



New RC

柱之構件設計

歐昱辰教授
台灣科技大學營建工程系

簡報大綱

➤一、New RC材料強度

➤二、軸力與撓曲強度

- 斷面極限狀態
- 混凝土等效應力塊修正係數
- 軸力計算強度
- 軸力與彎矩聯合作用之強度
- 材料強度對PM互制關係之影響
- 最大可能彎矩強度 M_{prc}

➤三、剪力強度

- 構材標稱剪力強度($V_n = V_c + V_s$)
- 混凝土標稱剪力強度 V_c
- 剪力鋼筋之標稱剪力強度 V_s
- 標稱剪力強度 V_n -保守性驗證

➤四、耐震圍束設計

- 前言
- 設計公式
- 測試計畫
- 討論
- 研究結論

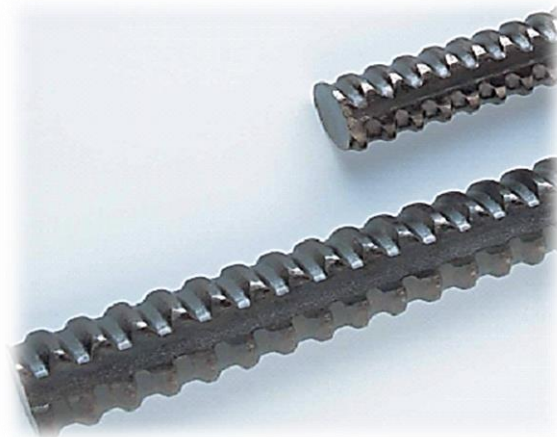
➤五、New RC-PM 操作說明

- New RC-PM程式介紹
- New RC-PM驗證正確性
- 計算例&操作說明

一、New RC材料強度

◎混凝土強度(f'_c):

$$f'_c = 70 - 100 \text{ MPa}$$
$$(700 \sim 1000 \text{ kgf/cm}^2)$$



◎鋼筋強度(f_y):

SD685 → SD690 ($f_y = 685 \text{ MPa}$ or $f_y = 7000 \text{ kgf/cm}^2$)

SD685 → SD690 ($f_y = 685 \text{ MPa}$ or $f_y = 7000 \text{ kgf/cm}^2$)

※ $1 \text{ MPa} \cong 10.197 \text{ kgf/cm}^2$

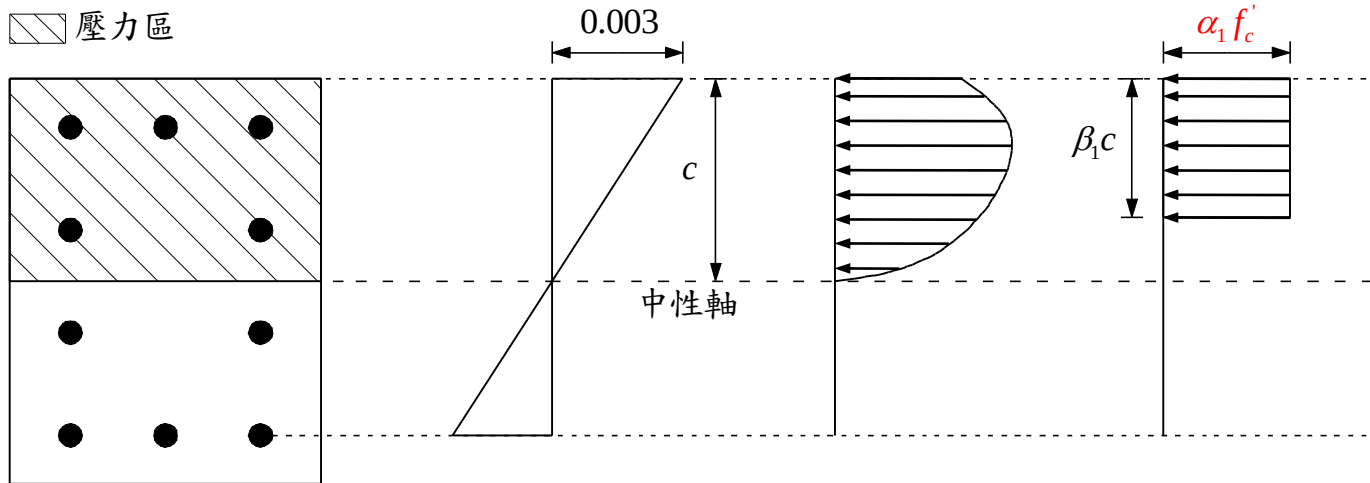
二、軸力與撓曲強度

- 斷面極限狀態
- 混凝土等效應力塊修正係數
- 軸力計算強度
- 軸力與彎矩聯合作用之強度
- 材料強度對PM互制關係之影響
- 最大可能彎矩強度 M_{prc}

斷面極限狀態

◎極限狀態定義

- 混凝土最大受壓應變為0.003，應力之分布規定為矩形
- 混凝土受拉強度假設為零
- 鋼筋應力應變行為假設為完美彈塑性



斷面極限狀態-混凝土應力分布示意圖

➤ 與現行規範差異： $0.85f'_c \rightarrow \alpha_1 f'_c$

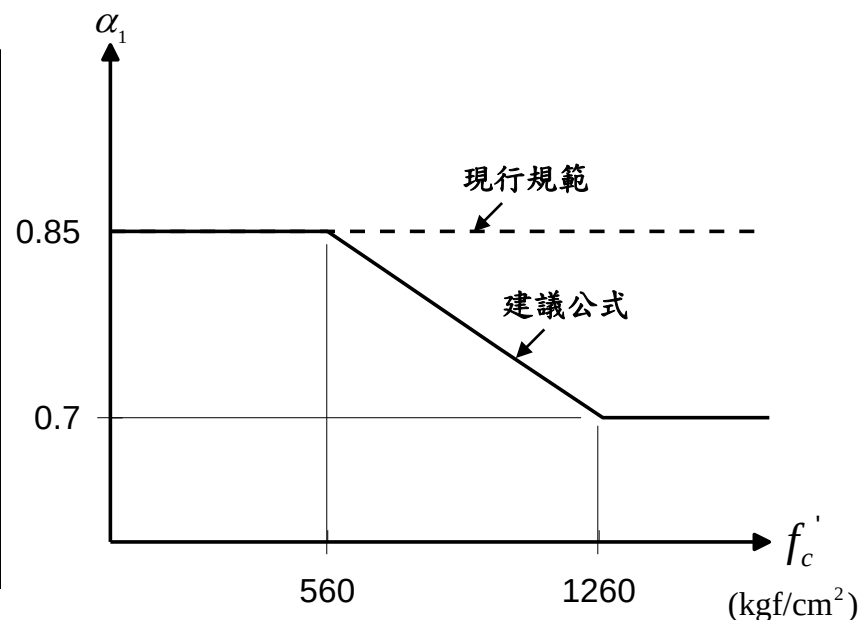
混凝土等效應力塊修正係數(α_1 , β_1)

◎等效應力塊修正係數(α_1 , β_1)定義

1. 強度修正係數 α_1 依ITG-4.3R-07的建議公式計得
2. 壓力區深度修正係數 β_1 之規定與現行規範相同

	現行規範	建議公式(ITG-4.3R-07)
β_1	$\beta_1 = 0.85 - 0.000711(f'_c - 280)$ $0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85$	
α_1	$\alpha_1 = 0.85$	$\alpha_1 = 0.85 - 0.000213(f'_c - 560)$ $0.70 \leq \alpha_1 \leq 0.85$

等效應力塊修正係數公式(※式中 f'_c 單位:kgf/cm²)



等效應力塊強度修正係數 α_1 與 f'_c 關係圖

軸力計算強度

◎無偏心載重下之軸力計算強度 P_0 :

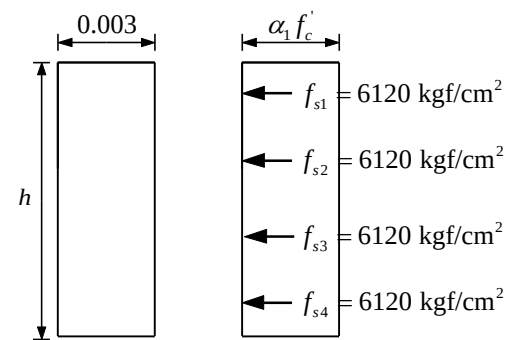
現行規範	建議公式(ITG-4.3R-07)
$P_0 = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y$	$P_0 = \alpha_1 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y$ $f_y \leq 6120 \text{ kgf/cm}^2$

- (1)根據ITG-4.3R-07之建議， P_0 同樣依 α_1 修正強度。
- (2)極限狀態下，鋼筋**最大受壓應變**為0.003，對應之應力為6120 kgf/cm² (600 MPa)

◎軸力計算強度之最大允許值 $P_{n,max}$:

螺箍柱: $P_{n,max} = 0.85P_0$

橫箍柱: $P_{n,max} = 0.8P_0$

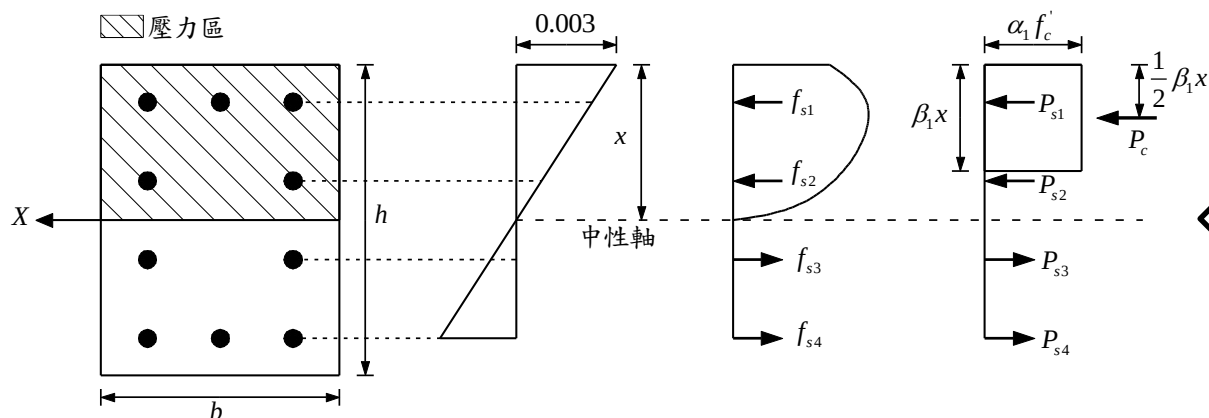


無偏心載重-應變/應力分布
(極限狀態)

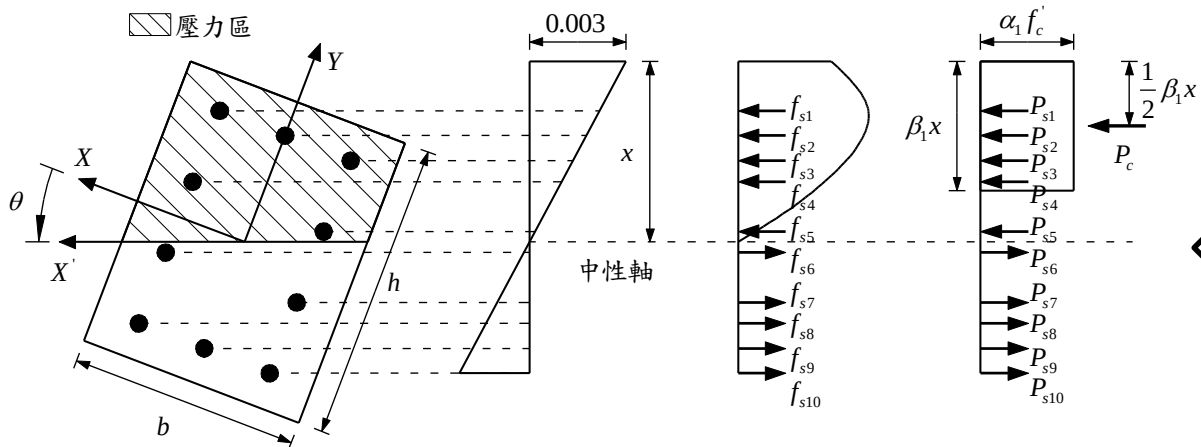
軸力與彎矩聯合作用之強度

◎計算方式:

採用前述等值應力塊之規定，按**力平衡**(載重分為單軸與雙軸彎矩)、**平面保持平面**以及鋼筋與混凝土**變形諧和**加以計算。



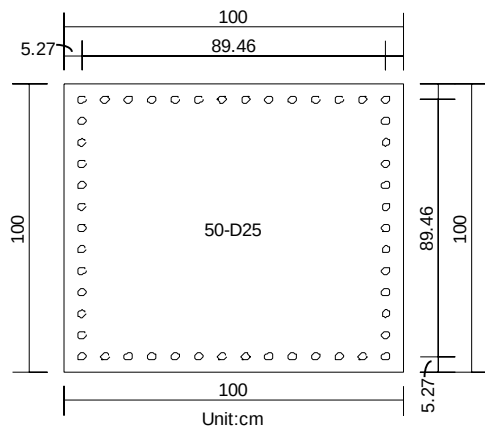
極限狀態—
軸力與單
軸彎矩



極限狀態—
軸力與雙
軸彎矩

軸力與彎矩聯合作用之強度

◎計算例：(斷面、曲線取自New RC-PM)

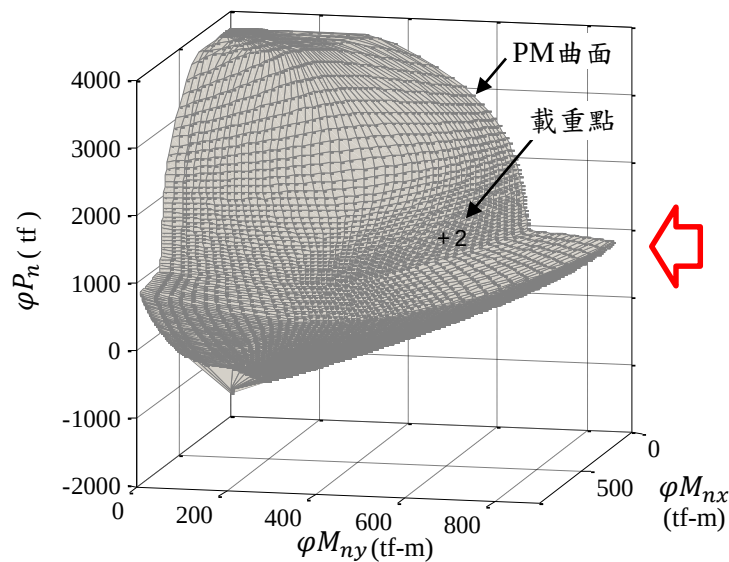
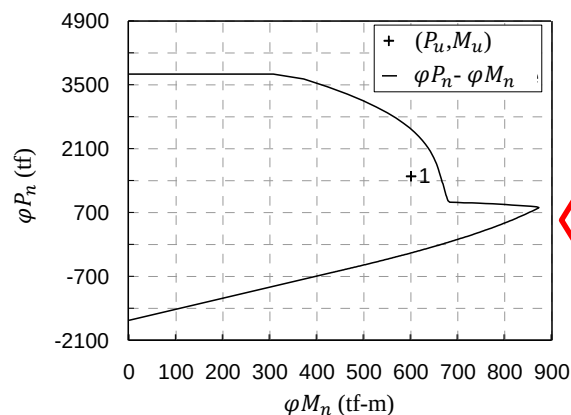


$$f'_c = 700 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y = 6850 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\rho_l = 2.5\%$$

- 單軸設計載重：
 $P_u = 1500 \text{ tf}$ 、 $M_u = 600 \text{ tf-m}$
- 雙軸設計載重：
 $P_u = 1500 \text{ tf}$ 、 $M_{ux} = M_{uy} = 600 \text{ tf-m}$

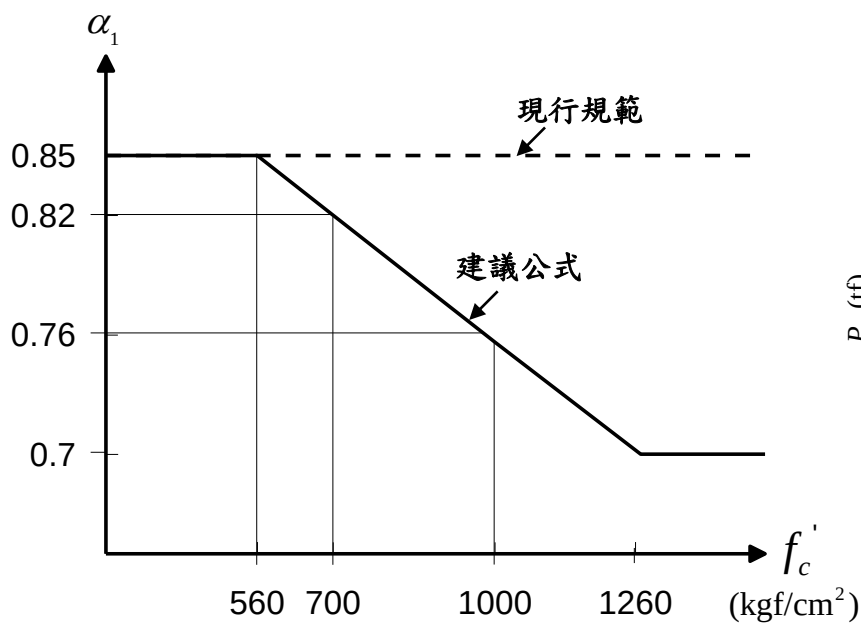


材料強度對PM互制關係之影響

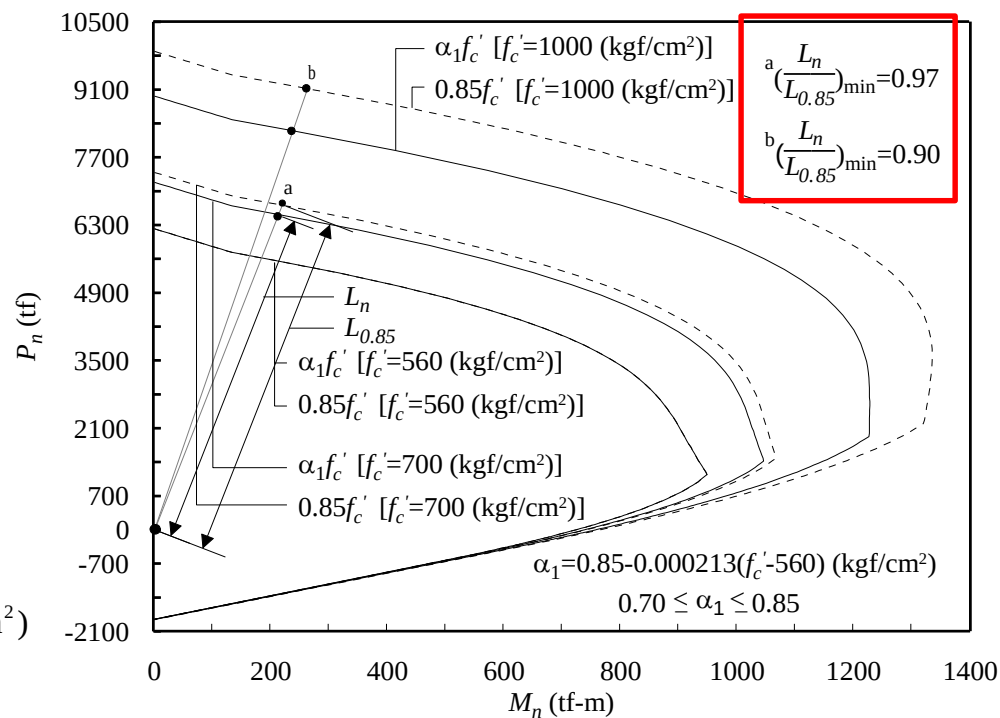
◎ α_1 對PM互制關係之影響

※以前述計算例繪製PM互制關係($f'_c=560$ 、 700 、 1000kgf/cm^2)

→比較 $0.85f'_c$ 與 $\alpha_1 f'_c$ 之PM圖差異(等偏心距)



等效應力塊強度修正係數 α_1 與 f'_c 關係圖



$0.85f'_c$ 修正至 $\alpha_1 f'_c$ 對PM關係之影響

材料強度對PM互制關係之影響

※ $0.85f'_c \rightarrow \alpha_1 f'_c$ 是否有必要?

