

國立臺灣科技大學

營建工程系

高等鋼結構行為與設計

期末報告

組別：6

組員：M11205310 劉映彤

M11205314 張原嘉

教授：蕭博謙 教授

# 目錄

一、 模型配置 .....	1
二、 基底剪力與側向地震力計算 .....	2
(一) 地震力參數 .....	2
(二) 基底剪力 .....	5
(三) 側向地震力 .....	6
三、 載重組合選擇 .....	9
四、 斷面選擇 .....	10
(一) 斷面選擇與應力比 .....	10
(二) 寬厚比檢核 .....	11
五、 斷面檢核 .....	14
六、 設計細節 .....	15
(一) 雙層板檢核 .....	15
(二) 連續板檢核 .....	16
(三) 設計連接尺寸 .....	18
七、 模態分析 .....	20
(一) 結構週期 .....	20
(二) 結構模態 .....	20
八、 層間變位 .....	22
九、 非線性側推分析 .....	24
(一) 側推曲線 .....	24
(二) 層間變位 .....	25
(三) X 方向塑鉸分布 .....	29
(四) Y 方向塑鉸分布 .....	31
十、 非線性歷時分析 .....	33
(一) 最大層間變位 .....	36
(二) 最大樓層加速度 .....	38
(三) 樓層剪力分布 .....	40
十一、 討論與建議 .....	42

## 表目錄

表二-1 地震相關參數 .....	3
表二-2 結構物相關參數 .....	3
表二-3 相關參數和數值 .....	6
表二-4 側向地震力計算 .....	7
表三-1 載重組合 .....	9
表四-1 抗彎矩構架斷面選擇 .....	10
表四-2 支承構架斷面選擇 .....	10
表四-3 寬厚比檢核 .....	11
表四-4 梁斷面與柱翼板檢核 .....	12
表四-5 抗彎矩構架柱腹板斷面檢核 .....	12
表四-6 承重構架柱腹板斷面檢核 .....	13
表五-1 強柱弱梁檢核 .....	14
表六-1 雙層板檢核 .....	15
表六-2 連續板寬度設計 .....	16
表六-3 連續板厚度設計 .....	16
表六-4 連續板設計 .....	17
表七-1 結構週期 .....	20
表八-1 各樓層層間變位 .....	23
表九-1 2%頂層位移之各樓層層間變位 .....	26
表九-2 4%頂層位移之各樓層層間變位 .....	28
表十-1 各樓層層間變位 .....	37
表十-2 各樓層最大加速度 .....	39
表十-3 各樓層剪力 .....	41

## 圖目錄

圖一-1 模型示意圖 .....	1
圖二-1 Los Angeles (LA)地震相關參數 .....	2
圖二-2 加速度反應譜 .....	4
圖二-3 側向地震力配置 .....	8
圖三-1 載重組合 .....	9
圖六-1 連續板設計 .....	16
圖六-2 RBS 連接法之尺寸 .....	18
圖七-1 Y 方向模態 .....	20
圖七-2 X 方向模態 .....	21
圖七-3 扭力方向模態 .....	21
圖八-1 X 向與 Y 向層間變位 .....	22
圖九-1 X 向與 Y 向側推分析曲線 .....	24
圖九-2 2%頂層位移之 X 向與 Y 向層間變位 .....	25
圖九-3 4%頂層位移之 X 向與 Y 向層間變位 .....	27
圖九-4 0.5%與 1%頂樓側位移之塑鉸分佈 .....	29
圖九-5 1.5%與 2%頂樓側位移之塑鉸分佈 .....	29
圖九-6 4%頂樓側位移之塑鉸分佈 .....	30
圖九-7 0.5%與 1%頂樓側位移之塑鉸分佈 .....	31
圖九-8 1.5%與 2%頂樓側位移之塑鉸分佈 .....	31
圖九-9 4%頂樓側位移之塑鉸分佈 .....	32
圖十-1 El Centro 地震地表歷時數據 .....	33
圖十-2 El Centro 地震地表加速度歷時(X 向) .....	34
圖十-3 El Centro 地震地表加速度歷時(Y 向) .....	34
圖十-4 475 年回歸期加速度反應譜 .....	35
圖十-5 原始(藍)與校正後(紅)之加速度反應譜(X 向) .....	35
圖十-6 原始(藍)與校正後(紅)之加速度反應譜(Y 向) .....	35
圖十-7 X 向與 Y 向層間變位 .....	36
圖十-8 X 向與 Y 向樓層最大加速度 .....	38
圖十-9 X 向與 Y 向樓層剪力 .....	40

## 一、模型配置

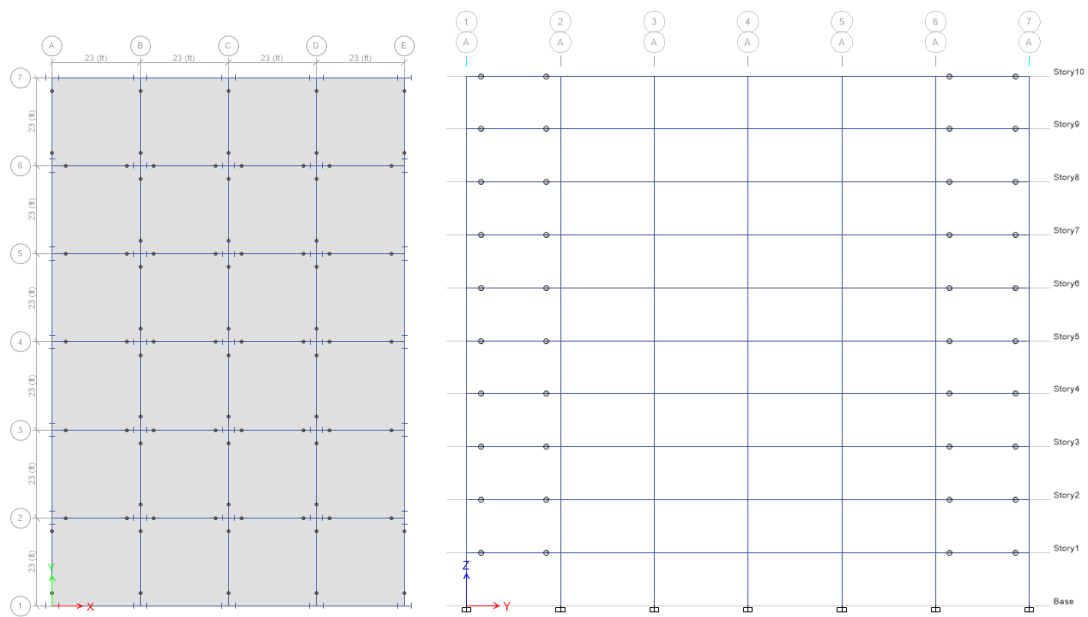
建物地點：Los Angeles (LA) (34.051283, -118.246637)

風險等級：III

地盤種類：D – Stiff Soil

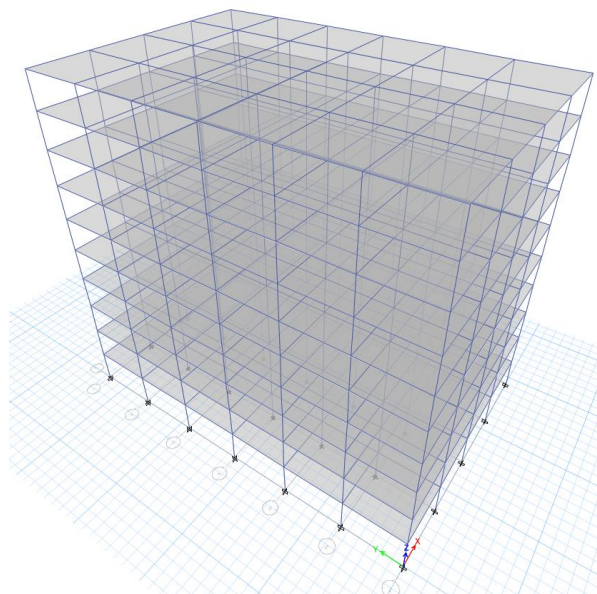
模型尺寸：如圖一-1 所示，每層樓 4×6 跨，每跨 23ft，樓層高 13ft，共 10 樓。

模型外圍為固端之抗彎矩構架(MRF)，內部為鉸接之支承構架(Gravity Frame)。



平面圖

立面圖



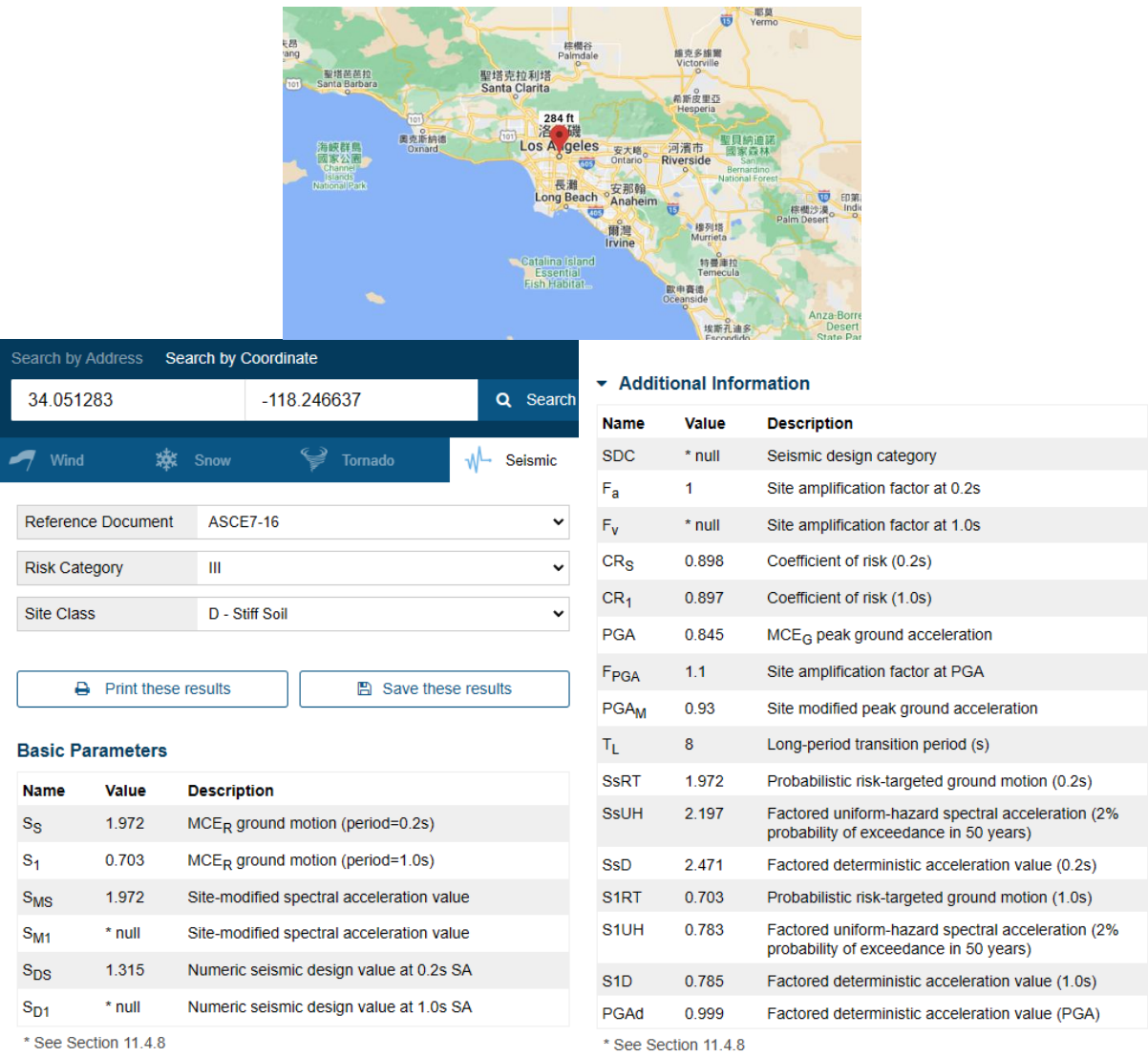
立體圖

圖一-1 模型示意圖

## 二、基底剪力與側向地震力計算

### (一) 地震力參數

根據 ATC Hazards by Location 網站，可找到相關參數，如圖二-1 所示，將參數整理如表二-1、表二-2 所示。



圖二-1 Los Angeles (LA)地震相關參數

表二-1 地震相關參數

Parameters	Value	Reference
$S_S$	1.927	By ATC Website
$S_1$	0.703	By ATC Website
$F_a$	1	By ATC Website
$F_v$	1.5	By table 11.4-2, $S_1 \geq 0.5$ , Site Class D $F_v = 1.5$
$S_{MS}$	1.972	By ATC Website
$S_{M1}$	1.055	By equation $S_{M1} = F_v S_1$
$S_{DS}$	1.315	By ATC Website
$S_{D1}$	0.703	By equation $S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$

表二-2 結構物相關參數

Parameters	Value	Reference
$R$	8	By ASCE 7, Steel special moment frames
$I_e$	1.25	By table 1.5-2, Risk category III, Seismic important factor
$C_d$	5.5	By ASCE 7, Steel special moment frames

