國立臺灣大學工學院土木工程學系研究所

碩士論文

Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Taiwan University

Master Thesis

醫院消防撒水系統耐震性能補強評估方法研究

**Seismic Performance Assessment of Strengthened Fire Protection Sprinkler Piping Systems in Hospitals**

蔡詠安

Yung-An ,Tsai

指導教授：張國鎮 教授

Advisor : Prof. Kuo-Chun Chang

中華民國107年6月

June, 2018

誌謝

首先感謝張國鎮老師這兩年來的耐心指導與協助，不論是碩一的課程，或是每次的團隊會議，學生學習到許多專業知識，更增進簡報能力與專業軟體的使用，老師亦會在團隊會議時分享自己的人生經歷，教導許多面對研究應有的態度、想法，這些將會是一生受用的。

感謝論文口試過程中，口試委員張國鎮教授、黃尹男博士、柴駿甫博士，提供諸多寶貴之意見，使得論文內容更加完善。

本論文的完成，非常感謝柴駿甫博士在每周的學生會議耐心的聆聽並提供許多寶貴的意見，亦特別感謝林凡茹博士，除了在每周的學生會議外，平時學姊總是不厭其煩地提供指導與協助，並給予鼓勵。感謝林震宇、王鑑翔等學長之幫助，也謝謝育萱在學生會議上的照應。感謝國家地震中心所有給予幫助與資源的研究員與學長姊，因為如此，使我得以順利完成論文。

歷經兩年研究所生涯，感謝KC團隊的學長姊，星池、宜甄、聖凱、爵明、忠翰、昶辰、Witarto，不管在課業或是研究上，給予許多寶貴的建議。感謝514研究室的朋友，聖雯、孟儒、Lulu、家昕、禹辰、世昇、侑呈、城武，除了在課業上彼此互相協助，更豐富了研究生活。感謝514可愛的學弟妹德謙、宥然、東樺，在平時研究室生活及會議給予許多幫助。

感謝所有借我電腦使我能順利跑分析的朋友，少驊、孟儒、禹辰、德謙、城武、尹男老師的超級電腦、國震中心的工作站，除了占用其時間外，亦佔用了電腦空間，沒有這些幫助我的論文分析可能無法如期完成。

感謝我的研究所室友泳馨，同校九年的期間，給予許多關愛與鼓勵。感謝大學室友巧薇、君婕，在研究所期間依然給予關照並彼此打氣加油。

感謝男朋友少驊，與我一起走過研究所中許多喜怒哀樂的時刻，陪伴我並給予鼓勵與幫助，未來的路我們一起加油!

最後感謝我的家人，爸爸、媽媽與姊姊，感謝爸媽從小的栽培，使我求學階段無後顧之憂。家人們平時打電話或使用通訊軟體的問候都讓在外地求學的我感到無比溫暖，成為我強大的後盾。

受篇幅所限，無法將心中所有感謝完全表達出來，僅以誠摯的心，願所有一路上幫助我的人，平安喜樂，身體健康。

1. 摘要

近年來由於性能設計理念蓬勃發展，建築結構之耐震能力獲得提升，地震造成之主要災害以及經濟損失已從結構轉為非結構系統。  
 醫院非結構設備中之消防撒水系統於中小型地震中，若於某處發生漏水，或天花板經撒水頭碰撞發生粉塵掉落、擴孔等災情，甚至於大震中，撒水系統支撐處失去抗震能力，可能造成醫院中斷正常醫療機能，且無法阻止淹水、火災等二次災害。因此，消防撒水系統需要以性能設計法進行耐震評估，若耐震容量不足則必須進行補強。

為了評估國內醫院建築之消防撒水系統是否具備足夠耐震能力，本研究修正葉昶辰[29]提出之消防撒水系統耐震詳細評估(方法A)以及適合工程師應用之簡化評估流程(方法C)，並參考NFPA13[5]補強之建議，提出三種補強方案。以案例醫院為例，針對消防管線系統耐震性能表現建立易損性曲線，探討不同地震歷時之結果與適用性，並比較管線系統補強前與補強後之差異。研究內容簡述如下:

1. 消防管線性能設計方法:本研究參考FEMA P58[[1](#_ENREF_1)]性能設計概念，考量案例醫院結構在沒有發生倒塌，且可修復的前提下，進而探討結構物附屬之非結構系統(消防管線等設備物)易損性。
2. 樓版歷時之類別:本研究樓板歷時分為兩類，一為利用數值軟體MIDAS建立之案例醫院結構數值模型而得非線性結構反應，其又分為遠域地震與近域地震之樓板反應；二為利用AC156規範建議之需求反應譜擬合樓版歷時。比較兩者樓板歷時之差異。
3. 案例醫院消防管線系統詳細分析:利用數值軟體SAP2000建立案例醫院頂樓處之消防撒水系統，本研究之案例醫院模型共有四種，分別為原始配置、補強之三種方案配置，並模擬管線與天花板或隔間牆之間、螺紋接頭以及吊桿之非線性行為，透過增量動力分析而得樓層消防管線系統易損性(方法A)，並比較各樓版歷時對各性能點之影響。
4. 案例醫院消防管線系統簡化評估:依醫院消防管線系統特性，提出適合工程師手算評估之簡化評估方法(方法C)。分別比較補強前與補強後方法A與方法C求得之消防管線耐震能力結果，提出之簡化方法相較於詳細評估法更適用於一般工程師，預期更有效率獲得保守之評估結果。

關鍵字：近域地震、消防撒水系統、補強配置、天花板、螺紋接頭、吊桿、易損性曲線、詳細分析、簡化評估

1. ABSTRACT

Based on the popularization of performance design concepts for structures of critical building (e.g. hospitals and schools) in recent years, non-structural seismic damages (e.g. sprinkler piping systems) are more common than structural ones. Fire protection sprinkler systems plays important roles to prevent fire disasters and ensure occupant safety.However, failure of fire protection sprinkler system will result in not only threat to occupant safety but also the shut down of medical function and relating expense on repairing. Therefore, an accurate assessment method to evaluate the seismic ability of fire protection system is necessary.

The common seismic failures resulted from fire protection sprinkler systems are impact damages of ceiling boards, leakages of 1″threaded joints and breaks of hangers. In order to understand the seismic ability of components mentioned above more accurately, this research revise the detailed numerical analysis method (Method A) and the simplified assessment method (Method C) in Yeh (2016)[29]. Referring to NFPA13[5], this study proposes three strengthened cases of piping system. It take NTU Hospital Yunlin branch as an example to conduct the fragility analysis of the component in fire protection sprinkler system.   
The main results are briefly described below:

1. Performance design method for piping systems: Referring to FEMA P58[[1](#_ENREF_1)], only when building structures are judged as reparable will assessment of sprinkler piping be meaningful. Therefore, in this study, seismic performance of sprinkler piping will be evaluated only when the structure is reparable.
2. Category of floor response time history: This research select two method to get floor time history. One is inputing original far-field earthquake and near-fault earthquake in a nonlinear numerical model of the RC structure of the example hospital building which established using MIDAS software. The other is referring to AC156[25], using RRS to compatible floor response time history.
3. A detailed numerical model of the horizontal sprinkler piping system was established using ‎SAP2000 software to simulate nonlinear behaviors of hangers and the nonlinear relationship between piping and ceiling systems or partition walls (Method A). There are four configurations, original configuration and three configurations installed strengthened components. The fragility parameters of three seismic performance of piping system were than obtained through incremental dynamic analyses.
4. According to the dynamic characteristics of the sprinkler piping system, a simplified assessment method (Method C) are proposed in this study. Method C is provided to be engineers an additional choice that a rapid but rough judgment in the seismic performances of sprinkler piping systems can be made based on *in-situ* observations and the floor response spectrum. The fragility results of Method C are more conservative than Method A.

Key words: Near-fault earthquake, fire protection sprinkler system, strengthened, ceiling, threaded joint, hanger, fragility curve, detailed analysis, partial detailed analysis, simplified assessment

1. 目錄

口試委員會審定書 #

[誌謝 i](#_Toc517853272)

[摘要 iii](#_Toc517853273)

[ABSTRACT v](#_Toc517853274)

[目錄 vii](#_Toc517853275)

[圖目錄 xi](#_Toc517853276)

[表目錄 xix](#_Toc517853277)

[1 第一章 緒論 1](#_Toc517853278)

[1.1 研究背景與動機 1](#_Toc517853279)

[1.2 研究目的與方法 1](#_Toc517853280)

[1.3 論文結構 3](#_Toc517853281)

[第二章 文獻回顧 5](#_Toc517853282)

[2.1 自動灑水系統簡介 5](#_Toc517853283)

[2.2 NFPA 13 自動灑水系統安裝標準 7](#_Toc517853284)

[2.2.1 NFPA 13之起源與發展 7](#_Toc517853285)

[2.2.2 NFPA 13與自動撒水管線相關之束制 8](#_Toc517853286)

[2.3 撒水系統接頭試驗 9](#_Toc517853287)

[2.4 天花板材勁度試驗 10](#_Toc517853288)

[2.5 隔間板材勁度試驗 10](#_Toc517853289)

[2.6 醫院消防管線系統振動台試驗 11](#_Toc517853290)

[2.7 FEMA P695 地震歷時處理 12](#_Toc517853291)

[2.8 醫院消防管線系統易損性曲線 13](#_Toc517853292)

[2.8.1 易損性曲線 13](#_Toc517853293)

[2.8.2 曲線擬合方法 14](#_Toc517853294)

[2.8.3 醫院消防管線系統易損性曲線 16](#_Toc517853295)

[第三章 既有管線系統易損性分析 43](#_Toc517853296)

[3.1 原始地震歷時處理 43](#_Toc517853297)

[3.2 消防管線易損性分析輸入波 44](#_Toc517853298)

[3.2.1 易損性曲線增量動力分析強度分組 44](#_Toc517853299)

[3.2.2 案例醫院不可修復易損性曲線與樓板反應 46](#_Toc517853300)

[3.2.3 AC156人造地震歷時 47](#_Toc517853301)

[3.3 消防管線數值模型 49](#_Toc517853302)

[3.4 性能點之介紹 51](#_Toc517853303)

[3.4.1 天花板與撒水頭之間 51](#_Toc517853304)

[3.4.2 撒水螺紋接頭 51](#_Toc517853305)

[3.4.3 吊桿與膨脹錨栓 52](#_Toc517853306)

[3.5 管線易損性分析結果 53](#_Toc517853307)

[3.5.1 遠域與近域原始歷時結果探討比較 53](#_Toc517853308)

[3.5.2 遠域原始歷時與AC156樓板歷時結果探討比較 54](#_Toc517853309)

[3.6 小結 56](#_Toc517853310)

[第四章 消防管線系統之補強設計易損性分析 137](#_Toc517853311)

[4.1 NFPA13補強設計介紹 137](#_Toc517853312)

[4.1.1 耐震斜撐安裝與設計 137](#_Toc517853313)

[4.1.2 支管束制構件安裝與設計 138](#_Toc517853314)

[4.2 補強設計方案與數值模型 139](#_Toc517853315)

[4.2.1 方案一：主管加裝耐震斜撐 139](#_Toc517853316)

[4.2.2 方案二：主管及支管加裝耐震斜撐與吊架 139](#_Toc517853317)

[4.2.3 方案三：主管、支管加裝耐震斜撐及撒水頭加裝鋼線 140](#_Toc517853318)

[4.2.4 各補強方案可行性評估 140](#_Toc517853319)

[4.3 消防管線系統補強後之易損性分析結果比較 141](#_Toc517853320)

[4.4 小結 142](#_Toc517853321)

[第五章 消防管線易損性分析之簡化評估(Method C) 157](#_Toc517853322)

[5.1 簡化評估方法介紹 157](#_Toc517853323)

[5.2 管線系統簡化評估方法 157](#_Toc517853324)

[5.2.1 由樓板反應譜推估消防管線主管之動力反應 157](#_Toc517853325)

[5.2.2 由消防管線主管推估管線元件之動力反應 161](#_Toc517853326)

[5.3 AC156之簡化評估結果 163](#_Toc517853327)

[5.4 小結 164](#_Toc517853328)

[第六章 結論與建議 177](#_Toc517853329)

[6.1 結論 177](#_Toc517853330)

[6.2 建議 178](#_Toc517853331)

[附錄A 簡化評估方法之實際應用評估表 179](#_Toc517853332)

[參考文獻 181](#_Toc517853333)

1. 圖目錄

[圖1. 1 研究架構 4](#_Toc517853334)

[圖 2. 1 Flexible Coupling on Horizontal Portion of Tie-In[5] 24](#_Toc517853335)

[圖 2. 2 Flexible Coupling on Main Riser and Branch Line Riser[5] 24](#_Toc517853336)

[圖 2. 3 抗彎試驗實驗Autocad設計圖[8] 25](#_Toc517853337)

[圖 2. 4 抗彎試驗實驗配置[8] 25](#_Toc517853338)

[圖 2. 5 一英吋螺紋接頭破壞情形[8] 26](#_Toc517853339)

[圖 2. 6 一英吋撓性接頭損壞情形[8] 26](#_Toc517853340)

[圖 2. 7 一英吋螺紋剛性接頭與撓性接頭遲滯迴圈比較[8] 27](#_Toc517853341)

[圖 2. 8天花板材料試驗示意圖[29] 27](#_Toc517853342)

[圖 2. 9實驗中觀察到之天花板裂縫[29] 28](#_Toc517853343)

[圖 2. 10 天花板試驗照片[29] 28](#_Toc517853344)

[圖 2. 11 礦纖天花板之力量-位移關係曲線圖[29] 29](#_Toc517853345)

[圖 2. 12隔間板材實驗正視圖[30] 29](#_Toc517853346)

[圖 2. 13 隔間板材加載示意圖[30] 30](#_Toc517853347)

[圖 2. 14實驗中觀察到之隔間板破壞[30] 30](#_Toc517853348)

[圖 2. 15 隔間板材之力量-位移關係曲線圖[30] 31](#_Toc517853349)

[圖 2. 16隔間板材之力量-位移關係曲線圖取每組之割線斜率[30] 31](#_Toc517853350)

[圖 2. 17 隔間板材三線化後之力量-位移關係曲線圖[30] 32](#_Toc517853351)

[圖 2. 18 隔間板材參考FEMA356三線化方式[30] 32](#_Toc517853352)

[圖 2. 19隔間板材兩線化後之力量-位移關係曲線圖[30] 33](#_Toc517853353)

[圖 2. 20消防管線系統平面圖 33](#_Toc517853354)

[圖 2. 21 振動台實驗構架[9] 34](#_Toc517853355)

[圖 2. 22 振動台實驗平面配置圖[9] 34](#_Toc517853356)

[圖 2. 23 雙斜撐補強措施配置[9] 35](#_Toc517853357)

[圖 2. 24 可撓性軟管補強措施配置[9] 36](#_Toc517853358)

[圖 2. 25 機械接頭(C.B.)補強措施配置[9] 36](#_Toc517853359)

[圖 2. 26 機械接頭(C.T.))補強措施配置[9] 37](#_Toc517853360)

[圖 2. 27 原始配置於Type B - 168 gal地震下破壞情形[9] 37](#_Toc517853361)

[圖 2. 28 譜加速度為EDP之易損性曲線示意圖 38](#_Toc517853362)

[圖 2. 29 最大似然法與最小平方法所得易損性曲線比較圖[11] 38](#_Toc517853363)

[圖 2. 30 MCEER WC70展示模型各樓層易損性曲線[12] 39](#_Toc517853364)

[圖 2. 31 易損性分析增量動力分析方法流程[12] 39](#_Toc517853365)

[圖 2. 32 考量兩位置設置非線性旋轉彈簧之管線模型[13] 40](#_Toc517853366)

[圖 2. 33 考量兩位置設置非線性旋轉彈簧之易損性結果(不考慮結構反應)[13] 40](#_Toc517853367)

[圖 2. 34 考慮結構非線性反應之不同樓層管線易損性結果[13] 41](#_Toc517853368)

[圖 2. 35 考量結構線性與非線性反應結構頂樓管線易損性結果[13] 41](#_Toc517853369)

[圖3. 1建議之地震歷時處理步驟 78](#_Toc517853370)

[圖3. 2 0304CHY004-三向原始地震加速度歷時 79](#_Toc517853371)

[圖3. 3 0304CHY039-三向原始地震加速度歷時 79](#_Toc517853372)

[圖3. 4 0304CHY103-三向原始地震加速度歷時 80](#_Toc517853373)

[圖3. 5 0304CHY126-三向原始地震加速度歷時 80](#_Toc517853374)

[圖3. 6 0602CHY003-三向原始地震加速度歷時 81](#_Toc517853375)

[圖3. 7 0602CHY083-三向原始地震加速度歷時 81](#_Toc517853376)

[圖3. 8 0602CHY103-三向原始地震加速度歷時 82](#_Toc517853377)

[圖3. 9 0602CHY126-三向原始地震加速度歷時 82](#_Toc517853378)

[圖3. 10 LA - Hollywood Stor FF-三向原始地震加速度歷時 83](#_Toc517853379)

[圖3. 11 0921CHY025-三向原始地震加速度歷時 83](#_Toc517853380)

[圖3. 12 0921CHY039-三向原始地震加速度歷時 84](#_Toc517853381)

[圖3. 13 0921CHY104-三向原始地震加速度歷時 84](#_Toc517853382)

[圖3. 14 El Centro Array #6-三向原始地震加速度歷時 85](#_Toc517853383)

[圖3. 15 El Centro Array #7-三向原始地震加速度歷時 85](#_Toc517853384)

[圖3. 16 Parachute Test Site-三向原始地震加速度歷時 86](#_Toc517853385)

[圖3. 17 Erzincan-三向原始地震加速度歷時 86](#_Toc517853386)

[圖3. 18 Rinaldi Receiving Station-三向原始地震加速度歷時 87](#_Toc517853387)

[圖3. 19 Sylmar - Olive View-三向原始地震加速度歷時 87](#_Toc517853388)

[圖3. 20 Duzce-三向原始地震加速度歷時 88](#_Toc517853389)

[圖3. 21 TCU065-三向原始地震加速度歷時 88](#_Toc517853390)

[圖3. 22 TCU102-三向原始地震加速度歷時 89](#_Toc517853391)

[圖3. 23 TCU133-三向原始地震加速度歷時 89](#_Toc517853392)

[圖3. 24 TCU137-三向原始地震加速度歷時 90](#_Toc517853393)

[圖3. 25 TCU068-三向原始地震加速度歷時 90](#_Toc517853394)

[圖3. 26 TCU052-三向原始地震加速度歷時 91](#_Toc517853395)

[圖3. 27 經過PGV正規化步驟後之各筆遠域地震加速度反應譜-東西向 91](#_Toc517853396)

[圖3. 28 經過PGV正規化步驟後之各筆遠域地震加速度反應譜-南北向 92](#_Toc517853397)

[圖3. 29 經過PGV正規化步驟後之各筆近域地震加速度反應譜-東西向 92](#_Toc517853398)

[圖3. 30 經過PGV正規化步驟後之各筆近域地震加速度反應譜-南北向 93](#_Toc517853399)

[圖3. 31 FEMA P695於附錄A-3中對於挑選地震歷時之界定 93](#_Toc517853400)

[圖3. 32 對數作標下之各遠域地震歷時加速度反應譜-東西向 94](#_Toc517853401)

[圖3. 33 對數作標下之各遠域地震歷時加速度反應譜-南北向 94](#_Toc517853402)

[圖3. 34 對數作標下之各近域地震歷時加速度反應譜-東西向 95](#_Toc517853403)

[圖3. 35 對數作標下之各近域地震歷時加速度反應譜-南北向 95](#_Toc517853404)

[圖3. 36天花板性能點之地震強度分組 96](#_Toc517853405)

[圖3. 37漏水與吊桿崩塌性能點之地震強度分組 96](#_Toc517853406)

[圖3. 38 結構第一模態 (頻率2.4Hz，模態參與比例0.76) 97](#_Toc517853407)

[圖3. 39 結構第二模態 (頻率2.73Hz，模態參與比例0.74) 97](#_Toc517853408)

[圖3. 40 結構第三模態 (頻率3.18Hz，模態參與比例0.72) 97](#_Toc517853409)

[圖3. 41 結構第四模態 (頻率8.02Hz，模態參與比例0.15) 97](#_Toc517853410)

[圖3. 42 結構第五模態 (頻率9.23Hz，模態參與比例0.17) 97](#_Toc517853411)

[圖3. 43 結構第六模態 (頻率10.13Hz，模態參與比例0.35) 97](#_Toc517853412)

[圖3. 44 結構不可修復及崩塌之遠域與近域易損性曲線 98](#_Toc517853413)

[圖3. 45 0.85g 近域地震東西向層間變位角 98](#_Toc517853414)

[圖3. 46 0.85g 近域地震南北向層間變位角 98](#_Toc517853415)

[圖3. 47 0.85g 遠域地震東西向層間變位角 98](#_Toc517853416)

[圖3. 48 0.85g 遠域地震南北向層間變位角 98](#_Toc517853417)

[圖3. 49 下原始近域地震造成之層間變位角 99](#_Toc517853418)

[圖3. 50 下原始近域地震造成之層間變位角 99](#_Toc517853419)

[圖3. 51 Rinaldi Receiving Station地震之累積能量與層間變位角之比較 100](#_Toc517853420)

[圖3. 52 0.85g遠域地震之東西向樓板譜加速度 101](#_Toc517853421)

[圖3. 53 遠域地震之南北向樓板譜加速度 101](#_Toc517853422)

[圖3. 54 0.85g近域地震之東西向樓板譜加速度 102](#_Toc517853423)

[圖3. 55近域地震之南北向樓板譜加速度 102](#_Toc517853424)

[圖3. 56 正規化需求反應譜示意圖 103](#_Toc517853425)

[圖3. 57 0304CHY004-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-東西向 103](#_Toc517853426)

[圖3. 58 0304CHY004-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-南北向 104](#_Toc517853427)

[圖3. 59 0304CHY004-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-垂直向 104](#_Toc517853428)

[圖3. 60 0304CHY039-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-東西向 105](#_Toc517853429)

[圖3. 61 0304CHY039-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-南北向 105](#_Toc517853430)

[圖3. 62 0304CHY039-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-垂直向 106](#_Toc517853431)

[圖3. 63 0304CHY103-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-東西向 106](#_Toc517853432)

[圖3. 64 0304CHY103-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-南北向 107](#_Toc517853433)

[圖3. 65 0304CHY103-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-垂直向 107](#_Toc517853434)

[圖3. 66 0304CHY126-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-東西向 108](#_Toc517853435)

[圖3. 67 0304CHY126-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-南北向 108](#_Toc517853436)

[圖3. 68 0304CHY126-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-垂直向 109](#_Toc517853437)

[圖3. 69 0602CHY003-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-東西向 109](#_Toc517853438)

[圖3. 70 0602CHY003-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-南北向 110](#_Toc517853439)

[圖3. 71 0602CHY003-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-垂直向 110](#_Toc517853440)

[圖3. 72 0602CHY083-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-東西向 111](#_Toc517853441)

[圖3. 73 0602CHY083-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-南北向 111](#_Toc517853442)

[圖3. 74 0602CHY083-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-垂直向 112](#_Toc517853443)

[圖3. 75 0602CHY103-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-東西向 112](#_Toc517853444)

[圖3. 76 0602CHY103-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-南北向 113](#_Toc517853445)

[圖3. 77 0602CHY103-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-垂直向 113](#_Toc517853446)

[圖3. 78 0602CHY126-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-東西向 114](#_Toc517853447)

[圖3. 79 0602CHY126-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-南北向 114](#_Toc517853448)

[圖3. 80 0602CHY126-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-垂直向 115](#_Toc517853449)

[圖3. 81 0921CHY024-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-東西向 115](#_Toc517853450)

[圖3. 82 0921CHY024-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-南北向 116](#_Toc517853451)

[圖3. 83 0921CHY024-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-垂直向 116](#_Toc517853452)

[圖3. 84 0921CHY025-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-東西向 117](#_Toc517853453)

[圖3. 85 0921CHY025-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-南北向 117](#_Toc517853454)

[圖3. 86 0921CHY025-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-垂直向 118](#_Toc517853455)

[圖3. 87 0921CHY039-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-東西向 118](#_Toc517853456)

[圖3. 88 0921CHY039-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-南北向 119](#_Toc517853457)

[圖3. 89 0921CHY039-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-垂直向 119](#_Toc517853458)

[圖3. 90 0921CHY104-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-東西向 120](#_Toc517853459)

[圖3. 91 0921CHY104-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-南北向 120](#_Toc517853460)

[圖3. 92 0921CHY104-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-垂直向 121](#_Toc517853461)

[圖3. 93 原始地震與AC156強度下之樓版歷時-東西向 121](#_Toc517853462)

[圖3. 94原始地震與AC156強度下之樓版歷時-南北向 122](#_Toc517853463)

[圖3. 95原始地震與AC156強度下之樓版歷時-東西向 122](#_Toc517853464)

[圖3. 96原始地震與AC156強度下之樓版歷時-南北向 123](#_Toc517853465)

[圖3. 97 案例醫院六樓消防管線系統配置圖 123](#_Toc517853466)

[圖3. 98 走廊處主要輸水管配置圖 124](#_Toc517853467)

[圖3. 99 主要輸水管於走廊末端處之邊界條件 124](#_Toc517853468)

[圖3. 100 病房內部管線配置圖(由NCREE，林震宇提供) 125](#_Toc517853469)

[圖3. 101 T形主管反應簡化圖 125](#_Toc517853470)

[圖3. 102 三種Mutilinear 遲滯迴圈 126](#_Toc517853471)

[圖3. 103 振動台實驗中觀察到之天花板擴孔現象 126](#_Toc517853472)

[圖3. 104 Plastic Link(Wen)與Gap Link串聯之遲滯迴圈 127](#_Toc517853473)

[圖3. 105 螺紋接頭示意圖 127](#_Toc517853474)

[圖3. 106 EDP為遠域與近域之天花板易損性曲線比較 128](#_Toc517853475)

[圖3. 107 EDP為遠域與近域之螺紋接頭易損性曲線比較 128](#_Toc517853476)

[圖3. 108 EDP為遠域與近域之吊桿易損性曲線比較 128](#_Toc517853477)

[圖3. 109 EDP為PGA遠域與近域之天花板易損性曲線比較 129](#_Toc517853478)

[圖3. 110 EDP為PGA遠域與近域之螺紋接頭易損性曲線比較 129](#_Toc517853479)

[圖3. 111 EDP為PGA遠域與近域之吊桿易損性曲線比較 129](#_Toc517853480)

[圖3. 112 EDP為PFA遠域與近域之天花板易損性曲線比較 130](#_Toc517853481)

[圖3. 113 EDP為PFA遠域與近域之螺紋接頭易損性曲線比較 130](#_Toc517853482)

[圖3. 114 EDP為PFA遠域與近域之吊桿易損性曲線比較 130](#_Toc517853483)

