

# 應用非線性動力分析法於中高樓層軟弱層及扭轉不規則 建築之詳細耐震能力評估

## Seismic Evaluation of Middle to High-rise Building Structure with Weak Story and Torsional Irregularity – Using Nonlinear Dynamic Time history Analysis Method

主管單位：內政部建築研究所

劉光晏<sup>1</sup> 盧煉元<sup>1</sup> 蕭輔沛<sup>1</sup> 胡曜騰<sup>1</sup> 邱佳晨<sup>1</sup> 黃慧佳<sup>1</sup> 陳慶輝<sup>2</sup> 李官峰<sup>2</sup>  
Kuang-Yen, Liu<sup>1</sup>, Lyan-Ywan, Lu<sup>1</sup>, Fu-Pei, Hsiao<sup>1</sup>, Yao-Teng, Hu<sup>1</sup>, Chia-Chen, Chiu<sup>1</sup>,  
Hui-Kah, Wong<sup>1</sup>, Ching-Huei, Chen<sup>2</sup>, Kuan-Fong, Lee<sup>2</sup>

<sup>1</sup>國立成功大學土木工程學系

<sup>2</sup>祥和工程顧問有限公司

### 摘要

都會區由於地狹人稠之故，建築物大多屬於中高樓結構，這些結構若於地震中倒塌或受損所造成的地震災害將不容小覷。因此對於老舊或因設計施工不良具潛在危險性之中高樓建物，吾人實有必要建立一套合理的耐震評估方法，以作為工程實務上篩檢與補強之依據。然而，現行建物評估法大多屬於定量式（deterministic）的非線性靜力側推分析法，此法對於低矮樓房或有其準確性，但卻不易預估中高樓結構高頻振態之反應，亦未能計及震波與設計及施工中所涵有的諸多不確定因子，因此評估結果有可能不夠保守。本研究旨在研議一實用之機率式建物倒塌耐震評估方法與流程，該方法係簡化自美國 FEMA P-58 之非線性增量式動力分析法、倒塌易損分析法，並計及結構在強震下的非線性動態特性及地震力的不確定性等項因子。惟因 FEMA P-58 對於建物倒塌的判定準則與倒塌性能指標的選擇並無明確的建議。因此，本文乃參採 PEER-TBI 與 ASCE 41-13 技術報告針對 RC 構造建議二項倒塌判定準則，分別稱為「整體結構」與「局部構件」倒塌判定準則。而在倒塌性能指標的訂定方面則參採 ASCE 7-10 及 FEMA P695 建議之倒塌機率容許值，亦即：「最大考量地震力之倒塌機率」小於 10%，作為判定建物是否有倒塌疑慮之標準。其中，前者之最大考量地震力可採用我國設計規範之值，十分方便實務之應用。最後，本研究以 2 個中高樓建物案例，說明本文所建議倒塌性能評估法之執行程序，並和靜力側推分析比較，相關研究成果再彙整提供耐震設計規範修訂之參考。

**關鍵詞：**中高樓層、耐震性能評估、非線性動力歷時分析、塑性鉸

### Abstract

Middle to high-rise buildings, which are usually heavily populated, are very common structures in urban areas. The casualty and social impact caused by the collapse of mid-rise buildings in an earthquake cannot be overestimated. Therefore, developing suitable assessment methods to identify the buildings with high collapse risk becomes a critical issue. Even though traditional seismic assessment methods, which usually employ nonlinear static pushover analysis, have been successfully applied to regular low-rise buildings, these methods are unable to reflect higher-mode effect on the responses of mid-rise buildings. Furthermore, a traditional approach usually leads to a deterministic result that could not account for the uncertainty in

seismic motions and structural responses of a mid-rise building, which is usually more complicated and involves more structural uncertainties than a low-rise building. To this end, this paper presents a procedure and methodology to assess the collapse risk of a mid-rise building. This methodology is developed based on the collapse fragility analysis proposed by FEMA P-58, the collapse criteria proposed by PEER-TBI and ASCE 41-13, and acceptance criteria suggested by ASCE 41-13 and FEMA 356. To establish the fragility curves, this approach employs nonlinear time history analysis together with the method of incremental dynamic analysis (IDA) to estimate structural response parameters. Finally, for demonstration, the proposed assessment method is applied to assess the collapse risk of two mid-rise buildings. Final outcomes are summarized to provide the suggestions to the revision of the design code in the future.

**Keywords :** Middle to high-rise building, Seismic performance assessment, Nonlinear dynamic time history analysis method, plastic hinge.

## 一、前言

近年來，中高樓層住商混合大樓為地震災害中最為嚴重的一群建築物。以 0206 美濃地震為例，「維冠金龍大樓」之倒塌，造成 115 人罹難。檢討其原因，乃肇因於單跨大樓之贅餘度低。其次，住商混合大樓之低樓層作商業用，牆量少形成軟弱底層。再者，樓梯間及電梯間配置於大樓之後側，形成前側弱、後側強，產生扭轉效應。另以 0206 花蓮地震，「雲門翠堤大樓」及「統帥飯店」為例，建築物倒塌之原因，係因 1999 年以前的老舊建築物依據舊耐震設計規範，且私有供公眾使用的建築包括住商混合大樓、飯店、集合住宅等，底層開放空間，上層居住用途，具軟弱底層的缺陷。

中高樓層建築物之高度，約 20 至 50 公尺。根據現行民國 100 年內政部頒「建築物耐震設計規範與解說」，有關建築物高度與分析方法之要求，當（1）高度等於或超過 50 公尺或 15 層以上之建築物；（2）建築物超過 20 公尺或 5 層以上，且其勁度、重量配置或立面幾何形狀具有立面不規則性，或具有平面扭轉不規則性者；（3）建築物超過 5 層或 20 公尺，非全高度具有同一種結構系統者，符合前述三種條件之建築物應進行動力分析。

既有老舊 20 至 50 公尺之中高樓層建築物，常因其商業用途及使用機能所需，其結構特性可能產生力傳遞路徑不良、贅餘度不足、底層軟弱、結構不規則效應過大及非韌性配筋等問題，以致易產生震損甚至倒塌造成大量人命傷亡。因此，依據規範要求，應進行動力分析。一般而言，建築物耐震能力評估方法中，側推分析僅適用於規則性建築，不規則建築應以動力分析為主，其中又以非線性動力歷時分析法最為精確。

