

以結構性能為基準之鋼筋混凝土建築物耐震能力評估

宋裕祺* 蘇進國** 吳傳威*** 蔡益超****

關鍵詞：側推分析、鋼筋混凝土建築物、塑性鉸、歷時分析

摘要

對於位處地震高危害度地區之國家而言，建築結構物之耐震能力評估已成為相當重要的課題。近年來自從美國應用技術協會出版ATC-40，揭開了鋼筋混凝土建築物耐震性能評估指針以後，以結構性能為基準的建築物耐震能力評估觀念已廣受矚目，但其繁複的計算方法與精確度則仍有改進空間。本文導入一直接擷取結構容量曲線上性能點的觀念來決定建築物耐震能力的改良式評估法，除可改進ATC-40所提方法的缺失之外，同時亦可獲得各種結構性能狀態與地表加速度之間的相互關係。另一方面，由於構件桿端塑性鉸設定的良窳會直接影響側推分析的準確度，本文也就鋼筋混凝土構材三種常見的破壞模式來決定其塑性鉸之計算方式。最後，並以一座於九二一集集大地震中損壞之傳統低矮鋼筋混凝土建築校舍為研究案例，透過本文所提之側推分析流程，評估建築物所能承受的最大地表加速度，達到以結構性能為基準之耐震能力評估的目的，並續以非線性動力歷時分析進行相關驗證。本文研究成果顯示，依據本文所提方法可有效模擬鋼筋混凝土結構的非線性行為，且可不失準確性的評估出建築物之耐震性能，相關成果冀能供為學術研究與新建結構物耐震設計、老舊建物耐震能力補強及建築物損壞維修等實務參考之用。

Performance-Based Seismic Evaluation of Reinforced Concrete Buildings

Yu-Chi Sung* Chin-Kuo Su*** Chuan-Wei Wu*** I-Chau Tsai****

KEYWORDS: Pushover analysis, Reinforced concrete buildings, Plastic hinge, Time history analysis

ABSTRACT

For countries located at with high seismic risk, seismic damage assessment of buildings is an important issue. In the past few years, much attention has been paid to the performance-based concept of the assessment due to the appearance of ATC-40. However, its tedious procedure and deficiency in precision have left rooms for improvement. The present paper is to introduce a modified procedure to improve the efficiency as well as accuracy of the said assessment. The main ideal of the modification is that by treating performance point on structural capacity curve as input to determine the corresponding seismic demands of RC structures. This approach is also capable of finding the correlations between peak ground acceleration (PGA) and various structural performances. On the other hand, it was known that the accuracy of pushover analysis was greatly affected by the proper setting of plastic hinge. In this paper, an algorithm for determining plastic hinges with respect to three well-known distinct failure modes is also suggested. Finally, a traditional low-rise RC school building damaged in the Chi-Chi earthquake is adopted as a case study. In addition to follow the proposed seismic damage assessment method by performing the pushover analysis based on the suggested algorithm to find the ultimate PGA that the building could with stand, nonlinear time history analysis is also applied to verify its accuracy. It is seen that the proposed method gives acceptable results and is expected to be helpful both in facilitating the seismic damage assessment as well as making the strategy of repairing, retrofitting, or strengthening for RC buildings.

* 國立台北科技大學土木與防災研究所 助理教授

** 國立台北科技大學土木與防災研究所 博士生

*** 國立台北科技大學土木與防災研究所 副教授

**** 國立台灣大學土木工程研究所 教授

* Assistant Professor, Dept. of Civil Engineering, National Taipei University of Technology

** Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, National Taipei University of Technology

*** Associate Professor, Dept. of Civil Engineering, National Taipei University of Technology

**** Professor, Dept. of Civil Engineering, National Taiwan University

2004 年 7 月 7 日受稿，2004 年 9 月 21 日通過

一、前言

以結構性能為基礎的建築物耐震能力評估主要著重於在不同耐震需求下，評估出建築結構物的耐震性能。其基本精神在於評估結構物抵抗地震力作用時，是否符合各種不同等級性能目標 (Performance Objective) 之要求，發揮應有的耐震性能水準 (Performance Level)，以確保結構物在震後能進行修補或維持應有的安全性。

一般建築結構物在強震侵襲時會產生大於降伏變位之變形，因此結構非線性行為之分析已成為地震工程所關注之研究焦點。國內目前普遍採用的建築結構耐震能力評估方法，多係以“力-強度”為基準，以結構彈性分析所得之結果，利用力折減因數或位移放大因數間接求取結構物的非線性行為，評估結構物之耐震能力。此法雖為工程師提供一簡化分析概念和容易操作介面等優點，但相對的，其分析結果恐未能完全掌握結構物的非線性行為，反而可能由於過於簡化的假設及運算，造成對結構特性的誤解。

一般而言，結構非線性分析方法主要有動態非線性歷時分析 (Nonlinear Time History Analysis) 和靜態側推分析 (Pushover Analysis) 等兩種。動態非線性歷時分析能顯現結構在振動過程中所有的動態反應，但因分析過程過於繁複、程式運算耗時過久，除對於特殊結構之檢核外，在實務設計中較不為工程師所樂用。靜態側推分析係藉由施加側向力於結構物上，隨著力量緩慢增加，記錄構材開裂、降伏、塑性變形和結構失敗等發展行為，並在一連串的迭代過程中，依各不同受力階段之結構行為，修正構材有效勁度與不平衡力，採用階段線性分析的方式，直到塑性鉸發展至崩塌機制或到達極限塑性變形為止。相較於動態非線性歷時分析而言，靜態側推分析較能清楚地提供結構物

在各性能階段的受力與變形行為，也因此較受結構工程師歡迎。

ATC-40(1996)與FEMA 273(1997)皆以結構耐震性能評估為目標，前者以容量譜法為基準，後者則在側推分析及其所需的塑性鉸特性設定上，定義了數個不同地震性能層次、範圍以及設計準則，並由不同建築方式與使用材料性質等，將構材的鋼筋配置、受力情形和破壞模式等所對應之塑性鉸特性，以係數設定方式彙整成表，供為一般側推分析與後續耐震能力評估之用。美中不足的是，此些分析方法還未能完全準確地反應結構物之非線性行為與桿件破壞模式(ATC-55, 2002)。

