

建築物隔制震設計規範與實務之 研究比較

內政部建築研究所研究報告

MOIS921027

「建築物隔制震設計規範與實務 之研究比較」

研究主持人：葉祥海

共同主持人：黃德琳

研究助理：曾一平、楊森翔、吳志強

內政部建築研究所研究報告
中華民國 92 年 12 月

第一章 緒論.....	1
1.1 前言.....	1
1.1.1 隔震制震結構技術的起源.....	1
1.1.2 何謂隔震・制震結構.....	2
1.1.3 現行耐震基準的目標.....	3
1.1.4 耐震性能的概念.....	3
1.1.5 耐震結構・隔震結構・制震結構的原理概要.....	4
1.1.6 隔震・制震結構系統的普及.....	4
1.1.7 美國之性能設計法介紹.....	4
1.2 研究背景與目的.....	13
1.3 研究方法與步驟.....	13
第二章 隔震結構系統相關技術.....	20
2.1 概要.....	20
2.2 隔震結構之原理.....	20
2.3 隔震結構之分類.....	21
2.4 隔震建物的反應特性.....	22
2.4.1 隔震建物之優點.....	22
2.4.2 隔震建物地震時反應行為.....	23
2.5 隔震構材的特性.....	24
2.5.1 隔震構材的種類與基本特性.....	25
2.5.2 積層橡膠的基本特性與設計製造.....	28
2.6 建物隔震的設計與施工.....	33
2.6.1 建物隔震之設計.....	33
2.6.2 建物隔震工程的施工.....	35
2.7 積層橡膠的耐久性・耐火性與建物的維持管理.....	36
2.7.1 積層橡膠的耐久性.....	36
2.7.2 積層橡膠之耐火性.....	37
2.7.3 隔震建物之維護管理.....	38
2.7.4 隔震裝置之替換.....	38
第三章 制震(減震消能)結構系統.....	67
相關技術.....	67
3.1 概要.....	67
3.2 制震結構的理論及應用.....	67
3.2.1 能量論.....	67
3.2.2 制震結構種類.....	69
3.3 制震阻尼器.....	70
3.3.1 黏性阻尼器.....	70
3.3.2 位移型阻尼器.....	71

3.4 制震結構的反應特性.....	72
3.4.1 位移型阻尼器之反應特性.....	72
3.4.2 粘性阻尼器之反應特性.....	73
3.4.3 位移型阻尼器與粘性阻尼器的比較.....	73
3.5 建物制震結構設計.....	74
第四章 日本隔震相關規範.....	85
4.1 日本隔震結構概況.....	85
4.2 隔震結構的設計與法令.....	85
4.3 隔震結構的技術規範.....	86
4.3.1 設計方法.....	86
4.3.2 設計審查.....	89
4.3.3 隔震構材之規定.....	90
4.3.4 施工管理及維持管理.....	91
第五章 我國與日本現行隔制震相關技術規範之探討.....	106
5.1 我國與日本隔震設計規範比較檢討.....	106
5.1.1 靜力分析內容比較.....	106
5.1.2 動力分析內容比較.....	110
5.1.3 隔震裝置的試驗規定.....	118
5.1.4 檢討與建議.....	119
5.2 日本制震相關技術介紹.....	122
5.2.1 日本制震技術之現況.....	122
5.2.2 日本制震結構設計及結構分析.....	135
5.2.3 制震裝置之介紹.....	155
5.2.4 制震結構物之實例介紹.....	164
第六章 隔震建築結構之設計範例.....	174
6.1 建築物設計概要.....	174
6.2 我國靜力分析方法.....	177
6.3 日本靜力分析方法.....	182
6.4 非線性動力歷時分析方法.....	222
第七章 結論.....	275
※參考文獻.....	276
※附錄一:日本隔震建物外審一覽表.....	278

第一章 緒論

1.1 前言

1.1.1 隔震制震結構技術的起源

如何在建築物上裝吸能裝置，改變其結構抗震系統，而使建築物在遭受到強烈地震侵襲時，增加建築結構安全能消除或減低傳統耐震結構建築物所造成的激烈搖動，及人們心理產生建築物將倒塌的不安與恐懼感，這對地震頻繁的台灣之建築結構學者、技術者與使用者而言，是長期以來追求的目標與願望。

不論在家中或者是在辦公室，一般人在遇到地震時，心理會感覺到不安與危險，直接的反射動作就是會衝到屋外進行避難。像這種心理反應及逃生舉動，證實了一般人對現今建築結構的抗震能力，尚抱持著某種程度的不信任感。因此，在地震發生時，如何提供“安全的建築物·安心”給社會大眾，讓在屋外的人會想往建築物內避難，是建築結構技術者努力的目標。

以現階段的科學技術及過去的地震記錄之研究，可大略預測地震發生的週期，但是仍然無法準確地預知地震發生的時間，所以以現今的科學技術，想預測對結構物之安全具有威脅性的強烈地震之發生時間是很困難的。因此目前地震的防災對策，唯有靠提高建築物本身的抗震能力，以及減低地震時所帶來的災害，才是唯一方式。

根據過去在大地震中得到建築物被破壞的教訓，結構技術的先進前輩研究開發耐震結構系統已有 100 年歷史。然而在近年發生的大地震中，尤其 1995 年 1 月 17 日日本神戶大地震（約 6300 人死亡，14 萬棟房屋全倒），以及 1999 年 9 月 21 日台灣集集大地震（約 2400 人死亡，2 萬 6 千棟房屋全倒），顯示耐震結構之抗震能力也有其極限，而這些大地震所造成的不幸結果，更加深了一般人對傳統建築耐震結構的抗震能力之懷疑與不安。

針對這些無確定性且未知因素多的強烈地震，如消極地忍耐或墨守傳統耐震結構的設計，是很難達到特殊用途的建築物所要求的耐震性能。為超越與突破傳統耐震結構的抗震性能，並確保人命財產的安全以及維持建築物的機能，以現今的建築耐震抗震技術，唯有靠「隔震制震結構系統」才有可能突破耐震結系統的瓶頸，達到大幅提昇建物耐震能力之目標。地震對策結構技術系統的發展階段內容如圖 1.1.1.1 所示。

1.1.2 何謂隔震・制震結構

隔震・制震結構之概念可參考？1950年發展隔震制震結構時之基本原則如下圖 1.1.2.1 所示。

- (a)遮斷地震動能量的傳遞路徑。
- (b)使建築物的自然週期帶避開地震動週期帶。
- (c)賦與建物非線形特性，使成非常非共振系統。
- (d)附加控制反力。
- (e)利用能量吸收機構。

若可實現，則不需發展其他。但是目前除了有將結構物輕微浮起的技術之外，遮斷建築物之地震動能量的傳遞尚不可能。因而實際應用上，第二項以下的項目為較重要議題。

第二項即為隔震結構，其基本原則乃增加建築物之周期，避免與地盤週期產生共振。隔震結構系統本身是具有一定自然週期的被動系統，由於因地盤條件不同，產生地震動特性的變動，所以隔震結構並不是適用於所有的地盤。一般而言，只適用於中低層樓，因此隔震結構並不是萬能的，但是只要符合其適用條件，將可發揮良好的隔震。在國外，從集合住宅到辦公大樓、實驗設施、電算中心等，已有許多的實際應用例，並且從日本神戶大地震中，證實神戶市的隔震建築物之效果後，隔震建築物的棟數便逐漸增多。

第五項為被動系統的制震結構，其乃於建築物上設置能量吸取機構，提昇地震能量的減衰效果，減低建築物反應。過去，制震結構主要適用於需要做動力分析的高層建築物，但是自日本神戶大地震及台灣集集大地震後，人們對地震發時建物安全性的意識漸漸提昇，制震結構適用範圍因而擴大，中低層築物的設計應用也隨之逐漸增多。

其他制震結構尚有設置與主結構體自然週期同調的質量彈簧系統的動吸振器型(TMD)。其於地震時，制震裝置機能起動速度緩慢，無法追隨激烈地震動而立即發揮制震效應，但是對於強風搖動的控制或破壞性大的地震波的減震確有實質效果。

第三項與第四為主動式制震結構，近年來電腦控制的周邊設備技術之進步，在建築物上則利用電腦控制主動式制震結構，比被動系制震結構有更佳的控制效果。至目前為止，已實用化的系統有驅動附加質量控制型(AMD)及結構特性可變型(AVS、AVD)。前者是主動驅動附加質量，利用其慣性力做為控制反力；後者是為了實現非常非共振系統，於結構物賦與人為的非線性，當地震動到達建築物底下時，為不產生共振，即會時時刻刻改變建築物本身的振動特性(剛性)，換

言之，即是避開地震動週期的一種主動式控制系統(亦有減衰特性可變型)。在抵抗大地震的各類制震系統中，此類型主動式制震系統已在國際上深受矚目。

根據地震動的特性、大小或建築物的規模，為求得結構安全，可將上列第二~第五項的開制震裝置做組合運用，即所謂 Hi-Brid 型的控制制震系統。

1.1.3 現行耐震基準的目標

從各種報章雜誌媒體對九二一集集大地震的報導得知，一般人認為地震發生時，建築物應完全無毀損才是無缺陷的耐震設計，其認為依現行耐震設計規範所設計的建築物，地震發生時，如有毀損就是設計或施工上的不良所導致，這其實是一個錯誤的觀念。由此可知，一般居民對現行耐震基準的目標尚未充分瞭解現行耐震基準規範設計中所規定之建築物的耐震能力及耐震目標，需要做正確地教育與宣導，讓居民確實理解耐震設目標之真義，才不會在地震後，產生無謂的紛爭。若依目前住戶要求設計，在 100 年內遇到一次大地震時，建築物需“完全無毀損”，此「嚴格」設計會造成建築經費之浪費，或因梁柱斷面變大而造成居住之不便利。

地震發生時，建築物需保有多少的耐震能力？對於中地震及大地震發生時，分別就裝飾材、設備、人命的保護等現行耐震基準規定說明如下。

(a) 中地震時

震度 5 的中地震時，層間變位角控制在 1/200 以下，裝飾材、設備不會毀損，結構體只受到輕微毀損。

(b) 大地震時

震度 6 的大地震時，變位可容許為中地震的 2 倍以上，但建築物不可倒塌以致傷及人命安全。

1.1.4 耐震性能的概念

以往的耐震設計主要是針對建築物的結構強度做設計與檢討，近年來由於受到地震災害(日本神戶大地震及台灣集集大地震)的教訓，對於建築物的耐震性檢討，不單指結構本體，還包括影響建築物機能的構成要素(建築裝飾材、建築設備等)，皆需整體性的評估及地震後建築物各機能的狀態、性能等也要進行檢討。換言之，即使結構體之耐震性能佳，但經建築物之完整耐震性能評估後，有可能是耐震不良。一般耐震設計之目標可分成下列數種要求水準：

(a) 人命的保護

(b) 財產的保全 (建築物財產價值的保全)

(c) 建築物機能的維持 (主要指地震必要機能)

需與業主協議後再決定建築物之耐震性能目標。通常耐震性能要求高者為地震後，機能可以維持的建築物(主要為官方設施、急診醫院等具有防災用途之建築物)，或地震時收納物不受毀損之建築物(如美術館、博物館、電算中心等)。若決定採用隔震·制震結構，則建築設計初期階段即應進行慎重的規劃與檢討。

1.1.5 耐震結構·隔震結構·制震結構的原理概要

地震動產生的地震能進入結構物後，結構物內部吸收消耗地震能說明如下(參考圖 1.1.5.1)：

(1)耐震結構 (Earthquake Resistant Structure)

耐震結構是建築物受到地震力時，利用結構構材本身的彈塑性特性，在安全地支持鉛直荷重(建築物自重)下，吸收消耗地震能。在大地震時，得以優先保護人命，並容許建築物可部分毀損。

(2)隔震結構 (Seismic Isolation Structure)

隔震結構是在建築物下部設置隔震層，其具有大變形之能力，將集中於隔震層之地震能，利用阻尼器等消能裝置，吸收消耗地震能。設置於隔震層之支承 (Isolator) 須能安全地支持鉛直荷重，亦必須具有大的水平變形能力。隔震支承之種類有很多，其他積層橡膠是最常見的。大地震時，隔震建築物搖動緩慢，樓板加速度小，家具等即使不做耐震固定處理，也不會移動或翻倒，因此可以維持建築物的機能，這是隔震結構的大特色。

(3)制震結構 (Vibration Damping Structure)

制震結構是利用裝設在建築物上的吸能裝置機構 (阻尼器—Damper)，來吸收消耗地震能量，控制建築物反應振動，減低地震時結構體的毀損。

1.1.6 隔震·制震結構系統的普及

國外隔震·制震結構之研究開發已有十年以上歷史，而隔震·制震建築實際應用例，已有相當數目，亦即隔震·制震結構系統已經從開發階段進入到普及階段。台灣近年來，尤其在九二一集集大地震後，也跟著世界技術潮流，陸續引進隔震·制震結構技術，並且在建築物上的應用也開始逐漸普及。隔震·制震結構專業者，亦積極地推動將隔震·制震結構技術應用在建築物上，「大地震時，建築物不搖動不毀損，充份保全建築物財產與維持重要機能等」為目標，共同攜手努力創造安心·安全的社會。

1.1.7 美國之性能設計法介紹

1.緒論

1989 年美國加州 Loma Pritea 地震及 1994 年美國加州北嶺地震造成加州都市龐大的經濟損失，因此美國目前正致力於徹底改變建築設計規範之理念。至今的設計係以不造成人員傷亡之程度但容許各種損失產生，而此後不再僅是保障人員性命安全，將擴及建築物本身及其機能之重要性並設定可容許之損傷程度，以確保可滿足這些條件之耐震性能，也正是目前正於檢討中的性能設計 (Performance-Based Design)¹⁾⁻⁸⁾。

此檢討專案係針對新建建物為對象，加州結構工程協會 SEAOC (Structural Engineers Association of California) 首次依據 Loma Pritea 地震後所編著完成的 Vision 2000 Committee 實施；自此之後，性能設計法增訂於耐震修補規範中，也將是未來可適用於新建物之方向。此外，第二代正著手進行評估法之不確定性及變動性之檢討。

本論文首先將介紹美國規範制訂機關及其職責，而性能設計法之動向將分為第一代、第二代說明之。

2. 美國之耐震設計規範

(1) 規範制訂機關

圖 1.1.7.1 係表示耐震設計規範相關之代表機關及其相互間之關係。ICBO (International Conference on Building Officials) 發行之 UBC (Uniform Building Code) 自 1927 年發行初版以來，至今經過多次增修，特別是耐震設計資料之豐富性廣受全球肯定，而如此成就是藉由前述之 SEAOC (圖 1.1.7.1) 努力之下所得來之成果。SEAOC 聚集了 4,000 名以上的技術人員及一部份的大學教授，自 1950 年代開始舉辦義工活動，每年發行、修訂 Blue Book 之指南、解說手冊，指南手冊約每三年即大幅增訂 UBC 的改版內容；其他之民間團體最具知名的是位於加州的協會 ATC (Applied Technology Council) (圖 1.1.7.1)，ATC 自 1970 年代起便持續探索未來指向型之規範，一如後文將提到的目前正承辦政發行之規範制訂工作。SEAOC 會員中的一小部分亦同時參與 ATC，此外位於東部的美國土木學會 ASCE (American Society of Civil Engineers) 也自 10 年前左右著手進行規範之制訂工作。

政府方面所制訂之規範係作為 1978 年開始運作的地震災害減輕計劃 NEHRP (Earthquake Hazard Reduction Program) 的環節之一，由位居首都華盛頓的聯邦救難總署 FEMA (Federal Emergency Management) 執行 (圖 1.1.7.1)。1990 年代即開始編著各種文獻，舉凡 NEHRP 耐震設計規範、耐震診斷法、補強法以及一般市民使用之地震對策等多數文獻均有出版發行；而文獻主要係委託 ATC 編制，最近亦有委託 ASCE 等其他機構，此外也有透過公開招募委託的情形。例如眾所周知的美國北嶺地震造成鋼結構之樑端處受損的案件即是交由 SAC (SEAOC、ATC、CUREE (California Universities for Research in Earthquake Engineering)) 等 3 個企業合資經營團體共同承辦 (圖 1.1.7.1)。

這些耐震設計規範係地震載重及分析法中包含了鋼構、混凝土、磚造、木造

等其他設計法，尤其是設計法係將各構造類別之各協會的指南稍作修改後予以採用。例如鋼構係採用芝加哥之美國鋼構造協會 AISC (American Institute for Steel Construction) 所出版的鋼構造設計指南 (AISC Seismic Design Specifications) (圖 1)，AISC 設立於 1921 年，係由鋼材廠商及製造協力廠商所投資組成。

以上係針對耐震設計為中心說明之內容。建築規範係由美國的三个區域共同完成，而承辦之機構是足以反映北部、東部、南部及西部各地情事的 BOCA (Building Officials and Code Administrators International)、SBCCI (Southern Building Code Congress International) 及 ICBO (前述)。這些機構出版過 NBC (National Building Code)、SBC (Standard Building Code) 以及 UBC，各規範對於耐雪、耐風、耐震設計等均有相當豐富之資訊。2000 年時，此三種規範合併為 IBC (International Building Code)，初版係由 ICC (International Code Council) 發行，因而使得最具適用性的通用規範終於誕生 (圖 1.1.7.1)。為能永續推擴，UBC 在 1997 年發行了最終版，此後則歸納列入 IBC 成為其中部份環節。

(2) 性能設計規範之推廣

觀看美國設計規範之歷史演變，UBC 自 1927 年發行初版以來，均要求建築物具備某特定之性能，其具體內容因時代變遷而有所不同，至 1970 年代之訴求則是保障人類性命安全。而自此之後，亦增修了經常性中小地震之建築物損傷防止的規定，但內容尚未成氣候。

然而隨著地震工學醒目亮眼的發展，約自 10 年前開始建造可預測出具可靠性耐震性能的建築物隨即成為標的，性能要求之細分化及性能預測法之研發目前亦穩步順利地進行。此外，在這短期間內，概念迥然不同的二種性能設計法已研究成功，並分類為第一代及第二代之性能設計法。

第一代是類似 SEAOC-Vision2000⁹⁾、FEMA273¹⁵⁾、FEMA356¹⁷⁾等規範，根據利用地震級數與性能等級判斷的矩陣圖定義建築物性能目標，並列舉為達成目標所使用之方法手段。

第二代是類似 SAC 編著之鋼構造性能規範 FEMA350²⁰⁾⁻²⁴⁾，以機率論方式將地震波動、構造模型之變動性、分析法之不確定性、構材/結構耐力差異等加入上述之矩陣圖中，目前亦正在評估未來將擴展至其他構造以及進行經濟損失之評估。而本專案之計劃案詳細於 FEMA283 及 FEMA349 中²⁵⁾⁻²⁶⁾。

關於第一代及第二代之性能設計法概要將介紹於下文中。

3. 第一代之性能設計法

(1) 各規範之定義

以新建建築物為對象，1995 年經 Vision2000 提出性能設計架構後，即針對既有建築物為研究對象並於 1997 年 NEHRP 推薦規範 FEMA273 及解說書 FEMA274 提出詳細之手法內容。修補方面必須針對建築物現狀之性能進行評

鑑，且修補後之性能等級視建築物所有人之需求不盡相同，因此新建物更需要性能設計，這即是使之具體化之原由。

由 FEMA273 之地震級數及性能等級構成之矩陣圖，於 1997 年運用 FEMA302 新建建築物規範，為了使各個建築物重要度能表現出最基本之性能因而予以採用，然而其他詳細性能等級對新建物之適用性至今仍尚不明確。另一方面，有關於修補方面，於 2000 年依據 FEMA273 之內容，出版了具法律約束力之規範書典範（Pre-Standard）FEMA356。

(2) FEMA237 規範之性能目標分類

下文將針對 FEMA237 修補設計之概要詳加說明。

(a) 地震級數

設定為該地區 50 年來再現機率中發生之地震。

- 50% 再現機率之地震 (50/50)，再現期 72 年
- 20% 再現機率之地震 (20/50)，再現期 225 年
- 10% 再現機率之地震 (10/50)，再現期 474 年
- 2% 再現機率之地震 (2/50)，再現期 2475 年

(b) 構造材、非構造材之性能等級

關於構造材之定義如下。

1. Immediate Occupancy Level (發生損傷但尚安全)
2. Damage Control Range (1 與 3 之間的範圍)
3. Life Safety Level (保障性命安全)
4. Limited Safety Range (3 與 5 之間之範圍)
5. Collapse Prevention Level (防止崩塌)

非構造材之定義如下。

- A. Operational Level (大致上無損傷)
- B. Immediate Occupancy Level (發生損傷但尚安全)
- C. Life Safety Level (保障性命安全)
- D. Hazards Reduced Range (C 以上之範圍)
- E. Not Considered (忽略非構造材之損傷)

(c) 建築物整體之性能等級

上述之構造、非構造材之性能等級經由組合後，將各種建築物性能等級定義如表 1 中，此後大體上均以表中具代表性之性能等級為參考基準，也就是

- 1-B. Immediate Occupancy Level (發生損傷但尚安全)
- 3-C. Life Safety Level (保障性命安全)
- 5-E. Collapse Prevention Level (防止崩塌)

表 1 FEMA273 之構造、非構造材性能等級組合表

非構造材	構造材				
	1	2	3	4	5
A	1-A	2-A	(N.R.)	(N.R.)	(N.R.)
B	1-B	2-B	3-B	(N.R.)	(N.R.)
C	1-C	2-C	3-C	3-C	5-C
D	(N.R.)	2-D	3-D	4-D	5-D
E	(N.R.)	(N.R.)	(N.R.)	4-E	5-E

注) N.R.=Not Recommended (不推薦)

(d)性能目之選擇

如表 2 所示，利用 (a) 地震等級 與 (c) 建築物性能等級之組合表，選擇目標之修補後性能。這些內容雖分類成多種類型，但經群組化之後整理如下。

Enhanced Rehabilitation Objectives (高性能 11 分類)

Basic Safety Objective (BSO, 基本性能 1 分類)

Limited Rehabilitation Objectives (低性能 52 分類)

表 2 FEMA273 之建築物性能目標之分類

		建築物性能等級			
		Operational	Immediate Occupancy (1-B)	Life Safety (3-C)	Collapse Prevention (5-E)
地震等級	50/50	a	b	c	d
	20/50	e	f	g	h
	10/50	i	j	k	l
	2/50	m	n	o	p

Basic Safety Objectives(BSO) = k + p (有顏色部份) [1 分類]

Enhanced Objectives = (m, n, o, or p) + (i or j) [8 分類]

= k + (m, n, or o) [3 分類]

Limited Objectives

= (m, n, o, or p) + (a, b, c, d, e, f, g, h, or i) [36 分類]

= (i or j) + (a, b, c, d, e, f, g, or h) [16 分類]

此外，「基本性能」相當於近年新建築物規範之性能要求，也就是 10/50、2/50 之地震，保障性命安全可達(3-C)、防止崩塌可達(5-E)之程度。

「高性能」則如表 2 備註中之重點歸納，換言之即是 2/50 之地震中，保障性命安全可達(3-C)、發生損傷但尚安全可達(1-B)，而幾乎無損可達(1-A)程度之總稱。於(b)中新增詳細定義後之性能等級組合，則 2/50 之地震中若符合 1-C、2-A、2-B、2-C、2-D 以及 3-B 時皆可稱之為「高性能」。

(3) FEMA273 規範之性能評估

(a) 地震輸入力之設定：

設定「基本性能」為目標時，應以規範書為基準，利用美國全區的地震度地圖製成反應譜，並另製成可與之搭配的模擬地震波。

若設定「高性能」為目標時，需製成地震震度、地基至斷層之距離、斷層破壞之發展方向、基於地域之地質構成的 Site-Specific 反應譜及模擬地震波。

(b) 分析手法

利用分析確認建築物之全構成構材，可從下文中選擇使用之分析手法。

線性分析 - 靜態分析、反應譜分析、歷時分析

非線性分析 - 靜態分析、歷時分析

線性之靜態分析中，當建築物高度為 33m 以上之情形，若水平勁度呈不規則分布時則無法使用。此外，非線性分析中，靜態、歷時分析均有設定各自之適用條件。

利用分析確認由表 2 所選擇的性能目標 ((2)節(d)) 是否符合。例如，選擇目標“j”時，應驗證 10/50 之地震時是否可達 1-B 之建築物性能等級，這是以確認構造材是否為“1”，非構造材為“B”之性能 (表 1)，

(c) 構造材之性能容許目標值

構造材視有無變形能力可分為 Deformation-Controlled (變形分配) 與 Force-Controlled (載重分配) 二種型式，並判斷前者之變形、後者之載重是否可達容許值。舉例說明，當變形分配型之構材載重變形曲線如圖 1.1.7.2 般定義時，則各點之座標依每個構材均可由規範書中具體求出。

此外，例如為能滿上述之性能等級“1”時，分析中所呈現之變形小於圖 1.1.7.2 中的 1 為其條件。若採用線性分析時，依構材類別採用規範書中制定之增幅係數乘上分析值之數值。

(d) 非構造材之性能容許目標值

非構造材在建築構材方面可分為窗戶、外牆、隔間牆、地板、天花板、煙囪、女兒牆等，設備方面可分為機械、鍋爐、空調機、防火設備、配管、排氣孔等，電氣相關方面可分為電子、通訊機器、照明，內容物有頂棚、電腦相關、危險物品、電梯、輸送帶等其他多類。

這些非構造材主要可分為 Deformation-Sensitive (變形依附) 及 Acceleration-Sensitive (加速度依附) 等二種，後者中包含了載重分配型，而變形、加速度之混合依附型亦有相關規定。

各非構造材設有性能容許目標值，例如圍幕牆為能取得上述“B”的性能 (Immediate Occupancy Level, 發生損傷但尚安全)，層間變形應在 0.01radian 以下。此外，為能平衡“C”之性能 (Life Safety Level, 保障性命安全)，應運用規範

計算式算出層間變形及加速度，使之達到規定值以下之數值。

(e) 注釋

以上是 FEMA273 將 Vision2000 之概念具體化，並與規範等級之內容重新彙整後因而廣受好評。對於地震輸入力，要求各構造材、非構造材能符合目標性能，建築物整體之變形應考量 P- Δ 效果並運用於建築物崩塌可能性之確認，這是由於傳統的設計規範限制大小地震中的層間變形之故，因此可說是和意圖大略抑制構造、非構造材之損傷呈現對照情形。

4. 第二代之性能設計法

(1) FEMA273、FEMA356 之問題

運用於既有建築之 FEMA273，以及有相同內容且具法律約束力的規範書典範 FEMA356，於近 6、7 年廣受採用，而下文則是根據其結果發現的指摘問題 (11)-14)。

- (a) 僅一部份之構材未達目標值((3)(c),(d))之情形，在無關乎構造整體的餘裕度下，建築性能等級降低且容易產生不正確與不經濟的評估結果。
- (b) 因沒有直接評估因地震所蒙受之經濟損失，表示決定性能目標的資訊情報來源仍不充足。
- (c) 過去若是符合規範，則設計師的基本責任便已完成，然而當要求實際之地震時行為需符合性能目標時，則對於設計師而言便產生極大的風險問題。
- (d) 每個構成材料之性能規定需加入變動性，然而評估其變形、載重的分析手法，在驗證方面仍顯不足，此外亦欠缺考量其不確定性。
- (e) 針對構造及非構造材雖為不錯的方式，但構造整體的行為舉動並沒有包含在性能評估中（可參照(a)）。
- (f) 管理求取精確的施工精確度困難，即使可能其實際之精確度必定會產生變動進而影響性能。
- (g) 地震輸入力係根機率論歸類為最基本，但卻沒有考量到其明顯的不確定性。
- (h) 整體而言，關於設計之過程及結果，尚欠缺使其可靠性定量化且明確化（參照(d),(f),(g)）。

(2) 問題解決的方向

問題解決的開端始於 2000 年提出了 FEMA350、FEMA351 的性能設計法，各新建物及既有的鋼構造均為其設定之對象，並且研擬出應對 1994 年北嶺地震造成大量接合處脆性破壞的 SAC((1)節)方案。

此手法係設計時，設定超過選擇性能之輸入力為產生之機率，並定義為性能目標。例如，上述之 FEMA273 中，在 50 年 2% 機率的地震中，防止崩塌之性能目標與 SAC 手法相較時，則 SAC 手法中之性能目標中，建築物崩塌的機率為

50 年 2%。此外，建築物之可靠性等級也可利用此法進行評估。

SAC（以下稱為 FEMA350）之手法係摻入(1)節(d)、(f)-(h)中所述之地震波動、構造模型之變動性、分析法的不確定性、構材、結構耐力差異等，並將性能以機率論方式定義，與 FEMA273 以最基本式制定之性能截然不同。事實上，一定會發生 FEMA273 未達性能目標的情形，而 FEMA350 手法在性能設計中是相當自然的手法。關於此設計法之詳細內容係由我國之松下氏及長谷川氏所發表的，筆者將其概要簡述於下。

FEMA350 性能設計法的前半過程雖類似 FEMA273，然其對象範圍((2)節)狹小，僅能針對 10/50、2/50 之地震考量，而該構造材之性能等級為”1”和”5”，非構材則為”B”和”E”(2)節(b)。

製作反應譜及模擬地震波、分析法之選擇亦是根據 FEMA273(3.3 節(a),(b))，而之後的構造材性能容許之目標值則如下述般如極大的不同。

表現整體行為的層間變形、表現局部的樑柱接合處之回轉角及其他接合處，可利用下列之可靠性指標 λ 求解。

$$\lambda = \frac{\gamma_a D}{\phi C} \quad (1)$$

此處， C =保有性能值 (Capacity)、 ϕ =表示保有性能值之不確實性及變動的抵抗係數、 D =分析後之要求值 (Demand)、 γ =假設地震特性及分析模型之要求值變動係數、 γ_a =因分析法差異性之不確定係數。

例如，2/50 地震中係將構造整體具有”5” (Collapse Prevention) 性能等級之可靠性，利用線性反應譜分析進行評估。構造整體之指標係採用層間變形角，利用 C =由樑柱接合處細部及由樑距處利用公式求出的保有層間變形角， $\phi=0.9$ 、 D =分析後之層間變形角、 $\gamma=1.5$ (12 層以上之情形)、 $\gamma_a=1.14$ (線性反應譜分析之情形) 等求出 λ ，即可評估可靠性等級。此外，接合處等也以相同的方式評估，這些的可靠度等級若能符合規定之最小值，那麼即可判斷在 2/50 地震中，構造整體具有”5”性能等級之可靠度便相當足夠。

3. 第二代之推廣

FEMA350 性能設計法除了適用於鋼構造之外，更應擴展運用至其他構造，然經檢討以目前的情況而言仍舊難以突破。而 FEMA273 方面則出現各種問題 (4.1 節)，在實務運作上也愈來愈多意見反映內容過於複雜。

因此，在考量雙方成果的同時，由最根本之處重新進行修正。今年 7 月，ATC 與 JSCA (日本建築構造技術者協會) 召開了第 10 屆美日構造設計協議會，本文將為各位介紹會中發表的二份專案報告。

(a) FEMA 之新專案

第一個是 FEMA 的 Mohoney 氏所介紹¹²⁾的新 FEMA 之性能設計專案 (2001 年起)，性能預測部份之流程圖範例如圖 1.1.7.3 所示，採用可靠性理論，考量構造材及非構材之損傷機率，同時亦為評估經濟損失之方向。

此專案係由 1995 年加州大學柏克萊分校的 EERC (Earthquake Engineering Research Center)，以及 2000 年美國地震工學會 EERI (Earthquake Engineering Research Institute) 提案，經檢討後採用後者用以推廣。

詳細內容記載於文獻 12、25，目前正處於 Phase1 (專案修正案製作，編制小組)，接下來準備進入 Phase2 (構造、非構造材之性能定量化) 的階段，計劃下一步驟將進入 Phase3 (性能驗證法及其準則製作) 及 Phase4 (迅速之設計法及其準則製作)。

Phase1 及 2 之專案預算合計約需要 30 億日圓，而由於 Phase3 及 4 係為 5 年計劃與長期計劃，故所需費用相當龐大。

(b) PEER 之新專案

第二個是加州大學柏克萊分校 PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) 的所長 Moehli 氏介紹之專案。PEER 係為最近設立之美國政府三所地震工學研究所的其中之一，該研究所之前身為 EERC。此專案係承續上述之 1995 年 EERC 提案之性能設計研究，其概念如圖 1.1.7.4 所示。

PEER 之目標性能設計具一貫性採用機率論，如圖 1.1.7.4 所示係由地震輸入力分析、構造、非構造材分析、損傷評估分析及經濟損失分析等 4 個過程組成。根據 Markov 過程，表現圖 1.1.7.4 各過程中機率變數相互間之關係，由各個過程中評估之條件附機率，最終階段建物所有人預測將蒙受之損失的方法。

5. 結語

本文旨說明美國之性能設計法相關之新動向，歷經約 10 年歲月完成了第一代及第二代的各種設計法，讓我深深感受到美國執著與認真的態度。

引用 Mahoney 氏之定義則可如此形容：“Performance-based seismic design is a concept that permits the design of buildings with a realistic and reliable understanding of the risk of life, occupancy, and economic loss that may occur as a result of future earthquakes”。為能擁有更高度之可靠性，因此應使性能指向工學宿命性的不確定性及變動性明確化，美國人堅持與努力的印象是如此深植我心。

以往摻雜載重及耐力變動性的載重、耐力係數設計法 LRFD (Load and Resistance Factor Design, 1986 年) 可謂世界先驅並且擁有實現化之成績，而第二代的各手法均考量到輸入力、分析、評估、設計各個過程的期待值與分散等，換言之即是單純以「安全取向」使用之理論及預測法已不再符合性能設計之要求。

以上為美國之想法概念，係為非常自然的想法。具體而言，地震輸入力之預測原本即應極力預測出例如構造材、非構造、建築物整體之反應及損傷，且需明確表現其適用範圍及誤差。雖說是項困難的課題，但重要的是首先應該讓保存之相關資料能永續穩健地傳承下去。

日本國內雖沒有美國般的大動作，但藉由使建築性能提昇之隔震、制振構造等，或許可使性能設計法早日引進國內。提及此問題，例如隔震構造中，隔震裝置之實質性能、裝置分析模型之精確度以及隔震構造分析模型之精確度等相關問

題，包含誤差的綜合評估目前正著手研討中。

1.2 研究背景與目的

九二一集集大地震過後，台灣人民格外重視地震災害的防治工作，高科技技術(如隔、制震建築技術)的引進，如火如荼地在台灣這塊地震頻繁的土地上蔓延開來，為因應此科技時代的潮流，隔、制震建築設計規範即成為建築物隔、制震結構設計者不可獲缺的設計依據。建築物的隔震設計規範已於九十一年四月通過，其架構和「八十八年十一月版之建築物耐震設計規範及解說」相似，設計者可以輕易的瞭解並使用，此為本規範最大特色及優點。然而，此規範僅參考美國規範及國內學者的研究，並未把和我國同樣處於環太平洋地震帶上且擁有豐富隔震、制震經驗和實績的日本規範納入參考，實在可惜。本研究希望能就我國、美國及日本現有隔震、制震相關規範進行研究探討其規範之理論精神、設計方法及實際設計案例進行研究比較，供將來規範制定或修訂及設計時之參考。

1.3 研究方法與步驟

本研究蒐集國內及美國、日本的隔、制震規範，研究比較各規範之異同，並使用實際設計例，分別以各國規範進行分析設計一個隔、制震建築物範例，比較在不同設計規範標準下，所設計出的隔、制震建築物的差異性。



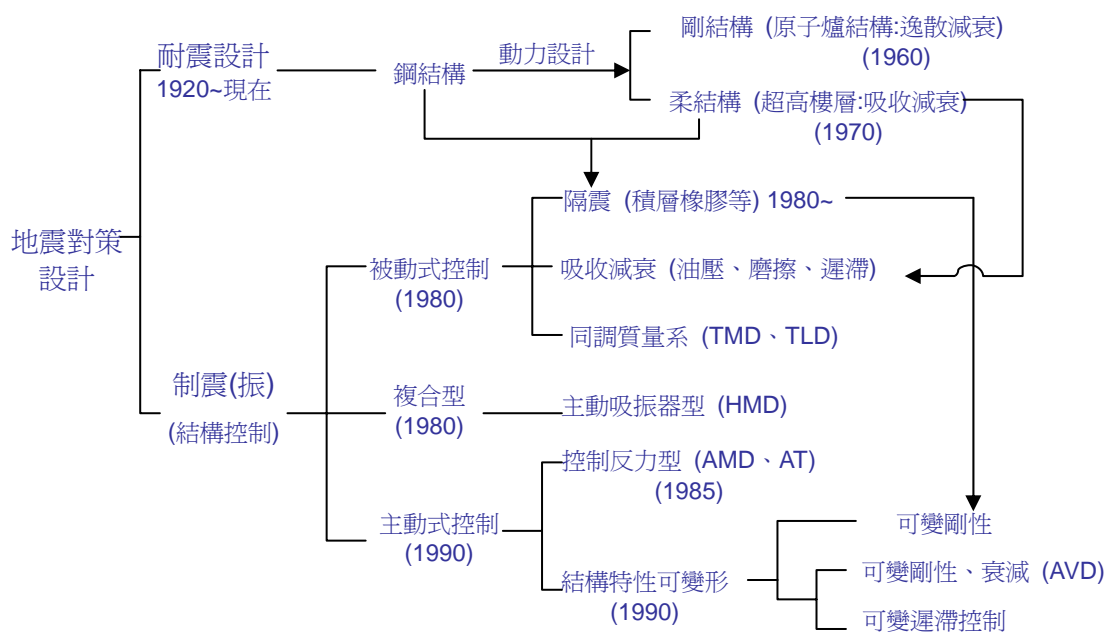
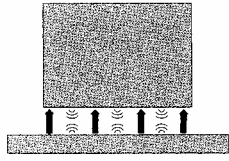


圖 1.1.1.1 地震對策結構技術的發展階段

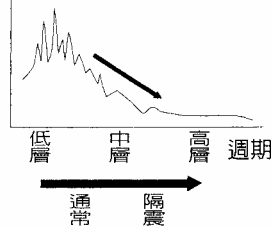
1. 遮斷地震力

磁力浮起

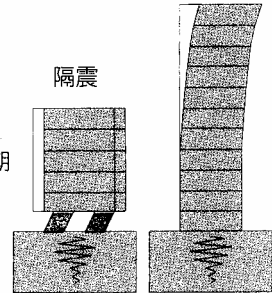


2. 避開主地震動週期帶

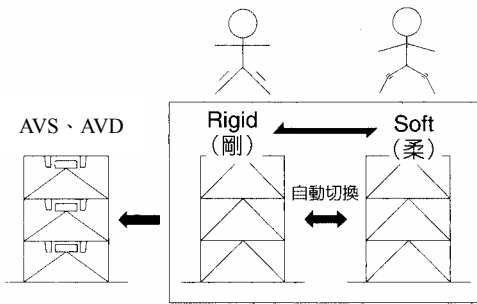
建物承受之地震力



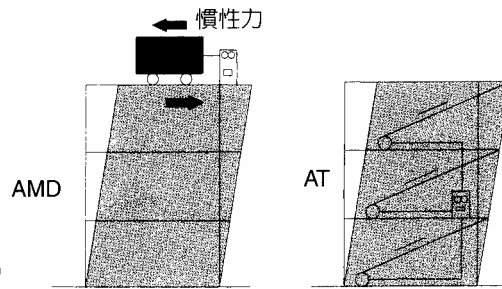
超高樓層



3. 控制成為非共振系統



4. 附加控制反力



5. 吸收地震能

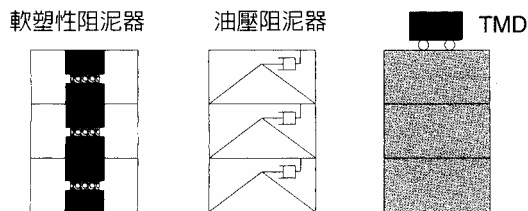


圖 1.1.2.1 隔震、制震的五項原則

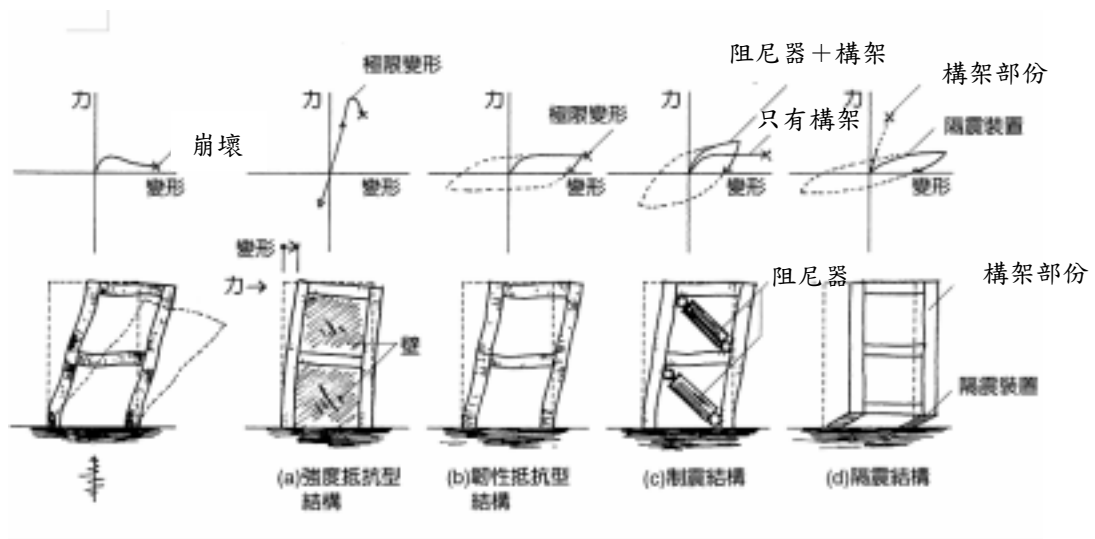


圖 1.1.5.1 各種建築結構系統之抗震概念

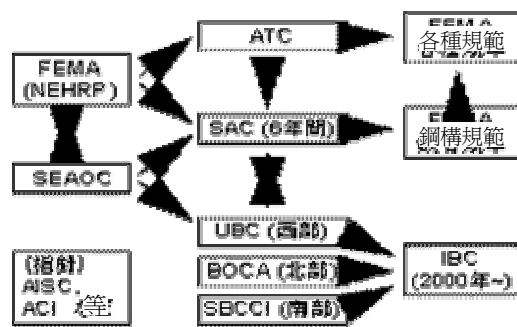


圖 1.1.7.1 美國設計規範之制訂機關及其相關性

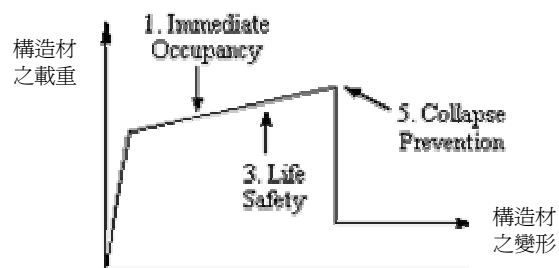


圖 1.1.7.2 FEMA273 之變形分配型構造構材之設計模型



圖 1.1.7.3 2001 年開始實施的 FEMA 之新專案中的性能預測概念 (引用文獻 12)

