

鋼筋混凝土橫樑柱之 耐震圍束行為

Wen-Cheng Shen and Shyh-Jiann Hwang

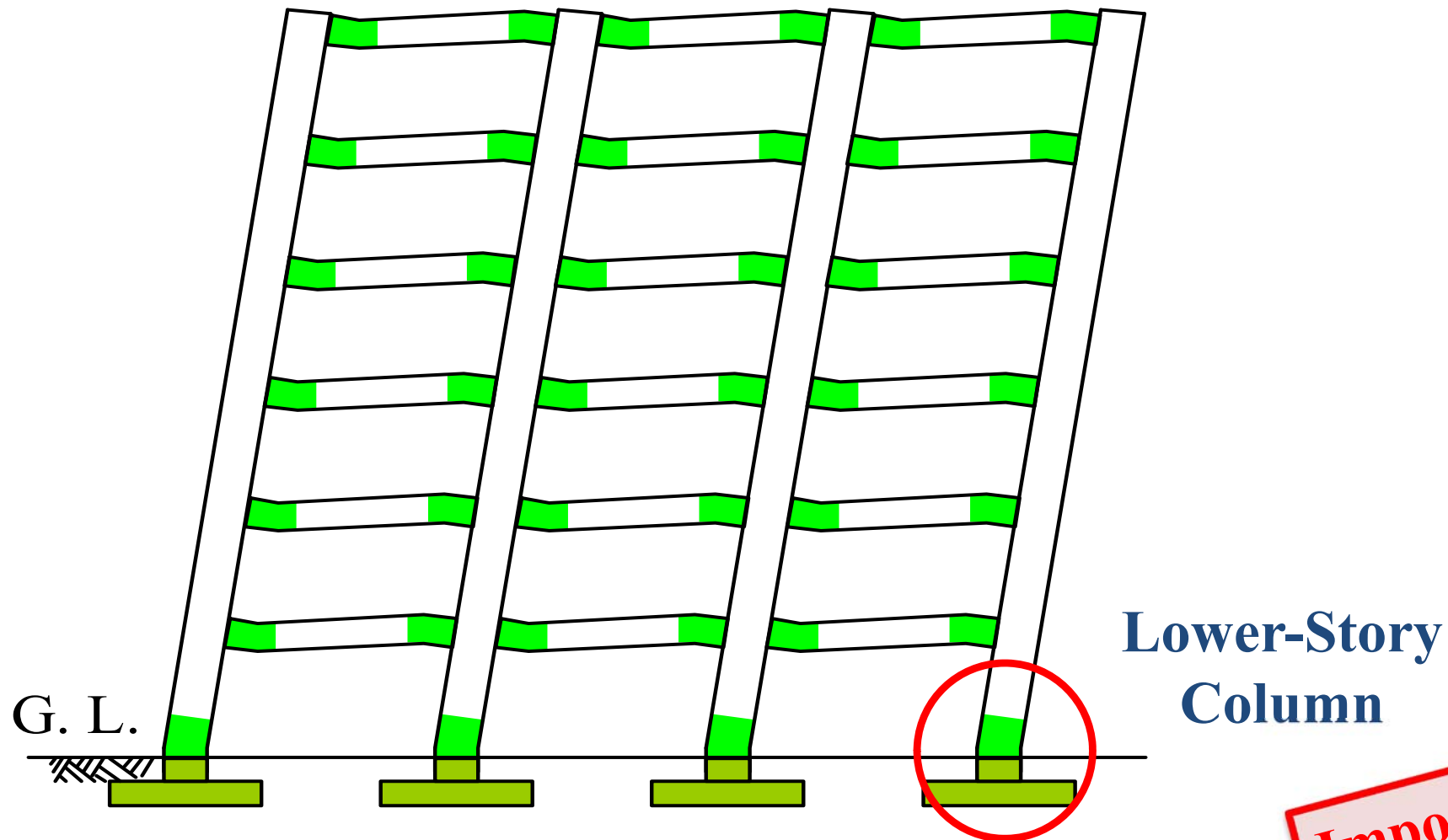
Dec. 17, 2020

Outlines

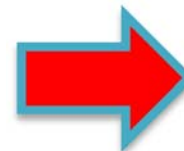
- **Introduction**
- **Experimental Program**
- **Experimental Results**
- **Comparisons and Discussions**
- **Conclusions**

Introduction

Deformation Capacity



- High Axial Load
- Small Deformation Capacity



Confinement Effectiveness?

Important

Acceptance Criteria

Acceptance Criteria:

Seismic Hazard Level	Ultimate Deformation
Design Based Earthquake	Drift Ratio = 2%
Maximum Considered Earthquake	Drift Ratio = 3%

Ultimate Deformation: The deformation at which failure occurs and that shall be deemed to occur if the sustainable load reduces to 80% or less of the maximum strength.

DESIGN EARTHQUAKE: The earthquake effects that are two-thirds of the corresponding risk-targeted maximum considered earthquake (MCE_R) effects.

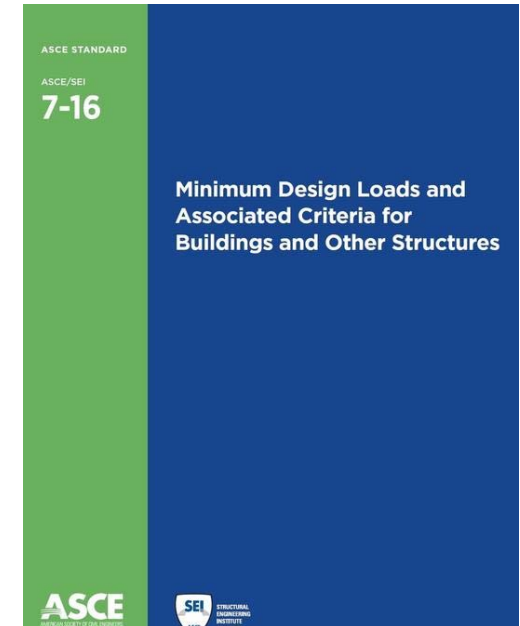
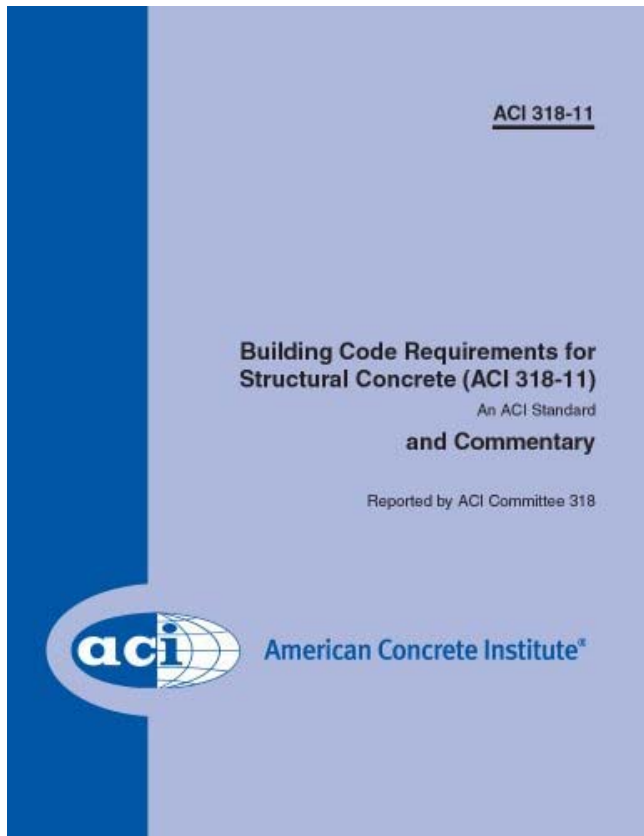


Table 12.12-1 Allowable Story Drift, $\Delta_a^{a,b}$

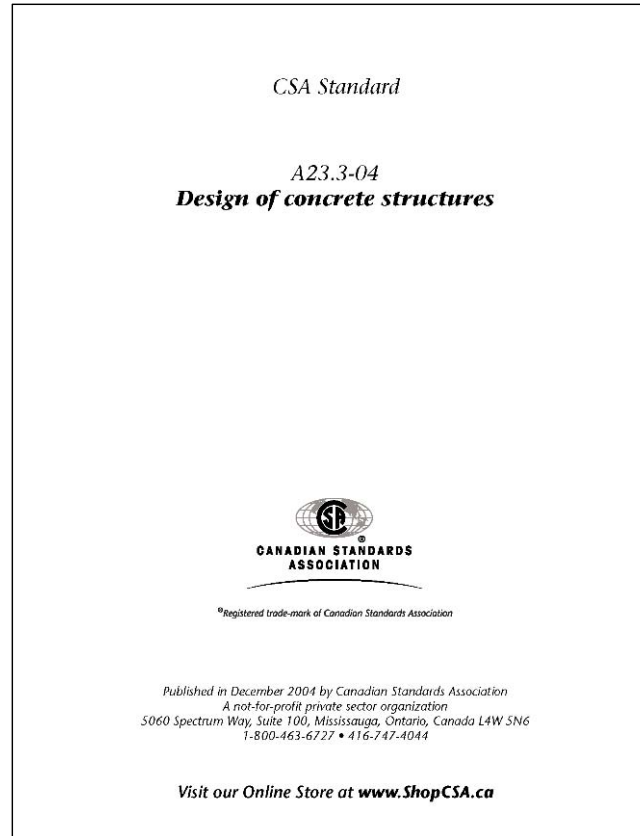
Structure	Risk Category		
	I or II	III	IV
Structures, other than masonry shear wall structures, four stories or less above the base as defined in Section 11.2, with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts	$0.025h_{sx}^c$	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$
Masonry cantilever shear wall structures ^d	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
Other masonry shear wall structures	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$
All other structures	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$	$0.010h_{sx}$

Confinement Eqs Comparison

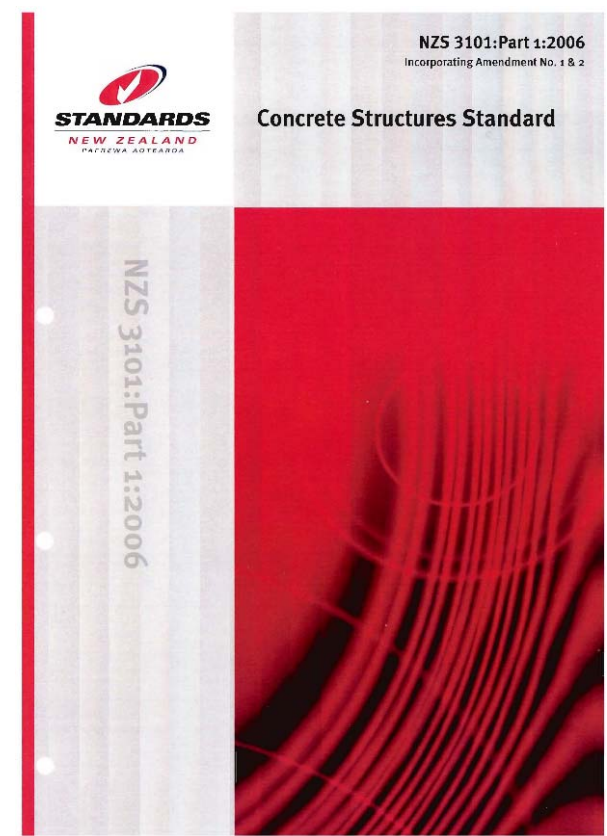
Elwood et al. (2009)



USA
ACI 318-11



Canada
CSA A23.3-04



New Zealand
NZS 3101: 2006

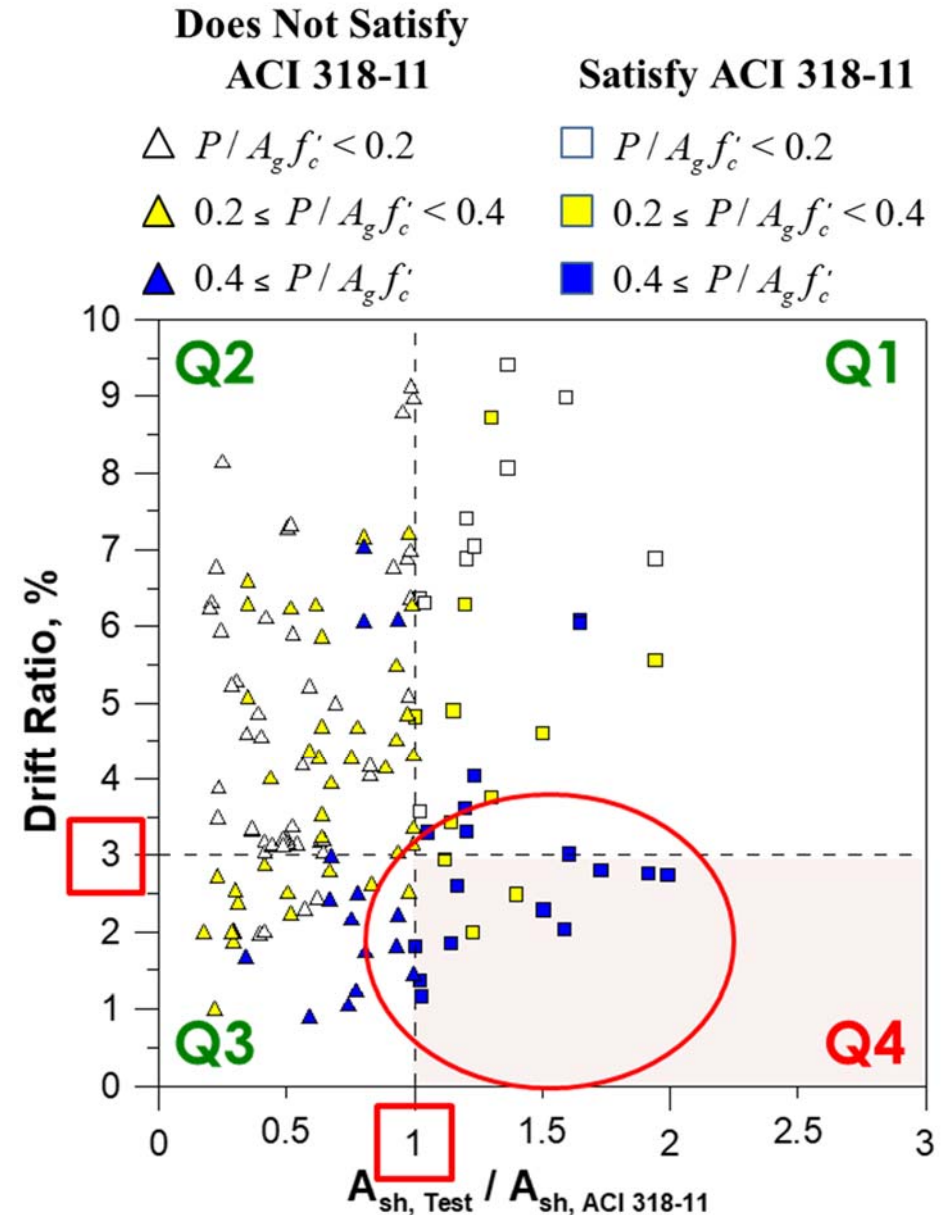
ACI 318-11

- **Confinement Requirement**

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

Axial load P_u is NOT be considered as a parameter in the ACI 318-11 Code

The existing studies show unconservative results with increasing axial load



CSA A23.3-04 and NZS 3101: 2006

• CSA A23.3-04

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

where

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad k_p = \frac{P}{P_0}$$

$$f_{yt} \leq 500 \text{ MPa}$$

• NZS 3101: 2006

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = \left(\frac{1.3 - \rho_t m}{3.3} \frac{A_g}{A_{ch}} \frac{f'_c}{f_{yt}} \frac{P}{0.85 A_g f'_c} \right) - 0.006$$

where

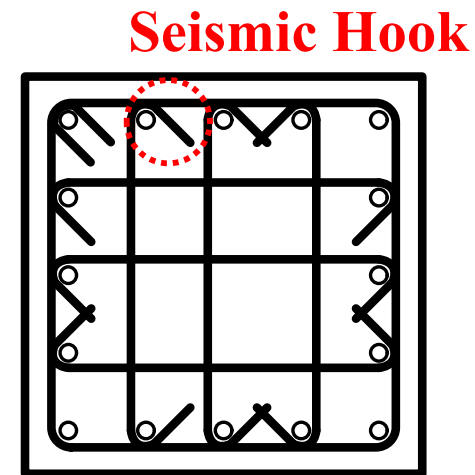
$$\rho_t m \leq 0.4 \quad m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} \quad \frac{A_g}{A_{ch}} \leq 1.5$$

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

ACI 318-14/ACI 318-19

- **Confinement Requirement**

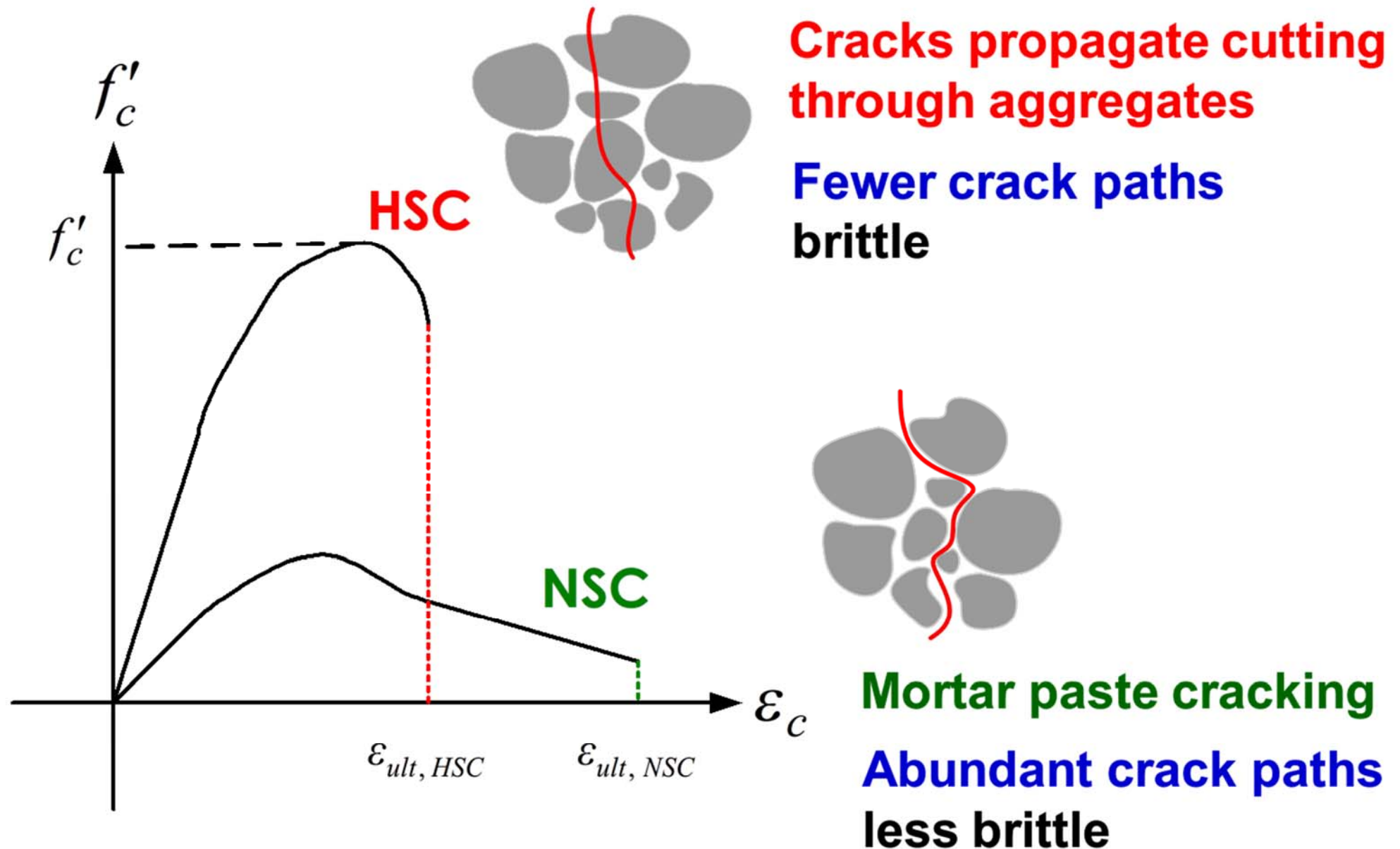
$$\frac{A_{sh}}{sb_c} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.3 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ 0.2 k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \end{array} \right.$$



when $P_u > 0.3 A_g f'_c$
or $f'_c > 70 \text{ MPa}$

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

Brittle Behavior of HSC



Concrete Strength Factor, k_f

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

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

Concrete Strength ↑

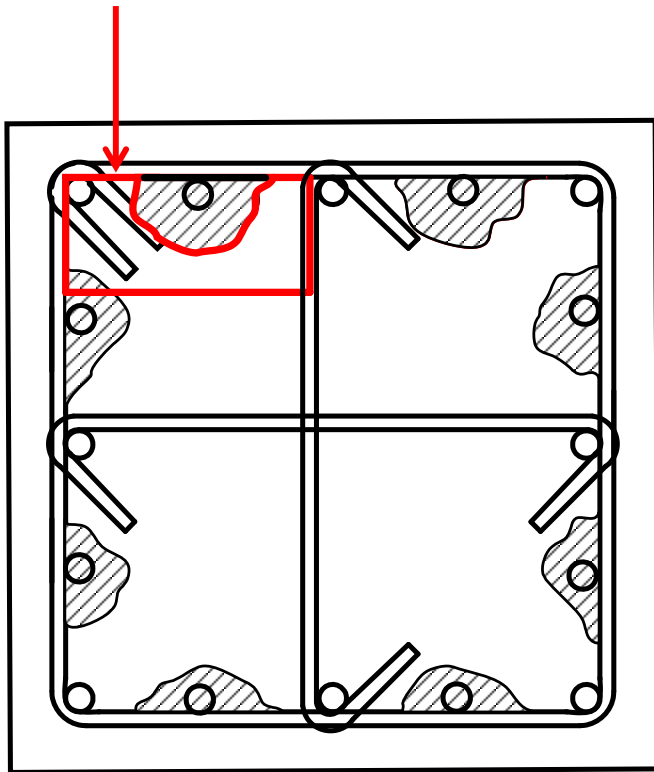
Confinement Amount ↑

f'_c (MPa)	k_f
70	1.0
100	1.17

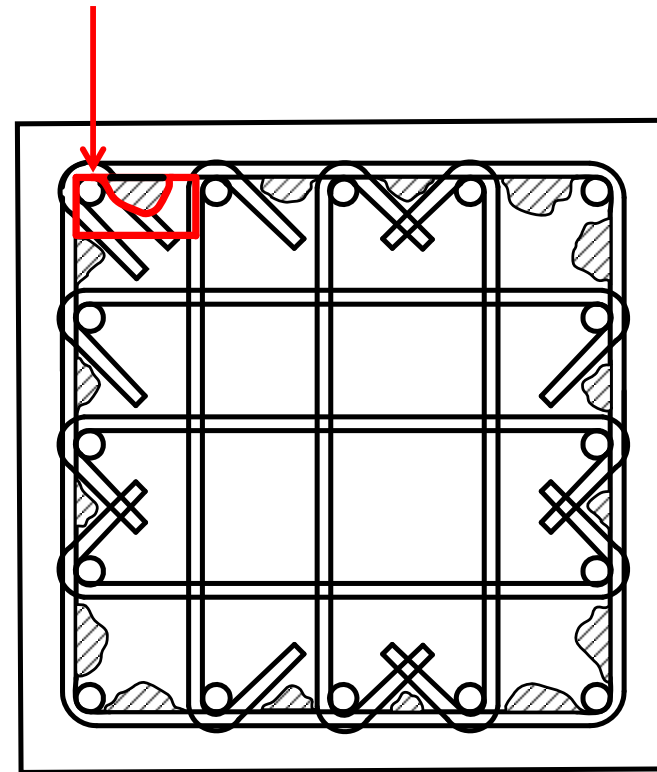
+17%

Arch Action of RC Tied Column

Poor Arch Action



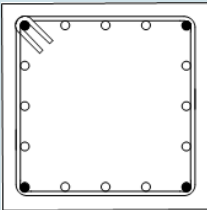
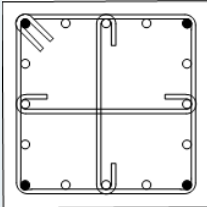
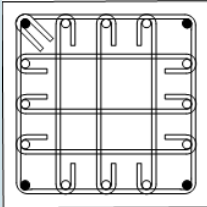
Better Arch Action



Confinement Effectiveness Factor, k_n

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

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

n_l	$\mathbf{k_n}$
 4	2.0
 8	1.33
 16	1.14

n_l : number of longitudinal bars laterally supported
by corner of hoops or by seismic hooks

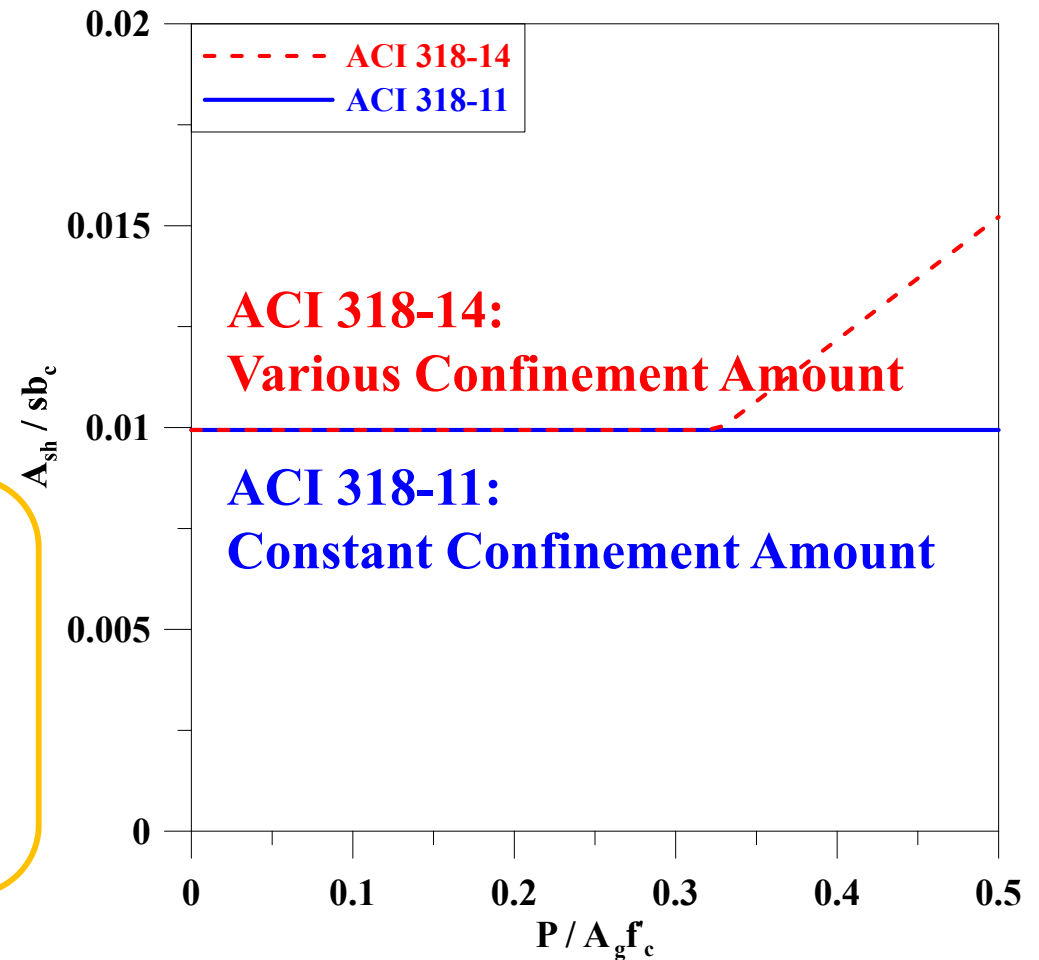
Axial Load Factor, k_p

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

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

Axial Load ↑

Confinement Amount ↑



PEER Column Database

Number of **Rectangular Columns** Specimen: **145**

Parameter	Value		
	Minimum	Maximum	Average
f_{yl} (MPa)	339	587	457
f_{yt} (MPa)	255	1,424	554
f'_c (MPa)	20.2	118	58.7
s (mm)	25.4	150	68.5
A_{sh}/sb_c (%)	0.23	3.18	1.13
A_g (mm ²)	23,226	360,000	92,451
$P/A_g f'_c$	0.00	0.80	0.28

