

國立交通大學

工學院碩士在職專班
營建技術與管理組

隔震技術應用於提昇既有橋梁
耐震能力之研究

A Study on Application of Seismic Isolation
Technique for Retrofit of Existing Bridges

研究 生：詹昆霖

指 導 教 授：王彥博 博 士

中華民國九十六年七月

隔震技術應用於提昇既有橋梁耐震能力之研究

研究生：詹昆霖

指導教授：王彥博

國立交通大學營建技術與管理在職專班

摘要

傳統的橋梁耐震設計係以構件之強度與韌性來抵抗地震。儘管韌性有助於消散地震能量，這樣的設計方式在強震中卻難以避免橋墩的破壞，也會大幅提高基礎的成本。受損之橋墩無論修復補強或拆除重建都將曠日廢時，對交通系統的衝擊太大。基於修復時效性的考量，採用弱支承概念設計的橋梁乃應運而生。隔震橋梁乃弱支承設計的代表。隔震支承因可降低上部結構下傳至橋墩的地震力，並增加阻尼，故可避免橋墩在地震中受損。近年來紐西蘭、美國、日本及義大利等國已有不少橋梁採用隔震設計。隔震設計不止用於新建之橋梁，亦可應用於橋梁的耐震補強。

本文以實例探討應用隔震裝置於既有橋梁耐震補強的效益評估。隔震橋梁之動態歷時分析係採用 SAP2000 程式來模擬。分析結果顯示，若將既有橋梁的支承改用隔震裝置，墩柱所承受的地震力明顯降低，相對即提昇整體橋梁之耐震能力；此外，隔震補強工法所需經費較傳統韌性補強工法為低，證明其兼具技術與經濟可行性。

A Study on Application of Seismic Isolation Technique for Retrofit of Existing-Bridges

School : National Chiao Tung University

Department : Institute of Construction Technique and Management Engineering

Researcher : Jan Kuen-Lin

Advisor : Wang Yen-Po

ABSTRACT

In conventional seismic design of bridges, seismic force is resisted by the strength and ductility of structural members. Despite ductility helps in dissipating seismic energy, damage of bridge piers cannot be avoided during strong earthquakes. This type of design also drastically increases the cost of the foundation. Either retrofit or reconstruction of the damaged bridge piers is time-consuming and thus causing excessive impact on the traffic system. In light of a rapid recovery of bridges after disastrous earthquakes, a weak-bearing design concept for bridges has been developed. Seismic isolation of bridges is a typical weak-bearing design representative. The seismic isolation bearings may reduce the seismic forces of the piers transferred from the superstructure, and increase damping of system, thus preventing the piers from damage. In recent years, seismic isolation of bridges has been widely adopted in New Zealand, United States, Japan and Italy. Seismic isolation can be applied for not only new bridges but also retrofit of existing bridges. This study investigates the efficiency of using seismic isolation technique for retrofit of existing bridges. SAP2000 is adopted for dynamic analysis of seismic isolated bridges. Simulation results indicate that, as the bridge bearings are replaced with seismic isolation devices, seismic forces in the piers are significantly reduced, and as a result enhancing the seismic capacity of the entire bridge structure. Moreover, the retrofit cost required by the seismic isolation design is less than that required by the conventional ductility-based design, verifying feasibility of the scheme both technically and economically.

誌謝

承蒙王彥博教授兩年來的悉心指導，使得個人之研究得以完成，特此致謝。

研究期間，感謝逸軒在SAP2000軟體程式應用上之鼎力指導與協助，使得本論文後續研究工作能夠順利完成。同時感謝嘉賞學長、俊成、欣晏及志軒等研究室同學的熱忱幫助；此外，更感謝同學信結及致宇於研究期間的敦促與鼓勵，如果沒有他們的叮嚀，個人之研究計畫進度至今仍然落後而毫無成果。

在此感謝公司長官及同仁於研究期間給方便與協助，如此個人之工作與學業得以兼顧。又感謝好友清德、當凱提供相關的論文資料，對個人之研究工作助益良多。

最後僅以本文獻給我敬愛的父母、內人及家人，感謝他們於個人在學期間的支持與鼓勵。



目錄

| | |
|---------------------------|------|
| 中文摘要 | I |
| 英文摘要 | II |
| 誌謝 | III |
| 目錄 | IV |
| 表目錄 | VII |
| 圖目錄 | VIII |
| | |
| 第一章 緒論..... | 1 |
| 1.1 研究動機與目的 | 1 |
| 1.2 研究內容..... | 2 |
| 第二章 既有橋梁之耐震能力評估..... | 3 |
| 2.1 前言..... | 3 |
| 2.2 橋梁基本資料..... | 3 |
| 2.3 橋梁耐震能力之目視檢測與初步評估..... | 4 |
| 2.4 橋梁耐震能力評估方法與流程說明..... | 5 |
| 第三章 橋梁補強工法之分析..... | 14 |
| 3.1 前言..... | 14 |
| 3.2 橋梁損壞情況分析..... | 14 |
| 第四章 橋梁之隔震補強設計..... | 29 |
| 4.1 前言..... | 29 |
| 4.2 隔震設計原則..... | 29 |
| 4.2.1 隔震設計基本原則..... | 29 |
| 4.2.2 隔震系統基本要素..... | 29 |
| 4.3 隔震支承之設計..... | 32 |
| 4.3.1 擬訂設計相關之係數..... | 32 |
| 4.3.2 靜力分析及單模態反應譜分析..... | 34 |
| 4.4 既有橋柱強度之隔震支承設計方法..... | 38 |
| 4.4.1 紿定系統目標週期..... | 38 |
| 4.4.3 紿定目標系統阻尼比..... | 40 |
| 4.5 鉛心橡膠支承墊設計..... | 41 |
| 4.5.1 鉛心橡膠支承墊設計流程..... | 41 |
| 4.6 隔震補強設計流程..... | 51 |
| 4.6.1 補強目標..... | 51 |

| | |
|----------------------------|-----------|
| 4.6.2 補強至彈性範圍..... | 51 |
| 4.6.3 補強至某一韌性..... | 52 |
| 第五章 橋梁隔震補強設計範例..... | 55 |
| 5.1 橋梁分析基本資料..... | 55 |
| 5.1.1 橋梁分析模型..... | 55 |
| 5.1.2 設計載重分析..... | 57 |
| 5.1.3 分析考慮狀況..... | 57 |
| 5.1.4 地震力..... | 59 |
| 5.1.5 隔震裝置參數資料..... | 63 |
| 5.2 橋梁動力分析結果..... | 64 |
| 5.2.1 順橋向地震反應譜分析結果..... | 64 |
| 5.2.2 順橋向地震歷時分析結果..... | 65 |
| 5.2.3 橫向地震反應譜分析結果..... | 67 |
| 5.2.4 橫向地震歷時分析結果..... | 67 |
| 5.3 分析結果與討論..... | 76 |
| 5.3.1 地震反應譜分析結果比較..... | 76 |
| 5.3.2 地震歷時分析結果比較..... | 77 |
| 5.3.3 振態週期比較..... | 79 |
| 5.3.4 鉛心橡膠支承墊檢核..... | 79 |
| 5.4 隔震補強工法耐震與經濟效益概述..... | 82 |
| 5.4.1 隔震補強工法耐震效益..... | 82 |
| 5.4.2 隔震補強工法經濟效益..... | 83 |
| 第六章 結論與建議..... | 89 |
| 參考文獻..... | 90 |

表目錄

| | |
|---|----|
| 表 2.1 橋梁基本資料 | 4 |
| 表 4.1 台灣各類地盤水平正規化加速度反應譜與週期關係表 | 34 |
| 表 4-2 橡膠硬度與彈性常數的關係(Lindley 理論)..... | 49 |
| 表 5.1 隔震裝置設計參數資料 | 64 |
| 表 5.2 未隔震之橋梁順橋向(CASE1)地震反應譜分析結果 | 68 |
| 表 5.3 裝設隔震器之橋梁順橋向(CASE2)地震反應譜分析結果 | 69 |
| 表 5.4 未隔震之橋梁順橋向(CASE3)地震歷時分析結果 | 70 |
| 表 5.5 裝設隔震器之橋梁順橋向(CASE4)地震歷時分析結果 | 71 |
| 表 5.6 未隔震之橋梁橫向(CASE5)地震反應譜分析結果 | 72 |
| 表 5.7 裝設隔震器之橋梁橫向(CASE6)地震反應譜分析結果 | 73 |
| 表 5.8 未隔震之橋梁橫向(CASE7)地震歷時分析結果 | 74 |
| 表 5.9 裝設隔震器之橋梁橫向(CASE8)地震歷時分析結果 | 75 |
| 表 5.10 順橋向地震反應譜分析時，裝置隔震器之柱底剪力和 | 76 |
| 表 5.11 順橋向地震反應譜分析時，裝置隔震器之上部結構最大位移 | 76 |
| 表 5.12 橫向地震反應譜分析時，裝置隔震器之柱底剪力和 | 77 |
| 表 5.13 橫向地震反應譜分析時，裝置隔震器之上部結構最大位移 | 77 |
| 表 5.14 順橋向地震歷時分析時，裝置隔震器之柱底剪力和 | 78 |
| 表 5.15 順橋向地震歷時分析時，裝置隔震器之上部結構最大位移 | 78 |
| 表 5.16 橫向地震歷時分析時，裝置隔震器之柱底剪力和 | 78 |
| 表 5.17 橫向地震歷時分析時，裝置隔震器之上部結構最大位移 | 78 |
| 表 5.18 第一振態週期比較表 | 79 |
| 表 5.19 隔震補強工法工程概估費 | 84 |
| 表 5.20 傳統耐震補強工法工程概估費 | 85 |

圖目錄

| | |
|---|----|
| 圖 2.1 早期建造橋梁之橋柱主筋搭接於柱底 | 8 |
| 圖 2.2 橋柱斷面之簡化雙線性彎矩曲率關係 | 8 |
| 圖 2.3 不同配筋細節之橋柱斷面彎矩-曲率關係模式 | 9 |
| 圖 2.4 橋柱之抗剪強度與曲率韌性關係 | 10 |
| 圖 2.5 帽梁與橋柱連接處底部與頂部配筋差異 | 10 |
| 圖 2.6 橋柱與基礎結合細節 | 12 |
| 圖 2.7 橋台力量與位移之關係 | 13 |
| 圖 3.1 烏溪橋位置圖 | 20 |
| 圖 3.2 烏溪橋北上線落橋，照片上右側為霧峰端，左側為草屯端，地表破裂帶 穿越第三跨，造成第一、二跨落橋..... | 20 |
| 圖 3.3 烏溪橋北側東邊第三橋墩上之支承梁端部有折斷之現象 | 21 |
| 圖 3.4 埤豐橋位置圖 | 21 |
| 圖 3.5 埤豐橋上游斷層錯動產生落差 | 22 |
| 圖 3.6 地震時地面隆起造成 P12 橋柱被抬起..... | 22 |
| 圖 3.7 由於 P12 橋柱被抬起，S12 橋面長度相對不足而落橋， S12 落橋撞 擊 P11 橋柱..... | 22 |
| 圖 3.8 P11 橋墩柱遭撞擊而傾倒，S11 失去支撐而落橋 | 23 |
| 圖 3.9 炎峰橋頂力梁之橡膠支承產生移位破壞之情形 | 23 |
| 圖 3.10 中二高台中環線豐原高架橋橋墊座之毀損情況 | 24 |
| 圖 3.11 乾峰橋止震塊受損 | 24 |
| 圖 3.12 烏溪橋南下線橋墩剪力裂損 | 25 |
| 圖 3.13 烏溪橋南下線橋墩剪力裂損 | 25 |
| 圖 3.14 烏溪橋南下線沉箱剪力裂損 | 26 |
| 圖 3.15 一江橋基礎受推擠損壞傾斜 | 26 |
| 圖 3.16 石圍橋橋南側之橋台向北傾斜 | 27 |
| 圖 3.17 中二高包尾山穿越橋 A1 橋台基樁受斷層位移推擠而剪斷 | 27 |
| 圖 3.18 隔減震系統之基本理念 | 28 |
| 圖 3.19 SAP2000 程式中 Isolator I 之非線性元素 | 28 |
| 圖 4.1 隔震設計流程 | 33 |
| 圖 4.2 隔震橡膠支承墊遲滯迴圈示意圖 | 37 |
| 圖 4.3 鉛心橡膠支承墊設計流程 | 50 |
| 圖 4.4 LRB 隔震補強設計流程..... | 54 |
| 圖 5.1 橋梁立面圖 | 55 |
| 圖 5.2 橋梁橫向立面圖 | 56 |
| 圖 5.3 橋梁結構分析模型 | 56 |

| | |
|--|----|
| 圖 5.4 各類地盤反應譜 | 60 |
| 圖 5.5 第一類地盤(堅硬)人造地震歷時紀錄 | 60 |
| 圖 5.6 第二類地盤(普通)人造地震歷時紀錄 | 61 |
| 圖 5.7 第三類地盤(普通軟弱)人造地震歷時紀錄 | 61 |
| 圖 5.8 第一類地盤(堅硬)人造正規化地震反應譜 | 62 |
| 圖 5.9 第二類地盤(普通)人造正規化地震反應譜 | 62 |
| 圖 5.10 第三類地盤(軟弱)人造正規化地震反應譜 | 63 |
| 圖 5.11 未隔震橋梁順橋向地震分析模型示意圖 | 65 |
| 圖 5.12 隔震橋梁順橋向地震分析模型示意圖 | 65 |
| 圖 5.13 堅硬地盤順橋向地震力作用下(LRB)元件遲滯迴圈曲線 | 66 |
| 圖 5.14 普通地盤順橋向地震力作用下(LRB)元件遲滯迴圈曲線 | 66 |
| 圖 5.15 軟弱地盤順橋向地震力作用下(LRB)元件遲滯迴圈曲線 | 67 |
| 圖 5.16 南二高雲嘉段獅子頭溪河川橋 | 86 |
| 圖 5.17 隔震支承系統施工案例 (Lead-Rubber Isolators) | 86 |
| 圖 5.18 置換隔震支承之補強案例 (Sierra Point Overhead US 101) | 87 |
| 圖 5.19 橋墩鋼板包覆補強案例 | 87 |
| 圖 5.20 基礎補強施工案例 | 88 |



第一章 緒論

1.1 研究動機與目的

橋梁乃是穿越河川或經過一些地勢阻礙區域的重要設施，為交通運輸系統中不可缺少的構造物。橋梁因地震而導致的損壞除了造成直接的生命與財產損失之外，更可能因為交通中斷而影響震災的搶救與復原工作的進行，間接地造成社會、經濟上難以評估的損失。相對而言，受損橋梁的修復十分不易。基於橋梁在交通運輸系統中的重要性，如何在地震過後還能維持橋梁的正常運作，乃一重要課題。



臺灣地處於菲律賓板塊與歐亞大陸板塊的交接處，由於地殼變動、板塊間相互推擠，每年發生有感地震平均高達兩百餘次。1999年9月21日中部地區發生規模7.3級之強烈地震，深刻地喚醒了國人對地震的警覺與重視。在1994年美國發生北嶺大地震及1995年日本阪神大地震之後，美國及日本在傳統的結構耐震設計規範及耐震設計觀念上均做了大幅度的修正，並且將隔減震設計納入設計規範中，促使隔震裝置大量應用於實際結構物上；反觀我國在1999年集集大地震之後，雖然有為數不多的案例採用隔震技術於建築物之耐震設計，橋梁工程採用隔震系統設計者亦十分有限。舊有建築物或既有橋梁之耐震補強工作正積極進行中，惟其耐震補強方法乃多採用傳統工法施作，選用隔震補強工法之案例卻不多見。

就橋梁工程而言，既有橋梁下部結構之耐震補強工程很難施作，也未必有效。因此，利用隔震技術來降低橋梁下部結構所承受之地震力，以有效地提昇整體橋梁下部結構耐震能力之可行性，乃為本文所要探討的方向。

本研究廣泛蒐集國內外相關文獻資料，並針對如何有效利用隔震技術來提

昇既有橋梁耐震能力、如何處理隔震器之設計、以及隔震裝置對於提昇既有橋梁耐震能力之適用性等問題進行深入探討，藉此研擬出一套完整之橋梁隔震補強技術之分析及設計流程，並評估其可行性。

1.2 研究內容

國內既有橋梁之耐震設計，由於設計年份先後之不同，其所依據之設計規範因而亦有所差異，因而其耐震考量亦不盡相同。因此，如何評估既有橋梁之耐震能力，進而加以補強，確保結構安全並延長服務年限，實為當前交通建設發展規劃的重要方向。本文第二章將針對既有橋梁耐震能力評估分析方法作概略說明，並對相關評估準則一併敘述。第三章則是探討既有橋梁震害的構成及原因，吾人惟有充分瞭解其原因，方能提出有效之補強工法與施工計畫。本章內容並將彙整國內外常見的補強工法予以有系統的分類，並就國內較常使用的補強工法進行說明，特別是隔震補強工法的部分。第四章則探討橋梁耐震補強之設計要求與一般隔震設計考量之差異，俾於著手規劃橋梁隔震設計之前，先就相關設計規範及隔震材料的選擇有清楚之概念。第五章則為實例分析，藉以評估應用隔震裝置於既有橋梁耐震補強，對耐震能力提昇之可行性。第六章總結採用隔震系統對於提昇既有橋梁耐震能力之適用性，並提出具體建議。

第二章 既有橋梁之耐震能力評估

2.1 前言

對於新建橋梁而言，一般並不存在維修補強與加固的問題，然而對於已使用多年之既有橋梁來說，常須藉維修補強與加固的方式使其能達到原有設計機能，甚至高於其原有設計水準。台灣的公路橋梁歷經 921 集集大地震的教訓，各界對於橋梁的耐震補強工作要求殷切，希望能儘速研擬有效的橋梁補強方案。在進行橋梁結構補強設計工作之前，除須瞭解橋梁座落的位置、外在環境影響因素外，最為重要的是橋梁進行耐震能力現況的評估。近幾年來橋梁耐震設計及評估方法皆在持續修正，顯示以往對於地震工程的瞭解與考量皆有不周詳之處。目前國內外所採用的耐震評估方式不盡相同，各具其特色與優缺點。本章節將回顧國內外之耐震能力評估準則，彙整其優缺點，研擬出一套具有實用性的評估方法與流程。

2.2 橋梁基本資料

一般橋梁檢測係由橋面板及上部結構開始，再進行到下部結構及周遭環境影響因素。規劃橋梁的檢測工作時有許多因素必須考慮，包括橋梁型式、橋梁構件狀況及整體狀況，橋梁的規模與複雜性、交通狀況等，依檢測結果製作成橋梁基本資料(如表 2.1)。

表2.1 橋梁基本資料

| 基本資料類型 | 管理資料 | 幾何資料 | 結構資料 | 設計資料 |
|--------|------------------------------|--|---|-------|
| 資料項目 | 所在鄉區 道路等級 竣工年月 跨越物體 | 橋梁總長 最大淨寬 橋版投影面積 橋下淨高 總橋孔數 總車道數 最大跨距 | 結構型式 橋墩型式 橋墩材質 橋墩基礎型式 主梁型式 主梁材質 橋台型式 橋台基礎型式 鋪面材質 伸縮縫 翼牆型式 支承型式 防震設施 | 防落橋長度 |

2.3 橋梁耐震能力之目視檢測與初步評估

目視檢測係以橋梁「振動單元」為單位進行檢測。耐震檢測之重點有下列幾項：(一)支承情況；(二)防震拉條及止震塊；(三)防落橋長度；(四)基礎沖刷程度；(五)橋墩基礎劣損狀況及(六)土層變化及橋墩高低。

耐震能力初步評估可由評估檢測表及評估準則建立相關資料，作為研擬後續耐震補強策略之依照據。初步評估準則之擬訂可參考交通部「公路橋梁耐震安全初步評估準則(八十五年版)」[1] 及公路總局「橋梁耐震能力評估準則(九十三年版)」[2]。耐震初步評估可依照下列三個主要項目研判橋梁的實際狀況，俾使後續詳細評估作業有確實可靠的資料參考：

1. 落橋評估

- (1) 地盤種類
- (2) 土壤液化潛能
- (3) 基礎型式

- (4) 防落裝置
- (5) 有無內連接
- (6) 橋梁歪斜度

2. 強度韌性評估

- (1) 設計年限
- (2) 土層變化
- (3) 橋墩高度
- (4) 橋墩高寬比
- (5) 橋墩箍筋量
- (6) 橋梁靜不定度
- (7) 橋墩基礎型式及狀況

2.4 橋梁耐震能力評估方法與流程說明

2.4.1 國內常見之橋梁耐震評估方法

進行橋梁耐震評估作業時，必須依據最新的耐震設計規範。目前國內所廣泛使用之橋梁耐震能力評估主要有下列三種方法：

1. FHWA容量和需求比值法(C/D比值法)

ATC 在八〇年代中期提出容量/需求比分析法，其中以橋梁結構在不同部位的彈性反應所對應之內力（需求）與結構強度（容量）之比，作為該部位的安全評估指標，基本上需求/容量比大於 1 即表示結構耐震能力不足。但 ATC-6-2 中亦容許當桿件韌性能確保時，需求/容量比可達到 2~3。在此方法中，斷面的彎矩需求/容量比，即為該斷面的韌性需求，但此斷面韌性需求並不等同於整體結構的韌性需求。同時，在桿件強度及韌性的評估中，容量/需求比分析法不能準確計算出地震引致之軸力，故由彈性反應所得之軸力直接計算桿件的抗彎能力及韌性容量並不合適，因為彈性反應的軸力與地震力引致的軸力是一個須經迭代的過程。

，並非單純的一次彈性反應分析所能得到。

2. 電信與運輸系統之耐震安全評估與補強準則

交通部於民國八十五年一月完成之「電信與運輸系統之耐震安全評估與補強準則」[3]，其耐震能力是以橋梁受地震作用下破壞時所對應的地表加速度來表示，並認為橋梁結構係以其強度與韌性來抵抗地震力，故一般而言在柱底先達降伏彎矩進而產生塑鉸。塑鉸產生後，橋柱繼而以韌性來消散更大的地震能量。當韌性用盡時，其所對應之地表加速度即代表橋柱的耐震能力。但上述情況為一般橋柱抵抗地震力的理想狀況，即塑鉸完全發揮，並用盡其韌性容量而產生撓曲破壞。然而實際上許多橋梁之耐震行為，並非具有韌性之撓曲破壞，橋柱本身若無具有足夠的剪力強度，亦可能產生脆性的剪力破壞，或在剪力與彎矩共同作用下產生撓剪破壞。因此，以撓曲破壞為前提之評估結果未必可信。

3. 非線性側推評估法(Push-Over Method)

公路總局於九十三年「橋梁耐震能力評估準則」及國道高速公路局於九十三年「橋梁結構性能耐震能力評估法」[4] 均採用非線性側推評估法，上述之規範尚屬草案並未正式公布實施。由於彈性分析不能準確預測單獨桿件之非線性特性，因而非線性崩塌機構側推分析(Push-over)的方法頗為工程師所接受。Push -over 法係將兩相鄰伸縮縫間的結構(振動單元)當作獨立空間框架來考慮，分別在橫向及軸向作側推分析，隨著位移的逐步增加，在結構局部區域產生塑鉸、導致抗剪強度降低、節點退化及塑角轉動現象，追蹤由使用狀態至倒塌狀態各階段的力學行為。其基本步驟係先將每座橋墩的橫向力—變形特性確定，把整體橋墩的剛度模擬成非線性彈簧，計算整體構架系統初始剛度中心、橫向剛度、轉動剛度及質心處的有效剛度，再將橋墩的位移及轉動分量與每座橋墩的降伏及極限位移容量相比較，以決定最危險的橋墩及其破壞模式。當然， Push-over 法亦有其限制，當相鄰構架的剛度相差過大或伸縮縫間

有相當程度的連結時，獨立振動單元的分析方式對柔性構架的反應會高估，對剛性較大之則會低估，非線性動力反應分析對構架之扭轉反應會高估，同時無法估算上部結構的變形反應。例如在單柱式曲線橋中，Push-over 分析將獨立振動單元計算所得的剛度視為整體構架之剛度並不合宜。

