

國立交通大學

土木工程學系

碩士論文

靜力側推分析考慮高模態之影響



Pushover with Consideration of High Mode Effect

研究生：吳冠杰

指導教授：劉俊秀 教授

中華民國 九十五年 八月

# 靜力側推分析考慮高模態之影響

## Pushover with Consideration of High Mode Effect

研 究 生：吳冠杰

Student : Kuan-Chieh Wu

指導教授：劉俊秀 教授

Advisor : Prof. Gin-Show Liou



A Thesis

Submitted to Department of Civil Engineering  
College of Engineering  
National Chiao Tung University  
in Partial Fulfillment of the Requirements  
for the Degree of Master  
in  
Civil Engineering  
August 2006  
Hsinchu, Taiwan, Republic of China.

中華民國九十五年八月

# 靜力側推分析考慮高模態之影響

研究生：吳冠杰

指導教授：劉俊秀 教授

國立交通大學土木工程學系

## 摘 要

目前用靜力分析法，大多只考慮第一個模態的影響，而大部分不考慮高模態的影響，但隨著非對稱結構物的增加，高模態的影響也日趨重要。

而對於結構非線分析方法來說，本論文分別使用 2D 程式和 3D 程式，並以振態側推分析法(Modal Pushover Analysis)分別考慮其高模態的影響，並討論高模態對結構位移的貢獻及考慮高模態後，其結果與動力分析之成果相互比較。

另一方面，本論文亦將會以勁度分配的觀念，使用 2D 的程式模擬扭矩模態對結構物位移之貢獻，並討論有意外偏心之建築物其扭矩模態對其結構之造成之影響。

# Pushover with Consideration of High Mode Effect

Student: Kuan-Chieh Wu

Advisor: Prof. Gin-Show Liou

Institute of Civil Engineering  
College of Engineering  
National Chiao Tung University

## Abstract

At present with the static analytic method, mostly one only considers the first mode effect. The high mode effect is also important for the unsymmetrical structures.

Regarding the structural nonlinear analysis method, this thesis employs the 2D program and the 3D program. Also, the programs are used to do the Modal Pushover Analysis with consideration of high mode effect. The high mode contribution to the structural displacements is considered and the results are compared with that of dynamic nonlinear analysis of structures.

Also, this thesis will employ stiffness distribution idea, to use 2D program to simulate torsion mode of the structure the torsion mode effect will be discussed.

## 謝誌

能完成此論文，在此要先感謝我的老師 劉俊秀教授，有他們一路上耐心指導，在我遇到困境時，老師都能適時給予學生方向和協助，使學生深切知道學海無涯，學生自己所學的十分有限，以此督促自己努力學習和研究。在此還是要深深感謝老師兩年來的教誨。

再來就要感謝柏濤學長的大力幫助，使我論文能進行如此順利，每當有問題請教學長，不分日夜，學長總是有耐心的指導，解答我許多困惑，同時也感謝鍾瑜隆學長的熱心幫助和督導，使我能跟上研究的腳步，也祝學長能順利取得博士學位。再來是曹治本學長，跟學長在一起的短短一年中也從學長身上學到不少經驗和知識。

再來是我一起做研究的同學們，包括：紀戎、百成、永興、俊銘、振峰等，在研究的路上有你們相伴，使我不再孤單，與你們一起渡過的兩年歲月我也會十分珍惜。

再來是要感謝二技同學余旭洲、郭盛胤、林政誼給予我的建議，還有五專好友鄭巽澤、黃士鴻、高嘉彬、陳威年、呂學人、謝宜宏同學的陪伴，大家一起分享研究生活的甘苦。

最後要感謝這兩年來給我物質上和精神上最大幫助的家人，我的父母在我成長和學習的路上不斷鼓勵、支持及陪伴，使我無後顧之憂的學習與研究，將此小小的榮耀獻給你們。

# 目 錄

中文摘要.....	I
英文摘要.....	II
誌謝.....	III
目錄.....	IV

<b>第一章 緒論.....</b>	<b>1</b>
1-1 研究動機.....	1
1-2 研究方法.....	1
1-3 內容大綱.....	2

<b>第二章 非線性分析理論.....</b>	<b>4</b>
2-1 側推曲線.....	4
2-2 反應譜.....	4
2-2-1 反應譜.....	4
2-2-2 單自由度彈性系統.....	4
2-2-3 杜哈美積分.....	6
2-2-4 NEWMARK 逐步法.....	6
2-3 結構振態反應基本理論.....	8
2-4 振態側推分析法.....	10
2-5 偏心位移模擬.....	12
2-5-1 偏心位移.....	12
2-5-2 偏心位移模擬方法.....	13

<b>第三章 程式簡介.....</b>	<b>17</b>
3-1 前言.....	17
3-2 DRAIN 2D+簡介.....	17
3-3 PISA 3D 簡介.....	18
3-4 Response-2000 簡介.....	19

<b>第四章 案例分析.....</b>	<b>20</b>
4-1 分析說明.....	20
4-1-1 分析簡介.....	20
4-1-2 動力分析說明.....	20
4-1-3 側推分析說明.....	21

4-2	7F 結構物分析說明.....	21
4-2-1	結構物說明.....	21
4-2-2	振態側推分析法.....	22
4-2-3	歷時法.....	28
4-2-4	DRAIN2D+歷時分析.....	28
4-3	結果討論.....	28
<b>第五章</b>	<b>結論與建議.....</b>	<b>31</b>
5-1	建議.....	31
5-2	結論.....	31
參考文獻.....		33
表.....		35
圖.....		38



## 第一章 緒論

### 1-1 研究動機

地震是地球上板塊運動所造成的地殼變動所引起的自然現象，在海洋中因地層的錯動，更會引起驚人的海嘯，而海嘯的影響更遍及數千公里外之陸地。因為地球人口不斷增加，而都市便開始興起，為了容納更多的人口，高樓建築便開始成為都市的必需品，而高樓也成為人們居住和工作的重要場所。

開始近年來全世界各地區地震引起的災害不斷，從 1994 年的美國加州洛杉磯，芮氏規模為 6.6 之北嶺地震；1995 年在日本所發生芮氏規模高達 7.2 之阪神大地震；1999 年 9 月 21 日的 921 大地震芮氏規模更高達 7.3 以及 2004 年 12 月 26 日發生在印尼蘇門答臘，芮氏規模高達 9.3 的世紀大地震，雖然那次地震造成房屋損害有限，但海嘯造成的死傷卻難以估計；除了生命安全外，震後結構體與各種其它設備或非結構體之修復費用與時間，可能遠大於結構體之損失。

從古至今，地震對全球人們的生活的威脅一直存在，至今仍無法有效的預測，而地震引起的傷亡更是我們所不樂見的。雖然地震是無法避免的，但我們如果能更了解建築物在地震時的行為，便可因此減少地震引起的傷亡。因此新建或既有建築物之耐震性能評估與補強、災後破壞評估與修復，皆為新一代設計規範之重要方向。

雖然現在電腦規格和速度已經日新月異，甚至進入 65 奈米的階段了，但是目前解決多自由度的結構仍需耗費許多時間，所以研究各種簡化的方式還是必須的，但如何讓簡化的成果能更可靠且不費時是目前研究的重心之一。

### 1-2 研究方法



目前性能設計法已成為重要之設計理念，因此非線分析亦順理成章成為結構耐震分析重要的一環。為了改善 ATC-40 容量譜法[1] (Capacity Spectrum Method) 和位移係數法(Displacement Coefficient Method) [1]只考慮結構第一振態之貢獻，而不考慮其它高模態的影響，因此 Chopra 及 Goel 則發展出振態側推分析法(Modal Pushover Analysis)簡稱 MPA[2]。運用此法來計算第一振態和其他高模態的影響，使結果會更為正確。

本文中以一棟七層樓之建築物來做為案例，且施以 5% 及 10% 之意外偏心，並以 MPA[2]法來求得在使用 2D 及 3D 軟體時結構物之位移反應及如何考慮高模態之影響，並使用 MPA[2]法求得之 2D、3D 之結果和歷時法之結果相互比較，以求得高模態對建築物影響之程度。

### 1-3 內容大綱

本論文之內容共分為五章。

第一章主旨在說明研究動機及研究方法。

第二章為本論文所使用之重要理論公式，包括：靜態側推曲線(Pushover Curve)、反應譜、杜哈美積分[3] (Duhamel's integral)、Newmark Beta 逐步法[3] (Newmark Beta step-by-step method)、結構振態反應基本理論、振態側推分析法 (Modal Pushover Analysis) [2]及使用 2D 軟體模擬扭矩對結構造成之影響。

第三章是介紹本論文使用之分析程式，包括：二維結構非線性分析程式 -DRAIN2D+[4]、三維結構非線性分析程式-PISA3D[5]以及斷面分析程式-RESPONSE2000[6]。

第四章為案例分析。本章節以上述之理論基礎為背景，運用非線性分析軟體



對一棟建築物進行分析，且施以 5% 及 10% 之偏心，並比較以 2D 之模型與 3D 模型結果之差異、MPA[2]法之結果與歷時法之差異及考慮第一振態及考慮高模態對位移之影響，並以 2D 模型加入考慮扭矩模態後，探討扭矩模態對結構影響的程度。

第五章為結論與建議，最後一章將會把前述之分析結果作一總結。並建議其他可繼續研究之問題分析方法做為後續之研究方向。



## 第二章 非線性分析理論

### 2-1 側推曲線

側推曲線分析(Pushover curve analysis)已經逐漸成為結構非線分析及評估結構耐震能力愈來愈重要的方法。其做法先以倒三角形或模態(mode shape)方式分配水平側力  $P$  於結構上，不斷增加此水平側力至結構產生破壞倒塌。由上述水平側力  $P$  及其所造之結構頂層水平位移  $\Delta$ ，以  $P$  為縱軸  $\Delta$  為橫軸繪製成圖(圖 2-1)即為側推曲線(Pushover curve)。由於在此一推倒過程中，梁柱皆由於產生塑鉸(plastic hinge)而使結構物進入非線性階段，因此側推曲線也同樣為非線性曲線，所以側推分析亦稱作非線性分析(Non-Linear analysis)。而於本論文當中，所有側推曲線分析是由 DRAIN 2D+[4]及 PISA3D[5]程式所求得。

### 2-2 反應譜

#### 2-2-1 反應譜

單自由度結構物(圖 2-2)在已知自然週期與阻尼比的情況下，受到某動力擾動(圖 2-3)的最大反應(可以是位移、速度及加速度)即為反應譜(圖 2-4)。而當一結構物受到此動力擾動時，我們則可從反應譜上得知此結構物之反應情形，了解此一動力擾動的特性。同時我們亦能以最大反應加速度及最大反應位移作圖(圖 2-5)，而此反應譜稱加速度位移反應譜(Acceleration-Displacement Response Spectra)，簡稱 ADRS。

#### 2-2-2 單自由度彈性系統

單自由度系統(Single Degree of Freedom System)為研究結構受振動反應之動力分析最常用的一種模式，其運動方程式可表示為[3]：

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_g \quad (2-1)$$

式中  $m$ 、 $c$ 、 $k$  別表示該系統之質量、阻尼及勁度， $\ddot{u}(t)$ 、 $\dot{u}(t)$  及  $u(t)$  表示系統之相對加速度、相對速度與相對位移， $\ddot{u}_g$  為作用於系統之地表加速度。同時式(2-1)亦可改寫如下：

$$\ddot{u}(t) + 2\xi\omega\dot{u}(t) + \omega^2u(t) = -\ddot{u}_g \quad (2-2)$$

式中  $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$  為結構的自然頻率， $\xi = \frac{c}{2m\omega}$  為結構物的阻尼比。

改變式(2-2)之自然頻率且固定一阻尼比，求出各項反應，並將最大反應記錄下來，最後把各自然頻率及其對應之最大反應繪製成圖即為該阻尼比下的反應譜。而  $u(t)$  可用杜哈美積分法[3] (Duhamel integral)及 NEWMARK Beta[3]法求解，此法將於下一節作說明。

前面所提及之最大反應則可寫成：

$$S_d = |u(t)|_{\max}; S_v = |\dot{u}(t)|_{\max}; S_a = |\ddot{u}(t)|_{\max} \quad (2-3)$$

然而一般結構物之阻尼比大約為 0.05，所以為了計算上的方便，最大速度  $S_v$  及最大加速度  $S_a$  從新定義如下：

$$S_d = |u(t)|_{\max}; \quad PS_v = \omega_D S_d \approx \omega S_d; \quad PS_a = \omega_D^2 S_d \approx \omega^2 S_d \quad (2-4)$$

式中  $PS_v$  為最大相對擬速度(Maximum Relative Pseudo-Velocity)， $PS_a$  為最大絕對擬加速度(Maximum Absolute Pseudo-Acceleration)。 $\omega_D = \omega\sqrt{1-\xi^2}$  為阻尼自然頻率(Damping Natural Frequency)約等於自然頻率。

求解單自由度結構物系統反應的方法，一般可分為時間域(Time Domain)分析法及頻率域(Frequency Domain)分析法。在時間域分析，可以利用杜哈美積分[3]

直接求解。而頻率域分析，則利用傅立葉轉換(Fourier Transform)將動力方程式轉換到複數頻率域內求解頻率域反應，再將結果轉回至時間域中。於本論文中反應譜皆以杜哈美積分法[3] (Duhamel's integral) 求出，故頻率域分析法的部分將不作說明。

### 2-2-3 杜哈美積分(Duhamel's integral)

杜哈美積分[3]之概念為對於一單自由度彈性結構物，若初始位移及初始速度都為 0，當此結構物受外力擾動後，其於 t 時間時之位移量，為此 t 時間之前所有外力擾動所造成之自由振動(Free vibration)的總和。因此式(2-2)的結果可以杜哈美積分[3]求解得[3]：

$$u(t) = \frac{1}{\omega_D} \int_0^t -\ddot{u}_g(\tau) \sin \omega_D(t-\tau) e^{-\xi \omega(t-\tau)} d\tau \quad (2-5)$$

又因：

$$\sin(\omega_D t - \omega_D \tau) = \sin \omega_D t \cos \omega_D \tau - \cos \omega_D t \sin \omega_D \tau \quad (2-6)$$

將式(2-6)代入式(2-5)，可得：

$$u(t) = \frac{\sin \omega_D t}{\omega_D} \int_0^t -\ddot{u}_g(\tau) \frac{e^{-\xi \omega \tau}}{e^{\xi \omega \tau}} \cos \omega_D \tau d\tau - \frac{\cos \omega_D t}{\omega_D} \int_0^t -\ddot{u}_g(\tau) \frac{e^{-\xi \omega \tau}}{e^{\xi \omega \tau}} \sin \omega_D \tau d\tau \quad (2-7)$$

式(2-7)因  $\ddot{u}_g$  為一數值記錄，並非一連續函數，故在求解積分式時皆以數值積分求之，本論文所使用之方法則為梯形法。

### 2-2-4 NEWMARK 逐步法(NEWMARK step-by-step method)

由於杜哈美積分法[3]只適用於彈性結構，用途較不廣，且結構受破壞時，多已進入非線性。而本節所提及之 NEWMARK[3]方法則彈性及非彈性結構都適用。

此方法之所以能適用於非彈性結構，因其對整體結構直接作計算不需將結果疊加，此外每一步的運算過程中亦會導入新時間點的勁度  $k(t)$  作運算。而計算概念在於，假設結構加速度  $\ddot{u}(t)$  於一微小時間  $\Delta t$  內呈線變化，因此可知  $\dot{u}(t) = \int \ddot{u}(t) dt$ 、 $u(t) = \int \dot{u}(t) dt$  (圖 2-6)。從圖中亦可得知速度的增加量  $\Delta \dot{u}$  及相對位移的增加量  $\Delta u$  分別如下[5]：

$$\Delta \dot{u} = \ddot{u}_0 \Delta t + \Delta \ddot{u} \frac{\Delta t}{2} \quad (2-8)$$

$$\Delta u = \dot{u}_0 \Delta t + \ddot{u}_0 \frac{\Delta t^2}{2} + \Delta \ddot{u} \frac{\Delta t^2}{6} \quad (2-9)$$

今由  $t_0$  及  $t_1$  時間的力平衡方程式可得：

$$m\ddot{u}_0 + c\dot{u}_0 + k_0 u_0 = p_0 \quad (2-10)$$

$$m\ddot{u}_1 + c\dot{u}_1 + k_1 u_1 = p_1 \quad (2-11)$$

式(2-10)及式(2-11)中的  $p_0$  及  $p_1$  分別為  $-m\ddot{u}_{g0}$  及  $-m\ddot{u}_{g1}$ ，並以後式減前式得：

$$m\Delta \ddot{u} + c\Delta \dot{u} + k_0 \Delta u = \Delta p \quad (2-12)$$

將式(2-8)及式(2-9)代入式(2-12)得：

$$\bar{k} \Delta u = \Delta \bar{p} \quad (2-13)$$

式中  $\bar{k} = k_0 + \frac{3c}{\Delta t} + \frac{6m}{\Delta t^2}$  為有效勁度 (effective stiffness)，

$\Delta \bar{p} = \Delta p + m(\frac{6}{\Delta t} \dot{u}_0 + 3\ddot{u}_0) + c(3\dot{u}_0 + \frac{\Delta t}{2} \ddot{u}_0)$  為有效外力 (effective loading)。若結構系

統之初始條件  $\ddot{u}_0 = \dot{u}_0 = u_0 = 0$ ，由式(2-8)、式(2-9)及式(2-13)可求出  $\Delta \dot{u}$  及  $\Delta u$ ，因此：

$$u_1 = u_0 + \Delta u \quad (2-14)$$

$$\dot{u}_1 = \dot{u}_0 + \Delta \dot{u} \quad (2-15)$$



再由式(2-11) $t_1$  點之力平衡得：

$$\ddot{u}_1 = \frac{1}{m}(p_1 - c\dot{u}_1 - k_1 u_1) \quad (2-16)$$

從式(2-14)~式(2-16)我們可求出  $t_1$  點之三個未知量，接著令此  $t_1$  點為新的  $t_0$  點，重複式(2-13)~式(2-17)的求解，則全時段結構的非線性反應均可逐步求出，也因為如此故稱逐步法。另外此方法尚有一限制，若  $\Delta t$  大於結構週期  $T/10$  則結果可能不收斂，因此多取  $\Delta t < T/10$ 。

### 2-3 結構振態反應基本理論

一般建築物受一水平地震輸入之運動方程式如下[6]：

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} + [K]\{u(t)\} = -[M]\{l\}\ddot{u}_g(t) \quad (2-17)$$

其中  $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$  分別為結構質量矩陣、阻尼矩陣及勁度矩陣， $\{l\}$  為擾動向量 (influence vector)，經振態分析後可得結構之任一振態週期與振態向量  $\{\phi\}_r$ 。若建築物樓層數為  $N$ ，則結構位移可表示如下：

$$\{u(t)\} = \sum_{r=1}^N \{\phi\}_r q_r(t) \quad (2-18)$$

其中  $q_r(t)$  為第  $r$  振態之振態，故式(2-17)可改寫如下：

$$\sum_{r=1}^N [M]\{\phi\}_r \ddot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N [C]\{\phi\}_r \dot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N [K]\{\phi\}_r q_r(t) = -[M]\{l\}\ddot{u}_g(t) \quad (2-19)$$

若利用振態之正交特性，將式(2-19)乘以  $\{\phi\}_n^T$ ，可得下式：

$$\sum_{r=1}^N \{\phi\}_n^T [M]\{\phi\}_r \ddot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N \{\phi\}_n^T [C]\{\phi\}_r \dot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N \{\phi\}_n^T [K]\{\phi\}_r q_r(t) = -\{\phi\}_n^T [M]\{l\}\ddot{u}_g(t) \quad (2-20)$$

假設阻尼矩陣  $[C]$  符合 Rayleigh Damping 特性，則第  $n$  振態之運動方程式如(2.21)

式：

$$M_n \ddot{q}(t) + C_n \dot{q}(t) + K_n q(t) = -L_n \ddot{u}_g(t) \quad (2-21)$$

其中  $M_n = \{\phi\}_n^T [M] \{\phi\}_n$ 、 $C_n = \{\phi\}_n^T [C] \{\phi\}_n$ 、 $K_n = \{\phi\}_n^T [K] \{\phi\}_n$ 、 $L_n = \{\phi\}_n^T [M] \{l\}$ ，將(2-21)式除以  $M_n$  可得(2-22)式：

$$\ddot{q}(t) + 2\xi_n \omega_n \dot{q}(t) + \omega_n^2 q(t) = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (2-22)$$

其中  $\Gamma_n = L_n / M_n$  為振態參與因子。

因任一振態之運動方程式可視為單自由度系統受地震力輸入的運動方程式如

(2-23)式：

$$\ddot{D}_n(t) + 2\xi_n \omega_n \dot{D}_n(t) + \omega_n^2 D_n(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (2-23)$$

比較(2-22)式及(2-23)式，可得(2-24)式：

$$q_n(t) = \Gamma_n D_n(t) \quad (2-24)$$

則第  $n$  振態之樓層位移如下：

$$\{u(t)\}_n = \{\phi\}_n q_n(t) = \Gamma_n \{\phi\}_n D_n(t) = \frac{\Gamma_n}{\omega_n^2} \{\phi\}_n A_n(t) \quad (2-25)$$

其中  $D_n(t)$ 、 $A_n(t)$  分別為單自由度系統位移及加速度。故第  $n$  振態之等效樓層彈性

側向力  $\{f_s(t)\}_n$  可表示如下：

$$\{f_s(t)\}_n = [K] \{\phi\}_n q_n(t) = \Gamma_n [K] \{\phi\}_n D_n(t) = \frac{\Gamma_n}{\omega_n^2} [K] \{\phi\}_n A_n(t) = \Gamma_n [M] \{\phi\}_n A_n(t) \quad (2-26)$$

則第  $n$  振態之基底剪力  $\{V_b(t)\}_n$  可表示如下：

$$\{V_b(t)\}_n = \Gamma_n L_n A_n(t) = \frac{L_n^2}{M_n} A_n(t) \quad (2-27)$$



$\frac{L_n^2}{M_n}$  為有效質量係數  $\alpha$ 。

而將第  $n$  振態各樓層側向力乘以該樓層距基底高度加總可得其該振態之傾倒彎矩。而將(2-24)式到(2-27)式中之  $D_n(t)$ 、 $A_n(t)$  換成由彈性設計反應譜所決定之  $S_d$  及  $S_a$ ，即可得第  $n$  振態之各種最大反應值。

## 2-4 振態側推分析法

Chopra and Goel 在2002年提出振態側推分析法[2]（簡稱MPA），以某一結構前數個（一般取前三個）振態形狀去設定側向力豎向分佈形狀，針對所選定的數個振態分別進行側推分析以求取該結構某一振態之側推曲線，將其基底剪力除以其振態質量，而將頂層位移除以其振態參與係數，即可得該結構之某振態等效單自由度容量曲線，將該單自由度容量曲線加以雙線性化(圖2-7)，得到降伏位移後，然後求取該單自由度側推曲線與某一地震下之非線性地震需求譜的交點，檢核交點上該振態之結構位移韌性係數與代表該需求譜曲線的韌性係數是否相合，若未達精度要求則重新設定韌性係數，重覆側推分析與檢核步驟直至韌性係數相合為止，然後以側推至該交點位移時的結構反應來代表在該地震下結構某一振態的反應，將選定的各個振態反應求出後以SRSS方式進行振態疊加，即為該結構在特定之地震下之性能評析結果。詳細分析步驟如下：

1. 進行結構振態分析，求出各個振態所對應的週期及正規化振態向量，然後決定所需分析的振態數，分別計算出各個振態的振態向量、有效質量及振態參與係數。
2. 針對所選定的每個振態，例如以第  $n$  個振態，以下列步驟求取第  $n$  個振態之

基底剪力與頂層側向位移關係為準之側推容量曲線：

2.1 假設此建築結構為剪力房屋構架，以(2-28)式設定該振態之側向力分佈形

狀：

$$S_n^* = m\phi_n \quad (2-28)$$

其中 $m$ 為質量矩陣， $\phi_n$ 為該振態之正規化振態向量。

2.2 利用DRAIN-2D[4]或PISA 3D[5]施加側向力 $S_n^*$ 逐步側推結構至極限位移。

3. 利用圖2-8所示之模型將第 $n$ 個振態之容量曲線按下列步驟加以雙線性化：

3.1 圖2-8中的B點即為側推分析極限點， $u_{mo}$ 為頂層極限位移， $V_{bno}$ 為側推頂層位移至 $u_{mo}$ 時的基底剪力。

3.2 利用梯形法或辛普森法等數值積分法，計算真實側推容量曲線下之面積 $A_{pn}$ 。

3.3 假設一個降伏基底剪力 $V_{bny}$  (如圖2-8所示)，若基底剪力到達 $0.6V_{bny}$ 時對應的頂層位移 $u_{m,0.6}$ ，則初使勁度 $k_n^i$ 、降伏位移 $u_{rny}$ 及結構雙線性勁度比 $\alpha_n$ 分別以下列

(4-29)、(4-30)、(4-31)式計算：

$$k_n^i = 0.6 \times V_{bny} / u_{m,0.6} \quad (2-29)$$

$$u_{rny} = V_{bny} / k_n^i \quad (2-30)$$

$$\alpha_n = [(V_{bno} / V_{bny}) - 1] / [(u_{mo} / u_{rny}) - 1] \quad (2-31)$$

即可用 $V_{bny}$ 及 $u_{rny}$ 定出A點並可繪出雙線性化曲線OAB，然後求出OBA其下面積 $A_{bn}^i$ 。

3.4 利用 $100 \times (A_{bn}^i - A_{pn}) / A_{pn}$ 計算雙線性化誤差百分比，若不滿足精度要求(本研究以小於0.1%為準)則將 $V_{bny}$ 乘以 $(A_{pn} / A_{bn}^i)$ 作為下一次計算時的 $V_{bny}$ ，並重覆

步驟3.3與3.4直到滿足精度為止。

4. 利用下列步驟求取第 $n$ 個振態的等效單自由度容量曲線(圖2-9)：

4.1 計算第 $n$ 個振態質量 $M_n^*$ 及振態參與係數 $\Gamma_n$ 。

4.2 將圖之橫軸( $u_m$ )縮小 $\Gamma_n$ 倍、縱軸( $V_{bn}$ )縮小 $M_n^*$ 倍，即可得圖所示第 $n$ 個振態的等效單自由度容量曲線，且第 $n$ 個振態之位移韌性係數 $\mu_n^i$ 為 $D_n / D_{ny}$ 。

5. 繪製以加速度與位移為格式、位移韌性係數為定值之地震非線性需求反應譜

，並將步驟4所求得之第 $n$ 個振態的等效單自由度容量曲線加繪於其上，檢核單自由度容量曲線交點C之位移韌性係數為 $\mu_n$ 與地震非線性需求反應譜曲 $\mu_n$

是否相合，若不相合則重新設定地震非線性需求反應譜之韌性係數 $\mu_n$ ，直到兩者最為接近為止。

6. 計算第 $n$ 個振態之頂層交點位移 $u_m = \Gamma_n D_n$ ，並以側推頂層位移至 $u_m$ 時之結構反應值代表結構在特定地震下第 $n$ 個振態的反應。

7. 重覆步驟2 至步驟6，將所需分析的各個振態反應值分別求出。

8. 將選定的各個振態反應求出後以SRSS方式進行振態疊加，即為該結構在特定之地震下之耐震性能評估結果。

## 2-5 偏心位移模擬

### 2-5-1 偏心位移

對一三維結構來說，我們可清楚從平面圖(圖2-10)看到，當外力不通過結構的剛心時，此外力會對結構產生一額外之垂直向扭矩。若 $x$ 向及 $y$ 向的外力同時作用時則所產生之扭矩 $T$ 大小為 $P_x e_x + P_y e_y$ 。由於此扭矩的產生，所以所有的構架亦可視

為受到一額外的水平力，唯方向及大小尚需決定。在假設樓版有平面剛性(Rigid Diaphragm)的情況下，而根據材料力學我們可知當材料為彈性時，其扭矩產生之水平力分佈大小是從中心(剛心)到最外側成線性分佈，而且最外側最大，另外其方向則是圍繞中心朝順時針方向或逆時針方向。因此最外側之構架所承受的力除原有之水平力外還有扭矩產生之水平力。

之所以考慮此一扭矩分配理論，是因為如上述所提到的，此一扭矩分析需要建立三維分析模型才能求解，而二維分析模型只能對結構施予通過剛心的外力求解，無法真正的對有扭矩時所產生的反應作分析。但是我們亦知道三維模型的計算時程至少是二維模型好幾倍的時間。因此若能以二維模型作分析，配合扭矩分配理論作為分析的基礎去找出三維時應有的反應，則可大大的減少計算時間，同時得出令人滿意的結果。



## 2-5-2 偏心位移模擬方法

將結構物X方向和Y方向之構架皆分別建構，並求出各構架之勁度K。並將X方向勁度和Y方向之勁度加總，可得X方向和Y方向之總勁度(圖2-10)：

$$K_x = K_{x1} + K_{x2} + K_{x3} + \cdots + K_{xm} \quad (2-32)$$

$$K_y = K_{y1} + K_{y2} + K_{y3} + \cdots + K_{yn} \quad (2-33)$$

由平面圖 2-10 中，假設各構架距離剛心長度為  $h_{y1}$ 、 $h_{y2} \cdots h_{xm}$ ，而其所對應承受的力為  $P_{ey1}$ 、 $P_{ey2} \cdots P_{exm}$ ，則所有構架對剛心的扭矩  $T_r$  為：

$$\begin{aligned} T_r = & P_{ey1} h_{y1} + P_{ey2} h_{y2} + P_{ey3} h_{y3} + P_{ey4} h_{y4} + P_{ey5} h_{y5} + P_{ey6} h_{y6} + P_{ey7} h_{y7} \\ & + P_{ey8} h_{y8} + P_{ey9} h_{y9} + \cdots P_{eyn} h_{yn} + P_{ex1} h_{x1} + P_{ex2} h_{x2} + P_{ex3} h_{x3} + P_{ex4} h_{x4} \\ & + P_{ex5} h_{x5} + \cdots P_{exm} h_{xm} \end{aligned} \quad (2-34)$$

而由諧合變形的一致性，我們可知：

$$\begin{aligned}
 P_{ey1} &= \frac{k_{y1} \times h_{y1}}{k_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10} & P_{ey2} &= \frac{k_{y2} \times h_{y2}}{k_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10} & P_{ey3} &= \frac{k_{y3} \times h_{y3}}{k_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10} \\
 P_{ey4} &= \frac{k_{y4} \times h_{y4}}{k_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10} & P_{ey5} &= \frac{k_{y5} \times h_{y5}}{h_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10} & P_{ey6} &= \frac{k_{y6} \times h_{y6}}{h_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10} \\
 P_{ey7} &= \frac{k_{y7} \times h_{y7}}{k_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10} & P_{ey8} &= \frac{k_{y8} \times h_{y8}}{k_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10} & P_{ey9} &= \frac{k_{y9} \times h_{y9}}{k_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10} \\
 P_{ey10} &= \frac{k_{y10} \times h_{y10}}{k_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10} \\
 P_{ex1} &= \frac{k_{x1} \times h_{x1}}{k_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10} & P_{ex2} &= \frac{k_{x2} \times h_{x2}}{k_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10} & P_{ex3} &= \frac{k_{x3} \times h_{x3}}{k_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10} \\
 P_{ex4} &= \frac{k_{x4} \times h_{x4}}{k_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10} & P_{ex5} &= \frac{k_{x5} \times h_{x5}}{k_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10} & P_{ex6} &= \frac{k_{x6} \times h_{x6}}{k_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10}
 \end{aligned} \tag{2-35}$$

將式(2-35)代入式(2-34)可得：

$$\begin{aligned}
 T_r &= \frac{k_{y1} \times h_{y1}}{k_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10} \times h_{y1} + \frac{k_{y2} \times h_{y2}}{k_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10} \times h_{y2} + \frac{k_{y3} \times h_{y3}}{k_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10} \times h_{y3} \\
 &+ \frac{k_{y4} \times h_{y4}}{k_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10} \times h_{y4} + \frac{k_{y5} \times h_{y5}}{h_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10} \times h_{y5} + \frac{k_{y6} \times h_{y6}}{h_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10} \times h_{y6} \\
 &+ \frac{k_{y7} \times h_{y7}}{k_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10} \times h_{y7} + \frac{k_{y8} \times h_{y8}}{k_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10} \times h_{y8} + \frac{k_{y9} \times h_{y9}}{k_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10} \times h_{y9} \\
 &+ \frac{k_{y10} \times h_{y10}}{k_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10} \times h_{y10} + \frac{k_{x1} \times h_{x1}}{k_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10} \times h_{x1} + \frac{k_{x2} \times h_{x2}}{k_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10} \times h_{x2} \\
 &+ \frac{k_{x3} \times h_{x3}}{k_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10} \times h_{x3} + \frac{k_{x4} \times h_{x4}}{k_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10} \times h_{x4} + \frac{k_{x5} \times h_{x5}}{k_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10} \times h_{x5} \\
 &+ \frac{k_{x6} \times h_{x6}}{k_{y10} \times h_{y10}} \times P_{ey10} \times h_{x6}
 \end{aligned} \tag{2-36}$$

由PISA 3D之結果，可知X方向第一個構架和Y方向最後一個構架之位移為最大，所以對X方向第一個構架和Y方向最後一個構架做Pushover，求出側推曲線，再由勁度比例求出X方向和Y方向之總側推力量(側推力量是慢慢增加，所以總側力也

是慢慢增加)：

$$P_x = P_{x1} / (K_{x1} / K_x) \quad (2-37)$$

$$P_y = P_{y10} / (K_{y1} / K_y) \quad (2-38)$$

我們再由總合力乘以因質心和剛心之不重合所造成的偏心距，可得到總扭矩  
(由  $P_x$  和  $P_y$  大小決定，因  $P$  是慢慢增加，所以扭矩亦是慢慢增加)：

$$T_x = P_x e_x \quad T_y = P_y e_y \quad (2-39)$$

由式(2-36)與式(2-39)相等，可求出  $P_{ey10}$ 。再由式(2-39)可求出  $P_{ex1}$ 。

由第三模態之扭矩所產生之Pushover曲線(圖2-11)，可得結構之扭轉勁度  
(torsional stiffness) 為扭矩除以轉角，由X方向偏心和Y方向之偏心所產生之扭矩所  
造成之扭轉角：

$$T_x / (GJ / l) = \theta_{ex1} \quad (2-37)$$

$$T_y / (GJ / l) = \theta_{ey1} \quad (2-38)$$

由扭轉角  $\theta_{ex1}$  和  $\theta_{ey1}$  乘上剛心與位移最大構架之距離  $h_{x1}$  和  $h_{y10}$ ，即可得到X方向  
和Y方向因扭轉角而形成之位移：

$$\theta_{ex1} \times h_{x1} = \Delta_{ex1} \quad \theta_{ey1} \times h_{y10} = \Delta_{ey10} \quad (2-39)$$

可由  $P_{ex1}$  和  $\Delta_{ex1}$ ； $P_{ey10}$  和  $\Delta_{ey10}$  求出兩條側推曲線(圖2-12、圖2-13)，因側推力是慢慢增加，所以扭矩也是慢慢增加，故扭轉產生之位移亦是慢慢增加，而我們不知道側推力到多少產生的扭轉是結構物所能承受之扭轉，故將原本該構架之第一個振態之位移  $\Delta_{x1}$  和  $\Delta_{y10}$  加上第三振態扭轉所產生之位移  $\Delta_{ex1}$  和  $\Delta_{ey10}$ ，可得總位移為：

$$\Delta_{x1} + \Delta_{ex1} = \Delta_{tx1} \quad \Delta_{y10} + \Delta_{ey10} = \Delta_{ty10} \quad (2-40)$$



再由  $P_{x1}$  和  $\Delta_{tx1}$  ；  $P_{y10}$  和  $\Delta_{ty10}$  可得兩條側推曲線(圖2-14、圖2-15)，再使用MPA[2]法去疊代出加入扭矩效果後之總位移。實際數值在案例分析時再做詳細介紹。



### 第三章 程式簡介

#### 3-1 前言

電腦科技已經日新月異，從第二次世界大戰時發展的第一代電腦開始，一直到西元 1975 年，超大型積體電路 (VLSI) 被完成，一片積體電路晶片可裝進上萬個電子原件，體積比第一代電腦小了數百倍，計算速度卻快了千倍以上。由此可見電腦在今天真的帶給我們很大的改變。從以前剛發展的有限元素理論來看雖然理論已很完備，但因運算量大苦無揮灑空間。時至今日幾乎任何工程領域都離不開有限元素的範圍，實為電腦計算速度進步的見証。

土木工程當然亦不例外，如商用設計分析程式 SAP2000[8]、ETABS[9]、DRAIN2D+[4]、PISA 3D[5]的發展都使我們能分析更複雜的問題。最重要的是我們可透過解析解 (Analytical Solution) 及程式所得出之數值解 (numerical Solution) 作一比較，了解數值解之精確性。

此外值得注意的是縱然程式執行快速方便，只要模型建好按一個鍵結果即可得到。但我們亦不應只依賴程式，我們也應該了解其運算的理論及意義。不然即使得出結果，可是卻無法判斷其正確性，或遇到問題時不知如何修正如何解決，那就有失工程師應有的職責了。

#### 3-2 DRAIN2D+簡介

DRAIN2D+[4]為二維結構非線性分析程式，與一般分析程式不同的地方是一般分析程式都假設結構為線性系統作分析，因此無法真正求得超過線性範圍後的結果。而 DRAIN2D+[4]則是以前述 2-2-4 節所提到之 NEWMARK 逐步法[3]作為分析觀念，即使勁度有所改變，亦以新的勁度求解反應，故其可以分析非線反應。



DRAIN2D+[4]的前身為 DRAIN-2D，是由加州柏克萊大學於 1973 年所發展而成之學術程式。由於其使用方便及可靠，因此在非線性分析上得到非常廣範的應用。不過又由於在使用上 DRAIN-2D 尚有一些不足夠的地方，所以到 1992 年又發展了 DRAIN-2DX 補足一些不足的部分。然而此一變化卻又令 DRAIN-2DX 操作比 DRAIN-2D 更為複雜而造成使用上的困難。

因此為了保有 DRAIN-2D 原有簡易的使用優點以及增加使用者需要的功能，台灣大學地震工程中心遂以原 DRAIN-2D 為基礎於 1997 年發展出 DRAIN2D+[4] 供使用者研究使用。DRAIN2D+[4]功能特色如下：

1. 可輸入雙線性材料性質作分析。
2. 可作非線性動力分析及非線性靜力分析。
3. 可計算結構之振態(Modes Shape)及週期(Periods)。
4. 可計算比例阻尼系統中隨便兩振態之  $\alpha$  及  $\beta$  值， $C=\alpha M+\beta K$ ， $C$  為阻尼矩陣，

$M$  為質量矩陣， $K$  為勁度矩陣。

5. 後處理程式 VIEW2D，可供使用者檢核所建立的模型及分析結果(圖 3-1)。

### 3-3 PISA3D 簡介

PISA3D[5] (Platform of Inelastic Structural Analysis for 3D systems)為一物件導向之三維結構非線性分析程式，此程式乃由國家地震中心委托台灣大學所完成，其理論基礎與 DRAIN2D+[4]大致相同，主要以 NEWMARK 逐步法求解非線性反應。PISA3D[5]功能特色如下：

1. 可作非線性動力分析及非線性靜力分析。
2. 可計算結構之振態(Modes Shape)及週期(Periods)。

3. 可計算比例阻尼系統中隨便兩振態之  $\alpha$  及  $\beta$  值， $C=\alpha M+\beta K$ ， $C$  為阻尼矩陣， $M$  為質量矩陣， $K$  為勁度矩陣。
4. 後處理程式 VISA3D，可供使用者檢核所建立的模型及分析結果(圖 3-2)。  
可輸入雙線性材料性質作分析。
5. 可輸入四種材料種類：i.線彈性材料。 ii.雙線性材料。 iii.金屬材料行為的兩面理論硬化材料。 iv.RC 構件行為的三參數衰減材料。
6. 可輸入非線性結構元件，如速度型阻尼器、結構牆元件、塑鉸模型之梁柱元件等。

### 3-4 Response-2000 簡介

Response-2000[6]為一套分析鋼筋混凝土斷面斷面性質之程式，由多倫多大學研究而成。其主要功能特色如下：

1. 程式介面(圖 3-3)皆以視窗輸入及輸出，因此使用上十分方便。
2. 可分析斷面彎矩強度、軸力強度及剪力強度，並可以上列任何兩者作成交互影響圖(Interaction Graph)。
3. 可計算鋼筋之應力及應變。
4. 可計算混凝土應力、應變及裂縫寬。
5. 可求取斷面彎矩及曲率關係圖(Moment-Curvature Graph)(圖 3-4)。

本論文主要使用上述 Response-2000[6]第五項功能。因為本論文中，有一案例為 SRC 結構，故其斷面為鋼骨及混凝土之複合材料。而 Response-2000[6]對於此種斷面之雙線性分結果則作為 DRAIN2D+[4]及 PISA3D[5]程式分式時雙線性參數之輸入。

## 第四章 案例分析

### 4-1 分析說明

#### 4-1-1 分析簡介

本章以一棟台電變電所作為分析案例，此建築物為一棟七層(7F)SRC 結構物。利用此一棟結構物，我們可比較第二章所提及 MPA[2]之非線分析法是否有效。同時，加入偏心影響與實際分析值之比較，以比較高模態和扭矩模態對建築物之實際影響程度。

#### 4-1-2 動力分析說明

以 DRAIN2D+[4]或 PISA3D[5]程式建立分析模型後輸入地震加速度，即可求出結構動力反應(本論文所有動力分析皆假設結構為比例阻尼系統，並假設阻尼比為 5%)。而 3D 分析時我們除在分析方向施加 1 倍的地震加速度外，同時亦會於另一方向向施加 0.33 倍的同一地震加速度，此乃考慮地震加速度於雙向皆會發生，而此時我們關心的反應仍為施加 1 倍地震加速度的方向。另外因考慮垂直向地震加速度的影響，故將垂直載重增加 0.41 倍，此乃因  $S_a=0.82g$ (2500 年回歸期)取其一半作為垂直向反應加速度。

動力分析所用之地震加速度記錄共十組，皆由設於國小(表 4-1)之測站所測得。而此十組地震加速度記錄在使用前均已作基線校正，並且把最大加速度正規化至  $0.328g$ ，因此我們可得修正後的十組地震加速度記錄(圖 4-1~圖 4-10)，同時亦製作此十組地震加速度記錄之阻尼比 5%反應譜(圖 4-11~圖 4-20)。之所以取  $0.328g$ ，乃是因為假定結構物興建於路竹鄉。而根據台灣建築規範，路竹鄉 2500 年回歸期地震，在短週期之加速度反應譜值為  $0.82g$ ，而此反應譜是以 5%阻尼比

所求得，故其對應之 2500 年回歸期自由場(Free-Field)之最大地動加速度為  $0.82g \times 0.4 = 0.328g$ 。

無 5% 意外偏心分析時，此時之偏心雖然很小，不過並不加以忽略，計算位移時以距離剛心位置最遠之構架位移為準。有 5% 意外偏心分析時，則令結構每一樓層上之質量中心從原來位來移置往短向偏移  $0.05h_x$  及往長向偏移  $0.05h_y$ ，再作動力分析，並以距離結構剛心最遠之構架求得位移反應。10% 偏心分析時，則令結構每一樓層上之質量中心從原來位來移置往短向偏移  $0.1h_x$  及往長向偏移  $0.1h_y$ ，再作動力分析，並以距離結構剛心最遠之構架求得位移反應。

#### 4-1-3 側推分析說明

製作側推曲線時，先根據  $x$  方向第  $N$  振態的型式分配水平力於各樓層上，再以各節點之質量比分配此水平力至各節點上。然後慢慢增加水平力至結構不穩定的情況以求得  $x$  方向之側推曲線， $y$  方向亦以同樣的方式求得側推曲線。上述不穩定定義為所有柱在底位置產生降伏時。另外關於垂直載重的部分則與動力分析時相同，考慮垂直向地震加速度的影響將其增加 0.41 倍。

考慮 5% 意外偏心時，水平力分配與原結構求取方法相同，仍以振態及已有 5% 偏心之質量作分配，10% 偏心時亦是如此，唯側推曲線乃是以距離剛心最遠之構架製作。

### 4-2 7F 結構物分析說明

#### 4-2-1 結構物說明

本案例為一七層高(1F~7F 樓高別為 6m、4m、6m、4m、4m、5m、6m)之 SRC 建築，於分析中共建立 DRAIN2D+[4](圖 4-21)及 PISA3D[5](圖 4-22)兩種模型，並

列出頂層平面圖供參考(圖 4-23)。經 PISA3D[5]分析後，本結構 x 向(長向)之第一及第二週期分別為 0.9664 秒及 0.3601 秒、y 向(短向)之第一及第二週期分別為 0.9535 秒及 0.3147 秒。而本結構地上層則使用四種梁斷面及三種柱斷面(表 4-2)。本結構其他較詳盡的資料，則可參考附錄中 DRAIN2D+[4]及 PISA3D[5]的輸入檔。

#### 4-2-2 振態側推分析法

同樣由之前所提及求側推曲線之方法，我們可以找出此結構第一模態水平力及頂層位移的關係，並繪製作 x 向的側推曲線(圖 4-24)及 y 向的側推曲線(圖 4-25)。

接著利用第二章第三節之公式中求出此結構於 x 向及 y 向之第一自然振態有效質量係數  $\alpha_1$  及第一自然振態參與因子  $\Gamma_1$ ，其中 x 向第一振態  $\phi_{x1} = [1.0 \mid 0.895 \mid 0.767 \mid 0.648 \mid 0.508 \mid 0.251 \mid 0.122]$ 、y 向第一振態  $\phi_{y1} = [1.0 \mid 0.864 \mid 0.716 \mid 0.586 \mid 0.434 \mid 0.199 \mid 0.0982]$ 、各層質量  $m = [3934 \mid 4069 \mid 3687 \mid 2842 \mid 2469 \mid 6339 \mid 3369] \text{ton}$ ，可得：

$$\alpha_{1x} = 0.773 \quad \Gamma_{1x} = 1.33$$

$$\alpha_{1y} = 0.735 \quad \Gamma_{1y} = 1.36$$

將 x 向及 y 向之  $\alpha_1$  及  $\Gamma_1$  代入  $S_a = \frac{P/M}{\alpha_1}$  及  $S_d = \frac{\Delta_{roof}}{\Gamma_1 \phi_{roof}}$  後，則可得出 x 向及 y

向容量譜(圖 4-26、圖 4-27)。然後依 2-4 節的步驟，可迭代求出十組地震記錄的交點(圖 4-28~圖 4-47)。

對第一組地震記錄之交點(圖 4-28)而言，我們可找出  $S_{dx}$  及  $S_{dy}$  分別為 0.185m 及 0.180m，故  $\delta_{x\max} = 1.33 * 0.185 = 0.2464m$  及  $\delta_{y\max} = 1.36 * 0.180 = 0.2457m$ 。其餘九組地震記錄亦以相同方法找出其位移(表 4-3)；而 PISA 3D[5]也以相同方式求出其



位移(圖 4-48~圖 4-71、表 4-6)。

由之前所提及求側推曲線之方法，我們可以找出此結構第二模態水平力及頂層位移的關係，並繪製作 x 向的側推曲線(圖 4-72)及 y 向的側推曲線(圖 4-73)。

求出第二個模態的方法也是相同的，結構於 x 向及 y 向之第二自然振態有效質量係數  $\alpha_2$  及第二自然振態參與因子  $\Gamma_2$ ，其中 x 向第二振態  $\phi_{x2} = [1.0 \mid 0.230 \mid -0.392 \mid -0.688 \mid -0.826 \mid -0.746 \mid -0.424]$ 、y 向第二振態  $\phi_{y2} = [1.0 \mid 0.173 \mid -0.474 \mid -0.789 \mid -0.890 \mid -0.703 \mid -0.408]$ 、各層質量  $m = [3934 \mid 4069 \mid 3687 \mid 2842 \mid 2469 \mid 6339 \mid 3369] \text{ ton}$ ，可得：

$$\alpha_{2x} = 0.143 \quad \Gamma_{2x} = -0.566$$

$$\alpha_{2y} = 0.166 \quad \Gamma_{2y} = 0.600$$

將 x 向及 y 向之  $\alpha_2$  及  $\Gamma_2$  代入  $S_a = \frac{P/M}{\alpha_2}$  及  $S_d = \frac{\Delta_{roof}}{\Gamma_2 \phi_{roof}}$  後，則可得出 x 向及 y

向容量譜(圖 4-74、圖 4-75)，再和需求譜互相迭代(圖 4-76~圖 4-95)後，將第一振態的位移和第二個振態的位移用 SRSS 方式迭加，則可求出兩個模態的總位移(表 4-4)。

由之前所提及求側推曲線之方法，我們可以找出此結構第三模態水平力及頂層位移的關係，並繪製作 x 向的側推曲線(圖 4-96)及 y 向的側推曲線(圖 4-97)。

求出第三個模態的方法也是相同的，結構於 x 向及 y 向之第三自然振態有效質量係數  $\alpha_3$  及第三自然振態參與因子  $\Gamma_3$ ，其中 x 向第三振態  $\phi_{x3} = [1.0 \mid -0.500 \mid -1.028 \mid -0.709 \mid 0.027 \mid 1.104 \mid 0.759]$ 、y 向第三振態  $\phi_{y3} = [1.0 \mid -0.546 \mid -1.067 \mid -0.710 \mid 0.125 \mid 1.237 \mid 0.893]$ 、各層質量

$m = [3934 \quad | \quad 4069 \quad | \quad 3687 \quad | \quad 2842 \quad | \quad 2469 \quad | \quad 6339 \quad | \quad 3369] \text{ ton}$ ，可得：

$$\alpha_{2x} = 0.0613 \quad \Gamma_{3x} = 0.287$$

$$\alpha_{2y} = 0.0900 \quad \Gamma_{2y} = 0.289$$

將 x 向及 y 向之  $\alpha_3$  及  $\Gamma_3$  代入  $S_a = \frac{P/M}{\alpha_3}$  及  $S_d = \frac{\Delta_{roof}}{\Gamma_3 \phi_{roof}}$  後，則可得出 x 向及 y

向容量譜(圖 4-98、圖 4-99)。再和需求譜互相迭代(圖 4-100~圖 4-119)後，將第一振態的位移和第二個振態的位移和第三振態的位移用 SRSS 方式迭加，則可求出三個模態的總位移(表 4-5)。

至於容量譜 5% 意外偏心分析部分，則如上述所提，先製作偏心時最外側構架之 x 向側推曲線(圖 4-120)及 y 向側推曲線(圖 4-121)。並求出 5% 意外偏心時之  $\alpha_{1x} = 0.774$ 、 $\Gamma_{1x} = 1.338$  及  $\alpha_{1y} = 0.716$ 、 $\Gamma_{1y} = 1.371$ ，將側推曲線轉換成容量譜(圖 4-122、圖 4-123)。最後同樣找出十組地震記錄之交點(圖 4-124~圖 4-143)，並計算其位移(表 4-7)；容量譜 10% 偏心分析部分，則如上述所提，先製作偏心時最外側構架之 x 向側推曲線(圖 4-144)及 y 向側推曲線(圖 4-145)。並求出 10% 意外偏心時之  $\alpha_{1x} = 0.771$ 、 $\Gamma_{1x} = 1.337$  及  $\alpha_{1y} = 0.709$ 、 $\Gamma_{1y} = 1.372$ ，將側推曲線轉換成容量譜(圖 4-146、圖 4-147)。最後同樣找出十組地震記錄之交點(圖 4-148~圖 4-167)，並計算其位移(表 4-8)。

至於用 2D 模擬扭矩模態的部分，將結構物 X 方向和 Y 方向之構架皆分別建構，並求出各構架之勁度 K。並將 X 方向勁度和 Y 方向之勁度加總，可得 X 方向和 Y 方向之總勁度：

$$K_{x1} = 112812 (\text{KN}/\text{m}) \quad K_x = 628097 (\text{KN}/\text{m}) \quad (4-1)$$

$$K_{y10} = 29246(KN/m) \quad K_y = 568524(KN/m) \quad (4-2)$$

$$\begin{aligned} T_r = & 1.988 \times P_{ey10} \times 30.51 + 1.407 \times P_{ey10} \times 22.51 + 0.663 \times P_{ey10} \times 14.51 \\ & + 0.382 \times P_{ey10} \times 6.51 + 0.066 \times P_{ey10} \times 1.49 + 0.456 \times P_{ey10} \times 9.48 \\ & + .746 \times P_{ey10} \times 17.49 + 1.414 \times P_{ey10} \times 25.49 + 0.735 \times P_{ey10} \times 33.49 \\ & + 1 \times P_{ey10} \times 41.49 + 1.592 \times P_{ey10} \times 17.12 + 0.142 \times P_{ey10} \times 10.12 \\ & + 0.798 \times P_{ey10} \times 6.12 + 0.275 \times P_{ey10} \times 2.12 + 0.183 \times P_{ey10} \times 5.88 \\ & + 1.420 \times P_{ey10} \times 11.88 = 276.14 P_{ey10} \end{aligned} \quad (4-3)$$

由PISA 3D[5]之結果，可知X方向第一個構架和Y方向最後一個構架之位移為最大，所以對X方向第一個構架和Y方向最後一個構架做Pushover，求出側推曲線，再由勁度比例求出X方向和Y方向之總側推力量(側推力量是慢慢增加，所以總側力也是慢慢增加)：

$$P_x = 3982 / (112812 / 628097) = 22170 KN \quad (4-4)$$

$$P_y = 899 / (32691 / 631480) = 17366 KN \quad (4-5)$$

我們再由總合力乘以因質心和剛心之不重合所造成的偏心距，可得到總扭矩(由  $P_x$  和  $P_y$  大小決定，因  $P$  是慢慢增加，所以扭矩亦是慢慢增加)：

$$T_x = 22170 \times 0.035 \times 32 = 24830 KN - m \quad (4-6)$$

$$T_y = 17366 \times 0.019 \times 72 = 23757 KN - m \quad (4-7)$$

由式(4-6)與式(4-3)相等，可求出  $P_{ey10} = 89.92$ ，則  $P_{ex1} = 89.92 \times 1.592 = 143.15$ 。再由式(4-7)與式(4-3)相等，可求出  $P_{ey10} = 86.03$ 。

從扭矩所產生之 Pushover 曲線(圖 4-168)(扭矩-旋轉角關係)，可得由 X 方向偏心所產生之扭矩所造成之扭轉角為  $\theta_{ex} = 5.29 \times 10^{-5} \text{ rad}$ ，由扭轉角  $\theta_{ex}$  乘上剛心與位移最大構架之距離  $h_{x1} = 41.49 \text{ m}$ ；Y 方向產生之扭轉角為  $\theta_{ey} = 5.39 \times 10^{-5} \text{ rad}$ ，剛心至位



移最大構架之距離為  $h_{y1}=17.12\text{m}$ 。即可得到 X 方向和 Y 方向因偏心扭矩產生扭轉角而造成之位移分別為  $\Delta_{ex1}=0.219\text{cm}$  和  $\Delta_{ey10}=0.092\text{cm}$ ，可由  $P_{ex1}$  和  $\Delta_{ex1}$ ； $P_{ey10}$  和  $\Delta_{ey10}$  求出兩條側推曲線(圖 4-169、圖 4-170)。將原本該構架之第一個振態之位移  $\Delta_{x1}=0.0278\text{m}$  和  $\Delta_{y10}=0.0331\text{m}$  加上扭矩所產生之位移總共分別為  $\Delta_{tx1}=0.030\text{m}$  和  $\Delta_{ty10}=0.034\text{m}$ ，假設其為總位移，而基底剪力為原本構架(即 X 向第一個構架，Y 方向第十個構架)做 pushover 時的基底剪力，即可求出另一條側推曲線(圖 4-171、圖 4-172)和容量譜曲線(圖 4-173、圖 4-174)，再使用 MPA 法[2]去迭代(圖 4-175~圖 4-194)出加入扭轉效果後之總位移(表 4-9)。

在 5% 意外偏心的部分，也是先求出其意外偏心所產生的扭矩  $T_x$  和  $T_y$  分別為下列兩式子：

$$T_x = 22170 \times 0.085 \times 32 = 60302 \text{KN} - \text{m} \quad (4-8)$$

$$T_y = 17366 \times 0.069 \times 72 = 86274 \text{KN} - \text{m} \quad (4-9)$$

由式(4-8)與式(4-3)相等，可求出  $P_{ey10}=218.37$ ，則  $P_{ex1}=218.37 \times 1.592=347.65$ 。再由式(4-7)與式(4-3)相等，可求出  $P_{ey10}=312.43$ 。

從扭矩所產生之 Pushover 曲線(圖 4-168)，可得由 X 方向偏心所產生之扭矩所造成之扭轉角為  $\theta_{ex}=1.92 \times 10^{-4} \text{rad}$ ，由扭轉角  $\theta_{ex}$  乘上剛心與位移最大構架之距離  $h_{x1}=41.49\text{m}$ ；Y 方向產生之扭轉角為  $\theta_{ey}=1.31 \times 10^{-4} \text{rad}$ ，剛心至位移最大構架之距離為  $h_{y1}=17.12\text{m}$ 。即可得到 X 方向和 Y 方向因偏心扭矩產生扭轉角而造成之位移分別為  $\Delta_{ex1}=0.797\text{cm}$  和  $\Delta_{ey10}=0.224\text{cm}$ ，可由  $P_{ex1}$  和  $\Delta_{ex1}$ ； $P_{ey10}$  和  $\Delta_{ey10}$  求出兩條側推曲線(圖 4-195、圖 4-196)，將原本該構架之第一個振態之位移  $\Delta_{x1}=0.0278\text{m}$  和

$\Delta_{y10}=0.0331\text{m}$  加上扭矩所產生之位移總共分別為  $\Delta_{tx1}=0.036\text{m}$  和  $\Delta_{ty10}=0.035\text{m}$ ，假設其為總位移，而基底剪力為原本構架(即 X 向第一個構架，Y 方向第十個構架)做 pushover 時的基底剪力，即可求出另一條側推曲線(圖 4-197、圖 4-198)容量譜曲線(圖 4-199、圖 4-200)，再使用 MPA[2]法去迭代(圖 4-201~圖 4-220)出加入扭轉效果後之總位移(表 4-10)。

在 10% 偏心的部分，也是先求出其意外偏心所產生的扭矩  $T_x$  和  $T_y$  分別為下列兩式子：

$$T_x = 22170 \times 0.135 \times 32 = 95774 \text{KN} - m \quad (4-10)$$

$$T_y = 17366 \times 0.119 \times 72 = 148792 \text{KN} - m \quad (4-11)$$

由式(4-10)與式(4-3)相等，可求出  $P_{ey10}=346.83$ ，則  $P_{ex1}=346.83 \times 1.592=552.16$ 。再由式(4-7)與式(4-3)相等，可求出  $P_{ey10}=538.83$ 。

從扭矩所產生之 Pushover 曲線(圖 4-168)，可得由 X 方向扭矩所造成之扭轉角為  $\theta_{ex}=3.31 \times 10^{-4} \text{rad}$ ，再乘上剛心與位移最大構架之距離  $h_{x1}=41.49\text{m}$ ；Y 方向產生之扭轉角為  $\theta_{ey}=2.08 \times 10^{-4} \text{rad}$ ，剛心至位移最大構架之距離為  $h_{y1} 17.12\text{m}$ 。即可得到 X 方向和 Y 方向因扭轉角而形成之位移分別為  $\Delta_{ex1}=1.37\text{cm}$  和  $\Delta_{ey1}=0.356\text{cm}$ ，可由  $P_{ex1}$  和  $\Delta_{ex1}$ ； $P_{ey10}$  和  $\Delta_{ey10}$  求出兩條側推曲線(圖 4-221、圖 4-222)，將原本該構架之第一個振態之位移  $\Delta_{x1}=0.0278\text{m}$  和  $\Delta_{y10}=0.0331\text{m}$  加上扭矩所產生之位移總共分別為  $\Delta_{tx1}=0.042\text{m}$  和  $\Delta_{ty10}=0.0355\text{m}$ ，假設其為總位移，而基底剪力則和 5% 意外偏心時相同，即可求出另一條側推曲線(圖 4-223、圖 4-224)和容量譜曲線(圖 4-225、圖 4-226)，再使用 MPA[2]法去迭代(圖 4-227~圖 4-246)出加入扭轉效果後之總位移(表

4-11)。

#### 4-2-3 歷時法

歷時法以 PISA3D[5]建立模型，輸入地震記錄可得出位移歷時結果(圖 247~圖 266)，並將結果整理(表 4-12)。5%意外偏分析時，則令結構每一樓層上之質量中心從原來位來移置往短向偏移  $0.05h_x$  及往長向偏移  $0.05h_y$ ，再作動力分析，並以距離結構剛心最遠之構架求得位移反應(圖 4-247~圖 4-266)，並將結果作一整理(表 4-13)。

#### 4-2-4 DRAIN2D+歷時分析

以二維分析程式 DRAIN2D+[4]作歷時分析，可以得到無 5%意外偏心時之位移並作與 MPA[2]方法求得之結果比較，若結果相差不大，則我們可知利用 MPA[2]法作二維分析結果來代替歷時分析法，畢竟歷時分析是需要比較多的時間。同樣 DRAIN2D+[4]只需建立模型，輸入十組地震記錄即可得出位移歷時結果(圖 2-267~圖 286)，並整理成表(表 4-14)。

### 4-3 結果討論

1. 由表可看出，在 2D 模型時，其高模態對位移的貢獻十分有限，在第二模態時，X 和 Y 方向在位移的增加就十分有限了，使用 SRSS 方法疊加後，與第一模態的位移相比較下，增加不到 1cm，這可能是這次分析的建築物並非超高樓層建築物有關；而在第三模態的貢獻上，更是微乎其微，已經不到 1mm 了，幾乎可以忽略其貢獻，此結果也和 Chopra 及 Goel[2]發表的論文報告相呼應。
2. 由 2D 的模型所得到之位移結果(無論是 MPA[2]法或歷時法)和 3D 模型之結果(原結構)，計算第一模態所得之位移相比較相當接近，可得知原本結構之偏心

相當微小，所以扭矩模態的貢獻亦很小，所以如果忽略原結構之偏心所造成之扭矩貢獻是可被接受的，但本論文並無忽略其貢獻，目的就是想求出其扭矩貢獻的程度。

3. 由 3D 模型所建立之結構，在結構有 5% 意外偏心和 10% 偏心時，其使用 MPA[2] 方法求出第一模態之位移，其結果與歷時法有相當的出入，尤其在 Y 方向位移更是明顯，所以在 3D 模型下並不可忽略除了第一模態以外的高模態貢獻。
4. 在 2D 模型模擬扭矩模態，其得到之結果已與使用歷時法得到之結果相當接近，而其與只使用第一模態求出來之結果相較下可得知，扭矩模態在結構偏心愈明顯時，其貢獻程度愈多，此時扭矩模態的重要性才會顯現出來，所以在非對稱建築物或有意外偏心之建築物，扭矩模態之貢獻是不可忽略的。
5. 用 2D 模擬扭轉模態時，其結果和歷時法已經相當接近，約只有百分之一左右的差距，可能之原因應該為其 X 方向和 Y 方向之高模態尚未考慮，雖然在 2D 無偏心時之結果可知，其第二模態後之貢獻並不大，但還是有其影響，如果能再加以考慮，則結果會更令人滿意。
6. 而在使用 MPA[2] 的過程中，非線性需求譜和容量譜的交點，其韌性係數必須相符合，但本人在迭代有結構物有意外偏心時的韌性係數，其相合程度比無偏心或少許偏心時，誤差要來的大，只能使用兩者最接近的韌性係數，而在少許偏心甚至無偏心時，幾乎相合，所以在結構偏心愈多時，可能誤差會較大一些。
7. 在製作容量譜時，將雙線性化的側推曲線，位移除以振態參與因子，基底剪力

除以振態質量後得到容量譜，但側推曲線已是進入非線性的範圍，所以在線性部分和非線性部分皆除以相同的振態參與因子，可能會有失準確，可能在非線性部分的振態參與因子需再加以修正。



## 第五章 結論與建議

### 5-1 建議

1. 如果有更多的案例來分析，相互比較其正確性，則更可以確定其結果的可信度，因為此次只有建立一棟七層樓的建築物，案例不太夠，不確定是否每動建築物皆可使用此方法分析。
2. 對於分析時之時間間距可先作處理，因為如果時間間距太小，理論上結果會比較精確但分析時間將會提高很多；如果時間間距太大，雖分析的時間比較短，但卻比較不精確，甚至於逐步法更有時間間距最大應小於週期的十分之一的規定。所以為了使分析時間及精確度兩者都能達到最佳化，事先可對於時間間距可作一些處理。
3. 本論文所提到的用 2D 模擬扭矩模態的方法，雖然在本論文的案例上還算準確，但在形狀更不對稱或特殊的建築物上，其方法觀念是否仍適用，仍待其他不同的案例來證實。
4. 目前發展扭矩模態的模擬方法仍然不多，所以應該有更多更準確的方法來模擬扭矩模態的貢獻，因為非對稱建築物還是有其一定的佔有性，可能因為建築師的考量，也可能是用地大小或形狀的關係，尤其在都市地區，現在用地取得不易，非對稱結構使用的可能性將更高。

### 5-2 結論

綜合以上多點的建議和結果討論，使用 2D 來模擬扭矩模態的確是有一定的可信度，所以高模態在建築物上仍有一定的貢獻和影響，並不可全然的忽略，且用 2D 建模型時，其速度也比 3D 來的快，在 2D 的歷時分析上，時間也比 3D 模型節



省許多，且歷時法是把所有的模態皆考慮進去，結果最為準確。

比起之前學長的係數法和容譜法，MPA[2]法考慮多個模態的方法，精確度的確能提高不少，使用非線性的需求譜，其準確性也比容譜法的線性需求譜來的好，如果能在扭矩模態上再加以改進，在某種程度上應該可以取代歷時法。

Chopra 及 Goel[14]提出當結構物之外力不通過結構物之剛心時，此時結構會額外產生一垂直方向的扭矩所造成的位移，此位移亦能由 MPA 法預估而得，但其在扭轉模態的 pushover 方面，其側推力是使用  $I_o \phi_{on}$  ( $I_o$  為慣性矩) 的分佈方法，且是使用 CQC 方法來連結不同模態所產生的位移，在部分地震加速度下所得到之位移亦與歷時法所得到之結果有差異，尤其在反應譜有缺陷時，誤差更會擴大，但一般情況下的模擬情形是相當準確的。

雖然現在不斷改進各種靜力分析的方法來代替動力分析，不外乎是動力分析太耗時，此次案例只使用七層樓的建築物，3D 結構物的動力分析所需耗時即高達十幾個小時，如果結構物若更高大，其自由度倍增，那其動力分析所需時間便更可觀了。但在現在科技日新月異的時代，電腦的速度的進步令人咋舌，超級電腦不斷被發展出來，64 位元和雙核心的電腦逐漸普及，相信在不久以後，結構物的自由度多寡將不再是問題，動力分析還是會成為主要的分析方法。

## 參考文獻

1. Applied Technology Council ATC-40, "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", 1996.
2. A. K. Chopra, R. K. Goel, "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31, p.561-582, 2002.
3. R. W. Clough, J. Penzien, "Dynamics of Structures", McGraw-Hill, 1993.
4. K. C. Tsai, J. W. Li, C. C. Chou, T. S. Wang, P. C. Chung, "DRAIN2D+ Version 2.1 and VIEW2D Version 2.1 User's Guide", Center for Earthquake Engineering Research National Taiwan University, Report No. CEER/R86-07, 1997.
5. K. C. Tsai, B. Z. Lin, "PISA3D User's manual", National Center for Research on Earthquake Engineering, Department of Civil Engineering of National Taiwan University, 2004.
6. M. P. Collins, E. Bentz, "User Manual of Response-2000", University of Toronto, 1999.
7. Anil K. Chopra, "Dynamics of structures /theory and applications to earthquake engineering", Englewood Cliffs, N.J. /Prentice Hall, 1995 年。
8. Ashraf Habibullah, "SAP2000 Nonlinear Version 7.12", Computers and Structures, Inc., 1999.
9. Ashraf Habibullah, "ETABS Nonlinear Version 8.08", Computers and Structures, Inc., 2002.
10. A. K. Chopra, R. K. Goel, "Evaluation of Modal and FEMA Pushover Analyses: SAC Buildings", Earthquake Spectra, Vol. 20, No. 1, p.225-254, 2004.
11. 林永盛, "基礎結構動力(上)、(下)", 文笙圖書有限公司, 2003 年。
12. 翁元滔, "建築結構多振態耐震性能評析與位移導向設計法研究", 國立台灣大學, 博士論文, 2003 年。
13. 張柏濤, "房屋結構非線性分析方法之比較及簡化研究", 國立交通大學, 碩士論文, 2005 年。
14. A. K. Chopra, R. K. Goel, "A modal pushover analysis procedure to estimate



seismic demands for unsymmetric-plan buildings”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 33, p.903-927, 2004.