探討方式:

1. 蒐集柱撓曲、撓剪破壞試體資料(共18座)
2. 以 $0.85f'_c$ 、 $\alpha_1 f'_c$ 分別繪製試體PM曲線
3. 點上實驗強度座標(M_{exp}, P_{exp})
 - 有三座試體 $L_{exp}/L_{0.85}$ 小於1，有必要修正等效應力塊強度
4. 以等偏心距 e 計算 L_n 、 $L_{0.85}$
5. 求得 L_{exp}/L_n 、 $L_{exp}/L_{0.85}$

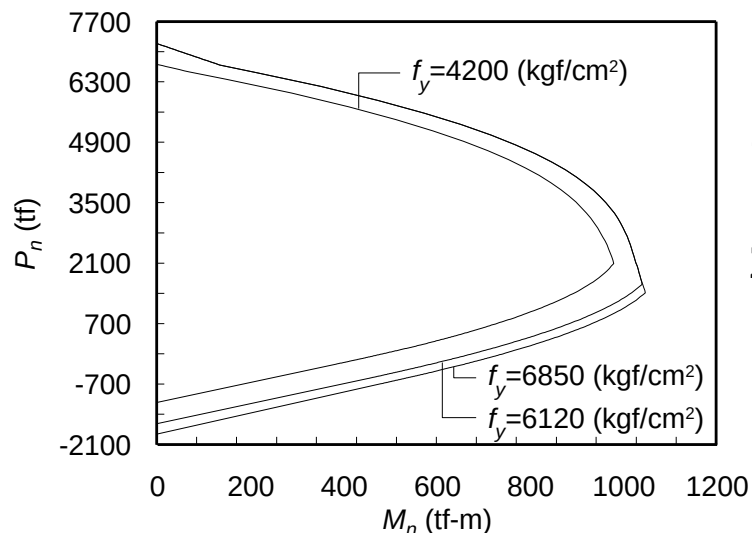
$$\bullet L_{exp} = \sqrt{P_{exp}^2 + M_{exp}^2} \quad \bullet L_n = \sqrt{P_n^2 + M_n^2}$$

$$\bullet e = M_{exp}/P_{exp} \quad \bullet L_{0.85} = \sqrt{P_{0.85}^2 + M_{0.85}^2}$$

試體	$\frac{L_{exp}}{L_n}$	$\frac{L_{exp}}{L_{0.85}}$
E5	1.06	1.02
TC1	1.08	1.06
TC2	1.37	1.32
B1	1.21	1.13
B3	1.18	1.11
B5	1.21	1.14
B2	1.12	0.98
B4	1.13	0.98
T70-N29-D4	1.27	1.20
T70-N42-D4	1.28	1.18
T70-N46-D3	1.27	1.18
T100-N43-D4	1.31	1.21
T100-1	1.36	1.19
T100-2	1.15	0.98
T100-3	1.41	1.23
NEWRC1	1.11	1.08
NEWRC4	1.15	1.12
NEWRC5	1.14	1.12
平均值	1.21	1.12

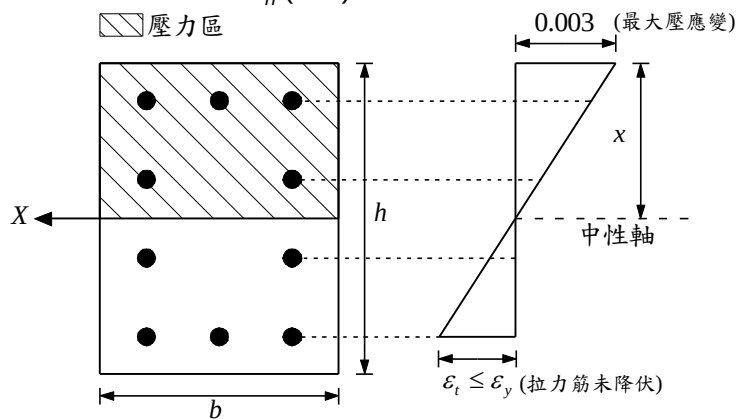
材料強度對PM互制關係之影響

◎ f_y 對PM互制關係之影響(斷面同計算例)

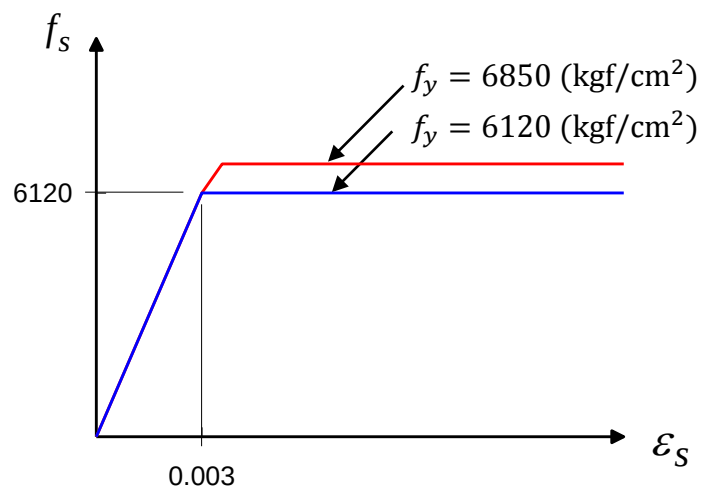


1. $f_y = 4200 \rightarrow 6120$: PM強度整體提升

2. $f_y = 6120 \rightarrow 6850$: 壓力控制斷面強度未提升



壓力控制斷面示意圖



鋼筋彈塑性模型(單位:kgf/cm²)

最大可能彎矩強度 M_{prc}

◎ M_{prc} 的應用-設計剪力：

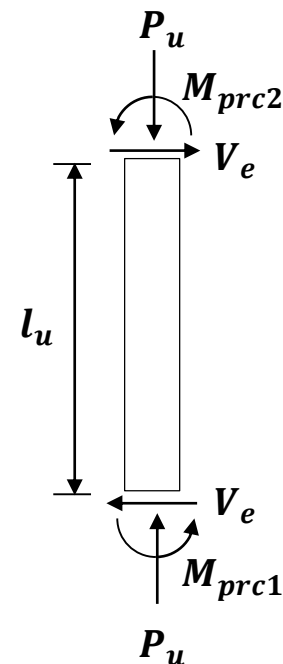
$$V_e = \frac{M_{prc1} + M_{prc2}}{l_u} \quad (l_u : \text{柱之淨高})$$

- 低估 M_{prc} 可能導致柱端產生塑鉸前，剪力破壞先行發生。

◎既有的 M_{prc} 計算方式：

分類	現行規範	公路橋梁耐震設計規範
M_{prc}	鋼筋降伏應力= $1.25f_y$ 計算彎矩強度	$1.3M_n$

- 現行規範僅考量鋼筋超強效應



最大可能彎矩強度 M_{prc}

◎既有的 M_{prc} 計算方式可否沿用？

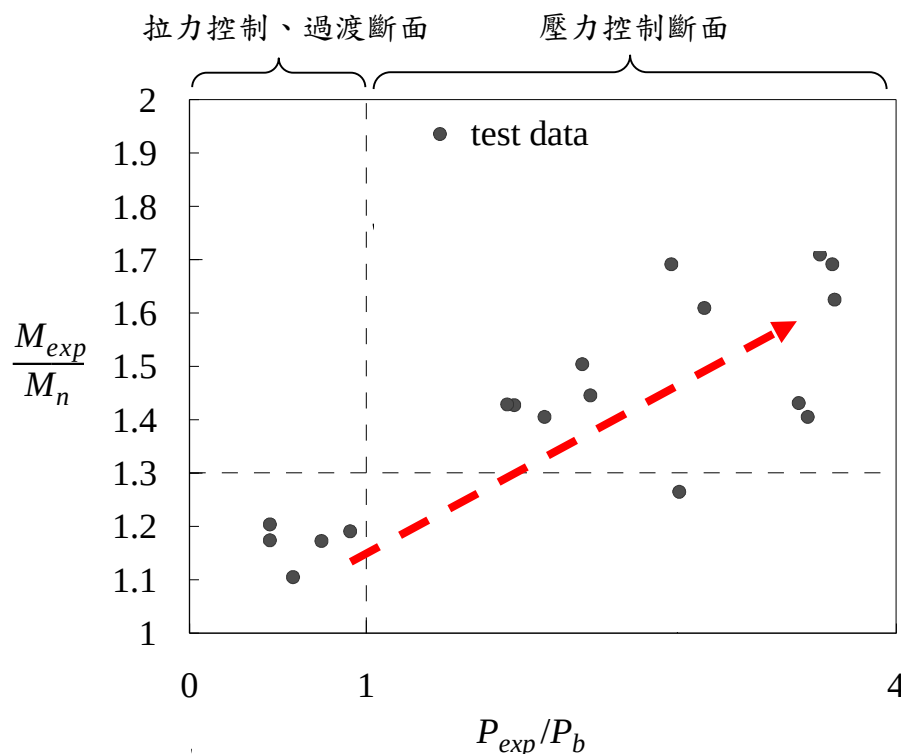
現行規範	公路橋梁耐震設計規範
M_{prc1}	M_{prc2} ($1.3M_n$)

- $\frac{M_{exp}}{M_{prc}} \geq 1$ 代表低估最大彎矩強度
- 壓力控制斷面普遍不保守
- 拉力控制、過渡斷面採 M_{prc2} 可得保守結果

試體	斷面分析破壞模式	$\frac{M_{exp}}{M_{prc1}}$	$\frac{M_{exp}}{M_{prc2}}$
E5	過渡	1.15	0.90
TC1	過渡	1.02	0.85
TC2	壓力	1.41	1.08
B1	壓力	1.71	1.32
B3	壓力	1.63	1.25
B5	壓力	1.69	1.30
B2	壓力	1.41	1.08
B4	壓力	1.43	1.10
T70-N29-D4	壓力	1.43	1.10
T70-N42-D4	壓力	1.69	1.30
T70-N46-D3	壓力	1.61	1.24
T100-N43-D4	壓力	1.26	0.97
T100-1	壓力	1.45	1.11
T100-2	壓力	1.43	1.10
T100-3	壓力	1.50	1.16
NEWRC1	拉力	1.07	0.90
NEWRC4	過渡	1.18	0.92
NEWRC5	拉力	1.09	0.93
平均值	x	1.40	1.09
變異係數	x	0.156	0.135

最大可能彎矩強度 M_{prc}

◎彎矩超強效應與軸力比(P_{exp}/P_b)之關係



● 彎矩超強效應與軸力比呈正相關

- 1) 混凝土壓力區面積 $\propto P_{exp}/P_b$
- 2) 混凝土超強效應 $\uparrow$

➤ M_{prc} 之計算應考量軸力比之影響

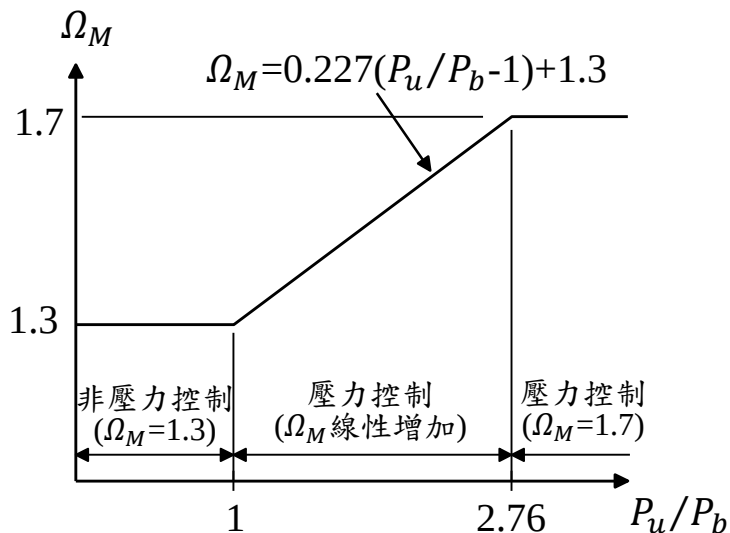
最大可能彎矩強度 M_{prc}

◎ M_{prc} 建議式:

$$M_{prc} = \Omega_M M_n$$

$$\Omega_M = 0.227(P_u/P_b - 1) + 1.3 \leq 1.7$$

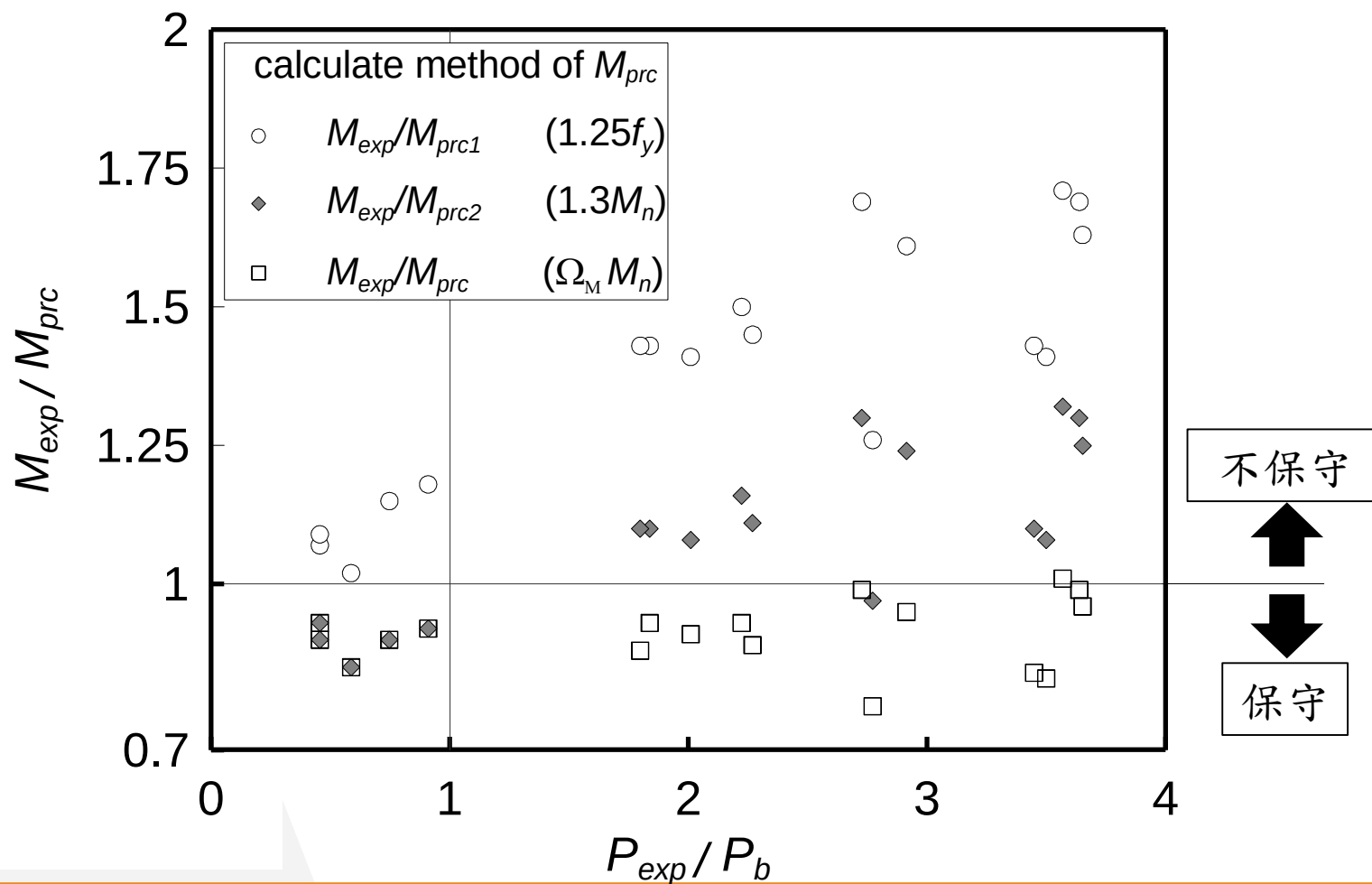
$$\Omega_M \propto P_u/P_b$$



試體	斷面分析 破壞模式	$\frac{M_{exp}}{M_{prc1}}$	$\frac{M_{exp}}{M_{prc2}}$	$\frac{M_{exp}}{M_{prc}}$
E5	過渡	1.15	0.90	0.90
TC1	過渡	1.02	0.85	0.85
TC2	壓力	1.41	1.08	0.91
B1	壓力	1.71	1.32	1.01
B3	壓力	1.63	1.25	0.96
B5	壓力	1.69	1.30	0.99
B2	壓力	1.41	1.08	0.83
B4	壓力	1.43	1.10	0.84
T70-N29-D4	壓力	1.43	1.10	0.93
T70-N42-D4	壓力	1.69	1.30	0.99
T70-N46-D3	壓力	1.61	1.24	0.95
T100-N43-D4	壓力	1.26	0.97	0.78
T100-1	壓力	1.45	1.11	0.89
T100-2	壓力	1.43	1.10	0.88
T100-3	壓力	1.50	1.16	0.93
NEWRC1	拉力	1.07	0.90	0.90
NEWRC4	過渡	1.18	0.92	0.92
NEWRC5	拉力	1.09	0.93	0.93
平均值	x	1.40	1.09	0.91
變異係數	x	0.156	0.135	0.064

最大可能彎矩強度 M_{prc}

※三種 M_{prc} 保守性比較:



三、剪力強度

- 構材標稱剪力強度($V_n = V_c + V_s$)
- 混凝土標稱剪力強度 V_c
- 剪力鋼筋之標稱剪力強度 V_s
- 標稱剪力強度 V_n - 保守性驗證

構材標稱剪力強度($V_n = V_c + V_s$)

➤ 同現行規範

$$V_n = V_c + V_s$$

構材標稱
剪力強度

混凝土標稱
剪力強度

剪力鋼筋標
稱剪力強度

混凝土標稱剪力強度 V_c

◎現行規範與建議公式列表

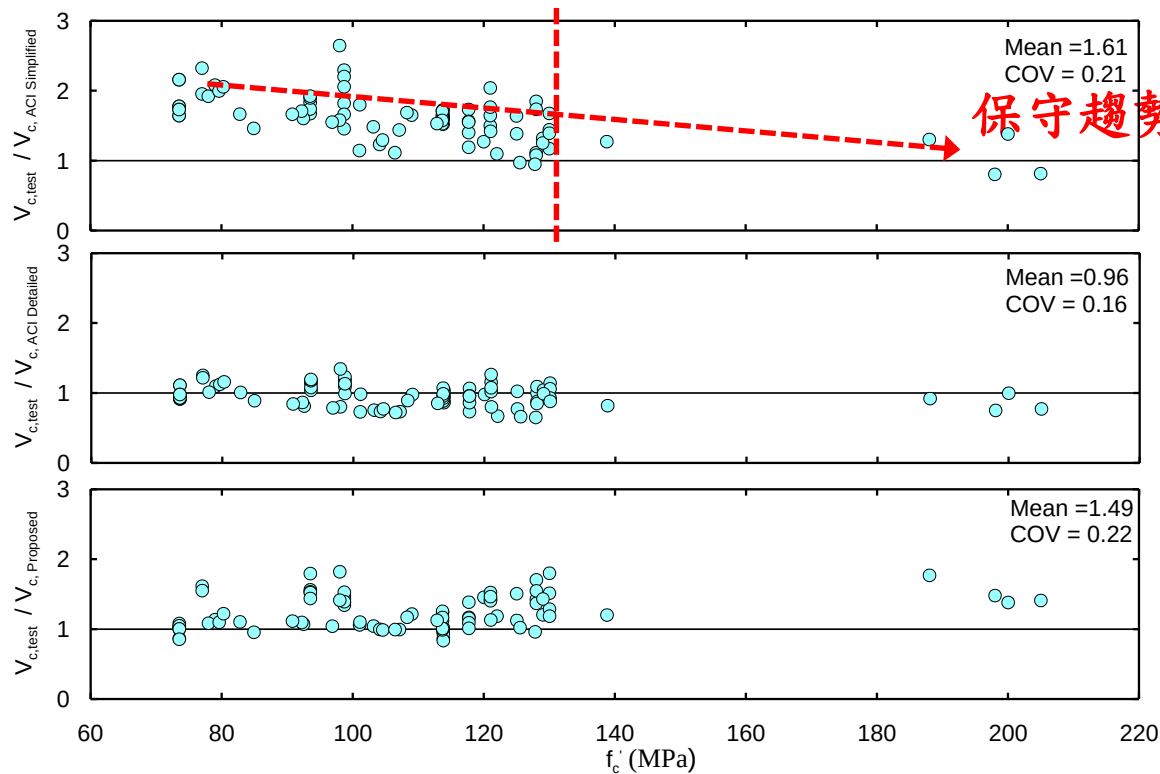
單位：kgf/cm²

分類	現行規範	建議公式
1. 混凝土抗壓強度 上限	$f'_c \leq 700 \text{ kgf/cm}^2$	$f'_c \leq 1300 \text{ kgf/cm}^2$
2. 簡單式	$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d$	
3. 詳細式	$V_c = \left(0.50 \sqrt{f'_c} + 175 \rho_w \frac{V_u d}{M_m} \right) b_w d$ $M_m = M_u - N_u \left(\frac{4h - d}{8} \right)$	
4. 詳細式上限	$V_c = 0.93 \sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{35A_g}}$	$V_c = 0.93 \alpha \sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{1.6 \alpha \sqrt{f'_c} b_w d}}$ $\alpha = \left(1 - 0.85 \sqrt{\frac{N_u}{A_g f'_c}} \right) \quad \text{for} \quad 0 \leq \frac{N_u}{f'_c A_g} \leq 0.6$

