

國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文

高科技廠房耐震能力初步評估與補強方法

Methodologies for Preliminary Seismic Capacity Assessment and
Retrofit of High-Tech Fabs

研究生：陳怡婷

指導教授：王彥博 博士

中華民國九十五年六月

高科技廠房耐震能力初步評估與補強方法

Methodologies for Preliminary Seismic Capacity Assessment and
Retrofit of High-Tech Fabs

研究生：陳怡婷

Student : Zoe-Chen

指導教授：王彥博 博士

Advisor : Dr. Yen-Po Wang

國立交通大學

土木工程學系碩士班



Submitted to Institute of Civil Engineering

College of Engineering

National Chiao Tung University

In Partial Fulfillment of the Requirements

For the Degree of

Master of Science

in

Civil Engineering

July 2006

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十五年六月

高科技廠房耐震能力初步評估與補強方法

研究生：陳怡婷

指導教授：王彥博博士

國立交通大學土木工程研究所



本研究之目的在發展一套適用於高科技廠房之耐震能力初步評估方法，提供業者有效之廠房耐震能力快速評估工具，以及是否進行耐震補強之決策依據。本研究以一棟典型的疊層式晶園廠為對象，示範簡易耐震能力初步評估方法的應用及分析結果之合理性。研究結果顯示，若根據規範之經驗公式計算結構周期時，會低估耐震需求，建議應根據特徵分析，或習用之 $T=N/10(\text{sec})$ 估算之結構周期來計算耐震需求。此外，即使結構有明顯之軟弱層存在時，仍應以其對應之樓層剪力需求作為耐震能力評估的依據較為合理。本文根據 ETABS 軟體進行歷時分析（結構阻尼比為 2% 與 3%）之結果，與簡易耐震初評法（結構阻尼比為 2% 與 3%）之結果相當接近，建議未來應用簡易評估法時應採用阻尼比 2% 與 3% 計算耐震需求。

最後，本文亦分別探討應用消能制震鈹或斜撐系統於高科技廠房耐震補強之減震效益。分析結果顯示，斜撐系統的補強效果有限，消能制震鈹則因兼具加勁與消能的作用，減震效果較為顯著。惟受限於既有空間，消能制震鈹只能安裝於周邊構架，補強後結構短軸方向之耐震仍嫌不足，顯示疊層式廠房必須針對結構系統做較大幅度的改善，才能確保其耐震能力之提升。

關鍵字：高科技廠房、初步評估方法、軟弱層、金屬消能制震鈹



Methodologies for Preliminary Seismic Capacity Assessment and Retrofit of High-Tech Fabs

Student : Zoe Chen

Advisor : Dr. Yen-Po Wang

Institut of Civil Engineering

College of Engineering

National Chiao Tung University



The purpose of this study is to develop a methodology for preliminary seismic capacity assessment of high-tech fabs for the industries as an effective tool to evaluate the seismic capacity of their fabs in a rapid way, which serves as the basis for deciding whether seismic retrofit is necessary. In this study a typical double fab structure is considered for demonstration of the seismic capacity assessment using the proposed method and adequacy of the results. The study shows that seismic demand may be under-estimated if the structural period is calculated based on code specified empirical formula. It is suggested to use structural period by eigen analysis or the

rule-of-thumb principle as $T=N/10(\text{sec})$ for estimating the seismic demand. In addition, even if there is an obvious soft-and-weak story in the structure, the story shear demand of the corresponding floor level should be considered as the basis for determining the seismic performance index. The seismic performance index based on time history analysis results with 2% and 3% structural damping by ETABS software is closely related to that by the proposed method with 2% and 3% damping. It is therefore suggested that damping ratio of 2% and 3% should be used in obtaining the seismic demand by the proposed method. Finally, this study also investigates the control efficiency using metallic yielding dampers or bracing system for seismic retrofit of the high-tech fabs. Results indicate that the retrofit effect by the bracing system is limited while the metallic yielding damper is more effective as it provides stiffness reinforcement and energy dissipation simultaneously. However, due to constraint of the existing spaces, metallic yielding dampers are allowed to be installed only in the peripheral frames. Therefore, the seismic capacity in the direction of minor axis direction is still insufficient after retrofit, indicating improvement of the overall structural system of the double fab is required to ensure its seismic capacity.

Keywords : high-tech fabs, seismic assessment, soft-and-weak story,
metallic yielding damper

目 錄

摘要.....	i
Abstract.....	ii
誌謝.....	iv
目 錄	i
表目錄	X
圖目錄	xiii
第一章 緒論	1
1.1 前言	1
1.2 高科技廠房之潛在震害風險	2
1.3 消能裝置	4
1.4 研究動機與目的	7
1.5 本文內容	8
第二章 科技廠房耐震能力初步評估方法	9
2.1 耐震指標之計算	9
2.2 調整因子(Q).....	11
2.3 結構之耐震需求(D)	11
2.3.1 最小設計水平總橫力	11
2.3.2 震區短週期與一秒週期水平譜加速度係數	12

2.3.3	工址短週期與一秒週期水平譜加速度係數	13
2.3.4	工址設計水平加速度反應譜係數	13
2.3.5	用途係數	14
2.3.6	起始降伏地震力放大倍數	14
2.3.7	結構系統地震力折減係數	15
2.3.8	地震力之豎向分配	15
2.4	結構之標稱耐震容量	16
2.4.1	柱無轉換斷面之極限剪力強度	17
2.4.1.1	RC 柱之極限剪力強度	18
2.4.1.2	鋼柱之極限剪力強度	20
2.4.1.3	SRC 柱之極限剪力強度	22
2.4.2	柱有轉換斷面之極限剪力強度	23
2.4.3	牆之極限剪力強度	24
2.4.3.1	磚造牆之極限剪力強度	25
2.4.3.2	RC 牆之極限剪力強度	25
2.4.4	斜撐之極限剪力強度	26
第三章	耐震能力初步評估方法之實例分析	28
3.1	分析模型	28
3.2	輸入擾動震波	29
3.3	特徵分析	30

3.4 疊層式晶圓廠房之耐震性能計算	31
3.4.1 結構之耐震需求(D)	31
3.4.2 結構之標稱耐震容量(C).....	36
3.4.3 耐震指標之分析結果比較	37
第四章 高科技廠房耐震補強效益評估	44
4.1 分析模型	44
4.2 金屬消能制震鈹之元件測試	45
4.3 輸入擾動震波	46
4.4 特徵分析	47
4.5 增設金屬制震鈹與斜撐加勁之耐震潛能評估	47
4.5.1 樓層位移評估	48
4.5.2 樓層加速度反應評估	48
4.5.3 樓層柱剪力評估.....	49
4.5.4 金屬制震鈹極限強度檢核.....	50
第五章 結論與建議.....	51
參考文獻.....	54

表目錄

表 1.1	高科技廠房耐震能力初步評估表.....	57
表 2.1	高科技廠房評估方法之流程圖.....	60
表 2.2	震區設計水平譜加速度係數 S_s^D 與 S_1^D ，以及震區最大考量水平譜 加速度係數 S_s^M 與 S_1^M	61
表 2.3	短週期結構之工址放大係數 F_a (線性內插求值).....	69
表 2.4	長週期結構之工址放大係數 F_v (線性內插求值).....	69
表 2.5	一般工址或近斷層區域之工址設計水平譜加速度係數 S_{aD}	70
表 2.6	短週期與長週期結構之阻尼比修正係數 B_s 與 B_1 (線性內插求值)	70
表 3.1	CASE1(原始雙疊層廠房)結構之標稱耐震容量(C).....	71
表 3.2	CASE2(下層無塵室加柱)結構之標稱耐震容量(C).....	71
表 3.3	CASE3(上、下層無塵室均加柱)結構之標稱耐震容量(C).....	72
表 3.4	耐震指標評估結果(靜力分析;週期依經驗公式計算;D=基底剪力)	73
表 3.5	耐震指標評估結果(靜力分析;週期依特徵分析結果;D=基底剪力)	74
表 3.6	耐震指標評估結果(靜力分析;週期依經驗公式計算;D=樓層剪力)	75
表 3.7	耐震指標評估結果(靜力分析;週期依特徵分析結果;D=樓層剪力)	76

表 3.8 耐震指標評估結果(靜力分析與動力分析比較；週期依經驗公式計算；D=基底剪力).....	77
表 3.9 耐震指標評估結果(靜力分析與動力分析比較；週期依特徵分析結果；D=基底剪力).....	78
表 3.10 耐震指標評估結果(靜力分析與動力分析比較；週期依經驗公式計算；D=樓層剪力).....	79
表 3.11 耐震指標評估結果(靜力分析與動力分析比較；週期依特徵分析結果；D=樓層剪力).....	80
表 4.1 USD 制震鈹之材料性質與細部尺寸	81
表 4.2 CASE4(3 樓至 5 樓增設消能器)各樓層相對位移反應比較(單位:cm)	82
表 4.3 CASE5(3 樓至 5 樓增設斜撐)各樓層相對位移反應比較(單位:cm)	83
表 4.4 CASE6(1 樓至 5 樓增設消能器)各樓層相對位移反應比較(單位:cm)	84
表 4.5 CASE4(3 樓至 5 樓增設消能器)各樓層間加速度反應比較(單位:g)	85
表 4.6 CASE5(3 樓至 5 樓增設斜撐)各樓層間加速度反應比較(單位:g)	86
表 4.7 CASE6(1 樓至 5 樓增設消能器)各樓層間加速度反應比較(單位:g)	87
表 4.8 CASE4(3 樓至 5 樓增設消能器)樓層柱(C1)剪力反應比較(單位:t)	88

表 4.9 CASE5(3 樓至 5 樓增設斜撐)樓層柱(C1)剪力反應比較(單位：t)	89
表 4.10 CASE6(1 樓至 5 樓增設消能器)樓層柱(C1)剪力反應比較(單位：t)	
.....	90
表 4.11 CASE4 制震鉸變形與剪力(TCU017-EW).....	91
表 4.12 CASE4 制震鉸變形與剪力(TCU096-EW).....	91
表 4.13 CASE4 制震鉸變形與剪力(TCUBAA-NS).....	92



圖目錄

圖 1.1	一般標準廠房.....	93
圖 1.2	疊層式晶圓廠房.....	93
圖 1.3	典型無塵室柱位結構平面圖.....	93
圖 1.4	典型無塵室下樓層之柱位結構平面圖.....	94
圖 1.5	軟弱層震害.....	94
圖 1.6	受力—位移關係之遲滯迴圈.....	94
圖 1.7	減震設計安裝示意.....	95
圖 1.8	黏彈性體阻尼器.....	95
圖 1.9	受力—位移關係之遲滯迴圈.....	95
圖 1.10	液態黏性阻尼器構造.....	95
圖 1.11	受力—位移關係之遲滯迴圈.....	95
圖 1.12	Pall 摩擦型阻尼器.....	96
圖 1.13	受力—位移關係之遲滯迴圈.....	96
圖 1.14	金屬降伏型阻尼器.....	96
圖 1.15	受力—位移關係之遲滯迴圈.....	96
圖 2.1	SRC 柱與 RC 柱之斷面轉換示意圖.....	97
圖 2.2	柱無轉換斷面之極限剪力強度示意圖.....	97
圖 2.3	柱有轉換斷面之極限剪力強度示意圖.....	98

圖 2.4	兩側有柱之磚造牆	98
圖 2.5	單側有柱之磚造牆	99
圖 2.6	兩側有柱之 RC 牆	99
圖 2.7	單側有柱之 RC 牆	100
圖 2.8	兩側均無柱之 RC 牆	100
圖 2.9	斜撐構材示意圖	101
圖 3.1(a)	外圍構架之側視圖(短向).....	101
圖 3.1(b)	外圍構架之側視圖(長向).....	101
圖 3.2	廠房結構平面圖	102
圖 3.3	八層樓疊層式廠房結構之有限元素模型.....	102
圖 3.4	CASE1(三樓及五樓為軟弱層)之廠房結構模型立面圖(短向)....	103
圖 3.5	CASE2(五樓為軟弱層)之廠房結構模型立面圖(短向).....	103
圖 3.7	TCU017-NS 震波加速度歷時(正規化至 1g)	104
圖 3.8	TCU017-EW 震波加速度歷時(正規化至 1g).....	104
圖 3.9	TCU096-NS 震波加速度歷時(正規化至 1g)	105
圖 3.10	TCU096-EW 震波加速度歷時(正規化至 1g)	105
圖 3.11	TCUBAA-NS 震波加速度歷時(正規化至 1g)	106
圖 3.12	TCUBAA-EW 震波加速度歷時(正規化至 1g).....	106
圖 4.1	CASE4(3 樓至 5 樓增設消能器)廠房模型.....	107
	增設消能器設置立面配置	107

圖 4.2 CASE5(3 樓至 5 樓增設斜撐)廠房模型增設斜撐設置立面配置圖	108
圖 4.3 CASE6(1 樓至 5 樓增設消能器)廠房模型	109
增設消能器設置立面配置圖	109
圖 4.4(a) 原型 USD 制震鉸之 X-形鋼鉸細部尺寸	110
圖 4.5 (a) 原型 USD 制震鉸元件測試之試驗架構設計圖	111
圖 4.5 (b) 原型 USD 制震鉸元件測試之試驗架構	111
圖 4.6 元件測試設定之致動器位移指令	112
圖 4.7(a) USD 制震鉸之遲滯迴圈	113
圖 4.7 (b) USD 制震鉸之勁度迴歸曲線	113
圖 4.9 CASE4(3 樓至 5 樓增設消能器)制震鉸位置圖	113
圖 4.8 制震鉸(Link25)遲滯迴圈 (X-TCU017 E-W)	114
圖 4.9 制震鉸(Link3)遲滯迴圈 (Y-TCU017 E-W)	114
圖 4.10 制震鉸(Link25)遲滯迴圈 (X-TCU096 E-W)	115
圖 4.11 制震鉸(Link3)遲滯迴圈 (Y-TCU096 E-W)	115
圖 4.12 制震鉸(Link25)遲滯迴圈 (Y-TCUBAA N-S)	116



第一章 緒論

1.1 前言

全球高度工業發展的國家除日本之外，少有像台灣面臨這麼多天然災害的威脅，特別是地震。根據調查報告顯示[1]，新竹科學園區在九二一地震(1999)及三三一地震(2002)損失嚴重，儘管震度不大，業者仍蒙受巨大之半成品、設備及營運中斷等損失-估計九二一地震之損失達 110 億，三三一地震亦有數十億之譜[2]。因此，對於具精密製程之高科技業者而言，其潛在的震害風險實不可輕忽，業者不管是在廠房結構的耐震設計或內部機台設備的防震措施皆應作特別的考量，以降低震害風險。

其實，對於有特殊軟弱層的高科技廠房結構而言，結構並不具備足夠之韌性，因此現行建築物耐震規範並不適用，貿然採用韌性設計的結果，將會低估地震力而造成廠房結構耐震能力的不足。本文建議計算地震力需求時，應降低規範建議的容許韌性容量(Ra)，且依廠房種類(如 standard, double or triple fab)之不同，而調整其容許值，針對高科技廠房結構耐震能力重新加以評估，並發展高科技廠房適用之補強方法。

針對具有軟弱樓層(一般為無塵室所在之樓層)高科技廠房，就其耐震能力需求與容量之計算，本研究發展出一套耐震能力初步評估方法，作為評估廠房耐震能力之參考依據，其內容如表 1.1 所示。這套方法之基礎架構乃參考鍾立來博士之中小學典型耐震能力初步評估方法[3]，配合現行建築物耐震規範[4]與科技廠房之結構特性考量而建立。為了驗證本文提出的高科技廠房耐震能力初步評估方法之可靠性，採用工程界最常用之 ETABS 軟體進行結構線性/非線性動力分析[5]，藉由分析結果之比對檢驗簡易評估表之合理性與可用性，俾能提供業主對其既有廠房耐震能力之快速評估，以及判斷廠房是否應進行補強的決策依據。

基於科技產業之高營運風險特性，科技廠房的結構防震設計目標在於確保結構具有足夠的耐震性能俾於強震過後旋即恢復正常運作。針對此一功能設計目標，傳統採用強度設計或韌性設計的觀念均無法滿足，而須採用結構控制技術，例如於結構系統中安裝消能減震元件以消散地震能量，降低結構的地震反應。許多研究與工程實例經驗顯示，結構裝置消能器可提昇其耐震能力，惟對於具有軟弱層之疊層式高科技廠房之耐震補強效果能力如何，仍值得吾人深入進行評估分析。

1.2 高科技廠房之潛在震害風險

高科技廠房之結構特性[6,7]

對高科技產業而言，其廠房結構因配合製程動線安排而需要寬闊的空間，因此無塵室所設的樓層往往只將柱位設在周邊，以提高廠房空間，卻也導致軟弱層的形成，大大地降低了廠房的耐震能力。

以晶圓廠房之結構設計為例，為配合量產之需求，無塵室之設計多力求寬闊而少柱，以方便製程安排。因此，一般標準廠房(Standard fab)均將無塵室設於三樓，如圖 1.1 所示，其屋頂由大跨桁架(Mega truss)支撐，樓板採用格子梁以增加勁度，目的在降低樓板的微振動量；二樓則為物料、能源供應室及通風系統，柱距緊密而有多道剪力牆支撐。由於屋頂載重不大，三樓無塵室雖然柱少且無剪力牆，抗震尚稱無虞。

因應國內土地取得不易的現實條件，業者有時揚棄標準晶圓廠之建構模式，而採用疊層式晶圓廠房(Double fab)，以增加土地利用效益。疊層式晶圓廠房一般係將無塵室設置於三樓及五樓，如圖 1.2 所示，但其下層(三樓)無塵室(Lower fab)須背負數個樓層之載重及地震力，十分不利於抗震；若再設辦公室於上層(五樓)無塵室(Upper fab)上方之更高樓層，則五

樓無塵室又將形成另一個軟弱層，整個廠房實乃典型之抗震不良結構系統。此由九二一地震時，新竹科學園區內 Double fab 的破壞情況較 Standard fab 嚴重即足以為證。由於這類晶圓廠房總高度並未超過 50 公尺，故依法可規避結構外審，因而在沒有足夠之專業監督下輕易取得建築及使用執照。這對業者而言並非是福，其實無形中已種下今日高科技廠房飽受地震災害之因子。

破壞模式分析

高科技廠房結構設計由於對製程潔淨度有嚴苛要求，因此在廠房結構內往往會設置無塵室以控制環境之潔淨程度。然而，無塵室所在樓房往往須配合高架地版的設置而加高，因此其樓層高度較一般樓層來得高，其結構系統存在著立面不規則的弱點。另外，為配合製程動線的規劃，無塵室柱位分布往往不同於一般結構，為使其空間寬闊，柱位多安排至周邊，如圖 1.3 所示，因而在結構上形成一軟弱層。基於樓板微振動乃影響產品良率的主要原因，生產區(無塵室)的下方樓層往往採用密集的柱位佈置或巨型桁架以增加樓板剛度，藉以降低微振動之干擾，如圖 1.4 所示。然而此舉將大幅提高無塵室下層結構之側向勁度，進而造成結構立面勁度分佈差異過大而形成弱層結構。一般而言，若結構系統中存在著軟弱層，當強震來襲時將容易因變形集中導致嚴重的 P- Δ 效應而增加結構之震害風險。此外，軟弱層結構因勁度分配不均而造成水平剪力傳遞不均，結構動態反應分析之精確性亦較一般結構更難以掌握。因此，廠房結構設計須特別針對其軟弱層行為進行檢核，以確保其耐震能力。圖 1.5 為典型之結構中間層崩塌的破壞模式，其原因為梁柱接頭破壞導致彎矩重分配，使相鄰樓層的柱端因塑鉸形成而導致局部崩塌的破壞機制。疊層式晶圓廠房的軟弱層效應更甚於一般結構，其耐震能力之脆弱令人憂心。

1.3 消能裝置

減震消能系統主要是藉由提供結構額外之消能機制[8,9]，來消散結構因風力或地震力所產生之振動能量。此外，部分消能元件亦可同時提昇結構之勁度，因而可同時解決結構因勁度不足或軟弱層所造成變位過大之問題。當結構在地震作用下，消能元件會產生非彈性行為，在往覆振動下，其應力(受力)與應變(位移)關係形成遲滯迴圈(Hysteretic loop)而發揮消能作用，如圖 1.6 所示。遲滯迴圈可視為材料線性與非線性行為之疊加，線性部份提供勁度，非線性部份則提供阻尼用以消散結構之振動能量。在設計上如何將地震力有效地引導至消能元件，乃消能減震設計成功之關鍵。一般消能元件之安裝常搭配 K 形或倒 V 型斜撐，如圖 1.7 所示。

基於上述概念所開發出來的消能元件種類與樣式繁多，包括液流黏性阻尼器 (Fluid Viscous Damper)、黏彈性阻尼器 (VE Damper)、金屬降伏型阻尼器 (Metallic Yielding Damper)、摩擦阻尼器 (Friction Damper) 等，依照不同材料特性而有不同之消能機制。消能元件依其力學特性大致可分為兩類：

速度相依型消能元件(Velocity-Dependent Damper)

(1)黏彈性體阻尼器 (Viscous-elastic Damper)

黏彈性阻尼器由具有黏彈性之材料連接於鋼板間而成，可用於大幅提高結構之阻尼比以降低地震及強風下結構之動力反應。當結構受到振動時，阻尼器會藉由黏彈性材料產生剪力變形來消散振動能量，一般皆將其製作成如三明治狀的形式，如圖 1.8 所示，而阻尼器的性能可以用黏彈性體的厚度及面積大小自由地進行設計。這種類型的阻尼器具有用比較少量的材料就可以獲的比較大的阻尼力，且為切片狀易於加工等優點，故有許多形狀的阻尼器已被開發應用。其理想化之遲滯迴圈如圖 1.9 所示。目前此類型阻尼器在材質上有橡膠系、瀝青系(asphalt)、丙烯酸(acrylic)系等高

聚合物系的高分子化合物。由於黏彈性體為高分子材料，因此，使用時必須考慮環境溫度之影響以及材料的耐久性。

傳統上，黏彈性阻尼器大多配合斜撐形式裝置在建築物的梁柱間，藉由阻尼器內之黏彈性的材質吸收地震能量轉化為熱能，以減少對建築物結構的損害。

(2)液流黏性阻尼器 (Fluid viscous Damper)

最早液流黏性阻尼器的應用僅侷限於軍事工業上，其主要用來減少因發射飛彈所產生之後座力或避免飛彈外部過度振動而引發爆炸。隨著冷戰結束，製作阻尼器的技術也逐漸應用在各個工程領域上，如重工業、土木結構等方面。液流黏性阻尼器為目前土木結構中最为廣泛使用的消能裝置之一，除了在減震結構設計上用來消散地震力、風力等外在擾動傳入結構之能量外，在隔震結構設計上亦利用其特性來增加結構系統之阻尼，以防止結構產生過大之位移。

液流黏性阻尼器之基本構造如圖1.10所示，其構造包含高強度的筒身、油封、活塞桿及具孔隙的活塞，阻尼器內部充填黏性矽基脂液體 (silicone oil)，藉由活塞運動將液態黏性體由阻尼器的一側推至另一側來產生阻尼力，過程中在合金製成的恆溫器校正下，流體的流動將不因溫度的變化而產生太大之影響(-40°C~70°C間維持穩定)。利用活塞上之孔隙及內部機械構造，可任意改變流體的流動特性使其產生不同的阻尼性質，如與速度呈線性或非線性關係之阻尼力。液態黏性阻尼器的阻尼力來自流體在通過活塞時，活塞兩側產生的壓力差及液體的可壓縮性，其理想化的線性液態黏性阻尼器之力量與位移之遲滯迴圈為一橢圓形，如圖1.11所示。

位移相依型消能元件(Displacement-Dependent Damper)

(1)摩擦阻尼器 (Friction Damper)

摩擦阻尼器藉由金屬（或非金屬）之間的摩擦力來產生阻尼力來消散

地震傳入結構之能量，此類阻尼器以「Pall 摩擦阻尼器」最具盛名（圖 1.12），至目前為止，在加拿大已有多棟建築物中及採用此種摩擦阻尼器。Pall 摩擦阻尼器之構造非常簡單，其主要元件包含傳力斜撐、束制連桿與摩擦介質所共同組成。一般而言，這些阻尼器可利用斜撐與結構結合，藉由結構受震時之層間變位使阻尼器之傳力斜撐產生拉、壓之往復運動中達到摩擦消能之目的。理想化之摩擦機制可用庫倫模式進行模擬，其遲滯行為如一矩形（如圖 1.13）。

(2) 金屬降伏型阻尼器 (Metallic Yielding Damper)

金屬降伏型阻尼器係由多片 X-形鋼板並排，每兩片鋼板之間在上、下端以墊片隔開，再以螺桿前後貫穿所有的鋼板串接而成，如圖 1.14 所示。金屬降伏型阻尼器一般皆透過倒 V 字型斜撐固接於梁柱構架中，利用層間變位來驅使 X 型鋼板產生非彈性的彎曲變形以消散地震所傳入結構之能量。金屬降伏型阻尼器在消能鋼板降伏前，其行為猶如加勁斜撐，具提升結構勁度之作用，可降低結構之位移反應，當消能鋼板降伏後，則藉由非彈性變形所產生之遲滯行為提升結構阻尼，故能大幅增進結構之耐震能力。為使金屬降伏型阻尼器之消能容量提昇，其鋼板均裁成 X 形或三角形，當垂直於鋼板之側向力作用時，鋼板斷面的彎矩均沿鋼板高度呈線性變化，所以鋼板曲率上下皆均勻分佈，當 X 型鋼板受力降伏時，整塊鋼板會同時全面降伏，故具備較大之變形與消能能力。其理想化之力學行為可用雙線性模型進行模擬，如圖 1.15 所示。

上述之消能元件在應用上各有其特點，吾人應依據結構系統之特性審慎選擇適當的阻尼器。位移相依型消能元件除增加結構之阻尼外，還可適度提昇結構體之勁度，對於高樓結構之加勁有所助益。一般而言，位移相依型阻尼器在彈性振動範圍內僅提供加勁作用而尚未吸收能量；速度相依型阻尼器可在小振幅的振動發生時即開始吸收地震所傳入結構之能量，但無法提供加勁作用。針對軟弱層結構之補強，位移型消能器應為較佳之選

擇。本研究採用之位移型消能器為金屬降伏型阻尼器，因材料取得容易、成本低、耐久性佳、免維護及消能能力與振動頻率或溫度無關等特點，使得其在結構防震應用上極具競爭力。

1.4 研究動機與目的

目前國內已有針對校舍或一般建築所發展之耐震能力初步評估方法，惟尚無針對高科技廠房量身訂製之耐震能力初步評估方法。高科技廠房之結構系統有別於一般結構，因無塵室的設計，導致結構有一層甚至二或三層的軟弱層，當中度或大地震發生時，結構恐有嚴重損壞或崩塌之虞。有鑑於此，本研究擬發展一套簡便有效之高科技廠房耐震能力初步評估方法(表 1.1)，俾提供高科技業者評估其廠房結構耐震能力良窳之參考。此外，本文亦採用工程界習用之 ETABS 軟體進行廠房結構之線性/非線性動力歷時分析，以驗證本文所提高科技廠房耐震能力初步評估方法之合理性與可行性。

廠房經過耐震能力初步評估程序，若判定其耐震能力確有疑慮時，則須進行結構耐震能力詳細評估，或尋求適當之結構耐震補強設計。本文提出應用消能器及斜撐系統，針對耐震能力不足之結構進行加勁補強，藉由 ETABS 非線性動力歷時分析所得之結果，探討應用消能器於改善科技廠房軟弱層問題之減震效益。

1.5 本文內容

第一章針對高科技廠房結構之潛在震害及結構消能減震系統作一概述。第二章提出高科技廠房之耐震能力初步評估方法，俾便作為評估高科技廠房耐震能力之依據。第三章主要利用 ETABS 軟體建構一真實之八層樓疊層式晶圓廠房，並進行歷時分析，以檢核 ETABS 之分析結果與耐震初評之結果是否具一致性。第四章評估金屬消能制震鈹作為疊層式晶圓廠房結構耐震補強的可行性，探討廠房結構軟弱層的問題是否能得到顯著的改善。第五章為結論與建議。



第二章 科技廠房耐震能力初步評估方法

本文擬提出一簡便且有效之科技廠房耐震能力初步評估方法，以供業主作為後續耐震詳評或結構補強之決策依據。對於有特殊軟弱層的高科技廠房而言，其結構並不具備足夠之韌性，因此我國現行建築物耐震規範並不適用，貿然採用韌性設計結果，將會低估地震力而造成廠房結構耐震能力的不足。本評估方法主要檢核科技廠房無塵室所在樓層(軟弱層)之耐震能力，由於半導體或光電廠房之晶圓廠房層數不一(如 standard, double or triple fab)，本研究將考量軟弱樓層之因素制定合理之結構耐震指標。例如，針對上述不同廠房結構之設計型式，建議選用不同之結構韌性容量(R)值，亦即針對標準廠、雙疊層廠及三疊層廠分別採用 $R=1.5$ 、 1.25 與 1.0 。

本評估方法主要在計算高科技廠房結構軟弱層所能承受之最大極限剪力強度[10-14]。軟弱層可提供抗剪力之構件主要有柱(RC 柱、鋼柱與 SRC 柱)、牆(RC 牆和磚牆)及斜撐。計算各構材之極限剪力強度，並將其加總求得該樓層之極限剪力強度，此極限剪力強度即為既存結構之標稱耐震容量。此外，再根據廠房結構之現況條件(柱構件是否具有轉換面、結構平面是否不規則等因素)給予適當之修正因子調整，求出廠房結構之實際「耐震容量」；另一方面，配合我國現行之建築耐震設計規範及調整之韌性容量，可決定結構之耐震力需求。由耐震容量與耐震需求之比值(即耐震指標)是否大於 1，即可得知廠房結構之耐震能力是否足夠。耐震指標大於 1 者即為「無耐震疑慮」，小於 1 時則屬「有耐震疑慮」。表 2.1 為高科技廠房耐震能力初步評估方法之評估流程圖。

2.1 耐震指標之計算

本方法主要聚焦於高科技廠房結構軟弱層之耐震容量計算，假設軟弱

層破壞時均為柱構材產生破壞，不考慮梁構材產生破壞之影響(主要為深梁或格子梁，其破壞的可能性不高)。因此，廠房結構之極限剪力強度可直接由軟弱層所有構材(柱、牆及斜撐)之極限剪力強度代表。

