Plastic Analysis and Design

Final Term Project

2019.01.16

Advisor : Kuo-Chun Chang

Group : 3

Students :

R06521212 Dong-Hua Tsai

R06521217 You-Ran Nai

A07527102 Julie Bornerand

A07521104 Tiphaine Huet

目錄

第一章 緒論 Introduction 7

一、前言 Foreword 7
二、結構物基本資料 Structure information 8
三、地震歷時資訊 Time history information 10
四、流程圖 Flowchart 10
五、工作分配 Assignments 10

第二章、斷面分析 Xtract analysis 11

一、前言 Foreword 11
二、Xtract 分析過程 Analysis process 11
三、分析結果 Analysis results 12

第三章、結構物模型 ETABS model 14

一、前言 Foreword 14
二、ETABS 建模過程 Analysis process 14
三、模型模態分析 Modal analysis 16
四、檢核 Check 17

第四章、評估分析 TEASPA analysis 18

一、前言 Foreword 18
二、TEASPA & ETABS 分析流程圖 Flowchart 18
三、TEASPA 輸入檔建立 18
四、TEASPA 執行 Execution 19
五、ETABS 側推分析 Pushover analysis 20
六、TEASPA 耐震評估結果 Results analysis 23

第五章、ATC-40 analysis 25

一、前言 Foreword 25
二、參數決定 Parameters determination 25
三、建立反應譜 Plot response spectrum 26
四、Procedure A 32
五、Procedure B 35
六、Procedure C 40
七、Summary 42

第六章、FEMA273 analysis 45

一、前言 Foreword 45
二、Linear Static Procedure (LSP) 45
三、Linear Dynamic Procedure(LDP) 52
四、Nonlinear Static Procedure(NSP) 57
五、FEMA273 分析結果比較 Comparison between each method from FEMA273 65

第七章、Upper bound method 66

一、前言 Foreword 66
二、假設條件 Assumptions 66
三、計算過程 Calculation 67
四、Upper bound method 分析結果 68

第八章、結論與建議 Conclusion 69

參考資料 Reference 70

圖目錄

圖一、嘉義民雄農工實習工廠.....7
圖二、結構物平面圖.....8
圖三、結構立面圖.....8
圖四、梁斷面圖.....9
圖五、柱斷面圖.....9
圖六、TCU068 100%地震歷時.....10
圖七、流程圖.....10
圖八、Xtract 設定.....11
圖九、Xtract 設定.....12
圖十、混凝土、鋼筋以及磚牆強度.....14
圖十一、斷面定義.....14
圖十二、3D 視角.....15
圖十三、A 立面視角.....15
圖十四、C 立面視角.....15
圖十五、載重設定.....16
圖十六、自由度分析選項.....16
圖十七、磚牆斜撐設定.....17
圖十八、TEASPA & ETABS 分析流程圖.....18
圖十九、執行 COLPH.....19
圖二十、塑鉸分布.....20
圖二十一、側推力分布設定.....20
圖二十二、+X 向側推容量曲線.....21
圖二十三、+X 向塑鉸發展.....21
圖二十四、-X 向側推容量曲線.....22
圖二十五、-X 向塑鉸發展.....22
圖二十六、+X 向側推分析結果.....23
圖二十七、- X 向側推分析結果.....23
圖二十八、設計地震力反應譜.....27
圖二十九、中小度地震力反應譜.....27
圖三十、TCU068 100% 反應譜.....28
圖三十一、TCU068 30% 反應譜.....28
圖三十二、pushover 容量曲線.....30
圖三十三、設計地震力 ADRS.....30
圖三十四、中小度地震力 ADRS.....31
圖三十五、TCU068 100% ADRS.....31
圖三十六、TCU068 30% ADRS.....32

圖三十七、Capacity Spectrum and the 5% Damped Response Spectrum.....32
圖三十八、A random point on the Capacity spectrum.....33
圖三十九、Bilinear representation of Capacity Spectrum 33
圖四十、Vertically curve of Sd.....34
圖四十一、new curve 34
圖四十二、performance point 35
圖四十三、5% damped response spectrum 35
圖四十四、Initial stiffness of the building K 36
圖四十五、The value of d* 36
圖四十六、The yield point 37
圖四十七、The performance point on (1.1 , 0.258). 38
圖四十八、No performance point on TCU068-30%.....39
圖四十九、A new curve for the new βeff 41
圖五十、The performance point of TUC068-30% on (2.63 , 0.369). 41
圖五十一、The performance point of service EQ on (1.14 , 0.253). 41
圖五十二、No performance point on design earthquake 42
圖五十三、No performance point on TCU068-100%.....42
圖五十四、ETABS 輸出值 48
圖五十五、反應譜分析設定.....53
圖五十六、反應譜.....53
圖五十七、基底剪力與頂層位移關係圖.....57
圖五十八、基底剪力與頂層位移雙線化.....58
圖五十九、$C0$之選擇.....58
圖六十、ETABS 目標位移設定 60
圖六十一、設計地震下之塑鉸位置圖.....60
圖六十二、中小地震下之塑鉸位置圖.....61
圖六十三、TCU068 100%下之塑鉸位置圖 61
圖六十四、TCU068 30%下之塑鉸位置圖 61
圖六十五、假設之 mechanism 66
圖六十六、轉角關係.....67

表目錄

表一、嘉義民雄農工實習工廠基本資料.....8
表二、分析條件.....9
表三、工作分配.....10
表四、梁柱斷面分析結果.....12
表五、斷面極限彎矩 Mu.....13
表六、第一模態基本資料.....17
表七、+-X 向之性能.....23
表八、性能評估.....24
表九、建物分類.....25
表十、各類建物折減值.....26
表十一、耐震設計規範參數.....26
表十二、βeff for service earthquake.....38
表十三、βeff for TCU068-30%.....39
表十四、βeff in type C.....40
表十五、Summary of performance point.....43
表十六、Story drift limitation.....43
表十七、Story drift for service earthquake.....44
表十八、Story drift for TCU068-30%.....44
表十九、側向力分配比較表.....48
表二十、FEMA Beam m 值.....49
表二十一、FEMA Column m 值.....49
表二十二、線性靜力之梁分析結果.....50
表二十三、線性靜力之梁通過率.....50
表二十四、線性靜力之柱分析結果.....51
表二十五、線性靜力之柱通過率.....51
表二十六、FEMA Beam m 值.....54
表二十七、FEMA Column m 值.....54
表二十八、線性動力之梁分析結果.....55
表二十九、線性動力之梁通過率.....55
表三十、線性動力之柱分析結果.....56
表三十一、線性動力之柱通過率.....56
表三十二、目標位移.....60
表三十三、鋼筋混凝土梁桿件的預期轉角.....62
表三十四、鋼筋混凝土柱桿件的預期轉角.....62
表三十五、非線性靜力之梁分析結果.....63
表三十六、非線性靜力之梁通過率.....63

表三十七、非線性靜力之柱分析結果.....64
表三十八、非線性靜力之柱通過率.....64
表三十九、 M_u.....67
表四十、upper bound method 誤差比較 68

第一章 緒論 Introduction

一、前言 Foreword

在這次報告中我們將針對因 1999 年的嘉義地震已倒塌的嘉義民雄農工實習工廠進行分析，同時利用 ETABS 配合 TEASPA 建立模型，並利用 ATC-40 以及 FEMA273 這兩種耐震評估方法，加以探討這棟校舍在設計上的現以及耐震程度。

首先利用 ETABS 配合輔助程式 TEASPA 建立結構模型，之後透過非線性靜力側推分析以得到建築物的耐震容量曲線，利用此區現透過 ATC-40 評估法求得此校舍的功能績效點，也就是其所能承受的最大位移以及地震強度。

在 FEMA273 中我們使用線性靜力分析(LSP)、線性動力分析(LDP)以及非線性靜力分析(NSP)，找出這棟校舍在三種分析方法下的破壞情形，再與 ATC-40 進行比較。

最後也透過 Upper bound method 手檢核側推分析所得到的基底剪力是否合理，檢核結果發現在一些適當的簡化假設之下，Upper bound method 所推算出來的基底剪力具有相當不錯的精度。

圖一、嘉義民雄農工實習工廠

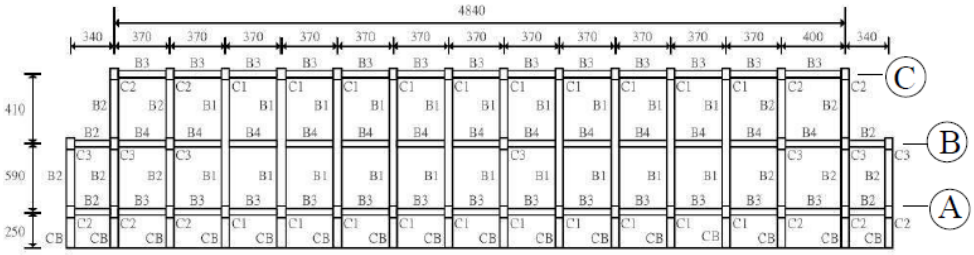
二、結構物基本資料 Structure information

1. 嘉義民雄農工實習工廠基本資料

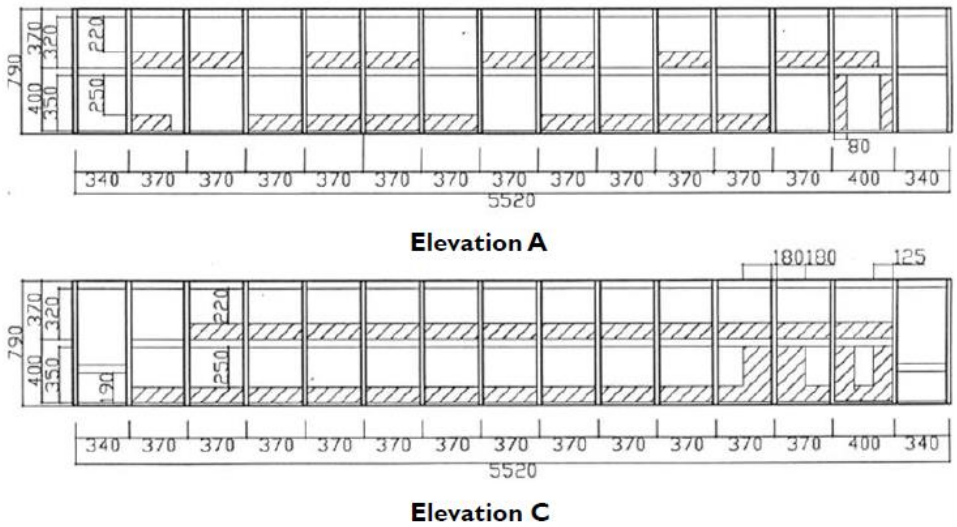
結構名稱	嘉義民雄農工實習工廠
結構位置	嘉義縣民雄鄉文隆村 81 號
地盤種類	第二類地盤
建物用途	學校校舍
結構規模	地上二層，無地下室
結構尺寸	長向 48.4 公尺 短向 12.5 公尺
材料性質	混凝土fc' = 280 kgf/cm2
	鋼筋fc' = 2800 kgf/cm2
結構載重	靜載重＝850 kg/m2(含所有桿件)
	活載重＝250 kg/m2
臨近斷層	梅山斷層(距 1.76 公里)

表一、嘉義民雄農工實習工廠基本資料

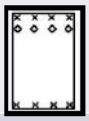
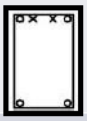
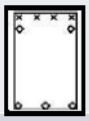
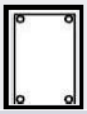
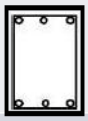
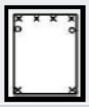
2. 結構平面圖



圖二、結構物平面圖

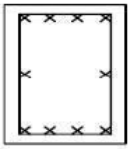
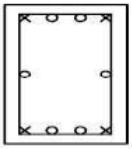
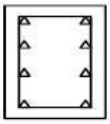
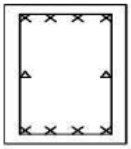
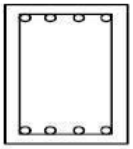
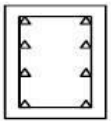


圖三、結構立面圖

	1B1	1B2,2B2	1B3,2B3	2B1	2B4	1B4	CB
	30*80	25*50	25*65	38*80	25*40	25*40	30*50
							
Top Rebar	◇ 4-D25 X 4-D22	X 2-D22 ○ 2-D19	○ 2-D19 △ 3-D16	◇ 2-D25 X 4-D22	○ 2-D19	○ 3-D19	X 4-D22 ○ 2-D19
Bottom Rebar	X 4-D22	○ 2-D19	△ 3-D16	◇ 3-D25	○ 2-D19	○ 3-D19	X 2-D22
Stirrup	D10@15	D10@10	D10@15	D10@10	D10@15	D10@20	D10@10

Clear cover: 4 cm

圖四、梁斷面圖

1C1	1C2	1C3	2C1	2C2	2C3
30*50	30*50	25*40	30*50	30*50	25*40
					
X 10-D22 ○ △	X 4-D22 ○ 6-D19 △	X ○ △ 8-D16	X 8-D22 ○ △ 2-D16	X ○ 8-D19 △	X ○ △ 8-D16
Details about the stirrup refer to Study cases					

Clear cover: 4 cm

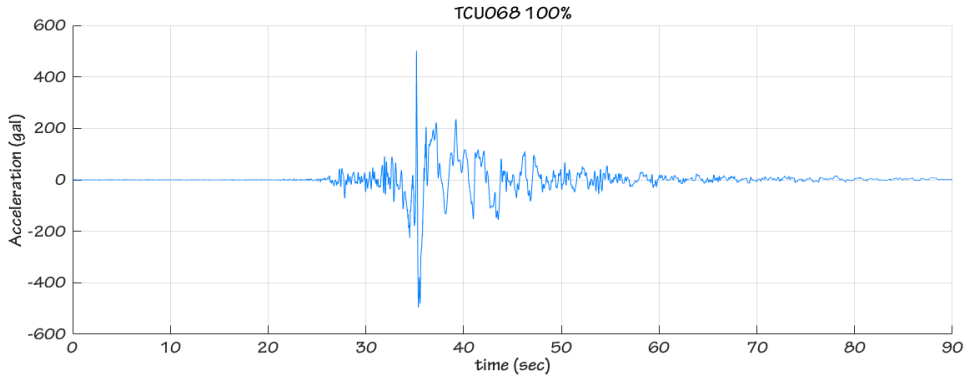
圖五、柱斷面圖

Team	Stirrups for Columns (cm)	Analysis Cases		
1	D10 @ 10	Small to moderate seismic response spectrum (30-year return period)	Design seismic response spectrum (475-year return period)	1022CHY037 30%&100%
2	D10 @ 30			1022CHY037 30%&100%
3	D10 @ 10			921TCU068 30%&100%
4	D10 @ 30			921TCU068 30%&100%
5	D10 @ 10			921TCU052 30%&100%

Note：
1. Software used： ETABS & TEASPA
2. Analysis Direction：Long Direction
3. consider walls as rigid members
4. The units of time history data are sec. and gal

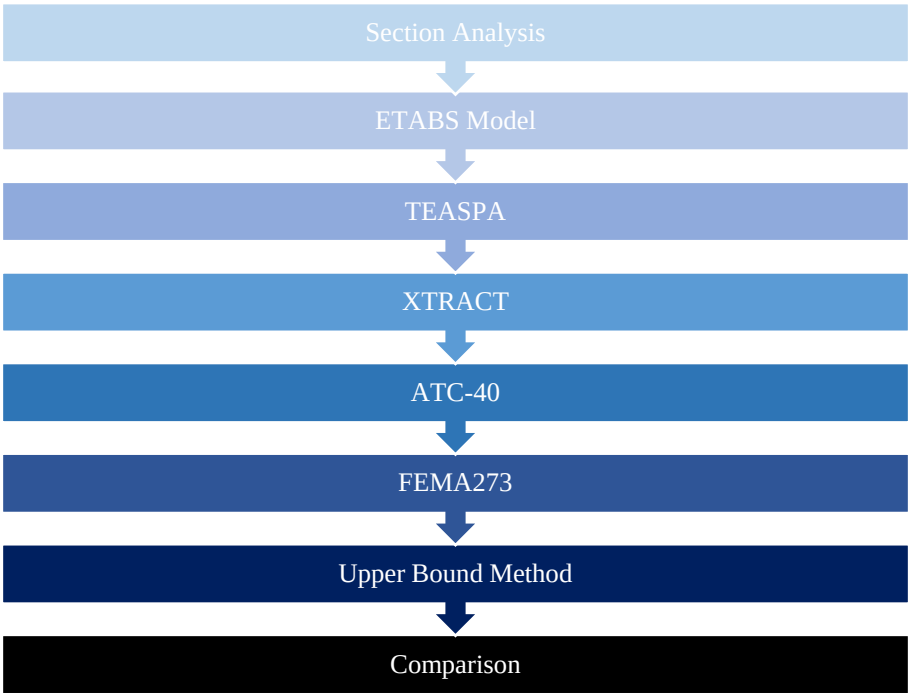
表二、分析條件

三、地震歷時資訊 Time history information



圖六、TCU068 100%地震歷時

四、流程圖 Flowchart



圖七、流程圖

五、工作分配 Assignments

人員	工作項目
蔡東樺	XTRACT 分析、FEMA273 檢核、Upper bound method、整合
乃宥然	ETABS 建模、TEASPA 分析、FEMA273 檢核
Julie Bornerand	ATC40 檢核
Tiphaine Huet	

表三、工作分配

第二章、斷面分析 Xtract analysis

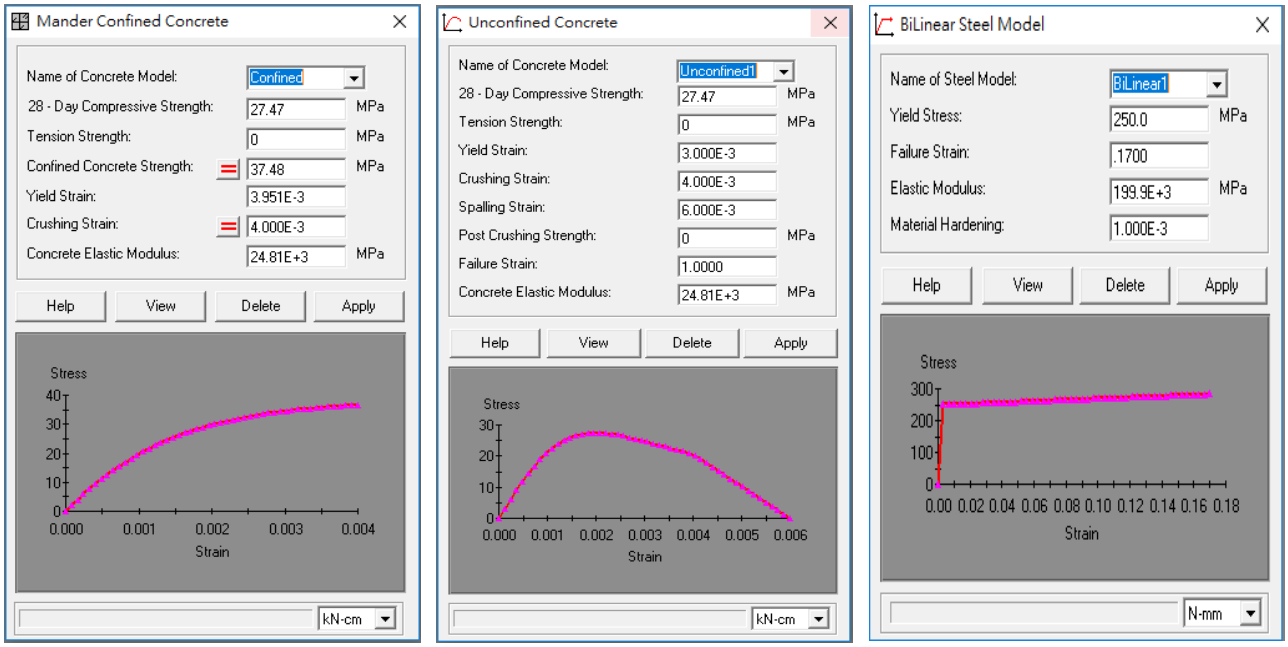
一、前言 Foreword

利用 XRACT 進行斷面分析，可得 Moment-Curvature，可了解斷面強度、極限彎矩等資訊，以提供皆下來分析使用。

二、Xtract 分析過程 Analysis process

1. 材料定義 Material definition

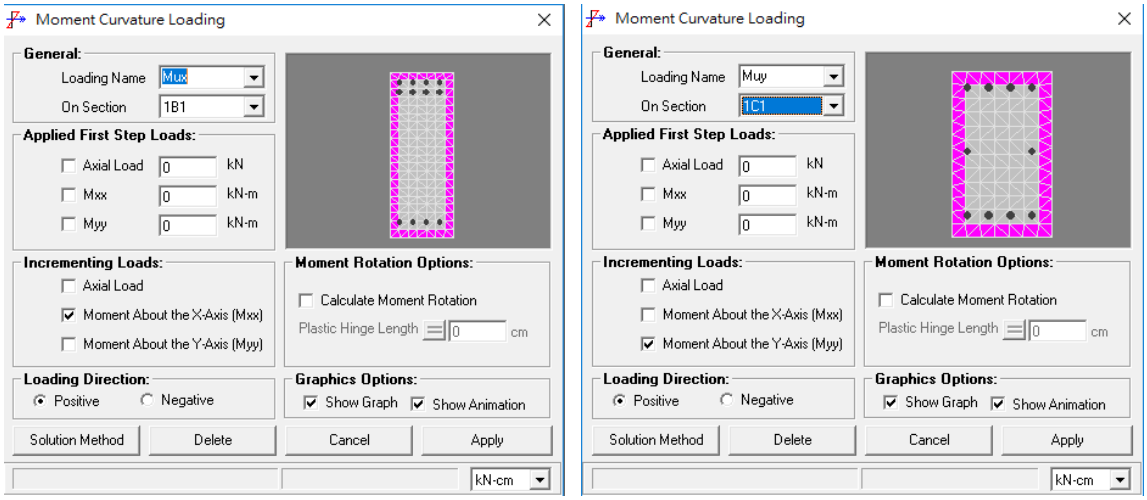
在材料定義中，需定義無圍束混凝土、圍束混凝土、鋼筋等材料。混凝土強度為 280 kgf/cm^2，圍束混凝土參數以 Mander model 來進行計算設定，鋼筋強度為 2800 kgf/cm^2，下圖為設定圖。