1. 計算結構週期(Structural Period)

$$C_t = 0.028, h_n = 130\text{ft}, x = 0.8$$

$$C_u = 1.4$$

$$T_a = C_t h_n^x = 0.028 \times 130^{0.8} = 1.375 \text{ sec}$$

$$T = C_u T_a = 1.4 \times 1.375 = 1.925 \text{ sec}$$

$$\text{Let } T = T_a = 1.375 \text{ sec}$$

$$T_0 = 0.2 S_{D1} / S_{Ds} = 0.107 \text{ sec}$$

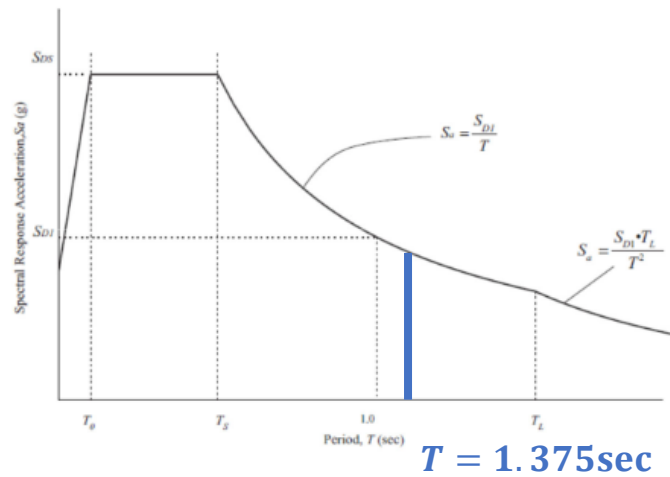
$$T_s = S_{D1} / S_{Ds} = 0.703 / 1.315 = 0.535 \text{ sec}$$

$$T_L = 8 \text{ sec (From ATC Hazards)}$$

2. 計算反應譜加速度(Spectral Response Acceleration)

$$T_s < T < T_L, \text{ 如圖二-2}$$

$$S_a = S_{D1} / T = 0.703 / 1.375 = 0.511g$$



圖二-2 加速度反應譜



## (二) 基底剪力

### 1. 計算建物有效重量(Effective Weight of the Building)

$$\text{Dead Load} = 120 \text{ psf}$$

$$W = 120 \times (23 \times 23) \times (4 \times 6) \times 10/1000 = 15235.2 \text{ kips}$$

### 2. 計算每層樓質量(Floor Mass at Each Floor Level)

$$m_x = W/g = \frac{15235.2/10}{32.174 \text{ ft/s}^2} = 47.352 \text{ kips} \cdot \text{s}^2/\text{ft}$$

### 3. 計算地震反應係數(Seismic Response Coefficient)

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I_e} = \frac{1.315}{8/1.25} = 0.205$$

$$C_{s,max} = \frac{S_{D1}}{T \times R/I_e} = \frac{0.703}{1.375 \times 8/1.25} = 0.07989$$

$$C_{s,min} = 0.044 S_{DS} I_e = 0.044 \times 1.315 \times 1.25 = 0.0723 \geq 0.01$$

$$\text{Because } S_1 = 0.703 > 0.2 \text{ and } T = 1.375 \text{ sec} > 1.5T_s = 0.802 \text{ sec}$$

$$C_s = 1.5(0.07989) = 0.119826$$

### 4. 計算設計基底剪力(Design Base Shear)

$$V = C_s W = 0.119826 \times 15235.2 = 1825.573 \text{ kips}$$

### (三) 側向地震力

#### 1. 計算結構週期相關指數(Exponent Related to the Structure Period)

For the structure period  $T \leq 0.5 \text{ sec}, k = 1$

$$T \geq 2.5 \text{ sec}, k = 2$$

so  $0.5 \text{ sec} \leq T = 1.375 \text{ sec} \leq 2.5 \text{ sec}$ , by interpolation  $k = 1.4375$

#### 2. 計算垂直分布係數(Vertical Distribution Factor)

$$C_{vx} = \frac{w_x h_n^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}, \text{ In ASCE 7, } \begin{cases} T \leq 0.7 \text{ sec}, F_t = 0 \\ T > 0.7 \text{ sec}, F_t = 0.07TV \end{cases}$$

$$T = 1.375 \text{ sec} > 0.7 \text{ sec}, F_t = 0.07 \times 1.375 \times 1825.573 = 175.072 \text{ kips}$$

$$F_x = C_{vx} \times (V - F_t) = C_{vx} \times 1650.500$$

#### 3. 計算每層樓設計剪力(Corresponding Design Story Shear)

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_i$$

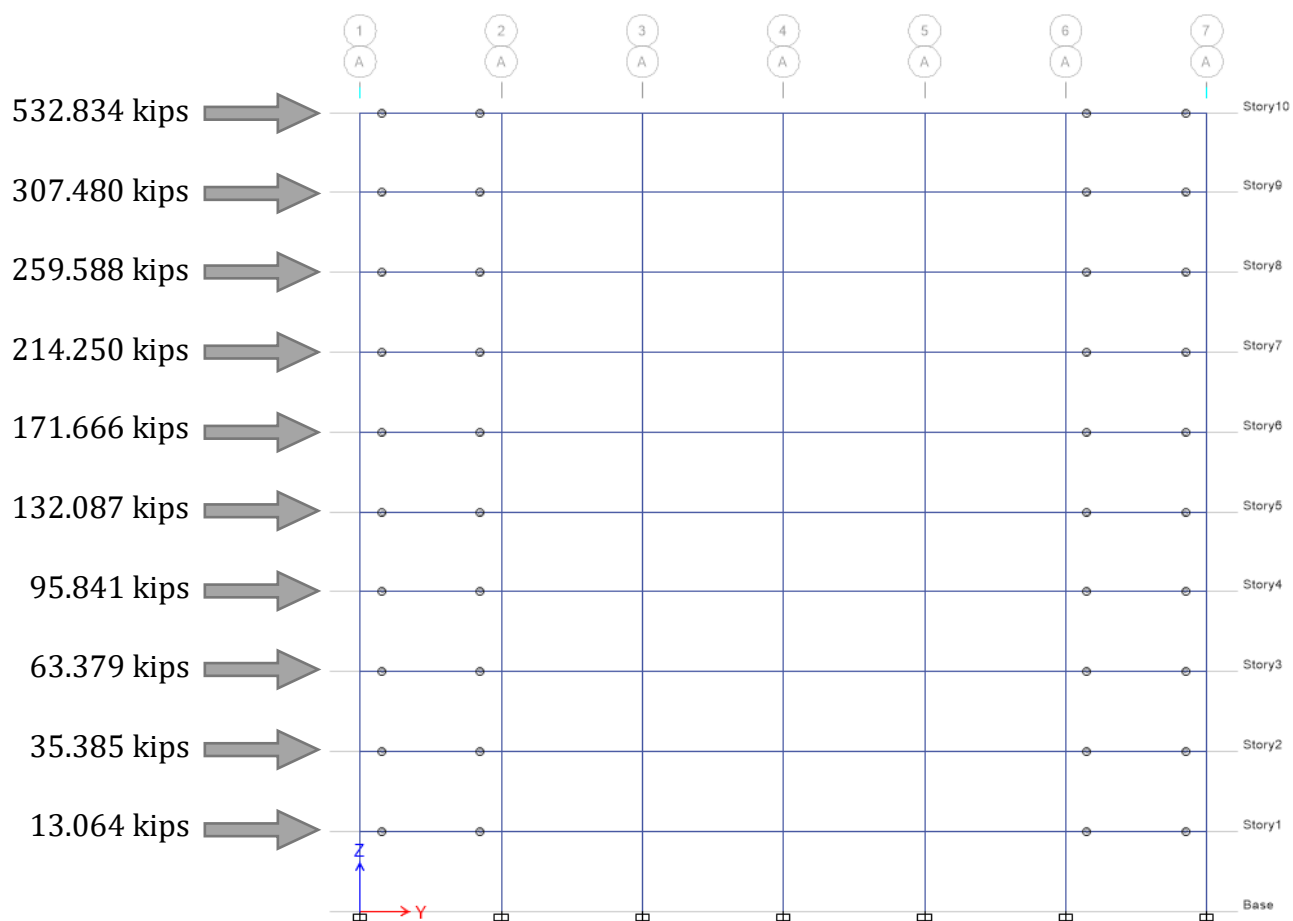
將上述計算的參數和數值整理成表格，如表二-3 所示，計算側向地震力如表二-4 所示，將計算出各樓層之側向地震力繪製如圖二-3 所示。

表二-3 相關參數和數值

Parameters	Value
$T$	1.375 sec
$S_a$	0.511g
$W$	15235.2 kips
$m_x$	47.352 kips·s <sup>2</sup> /ft
$C_s$	0.119826
$V$	1825.573 kips
$k$	1.4375

表二-4 側向地震力計算

Story	$w_x(\text{kips})$	$h_x(\text{ft})$	$w_x h_n^x$	$C_{vx}$	$F_x(\text{kips})$	$V_x(\text{kips})$
10	1523.520	130.000	1665994.019	0.217	532.834	
9	1523.520	117.000	1431846.159	0.186	307.480	532.834
8	1523.520	104.000	1208826.134	0.157	259.588	840.315
7	1523.520	91.000	997699.023	0.130	214.250	1099.902
6	1523.520	78.000	799397.034	0.104	171.666	1314.152
5	1523.520	65.000	615089.486	0.080	132.087	1485.818
4	1523.520	52.000	446301.870	0.058	95.841	1617.904
3	1523.520	39.000	295139.542	0.038	63.379	1713.745
2	1523.520	26.000	164775.854	0.021	35.385	1777.124
1	1523.520	13.000	60835.690	0.008	13.064	1812.509
Base	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1825.573
Total	15235.200	715.000	7685904.811	1.000	1825.573	14019.877



圖二-3 側向地震力配置

### 三、載重組合選擇

**E Define Load Patterns** ×

Loads

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
Dead	Dead	1	
Dead	Dead	1	
Live	Live	0	
SPDL	Super Dead	0	
Ex+	Seismic	0	ASCE 7-16
Ex-	Seismic	0	ASCE 7-16
Ey+	Seismic	0	ASCE 7-16
Ey-	Seismic	0	ASCE 7-16

Click To:

Add New Load

Modify Load

Modify Lateral Load...

Delete Load

OK Cancel

圖三-1 載重組合

表三-1 載重組合

COMBO	Load
0	1.4(DL)
1	1.4(DL + SPDL)
2	1.2(DL + SPDL) + 1.6LL
3	1.2(DL + SPDL) + 1.0LL + 1.0Ex+
4	1.2(DL + SPDL) + 1.0LL + 1.0Ex-
5	1.2(DL + SPDL) + 1.0LL + 1.0Ey+
6	1.2(DL + SPDL) + 1.0LL + 1.0Ey-
7	1.2(DL + SPDL) + 1.0LL - 1.0Ex+
8	1.2(DL + SPDL) + 1.0LL - 1.0Ex-
9	1.2(DL + SPDL) + 1.0LL - 1.0Ey+
10	1.2(DL + SPDL) + 1.0LL - 1.0Ey-
11	0.9(DL + SPDL) + 1.0LL + 1.0Ex+
12	0.9(DL + SPDL) + 1.0LL + 1.0Ex-
13	0.9(DL + SPDL) + 1.0LL + 1.0Ey+
14	0.9(DL + SPDL) + 1.0LL + 1.0Ey-
15	0.9(DL + SPDL) + 1.0LL - 1.0Ex+
16	0.9(DL + SPDL) + 1.0LL - 1.0Ex-
17	0.9(DL + SPDL) + 1.0LL - 1.0Ey+
18	0.9(DL + SPDL) + 1.0LL - 1.0Ey-

## 四、斷面選擇

### (一) 斷面選擇與應力比

在抗彎矩構架和支承構架的 1~10 樓中，分別選擇相同的梁斷面。而在 1~5 樓和 6~10 樓的抗彎矩構架與支承構架中，分別選擇相同的柱斷面，以確保結構不會發生應力集中。具體斷面選擇如表四-1 與表四-2 所示。

表四-1 抗彎矩構架斷面選擇

Story	Beam	Stress Ratio	External Column	Stress Ratio	Internal Column	Stress Ratio
10	BH 36x18x1.3x1.75	0.056~0.090	BH 36x30x1.5x2.4	0.049~0.057	BH 36x30x1.5x2.4	0.075~0.085
9		0.100~0.135		0.062~0.067		0.090~0.099
8		0.154~0.183		0.078~0.088		0.130~0.136
7		0.204~0.231		0.097~0.111		0.165~0.170
6		0.248~0.272		0.123~0.140		0.195~0.197
5		0.283~0.304	BH 36x32x1.5x2.4	0.208~0.233	BH 36x32x1.5x2.4	0.204~0.205
4		0.307~0.326		0.265~0.295		0.222~0.224
3		0.314~0.337		0.325~0.359		0.239~0.244
2		0.299~0.326		0.383~0.422		0.259~0.268
1		0.236~0.262		0.431~0.475		0.298~0.303

表四-2 支承構架斷面選擇

Story	Beam	Stress Ratio	Column	Stress Ratio
10	W12 x 136	0.131 ~ 0.204	W12 x 336	0.046 ~ 0.061
9		0.129 ~ 0.202		0.075 ~ 0.084
8		0.129 ~ 0.202		0.107 ~ 0.116
7		0.129 ~ 0.201		0.225 ~ 0.232
6		0.129 ~ 0.200		0.279 ~ 0.286
5		0.128 ~ 0.200	W14 x 370	0.305 ~ 0.312
4		0.128 ~ 0.200		0.355 ~ 0.361
3		0.128 ~ 0.199		0.406 ~ 0.412
2		0.128 ~ 0.199		0.462 ~ 0.472
1		0.128 ~ 0.198		0.506 ~ 0.522

## (二) 寬厚比檢核

根據 AISC 341-16 表 D1.1 可得公式如表四-3，計算出臨界寬厚比。

表四-3 寬厚比檢核

	梁	柱
翼板	$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 0.32 \sqrt{\frac{29000}{(1.1)(50)}} = 7.348$	
腹板	<p>For <math>C_a = 0 \leq 0.114</math></p> $\frac{h_w}{t_w} \leq 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04C_a)$ $\rightarrow \frac{h_w}{t_w} \leq 2.57 \sqrt{\frac{29000}{(1.1)(50)}} = 59.013$	<p>For <math>C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} \leq 0.114</math></p> $\frac{h_w}{t_w} \leq 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04C_a)$ $\rightarrow \frac{h_w}{t_w} \leq 59.013(1 - 1.04C_a)$ <p>For <math>C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} &gt; 0.114</math></p> $0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.68 - C_a) \geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ $\rightarrow 20.207(2.68 - C_a) \geq 36.051$