表 4-1 各國小測站

編號	測站記錄名稱	記錄時間
1	0525 梓官(N-S)	2002/3/31 P.M.2:53 (331 地震)
2	0525 梓官(E-W)	2002/3/31 P.M.2:53 (331 地震)
3	0525 茄定(N-S)	2002/3/31 P.M.2:53 (331 地震)
4	0525 茄定(E-W)	2002/3/31 P.M.2:53 (331 地震)
5	梓官(N-S)	1999/9/21 A.M.1:33 (921 地震)
6	梓官(E-W)	1999/9/21 A.M.1:33 (921 地震)
7	彌陀(N-S)	1999/9/21 A.M.1:33 (921 地震)
8	彌陀(E-W)	1999/9/21 A.M.1:33 (921 地震)
9	後紅(N-S)	1999/9/21 A.M.1:33 (921 地震)
10	後紅(E-W)	1999/9/21 A.M.1:33 (921 地震)

表 4-2 7F 結構物斷面性質

	A(m <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	My(kN-m)	Py(kN)	E(kN/m <sup>2</sup> )	Eu(kN/m <sup>2</sup> )
c1	1.00	0.0833	0.0833	14826	61643	4.47*10 <sup>7</sup>	1.34*10 <sup>5</sup>
c2	1.00	0.0833	0.0833	16679	66243	5.02*10 <sup>7</sup>	1.51*10 <sup>5</sup>
c3	1.00	0.0833	0.0833	20161	75695	6.04*10 <sup>7</sup>	2.42*10 <sup>5</sup>
b1	0.60	0.0500	0.0180	6819	33270	2.97*10 <sup>7</sup>	0.59*10 <sup>5</sup>
b2	0.60	0.0500	0.0180	7323	34410	3.22*10 <sup>7</sup>	0.97*10 <sup>5</sup>
b3	0.60	0.0500	0.0180	8359	36970	3.73*10 <sup>7</sup>	1.49*10 <sup>5</sup>
b4	0.65	0.0542	0.0229	9141	39583	3.77*10 <sup>7</sup>	1.51*10 <sup>5</sup>

說明：A 為斷面面積、 $I_x$  為 x 軸慣性矩、 $I_y$  為 y 軸慣性矩、My 為斷面之降伏彎矩、Py 為斷面之降伏軸力、E 為斷面之彈性模數(Elastic Modulus)、Eu 為斷面降伏後之彈性模數。

表 4-3 MPA 法得十組地震記錄之最大位移(第一模態)

地震	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均
$\delta_{x \max}$ (m)	.2464	.2464	.2877	.2167	.1891	.2424	.2098	.2356	.2757	.2743	.2424
$\delta_{y \max}$ (m)	.2457	.2457	.3346	.1947	.1843	.2208	.1784	.2277	.2786	.3000	.2410

表 4-4 MPA 法得十組地震記錄之最大位移(第一模態和第二模態疊加)

地震	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均
$\delta_{x \max}$ (m)	.2469	.2469	.2879	.2169	.1903	.2429	.2103	.2358	.2759	.2747	.2429
$\delta_{y \max}$ (m)	.2458	.2458	.3347	.1948	.1848	.2210	.1786	.2278	.2787	.3001	.2412

表 4-5 MPA 法得十組地震記錄之最大位移(第一模態、第二模態和第三模態疊加)

地震	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均
$\delta_{x \max}$ (m)	.2470	.2470	.2879	.2170	.1904	.2430	.2103	.2358	.2760	.2747	.2429
$\delta_{y \max}$ (m)	.2458	.2458	.3348	.1948	.1848	.2210	.1787	.2278	.2787	.3001	.2412

表 4-6 MPA 法得十組地震記錄之最大位移(原結構)

地震	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均
$\delta_{x \max}$ (m)	.2518	.2518	.2941	.1908	.2005	.2006	.2032	.2502	.2752	.2714	.2390
$\delta_{y \max}$ (m)	.2484	.2484	.2922	.2168	.2207	.2502	.2085	.2604	.2799	.2728	.2498

表 4-7 MPA 法得十組地震記錄之最大位移(5%意外偏心)

地震	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均
$\delta_{x \max}$ (m)	.2612	.2612	.3170	.2210	.2410	.2653	.2314	.2924	.2813	.2809	.2653
$\delta_{y \max}$ (m)	.2892	.2892	.4275	.2597	.2789	.2897	.2877	.3090	.3077	.2756	.3014

表 4-8 MPA 法得十組地震記錄之最大位移(10%意外偏心)

地震	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均
$\delta_{x \max}$ (m)	.2841	.2841	.3752	.2422	.2626	.2715	.2501	.3330	.2943	.3252	.2922
$\delta_{y \max}$ (m)	.4068	.4068	.4985	.2818	.2919	.3068	.3228	.4209	.4743	.3710	.3782

表 4-9 MPA 法得十組地震記錄之最大位移(原結構含扭轉模態)

地震	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均
$\delta_{x \max}$ (m)	.2513	.2513	.3348	.2000	.1995	.2587	.2141	.2525	.2596	.3113	.2533
$\delta_{y \max}$ (m)	.2670	.2670	.3109	.2278	.2385	.2559	.2173	.2786	.2778	.2997	.2641

表 4-10 MPA 法得十組地震記錄之最大位移(5%意外偏心含扭轉模態)

地震	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均
$\delta_{x \max}$ (m)	.2844	.2844	.3577	.2233	.2479	.2637	.2322	.3059	.3297	.3533	.2883
$\delta_{y \max}$ (m)	.3429	.3429	.4440	.2791	.2862	.3380	.3245	.3702	.4246	.3854	.3538

表 4-11 MPA 法得十組地震記錄之最大位移(10%意外偏心含扭轉模態)

地震	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均
$\delta_{x \max}$ (m)	.3165	.3165	.3819	.2483	.2890	.2763	.2673	.2488	.3883	.3705	.3203
$\delta_{y \max}$ (m)	.4197	.4197	.5374	.3864	.3397	.3971	.4125	.4308	.5216	.4257	.4291

表 4-12 歷時法得十組地震記錄之最大位移(原結構)

地震	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均
$\delta_{x \max}$ (m)	.258	.258	-	.195	.202	.257	.208	.257	.260	.306	.245
$\delta_{y \max}$ (m)	.256	.257	.306	.221	.244	.261	.219	.283	.283	.299	.263

表 4-13 歷時法得十組地震記錄之最大位移(5%意外偏心)

地震	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均
$\delta_{x \max}$ (m)	.289	.290	-	.227	.242	.268	.237	.306	.323	.348	.281
$\delta_{y \max}$ (m)	.345	.345	.456	.288	.291	.345	.329	.360	.422	.396	.358

表 4-14 歷時法得十組地震記錄之最大位移(2D)

地震	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均
$\delta_{x \max}$ (m)	.234	.227	.328	.220	.187	.243	.202	.235	.270	.270	.242
$\delta_{y \max}$ (m)	.247	.247	.337	.196	.192	.222	.199	.267	.246	.303	.246

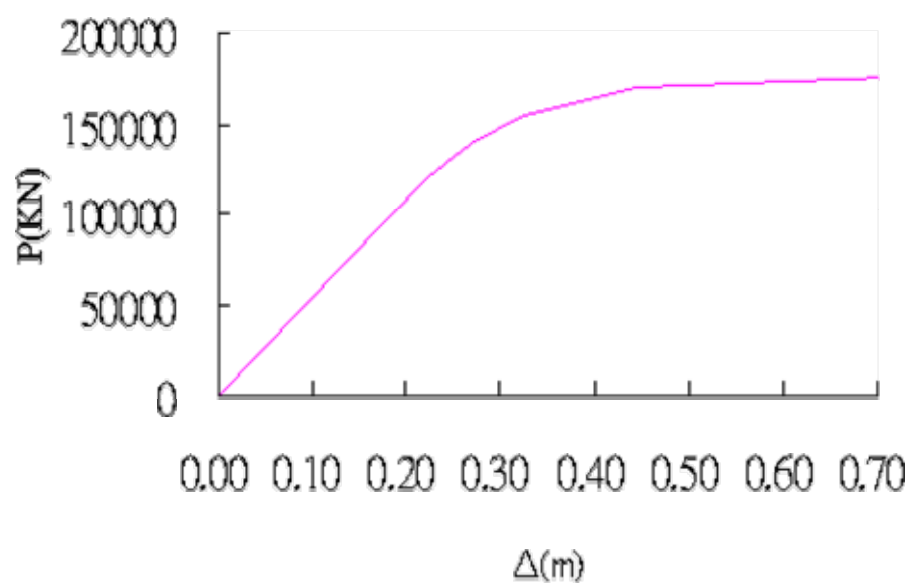


圖 2-1 側推曲線

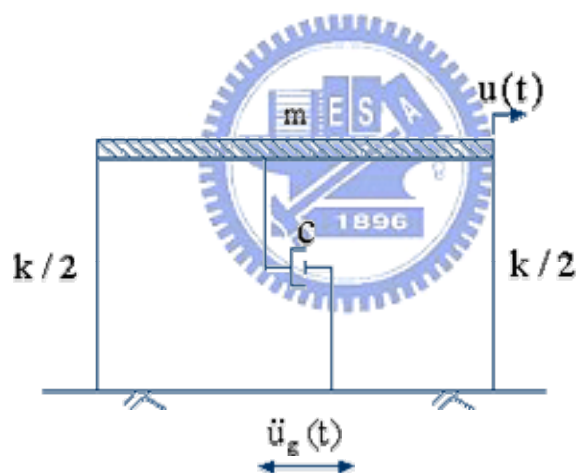


圖 2-2 單自由度結構物

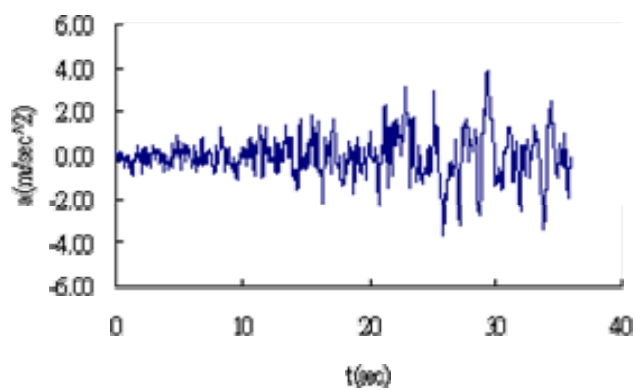


圖 2-3 動力擾動(地震加速度)

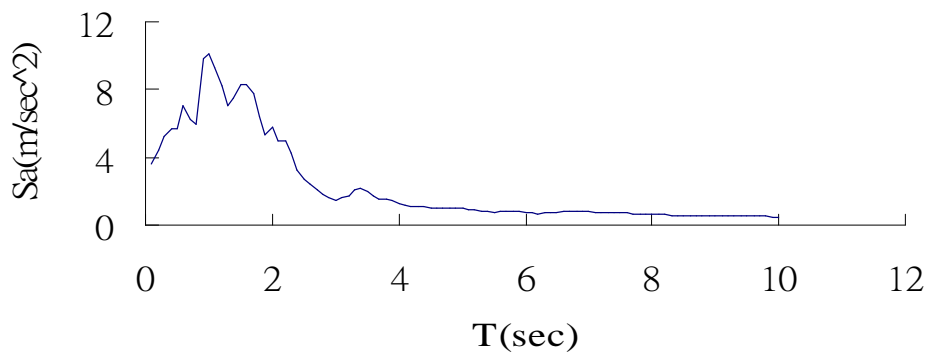


圖 2-4 (加速度)反應譜

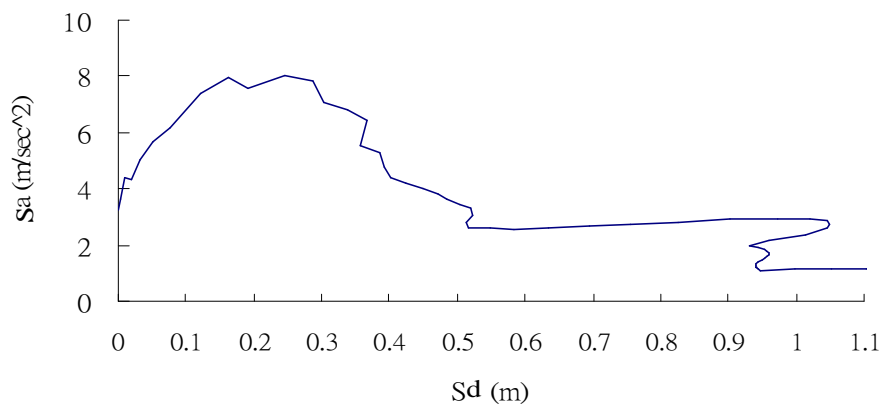


圖 2-5 加速度位移反應譜(ADRS)

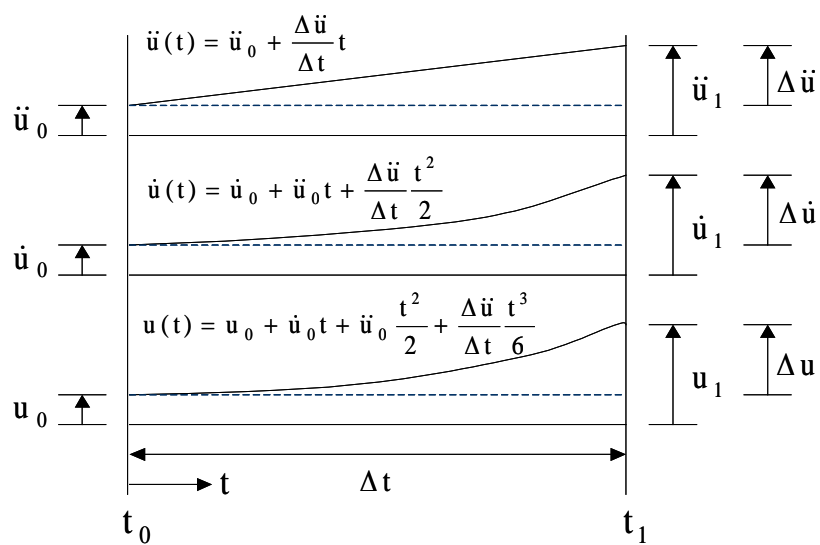


圖 2-6 結構加速度，速度及相對位移變化圖



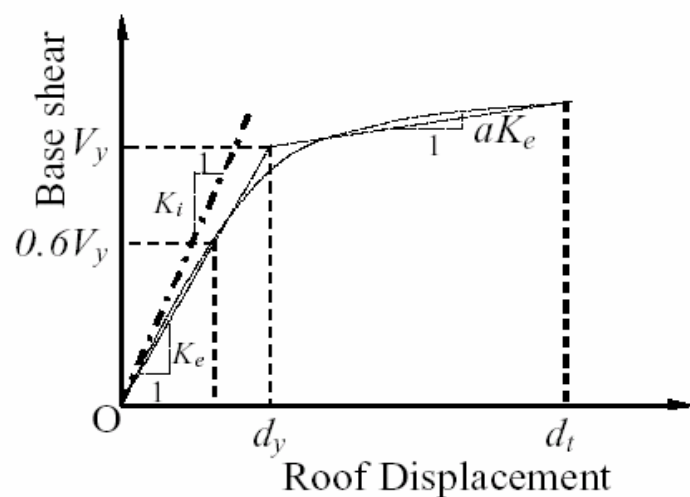


圖 2-7 側力與側向變位的雙線性關係圖

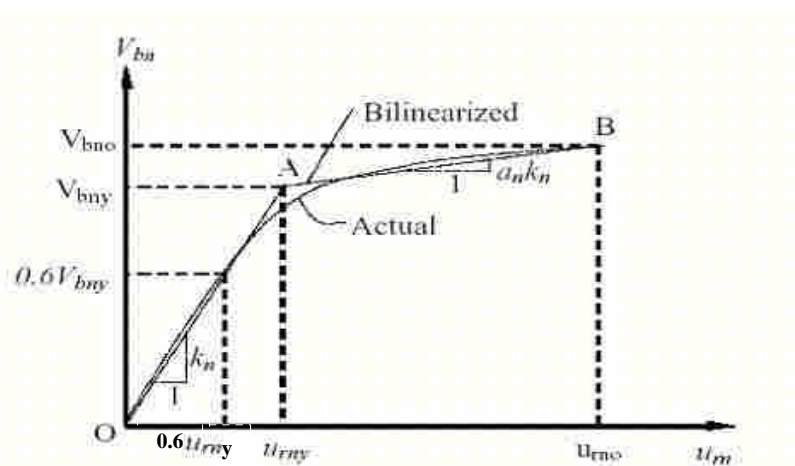


圖 2-8 第  $n$  個振態側推容量曲線之雙線性化模型

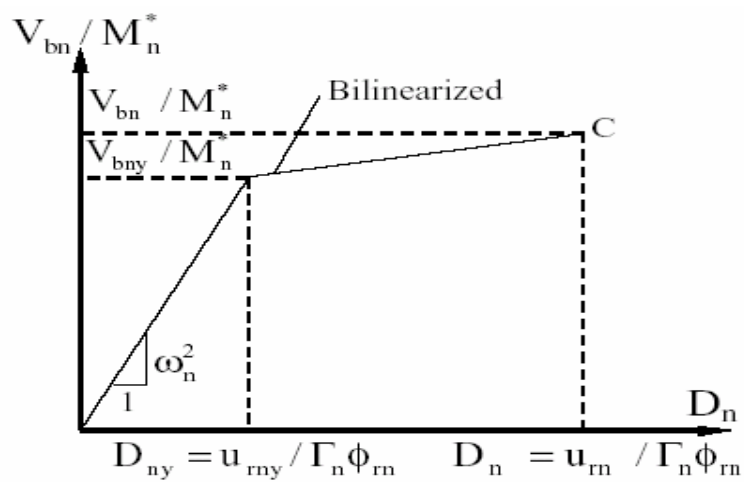


圖 2-9 第  $n$  個振態的等效單自由度容量曲線雙線性化模型

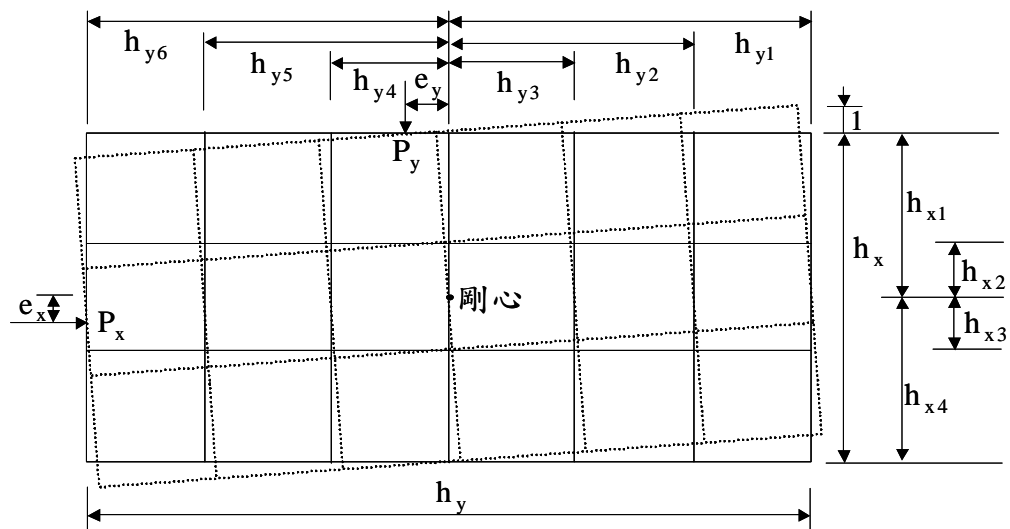


圖 2-10 結構偏心平面示意圖

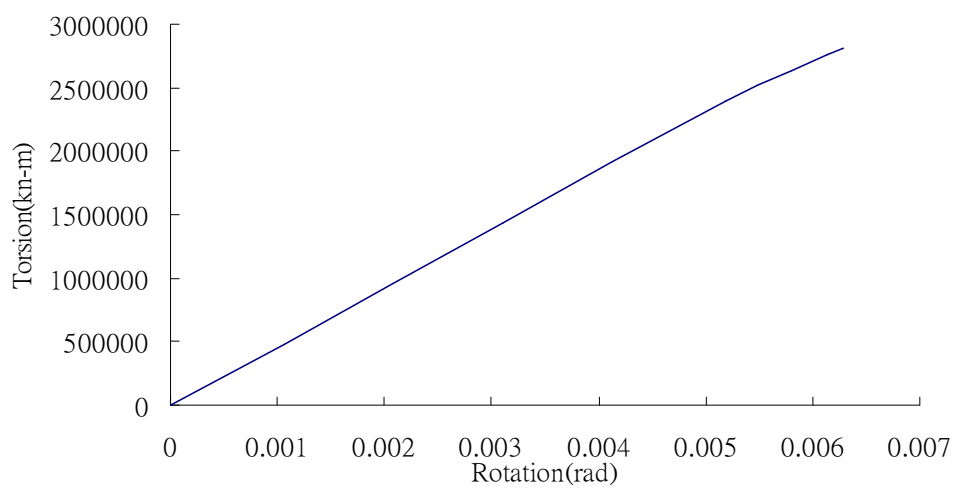


圖 2-11 結構扭矩側推曲線

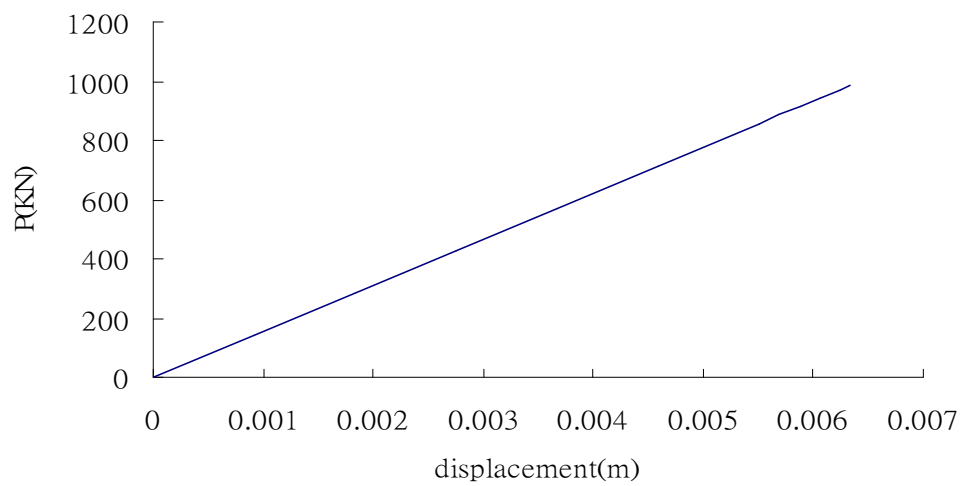


圖 2-12 扭矩轉換為相對側力及位移圖(X 向)

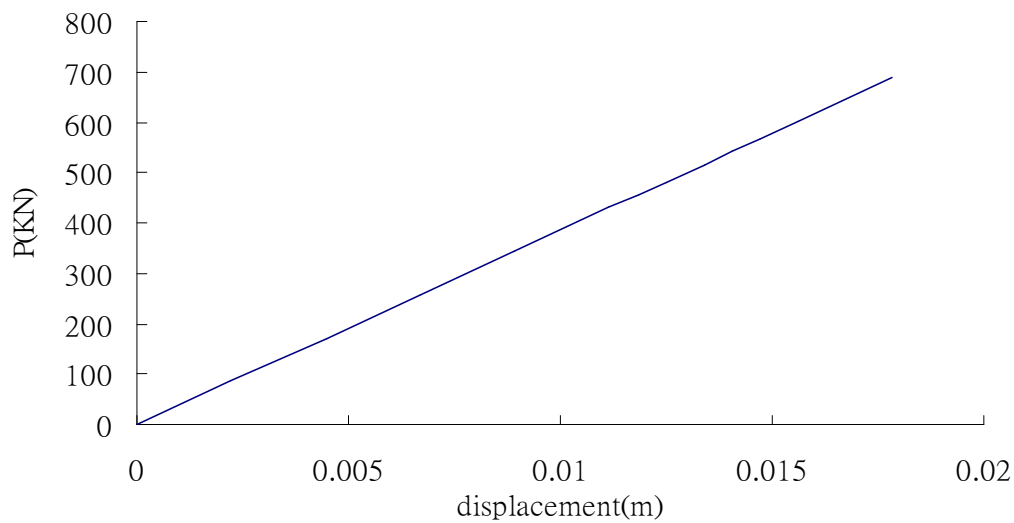


圖 2-13 扭矩轉換為相對側力及位移圖(Y 向)

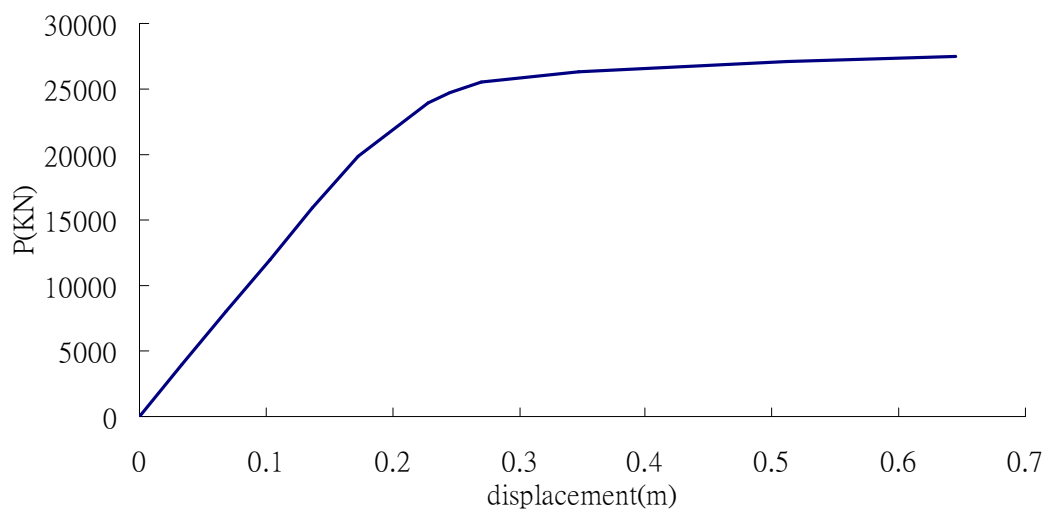


圖 2-14 結構 x 向側推曲線(原結構含扭矩模態)

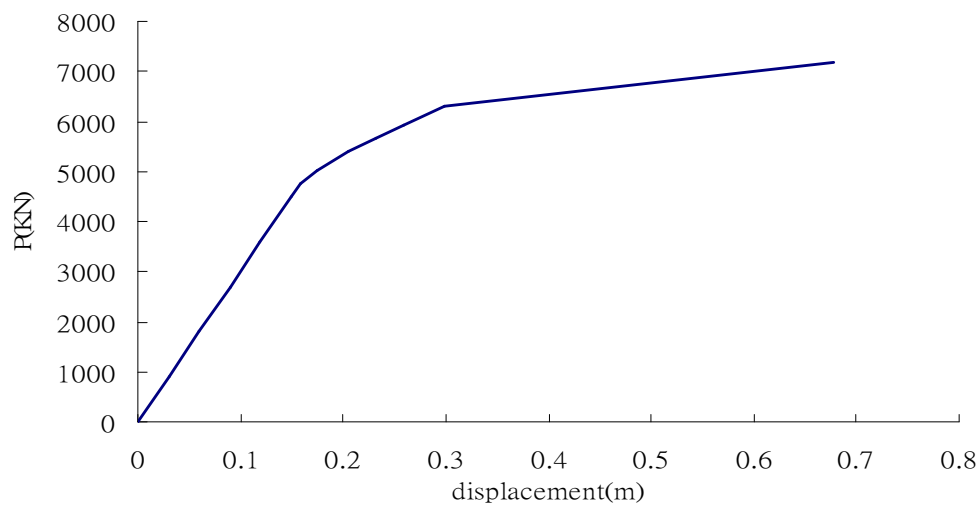


圖 2-15 結構 y 向側推曲線(原結構含扭矩模態)



圖 3-1 VIEW2D 模型圖

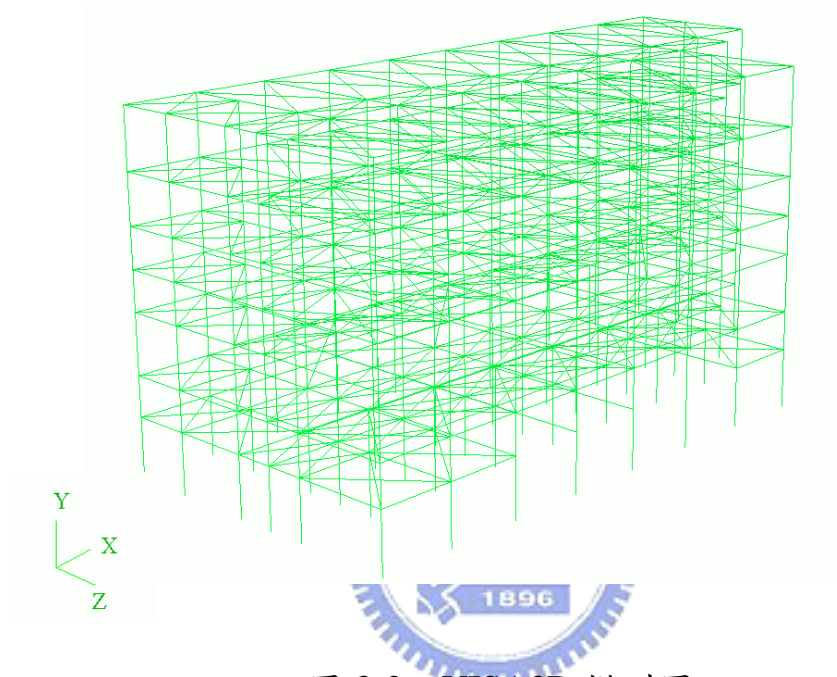


圖 3-2 VISA3D 模型圖

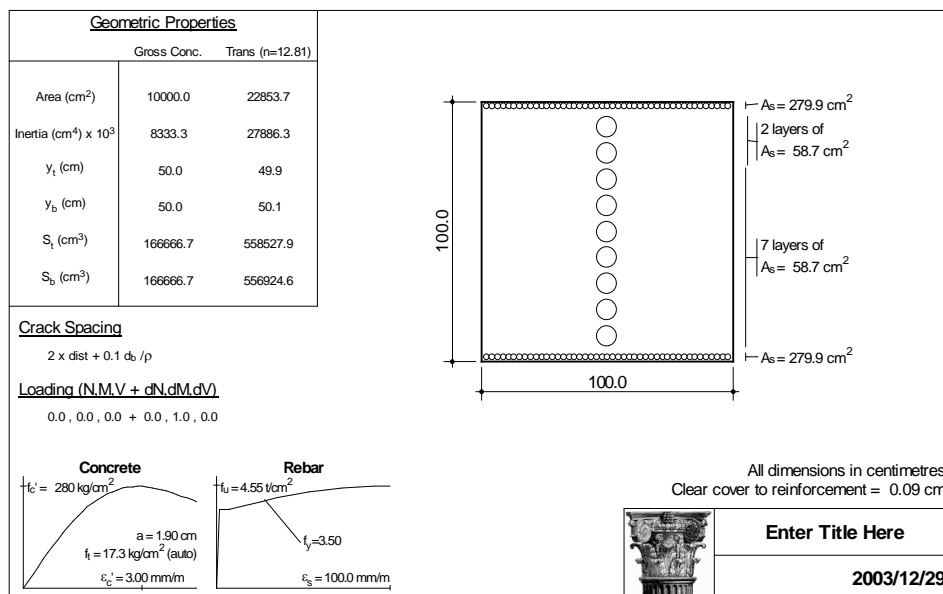


圖 3-3 Response-2000 介面圖

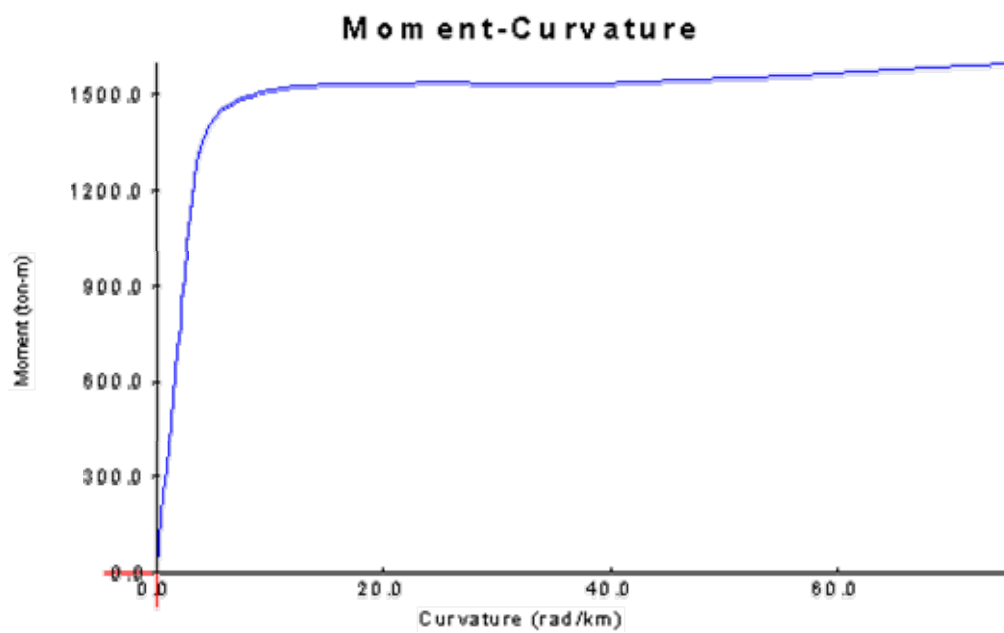


圖 3-4 Response-2000 斷面雙曲線性質結果圖



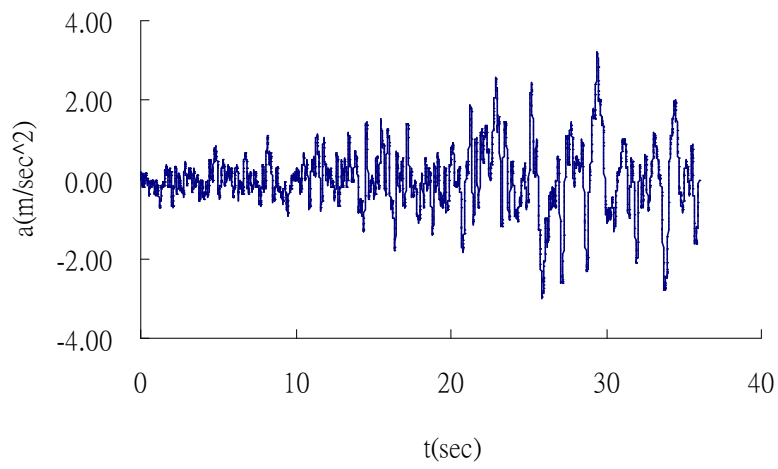


圖 4-1 0525 梓官(N-S)地震記錄

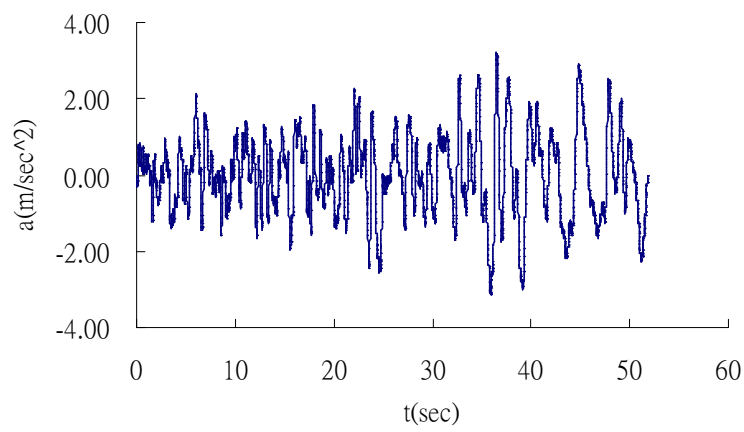


圖 4-2 0525 梓官(E-W)地震記錄

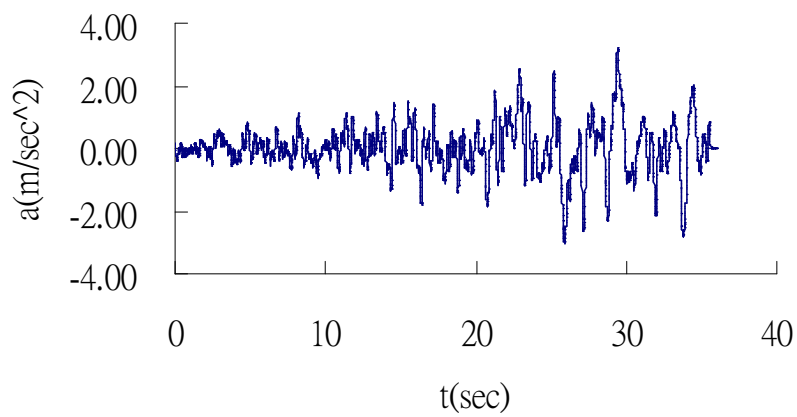


圖 4-3 0525 茄萣(N-S)地震記錄



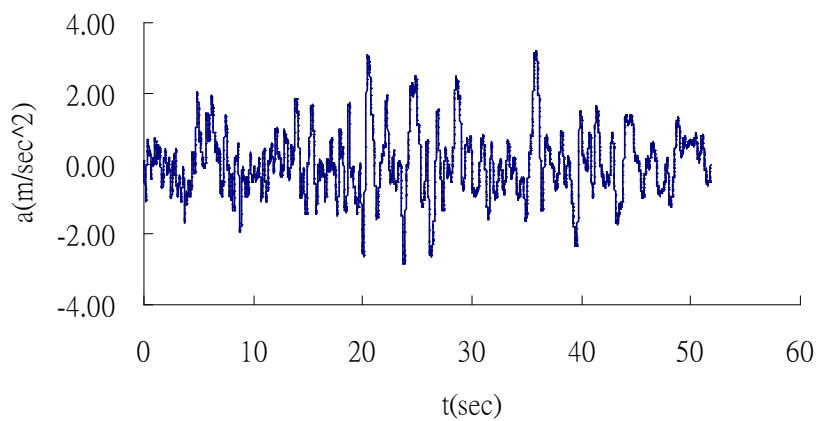


圖 4-4 0525 茄苳(E-W)地震記錄

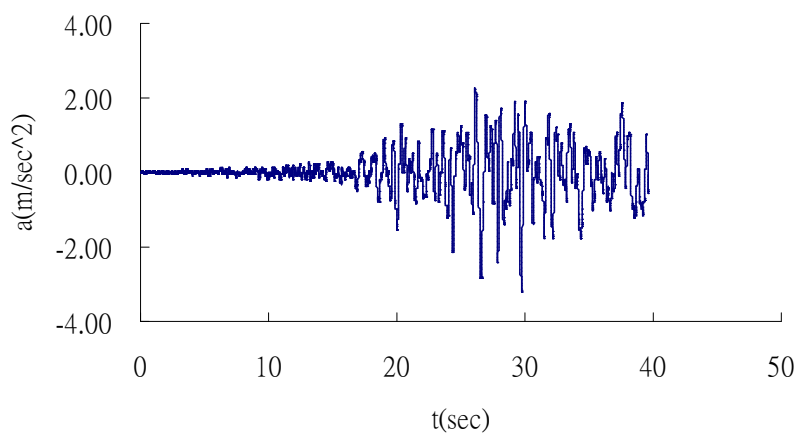


圖 4-5 梓官(N-S)地震記錄

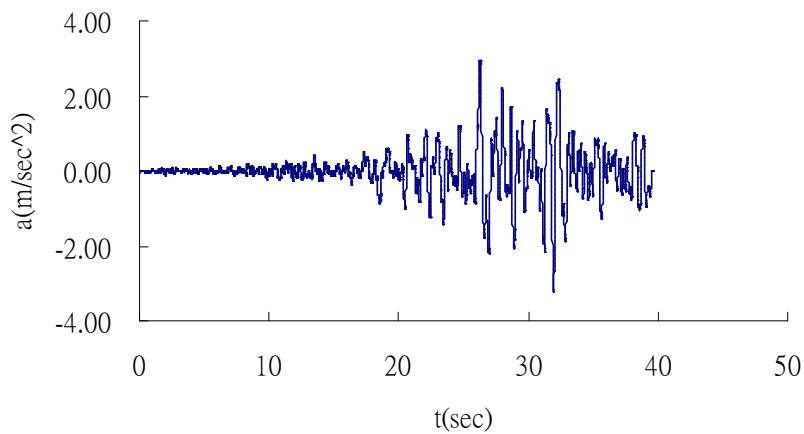


圖 4-6 梓官(E-W)地震記錄

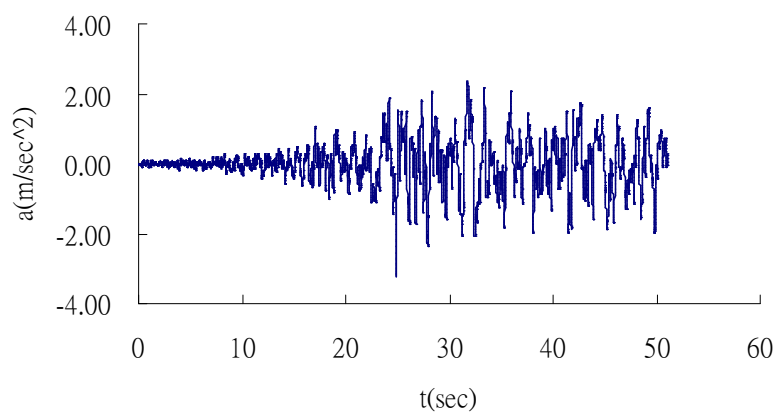


圖 4-7 彌陀(N-S)地震記錄

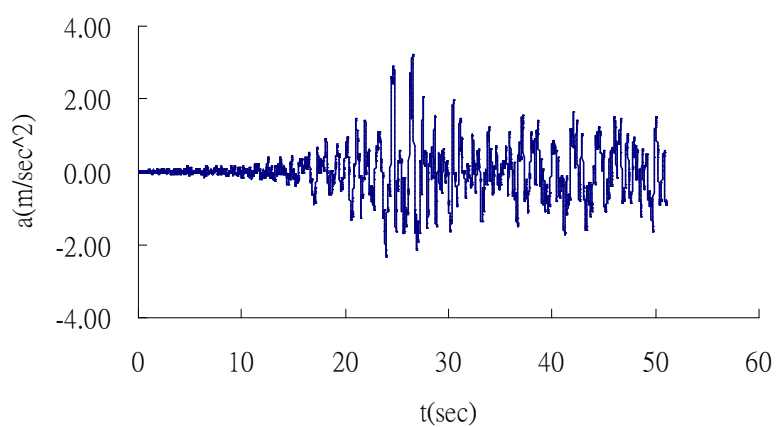


圖 4-8 彌陀(E-W)地震記錄

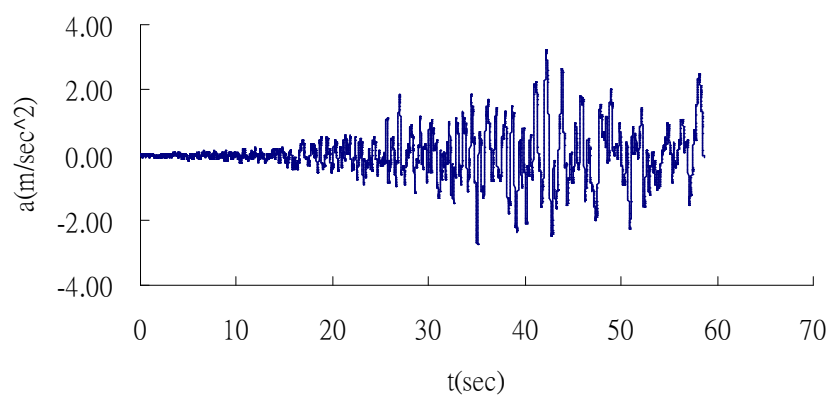


圖 4-9 後紅(N-S)地震記錄

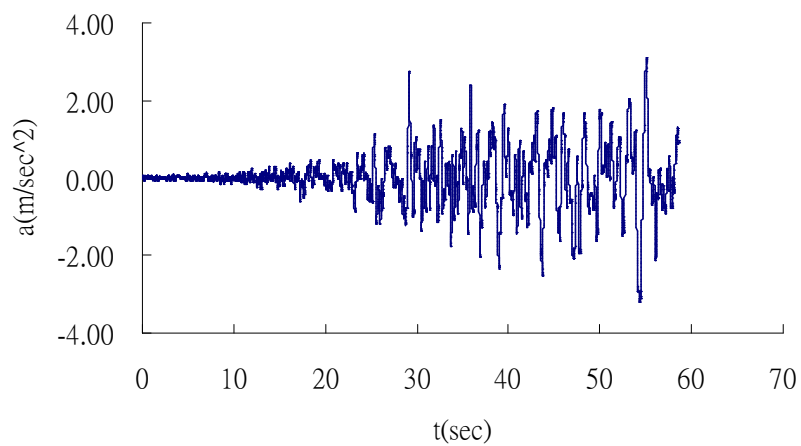


圖 4-10 後紅(E-W)地震記錄

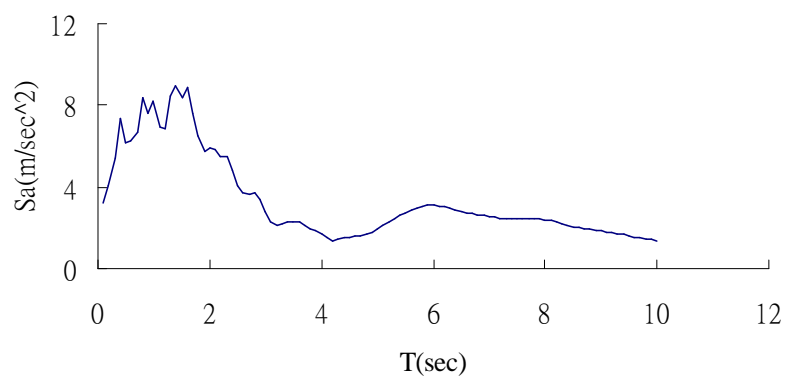


圖 4-11 0525 梓官(N-S)地震記錄反應譜

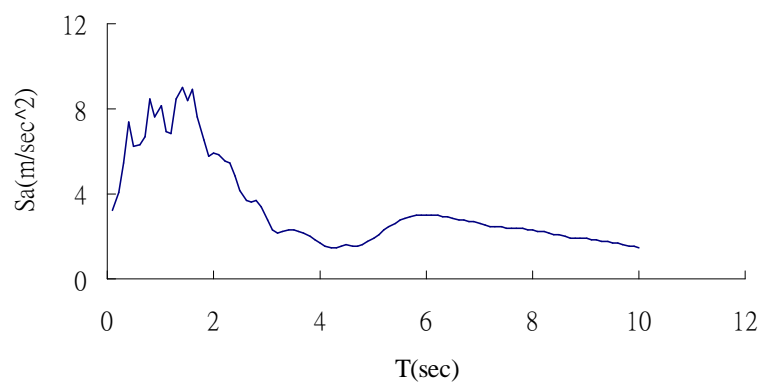


圖 4-12 0525 梓官(E-W)地震記錄反應譜

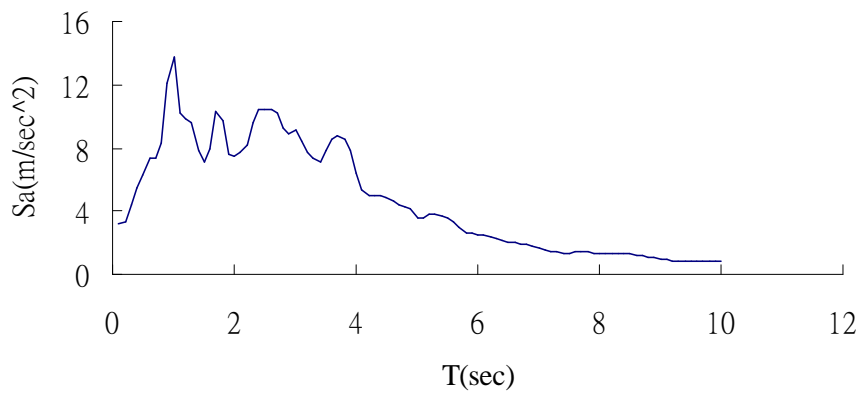


圖 4-13 0525 茄苳(N-S)地震記錄反應譜

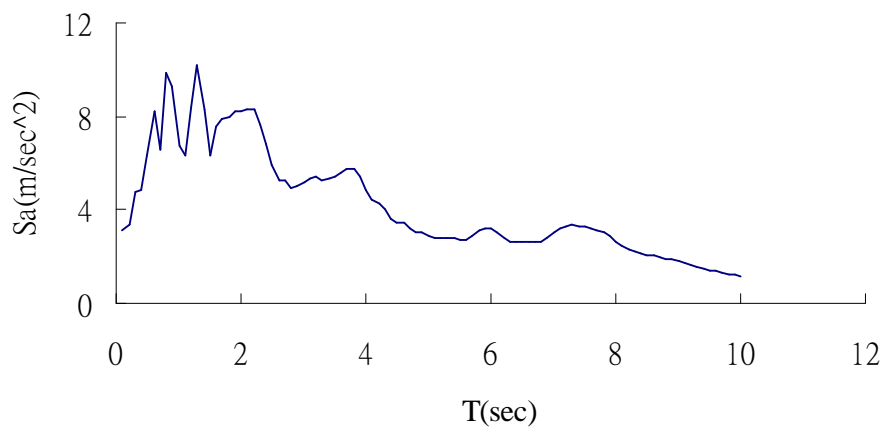


圖 4-14 0525 茄苳(E-W)地震記錄反應譜

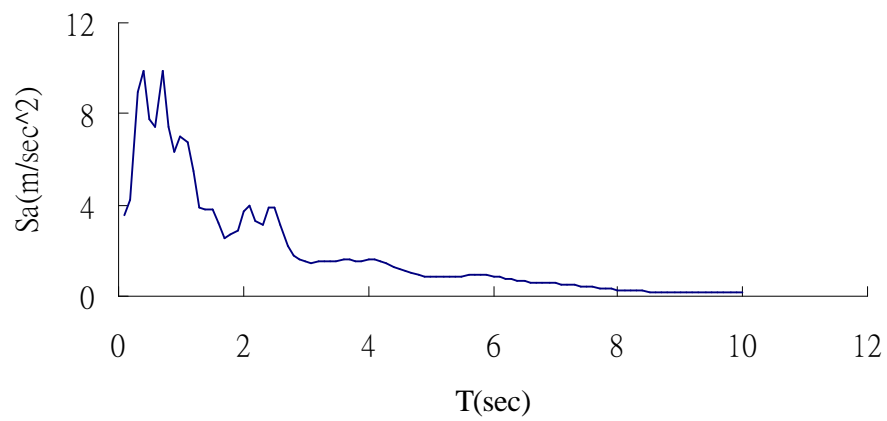


圖 4-15 梓官(N-S)地震記錄反應譜

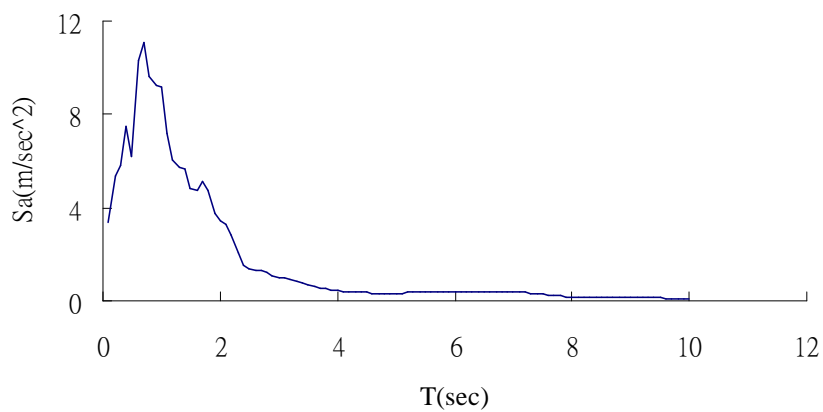


圖 4-16 梓官(E-W)地震記錄反應譜

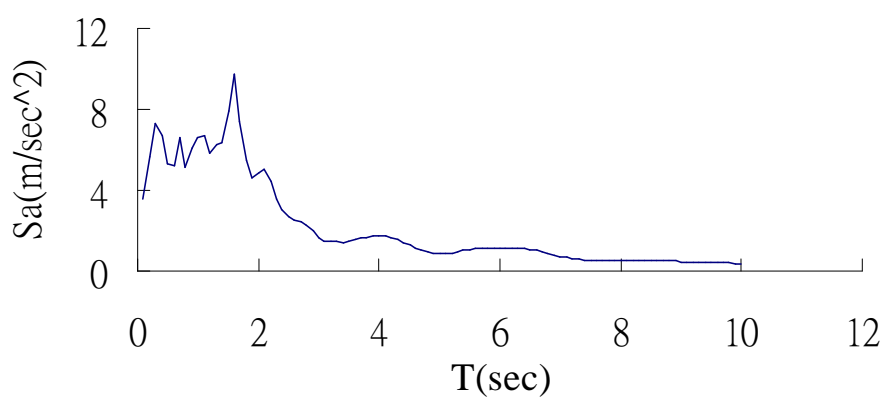


圖 4-17 彌陀(N-S)地震記錄反應譜

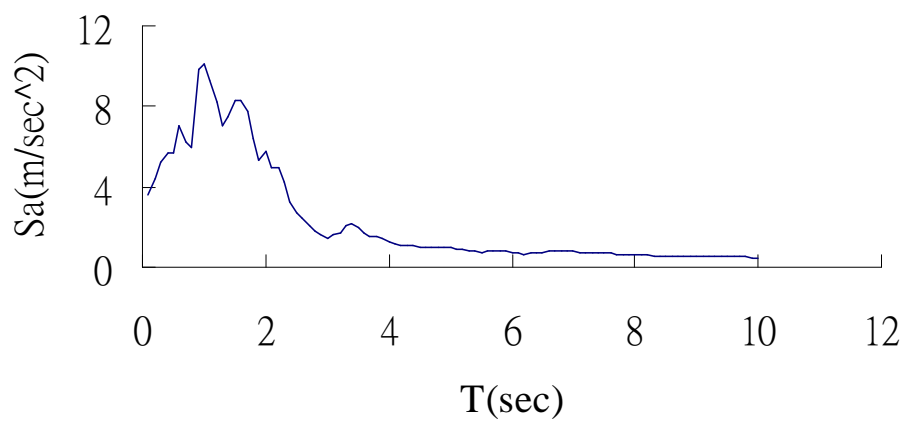


圖 4-18 彌陀(E-W)地震記錄反應譜

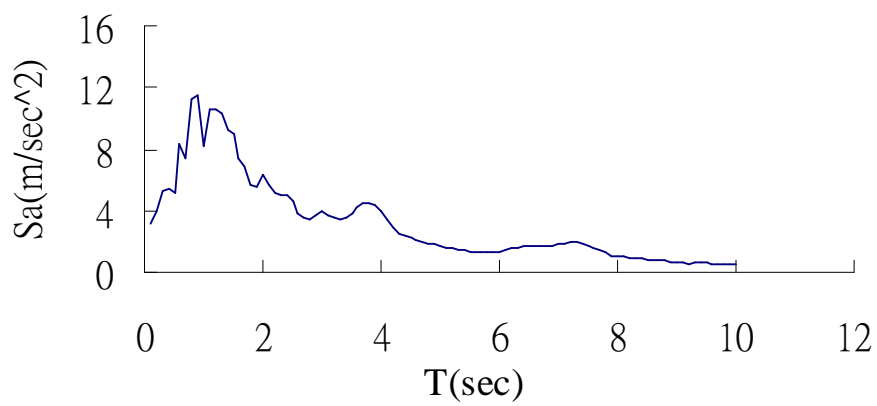


圖 4-19 後紅(N-S)地震記錄反應譜

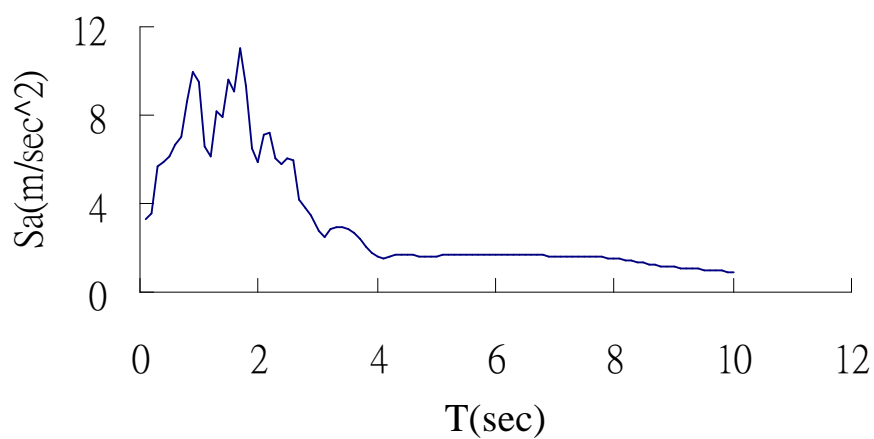
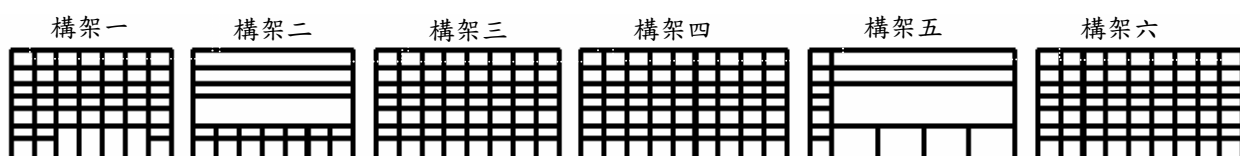


圖 4-20 後紅(E-W)地震記錄反應譜

(a)



(b)



圖 4-21 7F DRAIN2D+結構模型 x 方向(a)及 y 方向(b)



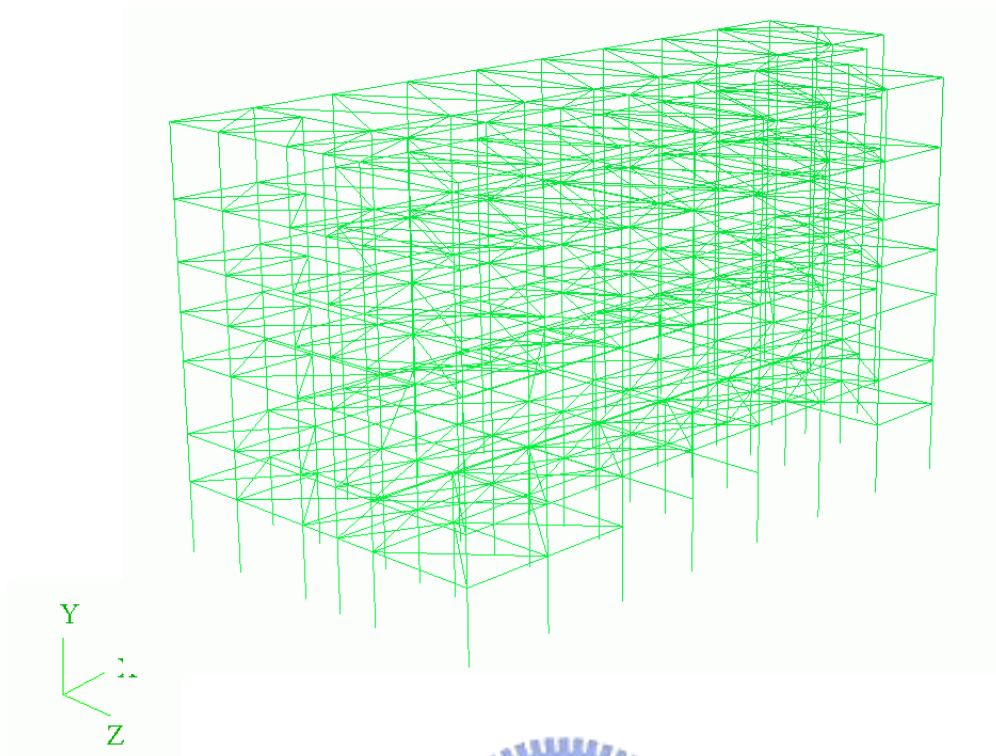


圖 4-22 7F PISA3D 結構模型

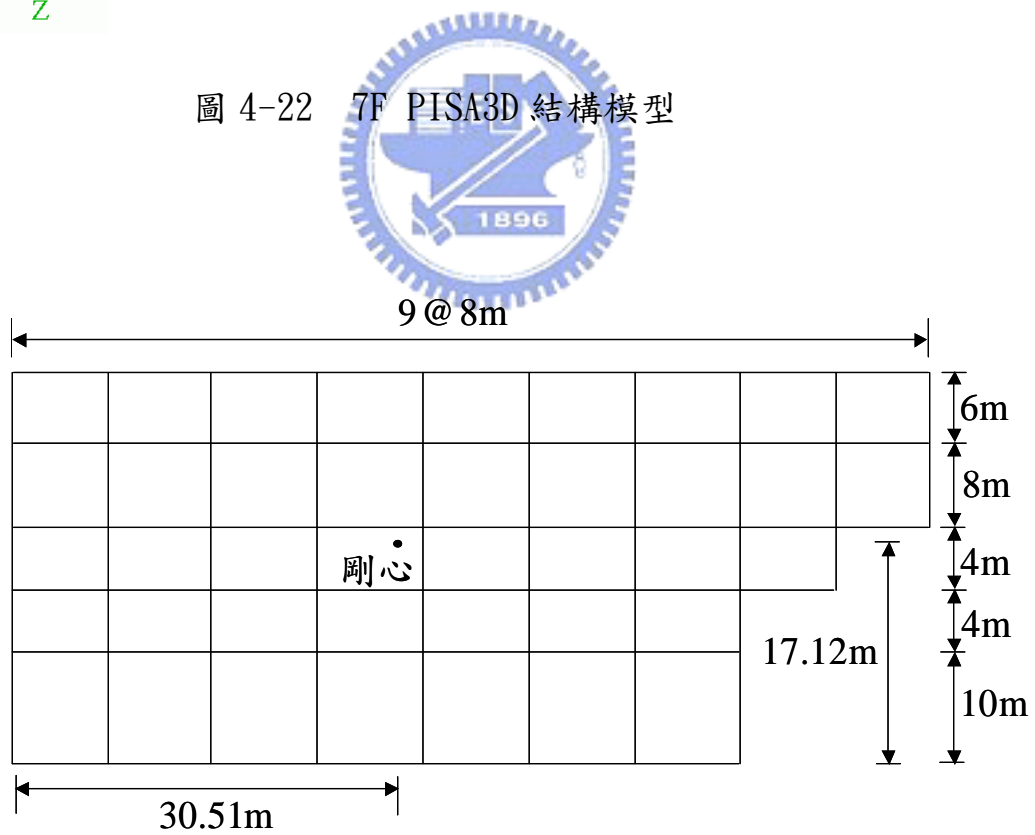


圖 4-23 7F 結構頂層平面示意圖

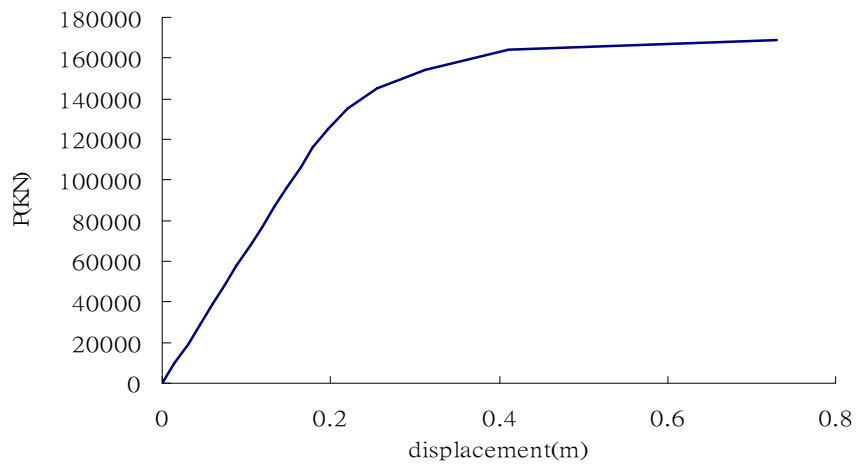


圖 4-24 7F 結構 x 向側推曲線(第一模態)

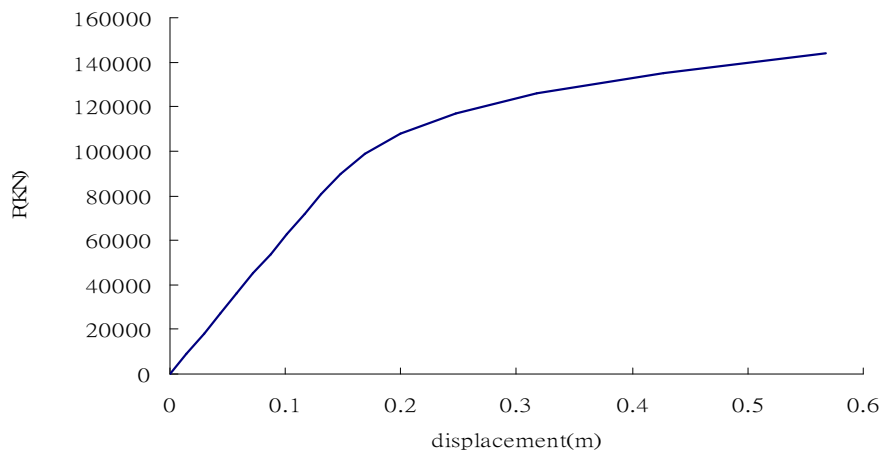


圖 4-25 7F 結構 y 向側推曲線(第一模態)

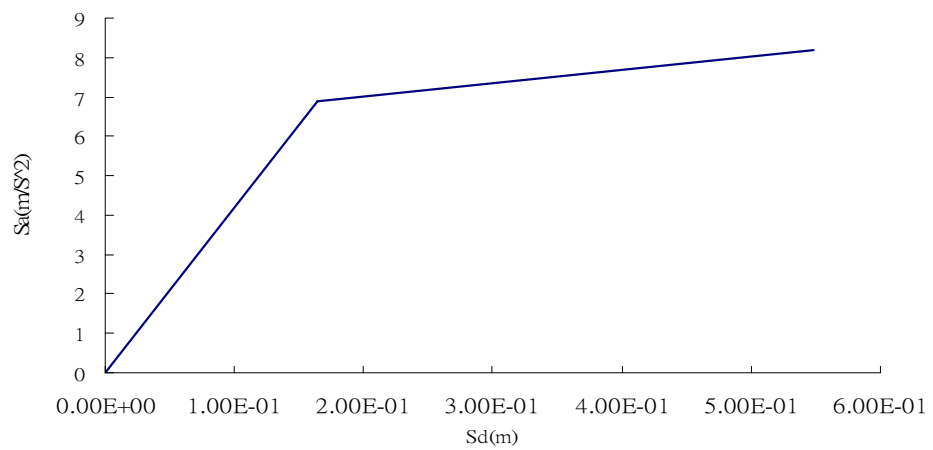


圖 4-26 7F 結構 x 向容量譜(第一模態)

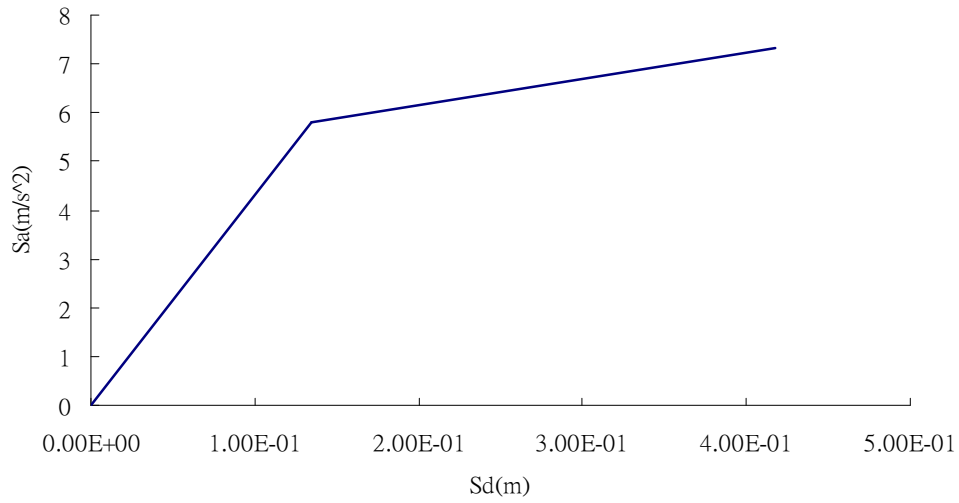


圖 4-27 7F 結構 y 向容量譜(第一模態)

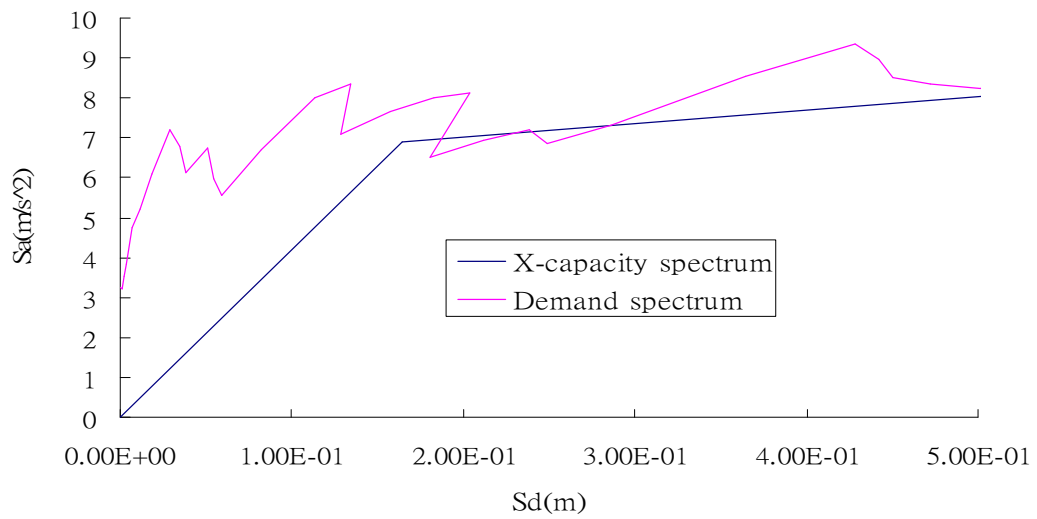


圖 4-28 0525 梓官(N-S)地震記錄 x 向交點(第一模態)

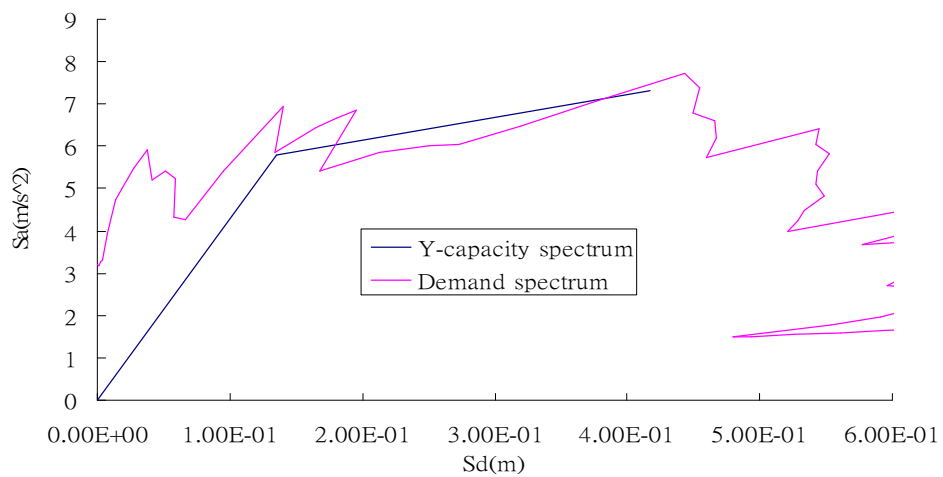


圖 4-29 0525 梓官(N-S)地震記錄 y 向交點(第一模態)

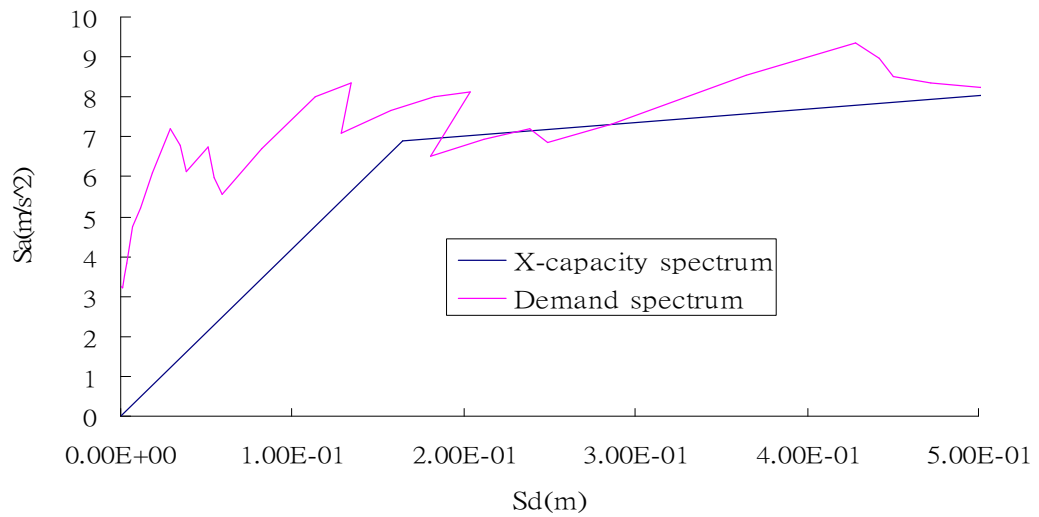


圖 4-30 0525 梓官(E-W)地震記錄 x 向交點(第一模態)

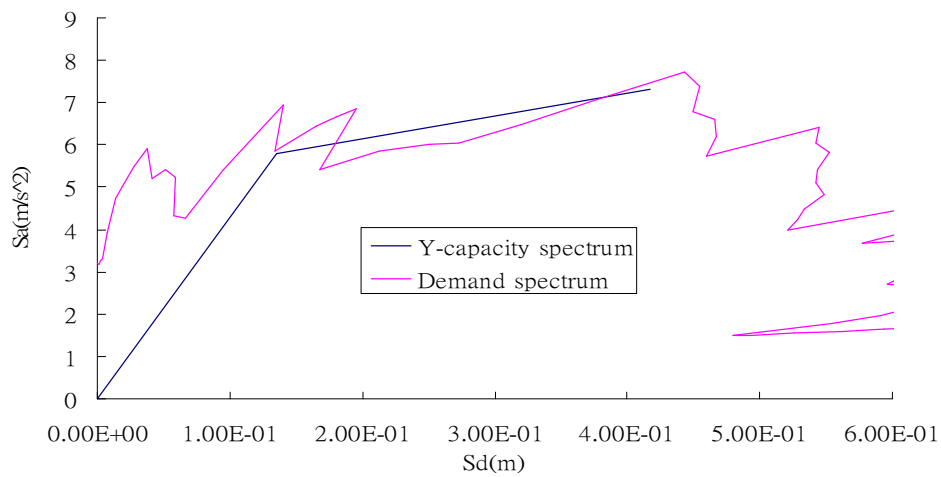


圖 4-31 0525 梓官(E-W)地震記錄 y 向交點(第一模態)

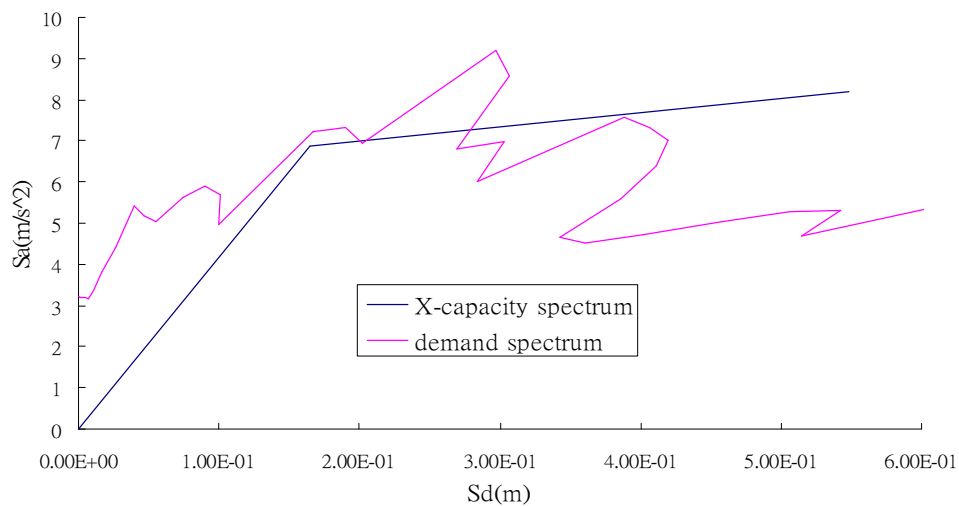


圖 4-32 0525 茄萣(N-S)地震記錄 x 向交點(第一模態)

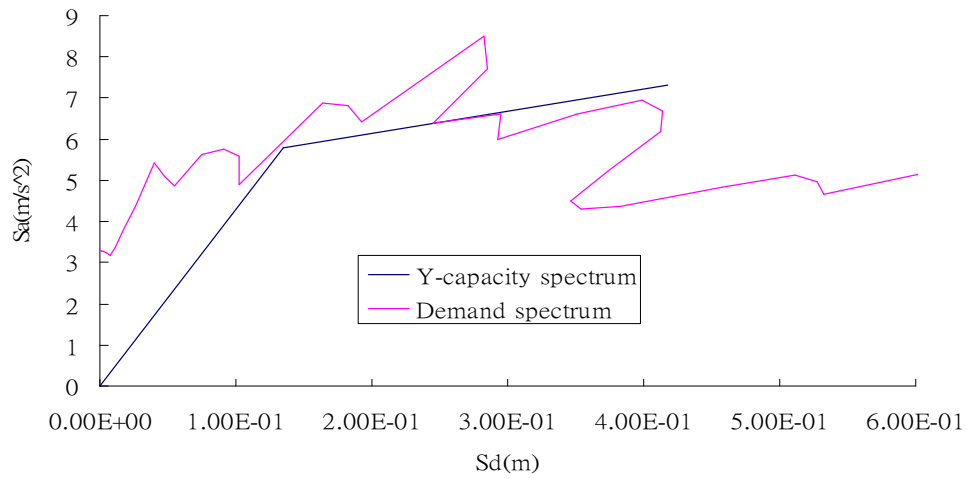


圖 4-33 0525 茄萣(N-S)地震記錄 y 向交點(第一模態)