針對新建中高樓層建築物，參考「台北市建造執照申請有關特殊結構委託審查原則」，建築物高度未超過 50 公尺而有下列各款情形之一並經業主認為有必要者，亦應將其結構設計委託審查：(1)鋼筋混凝土構造且設計跨距在 15 公尺以上者；(2)地下層開挖之總深度（含基礎）在 12 公尺以上，或地下層開挖超過 3 層之建築物；(3)建築基地位於地質敏感地區者，地下層開挖之總深度（含基礎）在 7 公尺以上，或地下層開挖超過一層之建築物；(4)地形特殊、結構體相連之同一幢建築物，其規劃建築基地地面在 3 個以上者；(5)其他情況特殊並有安全顧慮者。因此，實務上仍有必要進行非線性動力歷時分析。

有鑑於此，本研究支援內政部「都市危險及老舊建築物加速重建條例」及「住宅

性能評估實施辦法」之推動，賡續推動建築耐震之相關研發與推廣工作，可適用於新建及既有建築物。配合行政院「全國建築物耐震安檢暨輔導重建補強」政策，針對快篩後疑似具有高危險疑慮建築物，高度在 20 至 50 公尺者，採用非線性動力分析法，進行軟弱層及扭轉不規則建築之詳細耐震能力評估之研究，以協助所有權人辦理詳細耐震評估，有系統地篩選出具有共同弱點之大樓，或輔導、或強制該類大樓進入結構耐震評估與補強之程序，有效地排除類似災難。

## 二、研究方法

本研究擬採用前述 FEMA P-58 之機率風險分析架構，並藉由其中有關倒塌分析之流程作為建立中高樓結構倒塌耐震性能評估法之依據。本研究所發展之倒塌評估方與流程將結合 FEMA P-58 中機率式倒塌易損分析法及增量式非線性動力分析法，以建立建物之倒塌易損曲線，再與地震危害度結合即可計算建物之倒塌機率風險，因此可考慮到中高樓建物在強震時之非線性動態反應與地震力的不確定性等項因子。

國內業界已廣泛採納側推分析方法作為建築耐震能力詳細評估之依據，側推分析雖具有方便與簡易的優點，但因側推力僅建議採用倒三角形或第一振態分布，對於扭轉或高模態主控之建築結構，其分析結果易造成較大誤差。達成此研究目標可能遭遇之困難，在於非線性歷時分析方法進行近斷層地震分析時容易發散，不易進行單純之有限元素數值模擬。故本研究擬採用簡化之材料與數值模型，進行建築物受近斷層地震影響之非線性歷時分析，訂定近斷層地震對建築結構耐震性能的影響與防治對策，提供業界針對近斷層建築物耐震設計之參考。

### 2.1 建物機率式倒塌評估流程

本文建議之建物機率式倒塌評估流程如圖 1 及圖 2 所示，包含以下 7 個步驟：

- (1) 建立考量非線性特性之結構數值模型：利用結構分析軟體來建立中高樓結構的非線性行為數值模型。
- (2) 選取與調整地震歷時震波：所採用之地震歷時震波形式與結構非線性動力反應有關，故歷時震波之選取與調整將對分析結果影響極大，必須遵循合理的選取與調整程序。
- (3) 選定倒塌判定準則：為評估建物倒塌之機率，必須訂定合理之倒塌準則，以作為判定在不同地震力下受評估建物是否倒塌之依據。
- (4) 執行增量動力分析：建立倒塌易損曲線採行增量動力分析，以模擬該建物於小震依序漸增至烈震下之動力行為反應，以便依倒塌準則判定該建物於倒塌時地震強度。
- (5) 建立倒塌易損曲線：為該建物在不同地震力下之倒塌機率，可由前一步驟之增量動力分析結果以統計方法整理迴歸成倒塌易損曲線
- (6) 計算倒塌風險之性能指標：可分為「最大考量地震力下之倒塌機率」及「年平均倒塌頻率」等兩種性能指標。
- (7) 判斷耐震能力是否合格：首先必須先訂定可承受之倒塌風險，由此可決定避免倒塌之性能指標的合格標準此合格標準可參考現有之耐震規範或指標，例如：ASCE 7-10[2013]。如此方能篩檢出高倒塌風險或耐震能力不足之建物。