有鑑於此，作者等人建議一種異於ATC-40與FEMA273有關塑性鉸的計算方法(宋裕祺等，2004)，針對常見的鋼筋混凝土柱體三種破壞模式，進行塑性鉸設定與側推分析研究，其研究結果並與國家地震工程研究中心、日本土木學會等單位有關單柱式及構架式RC柱反覆載重試驗所得之遲滯迴圈進行比較，結果顯示其所提之塑性鉸設定模式可有效掌握結構之非線性行為。基於前述研究，為能掌握台灣一般RC校舍建築物遭受地震侵襲所遭致之破壞模式及其耐震能力，並能提供校舍損壞補強或新建教室之耐震設計所需，本文以一座於九二一集集大地震中遭受損害之低矮鋼筋混凝土建築校舍為例，經由本文建議之改良式耐震能力評估法，進行校舍耐震能力評估。最後，並採用集集大地震中該校舍鄰近測站所紀錄之地震歷時資料進行非線性動力歷時分析，以驗證本文所提耐震能力評估方法之正確性。

本文建議之建築物耐震能力評估流程與所得成果，冀能供為學術研究與建築實務工程之應用。



三、改良式耐震能力評估法

ATC-40 之基本目標為在一已知的耐震需求下，評估結構物的耐震性能，亦即將結構物的耐震需求(seismic demand)視為輸入，進而求得結構物耐震性能為其輸出。此方法較適合用於新建結構物之耐震設計，較不適用於既有老舊建築物的耐震能力評估（宋裕祺，2003）。基於此一觀念，本文修正 ATC-40 的作法，建議經由側推分析求得之容量曲線來當作性能點設定的基準，並以此作為輸入點來求得對應於耐震需求下的輸出值－建築物之耐震能力。此分析方法有兩個優點：（1）避免 ATC-40 評估法中所需反覆迭代的複雜運算；（2）提供較為直接且易於接受的震耐能力評估方法。

ATC-40 中揭示，結構物進入非線性階段之後的有效黏滯性阻尼比 β_{eff} 包含原結構本身固有黏滯阻尼比 β_{basic} （一般取為 5%）及結構物非彈性遲滯行為的等值黏滯性阻尼比 β_0 兩部分，可表示如下：

$$\beta_{eff} = \beta_{basic} + \beta_0 = \beta_{basic} + \frac{63.7\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad \dots\dots\dots(1)$$

其中， κ 表示阻尼修正因子，與結構物系統耐震行為及地震歷時長短有關。 a_y 與 d_y 則分別代表降伏時之譜加速度與譜位移。

阻尼比異於 5% 時之加速度修正係數 C_D ，可由非彈性譜加速度與彈性譜加速度之比求得：

$$C_D = \frac{(S_a)_{inelastic}}{(S_a)_{clastic}} = \frac{1.5}{40\beta_{eff} + 1} + 0.5 \quad \dots\dots\dots(2)$$

如圖 1 所示，性能點位於容量譜與非彈性需求譜之交點上，性能點需同時滿足該二者之特性，故容量譜上之譜加速度 a_{pi} 與譜位移 d_{pi} 等於非彈性需求譜上的譜加速度 $(S_a)_{inelastic}$ 與譜位移 $(S_d)_{inelastic}$ 。即：

$$(S_a)_{inelastic} = a_{pi} \quad \dots\dots\dots(3)$$

$$(S_d)_{inelastic} = d_{pi} \quad \dots\dots\dots(4)$$

假設 $(S_a)_{elastic}$ 為正規化彈性需求譜上的譜加速度，則其對應的最大地表加速度(PGA)可由容量譜上的譜加速度 a_{pi} 表示為：

$$PGA = \frac{a_{pi}}{(S_a)_{elastic} \times C_D} \quad \dots\dots\dots(5)$$

如此即可由上述關係式評估出各種結構性能如：結構物頂層位移、基底剪力、RC 柱鋼筋或混凝土最大拉力側、壓力側應力應變等與 PGA 之關係。

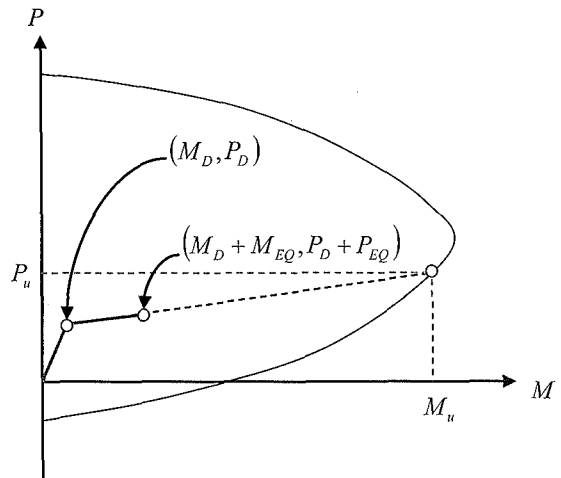


圖 1 根據軸力-彎矩交互關係圖尋找柱斷面極限軸力

三、考慮軸力變化狀態下之 RC 柱塑鉸設定

由側推分析求取結構物容量譜的首要條件為設定構件之局部塑性鉸特性。目前工程界普遍使用之分析軟體如 SAP-2000 (2002) 或 ETABS 等，已提供預設塑性鉸特性之設定功能，但經研究證實，其預設塑性鉸特性並未能準確模擬結構物之非線性行為。有鑑於此，作者等人將梁、柱構材破壞模式分為：剪力破壞、彎矩降伏發生但未達韌性容量前已發生剪力破壞、到達韌性容量的彎矩破壞等三類，分別訂定各破壞模式下對應之塑性鉸設定方式（宋裕祺等，2004），配合使用 SAP-2000 中 M3 塑性鉸設定模式，撰寫成 NARC-2004 程式（宋裕祺、蘇進國，2004），並與國家地震工程研究中心、日本土木學會等單位實驗結果進行比對，顯示其已能不失準確地模擬 RC 構材塑性鉸特性。

