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](#_Toc168943078)

[二、 基底剪力與側向地震力計算 2](#_Toc168943079)

[(一) 地震力參數 2](#_Toc168943080)

[(二) 基底剪力 5](#_Toc168943081)

[(三) 側向地震力 6](#_Toc168943082)

[三、 載重組合選擇 9](#_Toc168943083)

[四、 斷面選擇 10](#_Toc168943084)

[(一) 斷面選擇與應力比 10](#_Toc168943085)

[(二) 寬厚比檢核 11](#_Toc168943086)

[五、 斷面檢核 14](#_Toc168943087)

[六、 設計細節 15](#_Toc168943088)

[(一) 雙層板檢核 15](#_Toc168943089)

[(二) 連續板檢核 16](#_Toc168943090)

[(三) 設計連接尺寸 18](#_Toc168943091)

[七、 模態分析 20](#_Toc168943092)

[(一) 結構週期 20](#_Toc168943093)

[(二) 結構模態 20](#_Toc168943094)

[八、 層間變位 22](#_Toc168943095)

[九、 非線性側推分析 24](#_Toc168943096)

[(一) 側推曲線 24](#_Toc168943097)

[(二) 層間變位 25](#_Toc168943098)

[(三) X方向塑鉸分布 29](#_Toc168943099)

[(四) Y方向塑鉸分布 31](#_Toc168943100)

[十、 非線性歷時分析 33](#_Toc168943101)

[(一) 最大層間變位 36](#_Toc168943102)

[(二) 最大樓層加速度 38](#_Toc168943103)

[(三) 樓層剪力分布 40](#_Toc168943104)

[十一、 討論與建議 42](#_Toc168943105)

**表目錄**

[表二‑1 地震相關參數 3](#_Toc168943175)

[表二‑2 結構物相關參數 3](#_Toc168943176)

[表二‑3 相關參數和數值 6](#_Toc168943177)

[表二‑4 側向地震力計算 7](#_Toc168943178)

[表三‑1 載重組合 9](#_Toc168943179)

[表四‑1 抗彎矩構架斷面選擇 10](#_Toc168943180)

[表四‑2 支承構架斷面選擇 10](#_Toc168943181)

[表四‑3 寬厚比檢核 11](#_Toc168943182)

[表四‑4 梁斷面與柱翼板檢核 12](#_Toc168943183)

[表四‑5 抗彎矩構架柱腹板斷面檢核 12](#_Toc168943184)

[表四‑6 承重構架柱腹板斷面檢核 13](#_Toc168943185)

[表五‑1 強柱弱梁檢核 14](#_Toc168943186)

[表六‑1 雙層板檢核 15](#_Toc168943187)

[表六‑2 連續板寬度設計 16](#_Toc168943188)

[表六‑3 連續板厚度設計 16](#_Toc168943189)

[表六‑4 連續板設計 17](#_Toc168943190)

[表七‑1 結構週期 20](#_Toc168943191)

[表八‑1 各樓層層間變位 23](#_Toc168943192)

[表九‑1 2%頂層位移之各樓層層間變位 26](#_Toc168943193)

[表九‑2 4%頂層位移之各樓層層間變位 28](#_Toc168943194)

[表十‑1 各樓層層間變位 37](#_Toc168943195)

[表十‑2 各樓層最大加速度 39](#_Toc168943196)

[表十‑3 各樓層剪力 41](#_Toc168943197)

**圖目錄**

[圖一‑1 模型示意圖 1](#_Toc168943026)

[圖二‑1 Los Angeles (LA)地震相關參數 2](#_Toc168943027)

[圖二‑2 加速度反應譜 4](#_Toc168943028)

[圖二‑3 側向地震力配置 8](#_Toc168943029)

[圖三‑1 載重組合 9](#_Toc168943030)

[圖六‑1 連續板設計 16](#_Toc168943031)

[圖六‑2 RBS連接法之尺寸 18](#_Toc168943032)

[圖七‑1 Y方向模態 20](#_Toc168943033)

[圖七‑2 X方向模態 21](#_Toc168943034)

[圖七‑3扭力方向模態 21](#_Toc168943035)

[圖八‑1 X向與Y向層間變位 22](#_Toc168943036)

[圖九‑1 X向與Y向側推分析曲線 24](#_Toc168943037)

[圖九‑2 2%頂層位移之X向與Y向層間變位 25](#_Toc168943038)

[圖九‑3 4%頂層位移之X向與Y向層間變位 27](#_Toc168943039)

[圖九‑4 0.5%與1%頂樓側位移之塑鉸分佈 29](#_Toc168943040)

[圖九‑5 1.5%與2%頂樓側位移之塑鉸分佈 29](#_Toc168943041)

[圖九‑6 4%頂樓側位移之塑鉸分佈 30](#_Toc168943042)

[圖九‑7 0.5%與1%頂樓側位移之塑鉸分佈 31](#_Toc168943043)

[圖九‑8 1.5%與2%頂樓側位移之塑鉸分佈 31](#_Toc168943044)

[圖九‑9 4%頂樓側位移之塑鉸分佈 32](#_Toc168943045)

[圖十‑1 El Centro地震地表歷時數據 33](#_Toc168943046)

[圖十‑2 El Centro地震地表加速度歷時(X向) 34](#_Toc168943047)

[圖十‑3 El Centro地震地表加速度歷時(Y向) 34](#_Toc168943048)

[圖十‑4 475年回歸期加速度反應譜 35](#_Toc168943049)

[圖十‑5 原始(藍)與校正後(紅)之加速度反應譜(X向) 35](#_Toc168943050)

[圖十‑6 原始(藍)與校正後(紅)之加速度反應譜(Y向) 35](#_Toc168943051)

[圖十‑7 X向與Y向層間變位 36](#_Toc168943052)

[圖十‑8 X向與Y向樓層最大加速度 38](#_Toc168943053)

[圖十‑9 X向與Y向樓層剪力 40](#_Toc168943054)

# 模型配置

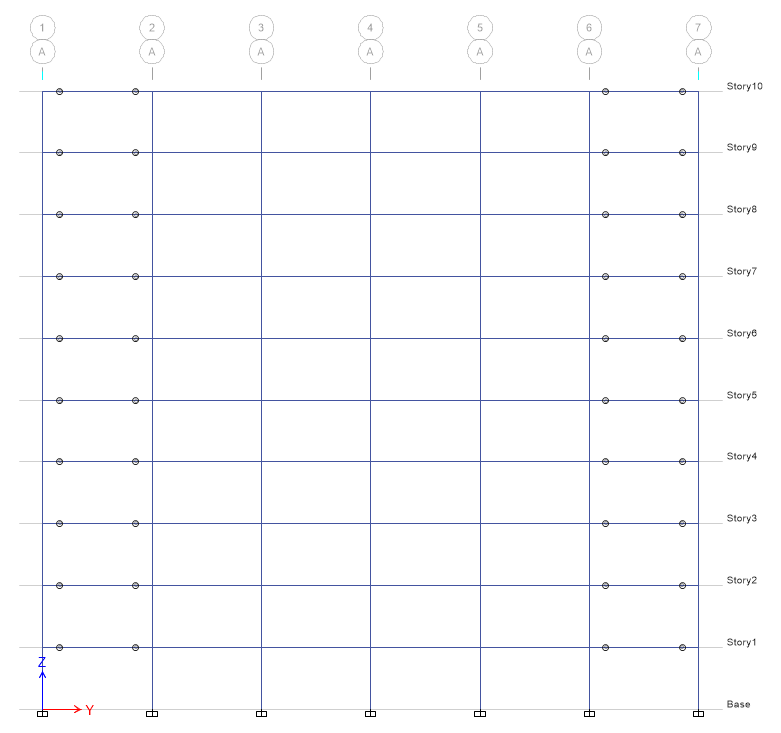
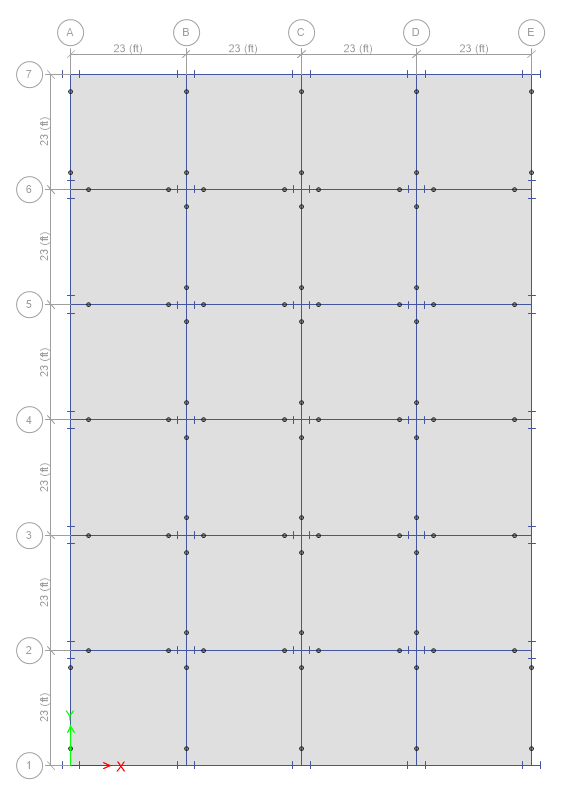
建物地點：Los Angeles (LA) (34.051283, -118.246637)