[圖3. 115 EDP為遠域與近域之天花板易損性曲線比較 131](#_Toc517853484)

[圖3. 116 EDP為遠域與近域之螺紋接頭易損性曲線比較 131](#_Toc517853485)

[圖3. 117 EDP為遠域與近域之螺紋接頭易損性曲線比較 131](#_Toc517853486)

[圖3. 118 EDP為原始遠域地震與AC156樓版歷時之天花板易損性曲線比較 132](#_Toc517853487)

[圖3. 119 EDP為原始遠域地震與AC156樓版歷時之螺紋接頭易損性曲線比較 132](#_Toc517853488)

[圖3. 120 EDP為原始遠域地震與AC156樓版歷時之吊桿易損性曲線比較 132](#_Toc517853489)

[圖3. 121 EDP為PGA原始遠域地震與AC156樓版歷時之天花板易損性曲線比較 133](#_Toc517853490)

[圖3. 122 EDP為PGA原始遠域地震與AC156樓版歷時之螺紋接頭易損性曲線比較 133](#_Toc517853491)

[圖3. 123 EDP為PGA原始遠域地震與AC156樓版歷時之吊桿易損性曲線比較 133](#_Toc517853492)

[圖3. 124 EDP為PFA原始遠域地震與AC156樓版歷時之天花板易損性曲線比較 134](#_Toc517853493)

[圖3. 125 EDP為PFA原始遠域地震與AC156樓版歷時之螺紋接頭易損性曲線比較 134](#_Toc517853494)

[圖3. 126 EDP為PFA原始遠域地震與AC156樓版歷時之天花板易損性曲線比較 134](#_Toc517853495)

[圖3. 127 EDP為原始遠域地震與AC156樓版歷時之天花板易損性曲線比較 135](#_Toc517853496)

[圖3. 128 EDP為原始遠域地震與AC156樓版歷時之螺紋接頭易損性曲線比較 135](#_Toc517853497)

[圖3. 129 EDP為原始遠域地震與AC156樓版歷時之吊桿易損性曲線比較 135](#_Toc517853498)

[圖4. 1 補強裝置方案一之數值模型 150](#_Toc517853499)

[圖4. 2補強裝置方案二之數值模型 150](#_Toc517853500)

[圖4. 3補強裝置方案三之數值模型 150](#_Toc517853501)

[圖4. 4原始配置之管線系統主要側向模態 151](#_Toc517853502)

[圖4. 5 補強方案一之管線系統主要側向模態 151](#_Toc517853503)

[圖4. 6補強方案二之管線系統主要側向模態 152](#_Toc517853504)

[圖4. 7補強方案三之管線系統主要側向模態 152](#_Toc517853505)

[圖4. 8 EDP為之原始與補強後天花板易損性曲線比較 153](#_Toc517853506)

[圖4. 9 EDP為之原始與補強後螺紋接頭易損性曲線比較 153](#_Toc517853507)

[圖4. 10 EDP為之原始與補強後吊桿易損性曲線比較 153](#_Toc517853508)

[圖4. 11 EDP為PGA之原始與補強後天花板易損性曲線比較 154](#_Toc517853509)

[圖4. 12 EDP為PGA之原始與補強後螺紋接頭易損性曲線比較 154](#_Toc517853510)

[圖4. 13 EDP為PGA之原始與補強後吊桿易損性曲線比較 154](#_Toc517853511)

[圖4. 14 EDP為PFA之原始與補強後天花板易損性曲線比較 155](#_Toc517853512)

[圖4. 15 EDP為PFA之原始與補強後螺紋接頭易損性曲線比較 155](#_Toc517853513)

[圖4. 16 EDP為PFA之原始與補強後吊桿易損性曲線比較 155](#_Toc517853514)

[圖4. 17 EDP為之原始與補強後天花板易損性曲線比較 156](#_Toc517853515)

[圖4. 18 EDP為之原始與補強後螺紋接頭易損性曲線比較 156](#_Toc517853516)

[圖4. 19 EDP為之原始與補強後吊桿易損性曲線比較 156](#_Toc517853517)

[圖5. 1消防管線簡化評估流程圖 168](#_Toc517853518)

[圖5. 2初步預估管線系統頻率示意圖 168](#_Toc517853519)

[圖5. 3 彈性固體之波傳行為中之參數表[27] 168](#_Toc517853520)

[圖5. 4 主管側向位移正弦波示意圖 169](#_Toc517853521)

[圖5. 5 原始配置之數值模型頻率對應之譜位移與主管最大位移之關係 169](#_Toc517853522)

[圖5. 6方案一之數值模型頻率對應之譜位移與主管最大位移之關係 170](#_Toc517853523)

[圖5. 7原始配置之數值模型主管最大位移與撒水頭最大位移之關係 170](#_Toc517853524)

[圖5. 8方案一之數值模型主管最大位移與撒水頭最大位移之關係 171](#_Toc517853525)

[圖5. 9 螺紋接頭轉角示意圖[29] 171](#_Toc517853526)

[圖5. 10 吊桿固端彎矩示意圖[29] 171](#_Toc517853527)

[圖5. 11 方法A與方法C之原始配置天花板易損性曲線比較 173](#_Toc517853528)

[圖5. 12方法A與方法C之原始配置螺紋接頭易損性曲線比較 173](#_Toc517853529)

[圖5. 13方法A與方法C之原始配置吊桿易損性曲線比較 173](#_Toc517853530)

[圖5. 14 方法A與方法C之方案一天花板易損性曲線比較 174](#_Toc517853531)

[圖5. 15方法A與方法C之方案一螺紋接頭易損性曲線比較 174](#_Toc517853532)

[圖5. 16方法A與方法C之方案一吊桿易損性曲線比較 174](#_Toc517853533)

[圖5. 17 AC156之譜位移反應 175](#_Toc517853534)

1. 表目錄

[表 2. 1吊桿尺寸[5] 21](#_Toc517853535)

[表 2. 2 接頭抗彎試驗結果[8] 21](#_Toc517853536)

[表 2. 3 接頭撓剪試驗[16] 21](#_Toc517853537)

[表 2. 4 天花板抗剪試驗結果[29] 22](#_Toc517853538)

[表 2. 5 隔間牆數值模型建議參數設定[30] 22](#_Toc517853539)

[表 2. 6 不同耐震補強裝置下之破壞情形[9] 22](#_Toc517853540)

[表 2. 7 加州某醫院管線系統數值模型頻率[13] 23](#_Toc517853541)

[表 2. 8 易損性地震強度分組[14] 23](#_Toc517853542)

[表 2. 9 考量結構非線性反應之管線元件易損性結果[14] 23](#_Toc517853543)

[表3. 1 易損性分析使用之遠域原始地震資訊 58](#_Toc517853544)

[表3. 2 各筆遠域地震歷時三向最大地表加速度(PGA) 58](#_Toc517853545)

[表3. 3 易損性分析使用之近域原始地震資訊 59](#_Toc517853546)

[表3. 4 各筆近域地震三向最大地表加速度(PGA) 59](#_Toc517853547)

[表3. 5 各筆遠域地震歷時三向最大速度(PGV)與放大縮小係數 61](#_Toc517853548)

[表3. 6 各筆近域地震歷時三向最大速度(PGV)與放大縮小係數 62](#_Toc517853549)

[表3. 7 各筆遠域地震0.5秒週期下之水平與幾何平均譜加速度 63](#_Toc517853550)

[表3. 8 各筆近域地震0.5秒週期下之水平與幾何平均譜加速度 64](#_Toc517853551)

[表3. 9 案例醫院易損性相關參數值 64](#_Toc517853552)

[表3. 10 FEMA P58[1]對於未補強消防管線之易損性建議參數 65](#_Toc517853553)

[表3. 11 天花板性能點之地震強度分組 65](#_Toc517853554)

[表3. 12 螺紋接頭與吊桿之地震強度分組 66](#_Toc517853555)

[表3. 13 各規範對於結構不可修復準則比較 66](#_Toc517853556)

[表3. 14 ( 組別各筆近域地震三向圖對應之層間變位角 67](#_Toc517853557)

[表3. 15 ( 組別各筆近域地震三向圖對應之層間變位角 68](#_Toc517853558)

[表3. 16 近域地震能量累積之最大瞬時斜率與累積最大值 69](#_Toc517853559)

[表3. 17 遠域地震能量累積之最大瞬時斜率與累積最大值 70](#_Toc517853560)

[表3. 18 EDP為之原始遠域地震樓板歷時三性能點易損性分析之破壞機率 71](#_Toc517853561)

[表3. 19 EDP為之原始近域地震樓板歷時三性能點易損性分析之破壞機率 71](#_Toc517853562)

[表3. 20 EDP為PGA之原始遠域地震樓板歷時三性能點易損性分析之破壞機率 72](#_Toc517853563)

[表3. 21 EDP為PGA之原始近域地震樓板歷時三性能點易損性分析之破壞機率 72](#_Toc517853564)

[表3. 22 EDP為PFA之原始遠域地震樓板歷時三性能點易損性分析之破壞機率 73](#_Toc517853565)

[表3. 23 DP為PFA之原始近域地震樓板歷時三性能點易損性分析之破壞機率 73](#_Toc517853566)

[表3. 24 EDP為之原始遠域地震樓板歷時三性能點易損性分析之破壞機率 74](#_Toc517853567)

[表3. 25 EDP為之原始近域地震樓板歷時三性能點易損性分析之破壞機率 74](#_Toc517853568)

[表3. 26 EDP為之AC156樓板歷時三性能點易損性分析之破壞機率 75](#_Toc517853569)

[表3. 27 EDP為之各地震組別三性能點易損性曲線之中位數與標準差 75](#_Toc517853570)

[表3. 28 EDP為PGA之AC156樓板歷時三性能點易損性分析之破壞機率 76](#_Toc517853571)

[表3. 29 EDP為PFA之AC156樓板歷時三性能點易損性分析之破壞機率 76](#_Toc517853572)

[表3. 30 EDP為之AC156樓板歷時三性能點易損性分析之破壞機率 77](#_Toc517853573)

[表4. 1 耐震斜撐(l/r=300，鋼製斜撐，Fy=36 ksi)之斜撐類別與最大水平載重 144](#_Toc517853574)

[表4. 2 鋼製支管束制構件之最大間距 (ft) 145](#_Toc517853575)

[表4. 3 各方案之補強裝置 (V表示加裝) 145](#_Toc517853576)

[表4. 4 各方案管線系統之頻率及質量參與比率 145](#_Toc517853577)

[表4. 5 各方案之各性能點損壞概況 145](#_Toc517853578)

[表4. 6 EDP為之各補強方案三性能點於不同強度下之破壞機率 146](#_Toc517853579)

[表4. 7 EDP為PGA之各補強方案三性能點於不同強度下之破壞機率 146](#_Toc517853580)

[表4. 8 EDP為PFA之各補強方案三性能點於不同強度下之破壞機率 147](#_Toc517853581)

[表4. 9 EDP為之各補強方案於不同強度下天花板之破壞機率 147](#_Toc517853582)

[表4. 10 EDP為之各補強方案於不同強度下螺紋接頭之破壞機率 148](#_Toc517853583)

[表4. 11 EDP為之各補強方案於不同強度下吊桿之破壞機率 148](#_Toc517853584)

[表4. 12 EDP為各管線系統配置各性能點之中位數與標準差 149](#_Toc517853585)

[表5. 1 計算之各桿件提供勁度值 165](#_Toc517853586)

[表5. 2 各管線系統配置之系統頻率 165](#_Toc517853587)

[表5. 3 管線頻率對應譜位移與主管位移之線性關係參數 165](#_Toc517853588)

[表5. 4 比較使用方法A與方法C於原始配置各性能點於不同強度下之破壞機率 166](#_Toc517853589)

[表5. 5 比較使用方法A與方法C於方案一各性能點於不同強度下之破壞機率 166](#_Toc517853590)

[表5. 6 方法A與方法C之各性能點中位數與標準差 167](#_Toc517853591)

# 第一章 緒論

## 研究背景與動機

近年來建築結構的耐震設計規範不斷精進，隔減震技術益蓬勃發展，結構之安全水準提升，人民生命安全獲得保障。然而研究統計指出，因地震造成的人命傷亡多為非結構系統的損毀，因此非結構物的耐震性能必須受到重視。

醫院內部消防灑水系統為非結構系統之一，若因地震而損壞，即使結構無嚴重損壞，仍可能因灑水系統受損導致洩水或崩塌，以致系統失效或手術房無法正常運作，影響醫院醫療人員與病患的人身安全。國內的案例如南投醫院因集集地震作用下導致醫院內部非結構損毀嚴重，只能於醫院外部設立緊急救護站；另一案例為嘉南地區某醫院因甲仙地震導致消防管線與牆體發生碰撞、拉扯，以致斷管洩水，醫院頂樓樓層淹水以及消防系統被迫停止使用。國外案例如1994年美國北嶺地震，震後估算非住宅區之總修繕費用約63億美元，其中僅11億美元使用於結構修復，其餘花費為非結構構件上。

而地震有遠域地震與近域地震之分，近斷層地震有極大的地表速度脈衝與大量的地表永久位移特性，其結構物的破壞原因時常是由於極大的速度脈衝造成，對於非結構物的影響亦不容小覷。

本研究採性能設計概念，對於嘉南某醫院進行易損性評估，比較遠域地震與近域地震之結構與非結構易損性曲線，若評估之耐震性能不足，則進行補強措施，並再次進行易損性評估，並且根據補強前後之結果提出一管線簡易評估表，使工程界能以符合經濟成本之方法，評估管線系統是否安全。

## 研究目的與方法

本研究目的為延續葉昶辰的消防撒水系統耐震性能設計或評估程序[29]，並加以修正，並探討遠域地震與近域地震對非結構的影響，以及管線補強前後的易損性曲線差別。本研究方法為，先建置建築結構非線性模型，以增量動力分析法得管線系統受震需求，再建置管線系統模型，即得到管線受震後之管線易損性曲線。然而，除非業主要求，目前我國建築法與相關法規並無強制要求於設計階段或使用階段進行建築內部之消防灑水系統的耐震設計或補強，且一般業主亦無足夠時間建置可靠之建築結構數值模型與管線數值模型，故考量一般業界的可行性，本研究根據修正葉昶辰[29]研究之結果，提出耐震補強之簡化評估方法，以嘉南地區某醫院消防管線系統為例，以驗證簡化方法之準確性。研究方法如下條列式說明:

1. 非結構性能評估方法架構建議：根據葉昶辰酌修FEMA P58性能設計概念，考量案例醫院結構在沒有發生倒塌，且可修復的前提下，進而探討結構物附屬之非結構系統(消防管線等設備物)易損性。
2. 管線系統受震需求分析與影響性探討：本研究利用數值軟體MIDAS建立案例醫院結構數值模型而得非線性結構反應，輸入之地表歷時依據FEMA P695規定之自然地震歷時，將輸入波分為兩類，一為遠域地震歷時，二為近域地震歷時。此外，本研究另依據AC156建立與需求反應譜相容之樓板加速度歷時，探討管線易損性分析使用之輸入波特性影響以及地震強度增量規劃。
3. 消防撒水管線系統損壞狀態定義：本研究定義管線系統中較常受損之元件，分別為天花板粉塵掉落、螺紋接頭斷管漏水以及吊桿崩落等三性能點，以此為判段損壞依據，建立管線元件易損性曲線。
4. 案例醫院消防管線系統詳細分析(方法A)：利用數值軟體SAP2000建立醫院受損病房所在樓層之管線模型，進行增量非線性動力分析並統計分析結果，據以評估消防管線之耐震性能。
5. 案例醫院消防管線系統之補強設計：利用數值軟體SAP2000建立醫院受損病房所在樓層之管線模型，並加入補強措施，使增量非線性動力分析並統計分析結果能使各性能點不超過容許值。
6. 案例醫院消防管線系統簡化評估(方法C)：本研究延續葉昶辰[29]提出之簡化評估表(方法C)，其依據方法A大量分析結果，求得消防管線動力行為與輸入波反應譜之對應關係，推估放大係數值並應用於方法C，建立適合工程師應用之初步評估表格，據以估算消防管線之耐震能力。而本研究依消防撒水系統增量動力分析之詳細評估架構(方法A)之修正結果，修正簡易評估表，並且根舉補強辦法之結果，提供初步簡化計算表格，使工程師可快速得到補強後管線之耐震能力。

## 論文結構

本論文分為六個章節，整體研究架構中各章節探討範圍如圖1. 1所示。章節內容簡介如下:

第一章為緒論，介紹研究背景、動機，以及研究目的與方法。

第二章為文獻回顧，整理消防撒水系統相關規範;回顧醫院消防撒水系統相關之實驗，包括元件力學行為、病房單元振動台試驗；接著探討易損性分析所使用之地震歷時處理、數值擬合方式，以及國內外相關之消防管線易損性研究。

第三章為既有管線系統易損性分析，包含消防管線易損性分析使用之受震需求，亦即樓板反應歷時設計。本研究先將遠域與近域地震之原始地震歷時分別對案例醫院進行非線性動力分析，確認遠域與近域對低矮結構之影響，再繼續針對管線進行易損性分析。另一種歷時為不需透過結構模型，直接取得之AC156樓板反應，並針對地震強度分組作詳細規劃以及分析上限之界定；此外，介紹案例醫院之消防管線數值模型細部設定，以及定義三種管線性能點。

第四章為管線系統補強設計分析，本研究根據NFPA13之建議，對管線系統進行補強，本章介紹補強方案設定與補強元件模擬，比較補強前後之頻率模態及易損性結果。

第五章為消防管線易損性分析之簡化評估(方法C)，修正葉昶辰[29]提出之消防管線數值模型之簡化流程，並提出補強後管線耐震性能評估表。

第六章為結論與建議。

|  |
| --- |
| 圖1. 1 研究架構 |

# 第二章 文獻回顧

## 自動灑水系統簡介

自動撒水系統是一種工業水管網路系統，由工業配管、接頭和閥件等管件組成，可稱之為「自動撒水管路系統」，或簡稱為「管路系統」。自動撒水系統內的工業用管之輸送物質主要為水，因此常簡稱為「水管」。接頭為預製好之管件，將水管、閥門或其他設備銜接在一起，形成完整的管路系統。

工業用管英文原文分為Pipes和Tubes二種。原則上，Pipes是指尺寸以標稱管徑為基準、管徑較大、管壁較厚之工業用管，例如：鋼管。Tubes是指尺寸以外徑為基準，管徑較小，管壁較薄之工業用管，例如：銅管。另外，NFPA 13 [[5](#_ENREF_5)]根據水管在管路系統內的特殊配置位置，另定水管的專有名稱如下:

* **系統立管(System Risers)：**

位於地面上，介於水源與主管之間的水平或垂直水管。通常裝有一個制水閥和一個流水警報裝置。

* **供水管(Feed Mains)：**

供應橫管所需的水，可直接與橫管連接供水，或是經由立管間接供水。

* **橫管(Cross Mains)：**

供應支管所需的水，可與支管直接連接供水或經由立管間接供水。

* **支管(Branch Lines)：**

撒水頭直接或是經由立管間接安裝在支管上，通常是自動撒水管路系統中，管徑最小的水管。

* **立管(Risers)：**

自動撒水管路系統中，凡是與地面垂直的水管，泛稱為立管。

* **分支管(Sprig-ups)：**

垂直向上供應一個撒水頭用水的水管，稱為分支管。

* **短接管(Nipples)：**

分類上屬於接頭，可連接兩支管徑相同的鋼管。於自動撒水管路系統內，是用來達到管路系統或撒水頭所需的理想位置，垂直向上連接者稱為短升接管，垂直向下連接者稱為短降接管。

鋼管的材質為碳鋼，碳鋼中含碳量越高，質地愈脆，延展性愈差，為了加強抗腐蝕性，鋼管的內外通常都會鍍上一層鋅，稱為鍍鋅鋼管，未鍍鋅的稱為黑鋼管。不論是銲接或無縫的黑鋼管或鍍鋅鋼管，用在自動撒水系統內時必須符合ASTM第A795號、A53號和A135號之標準。根據美國國家標準，管徑12英吋以下之鋼管的管徑，並不反映鋼管的內徑或外徑，而是比實際內徑略小的標稱管徑，但管徑14英吋以上的鋼管，標稱管徑與鋼管的實際外徑完全相同。為滿足管路系統不同的壓力需求，相同管徑之鋼管，管壁厚度並不完全相同。為了區分不同管壁厚度的鋼管，美國標準制定界以「管號」區分，其計算公式如下：

|  |  |
| --- | --- |
|  | (式 2.1) |

其中：

p是鋼管的內部工作壓力(psi)

s是鋼管管材的容許應力(psi)

然而，臺灣是以其額定全揚程，配管壓力逾10kgf/cm2為分水嶺，以上採用CNS4626管號40，以下則採用CNS6445。

為維護管路系統的品質和穩固性，NFPA 13[[5](#_ENREF_5)]規定除了管徑粗細完全相同的二支水管以水平方式銜接時，准許以對銲的方式銲接外，管路系統內任何其他形式的銜接，必須使用預製的接頭。可用於自動撒水管路系統內之金屬接頭的材質包括鑄鐵、鍛鐵、鋼和黃銅。根據銜接的方式，接頭可分為螺牙式接頭、溝槽式接頭、銲接接頭、法蘭接頭和插承接頭等五種。但插承接頭只適用於低壓系統，不符合自動撒水管路系統的需求。

* **螺紋接頭(Threaded Fitting)：**

利用螺紋銜接的接頭稱為螺紋接頭。螺紋接頭的螺牙必須符合ANSI[[6](#_ENREF_6)]/ASME B1.20.1[[7](#_ENREF_7)]螺紋標準的規定，包括每英吋的螺紋數、螺紋的間距、每英吋必須有1/16英吋的錐狀斜度等。使用不符合標準的螺紋接頭時會造成鋼管超出接頭之外，干擾管線內水的正常流動，增加摩擦損失，影響自動撒水管路的水利效果。使用螺紋接頭時，由於需在水管上攻紋，大約會切除50%的管壁厚度，使鋼管的管壁變薄，影響鋼管的耐壓強度和抗腐蝕性，是螺紋式接頭最大的缺點。為了防止因管壁過薄而影響鋼管的耐壓強度和抗腐蝕性，NFPA 13[[5](#_ENREF_5)]規定使用螺紋接頭時，管徑8吋以下、管壁厚度小於40號的鋼管，或管徑大於8吋、管壁厚度小於30號的鋼管，必須經過特別認證。用於螺紋接頭的黏著劑或膠帶，不能塗抹於雌螺紋上，需塗抹於雄螺紋上，以免乾掉後附著在管壁上造成鋼管內徑縮小，或被水沖落形成異物，阻塞撒水頭的出水孔。

* **三通接頭：**

有三個接口，故稱為三通，有直三通、異徑三通、斜三通、側三通和Y型管等型式。

本研究主要針對醫院中常見之消防管線系統易損元件進行耐震評估。包括天花板或隔間牆與管線之碰撞、螺紋接頭彎矩容量不足導致漏水以及吊桿於強震下崩落等。而上述元件通常位於支管處。針對支管處之易損元件，以下均簡稱為管線系統。

## NFPA 13 自動灑水系統安裝標準

NFPA 13[[5](#_ENREF_5)]代表美國國家防火協會NFPA(National Fire Protection Association)對自動撒水系統提出之第一套標準。其為撒水設備、自動及開放系統火險業者之全國委員會規定及條例。

### NFPA 13之起源與發展

有關NFPA針對各種變化採取之對策，可於NFPA會刊中找到完整資料。1991年整套標準全部改寫並且使其格式更適合使用者。其後並針對專有名詞定義及說明進行無數次更改，並於1994年特別加以潤飾。1999年，NFPA 13[5]的範疇已經擴大到論及所有撒水系統之應用，並且在新的一章裡加入外露及埋地之系統配管方面等問題。2002年做了一些具體的改變，解決幾個關鍵問題，包括天花板主要的三個不規則的部分，天窗(skylight)、階式天花板(stepped ceiling)以及天花板口袋(ceiling pocket)。另外還有ESFR(Early Suppression Fast Response)灑水噴頭之設計要求被擴展到可以任由使用者選取放置高度和建築物高度、固體貨架上的物品存放的保護設計要求、住宅的撒水噴頭和其他類型噴頭的安裝設計要求等。

2010年的重大變化都是有關存放之保護需求。首先是結合大滴灑水噴頭和具體應用控制模式撒水噴頭之需求，改寫術語為控制模式的具體應用撒水噴頭(Control Mode Specific Application Sprinkler，簡稱CMSA)。另外，新標準的出煙口使用法已被加入第12章。最後，規定背對背的貨架存放，也被放置到儲存的章節中。

### NFPA 13與自動撒水管線相關之束制

2010年NFPA 13的第九章為吊架、斜撐以及管線系統的束制。描述對自動撒水系統管線束制條件之要求。

9.1.2節關於吊桿尺寸如吊桿尺寸[5]所示。

9.3.2節裡要求管線束制較強處須安裝撓性續接裝置，其中在所有立管的頂部與底部24in.(610mm)需要安裝撓性續接裝置，若立管長度介於3~7ft.則只需裝一個撓性續接裝置，而小於3ft.則不需安裝此裝置。在多樓層建築物樓板上方12 in.及樓板下方24 in.內亦需安裝此裝置。此外當樓板下方之撓性續接裝置，位於供給本層樓主管之銜接管上方時，此銜接管必須有一個撓性裝置，其容許在在銜接管垂直部分，如圖 2. 1所示，或者於水平接合處24in.設置，如圖 2. 2所示。混凝土牆或磚牆表面兩側1ft內，除非管線之穿孔間隙是依據9.3.4節來設計外，不可不設撓性續接裝置。另外在建築物伸縮縫24in.以內、或在支撐立管、其他垂直管線的中間點之上方24in.及下方24in和連結到具有多個撒水系統的垂直支管，其長度超過15ft，在垂直支管頂部24in.(610mm)之內，皆須安裝撓性續接裝置。

建築物的伸縮縫為避免建築構件在溫度變化時由於熱漲冷縮產生溫度應力破壞建築物而預留之縫隙，在9.3.3 耐震伸縮縫裝置裡規定在地面層以上的建築內部撒水系統，不管其尺寸大小，當其穿透過建築物的伸縮縫時，必須裝設有可撓性管件的防震措施。地震伸縮縫裝置由撓性續接裝置或是撓性管線組成，需預留兩倍空間來防止地震時之位移。另外，耐震伸縮縫裝置應該包含在6ft.內上下游的四向型防震吊架。此外防震吊架不應該安裝在地震伸縮縫裝置上。