2.4.2 橋梁耐震評估流程說明

耐震評估分析的目的在於正確推估既有橋梁在地震作用下之結構行為。進行橋梁詳細耐震評估作業之前，必須先取得橋梁下部結構及上部結構之斷面特性與材料性質等資料，據以求得其在地震作用下之行為，包括破壞時所對應的地表加速度及可能發生的破壞模式。耐震評估分析如下：

1. 橋柱之耐震性能評估

早期建造的橋梁中主筋在柱底搭接的現象很多，如圖 2.1 所示。後來的設計中已避免此種情況，以防止發生搭接破壞，降低橋柱的韌性。雖然足夠的搭接長度可代主筋發展出降伏強度，但是在地震力往復作用下，會使搭接處的斷面撓曲強度降低，導致提前破壞而不能傳遞任何應力；同時搭接段的箍筋在保護層剝落後會失去圍束作用。

對於無縱向主筋搭接的斷面，吾人可計算其塑鉸的轉動能力，進而計算其有效剛度 (EI_p)。整個塑鉸之轉動能力與主筋的配筋率、軸壓比、斷面形狀有關，可用塑性轉角 (θ_p) 來描述，圖 2.2 所表示為一簡化之雙線性彎矩與曲率關係。

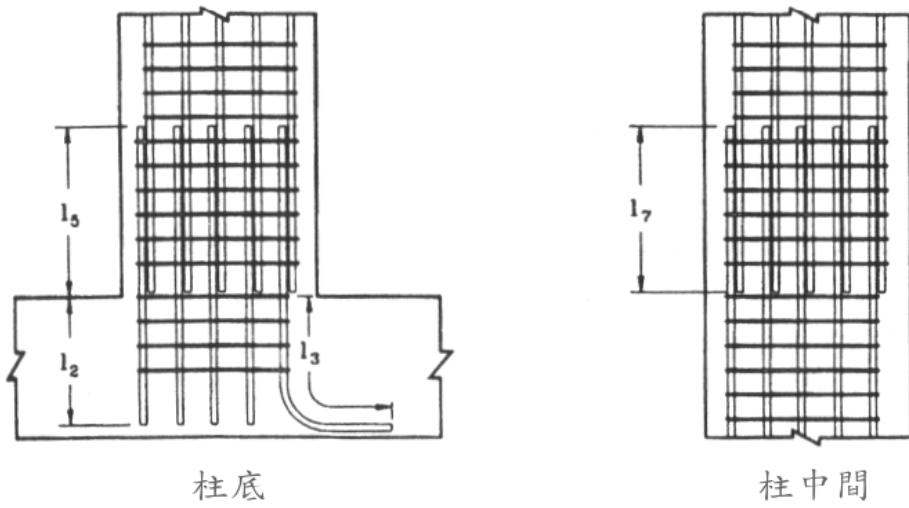


圖2.1 早期建造橋梁之橋柱主筋搭接於柱底 [9]

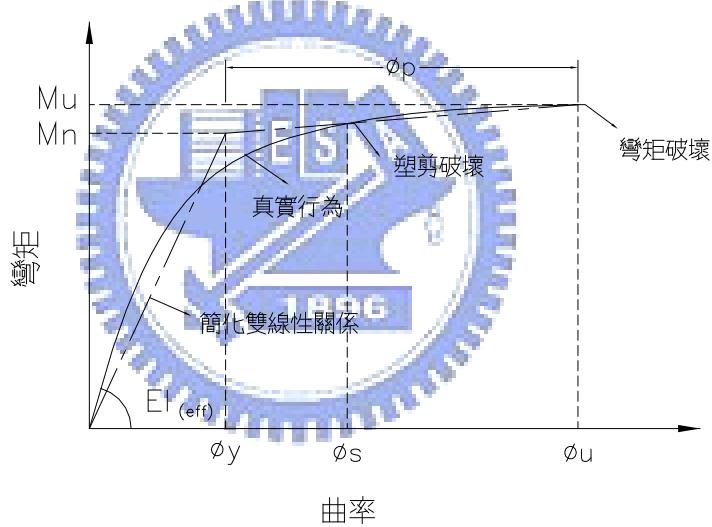


圖2.2 橋柱斷面之簡化雙線性彎矩曲率關係[9]

(1) 極限彎矩容量

在柱底斷面因縱向主筋搭接使橋柱之撓曲強度在往復運動下從初始強度 M_s 退減至殘餘強度 M_r ，當欲在達到標稱強度 M_n 後才發生搭接破壞時需有更高韌性曲率能達到殘餘強度。Seible and Priestley 建議一種描述不同類型塑性鉸彎矩-曲率的關係模式(如圖2.3所示)，在相同開裂斷面下線，①表具有相對良好的束制斷面，線②無束制具塑鉸且無

搭接的橋柱，線③表示橋柱主筋搭接達到標稱強度後再退減的橋柱，線④表示主筋搭接橋柱在未達標稱強度即退減的橋柱，這些都是評估橋柱耐震能力的重要依據。

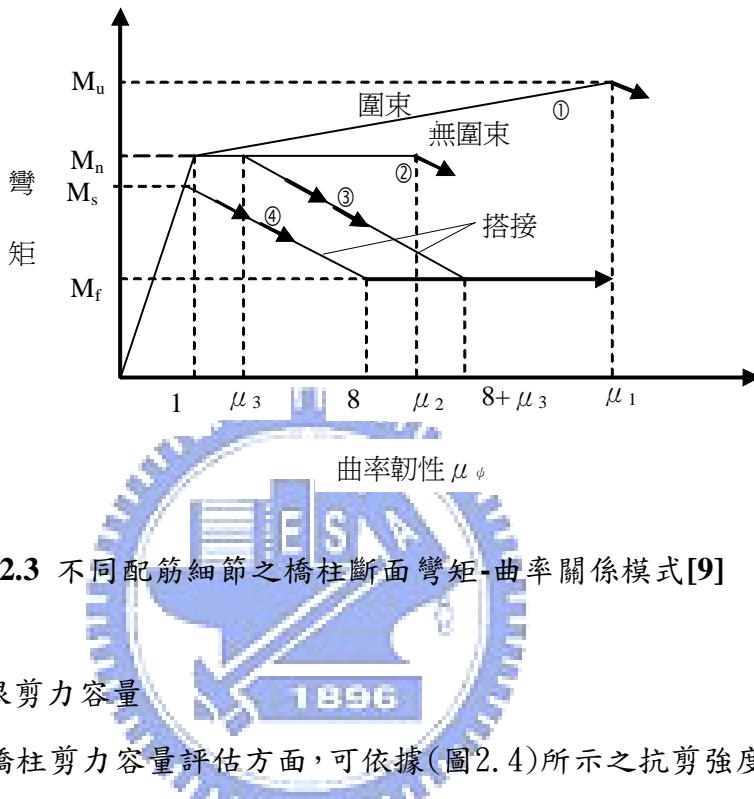


圖2.3 不同配筋細節之橋柱斷面彎矩-曲率關係模式[9]

(2) 極限剪力容量

在橋柱剪力容量評估方面，可依據(圖2.4)所示之抗剪強度與曲率韌性關係來表示，並與撓曲強度-韌性的關係來比較。線①表示在最大主筋含量，因橋墩撓曲需求產生之剪力大於標稱剪力強度，所以產生脆性剪力破壞。線②代表中等主筋量下伴著韌性的發展所增加的剪力需求與下降的抗剪能力相交時產生韌性剪力破壞。線③表示在最小主筋配筋量下，可以達到全韌性剪力，因此不發生剪力破壞直到撓曲韌性達到極限時才破壞。

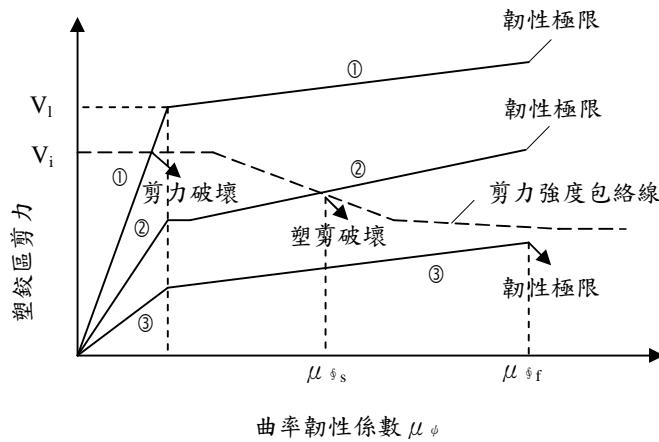


圖2.4 橋柱之抗剪強度與曲率韌性關係 [8]

2. 帽梁極限設計容量

在帽梁與橋柱連接處，底部之正彎矩鋼筋量與頂部之負彎矩鋼筋量相差很大是常見的，如圖2.5所表示。這種情況下，若採用極限壓應變 $\varepsilon_{cu} = 0.005$ 將會導致非常大之曲率，使鋼筋的拉應變超過極限拉應變，所以在評估時鋼筋的壓應變應限制在 $\varepsilon_c = 0.004$ 以下，如此方能降低底部鋼筋受壓引起鋼筋塑性應變挫屈的可能性。新設計的橋梁不允許在帽梁中產生塑性鉸，但是既有橋梁因為配筋量的差異所引致之可能況狀仍要列入評估的項目。

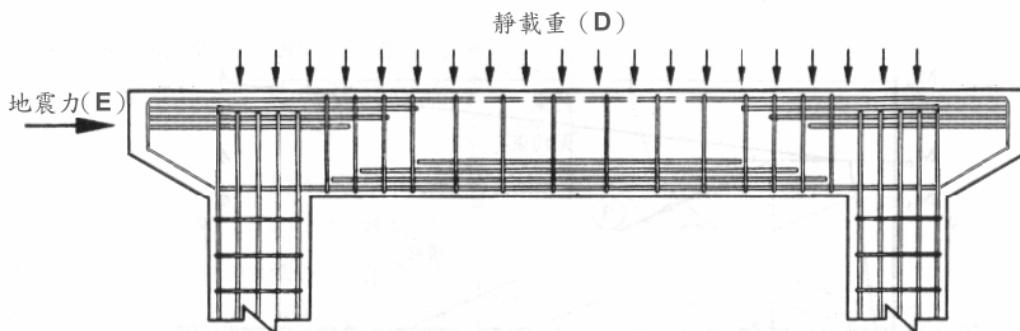


圖2.5 帽梁與橋柱連接處底部與頂部配筋差異 [9]

3. 基礎極限設計容量評估

由於基礎的加固費用龐大，所以基礎的詳細評估多花些時間是值得的。除非是土壤液化或斜坡面滑動所引起，否則極少有基礎破壞的情況發生。在基礎的穩定性考量不必太過保守，以折減係數 $\phi = 1.0$ 來驗算其穩定性即可，如果穩定性仍不足，再考慮擴大基礎或加設抗拉拔基樁。基礎設計亦可考慮在無嚴重損壞下容許晃動，如此可以減低墩柱及上部結構的損傷。

在撓曲強度的評估上，可考慮增加有效寬度，斜向的彎剪裂縫會導致P-Δ效應，在樁和橋柱之間斜壓機構傳遞基礎中的剪力要靠基礎面鋼筋的錨固。在校核撓曲能力，採用折減係數 $\phi_f = 1.0$ ，塑鉸區的最大曲率韌性與塑性轉動能力，採用混凝土壓應變 $\varepsilon_c = 0.005$ 、鋼筋拉應變 $\varepsilon_s = 0.04$ ，塑鉸的最大有效塑性位移可依塑性轉動能力 θ_d 的50%計算，所以對於基礎的抗彎強度應依墩柱及基礎受壓反應間形成斜壓傳力機構來承擔。

可接受的基礎破壞程度，是基礎發生破壞時中央區域必需能夠支撐由墩柱中傳來的全部載重。如果加固的費用或修復的費用接近重建費用，在進行整體評估柱剪力時，不能依基礎塑鉸計算，應以塑鉸發生前之剪力來計算，否則會作出不需對橋柱抗剪能力補強誤判。欲確保在橋柱與基礎結合處傳遞剪力及彎矩的能力，建議(如圖2.6)之細部進行設計。剪力的傳遞係經過剪切摩擦傳遞，因此柱底抗剪能力為

$$V_{sf} = \mu(P + A_{sv}f_{ya}) \quad (2.1)$$

式中， V_{sf} ：柱底抗剪能力

P：柱軸力

A_{sv} ：剪力鋼筋量

f_{ya} ：鋼筋容許應力

基礎與橋柱如係一起灌注則採 $\mu = 1.4$ ，如不同時灌注則採 $\mu = 1.0$ 。

在評估基樁的橫向強度時，應考慮樁的撓曲和基礎端部提供的橫向抵抗能力，樁的彎矩分配應考慮土壤與結構互制作用，評估重點在於整個樁群系統是否具備足夠強度使塑鉸產生於橋柱中，或是鉸接處能否承受柱底的剪力。樁之彎矩計算需考慮基礎—樁連結之細部構造，在分析時常取鉸接、部份固接、完全固結方式，應儘量符合實際情況模擬細部，每根基樁的分佈剪力可採平均分配法做初核。此外，如果在樁中產生塑鉸時，則應以彈簧來模擬土壤。在基礎底部可能因分析時未設束制而產生較低之韌性，實際上由於土壓力之額外束制，即使沒有橫向箍筋的束制亦可有較佳之韌性，而達到到較大的極限壓應變量。

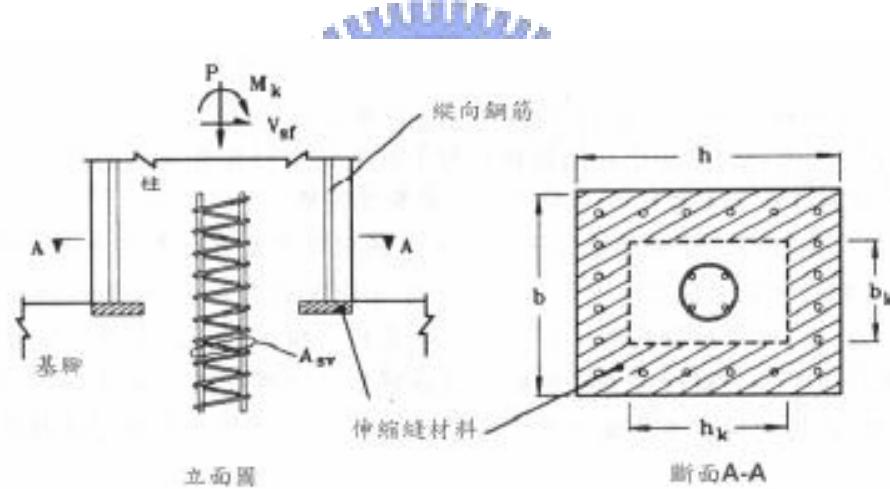


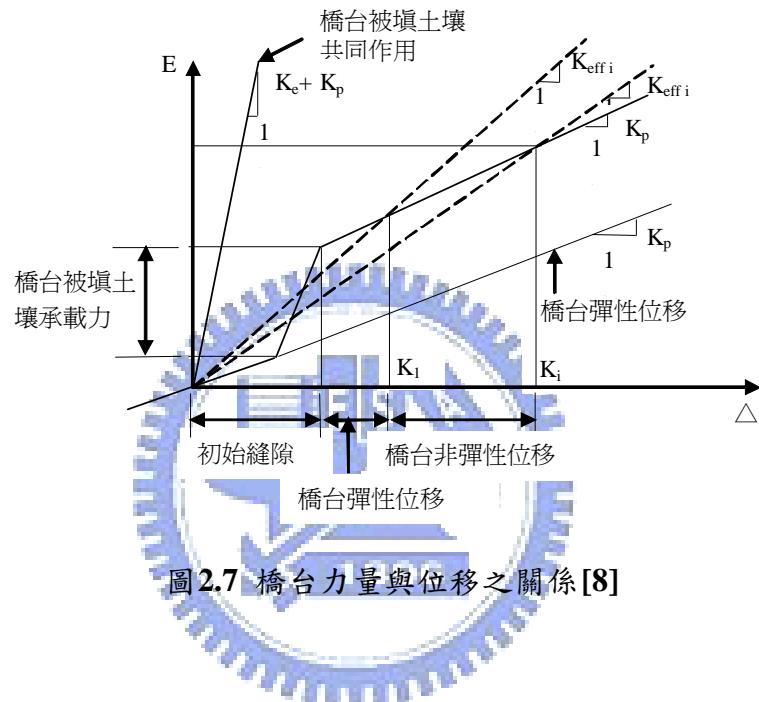
圖2.6 橋柱與基礎結合細節[9]

4. 橋台耐震能力評估

評估橋台既有之耐震能力時要確定橋台與上部結構連接的強度及剛度，承受彎矩時翼牆與背牆之連接強度、橋台上抵抗橫向之剪力止震塊強度、背牆抵抗上部結構撞擊的強度、上部結構脫離背牆及橋台後填土滑動、橋台基樁承載能力等問題。評估橋台受壓方向時，背牆的勁度比及樁的勁度(K_p)可以相加，受拉方向時，橋台的勁度僅由基樁承受。由於一般的線性分析中，橋台的勁度只用一個線性彈簧來模擬，所以在反應譜設計分析模型中，位移與有效勁

度要以迭代的方式計算至收斂為止，如圖2.7所表示。

儘管地震時常發生橋台的破壞，但是相對地其位移較小，很少造成大規模的破壞，維修費用也相對較低，確保緊急救災車輛安全通行的臨時措施也能很快完成，僅須在滑動的背牆後填充新的回填材料即可，所以對於損壞控制容忍極限狀態也比其他構件更大，亦即適當的橋台破壞是可以被接受的。



第三章 橋梁補強工法之分析

3.1 前言

在政府財政日益困難之下，要編列龐大的經費來完成全國的橋梁耐震補強工作誠屬不易。橋梁是交通系統中相當重要的結構設施，對橋梁管理單位而言，無論道路的等級，在震災後能迅速安全地區恢復交通順暢是首要工作。就道路主管機關的立場，如何使道路的橋梁在震災時損壞最低，將其破壞模式控制在可修復的範圍內儘可能將結構性的破壞轉移至一般性的破壞，以期短時間內能夠快速修復，避免須拆除重建所造成的交通耗費及經濟損失為首要考量。

從修復難易的觀點，橋梁的損壞應以控制在伸縮縫、支承及橋台背牆等構件為優先考量。這些地方只要更為換元件或稍作處理後即可恢復交通，在後續的修復工作中仍可開放交通，衝擊性較小。在同樣免於落橋的條件下，支承系統的損壞(弱支承概念)相對於在柱底產生塑鉸的損壞，其修復的工程經費及時間都較節省，此乃較理想之損害控制模式。

3.2 橋梁損壞情況分析

雖然橋梁種類眾多，包括木構造橋梁、圬工橋梁、鋼筋混凝土橋梁、預力混凝土橋梁或鋼橋等，然而在橋梁使用壽命中，造成橋梁損壞的原因不外乎天然因素與人為因素兩種。天然因素包括地震、颱風、水災、腐蝕、自然環境之改變等；人為因素包括設計錯誤、施工不良、車輛超載、維修不佳等，因而導致橋梁結構之損壞。

依縣市政府所轄橋梁普查統計資料[5]，台灣地區鋼筋混凝土橋樑主結構的損壞模式，主要可分為三大類：(1)鋼筋腐蝕損害；(2)洪災沖刷損害及(3)地震損害。921 地震時造成近千座之橋梁受損，惟在此次大地震中，大部分

橋梁受損情況並不嚴重，但約有將近20%之橋梁受到不同程度之損傷，其中二十餘座橋被列為嚴重損壞[13]。本文僅就地震所造成的橋梁損壞進行探討，經由橋梁之破壞模式檢討橋梁的耐震行為，配合地震測站量測到之地表加速度，推測橋梁破壞之原因，找出橋梁之設計之缺失。歷次大地震橋梁倒塌或嚴重損害之主要破壞模式歸納如下：(1)支承座長度過短，導致落橋；(2)土壤液化，位移過大，造成橋梁結構間之撞擊；(3)橋台陷落及旋轉；(4)橋柱撓曲強度及韌性不足而破壞；(5)剪力破壞；(6)帽梁破壞及帽梁與柱之接頭破壞；(7)基礎破壞。

其中，橋柱破壞的主要原因為：(1)設計地震力過低，而導致撓曲強度不足；(2)不當之鋼筋續接，使撓曲強度無法發揮；(3)剪力強度不足，導致脆性之剪力破壞。

橋梁結構之損壞模式，若以橋梁結構組成（Bridge Elements）來分類則包含：

1. 橋梁上部結構損壞

橋梁之上部結構包含橋面板、大梁、支承墊、止震塊及防落橋裝置。上部結構之受損，多數因為橋梁彼此碰撞所造成，輕微者支承墊受損，止震塊破壞；嚴重者大梁龜裂，造成預力損失，或者橋面傾斜；更嚴重者為過大的相對位移量造成簡支橋梁落橋。茲歸納921地震橋梁上部結構受損情形如下：

(1) 大梁及橋面板受損

大梁及橋面板受損，多因橋梁獨立振動單元之彼此碰撞所造成。過大的地震力造成橋梁產生過大的位移，輕微者將造成橋面板及大梁龜裂，當位移超過支承所能承受的變形量時，則造成落橋。以烏溪橋為例，由於斷層線穿越烏溪橋 P2 與 P3 橋墩(如圖3.1)，造成地表約 1.5 公尺的相對錯動，橋梁防落長度不足因而落橋(如圖3.2)；此外，過大的地震力造成橋梁碰撞，大梁因此而斷裂(如圖3.3)。

再以埤豐橋為例，因地震時斷層線穿越（如圖3.4），橋梁南側隆起約3公尺，將埤豐橋P12橋墩柱抬起，先造成S12與S13橋面板之落橋，再因S12落橋撞擊P11橋墩，導致P11橋墩柱損壞傾倒，使S11橋面板失去支撐而落橋（如圖3.5），如圖3.6~3.8所示。

（2）支承受損

921地震時斷層線距離炎峰橋約6.7公里，其鄰近地震測站雙冬國小測得之最大水平地表加速度高達639gal，並造成炎峰橋帽梁與柱頂交接處鋼筋斷裂，過大的水平地震力造成炎峰橋支承位移過大而破壞（如圖3.9）。

此外，中二高台中環線豐原高架橋支承破壞（如圖3.10）為地震力過大所致。

（3）止震塊受損

多數橋梁之止震塊在大地震下確實發揮作用，阻止橋梁發生橫向落橋。惟地震力亦造成止震塊與橋梁之碰撞，導致止震塊破壞。例如，鄰近雙冬國小地震測站的乾峰橋，最大水平地表加速度為639gal，雖然止震塊發揮防止落橋的作用，但止震塊亦因而受損（如圖3.11）。

2. 橋梁下部結構破壞

橋梁之下部結構包含橋柱、基礎、帽梁以及橋台。橋梁之下部結構一旦受損，則上部結構幾乎難逃受損之命運。由921地震震害情況來看，凡橋柱受損者，則無論是修復或者拆除重建，都造成橋梁短時間內無法通行使用。

（1）橋墩受損

地震因斷層線穿越烏溪橋，使得烏溪橋災情慘重，不僅橋梁落橋，也造成橋柱撓剪破壞（如圖3.12），以及橋柱剪力破壞（如圖3.13）。造成橋梁斷裂最主要的原因為斷層線錯動，造成位移過大，以及過大的地震力。

(2) 基礎受損

921地震造成烏溪橋橋墩基礎剪力破壞，推測為強烈的南北向地震力，造成 P4W 橋墩柱與沉箱基礎交接處產生剪力破壞(如圖3.14)。此外，由於斷層線穿越一江橋，不規則之地表隆起及錯動，造成一江橋 P10 橋墩基礎受推擠而損壞傾斜(如圖3.15)。

(3) 橋台受損

921地震斷層線穿越石圍橋南側，地表隆起約6 公尺，造成南側橋台隆起向北傾斜(如圖3.16)。由於橋台隆起，導致落橋。此外，斷層線亦經過中二高包尾山穿越橋，造成之最大水平位移量約 2.4 公尺，最大垂直位移量約 1.4 公尺，強大的地震力使得包尾山穿越橋 A2 橋台受損，橋台之基樁遭地震力剪斷(如圖3.17)。

