

鋼耐震間柱結構系統設計準則與性能評估方法研擬

內政部建築研究所協同研究資料蒐集分析報告

(100年度)

鋼耐震間柱結構系統設計準則與性能評
估方法研擬
(資料蒐集分析報告)

內政部建築研究所協同研究報告

中華民國109年12月

鋼耐震間柱結構系統設計準則與性能評估方法研擬

研究主持人：陳建忠
協同主持人：蕭博謙
研究員：陳沛清、范仲棋、黃國倫、周楷峻
研究助理：張友蔭、蘇怡平
研究期程：中華民國109年3月20至12年31月

內政部建築研究所協同研究報告

中華民國109年12月

目次

目次.....	I
表次.....	III
圖次.....	錯誤! 尚未定義書籤。
摘要.....	IX
Abstract.....	XI
第一章 緒論	1
第一節 研究背景、目的與範圍	1
第二章 文獻回顧	5
第一節 國內現行鋼結構與耐震設計相關規範	5
第二節 國外現行鋼結構與耐震設計相關規範	34
第三章 採用鋼耐震間柱建築結構設計準則研擬.....	59
第一節 建築結構設計流程說明	59
第二節 鋼耐震間柱類別	63
第三節 採用鋼耐震間柱建築結構系統之設計細則.....	66
第四章 國內現行相關結構設計規範修訂.....	93
第一節 國內現行鋼結構設計規範修訂	93
第二節 國內現行鋼骨鋼筋混凝土結構設計規範修訂.....	103
第五章 採用鋼耐震間柱建築結構系統耐震性能評估與分析研究	105
第一節 採用鋼耐震間柱建築結構系統耐震性能評估.....	106
第二節 構架中耐震間柱桿件軸力累積與釋放效應研究	138
第三節 含鋼耐震間柱之結構系統簡易耐震性能評估方法	168
第六章 結論與建議	179
第一節 結論	179
第二節 建議.....	181
參考書目.....	183

附錄一	期中審查意見與回應	185
附錄二	期末審查意見與回覆	199
附錄三	專家座談會紀錄與意見回覆	205
附錄四	說明會辦理情形	221

表次

表 2.1 極限設計法受壓肢之寬厚比限制.....	8
表 2.2 結構系統韌性容量 R	32
表 2.3 常用抗震建築物結構之設計參數.....	34
表 2.4 鋼材之 R_y 與 R_t 值.....	39
表 2.5 中等韌性與高韌性構件其受壓肢材之寬厚比限制.....	40
表 2.6 梁端接頭係數.....	52
表 4.1 「鋼結構極限設計法規範及解說」修正條文對照表.....	94
表 4.2 「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」修正條文對照表.....	104
表 5.1.1 三層樓 SMF 構架原型建築之設計參數.....	108
表 5.1.2 三層樓 SMF 構架原型建築物之設計基底剪力及豎向分配力.....	108
表 5.1.3 三層樓 SMF 與 SMF-SC 構架原型建築物之梁柱尺寸.....	109
表 5.1.4 本研究所採用之 FEMA P-695 中地震波資訊.....	112
表 5.1.5 SMF 與 SMF-SC 構架中各種極限狀態定義.....	118
表 5.1.6 九層樓 SMF 構架原型建築之設計參數.....	120
表 5.1.7 九層樓 SMF 構架原型建築物之設計基底剪力及豎向分配力.....	120
表 5.1.8 九層樓 SMF 與 SMF-SC 構架原型建築物之梁柱尺寸.....	121
表 5.1.9 二十層樓 SMF 構架原型建築之設計參數.....	129
表 5.1.10 二十層樓 SMF 構架原型建築物之設計基底剪力及豎向分配.....	129
表 5.1.11 二十層樓 SMF 與 SMF-SC 構架原型建築物之梁柱尺寸.....	130
表 5.2.1 五層樓 SMF-SC 構架原型建築之設計參數.....	140
表 5.2.2 五層樓原型建築物之設計基底剪力及豎向分配力.....	141
表 5.2.3 五層樓 SMF-SC 構架原型建築物之梁柱尺寸.....	141
表 5.2.4 五層樓案例之彈性分析結果 (週期及層間側移角).....	142
表 5.2.5 十五層樓 SMF-SC 構架原型建築之設計參數.....	143
表 5.2.6 十五層樓 SMF-SC 構架之設計基底剪力及豎向分配力.....	144
表 5.2.7 十五層樓 SMF-SC 構架原型建築物之梁柱尺寸.....	145
表 5.2.8 十五層樓案例之彈性分析結果 (週期及層間側移角).....	145
表 5.2.9 五層樓 SMF-SC 構架中耐震間柱軸力參數分析列表.....	156

表 5.2.10 十五層樓 SMF-SC 構架中耐震間柱軸力參數分析列表	157
表 5.2.11-1 考量間柱偏移量之五層樓 SMF-SC 構架中耐震間柱軸力參數分析列表	161
表 5.2.11-2 考量間柱偏移量之五層樓 SMF-SC 構架中耐震間柱軸力參數分析列表	162
表 5.2.11-3 考量間柱偏移量之五層樓 SMF-SC 構架中耐震間柱軸力參數分析列表	163
表 5.2.11-4 考量間柱偏移量之五層樓 SMF-SC 構架中耐震間柱軸力參數分析列表	164
表 5.2.11-5 考量跨間柱偏移量之五層樓 SMF-SC 構架中耐震間柱軸力參數分析列表	165
表 5.3.1 五層樓 SMF-SC 構架($R=4.8$)原型建築之設計參數	169
表 5.3.2 五層樓 SMF-SC 構架($R=3.2$)原型建築之設計參數	169
表 5.3.3 十五層樓 SMF-SC 構架($R=4.8$)原型建築之設計參數	170
表 5.3.4 十五層樓 SMF-SC 構架($R=3.2$)原型建築之設計參數	170
表 5.3.5 五層樓 SMF-SC 構架($R=4.8$)原型建築物之梁柱尺寸	170
表 5.3.6 五層樓 SMF-SC 構架($R=3.2$)原型建築物之梁柱尺寸	171
表 5.3.7 十五層樓 SMF-SC 構架($R=4.8$)原型建築物之梁柱尺寸	171
表 5.3.8 十五層樓 SMF-SC 構架($R=3.2$)原型建築物之梁柱尺寸	171
表 5.3.9 本節 SMF-SC 構架之各極限狀態定義	174

圖次

圖 2.1	扇形銲接孔之施工.....	14
圖 3.1	鋼耐震間柱結構系統設計流程圖.....	62
圖 3.2	鋼耐震間柱應用於鋼構造與鋼骨鋼筋混凝土構造結構示意.....	63
圖 3.3	彎矩(端部)降伏型鋼耐震間柱桿件構造示意與實際應用案例照片.....	64
圖 3.4	剪力(中間部)降伏型鋼耐震間柱桿件構造示意與實際應用案例照片.....	65
圖 3.5	耐震間柱桿件於樓層內之淨高 H_{sc} 示意圖.....	71
圖 3.6	標稱彎矩強度與無支撐長度之關係圖.....	71
圖 3.7	含鋼耐震間柱 SMF 中理想之韌性行為與塑鉸發生位置示意圖.....	74
圖 3.8	含鋼耐震間柱 SMF 中邊界梁之彎矩分布示意圖.....	75
圖 3.9	構架中鋼耐震間柱與邊界梁接合處之受力關係自由體圖.....	76
圖 3.10	含耐震間柱構架邊界梁極限軸力估算方法示意圖.....	78
圖 3.11	耐震間柱與邊界梁交會區(a)自由體圖，與(b)需求剪力計算示意圖.....	79
圖 3.12	耐震間柱與邊界梁交會區疊合板配置型式.....	81
圖 3.13	耐震間柱與邊界梁交會區增加疊合板方式:(a)延伸式疊合板，(b) 設置於連續板間之疊合板.....	82
圖 3.14	耐震間柱與邊界梁交會區同時配置疊合板與加勁板方式示意圖.....	82
圖 3.15	耐震間柱與 BH 型鋼邊界梁接合焊接細節示意.....	85
圖 3.16	剪力降伏型間柱桿件保護區示意圖.....	86
圖 3.17	耐震間柱與 BH 型鋼邊界梁接合焊接細節示意.....	89
圖 3.18	耐震間柱與邊界梁交會區側向支撐位置.....	90
圖 5.1.1	三層樓 SMF-SC 構架原型建築物之結構平面與立面圖.....	107
圖 5.1.2	SMF 與 SMF-SC 構架解析模型示意圖.....	110
圖 5.1.3	鋼耐震間柱解析模型示意圖.....	110
圖 5.1.4	三層樓 SMF 與 SMF-SC 構架靜態側推分析結果.....	111
圖 5.1.5	三層樓原型建築物各等級地震反應譜.....	113
圖 5.1.6	三層樓 SMF 與 SMF-SC 構架動態分析中樓層位移反應.....	114
圖 5.1.7	三層樓 SMF 與 SMF-SC 構架動態分析中樓層剪力反應.....	115
圖 5.1.8	三層樓 SMF 與 SMF-SC 構架動態分析中樓層加速度反應.....	115
圖 5.1.9	三層樓 SMF 與 SMF-SC 構架動態分析中樓層殘餘位移反應.....	116

圖 5.1.10	三層樓 SMF 與 SMF-SC 構架動態分析中塑絞發生機率	117
圖 5.1.11	三層樓 SMF 與 SMF-SC 構架各極限狀態之易損性曲線	118
圖 5.1.12	九層樓 SMF-SC 構架原型建築物之結構平面與立面圖	119
圖 5.1.13	九層樓 SMF 與 SMF-SC 構架靜態側推分析結果	122
圖 5.1.14	九層樓原型建築物各等級地震反應譜.....	123
圖 5.1.15	九層樓 SMF 與 SMF-SC 構架動態分析中樓層位移反應	125
圖 5.1.16	九層樓 SMF 與 SMF-SC 構架動態分析中樓層剪力反應	125
圖 5.1.17	九層樓 SMF 與 SMF-SC 構架動態分析中樓層加速度反應	126
圖 5.1.18	九層樓 SMF 與 SMF-SC 構架動態分析中樓層殘餘位移反應	126
圖 5.1.19	九層樓 SMF 與 SMF-SC 構架動態分析中塑絞發生機率	127
圖 5.1.20	九層樓 SMF 與 SMF-SC 構架各極限狀態之易損性曲線	127
圖 5.1.21	二十層樓 SMF-SC 構架原型建築物之結構平面與立面圖	128
圖 5.1.22	二十層樓 SMF 與 SMF-SC 構架靜態側推分析結果	131
圖 5.1.23	二十層樓原型建築物各等級地震反應譜.....	132
圖 5.1.24	二十層樓 SMF 與 SMF-SC 構架動態分析中樓層位移反應	133
圖 5.1.25	二十層樓 SMF 與 SMF-SC 構架動態分析中樓層剪力反應	134
圖 5.1.26	二十層樓 SMF 與 SMF-SC 構架動態分析中樓層加速度反應	134
圖 5.1.27	二十層樓 SMF 與 SMF-SC 構架動態分析中殘餘位移反應	135
圖 5.1.28	二十層樓 SMF 與 SMF-SC 構架動態分析中塑絞發生機率	136
圖 5.1.29	二十層樓 SMF 與 SMF-SC 構架各極限狀態之易損性曲線	137
圖 5.2.1	五層樓 SMF-SC 構架原型建築物之結構平面圖與立面圖	139
圖 5.2.2	五層樓 SMF-SC 構架原型建築物 3D 立面圖	140
圖 5.2.3	十五層樓 SMF-SC 構架原型建築物之結構平面圖與立面圖	142
圖 5.2.4	十五層樓 SMF-SC 構架原型建築物 3D 立面圖	143
圖 5.2.5	五層樓 SMF-SC 構架中地震力對間柱內軸力之影響	148
圖 5.2.6	SMF-SC 構架中柱與間柱內軸力估算方法示意圖	148
圖 5.2.7	SMF-SC 構架中間柱配置位置定義	149
圖 5.2.8	五層樓 SMF-SC 構架中配置位置對間柱內軸力之影響	150
圖 5.2.9	十五層樓 SMF-SC 構架中配置位置對間柱內軸力之影響	151
圖 5.2.10	五層樓 SMF-SC 構架中軸力釋放位置對其軸力之影響	152
圖 5.2.11	十五層樓 SMF-SC 構架中軸力釋放位置對其軸力之影響之一	153

圖 5.2.12 15 樓 SMF-SC 構架中軸力釋放位置對其軸力之影響之二	154
圖 5.2.13 SMF-SC 構架中耐震間柱軸力參數分析中樓層位置變數定義	155
圖 5.2.14 軸力釋放點(a)下方與(b)上方樓層間柱軸力分析估算值準確度	159
圖 5.2.15 SMF-SC 構架中耐震間柱軸力參數分析中間柱跨內位置變數定義	160
圖 5.2.16 考量跨內位置軸力釋放點(a)下方與(b)上方樓層間柱軸力分析估算值精 準度.....	166
圖 5.3.1 (a)五層樓與(b)十五層樓原型建築物於 DBE 地震等級之加速度反應譜	173
圖 5.3.2 (a)SLE，(b)DBE 及(c)MCE 等級地震下五層樓 SMF-SC 構架之量化耐震 性能.....	175
圖 5.3.3 (a)SLE，(b)DBE 及(c)MCE 等級地震下十五層樓 SMF-SC 構架之量化耐 震性能.....	175
圖 5.3.4 建築物構架設計中 R 值與 C_d 值關係示意	177
圖 5.3.5 (a)五層樓與(b)十五層樓原型建築物之 C_d/R 比值結果.....	177

摘要

關鍵字: 鋼構造建築物、耐震間柱、設計準則、耐震性能評估

台灣自 1999 年發生九二一地震以來，國內建築法規對建築結構耐震能力之要求與等級不斷提升，帶動國內地震工程領域與其相關產業之蓬勃發展，以及推動國內耐震建築普及化之發展，喚醒社會大眾對建築結構安全問題之關注與防災意識。國內包含中高層與超高層新建建築物結構中，大多選擇以配置減震材料設備之方式，以有效率提升建築結構之結構效率，及達到設計所要求之耐震能力。近幾年來，可明顯觀察到，此類結構系統中選擇採用鋼耐震間柱設計之新建案例已逐年增加，且已有相當程度之普及性。其主要原因包括:(1)於建築方面，對建築物內部空間利用之衝擊性小，可充分配合建築空間之需求彈性安排配置之位置;(2)於結構方面，可有效率提升結構之總體勁度與強度，有效改善抗彎矩構架系統中常有的結構勁度不足問題;(3)透過耐震間柱遲滯消能行為，進一步提升建築結構之整體耐震性能。然而，目前國內工程業界尚無針對此採用鋼耐震間柱之建築結構系統的明確設計準則與方法，可供相關設計單位作為依循。基於上述原因，本研究旨在建立與研擬一套適用於採用鋼耐震間柱設計之建築結構系統的設計方法與準則，用以確保鋼耐震間柱於建築結構中得以發揮其預期之耐震性能與韌性，配合進行非線性靜態側推分析(Pushover analysis)與非線性動態歷時分析(Nonlinear time history analysis)，評估採用鋼耐震間柱設計之建築結構系統之耐震性能與動態行為特性，並提供相關之簡易評估方法。

相關研究內容與要項之步驟如下所列：

1. 蒐集國內外相關研究文獻及設計法規。
2. 初步擬訂鋼耐震間柱結構系統之設計準則。

3. 建立具代表性之低矮、中高與超高層鋼耐震間柱原型建築物。
4. 以非線性動力分析方法進行鋼耐震間柱原型建築物之耐震性能評估與相關設計參數之驗證。
5. 修訂及最佳化採用鋼耐震間柱設計之建築結構系統之設計準則。
6. 結合非線性動態分析與靜態側推分析結果，提供簡易耐震性能評估方法。
7. 舉辦相關執業技師訪談與專家座談，彙整多元專業意見。

Abstract

Keywords: steel structures , stub columns , design guideline , seismic performance evaluation

In recent years, large earthquakes tend to occur frequently around the world. It also happens in Taiwan since 921 earthquakes, which caused serious damage and even collapse of many buildings, especially in the regions near faults. The general public began to pay more attention to structural safety and seismic-loads resisting capability of the building. The displacement-dependent damper devices can be used to not only effectively improve the overall strength and stiffness of the structure, but also enhance the structural damping to achieve high seismic performance due to its features such as stable force-deformation behavior and large energy dissipation. In recent years, stub-column dampers have gradually been used in the Taiwan practice. However, the design method and seismic performance of the structural systems with stub-column dampers are still uncertain, and insufficient or uncertain seismic performance of the stub-column damper structural systems will lead to a potential social risk of the structural safety. The research is aiming to establish the design guideline for the steel structural systems containing stub column dampers and perform a series of seismic performance evaluations for the considered systems.

The major research contents of this project are as follow :

- (1) Collect relevant research literatures and design specifications in Taiwan and other countries.
- (2) Establish the preliminary seismic design guidelines for the steel structural system containing stub-columns.
- (3) Establish a series of representative prototype buildings, including low-, med- and high-rise building structures.
- (4) Use nonlinear time history analysis method to evaluate the seismic performance of the prototype buildings with tub-columns and verify the roles of each design parameters of the building structures.
- (5) Revise and optimize the seismic design guidelines for the steel structural system containing stub-columns upon the analytical results and additionally collected literature.
- (6) Establish simplified approaches to evaluate the seismic performance of the prototype buildings the upon the analytical results of nonlinear dynamic analysis and static push-over analysis of the buildings.

- (7) Organize specific meetings and symposium among both of academic and practical experts to collect all professional experiences and comments.

第一章 緒論

第一節 研究背景、目的與範圍

壹、研究背景

台灣自 1999 年發生九二一地震以來，國內建築法規對建築結構耐震能力之要求等級不斷提升，帶動國內地震工程領域與其相關產業之蓬勃發展，同時促進國內耐震建築普及化之發展，喚醒社會大眾對建築結構安全問題之關注與防災意識。而於國內包含中高層與超高層新建建築物結構中，大多選擇以配置減震材料設備之方式，以有效率提升建築結構之結構效率，及達到設計所要求之耐震能力。

近年來，可明顯觀察到，此類建築結構系統中選擇採用鋼耐震間柱設計之案例逐年增加，且已具有相當程度之普及性。當中主要可能原因包括：

(1)於建築方面，對建築物內部空間利用之衝擊性小，可充分配合建築空間之需求，以無需增加柱基與柱位情況下，彈性安排間柱配置位置。

(2)於結構方面，可有效率提升結構之總體勁度與強度，有效改善抗彎矩構架系統中因跨度過長情況時導致之結構勁度不足問題。

(3)可透過耐震間柱桿件本身之韌性遲滯行為，增加建築結構之額外結構阻尼以提升建築結構之整體耐震性能。

然而，目前國內工程業界尚無針對採用鋼耐震間柱設計建築結構系統之明確設計準則與方法，國內結構專業技師常擾於設計上無統一標準可作為依循，因此在設計上時常產生使用設計參數與設計細部之模糊地帶與不確定性。國內當前急需一套針對採用鋼耐震間柱之建築結構系統的設計方法與準則，用以有效檢視與確保鋼耐震間柱於建築結構系統中確能有效提升建築結構耐震性能及確保建築結構安全。

貳、 研究目的

本研究之目的旨在建立與研擬一套適用於國內之採用鋼耐震間柱之建築結構系統的設計方法與準則，用以統一且具體化國內採用鋼耐震間柱建築結構系統之設計方法與步驟，且確保國內鋼耐震間柱於建築結構系統中可穩定發揮其預期之耐震性能與韌性。本研究同時將進行一系列非線性靜力分析(Pushover analysis)與非線性動力歷時分析(Nonlinear time history analysis)研究，用以量化與評估採用鋼耐震間柱之建築結構系統之耐震性能提升效能與其動態行為特性，進而彙整非線性動力歷時分析結果歸納對應之簡易型性能評估方法。

參、 研究範圍

1. 本研究之研究對象旨針對一般採用鋼耐震間柱桿件之建築結構系統，透過彙整國內外現有相關之設計規範與標準及本研究之相關分析結果，擬訂國內採用鋼耐震間柱建築結構系統之設計準則與方法步驟。
2. 本研究探討之鋼耐震間柱桿件即於中小地震下透過增加結構勁度方式達到抗震減震之功能，而於較大地震下利用鋼材降伏後產生之遲滯行為達到消散地震輸入能量之功能。其他採用間柱型式配置之消能桿件的建築結構，並非本研究之適用對象。
3. 本研究所討論之採用鋼耐震間柱建築結構系統，即指配置有鋼耐震間柱桿件之韌性抗彎矩構架系統，於地震中耐震間柱將與抗彎矩構架一同抵抗結構之地震外力，藉由塑鉸的產生消散地震引入之震動能量。
4. 本研究僅針對建築主結構部份之設計準則進行研擬，主要包含：間柱、其周圍之邊界抗彎矩構架及兩者間之接合細節等。
5. 本研究所討論之鋼耐震間柱桿件包含彎矩(端部)降伏與剪力(中間部)降伏型兩

類別，而於所研擬之設計準則中各設計與檢核項目即依此兩類別分別作闡述與說明。

第二章 文獻回顧

第一節 國內現行鋼結構與耐震設計相關規範

壹、鋼構造建築物鋼結構設計技術規範-鋼結構極限設計法規範及解說(內政部營建署，2010)

1. 耐震設計適用材質[第 3.1.2 節、第 3.1.3 節]

依據規範之規定，鋼結構耐震設計所使用之鋼材與焊材，應符合下列檢驗程序與方法，及所列之材料標準。

(1) 鋼材檢驗：

未列於規範中之鋼材應依 CNS 2608「鋼料之檢驗通則」及相關之國家檢驗測試標準，或政府主管單位認可之國際通行檢驗標準檢驗測試，確認符合其原標示之標準，且證明達到本規範之設計標準者方可使用。

(2) 鋼材品質證明：

鋼結構所使用之各項材料，應由原生產廠家出具品質證明書，或公正檢驗機構之檢驗報告，文件內應備有具體之數據及明確之陳述，足以證明該項材料符合所指定之材料標準。無廠家產品檢驗合格證明書之非整批零星鋼料或成品鋼料，依每 5 公噸及其不足 5 公噸部分或依每一群、每種尺寸均須分別各作一組試驗。各項材料如因特殊情況，必須使用同等規格品時，除須經證明其材質及加工性均符合原規定外，並經原設計者簽認許可，方可採用。如對鋼材的品質有疑義時，應抽樣檢驗，其結果應符合國家標準的規定和原設計之要求。

(3) 耐震設計用鋼材：其材料規格應符合下列規格：

a) CNS 13812 建築結構用軋鋼料：

SN400A、SN400B、SN400C、SN490B、SN490C。

b) CNS 2947 銲接結構用軋鋼料：

SM400A、SM400B、SM400C、SM490A、SM490B、SM490C、
SM490YA、SM490YB、SM520B、SM520C、SM570。

c) CNS 4269 銲接結構用耐候性熱軋鋼料：

SMA400AW、SMA400BW、SMA400CW、SMA400AP、
SMA400CP、SMA490AW、SMA490CW、SMA490AP、
SMA490BP、SMA490CP。

d) CNS 4435 一般結構用碳鋼鋼管：

STK 290、STK 400、STK 490、STK 500、STK 540。

(4) 耐震設計用銲材：

使用遮護金屬電弧銲接、潛弧銲接、氣體遮護金屬電弧銲接、包藥銲線電弧銲接等銲接方法之全滲透銲接，其相稱銲材於-29°C時至少具有 27 焦耳之衝擊韌性值，其中，銲接材料之選用，應以符合下列國家標(CNS)為原則，但因部分銲接材料尚未訂定國家標準，考慮目前及未來可能之需求，規範規定使用者得以選用符合美國銲接協會(American Welding Society, AWS)或日本工業規格(Japanese Industrial Standards, JIS)規定之銲接材料，並經原結構設計者認可。

2. 斷面寬厚比限制[第 4.5 節]

構材斷面可分成塑性設計斷面、結實斷面、半結實斷面和細長肢材斷面。塑性設計斷面者，翼板必須與腹板連續連接，其受壓肢之寬厚比不得超過表 2.1 之寬厚比 λ_{pd} ；結實斷面者，其翼板亦須和腹板連續連接，其受壓肢之寬厚比超過

λ_{pd} ，但未超過表 2.1 之 λ_p 者。半結實斷面係指任一受壓肢之寬厚比超過 λ_p ，但未超過表 2.1 之 λ_r 者。細長肢材斷面係指若斷面受壓肢之寬厚比超過 λ_r 者。

凡肢材僅單邊支撐，且其自由邊與壓應力作用方向平行者，稱為無加勁肢，其寬度決定如下：

- (1) W、H、I 或 T 型鋼構材之翼板，寬度 b 取標稱全寬度之半。
- (2) 角鋼肢及槽鋼和 Z 型鋼之翼板，寬度 b 取標稱全寬度。
- (3) 鋼板寬度 b 取自由邊到第一道螺栓線或鉸道之距離。
- (4) T 型鋼之腹板深度 d 取標稱全深度。

凡肢材在平行壓應力作用方向之兩側邊均被支撐者稱為加勁肢，其寬度之決定如下：

- (1) 熱軋型鋼或鉸接組合斷面之腹板深度 h 為兩翼板間之淨深度。
- (2) 組合斷面之翼板或隔板，寬度 b 取兩相鄰螺栓線之距離或鉸道之距離。
- (3) 熱軋或冷彎矩形結構鋼管之翼板，寬度 b 取兩腹板間淨距減去每一邊內側之角隅半徑，假如角隅半徑不知時，寬度可取斷面全寬度減去 3 倍板厚度。
- (4) 圓形結構鋼管，直徑 D 取鋼管之外徑標稱直徑。
- (5) 鉸接箱型斷面寬度 b 取全寬減去兩邊板厚。

表 2.1 極限設計法受壓肢之寬厚比限制(F_y : tf/cm²)

構材	寬厚比	寬 厚 比		限 制	
		λ_{pd}	λ_p	λ_r	
未 加 勁 材	受撓曲之熱軋I型梁和槽形鋼之翼板	b/t	$14/\sqrt{F_y}$	$17/\sqrt{F_y}$	$37/\sqrt{F_y - F_r}$ [b]
	受撓曲之I型混合梁和鉚接梁之翼板 [a]	b/t	$14/\sqrt{F_y}$	$17/\sqrt{F_y}$	$28/\sqrt{F_{yw} - F_r}$ [b]
	受純壓力I型斷面之翼板，受壓桿件之突肢，雙角鋼之突肢，受純壓力槽形鋼之翼板	b/t	$14/\sqrt{F_y}$	$16/\sqrt{F_y}$	$25/\sqrt{F_y}$
	受純壓力組合斷面之翼板	b/t	$14/\sqrt{F_y}$	$16/\sqrt{F_y}$	$20/\sqrt{F_y - F_r}$ [b]
	單角鋼支撐或有隔墊之雙角鋼支撐之突肢；未加勁構件(即僅沿單邊有支撐)	b/t	$14/\sqrt{F_y}$	$16/\sqrt{F_y}$	$20/\sqrt{F_y}$
	T型鋼之腹板	d/t	$14/\sqrt{F_y}$	$16/\sqrt{F_y}$	$34/\sqrt{F_y}$
加 勁 材	矩形或方形中空斷面等厚度之翼板受撓曲或壓力，翼板之蓋板及兩邊有連續螺栓或鉚接之隔板	b/t	$30/\sqrt{F_y}$	$50/\sqrt{F_y}$	$63/\sqrt{F_y}$
	全滲透鉚組合箱型柱等厚度之翼板受撓曲或壓力	b/t	$45/\sqrt{F_y}$	$50/\sqrt{F_y}$	$63/\sqrt{F_y}$
	半滲透鉚組合箱型柱等厚度之翼板受撓曲或純壓力	b/t	不適用	$43/\sqrt{F_y}$	$63/\sqrt{F_y}$
	受撓曲壓應力之腹板 [a]	h/t_w	$138/\sqrt{F_y}$	$170/\sqrt{F_y}$	$260/\sqrt{F_y}$
	受撓曲及壓力之腹板	h/t_w	當 $P_u/\phi_b P_y \leq 0.125$	當 $P_u/\phi_b P_y \leq 0.125$	$260/\sqrt{F_y}$
			$\frac{138}{\sqrt{F_y}} \left[1 - 1.54 \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right]$	$\frac{170}{\sqrt{F_y}} \left[1 - 2.75 \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right]$	
	受撓曲及壓力之腹板	h/t_w	當 $P_u/\phi_b P_y > 0.125$	當 $P_u/\phi_b P_y > 0.125$	$260/\sqrt{F_y}$
			$\frac{51}{\sqrt{F_y}} \left[2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right]$	$\frac{51}{\sqrt{F_y}} \left[2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right]$	
其他兩端有支撐且受均勻應力之肢材	b/t h/t_w	不適用	不適用	$68/\sqrt{F_y}$	
圓形中空斷面受軸壓力	D/t	$90/F_y$	$145/F_y$	$232/F_y$	
圓形中空斷面受撓曲	D/t	$90/F_y$	$145/F_y$	$630/F_y$	

3. 一般撓曲桿件之設計-受強軸彎曲之結實斷面構材[第 7.2.2 節]

梁之設計撓曲強度為 $\phi_b M_n$ ，其中 M_n 為標稱撓曲強度， $\phi_b = 0.90$ 。對於單軸

對稱或雙軸對稱 H 型鋼梁桿件受強軸彎曲，且當側向無支撐段長度 $L_b \leq L_p$ 時，如式(2.1)所示，梁之標稱撓曲強度 M_n 可採用此梁之塑性彎矩強度 M_p 。

$$L_p = \frac{80r_y}{\sqrt{F_{yf}}} \quad (2.1)$$

其中 L_b 為壓力翼板有抗側向位移支撐或橫斷面有抗扭轉之支撐時，其支撐點間之距離。而 r_y 為梁對弱軸之迴轉半徑，cm。 F_{yf} 為梁翼板之標稱降伏應力，tf/cm²。

而當側向無支撐段長度 $L_p < L_b \leq L_r$ 時，如式(2.2)所示，梁之標稱撓曲強度 M_n ，如式(2.3)所示。

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_L} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 F_L^2}} \quad (2.2)$$

$$M_n = C_b \left\{ M_p - (M_p - M_r) \left[\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \right\} \leq M_p \quad (2.3)$$

其中 X_1, X_2 ，如式(2.4)及(2.5)所示。而 $C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \leq 2.3$ ，構材側向無支撐段兩端彎矩小者為 M_1 ，大者為 M_2 且 M_1/M_2 在雙曲率彎曲時為正值，單曲率彎曲時為負值。當側向無支撐段內任一點之彎矩大於或等於 M_2 時，其 C_b 值取 1.0。若為側向無支撐之懸臂梁時，其 C_b 值亦為 1.0。而側向扭轉挫屈彎矩 $M_r = F_L S_x$ ， S_x 為對強軸之彈性斷面模數，cm³。 E 為鋼材之彈性模數，tf/cm²； G 為鋼材之彈性剪力模數，tf/cm²。 I_y 為對弱軸之慣性矩，cm⁴； C_w 為斷面翹曲常數，cm⁶。 $F_L = (F_{yf} - F_r)$ 或 F_{yw} 取最小值，tf/cm²。 F_{yf} 為翼板之降伏應力，tf/cm²。 F_{yw} 為腹板之降伏應力，tf/cm²。 F_r 為翼板之殘留壓應力，對於熱軋型鋼其值可設為 0.7tf/cm²，對於銲接型鋼其值可設為 1.16 tf/cm²。

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} \quad (2.4)$$

$$X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left[\frac{S_x}{GJ} \right]^2 \quad (2.5)$$

而當結實斷面之梁受強軸彎曲，且在塑性鉸處壓力緣之側向無支撐段長度 L_b 大於 L_r 時，梁之標稱撓曲強度 M_n ，可採用此梁之臨界彈性側向扭轉挫屈彎矩 $M_{cr} \leq M_p$ ，如式(2.6)所示。

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_w} \quad (2.6)$$

4. 一般撓曲桿件之設計-非彈性分析之側向無支撐段長度[第 7.2.4 節]

而當結實斷面之梁受強軸彎曲且在塑性鉸處壓力緣之側向無支撐段長度 L_b 小於 L_{pd} 時(如式 2.7 所示)，允許梁達到塑性彎矩並可有充分之旋轉角。

$$L_{pd} = \frac{250 + 150(M_1/M_2)}{F_{yf}} r_y \quad (2.7)$$

其中 M_1 與 M_2 分別為梁桿件中側向無支撐段端部之較小與較大彎矩，tf-cm。 M_1/M_2 當雙曲率彎曲時其值為正，當單曲率彎曲時其值為負。

5. 一般撓曲桿件之剪力設計[第 7.3 節]

梁桿件腹板之設計剪力強度為 $\phi_v V_n$ ，其中 $\phi_v = 0.90$ ，而當 $h/t_w \leq 50\sqrt{k_v/F_{yw}}$ 時，而標稱剪力強度，如式 (2.8) 所示。而當 $50\sqrt{k_v/F_{yw}} < h/t_w \leq 50\sqrt{k_v/F_{yw}}$ 時，標稱剪力強度，如式(2.9)所示。而當 $62\sqrt{k_v/F_{yw}} < h/t_w \leq 260$ 時，標稱剪力強度，如式(2.10)所示，其中 k_v 為腹板剪

力挫屈係數， $= 5+5/(a/h)^2$ ， a 為橫向加勁板間淨距， h 為梁桿件腹板深度，其於熱軋型鋼為兩翼板間扣除二倍角隅半徑後之淨距；於銲接組合斷面為翼板間淨距；於螺栓組合斷面為最近螺栓線間之距離。有使用加勁板又 a/h 大於 3.0 或 a/h 大於 $[260/(h/t_w)]^2$ 時 k_v 取 5.0，而未使用加勁板時 k_v 統一取 5.0。而 F_{yw} 、 t_w 與 A_w 分別為梁桿件腹板標稱降伏強度、板厚與斷面積。

$$V_n = 0.6F_{yw}A_w \quad (2.8)$$

$$V_n = 0.6F_{yw}A_w \left(50\sqrt{k_v / F_{yw}} / h / t_w \right) \quad (2.9)$$

$$V_n = \frac{1860k_v}{(h/t_w)^2} A_w \quad (2.10)$$

6. 一般撓曲桿件之橫向加勁板[第 7.4 節]

當 $h/t_w \leq 110/\sqrt{F_{yw}}$ 或當考慮係數化載重下結構分析計算所得之 V_u 值小上述 $k_v=5$ 時所得之 ϕV_n 時，可不使用橫向加勁板。若於腹板剪力強度計算時考慮橫向加勁板之作用，對於通過雙加勁板腹板中心軸之慣性矩或對於單加勁板於腹板面之慣性矩不得小於 $at_w j$ 其中 j ，如式(2.11)所示。

$$j = \frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \geq 0.5 \quad (2.11)$$

非承壓式之中間加勁板無須與張力翼板連結。連結於腹板之中間加勁板，其銲道終止端距腹板與翼板銲趾上緣之距離不得小於 4 倍亦不得大於 6 倍腹板厚度，若使用單側之橫向加勁矩形板於抵抗向上之扭曲作用時，其應連接於壓力翼板。除非翼板是由角鋼組合而成，否則當側向支撐與一側或二側加勁板連結時，加勁板應與壓力翼板連結，且此側向支撐應可傳遞整體翼板應力之 1% 以上。橫

向加勁板與大梁腹板以螺栓連接時，其間距不得大於 30cm 若用斷續填角銲時，則其跳銲間之淨距不得大於腹板厚度之 16 倍，也不得大於 25cm。

7. 對稱構材承受彎矩及軸力之作用[第 8.2 節]

受軸向壓力與彎矩共同作用之構材，應符合以下組合應力之規定：

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx}f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}\right)F_{bx}} + \frac{C_{my}f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}\right)F_{by}} \leq 1.0 \quad (2.12)$$

$$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (2.13)$$

當 $f_a / F_a \leq 0.15$ 時，可以公式(2.14)取代公式(2.12)與(2.13)：

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (2.14)$$

其中上述公式中之下標 x 、 y 表示構材彎曲之方向， f_a 為依計算求得作用於構材之軸應力， F_a 為構材僅受壓力時之容許軸壓應力， f_b 為依計算求得作用於構材之彎曲應力， F_b 為構材僅受彎矩時之容許彎曲應力，其中 $F'_e = 12\pi^2 E / 23(KL_b / r_b)^2$ 為尤拉(Euler) 挫屈應力除以安全係數 23/12，其中， L_b 及 r_b 為構材挫屈平面之未支撐長度與斷面迴轉半徑。

C_m 為一修正係數，應以下列規定計算：

- (1) 可側向位移構架之受壓構材，且在構材兩端點間無橫向載重時 C_m 為 0.85。
- (2) 含斜撐構架中之受束制壓力構材，且在構材彎曲平面兩端點間無橫向載重時 C_m 為 $0.6 - 0.4(M_1/M_2)$ ，其中 M_1/M_2 為所考慮彎曲平面上構材無支撐段兩端較小與較大彎矩之比值。當構材受彎成雙曲率彎曲時，

M_1/M_2 之比為正值；當構材成單曲率彎曲時， M_1/M_2 枝筆為負值。

(3) 含斜撐構架之受壓構材，若在構材彎曲平面兩端點間受橫向力作用時，

C_m 之值可依合理分析方法決定之或依以下之規定：

a) 構材在所考慮彎曲平面之端點受束制者， $C_m = 0.85$ 。

b) 構材在所考慮彎曲平面之兩端點未束制者， $C_m = 1.0$ 。

8. 承受衝擊或反復荷重之彎矩接合設計[第 10.1.3 節]

受束制之梁、大梁和受束制桁架之端部接合，應依其接合處之勁度所計得彎矩與剪力之合成效應設計之。承受衝擊或振動之接合部，應使用銲接或摩阻型高強度螺栓設計之。因特殊需要而不容許螺栓滑動，或因承受反復荷重之接合部，亦應使用銲接或摩阻型高強度螺栓設計之。

9. 梁翼板切除與扇形銲接孔[第 10.7.3 節]

所有扇形銲接孔之長度須能使得銲接處離預定銲道趾部之距不大於開孔之 1.5 倍。扇形銲接孔之高度應足夠容納與鄰接板間之銲材且提供墊板之空隙。圖 2.1 所示為幾種可行方法。梁翼板切除與扇形銲接孔採熱切割時表面應加以磨平以消除其刻痕或尖銳之凹角。對於巨型型鋼及厚度超過 50mm 之組合型鋼，並應使用磁粉探傷或滲透液探傷法檢驗之。若扇形銲接孔或梁翼板切除之彎曲轉變段以預先鑽孔或鋸孔，則不需再磨平。

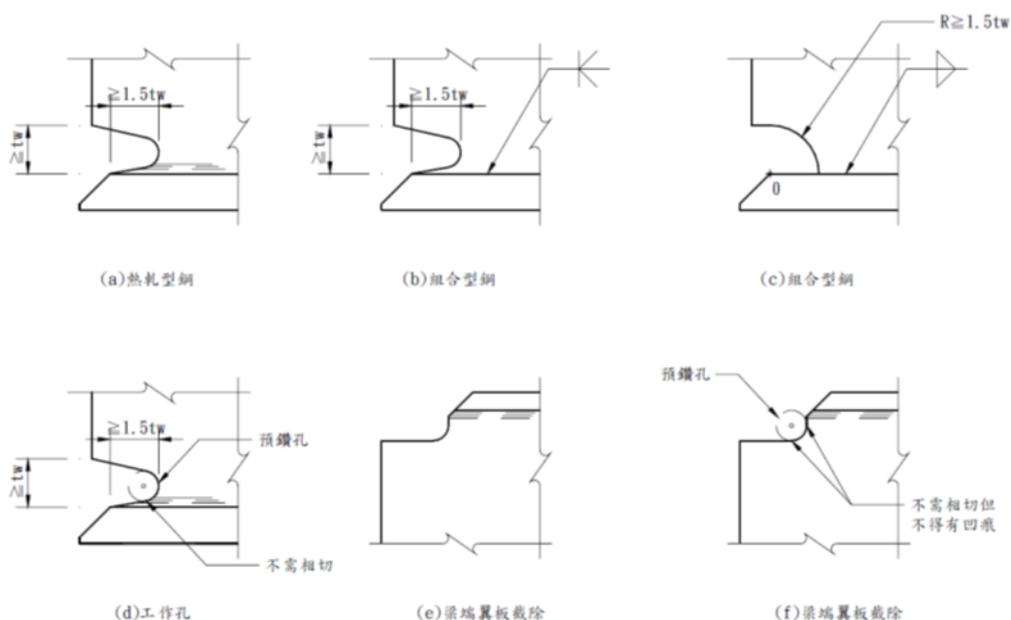


圖 2.1 扇形銲接孔之施工

10. 耐震設計-放大設計地震力[第 13.3 節]

結構分析時除須檢核各種載重組合外，若其他條文規定需再考慮放大地震力 E' 之情況時，使用 $E' = 1.4F_u E$ ，其中， E 為地震力， F_u 為結構系統地震力折減係數，其值不必超過 2.5。若使用放大地震力時其載重組合如下：

$$1.2D + 0.5L \pm 1.0 E' \quad (2.15)$$

$$0.9D \pm 1.0 E' \quad (2.16)$$

對於停車場、供公眾使用之集會堂以及活載重超過 0.5 tf/m^2 者，式(2.15)中 L 之載重係數應使用 1.0。又使用 E' 時不需同時考慮正交方向地震力之影響。

11. 耐震設計-韌性抗彎矩構架-梁柱接頭[第 13.6.1 節]

韌性抗彎矩構架主要使用於抵抗地震力所引致之水平力，滿足本節規定之此類抗彎矩構架具可靠且足夠之韌性，以消散地震引致之能量。韌性抗彎矩構架之梁柱接頭應符合下列規定：

(1) 設計撓曲強度 M_u

梁柱接合處之撓曲強度須依下述個別規定之一決定之；惟若梁柱接合之作用非用來抵抗彎矩，且接合之變形能力可容許桿件在放大變位(含地震力之載重組合計算所得之變位乘以係數 $1.4F_u$) 下仍能維持接合之原有功能，則梁柱接合之撓曲強度可不須滿足下述要求。

a) 梁柱接合處所需之撓曲強度 M_u 為下列二者中之較小者；此外銲接時採用之銲條除應與母材相稱外且至少應在 CNS3506 級以上。

i) 梁標稱塑性彎矩 M_p 。

ii) 梁柱腹板交會區標稱剪力強度所對應之梁端彎矩。

b) 補強式接頭

梁柱接合處所需之撓曲強度 M_u 為梁臨界斷面產生塑性鉸時對應之梁端彎矩，惟計算該彎矩時應考慮臨界斷面部位實際鋼材材質之變異性及鋼材應變硬化之影響；此外銲接時採用之銲條除應與母材相稱外且至少應在 CNS3506 級以上。

c) 減弱式接頭

梁柱接合處所需之撓曲強度 M_u 為梁標稱塑性彎矩 M_p ；此外銲接時採用之銲條除應與母材相稱外且至少應在 CNS3506 級以上。

(2) 設計剪力強度

接合處之剪力強度須能抵抗由載重組合 $1.2D+0.5L$ 而得，並加上梁臨界斷面處產生該斷面之塑性彎矩所造成之剪力。但所需之剪力強度不

須超過由載重組合式 $1.2D+0.5L\pm 1.0E$ 所得之剪力。

(3) 塑性之轉角要求

a) 梁柱接頭所需塑性轉角(θ_p)應以下述三規定之一決定之：

i) 0.03 弧度。

ii) 非線性動力分析所得之最大塑性轉角加上 0.005 弧度。

iii) $\theta_p = 1.1(R-1.0)\theta_E$

其中 R 為結構系統韌性容量。 θ_E 為在設計地震力 E 作用下之最大層間變位角。

b) 梁柱接頭所能提供之塑性轉角應以下列方式之一決定之：

i) 反復載重試驗，最大塑性轉角以彎矩試驗強度之 90% 值所對應之最大轉角為基準。

ii) 若未進行結構試驗，則設計者應提供一可信之證明，說明其設計之柱、梁桿件、側向支撐條件及接頭細部與過去所進行過之破壞試驗不僅在設計方式上相同，且其採用之材料、銲接方法、尺寸、銲接孔形式、施工方法、施工流程皆與過去所做的結構試驗情況類似，而其最大梁翼板厚不大於 1.25 倍過去所試驗之梁翼板厚，且其梁翼板之塑性模數與全斷面塑性模數之比值不小於過去所試驗之梁。

iii) 不符前述 ii) 之板厚或塑性模數比值要求但梁翼板不超過 45mm 者，設計者應提供可信之分析或計算，並經公正之第三者審查通過方得使用。

(4) 銲接細則：

梁柱接頭全滲透銲接之銲接程序應與結構試驗所採用之方法相同，而其銲接導銲板應於完成後切除磨平並符合表面粗糙度之標準。惟銲接背襯板無需切除，以免傷及柱板。

12. 耐震設計-韌性抗彎矩構架-梁柱腹板交會區設計 [第 13.6.2 節]

(1) 梁柱腹板交會區剪力強度

梁柱腹板交會區必須具有足夠之剪力強度，以抵抗載重組合所造成梁彎矩引致之剪力，但不得小於該接合處連結於柱翼板之梁總設計撓曲強度($\sum M_p$)所對應之剪力。梁柱接頭區之設計剪力強度 V_n 可依下列公式決定之：

$$V_n = 0.6F_y d_c t_p \quad (2.17)$$

其中 t_p 為梁柱接頭交會區柱腹板總厚度，包括箱型柱兩腹板或H型柱含腹部疊合板時之總厚度。 d_c 為柱斷面深度。 F_y 為柱腹板與疊合板之標稱降伏強度。

(2) 梁柱腹板交會區厚度 t_z

t_z 須符合下式之要求：

$$t_z \geq \frac{d_z + w_z}{90} \quad (2.18)$$

其中 d_z 為梁柱腹板交會區柱連續板間之淨深度。 w_z 為梁柱腹板交會區柱翼板間之淨寬度。上述 t_z 不包含疊合板之厚度；若疊合板以足夠之塞銲接合至柱腹板，以防止疊合板或腹板之挫屈，則 t_z 可包含疊合板之厚度。

(3) 梁與H型柱接頭區腹部疊合板之銲接

疊合板須緊靠柱腹板，且疊合板除上下端需有足夠強度之銲接外，尚須使用滲透銲與柱之翼板相接，以發揮疊合板之剪力強度。

13. 耐震設計-韌性抗彎矩構架-梁斷面限制[第 13.6.3 節]

- (1) 翼板之寬厚比 ($b_f/2t_f$) 與腹板之深厚比 (h_c/t_w) 不得大於規定之 λ_{pd} 值。
- (2) 產生塑性鉸之區域，梁斷面形狀不得有不利於梁韌性發展之變化。
- (3) 梁翼板之塑性模數應大於全斷面塑性模數的 70% 以上。

14. 耐震設計-韌性抗彎矩構架-H型柱翼板間之連續板[第 13.6.4 節]

當柱翼板局部標稱拉力強度 R_n 小於 $1.8 F_y b_{bf} t_{bf}$ 時應設置連續板。連續板應以銲接固定於柱之翼板及腹板或疊合板。其中， F_{yb} 為梁翼板之標稱降伏應力， b_f 與 t_{bf} 分別為梁翼板之寬度與板厚。

15. 耐震設計-韌性抗彎矩構架-梁柱彎矩強度比 [第 13.6.5 節]

任何梁柱接頭應滿足下式：

$$\frac{\sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g)}{\sum Z_b F_{yb}} \geq 1.25 \quad (2.19)$$

其中 A_g 為柱全斷面積。 F_{yb} 為梁鋼材之標稱降伏強度。 F_{yc} 為柱鋼材之標稱降伏強度。 P_{uc} 為所需之柱軸向受壓強度。 Z_b 為梁斷面塑性模數。 Z_c 為柱斷面塑性模數。

若梁柱斷面符合寬厚比之規定，則在下列之任一情況下可不需符合上述之規定：

- (1) 柱之 $P_{uc} < 0.3F_{yc}A_g$ ，且滿足下列條件之一：

- a) 多層結構頂層之柱。
 - b) 各柱設計剪力總值應低於該樓層設計之 20%，且各軸線於平面尺寸 1/10 的範圍內，此類柱之設計剪力總值不超過該軸線範圍內總設計剪力之 33%。
- (2) 在某一樓層中之柱，其樓層之側向剪力強度較上一樓層者大百分之五十以上時。

16. 耐震設計-韌性抗彎矩構架-梁柱接頭處之側向束制[第 13.6.6 節]

- (1) 若柱在接頭區以外保持彈性，則柱翼板之側向支撐僅須設置於梁柱接頭與梁上翼板同高處。但在下列各情況成立時，才可假設柱在接頭區以外在彈性範圍內：
- a) 柱強度符合式(2.19)。
 - b) 柱在 $1.2P_D+0.5P_L\pm 1.4F_uP_E \leq \phi_c P_n$ 之載重組合下仍然保持彈性。
- (2) 若柱接頭區以外無法如上述情形保持彈性，則需符合下列規定：
- a) 柱翼板在與梁上下翼板同高處均須設置側向支撐。
 - b) 上述側向支撐須能抵抗梁翼板強度($F_y b_f t_f$)之 2%。
 - c) 柱翼板之側向支撐可直接或間接由柱腹板或梁翼板提供之。

17. 非側向束制接頭[第 13.6.6 節]

包含梁柱接頭之柱，若接頭在垂直於抗震構架平面方向無側向支撐，則在計算該柱在垂直於抗震構架平面方向之挫屈強度時，應取相鄰側向支撐間之距離為柱高，且除符合 8.1 節之要求外，尚須滿足下列規定：

- (1) 柱之設計力為垂直載重加上下述二項之較小者：

- a) $1.4F_u$ 倍的地震力。
- b) 對應於梁或梁柱腹板交會區設計強度 1.25 倍之地震力。

(2) 柱設計強度之計算應假設柱為兩端鉸接。

(3) 柱之 L/r 小於 60。

(4) 柱在垂直於抗震構架平面方向之設計彎矩應包括支撐設計力所引致之彎矩加上柱在該方向位移所引起之 $P-\Delta$ 效應。

18. 耐震設計-韌性抗彎矩構架-梁之側向支撐 [第 13.6.7 節]

梁之上下翼板均須設置足夠之直接或間接側向支撐。側向支撐之間距應滿足 7.2.4 節之規定且不得超過 $170r_y/F_y$ 。其中 r_y 為梁弱軸之迴轉半徑(cm)， F_y 為梁鋼材標稱降伏強度(tf/cm²)。上述側向支撐須能抵抗梁翼板強度($F_y b_f t_f$)之 2%，此外梁承受集中載重處若會產塑性鉸則亦需設置側向支撐。

貳、鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說(內政部營建署，2011)

1. 受彎矩作用之構材-設計彎矩強度-強度疊加法 [第 5.4.1 節]

包覆型鋼骨鋼筋混凝土梁之設計彎矩強度 $\phi_b M_n$ 得採用「強度疊加法」計算如下：

$$\phi_b M_n = \phi_{bs} M_{ns} + \phi_{brc} M_{nrc} \quad (2.20)$$

其中 $\phi_{bs} = 0.9$ ，鋼骨部分之彎矩強度折減係數， $\phi_{brc} = 0.9$ ，鋼筋混凝土部分之彎矩強度折減係數， M_{ns} 為鋼骨部分之標稱彎矩強度，其值為 ZF_{ys} ， Z 為鋼骨之塑性斷面模數， F_{ys} 為鋼骨之規定降伏應力， M_{nrc} 為鋼筋混凝土部分之標稱彎矩強度，依內政部所定之「混凝土結構設計規範」之相關規定計算。

2. 受軸壓力與彎矩共同作用之構材[第 7.3 節]