將梁斷面與柱翼板檢核整理如表四-4 所示；抗彎矩構架與承重構架柱腹板斷面檢核整理分別如表四-5 與表四-6 所示。

表四-4 梁斷面與柱翼板檢核

		梁				柱	
		翼板		腹板		翼板	
Story		$\frac{b_f}{2t_f}$	Upper Limit	$\frac{h_w}{t_w}$	Upper Limit	$\frac{b_f}{2t_f}$	Upper Limit
MRF	6-10F	5.142	7.348	25.00	59.013	6.670	7.348
	1-5F	5.142	7.348	25.00	59.013	6.250	7.348
Gravity Frame	6-10F	4.960	7.348	13.79	59.013	2.263	7.348
	1-5F	4.960	7.348	13.79	59.013	3.101	7.348

表四-5 抗彎矩構架柱腹板斷面檢核

Story	$P_u$	$\frac{P_u}{\phi_c P_y}$	Compare with 0.114	$\frac{h_w}{t_w}$	$0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \left( 2.68 - \frac{P_u}{\phi_c P_y} \right)$	Upper/Lower Limit
10	130.52	0.013	Less	20.800		58.210
9	284.54	0.030	Less	20.800		57.160
8	465.81	0.049	Less	20.800		56.000
7	672.54	0.071	Less	20.800		54.650
6	901.21	0.095	Less	20.800		53.180
5	1148.57	0.115	Greater		51.810	36.051
4	1408.74	0.142	Greater		51.260	36.051
3	1676.59	0.169	Greater		50.720	36.051
2	1941.36	0.195	Greater		50.190	36.051
1	2173.67	0.219	Greater		49.710	36.051



表四-6 承重構架柱腹板斷面檢核

Story	$P_u$	$\frac{P_u}{\phi_c P_y}$	Compare with 0.114	$\frac{h_w}{t_w}$	$0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \left( 2.68 - \frac{P_u}{\phi_c P_y} \right)$	Upper/ Lower Limit
10	243.04	0.049	Less	6.110		56.000
9	485.71	0.099	Less	6.110		52.930
8	728.05	0.148	Greater		51.140	36.051
7	969.86	0.198	Greater		50.130	36.051
6	1212.6	0.247	Greater		49.140	36.051
5	1456.15	0.269	Greater		48.700	36.051
4	1700.11	0.315	Greater		47.770	36.051
3	1944.94	0.360	Greater		46.860	36.051
2	2196.97	0.407	Greater		45.910	36.051
1	2452.24	0.454	Greater		44.960	36.051

根據表四-4、表四-5 與表四-6 的計算結果，梁、柱斷面皆符合檢核要求。

## 五、斷面檢核

根據 AISC 341-16，檢核抗彎矩構架梁與柱彎矩比值之公式：

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0$$

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c \left( F_{yc} - \frac{\alpha_s P_r}{A_g} \right), \alpha_s = 1.0 \text{ in LRFD}$$

$$M_p = F_y Z_x, M_{pr} = 1.1 R_y M_p, V_{beam} = \frac{2M_{pr}}{L_h}$$

$$\sum M_{pb}^* = \sum (M_{pr} + \alpha_s M_v) = \sum \left[ M_{pr} + \alpha_s V_{beam} \left( s_h + \frac{d_{col}}{2} \right) \right]$$

表五-1 強柱弱梁檢核

Story		$M_{pc}^*$ (kip · in)	$M_{pb}^*$ (kip · in)	$M_{pc}^*/M_{pb}^*$
<b>MRF</b>	6-10F	252125~274615	215933	1.167~1.271
	1-5F	238504~268739	215933	1.104~1.244
<b>Gravity Frame</b>	6-10F	45513~57336	30491	1.492~1.880
	1-5F	40483~53935	30605	1.322~1.762

根據表五-1 的計算結果，梁、柱斷面彎矩之比值  $M_{pc}^*/M_{pb}^*$  皆符合檢核要求。

## 六、設計細節

### (一) 雙層板檢核

$$M_p = F_y Z_x, M_{pr} = 1.1 R_y M_p$$

$$V_{beam} = \frac{2M_{pr}}{L_h}, M_f = 2(M_{pr} + V_{beam} \times S_h)$$

$$V_c = \frac{2[M_{pr} + V_{beam} \times (S_h + d_c/2)]}{h_{story}}$$

$$R_u = \frac{\sum M_f}{(d_b - t_b)} - V_c, R_u \leq \phi_v R_v \text{ where } \phi_v = 1.0$$

$$R_v = 0.6 F_y d_c t_p \left[ 1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right], \text{ the thickness of doubler plate}$$

根據 AISC 341-16 的規定，雙層板的厚度需大於下限公式：

$$t \geq \frac{d_z + w_z}{90}$$

表六-1 雙層板檢核

Story		$R_u$ (kips)	$R_v$ (kips)	$t_p$ (in.)	Doubler Plate (in.)	Lower Limit $\frac{d_z + w_z}{90}$
<b>MRF</b>	6-10F	4192.271	2052.000	3.481	1.981	0.707
	1-5F	4192.271	2080.800	3.454	1.954	0.707
<b>Gravity Frame</b>	6-10F	2169.962	1685.664	2.740	0.960	0.242
	1-5F	2169.227	1675.544	2.578	0.918	0.260

根據表六-1 的計算結果，雙層板的厚度均大於下限 0.707，符合檢核要求。

因此可以得出以下結論：

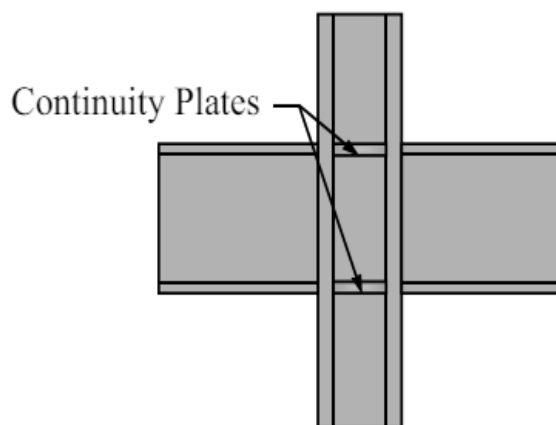
抗彎矩構架中，1-5 層需使用 1.954 in.的雙層板

，6-10 層需使用 1.981 in.的雙層板；

承重構架中，1-5 層需使用 0.918 in.的雙層板

，6-10 層需使用 0.960 in.的雙層板。

## (二) 連續板檢核



圖六-1 連續板設計

根據 AISC 341-16 的規定，當柱翼板厚度小於標準時，梁柱接頭必須使用連續板。公式如下：

$$t_{cf} = 2.4\text{in.} < \frac{b_{bf}}{6} = \frac{18}{6} = 3\text{in.} \rightarrow \text{Continuity plates required.}$$

規範中規定之連續板規格如表六-2 與表六-3 所示。

表六-2 連續板寬度設計

Story		$\frac{b_{bf} - t_{cw}}{2}$	$\frac{b_{cf} - t_{cw}}{2}$	Design Width
		Lower Limit	Upper Limit	
MRF	6-10F	8.25	14.25	9
	1-5F	8.25	15.25	9

表六-3 連續板厚度設計

Story		Lower Limit		Design Thickness
		$0.5t_{bf}$	$0.75t_{bf}$	
MRF 1-10F	Interior		1.312	1.5
	External	0.875		0.9

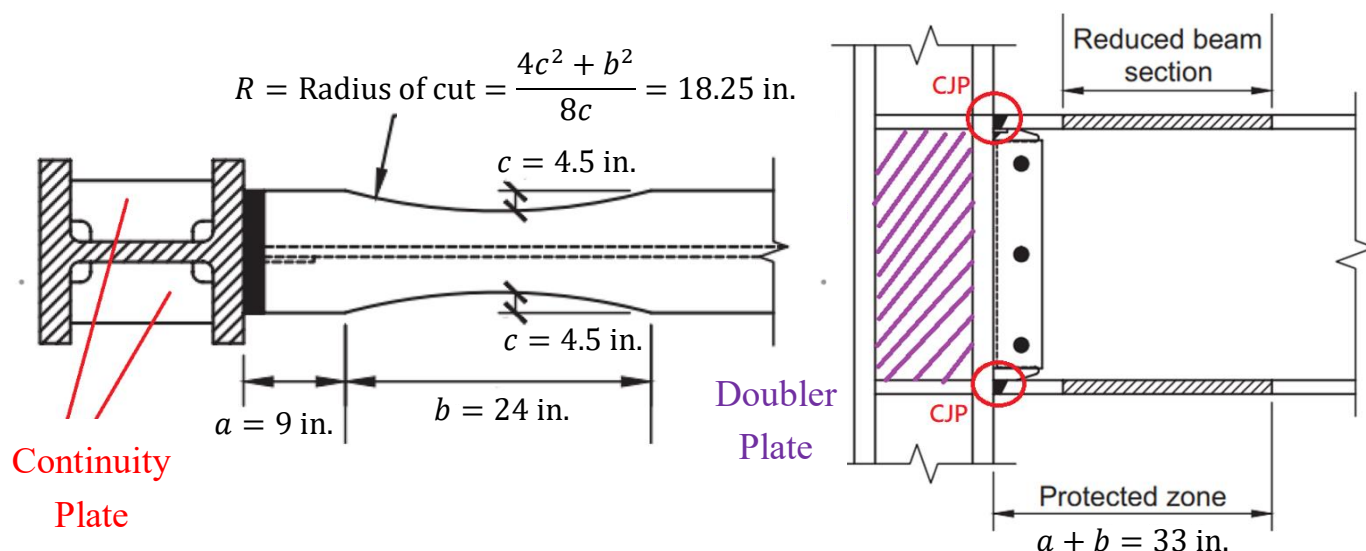
表六-4 連續板設計

Story		Width (in.)	Thickness (in.)	Full Depth (in.)	Configuration (in.)
<b>MRF 1-10F</b>	Interior	9	1.5	31.2	Two plates 1.5 x 9 x 31.2
	External	9	0.9	31.2	Two plates 0.9 x 9 x 31.2

依據表六-2 與表六-3 設計連續板規格如表六-4 所示，在抗彎矩構架之內部梁柱接頭兩側使用  $1.5 \times 9 \times 31.2$  in. 的連續板；外部梁柱接頭兩側使用  $0.9 \times 9 \times 31.2$  in. 的連續板。

### (三) 設計連接尺寸

在梁與柱的連接中，參考 AISC 358-16 規範，使用減弱梁段連接法(Reduced Beam Section, RBS)。這種方法通過減少梁的截面積，使梁在 RBS 區域的彎曲強度低於相鄰區域，從而導致塑鉸在此區域形成，避免脆性斷裂。RBS 連接法之尺寸細節如圖六-2 所示。



圖六-2 RBS 連接法之尺寸

AISC 358-16 規範中，RBS 連接法之相關限制：

➤ 梁限制

1. 梁深度 = 36 in.  $\leq$  36 in. .... (OK)
2.  $t_{bf} = 1.75$  in.  $\leq 1 \frac{3}{4}$  in. .... (OK)
3. 梁淨跨度高與深度之比值 =  $\frac{23(12)}{36} = 7.667$  in.  $\geq 7$  in. .... (OK)

➤ 柱限制

1. 柱深度 = 36 in.  $\leq$  36 in. .... (OK)

➤ 寬厚比限制

1. 梁與柱之翼板及腹板的寬厚比符合 AISC 規定要求。

設計流程：

步驟 1.  $b_{bf} = 18 \text{ in.}, d = 36 \text{ in.}$

$$\begin{array}{llll} 0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf} & 9 \leq a \leq 13.5 & \text{Choose} & a = 9 \text{ in.} \\ 0.65d \leq b \leq 0.85d & \longrightarrow 23.4 \leq b \leq 30.6 & \longrightarrow & b = 24 \text{ in.} \\ 0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf} & 1.8 \leq c \leq 4.5 & & c = 4.5 \text{ in.} \end{array}$$

步驟 2.  $Z_{RBS} = Z_x - 2ct_{bf}(d - t_{bf})$

$$= 1422.158 - 2(4.5)(1.75)(36 - 1.75) = 882.72 \text{ in}^2$$

步驟 3.  $M_{pr} = C_{pr}R_yF_yZ_{RBS} = 1.15(1.1)(50)(882.72) = 55832.04 \text{ kip} \cdot \text{in}$

步驟 4.  $M_f = M_{pr} + V_{RBS}S_h = 55832.04 + 448.989(21) = 65260.8 \text{ kip} \cdot \text{in}$

步驟 5.  $M_{pe} = R_yF_yZ_x = 1.1(50)(1422.158) = 78218.8 \text{ kip} \cdot \text{in}$

步驟 6.  $M_f = 65260.8 \text{ kip} \cdot \text{in} \leq \phi_d M_{pe} = 78218.8 \text{ kip} \cdot \text{in} \dots \dots (\text{OK})$

## 七、模態分析

### (一) 結構週期

根據 ASCE 7-10 規範，結構週期檢核公式：

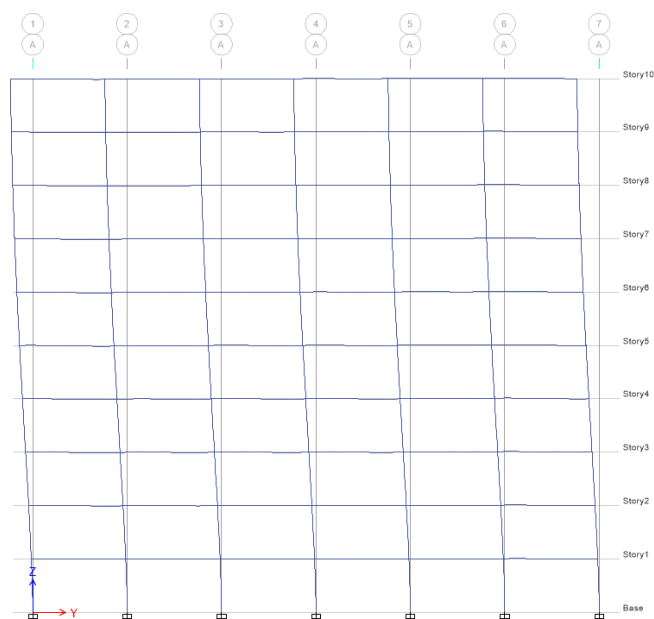
$$T = 1.187 \text{ sec} < C_u T_a = 1.4 \times 1.375 = 1.925 \text{ sec} \quad \text{OK}$$