耐震容量之計算，係依實際之構材尺寸，如柱(RC 柱、鋼柱和 SRC 柱)、牆(RC 牆和磚牆)及斜撐等資料，包括柱斷面尺寸及配筋情形、牆斷面尺寸、斜撐斷面尺寸及傾斜角度等，再配合混凝土強度與鋼骨、鋼筋之降伏強度，便可計算該樓層所有構件之極限剪力強度，其和即為結構之標稱耐震容量(C)。若為使用多年之廠房結構，混凝土強度可能隨著時間而降低，在無混凝土鑽心強度試驗之結果前，分析時可取設計強度之 0.8 倍估算。此外，按照我國最新頒佈之建築物耐震設計規範[17]，可由查表得知工址水平譜加速度係數 S_{aD} 、用途係數 I 、起始降伏地震力放大倍數 α_y 、地震力折減係數 F_u 及調整之韌性容量 R ，再配合結構之載重 $W(DL、LL)$ 等，可求出結構之耐震需求(D)。由結構之耐震容量(C)與耐震需求(D)之比值可求得整體廠房結構之耐震能力，若再根據廠房結構之現況條件指定適當之修正因子(Q)進行調整，即可得廠房結構之耐震指標(I_s)如下：

$$I_s = \frac{QC}{D} \quad (2.1)$$

其中，

C=結構之標稱耐震容量；

D=結構之耐震需求；

Q=調整因子(詳 2.2 節)。

根據高科技廠房耐震指標之分析結果，若該廠房分析所得之耐震指標大於或等於 1，則判定該結構為「無耐震疑慮」；若耐震指標小於 1，則判定該結構為「有耐震疑慮」。

有關廠房結構之耐震需求與耐震容量之計算方式，將於第 2.3 節與第

2.4 節詳細說明。

2.2 調整因子(Q)

廠房結構之實際耐震容量，須配合結構之現況與結構系統是否良好等因素作適當之修正，俾使分析結果充分反映結構實際之耐震能力。

結構之柱構件若具有轉換斷面，則該轉換界面易產生應力集中的現象，地震時柱構材於此轉換斷面產生破壞的風險增加。此外，柱受到極大的軸壓力作用時， $P-\Delta$ 效應亦會造成轉換斷面產生損壞，結構可能因此而提前倒塌[15]。根據鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說[17]可知，鋼骨鋼筋混凝土柱轉換成鋼筋混凝土柱時，如圖 2.1 所示，轉換界面之鋼筋混凝土彎矩強度應取該處需求彎矩之 1.1 倍，若有不足則應於轉換處增設補強鋼筋，並以該處彎矩之 1.1 倍設計補強筋量。因此，若結構軟弱層之柱子具有轉換斷面時，本文建議根據規範之精神，考慮轉換斷面調整因子 $Q = \frac{1}{1.1} = 0.9$ 進行結構耐震指標之修正。

2.3 結構之耐震需求(D)

2.3.1 最小設計水平總橫力

依據我國 2005 年建築物耐震設計規範及解說[18]可知，各主軸方向之最小設計水平地震力 V 可計算如下：

$$V = \frac{IS_{ad}}{1.4\alpha_y F_u} W \quad (2.2)$$

其中，

S_{aD} ：工址設計水平加速度反應譜係數，為工址水平向之設計反應譜；
 加速度與重力加速度 g 之比值；

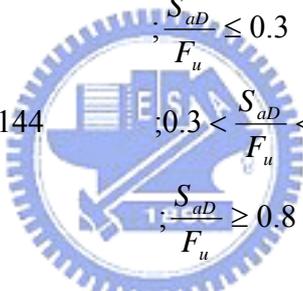
I ：用途係數；

F_u ：結構系統地震力折減係數；

α_y ：起始降伏地震力放大倍數；

W ：建築物所承載之重量，分析時考慮全部靜載重(DL)與 1/2 活載重(LL)。

式(2.2)之 $\frac{S_{aD}}{F_u}$ 應依式(2.3)修正，其修正值 $\left[\frac{S_{aD}}{F_u}\right]_m$ 可表示如下：

$$\left[\frac{S_{aD}}{F_u}\right]_m = \begin{cases} \frac{S_{aD}}{F_u} & ; \frac{S_{aD}}{F_u} \leq 0.3 \\ 0.52 \frac{S_{aD}}{F_u} + 0.144 & ; 0.3 < \frac{S_{aD}}{F_u} < 0.8 \\ 0.70 \frac{S_{aD}}{F_u} & ; \frac{S_{aD}}{F_u} \geq 0.8 \end{cases} \quad (2.3)$$


將式(2.3)代回式(2.2)可得

$$V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left[\frac{S_{aD}}{F_u}\right]_m W \quad (2.4)$$

2.3.2 震區短週期與一秒週期水平譜加速度係數

根據我國 2005 年建築物耐震設計規範[18]可知，台灣地區堅實地盤之工址設計與最大考量水平譜加速度係數分別根據 50 年 10% 與 2% 容許超越機率之均布危害度分析求得。若要更精細的將近斷層影響區域劃分出來，必須進行震區微分化之調查結果。除台北盆地外，震區設計水平譜加速度係數 S_s^D 與 S_1^D ，以及震區最大考量水平譜加速度係數 S_s^M 與 S_1^M ，如表 2.2

所示，分別代表工址所屬震區在堅實地盤下，地震作用時之短週期結構與一秒週期結構阻尼比 5% 之反應譜加速度與重力加速度 g 之比值。

2.3.3 工址短週期與一秒週期水平譜加速度係數

根據我國 2005 年建築物耐震設計規範[18]可知，不同之地表搖晃程度將會改變地盤週期，進而改變短週期與長週期結構之譜加速度放大倍率。因此，必須考量土壤非線性放大效應，依據地盤種類與震區水平譜加速度係數，訂定工址放大係數 F_a 與 F_v 。除台北盆地外，一般工址區域之工址短週期與一秒週期設計水平譜加速度係數 S_{DS} 與 S_{D1} ，以及工址短週期與一秒週期最大考量水平譜加速度係數 S_{MS} 與 S_{M1} 依下式計算：

$$\begin{aligned} S_{DS} &= F_a S_s^D ; & S_{MS} &= F_a S_s^M \\ S_{D1} &= F_v S_1^D ; & S_{M1} &= F_v S_1^M \end{aligned} \quad (2.5)$$

其中，



F_a 為反應譜等加速度段之工址放大係數，隨地盤種類與震區短週期

水平譜加速度係數 S_s (S_s^D 或 S_s^M) 而改變，可由表 2.3 求得；

F_v 為反應譜等速度段之工址放大係數，隨地盤種類與震區一秒週期

水平譜加速度係數 S_1 (S_1^D 或 S_1^M) 而改變，可由表 2.4 求得。

2.3.4 工址設計水平加速度反應譜係數

根據我國 2005 年建築物耐震設計規範[18]可知，一般工址或近斷層區域之工址設計水平譜加速度係數 S_{aD} ，隨建築物基本振動週期 T 與工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 S_{DS} 與 S_{D1} 而變。工址設計水平譜加速度係數 S_{aD} ，如表 2.5 所示，其中，表 2.5 之短週期與中、長週期之

分界 T_0^D 滿足：

$$T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.6)$$

工址設計水平加速度反應譜係數 S_{aD} 隨著建築物之基本振動周期 T 與地盤種類而變。建築物之基本振動周期，單位為秒，可由經驗公式計算如下：

$$T = 0.07h_n^{3/4} \quad (2.7)$$

其中， h_n 為基面至屋頂面高度，單位為公尺。

根據我國 2005 年建築物耐震設計規範[18]可知，建築物耐震規範靜力分析採用之結構阻尼比均假設為 5%，若結構阻尼比小於 5% 時，工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 S_{DS} 與 S_{D1} 可由動力分析所提到之短週期與長週期的阻尼修正係數 B_s 與 B_1 修正為 S_{DS}/B_s 與 S_{D1}/B_1 ，阻尼修正係數如表 2-6 所示。



2.3.5 用途係數

根據我國 2005 年建築物耐震設計規範[18]可知，用途係數 I 依建築物(如重要建築物、儲存危險物品之建築物、供公眾使用之建築物)之重要程度而定，目的在增加重要建築物之安全性，而提高其設計地震力。高科技廠房乃屬於重要之建築物，故本文分析時採用 $I=1.5$ 。

2.3.6 起始降伏地震力放大倍數

根據我國 2005 年建築物耐震設計規範[18]可知，起始降伏地震力放大倍數 α_y ，係設計地震地表加速度放大 α_y 倍後，構造開始產生第一個斷面降伏，其值與結構主要構件之材料有關，依極限強度設計法，鋼構造或鋼骨鋼筋混凝土構造之 α_y 可採用 1.0，鋼筋混凝土結構之 α_y 則採用 1.5。

2.3.7 結構系統地震力折減係數

根據我國 2005 年建築物耐震設計規範[18]可知，結構系統地震力折減係數 F_u 與結構系統之韌性容量 R 、基本振動週期及地盤種類有關。容許韌性容量 R_a 與韌性容量 R 之關係為：

$$R_a = 1 + \frac{(R-1)}{1.5} \quad (2.9)$$

由於現行建築物耐震規範採用韌性設計結果規定，將會低估地震力而造成廠房結構耐震能力的不足。所以本研究將提出針對不同廠房結構之設計型式，建議選用不同之結構韌性容量(R)值，亦即針對標準廠、雙疊層廠及三疊層廠分別採用 $R=1.5$ 、 1.25 及 1.0 ，其對應容許韌性容量 $R_a=1.33$ 、 1.17 及 1.0 。

結構系統地震力折減係數 F_u 與容許韌性容量 R_a 及基本振動週期 T 之關係式如下：


$$F_u = \begin{cases} R_a & ; T \geq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \times \frac{T - 0.6T_0^D}{0.4T_0^D} & ; 0.6T_0^D \leq T \leq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.2T_0^D \leq T \leq 0.6T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) \times \frac{T - 0.2T_0^D}{0.2T_0^D} & ; T \leq 0.2T_0^D \end{cases} \quad (2.10)$$

其中， T_0^D 為設計水平譜加速度係數短週期與中週期的分界點，按式(2.5)所定義。

2.3.8 地震力之豎向分配

結構承受地震力之作用時，由式(2.2)可求得整個廠房結構之最小設計水平總橫力，再依下述地震力之豎向分配公式將地震力分配作用於構造物之各樓層，即可求得各樓層所承受之地震力。我國 2005 年建築物耐震設

計規範[18]建議地震力之豎向分配可假設為和每層樓板重量 W_x 與高度 h_x 乘積成正比，其計算方式如下：

$$F_x = \frac{W_x h_x}{\sum_{x=1}^n W_x h_x} V \quad (2.11)$$

其中，

V = 地震下最小設計水平總橫力；

F_x = 第 x 層所分配之地震力；

W_x = 第 x 層之結構重；

h_x = 第 x 層距基面之高度。



2.4 結構之標稱耐震容量

根據實地現勘或結構設計圖所得之軟弱層各構材尺寸，如柱(RC 柱、鋼柱和 SRC 柱)、牆(RC 牆和磚牆)及斜撐等斷面資料及配筋情形，可計算軟弱層所能承受之極限剪力強度，此極限剪力強度即為結構之標稱耐震容量(C)，可計算如下：

$$C = \sum_i V_{ci} + \sum_j V_{wj} + \sum_k V_{bk} \quad (2.12)$$

其中，

V_{ci} = 軟弱層第 i 根柱之極限剪力強度；

V_{wj} = 軟弱層第 j 道牆之極限剪力強度；

V_{bk} = 軟弱層第 k 根斜撐之極限剪力強度。

2.4.1 柱無轉換斷面之極限剪力強度

柱構材主要有兩種破壞模式，一為剪力破壞，另一為彎矩破壞。因此，分析時須先判斷柱為剪力破壞或是彎矩破壞模式。

(1) 單一柱彎矩破壞之等效剪力強度 V_{cB} ，可由柱頂與柱底兩端之彎矩和除以柱之長度而求得。因柱無轉換斷面(如圖 2.2)，故柱頂彎矩(M_{Pt})與柱底之彎矩(M_{Pb})相同， $M = M_{Pt} = M_{Pb}$ ，因此等效剪力強度 V_{cB} 可表示為：

$$V_{cB} = \frac{2M}{L} \quad (2.13)$$

其中，

M = 柱端可承受之極限彎矩，有關 RC 柱、鋼柱及 SRC 柱之極限彎矩強度計算詳以下各節。

L = 柱之有效長度。



(2) 單一柱之剪力破壞強度 V_{cS} ，因柱無轉換斷面，故剪力強度 V_{cS} 可表示為柱斷面可承受之極限剪力，有關 RC 柱、鋼柱及 SRC 柱之極限剪力強度計算詳以下各節。

分析時，單一柱(第 i 根)可承受之極限剪力強度，須考慮彎矩破壞之剪力強度與剪力破壞之剪力強度較小值，可表示為：

$$V_{ci} = \min(V_{cSi}, V_{cBi}) \quad (2.14)$$

因此，吾人可進一步求得軟弱層所有柱子所能承受之最大極限剪力強度為

$$V_c = \sum_{i=1}^n V_{ci} \quad (2.15)$$

其中， n 為樓層之柱量。

2.4.1.1 RC 柱之極限剪力強度

根據 2001 年混凝土工程設計規範之應用[16]與 1997 年鋼骨鋼筋混凝土構造(SRC)設計規範與解說研究[17]可知，RC 柱彎矩破壞之等效剪力強度及剪力破壞之剪力強度計算方式為：

(1)單一 RC 柱彎矩破壞之等效剪力強度計算方式

假設柱構材之反曲點發生在桿件中央，吾人可根據柱斷面之尺寸、鋼筋之面積、材料之強度求得彎矩強度如下：

$$M_{urs} = (0.85 f_{cd} b \beta_1 c) \left(d - \frac{1}{2} \beta_1 c \right) + A'_s f_{yh} (d - d') \quad (2.16)$$

其中，

$$\beta_1 = 0.85 ;$$

c = 中立軸至混凝土最外受壓側之距離；

$$f_{cd} = 0.8 f'_c, \quad f'_c = \text{混凝土降伏強度, } \text{kgf/cm}^2 ;$$

$$f_{yh} = \text{主筋之降伏強度, } \text{kgf/cm}^2 ;$$

A'_s = 壓力鋼筋之斷面積；

b = 柱之斷面寬度；

h = 柱之斷面深度；

d = 主筋至柱邊之長度(cm)；

d' = 壓力鋼筋重心至混凝土壓最外受壓側之距離。



由柱頂與柱底兩端彎矩和除以柱之長度，可得所對應之剪力強度，因柱無轉換斷面，因此柱頂與柱底之彎矩相同，吾人可求得彎矩破壞之等效剪力強度，如下：

$$V_{cBrc} = \frac{2\phi \left[(0.85f_{cd}b\beta_1c) \left(d - \frac{1}{2}\beta_1c \right) + A'_s f_{yh} (d - d') \right]}{L} \quad (2.17)$$

其中，

ϕ = 折減係數(採用 0.9)；

L = 柱之長度。

(2) 單一 RC 柱剪力破壞強度之計算方式

RC 柱之極限剪力強度計算方式，如下：

$$V_{cSrc} = \phi(V_{cc} + V_{cs}) \quad (2.18)$$

其中， V_{cc} 為混凝土所提供之強度， V_{cs} 為鋼筋所提供之強度，可分別計算

如下：

$$V_{cc} = 0.53\sqrt{f_{cd}}bd \quad (2.19)$$

$$V_{cs} = \frac{A_s f_{yh} d}{s} \quad (2.20)$$

其中，

ϕ = 折減係數(採用 0.85)；

$f_{cd} = 0.8f'_c$ ， f'_c = 混凝土降伏強度， kgf/cm^2 ；

A_s = 箍筋在間距 s 斷面積；

f_{yh} = 剪力筋之降伏強度， kgf/cm^2 ；

s = 箍筋之間距。

分析時，於軟弱層 RC 柱無轉換斷面之情況下，單一 RC 柱(第 i 根)可承受之極限剪力強度 V_{ci} 須考慮彎矩破壞之剪力強度與剪力破壞之剪力強度較小值，可表示為

$$V_{ci} = \min(V_{cSrci}, V_{cBrci}) \quad (2.21)$$

因此，吾人可進一步求得軟弱層所有 RC 柱可承受之最大極限剪力強度為

$$V_c = \sum_{i=1}^n V_{ci} \quad (2.22)$$

其中， n 為樓層之柱量。

2.4.1.2 鋼柱之極限剪力強度

根據鋼骨鋼筋混凝土構造(SRC)設計規範與解說研究[17]與 2001 年鋼構造建築物鋼結構設計技術規範[19]可知，鋼柱彎矩破壞之等效剪力強度及剪力破壞之剪力強度計算方式為：

(1) 單一鋼柱彎矩破壞之等效剪力強度計算方式

根據柱斷面之尺寸、材料之強度可求得柱之彎矩強度如下：

$$M_{us} = \phi Z f_y \quad (2.23)$$

其中，

ϕ = 折減係數(採用 0.9)；

f_y = 鋼骨降伏強度， kgf/cm^2 ；

Z = 鋼骨斷面塑性模數。

由柱頂與柱底兩端之彎矩和除以柱之長度(L)可得所對應之剪力強度，因柱無轉換斷面，因此柱頂與柱底之彎矩相同，吾人可求得彎矩破壞之等效剪力強度，如下：

$$\text{彎矩破壞剪力強度 } V_{cBs} = \frac{2\phi Z f_y}{L} \quad (2.24)$$

(2) 單一鋼柱剪力破壞之剪力強度

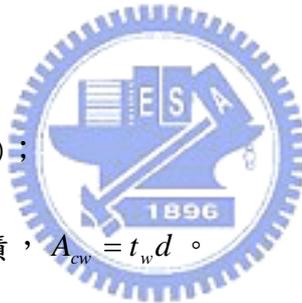
假設鋼腹板達到剪力降伏前不會發生局部挫局，則鋼柱之剪力強度可以鋼腹板發生剪力降伏之公式計算如下：

$$V_{cSs} = 0.6\phi f_y A_{cw} \quad (2.25)$$

其中，

ϕ = 折減係數(採用 0.9)；

A_{cw} = 鋼骨之腹板斷面積， $A_{cw} = t_w d$ 。



分析時，於軟弱層鋼柱無轉換斷面之情況下，單一鋼柱(第 i 根)可承受之極限剪力強度，須考慮彎矩破壞之剪力強度與剪力破壞之剪力強度較小值，可表示為

$$V_c = \min(V_{cSsi}, V_{cBsi}) \quad (2.26)$$

因此，吾人可進一步求得軟弱層所有鋼柱可承受之最大極限剪力強度為

$$V_c = \sum_{i=1}^n V_{ci} \quad (2.27)$$

其中， n 為樓層之柱量。

2.4.1.3 SRC 柱之極限剪力強度

根據鋼骨鋼筋混凝土構造(SRC)設計規範與解說研究[17]可知，SRC(鋼骨鋼筋混凝土)柱彎矩破壞之等效剪力強度及剪力破壞之剪力強度計算方式可將第 2.4.1.1 節與第 2.4.1.2 節所介紹之 RC 柱與鋼柱之極限剪力強度計算結果疊加，即可得 SRC 柱之極限剪力強度。

(1)單一 SRC 柱彎矩破壞之等效剪力強度 V_{cBsrc}

$$V_{cBsrc} = V_{cBrc} + V_{cBs} \quad (2.28)$$

其中，

V_{cBrc} 為單一 RC 柱彎矩破壞之等效剪力強度；

V_{cBs} 為單一鋼柱彎矩破壞之等效剪力強度。

(2)單一 SRC 柱剪力破壞之剪力強度

$$V_{cSsrc} = V_{cSrc} + V_{cSs} \quad (2.29)$$

其中，

V_{cSrc} 為單一 RC 柱剪力破壞之等效剪力強度；

V_{cSs} 為單一鋼柱剪力破壞之等效剪力強度。

分析時，於軟弱層鋼柱無轉換斷面之情況下，單一 SRC 柱(第 i 根)可承受之極限剪力強度，須考慮彎矩破壞之剪力強度與剪力破壞之剪力強度較小值，可表示為

$$V_c = \min(V_{cSsrci}, V_{cBsrici}) \quad (2.30)$$

因此，可進一步求得軟弱層所有鋼柱可承受之最大極限剪力強度為

$$V_c = \sum_{i=1}^n V_{ci} \quad (2.31)$$

其中， n 為樓層柱量。

2.4.2 柱有轉換斷面之極限剪力強度

柱有轉換斷面係指柱構材由兩種不同之材料性質所續接而成，而在構材斷面之轉換續接界面會有應力集中之情形，因此計算極限剪力強度時須乘上一適當之調整因子進行修正，可參考 2.2 節所述之調整因子。

柱有轉換斷面(圖 2.2)之情況下，其彎矩破壞之剪力強度及剪力破壞之剪力強度計算方式為：

(1) 單一柱彎矩破壞之等效剪力強度 V_{cB} - 由於柱上、下兩端分別為不同材料或尺寸之柱子，其所分別提供之極限彎矩亦不相同，因此分析時取柱兩端彎矩較小值作為此柱所能承受之最大彎矩強度，可表示如下：

$$M = \min(M_{Pt}, M_{Pb}) \quad (2.32)$$

其中，

M_{Pt} = 柱頂端之彎矩；

M_{Pb} = 柱底端之彎矩。

由柱兩端之彎矩和除以柱之長度可得其所對應之剪力強度如下：

$$V_{cB} = \frac{2M}{h_1 + h_2} \quad (2.33)$$

其中， h_1 、 h_2 分別由兩種不同材料性質之柱長度。

(2)單一柱剪力破壞之剪力強度-由於柱上、下兩端分別為不同材料或尺寸之柱子，其所分別提供之極限剪力強度亦不相同，因此分析時取柱兩端極限剪力強度較小者作為此柱所能承受之最大剪力強度，可表示如下：

$$V_{cS} = \min(V_{Pt}, V_{Pb}) \quad (2.34)$$

其中，

V_{Pt} = 柱頂端之剪力；

V_{Pb} = 柱底端之剪力。

分析時，於軟弱層柱有轉換斷面之情況下，單一柱(第 i 根)可承受之極限剪力強度，須考慮彎矩破壞之剪力強度與剪力破壞之剪力強度較小值，可表示為

$$V_c = \min(V_{cSi}, V_{cBi}) \quad (2.35)$$

因此，吾人可進一步求得軟弱層所有柱可承受之最大極限剪力強度為

$$V_c = \sum_{i=1}^n V_{ci} \quad (2.36)$$

其中， n 為樓層柱量。

2.4.3 牆之極限剪力強度

對於牆之剪力強度計算方法本文參考震後受損鋼筋混凝土建築物緊急修復及補強技術手冊[19]與鍾立來博士之中小學典型耐震能力之初步評估相關文獻[3]。

有關磚造牆、RC 牆之極限剪力強度計算方式將詳述於以下各節。

2.4.3.1 磚造牆之極限剪力強度

磚造牆之極限剪力強度可由磚造牆之極限平均剪應力與其斷面積而求得，其計算公式如下：

$$V_{nwb} = \tau_w A_w \quad (2.37)$$

其中，

τ_w = 磚造牆之極限平均剪應力；

A_w = 磚造牆之斷面積。

磚造牆之極限平均剪應力 τ_w ，由其邊界條件之不同，可分為兩種類型：

1. 兩側有柱時之磚造牆(圖 2.4)，平均剪應力取 3kgf/cm^2 。
2. 單側有柱時之磚造牆(圖 2.5)，平均剪應力取 1.5kgf/cm^2 。

2.4.3.2 RC 牆之極限剪力強度

RC 牆之極限剪力強度可由 RC 牆之極限時平均剪應力及其斷面積而求得，其計算公式如下：

$$V_{nwrc} = \tau_w A_w \quad (2.38)$$

其中，

τ_w = RC 牆之極限平均剪應力；

A_w = RC 牆之斷面積。

RC 牆之極限平均剪應力 τ_w ，由其邊界條件之不同，可分為三種類型：

1. 兩側有柱時之 RC 牆(圖 2.6)，平均剪應取 24kgf/cm^2 。
2. 單側有柱時之 RC 牆(圖 2.7)，平均剪應取 16kgf/cm^2 。
3. 兩側均無柱時之 RC 牆(圖 2.8)，平均剪應取 8kgf/cm^2 。

2.4.4 斜撐之極限剪力強度

斜撐構材一般會承擔大部份因地震造成之樓層剪力[18]，尤其當系統為非二元系統時更是如此，因此斜撐構材之強度是否能健全的發展，對結構物之安全影響甚大。

在地震之作用下，建築物來回擺動，因此斜撐構材會反復承受拉、壓軸力，因此，斜撐之破壞模式可能為挫屈破壞(壓力破壞)亦可能為降伏破壞(拉力破壞)，因此分析時，須先判斷斜撐可承受之最大拉力與壓力，取其小值作為斜撐之破壞模式，再將軸力轉換成水平分力，即可求得斜撐之極限剪力強度(圖 2.9)。

根據 2001 年鋼構造建築物鋼結構設計技術規範[19]可知，有關斜撐挫屈破壞之剪力強度及降伏破壞之剪力強度，其計算方式說明如下：

(1) 單一斜撐挫屈破壞之剪力強度計算方式

在地震之作用下，斜撐構材挫屈破壞之剪力強度可表示如下：

$$V_{bb} = \phi \frac{\pi^2 EI}{h^2} \cos \theta \quad (2.39)$$

其中，

ϕ = 折減係數(=0.9)；

h = 斜撐構件長度；

E = 楊氏模數；

I = 慣性距(cm^4) ;

θ = 角度，斜撐構件與梁構件間夾角。

(2) 單一斜撐降伏破壞之剪力強度計算方式

在地震之作用下，斜撐構材降伏破壞之剪力強度可表示如下：

$$V_{bY} = \phi f_y A_g \cos \theta \quad (2.40)$$

其中，

ϕ = 折減係數(採用 0.9) ;

f_y = 降伏強度 ;

A_g = 全斷面積。

分析時，於軟弱層斜撐無轉換斷面之情況下，單一斜撐(第 k 根)可承受之極限剪力強度，須考慮挫屈破壞強度與降伏破壞強度之較小值，可表示為

$$V_{bk} = \min(V_{bBk}, V_{bYk})$$

(2.41)

因此，吾人可進一步求得軟弱層所有斜撐可承受之最大極限剪力強度為

$$V_b = \sum_{k=1}^n V_{bk} \quad (2.42)$$

其中， n 為樓層斜撐量。

第三章 耐震能力初步評估方法之實例分析

為驗證本文提出之高科技廠房耐震能力初步評估方法之合理性，本文同時採用工程界習用之 ETABS 軟體進行結構動力反應歷時分析，藉由理論分析與初評結果之比對作為檢驗。

本章所分析之範例為一棟八樓層之科技廠房(八吋晶圓廠)，其結構型式為雙疊層晶圓廠房(double fab)，fab 層分置於三樓及五樓。為進一步了解廠房軟弱層對耐震能力之影響，本研究另探討(1)將三樓 Fab 層以同等斷面之柱連貫其上下樓層之柱位；(2)將三樓及五樓 Fab 層以同等斷面之柱連貫其上下樓層之柱位。針對此三種不同類型之結構，分別探討評估結果之合理性。分析時，針對此三種不同種類之廠房選擇採用之結構韌性容量(R)係數分別為 1.25、1.5 與 1.5。此外，建築物耐震規範所提供之反應譜為阻尼比 5%之結果，實際上鋼結構之阻尼比往往小於 5%，因此，本章也考慮結構阻尼比為 2%及 3%之條件進行分析。評估程序首先須求出廠房結構每樓層之耐震指標，並以耐震指標最小之樓層為該結構之整體耐震指標，通常發生在軟弱層。本文計算結構之耐震需求時，分別考慮二種不同之情況：(1) 軟弱層須承受整體結構之總橫力(即樓層剪力)；(2) 軟弱層只須承受該層以上之地震橫力總和(即樓層剪力)。

3.1 分析模型

CASE1(三樓及五樓為軟弱層)

本文分析之結構為一八層樓之疊層式晶圓廠房，其生產區之無塵室分別位於三樓及五樓，如圖 3.1 所示。廠房結構之平面長度為 110.4m，寬度為 86.4m，總樓高為 48.8m(由地表面起算)，佔地面積約為 9540m²，結

構型式從地面至三樓為鋼筋混凝土結構，三樓以上則為鋼骨結構，一樓與二樓設置有剪力牆。分析模型所考慮的樓層重量，除結構本身自重外，還包括製程設備的重量(呆載重)及考慮可能移動之活載重，相關設計資料均由業主所提供。結構系統之韌性容量取 $R=1.25$ 。本文採用結構有限元素分析軟體 ETABS 進行結構動力歷時分析。廠房結構平面圖及三維立體分析模型分別如圖 3.2 及圖 3.3 所示。CASE1 之廠房模型立面圖(短向)如圖 3.4 所示。

CASE2(五樓為軟弱層)

廠房結構模型近似標準廠房，但軟弱層位於五樓(將 CASE1 模型之三樓加滿柱子)，結構系統之韌性容量取 $R=1.5$ 。CASE2 之廠房模型立面圖(短向)如圖 3.5 所示。

CASE3(無軟弱層)

廠房結構模型近似一般建築物(將 CASE1 模型之三樓及五樓均加滿柱子)，無明顯之軟弱層結構系統，其韌性容量取 $R=1.5$ 。CASE3 之廠房模型立面圖(短向)如圖 3.6 所示。

3.2 輸入擾動震波

我國建築物耐震規範於[17]地震波輸入方面，要求至少應取與阻尼比 5% 之反應譜相符之水平地震紀錄三組以上，且其地震紀錄歷時能確切反映工址設計地震之地震規模、斷層距離與震源效應。

本案分析時所採用之輸入震波為利用 921 地震時，TCU017(竹科實驗中學測站)、TCU096 與 TCUBAA 測站所量測到之地表加速度歷時紀錄，分別以其東-西向與南-北向的地震紀錄作為基準，共模擬出 6 組與規範反

應譜相容之人造地震。每一地震將分別由結構的 X 向與 Y 向輸入。地震紀錄之加速度歷時與反應譜如圖 3.7 至圖 3.12 所示，其中地震之取樣週期為 0.005 秒，隨後進行非線性動力歷時分析，分析時將地表加速度峰值(PGA)調整到 0.28g，以滿足規範要求之設計地震強度。廠房結構之阻尼比分別考慮 2%、3%及 5%進行分析。

3.3 特徵分析

CASE1(三樓及五樓為軟弱層)

本結構前三個模態之振動週期分別為 0.83 sec、0.77 sec 與 0.61 sec，觀察其前三個振態模式可知，第一振態為 Z 向之扭轉振態，第二與第三振態分別為 X 向與 Y 向之振態。

CASE2(五樓為軟弱層)

本結構前三個模態之振動週期分別為 0.81 sec、0.72 sec 與 0.56 sec，觀察其前三個振態模式可知，第一振態為 Z 向之扭轉振態，第二與第三振態分別為 X 向與 Y 向之振態。

CASE3(無軟弱層)

本結構前三個模態之振動週期分別為 0.79 sec、0.72 sec 與 0.53 sec，觀察其前三個振態模式可知，第一振態為 Z 向之扭轉振態，第二與第三振態分別為 X 向與 Y 向之振態。



3.4 疊層式晶圓廠房之耐震性能計算

本案分析之三種結構模型的尺寸及規模相同，惟 CASE2 於 3 樓額外加柱，CASE3 則於 3 樓及 5 樓額外加柱。結構之標稱耐震容量(C)之計算是根據各結構模型之構材(柱、牆及斜撐)的實際斷面尺寸及配筋情況所求得。結構之耐震需求，依軟弱層所須承受之結構總橫力(基底剪力)或軟弱層上方之總橫力(樓層剪力)而有不同之計算結果，其中以前者較保守。最後，再根據廠房結構之現況條件(柱是否有轉換斷面)給予適當的修正因子調整之，即可求得耐震指標(I_s)。驗證方式為採用 ETABS 軟體分析所得之樓層剪力計算結構之耐震指標值，並將分析結果比較，俾便瞭解初評方法之合理性與精確性。