排水管、消防送水口及其他任意管線，當其穿過牆、樓板、平臺及基礎時，在其穿孔處都需設置穿孔間隙。9.3.4節對穿孔間隙提出要求。當管線穿過牆、樓板、平臺及基礎並開孔時，這類開孔尺寸須滿足下列規定：若管線公稱直徑在1 in.到3.5 in.之間，開孔直徑須比管線直徑大2 in.以上；若管線公稱直徑在4 in.以上，開孔直徑須比管線直徑大4 in.以上。但若管徑介於1 in.與3.5in.間，當穿孔間隙是由套管提供時，則需比公稱管徑大2 in.以上；當公稱管徑為4 in.以上時，則套管須提供比管徑大4 in.以上之穿孔間隙。另外，當管線穿過石膏板或同樣脆弱等不需具有耐火能力構造之管線、當撓性續接裝置坐落於牆、樓板、平臺或基礎1 ft.內，或當水平管線垂直地通過連續輕隔間，從牆壁、地板或天花板裝置和非金屬管有提出證明本身的撓性可比撓性續接裝置者，皆不用穿孔間隙。在穿孔空隙中需填滿撓性材料，此材料得配合管線材料。

## 撒水系統接頭試驗

根據黃振綱[[8](#_ENREF_8)]的研究，其設計撒水接頭抗彎試驗，圖 2. 3、圖 2. 4為實驗配置，選取垂直立管6英吋、水平主管4英吋，以及最小支管1英吋作為試體管徑。其研究對象包含剛性機械接頭以及撓性機械接頭，剛性機械接頭試驗組別包含國內消防系統1英吋管線常見之螺紋接頭。試驗規劃符合NFPA 13[[5](#_ENREF_5)]之規定。進行三組試驗組別，其中一組進行單向載重破壞試驗求得極限位移；另兩組進行反覆載重破壞試驗，求得反覆載重下接頭受震行為與耐震容量。

試驗目的為量測接頭轉角及支承反力，在試體內部施加靜水壓的情況下，討論接頭彎矩與轉角之關係，檢討兩階段性能點(初始洩漏點、結構完整性破壞)。預期求得接頭之耐震容量，以水壓、彎矩強度等作為性能指標，用於檢核國內消防撒水系統安全性，並做為模擬管線系統耐震行為局部構件之用。

接頭破壞形式部分，載重下各尺寸接頭之初始洩漏轉角、彎矩強度如表 2. 3所示，一英吋螺紋及撓性接頭破壞狀態分別如圖 2. 5、圖 2. 6所示，反覆載重下之彎矩-轉角遲滯迴圈如圖 2. 7所示。1英吋螺紋接頭破壞模式為管線與接頭相接螺紋處斷裂，其初始洩漏點即為管線結構完整破壞點。

接頭之初始勁度，為保守起見，依照ASCE7-10 [[4](#_ENREF_4)]、NFPA13[[5](#_ENREF_5)]等規範規定撓性接頭於設計地震下需承受1度之偏轉角，故螺紋接頭依照1.5度左右之彎矩強度估算其初始勁度值。1英吋撓性溝槽接頭之彎矩容量遠大於螺紋接頭，其於小振幅加載為非線性行為；而1英吋螺紋接頭初始勁度遠高於1英吋溝槽接頭，且於加載過程保持近線彈性行為。

## 天花板材勁度試驗

根據葉昶辰[29]的研究，其設計天花板材測試，求得之勁度可輸入至數值模型中。市面上販售之天花板材為6060公分，為了實驗方便，將此大小之天花板材切成四塊大小相同之板材，並於中間鑽孔，以模擬撒水頭通過之現象。

實驗儀器使用機械式加載器，透過兩側螺桿施以向下力量，接觸面為一圓棒，其直徑大小與一吋螺紋接頭大小一致，並於原棒上方架設位移計以量測變位，如圖 2. 8。

實驗以力量控制進行，過程中可觀察到天花板受力面擠壓碎裂、粉塵等碎屑掉落，如圖 2. 9實驗中觀察到之天花板裂縫~圖 2. 10 天花板試驗照片所示，並記錄每一次施加力量值與位移值讀數直到力量-位移關係曲線出現平台段為止。力量-位移關係如圖 2. 11所示。由於礦纖是天花板並非均值材料，每次試驗得到之力量位移曲線皆有差異，故記錄每次試驗進入平台段前之力量與位移，求得割線斜率平均後，便能得到天花板抗剪勁度值，如表 2. 4所示。

## 隔間板材勁度試驗

根據陳亭宇[30]的研究，其研究對象以嘉南地區X 醫院於2010 年甲仙地震中受損病房為例，此醫院為典型之消防撒水系統配置，在消防管線系統平面配置中，管線於中間處穿越隔間牆；且垂直於2"管之為1"管線亦有穿越隔間牆，在鐘明峰[9]試驗中可以觀察到因隔間板的限制，發生碰撞行為造成1"管線的螺牙式接頭破裂而導致水洩漏可能會影響病房內部正常使用，因此為了解隔間板之耐震能力進行材料測試，求得之勁度值方可輸入至數值模型中。

市面上販售之隔間板大小為122 x 183公分，為了實驗方便，將此大小之隔間板裁剪成大小相同之板材，以模擬1”管線通過之現象。

實驗儀器使用機械式加載器，透過兩側螺桿施以向下力量，接觸面為一圓棒，其直徑大小與一吋螺紋接頭大小一致，並於圓棒上方架設位移計以量測變位，如圖 2. 12所示。

實驗以位移控制進行，且地震發生時管線與隔間板之碰撞關係為不連續持續碰撞，故在記錄過程中每加載到0.1mm時記錄一次施加力量值與位移值讀數，接著卸載如此反覆循環如圖 2. 13所示，過程中可觀察到隔間板受力面擠壓碎裂、粉塵等碎屑掉落，如圖 2. 14所示，直到力量-位移關係曲線出現平台段為止即位移1cm。試驗結果之力量-位移關係曲線如圖 2. 15所示。由於隔間牆板並非均值材料，每一次試驗得到之力量位移曲線皆有差異，但仍然能以進入降伏平台前之力量、位移概估勁度值。

在每組試驗時記錄每點(0.1mm)之試驗進入平台段前之力量與位移，求得每點割線斜率取最大兩組之斜率如圖 2. 16所示，求出每筆數據力量與位移之兩個點位後即可得到每筆實驗數據三線化力量-位移關係曲線如圖 2. 17所示，接著參考FEMA356方式如圖 2. 18所示，將每筆數據各兩段的斜率平均得到K1、K2，再將每組實驗的位移點1及位移點2各平均後得到D1、D2， 再把D1、D2分別乘以K1、K2求得F1、F2，最後得出15筆數據平均後之三線化值，為利於分析於割線面積相等方法把三線化簡化為兩線化如圖 2. 19所示，便能得到隔間板之抗剪勁度值，k=354.9 (N/mm)，詳細數值模型設定如表 2. 5。

## 醫院消防管線系統振動台試驗

根據鐘明峰[[9](#_ENREF_9)]於國家地震中心進行病房子單元系統震動台試驗研究，試驗對象以2010年於甲仙地震中發生漏水案例之嘉南地區某醫院病房為例，如圖 2. 20、圖 2. 21所示。由於振動台規模有其限制，因此試驗僅針對破壞病房進行模擬，並對耐震補強措施規劃進行探討，包括斜撐元件、可撓性軟管、機械接頭等，如圖 2. 23至圖 2. 26所示。而表 2. 6為不同耐震元件之管線破壞情形。振動台實驗基本配置平面圖如圖 2. 22所示，最右側管線為6"主管，為主要供水管。2"管垂直主管，並於中間處穿越隔間牆。而較細之1"支管亦有穿越隔間牆。2"管末端工字形管線分別為1-1/4"管線及1"管線；1"管線末端連結撒水噴頭並以天花板設置其中，虛線原點處為安裝耐震元件斜撐之位置。

由於消防管線系統歸類為非結構系統，其對於樓板加速度反應較敏感，因此實驗使用之輸入波，取自中央氣象局所量測得甲仙地震真實地表加速度資料，輸入至預先建立好之醫院模型(stick model)，求得此模型於該地震下之樓板反應，為Type B型之地震歷時。而Type A型為將該樓板反應與台灣耐震設計規範之設計反應譜相容後之歷時，以驗證不同耐震措施是否能夠滿足規範要求。而Type B型依照地震分級方式，將地表峰值加速度(PGA)正規化至25gal、80 gal與168 gal (甲仙地震實測值)三種等級，測試不同層級下管線之反應，並模擬漏水情形。

從實驗結果發現，在原始配置中，三通接頭上之1"螺紋接頭為整個管線系統中最脆弱的部份，並於Type B - 168 gal地震時遭到破壞，且破壞切面平整可能為剪切或撓曲破壞，並造成洩漏現象，如圖 2. 27所示。在不同耐震補強措施中，安裝在靠近三通接頭處之機械接頭(C.T.)由於距離太短，於Type B – 80gal發生剪力破壞 ; 安裝於三通接頭與隔間牆間之機械接頭(C.B.)，於Type B – 168gal地震發生破壞 ; 安裝可撓性軟管(F.H.)組別，管線於各地震下均無發生破壞 ; 加裝雙斜撐(D.B.)及雙斜撐搭配可撓性軟管(D.B.F)組別，(D.B.)組於輸入波Type B時發生了1"管線螺紋接頭處斷裂導致漏水之現象，而(D.B.F)組別則通過強震之測試，僅於斜撐之連接裝置發生局部變形破壞。

## FEMA P695 地震歷時處理

FEMA P695[[10](#_ENREF_10)]為美國聯邦緊急管理機構委託ATC (Applied Technology Council)執行之ATC-63計劃報告書。此計畫目的在於提出方法來量化抗震性能的諸多參數，例如反應修正係數(R factor) ;系統超強因子() ;撓度放大因子()。

由於設計時通常採取省時之線性分析，然而，實際結構物受震下的反應通常是非線性行為。因此，若希望線性分析的結果能夠預測非線性行為，勢必得進行大量分析並統計結果。而增量動力分析(Incremental dynamic analysis 簡稱IDA)為常用之地震歷時非線性分析方法，透過逐步增大地震規模，讓結構物經歷輕微損害、中度損傷、嚴重至不可修復狀態直到結構崩塌，以評估該結構物在不同地震強度下對應之性能表現。透過此分析方法，需要大量地震資料以進行分析，所需事前作業，即是地震歷時處理。

根據FEMA P695附錄A之敘述，進行結構非線性分析，需先挑選一系列地震歷時，考量不同地震變異性，且挑選之地震規模建議大於6.5，以確保結構在分析中可能發生崩塌行為。大量的地震資料被分為遠域地震與近斷層地震，由於近斷層地震擁有劇烈脈衝與高於遠域地震之最大地表速度(PGV)，所以統計上將兩者分開以降低變異性。兩者差別在於測站與斷層距離是否超過十公里。接著，便可以進行地震歷時規模調整。

地震歷時規模調整需要以下兩步驟：

1. 地表最大速度正規化  
   首先從挑選之地震歷時中(n筆地震紀錄)，列出水平雙向之最大地表速度值，此處不考慮垂直向，因假設垂直向地震紀錄非造成結構崩塌主要因素，再來找出同一筆地震雙向最大地表速度之幾何平均值。接著列出n筆地震紀錄之最大地表速度之幾何平均值，並找出中位數值，最後將各筆地震歷時正規化至此中位數值。因此，各筆地震有些放大，有些縮小，但最大地表速度中位數相同。此步驟目的為去除各地震土壤、震源類型、與震源之距離等變異性，但仍保留各筆地震內函變異性。正規化係數參考下式:

|  |  |
| --- | --- |
|  | (式 2.2) |

其中，為第i個地震之正規化係數值，需注意水平雙向正規化係數相同。

1. 結構週期所對應之譜加速度強度調整  
   首先將n筆地震歷時乘上步驟一之正規化係數，並繪出正規化後各地震歷時反應譜。接著，找出分析目標結構物週期下，各反應譜對應之譜加速度值，記錄水平雙向譜加速度值。最後將水平雙向譜加速度值幾何平均後找出中位數值，調整該值至各地震強度，即完成地震歷時強度調整。

## 醫院消防管線系統易損性曲線

### 易損性曲線

統計上，使用最廣的機率分布為常態分佈(Normal Distribution)，其機率分佈用以描述各隨機變數與其對應機率，其機率密度函數(Probability Density Function, PDF)為：

|  |  |
| --- | --- |
|  | (式 2.3) |

其中，x為隨機分佈變數，μ、σ分別為常態分佈中之平均值與標準差。

另一種機率分佈表示方式為累積分佈函數(Cumulative Distribution Function,CDF)，常態分佈之累積分佈函數為：

|  |  |
| --- | --- |
|  | (式 2.4) |

當隨機變數取對數後其分佈為常態分佈時，隨機變數可視為對數常態分佈(Lognormal Distribution)，其機率密度函數為：

|  |  |
| --- | --- |
|  | (式 2.5) |

其中λ、β為對數常態分佈中之平均值與標準差。其與常態分佈之平均值與標準差對應關係為：

|  |  |
| --- | --- |
|  | (式 2.6) |
|  | (式 2.7) |

對數常態分佈之CDF可以下式表示：

|  |  |
| --- | --- |
|  | (式 2.8) |

為隨機變數x的中位數，其中β可決定對數常態累積分佈之分散程度，亦稱為散佈值(Dispersion)。

對數常態分佈之隨機變數，其定義適用於許多工程變量，如將消防撒水系統中任一元件其達到某一損害程度時之工程需求參數(Engineering Demand Parameter, EDP)，視為隨機變數，FEMA P58[1]建議此隨機變數可為PGA、PFA以及譜加速度等，並以對數常態分佈表示，則其CDF即為此元件之易損性曲線，如圖 2. 28。

### 曲線擬合方法

根據 Backer[[11](#_ENREF_11)]發表之易損性分析曲線擬合法(以結構物倒塌為例)，提出了最大似然率法以及最小平方法兩種方式擬合易損性曲線，簡介如下:  
(1) 最大似然率法 (Maximum likelihood estimate (MLE))

若要以數學式子來表示發生n筆地震下，會有z筆結構倒塌之紀錄，可以用二項式定理(Binomial distribution)來表示(同一棟結構物，對於不同地震所引致的倒塌可能性彼此獨立):

|  |  |
| --- | --- |
|  | (式 2.9) |

而最大似然率法利用觀察得到之統計數據來推估其機率模型，便以likelihood function來計算不同等級的地震下，以二項式表達的機率分配模型之乘積之最大值，表示如下:

|  |  |
| --- | --- |
|  | (式 2.10) |

其中，m表示地震強度分組數量，而又能以數學式表示:

|  |  |
| --- | --- |
|  | (式 2.11) |

代入最大似然率函數後便能找出讓函數發生最大值的參數、，表示如下:

|  |  |
| --- | --- |
|  | (式 2.12) |

(2) 最小平方法 (Sum of square errors (SSE))

統計學中，最常應用於曲線擬合的方法即為最小平方法，其原理為使觀察到之曲線與擬合出來之曲線，在每個數據的距離平方合為最小，以數學式表示如下:

|  |  |
| --- | --- |
|  | (式 2.13) |

兩種方法所擬合出來之曲線也會有些許差異，如圖 2. 29，圖中提到另一曲線擬合法為Porter提出之方法b，其利用數學方式，將觀察到之點位轉換為可以用線性迴歸方式來擬合易損性曲線，然而其精度相較於上述兩種方法，差異較大。

兩種方法皆可用於不同組地震強度下，地震歷時數量不同之情況，也能運用於已知觀察點來推估較大強度之損壞情形，此兩情況解決了傳統易損性曲線擬合法(Method of moments)中無法進行擬合之缺陷，提升了產出易損性曲線之效率。

最小平方法對於強度較小之地震擬合結果較高估;在較大強度地震時相較於最大似然率法則會低估破壞情形。然而實際發生地震之頻率以較輕微地震強度發生機率較高，因此對於結構物崩塌易損性曲線擬合，作者認為以最大似然率法進行擬合較為洽當。

### 醫院消防管線系統易損性曲線

1. 管線系統易損性分析

根據Yuan Tian[[12](#_ENREF_12)]的研究，針對自動撒水系統易損性分析，提出了增量動力分析方法(Incremental Dynamic Analyses, IDAs)。針對全尺度不同材質及不同斜撐系統之自動撒水系統進行分析，使用MCEER WC70展示模型，如圖 2. 30。此模型將延伸應用至耐震易損性分析之數值模型建立。此醫院消防撒水系統為四層樓之模型，四層樓層採相同管線配置，考慮三種結構模型狀態，分別為：彈性結構、非彈性結構不考慮強度衰減以及非彈性結構考慮強度衰減。

研究中在考慮非線性動力分析行為時，使用兩種數值模型，分別為：RUAUMOKO以及Opensees，增量動力分析方法(Incremental Dynamic Analyses, IDAs)參考FEMA P695[[10](#_ENREF_10)]之建議，取得管線系統中不同管線材料以及斜撐系統之初始洩漏點易損性曲線，三種不同結構狀態之分析結果皆呈現於研究中。

研究中得到初始洩漏點之易損性曲線IDA方法依循圖 2. 31中之步驟，分為以下幾點：

1. 選取適當筆數地震資料調整至不同規模(Scaling)：

　　由FEMA P695[[10](#_ENREF_10)]中用於IDA之遠域地震選取十筆地震歷時，並將各筆地震歷時反應譜之中位數譜加速度調整至不同規模。規模須大至結構模型發生破壞，定義為結構物最大層間變位角超過3%(鋼結構)。

1. 結構模型耐震易損性分析：

　　使用三種不同結構狀態之分析結果進行易損性評估，針對各筆地震歷時，建立最大層間變位角，以及結構物週期之中位數譜加速度之關係；另外，各樓層相對地表之位移歷時將作為易損性分析中管線系統輸入波，同時記錄各樓層最大樓板加速度用以建立易損性曲線。

1. 消防撒水系統耐震易損性分析：

管線系統輸入波以步驟2之各樓層樓板位移歷時輸入，對於各筆樓板位移歷時，進行管線非線性動力歷時分析，逐步加大輸入強度，並記錄最大管線接頭轉角。接頭轉角對應元件破壞實驗建立之轉角容量判定破壞，此步驟建立之易損性曲線提供初始洩漏點轉角容量與步驟2求得之最大樓板加速度間關係，並以對數常態累積機率分佈擬合曲線，研究中建立之四樓層撒水系統易損性曲線如圖 2. 30所示。

1. 加州某醫院管線系統易損性分析  
    根據Buseog Ju[[13](#_ENREF_13)]的研究，其對於螺紋接頭洩漏易損性曲線評估建立一系列流程。包括元件測試實驗，以求得不同材值、不同尺寸管線洩漏時轉角、彎矩之行為，以及利用OPENSEES進行管材非線性行為模擬，並利用實驗驗證後之可靠管線數值模型進行增量動力分析，以評估螺紋接頭耐震能力。  
    易損性分析中，考量兩種情形，第一種為不考慮結構行為，直接將地震歷時輸入至管線模型中進行分析；第二種則是考量管線附屬於結構中，將結構各樓層加速度反應輸入至管線中，為較貼近實際情形之分析。  
    損害狀態定義，以元件測試時記錄之轉角配合ASME(American Society of Mechanical Engineers美國工程協會)建議之轉角值，以兩倍規範轉角值判斷管線是否發生漏水。  
    易損性分析使用之管線數值模型為依據加州一實際醫院管線所建立，其管線頻率如表 2. 7，進行非線性動力分析前，先進行線性分析以判斷何處支管發生最大旋轉量。接著，將非線性彈簧設置於該位置支管上以增加分析效率，最後，也考慮多處設置非線性彈簧，發現結果並不影響反應最大位置，如圖 2. 32、圖 2. 33所示。  
    考量結構反應之結果如圖 2. 34、圖 2. 35。可發現考慮結構反應之結果較易損，因加速度反應會隨著樓層放大; 而比較不同樓層結果也可發現相同現象，樓層越高之管線越易損; 而結構方面若不考慮非線性行為，雖然分析效益較高，但結果會趨於保守，因線性反應結構無法表現勁度衰減等韌性行為。而管線洩漏行為主要由其局部模態所主控。
2. 臺灣嘉南地區某醫院管線系統易損性分析  
    根據胡佩文[[14](#_ENREF_14)]、葉昶辰[29]的研究，其對於嘉南地區某案例醫院之洩水病房建立數值模型，並利用相關振動台實驗之結果進行驗證。
   1. 胡佩文之研究

利用此病房數值模型，根據案例醫院工程圖說建立整層樓之管線模型，參考NFPA13[[5](#_ENREF_5)]管線施工與設計規範，將吊桿以5/8英吋作設定(為了施工方便與經濟考量，現地配置之吊桿是以3/8英吋安裝)，並輸入案例醫院樓板加速度反應進行易損性分析。此處之地震歷時處理參考2.7節，結構易損性曲線之地震規模，而地震規模由譜加速度於結構週期下(0.5s)由最小強度之0.02g至最大強度之1g(最大考量地震之譜加速度值)將強度以對數形式等差至八個地震強度值，如表 2. 8。由此八個不同地震強度、挑選之十筆地震歷時，考量結構物於一樓、四樓以及六樓之樓板反應，並比較頂樓樓板反應中，結構物考量線性與非線性行為對於管線易損性之差異。  
 管線易損性分析中，由損壞輕微至嚴重分別定義了三個性能點。  
 第一個性點為天花板處灑水頭位移過大，造成管線碰撞天花板(較軟之礦纖板材)，導致擴孔。因天花板粉塵墜落，影響病房之使用功能。此處位移以管線與板材間距1.25公分，作為判斷天花板擴孔之依據。  
 第二個性能點為一吋螺紋接頭處之彎矩需求過大，造成螺紋接頭變形導致洩水災情。因漏水會導致病房內部正常運作及影響醫療服務，甚至天花板因吸水過重，導致崩落。此處判斷是否造成漏水現象，為螺紋接頭彎矩容量，以一吋支管簡化模型，輸入振動台甲仙地震原始樓板加速度反應，所求得1.98kN-m彎矩值，作為判斷一吋螺紋接頭漏水依據。  
 第三個性能點為病房內懸吊管線之吊桿處之彎矩反應，若吊桿經過強震後，進入降伏階段，且塑鉸達到崩塌等級，則可能造成吊桿喪失功能進而發生整組管線墜落，此現象除將影響病房內部正常使用性，亦將可能造成生命、財產之損失。此處之塑鉸設定，參考FEMA 356[[15](#_ENREF_15)]中對於鋼材降伏狀態之建議參數值。  
 易損性分析中，以最小平方法進行曲線擬合，考量不同工程判斷指標建立上述三個不同性能點之管線易損性曲線，結果如表 2. 9所示。而若只考慮結構線性反應，除不符合實際情形外，亦會造成結果趨於保守。而若依照NFPA13[[5](#_ENREF_5)]之規定，以吊桿5/8英吋施工，可有效降低原件破壞機率。將結果與FEMA P58[[1](#_ENREF_1)]中專家們建議之非結構物易損性曲線之參數比較，發現規範建議值趨於不保守。研究中所提供之管線易損性分析流程，可較精準預估管線實際破壞情形。

* 1. 葉昶辰之研究

延續胡佩文之數值模型，並提出三個管線耐震性能評估方法，分別為詳細評估(方法A)、局部詳細評估(方法B)以及適合工程師應用之簡化評估流程(方法C)。

1. 詳細評估(方法A)

詳細評估法即參照胡佩文之數值分析方法，地震歷時處理參考2.7節，首先須繪製結構易損性曲線，結構易損性曲線之地震規模，而地震規模由譜加速度於結構週期下(0.5s)由最小強度之0.02g至最大強度之2.5g(最大考量地震之譜加速度值)將強度以對數形式等差至十一個地震強度值，在判定結構在可修復條件後，接著繪製管線易損性曲線，首先對其模型進行修正，使用1/4管線系統模型，根據三個性能點，以風險貢獻的概念，得到不同性能點之地震規模，天花板之地震規模由譜加速度於結構週期下(0.5s)由最小強度之0.05g至最大強度之0.4g，螺紋接頭與吊桿為最小強度之0.4g至最大強度之1.2g，考量結構物於一樓、四樓以及六樓之樓板反應，並比較頂樓樓板反應中，結構物考量線性與非線性行為對於管線易損性之差異。

修正胡佩文管線易損性分析中，由損壞輕微至嚴重分別定義了三個性能點。  
 第一個性點為天花板處灑水頭位移過大，造成管線碰撞天花板(較軟之礦纖板材)，導致擴孔。因天花板粉塵墜落，影響病房之使用功能。此處位移以1.66公分作為判斷天花板擴孔之依據。  
 第二個性能點為一吋螺紋接頭處之彎矩需求過大，造成螺紋接頭變形導致洩水災情。因漏水會導致病房內部正常運作及影響醫療服務，甚至天花板因吸水過重，導致崩落。此處判斷是否造成漏水現象，為螺紋接頭彎矩容量， 2.01kN-m彎矩值，作為判斷一吋螺紋接頭漏水依據。  
 第三個性能點為病房內懸吊管線之吊桿處之彎矩反應，若吊桿經過強震後，進入降伏階段，且塑鉸達到崩塌等級，則可能造成吊桿喪失功能進而發生整組管線墜落，此現象除將影響病房內部正常使用性，亦將可能造成生命、財產之損失。此處之塑鉸設定，參考FEMA 356[[15](#_ENREF_15)]中對於鋼材降伏狀態之建議參數值。

1. 局部詳細評估(方法B)

為了減少整層樓管線進行數值分析分析時間，將管線系統簡化成主要幹管，並且由非線性元件簡化流程，可得知靠近主管主要模態變形最大處之病房，為受彎矩最大之處。如此便能將分析流程簡化為針對該病房之增量動力分析，並於該病房與主管連接之節點輸入簡化主管模型之絕對位移，如此便能減少大量桿件、節點，達到更快速之分析。

1. 簡化評估流程(方法C)

若無結構資訊可供參考時，可選用AC156[25] 人造地震歷時對上述簡化模型進行分析。倘若無消防管線之數值模型，只能藉由現地觀察管線系統是否耐震時，透過AC156[[25](#_ENREF_25)]之樓板反應譜對應管線頻率之譜加速度或譜位移，來判斷管線主管、甚至是病房子單元是否有足夠抗震能力。利用方法A之詳細評估之大量分析資料，找出樓板反應譜與主管、病房子單元之關係，以放大係數之方式來預測主管反應，並利用靜力方式，推估病房子系統處管線元件抗震能力。

表 2. 1吊桿尺寸[[5](#_ENREF_5)]

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Pipe Size | | Diameter of Rod | |
| in. | mm | in. | mm |
| Up to and Including 4 | 100 | 3/8 | 9.5 |
| 5 | 125 | 1/2 | 12.7 |
| 6 | 150 |
| 8 | 200 |
| 10 | 250 | 5/8 | 15.9 |
| 12 | 300 |

表 2. 2 接頭抗彎試驗結果[8]