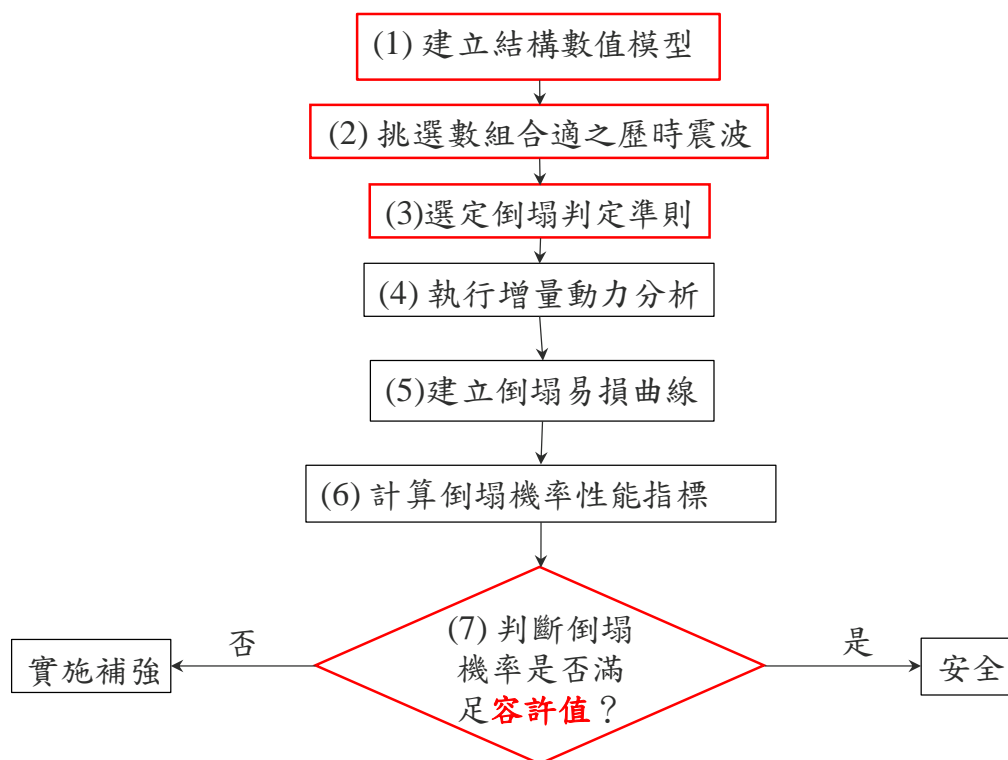


圖 1、分析流程圖

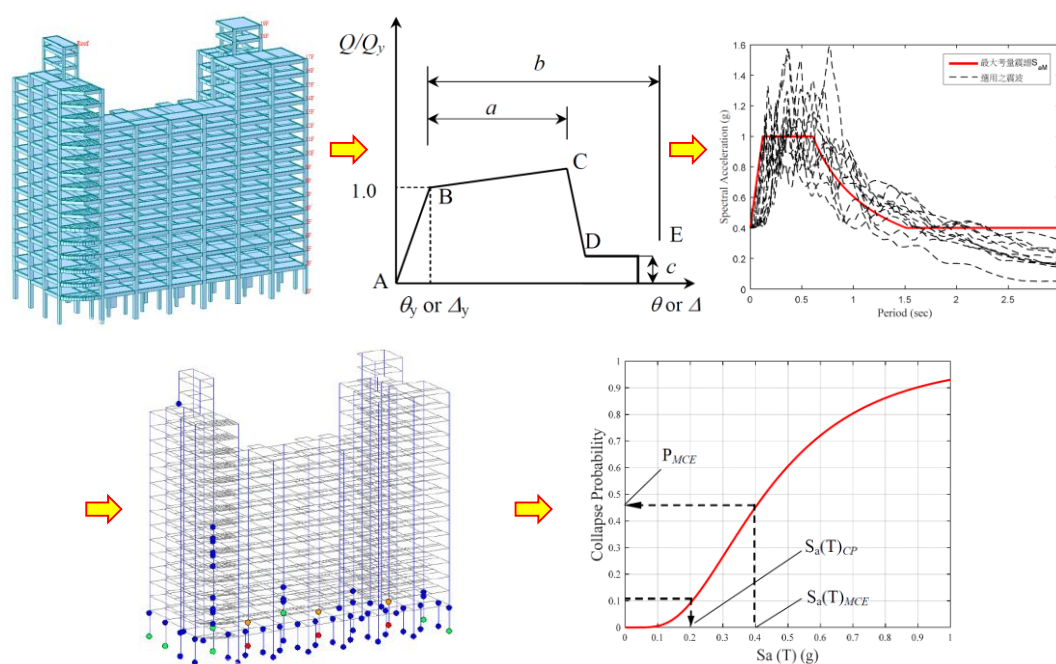


圖 2、分析流程示意圖

## 2.2 建立數值模型

### 2.2.1 扭轉不規則建築案例

本案例為本建物為地下 3 層地上 14 層之鋼筋混凝土構造集合住宅大樓，基地長約 72.36 m、寬約 42.90 m，屬不規則 L 型建築物，地下開挖至 GL-11.9 m (不含 10 cm P.C.層)，採 50 cm 厚度連續壁作為開挖擋土壁體及永久性結構壁體。

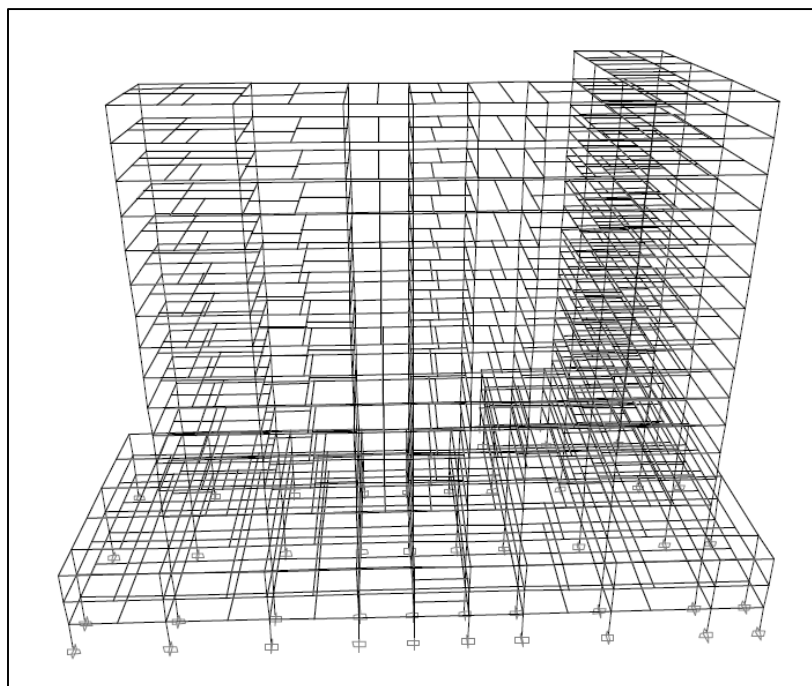


圖 3、數值模型線構架圖

### 2.2.2 中高樓層軟弱層案例

本建物為地下 3 層地上 15 層之鋼筋混凝土構造集合住宅大樓，基地長約 36.43m、寬約 25.43m，地下開挖至 GL-12.0 m (含 P.C.層)，採 60 cm 厚度連續壁作為開挖擋土壁體及永久性結構，座落於第二類地盤，為具結構牆之鋼筋混凝土抗彎矩構架。