另在構架式鋼筋混凝土柱的側推分析中，隨著水平側力的增加，柱軸力與結構內力形式亦會隨之改變，所以根據固定軸力所求得之剪力容量、撓曲容量及其所組成的塑性鉸特性等，將無法完全適用。下列方法可有效考量軸力變化的影響：

步驟 1：

先以柱構材靜重軸力 P_D 與彎矩 M_D 為基準，以構材反曲點間之距離設為各構材之柱高，並依構材斷面形式、混凝土強度、鋼筋組成律等性質來設定「靜重狀態塑性鉸」。在此，梁構材並不考慮軸力效應，並假設反曲點位於梁中央位置。

步驟 2：

計算地震力所引致之柱構材軸力 P_{EQ} 與彎矩 M_{EQ} ，疊加靜重與地震力引致之柱構材軸力 ($P_D + P_{EQ}$) 與彎矩 ($M_D + M_{EQ}$)，並將其套疊在柱斷面的軸力 - 彎矩交互關係圖，延伸(

M_D, P_D) 與 ($M_D + M_{EQ}, P_D + P_{EQ}$) 二點所構成之直線到軸力 - 彎矩交互關係圖之交點，並以該交點之垂直座標為柱構材之極限軸力 P_u ，如圖 1 所示。另外，疊加靜重與地震力引致之柱構材彎矩，找出各單柱受地震力作用後的反曲點高度。續以軸力 P_u 為基準，以靜重及地震力引致構材反曲點間之距離設為各構材之柱高，重新設定「極限狀態塑性鉸」。

步驟 3：

內插步驟 1 與步驟 2 所得之二塑性鉸特性，如圖 2 所示。其原則為初期係以「靜重狀態塑性鉸」特性為基準，俟構材初始降伏後即開始向「極限狀態塑性鉸」特性逼近，直到最終點完全相同為止。圖 2 當中，下標 DL 代表靜重狀態、下標 UL 代表極限狀態。A 點為原點；B 點為靜重狀態混凝土開裂點；C 點靜重狀態之鋼筋初始降伏點；D 點為靜重狀態之雙線性降伏點 $D'(\theta_{y,DL}, M_{y,DL})$ 與極限狀態之雙線性降伏點 $D''(\theta_{y,UL}, M_{y,UL})$ 的平均值 $[\frac{1}{2}(\theta_{y,DL} + \theta_{y,UL}), \frac{1}{2}(M_{y,DL} + M_{y,UL})]$ ；E 點為極限狀態時 $M_{u,UL}$ 與 $\theta_{u,UL}$ 之座標點。依據 A~E 等五點即可設定出塑性鉸特性。

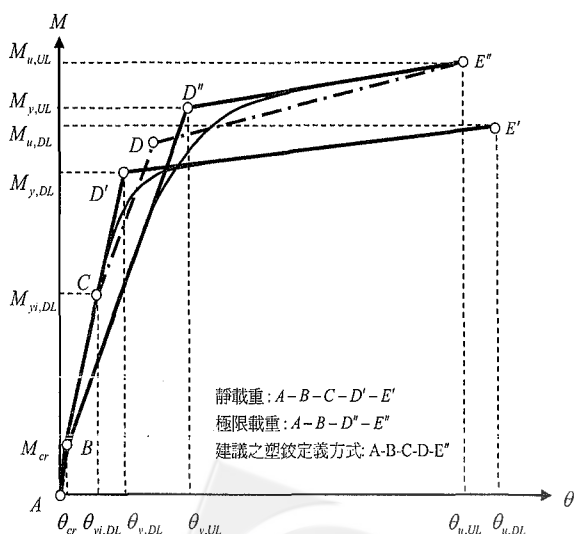


圖 2 考慮軸力變化，極限狀態塑鉸定義方式

四、耐震性能評估流程

茲彙整本文建議的改良式建築物耐震能力評估方法相關流程如下：

步驟1：由各桿件之斷面形式、材料強度與鋼筋數量等材料與幾何條件，評估其撓曲容量及剪力容量。

步驟2：疊合撓曲容量及剪力容量以決定各桿件破壞模式並定義其塑性鉸特性。

步驟3：進行側推分析。分析後由結構之基底剪力(V)與頂層位移(Δ_{roof})關係求得結構物之容量曲線，並依下列各式轉換為譜加速度 S_a 與譜位移 S_d ，以建立結構物之容量譜：

$$S_a = \frac{V}{\alpha_1 W} \quad (6)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof,1}} \quad (7)$$

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (W_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (W_i \phi_{i1}^2) / g} \right] \quad (8)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (W_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N W_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (W_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (9)$$

式中

PF_1 ：第一個自然振態的振態參與因子(modal participation factor)

α_1 ：第一個自然振態的振態質量係數(modal mass coefficient)

w_i / g ：第 i 層的指定質量

ϕ_{i1} ：第一振態中第 i 層的振幅

N ：結構物的最高層數

W ：結構物的靜載重

步驟4：根據第二節所述之改良式耐震性能評估法建立對應不同結構耐震性能下之最大地表加速度(PGA)。

步驟5：依據步驟4評估求得之PGA調整地震歷時資料的尖峰值，並據此進行非線性動力歷時分析。

步驟6：由步驟4與步驟5之結果檢核本文所提方法的正確性。

五、校舍建築物耐震能力評估之案例分析與探討

本節以傳統校舍為實際分析案例，首先依據結構物的基本資料建立 SAP2000 結構模型，先行施作靜力分析，計算桿件在靜載重與極限載重作用下之各種特性，據此設定建築物各梁柱構件的塑性鉸特性，並藉由 SAP2000 側推分析求得之容量曲線關係，評估整體結構物之耐震性能。最後再進行非線性動力歷時分析，以檢核側推分析之準確性。

5-1 分析案例說明及簡介

校舍興建於民國七十四年，其平面配置為五間教室連貫成之一字型，座向為座北朝南，長軸方向為東西向；單元教室柱距配置為長向三跨型即兩側各有四支窗台柱，跨距為 300cm，長向有 16 跨度，短向有 2 跨度；走廊為單邊無走廊柱式；立面系統為二層樓高且其屋頂為平屋頂形式，樓梯位於中央偏左位置，詳細圖說如圖 3 所示。在 921 大地震作用下，建築物受到嚴重損害，一樓柱遭受嚴重剪壞，屋頂有塌陷，現已拆除重建（劉玉文、裘維平，2002）。其結構資料如下：