3.3 耐震補強工法

進行評估耐震補強工作，須優先評估既有橋梁之耐震能力，依據設計地震條件下之評估分析結果，研判破壞或損傷程度，以決定是否需進行補強加固。決定擬採用之補強工法後，需進一步決定耐震補強的程度，此一決定需基於經濟效益分析。例如，若以加大伸縮縫端的支承面防落長度就可以避免落橋的風險，則應優先考慮。橋柱、基礎、帽梁、上部結構之全面補強固然可以減少地震的危害，但所需經費往往過於龐大，並非橋梁主管機關所能負擔的。例如美國自1971 年的SanFernando 地震後，加州公路局開始作既有橋梁展開耐震補強的工作，在許多橋梁上裝設防震拉桿以減少落橋機會。但因在1987 年的Whitter Narrows、1989 年的Loma Prieta 及1994年的Northridge 地震中許多束制措施失效，加州公路局即遂改變政策，要求橋梁補強後應與新建橋梁一樣，在設計地震下達到生命安全的保障。儘管如此，採取之補強方式是否能夠有效提昇橋梁耐震能力仍不得而知，橋梁主管機關應選擇不確定性最低的補強策略。

橋梁耐震補強的設計考量，包括增加構材韌性或強度、增設止震塊、增加

梁端防落裝置、設置防落橋設施、基礎補強、降低液化潛能及改變橋梁結構系統等。依照耐震評估分析結果，再決定各橋梁之補強位置與方法，大致區分為上部結構之防落設施及下部結構之帽梁、墩柱及基礎之補強，茲說明各部分橋梁結構補強方式如下：

1. 橋梁防落設施補強

主要為增設止震塊、加長梁端防落裝置、增設防落拉桿等防落橋設施。

2. 橋墩帽梁及墩柱補強

(1) RC 包覆工法

將原有 RC 柱先作表面處理，再配置軸向鋼筋及橫向箍筋後，澆注外圍混凝土而成。

(2) 鋼板包覆工法

將原有 RC 柱先作表面處理，外表包覆鋼板，其間注入環氧樹脂接著劑。

(3) FRP 包覆工法

本工法適用於橋柱軸向主筋截斷之補強，使原可能於墩柱主筋截斷處之斷面破壞，轉移為柱底撓曲破壞。

3. 橋墩基礎補強

(1) 基礎擴大加固

橋梁基礎底面積擴大的補強適用於基礎承載力不足或基礎露出、埋置深度不足的情況。

(2) 基樁補強加固

基礎佈設基樁，在其周圍增加樁數及擴大樁帽，以提高基礎承載力，增加基礎穩定性。

(3) 地盤改良

針對地盤土壤強度不足的問題，所施行之人工恢復方法有下列兩種：

a. 砂樁法

當軟弱土層較厚時，可用此法改善土壤之承載能力。施工時將鋼管或木樁打入基礎周圍的軟弱土層中，然後將樁拔出，灌入經過乾燥之粗砂，進行搗實做成砂樁，以提高土壤密實度，增加土壤強度。

b. 注漿法

本工法以橋墩基礎為中心，直向或橫向打入管樁，再於定壓下將各種加固漿液注入土層中，透過漿液的固結作用將原來鬆散的土壤固結增強度並提昇防滲透性能，甚至能與岩盤結合，以提高地基承載力。

3.4 隔震補強工法

在橋梁上部結構與下部結構之間裝設隔震器，以替代傳統盤式支承墊或橡膠支承墊，利用隔震裝置來延長週期降低加速度反應，以減少上部結構所受的地震力下傳至橋墩，降低其耐震需求，此為隔震系統的基本理念(如圖 3.18 所示)。八十四年「公路橋梁耐震設計規範」頒佈後，黃震興、張國鎮等進行後續之研究，發表「橋梁使用隔震鉛心橡膠支承墊之設計指引」，提供了鉛心橡膠支承墊（LRB）的設計準則，以應用於公路橋梁。鉛心橡膠支承墊可提供適當的水平柔度以延長結構週期，藉以降低水平力，並提供適當的阻尼效應以控制橋梁因週期延長所導致位移的增加，並提供適當的垂直剛度以控制橋梁支承之沉陷。當橋梁採用隔震支承墊後，其基本振動週期若大於固定支承橋梁基本振動週期之 2 倍[16]，則可確保橋梁之變形主要集中於隔震支承墊，以發揮其隔震功效；反之，若橋梁之變形集中於下部結構時，則隔震系統將無法發揮減震功能。因此，設計上要求隔震橋梁之基本振動週期至少須大於採固定支承之 2 倍。

鉛心橡膠支承墊的遲滯曲線可以簡化為雙線性模型，可直接採用結構分析程式（如 SAP2000）進行非線性分析。靠著鉛心與橡膠兩種不同材料勁度特性及恢復力，在常時或小地震力時由鉛心的彈性變形以抵抗小地震，大地震時鉛心降伏與橡膠一起變形，藉由阻尼力消耗地震能量增進隔震效益。降低了橋梁

上部結構的位移量，地震力則由所有橋墩分擔，不會集中於某特定橋墩，也降低了下傳至橋墩的地震力。有關 LRB 模擬，可以用 SAP2000 程式中的 Isolator I 之非線性元素進行模擬（圖 3.19），在水平向提供雙線性之應力與應變關係。



圖 3.1 烏溪橋位置圖



圖 3.2 烏溪橋北上線落橋，照片上右側為霧峰端，左側為草屯端，
地表破裂帶穿越第三跨，造成第一、二跨落橋



圖3.3 烏溪橋北側東邊第三橋墩上之支承梁端部有折斷之現象



圖3.4 埤豐橋位置圖



圖3.5 埤豐橋上游斷層錯動產生落差

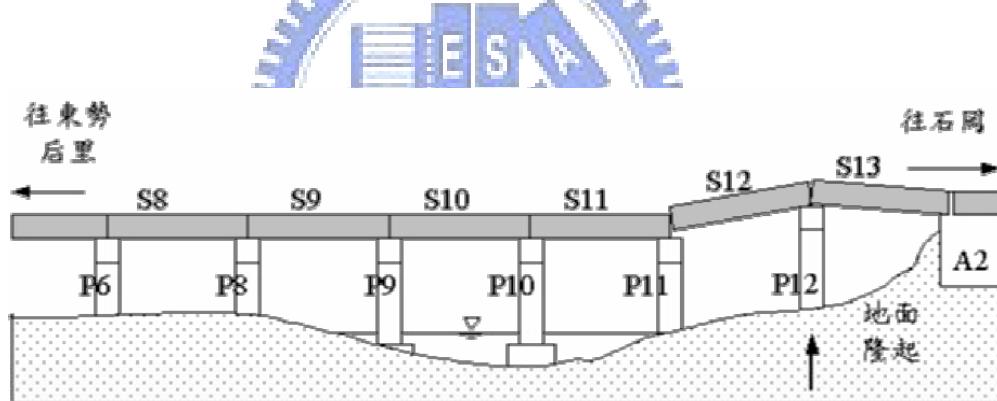


圖3.6 地震時地面隆起造成P12 橋柱被抬起

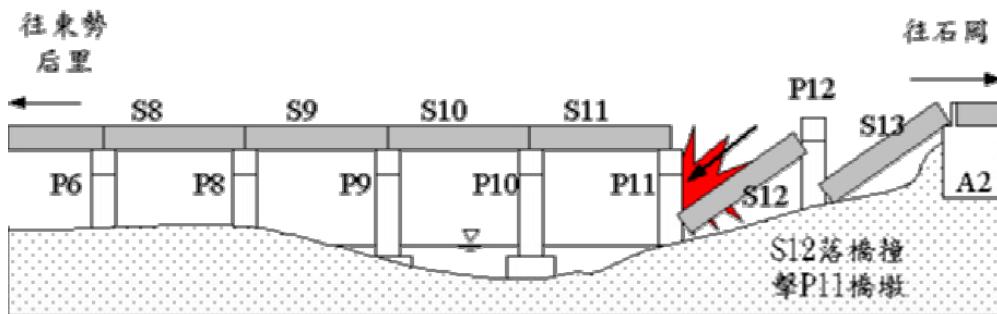


圖3.7 由於P12 橋柱被抬起，S12 橋面長度相對不足而落橋，
S12 落橋撞擊P11橋墩

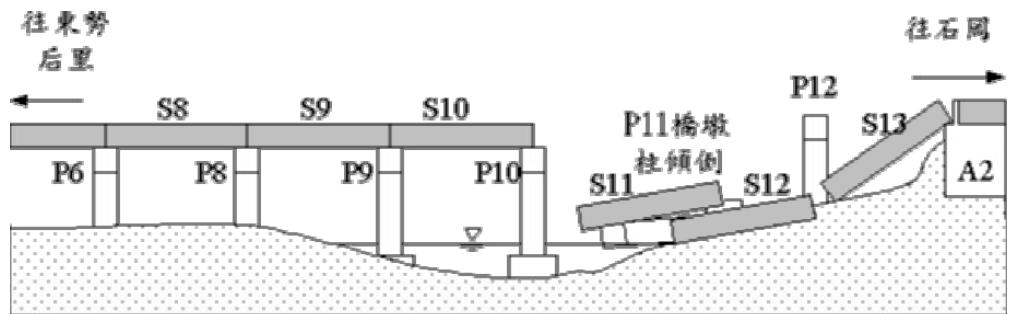


圖3.8 P11橋墩柱遭撞擊而傾倒，S11 失去支撑而落橋



圖3.9 炎峰橋頂力梁之橡膠支承產生移位破壞之情形



圖3.10 中二高台中環線豐原高架橋橋墊座之毀損情況



圖3.11 乾峰橋止震塊受損



圖3.12 烏溪橋南下線橋墩剪力裂損



圖3.13 烏溪橋南下線橋墩剪力裂損

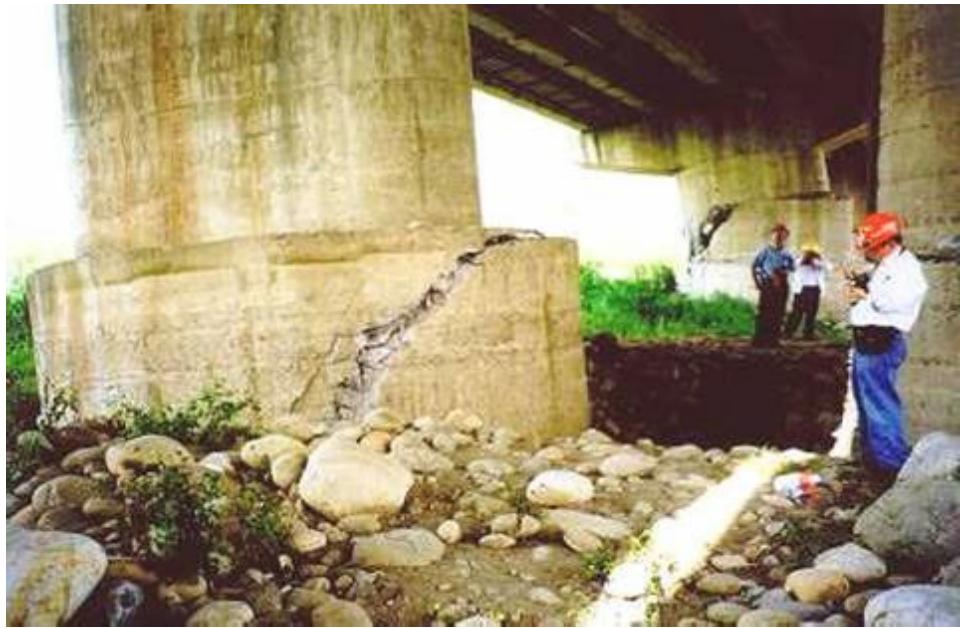


圖3.14 烏溪橋南下線沉箱剪力裂損

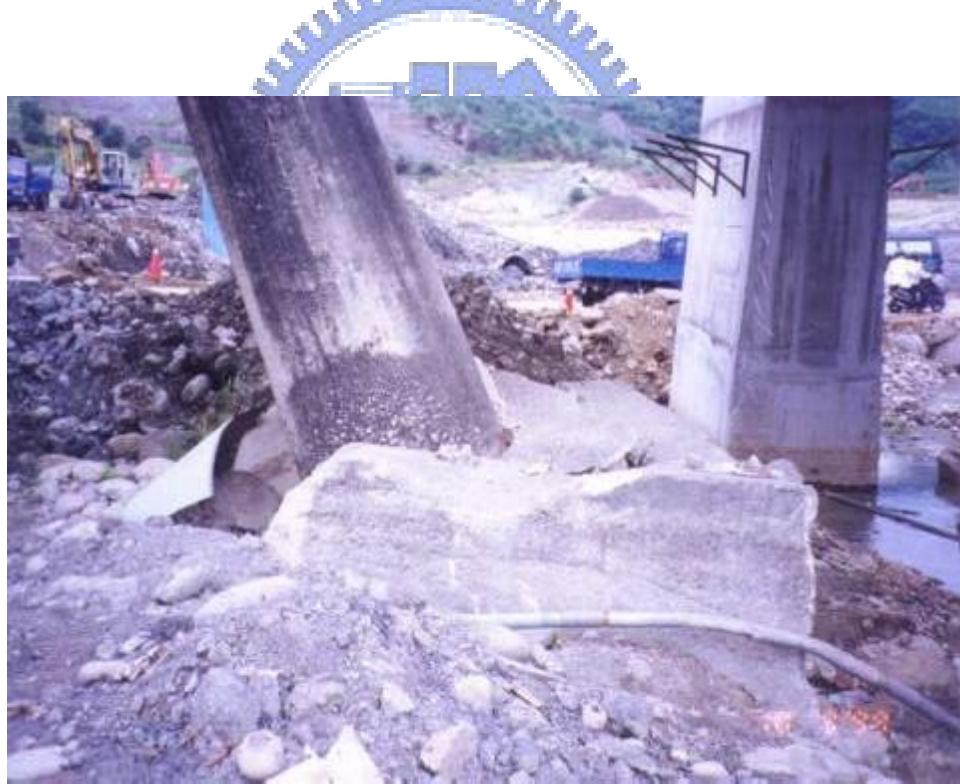


圖3.15 一江橋基礎受推擠損壞傾斜



圖3.16 石圍橋橋南側之橋台向北傾斜



圖3.17 中二高包尾山穿越橋A1橋台基樁受斷層位移推擠而剪斷

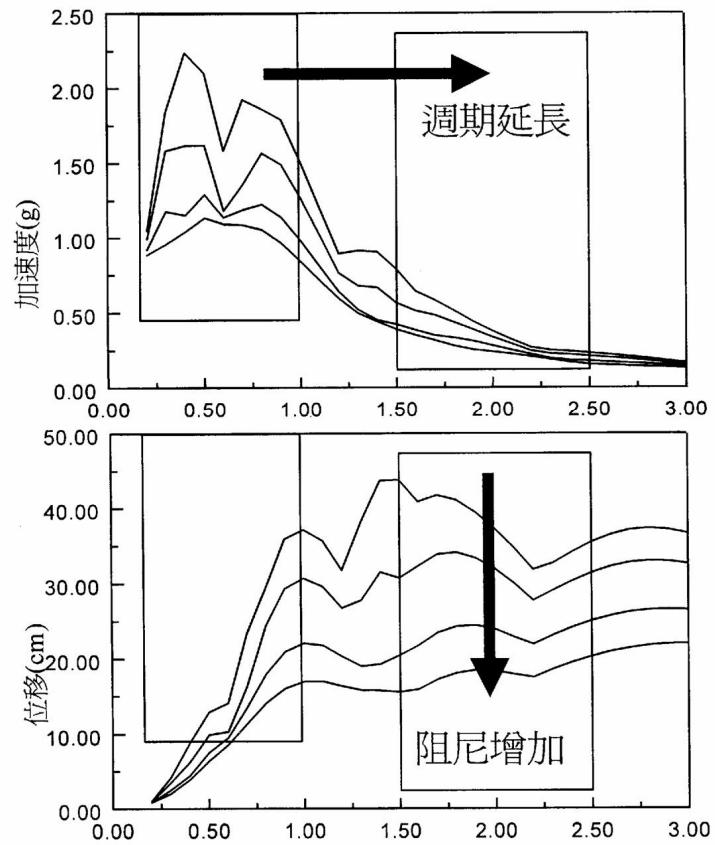


圖3.18 隔減震系統之基本理念

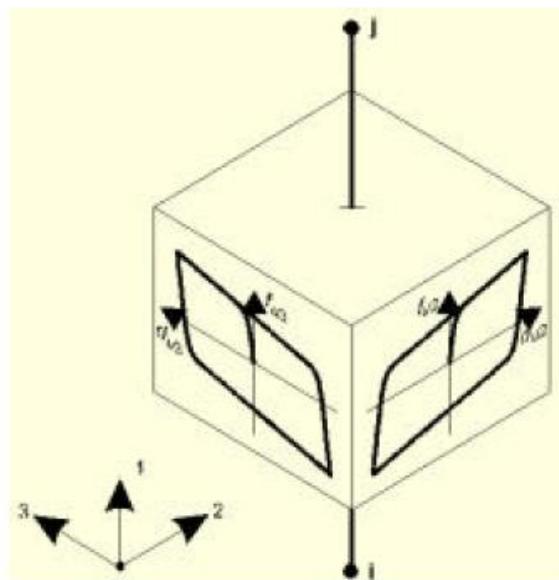


圖3.19 SAP2000 程式中Isolator I 之非線性元素

第四章 橋梁之隔震補強設計

4.1 前言

當前臺灣地區道路管理機關與橋梁維護單位，在進行評估橋梁之耐震能力時，發現大部分的橋柱都需要補強，且通常不能只針對橋柱予以補強，尚需對基礎加以補強，因為橋墩抗震能力增加後基礎受力亦大幅增加，所以補強範圍將擴及橋柱及基礎，其過程不僅繁複且成本極高。此外，由結構之地震反應譜觀察得知，通常在中長周期的頻譜反應會有明顯衰減，顯然隔震設計的目的，就是將結構物的周期延長，以減小結構受力。因此，若以隔震系統替代傳統支承，等於是降低橋柱及基礎系統的耐震需求，實乃更有效的補強方法。本章將介紹一般隔震系統的設計方法，再利用其設計概念，應用於既有橋梁之隔震支承設計，彙整出對於橋梁隔震補強設計方法及流程。

4.2 隔震設計原則

4.2.1 隔震設計基本原則

對於公路橋梁而言，隔震橋梁設計之基本原則為僅於水平方向考慮隔震系統，垂直方向則不考慮隔震設計 [6]，隔震橋梁在設計地震作用下，隔震系統應能正常發揮功能。

4.2.2 隔震系統基本要素

在交通部八十九年修正之「公路橋梁耐震設計規範」第 7.1.2 節[6]敘述橋梁隔震系統設計基本三要素：

1. 為一垂直重量及垂直作用力承載系統，於地震力作用時該系統可提供適當的水平柔性以延長結構週期，降低水平地震力。

2. 為一阻尼器或消能系統，足以提供適當的阻尼以控制橋梁因週期延長所能導致的位移增加。
3. 為一足以提供適當剛度之系統使橋梁在常態載重及風力下得以控制位移或振幅。

綜上所述，隔震裝置在垂直方向必須要有足夠的剛性及強度以支承橋梁上部結構重量；而水平方向要有足夠的柔度延長隔震橋梁之振動週期，又必須具有足夠的剛性避免在長期風力作用下隔震橋梁有運動的現象產生，且為了使隔震橋梁運動後能回復到原點，還必須要有足夠回復勁度。

隔震裝置(隔震器、阻尼器)除了在垂直方向需能支撐構造物的荷重，在地震發生時，水平方向必須要能提供適當地柔度以具備大變形能力。隔震器、阻尼器與其他結構構材一樣，在設計時必須先獲得力學特性之定量數值。對設計者而言，鉛心橡膠支承墊及阻尼器等同橋梁上部結構、橋墩柱等結構構件一樣，在實施設計前要先有相當的瞭解與認識，才能決定其尺寸、材質、性能等適當參數。而以隔震構材所組成的機構一般可稱之為隔震系統。欲採用隔震結構系統，如欲獲得相當之隔震效果，對於隔震構材的性能就必須有相當的要求。隔震構材須具備下列性能：

1. 絝緣性能(水平變形性能、延長週期、反應減低)

為了延長隔震橋梁之振動週期，水平方向要有足夠大之變形能力。隔震構材主要包含隔震器及阻尼器兩大部分，隔震器在常時荷重時，必須具備穩定的支承能力。

2. 阻尼性能(吸收能量、抑制變形)

由地震動能傳入隔震器的能量，大部份可以由減衰性能吸收消耗。有些橋梁使用年已經超過 50 年以上，故阻尼器必須要確保其性能在長時間的使用下，其性能變化不會變化太大，具有穩定的阻尼遲滯能力。阻尼器部分則必須配合提供足夠的阻尼，以控制整個隔震橋梁的設計位移不會太大。

3. 回復性能(水平方向的回復力)

水平方向的變形轉換成彈性應變能，當水平力除去之後，使得隔震裝置又可以回復到原來的位置，而不會有殘留之變位。隔震器除了具備相當大的水平變形能力外，還須具備適當的水平剛性，通常應儘量使隔震器的剛性柔軟，其隔震性能才會提高，讓橋梁在地震過後有回復至原來位置的復原能力。復原性能的大小會影響地震後殘留變形的大小。一般水平剛性與復原力特性不會因軸力的變動而產生相當大的變化，為了提高隔震橋梁的分析與設計之信賴性，有必要考慮軸力的影響。

4. 支承性能(支持垂直載重)

長期間安定支承垂直荷重的能力。對於水平變形性能之要求，隔震器除必須具備在有水平變形能力外，仍應具有支撐垂直荷重的能力。地震發生時其垂直荷重可能會達到常時的2~3倍。

5. 耐久性能

必須確保隔震裝置不因經年的變化而發生材質變化。隔震裝置因經年變化，其材質的改變要控制於一定範圍內。

6. 耐候性能

必須確保隔震裝置不因使用環境的影響而發生材質變化。隔震裝置因環境的影響，其材質的變化要控制於一定範圍內。

7. 品質及誤差控制

從微小變形到破壞斷裂的履歷特性以及面壓與速度的相依特性等，設計者應掌握定量數據。一個品質優良的隔震器，除了具備優異的力學特性與耐久性外，品質的安定性更加重要，亦即隔震器的製作精度、水平剛性及極限變位等，其製做品質誤差應要求愈小愈好。

4.3 隔震支承之設計

4.3.1 擬訂設計相關之係數

於分析前先決定該位置之工址水平加速度係數、用途係數、工址正規化水平加速度反應譜係數、隔震週期及隔震系統阻尼比，以決定隔震系統位移及各部位之設計地震力，進而設計各部位。其設計流程(如圖 4.1 所示)。

工址水平加速度係數 Z 與交通部公路橋梁耐震設計規範相同，分為地震甲區及地震乙區。地震甲區係數為 0.33，地震乙區係數為 0.23。

國道、省市重要道路、跨越重要設施或該橋梁在地震過後仍須維持其運作機能等之橋梁，其 I 用途係數取 1.2，其他橋梁之用途係數則取 1.0。

工址正規化水平加速度反應譜係數(如表 4.1 所示)。由於隔震設計之目的即在延長橋梁基本週期，不須類似傳統耐震設計橋梁規範中，對長週期橋梁所受地震力採用保守設計，故在工址正規化水平加速度反應譜係數中，長週期部份可予以表示為定速度反應譜的形式，即在中長週期部份採用 $1/T$ 計算。

隔震橋梁分析方法可分為靜力分析及動力分析兩種，對於規則型橋梁以靜力分析為原則，而對具有較大曲率或斜角之橋梁則以採動力分析為佳。一般靜力分析以單模態分析，由於隔震橋梁之上部結構的地震力反應趨近於剛體，故單模態分析採均佈水平力分析即可；至於動力分析則可分為多模態反應譜分析及歷時分析。