風險等級：III

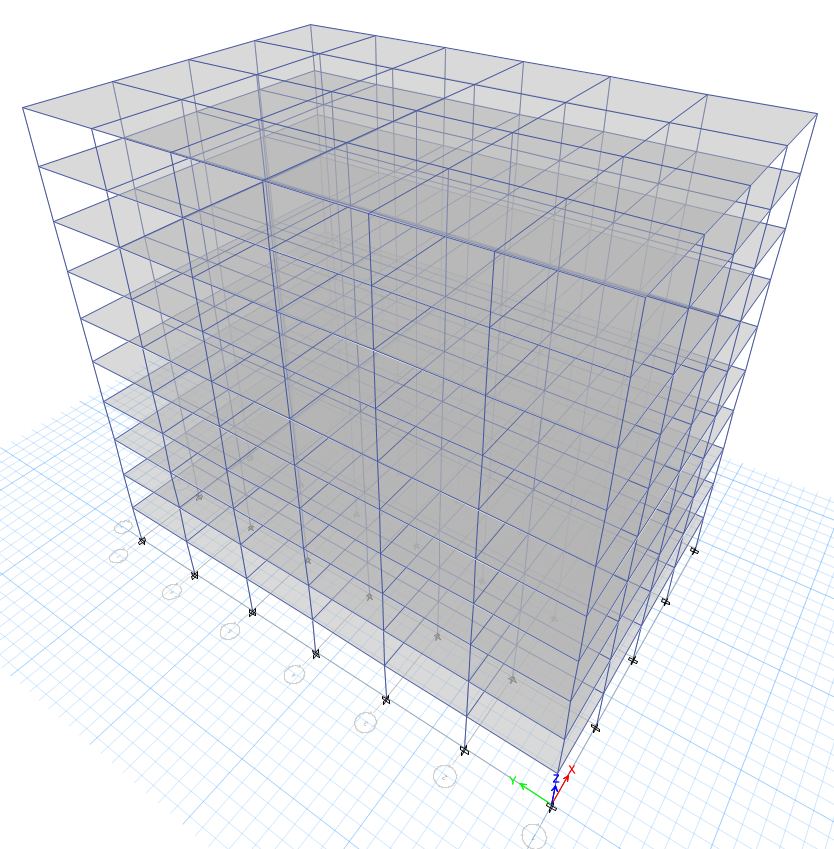
地盤種類：D – Stiff Soil

模型尺寸：如圖一‑1所示，每層樓46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



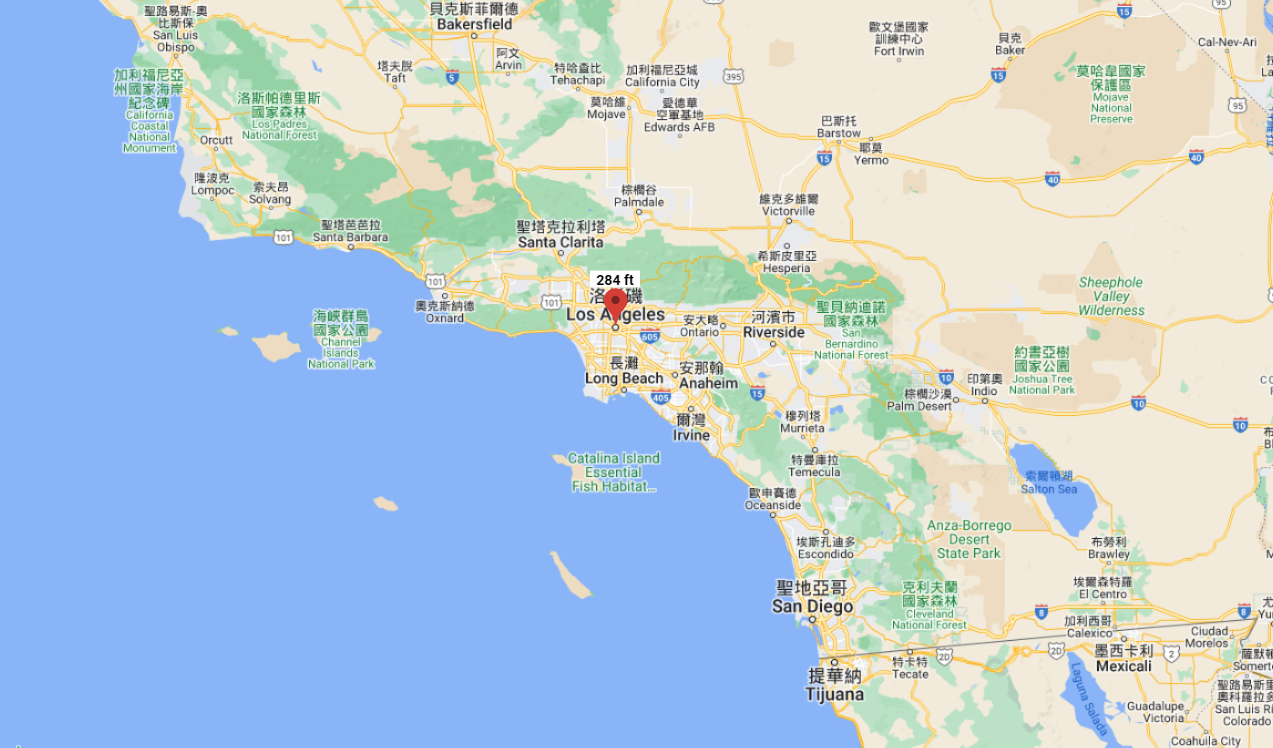
立體圖

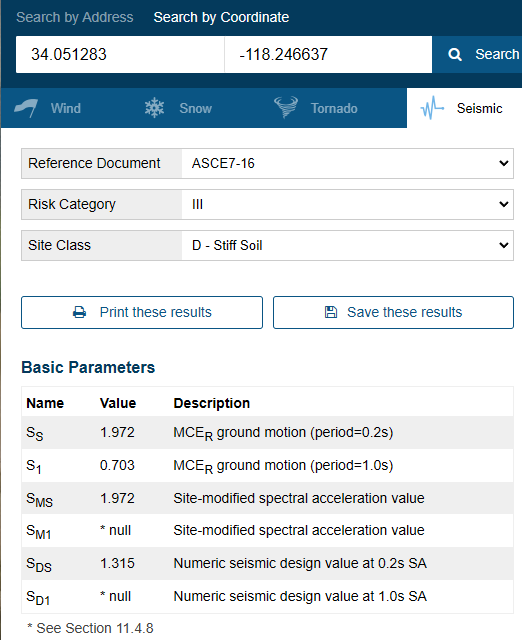
圖一‑1 模型示意圖

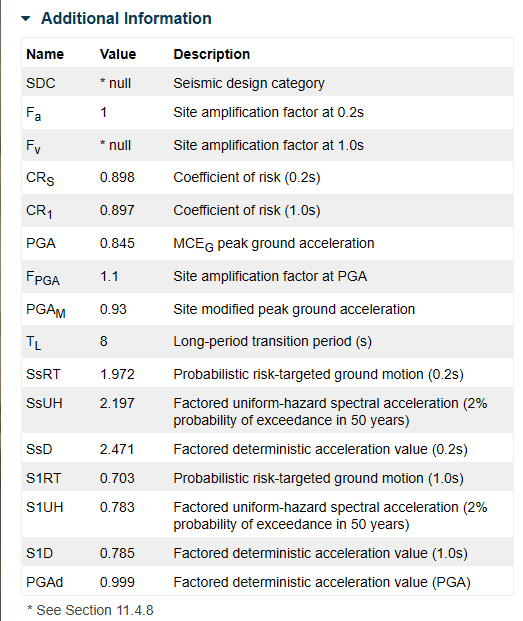
# 基底剪力與側向地震力計算

**(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** |
|  | 1.927 | By ATC Website |
|  | 0.703 | By ATC Website |
|  | 1 | By ATC Website |
|  | 1.5 | By table 11.4-2, , Site Class D |
|  | 1.972 | By ATC Website |
|  | 1.055 | By equation |
|  | 1.315 | By ATC Website |
|  | 0.703 | By equation |