圖八、Xtract 設定

2. 彎矩強度分析 Moment curvature analysis

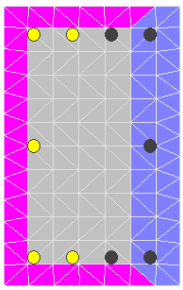
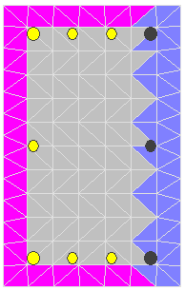
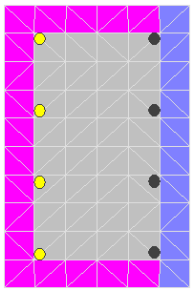
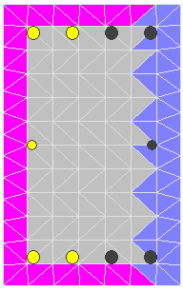
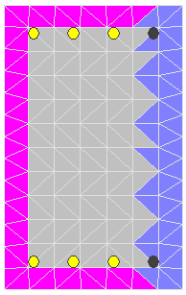
分析設定，柱加載在 Y 方向且兩邊對稱，只需做一方向即可。梁家在 X 方向，因上下配筋量不同，所以須做+X 與-X 方向。

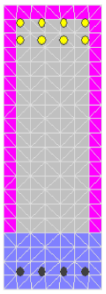
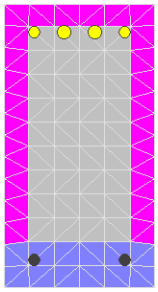
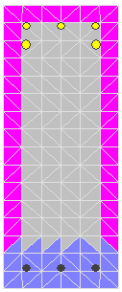
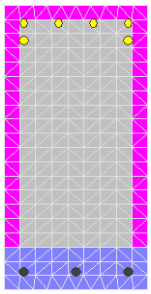
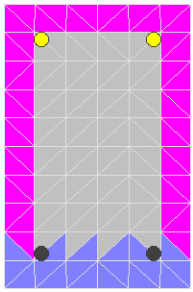
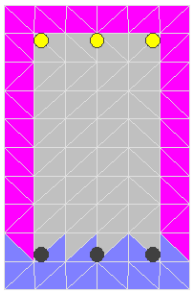
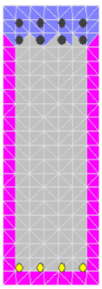
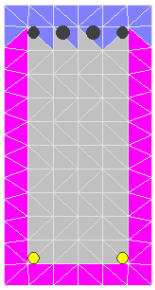
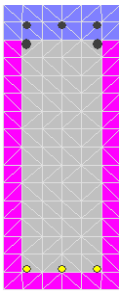
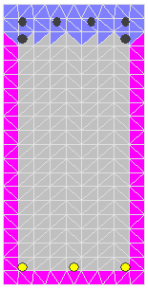
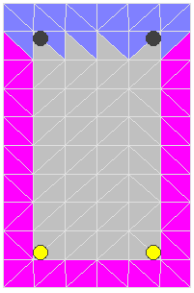
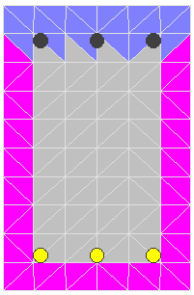


圖九、Xtract 設定

三、分析結果 Analysis results

1. 梁柱分析結果

column	1C1	1C2	1C3、2C3	2C1	2C2
section					

beam	1B1	1B2、2B2	1B3、2B3	2B1	2B4	1B4
Mux+						
Mux-						

表四、梁柱斷面分析結果

2. 極限彎矩

Beam	1B1	1B2、2B2	1B3、2B3	2B1	2B4	1B4	1B1
Mux+	639.9	152.1	176.5	471.5	51.8	75.3	227.5
Mux-	295.6	66.1	96.9	288.3	51.8	75.3	90.7
column	1C1	1C2	1C3	2C1	2C2	2C3	
Muy	118.1	101.8	41.6	108.6	75.2	43.9	

表五、斷面極限彎矩 Mu (KN-m)

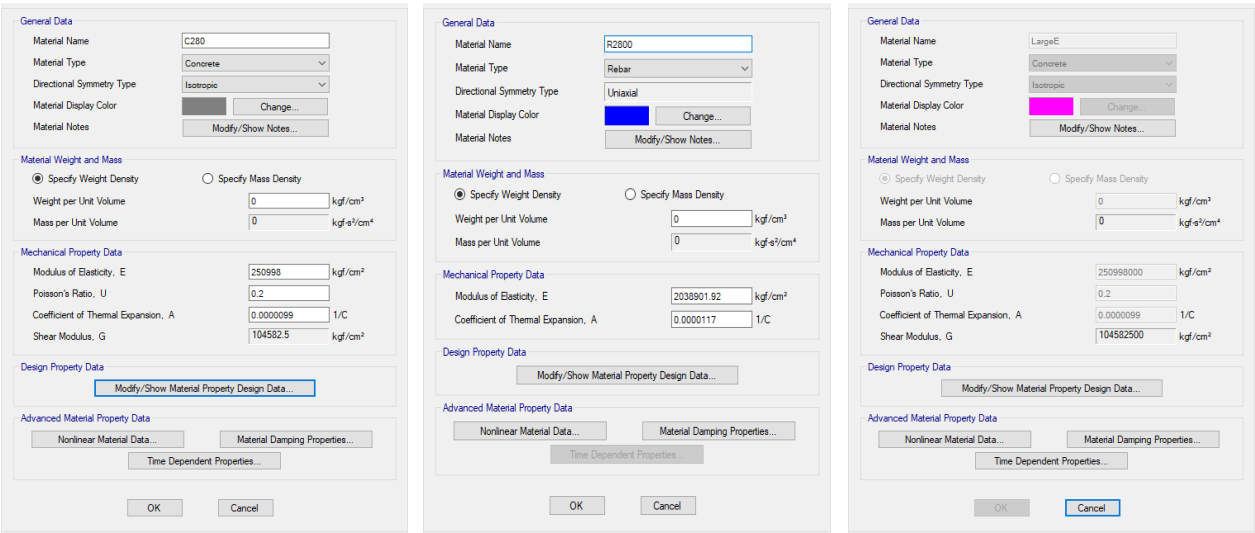
第三章、結構物模型 ETABS model

一、前言 Foreword

根據題目所給的設定條件建立基本模型，在此針對我們自行所假設的模型要素進行說明。

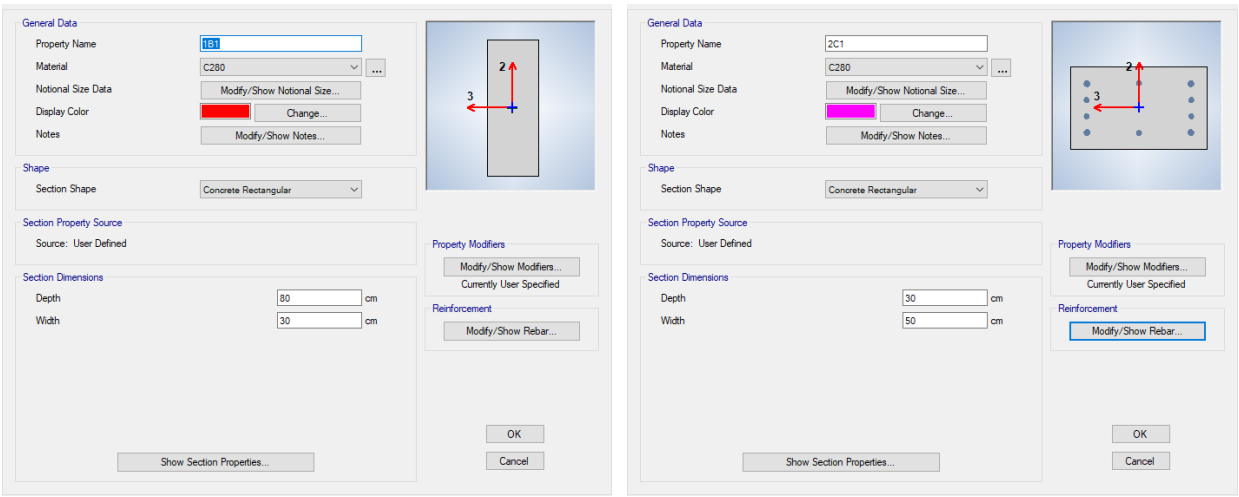
二、ETABS 建模過程 Analysis process

1. 材料定義



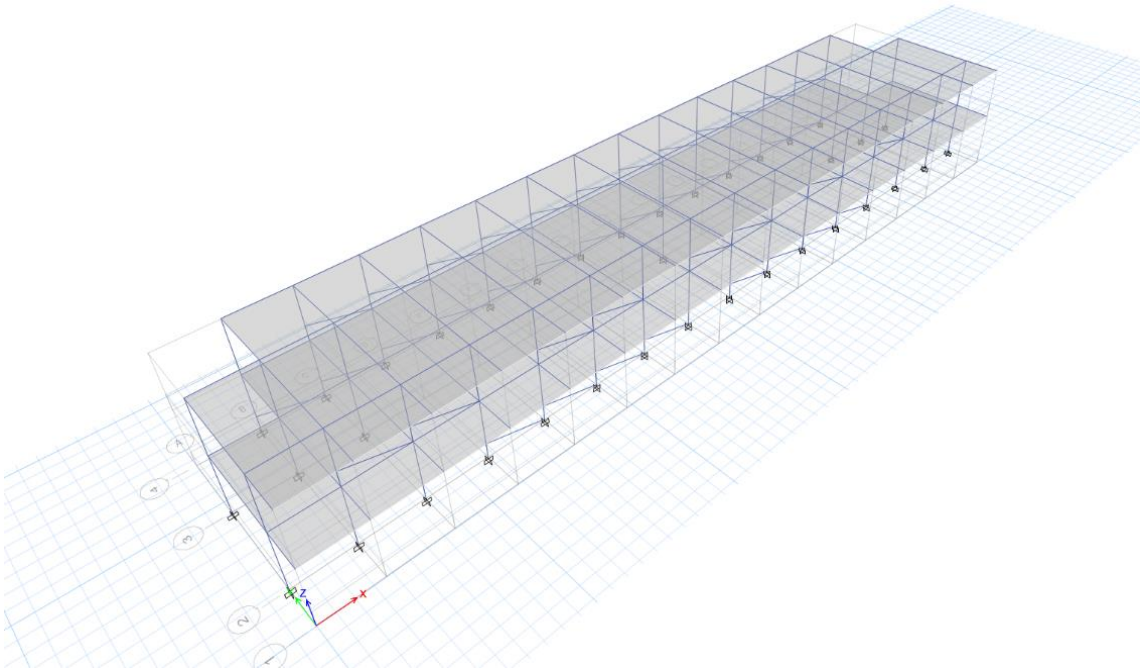
圖十、混凝土、鋼筋以及磚牆強度

2. 斷面定義

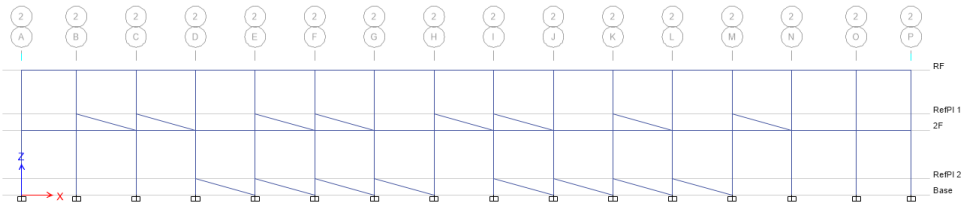


圖十一、斷面定義

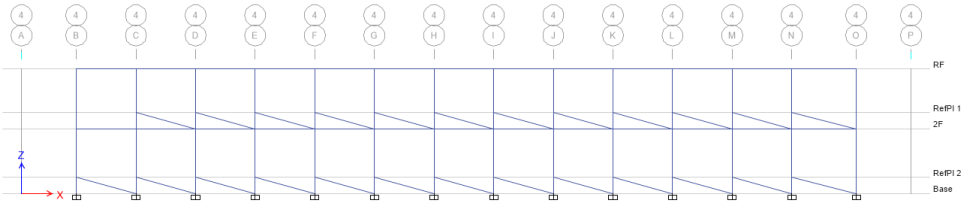
3. 模型建立



圖十二、3D 視角

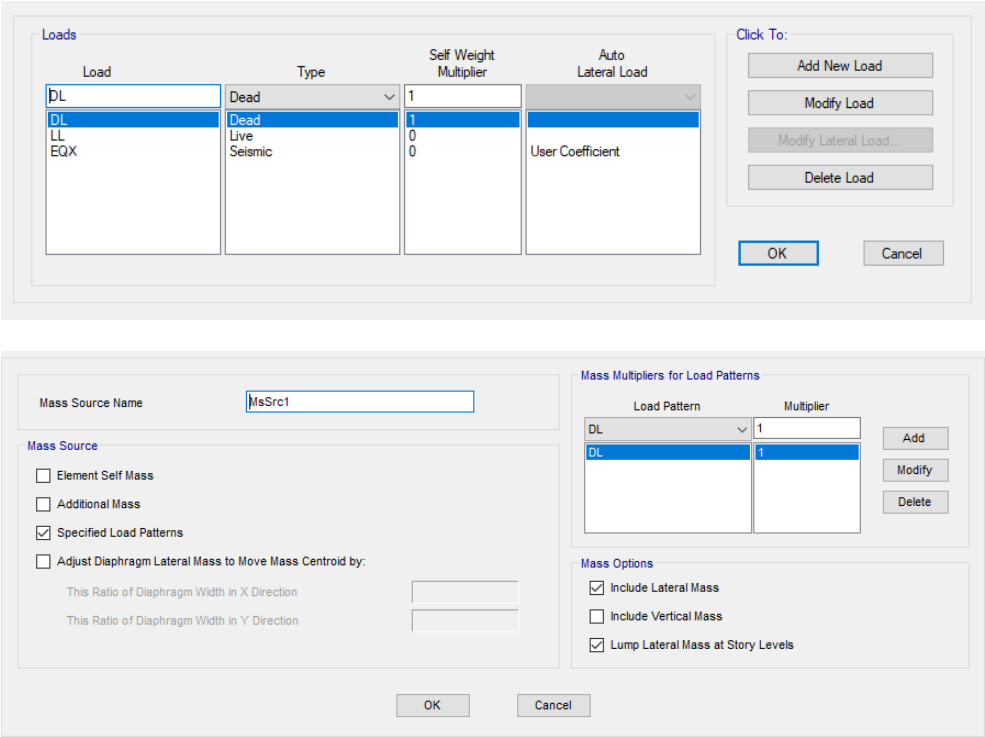


圖十三、A 立面視角



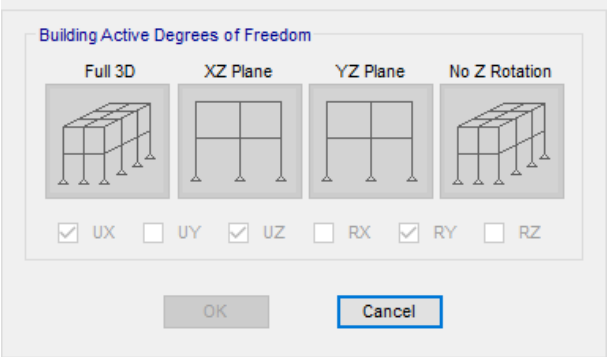
圖十四、C 立面視角

4. 載重設定



圖十五、載重設定

5. 分析選項



圖十六、自由度分析選項

三、模型模態分析 Modal analysis

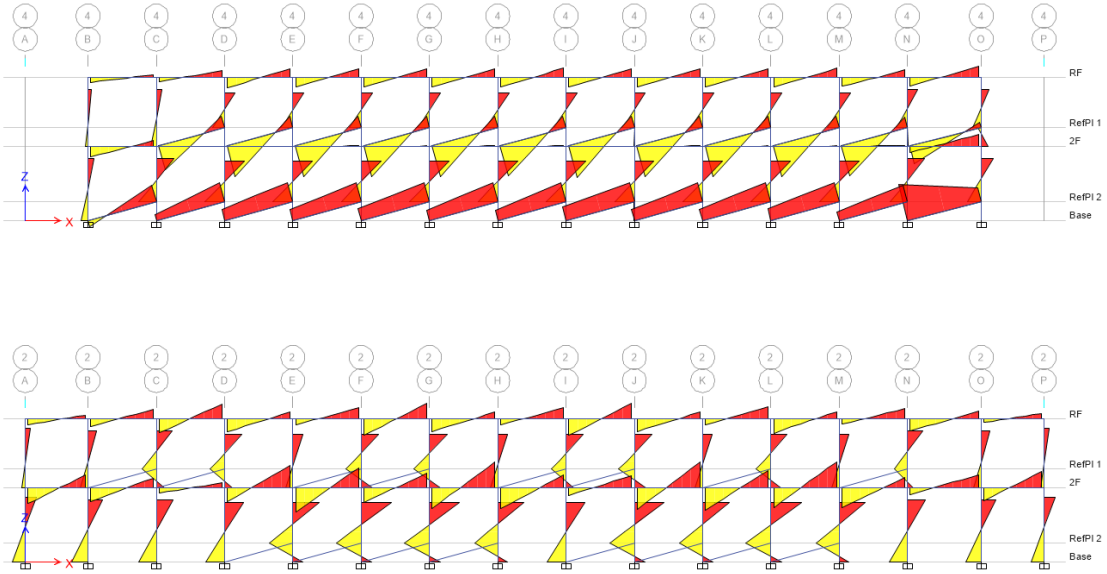
模態分析可以讓我們初步了解結構的特性，以及檢核模型是否正確，此次分析因為運用剛性樓板，故自由度減少至 6 個，所以在模態分析當中，只會出現 6 個 Mode，而第一模態通常是 X 向(側推方向)，也是之後分析較相關的。

	+x	-x
週期	0.3982sec	0.3978sec
X 向有效質量參與係數	96.647%	96.6449%
RFL 振態係數	0.0344	0.0344
2FL 振態係數	0.0236	0.0236

表六、第一模態基本資料

四、檢核 Check

後面的分析以及規範檢核，都來自於此模型，為了確保模型的正確性，我們可以根據模型的力量傳遞情形，來確認模型的準確性。特別需要注意在磚牆的斜撐部分，須將斜撐點選 release，如此一來磚牆的斜撐模型才不會吃掉大部分的彎矩，造成模型的不準確。



圖十七、磚牆斜撐設定

由靜力分析結果，知道+X 及-X 向的周期大約為 0.345 主要模態為第一模態，參與質量 96.6%，振態係數為 2 樓 0.0344 及 1 樓 0.0236。而由「建築物耐震設計規範及解說」基本振動週期經驗公式知道

$$T = 0.070h^{0.75} \text{ sec (RC 建築物)}$$

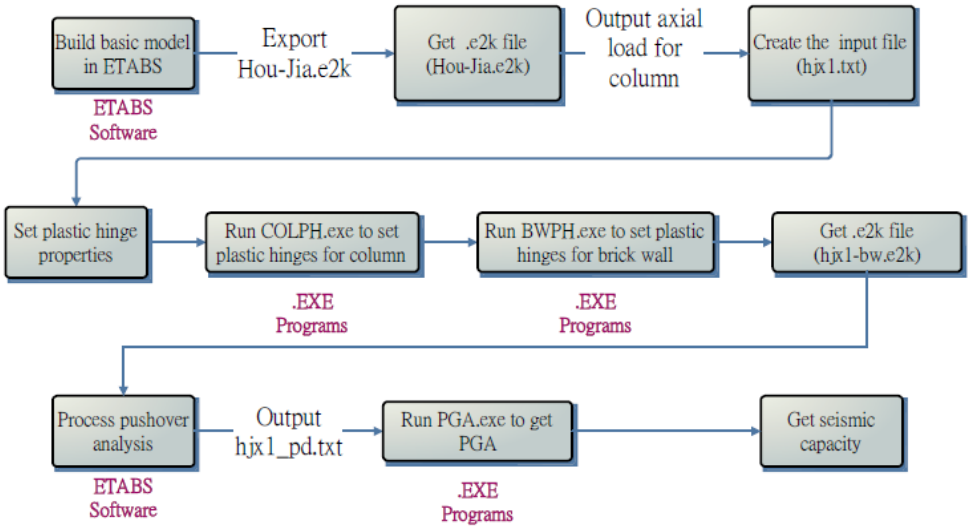
此公式上限為乘上 1.4 倍，而我們模型周期藉於此之間，因此可判定我們模型是沒有太大問題的。

第四章、評估分析 TEASPA analysis

一、前言 Foreword

在耐震分析與評估中，利用 TEASPA 幫助我們進行分析與評估，並使用 ETABS 進行側推分析。TEASPA 為國震中心所研發，將梁柱等塑角進行計算以及計算性能曲線的工具，使用上需要建立 INPUT 檔，本次報告執行 TEASPA 的 COLPH 及 PGA 兩個程式。