(1) 軸力與彎矩之分配

鋼骨鋼筋混凝土構材中之鋼骨部分與鋼筋混凝土部分，應共同分擔由組合載重所引致之需要軸力 P_u 與需要彎矩 M_u ，即：

$$P_u = P_{us} + P_{urc} \quad (2.21)$$

$$M_u = M_{us} + M_{urc} \quad (2.22)$$

其中 P_u 為由組合載重引致作用於鋼骨鋼筋混凝土構材之需要受壓強度， M_u 為由組合載重引致作用於鋼骨鋼筋混凝土構材之需要彎矩強度(含 $P-\Delta$ 效應)，依[第 7.4 節]之規定分別對 x 軸或 y 軸計算， P_{us} 為鋼骨部分之需要受壓強度，可依鋼骨與鋼筋混凝土之相對剛度以下式決定之：

$$P_{us} = P_u \left[\frac{E_s A_s}{E_s A_s + 0.55 E_c A_c} \right] \quad (2.23)$$

其中 M_{us} 為鋼骨部分之需要彎矩強度，可依鋼骨與鋼筋混凝土之相對剛度以下式分別對 x 軸或 y 軸決定之：

$$M_{us} = M_u \left[\frac{E_s I_s}{E_s I_s + 0.35 E_c I_g} \right] \quad (2.24)$$

P_{urc} 為鋼筋混凝土部分之需要受壓強度，可依鋼骨與鋼筋混凝土之相對剛度以下式決定之：

$$P_{urc} = P_u \left[\frac{0.55 E_c A_c}{E_s A_s + 0.55 E_c A_c} \right] \quad (2.25)$$

M_{urc} 為鋼筋混凝土部分之需要彎矩強度，可依鋼骨與鋼筋混凝土之相對剛度以下式分別對 x 軸或 y 軸決定之：

$$M_{urc} = M_u \left[\frac{0.35 E_c I_g}{E_s I_s + 0.35 E_c I_g} \right] \quad (2.26)$$

其中 E_s 、 E_c 分別為鋼骨與混凝土之彈性模數， A_s 、 A_c 分別為鋼骨部分與混凝土部分之斷面積， I_s 、 I_g 分別為鋼骨部分之慣性矩與鋼骨鋼筋混凝土全斷面積之慣性矩。

(2) 構材強度之檢核

受軸壓力與彎矩共同作用之鋼骨鋼筋混凝土構材，其設計強度

應依以下之步驟檢核之：

a) 鋼骨部分之檢核：

鋼骨鋼筋混凝土構材中之鋼骨部分在受到軸力 P_{us} 與彎矩 M_{us} 共同作用下，應符合以下之強度檢核規定：

i) 當 $P_{us} < 0.2\phi_{cs}P_{ns}$ 時：

$$\frac{P_{us}}{2\phi_{cs}P_{ns}} + \left(\frac{M_{uxs}}{\phi_{bs}M_{nxs}} + \frac{M_{uys}}{\phi_{bs}M_{nys}} \right) \leq 1.0 \quad (2.27)$$

ii) 當 $P_{us} \geq 0.2\phi_{cs}P_{ns}$ 時：

$$\frac{P_{us}}{\phi_{cs}P_{ns}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uxs}}{\phi_{bs}M_{nxs}} + \frac{M_{uys}}{\phi_{bs}M_{nys}} \right) \leq 1.0 \quad (2.28)$$

其中 ϕ_{cs} 為鋼骨部分之軸力強度折減係數， ϕ_{bs} 為鋼骨部分之彎矩強度折減係數， P_{us} 為鋼骨部分之需要受壓強度， P_{ns} 為鋼骨部分僅受軸力時之標稱受壓強度， M_{uxs} 、 M_{uys} 為對 x 軸或 y 軸彎曲時鋼骨部分之需要彎矩強度， M_{nxs} 、 M_{nys} 為對 x 軸或 y 軸彎曲時鋼骨部分之標稱彎矩強度。

b) 鋼筋混凝土部分之強度檢核

鋼骨鋼筋混凝土構材中之鋼筋混凝土部分受到軸力 P_{urc} 與彎矩 M_{urc} 共同作用下，其設計強度應符合內政部所定之「混凝土結構設計規範」之相關規定，其中鋼筋混凝土部分所受到之軸力 P_{urc} 與彎矩 M_{urc} 應分別依式(2.25)與(2.26)決定之。

c) 軸力與彎矩之重新分配

當上述步驟(a)與(b)之強度檢核均能滿足，表示鋼骨鋼筋混凝土構材之強度符合設計要求。若上述步驟(a)與(b)之強度檢核均不能滿足時，則表示構材強度不足，應予重新設計。

若鋼骨鋼筋混凝土構材中之鋼骨部分或鋼筋混凝土部分，其中之一不能滿足強度檢核之要求時，則可依以下方式重新分配鋼骨與鋼筋混凝土所需分擔之軸力與彎矩，然後再重覆上述步驟(a)與(b)之強度檢核。軸力與彎矩重新分配之方式如下：

$$\bar{P}_{us} = P_{us} / \beta \quad \text{且} \quad \bar{P}_{urc} = P_u - \bar{P}_{us} \quad (2.29)$$

$$\bar{M}_{us} = M_{us} / \beta \quad \text{且} \quad \bar{M}_{urc} = M_u - \bar{M}_{us} \quad (2.30)$$

其中 β 為軸力與彎矩重新分配係數，其值為依公式(2.27) 前三項或(2.28)式前三項相加之和， \bar{P}_{us} 、 \bar{P}_{urc} 為重新分配後，鋼骨部分與鋼筋混凝土部分所分擔之需要受壓強度，用以取代 P_{us} 與 P_{urc} ， \bar{M}_{us} 、 \bar{M}_{urc} 為重新分配後，鋼骨部分與鋼筋混凝土部分所分擔之需要彎矩強度，用以取代 M_{us} 與 M_{urc} (分別對 x 軸或 y 軸計算)。

3. 受軸拉力與彎矩共同作用之構材[第 7.5 節]

具雙對稱或單對稱斷面之鋼骨鋼筋混凝土構材承受軸拉力與彎矩共同作用時，須滿足[第 7.2 節]與[第 7.3 節]之相關規定。惟其中：

P_u = 需要軸拉力強度， P_n = 標稱軸拉力強度，構材受拉時不計混凝土之拉力強度， M_u = 需要彎矩強度，構材受拉時不考慮 $P-\Delta$ 效應，鋼骨部分受軸拉力作用下之強度折減係數 $\phi_{ts} = 0.9$ ，鋼筋混凝土部分受軸拉力作用下之強度折減係數 $\phi_{trc} = 0.9$ 。

4. 梁與柱接合處之撓曲強度比[第 8.4.2 節]

採用鋼骨鋼筋混凝土梁與鋼骨鋼筋混凝土柱接合時，在接合處之梁與柱中之鋼骨或鋼筋混凝土，其撓曲強度應符合以下規定：

(1) 鋼骨部分：

$$\frac{\sum(M_{ns})_C}{\sum(M_{ns})_B} \geq 0.6 \quad (2.31)$$

(2) 鋼骨部分：

$$\frac{\sum(M_{nrc})_C}{\sum(M_{nrc})_B} \geq 0.6 \quad (2.32)$$

採用鋼梁與鋼骨鋼筋混凝土柱接合時，在接合處之鋼梁與鋼骨鋼筋混凝土柱中之鋼骨，其撓曲強度比應符合以下之規定：

$$\frac{\sum(M_{ns})_C}{\sum(M_{ns})_B} \geq 1.0 \quad (2.33)$$

惟若經分析顯示鋼梁之應力可由梁柱接頭平順傳遞至鋼骨鋼筋混凝土柱者，可採用下式取代式(2.33)之規定：

$$\frac{\sum(M_{ns})_C}{\sum(M_{ns})_B} \geq 0.7 \quad (2.34)$$

其中 $\sum(M_{ns})_C$ 為梁柱接合處所有柱中鋼骨部分之標稱彎矩強度之總和， $\sum(M_{ns})_B$ 為梁柱接合處所有梁中鋼骨部分之標稱彎矩強度之總和， $\sum(M_{nrc})_C$ 為梁柱接合處所有柱中鋼筋混凝土部分之標稱彎矩強度之總和， $\sum(M_{nrc})_B$ 為梁柱接合處所有梁中鋼筋混凝土部分之標稱彎矩強度之總和。

5. 耐震設計-梁之剪力強度[第 9.5.2 節]

鋼骨鋼筋混凝土梁之鋼骨部分及鋼筋混凝土部分之設計剪力強度應分別滿足以下之要求：

$$\phi_{vs} V_{ns} \geq (M_{ns} / M_{pr}) V_u \quad (2.35)$$

$$\phi_{vrc} V_{nrc} \geq (M_{prc} / M_{pr}) V_u \quad (2.36)$$

其中 $\phi_{vs} V_{ns}$ 為鋼骨部分之設計剪力強度， $\phi_{vs} = 0.9$ ， V_{ns} 應依[第 5.5.1 節]之規定計算， $\phi_{vrc} V_{nrc}$ 為鋼筋混凝土部分之設計剪力強度， $\phi_{vrc} = 0.75$ ， V_{nrc} 應依[第 5.5.2 節]之規定計算， M_{ns} 為鋼骨部分之標稱彎矩強度，其值依[第 5.4 節]之規定計算， M_{pr} 為鋼骨鋼筋混凝土構材兩端交接面之可能彎矩強度 $M_{pr} = M_{ns} + M_{prc}$ ， M_{prc} 為鋼筋混凝土部分之可能彎矩強度，計算時拉力鋼筋之降伏應力 F_{yr} 應以 $1.25F_{yr}$ 取代之， V_u 為鋼骨鋼筋混凝土梁之需要剪力，應依以下規定計算：

$$V_u = \left[(M_{pr1} + M_{pr2}) / L_n \right] \pm (W / 2) \quad (2.37)$$

其中 W 為作用於梁上之總垂直載重； L_n 為梁之淨跨距； M_{pr1} 與 M_{pr2} 為鋼骨鋼筋混凝土梁兩端交接面之可能彎矩強度。

6. 耐震設計-柱之彎矩強度[第 9.6.1 節]

鋼骨鋼筋混凝土構造中，在梁柱接合處之梁與柱中之鋼骨或鋼筋混凝土，其撓曲強度應符合[第 8.4.2 節]之規定。

鋼骨鋼筋混凝土構造中，各梁柱接頭應滿足下述強柱弱梁之檢核要求，若接頭處有兩方向之梁通過時，兩方向應分別檢討：

$$\frac{\sum M_C}{\sum M_B} \geq 1.2 \quad (2.38)$$

其中 $\sum M_C$ 為鋼骨鋼筋混凝土構架中，連接於梁柱接頭處各柱在接頭交接面之標稱彎矩強度之總和。柱之彎矩強度應為在所考慮

方向之側力作用下，由各種載重組合之軸力作用下計算所得之最小彎矩強度， $\sum M_B$ 為鋼骨鋼筋混凝土構架中，連接於梁柱接頭處各梁在接頭交接面之標稱彎矩強度之總和。梁彎矩強度和之方向應與柱彎矩強度和之方向相反，且作用於所考慮構架立面內梁之兩方向彎矩(順、逆鐘方向)均應考慮於式(2.37)之中。

7. 耐震設計-接頭區之剪力強度[第 9.7.1 節]

(1) 鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭區之設計剪力強度 $\phi_v V_n$ 應不小於本節所規定之需要剪力強度 V_u 。

(2) 鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭區之需要剪力強度 V_u 應依以下規定計算：

$$V_u = \left[1.25 F_{yr} (A_{rt} + A_{rb}) + \sum (M_{ns} / (d_b - t_f)) \right] - V_T \quad (2.39)$$

其中 F_{yr} 為鋼骨鋼筋混凝土梁主筋之規定降伏應力， A_{rt} 為鋼骨鋼筋混凝土梁中受拉主筋之斷面積， A_{rb} 為鋼骨鋼筋混凝土梁中受壓主筋之斷面積， M_{ns} 為鋼骨鋼筋混凝土梁中鋼骨部分之標稱彎矩強度， d_b 為鋼梁斷面之深度， t_f 為鋼梁斷面翼板之厚度， V_T 為作用於鋼骨鋼筋混凝土柱上下兩端交接面之水平剪力。

(3) 鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭區之設計剪力強度 $\phi_v V_n$ 應為鋼骨部分與鋼筋混凝土部分剪力強度之和。即

$$\phi_v V_n = \phi_{vs} V_{ns} + \phi_{vrc} V_{nrc} \quad (2.39)$$

其中 $\phi_{vs} V_{ns}$ 與 $\phi_{vrc} V_{nrc}$ 分別為鋼骨與鋼筋混凝土部分在梁柱接頭區之設

計剪力強度，其值應依以下規定計算：

a) 鋼骨部分：

鋼骨鋼筋混凝土柱中鋼骨部分之梁柱接頭區設計剪力強度 $\phi_{vs}V_{ns}$ 應依內政部所定之「鋼結構極限設計法規範及解說」相關規定決定之。

b) 鋼筋混凝土部分：

常重混凝土接頭區之設計剪力強度為 $\phi_{vrc}V_{nrc}$ ， $\phi_{vrc} = 0.75$ ，且標稱剪力強度 V_{nrc} 不得大於下列所示之值：

i) 圍束接頭：

$$V_{nrc} = 5.3\sqrt{f'_c}A_j \left[1 - \frac{A_s F_{ys}}{2(P_n)_u} \right] \quad (2.40)$$

ii) 接頭三面或兩對面受圍束：

$$V_{nrc} = 4.0\sqrt{f'_c}A_j \left[1 - \frac{A_s F_{ys}}{2(P_n)_u} \right] \quad (2.41)$$

iii) 其他：

$$V_{nrc} = 3.2\sqrt{f'_c}A_j \left[1 - \frac{A_s F_{ys}}{2(P_n)_u} \right] \quad (2.42)$$

其中 A_j 為接頭區 RC 部分之有效受剪面積，其值如下：

接頭處之梁為鋼骨鋼筋混凝土梁時：

有效受剪面積 A_j 之深度為沿剪力方向接頭之深度； A_j 之寬度為梁之寬度加上接頭深度或加上兩倍之梁邊至柱邊距離之較小值，上述二者取小值。

接頭處之梁為鋼梁時：

有效受剪面積 A_j 之深度為沿剪力方向接頭之深度； A_j 之寬度依上述第(1)款計算，惟不得大於接頭處垂直於剪力方向柱寬之一半。上述之梁被視為對梁柱接頭具有圍束作用者，該梁之寬度至少為柱寬之 $3/4$ ，而圍束接頭係指接頭之四面均受梁圍束。

參、 建築物耐震設計規範及解說(內政部營建署，2011)

1. 被動消能設計基本原則[第 10.1.2 節]

消能建築之設計基本原則為：對所有消能建築，要求在中小度地震下須完全保持彈性，且非結構元件無明顯損壞；在設計地震下，消能系統能正常發揮功能，而原結構體可容許產生降伏，但使用之韌性不得超過其容許韌性容量 R_a 。在最大考量地震下，消能系統仍能正常發揮功能，而原結構體容許產生降伏，但使用之韌性不得高於規定之韌性容量 R 。相較於由最大考量地震計算所得之最大值，消能元件應能承受更大之位移（及速度，對速度型元件而言），位移（及速度）容量之增加與消能系統所提供的贅餘程度有關。

(1) 建築物之某一樓層於其主軸方向若提供 4 組以上之消能元件，且在樓層剛心之兩側配置 2 組以上時，則所有消能元件須能承受經由最大考量地震計算出之最大總位移的 1.3 倍。惟速度型元件至少另須能承受經由最大考量地震計算出最大總速度的 1.3 倍所對應之力。

(2) 建築物之某一樓層於其主軸方向若提供少於 4 組之消能元件，或在樓層剛心之兩側配置少於 2 組時，則所有消能元件須能承受經由最大考量地震計算出之最大總位移之 2.0 倍。惟速度型元件至少另須能承受經由最大考量地震計算出之最大總速度的 2.0 倍所對應之力。在前述第一項或第二項所述之規定下，位於消能元件間傳遞作用力之桿件與接頭須適當設計使其在線彈性範圍之內。

2. 等值線性靜力分析[第 10.3.1 節]

若滿足下列要求，則可利用線性靜力分析方法來分析位移型消能元件之效應：

(1) 每一樓層在考慮方向上提供之最大層剪力與藉由地震力豎向分配公式計

算之樓層需求剪力的比值，必須介於所有樓層比值平均值的 80% 至 120% 之間。樓層最大層剪力之計算應包含所有結構體、非結構體及消能元件的貢獻。

- (2) 每一樓層在考慮方向上由所有消能元件所提供之最大層剪力不得超過構架本身的 50%，此所謂層剪力乃基於設計地震下計算而得。計算消能元件的最大層剪力時，必須考慮其老化與環境效應。為考量消能元件提供的能量消散阻尼，由計算所得之擬靜力應藉由阻尼修正因子予以折減。有效阻尼比依下式計算：

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{\sum_j W_{Dj} + \sum_i W_{Fi}}{4\pi W_k} \quad (2.43)$$

其中， β 為構架系統之固有阻尼比，除依規定修正外，其值設定為 0.05。 W_{Dj} 為第 j 個位移型消能元件以樓板位移為基準完成一個完整循環所做的功， W_{Fi} 該樓層主構架所消能之非線性遲滯能， W_k 則為構架之最大應變能，可由下式計算：

$$W_k = \frac{1}{2} \sum_i F_i u_i \quad (2.44)$$

其中， F_i 與 u_i 分別為第 i 層的慣性力與位移。

3. 結構系統韌性容量[第 1.7 節]

表 2.2 結構系統韌性容量 R

基本結構系統	抵抗地震力結構系統敘述	R	高度限制 (m)
抗彎矩構架系統	1.特殊抗彎矩構架		
	(1)鋼造	4.8	不限
	(2)鋼筋混凝土造	4.8	不限
	(3)鋼骨鋼筋混凝土造	4.8	不限

4. 線性動力分析[第 10.3.2 節]

除非另有規定外，否則遵照本標準有關線性動力分析之規定辦理。當結構主振態於各主軸方向之有效阻尼低於臨界阻尼之 30% 時，可採用線性動力分析的振態反應譜疊加法。

擬以線性動力分析方法進行結合位移型消能元件之結構分析時，應符合前述項目 2 的條件限制。為能利用振態反應譜疊加法進行分析，基於 5% 結構阻尼的反應譜必須修正以考慮由位移型消能元件提供的阻尼。5% 阻尼的加速度反應譜必須藉由振態相依之阻尼修正因子(B_s 或 B_1)，針對該振態週期附近之結構週期範圍予以折減。值得注意的是，各振態的阻尼修正因子均不相同。各振態的阻尼修正因子必須藉由該振態之有效阻尼，而各振態之有效阻尼比則可利用與前述項目 2 中類似的方法計算而得。

若是經由動力分析所得之最大基底剪力未達前述項目 2 中修正後之等效基底剪力的 90%，則所有子結構與桿件的作用力與變形量必須等比例放大，以達 90% 修正後等效基底剪力的水準。

5. 非線性動力分析方法[第 10.4 節]

消能建築之動力分析若以非線性歷時分析法進行時，非線性歷時分析時須以消能元件之遲滯模式為之。所輸入之地震記錄，至少取三個與設計反應譜相符之水平地震記錄，其應能確切反映工址設計地震(或最大考量地震)之地震規模、斷層距離與震源效應。針對任一個水平地震紀錄，其 5% 阻尼反應譜於 $0.2T_{eD}(T_{eM})$ 至 $1.5T_{eD}(T_{eM})$ 週期範圍內任一點之譜加速度值不得低於設計(最大考量)譜加速度值之 90% 及於此週期範圍內之平均值不得低於設計(最大考量)譜加速度值之平均值，其中 $T_{eD}(T_{eM})$ 為消能建物於設計地震(最大考量地震)下之有效振動週期。

6. 容許層間相對側向位移角[第 10.4.2 節]

消能建築須按其消能元件之有效阻尼比，計算出中小度地震之設計地震力，並檢核其在中小度地震作用下，各樓層層間相對側向位移角不得超過 0.005，計算位移時應計及平移與扭轉位移。

第二節 國外現行鋼結構與耐震設計相關規範

壹、美國 ASCE 7-16 建築物結構最小設計力與相關標準(美國土木工程師協會，2016)

1. 建築物結構設計地震力規定

表 2.3 常用抗震建築物結構之設計參數

抵抗地震力結構系統	R	Ω_0	C_d	結構系統高度限制				
				耐震設計等級				
				B	C	D	E	F
鋼韌性抗彎矩構架系統	8	3	5.5	NL	NL	NL	NL	NL
鋼骨鋼筋混凝土韌性抗彎矩構架系統	8	3	5.5	NL	NL	NL	NL	NL
含韌性抗彎構架之二元結構系統:								
1. 韌性同心斜撐構架系統	7	2.5	5.5	NL	NL	NL	NL	NL
2. 混凝土剪力牆構架系統	7	2.5	5.5	NL	NL	NL	NL	NL
3. 挫曲束制支撐構架系統	8	2.5	5.5	NL	NL	NL	NL	NL

貳、美國 AISC 360-16 鋼結構設計規範(美國鋼結構協會，2016)

1. 一般撓曲桿件之撓曲強度設計[第 F1 節]

梁之設計撓曲強度為 $\phi_b M_n$ ，其中 M_n 為標稱撓曲強度， $\phi_b = 0.90$ 。對於單軸對稱或雙軸對稱 I 型梁桿件受強軸彎曲，且當側向無支撐段長度 $L_b \leq L_p$ 時，可避免梁桿件之側向扭轉挫曲， L_p 之計算如式(2.45)所示，因此梁之標稱撓曲強度 M_n 可採用此梁之塑性彎矩強度 M_p 。

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2.45)$$

其中 r_y 為梁對弱軸之迴轉半徑。

2. 一般撓曲桿件不考慮張力場效應之剪力強度設計[第 G2.1 節]

梁桿件腹板之設計剪力強度為 $\phi_v V_n$ ，其中 $\phi_v = 1.0$ 。標稱剪力強度應以 $V_n = 0.6 F_{yw} A_w C_{v1}$ 計算。其中 F_{yw} 與 A_w 分別為梁桿件腹板標稱降伏強度與斷面積。而 C_{v1} 值須以下面方式決定：

(1) 熱軋 H 型鋼之腹板 $h/t_w \leq 2.24 \sqrt{E/F_{yw}}$ 時， C_{v1} 值可取 1.0。

(2) 其他組合型 H 型鋼與槽型鋼之腹板

a) $h/t_w \leq 1.10 \sqrt{k_v E/F_{yw}}$ 時

$$C_{v1} = 1.0 \quad (2.46)$$

b) $h/t_w > 1.10 \sqrt{k_v E/F_{yw}}$

$$C_{v1} = \frac{1.10 \sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w} \quad (2.47)$$

其中， k_v 為腹板剪力挫屈係數， $=5+5/(a/h)^2$ ， a 為橫向加勁板間淨距， h 為梁桿件腹板深度，其於熱軋型鋼為兩翼板間扣除二倍角隅半徑後之淨距；於鉚接組合斷面為翼板間淨距。 a/h 大於 3.0 時 k_v 取 5.34，未使用加勁板時 k_v 統一取 5.34。

3. 一般撓曲桿件之橫向加勁板[第 G2.3 節]

當 $h/t_w \leq 2.46\sqrt{E/F_{yw}}$ 或當考慮係數化載重下結構分析計算所得之 V_u 值小於上述 $k_v = 5.34$ 時所得之 $\phi_v V_n$ 時，可不使用橫向加勁板。而所採用之加勁板的斷面寬厚比 $(b/t)_{st}$ 須不大於 $0.56\sqrt{E/F_{yst}}$ 。其中， F_{yst} 為加勁板之標稱降伏應力。非承壓式之中間加勁板無須與張力翼板連結。連結於腹板之中間加勁板，其鉚道終止端距腹板與翼板鉚趾上緣之距離不得小於 4 倍亦不得大於 6 倍腹板厚度，若使用單側之橫向加勁矩形板於抵抗向上之扭曲作用時，其應連接於壓力翼板。除非翼板是由角鋼組合而成，否則當側向支撐與一側或二側加勁板連結時，加勁板應與壓力翼板連結，且此側向支撐應可傳遞整體翼板應力之 1% 以上。

參、 美國 AISC 341-16 鋼結構耐震設計規範(美國鋼結構協會，2016)

1. 耐震設計用鋼材[第 A3.1 節]

依據美國規範耐震特別規定第 A3 節規定，耐震設計適用之鋼材與鋁材應符合下列規定。用於地震力抵抗系統(seismic force resisting system, SFRS)之結構鋼材除下列規定者外，應滿足美國規範 A3.1 節之要求。特殊抗彎構架(SMF)構件之規定最小降伏應力不得超過 50 ksi (345 MPa)，以發展預期之非線性行為。但經試驗或其他合理標準決定之適當材料，則允許超過此規定最小降伏應力限制。此外，特殊抗彎構架(SMF)之柱構件，其結構鋼材之規定最小降伏應力不超過 65 ksi (450 MPa)。

地震力抵抗系統之結構鋼材應符合下列任一 ASTM 材料規範規定：

- (1) A36/A36M
- (2) A53/A53M
- (3) A500/A500M(Gr.B 或 C)
- (4) A501
- (5) A529/A529M
- (6) A572/A572M[Gr.42(290)、50(345)或 55(380)]
- (7) A588/A588M
- (8) A913/A913M[Gr.50(345)、60(415)或 65(450)]
- (9) A992/A992M
- (10) A1011/A1011M HSLAS Gr.55(380)
- (11) A1043/A1043M

用於柱底板之結構鋼材應符合前述鋼材或 ASTM A283/A283M Gr. D 鋼材規定之一。

2. 預期材料強度[第 A3.2 節]

美國規範耐震特別規定中規定所要求之元件(構件或構件接合)需求強度，應由構件或相接構件的預期降伏應力 $R_y F_y$ 決定之。 F_y 為用於構件鋼材之規定最小降伏應力， R_y 為此材料預期降伏應力與規定最小降伏應力 F_y 之比值。在決定此需求強度之相同構件中，當需要決定極限狀態之標稱強度 R_n 時，允許分別使用預期降伏應力 $R_y F_y$ 與預期拉力強度 $R_t F_u$ 代替 F_y 與 F_u 。 F_u 為規定最小拉力強度， R_t 為此材料預期拉力強度與規定最小拉力強度 F_u 之比值。

表 2.4 列出不同鋼材與鋼筋之 R_y 與 R_t 值。若由使用近似尺寸與來源之材料，允許採用依據對該特定鋼材之 ASTM 試驗要求進行試驗所得之其他 R_y 與 R_t 值。

表 2.4 鋼材之 R_y 與 R_t 值

適用材料	R_y	R_t
熱軋型鋼與鋼棒：		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr.36(250)	1.3	1.1
• ASTM A992/A992M	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr.50(345) 或 55(380)	1.1	1.1
• ASTM A913/A913M Gr.50(345), 60(415), 65(450), 70(485)	1.1	1.1
• ASTM A588/A588M	1.1	1.1
• ASTM A1043/A1043M Gr.50(345)	1.2	1.1
• ASTM A529 Gr.50(345)	1.2	1.2
• ASTM A529 Gr.55(380)	1.1	1.2
結構中空斷面型鋼(HSS)：		
• ASTM A500/A500M Gr.B、A501/A501M	1.4	1.3
• ASTM A500/A500M Gr.C	1.3	1.2
• ASTM A53/A53M	1.6	1.2
• ASTM A1085/A1085M	1.25	1.15
鋼板：		
• ASTM A36/A36M	1.3	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr.36(250)	1.3	1.1
• ASTM A1011/A1011M HSLAS Gr.55(380)	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr.42(290)	1.3	1.0
• ASTM A572/A572M Gr.50(345), Gr.55(380), A588/A588M	1.1	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr.50(345)	1.2	1.1

3. 斷面寬厚比限制[第 D1.1 節]

依據美國規範耐震特別規定第 D1.1 節規定，地震力抵抗系統中抗彎構架、斜撐構架與剪力牆的構件，應遵守美國規範與本節的規定。在設計地震力下，預

期產生非線性變形之地震力抵抗系統特定構件，為下述所指之中等韌性構件或高韌性構件。中等韌性或高韌性的鋼構件斷面，其翼板與腹板的接合應連續。對於指定為中等韌性構件者，其受壓肢材寬厚比不得超過表 2.5 中之 λ_{md} 值。對於指定為高韌性構件者，其受壓肢材寬厚比不得超過表 2.5 中之 λ_{hd} 值。

表 2.5 中等韌性與高韌性構件其受壓肢材之寬厚比限制

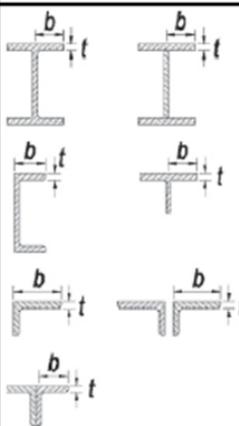
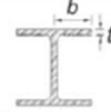
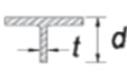
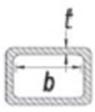
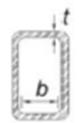
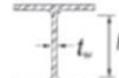
描述	寬厚比	寬厚比限制		範例
		λ_{hd} ，高韌性構件	λ_{md} ，中等韌性構件	
未加勁肢材 熱軋或組合 I 型斷面、槽型與 T 型鋼之翼板； 單角鋼或具隔離板雙角鋼之肢材； 一對連續接觸角鋼的懸臂肢材	b/t	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	b/t	不適用	$0.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	d/t	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}^{[a]}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
加勁肢材	矩形中空斷面之管壁	$0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.76 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	箱形化 I 型斷面與組合箱型斷面之翼板			
	箱形化 I 型斷面側板與斜撐構件之組合箱型斷面管壁			
	斜撐構件之熱軋或組合 I 型斷面腹板	h/t_w	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$

表 2.5(續)中等韌性與高韌性構件其受壓肢材之寬厚比限制

描述	寬厚比	寬厚比限制		範例
		λ_{hd} , 高韌性構件	λ_{md} , 中等韌性構件	
加勁肢材	梁或柱構件之熱軋或組合I型斷面腹板 ^[d]	For $C_a \leq 0.114$ $2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04 C_a)$ For $C_a > 0.114$ $0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.68 - C_a)$	For $C_a \leq 0.114$ $3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 3.04 C_a)$ For $C_a > 0.114$ $1.29 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.12 - C_a)$	
	梁或柱構件之箱形化I型斷面側板	$\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	梁或柱構件之組合箱型斷面腹板	where $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_a}{P_y}$ (ASD) $P_y = R_y F_y A_g$	where $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_a}{P_y}$ (ASD) $P_y = R_y F_y A_g$	
	H型鋼格之腹板	不適用	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	圓形中空斷面之管壁	$0.085 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.17 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	

(1) 對於 T 型鋼受壓構件，若滿足下列條件之一者，其高韌性構件之腹板寬厚比限制可以增加至 $0.40 \sqrt{E/R_y F_y}$

i) 受壓構件在腹板平面上發生挫屈

ii) 傳遞端部接合之軸壓力至 T 型鋼翼板外側而可降低腹板端點壓應力之偏心接合

(2) 特殊抗彎構架系統中的 I 型梁，其 C_a 值小於或等於 0.114 者，寬厚比 h/t_w 不得超過 $2.57 \sqrt{E/R_y F_y}$ ；部分抗彎構架系統中的 I 型梁，其 C_a 值小於或等於 0.114 者，寬厚比不得超過 $3.96 \sqrt{E/R_y F_y}$ 。

(3) 梁或柱構件使用圓形中空斷面者，其徑厚比不得超過 $0.077 E/R_y F_y$

4. 放大設計地震力[第 B2 節]

結構設計之載重與載重組合，應如適用建築規範(applicable building code)之規定，其中放大設計地震力(amplified seismic loads)，除依據美國鋼結構設計規範耐震設計特別規定 ANSI/AISC 341-16 之要求者外，應採用適用建築規範所述含系統超強因子(system overstrength factor)之地震力載重效應。美國規範耐震特別規定中所定義含超強因子之水平放大地震力效應 $E_{mh} = \Omega_0 Q_E$ ，應如適用建築規範之要求，與垂直地震力效應 $E_{mv} = 0.2S_{DS}$ 組合。

考慮放大設計地震力效應，LRFD 法：

$$(1.2+0.2S_{DS})D+1.0L \pm \Omega_0 Q_E \quad (2.48)$$

$$(0.9-0.2S_{DS})D \pm \Omega_0 Q_E \quad (2.49)$$

活載重不大於 0.5 tf/cm^2 者，式 2.48 中 L 之載重係數應使用 0.5。其中 Q_E 為水平地震力效應， S_{DS} 為工址短周期設計水平譜加速度係數， Ω_0 為系統超強因子，依據 ASCE/SEI 7-16 規範之規定，對於特殊抗彎矩構架系統 $\Omega_0 = 3.0$ 。

5. 韌性抗彎矩構架[第 E3 節]

根據本規範設計之韌性彎矩構架(SMF)，預期可藉由梁之撓曲降伏，以及梁柱交會區腹板有限度之降伏提供顯著的非彈性變形能力。韌性抗彎矩構架之梁柱接頭應符合下列規定：

(1) 彎矩比

梁柱接頭應滿足下列關係：

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} \geq 1.0 \quad (2.50)$$

其中， $\sum M_{pc}^*$ = 接頭上下推算至梁中心線之柱標稱撓曲強度總和，此撓

曲強度應考慮柱軸力引致之強度折減。 $\sum M_{pc}^*$ 得依下式計算：

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - \alpha_s P_r / A_g) \quad (2.51)$$

當接頭兩側之梁中心線未重合時，應使用兩梁中心線之中線為計算基準。

$\sum M_{pb}^*$ = 梁塑鉸處達預期撓曲強度時推算至柱心之彎矩總和。

$\sum M_{pb}^*$ 得依下式計算：

$$\sum M_{pb}^* = \sum (M_{pr} + \alpha_s M_v) \quad (2.52)$$

其中 A_g 為柱全斷面積， cm^2 。 F_{yb} 為梁桿件標稱降伏應力， tf/cm^2 。 F_{yc} 為柱桿件標稱降伏應力， tf/cm^2 。 M_{pr} 為塑鉸處之最大可能彎矩， $\text{tf}\cdot\text{cm}$ 。 M_v 為載重組合下，從塑鉸處至柱心經剪力放大之額外彎矩， $\text{tf}\cdot\text{cm}$ 。 P_r 為柱需求軸壓強度， tf 。 Z_c 為柱繞彎曲軸之塑性斷面模數， cm^3 。 $\alpha_s = 1.0$ (LRFD)； $= 1.5$ (ASD)。

(2) 梁之穩定支撐

梁應有適當之穩定支撐，以符合高韌性桿件之規定。此外，除經試驗證明，梁之穩定支撐設置位置應鄰近集中力作用處、斷面變化處及其他經分析證實有梁塑鉸形成處。鄰近塑鉸之穩定支撐需求強度應符合相關規定。

(3) 梁柱接頭之穩定支撐

當梁腹板與柱腹板共平面，且柱於梁柱交會區外保持彈性時，則梁柱接頭之柱翼板僅需於梁之上翼板處設置穩定支撐。依式(2.12)所計算之

柱梁彎矩比大於 2 時，可假設柱保持彈性。而當柱於梁柱交會區外未能保持彈性，則應符合下列規定：

- a) 柱翼板於梁之上、下翼板處均須設置穩定支撐。穩定支撐可為直接支撐或間接支撐。註：柱翼板之直接穩定支撐可採用斜撐、鋼承板、樓版或其他桿件與柱翼板或支撐點位相接以抵抗側向挫屈。間接穩定支撐則是支撐桿件未直接與柱翼板連接，而是透過柱腹板或加勁板間接提供支撐者。
- b) 每一柱翼板側撐桿件之需求強度為梁翼強度 $F_y b_f t_{bf} / \alpha_s$ 之 2%。其中， b_f 為梁翼板寬度，cm。 t_{bf} 為梁翼板厚度，cm。

(4) 梁柱接頭無側撐接合

梁柱接合在與抗震構架平面垂直方向無側撐之柱構件，在接合處應以垂直抗震構架之相鄰側撐間距離做為柱之挫屈強度設計高度，除下列者外，應符合美國規範中之要求：

- a) 柱之需求強度應根據採用的設計規範，考慮放大地震力之載重組合決定。在決定包含超強因子之水平放大地震力效應 E_{mh} 時，不需超過以梁有效撓曲強度或交會區有效剪力強度基準所得之構架有效強度的 125%。
- b) 柱之細長比 L/r 應不超過 60。其中 L 為柱長，r 為控制之迴轉半徑。
- c) 垂直於抗震構架平面之柱需求撓曲強度，除了柱翼板側向位移所引致之二次彎矩外，應包含本節中梁翼板力量作用所引致之彎矩。

(5) 高韌性構件側向支撐

高韌性構件之側向支撐應滿足下列要求：

- a) 梁兩翼板應提供側向支撐，或梁斷面應提供抗扭轉支撐。
- b) 梁側撐需求強度，在計算側向支撐之需求強度與勁度時，構件需求撓曲強度 M_r 為：

$$M_r = R_y F_y Z \quad (\text{LRFD}) \quad (2.53)$$

$$M_r = R_y F_y Z / 1.5 \quad (\text{ASD}) \quad (2.54)$$

而側撐勁度與曲率相關係數 C_d 取 1.0。

- c) 梁側撐最大間距為 $L_b = 0.086 r_y E / F_y$ ，其中 E 為鋼材彈性模數， R_y 為預期降伏應力與規定最小降伏應力之比， Z 為塑性斷面模數， r_y 為梁構件弱軸(y 軸)之迴轉半徑。此外，除經試驗證明外，梁側撐應放置在靠近集中力、斷面變換，或其他經特殊抗彎構架非線性變形分析所得之塑鉸位置。

(6) 塑鉸位置特殊側撐

特殊側撐應配置於鄰近預期塑鉸發生之位置，其穩定性側撐之需求強度應滿足下列需求：

- a) 梁兩翼板應有側向支撐，或梁斷面應有抗扭轉支撐。
- b) 鄰近塑鉸區單一翼板，所提供之側向支撐需求強度應為：

$$P_u = 0.06R_y F_y Z / h_o \quad (\text{LRFD}) \quad (2.55)$$

$$P_a = (0.06/1.5)R_y F_y Z / h_o \quad (\text{ASD}) \quad (2.56)$$

其中 h_o 為兩翼板形心間之距離。

鄰近塑鉸區之抗扭轉支撐需求強度為：

$$M_u = 0.06R_y F_y Z \quad (\text{LRFD}) \quad (2.57)$$

$$M_a = (0.06/1.5)R_y F_y Z \quad (\text{ASD}) \quad (2.58)$$

- c) 側撐需求勁度，應滿足美國規範附錄 6 中梁構件側向或扭轉支撐之相關規定，其中 $C_d = 1.0$ 且梁之需求撓曲強度 M_r 應為：

$$M_r = M_u = R_y F_y Z \quad (\text{LRFD}) \quad (2.59)$$

$$M_r = M_a = R_y F_y Z / 1.5 \quad (\text{ASD}) \quad (2.60)$$

(7) 保護區規定

韌性彎矩構架(SMF)梁端部之塑鉸區應視為保護區段。一般而言，對於未加勁接頭，保護區段應為自柱面起至塑鉸中心向外延伸一半梁深之範圍。

(8) 梁柱接頭旋轉角要求

韌性彎矩構架中，抗地震力系統之梁柱接頭應滿足下列規定：

- a) 接頭應至少符合 0.04 弧度之層間位移角轉動需求。
- b) 層間位移角達到 0.04 弧度時，該接頭於柱面之撓曲強度不得下降至 $0.8M_{\max}$ 以下 (M_{\max} 為梁試驗最大彎矩強度)。

(9) 關鍵鉸道

下列鉸接為關鍵鉸道，應滿足關鍵鉸道之規定：

- a) 柱續接之開槽鉸。
- b) 柱接柱底板之鉸接。

例外：若能證明因其他束制條件致柱構件位於或接近柱底板處不發生塑鉸，且在含放大地震力之載重組合下柱構件不存在拉力者，不需使用關鍵鉸道。

- c) 梁翼及梁腹與柱構件間之全滲透開槽鉸接。

(10) 梁柱接頭需求剪力強度

計算韌性抗彎矩構架梁柱接頭之需求剪力強度時，由地震引致之剪力應由容量設計概念求得， E_{cl} 可表為：

$$E_{cl} = 2M_{pr} / L_h \quad (2.61)$$

其中， L_h 為梁塑鉸間之距離，cm。 M_{pr} 為塑性鉸最大可能撓曲彎矩，tf-cm。當柱撓曲強度不需符合上述式(2.50)時，式(2.61)中之 M_{pr} 得以 1.1 倍之柱預期撓曲強度取代之。

(11) 梁柱交會區之需求剪力強度

梁柱交會區之需求剪力強度應依據梁塑鉸處達預期撓曲強度時推算至柱面之彎矩總和計算之。梁柱交會區之剪力強度由柱腹板提供之，其設計剪力強度為 $\phi_v R_n$ ，容許剪力強度為 R_n / Ω_v 。其中 $\phi_v = 1.0$ (LRFD)， $\Omega_v = 1.5$ (ASD)，梁柱交會區之腹板標稱剪力強度 R_n 由下列公式決定之：

- a) 當 $\alpha_s P_r \leq 0.4 P_y$

$$R_n = 0.6F_y d_c t_p \quad (2.62)$$

b) 當 $\alpha_s P_r > 0.4P_y$

$$R_n = 0.6F_y d_c t_p \left(1.4 - \frac{\alpha_s P_r}{P_y} \right) \quad (2.63)$$

其中， t_p 為梁柱接頭交會區柱腹板總厚度，包括箱型柱兩腹板或H型柱含腹部疊合板時之總厚度，cm。 d_c 為柱斷面深度，cm。 F_y 為柱腹板與疊合板之標稱降伏應力，tf/cm²。 P_r 為需求軸力強度，tf。 P_y 為柱降伏強度，tf。

在柱撓曲強度不需符合式(2.50)之情況時，計算梁柱交會區剪力需求強度之梁彎矩，不需大於柱達到預期撓曲強度的 1.1 倍時所對應之梁彎矩。

(12) 梁柱交會區之腹板厚度

柱腹板及疊合板(如有使用)之厚度 t 應分別符合下列規定：

$$t \geq (d_z + w_z) / 90 \quad (2.64)$$

其中， t 為柱腹板或疊合板厚度，cm。 $d_z = d - 2t_f$ 由接頭中較深的梁決定之，cm。 w_z 為梁柱交會區於柱翼板間之寬度，cm。

當柱腹板與疊合板無法分別同時滿足式(2.64)之規定時，應以塞孔鉸道結合之，其總厚度及個別厚度均須符合式(2.64)之規定，惟個別厚度檢核時之及則以相鄰鉸道間之最大距離取代之。當需要使用塞孔鉸道時，應至少使用四處塞孔鉸道。

(13) 梁柱交會區之疊合板

當梁柱交會區之剪力強度不足或不符式(2.64)時，應使用厚度至少 6 mm 之疊合板。疊合板與柱腹板間以密貼為原則，惟疊合板對稱設置於柱腹板兩側時，允許疊合板與柱腹板間保留 2 mm 以內之間隙。與柱腹板密接之疊合板，應依據 AWS D1.8 4.3 節之規定應以部分滲透槽銲道或填角銲道與柱翼板連接。與柱腹板間具間隙之疊合板則應使用全滲透槽銲道、部分滲透槽銲道或填角銲道與柱翼板連接，其中部分滲透槽銲道或填角銲道之需求強度應與疊合板剪力降伏強度相當。

梁柱接頭區須使用連續板，此時疊合板允許延伸至連續板外或設置於連續板之間，並應分別符合下述規定：

- a) 延伸式疊合板：疊合板與腹板間應密貼，疊合板及其與柱翼間之銲道應自梁上下最外翼緣各延伸至少 150 mm。疊合板之上下緣與柱腹板間可不電銲。
- b) 設置於連續板間之疊合板：疊合板於連續板間應與柱翼板以銲道連接，該銲道兩端允許距離連續板 25 mm 以內終止。疊合板上下緣於柱板間應與密貼於柱腹之連續板全長電銲連接，該銲道需求強度應與疊合板剪力降伏強度的 75% 相當。

註：當梁與連接疊合板之柱腹板正交時，疊合板厚度應同時考慮梁端剪力與梁柱交會區剪力之需求。連續板與延伸式疊合板銲接時，應考慮連續板與疊合板間力量傳遞的需求。

(14) 連續板之銲接

連續板與柱翼板間應使用全滲透槽銲道接合。連續板與柱腹板間或

延伸式疊合板間可使用槽銲道或填角銲道，銲道需求強度為下列之小者：

- a) 連續板與梁相接側之柱翼板，其接觸面積總和所對應的拉力設計強度。
- b) 連續板與柱腹板、延伸式疊合板接觸面積所對應之剪力設計強度。
- c) 當連續板與柱腹板電銲接合時為柱腹板剪力設計強度。當連續板與延伸式疊合板電銲接合時為疊合板之剪力設計強度。

(15) 連續板之厚度

需使用連續板處，連續板厚度應以下列條件決定：

- a) 對於單側接合，連續板厚度應至少為梁翼板厚度之半。
- b) 對於雙側梁接合，連續板厚度應至少等於柱兩側梁較厚翼板之厚度。連續板應符合美國規範中第 J10 節之規定。

(16) 組合型鋼之組合銲道

銲接 H 型梁之翼板與腹板間組合銲道，應於梁塑性鉸區外一倍梁深處至柱面間之範圍，至少採用具最小根面之部份滲透開槽外加填角補強銲道，其銲道尺寸以發揮腹板拉力強度設計之。若經試驗證明其他銲道型式、銲接細部及梁柱接頭型式之組合，能發揮所需之塑性轉角容量時，則該組合亦可使用。

銲接組合 H 柱翼板與腹板間之組合銲道，於梁柱接頭區及其上下各 30cm 之範圍內，至少採用具最小根面之部份滲透開槽外加填角補強銲道，其銲道尺寸以發揮腹板拉力強度設計之。若經試驗證明其他銲道

型式、銲接細部及梁柱接頭型式之組合，能發揮所需之塑性轉角容量時，則該組合亦可使用。

肆、日本鋼構造接合部設計指針(日本建築學會，2012)

1. 梁柱接頭設計[第 4.1 節]

- (1) 梁柱接頭設計為能夠傳遞梁和柱等構件的應力。
- (2) 若柱端在梁柱接頭處為剛性連接，則柱端接頭的降伏強度和極限強度應大於或等於柱整個斷面的降伏強度和極限強度。
- (3) 當梁端在梁柱接頭處為剛性連接並且梁的塑性變形處於極限狀態時，梁端接頭的設計應確保梁構件所需的塑性變形。根據鋼材的種類、接頭設計細節和施工方法等條件，梁端接頭的極限抗彎強度應滿足公式 2.65。

$${}_jM_u \geq \alpha \cdot {}_bM_p \quad (2.65)$$

其中 ${}_jM_u$ 為梁端接頭的極限抗彎強度， ${}_bM_p$ 為梁的塑性彎矩， α 為梁端接頭係數，如表 2.6。

表 2.6 梁端接頭係數

鋼材	接頭最大降伏強度的破壞類型	
	母材破壞	螺栓破壞
SS 400	1.40	1.45
SM 490	1.35	1.40
SN 400B,C	1.30	1.35
SN 490B,C	1.25	1.30

- (4) 當梁端接頭為半剛性或插銷連接時，接頭設計細節可作為確保接頭的旋轉能力和行為的預測控制，直至達到極限狀態。

2. 梁端剛性接合形式[第 4.1.2 節]

剛性構架的設計將梁端以剛性連接的方式固定於柱上。在彈性設計下，

梁柱接頭的變形可以忽略不計；在極限強度設計下，梁柱接頭可以抵抗梁端塑鉸的應力，必須確保梁所需的變形能力。[第 4.1 節]的第(3)點規定了此類梁柱接頭所需的設計強度。

當柱的橫截面為 H 形鋼時，通常在橫梁翼板的連接位置設置水平加勁肋，藉以防止柱翼板的面外變形並防止梁翼板連接處的局部挫曲。另外，在這種情況下，由於水平加勁肋安裝在柱腹板上，也同時防止柱腹板的局部挫曲。若柱板厚很大的情況下，即使未設置水平加強筋，也可以將梁柱接頭假設為剛性接頭。而在計算梁端接頭的勁度和降伏強度時，必須考慮柱翼板的平面外變形，在某些情況下不能將其視為剛性接頭。

當柱斷面為箱型斷面時，通常在橫梁翼板的連接位置設置橫隔板，藉以防止箱型柱的局部挫曲。

柱斷面為空心斷面時，為了抵抗低勁度的鋼管壁的面外變形，對於作用在梁腹板上的彎矩，梁腹板接頭的勁度和降伏應力需小於梁腹板的勁度和降伏應力。關於彈性勁度，梁腹板提供的撓曲勁度的貢獻相對較小，由於由梁腹板接頭的局部變形引起的梁端接頭的剛度下降受到限制，它可以看作是剛性接頭。另外，關於抗彎強度，考慮到鋼管壁面外變形的影響，有必要對梁腹板進行評估。

3. 焊接梁柱接頭設計[第 4.2 節]

(1) 梁端接頭設計

梁柱接頭為剛性接頭時，需滿足以下條件，若未滿足以下條件之梁柱接頭，其應根據應力傳遞機制為基礎，以個別方式計算勁度及強度。

- a) 通過全滲透焊接連接梁翼板接頭，其抗拉強度應等於或高於梁翼板母材的標稱強度。

- b) 在立柱上設置水平加勁板(用於 H 形截面柱的水平加勁板或用於中空斷面柱的橫隔板)時，材料強度應等於或大於梁翼板的強度，並且加勁板厚度應大於梁翼板的厚度。
- c) 使用高強度螺栓進行連接時，腹板須確保能夠承受梁傳遞的剪力，並且不會因最大抗彎強度而斷裂。

(2) 初始勁度

當將(1)中指定的水平加勁版安裝在柱上時，梁端接頭可視為是剛性接頭。如果板厚度較小，則必須考慮面外變形的影響。

(3) 降伏強度

- a) 用(1)中指定的水平加強板連接到柱的梁端節點的抗彎降伏強度 jM_y ，使用梁翼板的斷面和梁腹板的有效斷面來計算，如公式 2.66 所示。

$$jM_y = jZ_e \cdot F_{fy} \quad (2.66)$$

其中 jZ_e 為接頭之有效斷面模數。

H 形斷面柱(柱的強軸方向)之有效斷面模數 jZ_e 如下式所示。

$$jZ_e = \frac{2}{D_b} I_e \quad (2.67)$$

箱形柱斷面或圓形柱斷面之有效斷面模數 jZ_e 如下式所示。

$$jZ_e = \frac{2}{D_b} \left\{ I_e - \frac{1}{12} t_{bw} (d_w - 2h_m)^3 \right\} \quad (2.68)$$

其中 I_e 為腹板有效面積二次矩， d_w 為梁腹板深 $d_w = D_b - 2t_{bf}$ ， D_b 為梁深度， t_{bf} 為梁翼板厚度， t_{bw} 為梁腹板厚， h_m 為梁腹板有效部

分的長度。

箱形斷面 h_m ：

$$h_m = \frac{b_j}{\sqrt{\frac{b_j \cdot t_{bw} \cdot F_{wy}}{t_{cf}^2 \cdot F_{cy}} - 4}} \quad (2.69)$$

圓柱斷面 h_m ：

$$h_m = \frac{b_j}{\sqrt{\frac{k_1}{2}} \cdot \sqrt{k_2 \sqrt{\frac{3k_1}{2}} - 4}} \quad (2.70)$$

當 $h_m < S_r$ 時，取 $h_m = S_r$ 。

箱形斷面： $h_m > \frac{d_j}{2}$ 或 $\frac{b_j \cdot t_{bw} \cdot F_{wy}}{t_{cf}^2 \cdot F_{cy}} \leq 4$ 時，取 $h_m = \frac{d_j}{2}$