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 機械式接頭 | | | 1英吋接頭 | | 4英吋溝槽接頭 | | 6英吋溝槽接頭 | |
| **螺紋式** | **撓性溝槽式** | **撓性** | **剛性** | **撓性** | **剛性** |
| 單載 | **初始洩漏轉角(degree)** | | 2.84 | -\* | 7.9 | 9.38 | 4.92 | 6.1 |
| **初始洩漏強度 (kN-m)** | | 0.39 | -\* | 14.01 | 8.68 | 6.64 | 13.4 |
| 反覆載重 | **初始洩漏轉角  (degree)** | 平均 | 1.66 | 18.5\* | 7.78 | 8.56 | 3.91 | 4.67 |
| 標準差 | 0.13 | -\* | 0.61 | 2.68 | 0.12 | 0.47 |
| **初始洩漏強度  (kN-m)** | 平均 | 0.52 | 5.35\* | 9.02 | 9.14 | 7.18 | 9.13 |
| 標準差 | 0.1 | -\* | 2.26 | 3.95 | 2.29 | 6.97 |
| **初始勁度  (kN-m/degree)** | 估計值 | 0.45 | 0.09 | 0.33 | 0.30 | 2.94 | 4.06 |

表 2. 3 接頭撓剪試驗[16]

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 撓剪試驗 | | 螺紋式 | 撓性溝槽式 |
| 最大剪力強度(kN) | 平均 | 15.15 | -\* |
| 標準差 | 1.54 | -\* |
| 變異係數 | 0.1 | -\* |
| 初始勁度(kN/mm) | 估計值 | 4.65 | 3.3 |

表 2. 4 天花板抗剪試驗結果[29]

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 試體 | 力量(kgf) | 位移(mm) | 割線勁度(kgf/mm) |
| Test 1 | 12 | 5.68 | 2.11 |
| Test 2 | 11 | 5.49 | 2.00 |
| Test 3 | 11.5 | 5.36 | 2.15 |
| Test 4 | 12 | 3.45 | 3.48 |
| Test 5 | 12 | 2.99 | 4.01 |
| Test 6 | 11 | 4.21 | 2.61 |
| Test 7 | 10.5 | 3.4 | 3.09 |
| Test 8 | 9.5 | 3.21 | 2.96 |
| Test 9 | 12 | 4.55 | 2.64 |
| Test 10 | 11 | 4.24 | 2.59 |
| Test 11 | 12 | 4.02 | 2.99 |
| Test 12 | 11.5 | 3.01 | 3.82 |
| 平均值 | **11.33** | **4.13** | **2.87** |
| 標準差 | **0.4** | **1.14** | **0.63** |

表 2. 5 隔間牆數值模型建議參數設定[30]

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 隔間牆數值模型參數設定 | | | |
| PW1 | | PW2 | |
| U1 | | U1 | |
| Stiffness | Open | Stiffness | Open |
| 354.9 N/mm | 35mm | 1517.97 N/mm | 35mm |

表 2. 6 不同耐震補強裝置下之破壞情形[9]

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 測試配置 | 震波形式 (g) | 破壞情形 |
| O.C. | Type B - 168 gal | 斷管漏水 |
| F.H. | 通過Type A測試 | 無損壞 |
| D.B. | Type A | 斷管漏水 |
| C.T. | Type B - 80 gal | 支管與三通接頭螺紋交界處斷裂 |
| D.B.F. | 通過Type A測試 | 無損壞 |
| C.B. | Type B - 168 gal | 斷管漏水 |

表 2. 7 加州某醫院管線系統數值模型頻率[13]

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Mode | Frequency (Hz) | Mode | Frequency (Hz) |
| 1 | 0.65 | 5 | 1.53 |
| 2 | 0.84 | 6 | 1.71 |
| 3 | 1.28 | 7 | 2.08 |
| 4 | 1.52 | 8 | 2.082 |

表 2. 8 易損性地震強度分組[14]

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 結構週期對應之譜加速度值 | 地表加速度中位數值 | 震度 |
| 0.02g | 8.8gal | 3 |
| 0.035g | 15.4gal | 3 |
| 0.061g | 27gal | 4 |
| 0.107g | 47gal | 4 |
| 0.187g | 82gal | 5 |
| 0.327g | 144gal | 5 |
| 0.571g | 252gal | 6 |
| 1g | 441gal | 7 |

表 2. 9 考量結構非線性反應之管線元件易損性結果[14]

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Ceiling | Median | | | Standard Deviation | | |
| EDP | 1F | 4F | 6F | 1F | 4F | 6F |
| Response Spectrum at structural period | 0.074g | 0.015g | 0.015g | 1.01 | 0.71 | 0.31 |
| PGA | 0.030g | 0.006g | 0.006g | 1.01 | 0.76 | 0.26 |
| **Threaded Joint** | **Median** | | | **Standard Deviation** | | |
| EDP | 1F | 4F | 6F | 1F | 4F | 6F |
| Response Spectrum at structural period | 2.46g | 0.58g | 0.35g | 0.4 | 1.05 | 1.05 |
| PGA | 1g | 0.26g | 0.14g | 0.3 | 1.05 | 1.05 |
| **Hanger** | **Median** | | | **Standard Deviation** | | |
| EDP | 1F | 4F | 6F | 1F | 4F | 6F |
| Response Spectrum at structural period | 2.86g | 0.95g | 0.64g | 0.35 | 1.15 | 1.35 |
| PGA | 1.35g | 0.41g | 0.24g | 0.4 | 1.1 | 1.3 |

|  |
| --- |
| 圖 2. 1 Flexible Coupling on Horizontal Portion of Tie-In[[5](#_ENREF_5)] |
| 圖 2. 2 Flexible Coupling on Main Riser and Branch Line Riser[[5](#_ENREF_5)] |
| 圖 2. 3 抗彎試驗實驗Autocad設計圖[[8](#_ENREF_8)] |
| DSCF6578  圖 2. 4 抗彎試驗實驗配置[[8](#_ENREF_8)] |
| D:\FourPoint_Bending_Test\CSP1_THR_3\Photo\IMG_0112.JPG  圖 2. 5 一英吋螺紋接頭破壞情形[[8](#_ENREF_8)] |
| D:\FourPoint_Bending_Test\CSP1_505_3\Photo\IMG_0125.JPG  圖 2. 6 一英吋撓性接頭損壞情形[[8](#_ENREF_8)] |
| 圖 2. 7 一英吋螺紋剛性接頭與撓性接頭遲滯迴圈比較[[8](#_ENREF_8)]    圖 2. 8天花板材料試驗示意圖[29]  施加力量方向    圖 2. 9實驗中觀察到之天花板裂縫[29]    圖 2. 10 天花板試驗照片[29]    圖 2. 11 礦纖天花板之力量-位移關係曲線圖[29]  C:\Users\Tim\Desktop\隔間板實驗\擺設.jpg  園棒(直徑1吋)  力量加載方向  量測位移計  圖 2. 12隔間板材實驗正視圖[30]  C:\Users\Tim\Desktop\加卸載.png  圖 2. 13 隔間板材加載示意圖[30]  C:\Users\Tim\Desktop\隔間板實驗\照片\壓壞 1CM.jpg  (a)  C:\Users\Tim\Desktop\隔間板實驗\照片\壓壞近照.jpg  (b)  圖 2. 14實驗中觀察到之隔間板破壞[30]  C:\Users\Tim\Desktop\論文 病房分析\隔間板實驗\迴圈(0.1mm記錄)\expriment 15組.emf  圖 2. 15 隔間板材之力量-位移關係曲線圖[30]  X1 ,Y1  X2 ,Y2  X3 ,Y3  X4 ,Y4  X5 ,Y5  X6 ,Y6  m2  m3  m4  m5  m45  m34  m23  m12 = m1-m2  圖 2. 16隔間板材之力量-位移關係曲線圖取每組之割線斜率[30]  C:\Users\Tim\Desktop\論文 病房分析\隔間板實驗\迴圈(0.1mm記錄)\實驗三線化.emf  圖 2. 17 隔間板材三線化後之力量-位移關係曲線圖[30]  C:\Users\Tim\Desktop\圖片1.png  圖 2. 18 隔間板材參考FEMA356三線化方式[30]  C:\Users\Tim\Desktop\論文 病房分析\隔間板實驗\迴圈(0.1mm記錄)\論文兩線化.emf  圖 2. 19隔間板材兩線化後之力量-位移關係曲線圖[30] |
| C:\Users\YINJIE\Desktop\論文\第二章\圖\2.1.4實驗配置 (量測計的規劃 邊界 鋼框架 )\13.6樓平面圖.PNG  X  Y  圖 2. 20消防管線系統平面圖 |
| C:\Users\YINJIE\Desktop\論文\第二章\圖\2.1.4實驗配置 (量測計的規劃 邊界 鋼框架 )\13.振動台實驗現地構架.JPG  剛性構架  圖 2. 21 振動台實驗構架[[9](#_ENREF_9)] |
| **1" 管**  C:\Users\YINJIE\Desktop\論文\口試PPT\5.PNG  **斜撐**  **設置處**  **2" 管**  **1" 管**  **1-1/4" 管**  **1" 管**  **天花板**  **天花板**  **天花板**  **隔間牆**  **天花板**  **6"主管**  圖 2. 22 振動台實驗平面配置圖[[9](#_ENREF_9)] |
| C:\Users\YINJIE\Desktop\論文\第二章\圖\2.1.3補強措施規劃\2.3雙斜撐Double Bracing.JPG  雙斜撐D.B.  圖 2. 23 雙斜撐補強措施配置[[9](#_ENREF_9)] |
| C:\Users\YINJIE\Desktop\論文\第二章\圖\2.1.3補強措施規劃\2.4.可撓性軟管Flexible Hose.JPG  可撓性軟管F.H.  圖 2. 24 可撓性軟管補強措施配置[[9](#_ENREF_9)] |
| C:\Users\YINJIE\Desktop\論文\第二章\圖\2.1.3補強措施規劃\2.5.機械街頭Coupling  (Adjoin Tee Joint ).JPG  機械接頭C.B.  圖 2. 25 機械接頭(C.B.)補強措施配置[[9](#_ENREF_9)] |
| C:\Users\YINJIE\Desktop\論文\第二章\圖\2.1.3補強措施規劃\機械街頭.JPG  機械接頭C.T.  圖 2. 26 機械接頭(C.T.))補強措施配置[[9](#_ENREF_9)] |
| C:\Users\YINJIE\Desktop\論文\第三章\3.4耐震性能的表現比較\3.4.1管線結構(位移計  應變計)\3.4.1管線結構\2原始配置於0.646g下破壞之情形.JPG  圖 2. 27 原始配置於Type B - 168 gal地震下破壞情形[[9](#_ENREF_9)] |
| 圖 2. 28 譜加速度為EDP之易損性曲線示意圖 |
| 圖 2. 29 最大似然法與最小平方法所得易損性曲線比較圖[[11](#_ENREF_11)] |
| 圖 2. 30 MCEER WC70展示模型各樓層易損性曲線[[12](#_ENREF_12)] |
| 圖 2. 31 易損性分析增量動力分析方法流程[[12](#_ENREF_12)] |
| 圖 2. 32 考量兩位置設置非線性旋轉彈簧之管線模型[[13](#_ENREF_13)] |
| 圖 2. 33 考量兩位置設置非線性旋轉彈簧之易損性結果(不考慮結構反應)[[13](#_ENREF_13)] |
| 圖 2. 34 考慮結構非線性反應之不同樓層管線易損性結果[[13](#_ENREF_13)] |
| 圖 2. 35 考量結構線性與非線性反應結構頂樓管線易損性結果[[13](#_ENREF_13)] |
|  |
|  |

# 第三章 既有管線系統易損性分析

本章節延續葉昶辰[29]之雲林分院消防管線易損性分析流程，目的為修正其模型，並得到未加補強方案之易損性曲線。首先進行樓板反應歷時設計，其中包含兩種地震歷時，一為原始地震歷時，二為規範AC156之樓板歷時，而原始地震歷時分為遠域地震與近域地震。另介紹雲林分院消防管線系統之數值模型。本章將探討其以動力歷時分析下對消防管線的影響，並從管線各性能點之易損性曲線著手比較。

## 原始地震歷時處理

本研究之案例醫院及醫院消防管線系統易損性分析中用之歷時，參考規範FEMA P695中對於原始地震歷時之修正建議，建立管線易損性分析之原始地震歷時處理，圖3. 1為FEMA P695建議之流程圖。

為了比較遠域地震與近域地震對低樓層結構的影響，首先分別選取遠域及近域地震。為考量不同地震內涵之變異性，遠域地震挑選方式為，選取研究目標建築物周邊之地震歷時，本研究目標建物周邊即為雲林縣斗六市周邊，以及參考FEMA P695所建議之遠域地震，選取之地震歷時規模建議大於6.5，以確保易損性分析中能達到一定破壞規模使得非結構物達破壞。近域地震之挑選方式如同遠域地震之方式。

本研究選取之遠域地震歷時為國內地震測站中0304地震、0602地震、0921地震及LA - Hollywood Stor FF共十二筆，其相關地震資訊如表3. 1；其原始地震加速度歷時如圖3. 2~圖3. 13，各筆地震歷時之三向最大地表加速度如表3. 2。

另本研究選取之近域地震歷時為國內地震測站及FEMA P695建議之他國測站地震歷時共十三筆，其相關地震資訊如表3. 3；其原始地震加速度歷時如圖3. 14~圖3. 26，各筆地震歷時之三向最大地表加速度如表3. 4。

分別選取遠域與近域地震後，接著進行PGV(Peak Ground Velocity)正規化，以下以遠域地震做說明，近域地震之作法亦同。首先，繪出十二筆地震之三向速度歷時，分別找出各筆地震水平方向之PGV，取十二筆水平方向PGV幾何平均值之中位數值作為正規化目標，遠域地震如表3. 5，近域地震如表3. 6，並將各筆地震之水平幾何平均值PGV正規化至幾何平均值中位數，即得到各筆地震速度歷時修正係數，遠域地震如表3. 5，近域地震如表3. 6，將各筆地震三向歷時乘上速度修正係數，故各筆地震歷時可能放大縮小，但PGV幾何平均值相同。此正規化步驟是為了消除各筆地震歷時震源、斷層以及震源土讓特性之不確定因素，但仍可保有各筆地震間之地震內涵變異性。許多文獻中提到垂直向地震相對於水平雙向地震歷時而言，對結構易損性影響較低，然為了模擬消防管線實際受震之情形，因此輸入三向地震歷時。

PGV正規化後，將各筆地震歷時調整至不同規模(Scaling adjustment)。本研究期望產出之易損性曲線能保有地震變異性，但又能消除結構變異性，故選擇結構物週期下之地震譜加速度進行規模調整。由案例醫院數值模型以及葉昶辰論文[29]中之微振量測分析結果可得知結構物週期為0.5秒，故選擇十二筆水平兩向地震歷時0.5秒譜加速度之幾何平均值之中位數進行縮放，3.2.1小節會針對各性能點之強度選擇做介紹。圖3. 27及圖3. 28為遠域地震之東西及南北向譜加速度反應，圖3. 32及圖3. 33為遠域地震對數座標下之譜加速度反應，以及12遠域筆地震各週期下之中位數及標準差，表3. 7為遠域各筆地震歷時水平雙向對應結構週期0.5秒譜加速度值；圖3. 29及圖3. 30則為近域之東西及南北向譜加速度反應，圖3. 34及圖3. 35為近域地震對數座標下之譜加速度反應，以及13筆近域地震各週期下之中位數及標準差，表3. 8為近域各筆地震歷時水平雙向對應結構週期0.5秒譜加速度值。

## 消防管線易損性分析輸入波

將前一節所介紹之兩系列地震歷時輸入至結構中，可得到每一樓層之樓板加速度反應，作為消防管線系統之輸入波。  
 倘若工程師無法獲得設備物所在之結構相關資訊，則可以直接以AC156人造地震歷時，作為消防管線系統之輸入波，以進行易損性分析。

### 易損性曲線增量動力分析強度分組

本研究沿用葉昶辰[29]之各性能點強度分組，其考量管線系統三個不同性能點之耐震容量，地震歷時強度分組引入風險分布之概念，參考參考E. Miranda[23]，引入年平均倒塌頻率(Mean annual frequency of collapse,)之概念，各考慮了八個強度，其目的為改善建築物倒塌風險評估之不確定性與繁複計算考量，結合地震危害度曲線與建築物倒塌易損性曲線來量化建築物倒塌風險，如下式:

|  |  |
| --- | --- |
|  | (式 3. 1) |
|  | (式 3. 2) |

(中，為地震危害度曲線之斜率;與建物倒塌機率相乘後再積分，即可得年平均倒塌頻率。此處考量之危害度曲線為該建築物工址處，並考量多個地震強度對於建築物崩塌風險之貢獻。  
 將上述之目標建築物以本研究案例醫院中之消防管線三種性能點做替代，分別為天花板受損、螺紋接頭漏水及吊桿崩塌，其中關於未補強之管線系統中發生漏水與吊桿損壞，於FEMA P-58/BD-3.9.11[1]中有提供專家學者建議之易損性參數值，而天花板之易損性參數則參考振動台實驗中，發生擴孔現象之地震強度值作為中位數值，標準差則參考FEMA P58[1]中之建議。表3. 10為三種性能點之易損性參數表。

將案例醫院工址處之危害度曲線與三種性能點之易損性曲線相乘，可得到個別性能點之風險貢獻曲線，每一性能點考慮八組地震強度，將風險貢獻曲線面積調整至八，即可得到每一強度區間地震發生次數。引入破壞頻率的概念即可對於較可能發生之地震強度，規劃較多組數，而較不易發生之強震，則規劃較少組數。  
 第一個性能點為天花板發生擴孔現象，圖3. 36為天花板之強度分組與風險貢獻。分組方式為將0至0.1g中，挑選中間強度0.05g; 0.1g至0.3g中，等分六組強度; 0.3g至0.5g中，挑選中間強度0.4g。詳細分組如表3. 11所示。

另兩種性能點分別為一吋螺紋接頭漏水，以及吊桿崩塌。圖3. 37為強度分組與風險貢獻。分組方式為將0.3至0.5g中，挑選中間強度0.4g; 0.5至0.7g中，等分兩組強度; 0.7至0.9g中，等分三組強度; 0.9至1.1g中，挑選中間強度1g; 1.1至1.3g中，挑選中間強度1.2g，此為沿用葉昶辰[29]繪製之結構易損性曲線中，所定出之分析上限值。詳細分組如表3. 12所示。

### 案例醫院不可修復易損性曲線與樓板反應

案例醫院位於雲林縣斗六鄉，為一棟地上六層地下一層之含剪力牆鋼筋混凝土結構物，平面呈現工字形。2010年三月四號發生芮氏規模6.4之高雄甲仙地震，位於醫院建築六樓樓層一側長向之7047病房管線彎矩值超過其設計容量，導致一吋螺紋接頭破裂，造成漏水災情，而使該病房喪失使用功能。本研究沿用葉昶辰[29]之數值模型，其使用柴駿甫、黃震興(2012)醫院耐震評估補強準則[22]之研擬方法，由數值軟體MIDAS Gen 2018v2.1進行數值分析，其模態如圖3. 38至圖3. 43。

進行管線易損性分析前，根據FEMA P58[1]之建議，須先判斷結構是否進入不可修復或崩塌的狀態，假如結構已達不可修復，則管線系統亦可視為已崩塌。本研究參考各規範之判定結構不可修復之準則，如表3. 13，對於含牆之鋼筋混凝土建築，已瞬時層間變位角超過1%作為案例醫院倒塌判斷準則。本研究繪製結果不可修復之易損性曲線，其增量動力分析之強度分組是根據胡佩文[14]之分組，為0.02g~2.5g一共12個強度，圖3. 44為遠域地震與近域地震之結構不可修復易損性曲線，由圖可發現，近域之易損性曲線較遠域之破壞機率高，然而比較兩者之反應譜加速度，其結構週期下對應之譜加速度值應為相同，理論上兩者易損性曲線不會相差太多，則本研究進行進一步之探討。以下為兩種比較方法：

1. 原始地震三向圖與層間變位角

首先比較兩者在0.85g強度分組之層間變位角，如圖3. 45至圖3. 48，由此結果可發現，相同強度下，遠域地震未發生層間變位角大於1%之情況，而近域地震已有兩筆地震超過1%層間變位角，故此造成兩者差異。再更深入探討影響層間變位角之原因，由三向圖(tripartite)著手，分別比較結構進入非線性前之強度0.05g與結構進入非線性後之強度0.85g之各筆地震三向圖，圖3. 49為0.05g強度近斷層各筆地震之層間變位角，圖3. 50為0.85g強度近斷層各筆地震之層間變位角。於表3. 14中，可發現於0.05g時，結構週期下對應之譜加速度、譜速度與譜位移對應之層間變位角呈現正相關；然而於表3. 15中，0.85g之對應關係不完全呈正相關，舉例來說，Duzce這筆近斷層地震雖然有較高之對應譜加速度、譜速度與譜位移，然其對應之層間變位角並非最大，而可能原因為，0.85g以進入非線性，此時應以結構週期下對應之非線性反應譜值做為比較依據。

1. 地震能量累積與發生最大層間變位時刻

所謂地震能量累積為從地震開始到結束所貢獻的能量壘加歷時。表3. 16與表3. 17表3. 17為遠域與近域地震之地震能量累積最大斜率與最大值，近斷層地震Rinaldi Receiving Station有最大的能量累積斜率，如圖3. 51所示，其最大能量累積斜率發生之時刻即為最大層間變位角發生之時刻，而此筆地震相較於其他地震，確實造成最大的層間變位角，而其他筆地震亦可能使結構層間變位角大，然而其地震累積斜率或累積能量最大值，相較於其他筆地震並非較大，故地震能量累積未能解釋所有進斷層對結構的影響，不過此可以做為一地震特性的參考指標。

經過以上兩者之比較可初步說明近斷層的特性，並從中解釋其對結構造成較大影響之可能原因，然並無法明確的解釋其造成近域對遠域影響較大的確切原因，日後期望能有更多探討。

得結構不可修復曲線後，接下來將得管線易損性曲線之案例醫院樓板歷時。將原始地震放大縮小至3.2.1小節之強度分組後，輸入新的地震歷時至案例醫院數值模型，即可得到各樓層之樓板加速度與樓板位移，由於最大加速度發生在頂樓，因此本研究後續探討僅以頂樓之樓板加速度歷時做為管線易損性曲線輸入波。圖3. 52與圖3. 53為0.85g遠域地震之樓板譜加速度，圖3. 54與圖3. 55為0.85g近域地震之樓板反應譜。

### AC156人造地震歷時

現今對於非結構系統之耐震測試中，最常被使用之測試波，即為ICC-ES AC156[[25](#_ENREF_25)](International Code Council Evaluation Services Acceptance Criteria 156)。適用對象為基礎振動頻率大於1.3Hz之非結構設備物。

附屬於一般建築物之非結構構件需以最小設計總橫力設計，如下式:

|  |  |
| --- | --- |
|  | (式 3. 3) |
|  | (式 3. 4) |

對於不考慮近斷層之一般工址，其最小設計垂直地震力如下式:

|  |  |
| --- | --- |
|  | (式 3. 5) |

式中之各參數如下所述:

:工址短週期設計水平譜加速度。

:構體或構材自重或設備操作載重。

:構體或構材或設備之共震放大倍數，參考耐震設計規範表4-1。

:構體或構材或設備之容許地震反應折減係數，依下式計算:

|  |  |
| --- | --- |
|  | (式 3. 6) |

:構體或構材或設備之地震反應折減係數，參考耐震設計規範表4-1。

:構體或構材或設備等質心點之設計地震力，按質量分佈分配。

:構體或構材或設備之用途係數。

:構體或構材或設備所在樓層x，距離地面高度。

:建築物地面至屋頂總高度。

由(式 3. 3)可知，為地表加速度;為樓高放大係數，設備位於一樓時為零，位於頂樓時則放大至三倍; 為非結構構材於強震下產生非彈性反應之折減係數; 為非結構構材共震放大倍數，因剛性或柔性決定其值。一般定義剛性為設備構件基礎震動頻率大於或等於16.7Hz，其，若是柔性則。

AC156測試波之目的，為將各歷時與需求反應譜(RRS Required Response Spectrum)擬合，需求反應譜示意圖如圖3. 56。其中，水平軸代表單自由度之設備物基礎震動頻率;縱軸則代表譜加速度。圖中最右端之譜加速度值對應到頻率33.3Hz定義為ZPA(Zero Period Acceleration)，也就是樓板加速度峰值。而上述提到柔性與剛性構件之值，分別為RRS之重要參數、，如下式:

|  |  |
| --- | --- |
|  | (式 3.1) |
|  | (式 3.2) |

由(中可得知需小於也就是四倍PGA，意即高度比值大於0.3時，由控制; 反之則由ZPA控制。

決定需求反應譜後，將選取之十二筆地震歷時調整至1g，並依照圖3. 56將各筆歷時與需求反應譜擬合，繪製各樓層加速度反應與需求反應譜如圖3. 57~圖3. 92。由圖中可得知，二樓以上AF值由四倍PGA控制，一樓則由樓板加速度控制。

以AC156對管線進行易損性分析，對於地震強度調整需定義一上限值。若假設譜加速度於結構週期下所對應之不可修復機率達到50%，與對應的層間變位角值之比例近似於設計譜加速度值與容許層間變位角之比例。以本研究而言，容許之層間變位角為1%，假設其對應之機率分布位於平均值減去一倍標準差，相當於對數常態分佈16%之處，而FEMA P58[[1](#_ENREF_1)]建議結構不可修復易損性曲線之對數標準差為0.3，由上所述，便可依照下式求得分析上限，如下式:

|  |  |
| --- | --- |
|  | (式 3.3) |
|  | (式 3.4) |

將3.2.2節中之地震強度分組上限值以1.08g替換，便是AC156之地震強度分組。以下解釋AC156強度分組可與原始地震強度分組相同之原因。由於AC156需求反應譜中EPA為，而原始地震歷時結構週期對應對應之乘上0.4亦為EPA，而在本案例中，結構週期與管線週期十分接近，恰巧都對應到AC156需求反應譜之平台段，故可假設等於，即為。

數值分析之樓板反應與AC156之比較如圖3. 93~圖3. 96，圖中AC156在結構週期下與管線週期下之譜加速度低於數值分析許多，在分析管線時可能較不保守。

## 消防管線數值模型

本研究接續葉昶辰之消防管線數值模型，其依照案例消防管線系統工程圖說，採用SAP2000v15.0.0軟體建立數值模型，再針對其中的元件進行修正。醫院管線系統配置，如圖3. 97所示，醫院平面呈工字形，上下兩端走廊以四根主要輸水管構成，如圖3. 98所示。由左至右分別為6”(一號管)、2-1/2”(二號管)、6”(三號管)、4”(四號管)之鍍鋅鋼管，兩支六吋管線為連接至病房內部之主管。其邊界條件於微震量測時確認，一號管於走廊末端無束制；二號管於走廊末端樓梯處轉彎進入水泥牆內；三號與四號管於走浪末端處直線延伸通入水泥牆內，實際照片如圖3. 99所示。病房內部之詳細管線配置圖，如圖3. 100所示。