二、TEASPA & ETABS 分析流程圖 Flowchart



圖十八、TEASPA & ETABS 分析流程圖

三、TEASPA 輸入檔建立

在執行 TEASPA 前，所們須建立執行所需 INPUT 檔，INPUT 檔中我們需要建立以下輸入檔。

$ BUILDING PROPERTIES

此輸入檔我們需要輸入樓重與樓高

$ SITE SPECTRUM PARAMETER

輸入 SDS 及 SD1，另因民雄鄰近斷層為梅山斷層，因此查詢中央地調所資料之民雄農工距離梅山斷層約為 1.7km，所以 NA=1.37，Nv=1.44。

$ COLUMN PROPERTIES

輸入柱的材料性質，柱箍筋間距為 10cm。

$ BEAM PROPERTIES

輸入梁性質，此部分建立建議將梁不同跨距與單雙翼視為不同分開建立，輸入檔中 L 向為淨跨距。

$ COLUMN DATA

輸入柱的資料，其中 H 為柱高，L 為有效柱長(須扣除磚牆高度) ，fromBtm 為磚牆高度。

$ BEAM DATA

輸入梁資料，Name 為 ETABS 中柱編號，section 為對應 BEAM PROPERTIES 中的斷面名稱。

$ AXIAL LOAD

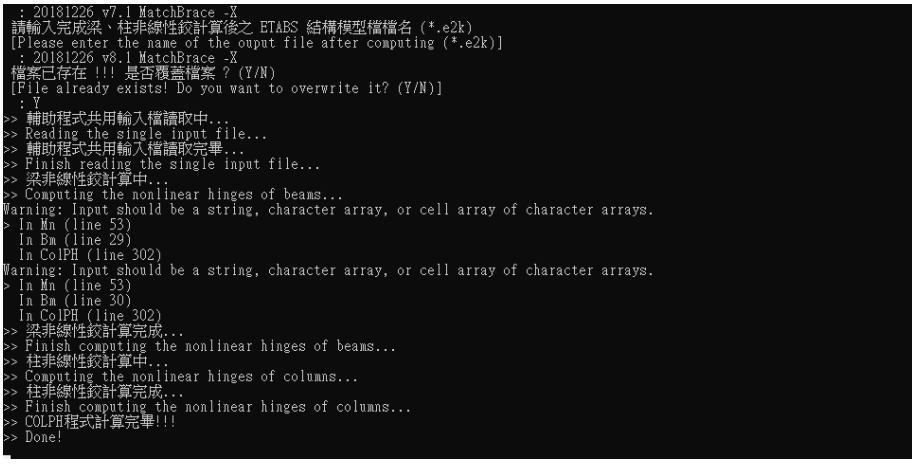
此為 ETABS 匯出柱之軸力資料。

$ COLUMN SECTION PROPERTIES

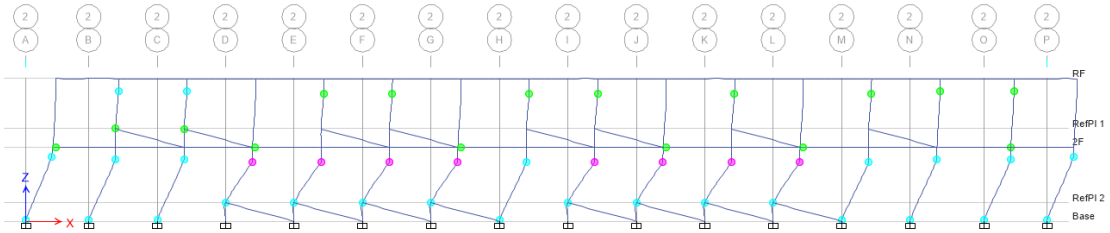
輸入梁及柱斷面資訊，梁考慮為 T 型梁，須計算有效翼寬，並且輸入溫度筋的配置

四、TEASPA 執行 Execution

在輸入檔與模型完成後，先將模型輸出成 E2K 檔，之後執行 COLPH.exe 進行塑鉸計算，計算完成後程式把塑鉸加入 ETABS 模型中相對應之桿件位置。至於斜撐部分，由於我們假設磚牆為 rigid bar 的等效斜撐，所以並不考慮斜撐產生塑絞的情形。



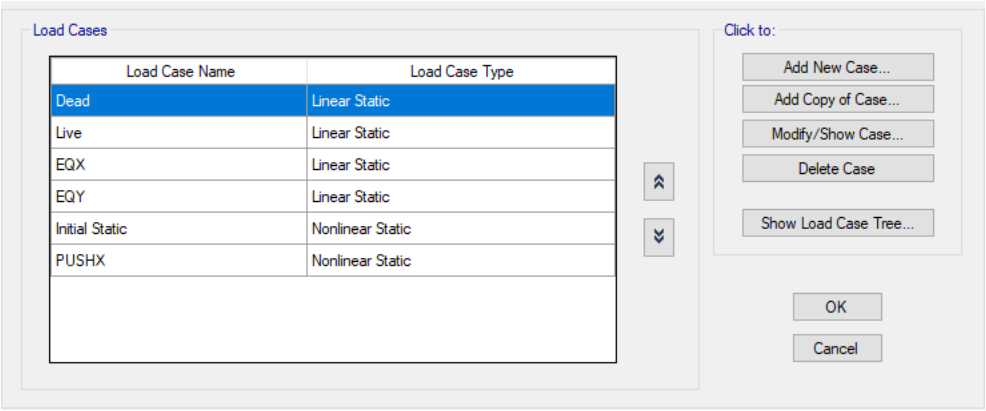
圖十九、執行 COLPH

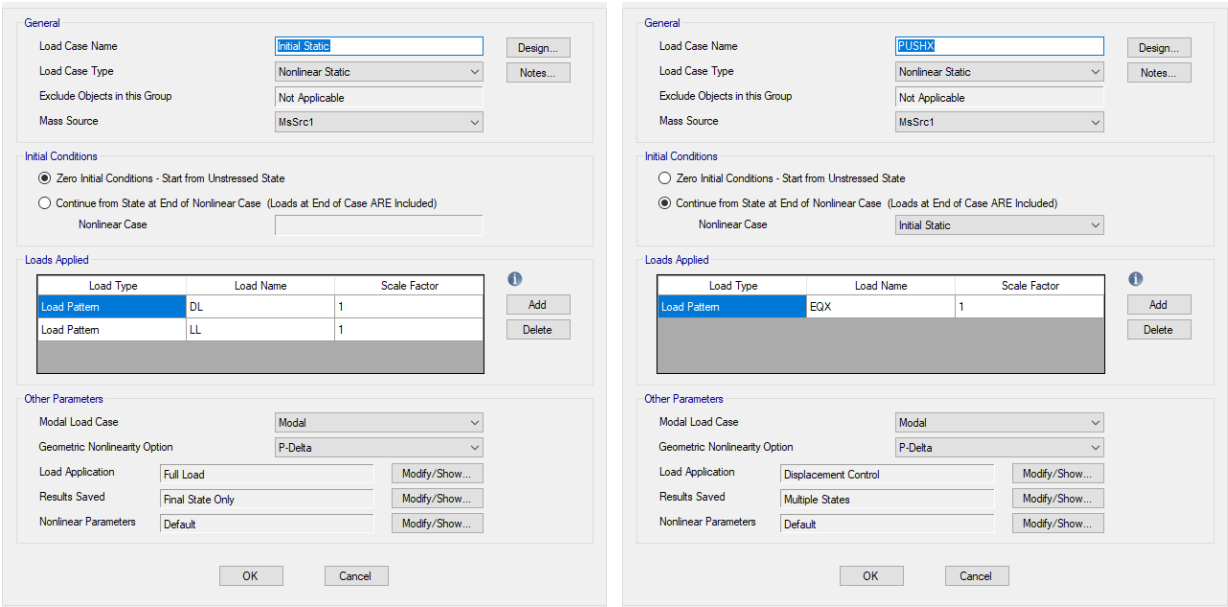


圖二十、塑鉸分布

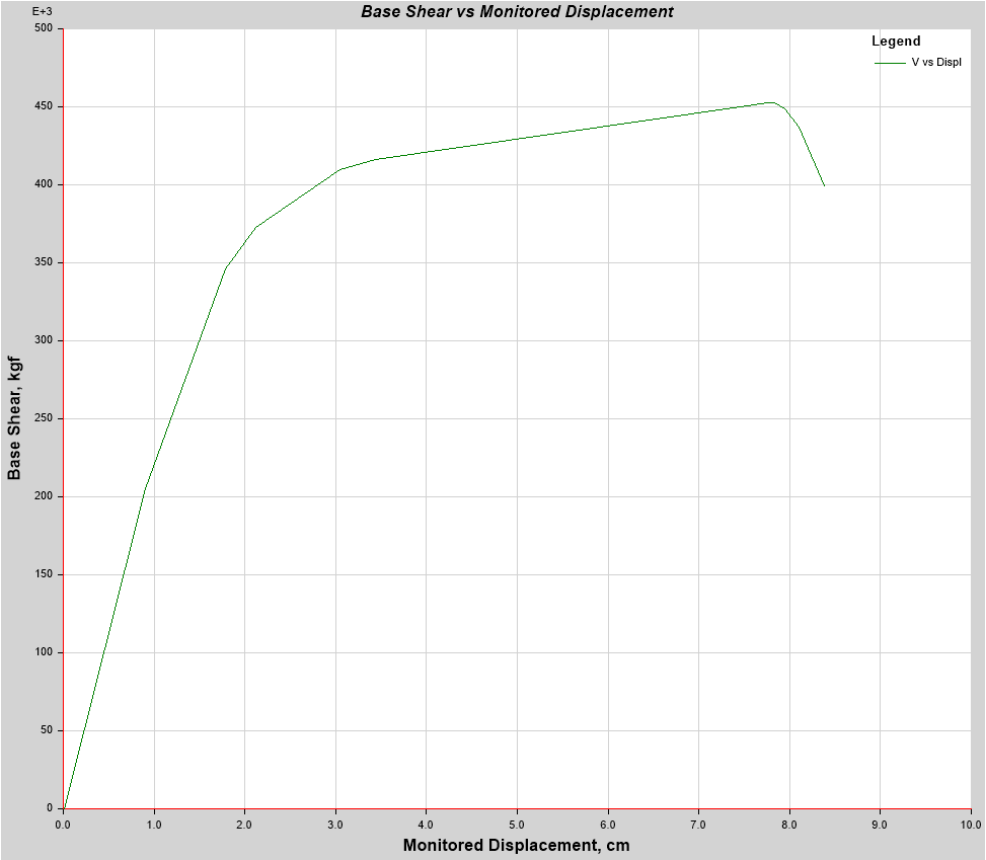
五、ETABS 側推分析 Pushover analysis

當塑鉸狀況確定完畢之後進行側推分析，側推分析分為兩階段，第一階段為 PUSH1 靜定側推，必須先把結構物自身所受之力量加入，基本上就是靜載重以及活載重，而第二階段為 X 向的側推，在此設定上需要為位移控制，一步一步去做側推，進而得到完整的側推曲線即容量曲線。

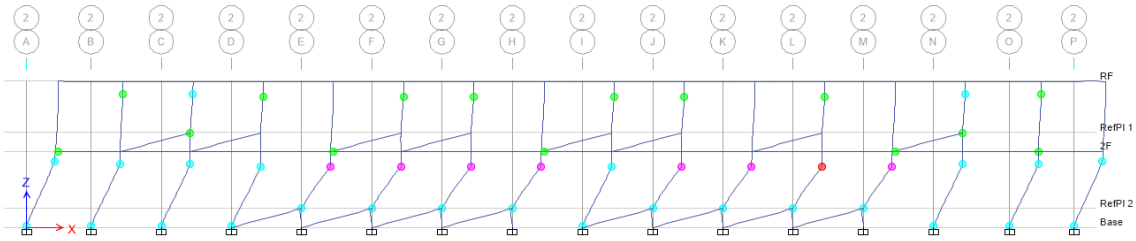




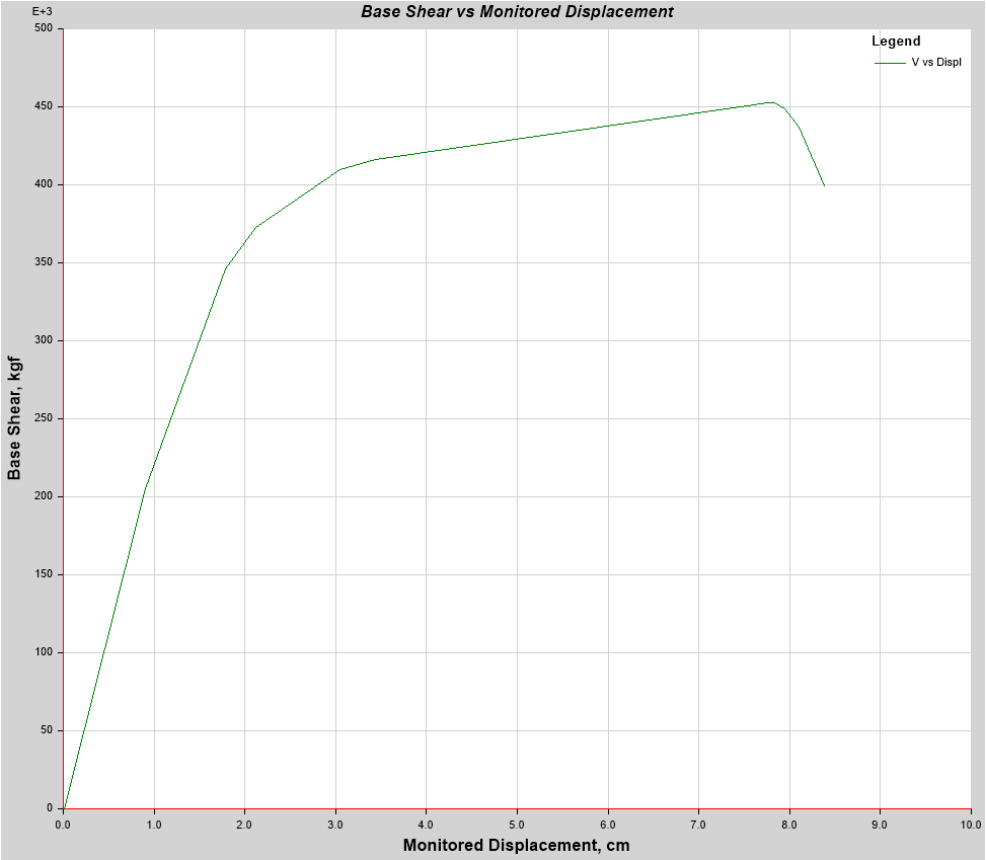
圖二十一、側推力分布設定



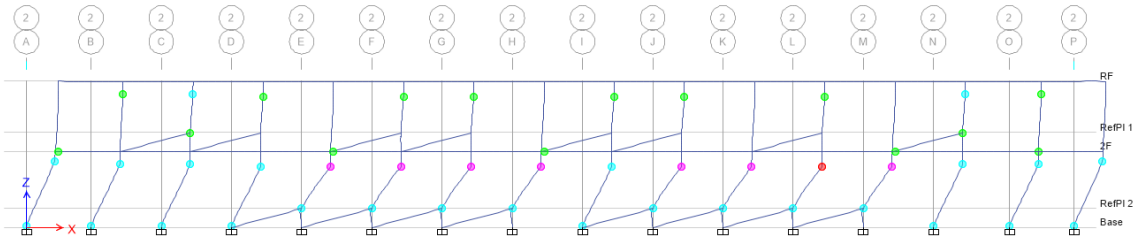
圖二十二、+X 向側推容量曲線



圖二十三、+X 向塑鉸發展



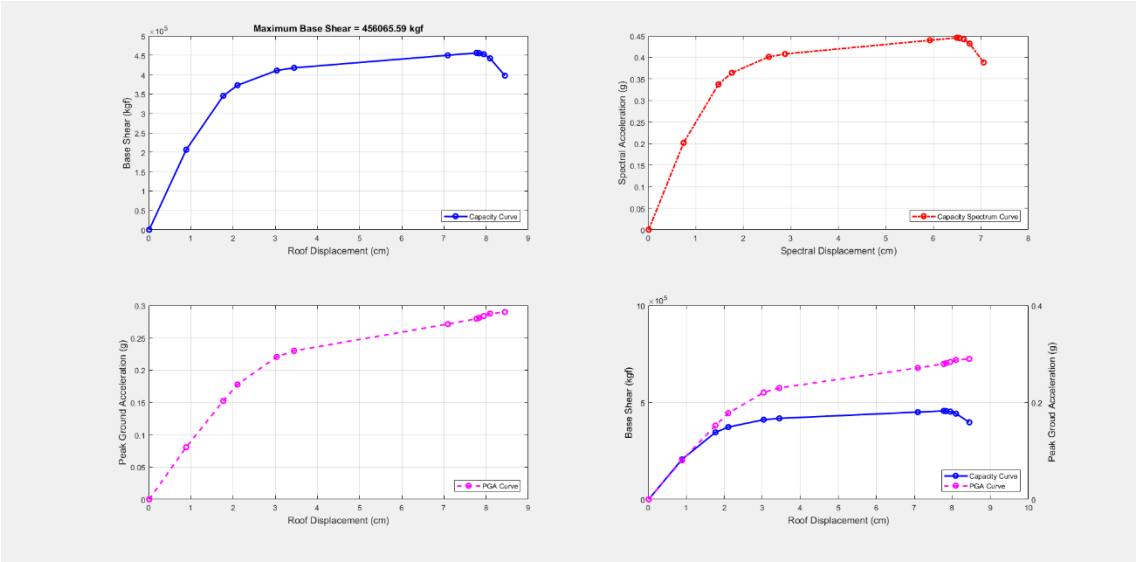
圖二十四、-X 向側推容量曲線



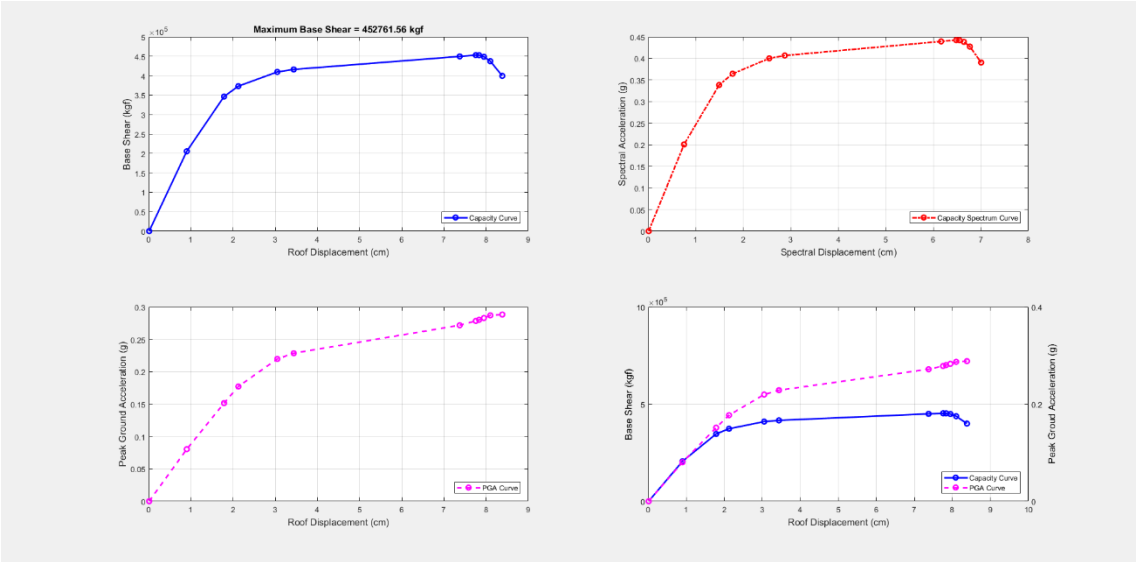
圖二十五、-X 向塑鉸發展

六、TEASPA 耐震評估結果 Results analysis

透過 ETABS 匯出側推分析資料檔後即可執行 pga.exe，以獲得容量曲線圖及性能目標地表加速度圖，進行耐震性能評估。



圖二十六、+X 向側推分析結果



圖二十七、- X 向側推分析結果

	Max displacement(cm)	Max base shear(kgf)	Ap(g)
+X	7.7706	450665	0.2897
-X	7.7558	452762	0.2883

表七、+-X 向之性能

性能目標判定針對一般校舍結構，其性能加速度的判定有如下三點準則:

1. 強度準則 ：

由側推曲線中，依據規範所訂用至容許韌性容量 Ra 的性能點，其對應之尖峰地表加速度 PGA 值應大於規範所訂 475 年回歸期之地表加速度 0.4SDS 乘上建築物之用途係數 I 值。

性能地表加速度取最大樓層位移時 TEASPA 計算出的 PGA，先不考慮韌性容量是否用盡，算出+x 方向最大性能 PGA 約為 0.2897，-x 方向最大性能 PGA 約為 0.2883，考慮近斷層效應 ：

$$S_{DS} = S_S^S F_a N_A = 0.8 \times 1 \times 1.37 = 1.096$$

+x 向：0.4 × SDS × I = 0.4 × 1.096 × 1.25 = 0.548 > 0.2897 (NG)

- x 向：0.4 × SDS × I = 0.4 × 1.096 × 1.25 = 0.548 > 0.2883 (NG)

即使用途係數 I 使用最小的 1，Ap 仍小於尖峰地表加速度 PGA 值，因此性能不足，無法達到 475 年回歸期設計地震力乘上用途係數 I 值，2500 年回歸期地震之設計亦無法達成，因此以 PGA 之性能點角度下探討後，和預期之結果相符合。

2. 位移準則:

若此結構在基底剪力尚未達最大基底剪力強度之前，任一樓層之最大層間變位角已達 2%，則將定義該樓層最大層間變位角達 2% 之性能點為目標性能點。

方向	樓層	Drift ratio	Check
+x	RFL	0.002272	皆小於 2%，OK!
	2FL	0.019223	
-x	RFL	0.002238	
	2FL	0.019074	

表八、性能評估

若此為評估案，則應進行補強至結構強度符合耐震性能為止，因此可以建議擴柱、加翼牆、加剪力牆使 PGA 性能超越法規之 475 年 PGA 和 2500 年之 PGA。

第五章、ATC-40 analysis

一、前言 Foreword

ATC40(Applied Technology Council，1996)為針對鋼筋混凝土結構物於結構功能表現的基礎上提供一個解析及技術性的流程，較一般傳統設計地震力為複雜，原因是該方法考慮結構物於地震過程中之性能績效，而非以模糊的安全係數涵蓋，並針對各種安全性要求不同之建築物設定不同的性能目標(Performance objectives)。

ATC40 利用容量譜法(Capacity Spectrum Method)求得結構物的功能績效點，其涵蓋兩重要元素，分別為需求譜(Demand Spectrum)與容量譜(Capacity Spectrum)。前者代表建築物於地表運動期間的需求，而後者為建築物本身的抗震能力。容量譜的建構是以一側向力，對建築物進行推進分析(Pushover Analysis)，直到建築物達到破壞機制為止。而需求譜是根據工址地層資料、土壤特性及震區等因素獲得，並考量結構進入非線性後非彈性變形產生之能量消散折減而得之反應譜。當結構物進入非線性範圍時，結構物因構件降伏導致強度及勁度衰減，而使得整體結構物的週期拉長，非彈性變形形成等效阻尼消散部分地震能量，進而折減需求譜。當折減過後的非彈性需求譜及容量譜所產生之交點稱為功能績效點(Performance Point)，代表該建築物在此一地震需求下所反應出之最大位移及譜加速度。

本章將以 ATC40 方法針對嘉義民雄農工實習工廠進行耐震評估，藉此求得該建物在設計地震規範需求、中小度地震規範需求、TCU068 三種地震作用下，建物所反應出之最大位移及譜加速度，並透過最大位移來檢核建築物在這三種地震需求下所能展現之性能等級(Performance Level)。

二、參數決定 Parameters determination

Shaking Duration	Essentially New Building	Average Existing Building	Poor Existing Building
Short	Type A	Type B	Type C
Long	Type B	Type C	Type C

表九、建物分類

Structural Behavior Type	β_0 (%)	κ
Type A	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type B	≤ 25	0.67
	> 25	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type C	Any Value	0.33

表十、各類建物折減值

目標建物為老舊校舍，箍筋間距 10 公分，由表 10 假設在短及長時震動下都為 Type C 建物。再由表 11 得知 $\kappa = 0.33$

三、建立反應譜 Plot response spectrum

1. 耐震設計規範參數

縣市	鄉鎮市區	村里	地盤類別	樓高(公尺)	用途係數, I
嘉義縣	民雄鄉	--	2	7.7	1.25

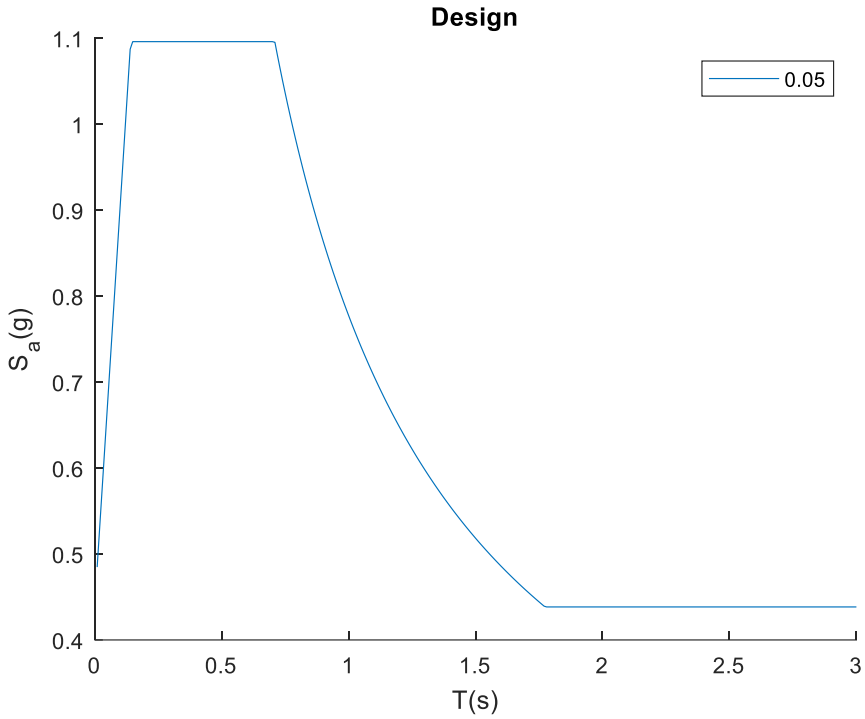
地震區域設計係數

					目前分析斷層
斷層名稱		梅山	--	--	梅山
工址與斷層水平距離	r	1.76 km	0.00 km	0.00 km	
近斷層設計地震調整因子	N_A	1.37	1.00	1.00	
	N_V	1.44	1.00	1.00	
近斷層最大地震調整因子	N_A	1.30	1.00	1.00	
	N_V	1.48	1.00	1.00	

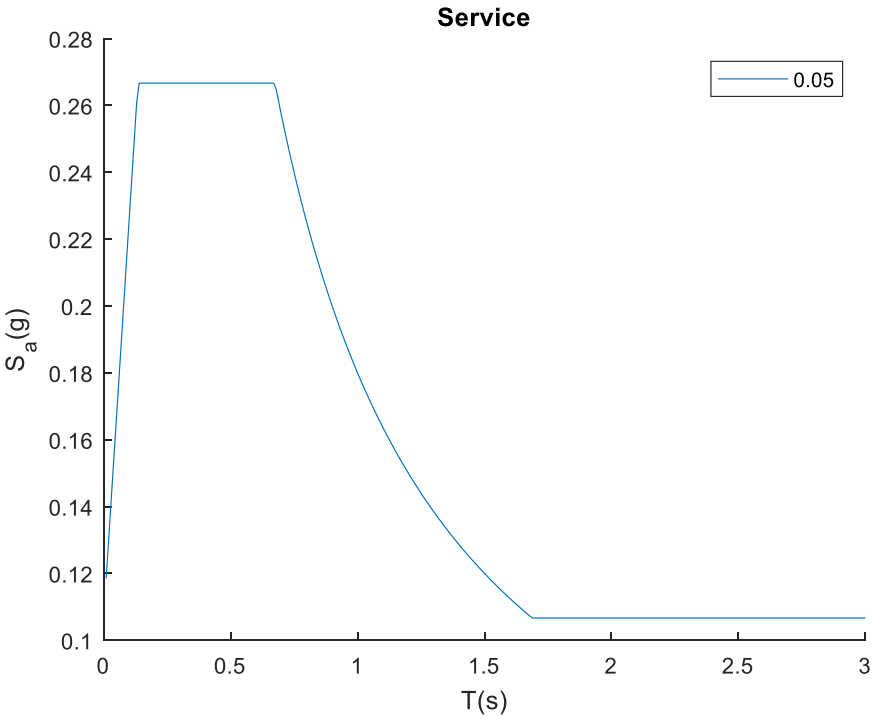
S_S^D	0.80	F_a^D	1.00	S_{DS}	1.096
S_1^D	0.45	F_v^D	1.20	S_{D1}	0.778
S_S^M	1.00	F_a^M	1.00	S_{MS}	1.300
S_1^M	0.55	F_v^M	1.10	S_{M1}	0.895
T_0^D	0.709 秒	T_0^M	0.689 秒		

表十一、耐震設計規範參數

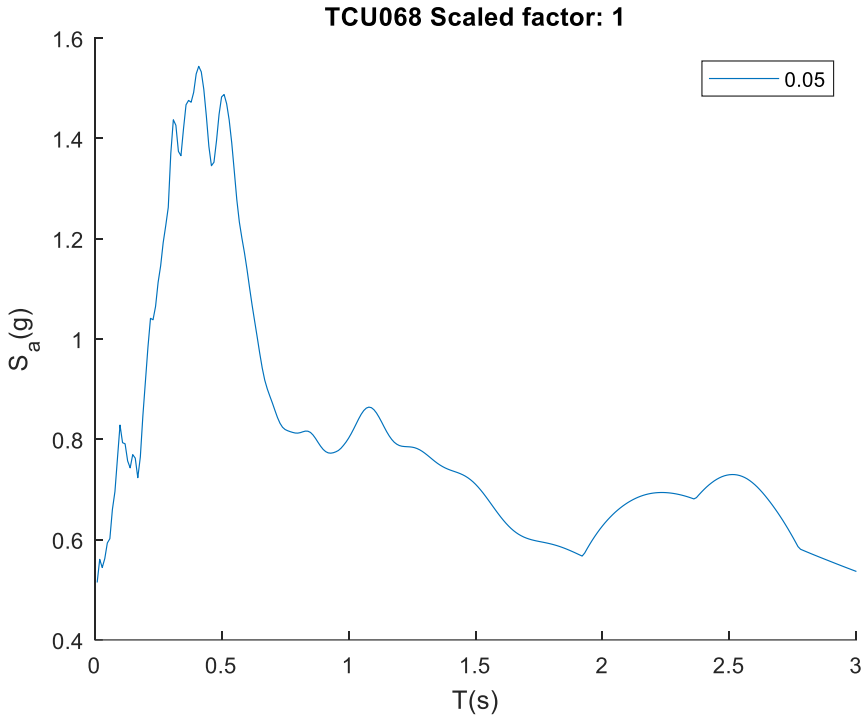
2. 反應譜建立



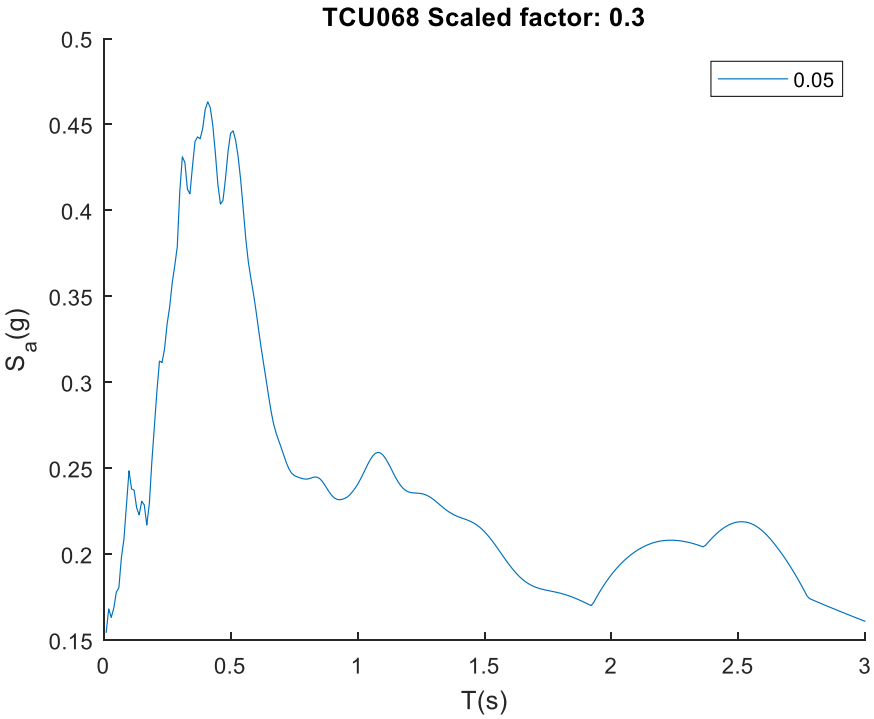
圖二十八、設計地震力反應譜



圖二十九、中小度地震力反應譜



圖三十、TCU068 100% 反應譜



圖三十一、TCU068 30% 反應譜

3. ADRS 格式

為了求取建築物在地震力下之功能績效點，必須以容量譜之格式進行非線性靜力分析方法，將上述得到之反應譜與容量曲線，轉換成 ADRS 格式。ADRS 為 S_d 對 S_a 之關係圖，將上兩節之反應譜圖表以下式進行轉換。

$$S_d = \frac{S_a}{\omega_n^2} = \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_a$$

而容量曲線之轉換與建物之模態分析(Modal Analysis)有關，藉由 ETABS 分析，我們能得到 ，$\varphi_{21} = 0.0344$，$\varphi_{11} = 0.0236$，且各樓層重為：

$$W_1 = W_2 = 850 \times [4840(410 + 590 + 250) + 340 \times 2(590 + 250)] \times 10^{-4} = 562802kgf$$

再得到第一個振態的有效質量係數α_1

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^{2}(W_i\varphi_{i1})/g]^2}{[\sum_{i=1}^{2} W_i)/g]\sum_{i=1}^{2}(W_i\varphi_{i1}^2)/g}$$

即可得到譜加速度 S_a

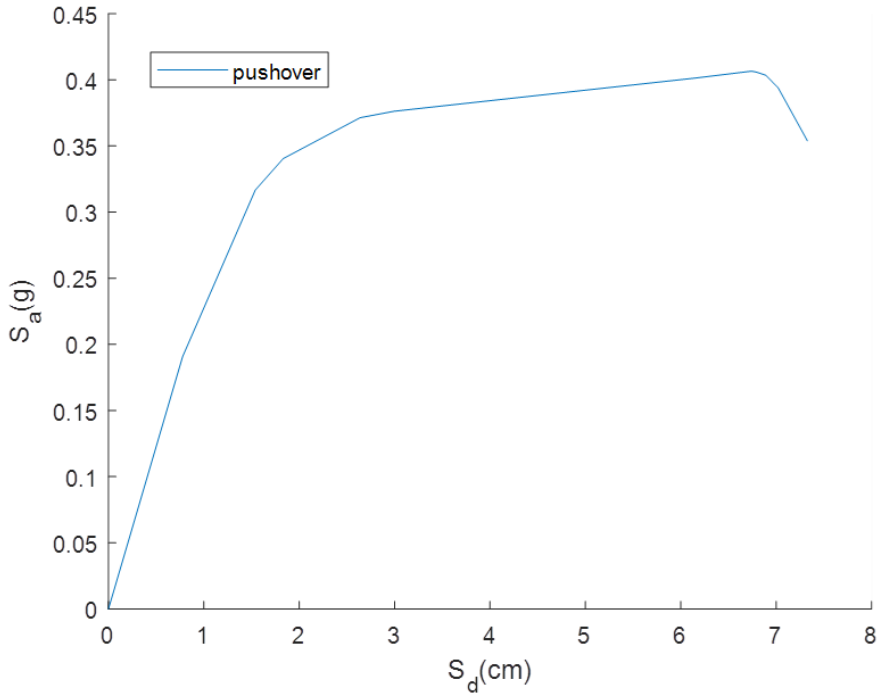
$$S_a = \frac{V/_M}{\alpha_1}$$

其中 V = 基底剪力 ，M = 總質量。而第一個振態的參予因子為 ：$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^{2}(W_i\varphi_{i1})/g}{\sum_{i=1}^{2}(W_i\varphi_{i1}^2)/g}$

