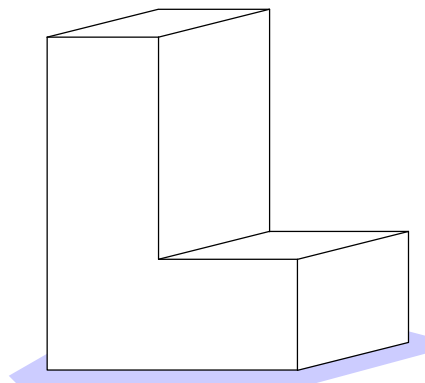
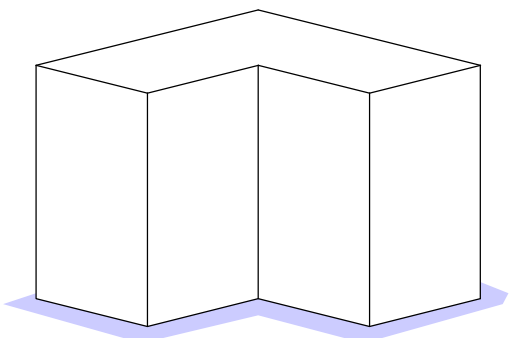


Wall farther from center provide more torsional resistance



Large eccentricity and little torsional resistance

5. Geometric irregularities



Seismic Design Codes

- National Earthquake Hazards Reductions (NEHRP)
- Uniform Building Code (UBC 1997)
- International Building Code (IBC 2006)
- American Society of Civil Engineers (ASCE 7-05)
- American Concrete Institute (ACI 318-05)



มยพ. 1301-50

มาตรฐานประกอบการออกแบบอาคาร
เพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

ACI 318-05 Sec. 9.2.1 defines the load combinations to be used as

$$U = 1.4D$$

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L$$

$$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L$$

$$U = 0.9D + 1.6W$$

$$U = 0.9D + 1.0E$$

W = Wind load

E = Load effects of earthquake

Strength reduction factor ϕ :

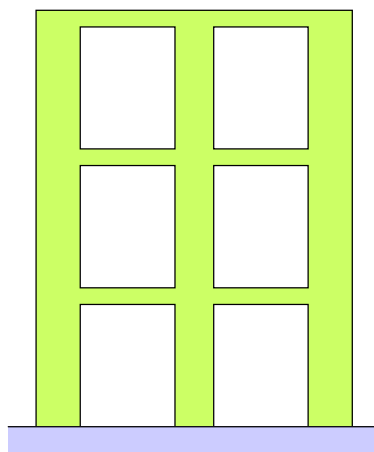
$\phi = 0.90$ for tension-controlled section

$\phi = 0.70$ for spirally reinforced compression members

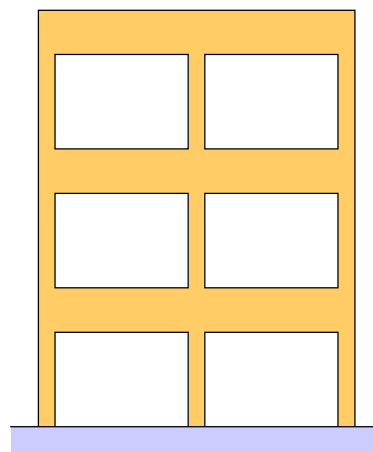
$\phi = 0.65$ for other reinforced members

$\phi = 0.75$ for shear and torsion

Strong-column weak-beam



Strong-Column
Weak-Beam
Design



Weak-Column
Strong-Beam
Design



Beams must be the weakest links and not the column – this can be achieved by appropriately sizing the members and providing correct amount of steel reinforcement in them.

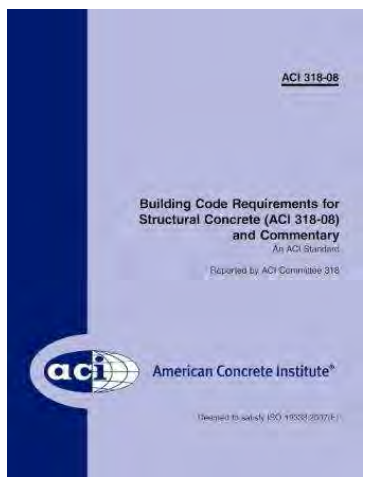


One common form of this type of discontinuity occurs when shear walls that are present in upper floors are discontinued in the lower floors. The result is frequently formation of a soft first story that concentrates damage.

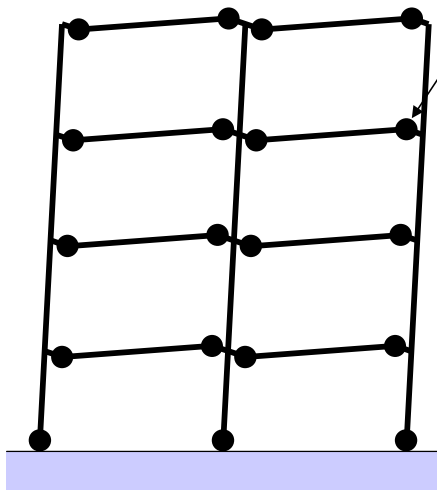
ACI 318-05

BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR
STRUCTURAL CONCRETE (ACI 318-05)
AND COMMENTARY (ACI 318R-05)

CHAPTER 21 – SPECIAL PROVISION FOR SEISMIC DESIGN



Flexural Members in Frames



Plastic hinge

Strong-column weak-beam behavior

Factored axial compressive force on the member,

$$P_u \leq A_g f'_c / 10$$

Clear span for member,

$$l_n \geq 4d$$

Width of member, b_w shall not be less than the smaller of **0.3h** and **25 cm**

$$b_w \geq 0.3h \geq 25 \text{ cm}$$

Width of member, b_w shall not exceed width of the supporting member plus **3/4d** on each side of the supporting member.

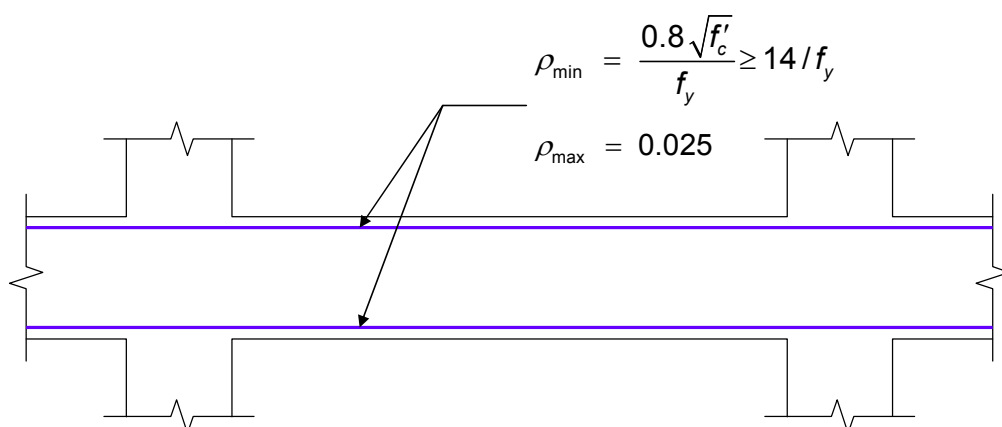
การเสริมเหล็กตามยาวในคาน

(1) เหล็กเสริมบนและเหล็กเสริมล่างที่หน้าตัดใดๆ ต้องมีอย่างน้อย **2** เส้น

- ปริมาณเหล็กเสริมจะต้องไม่น้อยกว่า

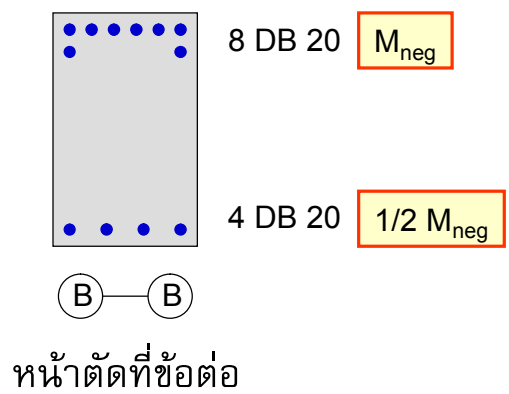
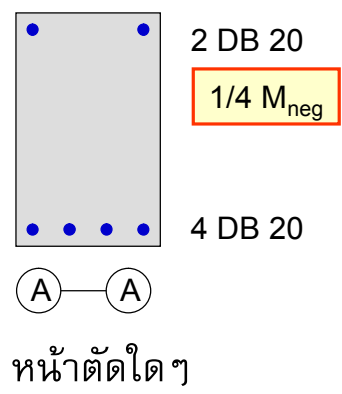
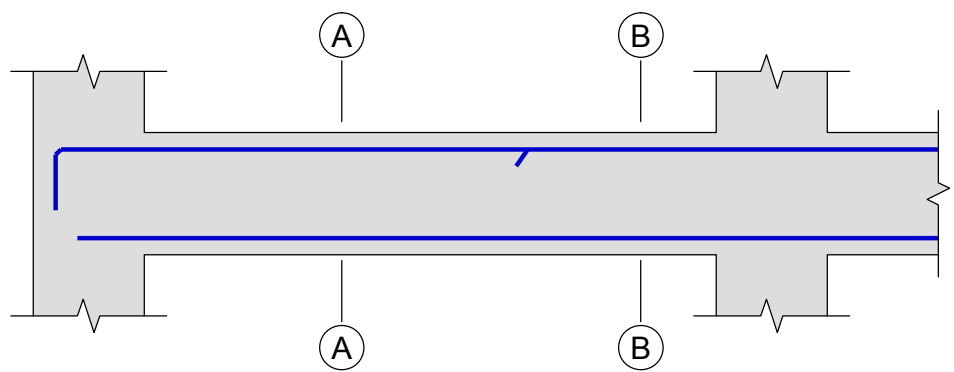
$$A_{s,min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \text{ และไม่น้อยกว่า } 14 b_w d / f_y$$

- อัตราส่วนเหล็กเสริม $\rho = A_s / bd$ จะต้องไม่เกิน **0.025**

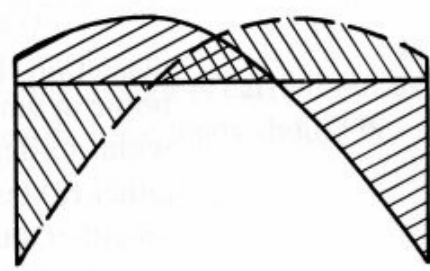
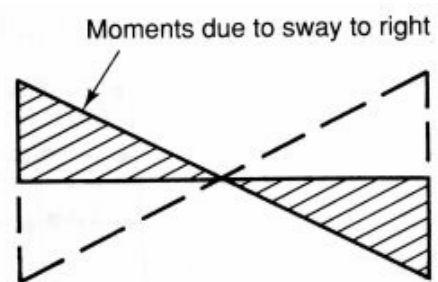


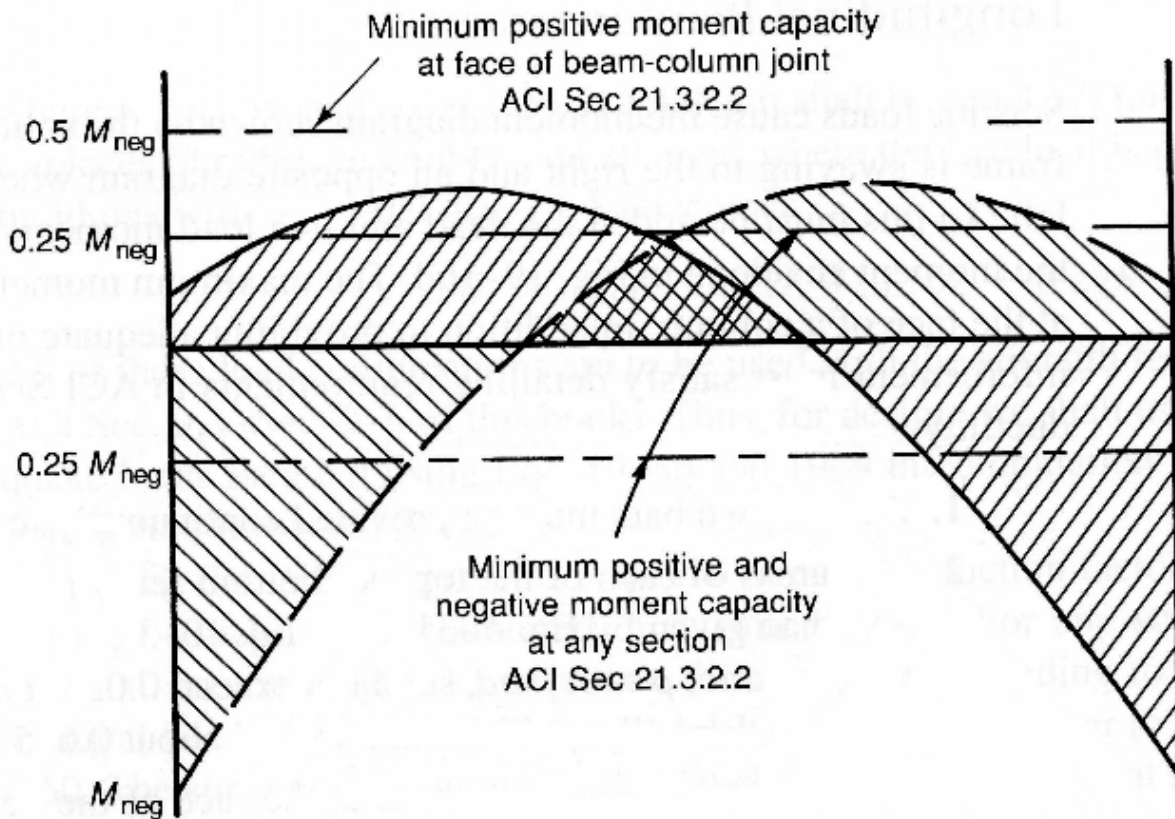
- (2) กำลังต้านโมเมนต์บวกที่ขอบของจุดต่อ $\geq 1/2$ กำลังต้านโมเมนต์ลบ
- (3) กำลังต้านโมเมนต์บวกและโมเมนต์ลบที่หน้าตัดใดๆ $\geq 1/4$ กำลังต้านโมเมนต์ลบ

ตัวอย่าง
การเสริมเหล็ก



โมเมนต์ดัดในคาน

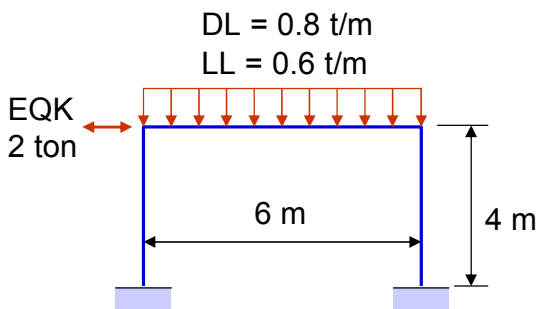




(e) ACI Sec 21.3.2 detailing requirements

EXAMPLE 1 : Moment Envelope in beam

Using STAAD.Pro



Load

- Definitions
- Load Cases Details
 - 1 : DL
 - SELFWEIGHT Y -1
 - UNI GY -1.6 Mton/m
 - 2 : LL
 - UNI GY -1.2 Mton/m
 - 3 : EQK FROM LEFT
 - FX 2 Mton,m
 - 4 : EQK FROM RIGHT
 - FX -2 Mton,m
 - 5 : 1.2DL+1.6LL
 - (1.2) x Load 1
 - (1.6) x Load 2
 - 6 : 1.2DL+1.0EQK_left+1.0LL
 - (1.2) x Load 1
 - (1) x Load 3
 - (1) x Load 2
 - 7 : 1.2DL+1.0EQK_right+1.0LL
 - (1.2) x Load 1
 - (1) x Load 4
 - (1) x Load 2
- Load Envelopes

South Korean Steel Table:

Column section: 300x200x56

Beam section: 350x250x69

Load Case Details:

L1 : DL → Selfweight + UNI GY -0.8 Mton/m

L2 : LL → UNI GY -0.6 Mton/m

L3 : EQK FROM LEFT → FX 2 Mton

L4 : EQK FROM RIGHT → FX -2 Mton

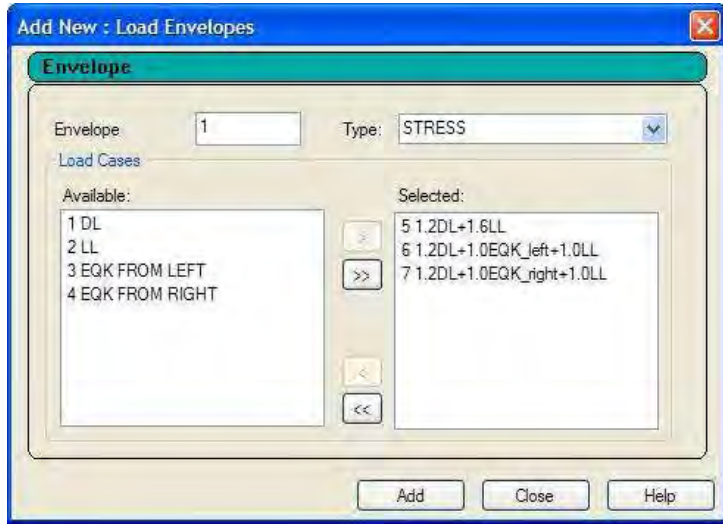
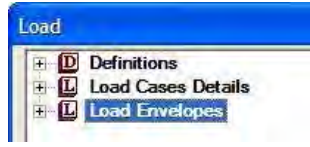
Load Combinations:

C5 : 1.2DL + 1.6LL

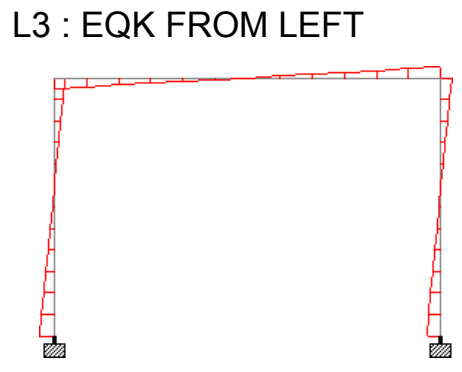
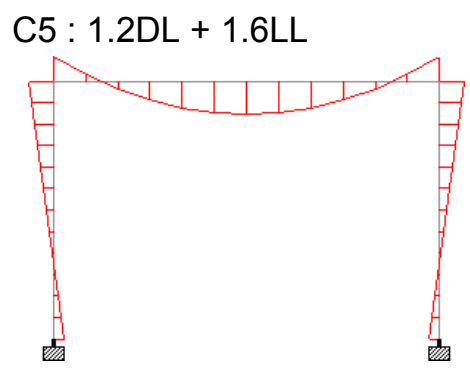
C6 : 1.2DL + 1.0EQK_left + 1.0LL

