



การออกแบบพื้นไร้คาน ระบบอัดแรง  
แบบดึงภายหลัง ชนิดยึดหน่วง รับแรง  
ด้านข้าง

ภาคภูมิ วานิชกมลนันท์

SNP POST TENSION



# CONTENT

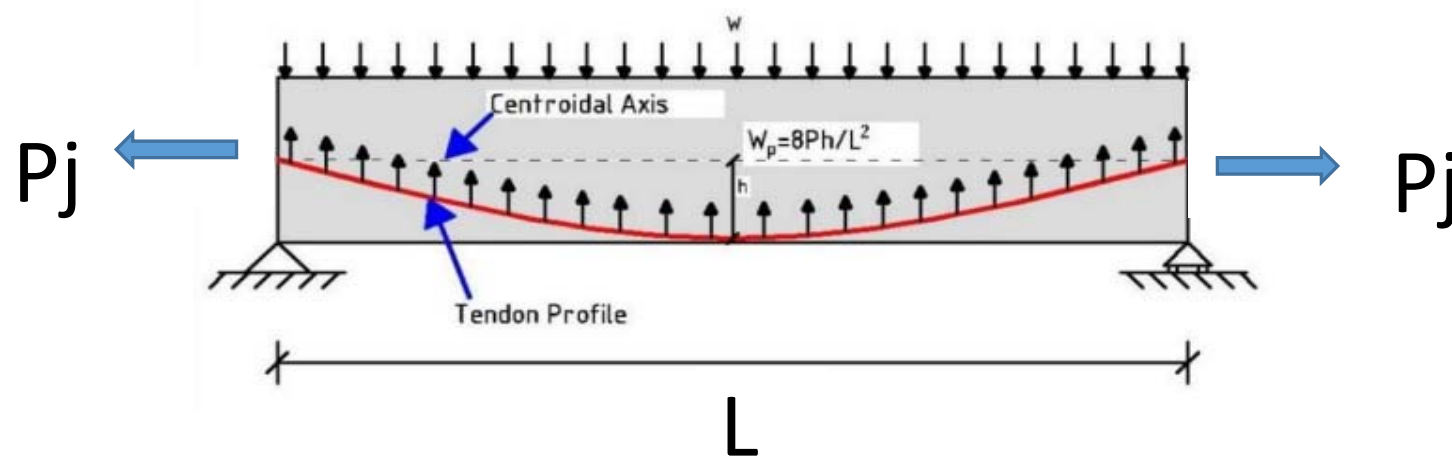
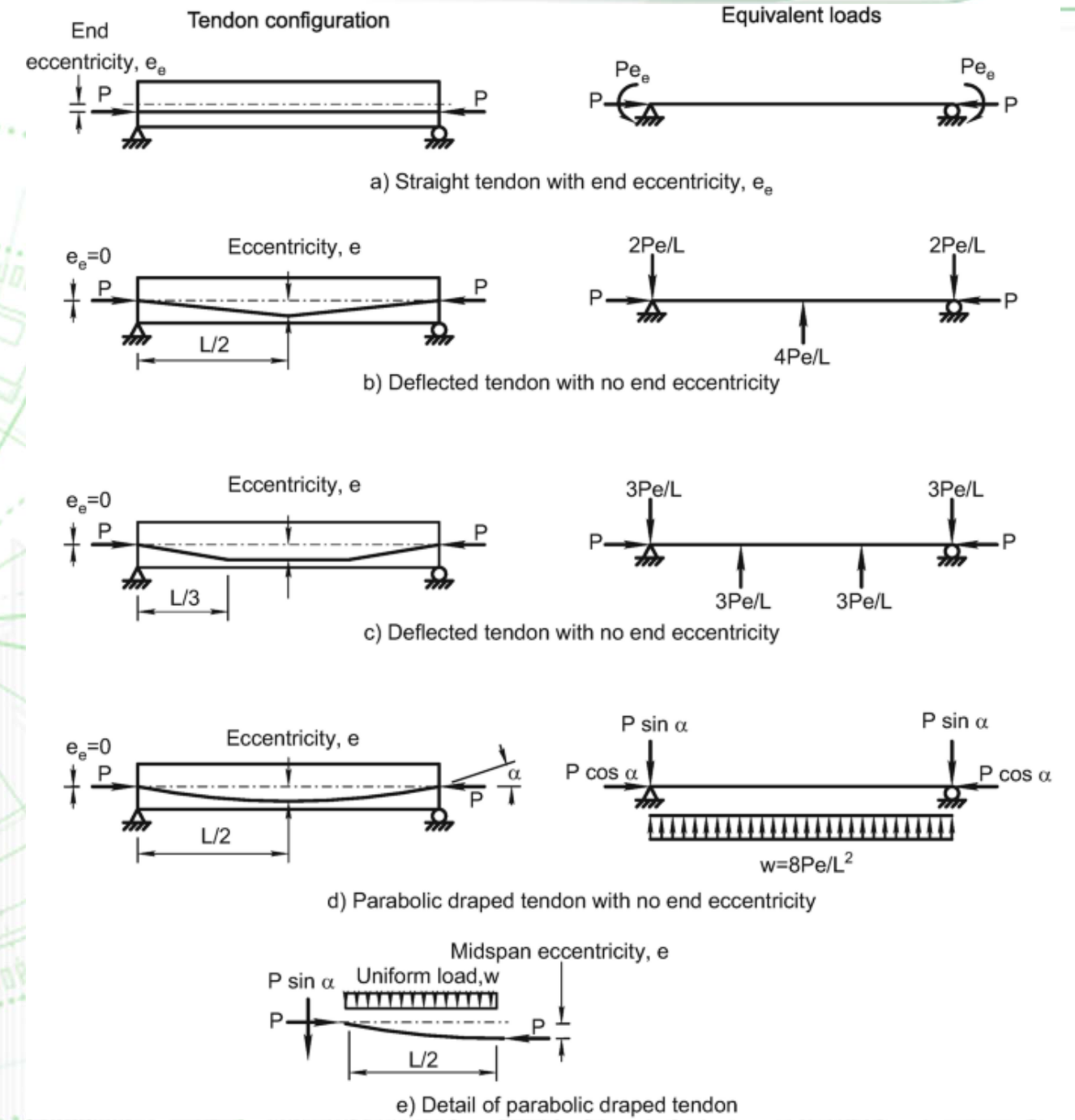
- 1 Introduction
- 2 Unbalanced moments transferred by Flexure&Shear
- 3 Gravity shear ratio and lateral drift ratio
- 4 Seismic laws and standards
- 5 Structural Integrity
- 6 Diaphragm
- 7 Post-tensioned slab and core wall connection
- 8 Restrain



# Post-tensioned slab design check

## 1) Percentage of balancing load

- Not be controlled by design code
- Control surface stress of slab  $\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{P \cdot e}{S} \pm \frac{M}{S}$
- Control cracks and deflection



## Post-tensioned slab design check

### 2) Precompression control

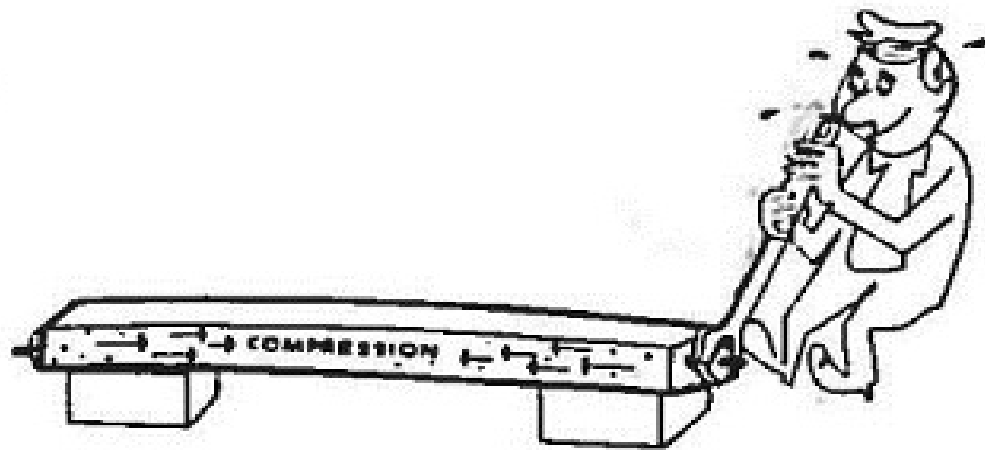
For control shrinkage and temperature of slab

ACI 24.4.3 :  $A_s = 0.0018bt$  for non-prestressed reinforcement RC

ACI 24.4.4.1 : Average compressive stress  $\geq 0.70 \text{ Mpa}$  (or 7.0 ksc) PT

### Minimum flexural reinforcement in prestressed slab

ACI 8.6.2.1 : Average compressive stress  $\geq 0.90 \text{ Mpa}$  (or 9.0 ksc)



## Post-tensioned slab design check

### 3) Stress check

#### 3.1) Transfer stage :

Check stress at top&bottom surface of slab

Allowable compressive stress =  $0.60 f_{c'i}$  in Mpa (ACI 24.5.3.1)

Allowable tensile stress =  $0.25\sqrt{f_{c'i}}$  in Mpa (ACI 24.5.3.2)  
 (=  $0.80\sqrt{f_{c'i}}$  in ksc)

$f_{c'i}$  = Specified compressive strength of concrete at stressing time

#### 3.2) Service stage :

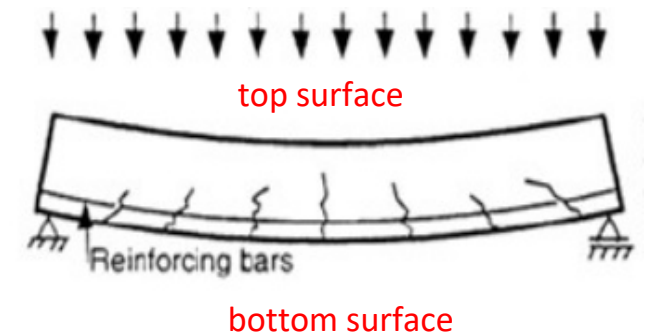
Check stress at top&bottom surface of slab

Allowable compressive stress =  $0.45 f_{c'}$  in Mpa (ACI 24.5.4.1)

Allowable tensile stress =  $0.50\sqrt{f_{c'}}$  in Mpa (ACI 24.5.2.1)  
 (=  $1.60\sqrt{f_{c'}}$  in ksc)

$f_{c'}$  = Specified compressive strength of concrete at 28 days

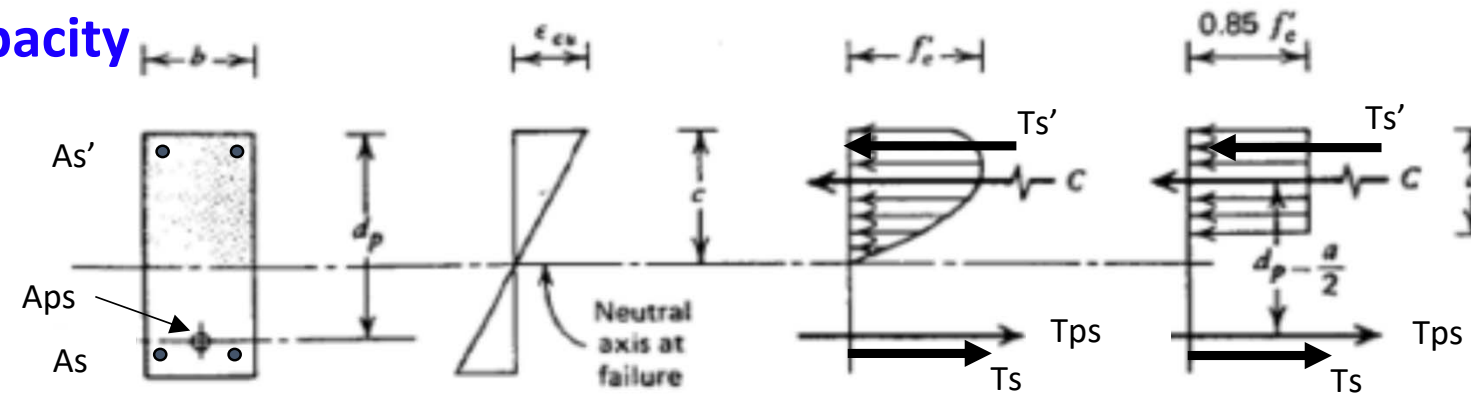
$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{P \cdot e}{S} \pm \frac{M}{S}$$



## Post-tensioned slab design check

### 4) Check moment capacity

$$\Phi M_n > M_u$$



Compression, C = Tension, T

$$0.85 f'_c \cdot a \cdot b + A_s' f_s' = A_s f_y + A_p s f_p s$$

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

(ACI 20.3.2.3.1)

$f_{py}/f_{pu}$	$\gamma_p$
$\geq 0.80$	0.55
$\geq 0.85$	0.40
$\geq 0.90$	0.28

(a) If  $d'$  exceeds  $0.15d_p$ , the compression reinforcement shall be neglected in Eq. (20.3.2.3.1).

(b) If compression reinforcement is included in Eq. (20.3.2.3.1), the term

$$\left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \frac{f_y}{f'_c} (\rho - \rho') \right]$$

shall not be taken less than 0.17.



# Load Combination

	%Balance load Check	P/A minimum Check	stressing stage check	service stage check	Ultimate strength Check
Gravity load analysis	✓	✓	✓	✓	✓
Wind load	-	-	-	✓	✓
Seismic load	-	-	-	-	✓

D+L:  $M_u = 1.4M_{DL} + 1.7M_{LL} + 1.0 M_{sec}$  EIT1008-38, EIT1009-34

Wind:  $M_u = 0.75(1.4M_{DL} + 1.7M_{LL} + 1.0M_{sec} + 1.7M_w)$  EIT1008-38, EIT1009-34

Wind:  $M_u = 0.9 M_{DL} + 1.0M_{sec} + 1.3 M_w$  EIT1008-38, EIT1009-34

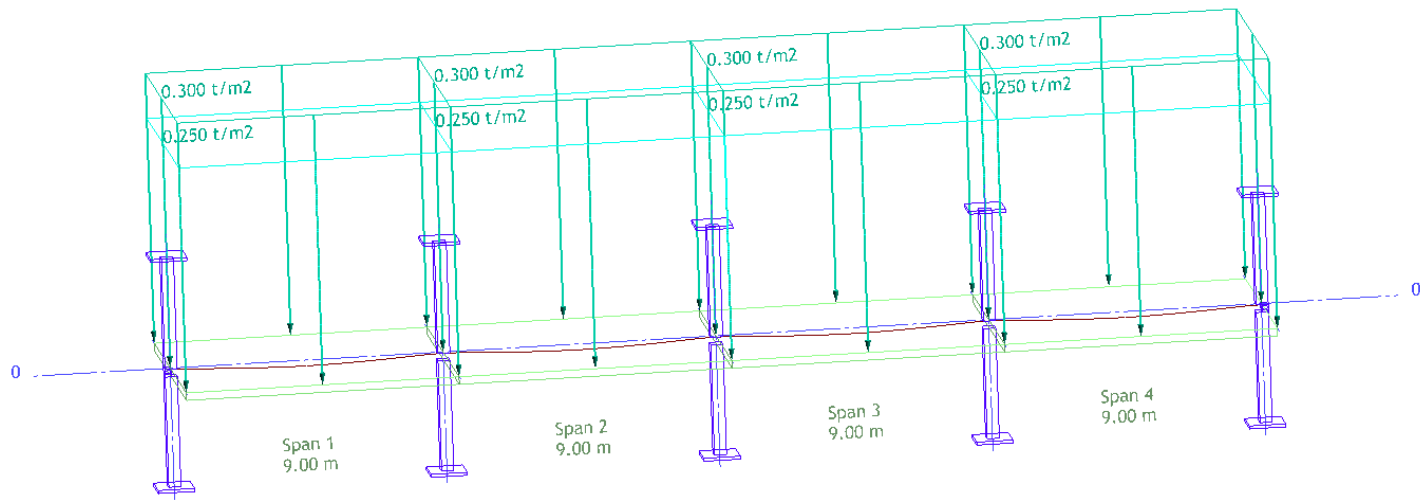
Seismic:  $M_u = 0.75(1.4M_{DL} + 1.7M_{LL} + 1.0M_{sec}) + 1.0M_E$  DPT 1301/1302-61

Seismic  $M_u = 0.9 M_{DL} + 1.0M_{sec} + 1.0M_E$  DPT 1301/1302-61

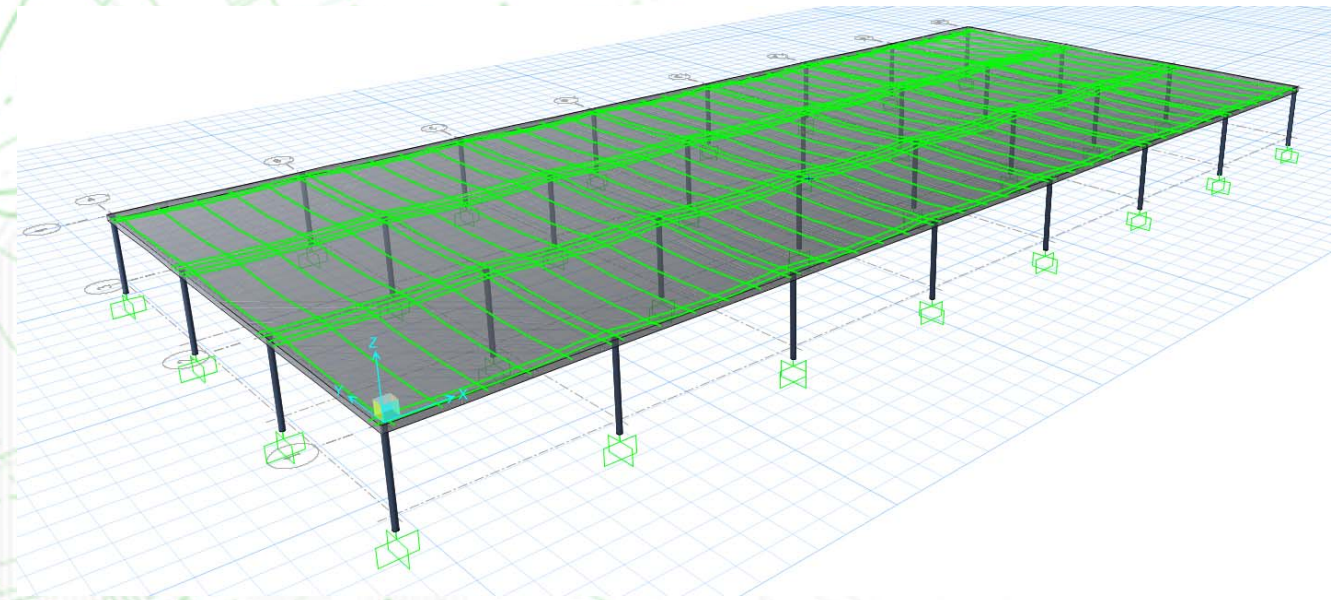


# GRAVITY LOAD ANALYSIS

Equivalent Frame method  
(EFM) 2D



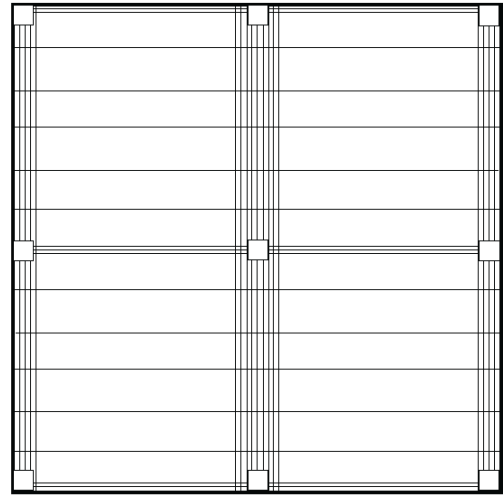
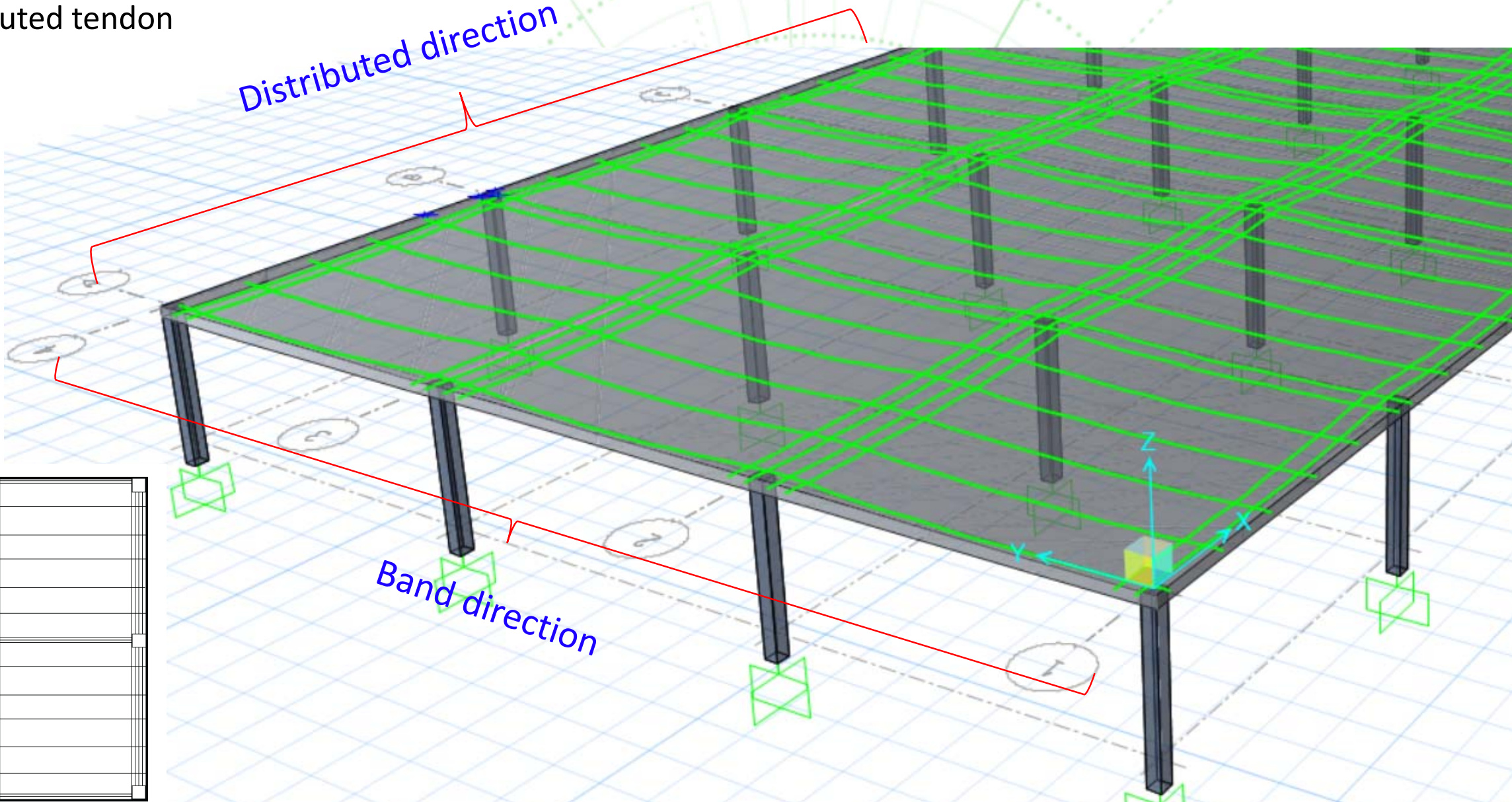
Finite Element Method  
(FEM) 3D





# Tendon layout

Band-Distributed tendon



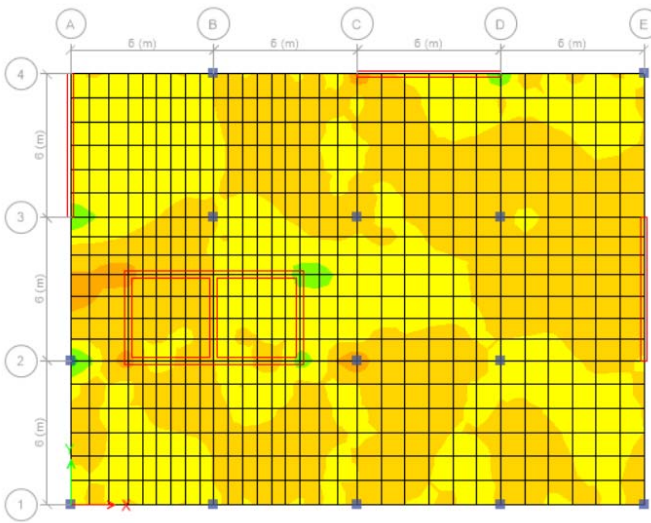
Banded Tendon Distribution



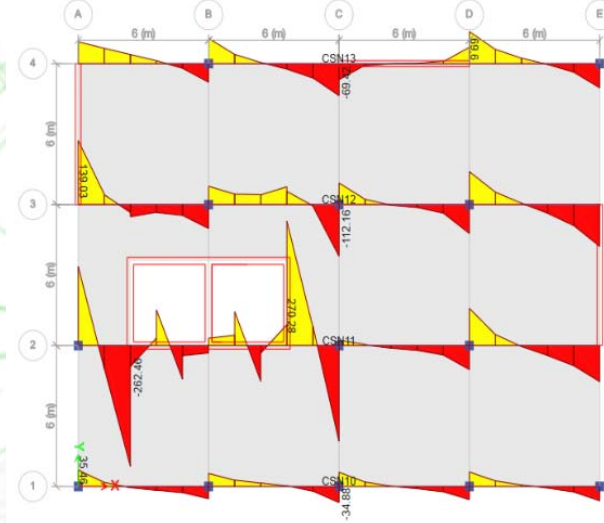
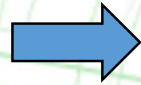
# Combine lateral moment to Equivalent Frame Method

Transform shell moments to strip moment in slab

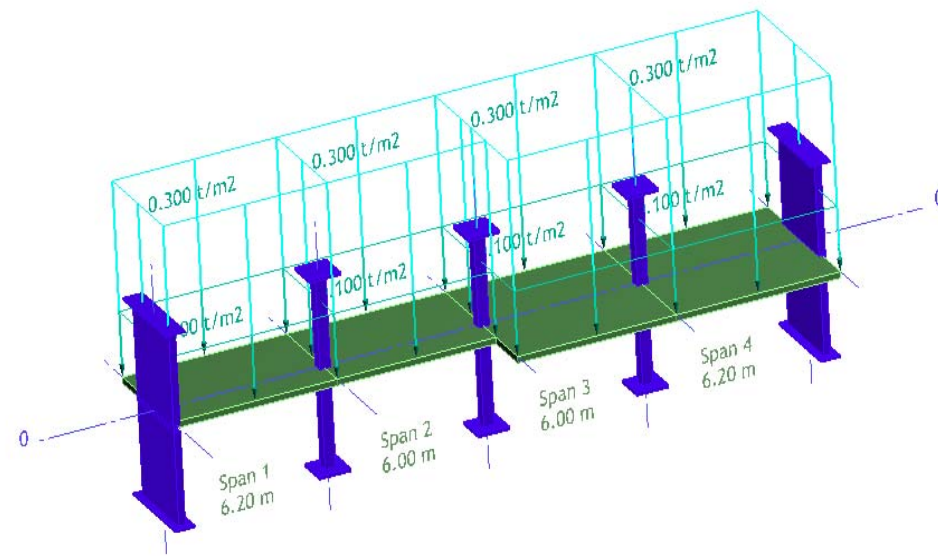
Lateral analysis



Shell moment



Strip moment



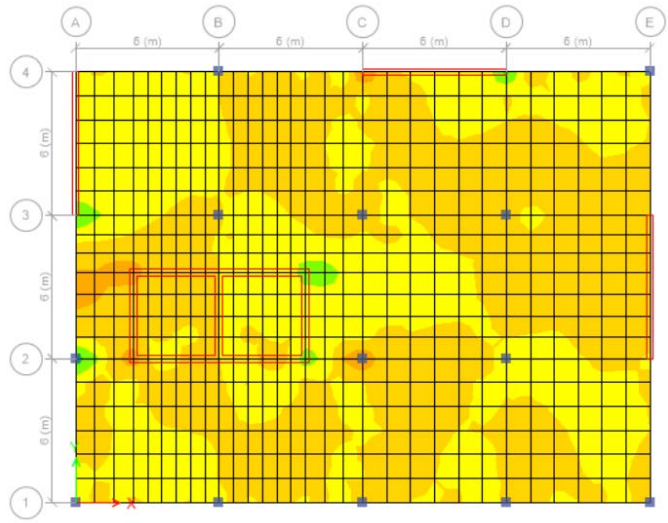
EFM



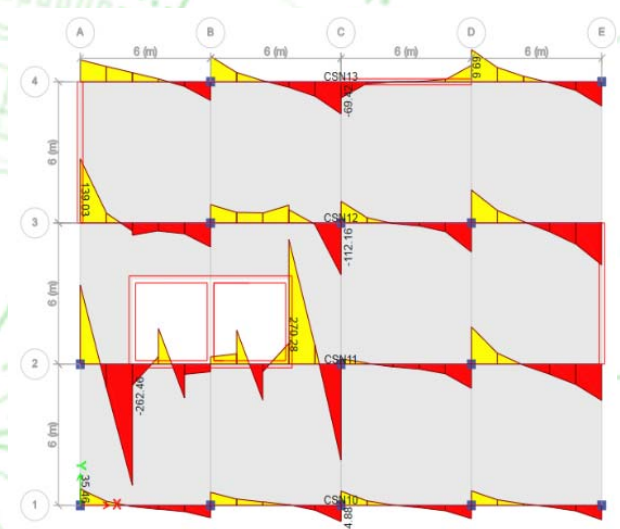
# Combine lateral moment to Finite Element Method

Export FEM to design strip and combine with lateral mement

Lateral analysis



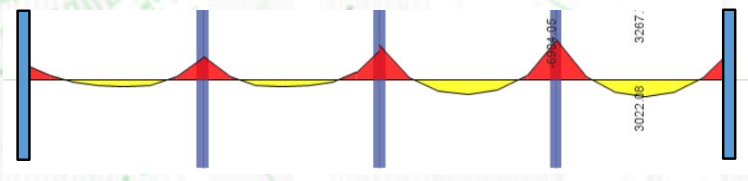
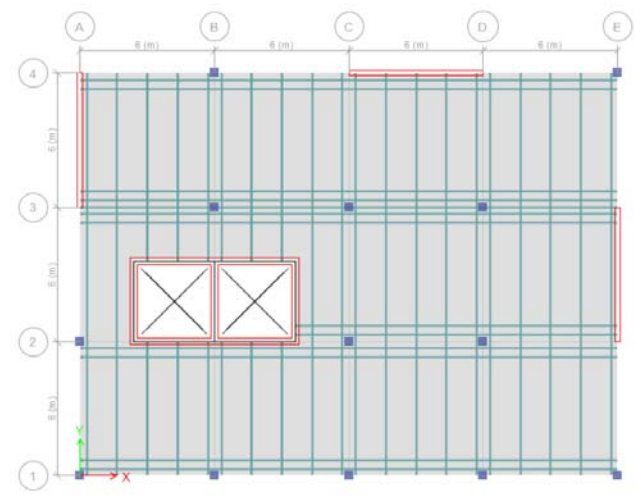
Shell moment



Strip moment



FEM



DESIGN STRIP

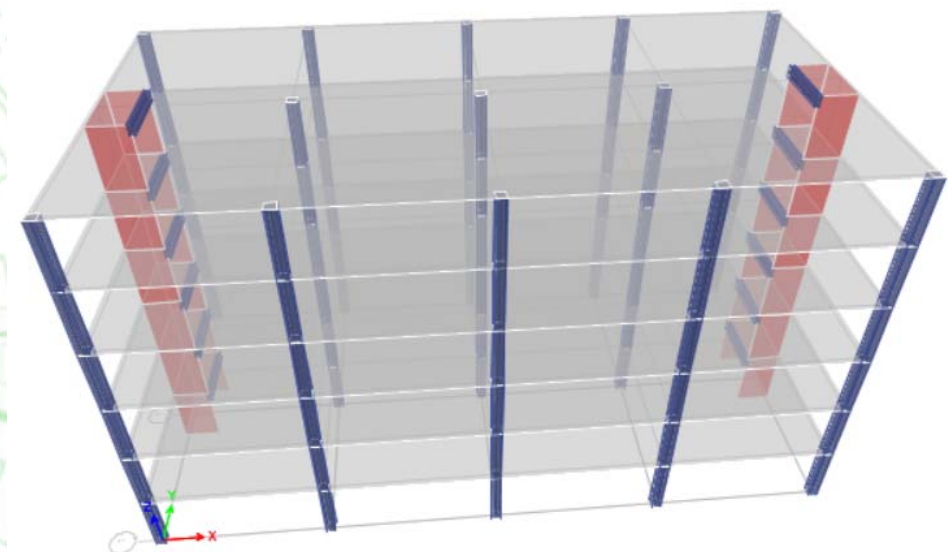


## Combine lateral moment

- Design tendon first by  $I_g$
- Use those tendons in lateral analysis



Gravity load analysis with  $I_g$



Lateral load analysis with  $I_{eff}$   
(consider effective width)



## Moment of Inertia permitted for elastic analysis at factored load level

ACI318-19 Section 6.6.3.1 :

For lateral load analysis, either the stiffnesses presented in 6.6.3.1.1 or 6.6.3.1.2 can be used.

**Table 6.6.3.1.1(a)—Moments of inertia and cross-sectional areas permitted for elastic analysis at factored load level**

Member and condition		Moment of inertia	Cross-sectional area for axial deformations	Cross-sectional area for shear deformations
Columns		$0.70I_g$	$1.0A_g$	$b_w h$
Walls	Uncracked	$0.70I_g$		
	Cracked	$0.35I_g$		
Beams		$0.35I_g$		
Flat plates and flat slabs		$0.25I_g$		

**Table 6.6.3.1.1(b)—Alternative moments of inertia for elastic analysis at factored load**

Member	Alternative value of $I$ for elastic analysis		
	Minimum	$I$	Maximum
Columns and walls	$0.35I_g$	$\left(0.80 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_o}\right) I_g$	$0.875I_g$
Beams, flat plates, and flat slabs	$0.25I_g$	$(0.10 + 25\rho) \left(1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d}\right) I_g$	$0.5I_g$

**6.6.3.1.2** For factored lateral load analysis, it shall be permitted to assume  $I = 0.5I_g$  for all members or to calculate  $I$  by a more detailed analysis, considering the effective stiffness of all members under the loading conditions.



Table of stiffness assumptions for modeling concrete structures.