圓柱斷面： $h_m > \frac{d_j}{2}$ 或 $k_2 \sqrt{\frac{3k_1}{2}} \leq 4$ 時，取 $h_m = \frac{d_j}{2}$

其中 F_{fy} 為梁翼板降伏強度， F_{wy} 為梁腹板降伏強度， F_{cy} 為柱的降伏強度， S_r 為在梁腹板開孔之深度， b_j 為矩形鋼管壁降伏區的寬度 $b_j = B_c - 2t_{cf}$ ， B_c 為箱形柱的寬度或圓柱的外徑， t_{cf} 為鋼管壁板厚， d_j 為鋼管壁的塑性區域高度處，柱的水平加勁板之間的內部距離， k_1 及 k_2 為圓形柱斷面強度比， $k_1 = b_j/t_{cf}$ 及 $k_2 = t_{bw} \cdot F_{wy}/t_{cf} \cdot F_{cy}$ 。

- b) 當梁柱接頭沒有水平加勁時，在計算抗彎降伏強度時必須考慮翼板的面外變形。

(4) 最大抗彎強度

在計算框架極限強度設計中節點的極限應力時使用的最大抗彎強度

${}_jM_u$ ，如公式 2.71 所示。

$${}_jM_u = {}_jM_{fu} \cdot {}_jM_{wu} \quad (2.71)$$

其中 ${}_jM_{fu}$ 為梁翼板接頭的最大彎曲強度， ${}_jM_{wu}$ 為梁腹板接頭的最大彎曲強度。

a) 梁翼板接頭的最大抗彎強度：

當在柱上安裝(1)中指定的水平加勁板時，梁翼板接頭的最大抗彎強度 ${}_jM_{fu}$ 被認為等同於梁翼板母材強度，並由公式 2.72 計算。

$${}_jM_{fu} = A_f \cdot d_b \cdot F_{fu} \quad (2.72)$$

其中 A_f 為梁單側翼板斷面積， d_b 為梁翼板間之中心距離， F_{fu} 為梁翼板抗拉強度。

b) 梁腹板接頭的最大抗彎強度：

當連接到(1)中指定的帶有水平加勁板的 H 形柱或箱形柱時，梁腹板的最大抗彎強度使用公式(2.73)計算

$${}_jM_{wu} = m \cdot Z_{wpe} \cdot F_{wy} \quad (2.73)$$

其中 Z_{wpe} 為梁腹板有效斷面塑性模數：

$$Z_{wpe} = \frac{1}{4} (D_b - 2t_{bf} - 2S_r)^2 t_{bw} \quad (2.74)$$

m 為梁腹板接頭無因次化抗彎強度：

當圓柱為 H 形（強軸方向）時， $m=1$ ，當箱形截面時 m 由下式所示：

$$m = \min \left\{ 1, 4 \frac{t_{cf}}{d_j} \sqrt{\frac{b_j \cdot F_{cy}}{t_{bw} \cdot F_{wy}}} \right\} \quad (2.75)$$

當圓形柱斷面時 m 由下式所示：

$$m = \min \left\{ 1, \frac{8}{\sqrt{3k_1 \cdot k_2} \cdot r} \left(\sqrt{k_2 \sqrt{\frac{3k_1}{2}} - 4} + r \sqrt{\frac{k_1}{2}} \right) \right\} \quad (2.75)$$

其中 r 為鋼管壁破壞機構的長寬比 $r = d_i/b_j$ 。

當要通過高強度螺栓連接進行梁腹板連接時，設計時應使螺栓連接的最大降伏強度不小於公式(2.73)計算的最大抗彎強度。

當連接到具有外橫隔板類型或非橫隔板的箱形柱時，梁腹板接頭的抗彎強度可忽略。

(5) 最大抗彎強度

梁承受的剪力由梁腹板傳遞，梁腹板接頭必須提供設計的剪力強度。當梁腹板承受一部分彎矩時，梁腹板將承受梁腹板的最大抗彎強度和梁的最大剪力的組合應力，該應力由公式(2.73)計算，設計時應使最大降伏強度超過此值。

a) 梁腹板或剪力板焊縫的最大降伏強度：

梁板焊接時，或梁板採用高強度螺栓連接時的剪板焊接，是雙面角焊。根據有關十字接頭的[第 2.2.1 (3) 節]計算。如果使用其他類型的焊縫進行焊接，請根據[第 2.2.1 節]中有關相應焊縫的降伏強度的規定進行計算。

b) 高強度螺栓接頭的最大強度

在將梁腹板與剪力板進行高強度螺栓摩阻接合時，應根據[第 2.1 節]中板元件的高強度螺栓摩阻接合強度的規定計算出端口接頭的最

大降伏強度。在空心截面圓柱的情況下，圍繞樑中性軸的端口承受剪力，而在上邊緣和下邊緣的其餘端口承受彎矩，以抵抗彎矩和剪力的組合應力計算降伏強度。

第三章 採用鋼耐震間柱建築結構設計準則研擬

第一節 建築結構設計流程說明

本章節主要針對採用鋼耐震間柱桿件之建築結構系統，包括耐震間柱桿件、其周圍邊界構架及兩者間之接合部等部分，之設計流程與步驟提供整體與各項細節內容之說明。

採用鋼耐震間柱桿件之建築結構的設計原則主要為 a) 確保鋼耐震間柱桿件本身彈性勁度與塑性遲滯行為能夠穩定發揮，及 b) 確保鋼耐震間柱桿件之邊界構架與接頭對間柱桿件能夠提供穩定邊界條件。未達此設計原則，採用鋼耐震間柱桿件建築結構之設計步驟與檢核項目主要分為下列幾項：

1. 設定結構立面尺寸與配置耐震間柱桿件數量與位置。
2. 依設計地震力與剪力比估算耐震間柱設計剪力需求，並設計耐震間柱桿件尺寸。
3. 依據載重組合力設計 SMF 構架(即間柱邊界構架)桿件尺寸
4. 容許樓層側位移角檢核。
5. 耐震間柱斷面結實性與抗側向扭轉挫屈檢核。
6. 耐震間柱容許軸力檢核。
7. 耐震間柱與邊界梁接頭之強梁弱間柱及邊界梁強度檢核。
8. 耐震間柱與邊界梁交會區剪力強度檢核與疊合板設計。
9. 設計耐震間柱與邊界梁接合細節與 BH 型鋼邊界梁接合焊接細節。
10. 設計耐震間柱與邊界梁交會區連續板、側向支撐。
11. 設計耐震間柱與邊界梁交會區以外邊界梁側向支撐與加勁板。

此採用鋼耐震間柱建築結構之設計流程圖如圖 3.1 所示。

整體設計流程中，首先依據建築空間使用需求設定建築結構之立面尺寸與可

配置耐震間柱之位置與數量，然後依據法規設計地震力配合各樓層設定之剪力比估算樓層中各耐震間柱之設計剪力需求，依據此設計剪力需求初步設計耐震間柱桿件尺寸，然後依據載重組合分析設計韌性抗彎矩構架(即間柱邊界構架)桿件尺寸，而後進行容許層間側位移角檢核，以確認整體構架結構系統具足夠之側向勁度，若勁度不足時可採取增加耐震間柱尺寸的方式提升總體構架結構系統之側向勁度。然後進行耐震間柱斷面結實性與抗側向扭轉挫屈檢核，若間柱桿件有發生側向扭轉挫屈之虞時，應適當調整間柱斷面翼板尺寸以增加斷面弱軸方向之穩定性。

然後進行間柱桿件容許軸力之檢核，以確保間柱桿件中所產生之軸力不致過大而影響其正常性能之發揮，此步驟完成後即可確定耐震間柱桿件部分之尺寸。而後須於間柱邊界梁與耐震間柱接頭處進行強梁弱間柱之檢核，以確保於此接頭處，邊界梁不致有發生塑性鉸之虞，提供耐震間柱穩定之邊界條件。在此同時應考量間柱內剪力引致邊界梁內之軸力效應，須以受軸力與彎矩共同作用情況進行邊界梁之強度檢核，而於此部分檢核完成後，即可確定耐震間柱邊界構架梁桿件之尺寸。而後即可進行耐震間柱與其邊界梁交會區之剪力強度檢核，若其剪力強度不足時應於此交會區適當增加疊合板之設計，或採增加邊界梁斷面尺寸之方式，以提升該交會區之剪力強度值，使該交會區不致有發生剪力塑鉸之虞。

最後即可進行耐震間柱與邊界梁接頭之銲接細部設計，並設計完成耐震間柱與邊界梁交會區連續板、側向支撐細節設計，以及交會區外邊界梁部分之側向支撐與加勁板設計等，以確保耐震間柱端部與邊界梁桿件皆具足夠之橫向穩定性，且避免於接合處發生脆性破壞而導致耐震間柱與周圍邊界構架之耐震性能無法發揮。

本章第二節首先對本研究所適用之鋼耐震間柱桿件的主要類別進行定義及

概述說明。而於本章第三節中，將針對上述採用鋼耐震間柱建築結構之設計流程中各項設計與檢核步驟之細節與標準進行詳細說明。

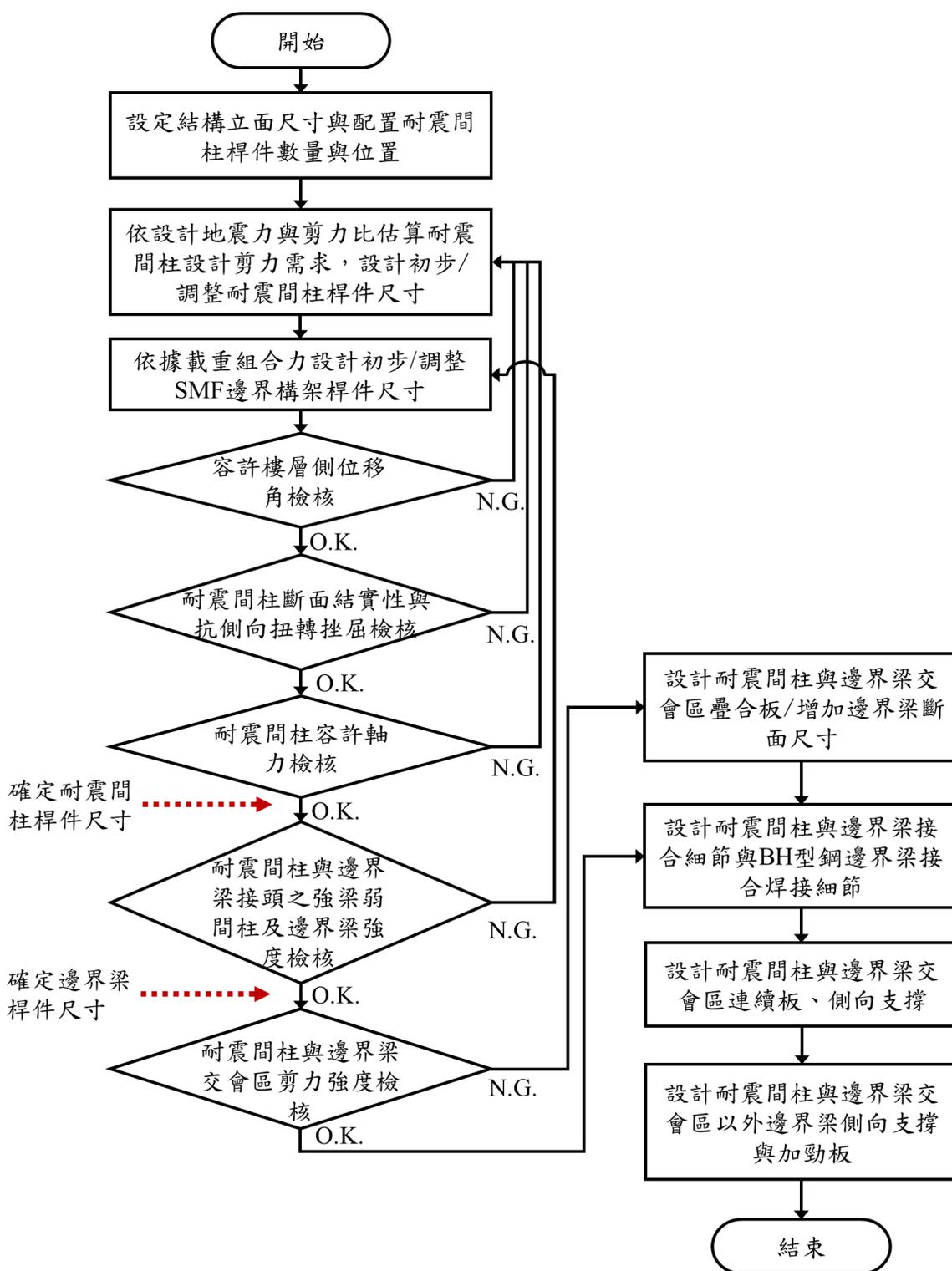


圖 3.1 鋼耐震間柱建築結構設計流程圖

第二節 鋼耐震間柱類別

本研究所探討之鋼耐震間柱桿件可應用於鋼構造與鋼骨鋼筋混凝土構造之抗彎矩構架結構系統(Special Moment Resisting Frame, SMF)中，如圖 3.2 所示，構成採用鋼耐震間柱之建築結構系統(SMF-SC)，其中耐震間柱桿件為全鋼造桿件，以抗彎接合型式與鋼構造邊界梁或是鋼骨鋼筋混凝土構造邊界梁中之鋼梁相連接。

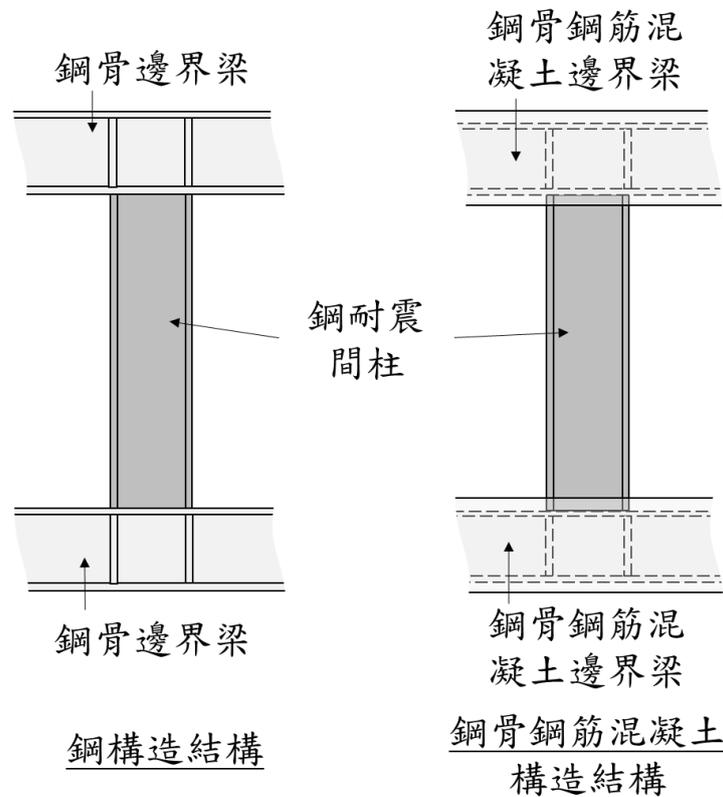


圖 3.2 鋼耐震間柱應用於鋼構造與鋼骨鋼筋混凝土構造結構示意

依據間柱桿件本身之構造與降伏機制，鋼耐震間柱桿件主要可區分為彎矩(端部)降伏型以及剪力(中間部)降伏型兩大類別。其中彎矩降伏型耐震間柱，主要以於桿件兩端發展塑性鉸之機制，產生桿件遲滯消能行為與提供桿件韌性之目的，而桿件之中間部則主要維持彈性狀態。於此類間柱設計中，為控制端部塑鉸

發生位置，使其盡量避免發生於間柱桿件端部與邊界梁相接處之銲接接合部，通常可於桿件端部採用翼板切削的設計，如圖 3.3 所示。而除可採用上述端部斷面削弱方式外，亦可於間柱桿件端部採用斷面強化之方式，如採用增加蓋板(cover plate)、加勁板或將翼板擴板等方式，透過增加間柱桿件端部之斷面，避免塑性區域擴及桿件端部與邊界梁相接處之銲接接合部。為配合各建案之不同設計需求與增加斷面尺寸之彈性，此耐震間柱桿件之構造一般多採取 H 型組合鋼斷面之型式設計，以方便靈活調整斷面尺寸因應結構設計上對桿件強度與勁度之需求。

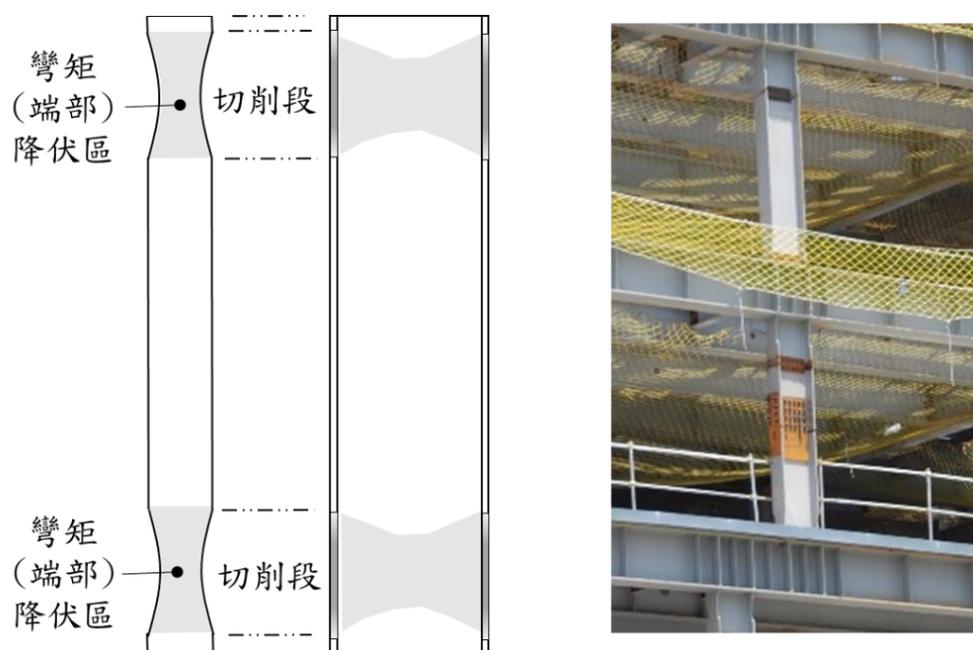


圖 3.3 彎矩(端部)降伏型鋼耐震間柱桿件構造示意與實際應用案例照片

不同於彎矩降伏型耐震間柱，剪力降伏型耐震間柱主要以於桿件中間部位置(此處之彎矩內力一般較小)發展剪力塑性鉸，以達到桿件遲滯消能與提供韌性之目的，為確保桿件之塑鉸僅產生於中間部位置，因此桿件上、下端部須設計以保持彈性。即此類耐震間柱桿件於構造上大致上分為三區段，中間段(IC)為剪力降伏段，而上下兩段為彈性段，如圖 3.4 所示。為控制桿件強度與確保塑性行為僅

發生於中間段，剪力降伏段之腹板通常採用較薄或降伏強度較低之鋼板，並須適當配置橫向加勁板以避免中間段腹板之挫屈。而為確保上下之彈性段始終維持彈性以及提升桿件整體之勁度，其通常採用降伏強度較高之鋼材或較厚之翼板及腹板所構成之 H 型組合斷面。

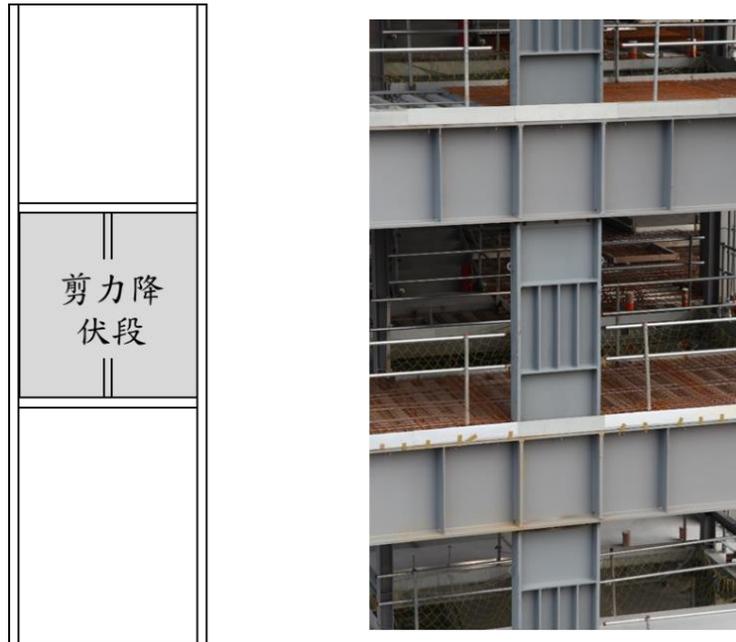


圖 3.4 剪力(中間部)降伏型鋼耐震間柱桿件構造示意與實際應用案例照片

考量與反應彎矩(端部)降伏型與剪力(中間部)降伏型耐震間柱桿件之基本構造與力學行為截然不同之故，本研究於擬定之設計準中將於各項設計準則與檢核項目中，針對兩類別耐震間柱情況分別做說明，以區分兩者間之不同處，惟遇兩類別耐震間柱皆適用之共通部分將以合併方式進行說明。

第三節 採用鋼耐震間柱建築結構系統之設計細則

壹、 估算剪力強度需求初步設計耐震間柱桿件尺寸

我國耐震設計規範中對採用鋼耐震間柱建築結構系統(SMF-SC)並無明確的規定，本研究視鋼耐震間柱主要為承受側向力的結構桿件，考慮採用鋼耐震間柱之韌性抗彎矩構架系統與一般韌性抗彎矩構架系統具相似的結構特性，考慮相同之地震力折減因子 R 與基本振動週期經驗公式設計，依規範計算最小設計水平總橫力，並預估鋼耐震間柱桿件所需斷面尺寸。步驟條列如下：

1. 估算結構系統之結構週期 T

$$T = 0.085h_n^{0.75} \quad (3.1)$$

其中 h_n 為基面至結構頂層之高度，單位為公尺。

2. 計算最小設計水平總橫力 V

$$V = \frac{S_{ad}I}{1.4\alpha_y F_u} W \quad (3.2)$$

其中 S_{ad} 、 I 、 W 、 α_y 分別為工址設計水平譜加速度係數、用途係數、建築總重及起始降伏地震力放大倍數； F_u 則為結構系統地震力折減係數，依 SMF 結構系統韌性容量 $R = 4.8$ 求取。

3. 將總橫力 V 以規定之方式豎向分配至各樓層，並求得各樓層之設計樓層剪力後，以預設耐震間柱與 SMF 構架之剪力比，計算各組鋼耐震間柱所需分擔之剪力 V_{sc} 。

4. 初步設計鋼耐震間柱桿件尺寸

(1) 彎矩降伏型：

$$\frac{2M_y}{H_{ph}} = \frac{V_{sc}}{0.9} \quad (3.3)$$

其中 $M_y = S_{ph} \times F_y$ 為彎矩(端部)降伏型間柱端部發展彎矩塑鉸處之標稱降伏彎矩， H_{ph} 為間柱兩端部塑鉸間之距離， S_{ph} 為間柱端部發展彎矩塑鉸處之斷面形狀模數， F_y 為間柱端部塑鉸處翼板之標稱降伏強度。

(2) 剪力降伏型:

$$A_{v,IC} \times 0.6F_y = \frac{V_{sc}}{0.9} \quad (3.4)$$

其中 $A_{v,IC}$ 為剪力(中間部)降伏型間柱之中間段剪力斷面積， F_y 為間柱中間段腹板之標稱降伏強度。

貳、 依據載重組合力初步設計耐震間柱之邊界構架桿件尺寸

透過載重組合作用下之結構彈性分析，初步決定韌性抗彎矩構架之梁與柱桿件，包括配置耐震間柱桿件之跨內的邊界梁與柱桿件。於設計配置耐震間柱桿件之跨內的邊界梁桿件時應將此梁視為彎矩與軸力共同作用之梁柱桿件進行設計，而此邊界梁內之軸力應以該跨內耐震間柱之極限剪力強度 V_{ult} 所對應之梁內軸力考慮之。

$$V_{ult} = \begin{cases} 1.1R_y \frac{2M_p}{H_{ph}} = 1.1R_y \times \frac{2Z_{ph}F_y}{H_{ph}} & \text{(彎矩降伏型)} \\ 1.1R_y V_y = 1.1R_y \times 0.6F_y A_{v,IC} & \text{(剪力降伏型)} \end{cases} \quad (3.5)$$

其中 R_y 為彎矩降伏型間柱端部塑鉸處翼板之或剪力降伏型間柱中間段腹板之材料超強因子。 $M_p = Z_{ph} \times F_y$ 為彎矩(端部)降伏型間柱端部發展彎矩塑鉸處之標稱塑性彎矩， H_{ph} 為間柱兩端部塑鉸間之距離， Z_{ph} 為間柱端部發展彎矩塑鉸處之塑性斷面模數。

參、容許樓層側位移角檢核

依據建築物耐震設計規範規定，在地震力 $V = \frac{IF_u}{4.2} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$ 作用下，

每一樓層與其上、下鄰層之相對側向位移除以層高，即所謂層間相對側向位移角應有所限制，其值不得超過 0.005 弧度。計算位移時應計及平移與扭轉位移。若初步設計之桿件尺寸引致層間相對位移角超過 0.005 弧度時，代表所設計結構之側向勁度過小，應適當提升結構總體勁度，可透過增加耐震間柱之斷面尺寸或配置數量與跨數提升結構勁度。惟在改變耐震間柱尺寸與數量後，應再次檢核邊界構架桿件尺寸以符合上述第貳項之內容要求。

肆、耐震間柱斷面結實性與側向扭轉挫屈強度檢核

本研究中之耐震間柱桿件，包含彎矩降伏型與剪力降伏型耐震間柱，於構架結構系統中此間柱桿件主要藉由產生撓曲行為，即產生桿件內彎矩與剪力，提供構架結構系統之額外橫向強度與勁度。然而，若欲使耐震間柱桿件內順利發展塑性鉸以提供預期之桿件強度，包括前述之彎矩與剪力塑性鉸情形，耐震間柱桿件斷面應進行斷面寬厚比之檢核，以符合結實斷面為原則，並且應避免間柱桿件本身產生側向扭轉挫屈(Lateral torsional buckling, LTB)。因若間柱桿件產生側向扭轉挫屈，將大幅減低間柱桿件之強度、遲滯消能行為之穩定性與桿件韌性等性能，而使耐震間柱桿件無法正常發揮其功能。

考量耐震間柱桿件多半採用雙對稱之結實斷面設計，若為避免耐震間柱桿件發生側向扭轉挫屈情形，耐震間柱桿件之無支撐長度 L_b 應小於 L_{pd} ，而其無支撐長度應取為耐震間柱桿件於該樓層中之淨高 H_{sd} ，如圖 3.5 所示。其中 L_{pd} 應依式 (3.6) 計算之。撓曲桿件之標稱抗彎強度與桿件無側撐長度 L_b 間之關係可參考圖 3.6 之關係圖。

$$L_{pd} = \left[0.12 + 0.076 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \quad (3.6)$$

其中， r_y 為耐震間柱桿件主要斷面之弱軸迴轉半徑，cm，此主要斷面於彎矩降伏型耐震間柱中應取預期彎矩塑性鉸發生處之斷面，如切削段中斷面最小處或斷面強化之起始處；而於剪力降伏型耐震間柱中即為上下彈性段之斷面。 M_1 為耐震間柱桿件中端部之較小彎矩，tf-cm。 M_2 為耐震間柱桿件中端部之較大大彎矩，tf-cm。而 M_1/M_2 當為雙曲率彎曲時其值為正，當為單曲率彎曲時其值為負。 E 與 F_y 分別為耐震間柱桿件端部翼板之彈性模數與標稱降伏強度，tf/cm²。此檢核所考慮之 H_{sc} 已小於 L_{pd} 之故，因此將不受圖 3.6 中強度放大係數 C_b 之影響。

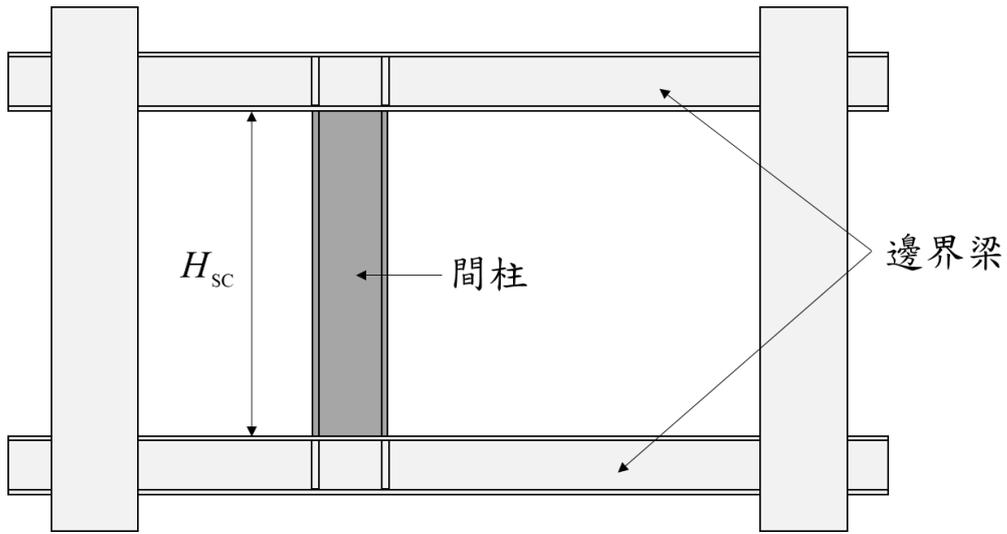


圖 3.5 耐震間柱桿件於樓層內之淨高 H_{sc} 示意圖

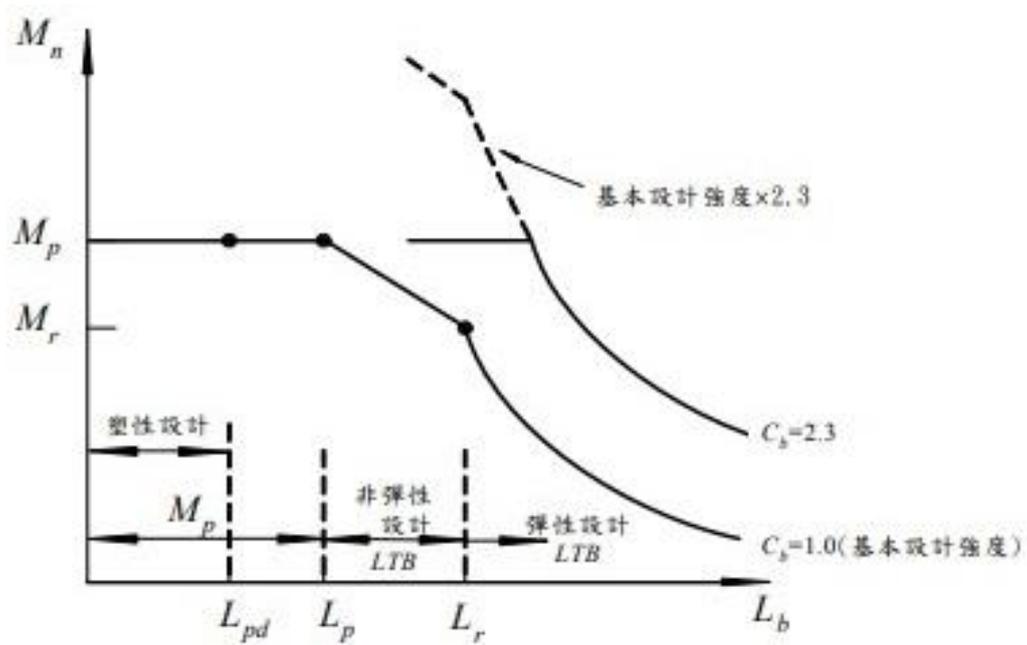


圖 3.6 標稱彎矩強度與無支撐長度之關係圖

伍、耐震間柱桿件容許軸力檢核

耐震間柱桿件主要採垂直柱之型式配置於構架結構中，因此桿件本身於構架系統中趨於共同分擔構架中之垂直載重，包含靜載重與活載重。此垂直力載重經過數個樓層之累積，於耐震間柱中易造成可觀之軸力。然而，當耐震間柱之軸力過高時，將造成間柱之彎矩或剪力降伏強度快速下滑，且顯著降低桿件之韌性或變形能力，嚴重將迫使耐震間柱完全喪失其本身結構抗震減震之功能性。

因此，於 SMF-SC 結構系統設計中，應透過結構分析方式評估耐震間柱桿件內可能產生之軸力大小，並對耐震間柱桿件之軸力予以適當限制，以確保耐震間柱於構架系統中能正常發揮其性能。根據國內鋼構造建築物鋼結構設計技術規範(內政部營建署，2010)與美國 AISC 360-16 鋼結構設計規範(美國鋼結構協會，2016)針對梁柱桿件之彎矩與軸力互制效應之規定，當桿件軸力大於其本身軸向強度之 20%時，桿件之抗彎強度將大幅度下降，此應於耐震間柱桿件中避免。且根據美國 AISC 341-16 鋼結構耐震設計規範(美國鋼結構協會，2016)針對偏心斜撐構架中之剪力連桿之設計規定，連桿中軸力若大於其本身軸向降伏強度之 15%時，桿件之抗彎矩能力將大幅下降，此時應避免採用彎矩降伏型剪力連桿設計。

因此，為避免耐震間柱桿件抗彎或抗剪能力大幅下降，於設計中應檢核桿件支需軸力需求不致超過容許軸力上限值， P_a ，以滿足式(3.7)之要求。

$$P_u \leq P_a = 0.15\phi_c P_n \quad (3.7)$$

其中， P_u 為耐震間柱於規範規定之組合載重作用下產生之最大軸壓力需求。 P_n 為耐震間柱關鍵斷面之標稱抗壓強度，此關鍵斷面於彎矩降伏型間柱中即為桿件端部塑鉸區之最小斷面，而於剪力降伏型間柱中即為桿件中間部塑鉸區之斷面。 ϕ_c 為壓力桿件之強度折減係數， $\phi_c = 0.85$ 。

當檢核無法滿足式(3.7)之要求時，應考慮於構架中之部分耐震間柱進行軸力

釋放，即於間柱桿件設計中應增加允許軸力釋放之接頭設計或透過施工方式達到釋放軸力之目的。於彎矩降伏型耐震間柱中，軸力之釋放可利用於間柱桿件中間部採用螺栓續接接頭搭配開長孔之方式達成；而剪力降伏型耐震間柱中，亦可於間柱桿件中採用螺栓續接接頭搭配開長孔之方式達成，惟此軸力釋放點需與剪力降伏段錯開，若軸力釋放點並非在桿件中間部時，應以適當設計確保此軸力釋放點處可傳遞斷面彎矩。

本研究第五章將針對耐震間柱之軸力累積效應進行一系列構架系統之研究與分析，並將提供於各式情況下間柱桿件軸力大小之估算方法，可供本項軸力檢核之用。而於此檢核項目完成後，即可確定耐震間柱桿件之斷面尺寸與設計。

陸、耐震間柱與邊界梁接頭之強梁弱間柱容量設計法

含鋼耐震間柱之韌性抗彎矩構架中，理想之韌性行為應為於邊界梁與邊界柱相接處以及耐震間柱桿件中發展其塑性鉸，以提供構架能量消散與提高整體韌性之用途，如圖 3.7 所示。忽略垂直載重情況下，於側向力作用下，構架中邊界梁之彎矩分布情形如圖 3.8 所示，即於邊界梁近與間柱桿件接合處亦趨於發展較高之彎矩。然而若欲維持上述理想之構架塑性行為，設計中應避免邊界梁於與間柱相接處產生塑性鉸。因此，需於邊界梁與耐震間柱之接頭處進行”強梁弱間柱”之容量設計。即於邊界梁之兩端(近柱面處)及耐震間柱皆達塑性鉸時，應確保靠間柱兩側之邊界梁能夠維持彈性狀態。

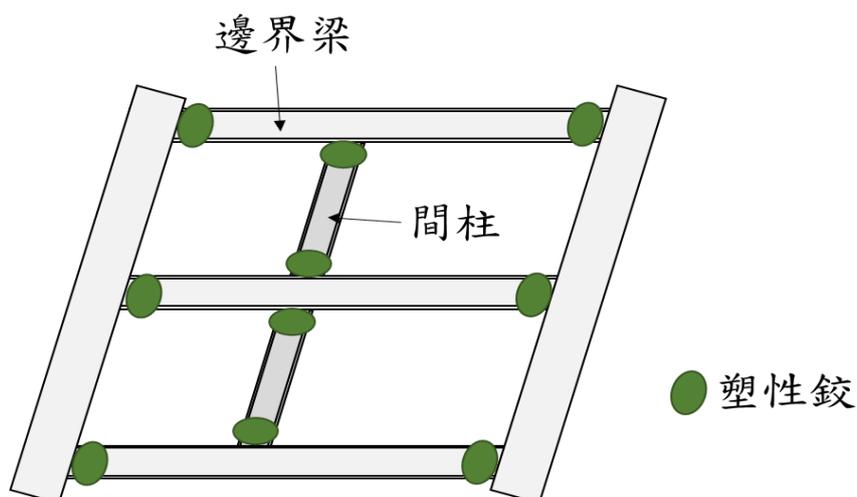


圖 3.7 含鋼耐震間柱 SMF 中理想之韌性行為與塑鉸發生位置示意圖

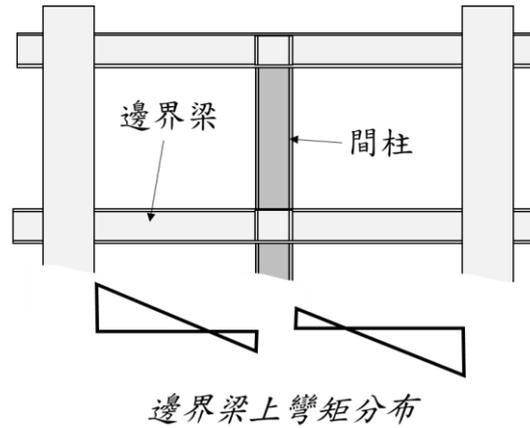


圖 3.8 含鋼耐震間柱 SMF 中邊界梁之彎矩分布示意圖

構架系統中所有與耐震間柱與邊界梁之接頭皆應各別作此”強梁弱間柱”之檢核。檢核時應確認各間柱與邊界梁接頭以符合式(3.8)之規定，如圖 3.9 所示。

$$\frac{\sum_i M_{pb-i}^*}{\sum_j M_{psc-j}^*} > 1.0 \quad (3.8)$$

其中 $\sum_i M_{psc-i}^*$ 為所有連接至該間柱與邊界梁接頭的間柱由塑絞為至對應至梁心位置之預期塑性抗彎強度的總和，即 $\sum_i M_{psc-i}^* = M_{psc-l}^* + M_{psc-r}^*$ ，如圖 3.9 所示。當中 M_{psc}^* 可由下式計算：

$$M_{psc}^* = V_{ult} \frac{H_s}{2} \quad (3.9)$$

其中 H_s 為該耐震間柱所在樓層高，假設耐震間柱上之反曲點在桿件高度一半之位置。而 $\sum_j M_{pb-j}^*$ 為該間柱與邊界梁接頭兩側梁由塑絞處對應至間柱中心線位置之標稱塑性抗彎強度的總和，即 $\sum_j M_{pb-j}^* = M_{pb-l}^* + M_{pb-r}^*$ ，如圖 3.9 所示。當中 M_{pb}^* 可由下式計算：

$$M_{pb}^* = M_{pb} + V_b \frac{d_{SC}}{2} = Z_b F_{yb} + V_{pb} \frac{d_{SC}}{2} \quad (3.10)$$

其中 M_{pb} 、 F_{yb} 與 Z_b 分別為邊界梁之標稱塑性彎矩、鋼材之標稱降伏強度以及塑性斷面模數。 d_{SC} 為耐震間柱之斷面深度。而式中之 V_{pb} 為該間柱與邊界梁接頭側邊界梁剪力，此剪力值可依據下式估算之：

$$V_{pb} = \frac{2M_{pb}}{L_{sp}} \quad (3.11)$$

其中 L_{sp} 為耐震間柱一側之邊界梁淨跨長，如圖 3.9 所示。

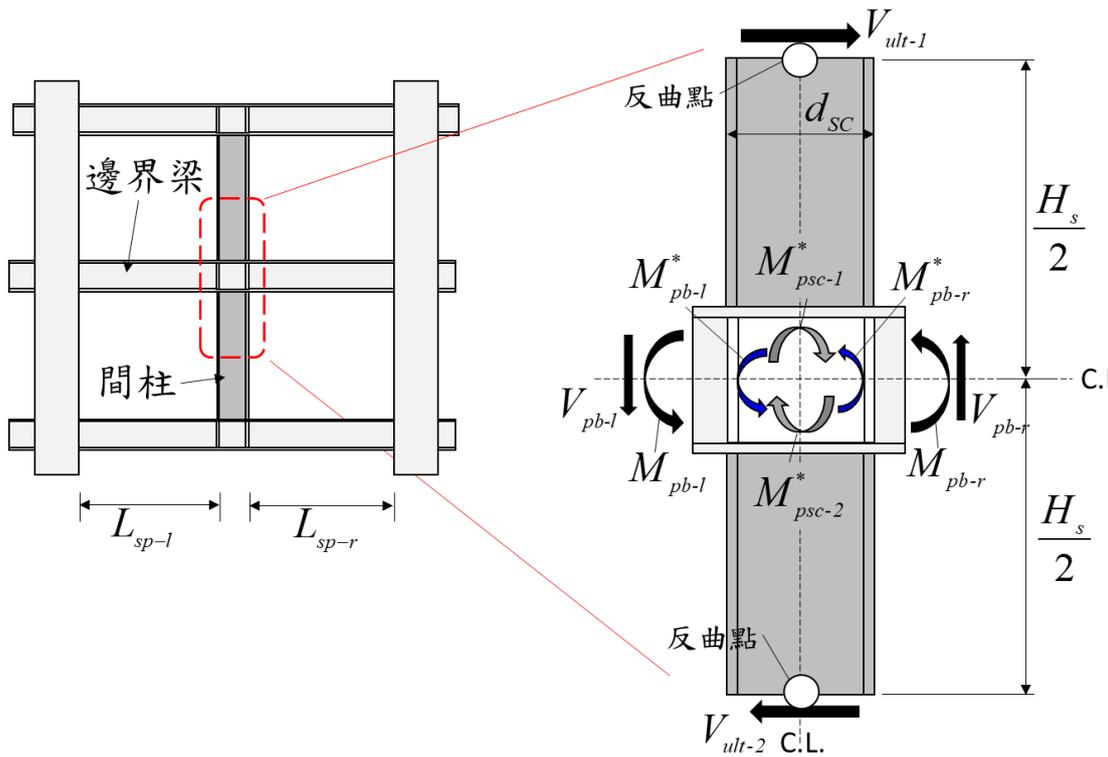


圖 3.9 構架中鋼耐震間柱與邊界梁接合處之受力關係自由體圖

柒、 含耐震間柱構架中邊界梁強度檢核

含鋼耐震間柱之構架中，耐震間柱所提供之橫向剪力需透過邊界梁內產生之軸力傳遞至構架中，此軸力大小與耐震間柱之剪力大小相當，應適當考量於設計中。因此，構架中耐震間柱兩側之邊界梁應以承受彎矩及軸力共同作用之梁柱桿件進行設計與檢核，即應以下式(3.12)進行設計。

當 $\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2$ 時

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0 \quad (3.12-1)$$

當 $\frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2$ 時

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0 \quad (3.12-2)$$

其中 P_n 為標稱抗拉強度或標稱抗壓強度。 M_n 為標稱撓曲強度， x 代表強軸方向， y 代表弱軸方向。 ϕ 為軸力載重下之強度折減係數。 ϕ_b 為撓曲載重下之強度折減係數，0.9。 M_u 為所需之撓曲強度。 P_u 為所需之軸拉力或軸壓力強度。當中 P_u 與 M_u 應以該邊界梁周圍之耐震間柱皆達極限剪力強度(V_{ult})下所衍生之邊界梁內力計算之，此極限狀態應包含邊界梁上下耐震間柱極限剪力強度為反方向(圖 3.10(a))與同方向(圖 3.10(b))之情況，如圖 3.10 中所示。

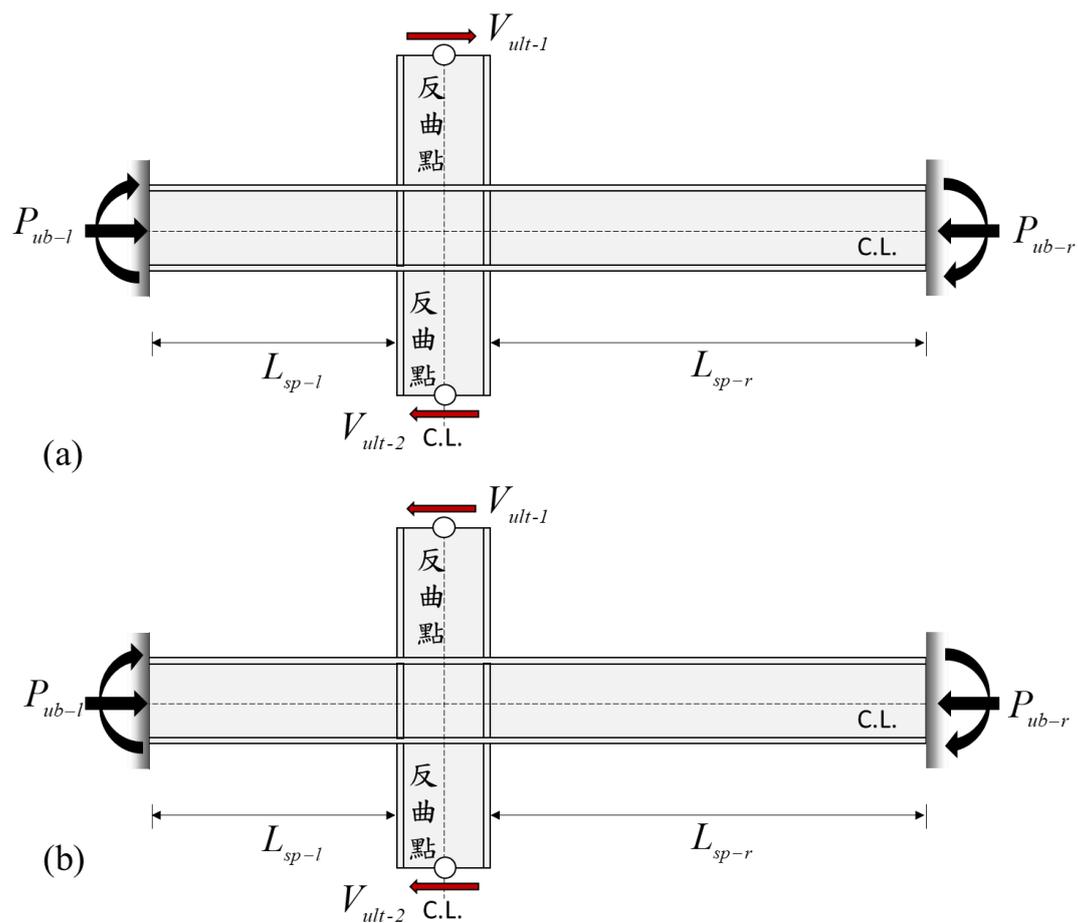


圖 3.10 含耐震間柱構架邊界梁極限軸力估算方法示意圖

而於此檢核項目完成後，即可確定邊界梁之斷面尺寸與設計。惟應注意弱於此檢核中放大邊界梁斷面尺寸時，應重新檢視邊界梁與柱交會區之強柱弱梁檢核，必要時亦須增加邊界柱之斷面尺寸以滿足要求。

捌、 耐震間柱與邊界梁交會區之剪力強度檢核

耐震間柱與邊界梁交會區(Panel zone)須具備足夠之剪力強度 V_v ，以足夠抵抗極限狀態下此交會區之需求剪力 V_u ，即檢核 $V_u \leq \phi V_v$ ，此需求剪力應依據交會區附近各耐震間柱達極限狀態時對應至其與邊界梁連接面之彎矩的總和計算之，如圖 3.11 中所示。圖中 M_f 為連接至該交會區之耐震間柱達其塑性極限狀態 (V_{ult})時對應至邊界梁翼板外緣之彎矩，並假設此彎矩主要由耐震間柱之翼板傳遞至交會區中，此交會區之需求剪力 V_u 可依式(3.13)計算之。

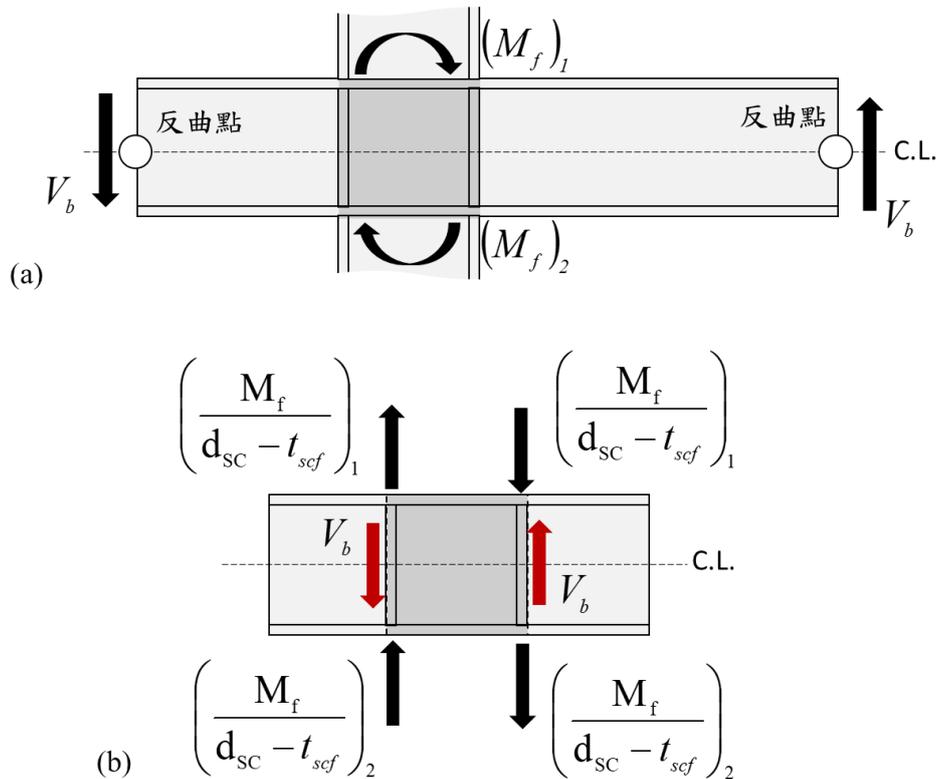


圖 3.11 耐震間柱與邊界梁交會區(a)自由體圖，與(b)需求剪力計算示意圖

$$V_u = \sum_i \left(\frac{M_f}{d_{sc} - t_{scf}} \right)_i - V_b \quad (3.13)$$

其中， d_{sc} 與 t_{scf} 分別為連接至該交會區之耐震間柱斷面之淨深度與翼板厚度。 V_b 可取為於載重組合力作用下邊界梁上靠近該交會區處之剪力大小，此剪力可透過構架系統之彈性分析求得。