混凝土標稱剪力強度 V_c

◎混凝土抗壓強度上限

$$f'_c \cong 1300 (\text{kgf/cm}^2)$$



◎建議上限:

$$\sqrt{f'_c} \leq 36.1 (\sqrt{\text{kgf/cm}^2})$$

$$f'_c \leq 1300 (\text{kgf/cm}^2)$$

混凝土標稱剪力強度 V_c

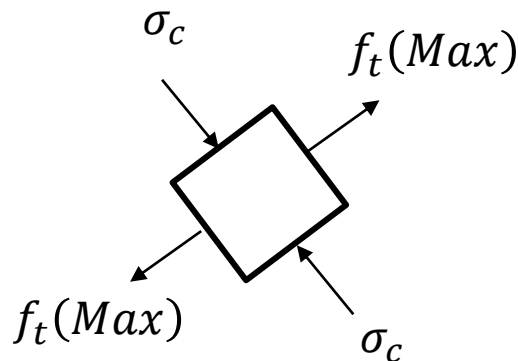
1. 混凝土標稱剪力強度-建議上限值:

$$N_u \uparrow \Rightarrow \alpha \downarrow$$

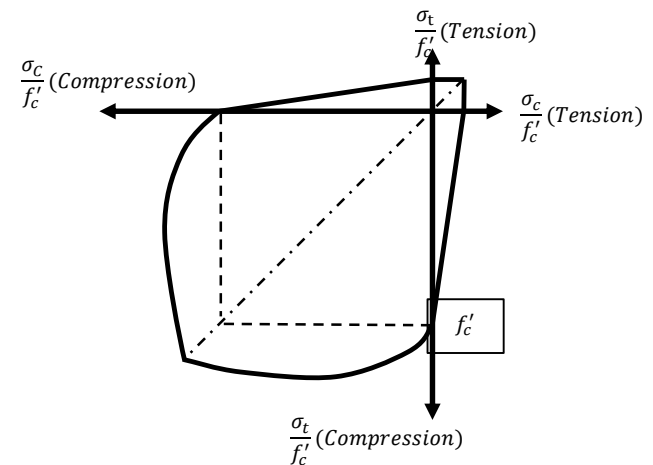
$$V_c = 0.93\alpha\sqrt{f'_c}b_wd\sqrt{1+\frac{N_u}{1.6\alpha\sqrt{f'_c}b_wd}} \quad \alpha = \left(1 - 0.85\sqrt{\frac{N_u}{A_g f'_c}}\right) \quad \text{for } 0 \leq \frac{N_u}{f'_c A_g} \leq 0.6$$

2. 為何修訂上限值?

當混凝土一主軸向受壓時，另一軸向的抗拉強度下降，因此以 α 考量構材軸壓提高時，混凝土抗剪強度隨之下降之行為。



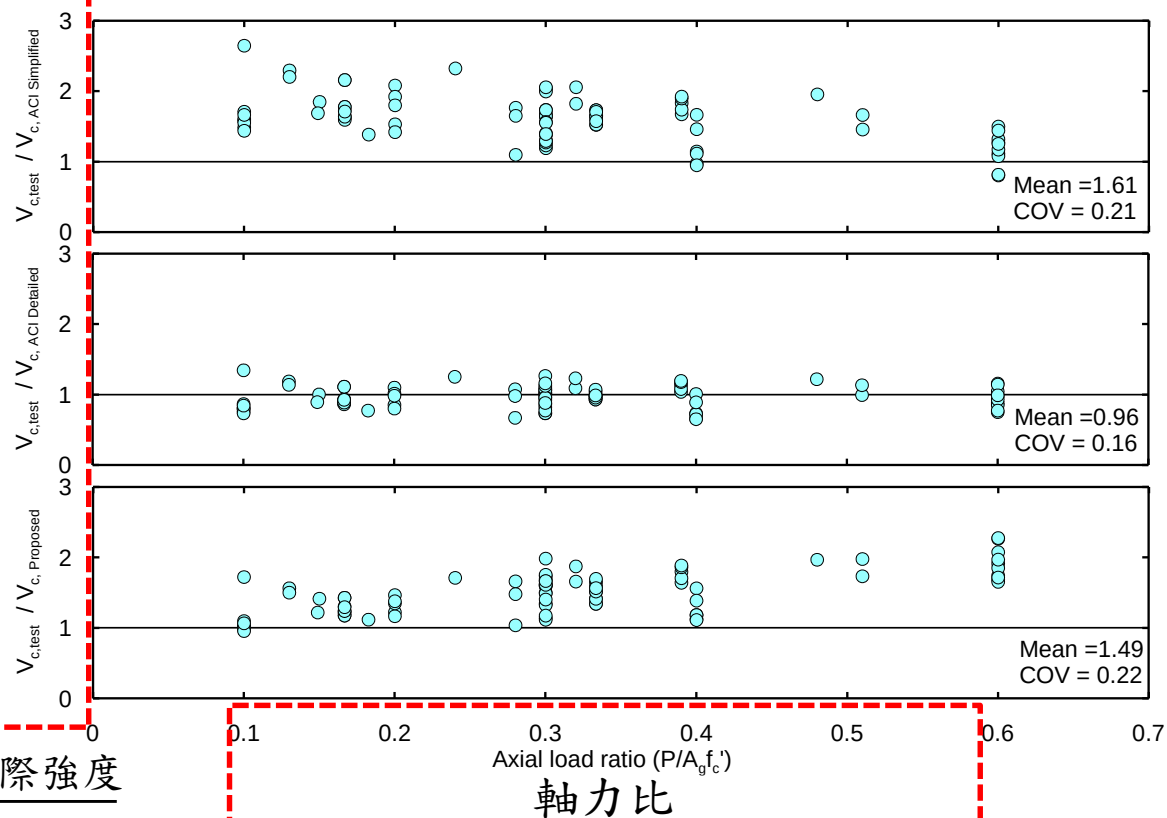
構材主應力微素示意圖



混凝土雙軸拉壓應力之關係圖

混凝土標稱剪力強度 V_c

◎混凝土剪力強度計算模型-保守性比較:



➤ 規範簡單式、建議詳細式在不同軸壓比之計算多數保守

剪力鋼筋之標稱剪力強度 V_s

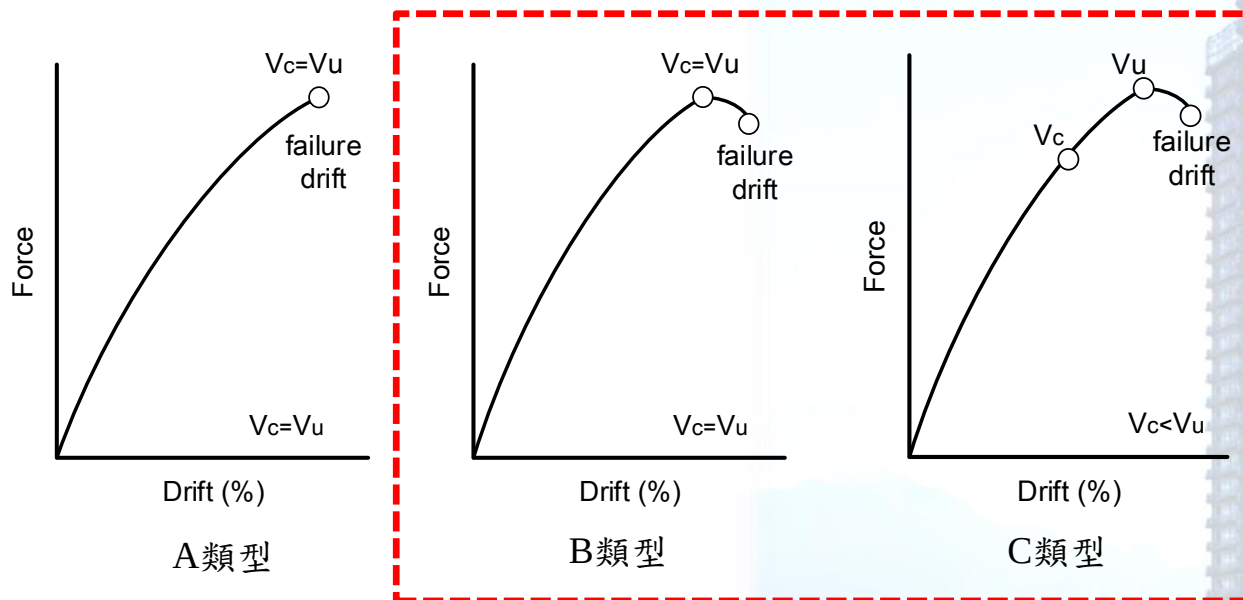
◎現行規範與建議公式列表：

單位：kgf/cm²

剪力鋼筋 規定項目	現行規範	建議公式
設計降伏強度 上限	$f_{yt} \leq 4200 \text{ kgf/cm}^2$	$f_{yt} \leq 6000 \text{ kgf/cm}^2$
標稱剪力強度 V_s	$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$	
最少剪力鋼筋 量 $A_{v,min}$	$A_{v,min} = 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq \frac{3.5 b_w s}{f_{yt}}$	$A_{v,min} = \frac{0.38 V_c s}{f_{yt} d} \beta$ $\beta = \frac{3 N_u}{A_g f'_c} + 0.4 \text{ for } 1.0 \leq \beta \leq 1.3$
鋼筋最大剪力 強度 $V_{s,max}$	$V_{s,max} \leq 2.12 \sqrt{f'_c} b_w d$	

剪力鋼筋之標稱剪力強度 V_s

◎柱剪力破壞模式介紹：



可接受標準



試體發生剪力斜拉裂縫後，
無法提升層間變位角。

剪力鋼筋之標稱剪力強度 V_s

◎柱試體破壞模式與剪力鋼筋應力：

柱試體 名稱	f'_c (MPa)	ρ_t (%)	$\frac{P}{A_g f'_c}$	極限狀態		破壞型 式
				Drift	σ_{st} (MPa)	
A-1	92.5	0.15%	0.1	0.57	638	C
A-2	99.9			0.53	782	C
A-3	96.9	0.26%		0.75	799	C
A-4	107.1			0.79	639	C
A-3.1	92.2	0.26%		0.84	689	C
A-6	90.8	0.59%		1.82	878	C
B-1	108.3	0.15%	0.2	0.59	621	C
B-2	125.0			0.50	225	C
B-3	112.9	0.26%		0.54	178	C
B-4	121.0			0.64	471	C
B-3.1	79.0	0.26%		0.52	630	B
B-5	78.0	0.41%		0.68	786	C
B-6	101.1	0.59%		1.19	751	C

柱試體 名稱	f'_c (MPa)	ρ_t (%)	$\frac{P}{A_g f'_c}$	極限狀態		破壞模式
				Drift	σ_{st} (MPa)	
C-1	104.1	0.15%	0.3	0.42	108	A
C-2	138.8			0.60	114	A
C-3	104.6	0.26%		0.70	657	C
C-4	130			0.62	131	A
C-5	79.6	0.41%		0.48	654	B
C-6	80.3	0.59%		1.07	862	C
D-1	101.1	0.15%	0.4	0.37	281	A
D-2	125.5	0.26%		0.46	149	A
D-3	106.4	0.15%		0.45	184	A
				0.44	158	A
D-4	127.8	0.26%		0.49	726	B
D-5	82.8	0.41%		0.70	868	C
D-6	84.9	0.59%				

剪力鋼筋之標稱剪力強度 V_s

◎剪力鋼筋設計降伏強度上限：

- 柱試體破壞類型A，其剪力鋼筋應力範圍為108-281MPa。
- 柱試體破壞類型B，其剪力鋼筋應力分佈範圍為630-726MPa。
- 柱試體破壞類型C，其剪力鋼筋應力分佈範圍為638-878MPa。

透過最少剪力鋼筋量之規定，可將破壞控制在類型B與C，則

$$f_{yt} \leq 600 \text{ MPa (6000 kgf/cm}^2\text{)}$$

剪力鋼筋之標稱剪力強度 V_s

◎最少剪力鋼筋量 $A_{v,min}$:

1. 設置最小剪力鋼筋量 $A_{v,min}$ 理由:

- (1) 剪力斜向裂縫產生時，剪力鋼筋量過低，可能導致內部應力分配失敗，進而開裂即破壞。
- (2) 增加剪力鋼筋用量，可使破壞模式趨於B、C類型。

2. 最小剪力鋼筋量 $A_{v,min}$ 建議計算式:

$$A_{v,min} = \frac{0.38V_c s}{f_{yt} d} \beta$$

$$\beta = \frac{3N_u}{A_g f_c} + 0.4 \text{ for } 1.0 \leq \beta \leq 1.3$$

※混凝土強度越大，
剪力斜向裂縫對
應強度越大

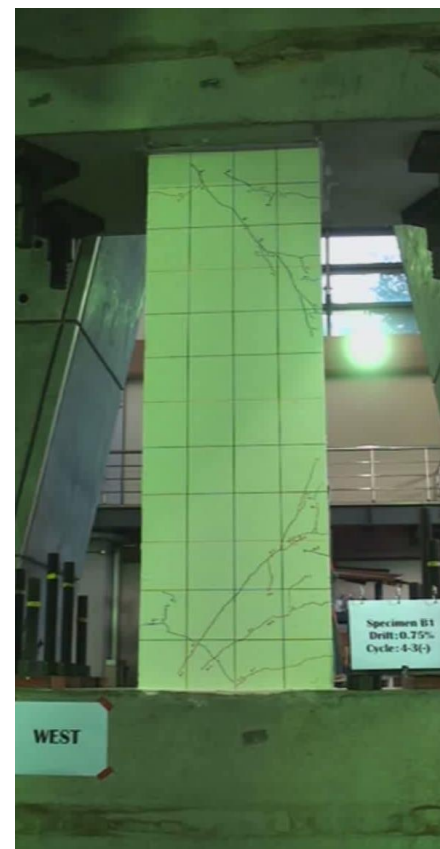
➤ 最小剪力鋼筋量
應與混凝土強度
呈正比例關係

剪力鋼筋之標稱剪力強度 V_s

◎剪力開裂後應力重分配：



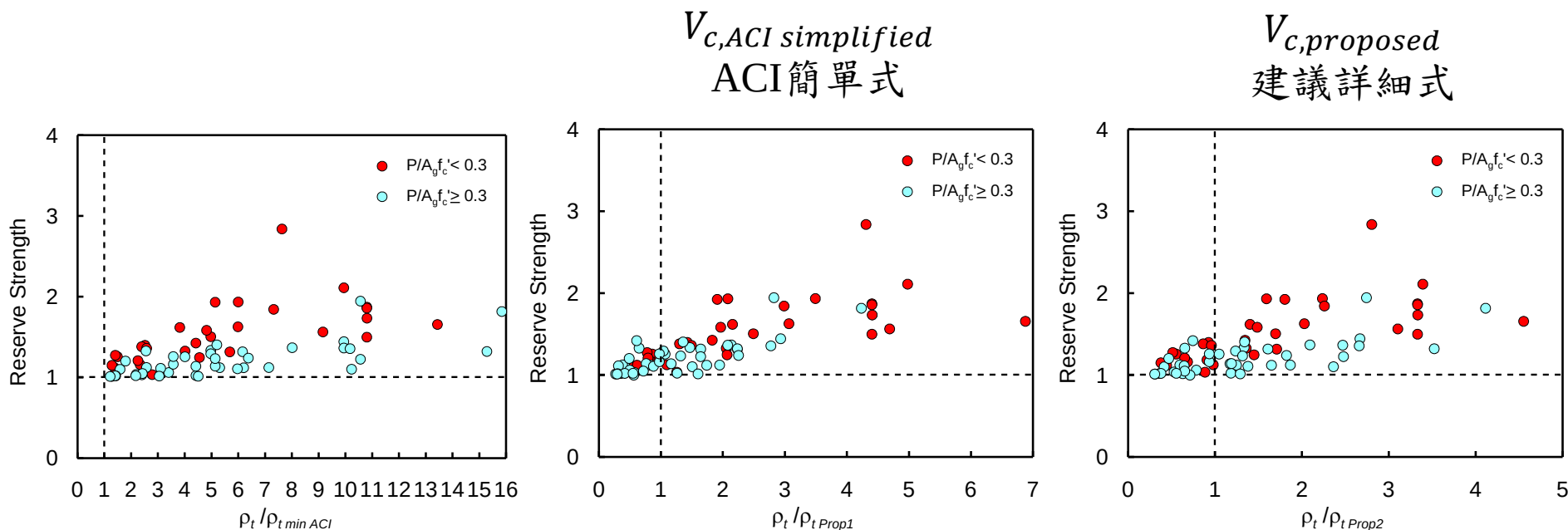
剪力鋼筋抗剪力不足以承擔混凝土開裂造成之力量重分配



剪力鋼筋抗剪力有效承擔混凝土開裂造成之力量重分配

剪力鋼筋之標稱剪力強度 V_s

◎最少剪力鋼筋量驗證 $A_{v,min}$:

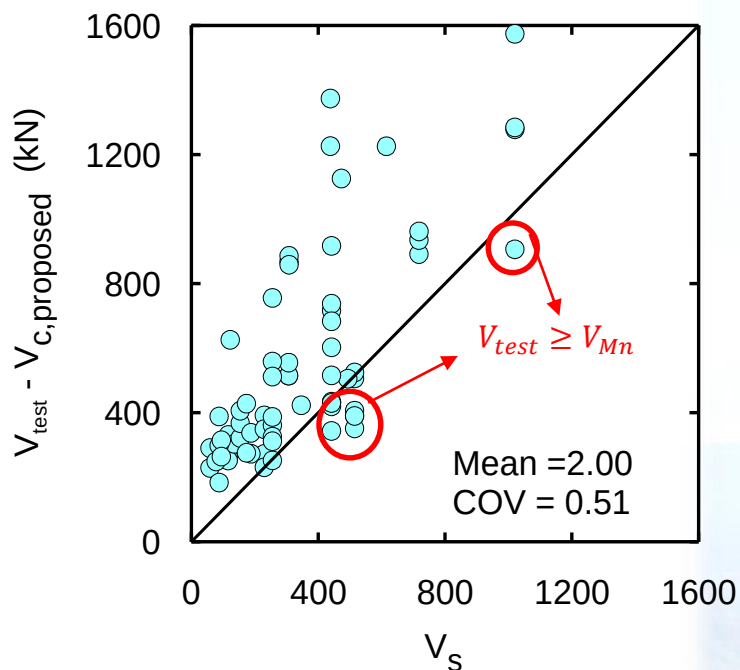


建議公式: $A_{v,min} = \frac{0.38V_s}{f_{yt}d} \beta$ $\beta = \frac{3N_u}{A_g f'_c} + 0.4$ for $1.0 \leq \beta \leq 1.3$

現行規範: $A_{v,min} = 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq \frac{3.5 b_w s}{f_{yt}}$

剪力鋼筋之標稱剪力強度 V_s

◎ 剪力鋼筋標稱剪力強度 V_s - 驗證:



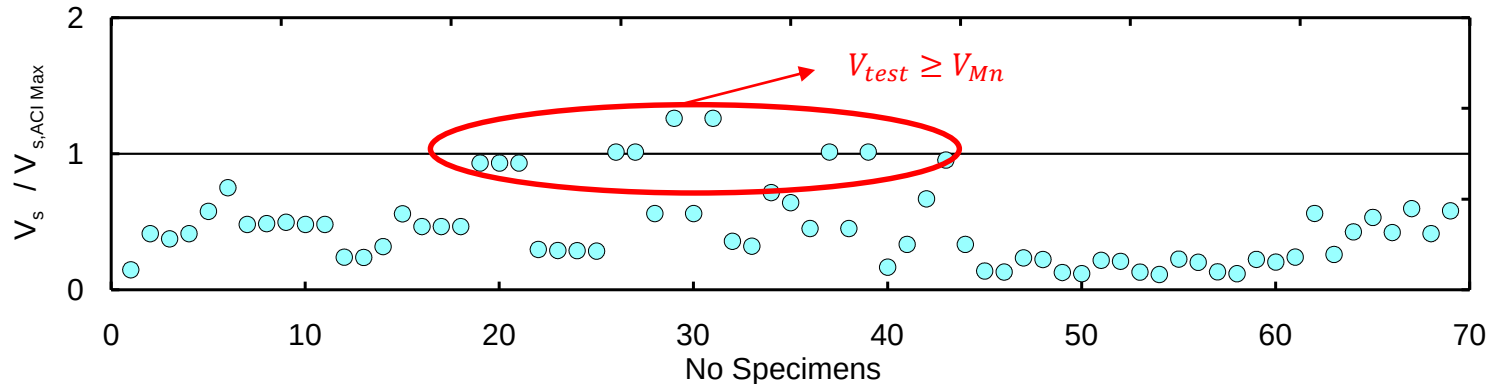
$$V_s = \frac{A_v}{s} f_{yt} d \text{ and } f_{yt} \leq 600 \text{ MPa}$$

剪力鋼筋之標稱剪力強度 V_s

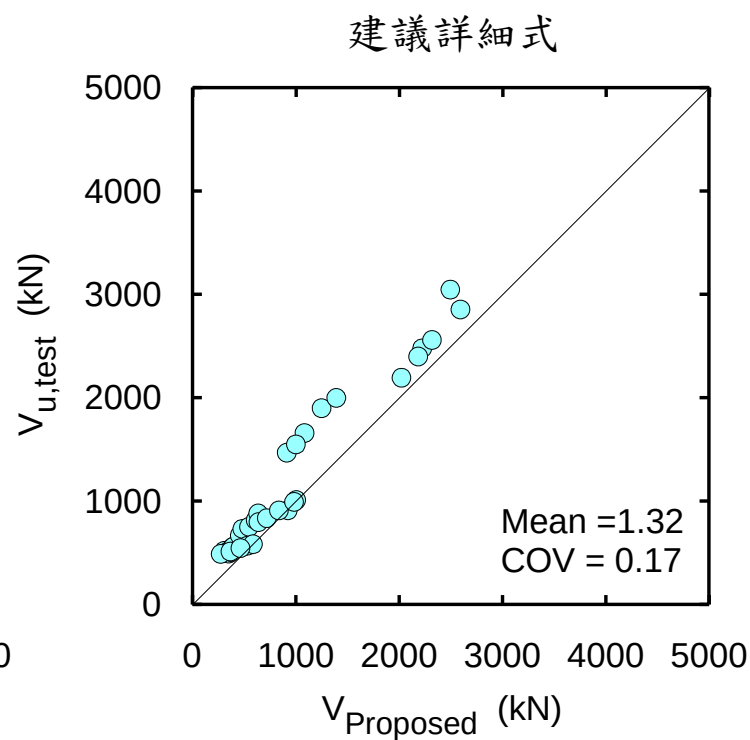
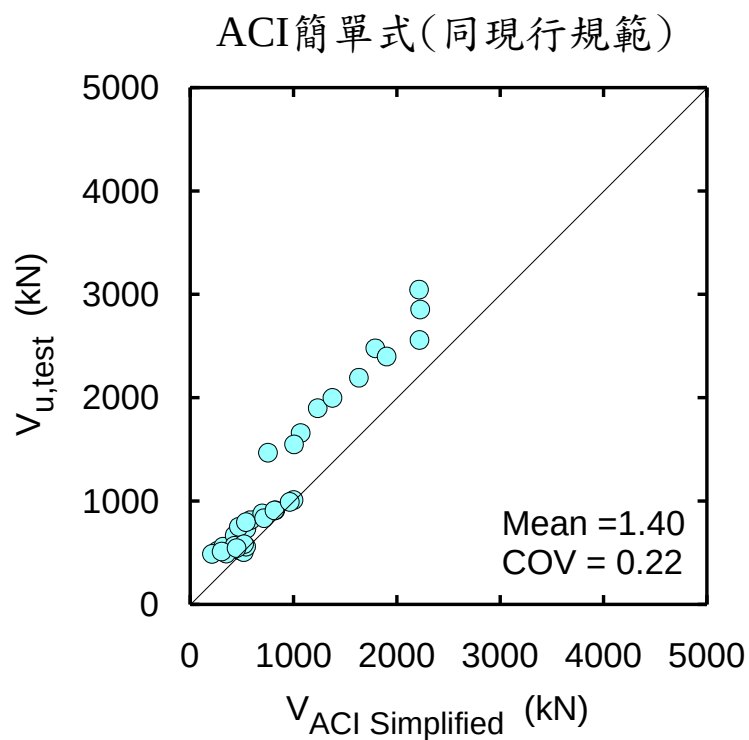
◎ 剪力鋼筋最大剪力強度 $V_{s,max}$ ：

- $V_{s,max}$ 此上限值之訂定，為避免因剪力鋼筋過多，使得剪力鋼筋未達最大應力前，壓力區混凝土已先壓碎。

$$V_{s,max} = 0.66\sqrt{f'_c}b_wd$$



構材標稱剪力強度 V_n - 保守性驗證



- 現行規範剪力強度簡單式、建議之詳細式可保守預測資料庫內試體之剪力強度。

四、耐震圍束設計

- 前言
- 設計公式
- 測試計畫
- 討論
- 研究結論

前言-臺灣高樓層建築發展

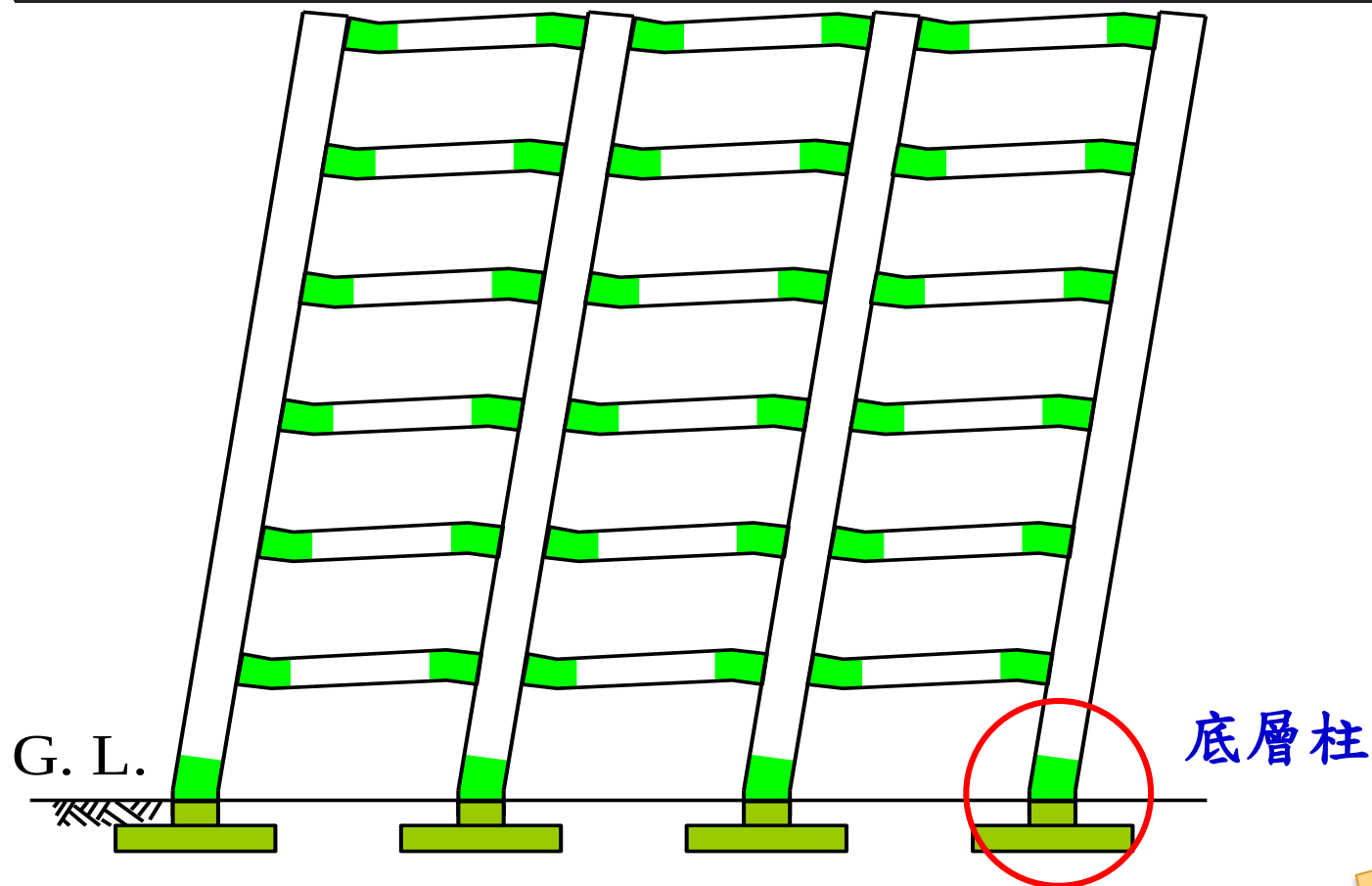


$2.2 < \text{高深比} < 3$
柱尺寸過大



使用高強度材料
縮減尺寸

前言-高樓層建築之底層柱



- 承受極大之軸力
- 變形能力降低



耐震圍束效果？

重要

前言-柱變形能力之合格標準

	$0.8V_{\max}$時之 層間位移比
設計地震 (回歸期為 475 年)	2%
最大考量地震 (回歸期為 2500 年)	3%

取3%為合格標準

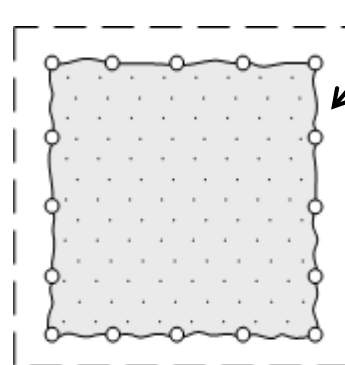
設計公式

現行土木401-100規範設計公式

- 橫箍柱 (土木 401-100)

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} \geq \max \begin{cases} 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.3 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \end{cases}$$

保護層剝落



其中 $f_{yt} \leq 700\text{MPa}$

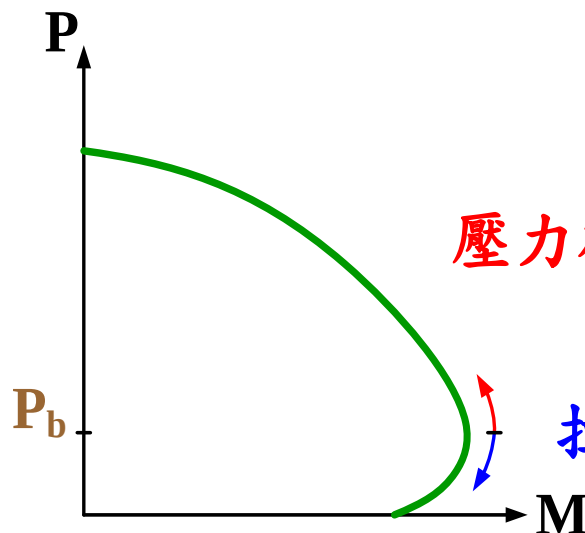
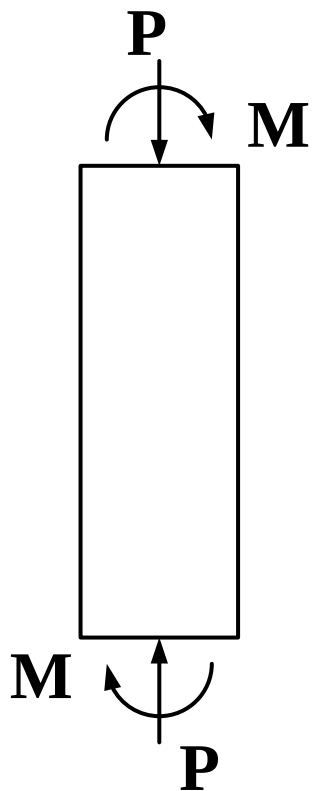
美國現行ACI 318-14規範設計公式

➤ 橫箍柱 (ACI 318-14)

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.3 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ 0.2 k_f k_n k_p \frac{f'_c}{f_{yt}} \frac{A_g}{A_{ch}} \quad \begin{array}{l} \text{當 } P > 0.3 A_g f'_c \\ \text{或 } f'_c > 70 \text{ MPa} \end{array} \end{array} \right.$$

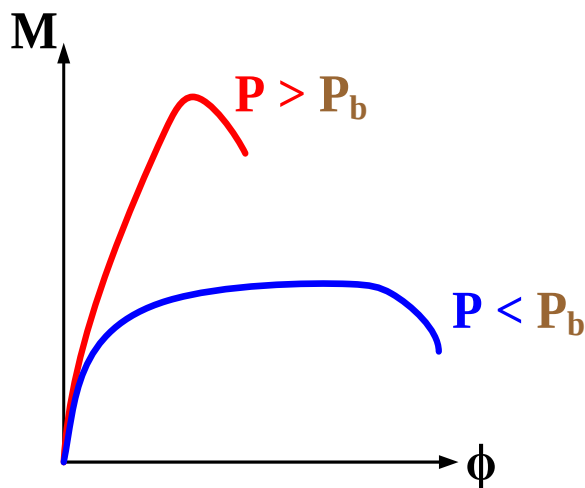
其中 $f_{yt} \leq 700 \text{ MPa}$

鋼筋混凝土柱之軸力破壞行為



壓力破壞：混凝土受壓擠碎破壞，
但拉力鋼筋未降伏

拉力破壞：拉力鋼筋先降伏，而
混凝土擠碎破壞在後



軸力參數 k_p

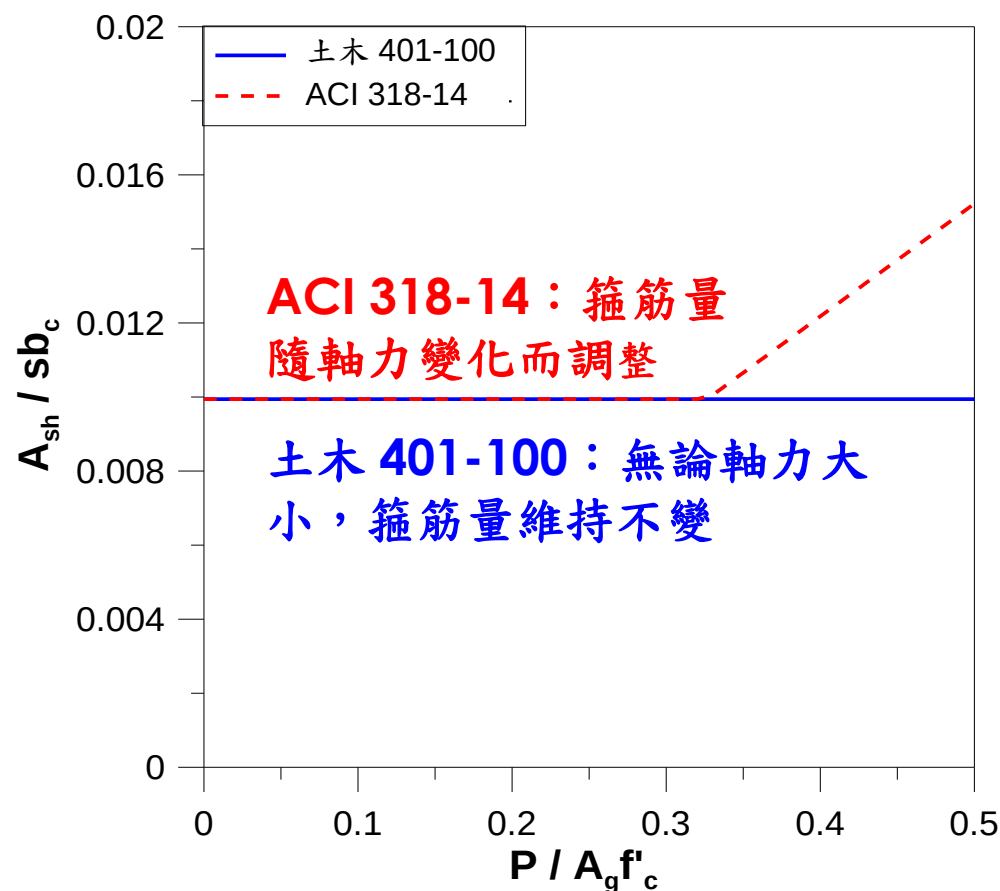
$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.2k_f k_n \mathbf{k_p} \frac{f'_c}{f_{yt}} \frac{A_g}{A_{ch}}$$

$$\mathbf{k_p} = \frac{P}{A_g f'_c}$$

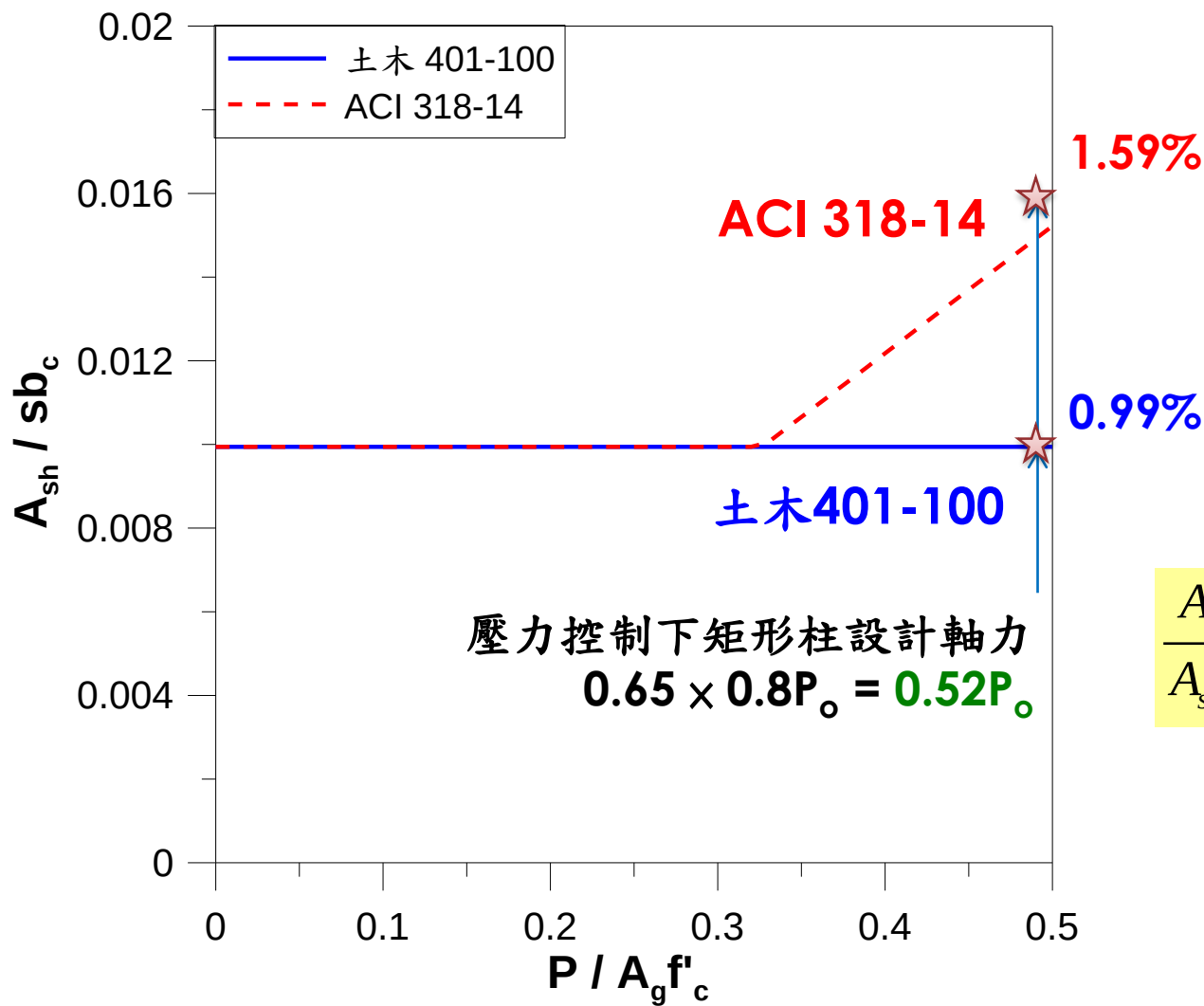
承受軸力



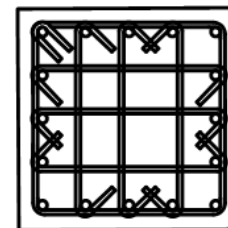
圍束箍筋量



高軸力作用下圍束箍筋量之差異



Study Case:



$$f'_c = 70 \text{ MPa}$$

$$f_y = 685 \text{ MPa}$$

$$f_{yt} = 785 \text{ MPa}$$

壓力控制下矩形柱設計軸力
 $0.65 \times 0.8P_o = 0.52P_o$

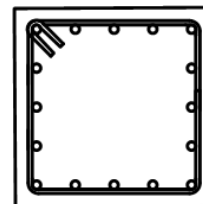
$$\frac{A_{sh} / sb_c, \text{ACI 318-14}}{A_{sh} / sb_c, \text{土木 401-100}} = 1.61$$