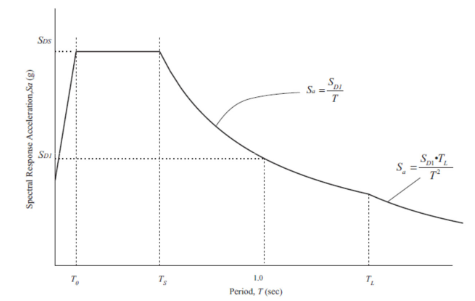
表二‑2 結構物相關參數

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

* + - 1. 計算結構週期(Structural Period)

(From ATC Hazards)

* + - 1. 計算反應譜加速度(Spectral Response Acceleration)



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)
      2. 計算每層樓質量(Floor Mass at Each Floor Level)
      3. 計算地震反應係數(Seismic Response Coefficient)
      4. 計算設計基底剪力(Design Base Shear)

**(三) 側向地震力**

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

* + - 1. 計算垂直分布係數(Vertical Distribution Factor)
      2. 計算每層樓設計剪力(Corresponding Design Story Shear)

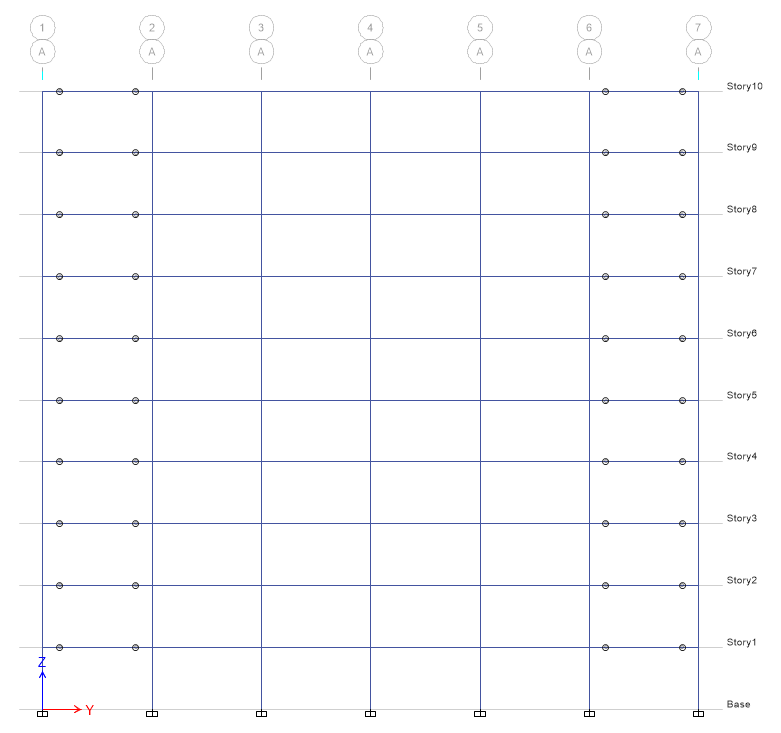
　　將上述計算的參數和數值整理成表格，如表二‑3所示，計算側向地震力如表二‑4所示，將計算出各樓層之側向地震力繪製如圖二‑3所示。

表二‑3 相關參數和數值

|  |  |
| --- | --- |
| **Parameters** | **Value** |
|  | 1.375 sec |
|  | 0.511g |
|  | 15235.2 kips |
|  | 47.352 kips·s2/ft |
|  | 0.119826 |
|  | 1825.573 kips |
|  | 1.4375 |

表二‑4 側向地震力計算

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| **Story** |  |  |  |  |  |  |
| 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 |



532.834 kips

307.480 kips

259.588 kips

214.250 kips

171.666 kips

132.087 kips

95.841 kips

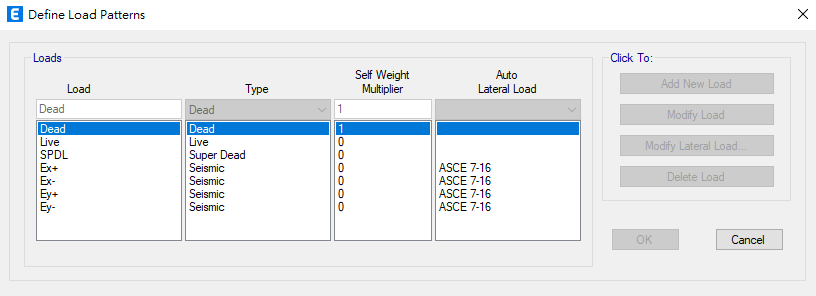
63.379 kips

35.385 kips

13.064 kips

圖二‑3 側向地震力配置

# 載重組合選擇



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- |

# 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** |  | |
| **腹板** |  |  |

　　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** | |  | **Upper Limit** |  | **Upper Limit** |  | **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** |  |  | **Compare with**  **0.114** |  |  | **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** |  |  | **Compare with**  **0.114** |  |  | **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。

# 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：

表五‑1 強柱弱梁檢核

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| **Story** | |  |  |  |
| **MRF** | 6-10F | 252125~274615 | 215933 | 1.167~1.271 |
| 1-5F | 238504~268739 | 215933 | 1.104~1.244 |
| **Gravity**  **Frame** | 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、柱斷面彎矩之比值皆符合檢核要求。

# 設計細節

**(一) 雙層板檢核**

　　根據AISC 341-16的規定，雙層板的厚度需大於下限公式：

表六‑1 雙層板檢核

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| **Story** | |  |  |  | **Doubler Plate (in.)** | **Lower Limit** |
| **MRF** | 6-10F | 4192.271 | 2052.000 | 3.481 | 1.981 | 0.707 |
| 1-5F | 4192.271 | 2080.800 | 3.454 | 1.954 | 0.707 |
| **Gravity**  **Frame** | 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：

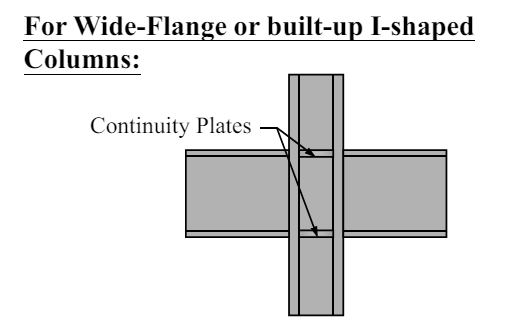
　　抗彎矩構架中，1-5層需使用1.954 in.的雙層板

　　　　　　　　，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：

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** | |  |  | **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** |
|  |  |
| **MRF**  **1-10F** | Interior |  | 1.312 | 1.5 |
| External | 0.875 |  | 0.9 |

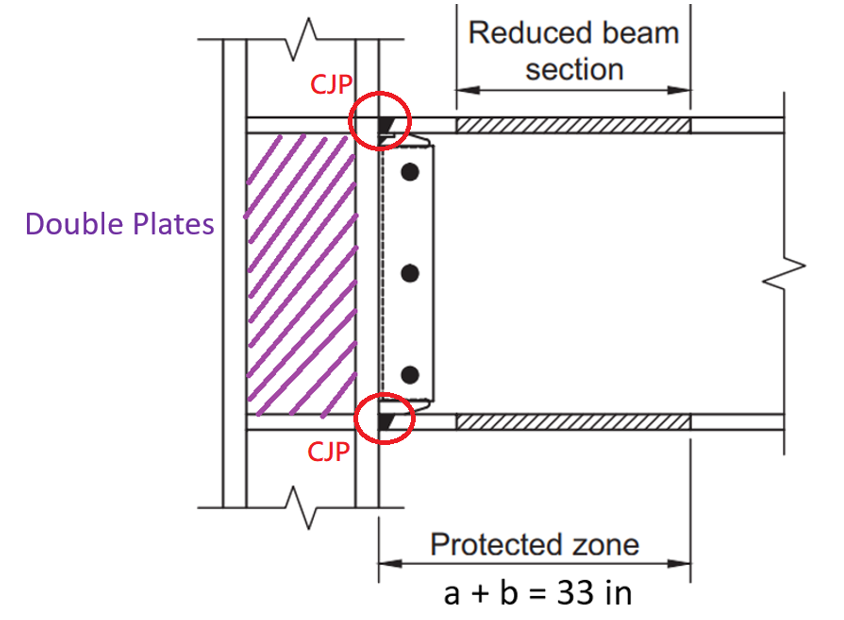
表六‑4 連續板設計

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| **Story** | | **Width**  **(in.)** | **Thickness**  **(in.)** | **Full Depth**  **(in.)** | **Configuration**  **(in.)** |
| **MRF**  **1-10F** | 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的連續板；外部梁柱接頭兩側使用的連續板。

**(三) 設計連接尺寸**

　　在梁與柱的連接中，參考AICS 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。



Doubler

Plate

Continuity

Plate



圖六‑2 RBS連接法之尺寸

AICS 358-16規範中，RBS連接法之相關限制：

* 梁限制

1.