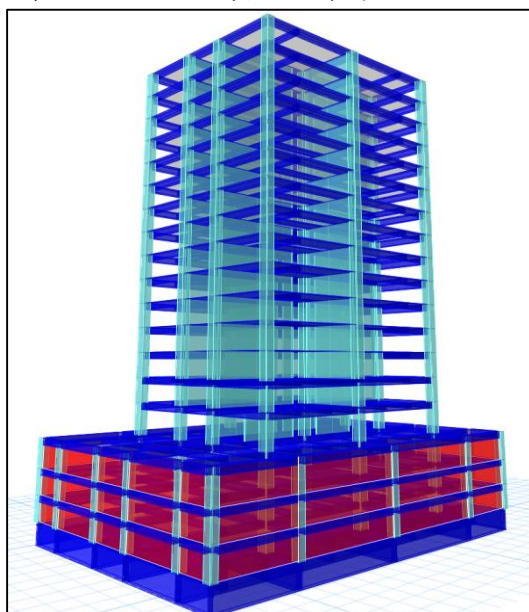


圖 4、軟弱層建物之數值模型構架圖

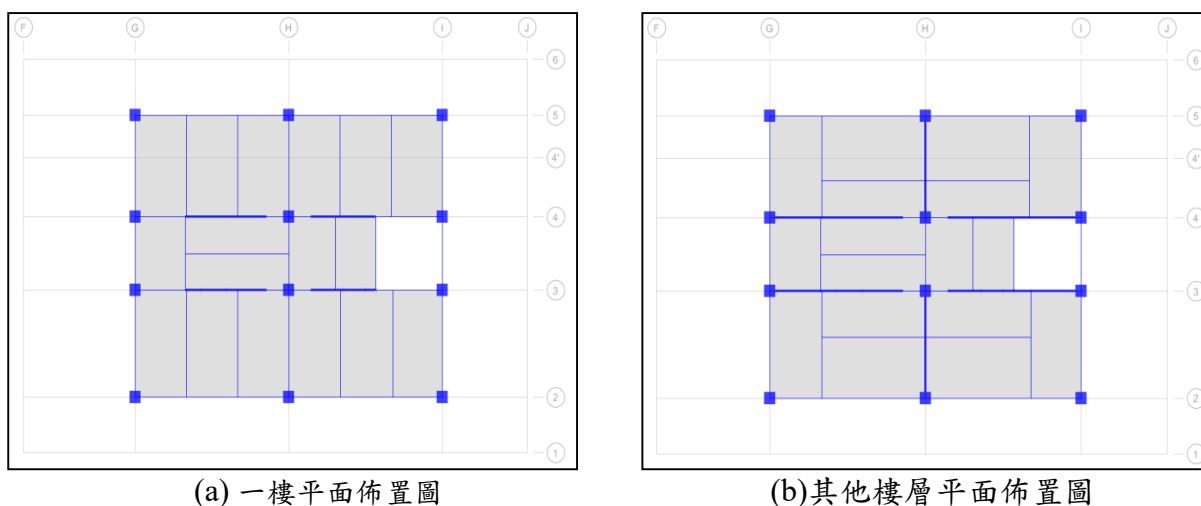


圖 5、軟弱層建物之平面佈置圖

### 2.3 建立目標反應譜

本案例位於台南市永康區屬於第二類地盤，可依據「建築物耐震設計規範及解說」第二章中規範反應譜得知此震區之  $S_S^D$ 、 $S_1^D$ 、 $S_S^M$ 、 $S_1^M$ ，以及近斷層區域之工址水平譜加速度係數  $F_a$  與  $F_v$ ，如表 1 及表 2；由於本案例位於新化斷層約 5 公里以上，即可查詢建築物耐震設計規範表 2-4-5，可得知近斷層調整因子  $N_A$ 、 $N_V$  如表 3，亦可從以上資訊中計算出位於近斷層區域中之水平譜加速度係數，如表之結果。

表 1、震區之水平譜加速度係數

震區	$S_S^D$	$S_1^D$	$S_S^M$	$S_1^M$	鄰近斷層
台南市永康區	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層

表 2、短週期與長週期結構之工址放大係數

地盤分類	短週期結構之工址放大係數 $F_a$		長週期結構之工址放大係數 $F_v$	
	$S_S^D$	$S_S^M$	$S_1^D$	$S_1^M$
第二類地盤	1.0	1.0	1.3	1.1

表 3、近新化斷層調整因子

距離	設計地震之調整因子		最大考量之調整因子	
	$N_A$	$N_V$	$N_A$	$N_V$
$r > 5 \text{ km}$	1.0	1.0	1.0	1.0

表 4、近斷層區域中之水平譜加速度係數

短週期設計水平譜加速度係數	$S_{DS} = S_S^D F_a N_A = 0.8$
一秒週期設計水平譜加速度係數	$S_{D1} = S_1^D F_v N_V = 0.52$
短週期最大考量地震力水平譜加速度係數	$S_{MS} = S_S^M F_a N_A = 1$
一秒週期最大考量地震力水平譜加速度係數	$S_{M1} = S_1^M F_v N_V = 0.605$

挑選地震歷時之原則包括下列五點：

1. 限制單一地震事件不得超過四筆

2. 譜型要相近(必要條件)
3. 加速度不能低於 100gal
4. 要在工址附近
5. 反應譜譜型的前半段至少要吻合

## 2.4 塑鉸設定

有關鋼筋混凝土塑鉸之設定，本研究以 ASCE 41-13 塑鉸為主要研究對象。ETABS 最新版程式之預設柱塑鉸採用 ASCE 41-13 表 10-8 參數，設定時先選擇 P-M3 塑鉸指定於構件端部，再由 define 選單進入 hinge 後，開啟 generated hinge 方式轉為 M3 塑鉸，以納入（自重+1/2 活載重）引致之軸力對於塑鉸性質的影響。此外，為能模擬鋼筋混凝土遲滯迴圈行為，應搭配 Takeda 加卸載模式。值得注意的是，當柱塑鉸改以 M3 模擬時，Moment SF 之降伏彎矩應根據軸力重新修正才屬合理。但考量工程實務，僅先接受由程式自行計算之降伏彎矩，以避免花費大量時間做彎矩強度的調整。針對梁塑鉸，ETABS 之預設值為 ASCE 41-13 表 10-7 參數，選擇 M3 塑鉸指定於構件端部即可。塑鉸發展定義如圖 6、，包括 A 至 E 點。模型中之塑鉸位置分布於各樓層梁柱構件之兩端。