表七-1 結構週期

Case	Mode	Period (sec)	Frequency (cyc/sec)	CircFreq (rad/sec)	Eigenvalue (rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup> )
Modal	1	1.187	0.842	5.293	28.079
Modal	2	1.185	0.844	5.304	28.137
Modal	3	0.755	1.324	8.320	69.213

### (二) 結構模態

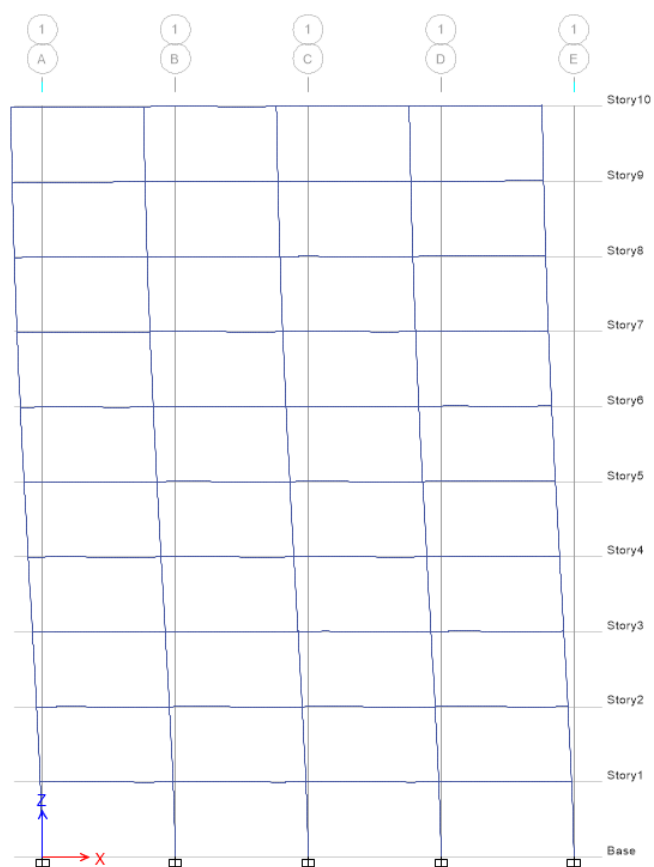
第一模態：Y 方向



圖七-1 Y 方向模態

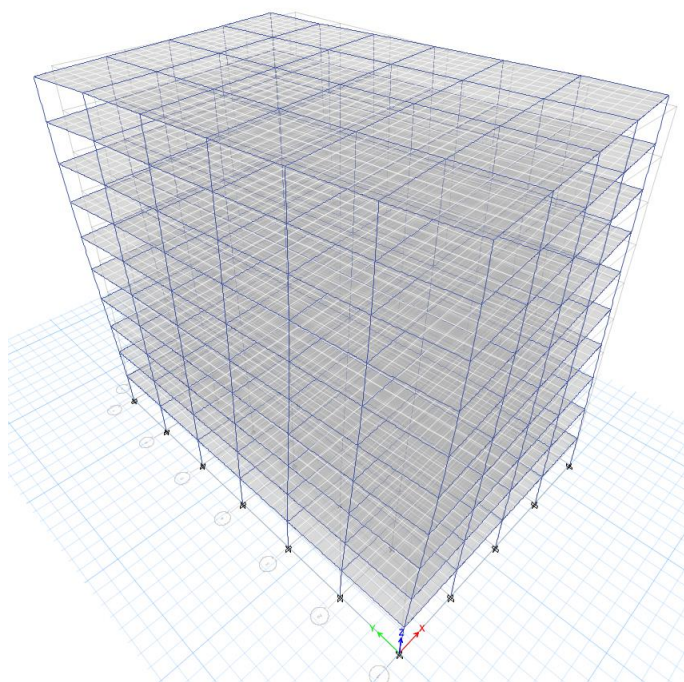


## 第二模態：X 方向



圖七-2 X 方向模態

## 第三模態：扭力

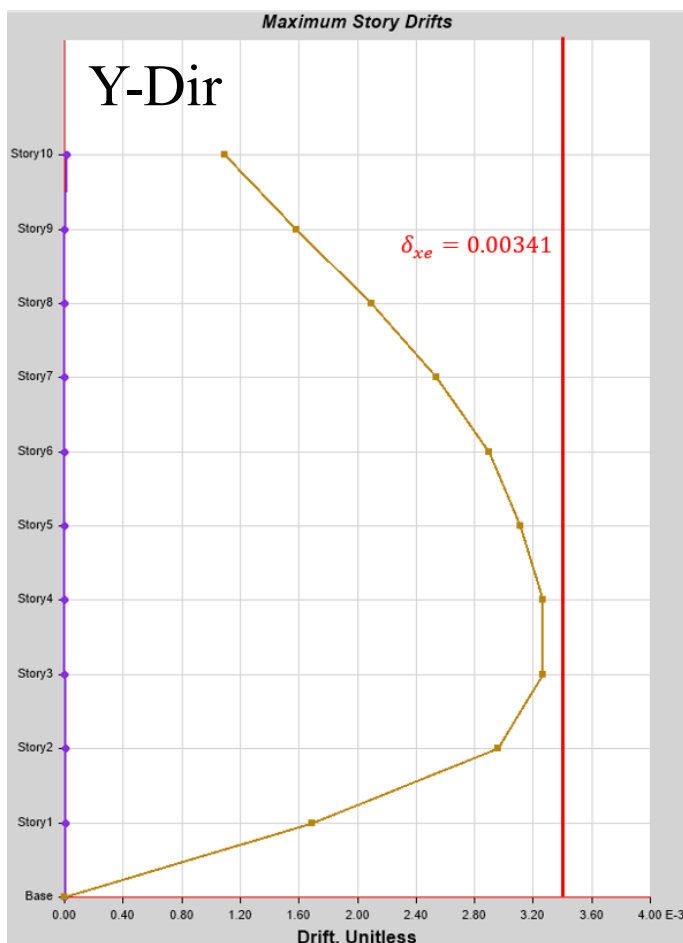
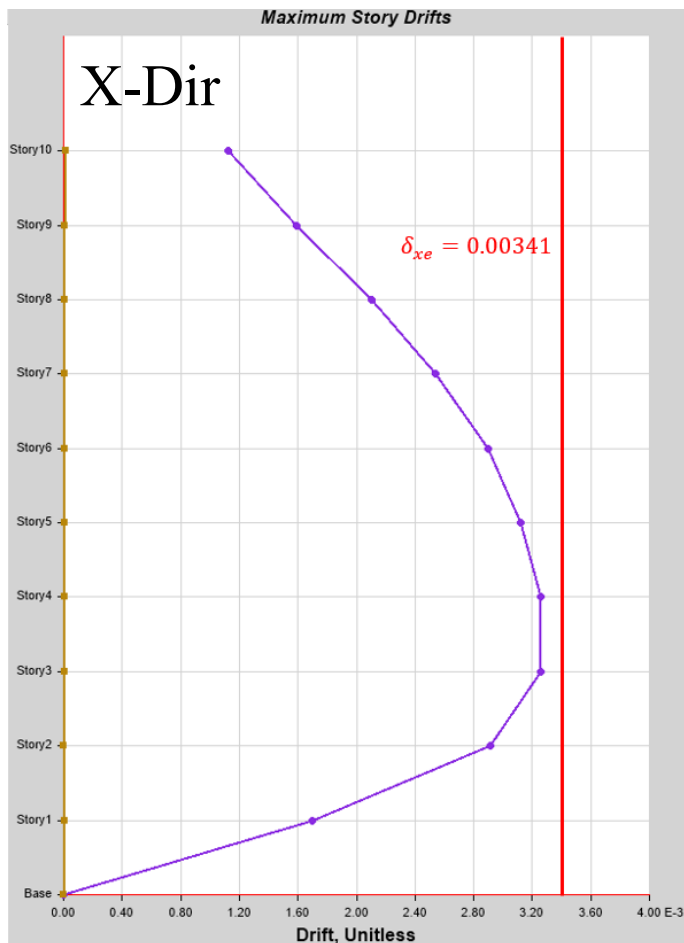


圖七-3 扭力方向模態

## 八、層間變位

根據 ASCE 7-10 規範，層間變位檢核公式：

$$\delta_{ANA} \leq \delta_{xe} = \frac{I_e \delta_x}{C_d} = 0.00341$$



圖八-1 X 向與 Y 向層間變位

表八-1 各樓層層間變位

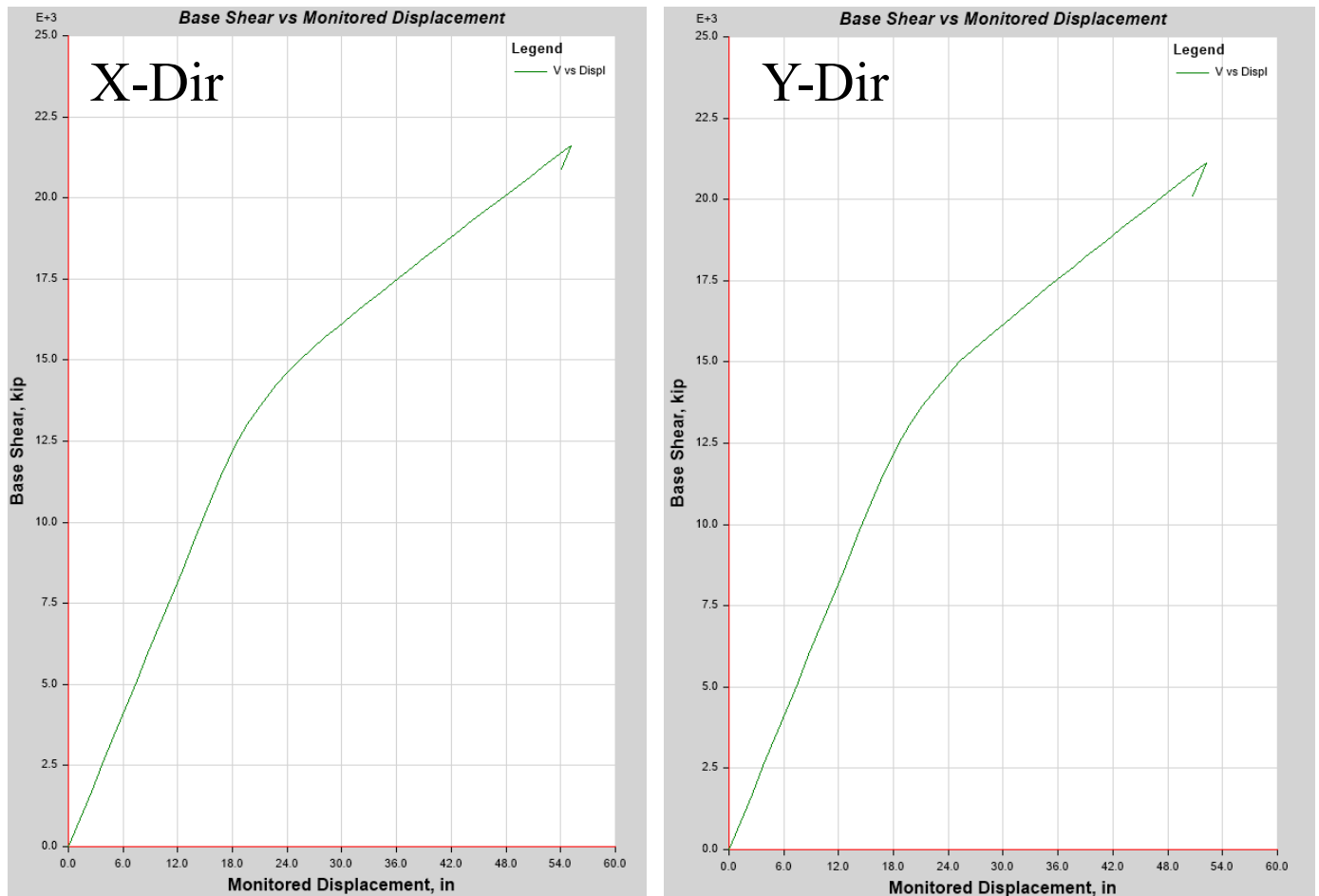
Story	Elevation (ft)	Location	X-Dir Seismic Force		Y-Dir Seismic Force	
			X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir
10	130	Top	0.001124	0.000017	0.000016	0.001093
9	117	Top	0.001594	0.000006	0.000003	0.001585
8	104	Top	0.002102	0.000006	0.000002	0.002097
7	91	Top	0.002540	0.000006	0.000001	0.002539
6	78	Top	0.002895	0.000007	0.000002	0.002899
5	65	Top	0.003119	0.000007	0.000001	0.003116
4	52	Top	0.003259	0.000007	0.000001	0.003263
3	39	Top	0.003256	0.000010	0.000001	0.003264
2	26	Top	0.002916	0.000002	0.000006	0.002957
1	13	Top	0.001700	0.000005	0.000009	0.001689