依葉昶辰[29]論文中說明，若以工字形管線建模，由於桿線及節點數過多，不利於非線性動力分析，因此將工字形分成上下兩組T形配置，下方T形配置中之大廳連通處假設為固端，將消防管線系統簡化為一半，如圖3. 101。

原先的模型只在其中一間病房內設置非線性元件，其原因為若設置非線性元件在每間病房，則分析時間增長，然而分析結果與實際值差異較大，因此本研究增設非線性元件在各病房，以下將說明本研究模型更改項目及測試元件設定方法。

1. 1”支管通過隔間牆處之設定

1”支管兩側隔間牆是以Gap link模擬，gap值為12.5mm，由於一邊受到鋼框架束制的影響，故兩側之模擬勁度值不同。根據陳亭宇[30]論文中的隔間牆板材試驗，得隔間牆勁度值為0.3549kN/mm;受鋼框架束制側則是使用SAP2000以位移控制法，設一簡支梁，強迫中間1m之位移，得到框架之反力即為其勁度值，為1.518kN/mm。

1. 螺紋吊桿與樓板間之設定

螺紋吊桿在受力後可能有兩種破壞模式，一為膨脹錨栓被拔出樓板，一為吊桿降伏，為了模擬吊桿在降伏後即無承載能力，本研究嘗試兩種元件設定，第一種為在吊桿的頂點設置Kinematic塑鉸，第二種為在吊桿頂部設置Multilinear Plastic Link。先以單自由模型測試，Kinematic塑鉸的遲滯迴圈不符合預期，且SAP2000會有不收斂的情況，故不採用，而Multilinear Plastic Link的Back Bone Curve以兩線段及三線段進行測試，測試結果發現三線段的模型遲滯迴圈較符合降伏後的行為，故採用之，其第一降伏點之彎矩值為初始斷面降伏彎矩，第二降伏點之彎矩值為全斷面降伏彎矩值，其遲滯迴圈如圖3. 102。

1. 撒水頭與天花板之間

撒水頭在受震後會因位移過大撞擊天花板，造成粉塵掉落，破壞模式如圖3. 103，為振動台試驗中發生之擴孔現象，而天花板有幾乎完全塑性的特性，故嘗試在病房模型中，撒水頭兩水平方向採用Plastic Link (Wen) 與Gap Link串聯的模式模擬其行為，圖3. 104為其遲滯迴圈，然而模擬的結果與實驗比對，位移與加速度的歷時皆比撒水頭無束制時相差更多，故最終採用撒水頭無束制模擬之。

## 性能點之介紹

進行管線易損性前須定義消防管線的損壞狀態，也就是消防管線的性能點，數值模型進行動力歷時分析後即去檢核各性能點是否達到破壞標準。以本研究之案例醫院消防管線為例，其有三個性能點，包含天花板因撒水頭撞擊造成之破壞、螺紋接頭破壞以及吊桿產生塑铰或膨脹錨栓破壞造成病房管線崩塌，以下將介紹各性能點之破壞準則。特別注意，此三個性能點即使沒有達到破壞，然結構已發生不可修復，仍判定為已達破壞狀態。

### 天花板與撒水頭之間

一般醫院與大樓常用的天花板材料為礦纖天花板，其材質為岩棉或纖維，礦纖天花板材質較軟，當遭受地震時容易因撒水頭的碰撞造成粉塵掉落或擴孔的現象，根據葉昶辰[29]的論文，數值模型的天花板破壞定義是撒水頭位移等於或大於試驗得到之平均值加上撒水頭與天花板的間隙值，亦即1.66公分，為天花板性能點，即判定有發生粉塵掉落之現象。

### 撒水螺紋接頭

案例醫院頂樓之某病房在甲仙地震時有發生漏水的現象，其原因為撒水螺紋接頭彎矩容量不足，然而在振動台試驗[9]中，並無在螺紋接頭處裝設應變計，無法從實驗之量測得到判定破壞的依據。

為此，胡佩文[14]建立一吋支管簡化模型，用以評估螺紋接頭之彎矩容量值。其以病房單元之一吋支管進行元件模擬，在此忽略吊桿與管線間的相互運動以簡化模擬，輸入振動台試驗之位移，結果顯示位移、加速度及管線彎矩最大值皆能大略符合預測值。驗證數值模型為可靠後，將甲仙地震地表加速度80gal強度下之螺紋接頭預測彎矩歷時繪出，與實驗之SG4應變計讀值轉換之彎矩歷時、加速度比較，其兩者在達第二峰值前讀值相近，且發生時間一致，故以數值分析之預測彎矩最大值2.01kN-m作為損壞狀態依據，圖3. 105為螺紋接頭之模擬。

### 吊桿與膨脹錨栓

吊桿損壞造成整組病房管線系統崩落為消防管線系統最嚴重之損壞情形。此損壞狀態除了影響使用性之外，更危及人命安全與財產損失，故工程師應盡所能避免此情況發生。

吊桿發生損壞的原因有兩種，第一種為吊桿靠近樓板連接處在強震下因受極大彎矩而材料進入塑性階段，直到全斷面降伏則吊桿失去承重能力，此種情況分為三種受力準則，包含:吊桿受力超過吊桿極限拉力、吊桿受力超過吊桿極限剪力及吊桿受力超過全斷面降伏彎矩並同時軸拉力超過吊桿降伏拉力，只要任一發生即判定吊桿失去承重能力；第二種為連接吊桿與樓板之膨脹錨栓受強震後因受力超過極限強度而破壞，此種情況又分為三種受力準則，包含:膨脹錨栓受力超過其極限拉力、膨脹錨栓受力超過其極限剪力及膨脹錨栓拉剪互制檢核大於1，只要任一發生即判定膨脹錨栓破壞，吊桿崩落。以下為吊桿之破壞準則：

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  |  | (式 3. 7) |
|  |  | (式 3. 8) |

其中，

根據結構工程期刊膨脹錨栓之耐震性能測試之建議值，

## 管線易損性分析結果

以修改後的既有模型作為本研究之數值模型，依前幾小節所得到之加速度歷時，包含原始遠域與近域歷時得到之樓板加速度歷時、以及以規範AC156擬合之樓板加速度，以動力歷時分析後檢核3.4小節各性能點之容許值，結果會得各強度分組中有幾筆地震會有破壞，統計完畢後再以最大似然率法擬合，以繪製各性能點之易損性曲線，並進行比較與探討。

比較可分為遠域原始歷時與近域原始歷時的結果探討，以及遠域原始歷時與AC156擬合之樓板歷時的結果探討，其中又分為四種不同EDP為橫軸之易損性曲線，包含結構週期對應地表之譜加速度中位數、PGA、PFA及管線週期對應樓板之譜加速度中位數值。

### 遠域與近域原始歷時結果探討比較

本小節探討遠域與近域地震之對管線影響之差異，並以不同EDP為橫軸比較之。

1. EDP為結構週期對應地表之譜加速度中位數

比較三個性能點的遠域與近域之易損性曲線，易損性曲線之橫軸為。圖3. 106為天花板與撒水頭之間之易損性曲線，其近遠域地震皆在0.05g地震下破壞機率就高達0.9以上，為下章補強的重點；圖3. 107為螺紋接頭之易損性曲線，近遠域結果亦相近；而吊桿在破壞準則判定下，即使是強震1.2g亦無病房管線系統崩塌之情形，然而強度在1g以上即達到結構不可修復之標準，也就是層間變位角大於1%，而結構不可修復即算病房為崩塌，即可繪出吊桿之易損性曲線，如圖3. 108，結果顯示，近域對吊桿比遠域有更大的破壞機率，如表3. 27顯示近域地震易損性曲線之中位數較遠域地震小。表3. 18為原始遠域地震樓板歷時三性能點易損性分析之破壞機率，表3. 19為原始近域地震樓板歷時三性能點易損性分析之破壞機率。

1. EDP為地表最大加速度PGA

利用此工程需求指標，可表達消防管線於某一地震之最大地表加速度時之破壞機率。三性能點於各地震強度下PGA與破壞機率對照，遠域之結果如表3. 20，近域之結果如表3. 21，三性能點之易損性曲線如圖3. 109至圖3. 111，由圖可知，兩者之天花板與螺紋接頭易損性曲線相差甚小，而吊桿破壞機率亦受結構不可修復所控制，故近域的破壞機率較高，整體之易損性曲線結果與EDP為結構週期對應地表之譜加速度中位數之結果相似。

1. EDP為樓板最大加速度PFA

利用此工程需求指標，可表達消防管線於某一強度最大樓板加速度之破壞機率，其不考慮管線所在之樓層，僅針對管線感受之最大樓板加速度所造成之反應。三性能點於各地震強度下PFA與破壞機率對照，遠域之結果如表3. 22，近域之結果如表3. 23，三性能點之易損性曲線如圖3. 112至圖3. 114，由圖可知，兩者之天花板易損性曲線差異不大，吊桿之易損性曲線為結構不可修復所控制故進斷層知破壞機率較大，然而螺紋接頭遠域地震破壞機率較近域地震高，可能原因由圖3. 52至圖3. 55可發現，在同PFA下，遠域地震之樓板譜加速大於近域地震，推測此可能為遠域地震破壞機率較高之原因。

1. EDP為管線週期對應樓板之譜加速度中位數值

利用此工程需求指標，可表達案例醫院之消防管線頻率對應之樓板加速度反應譜之破壞機率。三性能點於各地震強度下與破壞機率對照，遠域之結果如表3. 24，近域之結果如表3. 25，三性能點之易損性曲線如圖3. 115至圖3. 117，天花板之近遠域結果亦相近；螺紋接頭近域地震破壞機率較低，其可能原因如前面之說明，遠域地震之樓板譜加速大於近域地震之原因；而吊桿之易損性曲線結果兩者曲線拉近，顯示以為EDP可能可以消除地震本身之內涵。

### 遠域原始歷時與AC156樓板歷時結果探討比較

大部分工程師並無足夠時間與經費去分析完整的建築結構之動態反應，故AC156為一規範，提供工程師建議之樓板反應歷時，如此一來可減少分析時間，而此小節目的為，比較使用數值模擬之樓板反應與AC156建議之樓板反應之結果差異，並以不同EDP為橫軸比較之。

1. EDP為結構週期對應地表之譜加速度中位數

圖3. 118為天花板與撒水頭之間之易損性曲線，其原始地震歷時與AC156分析結果幾乎完全重合，原因為在小震下，兩者皆以達90%之破壞機率，故兩者分析結果皆為保守；圖3. 119為螺紋接頭之易損性曲線，由圖可知，AC156之曲線較原始地震偏右，表示在相同強度下，原始地震有更大的破壞機率，故原始地震較AC156保守；然而吊桿的易損性曲線結果與螺紋接頭相反，圖3. 120為吊桿之易損性曲線，其原始歷時較AC156之曲線偏右，表示AC156較原始地震更為保守，其可能原因為，兩者吊桿皆沒有超過其吊桿之性能點準則，故須以結構不可修復之條件判定病房吊桿崩塌，而AC156的判定準則為當強度大於1.08g時，則結構為不可修復，然而實際結構在1.08g時並不是所有在這個強度下的地震皆會使結構達到不可修復之層間變位角，故此為AC156較為保守之原因。表3. 27為各地震組別三性能點之易損性曲線中位數與標準差，表3. 26為三性能點於不同地震強度下之破壞機率。

1. EDP為地表最大加速度PGA

利用此工程需求指標，可表達消防管線於某一地震之最大地表加速度時之破壞機率，而AC156之PGA是由PFA除以樓高放大係數=3所推得。AC156三性能點於各地震強度下PGA與破壞機率對照如表3. 28，三性能點之易損性曲線如圖3. 121至圖3. 123，由圖可知，天花板與羅傑皆頭之易損性曲線差異較小，吊桿之易損性曲線，原始歷時較AC156之曲線偏右，表示AC156較原始地震更為保守，原因同(1)所述。

1. EDP為樓板最大加速度PFA

利用此工程需求指標，可表達消防管線於某一強度最大樓板加速度之破壞機率，其不考慮管線所在之樓層，僅針對管線感受之最大樓板加速度所造成之反應。AC156三性能點於各地震強度下PFA與破壞機率對照如表3. 29，三性能點之易損性曲線如圖3. 124至圖3. 126，天花板之易損性曲線AC156破壞機率較高，螺紋接頭AC156之破壞機率較小，而吊桿同樣受到結構不可修復所控制，AC156較原始地震破壞機率高，此表示樓板反應對於三性能點的影響可能有所不同。

1. EDP為管線週期對應樓板之譜加速度中位數值

利用此工程需求指標，可表達案例醫院之消防管線頻率對應之樓板加速度反應譜之破壞機率。AC156三性能點於各地震強度下與破壞機率對照如表3. 30，三性能點之易損性曲線如圖3. 127至圖3. 129，由圖可知，兩者之天花板易損性破壞機率幾乎相同，然而兩者螺紋接頭與吊桿之易損性曲線差異較其他EDP更大，其可能原因為選用之基礎模態管線週期之質量參與比例為0.31，所占比例甚小，可能不足以代表管線受震行為，因管線受震行為亦含有高頻模態的影響。

## 小結

根據以上分析結果，可以做出以下探討與小結:

1. 原始地震歷時處理方法

本研究之原始地震歷時處理是根據FEMA P695，將各筆地震之PGV放大縮小到其兩分向之幾合平均值PGV中位數，其目的是為了消除各筆地震歷時震源、斷層以及震源土讓特性之不確定因素，但仍可保有各筆地震間之地震內涵變異性。然而以近斷層地震之譜加速度與譜位移及造成之層間變位角可觀察到，其變異性仍甚大，在相同強度分組下有幾比地震反應極大；此外，不同強度分組中，可能出現小強度分組下有幾比地震之PGA較大強度分組中之幾比地震之PGA大。

1. 消防管線數值模型準確性與效益

本研究之管線數值模型相較於葉昶辰[29]之數值模型，增設許多非線性元件，包含隔間牆的模擬以及吊桿頂部的模擬，目的是為了模擬出與實際元件受震後之行為更為相符，然而其代價為必須耗費更多時間模擬分析，因元件在進入非線性之後的電腦運算更為繁複，然而為了使第五章之方法C更為準確，因此數值模型的準確性十分重要。

1. 易損性分析結果

由三種性能點之易損性曲線可發現，近域較遠域造成之管線破壞機率更高。而原始地震歷時與AC156的比較結果各性能點有所不同，天花板與撒水頭之間之易損性曲線幾乎相同，皆為保守，是下章補強的重點；螺紋接頭之易損性曲線中，為原始地震較AC156為保守；吊桿之易損性曲線則是AC156較原始地震為保守。

表3. 1 易損性分析使用之遠域原始地震資訊

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 編號 | 年 | 月 | 日 | 震源/測站 | 震源深度 | 規模 |
| **1** | 1999 | 9 | 21 | 日月潭西方10km | 8 | 7.3 |
| **2** | 2010 | 3 | 4 | 高雄甲仙地震站東南方17.1km | 22.6 | 6.4 |
| **3** | 2013 | 6 | 2 | 南投縣政府東方29.3km | 14.5 | 6.5 |
| **4** | 1971 |  |  | LA-Hollywood Stor | 39.5 | 6.6 |

表3. 2 各筆遠域地震歷時三向最大地表加速度(PGA)

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 地震歷時 | EW-direction PGA  () | NS-direction PGA  () | V-direction PGA  () |
| 0304CHY004 | 126.81 | 115.41 | 22.22 |
| 0304CHY039 | 215.66 | 217.80 | 29.77 |
| 0304CHY103 | 92.77 | 157.73 | 29.88 |
| 0304CHY126 | 107.77 | 167.76 | 38.68 |
| 0602CHY003 | 92.03 | 120.47 | 32.95 |
| 0602CHY083 | 180.96 | 204.27 | 63.25 |
| 0602CHY103 | 133.93 | 205.73 | 40.85 |
| 0602CHY126 | 102.97 | 150.22 | 47.67 |
| LA - Hollywood Stor FF | 220.53 | 191.20 | 161.18 |
| 0921CHY025 | 158.57 | 152.05 | 169.69 |
| 0921CHY039 | 113.71 | 96.84 | 38.34 |
| 0921CHY104 | 142.9 | 177.11 | 129.68 |

表3. 3 易損性分析使用之近域原始地震資訊

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| 編號 | 年 | 測站 | 震源深度 | 規模 |
| **1** | 1979 | El Centro Array #6 | 27.5 | 6.5 |
| **2** | 1979 | El Centro Array #7 | 27.6 | 6.5 |
| **3** | 1987 | Parachute Test Site | 16.0 | 6.5 |
| **4** | 1992 | Erzincan | 9.0 | 6.7 |
| **5** | 1994 | Rinaldi Receiving Sta | 10.9 | 6.7 |
| **6** | 1994 | Sylmar - Olive View | 16.8 | 6.7 |
| **7** | 1999 | Duzce | 1.6 | 7.1 |
| **8** | 1999 | TCU065 | 26.7 | 7.6 |
| **9** | 1999 | TCU102 | 45.6 | 7.6 |
| **10** | 1999 | TCU133 | 35.58 | 7.6 |
| **11** | 1999 | TCU137 | 38.40 | 7.6 |
| **12** | 1999 | TCU068 | 47.38 | 7.6 |
| **13** | 1999 | TCU052 | 39.03 | 7.6 |

表3. 4 各筆近域地震三向最大地表加速度(PGA)

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 地震歷時 | EW-direction PGA  () | NS-direction PGA  () | V-direction PGA  () |
| Elcentro Array #6 | 438.34 | 440.06 | 1857.08 |
| Elcentro Array #7 | 333.99 | 459.71 | 566.33 |
| Parachute Test Site | 423.18 | 376.58 | 423.18 |
| Erzican | 486.26 | 378.98 | 229.85 |
| Rinaldi Receiving Sta | 856.58 | 462.90 | 939.01 |
| Sylmar - Olive View | 592.78 | 826.49 | 524.98 |
| Duzce | 396.21 | 504.66 | 339.21 |
| TCU065 | 773.67 | 563.31 | 257.74 |
| TCU102 | 298.39 | 169.02 | 173.33 |
| TCU133 | 282.15 | 260.00 | 240.26 |
| TCU137 | 521.61 | 403.58 | 324.38 |
| TCU068 | 501.56 | 361.92 | 519.40 |
| TCU052 | 348.65 | 438.69 | 193.95 |

表3. 5 各筆遠域地震歷時三向最大速度(PGV)與放大縮小係數

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| 地震歷時 | EW-direction  PGV  (cm/sec) | NS-direction  PGV  (cm/sec) | 幾何平均值 | Scale Factor |
| 0304CHY004 | 16.29 | 11.32 | 13.74 | 1.43 |
| 0304CHY039 | 20.11 | 26.42 | 23.44 | 0.84 |
| 0304CHY103 | 10.81 | 15.09 | 12.67 | 1.55 |
| 0304CHY126 | 11.09 | 14.87 | 12.72 | 1.54 |
| 0602CHY003 | 17.84 | 21.41 | 19.58 | 1.00 |
| 0602CHY083 | 38.41 | 21.56 | 29.8 | 0.66 |
| 0602CHY103 | 22.2 | 12.7 | 17.1 | 1.15 |
| 0602CHY126 | 25.56 | 14.28 | 19.6 | 0.99 |
| LA - Hollywood Stor FF | 21.707 | 16.93 | 19.17 | 1.02 |
| 0921CHY025 | 62.61 | 36.08 | 45.83 | 0.43 |
| 0921CHY039 | 24.94 | 24.58 | 24.03 | 0.82 |
| 0921CHY104 | 73.69 | 82.72 | 71.98 | 0.27 |

表3. 6 各筆近域地震歷時三向最大速度(PGV)與放大縮小係數

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| 地震歷時 | EW-direction  PGV  (cm/sec) | NS-direction  PGV  (cm/sec) | 幾何平均值 | Scale Factor |
| Elcentro Array #6 | 66.99 | 113.50 | 131.79 | 1.05 |
| Elcentro Array #7 | 51.65 | 113.08 | 76.43 | 1.20 |
| Parachute Test Site | 134.22 | 53.03 | 84.37 | 1.08 |
| Erzican | 78.12 | 107.09 | 91.46 | 1.00 |
| Rinaldi Receiving Sta | 147.92 | 74.7325 | 105.14 | 0.87 |
| Sylmar - Olive View | 77.51 | 129.31 | 100.11 | 0.91 |
| Duzce | 71.12 | 84.19 | 77.38 | 1.18 |
| TCU065 | 132.55 | 90.23 | 109.37 | 0.84 |
| TCU102 | 87.71 | 72.25 | 79.61 | 1.15 |
| TCU133 | 90.98 | 99.71 | 95.24 | 0.96 |
| TCU137 | 102.05 | 92.03 | 96.91 | 0.94 |
| TCU068 | 280.11 | 305.71 | 414.63 | - |
| TCU052 | 183.81 | 220.62 | 287.16 | - |

表3. 7 各筆遠域地震0.5秒週期下之水平與幾何平均譜加速度

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 地震歷時 | EW Sa,T=0.5 (gal) | NS Sa,T=0.5 (gal) | 幾何平均Sa,T=0.5 (gal) |
| 0304CHY004 | 427.94 | 401.30 | 414.41 |
| 0304CHY039 | 396.85 | 322.87 | 357.95 |
| 0304CHY103 | 468.19 | 716.51 | 579.20 |
| 0304CHY126 | 381.31 | 690.17 | 513.00 |
| 0602CHY003 | 172.19 | 289.05 | 223.10 |
| 0602CHY083 | 231.56 | 227.17 | 229.35 |
| 0602CHY103 | 150.64 | 374.64 | 237.56 |
| 0602CHY126 | 212.34 | 261.52 | 235.65 |
| LA - Hollywood Stor FF | 308.35 | 301.40 | 304.86 |
| 0921CHY025 | 201.97 | 134.16 | 164.61 |
| 0921CHY039 | 219.14 | 219.35 | 219.25 |
| 0921CHY104 | 147.78 | 91.72 | 116.42 |

表3. 8 各筆近域地震0.5秒週期下之水平與幾何平均譜加速度

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 地震歷時 | EW Sa,T=0.5 (gal) | NS Sa,T=0.5 (gal) | 幾何平均Sa,T=0.5 (gal) |
| Elcentro Array #6 | 540.99 | 694.43 | 612.93 |
| Elcentro Array #7 | 630.12 | 979.97 | 785.82 |
| Parachute Test Site | 873.34 | 937.26 | 904.73 |
| Erzican | 910.16 | 626.66 | 755.22 |
| Rinaldi Receiving Sta | 1502.31 | 900.93 | 1163.39 |
| Sylmar - Olive View | 1208.29 | 1803.63 | 1476.25 |
| Duzce | 1244.60 | 929.36 | 1075.49 |
| TCU065 | 609.40 | 830.83 | 711.56 |
| TCU102 | 711.36 | 429.28 | 552.60 |
| TCU133 | 960.20 | 661.79 | 797.15 |
| TCU137 | 545.19 | 835.59 | 674.95 |
| TCU068 | 556.70 | 677.92 | 614.33 |
| TCU052 | 1453.55 | 557.24 | 899.98 |

表3. 9 案例醫院易損性相關參數值

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  | 案例醫院倒塌易損性參數 | 案例醫院不可修復易損性參數 |
| 平均值 (g) | 2.32 | 1.52 |
| 標準差 | 0.5 | 0.39 |

表3. 10 FEMA P58[1]對於未補強消防管線之易損性建議參數

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 吊桿損壞 | | | |
| PGA (HCLPF) | PGA (Median) | Sds (Median) | Dispersion |
| 0.25g | 0.625g | 1.56g | 0.4 |
| 螺紋接頭漏水 | | | |
| PGA (HCLPF) | PGA (Median) | Sds (Median) | Dispersion |
| 0.2g | 0.5g | 1.25g | 0.4 |
| 天花板擴孔 | | | |
| PGA (HCLPF) | PGA (Median) | Sds (Median) | Dispersion |
| 0.024g | 0.059g | 0.15g | 0.5 |

表3. 11 天花板性能點之地震強度分組

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 譜加速度對應之結構週期  (中位數) | 最大地表加速度PGA(水平雙向幾何平均值) (gal) | |
| 原始遠域地震歷時 | 原始近域地震歷時 |
| 0.05 | 31.0055 | 27.06 |
| 0.129 | 79.99418 | 69.80 |
| 0.157 | 97.35726 | 84.95 |
| 0.186 | 115.3404 | 100.65 |
| 0.214 | 132.7035 | 115.80 |
| 0.243 | 150.6867 | 131.49 |
| 0.271 | 168.0498 | 146.64 |
| 0.4 | 248.044 | 216.45 |

表3. 12 螺紋接頭與吊桿之地震強度分組

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 譜加速度對應之結構週期  (中位數) | 最大地表加速度PGA(水平雙向幾何平均值) (gal) | |
| 原始遠域地震歷時 | 原始近域地震歷時 |
| 0.4 | 248.044 | 216.45 |
| 0.567 | 351.6023 | 306.81 |
| 0.633 | 392.5296 | 342.53 |
| 0.75 | 465.0824 | 405.83 |
| 0.8 | 496.0879 | 432.89 |
| 0.85 | 527.0934 | 459.95 |
| 1 | 620.1099 | 541.11 |
| 1.2 | 744.1319 | 649.34 |

表3. 13 各規範對於結構不可修復準則比較

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Different Building Code | SEAOC | FEMA 356 | FEMA 450 | ASCE 41-06 | ASCE 7-10 |
| 出版年份 | 1997 | 2000 | 2003 | 2006 | 2010 |
| 結構性能等級 | 頻臨倒塌 | 生命安全 | - | 生命安全 | - |
| 結構形式 | 無特別限制 | 含剪力牆之RC建築 | 無特別限制 | 含剪力牆之RC建築 | 無特別限制 |
| 層間變位角 | 小於2.5% | 小於1% | 穩定性檢核(設計階段) | 小於1% | 穩定性檢核(設計階段) |

表3. 14 ( 組別各筆近域地震三向圖對應之層間變位角

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  | | (g) | (m/s) | (cm) | Max Drift Ratio |
| 1 | El Centro Array #6 | 0.035 | 0.022 | 0.08 | 0.011 |
| 2 | El Centro Array #7 | 0.03 | 0.02 | 0.12 | 0.01 |
| 3 | Parachute Test Site | 0.06 | 0.04 | 0.28 | 0.018 |
| 4 | Erzincan | 0.045 | 0.03 | 0.2 | 0.013 |
| 5 | Rinaldi Receiving Station | 0.1 | 0.07 | 0.45 | 0.034 |
| 6 | Sylmar - Olive View | 0.075 | 0.04 | 0.28 | 0.025 |
| 7 | Duzce | 0.15 | 0.09 | 0.6 | 0.035 |
| 8 | TCU065 | 0.04 | 0.028 | 0.19 | 0.012 |
| 9 | TCU102 | 0.031 | 0.025 | 0.18 | 0.009 |
| 10 | TCU133 | 0.05 | 0.035 | 0.25 | 0.016 |
| 11 | TCU137 | 0.035 | 0.022 | 0.16 | 0.01 |
| 12 | TCU068 | 0.09 | 0.06 | 0.4 | 0.026 |
| 13 | TCU052 | 0.038 | 0.022 | 0.15 | 0.011 |