2.

3.

* 柱限制

1.

* 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.

步驟2.

步驟3.

步驟4.

步驟5.

步驟6.

# 模態分析

**(一) 結構週期**

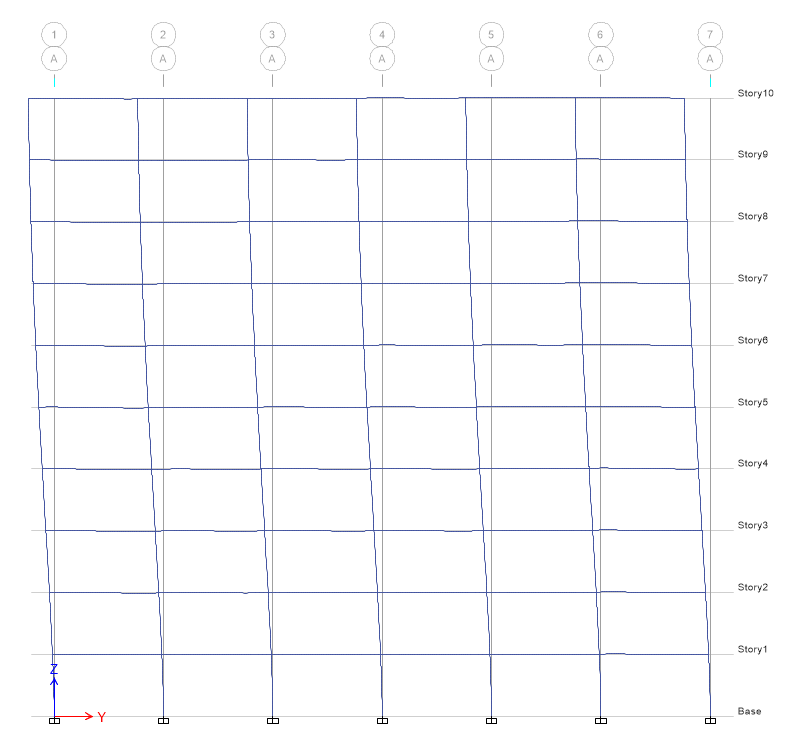
　　根據ASCE 7-10規範，結構週期檢核公式：

表七‑1 結構週期

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| **Case** | **Mode** | **Period**  **(sec)** | **Frequency**  **(cyc/sec)** | **CircFreq**  **(rad/sec)** | **Eigenvalue**  **(rad2/sec2)** |
| 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 |