**High-Strength
RC Columns**

$f_{yt} \geq 785$ MPa

$f'_c \geq 70$ MPa

21 Specimens

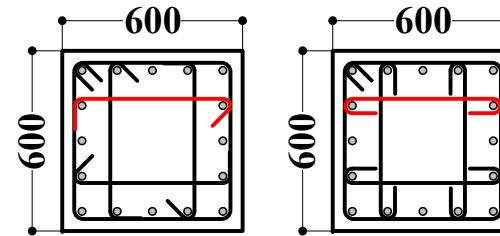
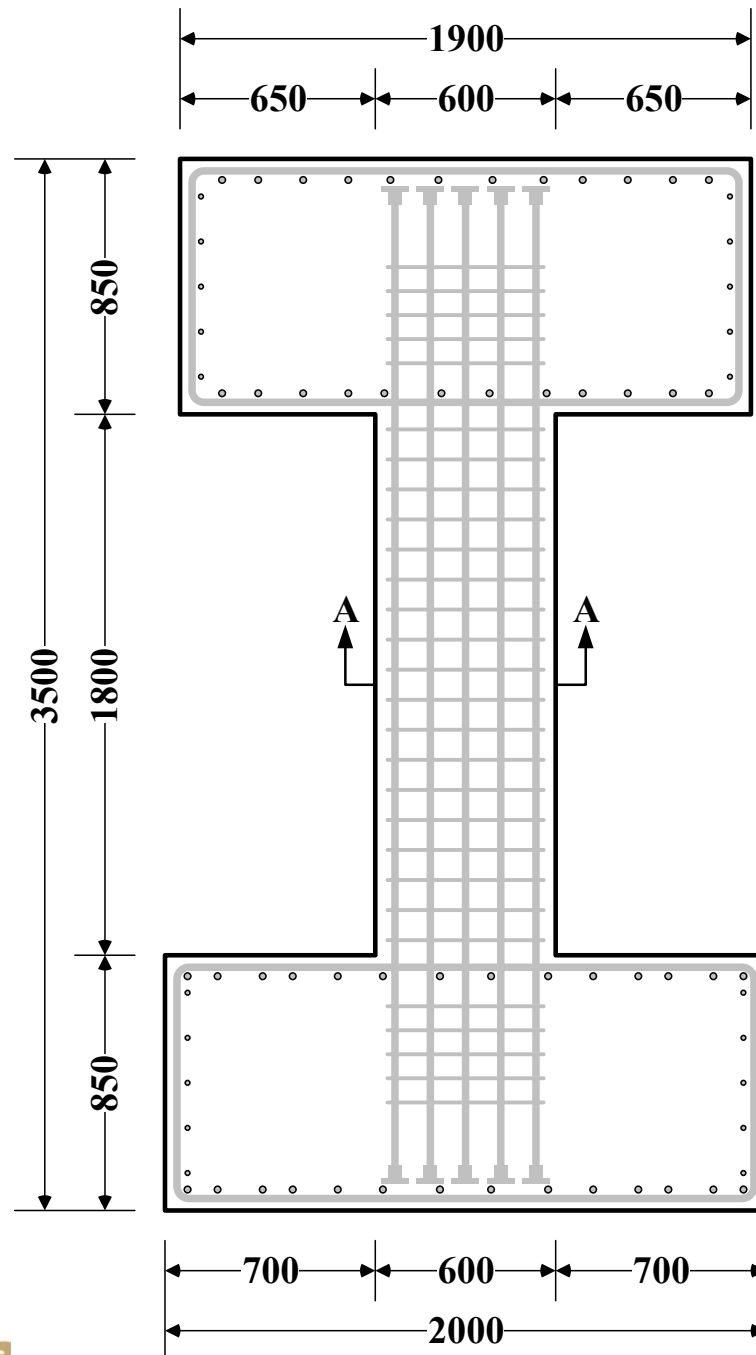


**Max: 93,025 mm²
(305×305 mm)**

**Reduced-Scale
Specimen**

Experimental Program (HSC Column)

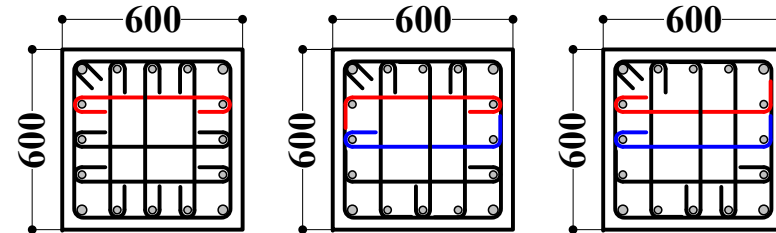
Elevation View and Cross Sections



B2

B4

Longitudinal Bars: 16-D25
Transverse Steel: D13@80

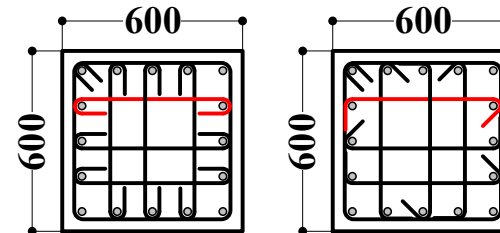


T70-1

T70-2

T70-4

Longitudinal Bars: 12-D25 and 4-D32
Transverse Steel: D13@90



T70-N42-D4

T70-N46-D3

Longitudinal Bars: 16-D25
Transverse Steel: D16@100

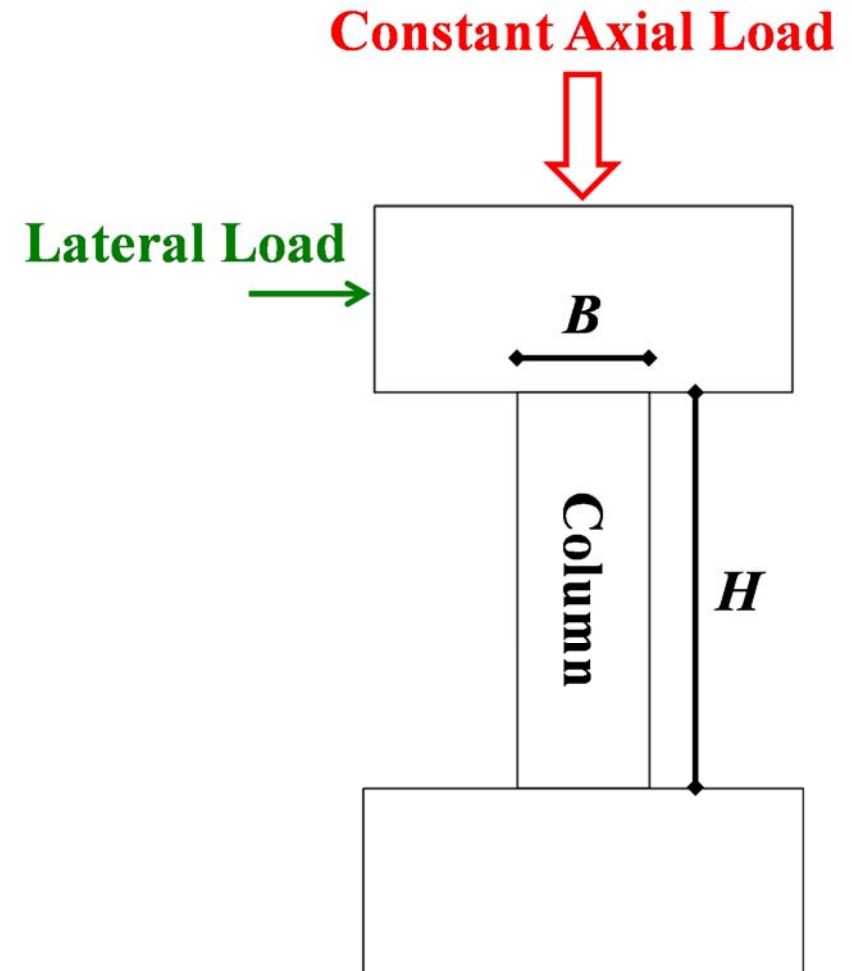
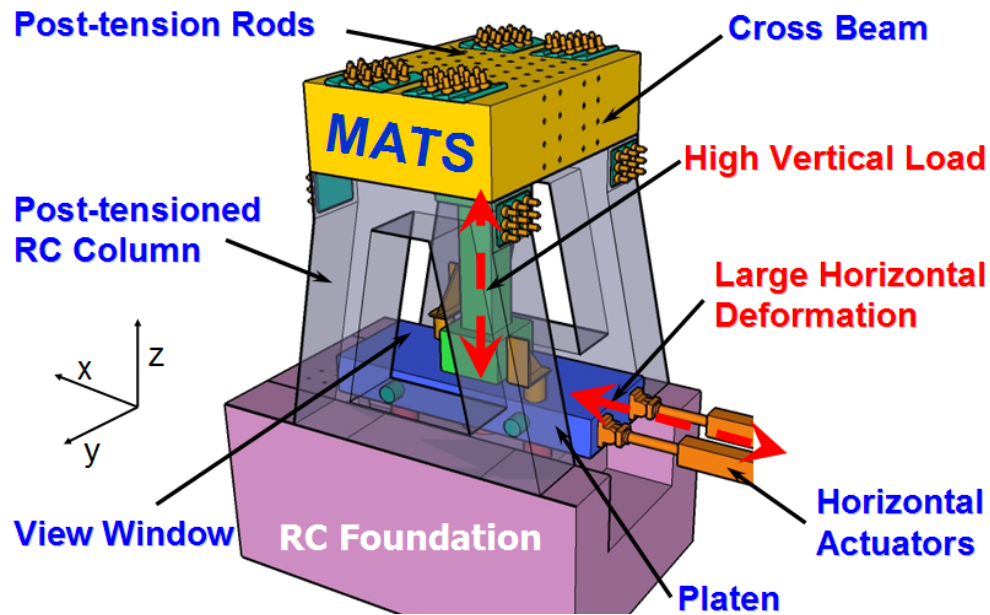
Section A-A

Unit: mm

Summary of Test Specimens

Specimen ID	ρ_ℓ (%)	$\frac{A_{sh}}{sb_c}$, provided (%)	$f_{y\ell}$ (MPa)	f_{yt} (MPa)	f_c' (MPa)	$\frac{P}{A_g f_c'}$	$\frac{A_{sh}}{sb_c}$ Provided-to-Required Ratio (%)
Chang (2010)							
B2	2.25	1.22	744	817	111.8	0.53	0.38
B4		1.22	744	817	113.9	0.52	0.42
Lio (2014)							
T70-1	2.60	1.35	712	832	81.9	0.42	1.00
T70-2		1.35	712	832	81.9	0.42	0.91
T70-4		1.35	712	832	77.9	0.45	0.91
Chen (2011)							
T70-N42-D4	2.25	1.90	735	820	95.1	0.42	1.11
T70-N46-D3		1.90	735	820	88.5	0.46	1.05

Test Setup



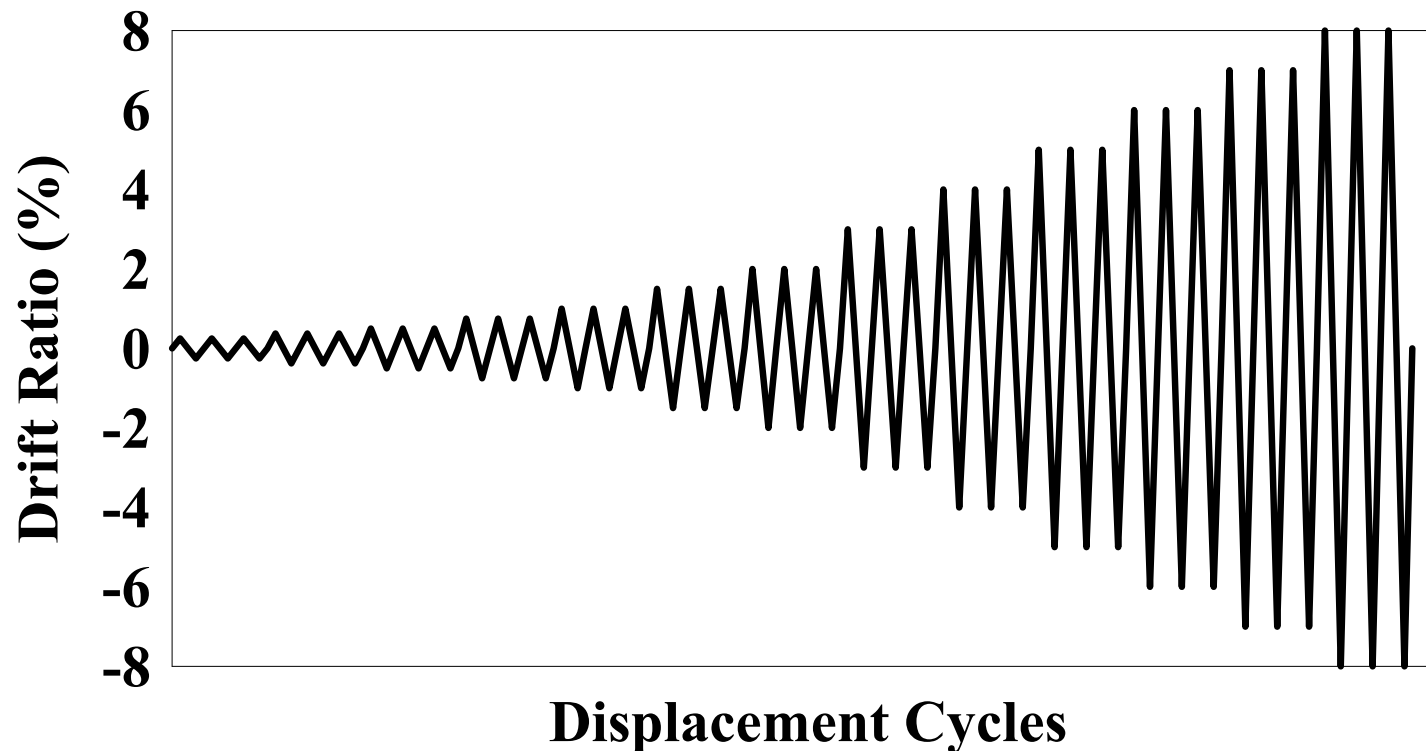
Multi-Axial Testing System

Double Curvature Bending

Loading Protocol

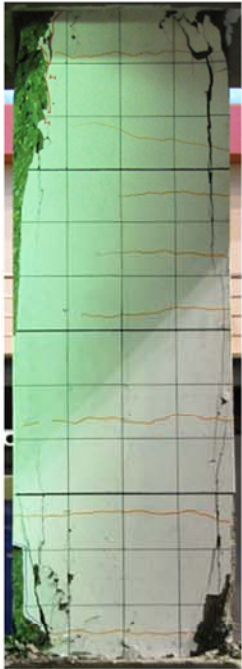
ACI 374.1 (2005)

Three Cycles Applied at **each Drift Ratio Level**



Experimental Results (HSC Column)

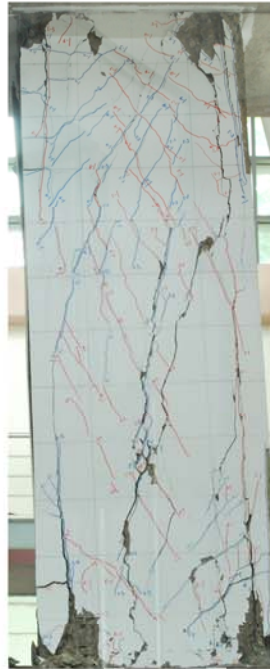
Crack Pattern @ Peak Load



B2
@0.71%



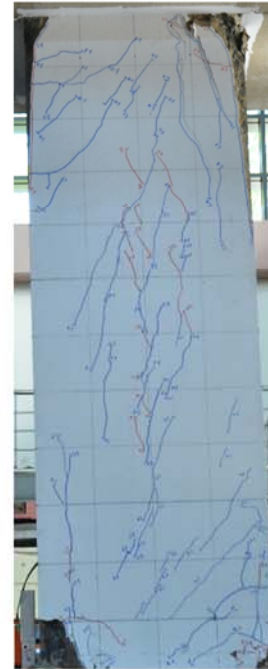
B4
@0.75%



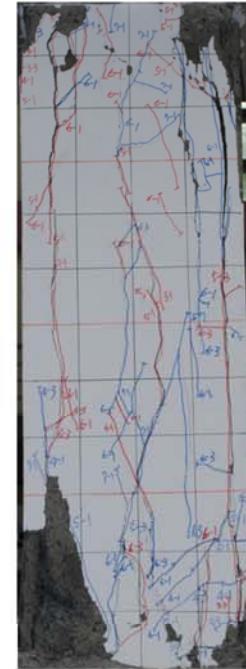
T70-1
@2.72%



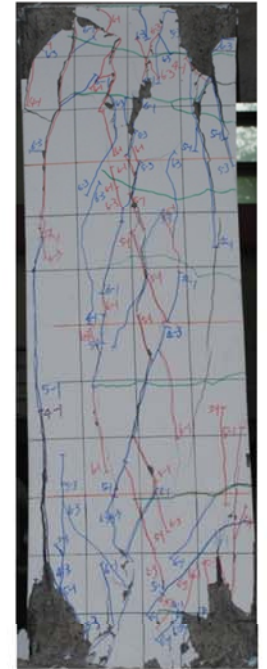
T70-2
@2.82%



T70-4
@1.19%

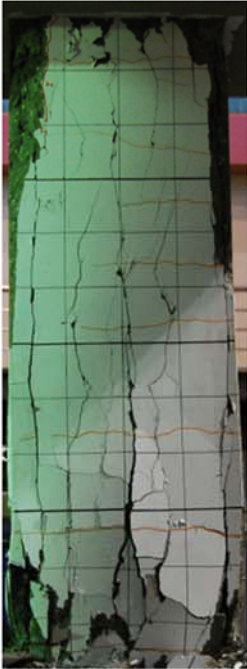


T70-N42-D4
@1.63%



T70-N46-D3
@2.46%

Crack Pattern @ Final State



B2



B4



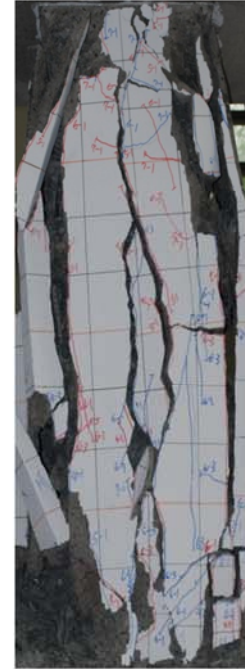
T70-1



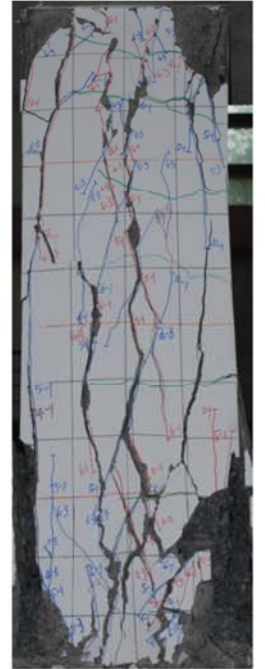
T70-2



T70-4

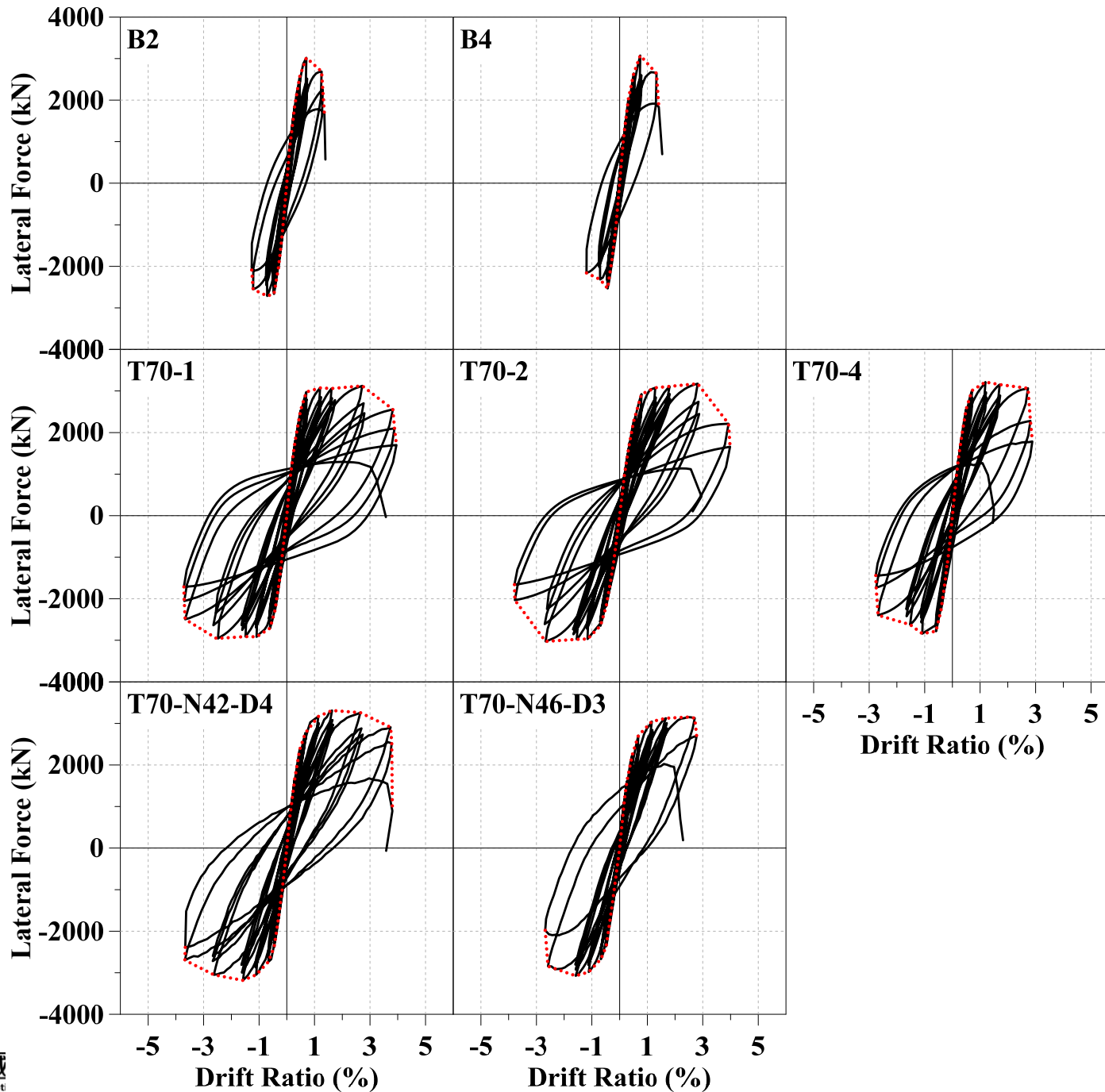


T70-N42-D4



T70-N46-D3

Hysteretic Responses



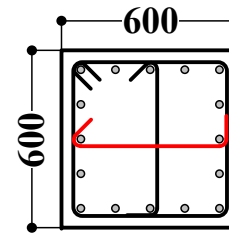
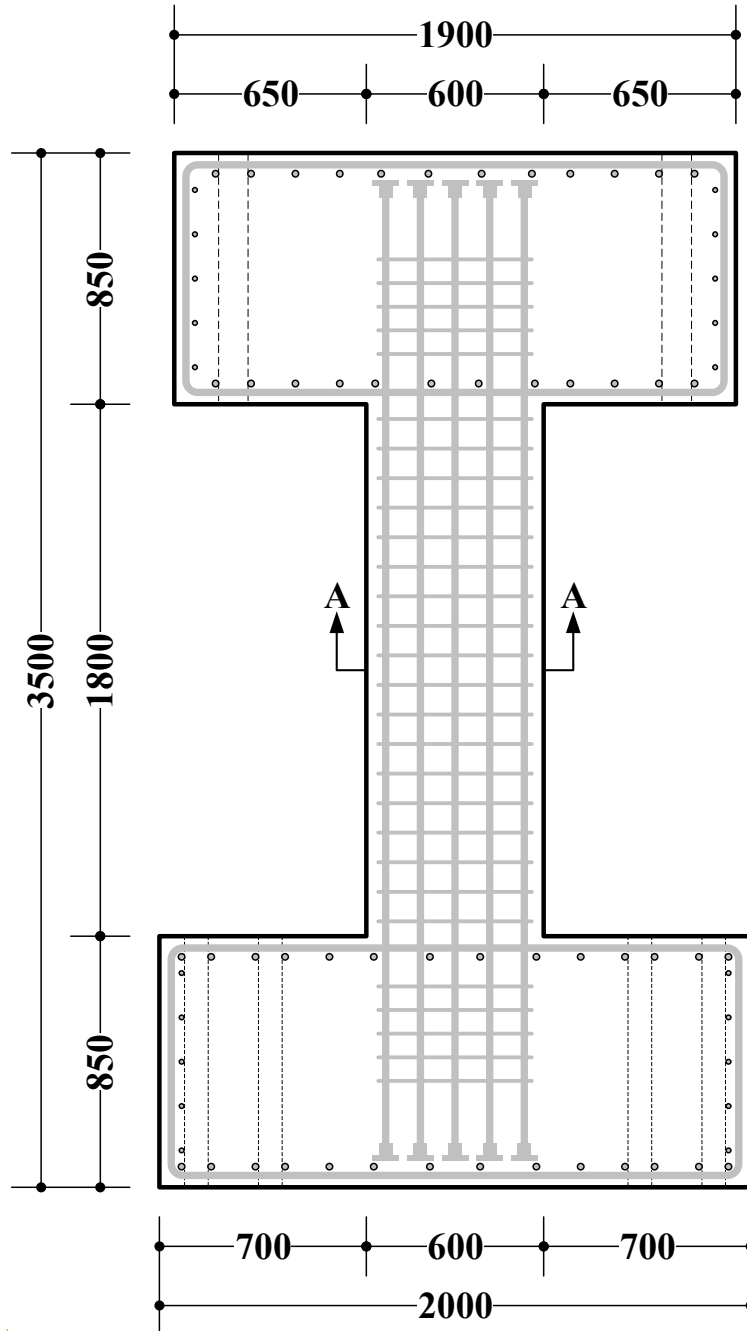
Test Results

Specimen ID	Peak Load				Ultimate State	
	Positive Direction		Negative Direction		Positive Direction	Negative Direction
	Strength (kN)	Drift Ratio (%)	Strength (kN)	Drift Ratio (%)	Drift Ratio (%)	
Chang (2010)						
B2	3017	0.71	2714	0.71	1.28	1.25
B4	3072	0.75	2532	0.43	1.35	1.19*
Lio (2014)						
T70-1	3122	2.72	2955	2.54	3.83	3.67
T70-2	3174	2.82	3028	2.67	3.55	3.34
T70-4	3216	1.19	2840	1.09	2.78	2.69
Chen (2011)						
T70-N42-D4	3312	1.63	3184	1.58	3.77	3.67
T70-N46-D3	3151	2.46	3073	1.58	2.77*	2.63