表3. 15 ( 組別各筆近域地震三向圖對應之層間變位角

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  | | (g) | (m/s) | (cm) | Max Drift Ratio |
| 1 | El Centro Array #6 | 0.5 | 0.4 | 3 | 0.22 |
| 2 | El Centro Array #7 | 0.6 | 0.5 | 2 | 0.25 |
| 3 | Parachute Test Site | 1 | 0.7 | 4 | 0.39 |
| 4 | Erzincan | 0.8 | 0.5 | 3 | 0.35 |
| 5 | Rinaldi Receiving Station | 2 | 1.2 | 8 | 1.9 |
| 6 | Sylmar - Olive View | 1.3 | 0.7 | 5 | 0.58 |
| 7 | Duzce | 2 | 1.2 | 10 | 0.48 |
| 8 | TCU065 | 0.7 | 0.45 | 3 | 0.32 |
| 9 | TCU102 | 0.6 | 0.4 | 2.5 | 0.39 |
| 10 | TCU133 | 0.9 | 0.6 | 4 | 0.27 |
| 11 | TCU137 | 0.6 | 0.4 | 2 | 0.23 |
| 12 | TCU068 | 2 | 1 | 6 | 1.1 |
| 13 | TCU052 | 0.6 | 0.4 | 3 | 0.32 |

表3. 16 近域地震能量累積之最大瞬時斜率與累積最大值

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
|  | 最大瞬時斜率 | | 累積最大值 | |
|  | 東西向 | 南北向 | 東西向 | 南北向 |
| El Centro Array #6 | 3.65 | 3.83 | 1.91 | 2.28 |
| El Centro Array #7 | 2.88 | 5.42 | 1.40 | 2.79 |
| Parachute Test Site | 3.78 | 2.89 | 4.95 | 2.25 |
| Erzincan | 4.23 | 2.59 | 2.01 | 1.71 |
| Rinaldi Receiving Station | 10.00 | 2.90 | 6.40 | 3.62 |
| Sylmar - Olive View | 4.77 | 10.26 | 2.45 | 4.71 |
| Duzce | 3.95 | 6.41 | 4.25 | 4.61 |
| TCU065 | 7.56 | 4.00 | 6.00 | 5.63 |
| TCU102 | 2.12 | 0.67 | 2.99 | 2.53 |
| TCU133 | 1.32 | 1.13 | 2.89 | 2.69 |
| TCU137 | 4.28 | 2.60 | 1.78 | 2.06 |
| TCU068 | 4.43 | 2.32 | 3.71 | 3.61 |
| TCU052 | 2.20 | 3.46 | 3.21 | 3.30 |

表3. 17 遠域地震能量累積之最大瞬時斜率與累積最大值

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
|  | 斜率 | | 累積最大值 | |
|  | 東西向 | 南北向 | 東西向 | 南北向 |
| 0304CHY004 | 6.51 | 5.38 | 3.14 | 3.06 |
| 0304CHY039 | 6.47 | 6.59 | 3.01 | 3.29 |
| 0304CHY103 | 4.10 | 11.80 | 3.87 | 5.44 |
| 0304CHY126 | 4.52 | 13.22 | 2.88 | 6.66 |
| 0602CHY003 | 1.69 | 2.90 | 3.02 | 5.13 |
| 0602CHY083 | 2.82 | 3.58 | 3.85 | 2.24 |
| 0602CHY103 | 4.62 | 11.06 | 4.60 | 4.82 |
| 0602CHY126 | 2.06 | 4.48 | 3.31 | 3.05 |
| LA - Hollywood Story | 8.19 | 6.60 | 8.74 | 6.00 |
| 0921CHY025 | 0.91 | 0.84 | 2.53 | 2.02 |
| 0921CHY039 | 1.71 | 1.24 | 3.72 | 3.00 |
| 0921CHY104 | 0.30 | 0.46 | 1.28 | 1.12 |

表3. 18 EDP為之原始遠域地震樓板歷時三性能點易損性分析之破壞機率

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| (g) | 天花板  破壞機率 | (g) | 螺紋接頭  破壞機率 | 吊桿  破壞機率 |
| RF | RF | RF |
| 0.05 | 0.92 | **0.4** | 0.58 | 0 |
| 0.129 | 1 | **0.567** | 0.75 | 0 |
| 0.157 | 1 | **0.633** | 0.92 | 0 |
| 0.186 | 1 | **0.75** | 0.92 | 0 |
| 0.214 | 1 | **0.8** | 0.92 | 0 |
| 0.243 | 1 | **0.85** | 0.92 | 0 |
| 0.271 | 1 | **1** | 1 | 0 |
| 0.4 | 1 | **1.2** | 1 | 1 |

表3. 19 EDP為之原始近域地震樓板歷時三性能點易損性分析之破壞機率

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| (g) | 天花板  破壞機率 | (g) | 螺紋接頭  破壞機率 | 吊桿  破壞機率 |
| RF | RF | RF |
| 0.05 | 0.54 | **0.4** | 0.92 | 0 |
| 0.129 | 0.83 | **0.567** | 1 | 0 |
| 0.157 | 0.85 | **0.633** | 1 | 0 |
| 0.186 | 0.92 | **0.75** | 1 | 0 |
| 0.214 | 1 | **0.8** | 1 | 0 |
| 0.243 | 1 | **0.85** | 1 | 0 |
| 0.271 | 1 | **1** | 1 | 0 |
| 0.4 | 1 | **1.2** | 1 | 1 |

表3. 20 EDP為PGA之原始遠域地震樓板歷時三性能點易損性分析之破壞機率

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| PGA (g) | 天花板  破壞機率 | PGA (g) | 螺紋接頭  破壞機率 | 吊桿  破壞機率 |
| RF | RF | RF |
| 0.032 | 0.92 | **0.253** | 0.58 | 0 |
| 0.082 | 1 | **0.358** | 0.75 | 0 |
| 0.099 | 1 | **0.400** | 0.92 | 0 |
| 0.118 | 1 | **0.474** | 0.92 | 0 |
| 0.135 | 1 | **0.506** | 0.92 | 0 |
| 0.154 | 1 | **0.537** | 0.92 | 0 |
| 0.171 | 1 | **0.632** | 1 | 0 |
| 0.253 | 1 | **0.759** | 1 | 1 |

表3. 21 EDP為PGA之原始近域地震樓板歷時三性能點易損性分析之破壞機率

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| PGA (g) | 天花板  破壞機率 | PGA (g) | 螺紋接頭  破壞機率 | 吊桿  破壞機率 |
| RF | RF | RF |
| 0.028 | 0.54 | **0.221** | 0.92 | 0 |
| 0.071 | 0.83 | **0.313** | 1 | 0 |
| 0.087 | 0.85 | **0.349** | 1 | 0 |
| 0.103 | 0.92 | **0.414** | 1 | 0 |
| 0.118 | 1 | **0.441** | 1 | 0 |
| 0.134 | 1 | **0.469** | 1 | 0 |
| 0.149 | 1 | **0.552** | 1 | 0 |
| 0.221 | 1 | **0.662** | 1 | 1 |

表3. 22 EDP為PFA之原始遠域地震樓板歷時三性能點易損性分析之破壞機率

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| PFA (g) | 天花板  破壞機率 | PFA (g) | 螺紋接頭  破壞機率 | 吊桿  破壞機率 |
| RF | RF | RF |
| 0.087 | 0.92 | **0.549** | 0.58 | 0 |
| 0.217 | 1 | **0.729** | 0.75 | 0 |
| 0.259 | 1 | **0.799** | 0.92 | 0 |
| 0.300 | 1 | **0.930** | 0.92 | 0 |
| 0.338 | 1 | **0.983** | 0.92 | 0 |
| 0.377 | 1 | **1.007** | 0.92 | 0 |
| 0.415 | 1 | **1.139** | 1 | 0 |
| 0.549 | 1 | **1.287** | 1 | 1 |

表3. 23 DP為PFA之原始近域地震樓板歷時三性能點易損性分析之破壞機率

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| PFA (g) | 天花板  破壞機率 | PFA (g) | 螺紋接頭  破壞機率 | 吊桿  破壞機率 |
| RF | RF | RF |
| 0.064 | 0.54 | **0.491** | 0.92 | 0 |
| 0.165 | 0.83 | **0.688** | 1 | 0 |
| 0.201 | 0.85 | **0.770** | 1 | 0 |
| 0.237 | 0.92 | **0.854** | 1 | 0 |
| 0.273 | 1 | **0.921** | 1 | 0 |
| 0.311 | 1 | **0.962** | 1 | 0 |
| 0.347 | 1 | **1.016** | 1 | 0 |
| 0.491 | 1 | **1.177** | 1 | 1 |

表3. 24 EDP為之原始遠域地震樓板歷時三性能點易損性分析之破壞機率

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| (g) | 天花板  破壞機率 | (g) | 螺紋接頭  破壞機率 | 吊桿  破壞機率 |
| RF | RF | RF |
| 0.076 | 0.92 | **0.678** | 0.58 | 0 |
| 0.196 | 1 | **0.949** | 0.75 | 0 |
| 0.241 | 1 | **1.086** | 0.92 | 0 |
| 0.289 | 1 | **1.344** | 0.92 | 0 |
| 0.338 | 1 | **1.449** | 0.92 | 0 |
| 0.390 | 1 | **1.559** | 0.92 | 0 |
| 0.442 | 1 | **1.907** | 1 | 0 |
| 0.678 | 1 | **2.279** | 1 | 1 |

表3. 25 EDP為之原始近域地震樓板歷時三性能點易損性分析之破壞機率

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| (g) | 天花板  破壞機率 | (g) | 螺紋接頭  破壞機率 | 吊桿  破壞機率 |
| RF | RF | RF |
| 0.087 | 0.54 | **0.736** | 0.92 | 0 |
| 0.226 | 0.83 | **1.091** | 1 | 0 |
| 0.277 | 0.85 | **1.236** | 1 | 0 |
| 0.328 | 0.92 | **1.473** | 1 | 0 |
| 0.379 | 1 | **1.579** | 1 | 0 |
| 0.432 | 1 | **1.684** | 1 | 0 |
| 0.484 | 1 | **1.995** | 1 | 0 |
| 0.736 | 1 | **2.479** | 1 | 1 |

表3. 26 EDP為之AC156樓板歷時三性能點易損性分析之破壞機率

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| (g) | 天花板  破壞機率 | (g) | 螺紋接頭  破壞機率 | 吊桿  破壞機率 |
| RF | RF | RF |
| 0.018 | 0 | **0.366** | 0 | 0 |
| 0.027 | 0 | **0.518** | 0 | 0 |
| 0.037 | 0.25 | **0.579** | 0 | 0 |
| 0.046 | 1 | **0.686** | 0.33 | 0 |
| 0.118 | 1 | **0.731** | 0.5 | 0 |
| 0.144 | 1 | **0.777** | 0.92 | 0 |
| 0.170 | 1 | **0.914** | 0.96 | 0 |
| 0.196 | 1 | **0.987** | 1 | 1 |
| 0.222 | 1 | - | - | - |
| 0.248 | 1 | - | - | - |
| 0.366 | 1 | - | - | - |

表3. 27 EDP為之各地震組別三性能點易損性曲線之中位數與標準差

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
|  |  | 遠域地震樓板歷時 | 近域地震樓板歷時 | AC156 |
| 天花板 |  | 0.039 | 0.038 | 0.039 |
|  | 0.436 | 0.44 | 0.44 |
| 螺紋接頭 |  | 0.37 | 0.42 | 0.789 |
|  | 0.64 | 0.54 | 0.42 |
| 撒水頭 |  | 1.52 | 1.35 | 1.02 |
|  | 0.53 | 0.53 | 0.4 |

表3. 28 EDP為PGA之AC156樓板歷時三性能點易損性分析之破壞機率

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| PGA (g) | 天花板  破壞機率 | PGA (g) | 螺紋接頭  破壞機率 | 吊桿  破壞機率 |
| RF | RF | RF |
| 0.007 | 0 | **0.146** | 0 | 0 |
| 0.011 | 0 | **0.207** | 0 | 0 |
| 0.015 | 0.25 | **0.231** | 0 | 0 |
| 0.018 | 1 | **0.274** | 0.33 | 0 |
| 0.047 | 1 | **0.293** | 0.5 | 0 |
| 0.057 | 1 | **0.311** | 0.92 | 0 |
| 0.068 | 1 | **0.366** | 0.96 | 0 |
| 0.078 | 1 | **0.395** | 1 | 1 |
| 0.089 | 1 | - | - | - |
| 0.099 | 1 | - | - | - |
| 0.146 | 1 | - | - | - |

表3. 29 EDP為PFA之AC156樓板歷時三性能點易損性分析之破壞機率

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| PFA (g) | 天花板  破壞機率 | PFA (g) | 螺紋接頭  破壞機率 | 吊桿  破壞機率 |
| RF | RF | RF |
| 0.022 | 0 | **0.439** | 0 | 0 |
| 0.033 | 0 | **0.622** | 0 | 0 |
| 0.044 | 0.25 | **0.694** | 0 | 0 |
| 0.055 | 1 | **0.823** | 0.33 | 0 |
| 0.142 | 1 | **0.878** | 0.5 | 0 |
| 0.172 | 1 | **0.933** | 0.92 | 0 |
| 0.204 | 1 | **1.097** | 0.96 | 0 |
| 0.235 | 1 | **1.185** | 1 | 1 |
| 0.267 | 1 | - | - | - |
| 0.297 | 1 | - | - | - |
| 0.439 | 1 | - | - | - |

表3. 30 EDP為之AC156樓板歷時三性能點易損性分析之破壞機率

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| (g) | 天花板  破壞機率 | (g) | 螺紋接頭  破壞機率 | 吊桿  破壞機率 |
| RF | RF | RF |
| 0.032 | 0 | **0.635** | 0 | 0 |
| 0.048 | 0 | **0.900** | 0 | 0 |
| 0.064 | 0.25 | **1.005** | 0 | 0 |
| 0.079 | 1 | **1.191** | 0.33 | 0 |
| 0.205 | 1 | **1.270** | 0.5 | 0 |
| 0.249 | 1 | **1.350** | 0.92 | 0 |
| 0.295 | 1 | **1.588** | 0.96 | 0 |
| 0.340 | 1 | **1.715** | 1 | 1 |
| 0.386 | 1 | - | - | - |
| 0.430 | 1 | - | - | - |
| 0.635 | 1 | - | - | - |

|  |  |
| --- | --- |
| 圖3. 1建議之地震歷時處理步驟 | |
| 圖3. 2 0304CHY004-三向原始地震加速度歷時    圖3. 3 0304CHY039-三向原始地震加速度歷時 | |
| 圖3. 4 0304CHY103-三向原始地震加速度歷時 | |
| 圖3. 5 0304CHY126-三向原始地震加速度歷時 | |
| 圖3. 6 0602CHY003-三向原始地震加速度歷時 | |
| 圖3. 7 0602CHY083-三向原始地震加速度歷時 | |
| 圖3. 8 0602CHY103-三向原始地震加速度歷時 | |
| 圖3. 9 0602CHY126-三向原始地震加速度歷時 | |
| 圖3. 10 LA - Hollywood Stor FF-三向原始地震加速度歷時 | |
| 圖3. 11 0921CHY025-三向原始地震加速度歷時 | |
|  | |
| 圖3. 12 0921CHY039-三向原始地震加速度歷時    圖3. 13 0921CHY104-三向原始地震加速度歷時 | |
|  | |
| 圖3. 14 El Centro Array #6-三向原始地震加速度歷時    圖3. 15 El Centro Array #7-三向原始地震加速度歷時    圖3. 16 Parachute Test Site-三向原始地震加速度歷時    圖3. 17 Erzincan-三向原始地震加速度歷時    圖3. 18 Rinaldi Receiving Station-三向原始地震加速度歷時    圖3. 19 Sylmar - Olive View-三向原始地震加速度歷時    圖3. 20 Duzce-三向原始地震加速度歷時    圖3. 21 TCU065-三向原始地震加速度歷時    圖3. 22 TCU102-三向原始地震加速度歷時    圖3. 23 TCU133-三向原始地震加速度歷時    圖3. 24 TCU137-三向原始地震加速度歷時    圖3. 25 TCU068-三向原始地震加速度歷時    圖3. 26 TCU052-三向原始地震加速度歷時 | |
| 圖3. 27 經過PGV正規化步驟後之各筆遠域地震加速度反應譜-東西向 | |
| 圖3. 28 經過PGV正規化步驟後之各筆遠域地震加速度反應譜-南北向 | |
| 圖3. 29 經過PGV正規化步驟後之各筆近域地震加速度反應譜-東西向 | |
| 圖3. 30 經過PGV正規化步驟後之各筆近域地震加速度反應譜-南北向 | |
| 圖3. 31 FEMA P695於附錄A-3中對於挑選地震歷時之界定 | |
| 圖3. 32 對數作標下之各遠域地震歷時加速度反應譜-東西向 | |
| 圖3. 33 對數作標下之各遠域地震歷時加速度反應譜-南北向 | |
| 圖3. 34 對數作標下之各近域地震歷時加速度反應譜-東西向 | |
| 圖3. 35 對數作標下之各近域地震歷時加速度反應譜-南北向 | |
| 圖3. 36天花板性能點之地震強度分組 | |
| 圖3. 37漏水與吊桿崩塌性能點之地震強度分組 | |
| Mode1_dx  圖3. 38 結構第一模態 (頻率2.4Hz，模態參與比例0.76) | Mode2_dy  圖3. 39 結構第二模態 (頻率2.73Hz，模態參與比例0.74) |
| Mode3_rz  圖3. 40 結構第三模態 (頻率3.18Hz，模態參與比例0.72) | Mode4_dx  圖3. 41 結構第四模態 (頻率8.02Hz，模態參與比例0.15) |
| Mode5_dy  圖3. 42 結構第五模態 (頻率9.23Hz，模態參與比例0.17) | Mode6_dz  圖3. 43 結構第六模態 (頻率10.13Hz，模態參與比例0.35) |
| 圖3. 44 結構不可修復及崩塌之遠域與近域易損性曲線 | |
| 圖3. 45 0.85g 近域地震東西向層間變位角 | 圖3. 46 0.85g 近域地震南北向層間變位角 |
| 圖3. 47 0.85g 遠域地震東西向層間變位角 | 圖3. 48 0.85g 遠域地震南北向層間變位角 |
| 圖3. 49 下原始近域地震造成之層間變位角 | |
| 圖3. 50 下原始近域地震造成之層間變位角 | |
|  |  |
| 圖3. 51 Rinaldi Receiving Station地震之累積能量與層間變位角之比較 | |
| 圖3. 52 0.85g遠域地震之東西向樓板譜加速度 | |
| 圖3. 53 遠域地震之南北向樓板譜加速度 | |
| 圖3. 54 0.85g近域地震之東西向樓板譜加速度 | |
| 圖3. 55近域地震之南北向樓板譜加速度 | |
| RRS_fromCode  圖3. 56 正規化需求反應譜示意圖 | |
| AC1560304CHY004_E_1_6SDS_all  圖3. 57 0304CHY004-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-東西向 | |
| AC1560304CHY004_N_1_6SDS_all  圖3. 58 0304CHY004-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-南北向 | |
| 圖3. 59 0304CHY004-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-垂直向 | |
| AC1560304CHY039_E_1_6SDS_all  圖3. 60 0304CHY039-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-東西向 | |
| AC1560304CHY039_N_1_6SDS_all  圖3. 61 0304CHY039-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-南北向 | |
| 圖3. 62 0304CHY039-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-垂直向 | |
| AC1560304CHY103_E_1_6SDS_all  圖3. 63 0304CHY103-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-東西向 | |
| AC1560304CHY103_N_1_6SDS_all  圖3. 64 0304CHY103-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-南北向 | |
| 圖3. 65 0304CHY103-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-垂直向 | |
| AC1560304CHY126_E_1_6SDS_all  圖3. 66 0304CHY126-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-東西向 | |
| AC1560304CHY126_N_1_6SDS_all  圖3. 67 0304CHY126-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-南北向 | |
| 圖3. 68 0304CHY126-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-垂直向 | |
| AC1560602CHY003_E_1_6SDS_all  圖3. 69 0602CHY003-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-東西向 | |
| AC1560602CHY003_N_1_6SDS_all  圖3. 70 0602CHY003-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-南北向 | |
| 圖3. 71 0602CHY003-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-垂直向 | |
| AC1560602CHY083_E_1_6SDS_all  圖3. 72 0602CHY083-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-東西向 | |
| AC1560602CHY083_N_1_6SDS_all  圖3. 73 0602CHY083-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-南北向 | |
| 圖3. 74 0602CHY083-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-垂直向 | |
| AC1560602CHY103_E_1_6SDS_all  圖3. 75 0602CHY103-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-東西向 | |
| AC1560602CHY103_N_1_6SDS_all  圖3. 76 0602CHY103-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-南北向 | |
| 圖3. 77 0602CHY103-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-垂直向 | |
| AC1560602CHY126_E_1_6SDS_all  圖3. 78 0602CHY126-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-東西向 | |
| AC1560602CHY126_N_1_6SDS_all  圖3. 79 0602CHY126-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-南北向 | |
| 圖3. 80 0602CHY126-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-垂直向 | |
| AC1560921CHY024_E_1_6SDS_all  圖3. 81 0921CHY024-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-東西向 | |
| AC1560921CHY024_N_1_6SDS_all  圖3. 82 0921CHY024-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-南北向 | |
| 圖3. 83 0921CHY024-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-垂直向 | |
| AC1560921CHY025_E_1_6SDS_all  圖3. 84 0921CHY025-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-東西向 | |
| AC1560921CHY025_N_1_6SDS_all  圖3. 85 0921CHY025-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-南北向 | |
| 圖3. 86 0921CHY025-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-垂直向 | |
| AC1560921CHY039_E_1_6SDS_all  圖3. 87 0921CHY039-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-東西向 | |
| AC1560921CHY039_N_1_6SDS_all  圖3. 88 0921CHY039-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-南北向 | |
| 圖3. 89 0921CHY039-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-垂直向 | |
| AC1560921CHY104_E_1_6SDS_all  圖3. 90 0921CHY104-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-東西向 | |
| AC1560921CHY104_N_1_6SDS_all  圖3. 91 0921CHY104-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-南北向 | |
| 圖3. 92 0921CHY104-AC156於PFA=2.5g強度之地震歷時-垂直向 | |
| 圖3. 93 原始地震與AC156強度下之樓版歷時-東西向 | |
| 圖3. 94原始地震與AC156強度下之樓版歷時-南北向 | |
| 圖3. 95原始地震與AC156強度下之樓版歷時-東西向 | |
| 圖3. 96原始地震與AC156強度下之樓版歷時-南北向 | |
| C:\Users\YINJIE\Desktop\論文\第二章\圖\2.1.4實驗配置 (量測計的規劃 邊界 鋼框架 )\13.6樓平面圖.PNG  圖3. 97 案例醫院六樓消防管線系統配置圖 | |
| C:\Users\YINJIE\Desktop\論文\第二章\圖\2.1.2實驗試體 (管線  雲林分院配置)\5.走廊處.PNG  圖3. 98 走廊處主要輸水管配置圖 | |
| 描述: D:\118_FUJI\DSCF8455.JPG  圖3. 99 主要輸水管於走廊末端處之邊界條件 | |
| 描述: room-Model_all  圖3. 100 病房內部管線配置圖(由NCREE，林震宇提供) | |
| 圖3. 101 T形主管反應簡化圖 | |
| 圖3. 102 三種Mutilinear 遲滯迴圈 | |
| C:\Users\YINJIE\Desktop\論文\第三章\3.4耐震性能的表現比較\3.4.3天花板\2.天花板長向擴孔情形.JPG  圖3. 103 振動台實驗中觀察到之天花板擴孔現象 | |
| 圖3. 104 Plastic Link(Wen)與Gap Link串聯之遲滯迴圈 | |
| **PW4**  **PW3**  **PW2**  **PW11**  **Threaded joint**  圖3. 105 螺紋接頭示意圖 | |
| 圖3. 106 EDP為遠域與近域之天花板易損性曲線比較 | |
| 圖3. 107 EDP為遠域與近域之螺紋接頭易損性曲線比較 | |
| 圖3. 108 EDP為遠域與近域之吊桿易損性曲線比較 | |
| 圖3. 109 EDP為PGA遠域與近域之天花板易損性曲線比較 | |
| 圖3. 110 EDP為PGA遠域與近域之螺紋接頭易損性曲線比較 | |
| 圖3. 111 EDP為PGA遠域與近域之吊桿易損性曲線比較 | |
| 圖3. 112 EDP為PFA遠域與近域之天花板易損性曲線比較 | |
| 圖3. 113 EDP為PFA遠域與近域之螺紋接頭易損性曲線比較 | |
| 圖3. 114 EDP為PFA遠域與近域之吊桿易損性曲線比較 | |
| 圖3. 115 EDP為遠域與近域之天花板易損性曲線比較 | |
| 圖3. 116 EDP為遠域與近域之螺紋接頭易損性曲線比較 | |
| 圖3. 117 EDP為遠域與近域之螺紋接頭易損性曲線比較 | |
| 圖3. 118 EDP為原始遠域地震與AC156樓版歷時之天花板易損性曲線比較 | |
| 圖3. 119 EDP為原始遠域地震與AC156樓版歷時之螺紋接頭易損性曲線比較 | |
| 圖3. 120 EDP為原始遠域地震與AC156樓版歷時之吊桿易損性曲線比較 | |
| 圖3. 121 EDP為PGA原始遠域地震與AC156樓版歷時之天花板易損性曲線比較 | |
| 圖3. 122 EDP為PGA原始遠域地震與AC156樓版歷時之螺紋接頭易損性曲線比較 | |
| 圖3. 123 EDP為PGA原始遠域地震與AC156樓版歷時之吊桿易損性曲線比較 | |
| 圖3. 124 EDP為PFA原始遠域地震與AC156樓版歷時之天花板易損性曲線比較 | |
| 圖3. 125 EDP為PFA原始遠域地震與AC156樓版歷時之螺紋接頭易損性曲線比較 | |
| 圖3. 126 EDP為PFA原始遠域地震與AC156樓版歷時之天花板易損性曲線比較 | |
| 圖3. 127 EDP為原始遠域地震與AC156樓版歷時之天花板易損性曲線比較 | |
| 圖3. 128 EDP為原始遠域地震與AC156樓版歷時之螺紋接頭易損性曲線比較 | |
| 圖3. 129 EDP為原始遠域地震與AC156樓版歷時之吊桿易損性曲線比較 | |
|  | |
|  | |