- 校舍面積：535.00m²
- 樓層數：地上2層，無地下室，屋頂為平屋頂
- 樓層高：一樓高3.6m，建築物總高度7.2m
- 尺度：X軸－3.0×15＋5.0＝50.0 m（16跨）
Y軸－3.75×2＋2.5＝10.0 m（2跨）
- 柱高：柱高360cm，窗台柱高270cm
- 方位：X軸（長軸方向）為東西向
- 地盤種類：第三類地盤（軟弱地盤）
- 梁柱配筋：如表1，其中柱箍筋間距介於15~25cm之間（謝東評，2001）
- 使用材料：
 鋼筋混凝土抗壓強度 $f_c' = 20.58 \text{ MPa} = 210 \text{ kg/cm}^2$
 鋼筋降服強度為 $f_y = 274.4 \text{ MPa} = 2800 \text{ kg/cm}^2$
 砂漿抗張強度 $f_{ib} = 2 \text{ MPa} = 20.4 \text{ kg/cm}^2$
 紅磚抗張強度 $f_m = 2.86 \text{ MPa} = 29.2 \text{ kg/cm}^2$
 紅磚與砂漿介面的抗張強度 $f_{mb} = 0.2 \text{ MPa} = 2.0 \text{ kg/cm}^2$
 紅磚單軸抗壓強度 $f_b' = 13 \text{ MPa} = 132.5 \text{ kg/cm}^2$
- 一樓靜載重 850kg/m²，二樓靜載重 800kg/m²
- 一樓活載重 250kg/m²，二樓活載重 200kg/m²
- 最近測站－南光國小（TCU074）測得之最大地表加速度：
 $V = 270 \text{ gal}$ $NS = 368 \text{ gal}$ $EW = 586 \text{ gal}$

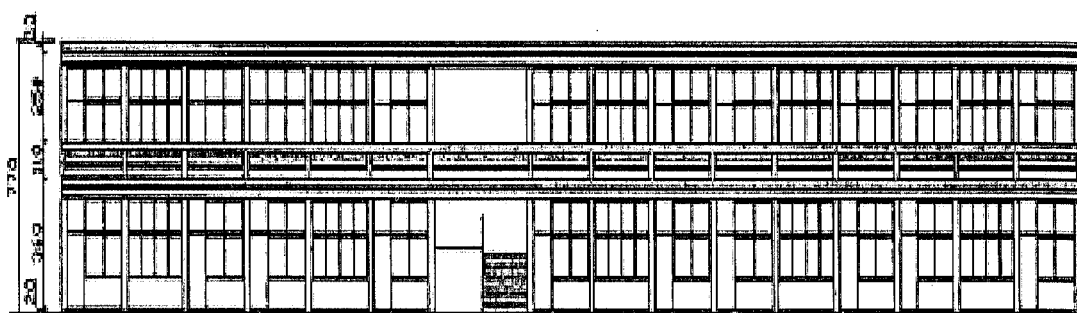


圖 3(A) 校舍正立面圖[劉玉文、裘維平，2002]

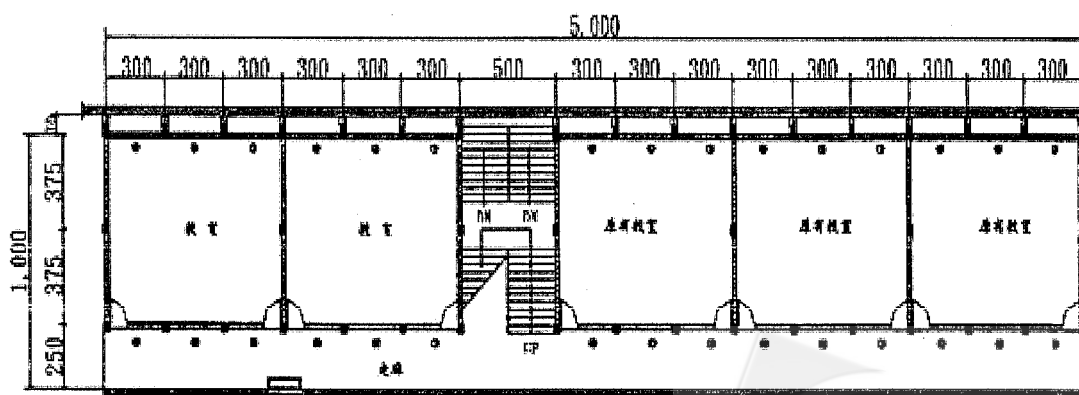


圖 3(B) 校舍平面圖[劉玉文、裘維平，2002]

表 1 (A) 校舍柱配筋圖[劉玉文、裘維平，2002]

樓層	2F					
配筋						
縱筋	×4-19 ϕ ○4-16 ϕ	×6-19 ϕ ○2-16 ϕ	×4-19 ϕ ○4-16 ϕ	×8-19 ϕ	○8-16 ϕ	
箍筋	10 ϕ @15-25	10 ϕ @15-25	10 ϕ @15-25	10 ϕ @15-25	10 ϕ @15-25	
尺寸	30*40	30*40	30*40	30*40	24*40	
柱號	C1	C2	C3	C4	C5	
樓層	1F					
配筋						
縱筋	+4-22 ϕ ×4-19 ϕ	+4-22 ϕ ×6-19 ϕ	+8-22 ϕ	+8-22 ϕ ×2-19 ϕ	×6-19 ϕ ○2-16 ϕ	
箍筋	10 ϕ @15-25	10 ϕ @15-25	10 ϕ @15-25	10 ϕ @15-25	10 ϕ @15-25	
尺寸	30*40	30*40	30*40	30*40	24*40	

表 1 (B) 校舍梁配筋圖[謝東評，2001]