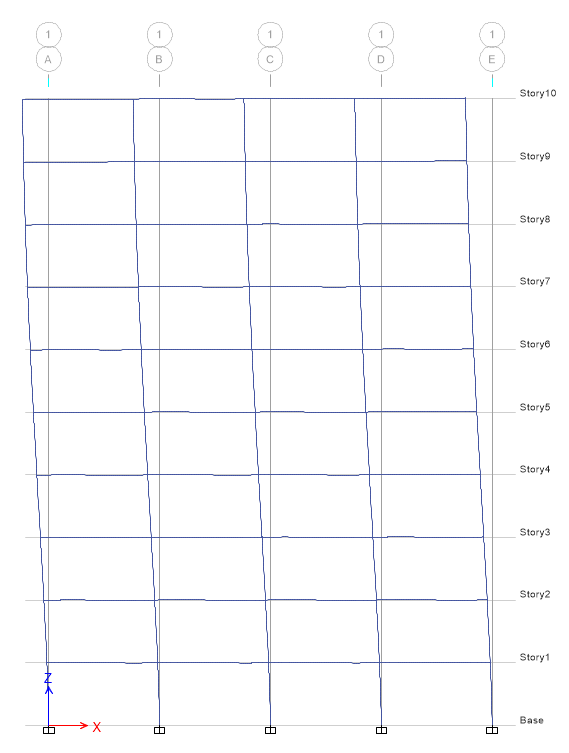
**(二) 結構模態**

第一模態：Y方向



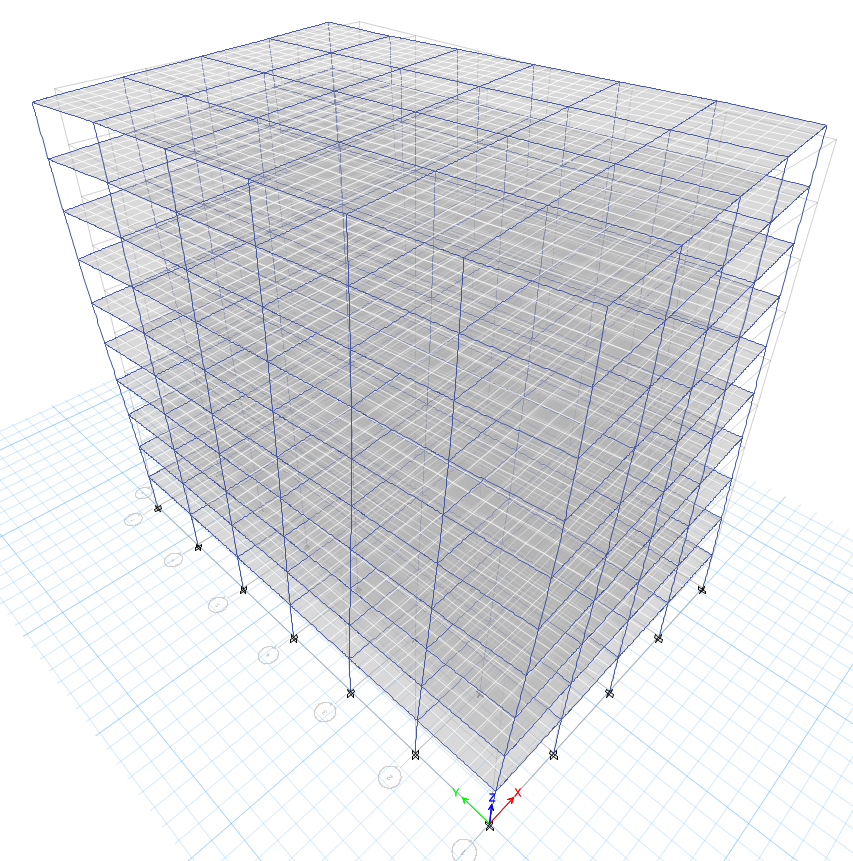
圖七‑1 Y方向模態

第二模態：X方向



圖七‑2 X方向模態

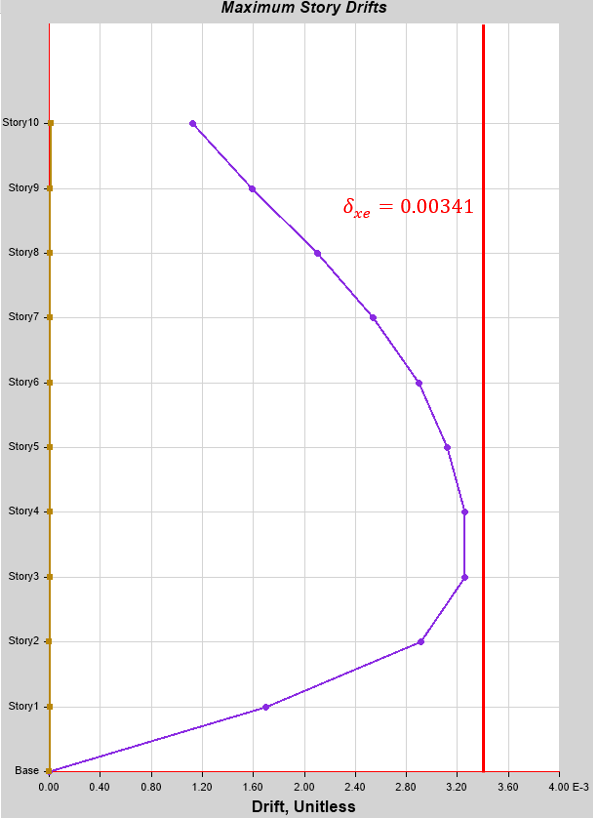
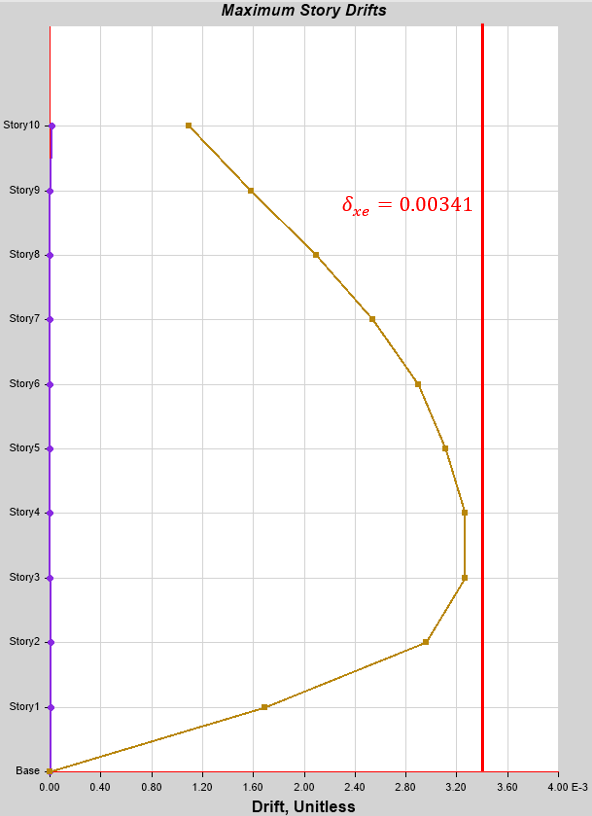
第三模態：扭力



圖七‑3扭力方向模態

# 層間變位

　　根據ASCE 7-10規範，層間變位檢核公式：

Y-Dir

X-Dir

圖八‑1 X向與Y向層間變位

表八‑1 各樓層層間變位

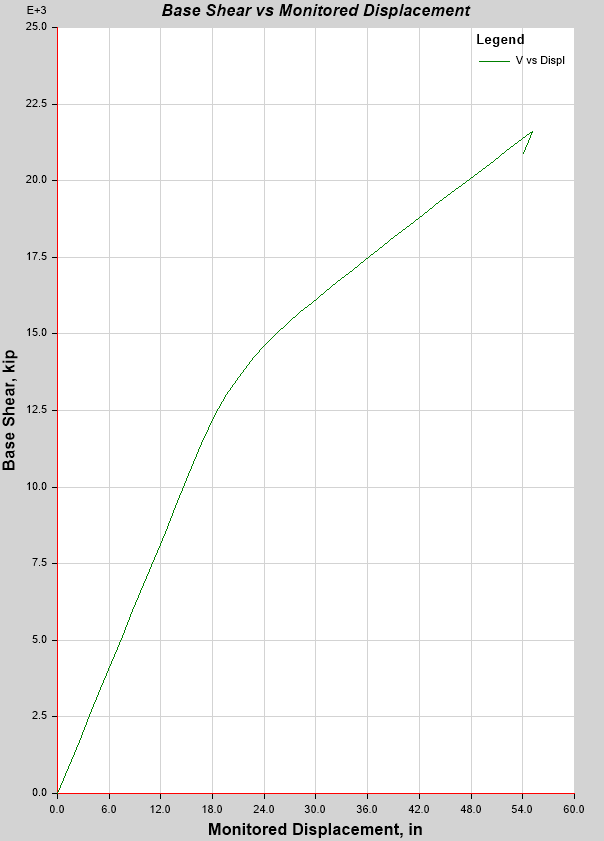
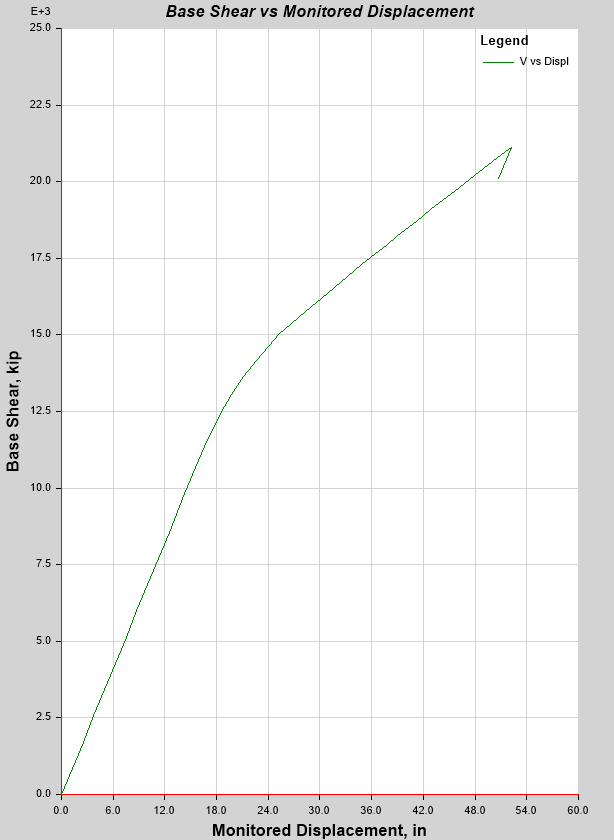
|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| **Story** | **Elevation**  **(ft)** | **Location** | **X-Dir Seismic Force** | | **Y-Dir Seismic Force** | |
| **X-Dir** | **Y-Dir** | **X-Dir** | **Y-Dir** |
| 10 | 130 | Top | 0.001124 | 0.000017 | 0.000016 | 0.001093 |
| 9 | 117 | 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。

# 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。

X-Dir

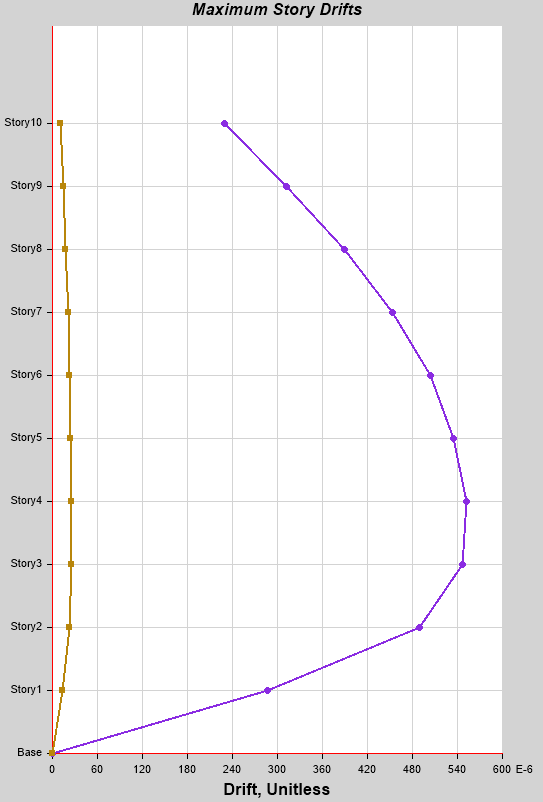
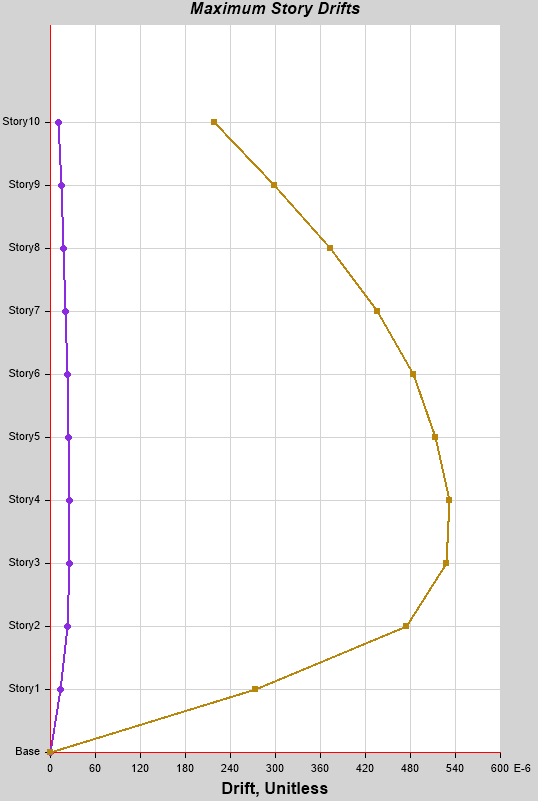
Y-Dir