耐震間柱與邊界梁交會區之剪力強度主要由交會區中之梁腹板提供，其設計剪力強度為 $\phi_v V_v$ ，容許剪力強度為 V_v / Ω_v 。其中 $\phi_v = 1.0$ (LRFD)， $\Omega_v = 1.5$ (ASD)，此耐震間柱與邊界梁交會區之腹板標稱剪力強度 R_v 應由下列式(3.14)計算之。

$$V_v = 0.6 F_y d_b t_p \quad (3.14)$$

其中， t_p 為耐震間柱與邊界梁交會區梁腹板總厚度，包含變界梁腹板及腹部疊合板之總厚度，cm。 F_y 為梁腹板與疊合板之標稱降伏強度，tf/cm²。

此交會區中邊界梁腹板及疊合板(如有使用)之厚度 t 應分別符合下方式(3.15)規定：

$$t \geq \frac{d_z + w_z}{90} \quad (3.15)$$

其中， t 為邊界梁腹板或疊合板厚度，cm。 $w_z = d_{sc} - 2t_{scf}$ 為由間柱與邊界梁中較深的間柱決定之交會區寬度，cm。 d_{sc} 與 t_{scf} 分別為上述較深間柱之斷面深度與翼板厚，cm。 d_z 為該交會區中邊界梁翼板間之淨深度，cm。當邊界梁腹板與疊合板無法分別同時滿足式(3.15)之規定時，應以塞孔鉸道結合之，其總厚度及個別厚度均須符合式(3.15)之規定，惟個別厚度檢核時， d_z 與 w_z 應以相鄰塞孔鉸道間之最大距離取代之。且當需要使用塞孔鉸道時，應至少使用四處塞孔鉸道。

當耐震間柱與邊界梁交會區之剪力強度不足或不符式(3.15)時，應使用厚度至少 6 mm 之疊合板。疊合板與邊界梁腹板間以密貼為原則，如圖 3.12(a)與(b)，惟疊合板對稱設置於邊界梁腹板兩側時，允許疊合板與柱腹板間保留 2 mm 以內之間隙，如圖 3.12(c)。與邊界梁腹板密接之疊合板，依據 AWS D1.8 4.3 節(2016)之規定，應以部分滲透槽銲道或填角銲道與邊界梁翼板連接。與邊界梁腹板間具間隙之疊合板則應使用全滲透槽銲道、部分滲透槽銲道或填角銲道與柱翼板連接，其中部分滲透槽銲道或填角銲道之需求強度應與疊合板剪力降伏強度相當，如圖 3.12 中所示。

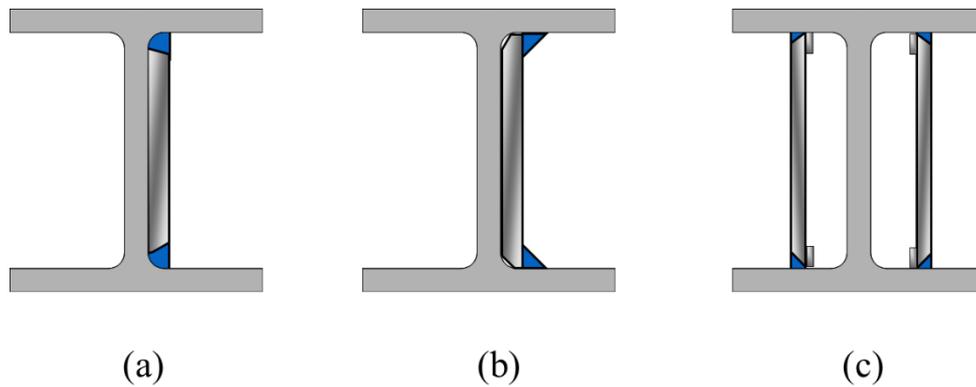


圖 3.12 耐震間柱與邊界梁交會區疊合板配置型式

耐震間柱與邊界梁交會區須使用連續板，如圖 3.13 所示，此疊合板允許延伸至連續板外或設置於連續板之間，且交會區中亦可設置橫向加勁板，建議交會區中之橫向加勁板應與疊合板可配置於交會區梁腹板之不同側，如圖 3.14 所示，並應分別符合下述規定：

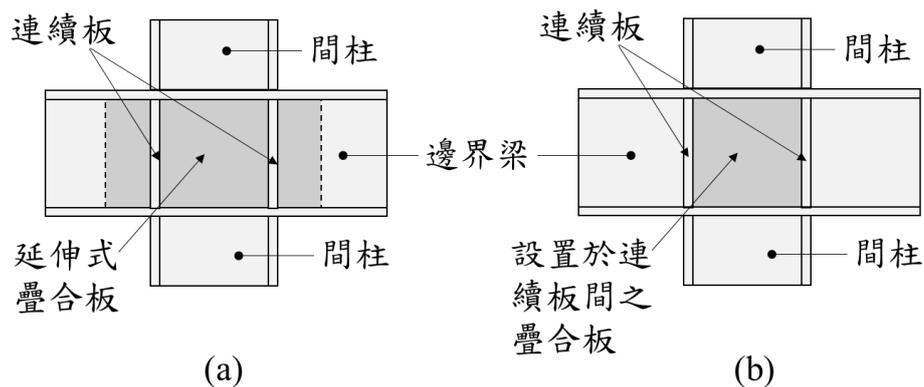


圖 3.13 耐震間柱與邊界梁交會區增加疊合板方式:(a)延伸式疊合板，(b) 設置於連續板間之疊合板

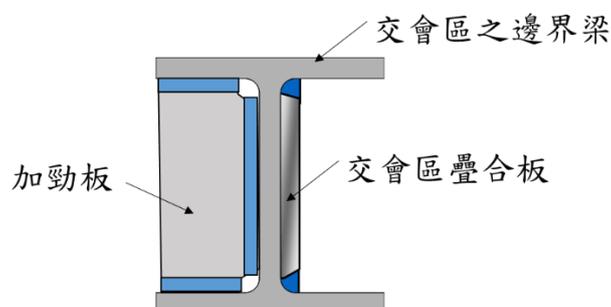


圖 3.14 耐震間柱與邊界梁交會區同時配置疊合板與加勁板方式示意圖

1. 延伸式疊合板：疊合板與腹板間應密貼，疊合板及其與邊界梁翼間之銲道應自所連接間柱左右最外翼緣各延伸至少 150 mm。疊合板之左右緣與邊界梁腹板間可不電銲。
2. 設置於連續板間之疊合板：疊合板於連續板間應與邊界梁翼板以銲道連接，該銲道兩端允許距離連續板 25 mm 以內終止。疊合板上下緣於邊界梁腹板之連續板間須全長電銲連接，該銲道需求強度應與疊合板剪力降伏強度的 75% 相當。

玖、耐震間柱與邊界梁接頭需求剪力強度

計算耐震間柱與邊界梁接頭需求剪力強度時，由地震引致之剪力 E_{cl} 應由容量設計概念求得，彎矩降伏型耐震間柱桿件之 E_{cl} 可依式(3.16)計算，而剪力降伏型耐震間柱桿件之 E_{cl} 可依式(3.17)計算。

$$E_{cl} = \frac{2(1.1R_y M_p)}{H_{ph}} \quad (3.16)$$

$$E_{cl} = 1.1R_y (0.6F_y A_{v,IC}) \quad (3.17)$$

其中， R_y 為彎矩降伏型間柱端部塑鉸處翼板之或剪力降伏型間柱中間段腹板之材料超強因子。 H_{ph} 為耐震間柱桿件兩端塑鉸間之距離，cm。 $M_p = Z_{ph} \times F_y$ 為彎矩(端部)降伏型間柱端部發展彎矩塑鉸處之標稱塑性彎矩。 Z_{ph} 為間柱端部發展彎矩塑鉸處之塑性斷面模數。 $A_{v,IC}$ 為剪力(中間部)降伏型間柱之中間段剪力斷面積。 F_y 為間柱中間段腹板之標稱降伏強度。

壹拾、耐震間柱與邊界梁之接合細節要求

耐震間柱於構架中主要利用於桿件端部或中間部發展塑性鉸之方式抵抗地震橫力以及消散地震引入結構之震動能量，因此間柱之塑性行為具有穩定且足夠之韌性容量。彎矩降伏型耐震間柱與邊界梁之接頭可採減弱式接頭或補強式接頭，以確保耐震間柱與邊界梁之接合部於極限狀態下能維持彈性狀態且避免破壞產生，以增加接頭之變形能力及疲勞壽命，而剪力降伏型耐震間柱與邊界梁之接頭應確保於其極限狀態下能維持彈性狀態且避免破壞產生。且上述兩者皆應符合下列規定：

1. 設計撓曲強度 M_u ：

耐震間柱與邊界梁接合處所需之撓曲強度 M_u 應為下列二者中之較小者，且此接頭銲接時採用之銲條除應與母材相稱外，應至少在 CNS3506 等級以上。

(1) 耐震間柱桿件之塑鉸極限塑性彎矩 $1.1R_yM_p$ (彎矩降伏型耐震間柱適用)或極限剪力 $1.1R_yV_y$ (剪力降伏型耐震間柱適用)對應至間柱端部之彎矩。

(2) 耐震間柱桿件與邊界梁交會區之標稱剪力強度所對應之間柱端彎矩。

2. 銲接細則：

耐震間柱與邊界梁接頭全滲透銲接之銲接程序應與結構試驗所採用之方法相同，而其銲接導銲板應於完成後切除磨平，並符合表面粗糙度之標準。惟銲接背襯板無需切除，以免傷及邊界梁翼板。

壹拾壹、 耐震間柱桿件保護區規定

耐震間柱桿件於端部或中間部之可能發展塑性鉸區域應視為保護區段，而在此保護區段中，應禁止任何其他結構與非結構元件附著於間柱桿件上，如側向支撐、帷幕牆、隔間牆等，以避免影響耐震間柱中塑鉸之正常發展。一般而言，對於彎矩降伏型耐震間柱之未加勁接頭，保護區段應為自邊界梁面起至耐震間柱桿件塑鉸中心處向外延伸一半間柱深 d_{sc} 之範圍，如圖 3.15 所示。對於剪力降伏型耐震間柱而言，保護區段應為耐震間柱桿件中間部剪力降伏降伏區之範圍，如圖 3.16 所示。

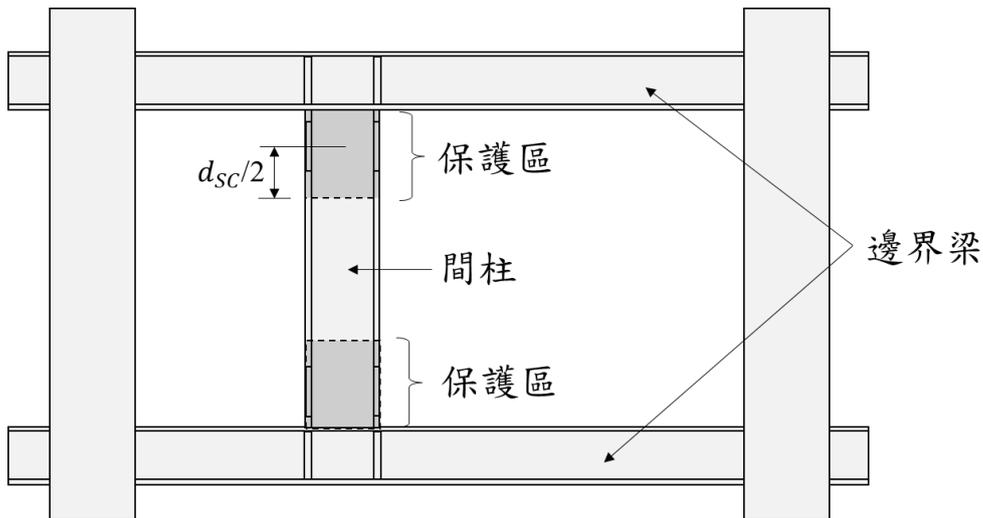


圖 3.15 彎矩降伏型間柱桿件保護區示意圖

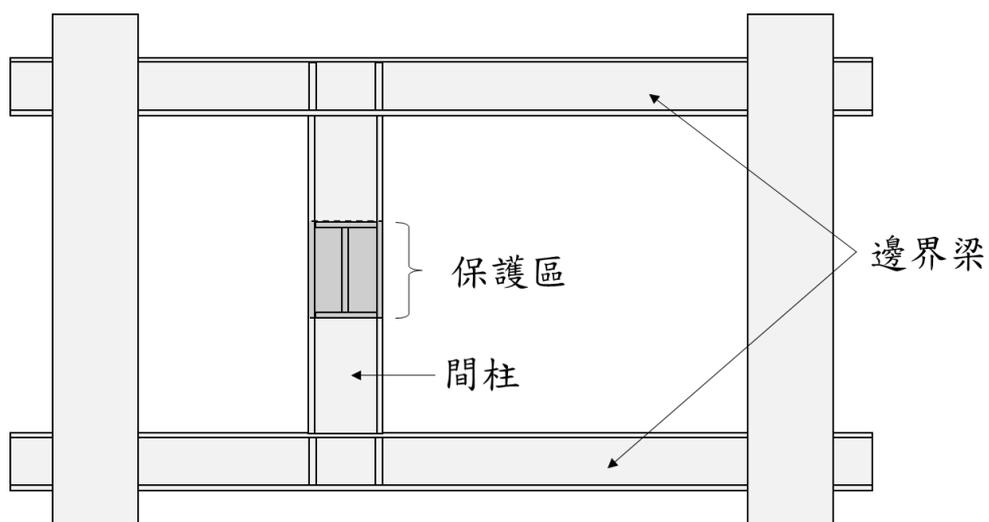


圖 3.16 剪力降伏型間柱桿件保護區示意圖

壹拾貳、 耐震間柱之橫向變形要求

鋼耐震間柱構架結構於最大考量地震作用下將可能產生較大之樓層側位移角，因此耐震間柱桿件本身應具備與韌性抗彎矩構架中梁柱接頭相似之韌性容量，即橫向變形能力。各類型之鋼耐震間柱桿件之橫向變形能力需透過實際反復載重試驗的方式證明。試驗中各類型耐震間柱桿件之所需塑性層間位移角(θ_p)應以下述三規定之一決定之：

1. 0.03 弧度。
2. 非線性動力分析所得之最大塑性轉角加上 0.005 弧度。
3. $\theta_p = 1.1(R - 1.0)\theta_E$

其中： R = 結構系統韌性容量。

θ_E = 在設計地震力 E 作用下之最大層間變位角。

試驗中層間位移角達所需塑性轉角(θ_p)時，該耐震間柱桿件之橫向剪力強度不得下降至 $0.8V_{\max}$ 以下，其中 V_{\max} 為耐震間柱發展之最大橫向剪力強度。

壹拾參、耐震間柱與邊界梁交會區之連續板要求

耐震間柱與邊界梁交會區應於耐震間柱翼板延伸位置配置連續板，尤其當邊界梁翼板局部標稱拉力強度 R_n 小於 $1.8 F_y b_{scf} t_{scf}$ 時，其中 F_y 為耐震間柱翼板之標稱降伏應力， b_{scf} 與 t_{scf} 分別為耐震間柱翼板之寬度與板厚。此交會區連續板之厚度應符合韌性抗彎矩構架的梁柱接頭交會區連續板之相關規定。

此連續板與邊界梁翼板間應使用全滲透槽銲道接合，此連續板與邊界梁腹板間或延伸式疊合板間可使用槽銲道或填角銲道，銲道需求強度為下列之小者：

1. 連續板與耐震間柱相接側之邊界梁翼板，其接觸面積總和所對應的拉力設計強度。
2. 連續板與邊界梁腹板、延伸式疊合板接觸面積所對應之剪力設計強度。
3. 當連續板與邊界梁腹板電銲接合時為邊界梁腹板剪力設計強度。當連續板與延伸式疊合板電銲接合時為疊合板之剪力設計強度。

壹拾肆、 耐震間柱與 BH 型鋼邊界梁接合焊接細節要求

若含鋼耐震間柱(包括彎矩降伏型與剪力降伏型耐震間柱情況)構架中之邊界梁為組合型斷面(BH)時，考量此 BH 型鋼邊界梁之翼板於耐震間柱與邊界梁接頭處，將承受來自於耐震間柱翼板垂直於邊界梁翼板方向之反復集中載重，儘管國內設計上通常於此接頭之 BH 型鋼梁腹板兩側配置厚度不小於耐震間柱翼板之連續板，於此 BH 型鋼梁與耐震間柱接頭區內及左右兩側各延伸 30cm 範圍內梁之組合銲道，仍應採用全滲透開槽銲道，如圖 3.17 所示。

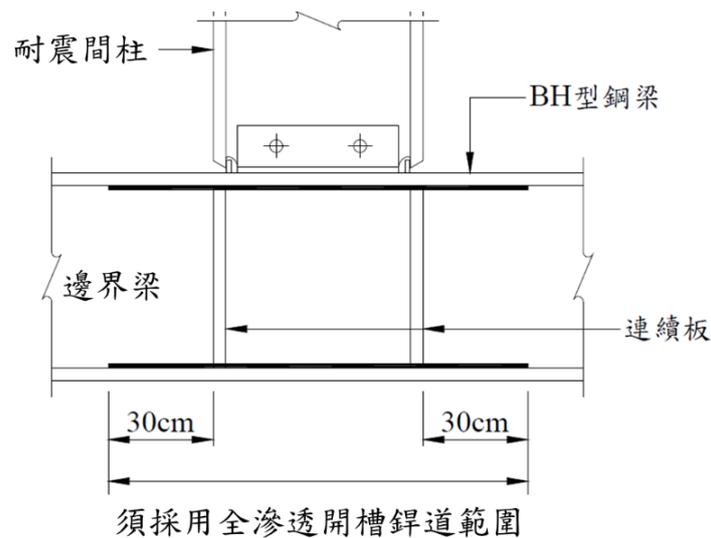


圖 3.17 耐震間柱與 BH 型鋼邊界梁接合焊接細節示意

壹拾伍、 耐震間柱與邊界梁交會區側向支撐要求

鋼耐震間柱與邊界梁交會區內應作適當之側向穩定支撐。此側向穩定支撐點應於兩連續板(含連接板)間至少設置一組，且該組穩定支撐之支撐點應包含邊界梁上及下翼板，如圖 3.18 所示，且滿足下列要求:

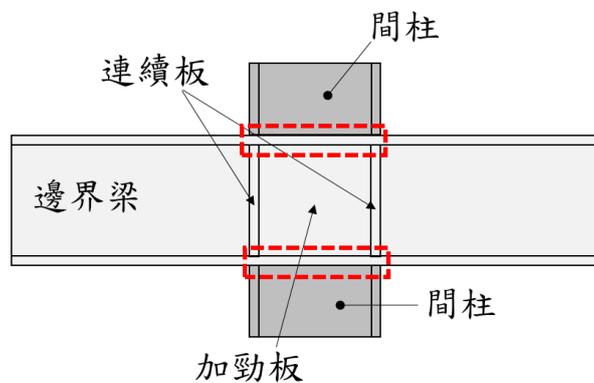
1. 上述側向支撐須能抵抗耐震間柱翼板強度 $\frac{M_f}{d_{sc} - t_{fsc}}$ 之 2%。

2. 邊界梁翼板之側向支撐可直接或間接由梁腹板或梁翼板提供之。

其中， d_{sc} 與 t_{scf} 分別為連接至該交會區之耐震間柱斷面之淨深度與翼板厚度。

M_f 為連接至該交會區之耐震間柱，達其極限剪力強度 (V_{ult}) 下對應至邊界梁翼板外緣之彎矩。

3. 邊界梁翼板之側向支撐可直接或間接由邊界梁周圍其他梁翼板提供之。



 須設置至少一組穩定支撐區域

圖 3.18 耐震間柱與邊界梁交會區側向支撐位置

壹拾陸、耐震間柱邊界梁之橫向加勁板

當邊界梁腹板之 $h/t_w \leq 2.46\sqrt{E/F_{yw}}$ 或當考慮係數化載重下結構分析計算所需之剪力強度 V_u 值，小於由 $k_v = 5.34$ 情況下計算所得之標稱剪力強度 $\phi_v V_n$ 時，可不使用橫向加勁板。其中， F_{yw} 為邊界梁腹板之標稱降伏應力， h 與 t_w 分別為邊界梁腹板之深度與板厚。而所採用之加勁板之斷面寬厚比 $(b/t)_{st}$ 須不大於 $0.56\sqrt{E/F_{yst}}$ ，其中， F_{yst} 為加勁板之標稱降伏應力。非承壓式之中間加勁板無須與邊界梁張力翼板連結。連結於邊界梁腹板之中間加勁板，其銲道終止端距腹板與翼板銲趾上緣之距離不得小於 4 倍亦不得大於 6 倍腹板厚度，若使用單側之橫向加勁矩形板於抵抗向上之扭曲作用時，其應連接於壓力翼板。當側向支撐與一側或兩側加勁板連結時，加勁板應與壓力翼板連結，且此側向支撐應可傳遞整體翼板應力之 1% 以上。

耐震間柱之邊界梁腹板的設計剪力強度為 $\phi_v V_n$ ， k_v 為腹板剪力挫屈係數， $k_v = 5 + 5/(a/h)^2$ 。其中 a 為橫向加勁板間淨距， h 為間柱桿件腹板深度，其於熱軋型鋼為兩翼板間扣除二倍角隅半徑後之淨距；於銲接組合斷面為翼板間淨距。 a/h 大於 3.0 時 k_v 取 5.34，未使用加勁板時 k_v 統一取 5.34。

第四章 國內現行相關結構設計規範修訂

依據及彙整本研究第三章所研擬之採用鋼耐震間柱建築結構設計準則，本研究針對國內現行相關結構設計規範中相關之部分，彙整與提出了對應之修訂建議。本章第一節首先針對國內「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範-鋼結構極限設計法規範及解說」部分之修訂建議作說明，而本章第一節乃是針對「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」部分之修訂建議作說明。

第一節 國內現行鋼結構設計規範修訂

國內現行之鋼結構設計規範中，並無針對鋼耐震間柱桿件與採用鋼耐震間柱之鋼結構給予規定，為進一步提高本規範之健全性與適用廣度，本研究針對現行鋼結構設計規範中相關條文部分進行修訂，以增列有關耐震間柱部分之內容與說明，請參照下方「鋼結構極限設計法規範及解說」修正條文對照表之彙整內容，詳表 4.1。

表 4.1 「鋼結構極限設計法規範及解說」修正條文對照表

修正規定	現行規定	說明
<p>第 13 章 耐震設計</p> <p>13.4 韌性抗彎矩構架</p> <p>13.4.1 柱強度要求</p> <p>上列組合中 1.4 $F_u P_E$ 項不必超過與該柱相接之梁或斜撐構材在極限狀態下所能傳至柱之最大軸力之 1.25 倍。又抗彎矩構架之柱構材，當設計考慮垂直地震之作用 鋼結構極限設計法 13-6 影響時，若其 $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \leq 0.5$，或不考慮垂直地震作用之影響時，其 $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \leq 0.4$，且滿足本規範之其他規定，則不必檢核上列載重組合。</p> <p><u>用以抵抗地震力之耐震間柱構材，除應滿足相關之載重組合外，在不考慮彎矩作用下，間柱之軸向強度須滿足下列規定：</u></p> $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \leq 0.15 \phi_c P_n \quad (13.4-3)$ <p>其中，P_u 為包括設計地震力(E)之載重組合下，耐震間柱構材中之軸力需求強度。</p>	<p>第 13 章 耐震設計</p> <p>13.4 韌性抗彎矩構架</p> <p>13.4.1 柱強度要求</p> <p>上列組合中 1.4 $F_u P_E$ 項不必超過與該柱相接之梁或斜撐構材在極限狀態下所能傳至柱之最大軸力之 1.25 倍。又抗彎矩構架之柱構材，當設計考慮垂直地震之作用 鋼結構極限設計法 13-6 影響時，若其 $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \leq 0.5$，或不考慮垂直地震作用之影響時，其 $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \leq 0.4$，且滿足本規範之其他規定，則不必檢核上列載重組合。</p>	<p>未修正</p> <p>一、本節增訂。 二、增列耐震間柱軸力需求強度限制。</p>

<p>13.4.1 【解說】</p> <p>偏心斜撐跨度柱之柱軸力應依 13.9.6 之規定計算之。</p> <p><u>用以抵抗地震力之耐震間柱構材本身於構架系統中趨於共同分擔構架中之垂直載重，包含靜載重與活載重。此垂直力載重經過數個樓層之累積，於耐震間柱中易造成可觀之軸力。然而，當耐震間柱之軸力過高時，將造成間柱之彎矩或剪力降伏強度快速下滑，且顯著降低桿件之性能與功能。因此，間柱之桿件軸力需求強度應限制小於 $0.15\phi_c P_n$。</u></p>	<p>13.4.1 【解說】</p> <p>偏心斜撐跨度柱之柱軸力應依 13.9.6 之規定計算之。</p>	<p>一、本節解說增訂。 二、增列耐震間柱軸力需求強度限制。</p>
<p>13.6 韌性抗彎矩構架</p>	<p>13.6 韌性抗彎矩構架</p>	<p>未修正</p>
<p>13.6.1 梁柱接頭</p> <p>4. 銲接細則： 梁柱接頭全滲透銲接之銲接程序應與結構試驗所採用之方法相同，而其銲接導銲板應於完成後切除磨平並符合表面粗糙度之標準。惟銲接背襯板無需切</p>	<p>13.6.1 梁柱接頭</p> <p>4. 銲接細則： 梁柱接頭全滲透銲接之銲接程序應與結構試驗所採用之方法相同，而其銲接導銲板應於完成後切除磨平並符合表面粗糙度之標準。惟銲接背襯板無需切除，以免傷及柱板。</p>	<p>一、本節增訂。 二、增列說明耐震間柱與邊界梁接頭亦應符合一般梁柱接頭設計之所有規</p>

<p>除，以免傷及柱板。</p> <p><u>韌性抗彎矩構架中採用耐震間柱設計時，耐震間柱與其邊界梁之接頭亦應符合本節中 1 至 4 點之規定，惟規定中梁及柱桿件應分別以耐震間柱與邊界梁桿件取代之，且上述撓曲強度規定之(a)項中之”(1)梁標稱塑性彎矩 M_p”，應取代為”(1)耐震間柱桿件之塑鉸標稱塑性彎矩 M_p (彎矩降伏型耐震間柱適用)或標稱剪力 V_y (剪力降伏型耐震間柱適用)所對應至間柱端部之彎矩”。</u></p>		<p>定與要求。</p>
<p>13.6.1 【解說】</p> <p>.....</p> <p>結構在罕見強烈地震作用下其塑性轉角之需求可使用 $\theta_p = 1.1(R-1.0)\theta_E$ 公式求得，此方法乃以設計地震力作用下之層間位移角乘以 1.1(R-1.0) 倍估計塑性轉角之需求，其中，(R-1.0) 代表扣除彈性變形而僅取塑性變形部分。以 R=4.8 為例則此放大因子為 4.18，較 UBC 一般所採用之放大因子 $\frac{3}{k} = \frac{3}{0.67} = 4.5$ 或</p>	<p>13.6.1 【解說】</p> <p>.....</p> <p>結構在罕見強烈地震作用下其塑性轉角之需求可使用 $\theta_p = 1.1(R-1.0)\theta_E$ 公式求得，此方法乃以設計地震力作用下之層間位移角乘以 1.1(R-1.0) 倍估計塑性轉角之需求，其中，(R-1.0) 代表扣除彈性變形而僅取塑性變形部分。以 R=4.8 為例則此放大因子為 4.18，較 UBC 一般所採用之放大因子 $\frac{3}{k} = \frac{3}{0.67} = 4.5$ 或</p>	<p>一、本節解說增訂。</p> <p>二、說明耐震間柱與邊界梁接頭亦應符合一般梁柱接頭設計之所有規定與要求。</p>

<p>$\frac{3}{8}R_w = \frac{3}{8}12 = 4.5$ 為小，又 θ_E 不會超過 0.005 弧度，因此 θ_p 之最大可能值亦僅有 0.021 弧度，仍然小於 FEMA 所規定之 0.03 弧度。</p> <p><u>韌性抗彎矩構架中若採用耐震間柱設計時，於橫向地震力作用下，塑鉸應產生於耐震間柱內，應避免塑鉸產生於邊界梁上靠近耐震間柱接合處，此耐震間柱與邊界梁之接頭須為抗彎接頭，與一般梁柱接頭之行為極為相似，因此，須符合韌性抗彎矩構架中一般梁柱接頭之所有規定與要求，惟一般梁柱接頭中之梁及柱桿件，應分別取代為耐震間柱與邊界梁桿件。</u></p>	<p>$\frac{3}{8}R_w = \frac{3}{8}12 = 4.5$ 為小，又 θ_E 不會超過 0.005 弧度，因此 θ_p 之最大可能值亦僅有 0.021 弧度，仍然小於 FEMA 所規定之 0.03 弧度。</p>	
<p>13.6.2 梁柱腹板交會區設計</p> <p>3. 梁與H型柱接頭區腹部疊合板之銲接</p> <p>疊合板須緊靠柱腹板，且疊合板除上下端需有足夠強度之銲接外，尚須使用滲透銲與柱之翼板相接，以發揮疊合板之剪力強度。</p> <p><u>韌性抗彎矩構架中採用耐震間柱設計時，耐震間柱與其邊界梁之接頭交會區亦應符合本節中 1 至 3 點之規</u></p>	<p>13.6.2 梁柱腹板交會區設計</p> <p>3. 梁與H型柱接頭區腹部疊合板之銲接</p> <p>疊合板須緊靠柱腹板，且疊合板除上下端需有足夠強度之銲接外，尚須使用滲透銲與柱之翼板相接，以發揮疊合板之剪力強度。</p>	<p>一、本節增訂。 二、說明耐震間柱與邊界梁接頭交會區亦應符合一般梁柱腹板交會區設計之所有規定與要求。</p>

<p><u>定，惟規定中梁及柱桿件應分別以耐震間柱與邊界梁桿件取代之。</u></p>		
<p>13.6.2 【解說】災後察覺，且修復不易、費用高昂，若接頭交會區產生開裂破壞，該接頭將完全喪失抗震作用。整體而言，梁柱腹板交會區以不產生過大之塑性變形為佳，另一方面國內多採用箱型柱，其梁柱接頭柱腹板交會區強度一般皆具足夠之強度，因此本規範乃不採用 $3b_{cf}t_{cf}^2/d_b d_c t$ 項所提供之額外強度，如此不但可簡化設計而且對結構之行為有正面之影響。</p> <p><u>韌性抗彎矩構架中若採用耐震間柱設計時，耐震間柱與邊界梁之接頭交會區須符合韌性抗彎矩構架中一般梁柱腹板交會區之所有規定與要求，惟一般梁柱腹板交會區規定中之梁及柱桿件，應分別置換為耐震間柱與邊界梁桿件。</u></p>	<p>13.6.2 【解說】災後察覺，且修復不易、費用高昂，若接頭交會區產生開裂破壞，該接頭將完全喪失抗震作用。整體而言，梁柱腹板交會區以不產生過大之塑性變形為佳，另一方面國內多採用箱型柱，其梁柱接頭柱腹板交會區強度一般皆具足夠之強度，因此本規範乃不採用 $3b_{cf}t_{cf}^2/d_b d_c t$ 項所提供之額外強度，如此不但可簡化設計而且對結構之行為有正面之影響。</p>	<p>一、本節增訂。 二、說明耐震間柱與邊界梁接頭交會區亦應符合一般梁柱腹板交會區設計之所有規定與要求。</p>
<p>13.6.3 <u>梁與間柱斷面限制</u> 1. 翼板之寬厚比 ($b_f/2t_f$) 與腹板之深厚比 (h_c/t_w) 不得大於表 4.5-1 所列之 λ_{pd} 值。</p>	<p>13.6.3 <u>梁斷面限制</u> 1. 翼板之寬厚比 ($b_f/2t_f$) 與腹板之深厚比 (h_c/t_w) 不得大於表 4.5-1 所列之 λ_{pd} 值。</p>	<p>一、本節修訂。 二、說明本節規定亦適用於</p>

<p>2. 產生塑性鉸之區域，<u>梁與間柱</u>斷面形狀不得有不利於梁韌性發展之變化。</p> <p>3. <u>梁與間柱</u>翼板之塑性模數應大於全斷面塑性模數的70%以上。</p>	<p>2. 產生塑性鉸之區域，梁斷面形狀不得有不利於梁韌性發展之變化。</p> <p>3. 梁翼板之塑性模數應大於全斷面塑性模數的70%以上。</p>	<p>耐震間柱斷面。</p>
<p>13.6.4 H型柱與H型梁翼板間之連續板</p> <p>當柱翼板局部標稱拉力強度 R_n 小於 $1.8 F_{yb} b_f t_{bf}$ 時應設置連續板。<u>而構架中若採用耐震間柱設計時，當邊界梁翼板局部標稱拉力強度 R_n 小於 $1.8 F_y b_{scf} t_{scf}$ 時應設置連續板，其中 F_y 為耐震間柱翼板之標稱降伏應力。</u>連續板應以鉸接固定於柱之翼板及腹板或疊合板。</p>	<p>13.6.4 H型柱翼板間之連續板</p> <p>當柱翼板局部標稱拉力強度 R_n 小於 $1.8 F_{yb} b_f t_{bf}$ 時應設置連續板。連續板應以鉸接固定於柱之翼板及腹板或疊合板。</p>	<p>一、本節修訂。 二、說明本節規定亦適用於連接耐震間柱之H型梁。</p>
<p>13.6.5 梁柱彎矩強度比</p> <p>.....</p> <p>2.在某一樓層中之柱，其樓層之側向剪力強度較上一樓層者大百分之五十以上時。</p> <p><u>任何間柱與梁接頭應滿足下式：</u></p>	<p>13.6.5 梁柱彎矩強度比</p> <p>.....</p> <p>2.在某一樓層中之柱，其樓層之側向剪力強度較上一樓層者大百分之五十以上時。</p>	<p>一、本節增訂。 二、增列耐震間柱與邊界梁強度比之規定。</p>

$$\frac{\sum Z_b F_{yb} + V_{pb} \frac{d_{sc}}{2}}{\sum V_{ult} \frac{H_s}{2}} > 1.0 \quad (13.6-4)$$

其中：

F_{yb} = 邊界梁鋼材之標稱降伏強度。

V_{pb} = 邊界梁上剪力。

V_{ult} = 耐震間柱之極限剪力強度。

$$V_{ult} = \begin{cases} 1.1R_y \frac{2M_p}{H_{ph}} & \text{(彎矩降伏型)} \\ 1.1R_y V_y & \text{(剪力降伏型)} \end{cases} \quad (13.6-5)$$

M_p = 彎矩降伏型形間柱塑鉸處塑性彎矩強度。

H_{ph} = 間柱塑鉸間距離。

V_y = 剪力降伏型間柱塑鉸處剪力降伏強度。

H_s = 間柱所在樓層高。

d_{sc} = 間柱斷面深度。

Z_b = 邊界梁斷面塑性模數。

13.6.6 梁柱彎矩強度比
 ……
 b.若柱接頭區以外無法如上述情形保持彈性，則需符合下列規定：
 (1) 柱翼板在與梁上下翼板同高處均須設置側向支撐。
 (2) 上述側向支撐須能抵抗梁翼板強度($F_y b_f t_f$)之2%。
 (3) 柱翼板之側向支撐可直接或間接由柱腹板或梁翼板提供之。
 c. 若間柱與梁接頭區，則需符合下列規定：
 (1) 於間柱左右翼板間之梁上下翼板須設置側向支撐。
 (2) 上述側向支撐須能抵抗耐震間柱翼板強度 $\frac{M_f}{d_{sc} - t_{fsc}}$ 之2%。其中 d_{sc} 與 t_{fsc} 分別為耐震間柱斷面之深度與翼板厚度。 M_f 為間柱達極限剪力強度(V_{ult})對應至梁翼板外緣之彎矩。
 (3) 邊界梁翼板之側向支撐可直接或間接由邊界梁周圍其他梁翼板提供之。
 ……

13.6.6 梁柱彎矩強度比
 ……
 b.若柱接頭區以外無法如上述情形保持彈性，則需符合下列規定：
 (4) 柱翼板在與梁上下翼板同高處均須設置側向支撐。
 (5) 上述側向支撐須能抵抗梁翼板強度($F_y b_f t_f$)之2%。
 (6) 柱翼板之側向支撐可直接或間接由柱腹板或梁翼板提供之。
 ……

一、本節增訂。
 二、增列耐震間柱與邊界梁強度比之規定。

第二節 國內現行鋼骨鋼筋混凝土結構設計規範修訂

國內現行之鋼骨鋼筋混凝土結構設計規範中，並無針對採用鋼耐震間柱之鋼骨鋼筋混凝土結構給予規定，為進一步提高本規範之健全性與適用廣度，本研究針對現行鋼骨鋼筋混凝土結構設計規範中相關條文部分進行修訂，以增列有關耐震間柱部分之內容與說明，請參照下方「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」修正條文對照表之彙整內容，詳表 4.2。

表 4.2 「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」修正條文對照表

修正規定	現行規定	說明
<p>第 9 章 耐震設計</p>	<p>第 9 章 耐震設計</p>	<p>未修正</p>
<p>9.7 梁柱接頭之設計要求 9.7.1 接頭區之剪力強度 …… 上述之梁被視為對梁柱接頭具有圍束作用者，該梁之寬度至少為柱寬之 3/4，而圍束接頭係指接頭之四面均受梁圍束。 <u>4. 鋼骨鋼筋混凝土梁與鋼耐震間柱接頭之需求與設計剪力強度應依本節第 2 與 3 款之方式計算，惟規定中梁及柱桿件應分別取代為耐震間柱與邊界梁桿件，且忽略耐震間柱之混凝土剪力。</u></p>	<p>9.7 梁柱接頭之設計要求 9.7.1 接頭區之剪力強度 …… 上述之梁被視為對梁柱接頭具有圍束作用者，該梁之寬度至少為柱寬之 3/4，而圍束接頭係指接頭之四面均受梁圍束。</p>	<p>一、本節增訂。 二、增列鋼骨鋼筋混凝土梁與鋼耐震間柱接頭之需求與設計剪力強度計算規定。</p>

第五章 採用鋼耐震間柱建築結構系統耐震性能評估與 分析研究

本章之宗旨在於透過非線性靜態及動態分析方法，評估與量化採用鋼耐震間柱建築結構系統之耐震性能表現以及設計參數之討論。本研究之分析對象包含多元之原型建築物模型，所有之原型建築物皆依據本研究第三章之設計準則進行設計，當中包括 3、5、9、15 與 20 層樓建築物結構系統，並透過分析探討各原型建築物於不同等級地震下之耐震性能與受震行為反應，包括中小型、設計等級地震以及最大考量等地震等級。

本章之內容主要分為三節，首先第一節將針對各種不同樓高之原型建築物進行耐震性能分析，並量化與比較一般韌性抗彎矩構架(SMF)與含鋼耐震間柱之韌性抗彎矩構架(SMF-SC)之耐震性能表現與兩者間之差異，量化採鋼耐震間柱設計之性能提升程度。而本章之第二節將針對 SMF-SC 構架系統中鋼耐震間柱之軸力發展之來源與大小進行研究與分析，透過考量不同樓高建築物且不同柱軸力釋放情形之行為反應結果，掌握耐震間柱內軸力發展趨勢，並建立間柱內軸力估算方法。最後於本章第三章中，將針對不同樓高之 SMF-SC 構架系統之各相關設計參數進行分析與討論，包括結構系統韌性容量以及位移放大係數等，可提供未來進行相關結構設計之設計依據與文獻。

第一節 採用鋼耐震間柱建築結構系統耐震性能評估

本節研究中將究各種不同高層之原型建築物進行耐震性能分析與比較，當中包括三層、九層與二十層樓建築物，且將直接比較單純韌性抗彎矩構架系統(SMF)以及含鋼耐震間柱之韌性抗彎矩構架系統(SMF-SC) 間之性能差異。本章研究之分析首先針對各原型建築物進行非線性靜態側推分析，初步掌握構架中鋼耐震間柱對整體構架勁度與強度之影響或提升程度。然後透過動態歷時分析比較各原型建築物於各種等級地震作用下之動力性能反應，期中地震等級主要分為中小度地震(SLE)、設計等級地震(DBE)、與最大考量地震(MCE)三個等級，釐清與量化鋼耐震間柱桿件於 SMF 構架中所扮演的角色以及其整體耐震性能提升程度。此外，透過比較本節研究中之靜態與動態分析結果，可用以瞭解一般結構設計所採用之側推分析結果與結構動態反應之關聯性，供結構設計單位設計此類結構系統之設計參考與依據。

壹、 三層樓原型建築物耐震性能分析

1. 三層樓原型建築物設計

本節研究中三層樓原型建築物對應於一般低層建築物，所採用之結構樓層平面與立面圖如圖 5.1.1 所示，整體為一 6 乘 4 跨結構，其中抗側向地震力構架簡化為集中於整體建築物外圍，且於結構兩水平側力主要方向具相同數量與尺寸之抗側力構架系統，而結構內側部分則為承重構架系統，不具有抵抗側力之功能。結構中跨長統一為 9 米，樓高為 3.5 米。結構之位址設定位於台北市大安區中之台北二區，所對應之結構設計參數詳列於表 5.1.1 中，依據上述設計參數所衍生之設計基底剪力及各樓層豎向分配橫力之大小，詳表 5.1.2。

為以直接且客觀之方式比較 SMF 與 SMF-SC 間之耐震性能表現，本節研究首先設計三層樓原型建築物之 SMF 構架的各梁柱桿件尺寸，而相對應之 SMF-SC 構架設計，即於維持相同梁與柱桿件尺寸之情況下，於 SMF 構架中加入鋼耐震間柱桿件之設計，間柱配置位置如圖 5.1.1 中所示，構架中各耐震間柱與其邊界梁皆採本研究第三章中之設計準則進行檢核與設計。並考量鋼耐震間柱之尺寸隨樓層高度增加而適度調整縮小。經設計後，三層樓 SMF 構架之結構週期為 0.688 秒，而三層樓 SMF-SC 構架之結構週期下降至為 0.598 秒，週期下降約 13%。

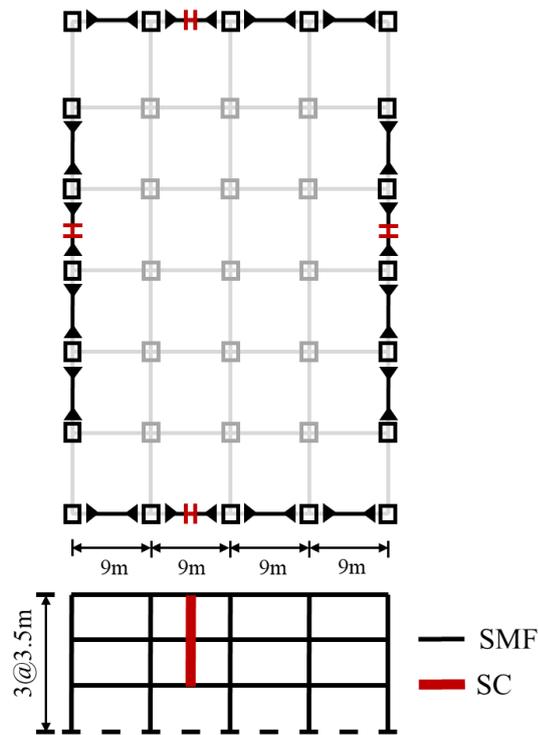


圖 5.1.1 三層樓 SMF-SC 構架原型建築物之結構平面與立面圖

本分析研究中之鋼耐震間柱桿件假設為 H 型組合鋼斷面之等斷面桿件設計，以反應當前大部分之應用情況，即本研究中耐震間柱桿件之勁度與強度具一定線

性關係，排除間柱桿件之勁度與強度可完全獨立之情況。表 5.1.3 中詳列此三層樓 SMF 與 SMF-SC 兩結構設計之最終桿件尺寸。

表 5.1.1 三層樓 SMF 構架原型建築之設計參數

設計參數	設計值	設計參數	設計值
S_{DS}	0.6	$T_0^M (s)$	1.3
S_{MS}	0.8	R	4.8
S_{aD}	0.6	I	1.25
S_{aM}	0.8	F_{uM}	2.93
$T(s)$	0.743	F_u	2.19
$T_0^D (s)$	1.3	α_y	1

表 5.1.2 三層樓 SMF 構架原型建築物之設計基底剪力及豎向分配力

5-story SMF-SC 原型建築物			
Weight, W (tonf)	V (tonf)	各樓層側向地震力, F_{ELF} (tonf)	
2016	493.2	1F	118.88
		2F	237.77
		3F	356.65

表 5.1.3 三層樓 SMF 與 SMF-SC 構架原型建築物之梁柱尺寸

樓層	柱		梁	間柱
	Exterior	Interior		
1	BOX 500×500×32	BOX 500×500×36	BH 700×300×19×28	-
2	BOX 500×500×32	BOX 500×500×36	BH 600×300×16×25	BH 550×200×16×19
3	BOX 500×500×32	BOX 500×500×36	BH 500×300×16×22	BH 550×200×16×16

2. 原型建築物結構非線性解析模型建置

考量本研究對解析模型之代表性要求較高且所需之分析量龐大，為建立高準確性及高執行效率之分析模型，本研究選擇採用具卓越動力與非線性分析能力之 OpenSEES 結構分析平台(Mazzoni et al., 2006)作為主要之分析方式。構架之解析模型中各桿件之模擬皆採用結合纖維斷面(fiber section)之非線性梁柱元件(nonlinear beam-column element)方式建立結構之離散模型以進行模擬，使結構模型在無預設塑性鉸位置情況下，透過纖維斷面自動反應與模擬出結構中可能發生塑性鉸之位置(包含於梁、柱與耐震間柱中之塑鉸)與時機，藉此完整且準確的模擬出 SMF 及 SMF-SC 結構系統中之所有非線性行為反應。此外，本研究採用之構架解析模型中皆考量梁、柱間柱桿件端部接頭交會區之剛性 (rigid end zone)，整體構架之解析模型如圖 5.1.2 中所示，而鋼耐震間柱之模擬方式詳圖 5.1.3。此外，位先排除間柱內軸力之影響，本節研究中之各樓層原型建築物中之耐震間柱桿件皆假設無軸力，而於解析模型中，採用於間柱中點設置一多自由度彈簧之放式釋放軸方向之載重，如圖 5.1.3 所示。

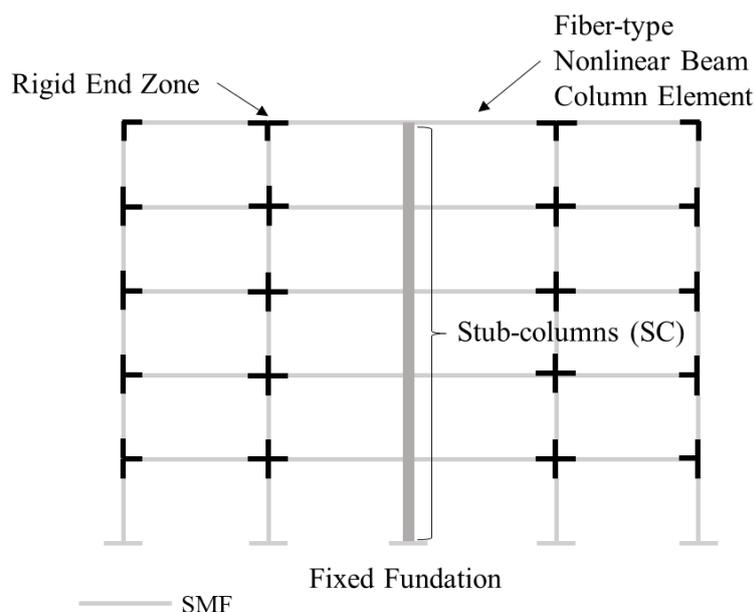


圖 5.1.2 SMF 與 SMF-SC 構架解析模型示意圖

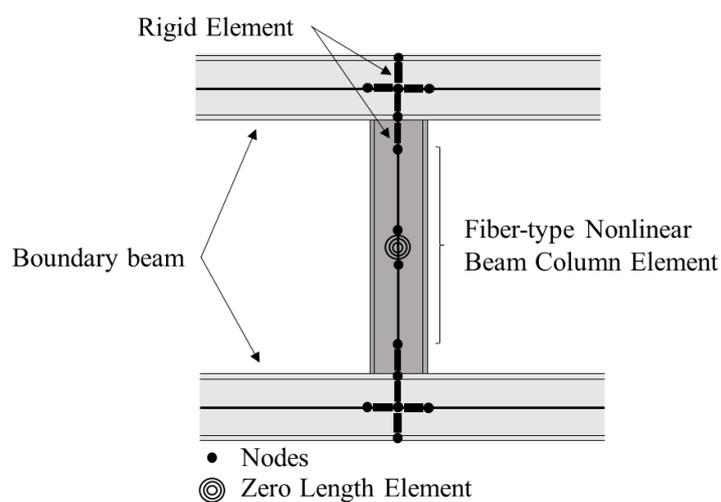


圖 5.1.3 鋼耐震間柱解析模型示意圖

3. 三層樓原型建築物靜態側推分析結果

於整體結構之非線性靜態側推分析中，側向推力採用結構設計中之豎向分配力分布進行側推。本研究中之 SMF-SC 之間柱只裝設於單一中間跨中 2 樓以上之樓層，如圖 5.1.1 中所示。在此原則之下，包括 SMF 與 SMF-SC 構架之三層樓

原型建築物分析結果，如圖 5.1.4 所示。由側推分析結果可明顯看出，SMF-SC 構架在增加耐震間柱之情況下，整體側推勁度與強度分別提升約 35.4%與 12.4%。且可觀察到耐震間柱於平均側位移角達 0.5%後陸續發生，而 SMF 梁上之塑紋普遍發生於平均側位移角達 0.8%左右。

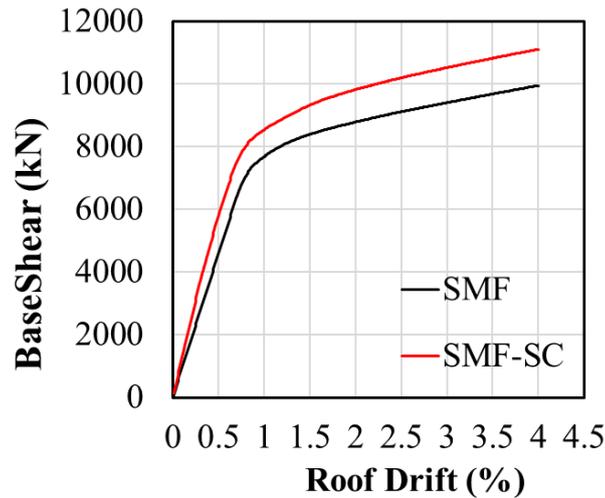


圖 5.1.4 三層樓 SMF 與 SMF-SC 構架靜態側推分析結果

4. 三層樓原型建築物動態歷時分析

針對三層樓 SMF 與 SMF-SC 構架，經側推分析後進行非線性動力歷時分析。此分析中採用 FEMA P695 (2008)報告中所使用之共 44 組地表加速度紀錄，此加速度紀錄主要源自發生於世界各地地震規模 6.5 以上共 22 個大型地震，相關資訊列於表 5.1.4 中。本節研究為針對各等級地震之受震反應進行探討，此 44 組地震加速度紀錄須先經過縮放以調整至能夠代表各類地震等級之輸入地震。而本研究採用的方式為先求得原始地震加速度之中位數反應譜，再對此中位數反應譜進行縮放使所考量結構週期所對應之中位數反應譜值與設計反應譜值相等，依此方式所得之中位數反應譜縮放倍率即為所有原始地震歷時個別之縮放倍率，各等級地震之縮放反應譜結果如圖 5.1.5 所示。

表 5.1.4 本研究所採用之 FEMA P-695 中地震波資訊

NO.	Name	Component 1	Component 2	Magnitude	PGA(g)
1	Northridge	MUL009	MUL279	6.7	0.52
2	Northridge	LOS000	LOS270	6.7	0.48
3	Duzce	BOL000	BOL090	7.1	0.82
4	Hector	HEC000	HEC090	7.1	0.34
5	Imperial Valley	H-DLT262	H-DLT352	6.5	0.35
6	Imperial Valley	H-E11140	H-E11230	6.5	0.38
7	Kobe,Japan	NIS000	NIS090	6.9	0.51
8	Kobe,Japan	SHI000	SHI090	6.9	0.24
9	Kocaeli	DZC180	DZC270	7.5	0.36
10	Kocaeli	ARC000	ARC090	7.5	0.22
11	Landers	YER270	YER360	7.3	0.24
12	Landers	CLW-LN	CLW-TR	7.3	0.42
13	Loma Prieta	CAP000	CAP090	6.9	0.53
14	Loma Prieta	G03000	G03090	6.9	0.56
15	Manjil	ABBAR-L	ABBAR-T	7.4	0.51
16	Superstition Hills	B-ICC000	B-ICC090	6.5	0.36
17	Superstition Hills	B-POE270	B-POE360	6.5	0.45
18	Cape Mendocino	RIO270	RIO360	7.0	0.55
19	Chi Chi	CHY101-E	CHY101-N	7.6	0.44
20	Chi Chi	TCU045-E	TCU045-N	7.6	0.51
21	San Fernando	PEL180	PEL090	6.6	0.21
22	Friuli	A-TMZ000	A-TMZ270	6.5	0.35.