C7 : 1.2DL + 1.0EQK_right + 1.0LL

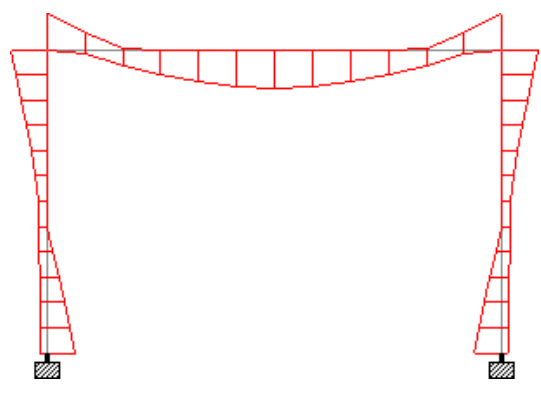
Load Enveloped: C5, C6, C7



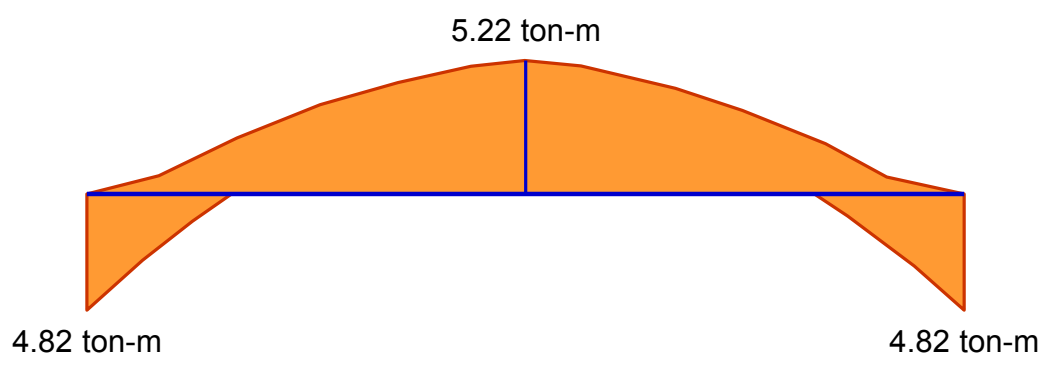
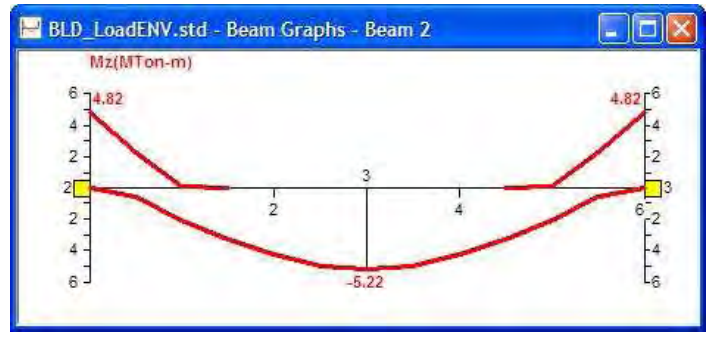
- ▶ Analyze > Run Analysis...
- ▶ Go to Post Processing Mode



Bending Moment Envelope



- ▶ Beam > Graph > Envelope

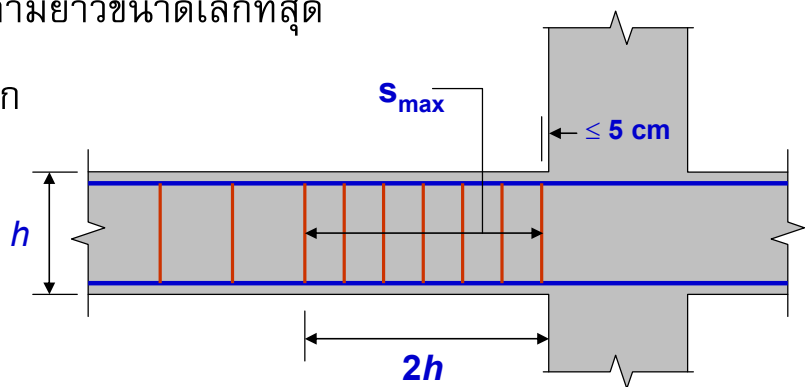


การเสริมเหล็กปลอกในคาน

เพื่อห่อหุ้มคอนกรีตและป้องกันการโก่งเดาะของเหล็กเสริมรับแรงอัด

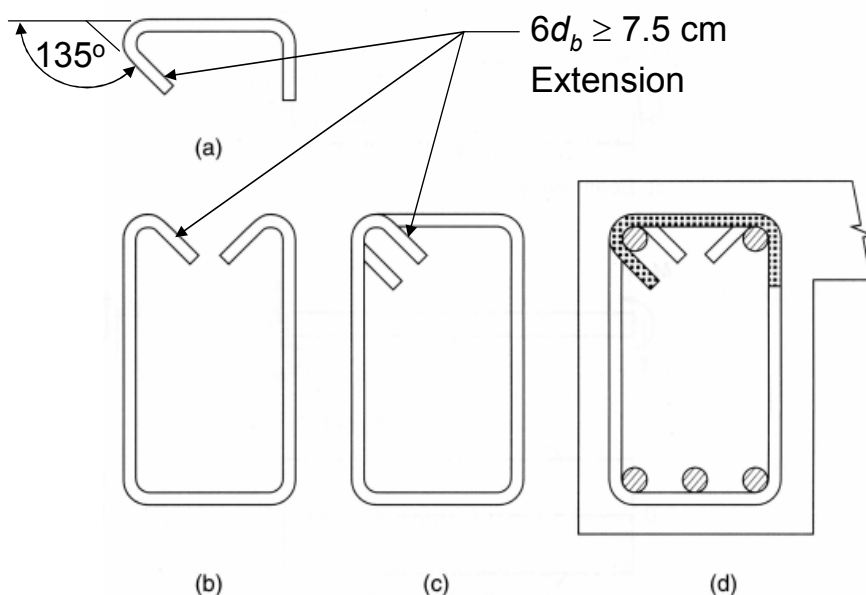
- จะต้องจัดให้มีเหล็กปลอกภายในบริเวณปลายคาน จากขอบจตุรรองรับเข้ามาเป็นระยะ $2h$ เท่าความลึกคาน ($2h$)
- เหล็กปลอกแรกจะอยู่ห่างจากขอบของจตุรรองรับไม่เกิน 5 cm
- ระยะห่างเหล็กปลอกมากที่สุด s_{max} ต้องไม่เกินค่าดังต่อไปนี้

- (1) 1 ใน 4 ความลึกประสิทธิภาพ ($d/4$)
- (2) 8 เท่าของขนาดเหล็กเสริมตามยาวขนาดเล็กที่สุด
- (3) 24 เท่าของขนาดเหล็กปลอก
- (4) 30 cm



Hoops and Crossties

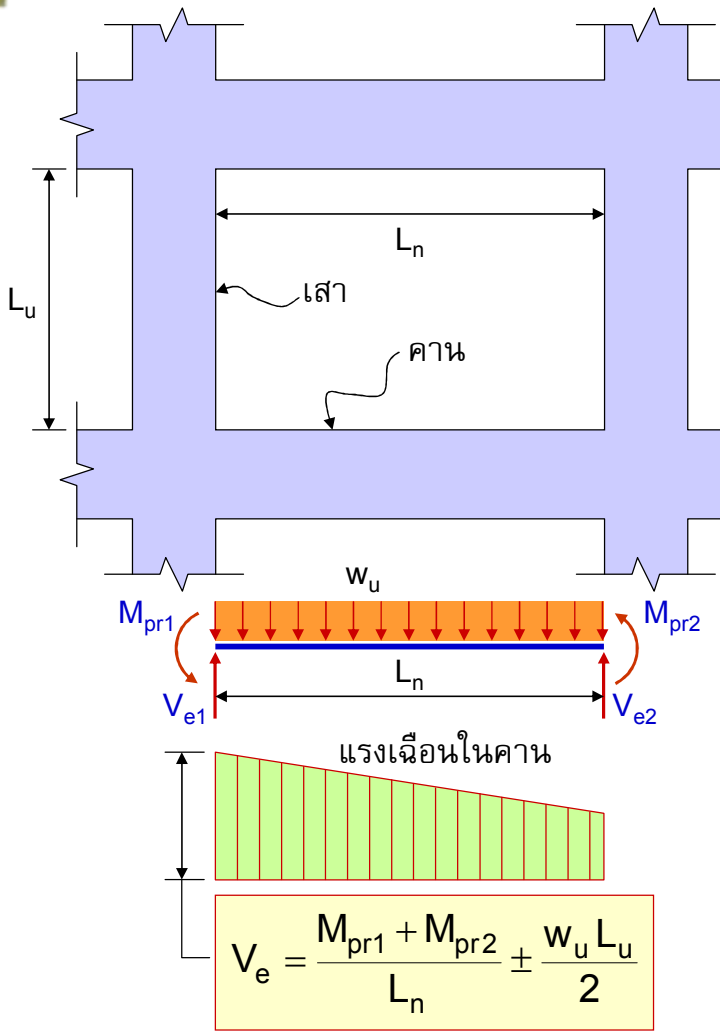
Seismic hook is defined as a hook on a stirrup(b), hoop(c), and cross-tie(a) having a bend $\geq 135^\circ$ with 6 diameter (but not less than 7.5 cm)



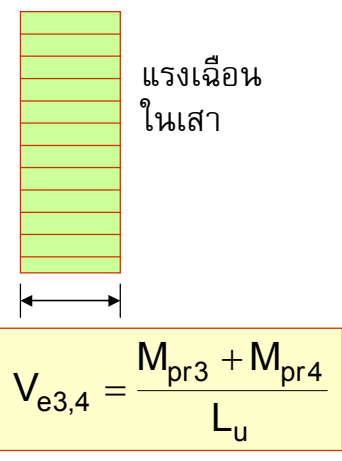
Use hoop(c) or . . .

ACI allows hoops to be made up of a **cross-ties** plus a **stirrup** with seismic hooks at each end.

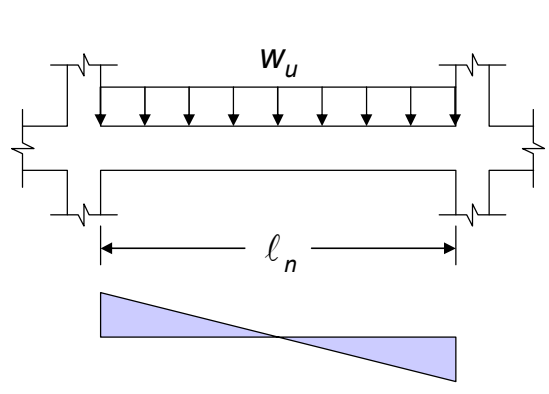
**แรงเฉือนในเสาและคาน
สำหรับการออกแบบ**



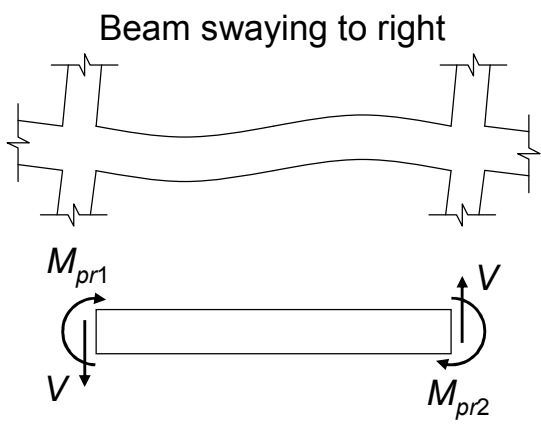
* น้ำหนักบรรทุกทุกปรับค่า w_u และ P_u ให้
คำนวณจากน้ำหนักรวมกระทำของน้ำหนัก
บรรทุกคงที่ น้ำหนักบรรทุกจร และแรง
แผ่นดินไหว



Shear Force Diagrams

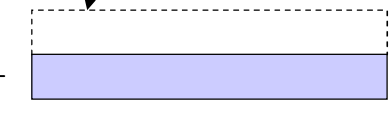


Shear due to gravity loads



Shear due to sway to left

$$V = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n}$$



Shear due to lateral loads

where M_{pr} = probable moment capacity at the joint

Probable Moment Strength, M_{pr}

เหล็กรับแรงเฉือนต้องถูกจัดเตรียมให้เพียงพอเพื่อป้องกันการวิบัติจากการเฉือนก่อนเกิดจุดหมุนพลาสติก (plastic hinge) ที่ปลายคาน

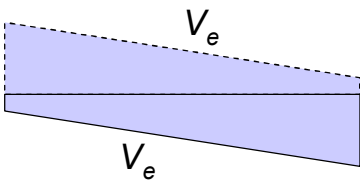
M_{pr} คือกำลังโมเมนต์ดัดที่ปลายขององค์อาคาร ซึ่งก่อให้เกิดจุดหมุนพลาสติก (plastic hinge) ในคาน เป็นกำลังดัดเมื่อหน่วยแรงดึงในเหล็กเท่ากับ $1.25 f_y$ และตัวคูณลดกำลังเท่ากับ 1.0 :

$$M_{pr} = A_s (1.25 f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

เมื่อ $a = \frac{A_s (1.25 f_y)}{0.85 f'_c b}$

การใช้หน่วยแรงในเหล็กเสริม $1.25 f_y$ จะช่วยลดโอกาสของการเกิดวิบัติจากการเฉือนก่อนการครากขององค์อาคารเนื่องจากการดัด

Shear Reinforcement



$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{w_u l_n}{2}$$

Design shear force envelopes

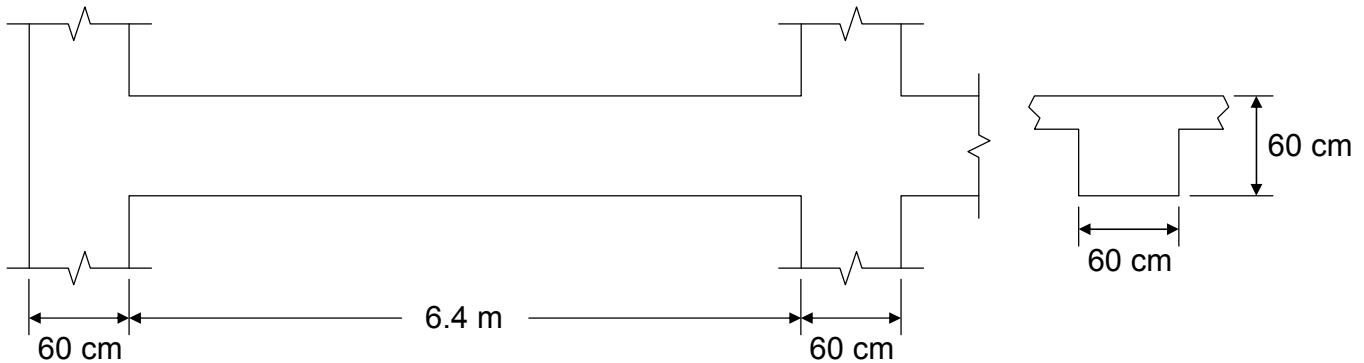
The beam is then designed for the shear force V_e in the normal way **except** that if

- (a) Earthquake-induced shear force due to M_{pr1} and M_{pr2} is half or more of the total shear, V_e , and
- (b) The factored axial compressive force P_u , including earthquake effects is less than $A_g f'_c / 20$.

then V_c is taken equal to zero.

EXAMPLE 2 Design of a Flexural Member

The beam as shown below is in a moment resisting frame of an office building in a region zone 2A. It supports a uniform unfactored dead load of 2.4 t/m and live load 0.8 t/m. Earthquake loads cause unfactored end moments of ± 25 t-m at the exterior end and ± 24 t-m at the interior end. The concrete and steel strength are 280 ksc and 4,000 ksc. Design the reinforcement.



1) Compute the factored moments.

Load combination 1: $U = 1.2D + 1.6L$

Factored uniform load: $w_u = 1.2(2.4) + 1.6(0.8) = 4.16$ t/m

$$\text{Exterior negative gravity load moment} = \frac{w_u \ell_n^2}{16} = \frac{4.16 \times 6.4^2}{16} = 10.65 \text{ t-m}$$

$$\text{Midspan positive gravity load moment} = \frac{w_u \ell_n^2}{14} = \frac{4.16 \times 6.4^2}{14} = 12.17 \text{ t-m}$$

$$\text{Interior negative gravity load moment} = \frac{w_u \ell_n^2}{10} = \frac{4.16 \times 6.4^2}{10} = 17.04 \text{ t-m}$$

Load combination 2: $U = 1.2D + 1.0E + 1.0L$

Factored uniform load: $w_u = 1.2(2.4) + 1.0(0) + 1.0(0.8) = 3.68$ t/m

Exterior negative gravity load moment = 9.42 t-m

Midspan positive gravity load moment = 10.77 t-m

Interior negative gravity load moment = 15.07 t-m

Load combination 3: $U = 0.9D + 1.0E$

Factored uniform load: $w_u = 0.9(2.4) + 1.0(0) = 2.16$ t/m

Exterior negative gravity load moment = 5.53 t-m

Midspan positive gravity load moment = 6.32 t-m

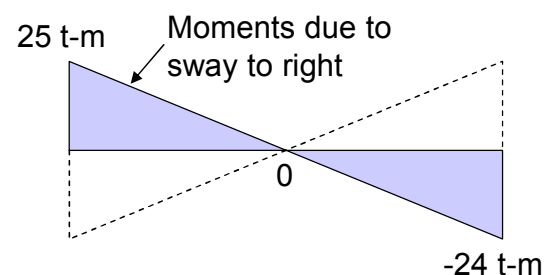
Interior negative gravity load moment = 8.85 t-m

Earthquake Load: 1.0E

Exterior negative lateral load moment = ± 25 t-m

Midspan positive lateral load moment = 0 t-m

Interior negative lateral load moment = ± 24 t-m



Moments including earthquake effects are

	Exterior Moment (t-m)	Midspan Moment (t-m)	Interior Moment (t-m)
Load combination 1	-10.65	+12.17	-17.04
Load combination 2			
Sway to right	+15.58	+10.77	-39.07
Sway to left	-34.42	+10.77	+8.93
Load combination 3			
Sway to right	+19.47	+6.32	-32.85
Sway to left	-30.53	+6.32	+15.15

2) Calculate flexural reinforcement.

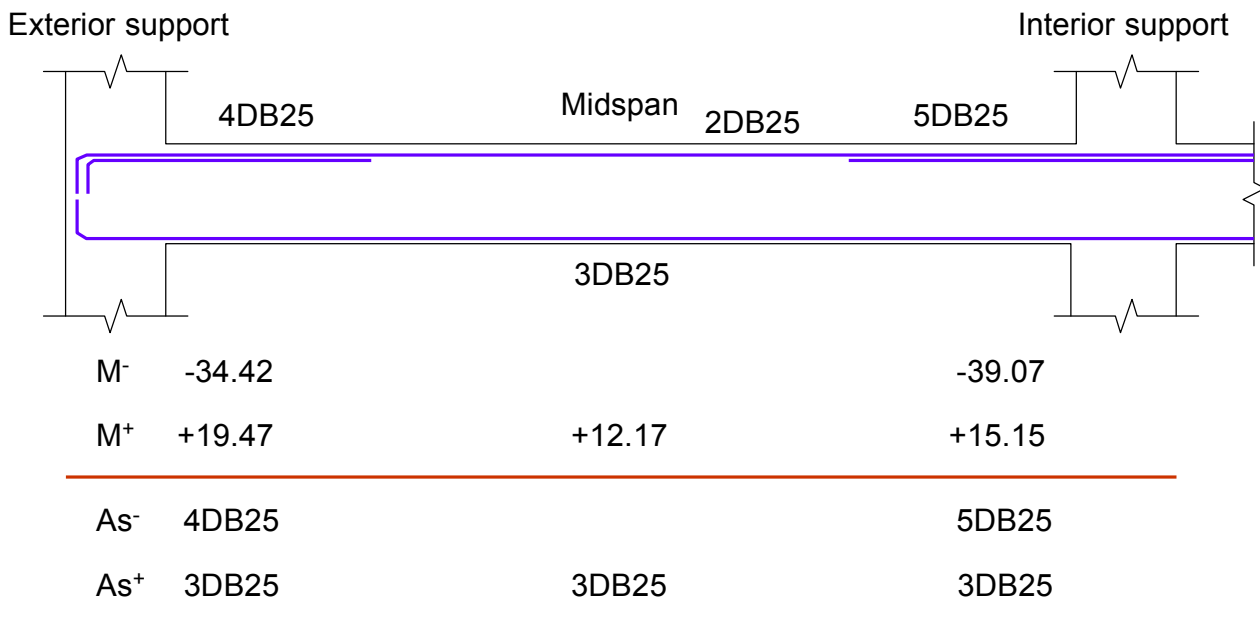
Interior support, negative moment:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{39.07 \times 10^5}{0.90 \times 60 \times 54^2} = 24.8 \text{ ksc}$$

$$\rho = \frac{0.85 \times 280}{4000} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 24.8}{0.85 \times 280}} \right) = 0.00656 \quad [\rho_{\min} = 0.0035] < \rho < [\rho_{\max} = 0.0229]$$

$$A_s = 0.00656 \times 60 \times 54 = 21.25 \text{ cm}^2$$

USE 5DB25 ($A_s = 24.54 \text{ cm}^2$)



3) Compute the probable moment capacities, M_{pr}

Exterior negative moment: $A_s = 19.63 \text{ cm}^2$ (4DB25)

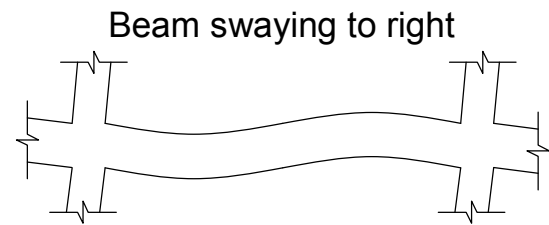
$$M_{pr} = 1.25 \times 4,000 \times 19.63 \left(54 - \frac{1.25 \times 19.63 \times 4,000}{2 \times 0.85 \times 280 \times 60} \right)$$

$$= 49.63 \text{ t-m}$$

Exterior positive moment: $M_{pr} = 37.87$ t-m

Interior negative moment: $M_{pr} = 60.99$ t-m

Interior positive moment: $M_{pr} = 37.87$ t-m

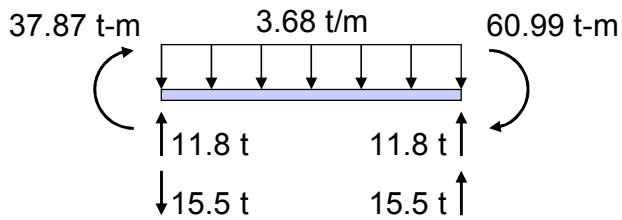


4) Compute the shear envelope.