# 第四章 消防管線系統之補強設計易損性分析

根據前一章節的分析結果發現，天花板與撒水頭之間之破壞機率在小震下就已高達90%以上，螺紋接頭之破壞機率也達60%以上，由此可見本研究之管線系統耐震能力不足，需進行補強。以下將介紹研本研究之補強設計及易損性分析結果。

## NFPA13補強設計介紹

本研究參考NFPA13[5]建議之補強設計，以下為此NFPA13對耐震斜撐與鋼線安裝及設計之建議:

### 耐震斜撐安裝與設計

1. 耐震斜撐之安裝

根據NFPA13之建議，耐震斜撐應拉緊，對單一耐震斜撐而言，細長比(不得超過300，l為耐震斜撐長度，r為最小迴轉半徑。當具螺紋之管線用作耐震斜撐裝置之一部分時，不得小於Schedule30，耐震斜撐上所有的組成部分及接(fitting)須在同一直線上，以避免在接頭及固定繫件上發生偏心荷重。縱向耐震斜撐可透過銲接於管線上之吊耳連接，銲接程序需依NFPA 51B 之規定。對於僅能抗張的耐震斜撐而言，在側向及縱向耐震斜撐處，應安裝兩個反向的抗張耐震斜撐構件。

1. 側向耐震斜撐設計

側向耐震斜撐應設在任何管徑之給水主管(feed mains)與分流主管(cross mains)，並應設在管徑2.5英吋(63.5公釐)以上的所有支管與其他管線，藉由灑水系統的管線材質，設定影響區域內(ZOI)側向耐震斜撐所能承受之最大水平地震力，或是製造商所提供之數值，中心間距不可超過40英尺 (12.2公尺) ，最後一個耐震斜撐到管線末端之間，距離不得超過6英尺(1.8 公尺) 。

若側向耐震斜撐在應加設縱向耐震斜撐之管線的中心線24英吋(610公釐)範圍內，且側向耐震斜撐架設之管徑大於或等於應加設縱向耐震斜撐之管徑，則可允許側向耐震斜撐作為縱向耐震斜撐。當安裝於主管之直接頭數量不符合準則6.2 (公稱直徑2.5英吋 (65公釐)以上之管線，應使用認證許可之可撓性直接頭，用以連接末端滾溝加工之管線，以便讓此管線與所附著之結構物可各自運)安裝之要求時，每個接頭之24 英吋(610公釐)內應有一個側向耐震斜撐，但兩個側向耐震斜撐之中心間距不得大於40 英尺(12.2公尺)。

對於單獨以吊桿支撐之管線，而此吊桿從管線頂端到所附著之建築結構的長度小於6英吋 (152公釐)時，可以不裝設側向耐震斜撐。

1. 縱向耐震斜撐設計

於給水管與分流水管上應有中心間距不大於80英尺 (24.4公尺)的縱向耐震斜撐，在有安裝側向耐震斜撐之管線上的縱向耐震斜撐，若其安裝間距在24英吋 (610公釐)內，可視為側向耐震斜撐。最後一個耐震斜撐與管路末端的距離不得超過40英尺(12.2公尺) 。

立管應於長度超過 3英尺(1公尺)之立管頂部裝設四向型耐震斜撐，連接主管與支管之短升接管允許省略四向型耐震斜撐，立管頂部之四向型耐震斜撐架設於與其相接之橫向管線時，架設點應位於立管中心線兩側24英吋 (610公釐)範圍內，且斜撐之設計載重應包含垂直與水平管線，在立管之四向型耐震斜撐間距不得超過25英尺(7.6公尺) ，當立管穿過中間樓層時，不需要四向型耐震斜撐。

可將裝設於立管頂部之四向型耐震斜撐視為相連主管之側向或縱向耐震斜撐，但連接至單一向上灑水頭之垂直分支管線(sprig)，可免設置四向型耐震斜撐。

### 支管束制構件安裝與設計

支管束制構件之荷重能力較耐震斜撐差。下列任一裝置均可視為束制構件 :

1. 表4. 1列之耐震斜撐配件
2. 可使用全包型的 U 型鉤或其他用來使結構單元下之管線牢固的 U 型鉤，以滿足側向防震耐震斜撐的要求，然而其支柱須自鉛直線向外彎出 30 度以上，且每個支柱及吊桿尺寸須滿足規範要求。
3. 與鉛直面夾角至少45度且固定在此管線兩側之12號，440 lb (200 kg)鋼線。
4. 其他經驗法
5. 與垂直抗壓吊架(吊桿)間距小於6英吋(152公釐)，且與鉛錘線夾角大於45度之吊架。吊架螺桿之細長比(l/r)不得超過400，且須延伸至管線或裝設防止管線向上之夾具(surge clip)。

而扮演束制構件功能的鋼線須設置在吊架2 英吋 (610公釐)內。最靠近鋼線束制構件的吊架須能抵抗支管的向上運動。且管線上最後一個灑水裝置應有束制以免有過度的垂直及側向運動。支管橫向束制不超過表4. 2，依據支管之值決定。支管吊架之螺桿長度(管線頂端到建築結構連接點之距離)小於 6英吋 (152公釐)時，此段支管不需裝設額外之束制構件。長度在4英尺(1.2公尺)以上的分支管(sprig)，應有束制構件以抵抗側向運動。

## 補強設計方案與數值模型

本研究之補強設計分為三個方案，首先為耐震斜撐安裝在主管，其目的為抑制主管位移，然而在陳亭宇[30]論文中，其研究發現使用NFPA13之建議，此方案並未能有效抑制撒水頭之位移，故本研究另增設兩方案，根據NFPA13建議，第二方案為在支管再加設吊架，第三方案為除了以上耐震補強設施外再於撒水頭增設四條鋼線，表4. 3為三個補強方案。

### 方案一：主管加裝耐震斜撐

依照NFPA13規範建議，管線系統之第一支側向耐震斜撐與管線系統末端距離不可超過6英尺 (1.8公尺)，耐震斜撐之中心間距不可超過40英尺 (12.2公尺)；縱向耐震斜撐之中心間距不可超過80英尺 (24.4公尺)。故以下為本研究方案一之詳細介紹：

1. 主管側向耐震斜撐：第一支加設於管線系統單邊末端以距離1.8公尺處，第二支與第一支支間距須小於等於12公尺，加設位置於主管單邊。
2. 主管縱向耐震斜撐：第一支加設於管線系統單邊末端以距離1.8公尺處，第二支與第一支間距須小於等於24公尺，加設位置於主管單邊。
3. 數值模型：圖4. 1為方案一之數值模型，其斷面外圍直徑為34.29公釐，厚度為3.145公釐，材質為鋼材，彈性模數為186 ，降伏拉力強度為0.35，極限拉力強度為0.39。安裝角度與垂直軸呈45度夾角，兩端設為鉸接，即為二力桿件。

### 方案二：主管及支管加裝耐震斜撐與吊架

1. 主管側向與縱向耐震斜撐：設計同方案一。
2. 支管側向與縱向耐震吊架：根據查表，支管加設之吊架最大間距須小於等於10.97公尺，故本研究之設計於每間病房最靠近隔間牆處之吊桿加設側向與縱向吊架。
3. 數值模型：圖4. 2為方案二之數值模型，主管之耐震斜撐設計同方案一；支管之吊架使用螺桿，其斷面直徑為10.294公釐，材質為鋼材，彈性模數為190，降伏拉力強度為0.35，極限拉力強度為0.39。安裝角度與垂直軸呈45度夾角，兩端設為鉸接，即為二力桿件。

### 方案三：主管、支管加裝耐震斜撐及撒水頭加裝鋼線

1. 主管側向與縱向耐震斜撐：設計同方案一。
2. 支管側向與縱向耐震吊架：設計同方案二。
3. 撒水頭之耐震鋼線：因鋼線為抗拉不抗壓，故須在撒水頭四個方向皆設置鋼線，並且加設於每間病房之撒水頭。
4. 數值模型：圖4. 3為方案三之數值模型，鋼線斷面使用規定之12號鋼線大小，斷面直徑為2.69公釐，材質為鋼材，彈性模數為186，降伏拉力強度為0.35，極限拉力強度為0.39，須設定為扺抗拉不抗壓，亦即抗拉極限為0。

### 各補強方案可行性評估

首先，比較各方案與原始模型之頻率差異，頻率之選取為主管側向模態質量參與比例最高之頻率，由表4. 4可得知，原始管線系統模型之數值模型頻率為1.32 Hz，其主要模態如圖4. 4；再加主管斜撐後，方案一之管線系統頻率增加到3.01 Hz，這是由於其提供之勁度造成，其主要模態如圖4. 5；而再加支管斜撐後，方案二之管線系統頻率達到8.55 Hz，其主要模態如圖4. 6；再加入撒水頭鋼線後，方案三之管線系統頻率達8.57 Hz，其主要模態如圖4. 7。

為了確定三種方案是否可使螺紋接頭之彎矩以及撒水頭位移控制至容許值以內，本研究使用AC156強度分組0.4g與0.8g之歷時進行非線性動力歷時分析，其使用0.4g的原因為，撒水頭易損性分析之強度分組上限即為0.4g；而0.8g強度分組為設計地震力，即檢核在設計地震力下，螺紋接頭彎矩有無超過容許值。

檢核之項目包含吊桿之容許準則(如3.4.3節中所提到)、螺紋接頭之彎矩是否小於容許值2020，以及撒水頭位移是否小於容許值16.6mm，此外，亦使用SAP2000檢核吊桿與所以耐震裝置是否符合規範AISC360-05/IBC2006，若超出規範值則表示桿件已破壞。

表4. 5為三種方案之初略分析結果，結果顯示方案一使螺紋接頭彎矩小於容許值，然而撒水頭之位移仍然大於容許值；方案二之螺紋接頭彎矩相較於方案一有下降的趨勢，然而仍然大於容許值；方案三之吊桿準則檢核、螺紋接頭及撒水頭分析結果皆在容許值以內，為了瞭解各補強元件對各性能點之影響，故對三個補強方案進行易損性分析，詳細分析方法如第三章，結果於下小節中做介紹。

## 消防管線系統補強後之易損性分析結果比較

補強之易損性曲線使用AC156樓板歷時進行IDA增量動力分析，將歷時分別輸入至三個補強方案之模型，以不同EDP比較不同性能點補強前與補強後之易損性曲線差異，表4. 6至表4. 12為不同補強方案下，不同EDP於各強度下三性能點之破壞機率，分析結果如下：

1. 天花板

圖4. 8、圖4. 11、圖4. 14與圖4. 17分別為四種EDP下原始配置與三個補強方案之天花板易損性曲線比較，表4. 12為EDP=各條曲線之中位數與標準差，由圖可得知，僅加裝主管斜撐之補強配置對於撒水頭之位移的減少並無太大效益，然而隨著補強裝置增多，加入之管吊架與撒水頭鋼線後，天花板之破壞機率有明顯的下降，補強方案三於1.08g譜加速度中位數地震組別下，撒水頭位移仍然沒有超過性能點之容許值1.66cm，然而此處由AC156定義之結構不可修復所控制，故1.08g下天花板判定為已全數破壞。不同EDP下易損性曲線之差異不大。

以下提供給工程師天花板破壞機率達100%之震度參考，原始配置在震度三級下破壞機率已達100%，方案一為四級，方案二為五級，方案三為六級，由此可知補強方案有助於天花板耐震性能之提升。

1. 螺紋接頭

圖4. 9、圖4. 12、圖4. 15與圖4. 18分別為四種EDP下原始配置與三個補強方案之螺紋接頭易損性曲線比較，由圖可得知，加裝主管斜撐後，破壞機率相較於原始配置有明顯下降，而方案一、二與三之易損性完全重疊，表示主管斜撐為是使螺紋接頭彎矩降低的主要原因，而1.08g譜加速度中位數地震組別下，補強後之螺紋接頭分析結果皆無超過容許值，故此處為結構不可修復所控制，判定螺紋接頭達損壞狀態。四種EDP易損性曲線相似，惟EDP=時曲線有些微差異，其可能表示基礎管線頻率之模態參與比例太小，不足以代表整體管線的動態反應。

以下提供給工程師螺紋接頭破壞機率達100%之震度參考，原始配置在震度六級下破壞機率已達100%，方案一、二與三亦為六級，事實上補強方案有更好的耐震能力，不過以震度來說，補強前後破壞機率達100%之PGA皆落在250~400gal之區間中。

1. 吊桿

圖4. 10、圖4. 13、圖4. 16與圖4. 19分別為四種EDP下原始配置與三個補強方案之吊桿易損性曲線比較，由圖可知，四條易損性曲線在不同EDP下幾乎完全重疊，其原因為在原始配置中，吊桿之需求皆無超過六個吊桿之破壞準則，故其易損性曲線由結構達不可修復強度控制，而在加入補強裝置後，其吊桿更不容易達破壞準則，故不同補強裝置對吊桿之易損性曲線無實質影響。

以下提供給工程師螺紋接頭破壞機率達100%之震度參考，補強前後之破壞機率達100%之震度皆落在震度六級。

## 小結

由前小節之不同補強方案可得到以下的結論：

1. 加入單邊之主管斜撐可能造成沒有加斜撐之另一邊病房有扭轉的情況，故建議加入斜撐時可加入雙邊對稱斜撐，經驗證後加入單邊及雙邊斜撐之整體管線系統頻率相差不大。
2. 加入支管斜撐會造成整體頻率上升許多，之後是否能簡化評估需進一步探討。
3. 由易損性分析結果可發現不同補強裝置對不同性能點的影響有所不同，主管斜撐可有效減小螺紋接頭所承受之彎矩，撒水頭鋼線可有效減小撒水頭位移。而以本研究來說，不同EDP間各補強方案之易損性差異甚小。

表4. 1 耐震斜撐(l/r=300，鋼製斜撐，Fy=36 ksi)之斜撐類別與最大水平載重

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| 斜撐形狀與尺寸(in.) | | 最大水平載重(lb) | | |
| 斜撐角度 | | |
| 與垂直線夾角 | 與垂直線夾角45 | 與垂直線夾角 |
| 管材 | 1 | 412 | 582 | 713 |
| (shchedule 40) |  | 558 | 788 | 966 |
|  |  | 666 | 942 | 1153 |
|  | 2 | 892 | 1261 | 1544 |
| 角鋼 |  | 573 | 811 | 993 |
|  |  | 782 | 1105 | 1354 |
|  |  | 883 | 1249 | 1530 |
|  |  | 992 | 1402 | 1718 |
|  |  | 1092 | 1544 | 1891 |
|  |  | 1200 | 1697 | 2078 |
| 螺桿 |  | 58 | 82 | 101 |
| (全螺紋) |  | 108 | 152 | 186 |
|  |  | 173 | 244 | 299 |
|  |  | 258 | 364 | 446 |
|  |  | 358 | 506 | 619 |
| 螺桿 |  | 92 | 130 | 159 |
| (部分螺紋於端部) |  | 163 | 231 | 283 |
|  |  | 256 | 362 | 443 |
|  |  | 368 | 521 | 638 |
|  |  | 501 | 708 | 867 |
| 平板 |  | 313 | 442 | 541 |
|  |  | 417 | 589 | 722 |
|  |  | 625 | 884 | 1083 |

表4. 2 鋼製支管束制構件之最大間距 (ft)

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 管徑 (in) | 地震力係數 () | | |
|  |  |  |
|  | 43 | 36 | 26 |
|  | 46 | 39 | 27 |
|  | 49 | 41 | 29 |
|  | 53 | 45 | 31 |

表4. 3 各方案之補強裝置 (V表示加裝)

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
|  | 主管加裝斜撐 | 支管加裝吊架 | 撒水頭加裝鋼線 |
| 方案一 | V |  |  |
| 方案二 | V | V |  |
| 方案三 | V | V | V |

表4. 4 各方案管線系統之頻率及質量參與比率

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 管線系統配置 | 主管側向管線系統頻率 (Hz) | 質量參與比率 |
| 原始模型 | 1.32 | 0.31 |
| 方案一 | 3.01 | 0.2 |
| 方案二 | 8.55 | 0.3 |
| 方案三 | 8.57 | 0.3 |

表4. 5 各方案之各性能點損壞概況

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  | 0.4g | | | | 0.8g | | | |
| O.C. | Case1 | Case2 | Case3 | O.C. | Case1 | Case2 | Case3 |
| 吊桿  (six criteria) | OK | OK | OK | OK | OK | OK | OK | OK |
| 螺紋接頭  (M <2020kN-mm) | OK | OK | OK | OK | NG | OK | OK | OK |
| 撒水頭  (D<16.63mm) | NG | NG | NG | OK | NG | NG | NG | OK |

表4. 6 EDP為之各補強方案三性能點於不同強度下之破壞機率

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| (g) | 天花板  破壞機率 | | | (g) | 螺紋接頭  破壞機率 | | | 吊桿  破壞機率 | | |
| 方案 | | | 方案 | | | 方案 | | |
| 一 | 二 | 三 | 一 | 二 | 三 | 一 | 二 | 三 |
| 0.05 | 0 | 0 | 0 | **0.4** | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0.129 | 0.92 | 0 | 0 | **0.567** | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0.157 | 1 | 0 | 0 | **0.633** | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0.186 | 1 | 0 | 0 | **0.75** | 0.33 | 0.33 | 0.33 | 0 | 0 | 0 |
| 0.214 | 1 | 0 | 0 | **0.8** | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0 | 0 | 0 |
| 0.243 | 1 | 0 | 0 | **0.85** | 0.92 | 0.92 | 0.92 | 0 | 0 | 0 |
| 0.271 | 1 | 0 | 0 | **1** | 0.92 | 0.92 | 0.92 | 0 | 0 | 0 |
| 0.4 | 1 | 0.92 | 0 | **1.08** | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 0.8 | 1 | 1 | 0 | **-** | - | - | - | - | - | - |
| 1.08 | 1 | 1 | 1 | **-** | - | - | - | - | - | - |

表4. 7 EDP為PGA之各補強方案三性能點於不同強度下之破壞機率

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| PGA  (g) | 天花板  破壞機率 | | | PGA  (g) | 螺紋接頭  破壞機率 | | | 吊桿  破壞機率 | | |
| 方案 | | | 方案 | | | 方案 | | |
| 一 | 二 | 三 | 一 | 二 | 三 | 一 | 二 | 三 |
| 0.018 | 0 | 0 | 0 | **0.146** | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0.047 | 0.92 | 0 | 0 | **0.207** | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0.057 | 1 | 0 | 0 | **0.231** | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0.068 | 1 | 0 | 0 | **0.274** | 0.33 | 0.33 | 0.33 | 0 | 0 | 0 |
| 0.078 | 1 | 0 | 0 | **0.293** | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0 | 0 | 0 |
| 0.089 | 1 | 0 | 0 | **0.311** | 0.92 | 0.92 | 0.92 | 0 | 0 | 0 |
| 0.099 | 1 | 0 | 0 | **0.366** | 0.92 | 0.92 | 0.92 | 0 | 0 | 0 |
| 0.146 | 1 | 0.92 | 0 | **0.395** | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 0.293 | 1 | 1 | 0 | **-** | - | - | - | - | - | - |
| 0.395 | 1 | 1 | 1 | **-** | - | - | - | - | - | - |

表4. 8 EDP為PFA之各補強方案三性能點於不同強度下之破壞機率

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| PFA  (g) | 天花板  破壞機率 | | | PFA  (g) | 螺紋接頭  破壞機率 | | | 吊桿  破壞機率 | | |
| 方案 | | | 方案 | | | 方案 | | |
| 一 | 二 | 三 | 一 | 二 | 三 | 一 | 二 | 三 |
| 0.055 | 0 | 0 | 0 | **0.439** | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0.142 | 0.92 | 0 | 0 | **0.622** | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0.172 | 1 | 0 | 0 | **0.694** | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0.204 | 1 | 0 | 0 | **0.823** | 0.33 | 0.33 | 0.33 | 0 | 0 | 0 |
| 0.235 | 1 | 0 | 0 | **0.878** | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0 | 0 | 0 |
| 0.267 | 1 | 0 | 0 | **0.933** | 0.92 | 0.92 | 0.92 | 0 | 0 | 0 |
| 0.297 | 1 | 0 | 0 | **1.097** | 0.92 | 0.92 | 0.92 | 0 | 0 | 0 |
| 0.439 | 1 | 0.92 | 0 | **1.185** | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 0.878 | 1 | 1 | 0 | **-** | - | - | - | - | - | - |
| 1.185 | 1 | 1 | 1 | **-** | - | - | - | - | - | - |

表4. 9 EDP為之各補強方案於不同強度下天花板之破壞機率

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| (g) | 天花板  破壞機率 | (g) | 天花板  破壞機率 | (g) | 天花板  破壞機率 |
| 方案一 | 方案二 | 方案三 |
| 0.080 | 0 | **0.079** | 0 | **0.080** | 0 |
| 0.208 | 0.92 | **0.205** | 0 | **0.205** | 0 |
| 0.253 | 1 | **0.249** | 0 | **0.250** | 0 |
| 0.299 | 1 | **0.296** | 0 | **0.296** | 0 |
| 0.344 | 1 | **0.340** | 0 | **0.340** | 0 |
| 0.391 | 1 | **0.386** | 0 | **0.387** | 0 |
| 0.436 | 1 | **0.431** | 0 | **0.431** | 0 |
| 0.644 | 1 | **0.636** | 0.92 | **0.636** | 0 |
| 1.288 | 1 | **1.271** | 1 | **1.272** | 0 |
| 1.738 | 1 | **1.716** | 1 | **1.718** | 1 |

表4. 10 EDP為之各補強方案於不同強度下螺紋接頭之破壞機率

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| (g) | 螺紋接頭  破壞機率 | (g) | 螺紋接頭  破壞機率 | (g) | 螺紋接頭  破壞機率 |
| 方案一 | 方案二 | 方案三 |
| 0.644 | 0 | **0.636** | 0 | **0.636** | 0 |
| 0.913 | 0 | **0.901** | 0 | **0.902** | 0 |
| 1.019 | 0 | **1.006** | 0 | **1.007** | 0 |
| 1.207 | 0.33 | **1.192** | 0.33 | **1.193** | 0.33 |
| 1.288 | 0.5 | **1.271** | 0.5 | **1.272** | 0.5 |
| 1.368 | 0.92 | **1.351** | 0.92 | **1.352** | 0.92 |
| 1.610 | 0.92 | **1.589** | 0.92 | **1.591** | 0.92 |
| 1.738 | 1 | **1.716** | 1 | **1.718** | 1 |

表4. 11 EDP為之各補強方案於不同強度下吊桿之破壞機率

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| (g) | 吊桿  破壞機率 | (g) | 吊桿  破壞機率 | (g) | 吊桿  破壞機率 |
| 方案一 | 方案二 | 方案三 |
| 0.644 | 0 | **0.636** | 0 | **0.636** | 0 |
| 0.913 | 0 | **0.901** | 0 | **0.902** | 0 |
| 1.019 | 0 | **1.006** | 0 | **1.007** | 0 |
| 1.207 | 0 | **1.192** | 0 | **1.193** | 0 |
| 1.288 | 0 | **1.271** | 0 | **1.272** | 0 |
| 1.368 | 0 | **1.351** | 0 | **1.352** | 0 |
| 1.610 | 0 | **1.589** | 0 | **1.591** | 0 |
| 1.738 | 1 | **1.716** | 1 | **1.718** | 1 |

表4. 12 EDP為各管線系統配置各性能點之中位數與標準差

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  |  | 原始配置 | 方案一 | 方案二 | 方案三 |
| 天花板 |  | 0.04 | 0.12 | 0.38 | 0.92 |
|  | 0.44 | 0.40 | 0.40 | 0.40 |
| 螺紋接頭 |  | 0.79 | 1.06 | 1.06 | 1.06 |
|  | 0.42 | 0.40 | 0.40 | 0.40 |
| 撒水頭 |  | 1.02 | 1.02 | 1.02 | 1.02 |
|  | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 |

|  |
| --- |
| 主管縱向斜撐  主管側向斜撐  圖4. 1 補強裝置方案一之數值模型 |
| 支管縱向吊架  支管側向吊架  主管縱向斜撐  主管側向斜撐  圖4. 2補強裝置方案二之數值模型 |
| 撒水頭鋼線  支管縱向吊架  支管側向吊架  主管縱向斜撐  主管側向斜撐  圖4. 3補強裝置方案三之數值模型 |
| 圖4. 4原始配置之管線系統主要側向模態 |
| 1. 右 (頻率=3.01 Hz)      1. 左(頻率=2.75 Hz)   圖4. 5 補強方案一之管線系統主要側向模態 |
| 圖4. 6補強方案二之管線系統主要側向模態 |
| 圖4. 7補強方案三之管線系統主要側向模態 |
| 圖4. 8 EDP為之原始與補強後天花板易損性曲線比較 |
| 圖4. 9 EDP為之原始與補強後螺紋接頭易損性曲線比較 |
| 圖4. 10 EDP為之原始與補強後吊桿易損性曲線比較 |
| 圖4. 11 EDP為PGA之原始與補強後天花板易損性曲線比較 |
| 圖4. 12 EDP為PGA之原始與補強後螺紋接頭易損性曲線比較 |
| 圖4. 13 EDP為PGA之原始與補強後吊桿易損性曲線比較 |
| 圖4. 14 EDP為PFA之原始與補強後天花板易損性曲線比較 |
| 圖4. 15 EDP為PFA之原始與補強後螺紋接頭易損性曲線比較 |
| 圖4. 16 EDP為PFA之原始與補強後吊桿易損性曲線比較 |
| 圖4. 17 EDP為之原始與補強後天花板易損性曲線比較 |
| 圖4. 18 EDP為之原始與補強後螺紋接頭易損性曲線比較 |
| 圖4. 19 EDP為之原始與補強後吊桿易損性曲線比較 |

# 第五章 消防管線易損性分析之簡化評估(Method C)

使用第三章與第四章之詳細數值模型分析管線強度，是較為直觀的方法，然而一般業界需考量經濟成本，若每次評估都須建構完整的結構與管線數值模型，需耗費許多財力及時間成本，此方法在業界可能較不被採用。故本章的目的在於提供一簡化之消防管線評估及補強方法，使工程師能簡易且快速的初評消防管線系統是否需加裝補強裝置，及補強後的結果是否已達需求值。

## 簡化評估方法介紹

由於此方法期望能使工程師布透過數值分析，即能預測管線元件是否耐震，本章使用第三章及第四章詳細評估之數值模型分析得之結果進行迴歸統計，利用其得到之大量分析結果，得主管最大加速度與最大位移，與AC156之樓板反應譜對應管線頻率之譜加速度與譜位移之比值則為放大係數，再利用靜力方式，推估病房子系統處管線元件破壞情形。簡化流程如圖5. 1。