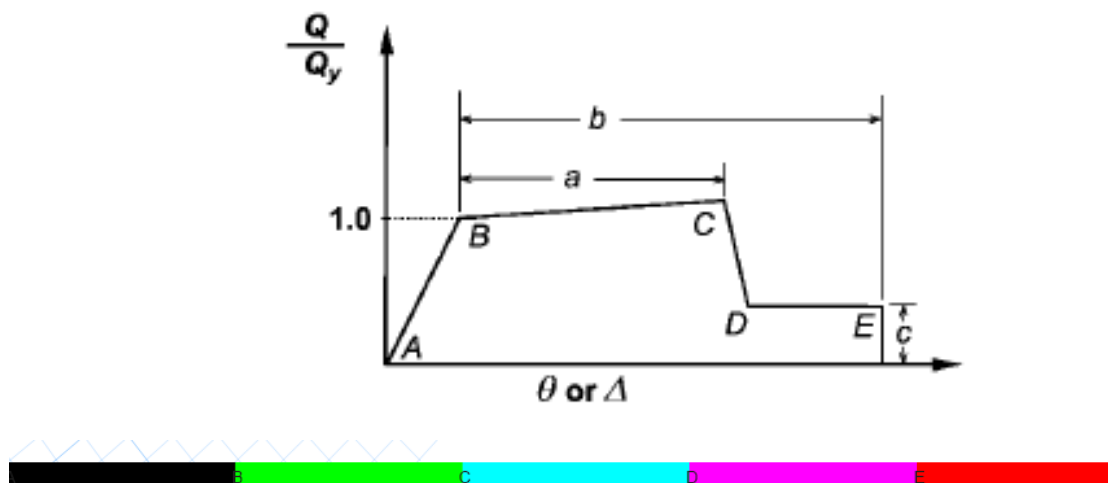


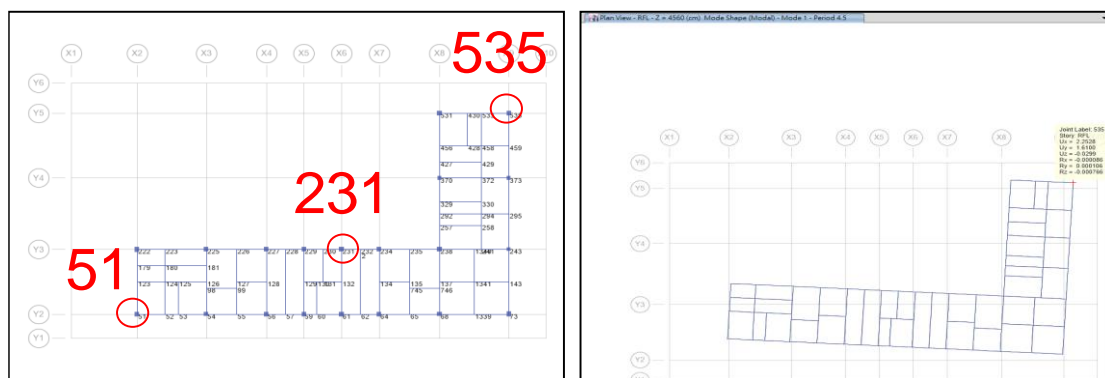
圖 6、ETABS 2016-塑鉸變化圖

## 三、研究成果

在這次分析作業之設定塑鉸部分，主要為 Takeda 塑鉸模型，能夠呈現出結構物反覆加載下單柱模型的破壞機制及破壞點位，但設定上較為繁瑣，必須先將單柱模型設定為 P-M2 或 P-M3 狀況下瞭解軸力數值，再將塑鉸更改為 M2 或 M3，才能在設定中調整為 Takeda 模型，呈現出反覆加載卸載的單柱行為。

### 3.1 扭轉不規則建築案例

一般而言，非線性靜力側推分析適用於第一模態主控之結構物。本結構物為扭轉不規則建築物，使用側推分析並不合適。為比較觀測點位置的影響，圖 7 顯示不規則建築物，側推選擇點位會造成 PGA 誤差過大。不規則建物之耐震能力可能不適合只做側推分析。



節點	X向				Y向			
	RF_Displ.	Base_force.	RF位移比例	A_P	RF_Displ.	Base_force.	RF位移比例	A_P
535	45.55	2890.0	1.00	0.387	48.18	2152.9	1.00	0.313
231	86.53	2880.0	1.90	0.518	104.42	2067.6	2.17	0.462
51	106.34	2886.1	2.33	0.571	168.76	1985.5	3.50	0.600

圖 7、性能點地表加速度與點位選擇關係

此二種準則分別為考慮「局部與整體破壞準則」，與僅考慮「整體破壞準則」之情況。然而，本文案例建物本應依前述要求執行至半數歷時判定為倒塌即停止分析，但發現當地震強度  $S_a(\bar{T})$  達  $0.4g$  時，被判定為倒塌之地震歷時數目即由 8 筆驟升至 11 筆，如圖。本文遂將最後一筆地震歷時往上執行至其倒塌為止。經由增量動料分析曲線，統計每一個譜加速度值下達 4% 層間位移角之地震組數，並假設對數常態分佈型式，可獲得倒塌易損曲線如圖所示。

本案例在進行倒塌易損曲線計算發現正規  $0.3g$  歷時已經有八筆能使結構物破壞， $0.4g$  基本上所有歷時皆能使結構物達到破壞，與一般分析有不少落差，最主要因素可能由主控模態及不規則結構物扭轉行為，導致在雙向歷時分析會使結構物較快達到破壞準則。

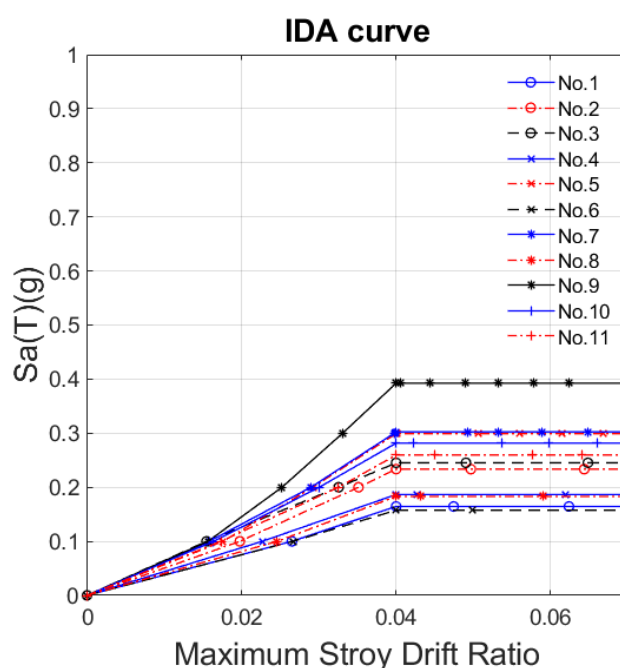




圖 8、11 筆地震歷時之增量動料分析曲線

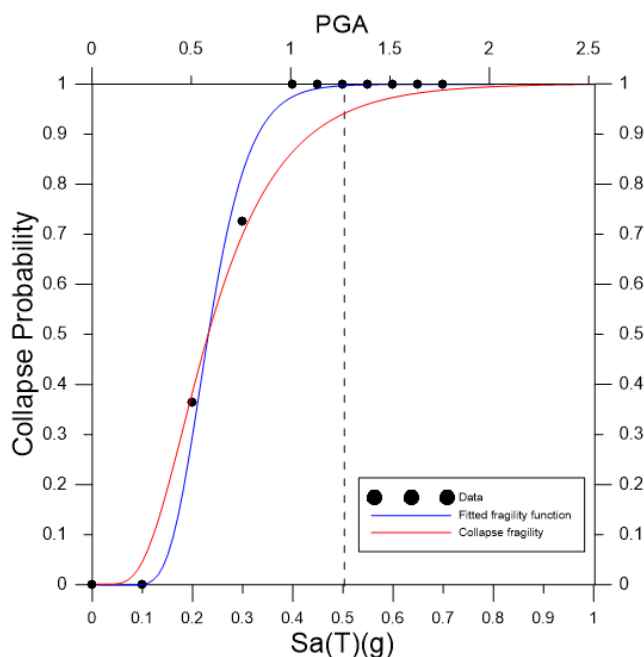


圖 9、11 案例筆地震歷時倒塌易損曲線

### 3.2 中高樓層軟弱層案例

**錯誤! 書籤的自我參照不正確。** 比較規則建物與軟弱層之性能點地表加速度。

表 5、規則建物與軟弱層之性能點地表加速度比較

建物性質	X 向				Y 向			
	頂層 位移,D (cm)	基底 剪力,V (tonf)	Drift ratio	A <sub>p</sub>	頂層 位移,D (cm)	基底 剪力,V (tonf)	Drift ratio	A <sub>p</sub>
規則建物	118.11	1180.6	3.52%	0.511g	87.03	1396.1	2.73%	0.499g
軟弱底層	61.27	1456.08	1.60%	0.386g	54.13	1296.89	1.42%	0.347g