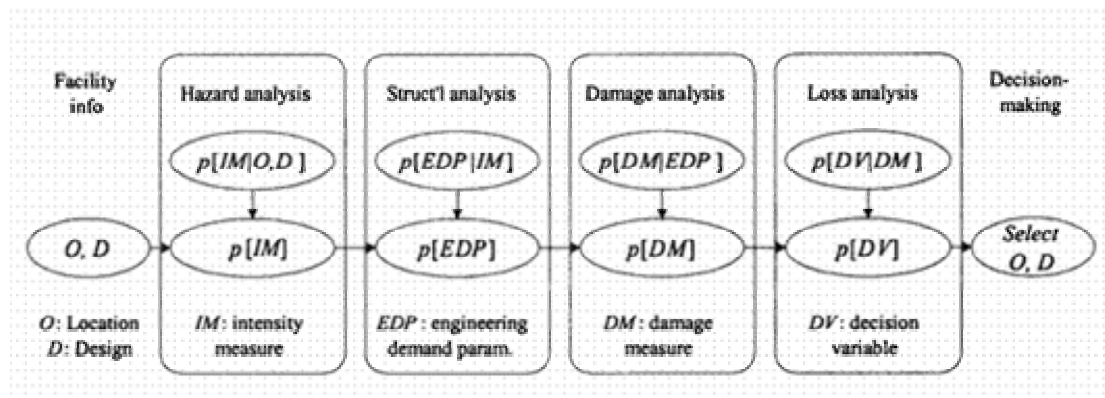


圖 1.1.7.4 PEER 之新專案中性能設計之概念 (引用文獻 13)

参考文献：

- 1) 桑村仁、鋼構造建築物の性能設計の理念と枠組 日本建築学会大会パネルディスカッション資料、2003.9
- 2) 桑村仁、田中直樹、杉本功一、向野聡彦、鋼構造躯体の性能表示：鋼構造建築物の性能設計に関する研究 その1：日本建築学会構造系論文集、2002.12
- 3) 緑川光正「Vision 2000 - 建築物の性能指向耐震工学」の概要：日本建築防災協会建築防災、239号、pp.2-5、1997.12
- 4) 笠井和彦、ロマプリーエータ地震、ノースリッジ地震後の米国の考え方、「特集：価値ある耐震性能設計に向けて」、建築雑誌、日本建築学会、Vol. 110, No.1372, pp.48-49, 1995.5
- 5) 笠井和彦、ノースリッジ地震前後における米国の鉄骨耐震設計の動き：SAC ジョイントベンチャー：鉄構技術(STRUTECH)、鋼構造出版、pp. 49-52, 2002.1
- 6) 松下富士雄：ノースリッジ地震の教訓を活かした米連邦危機管理庁の「鉄骨耐震設計規準」を読んで、鉄鋼技術(STRUTECH)、pp. 32-41, 2001.4
- 7) 田中直樹：米国が推奨する柱梁接合法、鋼構造の性能設計を考える、「研究発表会」付随行事シンポジウム、日本建築学会関東支部、構造専門研究委員会、鋼構造 WG、pp.37-66, 2001.3
- 8) 長谷川隆：米国 SAC ガイドラインの耐震性能評価法の概要とその適用事例、鋼構造の性能設計を考える、「研究発表会」付随行事シンポジウム、日本建築学会関東支部、構造専門研究委員会、鋼構造 WG、pp.67-74, 2001.3
- 9) Structural Engineers Association of California (SEAOC), Vision 2000 Committee, Vision 2000 - Performance Based Seismic Engineering of Buildings, Sacramento, CA., 1995.4
- 10) IBC 2000, International Building Code, International Code Council, Inc., Falls Church, Virginia, 2000.3
- 11) Hamburger, R.O., and Moehle, J.P. : State of Performance-Based Engineering in the United States, 2nd US-Japan Workshop on Performance-Based Engineering; Methodology for Reinforced Concrete Building Structures, Report PEER-2000/10, pp. 15-27, 2000.
- 12) Mahoney, M.: FEMA Program to Develop Next-Generation Performance-Based Seismic Design Guidelines (Invited Paper), Proceedings, ATC/ JSCA 10th US-Japan Workshop on Improvement of Structural Design and Construction Practices, pp. 2-1~2-10, Maui, Hawaii, June 30- July 2, 2003.
- 13) Moehle, J.P. : A Framework for Performance-Based Engineering, Proceedings, ATC / JSCA 10th US-Japan Workshop on Improvement of Structural Design and Construction Practices, pp. 4-1~4-10, Maui, Hawaii, June 30- July 2, 2003.
- 14) Freeman, S., et.al.: Is It Really Performance-Based Seismic Engineering? – Not Exactly, Proceedings, ATC/JSCA 10th US-Japan Workshop on Improvement of Structural Design and Construction Practices, pp. 5-1~5-12, Maui, Hawaii, June 30- July 2, 2003.
- 15) FEMA-273: NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Prepared with FEMA funding by ATC and ASCE for the Building Seismic Safety Council. Washington, DC, 1997.
- 16) FEMA-274: Commentary on the NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Prepared with FEMA funding by ATC and ASCE for the Building Seismic Safety Council. Washington, DC, 1997.
- 17) FEMA-356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Prepared by ASCE, Reston, VA, 2000. [Supersedes FEMA-273.]
- 18) FEMA-302: NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures. 1997 Edition. Part 1: Provisions. Prepared for FEMA by the Building Seismic safety Council (BSSC), Washington, DC, 1998.
- 19) FEMA-303: NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures. 1997 Edition. Part 2: Commentary. Prepared for FEMA by the Building Seismic safety Council (BSSC), Washington, DC, 1998.
- 20) FEMA-350: Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. Prepared for SAC Joint Venture Partnership by Guidelines Development Committee. Washington, DC, 2000.
- 21) FEMA-351 Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings. Prepared for SAC Joint Venture Partnership by Guidelines Development Committee. Washington, DC, 2000.
- 22) FEMA-352 Recommended Postearthquake Evaluation and Repair Criteria for Welded Steel Moment-Frame Buildings. Prepared for SAC Joint Venture Partnership by Guidelines Development Committee. Washington, DC, 2000.
- 23) FEMA-353 Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel-Moment Frame Construction for Seismic Applications. Prepared for SAC Joint Venture Partnership by Guidelines Development Committee. Washington, DC, 2000.
- 24) FEMA-354 A Policy Guide to Steel Moment-Frame Construction. Prepared for SAC Joint Venture Partnership by Guidelines Development Committee. Washington, DC, 2000.
- 25) FEMA-349: Action Plan for Performance-Based Seismic Design. Prepared for FEMA by the Earthq. Eng. Research Institute. 2000.
- 26) FEMA-283: Performance-Based Seismic Design of Buildings. Prepared for FEMA by the Earthquake Engineering Research Center (EERI), University of California. 1995.
- 27) FEMA-368 NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, 2000 Edition. Part 1: Provisions. Prepared for FEMA by the Building Seismic Safety Council (BSSC). Washington, DC, 2001
- 28) FEMA-369 NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, 2000 Edition. Part 2: Commentary. Prepared for FEMA by the Building Seismic Safety Council

- (BSSC). Washington, DC, 2001.
- 29) Kasai K., Kibayashi M. et al : Principles and Current Status of JSSI Manual for Design and Construction of Passively Controlled Buildings (Part 1); Proceedings of Structural Engineers World Congress (SEWC), CD-ROM, T2-2-a-1(2002)

第二章 隔震結構系統相關技術

2.1 概要

耐震設計規範之原則為：中小地震來臨時，建築物不會遭受到損壞；大地震時，結構允許局部破壞，但不致於倒塌而造成人員傷亡；亦即大地震發生時，容許構件產生降伏或建築物產生部份損壞的情形發生。換言之，按照耐震規範設計的建築物，並無法避免地震時的強烈晃動；所以，當遭遇大地震時，雖然可以保證人身安全，但並不能確保財產（建築物及其內部物品）的完整。

一般耐震設計方法是提高強度、韌性、抵抗地震力。而隔震結構工法與制震結構工法則是減低地震力對建築物的反應的方法。

以下各節將說明隔震結構系統，闡述隔震系統的基本原理與特點，並概述結構分析流程及隔震工程施工等的注意事項。

2.2 隔震結構之原理

建物承物地震之建物加速度反應譜圖形，如圖 2.1.1.1 所示：短週期建築物，地震力造成建築物上的反應加速度很大，過了該週期領域其反應就逐漸減小；選擇不同的地震動，可以繪出類似的曲線，如此反覆進行，可求得許多條曲線。如果工址土壤堅硬，地震動的短週期成分較多，反之，工址土壤較軟，則含有較多的長週期成分。因此，若建築物的自然週期越長，工址土壤越堅硬，受到的地震力就越小。

通常低層建築物的剛性較大，即其建築物自然周期較短，則地震反應加速度較大。所以，設法將建築物自然周期加長，反應加速度就會有大幅度的下降。隔震結構的原理即是將隔震器設置於建築物的基礎下，加長建築物的自然週期，降低反應加速度，減低上部結構所承受的地震力反應（大約可降至 1/3~1/10），以確保上部結構與內部設備的安全性。隔震器內適當地加入阻尼器，使隔震器不但可藉由延長週期降低加速度的反應，更可藉由阻尼機能的發揮再降低地震加速度反應。

2.3 隔震結構之分類

隨安裝位置的不同，隔震層考慮的要點也不同，如圖 2.1.1.2 所示，本節分別說明基礎隔震工法及中間層隔震工法兩個種隔震設置方法的要點。

一、基礎隔震工法

1. 於建物的基礎下設置隔震層。
2. 建物周邊必須預留隔震淨空間。大地震時的，水平變形單側約達 50~60cm，另需擋土牆厚度，故基地周圍可能須具備 1 公尺寬以上空間。

二、中間層隔震工法

1. 適合建物周邊沒有多餘的基地時、或地下很深、需大規模擋土牆工程時。
2. 高樓層建物(塔樓)與低樓層建物(裙樓)交接處、設置隔震層。
3. 隔震層中之設備配管類的可撓性化需要空間，從建物下層到上層通過隔震層的配管種類非常多的建物、可撓性化所需的空間及費用需加檢討。
4. 垂直動線 (如電梯間、樓梯間)需做特別處理。處理方法大致有(a)垂直動線在建築設計時不直接通過隔震層及(b)垂直動線在隔震層位置必須考慮大變形的可撓性能力等 2 種。
5. 室內裝修材可容許最大 50~60cm 的變形，且需滿足防水、防火性能要求。

隔震結構工程隨建物條件不同而異，通常工程費用比耐震結構高。但一般耐震結構，各樓層各梁柱構件及梁柱接頭處均需有相當嚴格的施工品質管制，才能確保建築物的韌性，避免因施工品質的變異而造成建築物軟弱層的發生，對於施工的技術及施工管理層面上，要達到耐震結構的韌性設計要求，是相當不容易且難以達成的。然而對於隔震結構而言，因其地震力作用均集中在隔震層中，隔震層以上的各個樓層所受的地震力作用相當小，故從施工管理的層面來看，隔震結構的施工管理要徑僅有隔震層之施工，較易集中掌握其施工品質，故就施工品質管理而言，一個成功的隔震結構比一個成功的韌性結構，其施工管理成本要降低很多。

若建造成本不僅單純地考量新建時成本，而以理想的隔震結構與理想的韌性結構之建造成本為基準作比較，隔震結構的成本不見得比韌性結構的成本高。

若更進一步考慮營建生命週期內之修繕成本，例如考慮在地震發生頻繁的台灣地區，由於地震衍生建築物、裝潢、家具等之補修費用一，從長期費用考慮下，隔震結構的成本可能反而較為經濟。

2.4 隔震建物的反應特性

2.4.1 隔震建物之優點

相較於耐震結構相比較之下，隔震建築物的反應效果一般有下列優點：

1. 建築物內部的家具設備受到地震動的搖晃程度反應加速度可降低 1/3~1/10，使居住的安全性提升，避免設備配管的損傷及家具和物品的移動與傾倒(圖 2.2.1.1)。
2. 結構體中所承受地震層剪力會降低，故梁或柱的斷面減小，有利於建築使用空間。
3. 建築物各樓層因地震產生之層間變位減少，故可提昇樓層間的設備配管以及內、外裝材的安全性可以提升。

圖 1.1.3 表示各種結構系統對於地震的抵抗形式。通常的耐震結構是由柱、梁、壁等 RC 結構體產生的材料龜裂或鋼材變形與降伏來吸收地震能量。而隔震結構係由隔震器來隔絕吸收地震能，以下為隔震結構之力學優點。

一、扭轉反應降低

傳統耐震建築物如圖 2.2.1.2 所示，地震發生時，建築物的水平地震力作用於建築物的重心，而建築物的抵抗力中心為剛心，若兩點間有所偏心，則會產生扭轉效應，建築物角隅的柱會產生極大的變形，而有破壞的可能。但隔震結構系統，可藉由隔震器的配置與調整，將建築物的重心與隔震層的剛心調整為一致，可大幅減少扭轉效應所造成的破壞。

二、高層建築物的反應降低

相較於與中低層建築物，高層建築物的自然週期較長，故加速度的反應值較小，而高模態的自然週期比第一模態的自然週期短，所以高模態對建築物振動的影響就愈大(圖 2.2.1.3)。高層的住宅及辦公室，隔震結構將建築物長週期化，除了第一振動模態的反應降低以外對於其他高模態的振動反應也有抑制反應的效果，對於安全性的確保及機能的維持，高樓層建築採用隔震結構系統的在國外的實際案例越來越多。高層建築物之隔震器設計需更加詳細周到。另外，高層建築物會產生的傾倒力矩會較大，設計時要考慮隔震器受拉力作用時的情況。

三、軟弱地盤上的建築物反應降低

港灣海岸地區的地盤較為軟弱，地盤本身的卓越週期與硬地盤比較之下，軟弱地盤的卓越週期較長可達 2~3 秒，可能與建築物隔震結構的週期相近，導致隔震效果不彰，而降低了軟弱地盤上建築物使用隔震結構的可行性。但由於現在物流業的發展，港灣地區常設置大型的自動化倉庫，為防止

地震造成倉庫內部之機器與商品，亦漸有採用隔震結構系統的建築物。

軟弱地盤上採取隔震結構系統與高層建築物相同，其隔震建築物需更加延長週期，所以隔震器的設計需更加嚴格，而且軟弱地盤上採用隔震系統，可能會發生位移量很大的情形需更加注意，故在設計時需要加裝較多的阻尼設施。

隔震結構建築物發揮隔震的效果通常從地震震度 3 級開始作用，大地震（震度 5、6 級以上）時之改善效果會更為顯著。滑動式的隔震系統對於較小的地震即可令產生隔震效果，但必須考慮到風力作用下建築物不能產生搖晃，以避免居住者產生不安。

2.4.2 隔震建物地震時反應行為

隔震建築物的特性可由隔震層強制變位試驗或自由振動試驗確認，亦可由實際的地震觀測紀錄中直接觀察地震時隔震建築物的反應行為。在本文中，提供一個 1995 年兵庫縣南部地震時，隔震建築物(WEST BUILDING)的實際地震觀測實例與模擬分析。WEST BUILDING 為一幢六樓的隔震建築物，隔震層設置於基礎與一樓樓板之間，本建築物的概要如表 2.2.2.1 所示。本隔震建築物的耐震目標為 Level 2，即在最大速度 40cm/s 之時，隔震層的最大變形量為 25cm 以下，最大加速度為 200gal 以下，上部結構須控制在容許應力範圍以內。

本隔震建築物之工址位置位於離兵庫縣南方地震震央 35km，觀測所得之加速度最大值如表 2.2.2.2 所示。比較六樓與基礎之最大值如下；垂直方向六樓反應為基礎反應之 1.8 倍，南北向六樓反應為基礎反應之 1/3.5 倍，東西向六樓反應為基礎反應之 1/3 倍，由此可知，加速度的遞減相當大，隔震效果發揮地相當好。而且隔震層的最大變形量為 10cm 左右，積層橡膠支承皆未發生任何異樣。

利用基礎的觀測紀錄進行分析，分析模式與原設計時相同，但建築物實際使用的活載重與設計使用的活載重要小很多，導致使用載重趨近於呆載重。隔震構材水平方向之模式係採用修正雙線性型(Bi-linear)，上部結構之彈性阻尼比採用 2%，隔震構材之內部阻尼比採用 2%。另外，在垂直向分析時，為使觀測記錄資料與分析反應值一致，故將阻尼比變更為 10%。垂直向分析模擬時隔震層及上部結構均設定為彈性。隔震建築物垂直向之反應分析係依據文獻 7 所觀測到之結果，再考慮結構土壤互制作用之影響，隔震層的阻尼比採用 20~30%，故此假設模式可吻合觀測紀錄的資料。圖 2.2.2.1 所示為六樓的觀測紀錄與模擬反應地震波波形，由此可知設計時，使用適當的簡單分析模式，仍可求得一致的結果。

隔震建築物在地震發生時的行為，例如超高層隔震建築物、軟弱地盤、復原力特性的模型化、扭轉反應、二方向地震波輸入的影響等可參考文獻 1。

2.5 隔震構材的特性

隔震構材(隔震器、阻尼器)除了在垂直方向需能支撐建築物的荷重外，在地震發生時，水平方向必須要能提供適當地軟弱以具備大變形能力。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，積層橡膠隔震器及阻尼器等，與梁、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。這正好說明以「隔震裝置」或「隔震材料」來稱呼隔震器，不如就依照稱呼結構構件(結構構材)的方式來稱隔震器為「隔震構材(隔震構件)」來的更加適當貼切。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，且希望獲得相當之隔震效果，對於隔震構材對其性能就必須有相當的要求。隔震構材須具備下列性能：

一、絕緣性能(水平變形性能、加長周期、反應減低)

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長期間之安定支持能力。

二、阻尼性能(吸收能量、抑制變形)

建築物一般使用年限為 60 年至上百年，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，以控制整個隔震建築的設計位移不會太大。

三、回復性能(水平方向的回復力)

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水平剛性柔軟，其隔震性能才會高，讓建築物在地震過後有回覆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，為了提高隔震建物的分析與設計之信賴性，有必要考慮軸力的影響。

四、支持性能(支持垂直載重)

對於水平變形性能之要求，隔震器必須具備在有水平變形的情況下仍須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荷重的 2~3 倍。

五、耐久性、耐候性能

對於經年變化所造成的性能劣化現象亦必須控制在容許範圍內。

六、品質及誤差控制

各項機能與各種類隔震支承的關係如表 2.3.1 所示

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，其製作品質誤差應要求愈小愈好。

2.5.1 隔震構材的種類與基本特性

隔震構材必須具備上述各項性能，具有多性能的隔震構材一直在研發中，若隔震構材只有單一性能時，則必須和具其他性能的隔震構材混合使用。目前使用於建築物中最廣泛的隔震構材，為滑動支承隔震器、積層橡膠支承隔震器與阻尼器，介紹如下述。

目前、隔震器使用如**照片 2.3.1.1**的積層橡膠相當多。積層橡膠係由圓形的薄鋼板（中間鋼板）與薄橡膠片相互膠著而成的構造（積層構造）。橡膠材料的特性其有彈性係數小、延展能力佳、非壓縮性(波松比 0.5)體積變化很小等特性。

積層橡膠受到壓力荷重的作用下，橡膠片會產生橫方向膨脹的現象，由於橡膠片受到中間鋼板束制的作用，橡膠的體積變化非常小，所以其壓縮變形量非常小，故積層橡膠的垂直方向具有堅硬之特性。水平變形時，中間鋼板幾乎沒有變形只有橡膠片作剪力變形，但不會產生體積變化，因橡膠本身比較柔軟而由橡膠的材料特性來決定水平剛性。因而積層橡膠即垂直方向能夠支撐建築物的荷重，水平方向又有充分的變形能力，故成為目前普遍使用的隔震構材。

一、積層橡膠

1.積層橡膠的原理

很早之前，人們已利用橡膠伸長率大柔性高的性質來作為隔震器的材料，以減低交通振動或機械振動建築物振動的目的，這方面的應用很早就有了。

隔震支承必須要具備其基本的隔震性能；從建築物的重量的支承，到力學特性的發揮(變形、剛性的發揮)，隔震器需審慎選擇其使用的橡膠材料。

積層橡膠之垂直剛性比水平剛向要大很多約在 1000 倍~2000 倍以上(**圖 2.3.1.1**)。隔震支承的極限變形會由橡膠的伸長率與支承的挫屈能力來控制，一般而言，挫屈破壞的問題可藉由隔震支承的外形設計克服，所以，隔震支承的極限變形能力乃由橡膠的變形能力控制。

2.積層橡膠的種類

目前常用的積層橡膠支承，從橡膠材料及構造的不同，大致可以分為天然橡膠系積層橡膠支承、鉛心積層橡膠支承、高減衰積層橡膠支承 3 類：

從形狀來看，天然橡膠系積層橡膠支承與高減衰積層橡膠支承的外形相似，而鉛心積層橡膠支承係於積層橡膠的中心部位加入圓柱形鉛棒等之衰減材料(**圖 2.3.1.2**)。積層橡膠的特性係由積層橡膠的水平變形及其水平荷重的

變形關係(遲滯圈特性)評估，遲滯曲線所圍面積的大小即為能量吸收的大小，其代表衰減能力的大小，各種類積層橡膠的性能概要如表 2.3.1.1 所示。

- (1)天然橡膠系積層橡膠支承：使用彈性、耐潛變及耐寒性佳的天然橡膠，但是天然橡膠本身的減衰性能小，有效阻尼比約在 2%~3% 左右。所以常需與其他阻尼器裝置一併使用。天然橡膠的遲滯圈特性如圖 2.3.1.3(a) 所示為直線形狀。天然橡膠系積層橡膠支承對於溫度、振動次數、反覆載重次數對遲滯圈特性的影響相當小。為了抗氧、臭氧及紫外線等環境劣化因素，一般會在支承外圍以耐候性佳的合成橡膠包覆作為保護層。
- (2)鉛心積層橡膠支承：在天然積層橡膠支承中加入鉛棒，鉛棒隨著積層橡膠的水平變形而產生塑性變形發揮其減衰阻尼性能，鉛心積層橡膠的水平力方向之遲滯圈特性如圖 2.3.1.3(b) 所示，遲滯圈所包圍的面積大即表示其吸收地震之能力。

鉛心降伏前的剛性相當高，亦即微小變形時其剛性高對於抑制強風作用下建築物的搖動有相當好的效果，而降伏後的剛性又相當低，大地震發生時水平方向有較柔軟的剛性特性。而且因為支承本身就具有阻尼特性，可以不必與阻尼器合併使用，故隔震構材的裝置佔用的空間較小。

鉛的柔軟性高，在反覆載重變形後其性能也能回覆，且在小力量作用下，鉛心會具有慢慢地變形的特性(潛變特性)，即使地震發生後所產生的殘留變形也會因橡膠的遲滯圈特性，在經過一段時間後回覆到原始位置。

- (3)高減衰積層橡膠支承：外形與天然橡膠系積層橡膠支承相同，橡膠材料本身具有衰減性能，故稱之為高減衰橡膠。

高減衰積層橡膠的水平方向遲滯圈特性如圖 2.3.1.3(c) 所示，相較於天然橡膠系積層橡膠支承，其遲滯圈特性所包圍的遲滯圈面積比較大，代表其吸收能量的能力較大。其遲滯圈隨著水平變形的增加會產生剛性的減少之非線性形狀。高減衰積層橡膠支承的初期剛性低於鉛心橡膠支承的初期剛性，可抑制風作用力所造成的建築物搖晃，同時對於小變形時亦有隔震的效果。

高減衰積層橡膠支承的衰減性能隨著橡膠變形而產生，由分子間的摩擦提供阻尼要素及黏性衰減的阻尼要素共同形成，隨著橡膠的種類及變形的大小，其阻尼比會有若干差異，高減衰積層橡膠的有效阻尼比約在 15%~20% 之間，同樣地，與鉛心橡膠支承相同，可以不必與阻尼器合併使用，隔震器的裝置佔用的空間也較小。

- 3.積層橡膠組裝方法：設置在建物時必要的積層橡膠上下的端部鋼板的裝設方法因為加硫作用(加溫加壓)工程其機具設備能力的關係有(a)與基層橡膠一體成型的還有(b)使用螺栓與積層橡膠接合方式，如圖 2.3.1.4 所示。

二、滑動支承

滑動支承隔震器必須具備：建築物的支持機能、與地面絕緣的機能。此形式支承之應用在橋梁方面歷史已久，且有許多實際案例(但是不適當作隔震器使用)。

滑動支承水平方向的遲滯圈特性如圖 2.3.1.5 所示，滑動式支承開始滑動前的初始剛性很高，滑動後的剛性很低，此一特性導致遲滯圈曲線呈現約為四方形。

滑動荷重(水平荷重)除以支持荷重(垂直荷重)稱為摩擦係數，摩擦係數小表示滑動支承的隔震絕緣效果大，但為抵抗風力作用的振動生，仍須具備某一程度的摩擦力係數。而且，在同樣的變形量下，當滑動支承摩擦係數愈大時，遲滯圈所包圍的面積亦愈大，吸收能量的能力亦增加，所以從滑動支承衰減性能的觀點來看，摩擦係數的設定相當的重要。因為摩擦係數的設定，決定了滑動支承的特性，因此摩擦係數的安定性非常重要。再則，長期的作用力下其耐荷重性、耐磨耗性、耐候性等皆為非常重要的特性。摩擦係數的大小會隨著材料的不同而異，一般約在 0.1 左右，其會隨著面壓的增加而減少。一定程度(10(cm/sec))以上的速度對摩擦係數幾乎沒有相關性。

滑動支承的材料一般由鐵弗龍(PTFE)、不銹鋼板及鋼板等組成，使用時的面壓(單位面積所承受的荷重)通常設定為 100~300kgf/cm² 之間。地震時必須有使建築物回復的彈簧措施，所以常與積層橡膠合併使用。

目前市場已開發出具有回覆力的滑動支承 FPS(Friction Pendulum System)，其滑動面為曲面，故具備有回覆功能，因而不需配合彈簧，並可藉由滑動面曲率的設定，調整隔震建築物的週期。

三、隔震用阻尼器

隔震裝置中的阻尼器，主要為吸收建築物振動的能量，抑制振動的反應。通常隔震用阻尼器僅有阻尼機能，而沒有支持機能、回覆機能，其常與天然橡膠系積層橡膠支承或滑動支承組合使用。由於其與支持機能互相獨立設置，地震發生時的扭轉問題，可藉由隔震用阻尼器的自由配置加以解決。

隔震用阻尼器吸收能量的方法有：

1. 利用流體的黏性(黏性阻尼器)。
2. 利用金屬降伏後的遲滯特性(鋼材阻尼器、鉛阻尼器)
3. 利用摩擦力所產生的衰減力(摩擦阻尼)

以上這些阻尼器的遲滯圈特性如圖 2.3.1.6 所示。

鋼材阻尼器或摩擦阻尼器在反覆載重作用下受到大變形時，其遲滯圈曲線大致為平行四邊形，摩擦阻尼器則接近長方形，鋼材阻尼器在降伏前，摩擦阻尼器在滑動前的剛性相當大，因此能防制風力等較小作用力造成建築物之移動。一定程度以上的受力以上，剛性下降後，隔震效果才能發揮。

黏性阻尼器係利用流體在管內產生的流體抵抗力作為其阻尼力。或以抵抗鋼板與黏性體之間產生的剪力抵抗力作為其阻尼力之剪力型黏性阻尼器。黏性阻尼器的遲滯圈特性(力-變形關係曲線)呈現橢圓形，抵抗板的相對速度最大時，其阻尼力最大，其幾乎沒有剛性，在微小振動或中小地震時其衰減性能容易發揮，但仍須具備有追隨大地震時大變形的能力，故阻尼器的行程(Stroke)較大，外型形狀也較大。

2.5.2 積層橡膠的基本特性與設計製造

本節介紹一般最常用的隔震器由積層橡膠之基本力學特性、設計要點與製作方法。

1. 積層橡膠的基本特性

積層橡膠用於隔震系統中一般可歸納成下列三種形式；(1)天然橡膠系列的積層橡膠；(2)天然橡膠與各種阻尼器組成的系統，機能分離型；(3)高阻尼橡膠系列積層橡膠或鉛心置入型積層橡膠，其為隔震器與阻尼器機能一體化的系統，故稱為機能一體型。

天然橡膠具之抗拉強度、延展性、耐潛變性等性能優越、對於溫度變化所造成物性的變化亦相當小之特色。天然橡膠系列的積層橡膠係以天然橡膠為主體的積層橡膠，其復原力特性呈線彈性。另外，鉛心置入型積層橡膠係在積層橡膠中心之孔穴中置入鉛棒，鉛心棒約積層橡膠外徑的 $1/5 \sim 1/7$ ，利用鉛棒的塑性變形產生阻尼效果。高阻尼橡膠系列積層橡膠係以特殊配比的橡膠材料，利用橡膠材料分子間之摩擦提高粘滯性用來吸收能量以產生阻尼效果。鉛心置入型積層橡膠以及高阻尼橡膠系列積層橡膠等的復原力特性會呈現彈塑性。積層橡膠與鐵弗龍不鏽鋼板所組成的滑動支承機構，係利用滑動摩擦的特性來提供隔震構材的阻尼力，或者以球型支承的滾動摩擦的特性來提供隔震構材的阻尼力。

天然橡膠系列積層橡膠的水平剛性 K_H 與面壓 σ 的近似值關係式，如下：

$$\frac{K_H}{K_{H0}} = 1 - \left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right)^2, \quad K_{H0} = \frac{GA}{h} \quad (1)$$

其中， K_{H0} 為面壓為0時之水平剛性， G 為橡膠之剪力彈性模數， A 為受壓面積， h 為橡膠層總厚度， σ_{cr} 為挫屈應力強度，其為水平剛性0時的對應垂直應力強度，其可由下式估算：

$$\sigma_{cr} \cong \zeta G S_1 S_2 \quad (2)$$

其中， S_1 為積層橡膠的1次形狀係數、 S_2 為積層橡膠的2次形狀係數，這些形狀係數是描述積層橡膠形狀之重要因子，如下：

$$S_1 = \frac{\text{橡膠的束制面積(受壓面積)}}{\text{橡膠一層的自由表面積(側面積)}} \quad S_2 = \frac{\text{橡膠直徑}}{\text{橡膠層總厚度}}$$

其中 ζ 值為 0.9，當 S_1 為 30 以上時

0.95，當 S_1 介於 30 之 10 之間

1.0、當 S_1 為 10 以下時。

由(1)式可知，面壓愈大，則天然橡膠系列積層橡膠水平剛性會如拋物線般地降低。為了確保面壓為0時，其水平剛性降低的程度控制在10%以內，則積層橡膠的面壓須控制在 $\sigma_{cr}/3$ 應力強度以下。地震時，積層橡膠會受到彎矩作用及上下振動所造成的額外軸力作用。積層橡膠在對於軸力變動下所受的最大

面壓時，應確保安定變形能力能夠順利發揮，因而設計時需限制最大面壓。最大面壓與各個積層橡膠的水平變形能力有相當大的關連，並沒有一定的標準。一般而言，最大壓面大致可考慮為 $\sigma_{cr}/2$ 左右。文獻[4]提到相關試驗結果及其理論解；以鋼板露出型積層橡膠與中間鋼板埋入型積層橡膠比較之下，中間鋼板埋入型積層橡膠之水平剛性與面壓的相依性較大，在使用前須作充分檢討。

隨著隔震建築有愈來愈高的情形，積層橡膠則愈來愈有機會受到拉力的作用。近年來，積層橡膠抗拉力特性的實驗研究亦增加了很多，積層橡膠的抗拉力特性也愈來愈清楚與準確。圖 2.3.2.1 所示為積層橡膠受到拉力作用下，其拉力荷重與拉力變形關係之例。在試驗中，試驗體為天然橡膠系列之積層橡膠，其直徑 500mm、橡膠總厚度 97.5mm。試驗中，先施加 200mm 的剪力變形後，再以變位控制得到拉力變形。最大拉力變形量約與橡膠的總厚度一致（即拉力應變為 100%）。在圖 2.3.2.1 中可發現，積層橡膠的拉力特性為雙線性型的遲滯圈特性，其拉力初期剛性為壓縮剛性的 1/10~1/15，2 次剛性則為初期剛性的 1/10，降伏應力（與一般的降伏現象有些不同，在此以降伏這個字眼來代表其行為現象）為橡膠材料剪力模數的 2~3 倍左右。相較於壓縮特性，積層橡膠的拉力特性非常軟弱。但拉力應變達 100% 之變形作用以後，其壓縮特性及壓縮剪力特性所造成的變化非常小，亦即拉力作用之大變形對於積層橡膠的影響並不顯著。實際設計允許積層橡膠承受若干程度的拉力變形（例如 10% 以下）。但橡膠這一類的製品，剪力變形變大時，拉力變形能力可能會急速地降低，所以容許拉力應變標準值之設定應更加審慎注意。當積層橡膠受到拉力變形後，壓縮剛性及水平剪力剛性並未受到顯著影響，其原因目前並沒有明確的答案，可為未來研究的課題之一。

當積層橡膠發生剪力變形時，其承受荷重之機制可以由單純的有效支持部分來考慮（積層橡膠上下面之重疊部分），若壓縮荷重除以有效支持部分之面積 A_e 所得之應力到達挫屈應力強度時，此時積層橡膠的變形狀態即為積層橡膠的安定極限變形。有效支持面積 A_e 為水平變形量 δ ，若其水平變形量 δ 為積層橡膠直徑的 0.6 倍左右，且誤差量控制在 2% 以下，其有效面積關係式可依 $A_e = (1 - 1.2\delta/D)A$ 求得。根據上述假設，可求得水平變形量與面壓的關係如圖 2.3.2.2 點線所示。在圖 2.3.2.2 中可發現，隨著面壓愈來愈大，安定極限變形量會直線下降。實際上，除了有效支持部分的支撐效果外，應還有如材料應變硬化等的支撐能力，所以積層橡膠的安定極限變形能力應會在圖中的點線以上，其中差異需視積層橡膠的形狀及軸力的大小而決定，故可求得，安定極限變形 δ_{cr} 的下限值。

圖 2.3.2.3 所示為天然橡膠系列積層橡膠之壓縮剪力破壞試驗。橡膠厚度分別為 7mm ($s_1=18$)與 3.75mm ($s_1=33$)二類，其直徑均為 500mm， $s_2=5$ 。兩試驗體的橡膠材料為同一種類，剪力彈性模數 G 為 0.45N/mm^2 。在 $s_1=33$ 的試驗體中，剪應變到達 250% 左右時，面壓並無顯著影響，幾乎獲得同樣的水平剛性。其中，剪應變為積層橡膠的水平變形量除以橡膠總厚度之值。

另外，在 $s_1=18$ 的試驗體中，面壓到達 30N/mm^2 時，其水平剛性就會顯著降低（如果面壓再增加時，連初期剛性也會降低，最後其剛性會得到負的斜率。此時，積層橡膠已喪失其復原力了，已挫屈）但任何一種試驗之剪應變到達 300% 以上時就會產生硬化現象，剪應變到達 400% 左右就會發生破壞。從(2) 式中可以推估其挫屈應力，當 $s_1=18$ ($\zeta=0.95$) 時，挫屈應力為 38.5N/mm^2 、當 $s_1=33$ ($\zeta=0.9$) 時，挫屈應力為 66.8N/mm^2 。圖 2.3.2.2 中顯示本試驗結果之破壞斷裂的位置，在挫屈應力強度的 0.5 倍以上之面壓作用下，應該具有直徑 75% 以上的變形能力。2 次形狀係數 s_2 為 5 的積層橡膠，其建議的破壞斷裂變位遠大於安定極限變形量。

積層橡膠的變形能力與形狀、物性、軸力之間有相互關係，設計時，需適當設形狀及橡膠物性所對應之水平變形量與軸力。隔震器的設計與採用，必要時得對實際的製品作各種試驗，以其試驗結果來掌握隔震器的特性及品質。還有，根據告示 2010 號中的規定、廠商必須對其積層橡膠製品的極限面壓與剪應變的關係進行相關的規定與說明。設計者則必須判斷這些極限性能的關係式與說明是否是廠商由實驗的資料中整理得到的，設計者在充分瞭解這些積層橡膠的性能特性後才可決定設計範圍及設計標準。

積層橡膠之耐久性及耐火性請參照文獻 1。

隔震用阻尼器目前已開發許多類型，主要分成位移相依型(履歷減衰型)與速度相依型(粘性減衰型)兩種。位移相依型阻尼器主要由鋼材或鉛等材料，利用其塑性遲滯特性的阻尼器參考或以摩擦的方式來吸收能量的摩擦型阻尼器皆稱為位移相依型阻尼器，(照片 2.3.2.1)。速度相依型阻尼器主要利用粘(彈)性材料的粘性抵抗作用而產生阻尼效用。隔震器與阻尼器分開配置時，阻尼器不須分擔建築物的垂直荷重。

高阻尼系列積層橡膠鉛心置入型積層橡膠或滑動支承等隔震器與阻尼器之機能一體時，其阻尼特性可能會隨著軸力的變化而有所變動，設計時必須考慮此一因素。地震帶入建築物之能量需全部由阻尼器吸收。而隔震層最大變形必須控制在某一個位移量內，所以阻尼器必須有相當的阻尼能力與變形能力。

2.積層橡膠的設計考慮因素

積層橡膠的基本設計，首先由建築物的設計上設定條件及橡膠材料的各種參數所示，(如表 2.3.2.1) 選擇橡膠材料。

積層橡膠之水平剛性、設計流程以及形狀諸元，如圖 2.3.2.1 所示，設計流程中比較重要之項目，說明如下：

- (1) 彈簧係數：每個建築物的自然週期都不盡相同，但大部分在 2~5 秒內。
根據隔震建築物的自然週期與建築物的重量設定積層橡膠彈簧係數。
- (2) 容許變形量：在大地震發生時之每個隔震結構水平方向最大變形量均會有差異，一般皆控制在 30~60cm 左右，甚至有考慮到 1m 的變形量。
- (3) 性能保證剪應變：積層橡膠的水平變形以剪應變(水平變形/橡膠總厚度)

評估，遲滯圈特性安定的剪應變範圍因橡膠種類的不同而異，通常在 200%~300%之間。

- (4) 橡膠總厚度：橡膠的厚度會因製造廠商的不同與使用材料的不同而不同，通常會在 20cm 左右。假設容許變形量約 40cm，性能保證剪應變為 200%，則橡膠總厚度為 20cm。橡膠的總厚度對於橡膠支承的彈簧係數及容許變位有相當大的影響，所以考慮形狀係數因素時，需適當的設定。
- (5) 面壓：垂直荷重的支持能力，一般以單位面積的荷重(kg/cm^2)表示，稱之為面壓。早期積層橡膠支承的面壓大多使用 40~50 kg/cm^2 的範圍內，但現在由於製作方法改良及經過實驗確認後，面壓可較大，現在長期作用力面壓一般控制在 80~150 kg/cm^2 左右。
- (6) 形狀係數：形狀係數會影響積層橡膠的水平剛性及垂直剛性，其分為 1 次形狀係數(受壓面積/單一層橡膠的自由表面積)及 2 次形狀係數(積層橡膠直徑/橡膠總厚度)。2 次形狀係數可檢核挫屈破壞，其值越大，則積層橡膠受彎矩變形成分越小，即越不易發生挫屈，此 2 次形狀係數通常為 4~5 左右，隨著橡膠的剪力彈性率的不同而異。

天然橡膠系積層橡膠支承、鉛心橡膠支承及高減衰積層橡膠支承的設計方法大同小異。但設計時需考慮材料的剪斷彈性率或阻尼比對剪力變形之依存性。鉛心橡膠支承於設計時，鉛棒的面積可由設計時設定的遲滯圈特性中鉛的降伏強度計算求得之。計算水平剛性時，須考量鉛的剛性。

3.積層橡膠的製作方法

積層橡膠係將薄橡膠片與鋼板以三明治狀地交互夾層而形成，上下端部的連接鋼板與翼板一體成型或以螺絲連結二種方式，積層橡膠的製作流程如(圖 2.3.2.2) 所示。

橡膠與鋼板積層後，於模具中加壓加溫(加硫工程)，使橡膠的彈性性能能夠發揮，成為一個積層橡膠單元。

積層橡膠性能是否能發揮全賴鋼板與橡膠之接著程度，所以在製造上需重視接著工程，其為橡膠與鋼板不同材料之接合，所以藉由接著劑在加壓力、加溫下完成。

4.積層橡膠的極限變形

使用積層橡膠的隔震結構，其極限破壞狀態與積層橡膠的變形能力有很大關係，所以設計時需掌握積層橡膠的極限變形能力。極限變形是從遲滯圈特性的安定性評估，安定性失去的主要因素有：

- (a) 橡膠到達伸長極限狀態
- (b) 發生挫屈現象
- (c) 發生遲滯圈特性的硬化現象

積層橡膠的剪力變形之破壞剪應變一般可達 400%以上，此時水平載重約達垂直載重的 50%以上。

需一般在設計時，會使積層橡膠在地震發生時不受到拉力的作用，故一般不需考慮積層橡膠的拉力特性。但現在的隔震結構之使用範圍越來越廣，積層橡膠可能發生受拉力作用的情況，所以設計時亦須考量積層橡膠受拉力的特性。

圖 2.3.2.3 所示為高減衰積層橡膠的受拉方向之遲滯圈特性，以及受拉力作用下水平方向之遲滯圈特性。軸拉力為 20kg/cm^2 時，隨反覆荷重作用時，張力方向的軸向變形呈現穩定的現象。當軸拉力為 50kg/cm^2 時，隨反覆荷重作用次數的增加，張力方向的軸向變形有劇烈增加的趨勢，為不穩定的狀態。當軸拉力為 20kg/cm^2 時，遲滯圈所包圍的面積會變小，即能量的吸收能力亦會變小。