Elements	Property Modifier for Modeling Elements														
	ACI 318-11 10.10.4.1 ACI 318-14 6.6.3.1.1	ASCE 41-13 Table 10-5	PEER TBI Guidelines Service Level	LATBSDC MCE-Level Non Linear Models (2014)	LATBSDC Servicability & Wind (2014)	FEMA 356 Table 6-5	NZS 3101: Part 2:2006 Ultimate Limit State ( $f_y=300\text{Mpa}$ )	NZS 3101: Part 2:2006 Servicability Limit State ( $\mu=3$ ) (Note 3)	CSA A23.3-14	EuroCode	TS 500-2000	Paulay & Priestley (1992)	Priestly, Calvi & Kowalsky (2007)		
Beams	Conventional Beams ( $L/H > 4$ )	0.35I <sub>g</sub>	0.30I <sub>g</sub>	0.50I <sub>g</sub>	0.35I <sub>g</sub>	0.70I <sub>g</sub>	0.50I <sub>g</sub>	0.40I <sub>g</sub> (rectangular) 0.35I <sub>g</sub> (T and L beams)	0.70I <sub>g</sub> (rectangular) 0.60I <sub>g</sub> (T and L beams)	0.35I <sub>g</sub>	0.50I <sub>g</sub>	0.40I <sub>g</sub>	0.40I <sub>g</sub>	0.17I <sub>g</sub> -0.44I <sub>g</sub>	
	Prestressed Beams ( $L/H > 4$ )	n/a	1.00I <sub>g</sub>	1.00I <sub>g</sub>	n/a	n/a	1.00I <sub>g</sub>	n/a	n/a				n/a	n/a	n/a
	Coupling Beams ( $L/H \leq 4$ )		n/a	n/a	0.20I <sub>g</sub>	0.30I <sub>g</sub>	n/a	0.60I <sub>g</sub> (diagonally reinforced)	0.75I <sub>g</sub>				(9)	n/a	
Columns	Columns - $P_u \geq 0.5A_g f_c$	0.70I <sub>g</sub>	0.70I <sub>g</sub>	0.50I <sub>g</sub>	0.70I <sub>g</sub>	0.90I <sub>g</sub>	0.70I <sub>g</sub>	0.80I <sub>g</sub>	1.00I <sub>g</sub>	0.70I <sub>g</sub>	0.50I <sub>g</sub>	0.80I <sub>g</sub> (Note 6)	0.80I <sub>g</sub>	0.12I <sub>g</sub> -0.86I <sub>g</sub>	
	Columns - $P_u \leq 0.3A_g f_c$				n/a	n/a	0.50I <sub>g</sub>	0.55I <sub>g</sub>	0.80I <sub>g</sub>				0.40I <sub>g</sub>		0.70I <sub>g</sub>
	Columns - $P_u \leq 0.1A_g f_c$		0.30I <sub>g</sub>	n/a				n/a	n/a				n/a		n/a
	Columns - tension		n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a				n/a		
Walls (4)	Walls - uncracked	0.70I <sub>g</sub>	n/a	0.75I <sub>g</sub>	n/a	n/a	0.80I <sub>g</sub>	n/a	n/a	0.7I <sub>g</sub>	0.50I <sub>g</sub>	n/a	(9)	n/a	
	Walls - cracked	0.35I <sub>g</sub>	0.50I <sub>g</sub>		1.00E <sub>c</sub> (1)	0.75I <sub>g</sub>	0.50I <sub>g</sub>	0.32I <sub>g</sub> -0.48I <sub>g</sub>	0.50I <sub>g</sub> -0.70I <sub>g</sub>	0.35I <sub>g</sub>	0.50I <sub>g</sub>	0.40I <sub>g</sub> - 0.80I <sub>g</sub> (Note 6)	0.20I <sub>g</sub> -0.30I <sub>g</sub>		
	Walls - shear	n/a	0.40E <sub>c</sub> A <sub>w</sub> (10)	n/a	0.50A <sub>g</sub>	1.00A <sub>g</sub>	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	(9)	n/a	
Slabs	Conventional flat plates and flat slabs	0.25I <sub>g</sub>	See 10.4.4.2	0.50I <sub>g</sub>	0.25I <sub>g</sub>	0.50I <sub>g</sub>	n/a	n/a	n/a	0.25I <sub>g</sub>	0.50I <sub>g</sub>	n/a	(9)	n/a	
	Post tensioned flat plates and flat slabs	n/a	See 10.4.4.2		n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a		
	In-plane Shear	n/a	n/a	n/a	0.25A <sub>g</sub>	0.80A <sub>g</sub>	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	
Notes	(5)	(2)	(2)	(2)					(3)				(7)		

**Notes**

- (1) Non-linear fiber elements automatically account for cracking of concrete because the concrete fibers have zero tension stiffness.
- (2) Elastic modulus may be computed using expected material strengths.
- (3)  $\mu$  is ductility capacity.
- (4) Wall stiffness is intended for in-plane wall behavior.
- (5) ACI 318-11 Section 8.8 (ACI 318-14, Section 6.6) permits the assumption of 0.50I<sub>g</sub> for all elements under factored lateral load analysis.
- (6) TS 500-2000 specifies the use of 0.4I<sub>g</sub> for  $P_u/A_c/f_c < 0.1$  and the use of 0.8I<sub>g</sub> for  $P_u/A_c/f_c > 0.4$ ; interpolate for all values in between 0.1 and 0.4.
- (7) T and L beams should use recommended values of 0.35 I<sub>g</sub>. For columns, categories are  $P = 0.2 f_c A_g$  and  $P = -0.05 f_c A_g$
- (8) Shear stiffness properties are unmodified unless specifically noted otherwise.
- (9) Effective stiffness per equation. See reference for more information.
- (10) Note that  $G = 0.4 \cdot I$ , so ASCE 41-13 is recommending that a modifier of 1.0 be used for the shear stiffness of concrete shear walls; that is, they recommend no reduction in shear stiffness.

**Definitions**

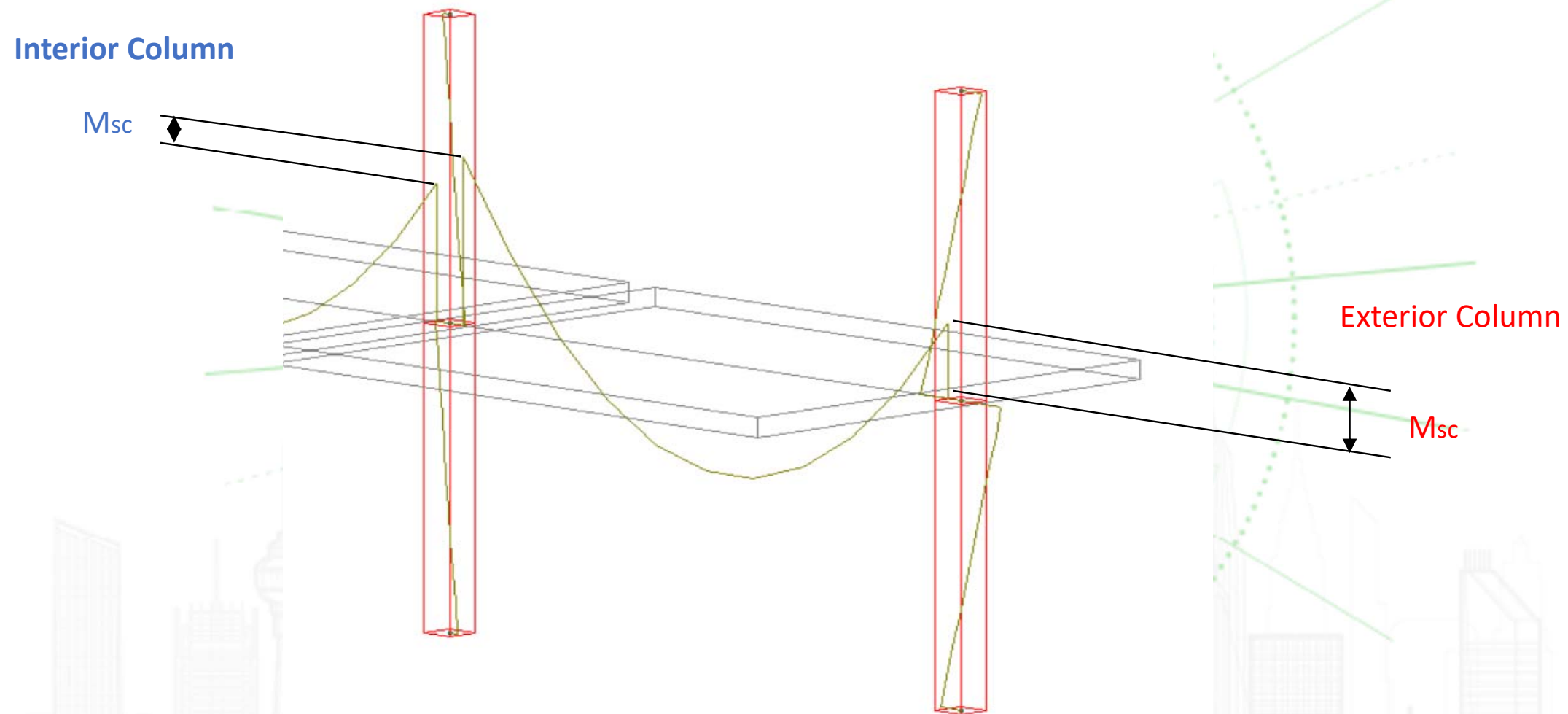
- I<sub>g</sub> = Gross moment of inertia
- L = Clear span of coupling beam
- H = Height of coupling beam
- P<sub>u</sub> = Factored axial load
- A<sub>g</sub> = A<sub>c</sub> = Gross (uncracked) area
- f<sub>c</sub> = Compressive strength of concrete
- E<sub>c</sub> = Modulus of elasticity of concrete
- f<sub>y</sub> = Yield stress of reinforcing steel
- MPa = Megapascals
- A<sub>w</sub> = Horizontal area



# Gravity load analysis

## 2) Unbalanced moments transferred by Flexure&Shear

Unbalanced moment,  $M_{sc}$

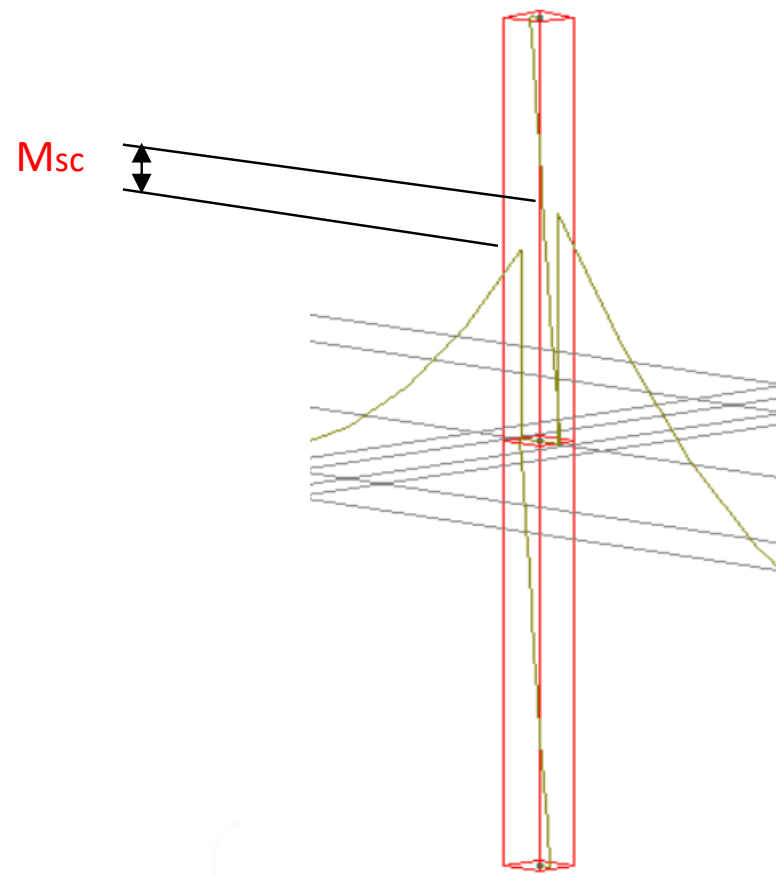


$M_{sc}$  = factored slab moment that is resisted by the column at a joint, N·mm



## 2) Unbalanced moments transferred by Flexure&Shear

Unbalanced moment will be transferred to column by fraction of **flexure**&**shear**

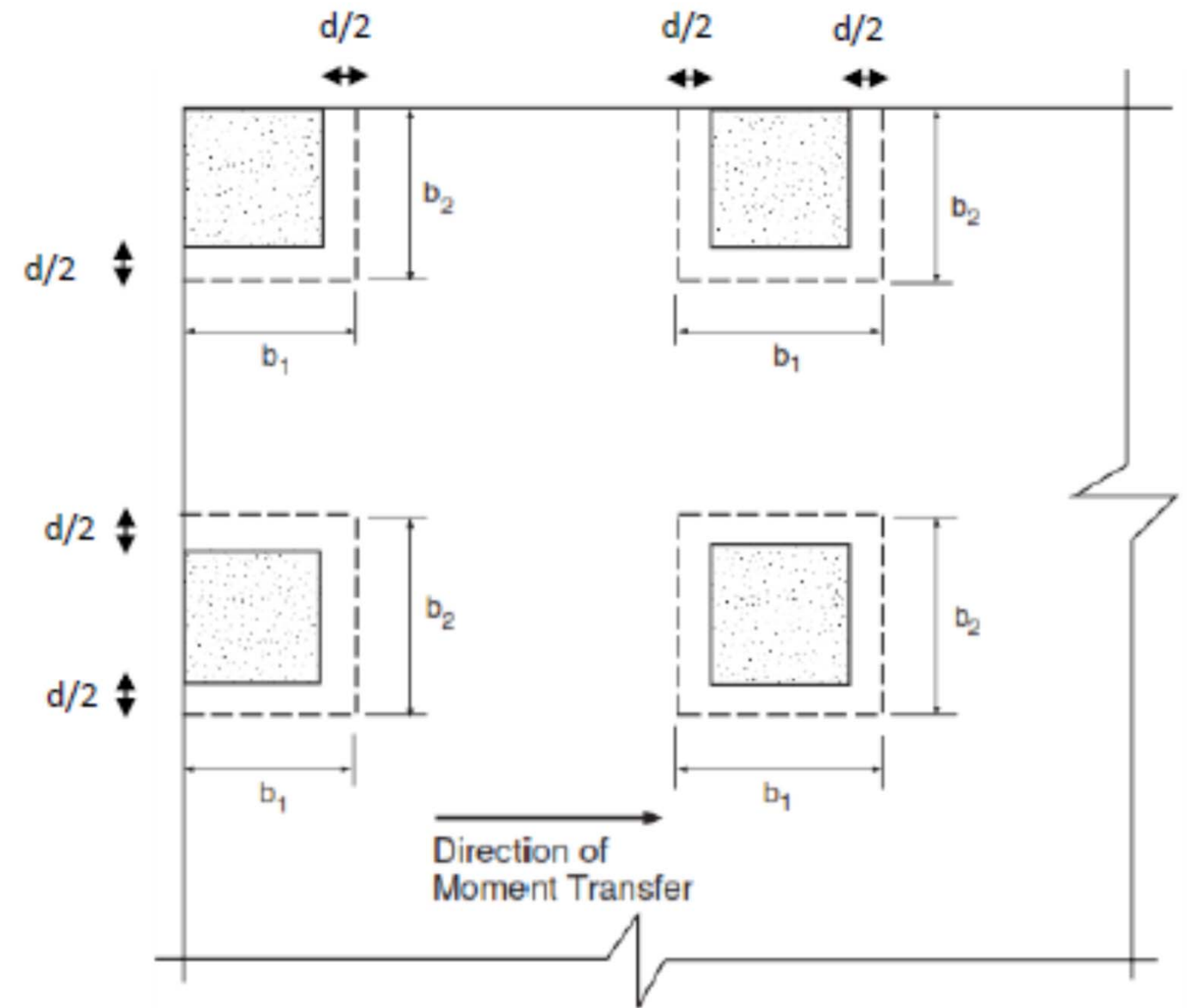


Fraction of transfer **flexure** =  $\gamma_f(M_{sc})$

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}}$$

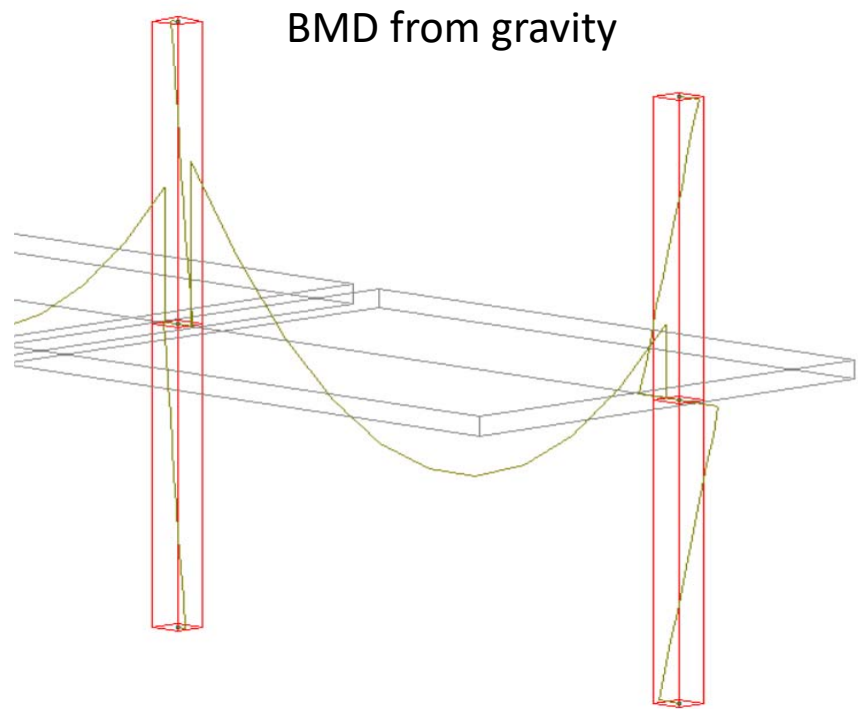
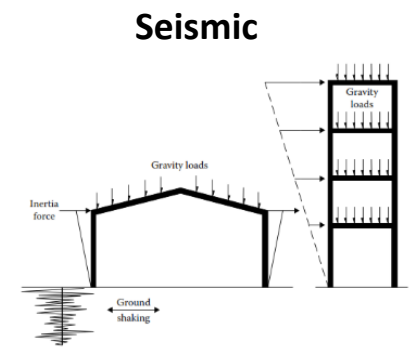
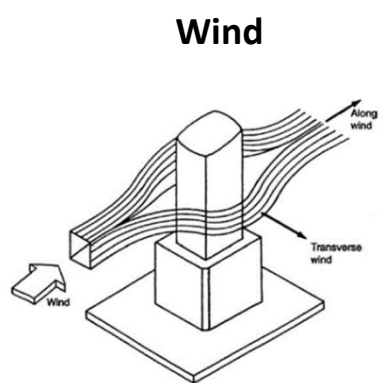
Fraction of transfer **shear** =  $\gamma_v(M_{sc})$

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f$$



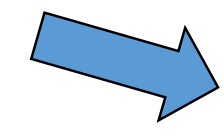
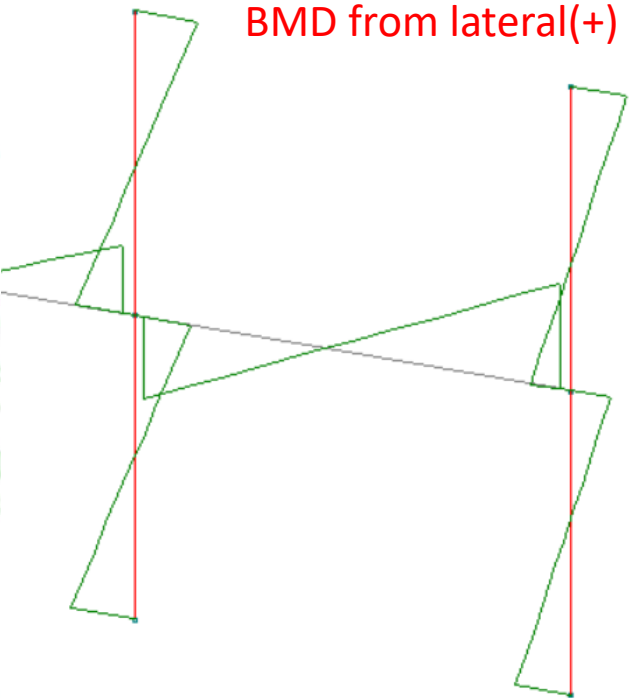


# Lateral load analysis

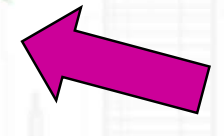
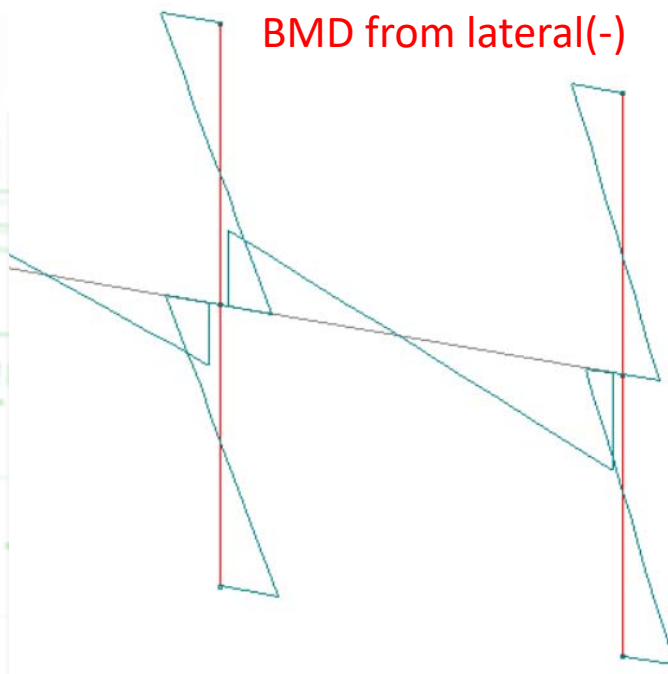


## 2) Unbalanced moments transferred by Flexure&Shear

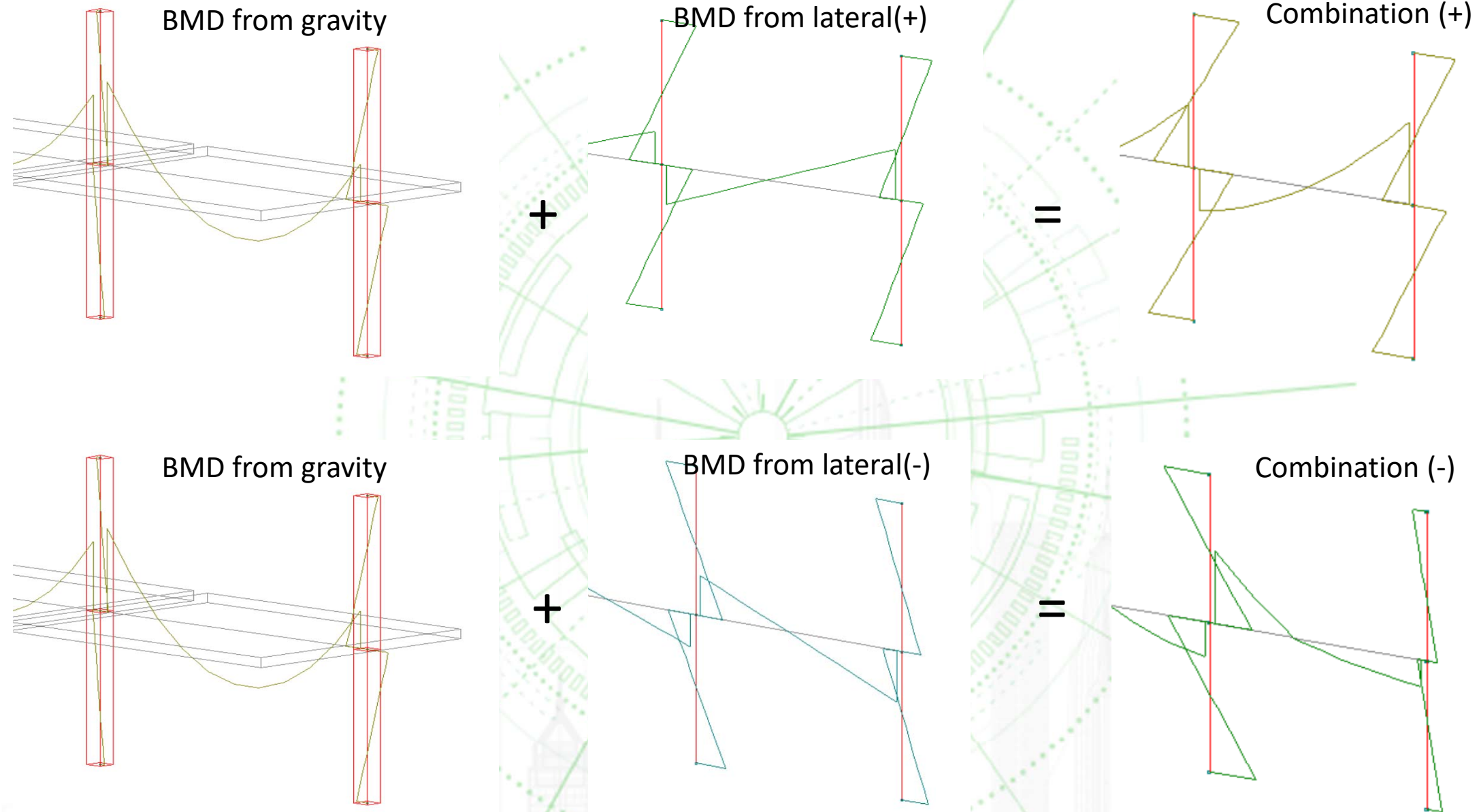
BMD from lateral(+)



BMD from lateral(-)



## 2) Unbalanced moments transferred by Flexure&Shear



Lateral load increase  $M_{sc}$



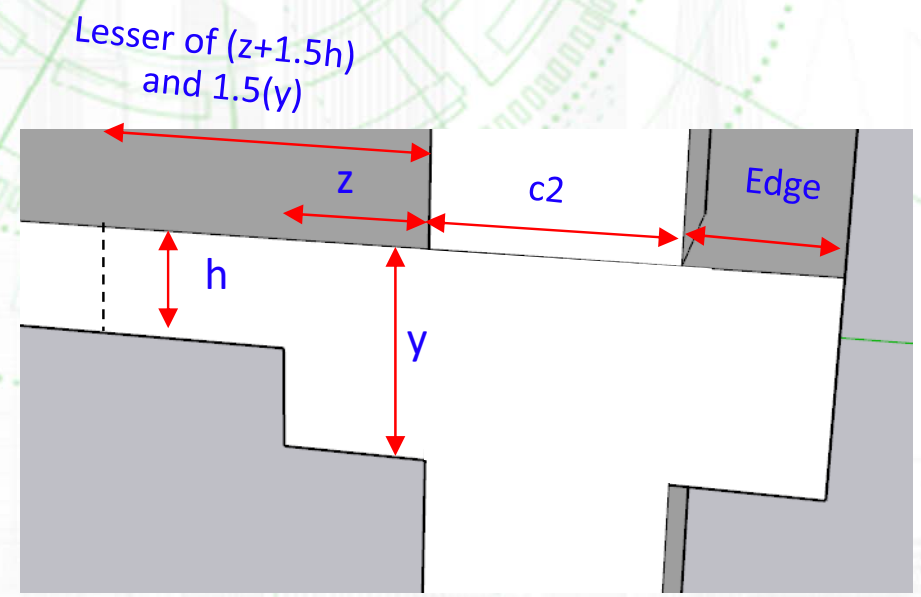
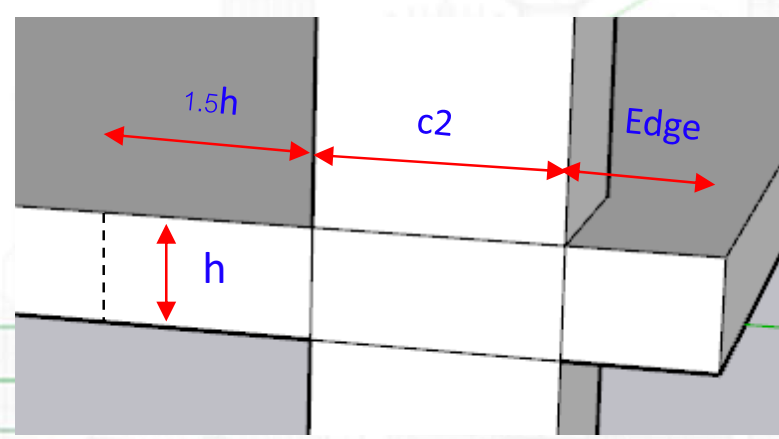
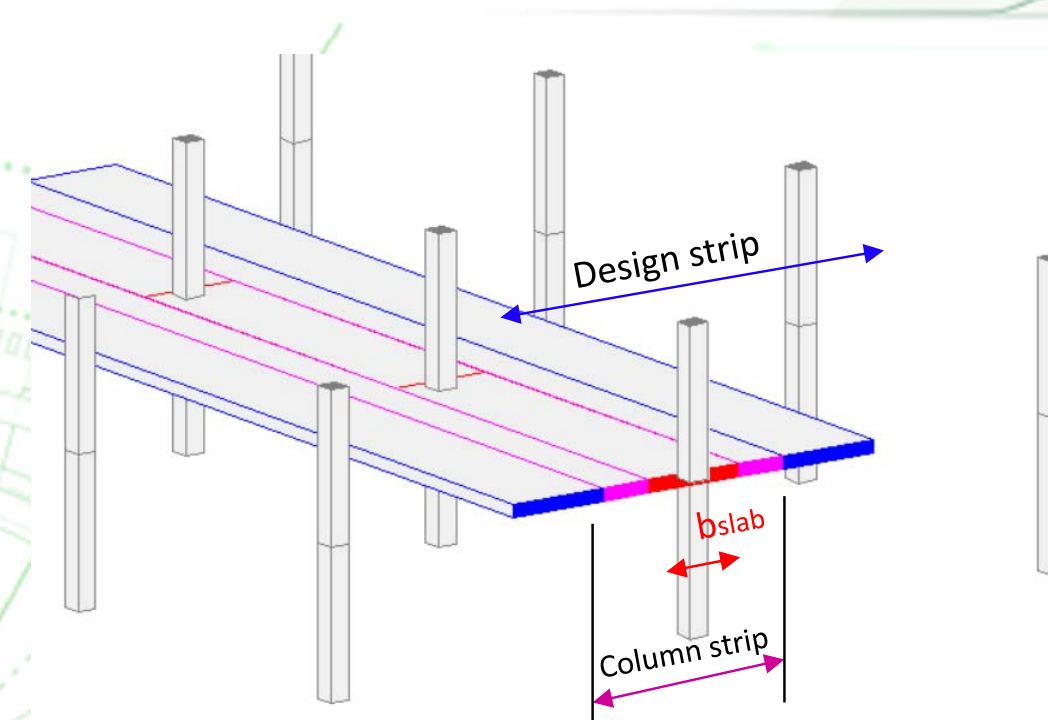
## M<sub>sc</sub> transferred by flexure

ACI318-19 Section 8.4.2.2.3 The effective slab width  $b_{slab}$  for resisting  $\gamma f(M_{sc})$  shall be the width of column or capital + distance on each side in accordance with table 8.4.2.2.3

Table 8.4.2.2.3—Dimensional limits for effective slab width

	Distance on each side of column or capital	
Without drop panel or shear cap	Lesser	1.5h of slab
		Distance to edge of slab
With drop panel or shear cap	Lesser	1.5h of drop or cap
		Distance to edge of the drop or cap plus 1.5h of slab

## 2) Unbalanced moments transferred by Flexure & Shear

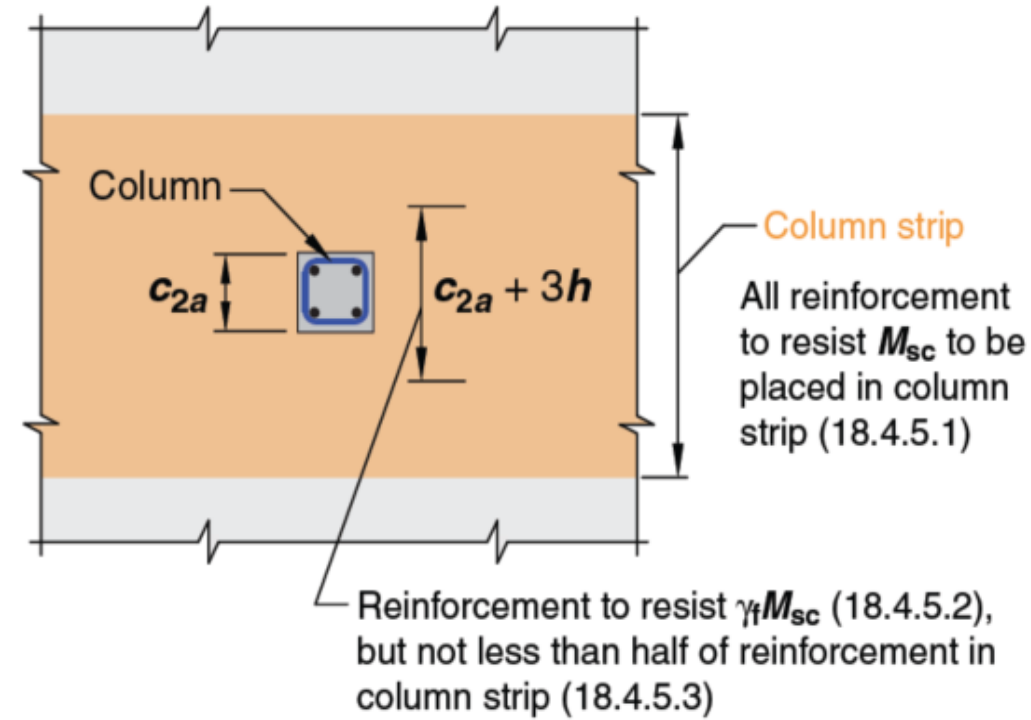
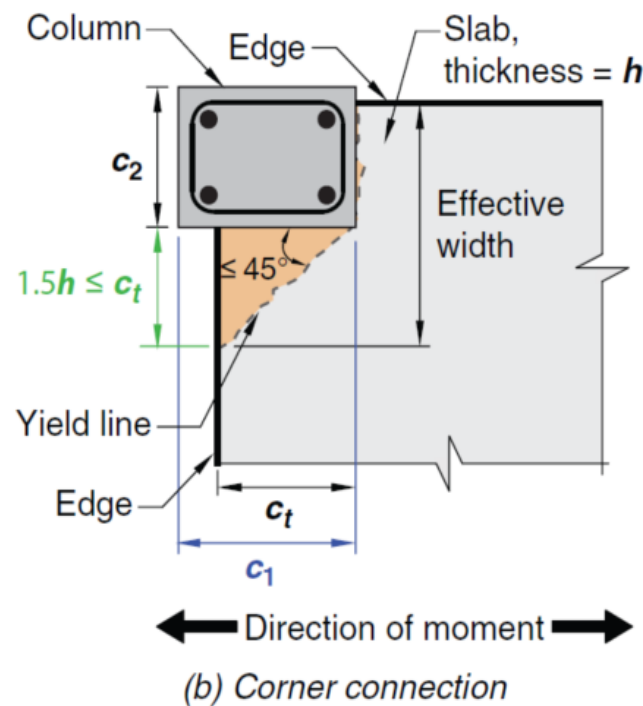
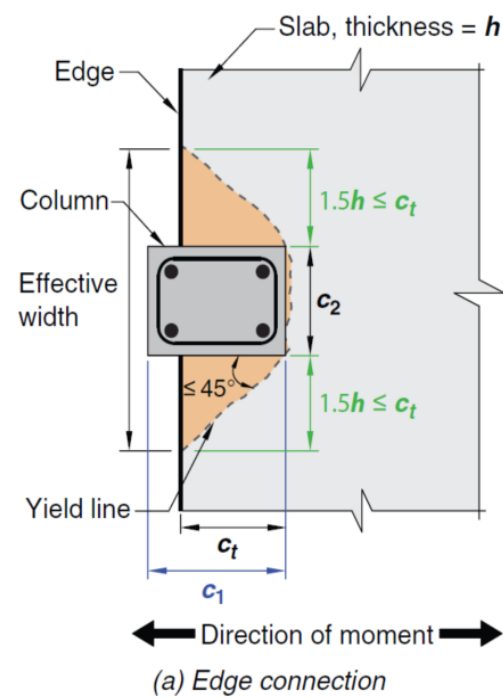