樓層	B1 (30*60)						B2 (24*45)					
	左	端	中	央	右	端	左	端	中	央	右	端
1F												
上層配筋	×6-19 ϕ		×2-19 ϕ		×3-19 ϕ ○2-16 ϕ		×6-19 ϕ		×2-19 ϕ		×4-19 ϕ	
下層配筋	×3-19 ϕ		×5-19 ϕ		×3-19 ϕ		×2-19 ϕ		×2-19 ϕ		×2-19 ϕ	
箍筋	10 ϕ @20-25		10 ϕ @20-25		10 ϕ @20-25		10 ϕ @20-25		10 ϕ @20-25		10 ϕ @20-25	
2F												
上層配筋	×4-19 ϕ		×2-19 ϕ		×3-19 ϕ		×4-19 ϕ		×2-19 ϕ		×2-19 ϕ	
下層配筋	×3-19 ϕ		×5-19 ϕ		×3-19 ϕ		×2-19 ϕ		×2-19 ϕ		×2-19 ϕ	
箍筋	10 ϕ @20-25		10 ϕ @20-25		10 ϕ @20-25		10 ϕ @20-25		10 ϕ @20-25		10 ϕ @20-25	
樓層	B3 (24*45)						B3 (24*45)					
	左	端	中	央	右	端	左	端	中	央	右	端
1F												
上層配筋	×2-19 ϕ ○2-16 ϕ		×2-19 ϕ		×3-19 ϕ		○3-16 ϕ		○2-16 ϕ		○3-16 ϕ	
下層配筋	×3-19 ϕ		×2-19 ϕ		×2-19 ϕ		○3-16 ϕ		○3-16 ϕ		○2-16 ϕ	
箍筋	10 ϕ @20-25		10 ϕ @20-25		10 ϕ @20-25		10 ϕ @20-25		10 ϕ @20-25		10 ϕ @20-25	
樓層	CB1 (30*35)						CB1 (30*55)					
	左	端	中	央	右	端	左	端	中	央	右	端
2F												
上層配筋	×4-19 ϕ										×4-19 ϕ	
下層配筋	×2-19 ϕ										×2-19 ϕ	
箍筋	10 ϕ @20-20										10 ϕ @20-20	
樓層	CB1 (30*35)						CB1 (30*55)					
	左	端	中	央	右	端	左	端	中	央	右	端
1F												
上層配筋	×4-19 ϕ										×5-19 ϕ	
下層配筋	×2-19 ϕ										×2-19 ϕ	
箍筋	10 ϕ @20-20										10 ϕ @20-20	

5-2 結構模型建立與側推分析

NARC-2004 程式考慮軸力、剪力與彎矩之互制效應來設定構件塑鉸特性，其中剪力與彎矩可由理論與斷面性質求得，但軸力屬於外力條件，為考慮軸力變化造成塑性鉸特性之影響，結構物須先進行靜力分析，待求得靜載重與極限狀態下之軸力變化情形再進行最後塑性鉸特性之設定。

5-2-1 SAP2000 模型建立

根據 5-1 節之基本結構資料，建立如圖 4 所示之 3D 模型。其中，本分析案例不考慮結構與土壤之互制作用，並假設梁柱接點為完全剛性接合，教室地板則使用版元素 (Shell) 模擬，並對所有節點與版元素作束制 (Constraint) 動作。矮牆兩邊若無同時存在邊界柱，如教室前後門邊矮牆，則不進行等值斜撐構件之設定，其餘窗台矮牆與隔間牆均設置等值斜撐於受壓側。而緊鄰窗台矮牆之窗台柱部分，為考量矮牆對窗台柱受力變形行為之影響，以矮牆牆高為基準細分窗台柱為上下兩部分，上半部柱體視為一短柱並設有塑鉸，下半部柱體則不設定塑鉸。

5-2-2 靜力分析

結構物沿東西向受地震之最小設計水平總橫力 V 依下式計算：

$$V = \frac{ZI}{1.4\alpha_y} \left(\frac{C}{F_u} \right)_m W \quad (10)$$

而控制中度地震過早降伏之設計地震力 V^* 則計算如下：

$$V^* = \frac{ZIF_u}{3.5\alpha_y} \left(\frac{C}{F_u} \right)_m W \quad (11)$$

取最小設計水平地震力 (V) 與控制中度地震過早降伏之設計地震力 (V^*) 中之較大者即為最小設計水平地震總橫力。其中本教室研究案例之各係數定義為：

工址水平加速度係數 $Z = 0.33$

用途係數 $I = 1.25$

工址正規化水平加速度反應譜係數 $C = 2.5$

起始降伏地震力放大倍數 $\alpha_y = 1.5$

結構系統韌性容量 $R = 3.2$

計算過程如表 2 所示，求得之最小設計水平地震總橫力為 173.397 (ton)。因本建築結構物之週期 T 小於 0.7 秒，可令頂層外加之集中橫力 F_t 為零，則由地震力之豎向分配公式：