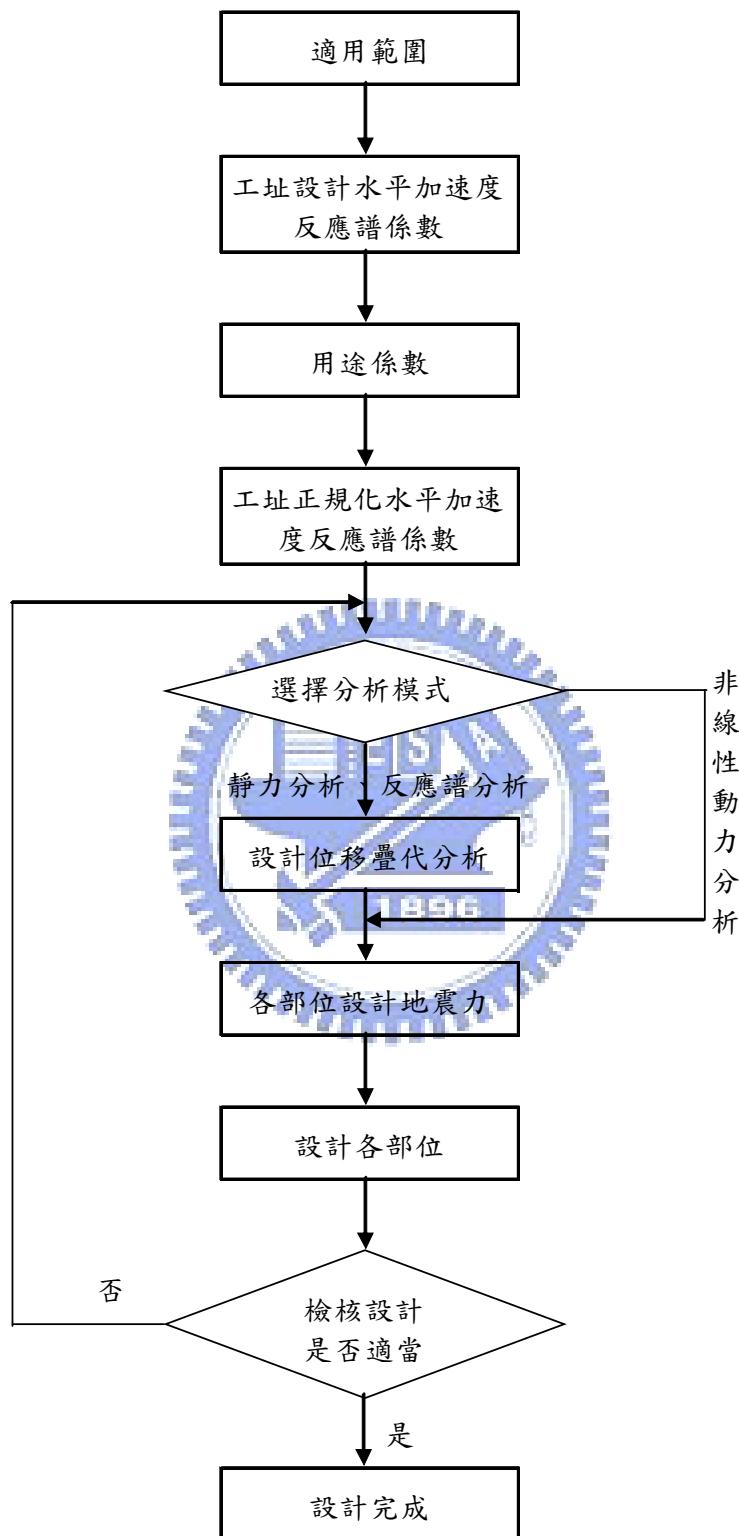


圖4.1隔震設計流程

表4.1 台灣各類地盤水平正規化加速度反應譜與週期關係表

| C 值 地盤種類 | 極短周期 | 較短周期 | 短周期 | 中長周期 |
|-------------|----------------------------|--|--------------------------------------|--------------------------------------|
| 第一類地盤 | $T \leq 0.03$ 秒 $C=1.0$ | $0.03 \leq T \leq 0.15$ 秒 $C=12.5T+0.625$ | $0.15 \leq T \leq 0.4$ 秒 $C=2.5$ | $0.4 \text{ 秒} \leq T$ $C=1.0/T$ |
| 第二類地盤 | $T \leq 0.03$ 秒 $C=1.0$ | $0.03 \leq T \leq 0.15$ 秒 $C=12.5T+0.625$ | $0.15 \leq T \leq 0.6$ 秒 $C=2.5$ | $0.6 \text{ 秒} \leq T$ $C=1.5/T$ |
| 第三類地盤 | $T \leq 0.03$ 秒 $C=1.0$ | $0.03 \leq T \leq 0.15$ 秒 $C=8.824T+0.7352$ | $0.20 \leq T \leq 0.8$ 秒 $C=2.5$ | $0.8 \text{ 秒} \leq T$ $C=2.0/T$ |
| 台北盆地 | $T \leq 0.03$ 秒 $C=1.0$ | $0.03 \leq T \leq 0.15$ 秒 $C=5.882T+0.824$ | $0.20 \leq T \leq 1.65$ 秒 $C=2.0$ | $1.65 \text{ 秒} \leq T$ $C=3.3/T$ |

4.3.2 靜力分析及單模態反應譜分析

在靜力分析中，需借由設計位移的迭代，以求得各部位的設計地震力。

1. 地震力係數與設計位移

隔震橋梁所受之彈性水平地震力為地震力係數 C_s 及隔震系統上部結構靜載重的 W 乘積

$$V = C_s W \quad (4.1)$$

對隔震橋梁而言，因其週期延長及阻尼比加大的緣故，其震動方向的地震力係數 C_s 可表示為

$$C_s = Z I C C_D \quad (4.2)$$

式中 Z 為工址水平加速度係數、 I 為用途係數、 C 為工址正規化水平加速度係數，如 4.3.1 節所述。因隔震橋梁的等效阻尼比 ξ_e 較一般橋梁高，故由阻尼比係數 C_D 予以修正。

$$C_D = \frac{1.5}{40\xi_e + 1} + 0.5 \quad (4.3)$$

彈性水平地震力與 5% 阻尼比彈性設計反應譜值的關係為

$$V = S_a \frac{W}{g} \quad (4.4)$$

由式(4.1)，以及擬位反應譜(Pseudo displacement response spectrum)和加速度反應譜的關係，可得

$$\frac{\omega^2 S_d}{g} = \frac{S_a}{g} = C_s = ZICC_D \quad (4.5)$$

$$D_s = S_d = \frac{g}{\omega^2} ZICC_D = \frac{981T_e^2}{4\pi^2} ZICC_D \approx 25ZICC_D T_e^2 \quad (4.6)$$

2. 鉛心橡膠支承墊性質

鉛心橡膠支承墊之等效阻尼比 ξ_{eq} 及有效勁度 K_{eff} 可由遲滯迴圈得出

$$\xi_{eq} = \frac{E_d}{2\pi E_s} \quad (4.7)$$

$$K_{eff} = \frac{F_d^+ - F_d^-}{D_d^+ - D_d^-} \quad (4.8)$$

E_d 為鉛心橡膠支承墊單一迴圈所消散的能量， E_s 則為鉛心橡膠支承墊單一迴圈之彈性應變能， D_d 為設計位移。

除上述二公式之外，分析時亦可採用經驗公式計算

$$\xi_{eq} = \frac{2(1-a)(1-1/\mu)}{\pi[1+a(\mu-1)]} \frac{\mu^{0.58}}{6-10a} \quad (4.9)$$

$$K_{eff} = \frac{[1+a(\mu-1)]}{\mu} \frac{K_\mu}{[1-0.737(\mu-1/\mu)]^2} \quad (4.10)$$

其中，

$$\mu = \frac{D_d}{D_y} \quad (4.11)$$

$$a = \frac{K_d}{K_u} \quad (4.12)$$

D_y 為鉛心橡膠支承墊之降伏位移； K_u 、 K_d 為鉛心橡膠支承墊之彈性及非彈性勁度。

3. 隔震橋梁有效週期與等效阻尼比

隔震橋梁有效週期 T_e 可由上部結構載重 W 及橋台、橋墩勁度 K_e 和隔震系統有效勁度 K_{eff} 串聯計算求得

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \sum K_e}} \quad (4.13)$$

各橋墩、橋台之有效勁度 K_e

$$K_e = \frac{K_{eff} K_p}{K_{eff} + K_p} \quad (4.14)$$

隔震橋梁之等效阻尼比可依複合阻尼概念，由隔震器與橋柱之阻尼比計算而得

$$\xi_e = \frac{\sum K_{eff} D_d^2 \left[\xi_{eq} + \xi_p \frac{K_{eff}}{K_p} \right]}{\sum K_{eff} D_d^2 \left[1 + \frac{K_{eff}}{K_p} \right]} \quad (4.15)$$

4. 迭代計算

(1) 設計目標

將結構週期延長到 T_e ，並提供適當阻尼比。

(2) 決定設計位移

依(4.13)式得到系統勁度 K_e ，再由(4.6)式得到上部結構之

設計位移 D_s 。

(3) 系統受水平地震力 $F_{eq} = K_e D_s$

橋柱勁度為 K_p ， $D_p = \frac{F_{eq}}{K_p}$ ， $D_d = D_s - D_p$

(4) 計算支承墊力學性質

由(4.7)，且遲滯迴圈消散能量 E_d 與彈性應變能 E_s 為

$$E_d = 4Q_d(D_d - D_y) \quad (4.16)$$

$$E_s = K_{eff}D_d^2 \quad (4.17)$$

在忽略 D_y 的情況計算下，可得出特性強度 Q_d 。由(圖 4.2)可得

知，

$$K_{eff} = \frac{Q_d + K_d D_d}{D_d} \quad (4.18)$$

代入 K_{eff} 、 Q_d 及 D_d 後，可得非彈性水平勁度 K_d 。並由

$$D_y = \frac{Q_d}{K_u - K_d} \quad (4.19)$$

得到降伏位移 D_y

- (5) 重複執行步驟 3 但是不忽略 D_y ，則可重新得到 D_d ，經迭代數次後會收斂至定值。

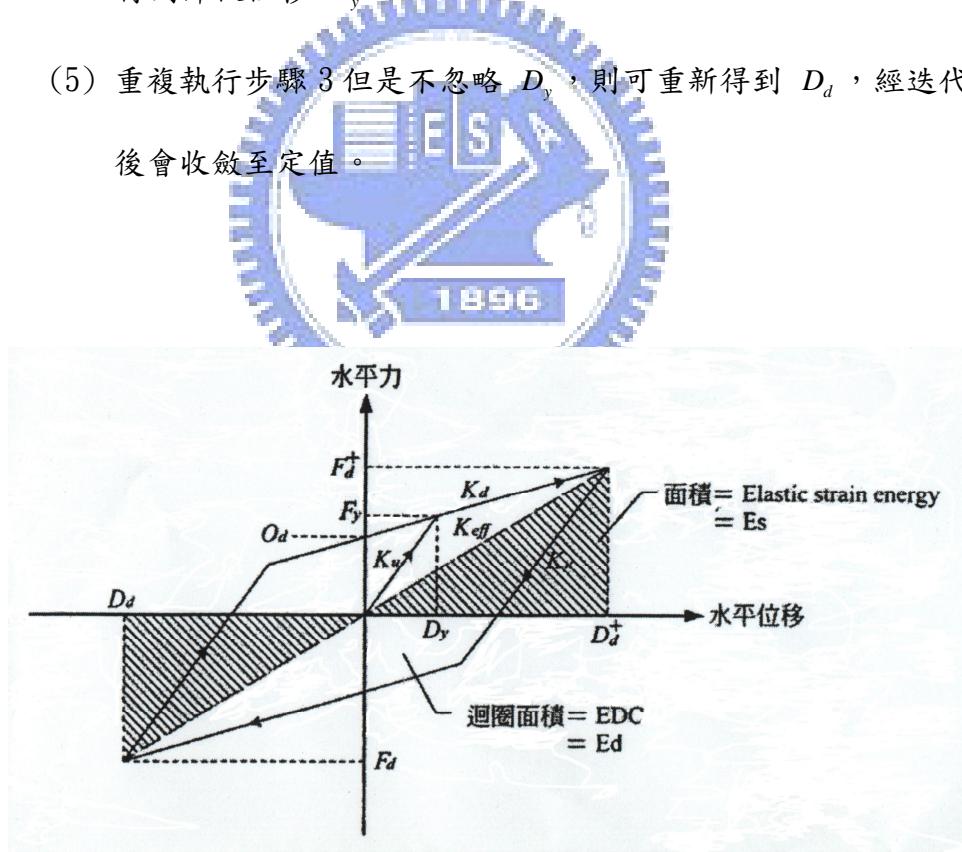


圖4.2 隔震橡膠支承墊遲滯迴圈示意圖

4.4 既有橋柱強度之隔震支承設計方法

應用隔震支承於橋柱補強時，其支承設計不同於一般的隔震支承。一般隔震支承設計乃是由上部結構重量，進而設計隔震支承，在設計水平剪力而後再進行各元件應力檢核。但在橋柱強度及勁度已知的條件下，設計流程應改由已知上部結構重量，在某一既定水平剪力下，進而著手隔震支承設計，有別於一般設計程序。

由式(4.1)、式(4.2)、式(4.3)，可以得到水平剪力 V 與上部結構重量 W 的關係如下式所示：

$$V = f(ZIT_e\xi_e D)W \quad (4.20)$$

其中工址設計水平加速度反應譜係數 Z ，及重要性因子 I 等係數不影響式(4.20)其他變數。當橋柱可承受之水平剪力 V 決定上部結構重量 W 後，系統週期 T_e 和系統阻尼比 ξ_e 為相依關係，亦即當其中一項為變數時可決定另一項。另一方面，除了週期和阻尼比外，設計位移亦是一個必須考量的因素。原因來至於需要補強的橋梁中，其所預留的伸縮縫寬度可能不足以供隔震系統使用，故需特別加以考量。週期 T_e 、阻尼比 ξ_e 及設計位移 D_s 均含於前述公式中，在設計流程中，亦針對此三種變數分別加以討論及設計之。

4.4.1 細定系統目標週期

在上部結構重量 W 、橋柱勁度 K_p 及水平剪力 F_{eq} 已知的情況下，先決定週期，則隔震支承的相關性質即可求出，其流程如下：

1. 決定隔震系統週期 T_e ，將橋梁結構週期延長至 T_e 秒。

2. 由式(4.13)可得隔震系統有效勁度 K_e ，則上部結構設計位移 D_s 為

$$D_s = \frac{F_{eq}}{K_e} \quad (4.21)$$

3. 由式(4-6)可得阻尼比修正係數 C_D :

$$C_D = \frac{D_s}{25ZICT_e^2} \quad (4.22)$$

系統阻尼比為 ξ_e

$$\xi_e = \frac{1}{40} \left(\frac{1.5}{C_D - 0.5} - 1 \right) \quad (4.23)$$

4. 橋柱位移 D_p :

$$D_p = \frac{F_{eq}}{K_p} \quad (4.24)$$

隔震器設計位移 D_d

$$D_d = D_s - D_p \quad (4.25)$$

由式(4.14)求得隔震器有效勁度 K_{eff}

5. 隔震器性質之迭代計算

式(4.7)中，代入式(4.16)、(4.17)，在求取隔震器各性質時，首

先忽略降伏位移 D_y ，可得特性強度 Q_d ，由式(4.18)得隔震器非彈性

水平勁度 K_d 。再由式(4.19)得降伏位移 D_y 。重複執行本步驟但不能

忽略 D_y ，可重新得到 Q_d 值及 D_y 值等，數次後即會收斂。

4.4.2 給定系統設計位移

此設計流程在上部結構重量 W 、橋柱勁度 K_p 及水平剪力 F_{eq} 已知的情況下，於設計位移確定後，即可建立隔震支承的特性。

1. 決定上部結構設計位移 D_s

2. 由式 $D_s = \frac{F_{eq}}{K_e}$ 得系統等效勁度 K_e ，由 $T_e = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \sum K_{e,i}}}$ 可求得系統週期

T_e ，式中 $K_{e,i}$ 為單一個隔震器等效勁度。

3. 阻尼比修正係數 C_D 及系統阻尼比 ξ_e 依 $C_D = \frac{D_s}{25ZICT_e^2}$ 、

$$\xi_e = \frac{1}{40} \left(\frac{1.5}{C_D - 0.5} - 1 \right) \text{ 計算而得。}$$

4. 由 $D_p = \frac{F_{eq}}{K_p}$ 、 $D_d = D_s - D_p$ 及 $K_{e,i} = \frac{K_{eff,i} K_{p,i}}{K_{eff,i} + K_{p,i}}$ ，可計算得到橋柱位移 D_p 、

隔震器位移 D_s 及隔震器有效勁度 K_{eff} 。

$K_{eff,i}$ = 編號 i 之隔震元件有效勁度

$K_{p,i}$ = 編號 i 之下部結構彈性勁度

5. 同上一流程步驟 4 的迭代順序，求得隔震器特性參數。

4.4.3 紿定目標系統阻尼比

相較於前兩種流程而言，給定系統阻尼比的設計流程較為複雜，因為其他兩個參數 T_e 及 D_s 內含於各方程式中，無法直接推導而求得。故在設計時假設系統週期 T_e ，經過迭代確定週期後再繼續進行設計。過程如下：

1. 決定加入隔震系統為整個結構提升阻尼比至 ξ_e 。

2. 假設系統週期延長至 T_e 秒。

3. 由(表 4.1)及式(4.3)得工址正規化水平加速度係數 C 及阻尼比修正係數 C_D 。

4. 由式(4-6)得設計位移 D_s 。

5. 由 $F_{eq} = K_{eff} D_d$ 得隔震系統等效勁度 K_{eff} 。
6. 經 $T_e = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \sum K_{e,i}}}$ 計算得到週期 T_e ，式中 $K_{e,i}$ 為單一個隔震器等效勁度。
7. 將 T_e 帶回 T_e ，並重複步驟 2~步驟 7 直到收斂為止。
8. 由橋柱勁度 K_p 及水平剪力 F_{eq} 可得橋柱位移 D_p 。
9. 由 $D_d = D_s - D_p$ 、 $K_{e,i} = \frac{K_{eff,i} K_{p,i}}{K_{eff,i} + K_{p,i}}$ ，可計算得到隔震器位移 D_d 及隔震器有效勁度 K_{eff} 。
10. 同上一流程步驟 5 的迭代順序，求得隔震器特性參數。

4.5 鉛心橡膠支承墊設計

4.5.1 鉛心橡膠支承墊設計流程

鉛心橡膠支承墊設計流程(如圖 4.3 所示)，利用鉛心提供初始勁度及消散地震之能量。

1. 由靜力或動力分析方法得到鉛心橡膠支承墊的側向有效勁度 K_{eff} 、等效阻尼比至 ξ_{eq} 與設計位移 D_d 。
2. 決定支承墊的設計應變 γ_{max} ，設計溫度 T，設計應變可依據材料供應商或材料實驗結果取得一適當的值。
3. 根據設計應變 γ_{max} 、設計溫度 T、隔震結構有效週期 T_e 及隔震結構有效阻尼比 ξ_e ，再由支承墊製造商所提供的測試資料中選取對應的剪力模數 G。

4. 計算支承墊總厚度 T_r 可由設計位移 D_d 及設計應變 γ_{\max} 求得：

$$T_r = \frac{D_d}{\gamma_{\max}} \quad (4.26)$$

5. 設計鉛心：

由支承墊特性強度 Q_d 、鉛心降伏應力 f_{py} 以決定鉛心斷面積 A_p 及直徑

d_p :

$$A_p = \frac{Q_d}{f_{py}} \quad (4.27)$$

6. 設計鉛心：

(1) 由橡膠支承墊在靜載重 P_{DL} 下之容許應力 σ_c 估算橡膠支承墊有效

受壓面積 A_{ro} ；其中 A_{re} 為水平變位效應時，橡膠支承墊有效受壓面積如式(4.37)、(4.38)所示：

$$\sigma_c = \frac{P_{DL+LL}}{A_{ro}} \leq 80(kg/cm^2) \quad (4.28)$$

(2) 在不容許橡膠支承墊產生 rocking 條件下，選擇一形狀因子 S 。

$$\frac{K_v}{K_h} = \frac{\frac{E_c \times A}{h}}{\frac{G \times A}{h}} = \frac{E_c}{G} = \frac{E \times (1 + 2kS^2)}{G} \geq 400 \quad (4.29)$$

其中 $E_c = E \times (1 + 2\kappa S^2)$ 為橡膠支承墊的壓力模數， S 為形狀因子， κ 為修正因子， G 、 E 分別為橡膠支承墊的剪力模數、楊氏模數。 G 、 E 及 κ 值與橡膠材料的硬度有關，如表 4.2 所示。 G 與 E 值若有材料實驗的數據可供參考，則以實驗值為準。

(3) 由橡膠支承墊垂直壓力 P_{DL+LL} 所引致的剪應變估算橡膠支承墊所能承受的壓面積 A_{re} ：

$$\gamma_c /_{DL+LL} = 6S \frac{P_{DL+LL}}{E_c A_{re}} \leq \frac{EB}{3} \quad (4.30)$$

(4)由以下建議公式求取橡膠材料彈性勁度 K_r (不含鉛心)：

$$K_d = K_r \left(1 + 12 \frac{A_p}{A_{r0}} \right) \quad (4.31)$$

(5)由橡膠支承墊所承受剪力配合下式可求得橡膠支承墊的最小剪力斷面面積 A_{r2} ：

$$A_{r2} = \frac{K_{eff} \times T_r}{G} \quad (4.32)$$

其中： K_r 為橡膠材料的彈性勁度 (不含鉛心)

(6)橡膠支承墊的斷面面積 A_r 求得考慮以 A_{r0} 、 A_{r1} 及 A_{r2} 三者之間的最大值作為橡膠支承墊的設計斷面面積。

(7)適當選擇橡膠支承墊的斷面尺寸使橡膠支承墊面積等於步驟 (6)中之設計斷面面積。

7. 求得單層橡膠厚度 t_i 與橡膠層數 N ：

(1)利用下式形狀因子的定義與橡膠支承墊斷面尺寸求得單層橡膠厚度 t_i 。

矩形支承墊：

$$S = \frac{L \times B}{2(L+B) \times t_i} \quad (4.33)$$

圓形支承墊：

$$S = \frac{d}{4t_i} \quad (4.34)$$

L 、 B = 橡膠支承墊平面尺寸， d = 圓形支承墊直徑

(2)由 $T_r = N \times t_i$ 決定所需的橡膠層數 N

8. 設計鋼鈑厚度 t_s ：

所需要的加勁鋼鈑厚度可利用下式求得：

$$t_s \geq \frac{2 \times (t_i + t_{i+1}) P_{DL+LL}}{A_{re} \times F_s} \geq 2mm \quad (4.35)$$

t_i ， t_{i+1} 各為鋼板所在上、下方之橡膠層厚度： $F_s = 0.6F_y$ ，其中 F_y 為
鋼材的降伏應力； A_{re} 為水平變位效應時，橡膠支承墊有效受壓面積如
下式所示。

矩形支承墊：

$$A_{re} = L \times B - \Delta_s \quad (4.36)$$

圓形支承墊：

$$A_{re} = \frac{d^2}{4} (\beta - \sin \beta) \quad (4.37)$$

$$\beta = 2 \cos^{-1} \left(\frac{\Delta_s}{d} \right) \quad (4.38)$$

L 、 B = 垂直與平行於位移方向的橡膠支承墊平面尺寸， Δ_s = 支承墊
水平位移。

9. 剪力應變與穩定度檢核

依文中所列之各項橡膠支承墊的設計要求進行檢核，若不符合則
重複步驟 2 至 8 重新進行設計。

4.5.2 鉛心橡膠支承墊剪力應變與穩定度檢核

鉛心橡膠支承墊的設計必須滿足在常態載重及地震力作用下各應力
即應變的要求，各項要求如下：

1. 受垂直軸壓力 P_{DL+LL} 時產生的剪力應變：

$$\gamma_{c,DL+LL} = 6S \times \varepsilon_c \frac{P_{DL+LL}}{A_{re} \times E_c} \leq \frac{EB}{3} \quad (4.39)$$

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta_c}{T_r} = \frac{P_{DL+LL}}{A_{re} \times E_c} \quad (4.40)$$