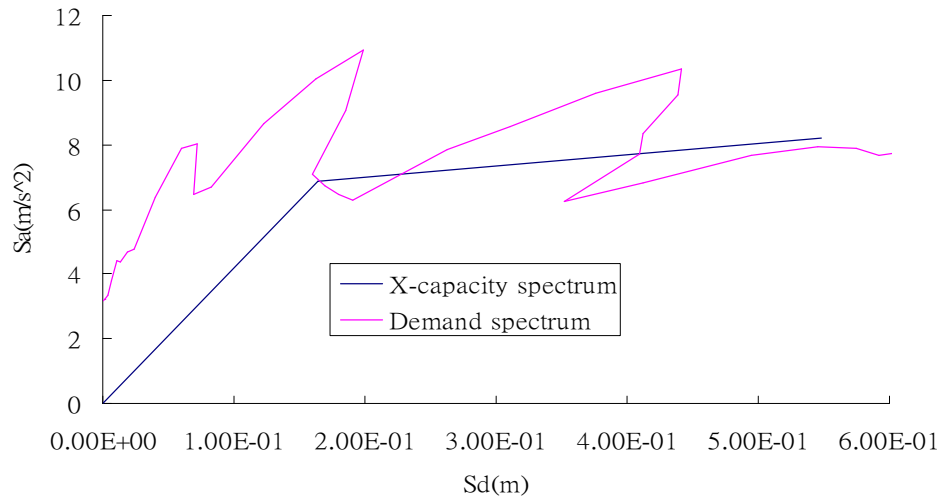


圖 4-34 0525 茄萣(E-W)地震記錄 x 向交點(第一模態)

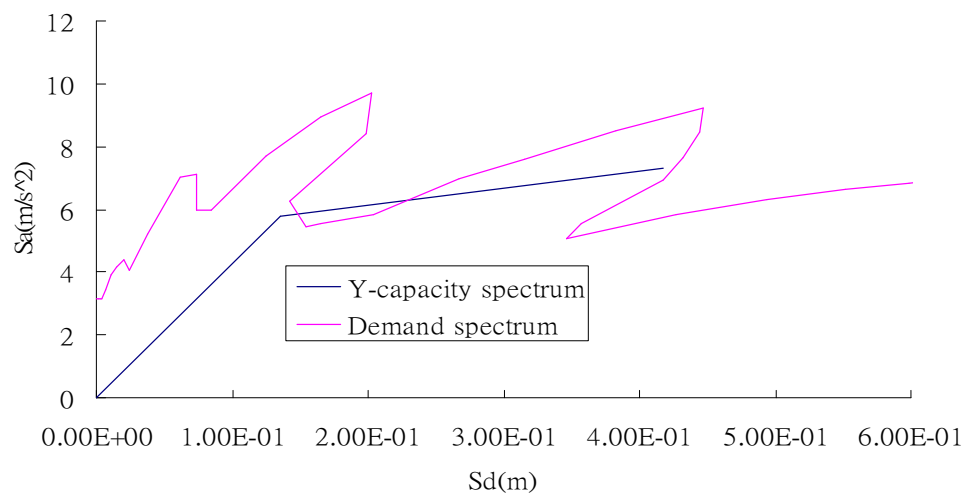


圖 4-35 0525 茄萣(E-W)地震記錄 y 向交點(第一模態)

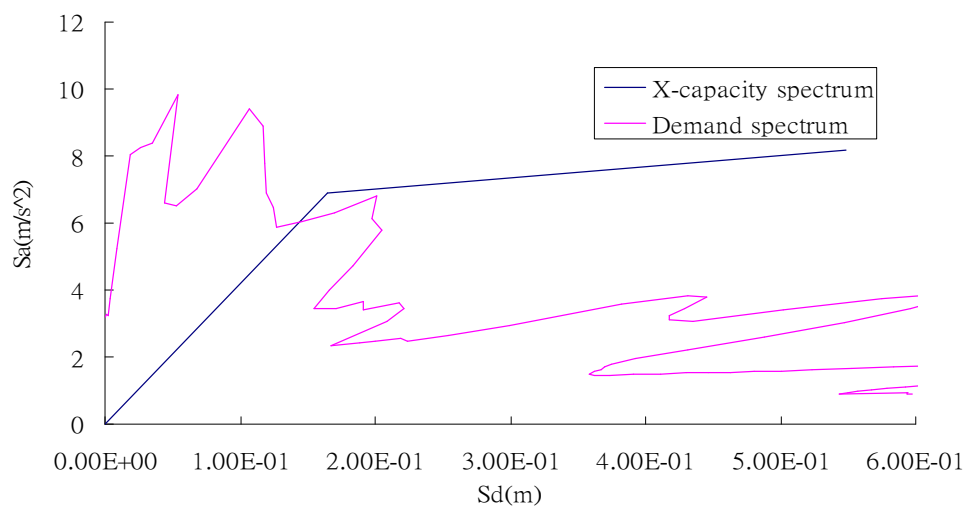


圖 4-36 梓官(N-S)地震記錄 x 向交點(第一模態)

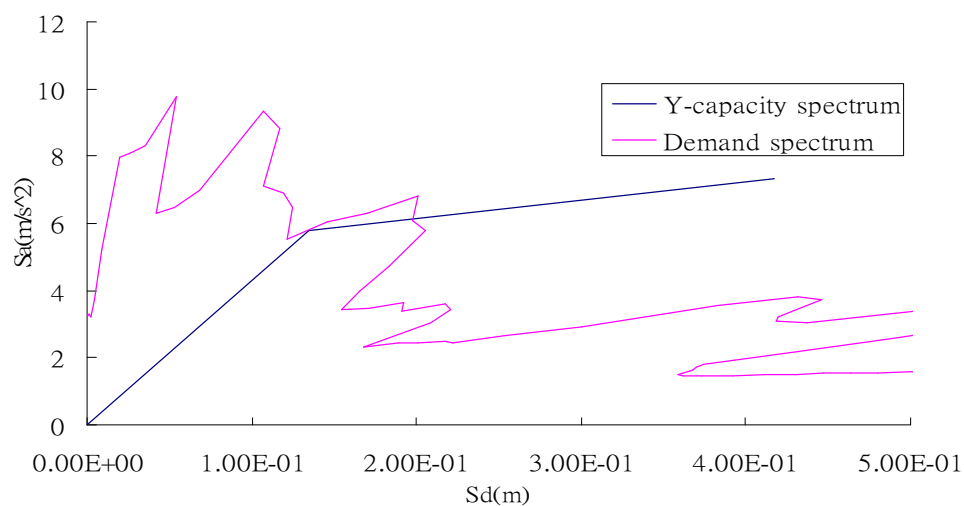


圖 4-37 梓官(N-S)地震記錄 y 向交點(第一模態)

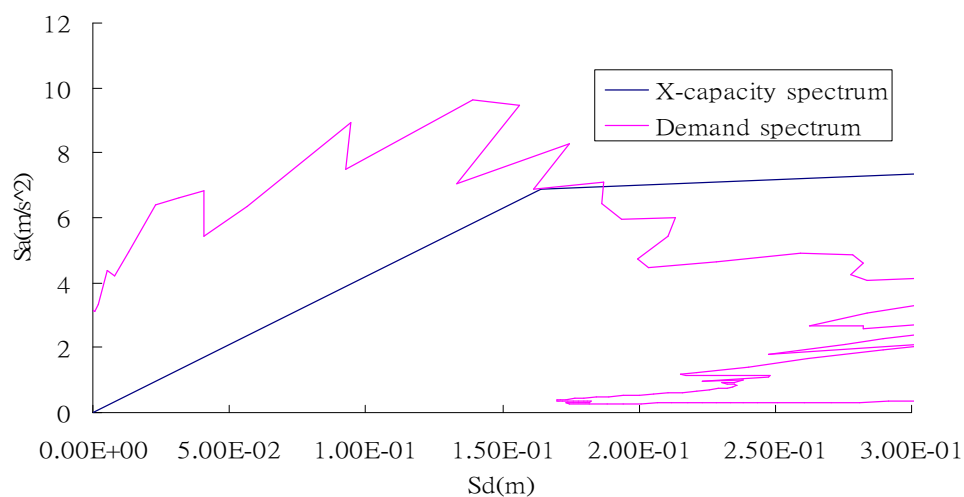


圖 4-38 梓官(E-W)地震記錄 x 向交點(第一模態)



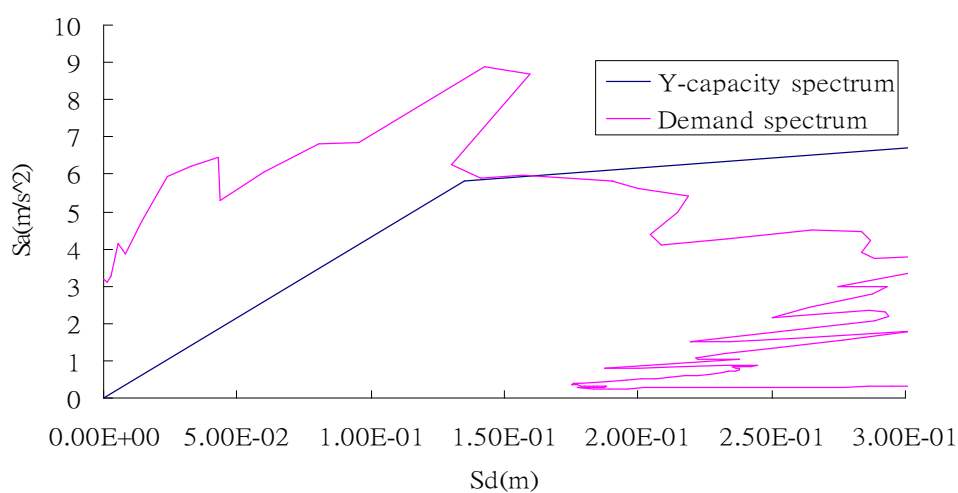


圖 4-39 梓官(E-W)地震記錄 y 向交點(第一模態)

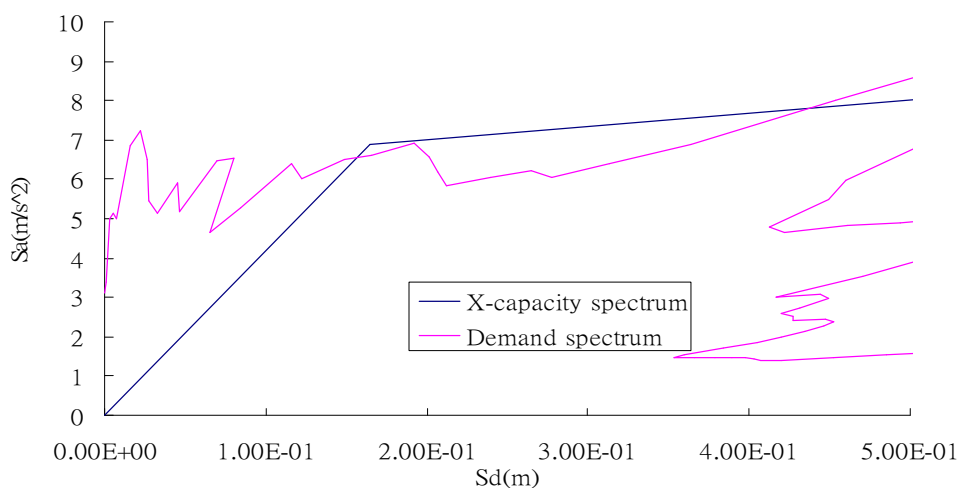


圖 4-40 彌陀(N-S)地震記錄 x 向交點(第一模態)

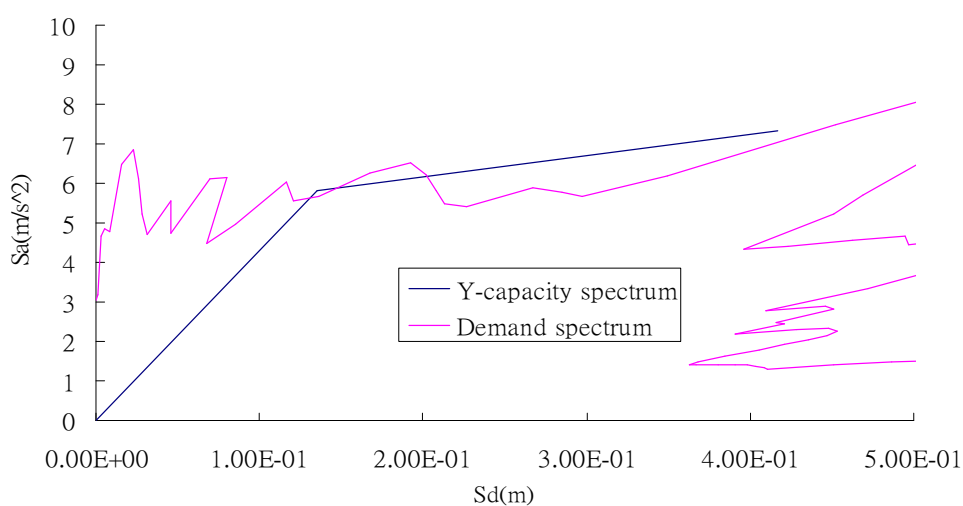


圖 4-41 彌陀(N-S)地震記錄 y 向交點(第一模態)

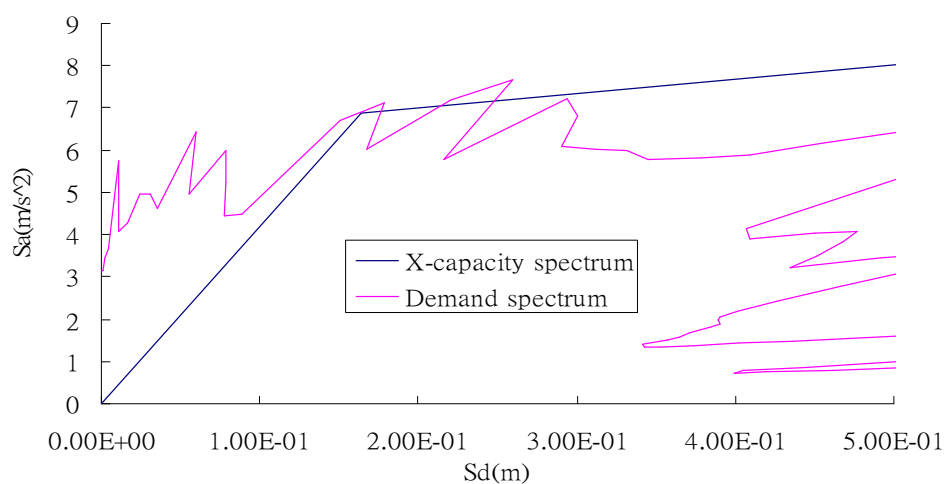


圖 4-42 彌陀(E-W)地震記錄 x 向交點(第一模態)

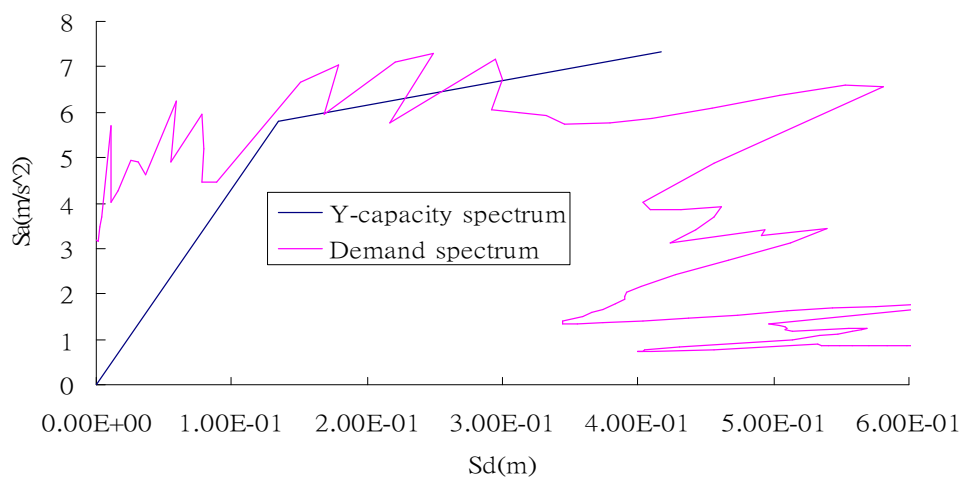


圖 4-43 彌陀(E-W)地震記錄 y 向交點(第一模態)

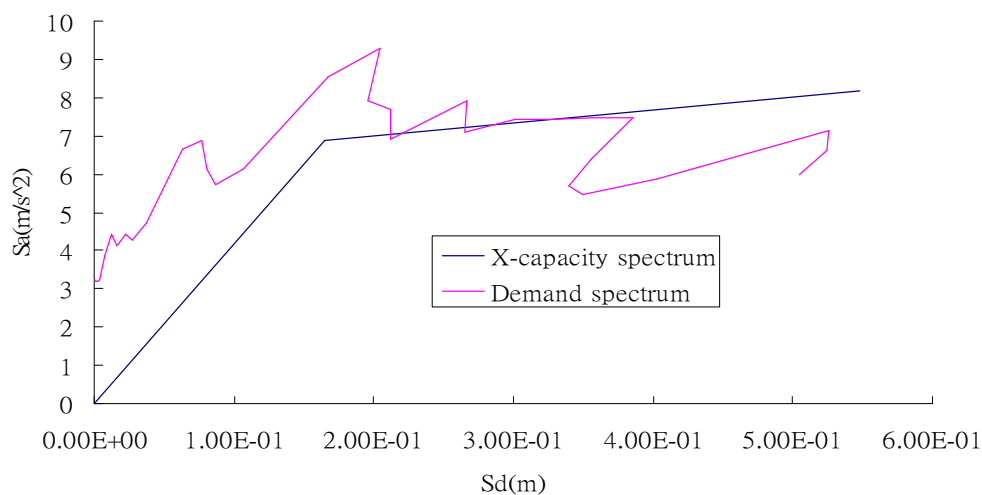


圖 4-44 後紅(N-S)地震記錄 x 向交點(第一模態)

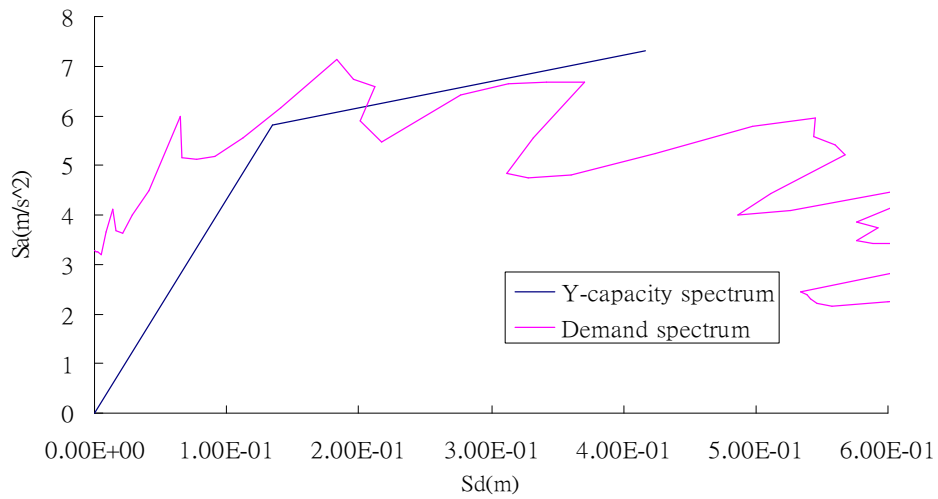


圖 4-45 後紅(N-S)地震記錄 y 向交點(第一模態)

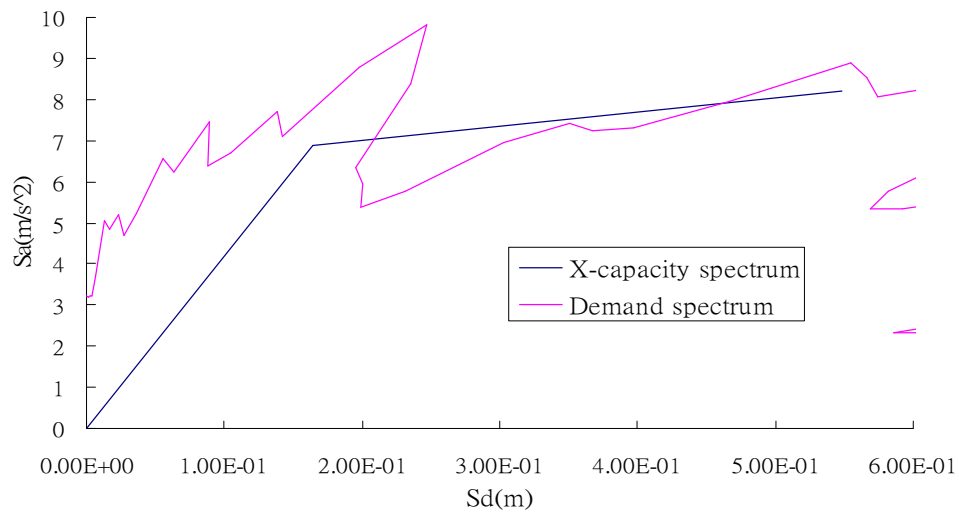


圖 4-46 後紅(E-W)地震記錄 x 向交點(第一模態)

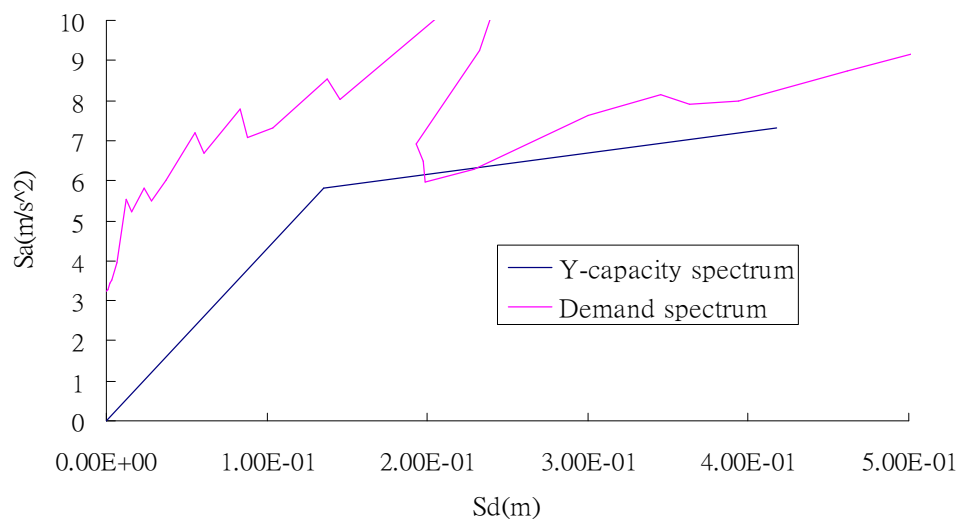


圖 4-47 後紅(E-W)地震記錄 y 向交點(第一模態)

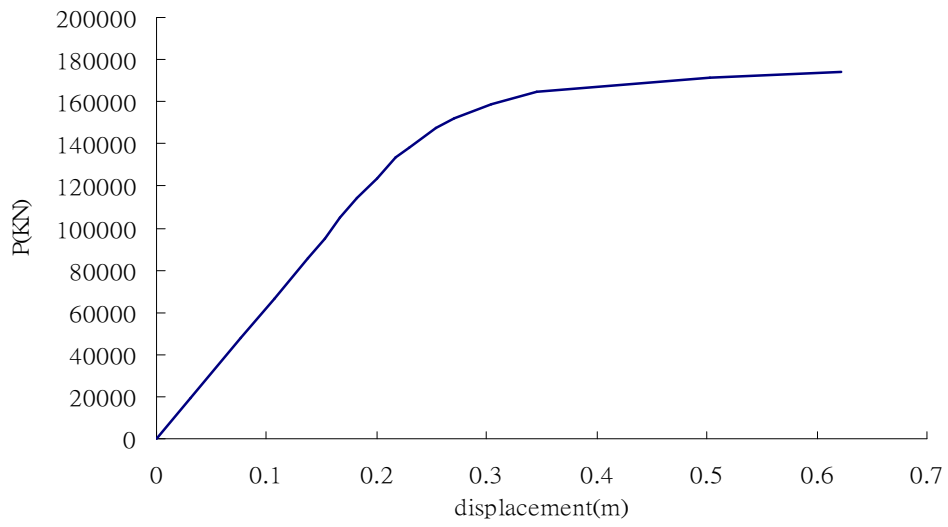


圖 4-48 7F 結構 x 向側推曲線(第一模態)

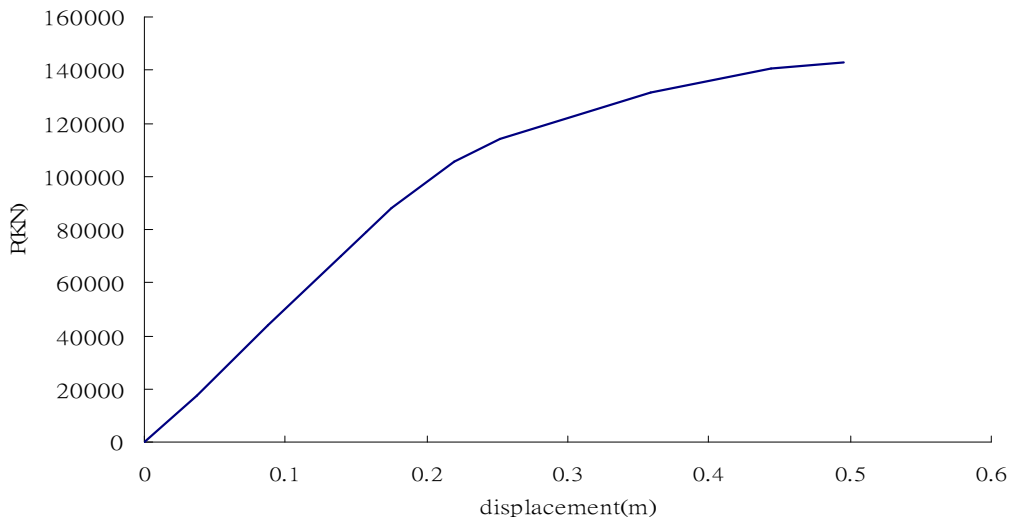


圖 4-49 7F 結構 y 向側推曲線(第一模態)

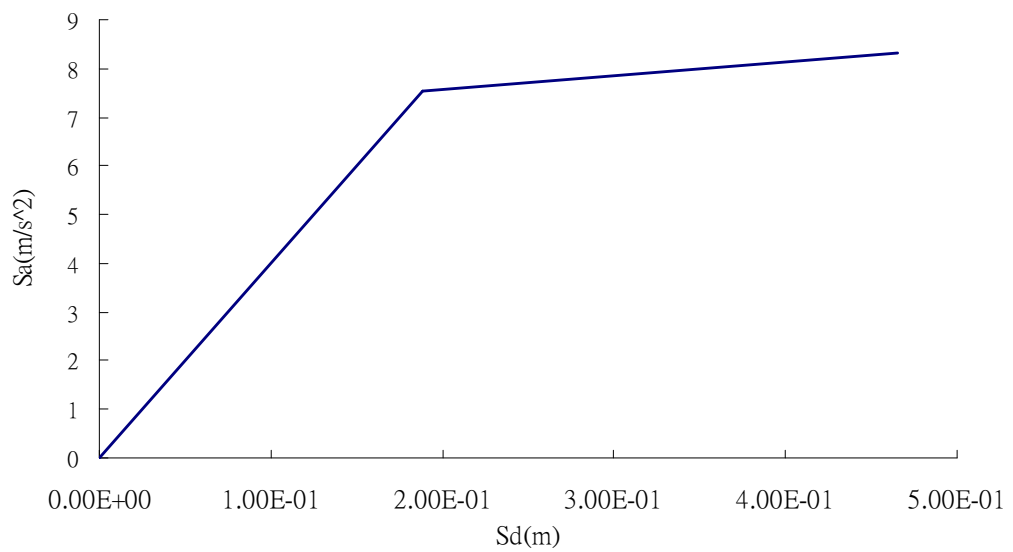


圖 4-50 7F 結構 x 向容量譜 (第一模態)

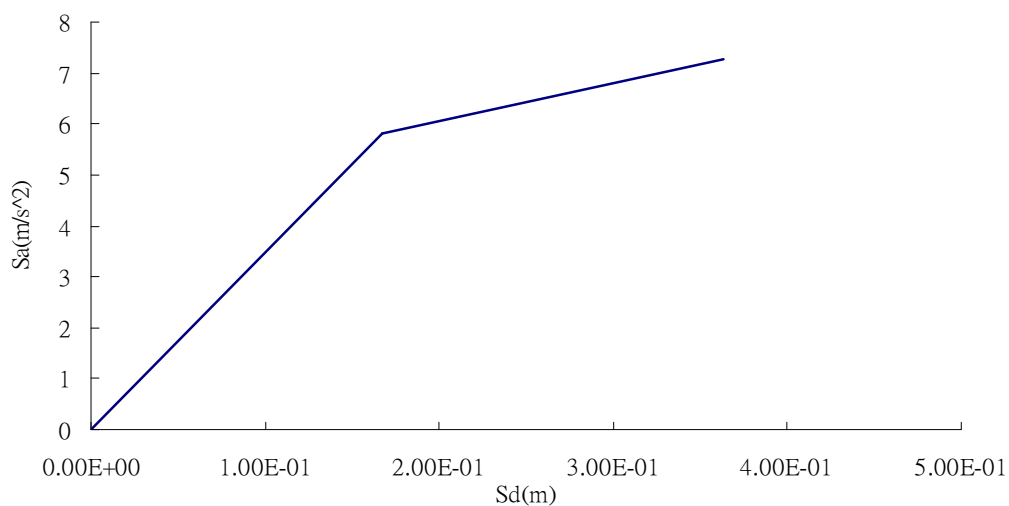


圖 4-51 7F 結構 y 向容量譜 (第一模態)

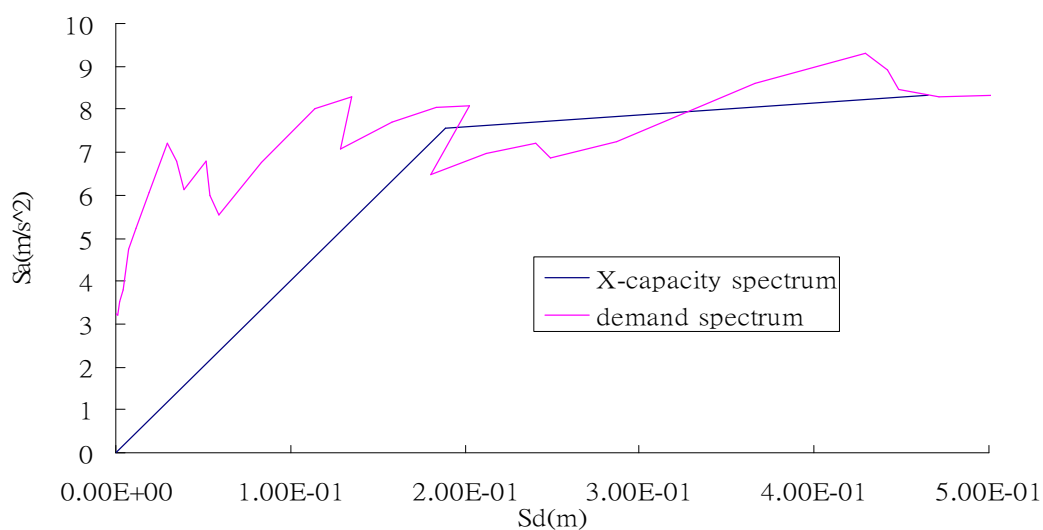


圖 4-52 0525 梓官(N-S)地震記錄 x 向交點(第一模態)

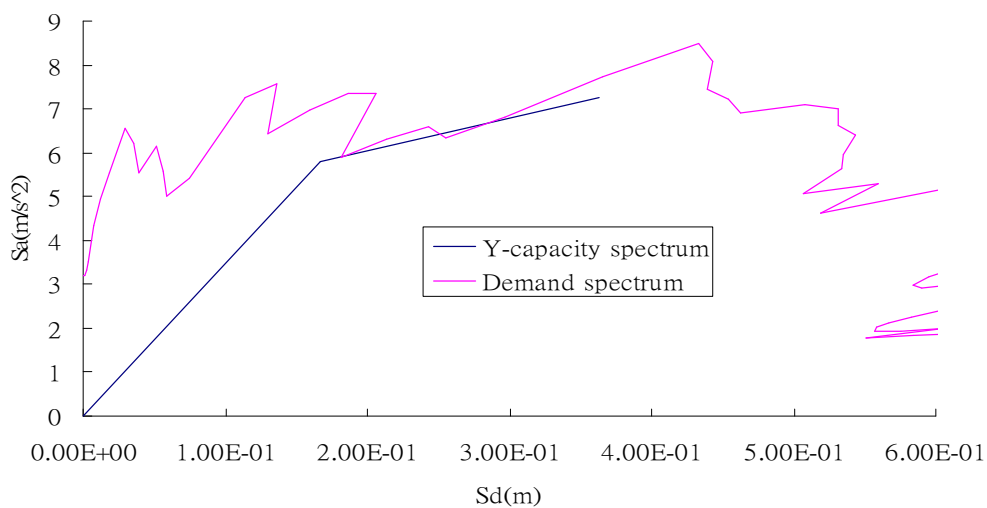


圖 4-53 0525 梓官(N-S)地震記錄 y 向交點(第一模態)

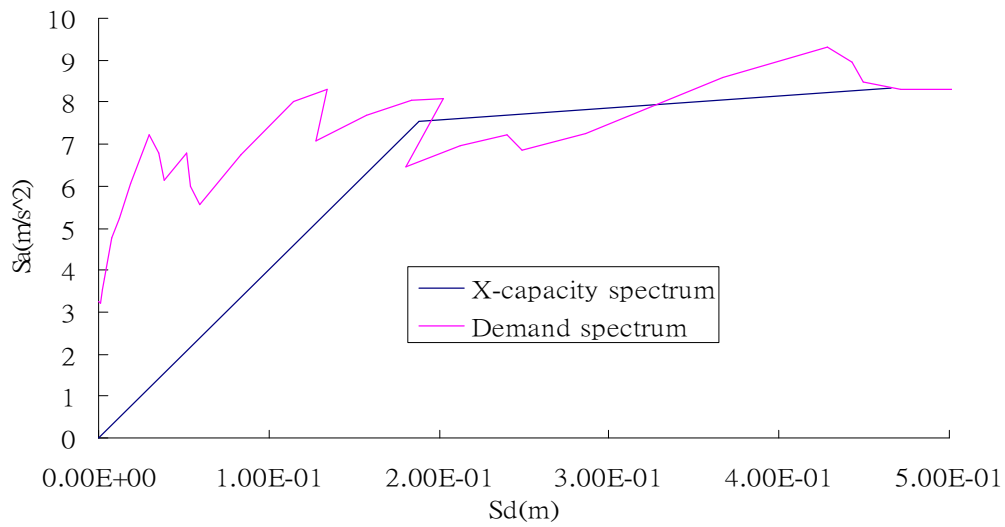


圖 4-54 0525 梓官(E-W)地震記錄 x 向交點(第一模態)

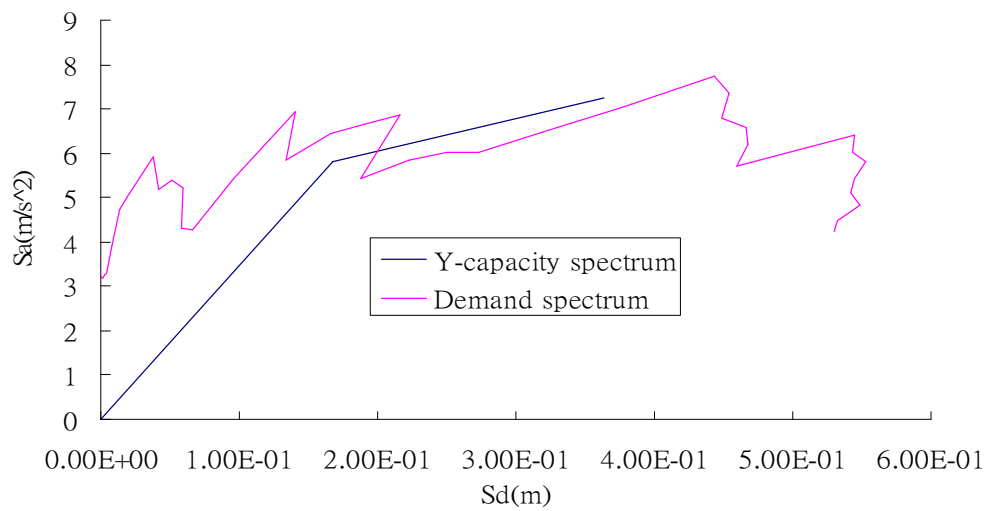


圖 4-55 0525 梓官(E-W)地震記錄 y 向交點(第一模態)

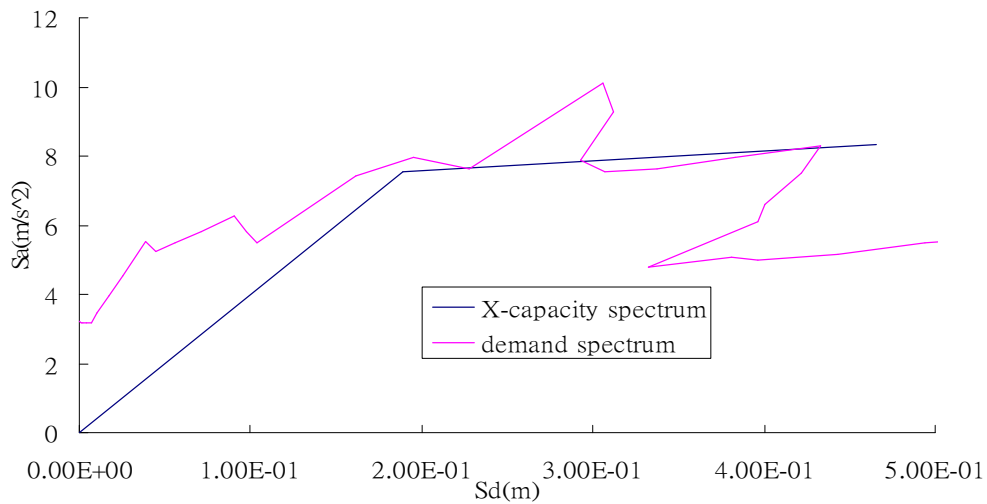


圖 4-56 0525 茄苳(N-S)地震記錄 x 向交點(第一模態)

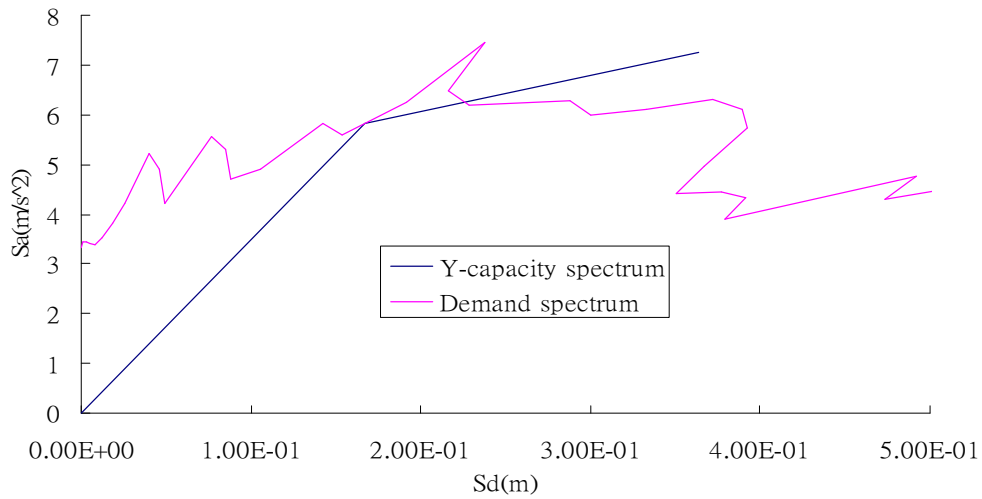


圖 4-57 0525 茄苳(N-S)地震記錄 y 向交點(第一模態)

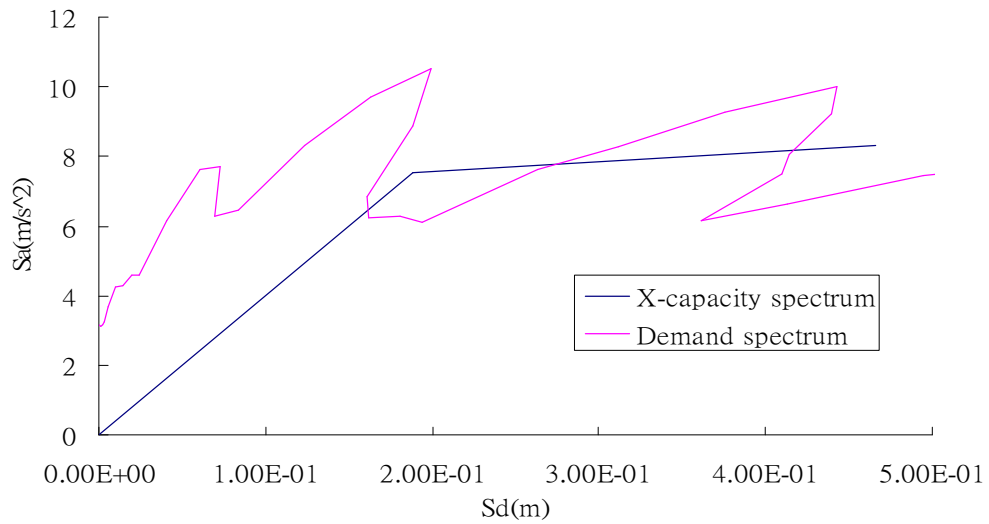


圖 4-58 0525 茄苳(E-W)地震記錄 x 向交點(第一模態)

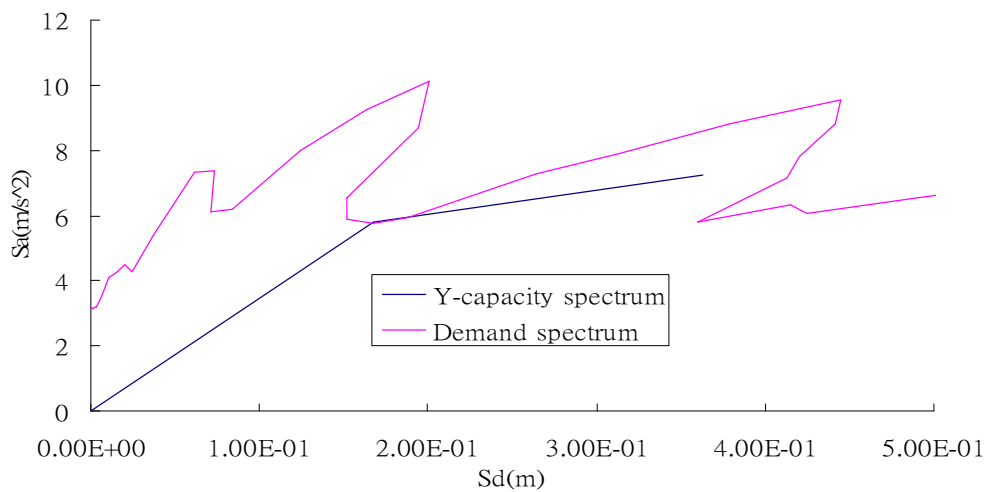


圖 4-59 0525 茄苳(E-W)地震記錄 y 向交點(第一模態)

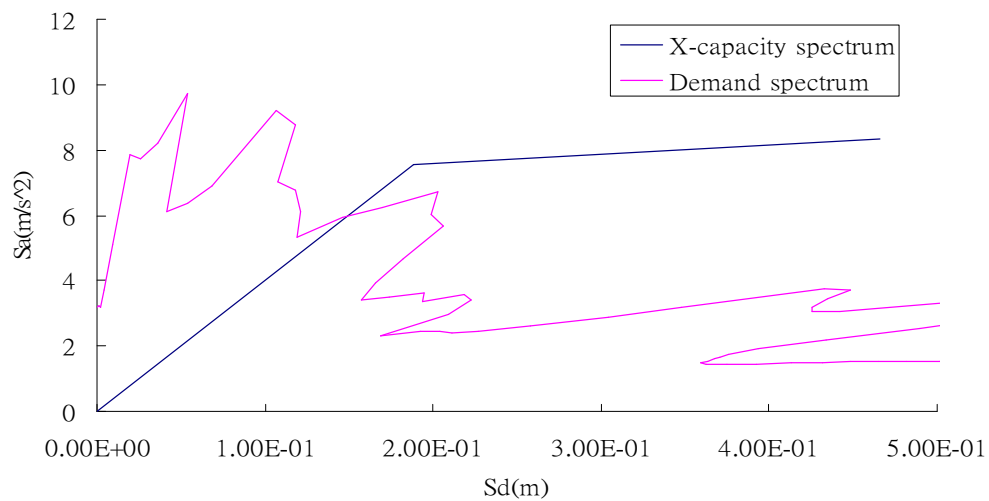


圖 4-60 梓官(N-S)地震記錄 x 向交點(第一模態)

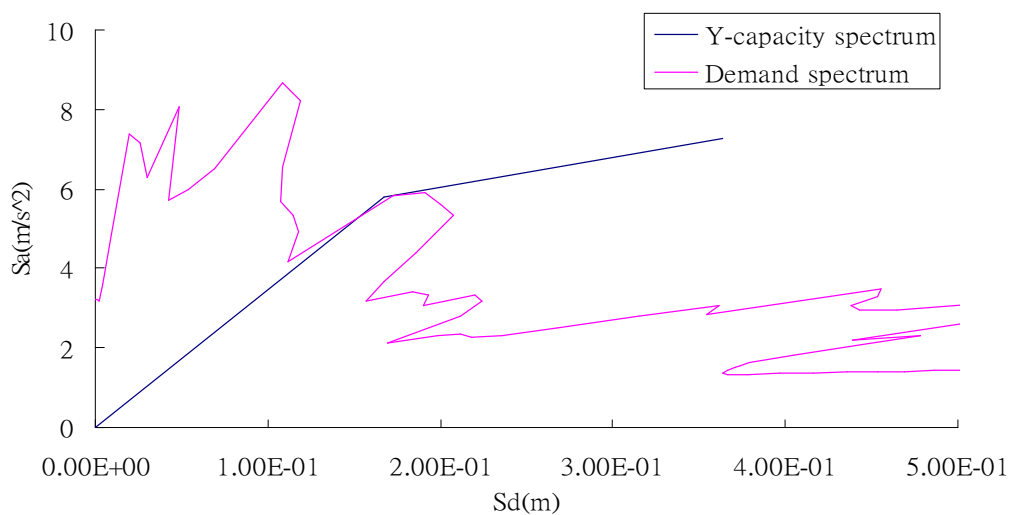


圖 4-61 梓官(N-S)地震記錄 y 向交點(第一模態)

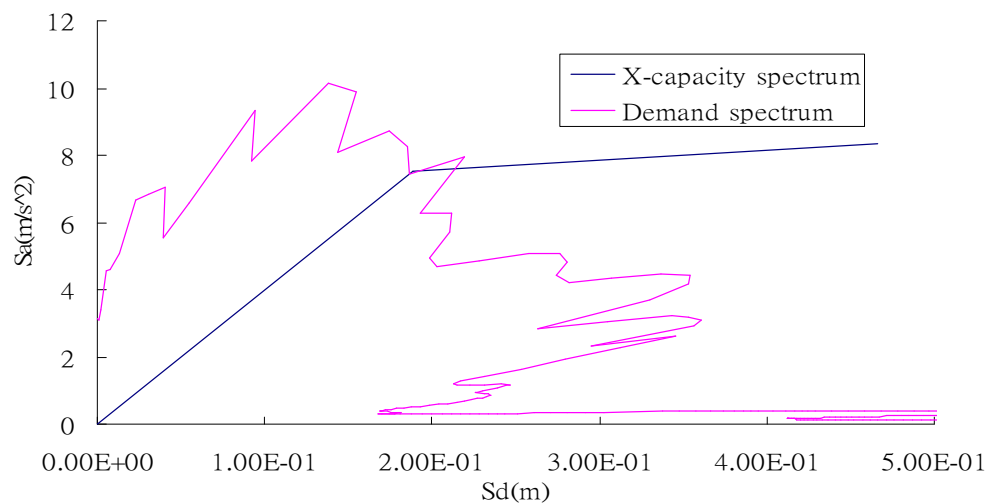


圖 4-62 梓官(E-W)地震記錄 x 向交點(第一模態)



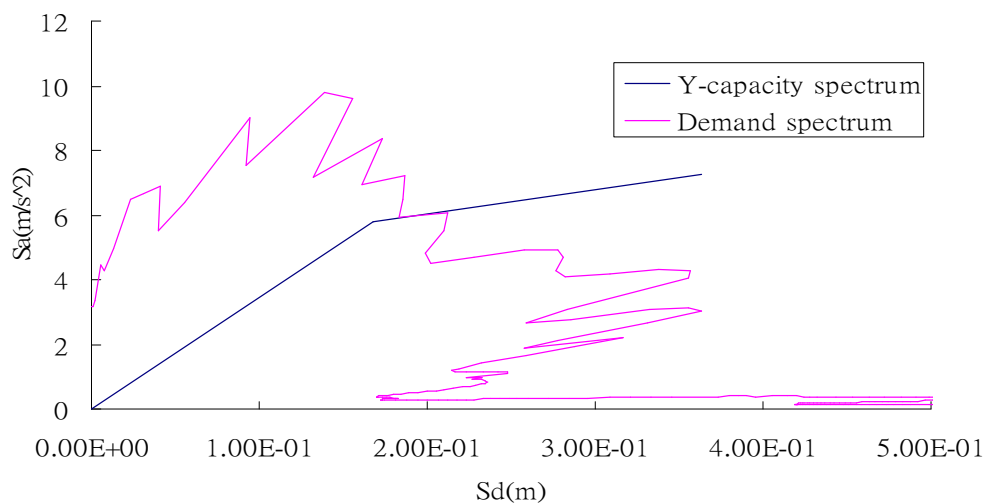


圖 4-63 梓官(E-W)地震記錄 y 向交點(第一模態)

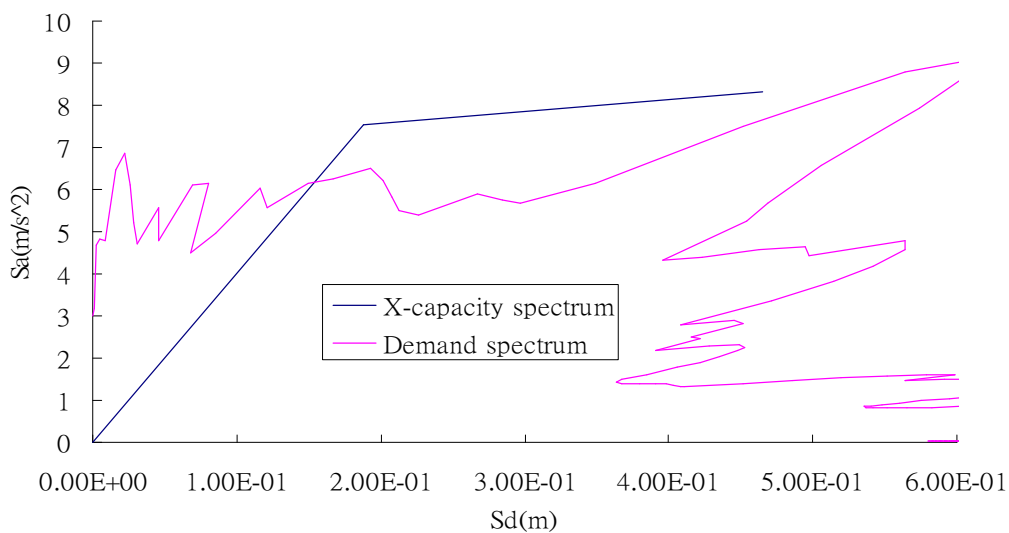


圖 4-64 彌陀(N-S)地震記錄 x 向交點(第一模態)

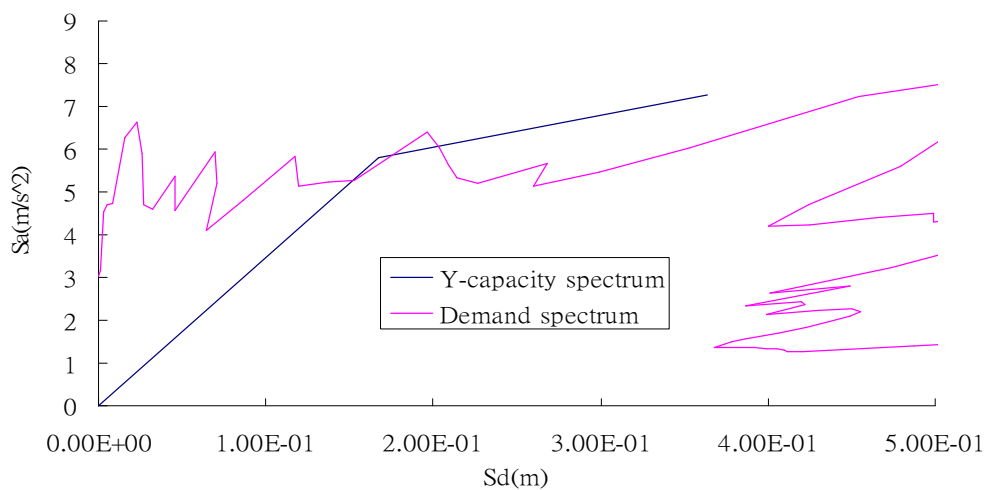


圖 4-65 彌陀(N-S)地震記錄 y 向交點(第一模態)

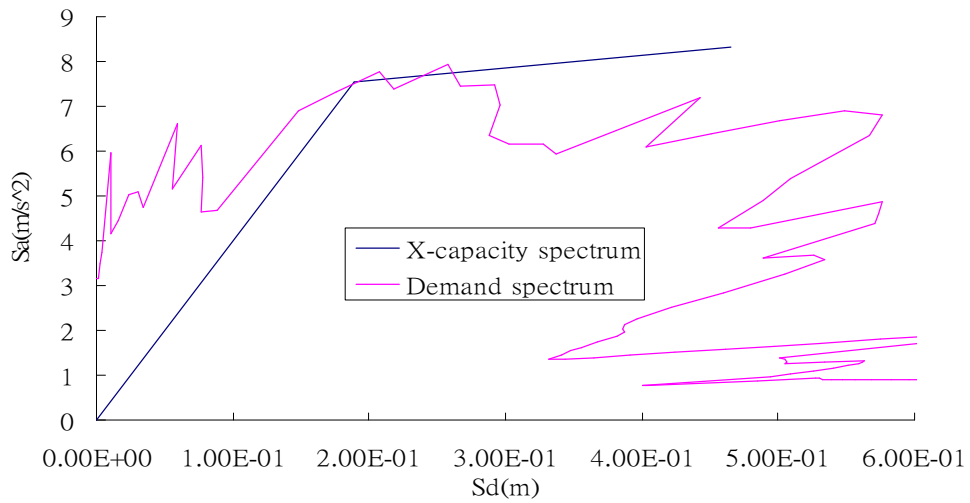


圖 4-66 彌陀(E-W)地震記錄 x 向交點(第一模態)

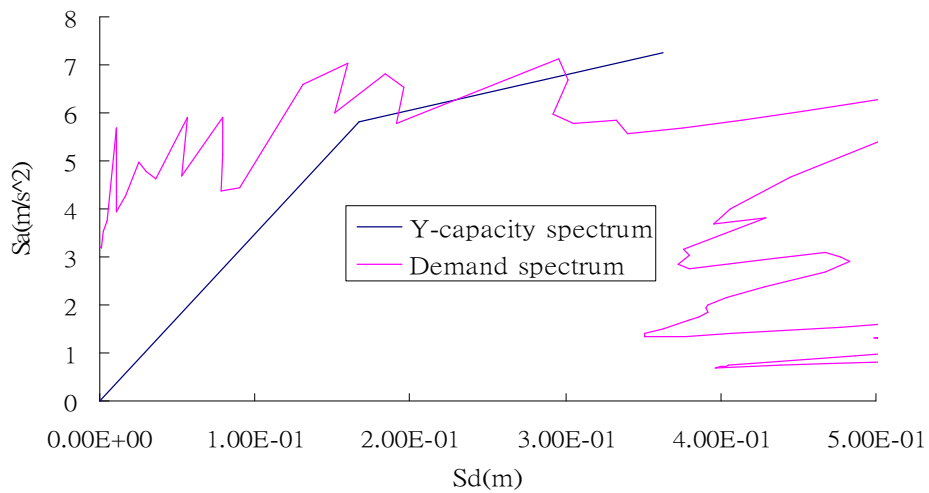


圖 4-67 彌陀(E-W)地震記錄 y 向交點(第一模態)

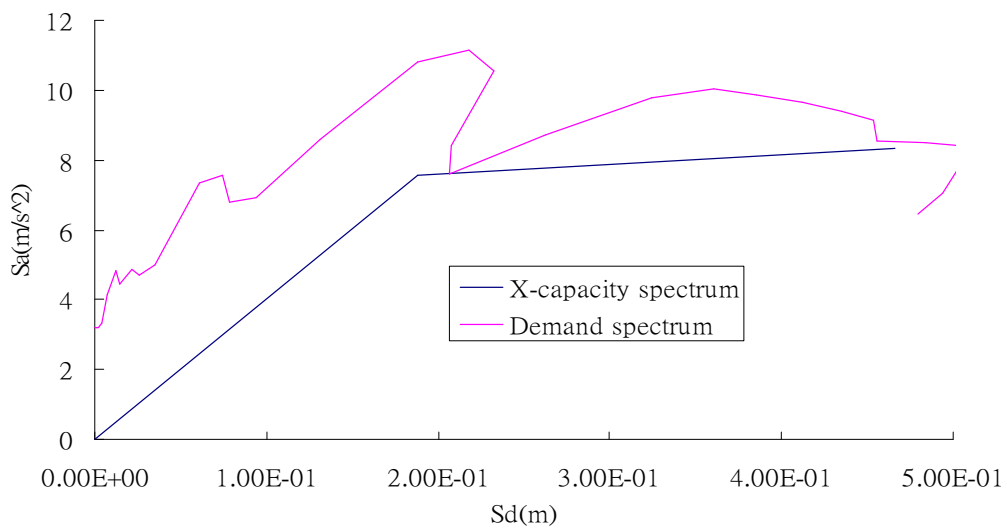


圖 4-68 後紅(N-S)地震記錄 x 向交點(第一模態)

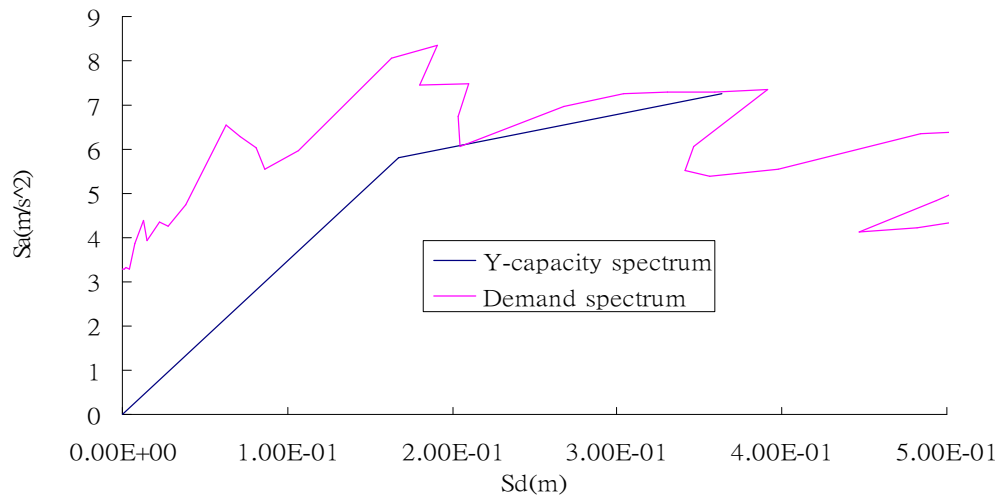


圖 4-69 後紅(N-S)地震記錄 y 向交點(第一模態)

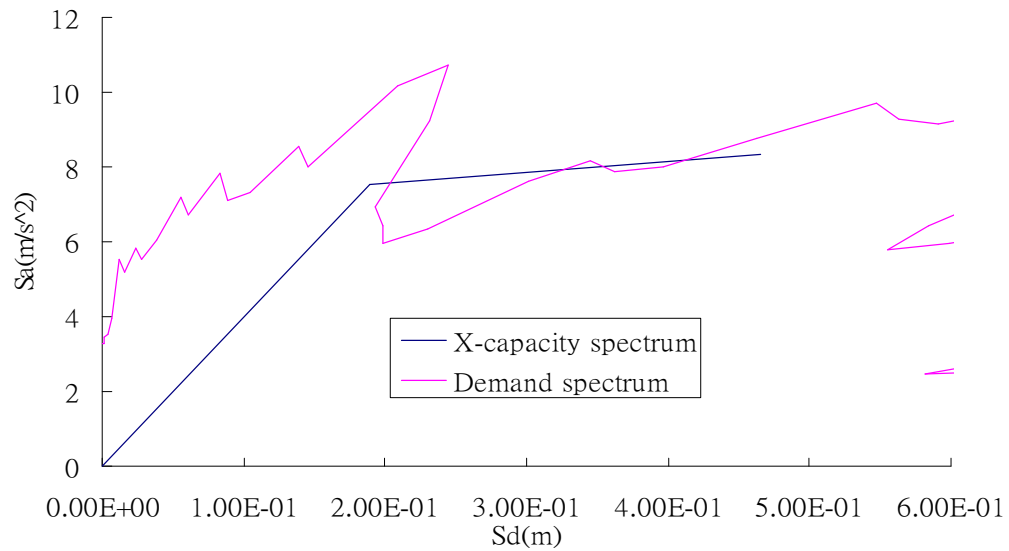


圖 4-70 後紅(E-W)地震記錄 x 向交點(第一模態)

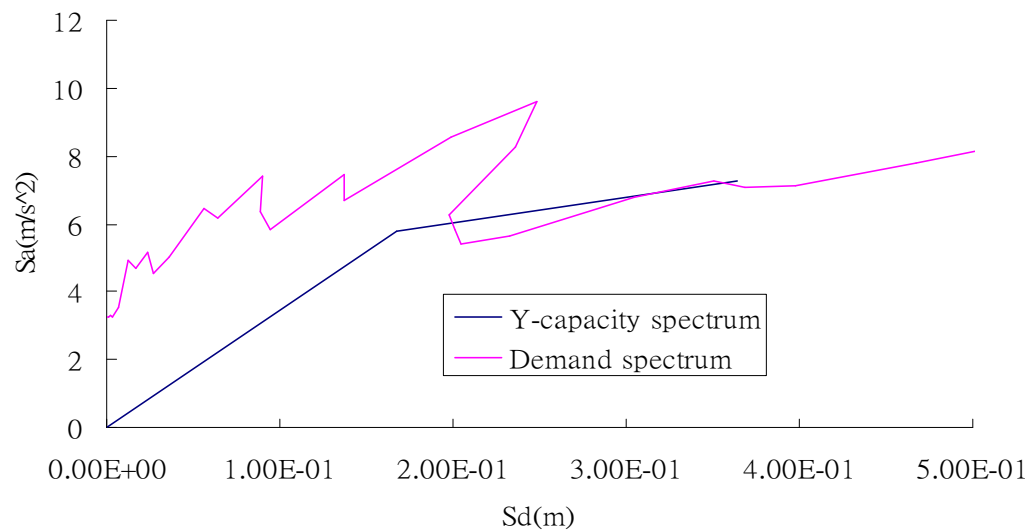


圖 4-71 後紅(E-W)地震記錄 y 向交點(第一模態)

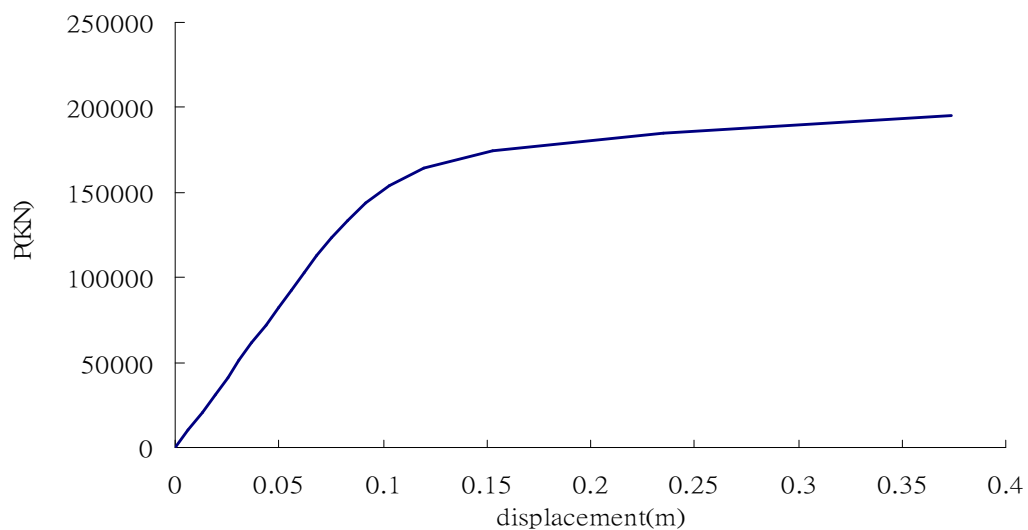


圖 4-72 7F 結構 x 向側推曲線(第二模態)

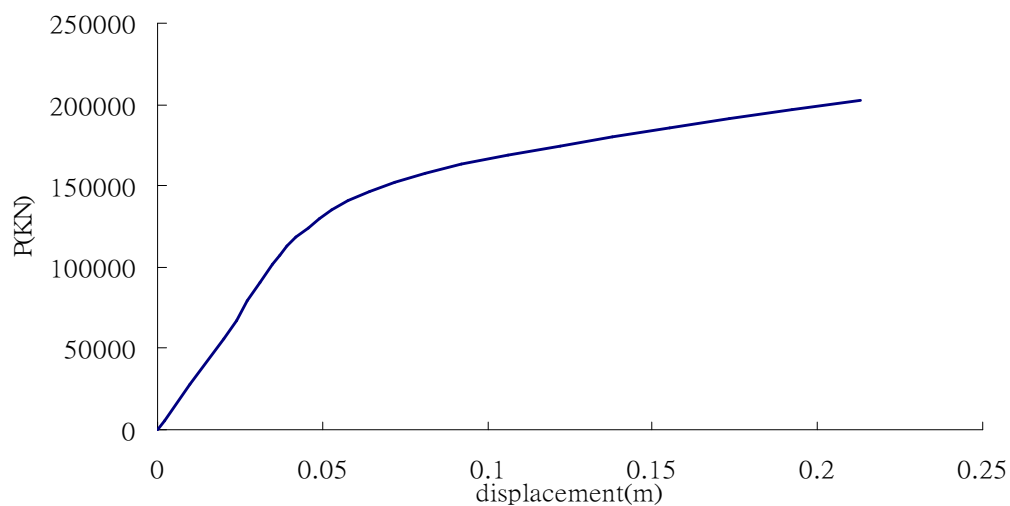


圖 4-73 7F 結構 y 向側推曲線(第二模態)

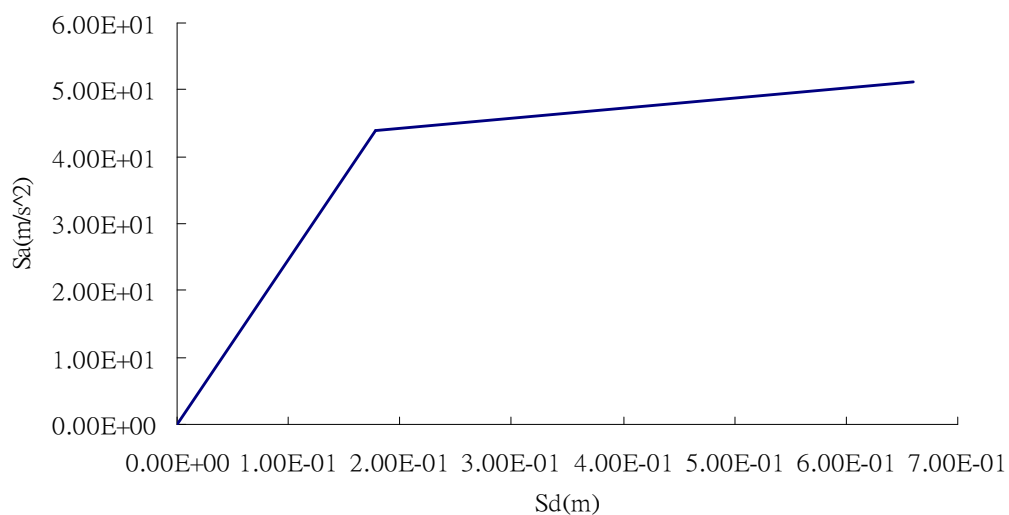


圖 4-74 7F 結構 x 向容量譜 (第二模態)

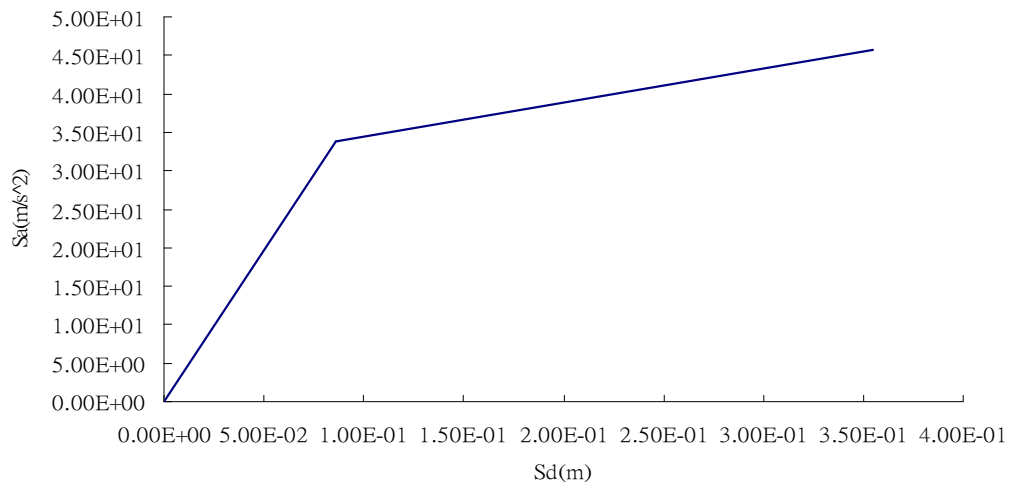


圖 4-75 7F 結構 y 向容量譜 (第二模態)

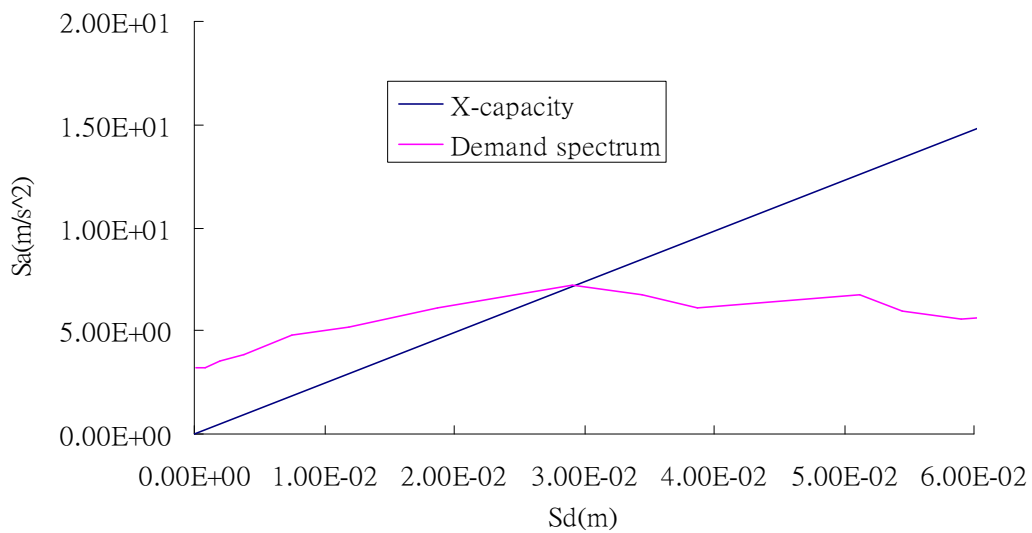


圖 4-76 0525 梓官(N-S)地震記錄 x 向交點(第二模態)

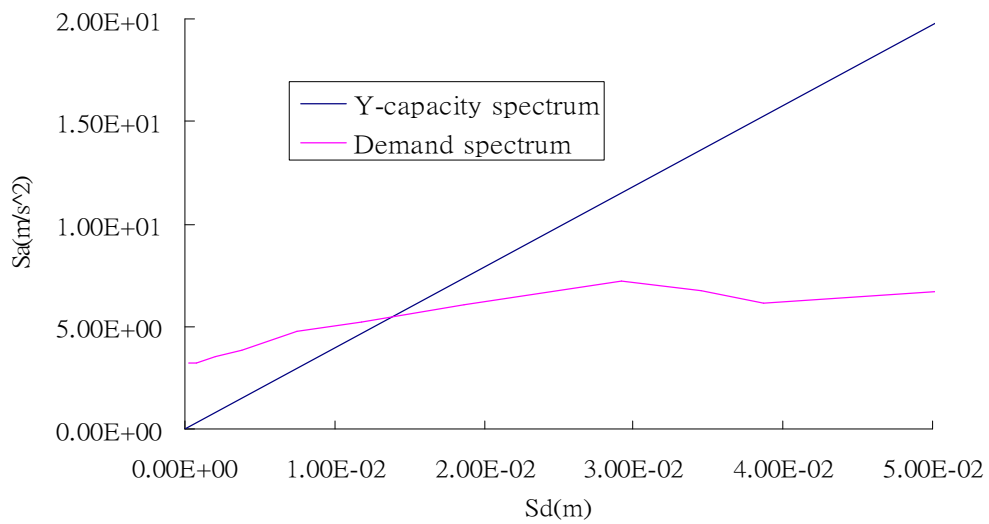


圖 4-77 0525 梓官(N-S)地震記錄 y 向交點(第二模態)