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% 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。

Y-Dir

X-Dir

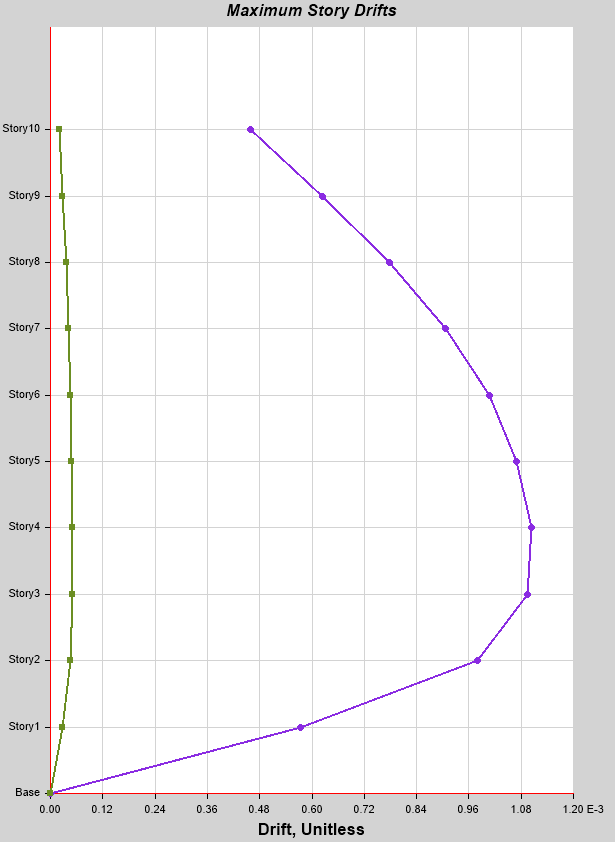
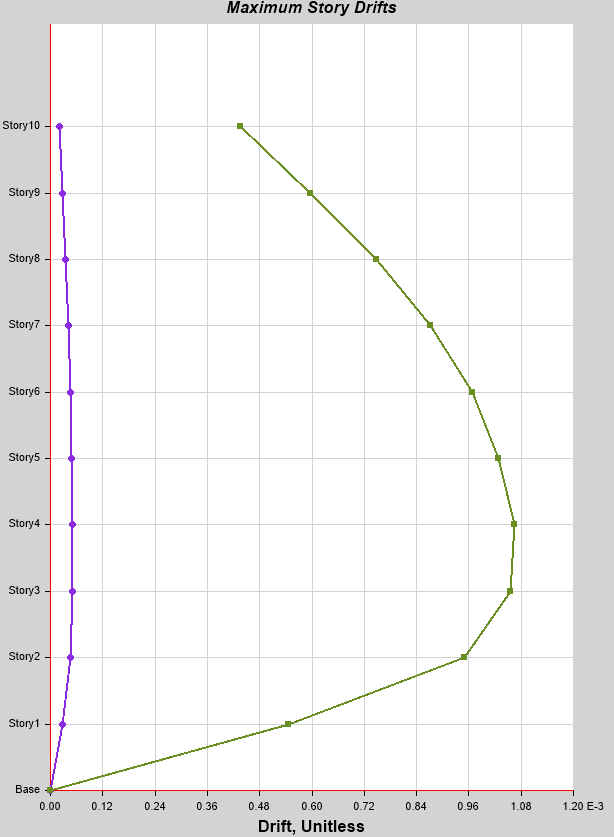
圖九‑2 2%頂層位移之X向與Y向層間變位

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。

Y-Dir

X-Dir

圖九‑3 4%頂層位移之X向與Y向層間變位

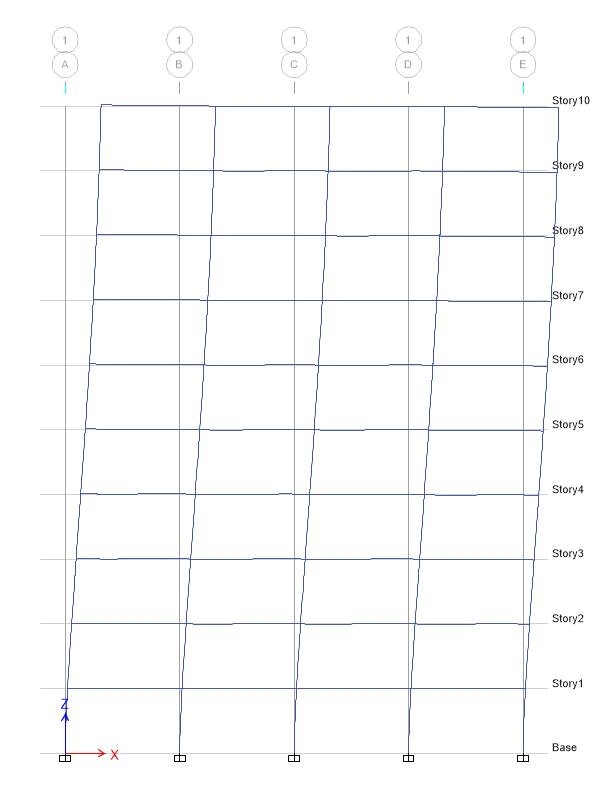
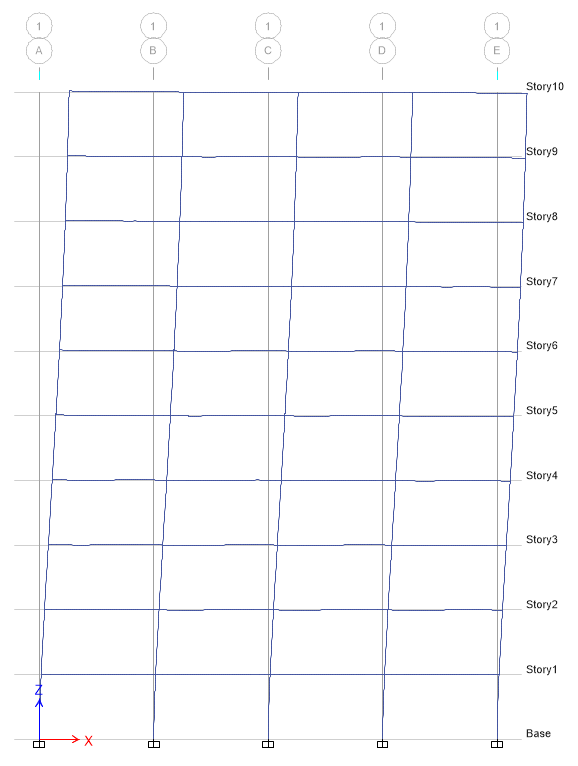
表九‑2 4%頂層位移之各樓層層間變位

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| **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。