由圖八-1 與表八-1 可以發現，X 向和 Y 向最大層間變位均發生在第四層樓，且都小於規範值 0.00341，因此皆符合檢核要求。

## 九、非線性側推分析

### (一) 側推曲線

將塑鉸設置於梁與柱的 0.05 和 0.95 桿件相對位置後，進行側推分析，其曲線如圖九-1 所示。

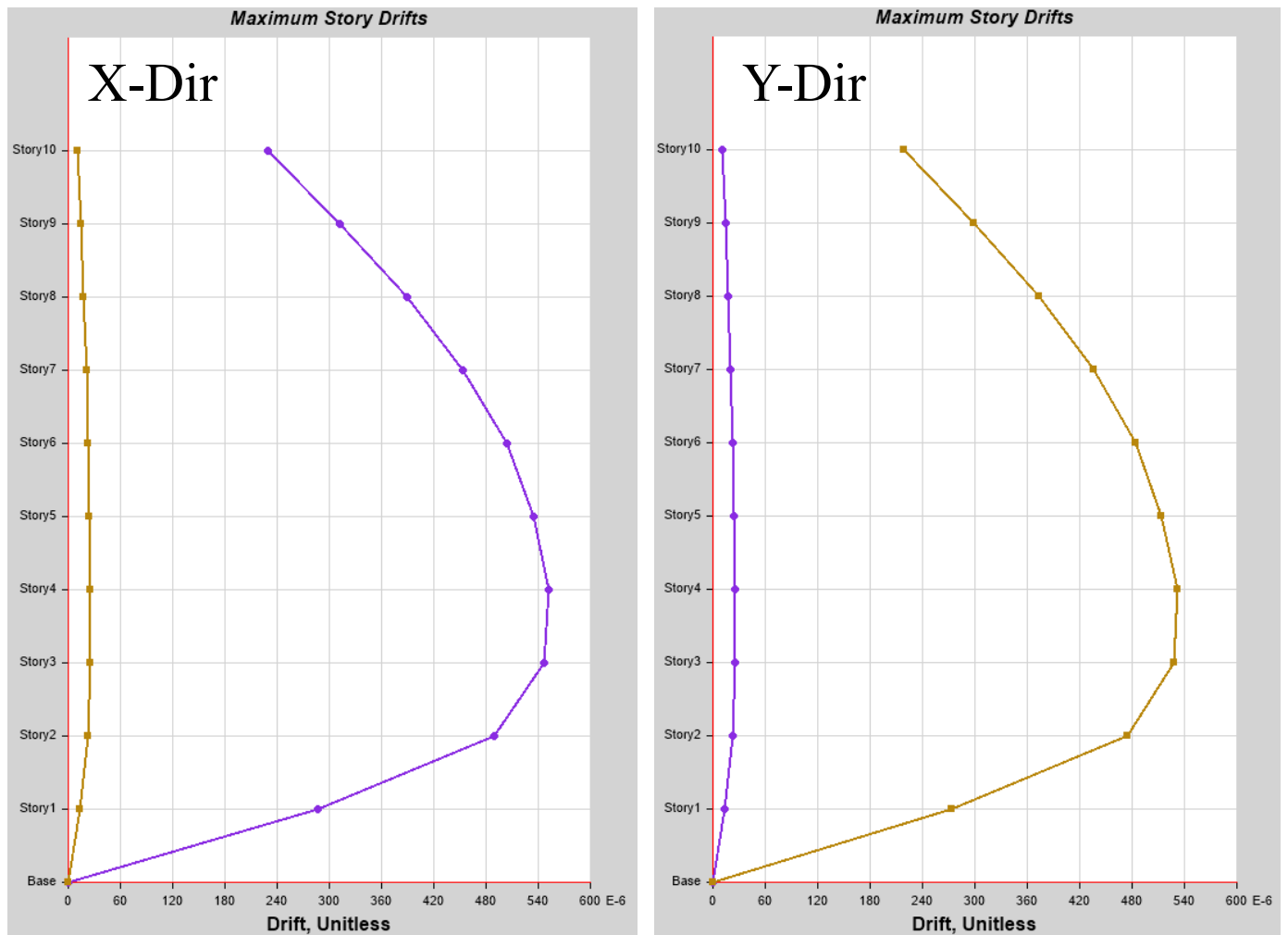


圖九-1 X 向與 Y 向側推分析曲線

可以發現在設計地震力  $V=1825.573$  kips 時，X 向與 Y 向側位移量皆為 2.799 in.。當 X 向與 Y 向側位移量為 18 in.時，強度開始下降，相當於 1.15% ( $18\text{in.}/62.4\text{in.} \times 4\%$ ) 的頂樓側位移。

## (二) 層間變位

在 2% 的頂層位移下進行非線性側推分析，其產生的層間變位曲線如圖九-2 所示，各樓層之層間變位如表九-1 所示。



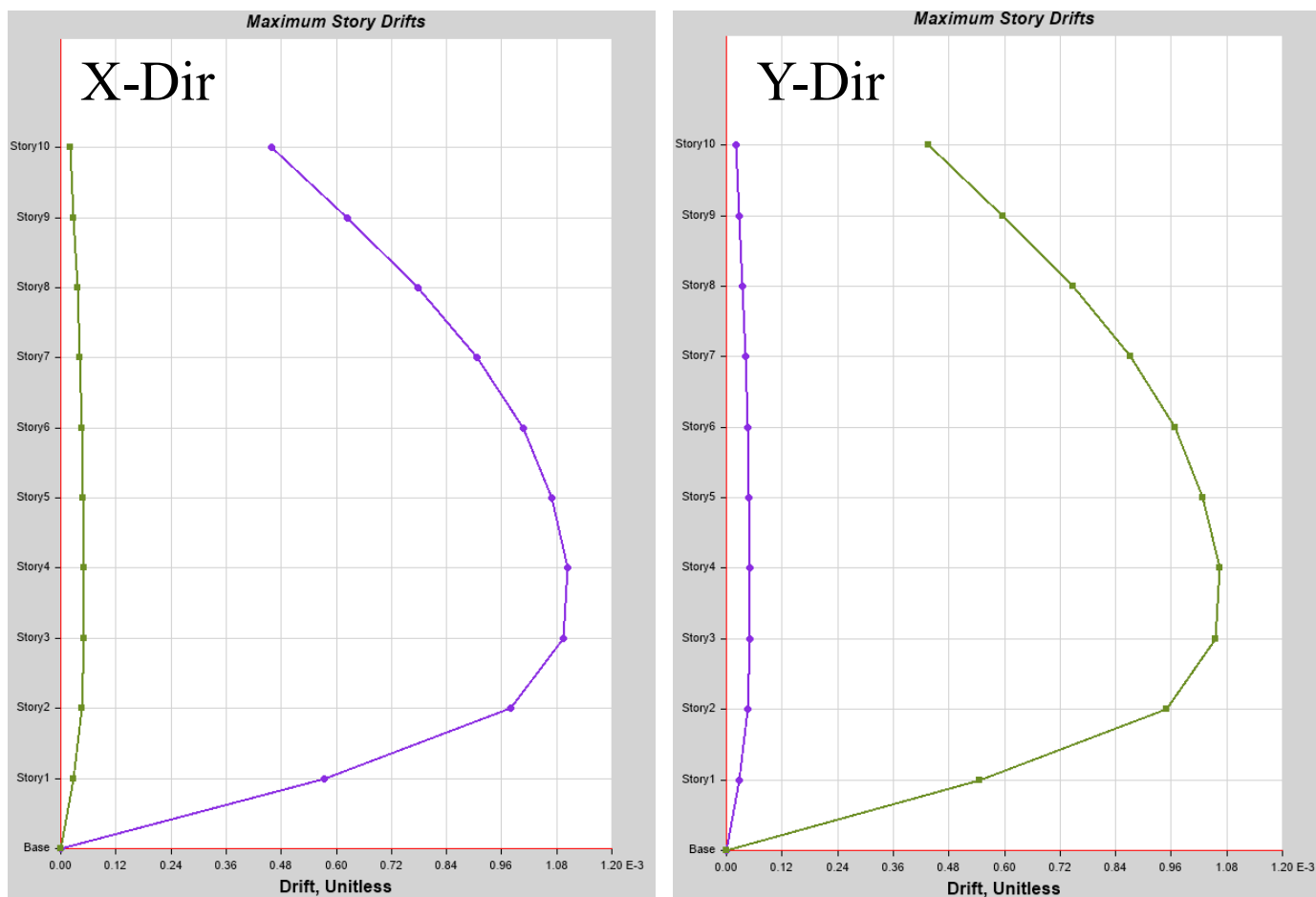
圖九-2 2%頂層位移之 X 向與 Y 向層間變位

表九-1 2%頂層位移之各樓層層間變位

Story	Elevation (ft)	Location	X-Dir Pushover		Y-Dir Pushover	
			X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir
10	130	Top	0.000230	0.000010	0.000010	0.000218
9	117	Top	0.000312	0.000014	0.000014	0.000299
8	104	Top	0.000389	0.000018	0.000018	0.000374
7	91	Top	0.000453	0.000021	0.000021	0.000436
6	78	Top	0.000503	0.000023	0.000023	0.000485
5	65	Top	0.000534	0.000025	0.000024	0.000514
4	52	Top	0.000552	0.000025	0.000025	0.000532
3	39	Top	0.000547	0.000025	0.000025	0.000528
2	26	Top	0.000490	0.000023	0.000023	0.000475
1	13	Top	0.000287	0.000014	0.000014	0.000273

由圖九-2 與表九-1 可以發現，在 2%的頂層位移下進行非線性側推分析時，X 向和 Y 向的最大層間位移均發生在第四層樓。

在 4%的頂層位移下進行非線性側推分析，其產生的層間變位曲線如圖九-3 所示，各樓層之層間變位如表九-2 所示。



圖九-3 4%頂層位移之 X 向與 Y 向層間變位

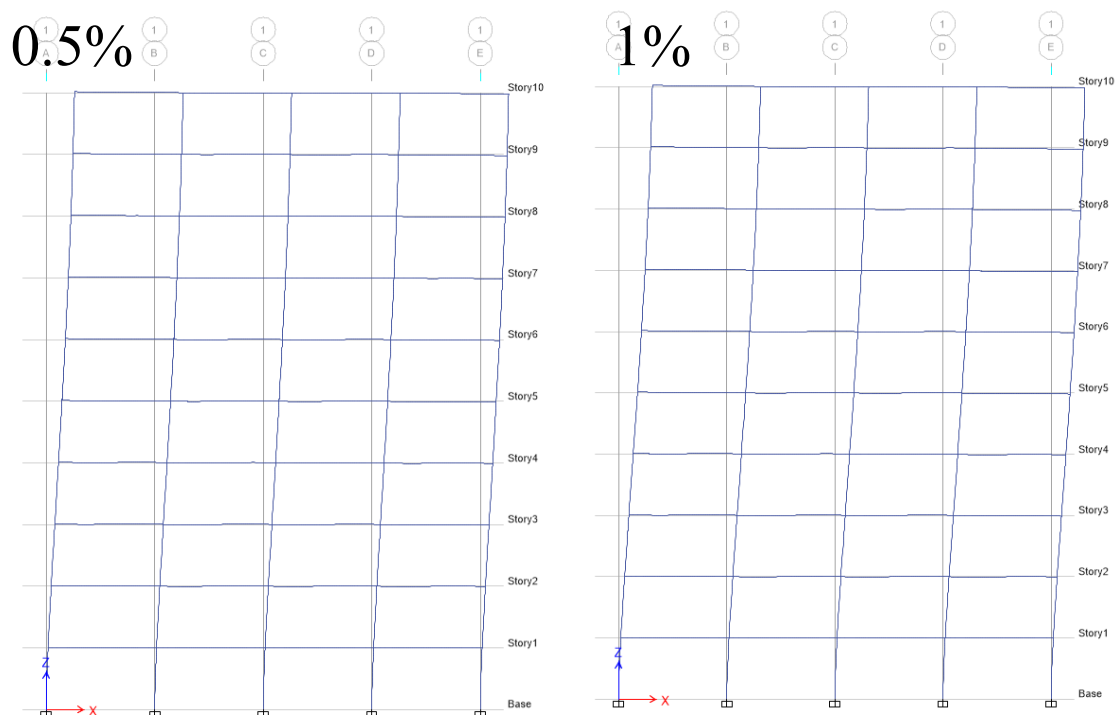
表九-2 4%頂層位移之各樓層層間變位

Story	Elevation (ft)	Location	X-Dir Pushover		Y-Dir Pushover	
			X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir
10	130	Top	0.000460	0.000021	0.000020	0.000436
9	117	Top	0.000624	0.000028	0.000028	0.000597
8	104	Top	0.000778	0.000036	0.000035	0.000747
7	91	Top	0.000906	0.000042	0.000041	0.000871
6	78	Top	0.001007	0.000046	0.000046	0.000969
5	65	Top	0.001068	0.000049	0.000049	0.001027
4	52	Top	0.001104	0.000051	0.000051	0.001064
3	39	Top	0.001093	0.000051	0.000050	0.001056
2	26	Top	0.000979	0.000046	0.000046	0.000949
1	13	Top	0.000574	0.000027	0.000027	0.000546