2.6 建物隔震的設計與施工

2.6.1 建物隔震之設計

隔震建築物之設計流程如（圖 2.6.1.1）所示，其重點說明如下：

1. 規劃設計之檢討項目

- (1) 地盤條件：根據「建築物隔震規範」，地盤分為三類地盤及台北盆地。隔震結構係以隔震器來延長建築物的自然週期，避開地盤的卓越週期，使建築物的振動反應減低。所以，卓越週期越短的堅硬地盤上採用隔震系統之隔震效果越好，在軟弱的地盤上，隔震建築物的自然週期與地盤的卓越週期接近，隔震的效果會降低，所以必須採用週期延長更長之隔震器。
- (2) 基地條件：隔震建築物在大地震發生時，水平方向可能會發生 30~60cm 的大變形，所以建築物周圍必須設計隔震可動淨空間。隔震層設置於結構物基礎部位時，因為地下必須作擋土牆，所以基地周圍可能要留 1m 以上之距離(包含隔震淨空間)。地震發生時必須考慮不能與鄰近建築物發生碰撞。
- (3) 建築物特性：上部建築物的自然週期越短(建築物的剛性越高)，隔震效果越好。圖 2.6.1.2 為不同剛性之上部結構之振動反應結果，建築物上部結構剛性越高，建築物越能呈現剛體運動，加速度反應越能減低。當建築物上部結構剛性低時，與在基礎固定的狀況下，其反應有相同的趨勢，越上層樓其加速度反應會較大，剪力係數亦較大。從基底剪力係數評量隔震效果，亦得到相同的結論，上部結構之自然週期越短者，其隔震效果越好。上部結構反應越大時，剛性會有減低的現象，故設計時必須加以考慮。因此剛性較高的建築物較適用於隔震結構，如鋼筋混凝土造、鋼骨鋼筋混凝土造或加斜撐之鋼骨造之高勁度建築物，加強磚造等建築結構之剛性高亦適合採用隔震補強。上部結構的自然週期長則隔震效果會降低，所以有較於傳統耐震工法，隔震工，需能減低地震時之振動反應。
- (4) 性能目標：隔震建築物可以降低作用於上部結構的地震力，其反應加速度及反應層間變位亦可降低，因而抗震的安全性高，亦可確保建築物的機能。一般而言，隔震建築的初期建造成本比較高，但若考慮建築物使用期間，地震過後的傳統耐震建築物修復費用，及隔震建築物可以減低加速度反應維持建築物機能，隔震建築的成本可能較為經濟。

2. 耐震安全性能目標之設定

- (1) 設計用地震波：地震波的週期特性必須反映工址的地盤特性，其可利用過去的觀測地震波資料。若無過去的觀測波資料，亦可以考慮工址地盤特性而製

作之模擬人工地震波。

- (2) 耐震安全性能目標：地震力作用下之安全目標的設定可以分為，上部結構、隔震器、樁基礎及下部結構等這幾類分別進行評估，如（表 2.6.1.1）所示。

關於積層橡膠部分之耐震安全性能目標如（圖 2.6.1.3）所示，考慮其遲滯圈特性設定其安定變形、性能表保證變形。變形性能隨著 2 次形狀係數、積層橡膠的直徑、面壓的不同而異，一般而言，積層橡膠的安定變形量之剪應變約為 200% 左右，性能保證變形量約為 300% 左右，此性能目標會隨著各個建築物條件的不同而不同。

3. 隔震層及上部建築物之基本設計

基本設計必須檢討下列項目：

- (1) 建築物各樓層剛性：利用靜力分析結果求得建築物各層的彈簧係數。所有靜力分析用的外力分布，建築物上部結構剛性高時，其各樓層外力分布為梯形分布；建築物上部結構剛性低時，其各樓層外力分布大致可以考慮為倒三角形分布。作用於隔震建築物之基底剪力一般在 0.12~0.15 左右。
- (2) 隔震器的選定：隔震器的選定需考慮地盤條件、建築物形狀、經濟性及其施工性等諸多條件。

隔震器的種類選定後，再決定其個數、形狀、配置等，其中形狀乃由積層橡膠之面壓因素決定。為了不使隔震層(隔震器的設置層)出現大的偏心，可以將建築物重量的重心及隔震器的剛心在隔震層進行調整。

- (3) 預備動力反應分析：建築物及隔震器的諸元決定後，進行預備動力反應分析。根據動力反應分析的結果，確認其反應值是否滿足初期的設定條件(基底剪力係數等)或容許值，及確認上部結構的地震力之減低效果是否滿足性能目標之要求。

4. 靜力分析

根據預備動力反應分析的結果決定進行靜力分析用的外力分布，再先假設各結構桿件的斷面，進行上部結構的應力分析來決定結構斷面。斷面決定後，再進行彈塑性分析。從彈塑性分析結果考慮各桿件裂縫的發生及降伏強度發生時桿件剛性之降低，以求得建築物各層樓的彈性極限耐力及保有水平耐力(終局極限耐力)。由此可求得作用在建築物各層樓的水平荷重及水平變形的關係，其所求得之遲滯圈特性可以建立動力分析之模式。

5. 動力分析

動力分析乃檢核上部結構、隔震結構、下部結構等地震力作用下安全性能之最後檢討。動力分析一般採用質點系模型進行分析。特殊建築物，質點系模型無法模擬時，必要時可用構架系之分析模型式。隔震器乃以水平勁度、回轉勁度、阻尼係數等係數進行模擬。

各個隔震器的遲滯圈特性越能正確模擬，則能精確掌握建築物的反應。**圖 2.6.1.4** 為反應分析用之遲滯圈特性模型例，解析模型及實測的遲滯圈特性非常接近。

隔震器(積層橡膠)之性能如(表 2.6.1.3)所示，製造時的誤差、材料的經年變化及橡膠種類對於溫度等產生橡膠特性的變化因素都必須在動力分析時進行考慮，以檢核符合耐震性能目標。

隔震建築物的性能係由隔震器的特性來支配，地震時發生的能量幾乎由隔震器來消化吸收，所以地震力的輸入能量達到什麼程度，隔震器會達到什麼樣的極限狀態必須進行確認。

低樓層的鋼筋混凝土造的隔震建築物，風力之影響不大，但木構造等較輕之隔震建築，則須檢討風力作用之下可能發生的問題。

6. 建築計畫及設備計畫

隔震建築物的建築計畫及設備計畫必須注意下列項目：

- (1) 相對變位對策：隔震建築物在地震發生時，上部結構與基礎之間會有相當大的相對位移發生，建築物與基礎間設備配管或電線配管等需不受損，以維持設備機能，上述配管須能追隨地震時發生的大變形。如(圖 2.6.1.5)所示。

隔震管線之接頭變形如(圖 2.6.1.5)所示。給排水管的隔震可撓性接頭配合支撐用的鋼架架台使用處理，而電機配線可以預留足夠之線路長度以追隨隔震變形。

隔震建築物的上部結構各層的反應層間變形相當小，所以內裝與外裝不會受到太大的力量。

- (2) 隔震層週邊的處理：若隔震器設置於基礎時，建築物與週邊的基地間會產生變形，所以建築物的入口部分及外周邊須有適當的處置對策，雨水的排水系統亦要一併考處理，如(照片 2.6.1.1)。

隔震器不設置於基礎時，隔震層上下樓層之外裝與內裝必須切開，使其能追隨其隔震變形，且外裝亦須考慮雨水的處理。

- (3) 貫穿隔震層之動線：上下之動線設計如電梯與樓梯，亦必須追隨其隔震變形，所以必須詳細考慮，電梯或樓梯在隔震層之處理方法由上部樓層倒吊的方式處理，如(圖 2.4.1.6)。
- (4) 防火區劃之變形性能：若隔震層設置於活動、居住空間時，即須考慮防火區劃。須能追隨地震時產生的變形，在大變形時，亦能確保其防火性能。

2.6.2 建物隔震工程的施工

建築物隔震工程施工，依隔震器裝設的位置不同大致可分為基礎隔震、地下層隔震及地上層隔震等三種，如(圖 2.6.2.1)所示。舊有建築物，進行隔震之安

裝施工，通常稱之為隔震補強。舊有建築物之隔震器安裝，先以千斤頂、假支撐等頂住預定放置隔震器的位置以後，再將柱進行切除，待隔震器安裝完成後再將假支撐移除，依序將所有的柱依此方法截斷柱裝上隔震器，即完成隔震補強之施工，如（圖 2.6.2.2）所示。

施工方面之品質管理主要分為隔震器的安裝方法(施工時程、施工方法及施工順序)及隔震器基礎的施工兩大部分。施工前，施工者必須完成隔震器施工計畫書，與設計者及業主進行充分的討論，以確實確保施工管理之執行。積層橡膠支承下部基礎之施工，積層橡膠下部錨錠板須緊密灌注混凝土及無收縮水泥，所以施工前，需將灌注材料及施工方法作施工前的施工試驗，以確保施工的品質。

施工時檢查項目如下所示：

- 1.下部基礎：錨錠板之位置、高度及傾斜度。
- 2.隔震器的設置：設置精度、接合螺栓是否緊密接合。
- 3.結構體：上部與下部結構體的水平變位。
- 4.阻尼器之設置：設置精度、接合螺栓是否緊密接合。

2.7 積層橡膠的耐久性·耐火性與建物的維持管理

建築物耐用期間中如何保持與掌握橡膠的特性是一重要的課題。

2.7.1 積層橡膠的耐久性

設計時必須考慮積層橡膠耐久性之特性項目如下：

- 1.剛性：橡膠劣化時，剛性有提高的傾向，則隔震建築物的週期變短，建築物再地震時的反應值也會變動。設計時，積層橡膠的剛性變化幅度必須滿足耐震性能目標。
- 2.橡膠的變形能力：橡膠的變形能力會隨著經年劣化而降低，設計時預先假設隔震建築物(隔震器)因經年變化所減少的變形量為安全係數，以決定出容許變形量。
- 3.阻尼：使用高減衰積層橡膠及鉛心積層橡膠時必須考慮阻尼的特性。阻尼的大小並非單獨評估，而應與剛性與變形能力的關係整體評估。

甲、潛變：建築物受到長期荷重的作用下會發生潛變的現象。由實驗結果顯示，60年後的潛變量僅有數釐米，不會影響建築物的使用。

但是近年來隔震建築物應用範圍，從建築物的形狀造型及工址的地盤條件的

應用越來越廣泛，隔震器的水平剛性有必要減小，所以可能會使用較柔軟的橡膠，或面壓較高的橡膠。由於橡膠較軟時潛變量可能會增加 10% 左右，所以隔震建築物的出入口及伸縮縫等設計時必須考慮其潛變的影響。

隔震建築所使用的積層橡膠支承尚無足夠的長時間使用案例，所以橡膠有機材料之經年變化特性實際實測的數據，一般都使用「熱劣化促進試驗」預測，其乃利用溫度與時間的關係探討橡膠的物性變化，如(圖 2.7.1.1) 所示。加熱的溫度愈高時，所需要的物性變化時間就比較短；溫度條件低時，物性變化所需的時間就比較長。由於橡膠材料的特性在常溫使用下經過一段很長時間的物性變化與加溫下經過一段較短時間的物性變化，可以相互比擬，此關係如(圖 2.7.1.2) 所示。加熱溫度與以對數軸表示的加熱時間之倒數呈現直線的關係。利用加溫試驗，可以將數十年的物性變化在短時間中呈現。以促進劣化試驗完成積層橡膠經年變化的特性如(表 2.7.1.1~表 2.7.1.3) 所示，潛變的變化例如(圖 2.7.1.3) 所示。

積層橡膠通常置於建築物之基礎，直接受到風雨侵襲的機會很少，且直接接受的陽光照射的影響也很小，所以積層橡膠劣化的環境因素主要為溫度及空氣中的氧氣。

2.7.2 積層橡膠之耐火性

橡膠無耐火性能，故積層橡膠亦無耐火性能，因而積層橡膠的設置場所必須考慮其耐火性，一般需施作耐火被覆能以保有斷熱性及地震時必須要能追隨積層橡膠的大變形，且不能產生破壞。耐火被覆後的積層橡膠進行耐火性實驗，溫度的變化如(圖 2.7.2.1) 所示。以 JIS 的標準加熱溫度曲線進行加熱，約 900°C 加熱 3 小時，橡膠表面的溫度上升到 60°C 左右，外觀未變化。而且耐火實驗後積層橡膠支承剛性也幾乎無變化，即使大變形時也沒有問題。

在日本，以往隔震層在建築規劃時，大多是以不作其他用途為原則。在這個情況下，一般而言隔震層的樓板面積不納入總樓板面積之計算，隔震構材的耐火性亦不需要特別被要求。但是，隔震層的面積相當一個樓層的面積，為了有效利用其面積，將隔震層作為停車場或倉庫使用的設計案例已愈來愈多了。

隔震層作為如停車場、倉庫等一般普通樓層使用時，隔震器就必須考慮耐火被覆如(圖 2.7.2.2)。但是，阻尼器部分一般不需要耐火被覆(應向主管機關確認是否有特別規定)。這是因為在考慮地震與火災不會同時發生的前提下，火災時與結構安全性較有關的一般為垂直荷重的支撐考慮。還有，耐火被覆對於大地震所發生的大變形及中小地震所發生的反覆變形，耐火被覆必須要有變形的追隨能力，且變形過後，其耐火性能不能降低。圖 2.7.2.3 所示為隔震層作為停車場使用之例。本案例中，耐火被覆的材料為陶瓷纖維製(ceramic fiber)，此外還有不會損壞耐火披覆的 CFRC 板或泡沫式消防設備。更進一步，在設計時考慮積層橡膠

因燃燒而失去垂直的支撐能力時，有些設計會考慮施作二層或三層的安全支撐架台，但亦有些設計是不去考慮泡沫式消防設備及支撐架台的。

還有，關於火災發生過後，隔震器一般沒有被要求還須具備隔震機能，這是因為地震發生過後極可能立刻發生火災，但火災發生時或發生過後立刻發生地震的情形極為稀少。火災發生過後，隔震構材必須實施點檢，必要時可進行必要的修補或更換。

2.7.3 隔震建物之維護管理

相較於一般耐震建築物，大地震發生時，隔震建築物隔震層的水平相對變形相當大，隔震器(積層橡膠)必須要能配合此大變形，隔震性能才得以發揮。所以隔震器設置的場所及建築物週邊不能有妨礙大變形的障礙物，隔震器也不能有影響性能的損傷，亦不能有超出預定劣化的情況發生，否則隔震性能無法充分的發揮，將危害到建築物的安全。

設備的配管若無法完全配合隔震器的大變形，就可能會發生漏水等情形，為防止上述問題，隔震建築物之維持管理相當重要，其實施檢查的項目如下：

一、竣工時檢查

建築物竣工時實施，量測以後所可能實施檢查項目的初始值。

二、通常檢查

平常時建築物的狀況及隔震器的目視檢查，即早發現異常現象以防止危險的發生，原則上是由建築物所有者委託建築物管理者進行之。

三、定期檢查

通常檢查無法檢查出的機能異常現象，或耐久性等相關性能確認之目的，則必須進行定期檢查。原則上，隔震建築物及與其相關的維持管理，由具有專業知識的技術者實施。日本實例乃於建築物竣工後的1年、3年、5年、10年、及以後每10年進行定期檢查。

四、臨時檢查

大地震、火災、水災等災害發生後必須實施臨時檢查，以確認隔震器性能是否有受到影響。檢查者及檢查的項目均與定期檢查相同，還有，當通常檢查發生異常狀況時也會進行臨時檢查。

上述檢查的項目與方法如(表 2.7.3.1~表 2.7.3.4)所示。

2.7.4 隔震裝置之替換

隔震建築物在設計時，已考慮在安全容許之大地震狀態，因此隔震建築物通常可維持高安全性。

萬一基於特殊原因，須實施隔震裝置的修改或替換，隔震裝置應考慮為可更換之設計，替換作業之要領如下：

1. 隔震裝置的更換方式乃於其上部基礎與下部基礎之間，設置油壓千斤頂，利用千斤頂上升，將該部份隔震裝置基礎提高至最大 5mm 左右，同時，和替換部相接的基礎也上升 2.5mm 左右，其相對變位須控在 2.5mm 以下。
2. 根據要替換的隔震裝置之個數、位置等條件，檢討千斤頂上升的個數（位置）及上下部的結構體各處的應力、變形量等。
3. 在必要時，可以臨時材料作適當的補強。
4. 雖然各建築物的條件不同，替換方法亦可能有所不同，但其基本替換方法的順序可依（圖 2.7.4.1）所示。

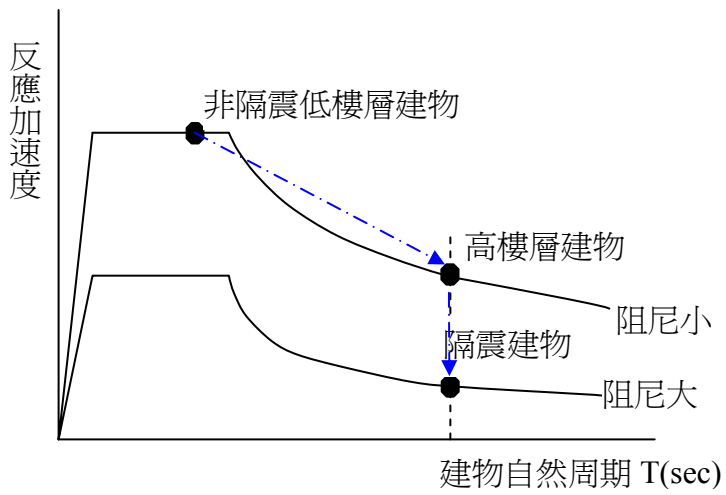


圖 2.1.1.1 建物加速度反應譜

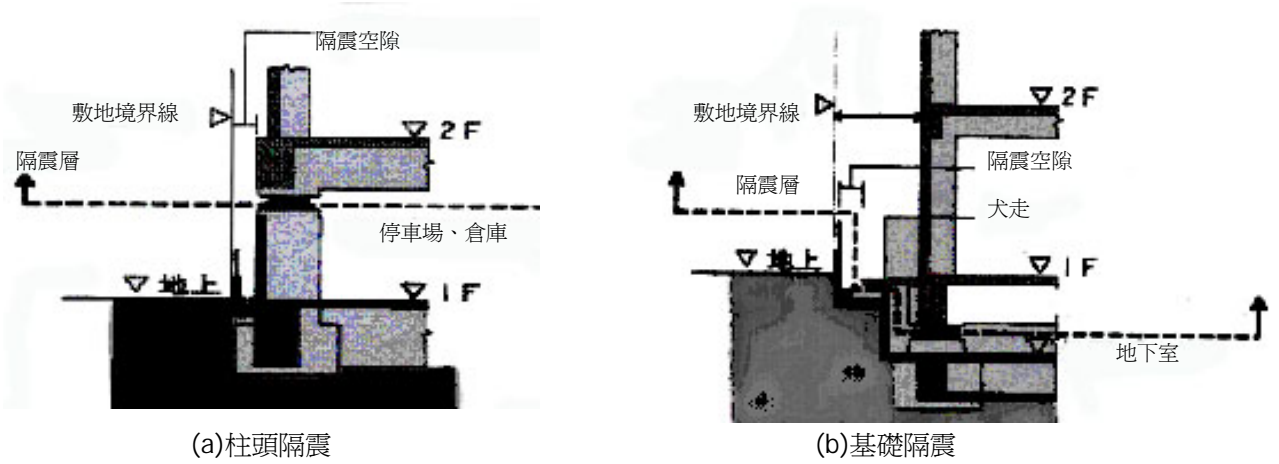
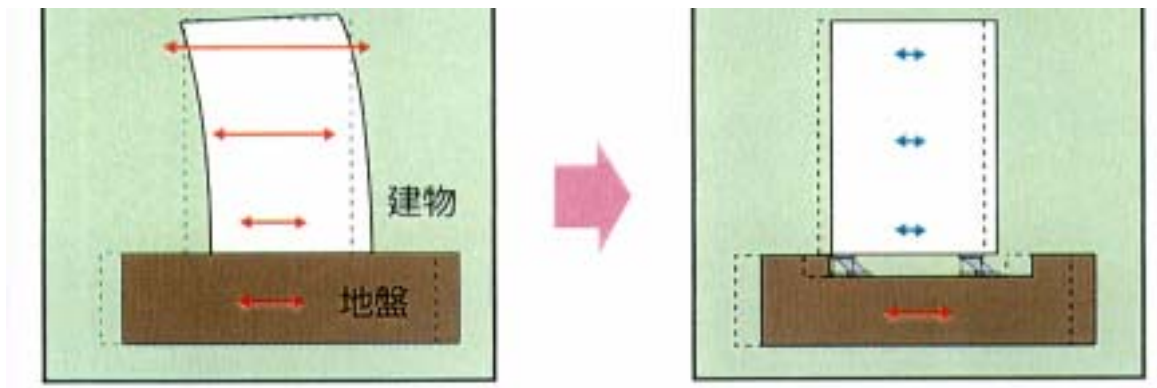


圖2.1.1.2 隔震型式

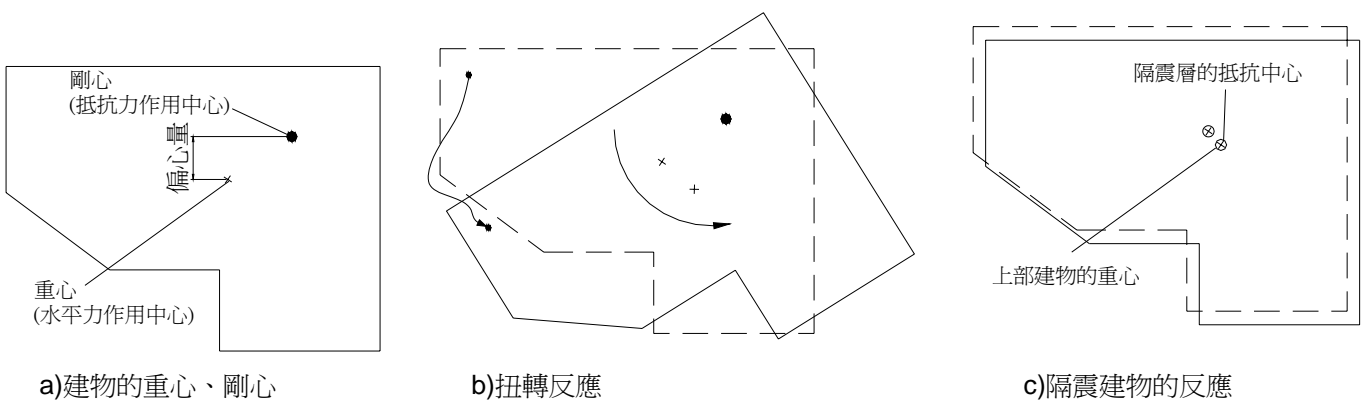


(a)耐震結構

(b)隔震結構



圖 2.2.1.1 隔震結構與耐震結構之比較

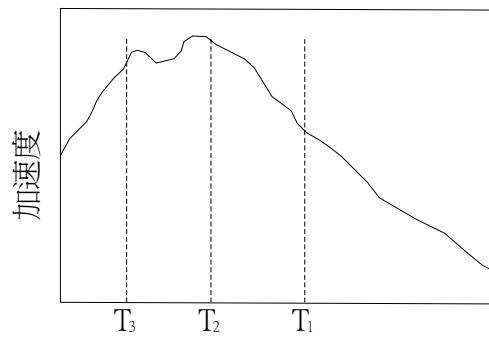


a)建物的重心、剛心

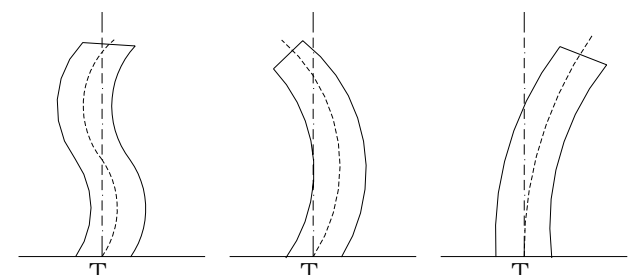
b)扭轉反應

c)隔震建物的反應

圖 2.2.1.2 建築物之地震扭轉反應



自然週期
(a) 加速度反應譜



(b) 振動模態

圖 2.2.1.3 高層建築物的反應

表 2.2.2.1 WEST 大樓建物概要

用途	事務所
建物規模	地上 6 層、塔屋 2 層 100m×73.8m、樓高 28.5m 樓版面積 46823m ²
地盤種別	第 1 種地盤
基礎構造	直接基礎（獨立基礎）
上部構造	SRC 造+鉄骨、耐震壁併用
免震構材	鉛心積層橡膠：1200φ（54 體） 天然橡膠系：1000φ（46 體） 800φ（20 體） 鋼棒阻尼器：44 體 平均面圧：9.3N/mm ²

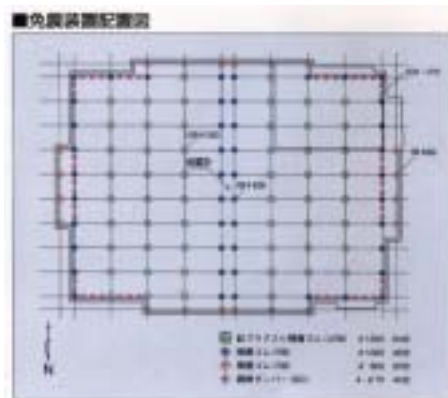


表 2.2.2.2 實測最大加速度(Gal)

	NS	EW	UD
6 樓	75	103	377
1 樓	57	106	193
基礎	263	300	213

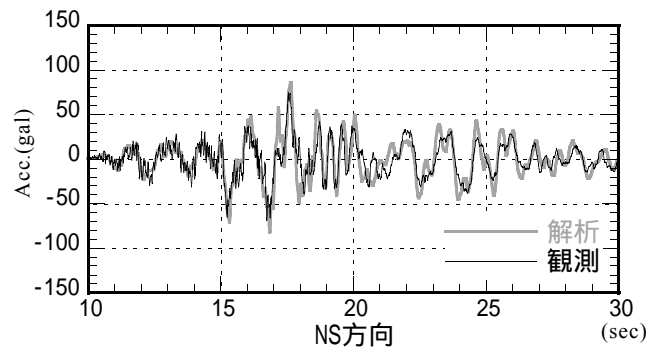
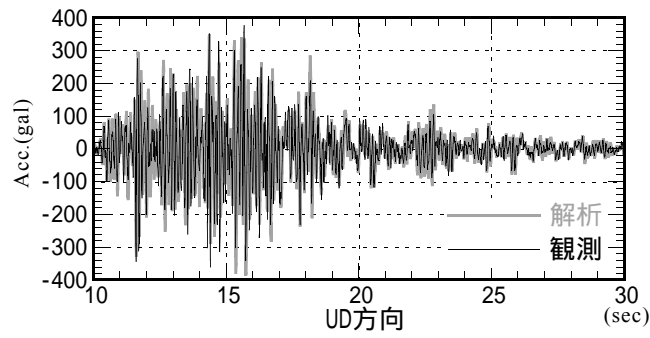
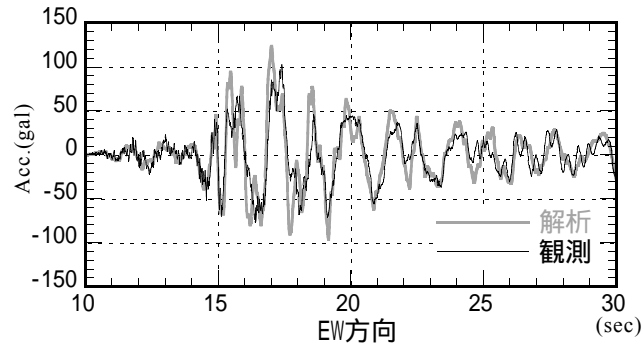


圖 2.2.2.1 WEST 大樓六樓的實測波形與模擬反應波形

表 2.3.1 隔震裝置的性能

範例 ○有 X無

隔震必要性能	積層橡膠支承			滑動支承		滾動支承	
	天然積層橡膠	鉛心積層橡膠	高減衰積層橡膠	平面滑動支承	曲面滑動支承	直線滾輪支承	曲線滾輪支承
絕緣性能 為使地盤的振動（地震）不傳至建物，將建物與地盤間切離的機能	○	○	○	○	○	○	○
回復性能 建物回到原位置的彈簧回復機能	○	○	○	X	○	X	X
阻尼性能 將建物搖動幅度減小且儘速收斂的機能	X	○	○	○	○	X	X
支持性能 承受建物自重的機能	○	○	○	○	○	○	○
備註	通常與鉛心阻尼或剛材阻尼器等組合使用			為具備回復機能，通常與積層橡膠組合使用		為具備回復機能，通常與積層橡膠組合使用，為具備阻尼機能通常與各種阻尼器組合使用	


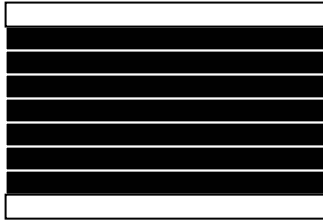
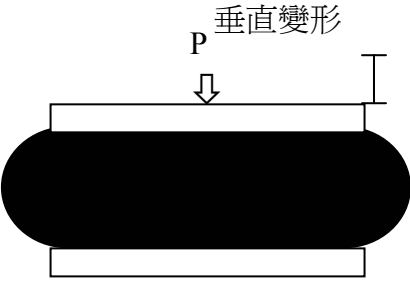
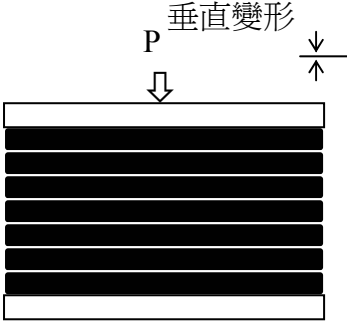
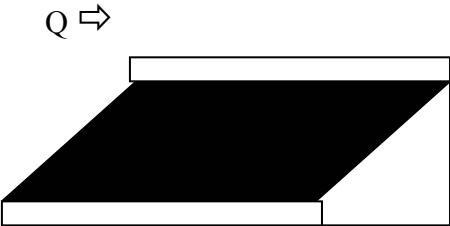
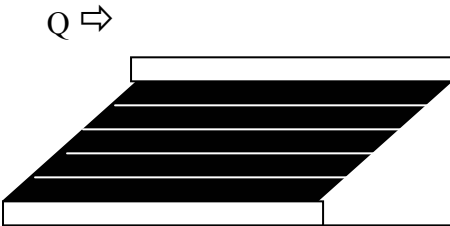
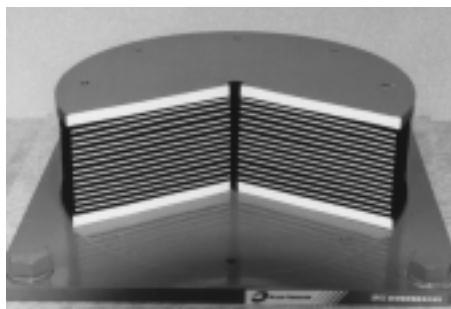
	橡膠塊	積層橡膠
初期狀態		
受壓		
受剪		

圖 2.3.1.1 積層橡膠之原理



照片 2.3.1.1 積層橡膠剖開模型
(白色部分為鋼板、黑色部分為橡膠)

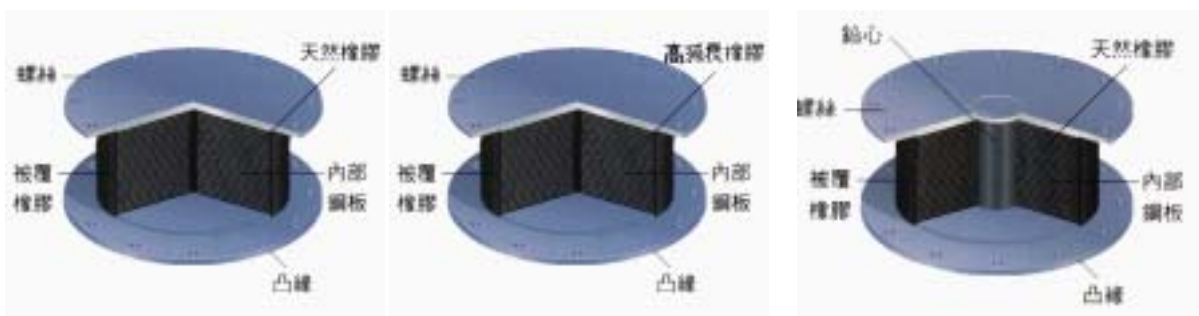


圖 2.3.1.2 積層橡膠之種類

表 2.3.1.1 各種積層橡膠之性能概要

項目 \ 橡膠種類		天然橡膠製積層橡膠+阻尼器	鉛心積層橡膠	高減衰積層橡膠
特性	小變形時剛性	小~大	大	中
	阻尼比	任意設定	25%左右	15~20%左右
	溫度依存性	小	小	大
	省空間性	需空間	—	—
	平面剛性平衡	調整容易	可調整	調整困難
隔震效果	寒冷地	有	有	小
	中小地震	小~大	小	大
	平面平衡不良的建築物	大	大	小

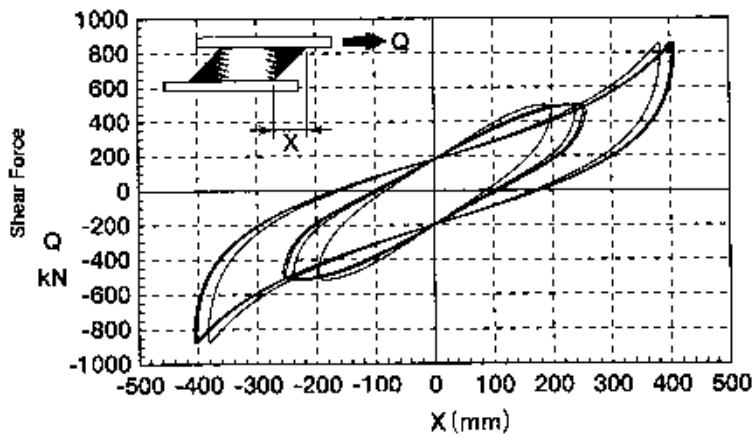
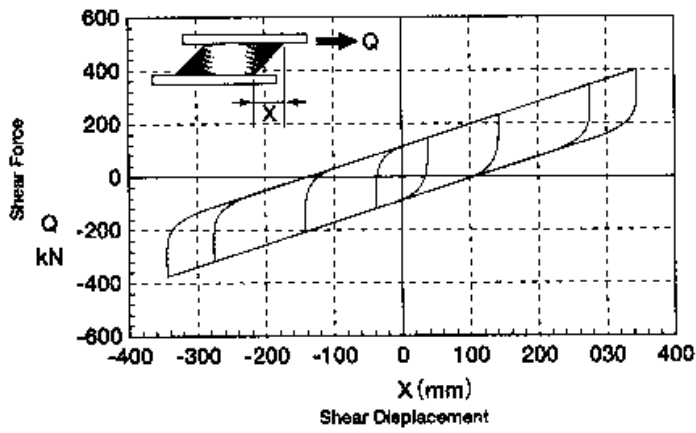
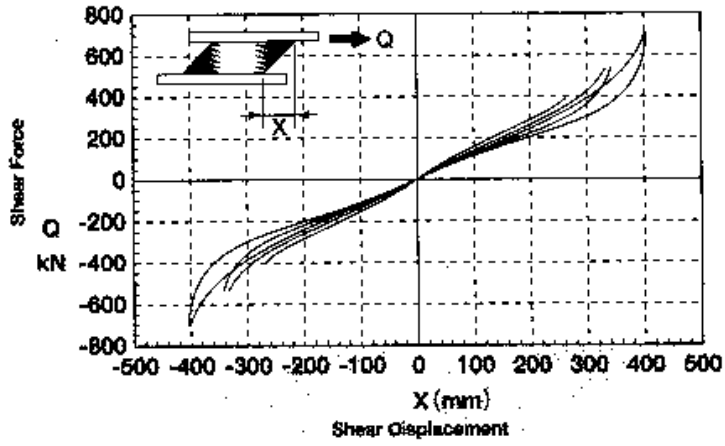


圖 2.3.1.3 積層橡膠之遲滯圈特性

翼板一體成型



螺絲固定型



圖 2.3.1.4 積層橡膠與上下端部鋼板之連接

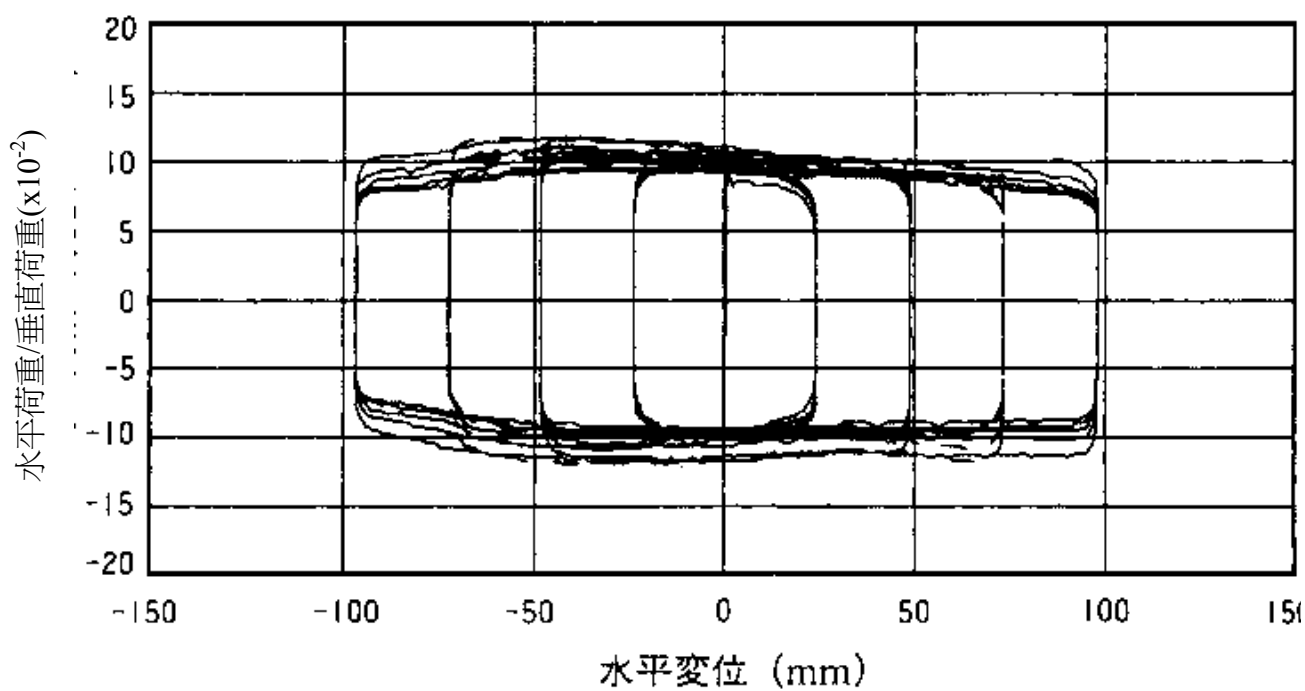


圖 2.3.1.5 滑動支承之遲滯圈特性

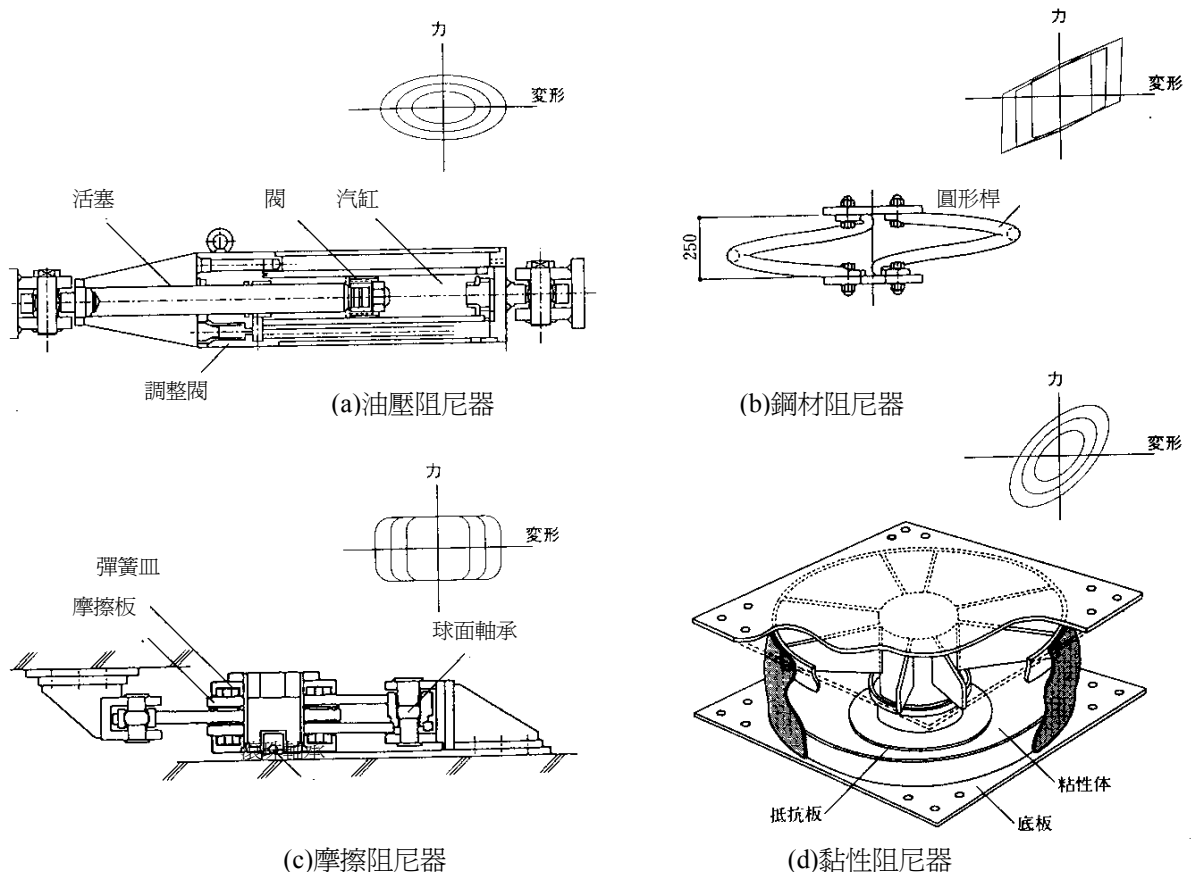


圖 2.3.1.6 隔震用阻尼器之種類及遲滯特性

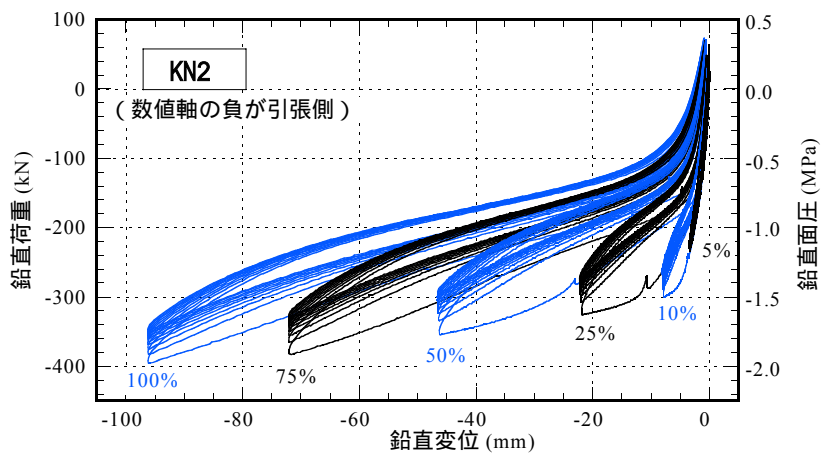


圖 2.3.2.1 天然橡膠系積層橡膠之拉伸試驗
(Offset 剪力變形 200 mm)