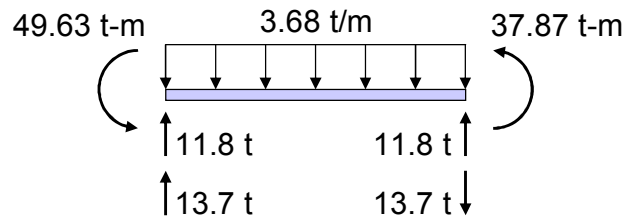
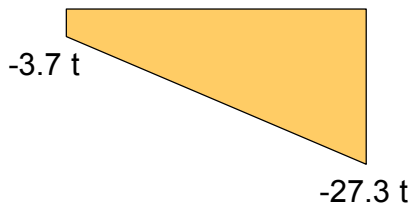
Load combination 2 with frame swaying to the right: $w_u = 3.68$ t/m

Reaction due to gravity load: $w_u l_n / 2 = 3.68(6.4)/2 = 11.8$ tons upward at each end, plus

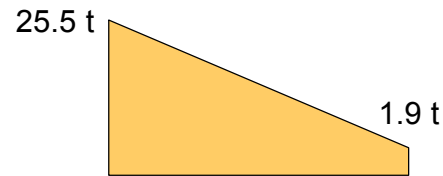
Reaction due to M_{pr} at each end = $(37.87 + 60.99)/6.4 = 15.5$ tons downward & upward



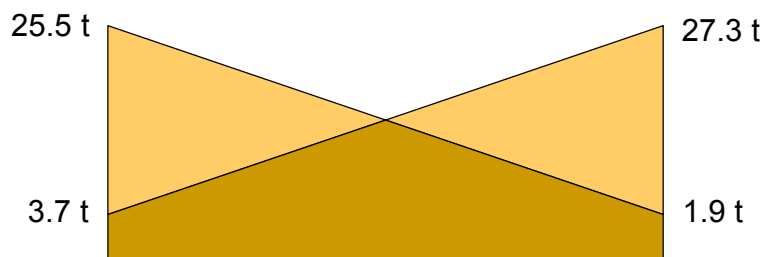
Frame swaying to right



Frame swaying to left



Superimposed shear force diagrams



Stirrup for shear: ACI state that V_c shall be taken equal to zero if

- (a) Earthquake shear represents more than half the shear: **it does at both ends**
- (b) Factored axial load including earthquake effect is less than $A_g f_c' / 20$: **it is.**

Therefore, $V_c = 0$.

Left end: Maximum shear = 25.5 ton

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{25.5}{0.75} - 0 = 34 \text{ ton}$$

ACI Sec. 11.5.7.9 : Max $V_s = 2.1\sqrt{f_c'} b_w d = 114$ ton **OK**

Try DB10 stirrup, $A_v = 2(0.785) = 1.57$ cm²

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{1.57 \times 4.0 \times 54}{34} = 9.97 \text{ cm}$$

USE DB10@0.09 m

Left end: Maximum shear = 27.3 ton

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{27.3}{0.75} - 0 = 36.4 \text{ ton}$$

ACI Sec. 11.5.7.9 : Max $V_s = 2.1\sqrt{f'_c} b_w d = 114 \text{ ton}$ **OK**

Try DB10 stirrup, $A_v = 2(0.785) = 1.57 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{1.57 \times 4.0 \times 54}{36.4} = 9.32 \text{ cm}$$

USE DB10@0.09 m

Hoops for confinement: ACI requires hoops over a distance of $2h = 2(60) = 120 \text{ cm}$ and the first hoops at 5 cm from face of columns. The maximum spacing s of hoops:

- (a) $d/4 = 54/4 = 13.5 \text{ cm}$
- (b) 8 long bar = $8(2.5) = 20 \text{ cm}$
- (c) 24 hoop bar = $24(1) = 24 \text{ cm}$
- (d) 30 cm

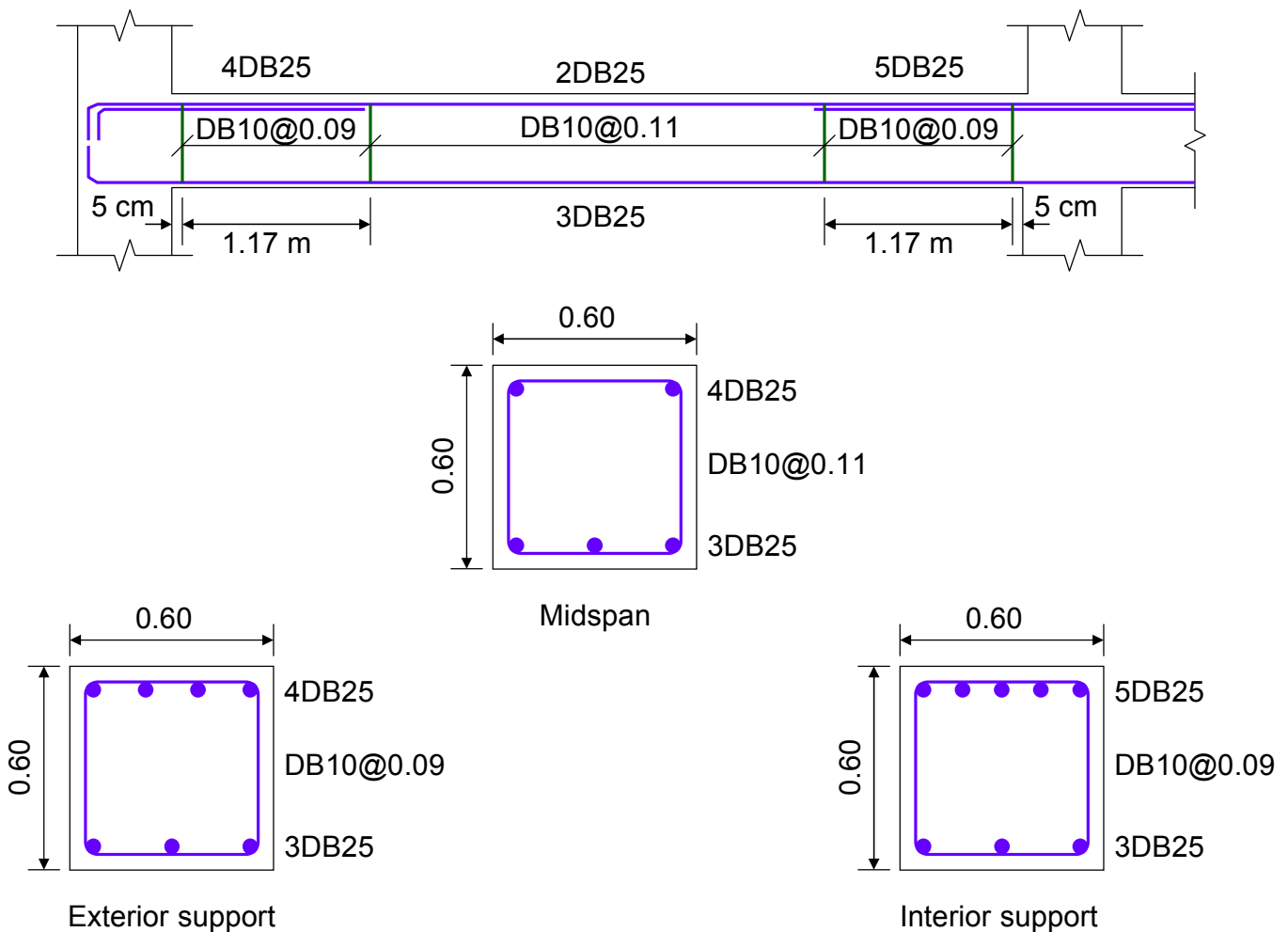
USE DB10@0.09 m

Therefore, place first DB10 hoop at 5 cm from column face, plus 13 at 9 cm, total 122 cm

Shear at 122 cm from the face of right column = $27.3 - (27.3 - 3.7) \times (1.22/6.4) = 22.8 \text{ ton}$

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{1.57 \times 4.0 \times 54}{22.8/0.75} = 11.2 \text{ cm}$$

USE DB10@0.11 m





References

- **STEEL, CONCRETE, & COMPOSITE DESIGN OF TALL BUILDINGS**

Bungale S. TARANATH, 2nd Edition, McGraw-Hill, 1998

LC Call # : TH1611 T37 1998

- **WIND and EARTHQUAKE RESISTANT BUILDINGS:
STRUCTURAL ANALYSIS AND DESIGN**

Bungale S. TARANATH, Marcel Dekker, 2005

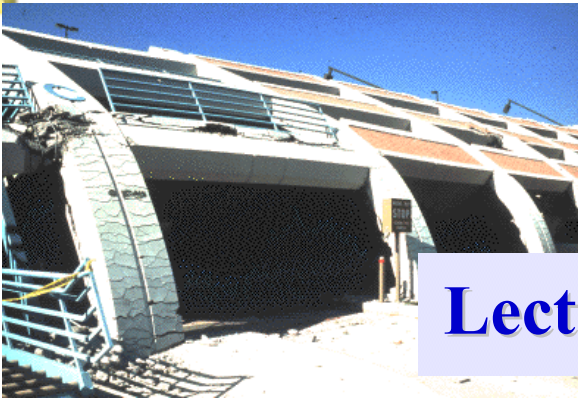
LC Call # : TH845 T33 2005

- **Notes on ACI 318-05 Building Code Requirements for
Structural Concrete (PCA Notes – 05)**

PCA : Portland Cement Association, 2005

LC Call # : TA444 N67 2005

Building Design



Lecture 20 – Seismic Design 2



- กำลังต้านทานการดัดของเสา
- การเสริมเหล็กปลอกในเสา
- กำลังต้านทานแรงเฉือนในเสา
- ตัวอย่างการออกแบบเสา

Mongkol JIRAVACHARADET

SURANAREE

INSTITUTE OF ENGINEERING

UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING

21.4 – Special moment frame members subjected to bending and axial load

ACI 318

Apply to special moment frame members :

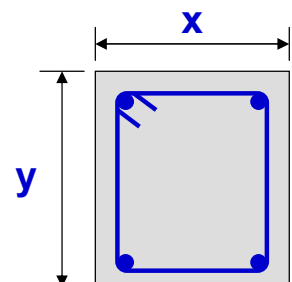
- (a) resisting earthquake-induced forces
- (b) Having a factored axial compressive force $P_u > A_g f'_c / 10$

21.4.1.1 – The shortest dimension, measured through the centroid, shall not be less than **30 cm**

21.4.1.2 – The ratio of the shortest dimension to the perpendicular dimension shall not be less than **0.4**

$$x \geq 30 \text{ cm}$$

$$x / y \geq 0.4$$



กำลังต้านทานการดัดของเสา

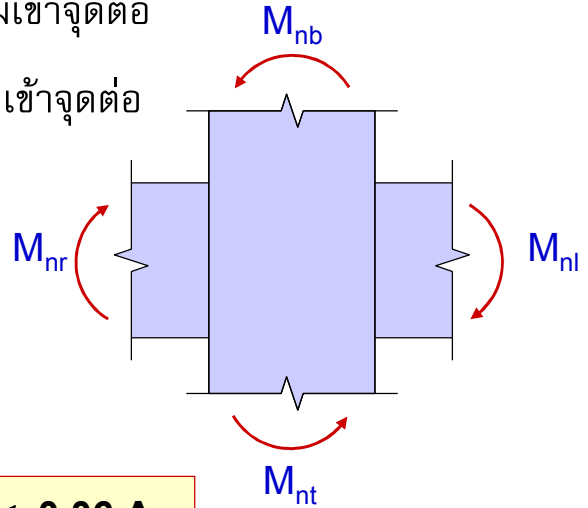
เพื่อให้ได้พฤติกรรม เสาแข็ง-คานอ่อน (strong column-weak beam) คือให้เกิดจุด
หมุนพลาสติกในคานแทนที่จะเป็นในเสา จะต้องทำให้

$$\Sigma M_{nc} \geq (6/5)\Sigma M_{nb}$$

เมื่อ ΣM_{nc} = ผลรวมกำลังโมเมนต์ของเสาที่มาเชื่อมเข้าจุดต่อ

ΣM_{nb} = ผลรวมกำลังโมเมนต์ของเสาที่มาเชื่อมเข้าจุดต่อ

$$(M_{nt} + M_{nb}) \geq \frac{6}{5}(M_{nl} + M_{nr})$$



ปริมาณเหล็กเสริมตามยาว : $0.01 A_g \leq A_{st} \leq 0.06 A_g$

การเสริมเหล็กปลอกในเสา

นอกเสียจากต้องการเพื่อต้านทานการเฉือนมากกว่า ปริมาณเหล็กปลอกที่ต้องการตลอด
ความสูง l_0 จากทั้งสองปลายของเสา เป็นดังนี้

(a) อัตราส่วนปริมาณเหล็กปลอกเกลียว ρ_s จะต้องไม่น้อยกว่า

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

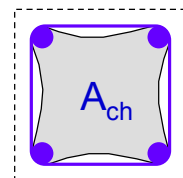
(b) พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็กปลอกสี่เหลี่ยม A_{sh} จะต้องไม่น้อยกว่า

$$A_{sh} = 0.3(s h_c f'_c / f_{yt}) [(A_g / A_{ch}) - 1]$$

$$A_{sh} = 0.09 s h_c f'_c / f_{yt}$$

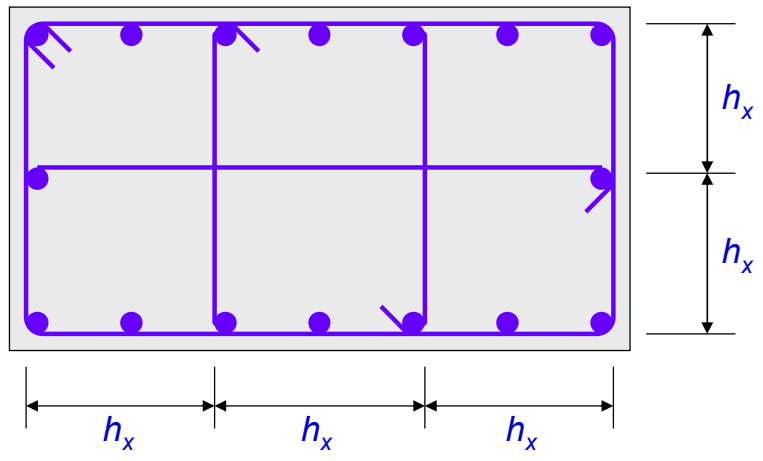
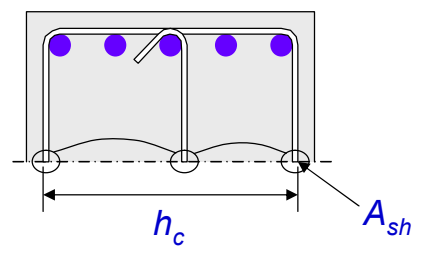
เมื่อ A_{ch} = พื้นที่หน้าตัดแกนเสาวัดตามขอบนอกของเหล็กปลอก

A_g = พื้นที่หน้าตัดเสาทั้งหมด



A_{ch} = พื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอกทุกเส้นภายใน
ระยะห่าง s ตั้งฉากกับระยะ h_c

h_c = ระยะความยาวด้านของแกนคอนกรีตวัด
ระหว่างศูนย์กลางเหล็กปลอกเส้นนอก



h_x = ค่ามากที่สุดของระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก $\leq 35 \text{ cm}$

การเสริมเหล็กปลอกเป็นพิเศษบริเวณข้อต่อเสา

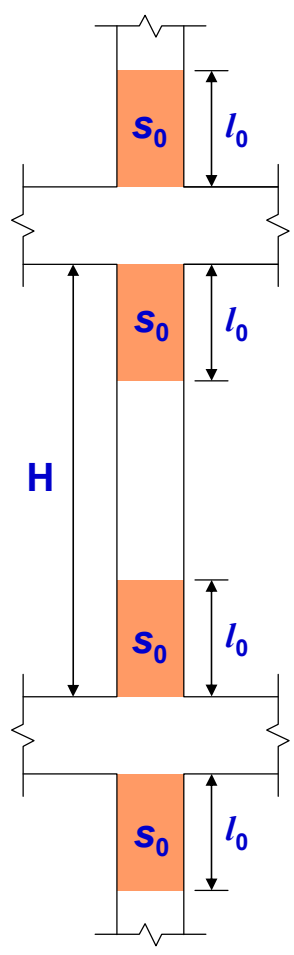
จะต้องเสริมเหล็กปลอกเดี่ยวที่มีระยะไม่มากกว่าระยะ s_0 ตลอด
ความยาว l_0 ที่วัดจากขอบของข้อต่อเสา

ความยาว l_0 ต้องมีค่าไม่น้อยกว่าระยะดังต่อไปนี้

- (a) ความลึกหน้าตัดเสาที่ผิวข้อต่อหรือจุดที่จะเกิด
การครากจากการตัด
- (b) หนึ่งในส่วนหกเท่าของระยะช่องว่างความสูงเสา $H/6$
- (c) 45 cm

ระยะห่าง s_0 ระหว่างปลอก จะต้องไม่มากกว่าระยะดังต่อไปนี้

- (a) หนึ่งในสี่ของด้านที่เล็กที่สุดของหน้าตัดเสา
- (b) 6 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริมตามยาว
ที่มีขนาดเล็กที่สุด
- (c) $10 \text{ cm} \leq s_0 = 10 + (35 - h_x)/3 \leq 15 \text{ cm}$