其中設計等級(DBE)地震，對應於 50 年超越機率 10%之地震等級，其目標反應譜(target spectrum)即為該建築物所在位址所對應之法規設計加速度反應譜(design spectrum)。而最大考量地震(MCE)等級，對應於 50 年超越機率 2%之地震等級，其目標反應譜為 1.5 倍之設計加速度反應譜。中小度地震等級(SLE)等級，對應於 50 年超越機率 50%之地震等級，其目標反應譜為 0.436 倍之設計加速度

反應譜。此外，為更客觀比較 SMF 與 SMF-SC 兩構架之行為，動態分析中兩構架採用相同之縮放後加速度歷時進行分析，而其中位數反應譜之縮放統一依據 SMF 與 SMF-SC 兩構架基本結構週期之平均值。

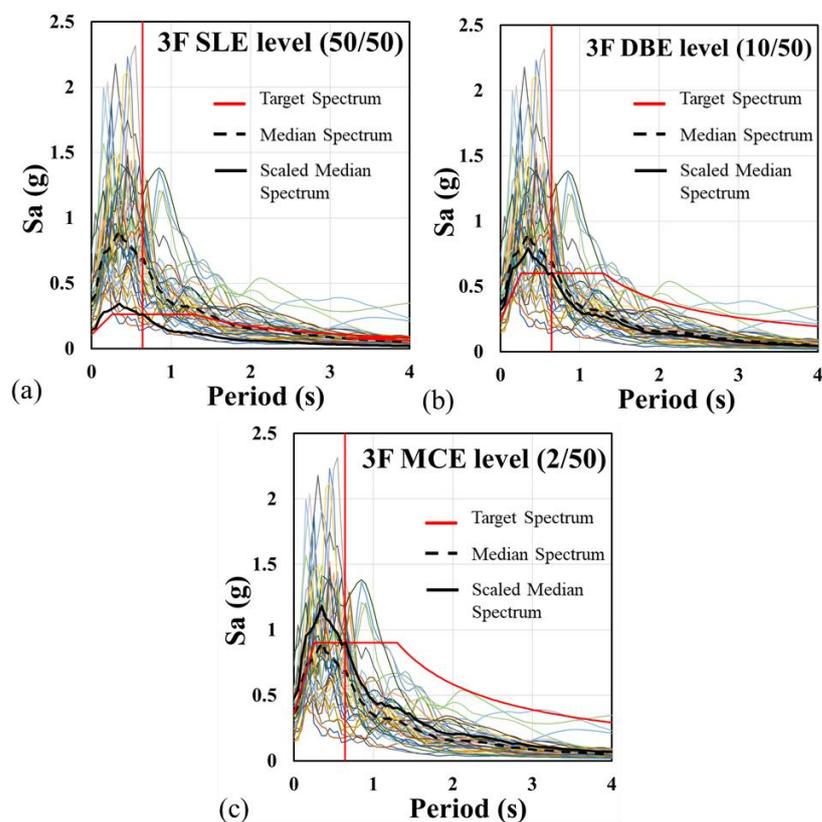


圖 5.1.5 三層樓原型建築物各等級地震反應譜

本節研究中三層樓 SMF 與 SMF-SC 構架之動態歷時分析結果如圖 5.1.6 至圖 5.1.9 中所示。其結果顯示配置有耐震間柱之 SMF-SC 構架於各等級地震下皆有降低層間位移角之功效(圖 5.1.6),但亦可觀察到各樓層剪力皆有提升(圖 5.1.7),但此樓層剪力之增加量主要來自於間柱額外所提供之樓層剪力。而於樓層加速度反應方面,由圖 5.1.8 可觀察到 SMF 與 SMF-SC 兩三層樓構架之加速度反應分布與大小極為相似,意即增加耐震間柱於抗彎構架中並不會導致樓層加速度之增

加，反之可能略為降低於結構頂層之加速度，如圖 5.1.8 所示。本節研究中之各輸入地震歷時之最後皆增加至少 10 秒之零加速度，用以模擬構架結構於震後自由震動之行為，並由其樓層位移反應之最後一秒間之反應做平均，以此平均值代表該建築物於震後所產生之殘餘變形。圖 5.1.9 中顯示於各種地震等級下之殘餘層間變形量，結果顯示於此三層樓構架中殘餘變形並不明顯，於 MCE 等級地震下之殘餘層間變形量之中位數值皆在 0.05% 以下。

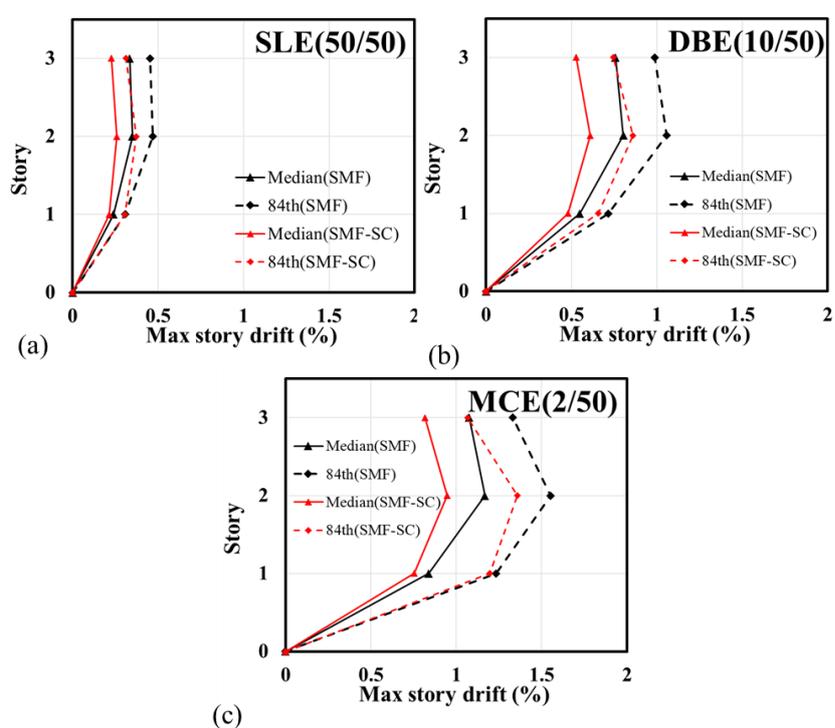


圖 5.1.6 三層樓 SMF 與 SMF-SC 構架動態分析中樓層位移反應

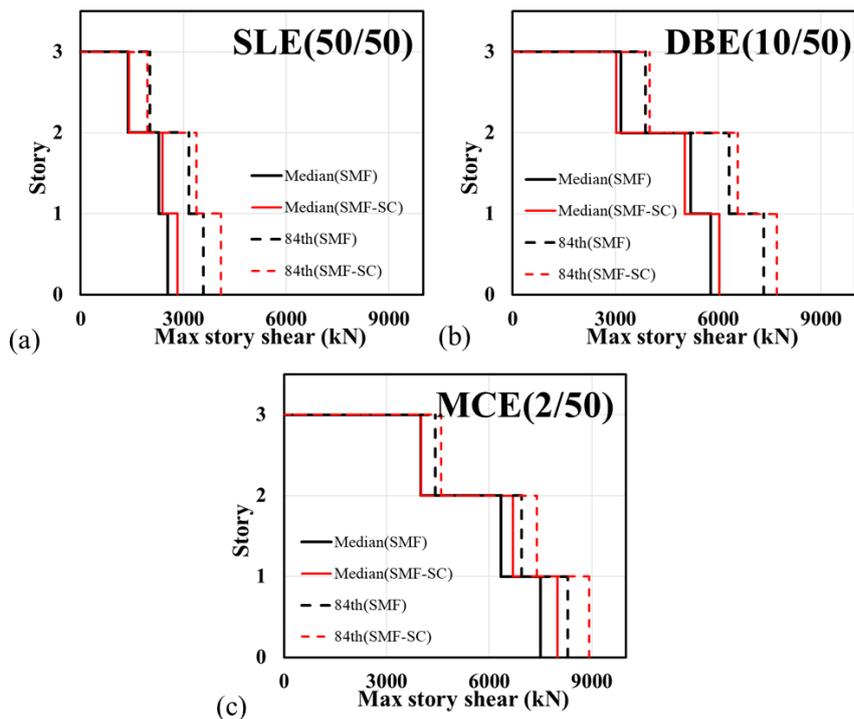


圖 5.1.7 三層樓 SMF 與 SMF-SC 構架動態分析中樓層剪力反應

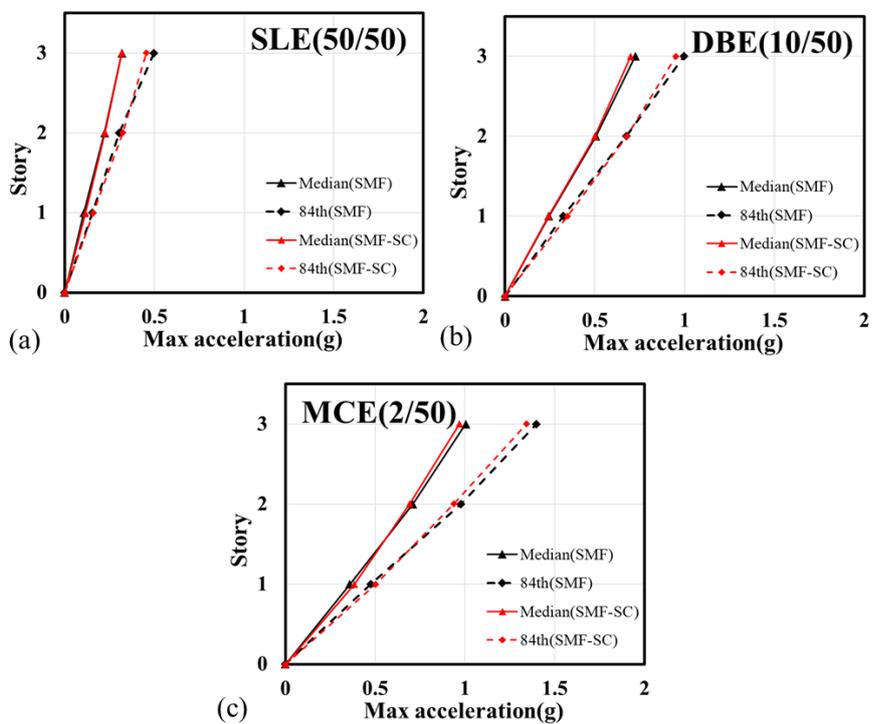


圖 5.1.8 三層樓 SMF 與 SMF-SC 構架動態分析中樓層加速度反應

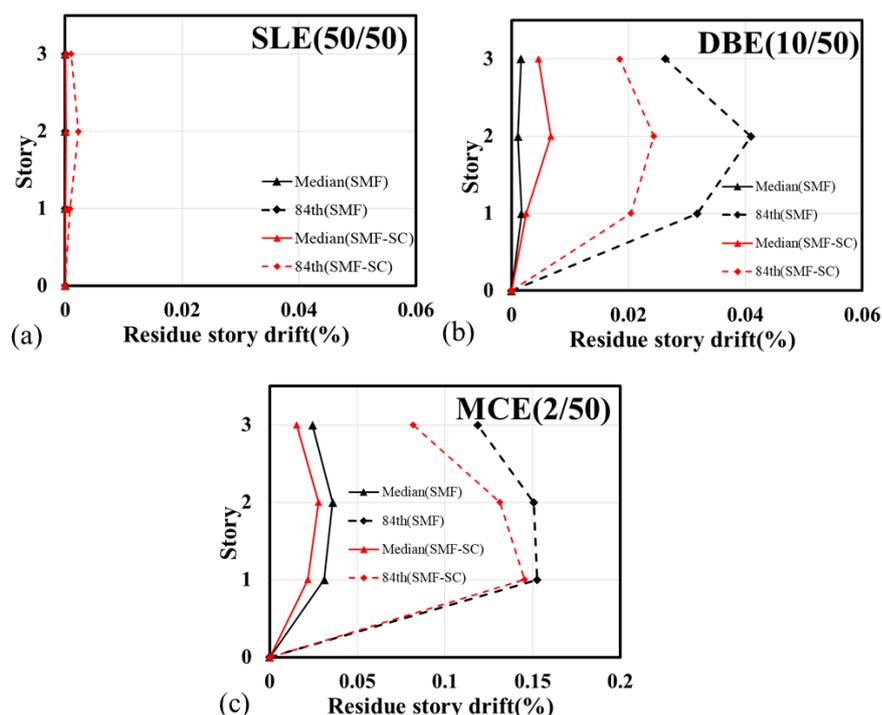


圖 5.1.9 三層樓 SMF 與 SMF-SC 構架動態分析中樓層殘餘位移反應

本研究亦針對動態歷時分析下之塑絞發生位置分布進行討論，討論對象包括耐震間柱本身以及 SMF 構架中之梁與柱桿件。依據不同地震等級，三層樓 SMF 與 SMF-SC 構架之各個樓層中，各類桿件塑絞於 44 個地震中發生之機率統計，如圖 5.1.10 中所示。由結果中可看出，於中小地震(SLE)中，大部分桿件皆未達降伏狀態。於設計等級地震(DBE)中，可觀察到耐震間柱大部分可能已發生降伏，但其他 SMF 構架中之梁與柱桿件基本上尚維持彈性狀態。而於最大考量地震中，所有耐震間柱之塑絞發生機率提高至約 90%，SMF 構架中之梁與柱桿件之塑絞有約 50%之機率會發生，且一樓之柱亦開始產生塑絞之情形，尤其在柱腳處。

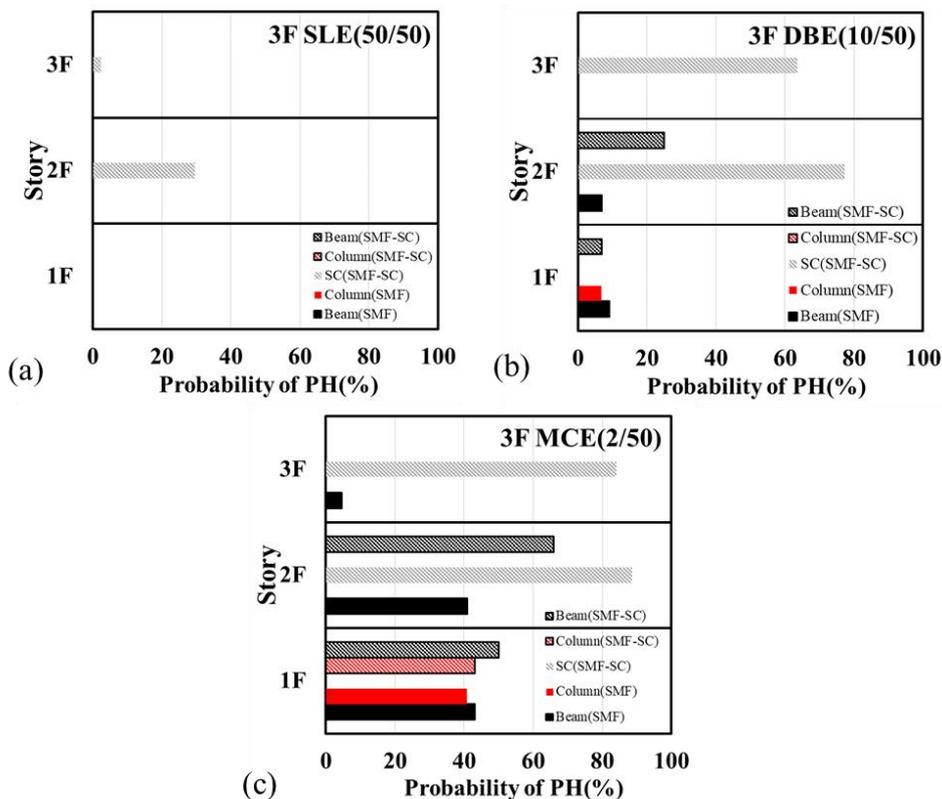


圖 5.1.10 三層樓 SMF 與 SMF-SC 構架動態分析中塑絞發生機率

為進一步量化採用鋼耐震間柱之建築結構系統之耐震性能提升程度，本研究將 SMF 與 SMF-SC 構架中降伏機智所對應之層間位移角關係，定義構架系統之四個極限狀態(LS)，分別以 LS1 至 LS4 表示，如表 5.1.5 中所列。依據此級現狀態之定義，本研究將前述所有動態歷時分析中所有地震等級級所有樓層中，所得之層間位移角反應結果彙整後求得的三層樓 SMF 與 SMF-SC 構架各極限狀態(LS)之易損性曲線，如圖 5.1.11 中所示。由易損性曲線(fragility curve)之結果可明顯觀察且量化出 SMF-SC 構架相對於 SMF 構架之改善程度。於 SMF-SC 構架中，各個極限狀態所對應之地震譜加速度(Sa)大小皆明顯提高，即易損性曲線節明顯向圖右側方向移動。

表 5.1.5 SMF 與 SMF-SC 構架中各種極限狀態定義

	SMF	SMF-SC
LS1	0.5%	0.5% (間柱降伏)
LS2	1% (梁降伏)	1% (梁降伏)
LS3	1.5% (根據美國第一類建築限制)	1.5% (根據美國第一類建築限制)
LS4	2% (根據美國第二類建築限制)	2% (根據美國第二類建築限制)

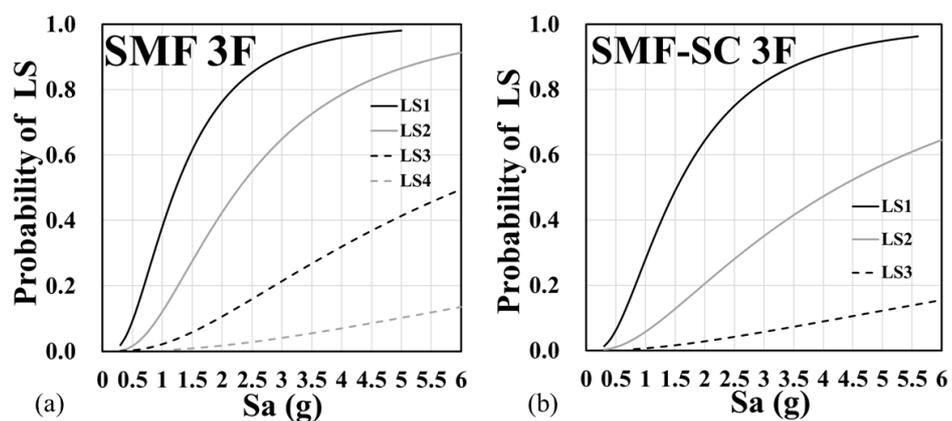


圖 5.1.11 三層樓 SMF 與 SMF-SC 構架各極限狀態之易損性曲線

貳、 九層樓原型建築物耐震性能分析

1. 九層樓原型建築物設計

本節研究中九層樓原型建築物對應於一般中層建築物，所採用之結構樓層平面與立面圖如圖 5.1.12 所示，整體為一 5 乘 5 跨結構，與前述三層樓構架相似，其中抗側向地震力構架簡化為集中於整體建築物外圍，且於結構兩水平側力主要方向具相同數量與尺寸之抗側力構架系統，而結構內側部分則為承重構架系統，不具有抵抗側力之功能。結構中跨長統一為 9 米，樓高統一為 3.5 米。結構地點亦設定位於台北市大安區中之台北二區，所對應之結構設計參數詳列於表 5.1.6 中，依據上述設計參數所衍生之設計基底剪力及各樓層豎向分配橫力之大小，詳表 5.1.7。

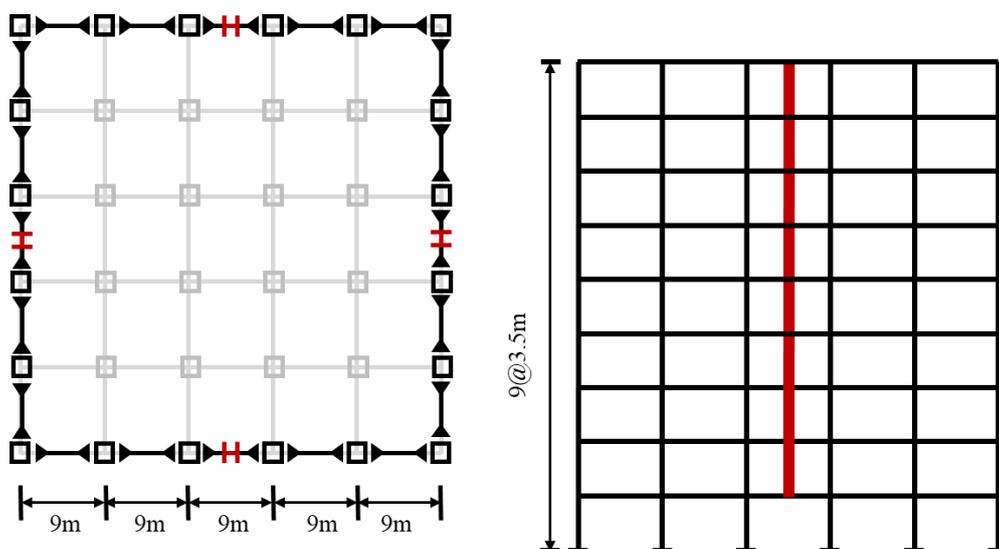


圖 5.1.12 九層樓 SMF-SC 構架原型建築物之結構平面與立面圖

為以直接且客觀之方式比較 SMF 與 SMF-SC 間之耐震性能表現，本節研究首先設計九層樓原型建築物之 SMF 構架的各梁柱桿件尺寸，而相對應之 SMF-SC 構架設計，即於維持相同梁與柱桿件尺寸之情況下，於 SMF 構架中加入鋼耐

震間柱桿件之設計，間柱配置位置如圖 5.1.12 中所示，構架中各耐震間柱與其邊界梁皆採本研究第三章中之設計準則進行檢核與設計。並考量鋼耐震間柱之尺寸隨樓層高度增加而適度調整縮小。經設計後，九層樓 SMF 構架之結構週期為 1.184 秒，而九層樓 SMF-SC 構架之結構週期下降至為 1.045 秒，週期下降約 11.7%。

表 5.1.6 九層樓 SMF 構架原型建築之設計參數

設計參數	設計值	設計參數	設計值
S_{DS}	0.6	$T_0^M (s)$	1.3
S_{MS}	0.8	R	4.8
S_{aD}	0.6	I	1.25
S_{aM}	0.8	F_{uM}	4.19
$T(s)$	1.13	F_u	2.67
$T_0^D (s)$	1.3	α_y	1

表 5.1.7 九層樓 SMF 構架原型建築物之設計基底剪力及豎向分配力

9F			
Weight(ton)	V(ton)	各樓層側向地震力(ton)	
9112.5	1952.68	1F	39.96
\		2F	79.92
		3F	119.88
		4F	159.84
		5F	199.8
		6F	239.76
		7F	279.72
		8F	319.68
		9F	514.1

本節分析研究中之鋼耐震間柱桿件亦假設為 H 型組合鋼斷面之等斷面桿件設計，以反應當前大部分之應用情況，即本研究中耐震間柱桿件之勁度與強度具一

定線性關係，排除間柱桿件之勁度與強度可完全獨立之情況。表 5.1.3 中詳列此九層樓 SMF 與 SMF-SC 兩結構設計之最終桿件尺寸。

表 5.1.8 九層樓 SMF 與 SMF-SC 構架原型建築物之梁柱尺寸

樓層	柱		梁	間柱
	Exterior	Interior		
1	BOX 650×650×40	BOX 650×650×45	BH 900×300×25×32	
2	BOX 650×650×40	BOX 650×650×45	BH 900×300×25×32	BH 700×200×22×22
3	BOX 650×650×40	BOX 650×650×45	BH 900×300×25×32	BH 700×200×22×22
4	BOX 600×600×40	BOX 650×650×40	BH 900×300×25×28	BH 700×200×22×22
5	BOX 600×600×40	BOX 650×650×40	BH 900×300×25×28	BH 700×200×19×22
6	BOX 600×600×40	BOX 650×650×40	BH 900×300×25×28	BH 700×200×19×22
7	BOX 550×550×40	BOX 600×600×40	BH 700×300×19×32	BH 700×200×19×22
8	BOX 550×550×40	BOX 600×600×40	BH 650×300×19×22	BH 550×200×16×19
9	BOX 550×550×40	BOX 600×600×40	BH 600×300×16×22	BH 550×200×16×19

2. 九層樓原型建築物靜態側推分析結果

於整體結構之非線性靜態側推分析中，側向推力採用結構設計中之豎向分配力分布進行側推。本研究中之 SMF-SC 之間柱只裝設於單一中間跨中 2 樓以上之樓層，如圖 5.1.12 所示。在此原則之下，包括 SMF 與 SMF-SC 構架之九層樓原型建築物分析結果，如圖 5.1.13 所示。由此側推分析結果可明顯看出，SMF-SC 構架在增加耐震間柱之情況下，整體側推勁度與強度分別提升約 29.8% 與 11.1%。且可觀察到耐震間柱以及 SMF 梁上之塑絞於平均側位移角達 0.5% 後陸續發生。

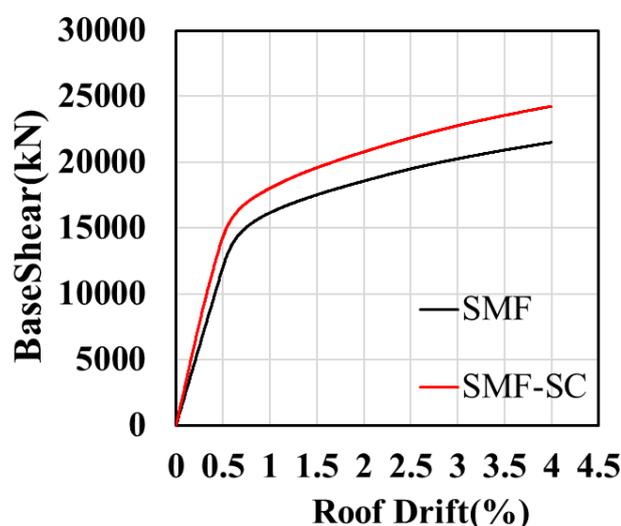


圖 5.1.13 九層樓 SMF 與 SMF-SC 構架靜態側推分析結果

3. 九層樓原型建築物動態歷時分析

針對九層樓 SMF 與 SMF-SC 構架，經側推分析後進行非線性動力歷時分析。此分析中採用如前述 FEMA P695 (2008) 報告中所使用之共 44 組地表加速度紀錄進行動態歷時分析，然後針對各等級地震之受震反應進行討論。而本研究採用與前述三層樓原型建築物相同之方式進行 44 組輸入地表加速度之縮放至三個不同地震等級，包括最大考量地震(MCE)、設計等級地震(DBE)及中小度地震 (SLE) 等級。此外，為更客觀比較九層樓 SMF 與 SMF-SC 兩構架之行為，動態分析中兩構架採用相同之縮放後加速度歷時進行分析，而其中位數反應譜之縮放統一依據 SMF 與 SMF-SC 兩構架之平均基本結構週期。各等級地震之縮放反應譜結果如圖 5.1.14 所示。

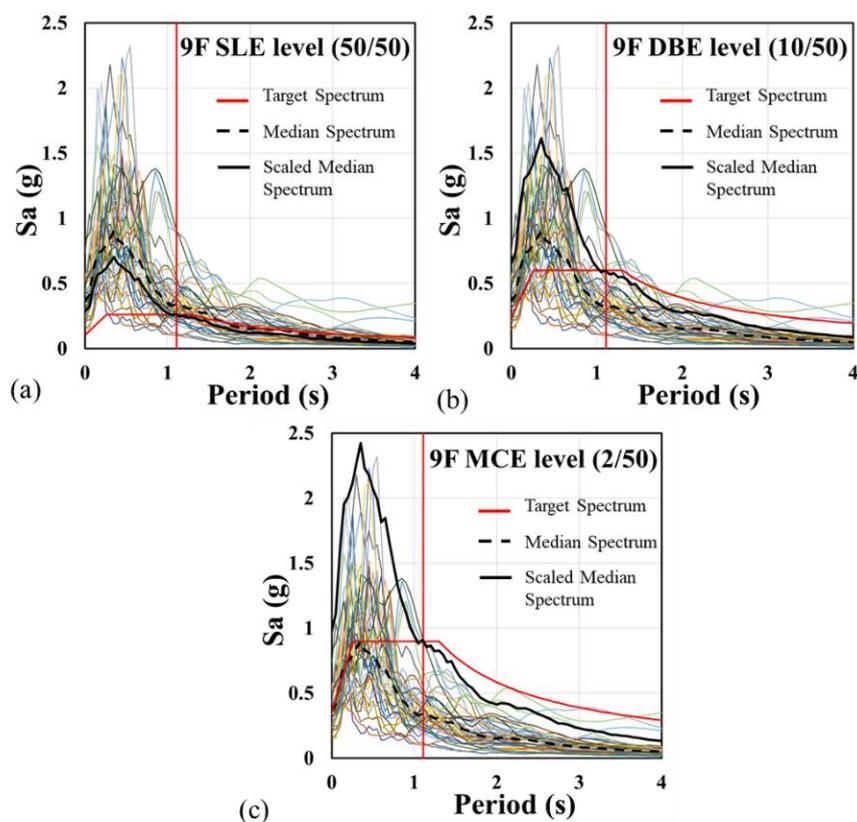


圖 5.1.14 九層樓原型建築物各等級地震反應譜

本節研究中九層樓 SMF 與 SMF-SC 構架之動態歷時分析結果如圖 5.1.15 至圖 5.1.18 中所示。其結果顯示配置有耐震間柱之 SMF-SC 構架於各等級地震下皆有降低層間位移角之功效(圖 5.1.15)，但亦可觀察到各樓層剪力皆有提升(圖 5.1.16)，但此樓層剪力之增加量主要來自於間柱額外所提供之樓層剪力。而於樓層加速度反應方面，由圖 5.1.17 可觀察到 SMF 與 SMF-SC 兩九層樓構架之加速度反應分布與大小極為相似，意即增加耐震間柱於抗彎構架中並不會導致樓層加速度之增加。本節研究中之各輸入地震歷時之最後皆增加至少 10 秒之零加速度，用以模擬構架結構於震後自由震動之行為，並由其樓層位移反應之最後一秒間之反應做平均，以此平均值代表該建築物於震後所產生之殘餘變形。圖 5.1.18 中顯示於各種地震等級下之殘餘層間變形量，結果顯示於此九層樓構架中殘餘變形於

SLE 等級地震下並不明顯，而於 DBE 以及 MCE 等級地震下之殘餘層間變形量較為顯著，但其殘餘層間變形之中位數仍維持在 0.2% 以下，尚屬於震後可修復之狀態。

此外，本研究亦針對動態歷時分析下之塑絞發生位置分布進行討論，討論對象包括耐震間柱本身以及 SMF 構架中之梁與柱桿件。依據不同地震等級，九層樓 SMF 與 SMF-SC 構架之各個樓層中，各類桿件塑絞於 44 個地震中發生之機率統計，如圖 5.1.19 中所示。由結果中可看出，於中小地震(SLE)中，大部分桿件皆未達降伏狀態。於設計等級地震(DBE)中，可觀察到耐震間柱大部分可能已發生降伏，且 SMF 構架中之梁過半數以產生塑絞，而一樓柱基處亦開始有機會發生塑絞。而於最大考量地震(MCE)中，所有耐震間柱之塑絞發生機率提高至約 95%，SMF 構架中之梁桿件之塑絞發生機率提高至約 80%，同時 SMF 構架中之柱桿件於一樓柱腳處發生的機率提高且於 4 至 5 樓處亦開始有可能產生塑絞。

而就九層樓 SMF 與 SMF-SC 構架而言，由動態歷時分析所得之各極限狀態 (LS) 下之易損性曲線，如圖 5.1.20 中所示。由此結果可明顯觀察且量化出 SMF-SC 構架相對於 SMF 構架之改善程度。於 SMF-SC 構架中，各個極限狀態所對應之地震譜加速度(Sa)大小皆明顯提高，即易損性曲線節明顯向圖右側方向移動。

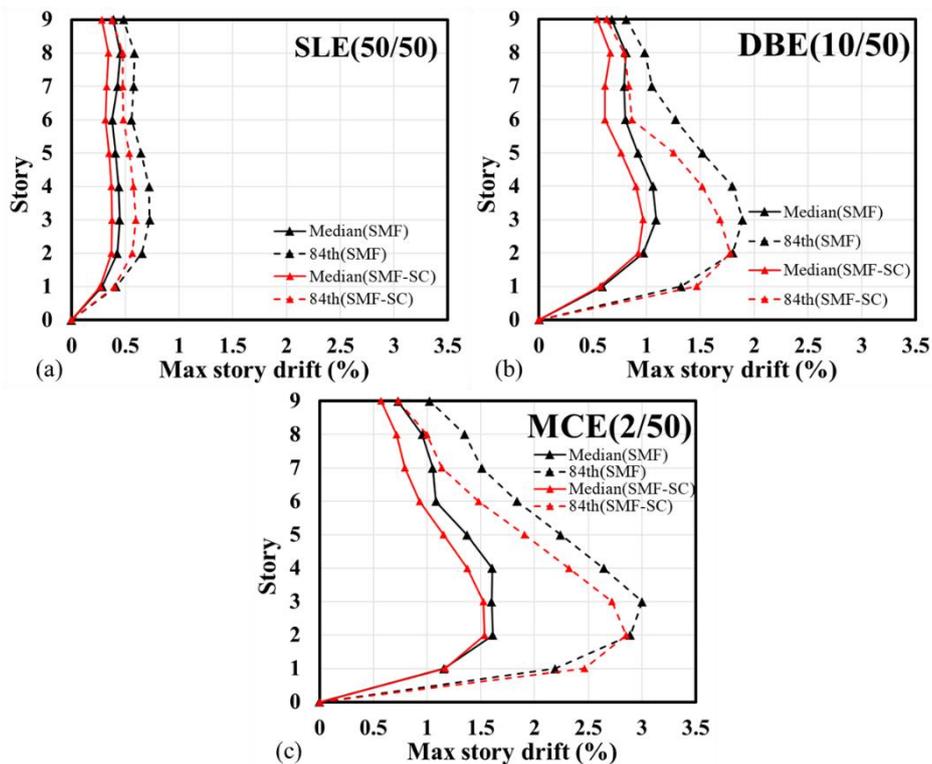


圖 5.1.15 九層樓 SMF 與 SMF-SC 構架動態分析中樓層位移反應

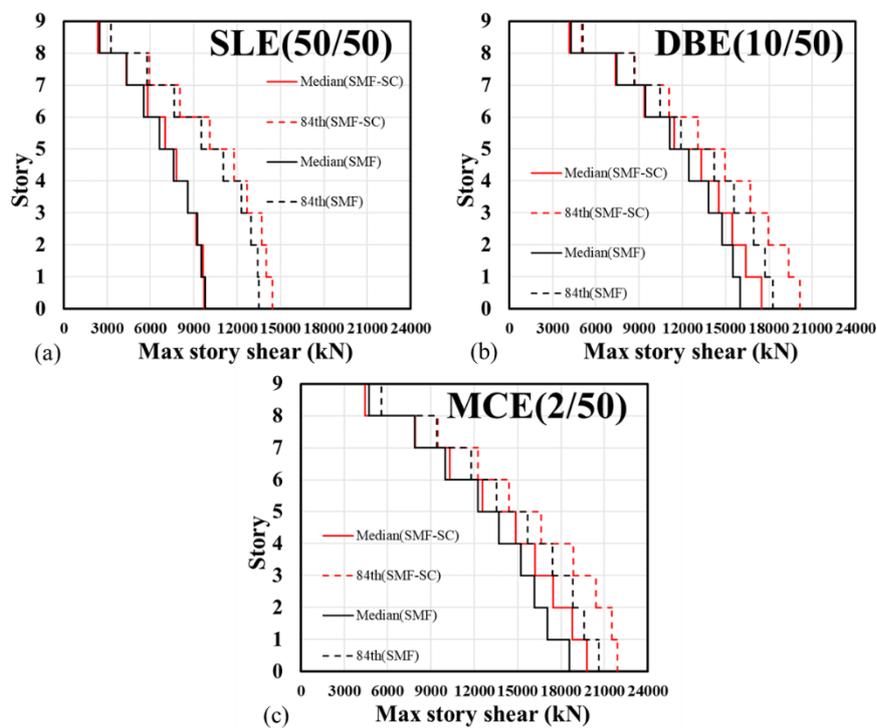


圖 5.1.16 九層樓 SMF 與 SMF-SC 構架動態分析中樓層剪力反應

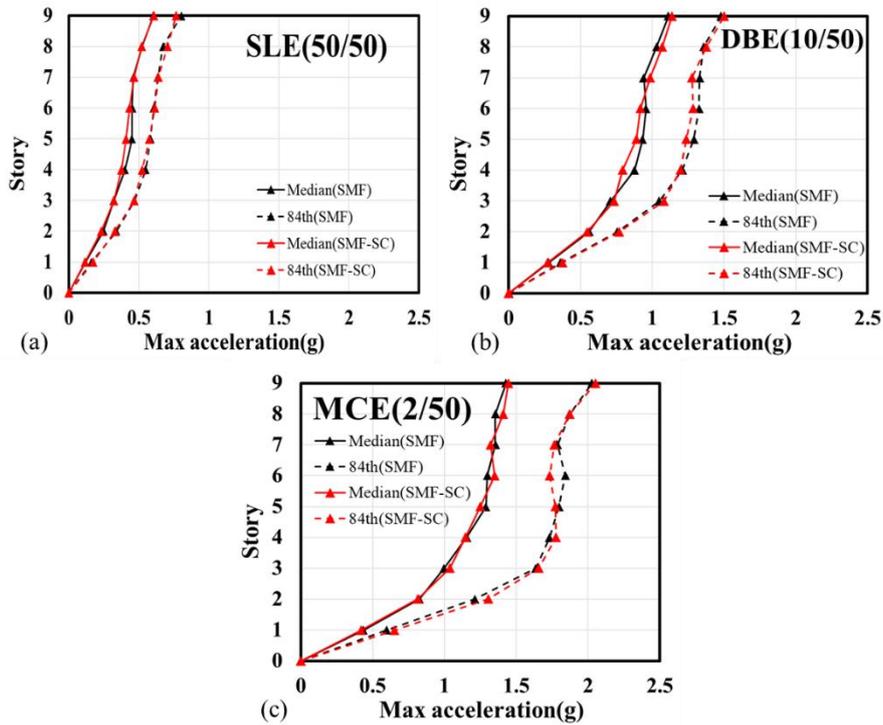


圖 5.1.17 九層樓 SMF 與 SMF-SC 構架動態分析中樓層加速度反應

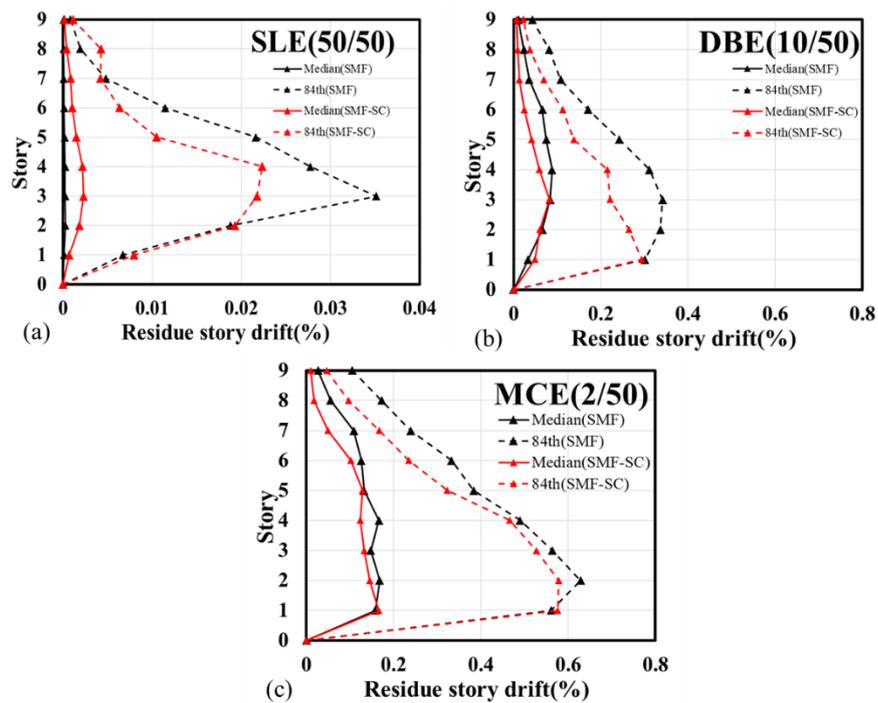


圖 5.1.18 九層樓 SMF 與 SMF-SC 構架動態分析中樓層殘餘位移反應

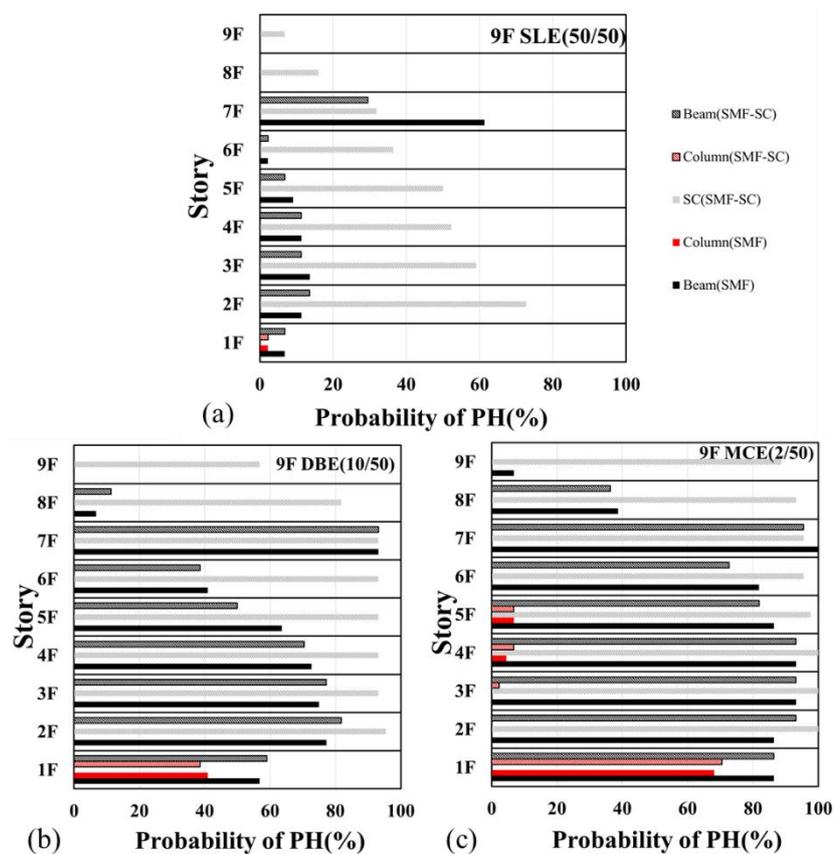


圖 5.1.19 九層樓 SMF 與 SMF-SC 構架動態分析中塑絞發生機率

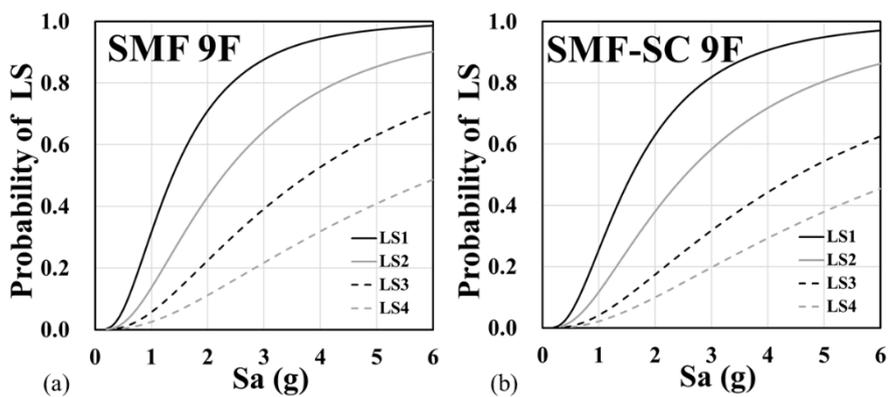


圖 5.1.20 九層樓 SMF 與 SMF-SC 構架各極限狀態之易損性曲線

參、 二十層樓原型建築物耐震性能分析

1. 二十層樓原型建築物設計

本節研究中二十層樓原型建築物對應於一般中層建築物，所採用之結構樓層平面與立面圖如圖 5.1.21 所示，整體為一 5 乘 5 跨結構，與前述三與九層樓構架相似，其中抗側向地震力構架簡化為集中於整體建築物外圍，且於結構兩水平側力主要方向具相同數量與尺寸之抗側力構架系統，而結構內側部分則為承重構架系統，不具有抵抗側力之功能。結構中跨長統一為 7 米，樓高統一為 3.5 米。結構地點亦設定位於台北市大安區中之台北二區，所對應之結構設計參數詳列於表 5.1.9 中，依據上述設計參數所衍生之設計基底剪力及各樓層豎向分配橫力之大小，詳表 5.1.10。

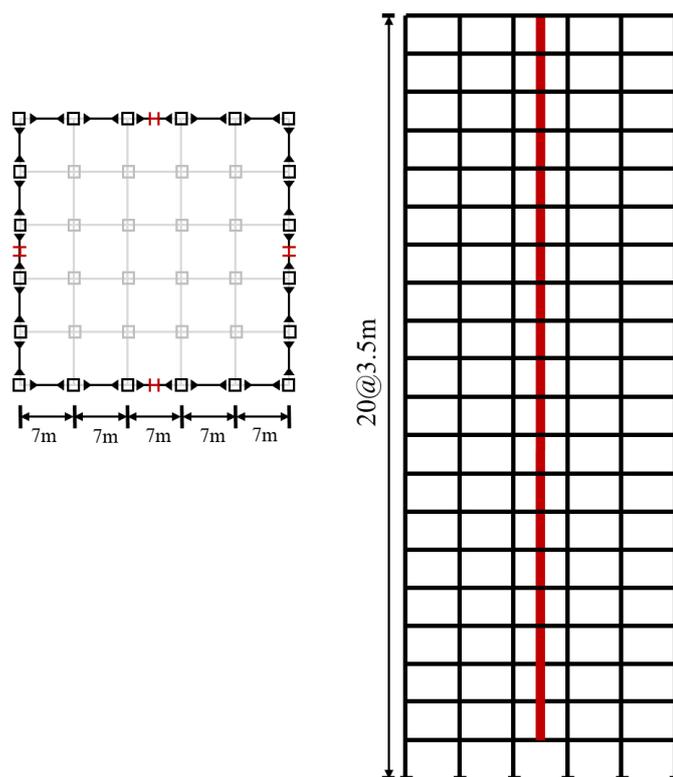


圖 5.1.21 二十層樓 SMF-SC 構架原型建築物之結構平面與立面圖

表 5.1.9 二十層樓 SMF 構架原型建築之設計參數

設計參數	設計值	設計參數	設計值
S_{DS}	0.6	$T_0^M(s)$	1.3
S_{MS}	0.8	R	4.8
S_{aD}	0.6	I	1.25
S_{aM}	0.8	F_{uM}	4.8
T(s)	2.06	F_u	2.9
$T_0^D(s)$	1.3	α_y	1

表 5.1.10 二十層樓 SMF 構架原型建築物之設計基底剪力及豎向分配力

20F					
Weight, W (ton)	V (ton)	各樓層側向地震力 (ton)			
12250	1662.5	1F	66.46	11F	731.1
\		2F	132.93	12F	797.56
		3F	199.39	12F	864.03
		4F	265.85	13F	930.49
		5F	332.32	14F	996.96
		6F	398.78	15F	1063.42
		7F	465.25	16F	1129.88
		8F	531.71	17F	1196.35
		9F	598.17	18F	1262.81
		10F	664.64	19F	3681.03

為以直接且客觀之方式比較 SMF 與 SMF-SC 間之耐震性能表現，本節研究首先設計二十層樓原型建築物之 SMF 構架的各梁柱桿件尺寸，而相對應之 SMF-SC 構架設計，即於維持相同梁與柱桿件尺寸之情況下，於 SMF 構架中加入鋼耐震間柱桿件之設計，間柱配置位置如圖 5.1.21 中所示，且構架中各耐震間柱與其邊界梁皆採本研究第三章中之設計準則進行檢核與設計。並考量鋼耐震間柱之尺寸隨樓層高度增加而適度調整縮小。經設計後，九層樓 SMF 構架之結構週期為 1.997 秒，而三層樓 SMF-SC 構架之結構週期下降至為 1.779 秒，週期下降約 10.9%。

本節分析研究中之鋼耐震間柱桿件亦假設為 H 型組合鋼斷面之等斷面桿件設計，以反應當前大部分之應用情況，即本研究中耐震間柱桿件之勁度與強度具一定線性關係，排除間柱桿件之勁度與強度可完全獨立之情況。表 5.1.11 中詳列此二十層樓 SMF 與 SMF-SC 兩結構設計之最終桿件尺寸。

表 5.1.11 二十層樓 SMF 與 SMF-SC 構架原型建築物之梁柱尺寸

樓層	柱 (BOX)		梁 (BH)	間柱(BH)
	Exterior	Interior		
1	700×700×50	700×700×50	900×300×25×25	-
2	700×700×50	700×700×50	900×300×25×25	700×200×19×22
3	700×700×50	700×700×50	900×300×25×25	700×200×19×22
4	700×700×50	700×700×50	900×300×25×25	700×200×19×22
5	700×700×50	700×700×50	900×300×25×25	700×200×19×22
6	700×700×50	700*700*50	900×300×25×25	700×200×19×22
7	600×600×50	650×650×50	850×300×25×25	650×200×19×22
8	600×600×50	650×650×50	850×300×25×25	650×200×19×22
9	600×600×50	650×650×50	850×300×25×25	650×200×19×22
10	600×600×50	650×650×50	850×300×25×25	650×200×19×22
11	600×600×50	650×650×50	850×300×25×25	650×200×19×22
12	600×600×50	650×650×50	850×300×25×25	650×200×19×22
13	600×600×50	650×650×50	700×300×22×22	600×200×16×19
14	600×600×50	650×650×50	700×300×22×22	600×200×16×19
15	600×600×50	650×650×50	700×300×22×22	600×200×16×19
16	600×600×45	600×600×50	650×300×19×22	550×200×16×19
17	600×600×45	600×600×50	650×300×19×22	550×200×16×19
18	600×600×45	600×600×50	650×300×19×22	550×200×16×19
19	600×600×45	600×600×50	600×300×16×22	550×200×16×19
20	600×600×45	600×600×50	600×300×16×22	500×200×16×16

2. 二十層樓原型建築物靜態側推分析結果

於整體結構之非線性靜態側推分析中，側向推力採用結構設計中之豎向分配力分布進行側推。本研究中之 SMF-SC 之間柱只裝設於單一中間跨中 2 樓以上之樓層，如圖 5.1.21 所示。在此原則之下，包括 SMF 與 SMF-SC 構架之二十層樓原型建築物分析結果，如圖 5.1.22 所示。由此側推分析結果可明顯看出，SMF-