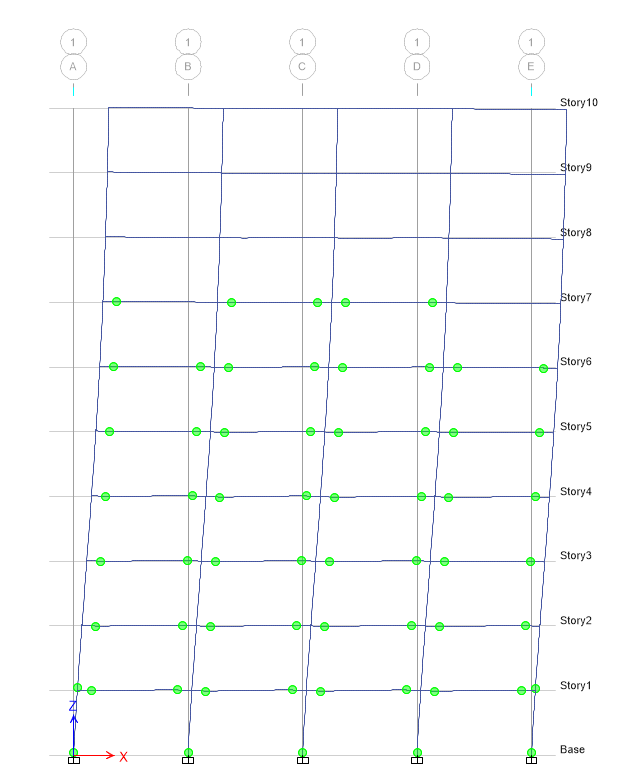
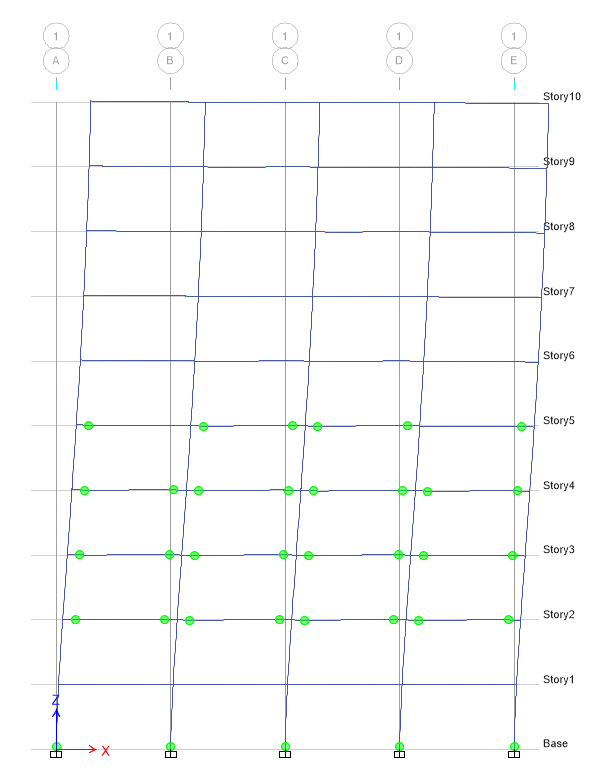
**(三) X方向塑鉸分布**

0.5%



1%

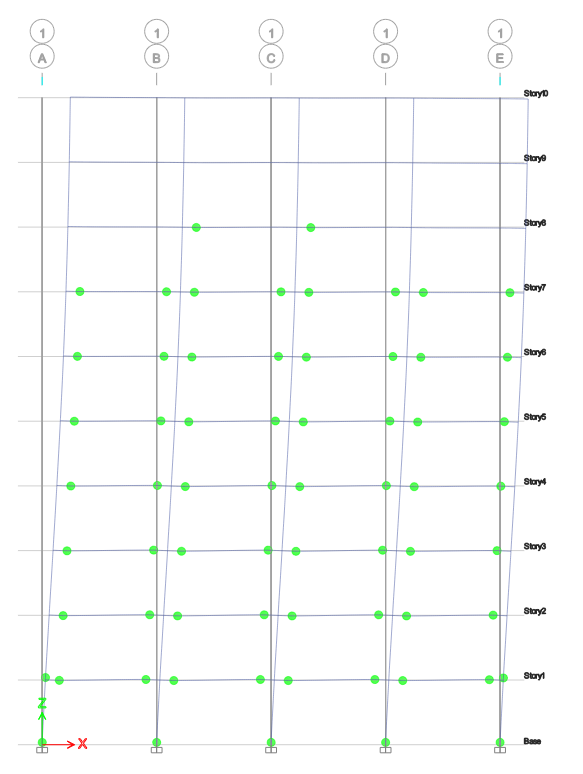
圖九‑4 0.5%與1%頂樓側位移之塑鉸分佈



1.5%

2%

圖九‑5 1.5%與2%頂樓側位移之塑鉸分佈



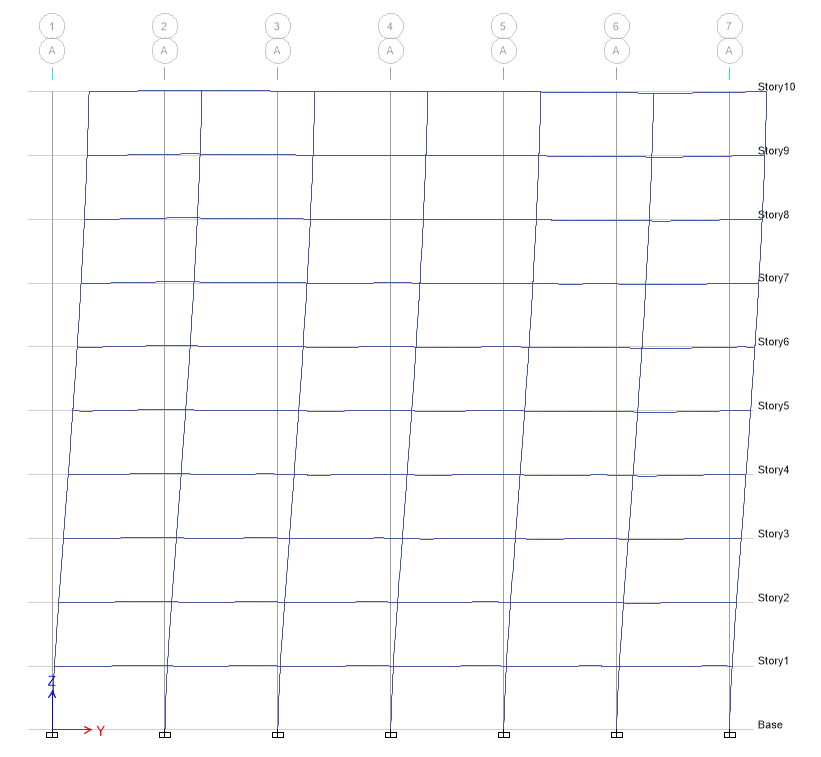
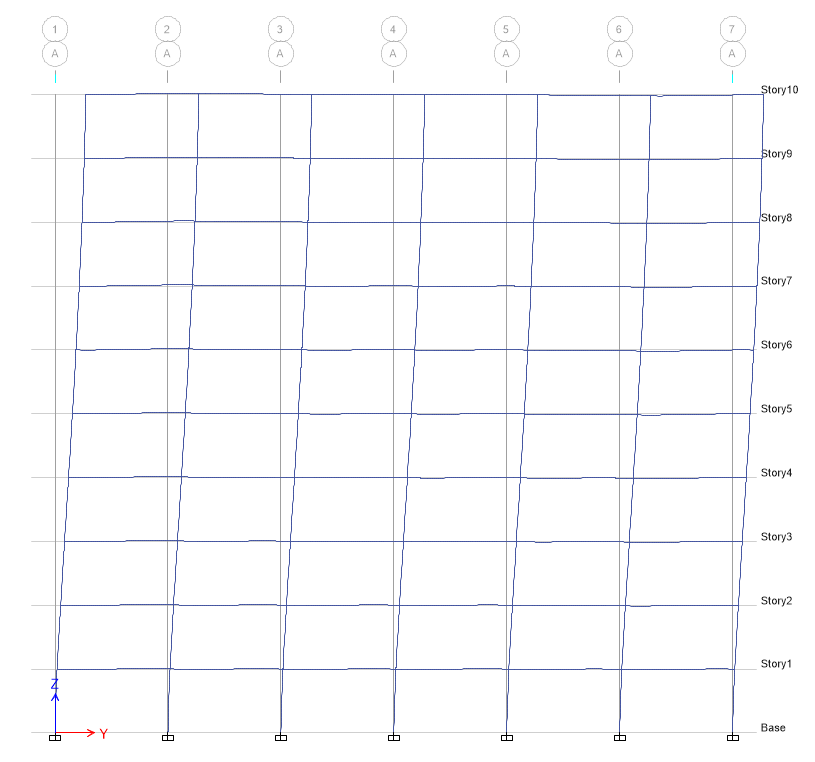
4%