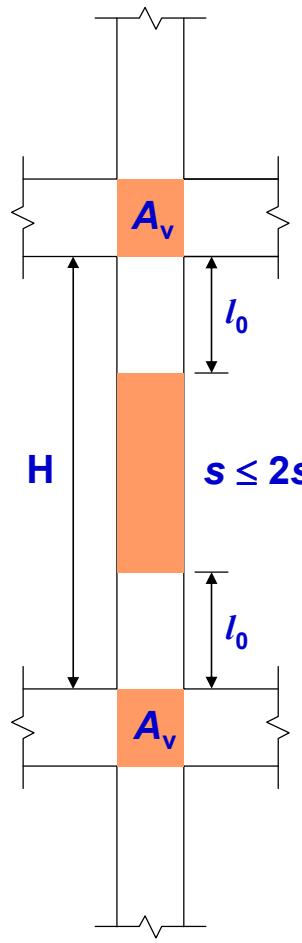


การเสริมเหล็กปลอกเป็นพิเศษบริเวณข้อต่อเสา

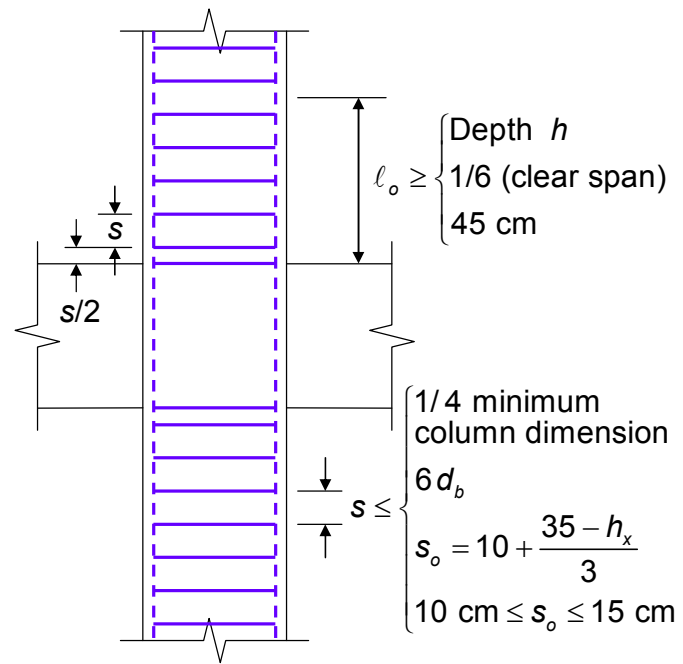
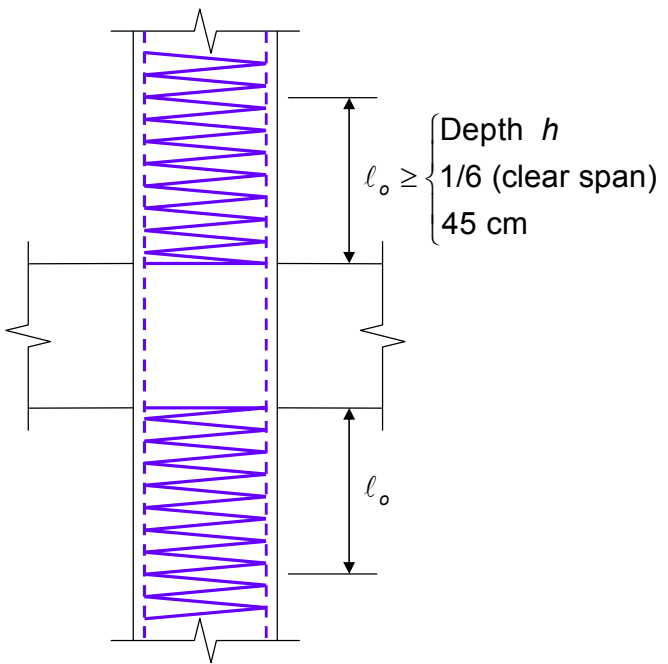
▶ บริเวณข้อต่อต้องมีการเสริมเหล็กปลอกเป็นปริมาณไม่น้อยกว่า

$$A_v = 3.5 \frac{b_w s}{f_y}$$

- ▶ ระยะห่างระหว่างปลอก s นอกช่วง l_o จะต้องไม่มากกว่า $2s_o$
- ▶ การต่อเหล็กเสริมในเสาให้ต่อบริเวณช่วงกลางความสูงเสา



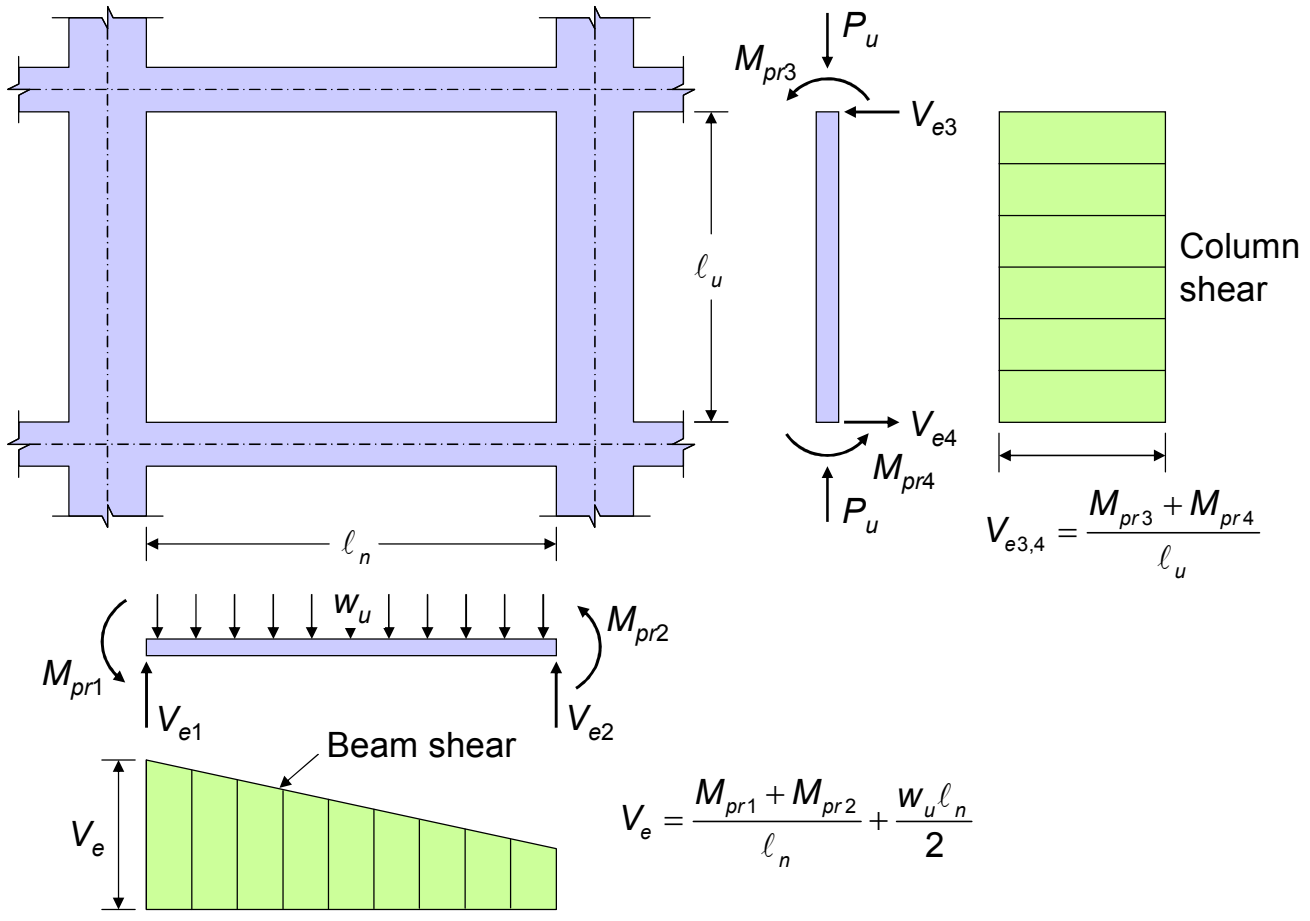
Typical Detailing of Column



$$\rho_s \geq \begin{cases} 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.45 \left(\frac{A_g}{A} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \end{cases}$$

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0.09 s h_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.3 s h_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \end{cases}$$

Design Shears for Beams and Columns



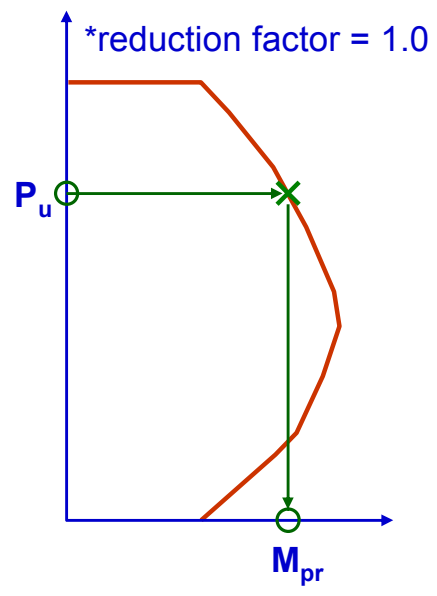
กำลังต้านทานแรงเฉือนในเสา

แรงเฉือนที่ใช้การการออกแบบ V_e จะพิจารณาจากแรงมากที่สุดที่จะเกิดขึ้นที่ผิวจุดต่อ โดยพิจารณาได้จากวิธีคำนวณดังต่อไปนี้

(a) คำนวณจากกำลังโมเมนต์ดัด M_{pr} ที่แต่ละปลายของเสาซึ่งเป็นผลมาจากน้ำหนักบรรทุกปรับค่า P_u ที่กระทำลงเสา

$$V_e = \frac{M_{prc\ top} + M_{prc\ btm}}{l_u}$$

เมื่อ $M_{prc\ top}$ และ $M_{prc\ btm}$ คือกำลังโมเมนต์ดัดที่ปลายบนและปลายล่างของเสา หาได้จากแผนภูมิปฏิสัมพันธ์ $P_u - M_{pr}$



(b) แรงเฉือนที่ใช้จะต้องมีค่าไม่เกินที่คำนวณได้จากกำลังที่จุดต่อซึ่งได้มาจากกำลังโมเมนต์ M_{pr} ของคานที่จุดต่อ

$$V_e = \frac{\sum M_{prb\ top} DF_{top} + \sum M_{prb\ btm} DF_{btm}}{l_u}$$

เมื่อ $M_{prb\ top}$ และ $M_{prb\ btm}$ คือ กำลังโมเมนต์ดัดของคานที่จุดต่อที่ปลายบนและปลายล่างของเสา ตามลำดับ

DF_{top} และ DF_{btm} คือ ตัวคูณการกระจายโมเมนต์ที่ปลายบนและปลายล่างของเสาที่จะออกแบบ ตามลำดับ

(c) แรงเฉือนที่ใช้จะต้องมีค่าไม่น้อยกว่าแรงเฉือนปรับค่า V_u ที่คำนวณได้จากการวิเคราะห์โครงสร้าง

EXAMPLE 3 Design of a Column

The column supporting the interior end of the beam designed in Ex.1 is 60 cm square and constructed of 280-ksc concrete and 4000-ksc steel. The floor-to-floor height is 3.6 m with 60-cm deep beams in each floor, giving a clear column height of 3.0 m. The unfactored moments, shears, and axial loads from elastic analysis for earthquake loads are given in the table below.

	Dead Load	Live Load	Earthquake
Axial loads, ton			
Column in story over	230	64	± 2
Column being designed	250	70	± 2
Column in story under	270	76	± 2.5
Moments, t-m (CCW+)			
Top of column	-6	-1.5	± 280
Bottom of column	-6	-1.5	± 300
Shears, ton			
	0	0	18



(1) Compute factored loads and moments.

Load combination 1: $U = 1.2D + 1.6L$

Load combination 2: $U = 1.2D + 1.0E + 1.0L$

Load combination 3: $U = 0.9D + 1.0E$

	Axial Load (ton)	Top Moment (t-m)	Bottom Moment (t-m)	Shear (ton)
Column in story over				
Load combination 1	378			
Load combination 2	342			
Load combination 3	209			
Column being designed				
Load combination 1	412	-9.6	-9.6	0
Load combination 2				
Sway to right	372	271	291	18
Sway to left	368	-289	-309	18
Load combination 3				
Sway to right	227	275	295	18
Sway to left	223	-285	-305	18

	Axial Load (ton)	Top Moment (t-m)	Bottom Moment (t-m)	Shear (ton)
Column in story over				
Load combination 1	446			
Load combination 2	403			
Load combination 3	246			

(2) Check general requirements.

(a) Factored axial compressive force $A_g f'_c / 10 = 60 \times 60 \times 0.28 / 10 = 101 \text{ ton} < P_u$ **OK**

(b) Shortest column dimension not less than 30 cm **OK**

(c) Ratio of short to long column dimensions not less than 0.4 **OK**

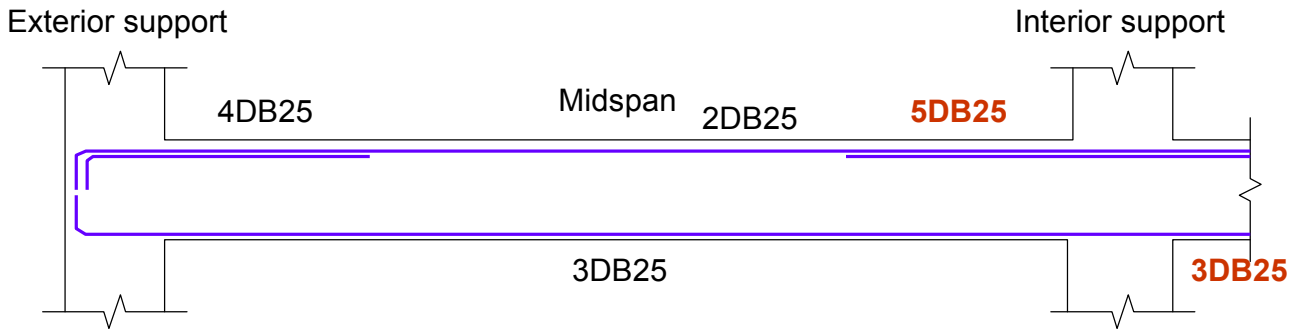
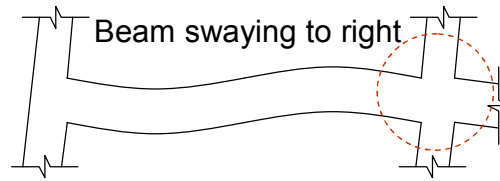
(3) Initial selection of column steel. As a first trial we shall select **12 DB25**, $A_{st} = 58.92 \text{ cm}^2$

$$\rho_g = \frac{58.92}{60 \times 60} = 0.0164 \qquad 0.01 < \rho_g < 0.06 \qquad \mathbf{OK}$$

(4) Check if the column strength satisfies $\Sigma M_{nc} \geq (6/5)\Sigma M_{nb}$

ΣM_{nb} is the sum of ϕM_n strength of the beams meeting at the joint

For the frame swaying to right,
From step 2 of example 1:
Flexural reinforcements are



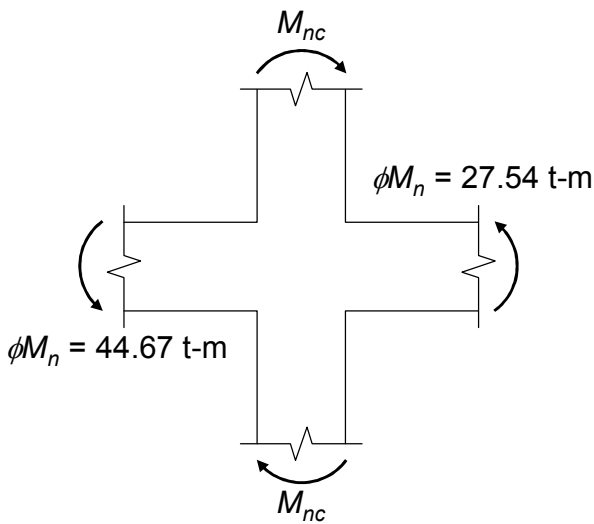
Interior support, negative moment: 5DB25 ($A_s = 24.54 \text{ cm}^2$)

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{24.54 \times 4,000}{0.85 \times 280 \times 60} = 6.87 \text{ cm}$$

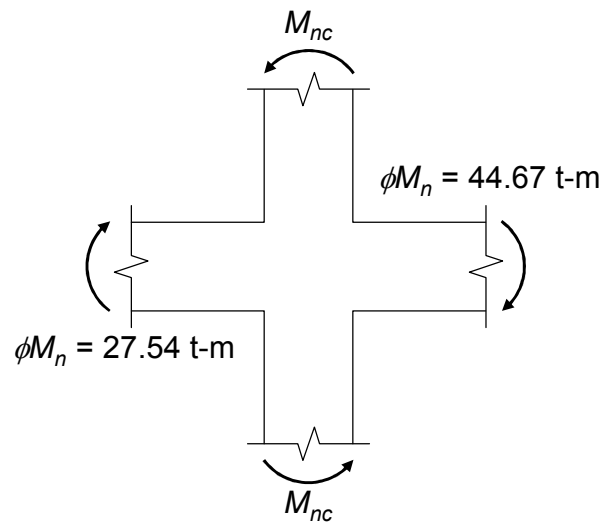
$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi A_s f_y (d - a/2) = 0.9 \times 24.54 \times 4.0 (54 - 6.87/2) / 100 \\ &= 44.67 \text{ t-m} \end{aligned}$$

Interior support, positive moment: 3DB25 ($A_s = 14.73 \text{ cm}^2$)

$$a = 4.13 \text{ cm} \rightarrow \phi M_n = 27.54 \text{ t-m}$$



Frame swaying to right



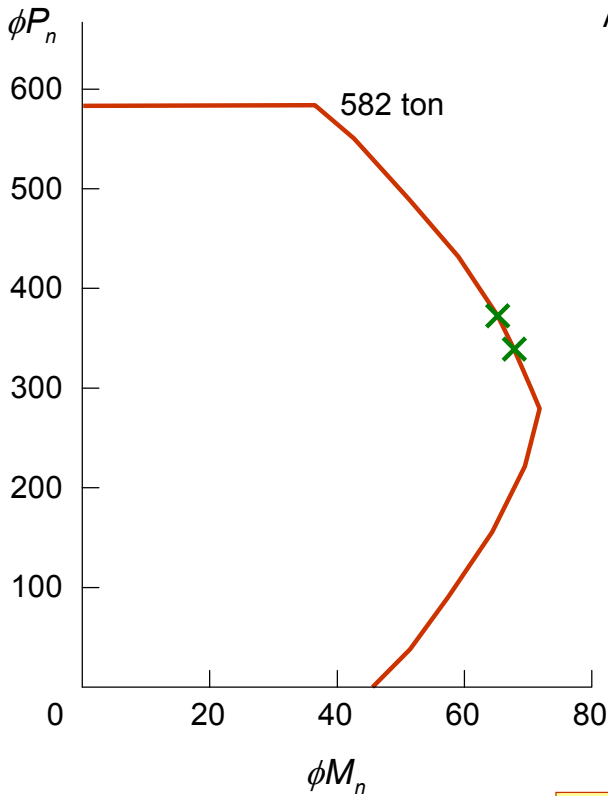
Frame swaying to left

For the joint shown, the ΣM_{nb} is the same for both cases.

$$\begin{aligned} \frac{6}{5} \Sigma M_{nb} &= 1.2 \times (44.67 \text{ t-m} + 27.54 \text{ t-m}) \\ &= 86.85 \text{ t-m} \end{aligned}$$

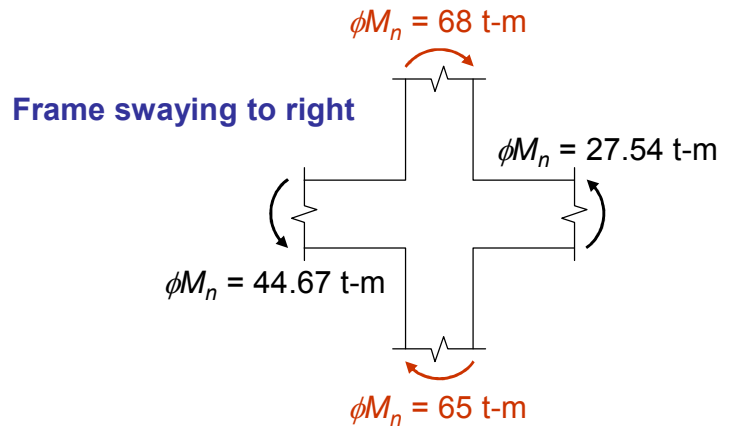
For load combination 2, axial load in column in story over is $\phi P_n = 342$ ton

From interaction diagram for $\phi P_n - \phi M_n$, the corresponding moment capacity, $\phi M_n = 68$ t-m



Axial load in story being design is $\phi P_n = 372$ ton

The corresponding moment is $\phi M_n = 65$ t-m



$$\Sigma M_{nc} = 68 \text{ t-m} + 65 \text{ t-m} = 133 \text{ t-m}$$

$$\Sigma M_{nc} > [(6/5)\Sigma M_{nb} = 86.85 \text{ t-m}]$$

∴ Column strength satisfies the requirement

(5) Design the confinement reinforcement.