SC 構架在增加耐震間柱之情況下，整體側推勁度與強度分別提升約 25%與 14.3%，此提升比例較前述三層樓與九層樓之情況為低。且可觀察到耐震間柱以及 SMF 梁上之塑絞於平均側位移角達 0.5%後陸續發生。

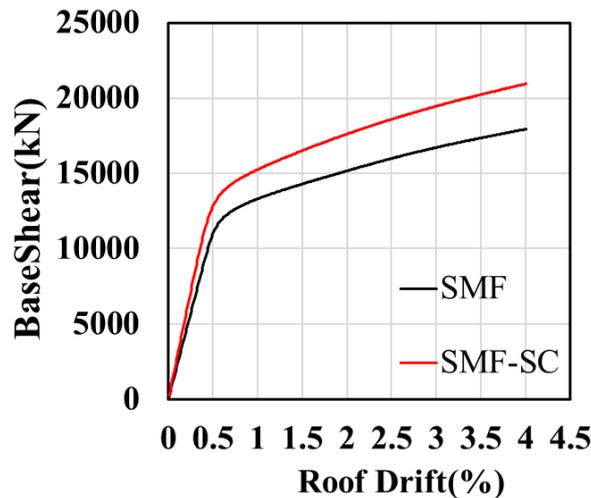


圖 5.1.22 二十層樓 SMF 與 SMF-SC 構架靜態側推分析結果

3. 二十層樓原型建築物動態歷時分析

針對二十層樓 SMF 與 SMF-SC 構架，經側推分析後進行非線性動力歷時分析。此分析中採用如前述 FEMA P695 (2008)報告中所使用之共 44 組地表加速度紀錄進行動態歷時分析，然後針對各等級地震之受震反應進行討論。而本研究採用與前述三層樓與九層樓原型建築物相同之方式進行 44 組輸入地表加速度之縮放至三個不同地震等級，包括最大考量地震(MCE)、設計等級地震(DBE)及中小度地震 (SLE) 等級。此外，為更客觀比較二十層樓 SMF 與 SMF-SC 兩構架之行為，動態分析中兩構架採用相同之縮放後加速度歷時進行分析，而其中位數反應譜之縮放統一依據 SMF 與 SMF-SC 兩構架之平均基本結構週期。各等級地震之縮放反應譜結果如圖 5.1.23 所示。

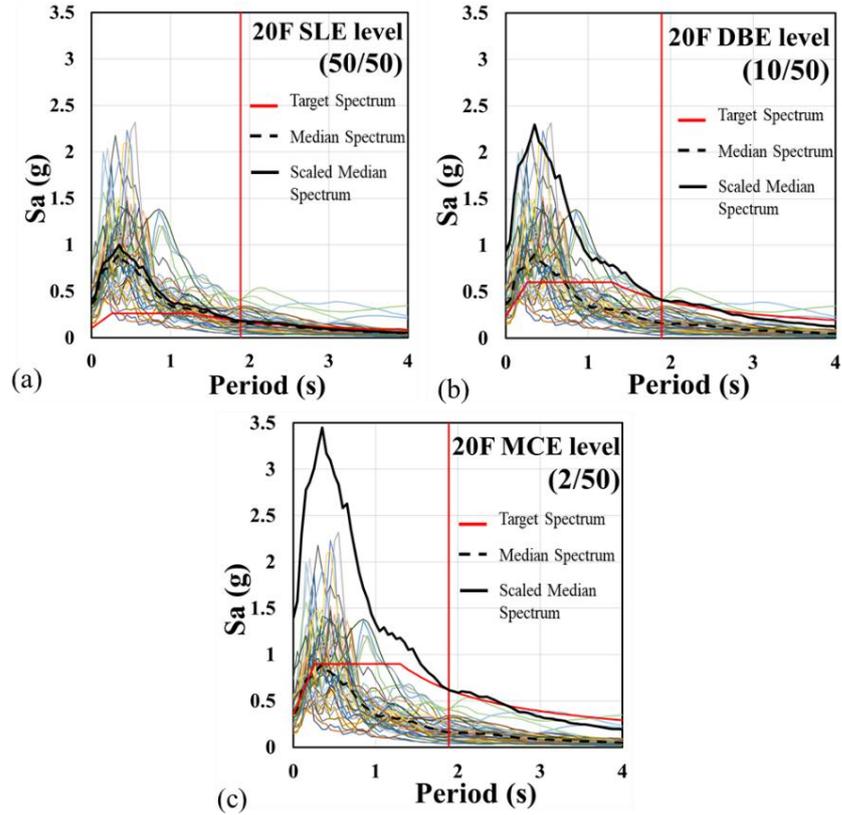


圖 5.1.23 二十層樓原型建築物各等級地震反應譜

本節研究中二十層樓 SMF 與 SMF-SC 構架之動態歷時分析結果如圖 5.1.24 至圖 5.1.27 中所示。其結果顯示配置有耐震間柱之 SMF-SC 構架於各等級地震下皆有降低層間位移角之功效(圖 5.1.24)，但亦可觀察到各樓層剪力皆略有提升(圖 5.1.25)，但此樓層剪力之增加量主要來自於間柱額外所提供之樓層剪力。而於樓層加速度反應方面，由圖 5.1.26 可觀察到 SMF 與 SMF-SC 兩二十層樓構架之最大加速度反應分布與大小極為相似，意即增加耐震間柱於抗彎構架中並不會導致樓層加速度之增加。圖 5.1.27 中顯示於各種地震等級下之殘餘層間變形量，結果顯示於此九層樓構架中殘餘變形於 SLE 等級地震下並不明顯，而於 DBE 等級地震下之殘餘層間變形量較為顯著，但其殘餘層間變形之中位數仍維持在 0.3% 以下，而於 MCE 等級地震下之殘餘層間變形量更為顯著，其殘餘層間變形之中位數仍維持在 0.5% 以下。

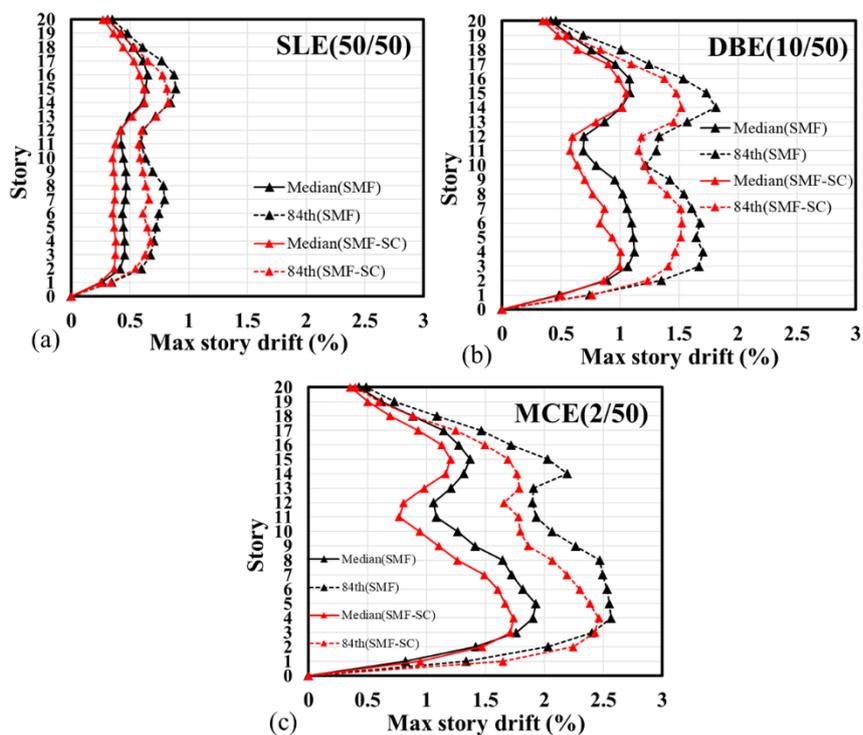


圖 5.1.24 二十層樓 SMF 與 SMF-SC 構架動態分析中樓層位移反應

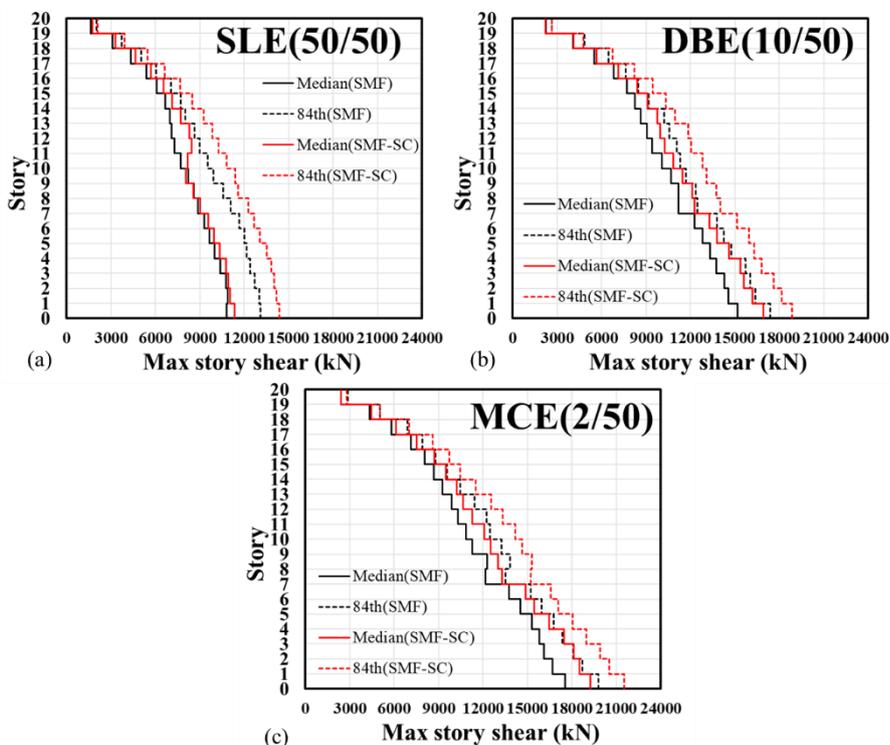


圖 5.1.25 二十層樓 SMF 與 SMF-SC 構架動態分析中樓層剪力反應

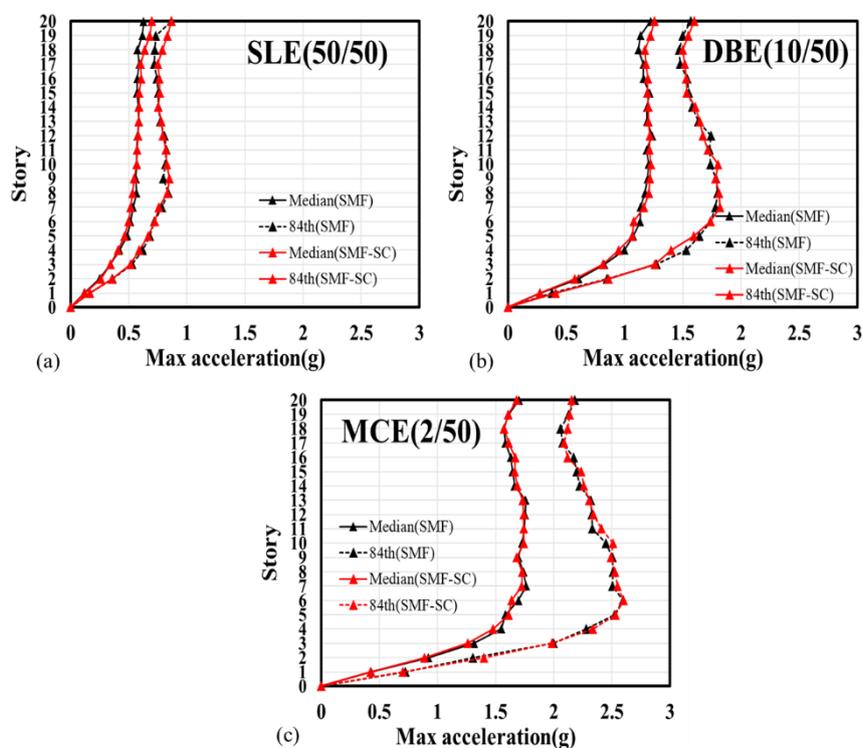


圖 5.1.26 二十層樓 SMF 與 SMF-SC 構架動態分析中樓層加速度反應

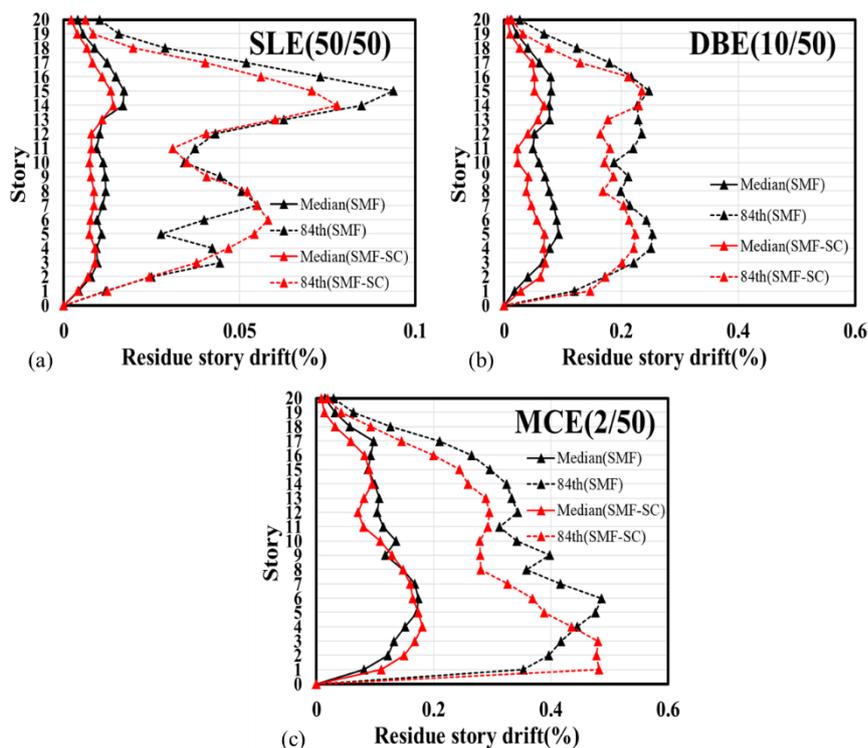


圖 5.1.27 二十層樓 SMF 與 SMF-SC 構架動態分析中殘餘位移反應

此外，本研究亦針對動態歷時分析下之塑絞發生位置分布進行討論，討論對象包括耐震間柱本身以及 SMF 構架中之梁與柱桿件。依據不同地震等級，二十層樓 SMF 與 SMF-SC 構架之各個樓層中，各類桿件塑絞於 44 個地震中之發生機率統計，如圖 5.1.28 中所示。由結果中可看出，於中小地震(SLE)中，大部分桿件皆未達降伏狀態。於設計等級地震(DBE)中，可觀察到耐震間柱大部分可能已發生降伏，且 SMF 構架中之梁過半數以產生塑絞，而一樓及較高樓層之柱亦開始有機會發生塑絞(機率仍不大)。而於最大考量地震(MCE)中，所有耐震間柱之塑絞發生機率提高至約 95%，SMF 構架中之梁桿件之塑絞發生機率提高至約 95%，同時 SMF 構架中之柱桿件於一樓及較高樓層之柱發生塑絞的機率逐漸提高。

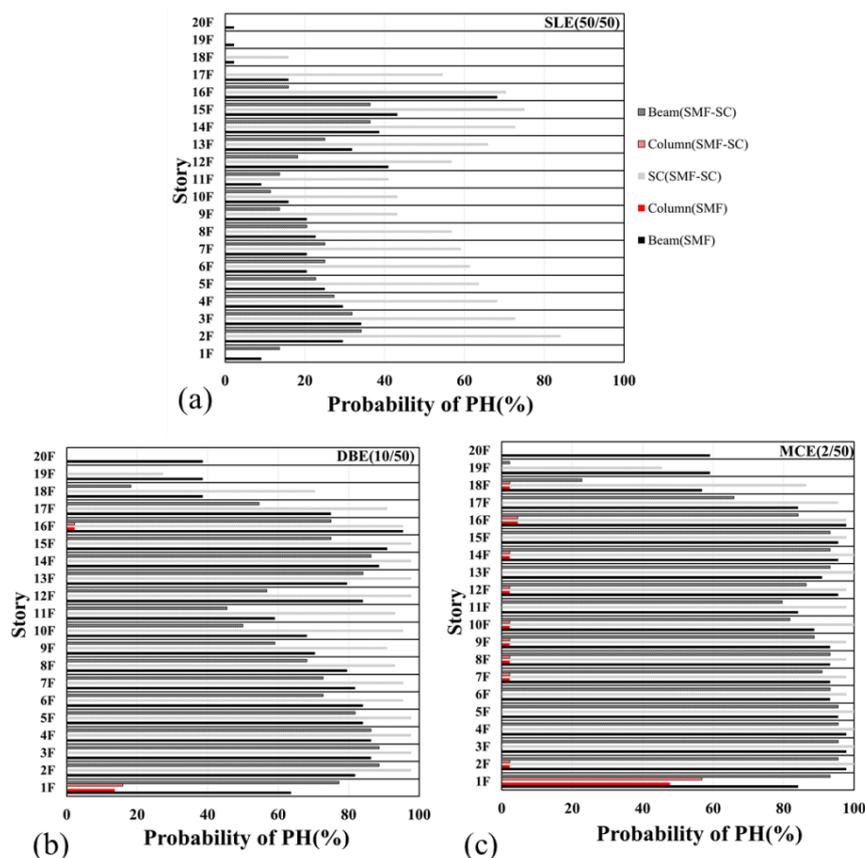


圖 5.1.28 二十層樓 SMF 與 SMF-SC 構架動態分析中塑絞發生機率

而就二十層樓 SMF 與 SMF-SC 構架而言，由動態歷時分析所得之各極限狀態(LS)下之易損性曲線，如圖 5.1.29 中所示。由此結果可明顯觀察且量化出 SMF-SC 構架相對於 SMF 構架之改善程度。於 SMF-SC 構架中，各個極限狀態所對應之地震譜加速度(S_a)大小皆明顯提高，即易損性曲線節明顯向圖右側方向移動。

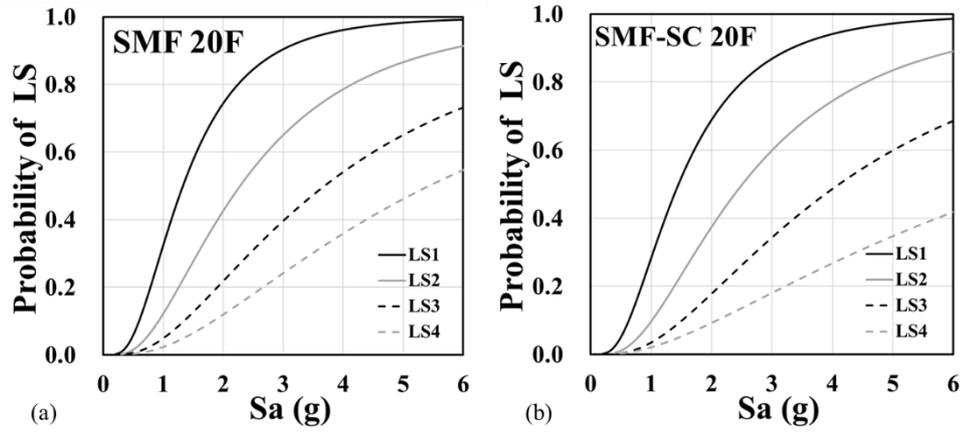


圖 5.1.29 二十層樓 SMF 與 SMF-SC 構架各極限狀態之易損性曲線

第二節 構架中耐震間柱桿件軸力累積與釋放效應研究

採用鋼耐震間柱之建築結構系統中，由於垂直載重之累積，若耐震間柱之桿件中累積過大軸力時，將造成耐震間柱本身之降伏強度與韌性容量(包括彎矩降伏型與剪力降伏型間柱)降低，降低整體建築物結構之耐震性能，因此，設計上須對耐震間柱內之軸力進行估算，並且於過大時適當釋放此桿件軸力，以確保各耐震間柱之性能得以發揮。

耐震間柱桿件之軸力之可能來源包括樓板上之垂直重力，及構架中梁與柱之構架行為(frame action)與傾覆矩(overturning moment)效應。而於實際工程應用中，一般可利用於間柱高度中間位置增設一軸向滑動接頭(sliding joint)，以強制釋放桿件內可能軸力。然而當前工程業界於設計此類結構系統時，對於延建築物高度方向上，間柱桿件軸力釋放點之位置與間隔樓層，並無明確之設計方法可做依循，因此常造成設計上之模糊地帶，增加結構耐震性能之不確定性。

本節之內容旨在研究 SMF-SC 構架中耐震間柱桿件之軸力產生來源與軸力評估方法研擬。不同於本章第一節中所採用之原型建築物模型，本節採用五層樓與十五層樓之 SMF-SC 原型建築物做為研究對象。研究中首先透過五層樓原型建築物之多種間柱配置型式下之非線性靜力分析，考慮各種配置與幾何狀態下對間柱內軸力之影響，釐清間柱內軸力產生之原因與來源，然後再與十五層樓原型建築物之分析結果做對照，並透過一系列參數研究分析，建立通用之間柱軸力估算方法與回歸公式。供未來實際工程應用中，設計此類建築結構系統時檢核間柱軸力之用。

壹、 SMF-SC 構架原型建築物設計

1. 五層樓 SMF-SC 構架原型建築物

本節研究中五層樓原型建築物採用之結構樓層平面與立面圖，如圖 5.2.1 所示，整體構架為一 3 乘 3 跨結構，兩水平方向之中間跨之跨度較長為 12 米，兩側跨則為 6 米，樓高統一為 3.6 米，而耐震間柱桿件設置於中間較長跨中。結構中所有構架皆為抗側向地震力之 SMF-SC 構架系統，圖 5.2.2 為此五層樓原型建築物結構之三維立面外觀。與前一節相同，結構之位址設定位於台北市大安區中之台北二區，所對應之結構設計參數詳列於表 5.2.1 中。結構之設計靜載重(D)與活載重(L)分別採用 700 與 250 kg/m²，依據上述設計參數所衍生之設計基底剪力及各樓層豎向分配橫力之大小，詳表 5.2.2。

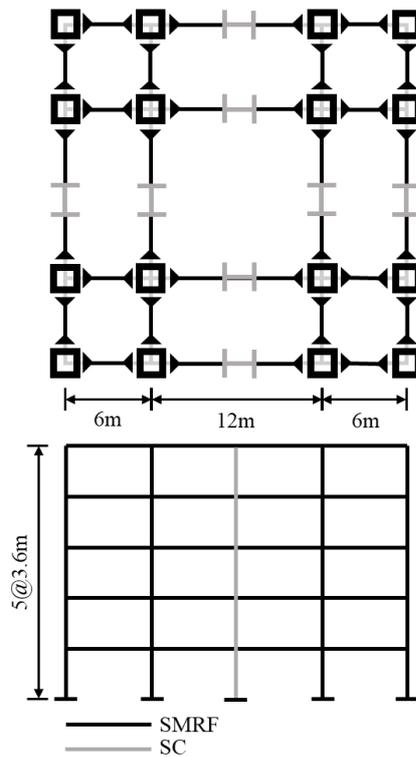


圖 5.2.1 五層樓 SMF-SC 構架原型建築物之結構平面圖與立面圖

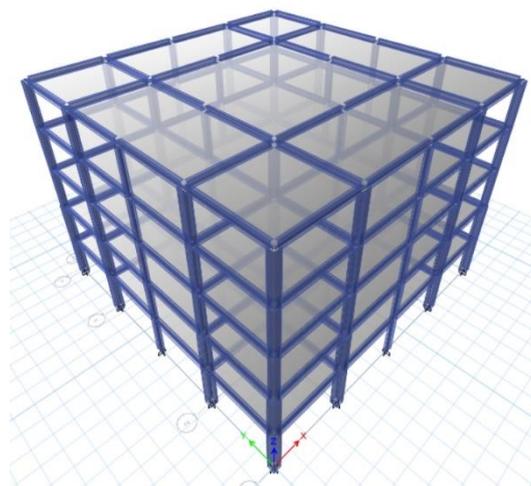


圖 5.2.2 五層樓 SMF-SC 構架原型建築物 3D 立面圖

表 5.2.1 五層樓 SMF-SC 構架原型建築之設計參數

設計參數	設計值	設計參數	設計值
S_{DS}	0.6	$T_0^M(s)$	1.3
S_{MS}	0.8	R	4.8
S_{aD}	0.6	I	1.25
S_{aM}	0.8	F_{uM}	2.93
$T(s)$	0.743	F_u	2.19
$T_0^D(s)$	1.3	α_y	1
S_{D1}	0.78		

耐震間柱之配置由底層至頂層連續配置，且設計中各耐震間柱與其邊界梁皆採本研究第三章中之設計準則進行檢核與設計，並考量鋼耐震間柱之尺寸隨樓層高度增加而適度調整縮小。表 5.2.3 中詳列此五層樓 SMF-SC 構架結構設計之最終桿件尺寸。本節研究主要在於探討與呈現耐震間柱桿件內軸力之累積效應以及釋放軸力之效果，並非探討構架系統之耐震性能，因此本節之五層樓 SMF-SC 原型建築物採用較保守之設計，即結構整體側向勁度偏高。結構之基

本周期以及於設計地震橫力作用下各樓層之彈性層間側位移角介於 0.16% 至 0.33% 之間，如表 5.2.4 所示。

表 5.2.2 五層樓原型建築物之設計基底剪力及豎向分配力

5F			
結構總重 (tonf)	V (tonf)	各樓層側向地震力 (tonf)	
2016	493.2	1F	31.2
		2F	62.3
		3F	93.5
		4F	124.7
		5F	181.5

表 5.2.3 五層樓 SMF-SC 構架原型建築物之梁柱尺寸

樓層數	梁 (mm)	柱 (mm)	耐震間柱 (mm)
1	H608×306×18×30	BOX500×500×36	H580×280×14×22
2	H608×306×18×30	BOX500×500×36	H580×280×14×22
3	H550×300×18×30	BOX450×450×32	H520×280×14×22
4	H550×300×18×30	BOX450×450×32	H520×280×14×22
5	H550×300×18×30	BOX450×450×32	H520×280×14×22

表 5.2.4 五層樓案例之彈性分析結果 (週期及層間側移角)

Story	$\Delta_a(\%)$	$\Delta_e, SDR(\%)$	$T_a(s)$	$T(s)$
1	0.5	0.23	1.04	0.796
2		0.29		
3		0.33		
4		0.27		
5		0.16		

2. 十五層樓 SMF-SC 構架原型建築物

本節研究中十五層樓原型建築物採用之結構樓層平面與立面圖，如圖 5.2.3 所示，整體結構之樓層平面與前述五層樓原型建築物一致，為一 3 乘 3 跨結構，兩水平方向之中間跨之跨度較長為 12 米，兩側跨則為 6 米，且樓高統一為 3.6 米。耐震間柱桿件亦設置於中間較長跨中。結構中所有構架皆為抗側向地震力之 SMF-SC 構架系統，圖 5.2.4 為此十五層樓原型建築物結構之三維立面外觀。

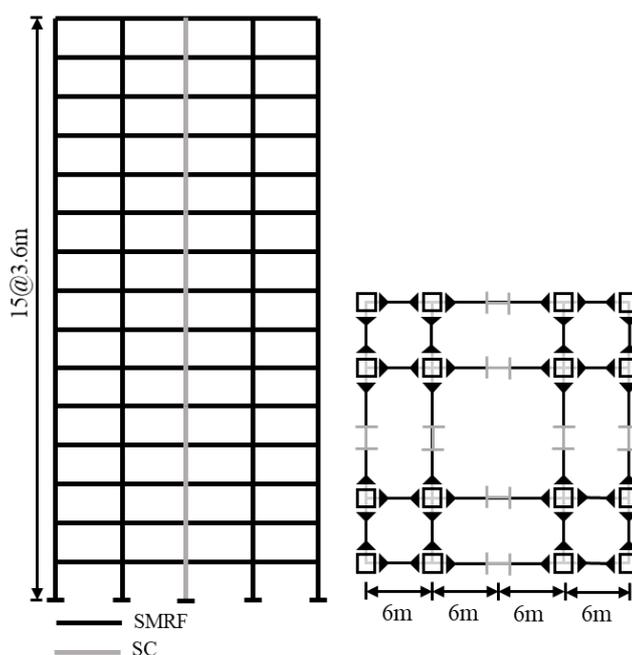


圖 5.2.3 十五層樓 SMF-SC 構架原型建築物之結構平面圖與立面圖

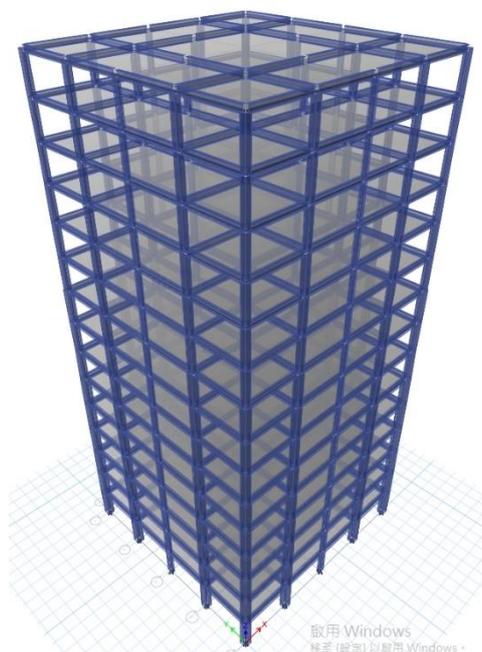


圖 5.2.4 十五層樓 SMF-SC 構架原型建築物 3D 立面圖

表 5.2.5 十五層樓 SMF-SC 構架原型建築之設計參數

設計參數	設計值	設計參數	設計值
S_{DS}	0.6	$T_0^M (s)$	1.3
S_{MS}	0.8	R	4.8
S_{aD}	0.461	I	1.25
S_{aM}	0.614	F_{uM}	4.8
$T(s)$	1.693	F_u	2.9
$T_0^D (s)$	1.3	α_y	1
S_{D1}	0.78		

與前述原型建築物相同，結構之位址設定位於台北市大安區中之台北二區，所對應之結構設計參數詳列於表 5.2.5 中。結構之設計靜載重(D)與活載重(L)分別採用 700 與 250 kg/m²，依據上述設計參數所衍生之設計基底剪力及各

樓層豎向分配橫力之大小，詳表 5.2.6。耐震間柱之配置由底層至頂層連續配置，且設計中各耐震間柱與其邊界梁皆採本研究第三章中之設計準則進行檢核與設計，並考量鋼耐震間柱之尺寸隨樓層高度增加而適度調整縮小。

表 5.2.6 十五層樓 SMF-SC 構架之設計基底剪力及豎向分配力

15-story SMF-SC 原型建築物			
Weight, W (tonf)	V (tonf)	各樓層側向地震力, F_{ELF} (tonf)	
6048	995.98	1F	7.3
\		2F	14.6
		3F	21.9
		4F	29.3
		5F	36.6
		6F	43.9
		7F	51.2
		8F	58.5
		9F	65.8
		10F	73.2
		11F	80.5
		12F	87.8
		13F	95.1
		14F	102.4
		15F	227.7

表 5.2.7 中詳列此五層樓 SMF-SC 構架結構設計之最終桿件尺寸。因本節研究主要在於探討與呈現耐震間柱桿件內軸力之累積效應以及釋放軸力之效果，因此本節之十五層樓 SMF-SC 原型建築物採用較保守之設計，即結構整體側向勁度偏高。結構之基本周期以及於設計地震橫力作用下各樓層之彈性層間側位移角介於 0.10%至 0.36%之間，如表 5.2.8 所示。

表 5.2.7 十五層樓 SMF-SC 構架原型建築物之梁柱尺寸

樓層數	梁 (mm)	柱 (mm)	耐震間柱 (mm)
1-3	BH750×350×16×36	BOX700×700×50	H730×330×12×24
4-6	BH650×350×16×36	BOX650×650×45	H630×330×14×24
7-9	BH600×300×16×32	BOX550×550×40	H580×280×14×22
10-12	BH550×300×16×32	BOX450×450×36	H530×280×14×22
13-15	BH500×300×16×32	BOX400×400×36	H480×280×14×22

表 5.2.8 十五層樓案例之彈性分析結果 (週期及層間側移角)

Story	$\Delta_a(\%)$	$\Delta_e, \text{SDR}(\%)$	$T_d(s)$	$T(s)$
1	0.5	0.10	2.37	1.28
2		0.16		
3		0.18		
4		0.21		
5		0.23		
6		0.24		
7		0.30		
8		0.32		
9		0.32		
10		0.36		
11		0.35		
12		0.32		
13		0.32		
14		0.28		
15		0.21		

貳、 SMF-SC 構架原型建築物解析模型

本節研究亦採用具卓越動力與非線性分析能力之 OpenSEES 結構分析平台 (Mazzoni et al., 2006) 作為主要之分析方式。構架之解析模型中各桿件之模擬皆採用結合纖維斷面 (fiber section) 之非線性梁柱元件 (nonlinear beam-column element) 方式建立結構之離散模型以進行模擬，使結構模型在無預設塑性鉸位置情況下，透過纖維斷面自動反應與模擬出結構中可能發生塑性鉸之位置 (包含於梁、柱與耐震間柱中之塑鉸) 與時機，藉此完整且準確的模擬出 SMF 及 SMF-SC 結構系統中之所有非線性行為反應。此外，本研究採用之構架解析模型中皆考量梁、柱間柱桿件端部接頭交會區之剛性 (rigid end zone)，整體構架之解析模型如圖 5.1.2 中所示，而鋼耐震間柱之模擬方式詳圖 5.1.3。

參、 SMF-SC 構架中間柱軸力累積與釋放分析

1. SMF-SC 構架中耐震間柱軸力累積效應

SMF-SC 構架中耐震間柱桿件內之軸力主要來源即為構架結構中之垂直載重，本節即針對組合載重作用下之間柱內之軸力情形進行探討。以本節中五層樓原型建築物為例，在單純垂直力之載重組合下 (即 1.2D+1.6L)，且假設所有耐震間柱皆無軸力釋放之情況下，位於中構架間跨中之耐震間柱桿件軸力分布圖如圖 5.2.5(a) 中所示。圖中之結果明顯顯示在無軸力釋放下，三層樓以下之間柱軸力皆超過本研究第三章中所提之軸力限制值 ($0.2\phi_c P_n$)，此說明了於長跨度且無軸力釋放之情況下，間柱之軸力累積至第三個層樓時便已超過設計要求之限制值。因此間柱軸力之釋放於設計中並無法避免，儘管於低矮樓層中亦然。

此外，依據本結研究之靜力分析結果，亦可觀察到構架中各跨內柱與間柱之軸力主要會隨柱與間柱本身之(I/I)值作分配，因此愈準確估算垂直載重下柱內之軸力(P_c)大小，建議採用式(5.2.1)作計算。

$$P_{c,g} = (L_L + L_R)w_f \quad (5.2.1)$$

其中 $P_{c,g}$ 為單純受垂直載重下所考量之柱桿件軸力。 w_f 為受垂直載重下樓板上之均佈載重大小。 L_L 與 L_R 分別為所考量柱桿件於其相鄰左與右跨內垂直載重之分配長度。此分配長度可以該跨兩側柱或間柱桿件之(I/I)值之大小分配，以圖 5.2.6 中所圈選之柱桿件為例，其 L_R 可以下式計算

$$L_R = L_{span} \left[\frac{I_{col}}{H_s} / \left(\frac{I_{SC}}{H_{SC}} + \frac{I_{col}}{H_s} \right) \right] \quad (5.2.2)$$

其中 L_{span} 為所慮跨之跨長。 I_{col} 與 I_{SC} 分別為所考慮跨兩側柱與間柱桿件斷面之慣性矩。 H_s 與 H_{SC} 分別為所考慮跨之樓層高與間柱桿件淨高。依此計算方法所對應之 L_L 即為 $0.5L_{span}$ 。依上述之估算方法亦可準確估計間柱桿件中所分配到之軸力。

於釐清垂直載重對間柱桿件內軸力之影響與估計方法後，本研究繼續探討橫向地震力對間柱桿件內軸力之影響，透過比較構架中配置間柱桿件於不同位置，釐清地震力對間柱內軸力大小之影響。

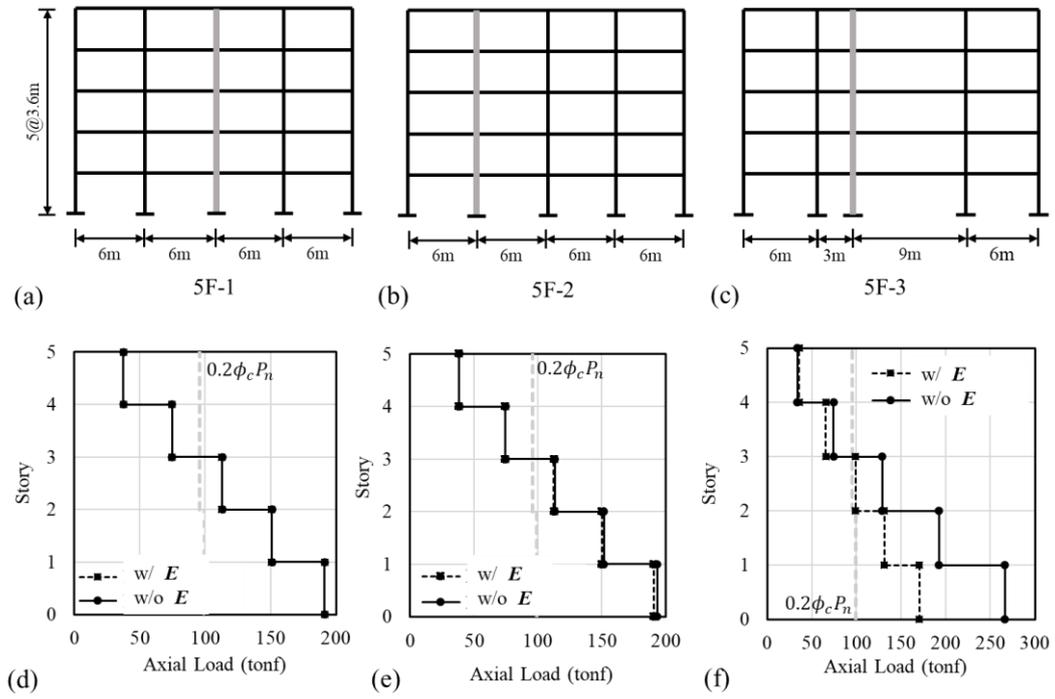


圖 5.2.5 五層樓 SMF-SC 構架中地震力對間柱內軸力之影響

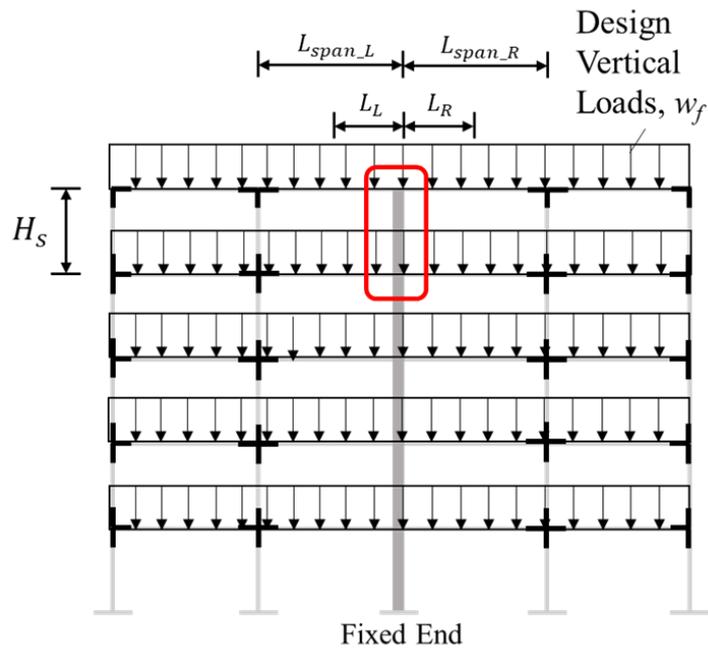


圖 5.2.6 SMF-SC 構架中柱與間柱內軸力估算方法示意圖

圖 5.2.5 中比較於三種不同之間柱配置型式下，含及不含橫向地震力(E)作用下，對間柱內軸力結果之影響，圖中實線與虛線間之差異及為橫向地震力(E)所造成之貢獻。由結果可看出，若間柱配置於跨度之正中點為置時，橫向地震力對間柱內軸力並無影響，無論含間柱之跨是在整體結構之中間跨(圖 5.2.5(a))或是邊跨(圖 5.2.5(b))。然而若間柱採用於跨內偏一側的方式設置(圖 5.2.5(c))，向地震力即會增加間柱內軸力之大小，如圖 5.2.5(f)所示。

為進一步釐比較柱於跨內設置位置之偏移量與橫向地震力對間柱力影響程度間關係，本研究將此偏移量定義為自跨中點偏移之距離為 L_m ，如圖 5.2.7 中所示。圖 5.2.8 比較本節五層樓原型建築物中，間柱偏移量(L_m)由 0 至 5 米情況下，各樓層間柱軸力之結果。為直接量化地震橫力對間柱軸力之影響，本節中考量地震力之情況皆採用 $1.2D+1.6L+E$ 之載重組合，以方便直接與 $1.2D+1.6L$ 載重組合之結果做比較。由圖中結果可證實，橫向地震力對間柱軸力大小之影響程度會隨著間柱偏移量(L_m)之增加而增加，即間柱偏移量為估算間柱軸力之重要變數，應於建立間柱內軸力估算方法中配適當考慮。

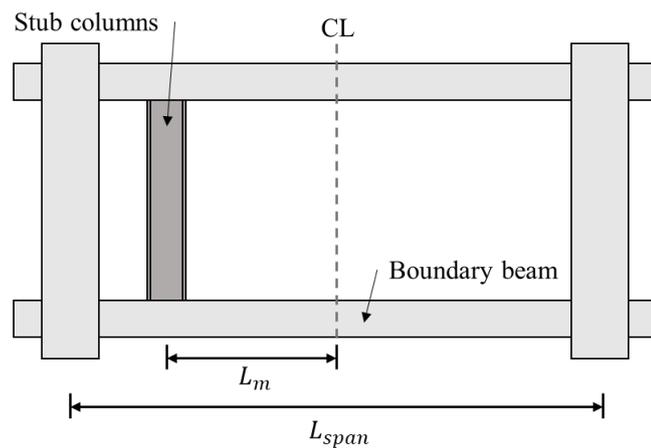


圖 5.2.7 SMF-SC 構架中間柱配置位置定義

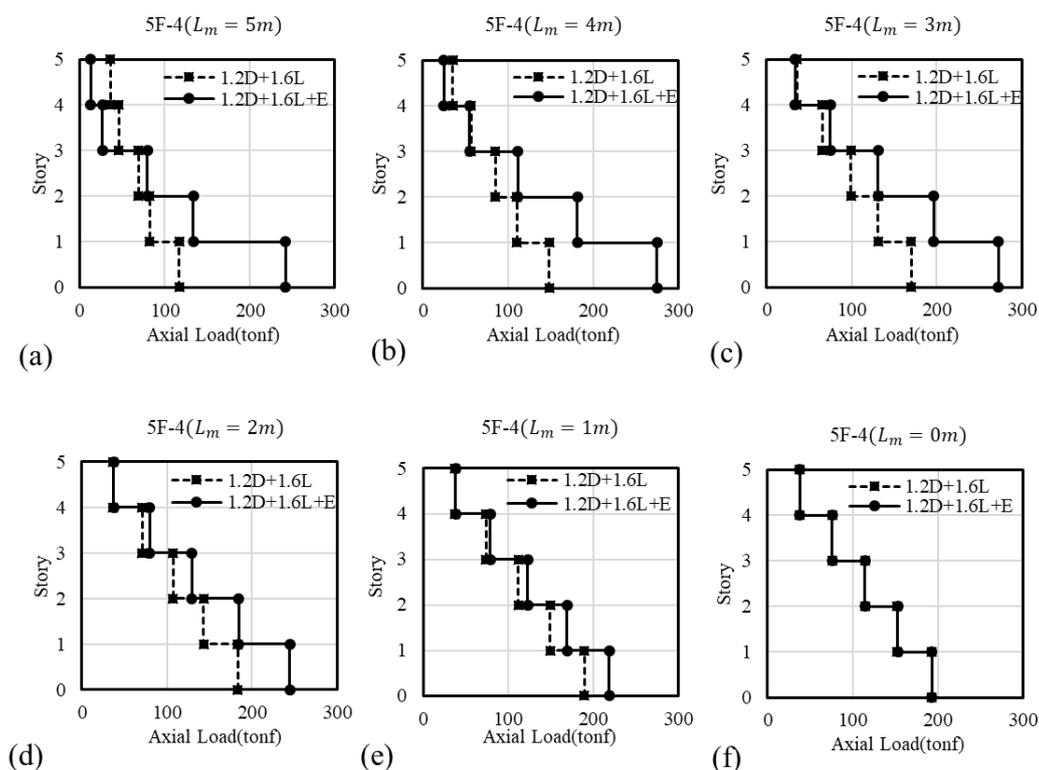


圖 5.2.8 五層樓 SMF-SC 構架中配置位置對間柱內軸力之影響

上述由五層樓原型建築物中所觀察到之情況與趨勢，亦發生於本節研究之十五層樓原型建築物中。以圖 5.2.9 中情況為例，當設置於中間跨內之間柱具有一偏移量時，橫向地震力對間柱內軸力之影響非常顯著，且間柱軸力之累積於構架頂層向下第三層中即高過於準則所訂定之軸力限制值($0.2\phi_c P_n$)。因此，於構架節構設計中，將無法避免須考量耐震間柱之軸力釋放。

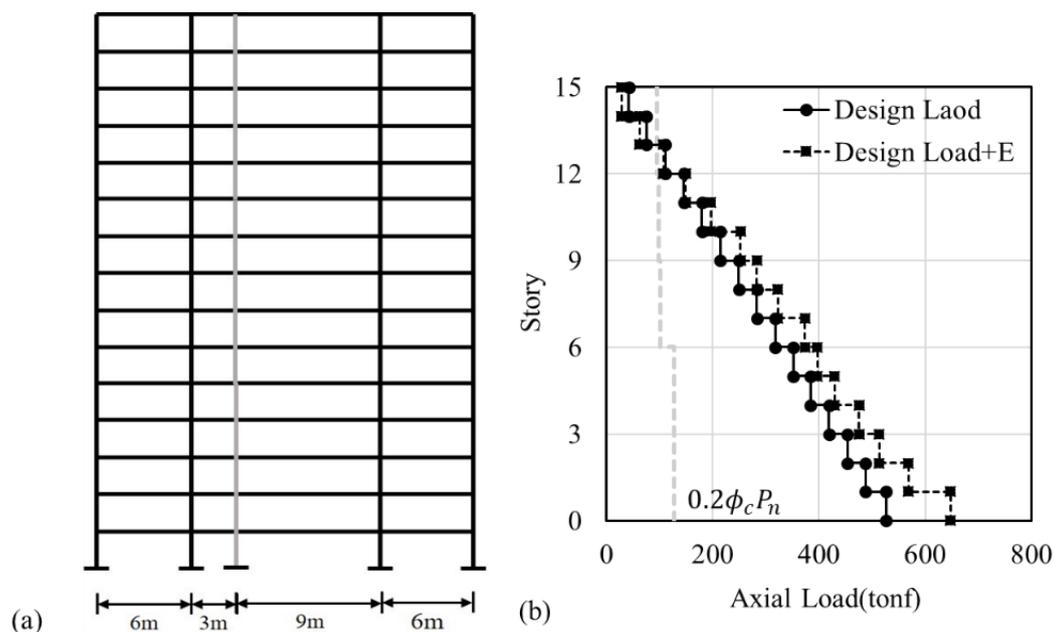


圖 5.2.9 十五層樓 SMF-SC 構架中配置位置對間柱內軸力之影響

2. SMF-SC 構架中耐震間柱軸力釋放之效應

為進一步釐清耐震間柱內軸力釋放之方式與效應，以本節五層樓原型建築物為例，首先比較分別於構架中一、二與三層樓間柱進行軸力釋放對各樓層間柱內軸力之影響，結果顯示於圖 5.2.10 中。由此分析結果可歸納出以下兩個現象：

- (1) 對於間柱軸力釋放樓層以上之樓層間柱，其軸力皆大幅度減少。
- (2) 對於間柱軸力釋放樓層以下之樓層間柱，其軸力減少幅度較小。

因此，於結構底層之耐震間柱實施軸力之釋放，為較有效率之方式。且若將間柱軸力釋放位置改變置四樓時，底層一樓之間柱軸力恐將超過其限制值($0.2\phi_c P_n$)。

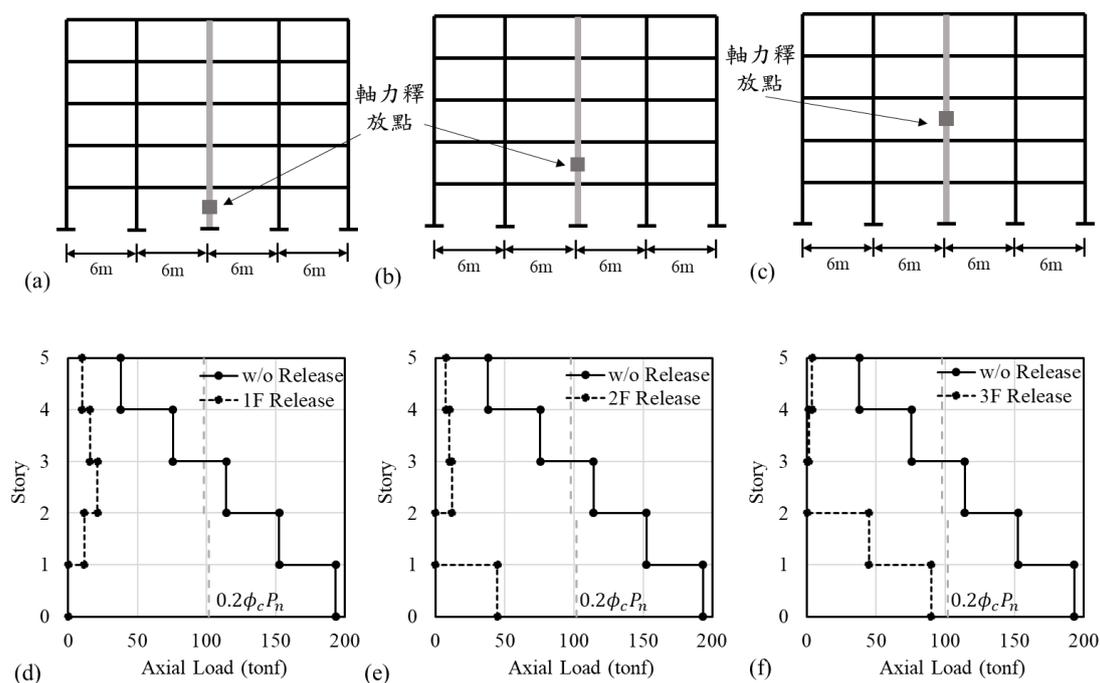


圖 5.2.10 五層樓 SMF-SC 構架中軸力釋放位置對其軸力之影響

對於十五層樓原型建築物而言，圖 5.2.11 與圖 5.2.12 比較幾種間柱軸力釋放位置之組合情形。由分析反應結果，可歸納出以下幾點：

- (1) 於底層一樓釋放間柱軸力，確有大幅降低各樓層間柱之軸力，然而於較高樓層中之間柱仍可能發展超出限制值之軸力(圖 5.2.11(b))。
- (2) 於底層一樓即中間樓層(八樓) 釋放間柱軸力時，有良好之降地間柱軸力效果(圖 5.2.11(d))。
- (3) 若無釋放底層間柱軸力時，增加較高樓層間柱之釋放數量，於底層間柱中仍可能發展超出限制值之軸力(圖 5.2.12)。