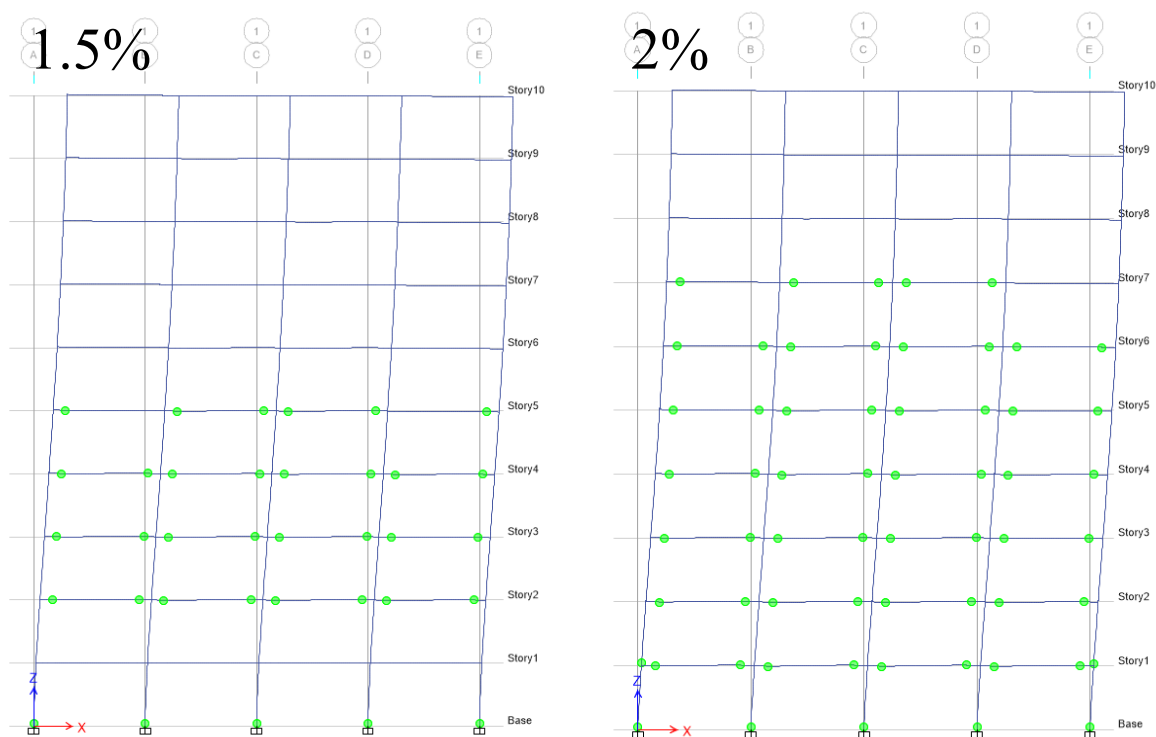
由圖九-3 與表九-2 可以發現，在 4%的頂層位移下進行非線性側推分析時，X 向和 Y 向的最大層間位移均發生在第四樓層。



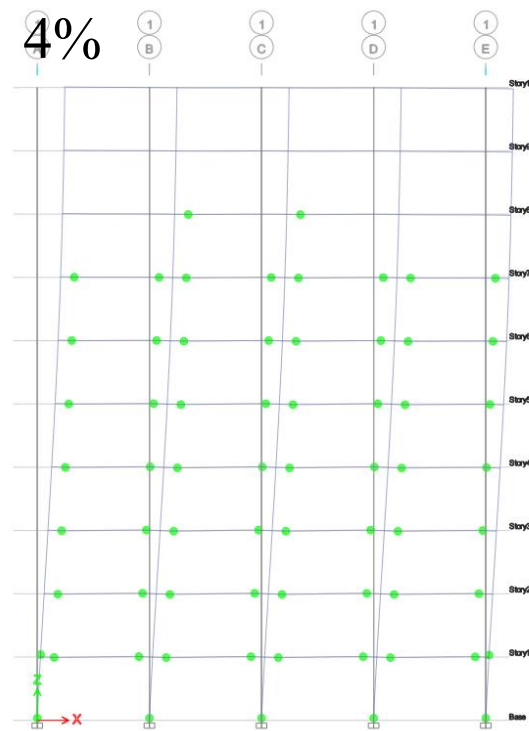
### (三) X 方向塑鉸分布



圖九-4 0.5%與 1%頂樓側位移之塑鉸分佈



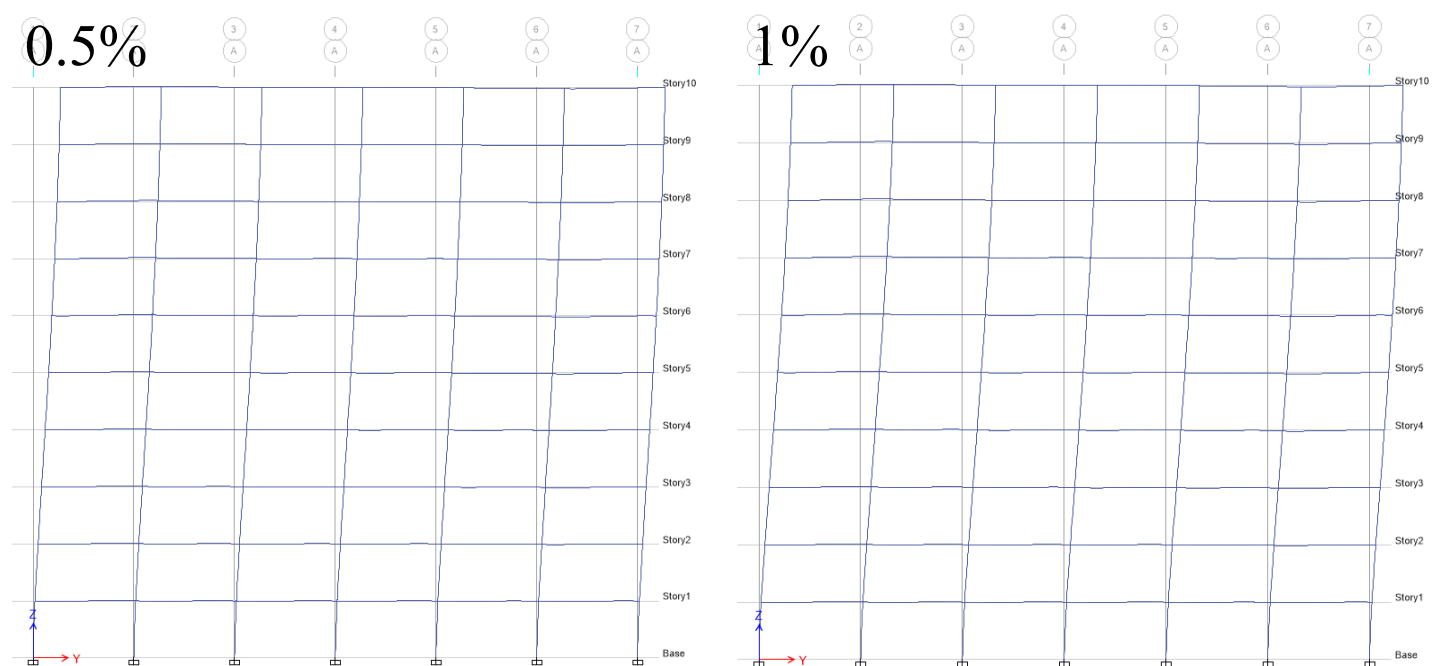
圖九-5 1.5%與 2%頂樓側位移之塑鉸分佈



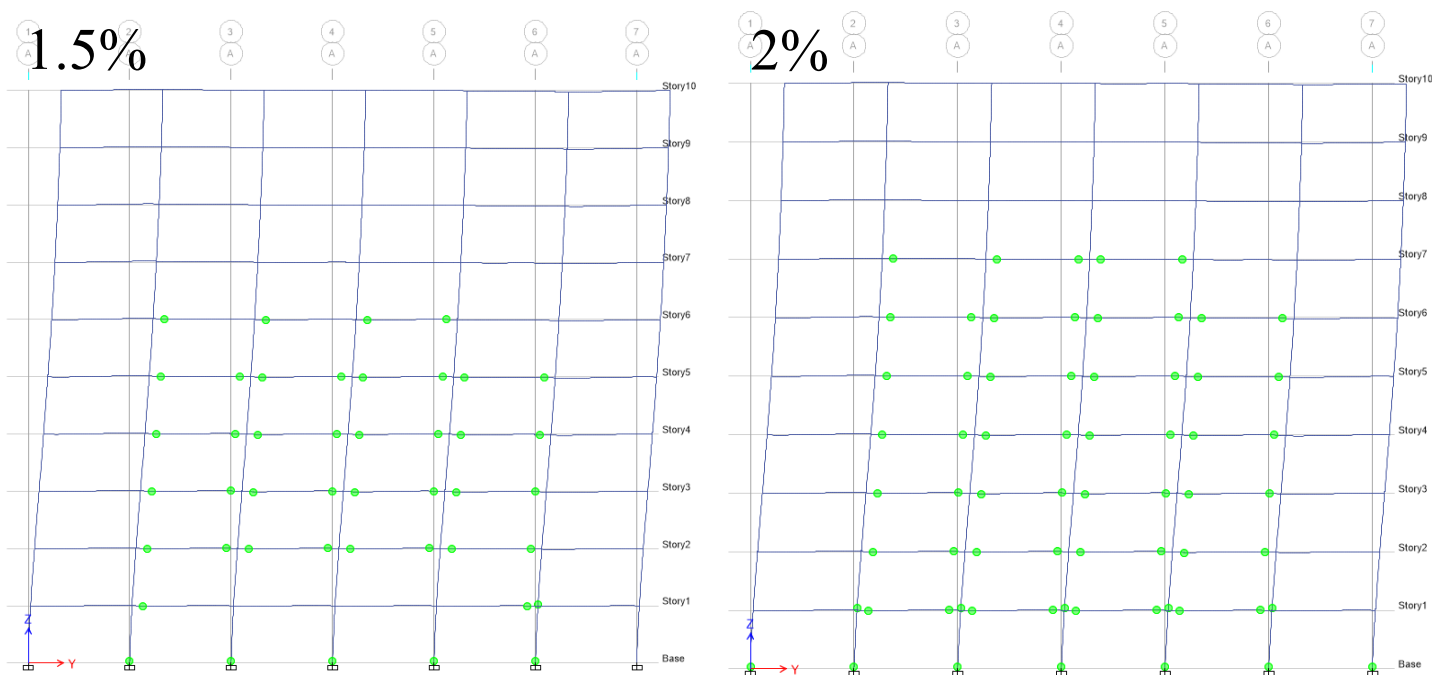
圖九-6 4%頂樓側位移之塑鉸分佈

由圖九-4 可以發現，在頂樓側向位移達到 1%之前，沒有出現塑鉸；當位移達到 1.5%時，如圖九-5 所示，一樓至六樓皆產生了塑鉸，這表明在達到 1.5%頂樓側位移之前強度就已經開始下降，與側推曲線的觀察結果一致。當位移達到 4%時，如圖九-6 所示，塑性鉸已發展到第九樓層，但第十樓層仍未出現塑性鉸，其中，值得注意的是當頂樓側向位移達到 2%時，如圖九-5，在二樓柱子底部出現了塑鉸，表示柱子強度不足。

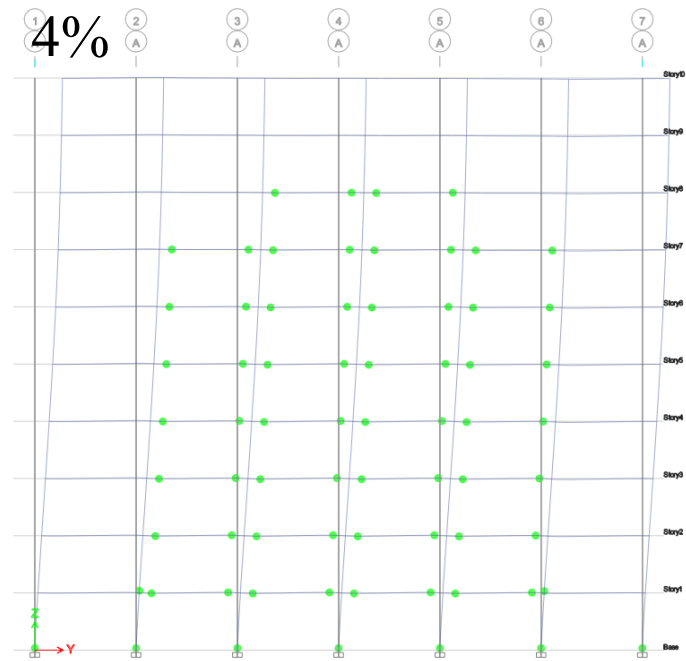
#### (四) Y 方向塑鉸分布



圖九-7 0.5%與 1%頂樓側位移之塑鉸分佈



圖九-8 1.5%與 2%頂樓側位移之塑鉸分佈

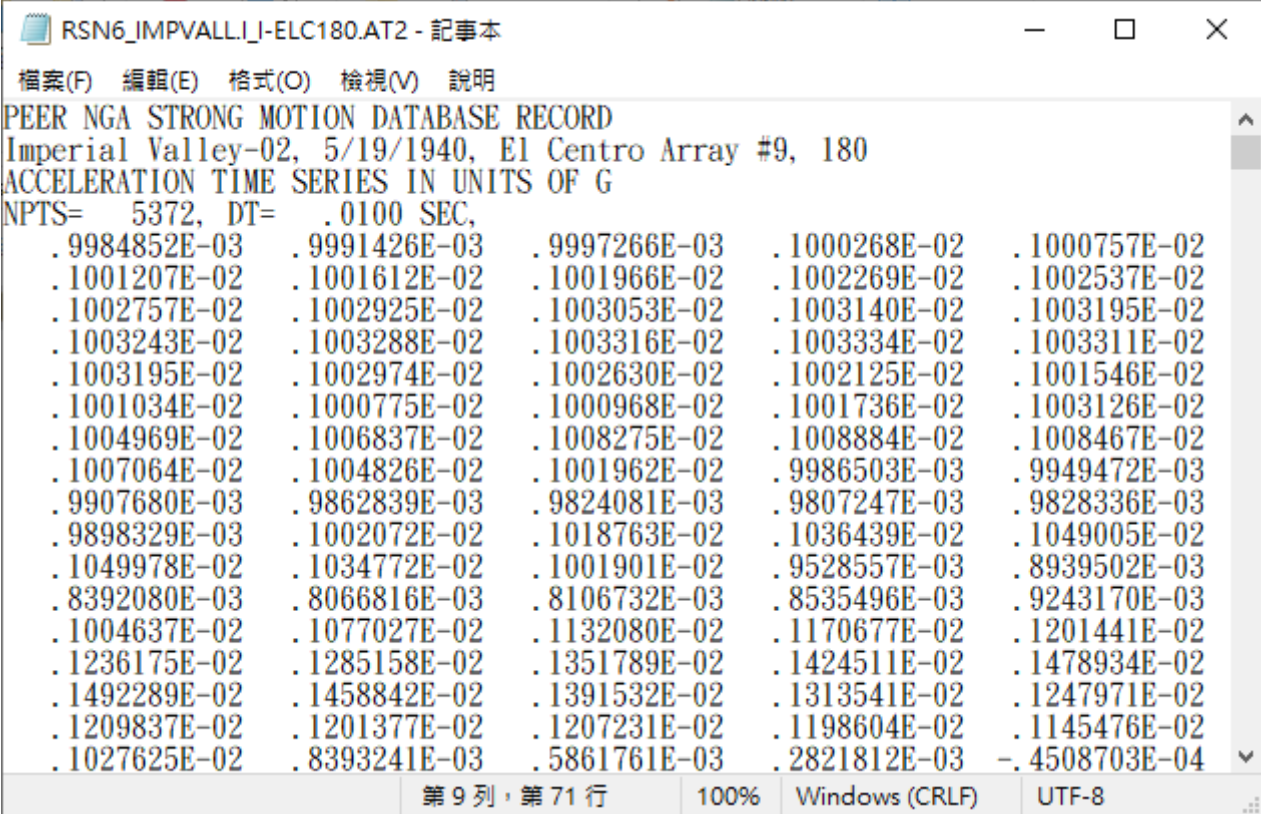


圖九-9 4%頂樓側位移之塑鉸分佈

Y 方向的塑鉸發展與 X 方向相似。

## 十、非線性歷時分析

根據 PEER 地震資料庫，此節選用 1940 年在加利福尼亞州南部發生的 El Centro 地震來做非線性歷時分析，地表加速度歷時數據如圖十-1 所示，將數據繪製如圖十-2 與圖十-3 所示。