18.4—Intermediate moment frames

18.4.1 Scope

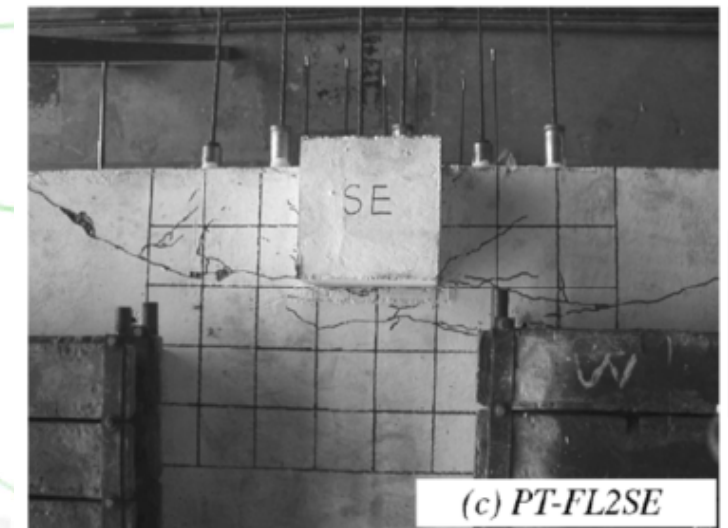
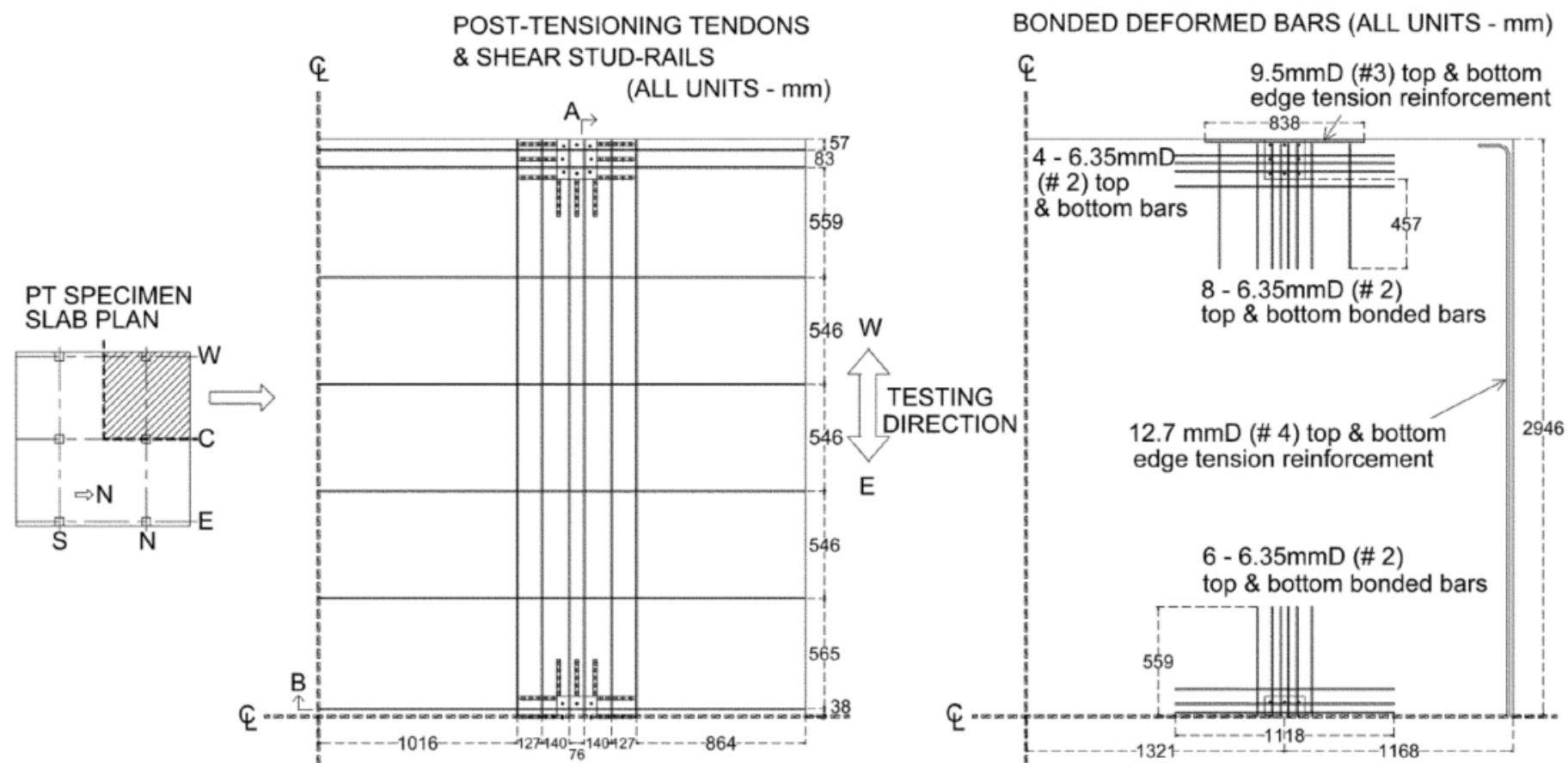
18.4.1.1 This section shall apply to intermediate moment frames including two-way slabs without beams forming part of the seismic-force-resisting system.

ACI318-19 Section 18.4.5 Two-way slabs without beam



ACI352.1R-11 Section 6.1 Slab reinforcement for moment transfer

“For PT connections tested with banded tendons perpendicular to the slab edge, the banded tendons provided sufficient membrane forces to move the torsional yield line outside the banded tendon region, or to suppress the torsional yield line completely. Thus, in this case **it is reasonable that all reinforcement within the banded tendon region be considered effective if anchored properly**”



## 2) Unbalanced moments transferred by Flexure & Shear

ACI352.1R-11 Section 6.1.7

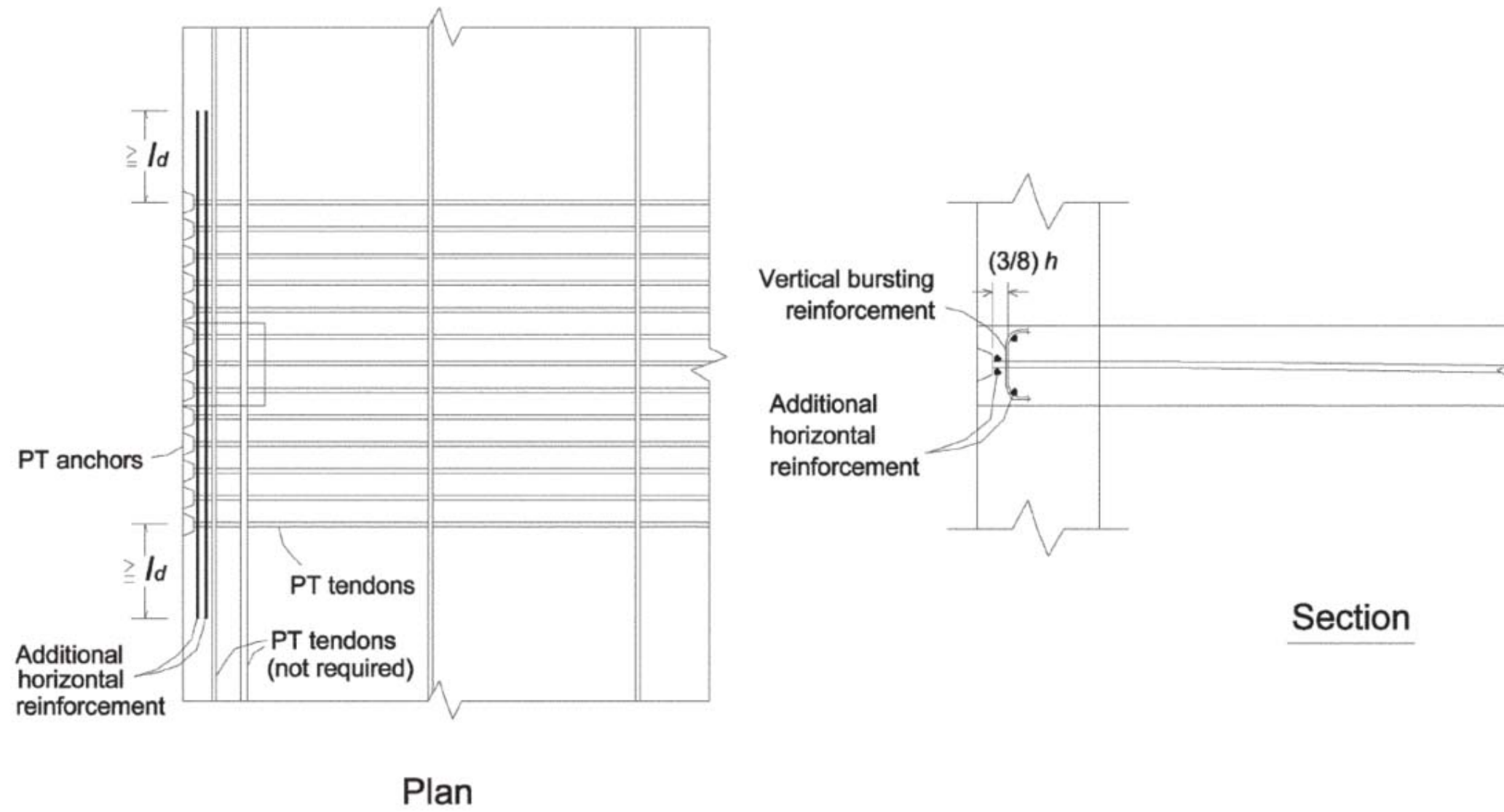
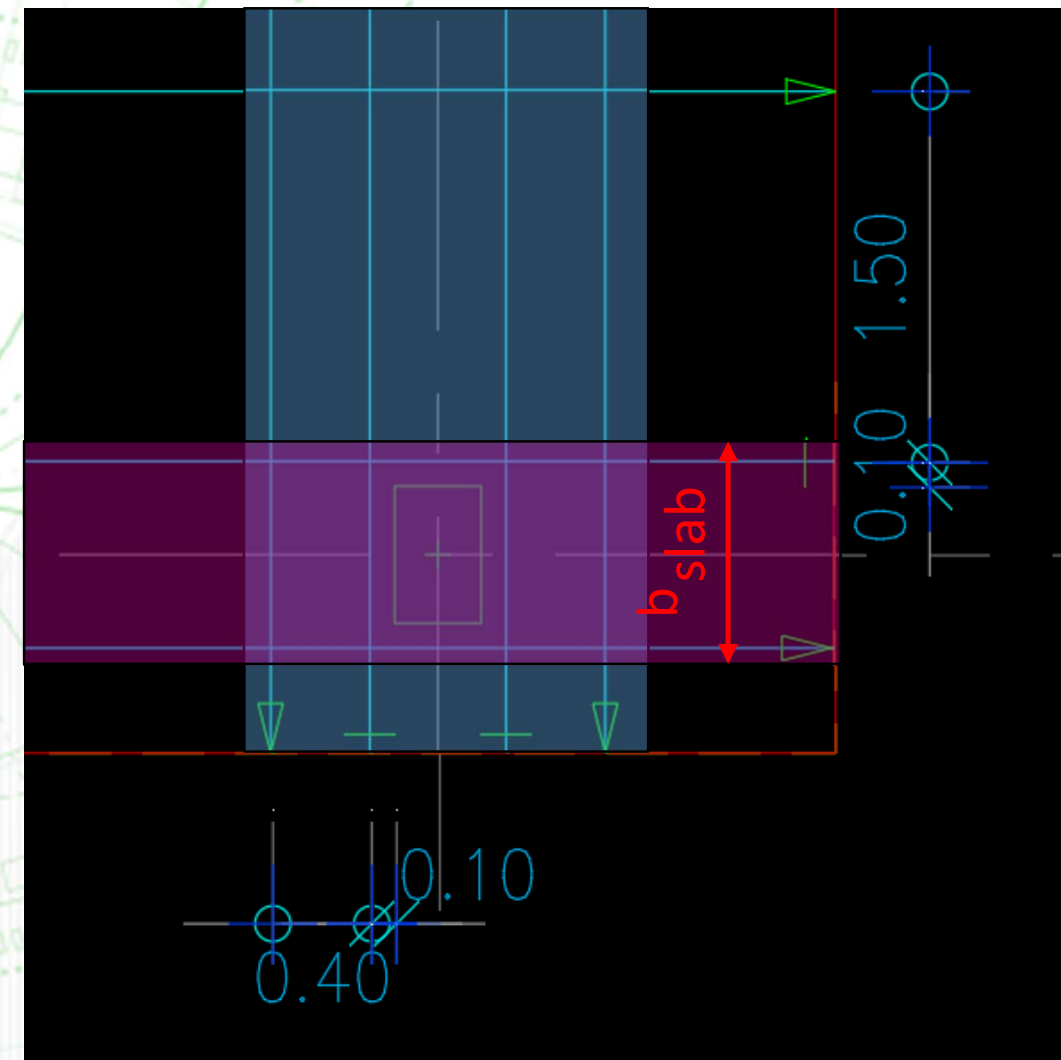
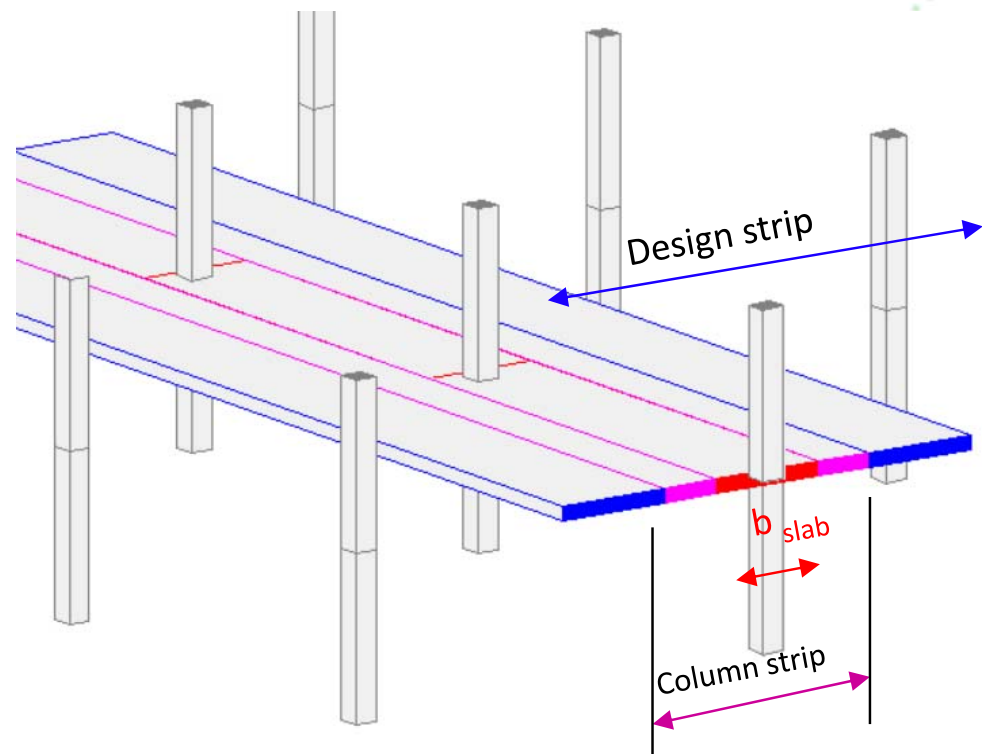


Fig. 6.1.7b—Additional reinforcement for PT edge connections.



## 2) Unbalanced moments transferred by Flexure&Shear



## 2) Unbalanced moments transferred by Flexure&Shear

$M_{sc}$  transferred by **shear**

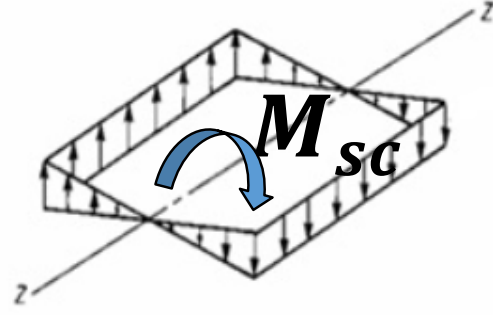
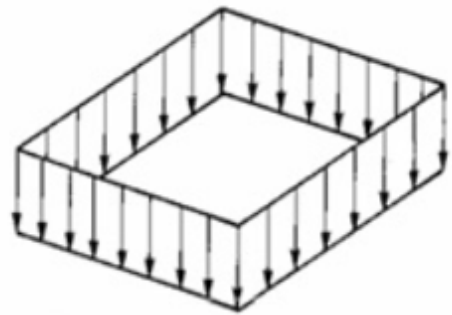
$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} \pm \frac{\gamma_v \cdot M_{sc} \cdot c}{J}$$

$$v_{uv} = \frac{V_u}{b_o d}$$

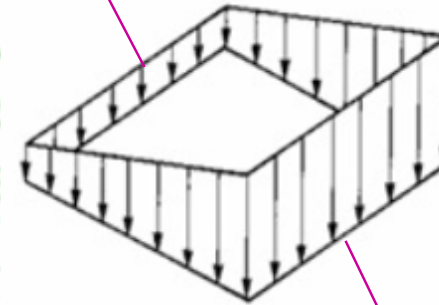
$$\frac{\gamma_v \cdot M_{sc} \cdot c}{J}$$

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} - \frac{\gamma_v \cdot M_{sc} \cdot c}{J}$$

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} + \frac{\gamma_v \cdot M_{sc} \cdot c}{J}$$



=



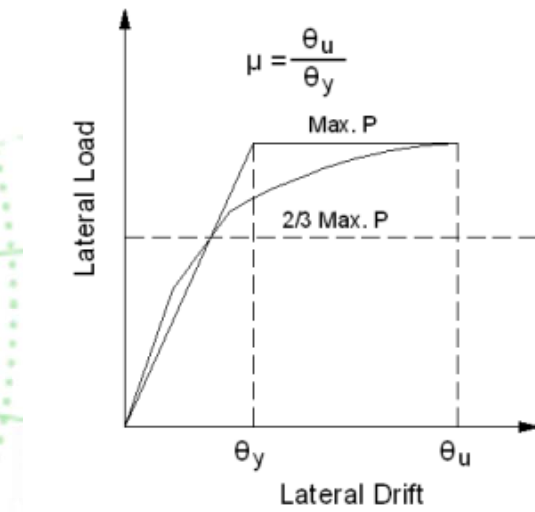
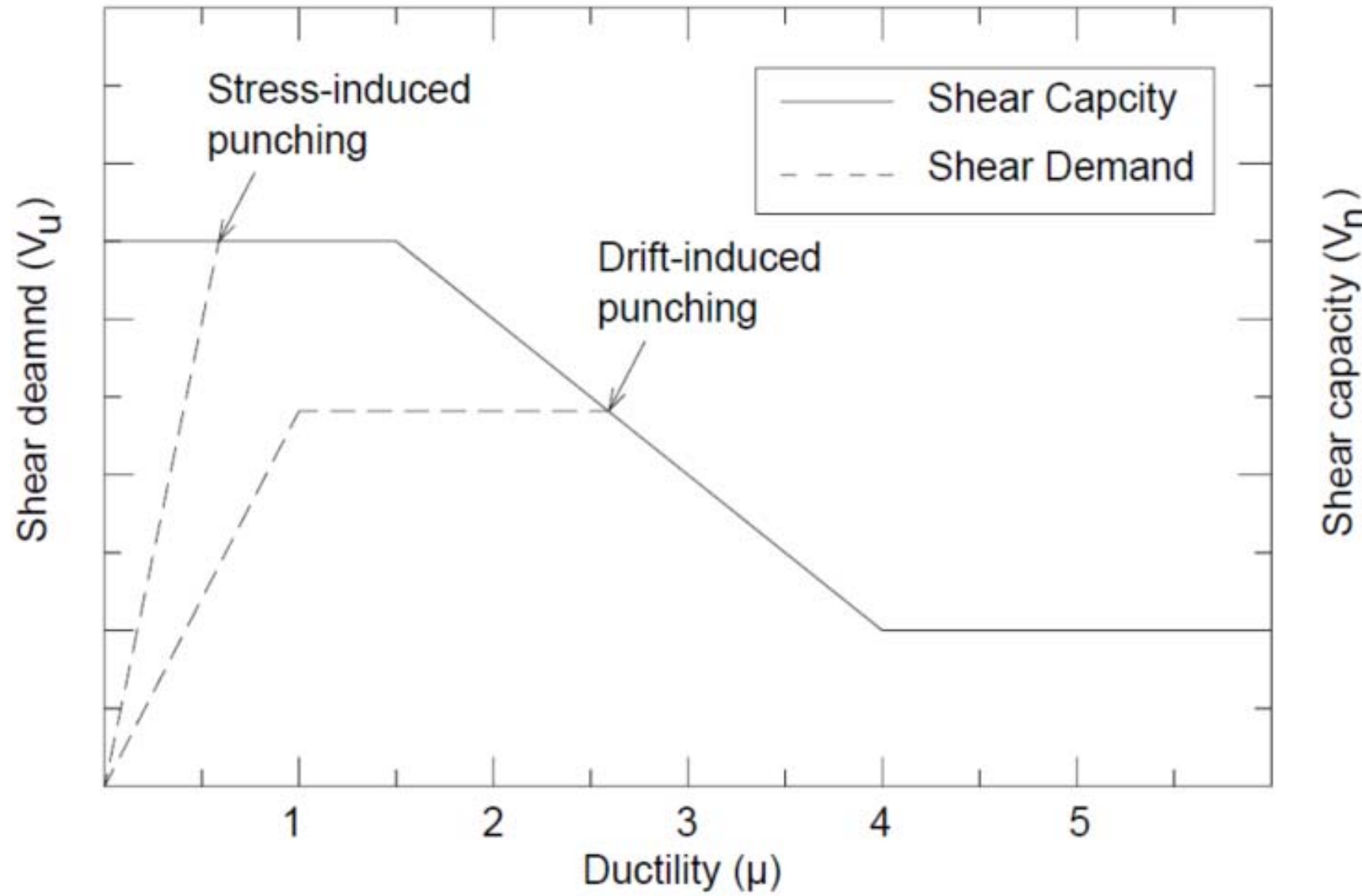


## Gravity shear ratio and Drift ratio

- ❑ Seismic force induces story drift of each floors
- ❑ Story drift induces more punching shear at slab-column connections
- ❑ Two types of slab-column connection consideration
  - two way slabs that **are designated** part of seismic-force-resisting system (Stress-induced punching)
  - two way slabs that **are not designated** part of seismic-force-resisting system (Drift-induced punching)



### 3) Gravity shear ratio and lateral drift ratio



Definition of drift ductility (Pan et al. (1989))

Figure 1.1: Shear demand-capacity relation (Aschheim et al, 1992)

### 3) Gravity shear ratio and lateral drift ratio

- Drift Ratio : ratio between story drift and floor height
- Gravity shear ratio : ratio between punching shear from DL+LL only and  $\Phi V_c$

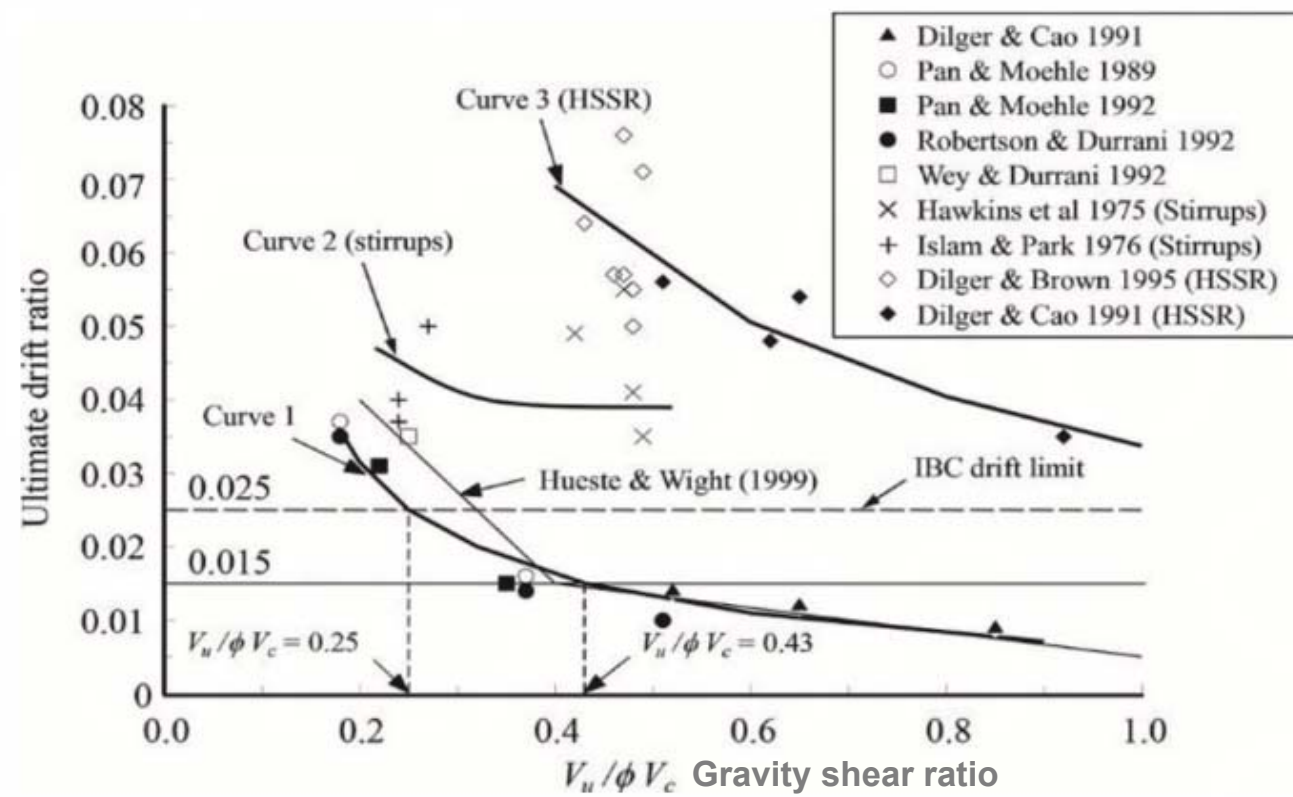


Fig. 3.3a—Effect of gravity loads on drift capacity of interior flat plate-column connections (Megally and Ghali 1994, 2000d; Hueste and Wight 1999).

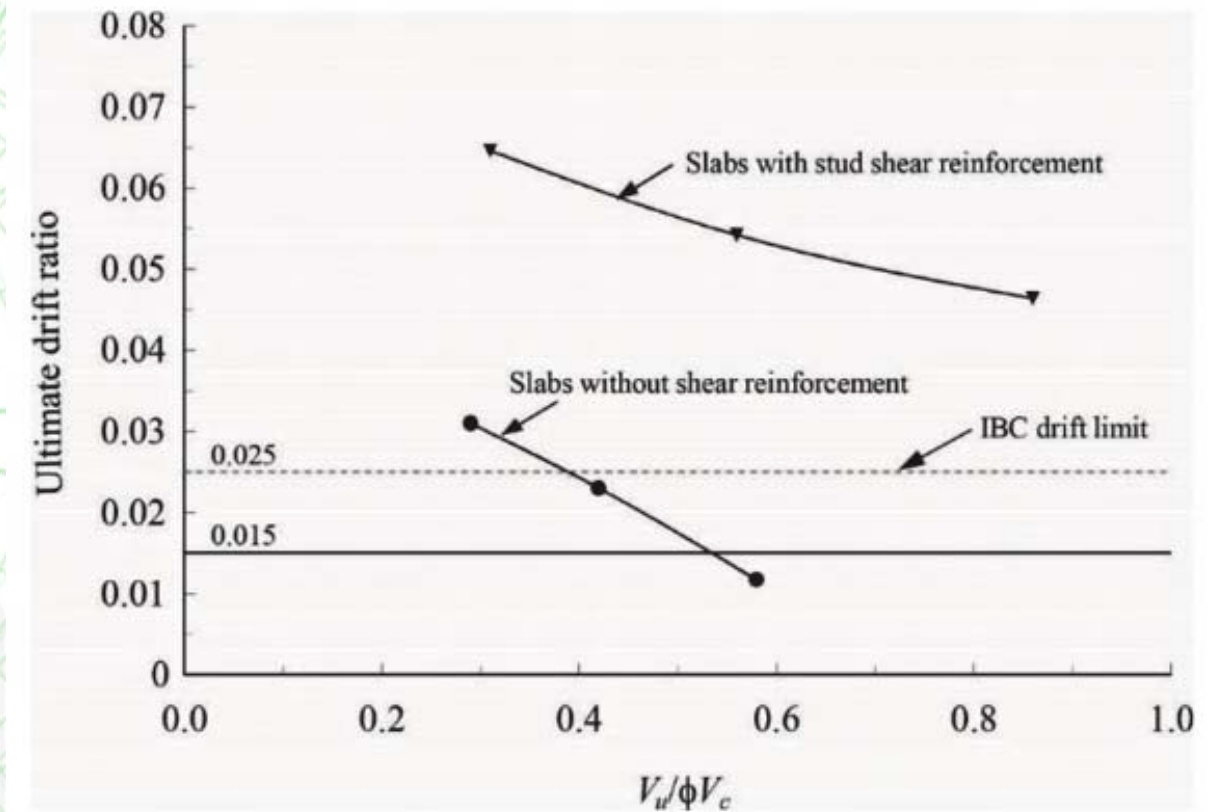


Fig. 3.3c—Effect of value of  $V_u$  on lateral drift capacity of edge flat plate-column connections (Megally and Ghali 2000a).