3.4.1 結構之耐震需求(D)

本案例位於新竹科學園區，由式(2.5)可得本案例工址反應譜係數之短、中週期分界：

$$T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.52}{0.7} = 0.74$$

其中， S_{D1} 與 S_{DS} 是分別由表 2.3 與表 2.4 求得。

三種分析模型分別依規範之經驗公式(式 2.8)與 ETBAS 軟體特徵分析所得之兩種不同結構振動週期，可分別求得結構長向與短向之工址設計水平譜加速度係數(S_{aD})_m，再代入第 2.2 節所述之結構耐震需求計算方式，即可求得結構每樓層之耐震需求。此外，建築物耐震規範所提供之反應譜為阻尼比 5%之結果，事實上，鋼結構之阻尼比往往小於 5%。因此，本文亦針對結構阻尼比為 2%與 3%之廠房結構進行評估。

CASE1(三樓及五樓為軟弱層)

結構系統之韌性容量取 1.25，由式(2.9)可求得容許韌性容量如下：

$$R_a = 1 + \frac{(R-1)}{1.5} = 1.17$$

依規範之週期經驗公式(式 2.8)可求得結構長向及短向週期皆為 1.29sec，於結構阻尼比為 5%之條件下，結構長向之工址設計水平譜加速度係數 $(S_{aD})_m$ 為 0.38。當結構之阻尼比為 3%與 2%時，經由表 2.6 可分別求得其對應之修正因子 $B_{1(3\%)}=0.87$ 及 $B_{1(2\%)}=0.80$ ，再由式(2.1)可分別求得阻尼比為 3%與 2%之結構長向工址設計水平譜加速度係數 $(S_{aD})_{m(3\%)}=0.41$ 及 $(S_{aD})_{m(2\%)}=0.43$ 。由於工址設計水平譜加速度係數 $(S_{aD})_m$ 只與結構週期有關，因此，短向之結果與長向相同。

若由 ETABS 之特徵分析，可求得結構長向與短向之週期分別 0.77sec 與 0.61sec。結構於阻尼比為 5%之條件下，長向與短向之工址設計水平譜加速度係數 $(S_{aD})_m$ 分別為 0.53 與 0.53。而在結構阻尼比為 3%與 2%時，經由表 2.6 可分別求得其所對應之調整因子 $B_{1(3\%)}=0.87$ 及 $B_{1(2\%)}=0.80$ ，再由式(2.1)可分別求得阻尼比為 3%與 2%之結構長向工址設計水平譜加速度係數分別為 $(S_{aD})_{m(3\%)}=0.57$ 與 $(S_{aD})_{m(2\%)}=0.61$ 。同理，可求得結構短向之工址水平譜加速度係數分別為 $(S_{aD})_{m(3\%)}=0.59$ 與 $(S_{aD})_{m(2\%)}=0.62$ 。

CASE2(五樓為軟弱層)

結構系統之韌性容量取 1.50，由式(2.9)可求得容許韌性容量如下：

$$R_a = 1 + \frac{(R-1)}{1.5} = 1.33$$

依規範之週期經驗公式(式 2.8)可求得結構長向及短向週期皆為 1.29sec，於結構阻尼比為 5%之條件下，結構長向之工址設計水平譜加速度係數 $(S_{aD})_m$ 可求得為 0.40。當結構之阻尼比為 3%與 2%時，經由表 2.6 可分別求得其對應之修正因子 $B_{1(3\%)}=0.87$ 及 $B_{1(2\%)}=0.80$ ，再由式(2.1)可

分別求得阻尼比 3%與 2%之結構長向工址設計水平譜加速度係數為 $(S_{aD})_{m(3\%)}=0.43$ 及 $(S_{aD})_{m(2\%)}=0.45$ 。由於工址設計水平譜加速度係數 $(S_{aD})_m$ 只與結構週期有關，因此，短向之結果與長向相同。

由 ETABS 之特徵分析可求得結構長向與短向之週期分別 0.72sec 與 0.56sec，結構於阻尼比 5%之條件下，長向與短向之工址設計水平譜加速度係數 $(S_{aD})_m$ 分別為 0.56 與 0.55。而在結構阻尼比為 3%與 2%時，經由表 2.6 可分別求得其所對應之調整因子 $B_{1(3\%)}=0.87$ 及 $B_{1(2\%)}=0.80$ ，再由式(2.1)可分別求得阻尼比 3%與 2%之結構長向工址設計水平譜加速度係數分別為 $(S_{aD})_{m(3\%)}=0.61$ 與 $(S_{aD})_{m(2\%)}=0.65$ ，同理可求得結構短向之工址水平譜加速度係數分別為 $(S_{aD})_{m(3\%)}=0.61$ 與 $(S_{aD})_{m(2\%)}=0.64$ 。

CASE3(無軟弱層)

結構系統之韌性容量取 1.50，由式(2.9)可求得容許韌性容量如下：

$$R_a = 1 + \frac{(R-1)}{1.5} = 1.33$$



依規範之週期經驗公式(式 2.8)可求得結構長向及短向週期皆為 1.29sec，於結構阻尼比為 5%之條件下，結構長向之工址設計水平譜加速度係數 $(S_{aD})_m$ 可求得為 0.40。當結構之阻尼比為 3%與 2%時，經由表 2.6 可分別求得其所對應之修正因子 $B_{1(3\%)}=0.87$ 及 $B_{1(2\%)}=0.80$ ，再由式(2.1)可分別求得阻尼比 3%與 2%之結構長向工址設計水平譜加速度係數 $(S_{aD})_{m(3\%)}=0.43$ 及 $(S_{aD})_{m(2\%)}=0.45$ 。由於工址設計水平譜加速度係數 $(S_{aD})_m$ 只與結構週期有關，因此，短向之結果與長向相同。

由 ETABS 之特徵分析可求得結構長向與短向之週期分別 0.72sec 與 0.53sec，結構於阻尼比 5%之條件下，長向與短向之工址設計水平譜加速度係數 $(S_{aD})_m$ 分別為 0.56 與 0.55。而在結構阻尼比為 3%與 2%時，經由表 2.6 可分別求得其所對應之調整因子 $B_{1(3\%)}=0.87$ 及 $B_{1(2\%)}=0.80$ ，再由

式(2.1)可分別求得阻尼比 3%與 2%之結構長向工址設計水平譜加速度係數分別為 $(S_{aD})_{m(3\%)}=0.61$ 與 $(S_{aD})_{m(2\%)}=0.65$ ，同理可求得結構短向之工址水平譜加速度係數分別為 $(S_{aD})_{m(3\%)}=0.61$ 與 $(S_{aD})_{m(2\%)}=0.64$ 。

茲將結構耐震需求之分析方法，分為靜力分析(簡易評估方法)與動力分析(ETABS)：

靜力分析

由 2.2 節所介紹之方法，可初步求得結構之整體耐震需求，再依結構軟弱層需抵抗之地震橫力情況之不同考量分成兩種：

(一) 軟弱層需抵抗基底剪力

由建築物耐震規範之靜力分析方法可求得最小設計水平總橫力如下：

$$V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$$

考慮結構之軟弱層須承受最大之基底剪力，因此，軟弱層之耐震需求(D)為：

$$D = V$$

(二) 軟弱層需能抵抗該樓層之剪力(即其上方樓層慣性力之和)

由建築物耐震規範之靜力分析方法可求得最小設計水平總橫力如下：

$$V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$$

再依豎向分配，可求得第 i 樓層所承受之橫力(F_i)如下：

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{x=1}^8 W_x h_x} V$$

其中，

W_i = 第 i 層之建築物重量；

h_i = 第 i 層距基面之高度。

考慮軟弱層需承受該樓層上方之地震橫力總和，則結構第 i 樓層之耐震需求(D_i)定義為：

$$D_i = F_N + F_{N-1} + \dots + F_i$$

其中， D_i 為第 i 層所承受之剪力， N 為結構總數樓層。

歷時分析



利用 ETABS 軟體針對廠房結構進行歷時分析，地表尖峰加速度採用 $PAG=0.28g$ ，以滿足規範要求之設計地震強度。六種不同之人造地震輸入擾動將分別由結構的 X 向與 Y 向輸入。廠房結構之阻尼比分別考慮 2%、3% 及 5% 進行分析，可初步求得結構之整體耐震需求，再依結構軟弱層需抵抗之地震橫力情況之不同考量分成兩種：

(一) 軟弱層需抵抗基底剪力

若考慮結構之軟弱層須承受最大之基底剪力，則結構之耐震需求(D)為：

$$D(\text{結構之耐震需求}) = \sum_{j=1}^N V_j$$

其中 V_j 為第 j 樓層之層剪力，可由 ETABS 動力分析結果讀出。

(二) 軟弱層需能抵抗該樓層之剪力(即其上方樓層慣性力之和)

若考慮結構之軟弱層(第 i 層)所須承受之剪力為軟弱層上方樓層之橫力總和，則結構之耐震需求(D) 為：

$$D = \sum_{j=i}^N V_j$$

3.4.2 結構之標稱耐震容量(C)

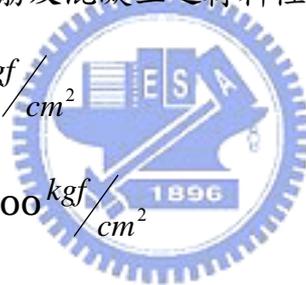
僅管三種分析模型皆為八層樓，吾人只檢核 1 樓至 5 樓在設計地震下是否會產生破壞，因 6 樓以上之載重較輕，破壞層發生在 6 樓以上之機率不大，因此未將其結果列入。耐震指標最低之樓層即為該結構之軟弱層。

本案例分析時假設鋼筋及混凝土之材料性質如下所示：

混凝土強度為 210 kgf/cm^2

鋼骨降伏強度為 $2,800 \text{ kgf/cm}^2$

鋼筋降伏強度為 $2,800 \text{ kgf/cm}^2$



三種分析模型其 1 樓至 5 樓標稱耐震容量之計算分別說明如下：

CASE1(三樓及五樓為軟弱層)

本案例每層樓抵抗橫力之構件形式各不相同，一樓與二樓是利用 RC 柱及 RC 牆來抵抗橫力；三樓是以 RC 柱、鋼柱與斜撐來作為抵抗橫力之構件；四樓與五樓之抗橫力構件為鋼柱及斜撐。透過第二章所介紹之各抗橫力構件極限剪力計算方式，可求得結構長向與短向之標稱耐震容量，其結果歸納於表 3.1。

CASE2(五樓為軟弱層)

本案例每層樓抵抗橫力之構件形式各不相同，一樓與二樓是利用 RC 柱及 RC 牆來抵抗橫力；三樓是以 RC 柱、鋼柱與斜撐來作為抵抗橫力之構件；四樓與五樓之抗橫力構件為鋼柱及斜撐。透過第二章所介紹之各抗橫力構件極限剪力計算方式，可求得結構長向與短向之標稱耐震容量，其結果歸納於表 3.2。

CASE3(無軟弱層)

本案例每層樓之抵抗橫力構件形式各不相同，一樓與二樓是利用 RC 柱及 RC 牆來抵抗橫力；三樓是以 RC 柱、鋼柱與斜撐來作為抵抗橫力之構件；四樓與五樓之抗橫力構件為鋼柱及斜撐。透過第二章所介紹之各抗橫力構件極限剪力計算方式，可求得結構長向與短向之標稱耐震容量，其結果歸納於表 3.3。

3.4.3 耐震指標之分析結果比較

(a)以基底剪力為耐震需求(靜力分析；結構週期依規範經驗公式)

表 3.4 歸納之結果為根據簡易耐震初評方法，結構週期依規範經驗公式，耐震需求考慮軟弱層須能抵抗基底剪力的條件所計算之耐震指標。茲說明如下：

1. CASE1(三樓及五樓為軟弱層)之結果顯示三樓為軟弱層，無論所考慮之阻尼比為何，結構在長向及短向耐震能力均不足。
2. CASE2(五樓為軟弱層)之結果顯示五樓為軟弱層，惟無論所考慮之阻尼比為何，在 3F 以柱連貫其上、下樓層的情況下，結構在長向及短向耐震能力都足夠。
3. CASE3(無軟弱層)之結果顯示一樓為軟弱層，但結構有足夠之耐震能力。

(b)以基底剪力為耐震需求(靜力分析；結構週期依特徵分析之第一振態週期)

表 3.5 歸納之結果為根據簡易耐震初評方法，結構週期依特徵分析之第一振態週期，耐震需求考慮軟弱層須能抵抗基底剪力的條件所計算之耐震指標。茲說明如下：

1. 由於特徵分析結果顯示結構之週期較經驗公式估算者短，因此耐震需求較先前之估算結果增加。
2. CASE1(三樓及五樓為軟弱層)之結果顯示三樓為最弱層，且無論所考慮之阻尼比為何，結構在長向及短向耐震能力均不足。
3. CASE2(五樓為軟弱層)之結果顯示五樓為最弱層，儘管耐震能力較CASE1(原始雙疊層廠房)提升，但無論所考慮之阻尼比為何，結構之耐震能力均不足。
4. CASE3(無軟弱層)之結果顯示一樓為軟弱層，基本上因三樓及 5 樓以柱連貫補強而無最弱層，所以結構耐震能力足夠，只有當結構阻尼比為 2%耐震能力略顯不足。

(c)以樓層剪力為耐震需求(靜力分析；結構週期依規範經驗公式)

表 3.6 歸納之結果為根據簡易耐震初評方法，結構週期依規範經驗公式，耐震需求考慮軟弱層須能抵抗基底剪力的條件所計算之耐震指標。茲說明如下：

1. 由於耐震能力檢核得依各樓層對應之層剪力需求計算，因此整體評估結果顯示耐震能力較先前提升。
2. CASE1(三樓及五樓為軟弱層)之結果顯示三樓為最弱層，但除了阻尼比考慮為 2%時耐震能力略微不足外，基本之結構之耐震能力均屬

足夠。

3. CASE2(五樓為軟弱層)及 CASE3(無軟弱層)之結果顯示一樓為最弱層，但無論阻尼比為何結構之耐震能力均屬足夠。

(d)以樓層剪力為耐震需求(靜力分析;結構週期依特徵分析之第一振態週期)

表 3.7 歸納之結果為根據簡易耐震初評方法，結構週期依特徵分析之第一振態週期，耐震需求考慮軟弱層須能抵抗基底剪力的條件所計算之耐震指標。茲說明如下：

1. 由於特徵分析所得之週期較經驗公式估算者短，因此耐震需求較先前之估算結果增加。
2. CASE1(三樓及五樓為軟弱層)之結果顯示三樓為最弱層，且除了阻尼比為 5%時結構短向之耐震能力剛好足夠外，其餘條件下結構耐震能力均不足。
3. CASE2(五樓為軟弱層)及 CASE3(無軟弱層)之結果顯示一樓為最弱層，且無論所考慮之阻尼比為何，結構之耐震能力均足夠。

綜合前述結果討論如下：

1. 簡易耐震初評估法若依規範經驗公式計算結構週期時，會因高估結構週期而低估耐震需求。因此，未來若採用本研究提出之方法進行耐震初評時，須考慮估算結構週期之合理性。本文之分析結果顯示，若採用 $T=N/10(\text{sec})$ 之經驗公式估算，其結果反而較接近特徵分析結果。
2. 儘管耐震設計規範規定，若結構相鄰樓層之勁度差異過大(例如有軟弱層)時，其軟弱層應能抵抗結構之基底剪力。惟此設計要求在檢核

耐震指標時將過於嚴苛，建議採用本研究之耐震初評方法時，以各樓層對應之層剪力為耐震需求較為合理。

3. 儘管耐震設計規範通常建議結構之阻尼比為 5%，實際上結構之真實阻尼比很少達到 5%。建議以 2% 與 3% 分析較能反應真實狀況。

(e) 以基底剪力為耐震需求(比較靜力分析與動力分析；結構週期依規範經驗公式)

表 3.8 歸納之結果為根據簡易耐震初評方法，比較靜力分析與動力分析之耐震指標，結構週期依規範經驗公式計算，耐震需求考慮軟弱層須能抵抗基底剪力的條件所計算其耐震指標。茲說明如下：

1. 由於耐震指標依靜力分析(簡易評估方法)計算，因此整體評估結果顯示耐震指標較不保守。
2. CASE1(三樓及五樓為軟弱層)之結果顯示，無論所考慮之阻尼比為何，由靜力分析(簡易評估方法)及動力分析(ETABS)之結構在長向及短向耐震能力均不足。
3. CASE2(五樓為軟弱層)之結果顯示，無論所考慮之阻尼比為何，由靜力分析(簡易評估方法)之結構在長向及短向耐震能力都足夠。而動力分析(ETABS)之結構在長向及短向耐震能力均不足。
4. CASE3(無軟弱層)之結果顯示，由靜力分析(簡易評估方法)及動力分析(ETABS)之結構有足夠之耐震能力。

(f) 以基底剪力為耐震需求(比較靜力分析與動力分析；結構週期依特徵分析之第一振態週期)

表 3.9 歸納之結果為根據簡易耐震初評方法，比較靜力分析與動力分析

之耐震指標，結構週期依特徵分析之第一振態週期，耐震需求考慮軟弱層須能抵抗基底剪力的條件計算其耐震指標。茲說明如下：

1. 由於靜力分析結果顯示結構之週期較經驗公式估算者短，因此耐震需求較先前之估算結果增加。
2. 由於耐震指標依靜力分析(簡易評估方法)計算，因此整體評估結果顯示耐震指標較保守。
3. 由於阻尼比為 2%與 3%之耐震指標依靜力分析(簡易評估方法)與動力分析(ETABS)結果顯示相當接近。
4. CASE1(三樓及五樓為軟弱層)之結果顯示，無論所考慮之阻尼比為何，由靜力分析(簡易評估方法)及動力分析(ETABS)之結構在長向及短向耐震能力均不足。
5. CASE2(五樓為軟弱層)之結果顯示，儘管耐震能力較 CASE1(三樓及五樓為軟弱層)提升，但無論所考慮之阻尼比為何，由靜力分析(簡易評估方法)及動力分析(ETABS)之結構之耐震能力均不足。
6. CASE3(無軟弱層)之結果顯示，基本上因三樓及五樓以柱連貫補強而無軟弱層，所以結構耐震能力足夠，除了靜力分析(簡易評估方法)之結構阻尼比為 2%耐震能力略顯不足。

(g)以樓層剪力為耐震需求(比較靜力分析與動力分析;結構週期依規範經驗公式)

表 3.10 歸納之結果為根據簡易耐震初評方法，比較靜力分析與動力分析之耐震指標，結構週期依規範經驗公式，耐震需求考慮軟弱層須能抵抗樓層剪力的條件計算其耐震指標。茲說明如下：

1. 由於耐震能力檢核得依各樓層對應之層剪力需求計算，因此整體評

估結果顯示耐震能力較先前提升。

2. 由於耐震指標依靜力分析(簡易評估方法)計算，因此整體評估結果顯示耐震指標較不保守。
3. CASE1(三樓及五樓為軟弱層)之結果顯示，但除了阻尼比考慮為 2% 及 3%時耐震能力略微不足外，基本之結構之耐震能力均屬足夠。
4. CASE2(五樓為軟弱層)之結果顯示，但除了動力分析之阻尼比為 2% 時耐震能力略微不足外，基本之結構之耐震能力均屬足夠。
5. CASE3(無軟弱層)之結果顯示，但無論阻尼比為何，由靜力分析(簡易評估方法)及動力分析(ETABS)之結構耐震能力均屬足夠。

(h) 以樓層剪力為耐震需求(比較靜力分析與動力分析;結構週期依特徵分析之第一振態週期)

表 3.11 歸納之結果為根據簡易耐震初評方法，比較靜力分析與動力分析之耐震指標，結構週期依特徵分析之第一振態週期，耐震需求考慮軟弱層須能抵抗樓層剪力的條件計算其耐震指標。茲說明如下：

1. 由於靜力分析結果顯示結構之週期較經驗公式估算者短，因此耐震需求較先前之估算結果增加。
2. 由於耐震指標依靜力分析(簡易評估方法)計算，因此整體評估結果顯示耐震指標較保守。
3. 由於阻尼比為 2%與 3%之耐震指標依靜力分析(簡易評估方法)與動力分析(ETABS)結果顯示相當接近。
4. CASE1(三樓及五樓為軟弱層)之結果顯示，且除了動力分析之阻尼比為 5%時結構之耐震能力足夠外，其餘條件下結構耐震能力均不足。

5. CASE2(五樓為軟弱層)之結果顯示，且除了動力分析之阻尼比為 2% 時結構之耐震能力不足夠外，其餘條件下結構耐震能力均足夠。
6. 及 CASE3(無軟弱層)之結果顯示，且無論所考慮之阻尼比為何，結構之耐震能力均足夠。

綜合前述結果討論如下：

1. 簡易耐震初評估法若依規範經驗公式計算結構週期時，會因高估結構週期而低估耐震需求。因此，未來若採用本研究提出之方法進行耐震初評時，須考慮估算結構週期之合理性。本文之分析結果顯示，若採用 $T=N/10(\text{sec})$ 之經驗公式估算，其結果反而較接近特徵分析結果。
2. 儘管耐震設計規範規定若結構相鄰樓層之勁度差異過大(例如有軟弱層)時，其軟弱層應能抵抗結構之基底剪力。惟此須設計要求在檢核耐震指標時將過於嚴苛，建議採用本研究之耐震初評方法時以各樓層對應之層剪力為耐震需求較為合理。
3. 簡易耐震初評估法若依規範經驗公式計算結構週期，且分析方法依靜力分析時，會高估整體結構耐震指標。
4. 根據 ETABS 軟體進行歷時分析(結構阻尼比為 2%與 3%)之結果，與簡易耐震初評法(結構阻尼比為 2%與 3%)之結果相當接近，建議未來應用簡易評估法時，應採用阻尼比 2%與 3%計算耐震需求較為合理。
5. 儘管耐震設計規範通常建議結構之阻尼比為 5%，實際之結構之真實阻尼比很少達到 5%。建議以 2%與 3%分析較能會真實狀況。

第四章 高科技廠房耐震補強效益評估

廠房經過耐震能力初步評估之後，若判定其耐震能力確有疑慮，則應進行耐震補強。本章將探討應用金屬消能制震鈹與斜撐進行結構耐震補強之可行性，並比較兩種補強方式之優缺點。分析範例為一棟八層樓高之雙層晶圓廠房(double fab)，增設金屬消能制震鈹與斜撐之位置，以不影響原結構設計與功能的前提下配置，僅在結構之周邊構架。金屬消能制震鈹設計參數是依金屬消能制震鈹試體進行元件測試所得到的參數，做為本章節金屬消能制震鈹之參數。分析時，考慮廠房結構之阻尼比為 2%。

4.1 分析模型

CASE4(三樓至五樓增設金屬制震鈹)



廠房結構模型為疊層式晶圓廠房，由於廠房 1 樓至 2 樓是由剪力牆及密佈的柱子所構成，故剛性較大。因此吾人考慮在不影響廠房之生產條件下，將金屬消能制震鈹安裝於 3 樓至 5 樓之結構外圍構架(如圖 4.1 所示)，以提升結構之耐震能力。本例在 X 向及 Y 向分別安裝 78 組與 18 組共安裝 96 組之消能器。

CASE5(三樓至五樓增設鋼斜撐)

廠房結構模型與 CASE4(三樓至五樓增設金屬制震鈹)相同，但改與鋼斜撐構件安裝於 3 樓至 5 樓的結構外圍構架(如圖 4.2 所示)，以提升結構之耐震能力。

CASE6(一樓至五樓增設金屬制震鈹)

廠房結構模型為疊層式晶圓廠房，由於地震力的傳輸路徑是從基礎由下而上傳遞，若能在結構低樓層部分即將地震能量消除，整體結構之防震力自然會提昇，因此吾人考慮將金屬消能制震鈹由下往上配置安裝於 1 樓至 5 樓的結構外圍構架(如圖 4.3 所示)，有助於降低底層柱的剪力需求。本例總共安裝 260 組消能器，1 樓與 2 樓則各安裝 40 組消能器；3 樓至 5 樓則各安裝 60 組消能器。

4.2 金屬消能制震鈹之元件測試

元件測試之試體

本文元件測試所使用之金屬消能制震鈹試體的消能鈹片數為 19 片 A36 鋼鈹(標稱材料降伏應力為 0.0253tf/mm^2)，每片鈹厚 12mm，消能鈹之有效高度為 190mm、有效寬度為 250mm、設計降伏位移 2mm、設計極限剪力強度為 68ton，設計尺寸詳圖，如圖 4.4 所示。

元件測試之試驗架構

制震鈹元件測試之試驗架構係利用交通大學大型結構實驗室之反力牆、強力地鈹及一根 200 噸油壓致動器等設備，配合固定制震鈹之鋼構架所組成，如圖 4.5 所示。

元件測試時所設定之致動器位移指令歷時如圖 4.6 所示，其中包含 5mm、10mm 及 15mm、20mm 及 25mm 等五種不同振幅，由小至大，每一振幅以三次循環進行測試。致動器之位移加載速率為 0.2mm/sec ，資料擷取系統之取樣週期設定為 0.2sec ，測試全程時間約 75 min.。

元件測試結果

根據制動器衝程位移及出力所建立之遲滯迴圈如圖4.7 (a)所示，遲滯迴圈相當飽滿，顯示其消能的能力十分良好。此外，制震鈹的最大出力約為72.6噸，最大位移為2.5cm，且同振幅之遲滯迴圈幾乎重合，顯示其性能十分穩定。圖5為鋼鈹受力變形的照片，每片制震鈹的變形曲率均相當一致且具有良好的韌性，制震鈹依然保持完整並無斷裂的現象。圖4.7 (b)為USD制震鈹之勁度迴歸曲線，試驗所得之初始勁度 k_1 為12.23 tf/mm，降伏後之勁度 k_2 為1.18 tf/mm，勁度比 (α) 約為0.1。

元件測試結果與理論值之比較

一組由 N 片平行並排的X形鋼鈹所組成之制震鈹，其彈性勁度可計算如下：

$$K_d = \psi \frac{2NEbt^3}{3h^3} \quad (4.1)$$

其中， ψ 為勁度修正因子，根據先前之研究顯示，USD制震版之 $\psi=0.75$ 。

金屬消能制震鈹之細部尺寸如表4.1所示，利用公式(4.1)計算制震鈹理論之彈性勁度 K_d 為12.21 tf/mm。本案試驗所得之勁度值為 $K_1=12.23$ tf/mm，誤差僅為2%左右，小於規範容許之 $\pm 15\%$ 誤差。

4.3 輸入擾動震波

本案分析時所採用之輸入震波為利用 921 地震時，接近工址附近的TCU017、TCU096與TCUBAA測站所量測到之地表加速度歷時紀錄，分別以其東-西向與南-北向的地震紀錄作為基準，共模擬出6組與規範反應譜相容之人造地震。每一地震將分別由結構的X向與Y向輸入。地震紀錄

加速度歷時與反應譜，如圖 3.7～圖 3.12 所示，其中地震採樣步幅為 0.005 秒，採最接近結構動力特性之非線性歷時分析法進行，分析時將地表加速度峰值（PGA）調整到 0.28g，以滿足規範要求的設計地震強度，而廠房結構阻尼比 2%之情況下進行分析。

4.4 特徵分析

CASE4(3 樓至 5 樓增設金屬制震鈹)

本結構前三個模態之振動週期分別為 0.81 sec、0.73 sec 與 0.60sec，而觀察其前三個振態形狀可發現，第一振態為 Z 向的扭轉振態，而第二個與第三個振態分別為 X 向與 Y 向之振態。

CASE5(3 樓至 5 樓增設斜撐)

本結構前三個模態之振動週期分別為 0.78 sec、0.67 sec 與 0.59 sec，而觀察其前三個振態形狀可發現，第一振態為 Z 向的扭轉振態，而第二個與第三個振態分別為 X 向與 Y 向之振態。

CASE6(1 樓至 5 樓增設金屬制震鈹)

本結構前三個模態之振動週期分別為 0.79 sec、0.72 sec 與 0.58 sec，而觀察其前三個振態形狀可發現，第一振態為 Z 向的扭轉振態，而第二個與第三個振態分別為 X 向與 Y 向之振態。

4.5 增設金屬制震鈹與斜撐加勁之耐震潛能評估

本案例中增設金屬制震鈹與斜撐之可行性評估，採最接近結構動力特性

之非線性歷時分析法進行，分析時皆將地表加速度峰值（PGA）調整到 0.28g 藉以評估其耐震潛能，而在廠房結構阻尼比為 2%之條件下進行分析。

4.5.1 樓層位移評估

吾人考慮以六種不同之人造地震作為輸入擾動地震，分別以 X 及 Y 方向輸入於結構，進行裝設制震鉋或斜撐之結構位移反應比較。

- (1) 由 CASE4(三樓至五樓增設金屬制震鉋)之各樓層位移反應結果歸納於表 4.2 顯示，在六種不同之人造地震 X 方向有不錯之減震效果，最大可達 30%之折減率。而 Y 方向減震效果並不明顯，可能原因為 Y 方向制震鉋之組數不足，故無法發揮有效之折減效果。
- (2) 由 CASE5(三樓至五樓增設斜撐)之各樓層位移反應結果歸納於表 4.3 顯示，在 X 方向裝設斜撐之結構與裝設制震鉋可發揮相同之折減效果，而在 Y 方向裝設制震鉋之結構明顯地較裝設斜撐之效果佳。
- (3) 由 CASE6(一樓至五樓增設金屬制震鉋)之各樓層位移反應結果歸納於表 4.4 顯示，在六種不同之人造地震作用下，X 方向可有不錯之減震效果，最大可達 34%之折減率。而 Y 方向減震效果除了 TCU096-EW 外，其餘減震效果並不明顯。
- (4) 由表 4.2 與表 4.4 之結果，可發現其減震效果相差不大，其原因為 CASE6(一樓至五樓增設金屬制震鉋)消能面積較小。考慮制震鉋只裝外圍之情況下，CASE4(三樓至五樓增設金屬制震鉋)之安裝方式，已可發揮最佳之減震效果。