**Note:** 規則建物 = 純構架; 軟弱底層 = 牆以等值寬柱模擬

在倒塌機率為 10% 時，對應到的 PGA 為大約 0.2g。比側推分析的 A<sub>p</sub> 值來得小。這也表示軟弱層在側推分析之結果較不保守。未來應進行非線性動力分析配合 FEMA P-58 機率式易損評估法 CFA 之耐震評估結果(Collapse Fragility Assessment)進行建築物耐震評估較適宜。

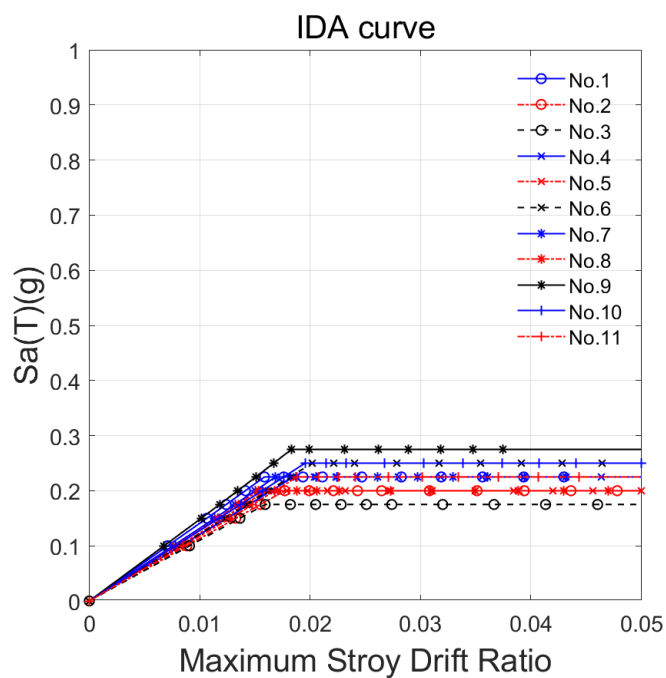


圖 10、11 筆地震歷時之增量動力分析曲線 (IDA Curve)

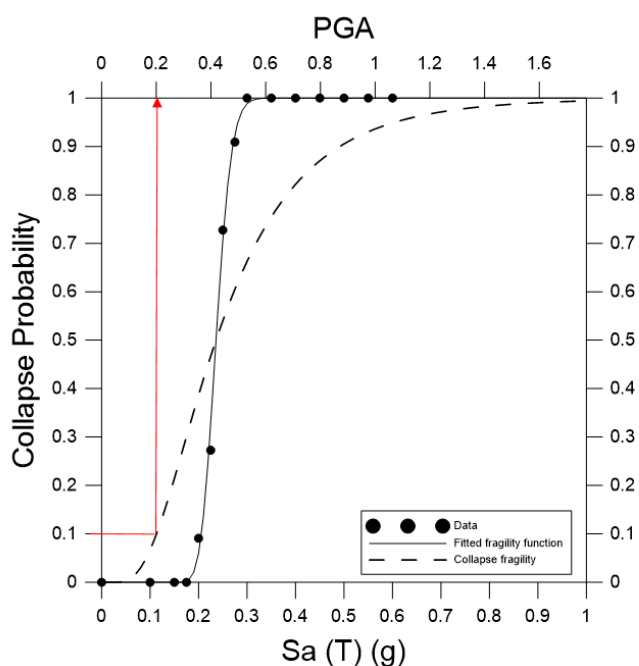


圖 11、11 筆地震歷時倒塌易損曲線

## 四、結論與建議

### 4.1 結論

建物耐震性能評估法已於國內外實行多年，其中需執行非線性動力分析之中高樓建物耐震評估法近年在國外亦有大幅之進展。而國內目前對於建築結構之耐震評估則多採用以側推分析為主的評估法，由於此法屬於定量式的靜力分析法，並無法反映中高樓建物的高模振態及其地震反應中的諸多不確定因子，因此在中高樓結構的耐震評估應用上有所不足。

有鑑於此，本文旨在建立一套便於工程師操作之機率式倒塌風險評估方法及流

程，以便考慮評估中所涵蓋的諸多不確定性。本文所建議之建物倒塌風險評估法主要係採美國 FEMA P-58 中之倒塌易損性分析架構，以增量動力法(IDA)與非線性動力分析建立受評估建物之倒塌易損曲線。惟 FEMA P-58 對於建物的倒塌判定並無明確的準則，同時對於倒塌性能指標的選擇與應用亦無明確的規定。因此，本文乃針對 RC 構造提出避免倒塌之指標容許值，「最大考量地震力作用下之倒塌機率」須小於 10%。最大考量地震力可採用我國設計規範之值，方便工程師之應用，有利建物所有人作為風險承擔決策之用，以篩檢出有倒塌疑慮之建築物，主要結論如下：

本計畫收集 34 組柱實驗資料，其中 12 組來自 Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) 實驗資料庫、9 組來自日本實驗室資料庫、13 組來自國家地震中心實驗資料庫。有關梁、柱構件塑性鉸設定，經由實驗與分析驗證顯示，ASCE 41-13 所建議之塑性鉸，針對最大強度的預測與單曲率柱實驗值接近，但高估雙曲率柱的強度。極限變形部分，低軸力下約可預測至 4% 層間位移角，但隨軸力增加則降低至 2% 層間位移角，屬於較保守的預測。相反的，TEASPA V3.1 所定義之塑鉸參數，可有效掌握各種破壞模式，對於初始勁度、最大強度及極限變形，也有較合理的預測結果。

進行非線性動力歷時分析時，如採用商用軟體（如：ETABS 程式），塑鉸之設定必須由原有側推分析的 P-M2、P-M3 轉換為 M2、M3 塑鉸，使能啟動遲滯迴圈規則，例如 Takeda 模式，來描述塑鉸的加載與卸載行為。值得注意的是，受限於程式功能，動力分析中無法呈現軸力變化對塑鉸參數變化的影響。因此，M2 及 M3 塑鉸參數至少須考慮構材的初始軸力（即靜載重及 1/2 活載重），分析結果才屬合理。