### 3) Gravity shear ratio and lateral drift ratio

- **Lateral ductility capacity** of flat slab-column connections is **strongly influenced** by **gravity load**
- **Lateral displacement capacity** decreases as **gravity load** increases

ตารางที่ 2.11-1 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ยอมให้ ( $\Delta_a$ )

ลักษณะโครงสร้าง	ประเภทความสำคัญของอาคาร		
	I หรือ II	III	IV
โครงสร้างที่ไม่ใช้ผนังอิฐก่อรับแรงเฉือนและสูงไม่เกิน 4 ชั้น ซึ่งผนังภายใน ฉากกันห้อง ฝ้าเพดาน และผนังภายนอกถูกออกแบบให้สามารถทนต่อการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นได้มาก	$0.025 h_{sx}$	$0.020 h_{sx}$	$0.015 h_{sx}$
โครงสร้างกำแพงอิฐก่อรับแรงเฉือนแบบยื่นจากฐานรองรับ	$0.010 h_{sx}$	$0.010 h_{sx}$	$0.010 h_{sx}$
โครงสร้างกำแพงอิฐก่อรับแรงเฉือนแบบอื่น ๆ	$0.007 h_{sx}$	$0.007 h_{sx}$	$0.007 h_{sx}$
โครงสร้างอื่น ๆ ทั้งหมด	$0.020 h_{sx}$	$0.015 h_{sx}$	$0.010 h_{sx}$

หมายเหตุ

- $h_{sx}$  คือ ความสูงระหว่างชั้นที่อยู่ใต้พื้นที่ชั้นที่  $x$
- อาคารชั้นเดียวที่มีผนังภายใน ฉากกันห้อง ฝ้าเพดาน และผนังภายนอกที่ถูกออกแบบให้สามารถทนต่อการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นได้มาก จะมีการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นเท่าใดก็ได้ไม่จำกัด แต่ยังคงต้องพิจารณาการเว้นระยะห่างระหว่างโครงสร้างตามหัวข้อที่ 2.11.3
- โครงสร้างกำแพงอิฐก่อรับแรงเฉือนแบบยื่นจากฐานรองรับ หมายถึง อาคารที่ถูกออกแบบให้ใช้กำแพงอิฐก่อรับแรงเฉือนเป็นชิ้นส่วนโครงสร้างในแนวดิ่งซึ่งยื่นขึ้นมาจากฐานรองรับ และถูกก่อสร้างในลักษณะที่มีถ่ายโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนระหว่างกำแพงข้างเคียง (แบบ Coupling Beam) น้อยมาก

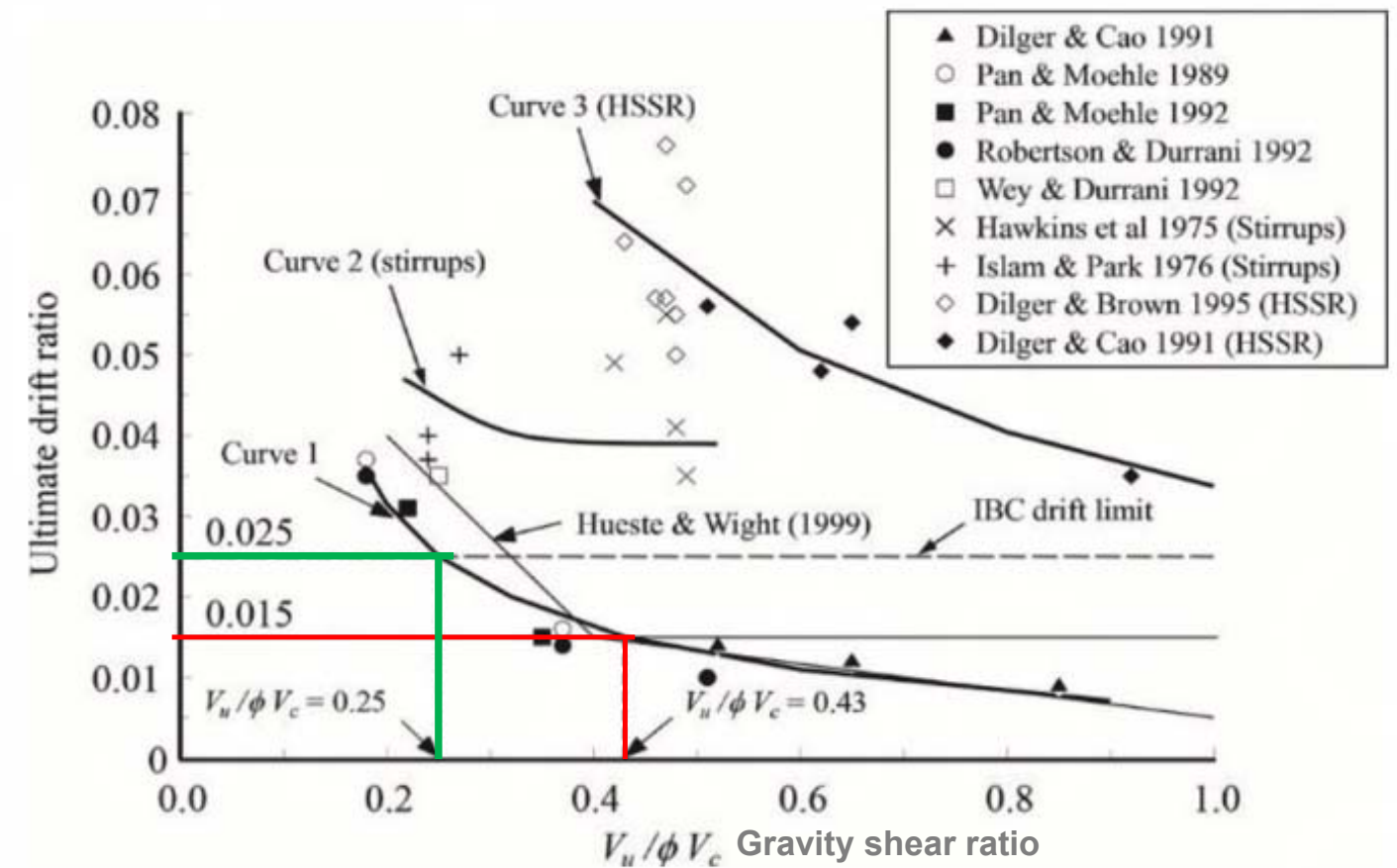
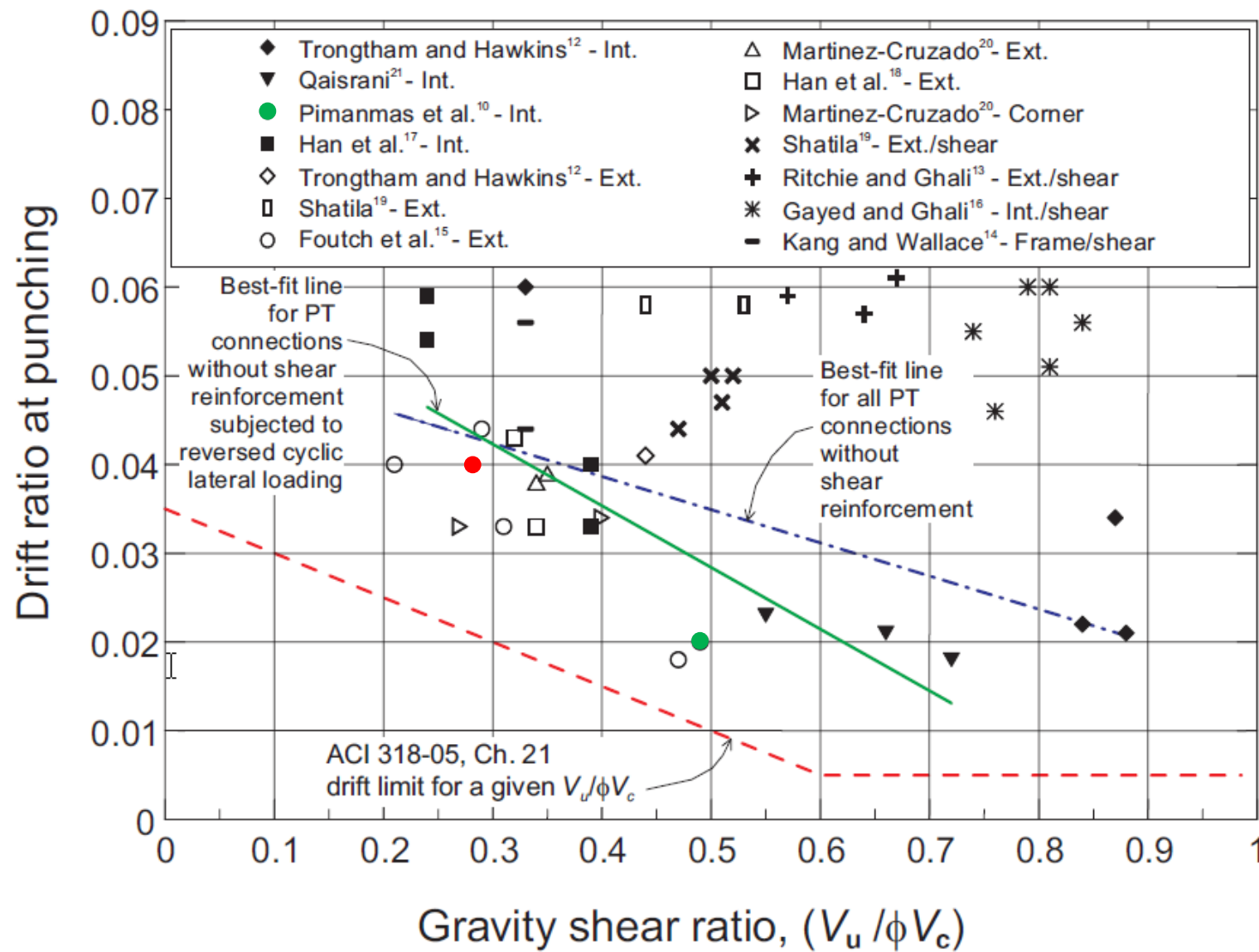


Fig. 3.3a—Effect of gravity loads on drift capacity of interior flat plate-column connections (Megally and Ghali 1994, 2000d; Hueste and Wight 1999).

# RECOMMENDATIONS FOR DESIGN OF POST-TENSIONED SLAB-COLUMN CONNECTIONS SUBJECTED TO LATERAL LOADING

THOMAS H.-K. KANG, IAN N. ROBERTSON, NEIL M. HAWKINS, AND JAMES M. LAFAVE



## 3) Gravity shear ratio and lateral drift ratio



Authorized reprint from: February 2008 issue of the PTI Journal

Copyrighted © 2008, Post-Tensioning Institute

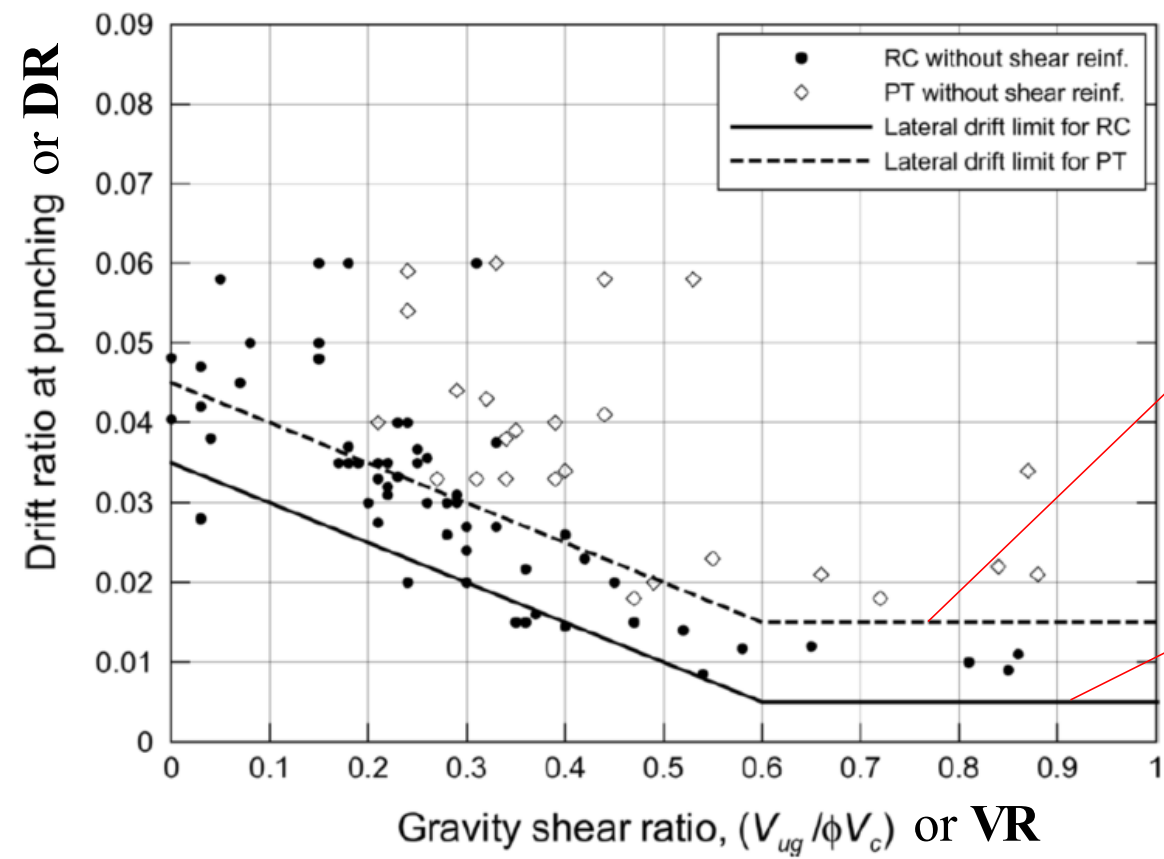
### ● Cyclic Testing of Bonded Post-tensioned Interior Slab-Column Connections with Shear Stud

A. Luckkikanun, U. Prawatwong, and P. Warnitchai

Drift ratio at punching versus gravity shear ratio for post-tensioned slab-column connections with and without shear reinforcement, where  $V_c$  is defined in accordance with ACI 318-05, Eq. (11-36)



### 3) Gravity shear ratio and lateral drift ratio



$$\text{PT, DR} = \begin{cases} 0.045 - 0.05VR & [\text{for } 0 \leq VR < 0.6] \\ 0.015 & [\text{for } 0.6 \leq VR \leq 1] \end{cases}$$

$$\text{RC, DR} = \begin{cases} 0.035 - 0.05VR & [\text{for } 0 \leq VR < 0.6] \\ 0.005 & [\text{for } 0.6 \leq VR \leq 1] \end{cases}$$

ACI 352.1R-11

Fig. 7.2d—Comparison of lateral drift capacity limits with RC and PT slab-column connection test data (Kang and Wallace 2006; Hueste et al. 2007; Kang et al. 2008).

Guide for Design of Slab-Column Connections in Monolithic Concrete Structures

Reported by Joint ACI-ASCE Committee 352



### 3) Gravity shear ratio and lateral drift ratio

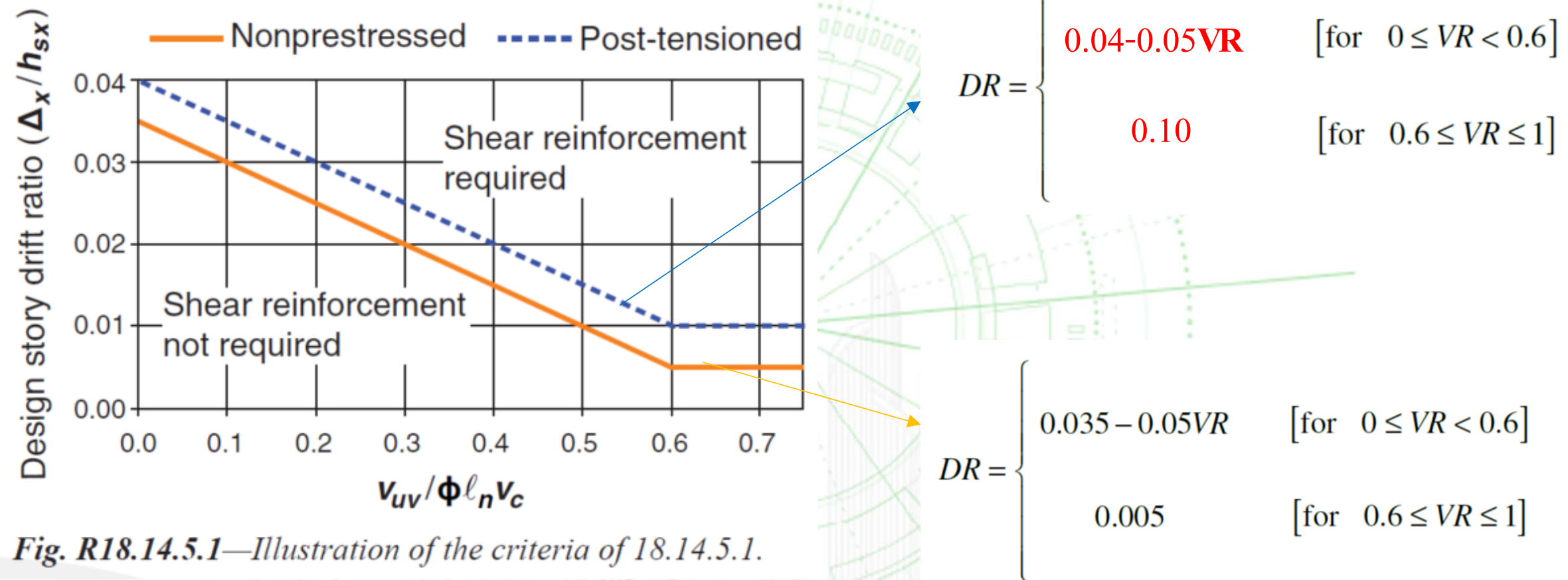




Fig. R18.14.5.1—Illustration of the criteria of 18.14.5.1.

## 4) Seismic laws and standards

<p>เล่ม ๑๒๔ ตอนที่ ๔๖ ก หน้า ๑๑ ราชกิจจานุเบกษา ๓๐ พฤศจิกายน ๒๕๕๐</p>  <p>กฎกระทรวง กำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคาร และพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. ๒๕๕๐</p>	<p>เล่ม ๑๓๘ ตอนที่ ๑๖ ก หน้า ๑๓ ราชกิจจานุเบกษา ๔ มีนาคม ๒๕๖๔</p>  <p>กฎกระทรวง กำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคาร และพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. ๒๕๖๔</p>
<p>"บริเวณเฝ้าระวัง" หมายความว่า พื้นที่หรือบริเวณที่อาจได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหว</p> <p>7 จังหวัด กระบี่ ชุมพร พังงา ภูเก็ต ระนอง สงขลา สุราษฎร์ธานี</p>	<p>"บริเวณที่ ๑" หมายความว่า บริเวณหรือพื้นที่ที่ต้องเฝ้าระวังเนื่องจากมีความเป็นไปได้ว่าอาคารอาจจะได้รับผลกระทบทางด้านความมั่นคงแข็งแรงและเสถียรภาพเมื่อมีแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว</p> <p>14 จังหวัด กระบี่ ชุมพร สงขลา สุราษฎร์ธานี ตรัง นครศรีธรรมราช สตูล ประจวบคีรีขันธ์ เพชรบุรี นครพนม บึงกาฬ เลย หนองคาย พิษณุโลก</p>
<p>"บริเวณที่ ๑" หมายความว่า พื้นที่หรือบริเวณที่เป็นดินอ่อนมากที่อาจได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวระยะไกล</p> <p>5 จังหวัด กรุงเทพมหานคร นนทบุรี ปทุมธานี สมุทรปราการ สมุทรสาคร</p>	<p>"บริเวณที่ ๒" หมายความว่า บริเวณหรือพื้นที่ที่มีความเป็นไปได้ว่าอาคารอาจได้รับผลกระทบทางด้านความมั่นคงแข็งแรงและเสถียรภาพในระดับปานกลางเมื่อมีแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว</p> <p>17 จังหวัด กรุงเทพมหานคร นนทบุรี ปทุมธานี สมุทรปราการ สมุทรสาคร สมุทรสงคราม ราชบุรี นครปฐม พระนครศรีอยุธยา สพรรณบุรี ชัยนาท อุทัยธานี นครสวรรค์ กำแพงเพชร พังงา ภูเก็ต ระนอง</p>
<p>"บริเวณที่ ๒" หมายความว่า พื้นที่หรือบริเวณที่อยู่ใกล้รอยเลื่อนที่อาจได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหว</p> <p>10 จังหวัด กาญจนบุรี เชียงราย เชียงใหม่ ดาก น่าน พะเยา แพร่ แม่ฮ่องสอน ลำปาง ลำพูน</p>	<p>"บริเวณที่ ๓" หมายความว่า บริเวณหรือพื้นที่ที่มีความเป็นไปได้ว่าอาคารอาจได้รับผลกระทบทางด้านความมั่นคงแข็งแรงและเสถียรภาพในระดับสูงเมื่อมีแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว</p> <p>12 จังหวัด กาญจนบุรี เชียงราย เชียงใหม่ ดาก น่าน พะเยา แพร่ แม่ฮ่องสอน ลำปาง ลำพูน สุโขทัย อุตรดิตถ์</p>



## 4) Seismic laws and standards

บริเวณที่ 1 และ บริเวณที่ 2		บริเวณที่ 3
ก) อาคารที่จำเป็นต่อการช่วยเหลือและบรรเทาภัยหลังเกิดเหตุแผ่นดินไหว		ก) อาคารที่จำเป็นต่อการช่วยเหลือและบรรเทาภัยหลังเกิดเหตุแผ่นดินไหว
ข) คลังสินค้าที่ใช้เป็นสถานที่เก็บรักษาวัตถุอันตราย		ข) คลังสินค้าที่ใช้เป็นสถานที่เก็บรักษาวัตถุอันตราย
ค) โรงมหรสพ หอประชุม ศาสนสถาน สนามกีฬา วัฒนธรรม สถานียขนส่ง สถาบันบริการ ท่าจอดเรือ $\geq 600$ ตรม.		
ง) หอศิลป์ พิพิธภัณฑ์สถาน สถานศึกษา $\geq 1,000$ ตรม.		
จ) หอสมุด $\geq 2,000$ ตรม.		
ฉ) ตลาด ห้างสรรพสินค้า ศูนย์การค้า $\geq 1,500$ ตรม.		ค) อาคารสาธารณะ
ช) โรงแรม อาคารอยู่อาศัยรวม อาคารชุด หอพัก $\geq 4,000$ ตรม.		
ซ) อาคารจอดรถ $\geq 4,000$ ตรม.		
ฅ) สถานรับเลี้ยงเด็กอ่อน สถานให้บริการดูแลผู้สูงอายุ สถานสงเคราะห์ผู้สูงอายุ $\geq 300$ ตรม.		ง) สถานรับเลี้ยงเด็กอ่อน สถานให้บริการดูแลผู้สูงอายุ สถานสงเคราะห์ผู้สูงอายุ
ญ) เรือนจำ		จ) เรือนจำ
ฎ) อาคารใหญ่พิเศษ ( $> 10,000$ ตรม.)		ฉ) อาคารใหญ่พิเศษ ( $> 10,000$ ตรม.)
ฏ) อาคารที่มีความสูงตั้งแต่ 15 เมตร หรือ 5 ชั้นขึ้นไป		ช) อาคารที่มีความสูงตั้งแต่ 10 เมตร หรือ 3 ชั้นขึ้นไป
ฐ) สะพานหรือทางยกระดับ ช่วงระหว่างศูนย์กลางตอม่อ $\geq 10$ ม.		ซ) สะพานหรือทางยกระดับ ช่วงระหว่างศูนย์กลางตอม่อ $\geq 5$ ม.
ฑ) อุโมงค์		ฅ) อุโมงค์
ฒ) เขื่อนกักเก็บน้ำ เขื่อนทดน้ำ ฝ่ายทดน้ำ สูง $\geq 10$ ม.		ญ) เขื่อนกักเก็บน้ำ เขื่อนทดน้ำ ฝ่ายทดน้ำ สูง $\geq 10$ ม.
ณ) อาคารที่ทำการส่วนราชการ รัฐวิสาหกิจ หน่วยงานของรัฐ		ฎ) อาคารที่ทำการส่วนราชการ รัฐวิสาหกิจ หน่วยงานของรัฐ
ด) เครื่องเล่นตามกฎกระทรวงว่าด้วยการควบคุมเครื่องเล่น สูง $\geq 15$ ม.		ฏ) อาคารอยู่อาศัยและอาคารพาณิชย์ที่ดำเนินการตามกฎหมายว่าด้วยการจัดสรรที่ดิน
		ฐ) เครื่องเล่นตามกฎกระทรวงว่าด้วยการควบคุมเครื่องเล่น สูง $\geq 15$ ม.



# ACI 318-19

## R18.1—Scope

Chapter 18 does not apply to structures assigned to Seismic Design Category (SDC) A. For structures assigned to SDC B and C, Chapter 18 applies to structural systems designated as part of the seismic-force-resisting system. For structures assigned to SDC D through F, Chapter 18 applies to both structural systems designated as part of the seismic-force-resisting system and structural systems not designated as part of the seismic-force-resisting system.

**TABLE 11.6-1 Seismic Design Category Based on Short-Period Response Acceleration Parameter**

Value of $S_{DS}$	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

**TABLE 11.6-2 Seismic Design Category Based on 1-s Period Response Acceleration Parameter**

Value of $S_{D1}$	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

18 Seismic

# DPT 1301/1302-61

## 4) Seismic laws and standards

ตารางที่ 1.6-1 การแบ่งประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวโดยพิจารณาจากค่า  $S_{DS}$

ค่า $S_{DS}$	ประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว		
	ประเภทความสำคัญ I หรือ II	ประเภทความสำคัญ III	ประเภทความสำคัญ IV
$S_{DS} < 0.167$	ก (ไม่ต้องออกแบบ)	ก (ไม่ต้องออกแบบ)	ก (ไม่ต้องออกแบบ)
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	ข	ข	ค
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	ค	ค	ง
$0.50 \leq S_{DS}$	ง	ง	ง

ตารางที่ 1.6-2 การแบ่งประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวโดยพิจารณาจากค่า  $S_{D1}$

ค่า $S_{D1}$	ประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว		
	ประเภทความสำคัญ I หรือ II	ประเภทความสำคัญ III	ประเภทความสำคัญ IV
$S_{D1} < 0.067$	ก (ไม่ต้องออกแบบ)	ก (ไม่ต้องออกแบบ)	ก (ไม่ต้องออกแบบ)
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	ข	ข	ค
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	ค	ค	ง
$0.20 \leq S_{D1}$	ง	ง	ง

### 18.4—Intermediate moment frames

\*For two way slabs that are designated part of seismic-force-resisting system (SDC C)

18.14—Members not designated as part of the seismic-force-resisting system (SDC D)



**Table R18.2—Sections of Chapter 18 to be satisfied in typical applications<sup>[1]</sup>**

Component resisting earthquake effect, unless otherwise noted	SDC			
	A (None)	B (18.2.1.3)	C (18.2.1.4)	D, E, F (18.2.1.5)
Analysis and design requirements		18.2.2	18.2.2	18.2.2, 18.2.4
Materials		None	None	18.2.5 through 18.2.8
Frame members		18.3	18.4	18.6 through 18.9
Structural walls and coupling beams		None	None	18.10
Precast structural walls	None	None	18.5	18.5 <sup>[2]</sup> , 18.11
Diaphragms and trusses		None	18.12	18.12
Foundations		None	18.13	18.13
Frame members not designated as part of the seismic-force-resisting system		None	None	18.14
Anchors		None	18.2.3	18.2.3

- Chapter 18—Earthquake-Resistant Structures
  - 18.1—Scope
  - 18.2—General
  - 18.3—Ordinary moment frames
  - 18.4—Intermediate moment frames
  - 18.5—Intermediate precast structural walls
  - 18.6—Beams of special moment frames
  - 18.7—Columns of special moment frames
  - 18.8—Joints of special moment frames
  - 18.9—Special moment frames constructed using precast concrete
  - 18.10—Special structural walls
  - 18.11—Special structural walls constructed using precast concrete
  - 18.12—Diaphragms and trusses
  - 18.13—Foundations
  - 18.14—Members not designated as part of the seismic-force-resisting system

<sup>[1]</sup>In addition to requirements of Chapters 1 through 17, 19 through 26, and ACI 318.2, except as modified by Chapter 18. Section 14.1.4 also applies in SDC D, E, and F.

<sup>[2]</sup>As permitted by the general building code.



บทที่ 5

รายละเอียดโครงสร้าง

- 5.1 โครงสร้างเหล็ก
- 5.2 โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก
  - 5.2.1 มาตรฐานอื่นที่เกี่ยวข้อง  
ถ้ามาตรฐานนี้ไม่ได้ระบุ ให้อ้างอิง ACI หรือมาตรฐานอื่นที่ได้รับการยอมรับ
  - 5.2.2 ข้อกำหนดเกี่ยวกับระบบโครงสร้างต้านทานแผ่นดินไหว
    - (ก) ประเภท ข อนุญาตให้ใช้โครงสร้าง Ordinary, Intermediate or Special ในการต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว ทั้งนี้ต้องคำนวณแรงและทำรายละเอียดการเสริมเหล็กตามมาตรฐานการออกแบบที่เกี่ยวข้อง
    - (ข) ประเภท ค อนุญาตให้ใช้ Intermediate or Special moment resisting frame Ordinary, Intermediate or Special shear wall ในการต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว ทั้งนี้ต้องคำนวณแรงและทำรายละเอียดการเสริมเหล็กตามมาตรฐานการออกแบบที่เกี่ยวข้อง
    - (ค) ประเภท ง ให้ใช้โครงสร้าง Special moment resisting frame or Special shear wall ในการต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว ทั้งนี้ต้องคำนวณแรงและทำรายละเอียดการเสริมเหล็กตามมาตรฐานการออกแบบที่เกี่ยวข้อง
  - (ง) โครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียวปานกลางในบริเวณเฝ้ารัง อย่างน้อยต้องตาม 5.2.7.4 หากเป็นแผ่นพื้นสองทางแบบไร้คานให้ตาม 5.2.12
  - 5.2.3 ข้อกำหนดรายละเอียดการเสริมเหล็กสำหรับเสาเข็มคอนกรีตของอาคารที่มีประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวแบบ ค
  - 5.2.4 ข้อกำหนดรายละเอียดการเสริมเหล็กสำหรับเสาเข็มคอนกรีตของอาคารที่มีประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวแบบ ง
  - 5.2.5 ข้อกำหนดเกี่ยวกับค่าแรงแงอหรือค่าแรงแงอรูปบล็อก
  - 5.2.6 ข้อกำหนดเกี่ยวกับการเสริมเหล็กในโครงสร้างต้านทานแรงดัดธรรมดา
  - 5.2.7 รายละเอียดการเสริมเหล็กโครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียวปานกลางสำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก
  - 5.2.8 ข้อกำหนดเกี่ยวกับคานในโครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียวพิเศษ
  - 5.2.9 ข้อกำหนดเกี่ยวกับเสาในโครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียวพิเศษ
  - 5.2.10 ข้อต่อระหว่างคานและเสาในโครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียวพิเศษ
  - 5.2.11 ค่าแรงแงอคอนกรีตที่มีความเหนียวพิเศษและคานยึดคาน
  - 5.2.12 การเสริมเหล็กในแผ่นพื้นสองทางคอนกรีตเสริมเหล็กแบบไร้คาน
  - 5.2.13 ฐานรากอาคาร

CHAPTER 18—EARTHQUAKE-RESISTANT STRUCTURES

R18.1—Scope

Chapter 18 does not apply to structures assigned to Seismic Design Category (SDC) A. For structures assigned to SDC B and C, Chapter 18 applies to structural systems designated as part of the seismic-force-resisting system. For structures assigned to SDC D through F, Chapter 18 applies to both structural systems designated as part of the seismic-force-resisting system and structural systems not designated as part of the seismic-force-resisting system.



# 18.4—Intermediate moment frames

## 18.4.5 Two-way slabs without beams

**18.4.5.8** At the critical sections for columns defined in 22.6.4.1, two-way shear stress caused by factored gravity loads without moment transfer shall not exceed  $0.4\phi v_c$  for nonprestressed slab-column connections and  $0.5\phi v_c$  for unbonded post-tensioned slab-column connections with  $f_{pc}$  in each direction meeting the requirements of 8.6.2.1, where  $v_c$  shall be calculated in accordance with 22.6.5. This requirement need not be satisfied if the slab-column connection satisfies 18.14.5.

**8.6.2.1** For prestressed slabs, the effective prestress force  $A_{ps}f_{se}$  shall provide a minimum average compressive stress of 0.9 MPa on the slab section tributary to the tendon or tendon group. For slabs with varying cross section along the slab span, either parallel or perpendicular to the tendon or tendon group, the minimum average effective prestress of 0.9 MPa is required at every cross section tributary to the tendon or tendon group along the span.

**Table 22.6.5.2— $v_c$  for two-way members without shear reinforcement**

$v_c$		
Least of (a), (b), and (c):	$0.33\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(a)
	$\left(0.17 + \frac{0.33}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(b)
	$\left(0.17 + \frac{0.083\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(c)

Notes:  
 (i)  $\lambda_s$  is the size effect factor given in 22.5.5.1.3.  
 (ii)  $\beta$  is the ratio of long to short sides of the column, concentrated load, or reaction area.  
 (iii)  $\alpha_s$  is given in 22.6.5.3.

**22.6.5.5** For prestressed, two-way members conforming to 22.6.5.4,  $v_c$  shall be permitted to be the lesser of (a) and (b)

(a)  $v_c = 0.29\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc} + \frac{V_p}{b_o d}$  (22.6.5.5a)

(b)  $v_c = 0.083\left(1.5 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc} + \frac{V_p}{b_o d}$  (22.6.5.5b)

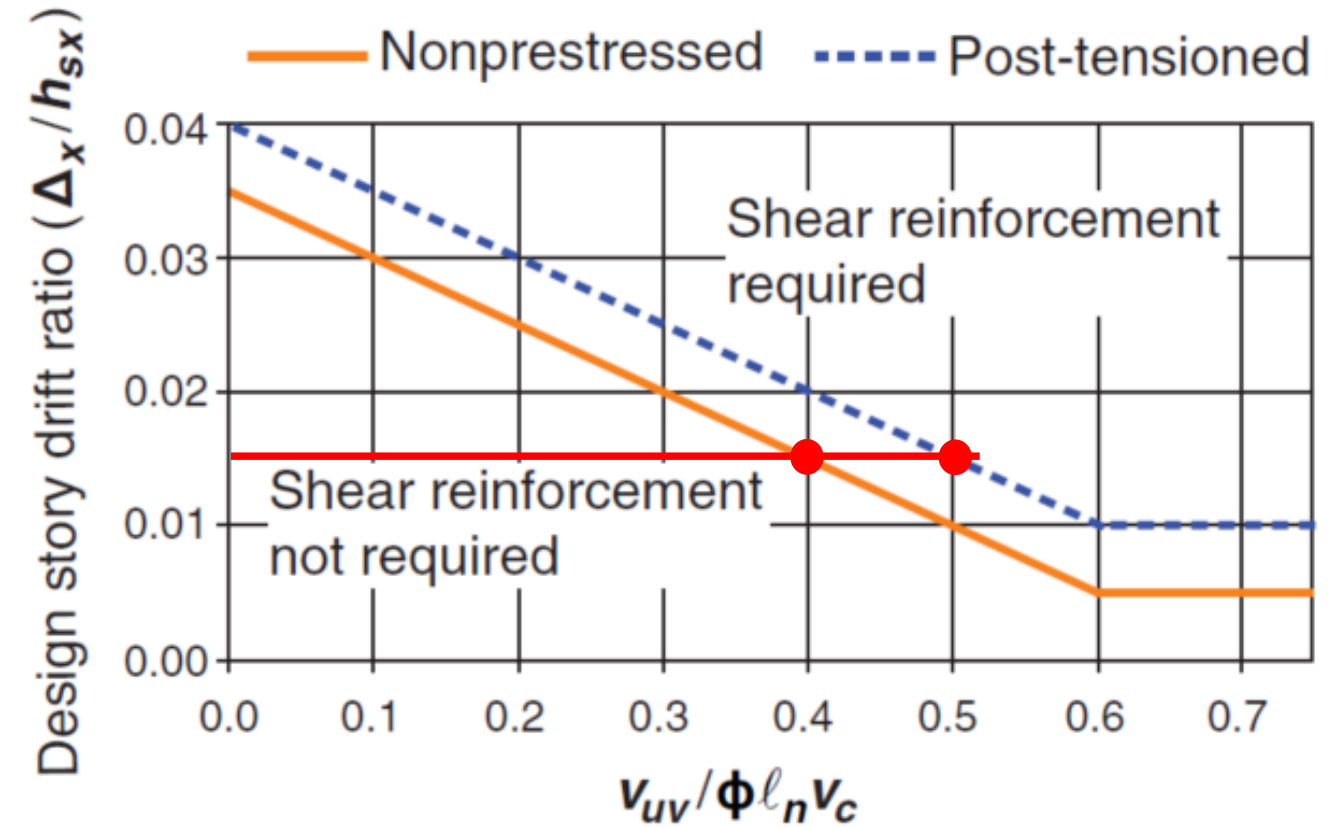


Fig. R18.14.5.1—Illustration of the criteria of 18.14.5.1.