高軸力作用下圍束箍筋配置之差異

$$\frac{P}{A_g f'_c} = 0.45 > 0.3$$

Study Case:

(600×600mm)



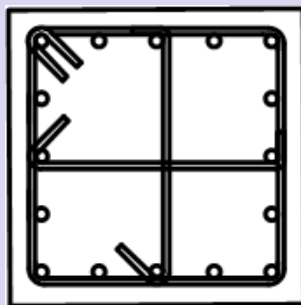
土木 401-100

ACI 318-14

普通強度

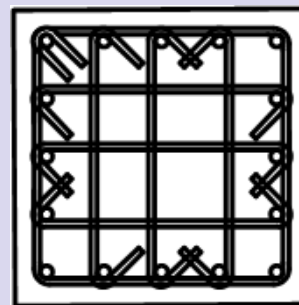
$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{yt} = 420 \text{ MPa}$$



$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.73\%$$

D13 @100mm



$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 1.02\%$$

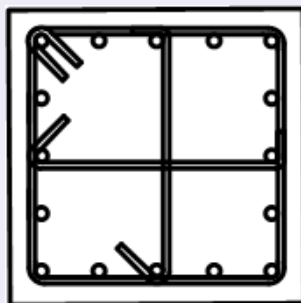
D13 @120mm

+40%

高強度

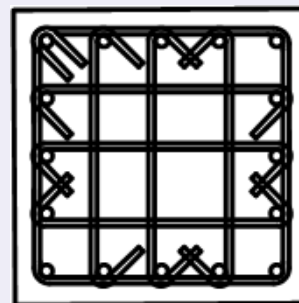
$$f'_c = 70 \text{ MPa}$$

$$f_{yt} = 785 \text{ MPa}$$



$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 1.14\%$$

D16 @100mm

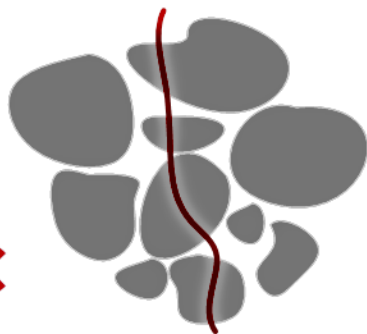
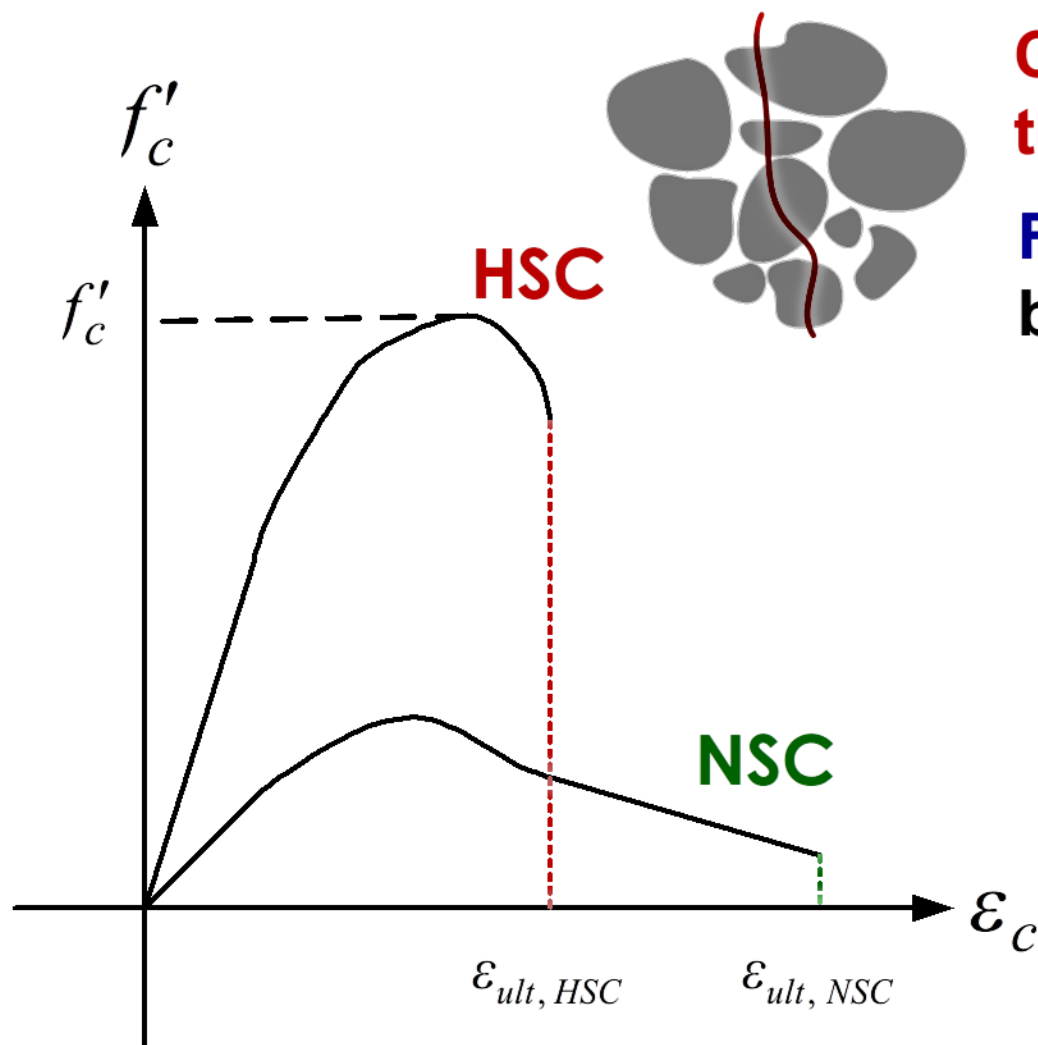


$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 1.59\%$$

D16 @120mm

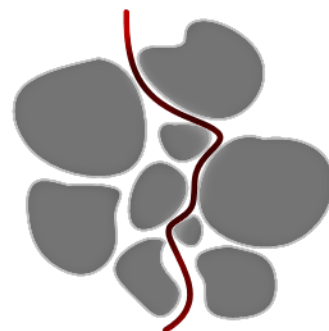
+40%

高強度混凝土之脆性行為



Cracks propagate cutting through aggregates

**Fewer crack paths
brittle**



Mortar paste cracking

**Abundant crack paths
less brittle**

混凝土強度參數 k_f

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.2 k_f k_n k_p \frac{f'_c}{f_{yt}} \frac{A_g}{A_{ch}}$$

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0$$

混凝土強度



圍束箍筋量

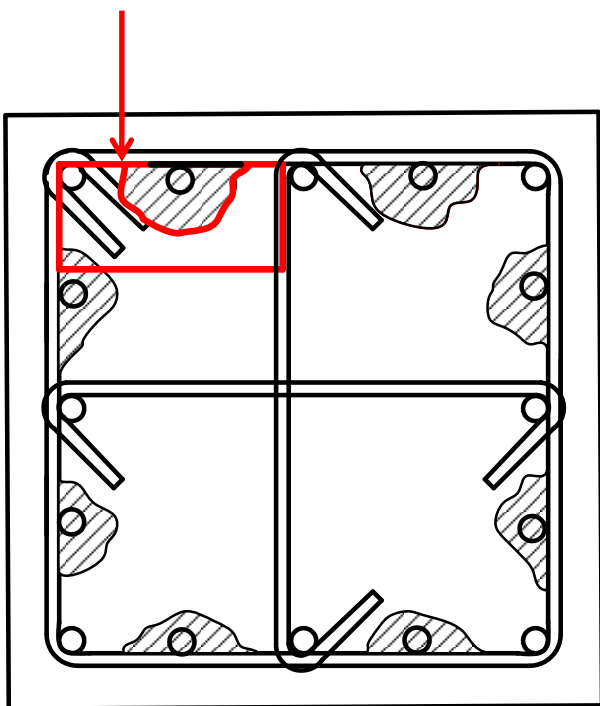


f'_c (MPa)	k_f
70	1.0
100	1.17

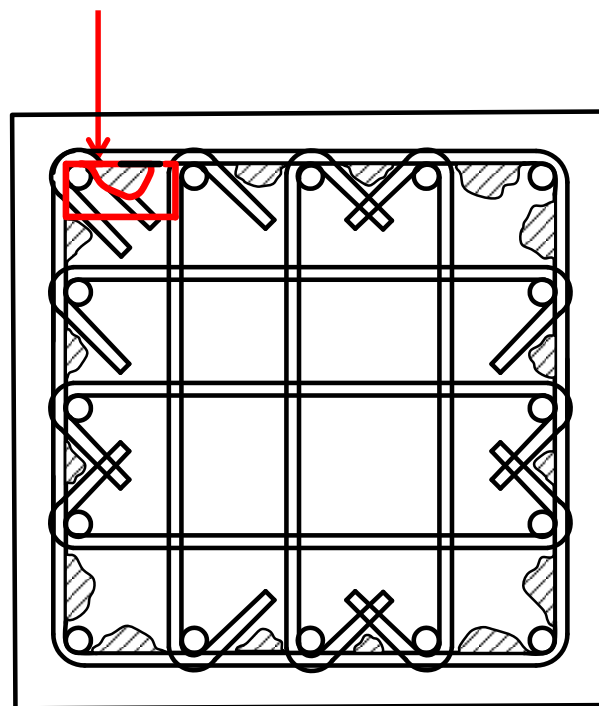
+17%

橫箍柱圍束之拱效應

拱效應



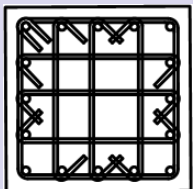
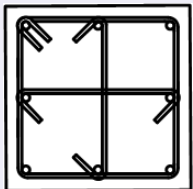
較佳之拱效應



彎鉤有效性參數 k_n

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.2k_f k_n k_p \frac{f'_c}{f_{yt}} \frac{A_g}{A_{ch}}$$

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2}$$

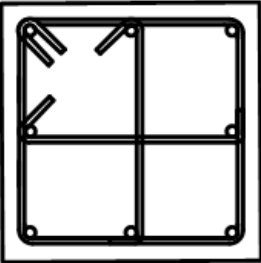
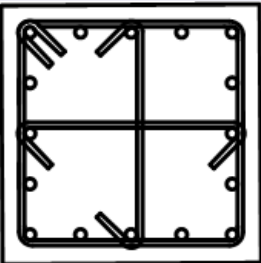
n_l	k_n
 16	1.14
 8	1.33

+17%

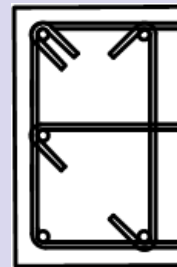
n_l 為受耐震彎鉤圍束之主筋數量

所有主筋必須使用耐震彎鉤加以圍束

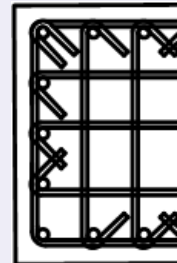
k_n 對於圍束箍筋配置之影響

	土木 401-100	ACI 318-14
 單側耐震彎鉤	OK	NG
 隔根挫曲圍束	OK	NG

ACI 31



雙側耐震



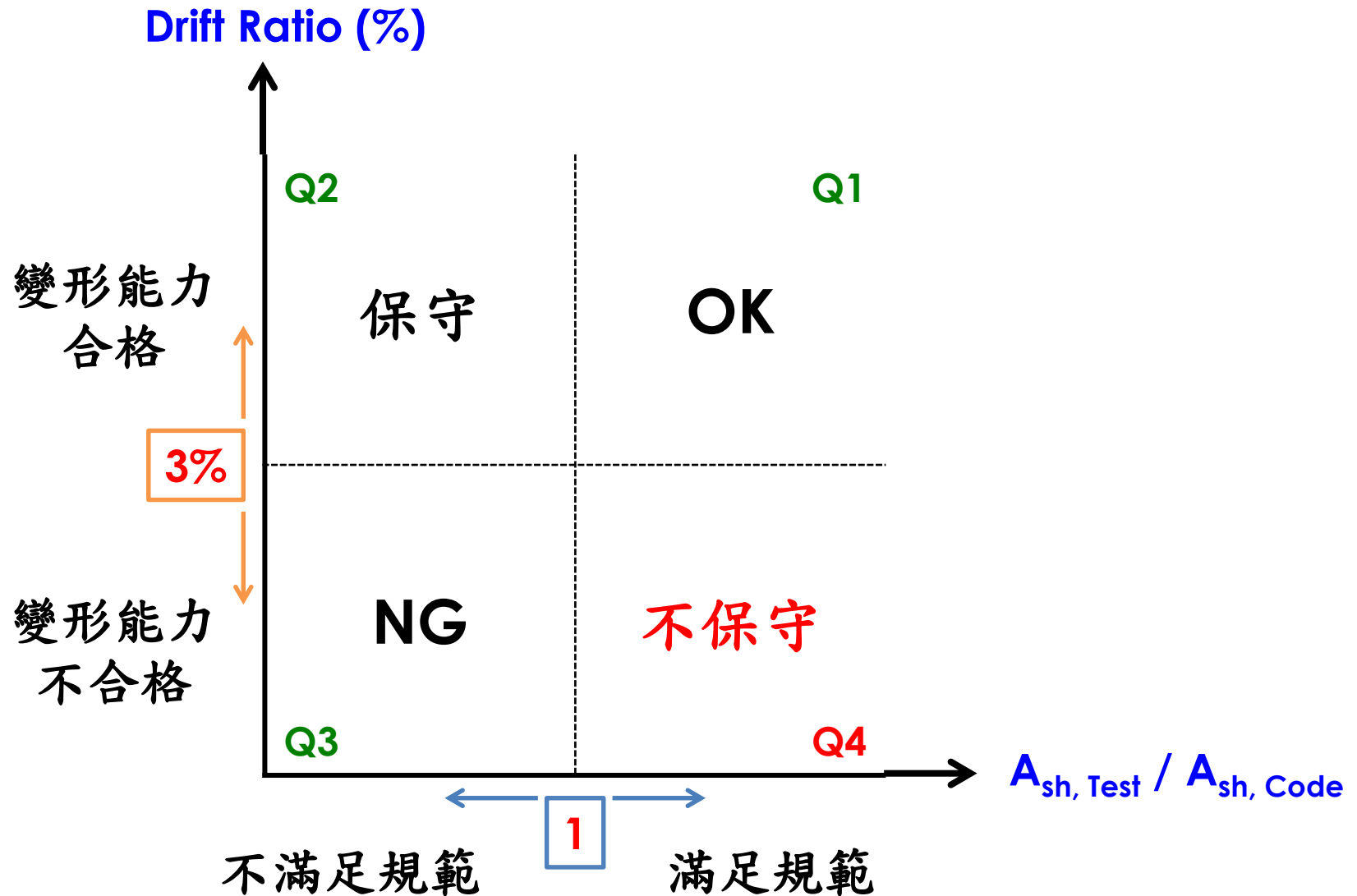
全部挫曲

PEER 柱測試資料庫

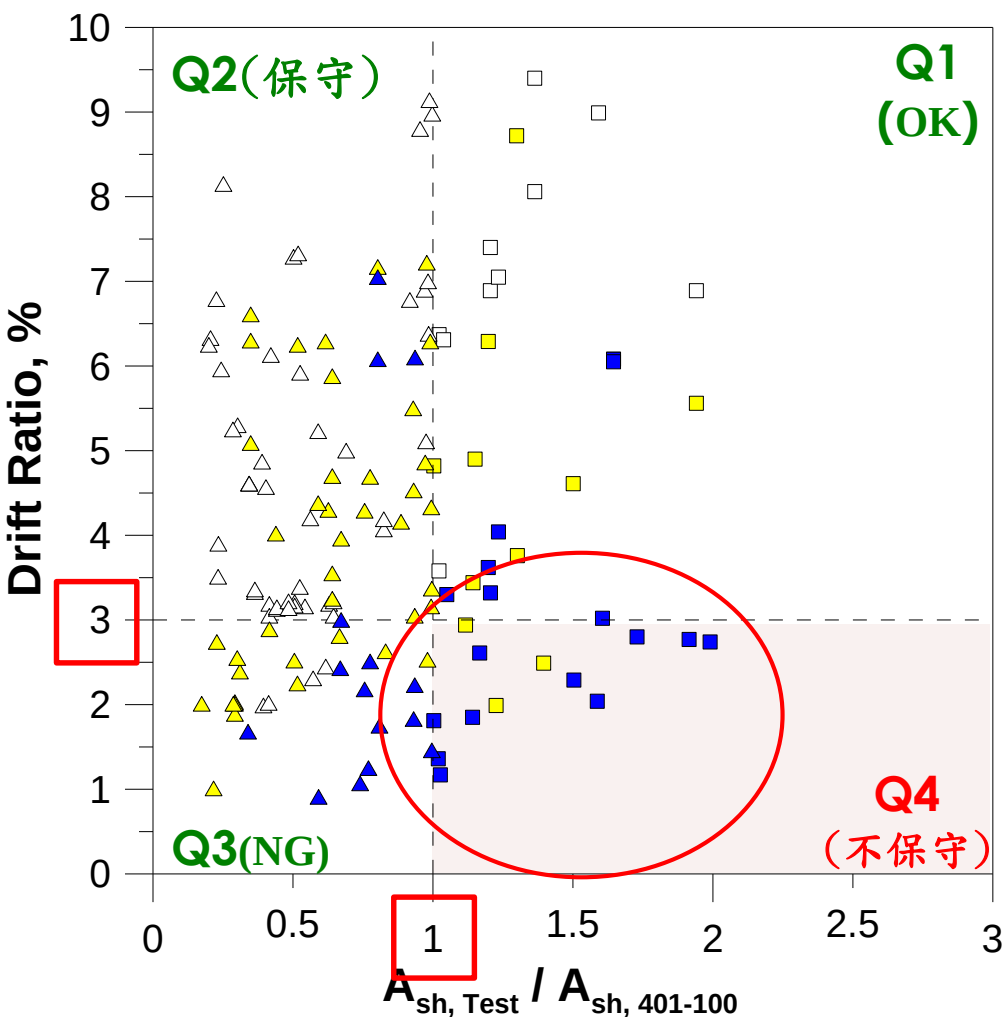
- Most of the database was assembled by Michael Berry, Haili Camarillo (2003)
- Number of **Rectangular Columns** specimen : 145
- Number of **Spiral Reinforced Columns** specimen : 50