上兩式中 S 為形狀因子，如式(4.33)、(4.34)所示； Δ_c = 壓力變
位； T_r = 橡膠總厚度； EB = 橡膠的拉斷應變； A_{re} = 水平變位效應，

橡膠支承墊有效受壓面積如式(4.36)、(4.37)所示； E_c = 壓力模數。

2. 在考慮地震力作用的載重組合(包含靜載重、地震力載重、地震力設計位移與設計轉角)下橡膠支承墊的總剪應變：

$$\gamma_{sc} + \gamma_{eq} + \gamma_{sr} \leq 0.75EB \quad (4.41)$$

$$\gamma_{sr} = \frac{B^2 + d}{2 \times t_i \times T_r} \quad (4.42)$$

γ_{sc} = 橡膠支承墊受軸壓力時所產生的剪應變；而 P_{DL+LL} 須改為

$P_{DL+LL+EQ}$ ，即應同時考慮靜載重、適當比例的活載重及地震力引致的垂

直力； γ_{eq} = 受地震力所引起的剪應變而 $\gamma_{eq} = \frac{D_d}{T_r}$ ， D_d = 地震力設計

位移； γ_{sr} = 橡膠支承墊旋轉時所產生的剪應變； t_i = 單層橡膠厚度；勁

度 d 由 θ 換算求得 $d = \frac{\theta}{180} \times \pi$ ， θ = 地震力設計轉角。

3. 為防止支承墊發生傾覆(Roll-Out)，地震力設計位移 D_d 需滿足：

$$D_d \leq \delta_{roll-out} = \frac{P_{DL+LL+EQ} \times L}{P_{DL+LL+EQ} + K_{eff} \times h} \quad (4.43)$$

K_{eff} = 支承墊的有效勁度， h = 支承墊總高度， L = 矩形支承墊的短邊長或圓形支承墊的直徑。

4. 穩定要求：

為防止支承墊發生失穩的現象，其平均壓應力須符合：

$$\delta_c = \frac{P}{A} \leq \sigma_{cr} = \frac{G \times S \times L}{2.5 \times T_r} \quad (4.44)$$

L = 矩形支承墊的短邊長或圓形支承墊的直徑

5. 鉛心尺寸設計之規定：

$$1.25 \leq \frac{H_p}{d_p} \leq 5.0 \quad (4.45)$$

其中 d_p = 鉛心直徑； H_p = 鉛心有效高度，可視為橡膠層總厚度。

4.5.3 鉛心橡膠支承墊設計例

若所有支承墊由前述靜力或動力分析法得隔震橋梁之設計位移 D

$=15\text{cm}$ 、有效週期 $T_e = 2.5\text{sec}$ 、 $K_{eff} = 200\text{tf/m}$ 、有效阻尼比 $\xi_e = 16\%$ ，

特性強度 $Q_d = 12\text{tf}$ 、非彈性水平勁度 $K_d = 150\text{tf/m}$ 、降伏位移 D_y

$=0.0061\text{m}$ ，依鉛心橡膠支承墊設計步驟計算如下：

1. 以隔震系統中間支承墊計算，其 $P_{DL} = 380\text{tf}$ 、 $P_{LL} = 100\text{tf}$ 、 $P_{EQ} = 0$ 。

2. 決定設計應變 γ_{max} 、設計溫度 T 。

設 $\gamma_{max} = 50\%$ 、 $T = 40^\circ\text{C}$

3. 假設系統所使用的鉛心橡膠硬度為 IRHD60，其拉斷應變 $EB = 500\%$ ，

由表 4-2 得橡膠支承墊的楊氏模數 $E = 445 \text{ N/cm}^2 = 453.455 \text{ tf/m}^2$ 、

剪力模數 $G = 106 \text{ N/cm}^2 = 108.014 \text{ tf/m}^2$ 、修正因子 $k=0.57$ 。

4. 計算橡膠支承墊總厚度(T_r)：

$$\gamma_{max} = \frac{D_d}{T_r} \Rightarrow T_r = \frac{D_d}{\gamma_{max}} = \frac{15}{50\%} = 30\text{cm}$$

5. 設計鉛心：

$$A_p = \frac{Q_d}{f_{py}} = \frac{12000}{90} = 133.33\text{cm}^2$$

採用直徑 $d_p = 13.5\text{cm}$ 的圓形鉛心。

6. 計算橡膠支承墊的斷面積 A 與斷面尺寸：

(1)由橡膠支承墊在靜載重(P_{DL+LL})下的容許壓應力(σ_c)估算橡膠支承

墊有效受壓面積(A_{r0})：

$$\sigma_c = \frac{P_{DL+LL}}{A_{r0}} \leq 80\text{kg/cm}^2 \Rightarrow \frac{380000 + 100000}{A_{r0}} \leq 80$$

$$A_{r0} \geq 0.6\text{m}^2$$

(2) 選擇形狀因子 S

$$\frac{E \times (1 + 2kS^2)}{G} \geq 400 \Rightarrow \frac{453.455 \times (1 + 2 \times 0.57S^2)}{108.014} \geq 400$$

$S = 9.09$ Use $S=20$

$$E_c = E \times (1 + 2kS^2) = 453.62 \times (1 + 2 \times 0.57 \times 20^2) = 207228.935 \text{tf/m}^2$$

(3) 由橡膠支承墊在靜載重(P_{DL+LL})估算橡膠支承墊面積(A_{r1})：

$$6S \frac{P_{DL+LL}}{E_c A_{r1}} \leq \frac{EB}{3} \Rightarrow 6 \times 20 \frac{380 + 100}{207228.935 \times A_{r1}} \leq \frac{500\%}{3} \Rightarrow A_{r1} = 0.1668 \text{m}^2$$

若使用矩形斷面則 $L=50\text{cm}$ 、 $B=35\text{ cm}$ ， $A_{r1} = 0.175\text{m}^2$

(4) 由以下建議公式求取橡膠材料彈性勁度 K_r (不含鉛心)：

$$K_d = K_r \left(1 + 12 \frac{A_p}{A_{r0}} \right) \Rightarrow 150 = K_r \left(1 + 12 \frac{133.33}{6000} \right) \Rightarrow K_r = 118.422$$

(5) 由橡膠支承墊剪力估算其支承墊面積 A_{r2} ：

$$A_{r2} = \frac{K_r \times T_r}{G} = \frac{118.422 \times 0.3}{108.014} = 0.3289 \text{m}^2$$

(6) $A = \max(A_{r0}, A_{r1}, A_{r2}) = \max(0.6, 0.175, 0.3289)$

取 $A = 0.6\text{m}^2$

(7) 決定橡膠支承墊尺寸：

使用矩形斷面，其長、寬尺寸 $L=90\text{cm} \times B=70\text{cm}$

$$A = 0.63 \text{m}^2$$

7. 單層橡膠厚度(t_i)與橡膠層數值(N)：

$$(1) \text{ 矩形支承墊 } S = \frac{L \times B}{2(L+B) \times t_i} \Rightarrow 20 = \frac{90 \times 70}{2(90+70) \times t_i} \Rightarrow t_i = 0.98 \text{cm}$$

取 $t_i = 1.0\text{cm}$

$$(2) T_r = N \times t_i \Rightarrow 30 = N \times 1.0 \Rightarrow N = 30$$

Use $N = 30$ 層，則 $T_r = 30 \times 1.0 = 30.0\text{cm}$

8. 設計鋼鈑厚度(t_s)：

$$t_s \geq \frac{2 \times (t_i + t_{i+1}) P_{DL+LL}}{A_{re} \times F_s}$$

$$t_s \geq \frac{2 \times (0.01 + 0.01) \times (380 + 100)}{0.63 \times 14400} = 0.00234m = 2.34mm$$

Use $t_s = 2.5mm$

使用 A36 鋼鈑 $F_s = 0.6F_y = 0.6(24000tf/m^2) = 14400 tf/m^2$

9. 計算支承墊總高度：

設最上及最下層連接鋼鈑各層厚度為 2.5cm，則支承墊總高度(h)為

$$h = T_r + 29 \times t_s + 2 \times 2.5cm = 30cm + 29 \times 0.25cm + 5cm = 42.25cm$$

10. 剪力應變與穩定度的檢核：

(1) 受垂直軸壓力(P_{DL+LL})時所產生的剪力應變

$$\gamma_{c,DL+LL} = 6S \times \frac{P_{DL+LL}}{A_{re} \times E_c} = 6 \times 20 \frac{380 + 100}{0.63 \times 207228.935} = 0.441$$

$$0.441 \leq \frac{EB}{3} = \frac{500\%}{3} = 1.667 \quad OK$$

(2) 考慮地震力作用的載重組合

$$\gamma_{sc} + \gamma_{eq} + \gamma_{sr} = 6S \frac{P_{DL+LL}}{A_{re} \times E_c} + \frac{D_d}{T_r} + \frac{B^2 + \theta}{2 \times t_i \times T_r} = 0.441 + 0.5 + 0 = 0.941$$

$$0.941 \leq 0.75EB = 0.75 \times 500\% = 3.75 \quad OK$$

(3) 防止支承墊發生傾覆(Roll-Out)

$$\delta_{roll-out} = \frac{1}{2} \frac{P_{DL+LL+EQ} \times B - Q_d \times h}{P_{DL+LL+EQ} + K_{eff} \times h} = \frac{1}{2} \frac{480 \times 0.7 - 12 \times 0.423}{480 + 150 \times 0.423}$$

$$= 0.304m = 30.4cm \geqq D = 15cm \quad OK$$

(4) 穩定要求

$$\sigma_c = \frac{P}{A} = \frac{480}{0.63} = 761.9tf/m^2$$

$$761.9tf/m^2 \leq \sigma_{cr} = \frac{G \times S \times B}{2.5 \times T_r} = \frac{108.014 \times 20 \times 0.7}{2.5 \times 0.3} = 2016.26tf/m^2 \quad OK$$

(5) 防止支承墊發生傾覆(Roll-Out)

$$1.25 \leq \frac{h}{d_p} = \frac{42.25}{13.5} = 3.13 \leq 5.0 \quad OK$$

11. 設計結果：

所需鉛心橡膠支承墊尺 $L \times B = 90cm \times 70cm$ ，高 $h = 42.25cm$ ，橡膠共需 30 層，每層厚度為 $1.0cm$ ，鉛心直徑 $\phi = 13.5cm$ ，鋼鈑為 29 層，每層厚度為 $2.5mm$ ，上、下層連接鋼鈑厚度 $2.5cm$ 。

表4-2 橡膠硬度與彈性常數的關係(Lindley理論)

| 橡膠硬度 IRHD±2 | 楊氏模數 E (N/cm^2) | 剪力模數 G (N/cm^2) | 形狀因子 k |
|----------------|--------------------------|--------------------------|-------------|
| 30 | 92 | 30 | 0.93 |
| 35 | 118 | 37 | 0.89 |
| 40 | 150 | 45 | 0.85 |
| 45 | 180 | 54 | 0.80 |
| 50 | 220 | 64 | 0.73 |
| 55 | 325 | 81 | 0.64 |
| 60 | 445 | 106 | 0.57 |
| 65 | 585 | 137 | 0.54 |
| 70 | 735 | 173 | 0.53 |
| 75 | 940 | 222 | 0.52 |

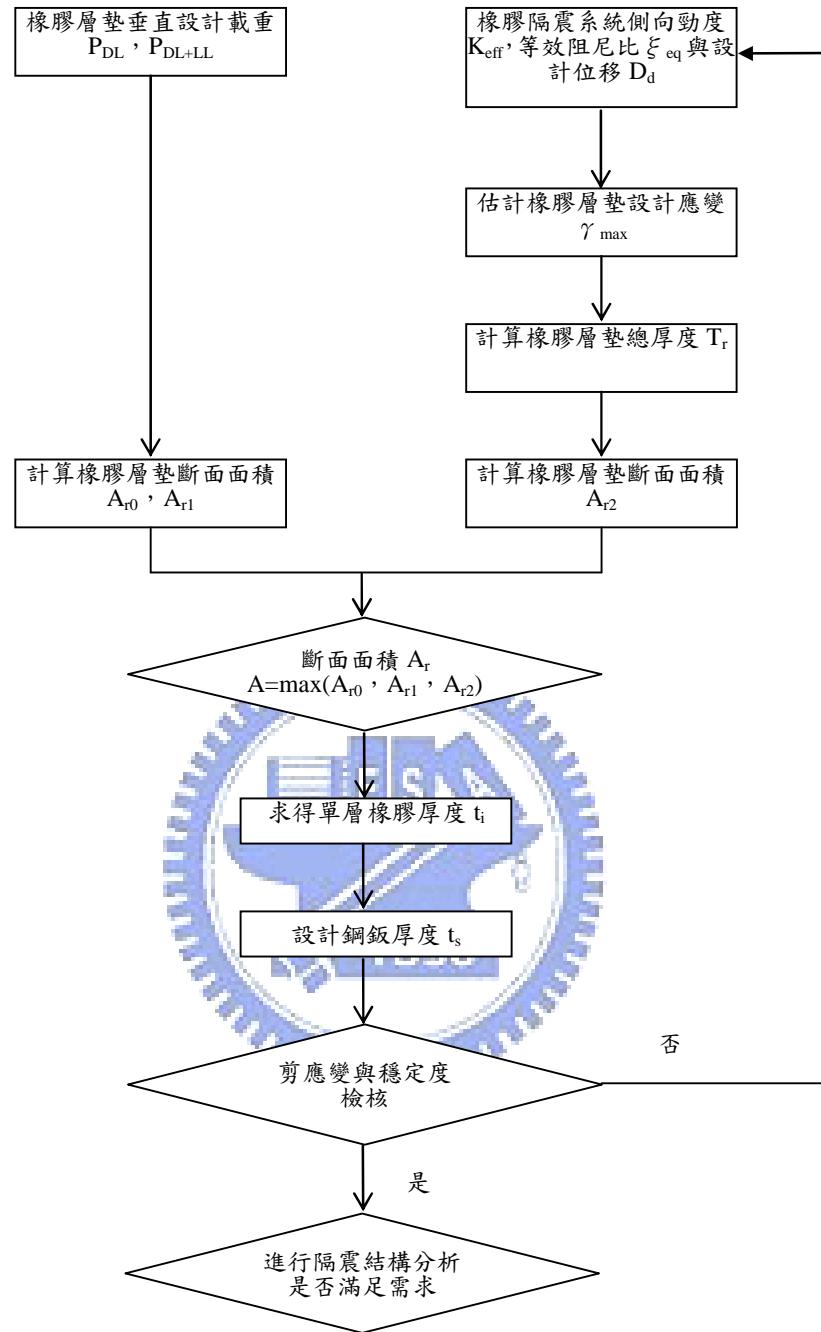


圖4.3 鉛心橡膠支承墊設計流程

4.6 隔震補強設計流程

4.6.1 補強目標

依訂定系統設計位移量進行補強，並決定使用隔震補強工法。在容量譜上，補強目標可清楚的顯示。凡橋梁採用隔震補強者，吾人可制定兩種補強目標：(1)橋柱保持彈性；或(2)容許橋柱達到某一韌性。

4.6.2 補強至彈性範圍

在隔震補強設計中，優先考慮以鉛心橡膠支承墊(LRB)做為隔震補強設計，其設計參數已概述於 4.4 節中。根據補強目標，首先考慮補至彈性範圍。然後根據容量譜，可求得知橋柱降伏剪力(V_y)，當橋柱所受剪力小於是(V_y)，則橋柱保持彈性範圍內，滿足橋柱所受剪力小於是(V_y)。詳細設計過程如下所述：

1. 決定設計位移 D_s

$$2. \text{ 橋柱位移 } D_p = \frac{V_y}{K_p}$$

$$3. \text{ 得隔震器位移 } D_d = D_s - D_p$$

$$4. \text{ 計算隔震器有效勁度 } K_{eff} = \frac{V_y}{D_d}$$

$$5. \text{ 得系統週期 } T_e = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \sum K_{e,i}}}$$

式中 $K_{e,i}$ 為單一個隔震器等效勁度

$$6. \text{ 求得阻尼比修正係數 } C_D = \frac{D_s}{25ZICT_e^2}$$

$$7. \text{ 得系統阻尼比 } \xi_e = \frac{1}{40} \left(\frac{1.5}{C_D - 0.5} - 1 \right)$$

8. 利用 ξ_e 迭代得隔震器性質而設計隔震器

4.6.3 補強至某一韌性

就根據補強目標，考慮補至某一韌性。依據容量譜得知橋柱在某一韌性下所對應的剪力 (V_c)，當橋柱所受剪力小於是 (V_c)，則橋柱保持在某一韌性範圍內。相較於補強至保持彈性範圍，補至某一韌性可以使橋柱適當的發揮一些消能行為。詳細設計過程如下所述：

1. 決定設計位移 D_s

$$2. \text{ 橋柱位移 } D_p = \frac{V_c}{K_p}$$

$$3. \text{ 得隔震器位移 } D_d = D_s - D_p$$

$$4. \text{ 計算隔震器有效勁度 } K_{eff} = \frac{V_c}{D_d}$$

$$5. \text{ 得系統週期 } T_e = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \sum K_{e,i}}}$$

式中 $K_{e,i}$ 為單一個隔震器等效勁度

$$6. \text{ 求得阻尼比修正係數 } C_D = \frac{D_s}{25ZICT_e^2}$$

$$7. \text{ 得系統阻尼比 } \xi_e = \frac{1}{40} \left(\frac{1.5}{C_D - 0.5} - 1 \right)$$

8. 利用隔震器阻尼比 ξ_{eq} 迭代得隔震器性質而設計隔震器

茲將隔震補強設計流程列舉，如圖 4.4 所示。當隔震器設計完成後，可以利用所計算之週期 T_e 檢核在反應譜下之反應。若設計之隔震器性質

不合實際需求，則可以更改設計位移，再重新計算。設計位移 D_s 的決定應由所需要的功能等級來訂定，不同的功能等級要求下會有不同的設計位移。



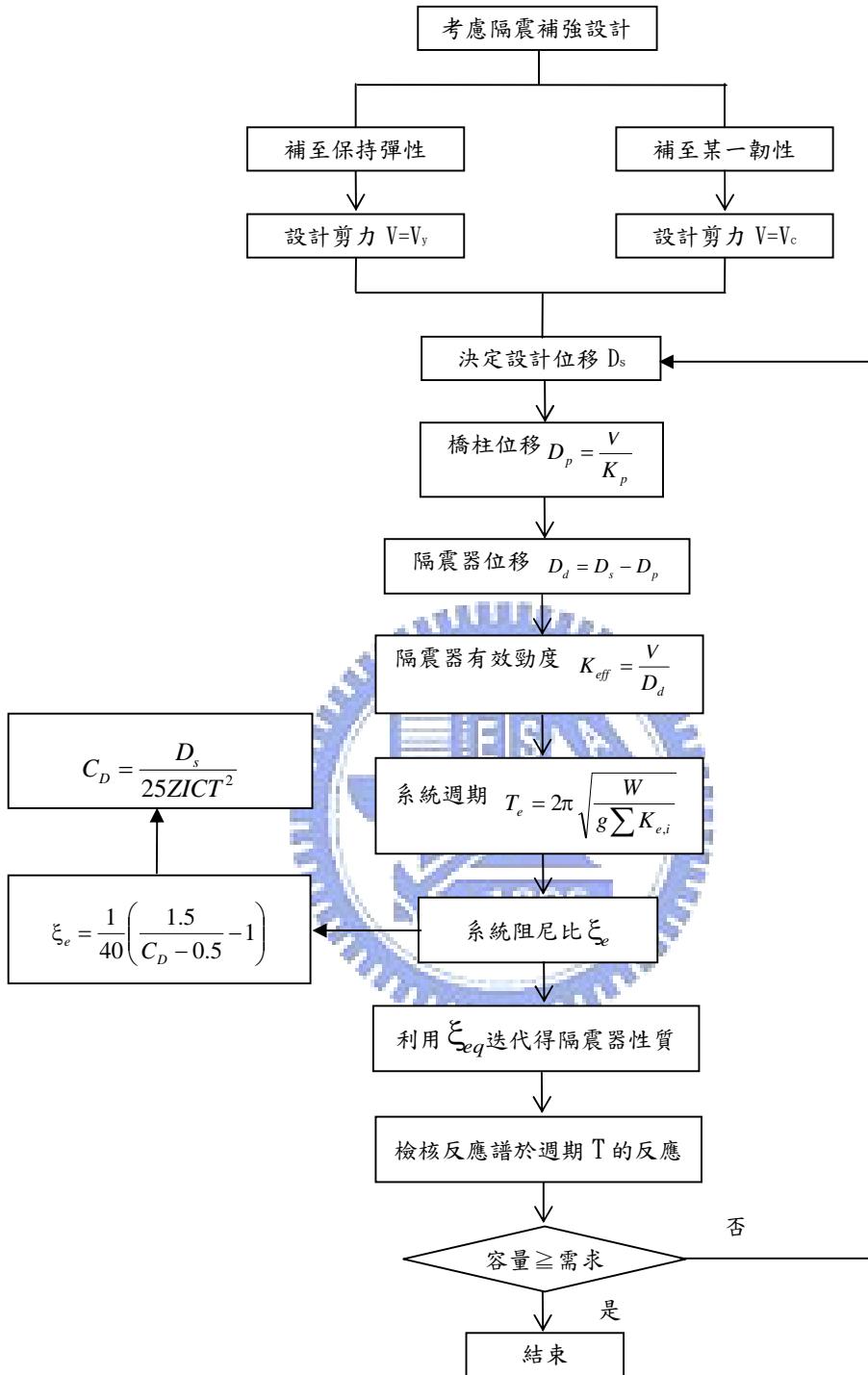


圖4.4 LRB隔震補強設計流程

第五章 橋梁隔震補強設計範例

5.1 橋梁分析基本資料

5.1.1 橋梁分析模型

本研究採用(圖 5.1 所示)五跨連續橋梁進行案例分析，橋梁總長度為 225 公尺，每一跨長度為 45 公尺，橋梁斷面(如圖 5.2 所示)。上部結構鋼筋混凝土箱型梁構造，橋面寬 11.4 公尺，單向雙車道；下部結構兩側為橋台，其餘為墩柱。

圖 5.3 所示為結構分析模式，包括橋梁結構節點及桿件編號。整體結構三度空間，每個節點 6 個自由度之方式處理。橋梁結構之位移束制條件在橋台及橋墩底部除了可供軸向及垂直移動與旋轉彈簧外，其餘假設為固定，在支承墊或隔震裝置之頂端與上部結構之形心以一剛性構件(Bigid bar)連接藉此模擬梁桿件之剛域，其上部結構形心之交接處以剛接處理；未隔震之前，橋台、橋墩頂部與此剛性構件以輥接及鉸接型式相連；在裝設隔震裝置時，則將鉛心橡膠支承墊(LRB)、橡膠支承墊(RB)置於此剛性構件與柱頂之間。

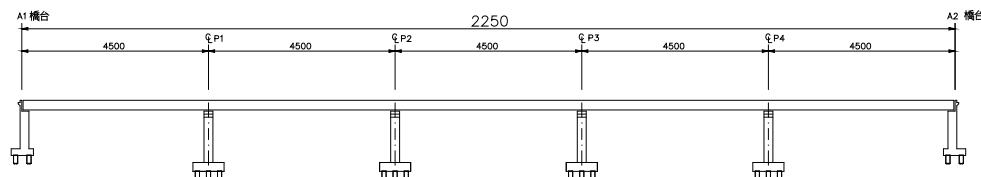


圖5.1 橋梁立面圖

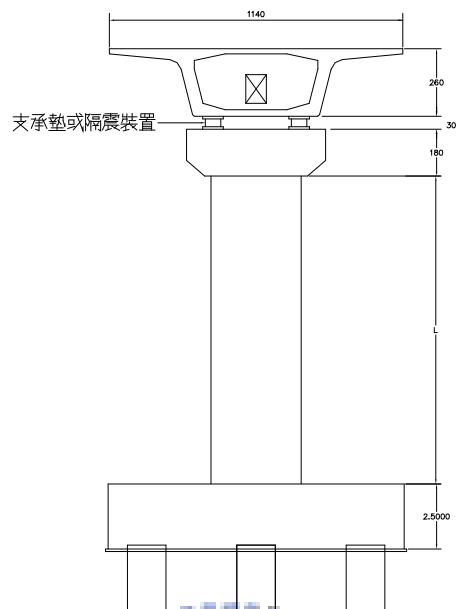


圖5.2 橋梁橫向立面圖

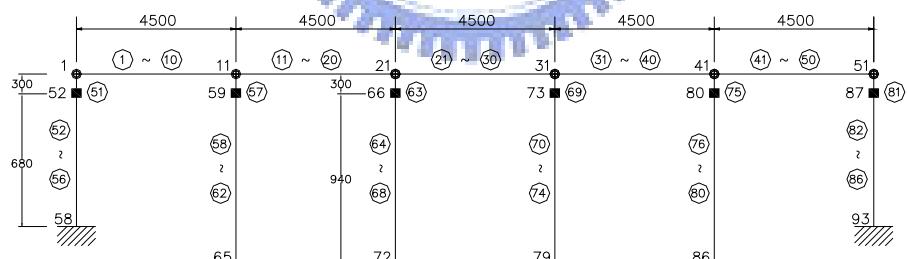


圖5.3 橋梁結構分析模型

5.1.2 設計載重分析

1. 設計活載重 : HS20-44+25%

2. 設計靜載重 :