4.5.2 樓層加速度反應評估

採用 ETABS 軟體對結構模型進行動力分析，分析時將地表加速度峰值 (PGA) 整到 0.28g，而廠房結構阻尼比 2%情況下，進行裝設制震鉋結構與

斜撐加勁之各樓層加速度結果比較評估。

- (1) 由 CASE4(三樓至五樓增設金屬制震鉸)之樓層加速度峰值結果歸納於表 4.5 顯示，X 方向與 Y 方向各樓層大多都有不錯之減震效果。此外，根據系統識別(MIMO 模式)[8]可得 X 方向與 Y 方向之等效阻尼比，X 方向之等效阻尼比由原本結構之 2% 提升至 4.28%；Y 方向之等效阻尼比由原本結構之 2% 提升至 2.22%。由此可知，增設金屬制震鉸確實可幫助結構消散能量，提升結構之耐震能力。
- (2) 由 CASE5(三樓至五樓增設斜撐)之樓層加速度峰值結果歸納於表 4.6 顯示，各樓層加速度峰值之減震效果不佳，乃因只提供結構勁度之增加，而對於提升結構阻尼之幫助有限，因此，減震效果並不好。
- (3) 由 CASE6(一樓至五樓增設金屬制震鉸)之樓層加速度峰值結果歸納於表 4.7 顯示，X 方向與 Y 方向各樓層大多都有不錯之減震效果。此外，根據系統識別(MIMO 模式)[8]可得 X 方向與 Y 方向之等效阻尼比，X 方向之等效阻尼比由原本結構之 2% 提升至 3.71%；Y 方向之等效阻尼比由原本結構之 2% 提升至 2.32%。由此可知，增設金屬制震鉸確實可幫助結構消散能量，提升結構之耐震能力。
- (4) 由表 4.5 與表 4.7 之結果，可發現其減震效果相差不大，其原因為 CASE6(一樓至五樓增設金屬制震鉸)消能面積較小。考慮制震鉸只裝外圍之情況下，CASE4(三樓至五樓增設金屬制震鉸)之安裝方式，已可發揮最佳之減震效果。

4.5.3 樓層柱剪力評估

取結構最外圍柱(C1)在不同輸入地震擾動之結構受震反應樓層柱剪力結果比較。

- (1) 由 CASE4(三樓至五樓增設金屬制震鉸)之樓層柱剪力結果歸納於表 4.8 顯示，在六種不同之人造地震 X 方向有不錯之減震效果，最大可

達 54%之折減率。而 Y 方向減震效果並不明顯，可能原因為 Y 方向制震鉸之組數不足，故無法發揮有效之折減效果。

(2) 由 CASE5(三樓至五樓增設斜撐)之樓層柱剪力結果歸納於表 4.9 顯示，各樓層加速度峰值之減震效果不佳，乃因只提供結構勁度之增加，而對於提升結構阻尼之幫助有限，因此，減震效果並不好。

(3) 由 CASE6(一樓至五樓增設金屬制震鉸)之樓層柱剪力結果歸納於表 4.10 顯示，在六種不同之人造地震 X 方向有不錯之減震效果，最大可達 45%之折減率。而 Y 方向減震效果除了 TCU096-EW 外，其餘減震效果並不明顯。

4.5.4 金屬制震鉸極限強度檢核

針對增設金屬制震鉸之模型(CASE4)，地震加速度 $PGA=0.28g$ 之作用下，檢核制震鉸之受力情形：

CASE4

由 3 樓至 5 樓之金屬制震鉸之受力情形歸納於表 4.11 至表表 4.13。結果顯示，3 樓至 5 樓層制震鉸(Link25 與 Link3)之剪力都可以滿足設計之要求，極限剪力維持在 75t 之內。圖 4.10~圖 4.15 為 3 樓制震鉸(Link25 與 Link3)之遲滯迴圈，分析結果顯示其行為與預期之雙線性行為相當接近，且受力之行為亦相當穩定。

第五章 結論與建議

本研究內容主要包括：(1)發展一套高科技廠房耐震能力初步評估方法；(2)探討應用消能器於高科技廠房耐震補強之可行性。由於高科技廠房之結構系統有別於一般結構，廠房結構因無塵室之設計，導致結構有軟弱層之產生，地震時結構恐有嚴重損壞或崩塌之虞，因此，本文遂針對高科技廠房，量身訂製一耐震能力初步評估方法。此外，本文亦採用 ETABS 軟體進行廠房結構之非線性動力歷時分析，藉由結構分析結果之比對，檢驗初步評估方法結果之合理性。茲根據耐震能力初步評估方法之實例分析結果，歸納之結論如下：

1. 根據三種不同類型之廠房結構進行耐震能力評估，考慮軟弱層須承受結構最大基底剪力之結果顯示，疊層式晶圓廠房之最弱層位於下層無塵室；標準晶圓廠房之最弱層位於無塵室之樓層；一般結構之最弱層位於 1 樓。
2. 根據三種不同類型之廠房結構進行耐震能力評估，考慮軟弱層需能抵抗該樓層剪力(即其上方樓層慣性力之和)之結果顯示，疊層式晶圓廠房之最弱層同樣位於下層無塵室；標準晶圓廠房之最弱層則位於 1 樓；一般結構之軟弱層同樣亦位於 1 樓。
3. 簡易耐震初評估法若依規範經驗公式計算結構週期時，會因高估結構週期而低估耐震需求。因此，未來若採用本研究提出之方法進行耐震初評時，須考慮估算結構週期之合理性。本文之分析結果顯示，若採用 $T=N/10(\text{sec})$ 之經驗公式，其估算結果反而較接近特徵分析之結果。
4. 儘管耐震設計規範規定，若結構相鄰樓層之勁度差異過大(例如有軟弱層)時，其軟弱層應能抵抗結構之基底剪力。惟此須設計要求在檢核耐震指標時將過於嚴苛，建議採用本研究之耐震初評方法時，以各樓層對應之層剪力為耐震需求較為合理。

5. 本文根據 ETABS 軟體進行歷時分析(結構阻尼比為 2%與 3%)之結果，與簡易耐震初評法(結構阻尼比為 2%與 3%)之結果相當接近，建議未來應用簡易評估法時，應採用阻尼比 2%與 3%計算耐震需求。

6. 比較三種不同類型之結果可知，其耐震指標值之大小依序為一般結構 > 標準晶圓廠房 > 疊層晶圓廠房。

高科技廠房耐震補強方面，本文提出應用金屬消能制震鈹及斜撐系統對耐震能力不足之結構進行加勁補強，並比較兩種補強方式之優缺點。藉由 ETBAS 三維結構動力歷時分析所得之結果，可歸納結論如下：

1. 應用金屬消能制震鈹對高科技廠房進行耐震能力補強，確實可幫助結構消散能量，提升結構之耐震能力。
2. 由各樓層加速度峰值之結果顯示，採用斜撐對高科技廠房進行耐震能力補強，因只提增加構勁度，對於結構阻尼之提升幫助有限，減震效果並不理想。
3. 針對一棟八層樓高之雙層晶圓廠房做耐震補強，應用金屬消能制震鈹及斜撐系統進行動力分析結果顯示，結構之 X 方向有不錯之減震效果，而 Y 方向減震效果並不明顯，顯示雙層晶圓廠房必須針對結構系統做較大幅度的改善，才能確保其耐震能力之提升。

建議

針對本文對高科技廠房耐震能力初步評估方法仍有未盡之處，提供建議如下：

1. 由於目前只針對一棟廠房結構詳細資料來做耐震能力評估，雖其評估結果都在預期之範圍內。但為了進一步驗證本文所提出之高科技廠房耐震能力初步評估方法之準確性，之後研究者應針對更多不同廠房結構來做評估。
2. 儘管耐震設計規範通常建議結構之阻尼比為 5%，實際之結構之真實阻尼比很少達到 5%。建議以 2% 與 3% 分析較能符合真實狀況。
3. 在做高科技廠房耐震初評時，建議可直接針對無塵室所在樓層及結構之一樓做評估即可。



參考文獻

1. 國家地震工程研究中心，“工業設施 921 震害報告”，召集人：林其璋，中華民國八十八年十一月。
2. 陳淑惠(2002)，“經紀人漸成產險市場影響力中心—1000 大製造業投保，五成以上靠保險軍師”，現代保險，第 165 期，pp. 91~93。
3. 鍾立來(2004)，“國民中小學典型校舍耐震能力之初步評估簡報”，國家地震工程研究中心。
4. 建築物耐震規範示範例之研擬及規範條文之研修(2002)，內政部建築研究所。
5. Computers and Structures, Inc. "ETABS Analysis Reference", Berkeley, California, USA, 1995.
6. 王彥博(2003)，“我國高科技廠房之震害問題分析”，高科技廠房震害防治研討會論文集，第 78-107 頁。
7. 王彥博(2004)，“高科技廠房之震害分析與對策”，高科技廠房震害防治研與微振量測討會論文集，第 1-12 頁。
8. 王彥博(2004)，“降伏金屬制震板之建築防震應用”，高科技廠房震害防治研與微振量測討會論文集，第 13-39 頁。
9. 王彥博(2004)，“高科技產業之震害防制教育”，教育部顧問室防災科技教育改進計畫。
10. 許丁友、鍾立來、邱建國等人(2003)，“國民小學典型校舍耐震能力之初步評估”，NCREE Research Programs and Accomplishments，第 17-20 頁。

11. 黃世建、鍾立來、簡文郁等人(2004)， “全國中小學校舍耐震評估與補強施行計畫”，國家地震工程研究中心，研究成果報告，第 89-92 頁。
12. 鍾立來、簡文郁、葉勇凱等人(2005)， “國民中小學典型校舍耐震能力之間易調查”， 國家地震工程研究中心。
13. 蔡克銓、黃世建、鍾立來(2005)， “校舍之耐震評估與補強講習會”， 國家地震工程研究中心。
14. 羅俊雄、簡文郁、廖文義(2003)， “依耐震規範設計下鋼筋混凝土建築物極限耐震能力之研究”，內政部建築研究所研究報告。
15. 蕭江碧、簡秋記(2000)， “建築物含一樓軟弱層之耐震能力調查分析及對策研究”，內政部建築研究所。
16. 混凝土工程設計規範之應用(2001)，中國土木工程學會編著。
17. 翁正強(1997)， “鋼骨鋼筋混凝土構造(SRC)設計規範與解說研究”，內政部建築研究所。
18. 建築物耐震設計規範及解說(2005)，內政部營建署。
19. 鋼構造建築物鋼結構設計技術規範(2001)，營建雜誌社。
20. 震後受損鋼筋混凝土建築物緊急修復及補強技術手冊(2000)，財團法人中華建築中心。
21. G.W. Housner,et. al.(1997), “Special Issue, Structural Control : Past, Present, and Future”, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 123, NO.9.
22. Soong, T.T. and Dargush, G.F.(1997), “Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering” ,John Wiley and Sons Inc., New York.

23. Soong, T.T. and Spencer Jr B.F.(2002), “Supplemental Energy Dissipation: State-of-the-Art and State-of-the-Practice ” , Engineering Structures, Vol. 24, pp.243-259.
24. Whittaker, A.S. , Bertero, V.V. ,Thompson, C.L. and Alonso, L.J. , “ Seismic testing of steel plate energy dissipation device ” , Earthquake Spectra, 1991, 7(4), pp.563-606.
25. Aiken ID, Kelly JM. Comparative study of four passive energy dissipation systems. Bull NZ Nat Soc Earthquake Engng 1992, 25(3), pp.175-92.
26. Arturo Tena-Counga, “ Mathematical modeling of the ADAS energy dissipation device ” , Engineering Structures, 1997, Vol.19, NO.10, pp.811-821.
27. 交通大學管理一館加裝制震鈹之減震評估報告(2005) , 國立交通大學防災工程研究中心。
28. 程幼棣(1997) , “ 鋼骨鋼筋混凝土構造(SRC)構材剪力設計之研究 ” , 國立交通大學土木工程研究所碩士論文。

表 1.1 高科技廠房耐震能力初步評估表

高科技廠房基本資料									
公司名稱		評估日期							
建築物名稱		評估者							
廠房位址		GPS座標							
評估方向		設計年度							
工址水平譜加速度係數 S_d =									
結構系統地震力折減係數 F_v =									
起始降伏地震力放大倍數 α_y =									
用途係數 I =		柱續接類型：							
柱續接類型		0=為無續接、1=RC+S、2=S+SRC、3=SRC+RC							
基本結構耐震性能調查項目									
軟弱層以上 各層樓重量台	樓層	樓地板面積 A_i	靜載重	活載重	樓層重 W_i		樓層數		
	8	(m^2)	(kgf/m^2)	(kgf/m^2)	0	(kgf)	地下	地上(N)	
	7	(m^2)	(kgf/m^2)	(kgf/m^2)	0	(kgf)	8		
	6	(m^2)	(kgf/m^2)	(kgf/m^2)	0	(kgf)			
	5	(m^2)	(kgf/m^2)	(kgf/m^2)	0	(kgf)			
	4	(m^2)	(kgf/m^2)	(kgf/m^2)	0	(kgf)			
	3	(m^2)	(kgf/m^2)	(kgf/m^2)	0	(kgf)			
	2	(m^2)	(kgf/m^2)	(kgf/m^2)	0	(kgf)			
	1	(m^2)	(kgf/m^2)	(kgf/m^2)	0	(kgf)			
	總樓地板面積計算 $A_f = \sum A_i =$		0 (m^2)	總重 $W = \sum W_i =$		0			(kgf)



表 1.1 高科技廠房耐震能力初步評估表(續)

軟弱層柱量	RC柱			柱尺寸			根數	柱斷面積小計 (cm ²)	主筋至邊之長度d (cm)	混凝土降伏強度c' (kgf/cm ²)	主筋		箍筋			彎矩破壞 kgf	剪力破壞 kgf	柱剪力計算 Vci (kgf)	RC柱接鋼柱之剪力計算 Vci(kgf)			
	柱形式	柱長度	斷面深度h (cm)	斷面寬度b (cm)	斷面積 (cm ²)	降伏強度 f _y (kgf/cm ²)					號數	降伏強度 f _y (kgf/cm ²)	號數	間距s (cm)								
	第一種																					
	第二種																					
	第三種																					
	Steel柱			斷面形式	柱長度	柱尺寸			根數Nci	柱斷面積小計	鋼骨		鋼骨降伏強度 fy(kgf/cm ²)	彎矩破壞 kgf	剪力破壞 kgf	柱剪力計算 Vci (kgf)	鋼柱接SRC柱剪力計算 Vci(kgf)					
	腹版寬度 (cm)	腹版厚度 (cm)	翼版寬度 (cm)			翼版厚度 (cm)	斷面積 (cm ²)	腹版斷面積			斷面塑性模數											
	第一種	十字型								(cm ²)												
	第二種	十字型								(cm ²)												
	第三種	十字型								(cm ²)												
SRC柱			柱形式	柱長度	柱尺寸			根數Nci	柱斷面積小計	鋼骨			混凝土降伏強度c' (kgf/cm ²)	主筋至邊之長度d (cm)	主筋		箍筋		彎矩破壞 kgf	剪力破壞 kgf	柱剪力計算 Vci (kgf)	SRC柱接RC柱剪力計算 Vci(kgf)
斷面深度d (cm)	斷面寬度b (cm)	腹版斷面積			斷面塑性模數	降伏強度 fy(kgf/cm ²)	號數			降伏強度 f _y (kgf/cm ²)	降伏強度 f _y (kgf/cm ²)	號數			間距s (cm)							
第一種																						
第二種																						
第三種																						
斷面積總計 Ac=Σ(Aci)=					(cm ²)				柱剪力評估值Vc=Σ(Vci)=					(kgf)								

表 1.1 高科技廠房耐震能力初步評估表(續)

軟弱層牆量	牆種類	邊界條件	剪應力 τ_{bw}	牆厚度 t_{wi} (cm)		牆長度 L_{wi}		斷面積小計 A_{wi}		牆剪力計算 V_{wi} (kgf)				
	RC造	四面圍束	24		(cm)	(cm)		(cm^2)		(kgf)				
		三面圍束	16		(cm)	(cm)		(cm^2)		(kgf)				
		二面圍束	8		(cm)	(cm)		(cm^2)		(kgf)				
	磚造	四面圍束	3		(cm)	(cm)		(cm^2)		(kgf)				
		三面圍束	1.5		(cm)	(cm)		(cm^2)		(kgf)				
斷面積總計 $\Delta w = \sum(A_{wi}) =$								(cm ²)		牆剪力評估值 $V_w = \sum(V_{wi}) =$			(kgf)	
軟弱層斜撐量	作用力方向	斜撐種類	斷面積	角度 θ	降伏強度 $f_y(kgf/cm^2)$	折減因子	根數 N_{bi}	斷面積小計 A_{bi}	楊氏模數 E	慣性矩 I (cm ⁴)	長度 (cm)	挫屈破壞	降伏破壞	斜撐剪力計算 V_{bi} (kgf)
	軸力							(cm^2)						(kgf)
								(cm^2)						(kgf)
								(cm^2)						(kgf)
								(cm^2)						(kgf)
斷面積總計 $\Delta b = \sum(A_{bi}) =$								(cm ²)		斜撐剪力評估值 $V_b = \sum(V_{bi}) =$			(kgf)	
耐震容量 (Capacity)								$C = \sum V =$						
耐震需求 (Demand)								$D = I^*(S_a D / F_u)_w / 1.4 \alpha \gamma =$						
耐震指標 $I_s :$								$I_s = CQ/D =$						

表 2.1 高科技廠房評估方法之流程圖

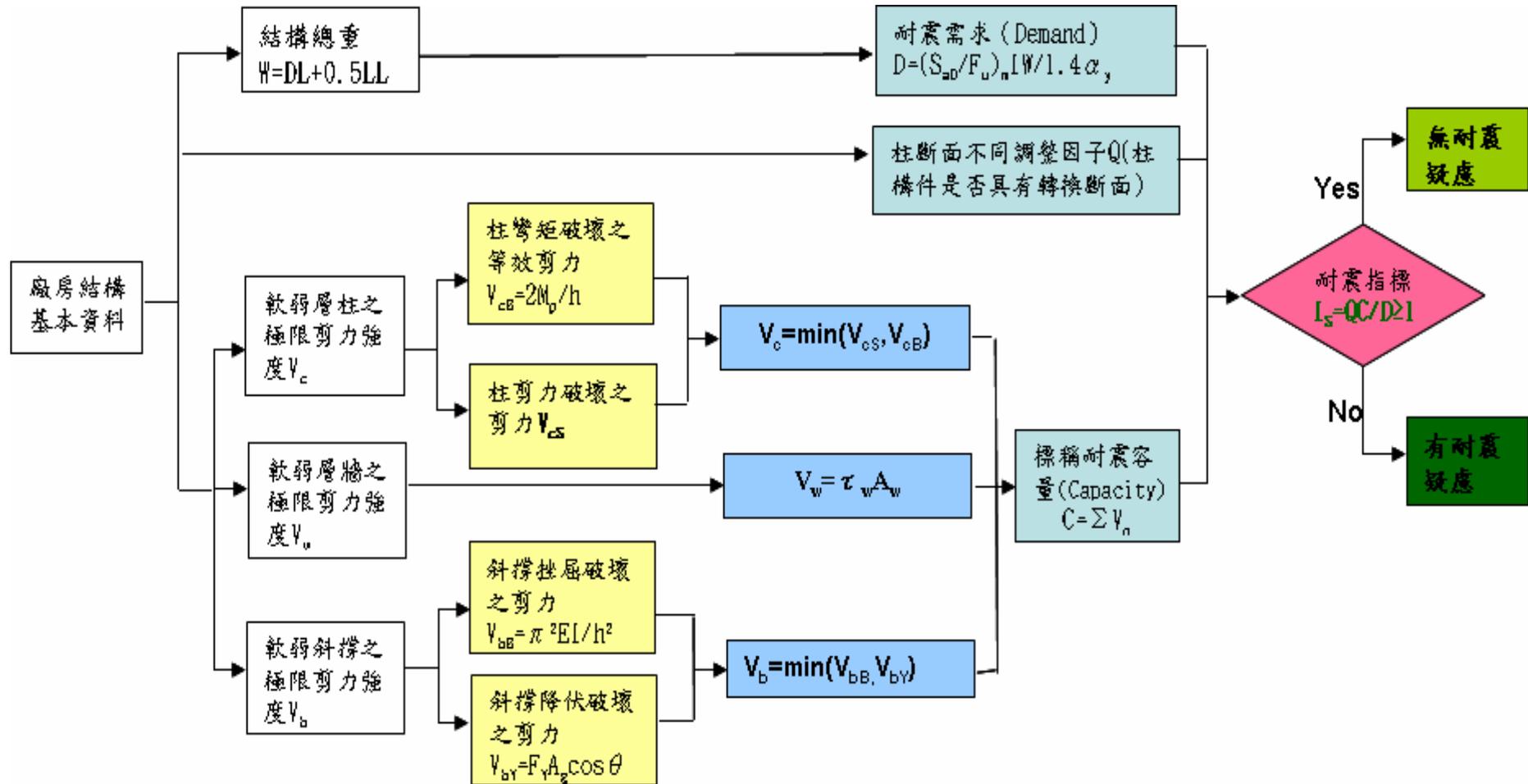


表 2.2 震區設計水平譜加速度係數 S_s^D 與 S_1^D ，以及震區最大考量水平譜
 加速度係數 S_s^M 與 S_1^M (資料取自建築物耐震規範[4])

縣市	鄉鎮市區	S_s^D	S_1^D	S_s^M	S_1^M	臨近之斷層
台北縣	鶯歌鎮	0.6	0.3	0.8	0.45	
	三峽鎮	0.7	0.35	0.8	0.5	
	淡水鎮	0.5	0.3	0.7	0.4	
	汐止市	0.6	0.3	0.8	0.45	
	瑞芳鎮	0.6	0.35	0.9	0.55	
	林口鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	深坑鄉	0.6	0.35	0.8	0.45	
	石碇鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	坪林鄉	0.7	0.4	0.9	0.55	
	三芝鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	石門鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	八里鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	平溪鄉	0.6	0.35	0.9	0.5	
	雙溪鄉	0.7	0.4	0.9	0.55	
	貢寮鄉	0.7	0.4	0.9	0.55	
	金山鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	萬里鄉	0.5	0.3	0.8	0.45	
	烏來鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
基隆市	中正區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	七堵區	0.6	0.3	0.8	0.45	
	暖暖區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	仁愛區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	中山區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	安樂區	0.6	0.3	0.8	0.5	
	信義區	0.6	0.35	0.8	0.5	
宜蘭縣	宜蘭市	0.8	0.45	0.9	0.55	
	羅東鎮	0.8	0.45	0.9	0.55	
	蘇澳鎮	0.8	0.45	1	0.55	
	頭城鎮	0.8	0.45	0.9	0.55	
	礁溪鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	壯圍鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	員山鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	冬山鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	五結鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	三星鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	大同鄉	0.8	0.45	0.9	0.5	
南澳鄉	0.8	0.45	1	0.55		

桃園縣	桃園市	0.5	0.3	0.8	0.4	
	中壢市	0.6	0.3	0.8	0.45	
	大溪鎮	0.7	0.35	0.8	0.5	
	楊梅鎮	0.7	0.35	0.8	0.45	
	蘆竹鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	大園鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	龜山鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	八德市	0.6	0.3	0.8	0.45	
	龍潭鄉	0.7	0.35	0.8	0.5	
	平鎮市	0.6	0.35	0.8	0.45	
	新屋鄉	0.6	0.3	0.8	0.45	
	觀音鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	復興鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
新竹縣	竹北市	0.7	0.35	0.9	0.5	
	竹東鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	新埔鎮	0.7	0.35	0.8	0.5	
	關西鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	湖口鄉	0.7	0.35	0.8	0.5	
	新豐鄉	0.6	0.35	0.8	0.45	
	芎林鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	橫山鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	北埔鄉	0.7	0.4	0.9	0.55	獅潭與神卓山斷層
	寶山鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	獅潭與神卓山斷層
	峨眉鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	尖石鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
五峰鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	獅潭與神卓山斷層	
新竹市	東區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	北區	0.7	0.35	0.9	0.5	
	香山區	0.7	0.4	0.9	0.5	
苗栗縣	苗栗市	0.7	0.4	0.9	0.5	獅潭與神卓山斷層
	苑裡鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層
	通霄鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	竹南鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	頭份鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	獅潭與神卓山斷層
	後龍鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	卓蘭鎮	0.8	0.45	1	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	大湖鄉	0.8	0.45	1	0.55	獅潭與神卓山、屯子腳、車籠埔斷層
	公館鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	銅鑼鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	南庄鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
頭屋鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層	

苗栗縣	三義鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	西湖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	造橋鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	三灣鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	獅潭鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	泰安鄉	0.7	0.40	0.9	0.5	獅潭與神卓山、車籠埔斷層
台中縣	豐原市	0.8	0.45	1	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	東勢鎮	0.8	0.45	1	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	大甲鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	清水鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳斷層
	沙鹿鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳斷層
	梧棲鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	后里鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	神岡鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	潭子鄉	0.8	0.45	1	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	大雅鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	新社鄉	0.8	0.45	1	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	石岡鄉	0.8	0.45	1	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	外埔鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層
	大安鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層
	烏日鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	大肚鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	龍井鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	霧峰鄉	0.8	0.45	1	0.55	車籠埔斷層
	太平市	0.8	0.45	1	0.55	車籠埔斷層
	大里市	0.8	0.45	1	0.55	車籠埔斷層
和平鄉	0.7	0.40	0.9	0.5	車籠埔斷層	
台中市	中區	0.8	0.45	0.9	0.5	車籠埔斷層
	東區	0.8	0.45	1	0.55	車籠埔斷層
	南區	0.8	0.45	1	0.5	車籠埔斷層
	西區	0.8	0.45	1	0.5	車籠埔斷層
	北區	0.8	0.45	1	0.5	車籠埔斷層
	西屯區	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層
	南屯區	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	北屯區	0.8	0.45	1	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
彰化縣	彰化市	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	鹿港鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	和美鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	線西鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	伸港鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	福興鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	秀水鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	

彰化縣	花壇鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	芬園鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	員林鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	溪湖鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	田中鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	大村鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	埔鹽鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	埔心鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	永靖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	社頭鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	二水鄉	0.8	0.45	1	0.55	車籠埔斷層
	北斗鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	二林鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	田尾鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	埤頭鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	芳苑鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	大城鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	竹塘鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
溪州鄉	0.7	0.4	0.9	0.5		
南投縣	南投市	0.8	0.45	1	0.55	車籠埔斷層
	埔里鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	草屯鎮	0.8	0.45	1	0.55	車籠埔斷層
	竹山鎮	0.8	0.45	1	0.55	大尖山與觸口、車籠埔斷層
	集集鎮	0.8	0.45	1	0.5	車籠埔斷層
	名間鄉	0.8	0.45	1	0.55	車籠埔斷層
	鹿谷鄉	0.8	0.45	1	0.5	大尖山與觸口、車籠埔斷層
	中寮鄉	0.8	0.45	1	0.55	車籠埔斷層
	魚池鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	國姓鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	水里鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	信義鄉	0.7	0.40	0.9	0.5	
仁愛鄉	0.7	0.40	0.9	0.5		
雲林縣	斗六市	0.8	0.45	1	0.55	大尖山與觸口、車籠埔斷層
	斗南鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	梅山斷層
	虎尾鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	西螺鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	土庫鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	北港鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	古坑鄉	0.8	0.45	1	0.55	梅山、車籠埔斷層
	大埤鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	梅山斷層
	莿桐鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
林內鄉	0.8	0.45	1	0.55	大尖山與觸口、車籠埔斷層	

雲林縣	二崙鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	崙背鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	麥寮鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	東勢鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	褒忠鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	台西鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	元長鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	四湖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	口湖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	水林鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
嘉義縣	太保市	0.7	0.4	0.9	0.5	梅山斷層
	朴子市	0.7	0.4	0.9	0.5	
	布袋鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	大林鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	梅山、大尖山與觸口斷層
	民雄鄉	0.8	0.45	1	0.55	梅山斷層
	溪口鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	梅山斷層
	新港鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	梅山斷層
	六腳鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	東石鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	義竹鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	鹿草鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	水上鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	大尖山與觸口斷層
	中埔鄉	0.8	0.45	1	0.55	大尖山與觸口斷層
	竹崎鄉	0.8	0.45	1	0.55	大尖山與觸口、梅山斷層
	梅山鄉	0.8	0.45	1	0.55	大尖山與觸口、梅山斷層
	番路鄉	0.8	0.45	1	0.55	大尖山與觸口斷層
	大埔鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口斷層
	阿里山鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	大尖山與觸口斷層
	嘉義市	東區	0.8	0.45	1	0.55
西區		0.7	0.4	0.9	0.5	梅山斷層
台南縣	新營市	0.7	0.4	0.9	0.5	
	鹽水鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	白河鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口斷層
	柳營鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	後壁鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	東山鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	大尖山與觸口斷層
	麻豆鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	下營鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	六甲鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	官田鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	大內鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	佳里鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	

台南縣	學甲鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	西港鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	七股鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	將軍鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	北門鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	新化鎮	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層
	善化鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	新市鄉	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層
	安定鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	山上鄉	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層
	玉井鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	楠西鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	南化鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	左鎮鄉	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層
	仁德鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	歸仁鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	關廟鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	龍崎鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	永康市	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層
台南市	東區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	南區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	西區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	北區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	中區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	安南區	0.7	0.4	0.9	0.55	新化斷層
	安平區	0.7	0.4	0.9	0.5	
高雄縣	鳳山市	0.7	0.35	0.8	0.5	
	林園鄉	0.6	0.3	0.8	0.45	
	大寮鄉	0.6	0.35	0.8	0.45	
	大樹鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	大社鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	仁武鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	鳥松鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	岡山镇	0.7	0.35	0.9	0.5	
	橋頭鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	燕巢鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	田寮鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	阿蓮鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	路竹鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	湖內鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	茄萣鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
永安鄉	0.7	0.35	0.9	0.5		

高雄縣	彌陀鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	梓官鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	旗山鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	美濃鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	六龜鄉	0.7	0.40	0.9	0.5	
	甲仙鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	杉林鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	內門鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	茂林鄉	0.7	0.40	0.9	0.5	
	桃源鄉	0.7	0.40	0.9	0.5	
	三民鄉	0.7	0.40	0.9	0.5	
高雄市	鹽埕區	0.7	0.35	0.8	0.5	
	鼓山區	0.7	0.35	0.8	0.5	
	左營區	0.7	0.35	0.9	0.5	
	楠梓區	0.7	0.35	0.9	0.5	
	三民區	0.7	0.35	0.9	0.5	
	新興區	0.7	0.35	0.8	0.5	
	前金區	0.7	0.35	0.8	0.5	
	苓雅區	0.7	0.35	0.8	0.5	
	前鎮區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	旗津區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	小港區	0.6	0.35	0.8	0.45	
屏東縣	屏東市	0.7	0.35	0.9	0.5	
	潮州鎮	0.6	0.3	0.8	0.45	
	東港鎮	0.5	0.3	0.7	0.4	
	恆春鎮	0.5	0.3	0.7	0.4	
	萬丹鄉	0.6	0.35	0.8	0.45	
	長治鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	麟洛鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	九如鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	里港鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	鹽埔鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	高樹鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	萬巒鄉	0.6	0.35	0.8	0.45	
	內埔鄉	0.7	0.35	0.8	0.5	
	竹田鄉	0.6	0.35	0.8	0.45	
	新埤鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	枋寮鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	新園鄉	0.6	0.3	0.8	0.45	
	崁頂鄉	0.5	0.3	0.8	0.45	
林邊鄉	0.5	0.3	0.7	0.4		
南州鄉	0.5	0.3	0.7	0.4		