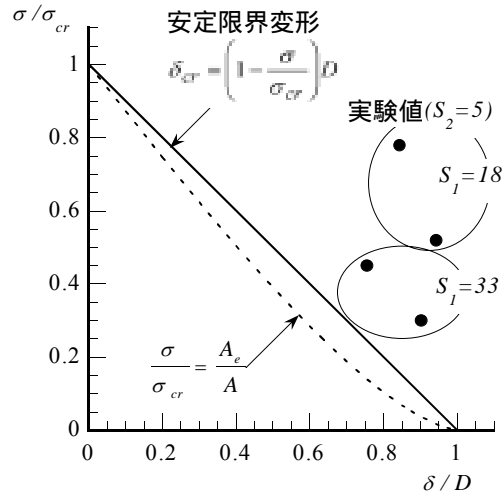


圖 2.3.2.2 積層橡膠之安定極限變形

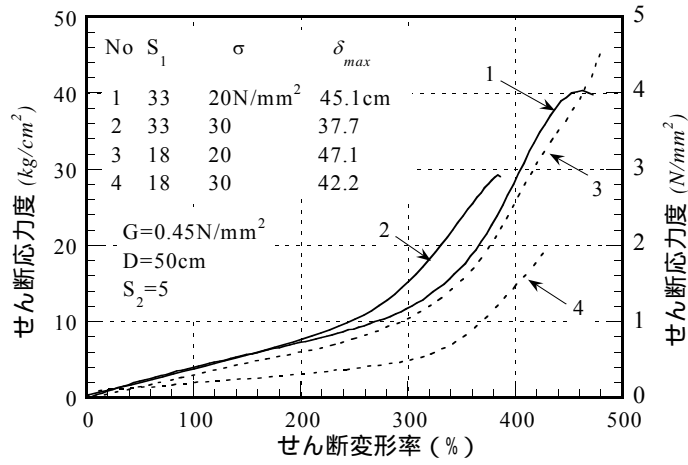
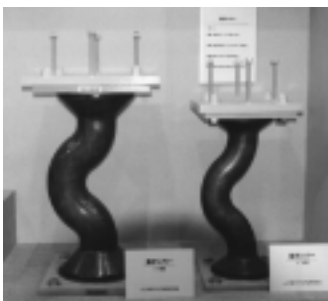
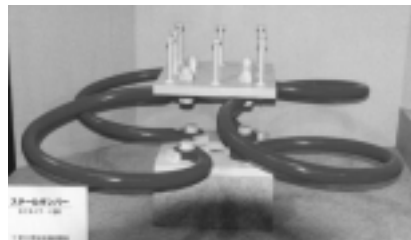


圖 2.3.2.3 天然橡膠系積層橡膠之壓縮剪力破壞試驗



(a)鉛阻尼器



(b)鋼棒阻尼器

照片 2.3.2.1 彈塑性阻尼器

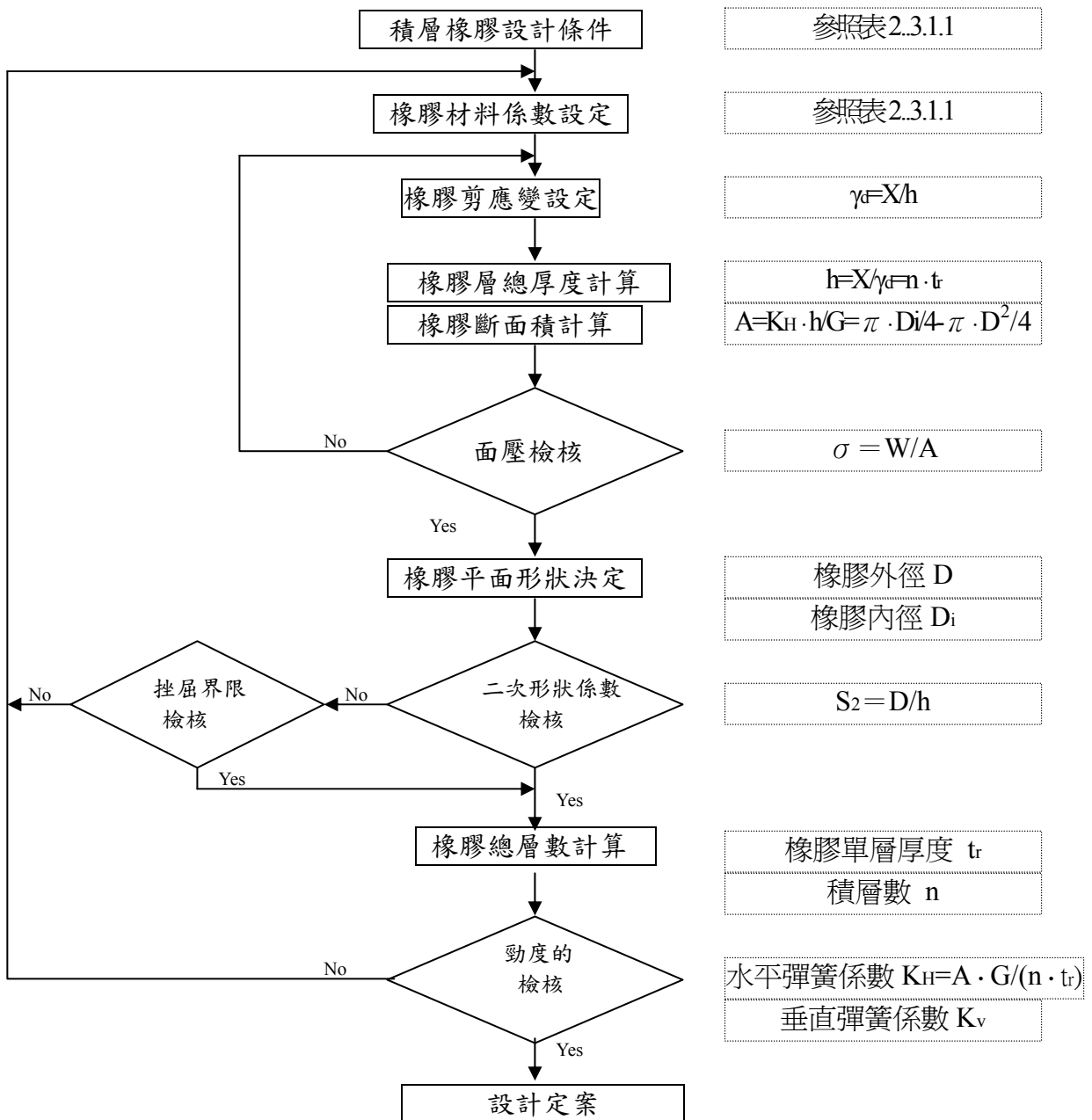
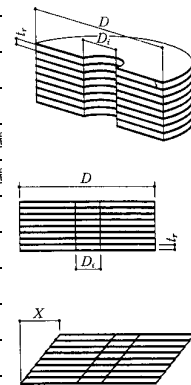


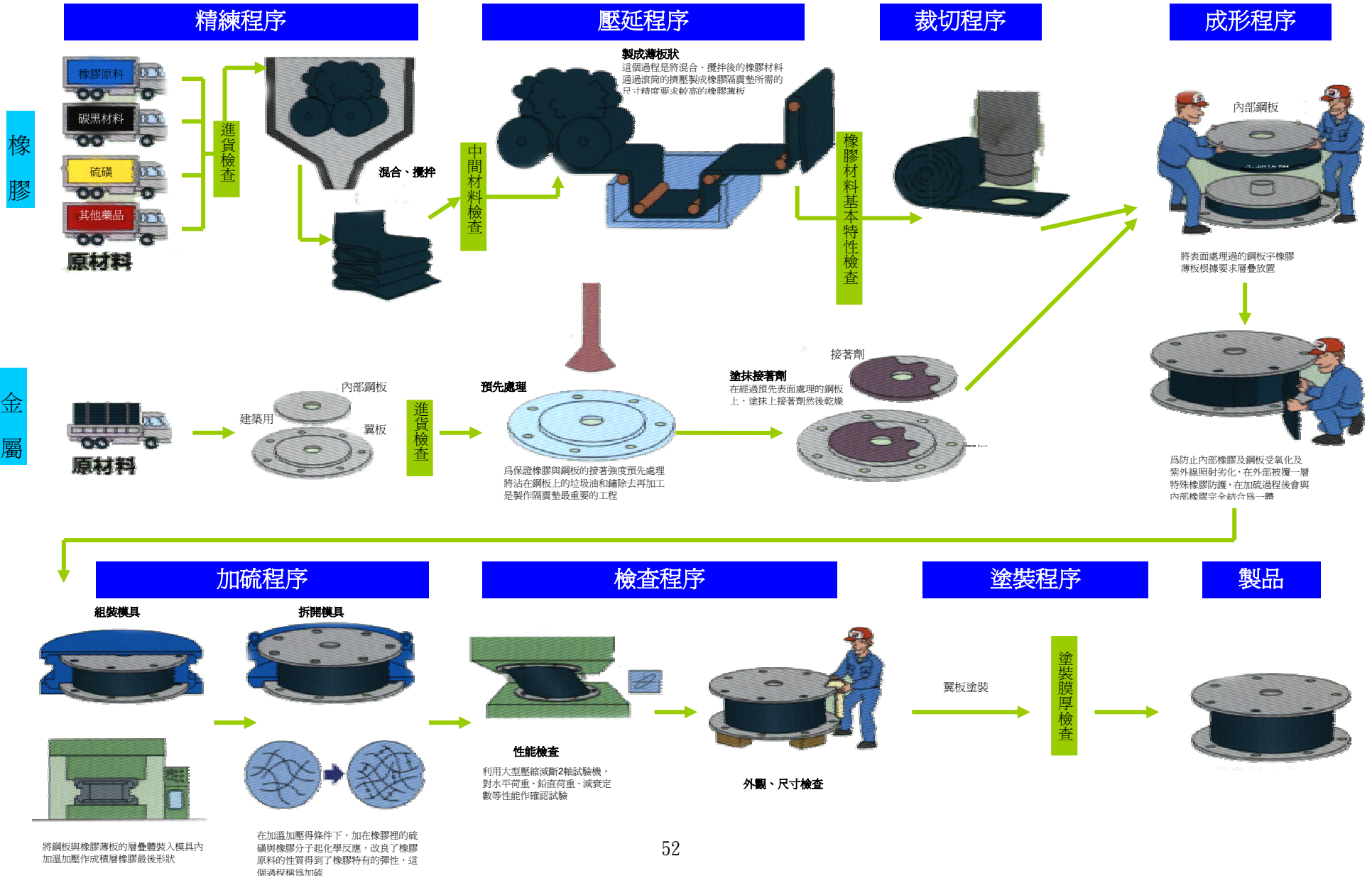
圖 2.3.2.1 積層橡膠設計流程

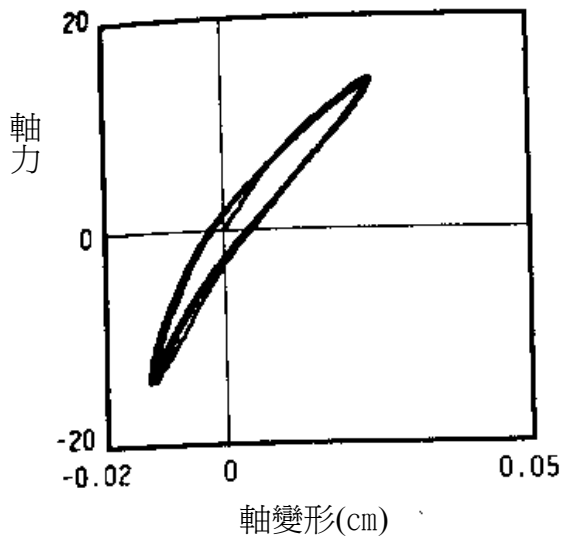
表 2.3.2.1 積層橡膠之設計係數

項 目	符號	內 容
長期荷重	W	積層橡膠支持上部結構的重量
短期荷重	W _p	地震時上部結構重量變動加諸於積層橡膠的重量
水平勁度	K _H	依照長期荷重設定水平方向週期所對應的積層橡膠勁
垂直勁度	K _V	依照長期荷重設定垂直方向週期所對應的積層橡膠勁
水平容許變形量	X	大地震時之容許變形量
等價黏性阻尼係數	h _e _q	隔震器設高阻尼積層橡膠之有效黏性阻尼係數
降伏強度	Q _d	鉛心積層橡膠之鉛心降伏強度
剪斷彈性率	G	橡膠材料剪斷方向之彈性率
垂直彈性率(楊氏係數)	E ₀	橡膠材料變形伸長之彈性率
體積彈性率	E _∞	橡膠材料體積變化之彈性率
橡膠硬度補正係數	k	橡膠材料硬度之決定係數

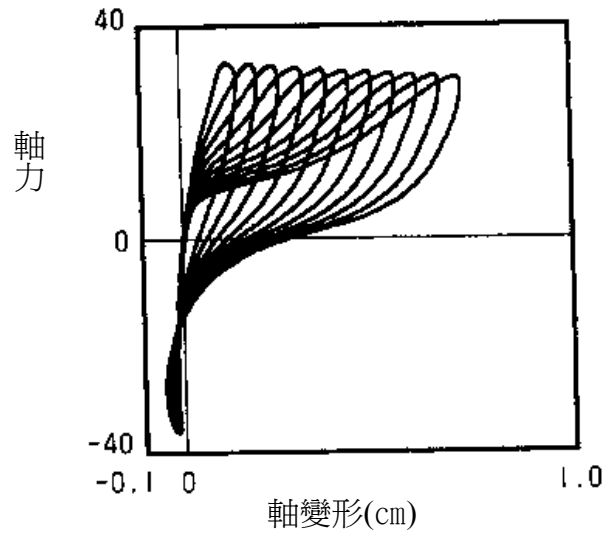


橡膠隔震墊製作流程

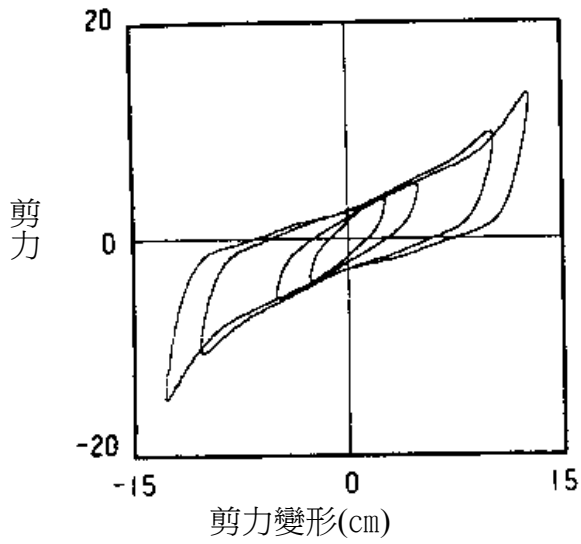




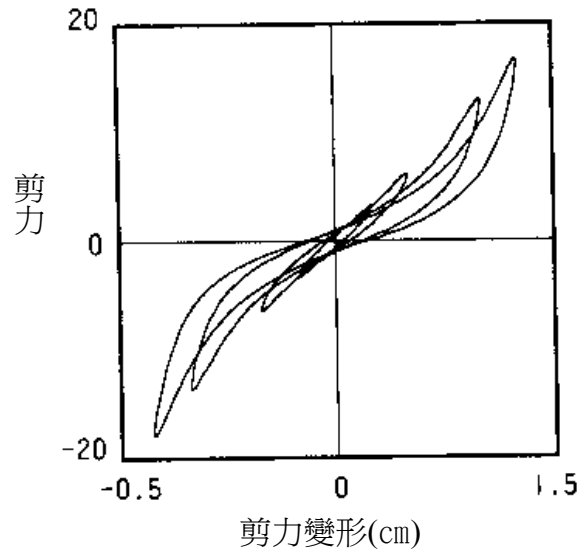
(c) 面壓 $\pm 20\text{kgf/cm}^2$



(b) 面壓 $\pm 50\text{kgf/cm}^2$



(c) 面壓 -80kgf/cm^2 (壓力)



(d) 面壓 $+20\text{kgf/cm}^2$ (拉力)

圖 2.3.2.3 積層橡膠之拉拔力與遲滯圈特性

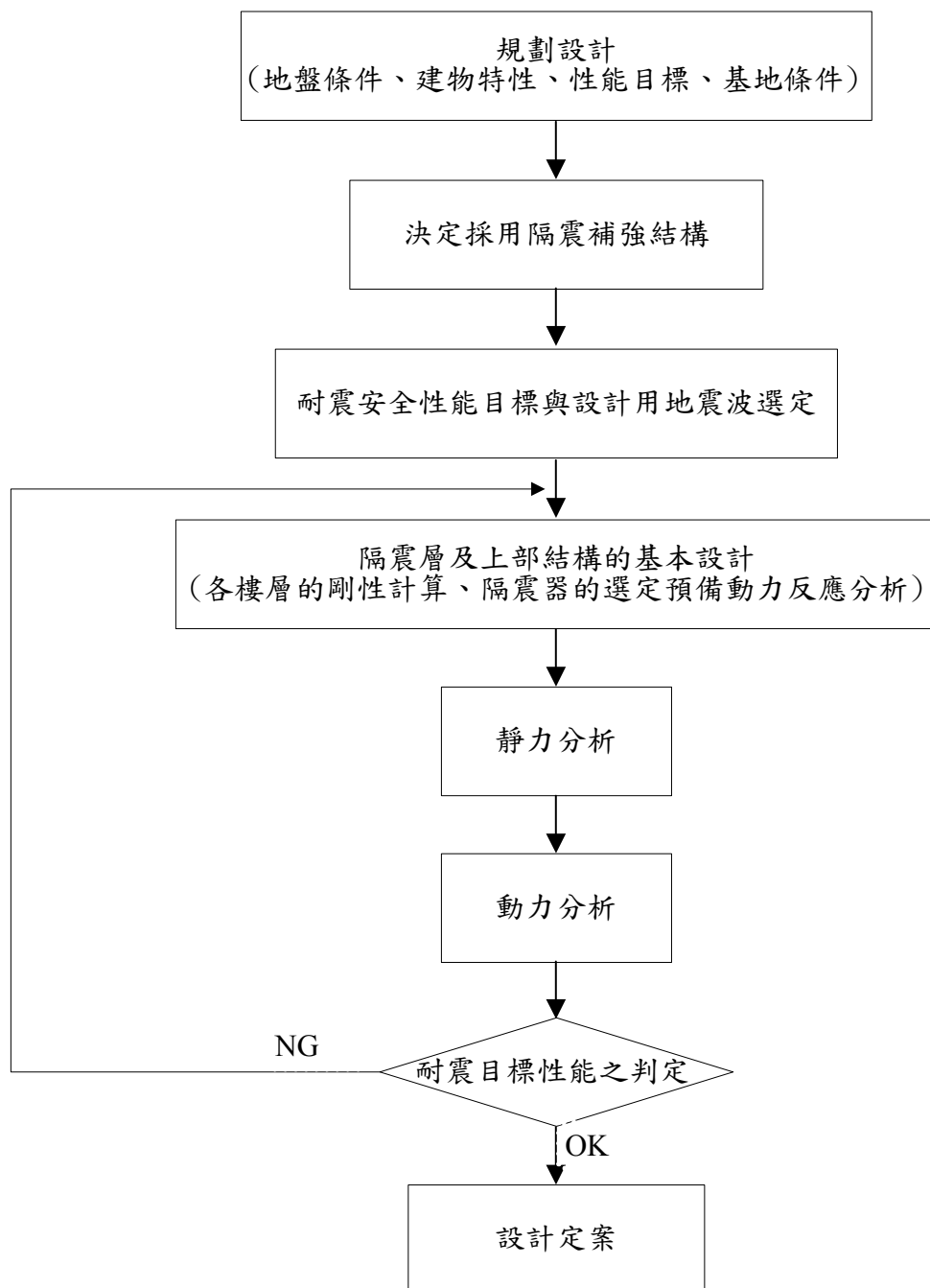


圖 2.4.1.1 建物隔震補強之設計流程

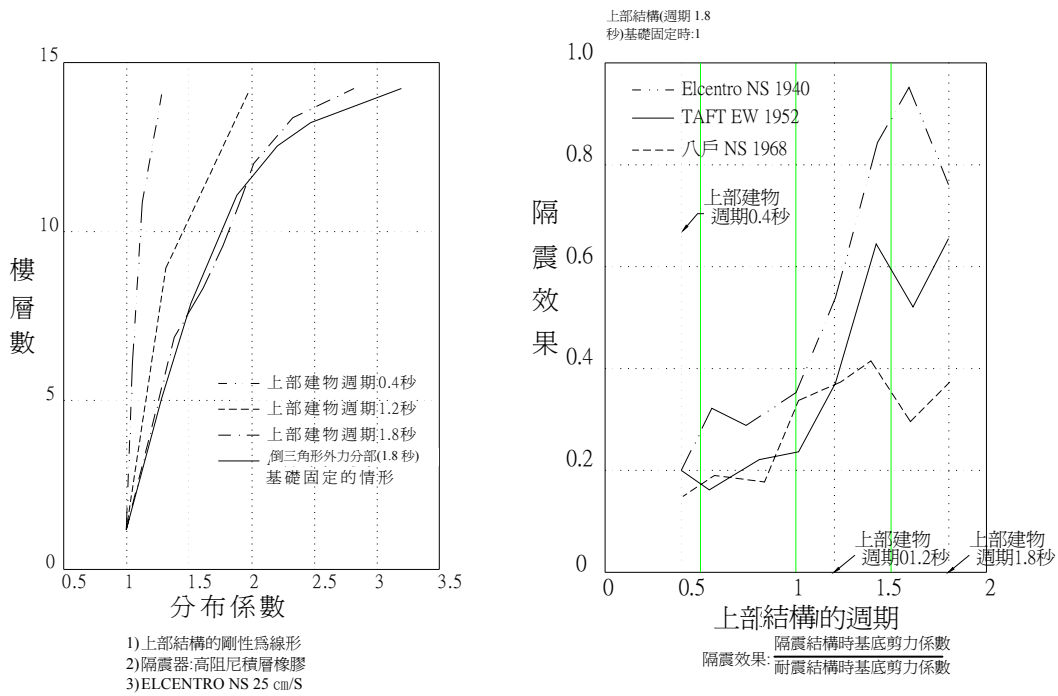


圖 2.4.1.2 上部結構與反應特性

表 2.4.1.1 耐震性能目標

	上部結構	隔震器	樁、下部結構
LEVEL 1	全構材料在容許應力範圍內	安定變形範圍內且橡膠不會產生拉力	全構材料在容許應力範圍內
LEVEL 2	全構材料在彈性強度範圍內	性能保證變形範圍內且橡膠不會產生拉力	全構材料在容許應力範圍內
餘裕度確認	保有水平耐力(極限終極強度)、極限變形界限內	極限變形範圍內且橡膠不會產生拉力	全構材料在彈性強度範圍內

表 2.4.1.2 用語定義

用語	內容	
上部結構、樁、下部結構	容許應力	柱、梁、耐震壁、樁等全構材料的短期容許應力
	彈性強度	<ul style="list-style-type: none"> 上部結構的柱、梁、耐震壁的材料產生第一個塑性鉸時的強度 下部結構、樁等產生第一個塑性鉸時的強度 基礎梁的材料產生第一個塑性鉸時的強度
隔震器	安定變形	距極限變形仍很遠，能穩定的將支持性能、復原性能、阻尼性能充分發揮的變形
	性能保證變形	未到極限變形，但在設計的安定變形以上，對支持性能、復原性能、減衰性能仍能發揮的範圍
	極限變形	<ul style="list-style-type: none"> 破壞、拉伸未至挫屈但軸力保持永久變形，一般挫屈造成橡膠破壞的情況 挫屈為面壓大時變形小、面壓小時變形大的情形

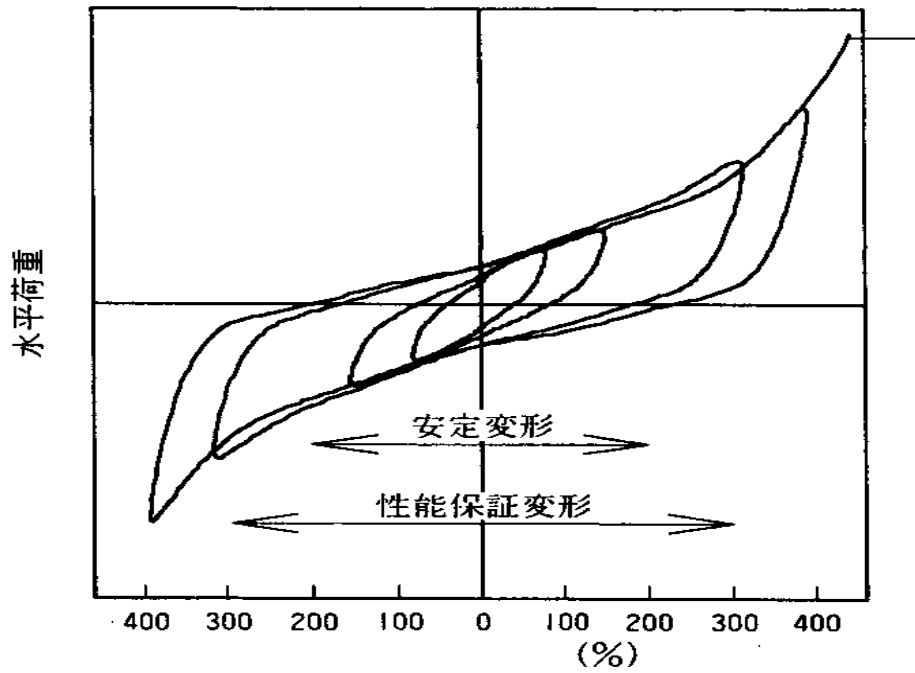


圖 2.4.1.3 高阻尼積層橡膠之性能

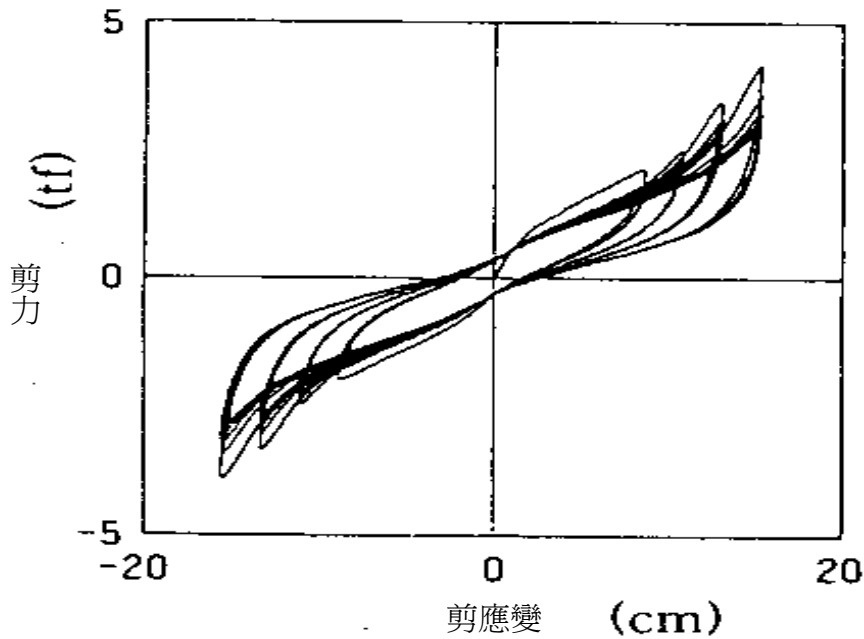


圖 2.4.1.4 積層橡膠之遲滯圈特性

表 2.4.1.3 積層橡膠之性能

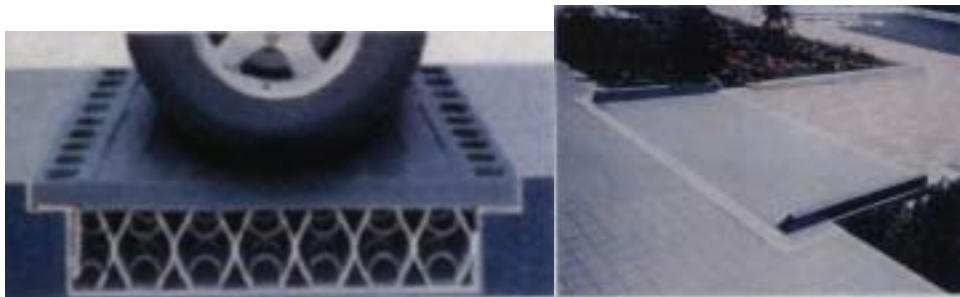
變動原因	製造誤差	長年變化產生的變動(相當於 60 年後)	溫度變化產生之變動
剛性之變動	-10% ~ +10%	0 ~ +20%	-10% ~ +10%
全體變動之評估	+ : 約增加 40% 的剛性 - : 約減少 20% 的剛性		



(a)垂直型安裝例 (b)水平型安裝例 (c)垂直型安裝例



圖 2.4.1.5 隔震用可撓性接頭之變形



照片 2.4.1.1 建物周圍之處理方式

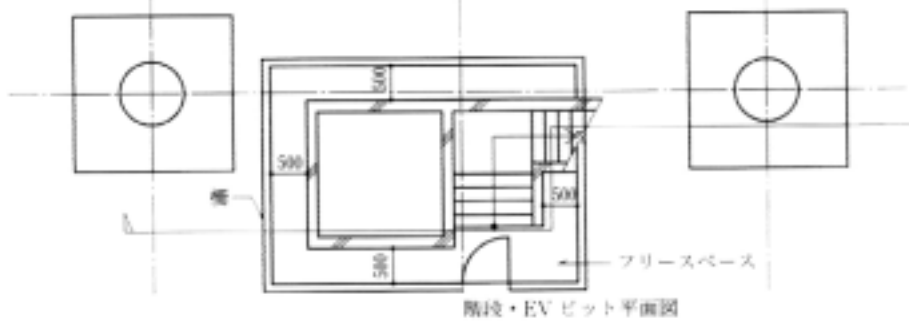
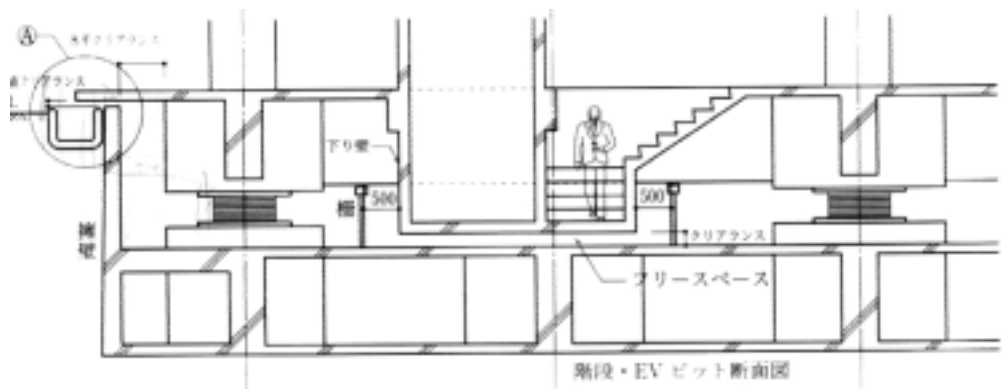
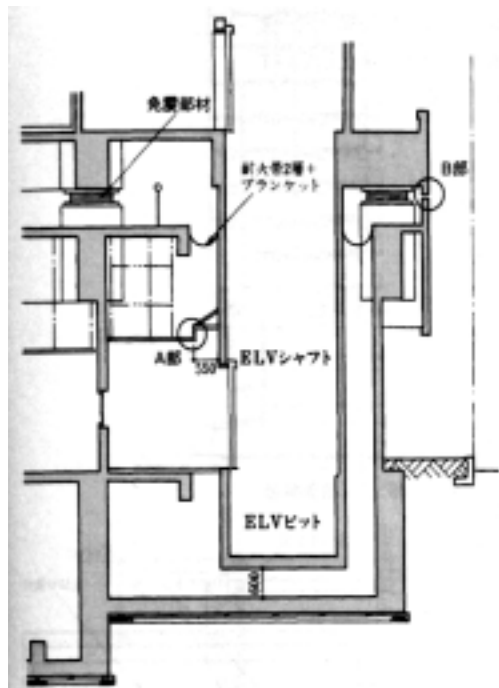


圖 2.4.1.6 上下動線之變形



圖 2.4.2.1 隔震補強形式

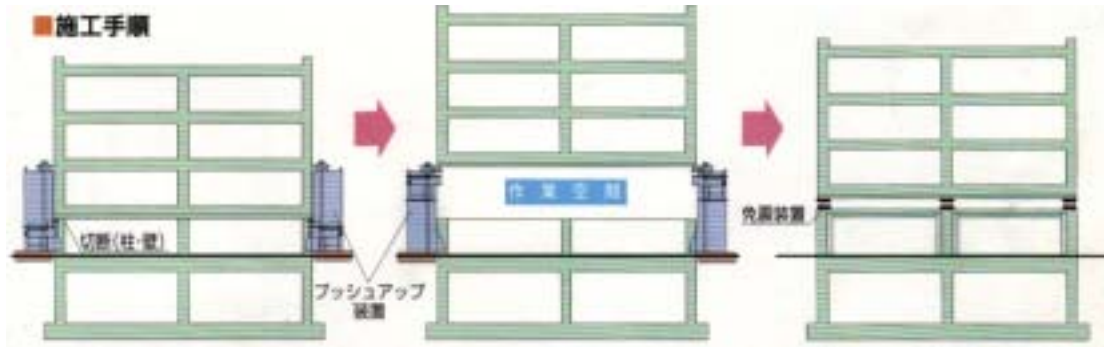


圖 2.4.2.2 隔震補強施工法

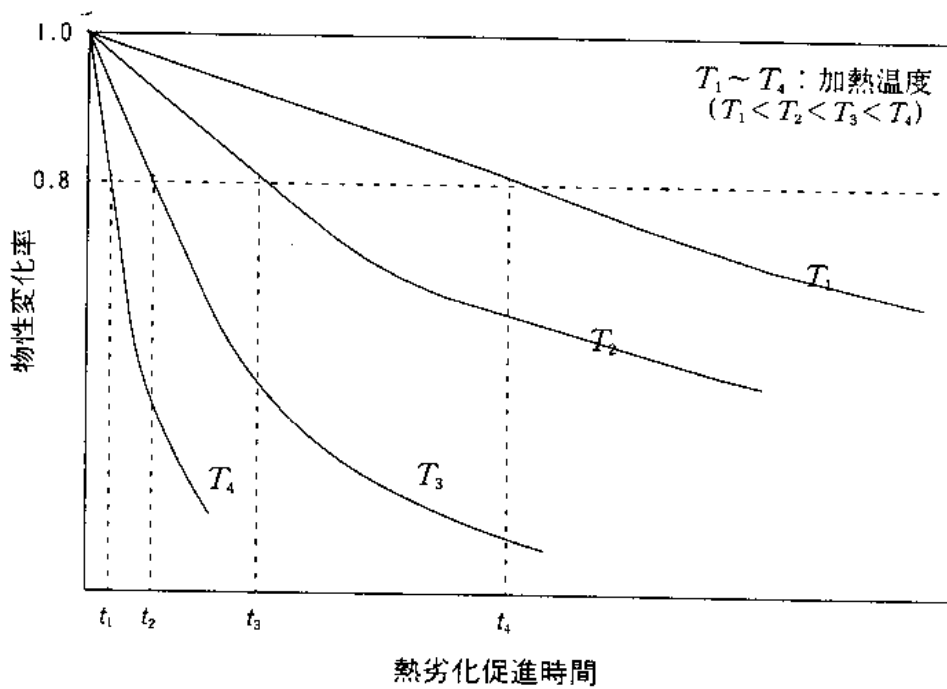


圖 2.5.1.1 橡膠之物性變化與加熱溫度

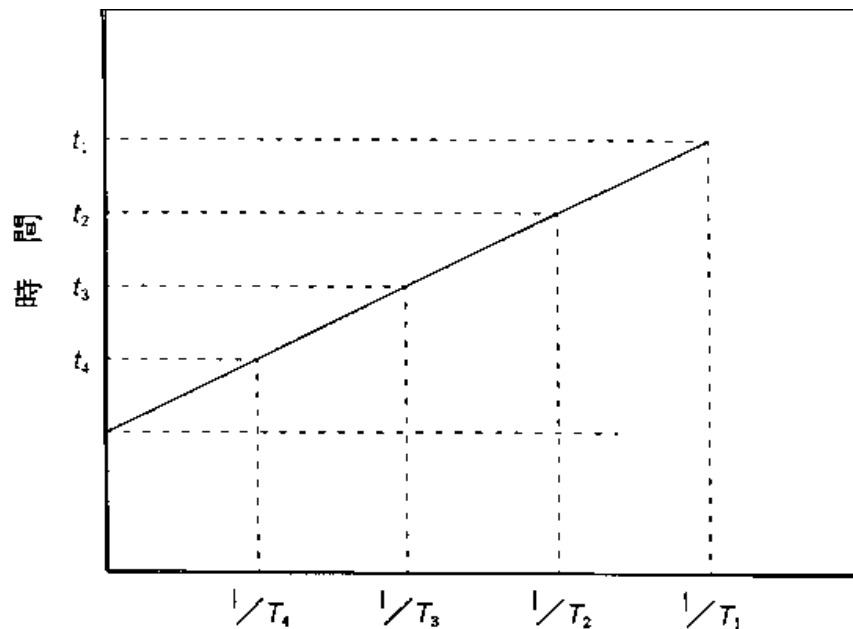


圖 2.5.1.2 加熱溫度與加熱時間之關係

表 2.5.1.1 促進劣化實驗高阻尼橡膠材料之物性變化

耐久性		試驗方法	相當於 60 年後之物性變化
橡膠材料之耐久性	彈性率之變化	熱老化試驗	與初期值比較，30 年後增加 20%，60 年後增加 10%
	破壞強度之變化		與初期值比較，30 年後增加 20%，60 年後增加 5%
	破壞時長度之變化		與初期值比較，30 年後增加 20%，60 年後增加 10%
	橡膠之疲勞		450%剪力變形連續 1500 次以上 325%剪力變形連續 70000 次以上
接著之耐久性	橡膠與金屬之接著強度	熱老化試驗	與初期值 50kgf/cm^2 比較，60 年後為 800kgf/cm^2 約增加 60%
	橡膠與金屬之接著疲勞	剪力試驗	500%剪力變形連續 300 次以上 300%剪力變形連續 7000 次以上

表 2.5.1.2 高阻尼積層橡膠阻尼性能之經年變化

橡膠之剪力變形	積層橡膠水平剛性之經年變化			
	初期值	18 年後	35 年後	60 年後
15%	1.00	1.07	1.06	1.02
80%	1.00	1.10	1.08	1.00
140%	1.00	1.15	1.19	1.10

表 2.5.1.3 各種積層橡膠之經年變化

特性	高阻尼積層橡膠	鉛心積層橡膠	天然積層橡膠
水平剛性	增加 13~15%	增加 15%	增加 4%
破壞變形能力	降低	降低	降低
阻尼能力	降低 12~15%	—	—
潛變(creep)	1~8%(隨橡膠材料而異)	約 3%	約 3%

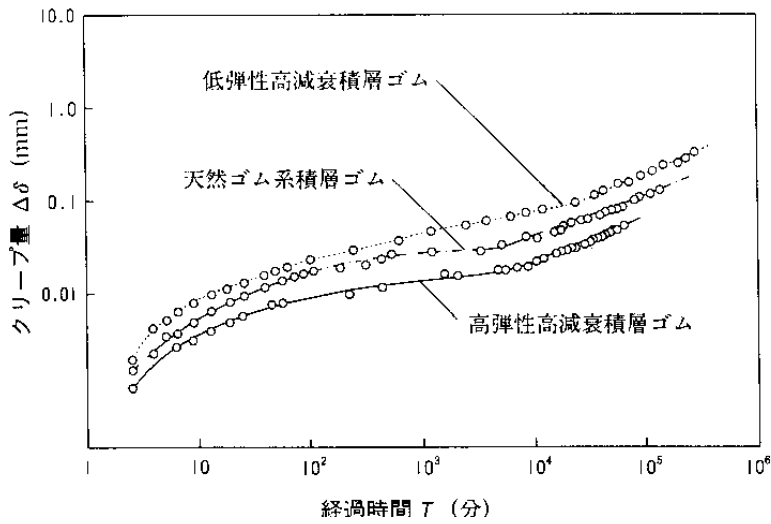
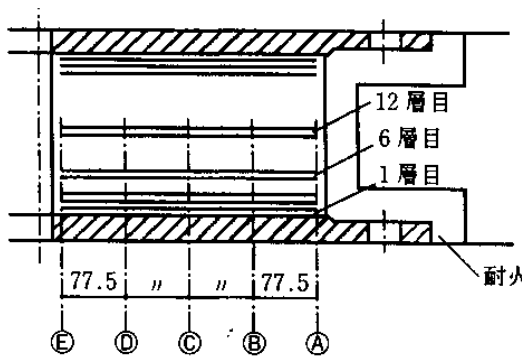
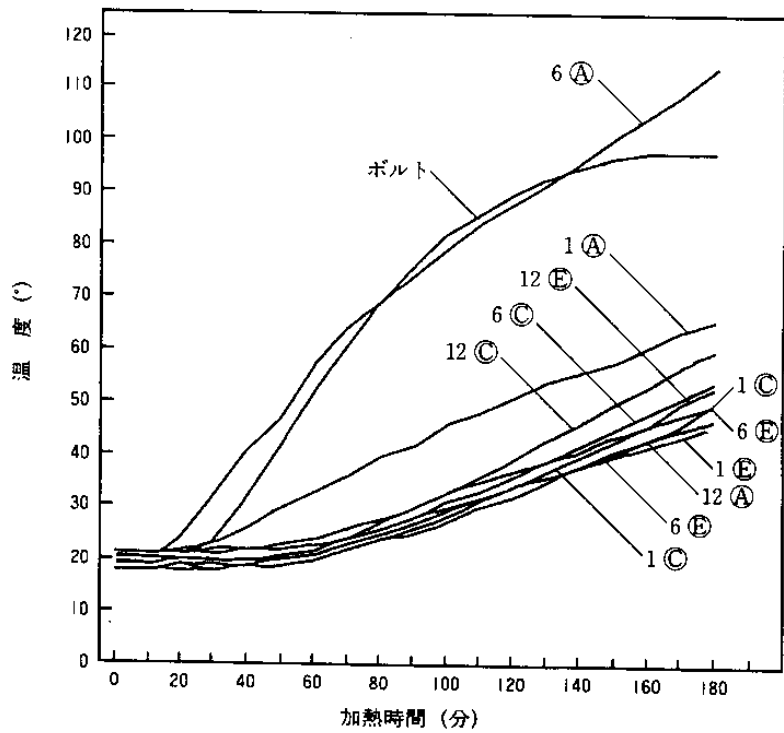