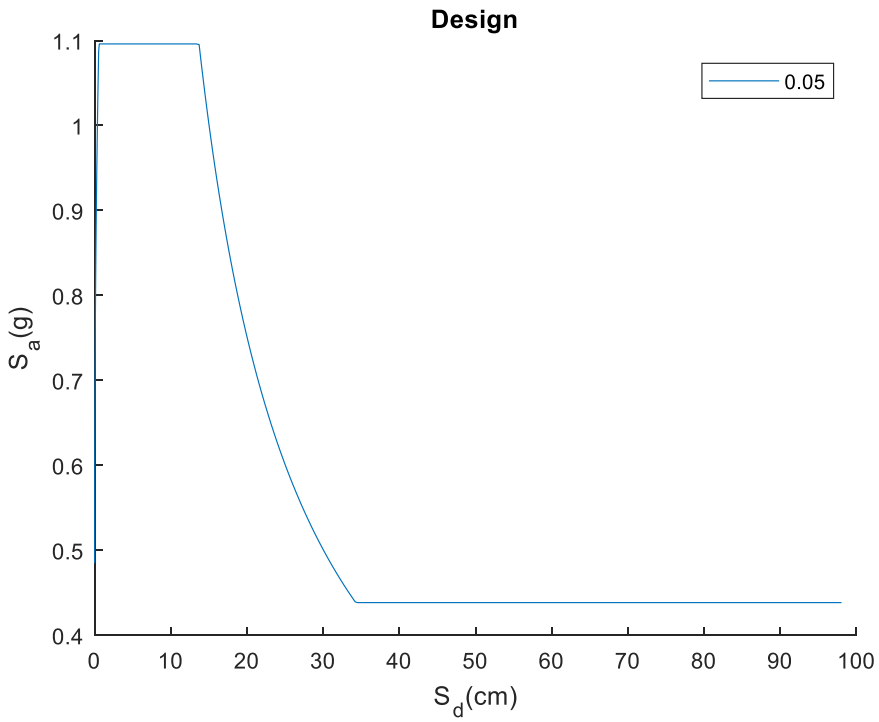
可再求得與頂層位移 Δ_{roof} 之關係

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1\varphi_{roof,1}}$$

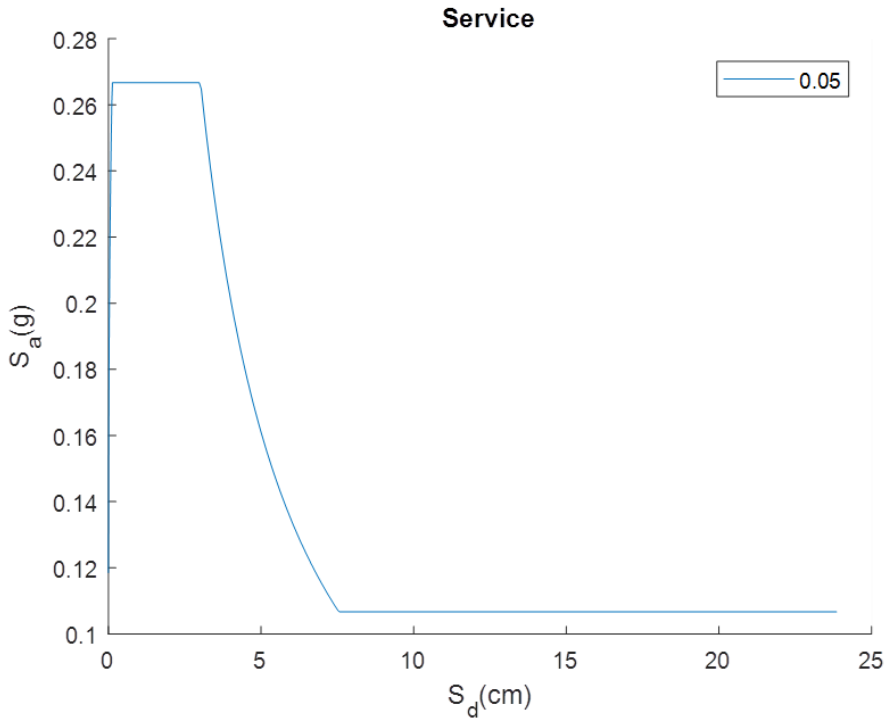
如此便可將反應譜與 Pushover 曲線轉換為 ADRS 格式。



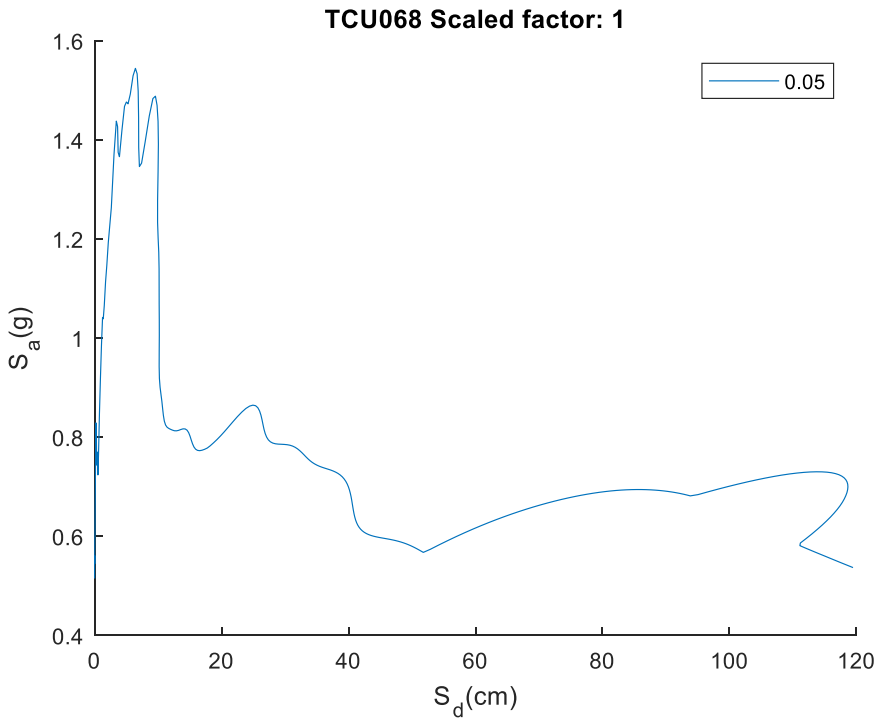
圖三十二、pushover 容量曲線



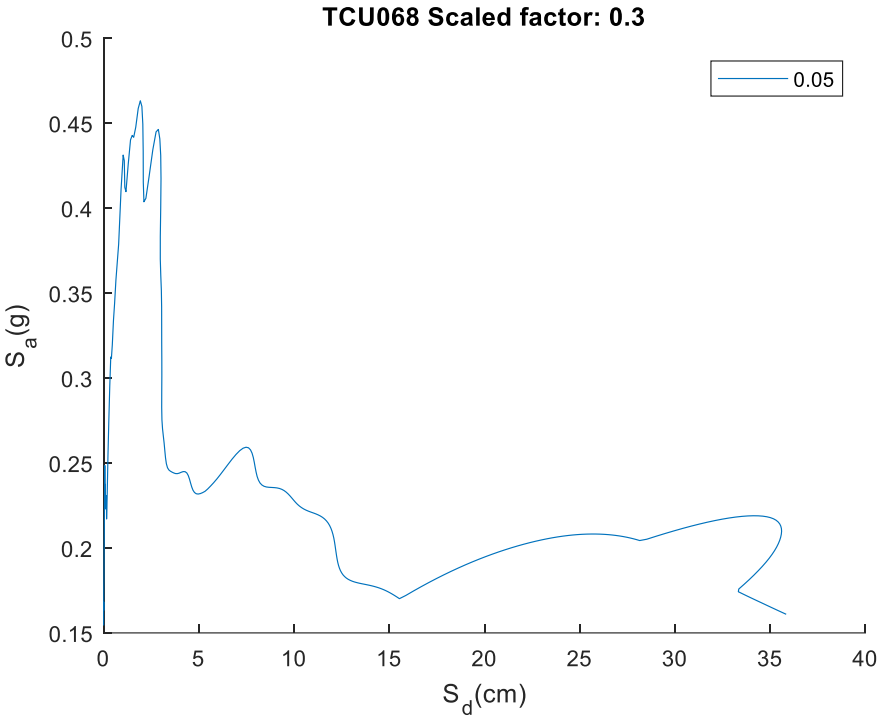
圖三十三、設計地震力 ADRS



圖三十四、中小度地震力 ADRS



圖三十五、TCU068　100%　ADRS

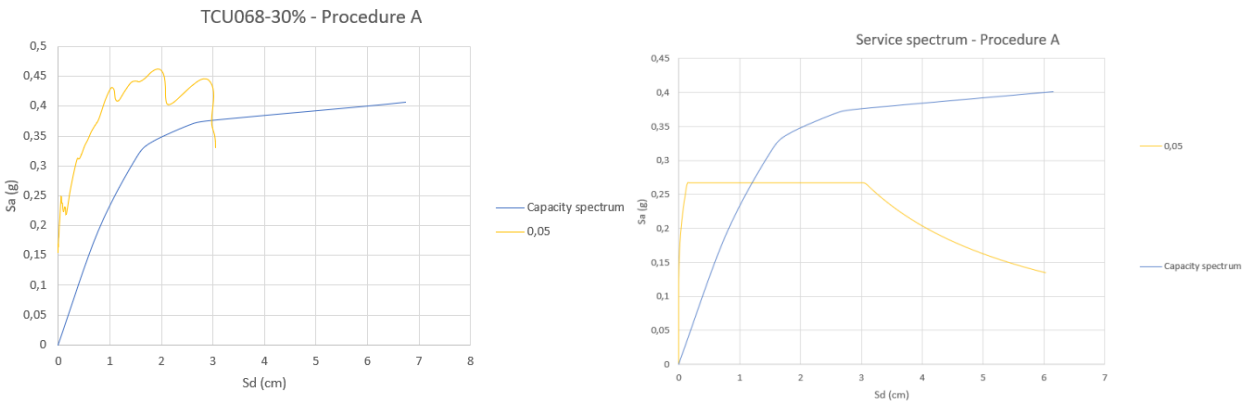


圖三十六、TCU068　30%　ADRS

四、Procedure A

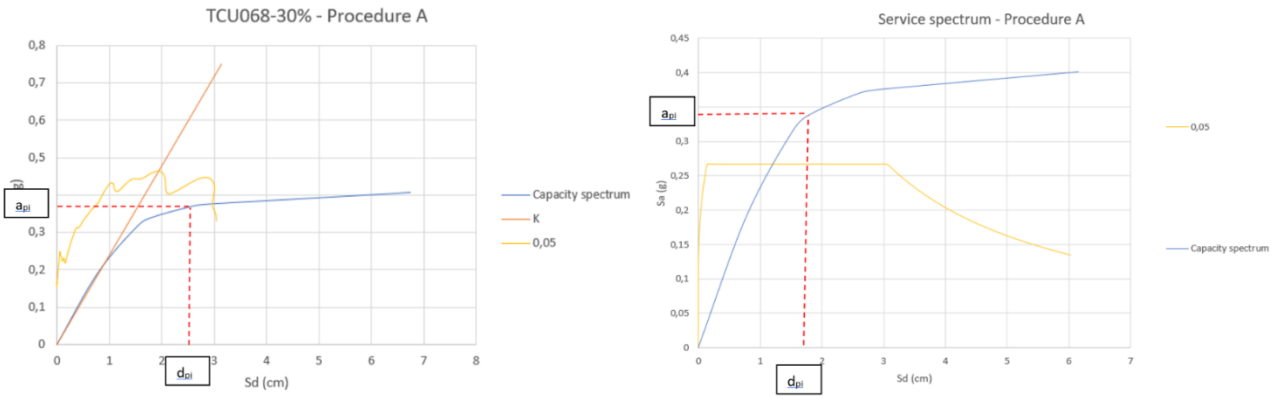
For this procedure, we need to follow different steps.

1. Build a graphic with the Capacity Spectrum and the 5% Damped Response Spectrum



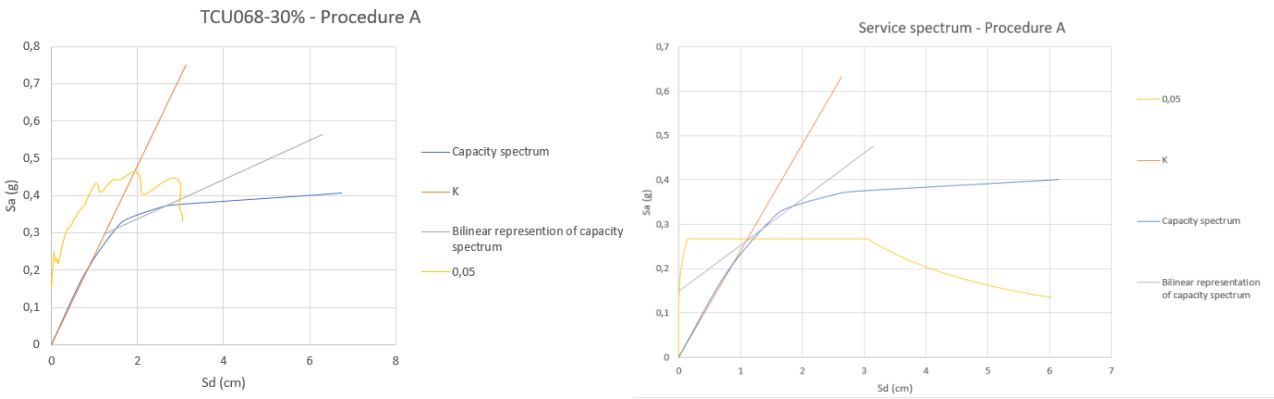
圖三十七、Capacity Spectrum and the 5% Damped Response Spectrum

2. Pick a random point on the Capacity spectrum (dpi,api)



圖三十八、A random point on the Capacity spectrum

3. Build the Bilinear representation of Capacity Spectrum



圖三十九、Bilinear representation of Capacity Spectrum

For the next steps, we will just work with the service spectrum. Indeed, we know that the performance point for TCU068 (30%) exists but the procedure A cannot be applicable because we need some values (Ca and Cv) which we can't find for this kind of spectrum.

4. Calculate SRa and SRv

$$Ra = \frac{3{,}21 - 0{,}68\ln\left(\frac{6{,}37k(aydpi - dyapi)}{apidpi} + 5\right)}{2{,}12} = 0{,}979179$$

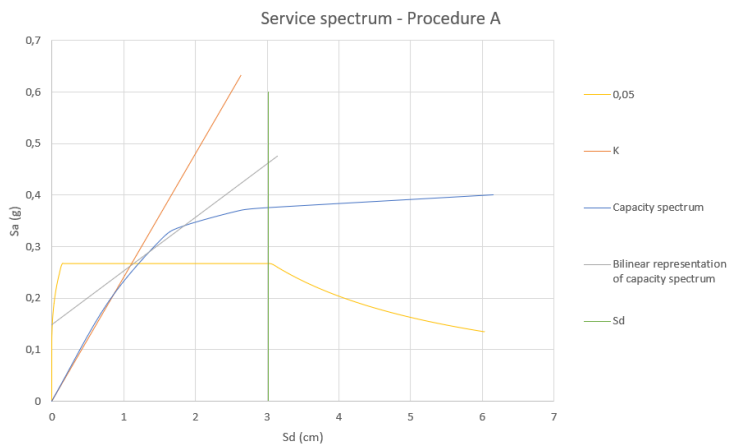
$$SRv = \frac{2{,}31 - 0{,}41\ln\left(\frac{63{,}7k(aydpi - dyapi)}{apidpi} + 5\right)}{1{,}65} = 0{,}8830489$$

Where $k = 0{,}33$ because the building is type C.

5. Find S_d

$$Sd = \frac{T_{0d}^2}{4\pi^2} \times Sds \times 981 = 3.019193289\,, where\ T_{od} = 0.675$$

And draw the vertically curve of Sd.



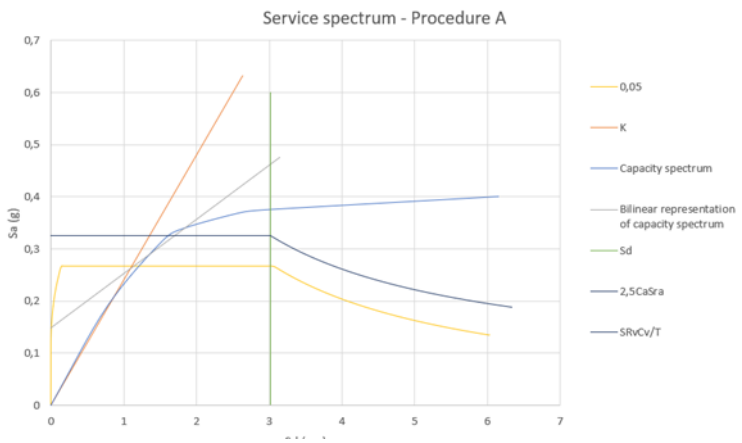
圖四十、Vertically curve of Sd

6. Calculate new Ca and Cv

$$Ca = 0{,}4 \times Sds \times I = Ca = 0{,}133335$$
$$Cv = 2{,}5 \times Tod \times Ca = 0{,}225003$$

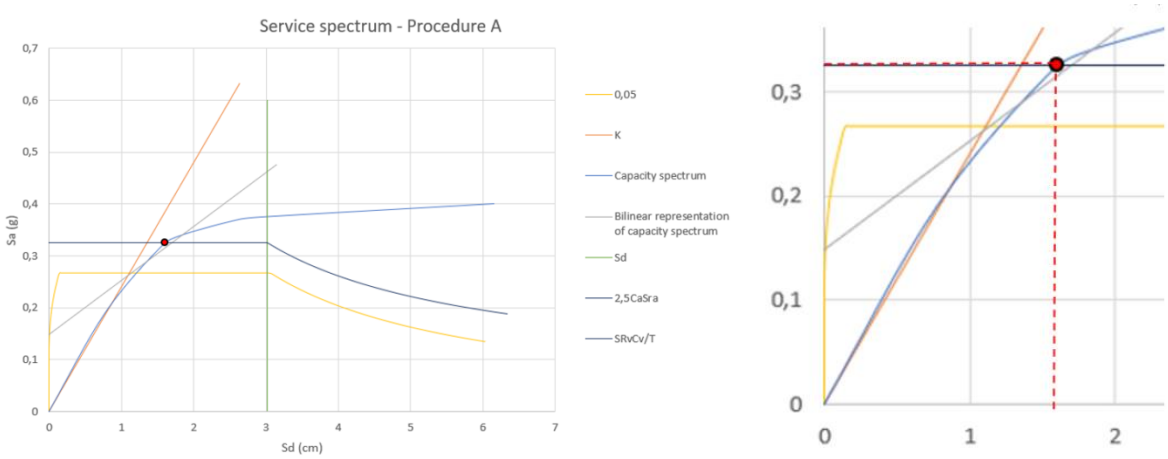
where $I = 1.25$

7. Draw the new curve: on the left of Sd 2,5SraCa，on the right of Sd CvSRv/T



圖四十一、new curve

8. Find the intersection between the new curve and the Capacity Spectrum

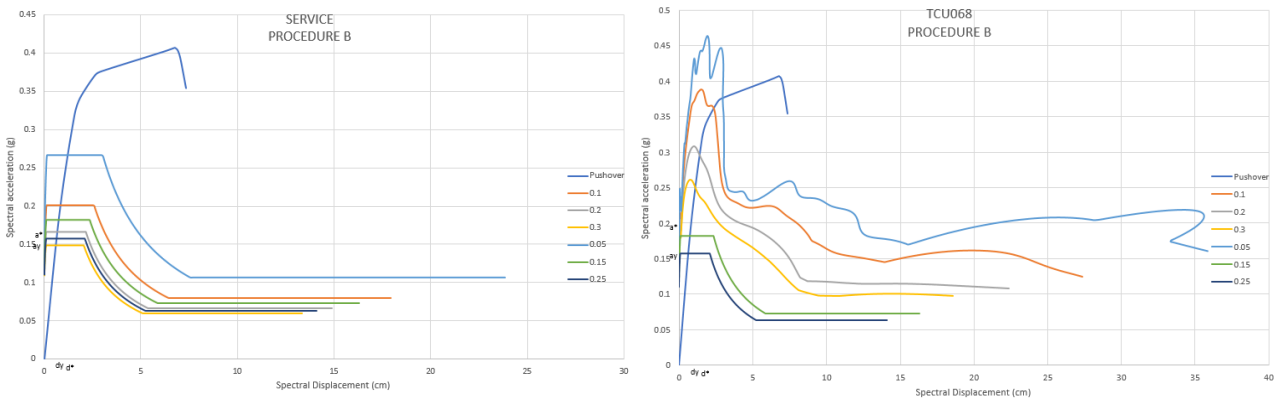


圖四十二、performance point

The point performance is : (1.59 , 0.33)

五、Procedure B

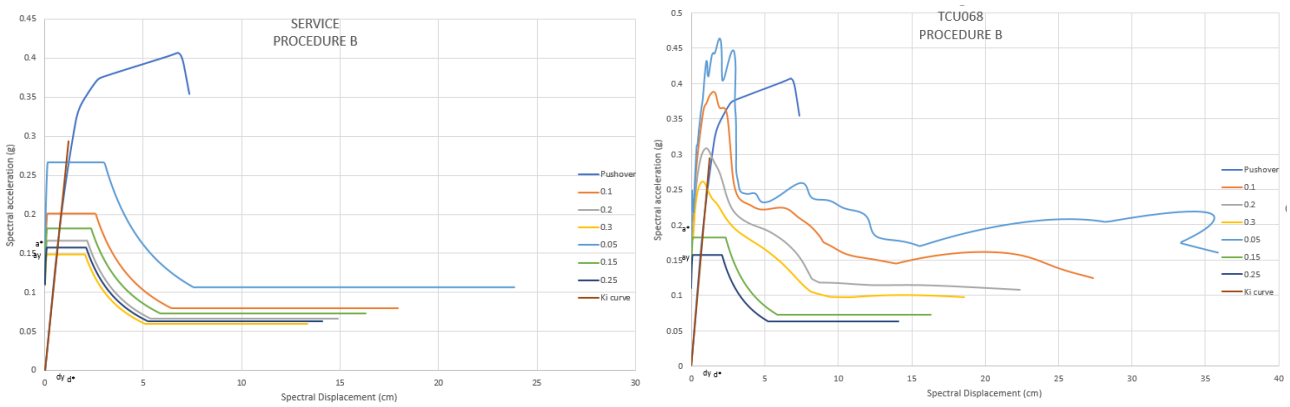
1. Plot the 5% damped response spectrum, as well as 10%, 15%, 20% and 25% on the same chart as the capacity spectrum. The capacity spectrum is plotted using the output data from ETABS.



圖四十三、5% damped response spectrum

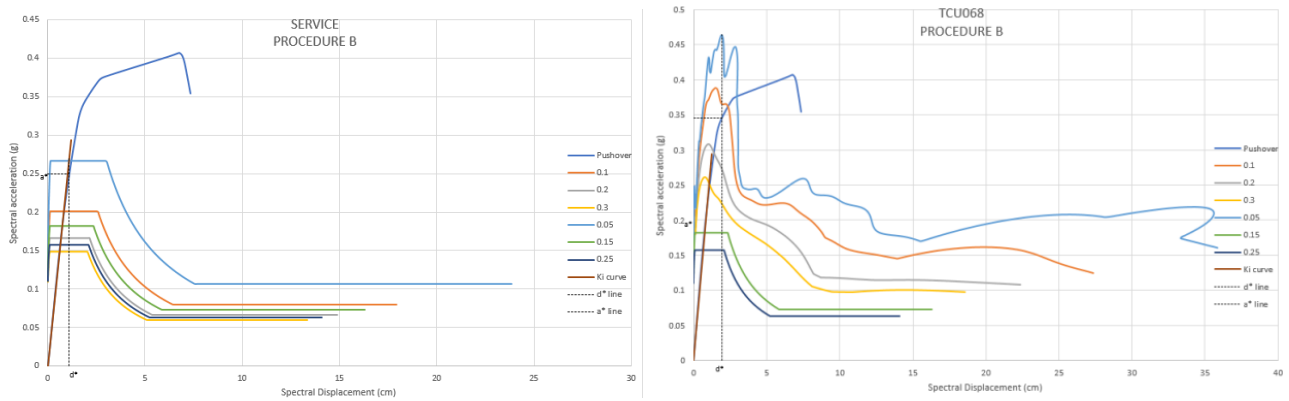
2. Draw a bilinear representation of the capacity spectrum.

(1) To do this, start with plotting a line whose origin is (0,0) and whose slope is the initial stiffness of the building K (here K=0,33 because we have a type C building).



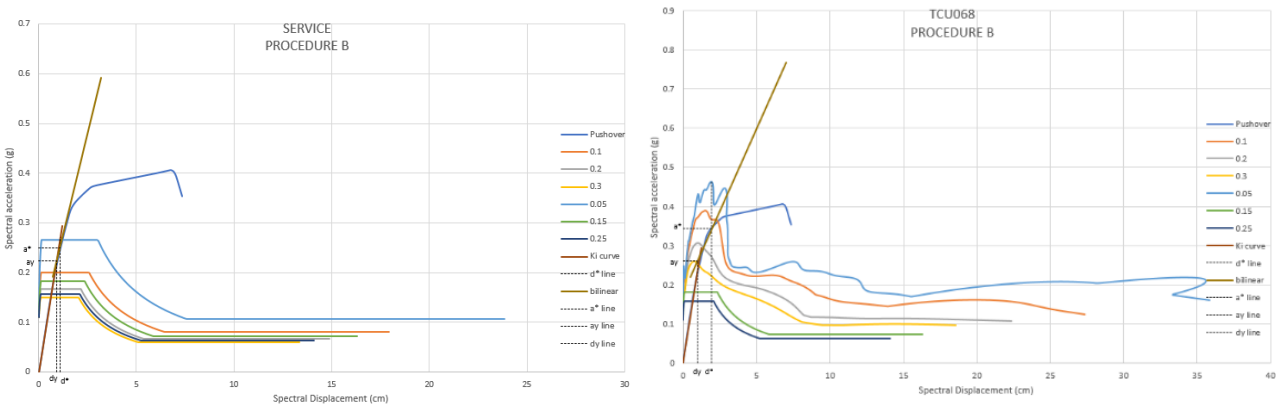
圖四十四、Initial stiffness of the building K

(2) Then plot the point (d*;a*). Start by finding the intersection of the K-line plotted in the previous step and the 5% damped response spectrum. The x-coordinate of this point is the value of d*. The value of a* is found by taking the SA value of the capacity spectrum, for SD = d*.



圖四十五、The value of d*

(3) From this point, draw a straight line going through point (d*;a*) and cutting the capacity spectrum so that the areas between the capacity spectrum and this line are equal. The intersection of this line and the K-line is the yield point, with coordinates (dy , ay).



圖四十六、The yield point

(4) The bilinear representation of the capacity spectrum is the K-line until the yield point, and the new line after this point.