屏東縣	佳冬鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	琉球鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	車城鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	滿州鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	枋山鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	三地門鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	霧台鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	瑪家鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	泰武鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	來義鄉	0.6	0.3	0.8	0.45	
	春日鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	獅子鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	牡丹鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
澎湖縣	馬公市	0.5	0.3	0.7	0.4	
	湖西鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	白沙鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	西嶼鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	望安鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
台東縣	台東市	0.8	0.45	1	0.55	
	成功鎮	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	關山鎮	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	卑南鄉	0.8	0.45	1	0.55	
	鹿野鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	池上鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	東河鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	長濱鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	太麻里鄉	0.8	0.4	0.9	0.55	
	大武鄉	0.6	0.3	0.8	0.45	
	綠島鄉	0.8	0.45	1	0.55	
	海端鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	延平鄉	0.8	0.45	1	0.55	
	金峰鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
達仁鄉	0.6	0.3	0.8	0.45		
蘭嶼鄉	0.8	0.4	0.9	0.55		
花蓮縣	花蓮市	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	鳳林鎮	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	玉里鎮	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	新城鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	吉安鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	壽豐鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	光復鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	豐濱鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層

花蓮縣	瑞穗鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	富里鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	秀林鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	萬榮鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	卓溪鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
金門與馬祖地區		0.5	0.3	0.7	0.4	

表 2.3 短週期結構之工址放大係數 F_a (線性內插求值)

(資料取自建築物耐震規範[4])

地盤分類	震區短週期水平譜加速度係數 S_s (S_s^D 或 S_s^M)				
	$S_s \leq 0.5$	$S_s = 0.6$	$S_s = 0.7$	$S_s = 0.8$	$S_s \geq 0.9$
第一類地盤	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0
第三類地盤	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0

表 2.4 長週期結構之工址放大係數 F_v (線性內插求值)

(資料取自建築物耐震規範[4])

地盤分類	震區一秒週期水平譜加速度係數 S_l (S_l^D 或 S_l^M)				
	$S_s \leq 0.30$	$S_s = 0.35$	$S_s = 0.40$	$S_s = 0.45$	$S_s \geq 0.50$
第一類地盤	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1
第三類地盤	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4

表 2.5 一般工址或近斷層區域之工址設計水平譜加速度係數 S_{aD}

(資料取自建築物耐震規範[4])

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0^D$	$0.2T_0^D \leq T \leq T_0^D$	$T_0^D \leq T \leq 2.5T_0^D$	$2.5T_0^D < T$
$S_{aD} = S_{DS} \left(0.4 + \frac{3T}{T_0^D} \right)$	$S_{aD} = S_{DS}$	$S_{aD} = \frac{S_{D1}}{T}$	$S_{aD} = 0.4S_{DS}$

表 2.6 短週期與長週期結構之阻尼比修正係數 B_s 與 B_1 (線性內插求值)

(資料取自建築物耐震規範[4])

有效阻尼比(%)	B_s	B_1
<2	0.80	0.80
5	1.00	1.00
10	1.33	1.25
20	1.60	1.50

表 3.1 CASE1(原始雙疊層廠房)結構之標稱耐震容量(C)

樓層	長向	短向
5F	57,500 ton	59,600 ton
4F	84,600 ton	232,400 ton
3F	41,700 ton	53,200 ton
2F	78,300 ton	82,900 ton
1F	75,500 ton	82,900 ton

表 3.2 CASE2(下層無塵室加柱)結構之標稱耐震容量(C)

樓層	長向	短向
5F	57,500 ton	59,600 ton
4F	84,600 ton	232,400 ton
3F	95,100 ton	106,000 ton
2F	78,300 ton	82,900 ton
1F	75,500 ton	82,900 ton

表 3.3 CASE3(上、下層無塵室均加柱)結構之標稱耐震容量(C)

樓層	長向	短向
5F	173,800 ton	175,900 ton
4F	84,600 ton	232,400 ton
3F	95,100 ton	106,000 ton
2F	78,300 ton	82,900 ton
1F	75,500 ton	82,900 ton



表 3.4 耐震指標評估結果(靜力分析;週期依經驗公式計算;D=基底剪力)

(a)CASE1(三樓及五樓為軟弱層)

結構阻尼比	5%		3%		2%	
	長向	短向	長向	短向	長向	短向
樓層						
5F	1.18	1.22	1.09	1.13	1.04	1.08
4F	1.73	4.75	1.60	4.41	1.53	4.20
3F	0.77	0.98	0.71	0.91	0.68	0.87
2F	1.60	1.70	1.48	1.57	1.42	1.50
1F	1.55	1.70	1.43	1.57	1.37	1.50
Is(耐震指標)	0.77	0.98	0.71	0.91	0.68	0.87

(b)CASE2(五樓為軟弱層)

結構阻尼比	5%		3%		2%	
	長向	短向	長向	短向	長向	短向
樓層						
5F	1.23	1.28	1.15	1.19	1.09	1.13
4F	1.81	4.98	1.69	4.63	1.61	4.41
3F	1.83	2.04	1.71	1.90	1.62	1.81
2F	1.68	1.78	1.56	1.65	1.49	1.57
1F	1.62	1.78	1.51	1.65	1.43	1.57
Is(耐震指標)	1.23	1.28	1.15	1.19	1.09	1.13

(c)CASE3(無軟弱層)

結構阻尼比	5%		3%		2%	
	長向	短向	長向	短向	長向	短向
樓層						
5F	3.65	3.69	3.40	3.44	3.23	3.27
4F	1.78	4.88	1.65	4.54	1.57	4.32
3F	1.80	2.00	1.67	1.86	1.59	1.77
2F	1.64	1.74	1.53	1.62	1.46	1.54
1F	1.59	1.74	1.48	1.62	1.40	1.54
Is(耐震指標)	1.59	1.74	1.48	1.62	1.40	1.54

表 3.5 耐震指標評估結果(靜力分析;週期依特徵分析結果;D=基底剪力)

(a)CASE1(三樓及五樓為軟弱層)

結構阻尼比	5%		3%		2%	
	長向	短向	長向	短向	長向	短向
樓層						
5F	0.84	0.87	0.78	0.78	0.73	0.74
4F	1.24	3.38	1.15	3.06	1.08	2.88
3F	0.55	0.69	0.51	0.63	0.48	0.59
2F	1.15	1.21	1.07	1.09	1.00	1.03
1F	1.11	1.21	1.03	1.09	0.96	1.03
Is(耐震指標)	0.55	0.69	0.51	0.63	0.48	0.59

(b)CASE2(五樓為軟弱層)

結構阻尼比	5%		3%		2%	
	長向	短向	長向	短向	長向	短向
樓層						
5F	0.89	0.91	0.81	0.83	0.77	0.78
4F	1.31	3.56	1.19	3.24	1.13	3.05
3F	1.32	1.46	1.21	1.33	1.13	1.25
2F	1.21	1.27	1.10	1.15	1.04	1.09
1F	1.17	1.27	1.07	1.15	1.00	1.09
Is(耐震指標)	0.89	0.91	0.81	0.83	0.77	0.78

(c)CASE3(無軟弱層)

結構阻尼比	5%		3%		2%	
	長向	短向	長向	短向	長向	短向
樓層						
5F	2.64	2.63	2.40	2.40	2.27	2.26
4F	1.28	3.48	1.17	3.17	1.10	2.99
3F	1.30	1.43	1.18	1.30	1.12	1.22
2F	1.19	1.24	1.08	1.13	1.02	1.07
1F	1.15	1.24	1.04	1.13	0.98	1.07
Is(耐震指標)	1.15	1.24	1.04	1.13	0.98	1.07

表 3.6 耐震指標評估結果(靜力分析;週期依經驗公式計算;D=樓層剪力)

(a)CASE1(三樓及五樓為軟弱層)

結構阻尼比	5%		3%		2%	
	長向	短向	長向	短向	長向	短向
樓層						
5F	3.50	3.63	3.25	3.37	3.10	3.21
4F	3.39	9.32	3.14	8.64	3.00	8.23
3F	1.11	1.41	1.03	1.31	0.98	1.25
2F	1.97	2.09	1.83	1.94	1.74	1.85
1F	1.64	1.80	1.52	1.67	1.45	1.59
Is(耐震指標)	1.11	1.41	1.03	1.31	0.98	1.25

(b)CASE2(五樓為軟弱層)

結構阻尼比	5%		3%		2%	
	長向	短向	長向	短向	長向	短向
樓層						
5F	3.75	3.89	3.49	3.62	3.32	3.44
4F	3.63	9.97	3.38	9.27	3.21	8.82
3F	2.70	3.02	2.51	2.80	2.39	2.66
2F	2.07	2.19	1.93	2.04	1.83	1.94
1F	1.72	1.88	1.60	1.75	1.52	1.67
Is(耐震指標)	1.72	1.88	1.60	1.75	1.52	1.67

(c)CASE3(無軟弱層)

結構阻尼比	5%		3%		2%	
	長向	短向	長向	短向	長向	短向
樓層						
5F	11.42	11.55	10.62	10.75	10.11	10.23
4F	3.54	9.73	3.30	9.06	3.14	8.62
3F	2.61	2.92	2.43	2.71	2.31	2.58
2F	2.02	2.13	1.88	1.99	1.78	1.89
1F	1.68	1.84	1.56	1.72	1.49	1.63
Is(耐震指標)	1.68	1.84	1.56	1.72	1.49	1.63

表 3.7 耐震指標評估結果(靜力分析;週期依特徵分析結果;D=樓層剪力)

(a)CASE1(三樓及五樓為軟弱層)

結構阻尼比	5%		3%		2%	
	長向	短向	長向	短向	長向	短向
樓層						
5F	2.51	2.58	2.34	2.34	2.18	2.20
4F	2.43	6.62	2.26	5.99	2.11	5.64
3F	0.79	1.01	0.74	0.91	0.69	0.86
2F	1.42	1.49	1.32	1.34	1.23	1.27
1F	1.18	1.28	1.09	1.16	1.02	1.09
Is(耐震指標)	0.79	1.01	0.74	0.91	0.69	0.86

(b)CASE2(五樓為軟弱層)

結構阻尼比	5%		3%		2%	
	長向	短向	長向	短向	長向	短向
樓層						
5F	2.71	2.77	2.47	2.53	2.33	2.38
4F	2.62	7.12	2.39	6.48	2.25	6.11
3F	1.95	2.15	1.78	1.95	1.67	1.85
2F	1.50	1.56	1.36	1.42	1.28	1.34
1F	1.24	1.35	1.13	1.23	1.07	1.16
Is(耐震指標)	1.24	1.35	1.13	1.23	1.07	1.16

(c)CASE3(無軟弱層)

結構阻尼比	5%		3%		2%	
	長向	短向	長向	短向	長向	短向
樓層						
5F	8.25	8.24	7.52	7.49	7.09	7.07
4F	2.56	6.94	2.33	6.31	2.20	5.96
3F	1.89	2.08	1.72	1.89	1.62	1.78
2F	1.46	1.52	1.33	1.38	1.25	1.31
1F	1.21	1.31	1.11	1.20	1.04	1.13
Is(耐震指標)	1.21	1.31	1.11	1.20	1.04	1.13

表 3.8 耐震指標評估結果(靜力分析與動力分析比較；週期依經驗公式計算；D=基底剪力)

結構阻尼比	5%					
	CASE1 (三樓及五樓為軟弱層)		CASE2 (五樓為軟弱層)		CASE3 (無軟弱層)	
	長向	短向	長向	短向	長向	短向
靜力分析之耐震指標(Is)	0.77	0.98	1.23	1.28	1.59	1.74
歷時分析之耐震指標(Is)	0.71	0.77	1.20	0.97	1.51	1.34
誤差值(%)	-8	-27	-3	-32	-5	-30
結構阻尼比	3%					
	CASE1 (三樓及五樓為軟弱層)		CASE2 (五樓為軟弱層)		CASE3 (無軟弱層)	
	長向	短向	長向	短向	長向	短向
靜力分析之耐震指標(Is)	0.71	0.91	1.15	1.19	1.48	1.62
歷時分析之耐震指標(Is)	0.59	0.63	0.99	0.80	1.26	1.17
誤差值(%)	-20	-44	-16	-49	-17	-38
結構阻尼比	2%					
	CASE1 (三樓及五樓為軟弱層)		CASE2 (五樓為軟弱層)		CASE3 (無軟弱層)	
	長向	短向	長向	短向	長向	短向
靜力分析之耐震指標(Is)	0.68	0.87	1.09	1.13	1.40	1.54
歷時分析之耐震指標(Is)	0.51	0.56	0.86	0.69	1.10	1.01
誤差值(%)	-33	-55	-27	-64	-27	-52

表 3.9 耐震指標評估結果(靜力分析與動力分析比較；週期依特徵分析結果；D=基底剪力)

結構阻尼比	5%					
	CASE1 (三樓及五樓為軟弱層)		CASE2 (五樓為軟弱層)		CASE3 (無軟弱層)	
	長向	短向	長向	短向	長向	短向
靜力分析之耐震指標(Is)	0.55	0.69	0.89	0.91	1.15	1.24
歷時分析之耐震指標(Is)	0.71	0.77	1.20	0.97	1.51	1.34
誤差值(%)	23	10	26	6	24	7
結構阻尼比	3%					
	CASE1 (三樓及五樓為軟弱層)		CASE2 (五樓為軟弱層)		CASE3 (無軟弱層)	
	長向	短向	長向	短向	長向	短向
靜力分析之耐震指標(Is)	0.51	0.63	0.81	0.83	1.04	1.13
歷時分析之耐震指標(Is)	0.59	0.63	0.99	0.80	1.26	1.17
誤差值(%)	14	0	18	-4	17	3
結構阻尼比	2%					
	CASE1 (三樓及五樓為軟弱層)		CASE2 (五樓為軟弱層)		CASE3 (無軟弱層)	
	長向	短向	長向	短向	長向	短向
靜力分析之耐震指標(Is)	0.48	0.59	0.77	0.78	0.98	1.07
歷時分析之耐震指標(Is)	0.51	0.56	0.86	0.69	1.10	1.01
誤差值(%)	6	-5	10	-13	11	-6

表 3.10 耐震指標評估結果(靜力分析與動力分析比較；週期依經驗公式計算；D=樓層剪力)

結構阻尼比	5%					
	CASE1 (三樓及五樓為軟弱層)		CASE2 (五樓為軟弱層)		CASE3 (無軟弱層)	
	長向	短向	長向	短向	長向	短向
靜力分析之耐震指標(Is)	1.11	1.41	1.72	1.88	1.68	1.84
歷時分析之耐震指標(Is)	1.14	1.13	1.57	1.34	1.51	1.34
誤差值(%)	3	-25	-10	-40	-11	-37
結構阻尼比	3%					
	CASE1 (三樓及五樓為軟弱層)		CASE2 (五樓為軟弱層)		CASE3 (無軟弱層)	
	長向	短向	長向	短向	長向	短向
靜力分析之耐震指標(Is)	1.03	1.31	1.60	1.75	1.56	1.72
歷時分析之耐震指標(Is)	0.94	0.92	1.30	1.11	1.26	1.17
誤差值(%)	-10	-42	-23	-58	-24	-47
結構阻尼比	2%					
	CASE1 (三樓及五樓為軟弱層)		CASE2 (五樓為軟弱層)		CASE3 (無軟弱層)	
	長向	短向	長向	短向	長向	短向
靜力分析之耐震指標(Is)	0.98	1.25	1.52	1.67	1.49	1.63
歷時分析之耐震指標(Is)	0.79	0.82	1.13	0.96	1.10	1.01
誤差值(%)	-24	-52	-35	-74	-35	-61

表 3.11 耐震指標評估結果(靜力分析與動力分析比較；週期依特徵分析結果；D=樓層剪力)

結構阻尼比	5%					
	CASE1 (三樓及五樓為軟弱層)		CASE2 (五樓為軟弱層)		CASE3 (無軟弱層)	
	長向	短向	長向	短向	長向	短向
靜力分析之耐震指標(Is)	0.79	1.01	1.24	1.35	1.21	1.31
歷時分析之耐震指標(Is)	1.14	1.13	1.57	1.34	1.51	1.34
誤差值(%)	31	11	21	-1	20	2
結構阻尼比	3%					
	CASE1 (三樓及五樓為軟弱層)		CASE2 (五樓為軟弱層)		CASE3 (無軟弱層)	
	長向	短向	長向	短向	長向	短向
靜力分析之耐震指標(Is)	0.74	0.91	1.13	1.23	1.11	1.20
歷時分析之耐震指標(Is)	0.94	0.92	1.30	1.11	1.26	1.17
誤差值(%)	21	1	13	-11	12	-3
結構阻尼比	2%					
	CASE1 (三樓及五樓為軟弱層)		CASE2 (五樓為軟弱層)		CASE3 (無軟弱層)	
	長向	短向	長向	短向	長向	短向
靜力分析之耐震指標(Is)	0.69	0.86	1.07	1.16	1.04	1.13
歷時分析之耐震指標(Is)	0.79	0.82	1.13	0.96	1.10	1.01
誤差值(%)	13	-5	5	-21	5	-12

表 4.1 USD 制震鉸之材料性質與細部尺寸

楊氏模數 (E)	20.4 t/mm ²
降伏應力 (σ_y)	0.0253 t/mm ²
寬度 (B)	250 mm
厚度 (t)	12 mm
有效高度 (h)	190 mm
片數 (N)	19片
初始勁度設計值(K_d)	12.21 t/mm
降伏前後勁度比(α)	0.1



表 4.2 CASE4(3 樓至 5 樓增設消能器)各樓層相對位移反應比較(單位：cm)

TCU017-NS							TCU096-NS							TCUBAA-NS						
	w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)	
Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y
8F	15.51	13.43	13.83	13.50	11	-1	8F	16.21	15.79	12.74	15.89	21	-1	8F	15.56	11.40	12.41	11.29	20	1
7F	13.80	10.63	12.32	10.65	11	0	7F	13.72	11.71	10.34	11.90	25	-2	7F	13.59	9.04	10.61	9.09	22	-1
6F	12.62	8.94	11.07	8.92	12	0	6F	12.02	9.61	8.77	9.71	27	-1	6F	11.98	7.84	9.45	7.82	21	0
5F	11.14	8.29	9.52	8.28	15	0	5F	10.19	9.12	7.39	9.20	27	-1	5F	10.20	7.33	8.07	7.29	21	1
4F	7.97	4.92	6.75	5.20	15	-6	4F	6.92	6.15	5.01	6.21	28	-1	4F	6.98	4.44	5.58	4.40	20	1
3F	4.84	4.16	4.02	4.38	17	-5	3F	4.06	5.24	2.83	5.27	30	-1	3F	4.04	3.77	3.28	3.72	19	1
2F	1.12	1.05	0.87	1.01	22	4	2F	0.83	1.29	0.61	1.21	27	6	2F	0.77	0.92	0.67	0.85	13	8
1F	0.42	0.35	0.32	0.32	24	9	1F	0.30	0.43	0.23	0.38	23	12	1F	0.27	0.30	0.24	0.27	11	10
TCU017-EW							TCU096-EW							TCUBAA-EW						
	w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)	
Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y
8F	12.11	8.60	9.81	8.54	19	1	8F	13.27	11.23	10.99	9.92	17	12	8F	19.40	12.89	13.66	12.47	30	3
7F	10.99	6.65	8.83	6.61	20	1	7F	11.41	9.10	9.95	8.13	13	11	7F	16.93	9.95	12.50	9.88	26	1
6F	10.06	5.55	7.86	5.54	22	0	6F	10.02	7.93	8.89	7.00	11	12	6F	15.03	8.53	11.27	8.63	25	-1
5F	8.80	5.20	6.60	5.18	25	0	5F	8.73	7.42	7.78	6.52	11	12	5F	12.68	7.99	9.64	8.10	24	-1
4F	6.32	3.31	4.51	3.31	29	0	4F	6.16	4.29	5.63	3.90	9	9	4F	8.22	4.86	6.61	4.99	20	-3
3F	3.84	2.79	2.81	2.79	27	0	3F	3.63	3.53	3.29	3.29	9	7	3F	4.69	4.09	4.01	4.17	14	-2
2F	0.82	0.73	0.63	0.65	23	11	2F	0.85	0.97	0.79	0.75	7	23	2F	1.15	1.04	0.91	0.95	21	9
1F	0.30	0.25	0.23	0.20	23	20	1F	0.32	0.34	0.30	0.23	6	32	1F	0.44	0.34	0.34	0.29	23	15

表 4.3 CASE5(3 樓至 5 樓增設斜撐)各樓層相對位移反應比較(單位：cm)

TCU017-NS							TCU096-NS							TCUBAA-NS						
	w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)	
Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y
8F	15.51	13.43	12.29	15.37	21	-14	8F	16.21	15.79	15.53	16.50	4	-4	8F	15.56	11.40	13.99	12.54	10	-10
7F	13.80	10.63	10.60	12.68	23	-19	7F	13.72	11.71	13.31	12.55	3	-7	7F	13.59	9.04	11.89	9.37	13	-4
6F	12.62	8.94	9.02	10.83	29	-21	6F	12.02	9.61	11.24	10.65	6	-11	6F	11.98	7.84	9.92	8.19	17	-4
5F	11.14	8.29	7.29	10.07	35	-21	5F	10.19	9.12	9.01	9.99	12	-10	5F	10.20	7.33	7.81	7.66	23	-5
4F	7.97	4.92	4.96	5.86	38	-19	4F	6.92	6.15	6.07	6.39	12	-4	4F	6.98	4.44	5.21	4.68	25	-5
3F	4.84	4.16	3.13	4.85	35	-17	3F	4.06	5.24	3.86	5.45	5	-4	3F	4.04	3.77	3.18	3.92	21	-4
2F	1.12	1.05	0.87	1.13	22	-8	2F	0.83	1.29	1.02	1.42	-23	-10	2F	0.77	0.92	0.72	0.98	6	-7
1F	0.42	0.35	0.33	0.36	21	-3	1F	0.30	0.43	0.39	0.48	-30	-12	1F	0.27	0.30	0.27	0.33	0	-10
TCU017-EW							TCU096-EW							TCUBAA-EW						
	w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)	
Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y
8F	12.11	8.60	11.12	8.47	8	2	8F	13.27	11.23	16.26	9.64	-23	14	8F	19.40	12.89	13.66	12.47	30	3
7F	10.99	6.65	9.87	6.68	10	0	7F	11.41	9.10	13.98	7.64	-23	16	7F	16.93	9.95	12.50	9.88	26	1
6F	10.06	5.55	8.53	5.55	15	0	6F	10.02	7.93	11.91	6.42	-19	19	6F	15.03	8.53	11.27	8.63	25	-1
5F	8.80	5.20	7.22	5.17	18	1	5F	8.73	7.42	9.59	5.99	-10	19	5F	12.68	7.99	9.64	8.10	24	-1
4F	6.32	3.31	5.25	3.29	17	1	4F	6.16	4.29	6.55	3.76	-6	12	4F	8.22	4.86	6.61	4.99	20	-3
3F	3.84	2.79	3.44	2.78	10	0	3F	3.63	3.53	4.23	3.18	-17	10	3F	4.69	4.09	4.01	4.17	14	-2
2F	0.82	0.73	0.94	0.76	-15	-4	2F	0.85	0.97	1.05	0.83	-24	14	2F	1.15	1.04	0.91	0.95	21	9
1F	0.30	0.25	0.36	0.26	-20	-4	1F	0.32	0.34	0.39	0.29	-22	15	1F	0.44	0.34	0.34	0.29	23	15

表 4.4 CASE6(1 樓至 5 樓增設消能器)各樓層相對位移反應比較(單位：cm)

TCU017-NS							TCU096-NS							TCUBAA-NS						
	w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)	
Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y
8F	15.51	13.43	14.09	14.04	9	-5	8F	16.21	15.79	11.87	15.58	27	1	8F	15.56	11.40	13.18	11.71	15	-3
7F	13.80	10.63	12.41	11.78	10	-11	7F	13.72	11.71	9.65	9.80	30	16	7F	13.59	9.04	11.18	8.80	18	3
6F	12.62	8.94	11.04	10.09	13	-13	6F	12.02	9.61	8.17	10.29	32	-7	6F	11.98	7.84	9.54	7.69	20	2
5F	11.14	8.29	9.49	9.35	15	-13	5F	10.19	9.12	6.87	9.62	33	-5	5F	10.20	7.33	7.84	7.21	23	2
4F	7.97	4.92	6.77	5.46	15	-11	4F	6.92	6.15	4.65	6.18	33	0	4F	6.98	4.44	5.36	4.51	23	-2
3F	4.84	4.16	4.05	4.50	16	-8	3F	4.06	5.24	2.66	5.23	34	0	3F	4.04	3.77	3.18	3.76	21	0
2F	1.12	1.05	0.84	1.01	25	4	2F	0.83	1.29	0.58	1.18	30	9	2F	0.77	0.92	0.68	0.84	12	9
1F	0.42	0.35	0.30	0.31	29	11	1F	0.30	0.43	0.21	0.38	30	12	1F	0.27	0.30	0.24	0.27	11	10
TCU017-EW							TCU096-EW							TCUBAA-EW						
	w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)	
Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y
8F	12.11	8.60	10.29	8.33	15	3	8F	13.27	11.23	10.79	8.90	19	21	8F	19.40	12.89	13.64	12.27	30	5
7F	10.99	6.65	9.12	6.67	17	0	7F	11.41	9.10	9.94	7.43	13	18	7F	16.93	9.95	12.65	10.06	25	-1
6F	10.06	5.55	8.07	5.62	20	-1	6F	10.02	7.93	8.87	6.35	11	20	6F	15.03	8.53	11.32	8.91	25	-4
5F	8.80	5.20	6.75	5.24	23	-1	5F	8.73	7.42	7.63	5.88	13	21	5F	12.68	7.99	9.56	8.34	25	-4
4F	6.32	3.31	4.51	3.33	29	-1	4F	6.16	4.29	5.52	3.51	10	18	4F	8.22	4.86	6.67	5.16	19	-6
3F	3.84	2.79	2.63	2.79	32	0	3F	3.63	3.53	3.22	2.97	11	16	3F	4.69	4.09	4.14	4.30	12	-5
2F	0.82	0.73	0.62	0.64	24	12	2F	0.85	0.97	0.73	0.67	14	31	2F	1.15	1.04	0.93	0.96	19	8
1F	0.30	0.25	0.22	0.20	27	20	1F	0.32	0.34	0.27	0.22	16	35	1F	0.44	0.34	0.33	0.30	25	12

表 4.5 CASE4(3 樓至 5 樓增設消能器)各樓層間加速度反應比較(單位：g)

TCU017-NS							TCU096-NS							TCUBAA-NS						
	w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)	
Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y
8F	1.99	1.93	1.71	1.85	14	4	8F	2.43	2.86	1.95	2.94	20	-3	8F	1.82	2.22	1.80	2.07	1	7
7F	1.25	1.30	0.90	1.20	28	8	7F	1.21	1.75	1.10	1.61	9	8	7F	0.96	1.35	0.95	1.10	1	18
6F	1.12	1.07	0.89	1.06	21	1	6F	1.13	1.19	0.89	1.15	22	4	6F	0.84	1.02	0.80	0.99	5	3
5F	1.10	0.96	0.83	1.00	25	-3	5F	0.93	1.25	0.84	1.09	9	12	5F	0.82	1.06	0.79	0.92	3	13
4F	0.87	0.75	0.72	0.80	18	-6	4F	0.77	1.20	0.74	1.17	5	3	4F	0.61	0.84	0.69	0.77	-13	8
3F	0.69	0.71	0.55	0.76	21	-7	3F	0.77	1.12	0.65	1.08	16	3	3F	0.70	0.74	0.59	0.70	15	5
2F	0.59	0.45	0.56	0.40	6	11	2F	0.72	0.76	0.64	0.38	11	49	2F	0.62	0.73	0.58	0.22	7	70
1F	0.41	0.36	0.38	0.34	8	7	1F	0.49	0.51	0.44	0.32	10	38	1F	0.36	0.40	0.33	0.25	7	38
TCU017-EW							TCU096-EW							TCUBAA-EW						
	w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)	
Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y
8F	1.55	1.47	1.45	1.39	6	5	8F	2.04	1.72	1.67	1.53	18	11	8F	2.08	2.19	1.87	2.11	10	4
7F	1.02	0.91	0.83	0.71	19	22	7F	1.16	1.40	1.16	1.05	0	25	7F	1.36	1.29	1.30	1.28	4	1
6F	0.82	0.62	0.69	0.60	16	4	6F	0.86	1.02	0.94	0.93	-9	9	6F	1.34	1.13	0.94	1.16	29	-3
5F	0.79	0.65	0.64	0.56	19	13	5F	0.95	1.11	1.00	0.82	-6	26	5F	1.21	1.11	1.02	1.06	15	4
4F	0.68	0.59	0.51	0.50	24	15	4F	0.74	0.83	0.73	0.63	2	24	4F	0.95	0.80	0.86	0.72	10	10
3F	0.53	0.49	0.50	0.47	6	4	3F	0.65	0.60	0.62	0.57	5	4	3F	0.78	0.70	0.64	0.66	18	6
2F	0.47	0.57	0.46	0.28	2	51	2F	0.67	0.88	0.67	0.32	0	64	2F	0.82	1.00	0.79	0.30	4	70
1F	0.32	0.41	0.33	0.27	-3	33	1F	0.36	0.55	0.37	0.29	-3	46	1F	0.50	0.55	0.50	0.29	1	48

表 4.6 CASE5(3 樓至 5 樓增設斜撐)各樓層間加速度反應比較(單位：g)

TCU017-NS							TCU096-NS							TCUBAA-NS						
	w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)	
Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y
8F	1.99	1.93	1.52	2.35	24	-22	8F	2.43	2.86	2.38	2.94	2	-3	8F	1.82	2.22	1.94	2.43	-6	-9
7F	1.25	1.30	1.08	1.52	14	-17	7F	1.21	1.75	1.42	2.06	-17	-17	7F	0.96	1.35	1.43	1.57	-49	-16
6F	1.12	1.07	0.83	1.47	26	-37	6F	1.13	1.19	1.08	1.39	5	-17	6F	0.84	1.02	1.04	1.11	-24	-8
5F	1.10	0.96	0.82	1.36	26	-41	5F	0.93	1.25	1.08	1.35	-17	-8	5F	0.82	1.06	0.85	1.13	-4	-7
4F	0.87	0.75	0.62	0.86	28	-14	4F	0.77	1.20	0.84	1.14	-9	5	4F	0.61	0.84	0.72	0.79	-18	6
3F	0.69	0.71	0.54	0.80	22	-13	3F	0.77	1.12	0.80	1.12	-4	0	3F	0.70	0.74	0.64	0.75	8	-1
2F	0.59	0.45	0.56	0.44	6	3	2F	0.72	0.76	0.59	0.74	18	2	2F	0.62	0.73	0.53	0.71	15	4
1F	0.41	0.36	0.36	0.35	12	4	1F	0.49	0.51	0.45	0.47	7	8	1F	0.36	0.40	0.32	0.40	12	1
TCU017-EW							TCU096-EW							TCUBAA-EW						
	w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)	
Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y
8F	1.55	1.47	1.64	1.44	-6	2	8F	2.04	1.72	2.75	1.81	-35	-5	8F	2.08	2.19	2.52	2.05	-21	7
7F	1.02	0.91	1.03	1.00	-1	-10	7F	1.16	1.40	1.78	1.30	-54	7	7F	1.36	1.29	1.74	1.38	-28	-7
6F	0.82	0.62	0.88	0.66	-7	-6	6F	0.86	1.02	1.33	0.92	-54	10	6F	1.34	1.13	1.12	1.27	17	-12
5F	0.79	0.65	0.84	0.69	-7	-7	5F	0.95	1.11	1.24	0.84	-31	25	5F	1.21	1.11	1.23	1.30	-2	-18
4F	0.68	0.59	0.77	0.59	-14	0	4F	0.74	0.83	1.02	0.81	-37	3	4F	0.95	0.80	1.19	0.81	-25	-1
3F	0.53	0.49	0.60	0.48	-14	2	3F	0.65	0.60	0.84	0.67	-28	-13	3F	0.78	0.70	0.72	0.64	7	10
2F	0.47	0.57	0.49	0.55	-5	4	2F	0.67	0.88	0.68	0.84	-1	5	2F	0.82	1.00	0.67	0.93	19	7
1F	0.32	0.41	0.34	0.40	-6	2	1F	0.36	0.55	0.40	0.52	-13	6	1F	0.50	0.55	0.46	0.52	8	5