圖 2.5.1.3 加熱促進實驗之潛變變化

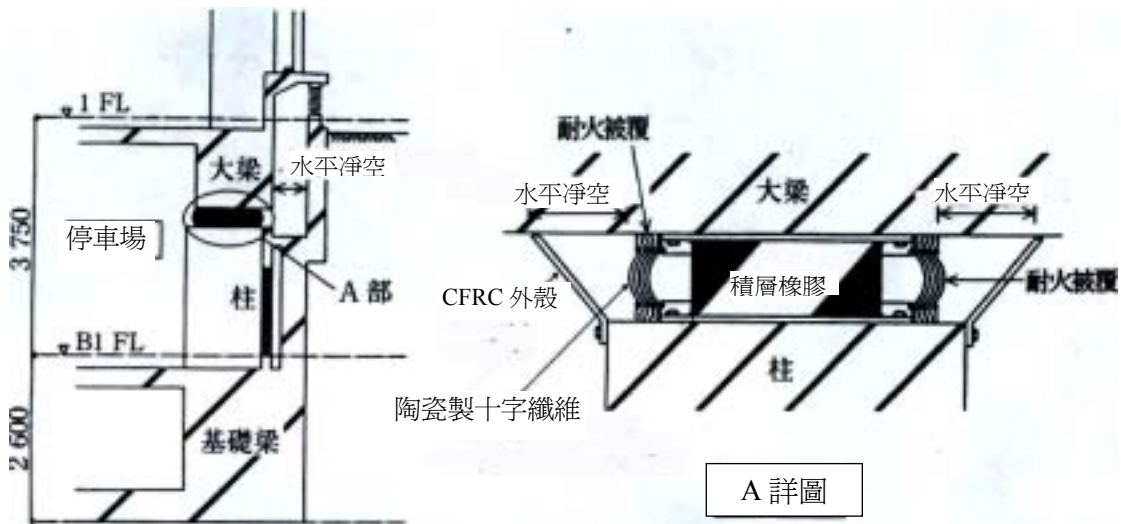


(a) 測溫片位置斷面圖



(b) 溫度與加熱時間之關係

圖 2.5.2.1 耐火實驗時積層橡膠之溫度



CFRC(Carbon Fiber Reinforced Concrete)
：碳纖維補強混凝土



圖 2.5.2.3 隔震層的停車場使用例

表 2.5.3.1 維持管理的檢查項目

檢查部位	必要性能	管理項目	管理方法
隔震構材	建築物能安全支持	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 損傷 ▪ 龜裂 ▪ 變位 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 外觀檢查 ▪ 垂直變位測定 ▪ 水平變位測定
	隔震性能	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 剛性 ▪ 變形能力 ▪ 減衰能力 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 外觀檢查 ▪ 試驗體另外放置，供試驗用
隔震層 建築外周部	建築物水平移動無障礙	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 間隙空間 ▪ 障礙物 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 間隙空間之量測 ▪ 目視障礙物
設備配線 配線可撓部	有變位追隨能力	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 現狀損傷 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 目視調查 ▪ 漏水調查

表 2.5.3.2 通常點檢要領

檢查者			
目的	外觀與周邊調查、早期發現異常		
期間	竣工後每半年		
方法	目視・接觸		
檢 查 內 容	點檢位置及點檢項目	判斷基準	處置
	隔震器之外觀、變色 突出形 龜裂、損傷 異物付着	異常 發生 發生 付着	設計、監造者、施工者報告 除去
	隔震器之安裝 鏽 螺絲、螺帽 周邊障礙物	異常 發生 鬆動・異常 有	設計、監理者、施工者報告 除去
	隔震層之設備與配管 配管本體之腐蝕等 柔性接頭 吊裝螺絲及固定方法 配管接頭處漏水 樓板牆壁貫通部之腐蝕 配管變更等異常	異常 異常 異常 異常 有・無	設計、監理者、施工者報告
	隔震之間距 ・障礙物、可燃物 ・防火區劃處理材料 ・隔震器設置區域之入口	有 間隙、脫落 間隙、生鏽	整備、除去 設計、監理者、施工者報告 設計、監理者、施工者報告
記錄	隔震器維持管理記錄簿（通常點檢記錄）、由建築物管理者保管		

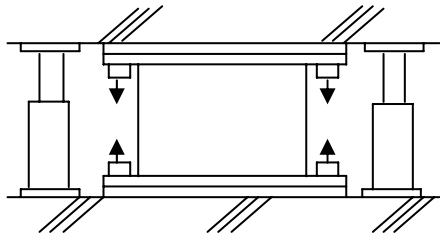
表 2.5.3.3 定期點檢要領

檢查者			
目的	通常點檢無法發現的機能異常現象和耐久性之確認		
期間	竣工後1、3、5、10年，以後每10年		
方法	目視和測定機器使用		
檢 查 內 容	點檢位置和點檢項目	判定基準	處置
	隔震器之外觀、變色 突出變形 龜裂、損傷（由於主應力的作用） 異物附着 殘留變形量	異常 $\delta d > 10\text{mm}$ 深度 $d > 10\text{mm}$ 或者總長度 $\Sigma L > 1/4$ 周長以上之 龜裂附着 相對於初期值的 變形量 $\delta > 25\text{mm}$	詳細調查 更換 更換 補修 除去、整備 支撐位置修正
	隔震器的安裝部分 鏽 螺絲、螺帽 周邊障礙物 隔震器機器測定 • 高度尺寸測定（壓縮變形量） （ Σte ：橡膠總厚度）	異常 生鏽 鬆動、異常 有 高度變化率 $\delta v / \Sigma te > 5\%$	詳細調查 清除後補上新漆 固定、修正 除去、整備 更換
	隔震器層之設備與配管 配管本體之腐蝕等 柔性接頭 吊裝螺絲及固定方法 配管接頭直徑、長度確認 樓板、牆壁貫穿部位之狀態 管線是否異常	異常 異常 異常 異常 異常 有・無	正常的狀態下實施修補
	隔震之間距 • 障礙物、可燃物 • 防火區面處理材料 • 隔震器設置區域之入口 • 上下結構體間隙之測定	有 隙間、脫落 異常 異常	整備、除去 補修或更換 補修或更換 補修或更換
記錄	隔震器維持管理記錄簿（臨時點檢記錄）、由維持管理受託者保管		

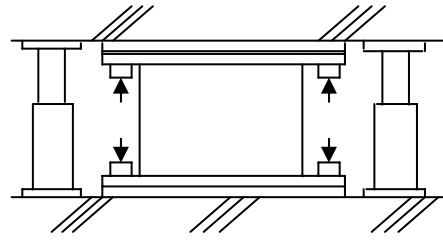
表 2.5.3.4 臨時點檢要領 (參考例)

檢查者			
目的	地震、颱風、集中豪雨、豪雪、火災等災害發生後，檢查隔震器的機能、耐久性和隔震構造機能上之各種調查		
期間	震度5度以上 重大的變形、破損發生時		
方法	目視測定、機器使用		
檢 查 內 容	點檢位置點檢項目	判定基準	處 置
	隔震器的外觀・變色 突出變形 龜裂・損傷(由於主應力的作用) 異物的附着	異常 $\delta d > 10\text{mm}$ 深度 $\delta > 10\text{mm}$ 或總長度 $\Sigma l > 1/4$ 周長 以上之龜裂附着	詳細調查 更換 補修 除去、整備
	隔震器的安裝部分 鏽 螺絲、螺帽 周邊障礙物 隔震器機器測定 ・高度尺寸的測定(壓縮變形量) (Σte : 橡膠總厚度) ・殘留變形量之測定	異常 生鏽 鬆動、異常 有 高度變化率 $\delta v / \Sigma te > 5 \%$ 相對於初期值 變形量 $\delta > 25\text{mm}$	詳細調查 清除後，補上新漆 固定、修正 除去、整備 更換 支撐位置修正
	隔震層的設備與配管 配管本體之腐蝕等 柔性接頭 吊裝螺絲及固定方法 配管與接頭之直徑、長度確認 樓板、牆壁貫穿部位狀態 配管是否異常	異常 異常 異常 異常 異常 有、無	正常狀態下，實施修補
	隔震維持間距 ・障礙物、可燃物 ・防火區劃處理材料 ・隔震器設置區域之入口 ・上下結構體之間隙測定	有 間隙、脫落等 異常 異常	整備、除去 修補或更換 修補或更換 修補或更換
記錄	隔震器維持管理記錄簿(臨時點檢記錄)、由維持管理受託者保管		

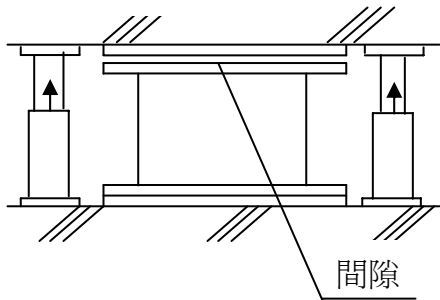
1. 千斤頂之設置、螺絲接合解除



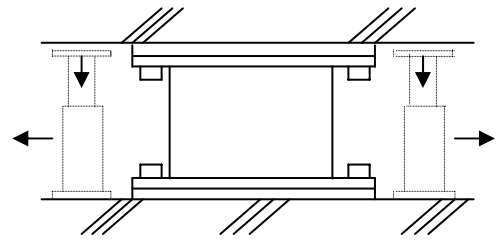
4. 隔震裝置之設置



2. 千斤頂升起



5. 油壓千斤頂之移除



3. 隔震裝置之移除

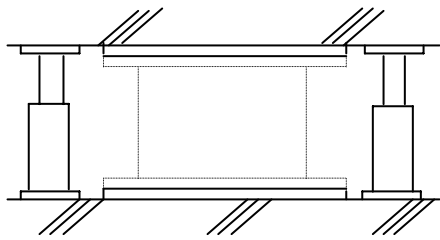


圖 2.5.4.1 隔震裝置之替換

第三章 制震(減震消能)結構系統

相關技術

3.1 概要

「制震」一詞具有廣泛的意義，「制震」又稱「減震」，涵蓋範圍包括機械一般振動、結構物對於地震及風等的制震，而本章則是針對建築結構系統與地震力的減震消能元件及其原理做介紹。當地震發生時，消能機制可消滅部份傳導到結構體之地震能量，並抑制高層建築物上部結構與地表產生相對速度與位移。

建築物結構受地震力擾動時，若能適時提供控制力或吸能裝置以降低地震造成之結構震動，將能減少地震力對結構體之破壞。制震原理如下說明：

1. 吸收地震能

在建築物中設置制震裝置，增加建築物阻尼比以吸收地震能量，達到降低建築物對地震產生的反應，如（圖 3.1.1）所示。

2. 減小位移

在建築物中設置制震裝置，增加阻尼比以減小位移，減少地震造成建築物之破壞，如（圖 3.1.2）所示。

制震結構系統建築物的特徵如下：

- (1) 相較於耐震結構，建築物的加速度及變形能夠減少 30~50%左右。
- (2) 大地震發生時，建築物內家具及機器以及配管的破壞減少，地震過後建築物補修補強的工程亦相對減少。
- (3) 除了特定樓層集中型的制震結構外，制震結構的變形不會集中在某一樓層，故其裝修及設備不須特別考慮。
- (4) 制震裝置具有吸收能量的性能，所以除了大地震外，亦可減少中小地震或颱風等作用所造成的振動。

3.2 制震結構的理論及應用

3.2.1 能量論

地震發生時建築物會振動，此現象現可以（圖 3.2.1.1）所示的單自由度振動模型，其運動程式如下所示：

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + R(x) = -m\ddot{y} \quad \dots\dots\dots(3.2.1.1)$$

其中， m ：質點之質量
 c ：阻尼係數

x ， \dot{x} ， \ddot{x} ：質點對建築物基礎的相對變位、速度及加速度
 y ：地表加速度

其物理意義為加速度的慣性力+阻尼力+彈簧的回復力=地表加速度的慣性力
 當彈簧的回復力為彈性(線性)時，其可依下式表示：

$$R(x) = kx \quad \dots\dots\dots(3.2.1.2)$$

(3.2.1.1)式中兩邊各乘上 $x \cdot dt$ ，再對時間作積分，即可得能量平衡方程式如下：

$$W_k + W_h + W_s = E \quad \dots\dots\dots(3.2.1.3)$$

其物理意義為運動能量+阻尼機構所吸收的能量+彈簧的應變能[位能]=地表加
 速度輸入於建築物的能量

地震輸入建築物的能量與建築物總重量及建築物自然週期有相當的依存性，但在
 1 秒以上之較長周期領域，則幾乎是一定值。

(3.2.1.3)式的第 3 項，當建築物變形進入彈塑性時，建築物之能量可分成彈性應變
 能量(W_{se})及塑性應變能量(W_p)分：

$$W_s = W_{se} + W_p \quad \dots\dots\dots(3.2.1.4)$$

另一方面運動能量與彈性應變能之和稱之為彈性振動能量 W_e 。建築物之振動乃由
 彈性振動能量所造成，以方程式表示如下：

$$W_e = W_k + W_{se} \quad \dots\dots\dots(3.2.1.5)$$

建築物採用制震結構系統時，上述方程式需另加制震阻尼器，此時振動方程式及
 能量方程式如下所示：

$$m\ddot{x} + (c + c_d)\dot{x} + (R(x) + R_d(x)) = -m\ddot{y} \quad \dots\dots\dots(3.2.1.6)$$

$$W_k + (W_h + W_{h,d}) + (W_s + W_{s,d}) = E \quad \dots\dots\dots(3.2.1.7)$$

其中 c_d ：黏性體阻尼器(速度相依型)之阻尼係數
 $R_d(x)$ ：位移型阻尼器(變位相依型)的回復力
 $R_d(x)$ 為變位 x 的非線性函數。

黏性體阻尼器及位移型阻尼器所吸收的能量分別為 $W_{h,d}$ 及 $W_{s,d}$ ，其
 吸收的能量可由 (圖 3.2.1.2) 力—變位關係的遲滯圈面積評估。

3.2.2 制震結構種類

制震結構應設置於建築物之何處以吸收能量？本節介紹一些代表性的制震阻尼器配置型式。

1. 特定層集中配置

根據實際的地震破壞及地震力作用之彈塑性反應分析結果，可知許多高層的建築物，在結構剛性或強度的相對較弱樓層較易發生損傷破壞集中，所以，現行設計規範對於剛性率或強度有所限制，並要求確保塑性變形能力。

設計時可刻意減弱將特定的樓層之剛性或強度，讓地震力集中至這些特定層，而在這些特定層在設置制震阻尼器，吸收地震能量之構造(圖 3.2.2.1)。能量集中的特定樓層可以設計在第一層、地下層、最上層及中間層，亦可以設計於數個樓層進行制震消能。一般而言，能量吸收層設計在靠近地震動的下層時其地震能量消散的效率較高，振動反應的降低效果較好。能量吸收設置於特定層的消能設計，其制震阻尼器需有較大的能量吸收能力，但需注意在超過設計之地震力發生時，集中層不得發生崩壞。

類似於隔震結構系統，但隔震結構的主要原理是延長隔震結構物的週期，降低隔震建築物的反應加速度，而輸入於建築物內的地震能量是不會減低的。隔震結構所使用的積層橡膠之彈性應變能量的容量很大，若不使用制震阻尼器吸收一些地震能量，則反應變形會太大，導致隔震結構的設計困難，所以，隔震結構設計時須評估制震消能之裝置。

2. 各層分散配置

以各層分散配置的方法時，則可使用小於上述特定層制震所需消散能力之阻尼器(圖 3.2.2.2)。一般的配置方法即將耐震設計時的耐震構件以制震阻尼器構件置換，如圖(a)所示。對於剛性強的核心(Core)結構，則可利用核心結構及其周邊構架的振動特性不同，兩者間以制震阻尼器連結，而發揮制震的效果，如圖(b)所示。

上下樓層連續剪力牆連接之梁與剪力牆，兩者強度相差甚多，故破壞一般會集中發生在此連接梁處，若將制震阻尼器裝設於此連接處，可以發揮建築物全體的制震效果(c)。

3. 兩建築物之間配置

利用鄰近兩棟建築物的振動特性之不同，制震阻尼器可裝設在兩相鄰建築物之間，其配置如(圖 3.2.2.3(a))所示。

高層建築物的高樓層部分及低樓層部分可於邊緣處切離，而以制震阻尼器相連結，亦可成為一種制震結構配置(圖 3.2.2.3(b))。

形狀較細長的建築物、L型之建築物及門字型的建築物，一般可分成幾個區塊，在各建築區塊間設置伸縮縫且裝設制震阻尼器，利用各區塊結構振動特性不同之特徵，抑制建築區塊間的相對變位(圖 3.2.2.3(c))。

4. 巨型框架

超高層建築物振動的彎曲模態成分較多，利用層間變形發揮制振效用之阻尼

器，其效果較不能發揮。超高層建築物一般由巨型框架結構系統及次框架結構系統組成，次框架系統的振動反應一般會發生增幅的情況，在次框架中裝置制震阻尼器，發揮制震阻尼器吸收能量的效率，建築物的全體振動反應亦得以降低(圖 3.2.2.4)。

3.3 制震阻尼器

各種阻尼器因吸收能量型式的不同，大略可分為 2 種型式(1)黏性阻尼型(速度相依型)及(2)位移阻尼型(變位相依型)，本節即介紹代表性的阻尼器之特徵及其使用方法。

3.3.1 黏性阻尼器

黏性阻尼器乃增加建築物的阻尼係數 C (黏性阻尼能量)，以吸收地震力帶來的能量，以這種方式吸收能量的制震阻尼器；油性體、黏性體或黏彈性體。阻尼力的大小和建築物的反應速度有關，故亦稱為速度相依型阻尼器。

黏性阻尼型的阻尼器於建築物振動較小階段，即可發揮其制震效果。其中流體以油或高分子系的材料比較多，其阻尼力大小會隨著振動週期或使用狀態的溫度之不同而產生變化。

1. 油性阻尼器

油性阻尼器係利用油的流體抵抗力作為阻尼力，大部分的油性阻尼器乃由鋼製的圓筒狀容器內注入油性流體密封製成，如(圖 3.3.1.1)。

油槽由二個壓力室連接一個調節閥組成，建築物振動造成阻尼器的伸縮，利用黏性體(油)通過調壓閥所產生的抵抗力作為阻尼力。隨著溫度變化會造成油的體積變化，其乃由阻尼器上部儲備油槽的設計以調整。阻尼器性能與圓柱體的斷面積、行程、油的流量、調節閥的形狀及構造等有關。

2. 黏性體阻尼器

黏性體阻尼器如(圖 3.3.1.2)所示，一般乃利用高分子系的高黏性液體充填於鋼板之間，以鄰近二鋼板的相互運動所發生的剪力抵抗力作為阻尼力。此類型阻尼器之性能和其剪力抵抗力的大小成比例，故鋼板的面積越大且鋼板間的距離越小其阻尼力越高。

3. 黏彈性體阻尼器

黏彈性體阻尼器之原理和黏性體阻尼器相同，其抵抗力係由高分子系的黏彈性體與鋼板間之剪力抵抗力所產生，黏彈性體體阻尼器可設置為壁體的一部分，亦可設置成斜撐型式者，如(圖 3.3.1.3)所示。

阻尼器的性能可由黏彈性體的厚度及面積設計，黏彈性體阻尼器使用較少量材料即可以獲得較大的阻尼力，且其具有切片狀易於加工等優點，故有許多形狀的阻尼器已被開發。材質則有橡膠系、瀝青系、丙烯酸系等高聚合物系的高分子化合物。

如圖 3.3.1.4 所示，黏彈性體阻尼器本身具有勁度 k_d ；黏彈性體阻尼器的有效黏性阻尼係數 C_e 可由遲滯圈面積 W_D 、變形量 d_{max} 與振動頻率(遲滯圈的速度

度) p 三個係數表示；黏彈性體的 K_d 值及 C_e 值一般與振幅、頻率、溫度等因素的變化有關，所以在設計時必須考慮上述因素之影響。另外，黏彈性體為高分子材料，故設計時必須考慮經年變化的影響及材料耐久性。

3.3.2 位移型阻尼器

位移型阻尼器係以鋼材、鉛、摩擦材等材料受力變形後所得到的遲滯圈，利用此遲滯圈吸收振動能量的能力來進行建築物振動的控制。建築物的變形越大，阻尼器吸收能量的量亦增大。位移型阻尼器在本身材料降伏時才會發生阻尼效果，所以必須適切地設定降伏時之變形量。

1. 鋼材阻尼器

鋼材阻尼器利用其塑性變形的能量來吸收地震作用於建築物的能量，鋼材降伏後的伸展能力良好，即表示能量吸收的能力大，此種阻尼器亦有價格便宜及加工性良好等優點，阻尼器能量吸收的能力與振動頻率或溫度無顯著關係，亦沒有經年劣化的問題。

近年來，遠低於一般鋼材的降伏強度的極低降伏鋼材也已被開發，作為制震阻尼器，各種鋼材的應力—應變關係圖如(圖 3.3.2.1)所示。圖 3.3.2.2 表示，鋼材阻尼器受到反覆載重時之載重—變形曲線，從小變形到降伏後大變形，其遲滯圈為安定的消能紡錘型形狀。

在外力作用下，鋼材的抵抗機構有軸力抵抗、剪力抵抗、彎矩力抵抗及扭力抵抗等四種(圖 3.3.2.3)，利用這四種鋼材抵抗機構的制震阻尼器已有實際開發應用。

軸力抵抗型鋼材之軸作用力有拉力與壓力二種，一般鋼材對於壓力會產生挫屈的問題，故須考慮防止挫屈的機制，使拉力及壓力兩個方向皆呈現安定的紡錘型的載重—變形關係曲線。軸力抵抗型鋼材全體積之變形一致，所以吸收能量的效率優越。軸力抵抗型鋼材的代表形式有 Unbounded Brace Damper 如(圖 3.3.2.4(a))所示，其係用低降伏斜撐鋼材外部包覆鋼筋混凝土或鋼纖維補強混凝土防止阻尼斜撐挫屈，但可自由伸縮之原理所構成。

剪力抵抗型阻尼器係利用鋼板剪力變形時剪應力—剪應變之遲滯圈來吸收地震力。如同軸力抵抗型式阻尼器，剪力抵抗型阻尼器全體積鋼材變形一致，吸收能量的效率優越。剪力版的配置組成有許多種型式，如利用斜撐連接(圖 3.3.2.4(b))、以中間柱或牆壁與大梁的中間進行連接，或於梁柱連接處連接。阻尼版的寬厚比大時，為防止版的局部挫屈所造成阻尼力減低，必要時須加入加勁肋板。

彎曲抵抗型鋼材係利用彎曲彎矩—回轉角的關係收地震能量。一般而言，構材長度大於構材深度 2 倍以上時，彎矩應力的成分會比剪力應力的成分高，所以構材形狀較長的阻尼器基本上為彎矩抵抗型阻尼器。如圖 3.3.2.4(c)所示，在鋼板內部切割出許多細長條，這些細長條的鋼板會產生彎矩降伏，利用這些彎矩降伏的抵抗力作為阻尼力。

扭轉抵抗型阻尼器係利用中空圓形鋼管的扭轉抵抗力來制震消能(圖

3.3.2.4(d)。扭轉抵抗型阻尼器的扭矩—扭轉角的關係圖為安定的紡錘型形狀，鋼管的厚度與直徑比相對較薄時，鋼材全體積之變形為一致，吸收能量的效率相當良好。

2. 其他位移型阻尼器

除鋼材阻尼器外，尚可利用某些材料荷重—變形位移特性製成的阻尼器，如鉛擠壓型阻尼器，此類型阻尼器係利用圓柱筒內灌入鉛的材料，運用鉛的塑性遲滯能量吸收地震能量，如（圖 3.3.2.5）所示。還摩擦型阻尼器係將圓柱狀外鋼管的內面以合金系的材料作成摺層，利用摩擦造成庫侖摩擦之摩擦型阻尼器，如（圖 3.3.2.6）所示。

上述阻尼器裝設於建築物的方式，可利用斜撐、間柱、隔間牆或剪力牆等方法。隨著建築物的條件，一棟建築物可合併使用黏性阻尼型及位移阻尼型二種阻尼系統。

3.4 制震結構的反應特性

制震結構由主體柱梁結構與制震阻尼器組成。主體結構須承受所有出垂直載重，而制震阻尼器須抵抗地震力及風力等動態荷重。

制震結構的反應特性視主體結構與制震阻尼器的地震荷重分擔率及制震阻尼器的能量吸收特性而定。位移制震阻尼器的能量吸收能力與反應變位及振幅相關；粘性制震阻尼器與反應速度相關；粘彈性制震阻尼器之特性則為位移制震阻尼器與粘性制震阻尼器的組合。

3.4.1 位移型阻尼器之反應特性

1. 制震阻尼器數量的影響

進行制震結構設計時，阻尼器數量的多寡有很大的影響。

- (1) 加速度：相較於未裝設阻尼器之建物，建物裝設阻尼器時，反應加速度會較小。但阻尼器的降伏強度較大時，建物的反應加速度不一定會較小。反應加速度與建物的自然週期、阻尼係數及地震波週期特性有關，一般而言，自然週期較長、阻尼係數較大時，反應加速度較小。
- (2) 層間變形：裝設阻尼器能有效降低層間變形。特別是有阻尼器設置在變形集中的樓層時，該處層間變形減低效果更佳。阻尼器降伏強度較大時，層間變形較小。
- (3) 主構架層間剪力：裝設阻尼器能有效承受剪斷力，使得主構架負荷的剪力減少。當阻尼器的降伏強度愈大時，主構架負荷的剪力愈少。
- (4) 主構架韌性容量：裝設阻尼器能有效降低主構架之韌性容量。當阻尼器設置在韌性容量大的樓層時，該處主構架韌性容量減低的效果更佳。如未裝設阻尼器，樓層韌性容量超過 1 時會產生龜裂損傷，但加裝制震阻尼器後，韌性容量可控制在 1 以下，即結構體保持在彈性範圍內，不會受到損傷。當阻尼器的降伏強度愈大時，主架構韌性容量愈小。
- (5) 阻尼器韌性容量：阻尼器吸收的能量正比於阻尼器降伏強度與阻尼器累積塑性變

形量之積。亦即，阻尼器的降伏強度愈小，阻尼器累積的塑性變形量愈大。阻尼器提供的降伏強度較大時，制震效果能夠有效地提昇；然而阻尼器的降伏強度超過某一個數值時，即使降伏強度再增大，制震效果並無法進一步地提昇，因此適量的阻尼器設定是有必要的。

2.降伏變形的影響

位移型阻尼器特性對建物反應之影響，除了阻尼器的降伏強度外，尚需考慮其降伏變形：

- (1)加速度：阻尼器之降伏變形對建物反應加速度之影響不大。
- (2)層間變形：阻尼器的降伏變形小，建物的反應層間變形量也小；亦即，阻尼器的降伏變形愈小，愈能有效地控制反應的層間變形量。
- (3)主構架層間剪力：阻尼器的降伏變形小，主構架的層剪斷力也小。
- (4)主構架的韌性容量：阻尼器的降伏變形小，主構架的韌性容量也變小。
- (5)阻尼器的韌性容量：阻尼器的降伏變形小，其韌性容量變大。

位移型阻尼器的降伏變形變小時，建物的各項反應將減低，將造成阻尼器的韌性容量增大，所以阻尼器必須具有較佳的塑性變形能力。

3.4.2 粘性阻尼器之反應特性

- (1)加速度：裝設阻尼器時，建物反應加速度會減低。而阻尼係數愈大時，反應加速度愈小。
- (2)層間變形：裝設粘性阻尼器能大幅降低層間變形。當阻尼器設置在變形集中的樓層時，該處層間變形減小效果更佳。而阻尼係數愈大時，層間變形愈小。
- (3)主構架層間剪力：裝設阻尼器時，主構架負荷的剪力會減少。而阻尼係數愈大時，主構架層間剪力愈小。
- (4)主構架韌性容量：裝設阻尼器能有效降低主構架的韌性容量。當阻尼器設置在韌性容量大的樓層時，該處主構架韌性容量減低的效果更佳。而阻尼係數愈大時，主構架韌性容量愈小。
- (5)阻尼器的阻尼力：阻尼器的阻尼係數愈大時，其阻尼力愈大，但實際阻尼力將比設計值小。設計的阻尼力是以最大反應速度為條件，而實際上的反應速度並非那麼大。

同位移型阻尼器一樣，粘性阻尼器的數量超過某一個量時，制震效果並無法進一步地提昇。因此適量的阻尼器設定是有必要的。

3.4.3 位移型阻尼器與粘性阻尼器的比較

就反應加速度的減低效果而言，粘性阻尼器比位移型阻尼器來得有效。因為，位移型阻尼器屬於變位相依型，在彈性振動範圍內，並無法吸收能量；而粘性阻尼器則為速度相依型，在大幅振動發生時，即開始吸收能量，抑制振動能量的增幅。因此粘性阻尼器較能有效地控制反應加速度。

就層間變形與主構架層剪斷力的減低效果，位移阻尼器則比粘性阻尼器來得有效。因為位移阻尼器的設計降伏強度於最大變位時能確實發揮作用，而粘性阻尼器的阻尼力與速度成一定的比例關係，當最大變位發生時，其阻尼力最小。

進行制震結構設計時，需考慮兩種阻尼器的反應特性與設計目標，以選出適合的阻尼器或兩種阻尼器的適當組合。

上述任一種阻尼器均能提高主體結構的耐震安全。相較於具有相同耐震安全性能的耐震結構物，制震結構物的主構架耐震能力可以適當減低，即構材的斷面尺寸可以縮減，以達到經濟設計的目的。

3.5 建物制震結構設計

地震時，建物的反應因建物自然週期，會產生選擇性的共振現象產生。地震輸入建築物的能量，主要經由地面向上傳遞至整個建築物，隨著時間經過而增加，建築物則經由運動能、應變能和阻尼能的蓄積或吸收的方式來因應。塑性應變能量和阻尼能量以等熱能吸收後均可消散於空氣中，所以對後續的振動影響不大。另一方面，運動能量與彈性應變能量經過建物的蓄積後，於後續時間以振動的方式釋放，所以對建物的振動反應影響較大。為了減低建物的地震反應，如何使塑性應變能和阻尼能在地震早期時就能開始大量吸收地震能，是非常重要的，而其消能機構就是制震阻尼器。

粘性阻尼器為速度相依型，在小振幅的情況時，就有吸收能量的作用。位移阻尼器，在彈性範圍內沒有吸收能量的作用，所以阻尼器的設計目標為「降伏變形小，強度大」。同時，為了抑制殘留變形，阻尼器的彈性勁度與結構體的剛性均需適當地設定，阻尼器強度要比結構體小。再者，降伏變形量較小的阻尼器，在大地震時韌性容量將增大的情況下，應防止極限破壞狀態(挫屈、斷裂、強度或應變的破壞)。另外，阻尼器在結構物立面的強度分布上，須考慮主體結構的強度分布與自然振動特性等，必須做適當地設定。

針對地震荷重，制震結構的動力分析設計流程如(圖 3.5.2.1)所示，說明如下：

1. 設計目標

進行制震結構設計時，除需注意阻尼器類別之選擇外，主要的設計目標為確保耐震安全性能，其次再考慮居住性改善、機能性能之保持，機器、設備和財產之保全。

耐震安全性能的確保以防止主體結構的重大損傷(韌性容量、累積塑性變形倍率)為評價指標。因此必須設定主體結構的損傷容許值，並確保阻尼器在設計條件下，不會達到極限狀態。

居住性的改善、機能性的保持和財產的保全等，則以加速度及層間變形角的反應值為重要的評價指標。同樣地，必須設定此二者的容許值。

2. 結構計畫

進行制震結構設計時，主體結構須遵循一般的設計準則，但斷面尺寸可能作適當的縮減，以減低建造成本。

制震阻尼器的選擇必須依據設計目標與性能要求，選定適當的類型，可能是單一類或複數類型的組合搭配。其次，需進行阻尼器的平面、立面配置計畫。各種可能

的配置安排可參照圖 3.5.2.2 及圖 3.5.2.3。進行主體結構與阻尼器的組合配置時，立面剛性與強度分配要均勻，平面不能有偏心過大的情形發生。

擬定配置計劃時，吸收能量的樓層部位、能力及順序等需預先構想，其對於反應的控制相當重要。

平面配置計劃可參考圖 3.5.2.2。於建物外周分散配置可設置較多的阻尼器數量，則每台制震阻尼器的吸能能力可以小一些；核心周圍的設置空間受到限定，則每台制震阻尼器的吸能性能要求較大。

立面配置計劃可參考圖 3.5.2.3。各層分散配置時，整棟樓層配置的數量多，則每台制震阻尼器的吸能能力可小一些（如圖 3.5.2.3(a)）。而連層配置時，柱子受到較大的傾倒力矩，柱腳的軸力變大，故須檢討拉拔情況。同圖 3.5.2.3(b)，錯開配置時，傾倒力矩可以分散，可避免柱腳軸力增大的情形。同圖 3.5.2.3(c)，制震阻尼器集中配置於特定樓層時，制震層集中吸收大部分能量，為便非制震層不產生損傷破壞，因此建物的剛性與強度分配要做適當調整。地震的傳遞乃經由基礎上傳至建築物，所以於建物下層集中配置阻尼器，制震的效果較大。同圖 3.5.2.3(d)，制震阻尼器亦可配置於高層建物的避難層或特殊用途樓層。制震阻尼器配置於最上層樓與最下層樓之形為如下，當中小地震發生時，最上端的制震層為主要吸能機制；當大地震發生時，最下端的制震層也加入吸能的行列。

除結構上的考量外、建物的用途與計畫影響阻尼器的空間配置時，必須進行適當配置的檢討。而溫度依存性較大的粘彈性阻尼器必須配置於溫度變化較小的區域。

3. 斷面假設

制震結構對地震荷重的抵抗由主體結構與相連的阻尼器共同分擔。若阻尼器分擔的比率大，則主體結構的構材斷面可以減小。

主體結構斷面選定時，應設定為強柱弱樑型態，而且需詳加考慮各層的剛性分布、水平極限強度分布，儘量避免弱層的存在。

隨制震阻尼器負擔的地震荷重比率，計算制震阻尼器所需數量。其中粘性阻尼器負擔的荷重可以由其阻尼力適當地評估。

4. 動力分析模型（靜力增量分析）

動力分析模型一般如圖 3.5.2.4 所示，假設基礎固定的多質點系串連模型。主體構架的分析模型多採用等價剪切彈簧模型，如圖(c)所示。

若高層建物的彎曲變形無法忽視時，可考慮彎曲剪切彈簧棒模型，如圖(d)所示。

制震阻尼器的力學模型分別為位移阻尼器的非線性彈簧模型與粘性阻尼器的線性/非線性(阻尼, Dashpot)模型，如圖(e)所示。

為求得振動參數，在假設斷面下，進行地震荷重時的靜力增量分析法。增量分析法可以求出各層剪力—層間變形關係或彎矩—回轉角關係。此時，針對”主體結構”的動力分析模型”與”主體結構+制震阻尼器”的動力分析模型，兩者皆做分析。動力分析的遲滯圈特性採取主體結構與制震阻尼器分離的模式，若兩者不易分離時，可採用構材的模擬方式。此外，為檢討地盤與建物的相互作用的關係，須使用”地盤—基礎—建物”系統的模式。

- (1) 制震阻尼器遲滯圈特性的模擬要考量，在反覆荷重情況下能適當地反應出材料特性。
- (2) 位移型阻尼器的遲滯圈特性模型，如圖 3.5.2.5 所示。一般選用雙線性或三線性特性模型，當考慮應變硬化強度上升時，則可選用雙線性、三線性或非線性 (Ramberg-Osgood)模型。
- (3) 粘性阻尼器可採用線性或非線性遲滯圈特性模型。
- (4) 粘彈性阻尼器的遲滯圈特性模型如圖 3.5.2.6 所示。包括彈簧—阻尼並聯的 Voigt 模型，彈簧—阻尼串聯的 Maxwell 模型，彈簧+阻尼的 3 元件組合模型，彈簧+阻尼的 4 元件組合模型。某些粘彈性阻尼器具有溫度依存性，設計時要注意所設定的溫度值，所以當阻尼器因吸收能量而造成溫度上昇之影響無法忽視時，需考量其溫度依存性。
- (5) 分析模式應可模擬阻尼器接合構材剛性的影響。

5.地震反應分析

動力反應分析時主要採用下列地震波選定：

- (1) 常用的標準地震波：EL CENTRO 1940 NS、TAFT 1952 EW、HACHINOHE 1968 NS 等
- (2) 工址附近的地震波
- (3) 以設計反應譜製成的模擬人工地震波
- (4) 考量震源、斷層相關位置與工址的距離的遠近，及地盤振動特性而製成的模擬人工地震波。

地震的反應分析結果，必須依據建物的設計目的，進行性能確認與檢討。若於某些樓層之反應較特殊，則考量變更主構材斷面或增減阻尼器數量。

6.設計要點

在詳細設計階段，必須評估阻尼器與主體結構間的接合構材所具有的剛性、變形、強度及接合方式。其次，亦需評估阻尼器接合對周邊的樑柱等主構材及樓板等次構材的影響。

就阻尼器的材料特性而言，抵抗長期劣化的防範措施、定期的維持管理計劃與檢點方法等，必須制定一套完整的計畫。而粘性阻尼器的內填充材為高分子化合物時，故需考量火災時的防範措施（如耐火被覆）。

制震阻尼器於大地震或火災時可能受到損傷，故應確立損傷的評估基準、補修或替換的方法。

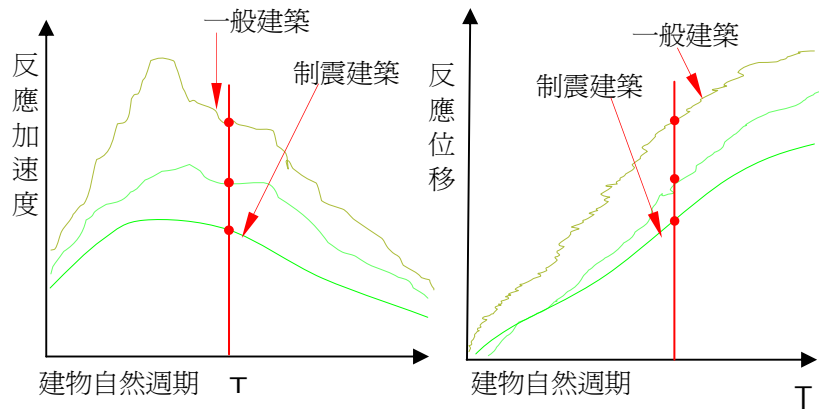


圖3.1.1 地震反應譜

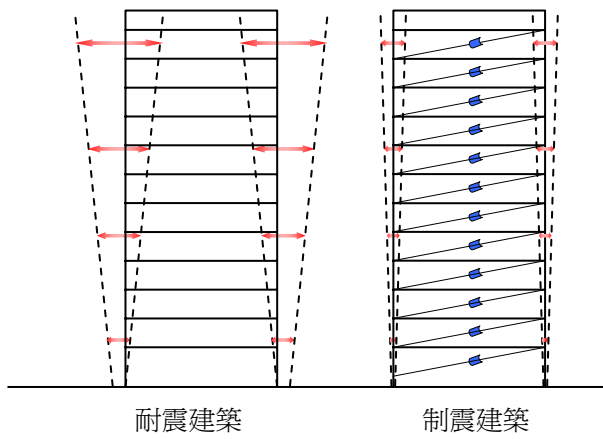


圖3.1.2. 制震建築與耐震建築抗震效果示意圖

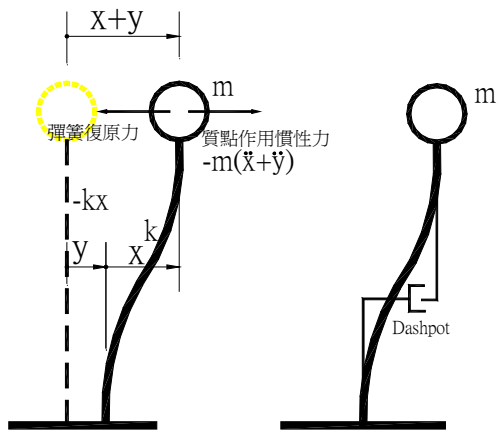
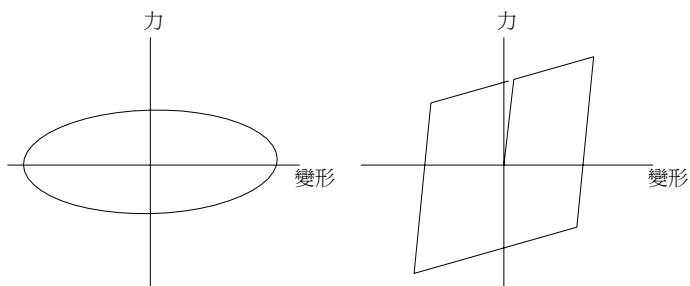