\*For two way slabs that are designated part of seismic-force-resisting system (SDC C)



## DPT 1301/1302-61

### บทที่ 5

#### รายละเอียดโครงสร้าง

#### 5.2 โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

##### 5.2.12 การเสริมเหล็กในแผ่นพื้นสองทางคอนกรีตเสริมเหล็กแบบไร้คาน

การเสริมเหล็กในแผ่นพื้นสองทางคอนกรีตเสริมเหล็กแบบไร้คานที่พิจารณาว่าเป็นส่วนของโครง  
ต้านแรงดัดรับแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว ให้เสริมเหล็กตามรายละเอียดดังนี้ (รูปที่ 5.2-14)

5.2.12.1.2 ค่าอัตราส่วนแรงเฉือน  $V_u / \phi V_c$  ที่คำนวณได้จะต้องไม่เกิน 0.4 โดยที่  $V_u$  เป็น  
แรงเฉือนปรับค่าบนหน้าตัดวิกฤตรอบเสาที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งขนาด  
เท่ากับ  $1.2D + 1.0L$  ซึ่งตัวค้ำน้ำหนักบรรทุกในส่วนของหน่วยน้ำหนักบรรทุก  
จร ( $L$ ) สามารถลดจาก 1.0 เป็น 0.5 ได้ หากหน่วยน้ำหนักจรมีค่าน้อยกว่า  
4.9 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร (500 กิโลกรัมแรงต่อตารางเมตร) เว้นแต่อาคารนั้น  
เป็นที่อาคารจอดรถ หรือพื้นที่ที่ใช้เป็นส่วนของการชุมนุมคน ตัวค้ำลดกำลัง  $\phi$   
ในที่นี้ให้ใช้เท่ากับ 0.75 และ  $V_c$  ให้คำนวณตามรายละเอียดดังต่อไปนี้

- (1) สำหรับแผ่นพื้นไร้คานคอนกรีตเสริมเหล็ก  $V_c$  ให้ใช้ค่าน้อยที่สุดของค่า  
ดังต่อไปนี้



18.14—Members **not** designated as part of the seismic-force-resisting system (SDC D)

- Shear reinforcement shall be provided

RC  $\rightarrow DR \geq 0.035 - 0.05VR$

PT  $\rightarrow DR \geq 0.040 - 0.05VR$  ;  $V_p = 0$  for  $V_c$

- Shear reinforcement need not be satisfied if

RC  $\rightarrow DR \leq 0.005$

PT  $\rightarrow DR \leq 0.01$

- Minimum shear reinforcement (same as DPT 1301/1302-61)

$v_s \geq 0.93\sqrt{f_c'}$

and extend at least 4 times the slab thickness from face of support

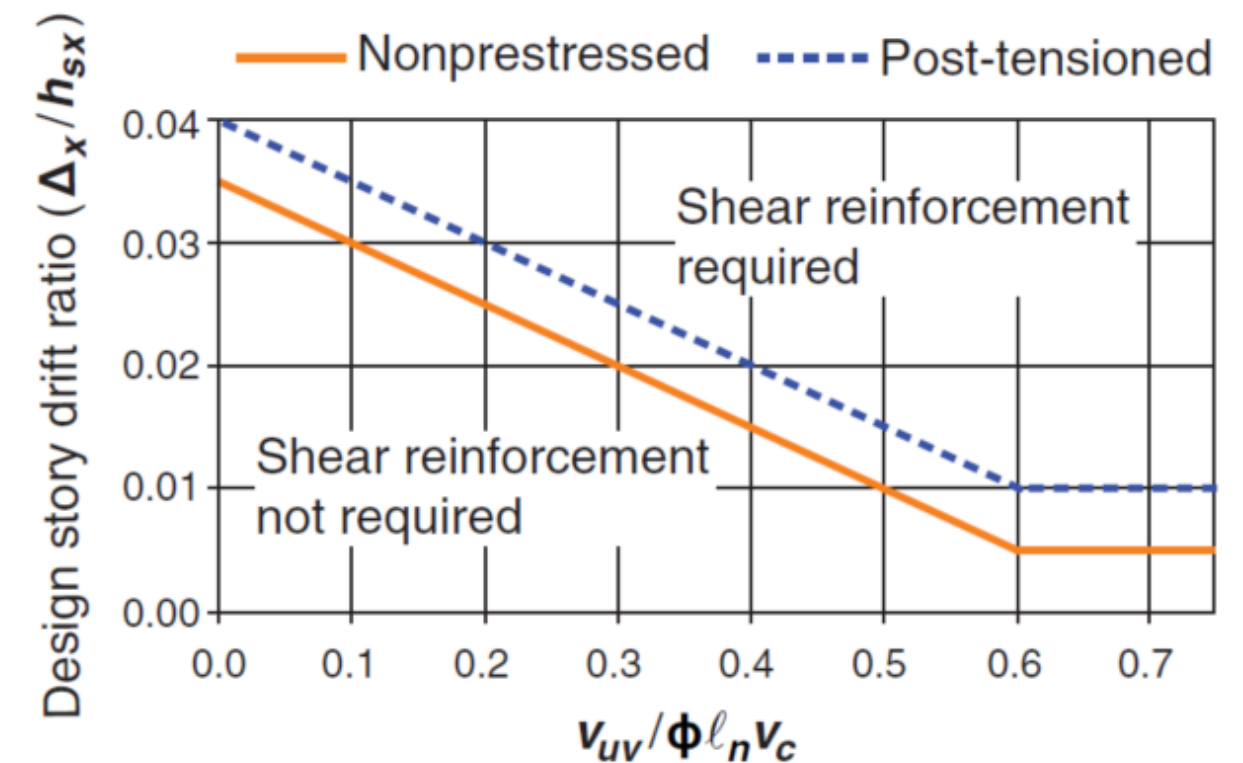


Fig. R18.14.5.1—Illustration of the criteria of 18.14.5.1.

5.2.12.1.4 สำหรับข้อต่อพื้นเสาในระบบแผ่นพื้นสองทางแบบไร้คานที่ไม่ได้เป็นส่วนหนึ่งของระบบรับแรงด้านข้าง จะต้องจัดให้มีเหล็กเสริมต้านแรงเฉือนในแผ่นพื้นโดยที่ กำลังต้านแรงเฉือนของเหล็กเสริม ( $V_s$ ) จะต้องไม่น้อยกว่า  $0.3\sqrt{f'_c}b_0d$  (หรือน้อยกว่า  $0.93\sqrt{f'_c}b_0d$  ในหน่วยเมตริก) และต้องวางเหล็กเสริมดังกล่าว ออกไปจากขอบของที่รองรับเป็นระยะไม่น้อยกว่า 4 เท่าของความหนาแผ่นพื้น แต่ข้อกำหนดข้างต้นอาจยกเว้นได้ หากการออกแบบเป็นไปตามข้อ (1) หรือข้อ (2) เพียงข้อหนึ่งข้อใด

- (1) หน่วยแรงเฉือนเจาะทะลุบนหน้าตัดวิกฤตรอบเสาที่เกิดจากแรงเฉือนปรับค่า  $V_u$  ร่วมกับหน่วยแรงเฉือนที่เกิดจากโมเมนต์ไม่สมดุลที่ส่งถ่ายระหว่างเสา และพื้นที่ภายใต้การเคลื่อนตัวด้านข้างออกแบบจะต้องไม่เกินกำลังต้านแรงเฉือนที่กำหนดไว้ในมาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลังของสมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย
- (2) ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ด้านข้างระหว่างชั้นออกแบบ (Design Story Drift) จะต้องไม่เกินกว่าค่าที่มากกว่าระหว่าง 0.005 ของความสูงระหว่างชั้น และ  $[0.035 - 0.05(V_u / \phi V_c)]$



5.2.12.1.4 สำหรับข้อต่อพื้นเสาในระบบแผ่นพื้นสองทางแบบไร้คานที่ไม่ได้เป็นส่วนหนึ่งของระบบรับแรงด้านข้าง จะต้องจัดให้มีเหล็กเสริมต้านแรงเฉือนในแผ่นพื้นโดยที่ กำลังต้านแรงเฉือนของเหล็กเสริม ( $V_s$ ) จะต้องไม่น้อยกว่า  $0.3\sqrt{f'_c}b_0d$  (หรือไม่น้อยกว่า  $0.93\sqrt{f'_c}b_0d$  ในหน่วยเมตริก) และต้องวางเหล็กเสริมดังกล่าว ออกไปจากขอบของที่รองรับเป็นระยะไม่น้อยกว่า 4 เท่าของความหนาแผ่นพื้น แต่ข้อกำหนดข้างต้นอาจยกเว้นได้ หากการออกแบบเป็นไปตามข้อ (1) หรือข้อ (2) เพียงข้อหนึ่งข้อใด

- (1) หน่วยแรงเฉือนเฉาะทะลุบนหน้าตัดวิกฤตรอบเสาที่เกิดจากแรงเฉือนปรับค่า  $V_u$  ร่วมกับหน่วยแรงเฉือนที่เกิดจากโมเมนต์ไม่สมดุลที่ส่งถ่ายระหว่างเสา และพื้นที่ภายใต้การเคลื่อนตัวด้านข้างออกแบบจะต้องไม่เกินกำลังต้านแรงเฉือนที่กำหนดไว้ในมาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลังของสมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย
- (2) ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ด้านข้างระหว่างชั้นออกแบบ (Design Story Drift) จะต้องไม่เกินกว่าค่าที่มากกว่าระหว่าง 0.005 ของความสูงระหว่างชั้น และ  $[0.035 - 0.05(V_u / \phi V_c)]$

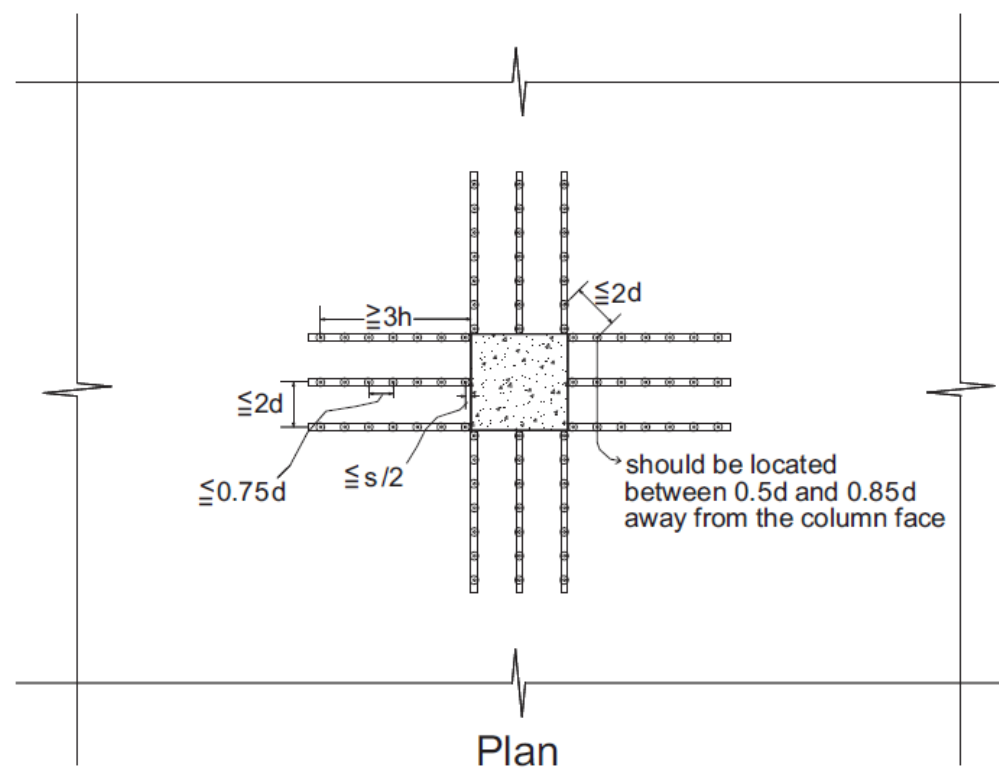
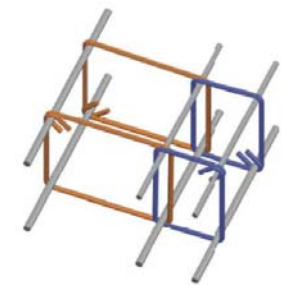
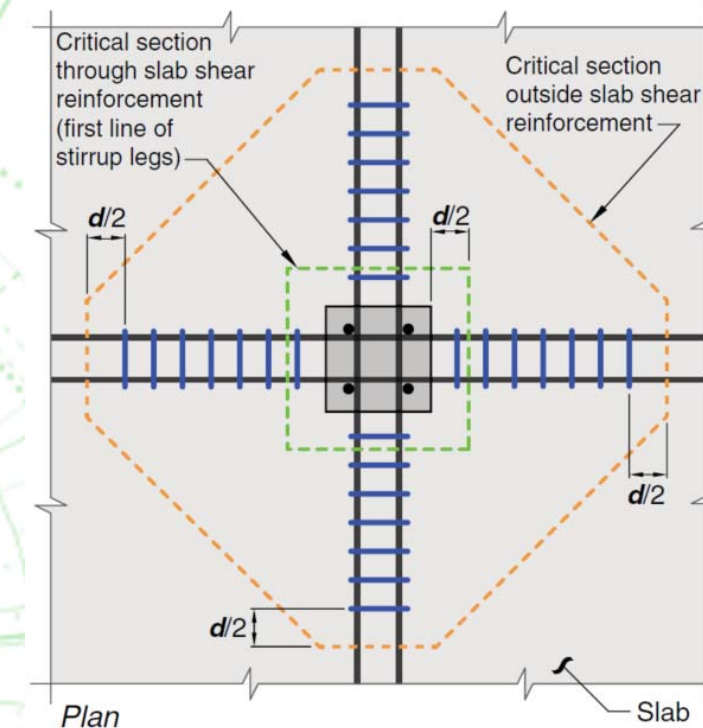
- Remark: - Shear reinforcement required when  $v_u > \phi 1.06\sqrt{f'_c}$
- Maximum punching shear stress for shear reinforcement  $v_u < \phi 1.59\sqrt{f'_c}$
  - $\phi v_s$  calculated from  $v_c = 0.53\sqrt{f'_c}$
  - Maximum  $\phi v_s = 1.06\sqrt{f'_c}$  (compare with  $0.93\sqrt{f'_c}$  in ACI&DPT)

For example: 0.25m thk. Slab with 0.30x0.30m Column

Calculate  $v_s \geq 0.93\sqrt{f_c'}$  + extend 4 times of slab thickness from face of support (=1.00m)

For shear reinforcements

- **Interior case**, DB12mm@0.075m(3loops) per side, total rebar weight around 129kg
- **Edge case**, DB12mm@0.080m(2loops) per side, total rebar weight around 70kg
- **Corner case**, DB12mm@0.075m(1 loop) per side, total rebar weight around 25kg



For shear studs

- **Interior case**, Dia 12.7mm@0.05m(4 rails) per side, total weight around 87kg
- **Edge case**, Dia 12.7mm@0.06m(3 rails) per side, total weight around 43kg
- **Corner case**, Dia 12.7mm@0.06m(2 rails) per side, total weight around 21kg

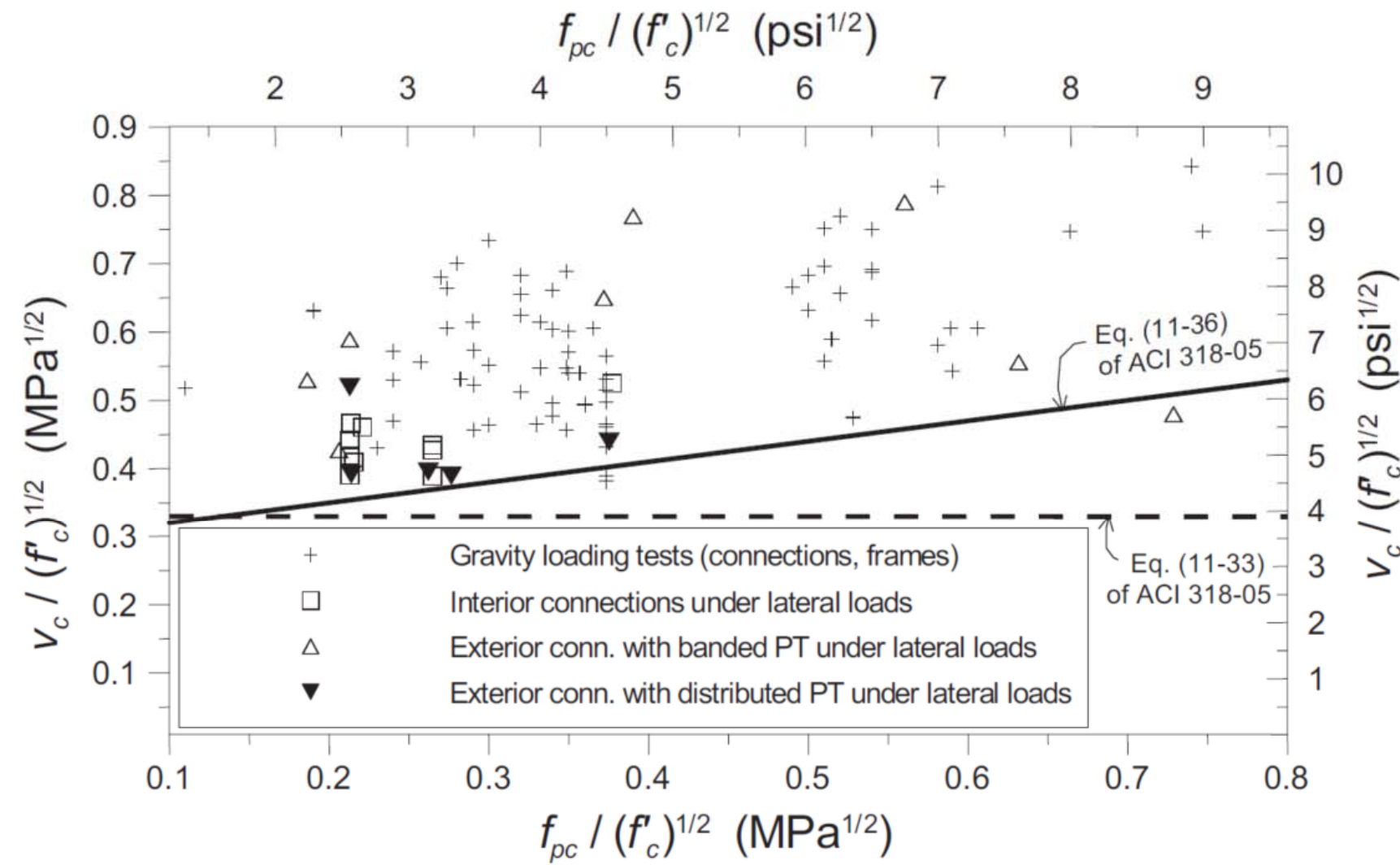


Fig. 9 - Punching shear strengths of PT connections and frames (from data compiled by Han et al.<sup>17,18</sup> ; and Silva et al.<sup>24</sup> )

$$V_c = (\beta_p \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc}) b_o d + V_p \quad (11-36)$$



# Structural integrity

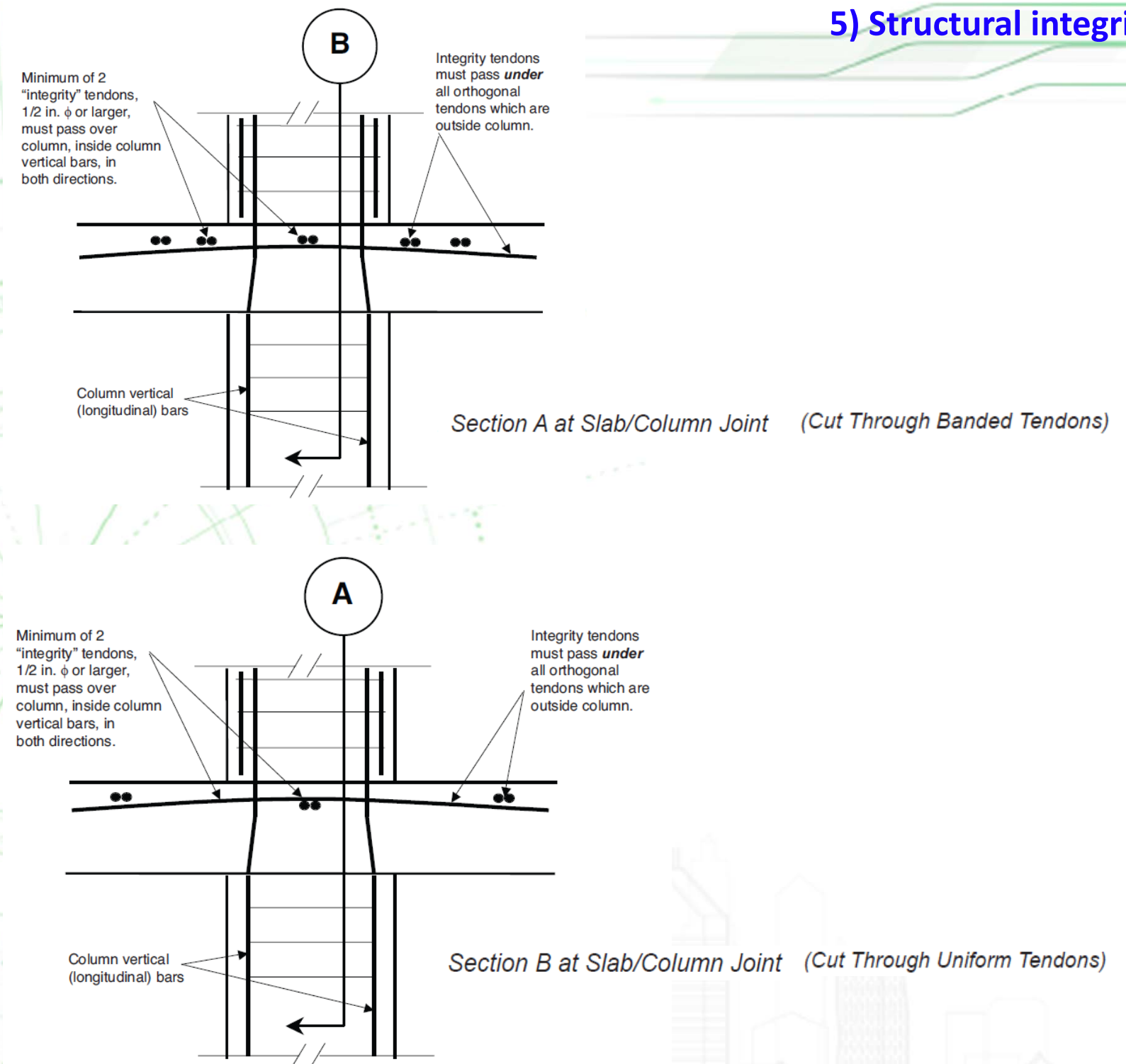
ACI318-19 Section 8.7.5.6

## 8.7.5.6 Structural integrity

**8.7.5.6.1** Except as permitted in 8.7.5.6.3, at least two tendons with 12.7 mm diameter or larger strand shall be placed in each direction at columns in accordance with (a) or (b):

- (a) Tendons shall pass through the region bounded by the longitudinal reinforcement of the column.
- (b) Tendons shall be anchored within the region bounded by the longitudinal reinforcement of the column, and the anchorage shall be located beyond the column centroid and away from the anchored span.

**8.7.5.6.2** Outside of the column and shear cap faces, the two structural integrity tendons required by 8.7.5.6.1 shall pass under any orthogonal tendons in adjacent spans.



## 5) Structural integrity



**8.7.5.6.3** Slabs with tendons not satisfying 8.7.5.6.1 shall be permitted if bonded bottom deformed reinforcement is provided in each direction in accordance with 8.7.5.6.3.1 through 8.7.5.6.3.3.

**R8.7.5.6.3** In some prestressed slabs, tendon layout constraints make it difficult to provide the structural integrity tendons required by 8.7.5.6.1. In such situations, the structural integrity tendons can be replaced by deformed bar bottom reinforcement (**ACI 352.1R**).

**8.7.5.6.3.1** Minimum bottom deformed reinforcement  $A_s$  in each direction shall be the larger of (a) and (b). The value of  $f_y$  shall be limited to a maximum of 550 MPa:

$$(a) \quad A_s = \frac{0.37\sqrt{f'_c}c_2d}{f_y} \quad (8.7.5.6.3.1a) \quad A_s = \frac{1.2\sqrt{f'_c}c_2d}{f_y} \quad \text{in MKS unit}$$

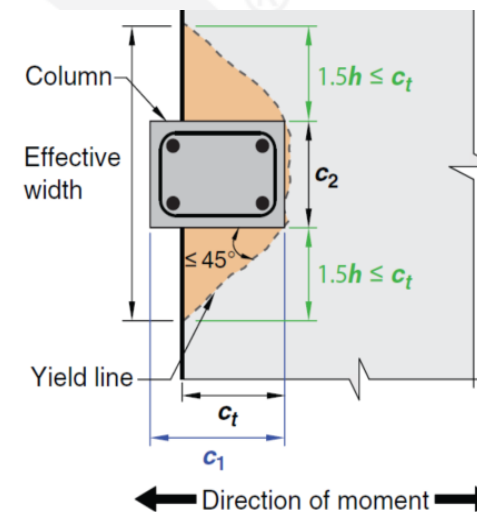
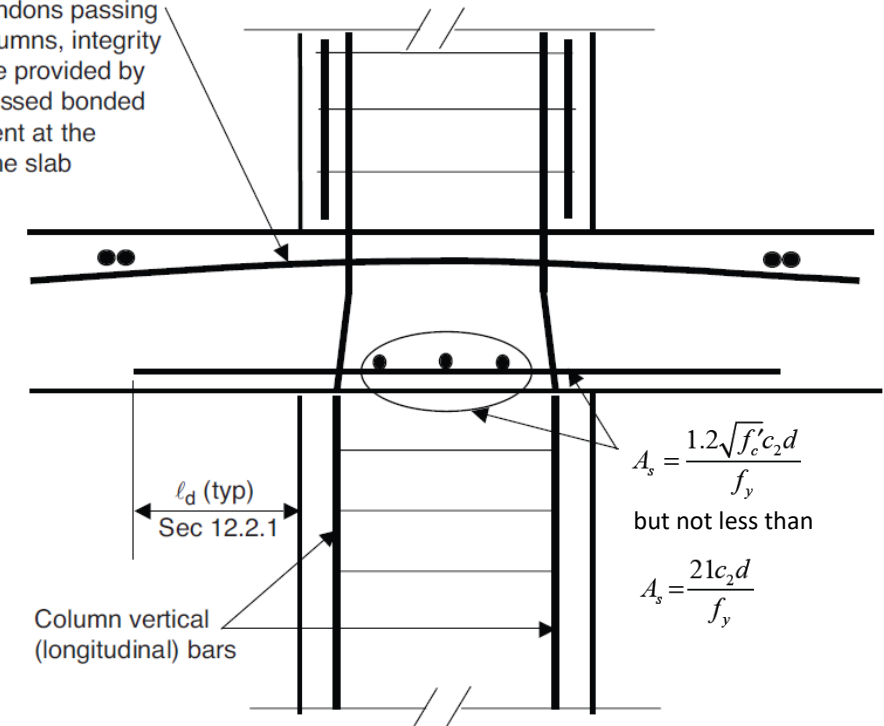
$$(b) \quad A_s = \frac{2.1c_2d}{f_y} \quad (8.7.5.6.3.1b) \quad A_s = \frac{21c_2d}{f_y} \quad \text{in MKS unit}$$

where  $c_2$  is measured at the column faces through which the reinforcement passes.

**8.7.5.6.3.2** Bottom deformed reinforcement calculated in 8.7.5.6.3.1 shall pass within the region bounded by the longitudinal reinforcement of the column and shall be anchored at exterior supports.

**8.7.5.6.3.3** Bottom deformed reinforcement shall be anchored to develop  $f_y$  beyond the column or shear cap face.

In lieu of tendons passing through columns, integrity steel can be provided by non-prestressed bonded reinforcement at the bottom of the slab



## ACI 352.1R-11 Section 6.3.1 or DPT 1301/1302-61

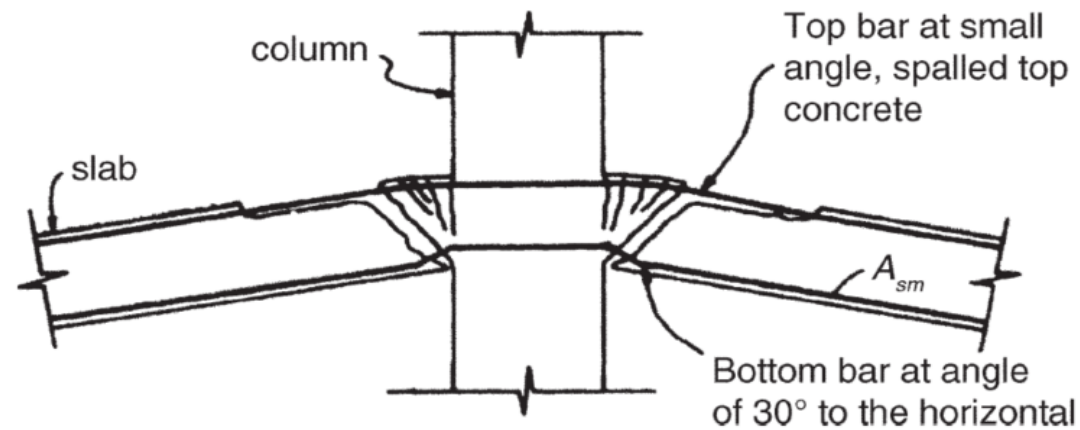


Fig. 6.3.1—Model of connection during punching failure.

**6.3.1 Connections without beams**—At interior connections, continuous bottom slab reinforcement passing within the column core in each principal direction should have an area not less than

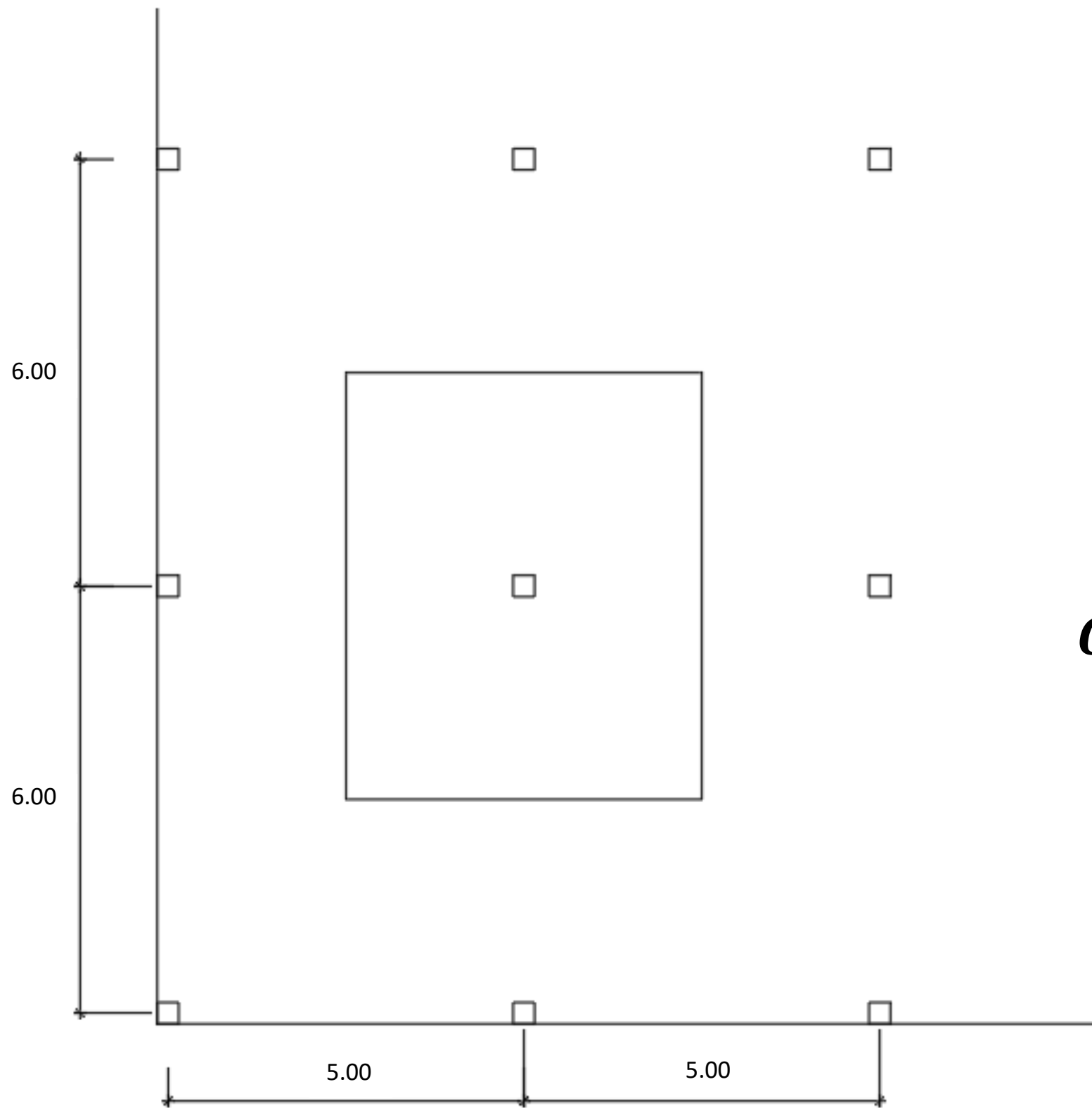
$$A_{sm} = \frac{0.5w_u \ell_1 \ell_2}{\phi f_y} \quad (6.3.1)$$

in which  $\phi = 0.9$ . The quantity of reinforcement  $A_{sm}$  may be reduced to two-thirds of that given by Eq. (6.3.1) for edge connections in the direction perpendicular to the slab edge, and to one-half of that given by Eq. (6.3.1) for corner connections in each principal direction. Where the calculated values of  $A_{sm}$  in a given direction differ for adjacent spans, the larger value should be used at that connection.