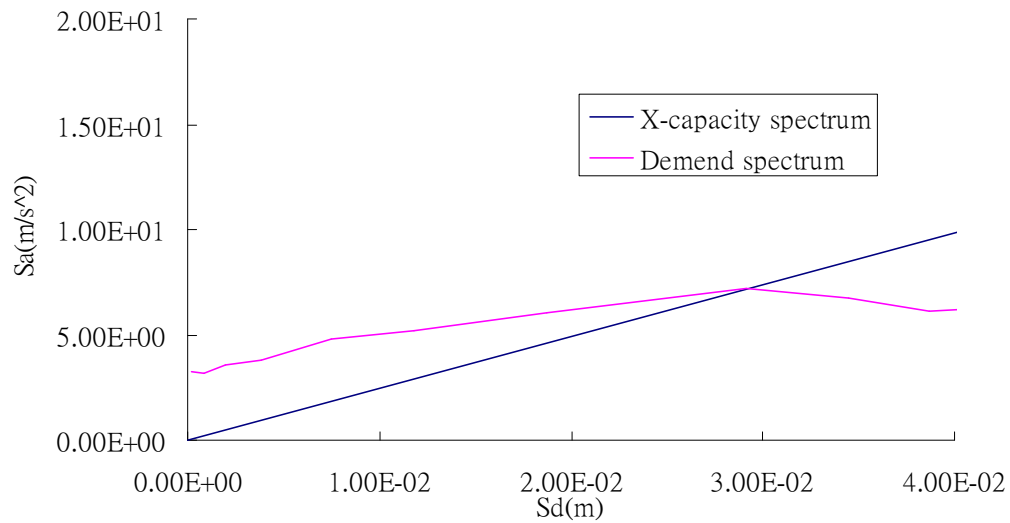


圖 4-78 0525 梓官(E-W)地震記錄 x 向交點(第二模態)

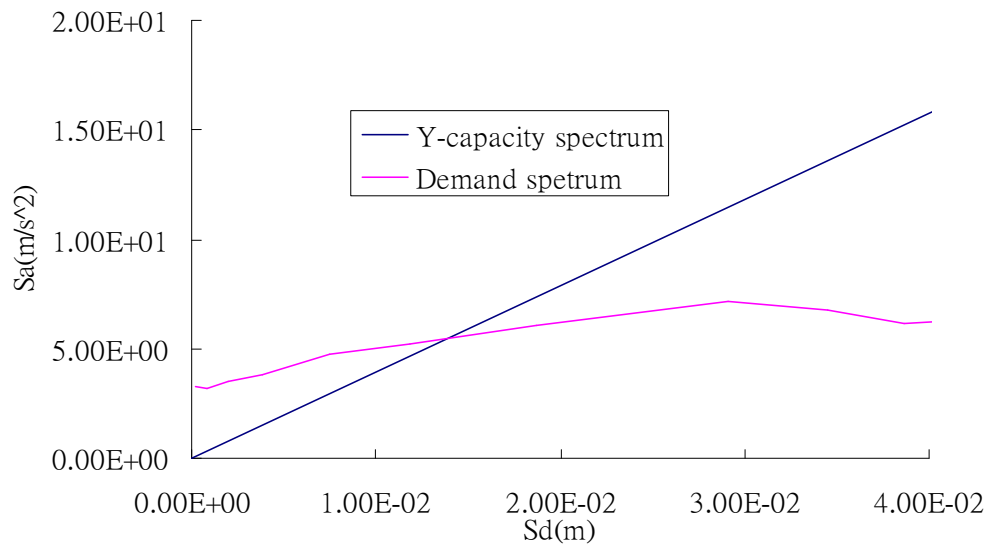


圖 4-79 0525 梓官(E-W)地震記錄 y 向交點(第二模態)

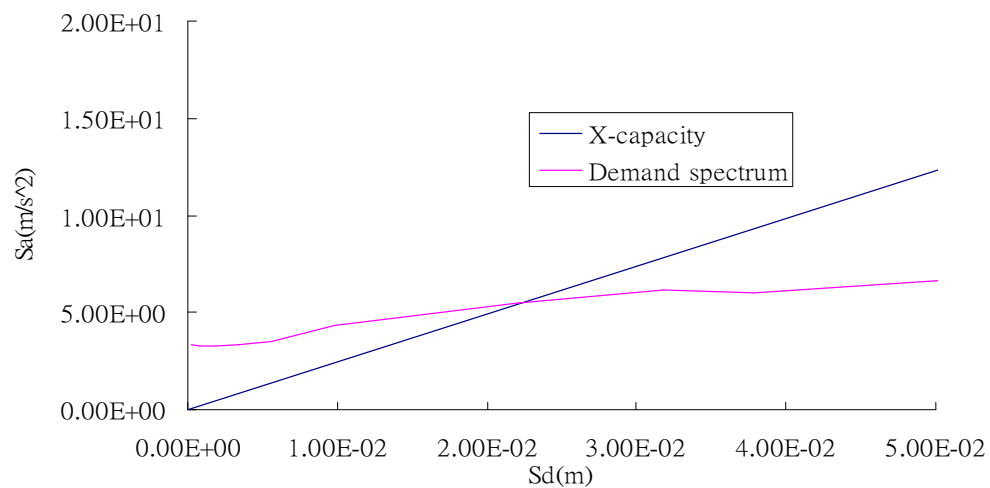


圖 4-80 0525 茄萣(N-S)地震記錄 x 向交點(第二模態)

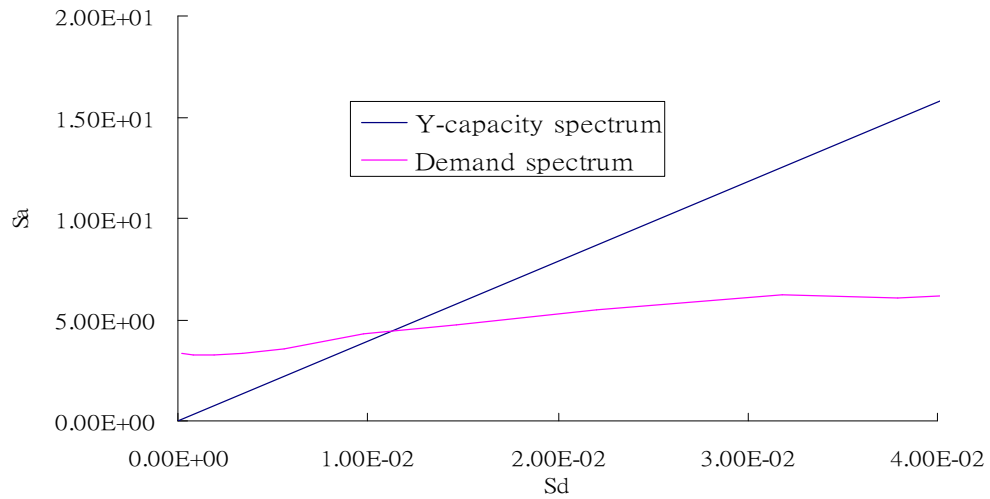


圖 4-81 0525 茄苳(N-S)地震記錄 y 向交點(第二模態)

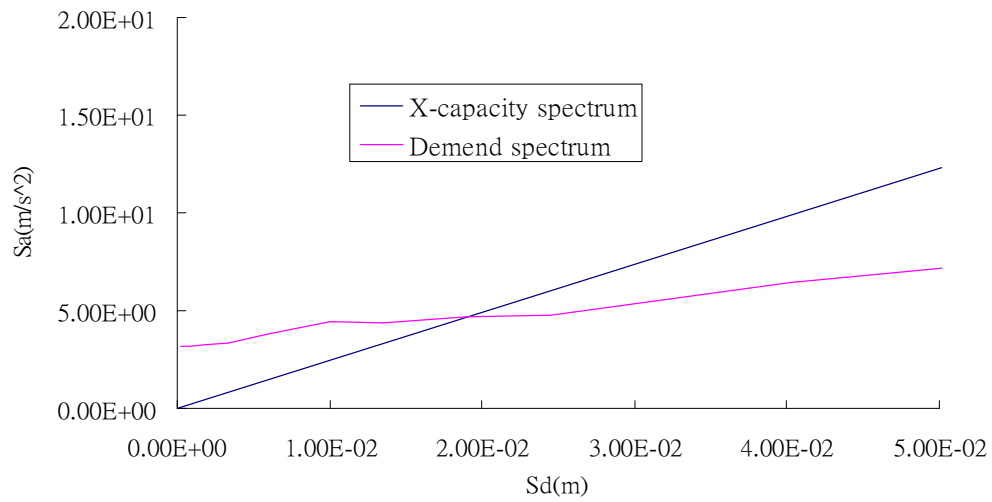


圖 4-82 0525 茄苳(E-W)地震記錄 x 向交點(第二模態)

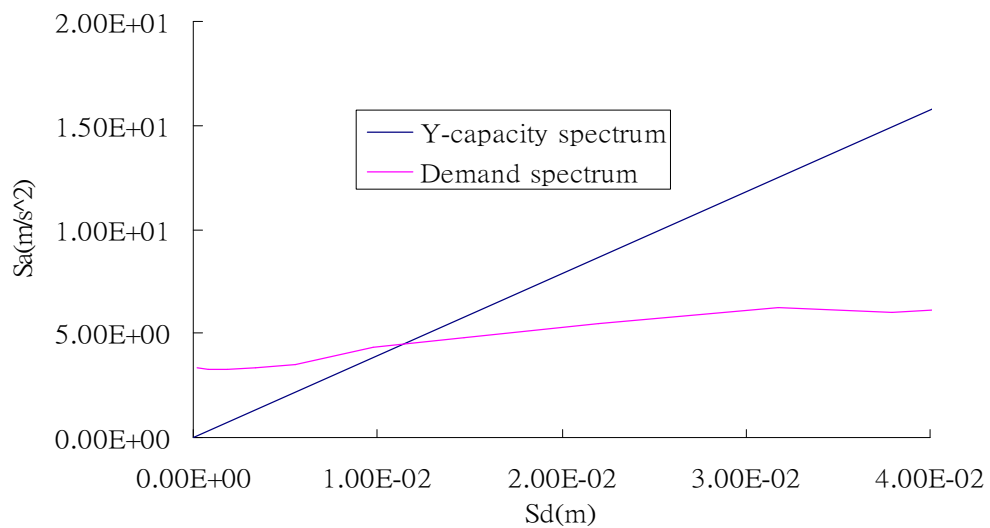


圖 4-83 0525 茄苳(E-W)地震記錄 y 向交點(第二模態)

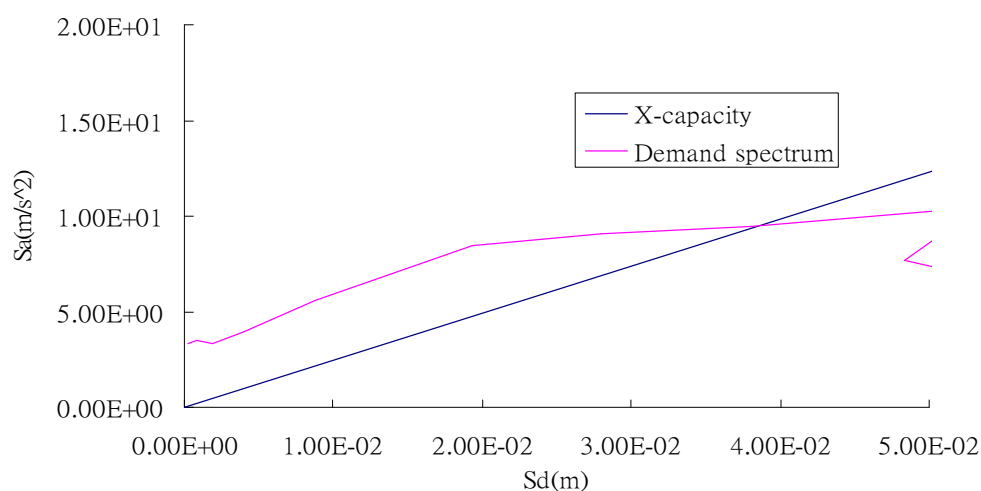


圖 4-84 梓官(N-S)地震記錄 x 向交點(第二模態)

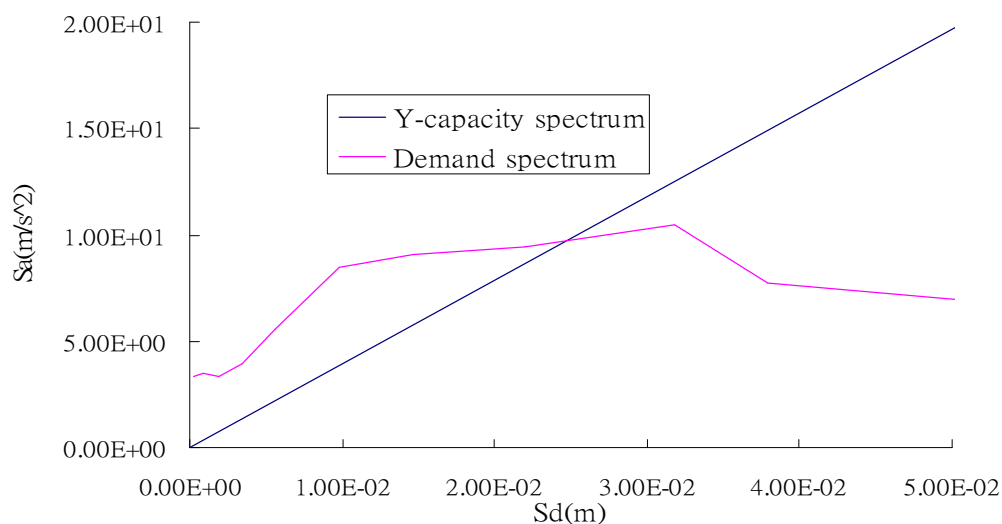


圖 4-85 梓官(N-S)地震記錄 y 向交點(第二模態)

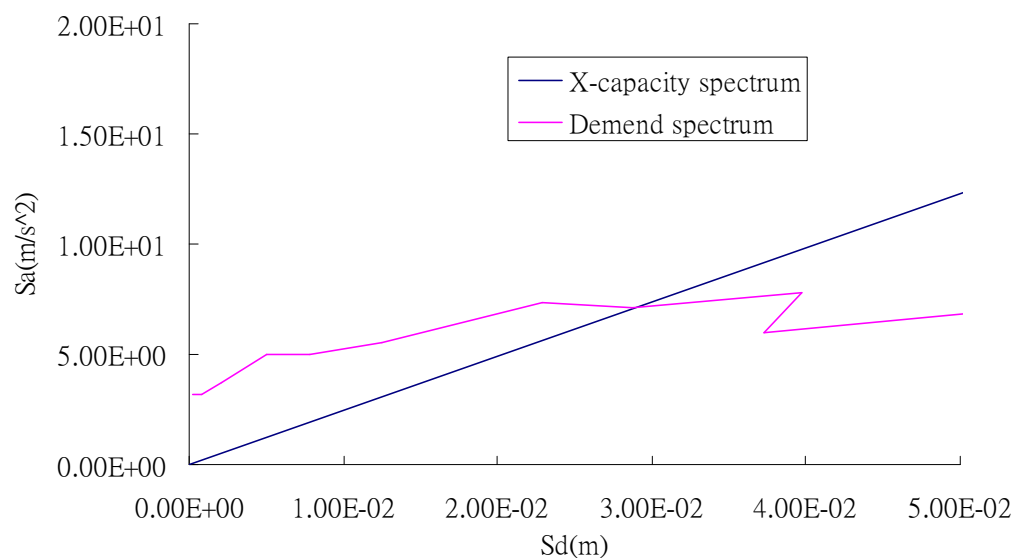


圖 4-86 梓官(E-W)地震記錄 x 向交點(第二模態)



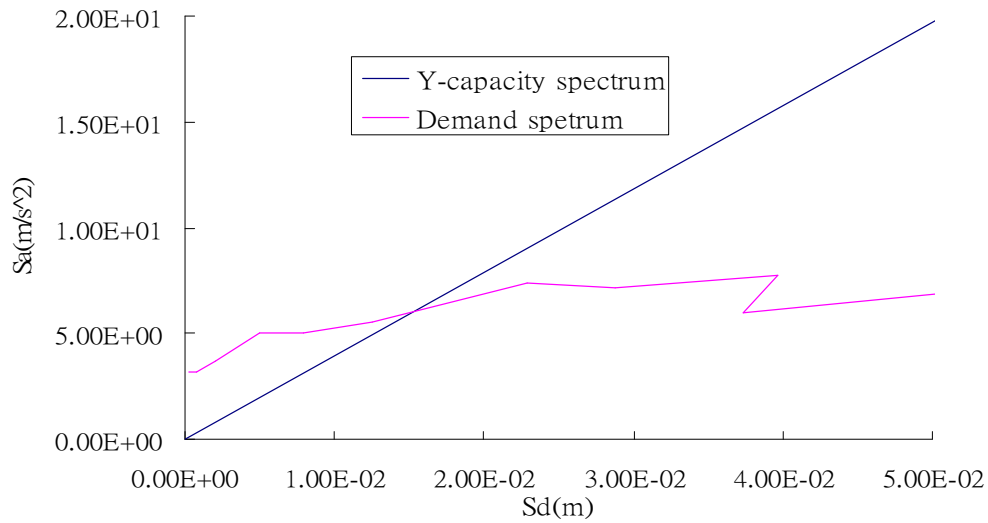


圖 4-87 梓官(E-W)地震記錄 y 向交點(第二模態)

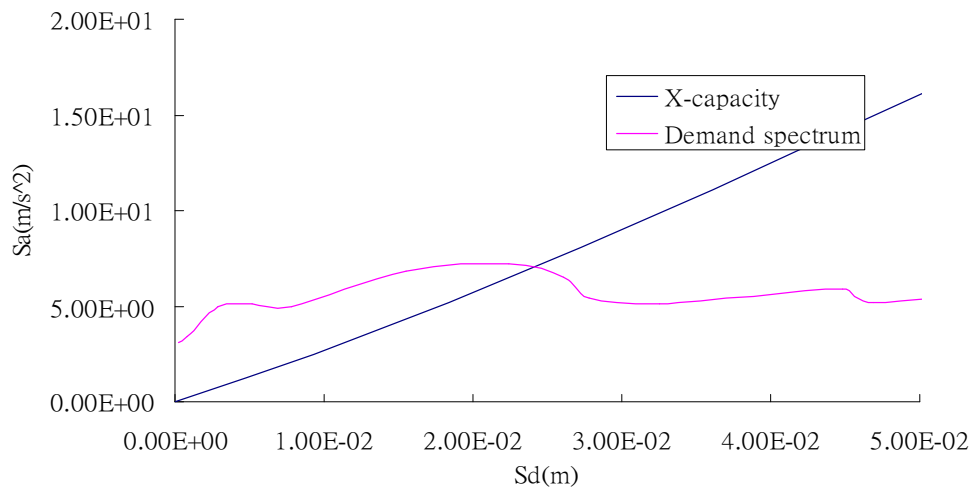


圖 4-88 彌陀(N-S)地震記錄 x 向交點(第二模態)

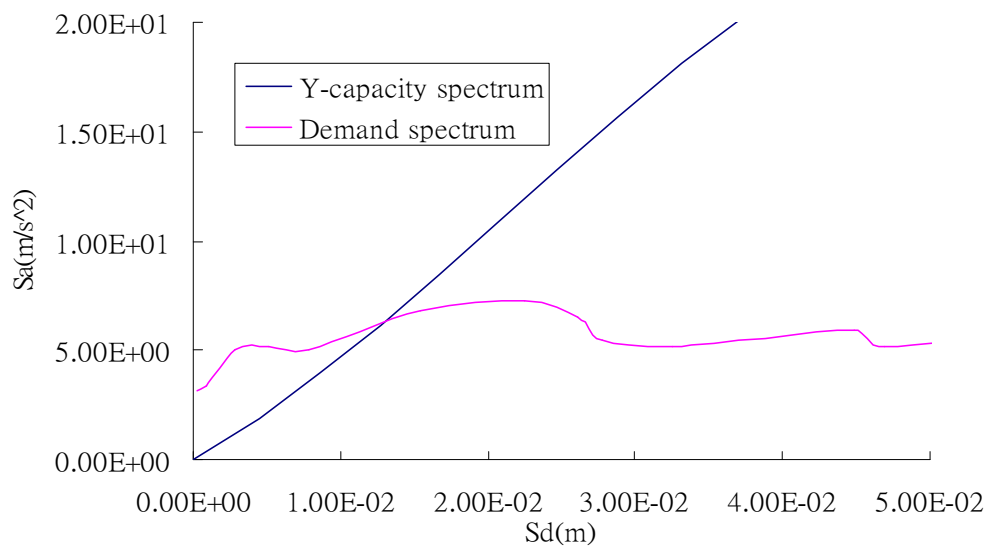


圖 4-89 彌陀(N-S)地震記錄 y 向交點(第二模態)

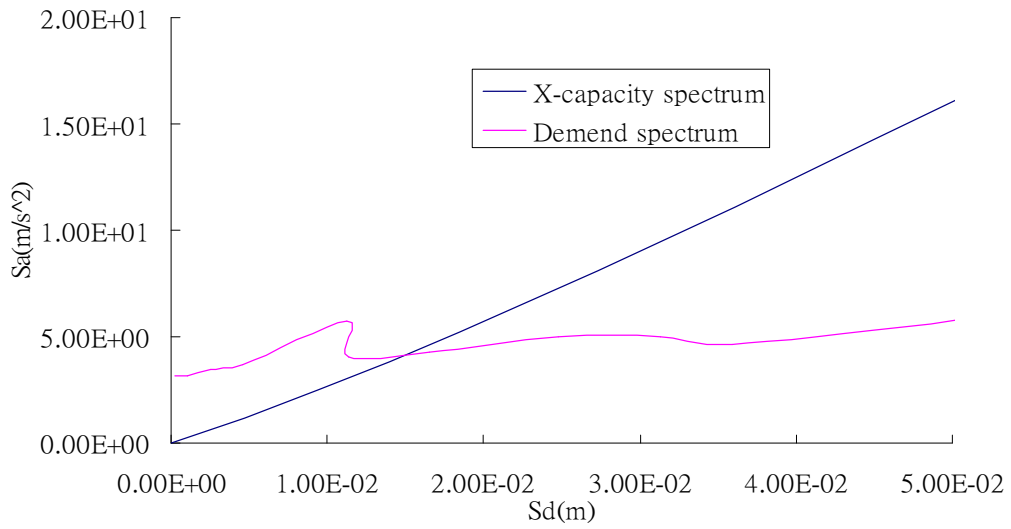


圖 4-90 彌陀(E-W)地震記錄 x 向交點(第二模態)

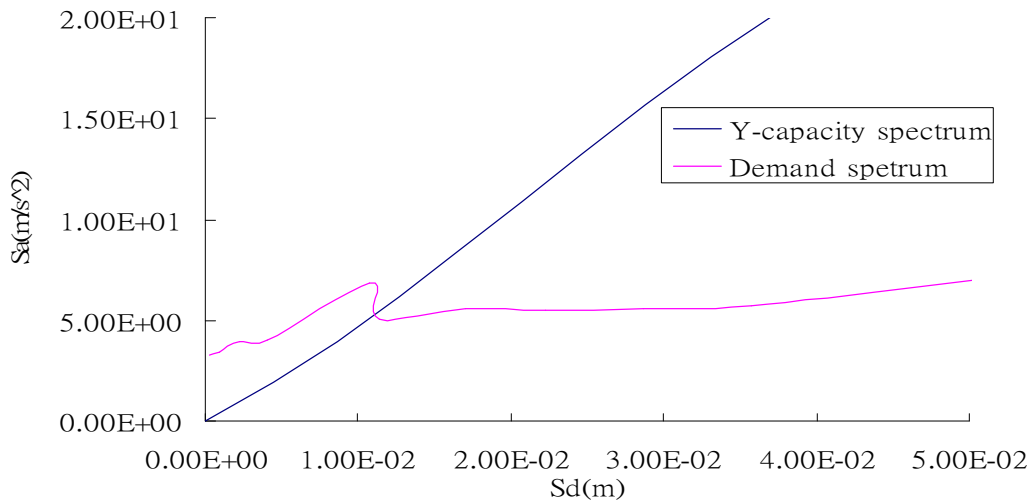


圖 4-91 彌陀(E-W)地震記錄 y 向交點(第二模態)

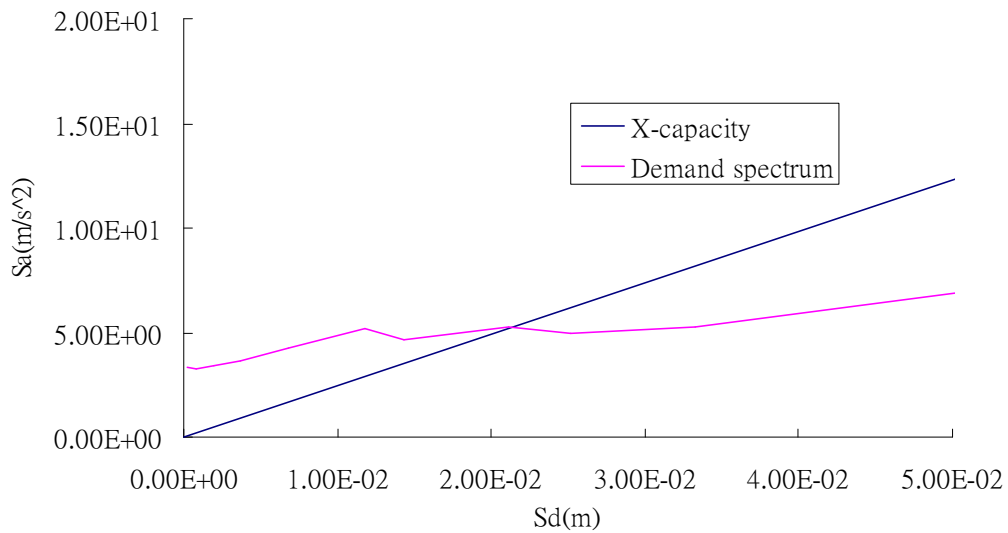


圖 4-92 後紅(N-S)地震記錄 x 向交點(第二模態)

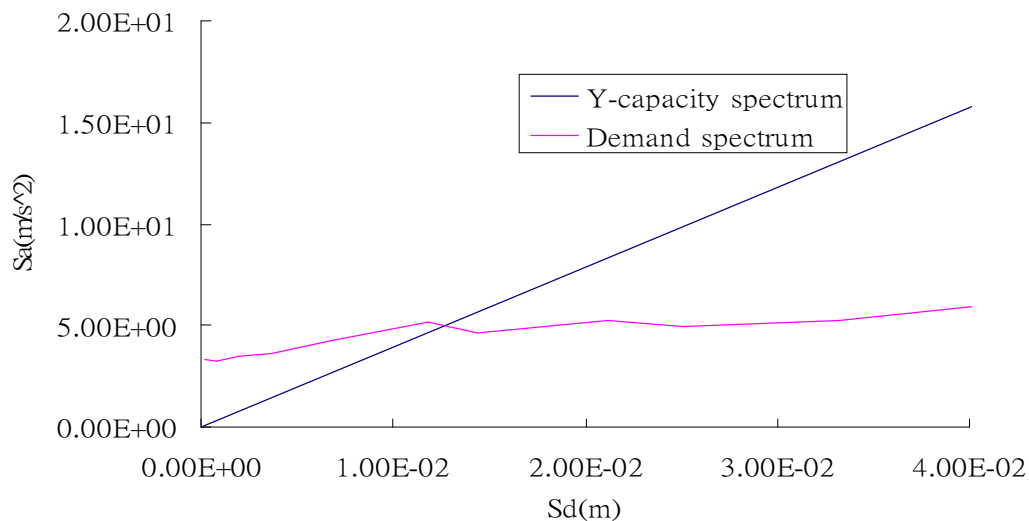


圖 4-93 後紅(N-S)地震記錄 y 向交點(第二模態)

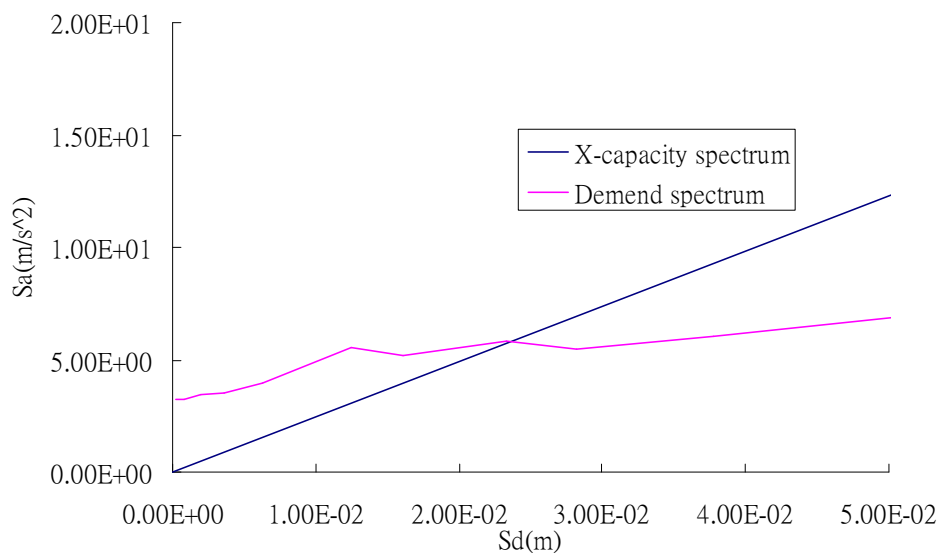


圖 4-94 後紅(E-W)地震記錄 x 向交點(第二模態)

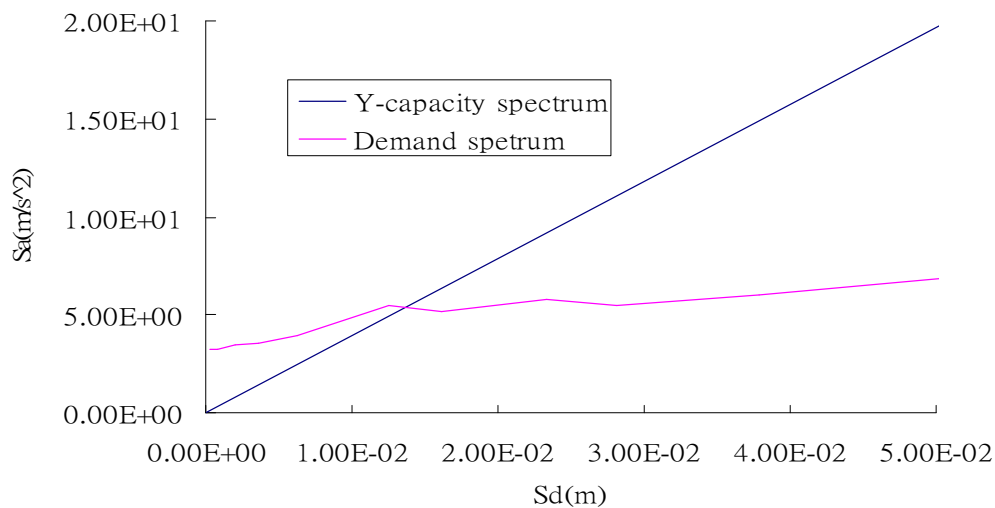


圖 4-95 後紅(E-W)地震記錄 y 向交點(第二模態)

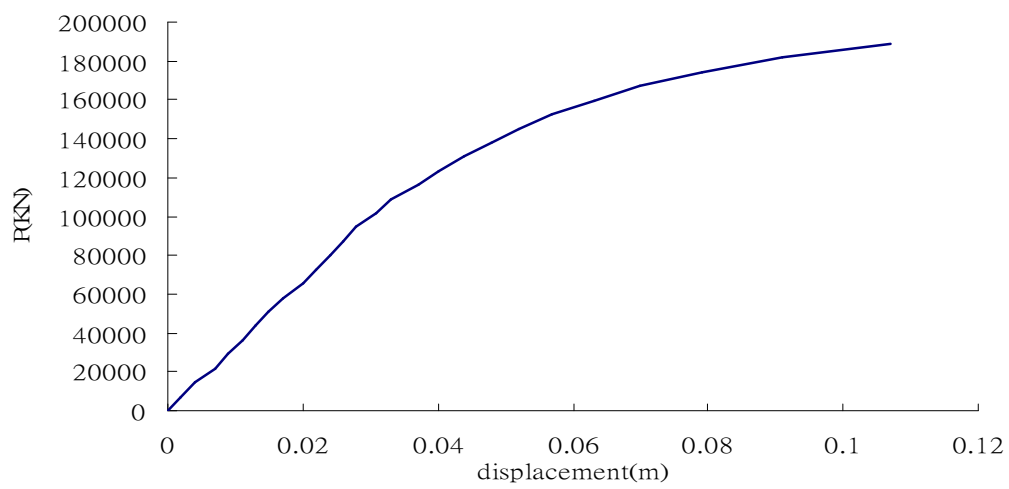


圖 4-96 7F 結構 x 向側推曲線(第三模態)

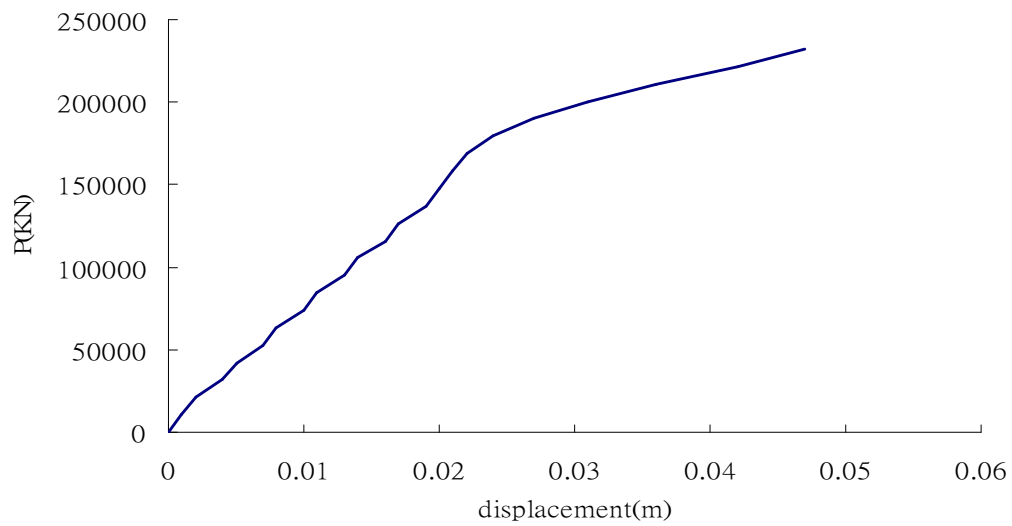


圖 4-97 7F 結構 y 向側推曲線(第三模態)

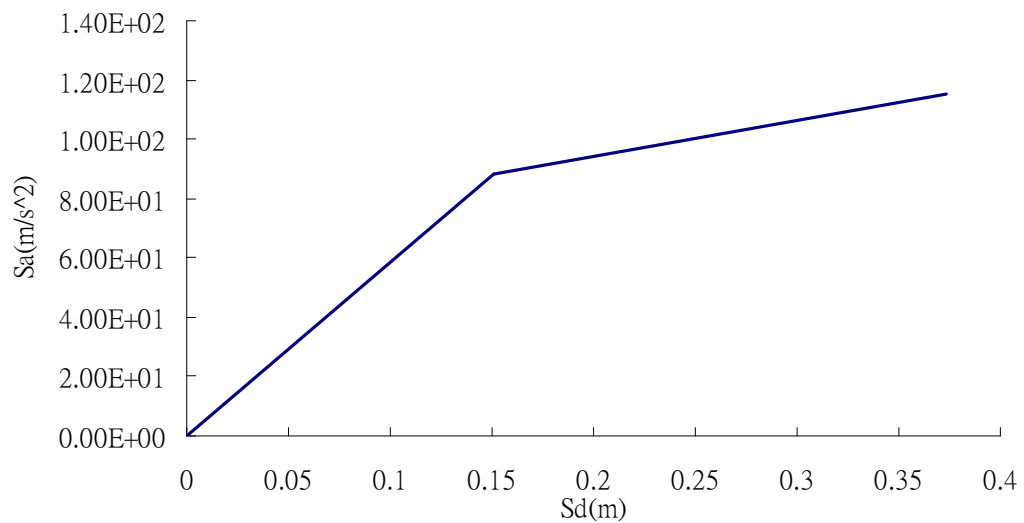


圖 4-98 7F 結構 x 向容量譜 (第三模態)

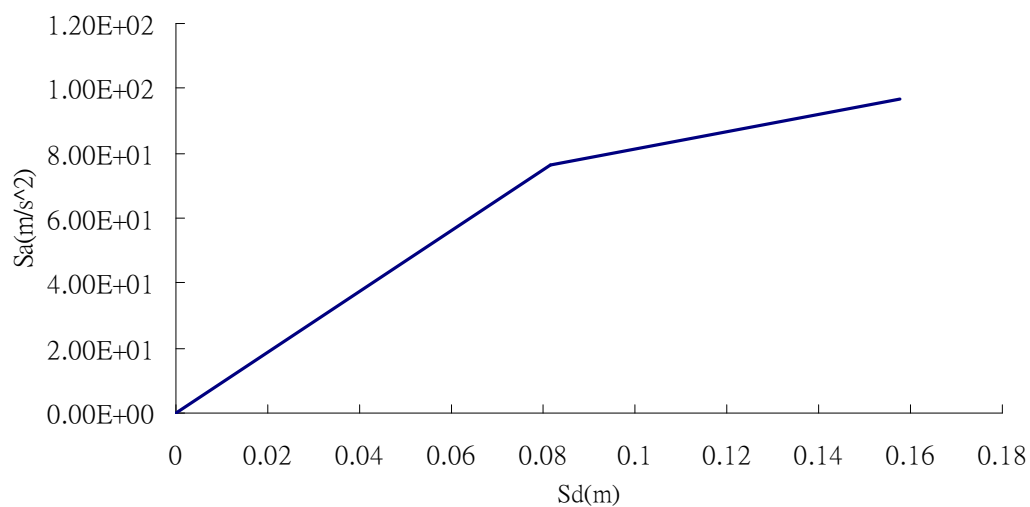


圖 4-99 7F 結構 y 向容量譜 (第三模態)

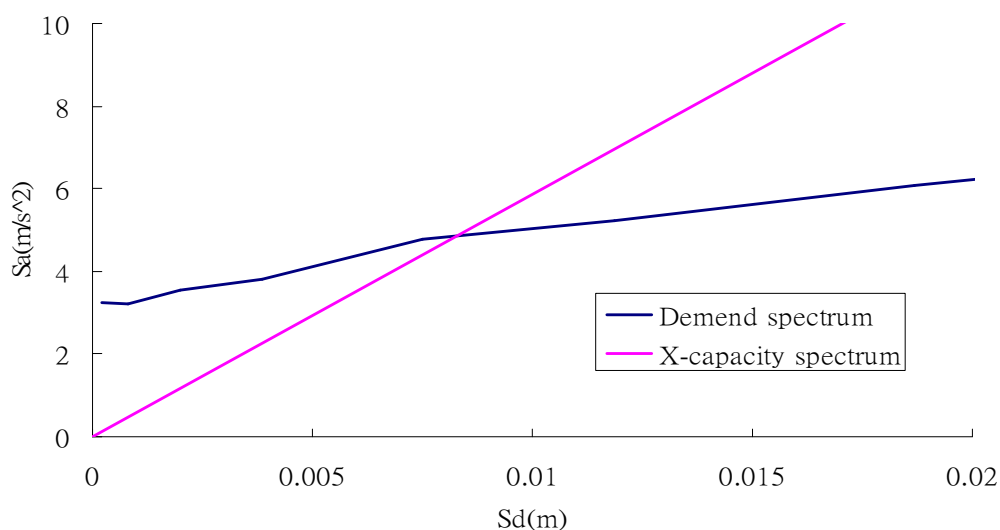


圖 4-100 0525 梓官(N-S)地震記錄 x 向交點(第三模態)

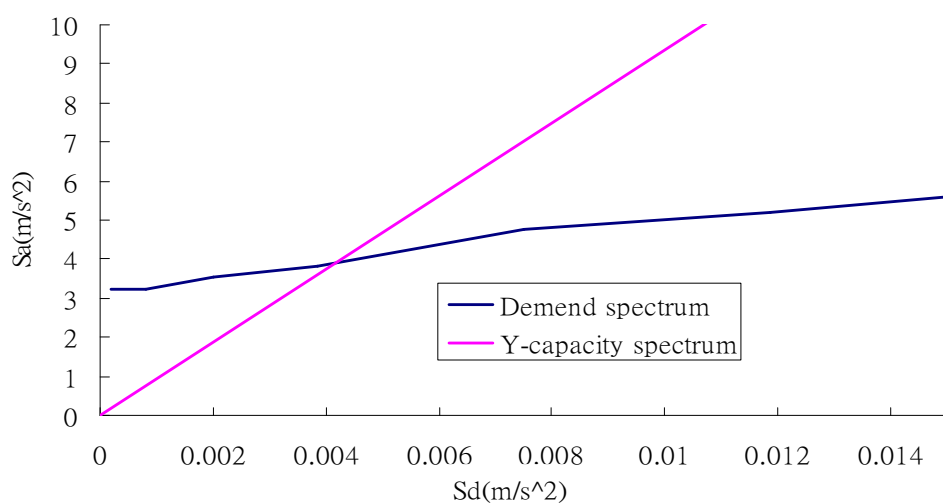


圖 4-101 0525 梓官(N-S)地震記錄 y 向交點(第三模態)

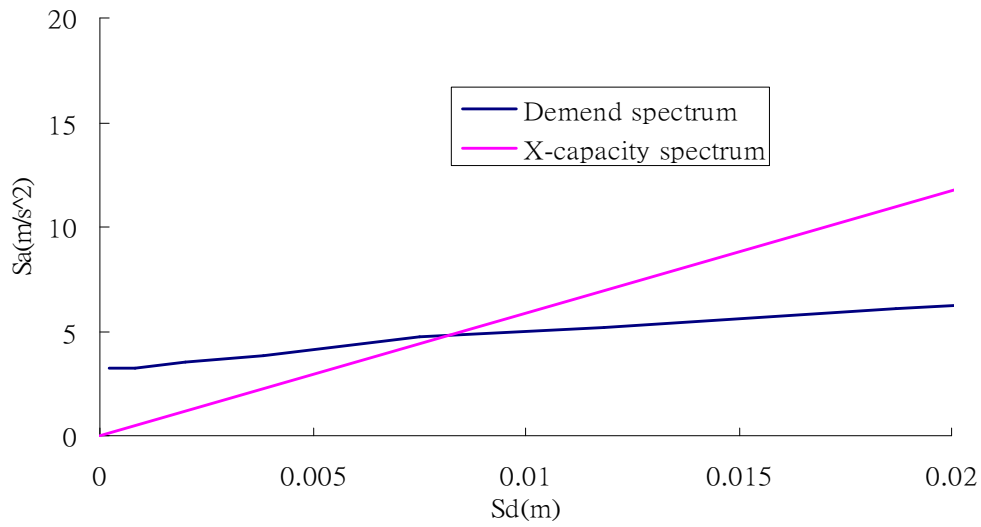


圖 4-102 0525 梓官(E-W)地震記錄 x 向交點(第三模態)

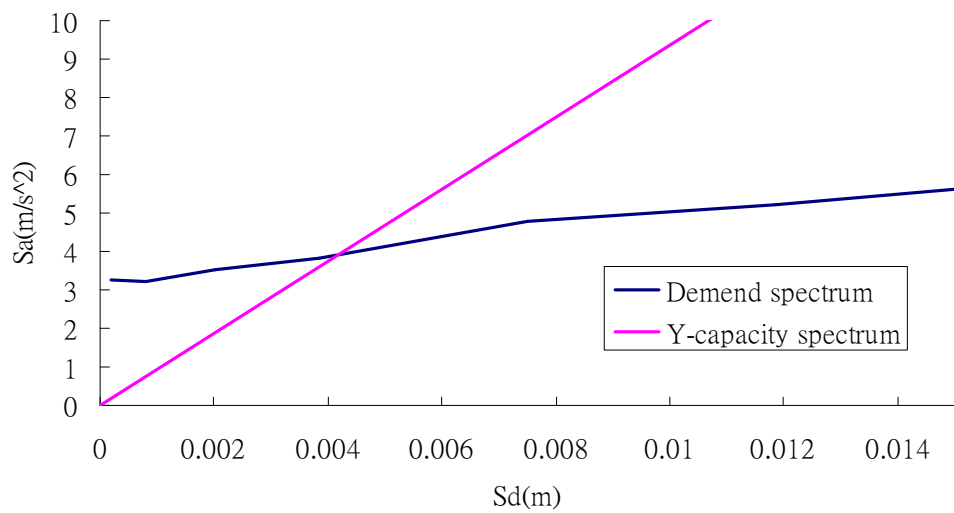


圖 4-103 0525 梓官(E-W)地震記錄 y 向交點(第三模態)

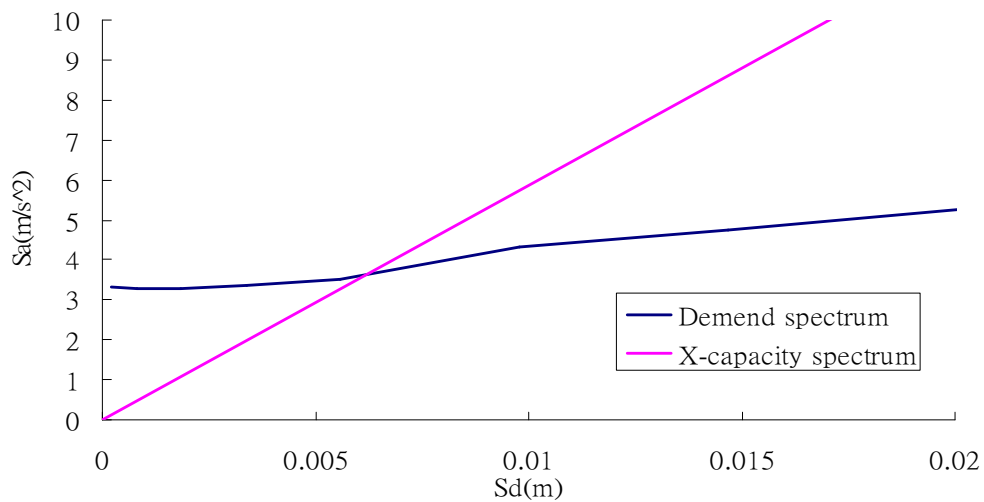


圖 4-104 0525 茄萣(N-S)地震記錄 x 向交點(第三模態)

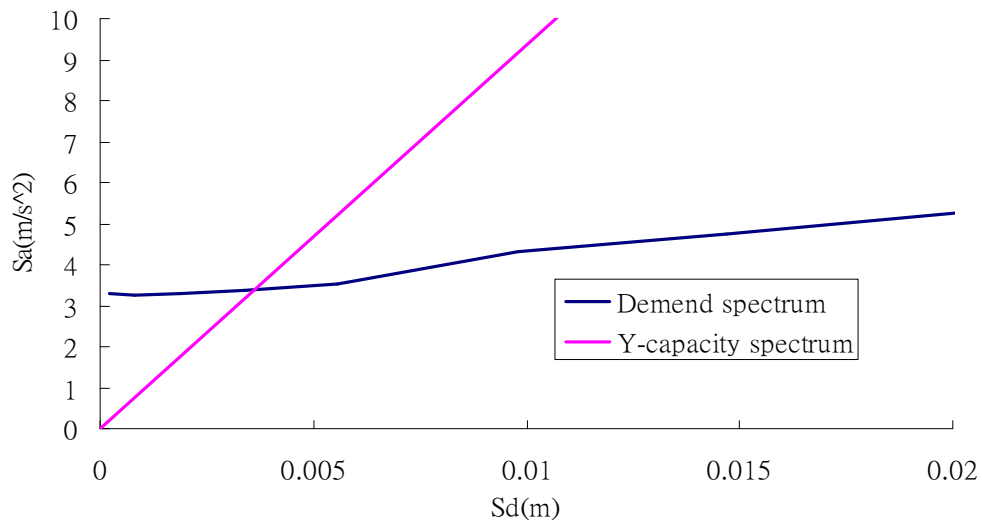


圖 4-105 0525 茄萣(N-S)地震記錄 y 向交點(第三模態)

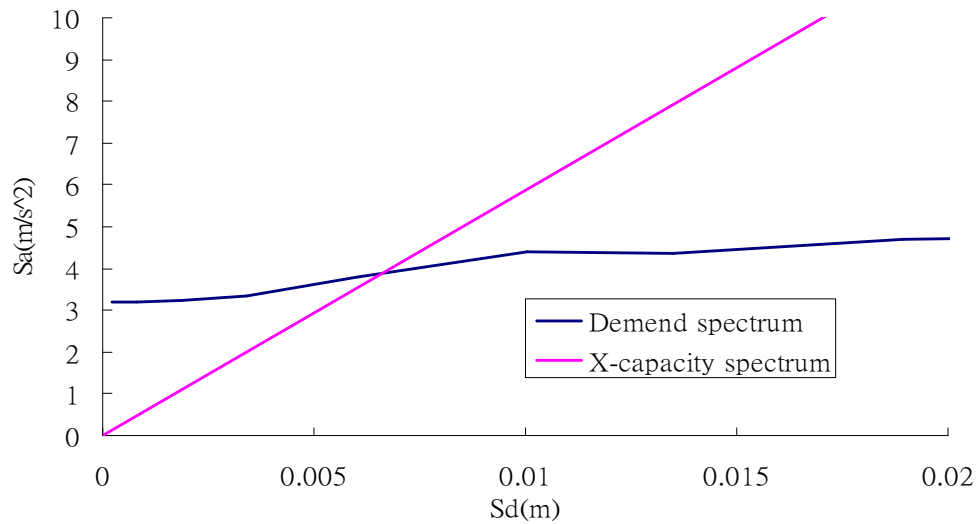


圖 4-106 0525 茄萣(E-W)地震記錄 x 向交點(第三模態)

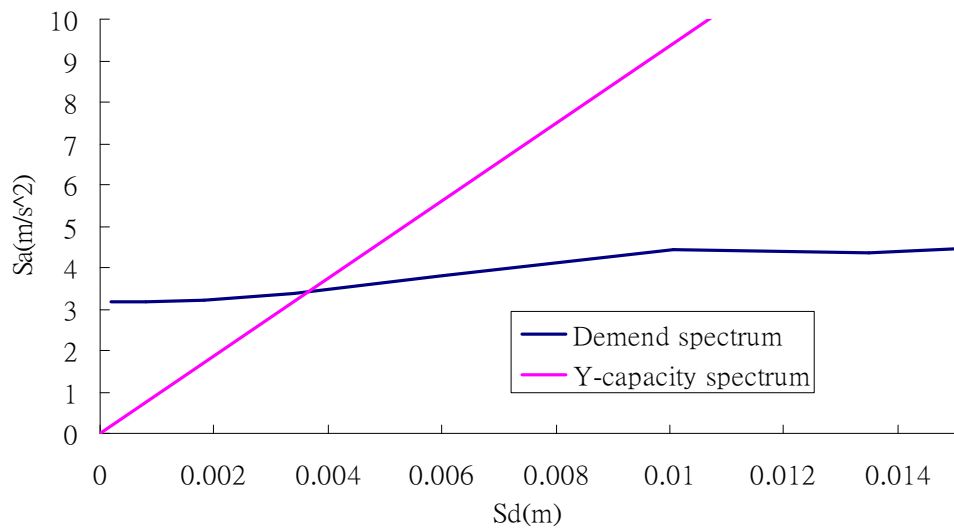


圖 4-107 0525 茄萣(E-W)地震記錄 y 向交點(第三模態)

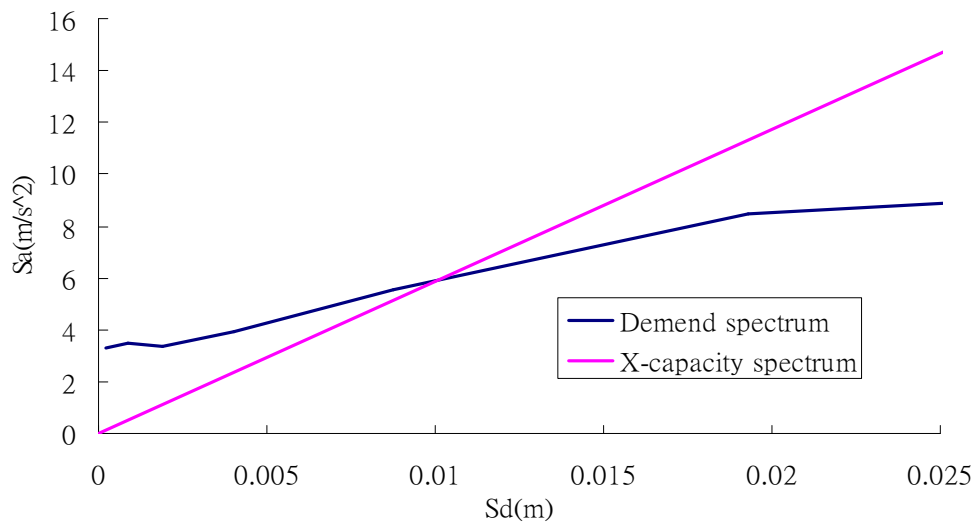


圖 4-108 梓官(N-S)地震記錄 x 向交點(第三模態)

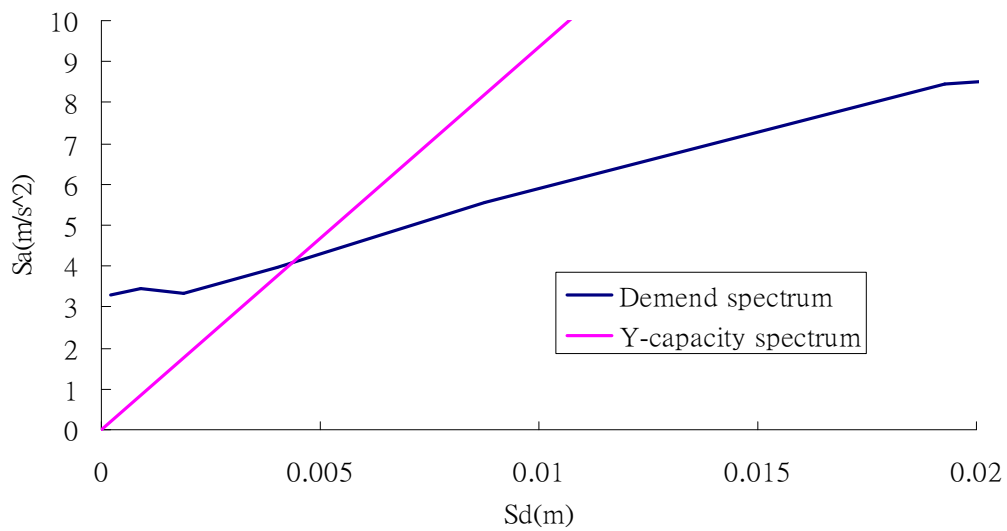


圖 4-109 梓官(N-S)地震記錄 y 向交點(第三模態)

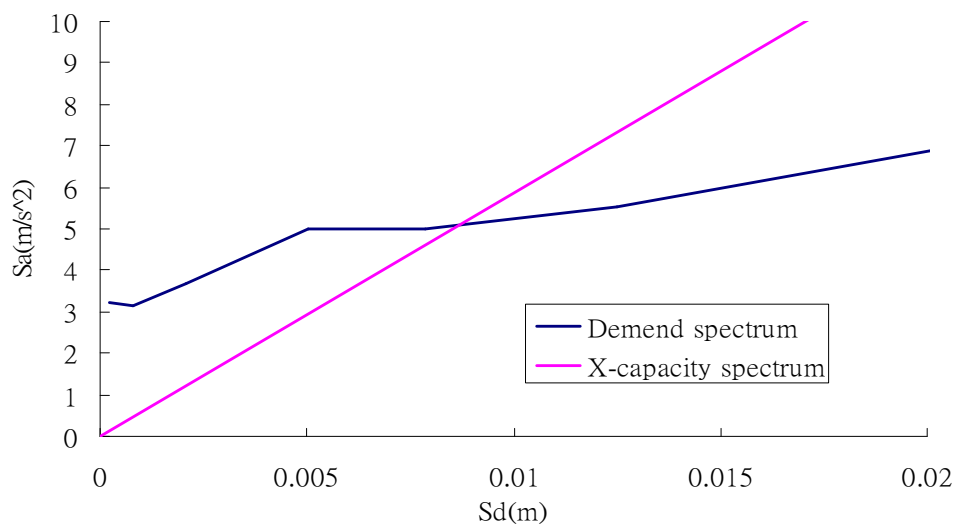


圖 4-110 梓官(E-W)地震記錄 x 向交點(第三模態)



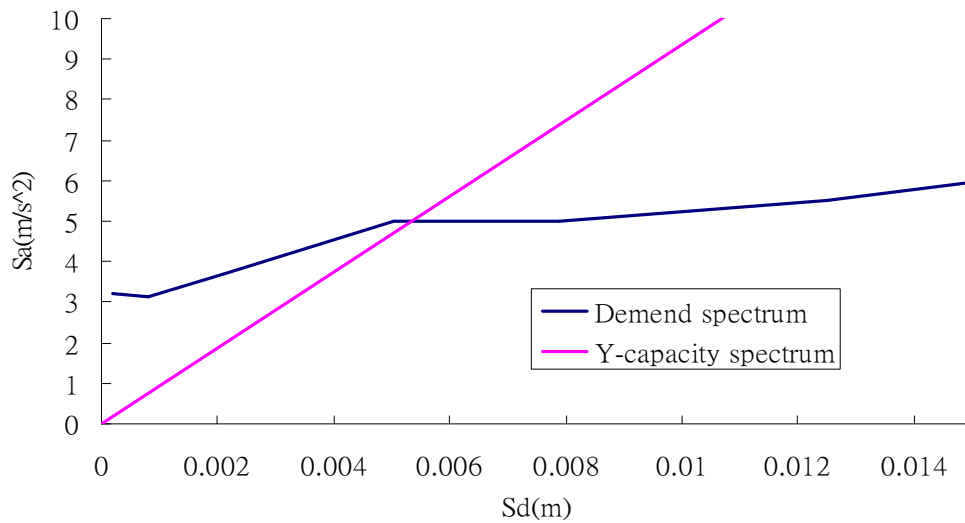


圖 4-111 梓官(E-W)地震記錄 y 向交點(第三模態)

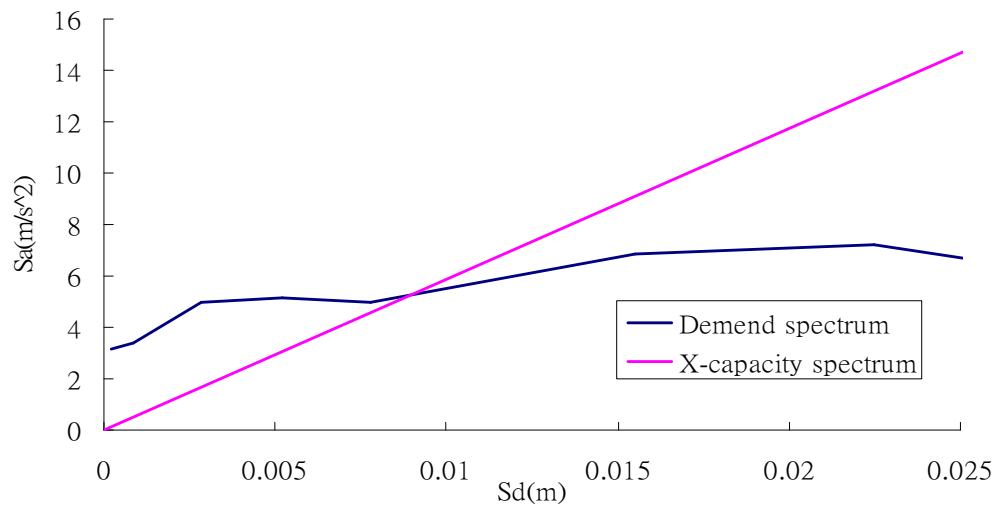


圖 4-112 彌陀(N-S)地震記錄 x 向交點(第三模態)

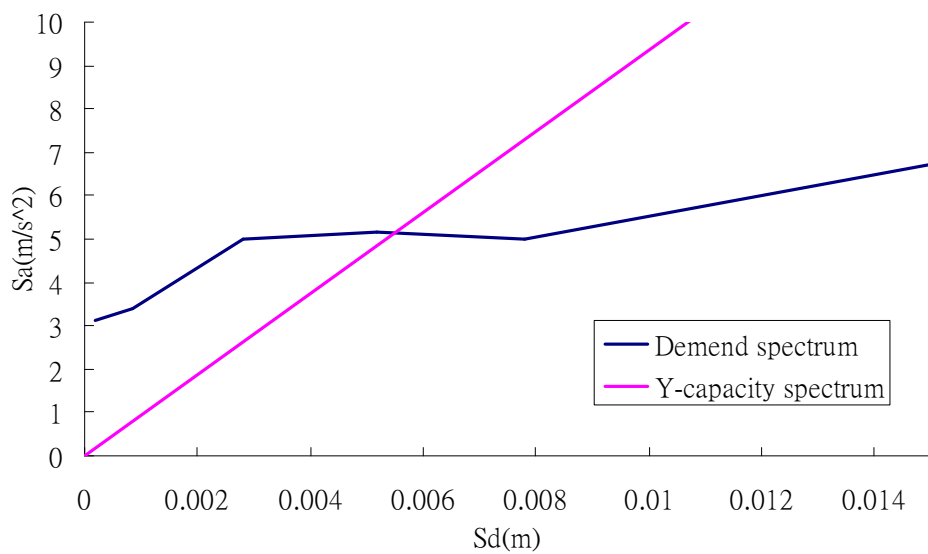


圖 4-113 彌陀(N-S)地震記錄 y 向交點(第三模態)

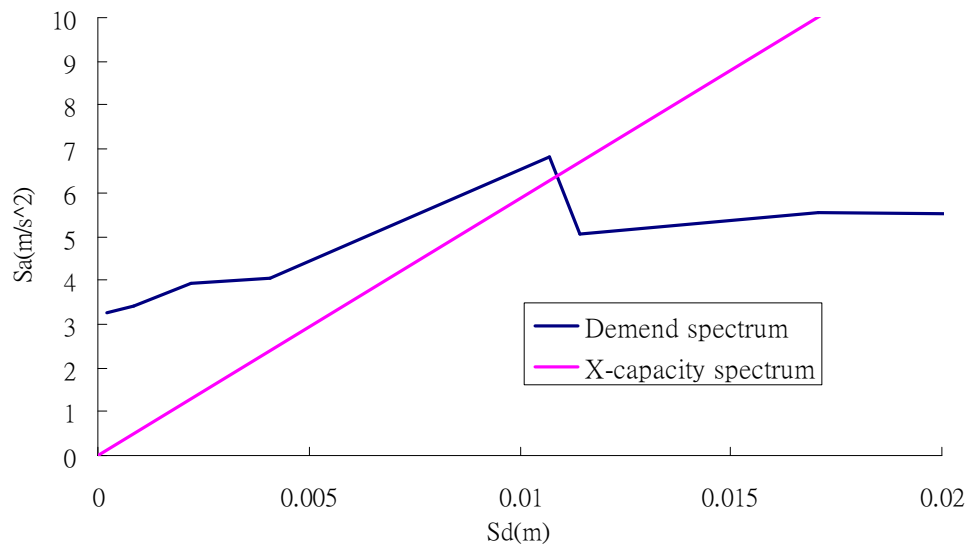


圖 4-114 彌陀(E-W)地震記錄 x 向交點(第三模態)

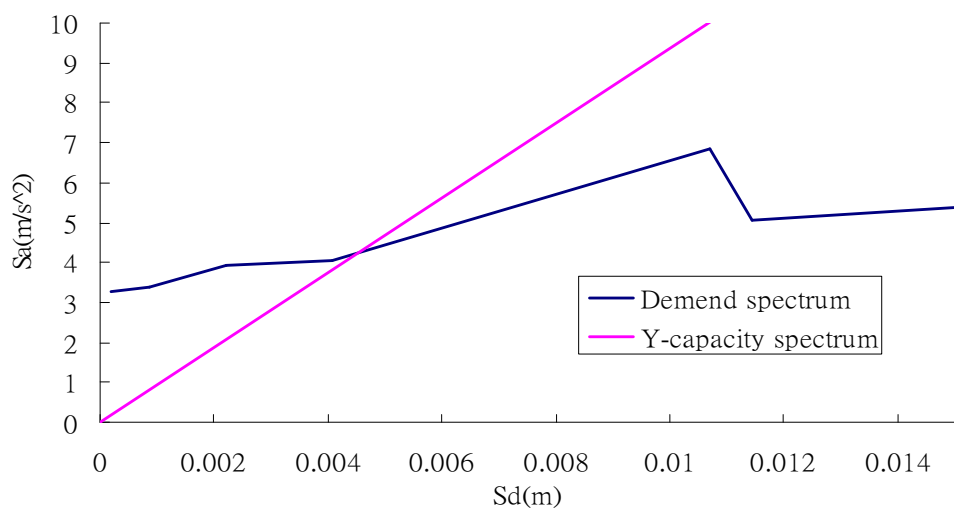


圖 4-115 彌陀(E-W)地震記錄 y 向交點(第三模態)

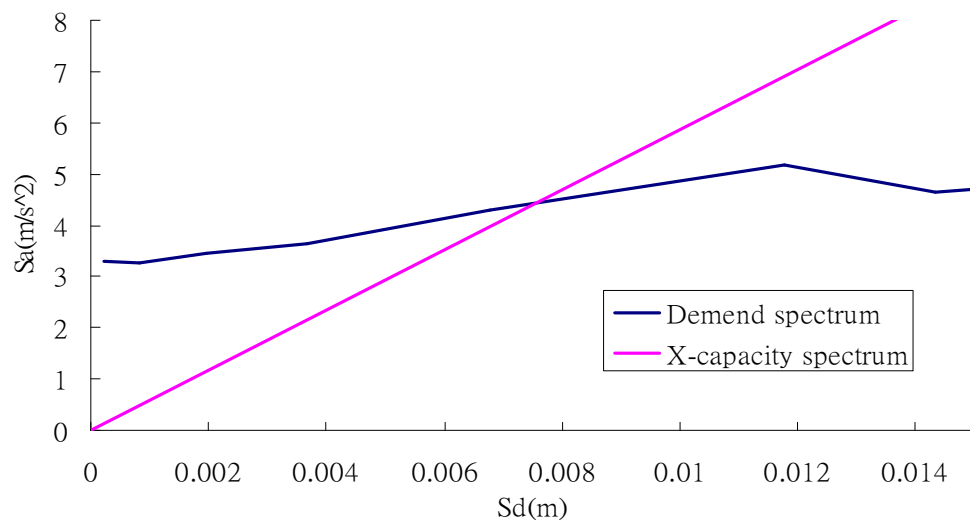


圖 4-116 後紅(N-S)地震記錄 x 向交點(第三模態)

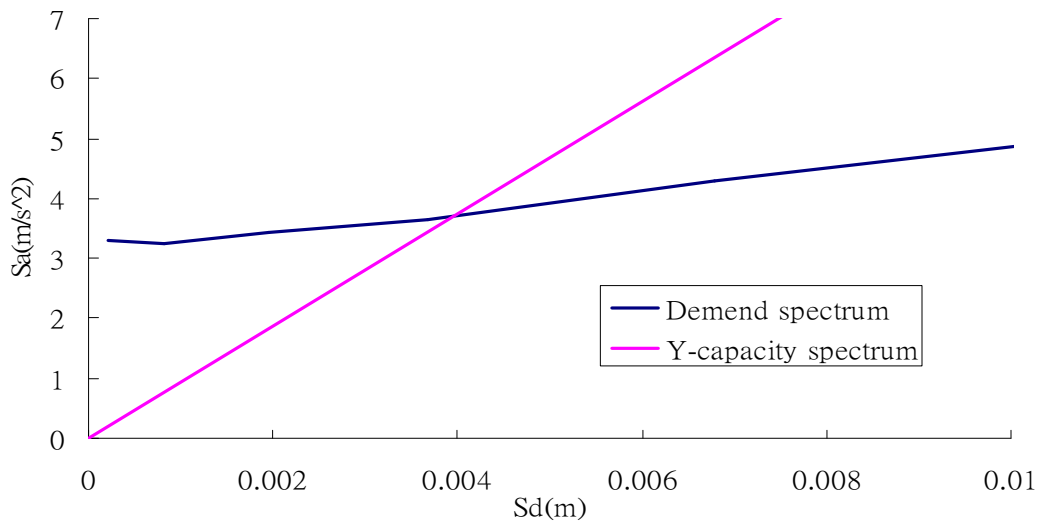


圖 4-117 後紅(N-S)地震記錄 y 向交點(第三模態)

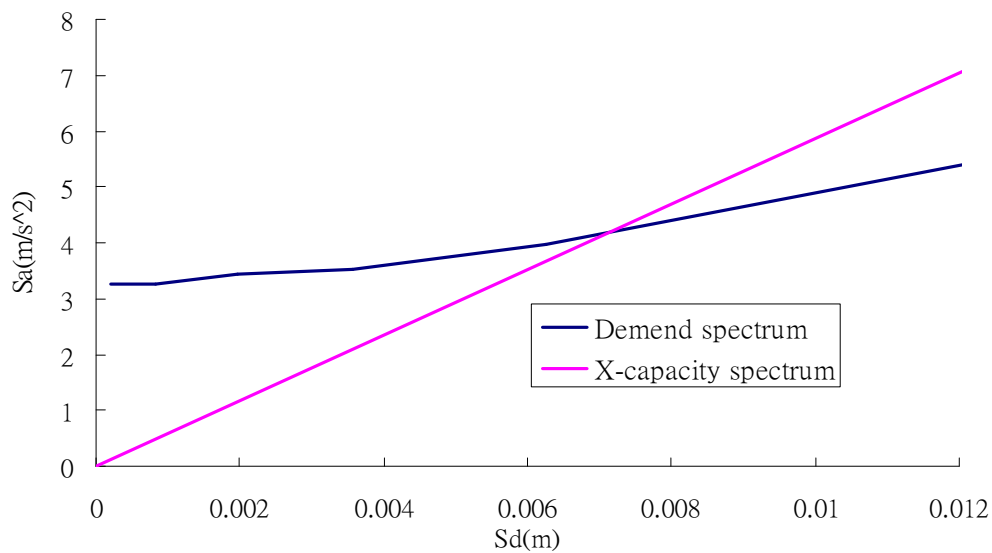


圖 4-118 後紅(E-W)地震記錄 x 向交點(第三模態)

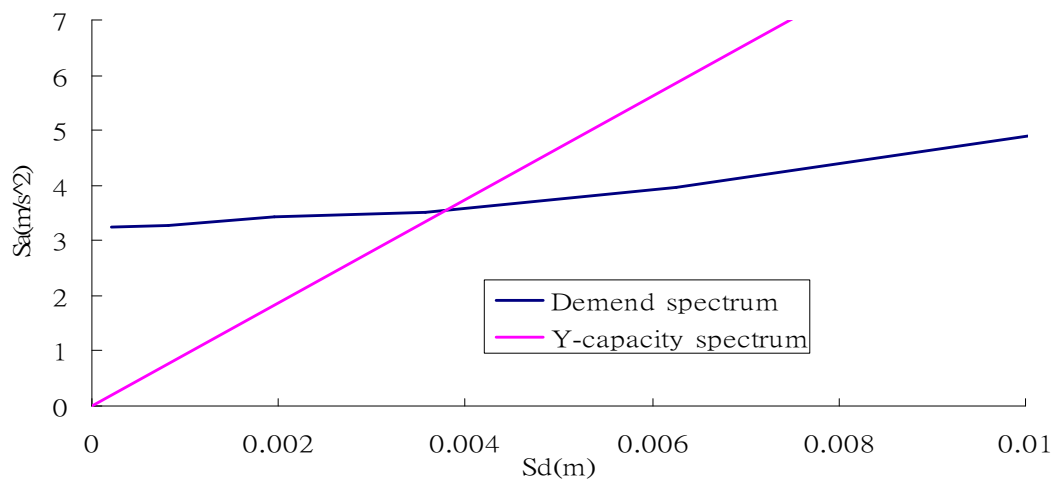


圖 4-119 後紅(E-W)地震記錄 y 向交點(第三模態)

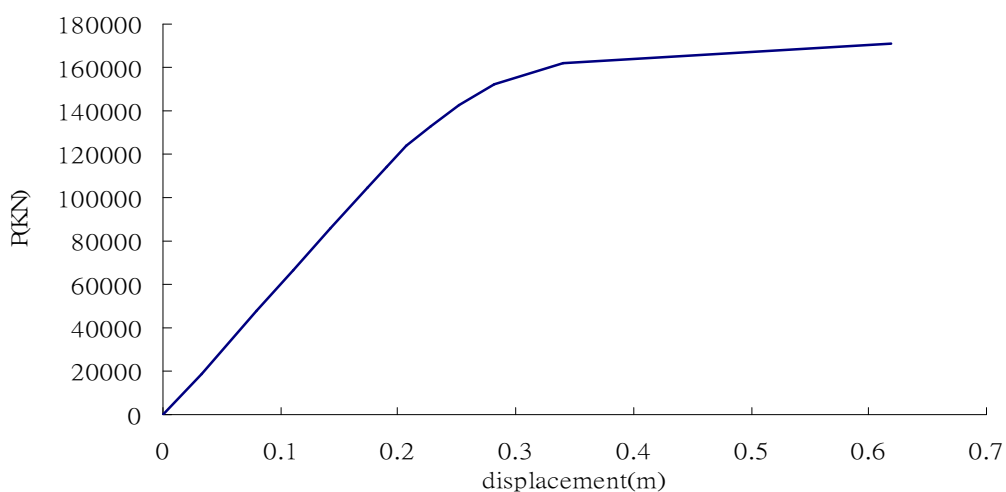


圖 4-120 7F 結構 x 向側推曲線(5%意外偏心的第一模態)