本研究提出的非線性動力歷時分析流程，包括(1)建立倒塌結構數值模型、(2)、挑選數組合適的力時震波、(3)選定倒塌判定準則、(4)執行增量動力分析、(5)建立倒塌易損曲線、(6)計算倒塌機率性能指標、及(7)判定倒塌機率是否滿足容許值等步驟。本流程中每一步驟都可視學理發展、程式改版與實務需求作精進，使分析結果更能忠實反映結構受震倒塌機率。

非線性動力分析所需耗時較長，但對於平面或立面不規則性結構仍有必要。案例分析顯示，具扭轉不規則建築結構或軟弱底層建築結構，以機率式倒塌易損曲線方式判定，其地表加速度值較側推分析評估結果低。尤其扭轉不規則建築結構受觀測點之點位選擇影響，結果變異性大。

## 4.2 建議

### 建議一

研究成果可提供建築物耐震設計規範與解說之修訂方向：立即可行建議

主辦機關：內政部營建署

協辦機關：內政部建築研究所

本案與現行建築物耐震設計規範與解說，第八章「既有建築物之耐震能力評估與耐震補強」有關。由於規範修訂草案審查尚未結束，且在本案結束前應仍無法定案，故建議可將本案研究成果提供內政部營建署作為建築物耐震設計規範與解說修正之方向。

## 建議二

以本案所收集的實驗資料庫及塑鉸程式，提供業界塑鉸驗證：立即可行建議

主辦機關：中華民國全國建築師公會、中華民國土木技師公會全國聯合會、

中華民國結構工程技師公會全國聯合會

協辦機關：無

本案收集美國 PEER Structural Performance Database、美國 NEES Database: ACI 369 Rectangular Columns，日本東京工業大學橋柱實驗資料庫，及台灣國家地震工程研究中心柱實驗資料，驗證 ASCE 41-13 與 TEASPA V3.1 鋼筋混凝土柱塑性鉸設定。其中，美國 PEER Center 資料庫、美國 NEES 資料庫、TEASPA V3.1 版程式，均為網路免費資源且可公開下載，網址如下。日後如有更新或開發新的塑鉸計算方式時，可先透過實驗資料進行檢驗，並更新於程式中再供使用者自行下載。網址如下：

- a. <https://nisee.berkeley.edu/spd/>
- b. [https://datacenterhub.org/dataviewer/view/neesdatabases:db/aci\\_369\\_rectangular\\_column\\_database/](https://datacenterhub.org/dataviewer/view/neesdatabases:db/aci_369_rectangular_column_database/)
- c. <https://teaspa.ncree.org.tw/>

## 參考文獻

1. 劉光晏、張國鎮、宋裕祺，「高強度鋼筋混凝土橋柱耐震行為研究」，中華民國第十一屆結構工程研討會暨第一屆地震工程研討會論文集，編號 10005，台中（2012）。
2. 劉光晏、張國鎮、宋裕祺、王柄雄、賴明俊，「牛鬥橋現地實驗成果發表會論文集：牛鬥橋現地實驗-橋柱耐震行為探討」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-11-014，台北（2011）。
3. 宋裕祺、蔡益超，「鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估 SERCB—理論背景與系統操作」，社團法人中國土木水利工程學會，2017。
4. 張國鎮、張宏輔，「鋼筋混凝土橋柱耐震分析與 FRP 補強之研究」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-99-030，台北（1999）。BMR1R,2,3
5. 張國鎮、鍾豐旭，「RC 矩形橋柱 FRP 剪力及搭接耐震補強之研究」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-00-034，台北（2000）。BMR5(S)
6. 日本政府，「建築物耐震改修促進法」，平成 7 年 10 月法律第 123 號，1995 年。
7. 李有豐、朱育正，「圓形橋柱之複合材料(FRP)耐震補強研究(II)」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-99-036，台北（1999）。FC1(F)、FC4(FS)
8. 李秉乾、張國鎮、張順賓，「圓形橋柱碳纖維耐震補強之研究」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-99-037，台北（1999）。1820-A(FS)
9. 林敏郎、林至聰、陳沛清、蔡克銓、吳穎涵，「矩形 RC 柱採碳纖維包覆暨碳纖維錨栓耐震補強研究」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-09-014，台北（2009）。R08BM(S)
10. 洪曉慧、王瑞禎、王柄雄、劉光晏、宋裕祺、張國鎮，「營建自動化橋梁墩柱工法之研究（第 1 期）」，交通部臺灣區國道新建工程局，台北（2012）。
11. 洪曉慧、葛伊仁、劉光晏、張國鎮，「考慮直接基礎搖擺機制之橋梁耐震性能研究(III)」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-10-025，台北（2010）。CD30FB-R(F)

12. 營建署 (2011) 建築物耐震設計規範及解說，中華民國內政部營建署。
13. 簡文郁 (2017) 台灣地區正規化之地震危害度曲線資料，國家地震工程研究中心強地動組提供。
14. 簡文郁、張毓文、邱世彬、劉勛仁 (2014) 近斷層設計地震研究，國家地震工程研究中心技術報告，NCREE-14-005。
15. 翁元滔、蕭輔沛 (2016) “中高樓層建物震損勘災調查”，國家地震工程研究中心簡訊，美濃地震勘災特別報導，第 97 期，3 月刊。
16. 葉錦勳、簡文郁 (2007) 地震危害度分析與震災境況模擬技術整合研究(II)，國家地震工程研究中心技術報告，NCREE-07-040。
17. 蕭輔沛等 14 人 (2013) 校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版，國家地震工程研究中心技術報告，NCREE-13-023。
18. 謝瑋桓 (2017) 中高樓建築機率式耐震與倒塌風險評估之研究，國立成功大學土木工程學系碩士論文，7 月，指導教授：盧煉元。
19. 鄧崇任等 8 人 (2010) 耐震性能設計規範改進先期研究(三)，國家地震工程研究中心技術報告，NCREE-10-013。
20. 鄭錦桐、林柏伸、江憲宗、李錫堤 (2011) “台灣的地震危害度分析”，2011 海峽兩岸地質災害研討會，桃園市中壢，11 月 10 日。
21. 鍾立來、吳賴雲、余保憲、王文財、張俊傑、廖振宏，「新舊鋼筋混凝土橋柱耐震行為之試驗研究」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-02-021，台北 (2002)。BMRL50(FS)
22. 鍾立來、吳賴雲、張俊傑、廖振宏、王文財，「鋼筋混凝土橋柱耐震行為之試驗研究」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-00-035，台北 (2000)。BMR4(FS)
23. 鍾立來、吳賴雲、王文財、張俊傑、余保憲，「圓形橋柱鋼筋混凝土包覆補強及修復之理論分析與試驗驗證」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-01-024，台北 (2001)。BMCL50(FS), BMC4(FS)
24. 黃益堂、黃世建，「鋼筋混凝土極短柱受剪破壞之耐震行為曲線研究」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-08-027，台北 (2008)。2DH(S)
25. 黃震興、謝有明、鄭橙標、周志雄，「RC 橋柱之鋼板包覆耐震補強」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-99-016，台北 (1999)。BMC1。
26. 黃震興、謝有明、鄭橙標、周志雄，「RC 橋柱之鋼板包覆耐震補強」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-99-016，台北 (1999)。BMC1(F), BMC2(FS)
27. 黃震興、郭苗宜，「RC 橋柱之剪力與主筋搭接耐震補強」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-00-005，台北 (2000)。BMCS(S)
28. Ang A.H.-S. and Tang W. (2007) Probability Concepts in Engineering, 2nd edition., John Wiley & Sons, Inc.
29. ASCE 41-06 (2007) “Seismic rehabilitation of existing building.” American Society of Civil Engineers.
30. ASCE 41-13 (2014) “Seismic rehabilitation of existing building.” American Society of Civil Engineers.
31. ASCE 7-10 (2013) “Minimum design loads for buildings and other structures.” American Society of Civil Engineers.
32. ATC-40 (1996) “Seismic evaluation and retrofit of existing concrete building.” Applied Technology Council.
33. Baker J.W. (2015) “Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis.” Earthquake Spectra, 31(1): 579-599.