Note: *Final recorded maximum drift ratio and corresponding lateral strength exceeding 80% of the peak value

Experimental Program (NSC Column)

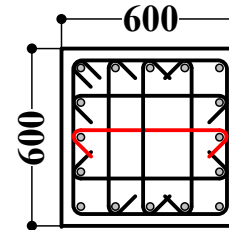
Elevation View and Cross Sections



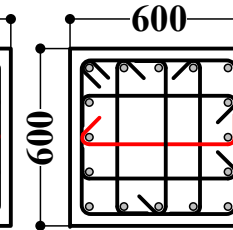
A11

Longitudinal Bars: 16-D25

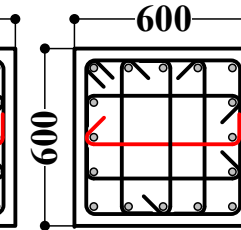
Transverse Steel: D13@100



A14



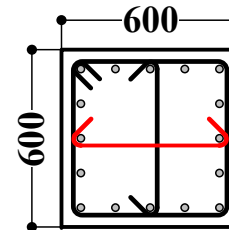
MA14-1



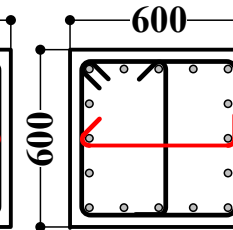
MA14-2

Longitudinal Bars: 16-D25

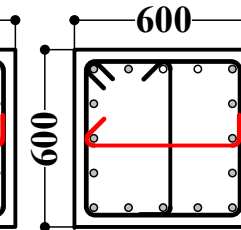
Transverse Steel: D13@120



MA14-3



MA14-4



MA14-5

Longitudinal Bars: 16-D25

Transverse Steel: D16@90

Section A-A

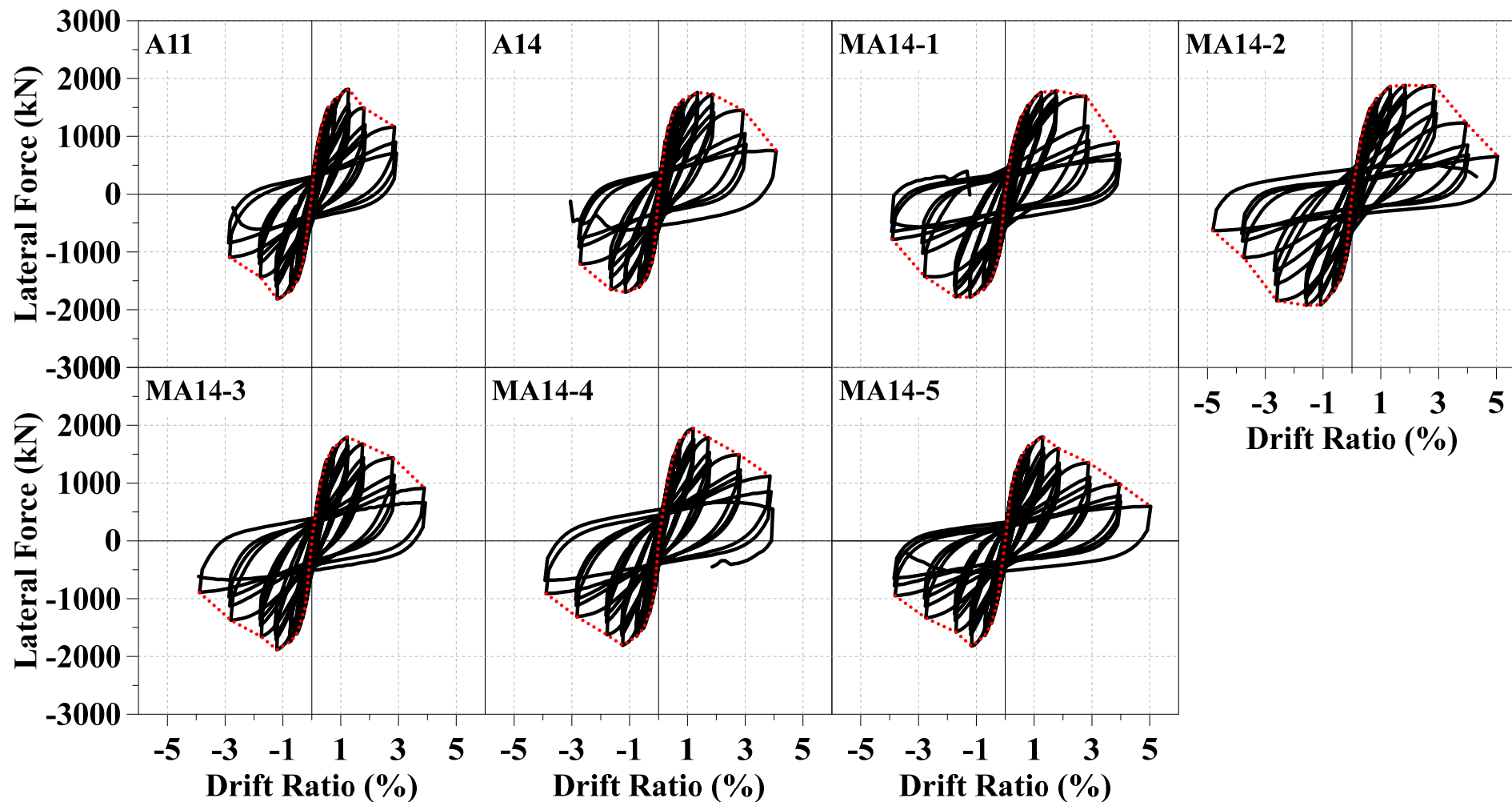
Unit: mm

Summary of Test Specimens

Specimen ID	ρ_ℓ (%)	$\frac{A_{sh}}{sb_c}$, provided (%)	$f_{y\ell}$ (MPa)	f_{yt} (MPa)	f'_c (MPa)	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\frac{A_{sh}}{sb_c}$ Provided-to-Required Ratio (%)
Tsai (2016)							
A11	2.25	0.73	464	462	39.6	0.39	0.55
A14		1.02	473	467	35.1	0.44	1.01
MA14-1		1.02	464	462	36.0	0.43	0.91
MA14-2		1.02	464	462	33.8	0.41	1.02
MA14-3		1.27	464	456	34.5	0.46	1.03
MA14-4		1.27	464	456	36.1	0.45	0.89
MA14-5		1.27	464	456	36.2	0.40	1.00

Experimental Results (NSC Column)

Hysteretic Responses

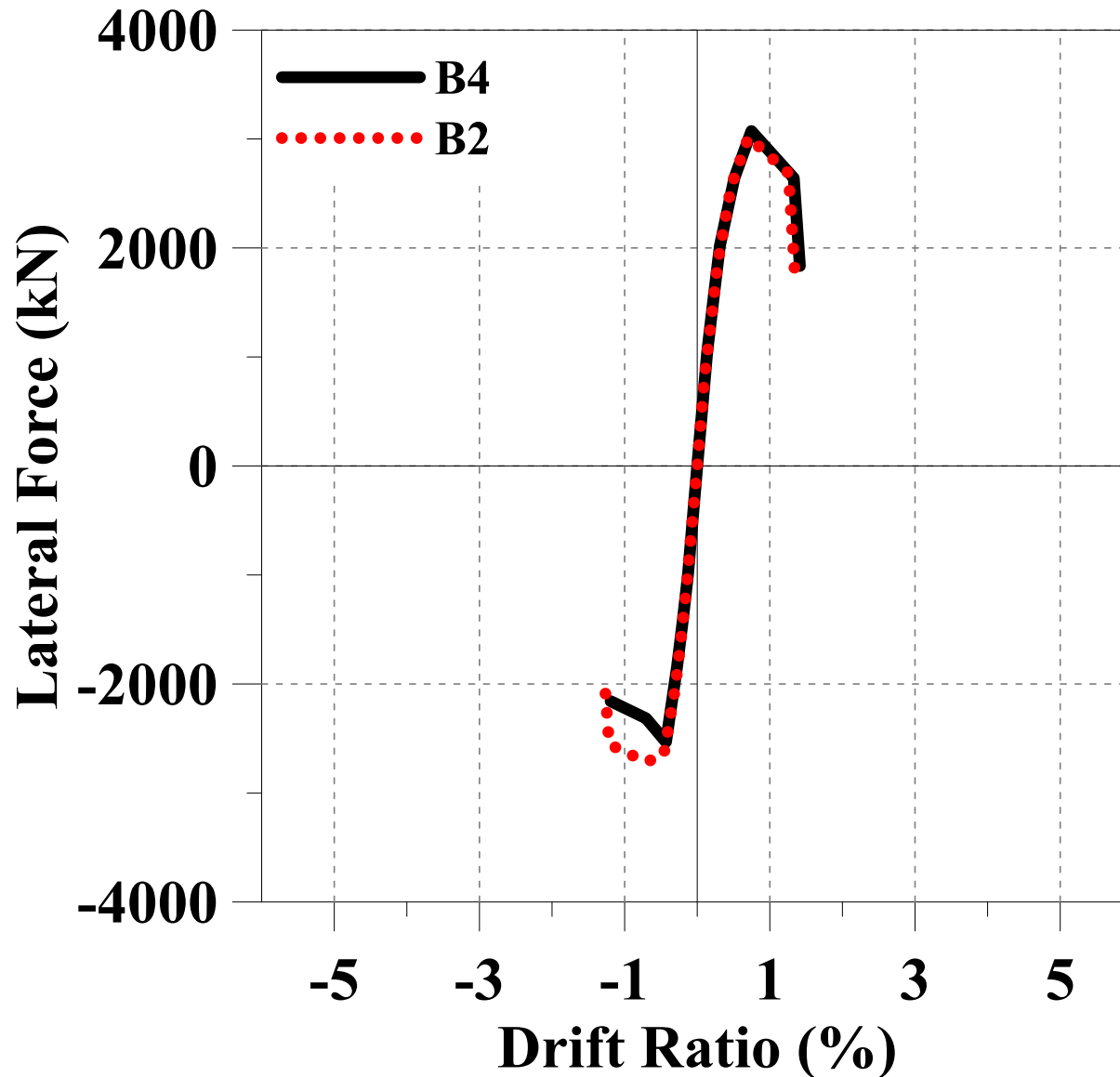


Test Results

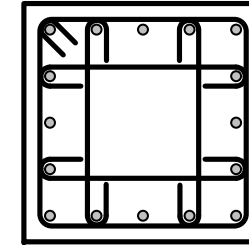
Specimen ID	Peak Load				Ultimate State	
	Positive Direction		Negative Direction		Positive Direction	Negative Direction
	Strength (kN)	Drift Ratio (%)	Strength (kN)	Drift Ratio (%)	Drift Ratio (%)	
Tsai (2016)						
A11	1814	1.27	1816	1.20	1.94	1.75
A14	1758	1.35	1697	1.15	3.00	2.36
MA14-1	1791	1.76	1785	1.22	3.16	2.78
MA14-2	1883	1.84	1922	1.59	3.48	3.07
MA14-3	1798	1.23	1885	1.21	2.81	2.30
MA14-4	1947	1.20	1809	1.24	2.55	2.38
MA14-5	1802	1.30	1820	1.16	2.52	2.23

Comparison and Discussion

B2 and B4

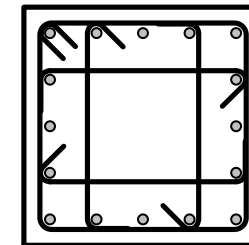


Ultimate Drift Ratio



B4

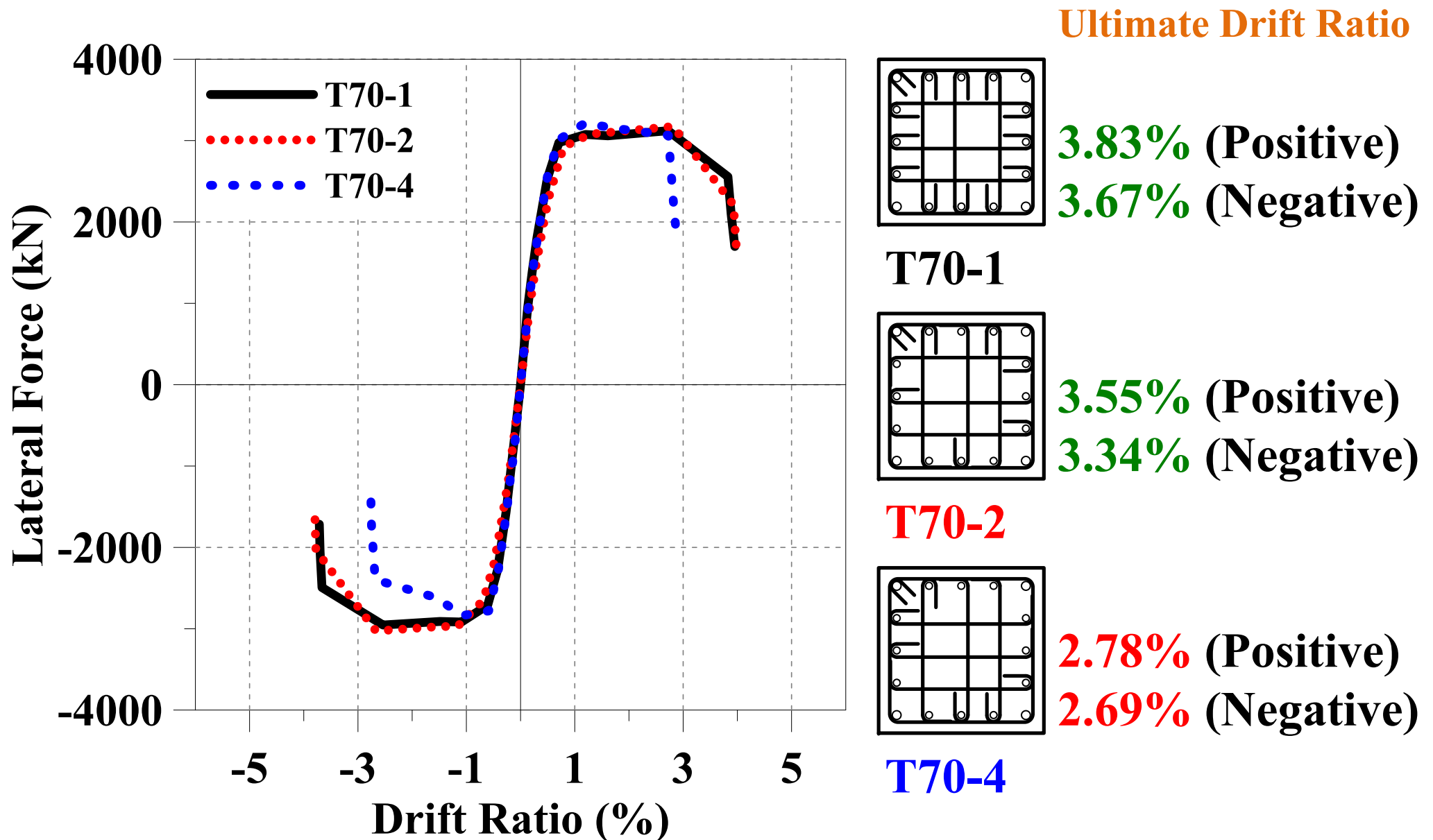
1.35% (Positive)
1.19% (Negative)



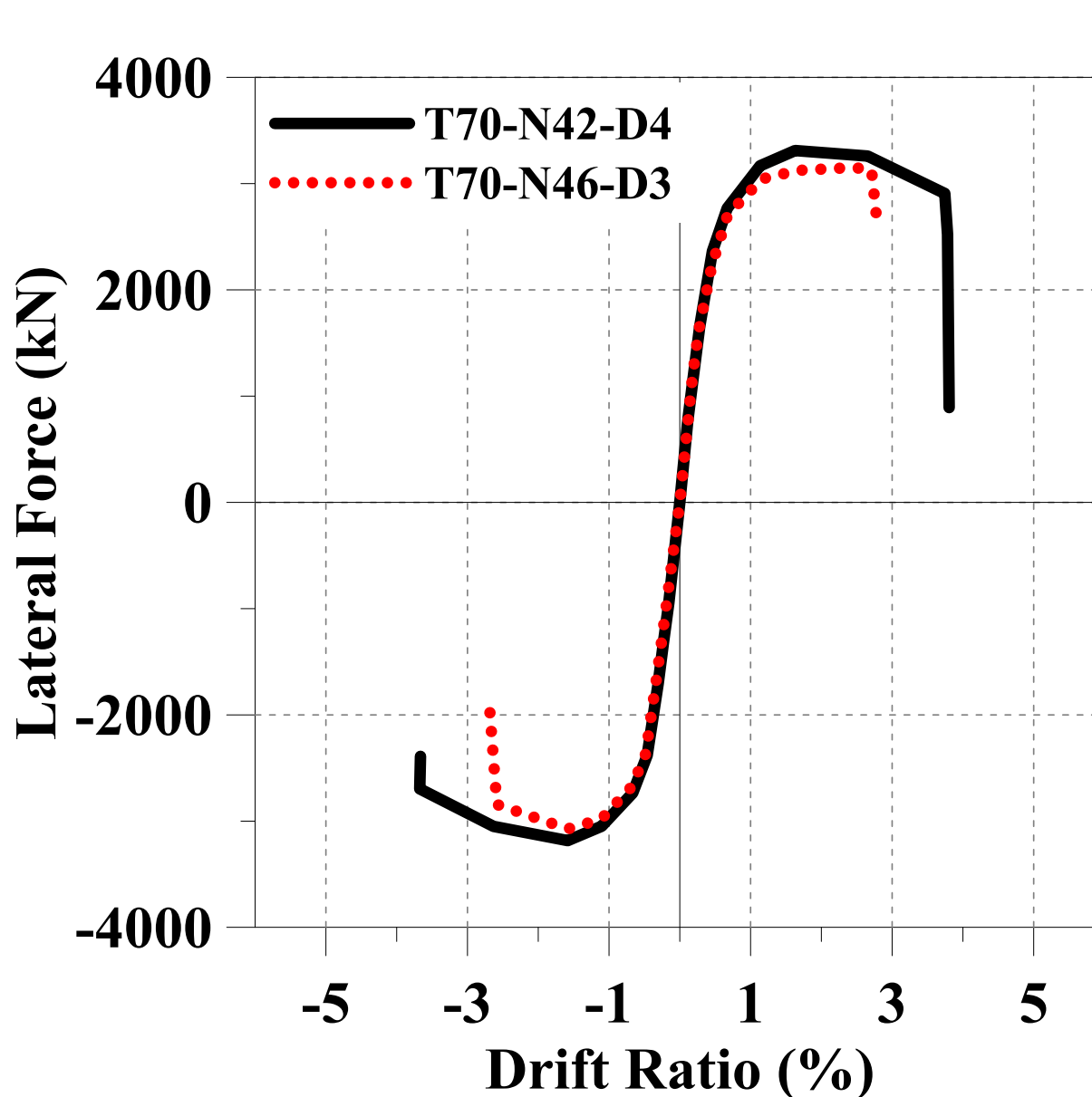
B2

1.28% (Positive)
1.25% (Negative)

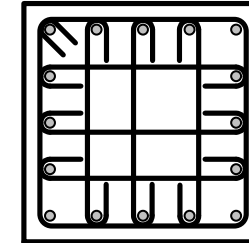
T70-1, T70-2 and T70-4



T70-N42-D4 and T70-N46-D3

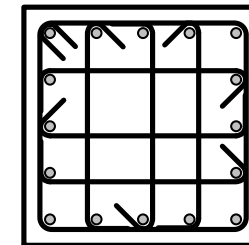


Ultimate Drift Ratio



3.77% (Positive)
3.67% (Negative)

T70-N42-D4

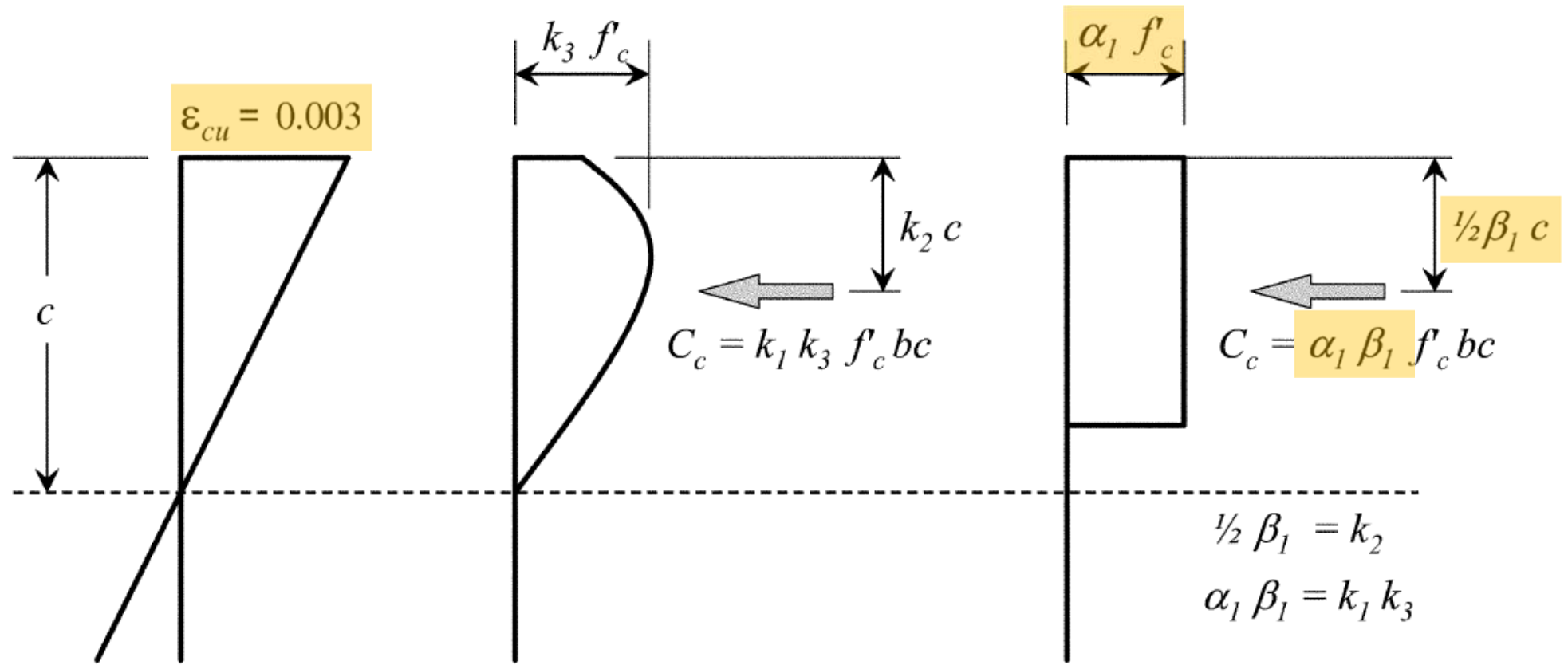


2.77% (Positive)
2.63% (Negative)

T70-N46-D3

Calculated Flexural Strength

- **Equivalent Rectangular Concrete Stress Block**



a) **Strain Distribution**

b) **2nd order Parabolic Stress Distribution and Equivalent Force**

c) **ACI Rectangular Stress Block and Equivalent Force**

Calculated Flexural Strength

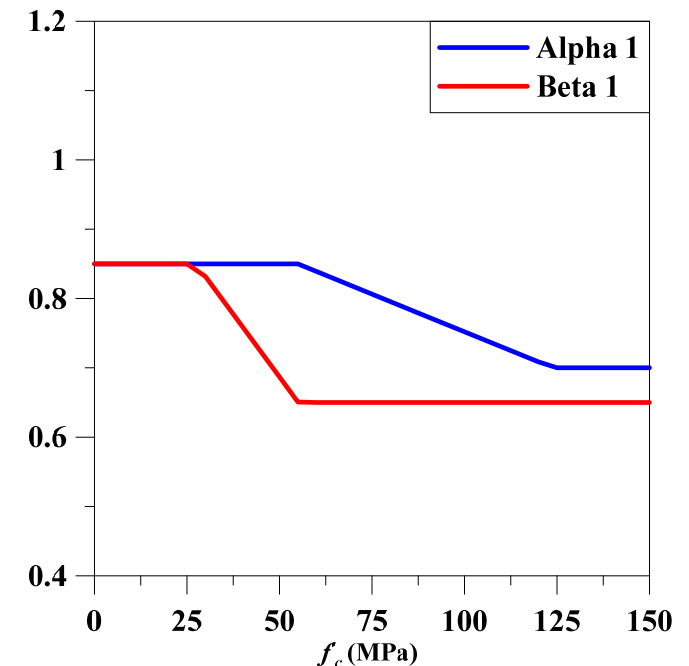
- ITG-4.3R-07

- Parameters of Equivalent Rectangular Concrete Stress Block

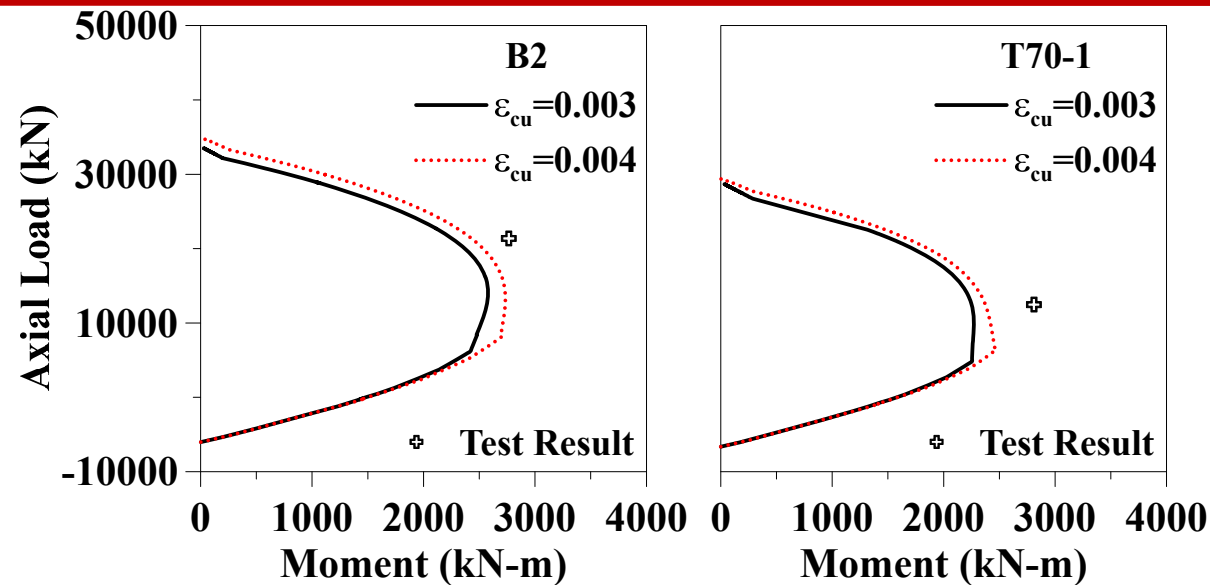
$$0.70 \leq \alpha_1 = 0.85 - \frac{0.015(f'_c - 55)}{6.9} \leq 0.85$$

$$0.65 \leq \beta_1 = 0.85 - \frac{0.05(f'_c - 27.5)}{6.9} \leq 0.85$$

(f'_c in MPa)