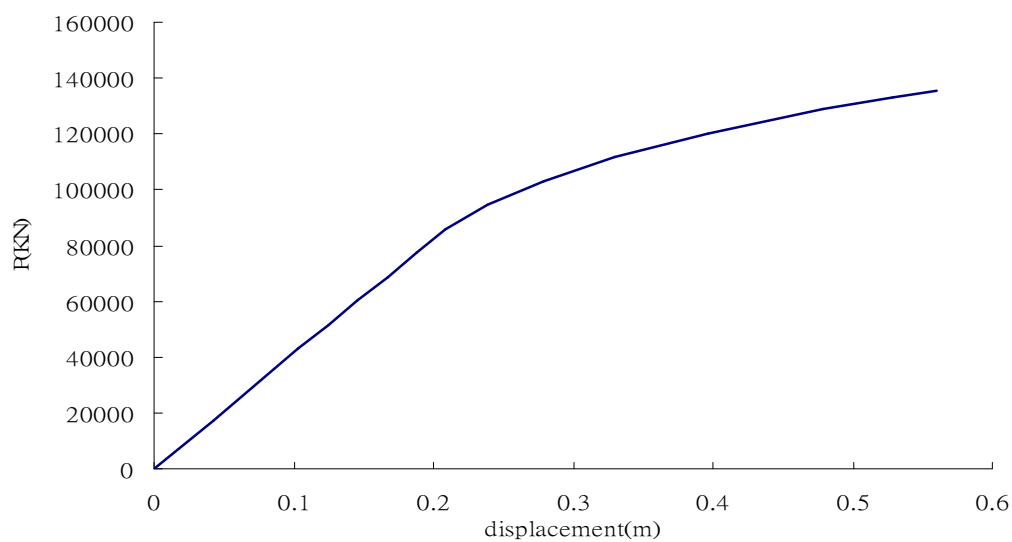


圖 4-121 7F 結構 y 向側推曲線(5%意外偏心的第一模態)

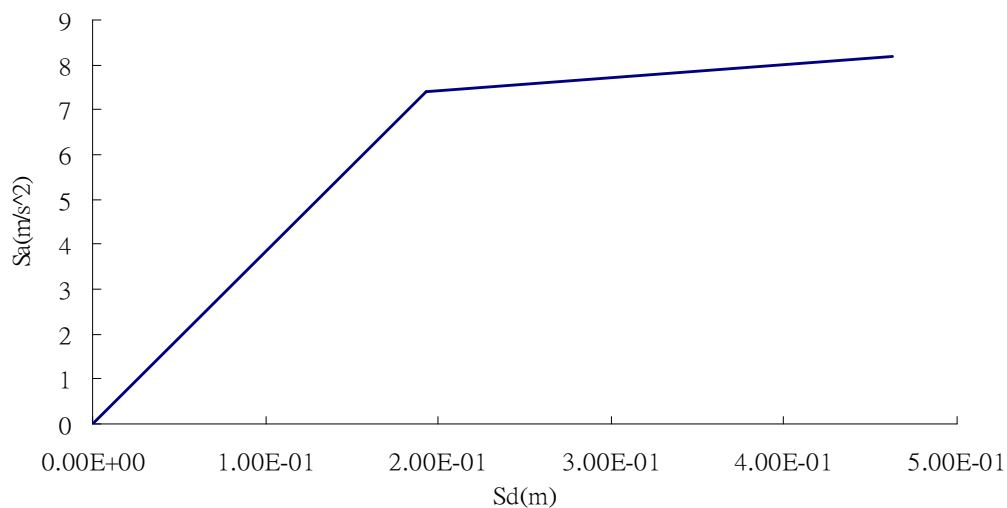


圖 4-122 7F 結構 x 向容量譜 (5%意外偏心的第一模態)

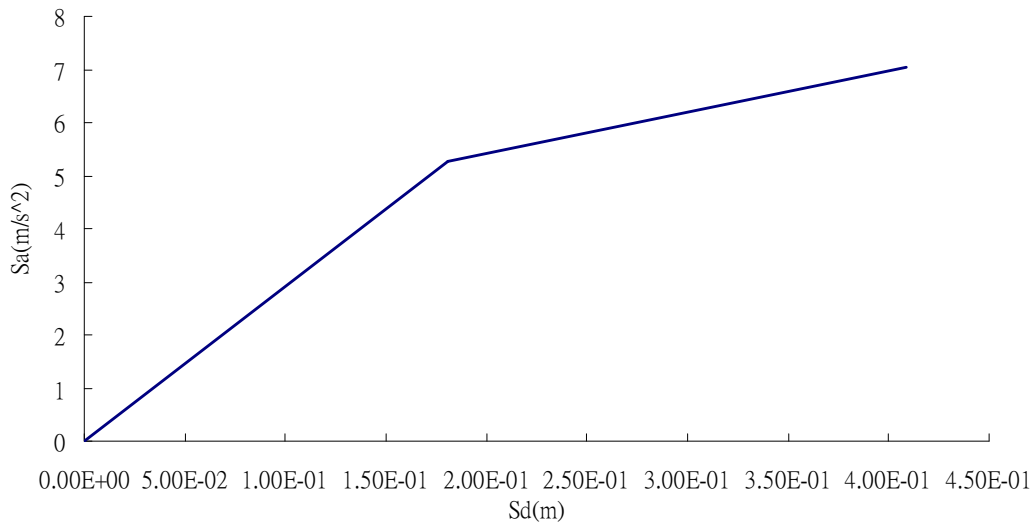


圖 4-123 7F 結構 y 向容量譜 (5%意外偏心的第一模態)

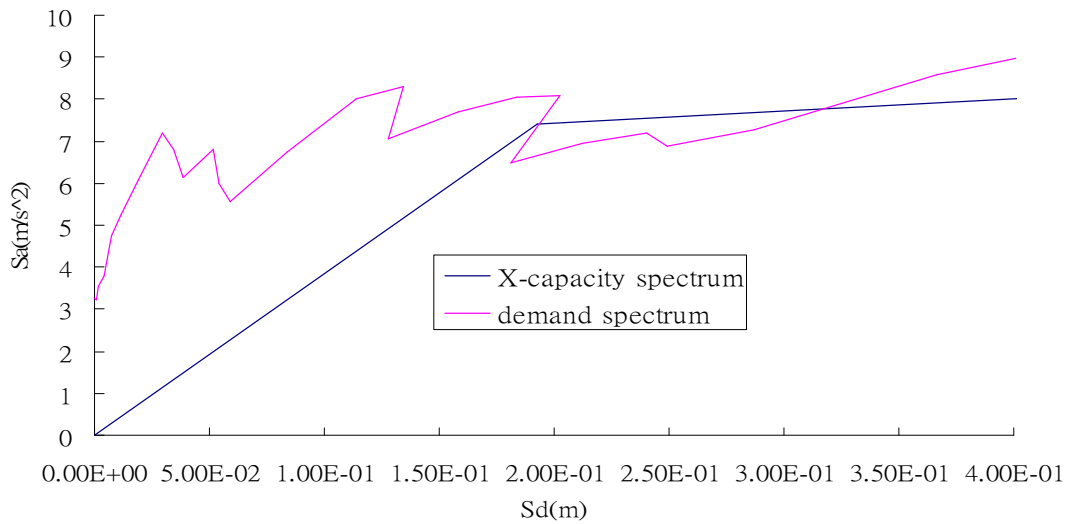


圖 4-124 0525 梓官(N-S)地震記錄 x 向交點(5%意外偏心的第一模態)

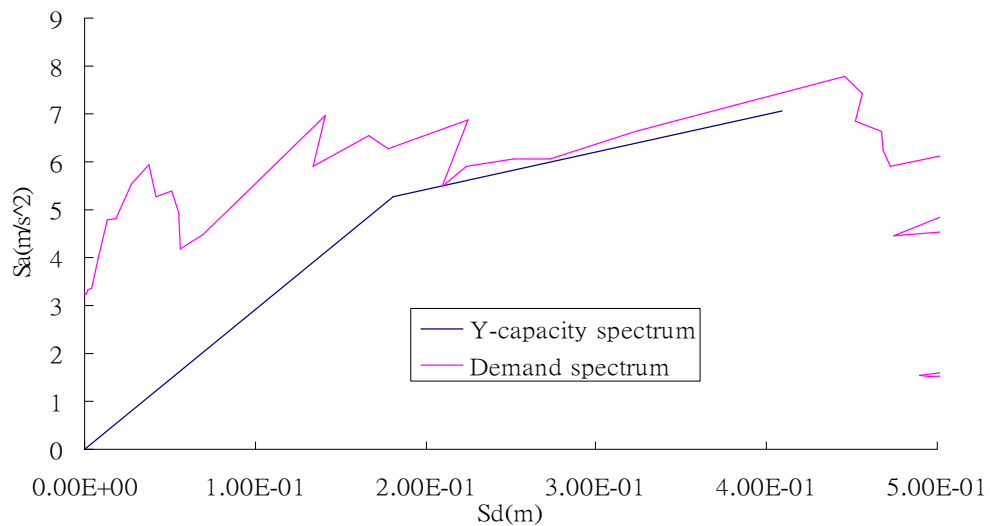


圖 4-125 0525 梓官(N-S)地震記錄 y 向交點(5%意外偏心的第一模態)

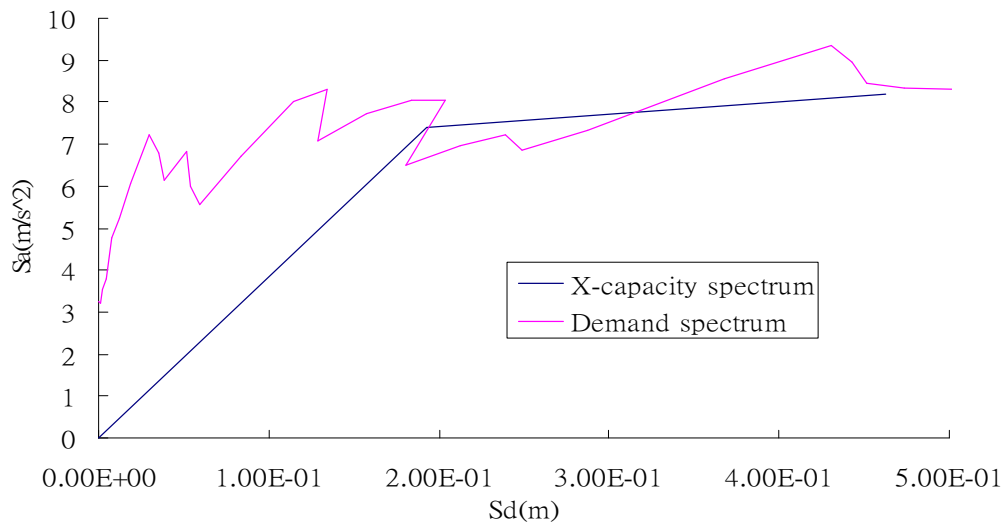


圖 4-126 0525 梓官(E-W)地震記錄 x 向交點(5%意外偏心的第一模態)

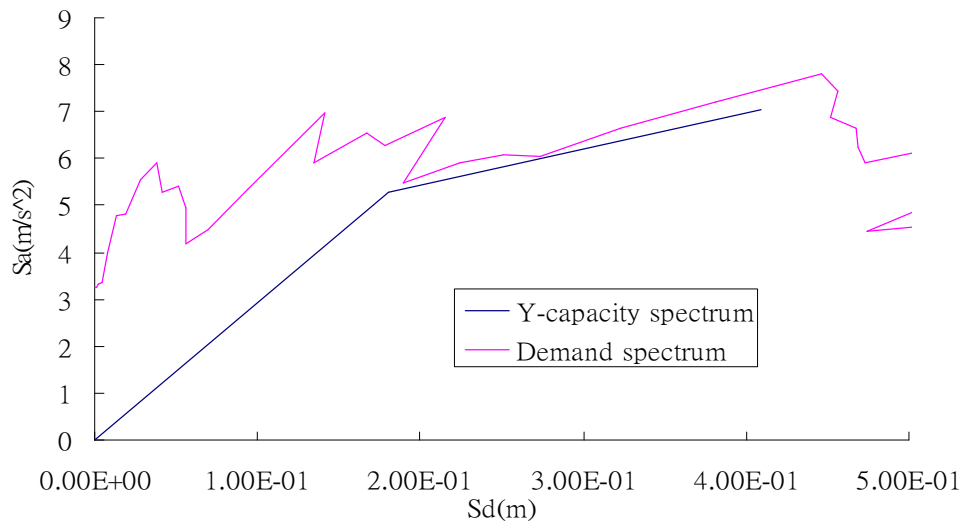


圖 4-127 0525 梓官(E-W)地震記錄 y 向交點(5%意外偏心的第一模態)

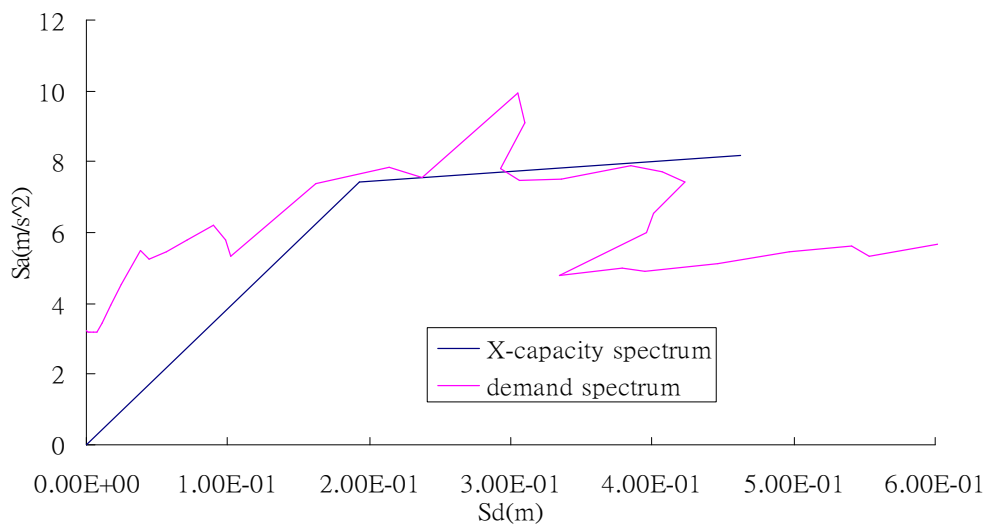


圖 4-128 0525 茄萣(N-S)地震記錄 x 向交點(5%意外偏心的第一模態)

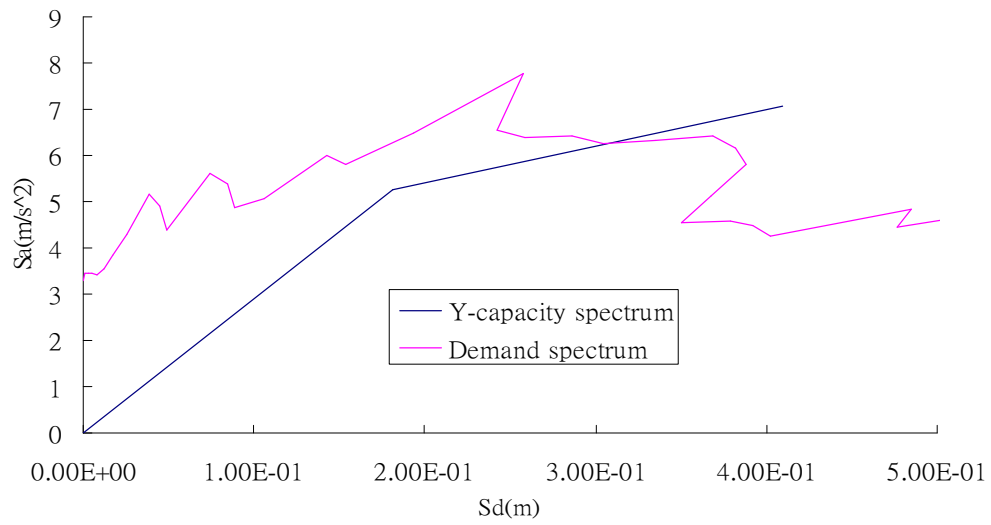


圖 4-129 0525 茄萣(N-S)地震記錄 y 向交點(5%意外偏心的第一模態)

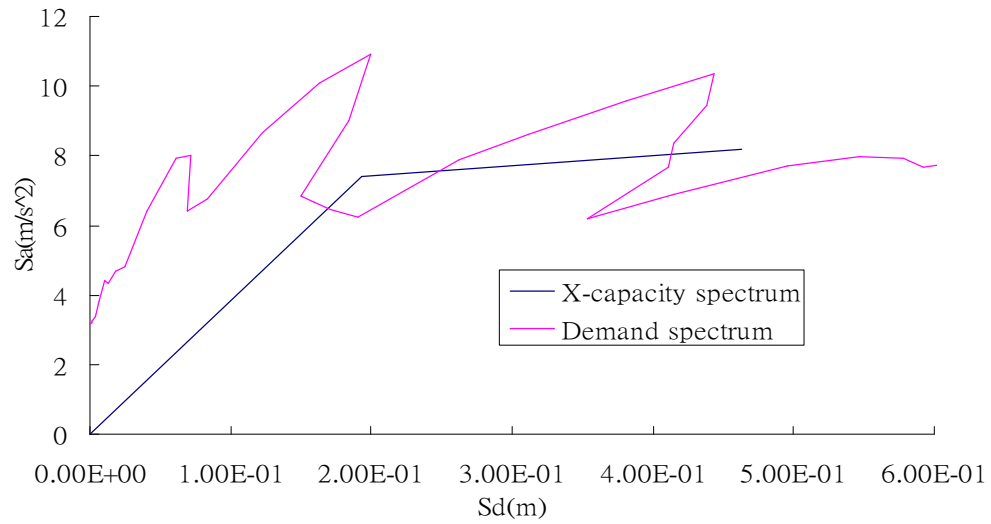


圖 4-130 0525 茄萣(E-W)地震記錄 x 向交點(5%意外偏心的第一模態)

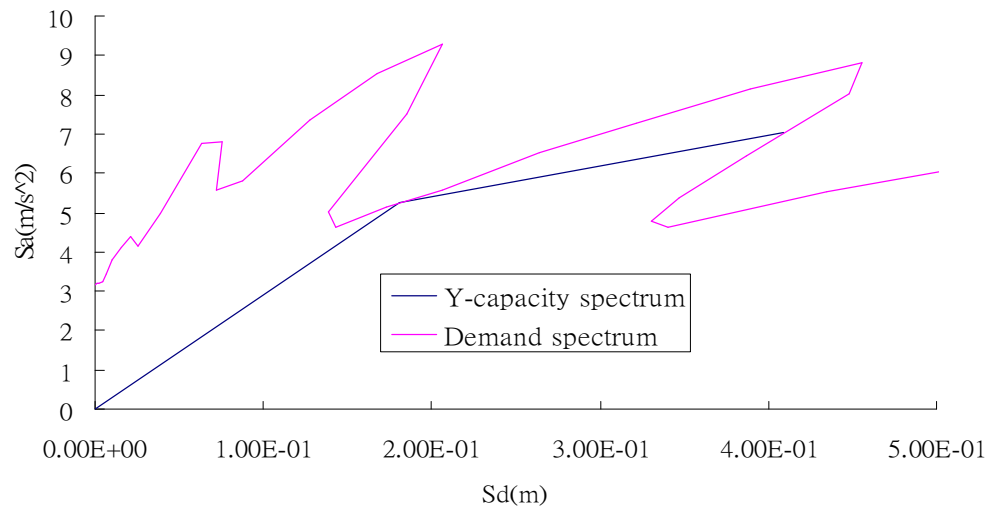


圖 4-131 0525 茄萣(E-W)地震記錄 y 向交點(5%意外偏心的第一模態)

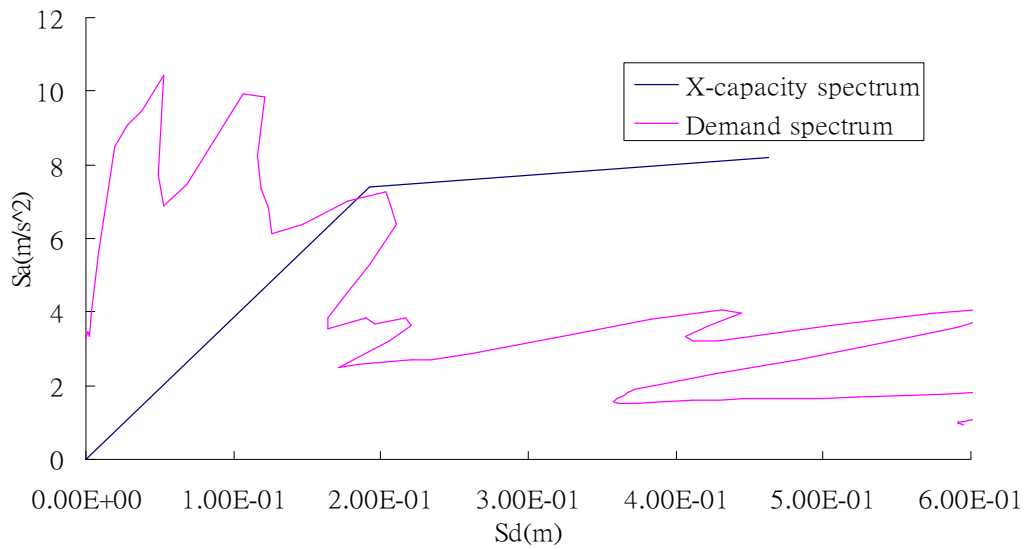


圖 4-132 梓官(N-S)地震記錄 x 向交點(5%意外偏心的第一模態)

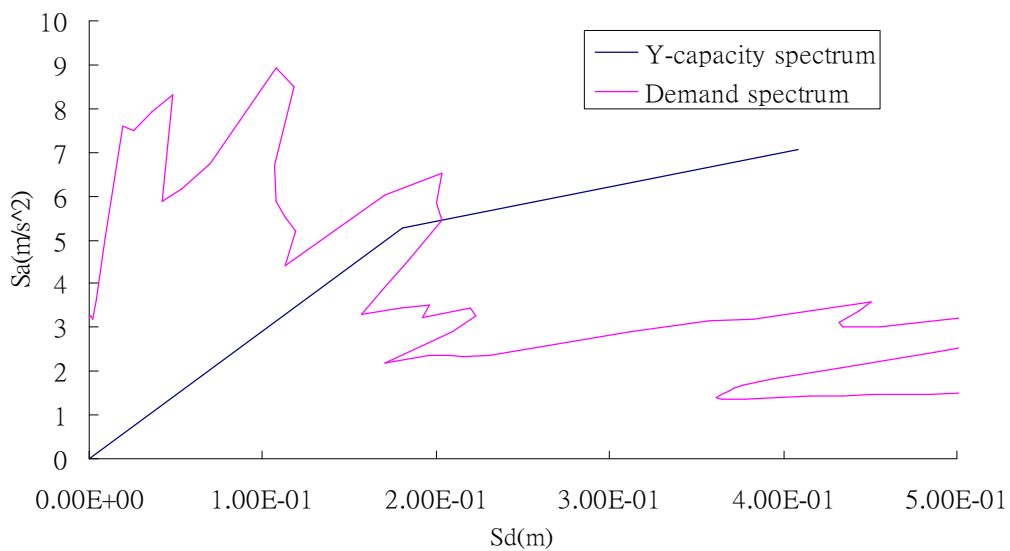


圖 4-133 梓官(N-S)地震記錄 y 向交點(5%意外偏心的第一模態)

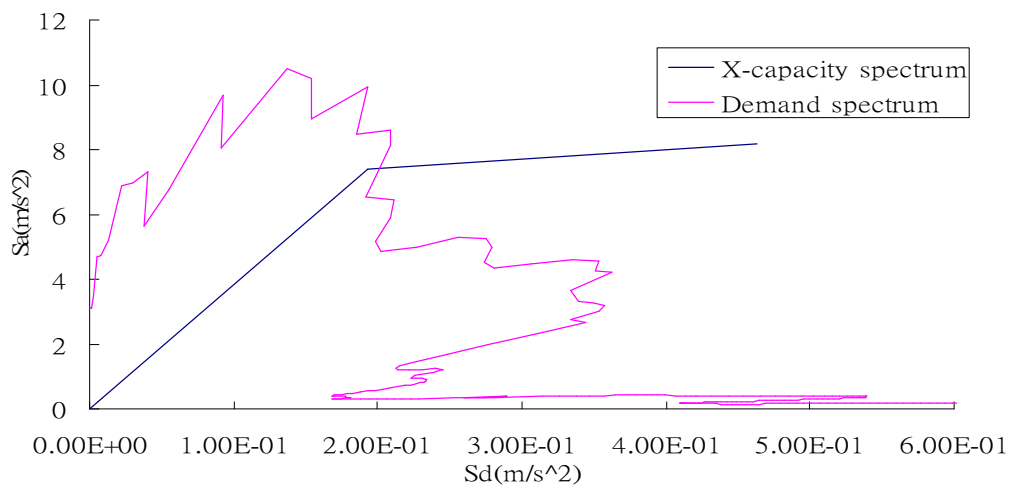


圖 4-134 梓官(E-W)地震記錄 x 向交點(5%意外偏心的第一模態)



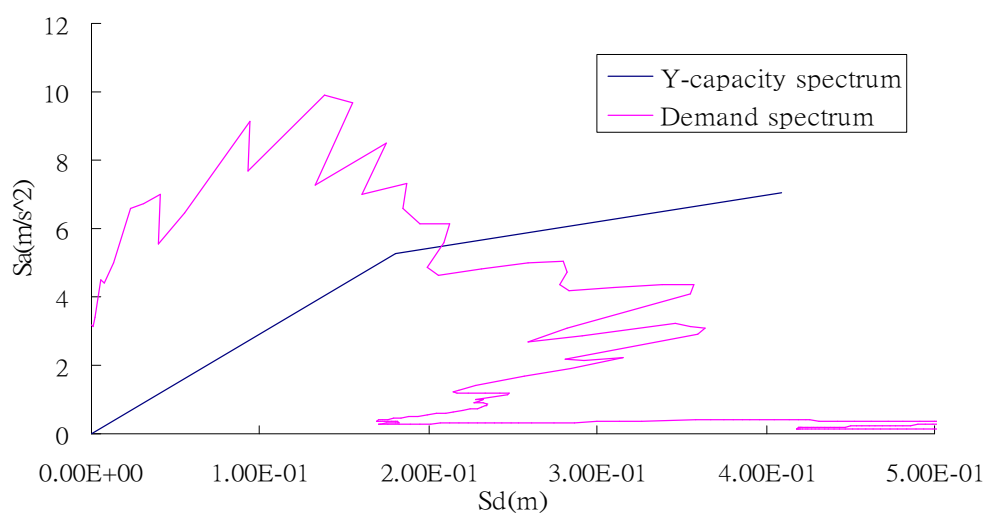


圖 4-135 梓官(E-W)地震記錄 y 向交點(5%意外偏心的第一模態)

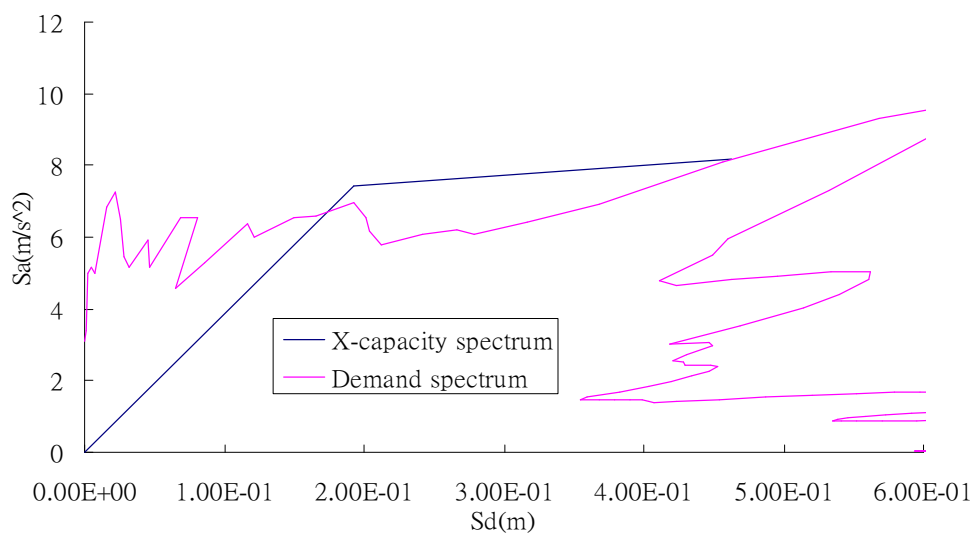


圖 4-136 彌陀(N-S)地震記錄 x 向交點(5%意外偏心的第一模態)

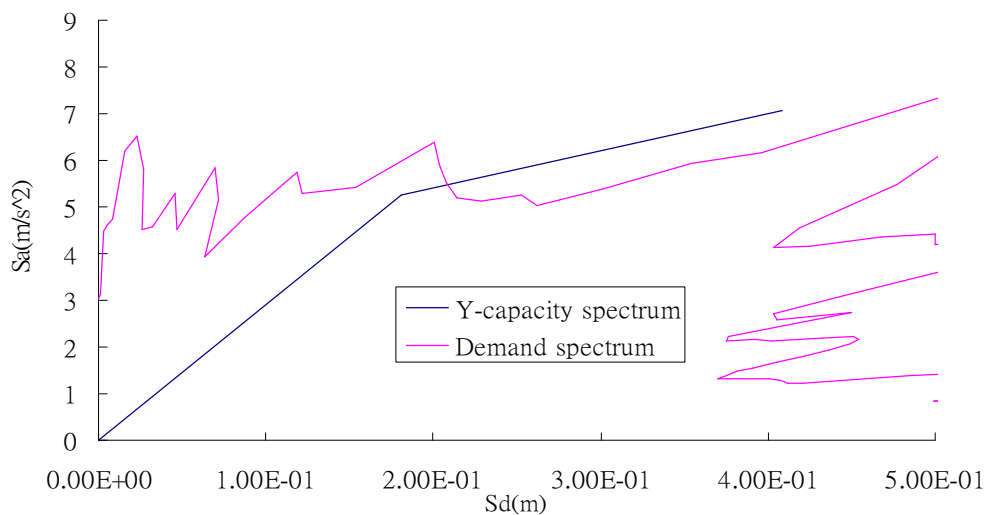


圖 4-137 彌陀(N-S)地震記錄 y 向交點(5%意外偏心的第一模態)

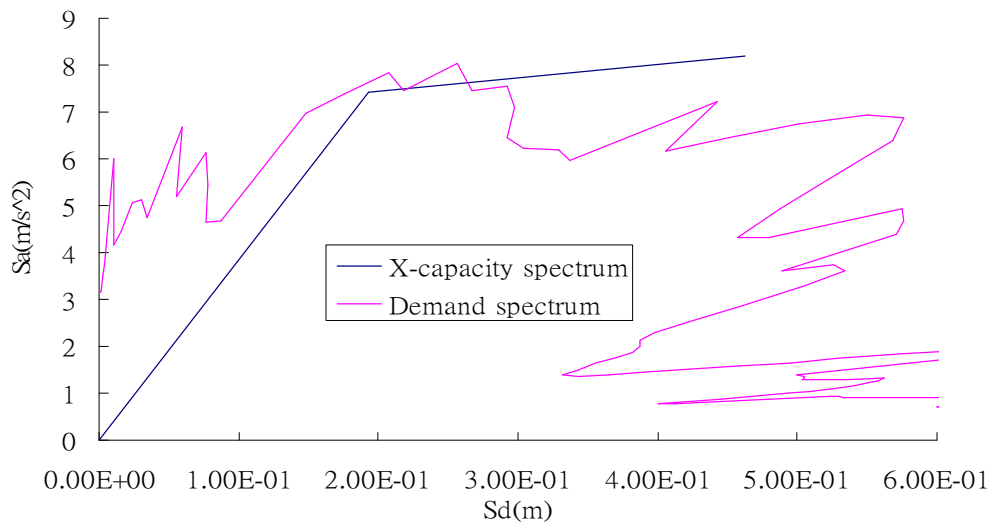


圖 4-138 彌陀(E-W)地震記錄 x 向交點(5%意外偏心的第一模態)

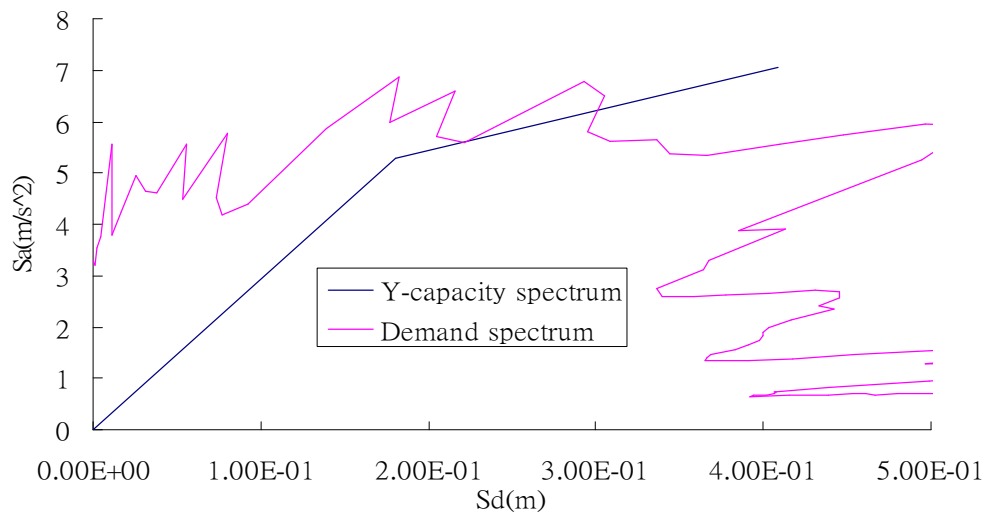


圖 4-139 彌陀(E-W)地震記錄 y 向交點(5%意外偏心的第一模態)

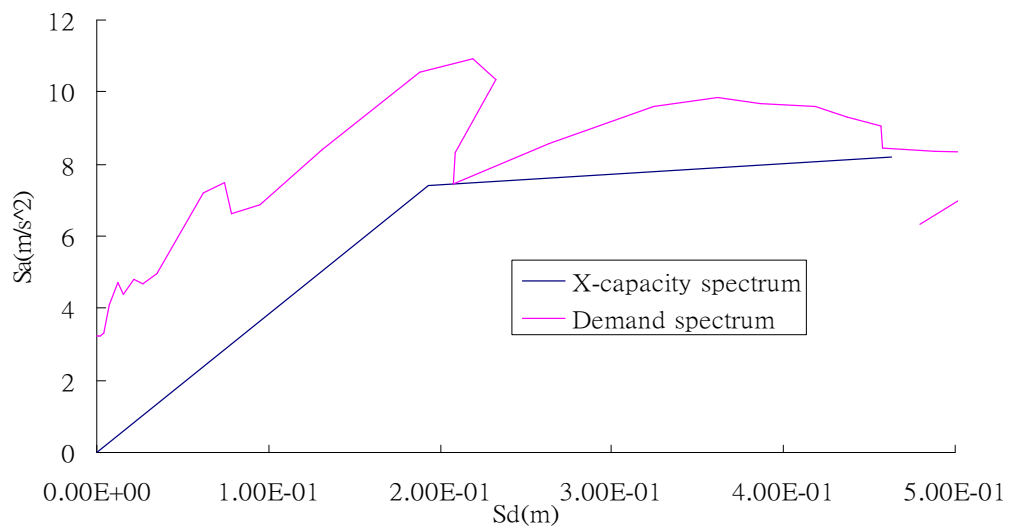


圖 4-140 後紅(N-S)地震記錄 x 向交點(5%意外偏心的第一模態)

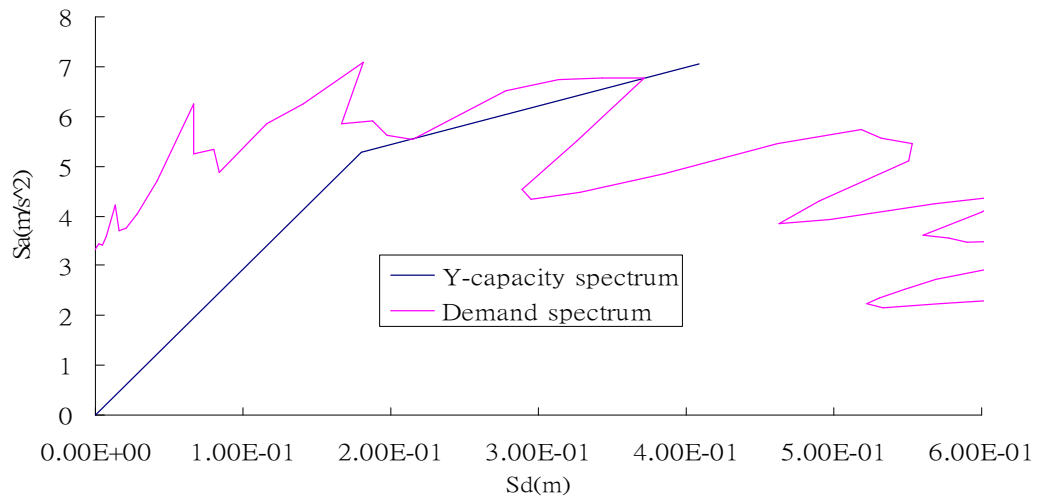


圖 4-141 後紅(N-S)地震記錄 y 向交點(5%意外偏心的第一模態)

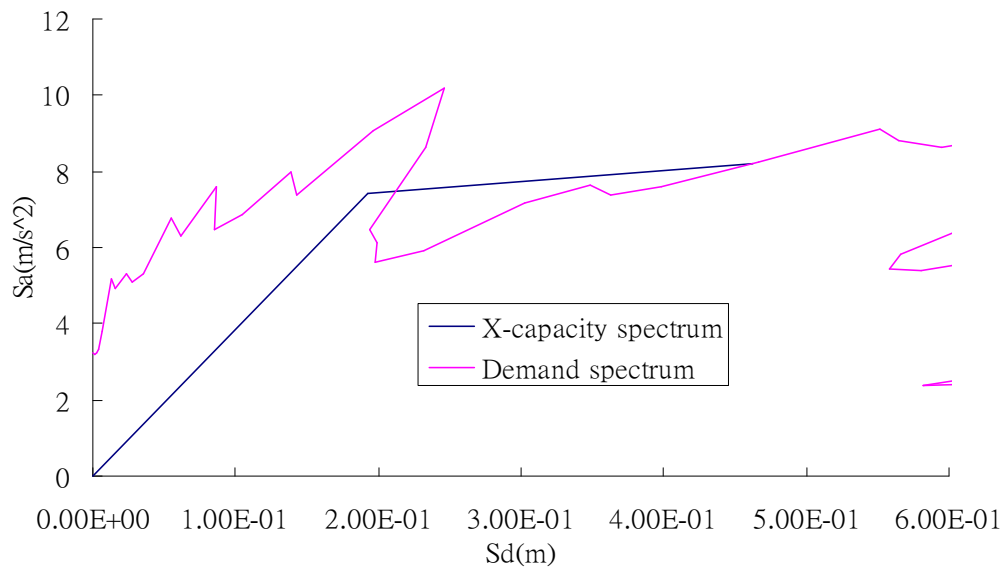


圖 4-142 後紅(E-W)地震記錄 x 向交點(5%意外偏心的第一模態)

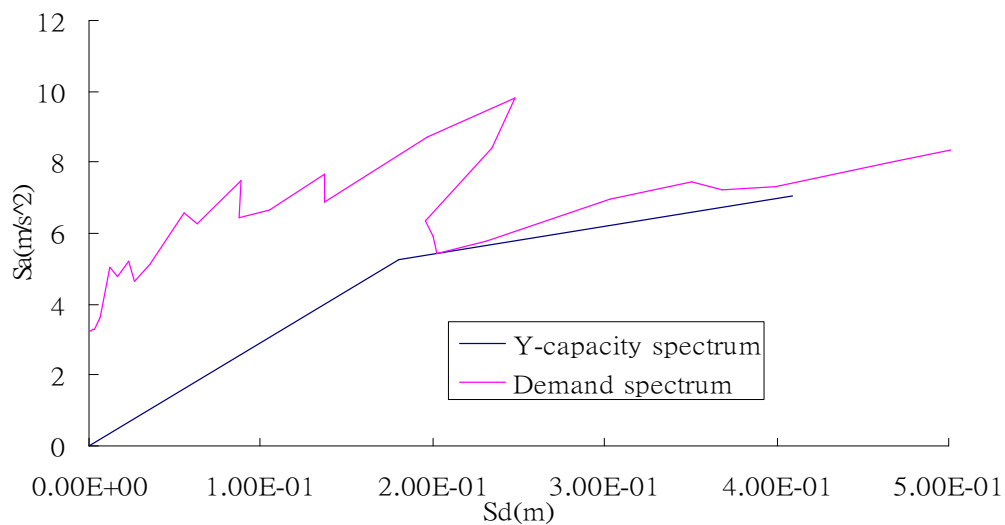


圖 4-143 後紅(E-W)地震記錄 y 向交點(5%意外偏心的第一模態)

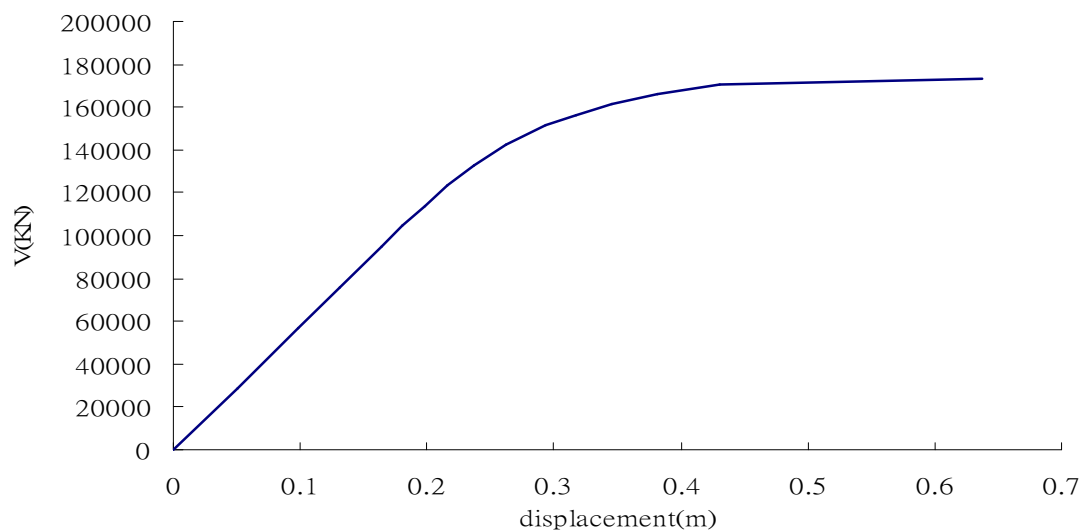


圖 4-144 7F 結構 x 向側推曲線(10%意外偏心的第一模態)

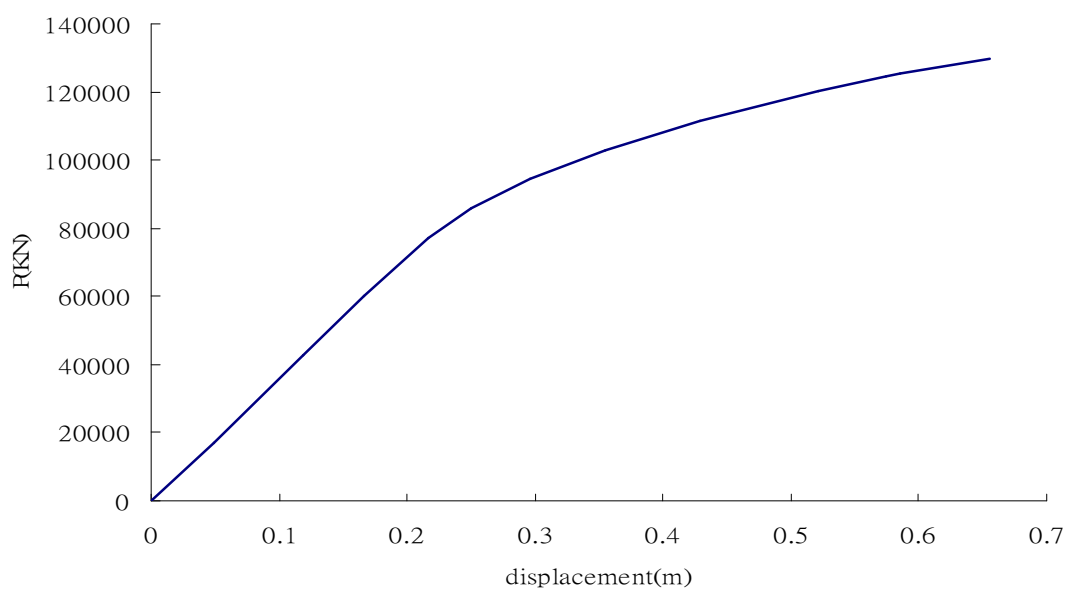


圖 4-145 7F 結構 y 向側推曲線(10%意外偏心的第一模態)

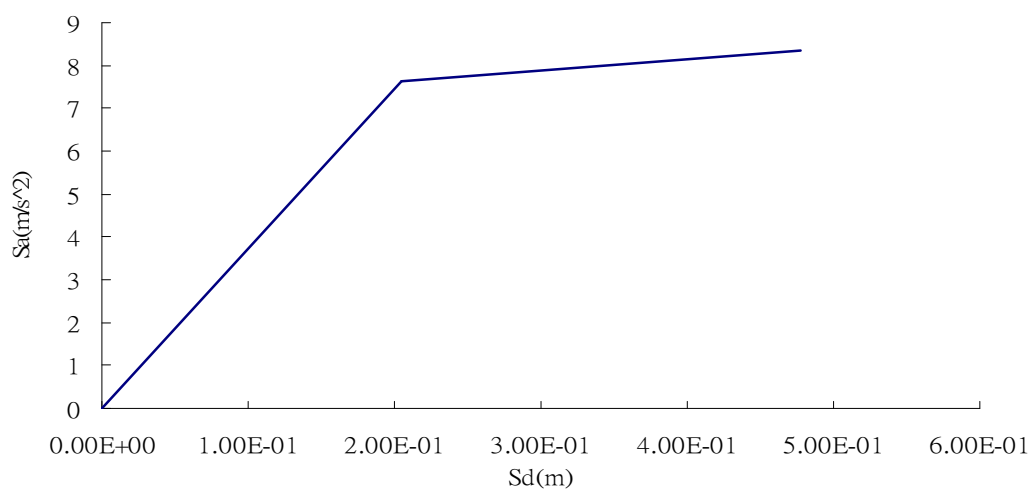


圖 4-146 7F 結構 x 向容量譜 (10%意外偏心的第一模態)

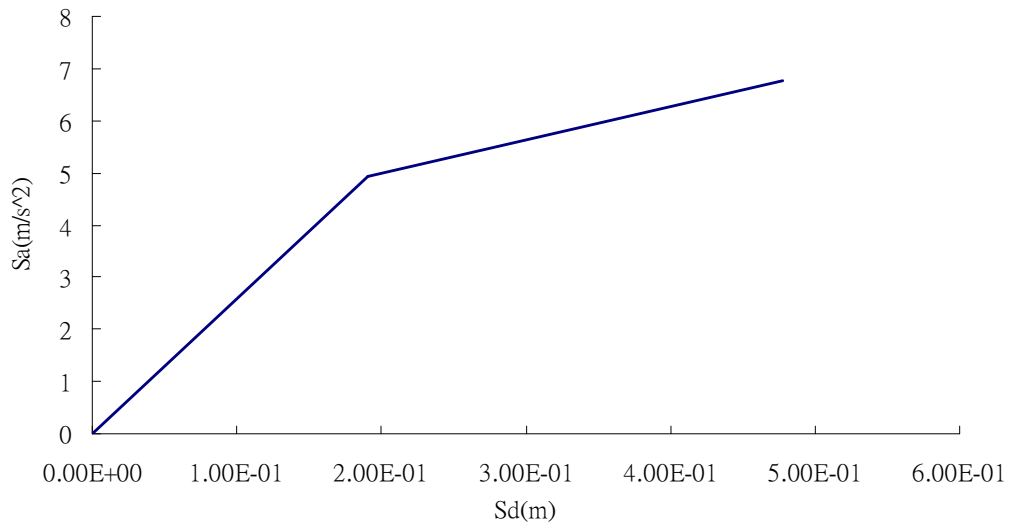


圖 4-147 7F 結構 y 向容量譜 (10%意外偏心的第一模態)

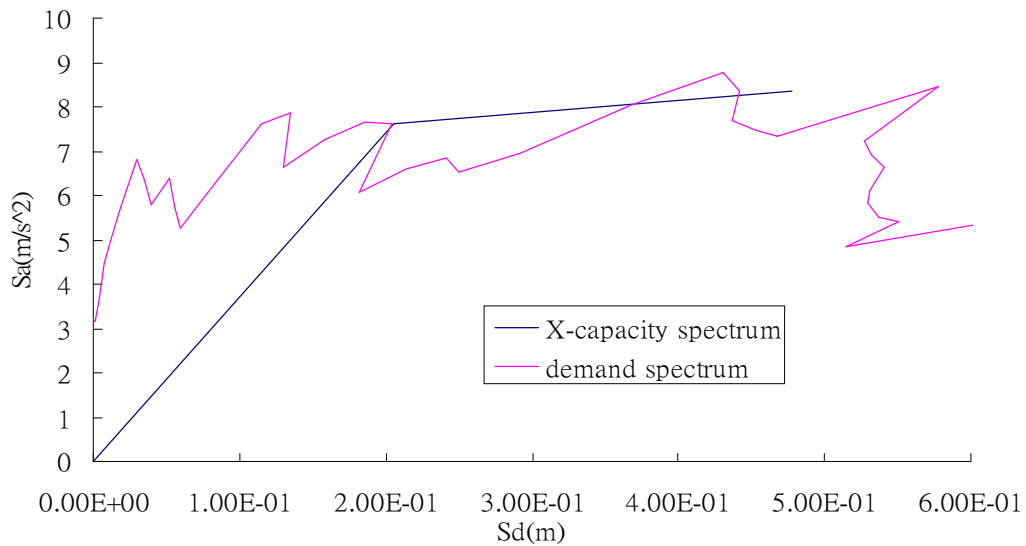


圖 4-148 0525 梓官(N-S)地震記錄 x 向交點(10%意外偏心的第一模態)

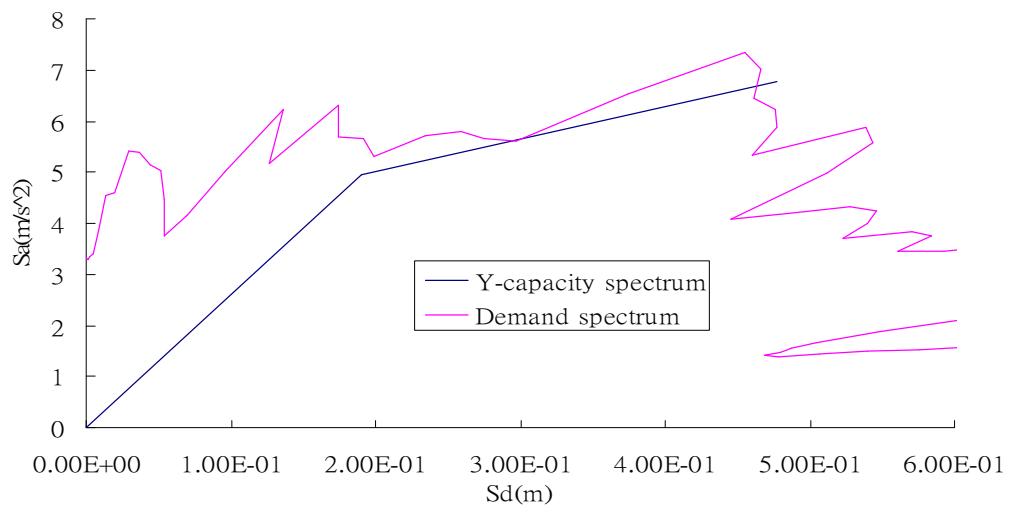


圖 4-149 0525 梓官(N-S)地震記錄 y 向交點(10%意外偏心的第一模態)

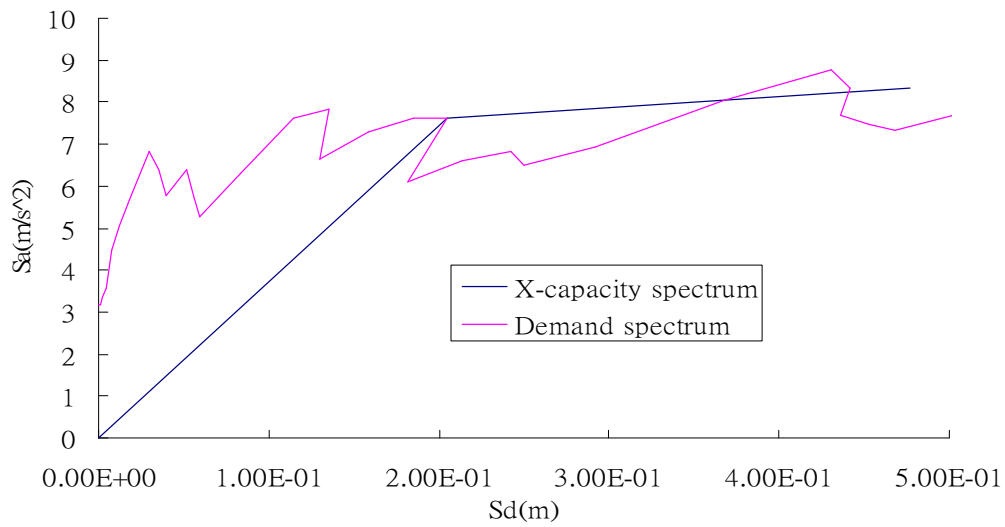


圖 4-150 0525 梓官(E-W)地震記錄 x 向交點(10%意外偏心的第一模態)

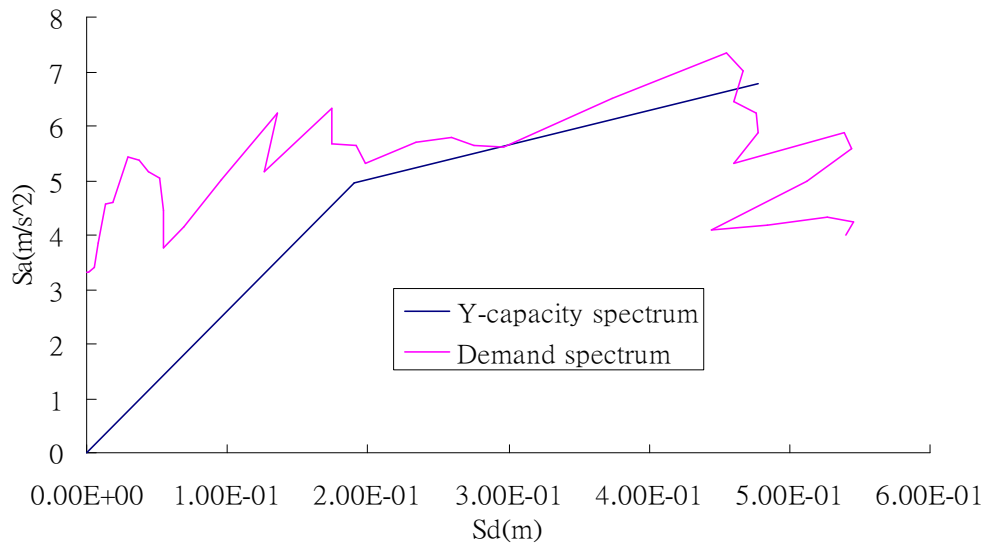


圖 4-151 0525 梓官(E-W)地震記錄 y 向交點(10%意外偏心的第一模態)

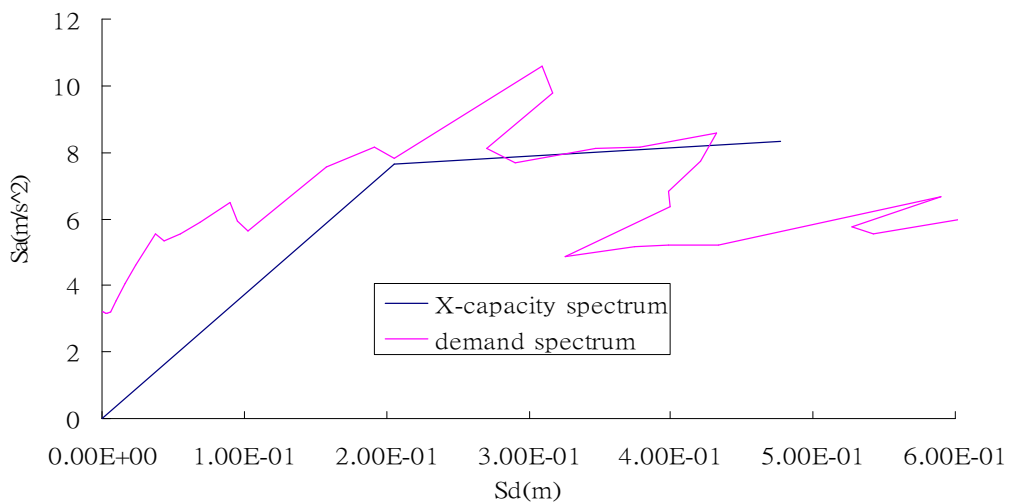


圖 4-152 0525 茄萣(N-S)地震記錄 x 向交點(10%意外偏心的第一模態)

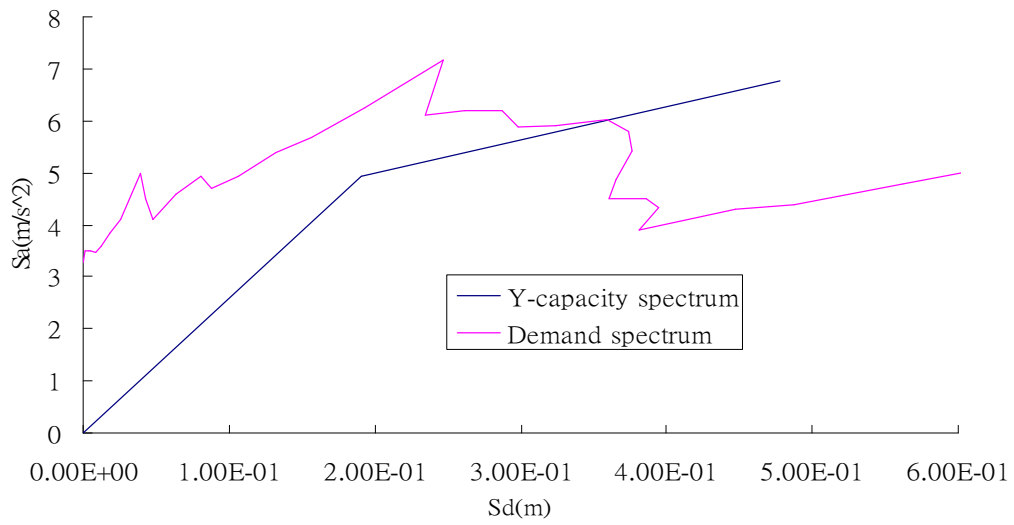


圖 4-153 0525 茄萣(N-S)地震記錄 y 向交點(10%意外偏心的第一模態)

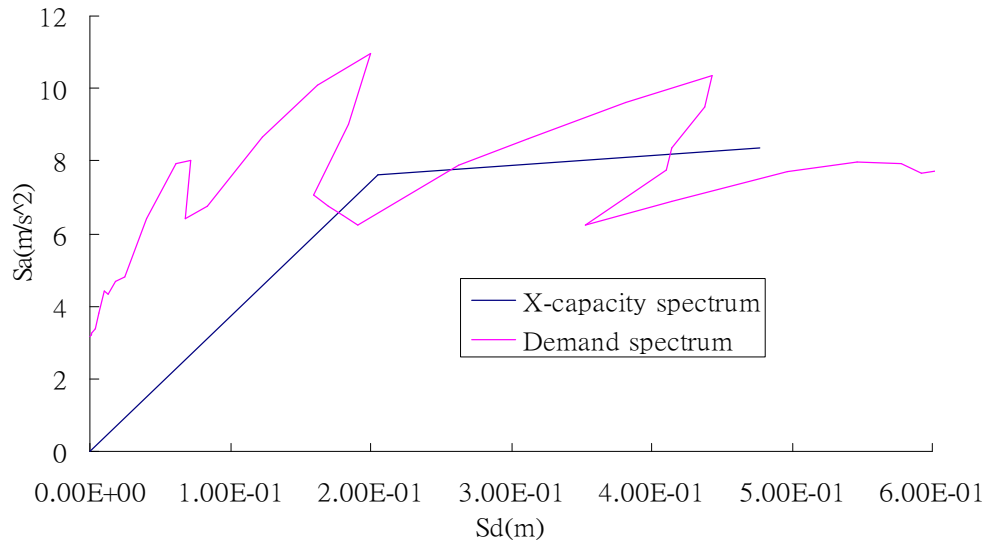


圖 4-154 0525 茄萣(E-W)地震記錄 x 向交點(10%意外偏心的第一模態)

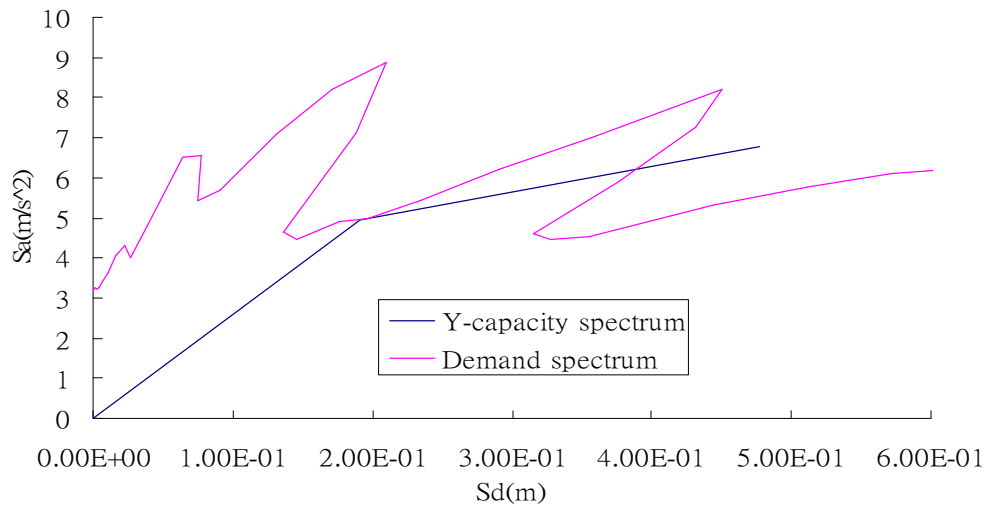


圖 4-155 0525 茄萣(E-W)地震記錄 y 向交點(10%意外偏心的第一模態)

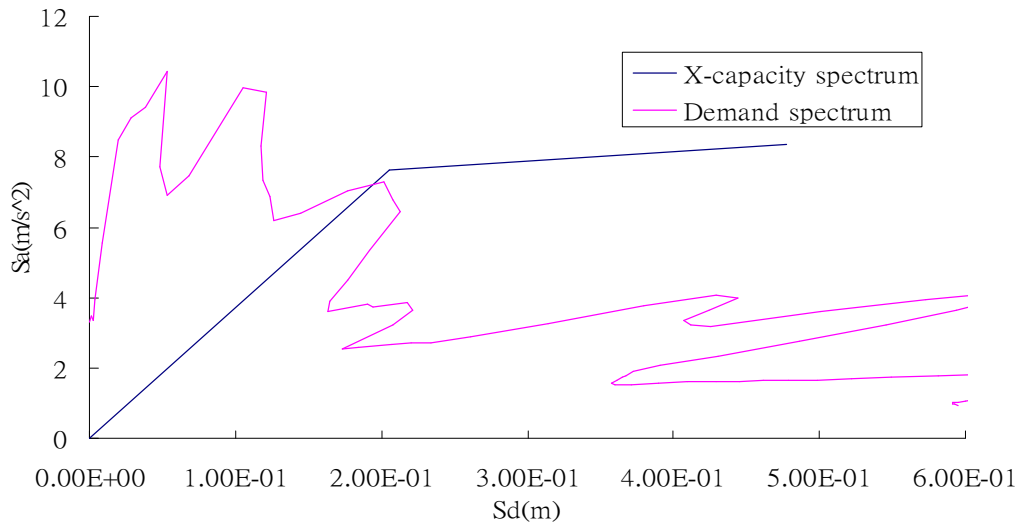


圖 4-156 梓官(N-S)地震記錄 x 向交點(10%意外偏心的第一模態)

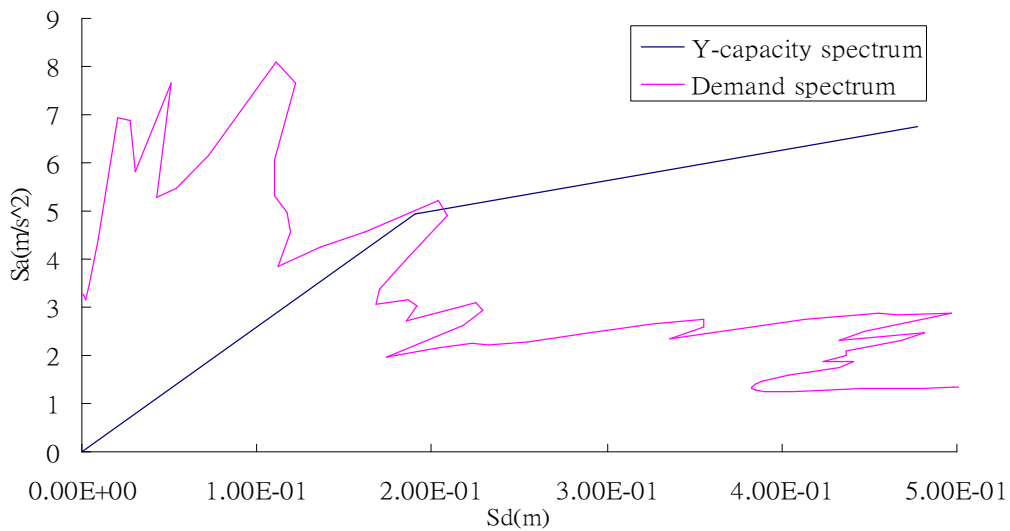


圖 4-157 梓官(N-S)地震記錄 y 向交點(10%意外偏心的第一模態)

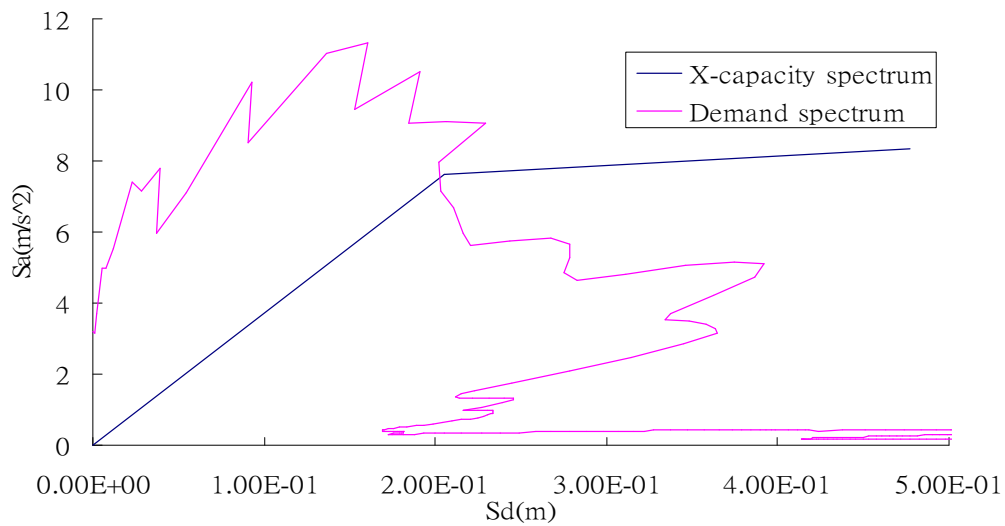


圖 4-158 梓官(E-W)地震記錄 x 向交點(10%意外偏心的第一模態)



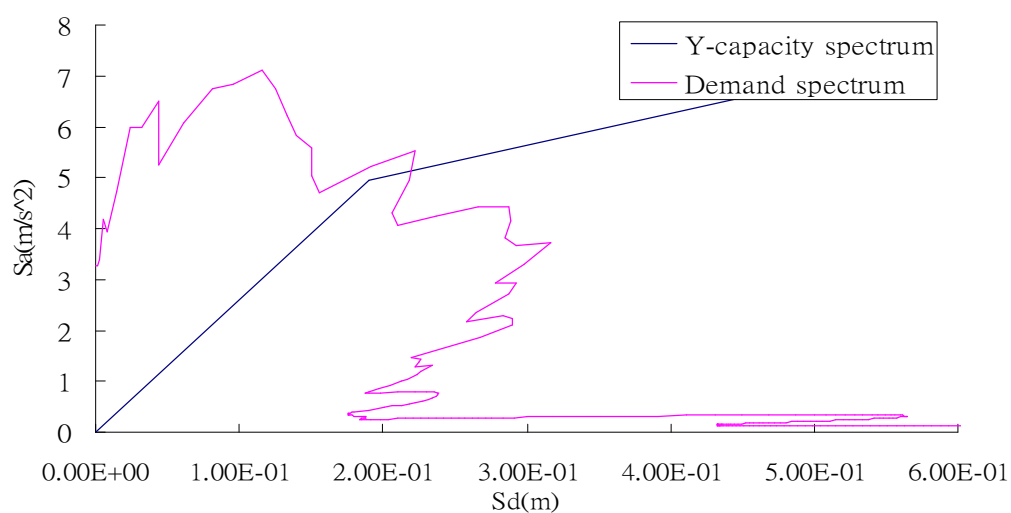


圖 4-159 梓官(E-W)地震記錄 y 向交點(10%意外偏心的第一模態)

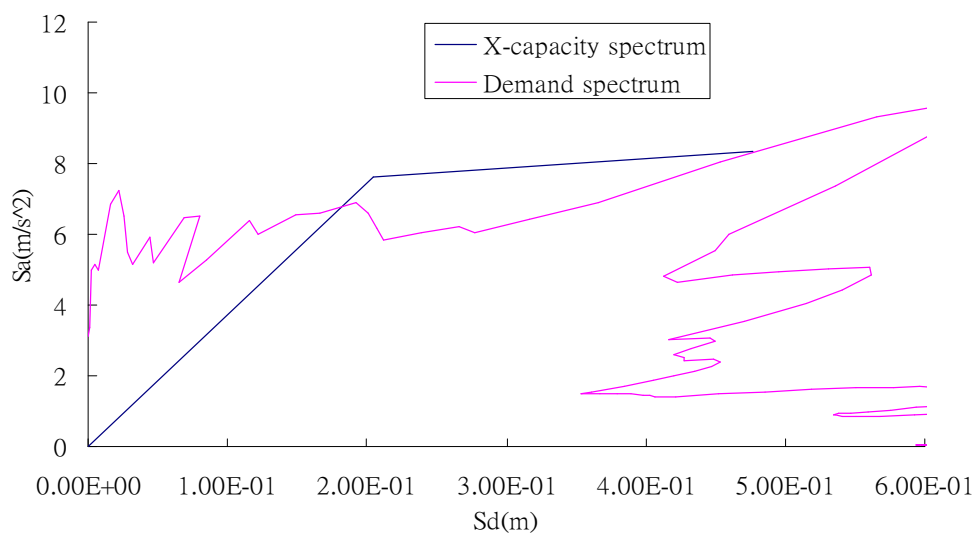


圖 4-160 彌陀(N-S)地震記錄 x 向交點(10%意外偏心的第一模態)

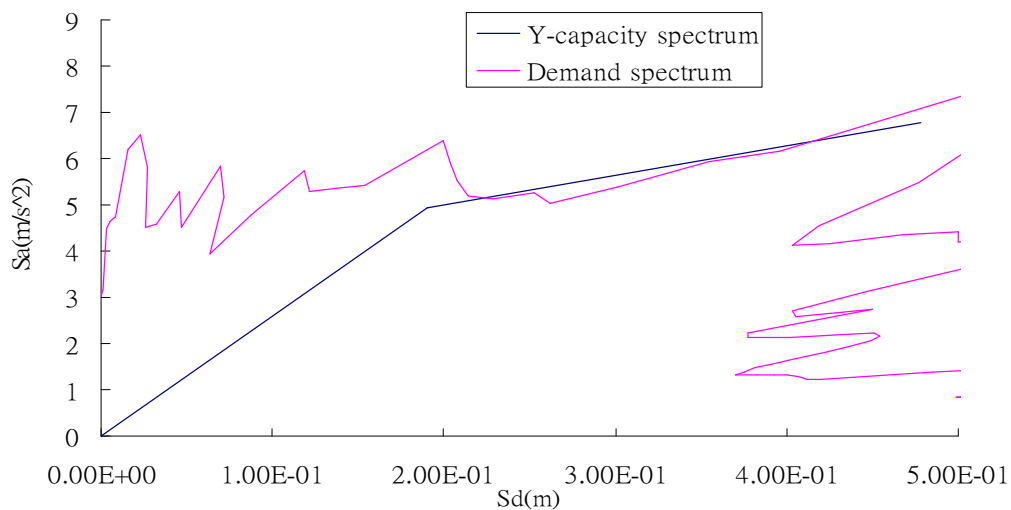


圖 4-161 彌陀(N-S)地震記錄 y 向交點(10%意外偏心的第一模態)