3. We now take a random point (d_{pi}, a_{pi}) on the new bilinear line, after the yield point (dpi>dy). We have two expressions for the post yield slope of the bilinear curve :

$$\frac{a^* - a_y}{d^* - d_y} = \frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}$$

By equalizing these two expressions, we find an equation of api depending on the value of dpi. We can then calculate different sets of (dpi , api) coordinates.

$$a_{pi}' = \frac{(a^* - a_y)(d_{pi} - d_y)}{d^* - d_y} + a_y$$

4. From these coordinates, we calculate different values of β_{eff} based on the different a_{pi} and d_{pi} using the following equation :

$$\beta_{eff} = \frac{63.7\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}')}{a_{pi}' d_{pi}} + 5$$

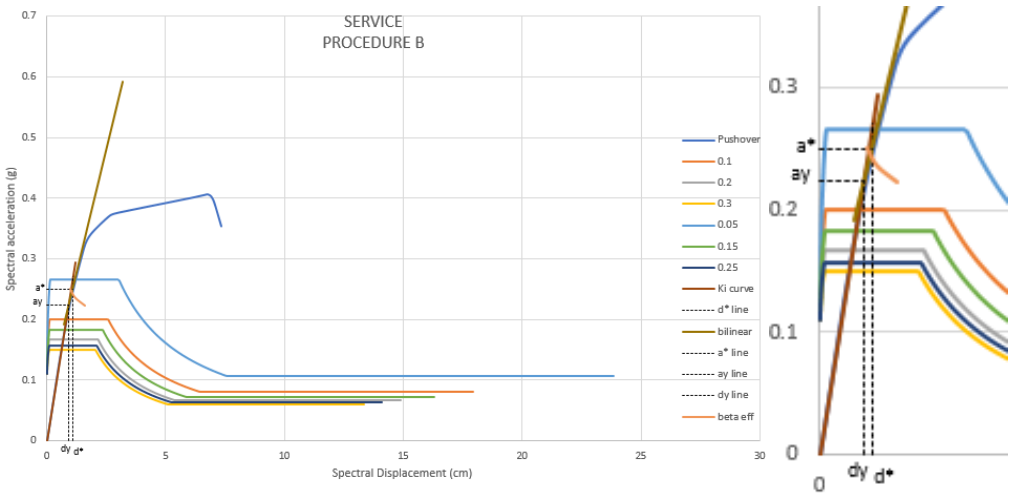
The results we found for the service graph can be seen in the following table.

dpi	api	beta eff
0.6	0.185	-0.01079046
0.8	0.211	0.036675077
1	0.237	0.059490494
1.2	0.263	0.071380675
1.4	0.289	0.077795934
1.6	0.315	0.081239542
1.8	0.341	0.082980161
2	0.367	0.083708061
2.2	0.393	0.083819351
2.4	0.419	0.08355082
2.6	0.445	0.083048573
2.8	0.471	0.082404984
3	0.497	0.081679535
3.2	0.523	0.080911019
3.4	0.549	0.08012492
3.6	0.575	0.079338004
3.8	0.601	0.078561241
4	0.627	0.077801697
4.2	0.653	0.07706379
4.4	0.679	0.076350129
4.6	0.705	0.075662084
4.8	0.731	0.07500018
5	0.757	0.074364366

表十二、β_{eff} for service earthquake

5. For the different value of β_{eff}, we plot the points on the graph at the correct dpi. For example, if we have $\beta_{eff} = 5\%\%$ and $d_{pi} = 1$, we will plot a point at $x = 1$ on the 5% damped response spectrum.

6. Plotting different points for different (d_{pi}, a_{pi}) coordinates allows us the find a curve which will intersect the capacity spectrum. This intersection is the performance point.



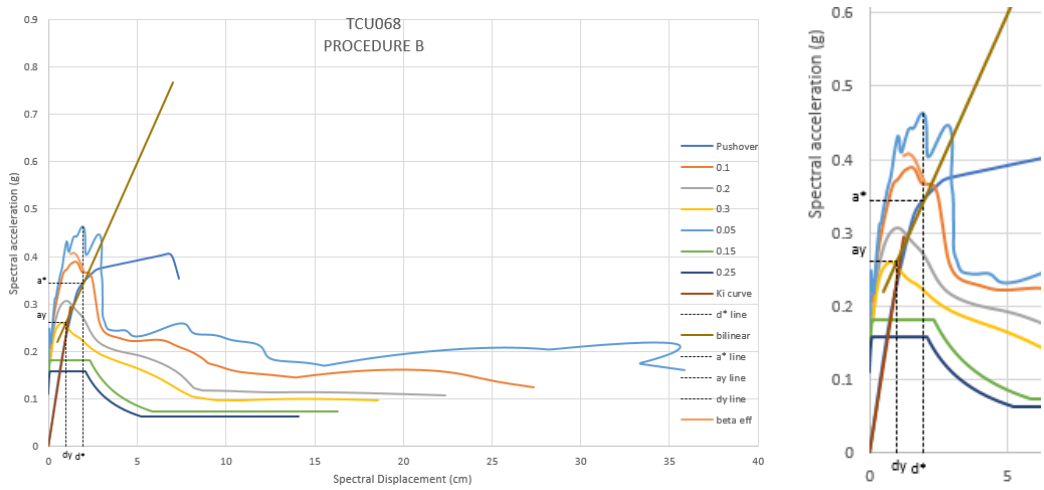
圖四十七、The performance point on (1.1 , 0.258).

7. For the TCU068-30% graph, the a_{pi} and d_{pi} and β_{eff} values found can be seen in this table :

dpi	api	beta eff
0.6	0.2270526	-0.057785
0.8	0.2445263	0.012469
1	0.262	0.05
1.2	0.2794737	0.0718919
1.4	0.2969474	0.0853206
1.6	0.3144211	0.093782
1.8	0.3318947	0.0991579
2	0.3493684	0.1025367
2.2	0.3668421	0.1045828
2.4	0.3843158	0.1057192
2.6	0.4017895	0.1062243
2.8	0.4192632	0.1062865
3	0.4367368	0.1060357
3.2	0.4542105	0.1055638
3.4	0.4716842	0.104936
3.6	0.4891579	0.1041998
3.8	0.5066316	0.1033898
4	0.5241053	0.1025314
4.2	0.5415789	0.1016434
4.4	0.5590526	0.1007399
4.6	0.5765263	0.0998312
4.8	0.594	0.0989251
5	0.6114737	0.0980273

表十三、β_{eff} for TCU068-30%

8. As it can be seen, the β_{eff} values go up to 10%, and then back down. Therefore on our graph the β_{eff} curve will go down to the 10% damped response spectrum and then back up. This means the β_{eff} curve will not cross the capacity spectrum. Therefore, the performance point of TCU068-30% cannot be found using procedure B.



圖四十八、No performance point on TCU068-30%

六、Procedure C

Like the other procedures, we need to follow different steps. The three first steps are the same that for the procedure A.

1. Build a graphic with the Capacity Spectrum and the 5% Damped Response Spectrum

2. Pick a random point on the Capacity spectrum (d_{pi}, a_{pi})

3. Build the Bilinear representation of Capacity Spectrum

4. Calculate α

$$\alpha = \frac{\frac{api}{ay} - 1}{\frac{dpi}{dy} - 1}$$

For TCU068-30%, we found $\alpha = 0.271267$， and $\frac{dpi}{dy} = 1.91$

For service we found $\alpha = 0.5054945$ and $\frac{dpi}{dy} = 1.6086$

5. Find the β_{eff} in the table (for Type C)

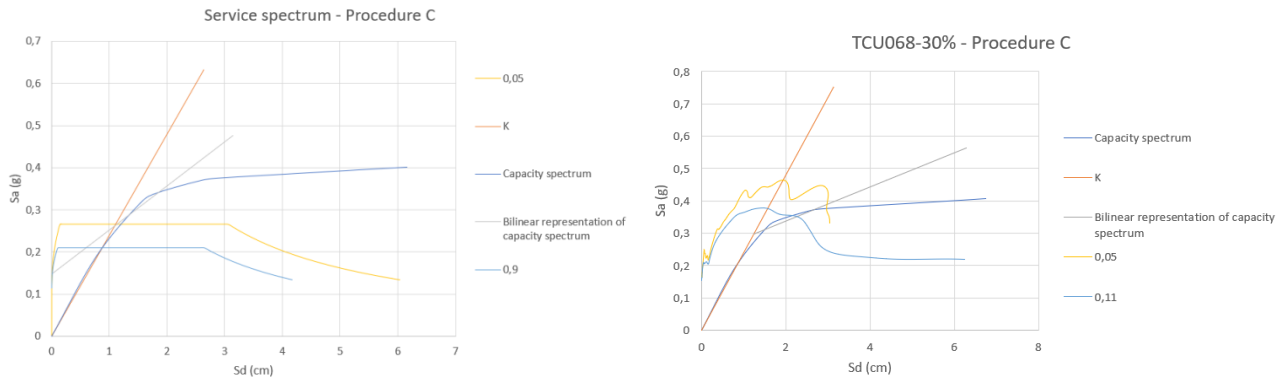
Table 8-7. Effective Damping, β_{eff}, in percent—Structural Behavior Type C

	Slope Ratio: $[(a_{pi}/a_y) - 1]/[(d_{pi}/d_y) - 1]$						
d_{pi}/d_y	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.05	0
10	7	7	9	10	14	17	20
8	7	8	9	11	15	18	20
6	7	9	10	12	16	18	20
4	8	9	11	13	16	18	20
3	9	10	11	13	16	17	19
2	9	10	11	12	14	15	16
1.5	8	9	9	10	11	11	11
1.25	7	7	8	8	9	9	9

表十四、β_{eff} in type C

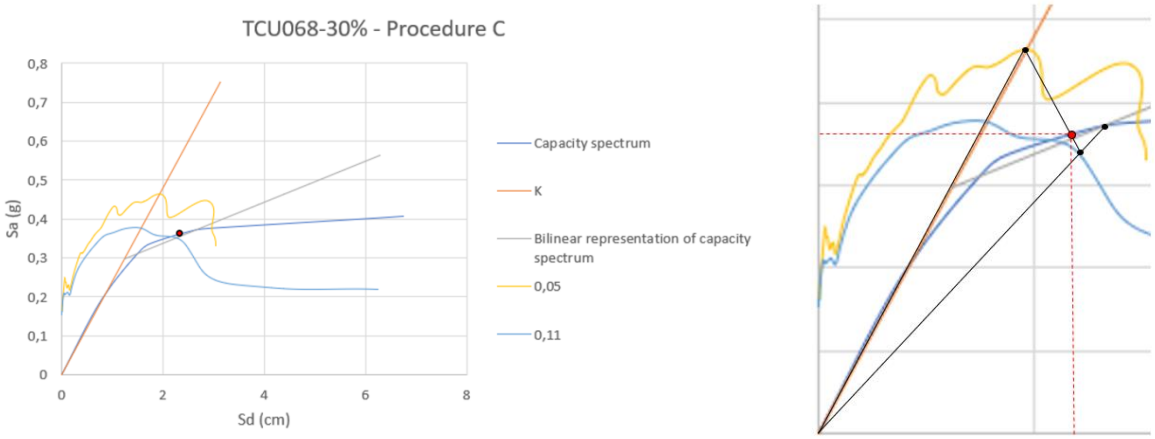
We have $\beta_{eff} = 11$ for TCU068-30%.

6. Draw a new curve for the new β_{eff}

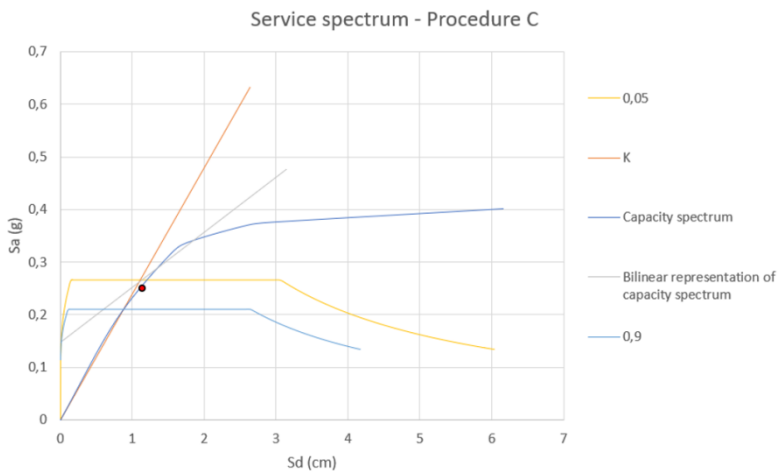


圖四十九、A new curve for the new β_{eff}

7. Build 3 lines to find the performance point



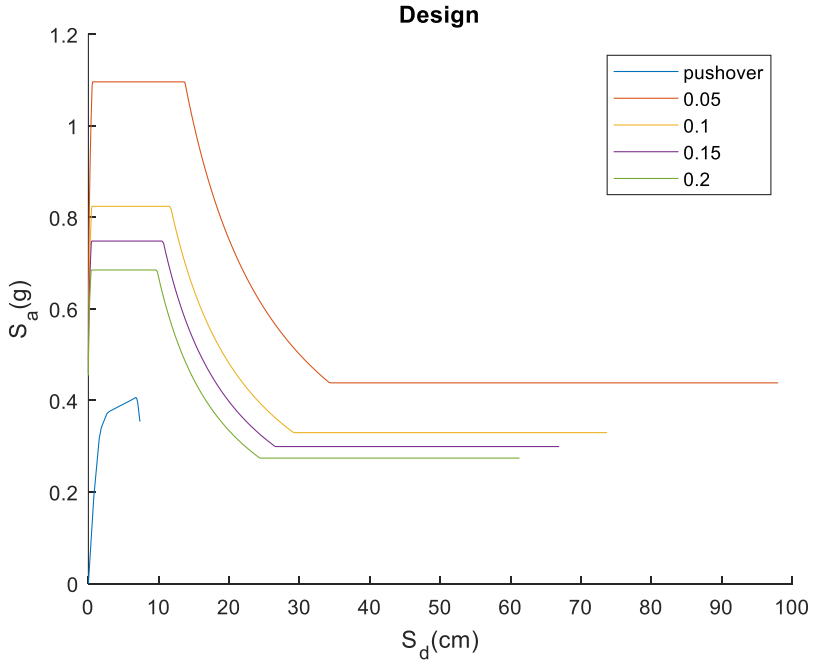
圖五十、The performance point of TUC068-30% on (2.63 , 0.369).



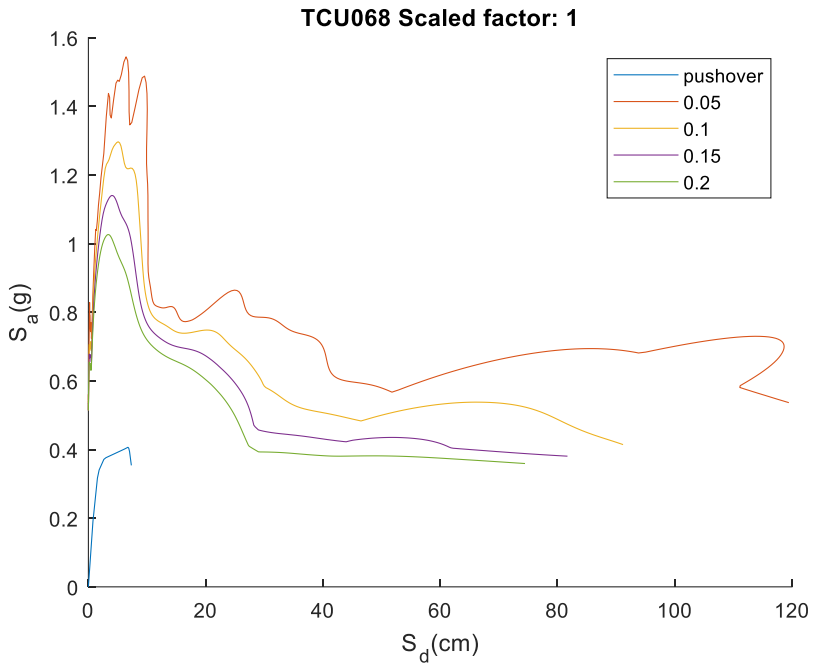
圖五十一、The performance point of service EQ on (1.14 , 0.253).

七、Summary

1. Find performance point in Design or TCU068 spectrum is impossible, so we will not discuss in Procedure A, B and C.



圖五十二、No performance point on design earthquake



圖五十三、No performance point on TCU068-100%

2. We can summarise all these values in a table:

	Design	Service	TCU068-30%	TCU068-100%
Procedure A	No performance point	**(1.59 , 0.33)**	No performance point	No performance point
Procedure B	No performance point	**(1.1 , 0.258)**	No performance point	No performance point
Procedure C	No performance point	**(1.14 , 0.253)**	**(2.63 , 0.369)**	No performance point

表十五、Summary of performance point

So we can notice that in two cases (Design and TCU068-100%), there is no performance point. It means that in both cases, the building will collapse.

3. To know how the building will look in the other cases, we need to calculate the total drift and then refer to the following table:

Damage Level & Desirable Function	Explanation	Drift Limit
Fully Operational	Structure and contents undamaged	0.2%
Operational (immediate occupancy)	Structural undamaged, content slightly damaged but functioning	0.5%
Life Safety	Structures damaged but remains safe, contents damaged and need some time to recover	1.5%
Near Collapse	Structures severely damages but remains stable, nonstructural and contents severely damaged	2.5%
Collapse	Structure collapsed	> 2.5%

表十六、Story drift limitation

We can use this formula to calculate the total drift:

$$Total\ drift\ (\%) = \frac{\Delta roof}{h} \times 100\%$$

	Sd	Δroof	Height of the building	Total drift	Damage level
Procedure A	1,59	3,07347	770	0.399 %	Operational
Procedure B	1,1	2 ,1263	770	0.27%	Fully Operational
Procedure C	1,14	2,20362	770	0.286%	Fully Operational

表十七、Story drift for service earthquake

	Sd	Δroof	Height of the building	Total drift	Damage level
Procedure A	N/A		770	0.399 %	
Procedure B	N/A		770	0.27%	
Procedure C	2,63	2,20362	770	0.425%	Operational

表十八、Story drift for TCU068-30%

第六章、FEMA273 analysis

一、前言 Foreword

FEMA273(Federal Emergency Management Agency)是美國對於鋼構、鋼筋混 泥土、石造及木造建築物以功能表現為基礎(Performance-Based)所發展的耐震評估方法，主要的目的是為建築物補強提供分析方法及可接受的標準。再依照不同的地震大小等級(Earthquake Level)及不同的建築物功能等級(Building Performance Level) 訂定出不同復健目標(Rehabilitation Objectives)首先,其將地震發生機率歸類為兩情況,包含 50 年超越機率分別為 50%、 20%、10%及 2%，其中將對於 50 年超越機率 10%及 2%的情形將其定義為 BSE-1 及 BSE-2(Basic Safety Earthquake)，平均回歸週期為 475 年及 2500 年。

接著,業主依照建築物之重要性及成本來決定使用何種功能等級之補強目標。建築物功 能等級則代表建築物遭受地震後可維持的功能，共分為四個等級：正常運作 (Operational)、可立即使用(Immediate Occupancy)、生命安全(Life Safety)、 建築物不倒塌(Collapse Prevention)等。而在此次分析中採用 BSE-1 以及期望 達到生命安全的建築物功能的假設下進行評估。

耐震功能的判定，FEMA273 提出了四種方法來評估，包括線性靜力分析 (Linear Static Procedure)、線性動力分析(Linear Dynamic Procedure)、非 線性靜力分析(Nonlinear Static Procedure)及非線性動力分析(Nonlinear Dynamic Procedure)等，本次作業中採用前三種方法進行評估。

二、Linear Static Procedure (LSP)

1. 前言 Foreword

線性靜力分析方法指建築物在某一設計地震需求下，各樓層的桿件內力及系 統的變位均使用線彈性靜力分析。假設結構物的力與位移關係為線彈性，並利用 規範中提供的公式將側向力作豎向分配，計算虛擬側向力(Pseudo lateral load)， 檢驗在此力的作用下是否符合可接受準則(Acceptance Criteria)的規定項目。

2. 週期計算 Period determination

依據台灣建築物耐震設計規範裡可查得嘉義縣民雄鄉震區短週期與一秒週 期之設計水平譜加速度係數分別為 SS = 0.8 與 S1 = 0.45，而此處所採設計地震 其 50 年超越機率約為 10%左右，因此將此次地震歸類於 FEMA273 中的 BSE-1 情形。

該建築物位於第二類地盤，藉由查詢耐震設計規範的並採用線性內差的方法，可得其工址放大係數(Site Coefficient)分別為 Fa = 1.0、Fv = 1.2，近斷層調整因子 NA = 1.37、NV = 1.44，假設建築物阻尼比為 5%，可得到其阻尼係數(Damping Coefficient)B_S = 1、B_1 = 1，藉由以上參數可計算工址反應譜的特徵週期 (Characteristic Period of Response Spectra)：

$$T_0 = \frac{(S_{D1}B_1)}{(S_{DS}B_S)} = \frac{(F_v S_1 N_v B_s)}{(F_a S_s N_A B_1)} = 0.709 \text{ sec}$$

FEMA 提供兩種方法計算建築物基本週期，一為利用經驗公式(Approximated formula)來計算建築物的基本週期(Fundamental Period)，其中 Ct 為對不同性 質之結構物所對應的係數，此案例為鋼筋混凝土抗彎矩構架系統，可由規範查得 Ct = 0.03，而 h_n 示結構物基底到頂層的距離，須採 feet 單位，故可計算得 h_n= 25.92 (ft.)，藉由上述資訊可帶入公式：

$$T = C_t h_n^{3/4} = 0.345\ sec$$

第二種方法為使用 ETABS 進行動力分析(Dynamic Analysis)，獲得另一基本週期 T = 0.398 sec。綜合以上兩種方法，為求分析結果較保守，在此選用較小的週期，故下採經驗公式計算所得之基本週期做為接下來分析依據。

3. 修正因子計算 Coefficients Determination

虛側向力的計算公式中有三項修正因子，包含C_1、C_2、C_3，其中C_1表示結構為短周期時最大彈性變位與非彈性變位間的修正因子，C_2表示在最大位移時對於勁度減少與消能容量減少的修正因子，而C_3則為對於 P-Delta 效應所提供的修正因子。