34. Chopra, A. K. and Goel, R. K., 2000. Evaluation of NSP to Estimate Seismic Deformation: SDOF Systems, ASCE, J. of Structural Engineering, Vol.126, No.4, pp.482-490.
35. Chopra, A. K. and Goel, R. K., 2001. Direct Displacement-Based Design: Use of Inelastic vs. Elastic Design Spectra, Journal of Earthquake Spectra, Vol. 17, No.1, pp.47-64.
36. Chopra, A.K. and Goel, R.K., 2004. A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 33: 903-927.
37. Chopra, A.K., Goel, R.K., 2002. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31: 561-582.
38. De-La-Colina, J., 1999. Effects of torsion factors on simple non-linear systems using fully-bidirectional analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 28: 691-706.
39. De-la-Llera, J.C. and Chopra, A. K., 1996. Inelastic Behavior of Asymmetric Multistory Buildings, Journal of Structural Engineering, 122 (6), 597-606.
40. Fajfar, P., Kilar, V., Marusic, D. and Perus, I., (2005) "Torsional Effects in The Pushover-Based Seismic Analysis of Buildings," Journal of Earthquake Engineering, 9: 831-854.
41. FEMA 273,283 and 302, 1997. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, BSSC, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
42. FEMA 273/274 (1997) "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings." Federal Emergency Management Agency.
43. FEMA 356 (2000), "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings." Federal Emergency Management Agency.
44. FEMA P-58 (2012) "Seismic performance assessment of buildings." Federal Emergency Management Agency.
45. FEMA P-695 (2009) "Quantification of building seismic performance factors." Federal Emergency Management Agency.
46. Goel, Rakesh K., 1996. Seismic Response of Asymmetric Systems: Energy-Based Approach, Journal of Structural Engineering , 1444-1453.
47. Haselton CB, Deierlein GG (2008) Assessing collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings. PEER Report No. 2007/08, University of California at Berkeley.
48. Hernández, J.J. and López, O.A., 2000. Influence of bidirectional seismic motion on the response of asymmetric buildings, Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.
49. <http://seismic.cv.titech.ac.jp/ja/titdata/titdata.html>
50. Ibarra LF, Krawinkler H (2005) Global collapse of frame structures under seismic excitations. Report No. 152, The John A. Blume Earthquake Engineering Research Center, Stanford University, Stanford.
51. JagMoham J. and Mohamed A. M., 2003. Determination of seismic design forces by equivalent static load method, Canadian Journal of Civil Eng., 30: 287-307.
52. Lai JW, Wang SS, Matthew JS, Mahin SA (2015) Seismic evaluation and retrofit of existing tall buildings in California: case study of a 35-story steel moment-resisting frame building in San Francisco. PEER Report No. 2015/14, University of California at Berkeley.
53. Leo Adidharma, "Seismic Behavior of Reinforced Concrete Bridge Columns under Long Duration Ground Motions", Master thesis, Department of Construction Engineering, National Taiwan University of Science and Technology. (2012)
54. Lew M, Naeim F, Huang SC, Lam HK and Carpenter LD (2000) "The significance of the 21 September 1999 Chi-Chi Earthquake, Taiwan, for tall buildings. Structural Design of Tall Buildings, 9:67-72.
55. Medina RA and Krawinkler H (2002) Seismic demands for nondeteriorating frame structures and their dependence on ground motions. Report No. 144, The John A. Blume

- Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, CA.
56. Myslimaj, B. and Tso, W. K., 2002. A Strength Distribution Criterion for Minimizing Torsional Response of Asymmetric Wall-Type Systems, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31, 99-120.
  57. National Building Code of Canada: 2005 National Research Council of Canada. Canadian Commission on Building and Fire Codes
  58. Paulay, T., 1997. Displacement-Based Design Approach to Earthquake-Induced Torsion in Ductile Buildings, *Engineering Structures*, vol. 19, 699-707.
  59. PEER-TBI Task7 (2010) Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings. PEER Report No. 2010/111, University of California at Berkeley.
  60. Peruš, I. and Fajfar, P., 2005. On the Inelastic Torsional Response of Single-Story Structures under Bi-axial Excitation, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34: 931-941.
  61. Riddell, R. and Santa-Maria, H., 1999. Inelastic response of one-story asymmetric-plan systems subjected to bi-directional earthquake motions, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28: 273-285
  62. SEAOC (1995) Vision 2000: Performance-Based Seismic Engineering of Buildings, Structural Engineers Association of California, Sacramento, California.
  63. Tso, W.K. and Smith, R.S.H., 1999. Re-evaluation of seismic torsional provisions, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28, 899-917.
  64. Vamvatsikos D and Cornell CA (2002) "Incremental dynamic analysis." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3): 491-514.
  65. Vamvatsikos D and Cornell CA (2006) "Direct estimation of the seismic demand and capacity of oscillators with multi-linear static pushovers through IDA." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(9): 1097-1117.