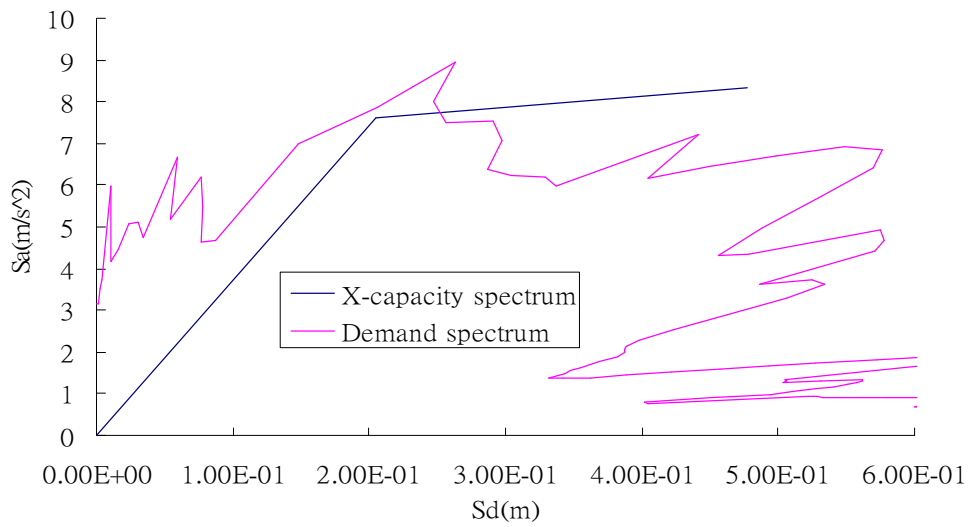


圖 4-162 彌陀(E-W)地震記錄 x 向交點(10%意外偏心的第一模態)

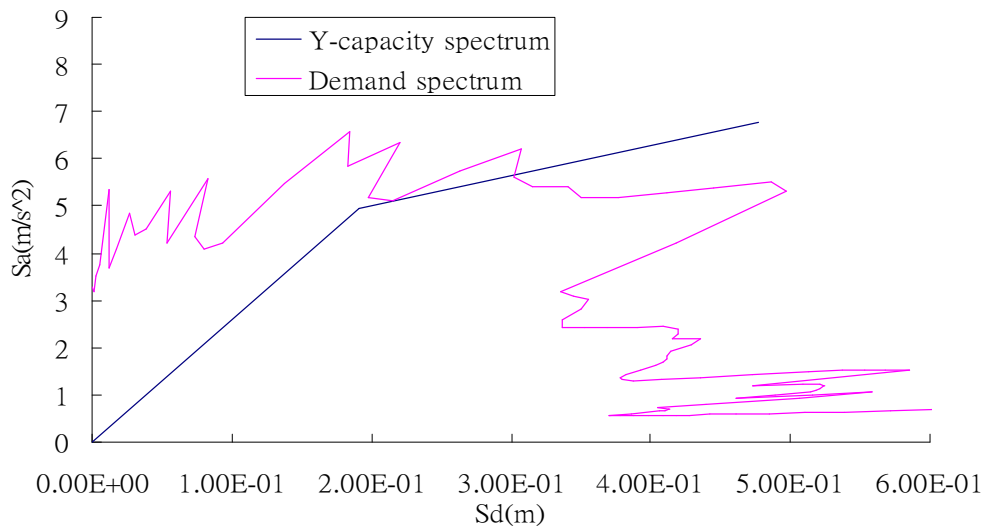


圖 4-163 彌陀(E-W)地震記錄 y 向交點(10%意外偏心的第一模態)

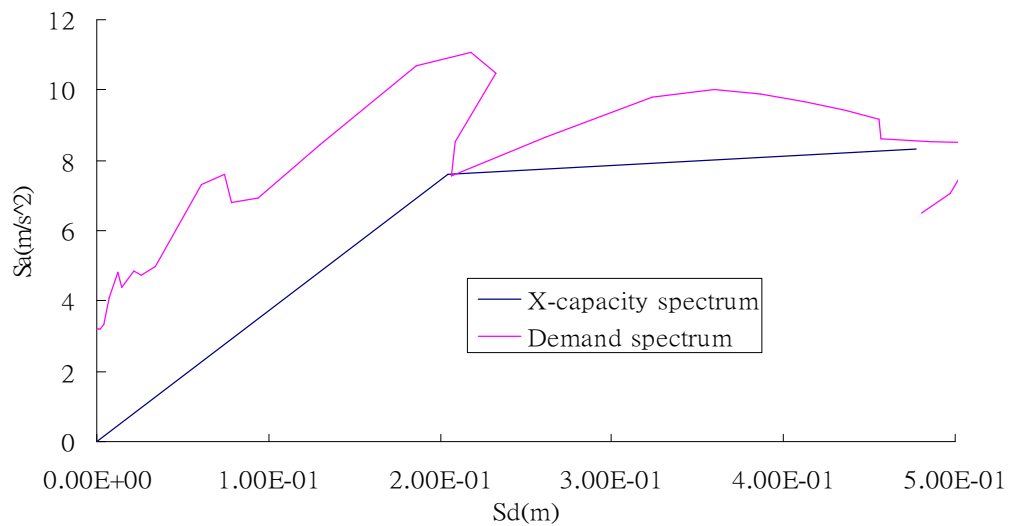


圖 4-164 後紅(N-S)地震記錄 x 向交點(10%意外偏心的第一模態)

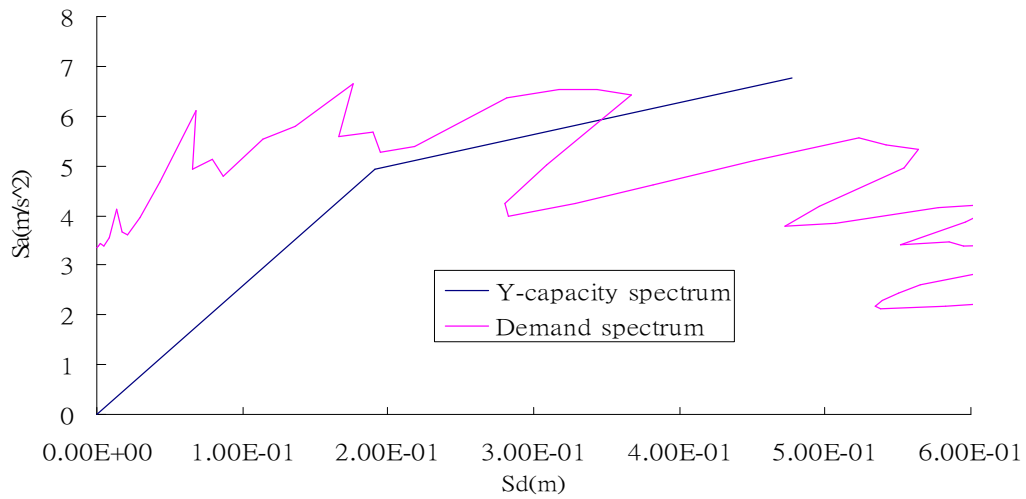


圖 4-165 後紅(N-S)地震記錄 y 向交點(10%意外偏心的第一模態)

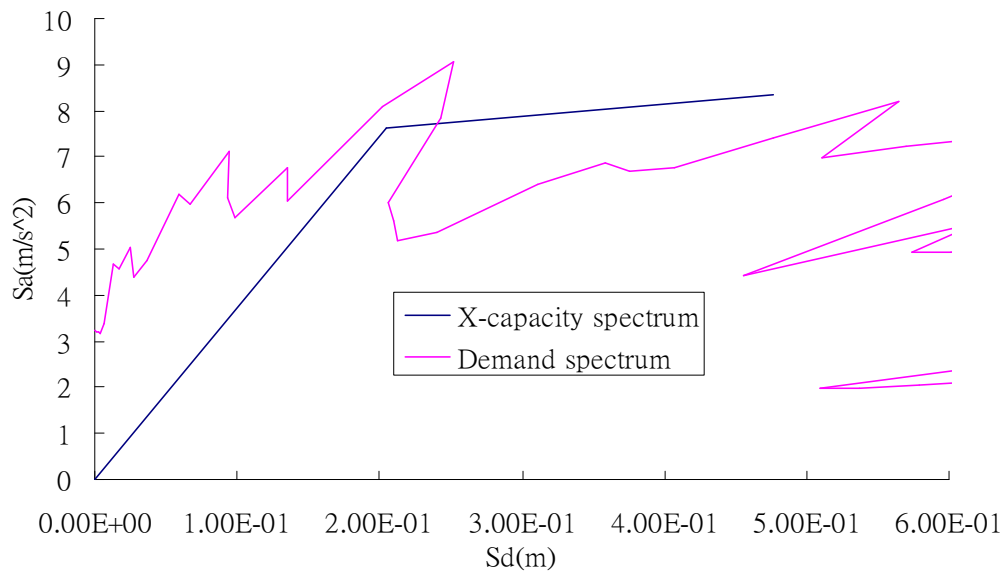


圖 4-166 後紅(E-W)地震記錄 x 向交點(10%意外偏心的第一模態)

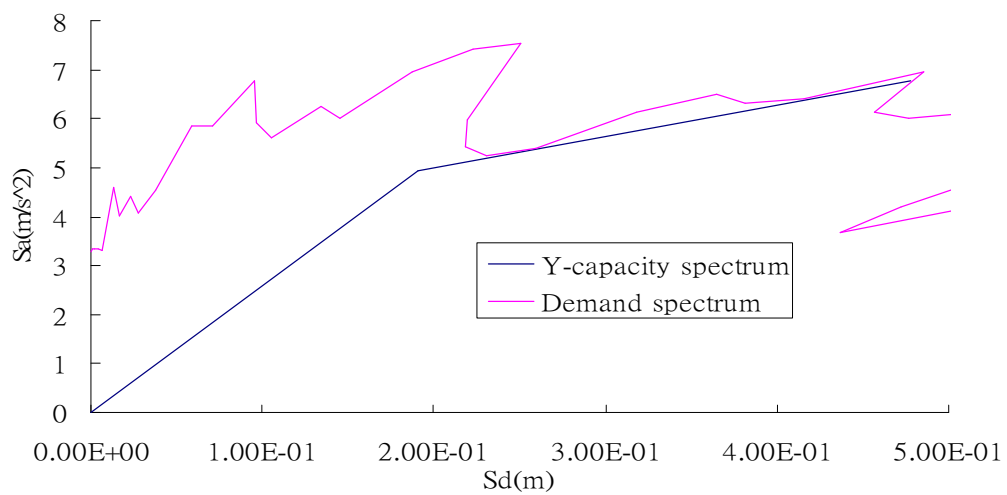


圖 4-167 後紅(E-W)地震記錄 y 向交點(10%意外偏心的第一模態)

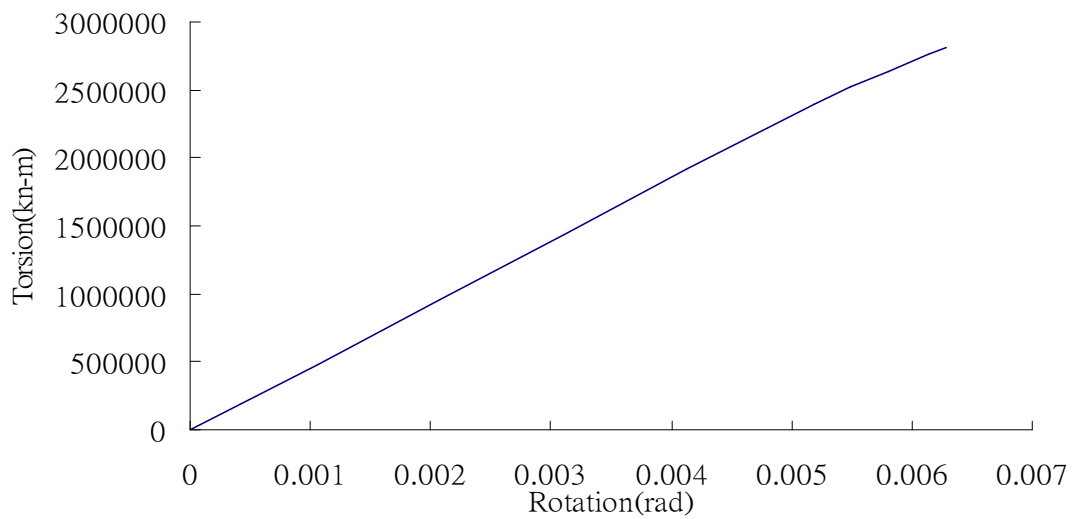


圖 4-168 7F 結構扭矩側推曲線

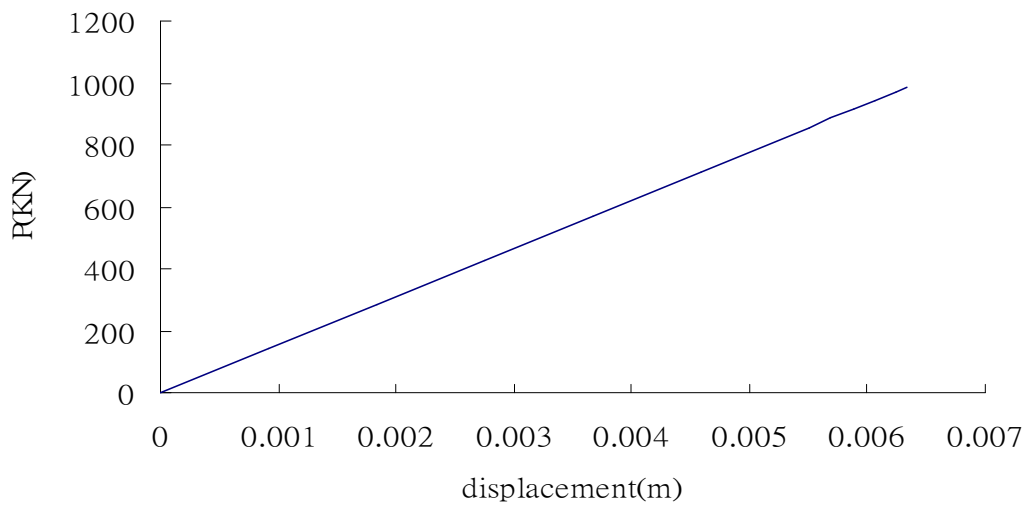


圖 4-169 7F 結構扭矩轉換為相對側力及位移(X 向)

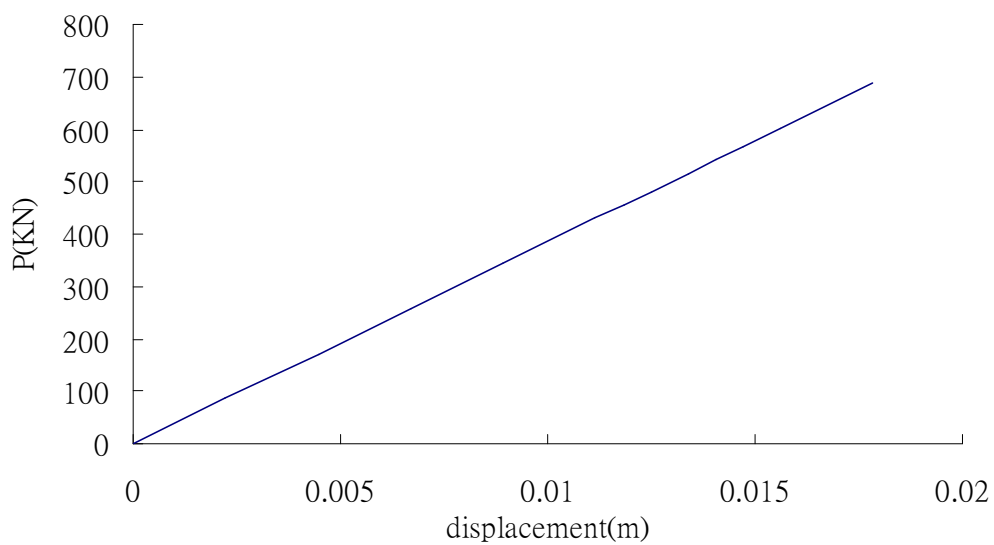


圖 4-170 7F 結構扭矩轉換為相對側力及位移(Y 向)

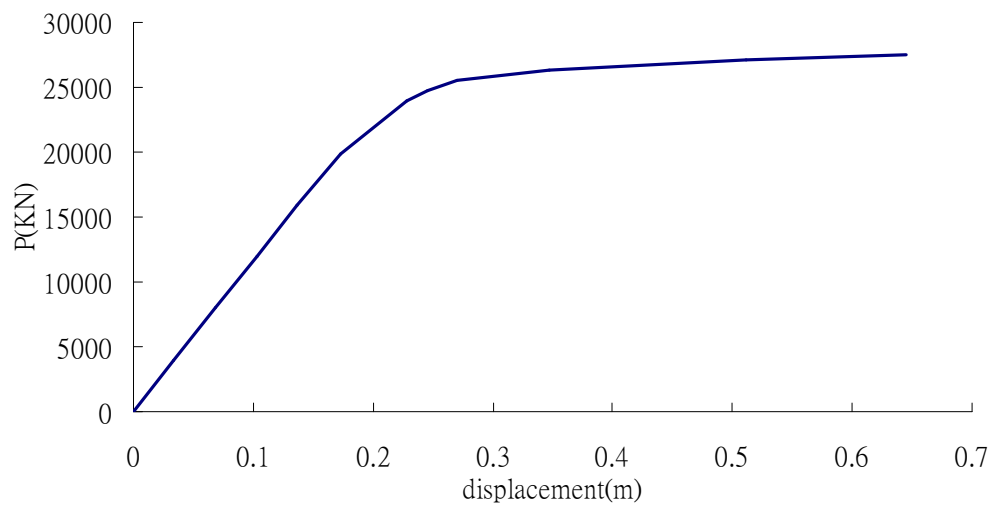


圖 4-171 7F 結構 x 向側推曲線(原結構含扭矩模態)

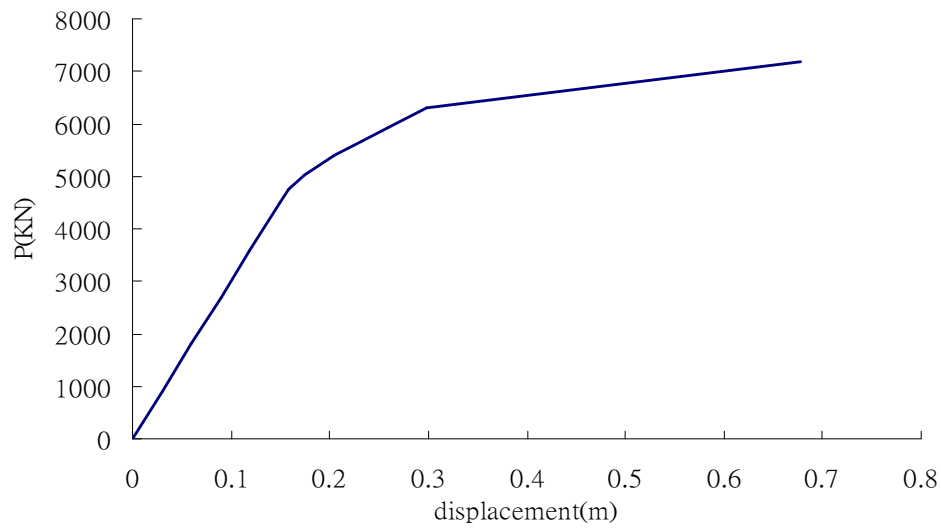


圖 4-172 7F 結構 y 向側推曲線(原結構含扭矩模態)

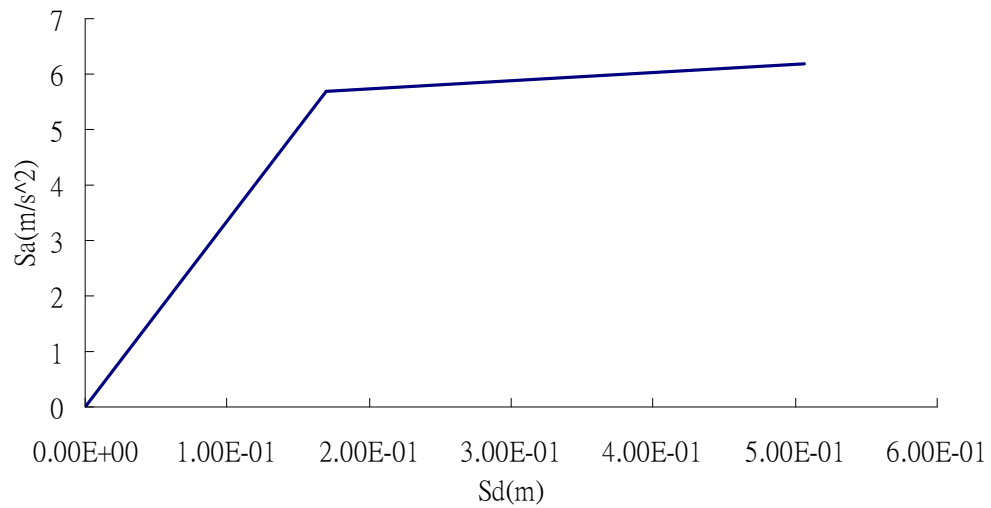


圖 4-173 7F 結構 x 向容量譜(原結構含扭矩模態)

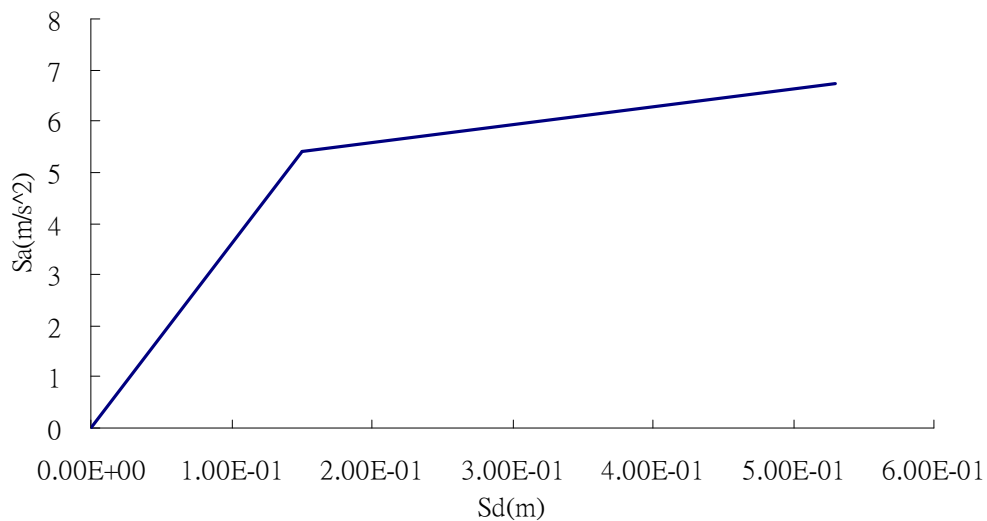


圖 4-174 7F 結構 y 向容量譜(原結構含扭矩模態)

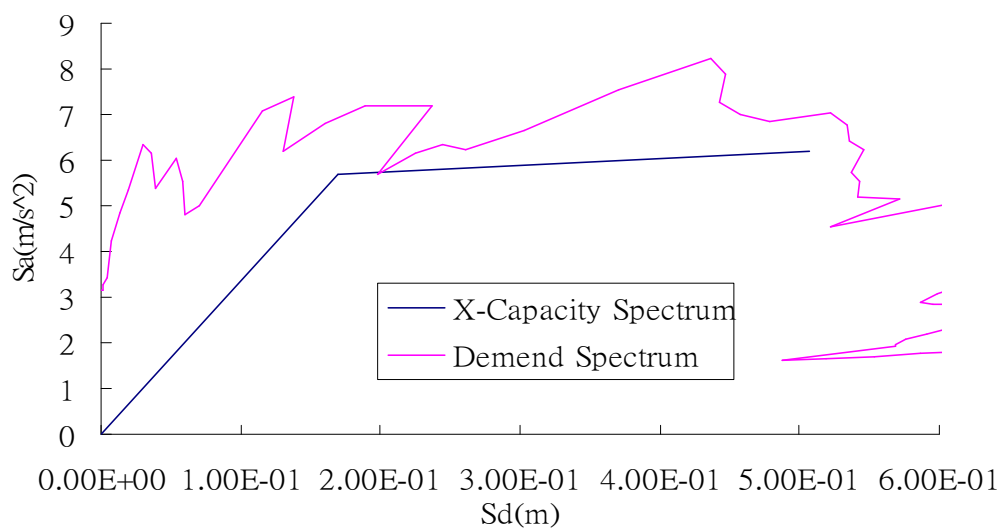


圖 4-175 0525 梓官(N-S)地震記錄 x 向交點(原結構含扭矩模態)

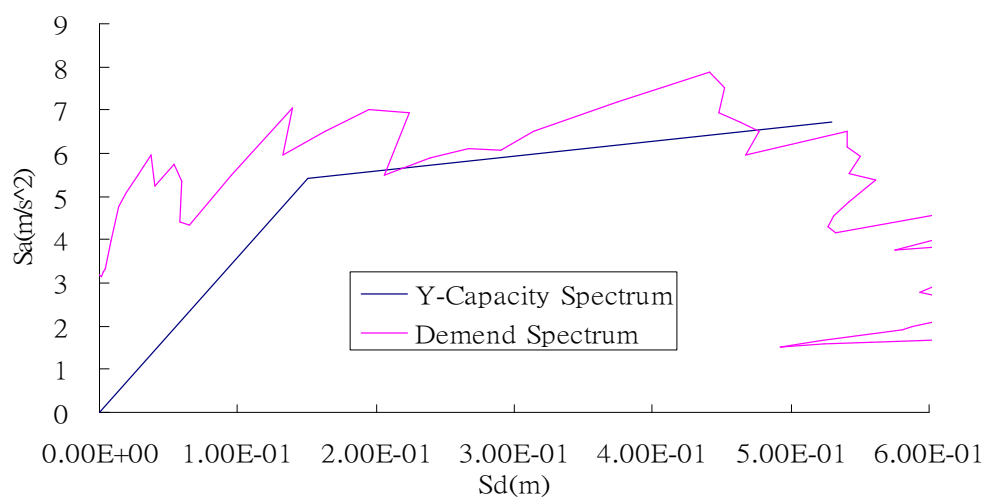


圖 4-176 0525 梓官(N-S)地震記錄 y 向交點(原結構含扭矩模態)

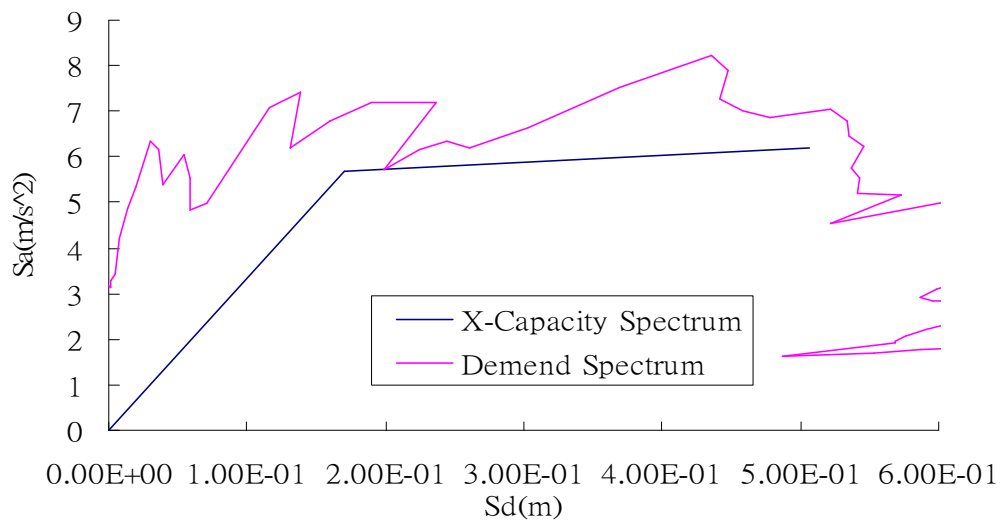


圖 4-177 0525 梓官(E-W)地震記錄 x 向交點(原結構含扭矩模態)

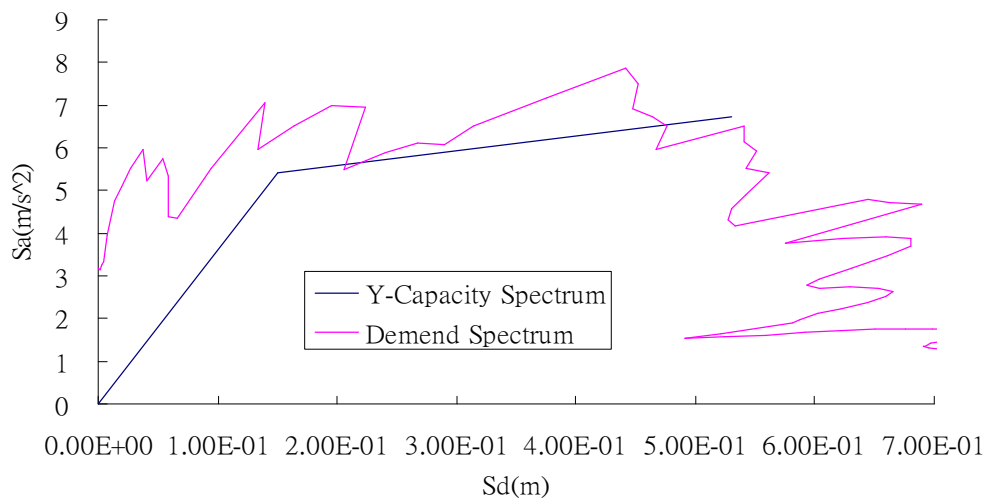


圖 4-178 0525 梓官(E-W)地震記錄 y 向交點(原結構含扭矩模態)

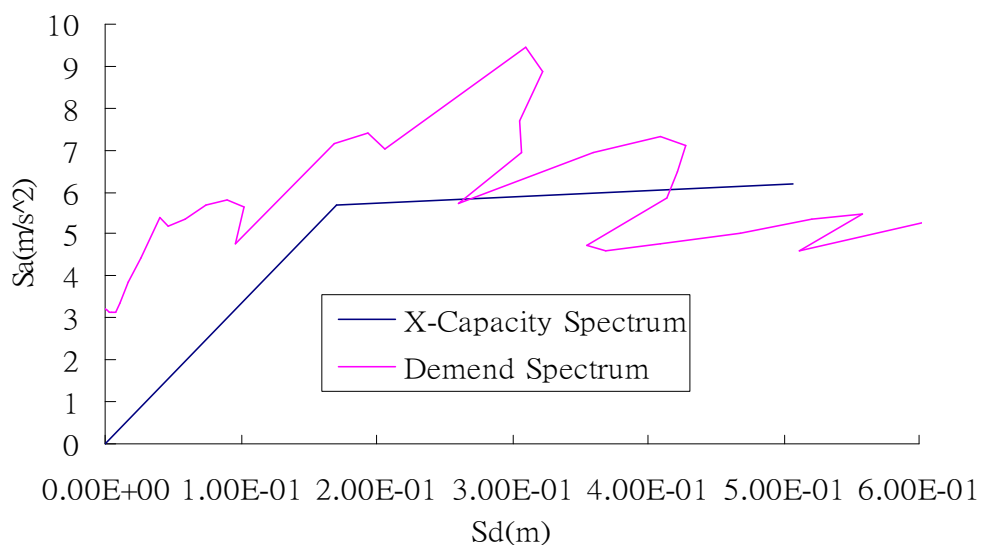


圖 4-179 0525 茄萣(N-S)地震記錄 x 向交點(原結構含扭矩模態)

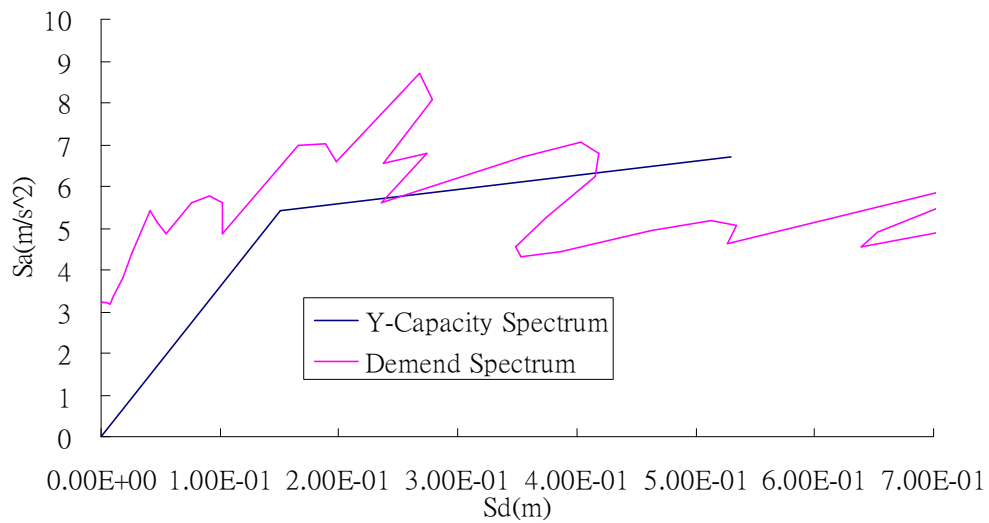


圖 4-180 0525 茄苳(N-S)地震記錄 y 向交點(原結構含扭矩模態)

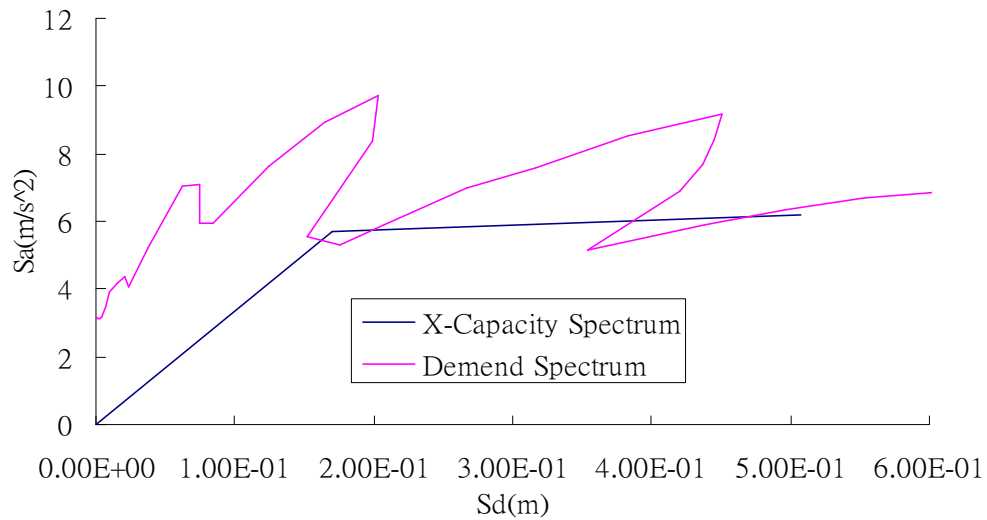


圖 4-181 0525 茄苳(E-W)地震記錄 x 向交點(原結構含扭矩模態)

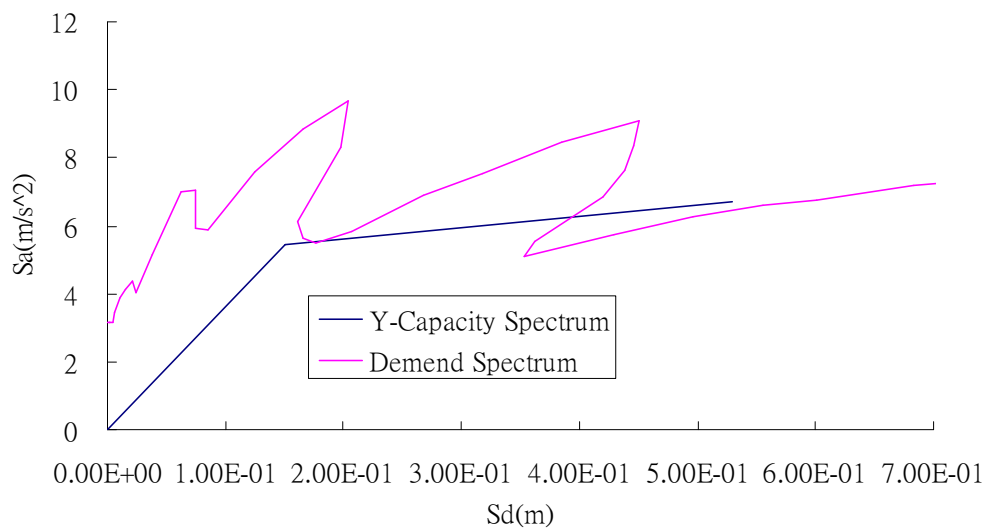


圖 4-182 0525 茄苳(E-W)地震記錄 y 向交點(原結構含扭矩模態)



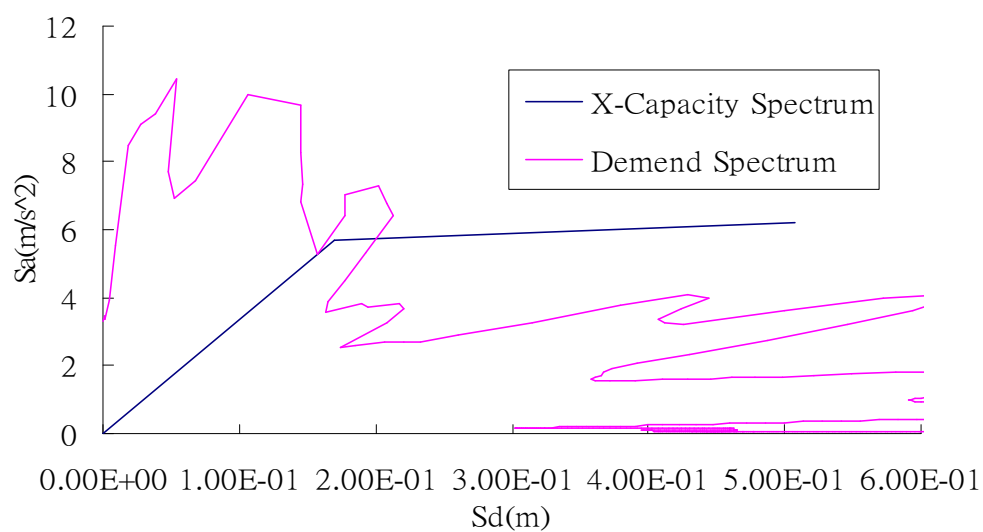


圖 4-183 梓官(N-S)地震記錄 x 向交點(原結構含扭矩模態)

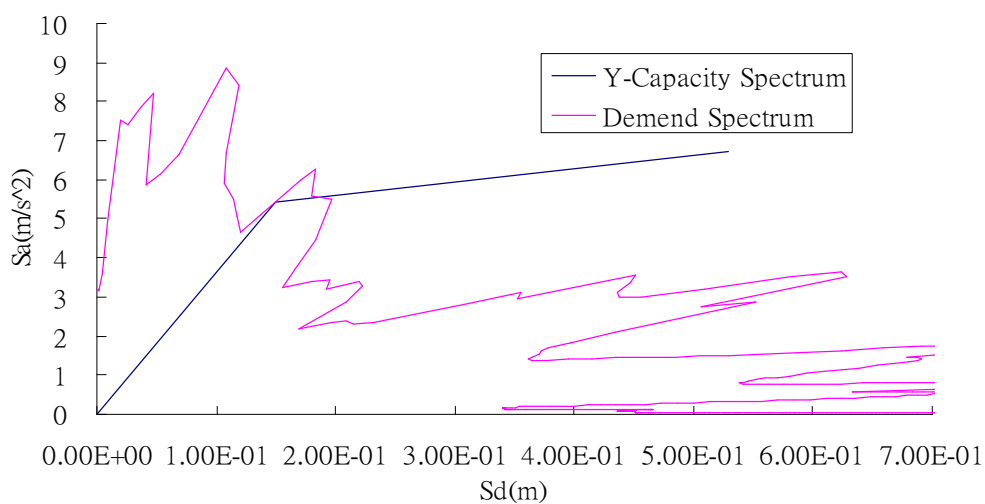


圖 4-184 梓官(N-S)地震記錄 y 向交點(原結構含扭矩模態)

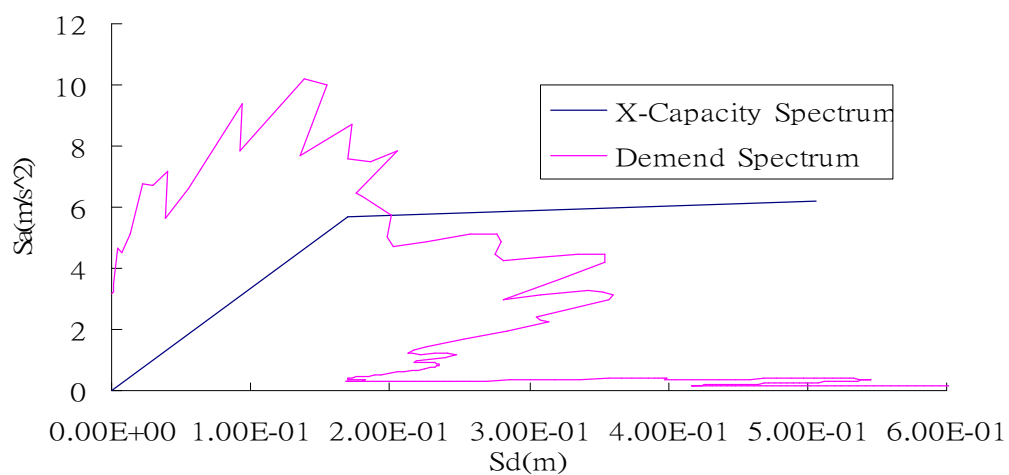


圖 4-185 梓官(E-W)地震記錄 x 向交點(原結構含扭矩模態)

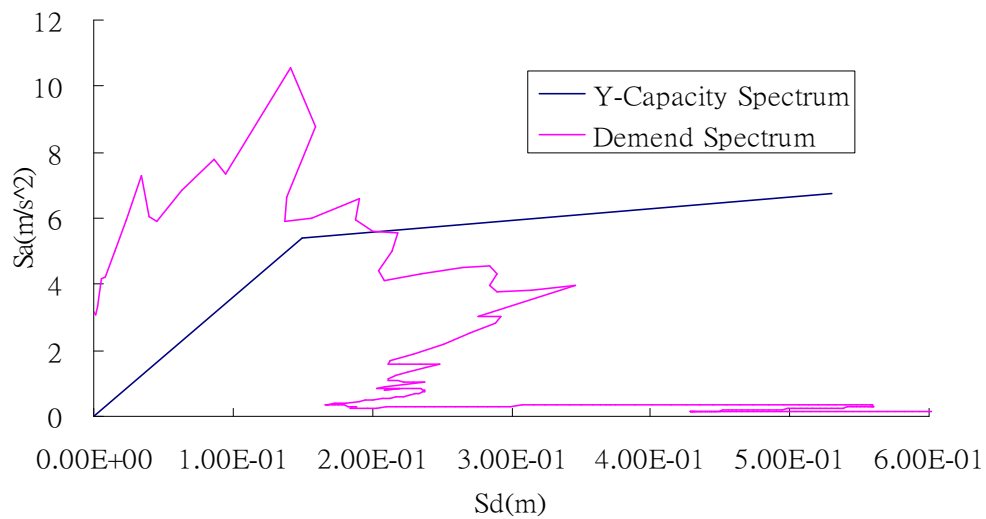


圖 4-186 梓官(E-W)地震記錄 y 向交點(原結構含扭矩模態)

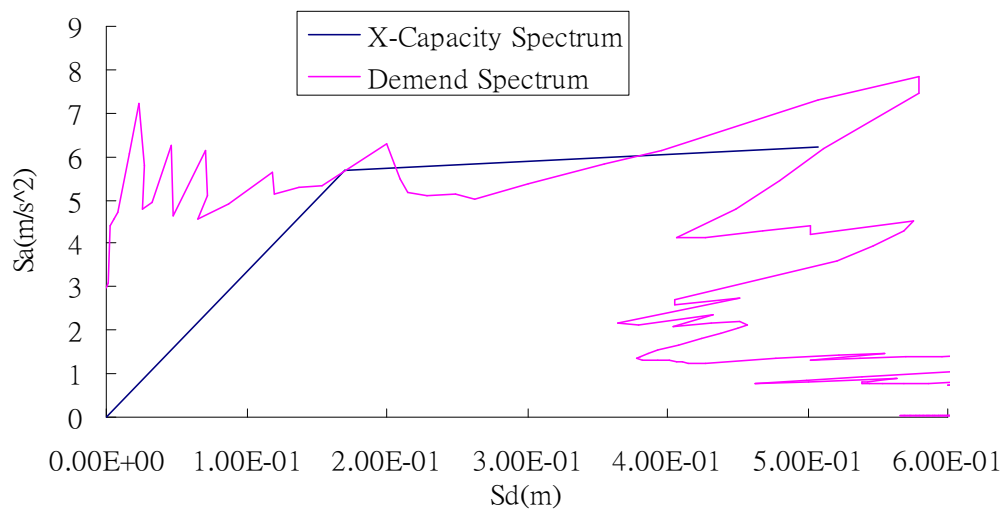


圖 4-187 彌陀(N-S)地震記錄 x 向交點(原結構含扭矩模態)

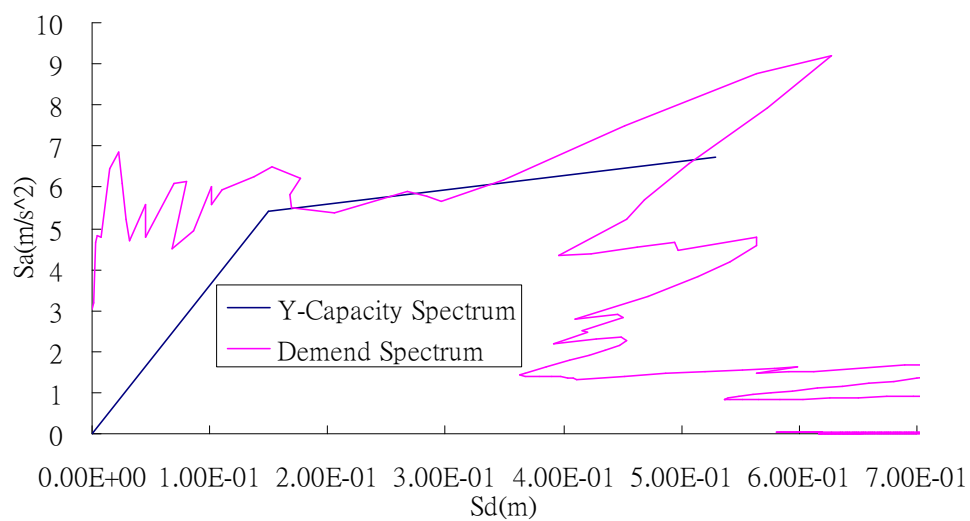


圖 4-188 彌陀(N-S)地震記錄 y 向交點(原結構含扭矩模態)

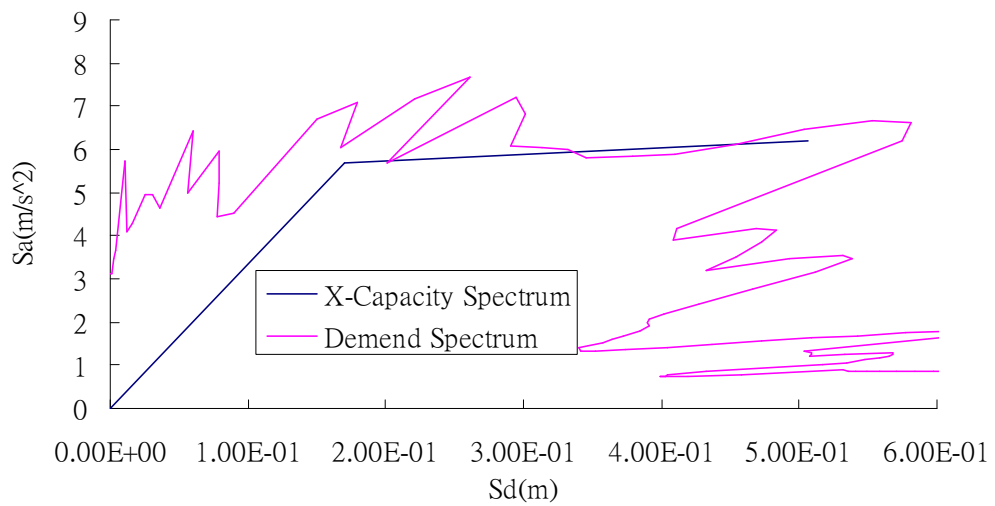


圖 4-189 彌陀(E-W)地震記錄 x 向交點(原結構含扭矩模態)

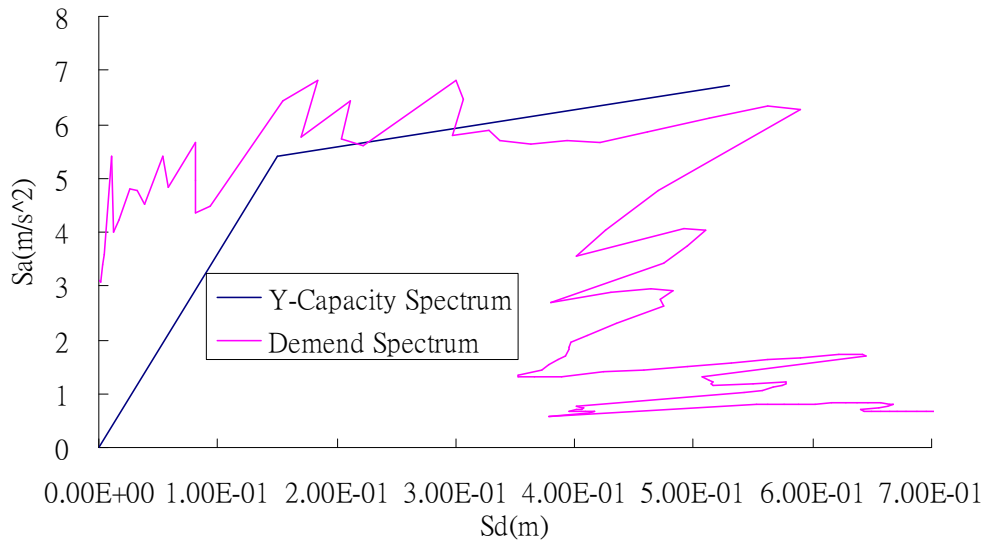


圖 4-190 彌陀(E-W)地震記錄 y 向交點(原結構含扭矩模態)

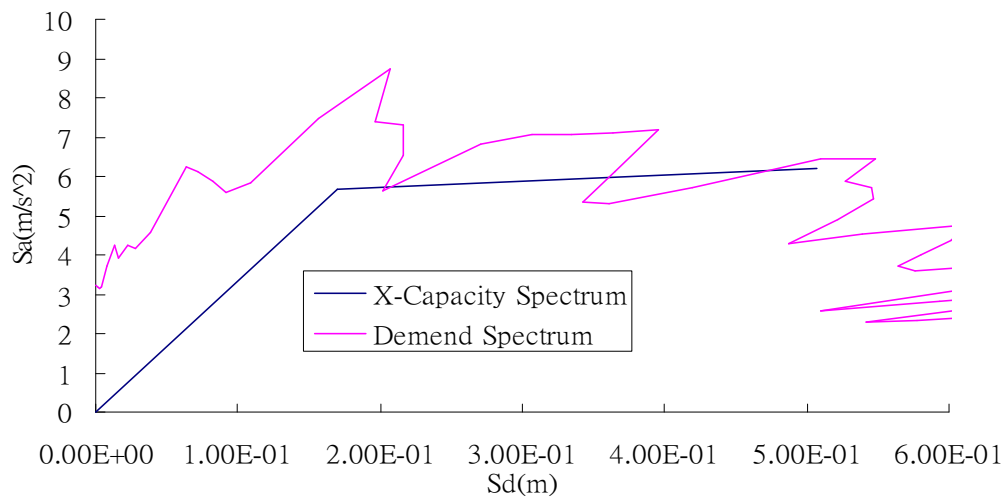


圖 4-191 後紅(N-S)地震記錄 x 向交點(原結構含扭矩模態)

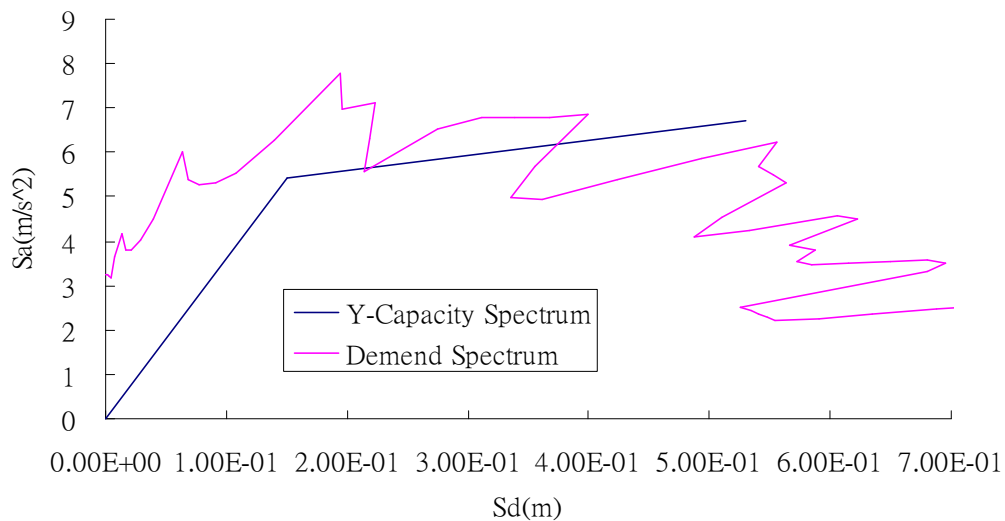


圖 4-192 後紅(N-S)地震記錄 y 向交點(原結構含扭矩模態)

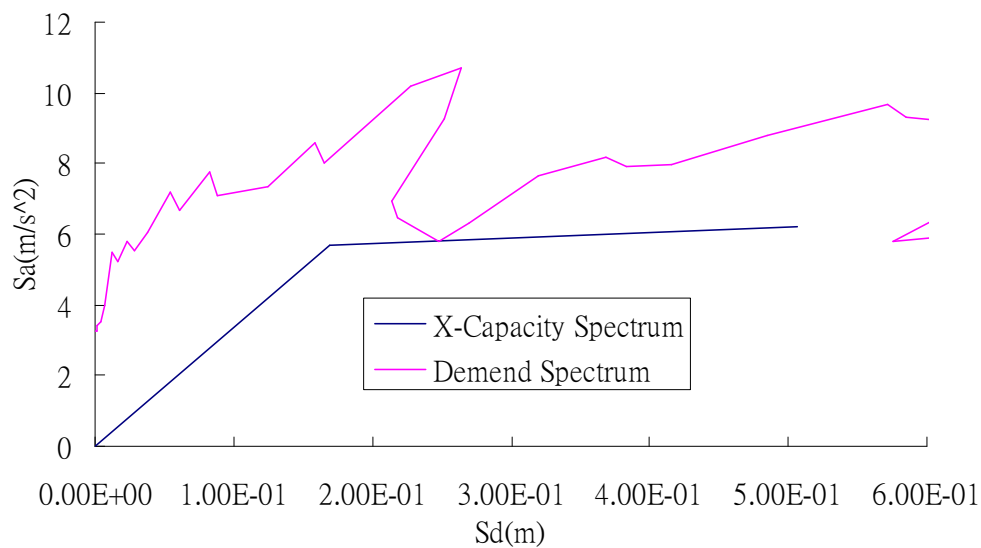


圖 4-193 後紅(E-W)地震記錄 x 向交點(原結構含扭矩模態)

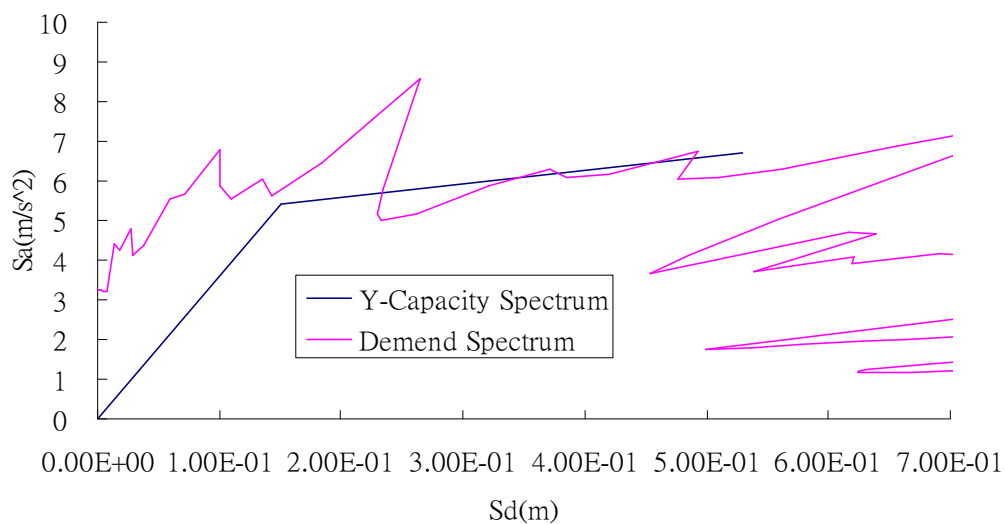


圖 4-194 後紅(E-W)地震記錄 y 向交點(原結構含扭矩模態)

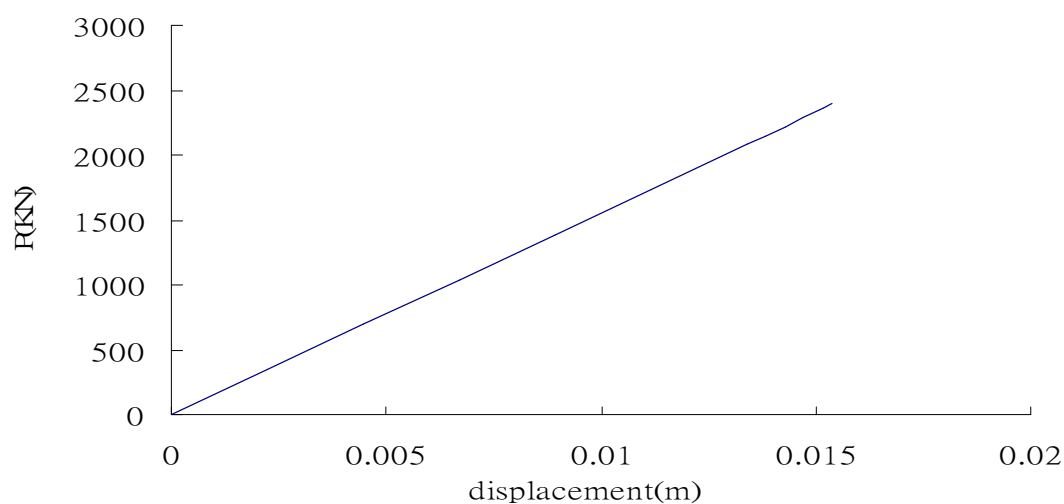


圖 4-195 7F 結構扭矩轉換為相對側力及位移(X 向)

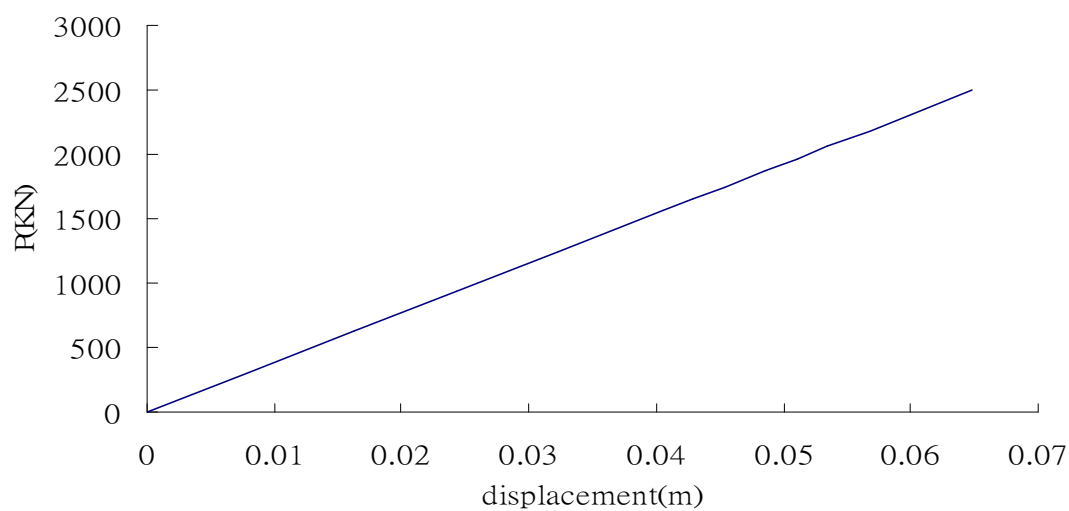


圖 4-196 7F 結構扭矩轉換為相對側力及位移(Y 向)

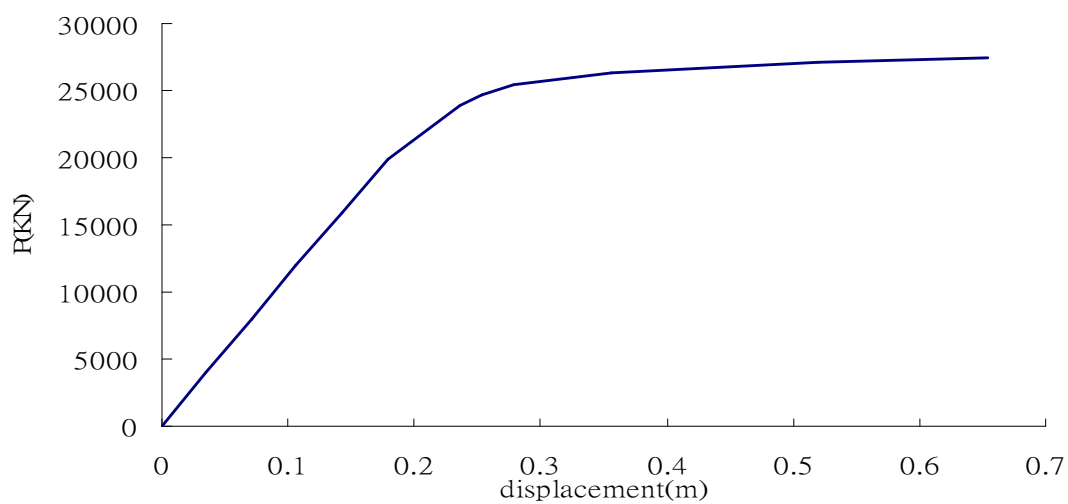


圖 4-197 7F 結構 X 向側推曲線(5%意外偏心含扭矩模態)

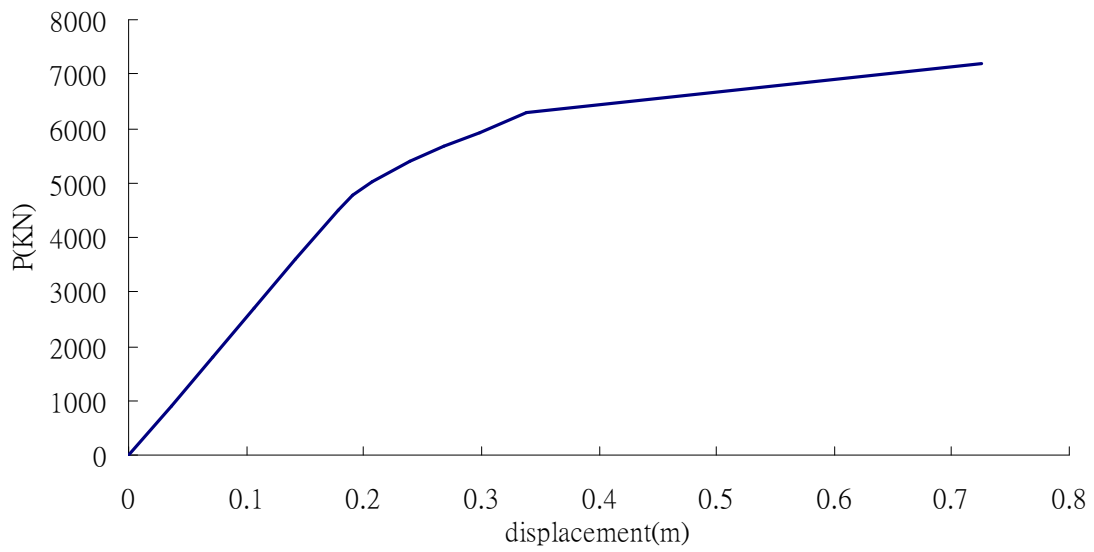


圖 4-198 7F 結構 y 向側推曲線(5%意外偏心含扭矩模態)

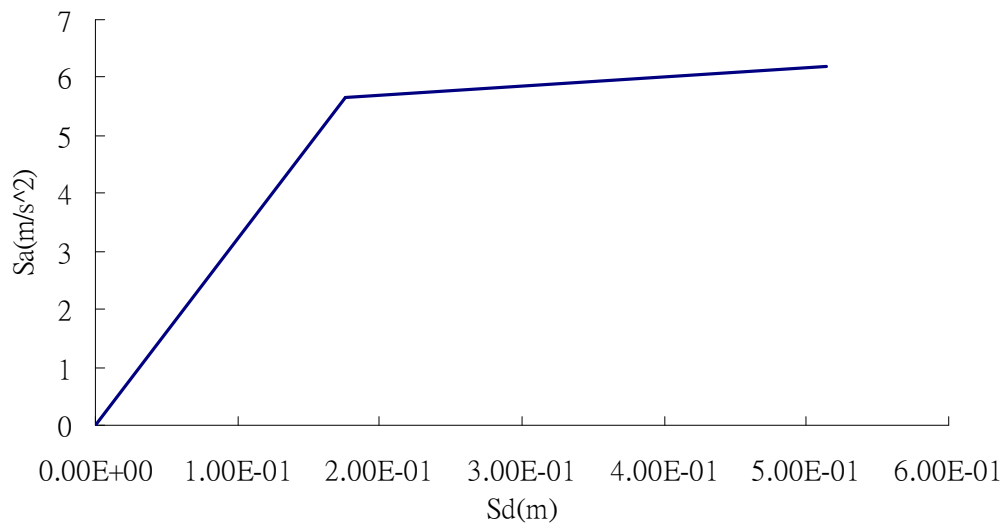


圖 4-199 7F 結構 x 向容量譜 (5%意外偏心含扭矩模態)

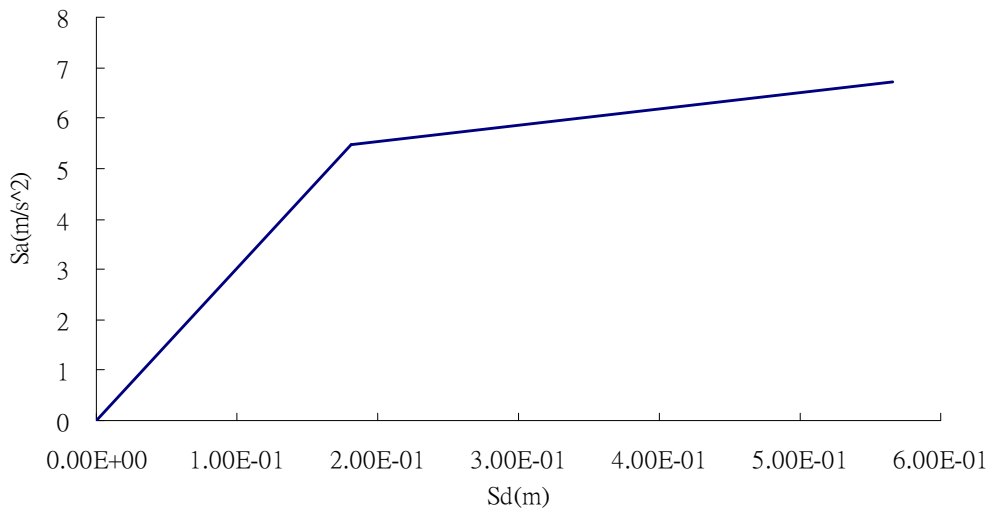


圖 4-200 7F 結構 y 向容量譜 (5%意外偏心含扭矩模態)

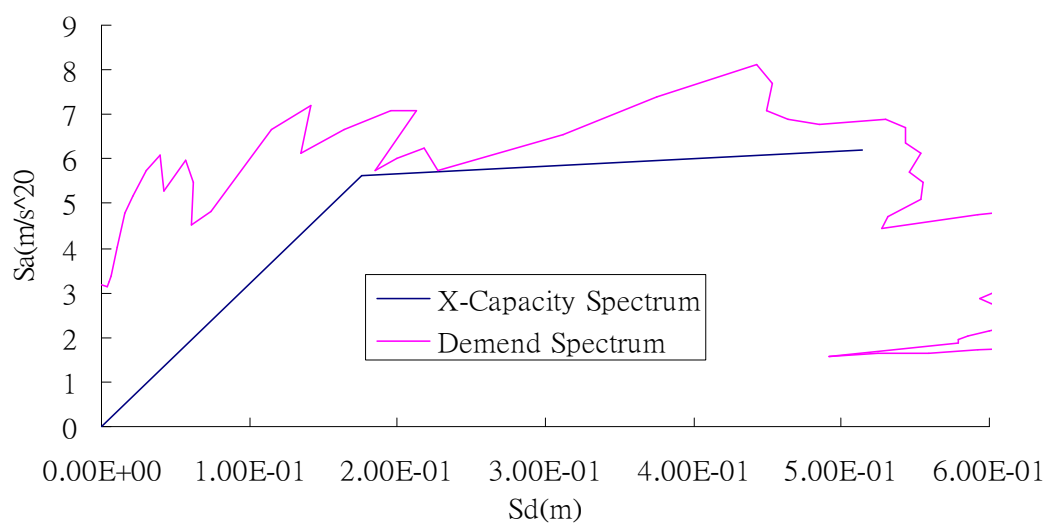


圖 4-201 0525 梓官(N-S)地震記錄 x 向交點(5%意外偏心含扭矩模態)

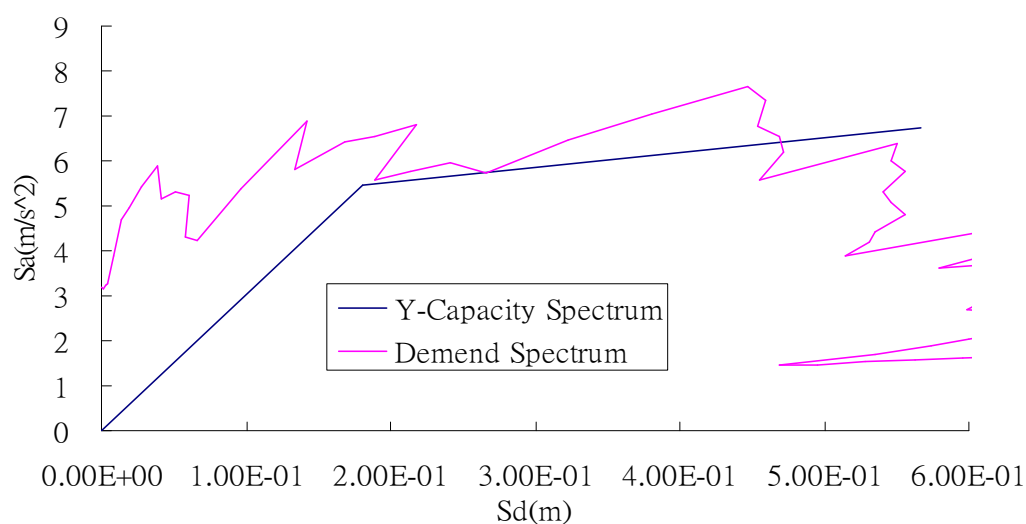


圖 4-202 0525 梓官(N-S)地震記錄 y 向交點(5%意外偏心含扭矩模態)

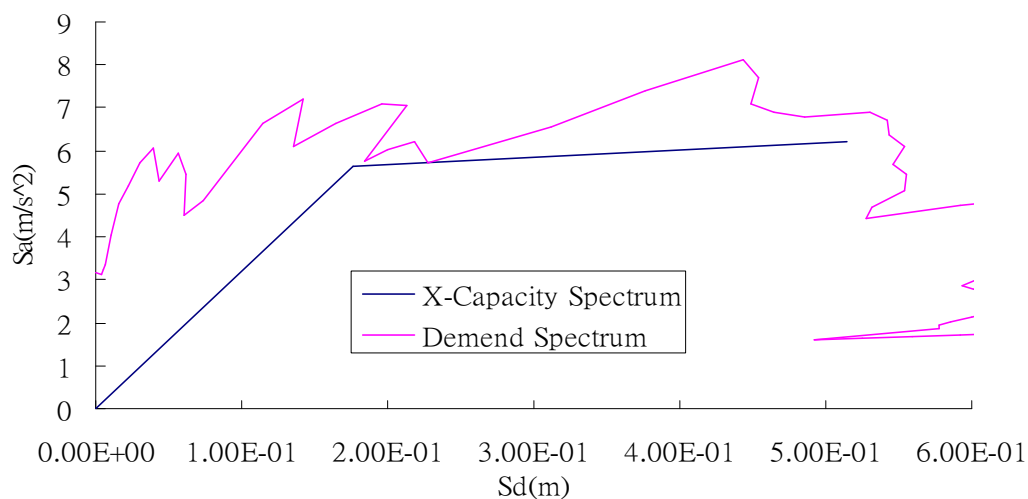


圖 4-203 0525 梓官(E-W)地震記錄 x 向交點(5%意外偏心含扭矩模態)