(1) C_1的計算於規範中提供以下兩種情況進行判斷：

$$C_1 = 1.5 \quad for\ T < 0.10(sec)$$

$$C_1 = 1.5 \quad for\ T \geq T_0$$

本案例中$T = 0.7095$ sec，$T_0 = 0.7095$ sec ，C_1採線性內插之方式求得，$C_1 = 1.299$。

(2) 在建築物功能等級為生命安全為前提下，C_2的計算於規範中提供以下兩種情況進行判斷：

$$C_2 = 1.3 \quad for\ T < 0.10(sec)$$

$$C_2 = 1.1 \quad for\ T \geq T_0$$

採線性內差之方式得$C_2 = 1.219$

(3) C_3的計算公式中，P_i為第 i 層所受的垂直載重、δ_i為第 i 層的側向位移、h_i為第 i 層高、而 V_i第 i 層的側向力，其中 δ_i/V_i 為勁度的倒數，此處可推知勁度極大，因此造成 θ 值極小的現象，由 ETABS 分析得最大$\theta = 0.002$，遠小於規範所訂之 0.1，故忽略 P-Delta 效應求得$C_3 = 1.0$。

4. 虛擬側向力計算 Pseudo lateral load Determination

利用規範之中所給予的公式計算所需的虛擬側向力 V，其中 C_1、C_2、C_3為前述所計算之修正因子，而 S_a 為反應譜加速度，可藉由結構物的基本週期查詢繪出的反應譜所對應的值而得，W 則為結構物的垂直載重，在此僅需考慮靜載重即可，公式如下所示：

$$\mathrm{V} = C_1 C_2 C_3 S_a W$$

求得之虛擬側向力以規範提供的樓層分配係數 C_{vx} 作豎向分配，再由此計算出分配至各樓層所需施加的側向力，分配係數之公式如下：

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i^k}$$

其中 w 為該樓層之垂直載重，h 為結構物基底到該層的距離(須採 feet 單位)， 因為基本週期小於 0.5(sec)，選定 k 值為 1.0，第一層樓之C_{v1}與第二層樓之C_{v2}分別計算如下：

$$C_{v1} = 0.34188$$

$$C_{v2} = 0.65812$$

將虛擬側向力 V 及樓層分配係數 C_{vx} 帶入側向力分配公式，可計算得分配至各樓層所需施加的側向力，計算公式如下：

$$F_x = C_{vx}V$$

將前述計算所得之值帶入可得分配之側向力如下表：

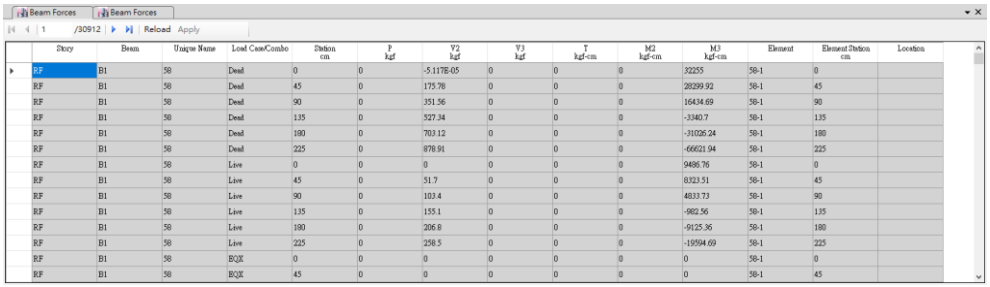
Cases	Design earthquake	Service earthquake	TCU068 100%	TCU068 30%
C1	1.299			
C2	1.219			
C3	1			
Sa (g)	1.096	0.266	1.3845	0.4615
W (kg)	1125604			
V (kg)	1953480.3	474111.1	2467694.8	822564.9
V/W	1.735	0.421	2.192	0.731
Cv1	0.342			
Cv2	0.658			
F (1F)	668090.3	162146.0	843951.6	281317.2
F (2F)	1285390.0	311965.1	1623743.2	541247.7

表十九、側向力分配比較表

5. ETBAS 側推分析

將結構物進行線性分析以後，可得到各梁與柱的內力，並將其輸出如下，其中 M_3 的部分為後續所需檢核的桿件內力。

將計算出的虛擬側向力加到 Model 上並經由 ETABS 分析完後，將分析所得的各種桿件內力由 ETABS 輸出至 EXCEL 表。



Beam Forces | Beam Forces

1 /30912 | Reload Apply

Story	Beam	Unique Name	Load Case/Combo	Station cm	P kgf	V2 kgf	V3 kgf	T kgf-cm	M2 kgf-cm	M3 kgf-cm	Element	Element Station cm	Location
RF	B1	58	Dead	0	0	-5.117E-05	0	0	0	32255	58-1	0	
RF	B1	58	Dead	45	0	175.78	0	0	0	28299.92	58-1	45	
RF	B1	58	Dead	90	0	351.56	0	0	0	16434.69	58-1	90	
RF	B1	58	Dead	135	0	527.34	0	0	0	-3340.7	58-1	135	
RF	B1	58	Dead	180	0	703.12	0	0	0	-31026.24	58-1	180	
RF	B1	58	Dead	225	0	878.91	0	0	0	-66621.94	58-1	225	
RF	B1	58	Live	0	0	0	0	0	0	9486.76	58-1	0	
RF	B1	58	Live	45	0	51.7	0	0	0	8323.51	58-1	45	
RF	B1	58	Live	90	0	103.4	0	0	0	4833.73	58-1	90	
RF	B1	58	Live	135	0	155.1	0	0	0	-982.56	58-1	135	
RF	B1	58	Live	180	0	206.8	0	0	0	-9125.36	58-1	180	
RF	B1	58	Live	225	0	258.5	0	0	0	-19594.69	58-1	225	
RF	B1	58	EQX	0	0	0	0	0	0	0	58-1	0	
RF	B1	58	EQX	45	0	0	0	0	0	0	58-1	45	

圖五十四、ETABS 輸出值

尋找各桿件分析過程M_3彎矩正負最大值，並將此最大值設定為此次評估之內力需求。

6. 分析結果檢核

由分析結果得到桿件內力需求(Demand)後，可根據線性靜力分析 過程之可接受準則進行此建築物的耐震評估，線性靜力分析方法之可 接受準則由下示定義：

$$\mathrm{mk}Q_{CE} \geq Q_{UD}$$

其中

m =強度放大係數，可由 FEMA273 中表 6-10、6-11 得之

k =程度因子，為了方便計算將之設為 1.0

Q_{CE} =斷面強度(Capacity),可由 XRACT 分析結果獲得

Q_{UD} =桿件內力M_3(Demand)，由 ETABS 分析數據得之

Table 6-10 Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—Reinforced Concrete Beams

			m factors[3]				
			Component Type				
			Primary			Secondary	
			Performance Level				
Conditions			IO	LS	CP	LS	CP
i. Beams controlled by flexure[1]							
$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf.[2]	$\frac{V}{b_w d\sqrt{f'_c}}$					
≤ 0.0	C	≤ 3	2	6	7	6	10
≤ 0.0	C	≥ 6	2	3	4	3	5
≥ 0.5	C	≤ 3	2	3	4	3	5
≥ 0.5	C	≥ 6	2	2	3	2	4
≤ 0.0	NC	≤ 3	2	3	4	3	5
≤ 0.0	NC	≥ 6	1	2	3	2	4
≥ 0.5	NC	≤ 3	2	3	3	3	4
≥ 0.5	NC	≥ 6	1	2	2	2	3

表二十、FEMA Beam m 值

Table 6-11 Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—Reinforced Concrete Columns

			m factors[4]				
			Component Type				
			Primary			Secondary	
			Performance Level				
Conditions			IO	LS	CP	LS	CP
i. Columns controlled by flexure[1]							
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf.[2]	$\frac{V}{b_w d\sqrt{f'_c}}$					
≤ 0.1	C	≤ 3	2	3	4	3	4
≤ 0.1	C	≥ 6	2	3	3	3	3
≥ 0.4	C	≤ 3	1	2	2	2	2
≥ 0.4	C	≥ 6	1	1	2	1	2
≤ 0.1	NC	≤ 3	2	2	3	2	3
≤ 0.1	NC	≥ 6	2	2	2	2	2
≥ 0.4	NC	≤ 3	1	1	2	1	2
≥ 0.4	NC	≥ 6	1	1	1	1	1

表二十一、FEMA Column m 值

7. 分析結果

Beam	Design		Service		TCU068-100%		TCU068-30%	
	DBE		SLE		TCU068 100%		TCU068 30%	
	OK	NG	OK	NG	OK	NG	OK	NG
1B1	11	0	11	0	11	0	11	0
1B2,2B2	28	0	28	0	28	0	28	0
1B3,2B3	52	0	52	0	51	1	52	0
2B1	11	0	11	0	11	0	11	0
2B4	13	0	13	0	13	0	13	0
1B4	13	0	13	0	13	0	13	0
CB	32	0	32	0	32	0	32	0

表二十二、線性靜力之梁分析結果

	DBE	SLE	TCU068 100%	TCU068 30%
1B1	100%	100%	100%	100%
1B2,2B2	100%	100%	100%	100%
1B3,2B3	100%	100%	98%	100%
2B1	100%	100%	100%	100%
2B4	100%	100%	100%	100%
1B4	100%	100%	100%	100%
CB	100%	100%	100%	100%

表二十三、線性靜力之梁通過率

Beam	Design		Service		TCU068-100%		TCU068-30%	
	DBE		SLE		TCU068 100%		TCU068 30%	
	OK	NG	OK	NG	OK	NG	OK	NG
1C1	0	20	20	0	0	20	0	20
1C2	0	10	10	0	0	10	7	3
1C3	0	7	0	7	0	7	0	7
2C1	0	20	20	0	0	20	4	16
2C2	1	9	10	0	0	10	6	4
2C3	0	7	7	0	0	7	7	0

表二十四、線性靜力之柱分析結果

	DBE	SLE	TCU068 100%	TCU068 30%
1C1	0%	100%	0%	0%
1C2	0%	100%	0%	70%
1C3	0%	0%	0%	0%
2C1	0%	100%	0%	20%
2C2	10%	100%	0%	60%
2C3	0%	100%	0%	100%

表二十五、線性靜力之柱通過率

三、Linear Dynamic Procedure(LDP)

1. 前言 Foreword

LDP(Linear Dynamic Procedure)是指建築物在某一設計地震需求(design earthquake demand)下，各樓層的內力及系統的變位均使用線彈性動力分析。此方法假設在限制結構物不得降伏的前提下，欲使結構物於同一地震下達到真實結構(降伏後)的變位，因此須將其設計地震力放大修正，其變形與真實情況相近，內力比真實情高。

線性動力分析方法可分為反應譜法(Response Spectrum Method)及歷時法(Time-History Method)，此處採用反應譜法進行分析，方法為輸入規範地震力與中小地震力與 TCU068 的反應譜進入 ETABS，再對結構物進行線性反應譜分析，檢核在該地震作用下是否符合可接受準則的規定項目。

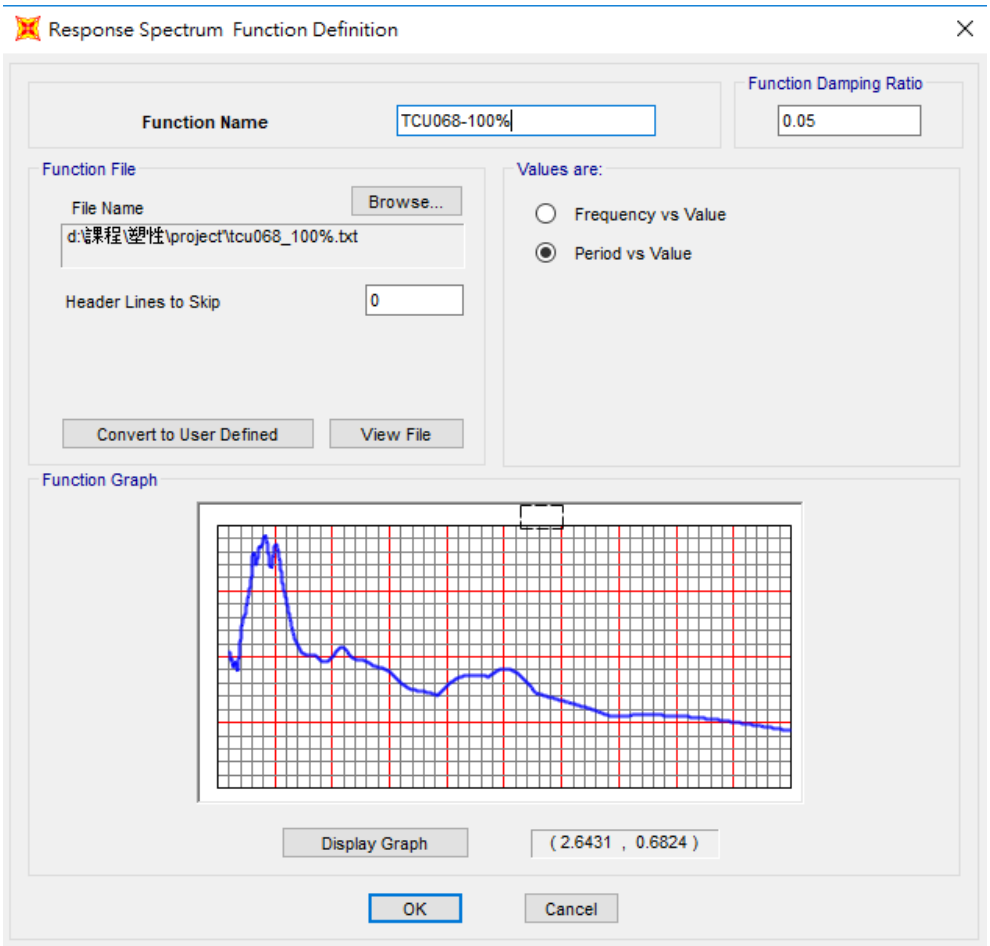
2. 修正係數計算 Modification Factor Determination

在輸入反應譜資料前，依規範中給予一修正係數(Modification Factor)，此係數為C_1、C_2、C_3的乘積，而三項參數可由線性靜力分析部分得到因此可計算出所需提供的修正係數如下：

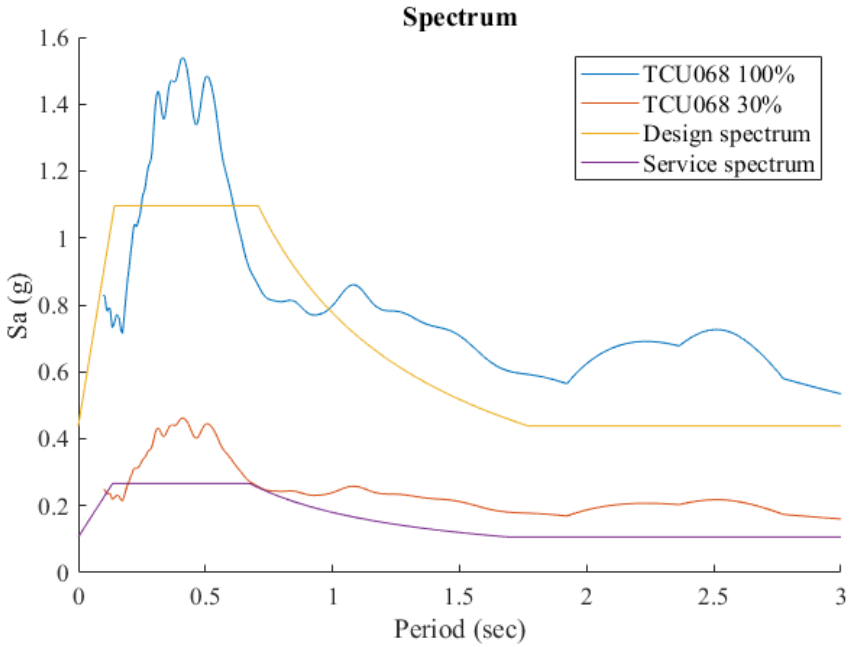
$$\mathrm{C}_1 \times \mathrm{C}_2 \times \mathrm{C}_3 = 1.584$$

3. 分析設定

利用 ETABS 中輸入反應譜的以及給予修正係數，將結構物進行反應譜方法分 析以後，得到各桿件的內力(M_3) 作為後續所需檢核的桿件內力，其輸出如下：



圖五十五、反應譜分析設定



圖五十六、反應譜

4. 分析結果檢核

線性動力方法的分析過程與線性靜力方法大同小異，先將所 有梁、柱桿件內力由 ETABS 輸出至 EXCEL 表，並根據可接受準則 進行梁柱內力需求之檢核。線性動力分析過程的可接受準則與線靜力分析法相同。下為檢核公式:

$$\mathrm{mk}Q_{CE} \geq Q_{UD}$$

其中

m =強度放大係數，可由 FEMA273 中表 6-10、6-11 得之

k =程度因子，為了方便計算將之設為 1.0

Q_{CE} =斷面強度(Capacity),可由 XRACT 分析結果獲得

Q_{UD} =桿件內力M_3(Demand)，由 ETABS 分析數據得之

Table 6-10 Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—Reinforced Concrete Beams

			m factors[3]				
			Component Type				
			Primary			Secondary	
			Performance Level				
Conditions			IO	LS	CP	LS	CP
i. Beams controlled by flexure[1]							
$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf.[2]	$\frac{V}{b_w d\sqrt{f'_c}}$					
≤ 0.0	C	≤ 3	2	6	7	6	10
≤ 0.0	C	≥ 6	2	3	4	3	5
≥ 0.5	C	≤ 3	2	3	4	3	5
≥ 0.5	C	≥ 6	2	2	3	2	4
≤ 0.0	NC	≤ 3	2	3	4	3	5
≤ 0.0	NC	≥ 6	1	2	3	2	4
≥ 0.5	NC	≤ 3	2	3	3	3	4
≥ 0.5	NC	≥ 6	1	2	2	2	3

表二十六、FEMA Beam m 值

Table 6-11 Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—Reinforced Concrete Columns

			m factors[4]				
			Component Type				
			Primary			Secondary	
			Performance Level				
Conditions			IO	LS	CP	LS	CP
i. Columns controlled by flexure[1]							
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf.[2]	$\frac{V}{b_w d\sqrt{f'_c}}$					
≤ 0.1	C	≤ 3	2	3	4	3	4
≤ 0.1	C	≥ 6	2	3	3	3	3
≥ 0.4	C	≤ 3	1	2	2	2	2
≥ 0.4	C	≥ 6	1	1	2	1	2
≤ 0.1	NC	≤ 3	2	2	3	2	3
≤ 0.1	NC	≥ 6	2	2	2	2	2
≥ 0.4	NC	≤ 3	1	1	2	1	2
≥ 0.4	NC	≥ 6	1	1	1	1	1

表二十七、FEMA Column m 值

5. 分析結果

Beam	Design		Service		TCU068-100%		TCU068-30%	
	DBE		SLE		TCU068 100%		TCU068 30%	
	OK	NG	OK	NG	OK	NG	OK	NG
1B1	11	0	11	0	11	0	11	0
1B2,2B2	28	0	28	0	28	0	28	0
1B3,2B3	52	0	52	0	50	2	52	0
2B1	11	0	11	0	11	0	11	0
2B4	13	0	13	0	13	0	13	0
1B4	13	0	13	0	13	0	13	0
CB	32	0	32	0	32	0	32	0

表二十八、線性動力之梁分析結果

	DBE	SLE	TCU068 100%	TCU068 30%
1B1	100%	100%	100%	100%
1B2,2B2	100%	100%	100%	100%
1B3,2B3	100%	100%	96%	100%
2B1	100%	100%	100%	100%
2B4	100%	100%	100%	100%
1B4	100%	100%	100%	100%
CB	100%	100%	100%	100%

表二十九、線性動力之梁通過率

Beam	Design		Service		TCU068-100%		TCU068-30%	
	DBE		SLE		TCU068 100%		TCU068 30%	
	OK	NG	OK	NG	OK	NG	OK	NG
1C1	0	20	20	0	0	20	2	18
1C2	0	10	10	0	0	10	7	3
1C3	0	7	0	7	0	7	0	7
2C1	0	20	20	0	0	20	4	16
2C2	2	8	10	0	0	10	6	4
2C3	5	2	7	0	0	7	7	0

表三十、線性動力之柱分析結果

	DBE	SLE	TCU068 100%	TCU068 30%
1C1	0%	100%	0%	10%
1C2	0%	100%	0%	70%
1C3	0%	0%	0%	0%
2C1	0%	100%	0%	20%
2C2	20%	100%	0%	60%
2C3	71%	100%	0%	100%

表三十一、線性動力之柱通過率

四、Nonlinear Static Procedure(NSP)

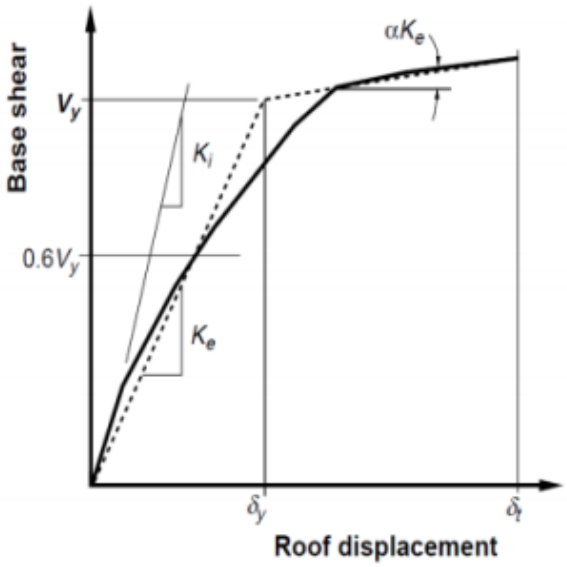
1. 前言 Foreword

非線性靜力分析方法，指建築物在某一設計地震需求(design earthquake demand)下，各樓層的內力及系統的變位均使用非線性靜力分析。結構物模型受 到一漸增的側向力或是變位，直到結構物達到目標位移或傾倒。利用側推分析 (Pushover Analysis)給定此位移值，檢核在此目標位移的情況下，結構桿件的塑鉸轉角是否符合可接受準則(Acceptance Criteria)的規定項目。