表 4.7 CASE6(1 樓至 5 樓增設消能器)各樓層間加速度反應比較(單位：g)

TCU017-NS							TCU096-NS							TCUBAA-NS						
	w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)	
Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y
8F	1.99	1.93	1.71	2.15	14	-12	8F	2.43	2.86	1.78	2.92	27	-2	8F	1.82	2.22	1.82	2.13	0	4
7F	1.25	1.30	0.96	1.38	23	-6	7F	1.21	1.75	1.04	1.66	14	5	7F	0.96	1.35	1.05	1.21	-10	11
6F	1.12	1.07	0.87	1.23	23	-15	6F	1.13	1.19	0.85	1.33	25	-12	6F	0.84	1.02	0.85	1.02	0	0
5F	1.10	0.96	0.85	1.08	23	-12	5F	0.93	1.25	0.86	1.31	7	-5	5F	0.82	1.06	0.78	0.99	5	6
4F	0.87	0.75	0.73	0.79	16	-5	4F	0.77	1.20	0.74	1.18	4	2	4F	0.61	0.84	0.73	0.74	-20	12
3F	0.69	0.71	0.52	0.75	25	-6	3F	0.77	1.12	0.62	1.08	20	3	3F	0.70	0.74	0.60	0.67	13	10
2F	0.59	0.45	0.54	0.37	8	18	2F	0.72	0.76	0.61	0.38	16	50	2F	0.62	0.73	0.55	0.21	11	71
1F	0.41	0.36	0.37	0.32	11	10	1F	0.49	0.51	0.43	0.31	12	40	1F	0.36	0.40	0.32	0.25	11	38
TCU017-EW							TCU096-EW							TCUBAA-EW						
	w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)	
Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y
8F	1.55	1.47	1.46	1.38	6	6	8F	2.04	1.72	1.71	1.64	16	5	8F	2.08	2.19	1.82	1.81	12	18
7F	1.02	0.91	0.86	0.78	16	14	7F	1.16	1.40	1.19	0.94	-2	33	7F	1.36	1.29	1.30	1.34	4	-3
6F	0.82	0.62	0.70	0.65	15	-4	6F	0.86	1.02	0.98	0.93	-14	9	6F	1.34	1.13	0.97	1.17	28	-4
5F	0.79	0.65	0.65	0.62	17	4	5F	0.95	1.11	1.00	0.84	-6	24	5F	1.21	1.11	1.01	1.14	16	-3
4F	0.68	0.59	0.53	0.48	22	18	4F	0.74	0.83	0.72	0.67	3	19	4F	0.95	0.80	0.85	0.71	10	12
3F	0.53	0.49	0.50	0.45	5	9	3F	0.65	0.60	0.62	0.61	5	-2	3F	0.78	0.70	0.66	0.61	15	14
2F	0.47	0.57	0.45	0.26	3	54	2F	0.67	0.88	0.66	0.29	1	67	2F	0.82	1.00	0.76	0.31	7	69
1F	0.32	0.41	0.33	0.27	-3	35	1F	0.36	0.55	0.37	0.28	-2	49	1F	0.50	0.55	0.49	0.27	3	50

表 4.8 CASE4(3 樓至 5 樓增設消能器)樓層柱(C1)剪力反應比較(單位：t)

TCU017-NS							TCU096-NS							TCUBAA-NS						
Story	w/o damper		w/ damper		折減率(%)		Story	w/o damper		w/ damper		折減率(%)		Story	w/o damper		w/ damper		折減率(%)	
	X	Y	X	Y	X	Y		X	Y	X	Y	X	Y		X	Y	X	Y	X	Y
8F	23196	35128	15163	34914	35	1	8F	30053	48087	21794	45589	27	5	8F	20829	40424	18660	36670	10	9
7F	18208	15770	12123	12841	33	19	7F	19127	18936	14037	15259	27	19	7F	15756	15411	13060	11435	17	26
6F	13462	11481	9340	16232	31	-41	6F	13843	13949	8672	18576	37	-33	6F	12314	9813	9473	10996	23	-12
5F	12659	24895	7719	25433	39	-2	5F	12609	27654	7214	27832	43	-1	5F	11487	21756	8289	20719	28	5
4F	24527	11982	15743	12516	36	-4	4F	21345	12923	13199	13085	38	-1	4F	21663	10453	15289	9772	29	7
3F	49544	44629	35247	50294	29	-13	3F	41771	59266	29295	59704	30	-1	3F	42215	43110	32705	42397	23	2
2F	72192	60456	54321	66591	25	-10	2F	61564	81000	45879	78705	25	3	2F	61036	58799	49375	55849	19	5
1F	65981	50187	43476	47938	34	4	1F	49631	62787	36566	56722	26	10	1F	46687	43806	37916	40009	19	9
TCU017-EW							TCU096-EW							TCUBAA-EW						
Story	w/o damper		w/ damper		折減率(%)		Story	w/o damper		w/ damper		折減率(%)		Story	w/o damper		w/ damper		折減率(%)	
	X	Y	X	Y	X	Y		X	Y	X	Y	X	Y		X	Y	X	Y	X	Y
8F	19055	26319	15525	23296	19	11	8F	25046	30497	17596	26532	30	13	8F	27399	42478	19656	35651	28	16
7F	14533	10542	9973	7513	31	29	7F	15920	17146	10921	11005	31	36	7F	21945	15764	14835	12191	32	23
6F	11613	6763	7645	7780	34	-15	6F	12348	9135	9047	10372	27	-14	6F	16475	10946	10830	14425	34	-32
5F	10672	13841	6708	13211	37	5	5F	10081	21770	7189	18729	29	14	5F	16853	23511	7682	22914	54	3
4F	18355	7394	12608	6894	31	7	4F	18591	10510	15978	8675	14	17	4F	27560	11171	14941	11017	46	1
3F	38278	32352	26359	31309	31	3	3F	37366	41032	33896	37177	9	9	3F	50329	45381	34422	47487	32	-5
2F	55500	44146	40245	41608	27	6	2F	54565	56068	50742	48371	7	14	2F	73011	61666	54407	62470	25	-1
1F	49111	34700	35719	29954	27	14	1F	48595	45902	43398	34054	11	26	1F	65998	48645	46452	43749	30	10

表 4.9 CASE5(3 樓至 5 樓增設斜撐)樓層柱(C1)剪力反應比較(單位：t)

TCU017-NS							TCU096-NS							TCUBAA-NS						
	w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)	
Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y
8F	23196	35128	15204	37061	34	-6	8F	30053	48087	25090	44586	17	7	8F	20829	40424	19346	37853	7	6
7F	18208	15770	11310	12568	38	20	7F	19127	18936	17261	16844	10	11	7F	15756	15411	16624	14974	-6	3
6F	13462	11481	7872	18000	42	-57	6F	13843	13949	10354	19611	25	-41	6F	12314	9813	10333	13994	16	-43
5F	12659	24895	4307	24715	66	1	5F	12609	27654	5667	24042	55	13	5F	11487	21756	4969	18010	57	17
4F	24527	11982	6438	22148	74	-85	4F	21345	12923	7690	21330	64	-65	4F	21663	10453	6530	16672	70	-59
3F	49544	44629	19964	47411	60	-6	3F	41771	59266	24245	54772	42	8	3F	42215	43110	21123	39170	50	9
2F	72192	60456	46896	75290	35	-25	2F	61564	81000	55213	85402	10	-5	2F	61036	58799	47739	62074	22	-6
1F	65981	50187	47114	50982	29	-2	1F	49631	62787	55522	66437	-12	-6	1F	46687	43806	39488	44124	15	-1
TCU017-EW							TCU096-EW							TCUBAA-EW						
	w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)	
Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y
8F	19055	26319	17151	22780	10	13	8F	25046	30497	27689	26985	-11	12	8F	27399	42478	26112	32380	5	24
7F	14533	10542	12458	8549	14	19	7F	15920	17146	19543	12250	-23	29	7F	21945	15764	22448	13037	-2	17
6F	11613	6763	7628	9423	34	-39	6F	12348	9135	12298	11600	0	-27	6F	16475	10946	13296	15475	19	-41
5F	10672	13841	4436	11079	58	20	5F	10081	21770	6237	15271	38	30	5F	16853	23511	5706	20548	66	13
4F	18355	7394	6659	10974	64	-48	4F	18591	10510	8825	13119	53	-25	4F	27560	11171	9796	18656	64	-67
3F	38278	32352	21497	27879	44	14	3F	37366	41032	29021	32888	22	20	3F	50329	45381	31434	44366	38	2
2F	55500	44146	47721	43407	14	2	2F	54565	56068	63725	50859	-17	9	2F	73011	61666	70390	69653	4	-13
1F	49111	34700	52136	35767	-6	-3	1F	48595	45902	57489	38298	-18	17	1F	65998	48645	56371	50296	15	-3

表 4.10 CASE6(1 樓至 5 樓增設消能器)樓層柱(C1)剪力反應比較(單位：t)

TCU017-NS							TCU096-NS							TCUBAA-NS						
	w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)	
Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y
8F	23196	35128	18030	38912	22	-11	8F	30053	48087	20295	44206	32	8	8F	20829	40424	19444	37483	7	7
7F	18208	15770	12285	15647	33	1	7F	19127	18936	14354	17394	25	8	7F	15756	15411	14820	11319	6	27
6F	13462	11481	9351	13405	31	-17	6F	13843	13949	9173	15261	34	-9	6F	12314	9813	10823	11226	12	-14
5F	12659	24895	8580	26196	32	-5	5F	12609	27654	7186	25916	43	6	5F	11487	21756	9119	18709	21	14
4F	24527	11982	18412	11530	25	4	4F	21345	12923	13411	11817	37	9	4F	21663	10453	14786	8816	32	16
3F	49544	44629	40282	49278	19	-10	3F	41771	59266	27455	57877	34	2	3F	42215	43110	30614	39717	27	8
2F	72192	60456	61017	63308	15	-5	2F	61564	81000	41615	74406	32	8	2F	61036	58799	45376	51277	26	13
1F	65981	50187	47889	45861	27	9	1F	49631	62787	32566	56509	34	10	1F	46687	43806	39496	37832	15	14
TCU017-EW							TCU096-EW							TCUBAA-EW						
	w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)			w/o damper		w/ damper		折減率(%)	
Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y	Story	X	Y	X	Y	X	Y
8F	19055	26319	15702	22482	18	15	8F	25046	30497	18519	26968	26	12	8F	27399	42478	20107	33325	27	22
7F	14533	10542	10511	7968	28	24	7F	15920	17146	11698	10940	27	36	7F	21945	15764	15571	13960	29	11
6F	11613	6763	8095	7681	30	-14	6F	12348	9135	9819	8594	20	6	6F	16475	10946	11719	12252	29	-12
5F	10672	13841	7015	12915	34	7	5F	10081	21770	7905	17493	22	20	5F	16853	23511	9287	22318	45	5
4F	18355	7394	13032	6474	29	12	4F	18591	10510	15816	7247	15	31	4F	27560	11171	18670	9977	32	11
3F	38278	32352	26132	30811	32	5	3F	37366	41032	33204	31795	11	23	3F	50329	45381	38429	48237	24	-6
2F	55500	44146	38781	39731	30	10	2F	54565	56068	50729	40720	7	27	2F	73011	61666	58214	61762	20	0
1F	49111	34700	35519	30277	28	13	1F	48595	45902	41001	30586	16	33	1F	65998	48645	53704	45230	19	7

表 4.11 CASE4 制震鉸變形與剪力(TCU017-EW)

(a)XTCU017-EW(Link25)

XTCU017-EW			
Story	Link NO.	Shear(t)	Deformation(cm)
5F	L25	60	1.33
4F	L25	61	1.44
3F	L25	60	1.33

(b) YTCU017-EW(Link3)

YTCU017-EW			
Story	Link NO.	Shear(t)	Deformation(cm)
5F	L3	53	0.83
4F	L3	27	0.24
3F	L3	57	1.12

表 4.12 CASE4 制震鉸變形與剪力(TCU096-EW)

(a)XTCU096-EW(Link25)

XTCU096-EW			
Story	Link NO.	Shear(t)	Deformation(cm)
5F	L25	60	1.37
4F	L25	65	1.78
3F	L25	64	1.63

(a)YTCU096-EW(Link3)

YTCU0196-EW			
Story	Link NO.	Shear(t)	Deformation(cm)
5F	L3	58	1.18
4F	L3	31	0.28
3F	L3	60	1.31

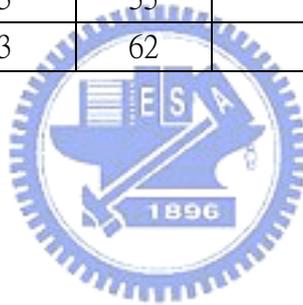
表 4.13 CASE4 制震鉸變形與剪力(TCUBAA-NS)

(a)XTCUBAA-NS(Link25)

XTCUBAA-NS			
Story	Link NO.	Shear(t)	Deformation(cm)
5F	L25	64	1.66
4F	L25	65	1.76
3F	L25	63	1.61

(a)YTCUBAA-NS(Link3)

YTCUBAA-NS			
Story	Link NO.	Shear(t)	Deformation(cm)
5F	L3	59	1.25
4F	L3	35	0.31
3F	L3	62	1.5



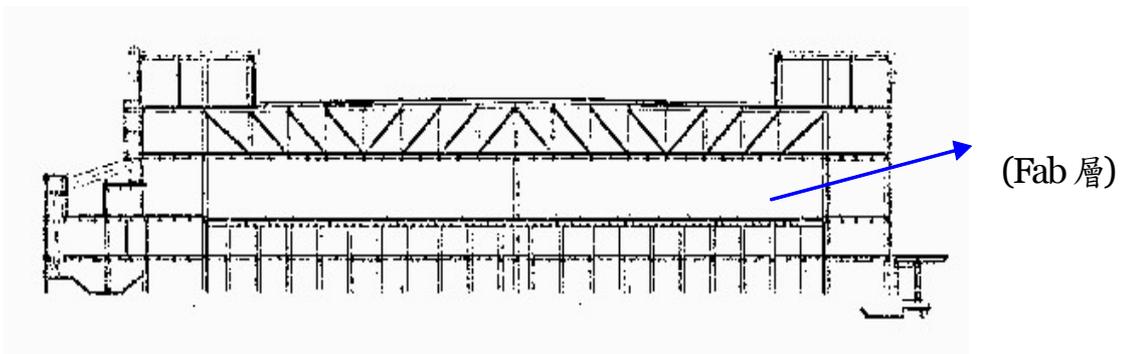


圖 1.1 一般標準廠房

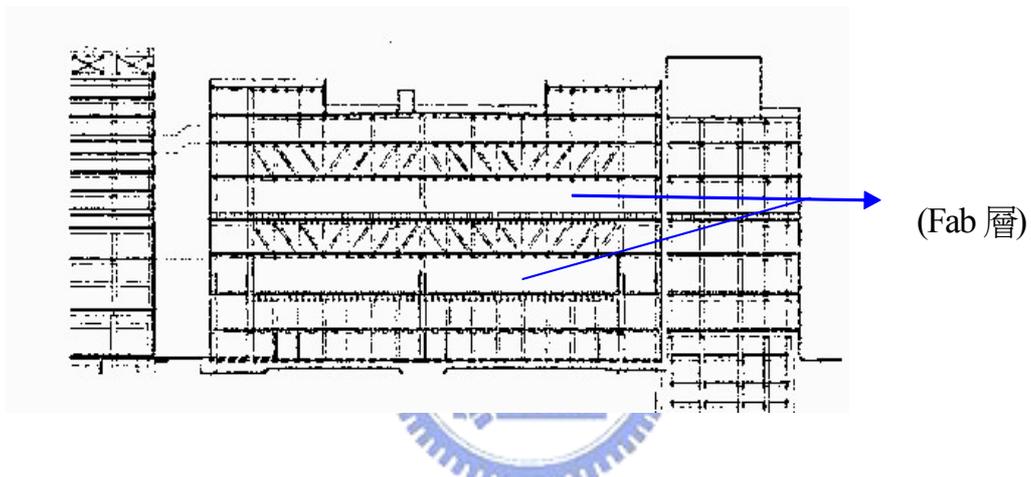


圖 1.2 疊層式晶圓廠房

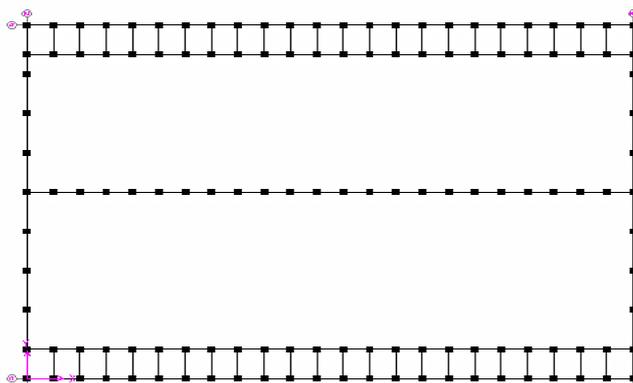


圖 1.3 典型無塵室柱位結構平面圖

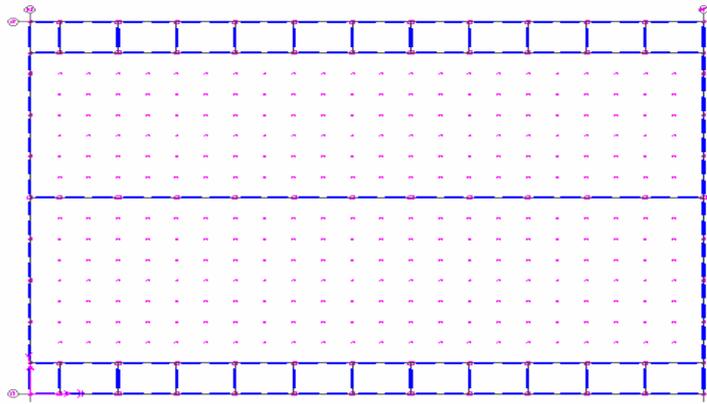


圖 1.4 典型無塵室下樓層之柱位結構平面圖



圖 1.5 軟弱層震害

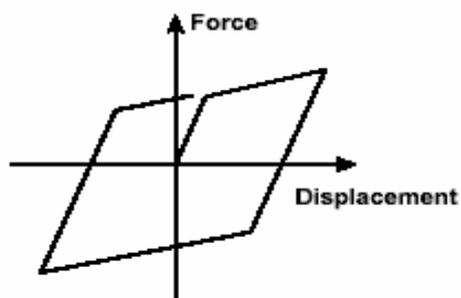


圖 1.6 受力—位移關係之遲滯迴圈

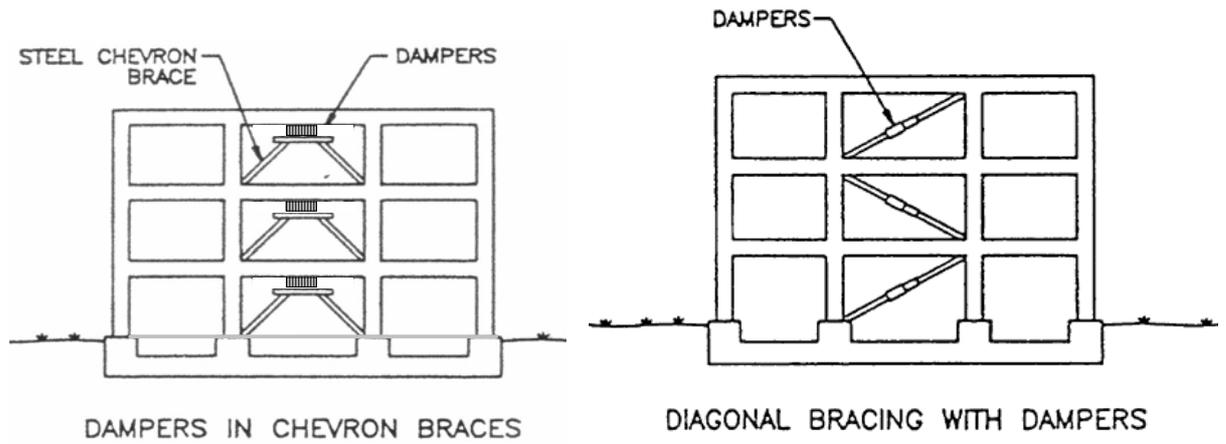


圖 1.7 減震設計安裝示意

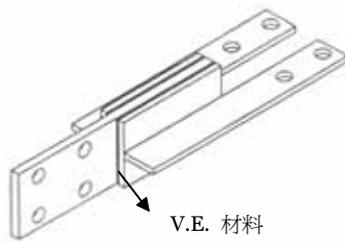


圖 1.8 黏彈性體阻尼器

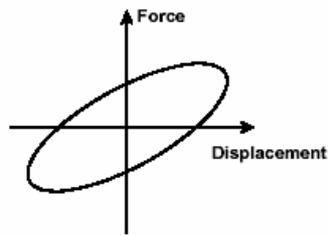


圖 1.9 受力—位移關係之遲滯迴圈

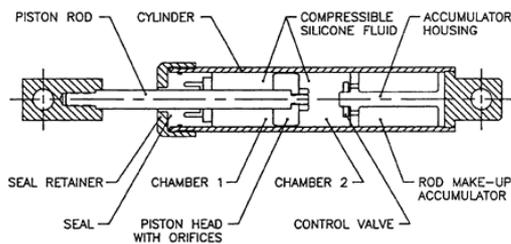


圖 1.10 液態黏性阻尼器構造

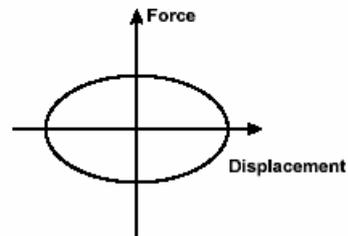


圖 1.11 受力—位移關係之遲滯迴圈

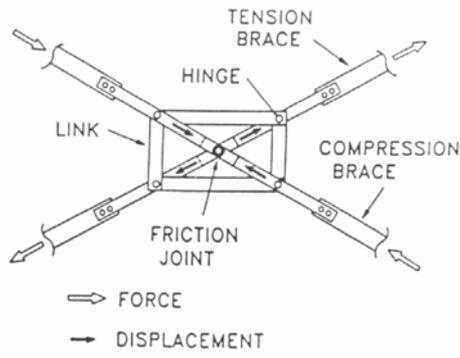


圖 1.12 Pall 摩擦型阻尼器

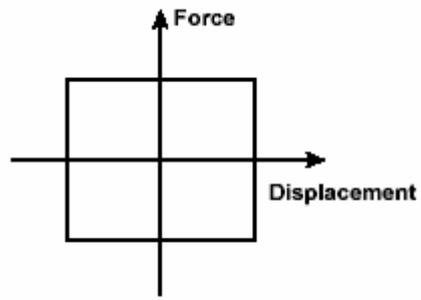


圖 1.13 受力—位移關係之遲滯迴圈



圖 1.14 金屬降伏型阻尼器

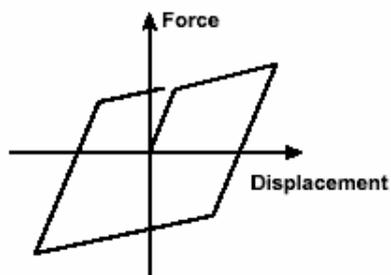


圖 1.15 受力—位移關係之遲滯迴圈

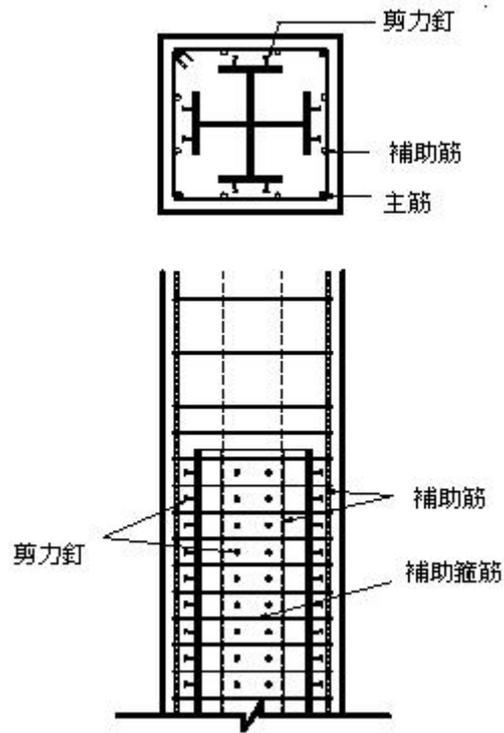


圖 2.1 SRC 柱與 RC 柱之斷面轉換示意圖

(資料取自鋼骨鋼筋混凝土規範[16])

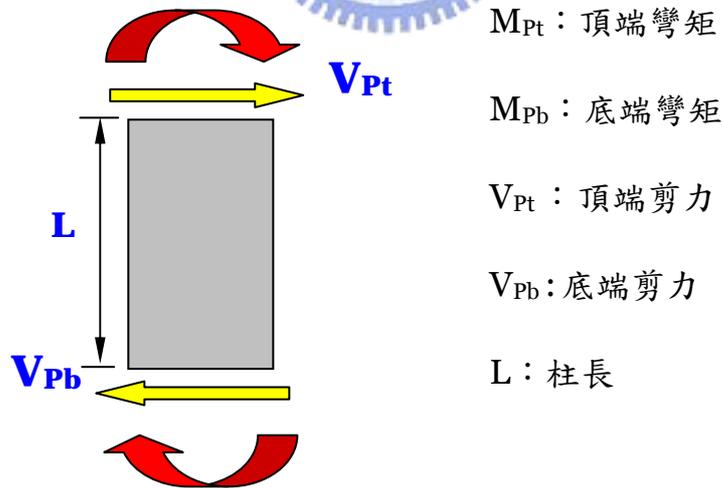


圖 2.2 柱無轉換斷面之極限剪力強度示意圖

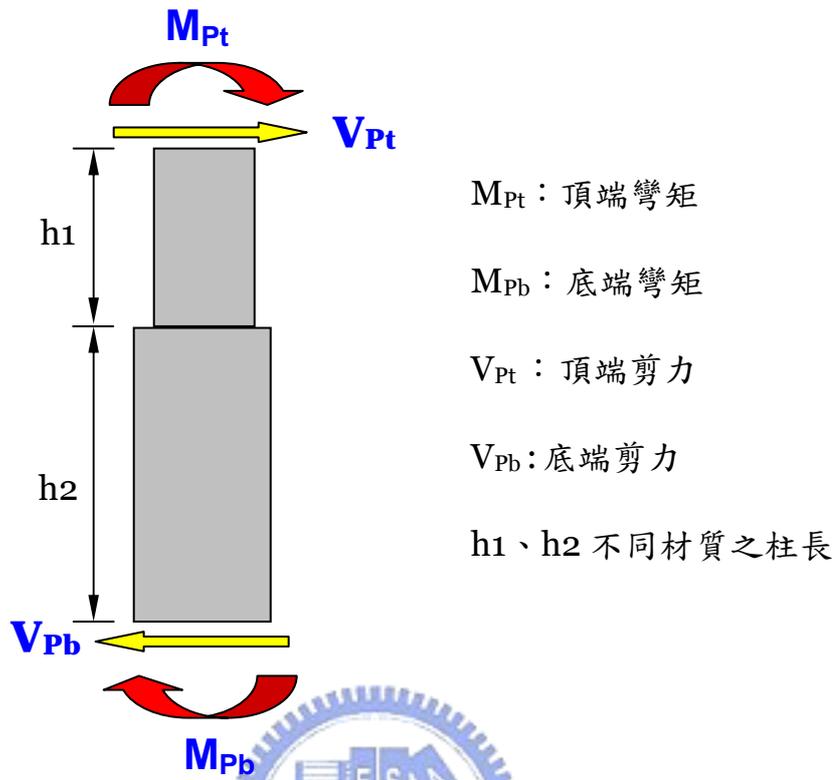


圖 2.3 柱有轉換斷面之極限剪力強度示意圖

	定義	略圖
兩側有柱之磚造牆	牆之四邊，被上下邊之 RC 梁及左右邊之 RC 柱所拘束，且無開口之牆	

圖 2.4 兩側有柱之磚造牆

(資料取自震後受損鋼筋混凝土建築物緊急修復及補強技術手冊[19])

	定義	略圖
單側有柱之磚造牆	牆之上下二邊被 RC 梁及左右任一邊被 RC 柱所拘束之牆(有開口)	

圖 2.5 單側有柱之磚造牆

(資料取自震後受損鋼筋混凝土建築物緊急修復及補強技術手冊[19])

	定義	略圖
兩側有柱之 RC 牆	牆之上下、左右邊定著於 RC 梁及 RC 柱，且無開口之牆	

圖 2.6 兩側有柱之 RC 牆

(資料取自震後受損鋼筋混凝土建築物緊急修復及補強技術手冊[19])

	定義	略圖
單側有柱之 RC 牆	牆之上下二邊定著於梁，左右任一邊(或中央)定著於柱之牆	

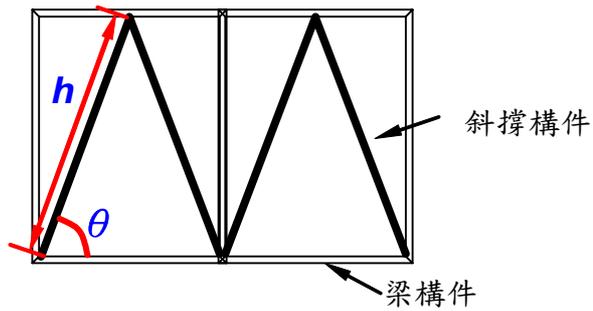
圖 2.7 單側有柱之 RC 牆

(資料取自震後受損鋼筋混凝土建築物緊急修復及補強技術手冊[19])