Parameter	Value		
	Minimum	Maximum	Average
f_{yt} , ksi (MPa)	36 (255)	200 (1420)	80 (550)
f'_c , ksi (MPa)	3 (20.2)	17 (118.0)	8.6 (60.4)
s , in. (mm)	1 (25.4)	9 (229)	3 (77.5)
A_{sh}/sb_c , %	0.11	3.43	1.14
A_{st}/A_g , %	1.01	6.03	2.37
A_g , in. ² (mm ²)	36 (23,200)	558 (360,000)	143 (92,500)
$P/A_g f'_c$	0.00	0.80	0.28

柱變形能力之檢討方式



以土木 401-100 檢核 PEER 資料庫



不滿足規範

$\triangle P / A_g f'_c < 0.2$

$\triangle 0.2 \leq P / A_g f'_c < 0.4$

$\triangle 0.4 \leq P / A_g f'_c$

滿足規範

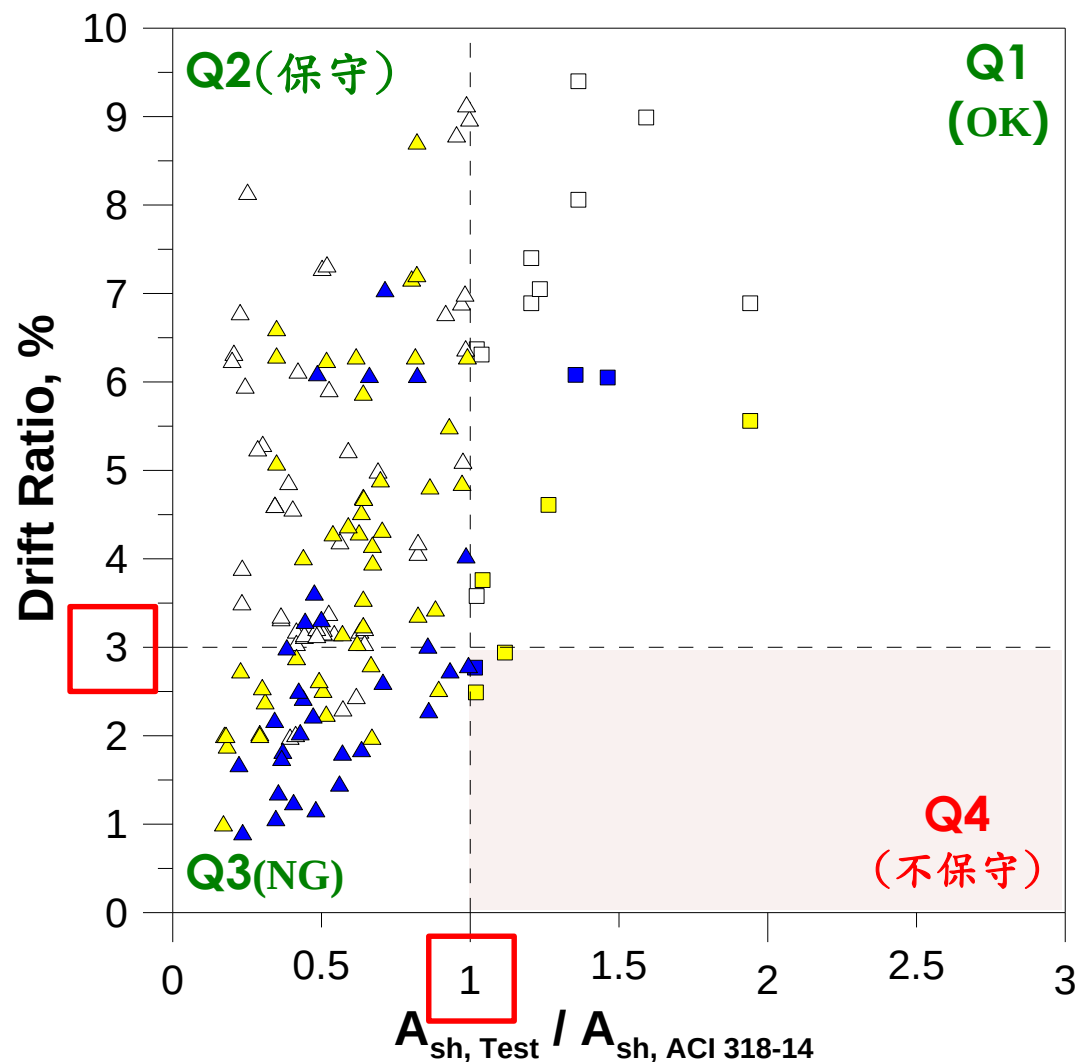
$\square P / A_g f'_c < 0.2$

$\square 0.2 \leq P / A_g f'_c < 0.4$

$\square 0.4 \leq P / A_g f'_c$

不保守點多為高軸力柱試體

以 ACI 318-14 檢核 PEER 資料庫



不滿足規範

$\triangle P / A_g f'_c < 0.2$

$\triangle 0.2 \leq P / A_g f'_c < 0.4$

$\triangle 0.4 \leq P / A_g f'_c$

滿足規範

$\square P / A_g f'_c < 0.2$

$\square 0.2 \leq P / A_g f'_c < 0.4$

$\square 0.4 \leq P / A_g f'_c$

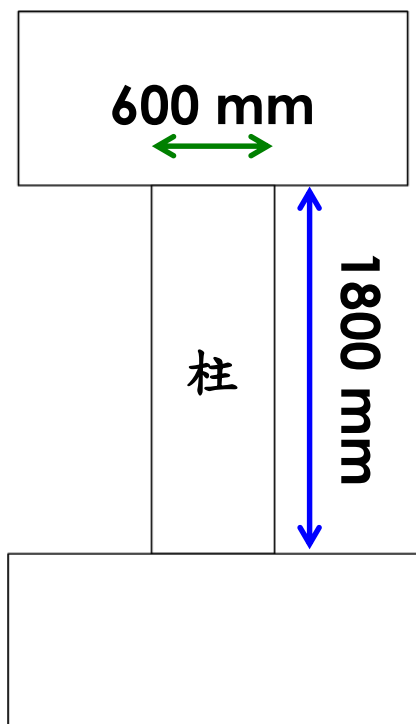
規範趨於保守

測試計畫

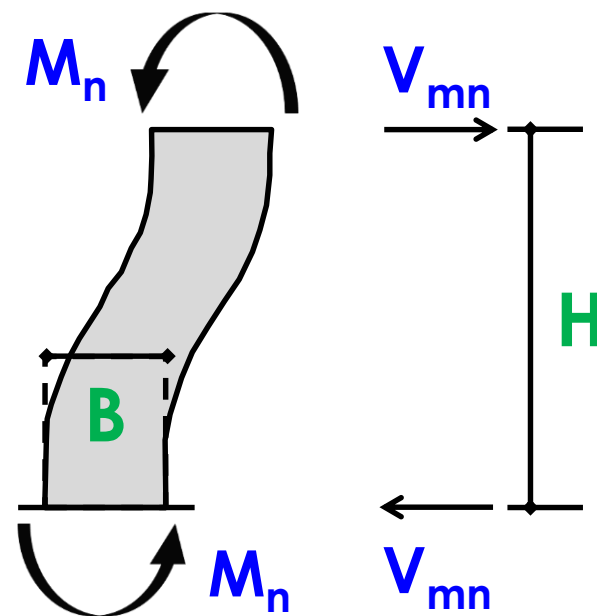
NCREE柱試體規劃

① $H/B \geq 3$ (符合現況)

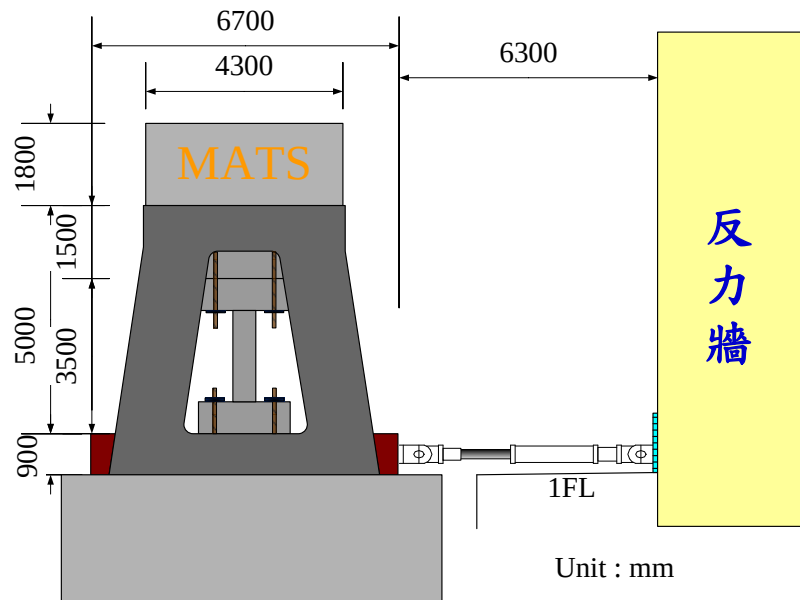
② 雙曲率加載 (作用剪力高)



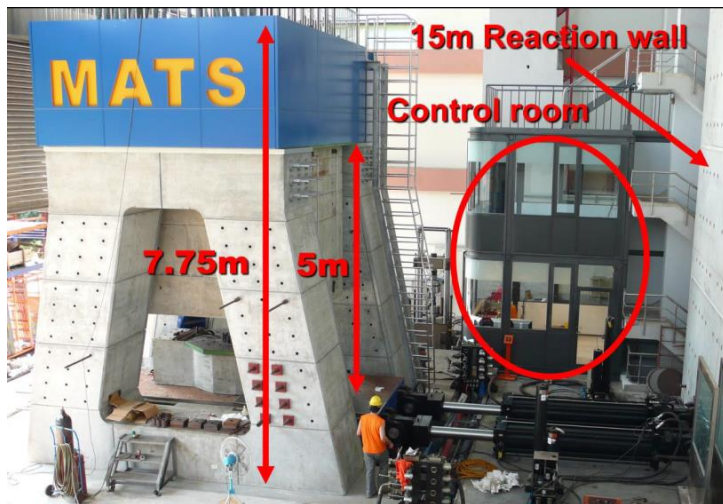
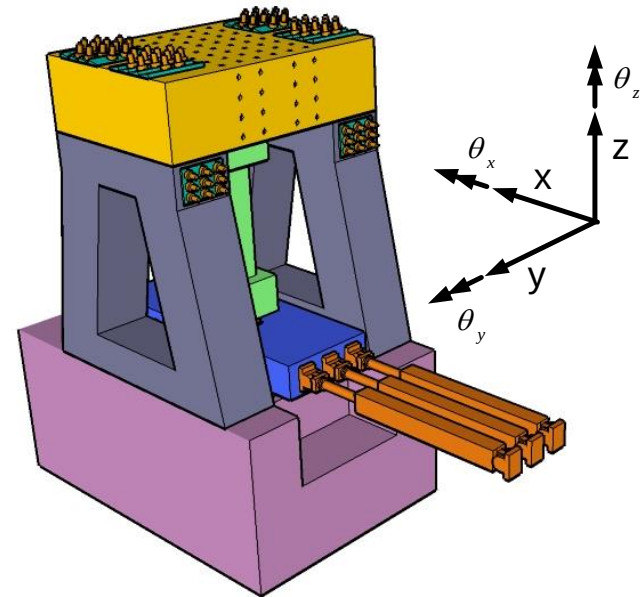
$$V_{mn} = \frac{M_n}{H/2}$$



NCREE 實驗設備



Multi-Axial Testing System

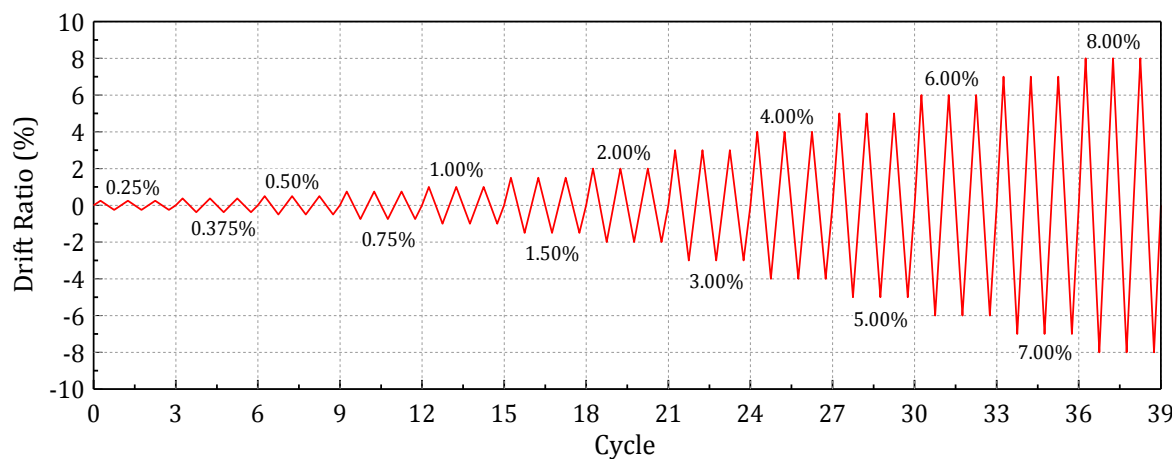
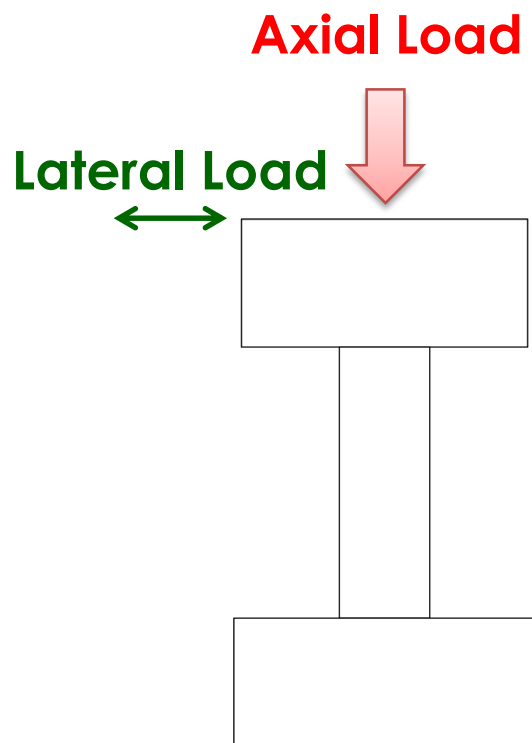


	x	y	z
Load (tf)	400	200	4,000
Disp. (m)	±1.2	±0.1	0.15

側力加載歷時

$$P \geq 0.3A_g f'_c$$

固定軸力下進行反覆載重試驗



NCREE 歷年高強度矩形柱試體

設計強度

年度	2010	2011	2013	2014
試體數量	5	4	3	4
f'_c (MPa)	70、100	70、100	100	70
f_y (MPa)	685			
f_{yt} (MPa)	785			
主筋比	2.25%	2.25%	2.94%	2.60%
A_{sh}/sb_c	0.87% ~ 1.22%	1.22% ~ 1.90%	2.11%	1.35%
$P/A_g f'_c$	0.52 ~ 0.57	0.29 ~ 0.46	0.36	0.42 ~ 0.46

總計

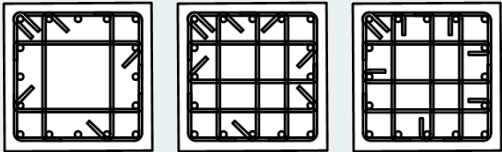
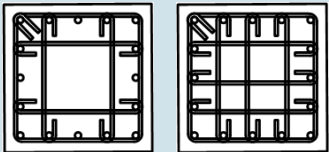
16

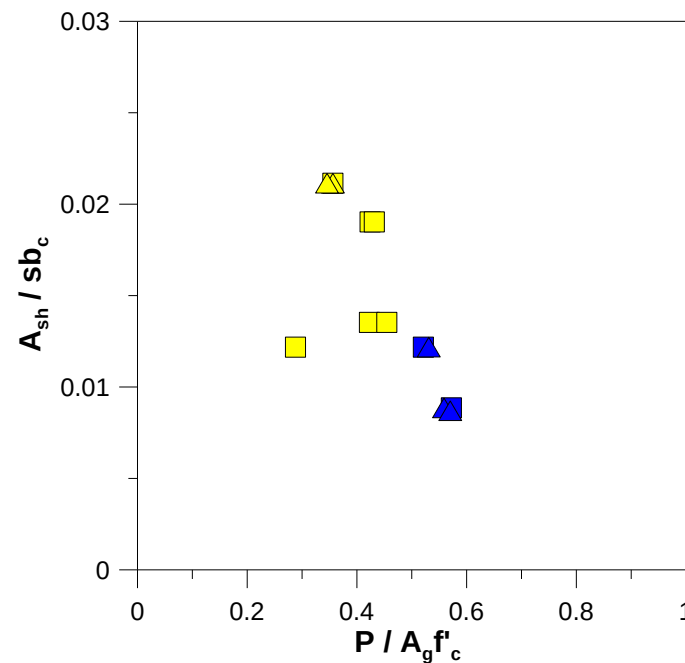
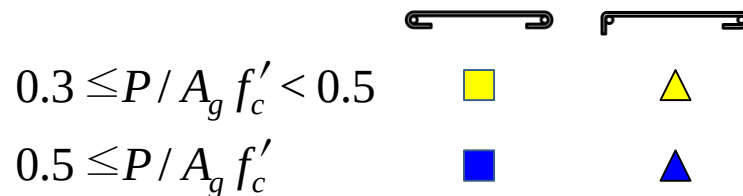
NCREE設計參數之差異

• 軸力大小

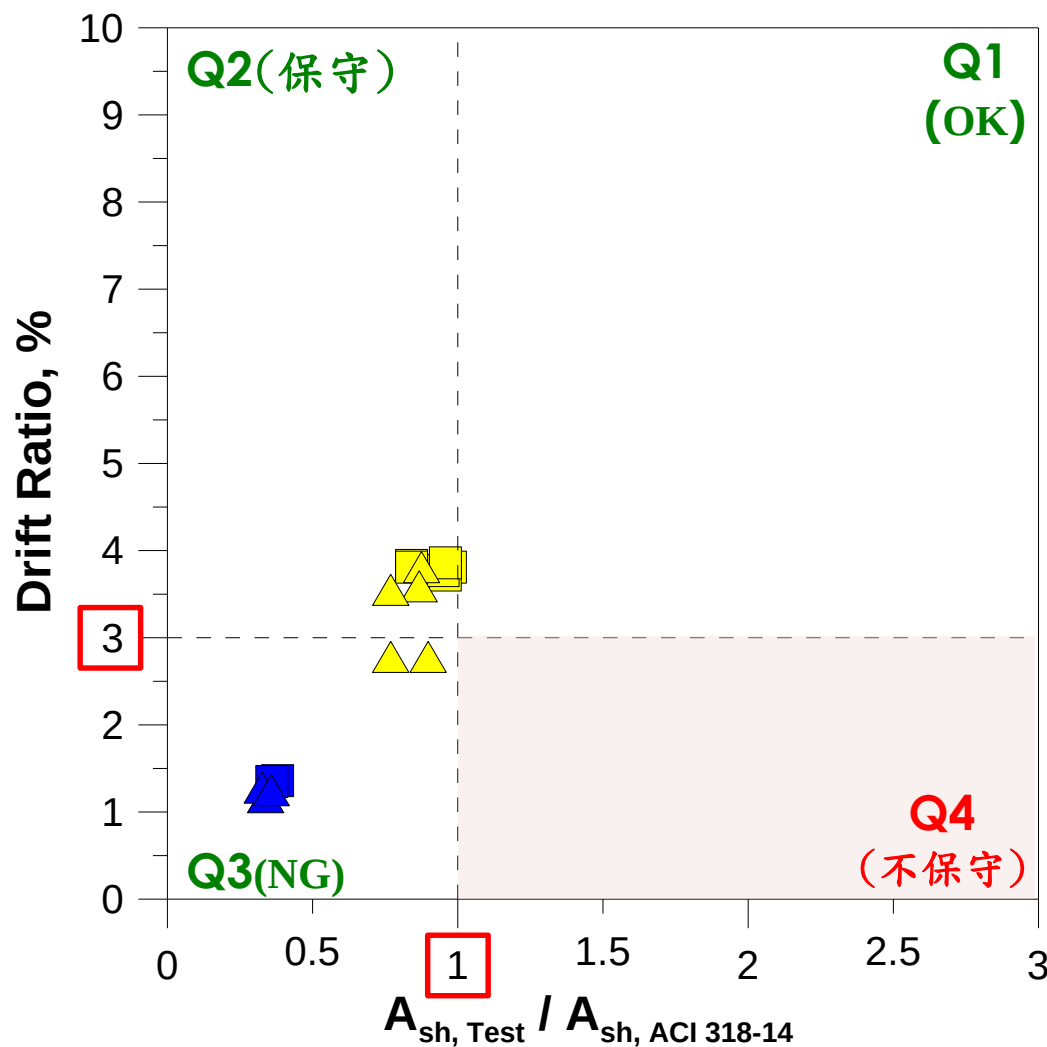
$0.3 \leq P / A_g f'_c < 0.5$	11
$0.5 \leq P / A_g f'_c$	5