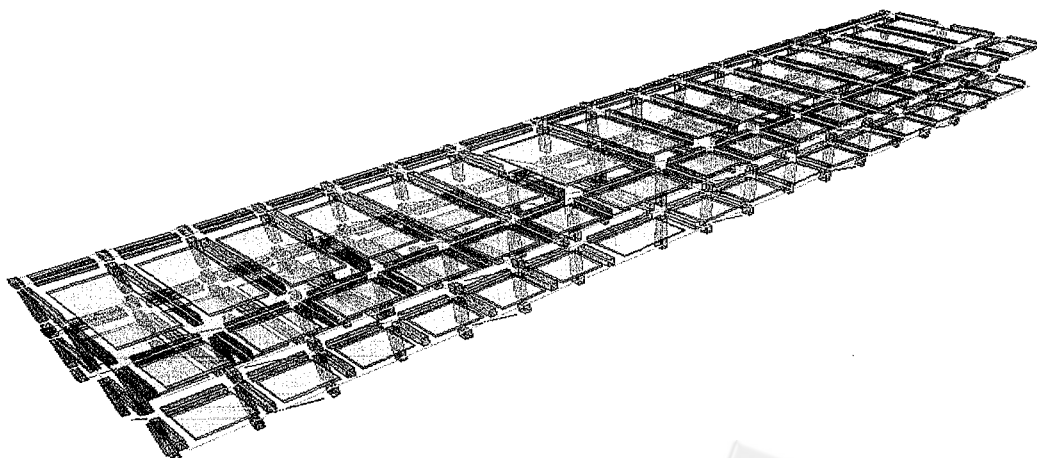


圖 4 SAP2000 模擬之整體校舍 3D 立體圖

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad (12)$$

可求得一、二樓之豎向地震力為 60.158 (ton) 與 113.239 (ton)。

5-2-3 結構物梁、柱與磚牆塑性鉸特性建立

根據第 3 節考慮軸力變化狀態下之 RC 柱塑性鉸設定理論，使用所提之三步驟設定鋼筋混凝土柱體對應於軸力變化的桿端塑性鉸特性：

1. 取結構物承受「靜載重加上二分之一活載重」之載重組合為地震時之垂直向受力條件進行靜力分析，重複第 3 節步驟 1 分析模式，計算構材桿端塑性鉸特性。此時構件桿端之塑鉸特性即為結構物承受垂直向載重之塑性鉸特性。
2. 模擬各桿端塑性鉸極限狀態時之特性：結合「豎向水平地震力、靜載重與二分之一活載重」等三種載重組合模式進行分析，重複第 3 節步驟 2 分析模式，由求得之柱高、極限軸力與斷面形式，便可計算結構物受地震力狀態下各構材桿端之極限塑性鉸特性。
3. 如第 3 節步驟 3 分析模式，取上述兩步驟求得之承受垂直向載重塑性鉸特性與地震力作用下之極限塑性鉸特性，進行塑性鉸發展路徑之內插動作。內插方法需考慮兩種塑性鉸特性在剪力破壞、彎矩降伏發生但未達韌性容量前已發生剪力破壞、到達韌性容量的彎矩破壞等三種破壞模式的交互情形。為真實表達塑性鉸發展路徑，將分析案例中所有柱構件之塑性鉸特性發展情形歸納如下：

- (1) 在降伏階段前，考慮軸力變化之塑性鉸特性由受承垂直向載重之塑性鉸特性所控制。

- (2) 考慮軸力變化之塑性鉸特性在最後極限階段，由極限狀態之塑性鉸特性控制。
- (3) 發展過程中之塑性鉸特性則取此兩種塑性鉸特性之平均值。

在建築結構物梁之塑性鉸性質設定部份，因梁無軸力之影響，不須考慮上述之步驟。故所有梁皆取其一半梁長為高度，進行單柱式塑性鉸特性分析，以設定梁之塑性鉸特性。

磚牆元素塑性鉸特性設定方面，茲參考陳奕信博士（2003）之研究成果，假設磚牆元素之受力變形模式為一等值斜撐桿件，並根據 5-1 節之建物磚牆使用材料，建立如表 3 之窗台矮牆壓力塑性鉸計算表，再利用 SAP2000 軸力塑鉸（P）模擬磚牆塑性鉸特性，且指定塑性鉸於等值斜撐中央。

5-2-4 整體結構物側推分析

根據前節所述之梁柱塑性鉸設定結果，對照其相關位置，輸入 SAP2000 分析程式中。側推分析結果之力對位移關係圖（容量曲線）與各迭代階段之塑性鉸發展情形如圖 5 所示。

5-2-5 耐震能力評估

因本分析案例為老舊建築物，待求得結構物之容量曲線後，根據前所建立之耐震能力評估法。假設本案例之阻尼折減係數 κ 採 ATC-40 建議之 Type B 係數（取 $\kappa=0.67$ ），並用以計算總有效黏滯性阻尼比 β_{eff} 與阻尼比異於 5% 之修正係數 C_D 。本分析案例之水平向設計反應譜係數取現行規範之第三類地盤規定者如下：

$$C = \begin{cases} 1.0 ; T \leq 0.03 \text{ sec} \\ 8.824T + 0.7352 ; 0.03 \leq T \leq 0.2 \text{ sec} \\ 2.5 ; 0.2 \leq T \leq 0.611 \text{ sec} \\ 1.8 / T^{2/3} ; 0.611 \leq T \leq 2.415 \text{ sec} \\ 1.0 ; T \geq 2.415 \text{ sec} \end{cases} \quad (13)$$

依式（5）求得最大地表加速度為：

$$PGA = 0.353g$$

表 3 磚牆壓力塑鉸性質計算表

磚牆編號		1B1	
圍束條件(3-三邊圍束 4-四邊圍束)		4	
Brick Wall property		Calaulation	
W (牆寬)	500 cm	f_t (磚牆垂直和水平破壞時之抗張強度)	16.2675 kg/cm ²
H (牆高)	370 cm	α (圍束條件修正係數)	0.2591
t (牆厚)	22 cm	Qu (水平極限載重)	54894.9781 kg
W _{eff} (有效寬度)	370 cm	P _{wn} (等值斜撐強度)	68290.7648 kg
f'_b (紅磚軸向抗壓強度)	133 kg/cm ²	β (極限點前線彈性模數修正係數)	0.5095
f'_{tb} (紅磚抗張強度)	29.26 kg/cm ²	E _u (極限點前線彈性模數)	10923.1878
f'_{mb} (紅磚與砂漿介面的抗張強度)	2.04 kg/cm ²	Δu (水平極限位移)	1.6847 cm
f'_{tm} (砂漿抗張強度)	20.4 kg/cm ²	Ad (等值斜撐面積)	2871.5656 cm ²
Equivalent Bracing Hinge Properties Data			
L (等值斜撐長度)	622.0129 cm	Ad (等值斜撐面積)	0.28715656 m ²
θ (等值斜撐與水平之夾角)	0.637070 rad	Δu (水平極限位移)	0.016847 m
P _{wn} (等值斜撐強度)	68.29076 Ton	2 Δu (2倍水平極限位移)	0.033694 m
0.6Qu (0.6倍水平極限載重)	32.9370 Ton	2%H (2%牆高)	0.074000 m

	Force SF	Disp SF
	68.2908	0.016847
Point	Force	Disp
A	0	0
B	54.6326	0.0076
C	68.2908	0.0168
D	32.9370	0.0337
E	32.9370	0.0740

	Force SF	Disp SF
	68.2908	0.016847
Point	Force/SF	Disp/SF
A	0	0
B	0.8	0.45
C	1	1
D	0.4823	2
E	0.4823	4.3925