	定義	略圖
兩側均無柱之 RC 牆	牆之上下二邊定著於梁，左右二邊均無定著於柱	

圖 2.8 兩側均無柱之 RC 牆

(資料取自震後受損鋼筋混凝土建築物緊急修復及補強技術手冊[19])



h : 斜撐構件長度
 θ : 斜撐構件與梁構件間之夾

圖 2.9 斜撐構材示意圖

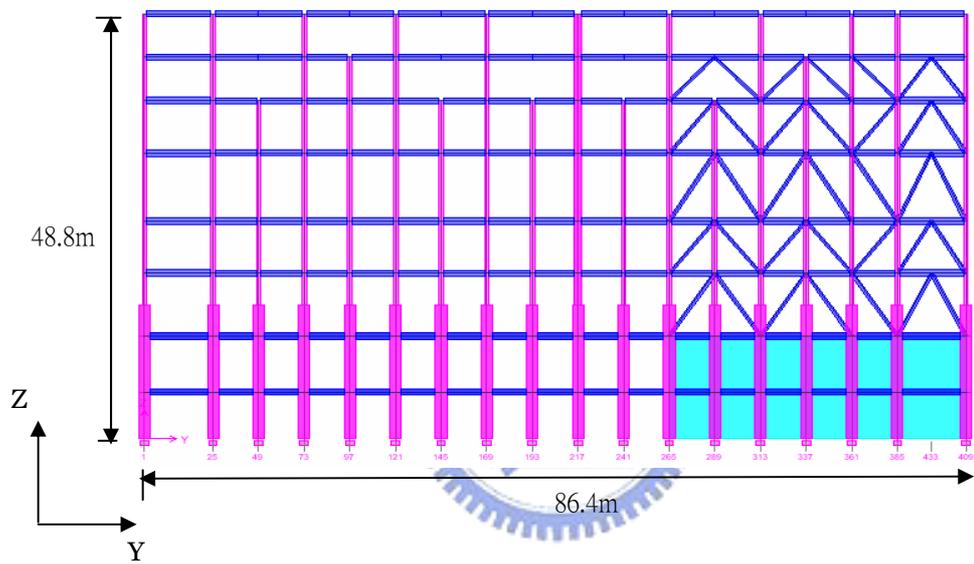


圖 3.1(a) 外圍構架之側視圖(短向)

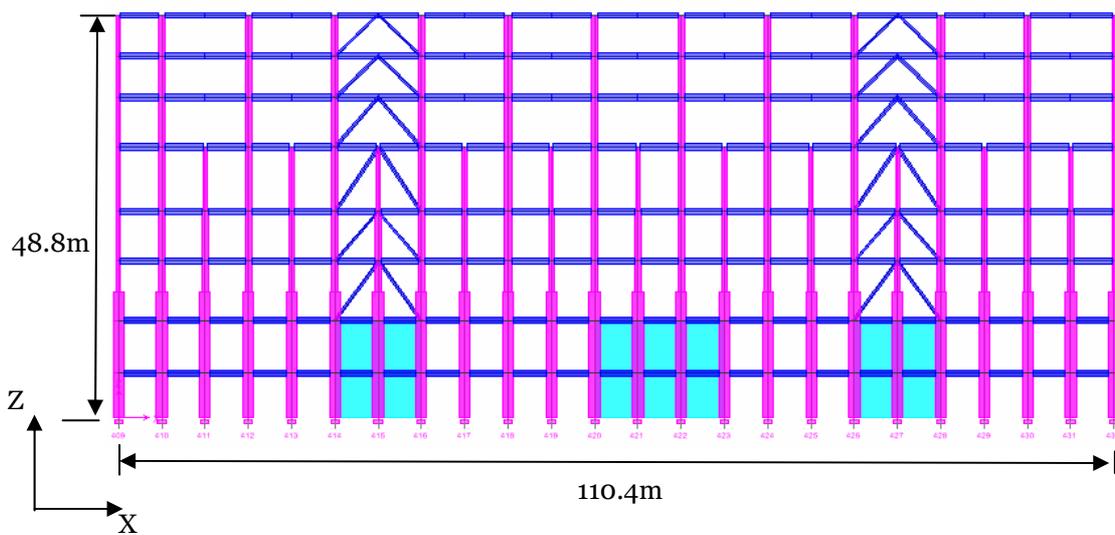
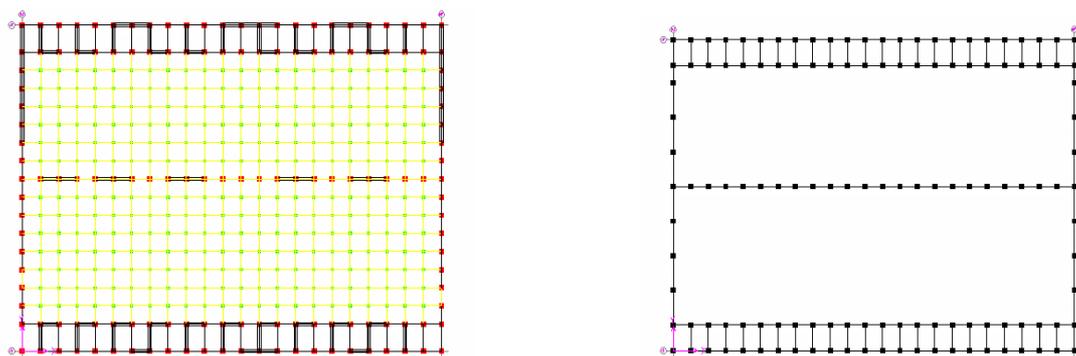
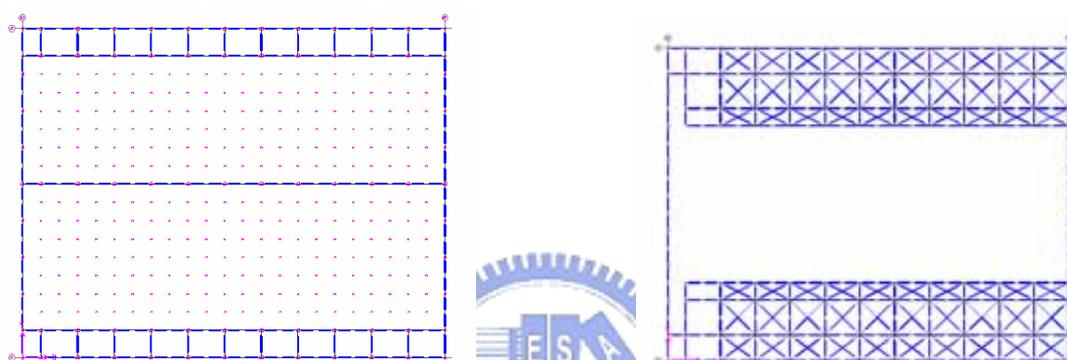


圖 3.1(b) 外圍構架之側視圖(長向)



(a) 1 至 2 樓的結構平面圖

(b) 3 樓及 5 樓的結構平面圖(無塵室)



(c) 4 樓、6 樓及 7 樓的結構平面圖

(d) 頂樓的結構平面圖

圖 3.2 廠房結構平面圖

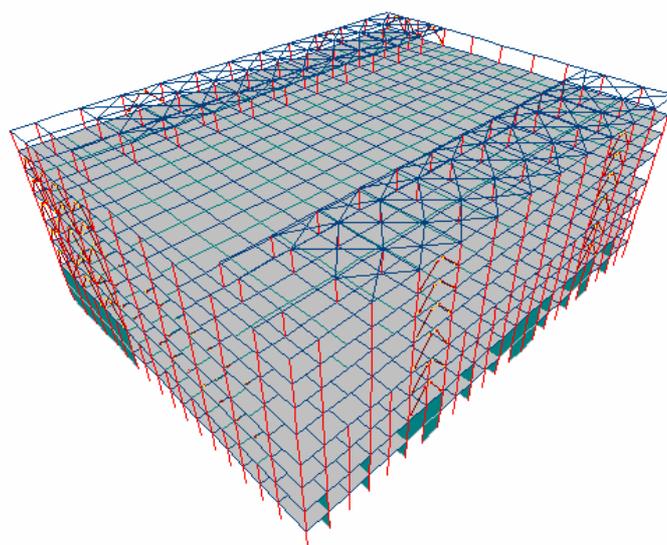


圖 3.3 八層樓疊層式廠房結構之有限元素模型

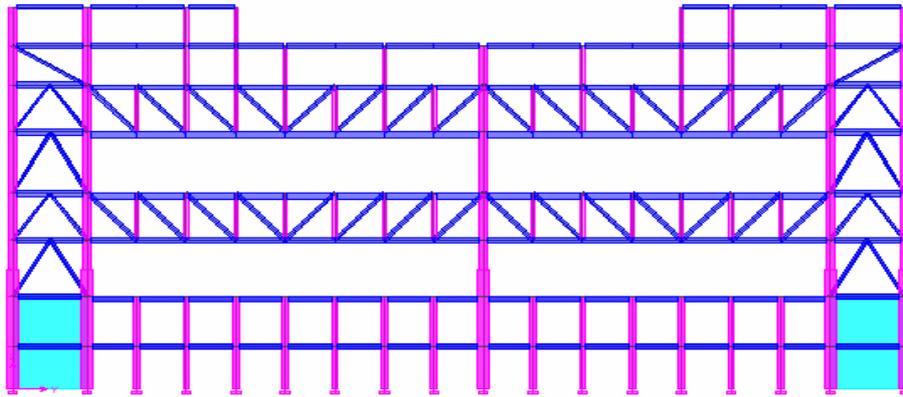


圖 3.4 CASE1(三樓及五樓為軟弱層)之廠房結構模型立面圖(短向)

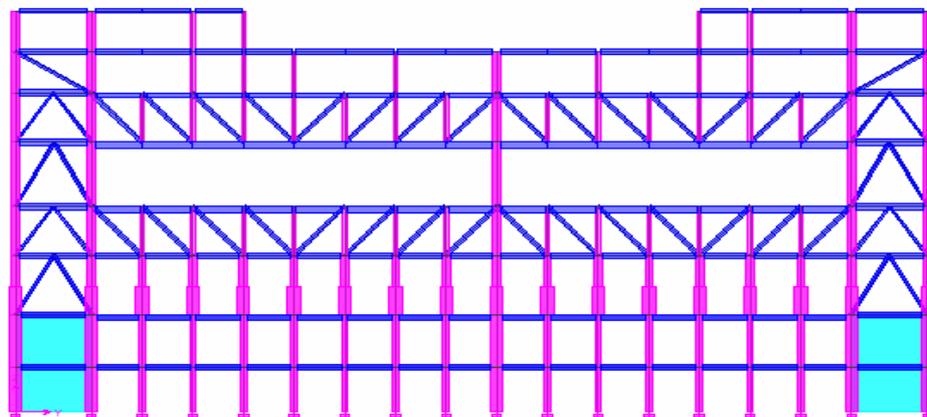


圖 3.5 CASE2(五樓為軟弱層)之廠房結構模型立面圖(短向)

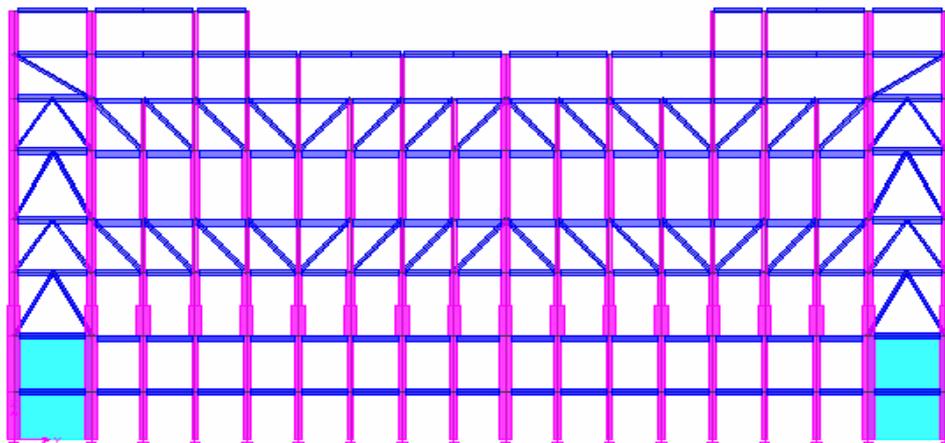
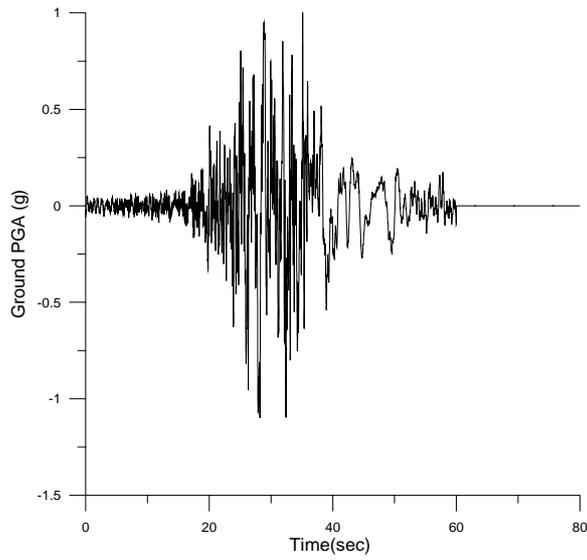
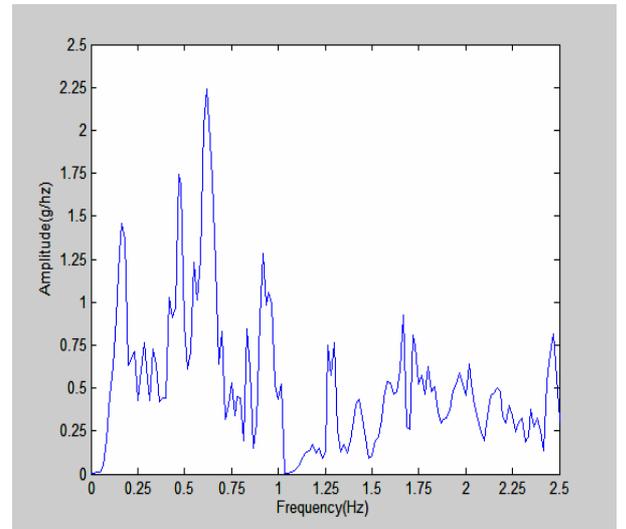


圖 3.6 CASE3(無軟弱層)之廠房結構模型立面圖(短向)

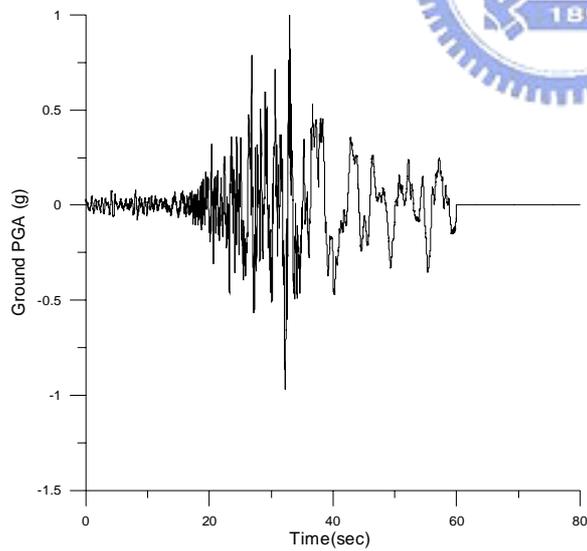


(a) 歷時圖

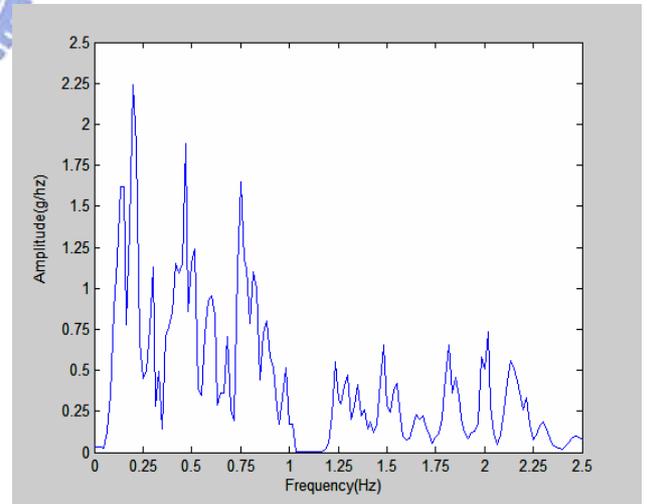


(b) 反應譜

圖 3.7 TCU017-NS 震波加速度歷時(正規化至 1g)

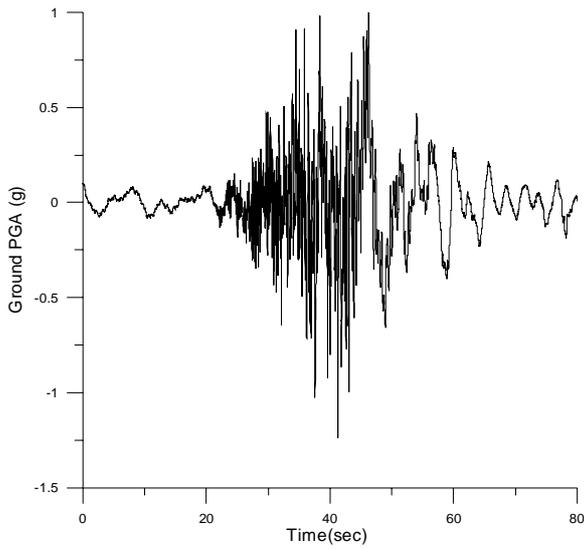


(a) 歷時圖

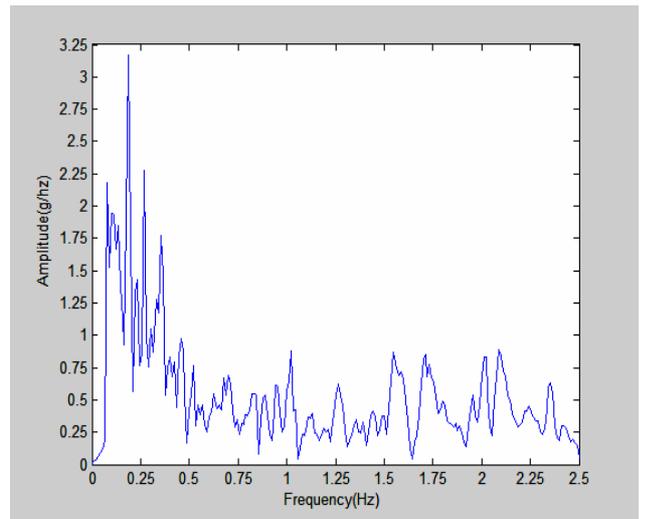


(b) 反應譜

圖 3.8 TCU017-EW 震波加速度歷時(正規化至 1g)

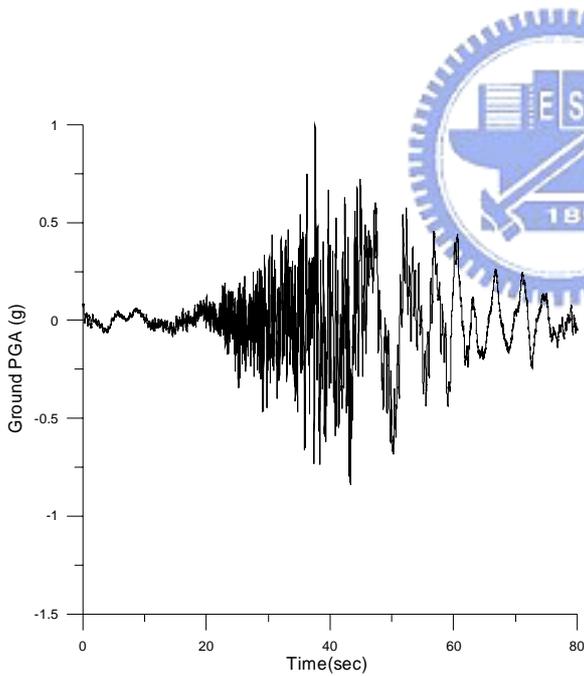


(a) 歷時圖

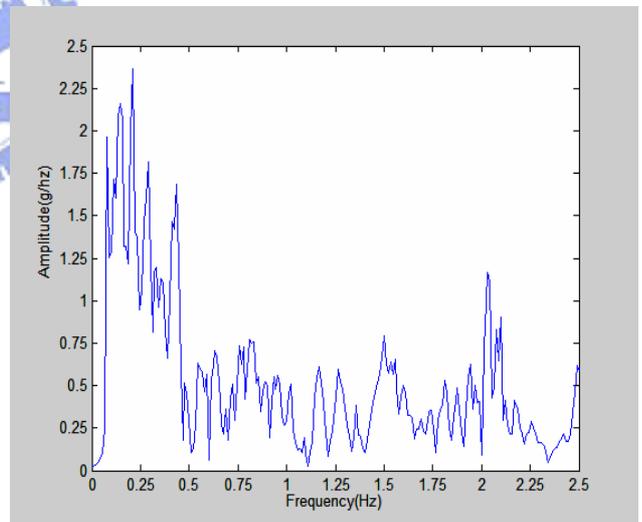


(b) 反應譜

圖 3.9 TCU096-NS 震波加速度歷時(正規化至 1g)

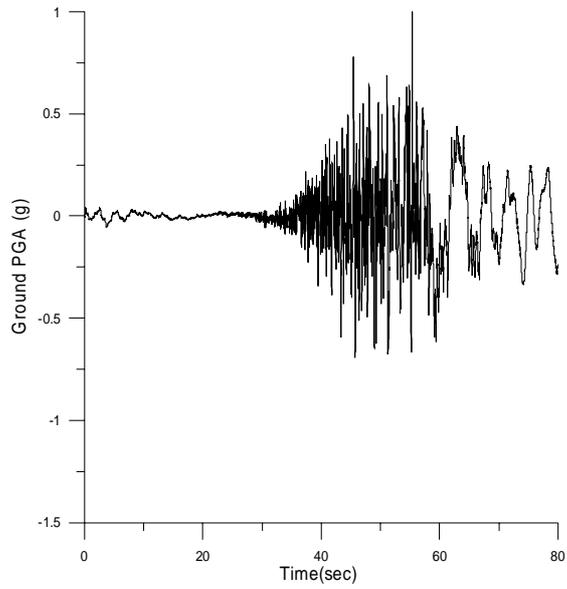


(a) 歷時圖

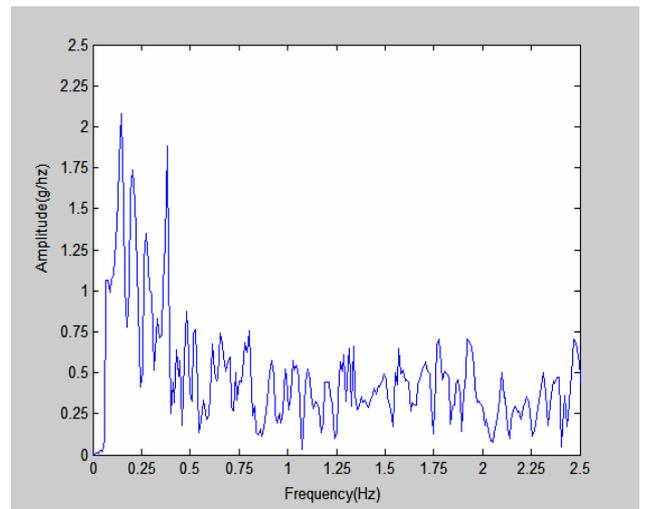


(b) 反應譜

圖 3.10 TCU096-EW 震波加速度歷時(正規化至 1g)

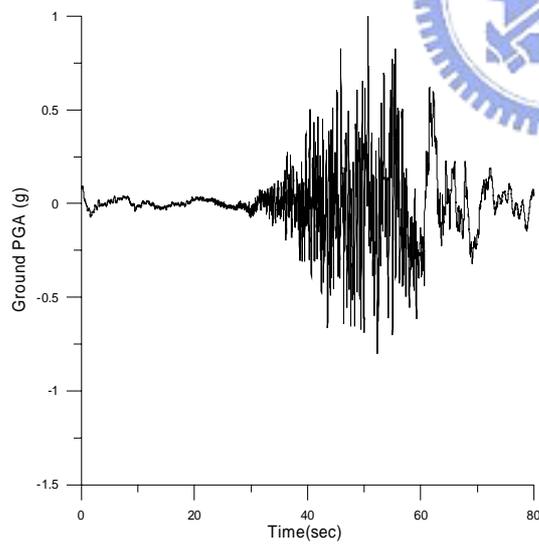


(a) 歷時圖

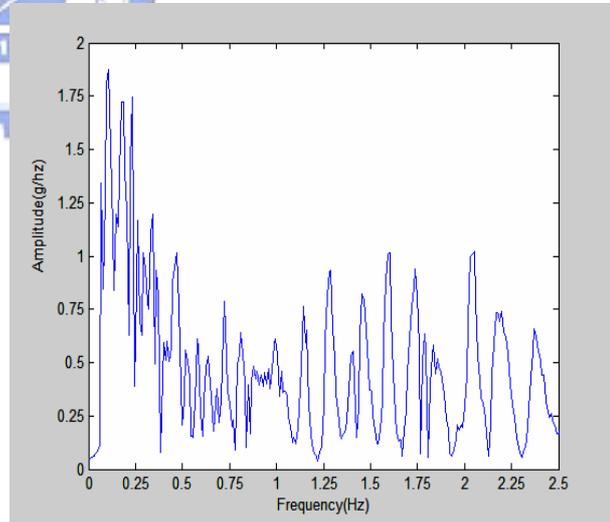


(b)反應譜

圖 3.11 TCUBAA-NS 震波加速度歷時(正規化至 1g)

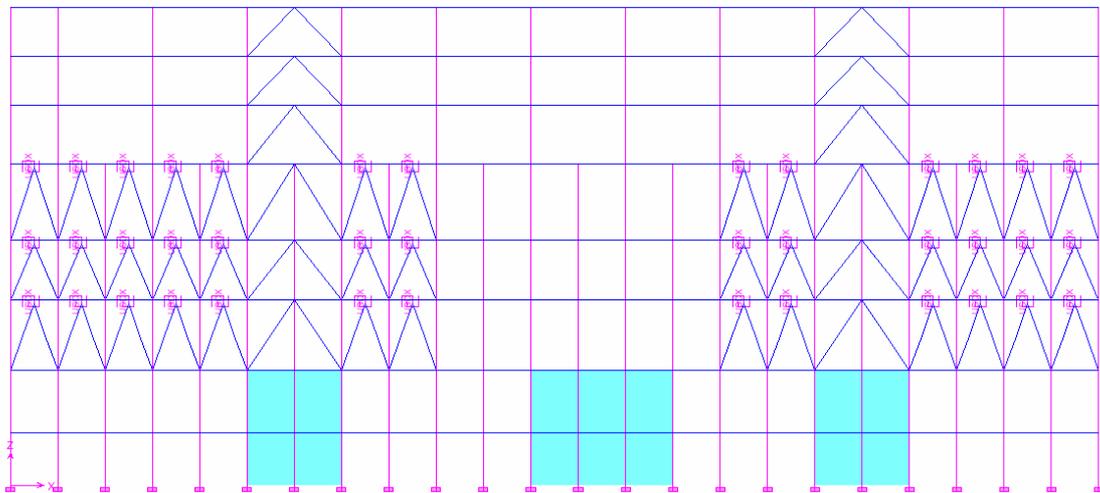


(a) 歷時圖

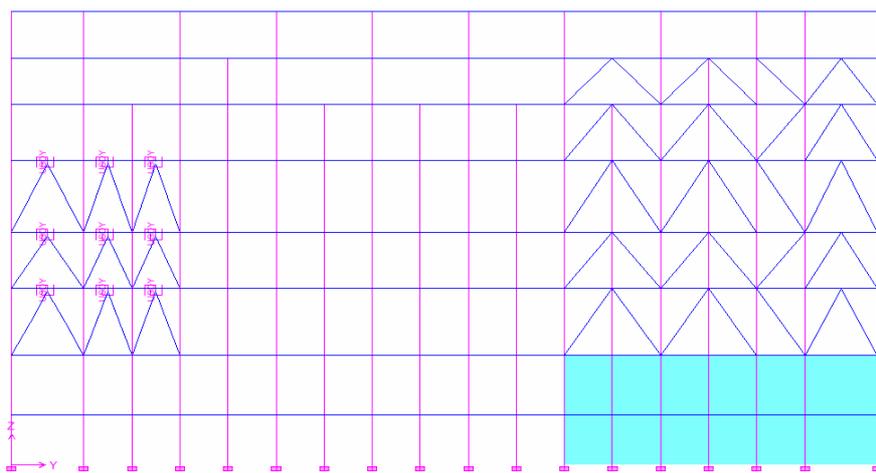


(b)反應譜

圖 3.12 TCUBAA-EW 震波加速度歷時(正規化至 1g)