• 繫筋彎鉤型式

單側 耐震彎鉤		8
兩側 耐震彎鉤		8



以 ACI 318-14 檢核 NCREE 資料庫



$0.3 \leq P / A_g f'_c < 0.5$  

$0.5 \leq P / A_g f'_c$  

1. 兩種彎鉤配置皆未出現於，右下角不保守區域。
2. 相近的橫向箍筋用量比例下，兩種彎鉤配置，多數得相近的層間位移比。

討論

- f_{yt} 強度設計上限
- 繫筋端部彎鉤細節

討論

- f_{yt} 強度設計上限
- 繫筋端部彎鉤細節

橫向箍筋降伏現象

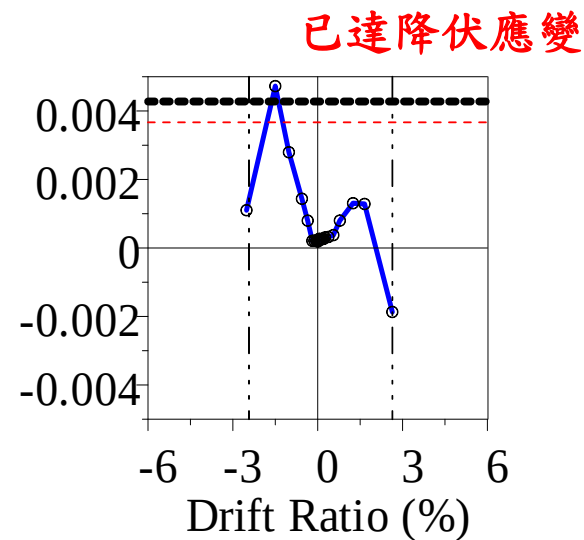
- 部分橫向鋼筋達降伏應變，甚至斷裂



橫向鋼筋鬆脫



橫向鋼筋斷裂



材料強度： $f_{yt} = 785 \text{ MPa}$

設計上限： $f_{yt} \leq 700 \text{ MPa}$



橫箍柱設計公式

- 美國 **ACI 318-14**

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.3 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ 0.2 k_f k_n k_p \frac{f'_c}{f_{yt}} \frac{A_g}{A_{ch}} \end{array} \right.$$

其中 $f_{yt} \leq \cancel{700} \text{MPa}$

$f_{yt} \leq 800 \text{MPa}$

- 紐西蘭 **NZS 3101: 2006**

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = \left(\frac{1.3 - \rho_t m}{3.3} \frac{A_g}{A_{ch}} \frac{f'_c}{f_{yt}} \frac{P}{\phi A_g f'_c} \right) - 0.006$$

其中 $f_{yt} \leq 800 \text{MPa}$

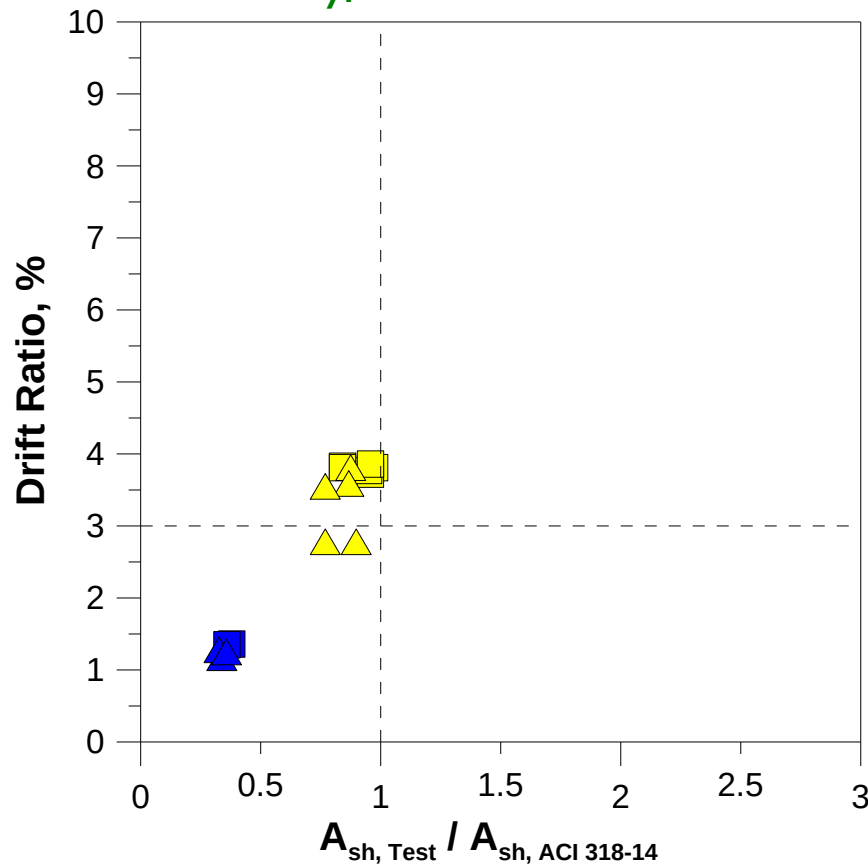
橫向鋼筋 f_{yt} 提高至 800 MPa

$$0.3 \leq P / A_g f'_c < 0.5$$

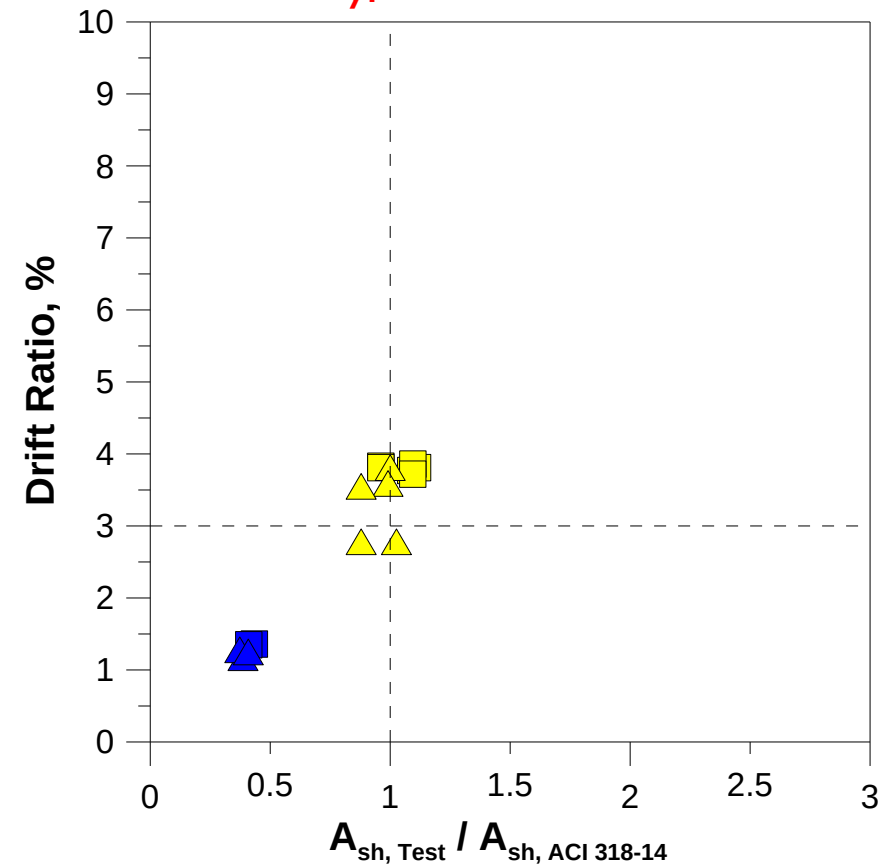
$$0.5 \leq P / A_g f'_c$$



$f_{yt} \leq 700 \text{ MPa}$



$f_{yt} \leq 800 \text{ MPa}$



設計公式之修訂建議

ACI 318-14

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.3 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ 0.2 k_f k_n k_p \frac{f'_c}{f_{yt}} \frac{A_g}{A_{ch}} \end{array} \right.$$

其中 $f_{yt} \leq 700 \text{MPa}$

主筋必須使用耐震彎鉤加以圍束

修訂建議

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.3 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ 0.2 k_f k_n k_p \frac{f'_c}{f_{yt}} \frac{A_g}{A_{ch}} \end{array} \right.$$

❶ 其中 $f_{yt} \leq \cancel{700} \text{MPa}$
 800MPa

圍束箍筋配置之差異

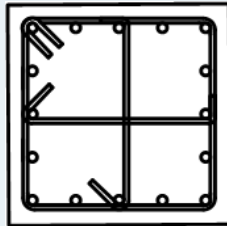
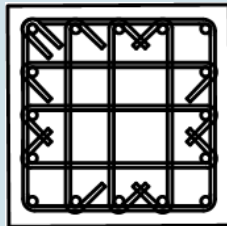
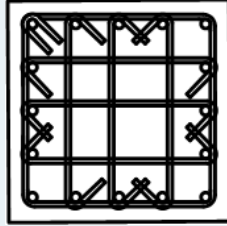
Study Case:
(600×600mm)

高強度材料

$$f'_c = 70 \text{ MPa}$$

$$f_{yt} = 785 \text{ MPa}$$

$$\frac{P}{A_g f'_c} = 0.45 > 0.3$$

土木 401-100	$f_{yt} \leq 700 \text{ MPa}$	$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 1.04\%$	 D16@110mm	
ACI 318-14	$f_{yt} \leq 700 \text{ MPa}$ $k_n = 1.14$	$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 1.46\%$	 兩側耐震彎鉤 D16@130mm	+40%
修訂建議	$f_{yt} \leq 800 \text{ MPa}$ $k_n = 1.14$	$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 1.27\%$	 兩側耐震彎鉤 D16@150mm	-13%

討論

- f_{yt} 強度設計上限
- 繫筋端部彎鉤細節

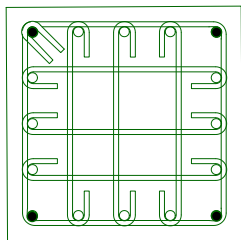
箍筋配置細節試體參數

	T70-1	T70-2	T70-3	T70-4
斷面尺寸 (mm)	600×600			
彎鉤型式				
f'_c (MPa)	70			
f_y (MPa)	685			
f_{yt} (MPa)	785			
垂直鋼筋	4-D32, 8-D25			
主筋比	2.60%			
橫向鋼筋	D13@90mm			
A_{sh}/sb_c	1.35%			

交錯配置之影響

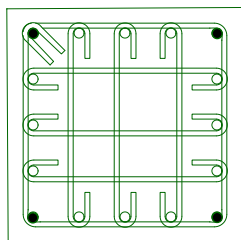
T70-1

180°-180°彎鉤



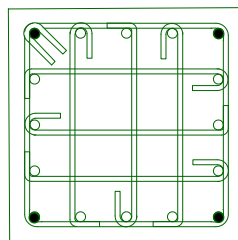
T70-3

180°-180°彎鉤



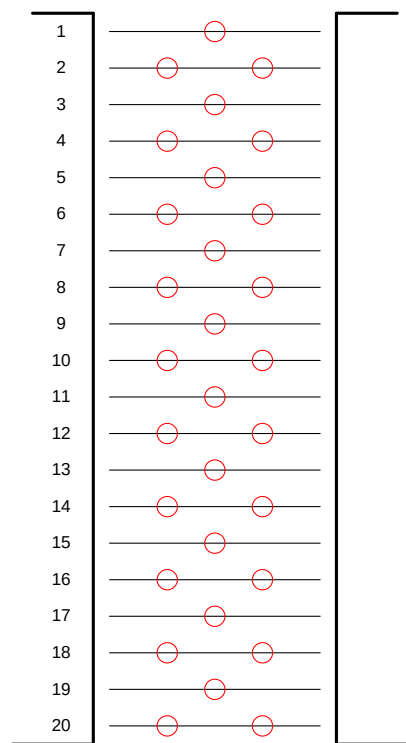
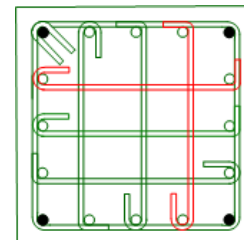
T70-2

90°-180°彎鉤
交錯配置

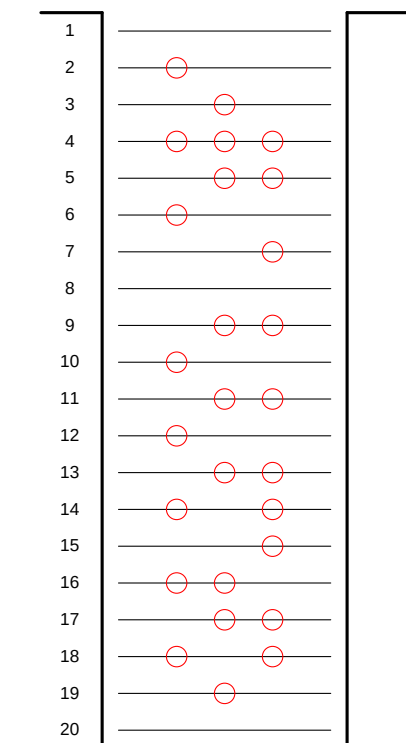


T70-4

90°-180°彎鉤
非交錯配置



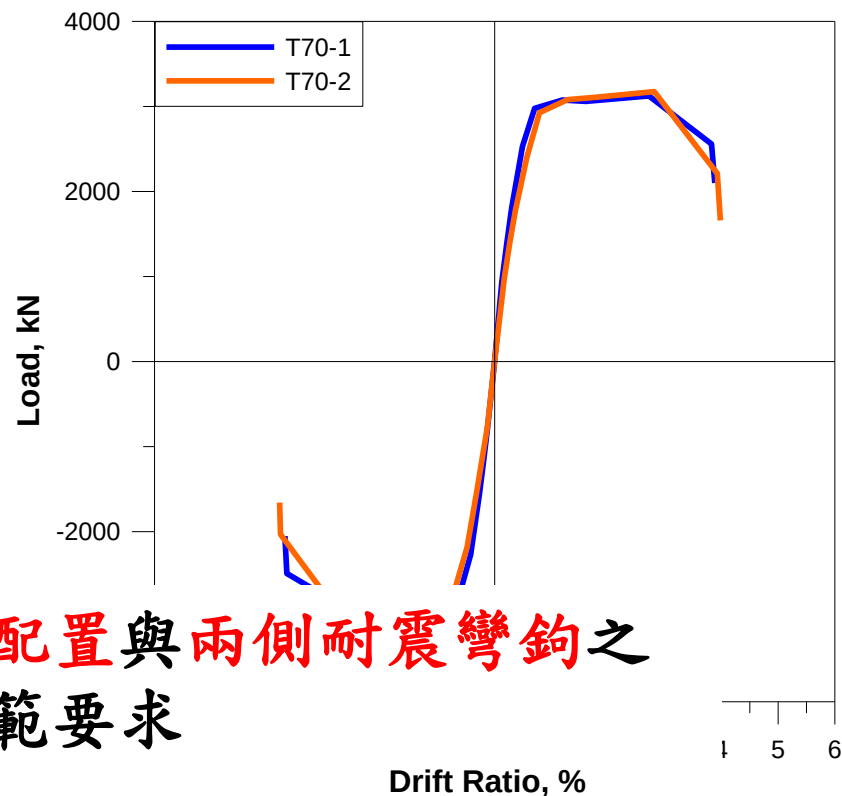
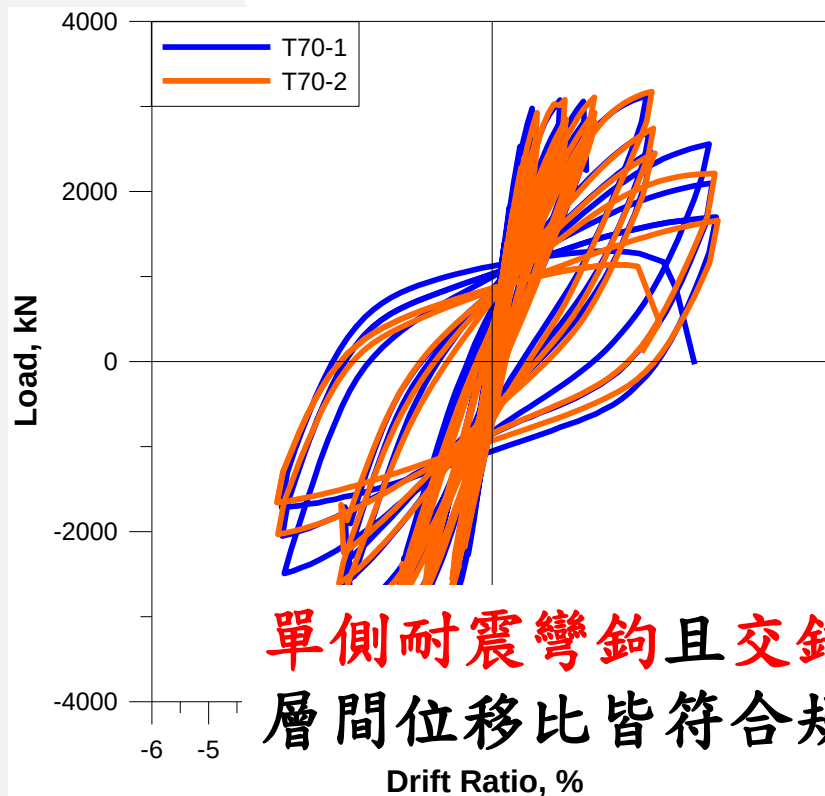
○ 90°彎鉤端