Total cross-sectional area of hoop not be less than the larger of

$$A_{sh} = 0.3 s h_c \left(\frac{A_g}{A} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

or

$$A_{sh} = 0.09 s h_c \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

h_c = cross-sectional dimension of the core = $60 - 2 \times (4 + 1.2/2) = 50.8$ cm

A_{ch} = cross-sectional area of the core = $(60 - 2 \times 4)^2 = 2,704$ cm²

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0.3(50.8) \left(\frac{60 \times 60}{2,704} - 1 \right) \frac{280}{4,000} = 0.354 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

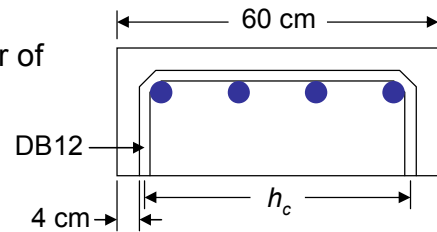
Control

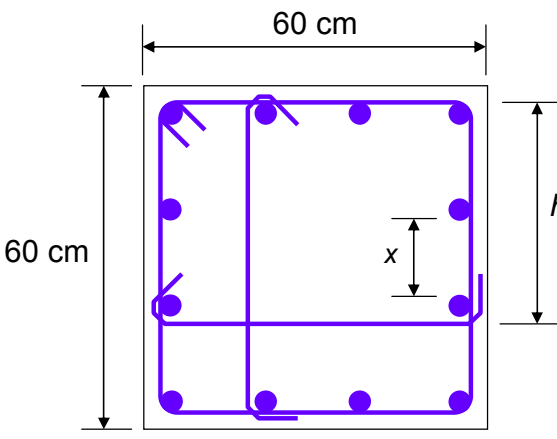
or

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0.09(50.8) \frac{280}{4,000} = 0.320 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

Spacing **s** of transverse reinforcement shall not exceed the smallest of:

- (a) 1/4 of the minimum column dimension = (1/4) (60) = 15 cm
- (b) 6 x diameter of longitudinal bar = 6 (2.5) = 15 cm
- (c) $10 \text{ cm} \leq s_o = 10 + (35 - h_x)/3 \leq 15 \text{ cm}$





max $h_x \leq 35$ cm

$x = (60 - 2x(4+1.2) - 4x2.5)/3 = 13.2$ cm

$h_x = 2x13.2 + 3x2.5 + 1.2 \approx 35$ cm **OK**

$s_o = 10 + (35 - h_x)/3$
 $= 10 + (35 - 35)/3 = 10$ cm

Control

Hoops must be provided over a height of l_o from each end of the column.
 The height l_o is the greater of

- (a) The depth of column at the joint face = 60 cm
- (b) One-sixth of the height of the column = $300/6 = 50$ cm
- (c) 45 cm

Control

Thus $l_o = 60$ cm. Throughout the rest of the height of the column, ACI Sec. 21.4.4.6 requires spacing s not exceed the smaller of

- (a) 6 x diameter of longitudinal bar = $6(2.5) = 15$ cm
- (b) 15 cm

Use $s = 15$ cm for the remainder of column length

(6) Design the shear reinforcement. The design shear force V_e shall be:

(a) the shear corresponding to plastic hinges at each end of the column given by

$$V_e = \frac{M_{prc\ top} + M_{prc\ btm}}{\ell_u}$$

For load combination 2, factored axial loads in column being designed are 372 and 368 ton

For load combination 3, factored axial loads are 227 and 223 ton

From $P_{pr} - M_{pr}$ interaction diagram, max. value of $M_{pr} = 101$ t-m

$$V_e = \frac{101 + 101}{3} = 67.3$$
 ton

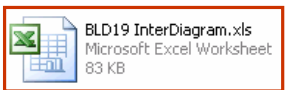
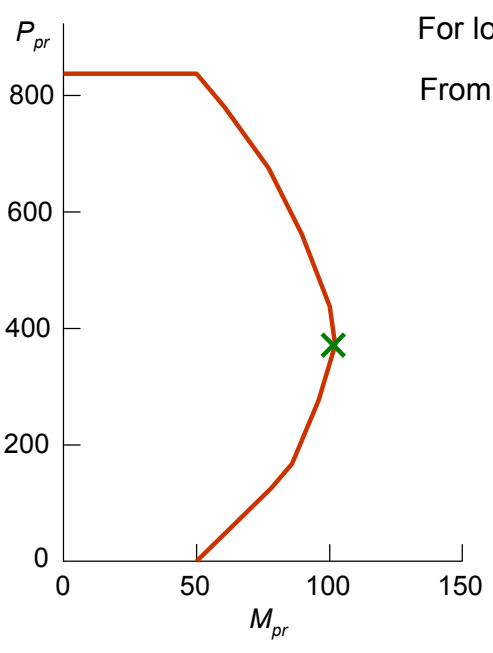
(b) but need not be more than

$$V_e = \frac{\sum M_{prb\ top} DF_{top} + \sum M_{prb\ btm} DF_{btm}}{\ell_u}$$

From step 3 of Ex. 1, M_{pr} of beams framing into joints at the top and bottom of the column are ± 60.99 t-m and ± 37.87 t-m.

Since columns in stories over, under and being designed all have the same stiffness, DF_{top} and DF_{btm} are 0.5.

$$V_e = \frac{(60.99 + 37.87) \times 0.5 + (60.99 + 37.87) \times 0.5}{3} = 33.0$$
 ton



$\phi_b = 0.9 \rightarrow 1.0$
 $\phi_c = 0.7 \rightarrow 1.0$



The shear V_e shall not be less than the factored shear from the analysis = 18 ton

OK

Therefore, the designed shear $V_e = 33$ ton

Stirrup for shear: ACI Sec. 21.4.5.2 state that V_c shall be taken equal to zero if

- (a) Earthquake shear represents more than half the shear: **it does at both ends**
- (b) Factored axial load including earthquake effect is less than $A_g f'_c / 20$: **it is.**

Therefore, $V_c = 0$.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{33}{0.75} = 44 \text{ ton}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{44}{4 \times 54} = 0.204 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

For $s = 10$ cm, $A_v = 2.04$ cm². The hoops for confinement have $A_v = 3.39$ cm²

OK

Outside of the length l_o , V_c is given by

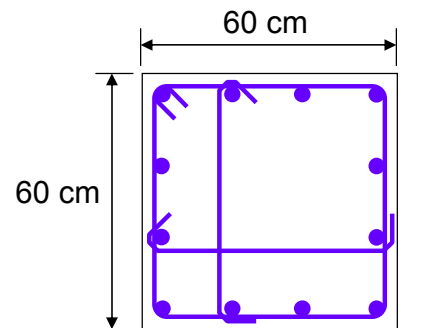
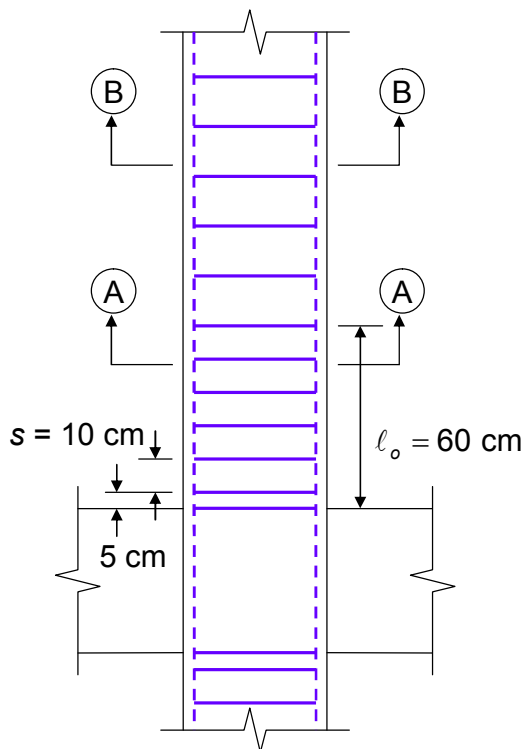
$$V_c = 0.53 \left(1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$= 0.53 \left(1 + 0.0071 \frac{223 \times 1,000}{3,600} \right) \sqrt{280} \times 60 \times 54 = 41.4 \text{ ton}$$

$$V_c > V_u / \phi$$

∴ No need stirrup for shear and instead will be provided for confinement.

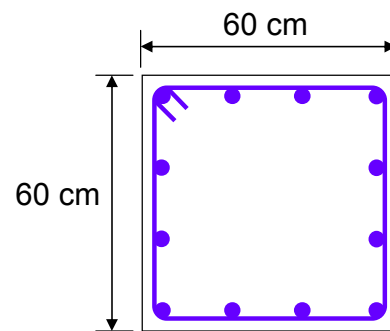
Column Design Result



12 DB25

DB12 @ 0.10 Stirrup

(A) — (A)



12 DB25

DB12 @ 0.15 Stirrup

(B) — (B)

Building Design

Lecture 21 – Seismic Design 3



- การออกแบบข้อต่อระหว่างคานและเสา
- การเสริมเหล็กในแผ่นพื้นสองทางแบบไร้คาน
- การออกแบบผนังเฉือน
- ตัวอย่างการออกแบบผนังเฉือน

Mongkol JIRAVACHARADET

SURANAREE

UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

INSTITUTE OF ENGINEERING

SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING



Detail of structural building failure caused by the earthquake in Cotabato, PHILIPPINE, August 16, 1976

Building Joint Failure

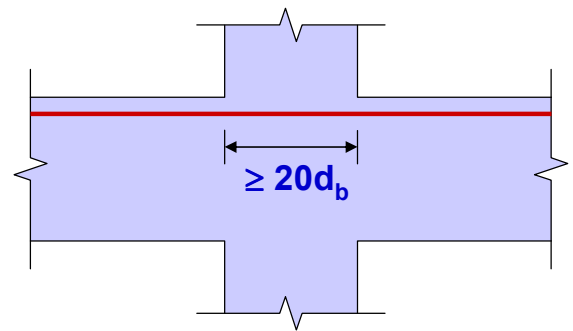
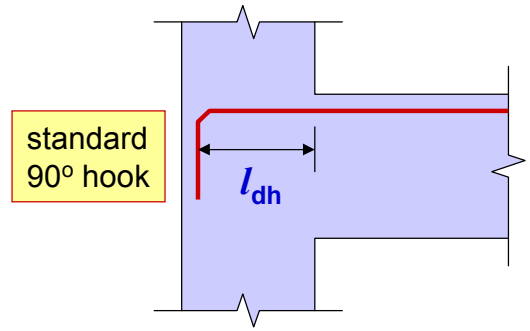


การออกแบบข้อต่อระหว่างคานและเสา

- ▶ การหยุดเหล็กเสริมตามยาวคานในเสาต้องยื่นเหล็กไปถึงอีกด้านของแกนเสาและมีการฝังยึดอย่างเพียงพอตามมาตรฐาน
- ▶ ระยะฝังยึด $l_{dh} \geq 8d_b \geq 15 \text{ cm}$ และต้องไม่น้อยกว่า

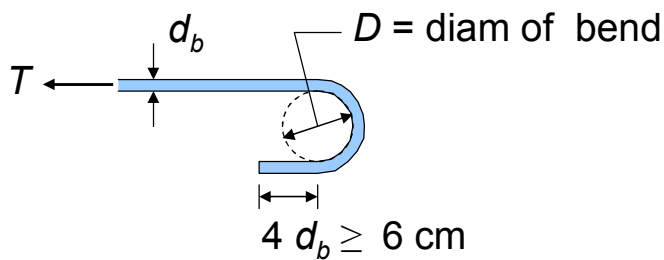
$$l_{dh} = f_y d_b / (17.3 \sqrt{f'_c})$$

- ▶ ในกรณีที่เหล็กเสริมตามยาวคานยื่นผ่านจุดหน้าเสาด้านที่ขนานกับเหล็กเสริม $\geq 20d_b$

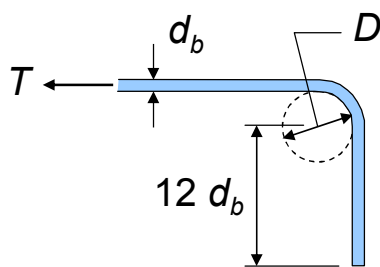


การงอขอมาตรฐาน

180° Hook



90° Hook

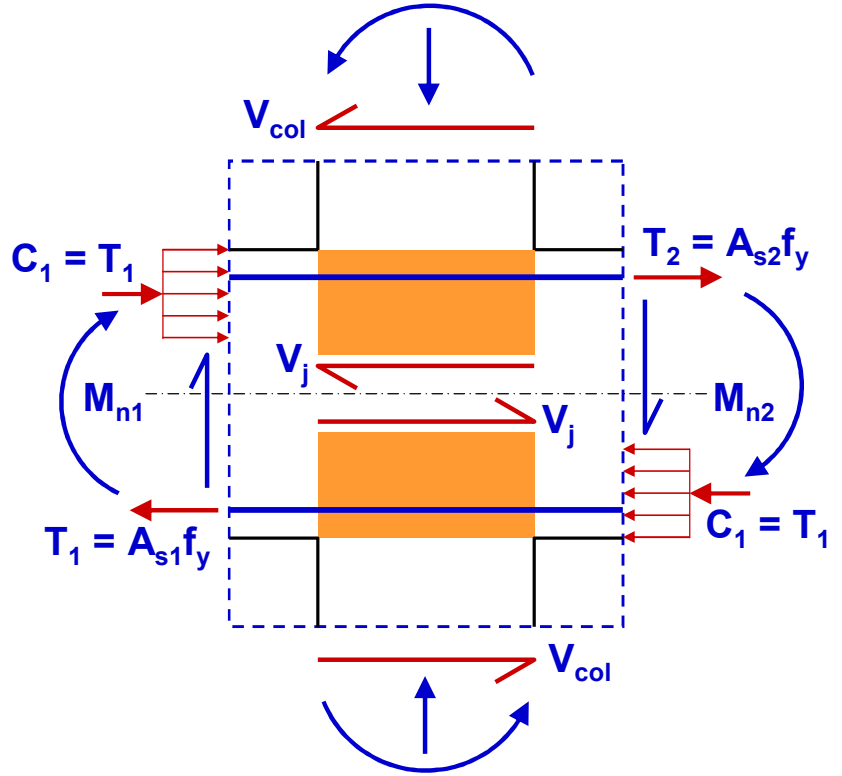
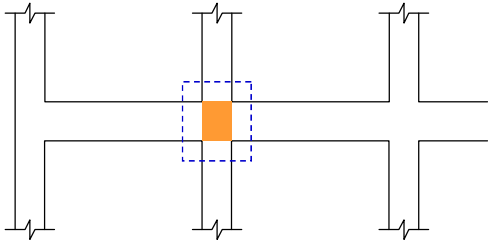


Min. Dia. of Bend (D)	
DB10 - DB25	$6d_b$
DB28 - DB36	$8d_b$
DB40 - DB60	$10d_b$

การออกแบบต้านแรงเฉือนในข้อต่อ

แรงเฉือนในแนวนอนสูงสุดที่กระทำต่อข้อต่อ V_j จะต้องไม่เกินกำลังต้านทานแรงเฉือน

$$V_j \leq \phi V_n$$



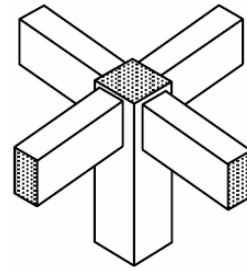
$$\begin{aligned} V_j &= C_1 + T_2 - V_{col} \\ &= T_1 + T_2 - V_{col} \\ &= (A_{s1}f_y + A_{s2}f_y) - V_{col} \end{aligned}$$

กำลังต้านแรงเฉือน V_n

กำลังต้านแรงเฉือนระบุ V_n ของข้อต่อมีค่าดังต่อไปนี้

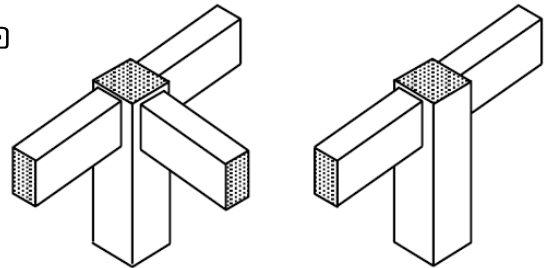
- (1) ข้อต่อที่ได้รับการยึดรั้งจากคานทั้ง 4 ด้าน

$$V_n = 5.4 \sqrt{f'_c} A_j$$



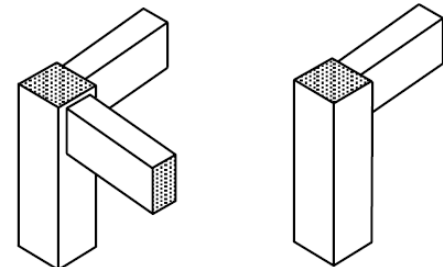
- (2) ข้อต่อที่ได้รับการยึดรั้งจากคานทั้ง 3 ด้าน หรือ คาน 2 ด้านที่อยู่ตรงข้ามกัน