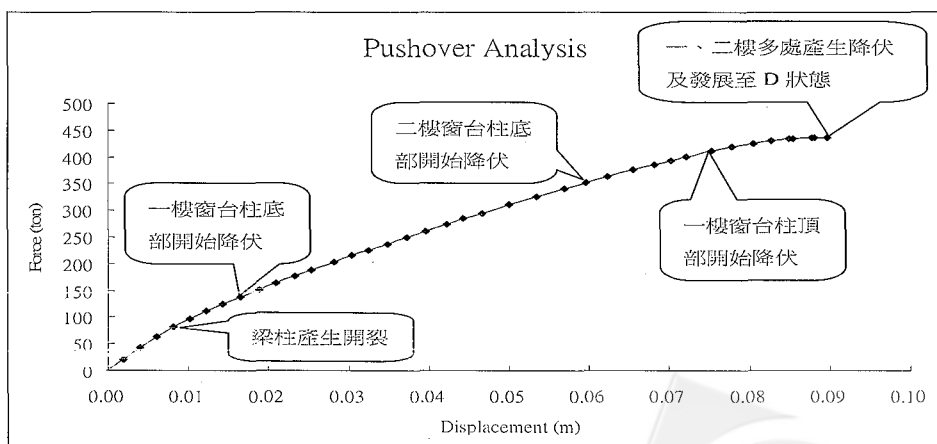


圖 5 側推分析容量曲線圖

5-3 非線性動力歷時分析

本分析案例之歷時資料，取中央氣象局公佈之 921 地震中南光國小（TCU074）測站資料，如圖 6。因建築物主要受東西向之地震力破壞，為比較靜態側推分析與動力分析之差異，將南光國小東西向(EW)歷時資料就前節容量譜法所評估得之「最大地表加速度」與建築物所在最近測站量測到的「東西向最大地表加速度」之比值進行歷時資料等比例折減，再據以進行歷時分析。

經動力分析結果發現，第一個模態之週期為 0.50997，與靜力分析結果相近，證實結構物之設定無誤。將上述歷時資料進行動力分析，分析後將結構物左右兩端二樓節點編號 3、6、9、133、136、139 之節點位移，與側推分析結果進行比較，比較結果如表 4 所示。另在局部塑性鉸發展上，為比較設定之塑性鉸特性於動力分析及側推分析後之發展情形，取校舍一樓正面柱體進行比對，比對柱體編號與結果如圖 7 所示。

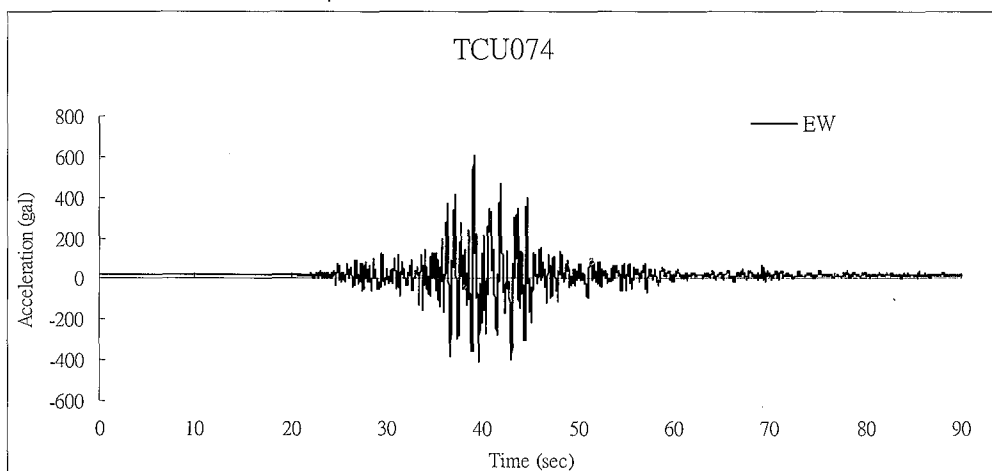


圖 6 南光國小東西向(EW)歷時資料

表 4 使用考慮軸力變化狀態塑鉸特性之側推分析與動力分析比較表

Failure mode		Nonlinear Time History Analysis	Pushover Analysis
Node		cm	cm
2-F	3	8.74	8.97
2-F	6	8.73	8.97
2-F	9	8.71	8.96
2-F	133	8.74	8.97
2-F	136	8.73	8.97
2-F	139	8.71	8.96