圖 3.2.1.1 1 質點系統模型



(a)黏性阻尼器

(b)位移型阻尼器

圖 3.2.1.2 力-變位關係

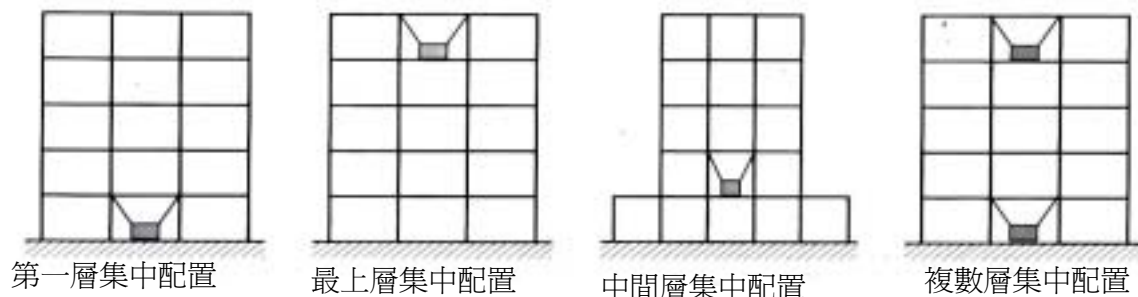


圖 3.2.2.1 特定層集中配置型

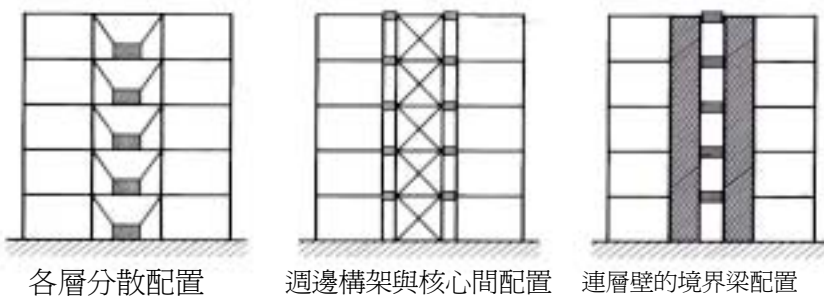


圖 3.2.2.2 各層分散配置型

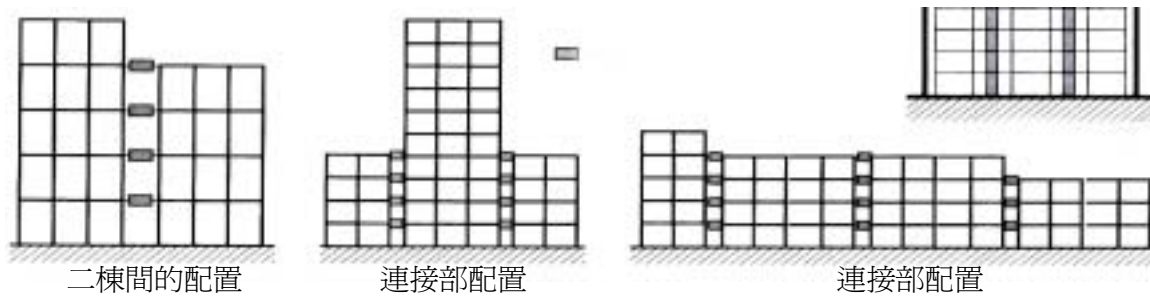


圖 3.2.2.3 兩棟間配置型

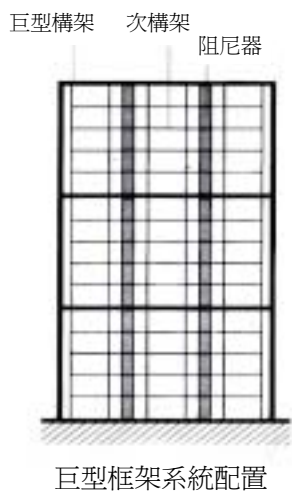


圖 3.2.2.4 巨型-次框架結構

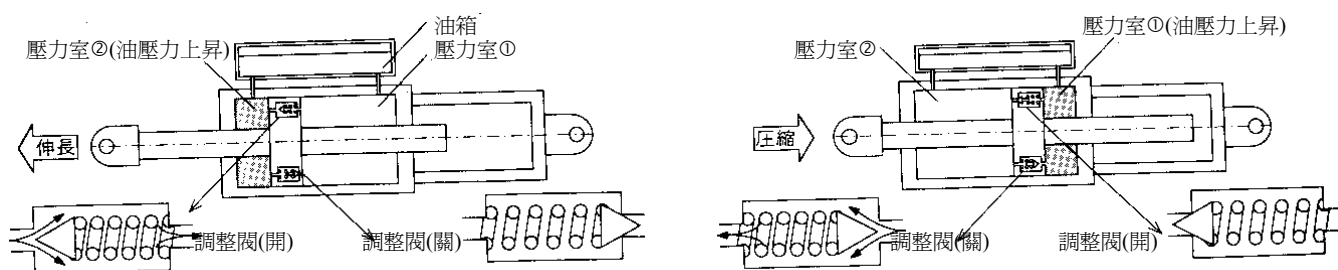


圖 3.3.1.1 油性體阻尼器

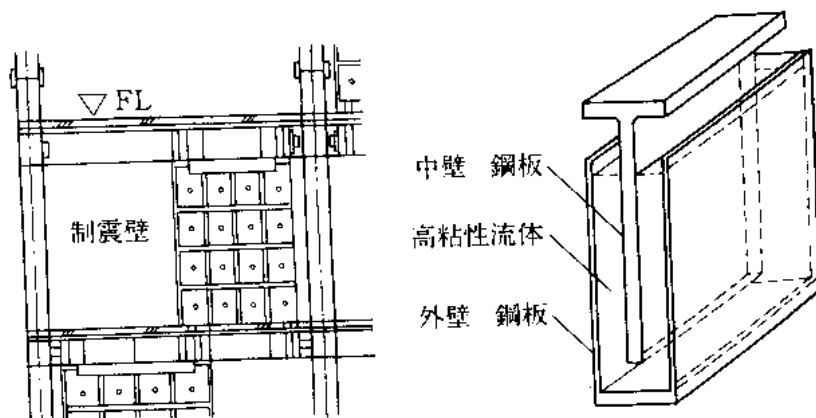


圖 3.3.1.2 黏性體阻尼器

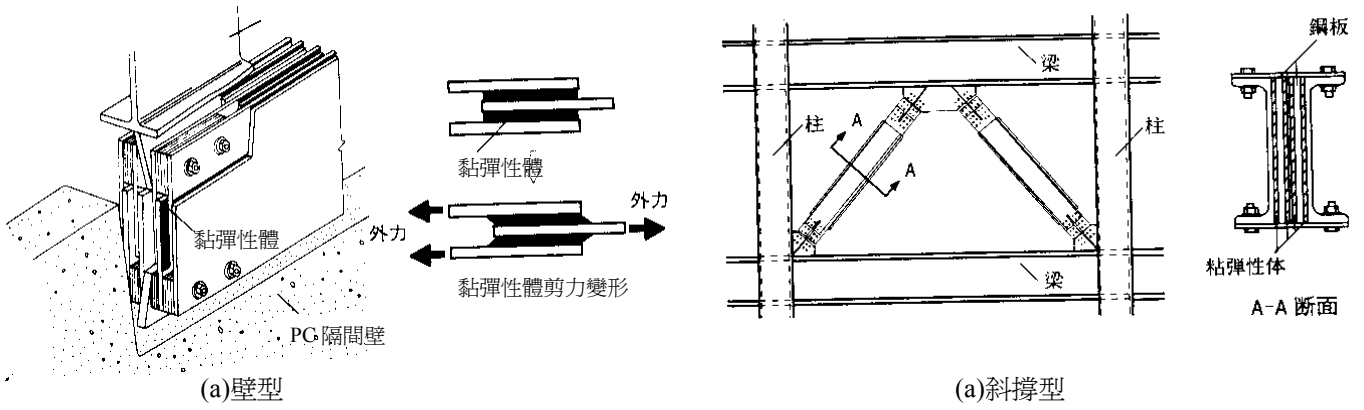
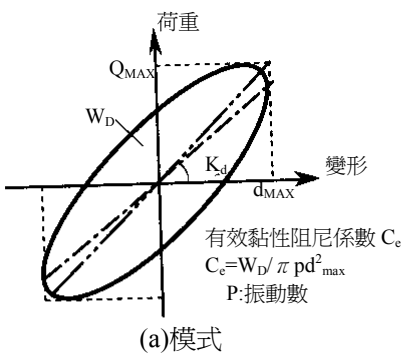
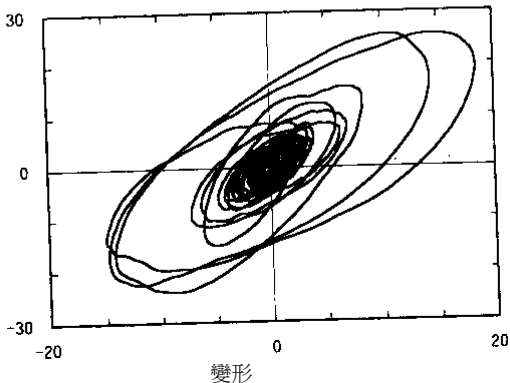


圖 3.3.1.3 黏彈性體阻尼器



(a) 模式



(b) 材料試驗結果

圖 3.3.1.4 黏彈性體阻尼器變形特性

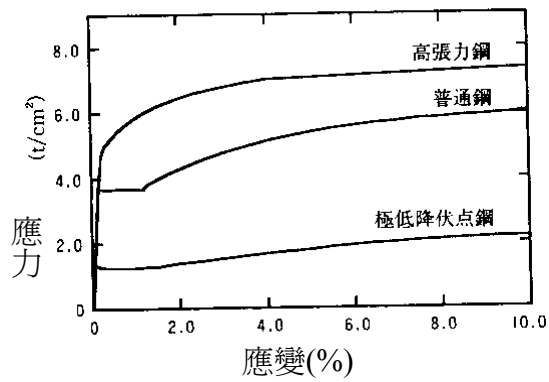


圖 3.3.2.1 鋼材的應力-應變關係

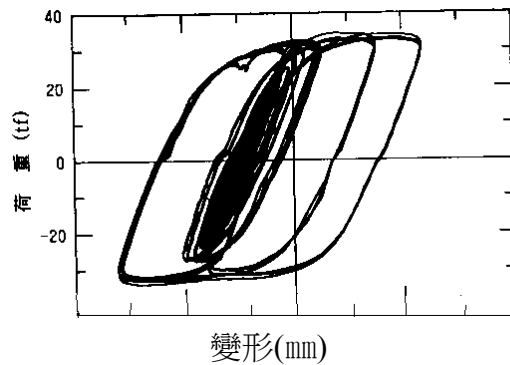


圖 3.3.2.2 低降伏鋼的荷重-變形關係

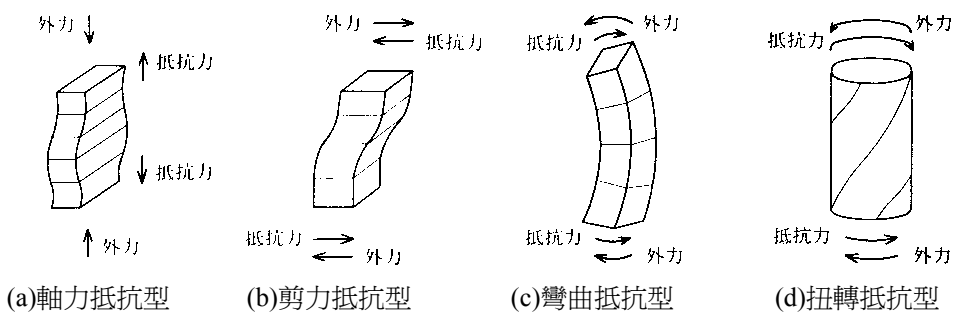


圖 3.3.2.3 鋼材阻尼器種類

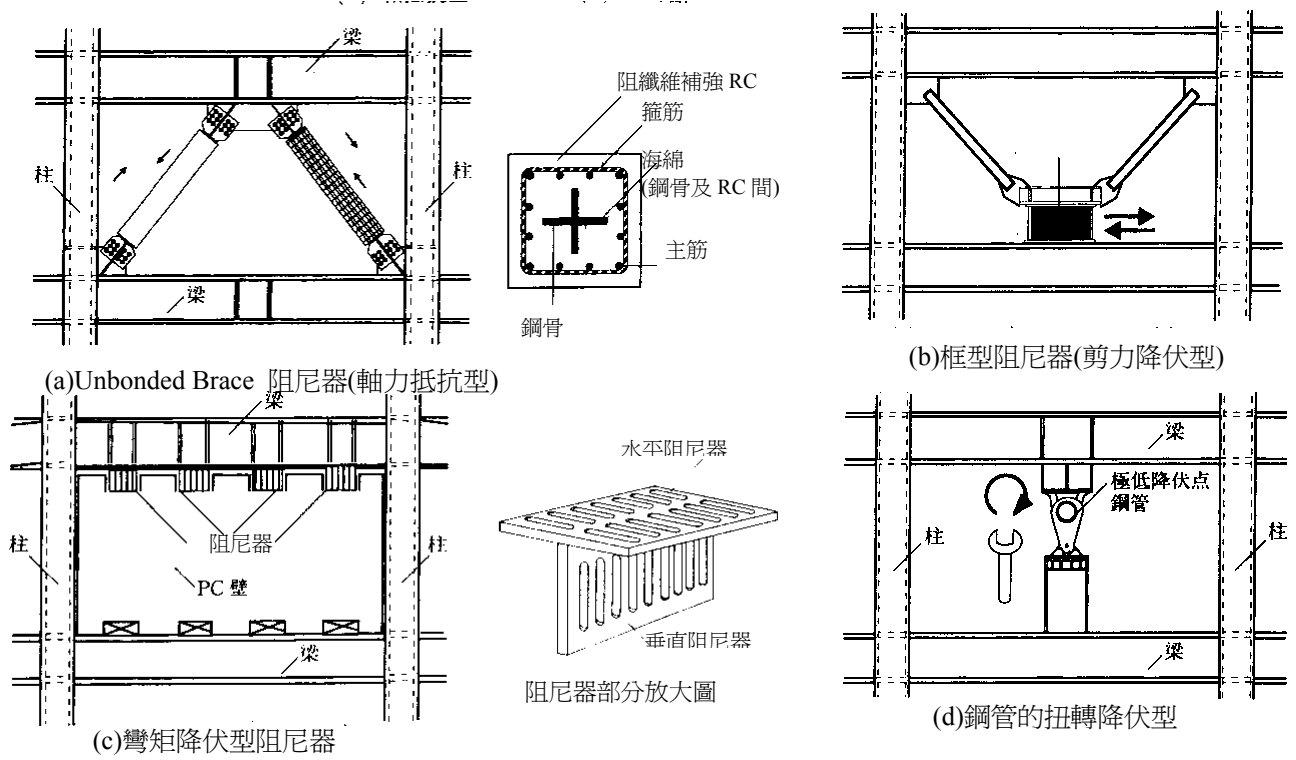


圖 3.3.2.4 各種形式鋼材阻尼器

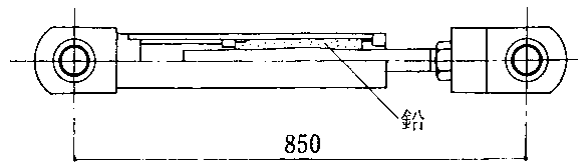


圖 3.3.2.5 鉛擠壓阻尼器(Lead Extrusion Damper)

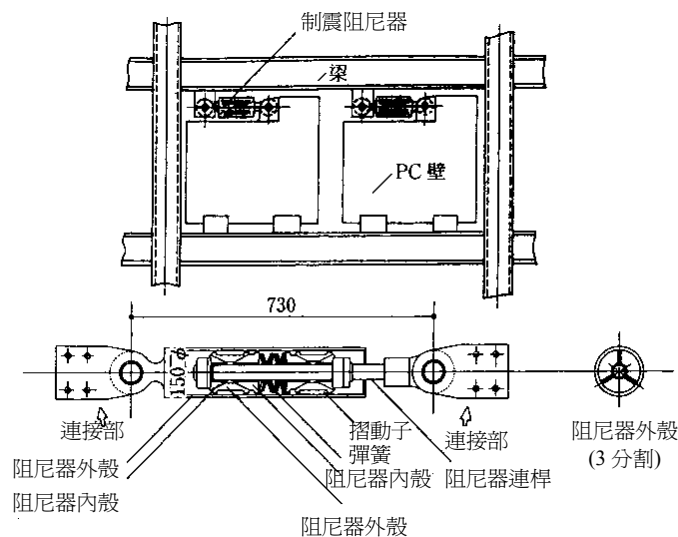


圖 3.3.2.6 摩擦式阻尼器

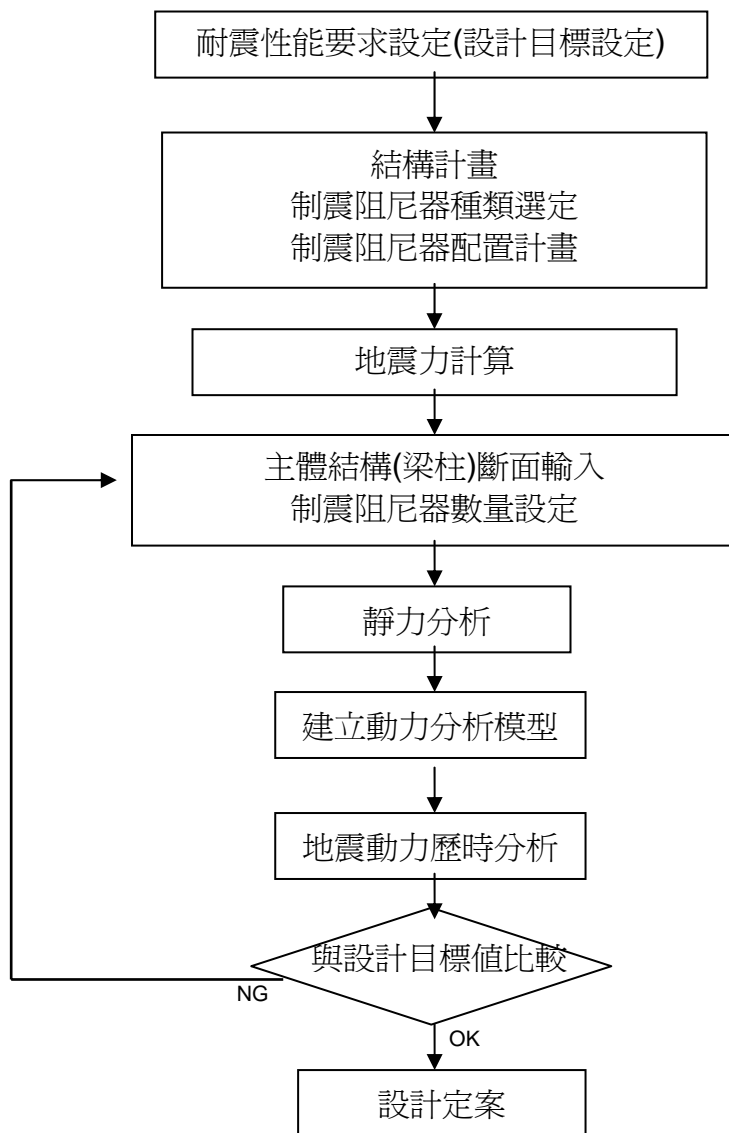


圖 3.5.2.1 制震結構設計流程

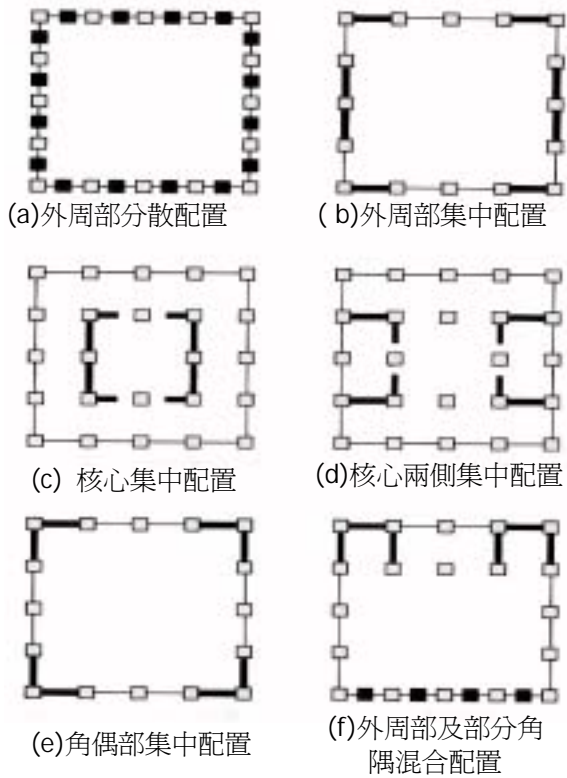


圖3.5.2.2 制震阻尼器的平面配置

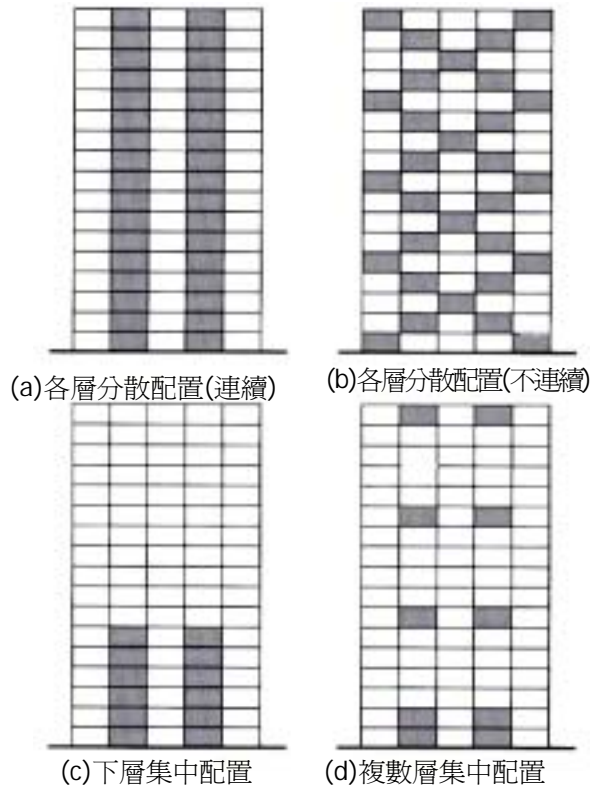


圖3.5.2.3 制震阻尼器的立面配置

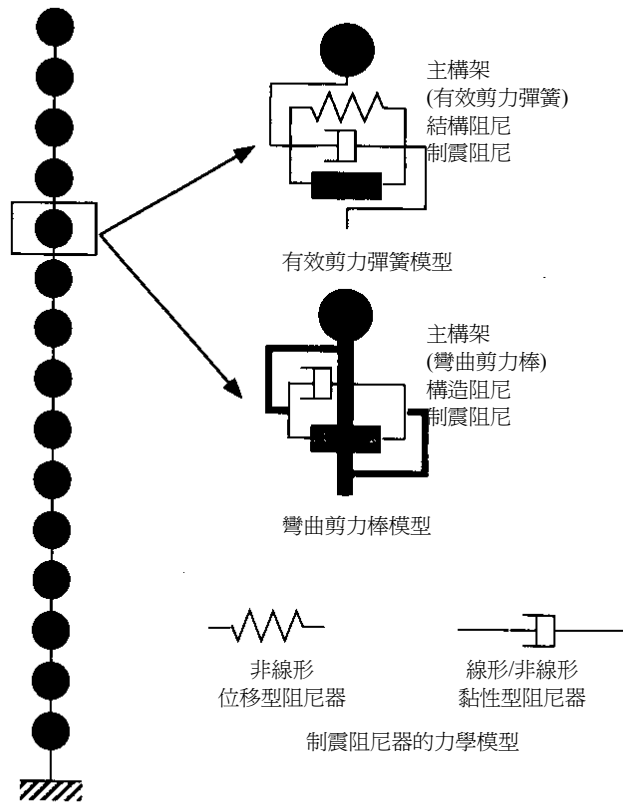
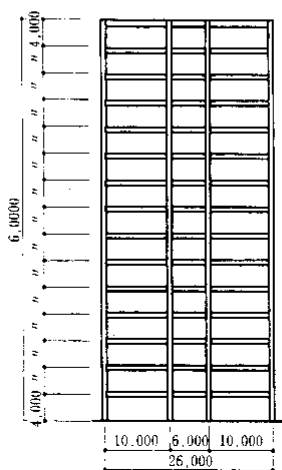
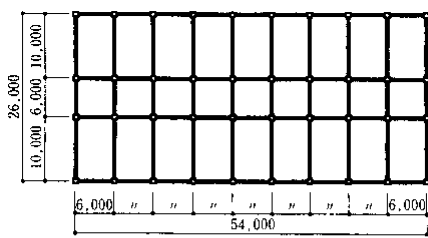


圖 3.5.2.4 建物的分析模型

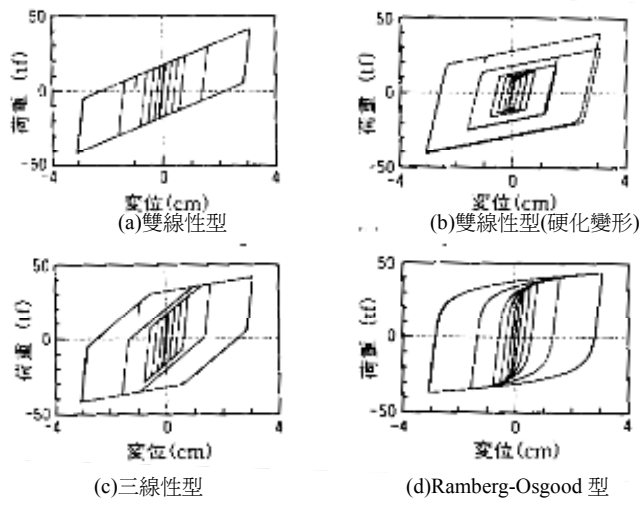


圖 3.5.2.5 位移型阻尼器遲滯圈特性模型

第四章 日本隔震相關規範

4.1 日本隔震結構概況

日本將振動理論應用於耐震設計乃從 1960 年代開始。之後經 1964 年公告撤消建築物高度限制後，動力分析逐漸普及，隨之 1981 年公告實施新耐震設計法，自此日本耐震設計系統化階段性完成。1970 年代，由於電腦和結構分析方法的進步，可模擬地震時建築物行為，日本超高層建築的時代亦正式來臨。

日本從 1980 年代開始開發隔震裝置（積層橡膠構材），日本最初使用積層橡膠的隔震建築物是「八千代台隔震住宅」（千葉縣八千代市）。該建築物為 RC 造 2 層樓，於 1982 年外審完畢，隔年 1983 年竣工。之後大約 10 年間、隔震建築物增加至 90 棟。這期間的隔震建築物大多是各建設公司在研究開發目的下，以自己公司的宿舍和研究室為案例。

1995 年的外審件數驟增至與之前全部外審件數相等，1996 年更為前年的 3 倍以上，達有 230 棟。當然不難想像此急劇增加與 1994 年 1 月 17 日的美國北嶺地震和 1 年之後的兵庫縣南部地震是有關的。在這兩個地震中，恰巧皆有建築物採用隔震結構，且皆取得地震動記錄，隔震結構被證實具優良的隔震效果。但次年 1997 年，隔震建築物的數目減少至僅約 140 棟。主要因為 1996 年的隔震建築物大部分的用途是集合住宅，而 1997 年集合住宅的建設案少了一半的關係。目前由於積層橡膠的開發與超高層建築分析技術的成果使得隔震建築可以合理化的設計，故用途與適用範圍不斷擴大，因而日本現在已進入隔震建築普及的時代。

目前使用公告的計算方法，直接向建築主管機關申請隔震建築物的數目還是很少。在日本建築中心接受隔震建築物性能審查的至 2001 年 5 月有 148 件。所以預估日本現在應該有 1000 棟以上的隔震建築物，日本建築中心統計 1982 年~2001 年日本隔震建築物外審案件一覽表，如附錄一。以用途區分，1995 年以後集合住宅約占 50%，在 1994 年以前較少使用隔震結構的醫院和超高層建築有逐漸增加趨勢，日本隔震建築物年份棟數統計如圖 4.1.1，用途區分統計如圖 4.1.2。災害發生時，隔震建築仍可維持運作機能作為防災據點，因而常使用隔震建築，而越來越多個人透天住宅也採用隔震構法，為了能適用不同的範圍(規模及用途)，各種的隔震系統也陸續開發中。

4.2 隔震結構的設計與法令

到目前為止，隔震建築物基本上需遵循舊建築基準法的第 38 條規定(特殊工法、材料)由大臣認定。而需要大臣認定手續的場合，事前需接受(財)日本建築中心的隔震結構外審。外審內容包含隔震系統特性評估與模擬化(model)、設計地震波、結構分析方法與結果探討等。至 2000 年 5 月為止，隔震結構外審件數有 795 件。2000 年 6 月

修訂建築基準法後不用外審。

直到 2000 年 10 月有關隔震構造的公告（建設省公告的第 2009 號・2010 號）才發表比預定時間晚了一些。公告 2009 號是關隔震建築物之結構技術的基準規範、公告 2010 號是以建築基準法的第 37 條（建築材料的品質）為基礎再增加隔震材料之規定。公告 2009 號根據等價線形化方法，進行隔震建築物的反應分析、如果滿足適用條件，只要經過建築主管機關確認即可建造隔震建築。若在公告的適用範圍外、或者像超高層一類的建築物，則仍需根據動力歷時分析法設計，並且接受日本建築中心之外審。日本的隔震設計有兩種方法(1)公告規定計算方法；(2) 以動力歷時分析去檢驗地震反應方法。

方法(1)的公告的方法是一簡易的方法，因此高估隔震層的地震反應，而低估上部構造反應的層剪力。方法(2)的動力歷時分析與以往外審大體相同，但是隔震構材、隔震系統等隔震材料則需個別認證，未經認證則不可使用。對隔震結構而言，其中最重要的隔震構材、隔震系統的性能和力學模型的設定等，在結構設計時皆需分開考量，所以隔震建築物設計需考慮很多問題。

隔震構材的認證是由與結構設計沒有關係的委員會認定，對申請者（廠商）的要求其構材或系統的特性需一般化，因此申請者須耗費龐大的勞力，所以新的隔震構材之開發意願亦相對降低。如接受國家認證之後其特性值比較受重視，但因其數值適用範圍有隱藏問題，故隔震構材品質之確認，目前需全數檢查、但檢查方法尚未十分確定。為確保製品的品質，有必要請第三者機關檢驗。

4.3 隔震結構的技術規範

4.3.1 設計方法

日本建築基準法對於建築物之設計方法可分成三種如下：

1. 依據技術基準規定之方法

只有 4 號建築物不需進行結構計算(4 號建築物:樓層數 1, 樓板面積 200 m²)。

2. 依據告示之極限耐力法或同等以上的結構計算方法

建築物高度在 60 m 以下必須進依照此方法進行結構計算

3. 國土交通省大臣的認定方法

建築物高度超過 60 m 以上，必須獲得國土交通省大臣的審核認定通過

隔震建物之設計方法亦可以依據上述三種方式。隔震建築物相關告示之結構計算流程如圖 4.3.1.1 所示。

三個設計方法於告示第 2009 號中規定，其主要內容如下所示。

4.3.1 地盤相關的調查

一、方法 1 之設計（仕様規定）

地耐力必須在 50 kN/m² 以上。

二、方法 2 之設計（告示之結構計算、反應譜分析）

為求加速度之增幅率 G_s 、實施標準貫入試驗、確認工學基盤以上地盤之 N 值、密度、土質、堆積年代等。(依照建物規模大小，可以用鄰近地盤的資料取代)
 三、方法 3 之設計 (動力歷時分析)

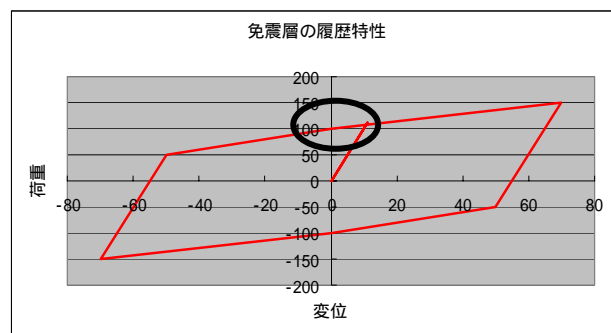
實施標準貫入試驗、PS 檢層、常時微動、各種土壤試驗等。(以基地內調查為原則)

4.3.2 方法 1 之主要技術基準

1. 地耐力 50kN/m^2 (5t/m^2) 以上
2. 基礎為樁基礎或筏式基礎
3. 基地為第 1 種地盤或不會產生液化的第 2 種地盤
4. 杭構法は、平 12 建告第 1347 號第 1 第 2 項第 3 號による
5. 筏式基礎的底盤必須有厚度 25cm 以上之 RC 版
6. 基礎必須深入地表 15cm 以上且在冰雪凍結深度以上
7. 設備、隔震構材必須能夠檢查
8. 設置排水口等以避免隔震層浸水
9. 最下層之樓板必須為 18cm 以上之 RC 樓板
10. 隔震構材之配置，建築面積 15m^2 須配置 1 組以上，且須均勻配置
11. 平面配置之縱橫比須在 4 以下之規則形狀
12. 立面配置須為長方形等安定之形狀
13. 如倉庫等，其活載重常有變動之用途者不適用此方法
14. 隔震層之設計極限變位須在 35cm 以上
15. 隔震層之隔震淨空間須有 50cm 以上
16. 隔震構材在設計極限變位時，其阻尼比須在 20% 以上
17. 隔震材料須使用通過認證之隔震材料
18. 隔震層的降伏剪力/建築面積之值須在下表範圍內

木造、鋼骨等重量輕之 1 樓建築物	木造、鋼骨等重量輕之 2 樓建築物	其他建築物
0.22~0.36	0.29~0.49	0.34~0.58

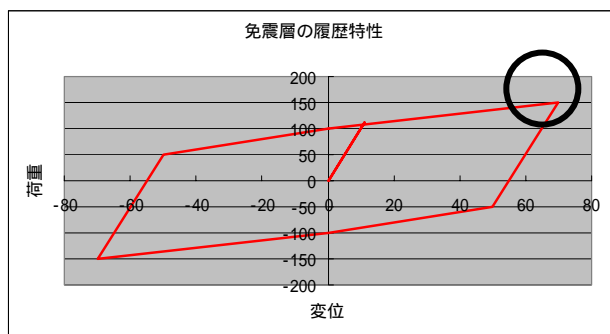
* 降伏剪力係數在 0.03~0.05 範圍內



19. 隔震層的最大剪力/建築面積之值須在下表範圍內

木造、鋼骨等重量輕之 1樓建築物	木造、鋼骨等重量輕之 2樓建築物	其他建築物
0.72~1.09	0.98~1.47	1.17~1.75

* 隔震層的最大剪力係數在 0.10~0.15 範圍內



4.3.3 方法 2 之主要技術基準

一、適用條件

1. 建築物的高度須在 60m 以下。
2. 基地為第 1 種地盤或不會產生液化的第 2 種地盤。
3. 隔震層的位置須在基礎上面或周圍有土圧作用的地下樓層上面。
4. 利用反應譜分析法求得反應層剪力係數所對應的地震力作用下，上部結構的各構材須控制在容許應力範圍內，上部結構的層間變位角須控制在 1/300 以下（高度 13m 以下・屋簷高度 9m 以下者控制在 1/200 以下）。
5. 隔震建築物的隔震淨空間必須為隔震層的反應變位再加上 20cm（若此部份作為通行之用則須加 80cm）以上。
6. 1 樓的樓板（隔震層上面之樓板）RC 樓板的厚度若沒有達 18cm 以上時，地震力除外，須依建築基準法施行令第 82 條之 6 所示進行「極限耐力計算」（1.4 倍的積雪荷重及 1.6 倍的風荷重時材料強度安全性之確認）。
7. 隔震層之設計必須考慮點檢的實施空間、隔震材料之設計必須考慮可以抽換。

二、結構計算流程

方法 2 之結構計算流程，如圖 4.3.1.2 所示。其中地震相關檢驗流程如圖 4.3.1.3 所示。

4.3.4 方法 3 之主要技術基準

一、目標性能之設定

1. 對於較少發生之地震
 - (1) 防止之損傷
 - (2) 上部結構的層間變位角 1/200 以下
 - (3) 各構材須控制在短期容許應力範圍以下
2. 對於極少發生之地震
 - (1) 傾倒、崩塌之防止
 - (2) 各構材控制在彈性耐力（極限耐力）以下
 - (3) 隔震裝置控制在性能保證變形（極限變形）以下

(4)隔震裝置不可以受到拉力作用

二、地震活動之調查

- 1.對於建設地過去地震發生的狀況及周圍活斷層影響之調查。
- 2.反應分析所使用之地震波強度之檢討。
- 3.告示之反應譜是否過大或過小？

三、設計用輸入地震波之製作

1.觀測記錄地震波(3個以上)調整最大速度，Level1：25kine；Level2：50kine
EL-CENTRO NS(1952年)、TAFT EW(1940年)、HACHINOHE NS(1968年)

2.告示波(3個以上)

- 依據告示地震波之加速度反應譜特性，於工學基盤上作成地震波、再適切地考慮淺層土層(地盤)的增幅放大效應後，求得工址地表面(輸入位置)的地震波。考慮相位特性採用亂數，JMA-KOBE NS(1995年內陸直下型)HACHINOHE NS(1968年海溝型)等3波

3.模擬地震波(工址波，依實際重要用途而定)

- 從震源的參數等模擬斷層，考慮從震源開始之阻尼效應，於基地的地震基盤上作成地震波，再適切地考慮淺層土層的增幅放大效應後，求得工址地表面(輸入位置)的地震波。模擬地震波作成概念及流程如圖 4.3.1.4~圖 4.3.1.5。

4.建物構架的彈塑性特性

建築物各樓層的遲滯特性，係將建築物的 X、Y 各個方向利用荷重增分法(Push-Over)，求得各樓層的層剪力(Q)-層間位移(δ)關係曲線，如圖 4.3.1.6 所示。再利用等價面積的換算方法，將(Q)-(δ)關係模擬成三折線模型。

5.地震反應分析

- (1)以質點系統分析為原則
- (2)分析扭轉振動模態
- (3)扭轉振動的影響較大時，則必須進行擬似立體解析
- (4)二方向地震波輸入分析(或 45° 方向輸入)之檢討
- (5)水平、上下地震動同時性之檢討
- (6)對較長較大建物地震波相位差輸入之檢討
- (7)較長之樁基礎必須檢討基礎與土壤互制作用

日本隔震建築物動力歷時分析流程如圖 4.3.1.7 所示

結構分析時，為確實反應工址的振動反應情形，大多以有限元素分析法模擬結構與土壤的互制行為如圖 4.3.1.8 所示，用有限元素分析法雖然分析模型較複雜計算時間較久，卻可較準確地模擬工址建築物受地震力作用下與土壤互制的振動情形，進一步可以瞭解地盤的受力情況。

有限元素分析法可避免彈簧元素模式(如圖 4.3.1.9)及修正 Penzien 模型(如圖 4.3.1.10)，因為模擬過於簡單，而無法精確求得土壤與結構互制之問題。

4.3.2 設計審查

1. 設計方法 1 之審查

提出滿足前項技術基準之檢查表，經由地方或中央各級政府建築主管機關審查核可。方法 1 所使用之隔震構材須通過國土交通省大臣認定。

2. 設計方法 2 之審查

提出前述極限耐力計算書，經由地方或中央各級政府建築主管機關審查核可。方法 2 所使用之隔震構材須通過國土交通省大臣的認定。

3. 設計方法 3 之審查

設計方法 3 須經過國土交通省大臣之審查評定核可。方法 3 所使用之隔震構材亦須使用通過國土交通省大臣的認定。

4.3.3 隔震構材之規定

現在日本隔震構造建築物所使用之隔震構材(隔震構件)已被認定為建築指定材料，亦即隔震材料只要滿足某些相關必要的特性規範，經國土交通省大臣之審查、認定後即可被使用。

建築指定材料係指使用在建築物的安全上、防火上以及衛生上等重要部分之建築材料，且經國土交通省大臣之指定。所謂指定建築材料，必須滿足下列其中一項之要求：

(a)符合國土交通省大臣指定適合的日本工業規格(JIS)或日本農林規格(JAS)。

(b)符合國土交通省大臣所認定的品質相關技術的基準。

日本工業規格、日本農林規格中並未指定隔震材料；所以所有的隔震材料都必須通過國土交通省大臣所頒定品質相關技術基準之審定。

隔震材料包括：支撐荷重之支承材料、衰減振動之阻尼材料、使建築物回到原來位置之復原材料。除上述材料外，考慮防範風力對建築物之影響的控制設備亦為隔震材料之範圍。

國土交通省大臣頒定隔震材料之品質相關技術基準為告示第 2010 號，其內容大致如下所示。

(1)隔震材料的構成。

(2)各部位之形狀、尺寸以及尺寸精度之基準值。

各部位之形狀及尺寸，任何部位都能使用精度計測機器測定其精度。

(3)水平方向的極限應變或極限變形之基準值及該極限應變或極限變形的水平荷重遲滯圈。還有關於流體系之阻尼材、其極限速度的基準值。

(4)壓縮極限強度、鉛直剛性以及拉力極限強度之基準值。

(5)水平方向之一次剛性、二次剛性與荷重軸交點之荷重（以下稱為 Qd）以及降伏荷重、有效剛性以及有效粘性阻尼比等必要的基準值（具有阻尼材功能之支承材，其阻尼材之性能可分開考慮其對應之基準值）以及對其基準值之誤差範圍基準值。

(6)滑動系及滾動系之支承材，其滑動摩擦係數及滾動摩擦係數的基準值及對其基準值之誤差範圍基準。

(7)彈塑性系以及摩擦系的阻尼材，其一次剛性、二次剛性、降伏荷重及有效阻尼

比的基準值。

(8)流體系的阻尼材，其抵抗力及有效阻尼粘性係數的基準值。

(9)粘彈性系的阻尼材，其彈性剛性及有效粘性阻尼係數的基準值。

(10)若支承材及阻尼材具有溫度變化以及經年變化，其會產生水平剛性及阻尼性能的變化率或其他使用環境條件的影響所造成各種性能的變化率之基準值。但各環境因素所造成的性能變化小到可忽略的情況時，不受此限。

(11)防鏽或其他各種必要措施以維持其性能的相關基準。

4.3.4 施工管理及維持管理

1. 施工管理

(1) 施工現場的品質管理

施工者必須瞭解設計者的品質要求及訂定品質管理目標，據此擬定施工管理計畫。一般施工現場的品質管理流程如圖 4.3.4.1 所示。

(2) 施工現場的品質管理體制

隔震建物施工現場的管理體制如圖 4.3.4.2 所示。

施工承包商在進行隔震工程時、應設置具有充分隔震結構相關知識的「隔震工事責任者」來監督掌握隔震工程。隔震工事責任者最好是由具有日本免震構造協會所頒定「免震部建築施行管理技術者」資格的人員擔任。

「免震部建築施行管理技術者」係由(財團法人)日本免震構造協會所授與的資格，必須先經過隔震工程全盤性相關知識之審查確認，合格後再授與此資格。

日本現行之隔震工程的有關施工管理文件如圖 4.3.4.3 所示。

2. 維持管理

隔震裝置剛開始時，因為沒有使用的實績亦沒有隔震性能經年變化實績與資料，所以如圖 4.3.4.4 所示，建物管理者、設計者與施工者聯合起來成立檢查組織，進行定期檢查，值得一提的是大地震發生後的「臨時檢查」是有必要的。