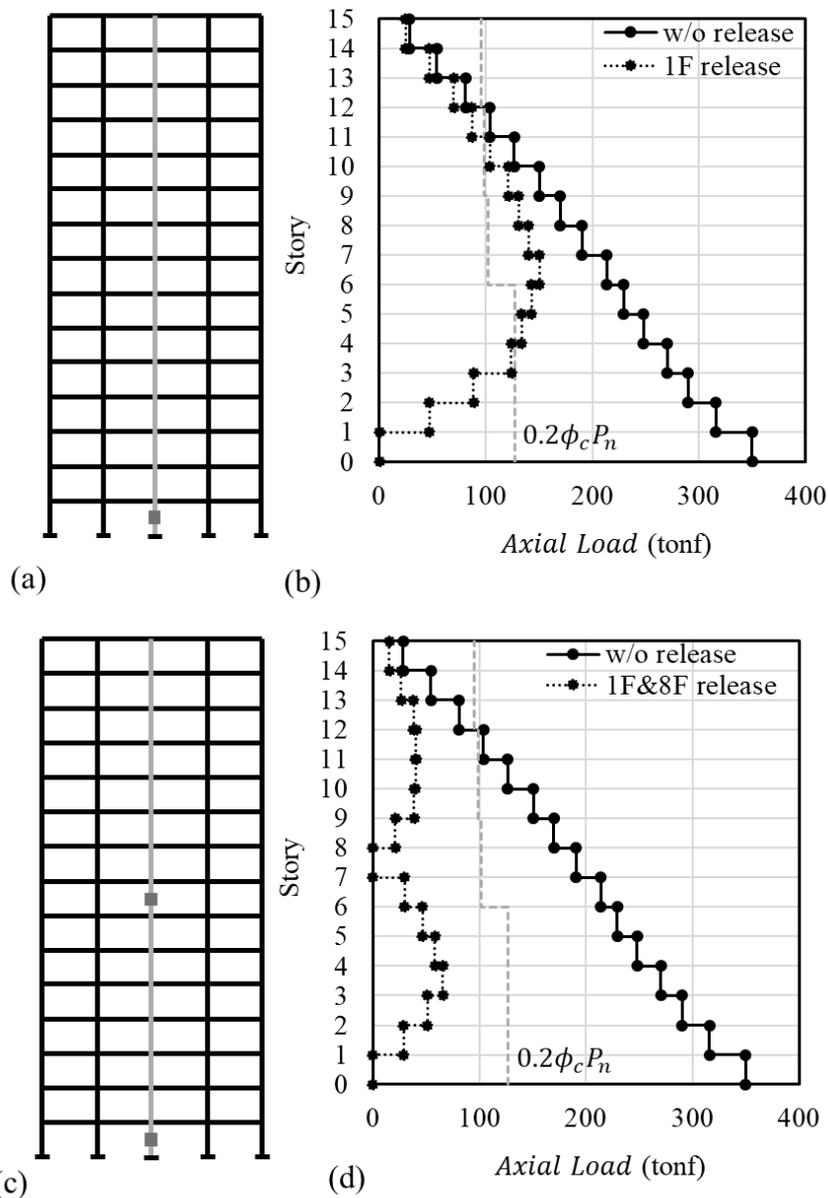


圖 5.2.11 十五層樓 SMF-SC 構架中軸力釋放位置對其軸力之影響之

—

因此，為方便於構架設計中決定間柱軸力釋放之時機與位置，且準確估算各樓層中間柱軸力之大小，本節研究透過進行一系列之參數研究分析，歸納出一估算間柱軸力之公式，提供一簡易且通用之估算方法以供設計間柱軸力釋放位置與數量之用。

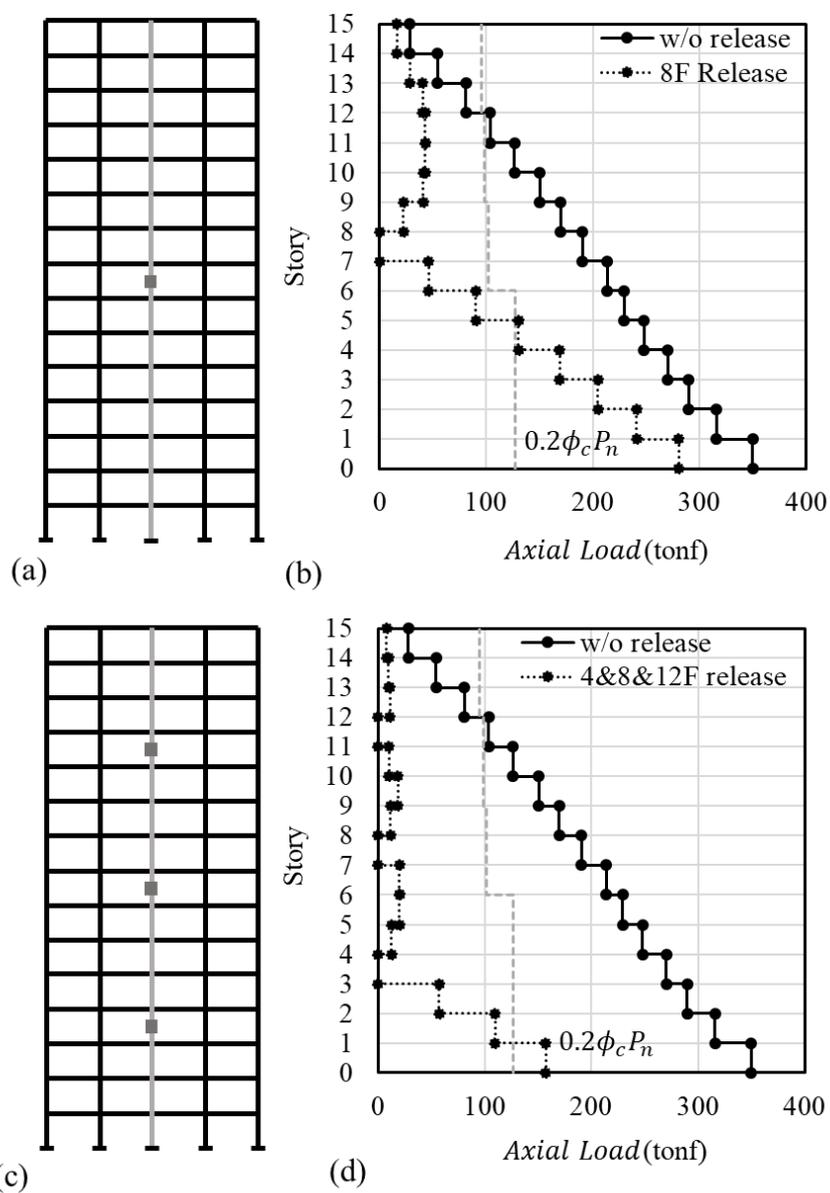


圖 5.2.12 15 樓 SMF-SC 構架中軸力釋放位置對其軸力之影響

之二

3. SMF-SC 構架中耐震間柱軸力參數分析研究

本參數研究分析，主要採用上述五層樓與十五層樓原型建築物進行分析。參數分析中首先針對間柱無偏移量之情形進行討論，其中包含各種軸力釋放點之組合與位置，而主要參數定義於圖 5.2.13 中。其中， $N_{r,up}$ 與 $N_{r,down}$ 分別為所考慮樓層為處於軸力釋放點以上與以下之樓層數。 N_u 為與所考慮樓層相鄰兩釋放點間之樓層數(不包含釋放樓層)。而 N_s 為建築物總樓層數。表 5.2.9 與表 5.2.10 中分別詳列本參數分析中所涵蓋之五層樓與十五層樓之參數樣本。

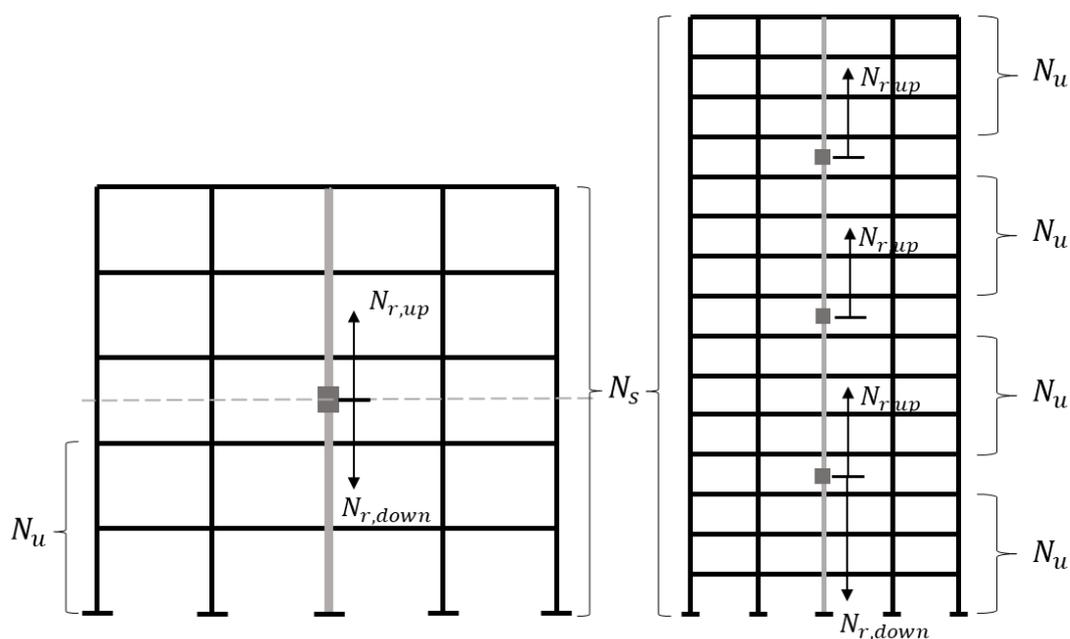


圖 5.2.13 SMF-SC 構架中耐震間柱軸力參數分析中樓層位置變數定義

表 5.2.9 五層樓 SMF-SC 構架中耐震間柱軸力參數分析列表

	樓層數	N_u	$N_{r,up}$	$N_{r,down}$	$\frac{N_{r,up}}{N_u}$	$\frac{N_{r,down}}{N_u}$	N_s
Case1	1F	/	/	/	/	/	/
	2F	4	1		0.25		5
	3F	4	2		0.5		5
	4F	4	3		0.75		5
	5F	4	4		1		5
Case2	1F	1		1		1	5
	2F	/	/	/	/	/	/
	3F	3	1		0.33		5
	4F	3	2		0.67		5
	5F	3	3		1		5
Case3	1F	2		2		1	5
	2F	2		1		0.5	5
	3F	/	/	/	/	/	/
	4F	2	1		0.5		5
	5F	2	2		1		5
Case4	1F	3		3		1	5
	2F	3		2		0.67	5
	3F	3		1		0.33	5
	4F	/	/	/	/	/	/
	5F	1	1		1		5
Case5	1F	4		4		1	5
	2F	4		3		0.75	5
	3F	4		2		0.5	5
	4F	4		1		0.25	5
	5F	/	/	/	/	/	/

表 5.2.10 十五層樓 SMF-SC 構架中耐震間柱軸力參數分析列表

	樓層數	N_u	$N_{r,up}$	$N_{r,down}$	$\frac{N_{r,up}}{N_u}$	$\frac{N_{r,down}}{N_u}$	N_s
Case6	1F	/	/	/	/	/	/
	2F	14	1		0.07		15
	3F	14	2		0.14		15
	4F	14	3		0.21		15
	5F	14	4		0.29		15
	6F	14	5		0.36		15
	7F	14	6		0.43		15
	8F	14	7		0.50		15
	9F	14	8		0.57		15
	10F	14	9		0.64		15
	11F	14	10		0.71		15
	12F	14	11		0.79		15
	13F	14	12		0.86		15
	14F	14	13		0.93		15
	15F	14	14		1.00		15
Case7	1F	7		7		1.00	15
	2F	7		6		0.86	15
	3F	7		5		0.71	15
	4F	7		4		0.57	15
	5F	7		3		0.43	15
	6F	7		2		0.29	15
	7F	7		1		0.14	15
	8F	/	/	/	/	/	/
	9F	7	1		0.14		15
	10F	7	2		0.29		15
	11F	7	3		0.43		15
	12F	7	4		0.57		15
	13F	7	5		0.71		15
	14F	7	6		0.86		15
	15F	7	7		1.00		15

表 5.2.10 十五層樓 SMF-SC 構架中耐震間柱軸力參數分析列表(續)

	樓層數	N_u	$N_{r,up}$	$N_{r,down}$	$\frac{N_{r,up}}{N_u}$	$\frac{N_{r,down}}{N_u}$	N_s
Case8	1F	/	/	/	/	/	/
	2F	6	1		0.17		15
	3F	6	2		0.33		15

	4F	6	3		0.50		15
	5F	6	4		0.67		15
	6F	6	5		0.83		15
	7F	6	6		1.00		15
	8F						
	9F	7	1		0.14		15
	10F	7	2		0.29		15
	11F	7	3		0.43		15
	12F	7	4		0.57		15
	13F	7	5		0.71		15
	14F	7	6		0.86		15
	15F	7	7		1.00		15
Case9	1F	3		3		1.00	15
	2F	3		2		0.67	15
	3F	3		1		0.33	15
	4F						
	5F	3	1		0.33		15
	6F	3	2		0.67		15
	7F	3	3		1.00		15
	8F						
	9F	3	1		0.33		15
	10F	3	2		0.67		15
	11F	3	3		1.00		15
	12F						
	13F	3	1		0.33		15
	14F	3	2		0.67		15
15F	3	3		1.00		15	
Case10	1F						
	2F	4	1		0.25		15
	3F	4	2		0.5		15
	4F	4	3		0.75		15
	5F	4	4		1		15
	6F						
	7F	4	1		0.25		15
	8F	4	2		0.5		15
	9F	4	3		0.75		15
	10F	4	4		1		15
	11F						
	12F	4	1		0.25		15
	13F	4	2		0.5		15
	14F	4	3		0.75		15
15F	4	4		1		15	

結合上述表 5.2.9 與表 5.2.10 中所有參數樣本情況所得之各樓層間柱軸力分析結果，透過回歸分析可歸納出以下用以估算有間柱軸力釋放情況下各樓層中間柱軸力($P_{c,re}$)之估算公式。

(1) 計算間柱軸力釋放點以下之樓層時:

$$\frac{P_{c,re}}{P_{c,g}} = \alpha = -0.99(N_u^{0.81} N_s^{-0.45}) \left[-0.43 \left(\frac{N_{r,down}}{N_u} \right) - 0.17 \right] \quad (5.2.3)$$

(2) 計算間柱軸力釋放點以上之樓層時:

$$\begin{aligned} \frac{P_{c,re}}{P_{c,g}} &= \alpha \\ &= 0.001(N_u^{1.41} N_s^{-0.13}) \left[-46.82 \left(\frac{N_{r,up}}{N_u} \right)^2 + 64.9 \left(\frac{N_{r,up}}{N_u} \right) - 0.17 \right] \end{aligned} \quad (5.2.4)$$

此兩回歸公式之估算精準度顯示於圖 5.2.14 中，圖中比較公式估算與靜力分析之結果，顯示上述回歸公式具良好之準確性及代表性。

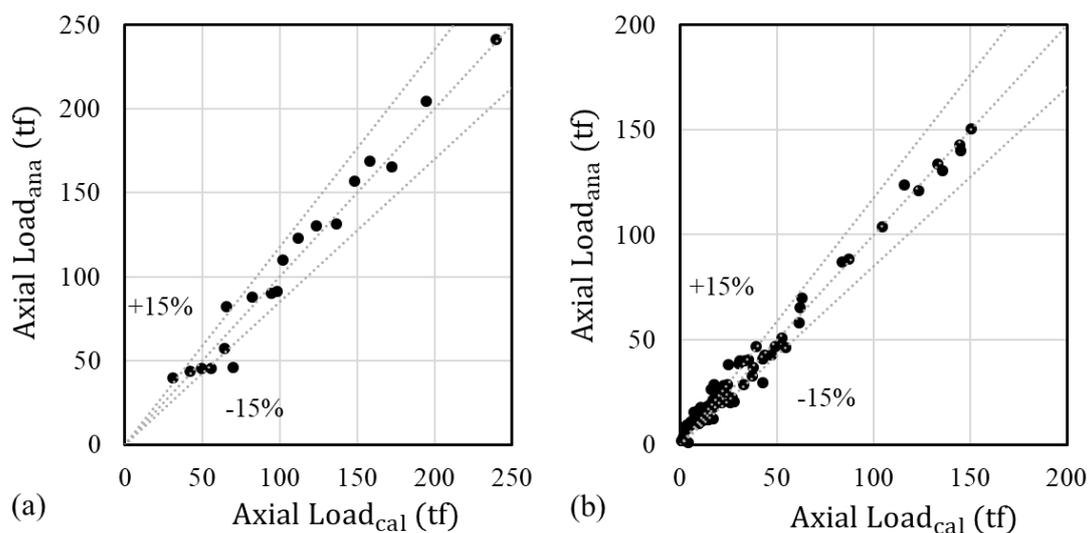


圖 5.2.14 軸力釋放點(a)下方與(b)上方樓層間柱軸力分析估算值準確度

此參數研究分析之第二階段中增加間柱之偏移量(L_m)之變數，其定義如圖 5.2.15 中所示。其中 L_{span} 與 N_{st} 分別為間柱所在跨之跨長及樓層數。本階段參數分析以五層樓原型建築物為主，所涵蓋之五層樓原型建築物參數樣本詳列於表 5.2.11-1 至表 5.2.11-5 中。

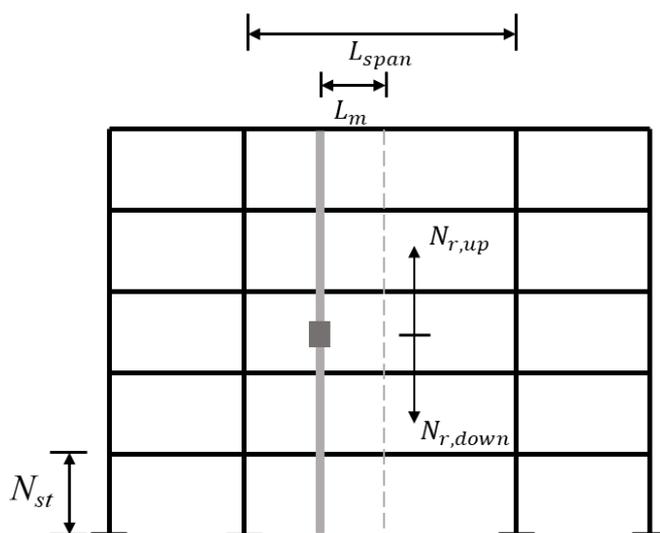


圖 5.2.15 SMF-SC 構架中耐震間柱軸力參數分析中間柱跨內位置變數定義

表 5.2.11-1 考量間柱偏移量之五層樓 SMF-SC 構架中耐震間柱軸力參數分析列

表

	樓層數 N_{st}	L_m	L_{span}	$\frac{L_m}{L_{span}}$	N_s	$N_{r,up}$	$N_{r,down}$
Case1	1F						
	2F	1	12	0.083	2	1	
	3F	1	12	0.083	3	2	
	4F	1	12	0.083	4	3	
	5F	1	12	0.083	5	4	
Case2	1F	1	12	0.083	1		1
	2F						
	3F	1	12	0.083	3	1	
	4F	1	12	0.083	4	2	
	5F	1	12	0.083	5	3	
Case3	1F	1	12	0.083	1		2
	2F	1	12	0.083	2		1
	3F						
	4F	1	12	0.083	4	1	
	5F	1	12	0.083	5	2	
Case4	1F	1	12	0.083	1		3
	2F	1	12	0.083	2		2
	3F	1	12	0.083	3		1
	4F						
	5F	1	12	0.083	5	1	
Case5	1F	1	12	0.083	1		4
	2F	1	12	0.083	2		3
	3F	1	12	0.083	3		2
	4F	1	12	0.083	4		1
	5F						

表 5.2.11-2 考量間柱偏移量之五層樓 SMF-SC 構架中耐震間柱軸力參數分析列

表

	樓層數 N_{st}	L_m	L_{span}	$\frac{L_m}{L_{span}}$	N_s	$N_{r,up}$	$N_{r,down}$
Case6	1F						
	2F	2	12	0.167	2	1	
	3F	2	12	0.167	3	2	
	4F	2	12	0.167	4	3	
	5F	2	12	0.167	5	4	
Case7	1F	2	12	0.167	1		1
	2F						
	3F	2	12	0.167	3	1	
	4F	2	12	0.167	4	2	
	5F	2	12	0.167	5	3	
Case8	1F	2	12	0.167	1		2
	2F	2	12	0.167	2		1
	3F						
	4F	2	12	0.167	4	1	
	5F	2	12	0.167	5	2	
Case9	1F	2	12	0.167	1		3
	2F	2	12	0.167	2		2
	3F	2	12	0.167	3		1
	4F						
	5F	2	12	0.167	5	1	
Case10	1F	2	12	0.167	1		4
	2F	2	12	0.167	2		3
	3F	2	12	0.167	3		2
	4F	2	12	0.167	4		1
	5F						

表 5.2.11-3 考量間柱偏移量之五層樓 SMF-SC 構架中耐震間柱軸力參數分析列

表

	樓層數 N_{st}	L_m	L_{span}	$\frac{L_m}{L_{span}}$	N_s	$N_{r,up}$	$N_{r,down}$
Case11	1F						
	2F	3	12	0.250	2	1	
	3F	3	12	0.250	3	2	
	4F	3	12	0.250	4	3	
	5F	3	12	0.250	5	4	
Case12	1F	3	12	0.250	1		1
	2F						
	3F	3	12	0.250	3	1	
	4F	3	12	0.250	4	2	
	5F	3	12	0.250	5	3	
Case13	1F	3	12	0.250	1		2
	2F	3	12	0.250	2		1
	3F						
	4F	3	12	0.250	4	1	
	5F	3	12	0.250	5	2	
Case14	1F	3	12	0.250	1		3
	2F	3	12	0.250	2		2
	3F	3	12	0.250	3		1
	4F						
	5F	3	12	0.250	5	1	
Case15	1F	3	12	0.250	1		4
	2F	3	12	0.250	2		3
	3F	3	12	0.250	3		2
	4F	3	12	0.250	4		1
	5F						

表 5.2.11-4 考量間柱偏移量之五層樓 SMF-SC 構架中耐震間柱軸力參數分析列

表

	樓層數 N_{st}	L_m	L_{span}	$\frac{L_m}{L_{span}}$	N_s	$N_{r,up}$	$N_{r,down}$
Case16	1F						
	2F	4	12	0.333	2	1	
	3F	4	12	0.333	3	2	
	4F	4	12	0.333	4	3	
	5F	4	12	0.333	5	4	
Case17	1F	4	12	0.333	1		1
	2F						
	3F	4	12	0.333	3	1	
	4F	4	12	0.333	4	2	
	5F	4	12	0.333	5	3	
Case18	1F	4	12	0.333	1		2
	2F	4	12	0.333	2		1
	3F						
	4F	4	12	0.333	4	1	
	5F	4	12	0.333	5	2	
Case19	1F	4	12	0.333	1		3
	2F	4	12	0.333	2		2
	3F	4	12	0.333	3		1
	4F						
	5F	4	12	0.333	5	1	
Case20	1F	4	12	0.333	1		4
	2F	4	12	0.333	2		3
	3F	4	12	0.333	3		2
	4F	4	12	0.333	4		1
	5F						

表 5.2.11-5 考量跨間柱偏移量之五層樓 SMF-SC 構架中耐震間柱軸力參數分析

列表

	樓層數 N_{st}	L_m	L_{span}	$\frac{L_m}{L_{span}}$	N_s	$N_{r,up}$	$N_{r,down}$
Case21	1F						
	2F	5	12	0.417	2	1	
	3F	5	12	0.417	3	2	
	4F	5	12	0.417	4	3	
	5F	5	12	0.417	5	4	
Case22	1F	5	12	0.417	1		1
	2F						
	3F	5	12	0.417	3	1	
	4F	5	12	0.417	4	2	
	5F	5	12	0.417	5	3	
Case23	1F	5	12	0.417	1		2
	2F	5	12	0.417	2		1
	3F						
	4F	5	12	0.417	4	1	
	5F	5	12	0.417	5	2	
Case24	1F	5	12	0.417	1		3
	2F	5	12	0.417	2		2
	3F	5	12	0.417	3		1
	4F						
	5F	5	12	0.417	5	1	
Case25	1F	5	12	0.417	1		4
	2F	5	12	0.417	2		3
	3F	5	12	0.417	3		2
	4F	5	12	0.417	4		1
	5F						

結合上述表 5.2.11-1 至表 5.2.11-5 中所有參數樣本情況所得之各樓層間柱軸力分析結果，透過回歸分析可歸納出以下用以估算有間柱偏移量及間柱軸力釋放情況下各樓層中間柱軸力(P_c)之估算公式。

(1) 計算間柱軸力釋放點以下之樓層時:

$$\frac{P_c}{P_{c,re}} = \beta = 1 + \left(\frac{L_m}{L_{span}} \right)^{4.78} [-2.96(N_{r,down} - 100.69(N_{st})) + 440] \quad (5.2.5)$$

(2) 計算間柱軸力釋放點以上之樓層時:

$$\frac{P_c}{P_{c,re}} = \beta = 1 + \left(\frac{L_m}{L_{span}} \right)^{0.96} [-1.09(N_{r,up} - 1.6(N_{st})) + 7.87] \quad (5.2.6)$$

此兩回歸公式之估算精準度顯示於圖 5.2.16 中，圖中比較公式估算與靜力分析之結果，顯示上述回歸公式具良好之準確性及代表性。

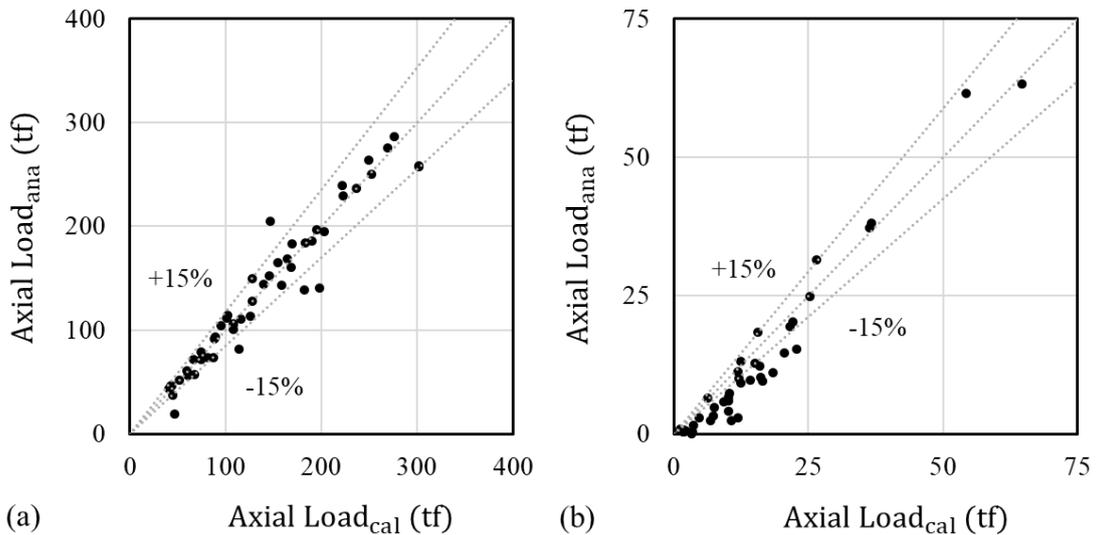


圖 5.2.16 考量跨內位置軸力釋放點(a)下方與(b)上方樓層間柱軸力分析估算值精準度

總結本節研究之結果，於各式情況下間柱內軸力($P_{c,lm}$)大小可採下方式(5.2.7)

之方式計算。

$$P_c = \frac{P_c}{P_{c,re}} \cdot \frac{P_{c,re}}{P_{c,g}} \cdot P_{c,g} = \beta \cdot \alpha \cdot P_{c,g} \quad (5.2.7)$$

其中，若所考量之耐震間柱並無偏移量($L_m=0$)時， β 值可採用 1.0。而若所考量之耐震間柱於構架當中皆無設置釋放樓層時， α 值應採用 1.0 進行間柱內軸力之估算。

第三節 含鋼耐震間柱之結構系統簡易耐震性能評估方法

採用鋼耐震間柱於韌性抗彎矩構架系統中，主要目的與功能在於提升結構整體橫向勁度，降低於含設計地震力之載重組合下之彈性層間側位移角。然而，含鋼耐震間柱之結構(SMF-SC)系統的韌性容量(R 值)是否仍能夠延用韌性抗彎矩構架(SMF)系統之韌性容量($R=4.8$)為本節研究所探討之內容。此外，在考量 SMF-SC 構架之整體結構勁度，相較於 SMF 構架略為提升，且 SMF-SC 構架系統內降伏機制以及整體結構阻尼比略為改變之情況下，SMF-SC 構架系統中，於最大考量地震(MCE)下，各樓層裡之變形需求為何，即位移放大係數(C_d)之值為何，此往往是於設計階段以及擬定耐震間柱性能認定標準中必須考量與依循的。

本節研究之內容首先即針對五層及十五層樓原型建築物於不同 R 值設計基準下，構架整體耐震性能上之差異做分析與討論，以提供 SMF-SC 構架能否延用韌性容量($R=4.8$)之判斷依據。此外，透過非線性動態歷時分析之結果，探討於不同韌性容量 R 值情況下，對原型建築物中各樓層位移放大係數(C_d)值之影響，以提供一簡易且快速之耐震性能評估方法。

壹、 採用不同 R 值之 SMF-SC 構架的耐震性能分析

1. 五層樓及十五層樓 SMF-SC 構架原型建築物設計

本節研究中五層樓及十五層樓原型建築物採用之結構樓層平面與立面圖，分別如圖 5.2.1 與圖 5.2.3 中所示，整體構架統一為 3 乘 3 跨結構，兩水平方向之中間跨之跨度較長為 12 米，兩側跨則為 6 米，樓高統一為 3.6 米，而耐震間柱桿件設置於中間較長跨中。結構中所有構架皆為抗側向地震力之 SMF-SC 構架系統。結構之位址設定位於台北市大安區中之台北二區，依據韌性容量 R 值為 4.8 以及 3.2 情況，所對應之五層樓原型建築物的結構設計參數分別詳列於表 5.3.1

及表 5.3.2 中，而其所對應之十五層樓原型建築物的結構設計參數分別詳列於表 5.3.3 及表 5.3.4 中。結構之設計靜載重(D)與活載重(L)分別採用 700 與 250 kg/m^2 ，依據上述設計參數所衍生之設計基底剪力及各樓層豎向分配橫力之大小。

耐震間柱之配置由底層至頂層連續配置，且設計中各耐震間柱與其邊界梁皆採本研究第三章中之設計準則進行檢核與設計，並考量鋼耐震間柱之尺寸隨樓層高度增加而適度調整縮小。表 5.3.5 與表 5.3.6 中詳列本節研究中分別採用 R 值為 4.8 以及 3.2 之五層樓 SMF-SC 構架結構設計的最終桿件尺寸；而表 5.3.7 與表 5.3.8 中詳列本節研究中分別採用 R 值為 4.8 以及 3.2 之十五層樓 SMF-SC 構架結構設計的最終桿件尺寸。

表 5.3.1 五層樓 SMF-SC 構架($R=4.8$)原型建築之設計參數

設計參數	設計值	設計參數	設計值
S_{DS}	0.6	$T_0^M(s)$	1.3
S_{MS}	0.8	R	4.8
S_{aD}	0.461	I	1.25
S_{aM}	0.614	F_{uM}	4.8
$T(s)$	1.693	F_u	2.9
$T_0^D(s)$	1.3	α_y	1
S_{D1}	0.78		

表 5.3.2 五層樓 SMF-SC 構架($R=3.2$)原型建築之設計參數

設計參數	設計值	設計參數	設計值
S_{DS}	0.6	$T_0^M(s)$	1.3
S_{MS}	0.8	R	4.8
S_{aD}	0.461	I	1.25
S_{aM}	0.614	F_{uM}	2.32
$T(s)$	1.693	F_u	1.79
$T_0^D(s)$	1.3	α_y	1
S_{D1}	0.78		

表 5.3.3 十五層樓 SMF-SC 構架($R=4.8$)原型建築之設計參數

設計參數	設計值	設計參數	設計值
S_{DS}	0.6	$T_0^M (s)$	1.3
S_{MS}	0.8	R	4.8
S_{aD}	0.461	I	1.25
S_{aM}	0.614	F_{uM}	4.8
$T(s)$	1.693	F_u	2.9
$T_0^D (s)$	1.3	α_y	1
S_{D1}	0.78		

表 5.3.4 十五層樓 SMF-SC 構架($R=3.2$)原型建築之設計參數

設計參數	設計值	設計參數	設計值
S_{DS}	0.6	$T_0^M (s)$	1.3
S_{MS}	0.8	R	4.8
S_{aD}	0.461	I	1.25
S_{aM}	0.614	F_{uM}	3.2
$T(s)$	1.693	F_u	2.1
$T_0^D (s)$	1.3	α_y	1
S_{D1}	0.78		

表 5.3.5 五層樓 SMF-SC 構架($R=4.8$)原型建築物之梁柱尺寸

Story	Beam (mm)	Column (mm)	Stub Columntory (mm)
1	H500×300×14×32	BOX400×400×32	H500×250×12×22
2	H500×300×14×32	BOX400×400×32	H500×250×12×22
3	H450×300×14×32	BOX350×350×25	H450×250×12×22
4	H450×300×14×32	BOX350×350×25	H450×250×12×22
5	H450×300×14×32	BOX350×350×25	H450×250×12×22

表 5.3.6 五層樓 SMF-SC 構架($R=3.2$)原型建築物之梁柱尺寸

Story	Beam (mm)	Column (mm)	Stub Columntory (mm)
1	H500×300×16×36	BOX450×450×32	H500×250×14×24
2	H500×300×16×36	BOX450×450×32	H500×250×14×24
3	H450×300×16×36	BOX400×400×28	H450×250×14×24
4	H450×300×16×36	BOX400×400×28	H450×250×14×24
5	H450×300×16×36	BOX400×400×28	H450×250×14×24

表 5.3.7 十五層樓 SMF-SC 構架($R=4.8$)原型建築物之梁柱尺寸

Story	Beam (mm)	Column (mm)	Stub Column (mm)
1-3	BH750×350×16×36	BOX700×700×50	H730×330×12×24
4-6	BH650×350×16×36	BOX650×650×45	H630×330×14×24
7-9	BH600×300×16×32	BOX550×550×40	H580×280×14×22
10-12	BH550×300×16×32	BOX450×450×36	H530×280×14×22
13-15	BH500×300×16×32	BOX400×400×36	H480×280×14×22

表 5.3.8 十五層樓 SMF-SC 構架($R=3.2$)原型建築物之梁柱尺寸

Story	Beam (mm)	Column (mm)	Stub Column (mm)
1-3	BH750×350×19×40	BOX750×750×50	H750×330×14×24
4-6	BH650×350×19×40	BOX700×700×45	H630×330×14×25
7-9	BH600×300×19×36	BOX600×600×40	H580×280×14×25
10-12	BH550×300×19×36	BOX500×500×36	H530×280×14×25

13-15	BH500×300×19×36	BOX450×450×36	H480×280×14×25
-------	-----------------	---------------	----------------

2. 採用之地表加速度歷時載重

本節研究中對前述各五層樓與十五層樓 SMF-SC 原型建築物構架進行非線性動力歷時分析。此分析中採用 FEMA P695 (2008)報告中所使用之共 44 組地表加速度紀錄，此加速度紀錄主要源自發生於世界各地地震規模 6.5 以上共 22 個大型地震，相關資訊如表 5.1.4 中所列。不同於本章第一節研究中之方法，本節研究中採用之地震波縮放方式與步驟說明如下：

- (1) 首先個別縮放各地震反應譜，以最小平方差之方式致使於 0.2 倍及 1.5 倍結構週期範圍內，最接近目標反應譜(target spectrum)，以此求得一縮放因子(scaling factor)。
- (2) 求取經第(1)步驟所得之 44 組縮放後地震反應譜之中位數反應譜。
- (3) 將總體 44 組地震波統一進行第二次之縮放，致使第(2)步驟所得之中位數反應譜於 0.2 倍及 1.5 倍結構週期範圍內至少大於目標反應譜值，求的第二次縮放之因子。
- (4) 最後各地震波之最終縮放因子極為第(1)與第(3)步驟所得因子之乘積。

為探討 SMF-SC 構架系統之韌性容量 R 值，本節將 44 組地震歷時分別縮放至 SLE、DBE 及 MCE 等地震等級以進行動力分析。圖 5.3.1 顯示針對五層樓與十五層樓原型建築物於 DBE 地震等級下之最終地震縮放結果。

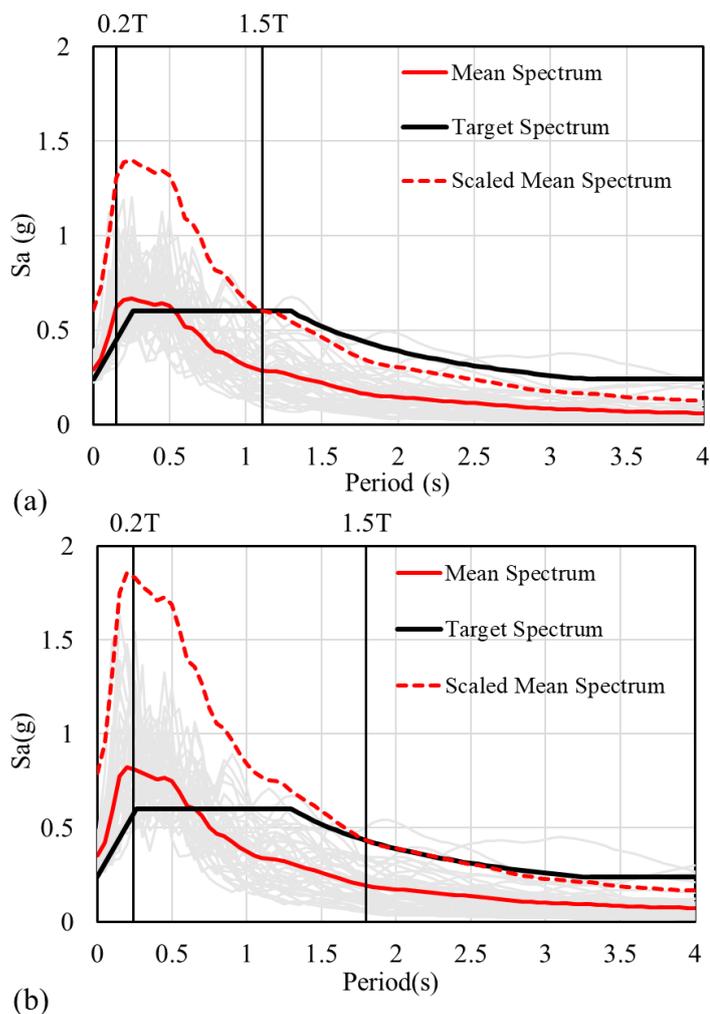


圖 5.3.1 (a)五層樓與(b)十五層樓原型建築物於 DBE 地震等級之加速度反應譜

3. 非線性動態分析結果

本節研究針對上述之四組 SCF-SC 構架設計(包括兩個五樓層與兩個十五層樓建築物)進行非線性動態歷時分析，分析中所採用之簡

量化分析之結果以及呈現耐震性能之差異，依據層間側位移角之大小，本節研究定義了五個極限狀態，詳列於表 5.3.9 中。其中 LS1 對應於耐震間住之降伏

極限狀態，LS2 對應於 SMF 構架中梁之降伏極限狀態，而 LS3 至 LS5 為各種條件下之容許極限層間側位移角。

表 5.3.9 本節 SMF-SC 構架之各極限狀態定義

極限狀態	層間側位移角 (%)
LS1	0.5
LS2	1.0
LS3	1.5
LS4	2.0
LS5	3.0

本節研究採用以呈現各極限狀態於 44 組地震作用下之發生機率的方式來量化所考量建築結構於各個地震等級下之耐震性能表現。圖 5.3.2 與圖 5.3.3 分別顯示本節研究中五層樓與十五層樓原型建築物於各個地震等級下之耐震性能。由結果可見於單一地震等級下，各極限狀態之發生機率會隨極限狀態之增加而減少。而各極限狀態之發生機率皆隨地震等級之提高而增加。由結果中可觀察到相較於採用 R 值=4.8 之建築物，採用 R 值=3.2 之建築物於各種地震等級以下各極限狀態之發生機率有降低。

依據建築物於使用上之不同需求情形，可適當訂定出各式耐震性能之容許條件，以用來判斷所選用之韌性容量 R 值的適當性。例如本研究假設以下方式(5.3.1)之容許條件來反應建築物使用上之需求情形。

$$\begin{cases} \text{SLE}(50/50): & P[\text{LS2}] \leq 10\% \\ \text{DBE}(10/50): & P[\text{LS3}] \leq 20\% \\ \text{MCE}(2/50): & P[\text{LS4}] \leq 30\% \end{cases} \quad (5.3.1)$$

由圖 5.3.2 與圖 5.3.3 之發生機率分布，即可判斷出本節研究中之十五樓原型建築物並不適用 R 值=4.8 之設計，應採 R 值=3.2 進行設計。

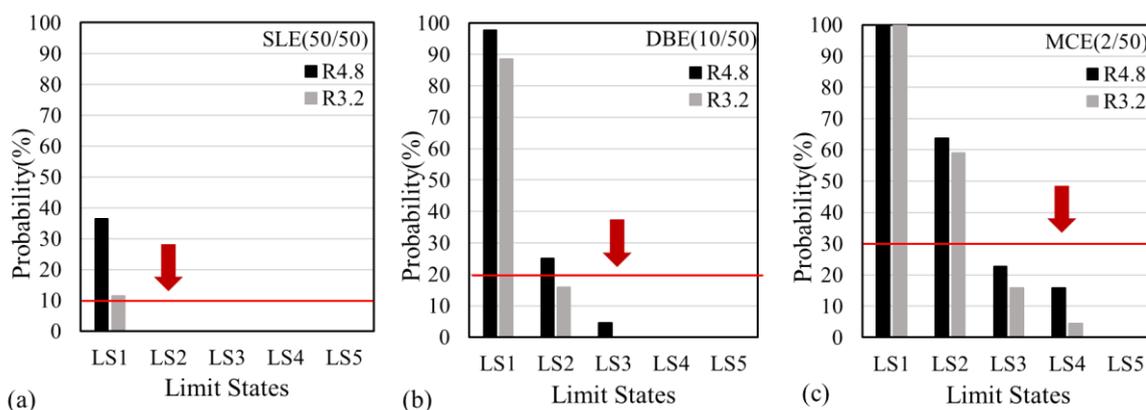


圖 5.3.2 (a)SLE，(b)DBE 及(c)MCE 等級地震下五層樓 SMF-SC 構架之量化耐震性能

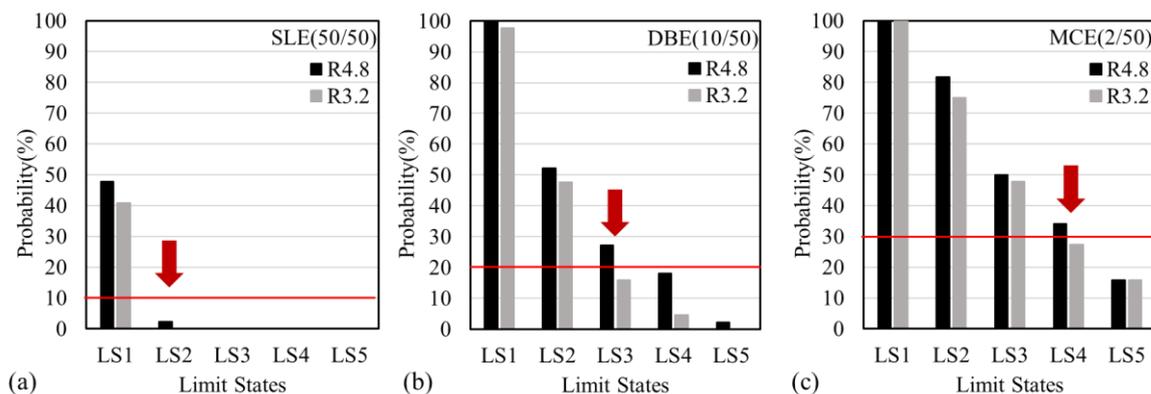


圖 5.3.3 (a)SLE，(b)DBE 及(c)MCE 等級地震下十五層樓 SMF-SC 構架之量化耐震性能

貳、 SMF-SC 構架之位移放大係數研究

除上述 R 值之探討，本節研究利用上述兩原型建築物於 MCE 地震等級下之動態反應結果，進一步探究適當位移放大係數(C_d)之值。圖 5.3.4 中為建築物構架設計中 R 值與 C_d 值關係，若 R 值與 C_d 值相等時，代表此建築結構於最大考量地震作用下，結構完全保持彈性下之變形(Δ_e)大小與結構容許非線性韌性行為下之變形(Δ_{max})相等。為探究 SMF-SC 構架之實際 R 值與 C_d 值間之關係，本節研究針對上述包含五層樓與十五層樓之各原型建築物進行線彈性與非線性動態歷時分析，依據分析之結果討論與呈現 C_d/R 比值之結果。

圖 5.3.5(a)與 5.3.5(b)分別顯示五層樓與十五層樓各原型建築物之動態歷時分析結果。結果中顯示採用不同 R 值之建築物具有相類似之 C_d/R 比值結果。由圖中比值結果之趨勢線顯示，不同樓高之建築物其 C_d/R 比值之分布不盡相同，其共通點為最大之 C_d/R 值皆發生於頂層，且整體結構之 C_d/R 值皆大於 1.0。依據本節研究之結果，若需定義一固定可適用所有樓高之位移放大係數值，針對 SMF-SC 構架系統應採 C_d/R 為 1.8 較為保守與適切，如圖 5.3.5 中所示。於 SMF-SC 構架系統之設計上，此簡易方法可用以快速且保守的決定各樓層於極限狀態下之變形需求。

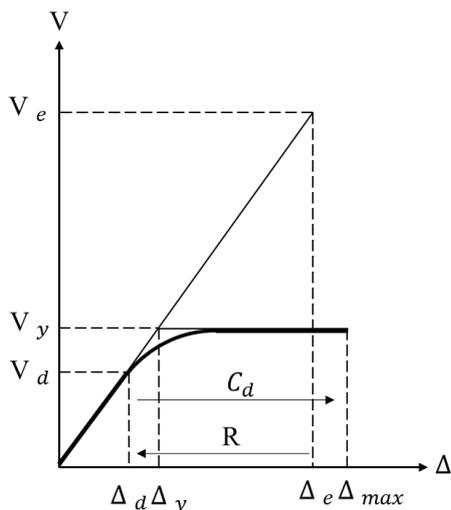


圖 5.3.4 建築物構架設計中 R 值與 C_d 值關係示意

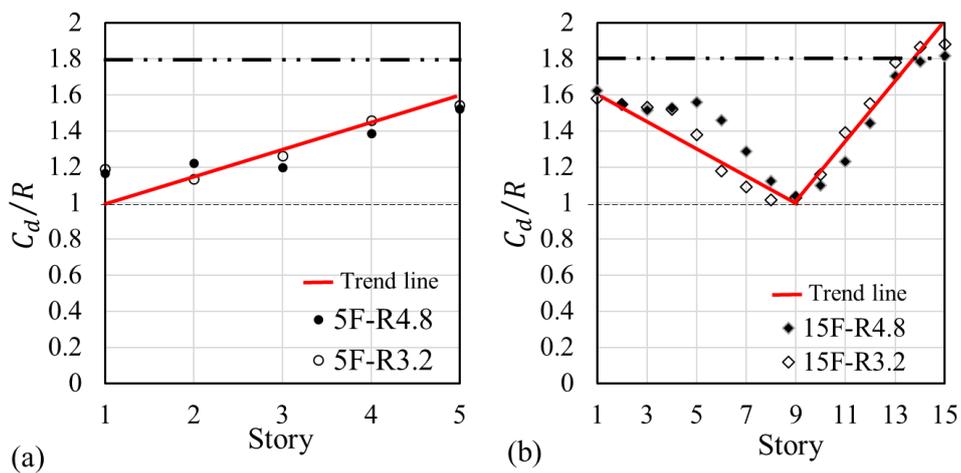


圖 5.3.5 (a)五層樓與(b)十五層樓原型建築物之 C_d/R 比值結果

第六章 結論與建議

第一節 結論

採用鋼耐震間柱之建築結構系統近幾年來於國內已被廣泛應用於高層建築物結構中，具有相當程度之普及性。其主要原因包括：(1)於建築方面，對建築物內部空間利用之衝擊性小，可充分配合建築空間之需求彈性安排配置之位置；(2)於結構方面，可有效率提升結構之總體勁度與強度，有效改善抗彎矩構架系統中常有的結構勁度不足問題；(3)透過耐震間柱桿件本身之韌性遲滯行為，增加建築結構之額外結構阻尼以提升建築結構之整體耐震性能。然而，目前國內工程業界尚無針對此鋼耐震間柱結構系統之明確設計準則與方法，結構專業技師常擾於設計上無標準可循，在設計參數之決定與接頭細部設計上常出現許多模糊地帶，增加結構安全之不確定性。目前國內仍需一套針對採用鋼耐震間柱之結構系統的設計方法與準則，用以有效檢視與確保含鋼耐震間柱之結構系統的建築結構安全。

本研究旨在研擬適用於臺灣本土之含鋼耐震間柱之結構系統的設計方法與準則，以確保國內含鋼耐震間柱之結構系統中，鋼耐震間柱得以穩定發揮其預期之耐震性能與韌性。並以採用鋼耐震間柱桿件之鋼構造或鋼骨鋼筋混凝土構造建築結構為對象，訂定鋼耐震間柱桿件、周圍邊界構架梁與柱桿件及前述兩者間接頭之設計檢核方法與流程。依據上述之研究目的，本研究執行之內容包括：國內外相關文獻及設計法規之蒐集與彙整、研擬採用鋼耐震間柱之建築結構系統的設計準則、採非線性靜態與動態分析方法進行含鋼耐震間柱之結構系統的性能評估等三大項。相關之研究成果條列如下：

1. 彙整國內外有關含鋼耐震間柱建築結構系統之法規內容及國內專家與學者之意見，歸納出具完整面向且符合國內工程環境與施工習慣之設計方法。

2. 建立含鋼耐震間柱建築結構系統(SMF-SC)之完整設計流程，並完成擬定含鋼耐震間柱建築結構系統之各項設計與檢核準則。
3. 透過一系列大尺度構架結構之非線性動態分析，證實於韌性抗彎矩構架中增設鋼耐震間柱，除可有效提升整體結構強度與勁度，亦能，於各種等級地震下降低結構於地震下之受震反應，提升建築結構之耐震性能。此外，分析亦證實依據本研究所研擬之設計準則設計之建築結構，皆能良好發揮其應有之功效，提升構架結構整體耐震性能。
4. 於本研究之耐震間柱軸力累積與釋放效應之研究中，證實耐震間柱中軸力之來源，除垂直載重外亦包括橫向地震力。透過一系列參數研究分析，建立構架中耐震間柱軸力大小之簡易且具準確性之評估方法。
5. 透過多元構架結構之非線性動態分析結果，提出用以訂定含鋼耐震間柱建築結構系統 R 值之分析方法。並提出適用於含鋼耐震間柱建築結構系統，構架中各樓層之變形需求簡易評估方法。