上部結構靜載重 = 18.35 t/m

A.C 鋪面 = 1.3 t/m

欄杆及其他附屬構件重量 = 1.8 t/m

3. 結構型式 :

上部結構 - 後拉法場鑄逐跨施工預力箱形梁

橋 墩 - 單柱式橋墩

橋 台 - 懸臂式橋台

基 礎 - 桁基礎

4. 橋梁跨距 : 5@45=225 m

5. 橋面淨寬 : 11.4 m

6. 地震係數 : $K_h \times (C \times F_u) \times W$

7. 溫度變化範圍 : $\pm 20^\circ C$

5.1.3 分析考慮狀況

本研究在於進行案例分析時，以進行地震反應譜及歷時分析為主，各項分析所考慮之地質情況則包括：

1. 軟弱地盤，N 約等於 10，相當於第三類地盤。

土壤參數如下：

(1) 水平地盤彈性係數

$$K_x = 9.5 \times 10^4 \text{ t/m}^3$$

$$K_y = 6.7 \times 10^4 \text{ t/m}^3$$

(2) 垂直地盤彈性係數

$$K_z = 4.1 \times 10^5 \text{ t/m}^3$$

(3) 旋轉地盤彈性係數

$$K_{rx} = 4.3 \times 10^6 \text{ t/m}^3$$

$$K_{ry} = 2.9 \times 10^6 \text{ t/m}^3$$

$$K_{rz} = 3.1 \times 10^6 \text{ t/m}^3$$

2. 普通地盤，N 約等於 33，相當於第二類地盤。

土壤參數如下：

(1) 水平地盤彈性係數

$$K_x = 3.14 \times 10^5 \text{ t/m}^3$$

$$K_y = 2.21 \times 10^5 \text{ t/m}^3$$

(2) 垂直地盤彈性係數

$$K_z = 1.35 \times 10^6 \text{ t/m}^3$$

(3) 旋轉地盤彈性係數

$$K_{rx} = 1.42 \times 10^7 \text{ t/m}^3$$

$$K_{ry} = 9.57 \times 10^6 \text{ t/m}^3$$

$$K_{rz} = 1.02 \times 10^7 \text{ t/m}^3$$

3. 堅硬地盤，N 約等於 100，相當於第一類地盤。

土壤參數如下：

(1) 水平地盤彈性係數

$$K_x = 9.5 \times 10^5 \text{ t/m}^3$$

$$K_y = 6.7 \times 10^5 \text{ t/m}^3$$

(2) 垂直地盤彈性係數

$$K_z = 4.1 \times 10^6 \text{ t/m}^3$$

(3) 旋轉地盤彈性係數

$$K_{rx} = 4.3 \times 10^7 \text{ t/m}^3$$

$$K_{ry} = 2.9 \times 10^7 \text{ t/m}^3$$

$$K_{rz} = 3.1 \times 10^7 \text{ t/m}^3$$

此外，分析時所考慮之地震方向包括順橋軸向地震及垂直向地震，以這兩種地震之橋梁地震反應分析所考慮狀況則包括：

1. 順橋軸向地震力作用時

- (1) 原有固定式支承(POT BEARING)之橋梁地震反應分析
- (2) 使用鉛心橡膠支承墊(LRB)之橋梁地震反應分析

2. 垂直向地震力作用時

- (1) 原有固定式支承(POT BEARING)之橋梁地震反應分析
- (2) 使用鉛心橡膠支承墊(LRB)之橋梁地震反應分析

5.1.4 地震力



在建築或橋梁結構設計領域中，隨著科技之進步，靜力分析已無法完全掌握結構之行為，而動力分析顯得越來越重要及普遍，尤其是當構造物之構件加裝控制元件後。若要進行動力歷時分析，則必須有設計地震記錄資料。

從耐震分析及設計之角度考量，設計反應譜係由繁多真實地震記錄經統計分析歸納而成，相對地，單一測站之單一地震紀錄則較不具代表性，無法完全滿足規範之需求。本研究在進行動力分析時，所輸入之地震力包括規範規定之第一、第二及第三類地盤之設計反應譜(如圖 5.4 所示)，以及依此三類反應譜所製造之人造地震歷時紀錄(如圖 5.5 至圖 5.7 所示)。在選用人造地震歷時紀錄時，本研究以 1999 年九二一地震之實測地震紀錄為參考基準，在頻率域調整地震紀錄之頻譜震幅，但頻譜之相位角則保持不變，即不過改變 P 波及 S 波之傳遞時間，以求盡量保持原有地震紀錄之特性，如此不斷地修正，直至滿足規範之需求為止。此外，本研究並亦參考人造地震歷時紀錄，以及採用人造正規化地震反應譜(如圖 5.8 至圖 5.10 所示)進行另案分析。

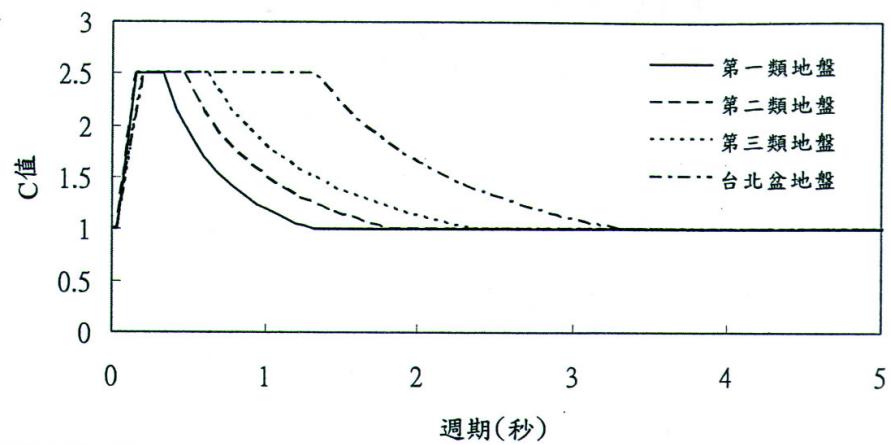


圖5.4 各類地盤反應譜

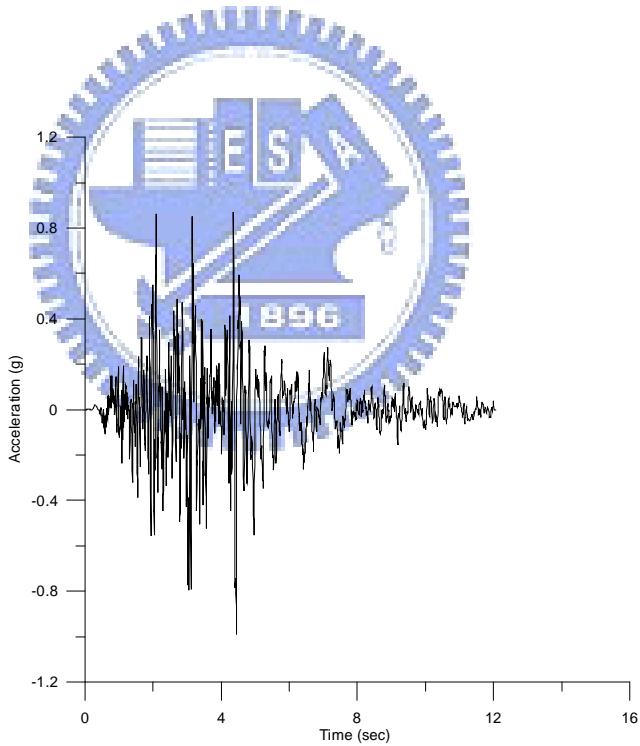


圖5.5 第一類地盤(堅硬)人造地震歷時紀錄

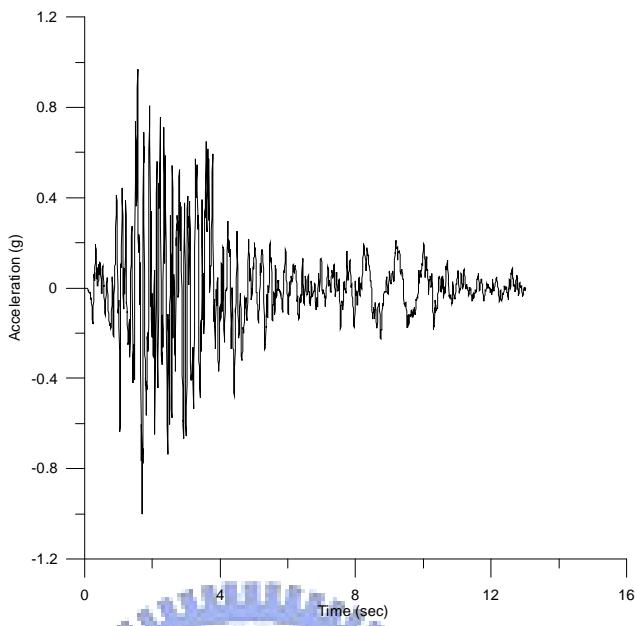


圖5.6 第二類地盤(普通)人造地震歷時紀錄

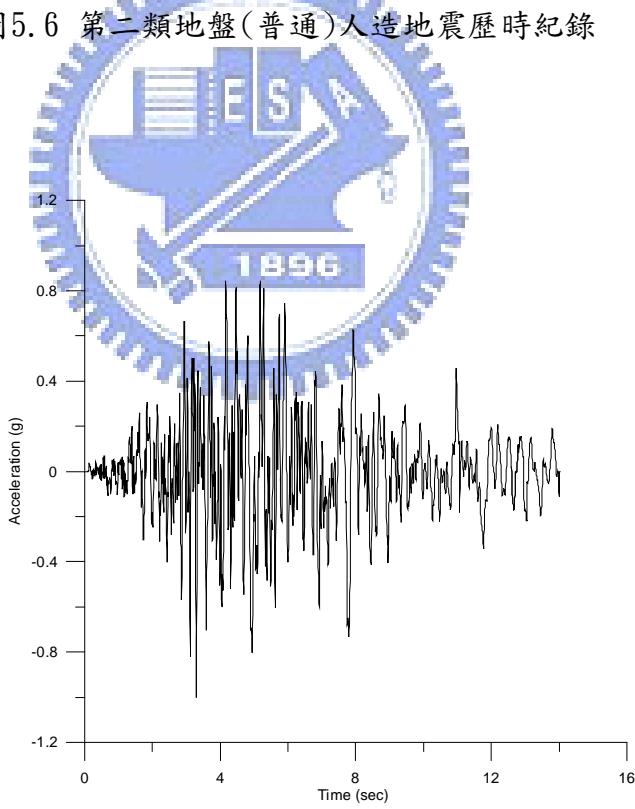


圖5.7 第三類地盤(普通軟弱)人造地震歷時紀錄

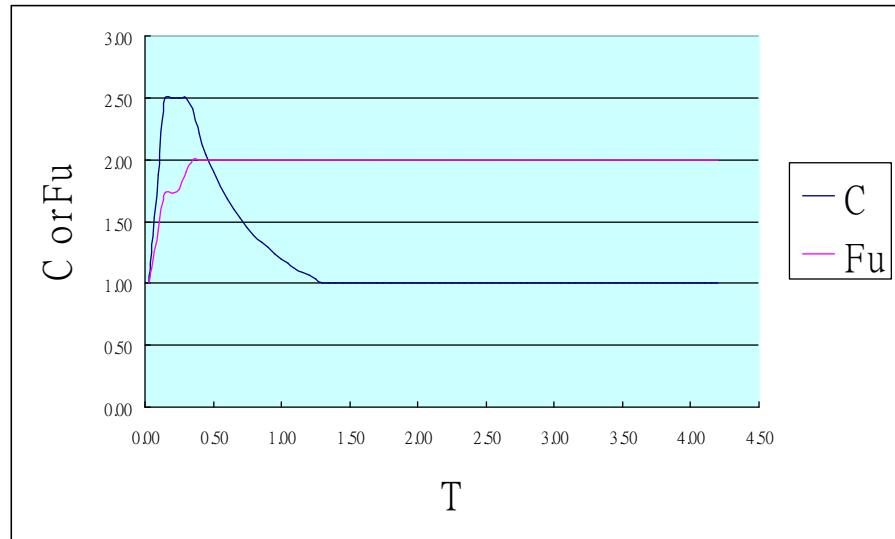


圖5.8 第一類地盤(堅硬)人造正規化地震反應譜

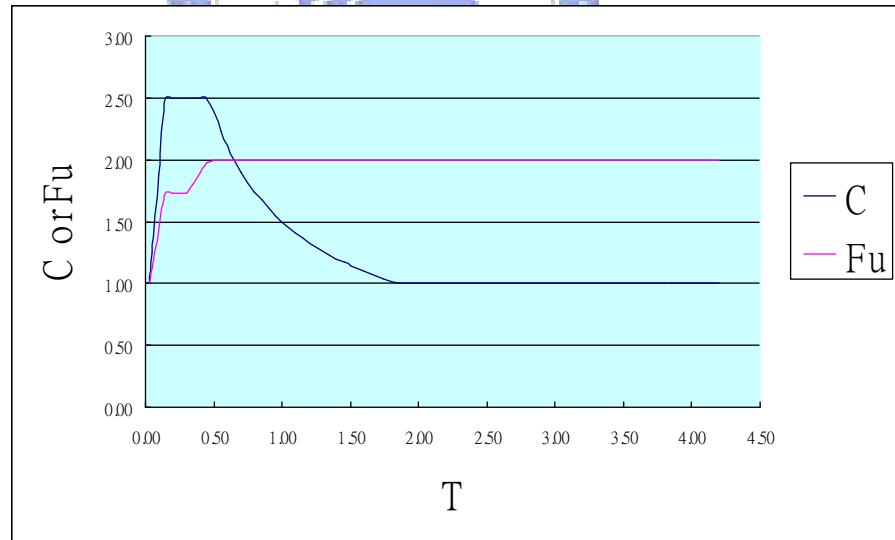


圖5.9 第二類地盤(普通)人造正規化地震反應譜

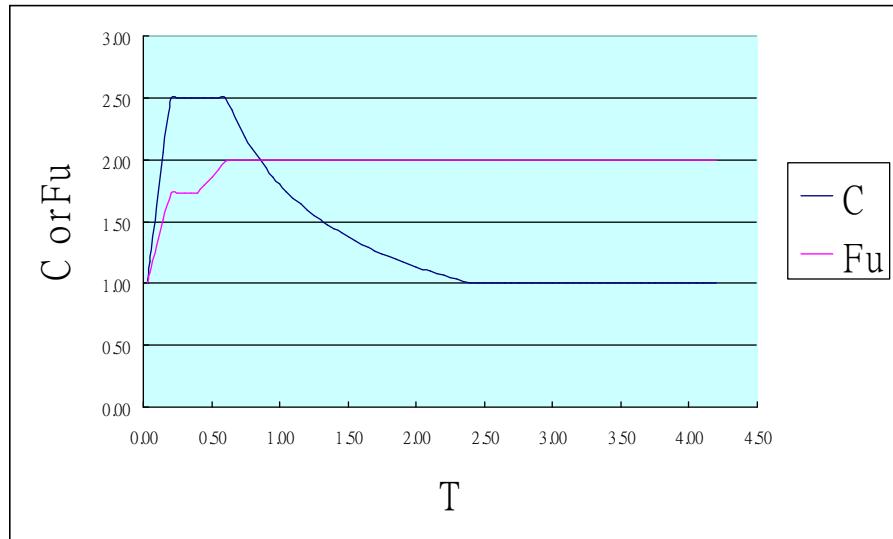


圖5.10 第三類地盤(軟弱)人造正規化地震反應譜

5.1.5 隔震裝置參數資料

本研究之橋梁模擬分析所採用的隔震裝置為鉛心橡膠支承墊(LRB)及橡膠支承墊(RB)，其各項參數資料(如表 5.1 所示)。鉛心橡膠支承墊相關設計參數計算如下：

假如設計位移 $D_s = 0.15(m)$

橋柱水平剪力 $V = C_s W = 0.315 \times 4830 \approx 1520(t)$

其中上部結構靜重 $W = (18.35 + 1.3 + 1.8) \times 225 \approx 4830(t)$

橋柱勁度 $K_{p,i} = EA / L = 25100 \times 3.5 \times 2.5 / 8.5 = 25838((t/m))$

橋柱位移 $D_p = \frac{V}{K_p} = \frac{1520}{25838 \times 6} = 0.0098(m)$

則隔震器位移 $D_p = D_s - D_p = 0.15 - 0.0098 = 0.14(m)$

計算隔震器有效勁度 $K_{eff} = \frac{V}{D_d} = \frac{1520}{0.140} = 10857(t/m)$

$$\text{計算系統週期 } T_e = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \sum K_{e,i}}} = 2\pi \sqrt{\frac{4830}{9.81 \times 10857}} = 1.34(\text{sec})$$

$$\text{計算阻尼比修正係數 } C_D = \frac{D_s}{25ZICT_e^2} = \frac{0.15}{25 \times 0.33 \times 1.2 \times 0.82 \times 1.34^2} = 0.01$$

$$\text{其中 } C = \frac{1.13}{1.37} = 0.82$$

$$\text{計算系統阻尼比 } \xi_e = \frac{1}{40} \left(\frac{1.5}{C_D - 0.5} - 1 \right) = \frac{1}{40} \left(\frac{1.5}{0.01 - 0.5} - 1 \right) = 0.10$$

$$\text{則隔震器位移 } K_{e,i} = \frac{K_{eff,i} K_{p,i}}{K_{eff,i} + K_{p,i}} = \frac{(10857/6) \times 25838}{(10857/6) + 25838} = 1691(t/m)$$

表5.1 隔震裝置設計參數資料

| 項 目 | RB | LRB |
|--------------------------|--------|--------|
| 特性強度 Q_d (tf) | 20 | 20 |
| 非彈性水平勁度 K_d (tf/m) | 150 | 150 |
| D_y 降伏位移 (m) | 0.0061 | 0.0061 |
| F_y 降伏力 (tf) | 0 | 80 |
| 初始勁度 K_u (tf/m) | 1800 | 1800 |
| 勁度比 $\alpha = K_d / K_u$ | 0.083 | 0.083 |
| D_d 設計位移 (m) | 0.138 | 0.195 |
| 有效勁度 K_{eff} (tf/m) | 1690 | 1690 |

5.2 橋梁動力分析結果

5.2.1 順橋向地震反應譜分析結果

順橋向地震分析模型(如圖 5.11 及圖 5.12 所示)，其反應譜分析結果列於(表 5.2 至表 5.3)。其中 CASE1 為未隔震之橋梁，其支承係以盤式支承墊安裝；CASE2 為隔震橋梁，其橋台裝置橡膠支承墊(RB)而橋墩裝置鉛

心橡膠支承墊(LRB)。表中之位移單位為 mm，反力單位為 T。由分析結果顯示，不同的地盤條件柱底剪力及振態週期有明顯的差異。

5.2.2 順橋向地震歷時分析結果

順橋向地震歷時分析結果列於(表5.4至表5.5)，其中CASE3為未隔震之橋梁，其支承係以盤式支承墊安裝；CASE4為隔震橋梁，其橋台裝置橡膠支承墊(RB)而橋墩裝置鉛心橡膠支承墊(LRB)。表中之位移單位為mm，反力單位為T。位於各類地盤地震作用下隔震裝置之遲滯迴圈曲線則列於(圖5.13至圖5.15)。

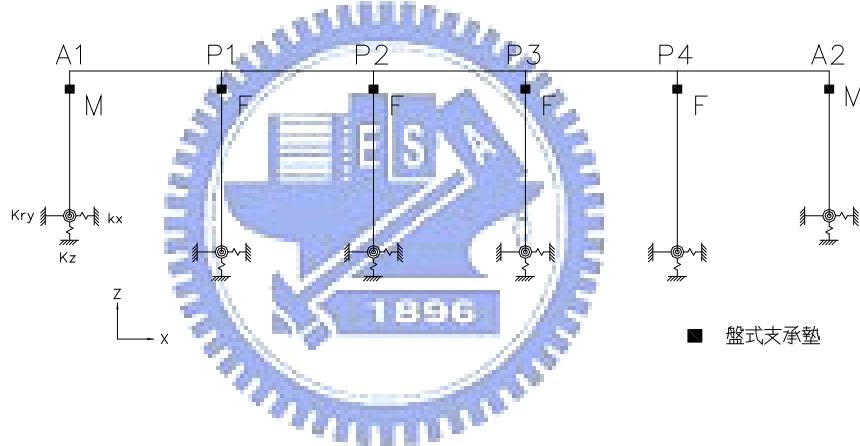


圖5.11 未隔震橋梁順橋向地震分析模型示意圖

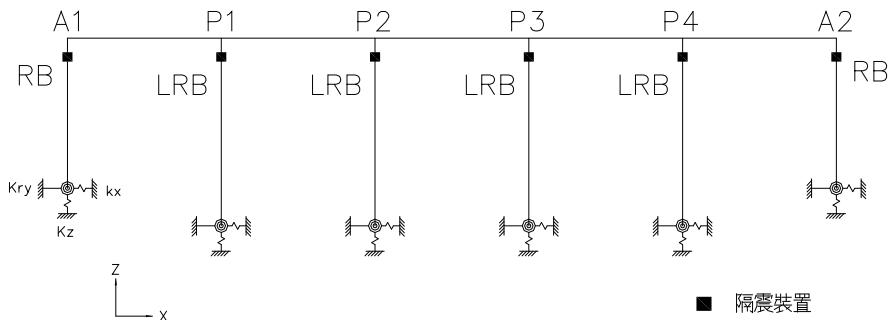


圖5.12 隔震橋梁順橋向地震分析模型示意圖

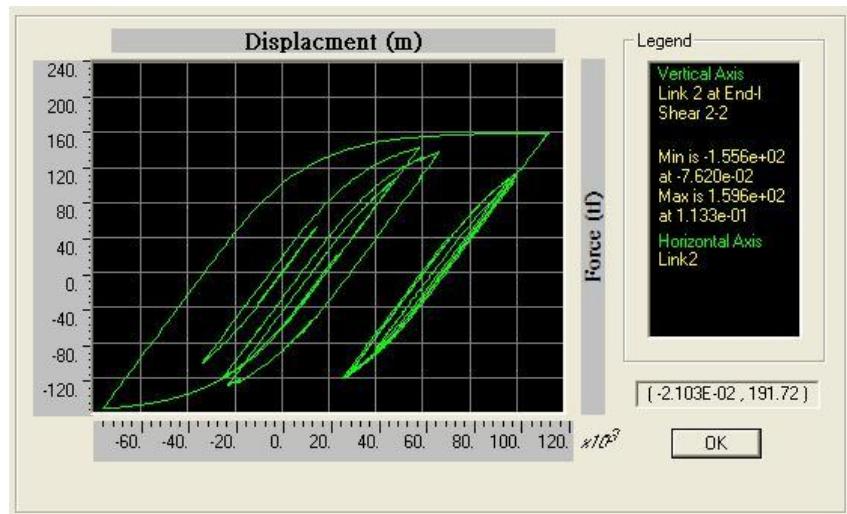


圖5.13 堅硬地盤順橋向地震力作用下(LRB)元件遲滯迴圈曲線

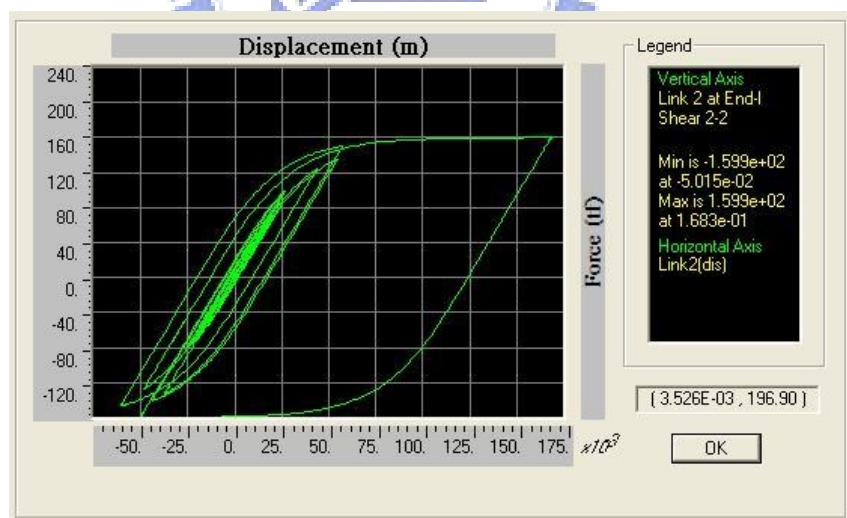


圖5.14 普通地盤順橋向地震力作用下(LRB)元件遲滯迴圈曲線

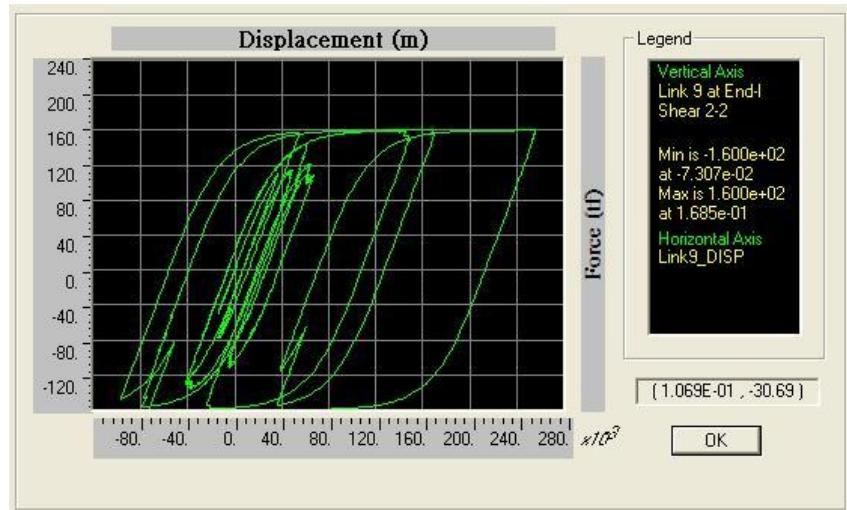


圖5.15 軟弱地盤順橋向地震力作用下(LRB)元件遲滯迴圈曲線

5.2.3 橫向地震反應譜分析結果

橫向地震反應譜分析結果列於表 5.6 至表 5.7；其中 CASE5 為未隔震之橋梁，其支承係以盤式支承墊安裝；CASE6 為隔震橋梁，其橋台裝置橡膠支承墊(RB)而橋墩裝置鉛心橡膠支承墊(LRB)。表中之位移單位為 mm，反力單位為 T。由分析結果顯示，不同的地盤條件柱底剪力及振態週期有明顯的差異。此外，橋台之位移量小於橋墩。