目前日本隔震工程實績增加，隔震裝置已使用 15 年以上，經過性能經年變化之測試實證，其經年變化之影響性能相當小，日本最近正針對減少維持管理的檢查項目進行檢討。

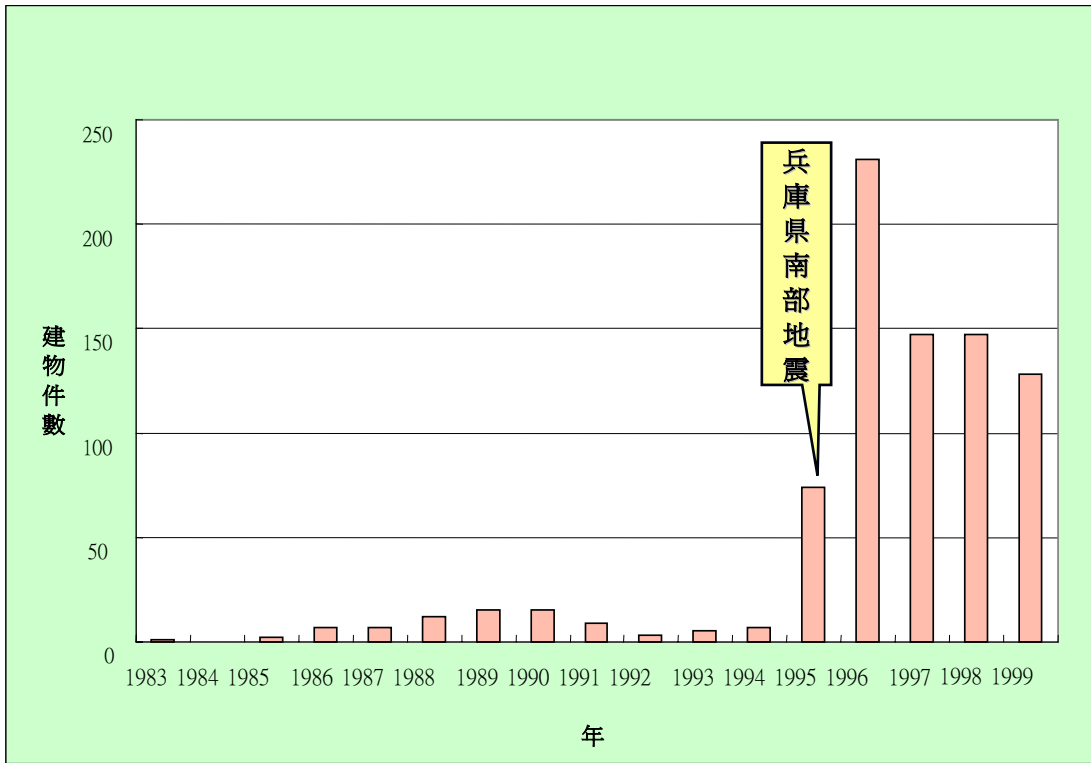


圖 4.1.1 日本隔震建物年份統計棟數(1999 年 12 月止)

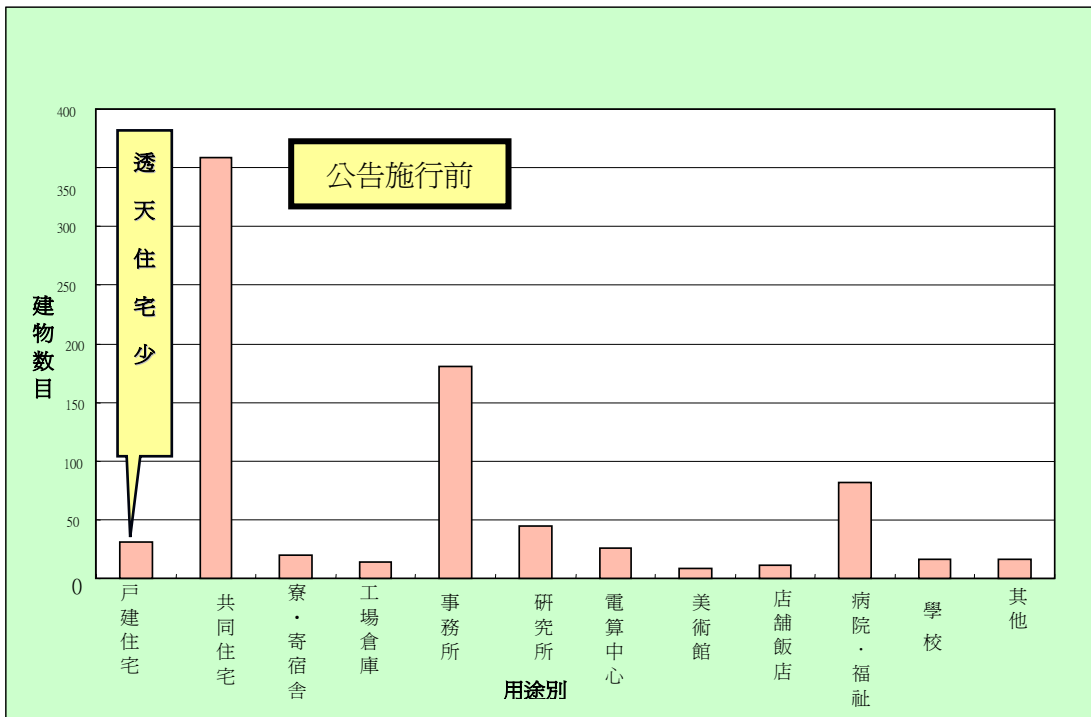
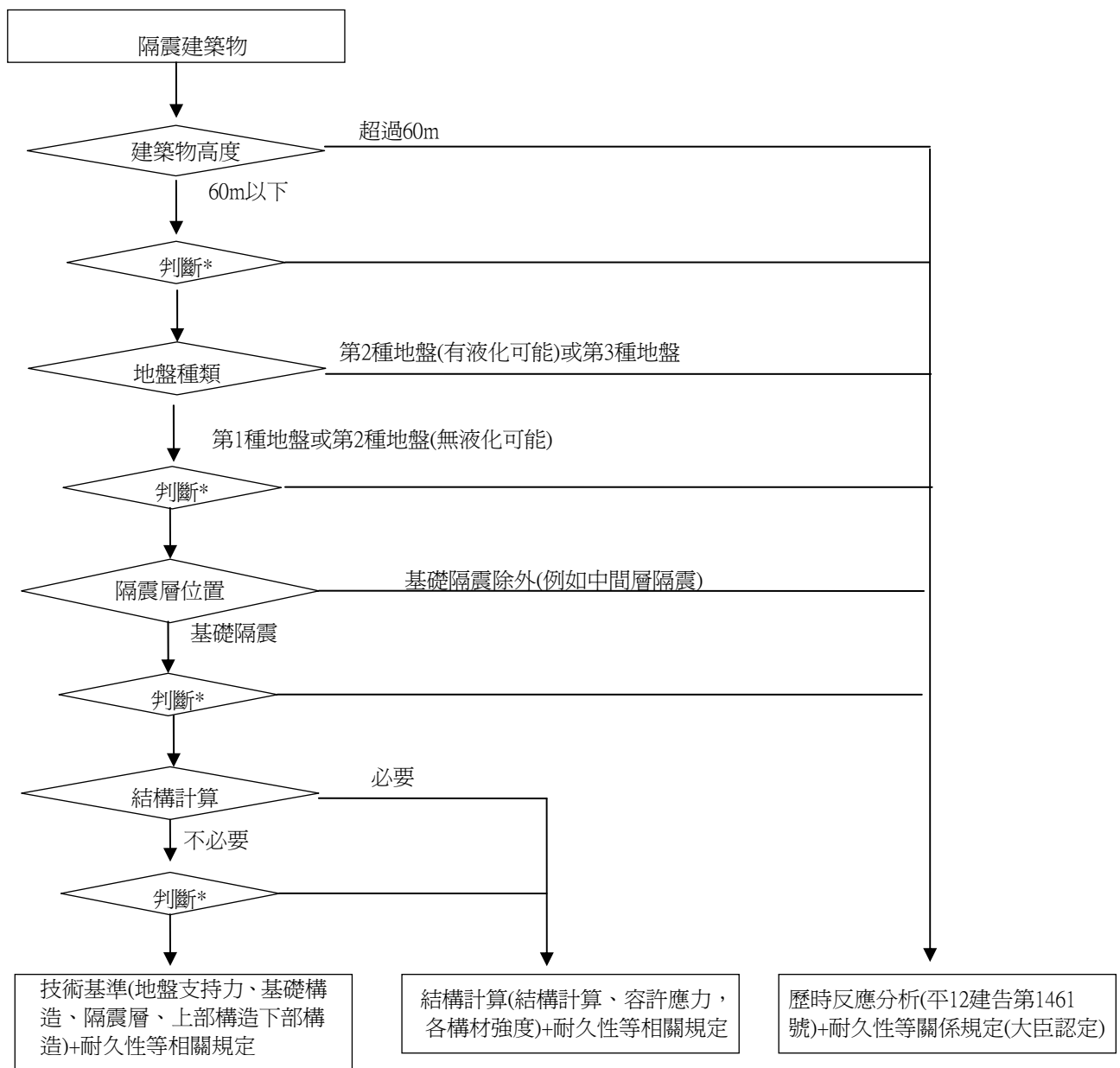


圖 4.1.2 日本隔震建物用途區分統計棟數(1999 年 12 月止)



*判斷：設計者針對設計規範之判斷.例如高60M以下第1種地盤的建築物，隔震設計之詳細檢討是否需選擇作歷時反應分析

圖4.3.1.1 日本隔震建築物的設計方法選擇流程

1. 隔震層之確認及隔震各構材之選定

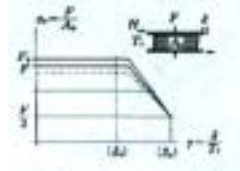
隔震層位置確認
 1. 上下層有樓板架構
 2. 最底層下方或剛性地下層之上方

隔震層各構材之選定及設置
 1. 隔震各構材(積層橡膠.滑動支承等)選定
 (指定建築材料:具有垂直性能、水平性能、極限性能等基準值)

垂直基準強度

$$F=f(\delta)$$

$$\therefore F \leq 0.9Fu$$



2. 斷面檢討

針對地震外之荷重時，上下部結構斷面性能之確認(1)
 1. 上下部結構之應力計算
 2. 各構件斷面之應力分析
 3. 容許應力以下之確認

3. 隔震層復原力特性設定

隔震層復原力特性設定
 1. 選定的支承材.復原材其復原力特性之總合
 2. 選定阻尼材其復原力特性之總合
 3. 隔震層復原力特性之設定



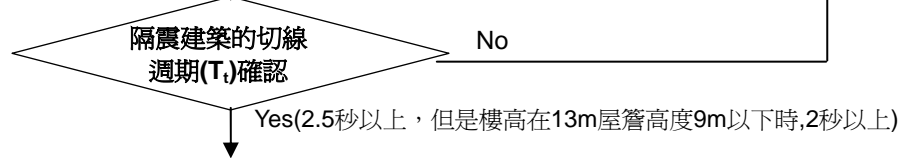
4. 隔震層之變位及地震力計算

隔震層的層間變位及地震力計算
 1. 設計極限變形點($\delta_s \leq \beta \cdot \delta_u$)設計週期(T_s)之計算
 2. 彈塑性系組尼材(或流體系組尼材)有效黏性組尼比之計算(δ_s 點)
 3. 加速度低減率(F_h)之計算(基準 $h=0.05$)
 4. 地盤增幅係數(G_s)計算(地盤N值或S波的速度 $T_1 \cdot G_{s1} \cdot G_b$)
 5. 隔震層地震力計算($Q=5.12M \cdot F_h \cdot Z \cdot G_s/T_s$)

5. 隔震層性能確認

結構性能確認
 1. 地震力除以有效剛性算出層間變位(反應變位 $\delta_r = 1.1 \alpha \delta$)
 2. 隔震層的偏心率0.03以內
 3. 組尼材其負擔剪力之層剪力係數(μ)0.03以上

6. 切線週期的確認



地震荷重時，上部結構的斷面性能確認(2)
 1. 地震層剪力(C_n)時構架應力計算
 2. 各構件斷面之應力分析
 3. 容許應力以下之確認
 4. 各層間變位角確認(1/300，但是樓高13m以上屋簷高9m下時1/200)

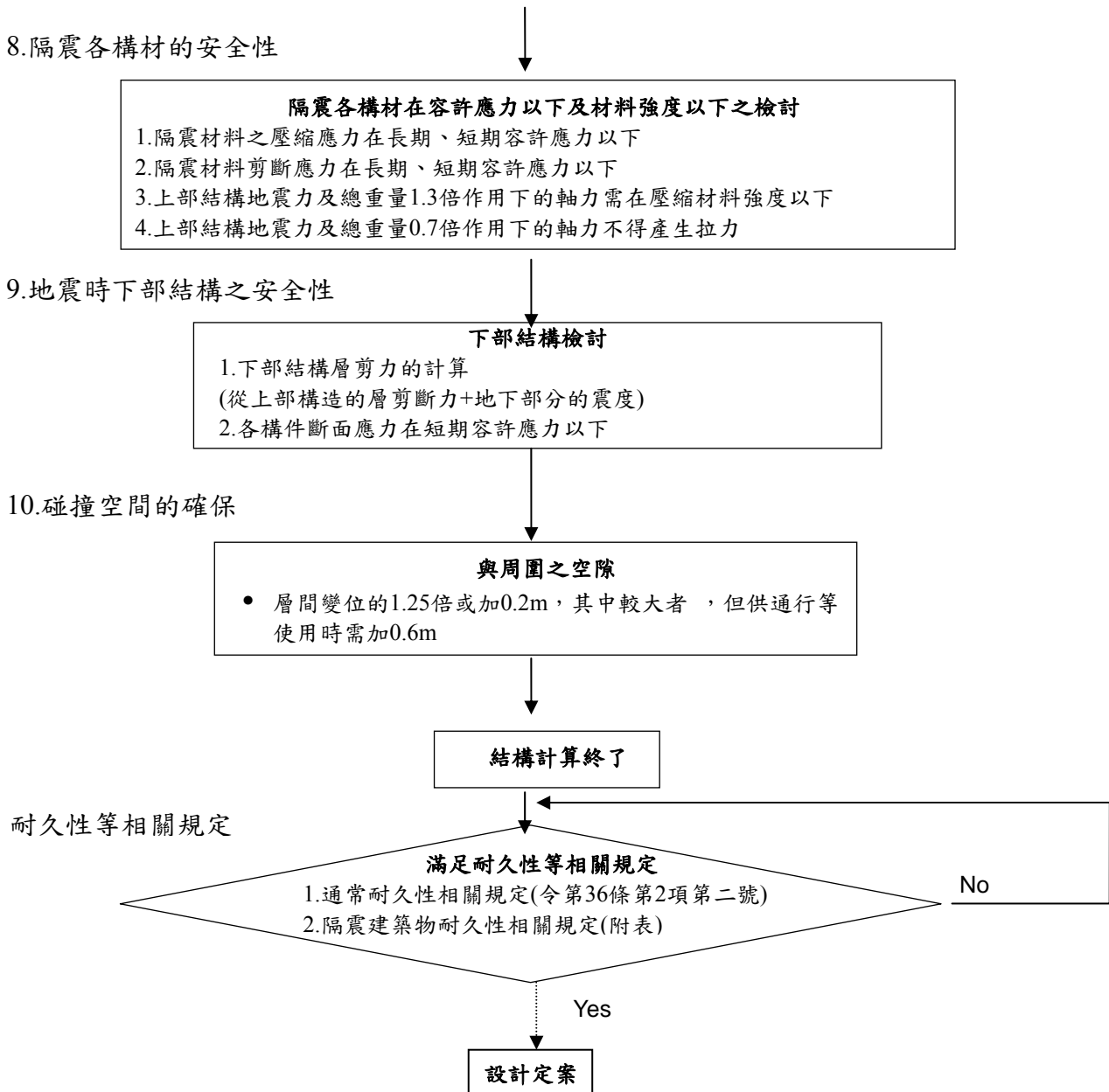
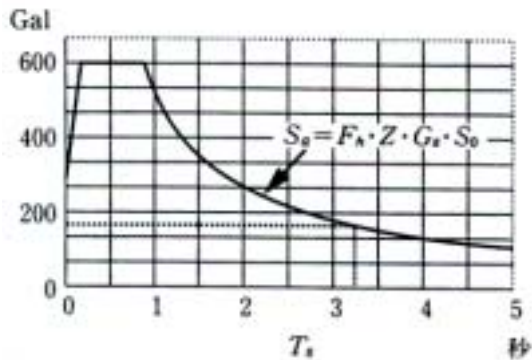


圖4.3.1.2 日本隔震建築物的結構計算流程(公告方法)

附表

<p>隔震建築物的耐久性相關規定</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 隔震層的高度、隔震材料等有無故障 2. 隔震材料本體力量的傳遞 3. 隔震材料需設在容易檢查及檢修的位置 4. 於較容易看到的地方需標示隔震建築物 5. 積雪時隔震建築物的變位不可有妨礙 6. 必要時，隔震材料為可更換之構造 7. 隔震層進水時避免隔震材料浸水 8. 基礎底部需為第一種地盤及第二種地盤(地震時不會液化) 9. 隔震材料與上下部結構需緊密接合 10. 設置於地下層時不會產生側向偏土壓 (若採用歷時反應分析，則可不考慮8~10項)



加速度反應值的評估

反應變位 δ (重心位置)

$$\delta = Q/K = M \cdot S_a / K$$

$$S_a = F_h \cdot Z \cdot G_s \cdot S_0$$

隔震層反應變位 δ_r 的評估

(考慮特性值的變動和扭轉)

上部結構物設計層剪力 Q_{ri} 的評估

(考慮剛性變動)



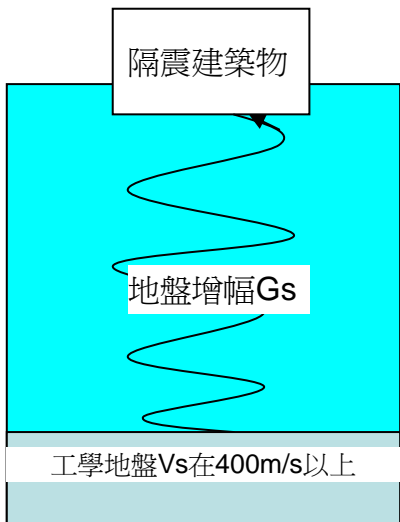
<結果的判定>

隔震層的變位: $\delta_r \leq \delta_s$ 的評估

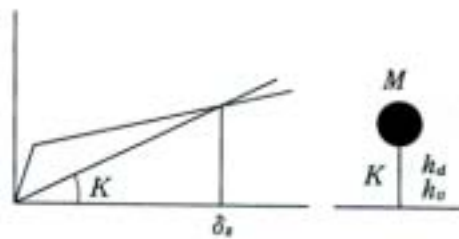
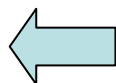
隔震材料的耐力檢驗

上部結構及下部結構:

Q_{ri} 時容許應力設計



參考:地震輸入概念圖



1自由度=上部結構1質點
+隔震層彈簧、阻尼特性

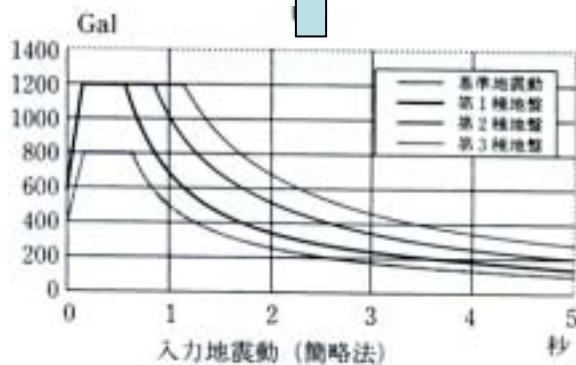
||

設計極限變位 δ_s

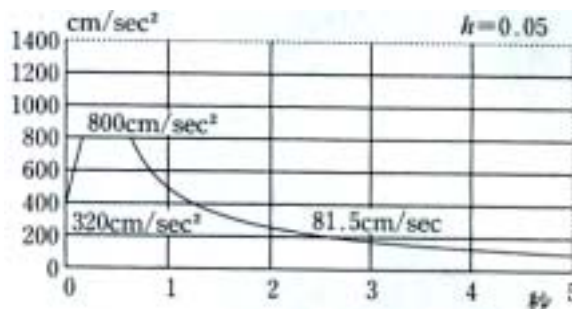
$$\text{設計極限固有週期 } T_s = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

阻尼之加速度低減率

$$F_h = 1.5 / (1 + 10(h_d + h_u))$$



地盤增幅 G_s · 精算法:考慮地盤非線性
· 簡略法:依據地盤種類



工學基盤上的基準地震反應譜 S_0
大地震加速度反應譜: $Z \cdot S_0$
Z:地區係數

Start

圖4.3.1.3 地震相關檢驗流程

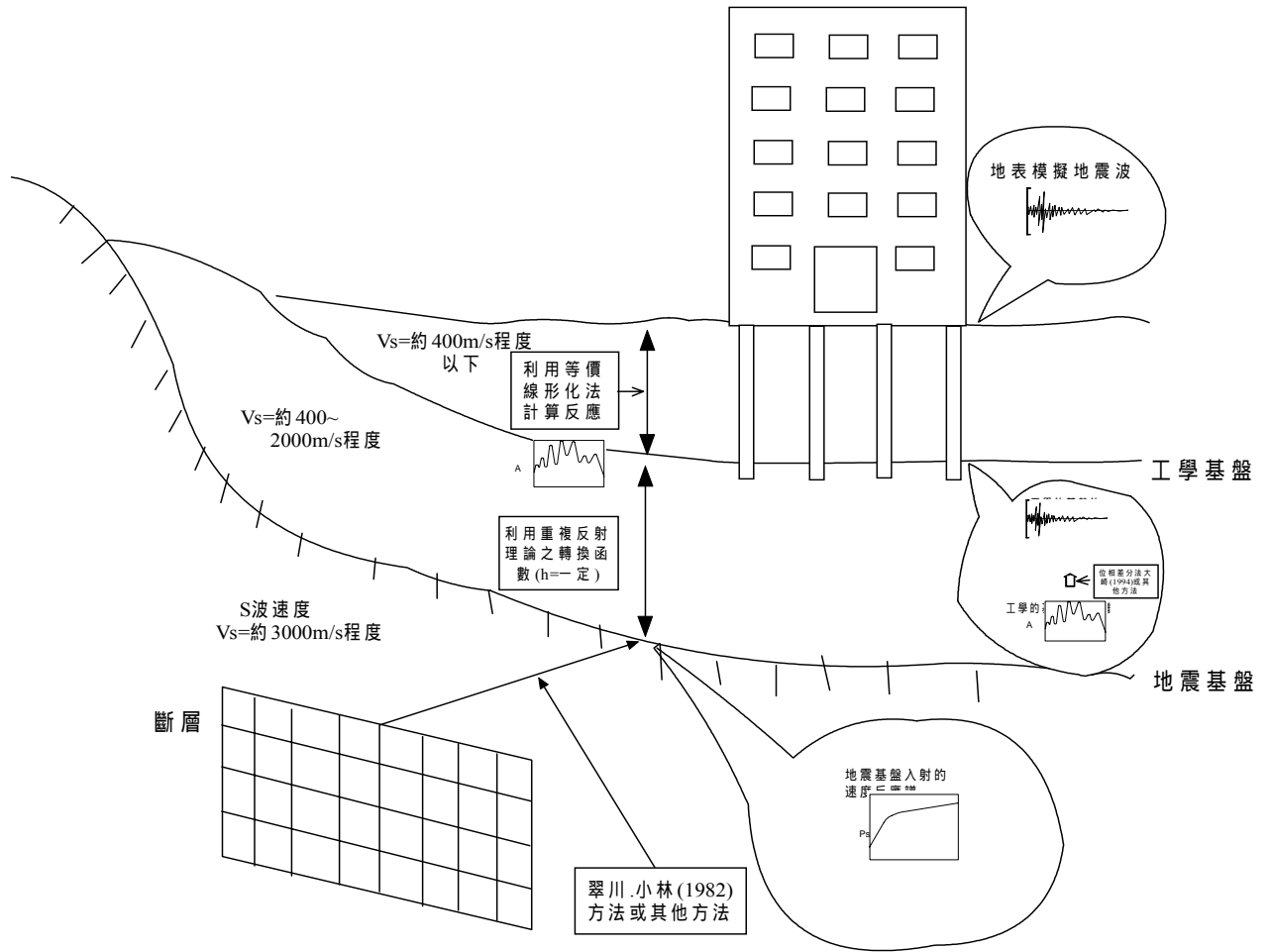


圖4.1.3.4 人工模擬地震波之概念

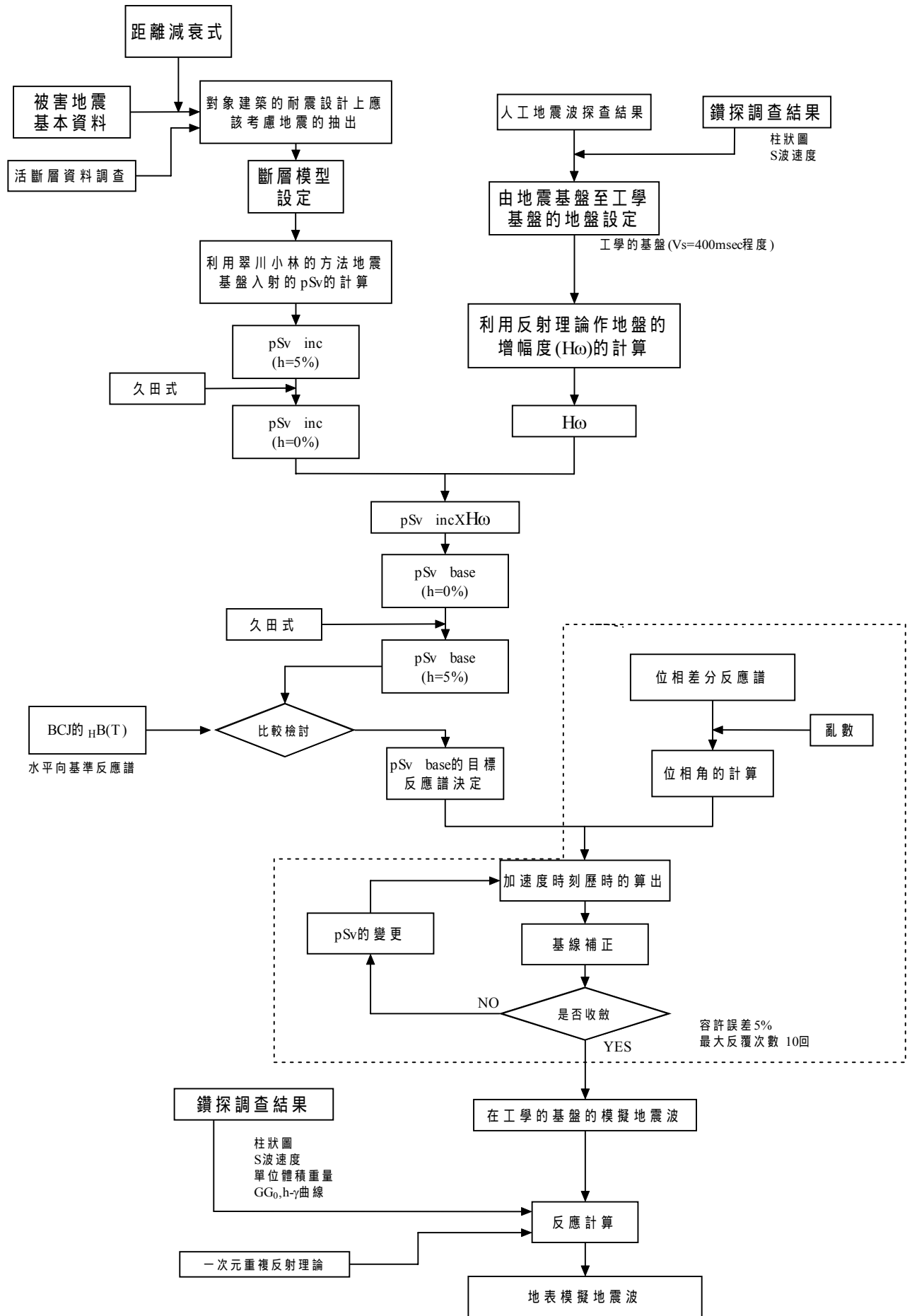


圖 4.3.1.5 人工模擬地震波作成的流程

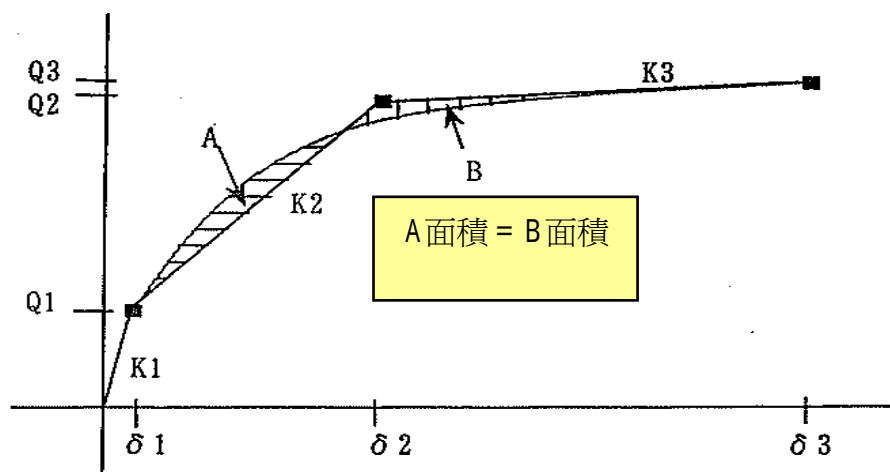


圖4.3.1.6 層剪力(Q)-層間位移(δ)之關係

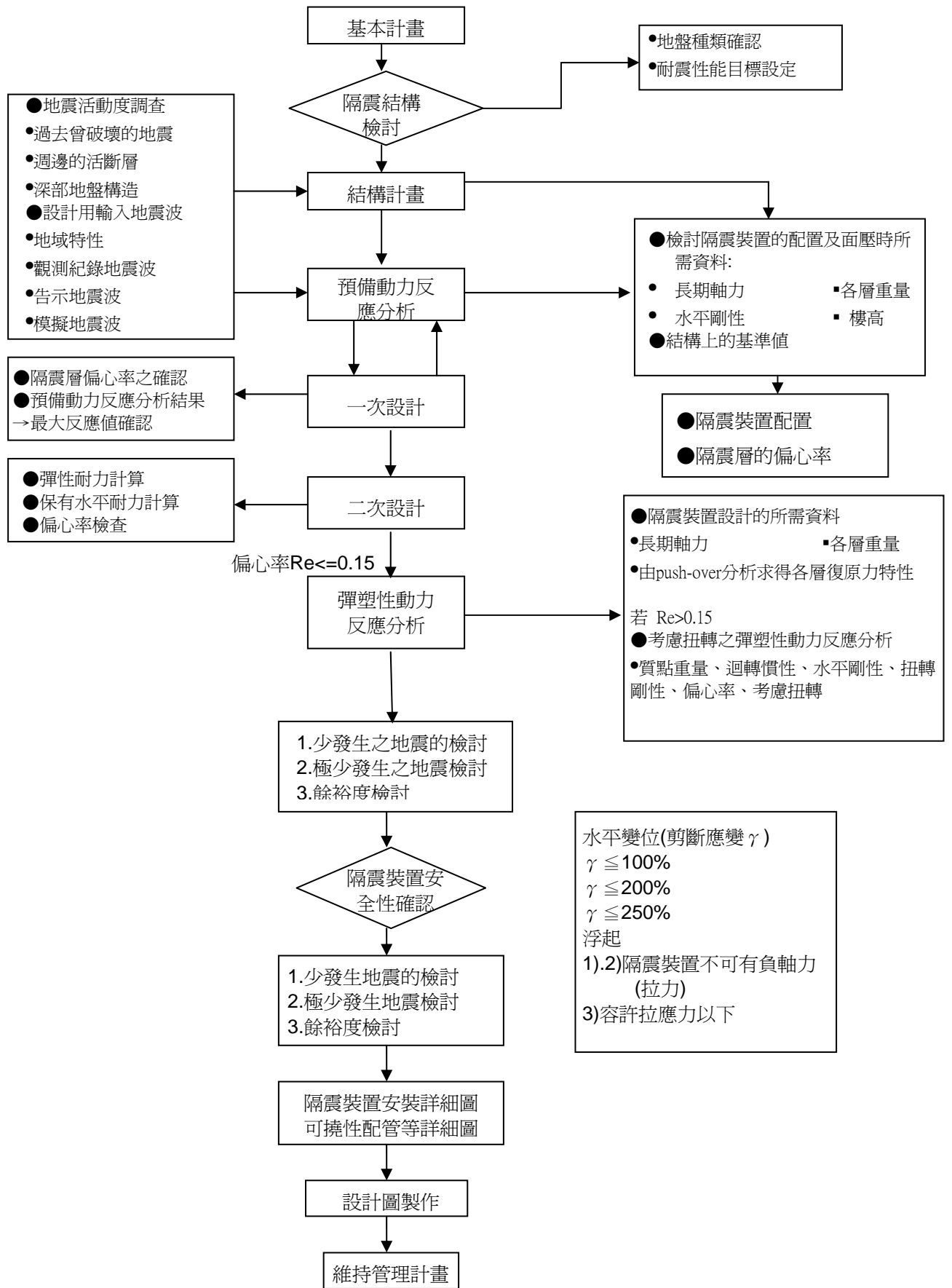


圖 4.3.1.7 日本隔震建物動力歷時分析流程

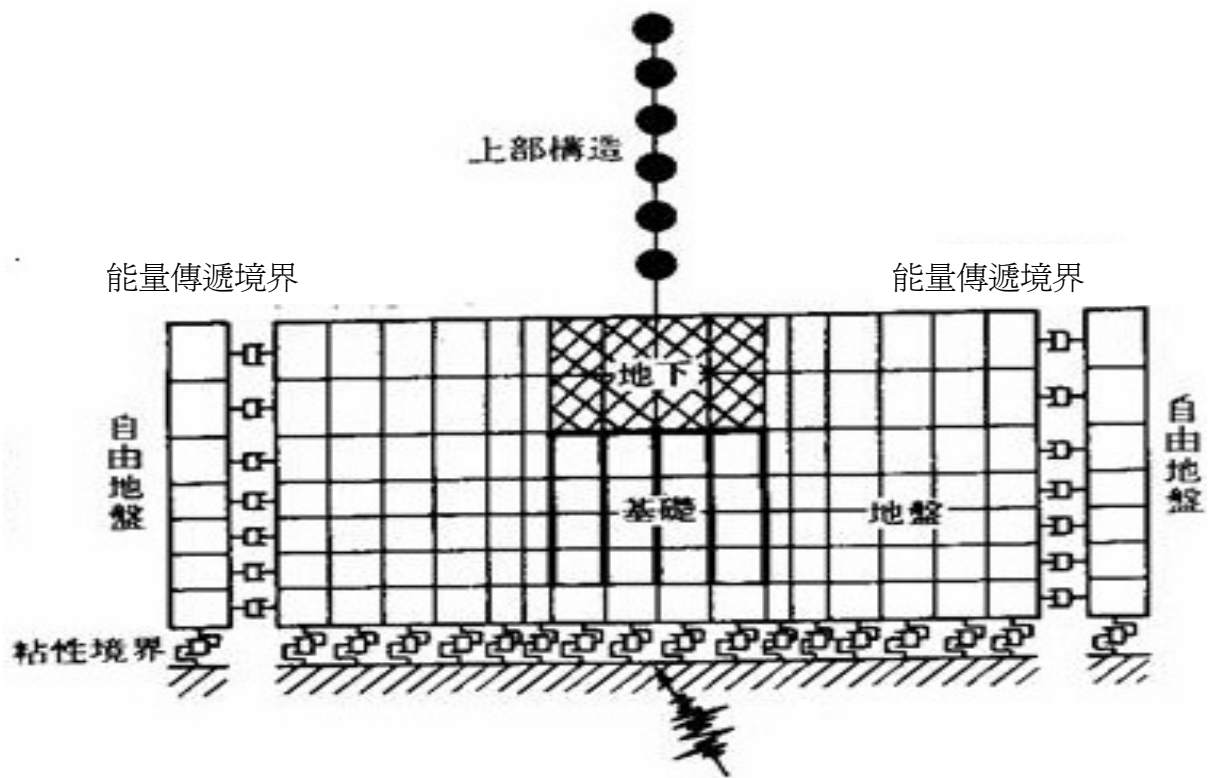


圖4.3.1.8. 有限元素(FEM)分析法示意圖

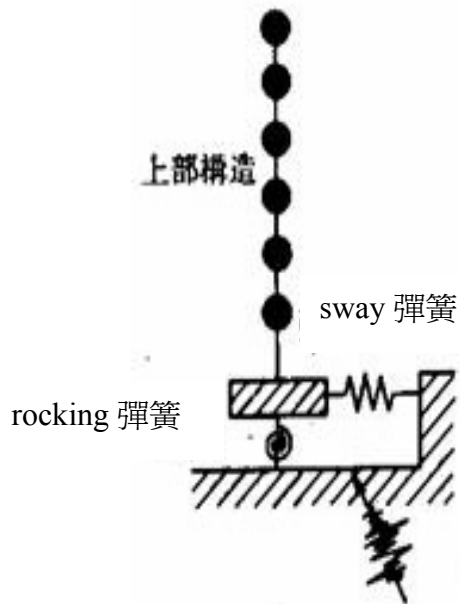


圖4.3.1.9. 彈簧元素模式(S-R)分析法示意圖 (以往使用簡略方法)