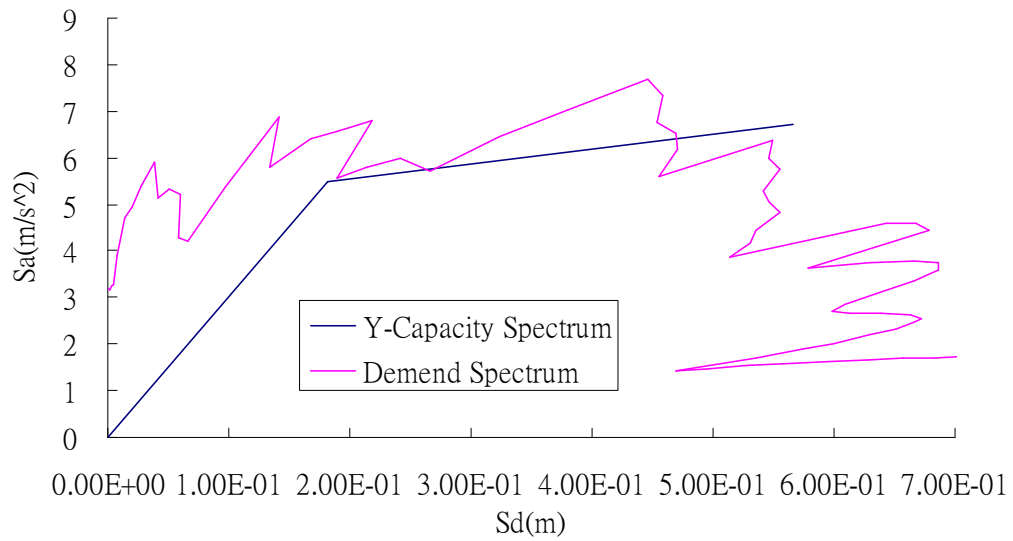


圖 4-204 0525 梓官(E-W)地震記錄 y 向交點(5%意外偏心含扭矩模態)

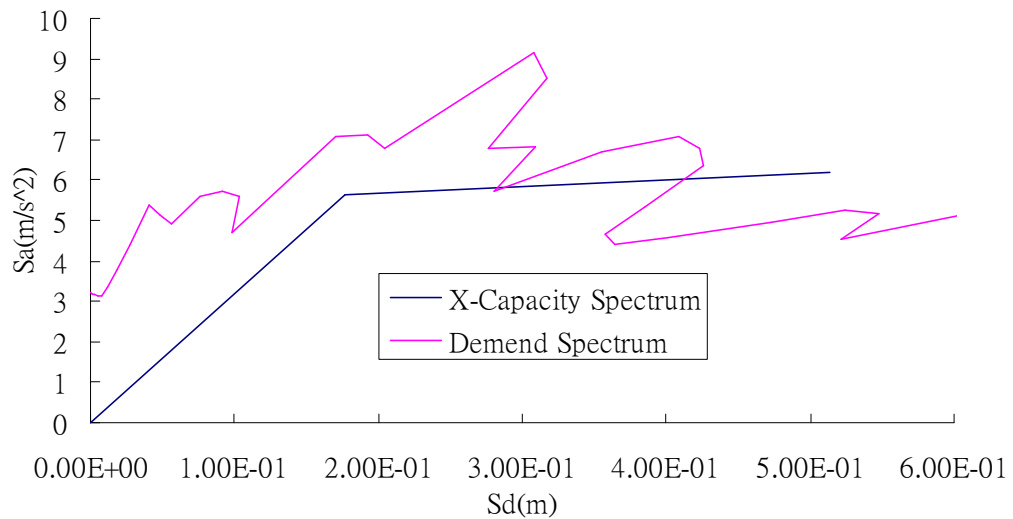


圖 4-205 0525 茄萣(N-S)地震記錄 x 向交點(5%意外偏心含扭矩模態)

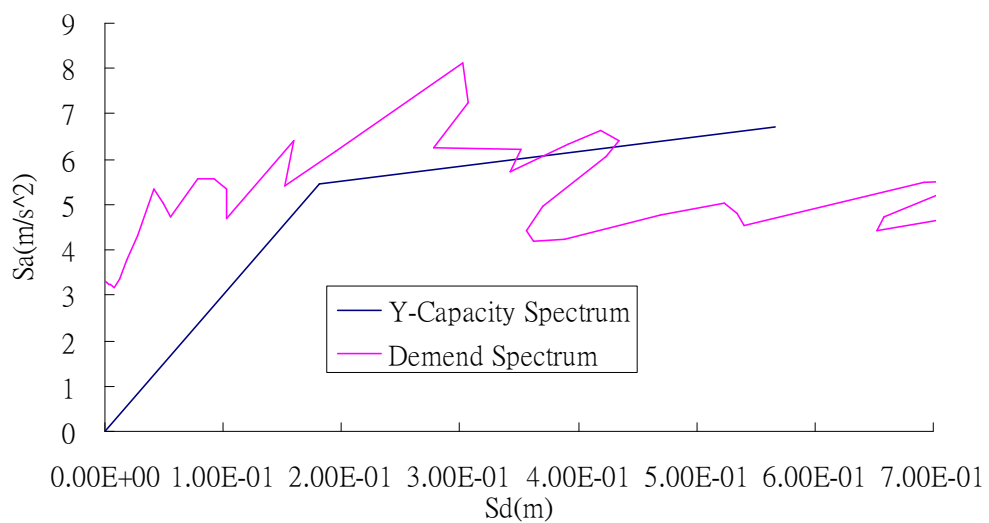


圖 4-206 0525 茄萣(N-S)地震記錄 y 向交點(5%意外偏心含扭矩模態)



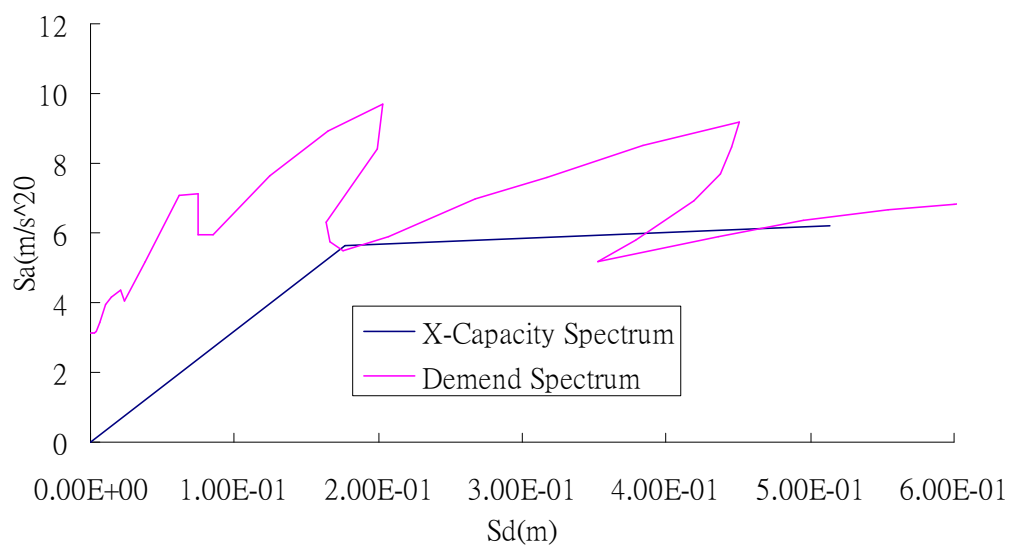


圖 4-207 0525 茄苳(E-W)地震記錄 x 向交點(5%意外偏心含扭矩模態)

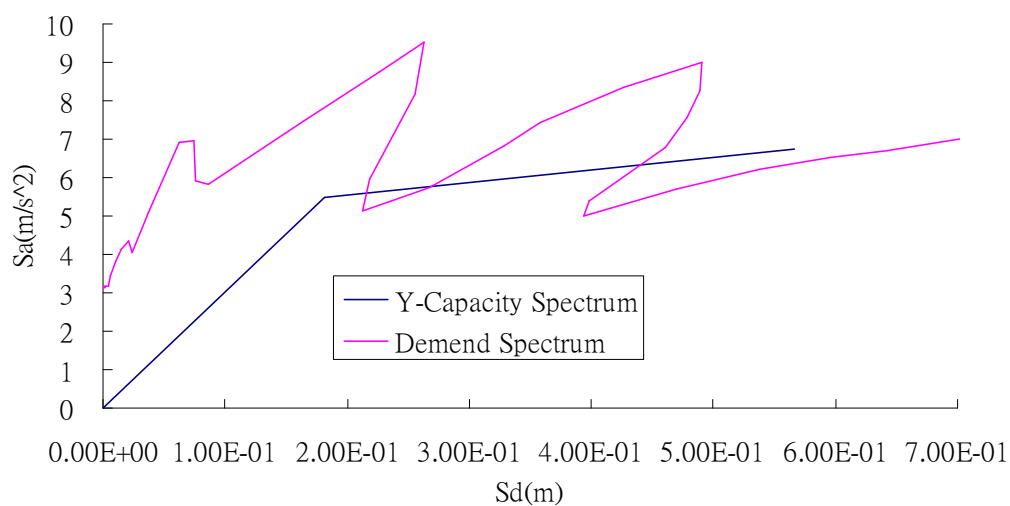


圖 4-208 0525 茄苳(E-W)地震記錄 y 向交點(5%意外偏心含扭矩模態)

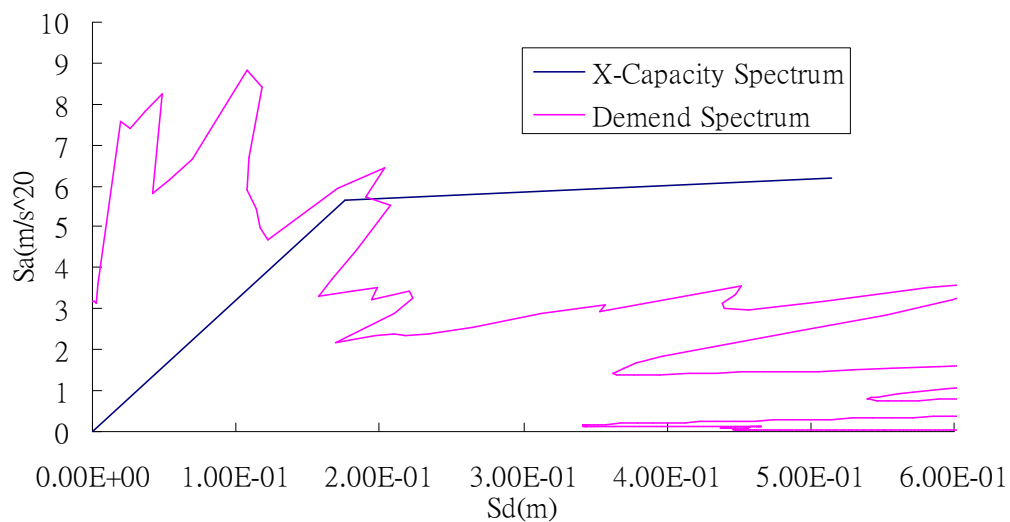


圖 4-209 梓官(N-S)地震記錄 x 向交點(5%意外偏心含扭矩模態)

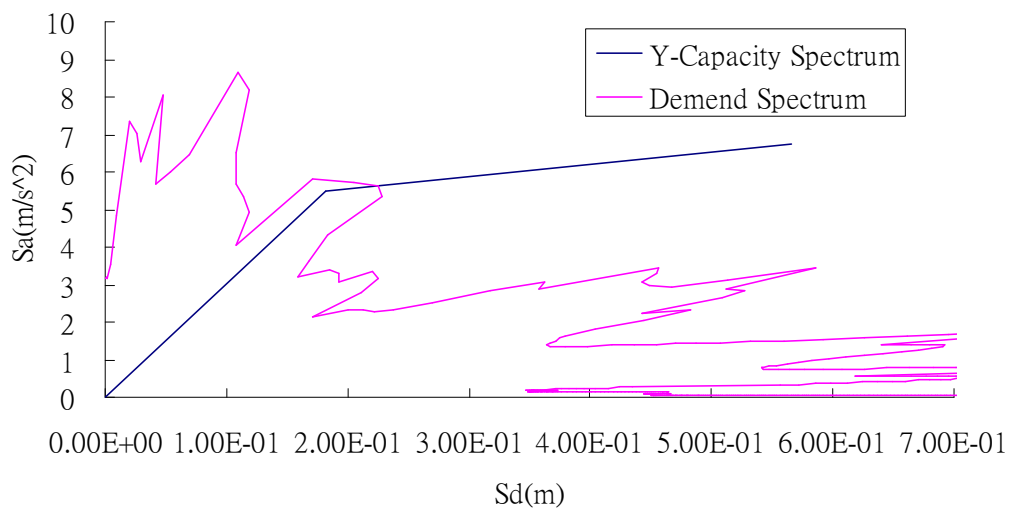


圖 4-210 梓官(N-S)地震記錄 y 向交點(5%意外偏心含扭矩模態)

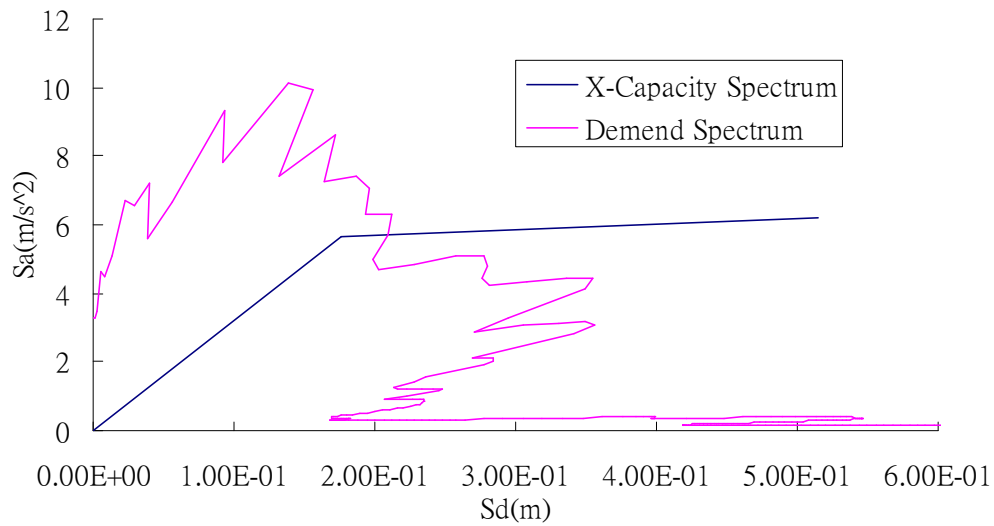


圖 4-211 梓官(E-W)地震記錄 x 向交點(5%意外偏心含扭矩模態)

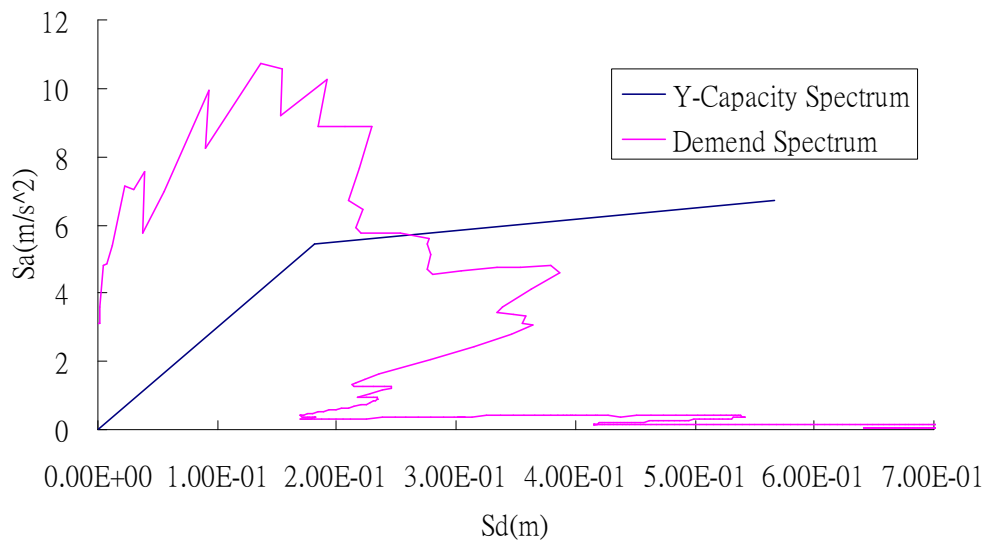


圖 4-212 梓官(E-W)地震記錄 y 向交點(5%意外偏心含扭矩模態)

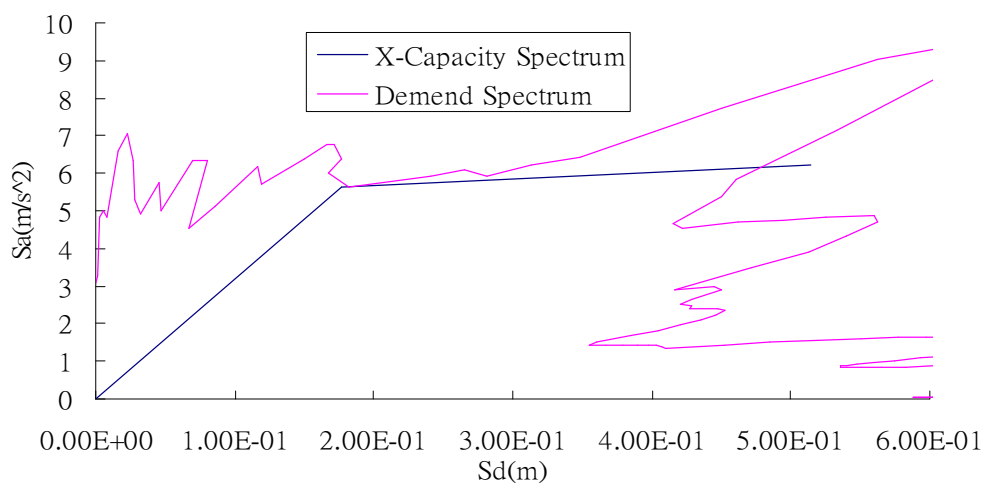


圖 4-213 彌陀(N-S)地震記錄 x 向交點(5%意外偏心含扭矩模態)

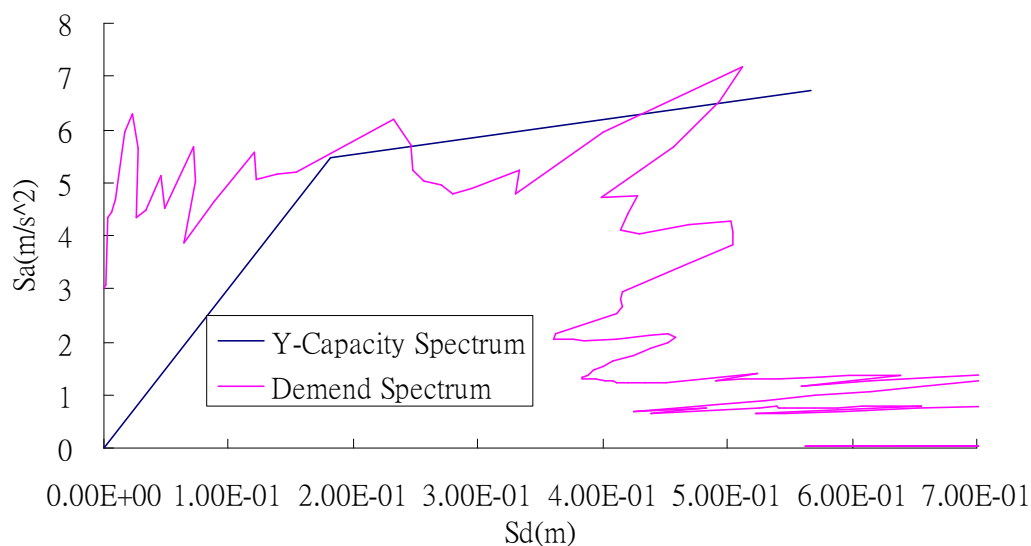


圖 4-214 彌陀(N-S)地震記錄 y 向交點(5%意外偏心含扭矩模態)

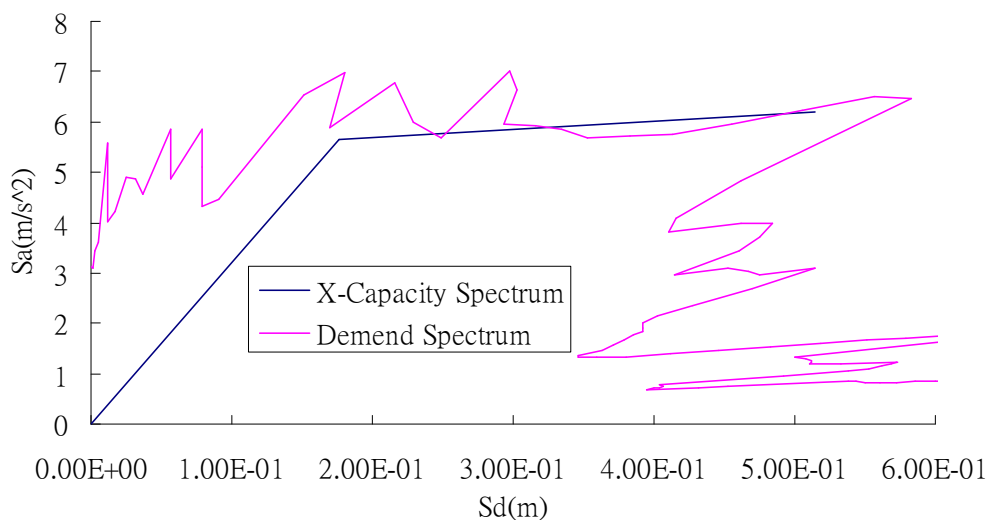


圖 4-215 彌陀(E-W)地震記錄 x 向交點(5%意外偏心含扭矩模態)

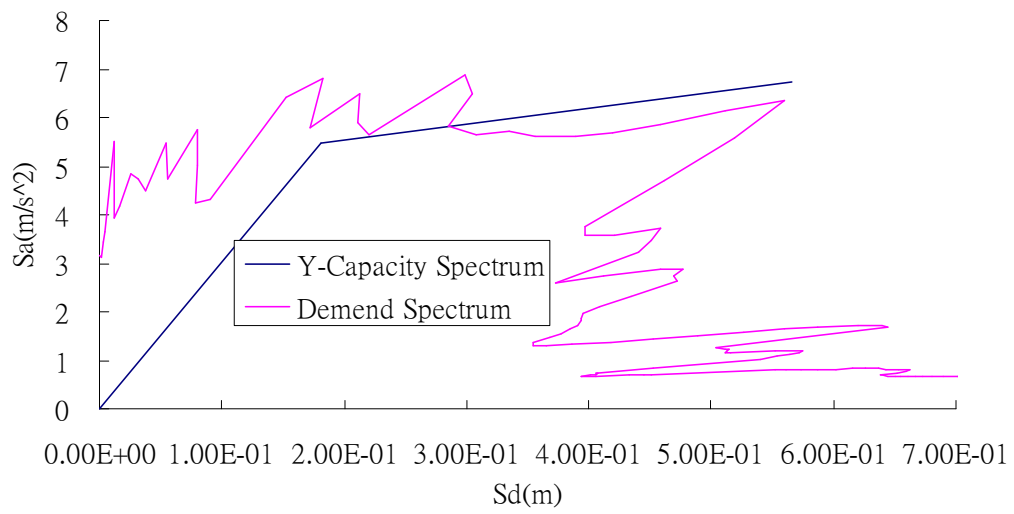


圖 4-216 彌陀(E-W)地震記錄 y 向交點(5%意外偏心含扭矩模態)

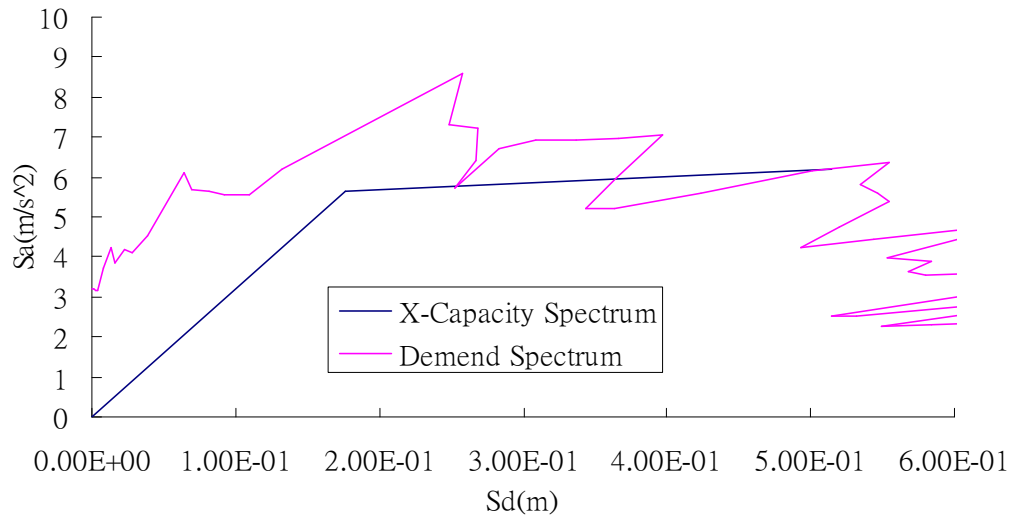


圖 4-217 後紅(N-S)地震記錄 x 向交點(5%意外偏心含扭矩模態)

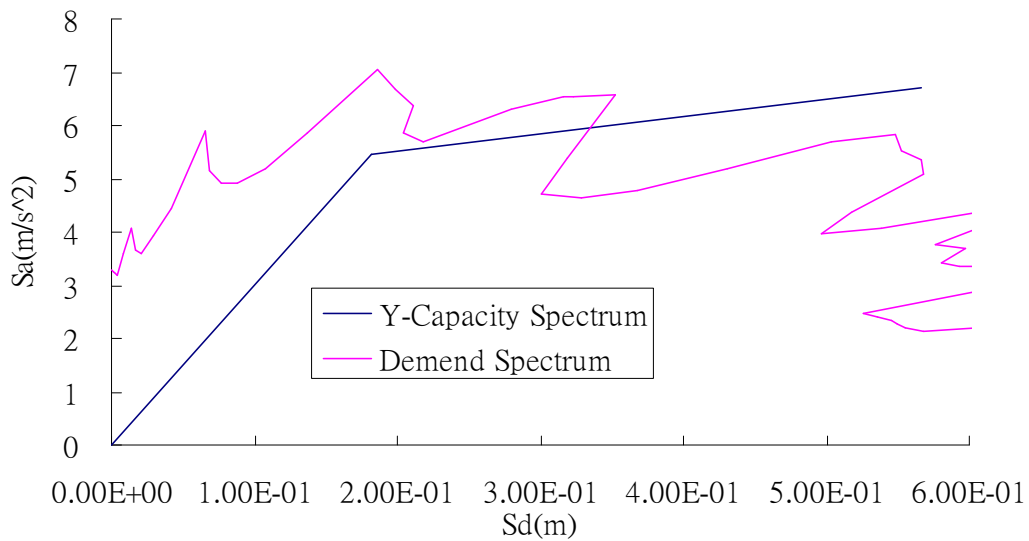


圖 4-218 後紅(N-S)地震記錄 y 向交點(5%意外偏心含扭矩模態)

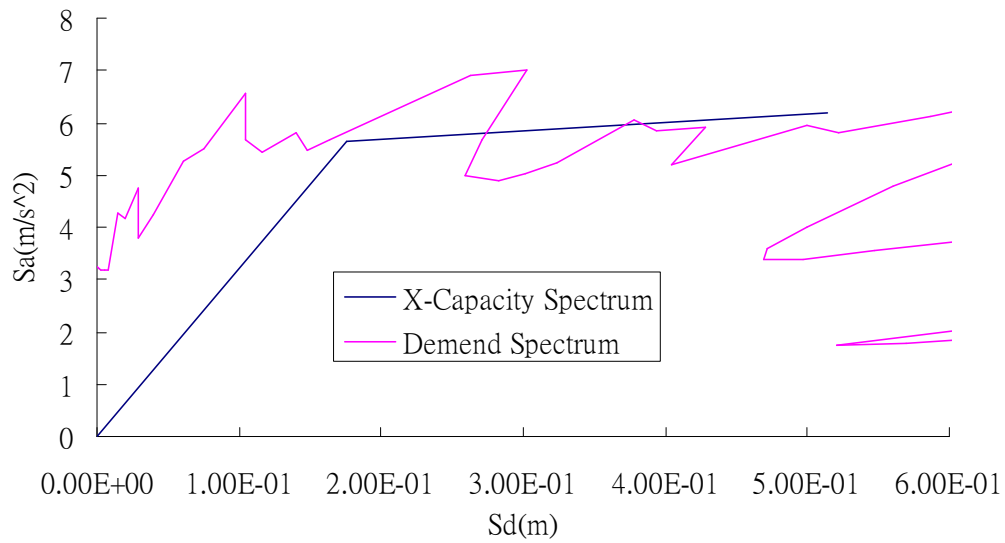


圖 4-219 後紅(E-W)地震記錄 x 向交點(5%意外偏心含扭矩模態)

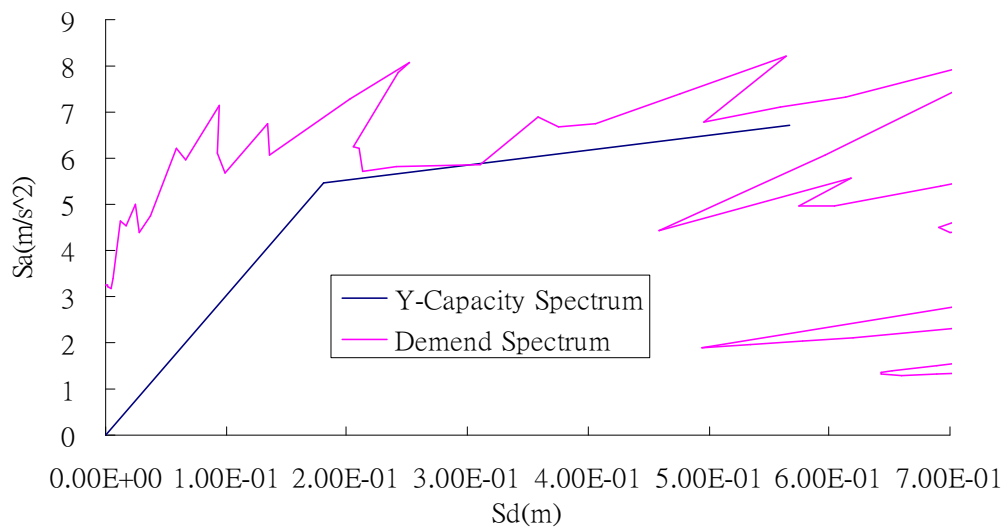


圖 4-220 後紅(E-W)地震記錄 y 向交點(5%意外偏心含扭矩模態)

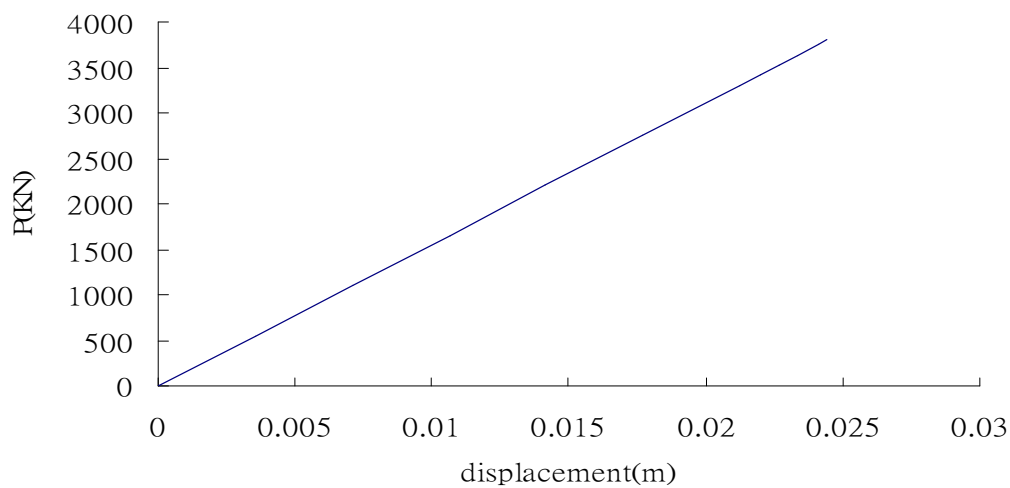


圖 4-221 7F 結構扭矩轉換為相對側力及位移(X 向)

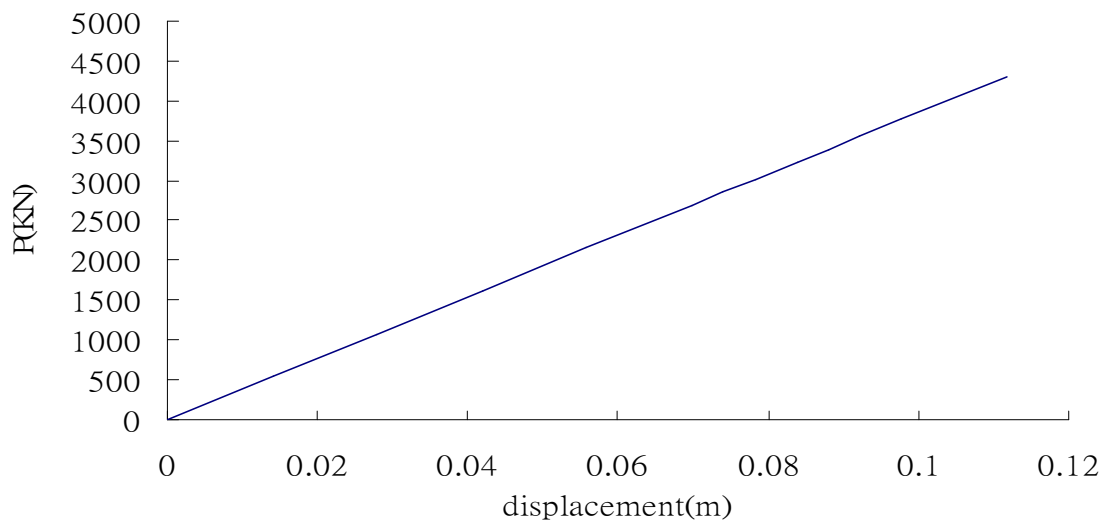


圖 4-222 7F 結構扭矩轉換為相對側力及位移(Y 向)

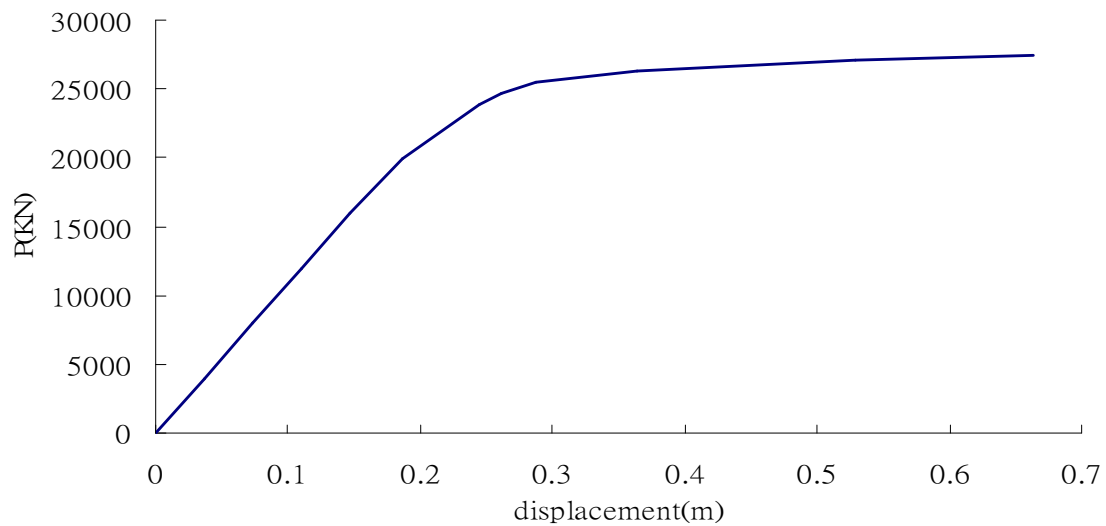


圖 4-223 7F 結構 x 向側推曲線(10%意外偏心含扭矩模態)

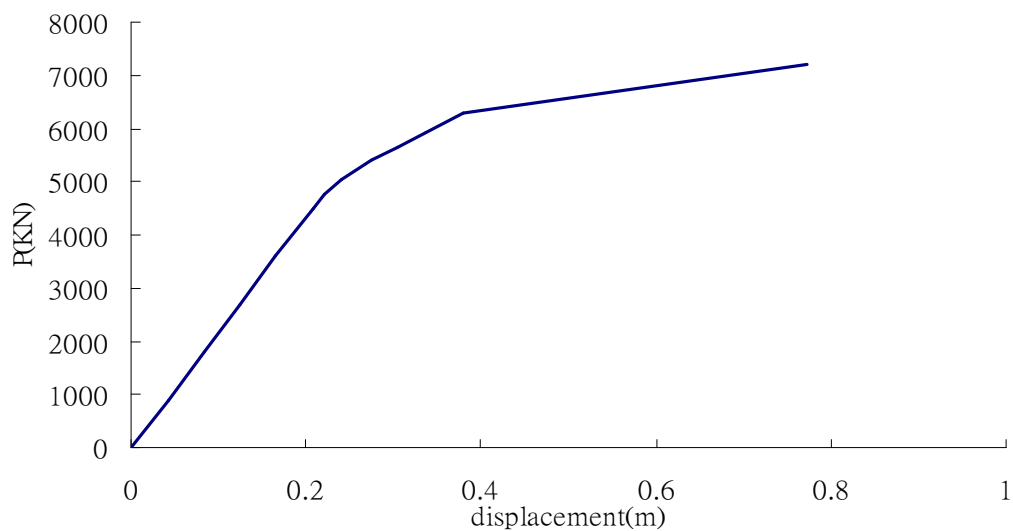


圖 4-224 7F 結構 y 向側推曲線(10%意外偏心含扭矩模態)

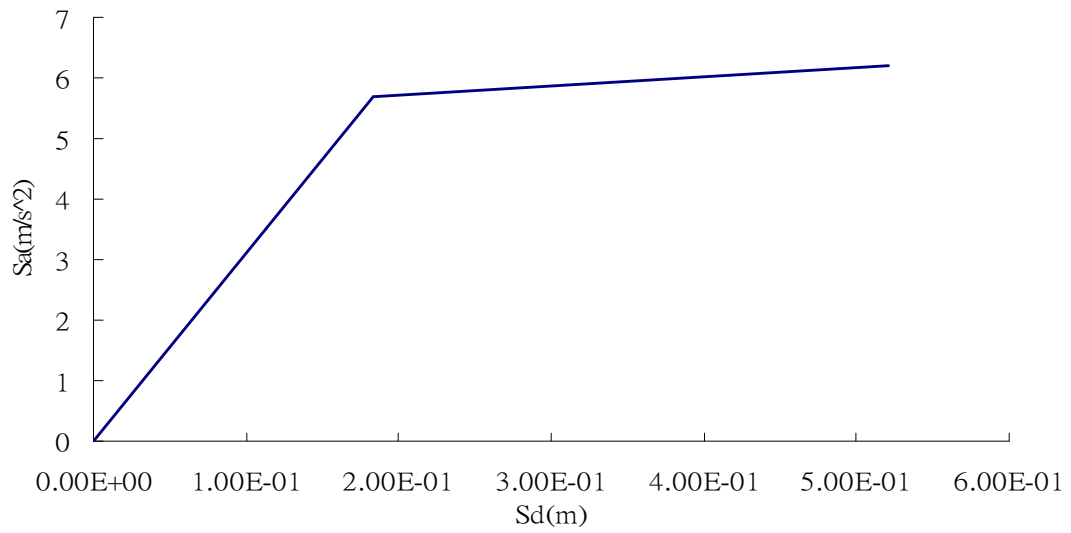


圖 4-225 7F 結構 x 向容量譜 (10%意外偏心含扭矩模態)

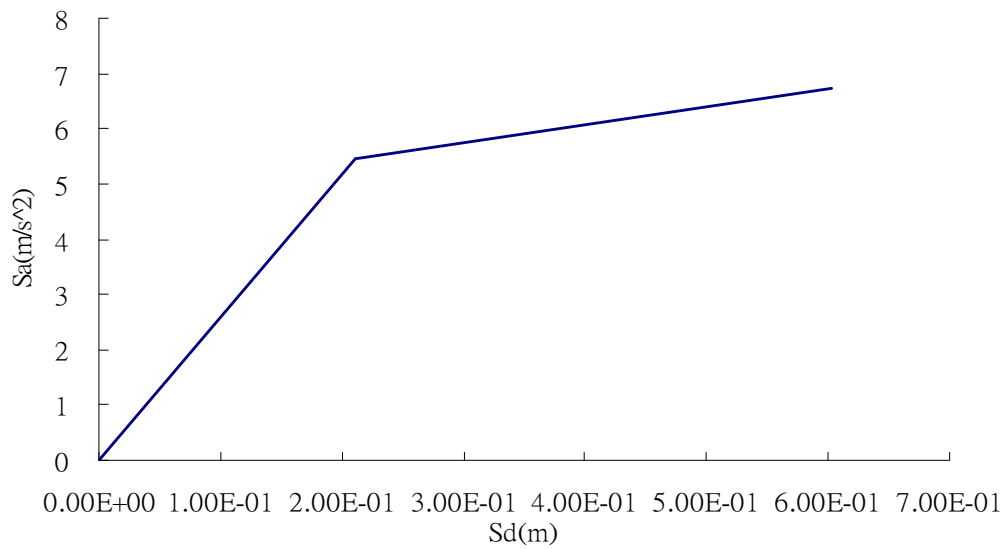


圖 4-226 7F 結構 y 向容量譜 (10%意外偏心含扭矩模態)

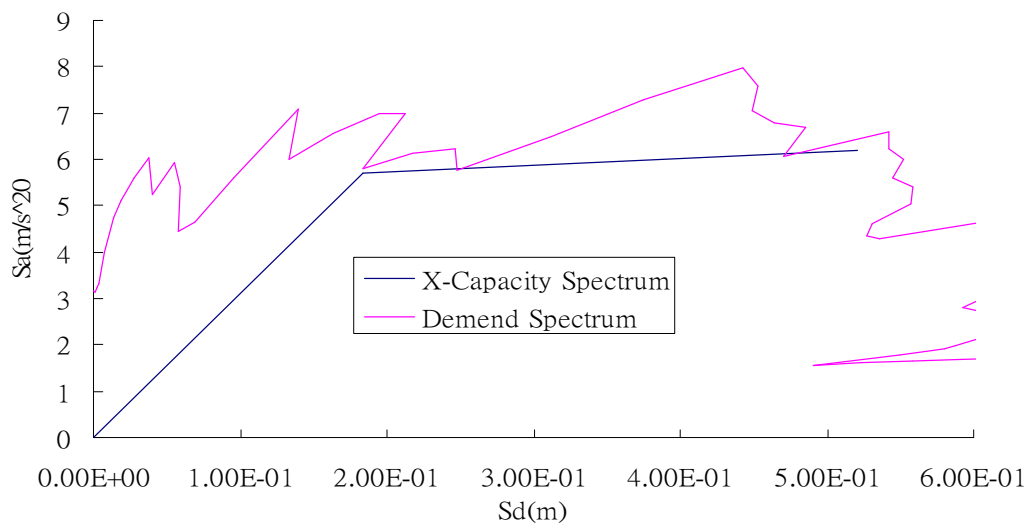


圖 4-227 0525 梓官(N-S)地震記錄 x 向交點(10%意外偏心含扭矩模態)

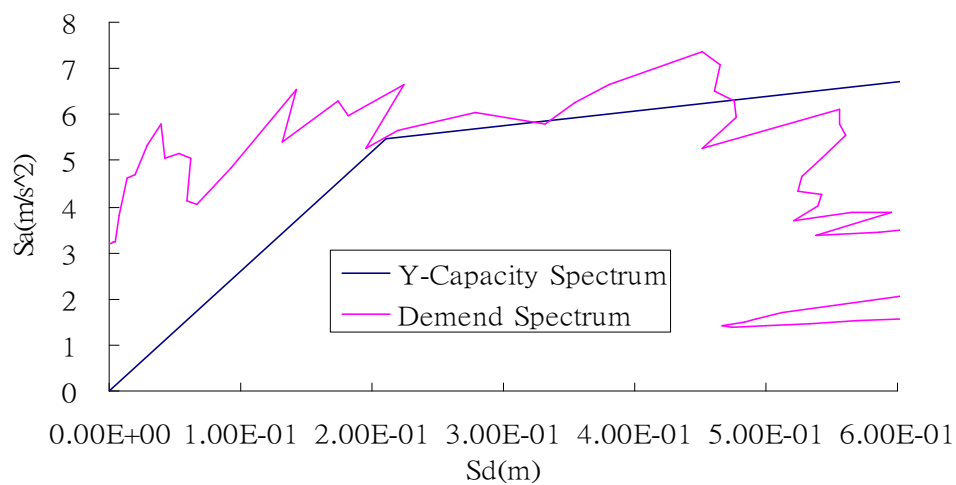


圖 4-228 0525 梓官(N-S)地震記錄 y 向交點(10%意外偏心含扭矩模態)

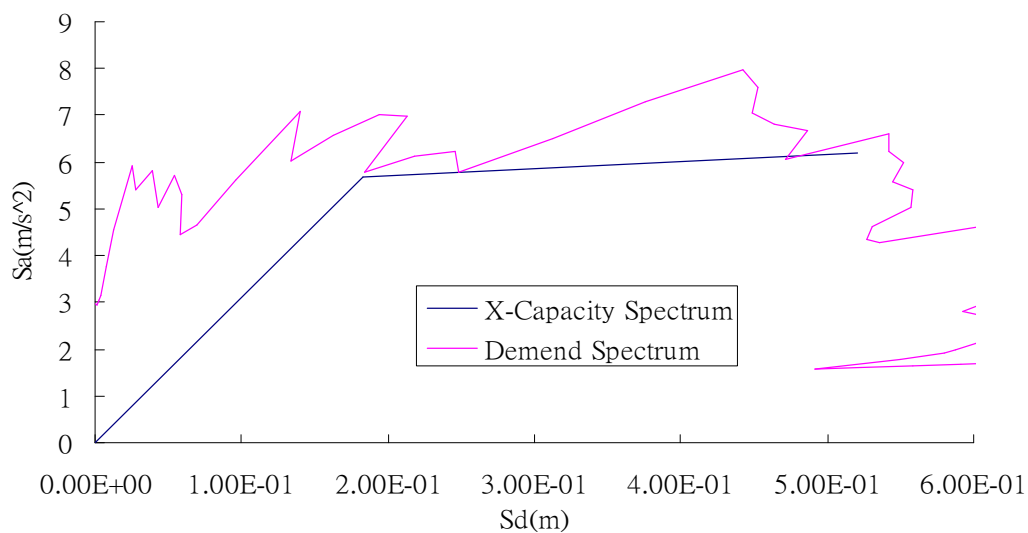


圖 4-229 0525 梓官(E-W)地震記錄 x 向交點(10%意外偏心含扭矩模態)

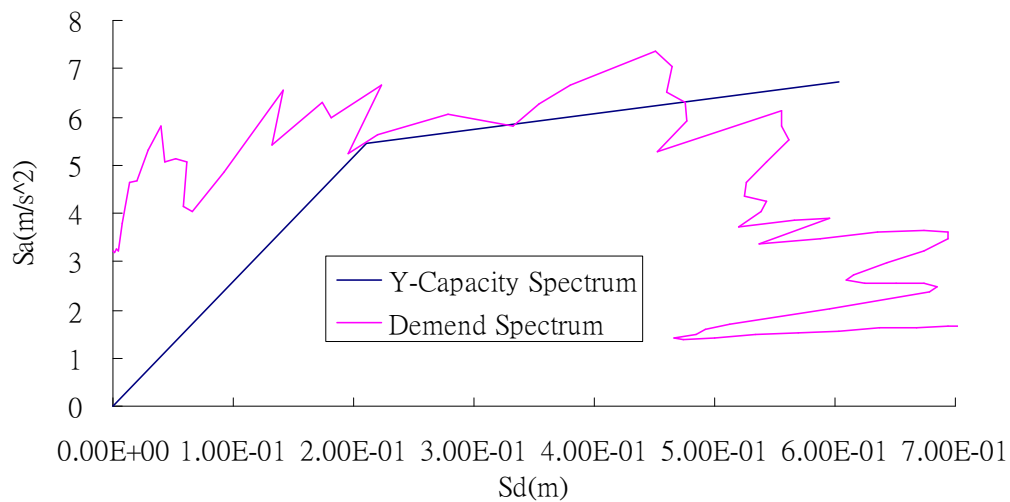


圖 4-230 0525 梓官(E-W)地震記錄 y 向交點(10%意外偏心含扭矩模態)



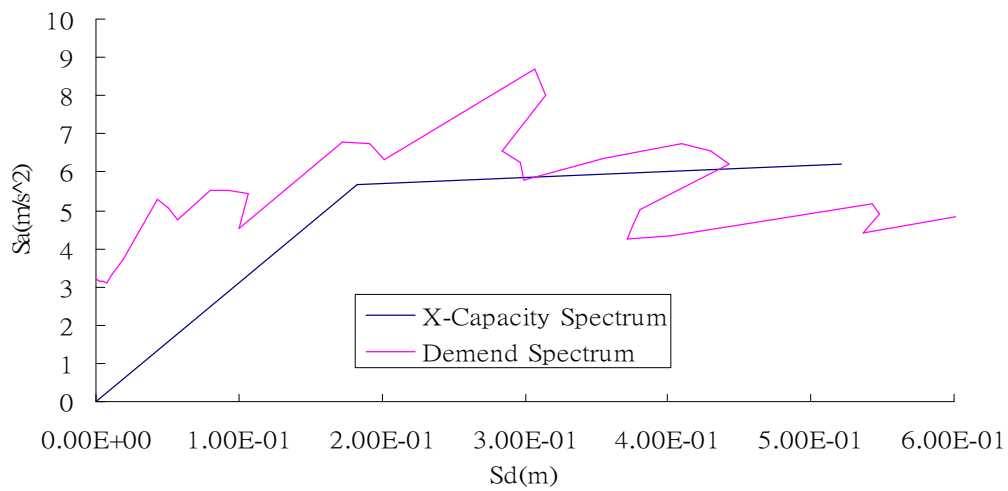


圖 4-231 0525 茄苳(N-S)地震記錄 x 向交點(10%意外偏心含扭矩模態)

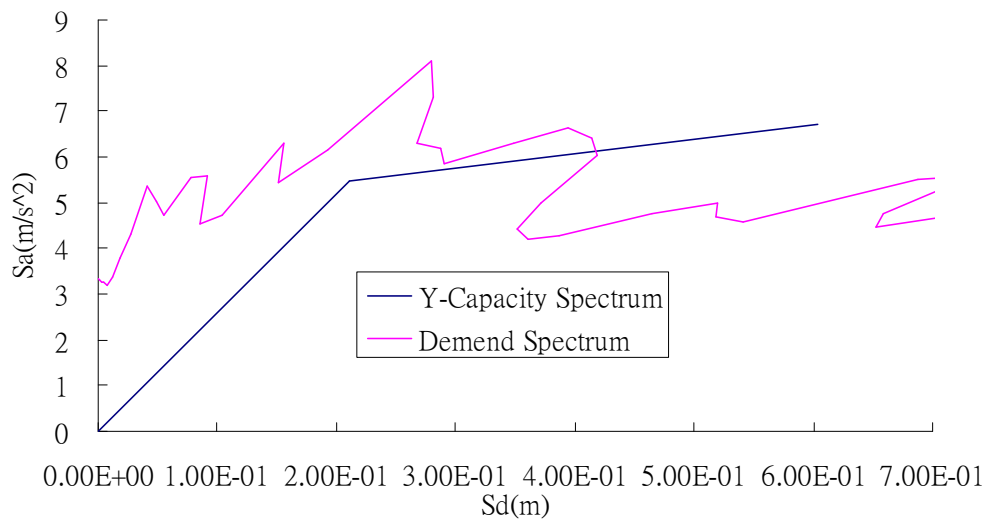


圖 4-232 0525 茄苳(N-S)地震記錄 y 向交點(10%意外偏心含扭矩模態)

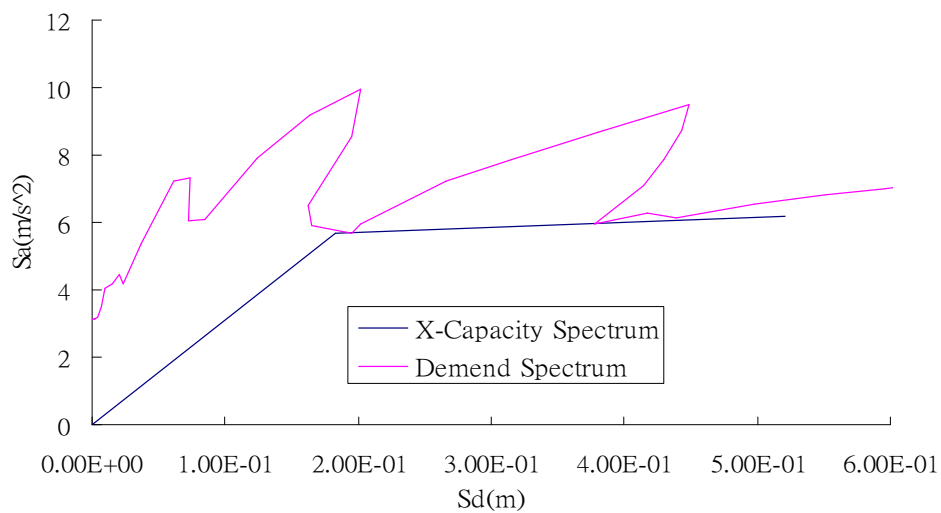


圖 4-233 0525 茄苳(E-W)地震記錄 x 向交點(10%意外偏心含扭矩模態)

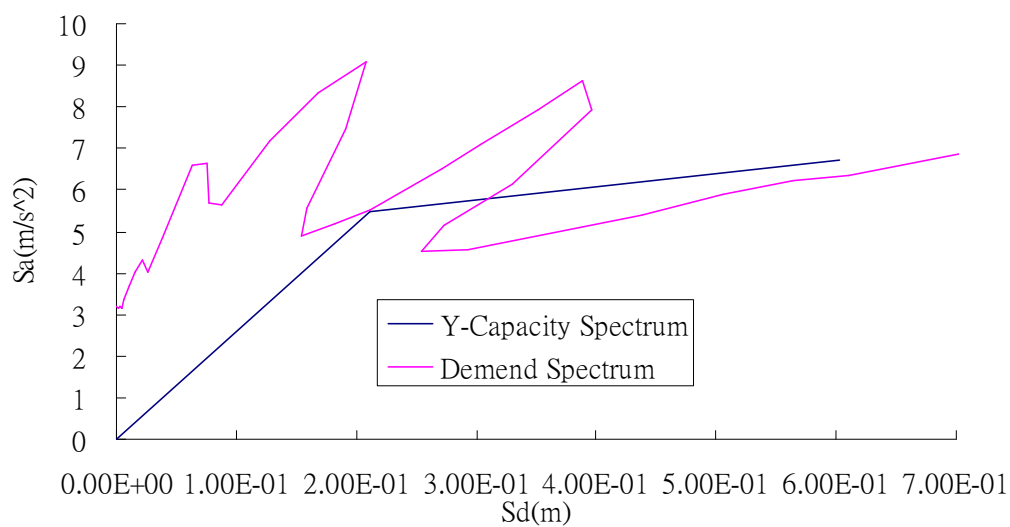


圖 4-234 0525 茄苳(E-W)地震記錄 y 向交點(10%意外偏心含扭矩模態)

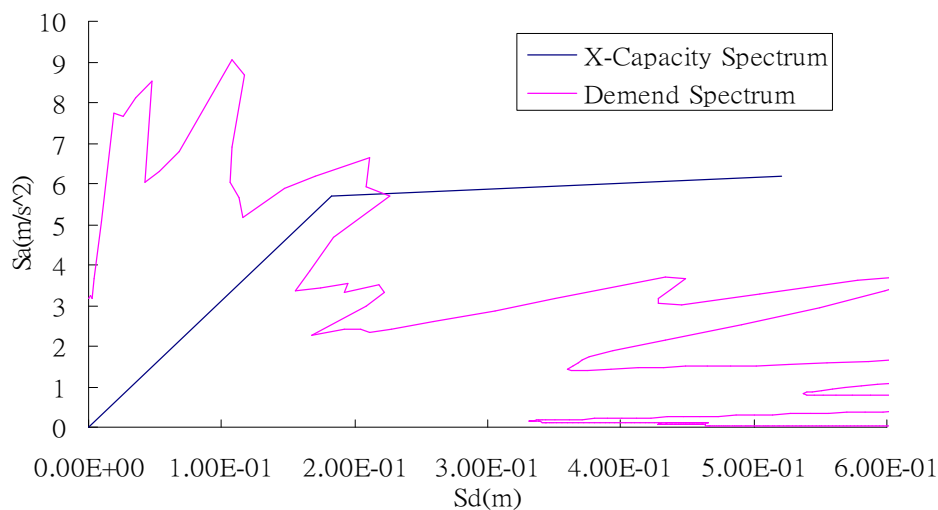


圖 4-235 梓官(N-S)地震記錄 x 向交點(10%意外偏心含扭矩模態)

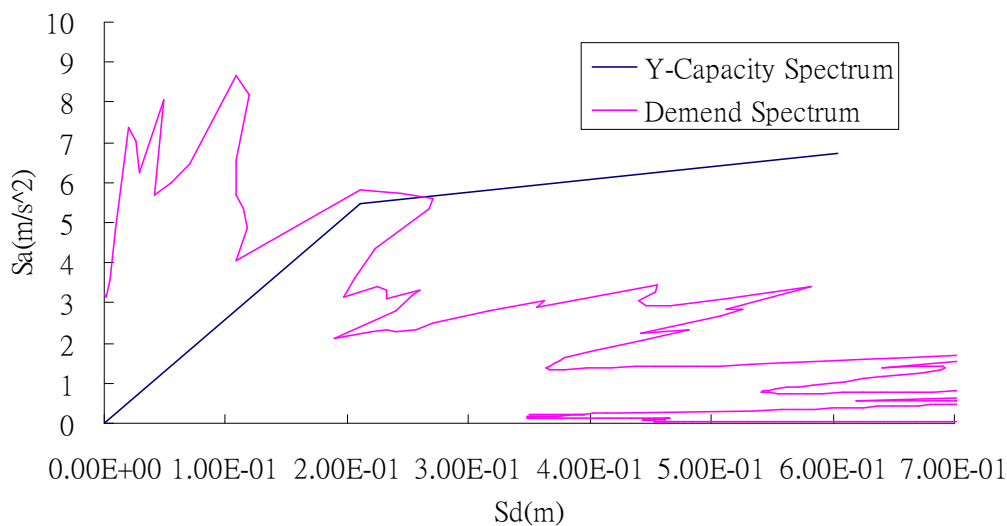


圖 4-236 梓官(N-S)地震記錄 y 向交點(10%意外偏心含扭矩模態)

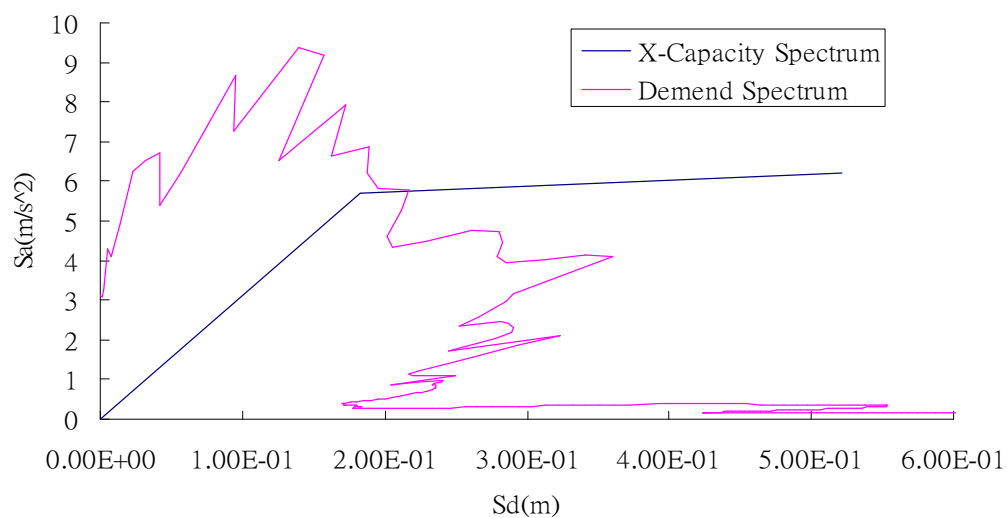


圖 4-237 梓官(E-W)地震記錄 x 向交點(10%意外偏心含扭矩模態)

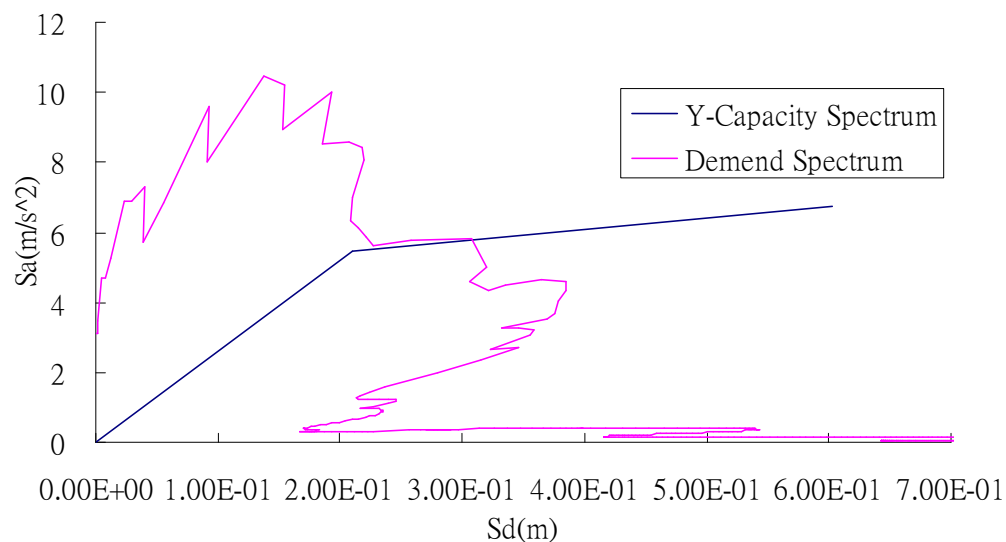


圖 4-238 梓官(E-W)地震記錄 y 向交點(10%意外偏心含扭矩模態)

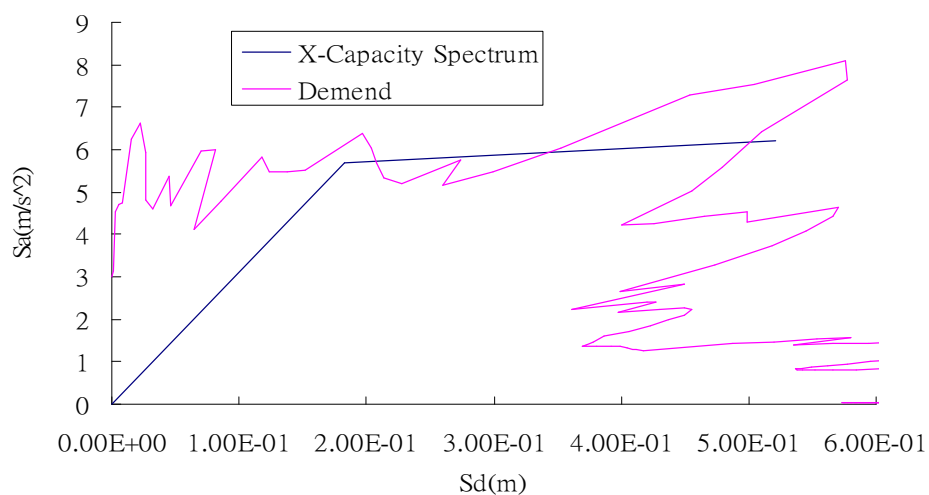


圖 4-239 彌陀(N-S)地震記錄 x 向交點(10%意外偏心含扭矩模態)

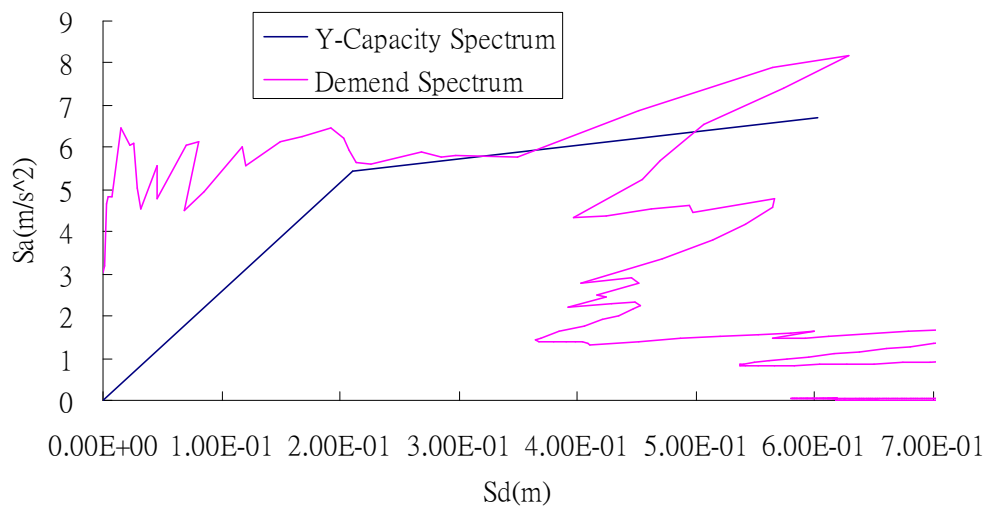


圖 4-240 彌陀(N-S)地震記錄 y 向交點(10%意外偏心含扭矩模態)

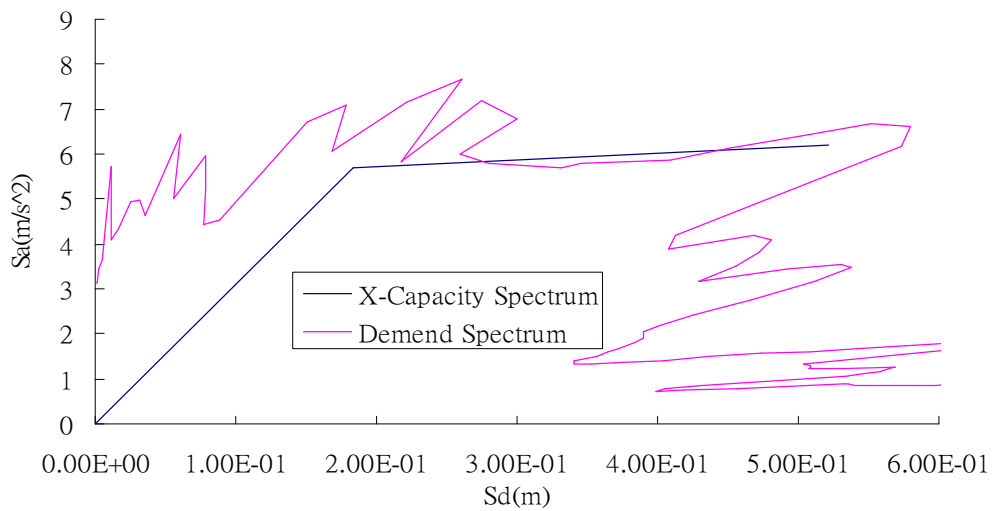


圖 4-241 彌陀(E-W)地震記錄 x 向交點(10%意外偏心含扭矩模態)

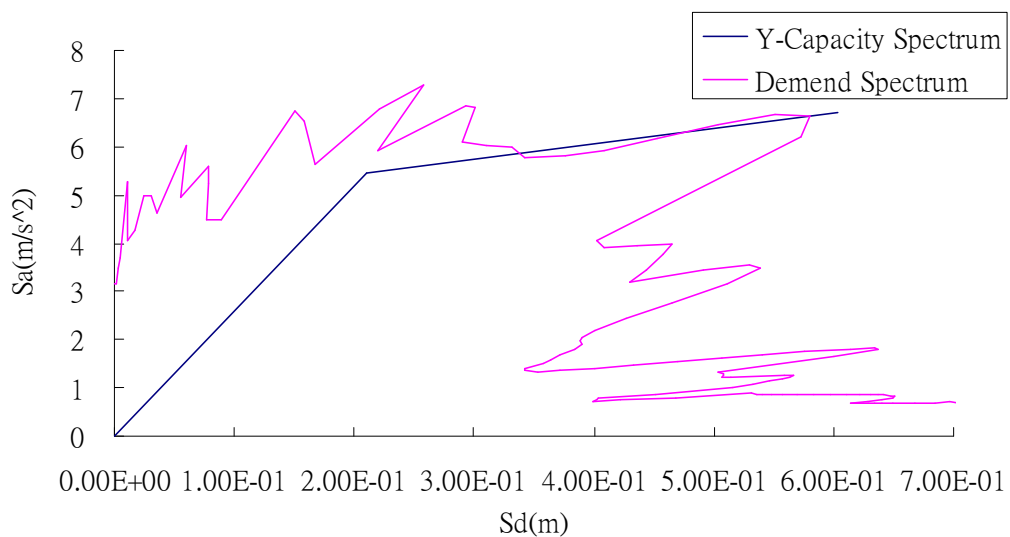


圖 4-242 彌陀(E-W)地震記錄 y 向交點(10%意外偏心含扭矩模態)

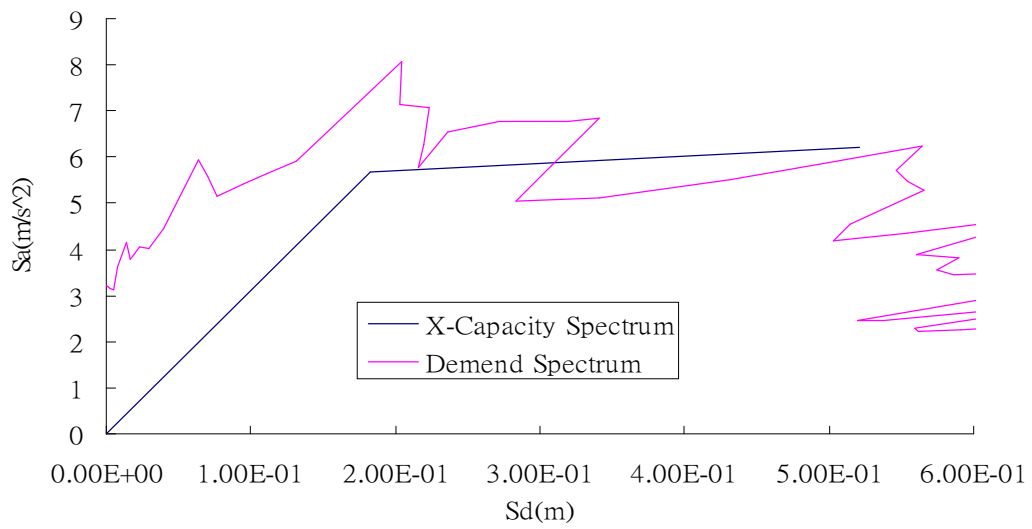


圖 4-243 後紅(N-S)地震記錄 x 向交點(10%意外偏心含扭矩模態)

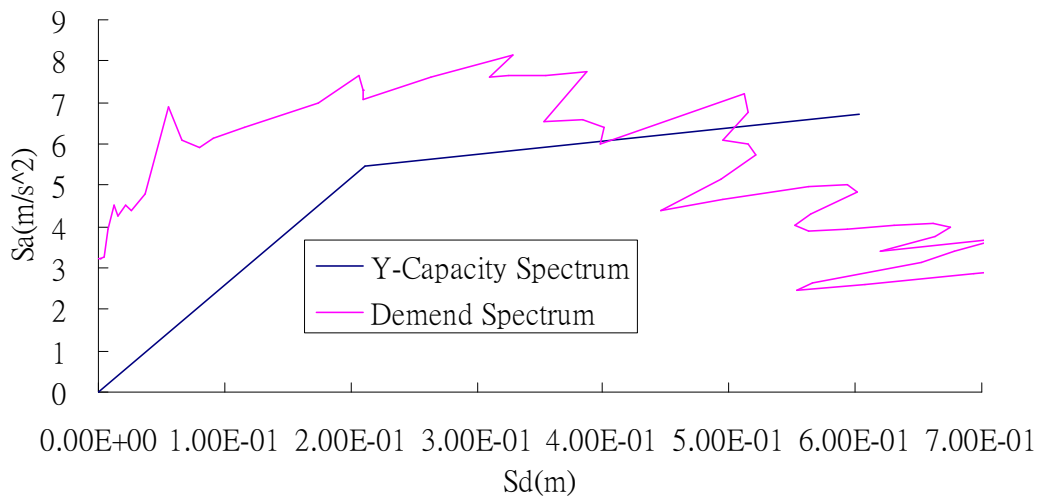


圖 4-244 後紅(N-S)地震記錄 y 向交點(10%意外偏心含扭矩模態)