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**

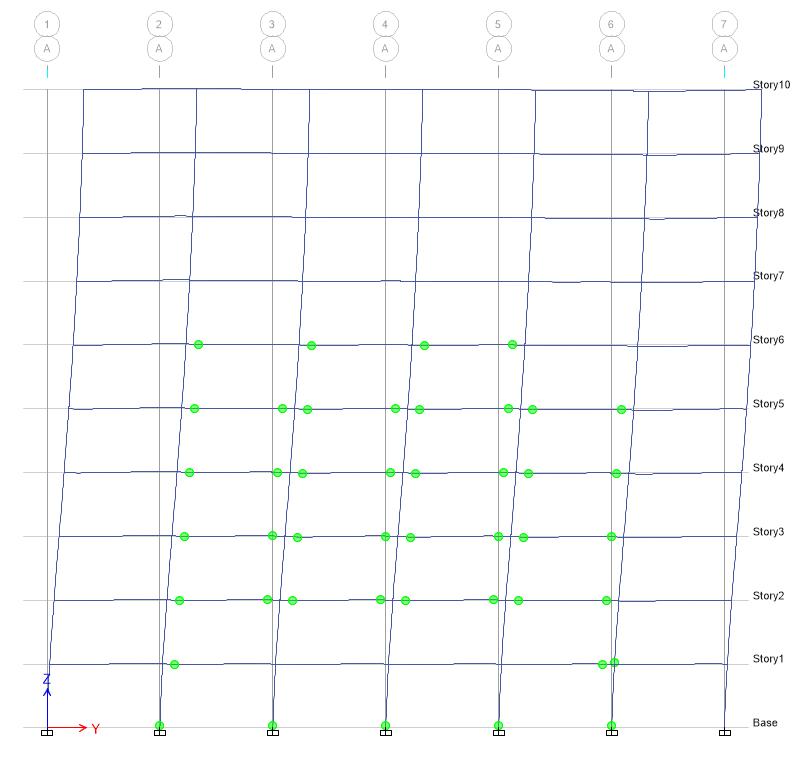
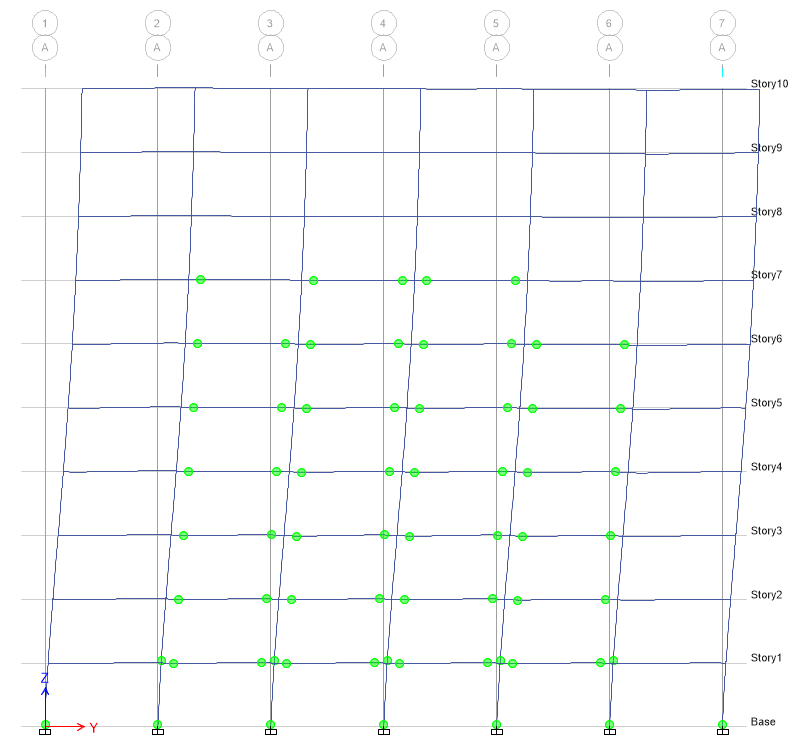
0.5%



1%

圖九‑7 0.5%與1%頂樓側位移之塑鉸分佈

1.5%

2%

圖九‑8 1.5%與2%頂樓側位移之塑鉸分佈



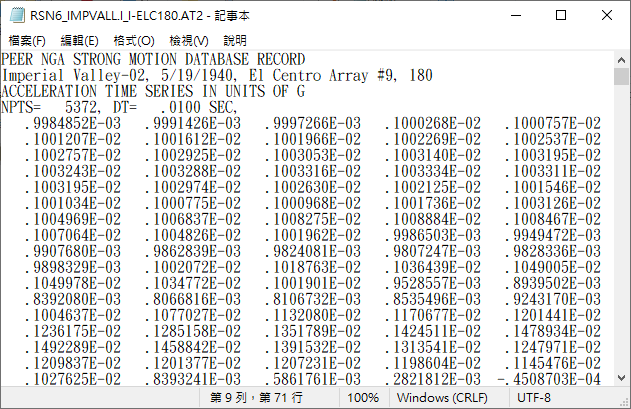
4%

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。

# 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。

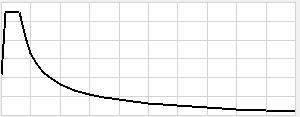


圖十‑1 El Centro地震地表歷時數據

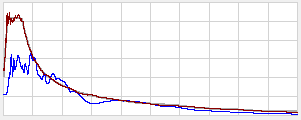
圖十‑2 El Centro地震地表加速度歷時(X向)

圖十‑3 El Centro地震地表加速度歷時(Y向)

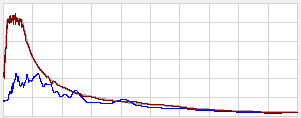
　　繪製出設計基礎水準(Design-Based Level)之475年回歸期加速度反應譜如圖十‑4所示，並使用ETABS功能，將原始加速度反應譜如圖十‑5與圖十‑6中之藍色線乘以等效倍數，使之與475年回歸期加速度反應譜相似，如圖十‑5與圖十‑6中之紅色線。



圖十‑4 475年回歸期加速度反應譜

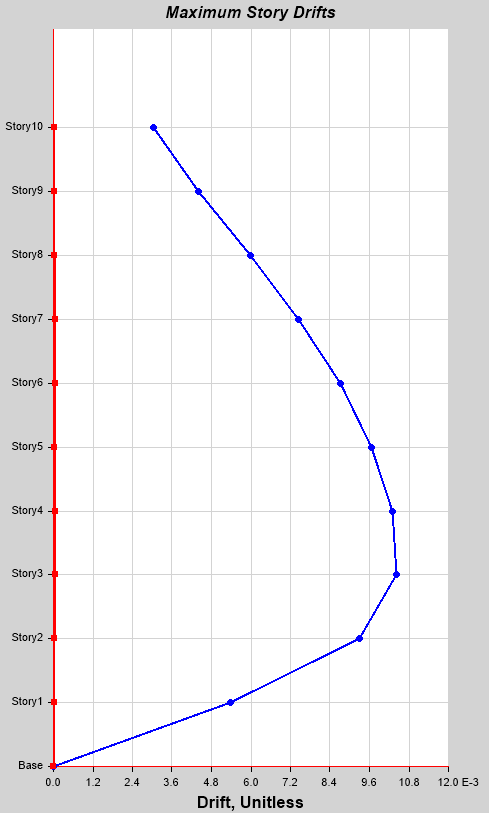
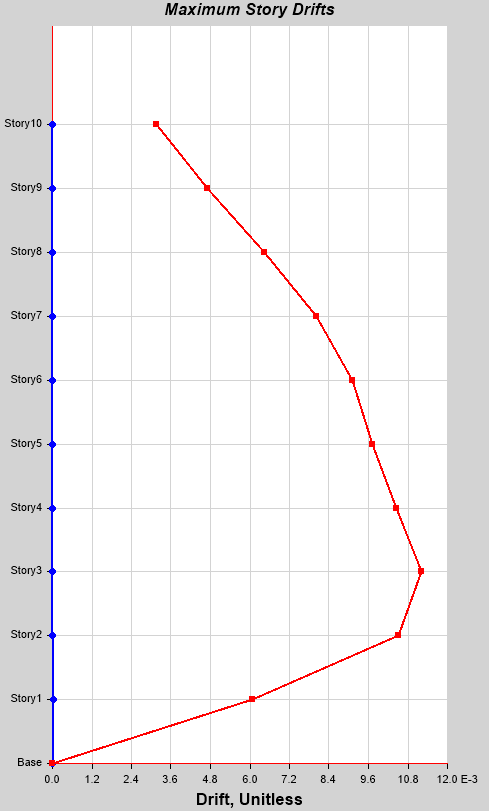


圖十‑5 原始(藍)與校正後(紅)之加速度反應譜(X向)



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**

X-Dir

Y-Dir

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./sec2)** | **Y-Dir**  **(in./sec2)** |
| 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。

# 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。