RSN6\_IMPVAL.LI-ELC180.AT2 - 記事本

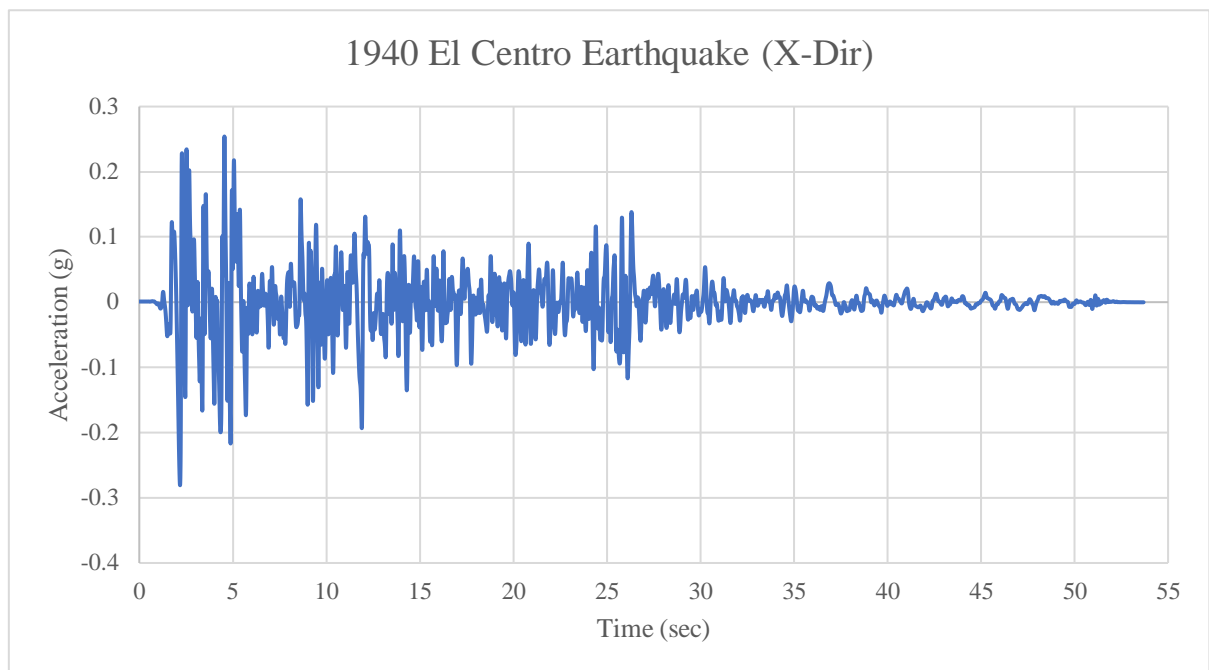
檔案(F) 編輯(E) 格式(O) 檢視(V) 說明

PEER NGA STRONG MOTION DATABASE RECORD  
Imperial Valley-02, 5/19/1940, El Centro Array #9, 180  
ACCELERATION TIME SERIES IN UNITS OF G  
NPTS= 5372, DT= .0100 SEC,

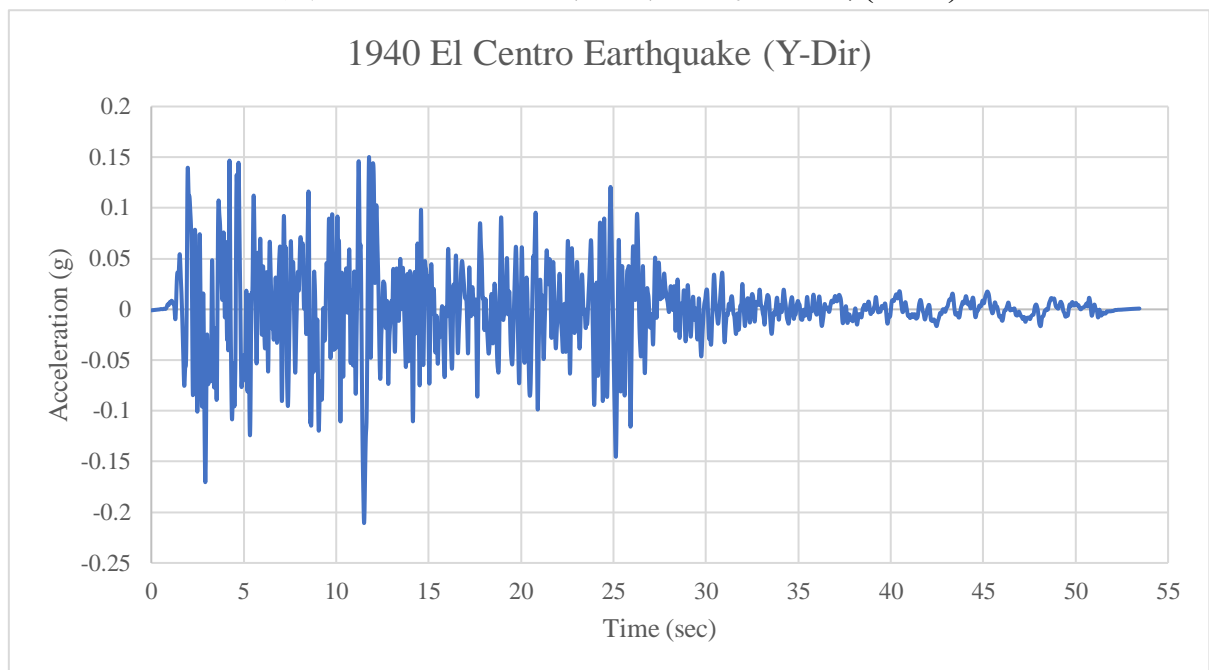
.9984852E-03	.9991426E-03	.9997266E-03	.1000268E-02	.1000757E-02
.1001207E-02	.1001612E-02	.1001966E-02	.1002269E-02	.1002537E-02
.1002757E-02	.1002925E-02	.1003053E-02	.1003140E-02	.1003195E-02
.1003243E-02	.1003288E-02	.1003316E-02	.1003334E-02	.1003311E-02
.1003195E-02	.1002974E-02	.1002630E-02	.1002125E-02	.1001546E-02
.1001034E-02	.1000775E-02	.1000968E-02	.1001736E-02	.1003126E-02
.1004969E-02	.1006837E-02	.1008275E-02	.1008884E-02	.1008467E-02
.1007064E-02	.1004826E-02	.1001962E-02	.9986503E-03	.9949472E-03
.9907680E-03	.9862839E-03	.9824081E-03	.9807247E-03	.9828336E-03
.9898329E-03	.1002072E-02	.1018763E-02	.1036439E-02	.1049005E-02
.1049978E-02	.1034772E-02	.1001901E-02	.9528557E-03	.8939502E-03
.8392080E-03	.8066816E-03	.8106732E-03	.8535496E-03	.9243170E-03
.1004637E-02	.1077027E-02	.1132080E-02	.1170677E-02	.1201441E-02
.1236175E-02	.1285158E-02	.1351789E-02	.1424511E-02	.1478934E-02
.1492289E-02	.1458842E-02	.1391532E-02	.1313541E-02	.1247971E-02
.1209837E-02	.1201377E-02	.1207231E-02	.1198604E-02	.1145476E-02
.1027625E-02	.8393241E-03	.5861761E-03	.2821812E-03	-.4508703E-04

第 9 列, 第 71 行 100% Windows (CRLF) UTF-8

圖十-1 El Centro 地震地表歷時數據

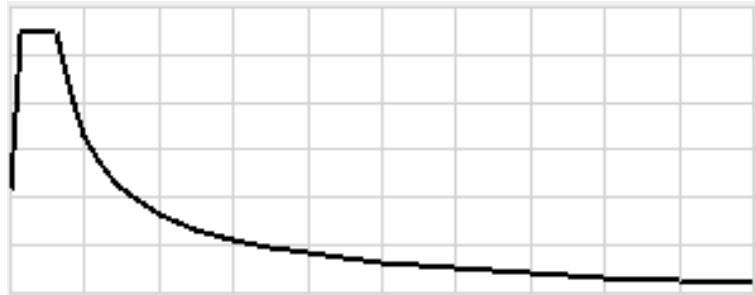


圖十-2 El Centro 地震地表加速度歷時(X 向)

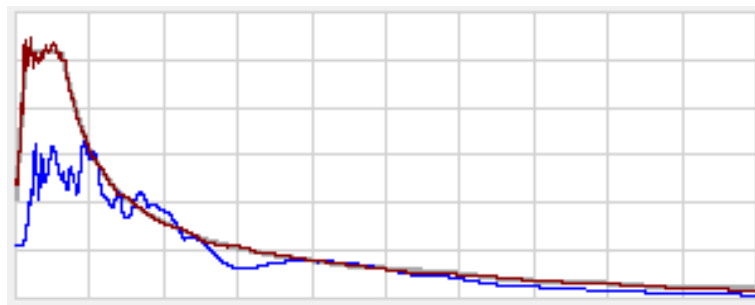


圖十-3 El Centro 地震地表加速度歷時(Y 向)

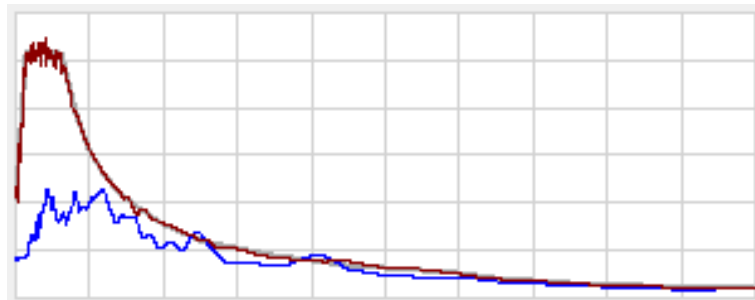
繪製出設計基礎水準(Design-Based Level)之 475 年回歸期加速度反應譜如圖十-4 所示，並使用 ETABS 功能，將原始加速度反應譜如圖十-5 與圖十-6 中之藍色線乘以等效倍數，使之與 475 年回歸期加速度反應譜相似，如圖十-5 與圖十-6 中之紅色線。