$w_u$  = factored load

$w_u > 2$  times of service dead load

*The reductions permitted for corner and edge connections result in an equivalent area of reinforcement as provided for interior connections. For these exterior connections,  $\ell_1$  and  $\ell_2$  are intended to be the full span dimensions, not the tributary area dimensions.*



$$\text{Interior } A_{sm} = \frac{0.5wu(6)(5)}{0.9fy}$$

$$\text{Edge } A_{sm} = \left(\frac{2}{3}\right) \frac{0.5wu(6)(5)}{0.9fy}$$

$$\text{Corner } A_{sm} = \left(\frac{1}{2}\right) \frac{0.5wu(6)(5)}{0.9fy}$$

# DIAPHRAGM

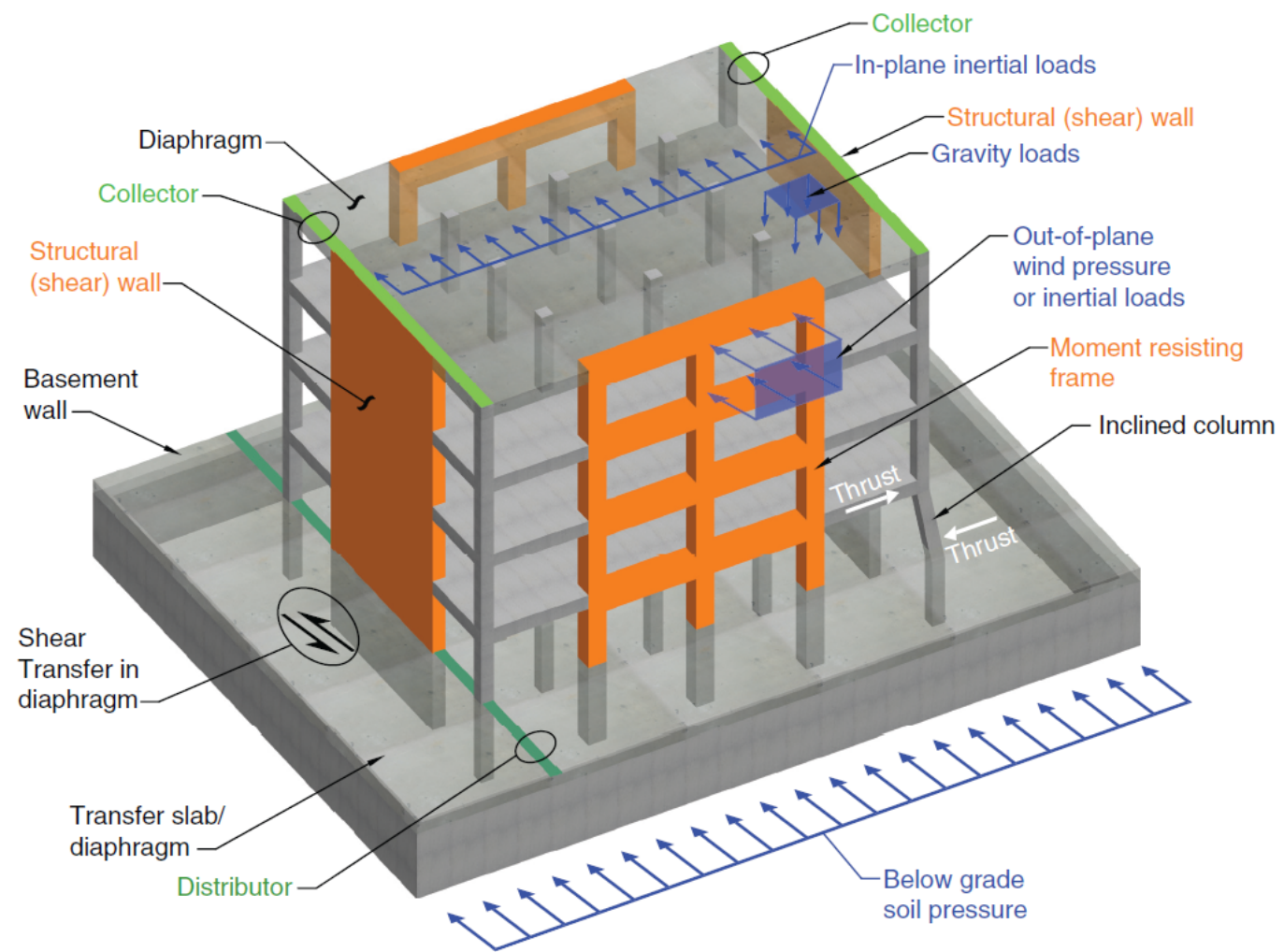


Fig. R12.1.1—Typical diaphragm actions.

## ACI318-19 Section 12.1.2

12.1.2 Diaphragms in structures assigned to Seismic Design Category D, E, or F shall also satisfy requirements of 18.12.



### 18.12—Diaphragms and trusses

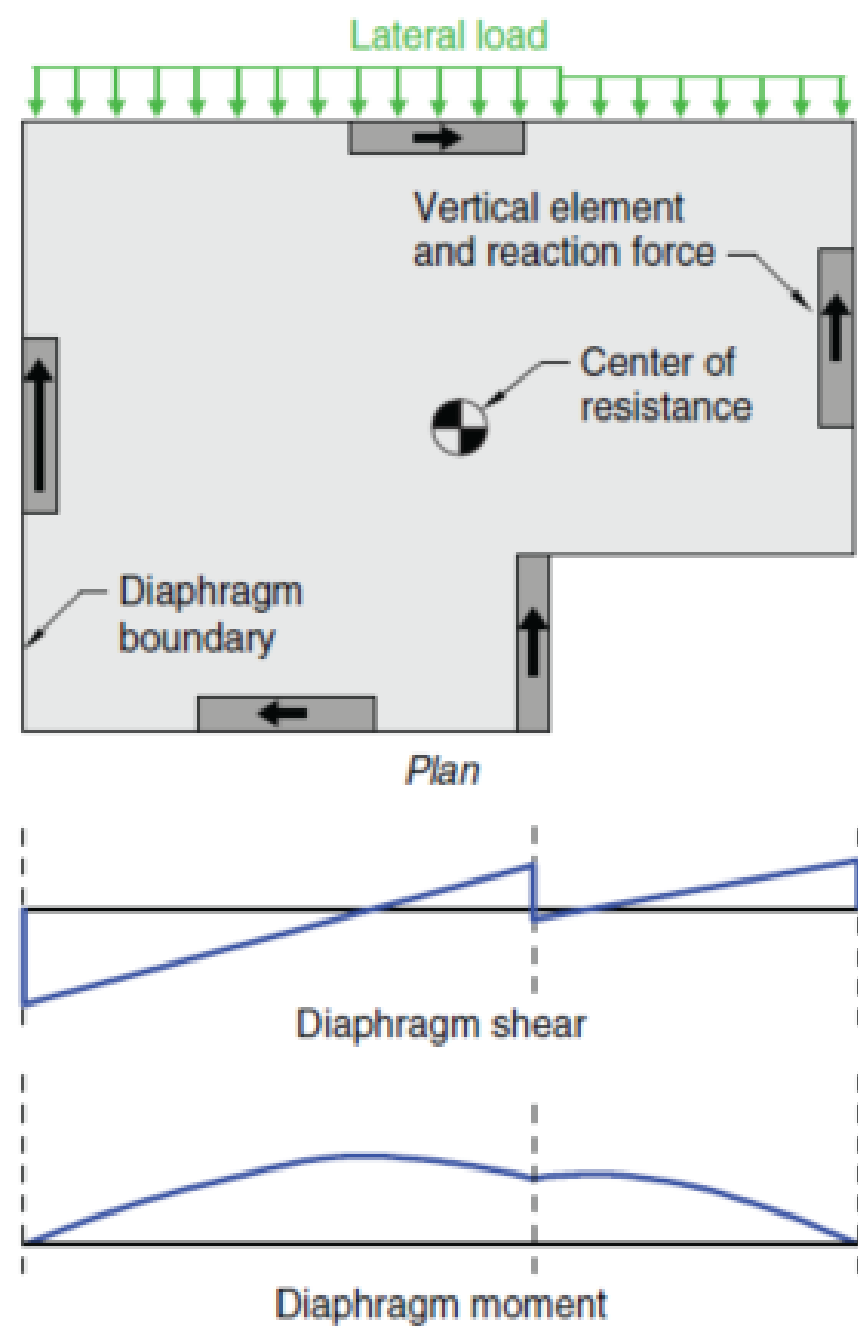
#### 18.12.1 Scope

18.12.1.1 This section shall apply to diaphragms and collectors forming part of the seismic-force-resisting system in structures assigned to SDC D, E, or F and to SDC C if 18.12.1.2 applies.

18.12.1.2 Section 18.12.11 shall apply to diaphragms constructed using precast concrete members and forming part of the seismic-force-resisting system for structures assigned to SDC C, D, E, or F.



## 6) DIAPHRAGM



*Fig. R12.4.2.3b—Diaphragm in-plane actions obtained by modeling the diaphragm as a horizontal rigid beam on flexible supports.*



**12.10.1.1 Diaphragm Design Forces** Floor and roof diaphragms shall be designed to resist in-plane seismic design forces from the structural analysis but shall not be less than that determined in accordance with Equation (12.10-1) as follows:

$$F_{px} = \frac{\sum_n^{i=x} F_i}{\sum_n^{i=x} w_i} w_{px} \quad (12.10-1)$$

where

$F_{px}$  = Diaphragm design force at level  $x$ ;

$F_i$  = Design force applied to level  $i$ ;

$w_i$  = Weight tributary to level  $i$ ; and

$w_{px}$  = Weight tributary to the diaphragm at level  $x$ .

The force determined from Equation (12.10-1) shall not be less than

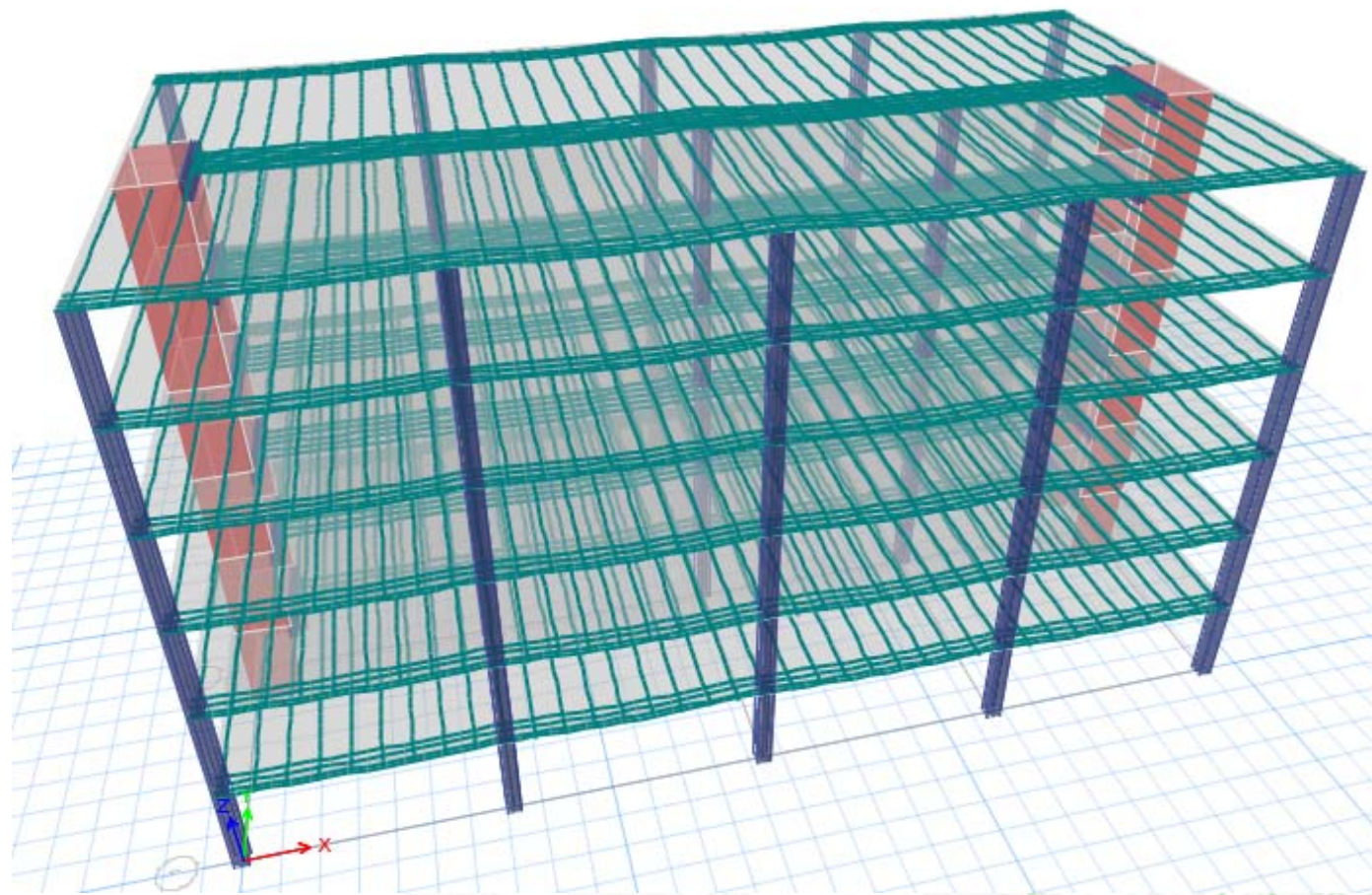
$$F_{px} = 0.2S_{DS}I_e w_{px} \quad (12.10-2)$$

The force determined from Equation (12.10-1) need not exceed

$$F_{px} = 0.4S_{DS}I_e w_{px} \quad (12.10-3)$$



# EXAMPLE



7 FL building with post-tensioned floor

Floor height 3.5m

Column 0.50x0.50m

Slab thickness 0.25m

Importance factor = 1.0



จังหวัด	อำเภอ	ค่าความเร่งตอบสนอง เชิงสเปกตรัม	
		$S_s$	$S_1$
	เวียงป่าเป้า	0.855	0.195
เชียงใหม่	จอมทอง	0.893	0.243
	เชียงดาว	1.019	0.266
	ไชยปราการ	1.018	0.265
	ดอยเต่า	0.834	0.237
	ดอยสะเก็ด	0.910	0.225
	ดอยหล่อ	0.926	0.248
	ฝาง	1.038	0.282
	พร้าว	0.953	0.238
	เมืองเชียงใหม่	0.963	0.248
	แม่แจ่ม	0.891	0.242
แม่แตง	0.992	0.260	

$S_s = 0.963$  and  $S_1 = 0.248$   
Soil type D

$F_a = 1.11$  and  $F_v = 1.90$

$S_{ds} = 0.713$  and  $S_{d1} = 0.314$

T method 1 =  $0.02H = 0.42s$

T method 2 =  $0.51s < 1.5(0.42)$

$k = 1.005$



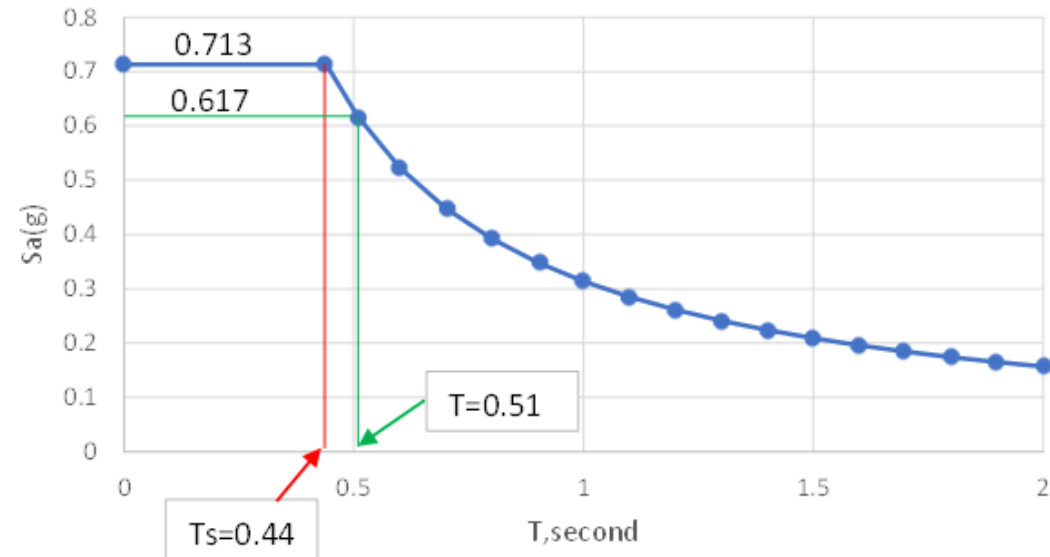
ตารางที่ 1.6-1 การแบ่งประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวโดยพิจารณาจากค่า  $S_{DS}$ 

ค่า $S_{DS}$	ประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว		
	ประเภทความสำคัญ I หรือ II	ประเภทความสำคัญ III	ประเภทความสำคัญ IV
$S_{DS} < 0.167$	ก (ไม่ต้องออกแบบ)	ก (ไม่ต้องออกแบบ)	ก (ไม่ต้องออกแบบ)
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	ข	ข	ค
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	ค	ค	ง
$0.50 \leq S_{DS}$	ง	ง	ง

ตารางที่ 1.6-2 การแบ่งประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวโดยพิจารณาจากค่า  $S_{D1}$ 

ค่า $S_{D1}$	ประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว		
	ประเภทความสำคัญ I หรือ II	ประเภทความสำคัญ III	ประเภทความสำคัญ IV
$S_{D1} < 0.067$	ก (ไม่ต้องออกแบบ)	ก (ไม่ต้องออกแบบ)	ก (ไม่ต้องออกแบบ)
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	ข	ข	ค
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	ค	ค	ง
$0.20 \leq S_{D1}$	ง	ง	ง

Sa & T



### Equivalent lateral force (ELF)

Importance factor = 1.0

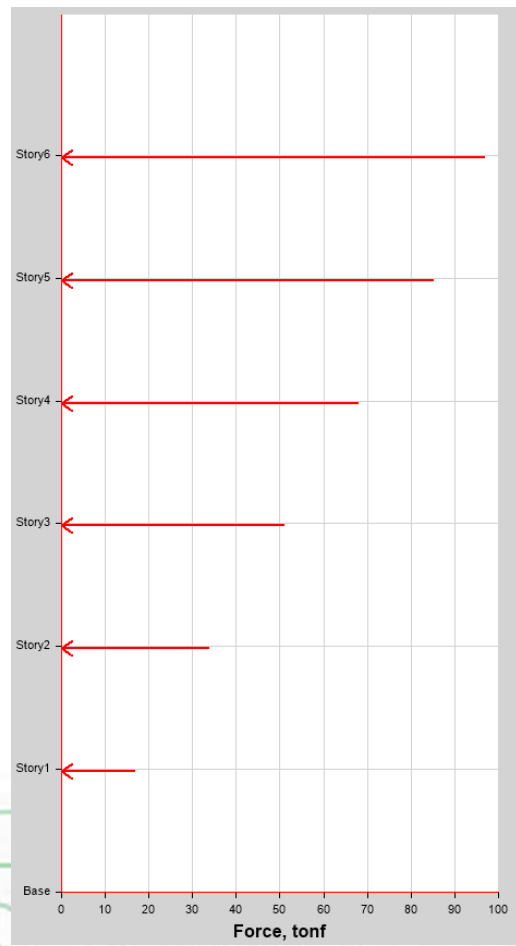
$R = 6$

$\Omega_0 = 2.5$

$C_d = 5$

$$C_s = Sa(I/R) = 0.617(1.0/6) = 0.103$$

Base shear,  $V = 352.32$  Tons



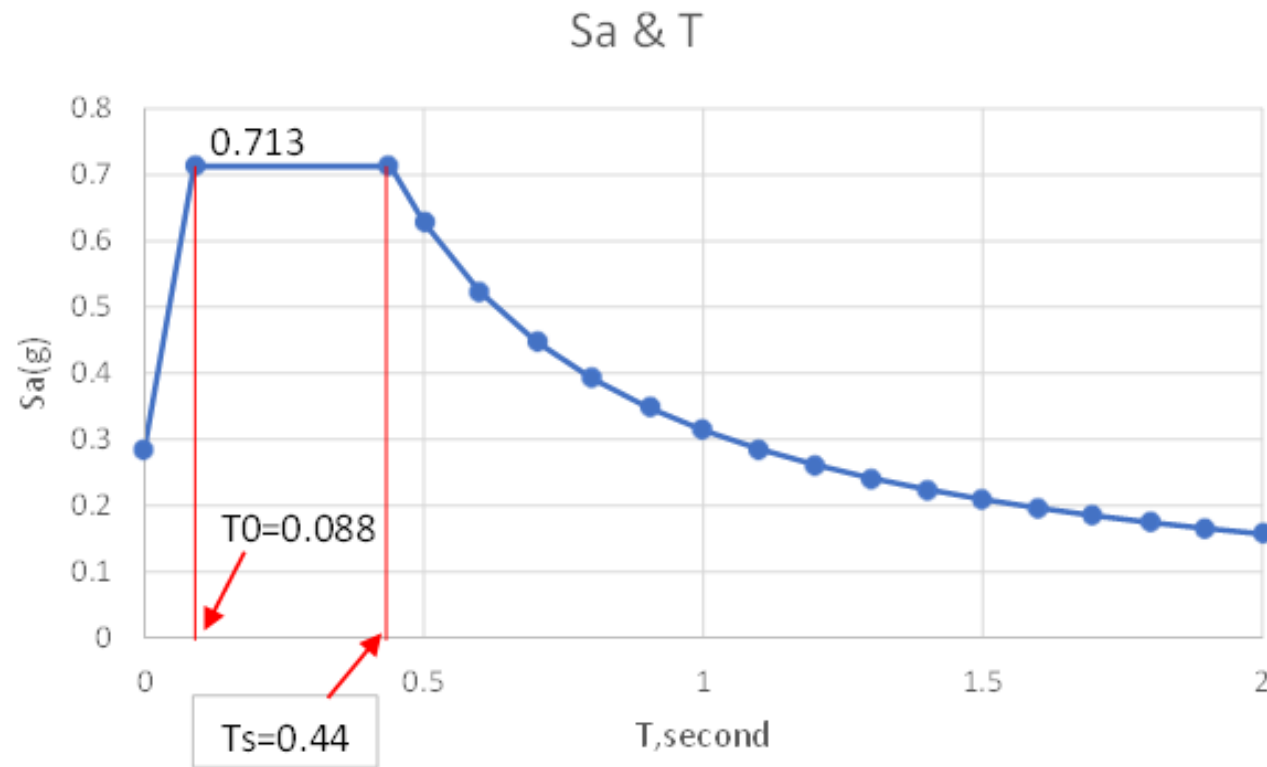
Response spectrum analysis (RSA)

Scale factor =  $(g/R) = 1.634$   
 $V_t = 181.64$  Tons

$V = 352.32$  Tons  
 $0.85V = 299.47$  Tons

$0.85V/V_t = 1.649$   
 Scale factor =  $(1.649)(1.634) = 2.694$

Story	Forces Tons
7th	105.44
6th	62.58
5th	39.76
4th	36.57
3rd	33.99
2nd	21.14
1st	0.00



$$F_{px} = \frac{\sum_n^{i=x} F_i}{\sum_n^{i=x} w_i} w_{px}$$

Story	Weight Tons	Forces Tons	Fp Tons	(0.20)Sds.I.Wpx Tons	(0.40)Sds.I.Wpx
7th	542.09	105.44	105.44	77.30	154.60
6th	542.09	62.58	84.01	77.30	154.60
5th	542.09	39.76	69.26	77.30	154.60
4th	542.09	36.57	61.09	77.30	154.60
3rd	542.09	33.99	55.67	77.30	154.60
2nd	542.09	21.14	49.91	77.30	154.60
Sum		299.48			



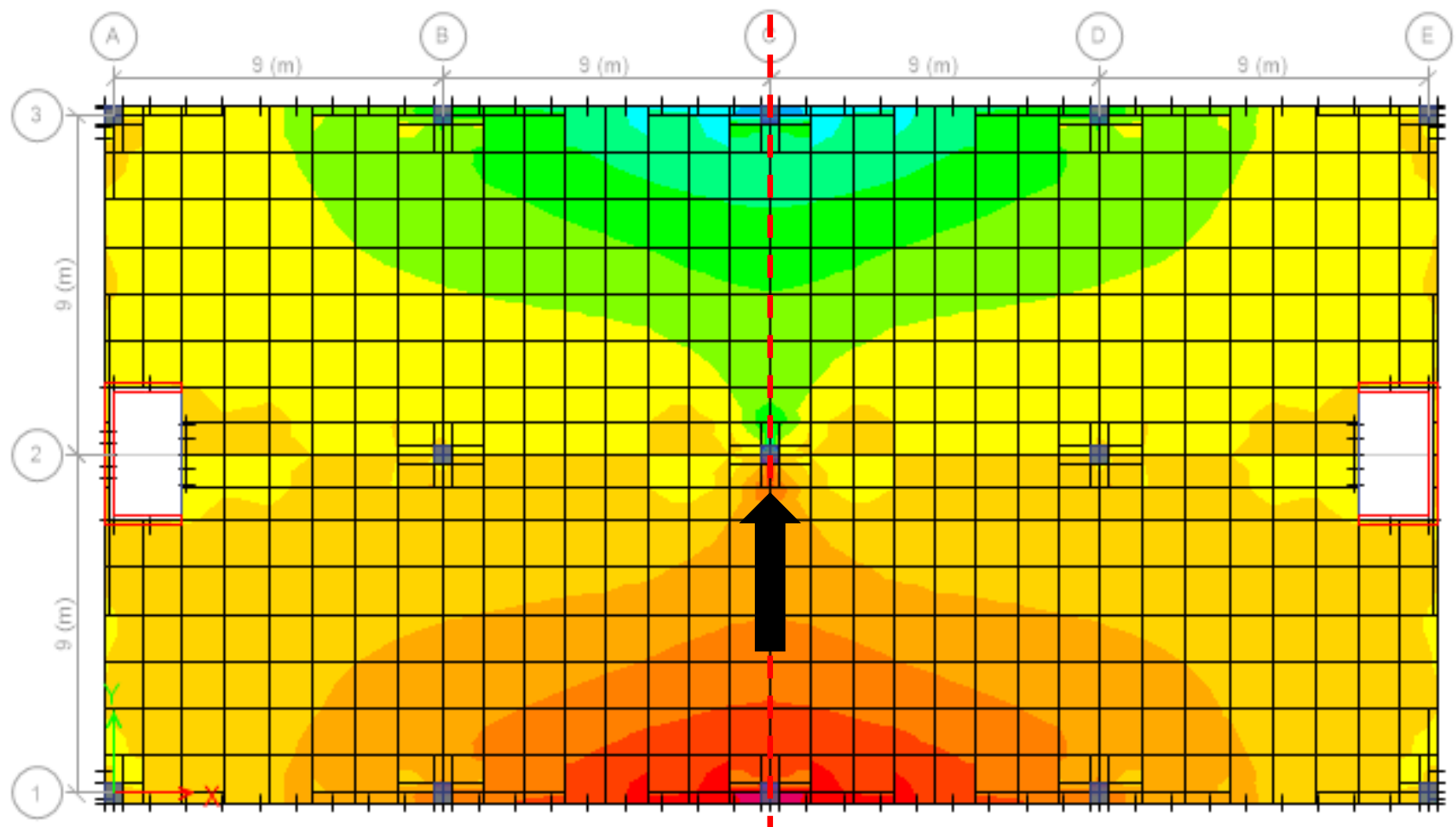


At 6<sup>th</sup> Floor

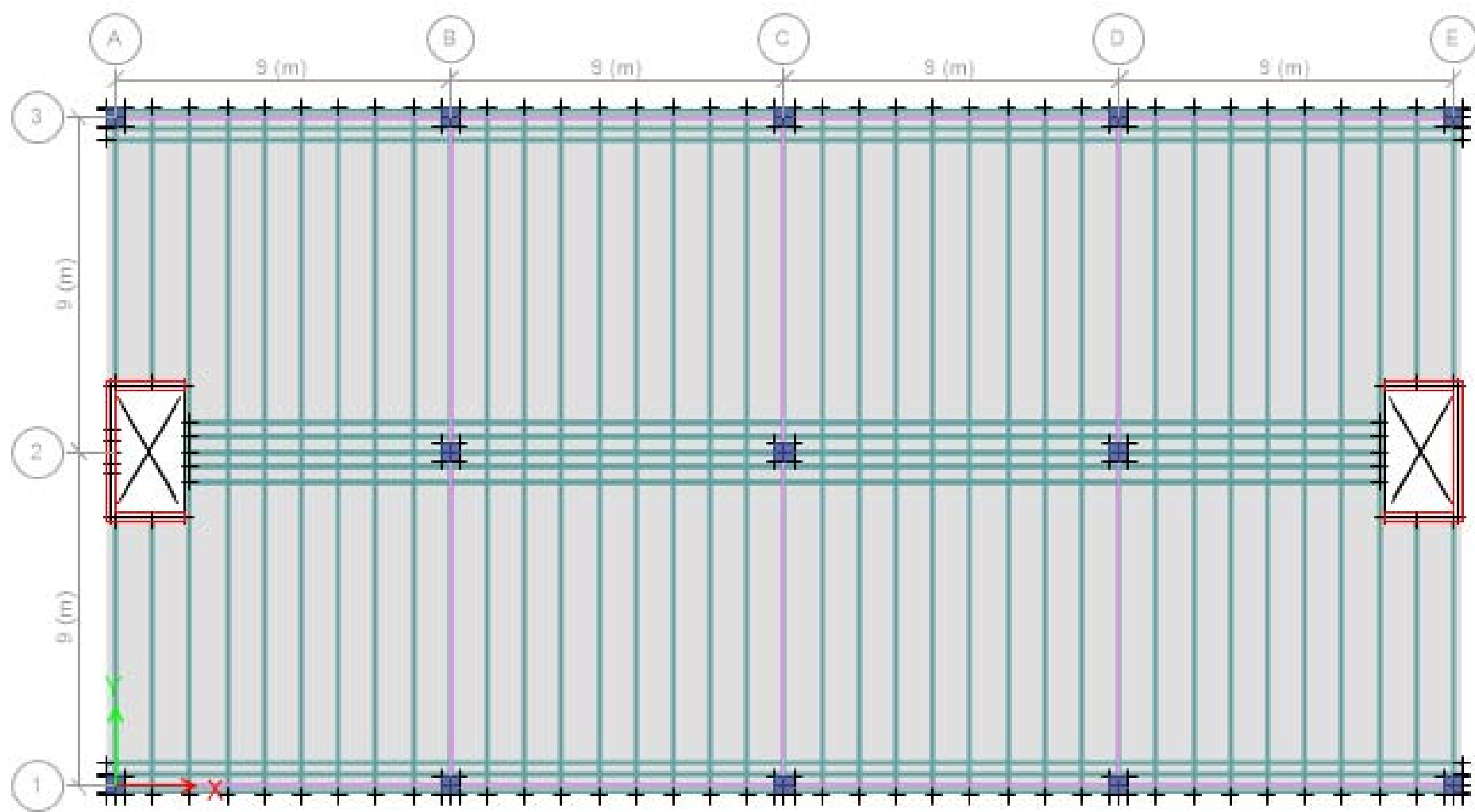
Tension

Compression

$$M = 787 \text{ T-m}$$



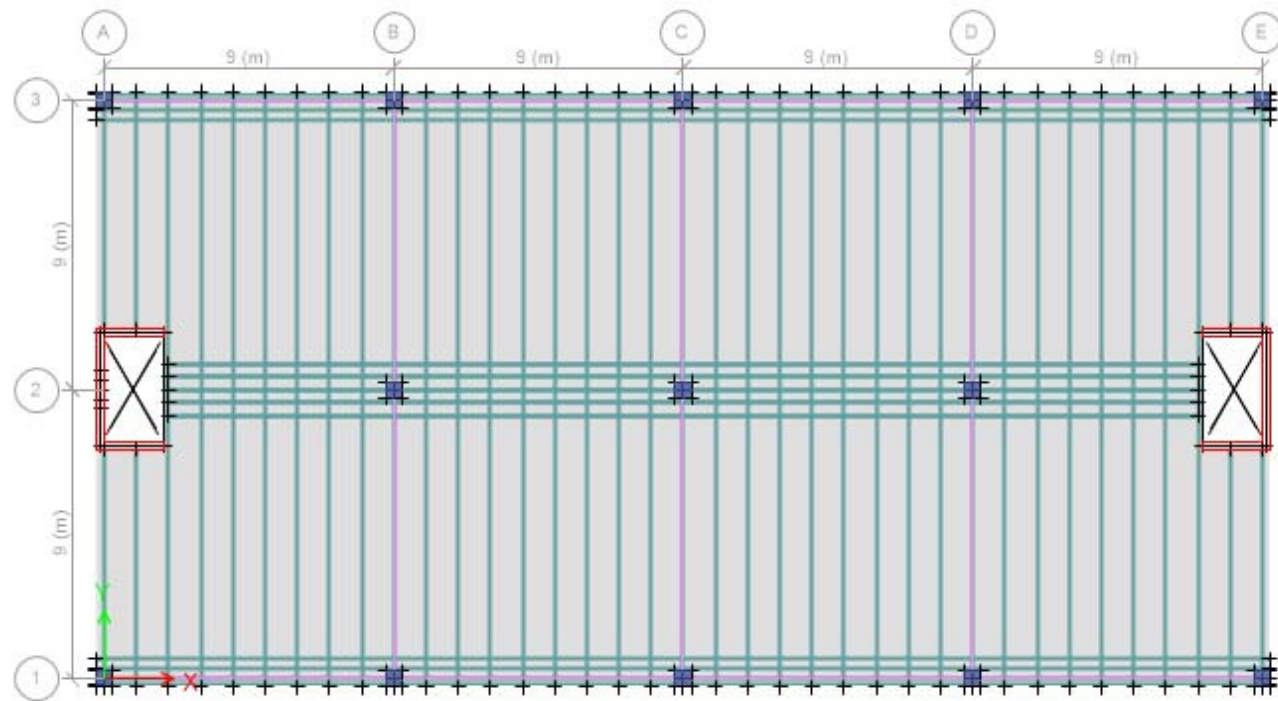
## 6) DIAPHRAGM



Transverse load design by EFM  
P/A 24 ksc  
Required 18 strands  
Top rebar at column = 7-DB16mm