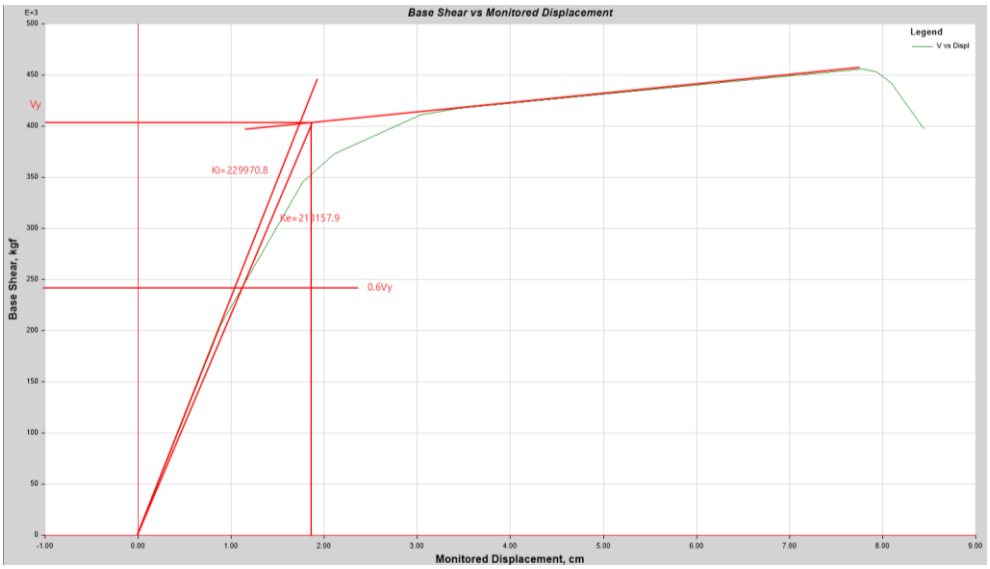
2. 週期計算 Period Determination

$$T_e = T_i\sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

上式當中 T_i為結構物的彈性基本週期(Elastic Fundamental Period)，此處使用 ETABS 進行動力分析所獲得的基本週期 $T_i = 0.397$ sec，而 K_i及 K_e分別 為彈性橫向勁度 (Elastic Lateral Stiffness) 與有效橫向勁度 (Effective Lateral Stiffness) ，其求法為利用動力分析中基底剪力與頂層位移的雙線性關係計算，如下圖所示：



圖五十七、基底剪力與頂層位移關係圖



圖五十八、基底剪力與頂層位移雙線化

3. 修正因子計算 Coefficients Determination

在目標位移計算公式中，需要四項修正因子，包含 C_0、C_1、C_2、C_3，其中 C_0 表示評估多自由度建築物控制點位移與等效單自由度系統位移間的修正係數，而其他三項修正因子則與線性靜力分析方法中提到的定義相同。

(1) C_0的計算於規範中提供不同樓層數的建築物修正係數，由於此次案例為二層樓建築，因此選用 $C_0 = 1.2$。

Table 3-2 Values for Modification Factor C_0

Number of Stories	Modification Factor[1]
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10+	1.5

圖五十九、C_0之選擇

(2) C_1的計算於規範中提供下列兩種情況

$$C_1 = 1.0 \quad for \ \mathrm{T_e} \geq \mathrm{T_0}$$

$$C_1 = \left[1.0 + (R-1)\frac{\mathrm{T_0}}{\mathrm{T_e}}\right]/R \quad \text{for} \quad \mathrm{T_e} \leq \mathrm{T_0}$$

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} \times \frac{1}{C_0}$$

(3) C_2的計算與 LSP 相同。

(4) C_3的判斷藉由結構物降伏後的勁度為正或負進行判斷，由前述雙線性化所獲得的數值可得知，此建築物在結構物降伏後勁度為正，因此參照規範中的計算方式可得$C_3 = 1.0$。

4. 目標位移計算 Target Displacement Determination

目標位移是指結構物受到一設計地震作用時，預期會產生的最大位移，此處利用規範中提供的公式計算頂層的目標位移(Target Displacement) δ_t，公式如下所示：

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a W \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

將前述所得之值便可帶入公式計算求得目標位移如下表：

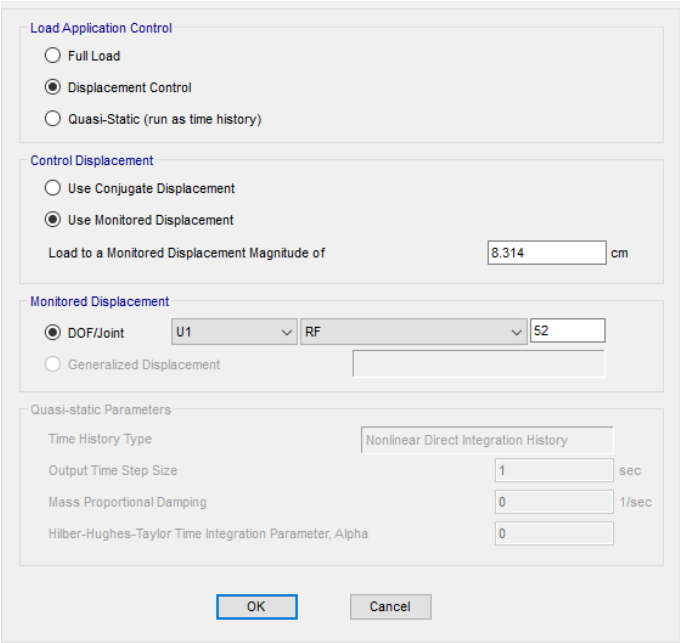
	DBE	SLE	TCU068 100%	TCU068 30%
T_0	0.7095	0.675	0.7095	0.675
K_i	229970.8			
K_e	218157.9			
T_e	0.364			
C_0	1.2			
W (kg)	1125604			
S_a (g)	1.096	0.266	1.3845	0.4615
V_y (kg)	405153			
R	2.537	0.616	3.205	1.068

C_1	1.575	0.467	1.653	1.055
C_2	1.219			
C_3	1			
δ_t (cm)	8.314	0.598	11.022	2.344

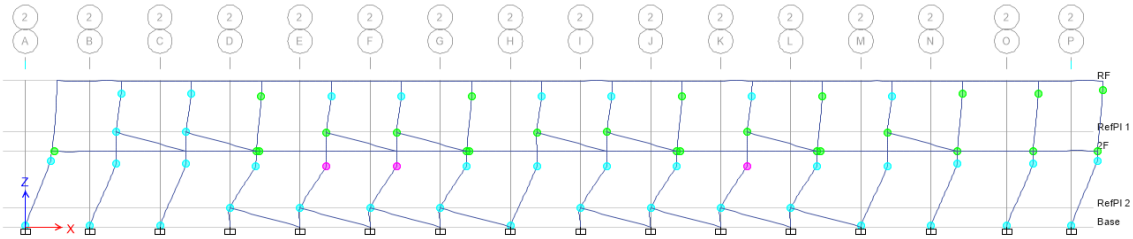
表三十二、目標位移

5. 分析設定

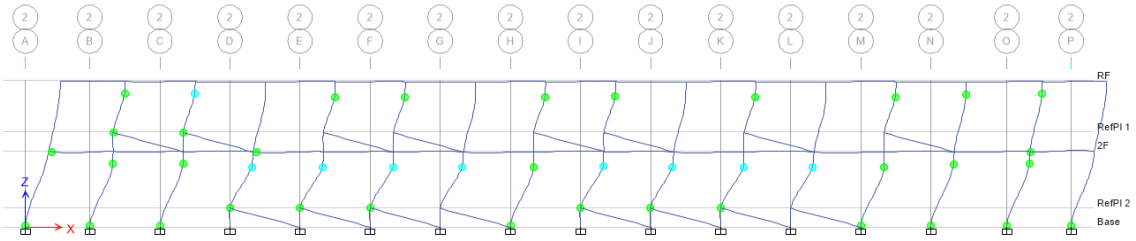
將結構物進行線性分析以後，可以得到各桿件的內力及塑鉸的情形，並在 ETABS 輸入目標位移



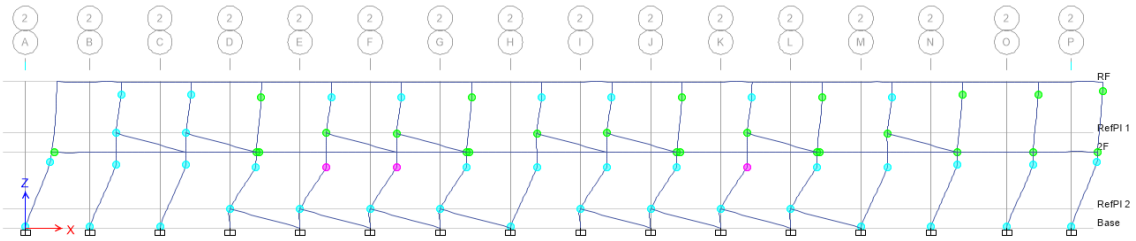
圖六十、ETABS 目標位移設定



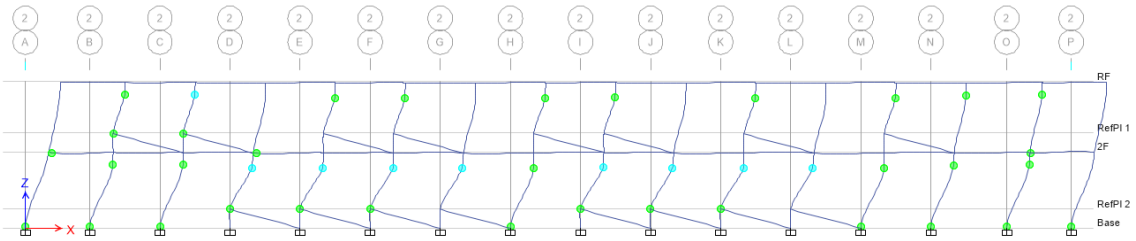
圖六十一、設計地震下之塑鉸位置圖



圖六十二、中小地震下之塑鉸位置圖



圖六十三、TCU068 100%下之塑鉸位置圖



圖六十四、TCU068 30%下之塑鉸位置圖

6. 分析結果檢核

非線性靜力分析方法要檢核結構桿件的塑鉸轉角，並需要桿件軸力加入參數設定之計算，輸出的方式如下所示，其中 R3 Plastic 即為桿件的塑鉸轉角。

對於非線性分析時，要求其最大變形量不得大於預期的變形容量，檢核在目標位移的情況下，結構桿件的塑鉸轉角是否符合可接受準則，而在規範中提供預期的塑鉸轉角。

(1) 規範中鋼筋混凝土梁桿件的預期轉角求取表格：

Table 6-6 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions			Modeling Parameters[3]			Acceptance Criteria[3]				
						Plastic Rotation Angle, radians				
						Component Type				
						Primary			Secondary	
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Performance Level				
			a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
i. Beams controlled by flexure[1]										
$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf.[2]	$\frac{V}{b_w d\sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.005	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0	0.005	0.005	0.005	0.01

表三十三、鋼筋混凝土梁桿件的預期轉角

(2) 規範中鋼筋混凝土柱桿件的預期轉角求取表格:

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions			Modeling Parameters[4]			Acceptance Criteria[4]				
						Plastic Rotation Angle, radians				
						Component Type				
						Primary			Secondary	
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Performance Level				
			a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
i. Columns controlled by flexure[1]										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf.[2]	$\frac{V}{b_w d\sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.015	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.015	0.025	0.2	0.005	0.01	0.015	0.01	0.025
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.0	0.005	0.015	0.010	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0	0.005	0.01	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.005	0.01	0.005	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.005	–	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.005	0.005	–	0.0	0.0	0.005	0.0	0.005
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.0	0.0	–	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

表三十四、鋼筋混凝土柱桿件的預期轉角

7. 分析結果

Beam	Design		Service		TCU068-100%		TCU068-30%	
	DBE		SLE		TCU068 100%		TCU068 30%	
	OK	NG	OK	NG	OK	NG	OK	NG
1B1	11	0	11	0	11	0	11	0
1B2,2B2	28	0	28	0	28	0	28	0
1B3,2B3	52	0	52	0	52	0	52	0
2B1	11	0	11	0	11	0	11	0
2B4	13	0	13	0	13	0	13	0
1B4	13	0	13	0	13	0	13	0
CB	32	0	32	0	32	0	32	0

表三十五、非線性靜力之梁分析結果

	DBE	SLE	TCU068 100%	TCU068 30%
1B1	100%	100%	100%	100%
1B2,2B2	100%	100%	100%	100%
1B3,2B3	100%	100%	100%	100%
2B1	100%	100%	100%	100%
2B4	100%	100%	100%	100%
1B4	100%	100%	100%	100%
CB	100%	100%	100%	100%

表三十六、非線性靜力之梁通過率

Column	Design		Service		TCU068-100%		TCU068-30%	
	DBE		SLE		TCU068 100%		TCU068 30%	
	OK	NG	OK	NG	OK	NG	OK	NG
1C1	20	20	0	0	20	20	0	20
1C2	10	10	0	0	10	10	0	10
1C3	7	7	0	0	7	2	5	7
2C1	0	20	0	20	0	20	0	0
2C2	0	10	0	10	0	10	0	0
2C3	0	7	0	7	0	7	0	0

表三十七、非線性靜力之柱分析結果

	DBE	SLE	TCU068 100%	TCU068 30%
1C1	0%	100%	0%	100%
1C2	0%	100%	0%	100%
1C3	0%	100%	0%	29%
2C1	100%	100%	100%	100%
2C2	100%	100%	100%	100%
2C3	100%	100%	100%	100%

表三十八、非線性靜力之柱通過率

五、FEMA273 分析結果比較 Comparison between each method from FEMA273

1. 以梁柱壞掉根數比較，可發現 TCU068>設計地震>中小地震，而以結構物之週期所對應加速度來看，亦為 TCU068>設計地震>中小地震，故結果與理論相符，FEMA273 分析結果合理。

2. 對一樓、二樓壞掉根數做比較，發現三種方法均為一樓柱壞掉根數最多，由此可知一樓為軟弱層，為最需要補強的部分。

3. 由破壞桿件數多寡判斷，以線性靜力(LSP)最為保守，因破壞根數最多，線性動力(LDP)次之，非線性靜力(NSP)最不保守，破壞根數最少。然而因非線性靜力有考慮結構物非線性的行為，破壞較少亦屬合理，可提供判斷補強迫切程度的依循。

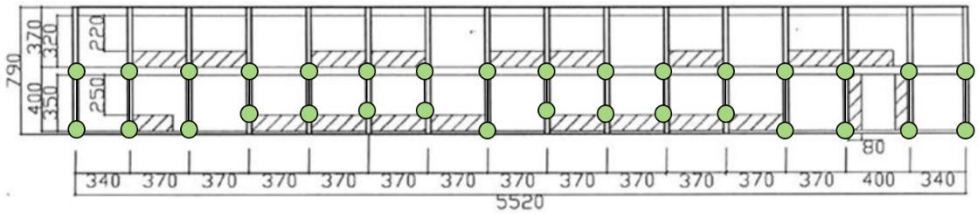
第七章、Upper bound method

一、前言 Foreword

Upper bound method 亦稱為 Mechanism method 係為虛位移法應用之一，其原理為假設許多結構破壞 Mechanism，並分別計算各個 Mechanism 所需的 collapse load，則最小 collapse load 所對應的 Mechanism 即為結構真正的破壞 Mechanism，由於計算過程相對於 Lower bound method 簡單，故可以此檢核 pushover 所分析出來的最大基層剪力是否正確。

二、假設條件 Assumptions

1. 因為梁與柱的斷面和鋼筋配置極為相似，所以我們判斷柱會先產生塑鉸因此我們假設一樓 panel mechanism。

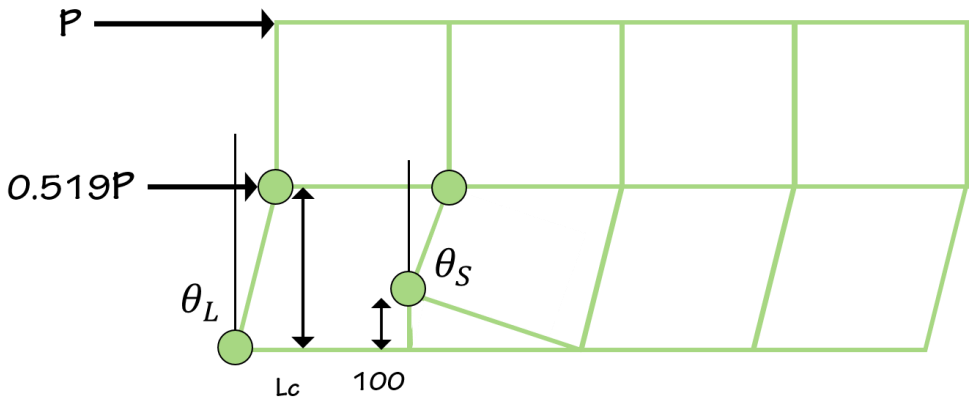


圖六十五、假設之 mechanism

2. 忽略梁跟二樓柱的塑鉸貢獻：因為一樓 panel mechanism，所以只考慮一樓柱塑鉸做簡化。

3. 二樓無層間變位：因為二樓 drift ratio 很小

4. 轉角之簡化：考慮有無磚牆的柱長，因此須分別計算出該柱長所對應之轉角，$\theta_S \times L_O = \theta_L \times (L_C + 100)$， L_C為扣除窗台之柱淨高。並且假設分布力與樓高成正比計算出 2 樓分布力為 1P，一樓為 0.519P。



圖六十六、轉角關係

三、計算過程 Calculation

Mu	Xtract	TEASPA
1C1	1022426.1	1475213.1
1C2	879306.8	1308306.8
1C3	408664.6	649664.5

表三十九、 Mu

1. 考慮磚牆 $V_{pushover} = 456065.5\ kgf$

$$\sum P_i h_i \delta\theta_i = P(400 \times \theta_L) + 0.519P(400 \times \theta_L) = 607.6P\theta_L$$

$$\sum (M_{p,i}\delta\theta_{S,i}) + \sum (M_{p,i}\delta\theta_{L,i}) = 81758667\theta_L$$

$$V_{upperbound,XTRACT} = (1 + 0.519)P = 1.519 \times 134560.02 = 204396.7\ kg$$

$$V_{upperbound,TEASPA} = (1 + 0.519)P = 277934.1\ kg$$

2. 不考慮磚牆 $V_{pushover} = 349355.7\ kgf$

$$\sum P_i h_i \delta\theta_i = P(400 \times \theta_L) + 0.519P(400 \times \theta_L) = 607.6P\theta_L$$

$$V_{upperbound,XTRACT} = (1 + 0.519)P = 183560.1\ kg$$

$$V_{upperbound,TEASPA} = (1 + 0.519)P = 235685.8\ kg$$

四、Upper bound method 分析結果

1. 分別考慮有無磚牆以及使用不同分析軟體得到的極限彎取強度進行比較，如下表：

Mp	Brick wall	$V_{upperbound}$	$V_{pushover}$	error
TEASPA	O	277934.1	456065	64%
	X	235685.8	325787	36%
XTRACT	O	204396.7	456065	123%
	X	183560.2	325787	78%

表四十、upper bound method 誤差比較

2. 利用 XTRACT 分析所求得之 Mp 經計算結果得到 Upper bound theory 結果比 Pushover 結果低 78 %，而利用 TEASPA 所定義之塑鉸計算得到的結果比 Pushover 低 36 % 此與 Upper bound theory 的精神相違的，Upper bound theory 結果應是要比真正的結果高的。

3. 造成計算不準確的原因可能有：未考慮應變硬化的效應、XTRACT 的鋼筋材料需要假設為完美彈塑性、忽略二樓柱和梁的塑鉸產生造成低估。

第八章、結論與建議 Conclusion

一、

從 ETABS 與 TEASPA 側推結果知 1 樓 Panel Mechanism，與實際結果相符，且$A_P = 0.261\text{g} < A_T$，正負 X 向結果差不多，此建築物需要進行耐震補強。

二、

ATC-40 結果為在設計地震與 TCU068 下是 Collapse，中小度地震為 Operational (Immediate Occupancy)

三、

由 FEMA273 分析可知，以一樓、二樓壞掉根數做比較，發現三種方法均為一樓柱壞掉根數最多，由此可知一樓為軟弱層。另外以破壞桿件數多寡判斷，以線性靜力(LSP)最為保守，因破壞根數最多，線性動力(LDP)次之，非線性靜力(NSP)最不保守，破壞根數最少。然而因非線性靜力有考慮結構物非線性的行為，破壞較少亦屬合理，可提供判斷補強迫切程度的依循。

四、

利用 upper bound method 分析可知，利用 TEASPA 所定義之塑鉸計算得到的結果比 Pushover 誤差約 36 %。造成計算不準確的原因可能有 ： 未考慮應變硬化的效應、XTRACT 的鋼筋材料需要假設為完美彈塑性、忽略二樓柱和梁的塑鉸產生造成低估。

參考資料 Reference

1. 校舍結構耐震評估與補強技術手冊第二版,國家地震工程研究中心,2013
2. 建築物耐震設計規範及解說,中華民國內政部營建署,2006
3. ATC40:The Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings , 2 volumes , Redwood City, CA,Applied Technology Council (ATC) , 1996
4. ATC-40 中文版
5. FEMA273: NEHRP GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS. ,Washington , DC, U.S.A ,1997
6. EMA273 中文版