Comparison of Flexural Strength



Specimen ID	f'_c (MPa)	M_{test} (kN-m)	M_n (kN-m)	M_{test}/M_{mn}
B2	111.8	2715	2301	1.18
B4	113.9	2765	2347	1.18
T70-1	81.9	2810	2251	1.25
T70-2	81.9	2857	2251	1.27
T70-4	77.9	2894	2168	1.34
T70-N42-D4	95.1	2981	2360	1.26
T70-N46-D3	88.5	2836	2241	1.27

Conclusions

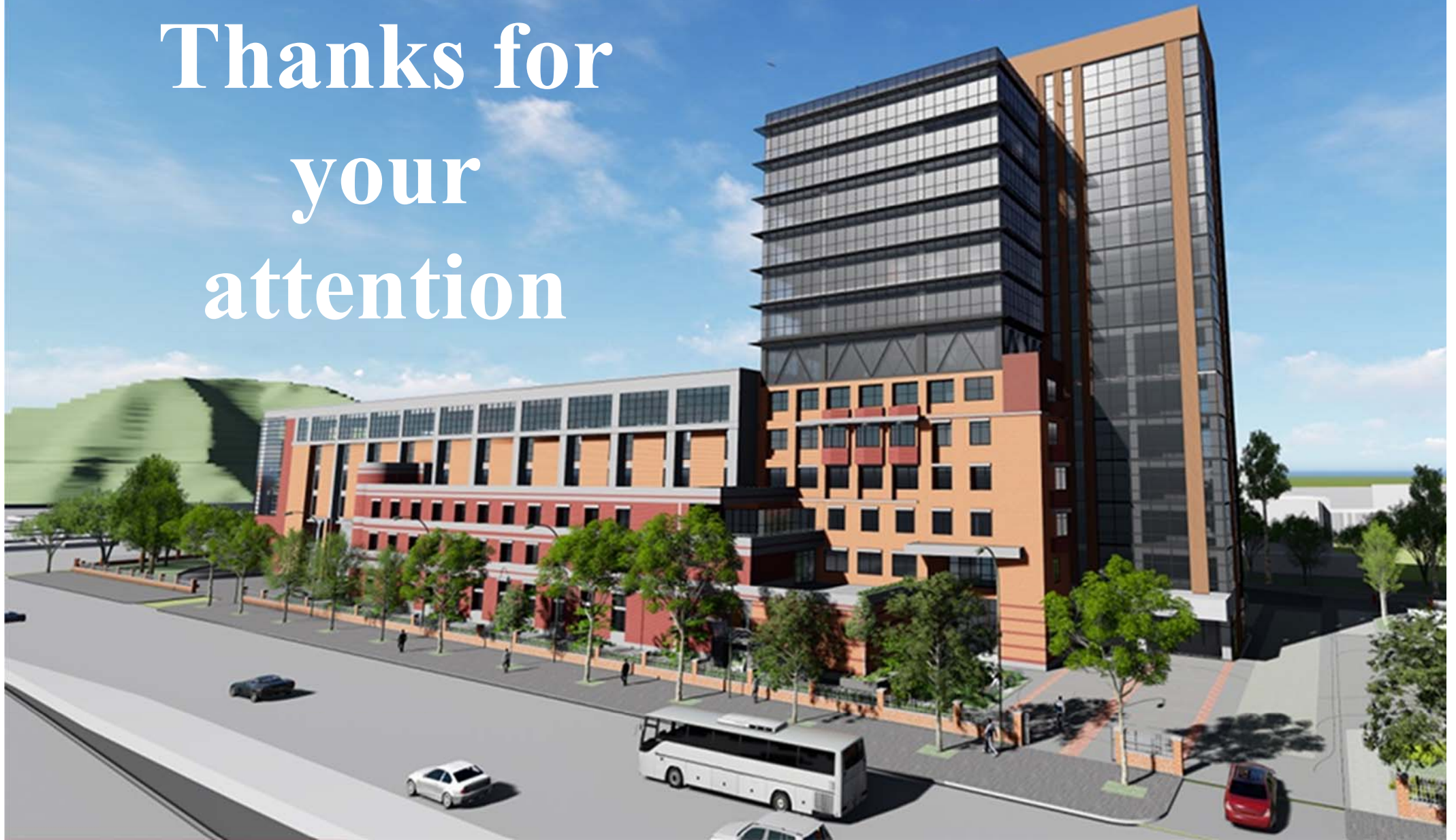
Conclusions

- The amount of required confining reinforcement **should be increased** with the **axial load** to ensure consistent lateral deformation capacity.
- Test results showed that if crosstie ends with **90-degree hook were alternated**, the column specimen still preserved **satisfactory seismic performance**.

Conclusions (Cont.)

- The deformation behavior of columns with **full-laterally support** are better than the one of columns with **partial-laterally support**.
- The use of crosstie ends with **180-degree** seismic hook have better deformation capacity than crosstie ends with **135-degree** seismic hook.

Thanks for
your
attention



鋼筋混凝土雙核心柱於高軸力下之耐震性能研究

林克強¹ 黃竣楷² 紀凱甯³ 莊勝智³ 江文財⁴ 陳哲生⁵ 邱耕璋⁶

¹財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心 研究員

國立台灣科技大學營建系 合聘教授

Email: kclinncrec@narlabs.org.tw

²國立台灣科技大學營建系研究所 碩士生

³財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心 助理研究員

⁴九固工程顧問有限公司 總經理

⁵宸鼎工程技術顧問有限公司 總經理

⁶九固工程顧問有限公司 經理

摘要

高樓層鋼筋混凝土建築底層之柱構件需承受極大的結構自重與地震作用下所導致的軸力，受地震力作用下，柱構件橫向變形能力取決於圍束箍筋的圍束效果與軸力比大小等因素，在相同的變形能力需求下，隨著柱構件承受的軸力越大，所需的橫向鋼筋量越趨嚴格，以提升縱向主筋的挫曲強度，延緩挫曲的發生，才能提供足夠的變形容量。本研究進行3組實尺寸柱構件試體試驗，試體斷面均為700×700 mm，高度3150 mm，高寬比為4.5，混凝土採用強度 $f'_c = 28$ MPa，搭配強度 $f_y = 500$ MPa的盤元鋼筋加工成一筆式矩形箍，以及降伏強度 $f_y = 420$ MPa的主筋及箍筋。柱構件斷面縱向主筋採用內、外雙層配置，額外增加縱向鋼筋於內層，提升斷面強度；另外，為了提升圍束效果，使用一筆式矩形箍與一端為90度一端為180度的短繫筋配置進行比較。透過國震中心之多軸向測試系統(MATS)進行測試，三組試體均施加固定軸力 $0.5A_gf_{ca}'$ ，再進行水平反復載重試驗，經由試驗結果顯示，三組試體均於端部發生撓剪破壞，且剪力強度下降至最大剪力強度的80%時，分別具有3.64%、4.19%及5.19%弧度的側向變形容量，以及在變形位移角3%、4%及5%弧度尚能維持軸力容量。

關鍵字：鋼筋混凝土柱、箍筋配置、極限層間變位角、韌性容量

一、前言

高樓層鋼筋混凝土建築底層之柱構件需承受極大的結構自重與地震作用下所引致的軸力，對於高地震風險區域，特殊抗彎構架(special moment frame, SMF)系統之耐震設計須滿足強柱弱梁規定與提供適當的層間轉角需求。一般而言在設計地震(Design Earthquake, DE)或最大考量地震(Maximum Consider Earthquake, MCE)作用下，建築物之低樓層柱構件可能無法避免發生非線性變形，通常需提供 3%弧度轉角之變形容量。柱構件的橫向變形容量主要取決於圍束箍筋的圍束效果與軸力比大小等因素，目的在提升縱向鋼筋的挫曲強度，延緩挫曲的發生。在相同的變形能力需求下，當柱構件承受的軸力越大，圍束鋼筋的配置規定越趨嚴格。

建築物隨著樓層數的提高，底層柱的鋼筋比越大，傳統將主筋配置於外圍的典型配置細節(如圖 1(a)所示)可能會過於壅塞。為了減緩結構物受地震力作用下低矮樓層柱構件喪失軸向乘載力發生，藉由調整柱構件斷面之主筋與圍束箍筋配置細節，於斷面核心處配置縱向鋼筋，降低柱構件受高軸力時外層混凝土保護層剝落後的影響(詳圖 1(b))。

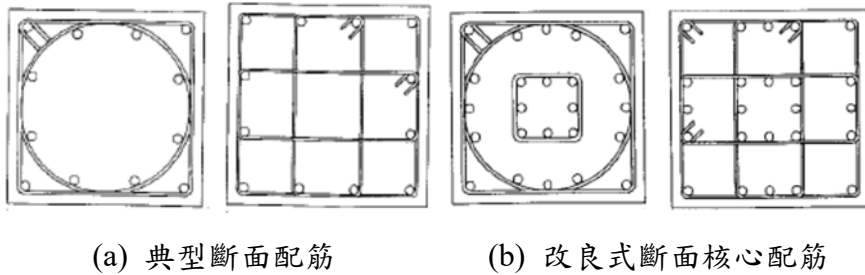


圖 1 RC 柱構件主筋之典型與非典型配置細節(Aoyama, 2002)

國內現行混凝土結構設計規範(內政部營建署，2019)，有關承受撓曲與軸向載重構件的圍束鋼筋量，當設計軸力 $P_u \leq 0.3A_gf'_c$ 時，橫向鋼筋總面積 $A_{sh}/s_b c$ 至少滿足以下式(1)及式(2)兩項之最大值進行設計

$$0.3 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (\text{圍束控制}) \quad (1)$$

$$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (\text{韌性控制}) \quad (2)$$

中國內混凝土結構設計規範並未考量受到高軸力作用的影響，使得承受高軸力作用下的圍束效果較為不足。為了使柱構件承受高軸力時還能保有位移角 3%之側向變形需求，美國 ACI 318-19 規範建議，柱構件若使用超過 70 MPa 之混凝土強度或者承受高軸力($P_u > 0.3A_gf'_c$)時，每一根縱向鋼筋均需使用耐震彎鉤(135 度或 180 度彎鉤)之閉合箍筋或繫筋進行圍束，以符合圍束需求，且圍束鋼筋量除須滿足上述式(1)與式(2)以外，需再考量式(3)進行比較，並由三式中取最大值進行設計，其中式(3)計算式如下：

$$\begin{aligned} & 0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \\ k_f &= \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0 \\ k_n &= \frac{n_l}{n_l - 2} \end{aligned} \quad (3)$$

其中：

s 橫向箍筋之間距

b_c 計算 A_{sh} 時之柱心尺度，即圍束鋼筋外緣之間距

A_{sh} 在間距 s 範圍內垂直 b_c 之橫向箍筋(包含繫筋)總斷面積

A_g 橫向鋼筋外緣以內之構材斷面積

f'_c 混凝土抗壓強度

f_{yt} 橫向鋼筋降伏強度，且不得大於 700 MPa

h_x 延柱斷面各邊受側向支撐之縱向鋼筋中心至中心之最大水平間距

P_u 為柱構件所承受之極限軸力

k_f 混凝土強度因子

k_n 有效圍束因子

n_l 於柱斷面中受閉合箍筋角落包圍以及受耐震彎鉤圍束的縱向鋼筋數量

美國 ACI 318-19 規範對於斷面同一高程受側向支撐之縱向鋼筋中心至中心之最大水平間距 h_x 進行規定，限制其不得大於 350 mm。另外，除了上述圍束鋼筋量相關規定外，延柱高方向之圍束鋼筋間距不得超過式(4)的(a)至(c)：

$$\begin{aligned} & (a) \text{ 構材斷面最小尺度之 } 1/4 \\ & (b) \text{ 6 倍主筋直徑} \\ & (c) \text{ } s_o = 100 + \frac{350 - h_x}{3} \end{aligned} \quad (4)$$

其中上式(b)為確保表面混凝土保護層剝落後縱向鋼筋在大變形受壓情形下，鋼筋材料強度可發展至降伏應力以後才會發生挫曲現象；上式(c)為確保柱斷面配置較少圍束鋼筋時，因部分縱向鋼筋未受側向支撐束制，使得受側向支撐之縱向鋼筋間距過大，為了使柱構件有足夠的圍束能力，當 h_x 值提高可相對縮小橫向鋼筋間距 s_o ，規定 s_o 之值不得大於 150 mm，亦無需小於 100 mm。

為了使縱向主筋均被 180 度彎鉤所束制，李台光、鄒本駒於 2008 年「繫筋細部對大尺寸鋼筋混凝土柱行為影響之研究」中，提出改良式繫筋配置，使用 2 根一端為 180 度彎鉤一端為直線型的繫筋，於直線段進行部分搭接形成組合繫筋進行配置，經由實驗結果得出，兩組試體分別使用組合繫筋及兩端皆為 180 度彎鉤的繫筋，其韌性表現均高於傳統配置。本次研究使用一端為 180 度一端為 90 度彎鉤的短繫筋，將 90 度彎鉤端部

固定於柱斷面中心，180 度彎鉤則提供外側主筋側向支撐，藉由兩根短繫筋搭接成組合繫筋，提升柱構件圍束效果。

二、試驗計畫

本文主要研究鋼筋混凝土柱構件承受軸力 $0.5A_gf_{ca}'$ 時，探討不同的縱向鋼筋擺設及箍筋圍束方式對於最大剪力強度及側向變形能力的影響。

2.1 試體設計

本次試驗研究包括 3 組實尺寸柱構件試體，在固定軸壓力下之水平反復載重試驗。所有試體之混凝土設計強度 f_c' 採用 28 MPa，主筋採用 SD 420W 鋼筋。試體均由柱構件本體與固定於試驗機台上、下之基座組成，如圖 2 (a) 所示，上基座平面尺寸為 1900×1000×925 mm，與下基座為 2000×1000×925 mm。柱構件本體之尺寸與材料分別介紹如下。各組柱構件本體斷面尺寸均為 700×700 mm，高度為 3150 mm，高寬比為 4.5。縱向主筋均採用 #8 (D25) 之 SD 420W 鋼筋；橫向箍筋採用 #4 (D13) 之 SD 420W 鋼筋或 $\phi 12$ 之 500 MPa 細盤元鋼筋。上下兩端分別自上下基座面起 50 mm 配置第一層箍筋，柱構件兩端圍束區分別 1350 mm 長，間距為 100 mm，中央區 450 mm 長，間距為 90 mm，詳圖 2 (b) 所示，各試體之詳細鋼筋配置分別敘述如下，試體實際配置設計圖詳表 1。

- 試體 SC1 主筋採用一般配置於柱構件外圍，搭配符合現行規範之箍筋，其中箍筋由一外箍與一端 180° 及一端 90° 彎鉤之繫筋組成。
- 試體 SC2 主筋採用內、外層雙層配置，搭配一筆式矩形箍與一端 180° 及一端 90° 彎鉤之箍筋。
- 試體 SC3 主筋與箍筋之配置除與試體 SC2 外，每層箍筋另配置 8 支一端 180° 及一端 90° 彎鉤之短繫筋。

2.1.2 橫向鋼筋量檢核

透過式(4)之計算，橫向鋼筋間距應不得超過以下(a)至(c)，故取小值 15.24 公分。

$$(a) \text{ 構材斷面最小尺度之 } 1/4 \quad s = 17.5 \text{ cm}$$

$$(b) \text{ 6 倍主筋直徑} \quad s = 15.24 \text{ cm}$$

$$(c) \quad s_o = 100 + \frac{350 - h_x}{3} \quad s = 15.24 \text{ cm}$$

其中試體 SC2 與 SC3 使用一筆式矩形箍，由一筆箍繞過之第二排縱向鋼筋視為受耐震彎鉤圍束，需考量 m 之數目；以及在此視一筆箍重複繞過之方向箍筋切過支數為 2 根；試體 SC3 使用一端 90 度一端 180 度彎鉤之短繫筋，在此視勾住縱向主筋之短繫筋 180 度彎鉤符合 ACI 318-19 之耐震彎鉤規定，圍束鋼筋檢核計算如表 2 所示。

表 1 試體配筋說明表

Spec. No.	Figures	Reinforcements		
		Longitudinal	Transversal	Material properties
SC1		24-#8	1-#4@10 6-#4@10	$f'_c = 28 \text{ MPa}$ $f_y = 420 \text{ MPa}$ $f_{yt} = 420 \text{ MPa}$
		$\rho_s = 2.48\%$	$\rho_c = 1.02\%$	
SC2		24-#8 +12#8	1-#12@10 4-#4@10	$f'_c = 28 \text{ MPa}$ $f_y = 420 \text{ MPa}$ $f_{yt, \#4} = 420 \text{ MPa}$ $f_{yt, \phi 12} = 500 \text{ MPa}$
		$\rho_s = 3.72\%$	$\rho_c = 1.43\%$	
SC3		24-#8 +12#8	1-#12@10 4-#4@10 8-#4@10	$f'_c = 28 \text{ MPa}$ $f_y = 420 \text{ MPa}$ $f_{yt, \#4} = 420 \text{ MPa}$ $f_{yt, \phi 12} = 500 \text{ MPa}$
		$\rho_s = 3.72\%$	$\rho_c = 1.84\%$	

註： ρ_s 為主筋比、 $\rho_c = \frac{A_{sh}}{sb_c}$

表 2 圍束鋼筋計算檢核表

計算條件	SC1	SC2	SC3
s (箍筋間距(mm))	100		
A_{sh}/sb_c	1.022%	1.430%	1.839%
n_s (箍/繫筋切過根數)	5	7	9
n_l (受耐震彎鉤圍束之主筋數量)	10	12	20
$0.3 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$	0.526%	0.526%	0.526%
$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	0.574%	0.574%	0.574%
$0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$	0.102%	0.976%	0.904%

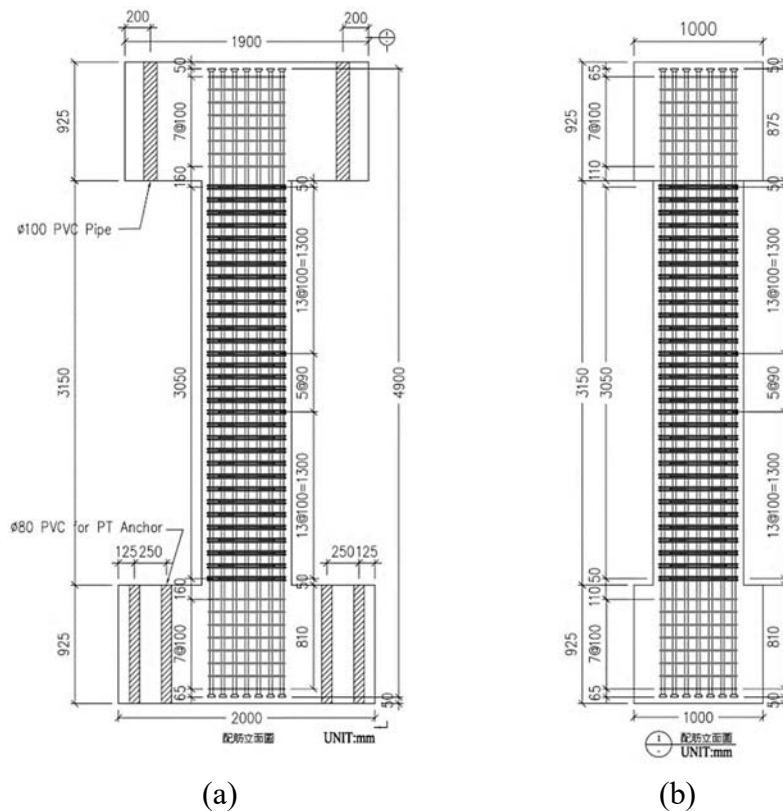
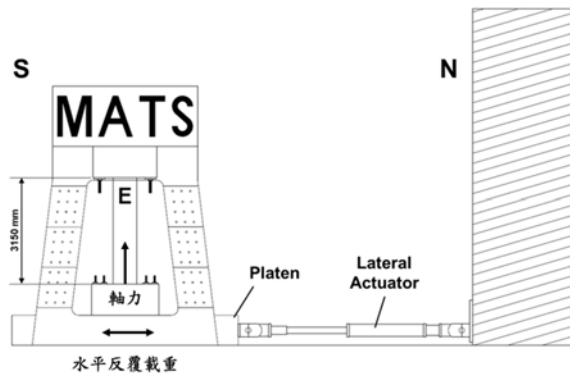


圖 2 試體立面圖(單位：mm)

2.2 試驗方法

三組試體均施加固定軸力進行水平反復載重試驗，其試體 SC1、SC2 採用單一固定軸力，試體 SC3 在不同尖峰位移角，使用兩種不同軸力。本試驗採用國家地震工程研究中心大型結構實驗室之多軸試驗系統(MATS)進行測試。圖 3 為水平反復載重試驗裝置立面圖，試體垂直放置於 MATS 設備之試體空間，上端基礎藉 4 根 $\phi 69$ 預力鋼棒固定於 MATS 系統之反力橫梁上，試體下端基礎經由 16 根 $\phi 42$ 螺桿預力固定於載重平台上，對試體施加水平剪力之力源來自兩支水平擺設的油壓伺服制動器，制動器一端與載重平台相接，另一端固定於反力牆上，由 MATS 控制系統控制水平制動器，對試體下端之載重平台施加位移載重。試驗量測系統，除了制動器之力量與載重平台位移由 MATS 系統取得外，試體之上、下基礎皆架設固定於 MATS 載重平台之位移計，以量測試體柱上、下端之相對變形作為試驗側向位移之依據，藉由千斤頂的即時輸出之力量與位移計量測之位移資料，觀察試體強度反應與位移關係，以獲得試體初步強度與位移反應。儀器量測系統及觀察格線圖安裝示意如圖 4 所示，且試體表面每隔 20 公分黏貼 NDI marker，觀測試驗中試體表面點位座標變化。試驗中採用之位移歷時如圖 5 所示，其尖峰位移角分別為 0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1%、1.5%、2%、3%、4%、5%與 6%弧度，且各尖峰位移角均重複循環三圈。試驗至試體強度顯著衰減或無法再支撐預定之軸力時結束試驗。



(a) 水平反覆載重試驗配置圖

(b) 試驗裝置實際情形

圖 3 水平反覆載重試驗配置圖

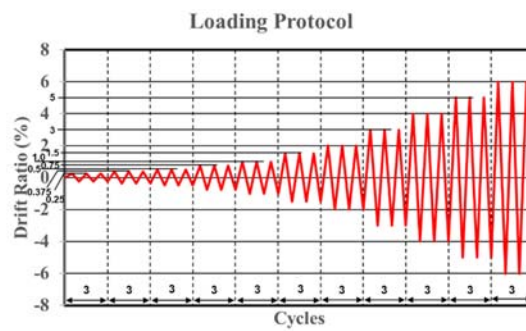
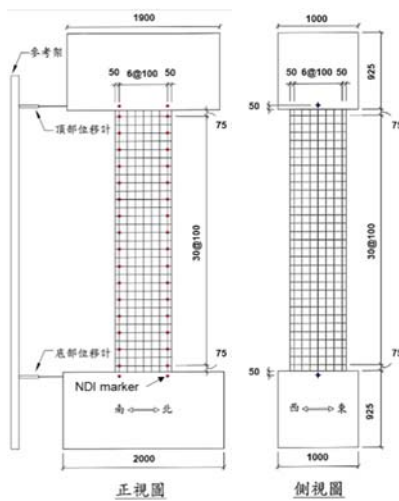


圖 4 儀器量測系統及觀察格線圖

圖 5 受水平反覆載重試驗之水平歷時圖

三、試驗結果與討論

3.1 實際材料強度結果

混凝土與鋼筋由材料試驗求得之實際強度分別列於表 3 與表 4。

表 3 混凝土材料之實際抗壓強度表

試體編號	設計強度 (MPa)	灌漿日期	齡期 28 天 抗壓強度 f'_c (MPa)	試驗日期	試驗當天 混凝土齡期 (天)	試驗當天 抗壓強度 f'_{ca} (MPa)
SC1	28	6/8	27.29	7/17	39	29.11
SC2	28	6/8	27.29	7/21	43	29.11
SC3	28	6/8	27.29	7/23	45	29.11

表 4 鋼筋實際材料強度表

Bar size	Steel Grade	f_{ya} (MPa)	$f_{ya,avg}$ (MPa)	f_{ua} (MPa)	$f_{ua,avg}$ (MPa)
#4	SD 420W	482	474	688	688
		482		690	
		459		688	
φ12 (盤元鋼筋)	500	535	525	666	644
		531		636	
		508		629	
#8	SD 420W	452	454	659	667
		467		662	
		443		679	

3.2 試驗過程

試體 SC1：首先採用力量控制對試體施加 7133 kN ($0.5A_gf_{ca}$) 軸壓力，施加完軸壓力後再進行圖 5 之水平反復位移歷時，試體 SC1 之水平位移角與剪力關係圖如圖 6 (a) 所示。試體於尖峰位移角 1.5% 弧度時，發展至最大剪力強度；尖峰位移角 4% 弧度第一迴圈時，試體上、下端部之混凝土剝落嚴重，混凝土剝落範圍約在試體柱上、下端部 700 mm 範圍內，此時試體強度衰減至最大剪力強度之 80% 以下；試驗進行至尖峰位移角 4% 第二迴圈時，因試體軸壓變形過大，超過設備之垂直向位移容量即結束試驗。

試體 SC2：採用力量控制對試體施加 7133 kN ($0.5A_gf_{ca}$) 軸壓力，施加完軸壓力後再進行水平反復歷時測試，試體 SC2 之水平位移角與剪力關係圖如圖 6 (b) 所示。試體於尖峰位移角 3% 弧度時，發展至最大剪力強度；尖峰位移角 5% 時，試體上、下端部 600mm 範圍內混凝土大致上完全剝落，柱試體南、北向外層主筋發生顯著地往外挫曲現象，此時試體剪力強度約降至最大剪力強度的 80%；試驗進行至尖峰位移角 5% 弧度第二迴圈正向，因試體喪失軸向承载力，結束試驗。

試體 SC3：採用力量控制對試體施加軸壓力，施加完軸壓力再進行水平反復載重歷時測試。試體 SC3 與前兩組試體施加之軸壓力略有不同，乃是在不同尖峰位移角區間採用不同軸壓力，分別於試驗開始至尖峰位移角 0.375% 弧度第一迴圈，使用軸壓力 9618 kN ($0.67A_gf_{ca}$)；尖峰位移角 0.375% 弧度第二迴圈至尖峰位移角 4% 第二迴圈時，軸壓力為 7133 kN ($0.5A_gf_{ca}$)；尖峰位移角 4% 弧度第三迴圈至尖峰位移角 6% 弧度第一迴圈時，採用軸壓力 9618 kN ($0.67A_gf_{ca}$)；試驗進行到尖峰位移角 6% 弧度第二迴圈至試驗結束時，軸壓力採用 7133 kN ($0.5A_gf_{ca}$)，其水平位移角與剪力關係圖如圖 6 (c) 所示。

由試驗結果顯示，三組試體均發生端部的撓剪破壞，遲滯行為表現良好且迴圈豐飽滿，亦無明顯的頸縮(pinching)現象發生，各試體結束試驗後之破壞程度如圖 7 所示。