## 6) DIAPHRAGM



- Re-design by change load factor to  $1.2D+1.0L$
- If  $LL < 4.9 \text{ kN/m}^2$   $\phi_{LL} = 0.5$

$$M_{\text{demand}} = 28.72 \text{ T-m}$$

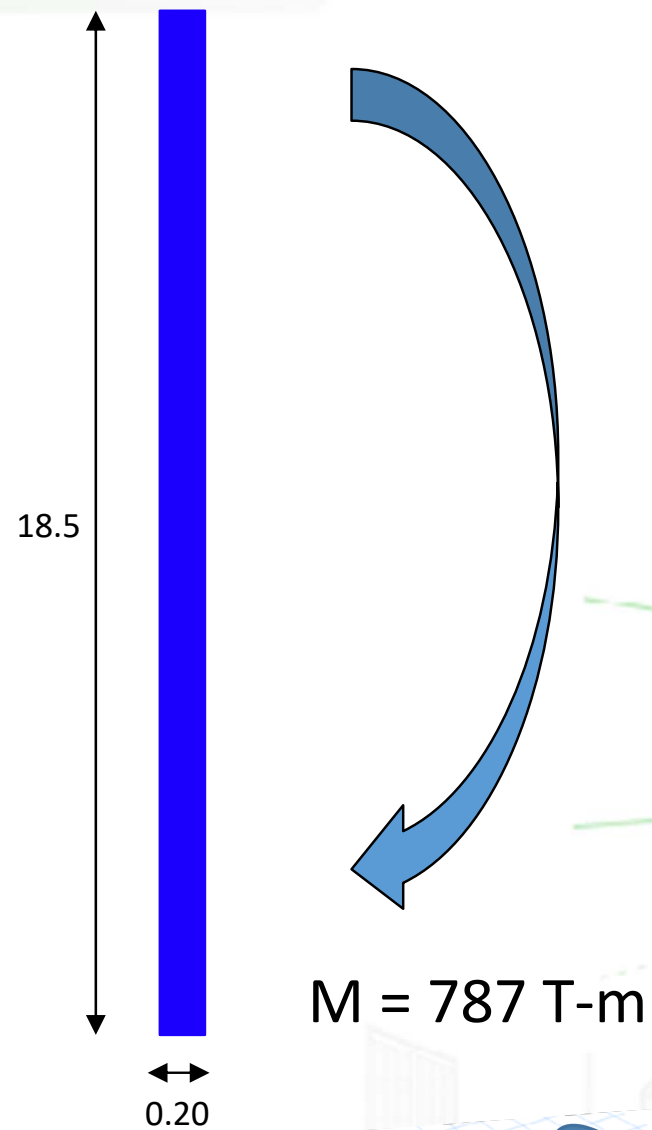
Provided Strand 18-dia 12.7mm + Rebar 7-DB16mm

$$M_{\text{provided}} = 46.71 \text{ T-m}$$

Reduce strand to 8-dia 12.7mm + Rebar 7-DB16mm

$$M_{\text{provided}} = 28.62 \text{ T-m}$$





- Reduce strand to 8-dia 12.7mm + Rebar 7-DB16mm can carry life safety level
- However, strand 18-dia 12.7mm + Rebar 7-DB16mm are provided
- Reserved compressive stresses for 10 strands = 13.34 ksc

$$\text{Section modulus of diaphragm} = \frac{1}{6} (20)(1850)^2 = 11,408,333 \text{ cm}^3$$

$$\text{Tensile stress} = \frac{P}{A} - \frac{M}{S}$$

$$= 13.34 - \frac{787,000(100)}{11,408,333} = 6.44 \text{ ksc compression}$$

No additional rebar required

- Compare with modulus of rupture in case of tensile stresses occurred

ACI318-19 section 19.2.3.1

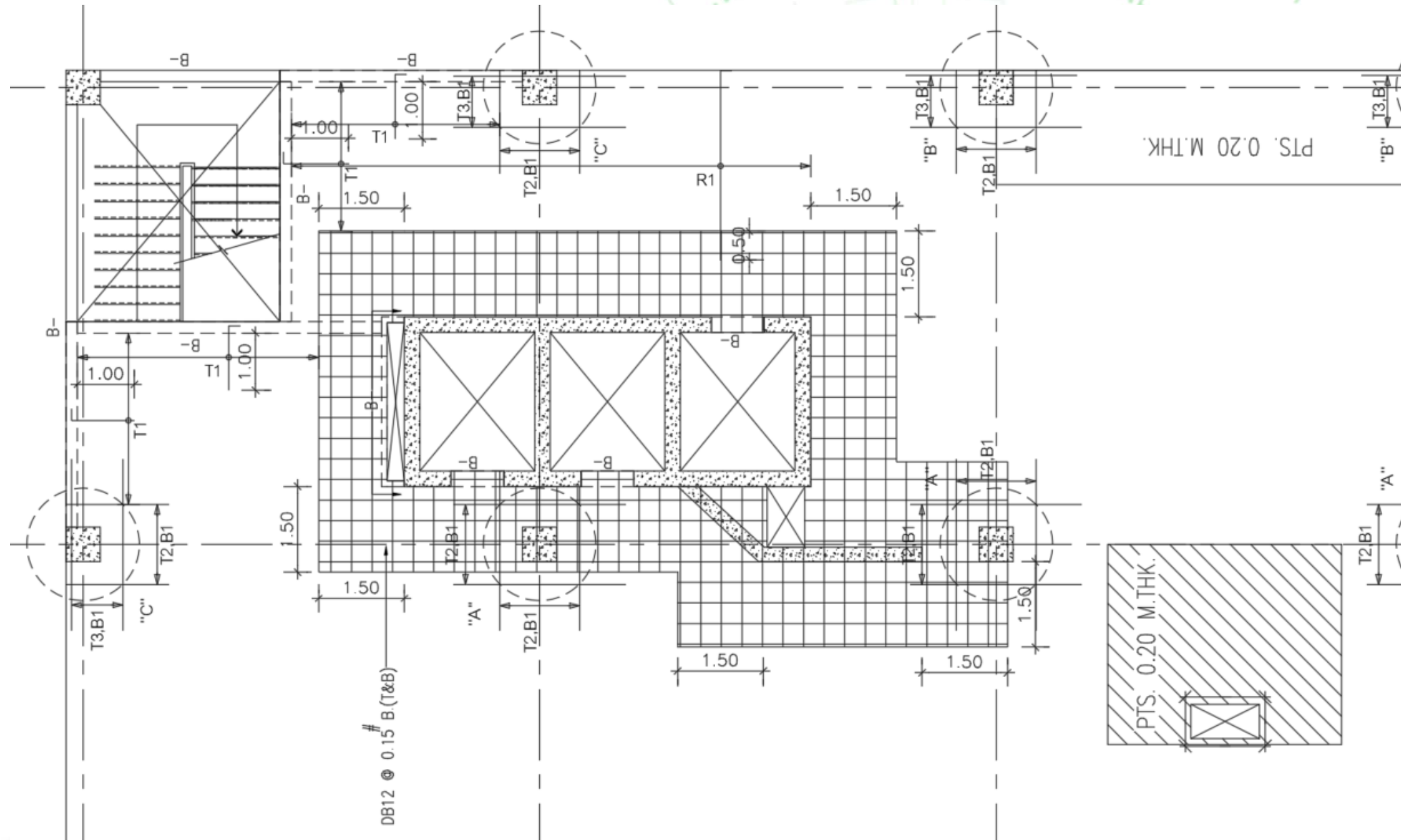
Modulus of rupture

$$f_r = 0.62\sqrt{f_c'} \text{ Mpa}$$

$$= 2.0\sqrt{f_c'} \text{ ksc}$$



# Post-tensioned slab and core wall connection



## 7) Post-tensioned slab and core wall connection

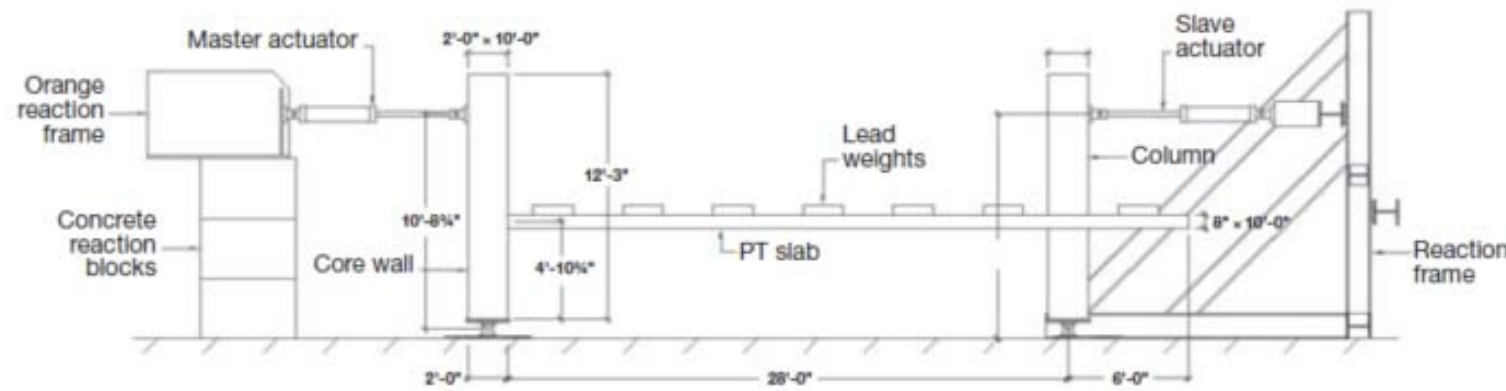


Fig. 4b – Test Set-Up



CTBUH  
Research Paper

[ctbuh.org/papers](http://ctbuh.org/papers)

Title: **Performance of Post-Tensioned Slab-Core Wall Connections**  
Authors: Ron Klemencic, Magnusson Klemencic Associates  
J. Andrew Fry, Magnusson Klemencic Associates  
Gabriel Hurtado, University of California Berkeley  
Jack P. Moehle, University of California Berkeley



## 7) Post-tensioned slab and core wall connection

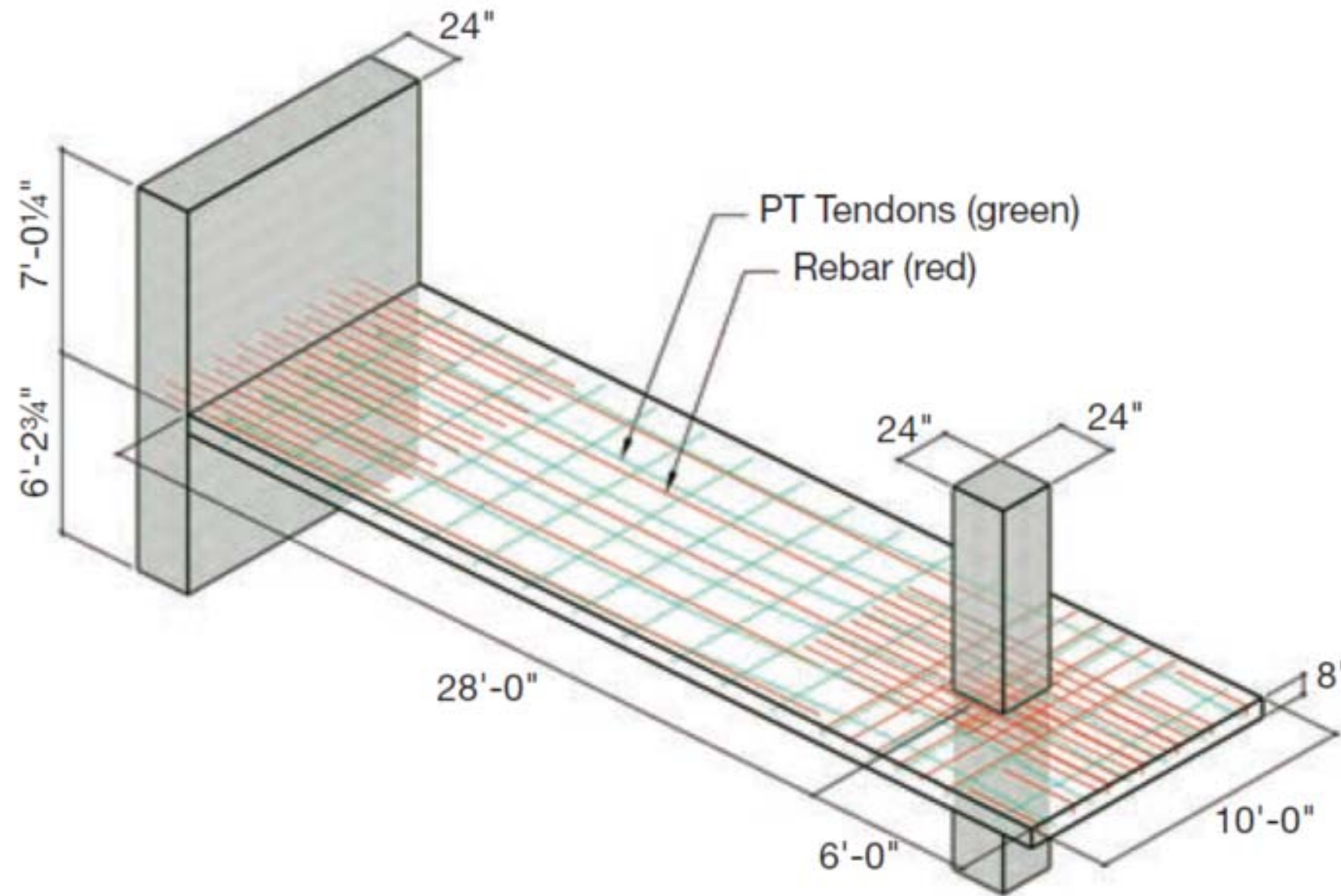


Fig. 2 – Isometric Illustration of a Specimen



## 7) Post-tensioned slab and core wall connection

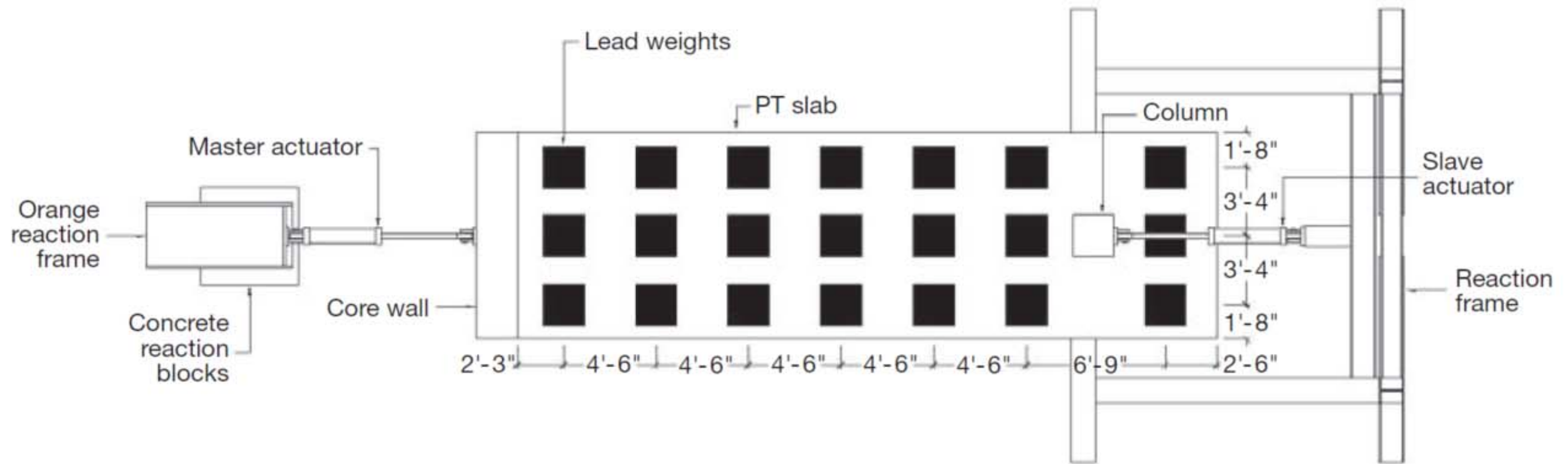


Fig. 8 – Plan of Test Set-Up Showing Superimposed Loads





## 7) Post-tensioned slab and core wall connection

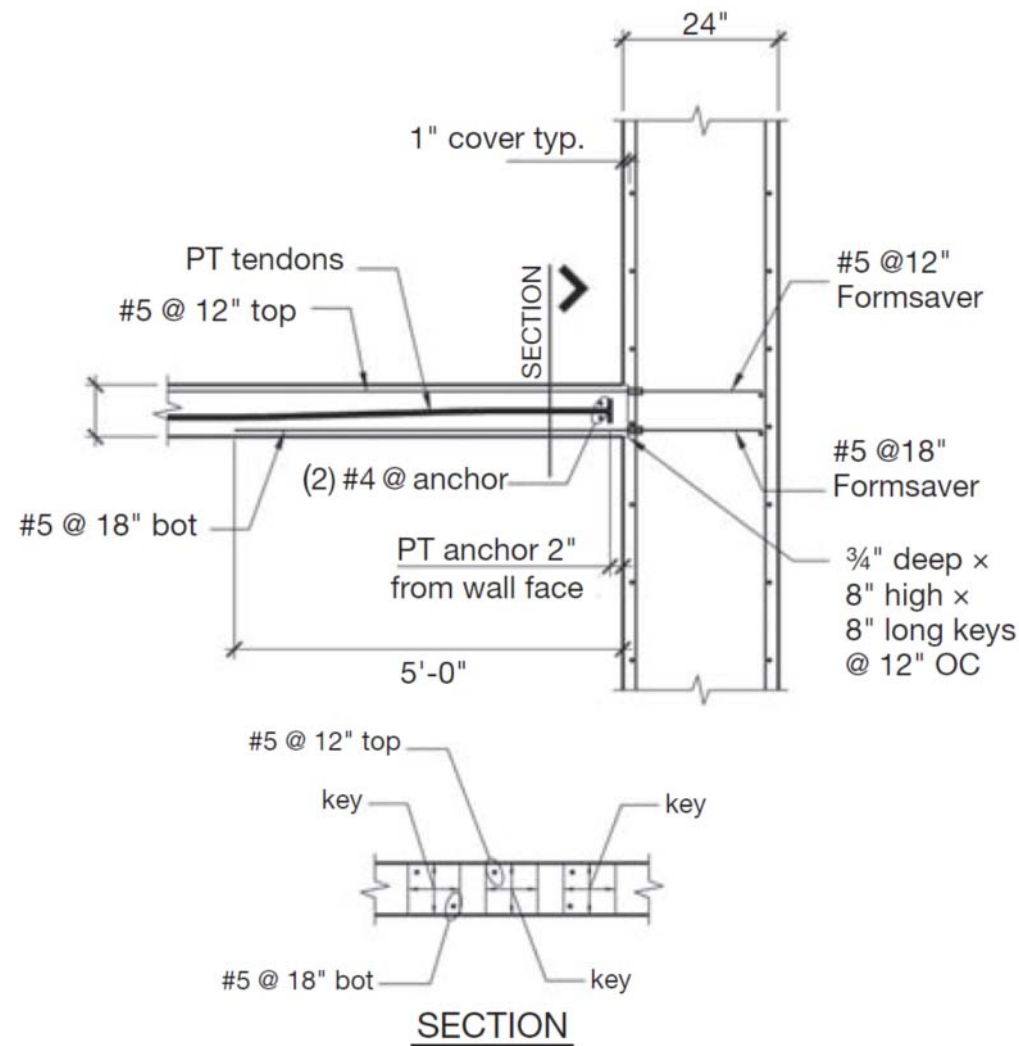


Fig. 1 – Typical Slab-Wall Connection and Detail for Specimen 1

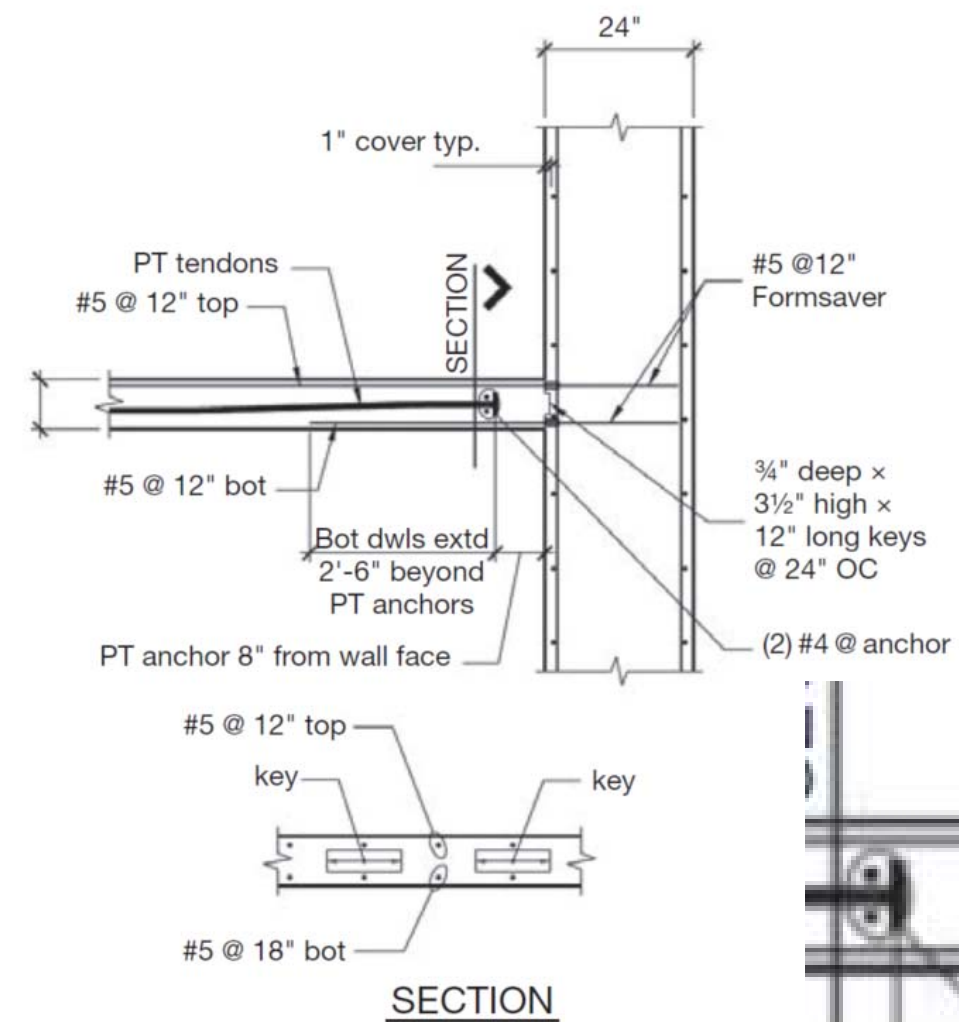


Fig. 3 – Slab-Wall Connection Detail for Specimen 2

### Specimen#1

- |                 |                        |
|-----------------|------------------------|
| 1) Anchorage    | 2" away from wall face |
| 2) Shear key    | 8"x8" @12" ,3/4" deep  |
| 3) Top rebar    | #5@12" (DB16@300)      |
| 4) Bottom rebar | #5@18" (DB16@450)      |
| 5) Bottom rebar | 5' from wall face      |

### Specimen#2

- |                 |                          |
|-----------------|--------------------------|
| 1) Anchorage    | 8" away from wall face   |
| 2) Shear key    | 3.5"x12" @24" ,3/4" deep |
| 3) Top rebar    | #5@12" (DB16@300)        |
| 4) Bottom rebar | #5@12" (DB16@300)        |
| 5) Bottom rebar | 2'6" from wall face      |



## 7) Post-tensioned slab and core wall connection

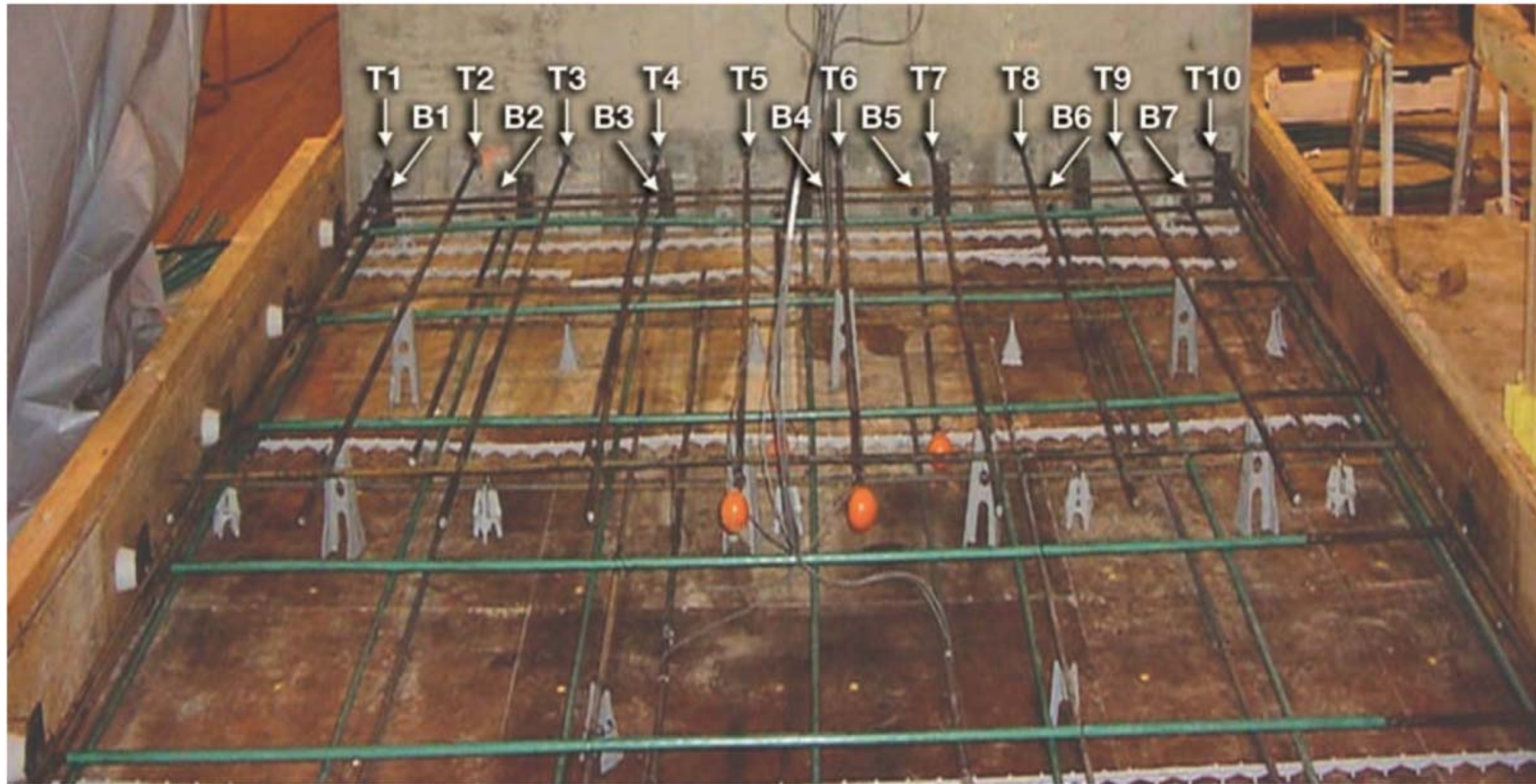


Fig. 23 – Dowel Bar Legend: Specimen 1

## 7) Post-tensioned slab and core wall connection

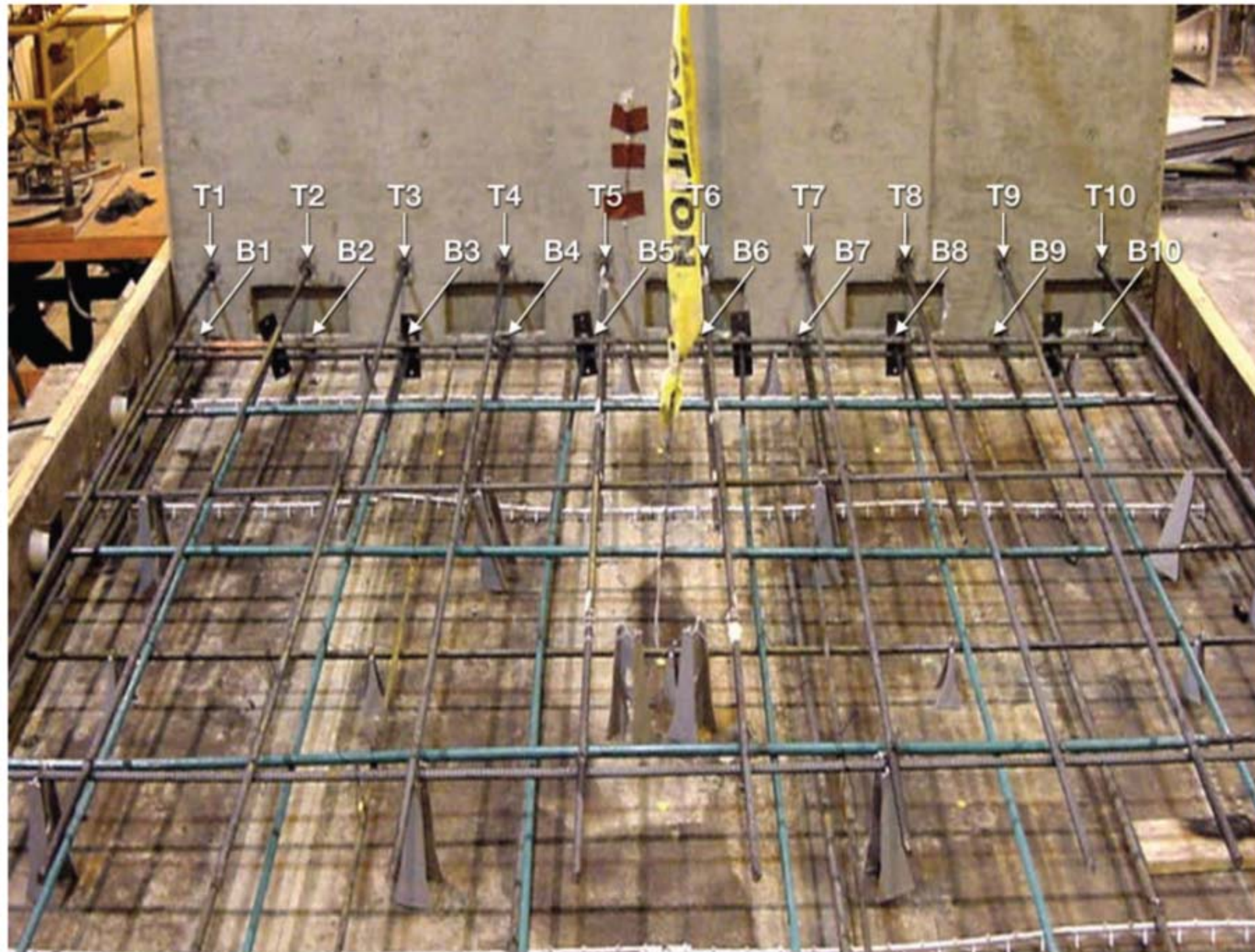


Fig. 24 – Dowel Bar Legend: Specimen 2

Table 5 – Maximum Crack Width (inches) of Slab Near Wall

Building Equivalent Drift Ratio	Location	Maximum Crack Width (inches) with Specimen Held at Peak Drift	
		Specimen 1	Specimen 2
0.0025	Top of Slab	0.016	0.020
	Bottom of Slab	0	0
0.005	Top	0.040	0.060
	Bottom	0.010	0
0.0085	Top	0.080	0.130
	Bottom	0.013	0.013
0.015	Top	0.200	0.190
	Bottom	0.030	0.013
0.025	Top	1.000	0.560
	Bottom	0.200	0.020
0.05	Top	-	-
	Bottom	-	-

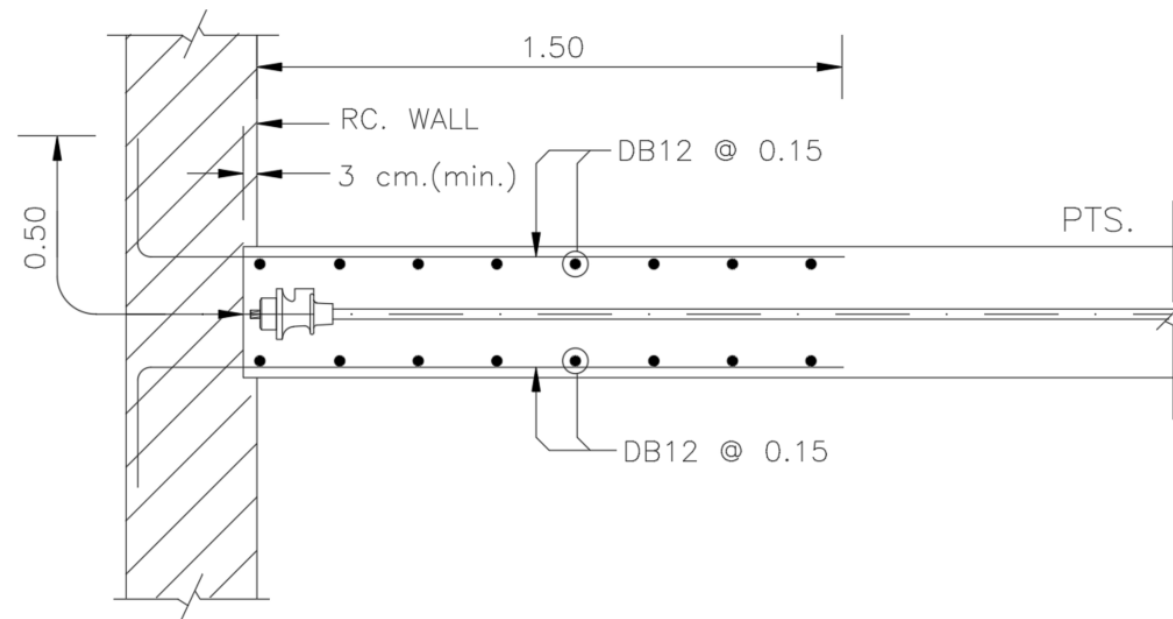
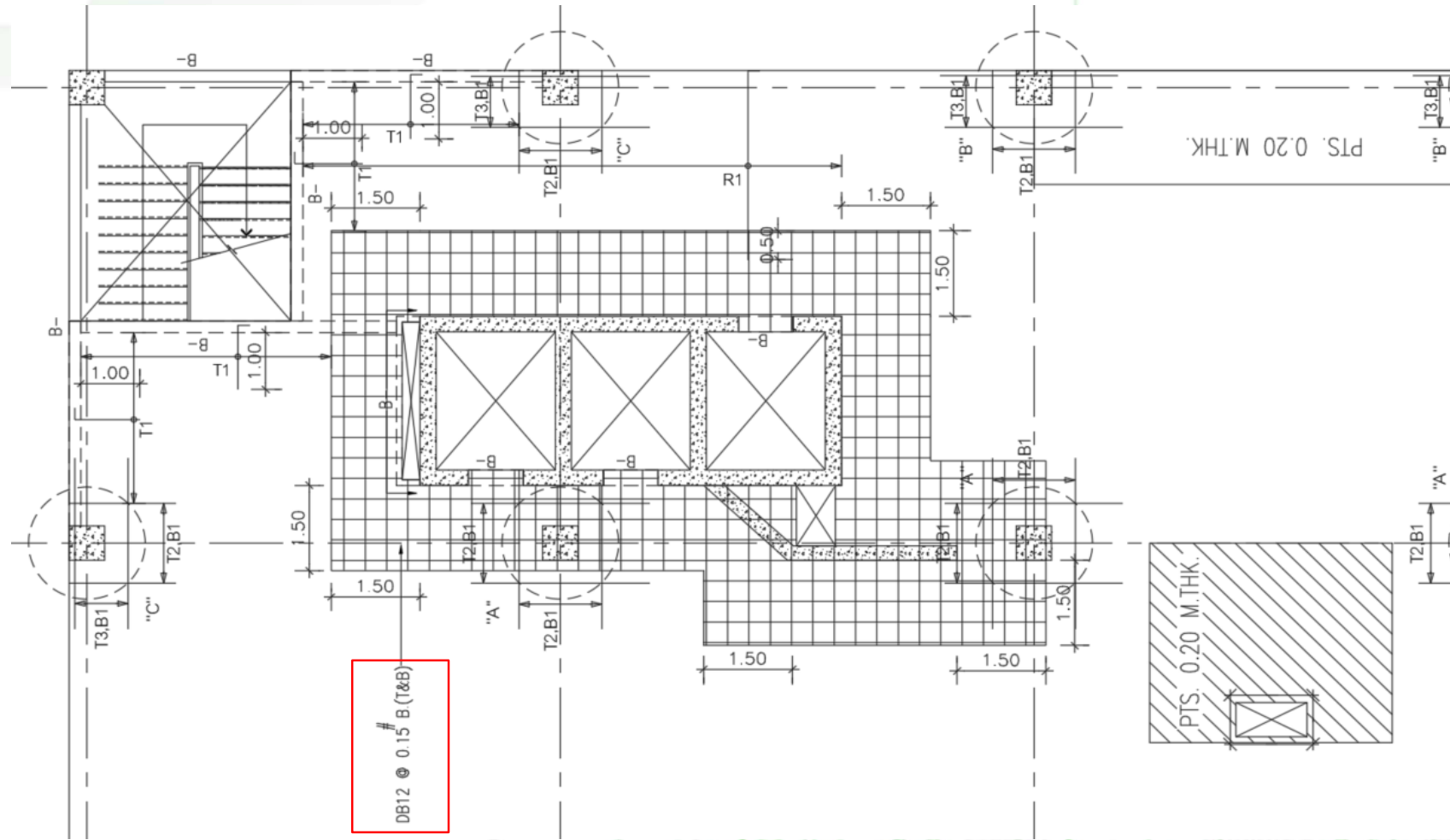


### Comparison of Specimen 1&2

- 1) At 2.5% drift ,top rebars of specimen#1 were pull out while specimen#2 failed due to bar buckling
- 2) Anchorage of specimen#1 were placed only 2" from wall face. Large cracks were concentrated between anchorage and wall.
- 3) Anchorage of specimen#2 were placed 8" from wall face. Cracks were more distributed and narrow.
- 4) The unequal T&B rebars in specimen#1 led to more significant compressive strain in top rebars contributing to what was most likely a fatigue failure of to rebars
- 5) The equal T&B rebars in specimen#2 buckling occur in the zone between anchorage and face wall



## 7) Post-tensioned slab and core wall connection



25.4.3 Development of standard hooks in tension

25.4.3.1 Development length  $\ell_{dh}$  for deformed bars in tension terminating in a standard hook shall be the greater of (a) through (c):

(a)  $\left( \frac{f_y \psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{23 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b^{1.5}$  with  $\psi_e, \psi_r, \psi_o, \psi_c$ , and  $\lambda$  given

- in 25.4.3.2  
 (b)  $8d_b$   
 (c) 150 mm

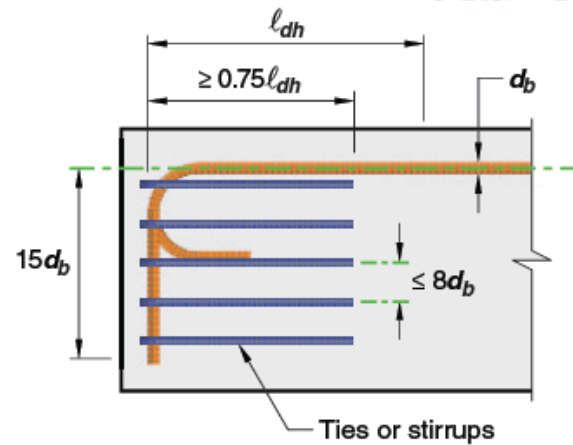


Fig. R25.4.3.3a—Confining reinforcement placed parallel to the bar being developed that contributes to anchorage strength of both 90- and 180-degree hooked bars.