5.2.4 橫向地震歷時分析結果

橫向地震歷時分析結果列於(表 5.8 至表 5.9)；其中 CASE7 為未隔震之橋梁，其支承係以盤式支承墊安裝；CASE8 為隔震橋梁，其橋台裝置橡膠支承墊(RB)而橋墩裝置鉛心橡膠支承墊(LRB)。表中之位移單位為 mm，反力單位為 T。由分析結果顯示，不同的地盤條件柱底剪力及振態週期有明顯的差異。此外，橋台之位移量亦明顯的小於橋墩。

表5.2 未隔震之橋梁順橋向(CASE1)地震反應譜分析結果

| 地盤種類 | 橋柱 | 上部結構位移 (mm) | 柱頂位移 (mm) | 柱底位移 (mm) | 柱底剪力 (t) | 柱底剪力和 (t) | 第一振態週期 (sec) |
|----------------|----|----------------|--------------|--------------|-------------|--------------|-----------------|
| 第一類地盤 N=100 | A1 | 47.43 | 48.13 | 0.02 | 18.86 | 3192.61 | 0.568 |
| | P1 | 46.84 | 45.85 | 0.76 | 719.72 | | |
| | P2 | 46.44 | 46.11 | 0.83 | 790.79 | | |
| | P3 | 46.39 | 46.33 | 0.73 | 786.50 | | |
| | P4 | 46.50 | 45.13 | 0.91 | 861.36 | | |
| | A2 | 47.08 | 48.03 | 0.02 | 15.45 | | |
| 第二類地盤 N=33 | A1 | 63.18 | 63.97 | 0.07 | 18.52 | 3840.81 | 0.674 |
| | P1 | 62.46 | 61.28 | 2.78 | 872.62 | | |
| | P2 | 61.99 | 61.59 | 3.03 | 953.63 | | |
| | P3 | 61.93 | 61.82 | 2.69 | 944.85 | | |
| | P4 | 62.07 | 60.49 | 3.30 | 1035.98 | | |
| | A2 | 62.78 | 63.83 | 0.06 | 15.21 | | |
| 第三類地盤 N=10 | A1 | 87.46 | 88.19 | 0.24 | 20.02 | 4017.18 | 0.688 |
| | P1 | 86.71 | 85.55 | 9.72 | 922.74 | | |
| | P2 | 86.24 | 85.83 | 10.49 | 995.77 | | |
| | P3 | 86.19 | 86.00 | 10.43 | 987.95 | | |
| | P4 | 86.36 | 84.87 | 11.31 | 1074.09 | | |
| | A2 | 87.10 | 88.01 | 0.20 | 16.61 | | |

表5.3 裝設隔震器之橋梁順橋向(CASE2)地震反應譜分析結果

| 地盤種類 | 橋柱 | 上部結構位移 (mm) | 柱頂位移 (mm) | 柱底位移 (mm) | 柱底剪力 (t) | 柱底剪力和 (t) | 第一振態週期 (sec) |
|----------------|----|----------------|--------------|--------------|-------------|--------------|-----------------|
| 第一類地盤 N=100 | A1 | 98.09 | 1.21 | 0.37 | 348.91 | 2099.27 | 1.082 |
| | P1 | 98.36 | 1.19 | 0.36 | 349.89 | | |
| | P2 | 98.49 | 1.14 | 0.43 | 350.89 | | |
| | P3 | 98.48 | 1.17 | 0.42 | 350.44 | | |
| | P4 | 98.35 | 1.15 | 0.36 | 350.37 | | |
| | A2 | 98.08 | 1.14 | 0.37 | 349.12 | | |
| 第二類地盤 N=33 | A1 | 123.29 | 2.43 | 1.38 | 435.43 | 2617.27 | 1.088 |
| | P1 | 123.63 | 2.42 | 1.48 | 436.65 | | |
| | P2 | 123.79 | 2.36 | 1.47 | 437.42 | | |
| | P3 | 123.79 | 2.40 | 1.47 | 437.32 | | |
| | P4 | 123.63 | 2.37 | 1.46 | 436.80 | | |
| | A2 | 123.29 | 2.35 | 1.36 | 435.65 | | |
| 第三類地盤 N=10 | A1 | 150.08 | 6.72 | 5.47 | 519.75 | 3125.81 | 1.108 |
| | P1 | 151.17 | 6.73 | 5.49 | 521.15 | | |
| | P2 | 151.37 | 6.65 | 5.58 | 521.93 | | |
| | P3 | 151.36 | 6.69 | 5.59 | 521.89 | | |
| | P4 | 151.18 | 6.65 | 5.48 | 521.23 | | |
| | A2 | 151.76 | 6.62 | 5.47 | 519.86 | | |

表5.4 未隔震之橋梁順橋向(CASE3)地震歷時分析結果

| 地盤種類 | 橋柱 | 上部結構位移 (mm) | 柱頂位移 (mm) | 柱底位移 (mm) | 柱底剪力 (t) | 柱底剪力和 (t) | 第一振態週期 (sec) |
|----------------|----|----------------|--------------|--------------|-------------|--------------|-----------------|
| 第一類地盤 N=100 | A1 | 48.98 | 50.24 | 0.09 | 53.30 | 3775.82 | 0.568 |
| | P1 | 48.36 | 46.96 | 0.81 | 860.23 | | |
| | P2 | 47.94 | 47.62 | 0.87 | 951.58 | | |
| | P3 | 47.88 | 47.98 | 0.78 | 838.97 | | |
| | P4 | 47.99 | 46.08 | 0.95 | 1028.57 | | |
| | A2 | 48.59 | 50.18 | 0.08 | 43.17 | | |
| 第二類地盤 N=33 | A1 | 79.50 | 81.15 | 0.23 | 66.25 | 5140.27 | 0.647 |
| | P1 | 78.61 | 76.62 | 3.50 | 1177.44 | | |
| | P2 | 78.02 | 77.64 | 3.85 | 1293.72 | | |
| | P3 | 77.95 | 78.06 | 3.42 | 1139.61 | | |
| | P4 | 78.14 | 75.54 | 4.14 | 1408.76 | | |
| | A2 | 79.03 | 81.10 | 0.19 | 54.49 | | |
| 第三類地盤 N=10 | A1 | 106.43 | 107.69 | 0.67 | 45.91 | 5517.11 | 0.688 |
| | P1 | 105.97 | 104.62 | 11.97 | 1288.47 | | |
| | P2 | 105.40 | 104.8 | 12.90 | 1392.01 | | |
| | P3 | 105.51 | 105.06 | 11.61 | 1248.45 | | |
| | P4 | 105.53 | 103.81 | 13.91 | 1504.07 | | |
| | A2 | 106.44 | 107.45 | 0.47 | 38.66 | | |

表5.5 裝設隔震器之橋梁順橋向(CASE4)地震歷時分析結果

| 地盤種類 | 橋柱 | 上部結構位移 (mm) | 柱頂位移 (mm) | 柱底位移 (mm) | 柱底剪力 (t) | 柱底剪力和 (t) | 第一振態週期 (sec) |
|----------------|----|----------------|--------------|--------------|-------------|--------------|-----------------|
| 第一類地盤 N=100 | A1 | 74.44 | 0.79 | 0.24 | 369.92 | 2224.42 | 1.083 |
| | P1 | 74.62 | 0.79 | 0.24 | 370.79 | | |
| | P2 | 74.74 | 0.75 | 0.23 | 371.46 | | |
| | P3 | 74.71 | 0.77 | 0.28 | 371.48 | | |
| | P4 | 74.62 | 0.76 | 0.28 | 370.82 | | |
| | A2 | 74.43 | 0.75 | 0.24 | 369.95 | | |
| 第二類地盤 N=33 | A1 | 101.96 | 1.22 | 0.69 | 464.72 | 2797.77 | 1.095 |
| | P1 | 101.13 | 1.21 | 0.74 | 466.43 | | |
| | P2 | 101.21 | 1.18 | 0.73 | 467.52 | | |
| | P3 | 101.23 | 1.20 | 0.70 | 467.38 | | |
| | P4 | 101.12 | 1.19 | 0.74 | 466.65 | | |
| | A2 | 101.96 | 1.18 | 0.69 | 465.07 | | |
| 第三類地盤 N=10 | A1 | 127.09 | 4.77 | 3.97 | 557.03 | 3350.06 | 1.107 |
| | P1 | 127.37 | 4.75 | 3.89 | 558.03 | | |
| | P2 | 127.52 | 4.72 | 3.96 | 559.37 | | |
| | P3 | 127.53 | 4.75 | 3.97 | 559.32 | | |
| | P4 | 127.38 | 4.73 | 3.96 | 558.63 | | |
| | A2 | 127.09 | 4.70 | 3.89 | 557.19 | | |

表5.6 未隔震之橋梁橫向(CASE5)地震反應譜分析結果

| 地盤種類 | 橋柱 | 上部結構位移 (mm) | 柱頂位移 (mm) | 柱底位移 (mm) | 柱底剪力 (t) | 柱底剪力和 (t) | 第一振態週期 (sec) |
|----------------|----|----------------|--------------|--------------|-------------|--------------|-----------------|
| 第一類地盤 N=100 | A1 | 32.41 | 24.46 | 0.91 | 590.72 | 4135.40 | 0.568 |
| | P1 | 39.48 | 29.92 | 1.33 | 779.67 | | |
| | P2 | 35.39 | 28.12 | 1.31 | 833.32 | | |
| | P3 | 32.84 | 26.16 | 1.08 | 811.49 | | |
| | P4 | 28.16 | 21.05 | 1.06 | 689.67 | | |
| | A2 | 19.24 | 14.18 | 0.62 | 430.53 | | |
| 第二類地盤 N=33 | A1 | 44.89 | 35.67 | 2.69 | 602.95 | 4356.89 | 0.674 |
| | P1 | 54.44 | 43.53 | 3.54 | 889.92 | | |
| | P2 | 51.73 | 42.37 | 3.78 | 877.11 | | |
| | P3 | 50.69 | 41.34 | 3.14 | 861.53 | | |
| | P4 | 48.93 | 33.29 | 3.12 | 711.62 | | |
| | A2 | 27.06 | 22.85 | 1.96 | 411.76 | | |
| 第三類地盤 N=10 | A1 | 55.10 | 44.19 | 9.11 | 607.42 | 4497.23 | 0.688 |
| | P1 | 67.06 | 54.33 | 13.06 | 871.93 | | |
| | P2 | 64.42 | 54.19 | 13.80 | 921.84 | | |
| | P3 | 60.21 | 50.73 | 11.87 | 916.56 | | |
| | P4 | 52.06 | 41.89 | 10.99 | 735.37 | | |
| | A2 | 36.52 | 28.90 | 6.64 | 444.11 | | |

表5.7 裝設隔震器之橋梁橫向(CASE6)地震反應譜分析結果

| 地盤種類 | 橋柱 | 上部結構位移 (mm) | 柱頂位移 (mm) | 柱底位移 (mm) | 柱底剪力 (t) | 柱底剪力和 (t) | 第一振態週期 (sec) |
|----------------|----|----------------|--------------|--------------|-------------|--------------|-----------------|
| 第一類地盤 N=100 | A1 | 85.49 | 0.91 | 0.45 | 304.61 | 2289.59 | 1.082 |
| | P1 | 90.38 | 1.15 | 0.66 | 393.37 | | |
| | P2 | 105.42 | 1.25 | 0.74 | 447.13 | | |
| | P3 | 105.39 | 1.28 | 0.74 | 446.92 | | |
| | P4 | 90.31 | 1.11 | 0.65 | 393.20 | | |
| | A2 | 85.37 | 0.89 | 0.45 | 304.36 | | |
| 第二類地盤 N=33 | A1 | 107.57 | 2.27 | 1.72 | 379.43 | 2849.51 | 1.088 |
| | P1 | 118.80 | 2.92 | 2.21 | 489.58 | | |
| | P2 | 127.64 | 3.24 | 2.52 | 556.19 | | |
| | P3 | 127.59 | 3.28 | 2.61 | 555.96 | | |
| | P4 | 118.69 | 2.87 | 2.21 | 489.31 | | |
| | A2 | 107.42 | 2.21 | 1.71 | 379.04 | | |
| 第三類地盤 N=10 | A1 | 132.89 | 7.43 | 6.76 | 452.94 | 3390.43 | 1.108 |
| | P1 | 150.92 | 9.53 | 8.69 | 582.46 | | |
| | P2 | 163.81 | 10.72 | 9.86 | 660.49 | | |
| | P3 | 163.75 | 10.77 | 9.83 | 660.28 | | |
| | P4 | 150.74 | 9.46 | 8.67 | 581.89 | | |
| | A2 | 132.65 | 7.34 | 6.75 | 452.16 | | |

表5.8 未隔震之橋梁橫向(CASE7)地震歷時分析結果

| 地盤種類 | 橋柱 | 上部結構位移 (mm) | 柱頂位移 (mm) | 柱底位移 (mm) | 柱底剪力 (t) | 柱底剪力和 (t) | 第一振態週期 (sec) |
|----------------|----|----------------|--------------|--------------|-------------|--------------|-----------------|
| 第一類地盤 N=100 | A1 | 44.14 | 33.37 | 1.34 | 694.10 | 4904.63 | 0.568 |
| | P1 | 53.09 | 40.26 | 1.84 | 897.91 | | |
| | P2 | 47.28 | 37.50 | 1.86 | 956.69 | | |
| | P3 | 41.48 | 33.07 | 1.43 | 841.24 | | |
| | P4 | 37.14 | 27.74 | 1.43 | 909.48 | | |
| | A2 | 29.53 | 21.96 | 1.15 | 605.21 | | |
| 第二類地盤 N=33 | A1 | 90.65 | 71.29 | 3.14 | 892.14 | 6026.51 | 0.674 |
| | P1 | 99.94 | 78.69 | 4.07 | 1235.24 | | |
| | P2 | 95.21 | 77.99 | 4.33 | 1237.10 | | |
| | P3 | 93.97 | 77.36 | 3.81 | 947.68 | | |
| | P4 | 88.26 | 68.78 | 4.12 | 950.45 | | |
| | A2 | 72.12 | 55.64 | 2.18 | 763.90 | | |
| 第三類地盤 N=10 | A1 | 91.15 | 73.23 | 45.42 | 1024.73 | 7762.35 | 0.688 |
| | P1 | 121.55 | 98.24 | 22.55 | 1528.68 | | |
| | P2 | 115.70 | 96.89 | 24.17 | 1607.54 | | |
| | P3 | 110.99 | 93.20 | 20.38 | 1384.08 | | |
| | P4 | 96.72 | 77.85 | 19.96 | 1352.43 | | |
| | A2 | 69.95 | 55.25 | 13.18 | 864.89 | | |

表5.9 裝設隔震器之橋梁橫向(CASE8)地震歷時分析結果

| 地盤種類 | 橋柱 | 上部結構位移 (mm) | 柱頂位移 (mm) | 柱底位移 (mm) | 柱底剪力 (t) | 柱底剪力和 (t) | 第一振態週期 (sec) |
|----------------|----|----------------|--------------|--------------|-------------|--------------|-----------------|
| 第一類地盤 N=100 | A1 | 67.24 | 1.13 | 0.65 | 382.29 | 2246.04 | 1.083 |
| | P1 | 69.33 | 0.73 | 0.42 | 347.04 | | |
| | P2 | 82.34 | 0.82 | 0.49 | 393.57 | | |
| | P3 | 82.37 | 0.84 | 0.48 | 393.61 | | |
| | P4 | 69.42 | 0.70 | 0.41 | 347.07 | | |
| | A2 | 67.14 | 1.07 | 0.57 | 382.07 | | |
| 第二類地盤 N=33 | A1 | 112.79 | 5.34 | 4.03 | 492.32 | 3186.47 | 1.095 |
| | P1 | 145.59 | 3.27 | 2.58 | 508.83 | | |
| | P2 | 161.87 | 3.74 | 3.02 | 591.82 | | |
| | P3 | 161.07 | 3.79 | 3.01 | 591.41 | | |
| | P4 | 145.53 | 3.22 | 2.57 | 508.85 | | |
| | A2 | 112.73 | 5.21 | 4.04 | 493.24 | | |
| 第三類地盤 N=10 | A1 | 137.75 | 10.46 | 9.65 | 537.96 | 3735.48 | 1.107 |
| | P1 | 172.39 | 11.65 | 6.41 | 624.01 | | |
| | P2 | 195.36 | 12.95 | 4.61 | 705.03 | | |
| | P3 | 195.42 | 12.95 | 4.61 | 705.96 | | |
| | P4 | 172.37 | 11.92 | 6.43 | 624.48 | | |
| | A2 | 137.35 | 10.37 | 9.64 | 539.04 | | |

5.3 分析結果與討論

5.3.1 地震反應譜分析結果比較

橋梁在橋台裝置橡膠支承墊(RB)及橋墩裝置鉛心橡膠支承墊(LRB)後，於順橋向地震時，由(表5.10)得知隔震後橋梁於堅硬地盤、普通地盤及軟弱地盤之柱底剪力和與隔震前的相對比值，分別為 0.658、0.682 及 0.778，但是於(表5.11)則顯示出裝隔震後與隔震前之上部結構最大位移相對比值，分別為 2.076、1.959 及 1.731；於橫向地震時，由(表5.12 及表5.13)顯示其結果與順橋向地震時之相對比值相同，由此觀之，裝設隔震支承墊可有效地折減柱底剪力，但上部結構位移則有明顯增加之現象。

表5.10 順橋向地震反應譜分析時，裝置隔震器之柱底剪力和

| 地盤條件 | 未隔震(t) | 隔震(t) | 相對比值 |
|------|---------|---------|-------|
| 堅硬地盤 | 3192.61 | 2099.27 | 0.658 |
| 普通地盤 | 3840.81 | 2619.27 | 0.682 |
| 軟弱地盤 | 4017.18 | 3125.81 | 0.778 |

表5.11 順橋向地震反應譜分析時，裝置隔震器之上部結構最大位移

| 地盤條件 | 未隔震(mm) | 隔震(mm) | 相對比值 |
|------|---------|--------|-------|
| 堅硬地盤 | 47.43 | 98.49 | 2.076 |
| 普通地盤 | 63.18 | 123.79 | 1.959 |
| 軟弱地盤 | 87.46 | 151.37 | 1.731 |

表5.12 橫向地震反應譜分析時，裝置隔震器之柱底剪力和

| 地盤條件 | 未隔震(t) | 隔震(t) | 相對比值 |
|------|---------|---------|-------|
| 堅硬地盤 | 4135.40 | 2289.59 | 0.553 |
| 普通地盤 | 4356.89 | 2849.51 | 0.654 |
| 軟弱地盤 | 4497.23 | 3390.43 | 0.754 |

表5.13 橫向地震反應譜分析時，裝置隔震器之上部結構最大位移

| 地盤條件 | 未隔震(mm) | 隔震(mm) | 相對比值 |
|------|---------|--------|-------|
| 堅硬地盤 | 39.48 | 125.42 | 3.176 |
| 普通地盤 | 54.44 | 157.64 | 2.896 |
| 軟弱地盤 | 67.06 | 193.75 | 2.889 |

5.3.2 地震歷時分析結果比較

橋梁在橋台裝置橡膠支承墊(RB)及橋墩裝置鉛心橡膠支承墊(LRB)後，於順橋向地震時，由(表5.14)得知隔震後橋梁於堅硬地盤、普通地盤及軟弱地盤之柱底剪力和與隔震前的相對比值，分別為 0.553、0.654 及 0.754，但是於(表5.15)則顯示出隔震後與隔震前之上部結構最大位移相對比值，分別為 3.176、2.896 及 2.889；於橫向地震時，由(表5.16)及(表5.17)顯示其結果與順橋向地震時之相對比值相同，由此觀之，裝置隔震支承墊可有效地折減柱底剪力，但上部結構位移則有明顯增加之現象。

表5.14 順橋向地震歷時分析時，裝置隔震器之柱底剪力和

| 地盤條件 | 未隔震(t) | 隔震(t) | 相對比值 |
|------|---------|---------|-------|
| 堅硬地盤 | 3775.82 | 2224.42 | 0.589 |
| 普通地盤 | 5140.27 | 2797.77 | 0.544 |
| 軟弱地盤 | 5517.11 | 3350.06 | 0.607 |

表5.15 順橋向地震歷時分析時，裝置隔震器之上部結構最大位移

| 地盤條件 | 未隔震(mm) | 隔震(mm) | 相對比值 |
|------|---------|--------|-------|
| 堅硬地盤 | 48.98 | 74.44 | 1.519 |
| 普通地盤 | 79.50 | 101.96 | 1.282 |
| 軟弱地盤 | 106.44 | 127.53 | 1.198 |