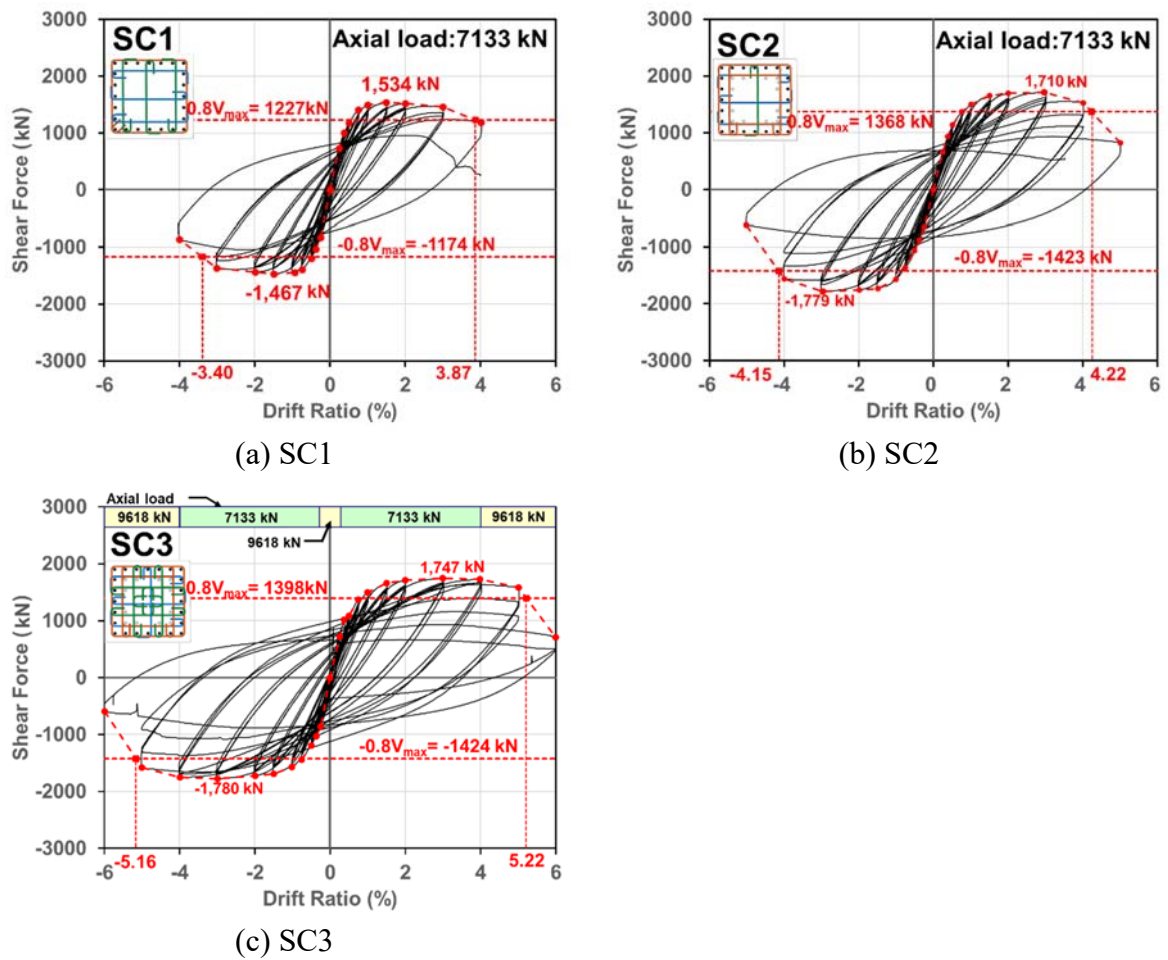


圖 6 載重位移歷時遲滯迴圈圖

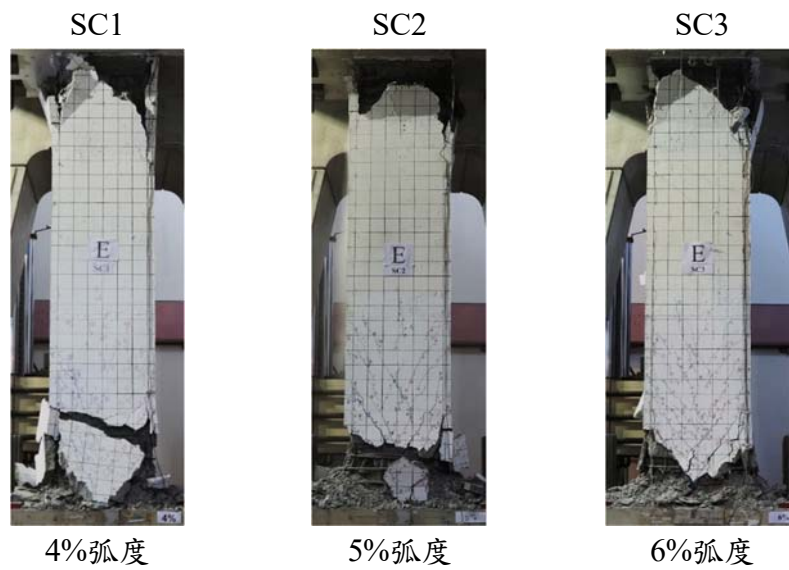


圖 7 各試體結束試驗時之破壞情形

3.3 試體裂縫發展

試體 SC1 斷面使用 24-#8 縱向主筋，試體 SC2 與 SC3 使用 36-#8 縱向鋼筋，於試驗過程初期，試體 SC1 表面裂縫數量多於試體 SC2 與 SC3。比較不同矩形箍之差異，於尖峰位移角 2% 弧度時，三組試體裂縫發展範圍相近，裂縫份部情形略有差異，試體 SC1 採用傳統矩形箍其裂縫發展多集中於柱構件端部，試體 SC2 與 SC3 使用一筆式矩形箍，表面混凝土裂縫發展較為平均。尖峰位移角 3% 弧度下，試體 SC1、SC2 與 SC3 沿受力方向之混凝土表面裂縫分別集中於端部 1000 mm、900 mm 及 800 mm 範圍內；尖峰位移角 4% 弧度，試體 SC1 矩形箍破壞，如圖 8 所示，試體因軸向變形過大而結束實驗；試體 SC2 與 SC3 採用一筆式矩形箍，兩組試體於試驗結束時一筆式矩形箍僅受縱向鋼筋擠壓發生變形現象。

外部主筋受圍束程度方面，試體 SC1 與 SC2 兩組試體縱向鋼筋受箍筋圍束支數相同，惟縱向鋼筋數量與外圍箍筋形式不同，兩組試體於尖峰位移角 2% 弧度後，表面裂縫寬度發展較為明顯；尖峰位移角 4% 弧度時，各試體上、下端部東側混凝土保護層裂縫增加趨緩，試體 SC1 與 SC2 端部表面混凝土大面積隆起剝離，此現象應為無圍束之縱向主筋發生面外挫曲現象擠壓表面混凝土所致，試體 SC3 因外圍之各縱向鋼筋均受箍筋圍束，此時主筋面外挫曲現象尚不明顯。試驗結束時，底部縱向鋼筋朝受力方向(南、北向)面外挫曲，比較試體 SC1、SC2 兩組試體以及試體 SC3 試體縱向鋼筋受圍束之差異，前者部分縱向鋼筋未受繫筋圍束，無支撐長度較受圍束之縱向鋼筋長，因此縱向鋼筋挫曲範圍較為明顯；檢視試體端部混凝土剝落之發展得知，試體 SC1、SC2 及 SC3 之端部混凝土剝落範圍分別約為 700 mm、600 mm 及 500 mm。各試體於各尖峰位移角變形情形如圖 9 所示。

3.4 試體強度結果

圖 10 為各組試體之尖峰位移角與剪力包絡線圖，圖中顯示試體 SC1 之最大強度發生於尖峰位移角 1.5% 弧度迴圈，最大剪力強度 $V_{max,avg}$ 為 1501 kN；試體 SC2 與 SC3 因縱向主筋數量相同，其最大水平剪力強度大致相同，其正、負向最大平均剪力 $V_{max,avg}$ 分別為 1745 kN 與 1764 kN，對應之尖峰位移角均為 3% 弧度迴圈。各試體最大正、負向之最大水平剪力強度 V_{max}^+ 與 V_{max}^- 詳表 5。

分別將三組試體試驗結果得到之遲滯迴圈積分，求得各組試體在不同尖峰位移角下各迴圈之消能面積，將不同尖峰位移角的三個迴圈的消能面積平均，得到不同尖峰位移角下的平均消能面積，由圖 11(a) 所示，各組試體於尖峰位移角 3% 弧度前，平均消能面積大致相同，於最大剪力強度至 80% 最大剪力強度區間，平均消能面積持續增加；當試體剪力強度低於 80% 最大剪力強度時，平均消能面積即不再上升，可承受之消能面積開始下降。將遲滯迴圈各尖峰位移角迴圈消能面積累計加總得到累計消能面積，如圖 11(b) 所示，三組試體於尖峰位移角 3% 弧度以前累計消能面積大致相同。

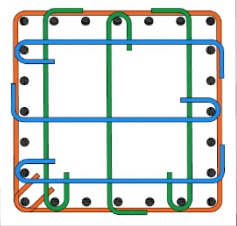
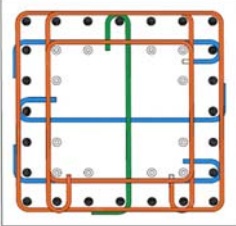
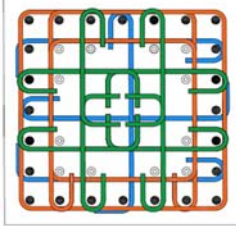
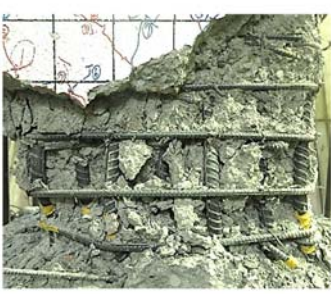
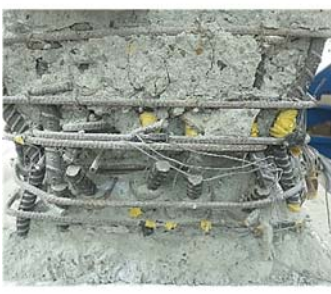
		SC1	SC2	SC3
斷面配置				
				
平行受力方向	S			
	N			
結束位移		4%弧度	5%弧度	6%弧度

圖 8 各試體結束試驗後底部圍束情形

圖 12 為各組試體使用不同混凝土與鋼筋之應力應變模型求得的 PM 曲線。 M_{ACI} 為使用 ACI 建議公式求得之 PM-Curve 於軸力 7133 kN ($0.5A_gf_{ca}$) 對應下之彎矩強度； M_{Mander} 是由 Mander 模型(Mander et al., 1988) 搭配斷面分析軟體 XTRACT 分析得之 PM-Curve 於軸力 7133 kN ($0.5A_gf_{ca}$) 對應下之彎矩強度，圖 13 為 XTRACT 斷面模型； M_{exp} 為各組試體由最大剪力強度換算對應之最大彎矩強度。ACI 建議公式求得之 PM 曲線對照於實驗得到結果較為保守， M_{exp} 高於 M_{ACI} 約 20%。使用分析軟體 XTRACT 分析得到 PM 曲線與實驗值進行比較， M_{exp} 與 M_{Mander} 強度差異約為 1%。表 6 為由不同應力應變模型求得之彎矩強度與實際強度比較。

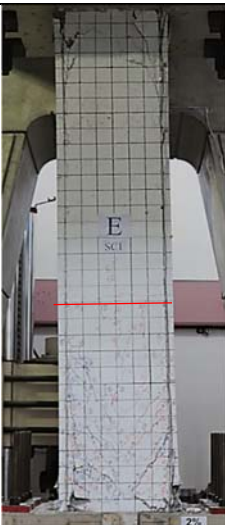
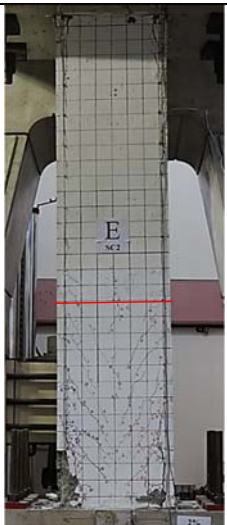
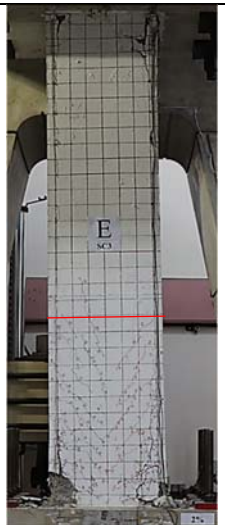
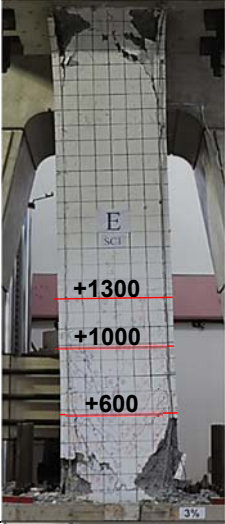
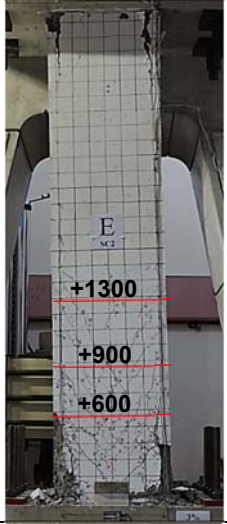
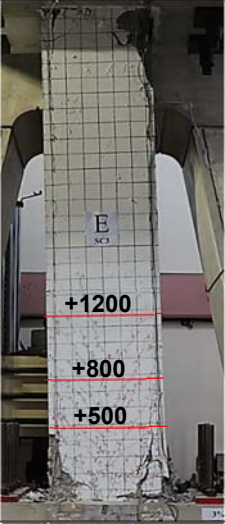
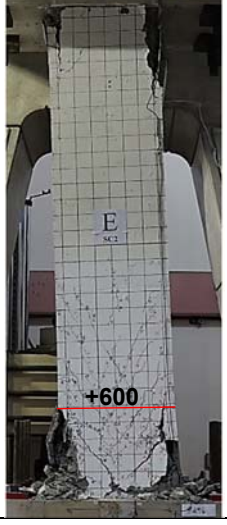
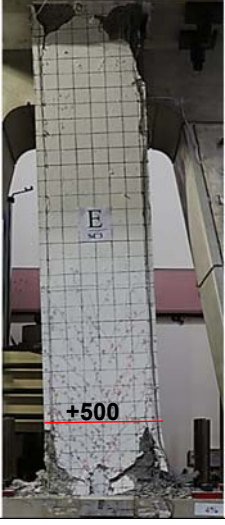
層間變位角	SC1	SC2	SC3
(a) Drift Ratio 2%弧度			
(b) Drift Ratio 3%弧度			
(c) Drift Ratio 4%弧度			

圖 9 各試體於特定尖峰位移角變形情形

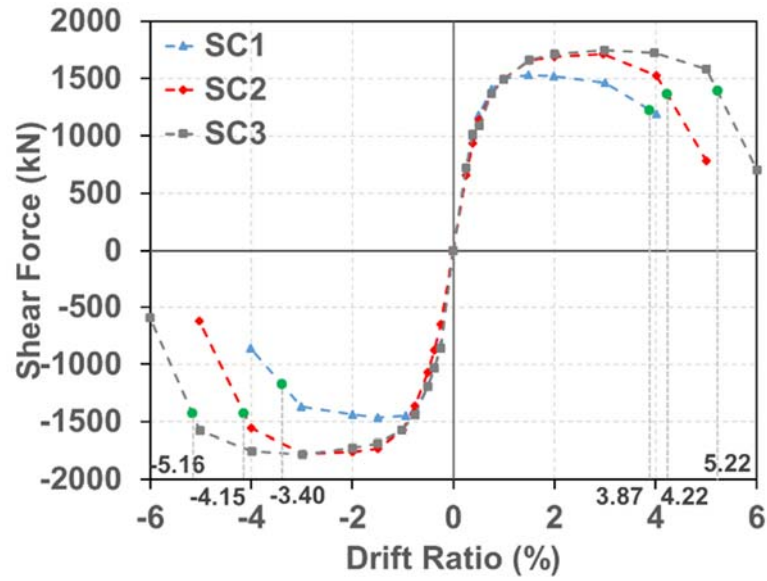
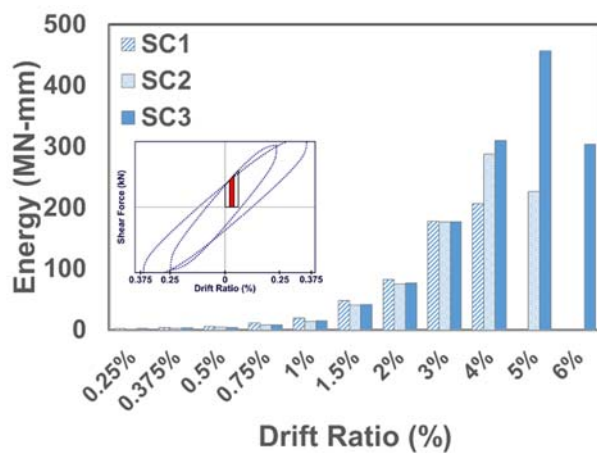


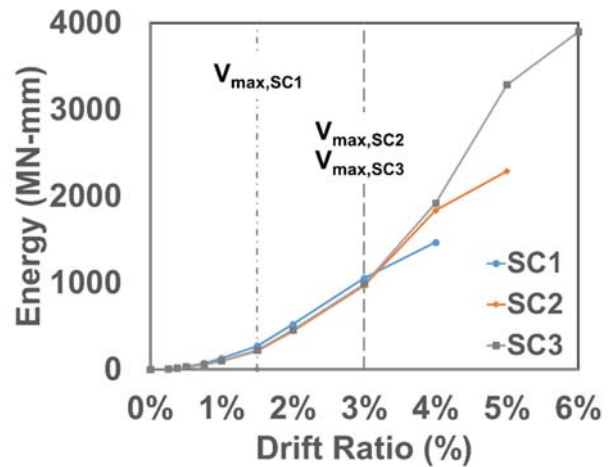
圖 10 各試體柱之剪力強度與變形包絡曲線圖

表 5 各試體之試驗韌性結果比較彙整圖

Spec.		DR_{max} (%)	V_{max} (kN)	$V_{max,avg}$ (kN)	$DR_{80\%}$ (%)	$DR_{80\%,avg}$ (%)
SC1	+	1.5	1534	1501	3.87	3.64
	-	1.5	-1467		-3.40	
SC2	+	3.0	1710	1745	4.22	4.19
	-	3.0	-1779		-4.15	
SC3	+	3.0	1747	1764	5.22	5.19
	-	3.0	-1780		-5.16	



(a) 試體平均遲滯消能面積



(b) 試體累積遲滯消能面積

圖 11 三組試體之遲滯消能面積

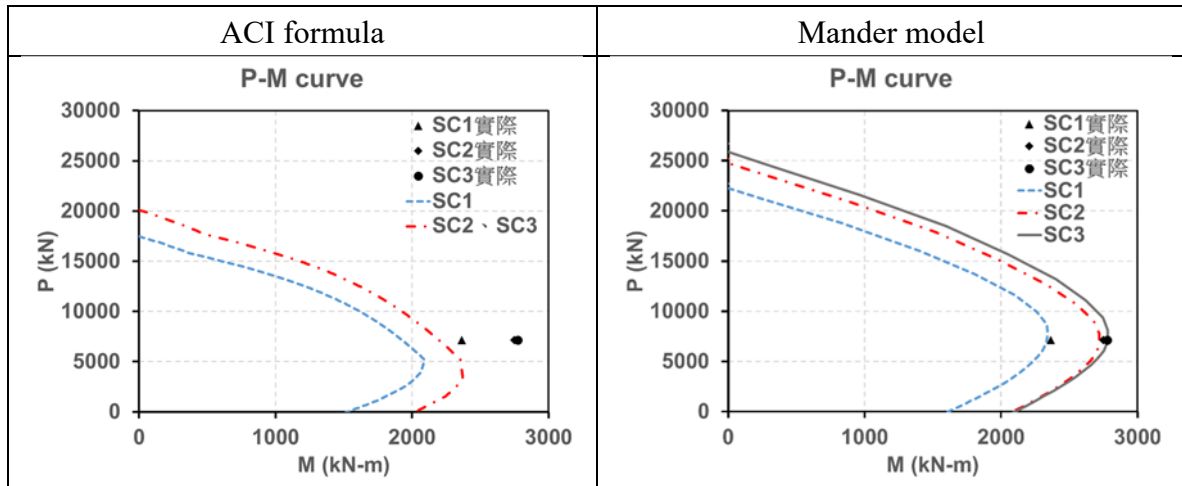


圖 12 由不同應力應變模型求得之 PM curve 與實際強度比較

M_{exp} 與 M_{Mander}

表 6 由不同應力應變模型求得之彎矩強度與實際強度比較

	Axial Load $0.5A_gf_{ca}'$ (kN)	M_{ACI} (kN-m)	M_{Mander} (XTRACT) (kN-m)	M_{exp} (kN-m)	$\frac{M_{exp}}{M_{ACI}}$	$\frac{M_{exp}}{M_{Mander}}$
SC1	7133	1926.2	2333.2	2363.3	1.227	1.013
SC2		2197.5	2719.3	2747.6	1.250	1.010
SC3		2197.5	2780.2	2777.5	1.264	0.999

3.5 試體變形量

本研究針對柱試體之最大變形容量部分，是以水平剪力強度與變形發展包絡線中強度衰減至最大剪力強度 80%當下對應的變形定義之，以位移角 $DR_{80\%}$ 表示。試體 SC1、SC2 及 SC3 之正、負向 $DR_{80\%}$ 分別列於表 5，其正、負向之最大平均變形容量 $DR_{80\%,avg}$ 分別為 3.64%、4.19%及 5.19%弧度。圖 10 亦顯示，試體 SC1 於尖峰位移角達 1.5%弧度時，水平剪力強度發展至最大值，並於尖峰位移角 3%弧度後強度開始明顯衰減；試體 SC2 與 SC3 兩組試體縱向鋼筋數量相同，且均於尖峰位移角達 3%弧度時，水平剪力強度發展至最大值，並分別於尖峰位移角 4%與 5%弧度後強度開始明顯衰減，兩試體之韌性差異為箍筋圍束量不同所造成。試驗過程中亦發現，試體 SC1、SC2 及 SC3 仍能維持斷面軸力容量的變形位移角分別為 3%、4%及 5%弧度。各試體於包絡線 0.75%弧度以後之剪力強度發展如表 7 所示。

四、結論

基於上述高軸力作用下之柱構件試驗結果，可歸納下列結論：

1. 試驗結果顯示，三組柱試體均發生端部的撓剪破壞，遲滯行為表現良好且迴圈豐飽滿，亦無明顯的頸縮（pinching）現象發生。
2. 試體 SC3 承受較大軸向載重，實際之軸向勁度與側向勁度與試體 SC1 相當，試體

SC2 其實際軸向勁度與側向勁度為三組最小。

3. 觀察裂縫發展發現，於尖峰位移角 3% 弧度下，試體 SC1、SC2 及 SC3 沿受力方向之混凝土表面裂縫分別集中於距端部 1000 mm、900 mm 及 800 mm 範圍內。
4. 檢視試體端部混凝土剝落之發展得知，至試驗結束，試體 SC1、SC2 及 SC3 之端部混凝土剝落範圍分別約為 700 mm、600 mm 及 500 mm。
5. 試驗結果顯示，試體 SC1 之正、負向最大平均剪力為 1501 kN，對應的尖峰位移角為 1.5% 弧度；試體 SC2 與 SC3 因縱向主筋量相同，其正、負向最大平均剪力分別為 1745 kN 與 1764 kN，對應的尖峰位移角均為 3% 弧度。
6. ACI 建議公式求得之彎矩強度較為保守，約為實際強度的 80%。使用 Mander 模型得到之 PM 曲線與實驗值比較彎矩強度差異約為 1%。
7. 試驗結果證實，試體 SC1、SC2 及 SC3 強度下降至最大剪力強度的 80% 時，分別具有 3.64%、4.19% 及 5.19% 弧度的變形容量。
8. 試驗過程中亦發現，試體 SC1、SC2 及 SC3 仍能維持斷面軸力容量的變形位移角分別為 3%、4% 及 5% 弧度。

表 7 各試體於包絡線 0.75% 弧度以後之剪力強度發展

	SC1				SC2				SC3			
	V^+ (kN)	V^- (kN)	Φ Avg	ϕ/ϕ	V^+ (kN)	V^- (kN)	Φ Avg	ϕ/ϕ	V^+ (kN)	V^- (kN)	Φ Avg	ϕ/ϕ
0.75%	1407.2	1389.2	1398.2	0.932	1367.5	1361.3	1364.4	0.782	1367.8	1441.9	1404.9	0.797
1%	1496.3	1445.7	1471	0.981	1500	1571.4	1535.7	0.880	1494.3	1571.0	1532.6	0.869
1.5%	1533.8	1446.6	1500.2	1	1654.4	1730.0	1692.2	0.970	1662.1	1686.7	1674.4	0.949
2%	1518.2	1438.4	1478.3	0.985	1692.8	1760.1	1726.4	0.990	1713.0	1727.1	1720.0	0.975
3%	1461.6	1369.1	1415.3	0.943	1710.5	1778.9	1744.7	1	1747.1	1779.9	1763.5	1
4%	1189.6	860.5	1025.0	0.683	1527.6	1556.1	1541.8	0.884	1726.7	1753.2	1739.9	0.987
5%	-	-	-	-	821.2	620.9	721.0	0.413	1581.1	1577.8	1579.5	0.896
6%	-	-	-	-	-	-	-	-	706.1	593.9	650	0.369
	$\phi V_{\max, \text{avg}} = 1500.2 \text{ kN}$				$\phi V_{\max, \text{avg}} = 1744.7 \text{ kN}$				$\phi V_{\max, \text{avg}} = 1763.5 \text{ kN}$			

參考文獻

- [1] ACI Committee 318 (2019), *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills.
- [2] J. B. Mander, M.J.N. Priestly, and R. Park (1988), "Theoretical Stress-Strain Model For Confined Concrete, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 134, NO. 5 May, pp.738-749.
- [3] Aoyama, H. (2002), *Design of Modern High-rise Reinforced Concrete Structures*, Imperial College Press, London.

- [4] 內政部營建署(2019),「混凝土結構設計規範」,內政部 108 年 2 月 25 日台內營字第 1080802216 號令修正發布,臺北市。
- [5] 李台光、鄒本駒(2008),「繫筋細部對大尺寸鋼筋混凝土柱行為影響之研究」,內政部建築研究所自行研究報告,新北市。
- [6] TRC and Charles Chadwell, Ph.D., P.E. (2008), XTRACT-v. 3.0.8.