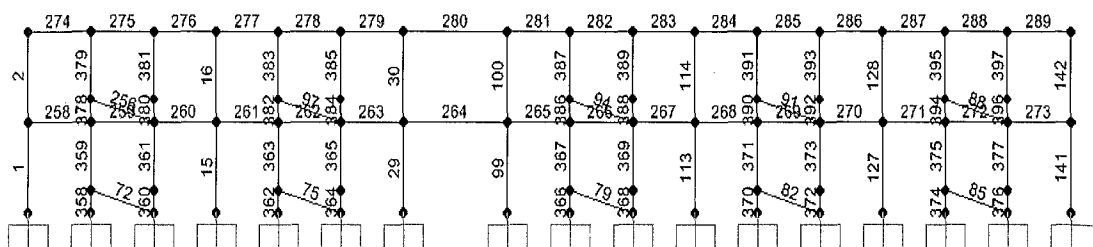


圖 7(A) 校舍一樓正面柱體編號

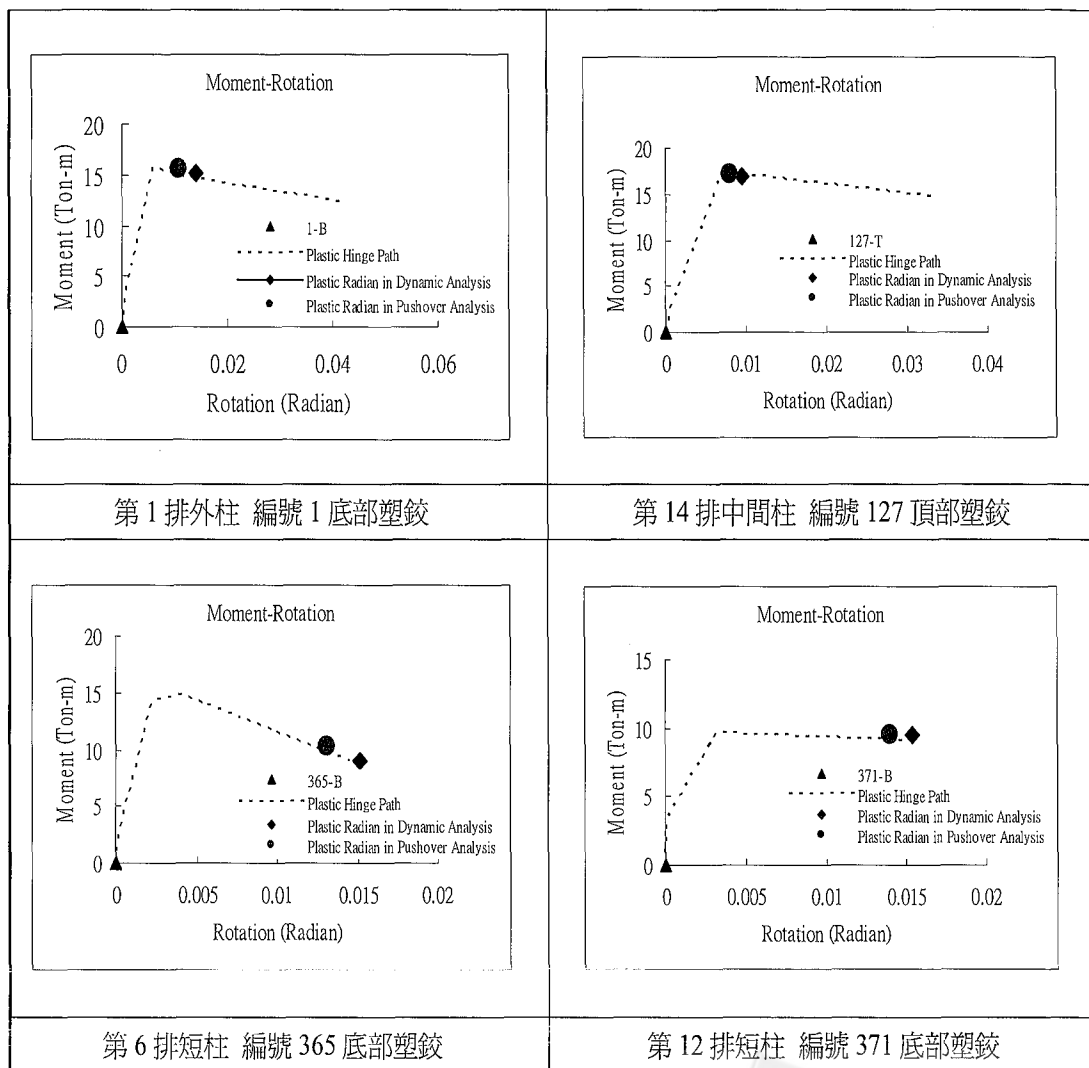


圖 7(B) 動力分析與側推分析局部塑性鉸發展情形之比較

六、結論與建議

綜合上述分析模式與實驗分析比較結果，提出下列幾點結論與建議：

1. 結構物耐震能力評估之基本邏輯應以結構物的實際結構容量為基準，去推估其所能容忍的地震需求，亦即應以結構性能為輸入，而以對應的耐震需求為輸出才較合理。如此，耐震能力評估將可免除ATC-40所建議之繁複迭代計算工作，也可避免無法收斂的情況產生。依據本文所提改良式耐震能力評估方法，可大幅提昇運算效率。
2. 本文以傳統校舍為例進行耐震能力評估，結果顯示本文所建議的改良式耐震能力評估方法與非線性動力歷時分析所得的結果，無論在局部桿件的塑性行為發展上抑或整體結構物行為等方面均相當接近，顯示本文所提改良式耐震能力評估方法可獲得令人滿意的準確性。
3. 短柱效應為國內傳統校舍常見的震害模式，文中案例分析亦顯示出此結果，可見分析結果頗能反映出真實的校舍破害模式。
4. 本文研究成果顯示，依據本文所提方法可有效模擬鋼筋混凝土結構物的非線性行為，且可不失準確性的評估出建築物之耐震性能，相關成果冀能供為學術研究與新建結構物耐震設計、老舊建物耐震能力補強及建築物損壞維修等實務參考之用。

致謝

本文得以順利完成，感謝台大張國鎮教授與台大博士候選人劉光晏先生提供寶貴意見與協助，與國家地震工程研究中心提供實驗資料，在此謹致謝忱。

參考文獻

1. ATC-40, 1996, "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building", Applied Technology Council, California.
2. FEMA 273, 1997, "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
3. ATC-55, 2002, "Evaluation and Improvement of Inelastic Seismic Analysis Procedures", University of Illinois-Urbana.
4. 宋裕祺，2003，「以結構性能為目標的橋梁耐震設計與耐震能力評估」，國立臺灣大學土木工程學研究所博士論文，蔡益超教授指導，台北。
5. Computers and Structures, Inc., 2002, "SAP2000", *Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures, Analysis Reference Manual, Version 8.12*, Berkeley, California.
6. 宋裕祺、蘇進國，2004，〈鋼筋混凝土構材非線性行為分析程式 (Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Member, NARC-2004)〉，國立台北科技大學土木與防災所，台北。
7. 宋裕祺、劉光晏、蘇進國、蔡益超、張國鎮，2004，「鋼筋混凝土柱側推分析之研究與探討」，〈中華民國建築學會-建築學報第46期〉，pp.47~65。
8. 劉玉文、裘維平，2002，〈RC學校建築之震害分析與快速診斷研究〉，國家地震工程研究中心，報告編號：NCREE-02-031。
9. 謝東評，2001，「RC學校建築之耐震診斷與補強研究」，國立成功大學建築研究所碩士論文，台南。
10. 陳奕信，2003，「含磚牆 RC 建築結構之耐震診斷」，國立成功大學建築學系碩博士班博士論文。