表5.16 橫向地震歷時分析時，裝置隔震器之柱底剪力和

| 地盤條件 | 未隔震(t) | 隔震(t) | 相對比值 |
|------|---------|---------|-------|
| 堅硬地盤 | 4904.63 | 2246.04 | 0.457 |
| 普通地盤 | 6026.51 | 3186.47 | 0.528 |
| 軟弱地盤 | 7762.35 | 3735.48 | 0.481 |

表5.17 橫向地震歷時分析時，裝置隔震器之上部結構最大位移

| 地盤條件 | 未隔震(mm) | 隔震(mm) | 相對比值 |
|------|---------|--------|-------|
| 堅硬地盤 | 53.09 | 82.37 | 1.551 |
| 普通地盤 | 99.94 | 161.07 | 1.611 |
| 軟弱地盤 | 121.55 | 195.42 | 1.607 |

5.3.3 振態週期比較

橋梁裝置隔震器後，其振態週期增加，因而達到減震效果(如表5.18所示)。

表5.18 第一振態週期比較表

| 地盤種類 | 支承類型 | 順橋向週期(sec) | 橫向週期(sec) |
|------|---------|------------|-----------|
| 堅硬地盤 | 固定式支承墊 | 0.568 | 0.568 |
| | 鉛心橡膠支承墊 | 1.082 | 1.082 |
| 普通地盤 | 固定式支承墊 | 0.674 | 0.674 |
| | 鉛心橡膠支承墊 | 1.088 | 1.088 |
| 軟弱地盤 | 固定式支承墊 | 0.688 | 0.688 |
| | 鉛心橡膠支承墊 | 1.108 | 1.108 |

5.3.4 鉛心橡膠支承墊檢核

已知隔震橋梁之設計位移 $D = 15\text{cm}$ 、有效週期 $T_e = 1.34\text{sec}$ 、 $K_{eff} = 1690\text{tf/m}$ 、有效阻尼比 $\xi_e = 10\%$ ，特性強度 $Q_d = 20\text{tf}$ 、非彈性水平勁度 $K_d = 150\text{tf/m}$ 、降伏位移 $D_y = 0.0061\text{m}$ ，依鉛心橡膠支承墊設計步驟計算如下：

1. 以隔震系統中間柱之支承墊計算，其 $P_{DL+LL} = 1048 \text{ tf}$ 、 $P_{EQ} = 706 \text{ tf}$ 。

2. 決定設計應變 γ_{max} 、設計溫度 T。

設 $\gamma_{max} = 50\%$ 、 $T = 40^\circ\text{C}$

3. 假設系統所使用的鉛心橡膠硬度為 IRHD60，其拉斷應變 $EB = 500\%$ ，由表 4-2 得橡膠支承墊的楊氏模數 $E = 445 \text{ N/cm}^2 = 453.455 \text{ tf/m}^2$ 、剪力模數 $G = 106 \text{ N/cm}^2 = 108.014 \text{ tf/m}^2$ 、修正因子 $k=0.57$ 。

4. 計算橡膠支承墊總厚度(T_r)：

$$\gamma_{\max} = \frac{D_d}{T_r} \Rightarrow T_r = \frac{D_d}{\gamma_{\max}} = \frac{15}{50\%} = 30\text{cm}$$

5. 設計鉛心：

$$A_p = \frac{Q_d}{f_{py}} = \frac{20000}{90} = 222.22\text{cm}^2$$

採用直徑 $d_p = 17.0\text{cm}$ 的圓形鉛心。

6. 計算橡膠支承墊的斷面積 A 與斷面尺寸：

(1)由橡膠支承墊在靜載重(P_{DL+LL})下的容許壓應力(σ_c)估算橡膠支承

墊有效受壓面積(A_{r0})：

$$\sigma_c = \frac{P_{DL+LL}}{A_{r0}} \leq 80\text{kg/cm}^2 \Rightarrow \frac{1048000}{A_{r0}} \leq 80$$

$$A_{r0} \geq 13100\text{cm}^2 = 1.31\text{m}^2$$

(2)選擇形狀因子 S

$$\frac{E \times (1 + 2kS^2)}{G} \geq 400 \Rightarrow \frac{453.455 \times (1 + 2 \times 0.57S^2)}{108.014} \geq 400$$

$$S = 9.09 \quad \text{Use } S = 20$$

$$E_c = E \times (1 + 2kS^2) = 453.62 \times (1 + 2 \times 0.57 \times 20^2) = 207228.935\text{tf/m}^2$$

(3)由橡膠支承墊在靜載重(P_{DL+LL})估算橡膠支承墊面積(A_{r1})：

$$6S \frac{P_{DL+LL}}{E_c A_{r1}} \leq \frac{EB}{3} \Rightarrow 6 \times 20 \frac{1048}{207228.935 \times A_{r1}} \leq \frac{500\%}{3} \Rightarrow A_{r1} = 0.363\text{m}^2$$

(4)由以下建議公式求取橡膠材料彈性勁度 K_r (不含鉛心)：

$$K_d = K_r \left(1 + 12 \frac{A_p}{A_{r0}} \right) \Rightarrow 150 = K_r \left(1 + 12 \frac{222.22}{13100} \right) \Rightarrow K_r = 125.0$$

(5)由橡膠支承墊剪力估算其支承墊面積 A_{r2} ：

$$A_{r2} = \frac{K_r \times T_r}{G} = \frac{125 \times 0.3}{108.014} = 0.347 m^2$$

(6) $A = \max(A_{r0}, A_{r1}, A_{r2}) = \max(1.31, 0.363, 0.347)$

取 $A = 1.43 m^2$

(7) 決定橡膠支承墊尺寸：

使用矩形斷面，其長、寬尺寸 $L=130\text{cm} \times B=110\text{cm}$

$$A = 1.43 m^2$$

7. 單層橡膠厚度(t_i)與橡膠層數值(N)：

$$(1) \text{ 矩形支承墊 } S = \frac{L \times B}{2(L+B) \times t_i} \Rightarrow 20 = \frac{130 \times 110}{2(130+110) \times t_i} \Rightarrow t_i = 1.48\text{cm}$$

取 $t_i = 1.5\text{cm}$

$$(2) T_r = N \times t_i \Rightarrow 30 = N \times 1.5 \Rightarrow N = 20$$

Use $N = 20$ 層，則 $T_r = 20 \times 1.5 = 30.0\text{cm}$

8. 設計鋼鈑厚度(t_s)：

$$t_s \geq \frac{2 \times (t_i + t_{i+1}) P_{DL+LL}}{A_{re} \times F_s}$$

$$t_s \geq \frac{2 \times (0.015 + 0.015) \times 1048}{1.43 \times 14400} = 0.0031m = 3.1mm$$

Use $t_s = 3.5\text{mm}$

使用 A36 鋼鈑 $F_s = 0.6F_y = 0.6(24000\text{tf}/m^2) = 14400\text{ tf}/m^2$

9. 計算支承墊總高度：

設最上及最下層連接鋼鈑各層厚度為 2.5cm ，則支承墊總高度(h)為

$$h = T_r + 19 \times t_s + 2 \times 2.5\text{cm} = 30\text{cm} + 19 \times 0.35\text{cm} + 5\text{cm} = 41.65\text{cm}$$

10. 剪力應變與穩定度的檢核：

(1) 受垂直軸壓力(P_{DL+LL})時所產生的剪力應變

$$\gamma_{c,DL+LL} = 6S \times \frac{P_{DL+LL}}{A_{re} \times E_c} = 6 \times 20 \frac{1048}{1.43 \times 207228.935} = 0.424$$

$$0.424 \leq \frac{EB}{3} = \frac{500\%}{3} = 1.667 \quad OK$$

(2) 考慮地震力作用的載重組合

$$\gamma_{sc} + \gamma_{eq} + \gamma_{sr} = 6S \frac{P_{DL+LL}}{A_{re} \times E_c} + \frac{D_d}{T_r} + \frac{B^2 + \theta}{2 \times t_i \times T_r} = 0.424 + 0.5 + 0.03 = 0.957$$

$$0.957 \leq 0.75EB = 0.75 \times 500\% = 3.75 \quad OK$$

(3) 防止支承墊發生傾覆(Roll-Out)

$$\begin{aligned} \delta_{roll-out} &= \frac{1}{2} \frac{P_{DL+LL+EQ} \times B - Q_d \times h}{P_{DL+LL+EQ} + K_{eff} \times h} = \frac{1}{2} \frac{(1048 + 706) \times 1.1 - 20 \times 0.416}{(1048 + 706) + 150 \times 0.416} \\ &= 0.53m = 53cm \geqq D = 15cm \quad OK \end{aligned}$$

(4) 穩定要求

$$\sigma_c = \frac{P}{A} = \frac{1048}{1.43} = 732.86tf/m^2$$

$$732.86tf/m^2 \leq \sigma_{cr} = \frac{G \times S \times B}{2.5 \times T_r} = \frac{108.014 \times 20 \times 1.1}{2.5 \times 0.3} = 3168.4tf/m^2 \quad OK$$

(5) 防止支承墊發生傾覆(Roll-Out)

$$1.25 \leq \frac{h}{d_p} = \frac{41.65}{17.0} = 2.45 \leq 5.0 \quad OK$$

11. 設計結果：

所需鉛心橡膠支承墊尺 $L \times B = 130cm \times 110cm$ ，高 $h = 41.65cm$ ，橡膠共需 20 層，每層厚度為 $1.5cm$ ，鉛心直徑 $\phi = 17.0cm$ ，鋼板為 19 層，每層厚度為 $3.5mm$ ，上、下層連接鋼板厚度 $2.5cm$ 。

5.4 隔震補強工法耐震與經濟效益概述

5.4.1 隔震補強工法耐震效益

以往橋梁耐震補強主要係針對墩柱與基礎部分；以墩柱而言，鋼板包覆、R.C包覆、及FRP包覆等常見的補強工法。基礎部分因其形式而異，擴大基礎、地盤改良或加設基樁是屢見的補強方式。上述方式雖都可達到耐震補強之目的，但因成本過高及施工上仍然存在甚多的缺點而有待改進。

在國道三號計有8座橋梁採用隔震裝置(LRB)設計(如圖5.16)，其中南二高白河新化段的嘉南大圳北幹線一號排水橋，為國內橋梁首次應用隔震技術的橋梁之一。該隔震橋梁於1999年10月22日，在嘉義市西北方2.5公里處發生規模6.4的地震，由所量測到的地震反應記錄，明顯呈現出該橋梁的隔震效果〔17〕，證實隔震裝置能有效降低地震力的傳入。此外，1994年美國加州洛杉磯北嶺地震與1995年日本阪神地震的經驗亦證實，使用隔震裝置可以有效的減小地震的危害，以確保人身、財產的安全與結構物的震後功能性〔22〕。

5.4.2 隔震補強工法經濟效益

為了提昇橋梁抗震能力，隔減震裝置在美國、日本已開始使用於既有橋梁耐震補強，且大部分地隔震裝置以鉛心橡膠支承墊(LRB)為主，而減震裝置則以黏滯阻尼器為主。一般使用固定式支承之橋梁，如採用隔震裝置作為耐震補強，只需換裝支承墊即可，再補第二防制系統，不但容易施工且成本亦比傳統耐震補強工法為低。隔震系統若有第二防制系統以提供在意外情形下之額外保護系統，但第二防制系統設計應以不影響隔震系統之功能為原則。(圖 5.17)為橋梁隔震系統施工案例，(圖 5.18)為美國加州採置換隔震支承之補強案例。

依本分析範例為例，經耐震評估及分析後，橋墩及基礎部份需補強，如採用傳統耐震補強工法；橋墩部份補強方式採用鋼板包覆(如圖 5.19 所示)，基礎部份補強以擴大基礎及增加微型樁的方式來處理(如圖 5.20 所示)，以增加下部結構之耐震能力。若選用隔震補強工法將原有固定支承墊改裝隔震裝置，藉由改變其結構系統進而提高耐震需求。茲將隔震補強工法與傳統耐震補強工法之工程費列表比較(如表 5.19 及 5.20 所示)，顯示採用傳統耐震補強工法之費用高於隔震補強工法。由於傳統耐震補強工法施工項目較多，亦間接地關係到施工程序，故其工程施工進度較隔震補

強工法為長。

.19 隔震補強工法工程概估費（單位：元）

| 項次 | 項目與說明 | 單位 | 數量 | 單價 | 複價 | 備註 |
|----|--------------|----------------|------|-----------|--------------|--------|
| 1 | 鉛心橡膠支承墊(LRB) | 個 | 8.0 | 685,000.0 | 5,480,000.0 | 含製作及安裝 |
| 2 | 橡膠支承墊(RB) | 組 | 4.0 | 105,000.0 | 420,000.0 | 含製作及安裝 |
| 3 | 鋼板止震裝置(縱向) | 組 | 12.0 | 135,000.0 | 1,620,000.0 | 含製作及安裝 |
| 4 | 鋼板止震裝置(橫向) | 組 | 12.0 | 56,000.0 | 672,000.0 | 含製作及安裝 |
| 5 | 無收縮水泥 | M ³ | 3.0 | 21,500.0 | 64,500.0 | |
| 6 | 原有支承墊拆除 | 個 | 12.0 | 25,000.0 | 300,000.0 | |
| 7 | 原有支承墊折舊費 | 個 | 12.0 | 65,000.0 | 780,000.0 | |
| 8 | 混凝土面打毛 | M ² | 65.0 | 245.0 | 15,925.0 | |
| 9 | 鉛心橡膠支承墊試驗費 | 式 | 1.0 | 438,000.0 | 438,000.0 | |
| 10 | 施工架租賃費 | 式 | 1.0 | 180,000.0 | 180,000.0 | |
| 11 | 施工便道 | 式 | 1.0 | 65,000.0 | 65,000.0 | |
| | 合計 | | | | 10,035,425.0 | |

*表中單價為概估值，僅供本範例分析用。

表5.20 傳統耐震補強工法工程概估費（單位：元）

| 項次 | 項目與說明 | 單位 | 數量 | 單價 | 複價 | 備註 |
|----|-----------------------------------|----------------|---------|-----------|--------------|--------|
| 1 | 基礎開挖 | M ³ | 3,080.0 | 105.0 | 323,400.0 | |
| 2 | 基礎回填 | M ³ | 1,560.0 | 145.0 | 226,200.0 | |
| 3 | 剩餘土石方處理費 | M ³ | 1,520.0 | 280.0 | 425,600.0 | |
| 4 | 擋土支撐設施 | 座 | 6.0 | 163,000.0 | 978,000.0 | 租賃費 |
| 5 | 微型樁 | M | 1,500.0 | 6,500.0 | 9,750,000.0 | |
| 6 | 280kg/cm ² 級自充 填混凝土 | M ³ | 1,740.0 | 3,650.0 | 6,351,000.0 | |
| 7 | 化學黏著錨筋， 22mm § | 支 | 1,560.0 | 580.0 | 904,800.0 | |
| 8 | 竹節鋼筋，SD420W | T | 57.0 | 33,500.0 | 1,909,500.0 | |
| 9 | 無收縮水泥 | M ³ | 27.5 | 21,500.0 | 591,250.0 | |
| 10 | 橋墩鋼板包括覆 | T | 23.0 | 44,500.0 | 1,023,500.0 | 含製作及安裝 |
| 11 | 鋼板止震裝置(縱向) | 組 | 12.0 | 95,000.0 | 1,140,000.0 | 含製作及安裝 |
| 12 | 鋼板止震裝置(橫向) | 組 | 12.0 | 56,000.0 | 672,000.0 | 含製作及安裝 |
| 13 | 混凝土面打毛 | M ² | 125.0 | 245.0 | 30,625.0 | |
| 14 | 超高壓水刀處理 | M ² | 1,185 | 1,420.0 | 1,682,700.0 | |
| 15 | 施工架租賃費 | 式 | 1.0 | 180,000.0 | 180,000.0 | |
| 16 | 施工便道 | 式 | 1.0 | 65,000.0 | 65,000.0 | |
| | 合 計 | | | | 26,252,375.0 | |

* 表中單價為概估值，僅供本範例分析用。



圖5.16 南二高雲嘉段獅子頭溪河川橋

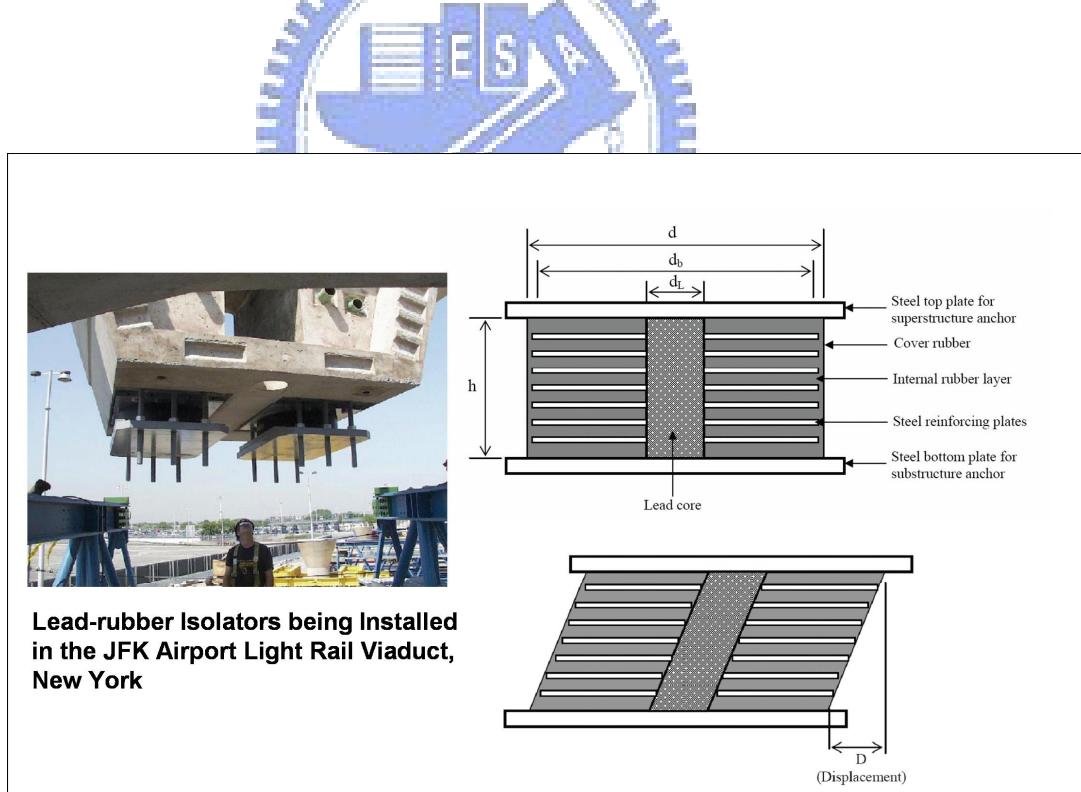


圖5.17 隔震支承系統施工案例 (Lead-Rubber Isolators)



圖 5.18 置換隔震支承之補強案例 (Sierra Point Overhead US 101)



圖 5.19 橋墩鋼板裹強案例



日本宮崎縣平成13年地方道路整備工事(耐震補強)

圖5.20 基礎補強施工案例



第六章 結論與建議

本文探討應用隔震系統於提昇既有橋梁耐震能力之可行性，文中參考美國、日本、中國大陸及國內等有關隔減震橋梁研究成果，借經其降低設計理論體系、分析及設計流程、材料特性需求、相關設計規範，以及既有橋墩耐震需求之隔震設計方法，並完成案例分析，茲歸納結論如下：

1. 由分析結果得知本範例之既有橋梁採用隔震補強工法設計，隔震後墩柱基底剪力低於隔震前約 25~30%，顯示墩柱在地震作用下所承受的地震力減小，進而提昇整體橋梁之耐震能力。
2. 在不同的地盤條件下，橋梁之振動週期會有差異；此外，裝設隔震器之橋梁，其振動週期較未裝置隔震器之橋梁為拉長。
3. 隔震裝置在軟弱地盤於地震作用下，其隔震表現雖然不如堅硬地盤，但亦未有放大反應的情況發生。
4. 本範例之既有橋梁採用隔震補強工法設計，其工程經費低於傳統耐震補強工法，且施工速度亦高於傳統耐震補強工法甚多，符合道路主管機關所要求之經費低工期短的理念。
5. 橋梁採隔震設計時，應考慮設置支承之位移限制裝置或防落裝置，並以不影響橋梁正常伸縮及隔震系統的功能為原則。
6. 本研究並未進行推覆法分析，未來研究時可列入考慮之。

參考文獻

1. 交通部，民國八十五年，「公路橋梁耐震安全初步評估準則」。
2. 交通部公路總局，民國九十三年，「橋梁耐震能力評估準則」。
3. 交通部，民國八十五年，「電信與運輸系統之耐震安全評估與補強準則」。
4. 交通部高速公路局，民國九十三年，「橋梁結構性能耐震評估方法」。
5. 王仲宇，2002，「台灣地區橋樑延壽技術回顧與探討」，交通建設延壽政策與技術研討會論文集。
6. 交通部，民國八十九年，「公路橋梁耐震設計規範」。
7. 內政部建築研究所研究報告，民國九十三年，「隔震工法在古蹟保存上之應用研究」。
8. 徐明加，2003，「隔震系統應用在斜張橋耐震補強之研究」，國立雲林科
技大學，碩士論文，賴國隆教授與陳建州教授指導。
9. 郭拱源，2002，「由集集地震震害探討公路橋梁耐震補強策略」，國立台
灣大學，博士論文，張國鎮教授指導。
10. 王彥博，劉中杰，1996，「滑動隔震結構之主動控制」，中國土木水利工程
學刊，第八卷，第二期。
11. 王彥博，李建良，2000，「摩擦單擺隔震結構之動力分析與振動臺試驗驗
證」，中國土木水利工程學刊，第十二卷，第二期。
12. 王彥博，廖偉信，2001，「建築結構之隔震設計-鉛心橡膠支承(LRB)編」，
土木工程技術，第五卷，第二期。
13. 孔垂昌，1998，「搖晃橋柱應用於橋梁減震之研究」，國立交通大學，碩
士論文，王彥博教授指導。
14. 交通部公路總局、國道新建工程局與國家地震工程研究中心，1999，「九
二一集集大地震橋梁災後重建及補強資料之彙整與研究」。
15. 張荻薇，1988，「認識隔(減)震、制震結構」，結構工程，3 卷，1 期。

16. 張荻薇，1989，「隔震技術在橋梁工程之應用」，結構工程，4 卷，4 期。
17. 黃震興等，1994，「國內首座隔震橋梁設計之探討」，結構工程，9 卷，2期。
18. 張釗熙，陳建州，葉銘煌，1995，「國內隔震橋梁設計之發展及隔震方向探討」，中華技術，第28期。
19. 袁万城、胡勃、崔飛，1997，「橋梁抗震設計與加固」，人民交通出版社。
20. 唐治平，1999，「橋梁之隔震與制振技術」，橋梁工程，2 卷，11 期。
21. 李永豐，林安彥，2000，「橋梁檢測評估與補強」，全華科技圖書股份有限公司。
22. 張國鎮，黃震興，蘇晴茂，李森柟，2005，「結構消能減震控制及隔震設計」，全華科技圖書股份有限公司。
23. Hwang,J.S.,Chang,K.C.,and Tsai,M.H.,2000,"Design, Filed Testing ,and Performance of A Seismically Isolated Bridge,"the 3rd Taiwan-Canada Conference on Bridge, Banff Alberta, Canada,July 10~12,2000.
24. Buckle, I.G.ode Developments and Current Applications of Seimic Isolation to Bridge in the United States. 7th U.S. Bridge Engineering Workshop, Public Works Research Institute, Tsukuba City, Japan, 1991.
25. J. M. , Kelly, 1991, " Aseismic Base Isolation :Review and Bibliography", Soil Dynamics and Earthquake Engineering.
26. Design of Lead-Rubber Isolation Bearing for Bridges,1988,DYNAMIC ISOLATION SYSTEM, INC.
27. Ghobarah , A. and Ali, H. M. , "Seismic behavior of highway bridge with base isolation" , Can.J.Civ.Eng., Vol.15, pp.72-78,1988.
28. Anil K. Chpr (2001). "Dynamic of Structure : Theory and Applications to Earthquake Engineering,2/e",Prentice-Hall.