RC梁構件於使用載重下裂縫控制之 直接設計法

邱建國

國立台灣科技大學



NTUST
Life-cycle of Structural Engineering

Research Outline

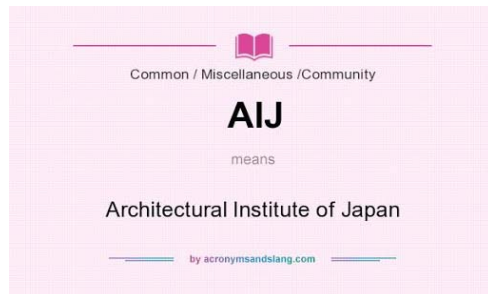
1. Introduction
2. Literature Study
3. Experimental Method
4. Experimental Result
5. Analysis Result



1. INTRODUCTION



Introduction



AIJ 2010



American Concrete Institute

Always advancing

ACI 318-19



Eurocode 2 1992



JSCE 2007



CEB-FIP model
code 2010

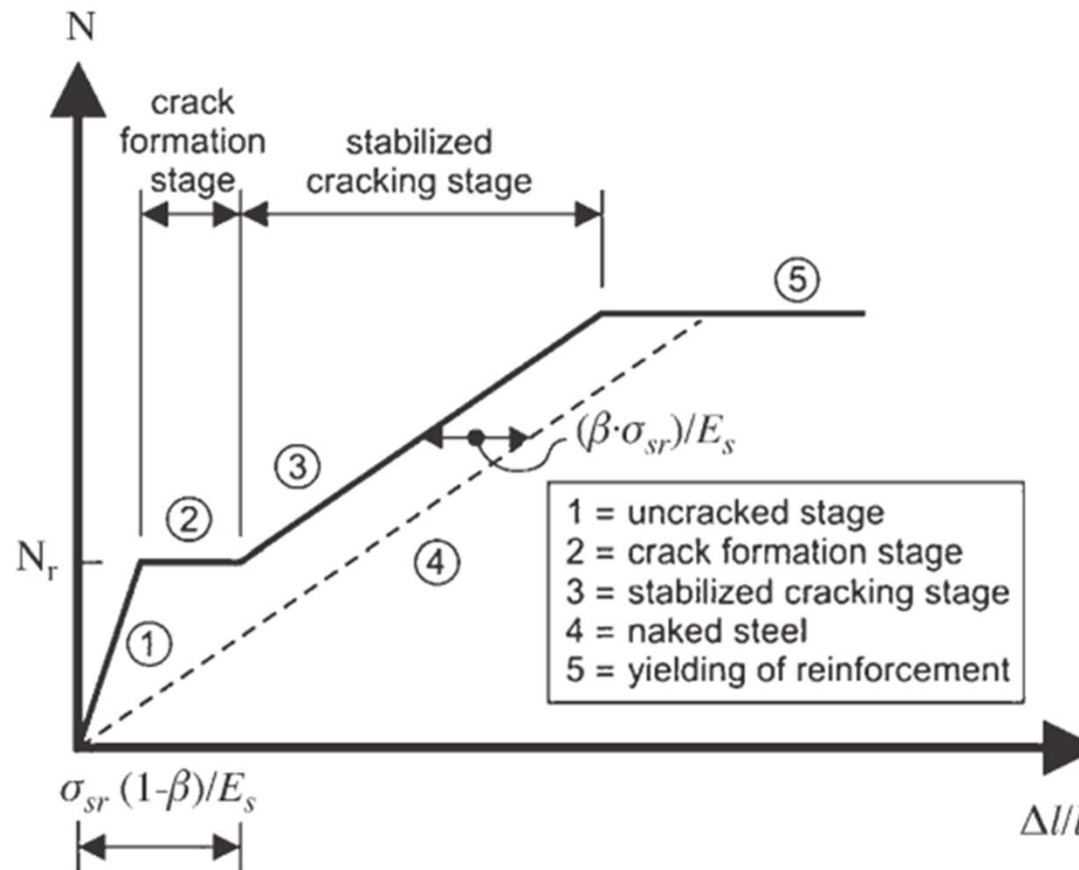


NTUST

Life-cycle of Structural Engineering

Introduction

- Cracking Stage



Research Purpose

1. Objective

1. Suggest design equation to improve the accuracy of the current code.
2. Suggest direct design method to facilitate engineer to do design easier.



Research Scope

2. Scope

1. All specimen use normal strength RC.
2. Observe 8 simple supported beams under four-point monotonic loading.
3. Observe 28 Cantilever beams under cyclic loading.



2. LITERATURE STUDY (Flexural Crack)

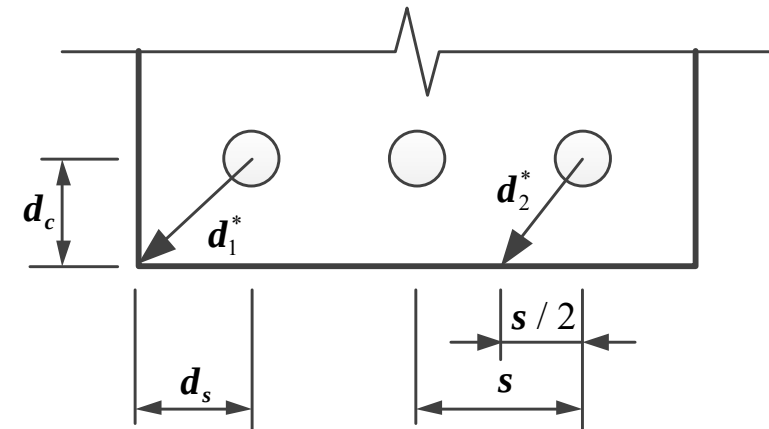


Literature Review

Specification	Suggested Crack Width Formula
ACI-318 (America)	$w_{max} = 2 \frac{f_s}{E_s} \beta \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2}$
EuroCode 2 (Europe)	$w_{max} = (k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}) (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \cdot \beta$
CEB-FIP Model Code 2010 (Europe)	$w_{max} = 2 \left(k \cdot c + \frac{1}{4} \cdot \frac{f_{ctm}}{\tau_{bms}} \cdot \frac{\phi_s}{\rho_{s,ef}} \right) \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} - \epsilon_{cs}) \cdot \beta$
AIJ-2010 (Japan) (In appendix)	$w_D = 1.5 (\epsilon_{s,av} + \epsilon_{sh}) \cdot \left\{ 2 \left(c + \frac{s}{10} \right) + k \frac{\phi}{p_e} \right\} \cdot \beta$
JSCE-2007 (Japan)	$w_{max} = 1.1 k_1 k_2 k_3 \{ 4c + 0.7(c_s - \phi) \} \left[\frac{\sigma_{se}}{E_s} \left(\text{or } \frac{\sigma_{pe}}{E_s} \right) + \epsilon'_{csd} \right]$

(based on Frosch (1999))

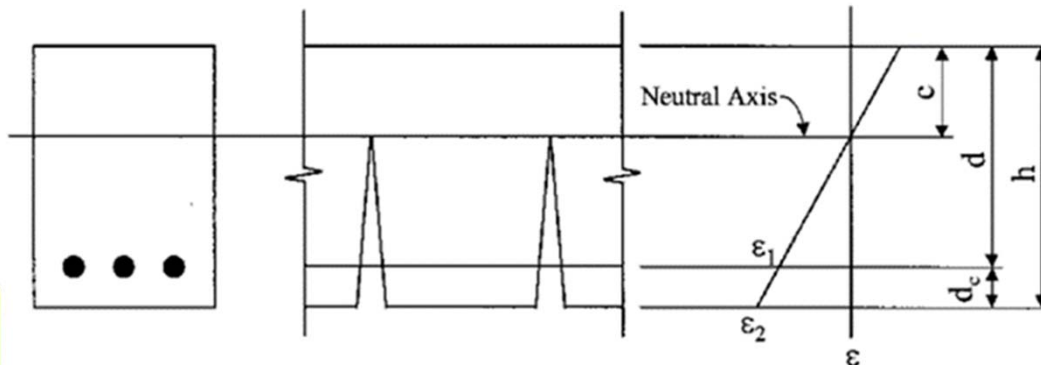
Crack Spacing (S_c) = $\psi_s d^*$



$$d_1^* = \sqrt{d_c^2 + d_s^2} \quad \text{and} \quad d_2^* = \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2}$$

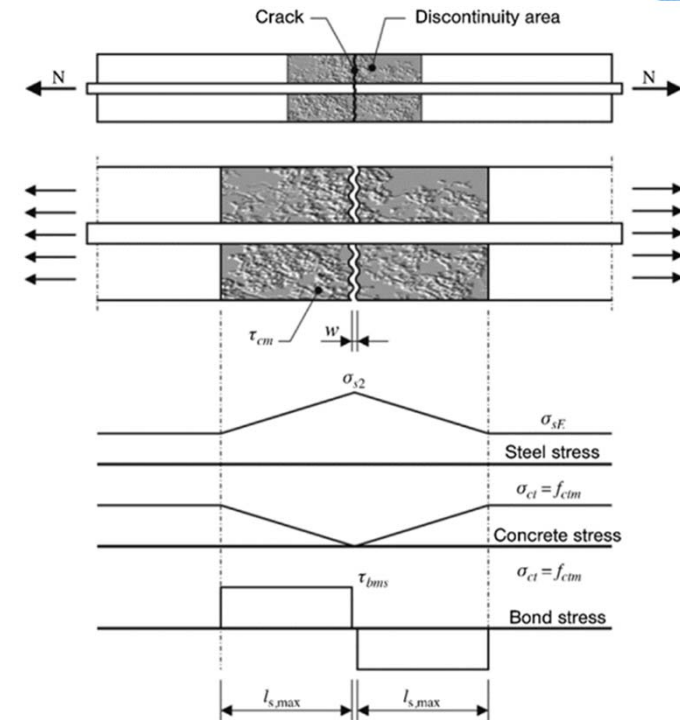
Strain Gradient:

$$\beta = \frac{\epsilon_2}{\epsilon_1} = \frac{h-c}{d-c} \quad \text{or} \quad \beta = 1.0 + 0.03 d_c$$



Literature Review

Specification	Suggested Crack Width Formula
ACI-318 (America)	$w_{max} = 2 \frac{f_s}{E_s} \beta \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2}$
EuroCode 2 (Europe)	$w_{max} = (k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}) (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \cdot \beta$
CEB-FIP Model Code 2010 (Europe)	$w_{max} = 2 \left(k \cdot c + \frac{1}{4} \cdot \frac{f_{ctm}}{\tau_{bms}} \cdot \frac{\phi_s}{\rho_{s,eff}} \right) \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} - \varepsilon_{cs}) \cdot \beta$
AIJ-2010 (Japan) (In appendix)	$w_D = 1.5 (\varepsilon_{s,av} + \varepsilon_{sh}) \cdot \left\{ 2 \left(c + \frac{s}{10} \right) + k \frac{\phi}{p_e} \right\} \cdot \beta$
JSCE-2007 (Japan)	$w_{max} = 1.1 k_1 k_2 k_3 \{ 4c + 0.7(c_s - \phi) \} \left[\frac{\sigma_{se}}{E_s} \left(or \frac{\sigma_{pe}}{E_s} \right) + \varepsilon'_{csd} \right]$



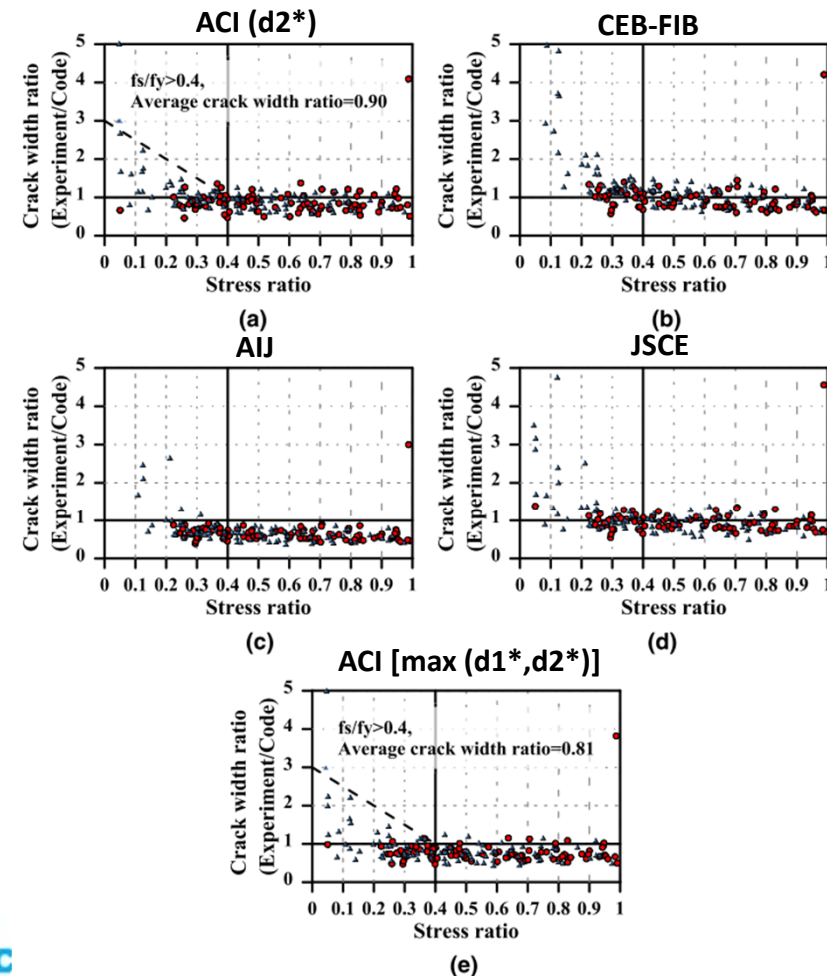
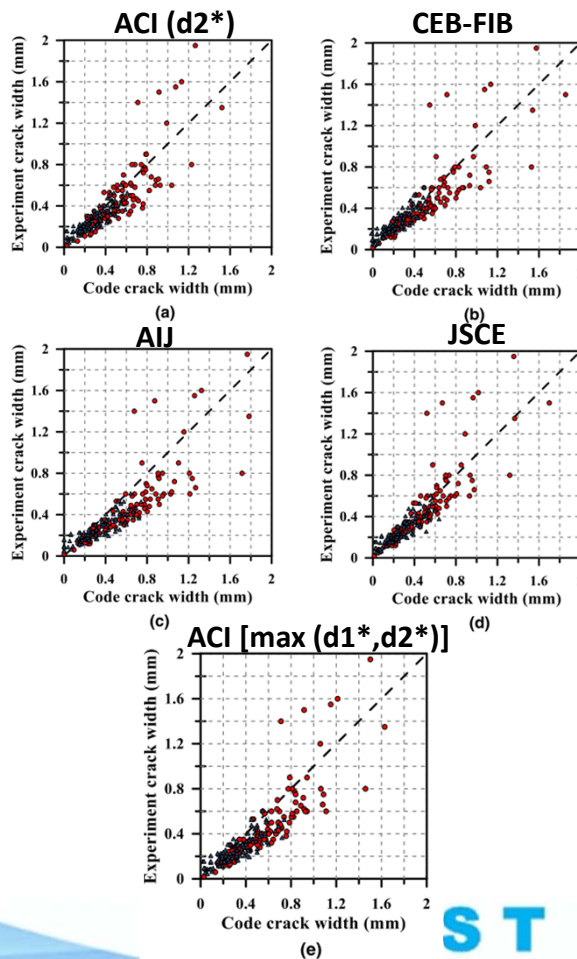
	Crack formation stage	Stabilized cracking stage
Short term, instantaneous loading	$\tau_{bms} = 1.8 \cdot f_{ctm}(t)$ $\beta = 0.6$ $\eta_r = 0$	$\tau_{bms} = 1.8 \cdot f_{ctm}(t)$ $\beta = 0.6$ $\eta_r = 0$
Long term, repeated loading	$\tau_{bms} = 1.35 \cdot f_{ctm}(t)$ $\beta = 0.6$ $\eta_r = 0$	$\tau_{bms} = 1.8 \cdot f_{ctm}(t)$ $\beta = 0.4$ $\eta_r = 1$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} - \varepsilon_{cs} = \frac{\sigma_s - \beta \cdot \sigma_{sr}}{E_s} - \eta_r \cdot \varepsilon_{sh}$$



Literature Study

- Chien-Kuo Chiu (2018)
- Flexural Crack Width



3. Experimental Method

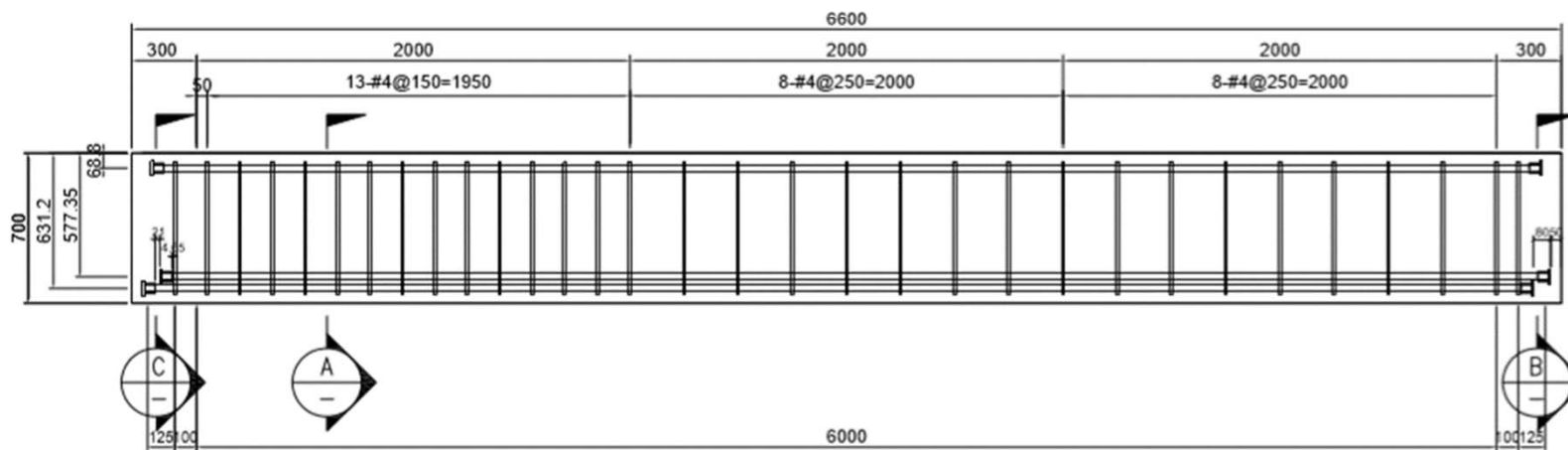
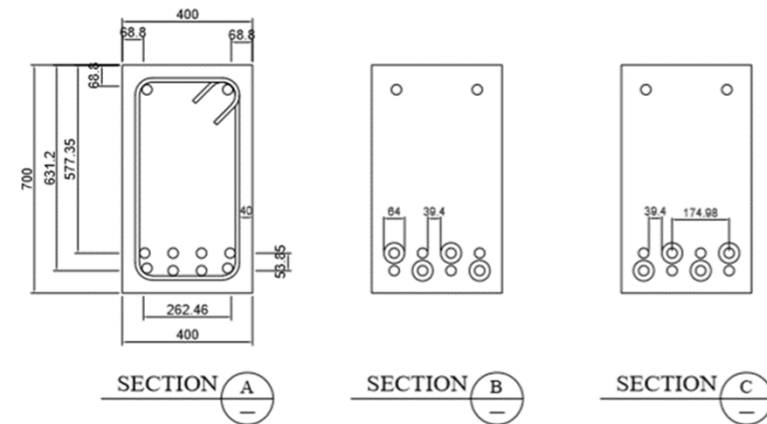
Simple Supported Beam (Monotonic Loading)



Experimental Method

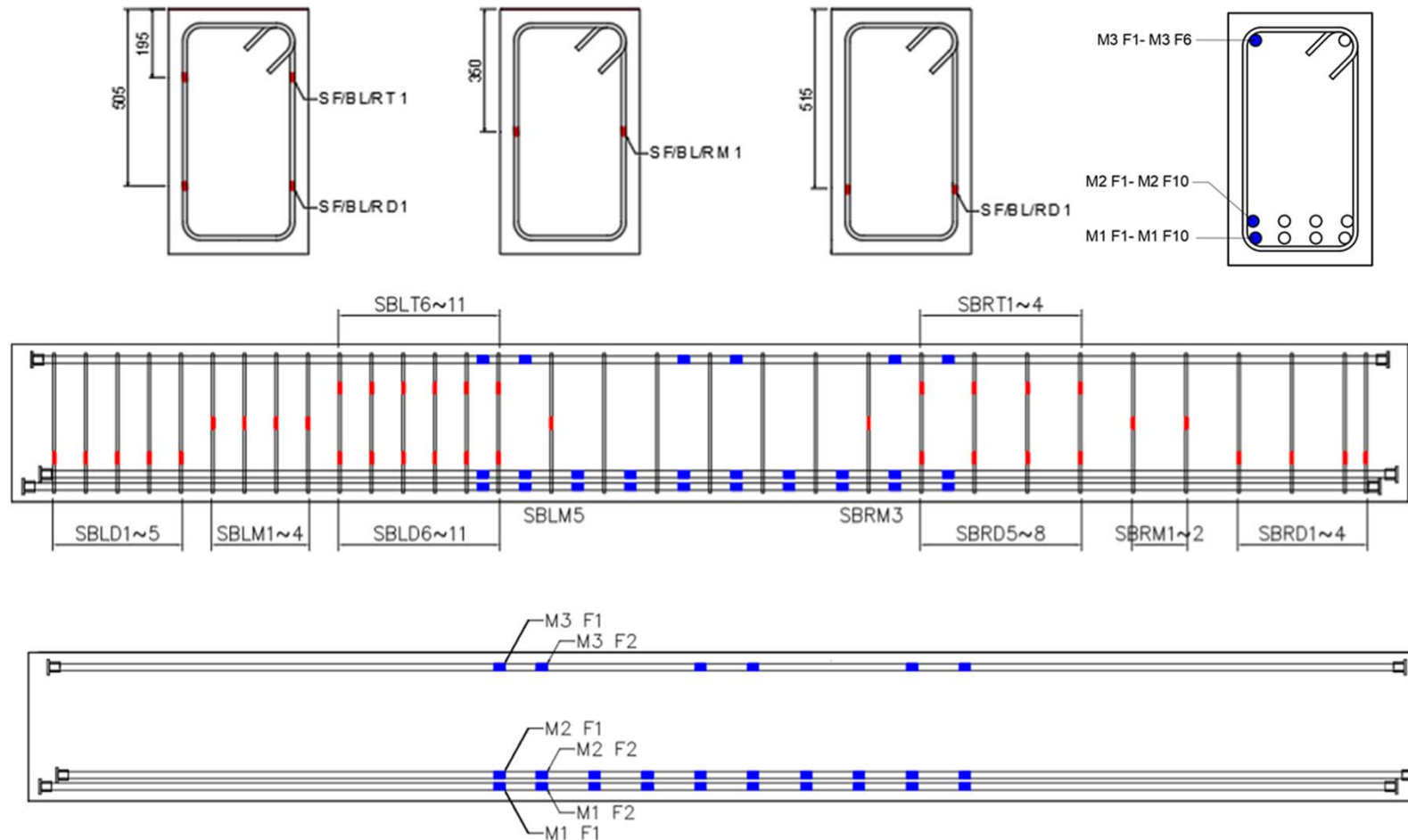
1. Specimen Parameter

f'_c : 48.7-59.1 MPa (tested)
Main bar : 8-#10
Stirup : 150mm-#4 and 250mm-#4
 f_y : 420, 490, 550 MPa and no stirrup
 f_{yt} : 420 MPa
dimension : 400 x 700 mm
 a/d : 3.33