$$V_n = 3.9 \sqrt{f'_c} A_j$$



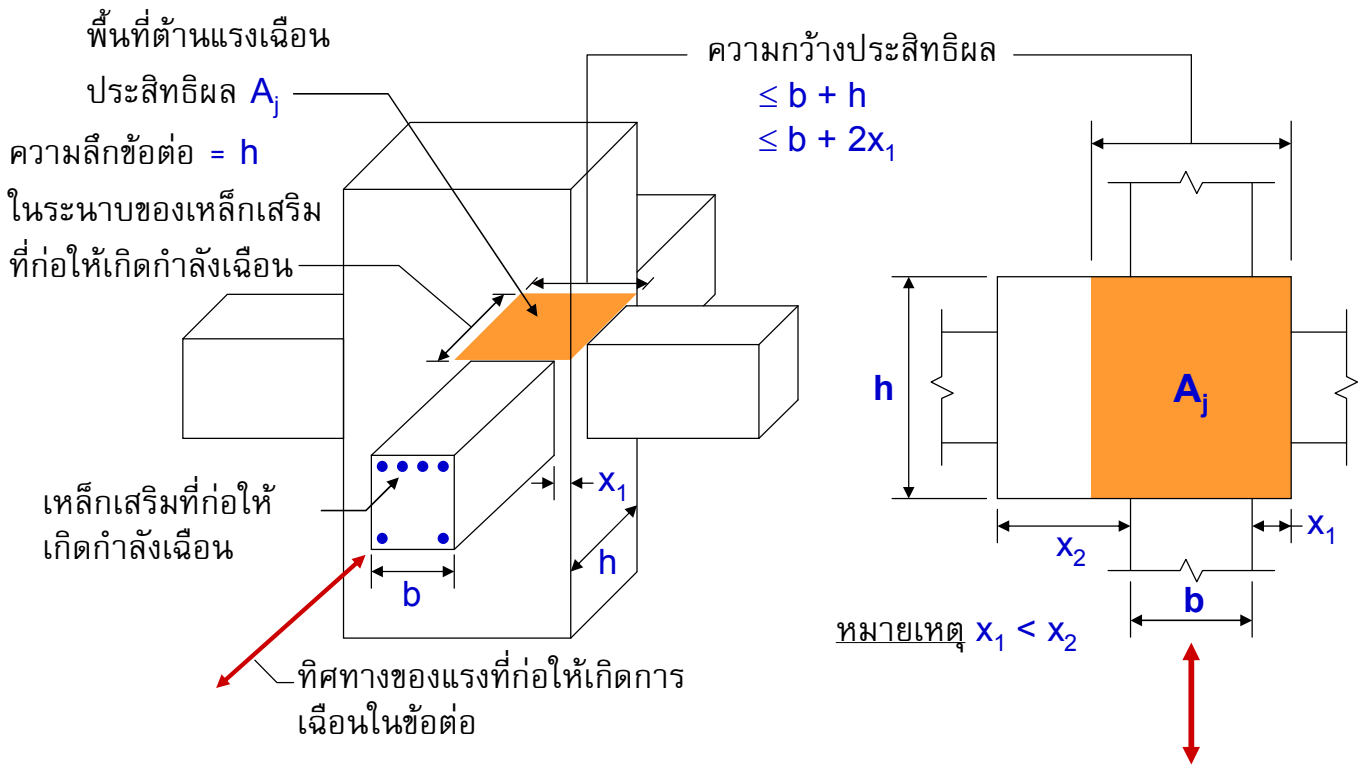
- (3) ข้อต่ออื่นๆ

$$V_n = 3.2 \sqrt{f'_c} A_j$$

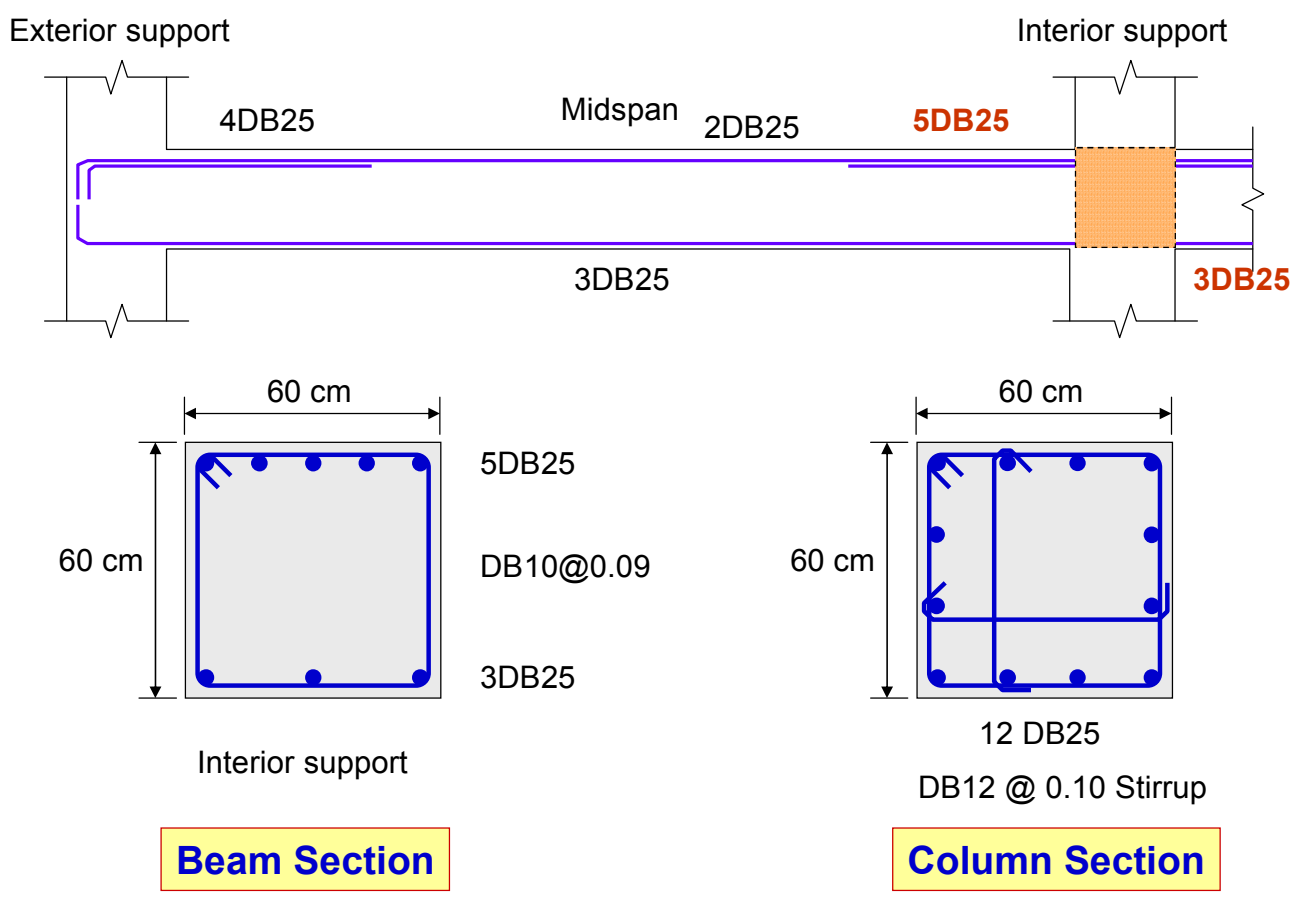


พื้นที่ต้านแรงเฉือนในแนวนอนประสิทธิภาพของข้อต่อ A_j

จะถือข้อต่อได้รับการยึดรั้งจากคานก็ต่อเมื่อคานมีความกว้าง $\geq 3/4$ ความกว้างเสา และมีความลึก $\geq 3/4$ ของความลึกคานมากที่สุดที่มาบรรจบที่ข้อต่อ

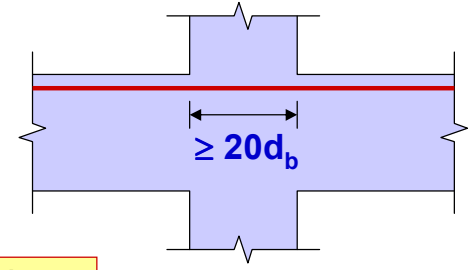


EXAMPLE 4 การออกแบบข้อต่อ (from Example-2 & Example-3)



(1) ตรวจสอบระยะยึดเหนี่ยว

$$20 \times 2.5 = 50 \text{ cm} < 60 \text{ cm} \text{ OK}$$



(2) เหล็กปลอกน้อยที่สุดบริเวณข้อต่อ

$$A_v = 3.5 \frac{b_w s}{f_y}$$

DB12 : $A_v = 2(1.13) = 2.26 \text{ cm}^2$

USE DB12 @ 0.25 m

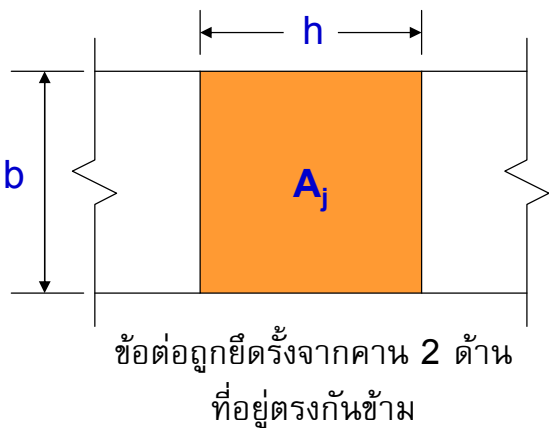
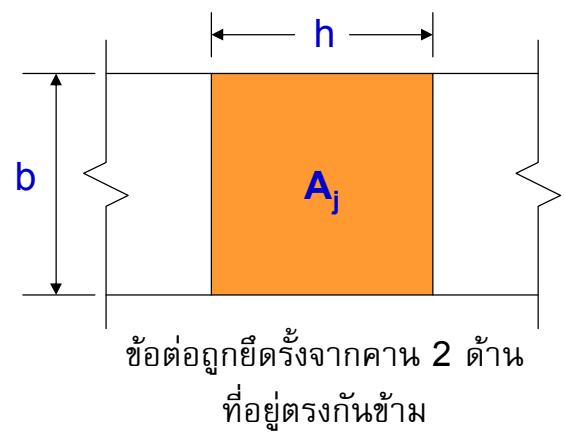
$$S_{max} = A_v f_y / (3.5 b_w) = 2.26 \times 4,000 / (3.5 \times 60) = 43 \text{ cm}$$

(3) พื้นที่ต้านแรงเฉือน A_j :

คานกว้างเท่ากับเสา $\rightarrow b = 60 \text{ cm}$

$$A_j = b \times h = 60 \times 60$$

$A_j = 3,600 \text{ cm}^2$



(4) กำลังต้านแรงเฉือน :

$$V_n = 3.9 \sqrt{f'_c} A_j$$

$$V_n = 3.9 \sqrt{280} \times 3,600 / 1,000$$

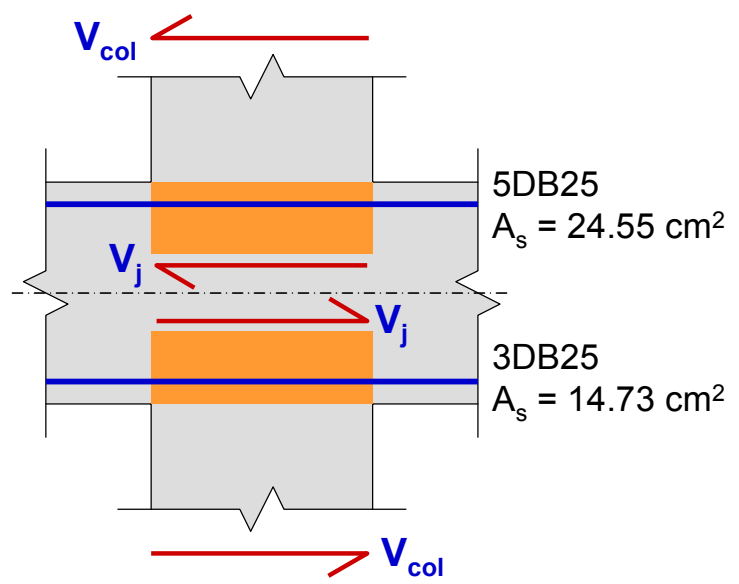
$V_n = 235 \text{ ton}$

(5) แรงเฉือนในแนวนอน :

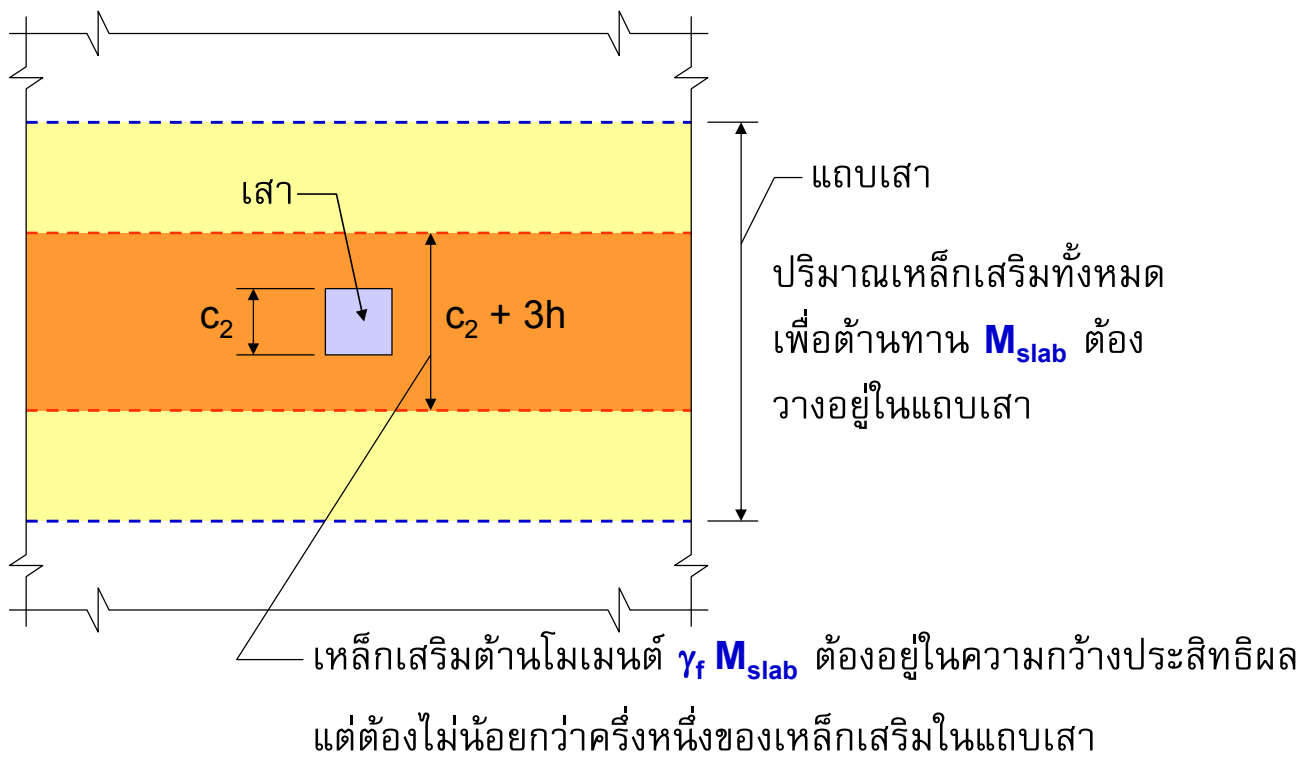
$$\begin{aligned} V_j &= (A_{s1} f_y + A_{s2} f_y) - V_{col} \\ &= (24.55 + 14.73) \times 4 - 18 \\ &= 139 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 235 = 200 \text{ ton}$$

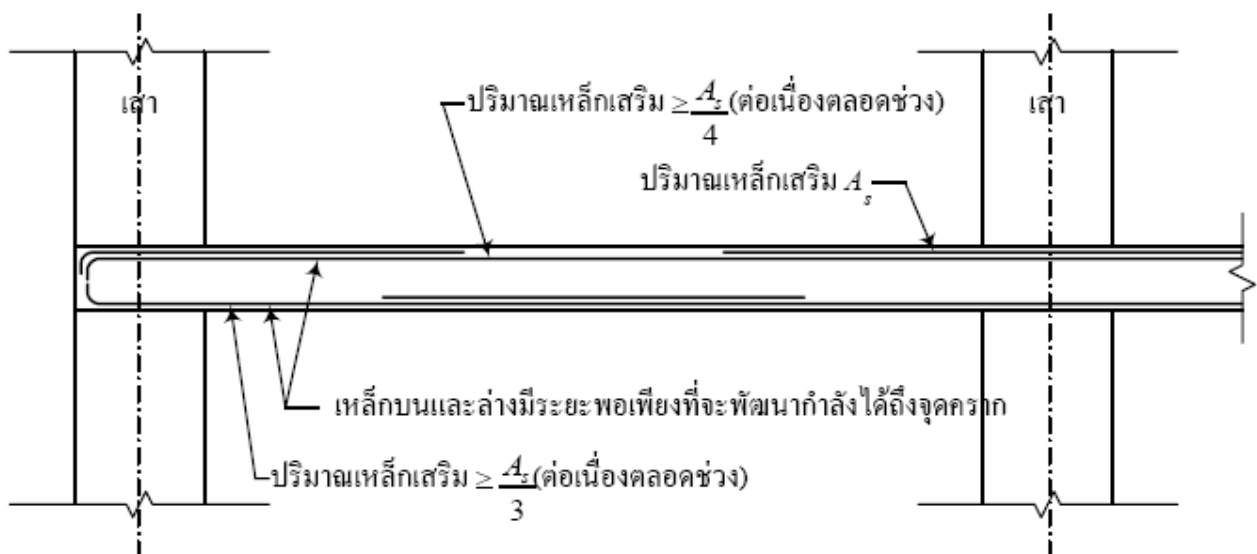
$V_j < \phi V_n \text{ OK}$



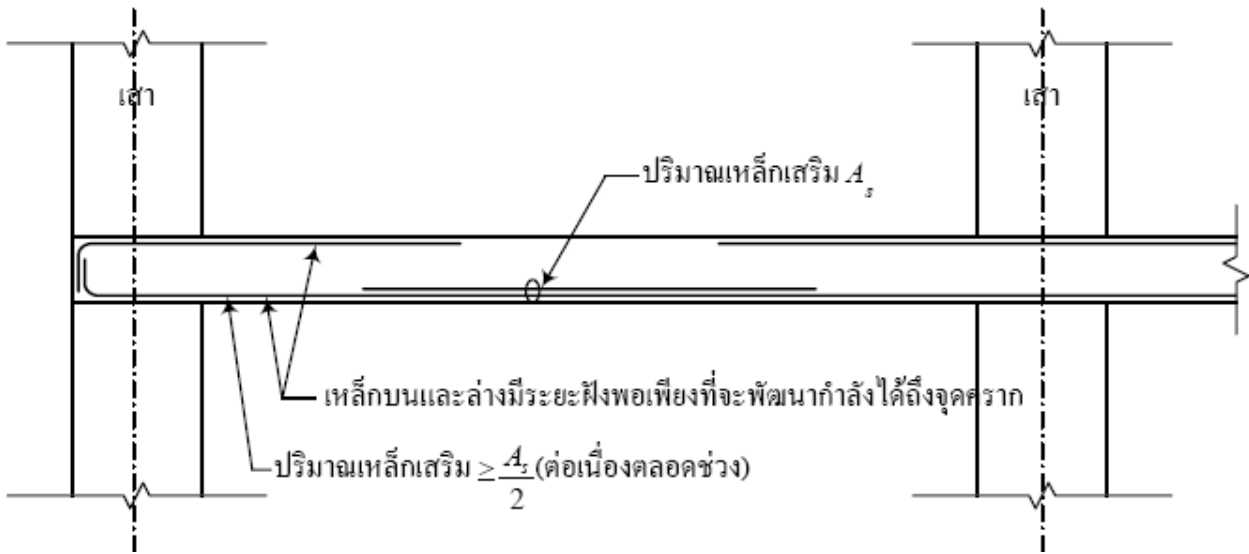
การเสริมเหล็กในแผ่นพื้นสองทางแบบไร้คาน



รายละเอียดการเสริมเหล็กในแถบเสา



รายละเอียดการเสริมเหล็กในแถบกลาง



แรงเฉือนทะลุในแผ่นพื้นสองทางแบบไร้คาน

แรงเฉือนที่หน้าตัดวิกฤตรอบเสาที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกปรับค่าในแนวตั้ง จะต้องมามีค่าไม่เกิน $0.4 \phi V_c$ เมื่อ $\phi = 0.75$ และ V_c เป็นค่าน้อยที่สุดของค่าต่อไปนี้

$$V_c = 0.27 \left[2 + \frac{4}{\beta_c} \right] \sqrt{f'_c} b_0 d$$

$$V_c = 0.27 \left[\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right] \sqrt{f'_c} b_0 d$$

$$V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} b_0 d$$

สำหรับแผ่นพื้นไร้คานคอนกรีตอัดแรง

$$V_c = (0.27 \beta_p \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc}) b_0 d + V_p$$

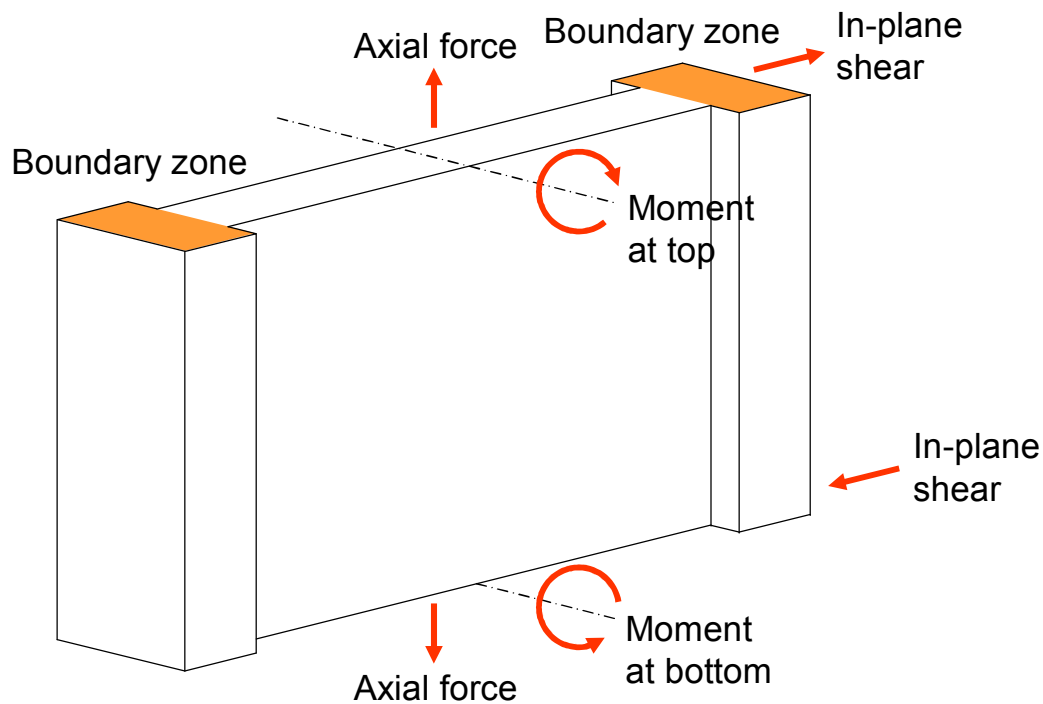


Earthquake Resistant Shear Wall Design



การออกแบบผนังเฉือน

ในบางกรณีอาจต้องมี การโอบรัดที่ขอบผนัง (boundary zone confinement) ซึ่งเกิดความเครียดจากแรงอัดมาก



21.7 – Special reinforced concrete structural walls and coupling beams

21.7.2 – Reinforcement

The required vertical and horizontal web reinforcement ratios, ρ_v and ρ_h depend on the design shear force V_u :

For $V_u \leq 0.265 A_{cv} \sqrt{f'_c}$:

$\rho_v \geq 0.0012$ for DB16 and smaller $\rho_h \geq 0.0020$ for DB16 and smaller

$\rho_v \geq 0.0015$ for DB20 and larger $\rho_h \geq 0.0025$ for DB20 and larger

For $V_u > 0.265 A_{cv} \sqrt{f'_c}$: ρ_v and $\rho_h \geq 0.0025$

ρ_l = longitudinal reinforcement ratio (vertical, ρ_v)

ρ_t = transverse reinforcement ratio (horizontal, ρ_h)

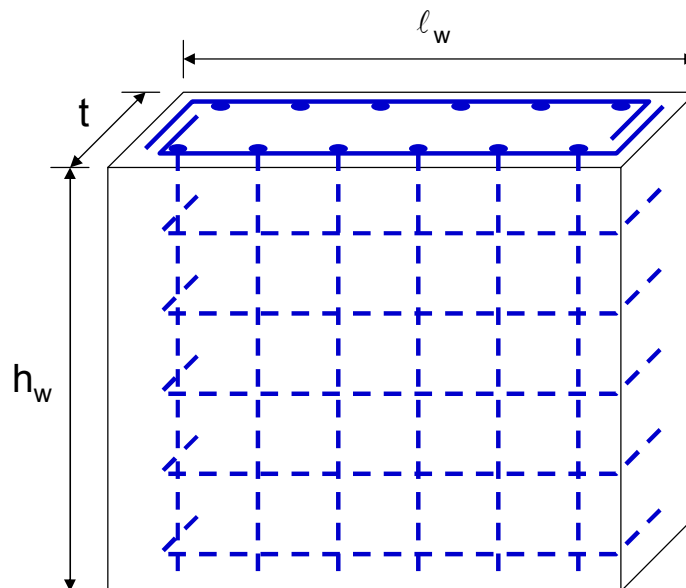
A_{cv} = gross area of concrete section bounded by web thickness and length of section in the direction of shear force considered

- ▶ Reinforcement spacing each way shall not exceed **45 cm**
- ▶ At least two curtains of reinforcement shall be used in wall if

$V_u > 0.53 A_{cv} \sqrt{f'_c}$

OR

Thickness > 25 cm



Shear Design

$$\phi V_n \geq V_u$$

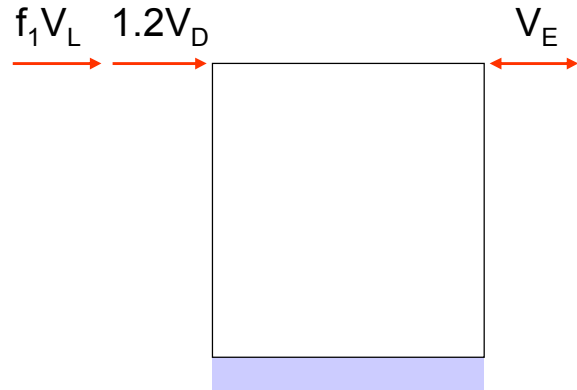
Factored Shear Force :

$$\begin{aligned} V_u &= 1.2 V_D + f_1 V_L \pm V_E \\ &= 0.9 V_D \pm V_E \end{aligned}$$

where

$$f_1 = 1.0 \text{ for } LL \geq 500 \text{ kg/m}^2$$

$$f_1 = 0.5 \text{ otherwise}$$



Shear Strength, V_n

The nominal shear strength V_n of structural walls shall not exceed:

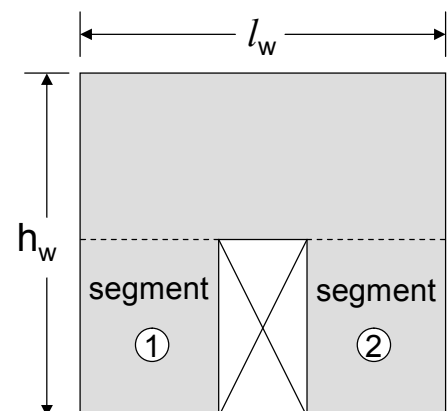
$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

where $\alpha_c = 0.80$ for $h_w / l_w \leq 1.5$

$= 0.53$ for $h_w / l_w \geq 2.0$

α_c varies linearly between 0.80 and 0.53 for h_w / l_w between 1.5 and 2.0.

- ▶ h_w / l_w shall be taken as the largest ratio for the entire wall or segment of wall.



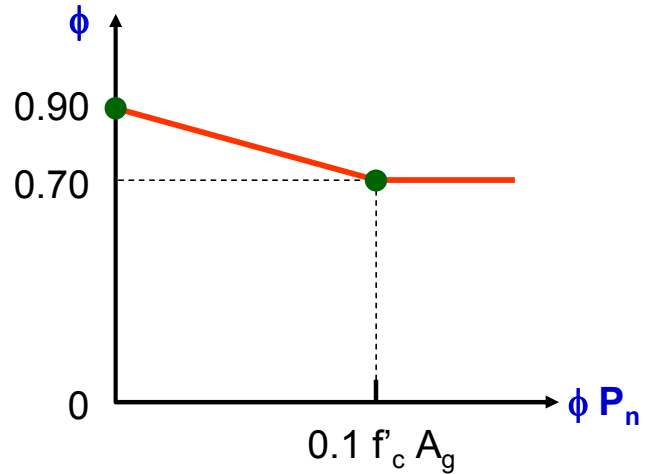
Flexural and Axial Load Design

- No need to apply moment magnification due to slenderness
- Non-linear strain requirement for deep beam does not apply
- Strength reduction factor $\phi = 0.70$ except for walls with low compressive load

$\phi = 0.70$ for $\phi P_n \geq 0.1 f'_c A_g$

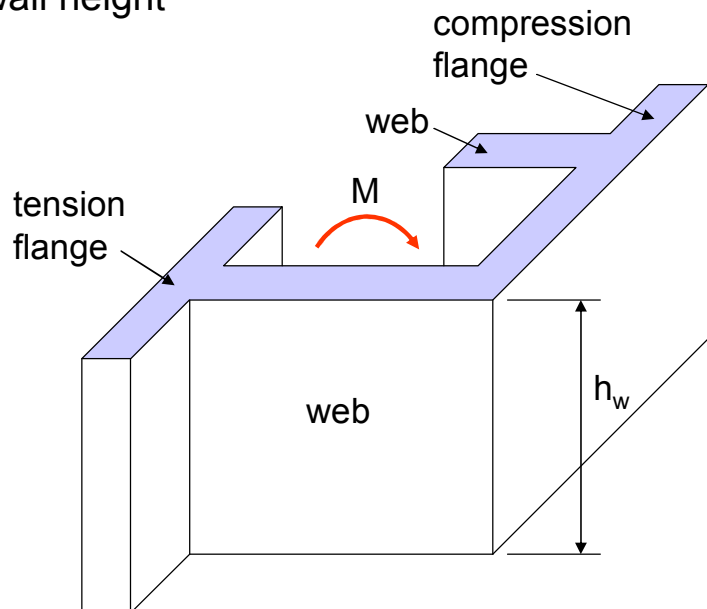
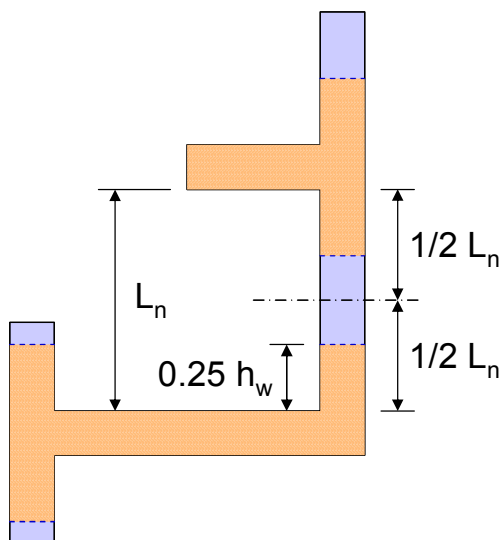
TO

$\phi = 0.90$ for $\phi P_n = 0$



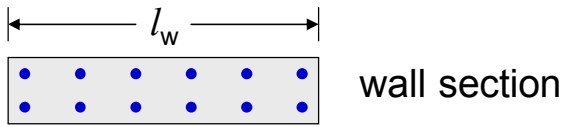
Flexural and Axial Load Design

- Effective flange width for L-, T-, C-, or other wall sections shall be assumed to extend from the face of the web a distance equal to the smaller of
 - 1/2 distance to an adjacent wall web
 - 25% total wall height

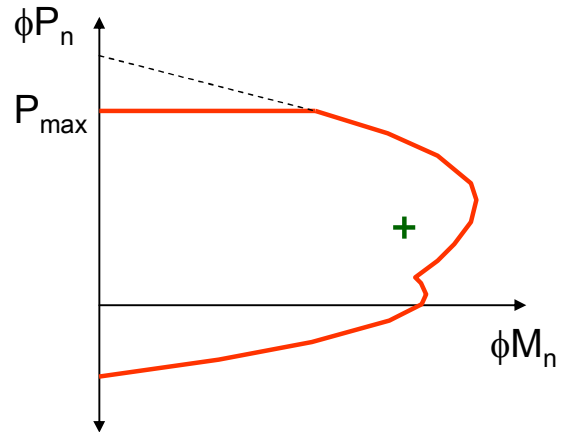
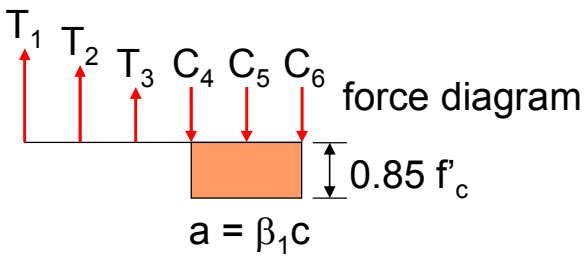
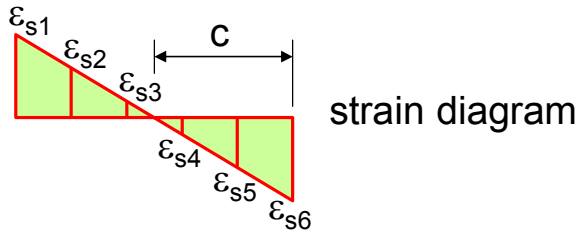


Load – Moment Interaction Diagram

When the geometry and the vertical reinforcing distribution for wall are known the capacity check of the section may be performed by generating a load-moment interaction diagram.

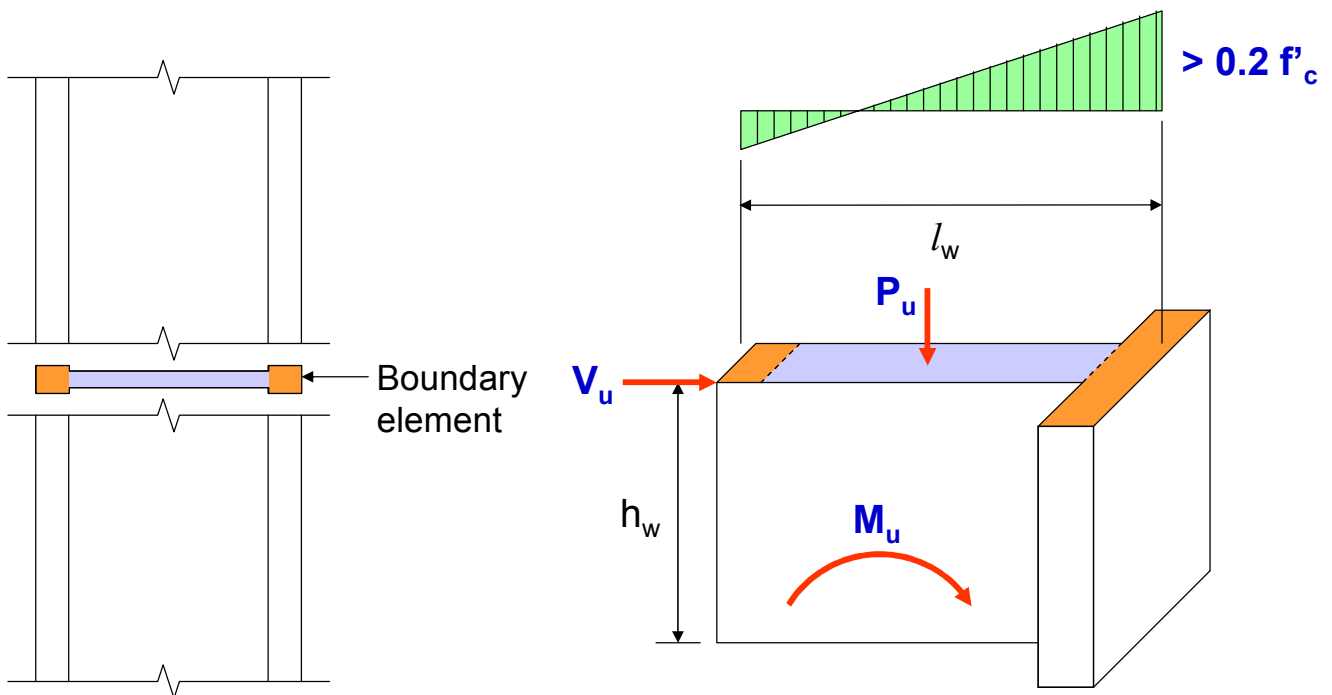


$$P_{\max} = 0.80 \phi [0.85 f'_c (A_g - A_s) + f_y A_s]$$



Boundary Zone Determination – Simplified Approach

Boundary zone detailing is not required if the factored axial stress on linear elastic gross section $< 0.2 f'_c$



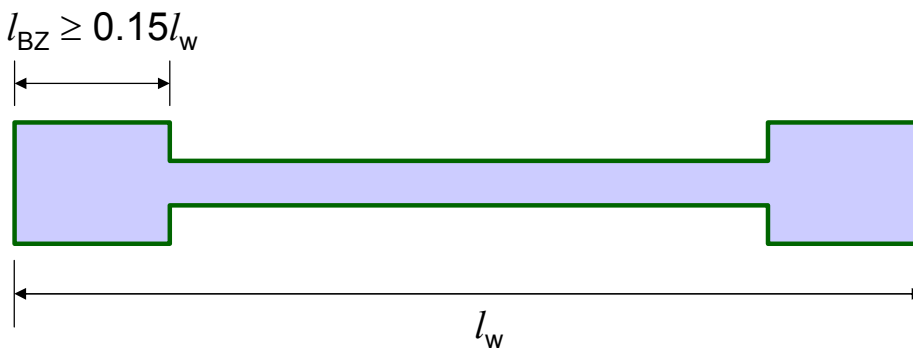
Boundary Zone Determination – Simplified Approach

If required, boundary zones at each end of the wall shall be provided along

- $0.25 l_w$ for $P_u = 0.35 P_0$
- $0.15 l_w$ for $P_u = 0.15 P_0$

With linear interpolation for P_u between $0.15 P_0$ and $0.35 P_0$

Minimum boundary zone length : $0.15 l_w$



Boundary Zone Determination – Rigorous Approach

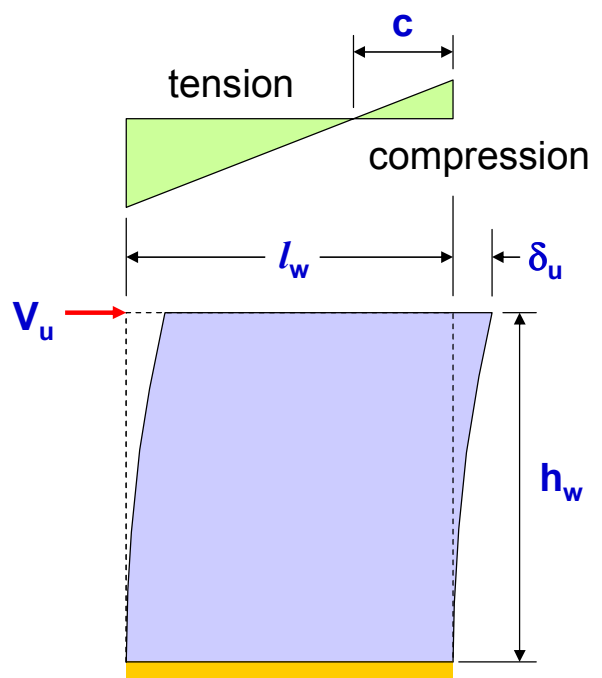
PER ACI, special boundary zone reinforcement is required where:

$$c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)}$$

where $\delta_u/h_w \geq 0.007$

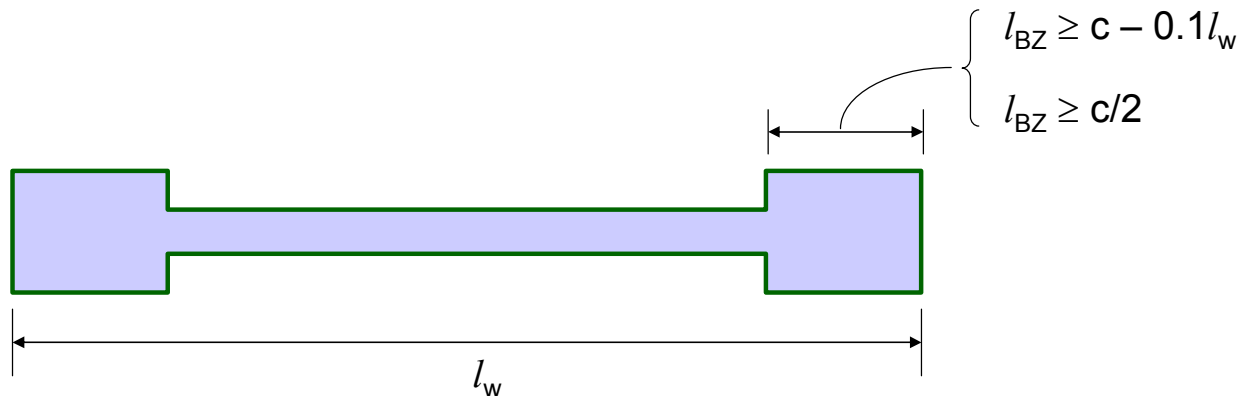
c = distance from extreme compression fiber to neutral axis

δ_u = design displacement

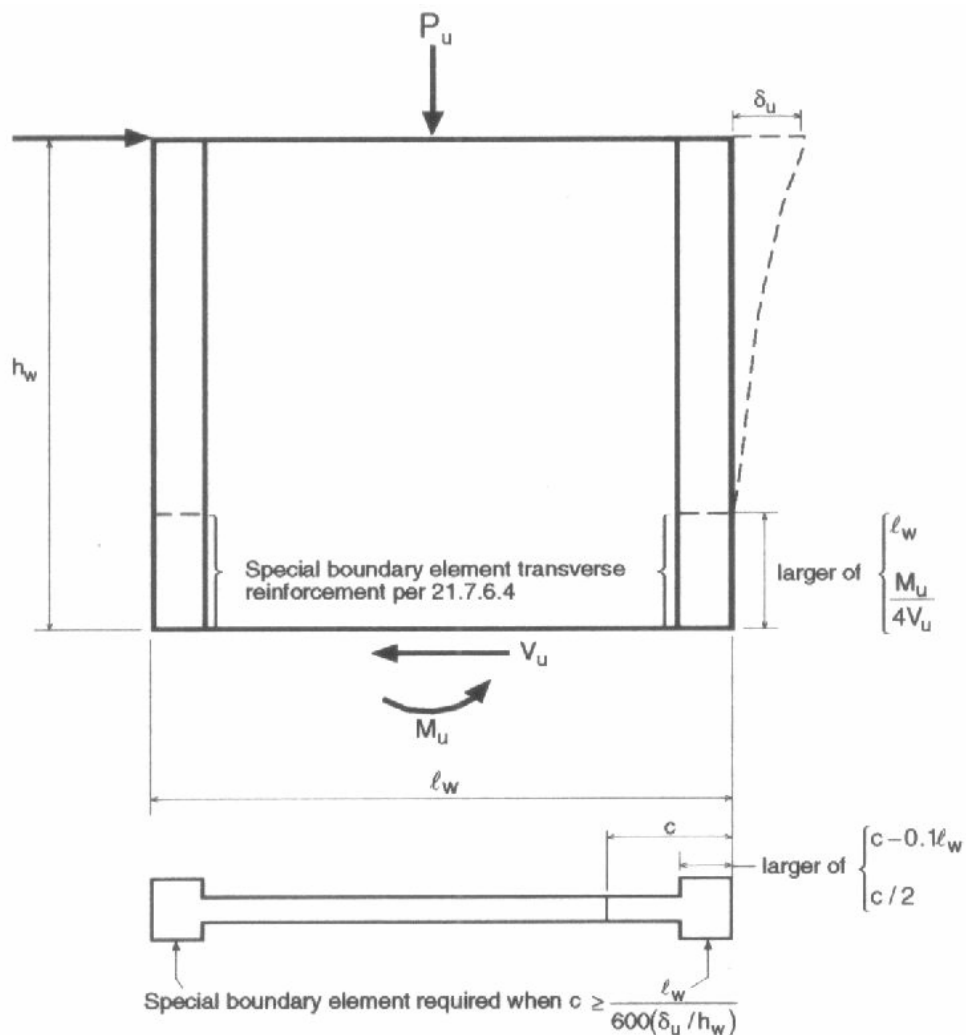


Boundary Zone Determination – Rigorous Approach

If required, boundary zones length l_{BZ} shall be not less than the larger of



Special boundary elements are extended from the critical section a distance not less than l_w and $M_u/4V_u$



Confining Reinforcement of Boundary Elements

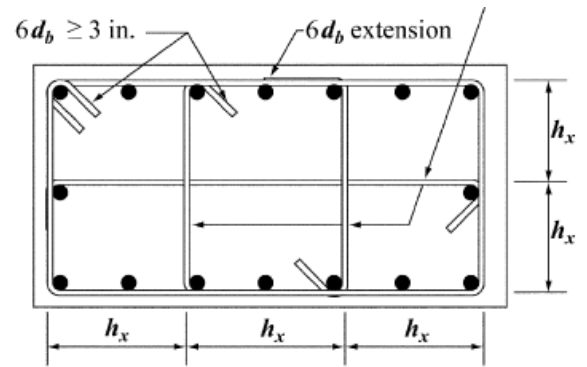
Maximum allowable spacing of hoops and crossies :

$$s_{max} = \text{the lesser of } \begin{cases} \text{min. member dimension} / 4 \\ 6 \text{ } \varnothing \text{ longitudinal bar} \\ s_0 \end{cases}$$

where

$$10 \text{ cm} \leq s_0 = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right) \leq 15 \text{ cm}$$

h_x = horizontal spacing of crossies or legs of overlapping hoops ≤ 35 cm



The required area of confining reinforcement :

$$A_{sh} = 0.09 s h_c \frac{f'_c}{f_y}$$

h_c = cross-sectional dimension of boundary element measured center-to-center of confining reinforcement.