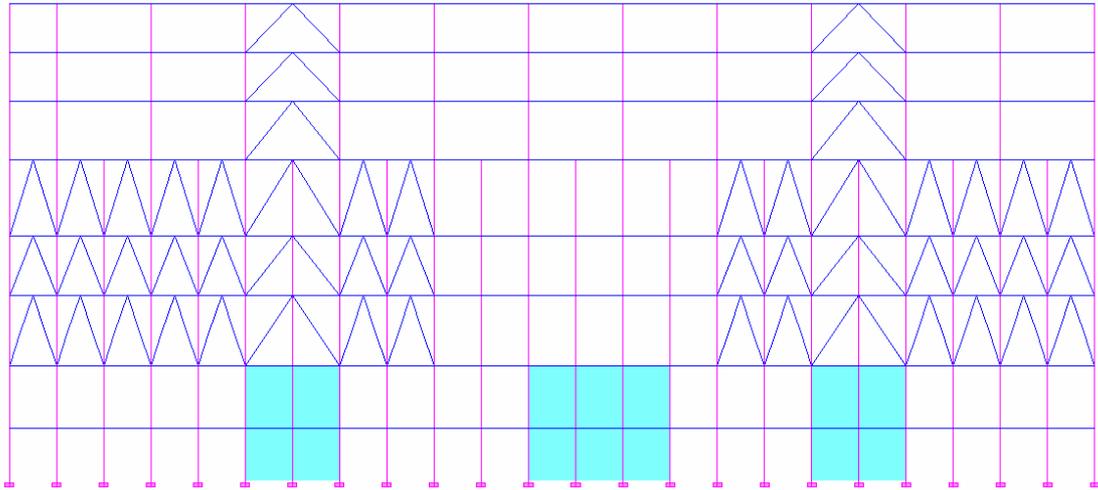


(a)長向消能器設置立面配置圖

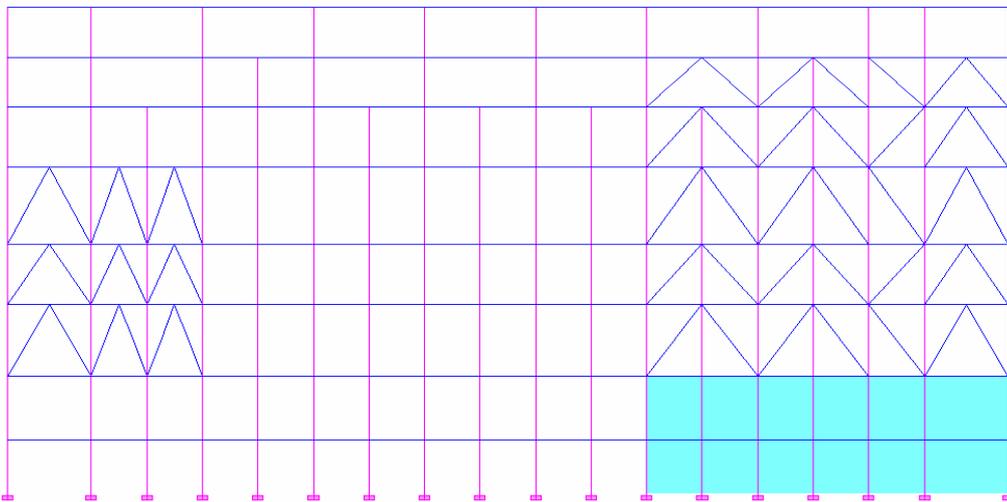


(b)短向消能器設置立面配置圖

圖 4.1 CASE4(3樓至5樓增設消能器)廠房模型增設消能器設置立面配置圖

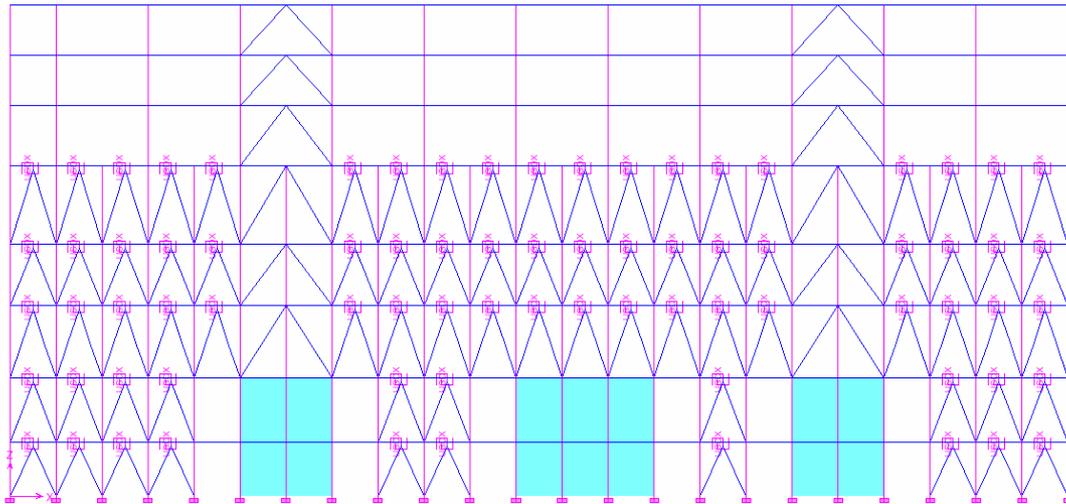


(a)長向斜撐設置立面配置圖

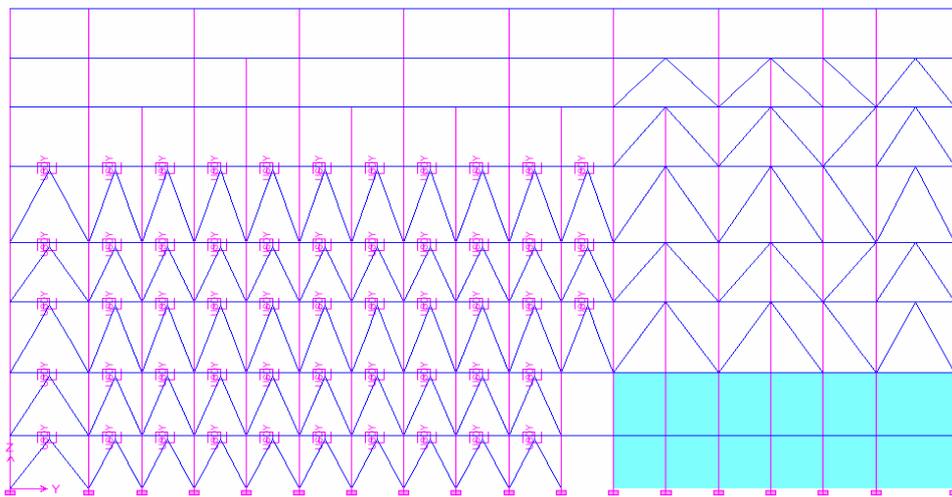


(b)短向斜撐設置立面配置圖

圖 4.2 CASE5(3樓至5樓增設斜撐)廠房模型增設斜撐設置立面配置圖



(b)長向消能器設置立面配置圖



(b)短向消能器設置立面配置圖

圖 4.3 CASE6(1樓至5樓增設消能器)廠房模型

增設消能器設置立面配置圖

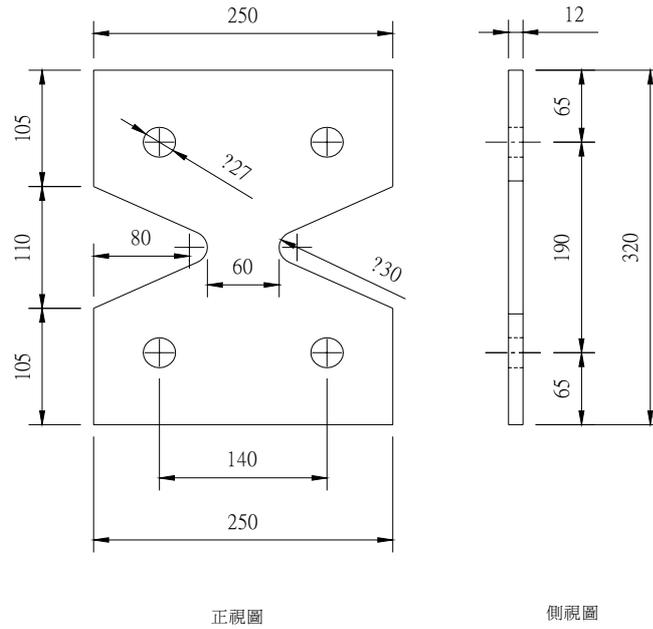


圖 4.4(a) 原型 USD 制震鈹之 X-形鋼鈹細部尺寸

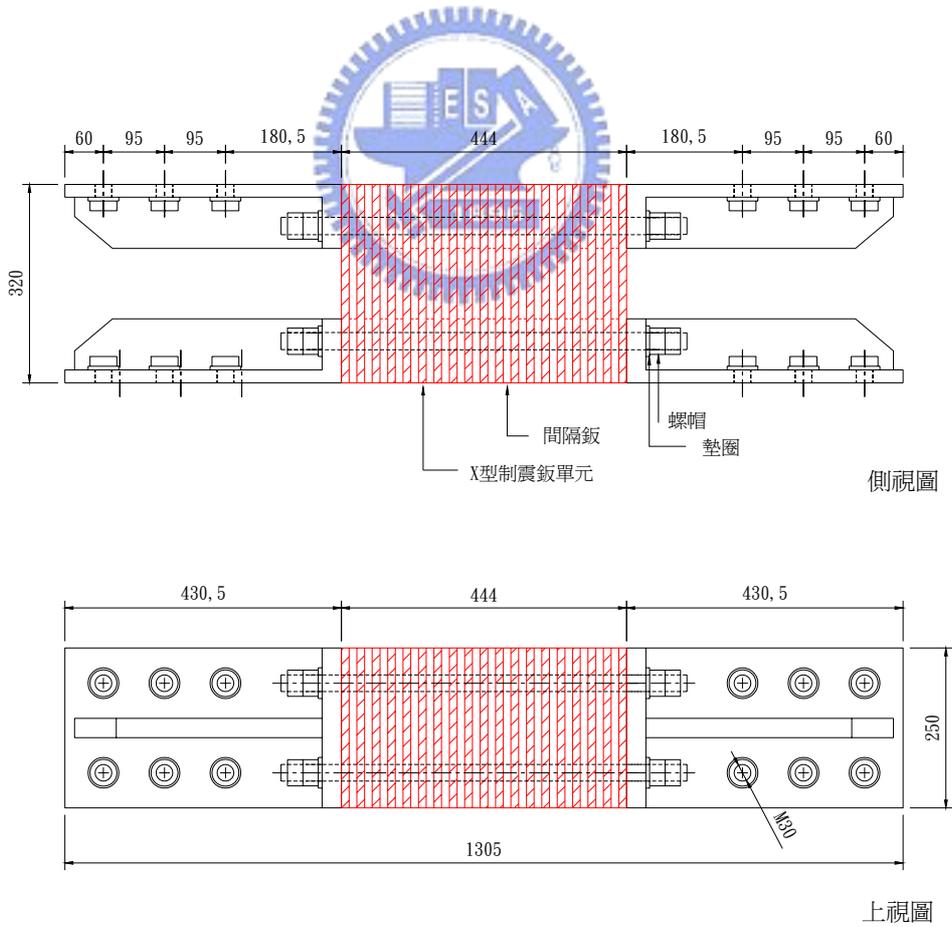


圖 4.4(b) 原型 USD 制震鈹之構造詳圖

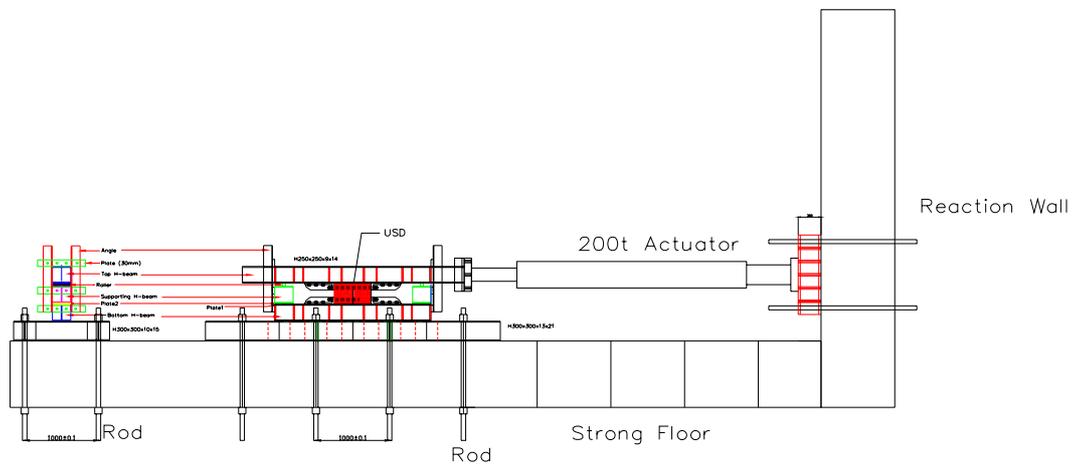


圖 4.5 (a) 原型 USD 制震鈹元件測試之試驗架構設計圖



圖 4.5 (b) 原型 USD 制震鈹元件測試之試驗架構

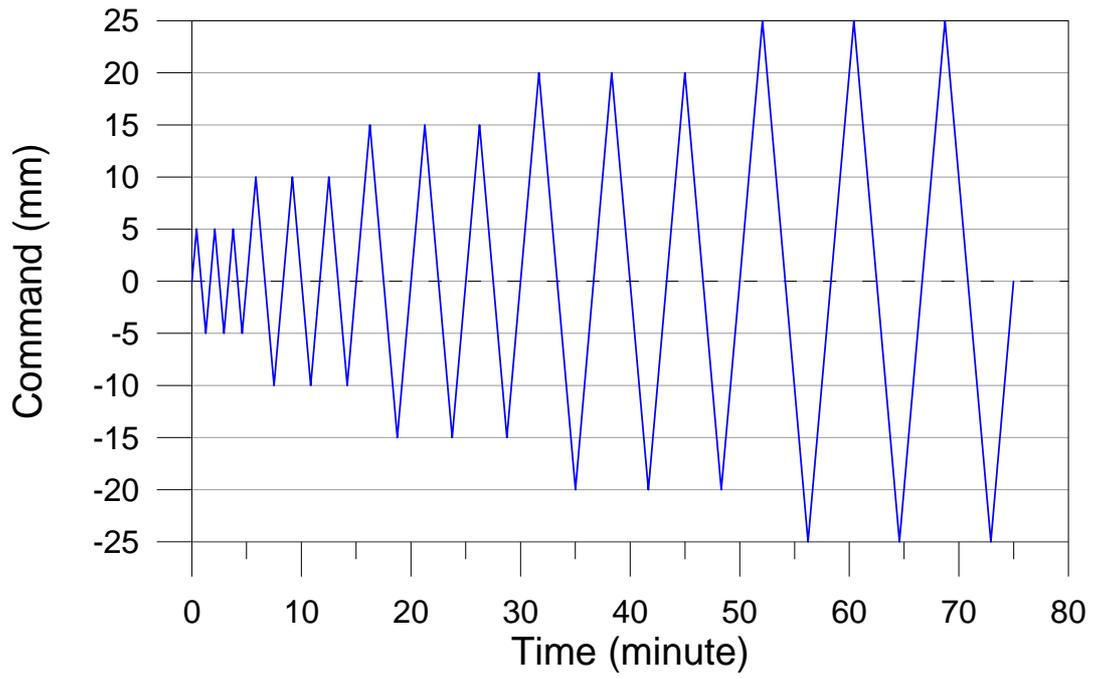


圖 4.6 元件測試設定之致動器位移指令

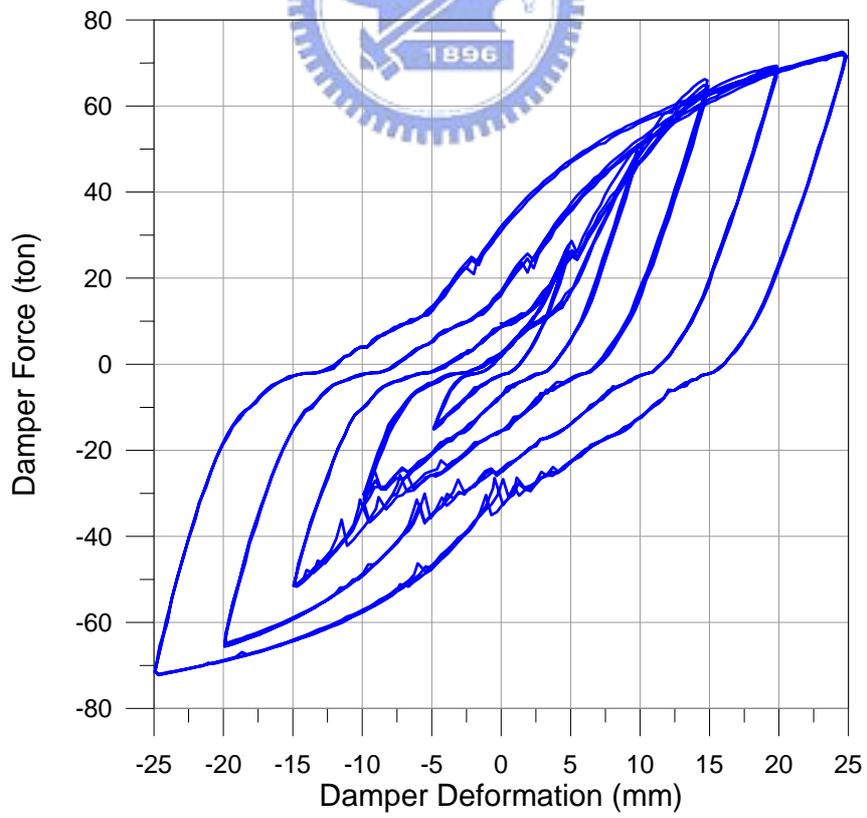


圖 4.7(a) USD 制震鉸之遲滯迴圈

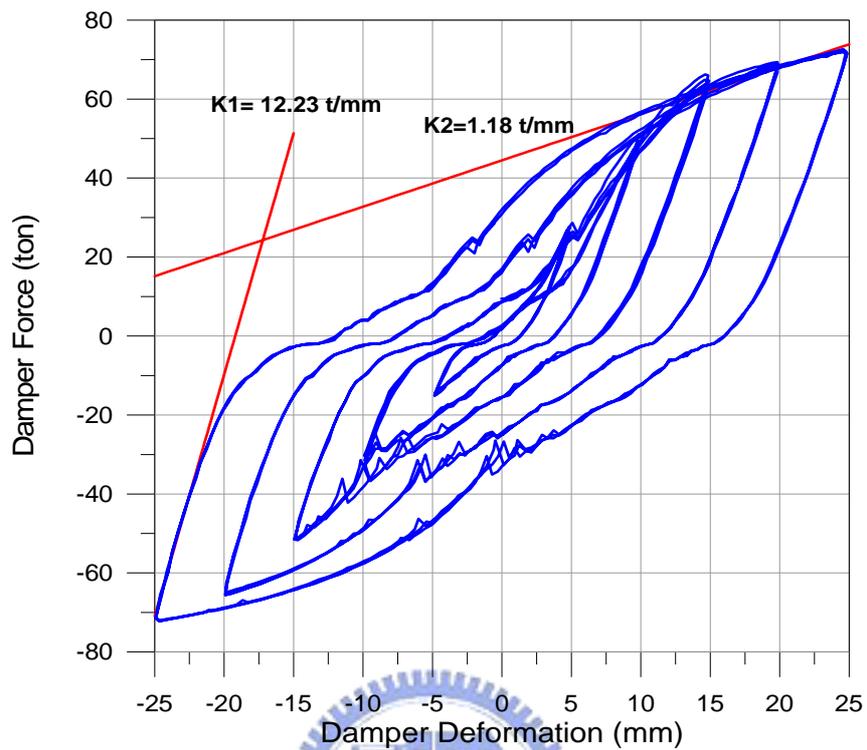


圖 4.7 (b) USD 制震鉸之勁度迴歸曲線

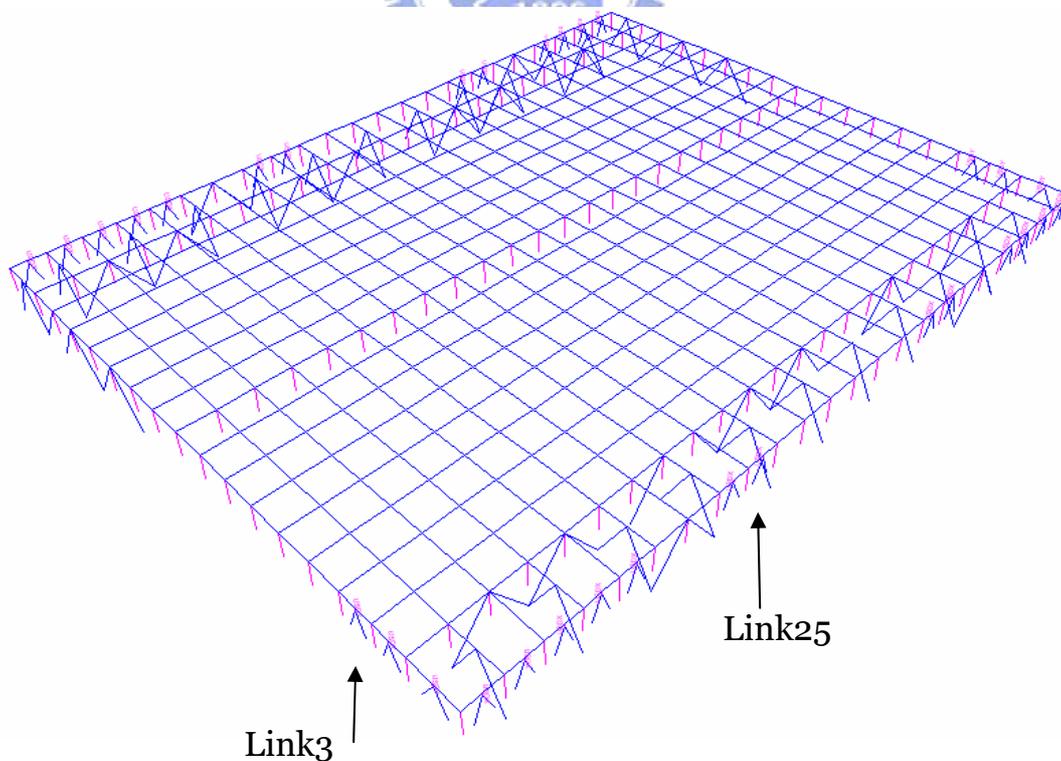


圖 4.9 CASE4(3 樓至 5 樓增設消能器)制震鉸位置圖

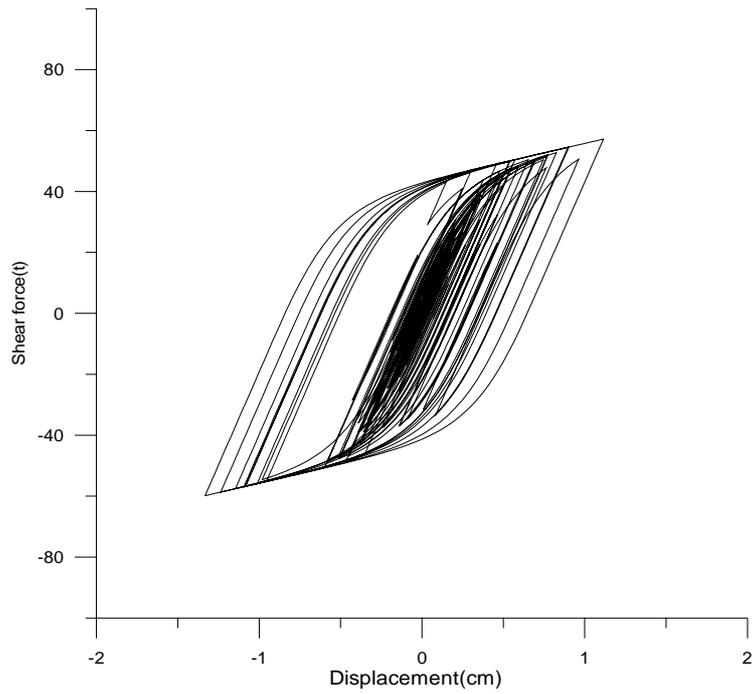


圖 4.10 制震鉸(Link25)遲滯迴圈 (X-TCU017 E-W)

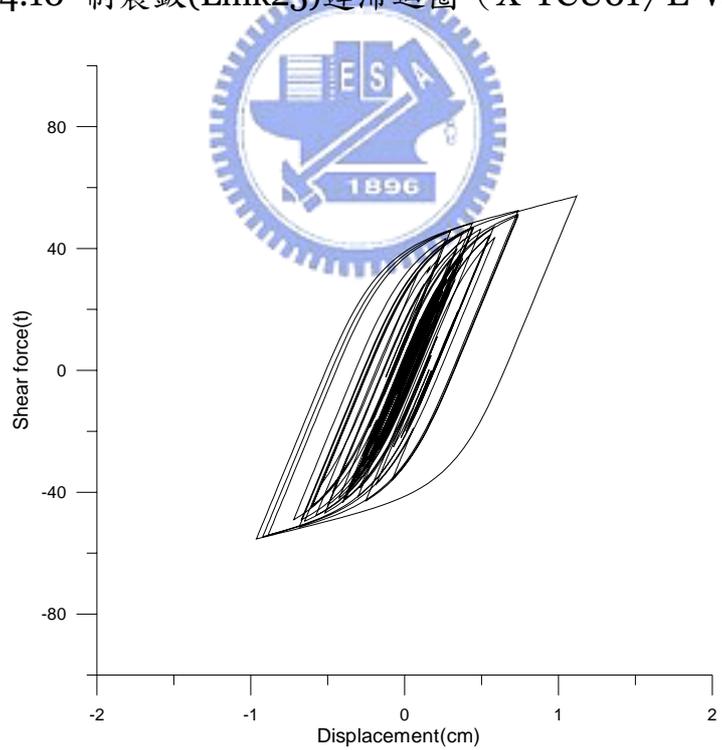


圖 4.11 制震鉸(Link3)遲滯迴圈 (Y-TCU017 E-W)

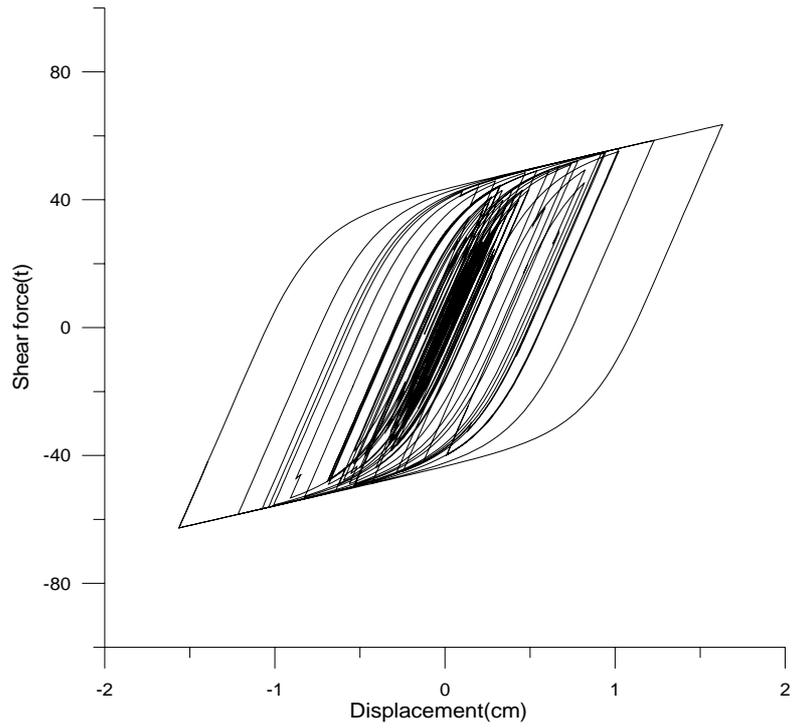


圖 4.12 制震鈹(Link25)遲滯迴圈 (X-TCU096 E-W)

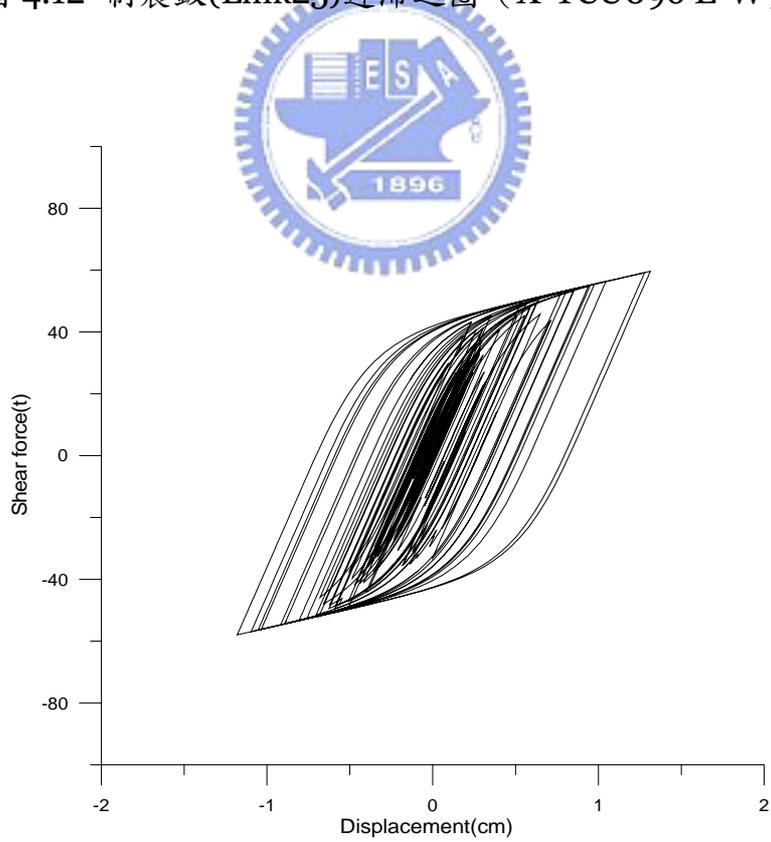


圖 4.13 制震鈹(Link3)遲滯迴圈 (Y-TCU096 E-W)

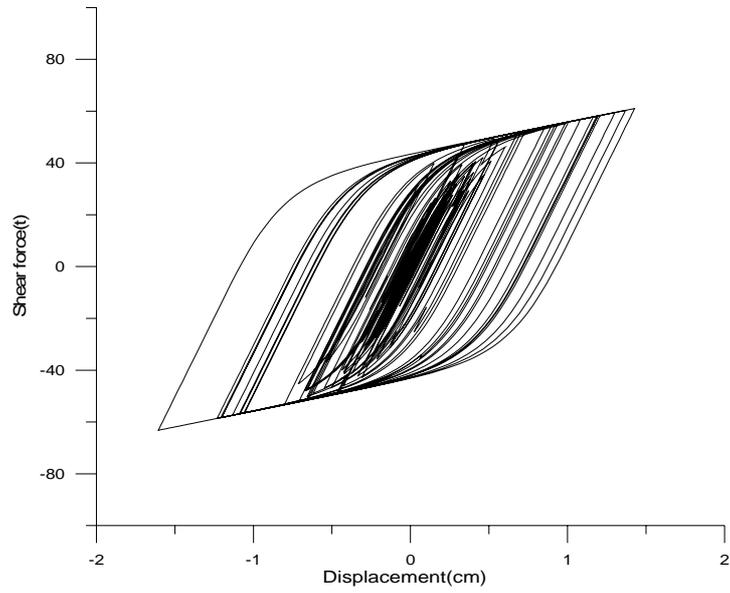


圖 4.14 制震鈹(Link25)遲滯迴圈 (Y-TCUBAA N-S)

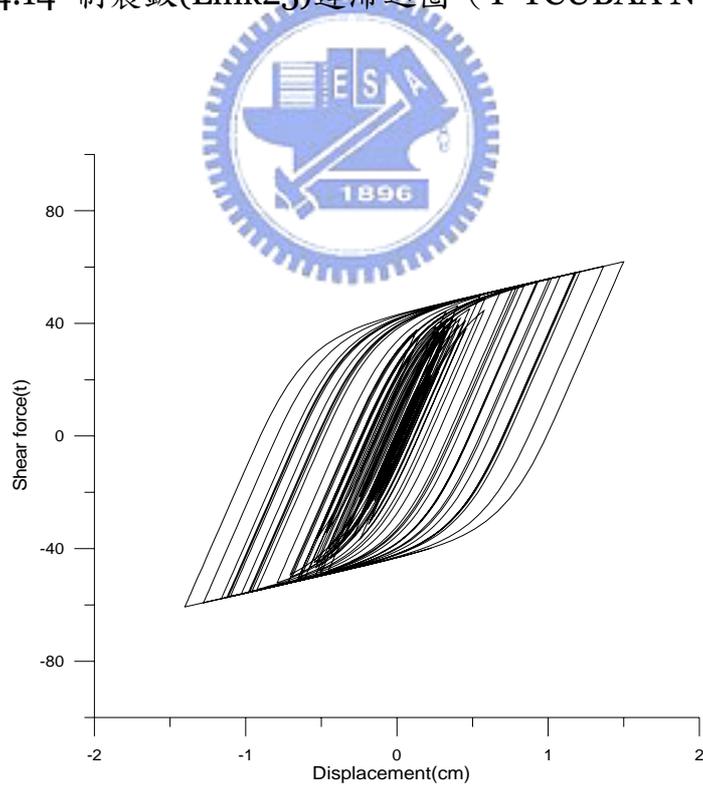


圖 4.15 制震鈹(Link3)遲滯迴圈 (Y-TCUBAA N-S)