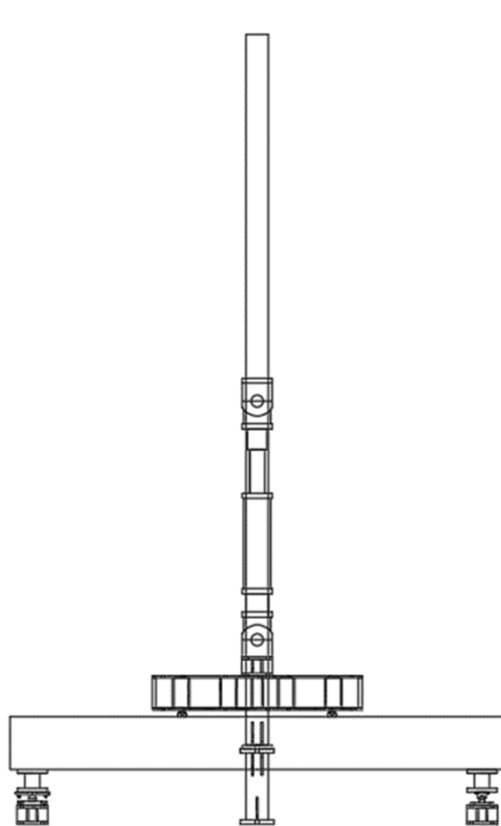
Experimental Method

2. Strain gauge location

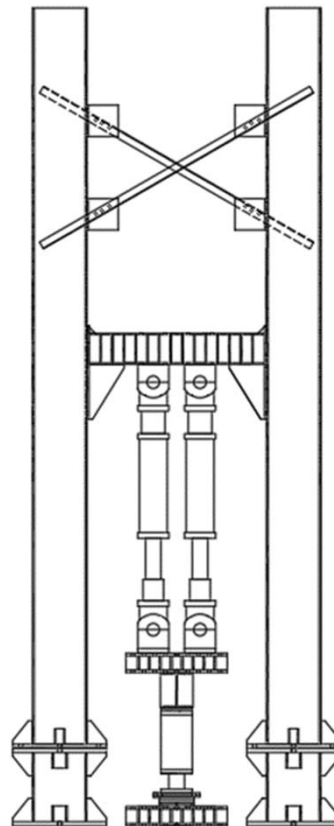


Experimental Method

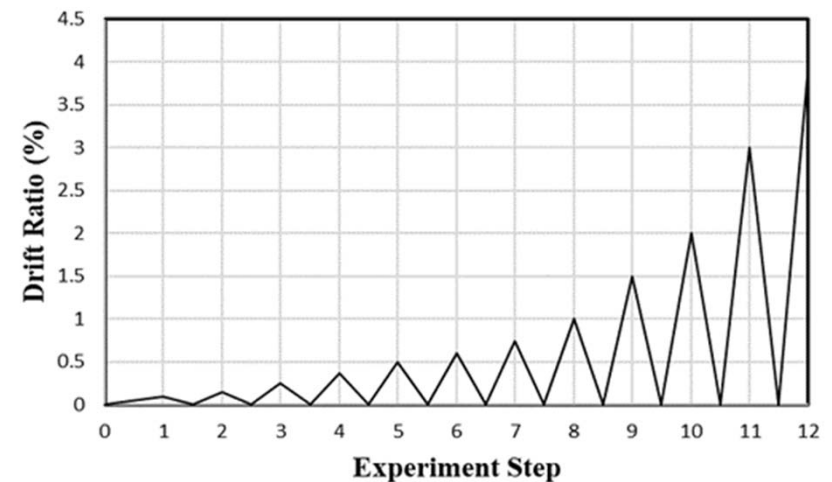
4. Specimen Setup & Loading Step



Side view

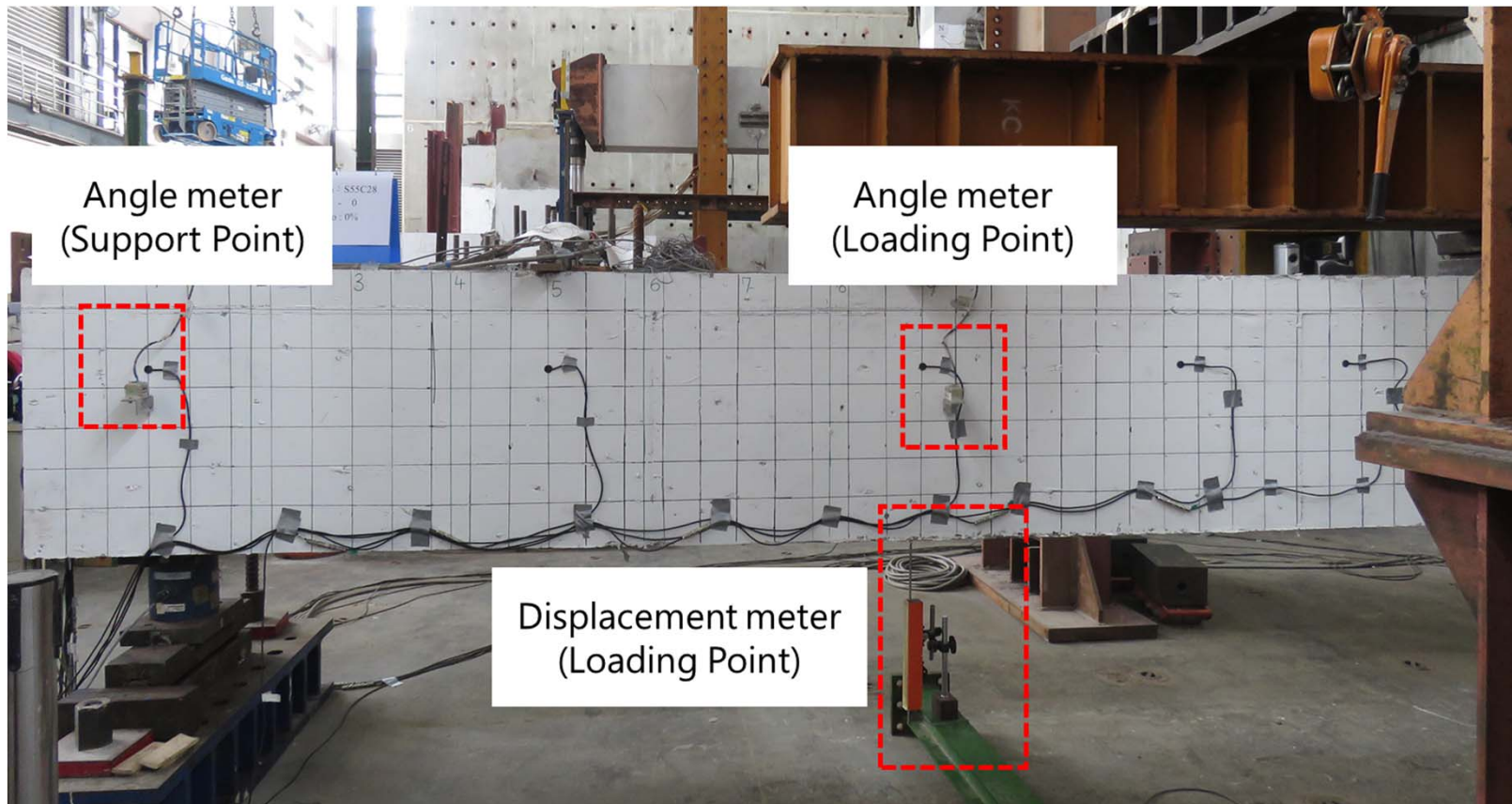


Front view



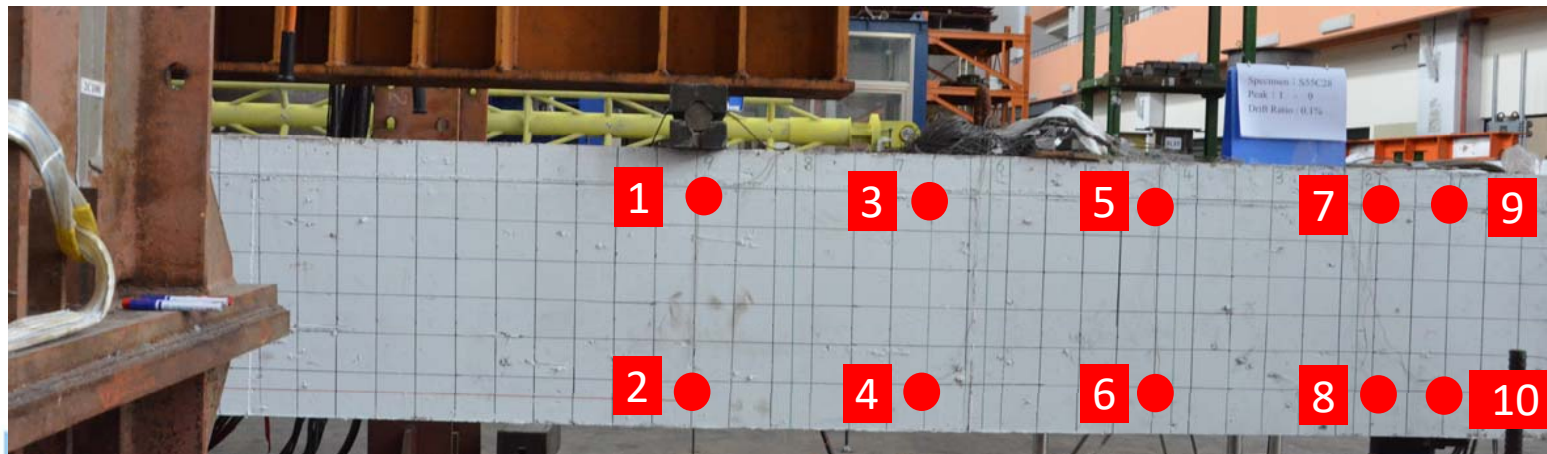
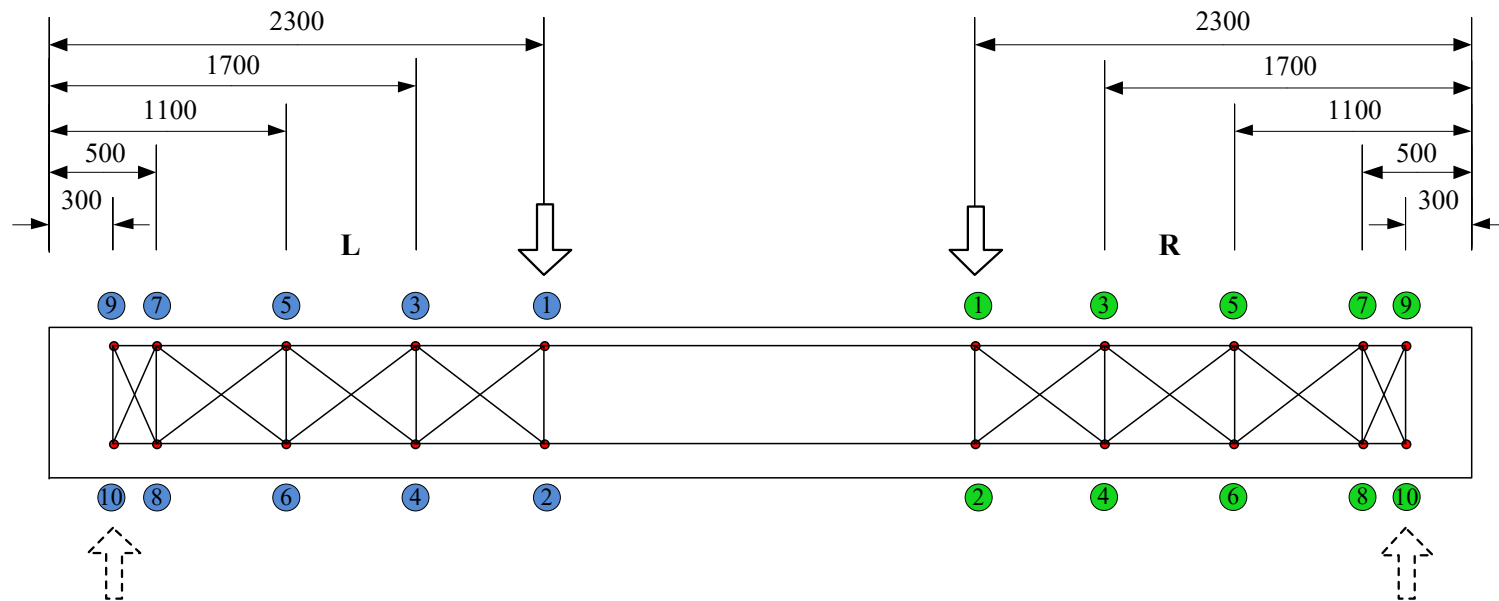
Experimental Method

4. Specimen Setup



Experimental Method

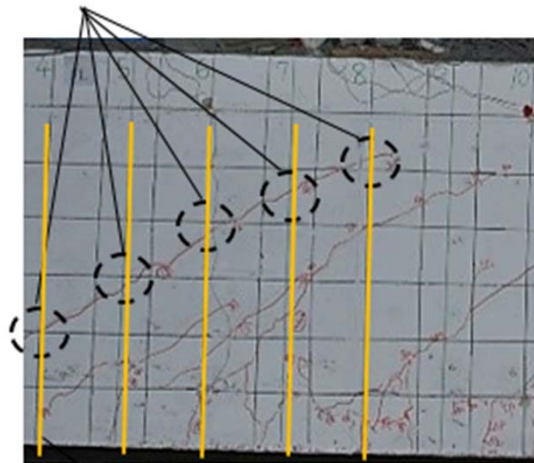
4. Specimen Setup (NDI Marker Location)



Experimental Method

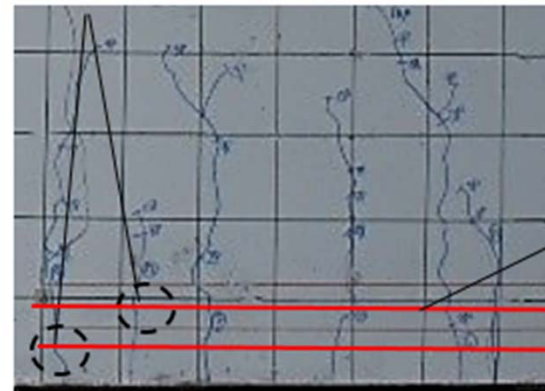
5. Location of Measuring Crack on Specimens

Shear Crack Measured



Shear Reinforcement

Flexural Crack measured



Flexural Reinforcement

4. Experimental Result

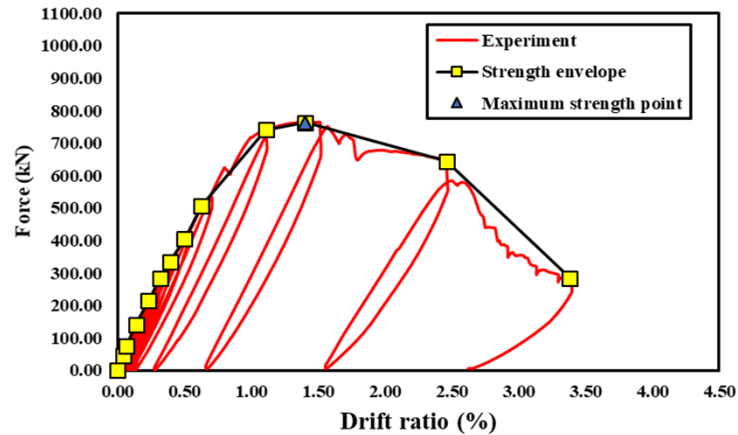
Simple Supported Beam (Monotonic Loading)



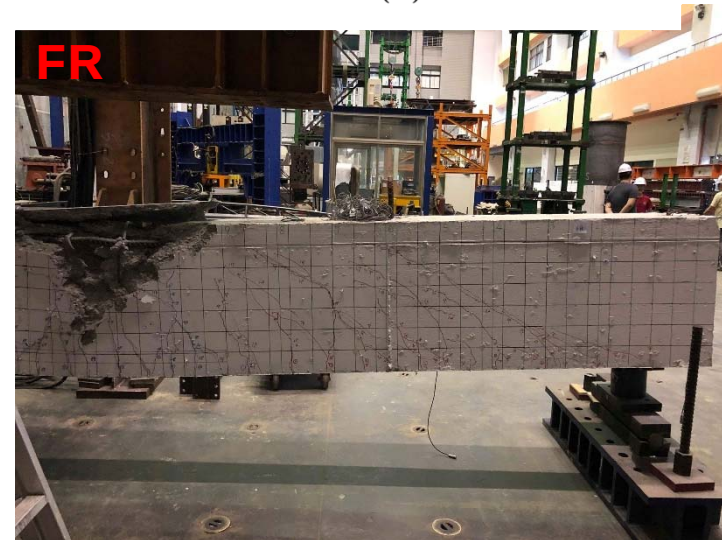
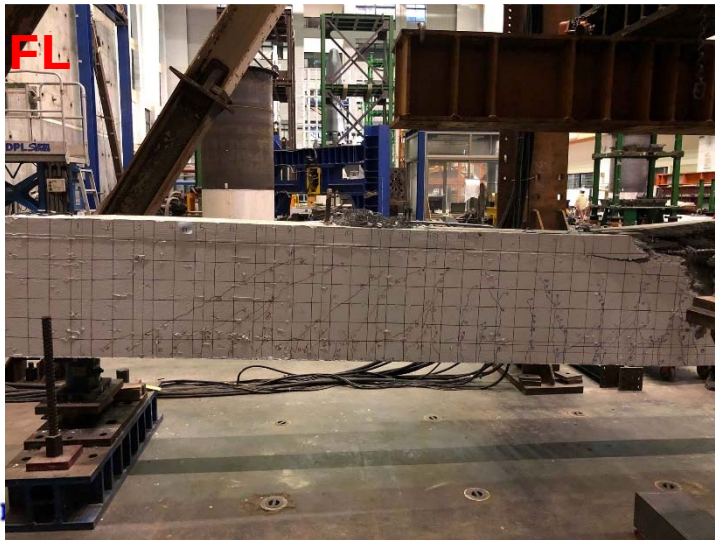
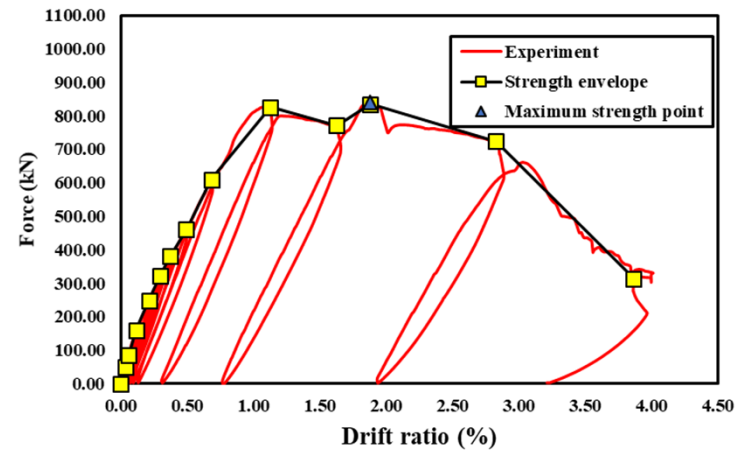
Experimental Result

1. Specimen S42C28

Left Side $V_{\max}=767.456\text{kN}$



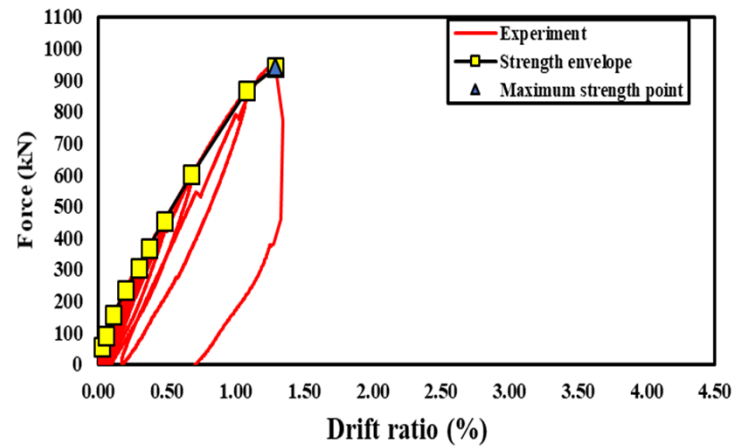
Right Side $V_{\max}=840.579\text{kN}$



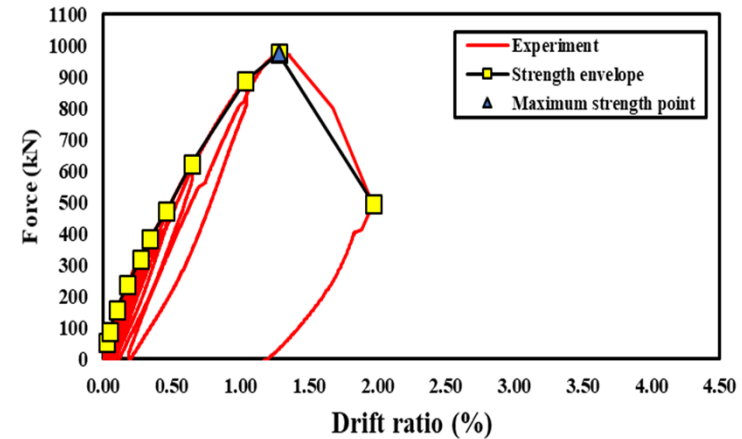
Experimental Result

2. Specimen S49C28

Left Side $V_{\max}=939.243\text{kN}$



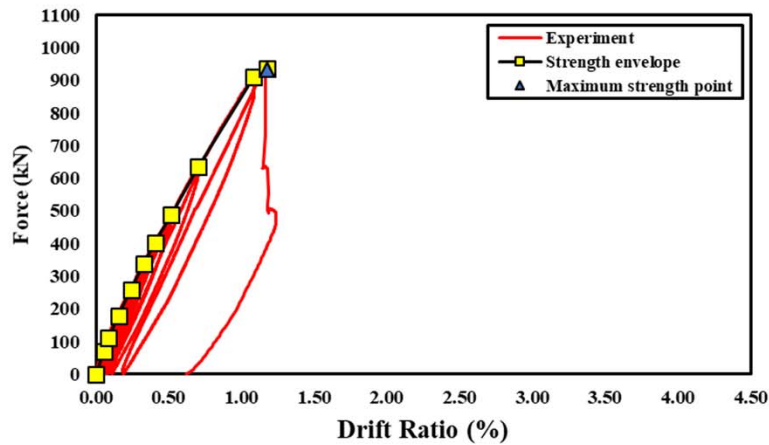
Right Side $V_{\max}=973.689\text{kN}$



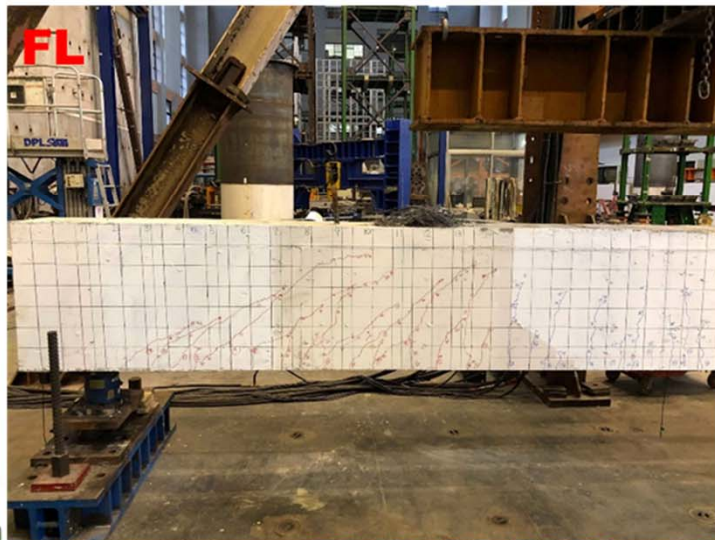
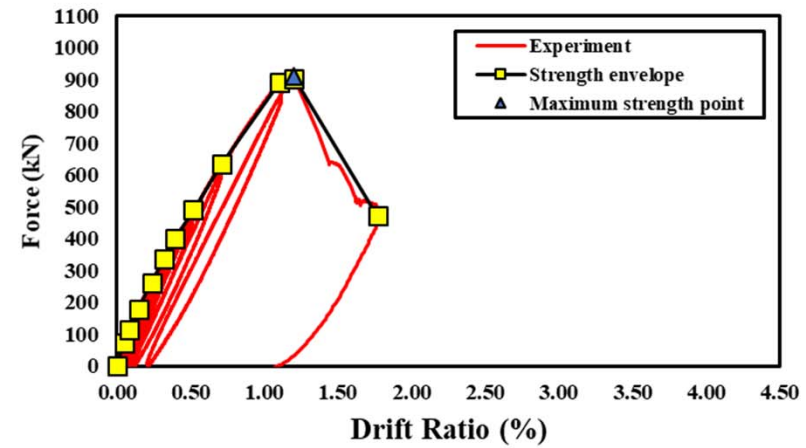
Experimental Result

3. Specimen S55C28

Left Side $V_{\max} = 931.244 \text{ kN}$



Right Side $V_{\max} = 908.162 \text{ kN}$



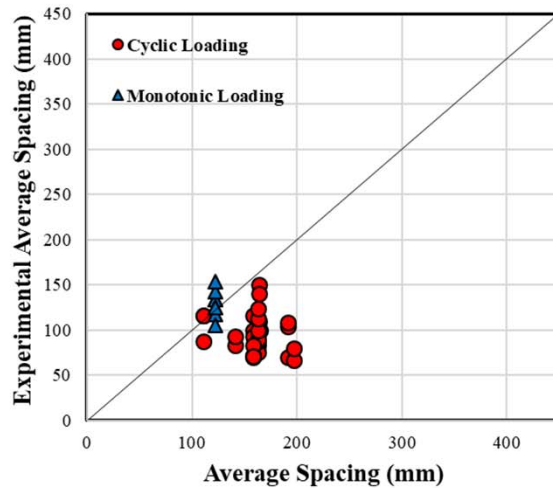
5. Analysis Result (Flexural Crack)



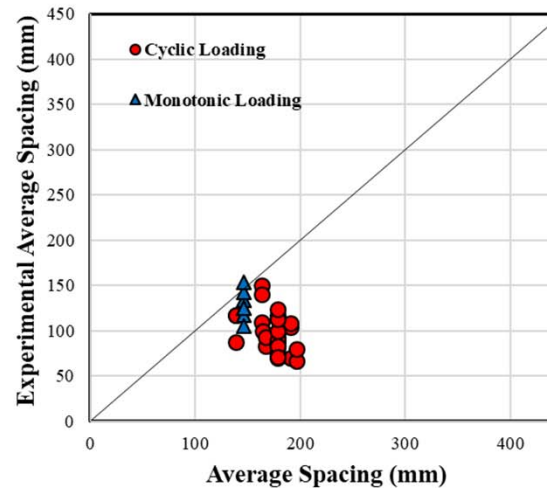
Analysis Result

- Average Crack Spacing (Calculated and Experimental Value)

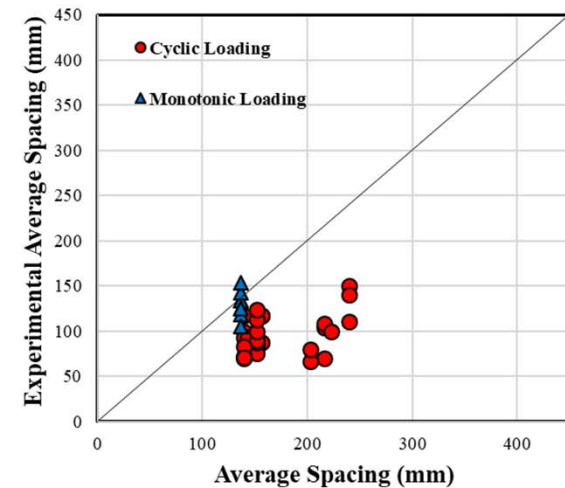
ACI 318-19



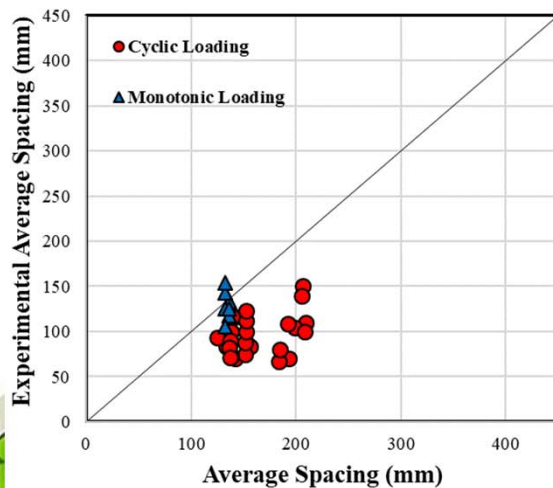
ACI 318 (Modified)



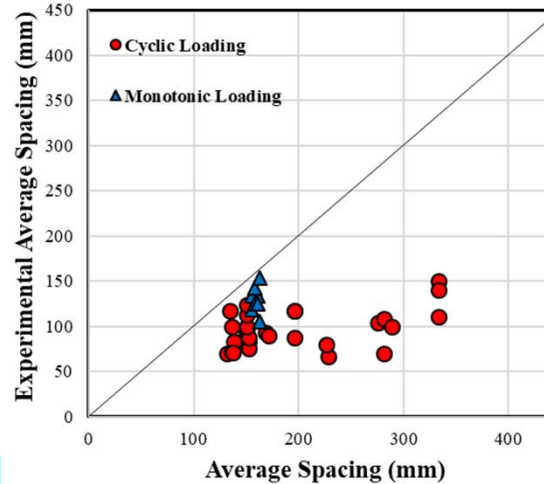
AIJ 2010



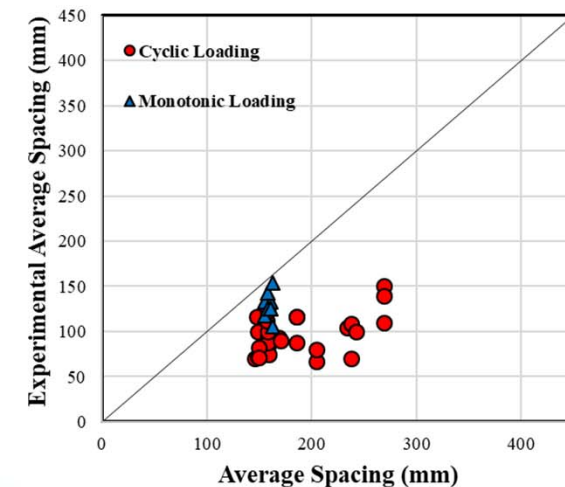
JSCE 2007



CEB FIP 2010

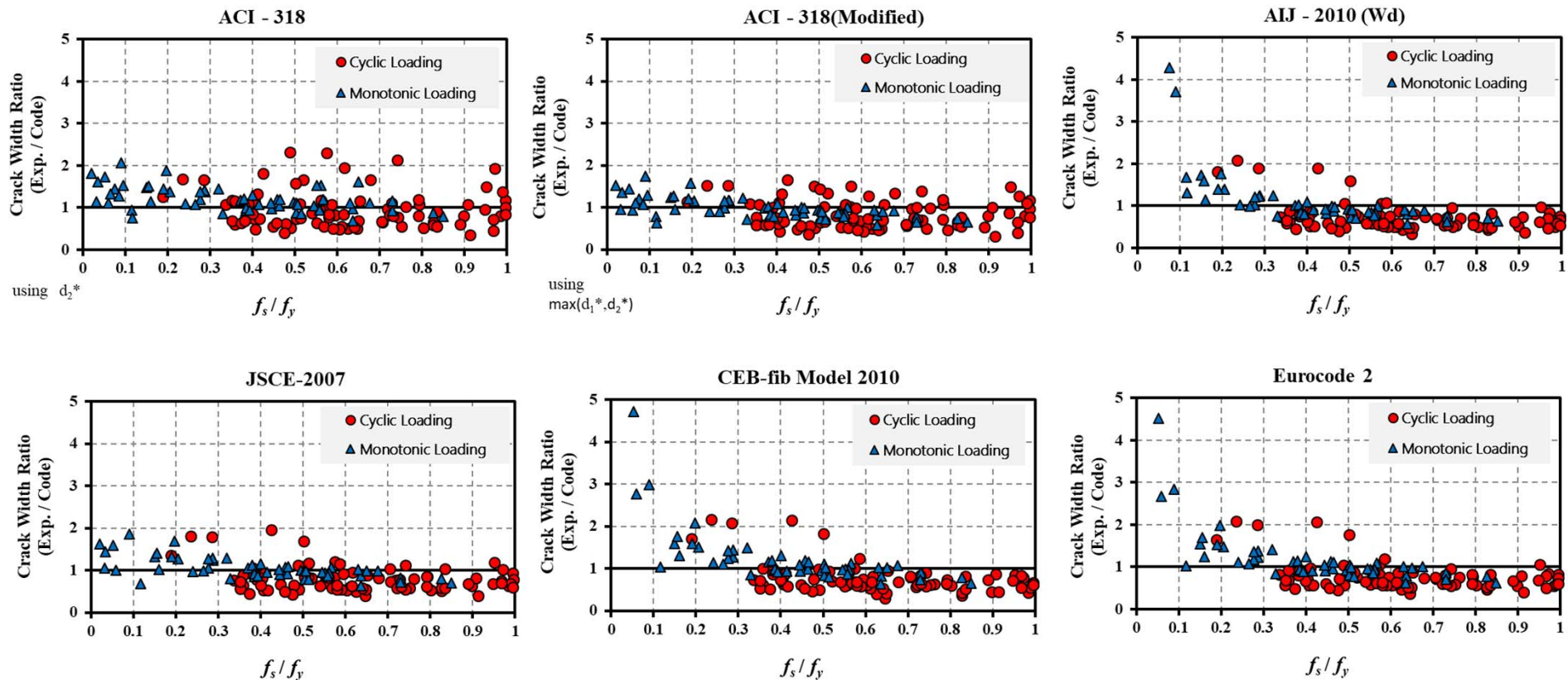


EUROCODE 2



Analysis Result

- Average Crack Width (Crack width ratio and Steel Stress Ratio)
(Monotonic Loading (blue) and Cyclic Loading Specimen (red))