第二節 建議

壹、建議一

(一)短期建議:

依據本報告所擬有關含鋼耐震間柱結構系統之設計準則，已針對國內現行相關法規提出相關之修訂建議。建議將此修訂建議提交內政部營建署審議。

(二)主辦機關：內政部營建署

(三)協辦機關：內政部建築研究所

依據本報告所擬定之含鋼耐震間柱結構系統之設計準則，已針對國內現行相關法規，包括「鋼結構極限設計法規範及解說」中第 13.4.1、13.6.1 至 13.6.6 節等，及「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」中第 9.7.1 節，提出相關之修訂建議。建議將此修訂建議提交內政部營建署審議，以健全國內現行相關法規之內容。

貳、建議二

(一)短期建議:

延續本報告之耐震性能評估分析，並考量更多元之建築物種類與規模，用以研擬針對鋼耐震間柱消能桿件之試驗程序與合格標準。

(二)主辦機關：中華民國結構工程技師公會全國聯合會、台灣省結構工程技師公會

(三)協辦機關：內政部建築研究所

國內產業界中目前可見之鋼耐震間柱設計與種類繁多，不同廠商之耐震間柱設計皆具有不同的構造細節及降伏消能機制，各類型之耐震間柱設計實應以統一且有效之試驗標準予以測試驗證。故建議可延續本報告中所研擬之設計準

則，可另案進一步發展與制定相關之試驗程序與合格標準。

參考書目

1. ASCE 7-16 (2016), “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures”, American Society of Civil Engineers (ASCE).
2. AISC 360-16 (2016), “Specification for Structural Steel Buildings”, American Institute of Steel Construction.
3. AISC 341-16 (2016), “Search Results Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”, American Institute of Steel Construction.
4. AWS D1.8 (2016), “Structural welding code – seismic supplement”, American welding society (AWS), 3rd Edition.
5. FEMA P695. Quantification of building seismic performance factors FEMA P695 ATC-63 project report. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2008.
6. Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H. and Fenves, G. (2006), “OpenSees command language manual”, Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, 264.
7. 鋼構造建築物鋼結構設計技術規範 (2010), “鋼結構極限設計法規範及解說”, 中華民國內政部營建署。
8. 建築物耐震設計規範及解說 (2011), 中華民國內政部營建署。
9. 鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說 (2010), “鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說”, 中華民國內政部營建署。

附錄一 期中審查意見與回應

內政部建築研究所 109 年度「鋼耐震間柱結構系統設計準則與性能評估方法研擬」協同研究計畫

評選委員意見及回應一覽表

審查委員	審查委員意見	意見回覆
宋永鑾 技師	1. 耐震間柱之配置除結構分析，亦請考慮整體結構系統是否合理。	1. 感謝委員提出寶貴建議，本研究後續將針對耐震間柱結構系統進行耐震性能評估分析，就其結果將可提供有關整體結構系統之設計建議。
	2. 是否考慮耐震間柱有偏心及連續性之考量及配置位置之考量？	2. 感謝委員提出寶貴建議，本研究後續將針對耐震間柱不同配置方式與位置對整體結構系統之耐震性能影響進行探討。
莊均緯 理事長	1. 專家座談之回覆請補充。	1. 感謝委員之建議，後續將於成果報告中補充各場專家座談之意見回覆部分。
	2. 補充研究主持人	2. 感謝委員之建議，後續將補充研究主持人資訊。
	3. 圖 3.1 設計流程圖與第三節	3. 感謝委員提出寶貴建議，後

	<p>之內容排列有無順序需調整。</p>	<p>續將從新檢討所提及第三章第三節中內容之順序，並予以適當調整。</p>
	<p>4. 圖 3.1 耐震間柱與邊界梁接頭之強梁弱間柱”容量設計”檢核，是否補充””文字，另下方剪力強度”檢核”，是否需有通過之(菱形)流程。</p>	<p>4. 感謝委員提出寶貴建議，後續將從新檢視此設計流程圖，並依據委員之建議，做適當調整與修正。</p>
	<p>5. P.38 焊接細節，提出結構試驗所採用之方法相同，建議補充說明或提供依據。另連續版之相關規定，建議提供規定依據。</p>	<p>5. 感謝委員提出寶貴建議，此部分所提及之結構試驗即於 P.37 中第柒項中驗證耐震間柱橫向變形能力之試驗，考量委員意見，後續將補充說明此結構試驗之內容。此外，亦將補充有關連續版設計之相關規定細則於報告中。</p>
	<p>6. P.48 結構技師應修正為結構專業技師。</p>	<p>6. 感謝委員提出寶貴建議，於後續報告中將修正為”結構專業技師”。</p>
陳水龍 教授	<p>1. 日本文獻是否可蒐集到?</p>	<p>1. 感謝委員提出寶貴建議，後續將於國外相關規範之部分補充日本相關規範內容。</p>
	<p>2. 專家意見有列出，未回覆處</p>	<p>2. 感謝委員之建議，後續將於</p>

	<p>理情形。</p>	<p>成果報告中補充各場專家座談之意見回覆部分。</p>
	<p>3. 2016 年美國 AISC 內，是否有間柱相關條文?請說明。</p>	<p>3. 感謝委員提出寶貴建議，美國 AISC 與日本 AIJ 之相關鋼構造及耐震設計規範中，主要內容僅針對抗彎矩構架與抗彎矩接頭等作規定，並無針對耐震間柱之相關條文與規定。</p>
	<p>4. 間柱要當阻尼器或鋼構件角色及定位不同，該如何定位?</p>	<p>4. 感謝委員提出寶貴建議，本研究所針對之耐震間柱屬混合型之位移型金屬消能桿件(如挫曲束制支撐之屬性)。其功能上除如一般鋼構件可提供結構勁度與強度外，於較大變型中可以塑性行為方式提供結構額外阻尼。</p>
	<p>5. 採用彎矩降伏或剪力降伏?選擇原則為何?</p>	<p>5. 感謝委員提出寶貴建議，彎矩降伏或剪力降伏之選擇主要取決於結構專業技師之專業判斷與設計。目前產業界中可見之耐震間柱構造種類繁多，其構造之性能表現應透過結構試驗方式進行證</p>

		<p>實。而本研究所研擬之設計準則旨在提供一設計通則，並無限制各類別耐震間柱之使用時機。</p>
	<p>6. 整體間柱設計原則為何?可否列出整體性原則。</p>	<p>6. 感謝委員提出寶貴建議，裝設耐震間柱之主要目的在於提升結構總體勁度與調節結構之勁心位置，因此設計上，間柱之配置與數量取決於結構設計者之專業判斷。依據委員之意見，本研究後續將依據結構系統之耐震性能評估與分析結果提供有關耐震間柱配置與數量上之建議。</p>
<p>陳煌成 技師</p>	<p>1. 一般主構架耐震設計須注意強柱弱梁，但本案耐震間柱處為提升其耐震功效，強調強梁弱間柱應屬可行。惟檢討時應僅考慮間柱兩側邊梁不會降伏即可，不須考慮主構架柱邊梁是否降伏。 P.29(圖 3.4)P.30(圖 3.5)梁塑性彎矩標示在主構架柱旁之</p>	<p>1. 感謝委員提出寶貴建議，本研究針對強梁若間柱之檢核，當中包括主構架梁之部分主要原因在含括耐震間柱於跨內配置位置之影響。依據委員之意見，本研究將重新檢視此檢核之適當性，並適當作調整與修正此檢核項目之內容。</p>

	<p>梁側，是否有誤。</p>	
	<p>2. 耐震間柱桿件軸力釋放(可採軸向滑動接頭)但其設計與施工不易。 建議可考慮耐震間柱做幾層，就空一層，以減少軸力之累加。間柱內逆有軸力發生，在分析時其塑性彎矩(或塑性剪力)也會自動調整，不須太過擔憂。</p>	<p>2. 感謝委員提出寶貴建議，有關耐震間柱之軸力釋放規定，本研究所擬準則規劃將不針對軸力釋放之方式與桿件之細部構造作限制，而採限制各耐震間柱桿件內容許軸力之方式確保桿件軸力需求不致影響耐震間柱性能產生。</p>
<p>劉泓維 博士</p>	<p>1. 檢討 L_{pd} 的合理性，和梁-柱效應。</p>	<p>1. 感謝委員之建議，本研究所針對之耐震間柱桿件係屬可提供相當韌性之耐震消能元件，於桿件中預期應具備相當之塑性能力，因此其桿件無支撐長度之要求應比照耐震設計中對耐震桿件之要求，即須採用 L_{pd}。予以設計。</p>
	<p>2. 流程圖建議加入整體結構系統耐震性檢討。</p>	<p>2. 感謝委員之建議，此準則旨在訂出有關耐震間柱部分之設計方法與流程，以確保間柱得以發揮其耐震性能。而整體結構系統之耐震性能評</p>

		<p>估屬另一層面之設計與分析，應於完成此部份流程設計後進行耐震性能評估，因此將不列於本流程中。</p>
	<p>3. R 值是否會受影響，B_s、B_1，是否需要修正。</p>	<p>3. 感謝委員之建議，耐震間柱結構系統之總體勁度一般較韌性抗彎矩構架為高，因此確實可能因此降低其韌性之需求，進而影響 R 值之決定。本研究後續將以大尺度結構系統非線性動力分析方式探討目前採用 R 值之適當性，並提供相關建議。而有關 B_s、B_1 值之設計地震力修正應比照目前國內耐震設計規範之要求進行，本研究亦將此部分補充說明於準則與後續報告中。</p>
	<p>4. 各消能元件之優缺比較，和使用成本關係，為何用間柱呢？</p>	<p>4. 感謝委員提出寶貴建議，目前產業界中可見之耐震間柱構造種類繁多，其優缺點及使用成本各不相同，實難一一詳列於所擬準則中。考量委員之意見，後續將於耐震</p>

		間柱類別說明中增加相關之描述與說明。
5. P.41 是反應譜分析，還是歷時分析，PPT，P.20 好像是反應譜分析。	5. 感謝委員之提問，本研究規劃後續將對各式原型建築物進行動力歷時分析以評估耐震性能，簡報中反應譜圖為說明將所採用地震波紀錄調整至所探討地震等級之方法。	
6. 鋼耐震間柱於單層樓或多層樓使用的上下限值和消能率之關係之說明。	6. 感謝委員提出寶貴建議，本研究將透過後續之結構耐震性能評估，分析探討各種樓高中耐震間柱於提升結構耐震性能之效率比較。	
7. 是否未來規劃實驗驗證。	7. 感謝委員提出寶貴建議，本年度研究目前並未規劃進行實驗研究，將主要透過結構分析進行。	
8. 變數說明須再明確。	8. 感謝委員提供寶貴意見，於後續報告中將加強變數與參數之定義與說明。	
9. 是否會有短梁效應的問題。	9. 感謝委員提出寶貴建議，如委員所提，耐震間柱於跨內之安裝位置不同可能影響該	

		<p>梁上之彎矩分布，進而影響梁上塑性鉸發生位置，此部分將與上述強梁若間柱之檢核合併考慮，以排除間柱於跨內不適當之配置情形。</p>
	10. 報告中加強剪力型的說明。	10. 感謝委員提供寶貴意見，將於後續報告中增加對剪力降伏型耐震間柱之說明。
	11. 報告中無看到靜力分析請補充。	11. 感謝委員提供寶貴意見，本研究將分別進行靜力與動力分析，並比較兩者之結果。於後續報告中將加強此部份之說明。
江之川 建築師 (中華民國全國 建築師公會)	1. 間柱的強度不可超越上下梁的強度(國外採用軟鋼)，必須先降伏變形。	1. 感謝委員提供寶貴意見，此部分之設計要求，即為本研究中所提及”強梁弱間柱”檢核部份之宗旨。
	2. 間柱不承受垂直載重，只受地震水平剪力，吸收能量，縮小變形。	2. 感謝委員提供寶貴意見，此部分之設計要求，即為本研究中所提及”容許軸力限制”檢核部份之宗旨。
	3. 建議確認未設間柱時，側向層間位移量(m/m)及層間位移角(0.005)。	3. 感謝委員提供寶貴意見，本研究於後續進行結構系統耐震性能評估與分析時，將參

		考委員之建議建立原型建築物之設計，即將未設置間柱結構之周期或勁度於滿足相關規定下極大化，以凸顯耐震間柱之耐震性能。
	4. 安裝間柱後，建議再確認，上述之層間位移量與層間位移角。	4. 感謝委員提供寶貴意見，此部分一併回復如上(意見3)。
	5. 設計間柱後，建議檢討整體結構的平面與立面，不規則或軟弱層現象。	5. 感謝委員提供寶貴意見，本研究於後續進行結構系統耐震性能評估與分析中，將一併針對結構平面勁心偏移與間柱立面配置不規則等設計對結構耐震性能之影響作探討。
林克強 研究員 (財團法人國家 實驗研究院國 家地震工程研 究中心)	1. 建議應考量下列項目： A. 使用耐震間柱的預期耐震目標 B. 結構系統要求 C. 耐震間柱對整體結構的貢獻 D. 耐震間柱構件本身的細部與寬厚比要求 E. 間柱的降伏與穩定的極限	1. 感謝委員提供寶貴意見，依據委員之意見，本研究於後續報告中將適當對耐震間柱的預期耐震目標、結構系統要求進行說明。並加強對耐震間柱降伏與穩定的極限強度規定、及耐震間柱構件本身的細部與寬厚比要求之說明。

	強度規定	
	2. 本設計準則應能識別不良的耐震間柱配置。	2. 感謝委員提供寶貴意見，耐震間柱於跨內之安裝位置不同可能影響該梁上之彎矩分布，進而影響梁上塑性鉸發生位置，此部分將與上述強梁若間柱之檢核合併考慮，以識別與排除間柱於跨內不適當之配置情形。
陳建忠 組長	1. 間柱何以能有效率提升總體結構之勁度？可「額外」提供整體結構地震能量消散之功能。	1. 感謝委員提供寶貴意見，間柱之存在將一般可降低樓層中之跨度，因而提高結構系統之總體勁度，而由於間柱本身之尺寸不宜過大(一般較主結構柱小許多)，此勁度之提升幅度一般落在百分之二十以內。經適當設計之間柱，將可於間柱中發展塑性鉸，因而提供消散能量之功用。
	2. 主要劣勢，缺乏設計方法及準則，無法確保其耐震能力，如是怎能使用於建築物？	2. 感謝委員提供寶貴意見，耐震間柱之設計確實已被廣泛使用於建築結構中，然而一般設計中單純只考量其對整

		<p>體結構勁度之提升，並未考量其耐震消能與韌性之能力，此確實形成一結構安全之潛在問題。因此為能確保設計之耐震間柱能夠發揮其耐震之功能與韌性能力，本研究旨在研擬相關之設計準則予以要求與導正。</p>
	<p>3. 所稱國內已被廣泛採用於結構，究竟是有多數建築物是這樣設計(通量化陳述)? 誰在審查? 責任歸屬? 這些建築物是否大多數裝置於都市更新之建築物，連同其他建築的目的為何?</p>	<p>3. 感謝委員提供寶貴意見，耐震間柱之設計確實於近年來國內新建建築物中時常出現，建築物之類型繁多，並非只用於都市更新建築物中。其結構審查機制與責任歸屬問題已超越本研究之目的與能力範圍。考量委員之意見，本研究將盡可能收集目前國內採用耐震間柱設計之實際案例資訊，呈現於後續成果報告中，以供參考。</p>
	<p>4. 間柱在結構設計上是否歸於柱子，功能是為何? 如果連續直通、非直通柱，則對相連梁，是否梁要有接結構柱這</p>	<p>4. 感謝委員提供寶貴意見，耐震間柱為樓層中以垂直方式連接上下主結構梁之桿件，於結構設計中並不屬於主結</p>

	<p>條件滿足下始得增設。</p>	<p>構柱，間柱之功能主要用以抵抗層間剪力(地震力或風力等)並非垂直載重(重力)。其與主結構柱之主要不同在於容許軸向載重之大小，間柱原則上應避免柱內軸力的產生，可透過各種配置型式或特殊接合設計以避免過大軸力的產生。</p>
	<p>5. 如果是考量改善風造成加速度之人體不適，請檢核風規範。</p>	<p>5. 感謝委員提供寶貴意見，風力如同地震力皆屬結構之側向力，係屬設計載重之種類，一般於建築結構之設計中皆須進行檢核與設計。本研究所擬準則將適用於對各式橫向設計載重之情況。</p>
<p>陶其駿 主任</p>	<p>1. 該請本研究優先訂出耐震間柱之設計原則，未來設計檢核細節及設計參數宜列入手冊。</p>	<p>1. 感謝委員提出寶貴建議，本研究會以訂出耐震間柱結構系統之設計準則為主，設計手冊之編譯本身並不在本案之規劃中。</p>
	<p>2. 請說明國內常見的間柱型態，以及本研究為何最終聚焦於剪力降伏型與彎矩降伏</p>	<p>2. 感謝委員提供寶貴意見，本研究將究耐震間柱之類別部份加強說明。而本案針對各</p>

	<p>型兩類，未來亦請分開討論此兩種間柱之設計與耐震性能評估法。</p>	<p>項設計與耐震性能評估法，目前已採對此兩種間柱類別分開說明之方式研擬。</p>
<p>鄭元良 主任秘書</p>	<p>1. 本計畫是否有要含入設計手冊的部份?</p>	<p>2. 感謝委員提出寶貴建議，本研究會以訂出耐震間柱結構系統之設計準則為主，設計手冊之編譯本身並不在本案之規劃中。</p>

附錄二 期末審查意見與回覆

內政部建築研究所 109 年度「鋼耐震間柱結構系統設計準則與性能評估方法研擬」協同研究計畫

評選委員意見及回應一覽表

審查委員	審查委員意見	意見回覆
宋永鑾技師	1. 間柱之配置，不宜過度影響整體結構系統之應力分布。	1. 感謝委員之寶貴意見，此部分之考量已一併涵蓋於設計準則中，以確保整體構架系統中間柱以外部分於配置間柱後仍能夠維持其原有耐震行為與能力。
	2. 除 5F 及 15F 之參數(設計參數)外，能否從 5F 到各層設計參數列表，以提供設計者之參考?	2. 感謝委員之寶貴意見，依據現行耐震設計法規之方法，各類結構系統之設計參數為一固定值，並非隨樓層數變化。為遵照此原則，本研究採用分別代表中與高層建築物之 5 樓與 15 層樓模型為代表檢討各設計參數值。
	3. 建議將本研究有關規範修訂的成果，送請營建署參採。	3. 感謝委員之寶貴意見，本研究提之規範修訂建議，未來將是由建築研究所向營建署提出。
莊均緯理事長	1. 本研究報告第 199 頁審查委員意見第 3 點，是否應為補「充」，而誤植為補「衝」。	1. 感謝委員之寶貴意見，將遵照指示辦理。
	2. P.199 審查委員意見 5.修正意見，於 P.213 第八章第一節內能應修正為結構專業技師，其餘內亦請檢核。	2. 感謝委員之寶貴意見，將遵照指示辦理。
	3. P.84 圖 3.12 圖說請標示疊合板等說明。	3. 感謝委員之寶貴意見，將遵照指示辦理。

陳水龍教授	1. 本研究提出多項設計及分析，成果可觀。	1. 感謝委員之寶貴意見與肯定。
	2. 宣導強調間柱就是類似梁構件之系統，避免誤用。	2. 感謝委員之寶貴意見，將遵照指示辦理，加強間柱特性與功能之說明。
	3. 實務上遵守原則為何?如樓跨尺寸和建議間柱使用之關係或時機為何?	3. 感謝委員之寶貴意見，本研究旨在擬定設計準則，即檢核方法以確保間柱性能得以發揮，對於間柱之使用時機及其與樓跨尺寸之關係應交由結構專業技師依據實際狀況之需求作判斷，不宜於準則中明定限制。
陳江淮技師	1. 章節等排版，請依建研所之報告格式。	1. 感謝委員之寶貴意見，將遵照指示辦理。
	2. 圖表目錄格式，請修正。	2. 感謝委員之寶貴意見，將遵照指示辦理。
劉泓維博士	1. 補充進度表或圖。	1. 感謝委員之寶貴意見，將遵照指示辦理。
	2. 細則用語再考量。	2. 感謝委員之寶貴意見，將遵照指示作適當修正。
	3. 本研究報告第 3 頁將研究範圍包含樓層範圍，如剪力降伏本案是否未做，請說明。	3. 感謝委員之寶貴意見，將遵照於研究範圍補充說明研究中所涵蓋之樓層範圍。剪力降伏型間柱之整體強度與層間變位關係大致與彎矩降伏型間柱相似，因此本研究之結構性能分析以彎矩降伏型間柱為主將仍具相當之代表性。
	4. 本研究報告第 178 頁倒數第 6 行多一個「勺」字；第 197 頁出席審查委員「陳技師江淮」，誤植為「陳技師江雀」。	4. 感謝委員之寶貴意見，將遵照指示作適當修正。
	5. 本研究報告第 151 頁 L_m 的上下限值為何?	5. 感謝委員之寶貴意見，將補充說明此上限值。
	6. 間柱 (圖 5.2.13)是否每層	6. 感謝委員之寶貴意見，本研

	<p>都需要設置，最佳化設置為何?</p>	<p>究並未限制間柱須於每一層樓連續設計之要求，圖 5.2.13 為一參數定義之示意圖，只在反應所有可能情況。而最佳化設置方式可能依個案而變，並非為統一模式，應由結構專業技師在滿足本研究所訂定各項準則原則下判斷與決定之。</p>
	<p>7. 為何有些模型基層有間柱，有的沒有?考量為何?</p>	<p>7. 感謝委員之寶貴意見，本研究中有些模型將基層之間柱移除主要在反應實際普遍之應用情形，即間柱不會連續至柱基礎。</p>
	<p>8. 本研究報告第 70 頁 $V_{sc}/0.9$，0.9 是否為 ϕ 強度修正係數，第 71 頁中(3.5)式中系數 1.1 是否為形狀因子(f)，請在文字中作補充。</p>	<p>8. 感謝委員之寶貴意見，P.70 與 P.71 中公式所採用之 0.9 為針對間柱桿件降伏強度之折減因子，而 1.1 為計算間柱容量強度時，考量間柱之材料超強以及應變應化等效應之放大因子。相關說明將補充於文字中。</p>
	<p>9. 本研究報告第 85 頁圖 3.13，如 RH 型鋼銲接 F_r，是否要考量用 1.16 tf/cm^2</p>	<p>9. 感謝委員之寶貴意見，現行之鋼構造中有關 RH 型鋼之銲接一般並無考量殘餘應力之效應。</p>
	<p>10. R 值變化的考量為何?為何取 3.2，而不取 2.8 或其他?</p>	<p>10. 感謝委員之寶貴意見，構架設計中 R 值之變化主要反應結構系統之韌性容量大小，本研究所探討含鋼耐震間柱結構系統係屬韌性抗彎矩構架結構系統(SMF)，因此其 R 值應比照 SMF 之值。</p>
	<p>11. C_d 值的公式為何?$C_d/R=1.8$ 適切理由為何?</p>	<p>11. 感謝委員之寶貴意見，C_d 值為反應結構系統變形能力之大小，現行規範中並無相關公式與規定。本研究透過比</p>

		較彈性與非線性動力歷時分析結果對此值進行探討，結果顯示採用 $C_d/R=1.8$ 可保守的估計所有樓層之最大變形能力。應進行更多類型構架系統之分析，以進一步確定此值之適切性。
江支川 建築師 (中華民國 全國建築 師公會)	1. 本研究分析非常專業與完整，間柱如在鋼構中扮演提高強度與勁度的角色，間柱的數量、位置與尺寸，是否有其限制?(數量→層間變位，位置→平面扭轉，尺寸→必須強梁弱間柱)	1. 感謝委員之寶貴意見，本研究並未直接對間柱的數量、位置與尺寸作限制與規定，而是以”強梁若間柱”之檢核間接限制間柱之尺寸與位置。而有關平面扭轉效應之考量以及層間變位之控制為結構設計中本須涵蓋之設計程序，應交由結構專業技師依據實際狀況之需求作設計與判斷，不宜於設計準則中給予過多限制。
	2. 如單純放大鋼柱尺寸時，應也能提高強度與勁度，則採用間柱設計的優點何在?	2. 感謝委員之寶貴意見，以放大鋼柱之尺寸來提高結構勁度，效益上會較低，為叫不經濟之方式，透過設置間柱之方式可以顯著降低樓層之跨度，為較有效率提高結構勁度之方式。
	3. 一般鋼構設計屬大跨距的柔性結構，當平面有電梯樓梯等 SRC 構件或鋼斜撐時，間柱所承擔的作用為何?(縮小層間變位量?)	3. 感謝委員之寶貴意見，一般在構架平面內若採用剪力牆以及鋼斜撐，為更有效率提升結構勁度之方式，此時間柱設置之必要性較低。間柱之設置需求往往在於構架中般鑑柱空間需求，不允許設置剪力牆或鋼斜撐之情況，此時其主要功能即在提升結構勁度與強度。
林克強 研究員	1. 最小設計總橫力是否考慮本研究報告第 69 頁(3.2)式	1. 感謝委員之寶貴意見，此部分將補充說明。

(財團法人 國家實驗 研究院國 家地震工 程研究中 心)	即可?此與「建築物耐震設計規範」規定不符。	
	2. 耐震間柱橫向變形要求，係針對撓曲間柱的塑鉸，若遇剪力型的間柱，其塑鉸如何定義，請說明。	2. 感謝委員之寶貴意見，本研究所擬準則對於「耐震間柱橫向變形要求」係針對整體間柱之橫向變形(即層間變位角)進行要求，因此將適用於彎矩降伏以及剪力降伏型間柱兩者之情況。
	3. 現行相關法規修訂，應為「修訂建議」。	3. 感謝委員之寶貴意見，將遵照指示辦理。
	4. 設計例之各樓層單位載重，應列出。	4. 感謝委員之寶貴意見，將遵照指示辦理。
	5. 如何決定 C_d ?請說明對應的塑鉸模型。	5. 感謝委員之寶貴意見，本研究將補充說明所採用分析模型中塑鉸模型之設定細節。
	6. 標題寫法與一般報告的寫法不符。	6. 感謝委員之寶貴意見，本研究將適當修改報告格式。
陳正平技 師(結構技 師全國會)	1. 對上下層耐震間柱有錯位情形時，建議增加邊界梁剪力之檢核規定。	1. 感謝委員之寶貴意見，本研究擬將對於上下樓層耐震間柱錯位之設計予以限制。並於設計準則中增列對邊界梁剪力強度檢核之要求。
	2. 耐震間柱之勁度通常小於箱型柱，若在加上邊界梁勁度偏低，則耐震間柱效果恐不符效益。	2. 感謝委員之寶貴意見，於構架中增加間柱可大幅度縮短跨距，因此可提升構架勁度，此提升幅度與邊界梁之尺寸大小具有關連性。而間柱之適切性與必要性應由結構專業技師於設計分析中作判斷。
	3. 接頭區加勁版設置在疊合板之不同側之理由為何?	3. 感謝委員之寶貴意見，加勁版之設置建議在疊合板之不同側，此建議主要考量構造與銲接之複雜性，建議盡量將兩者錯開以降低複雜性，但並非限制性要求。

	4. 連續版之斷面要求，建議考量組合型鋼之影響。	4. 感謝委員之寶貴意見，將遵照指示辦理。
	5. RC 間柱上下錯位，須檢核 RC 邊界梁之剪力強度上限。	5. 感謝委員之寶貴意見，本研究並未涵蓋 RC 間柱之情況，只針對鋼間柱進行設計準則之研擬。但有關邊界梁之剪力強度檢核部分將會增列於本研究之設計準則中。
	6. 間柱之軸力限制 20% 是否太大？	6. 感謝委員之寶貴意見，本研究將重新檢視間柱軸力之限制，並做適當調整。
陳建忠組 長	1. 間柱並非柱構件，而是類似梁構件，宜予明確專業名詞及定義功能。	1. 感謝委員之寶貴意見，將遵照指示辦理，本研究將加強相關定義與說明。
	2. 間柱為結構材料，抑或是結構產品單元？	2. 感謝委員之寶貴意見，本研究中之耐震間柱為混合型鋼構造桿件，如同挫屈束制支撐於構架系統中之定位，其為結構元件同時亦為結構材料提供結構阻尼。
	3. 高層大跨度及都更建築在使用上可能較多。請提供科普方式之陳述置於附件，以使用於新聞稿或說帖之用。	3. 感謝委員之寶貴意見，將遵照指示辦理。
鄭元良主 任秘書	1. 所提鋼耐震間柱結構系統，目前尚未有設計法規可作依循，然卻已使用於國內建築結構中，目前此類設計審查機制為何。	1. 感謝委員之寶貴意見，由於目前確無含鋼耐震間柱結構系統之相關法規之設計規定，目前國內相關之設計皆仰賴結構外審之機制作把關。透過本研究之設計準則的確立，未來可望全面性地確保國內含鋼耐震間柱結構系統之設計品質。

附錄三 專家座談會紀錄與意見回覆

本研究所舉行之第一次專家諮詢會議，主要針對採用鋼耐震間柱之建築結構系統的設計準則之內容架構進行討論，當中提及多種設計準則中應當含括的設計方法與檢核項目，會議討論紀錄與內容彙整如下：

第一次專家座談會議紀錄

計畫名稱：鋼耐震間柱結構系統設計準則與性能評估方法研擬

執行期間：109 年 3 月 24 日 - 109 年 12 月 31 日

協同主持人：蕭博謙

研究員：陳沛清

時間：109 年 6 月 3 日(星期三)上午 10 時 00 分開會

地點：內政部建築研究所簡報室

主持人：蕭教授博謙

出席人員(依姓氏筆畫排序)：林研究員克強、陳教授正誠、蔡教授克銓、栗總經理正璋

列席者：陳組長建忠、陶主任其駿、陳教授沛清、范研發替代役仲棋、張研究助理友邨、蘇研究助理怡平

專家發言重點(依發言順序)

第一次專家座談會議專家意見紀錄與回應一覽表

專家委員	專家委員意見	意見回應
陳正誠 教授	1. 耐震間柱應避免發生軸力方向塑性鉸。	感謝委員提出寶貴建議，本研究將含入間柱軸力之估算方式及軸力限制值之擬訂，可有效避免間柱軸力方向塑性鉸之產生。
	2. 耐震間柱發展至塑性鉸時，不須設定與限制梁上無塑性鉸發生，且於一般構架分析中並非所有梁皆會發展至塑性鉸。	感謝委員提出寶貴建議，研究將遵照委員之意見，考量至設計準則之研擬中。
	3. 本研究須優先訂定出研擬準則之主要設計原則，即於設計上必須要遵守的項目，此部分較為重要。其他輔助性質之設計工具與設計參數建議可併入設計手冊中，可用於引導與協助工程師於設計時使用。	感謝委員提出寶貴建議，研究將遵照委員之意見，先行擬定設計原則。其他有關輔助性質之設計與估算工具及設計參數建議等部分將列於本研究期末報告中。
	4. 耐震間柱端部接頭應為韌性接頭或採韌性切削設計，接合細部須符合高韌性接頭之要求。	感謝委員提出寶貴建議，本研究將把耐震間柱端部接頭之韌性接頭或採韌性切削設計的要求含括於設計準則中。
	5. 本準則之研擬應針對剪力降伏型與彎矩降伏型降伏兩類別鋼耐震間柱桿件分開進行討論與說明。	感謝委員提出寶貴建議，本研究將遵照建議，針對剪力降伏型與彎矩降伏型降伏兩類別進行討論與說明。
	6. 簡報中所提及採用容量設計法概念	感謝委員提出寶貴建議，本研究中有關

	<p>以確保強梁弱間柱之設計與檢核實為必要，但以彈性分析結果比較梁上彎矩分布之項目並不必要，擬訂準則時應確保設計檢核項目確實符合一般設計所需。</p>	<p>強梁弱間柱之檢核設計將改採集下狀態下之容量設計法予以訂之。</p>
7.	<p>耐震間柱之軸力釋放方式多元，應說明如何實際在施工時釋放耐震間柱軸力。</p>	<p>感謝委員提出寶貴建議，本研究將究不同類型之耐震間柱之軸力釋放方式分別做說明。</p>
8.	<p>對於耐震間柱端 BH 型鋼邊界梁之組合鐸道，建議由只要求最小根面之開槽部分滲透鐸，更改為要求採用全滲透鐸，而兩者間之主要差異在於有無進行鐸道之 UT 檢測。</p>	<p>感謝委員提出寶貴建議，本研究將遵照委員意見做修正。</p>
9.	<p>本研究案中之分析結果與討論並非為必要條件，但可將此部分內容定位為可提供工程師於設計上之輔助工具。</p>	<p>感謝委員提出寶貴建議，本研究將遵照辦理。</p>
10.	<p>應要求耐震間柱之翼板寬小於邊界梁翼板之寬度，以確保留有足夠鐸道接合空間。</p>	<p>感謝委員提出寶貴建議，本研究將於設計準則中說明此細節要求。</p>
11.	<p>需要檢核耐震間柱桿件本身之彎矩容量，應避免耐震間柱桿件發生側向扭轉挫屈(LTB)。</p>	<p>感謝委員提出寶貴建議，本研究將加入耐震間柱桿件之側向扭轉挫屈(LTB)檢核。</p>
12.	<p>設計準則中應加入對耐震間柱與梁</p>	<p>感謝委員提出寶貴建議，本研究將加入</p>

	交會區(panel zone)之剪力強度檢核與設計。	耐震間柱與梁交會區(panel zone)之剪力強度檢核要求。
栗正暉 總經理	1. 設計準則中應將剪力降伏型及彎矩降伏型耐震間柱之設計規定分開探討,因兩者之細節設計及特性具明顯之差別。	感謝委員提出寶貴建議,本研究將遵照建議,針對剪力降伏型與彎矩降伏型降伏兩類別進行討論與說明。
	2. 耐震間柱桿件之加勁板銲接細節並不明確,且端部是否一定需要作切削亦不明確,是否可提供相關設計上之配套措施。	感謝委員提出寶貴建議,本研究將對加勁板銲接細節部分及間柱端部之切削必要性加強說明。
	3. 耐震間柱端部與邊界梁交會區之加勁板配置方式並不明確,應予以說明。	感謝委員提出寶貴建議,本研究將針對耐震間柱端部與邊界梁交會區之加勁板配置加強說明。
	4. 應訂定耐震間柱之側位移量之要求。	感謝委員提出寶貴建議,本研究將針對間柱之側位移量要求擬定適當之要求。
	5. 剪力降伏型耐震間柱桿件之軸力釋放較為困難,應提供相關之細部設計建議。	感謝委員提出寶貴建議,本研究將針對剪力降伏型耐震間柱桿件之軸力釋放方式提供相關之設計建議。
	6. 是否需要輔助耐震間柱穩定發展側向位移的措施,如側向支撐規定等。	感謝委員提出寶貴建議,本研究將加入有關確保耐震間柱穩定性之側向支撐相關規定。
	7. 耐震間柱構架結構系統之韌性容量 R 與變形放大因子 C_d 之值並不明確,應予以訂定之。	感謝委員提出寶貴建議,本研究將透過研究分析針對含耐震間柱結構系統之韌性容量 R 與變形放大因子 C_d 之值進行

		討論與建議。
林克強 研究員	1. 現有採用間柱型式之耐震消能桿件非常多元，設計上考量之部分皆不太一致，若欲擬訂之一準則能夠蓋括與適用全部類型之桿件，實為困難。應適當縮小本研究訴求對象之範圍。	感謝委員提出寶貴建議，本研究將對所針對，及本設計準則所適用之耐震間柱類型與範圍進行定義與說明。
	2. 應訂定耐震間柱於各種極限狀態下所對應之變形量，如於何種變形下耐震間柱須達塑性狀態。設計上不應以桿件之極限強度作為設計桿件之依據。耐震間柱發展非線性行為過程中應如何避免脆性破壞情況的產生，而理想之破壞模式為何。	感謝委員提出寶貴建議，本研究將適當考量耐震間柱於各種極限狀態與對應變形量之關係，並適當訂定相關規定。同時為確保間柱桿件之韌性得以完整發揮避免脆性破壞之發生，本研究亦將加入有關確保耐震間柱穩定性之側向支撐相關規定。
	3. 於簡報之分析研究中，分析結果之比較建議以代表桿件勁度之變數 I/L 來作討論，不應單獨以 I 為變數作討論。	感謝委員提出寶貴建議，本研究之相關分析將遵照辦理。
	4. 若假設耐震間柱有軸力累積時，累積至多大時會影響桿件內部行為之穩定性。即準則中應明定允許之桿件軸力大小。	感謝委員提出寶貴建議，本研究將針對耐震間柱有軸力累積進行研究與分析，並將訂定桿件軸力之限制值規定，供設計時採用。
	5. 耐震間柱之塑性旋轉角應限制在多少層間側位移角內，以確保結構之穩定性。	感謝委員提出寶貴建議，對於耐震間柱之塑性旋轉角之限制，本研究採用限制層間側位移角之方式規定。
	6. 邊界梁靠近耐震間柱側是否一定需	感謝委員提出寶貴建議，有關靠近耐震

	<p>要維持彈性，應說明是否影響整體結構之韌性容量。</p>	<p>間柱側梁是否維持彈性狀態將影響耐震間柱之邊界條件情形以及性能發揮，本研究之準則擬採強梁弱間柱之設計原則避免靠近耐震間柱側梁產生塑鉸。</p>
	<p>7. 設計上將耐震間柱視為鋼構件與阻尼器所設計之結構結果將不同，應明確說明所開發設計準則之適用性為何。</p>	<p>感謝委員提出寶貴建議，本研究所針對之耐震間柱為鋼構件而非阻尼器。本研究將對本設計準則所適用之耐震間柱類型與範圍進行定義與說明。</p>
<p>蔡克銓 教授</p>	<p>1. 當前國內業界工程師在設計耐震間柱結構系統時，通常並沒有作間柱與梁交會區(panel zone)之剪力強度檢核，亦通常忽略去檢核耐震間柱之是否會發生側向扭轉挫屈(LTB)，此突顯發展此設計準則之重要性。</p>	<p>感謝委員對本研究所提出寶貴建議與肯定。</p>
	<p>2. 彎矩降伏型耐震間柱端部之切削設計對梁上彎矩傳遞至間柱之影響為何還並不清楚，是否會有面外穩定性之問題。</p>	<p>感謝委員提出寶貴建議，考量彎矩降伏型耐震間柱端部之切削設計可能造成面外穩定性之問題，本研究將修正相關之準則內容。</p>
	<p>3. 耐震間柱之側向支撐非常重要，於研擬設計準則時應適當考量與列入。</p>	<p>感謝委員提出寶貴建議，本研究將一併涵括有關側向支撐方面之規定。</p>
	<p>4. 需適當建立耐震間柱桿件之剪力變形與樓跨尺寸間的關係，或提供可涵蓋此關係之結構分析方法。</p>	<p>感謝委員提出寶貴建議，本研究將探討並涵括耐震間柱桿件剪力變形與樓跨尺寸間的關係。</p>
	<p>5. 應要確實傳達此些設計鋼耐震間柱</p>	<p>感謝委員提出寶貴建議，本研究將辦理</p>

	<p>構架系統之注意事項給國內業界之工程師，使其重視與明瞭於設計鋼耐震間柱構架上須重視與注意之設計細節。</p>	<p>相關說明會以增加內業界之工程師對含鋼耐震間柱構架之重視與注意。</p>
--	----------------------------------------------------------	----------------------------------------

109 年度建築工程技術發展與整合應用計畫(一)協同研究計畫		
鋼耐震間柱結構系統設計準則與性能評估方法研擬		
第一次專家座談會議簽到單		
日期:109 年 6 月 3 日		
時間:上午 10:00		
地點:大坪林聯合開發大樓 13 樓簡報室		
姓名	單位	出席者簽到
1. 陳建忠組長	內政部建築研究所工程技術組	
2. 范仲棋研發替代役	內政部建築研究所材料實驗中心	范仲棋
3. 陳正誠教授	國立台灣科技大學	陳正誠
4. 蔡克銓教授	國立台灣大學	蔡克銓
5. 陳沛清教授	國立台灣科技大學	陳沛清
6. 蕭博謙教授	國立台灣科技大學	蕭博謙
7. 林克強研究員	國家地震中心	林克強
8. 栗正暉總經理	群策工程顧問股份有限公司	栗正暉
9. 張友邨助理	國立台灣科技大學	張友邨
10. 蘇怡平助理	國立台灣科技大學	蘇怡平

第二次專家座談會議紀錄

計畫名稱：鋼耐震間柱結構系統設計準則與性能評估方法研擬

執行期間：109 年 3 月 24 日 - 109 年 12 月 31 日

協同主持人：蕭博謙

研究員：陳沛清

時間：109 年 9 月 24 日(星期四)上午 10 時 00 分開會

地點：內政部建築研究所簡報室

主持人：蕭教授博謙

出席人員(依姓氏筆畫排序)：林研究員克強、陳教授正誠、蔡教授克銓、陳副總經理煥煒

列席者：陳組長建忠、陶主任其駿、陳教授沛清、范研發替代役仲棋、張研究助理友邨、蘇研究助理怡平

專家發言重點(依發言順序)

第二次專家座談會議專家意見紀錄與回應一覽表

專家委員	專家委員意見	意見回應
陳正誠教授	1. 耐震間柱定位為何?為鋼構桿件還是阻尼器?若定位為鋼構桿件，則稱呼上不宜以位移型金屬消能桿件稱之。	感謝委員提出寶貴建議，本研究中之鋼耐震間柱主要定位為鋼構桿件，將遵循委員之意見，將對於名稱之定位做適當修正。
	2. 研究中之設計流程圖中，缺少耐震間柱強度檢核的步驟項目。	感謝委員提出寶貴建議，本研究將於設計流程圖中增加耐震間柱強度檢核部分。
	3. 簡報中，含鋼耐震間柱構架圖示中，應標示梁與間柱交會區之加勁版。	感謝委員提出寶貴建議，本研究將遵照辦理。
	4. 簡報中第 22 頁中，上下翼板之側撐，工程實務上是否可行。	感謝委員提出寶貴建議，本研究將適當考量側撐點之可行性與必要性，並以進行相關準則內容之修正。
	5. 簡報中第 21 頁中，連續版與梁翼板上下需全滲透銲，連續版與腹板則不須全滲透銲。全滲透銲要畫於圖上。	感謝委員提出寶貴建議，本研究將遵照委員意見，修正此圖之銲接細節標示。
	6. 簡報中第 17 頁中，間柱部分是否需乘上 R_y 邊界梁則不用?	感謝委員提出寶貴建議，依據容量設計之原則，此強梁弱間柱檢核中，間柱部分考量之彎矩須含入 $1.1R_y$ 之放大，而邊界梁部分之彎矩即採標撐強度進行計算與檢核。
	7. 簡報中第 24 頁中，筒狀結構台灣較	感謝委員提出寶貴建議，本研究旨在分

	<p>少使用，工程實務上較不實際。</p>	<p>析研究含耐震間柱之構架之耐震性能，採用筒狀結構主要在於降低構架結構之複雜性，簡化整體三維構架系統為較單純平面構架。儘管其與國內實際應用不盡相同，但平面構架依然能夠反應出結構系統相似之動態行為特性。</p>
	<p>8. 耐震間柱之軸力限制值定為 0.2 倍之軸向強度是否適當，或是應調降為 0.15 倍？</p>	<p>感謝委員提出寶貴建議，對於耐震間柱之軸力限制值調降為 0.15 倍之軸向強度，目前尚未有相關之研究可做為佐證依據，因此本研究目前仍以規範中軸力-彎矩強度曲線做為依據採 0.2 倍之軸向強度為軸力限制值。旨在避免桿件抗彎能力有明顯之下降情形。</p>
<p>蔡克銓教授</p>	<p>1. 簡報中第 10 頁中，本研究所考量之構架不該稱呼為耐震間柱結構系統，應修正。</p>	<p>感謝委員提出寶貴建議，本研究將一併修正此類結構系統為”含鋼耐震間柱之建築結構系統”，以避免產生誤解。</p>
	<p>2. 簡報中第 10 頁中，流程較不完整，再載重組合下不該降伏。間柱擺放後使得梁垮變短，是否產生剪力降伏？</p>	<p>感謝委員提出寶貴建議，本研究將於設計流程中增加邊界梁適剪力強度檢核，以避免邊界梁上剪力降伏之發生。</p>
	<p>3. 簡報中第 12 頁中，M_1、M_2 須說明，是在載種組合下或進入降伏後之極限狀態情況？</p>	<p>感謝委員提出寶貴建議，該檢核公式中之 M_1、M_2 須為於載重組合下間柱端部彎矩大小，本研究將於相關準則中適當說明。</p>
	<p>4. 簡報中第 17 頁中，是否分子分母對</p>	<p>感謝委員提出寶貴建議，本研究將對此</p>

	調，分子為 load effect，分母為容量？	檢核公式中分子與分母的順序問題做進一步評估。
	5. 樓層位移角很少達 0.04，需思考要訂定為多少。	感謝委員提出寶貴建議，本研究考量與比較國內之情況，將針對此最大位移角標準進行評估，並做適當調整。
	6. 20%之軸力限制，對於訂定規範是良好的。	感謝委員提出寶貴建議與肯定。
	7. 間柱位置可能跳跨，須注意邊界梁可能有產生軸力之可能，須提醒工程師與以做適當因應與檢核。	感謝委員提出寶貴建議，本研究將增加對此邊界梁內軸力之考量，並於設計準則中適當涵括。
	8. 耐震間柱端部若有切削時，需如何考量檢測 LTB 的部分？	感謝委員提出寶貴建議，端部有切削之耐震間柱桿件之 LTB 行為目前尚無相關之研究可做為依據。因此，本研究擬規劃檢核時，應保守採用切削處之最小斷面大小進行此項 LTB 之檢核。
	9. 彎矩降伏與剪力降伏型會不同，疊合板須畫上。	感謝委員提出寶貴建議，本研究將遵照辦理，加強相關疊合板之圖示於成果中。
	10. 側向支撐點是否可放於小梁。	感謝委員提出寶貴建議，有關側向支撐點處之側向支撐配置小梁之方式，惟須確認此側向支撐以直接或間接之方式支承於梁支兩翼版位置。本研究將加強對此側向支撐之需求說明。
林克強 研究員	1. 簡報中第 18 頁中，兩端剪力會不同。期望間柱達到何種狀況，何種強	感謝委員提出寶貴建議，本研究將遵照辦理。

	度進入非線性，須測試剪力彎矩降伏是否在樓層位移角 0.04 時發生。	
	2. 軸力限制 20%是否太大或太小?	感謝委員提出寶貴建議，對於耐震間柱之軸力限制值，目前尚未有相關之研究可做為佐證依據，因此本研究目前仍以規範中軸力-彎矩強度曲線為依據採 0.2 倍之軸向強度做為軸力限制值。旨在避免桿件抗彎能力有明顯之下降情形。
	3. 簡報中第 22 頁中，四個點之側向支撐是否可行，工程上難以施作。	感謝委員提出寶貴建議，本研究將適當考量側撐點之可行性與必要性，並以進行相關準則內容之修正。
	4. 小梁銲於梁腹板或疊合板時，須承受小梁傳入剪力，此部分是否應考量制設計準則中。	感謝委員提出寶貴建議，本研究將遵照辦理。
	5. 上下翼板都須加上側撐，可在此區域指定強度多少，但不須寫太細。	感謝委員提出寶貴建議，本研究將適當調整有關側向支撐點之要求與規定。
陳煥煒 副總經理	1. 耐震間柱類似於梁構件，仍屬於抗彎矩構架，並非新的結構系統。	感謝委員提出寶貴建議，本研究將一併修正此類結構系統為”含鋼耐震間柱之建築結構系統”，以避免產生誤解。
	2. 需定義破壞機制，通常採用剪力降伏型，彎矩降伏型較難設計。	感謝委員提出寶貴建議，本研究將一併考慮於設計準則中。
	3. 通常間柱都配置於跨度中間，簡報中顯示構架中各樓層配置間柱位置皆不相同之案例照片，應不適宜放於成	感謝委員提出寶貴建議，本研究將遵照辦理，將避免顯示此類不當設計之照片，以避免產生誤導。

	果報告中。	
	4. 未來是否工程師可不用再做非線性動力分析。	感謝委員提出寶貴建議，本研究所進行之非線性動力分析旨再於釐清與量化含鋼耐震間柱之建築結構系統之耐震性能與動態行為特性，並非要求一般結構工程師於設計時進行。
	5. 耐震間柱通常應用於跨距大或結構勁度太軟之情況，目的為增加總體勁度。	感謝委員提出寶貴建議，本研究將一併考慮於設計準則中。

109 年度建築工程技術發展與整合應用計畫(一)協同研究計畫

鋼耐震間柱結構系統設計準則與性能評估方法研擬

第二次專家座談會議簽到單

日期:109 年 9 月 24 日

時間:上午 10:00

地點:大坪林聯合開發大樓 13 樓簡報室

姓名	單位	出席者簽到
1. 陳建忠組長	內政部建築研究所工程技術組	陳建忠
2. 陶其駿主任	材料實驗中心	陶其駿
3. 范仲棋研發替代役	內政部建築研究所材料實驗中心	范仲棋
4. 陳正誠教授	國立台灣科技大學	陳正誠
5. 蔡克銓教授	國立台灣大學	蔡克銓
6. 陳沛清教授	國立台灣科技大學	陳沛清
7. 蕭博謙教授	國立台灣科技大學	蕭博謙
8. 林克強研究員	國家地震中心	林克強
9. 陳煥煒副總經理	聯邦工程顧問股份有限公司	陳煥煒
10. 張友邨助理	國立台灣科技大學	張友邨
11. 蘇怡平助理	國立台灣科技大學	蘇怡平
12. 林坤賢助理	國立台灣科技大學	林坤賢

附錄四 說明會辦理情形

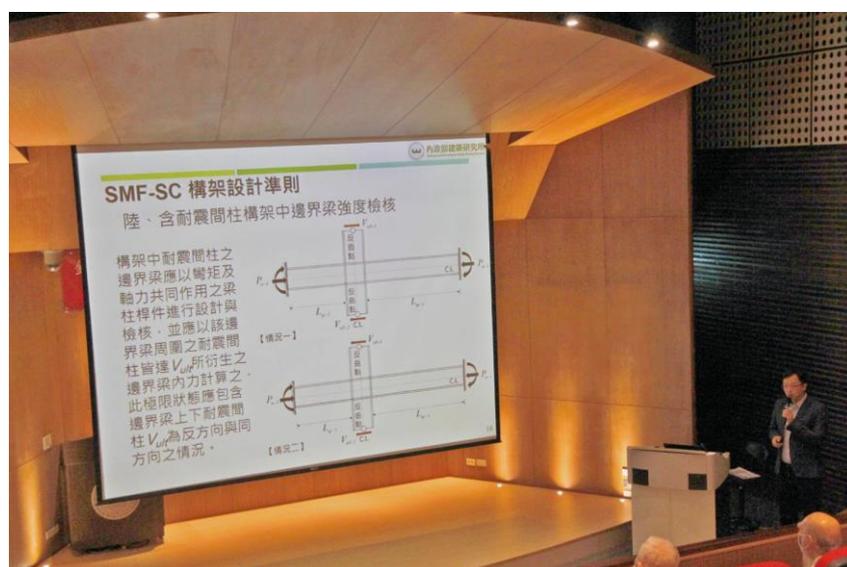
時間：109年10月29日(四)

地點：台北市文山區景福街102號4樓演講廳

活動照片：



建研所長官致詞



演講情形

鋼耐震間柱結構系統設計準則與性能評估方法研擬

出版機關：內政部建築研究所

電話：(02) 89127890

地址：新北市新店區北新路3段200號13樓

網址：<http://www.abri.gov.tw>

編者：陳建忠、蕭博謙、陳沛清、范仲棋、黃國倫、周楷峻、張友邨、蘇怡平

出版年月：109年12月

版次：第1版

ISBN：978-986-5450-42-7 (平裝)