○ 90°彎鉤端

遲滯迴圈與包絡線

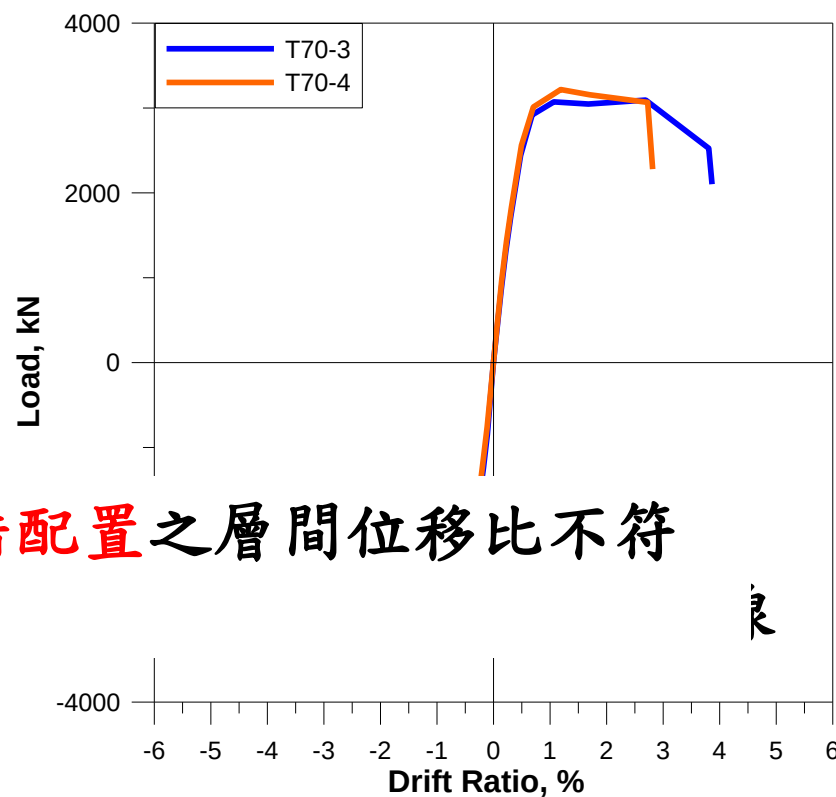
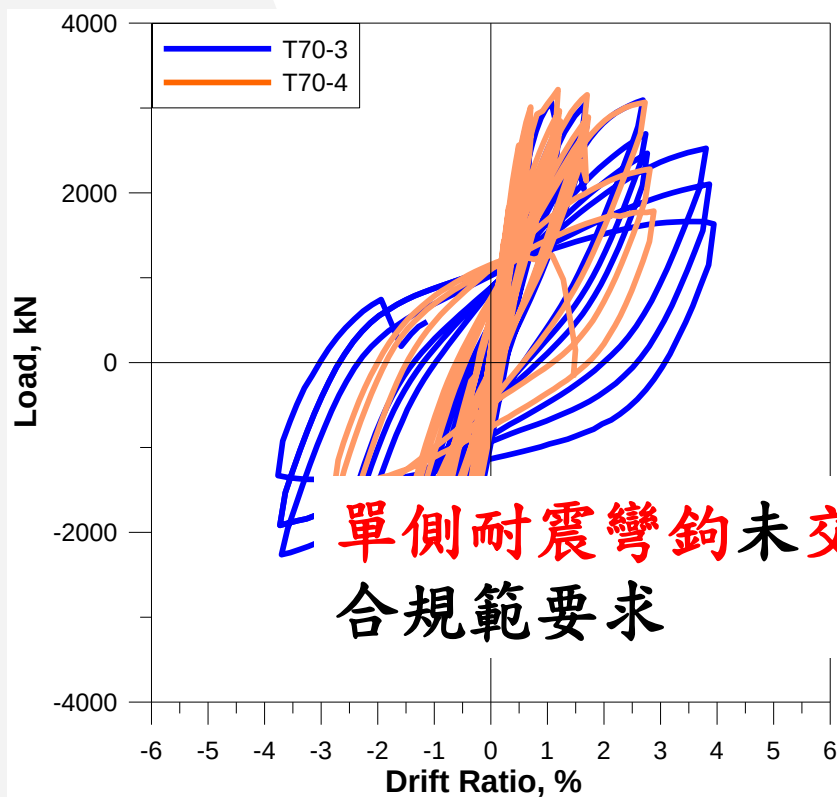
Specimen ID	f'_c (MPa)	V_{max} (kN)	Drift@ V_{max} (%)	$0.8V_{max}$	Drift@ $0.8V_{max}$ (%)	$P/A_g f'_c$
T70-1	81.94	3122	2.72	2498	3.83	0.42
T70-2	81.94	3174	2.82	2539	3.55	0.42



單側耐震彎鉤且交錯配置與兩側耐震彎鉤之層間位移比皆符合規範要求

遲滯迴圈與包絡線

Specimen ID	f'_c (MPa)	V_{max} (kN)	Drift@ V_{max} (%)	$0.8V_{max}$	Drift@ $0.8V_{max}$ (%)	$P/A_g f'_c$
T70-3	77.91	3092	2.69	2473	3.81	0.45
T70-4	77.91	3216	1.19	2573	2.78	0.45



單側耐震彎鉤未交錯配置之層間位移比不符
合規範要求

良

設計公式之修訂建議

ACI 318-14

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.3 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ 0.2 k_f k_n k_p \frac{f'_c}{f_{yt}} \frac{A_g}{A_{ch}} \end{array} \right.$$

其中 $f_{yt} \leq 700 \text{MPa}$

所有主筋必須使用耐震彎鉤加以圍束

修訂建議

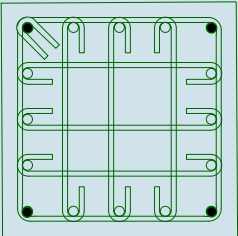
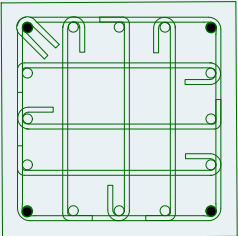
$$\frac{A_{sh}}{sb_c} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.3 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ 0.2 k_f k_n k_p \frac{f'_c}{f_{yt}} \frac{A_g}{A_{ch}} \end{array} \right.$$

① 其中 $f_{yt} \leq \cancel{700 \text{MPa}}$
 800MPa

②

放寬使用單側耐震彎鉤且交錯配置，
但須提高圍束箍筋量

圍束箍筋配置之差異

	$P = 0.4 A_g f'_c$	$P = 0.5 A_g f'_c$
T70-1 	$f_{yt} \leq 800 \text{ MPa}$ $k_n = 1.14$ $\frac{A_{sh}}{sb_c} = 1.12\%$ D16@170mm	$f_{yt} \leq 800 \text{ MPa}$ $k_n = 1.14$ $\frac{A_{sh}}{sb_c} = 1.46\%$ D16@130mm
T70-2 	$f_{yt} \leq 800 \text{ MPa}$ $k_n = 1.25$ $\frac{A_{sh}}{sb_c} = 1.27\%$ D16@150mm	$f_{yt} \leq 800 \text{ MPa}$ $k_n = 1.25$ $\frac{A_{sh}}{sb_c} = 1.59\%$ D16@120mm
	+13%	+9%

研究結論

研究結論

- 建議採用 ACI 318-14 之柱圍束箍筋量設計公式，但作局部修正
- 橫向鋼筋 f_{yt} 提高至 800 MPa，可降低圍束箍筋量
- 應可放寬使用單側耐震彎鉤並交錯配置，但須提高圍束箍筋量

設計公式修訂建議

- 橫箍柱 (**ACI 318-14**)

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.3 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ 0.2 k_f k_n k_p \frac{f'_c}{f_{yt}} \frac{A_g}{A_{ch}} \quad \begin{array}{l} \text{當 } P > 0.3 A_g f'_c \\ \text{或 } f'_c > 70 \text{MPa} \end{array} \end{array} \right.$$

其中

①

$$f_{yt} \leq 800 \text{MPa}$$

②

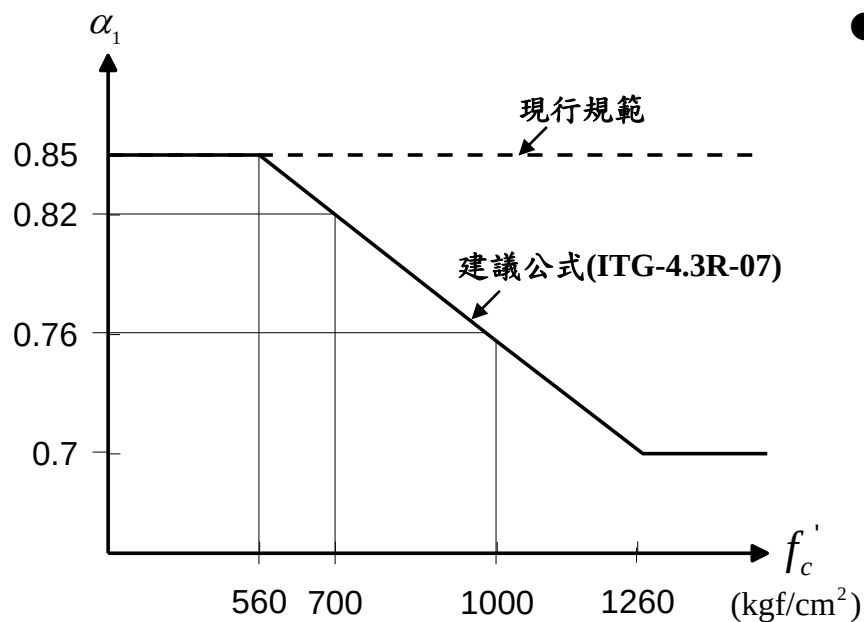
放寬使用 **90°-180°** 彎鉤
並交錯配置，
但須提高圍束箍筋量

五、New RC-PM操作說明

- New RC-PM程式介紹
- New RC-PM驗證正確性
- 計算例&操作說明

New RC-PM程式介紹

- 因應強度修正係數 α_1 的更動，本研究開發New RC-PM(高強度鋼筋混凝土柱軸力與彎矩強度互制關係電腦程式)供撓曲與軸力設計時使用。



● New RC-PM的優點:

1. 未來將上傳國震中心NewRC專區，提供[免費下載](#)
2. 內建強度修正係數 α_1 計算公式，依 f'_c 自動調整
3. 提供輸入視窗、公英制單位輸入、斷面繪製、單雙軸PM互制曲線繪製、截圖功能、PM互制關係座標輸出等多項功能

New RC-PM介紹

New RC-PM輸入視窗

1.選擇單位

☒ 公制 ☐ 英制

2.材料性質

fc'= (kgf/cm²)

fy= (kgf/cm²)

3.斷面尺寸

b= (cm)

h= (cm)

4.鋼筋配置 ☒ 均布配置 ☐ 指定座標

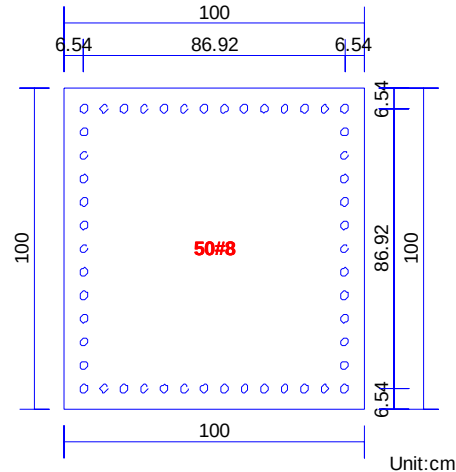
X座標	Y座標	鋼筋斷面積	
0	0	0	
(cm)	(cm)	(cm ²)	
第1根鋼筋座標	-43.46	43.46	5.067
第2根鋼筋座標	-36.774	43.46	5.067
第3根鋼筋座標	-30.088	43.46	5.067
第4根鋼筋座標	-23.402	43.46	5.067
第5根鋼筋座標	-16.715	43.46	5.067
第6根鋼筋座標	-10.029	43.46	5.067
第7根鋼筋座標	-3.343	43.46	5.067
第8根鋼筋座標	3.343	43.46	5.067
第9根鋼筋座標	10.029	43.46	5.067
第10根鋼筋座標	16.715	43.46	5.067
第11根鋼筋座標	23.402	43.46	5.067
第12根鋼筋座標	30.088	43.46	5.067
第13根鋼筋座標	36.774	43.46	5.067
第14根鋼筋座標	43.46	43.46	5.067
第15根鋼筋座標	43.46	36.217	5.067
第16根鋼筋座標	43.46	28.973	5.067
第17根鋼筋座標	43.46	21.73	5.067
第18根鋼筋座標	43.46	14.487	5.067

輸入鋼筋

刪除鋼筋

繪製斷面圖

5.斷面配置圖



Unit:cm

6.折減係數 ☒ 依規範值計算(橫簾筋)

壓力控制斷面($\epsilon_t \leq \epsilon_y$)

拉力控制斷面($\epsilon_t > 0.005$)

折減軸力計算強度上限

7.設計載重

Pu (tf)

Mu (tf-m)

第1組設計載重: Pu=50(tf) ; Mu=50(tf-m)

第2組設計載重: Pu=40(tf) ; Mu=60(tf-m)

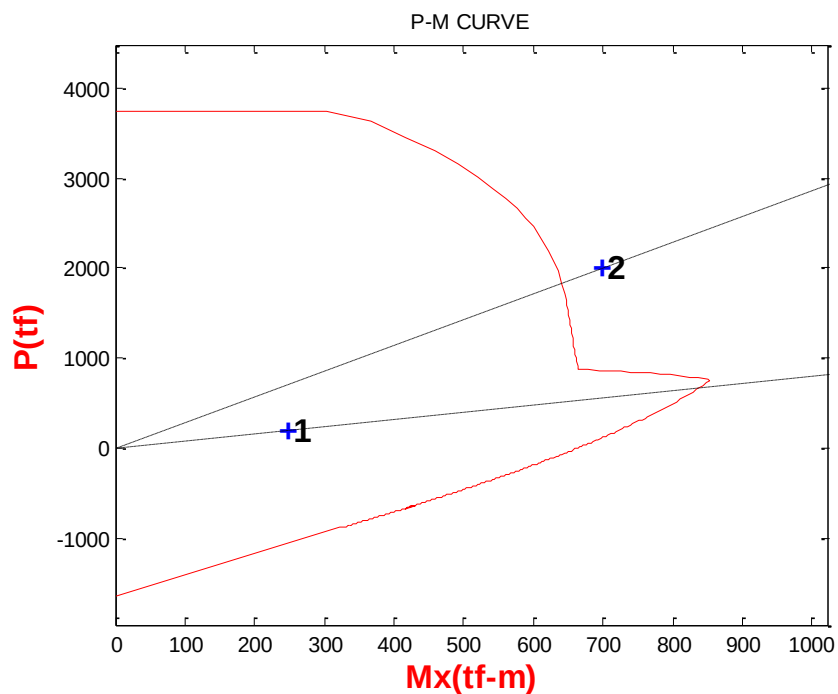
輸入載重

刪除載重

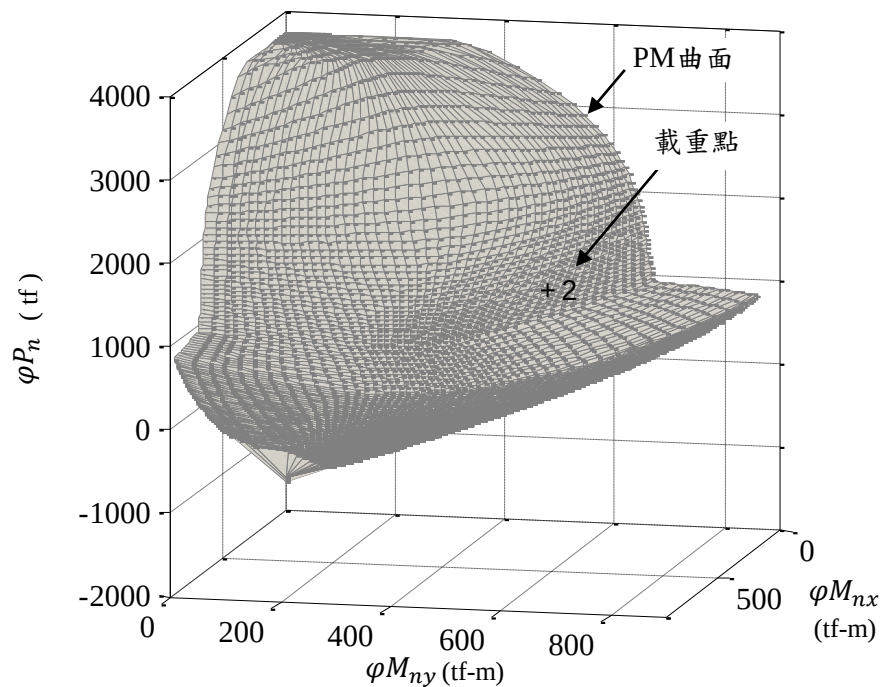
繪製PM-curve

New RC-PM介紹

New RC-PM 互制關係繪製功能



單軸PM互制關係

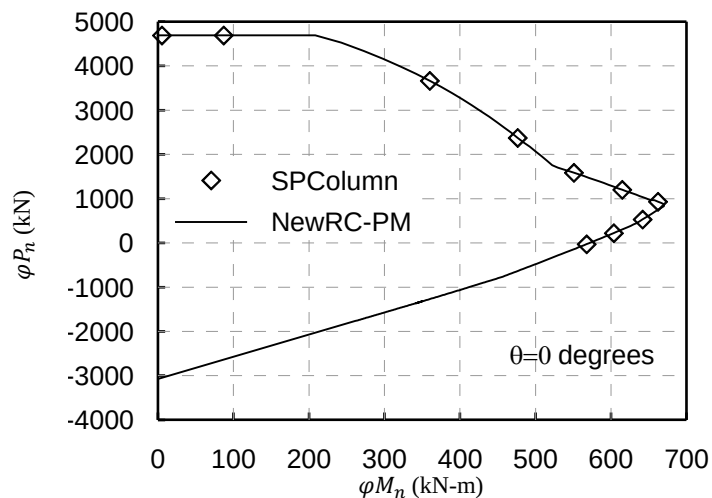
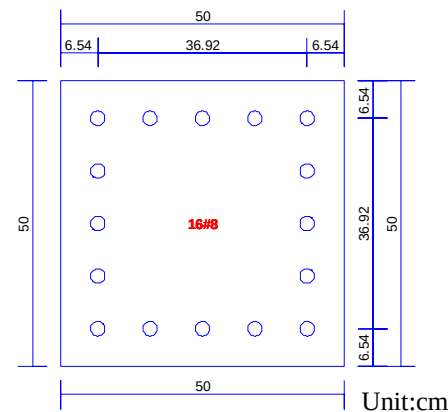


雙軸PM互制關係

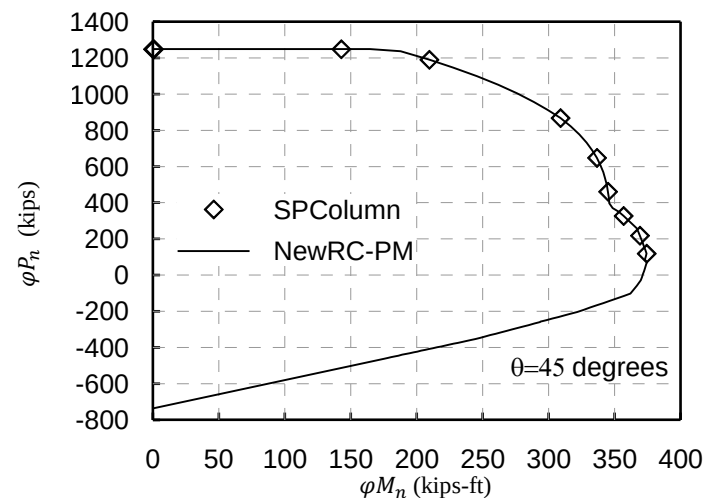
New RC-PM驗證正確性

● New RC-PM計算方法驗證

1. 取出SP Column的互制關係P-M值
 2. 使用New RC-PM輸入相同斷面
 3. 將SP Column的互制關係P-M值輸入為設計載重
- 入為設計載重

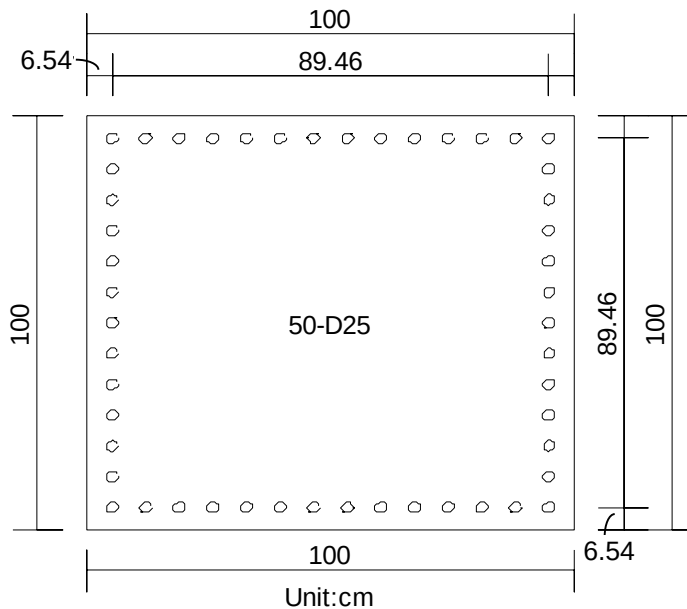


單軸PM互制關係-公制



雙軸PM互制關係-英制
($\theta=45^\circ$)

New RC-PM計算例&操作說明



$$f'_c = 700 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y = 7000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\rho_l = 2.5\%$$

斷面採用#4箍筋

- 單軸設計載重:

$$P_u = 1500 \text{ tf}、M_u = 600 \text{ tf-m}$$

- 雙軸設計載重:

$$P_u = 1500 \text{ tf}、M_{ux} = M_{uy} = 600 \text{ tf-m}$$

簡報結束，謝謝聆聽