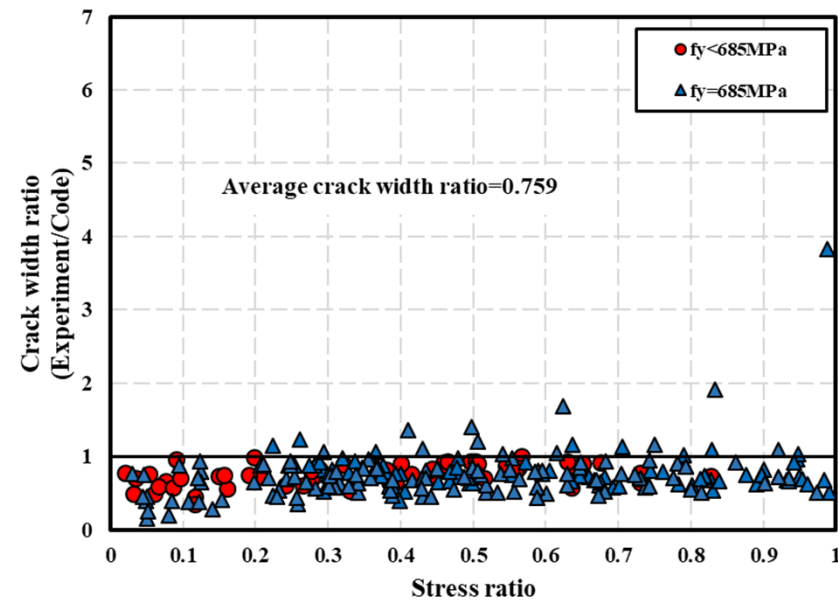
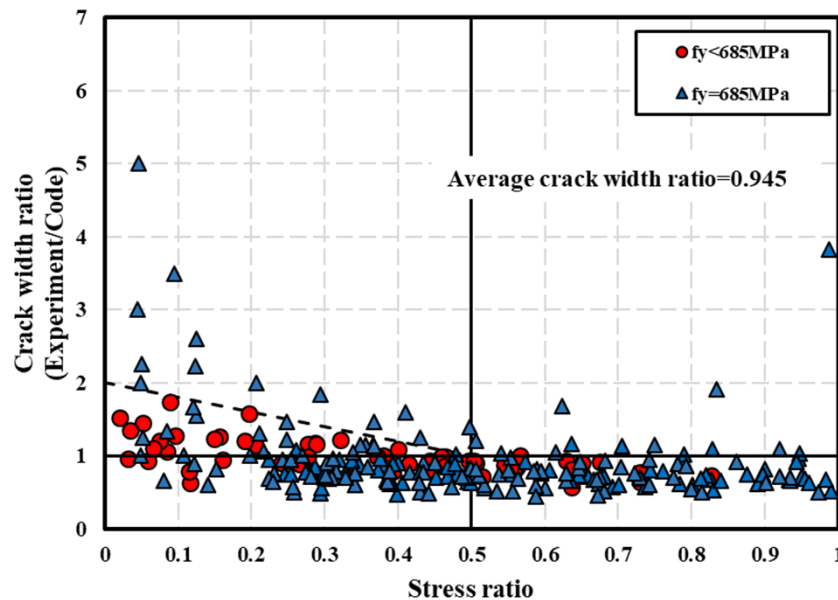


Flexural crack control

- ACI-318 (Modified) For **Monotonic Loading** Specimen (Normal and High Strength Concrete Specimen (Chiu 2016, 2018))

$$\text{HSRC} : w_{max} = \varphi \cdot 2 \frac{f_s}{E_s} \beta \cdot \max\{d_1^*, d_2^*\} \rightarrow \phi = 3 - 5 \left(\frac{f_s}{f_y} \right), \left(0 \leq \frac{f_s}{f_y} < 0.4 \right)$$

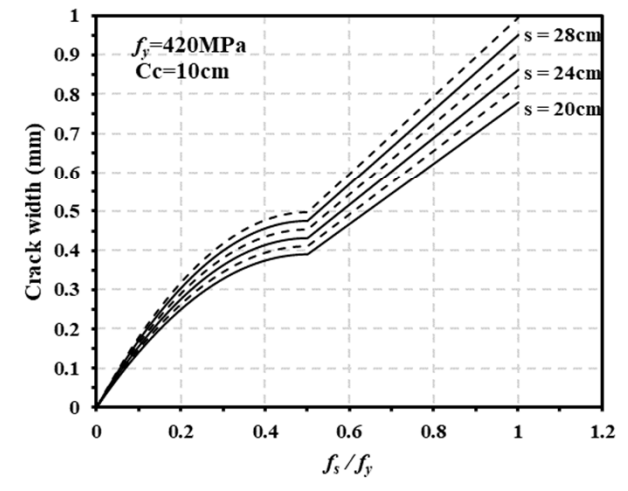
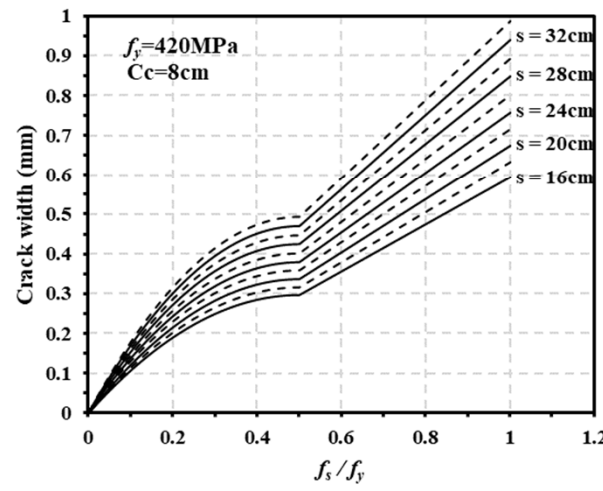
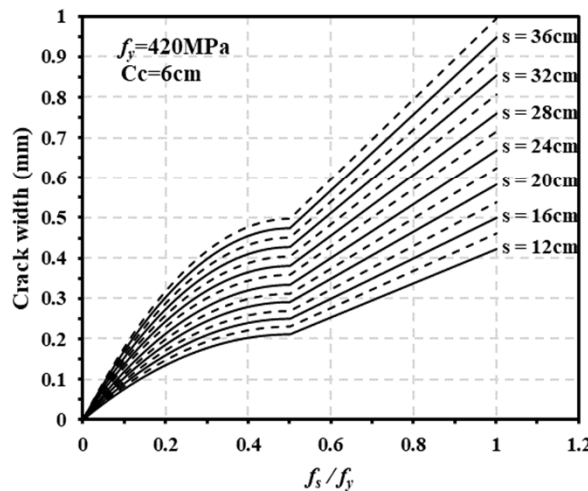
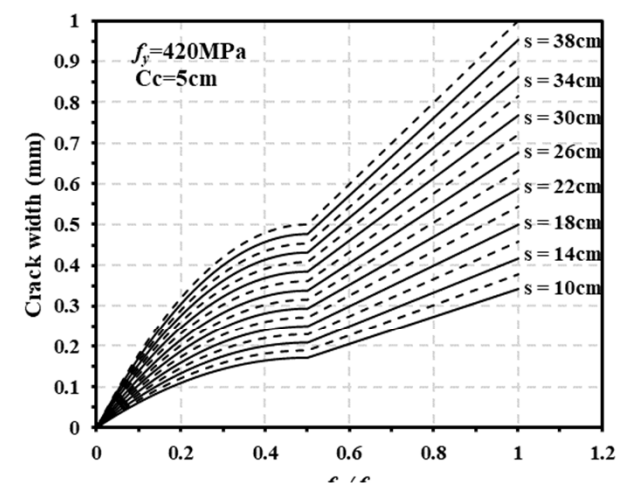
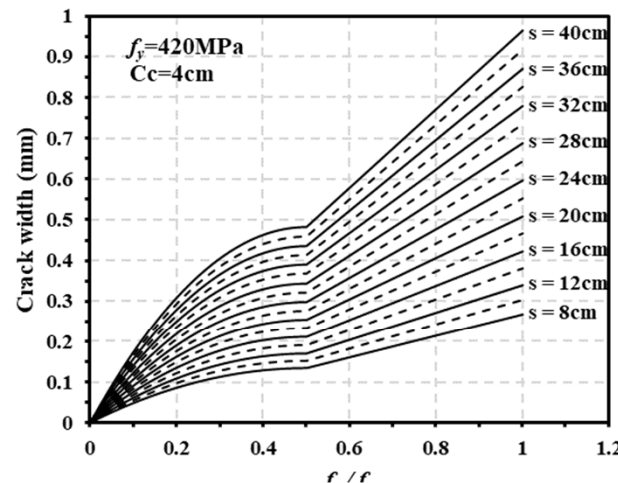
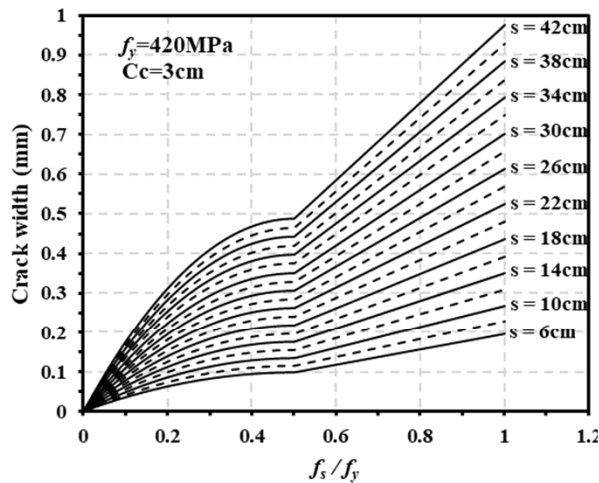
$$f_y \leq 685 \text{ MPa} : w_{max} = \varphi \cdot 2 \frac{f_s}{E_s} \beta \cdot \max\{d_1^*, d_2^*\} \rightarrow \phi = 2 - 2 \left(\frac{f_s}{f_y} \right), \left(0 \leq \frac{f_s}{f_y} < 0.5 \right)$$



Flexural crack control

- ACI-318 (Modified) For Monotonic Loading Specimen ($f_y = 420 \text{ MPa}$)

$$w_{max} = \phi \cdot 2 \frac{f_s}{E_s} \beta \cdot \max\{d_1^*, d_2^*\} \rightarrow \phi = 2 - 2 \left(\frac{f_s}{f_y} \right), \left(0 \leq \frac{f_s}{f_y} < 0.5 \right)$$



Flexural crack control

- ACI-318 (Modified) For **Monotonic Loading** Specimen ($f_y = 420$ Mpa)

$$\text{Min of } \begin{cases} s \leq 300 \frac{280}{f_s} - 2.5C_c \\ s \leq 300 \frac{280}{f_s} \end{cases} \quad \text{For } s < 2d_c :$$

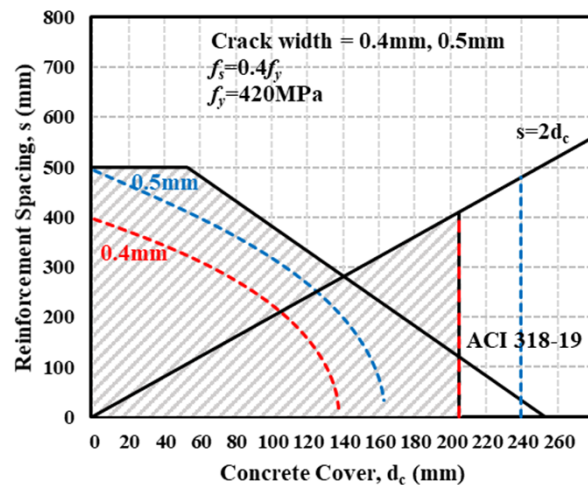
$$d_c \leq \sqrt{\frac{w_{max} E_s}{\sqrt{2} f_s} \times \left(\frac{1270}{4} \right) + \left(\frac{1270}{8} \right)^2} - \frac{1270}{8}$$

For $s \geq 2d_c$:

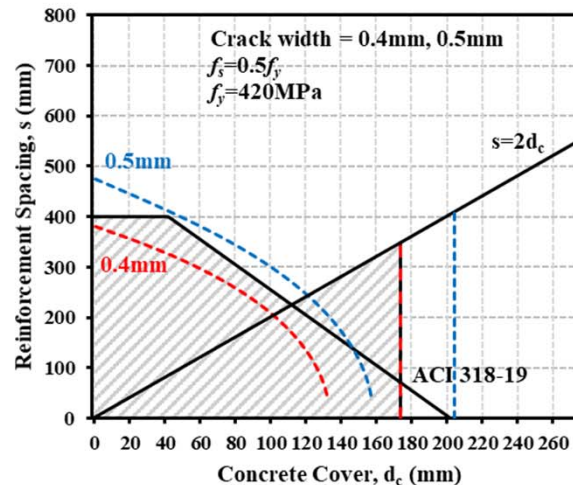
$$w_{max} = 2\beta \frac{f_s}{E_s} \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2} \right)^2}$$

$$\rightarrow s = 2 \sqrt{\left(\frac{w_{max} E_s}{2\phi f_s \beta} \right)^2 - d_c^2}$$

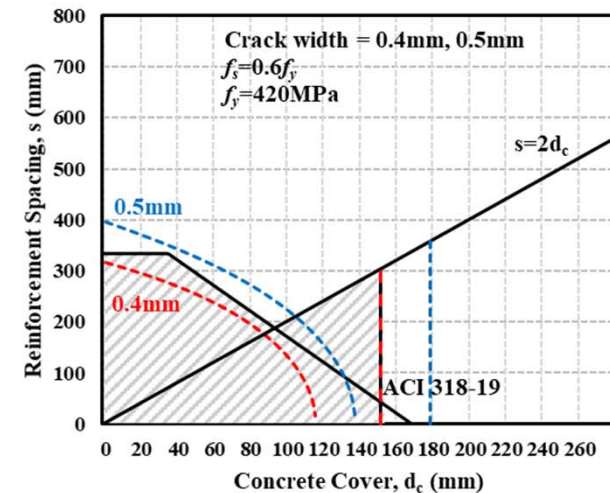
($f_s = 0.4f_y \rightarrow \phi = 1.2$)



($f_s = 0.5f_y \rightarrow \phi = 1$)



($f_s = 0.6f_y \rightarrow \phi = 1$)



Flexural crack control

- ACI-318 (Modified) For **Monotonic Loading** Specimen ($f_y = 490$ MPa)

$$\text{Min of } \begin{cases} s \leq 300 \frac{280}{f_s} - 2.5C_c \\ s \leq 300 \frac{280}{f_s} \end{cases} \quad \text{For } s < 2d_c :$$

$$d_c \leq \sqrt{\frac{w_{\max} E_s}{\sqrt{2} f_s} \times \left(\frac{1270}{4}\right) + \left(\frac{1270}{8}\right)^2} - \frac{1270}{8}$$

For $s \geq 2d_c$:

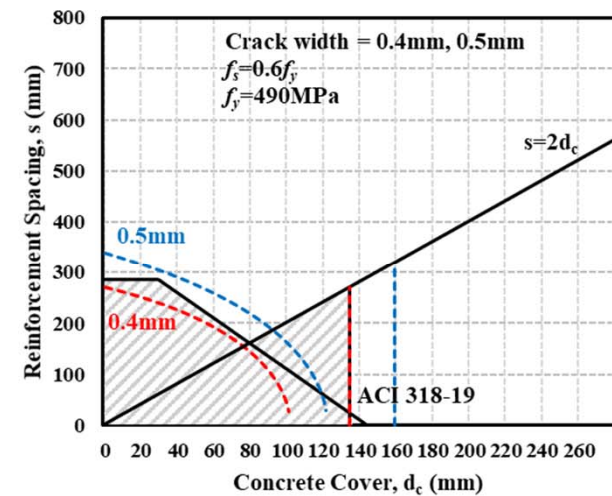
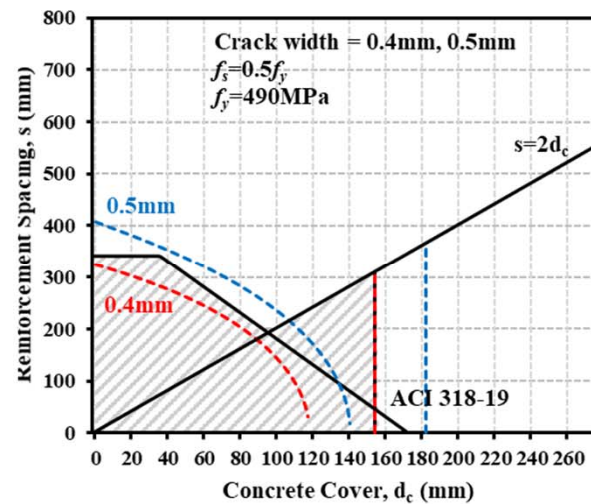
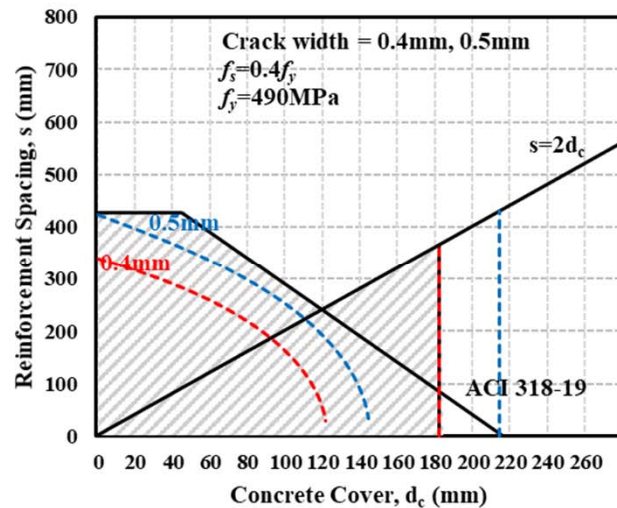
$$w_{\max} = 2\beta \frac{f_s}{E_s} \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2}$$

$$\rightarrow s = 2 \sqrt{\left(\frac{w_{\max} E_s}{2\phi f_s \beta}\right)^2 - d_c^2}$$

($f_s = 0.4f_y \rightarrow \phi = 1.2$)

($f_s = 0.5f_y \rightarrow \phi = 1$)

($f_s = 0.6f_y \rightarrow \phi = 1$)



Flexural crack control

- ACI-318 (Modified) For **Monotonic Loading** Specimen ($f_y = 550$ Mpa)

$$\text{Min of } \begin{cases} s \leq 300 \frac{280}{f_s} - 2.5C_c \\ s \leq 300 \frac{280}{f_s} \end{cases}$$

For $s < 2d_c$:

$$d_c \leq \sqrt{\frac{w_{max} E_s}{\sqrt{2} f_s} \times \left(\frac{1270}{4}\right) + \left(\frac{1270}{8}\right)^2} - \frac{1270}{8}$$

For $s \geq 2d_c$:

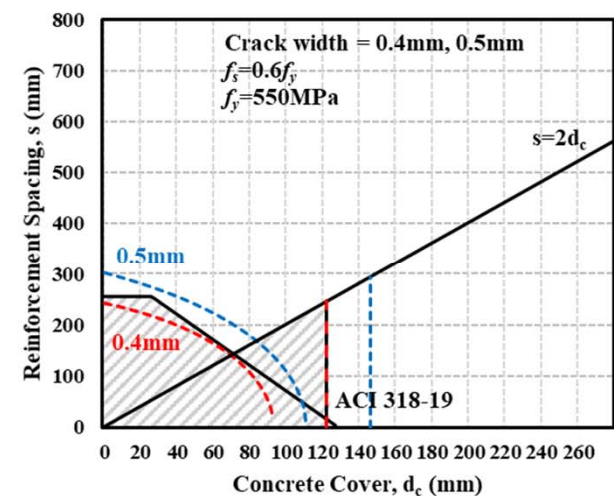
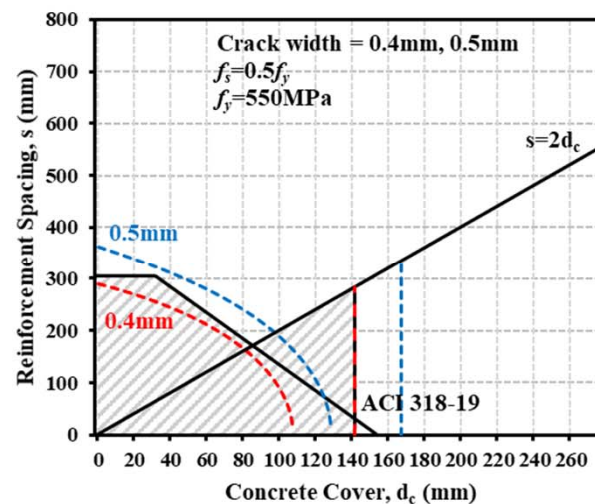
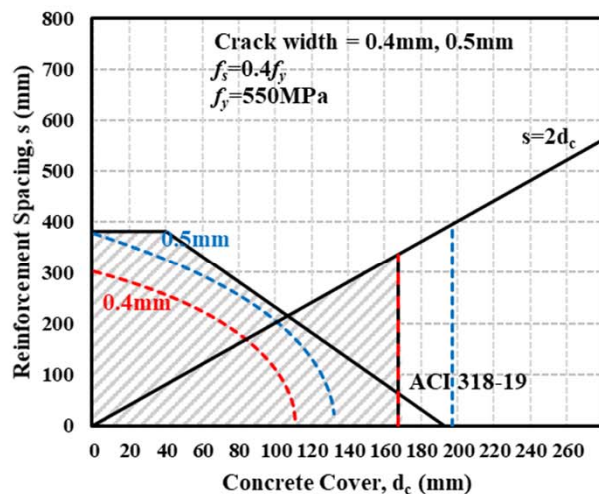
$$w_{max} = 2\beta \frac{f_s}{E_s} \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2}$$

$$\rightarrow s = 2 \sqrt{\left(\frac{w_{max} E_s}{2\phi f_s \beta}\right)^2 - d_c^2}$$

($f_s = 0.4f_y \rightarrow \phi = 1.2$)

($f_s = 0.5f_y \rightarrow \phi = 1$)

($f_s = 0.6f_y \rightarrow \phi = 1$)



Flexural crack control

- ACI-318 (Modified) For **Monotonic Loading** Specimen ($f_y = 685\text{MPa}$)

$$\text{Min of } \begin{cases} s \leq 300 \frac{280}{f_s} - 2.5C_c \\ s \leq 300 \frac{280}{f_s} \end{cases} \quad \text{For } s < 2d_c :$$

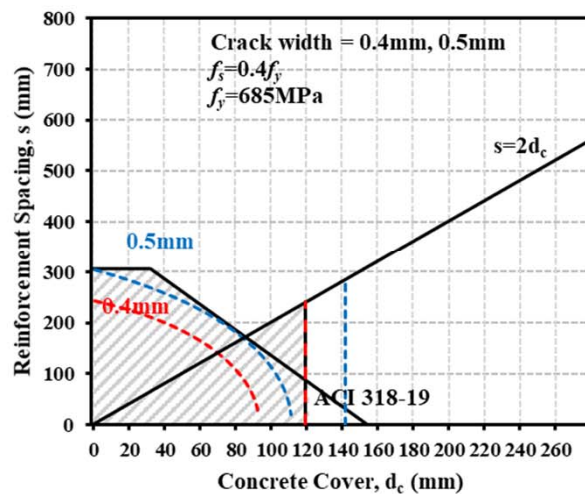
$$d_c \leq \sqrt{\frac{w_{\max} E_s}{\sqrt{2} f_s} \times \left(\frac{1270}{4}\right) + \left(\frac{1270}{8}\right)^2} - \frac{1270}{8}$$

For $s \geq 2d_c$:

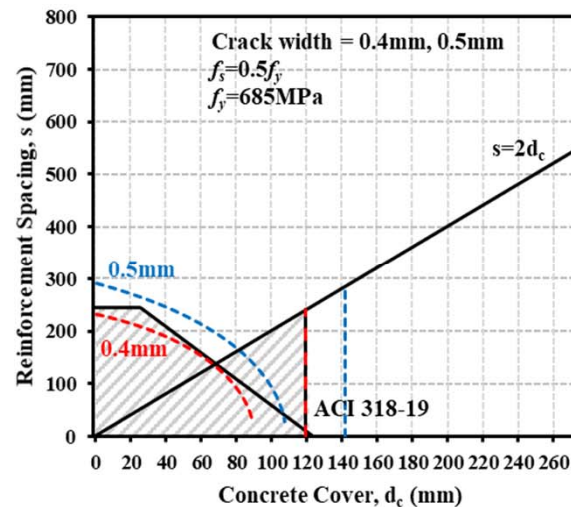
$$w_{\max} = 2\beta \frac{f_s}{E_s} \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2}$$

$$\rightarrow s = 2 \sqrt{\left(\frac{w_{\max} E_s}{2\phi f_s \beta}\right)^2 - d_c^2}$$

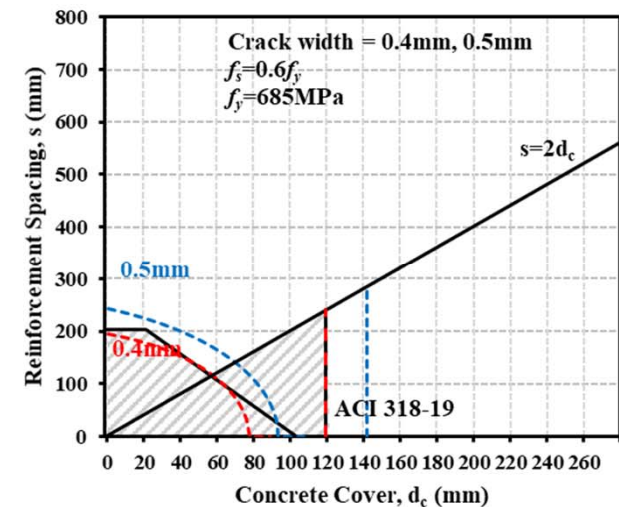
($f_s = 0.4f_y \rightarrow \phi = 1.2$)



($f_s = 0.5f_y \rightarrow \phi = 1$)



($f_s = 0.6f_y \rightarrow \phi = 1$)



Thank you