## 管線系統簡化評估方法

本研究之簡化評估表分為兩階段，一為判定此管線系統是否需進行耐震補強，二為進行補強後需求值是否在容許值以內。以下將介紹簡化評估之方法。

### 由樓板反應譜推估消防管線主管之動力反應

由AC156之樓板反應譜可推估消防主管之動力行為，所以首要必須先推測消防管線之頻率，進而得之其對應反應。

#### 頻率推算方式

參考Salih N Akour[26]提出之地梁非線性震動參數分析，其提出系統頻率為梁頻率與測像彈簧頻率之SRSS(Square root of sum squared)形式，於本研究中可將主管是為梁，病房視為側向彈簧，如圖5. 2。系統頻率公式如下：

|  |  |
| --- | --- |
|  | (式 5. 1) |

其中，

：為管線系統吊桿勁度總合

M：為內部水質量

：為主管邊界條件提供之頻率，可參考Karl F. Graff[27]於彈性固體之波傳行為書中之參數表，如圖5. 3。

以下將會解釋本研究之求法與使用之。

1. ，各元件勁度求法：
2. 管線系統吊桿勁度

以無補強的管線系統來說，管線勁度來源主要來自吊桿，本文使用直接法，假設病房中所有吊桿為並聯(位移相同)，且兩吋支管上之吊桿上端束制，可視為懸臂梁，因此以下列式子求取單一吊桿勁度在疊加即可求讀病房單元勁度概估值。

|  |  |
| --- | --- |
|  | (式 5. 2) |

其中，

：為吊桿提供之勁度

：為鋼材彈性模數值

：為斷面慣性矩

：為吊桿長度值

1. 管線系統斜撐勁度

有加補強元件之管線系統，管線勁度來源除了吊桿之外，還有來自主管斜撐、支管吊架及撒水頭鋼線，由於此三種元件皆須考量安裝角度，因此本研究使用單位位移法求其提供之勁度。將斜撐連接管線連接端輸入一方向之單位位移，然而因斜撐有安裝角度，而斜撐為二力桿，所以此處僅須考量軸向的拉伸量，靜力分析後，該斜撐與樓板相接之反力值即為該方向之勁度值，如表5. 1。

|  |  |
| --- | --- |
|  | (式 5. 3) |

其中，

：為補強元件提供之勁度

：為鋼材彈性模數值

：為斷面面積

：為吊桿長度值

：為吊桿與垂直軸之安裝夾角

由以上勁度推導，可得單根元件水平勁度，然而若每間病房皆假設整體以一單位位移進行勁度估算，可能導致勁度高估之情況，而由於主管與病房之變形為類似正弦波，故假設兩節點中點之位移為1，其他位置整體病房位移以正弦函數計算，如圖5. 4。若是未補強之管線系統，即為，若是補強後之管線系統，為與相加，然而由表5. 1可得知，相較於吊桿所提供之勁度，斜撐提供之勁度極大，會造成初估之頻率與數值模型之模態分析結果相差甚遠，故假設加裝主管斜撐之位置為固接，將其貢獻考慮為邊界條件之貢獻。

1. 之選定：

於本文中，未補強之管線束制條件為兩側固接，然而因為二分之一病房系統，中點處亦可視為固接，故主管主要變形曲線為三個節點之運動方式，如圖4. 4，採用估算邊界條件對於管線系統頻率之貢獻。

而補強之管線，由於主管斜撐勁度高於吊桿許多，故主管主要變形曲線為兩處主管斜撐中間之主管的運動，斜撐處可視為固接，且主要模態為管線系統T字型之左半部或右半部，運動模式如圖4. 5，故。

故由(1)、(2)代入(式 5. 1，可得未補強之管線頻率為0.996 Hz，補強方案一之管線頻率為2.043 Hz，方案二之管線頻率為15.03 Hz，方案三支管線頻率為15.27 Hz，然而由數值模型模擬之方案一管線頻率為3.01 Hz，方案二管線頻率為8.547 Hz，方案三之管線頻率為8.573 Hz，表5. 2為數值模型與簡化評估之頻率比較，故以簡化法評估方案二與方案三頻率會有高估的現象，若以此頻率對應到譜位移反應，會造成主管位移低估，而高估可能原因為，在加入支管吊架與鋼線後之管線系統模態將不單純是主管帶動支管的運動，因為其束制的原因，造成病房管線有極大的變型，單以本研究之簡化評估無法預測其管線頻率。故本研究將以原始配置與方案一之頻率分別製作簡化評估表格。

#### 樓板反應譜與主管位移之關係

由葉昶辰[29]之研究可知，相較於以主管加速度作為易損性曲線性能指標之對數標準差值，以主管位移作為易損性曲線性能指標之對數標準差值較小，且以位移判斷主管與譜位移之關係可讓不同系列歷時之相關性提升，故本研究亦嘗試以譜位移推測主管位移反應，再由主管位移反應推估病房子系統之元件動力反應。

以前兩章AC156樓板歷時之詳細分析結果，將同一地震強度下同筆地震之主管側向位移反應與管線頻率對應之譜位移標註於圖中，形成一散布圖，並以線性回歸資料點趨勢，如圖5. 5為原始配置之雙線性回歸，圖5. 6為方案一之雙線性回歸。原始配置之線性回歸之第一階段斜率公式如(式 5. 4，第二階段斜率公式如(式 5. 5，其中1.25cm為間牆與管線之間距值，而由於本方法簡化了許多繁複的計算，為了使分析的結果更保守，在回歸公式中在加上一倍標準差，第一階段與第二階段標準差公式分別為(式 5. 6與(式 5. 7，故最後得到之推估主管位移公式如(式 5. 8。

|  |  |
| --- | --- |
|  | (式 5. 4) |
|  | (式 5. 5) |
|  | (式 5. 6) |
|  | (式 5. 7) |
|  | (式 5. 8) |

方案一之線性回歸之斜率公式計算方式如上述所示，回歸之主管位移如

|  |  |
| --- | --- |
|  | (式 5. 9) |

表5. 3為原始配置與方案一之譜位移與主管位移之關係係數，此關係係數可供簡化評估時，以譜位移推估主管之位移反應。由於AC156不需透過結構模型，值接亦需求反應譜進行擬合，此關係係數是用於任何結構類型，然是否適用於不同管線頻段仍需進一步探討。之後以推估之主管位移反應預測元件破壞情形，於下小節中做介紹。

### 由消防管線主管推估管線元件之動力反應

本研究定義消防管線系統三種損壞狀態分別為：天花板粉塵掉落、螺紋接頭漏水與吊桿崩落。由上一小節簡化方法推估之主管位移，再推估元件是否達破壞準則。以下對元件行為進行合裡假設：

1. 天花板粉塵掉落

根據3.4.1節中定義之天花板損壞狀態，為撒水頭位移是否超過天花板材時驗粉塵掉落之位移值。首先，須建立主管位移與撒水頭位移之回歸關係，找出放大係數，其回歸方式如同前一小節，原始配置回歸結果如圖5. 7，由於原始配置之管現在大震下仍會撞擊隔間牆，故須使用兩線段回歸公式，其主管位移與撒水頭位移之回歸關係為線性關係，回歸公式如下：

|  |  |
| --- | --- |
|  | (式 5. 10) |

由於方案一之隔間牆間距改為3.5cm，而在0.4g強度下，主管位移未達3.5cm，故可使用一階段線性回歸，方案一之主管位移與撒水頭位移之回歸式如下：

|  |  |
| --- | --- |
|  | (式 5. 11) |

將估算之主管位移代入上式，即能以線性關係推估撒水頭之動力位移反應。

1. 螺紋接頭漏水

此損壞狀態如3.4.2介紹，由於一吋支管與隔間牆發生碰撞，螺紋接頭彎矩容量不足，造成漏水現象發生。因此簡化評估時，假設支管位移與主管位移相同，利用接頭處之旋轉勁度值乘以螺紋接頭轉角，概估其彎矩需求值。螺紋接頭彎矩需求計算如下式：

|  |  |
| --- | --- |
|  | (式 5. 12) |
|  | (式 5. 13) |

其中，

：為螺紋接頭之旋轉勁度值

：為螺紋接頭轉角，可由主管位移與隔間牆間隙值差值以螺紋接頭至隔間牆之距離L。螺紋接頭轉角關係示意如圖5. 9。

1. 吊桿崩落

在強震下吊桿進入降伏，且達到1.25倍塑性彎矩值，即判定該根吊桿失去抗震能力，吊桿發生崩落。在簡化評估中，假設每根吊桿位移反應均一致，一旦其中一根超過耐震容量及判定損壞，相較於詳細分析法之損壞判斷是由幾根吊桿同時損壞之機制判定損壞，更為保守。圖5. 10為吊桿之邊界條件假設，其假設上端為束制，下端連接管線處假設為鉸接。簡化評估時，假設吊桿下端之位移與主管位移相同，以固端彎矩估算吊桿承受之彎矩需求值：

|  |  |
| --- | --- |
|  | (式 5. 14) |
|  | (式 5. 15) |

利用上述方法，即能由主管位移，以靜力方式估算螺紋接頭與吊桿是否達損壞狀態。

## AC156之簡化評估結果

簡化評估分為原始配置(補強前)與補強後之結果，由於方法A與方法C皆存在模型之不確定性，故皆於標準差項中加入0.4，與原標準差取SRSS，表其不確定，其分別之結果如下：

1. 原始配置簡化評估結果

圖5. 11為方法A與方法C之天花板易損性曲線之比較，由圖可知，於小震下，方法C之破壞機率較方法A高；圖5. 12方法A與方法C之螺紋接頭易損性曲線之比較，由圖可知，小於2g之強度下，以方法C評估會有較大的破壞機率；而圖5. 13為方法A與方法C之天吊桿易損性曲線之比較，比較兩者，可觀察到小於2.3g強度下，以方法C評估會有較大的破壞機率；表5. 4為各性能點之餘各強度下之破壞機率，表5. 6為兩種方法之中位數與標準差。

以以上結果可說明，方法C之評估方法較為保守，此結果符合預期，因方法C之評估方法為簡化繁複計算之方法，然而亦增加了不確定性，故此方法必須較詳細分析法更為保守，如此才能提供工程師做使用。而造成簡化評估法的原因為，首先估算頻率時，以簡化評估法會低估頻率，對應到譜位移反應時則為高估，如圖5. 17所示，低頻率對應到之位移較大，再去估算主管位移反應時則亦有較大之主管位移反應，此為第一個高估原因；而接下來以靜力計算三性能點之反應時，只要需求值超越容許值，則破壞機率為100%，吊桿更是不考慮其破壞位置，只要任一支吊桿崩落即破壞機率為100%，此為另一個方法C較為保守之原因。

1. 補強配置方案一簡化評估結果

圖5. 14為方法A與方法C之天花板易損性曲線之比較，圖5. 15為方法A與方法C之螺紋接頭易損性曲線之比較，圖5. 16為方法A與方法C之天吊桿易損性曲線之比較，三種性能點皆為方法C有較大之破壞機率。表5. 5為各性能點於不同強度下之破壞機率，而表5. 6為不同方法下，各性能點之中位數與標準差，如同原始配置之易損性分析結果，方法C之評估結果較為保守，而其原因與原始配置之結果原因相同，故不贅述之。

若單比較方法C之補強前後之易損性曲線，補強後之中位數確實有增大的趨勢，表示其在相同強度下，較未補強之破壞機率低，符合以數值模型模擬之結果。

## 小結

由AC156易損性分析結果可得到以下結論：

1. 方法C之頻率估運用在原始配置及補強配置方案一時為低估，可能原因為，估算時僅考慮平移勁度，然而病房應有提供旋轉勁度，故此可能造成勁度低估之現象。
2. 方法C之頻率估運用在補強配置方案二及方案三時為高估，由於吊架與鋼線相較於吊桿，提供之勁度極大，而方法C假設整間病房管線為剛體運動，所有連結到病房管線點之位移皆相同，然而實際上病房管線因為吊架提供極大反力的關係，病房管線愛主管與吊架間會有很大的側向變形，故方法C之假設不符合實際現象，此為推測頻率高估之原因。
3. 簡易評估法較詳細分析法更為保守。以原始配置與方案一回歸製作之方法C，雖然頻率低估，然而以頻率對應到之譜位移較大，較為保守。另一造成保守之原因為判定性能點破壞之容許準則更為嚴苛，故分析結果較為保守。

表5. 1 計算之各桿件提供勁度值

|  |  |
| --- | --- |
| 桿件名稱 | 勁度 (kN) |
| **主管吊桿** | 6.45E-4 |
| **支管吊桿** | 1.85E-4 |
| **主管斜撐** | 23.668 |
| **支管吊架** | 9.986 |
| **撒水頭鋼線** | 0.347 |

表5. 2 各管線系統配置之系統頻率

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  | 詳細評估法Method A  管線系統頻率 (Hz) | 簡化評估法Method C 管線系統頻率 (Hz) |
| **原始配置OC** | 1.32 | 0.996 |
| **補強裝置 方案一** | 3.01 | 2.043 |
| **補強裝置 方案二** | 8.55 | 15.03 |
| **補強裝置 方案三** | 8.57 | 15.27 |

表5. 3 管線頻率對應譜位移與主管位移之線性關係參數

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
|  | | 原始配置 | 方案一 |
| 第一階段 | 斜率 | 1.44 | 1.41 |
| 標準差 | 0.05 | 0.10 |
| 第二階段 | 斜率 | 0.44 | 1.22 |
| 標準差 | 0.55 | 0.36 |

表5. 4 比較使用方法A與方法C於原始配置各性能點於不同強度下之破壞機率

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| (g) | 天花板  破壞機率 | | (g) | 螺紋接頭  破壞機率 | | 吊桿  破壞機率 | |
| 方法A | 方法C | 方法A | 方法C | 方法A | 方法C |
| 0.02 | 0 | 0 | **0.214** | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0.03 | 0 | 1 | **0.243** | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0.04 | 0.25 | 1 | **0.271** | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0.05 | 1 | 1 | **0.4** | 0 | 1 | 0 | 0 |
| 0.129 | 1 | 1 | **0.567** | 0 | 1 | 0 | 1 |
| 0.157 | 1 | 1 | **0.633** | 0 | 1 | 0 | 1 |
| 0.186 | 1 | 1 | **0.75** | 0.33 | 1 | 0 | 1 |
| 0.214 | 1 | 1 | **0.8** | 0.5 | 1 | 0 | 1 |
| 0.243 | 1 | 1 | **0.85** | 0.92 | 1 | 0 | 1 |
| 0.271 | 1 | 1 | **1** | 0.96 | 1 | 0 | 1 |
| 0.4 | 1 | 1 | **1.08** | 1 | 1 | 1 | 1 |

表5. 5 比較使用方法A與方法C於方案一各性能點於不同強度下之破壞機率

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| (g) | 天花板  破壞機率 | | (g) | 螺紋接頭  破壞機率 | | 吊桿  破壞機率 | |
| 方法A | 方法C | 方法A | 方法C | 方法A | 方法C |
| 0.02 | 0 | 0 | **0.214** | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0.03 | 0 | 0 | **0.243** | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0.04 | 0 | 1 | **0.271** | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0.05 | 0 | 1 | **0.4** | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0.129 | 0.92 | 1 | **0.567** | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0.157 | 1 | 1 | **0.633** | 0 | 1 | 0 | 1 |
| 0.186 | 1 | 1 | **0.75** | 0.33 | 1 | 0 | 1 |
| 0.214 | 1 | 1 | **0.8** | 0.5 | 1 | 0 | 1 |
| 0.243 | 1 | 1 | **0.85** | 0.92 | 1 | 0 | 1 |
| 0.271 | 1 | 1 | **1** | 0.92 | 1 | 0 | 1 |
| 0.4 | 1 | 1 | **1.08** | 1 | 1 | 1 | 1 |

表5. 6 方法A與方法C之各性能點中位數與標準差

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  | | 原始配置 | | 方案一 | |
| **Method A** | **Method C** | **Method A** | **Method C** |
| 天花板 |  | 0.04 | 0.03 | 0.12 | 0.04 |
|  | 0.44 | 0.40 | 0.40 | 0.4 |
| 螺紋接頭 |  | 0.79 | 0.33 | 1.06 | 0.59 |
|  | 0.42 | 0.40 | 0.40 | 0.40 |
| 撒水頭 |  | 1.02 | 0.48 | 1.02 | 0.59 |
|  | 0.4 | 0.4 | 0.40 | 0.40 |

|  |
| --- |
| 圖5. 1消防管線簡化評估流程圖 |
| 支管  主管  圖5. 2初步預估管線系統頻率示意圖 |
| D:\Pictures\2016-06-02\001.jpg  圖5. 3 彈性固體之波傳行為中之參數表[27] |
| 主管位移(m)  主管長(m)  圖5. 4 主管側向位移正弦波示意圖 |
| 圖5. 5 原始配置之數值模型頻率對應之譜位移與主管最大位移之關係 |
| 圖5. 6方案一之數值模型頻率對應之譜位移與主管最大位移之關係 |
| 圖5. 7原始配置之數值模型主管最大位移與撒水頭最大位移之關係 |
| 圖5. 8方案一之數值模型主管最大位移與撒水頭最大位移之關係 |
| 圖5. 9 螺紋接頭轉角示意圖[29] |
| 圖5. 10 吊桿固端彎矩示意圖[29] |

|  |
| --- |
| 圖5. 11 方法A與方法C之原始配置天花板易損性曲線比較 |
| 圖5. 12方法A與方法C之原始配置螺紋接頭易損性曲線比較 |
| 圖5. 13方法A與方法C之原始配置吊桿易損性曲線比較 |
| 圖5. 14 方法A與方法C之方案一天花板易損性曲線比較 |
| 圖5. 15方法A與方法C之方案一螺紋接頭易損性曲線比較 |
| 圖5. 16方法A與方法C之方案一吊桿易損性曲線比較 |
| 圖5. 17 AC156之譜位移反應 |

# 第六章 結論與建議

## 結論

本研究之目的於探討遠域與近域地震對於消防管線之影響是否有所差異，以及AC156之樓板反應是否可表現出消防管線應有的破壞機率；原始配置之消防管線系統再加裝補強裝置的耐震性能改善多寡，及建議之安裝尺寸及方法；最後則是運用詳細數值分析(方法A)之結果，回歸出一簡化評估方法(方法C)，並探討兩者之易損性分析差異。而為了達到以上目的，本研究依以下步驟進行，並得到以下結論：

1. 修正前人之數值模型，加入更多非線性元件，使其模擬之元件反應更符合實際情形，然而其分析時間也較為冗長。值得注意的是，在非線性元件之模擬中，吊桿塑鉸的模擬如實際於吊桿頂部加設塑鉸，SAP2000vs15版若使用kinematic遲滯迴圈模型，無法模擬出合理的遲滯迴圈，故最終使用mutilinear link來模擬之。
2. 本研究之原始地震歷時處理是根據FEMA P695，將各筆地震之PGV放大縮小到其兩分向之幾合平均值PGV中位數，其目的是為了消除各筆地震歷時震源、斷層以及震源土讓特性之不確定因素，但仍可保有各筆地震間之地震內涵變異性。然而以近斷層地震之譜加速度與譜位移及造成之層間變位角可觀察到，其變異性仍甚大，在相同強度分組下有幾比地震反應極大；此外，不同強度分組中，可能出現小強度分組下有幾比地震之PGA較大強度分組中之幾比地震之PGA大。
3. 加裝補強裝置，加裝補強裝置之管線系統頻率增加，然而其加速度與位移反應皆比原始配置小，其頻率對應之加速度反應由於皆在平台段，理論上原始配置之加速度反應不應較大，而造成其原因為，原始配置在受強震下管線會撞擊隔間牆，造成一反力，則使其具有最大之加速度反應。
4. 遠域與近域易損性曲線之比較，由於本案例醫院為低矮型建築，結構週期較小，結構週期對應到之譜加速度理論上，遠域與近域相差不大，就天花板與螺紋接頭來說，其造成之破壞機率差異較小，然而由於吊桿以修正之破壞準則判定後，到最大考量地震強度1.2g仍不會崩塌，故此時則由結構不可修復之破壞準則來判定，而由其易損性曲線可發現，近域地震較遠域地震破壞機率高，雖本研究做了一系列之探討，然而尚未能統整出一套有系統的解釋近域對結構的影響。
5. 遠域原始地震與AC156樓版歷時之易損性分析比較，原始地震歷時與AC156的比較結果各性能點有所不同，天花板與撒水頭之間之易損性曲線幾乎相同，皆為保守；螺紋接頭之易損性曲線中，為原始地震較AC156為保守；吊桿之易損性曲線則是AC156較原始地震為保守。
6. 管線原始配置與管線補強後之易損性分析比較，由易損性分析結果可發現不同補強裝置對不同性能點的影響有所不同，主管斜撐可有效減小螺紋接頭所承受之彎矩，撒水頭鋼線可有效減小撒水頭位移。
7. 製作簡易評估法表格，本研究簡化評估僅適用於原始配置與主管加裝斜撐的配置，頻率之估算略為低估，使其較詳細分析法更為保守，期望未來能提供給工程界做參考。

## 建議

1. 本研究使用FEMA P6955 之建議，對原始地震歷時做PGV正規化，然而對於近域地震，可能不適用，期望未來探討其他之正規化方法。
2. 近斷層之特性可做後續研究。
3. 加入單邊斜撐可能造成管線有嚴重扭矩之現象，故未來會加入雙邊斜撐加以修正。
4. 未來可繼續探討方法C如何準確評估於支管加入補強裝置之系統頻率。
5. 期望未來能繼續探討簡化方法，以更簡化的參數估算醫院消防撒水系統之耐震性能。

# 附錄A 簡化評估方法之實際應用評估表

本文修正葉昶辰[29]之簡化評估法，提出兩組表格可計算補強前與加入主管補強元件後之管線耐震性能。藉由現地探勘預估管線頻率，利用詳細分析之大量分析資料，回歸AC156譜位移與主管位移反應之關係，再進一步利用主管位移推算天花板、螺紋接頭以及吊桿之耐震需求。本文將上述評估流程建立於Microsoft excel中，提供工程師於現地探勘管線原件耐震性能之參考。表格中依照評估流程，循序漸進來求得管線原件耐震需求。

第一個工作表為使用者於現地探勘下並輔以管線系統工程圖說填入管線系統相關參數，於第一步驟之管線頻率估算中，輸入吊桿與斜撐之直徑、管厚以及長度等相關參數來估算系統勁度、質量以及邊界條件相關參數; 於第二步驟之主管位移預估中，輸入建築物耐震設計規範建物工址處之工址短週期與一秒週期設計水平譜加速度係數與以及短週期與中、長週期的分界; 於第三步驟之推算管線原件耐震性能中輸入隔間牆間隙、隔間牆與螺紋接頭距離以及鋼材降伏應力相關參數。

第二個工作表為第一步驟之管線頻率估算。使用者透過參數輸入之工作表中填入管線系統相關參數來估算系統勁度；質量則透過不同尺寸管線斷面積、長度以及管線密度來估算，使用者可分別統計主管質量與病房質量。管線質量除了管線本身外，還需考量內部實際水重。病房內部支管需於現地探勘時針對一間病房之管線參數作統計，並乘以病房間數即可求得病房內部支管總質量，將主管質量與病房支管總質量相加，即可求得管線系統質量。利用推估之勁度與質量，便能利用(式 5. 1推算管線系統頻率。

第三個工作表為第二步驟之主管位移預估。使用者透過參數輸入之工作表中填入工址測站相關參數，即可求得設計反應譜與AC156需求反應譜，將前步驟求得之管線系統頻率對應之AC156譜位移，並配合使用(式 5. 8與(式 5. 9即可推算主管位移。

第三步驟為推算管線原件耐震性能，包括天花板、螺紋接頭以及吊桿，其耐震需求推算法均於5.2.2節。此工作表利用推估公式來預測管線耐震需求。並與本文提出之三性能點耐震容量比較，即可判斷管線元件耐震能力是否足夠。

# 參考文獻

[] *FEMA P58 - Seismic Performance Assessment of Buildings- Methodology* 2012.

[] Miranda, S.T.E., *Response Assessment of Nonstructural Building Elements.* 2003.

[] *International Building Code IBC.* 2009.

[] *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-10).* 2013.

[] *NFPA13 - Installation of Sprinkler Systems*, 2010.

[] *American National Standards Institute ANSI.*

[] *Pipe Threads, General Purpose ASME B1.20.1.* 2013.

[] 黃振綱, *醫院消防撒水系統接頭耐震行為之研究.* 2013.

[] 鐘明峯, *消防撒水系統之耐震行為研究.* 2015.

[] *FEMA P695 - Quantification of Building Seismic Performance Factors.* 2009.

[] Baker, J.W., *Fitting Fragility Functions to Structural Analysis Data Using Maximum Likelihood Estimation.* 2011.

[] Tian, Y., *Experimental Seismic Study of Pressurized Fire Sprinkler Piping Subsystems.* 2012.

[] Ju, B.S., *Seismic Fragility of Piping System.* 2011.

[] 胡佩文, *醫院消防撒水系統耐震易損性分析研究.* 2015.

[] *FEMA P356 - Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings.* 2000.

[] 林凡茹、王鑑翔、黃振綱, 林.柴.張., *醫院常用消防管線系統之耐震行為實驗研究.* 中華民國第十二屆結構工程研討會暨第二屆地震工程研討會, 2014.

[] *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary (SEAOC).* 1999.

[] *NEHRP Guidlines For The Seismic Rehabilitation of Buildings FEMA 273.* 1997.

[] *Performance Based Seismic Design of Buildings FEMA P283.* 1996.

[] *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings ASCE/SEI 41-06* 2006.

[] *NEHRP Recommended Provisions For Seismic Regulations For New Buildings And Other Structures FEMA 450* 2003.

[] 柴駿甫、黃震興, *醫院耐震評估補強準則之研擬.* 2013.

[] L. Eads, E.M.H.K., *Improved Estimation of Collapse Risk for Structures in Seismic Regions* 2012.

[] *Development of Seismic Fragilities for MEP Distribution Systems for the ATC-58 Project FEMA P-58/BD-3.9.11.* 2012.

[]*Acceptance Criteria For Seismic Certification By Shake-Table Testing of Nonstructural Components AC156.* 2010.

[] *Building Services Piping ASME Code for Pressure Piping, B31.9.* 2011.

[] Akour, S.N., *Parametric Study of Nonlinear Beam Vibration Resting on Linear Elastic Foundation.* Mechanical Engineering and Automation, 2012.

[] Graff, K.F., *Wave motion in elastic solids* 1985, Ohio State university.

[] 葉昶辰, *醫院消防撒水系統耐震評估與易損性簡化分析方法研究.*2016

[] 陳亭宇, *醫院消防撒水系統之耐震補強行為研究.*2017