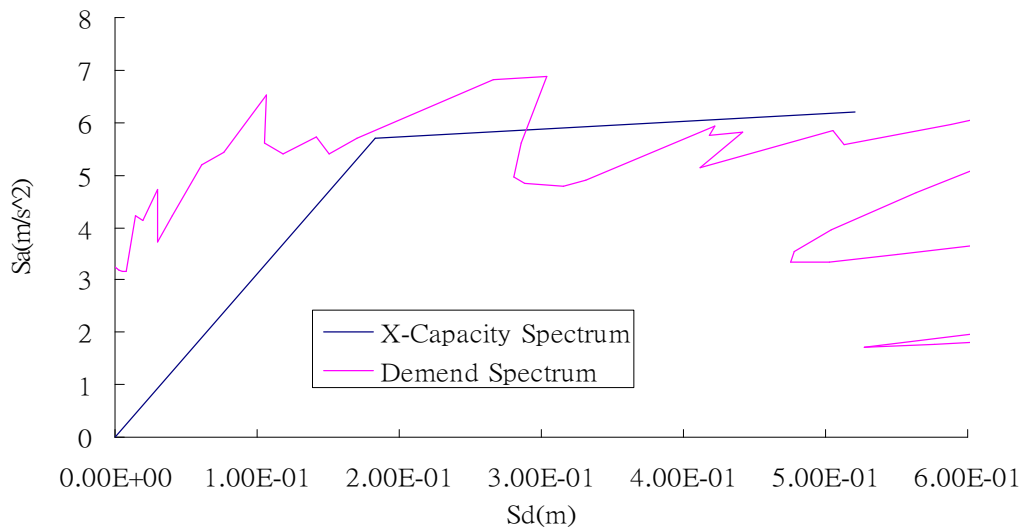


圖 4-245 後紅(E-W)地震記錄 x 向交點(10%意外偏心含扭矩模態)

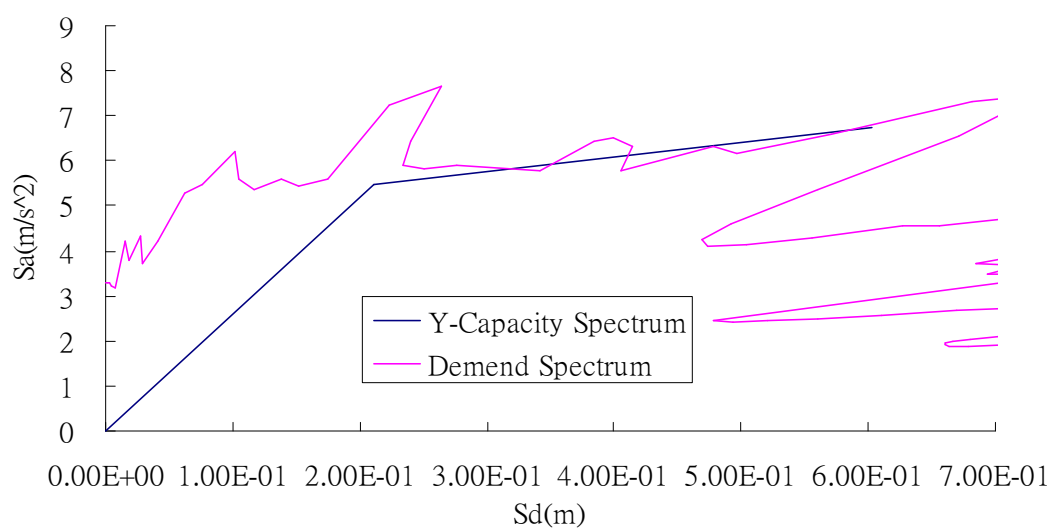


圖 4-246 後紅(E-W)地震記錄 y 向交點(10%意外偏心含扭矩模態)

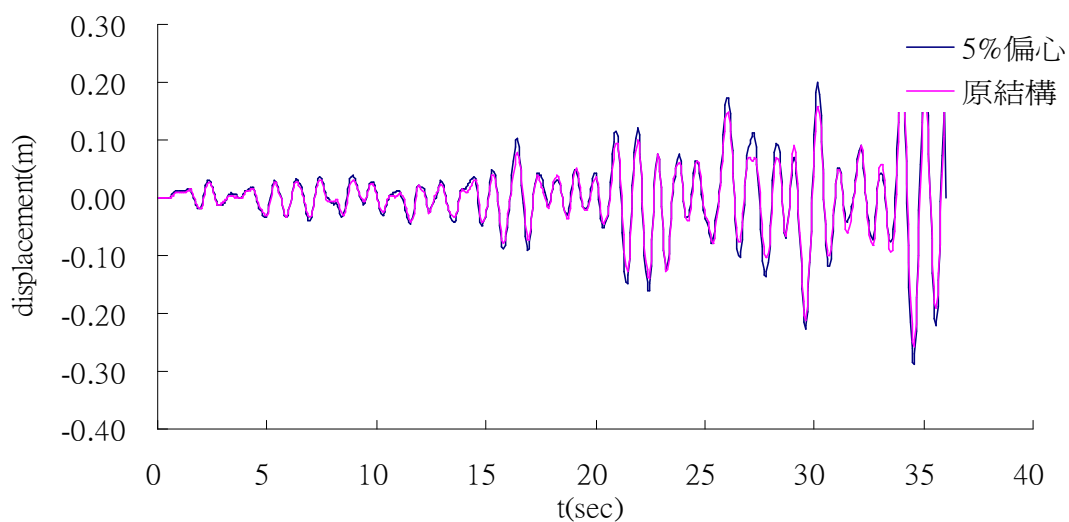


圖 4-247 0525 梓官(N-S)地震記錄 x 向頂層位移歷時

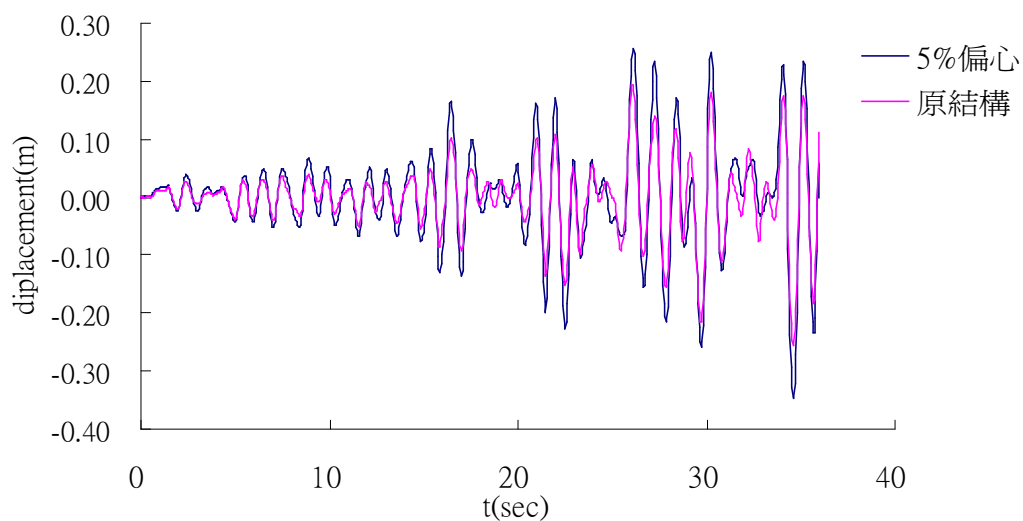


圖 4-248 0525 梓官(N-S)地震記錄 y 向頂層位移歷時

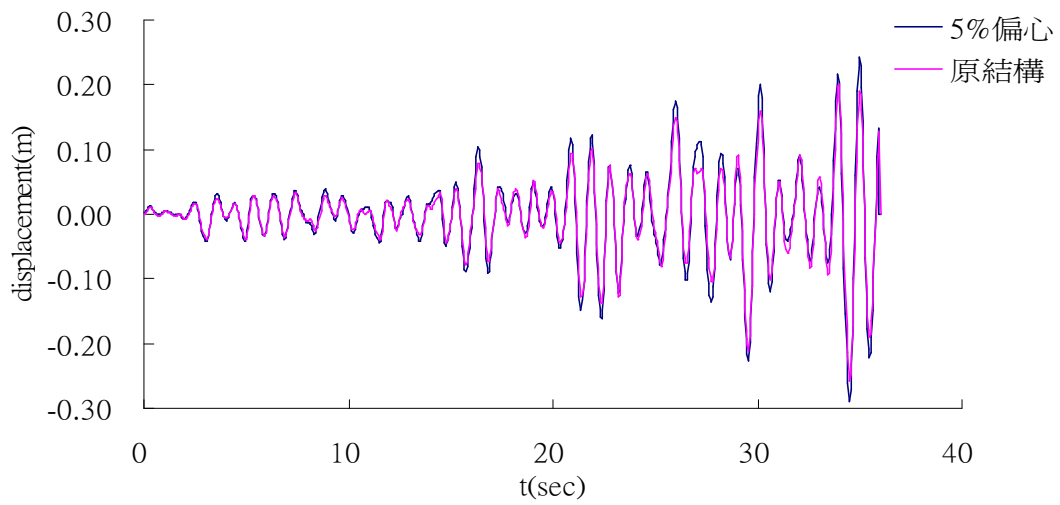


圖 4-249 0525 梓官(E-W)地震記錄 x 向頂層位移歷時

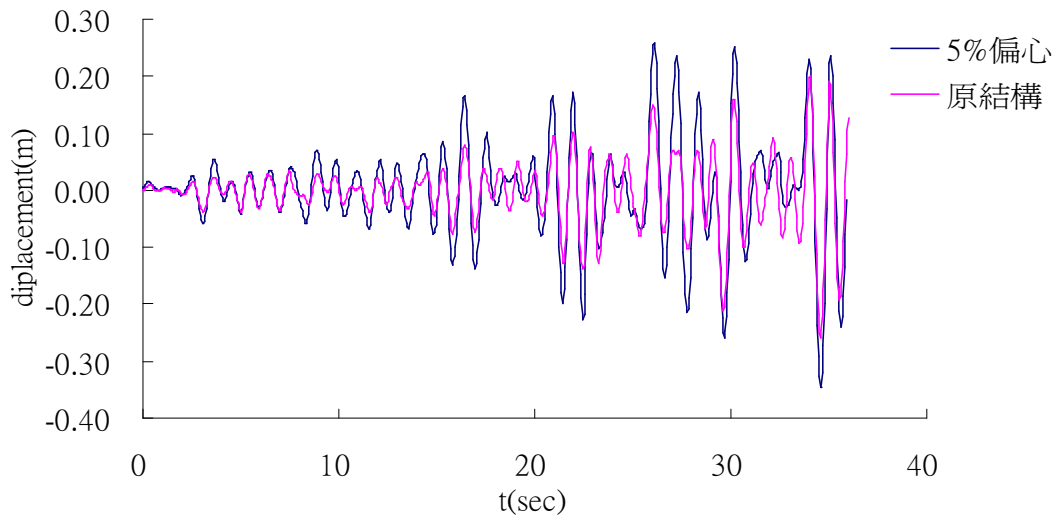


圖 4-250 0525 梓官(E-W)地震記錄 y 向頂層位移歷時

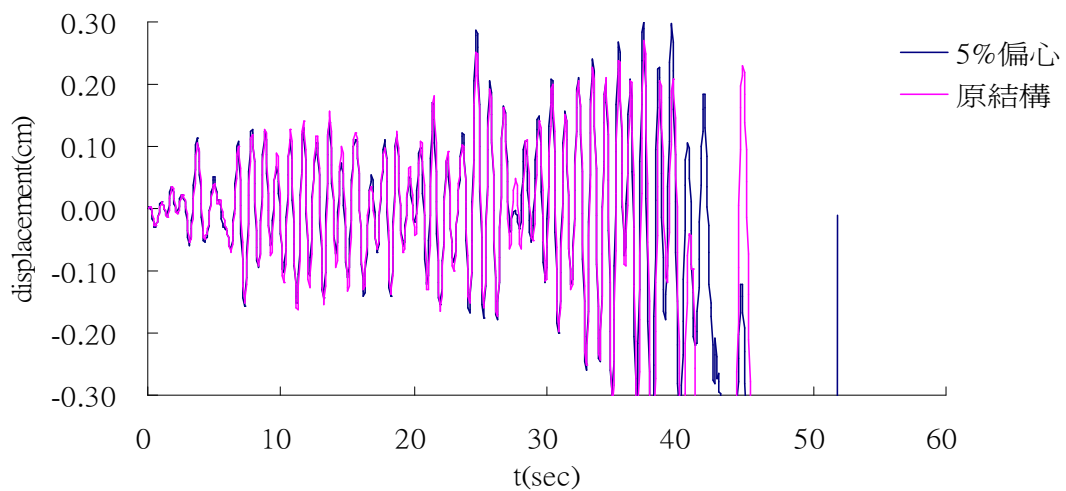


圖 4-251 0525 茄萣(N-S)地震記錄 x 向頂層位移歷時

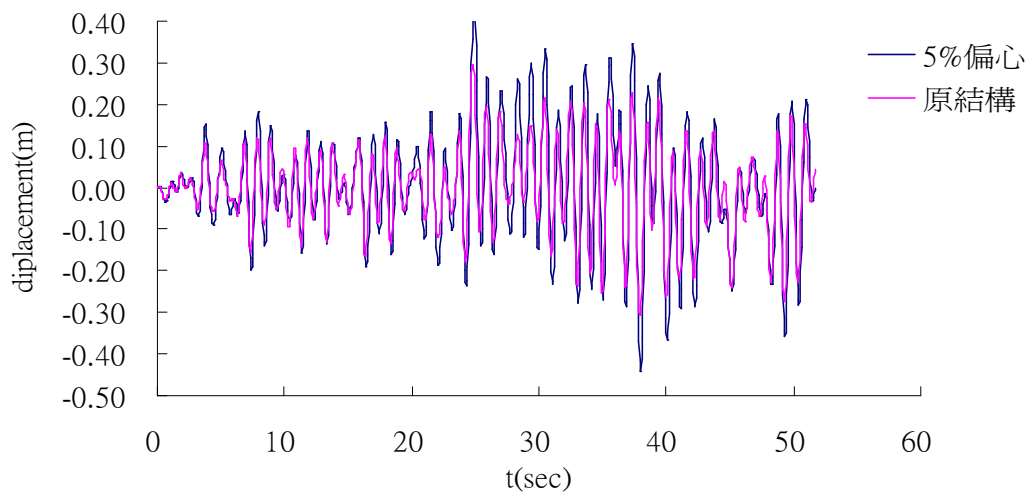


圖 4-252 0525 茄苳(N-S)地震記錄 y 向頂層位移歷時

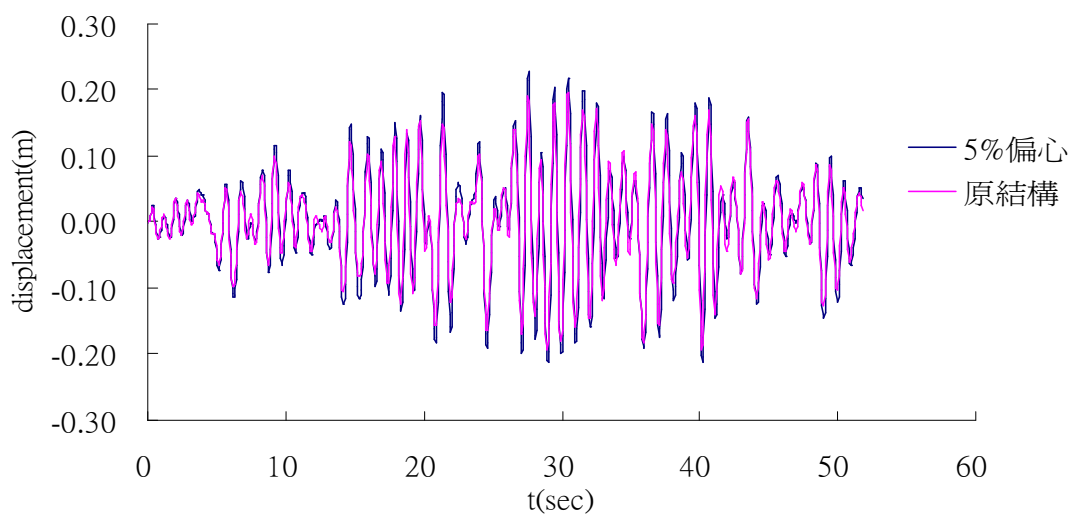


圖 4-253 0525 茄苳(E-W)地震記錄 x 向頂層位移歷時

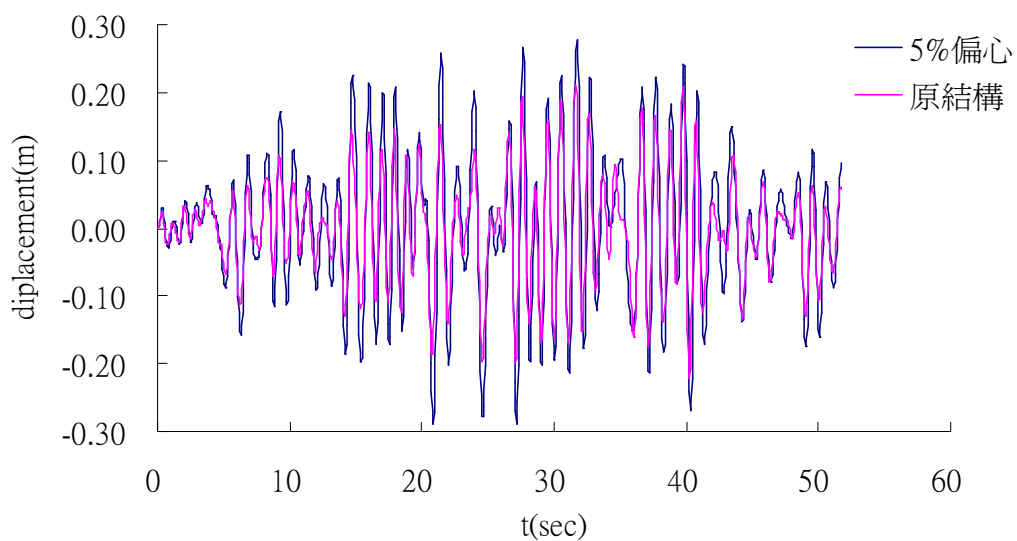


圖 4-254 0525 茄苳(E-W)地震記錄 y 向頂層位移歷時



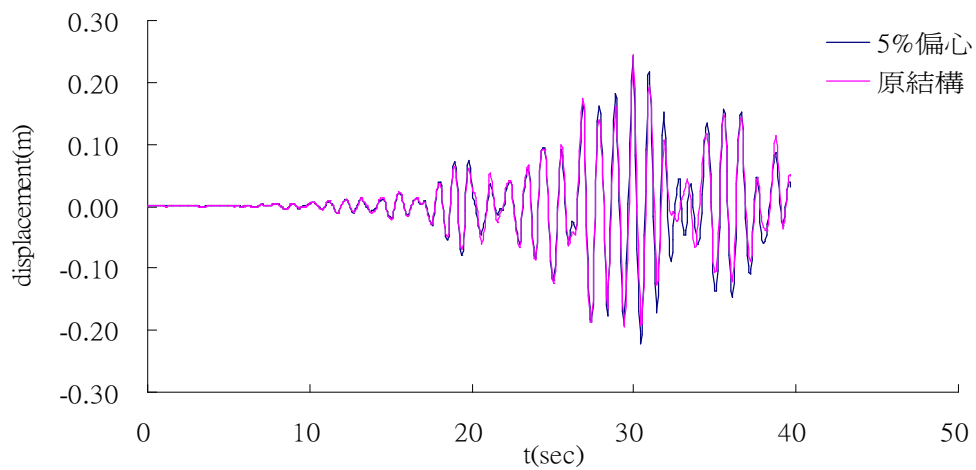


圖 4-255 梓官(N-S)地震記錄 x 向頂層位移歷時

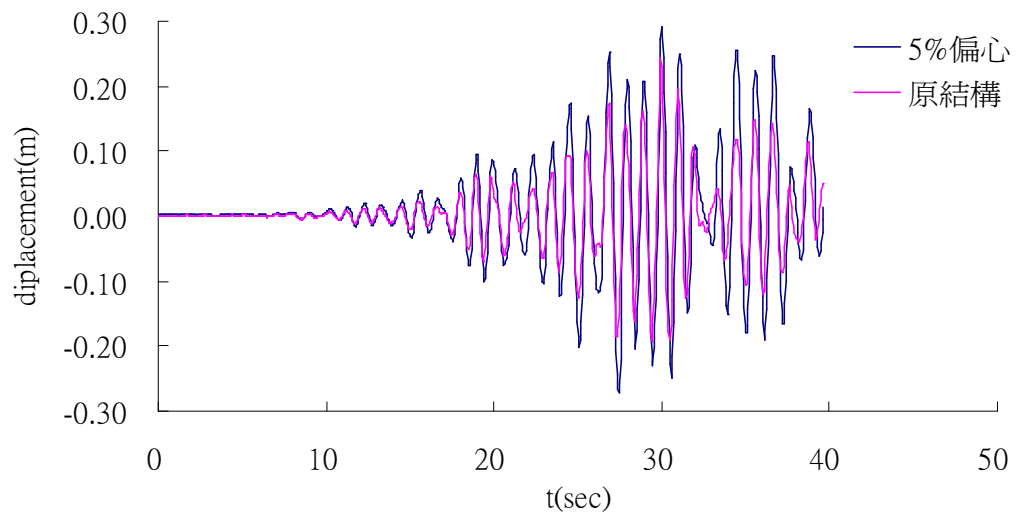


圖 4-256 梓官(N-S)地震記錄 y 向頂層位移歷時

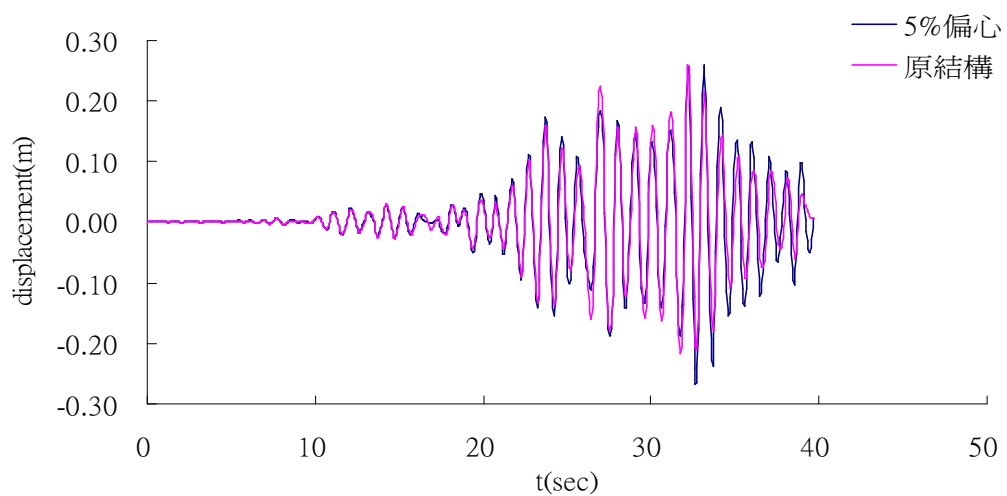


圖 4-257 梓官(E-W)地震記錄 x 向頂層位移歷時

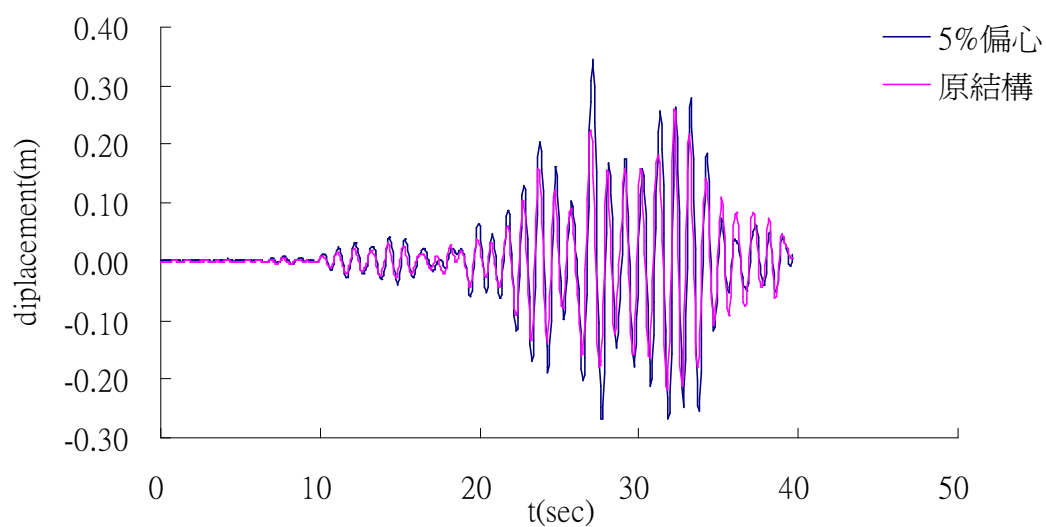


圖 4-258 梓官(E-W)地震記錄 y 向頂層位移歷時

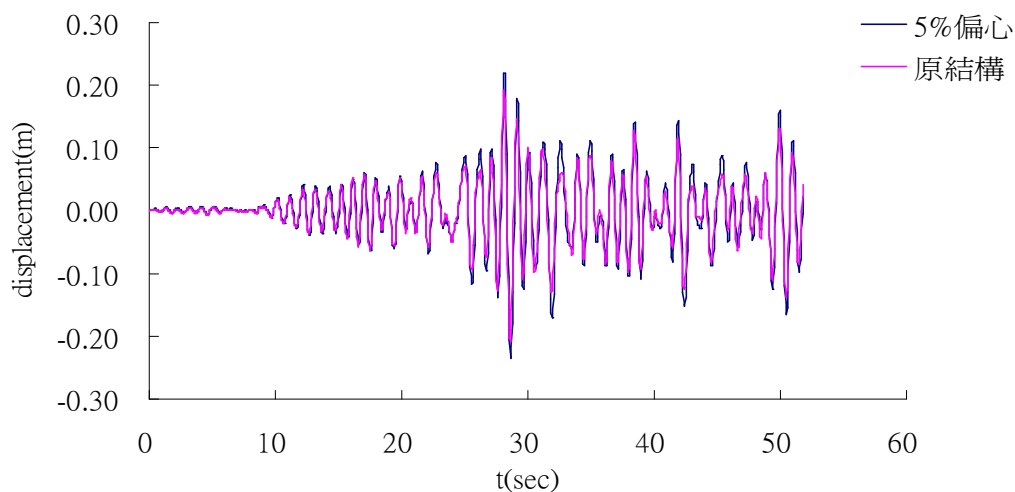


圖 4-259 彌陀(N-S)地震記錄 x 向頂層位移歷時

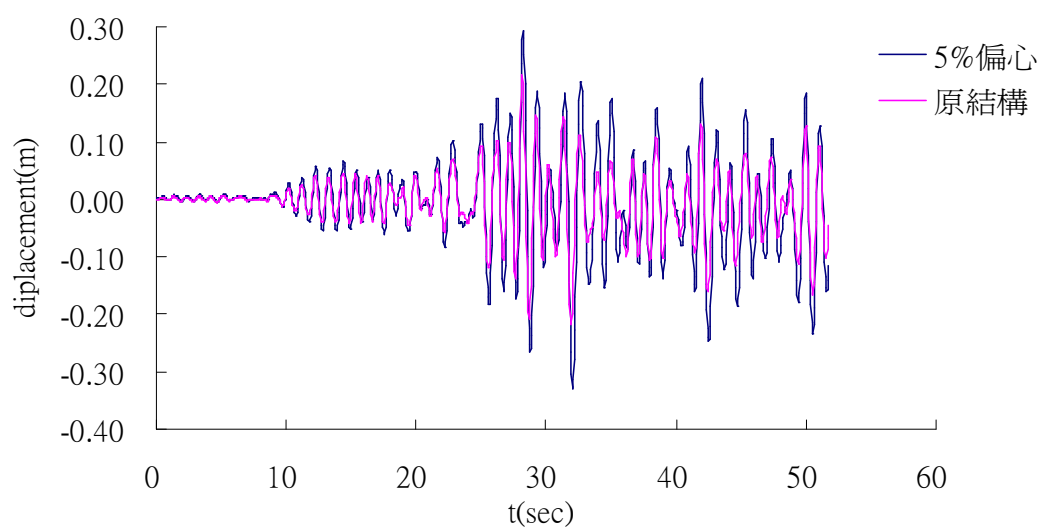


圖 4-260 彌陀(N-S)地震記錄 y 向頂層位移歷時

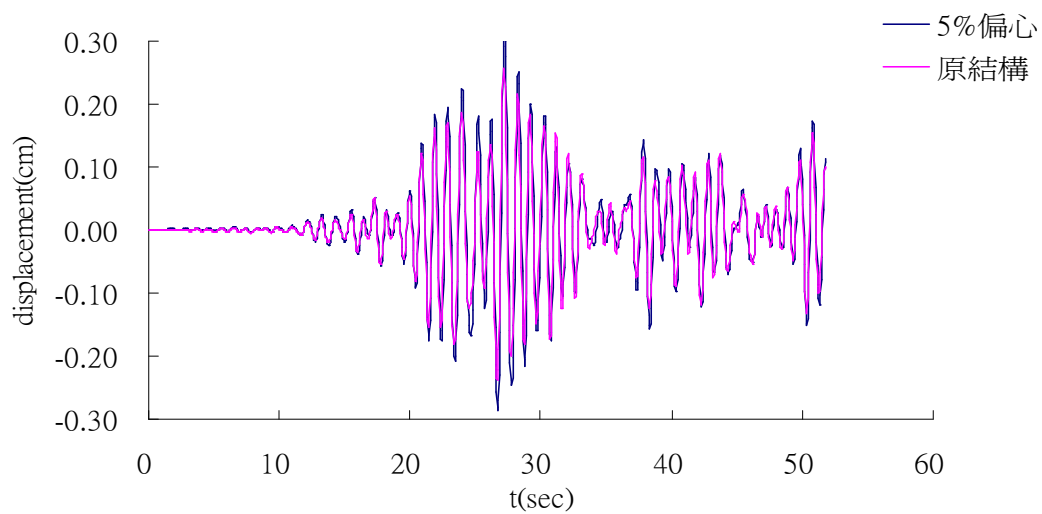


圖 4-261 彌陀(E-W)地震記錄 x 向頂層位移歷時

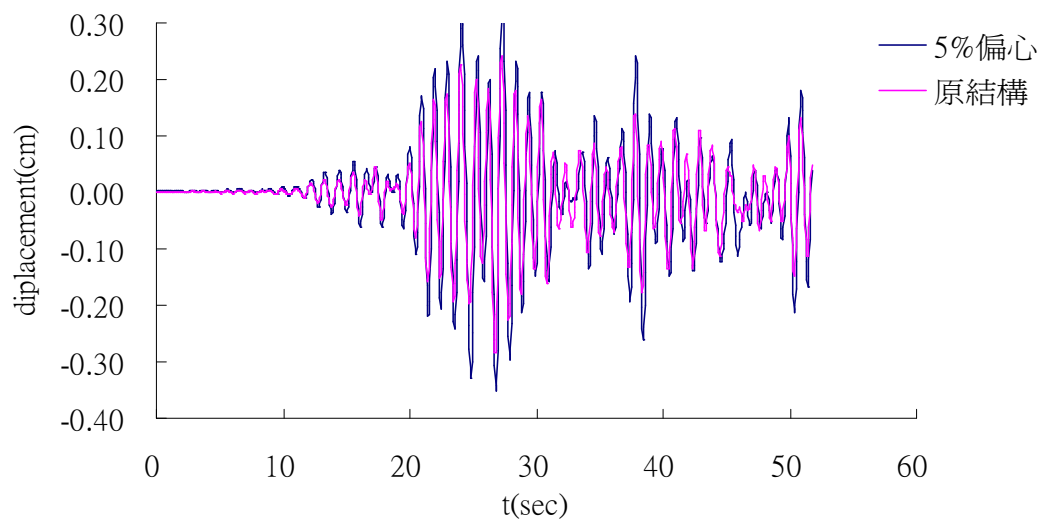


圖 4-262 彌陀(E-W)地震記錄 y 向頂層位移歷時

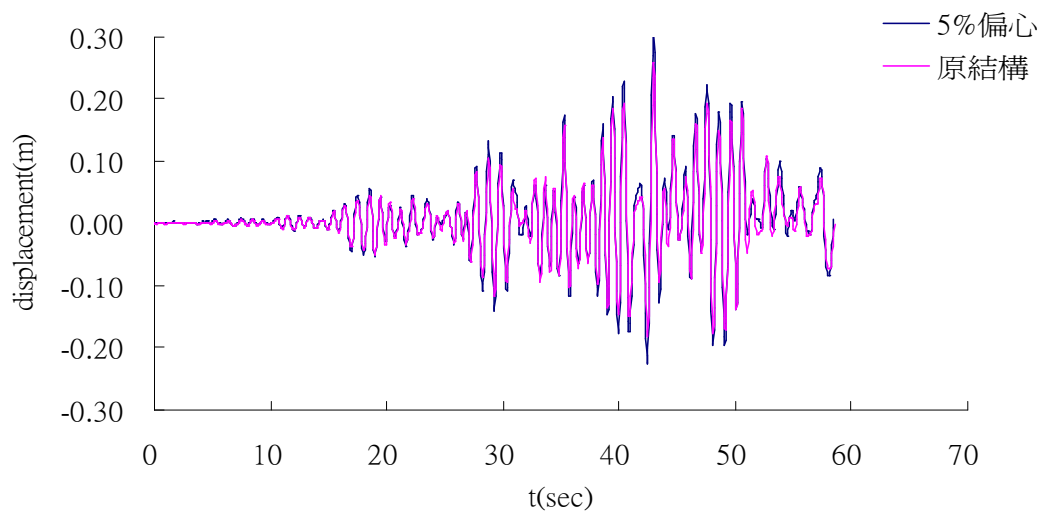


圖 4-263 後紅(N-S)地震記錄 x 向頂層位移歷時

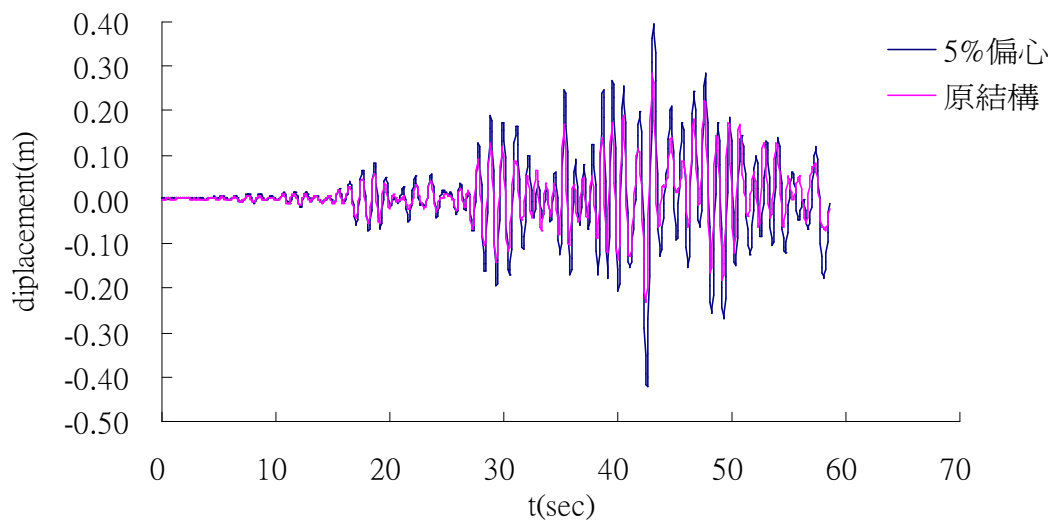


圖 4-264 後紅(N-S)地震記錄 y 向頂層位移歷時

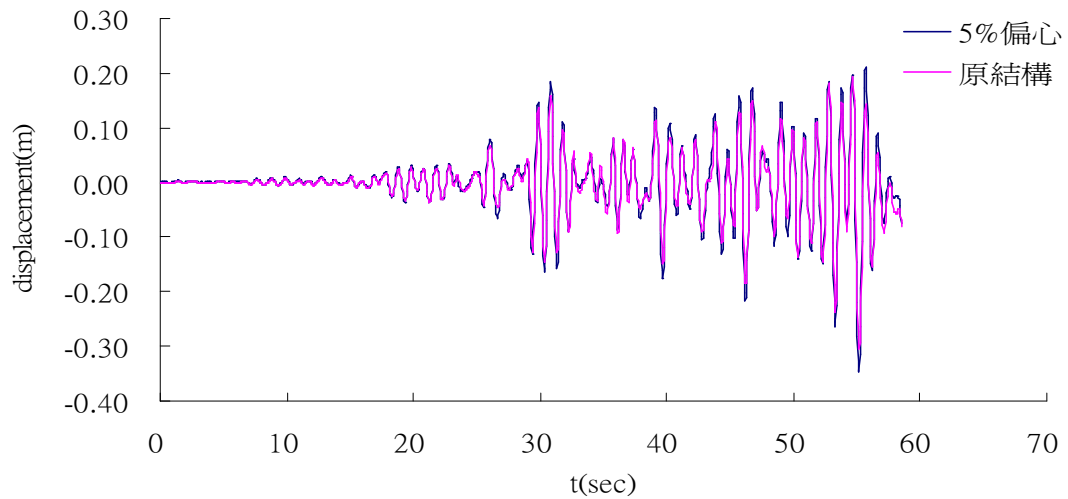


圖 4-265 後紅(E-W)地震記錄 x 向頂層位移歷時

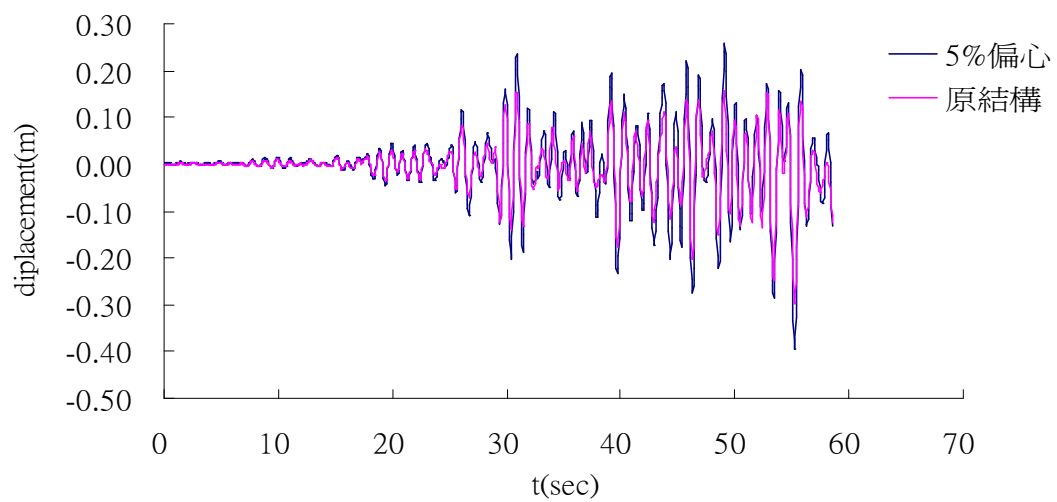


圖 4-266 後紅(E-W)地震記錄 y 向頂層位移歷時

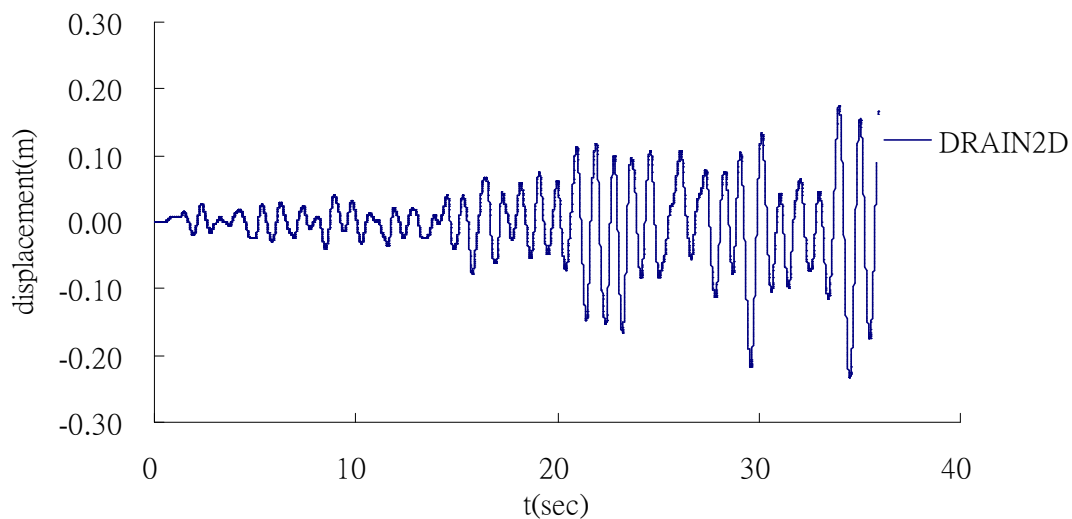


圖 4-267 0525 梓官(N-S)地震記錄 x 向頂層位移歷時

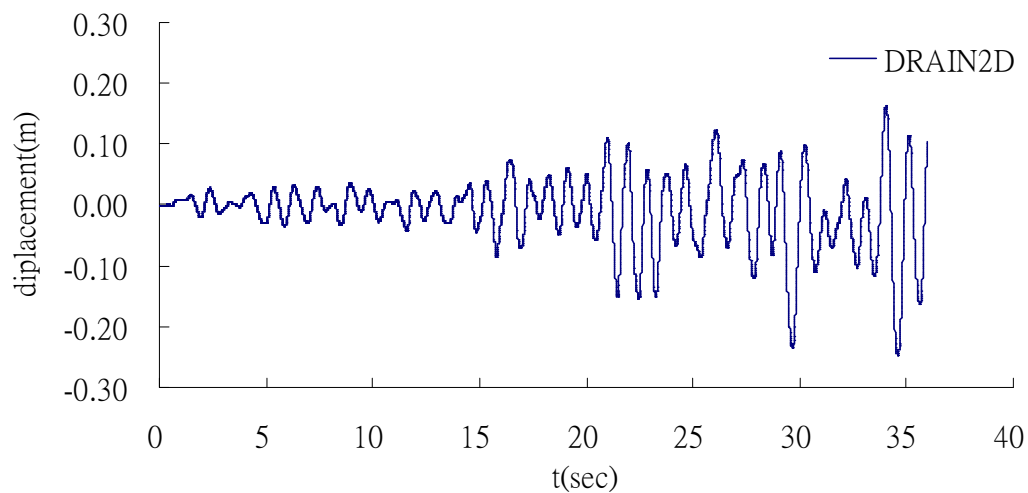


圖 4-268 0525 梓官(N-S)地震記錄 y 向頂層位移歷時

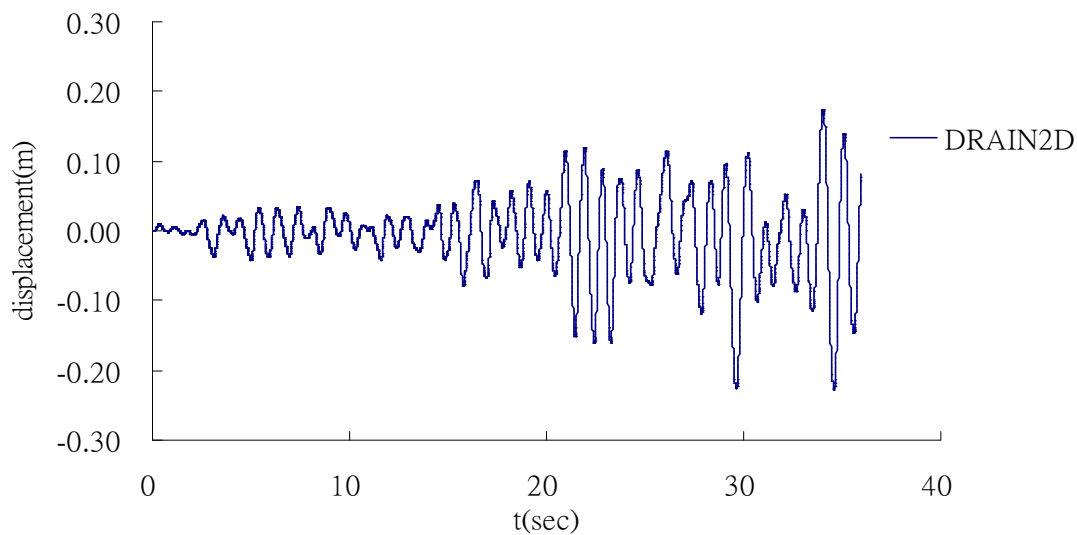


圖 4-269 0525 梓官(E-W)地震記錄 x 向頂層位移歷時

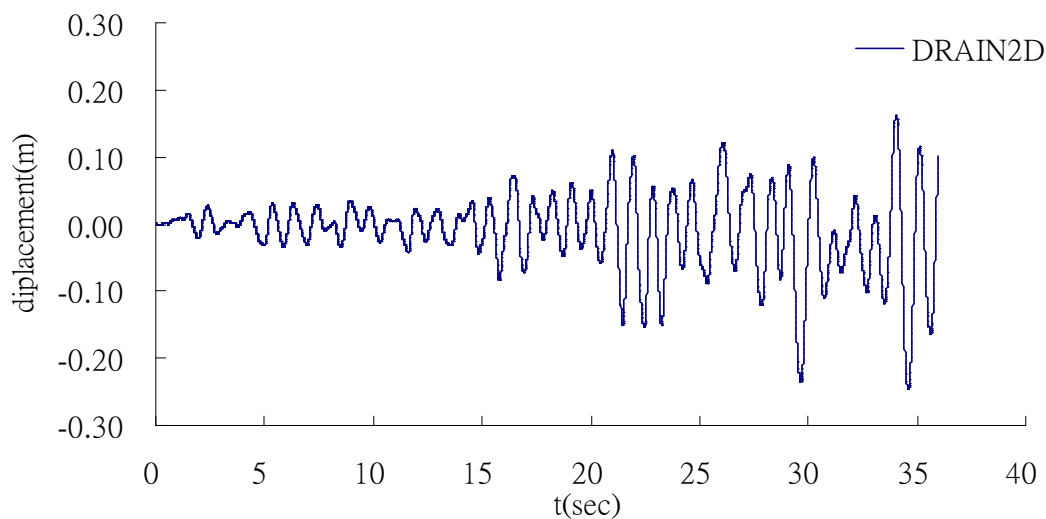


圖 4-270 0525 梓官(E-W)地震記錄 y 向頂層位移歷時

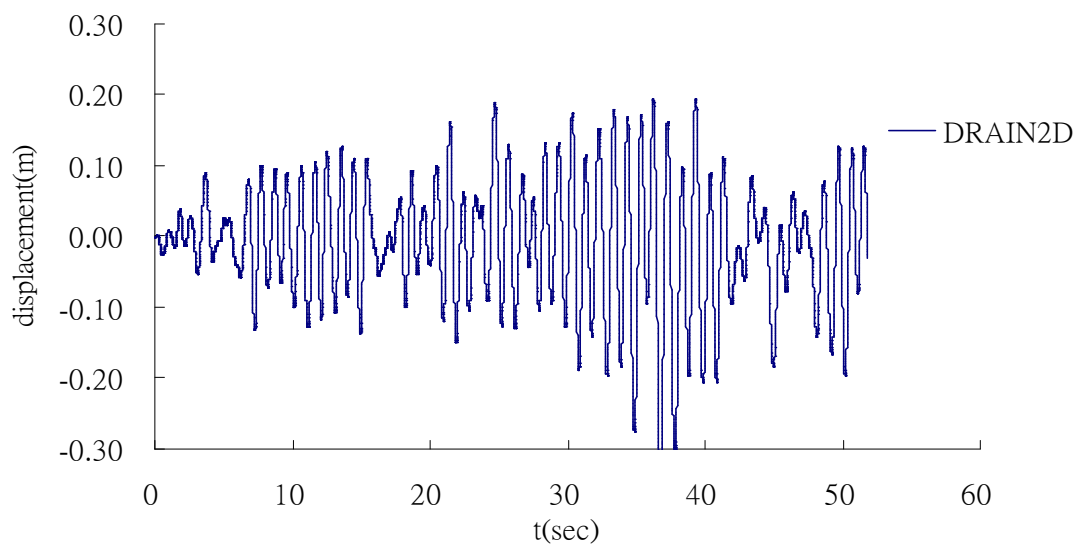


圖 4-271 0525 茄苳(N-S)地震記錄 x 向頂層位移歷時

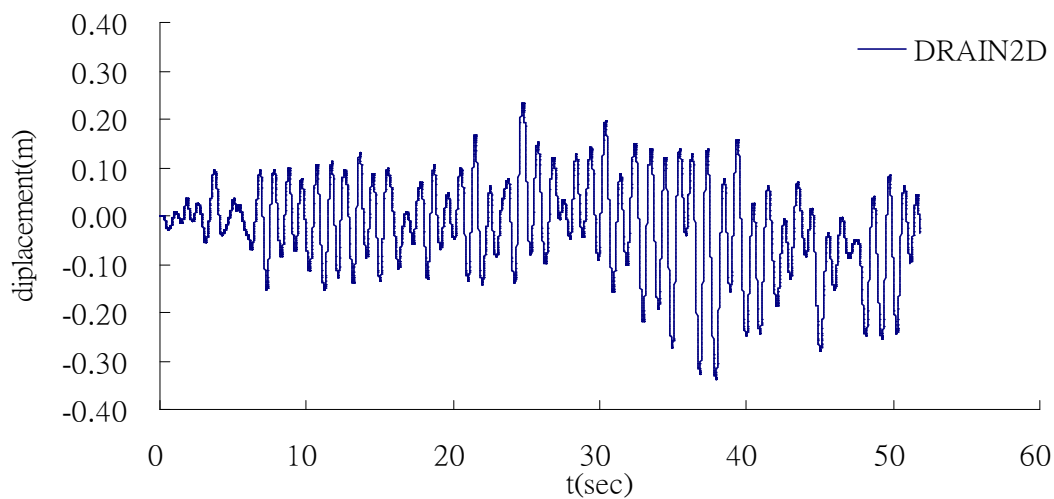


圖 4-272 0525 茄苳(N-S)地震記錄 y 向頂層位移歷時

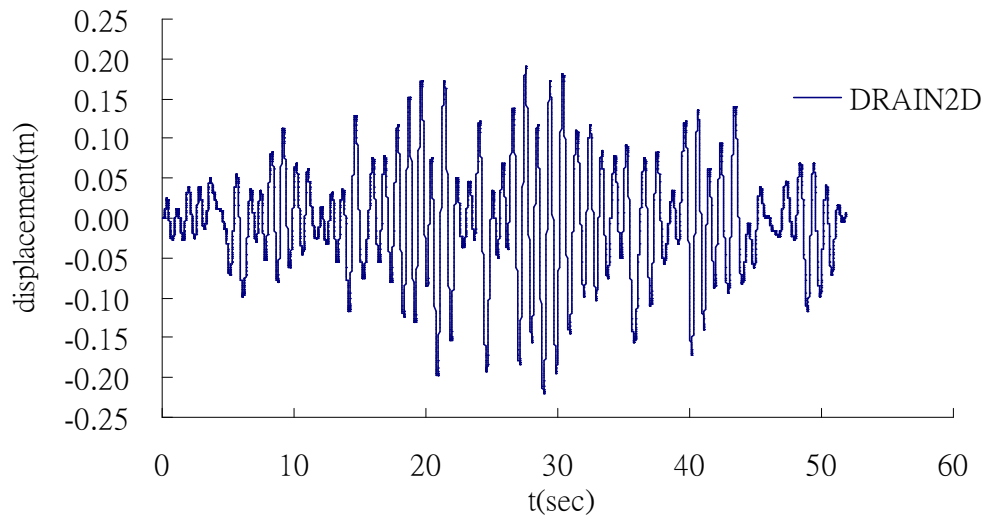


圖 4-273 0525 茄萣(E-W)地震記錄 x 向頂層位移歷時

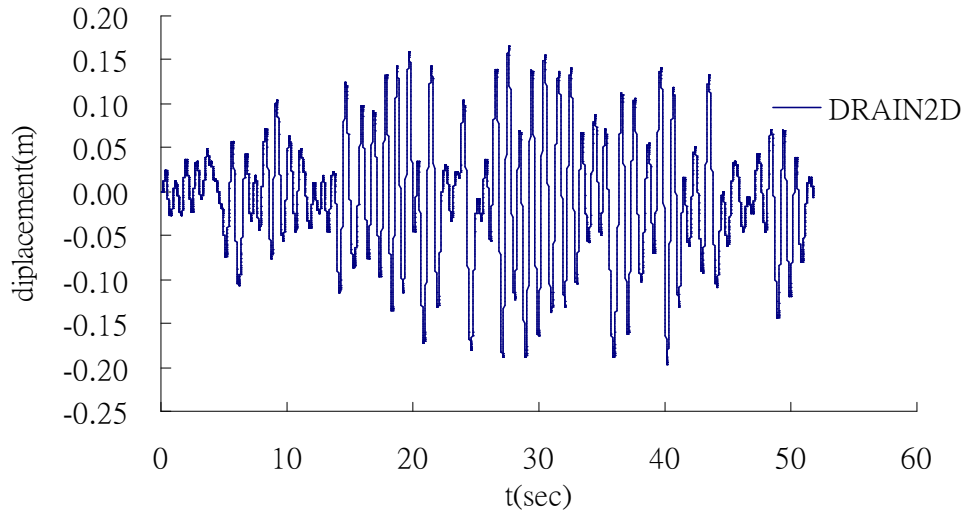


圖 4-274 0525 茄萣(E-W)地震記錄 y 向頂層位移歷時

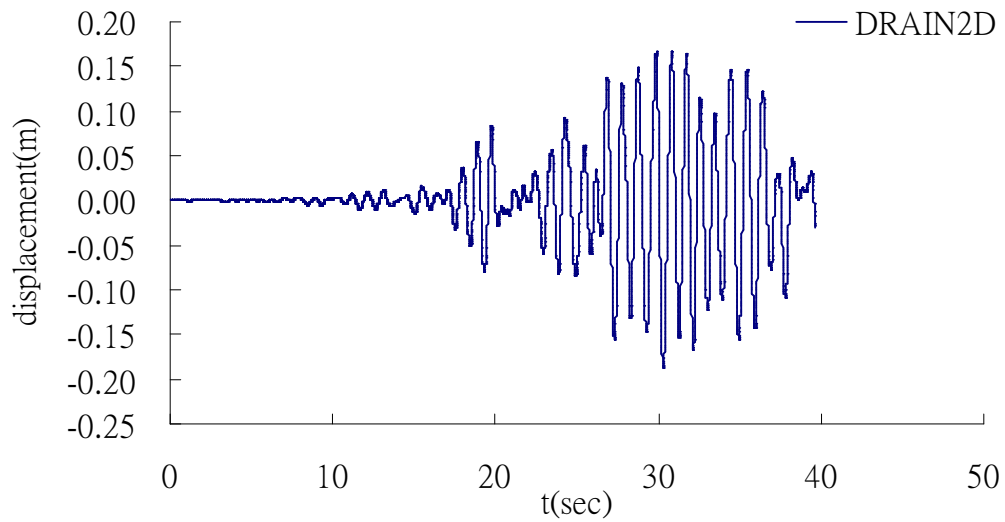


圖 4-275 梓官(N-S)地震記錄 x 向頂層位移歷時

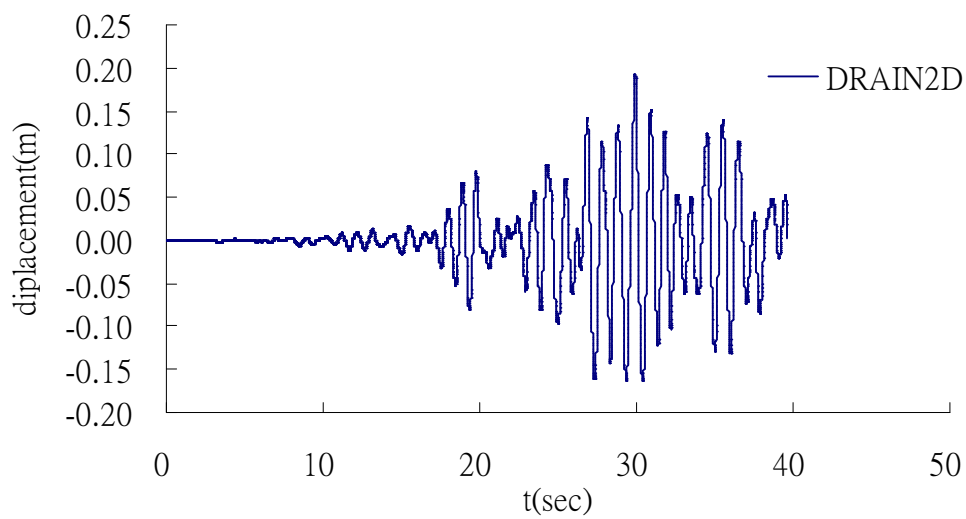


圖 4-276 梓官(N-S)地震記錄 y 向頂層位移歷時

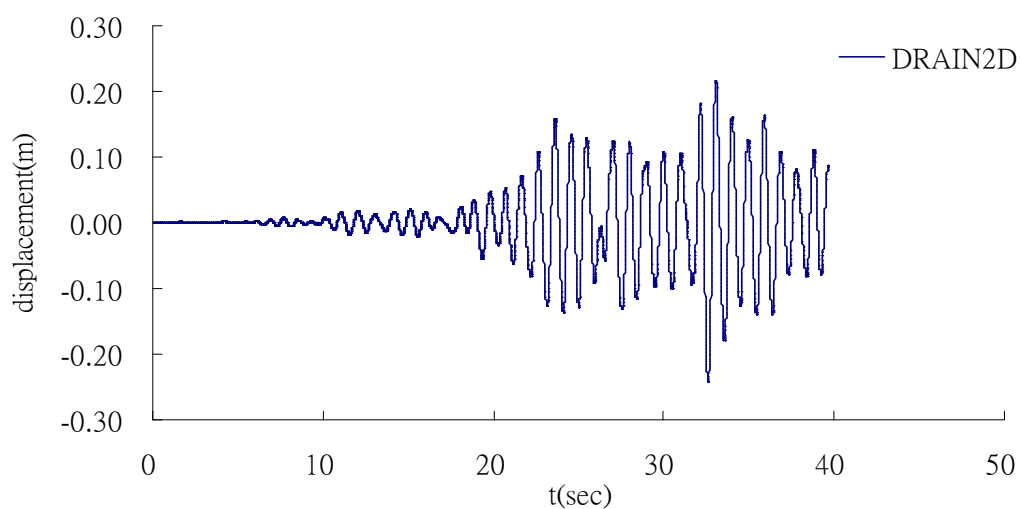


圖 4-277 梓官(E-W)地震記錄 x 向頂層位移歷時

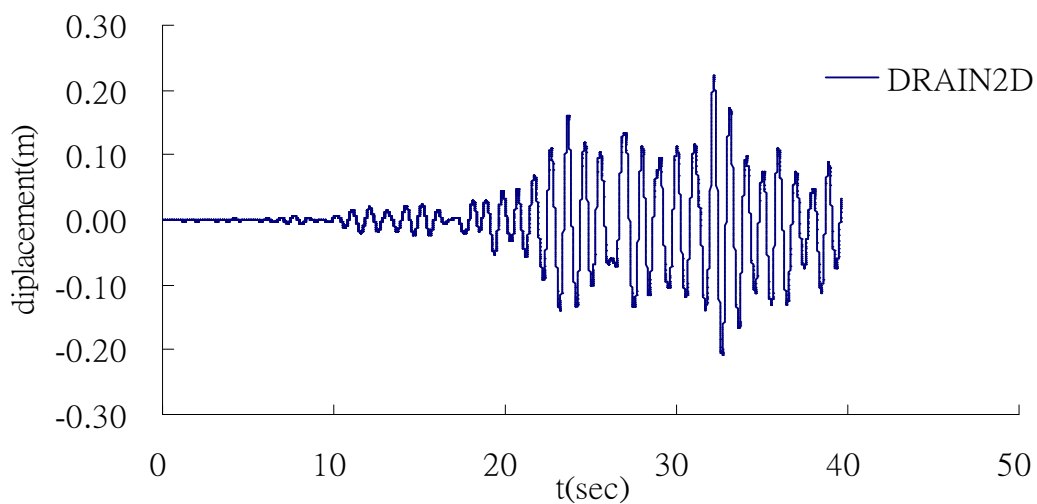


圖 4-278 梓官(E-W)地震記錄 y 向頂層位移歷時



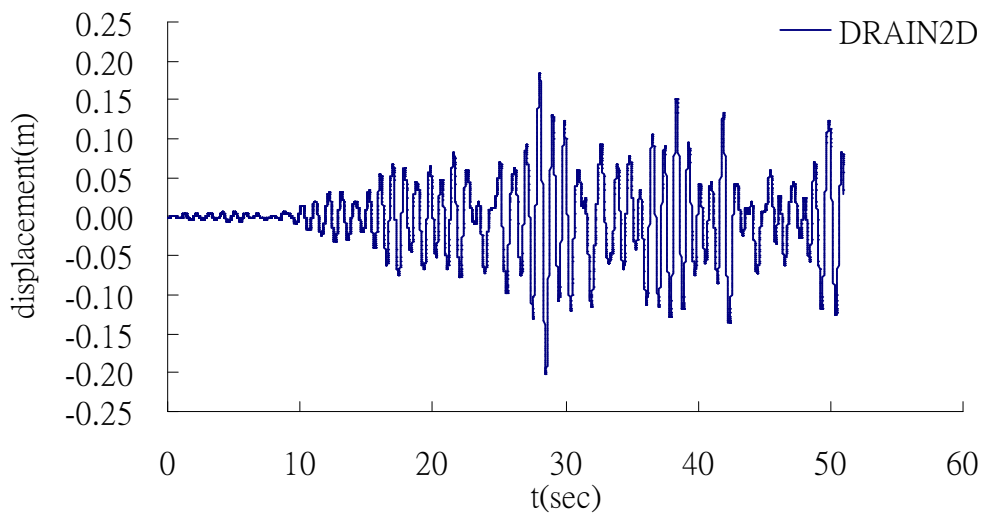


圖 4-279 彌陀(N-S)地震記錄 x 向頂層位移歷時

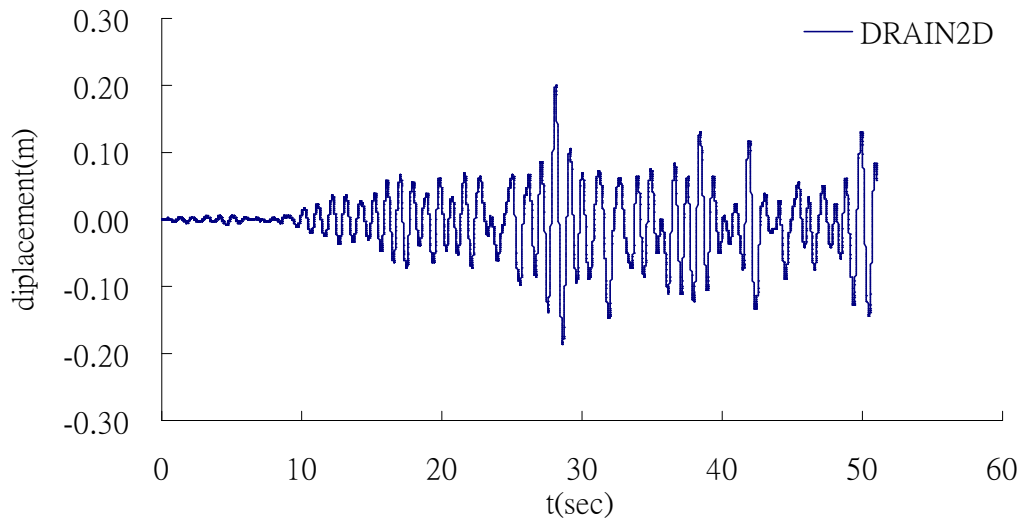


圖 4-280 彌陀(N-S)地震記錄 y 向頂層位移歷時

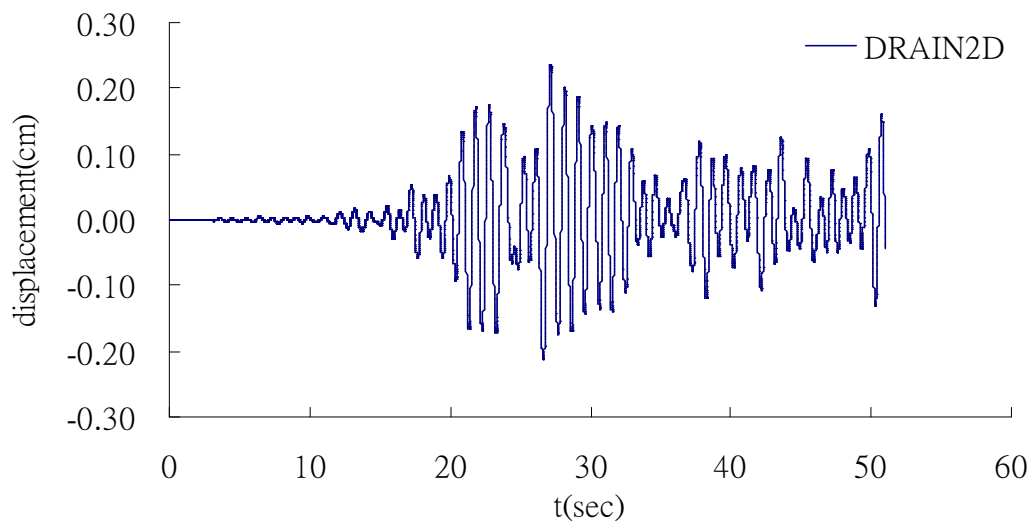


圖 4-281 彌陀(E-W)地震記錄 x 向頂層位移歷時

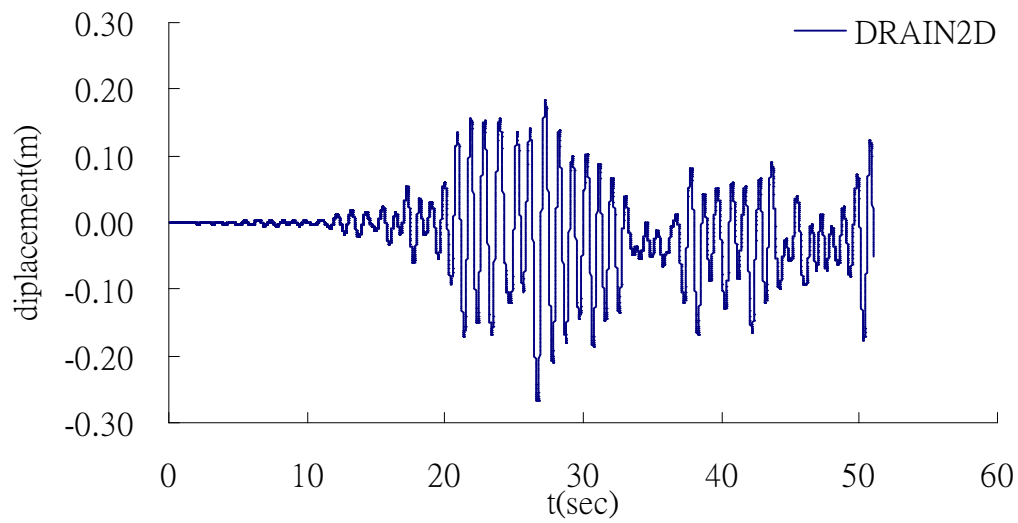


圖 4-282 彌陀(E-W)地震記錄 y 向頂層位移歷時

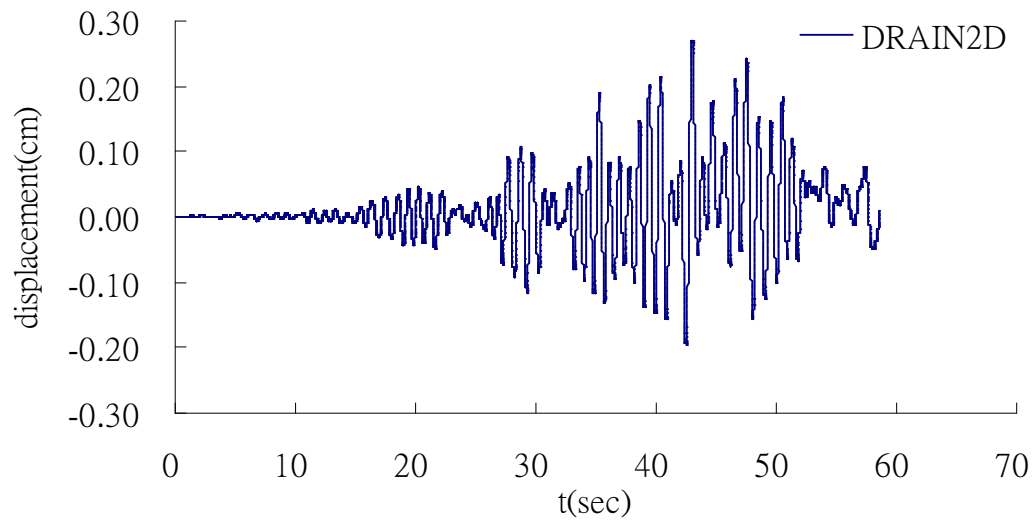


圖 4-283 後紅(N-S)地震記錄 x 向頂層位移歷時

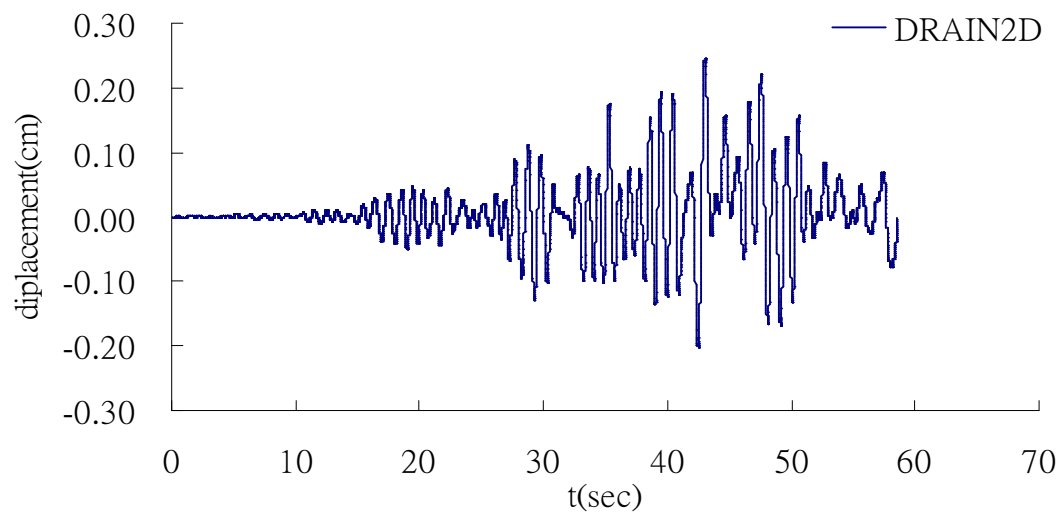


圖 4-284 後紅(N-S)地震記錄 y 向頂層位移歷時

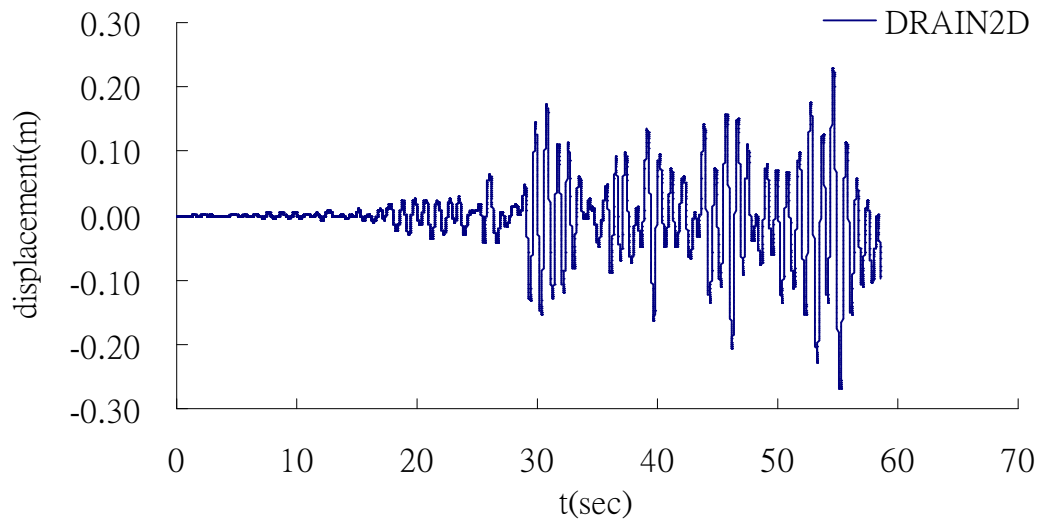


圖 4-285 後紅(E-W)地震記錄 x 向頂層位移歷時

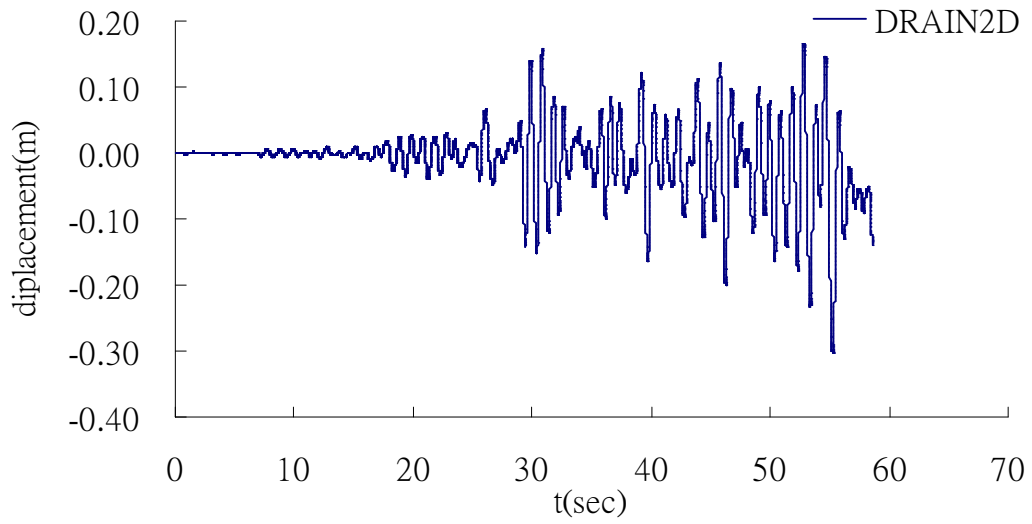


圖 4-286 後紅(E-W)地震記錄 y 向頂層位移歷時