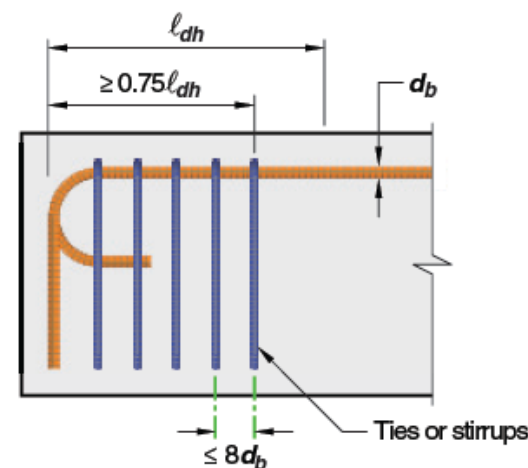


Fig. R25.4.3.3b—Confining reinforcement placed perpendicular to the bar being developed, spaced along the development length  $\ell_{dh}$ , that contributes to anchorage strength of both 90- and 180-degree hooked bars.

Table 25.4.3.2—Modification factors for development of hooked bars in tension

Modification factor	Condition	Value of factor
Lightweight $\lambda$	Lightweight concrete	0.75
	Normalweight concrete	1.0
Epoxy $\psi_e$	Epoxy-coated or zinc and epoxy dual-coated reinforcement	1.2
	Uncoated or zinc-coated (galvanized) reinforcement	1.0
Confining reinforcement $\psi_r$	For No. 36 and smaller bars with $A_{th} \geq 0.4A_{hs}$ or $s^{[1]} \geq 6d_b^{[2]}$	1.0
	Other	1.6
Location $\psi_o$	For No. 36 and smaller diameter hooked bars: (1) Terminating inside column core with side cover normal to plane of hook $\geq 65$ mm, or (2) With side cover normal to plane of hook $\geq 6d_b$	1.0
	Other	1.25
	Concrete strength $\psi_c$	For $f'_c < 42$ MPa For $f'_c \geq 42$ MPa

<sup>[1]</sup>s is minimum center-to-center spacing of hooked bars.

<sup>[2]</sup> $d_b$  is nominal diameter of hooked bar.

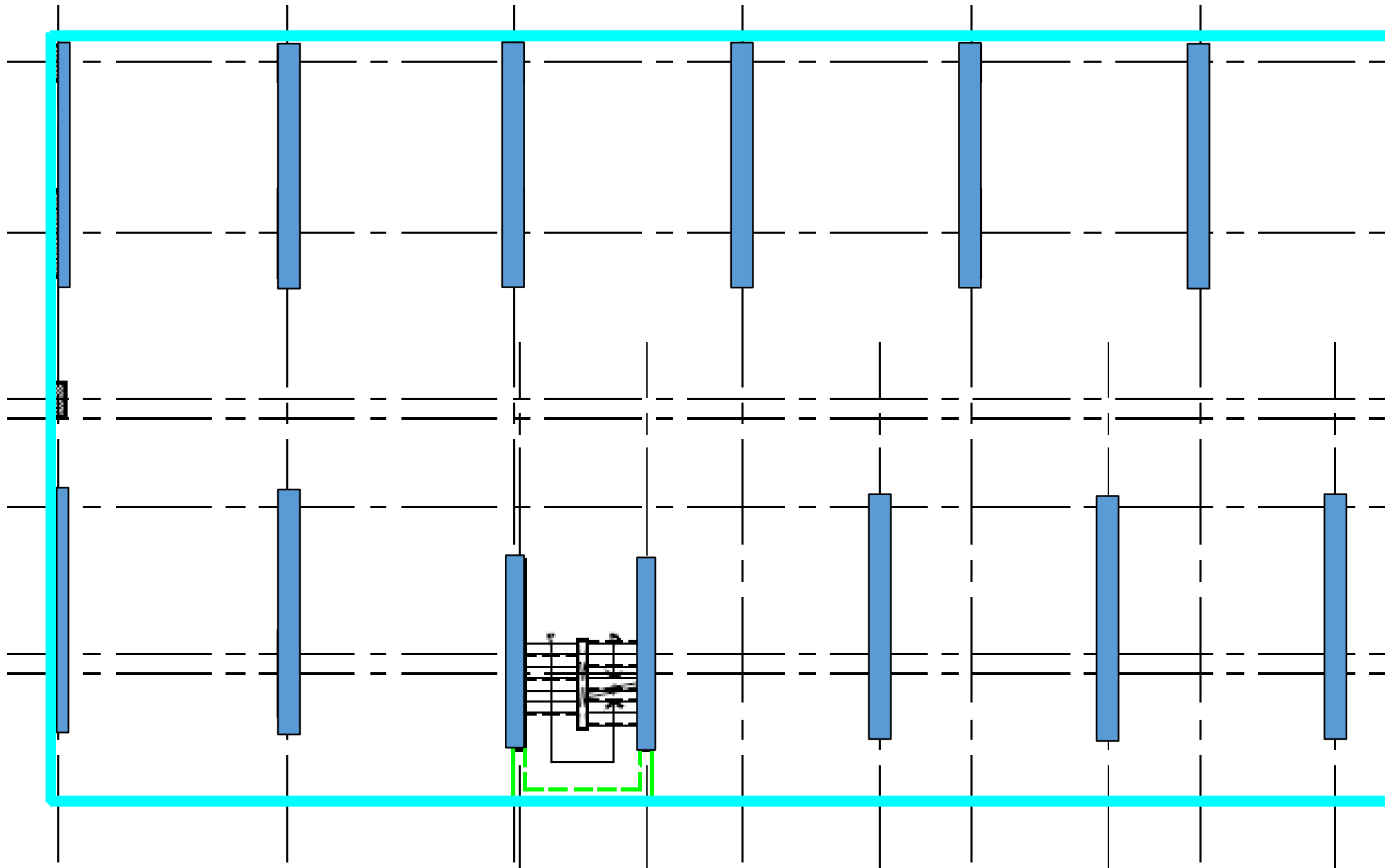


## 7) Post-tensioned slab and core wall connection

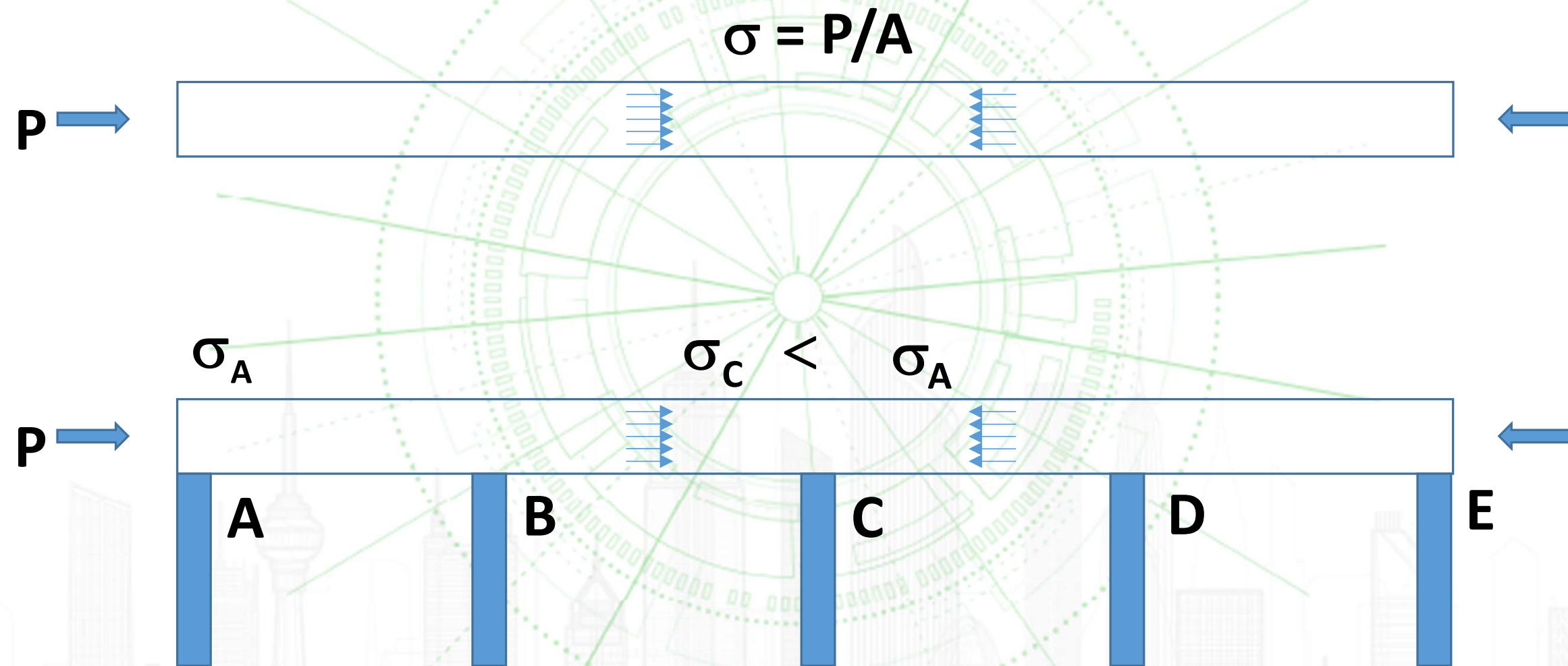




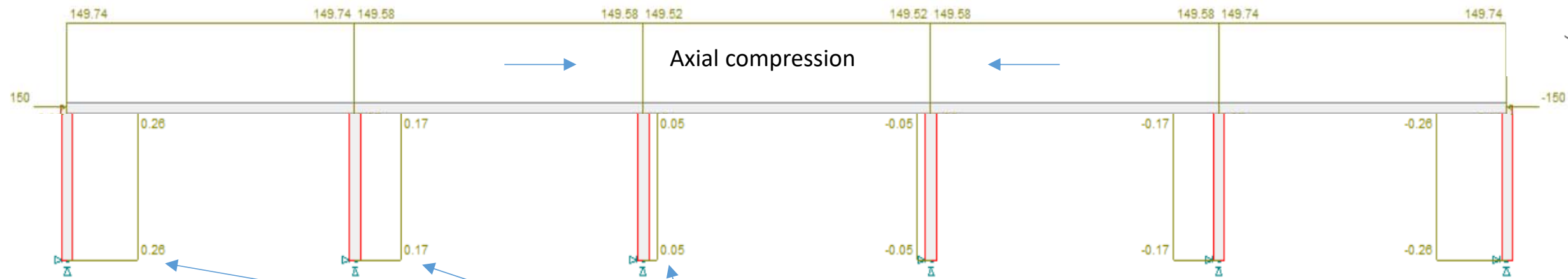
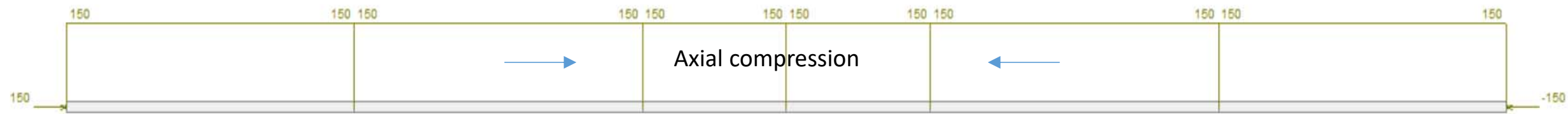
8) Restrain



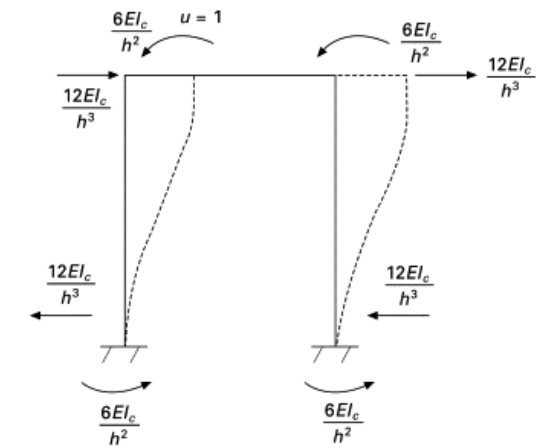
- Fixed End Moment between Slab&Column



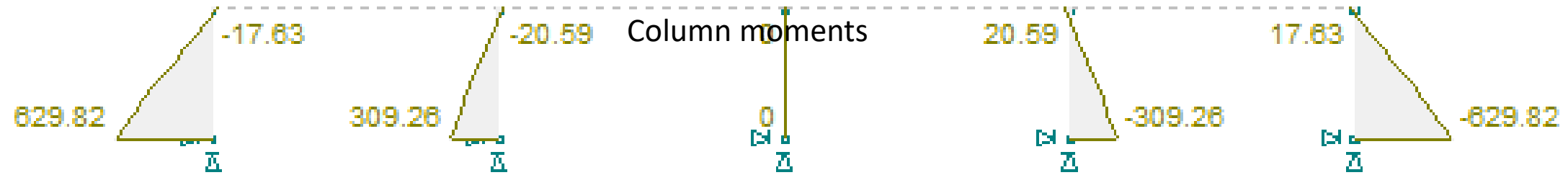
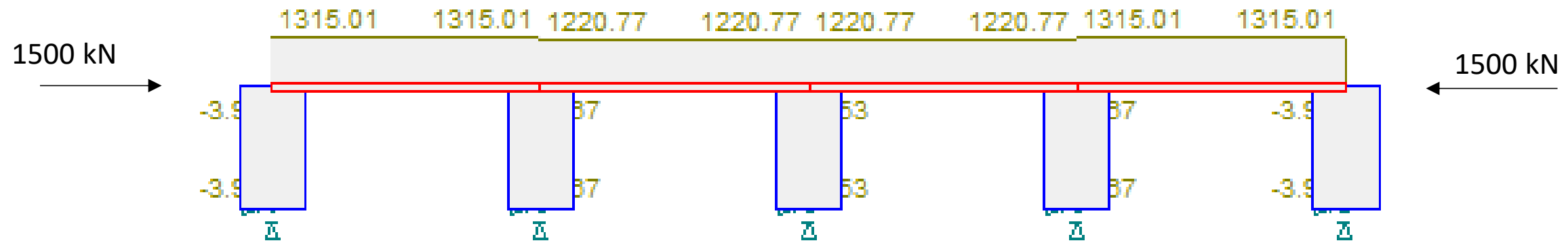
- Fixed End Moment between Slab&Column



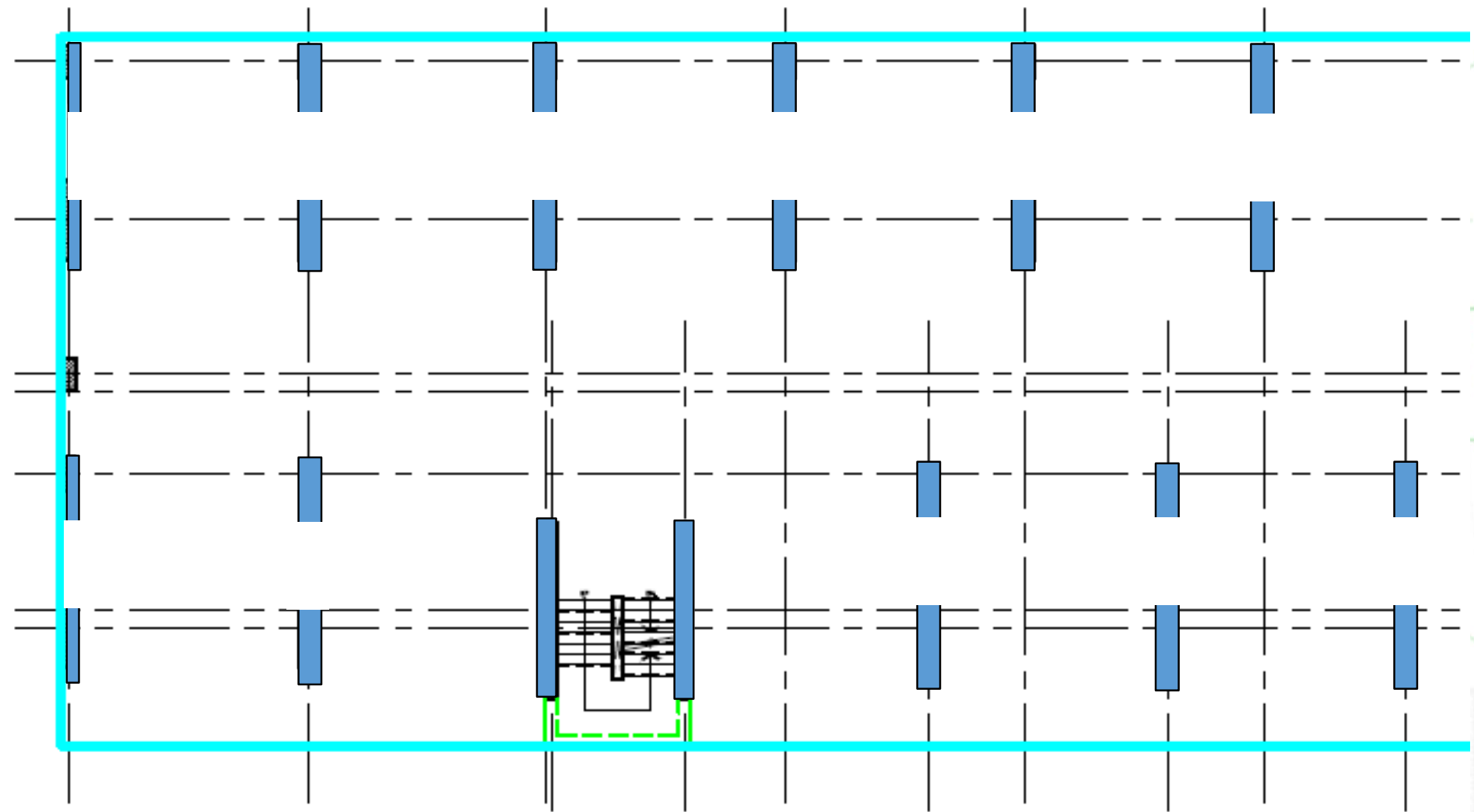
Shear in columns



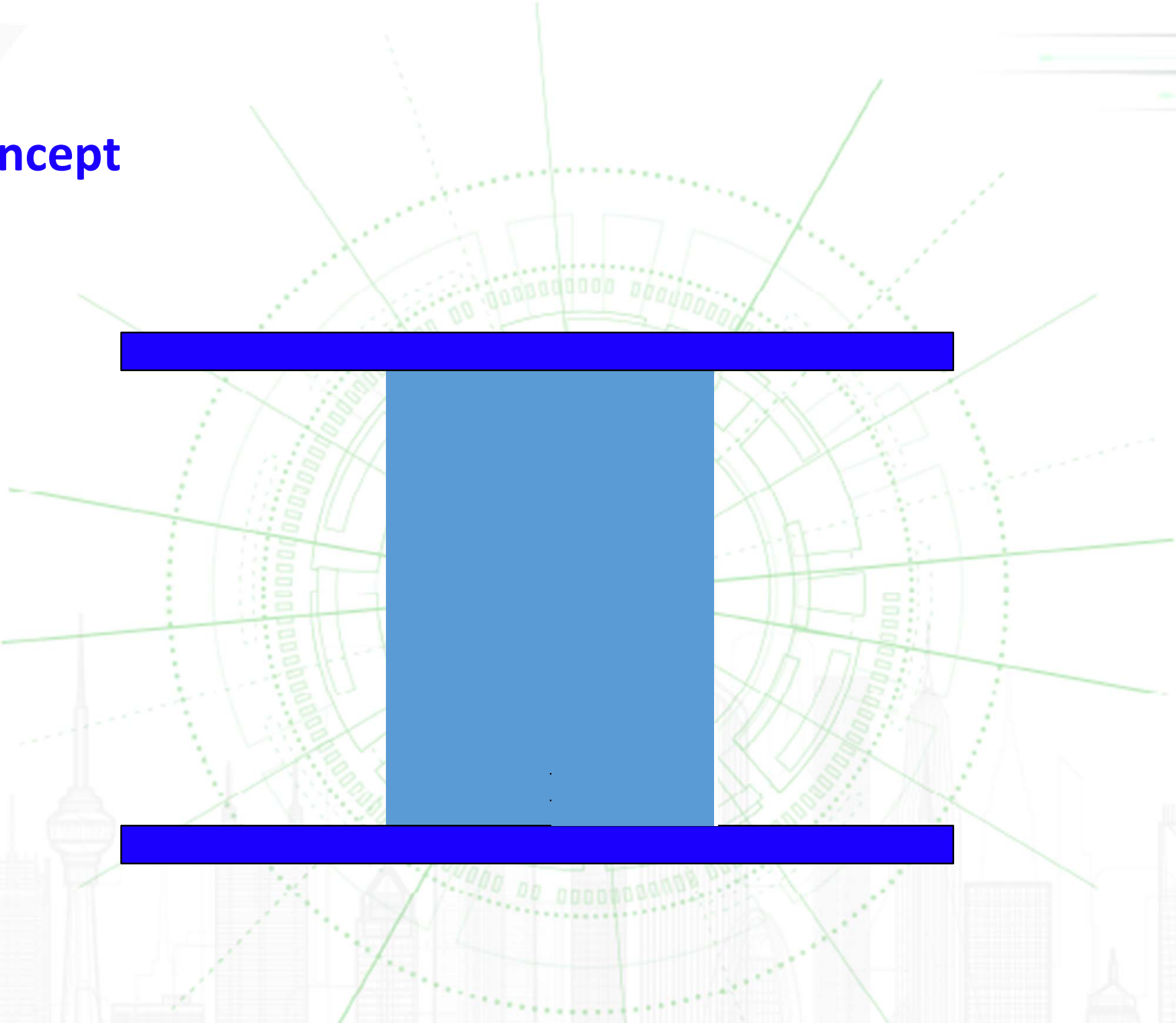
Axial forces in slab



Split columns



# Column hinge concept



# Reference

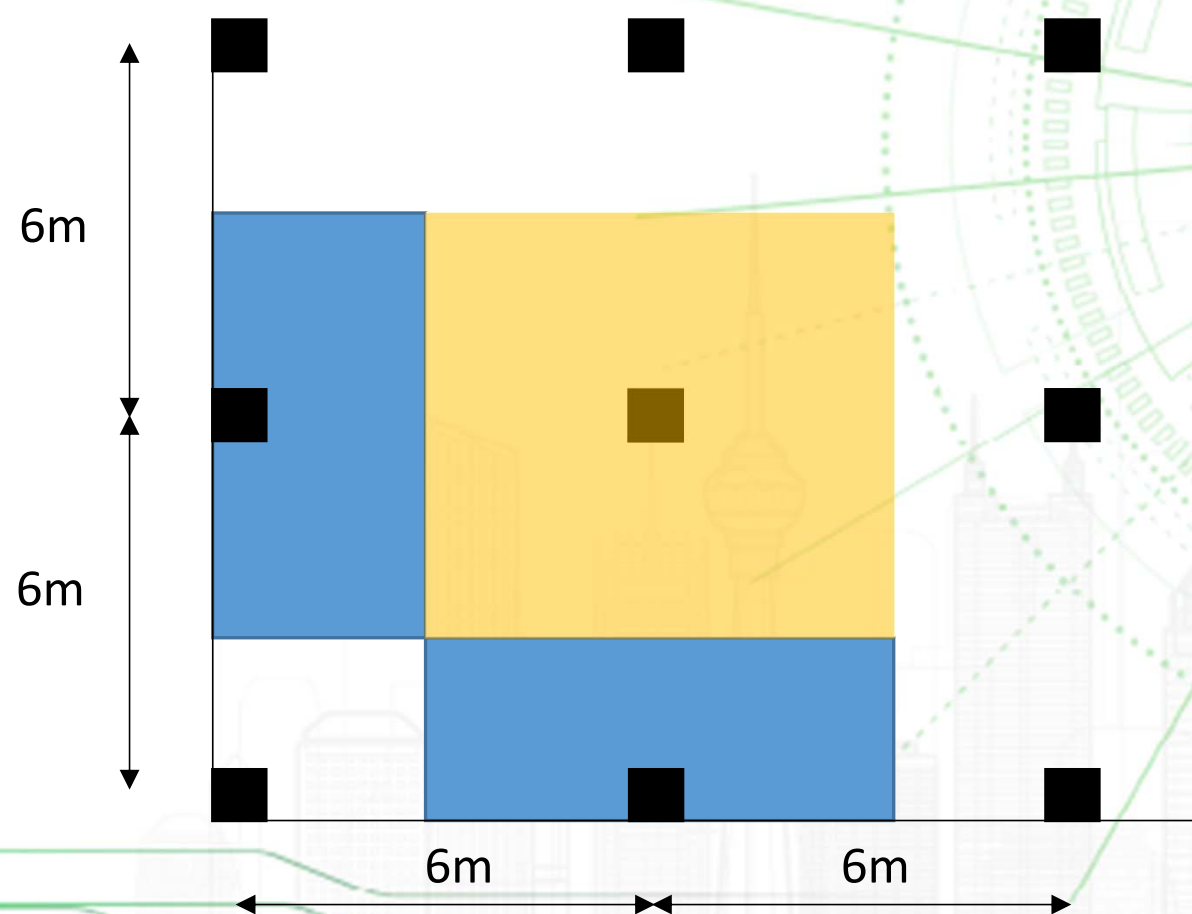
1. ACI (American Concrete Institute).2019. “Building code requirements for structural concrete ”. ACI 318. Farmington Hills, Michigan.
2. J.M. Wong, ” Effective stiffness for modeling reinforced concrete structures”, Structure Magazine January 2017
3. ASCE 41-13, “ Seismic evaluation and retrofit of existing buildings”
4. ASCE 7-22, “Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures”
5. ACI-ASCE Committee 352. 2011.” ACI 352.1R-11 Guide for design of slab-column connections in monolithic concrete structures”
6. ACI-ASCE Committee 421. 2021.” ACI 421.2-21 Seismic design of punching shear reinforcement in flat plates-Guide”
7. T.H.H Kang, I.N. Reberton, N.M. Hawkins, J.M. Lafave; “ Recommendations for design of post-tensioned slab-column connections subjected to lateral loading”  
PTI Journal, V.6, No.1 Feb 2008
8. กรมโยธาธิการและผังเมือง.2561. “มยพ.1301/1302-61 มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว”
9. สุทัศน์ ลีลาทวิวัฒน์. 2562.”การออกแบบแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรง” โครงการอบรม การออกแบบชิ้นส่วนพิเศษของโครงสร้างสำหรับต้านการสั่นสะเทือนจาก แผ่นดินไหว”
10. เมธี เชี่ยววิชัยกร “Diaphragm design” TCA Seminar
11. K.Bondy, B Allred; “Post-tensioned concrete principles and practice”
12. R. Klemencic, J.A. Fry, G. Hurtado, J.P. Moehle; “Performance of post-tensioned slab-core wall connections”, PTI Journal, V.4, No.2 2006
13. A. Luckkikanun, U. Prawatwong and P.Warnitchai; “Cyclic testing of bonded post-tensioned interior slab-column connections with shear stud”, EASEC16 2021

Thank you for your attention



## Questions

- สำหรับพื้น Post tension ที่ไม่ได้เป็นส่วนหนึ่งของระบบรับแรงด้านข้าง ในการออกแบบประเภท ง.  
ค่า Story drift ratio ต้องไม่เกินเท่าไร Gravity ratio จึงจะไม่มีผลในการพิจารณาการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนที่จุดต่อระหว่างพื้นและเสา  
A) 0.005      B) 0.010
- อาคารที่มีตำแหน่งเสาเรียงเป็น grid ขนาด 6mx6m  $w_u = 1200 \text{ kg/m}^2$  และ  $f_y = 4000 \text{ ksc}$  คำนวณหาเหล็กเสริมป้องกันการวิบัติอย่างต่อเนืองของเสาขอบ



$$A) \text{ Edge } A_{sm} = \left(\frac{2}{3}\right) \frac{0.5(0.12)(600)(600)}{0.9(4000)} = 4 \text{ cm}^2$$

$$B) \text{ Edge } A_{sm} = \left(\frac{2}{3}\right) \frac{0.5(0.12)(600)(300)}{0.9(4000)} = 2 \text{ cm}^2$$



# Answer

1. สำหรับพื้น Post tension ที่ไม่ได้เป็นส่วนหนึ่งของระบบรับแรงด้านข้าง ในการออกแบบประเภท ง.  
ค่า Story drift ratio ต้องไม่เกินเท่าไร Gravity ratio จึงจะไม่มีผลในการพิจารณาการเสริมเหล็กกับแรงเฉือนที่จุดต่อระหว่างพื้นและเสา

ANS = 0.01

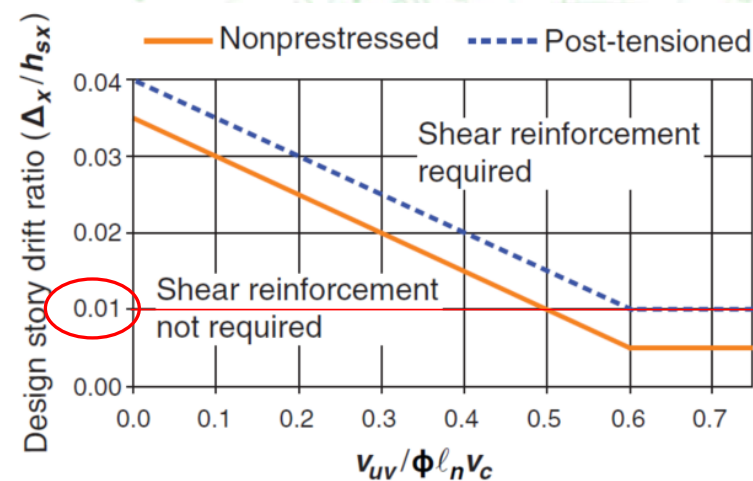


Fig. R18.14.5.1—Illustration of the criteria of 18.14.5.1.

2. อาคารที่มีตำแหน่งเสาเรียงเป็น grid ขนาด 6mx6m  $w_u = 1200 \text{ kg/m}^2$  และ  $f_y = 4000 \text{ ksc}$  คำนวณหาเหล็กเสริมป้องกันการวิบัติอย่างต่อเนืองของเสาขอบ

6.3.1 Connections without beams—At interior connections, continuous bottom slab reinforcement passing within the column core in each principal direction should have an area not less than

$$A_{sm} = \frac{0.5w_u l_1 l_2}{\phi f_y} \quad (6.3.1)$$

in which  $\phi = 0.9$ . The quantity of reinforcement  $A_{sm}$  may be reduced to two-thirds of that given by Eq. (6.3.1) for edge connections in the direction perpendicular to the slab edge, and to one-half of that given by Eq. (6.3.1) for corner connections in each principal direction. Where the calculated values of  $A_{sm}$  in a given direction differ for adjacent spans, the larger value should be used at that connection.

$$\text{Edge } A_{sm} = \left(\frac{2}{3}\right) \frac{0.5(0.12)(600)(600)}{0.9(4000)} = 4 \text{ cm}^2$$