圖十-4 475 年回歸期加速度反應譜

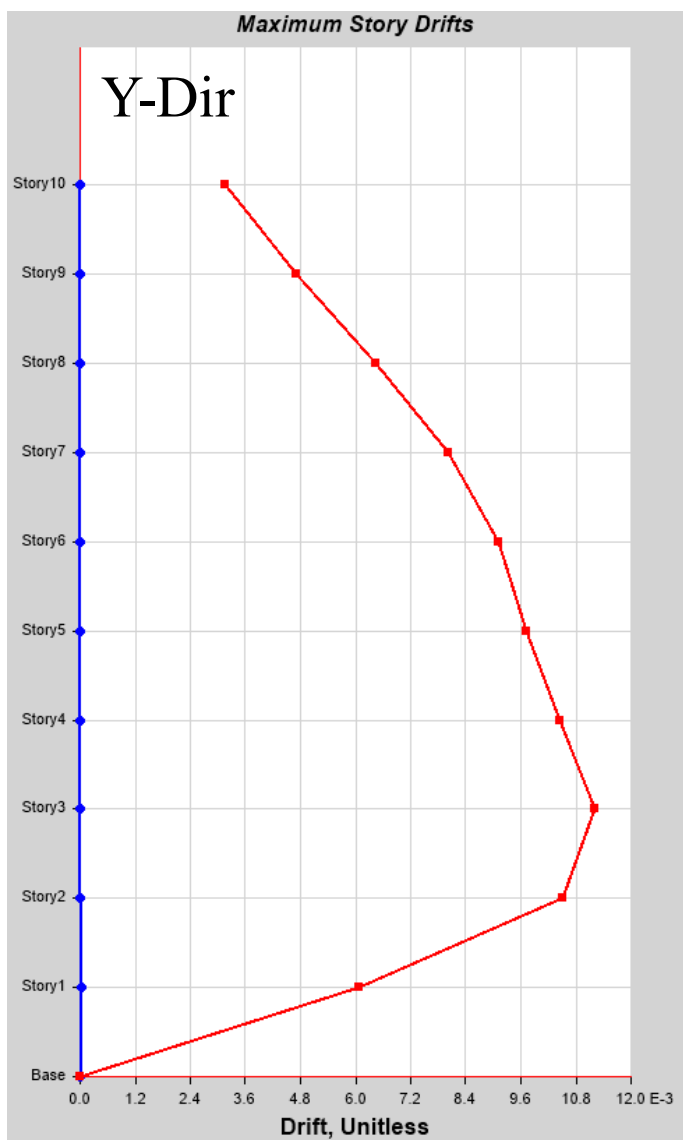
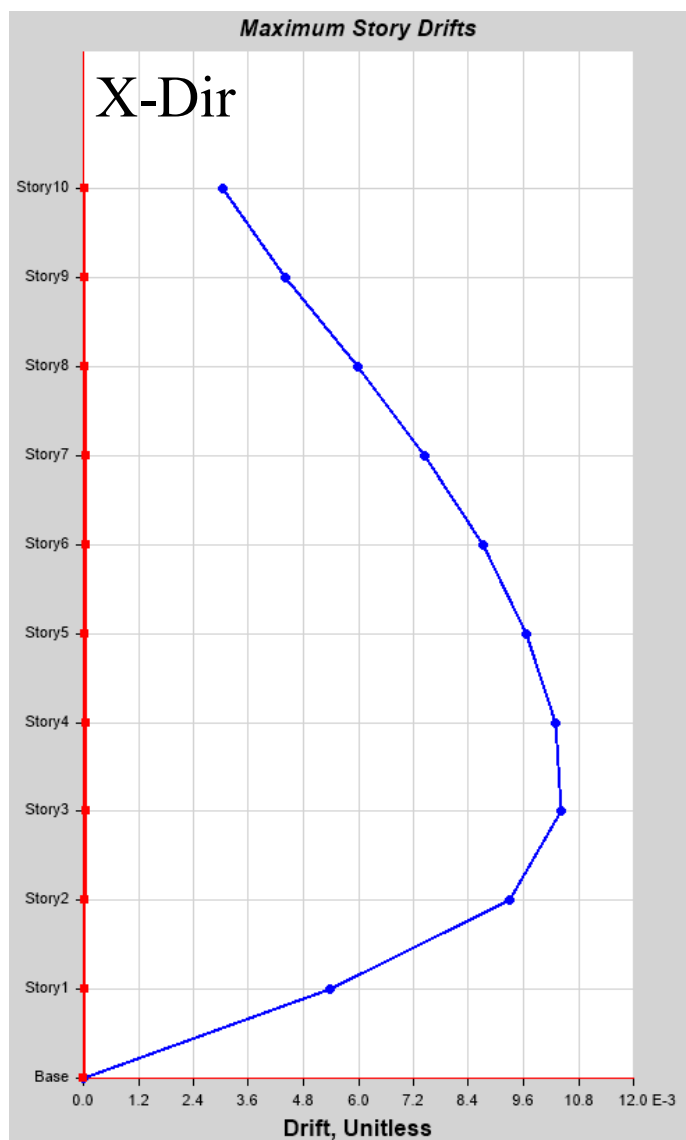


圖十-5 原始(藍)與校正後(紅)之加速度反應譜(X 向)



圖十-6 原始(藍)與校正後(紅)之加速度反應譜(Y 向)

## (一) 最大層間變位



圖十-7 X 向與 Y 向層間變位

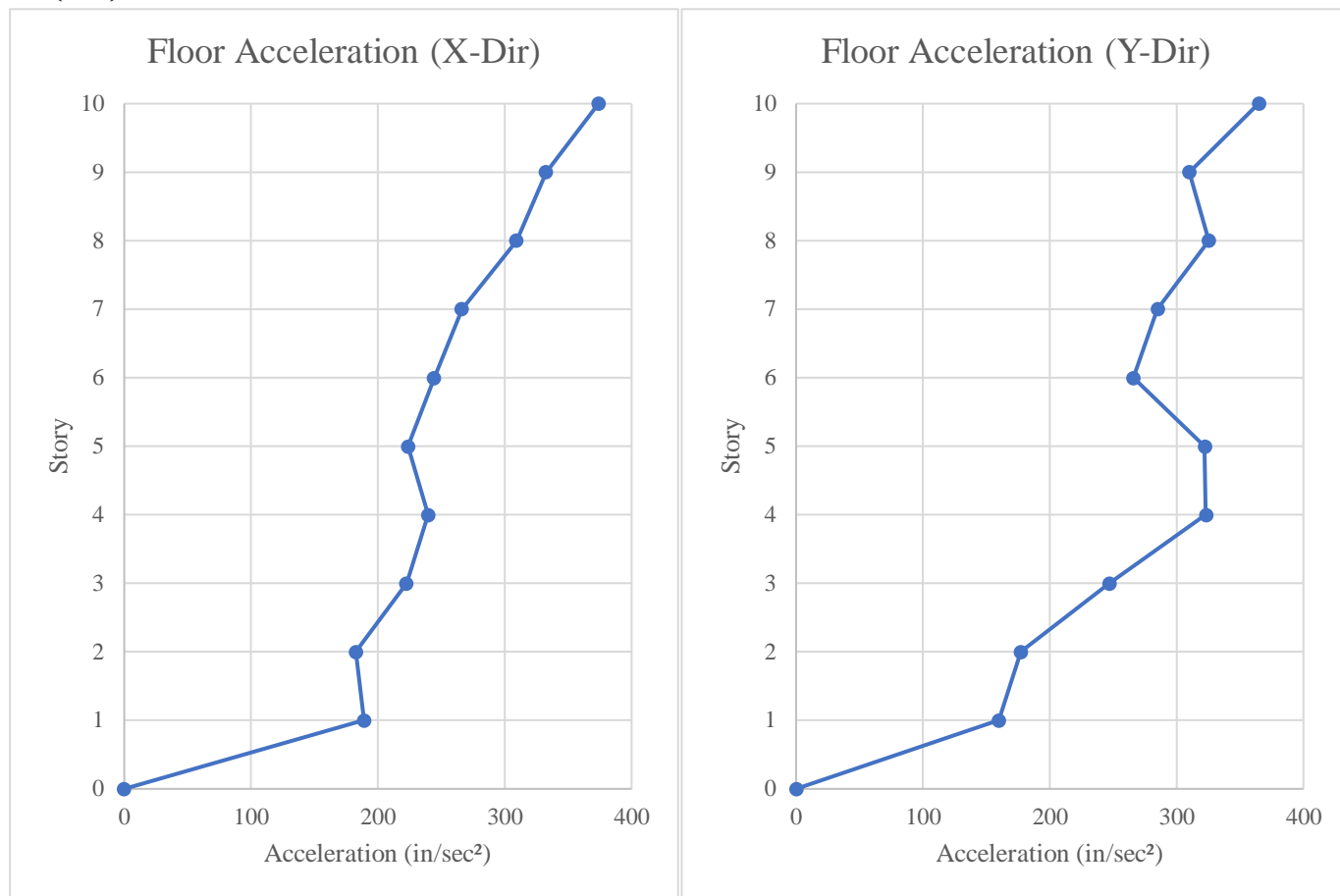


表十-1 各樓層層間變位

Story	Elevation (ft)	X-Dir	Y-Dir
10	130	0.003024	0.003175
9	117	0.004402	0.004701
8	104	0.005984	0.006450
7	91	0.007450	0.008018
6	78	0.008715	0.009129
5	65	0.009655	0.009720
4	52	0.010309	0.010458
3	39	0.010419	0.011224
2	26	0.009306	0.010516
1	13	0.005381	0.006062

由圖十-7 可以發現，在非線性分析下，X 向和 Y 向層間變位隨著樓層增加而增加，在第三層樓達到最大值，之後逐層遞減至最高樓層。將數據整理如表十-1 所示。

## (二) 最大樓層加速度



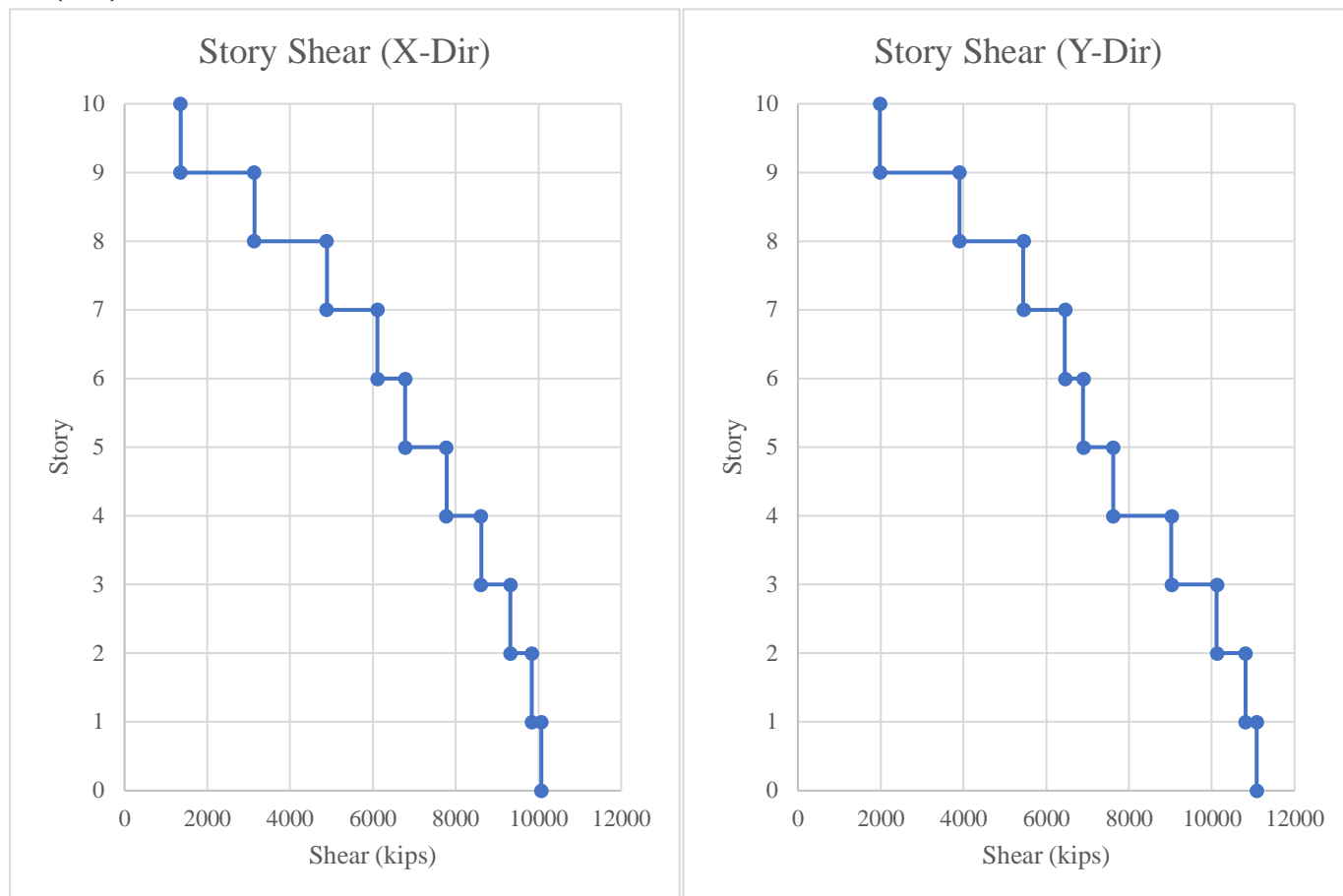
圖十-8 X 向與 Y 向樓層最大加速度

表十-2 各樓層最大加速度

Story	Elevation (ft)	X-Dir (in./sec <sup>2</sup> )	Y-Dir (in./sec <sup>2</sup> )
10	130	373.948	364.643
9	117	332.591	310.042
8	104	309.396	325.251
7	91	266.335	284.937
6	78	244.47	265.738
5	65	223.792	322.135
4	52	239.777	322.981
3	39	222.692	246.921
2	26	182.729	177.216
1	13	189.095	159.893

由圖十-8 可以發現，在非線性分析下，X 向和 Y 向樓層最大加速度皆隨著樓層增加而增加，這是合理的。將各樓層數據整理如表十-2 所示。

### (三) 樓層剪力分布



圖十-9 X 向與 Y 向樓層剪力

表十-3 各樓層剪力

Story	Elevation (ft)	X-Dir (kips)	Y-Dir (kips)
10	130	1357.407	1981.747
9	117	3137.564	3901.019
8	104	4889.720	5445.413
7	91	6114.814	6449.419
6	78	6783.177	6897.094
5	65	7783.089	7619.272
4	52	8621.436	9025.905
3	39	9326.020	10119.277
2	26	9841.671	10815.761
1	13	10070.777	11085.612

由圖十-9 可以發現，在非線性分析下，X 向和 Y 向樓層剪力逐層遞減至最高樓層，這與預期相符，表明先前的地震歷時分析是合理的。將數據整理如表十-3 所示。

## 十一、討論與建議

1. 當頂樓側向位移達到 2%時，在二樓柱子底部出現了塑鉸，表示柱子強度不足。建議加大截面以提高強度。
2. 在選擇抗彎矩構架所需之雙層板時，尺寸過大，需用到厚度約 2in.的雙層板，可能代表本次選用的斷面過大，需要更大的雙層板來維持結構穩定。
3. 在斷面選擇上，應力比普遍偏小，大部分在 ETABS 上顯示為淺藍色至灰色，這表明本次的截面設計較為保守，經濟性不高。
4. 由於本次模型皆使用抗彎矩構架(MRF)，為確保層間變位不超過規定值 0.00341，梁與柱均採用大截面設計。然而，建議可以使用特殊同心支撐框架(SCBF)，這或許可以提升經濟性。