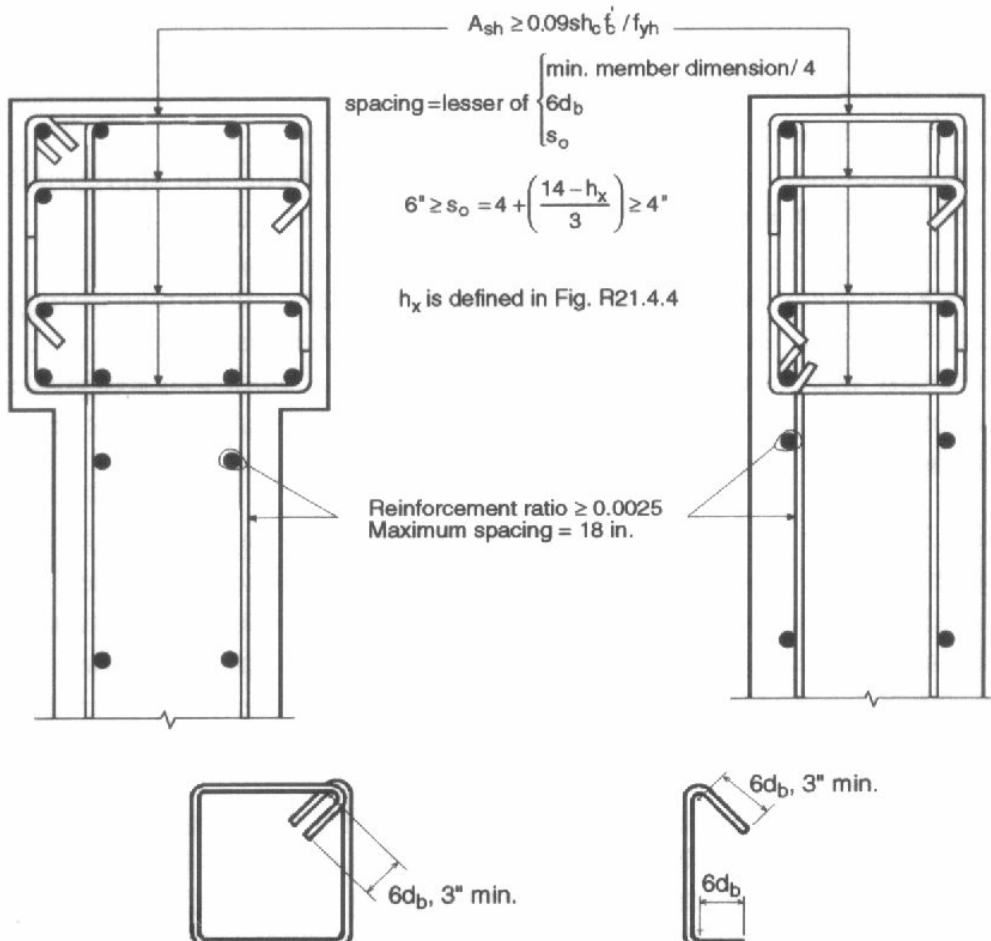
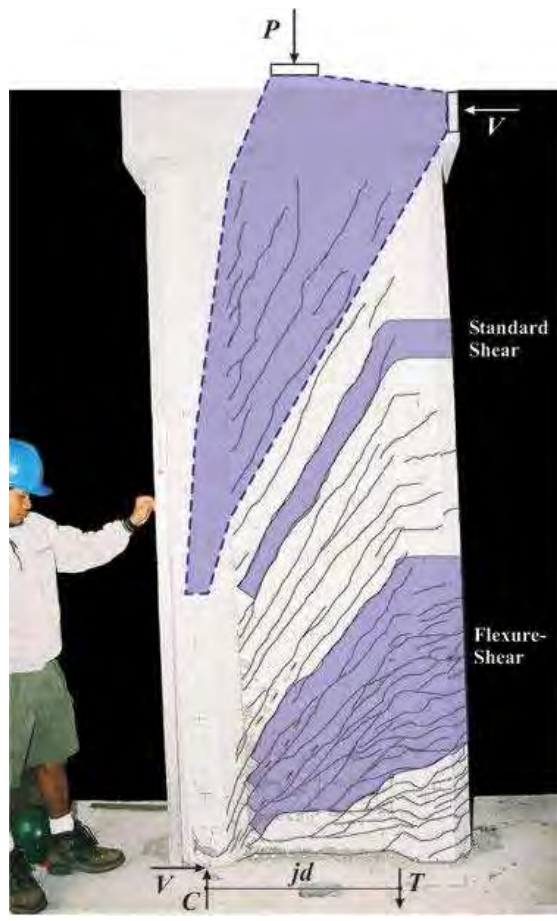


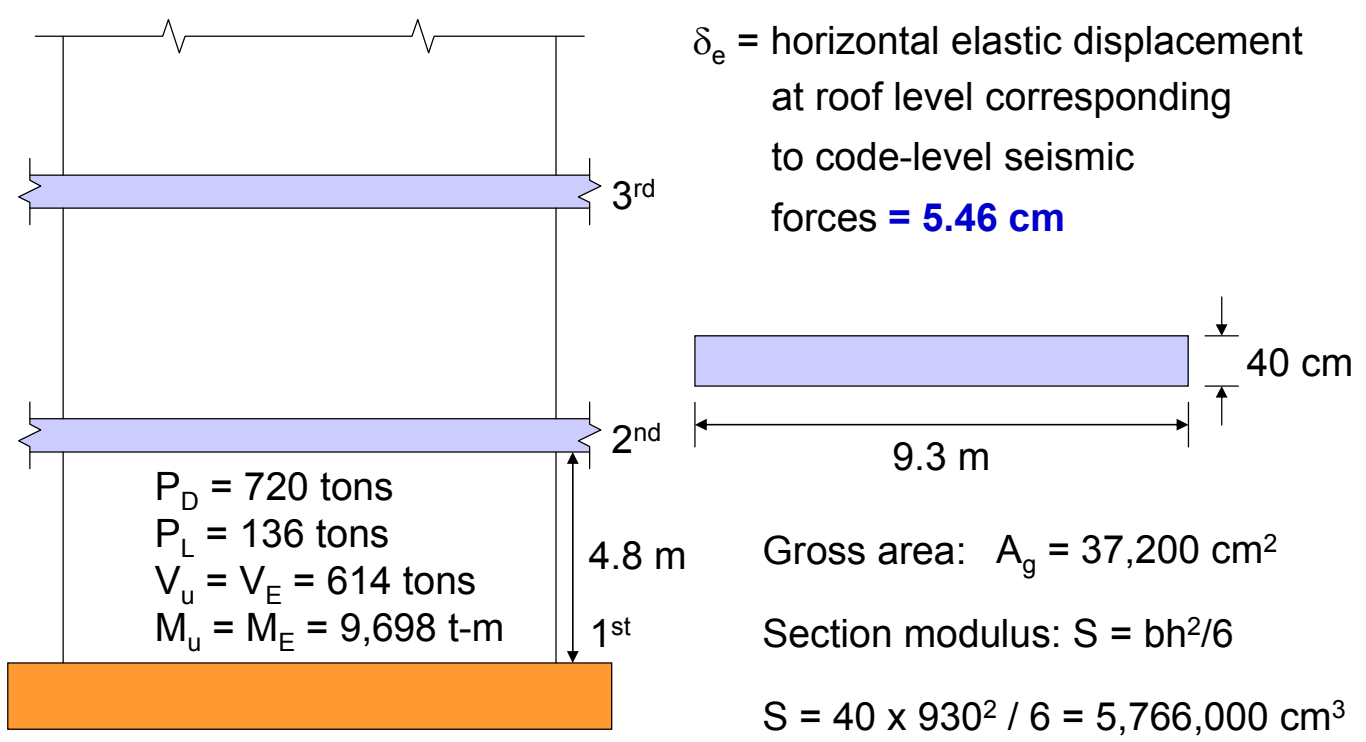
Fig. 29-22 Reinforcement Details for Special Boundary Elements



Web-Crushing Failure of Structural wall with Confined Boundary Elements

EXAMPLE 4 Design of a Shear Wall

A shear wall is part of a lateral load resisting system of a 10-story building.





1. Determine minimum longitudinal and transverse reinforcement.

- a. Check if two layers of reinforcement are required.

$$0.53A_{cv}\sqrt{f'_c} = 0.53 \times 40 \times 930 \times \sqrt{280} / 1,000$$

$$= 330 \text{ tons} < V_u = 614 \text{ tons}$$

required 2 layers

- b. Required longitudinal and transverse reinforcement in wall.

For $V_u > 0.265A_{cv}\sqrt{f'_c}$: ρ_v and $\rho_h \geq 0.0025$, max spacing = 45 cm

With A_{cv} (per meter of wall) = $40 \times 100 = 4,000 \text{ cm}^2$, minimum required area of reinforcement in each direction = $0.0025 \times 4,000 = 10 \text{ cm}^2/\text{m}$

Assuming DB16 bars in 2 layers ($A_s = 2 \times 2.01 = 4.02 \text{ cm}^2$),

Required spacing, $s = 4.02 / 10 \times 100 = 40.2 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ **OK**

2. Determine reinforcement requirements for shear.

Assume 2 layers of DB16 @ 0.30 m

Shear strength of wall: $V_n = A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$

where $\phi = 0.75$ and $\alpha_c = 0.53$ for $h_w / l_w = 10 \times 4.8 / 9.3 = 5.16 > 2$

$$A_{cv} = 40 \times 930 = 37,200 \text{ cm}^2$$

$$\rho_t = \frac{4.02}{40 \times 30} = 0.00335$$

$$\phi V_n = 0.75 \times 37,200 \left[0.53\sqrt{280} + 0.00335 \times 4,000 \right] / 1,000$$

$$= 621 \text{ tons} > V_u = 614 \text{ tons} \quad \mathbf{OK}$$

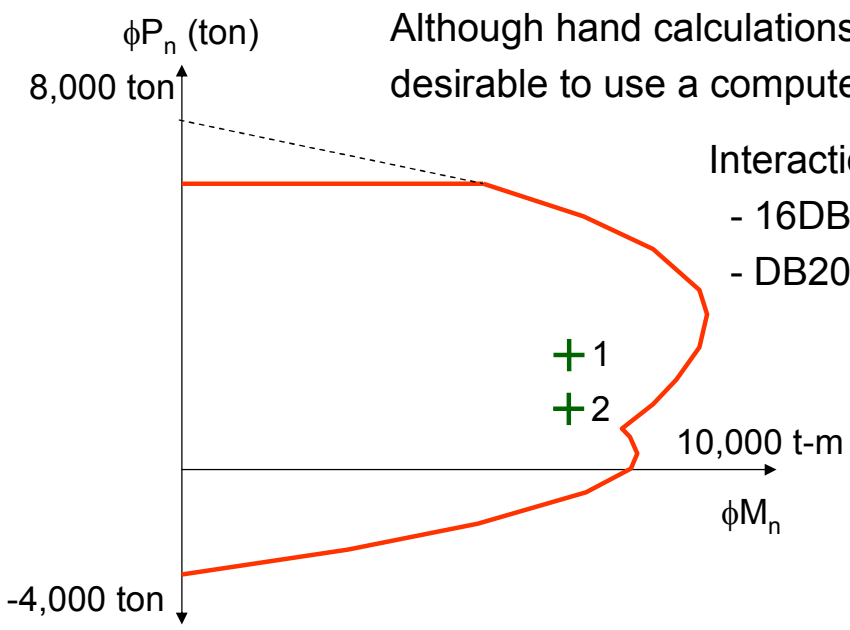
3. Determine reinforcement for combined flexural and axial load.

Load Combinations: **1.2D + 1.6L** **0.9D + 1.0E**

For compression check: $P_u = 1.2(720) + 1.6(136) = 1,082$ tons

For tension check: $P_u = 0.9(720) + 1.0(0) = 648$ tons

Although hand calculations are possible, it is more desirable to use a computer program such as PCACOL.



Interaction diagram for the wall with
 - 16DB36 near wall boundary
 - DB20 @ 0.20 m each face

Point 1 : $M_u = 9,698$ t-m
 $P_u = 1,082$ t-m

Point 2 : $M_u = 9,698$ t-m
 $P_u = 648$ t-m

4. Determine if special boundary elements are required.

4.1 Simplified approach (stress-index procedure):

Maximum compressive stress = $0.2 f'_c = 0.2(280) = 56$ kg/cm²

$A_g = 930 \times 40 = 37,200$ cm²

$I_g = 40 \times 930^3 / 12 = 2.68 \times 10^9$ cm⁴

$S = 2.68 \times 10^9 / (930/2) = 5.76 \times 10^6$ cm³

$$\frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u}{S} = \frac{1082 \times 10^3}{37,200} + \frac{9698 \times 10^5}{5.76 \times 10^6}$$

= 29.1 + 168.4 = 197.5 kg/cm² > [0.2 f'_c = 56 kg/cm²] **NG**

Therefore, boundary elements are required by the simplified approach.

4.2 Rigorous approach (displacement-based procedure):

Boundary zone detailing is required if $c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)}$

Compute the neutral axis depth c using a strain compatibility analysis,

Or using **PCACOL** program, the depth $c = 274 \text{ cm}$

δ_u is calculated by multiplying an elastic displacement δ_e by a deflection amplification factor C_d

$$\delta_u = \frac{C_d \delta_e}{I} = \frac{5 \times 5.46}{1.0} = 27.3 \text{ cm}$$

$$\frac{\delta_u}{h_w} = \frac{27.3}{10 \times 480} = 0.0057 < 0.007 \text{ (min)}$$

USE 0.007

$$\frac{l_w}{600 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)} = \frac{930}{600 \times 0.007} = 221 \text{ cm} < [c = 274 \text{ cm}]$$

5. Boundary Zone Reinforcement Details

- The required width of boundary element is the larger of $c - 0.1l_w$ and $c/2$
- Special boundary elements are extended from the critical section a distance not less than l_w and $M_u/4V_u$

$$c - 0.1l_w = 274 - 0.1 \times 930 = 181 \text{ cm}$$

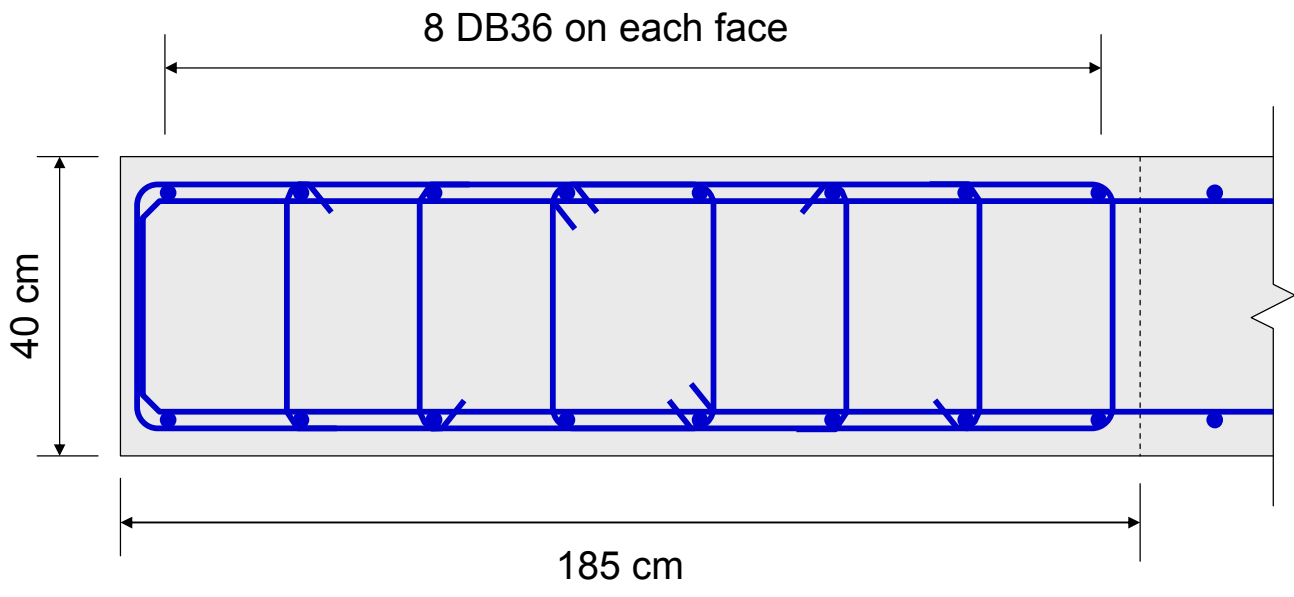
control

USE 185 cm

$$c/2 = 274/2 = 137 \text{ cm}$$

$$\frac{M_u}{4V_u} = \frac{9,698 \times 100}{4 \times 614} = 395 \text{ cm} < [l_w = 930 \text{ cm}]$$

USE Boundary Zone Confinement of 40 x 185 x 930 cm



Boundary Zone Reinforcement Details

6. Confinement of Boundary Zone

Maximum allowable spacing of hoops and crossties, using **DB16** bars,

min. dimension / 4 = 40/4 = 10 cm **control** **USE s = 10 cm**

6 Ø long bar = 6 x 3.2 = 19.2 cm

$$10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right) = 10 + \left(\frac{35 - 30}{3} \right) = 11.7 \text{ cm}$$

The required confining reinforcement area:

$$A_{sh} = 0.09 s h_c \frac{f'_c}{f_y} = 0.09 \times 10 \times 30 \times \frac{280}{4,000} = 1.89 \text{ cm}^2$$

USE DB12 hoops with 2 legs provide $A_{sh} = 2 \times 1.13 = 2.26 \text{ cm}^2 > 1.89 \text{ cm}^2$