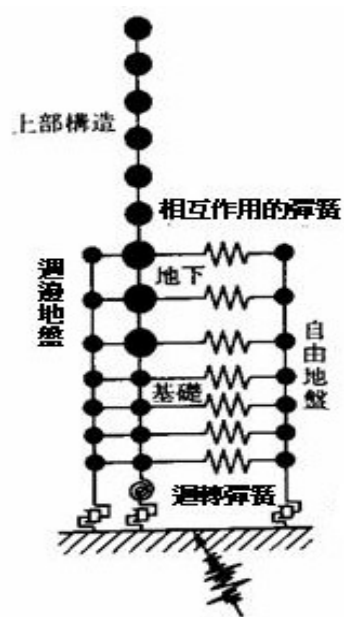


圖4.3.1.10 修正Penzic分析法示意圖

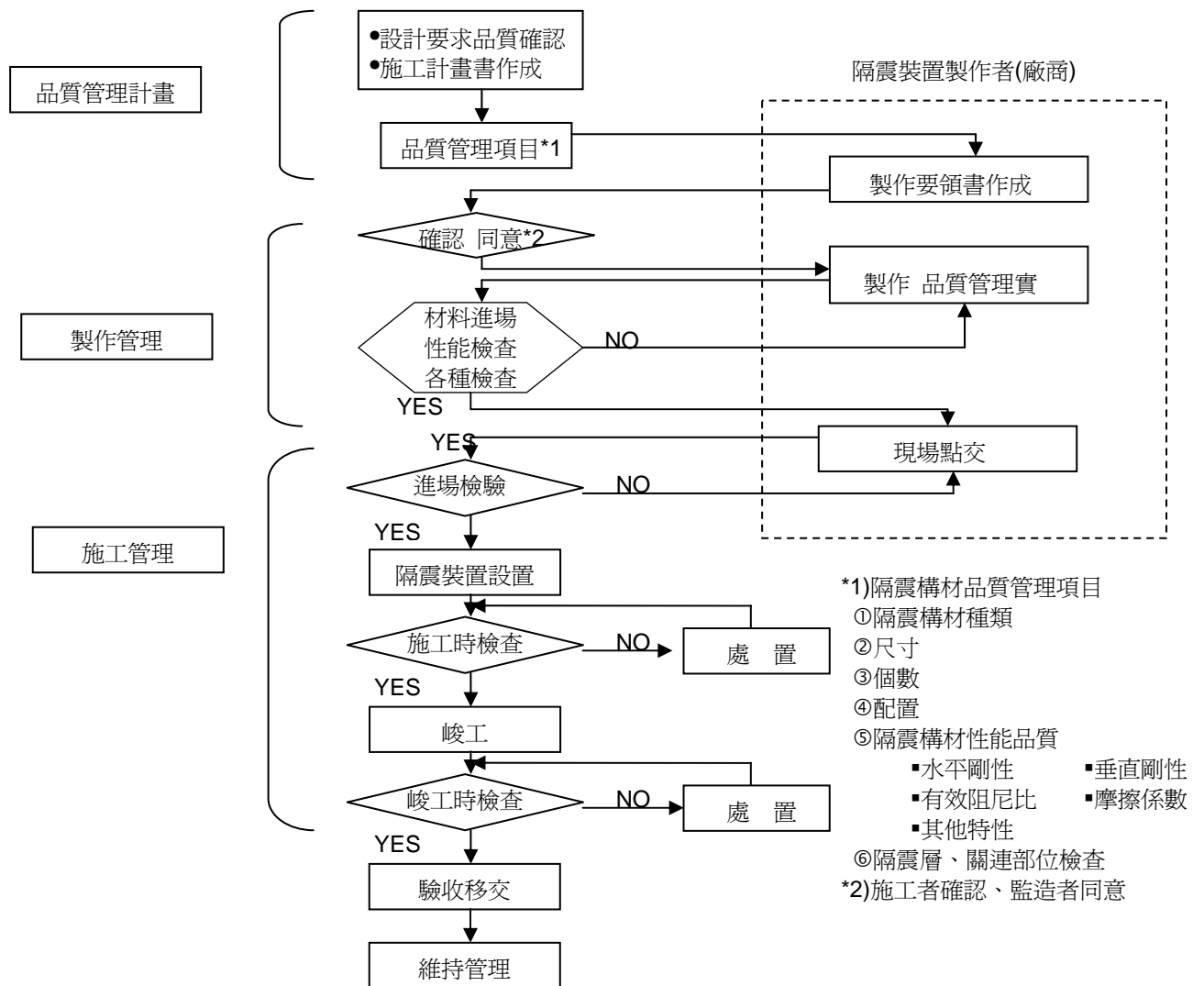


圖4.3.4.1 隔震建築物品質管理流程

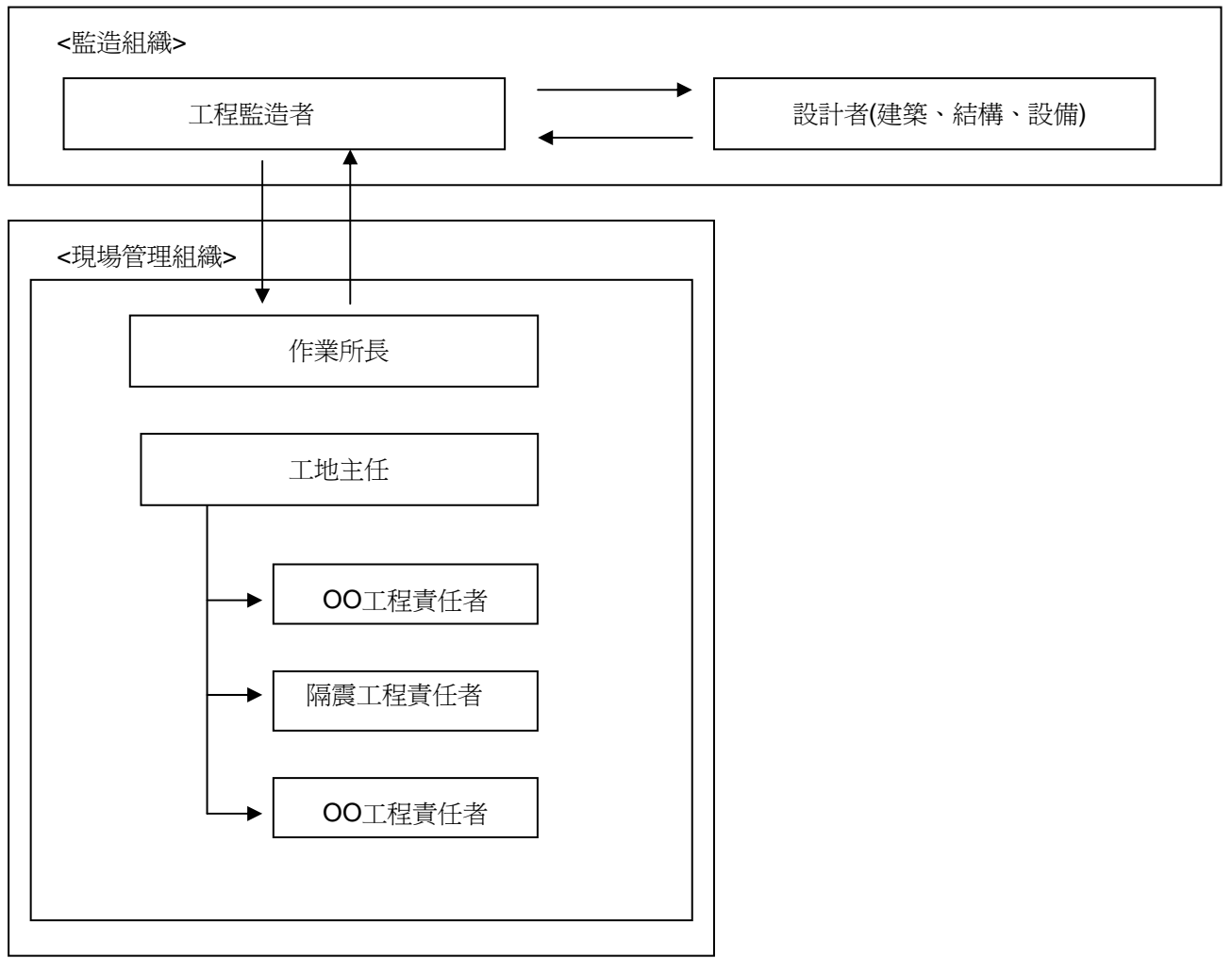
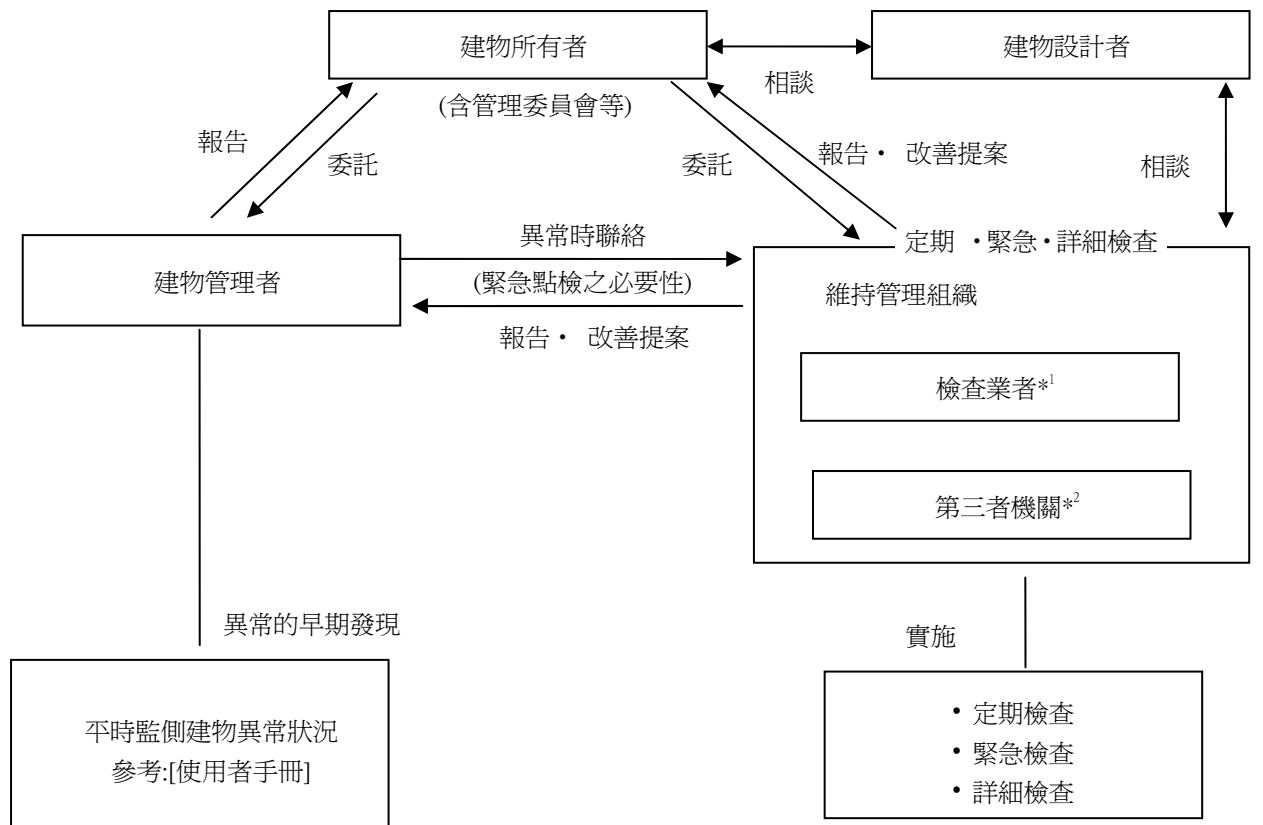


圖4.3.4.2品質管理體制

管理書類名稱	工程監造者	施工者	製作者 (廠商)
○隔震工程施工計畫書	同意	◎	-
○隔震構材設置要領書	同意	◎	-
○隔震構材製作檢查要領書 •隔震器 •阻尼器 •基礎錨定板	同意	確認	◎
○隔震構材製作管理報告書 •隔震器 •阻尼器 •基礎錨定板	同意	確認	◎
○隔震構材性能檢查報告書 •隔震器 •阻尼器	同意	確認	◎
○設備配管接頭 •主要尺寸檢查報告書 •性能檢查報告書	同意	確認	◎
○伸縮接頭 •主要尺寸檢查報告書 •性能檢查報告書	同意	確認	◎
○隔震施工時檢查報告書	同意	◎	-
○隔震完工檢查報告書	同意	◎	-

◎書類作成資料提出之義務

圖4.3.4.3 施工管理文件一覽



*1:(社)日本免震構造協會認定的資格技術者
 *2:(社)日本免震構造協會等

圖4.3.4.4 維持管理組織

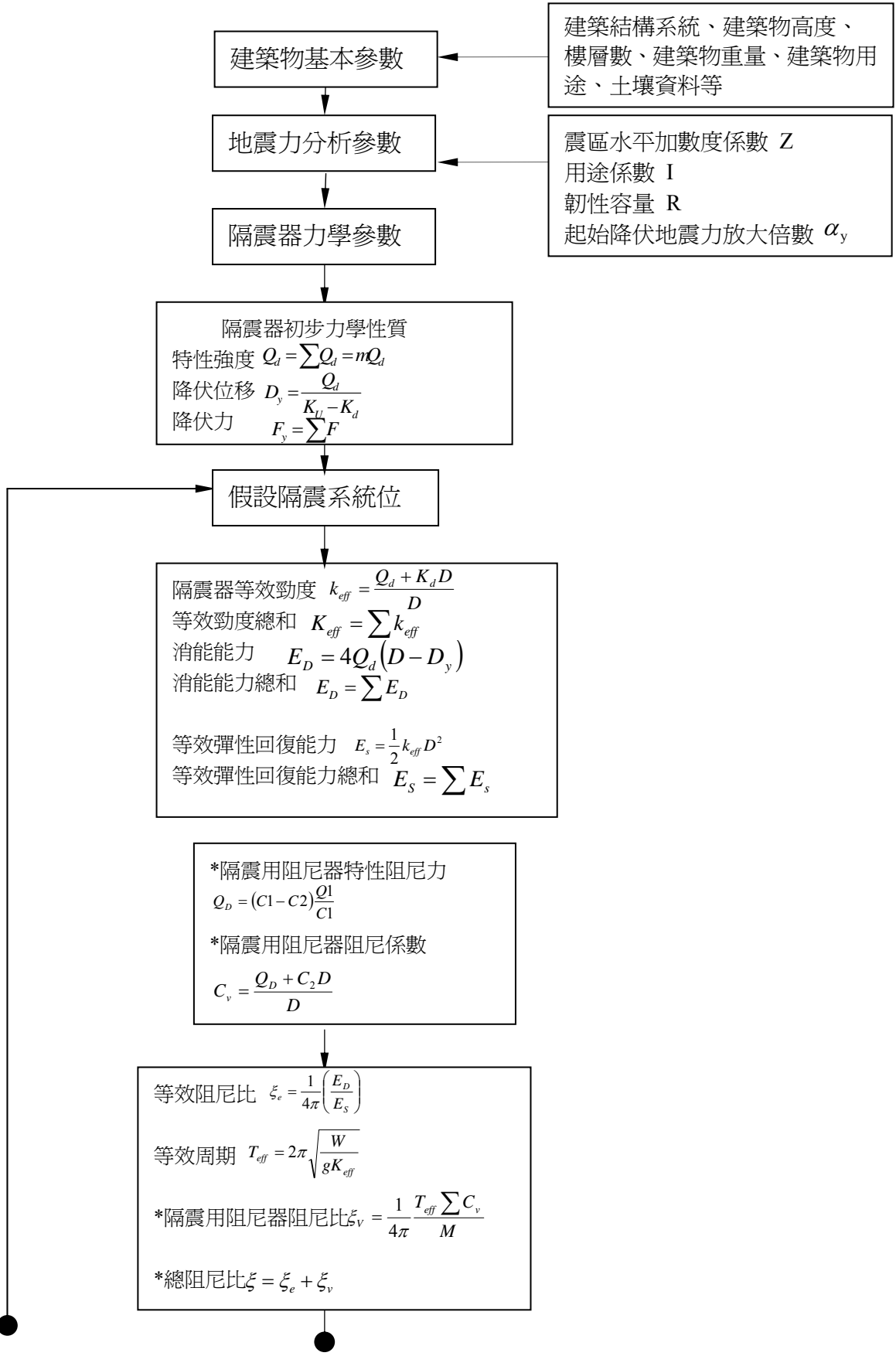
第五章 我國與日本現行隔制震相關 技術規範之探討

5.1 我國與日本隔震設計規範比較檢討

5.1.1 靜力分析內容比較

1.我國隔震結構靜力分析流程

以下靜力分析流程主要依據我國「建築物隔震設計規範」(中華民國九十一年四月版)，其中值得一提的事，於流程中特別加入速度相依型隔震用阻尼器，其分析模式乃參考日本隔震設計規範，針對我國與日本規範上應用的原則，融入分析流程之中。分析流程如下表所示，其中打”*”者，即為速度相依型隔震用阻尼器。



建築物基本參數

建築結構系統、建築物高度、樓層數、建築物重量、建築物用途、土壤資料等

地震力分析參數

震區水平加數度係數 Z
用途係數 I
韌性容量 R
起始降伏地震力放大倍數 α_y

隔震器力學參數

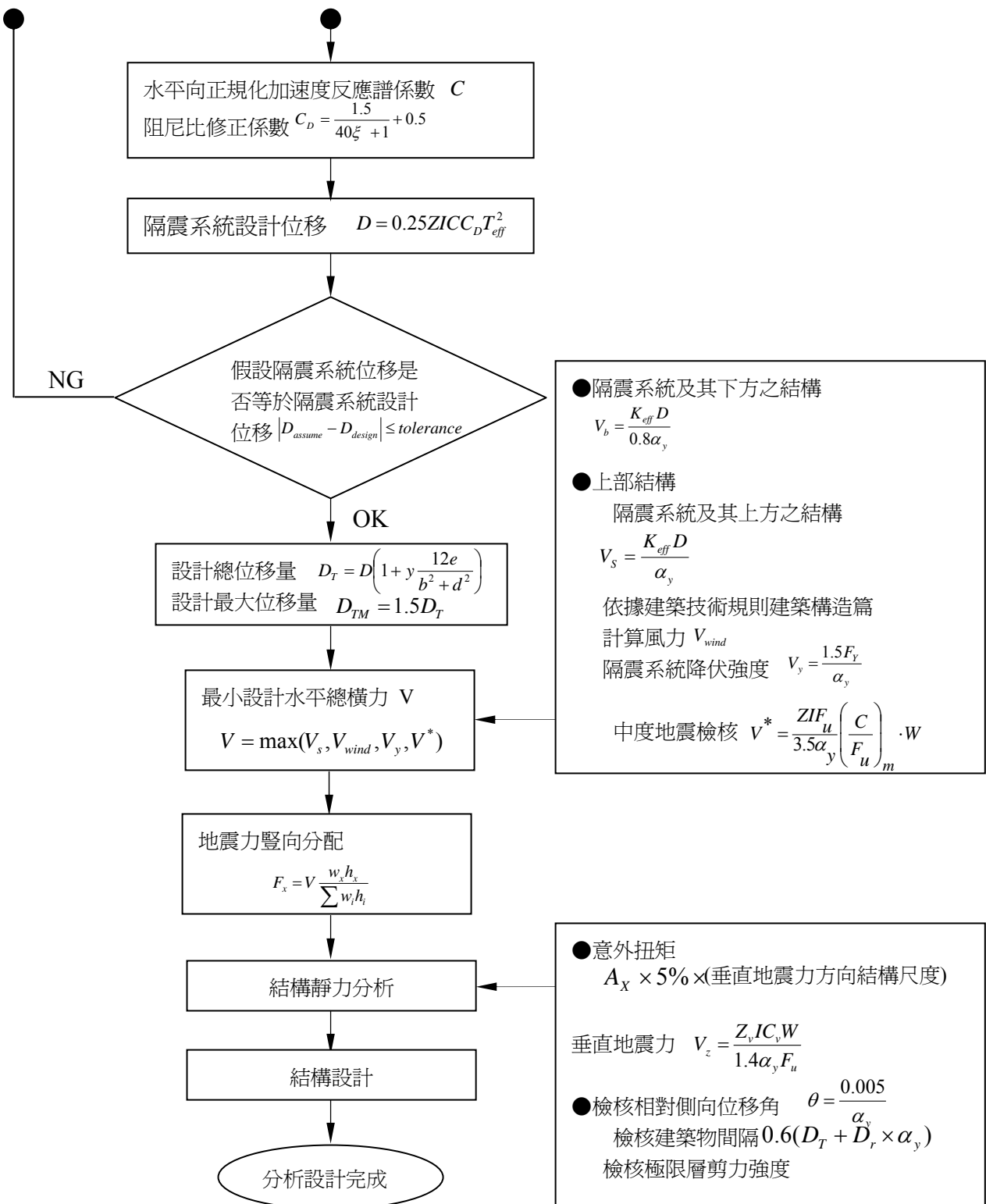
隔震器初步力學性質
特性強度 $Q_d = \sum Q_d = nQ_d$
降伏位移 $D_y = \frac{Q_d}{K_u - K_d}$
降伏力 $F_y = \sum F$

假設隔震系統位

隔震器等效勁度 $k_{eff} = \frac{Q_d + K_d D}{D}$
等效勁度總和 $K_{eff} = \sum k_{eff}$
消能能力 $E_D = 4Q_d(D - D_y)$
消能能力總和 $E_D = \sum E_D$
等效彈性回復能力 $E_s = \frac{1}{2}k_{eff}D^2$
等效彈性回復能力總和 $E_s = \sum E_s$

*隔震用阻尼器特性阻尼力
 $Q_D = (C_1 - C_2)\frac{Q_1}{C_1}$
*隔震用阻尼器阻尼係數
 $C_v = \frac{Q_D + C_2 D}{D}$

等效阻尼比 $\xi_e = \frac{1}{4\pi}(\frac{E_D}{E_s})$
等效周期 $T_{eff} = 2\pi\sqrt{\frac{W}{gK_{eff}}}$
*隔震用阻尼器阻尼比 $\xi_v = \frac{1}{4\pi} \frac{T_{eff} \sum C_v}{M}$
*總阻尼比 $\xi = \xi_e + \xi_v$



2.靜力分析內容比較

(1)隔震器的種類與適用範圍

我國規範對於隔震器應用在建築物中所適用的種類及範圍為概括式之規定，簡單的說，我國目前建築界最常用的隔震器包括鉛心積層橡膠支承墊，高阻尼橡膠支承墊等，且大部分研究報告中的分析案例亦多著重於前述兩種隔震器，至於滾動型或滑動型隔震器僅有少數研究報告中有提及，至於是否完全適用我國隔震設計規範，相關針對規範研究案中之分析例則鮮少著墨，尤其是目前實務界對於隔震器的應用漸趨多元化，隔震器的配置會配合結構物的力學特性作適當的調整，其尺寸、種類或範圍等因配合結構物特性而有所不同，我國規範對於上述所提及的問題雖有概括式的規定，但設計的工程師是否能夠充分瞭解且準確的應用規範之規定，則難以臆測。

在日本隔震規範中，對於隔震器的應用種類與範圍較為明確性的規定，包括鉛心積層橡膠支承墊、橡膠支承墊、滾動型及滑動型隔震器、位移型與速度型隔震用阻尼器等皆有詳盡的規定與說明，並且以一建築物同時採用不同種類的隔震器之分析例作為規範的參考範例，使得工程師易於瞭解分析設計的方法。

(2)隔震用阻尼器

誠如本文前點所述，我國規範對於隔震用阻尼器並未有任何著墨，但實務上確有應用之案例，我國工程師如何依據國內隔震規範分析具有隔震用阻尼器之隔震結構系統，實在不得而知。在本研究案分析例中，為能準確模擬隔震器加隔震阻尼器的效果，根據我國隔震規範並採用日本隔震規範速度相依型隔震用阻尼器之分析原理，同時考慮兩者對隔震結構物之貢獻作分析，也許可以作為國內先進們於實務分析設計之參考。

(3)地盤種類及設計地震力作用基面

在決定工址正規化水平加速度反應譜係數之前，必須要先確定地盤種類，我國規範對地盤種類的決定與日本規範有所不同。我國規範將地盤分成四類，分別為第一~三類地盤及台北盆地，其由地層周期決定採用之地盤種類，地震力輸入的基面為隔震層底面；日本規範對於地盤種類的決定大致可分成兩種方法，分別為概算法與精算法，其也是由地層周期決定地盤種類，地震力的輸入基面為工學地盤(工學地盤的定義為剪力波速到 400m/sec 的地盤)。

(4)隔震器誤差的考量

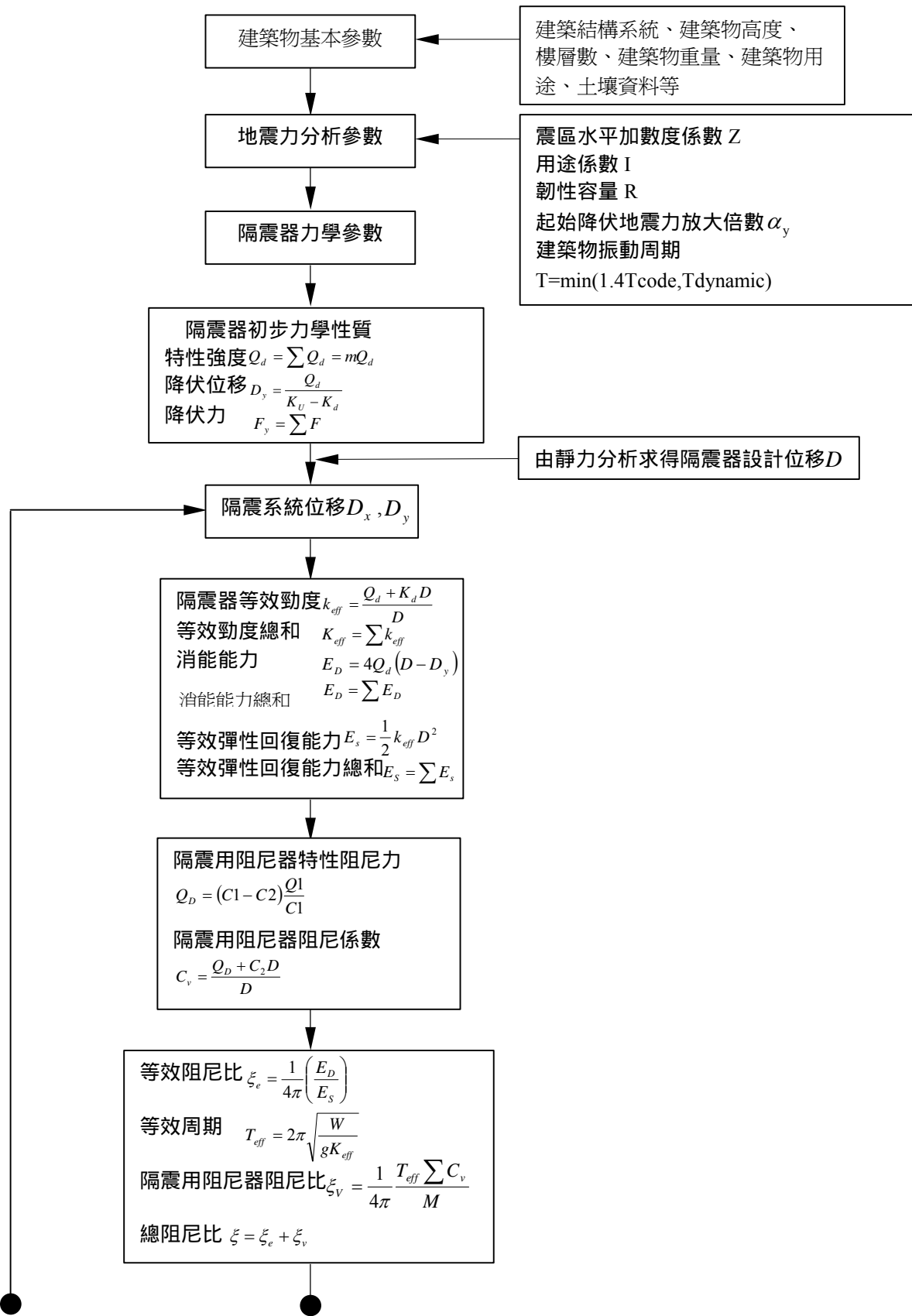
隔震器的隔震效果要能夠充分發揮，除了所採用之隔震器須經過嚴謹的詳細分析與評估外，產品的製程、施工及維護管理亦極為重要，尤其是製程與施工乃是決定隔震器品質良窳的重要關鍵，我國規範對於阻震器的製程與施工可能造成的誤差顯少說明，在國內的其它研究報告中雖可見其端貌，但是對於隔震器的品質與施工良窳似乎沒有反應於分析模式中。日本隔震結構在實務界的分析與設計上，大部分設計者會將隔震器製程、施工等誤差考量於分析的模式之中，此與國內設計者考量的重點有所不同。

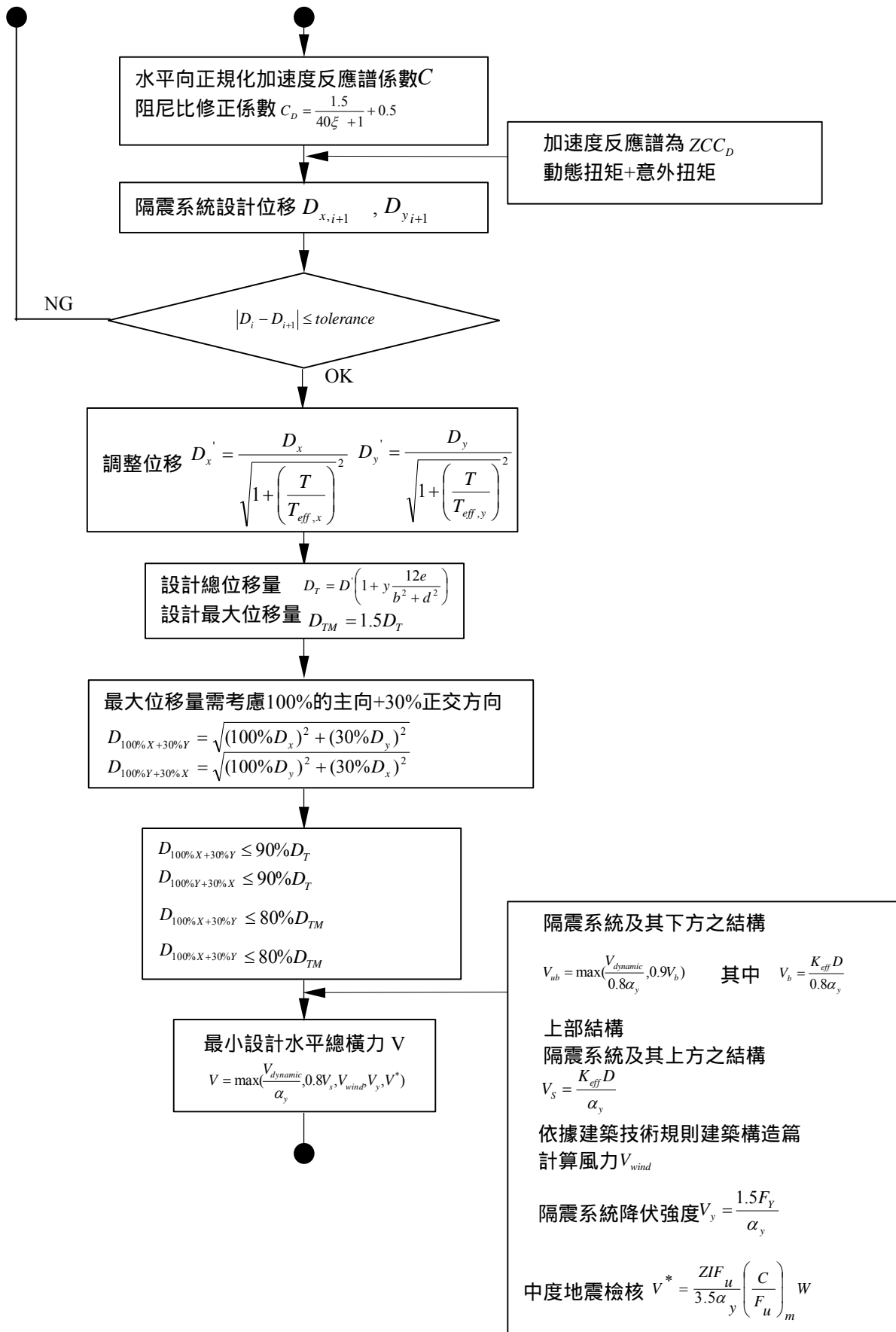
5.1.2 動力分析內容比較

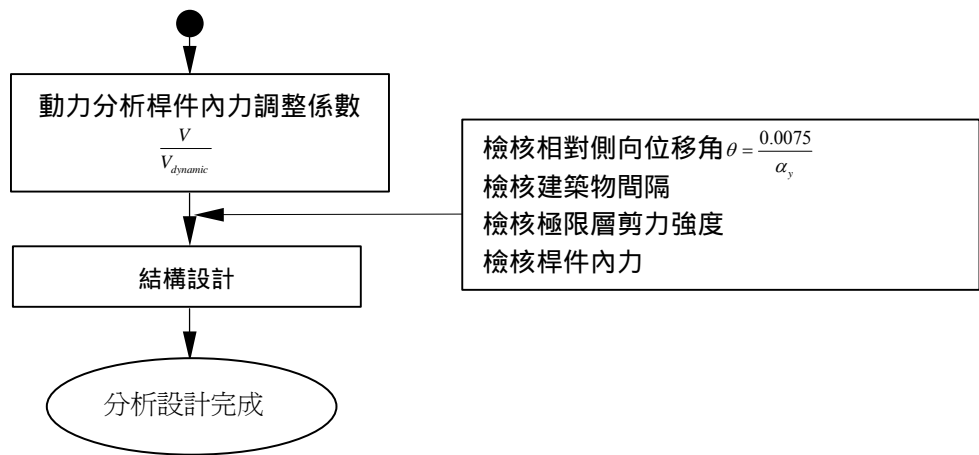
1.我國隔震結構動力分析流程

以下動力分析流程主要依據我國「建築物隔震設計規範」(中華民國九十一年四月版)，於分析流程中加入速度相依型隔震用阻尼器，其分析模式乃參考日本隔震設計規範，針對我國與日本規範上應用的原則，融入分析流程之中。以下的分析流程大致可區分為反應譜分析流程與歷時分析流程，如下表所示。

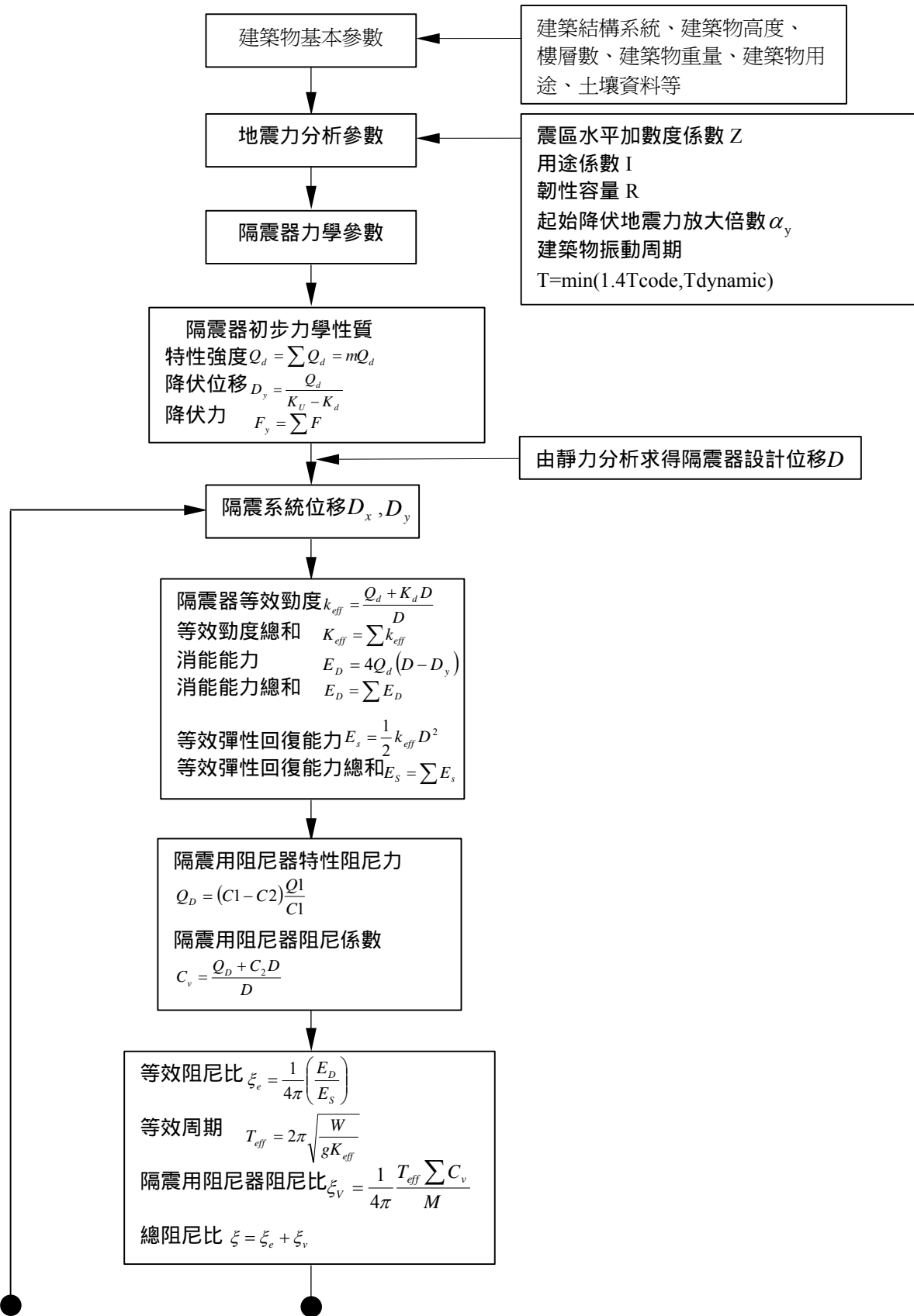
(1)反應譜分析流程

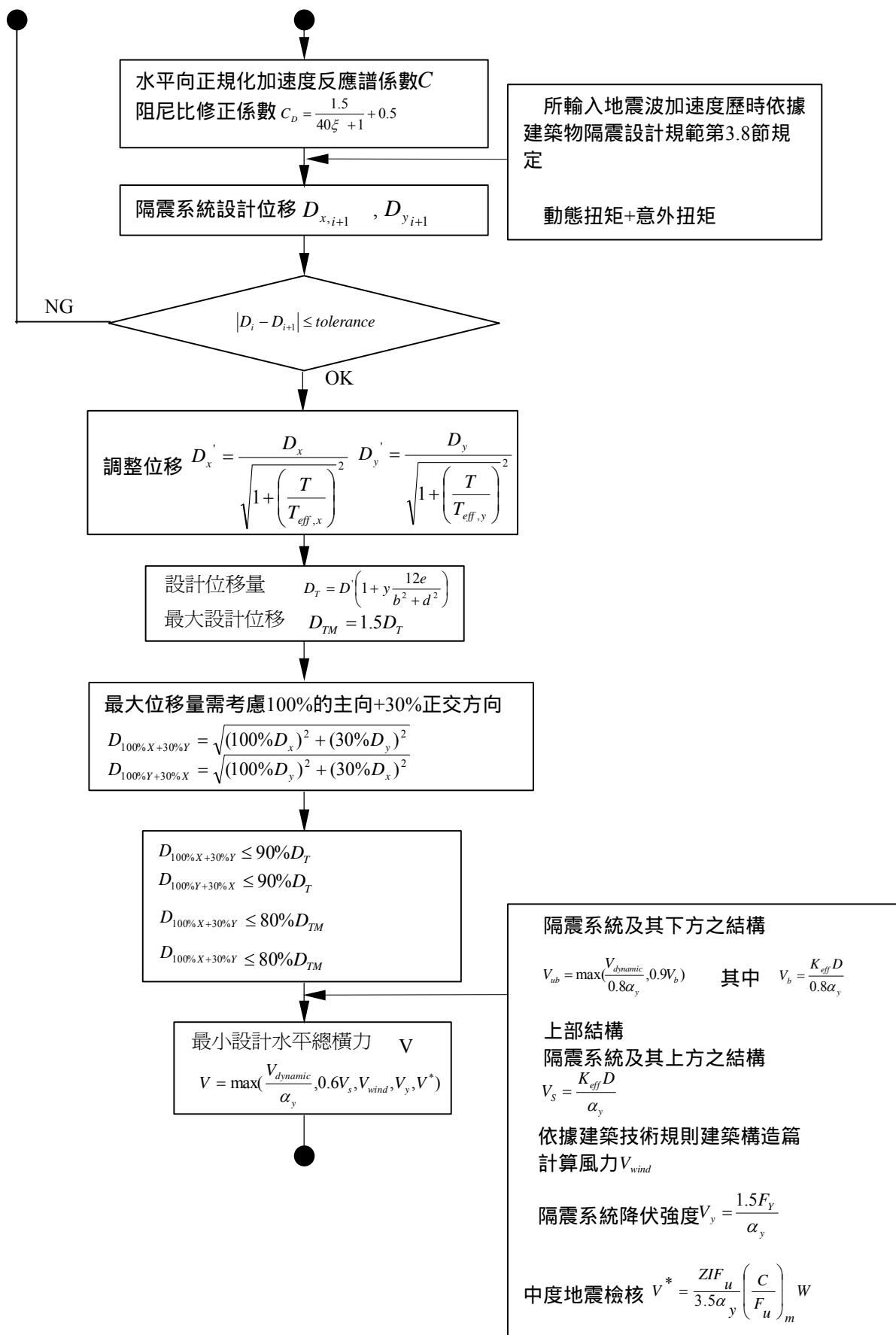


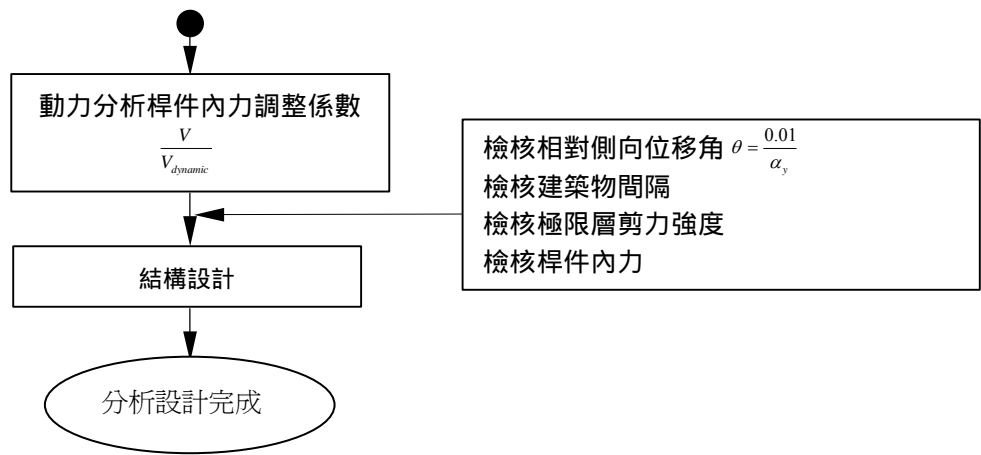




(2)動力歷時分析流程







2.動力分析內容比較

(1)靜力與動力分析適用基準

我國規範對於靜力分析的適用範圍包括：

- (a)隔震系統及其上方之結構屬於規則性配置者。
- (b)結構隔震後之有效週期小於或等於 2.5 秒者。
- (c)結構座落於第一及第二類地盤且距活斷層有適當距離者。
- (d)隔震系統能產生回復力與其具有明顯不受加載影響之力與位移特性者。

若為以上除外之類型時，則需要作動力分析，至於動力分析時是否也要作靜力分析，由我國規範內容可知，反應譜分析所得到之總橫力除以起始降伏地震力放大倍數不得小於 80%之靜力分析總橫力；非線性歷時分析所得到之總橫力除以起始降伏地震力放大倍數亦不得小於 60%之靜力分析總橫力，故作動力分析時，也必須作靜力分析。

日本規範對於靜力分析的適用範圍為一個概括性的規定，強調設計者針對隔震設計規範自行做專業判斷，大部分實務界的工程師對於隔震建築物亦會採用動力歷時分析。靜力分析概括性的規定包括：

- (a)建築物高度小於 60 公尺。
- (b)第一類或第二類地盤且無液化之可能。
- (c)上述兩點必須為基礎隔震。

日本規範對於靜力分析的適用範圍並無太多的規定，主要是因為其強調動力分析的重要性，一般而言，隔震結構物採用動力分析在其國內已經隱然形成共視，即使其規定建築物高度小於 60 公尺可以作靜力分析，但是日本國內的設計者，仍然會考慮採用動分析。

由上述可知，我國對於隔震建築物在作動力分析所得到的結果尚必須與靜力分析做比較，日本規範則認為作動力分析則不需要做靜力分析，因為動力分析的模擬較趨近於真實結構的力學行為，且根據彈塑性動力歷時分析所得到的反應值往往會大於靜力分析得到的反應值，故只考慮作動力歷時分析。

(2)動力分析的定義

我國規範對於隔震結構物之動力分析大致可區分為反應譜分析與非線性歷時分析。反應譜分析乃是各振態利用 SRSS 或 CQC 等方法求得動力反應值，非線性歷時分析法則是選定三組以上的地震波採用直接積分法求得動力反應值，兩則在分析上相同點是結構物為彈性分析，其中非線性歷時分析所謂之非線性是指隔震系統非線性，非指結構物本身非線性。

日本規範所謂的隔震建築物之動力分析亦是指非線性歷時分析，日本所謂的非線性不只是指隔震系統本身非線性，亦包括結構物本身之非線性，換言之，日本國內所謂動力分析是指作彈塑性動力歷時分析，但不包括反應譜分析。

我國規範雖然對於動力歷時分析可以選定三種以上的地震波，但卻沒有規定基本要求的地震波，例如 EL CENTRO 地震波、人工合成地震波等，日本國內對於歷時分析所採用的地震波則多所規定，規定的地震波稱為公告地震波，其規定

的目的是為了防止設計者選取危害度較小的地震波，低估了隔震結構承受地震力的效應，故有基本的公告地震波。

5.1.3 隔震裝置的試驗規定

1. 隔震建築物設計

(1) 實體測試(至少 2 個)

項目	垂直載重	回圈數	位移量	成果檢核
常態載重	DL+LL	20	風力位移	• 變位或應力必須在可接受範圍內
不同變形之特性	DL	3	0.25D 0.5D 0.75D 1D 1.25D 1D	<ul style="list-style-type: none"> • 任一循環之有效勁度必須在同位移 3 循環試驗下之平均有效勁度的$\pm 10\%$內 • 兩個試體間之平均有效勁度差異不得大於$\pm 10\%$ • 最後一組試驗的 3 循環，平均有效勁度與設計勁度差需在$\pm 15\%$；各平均等效阻尼比及消能能量不得小於設計值之 85%。
性能穩定性	DL	10	D	<ul style="list-style-type: none"> • 任一循環勁度與第一循環有效勁度之差不大於 20%。 • 任一循環之消能能量不小於第一循環之 70%。
穩定性	DL+1/2LL+E DL-E	3	1.5D	• 試體需保持穩定且不得有明顯之破壞。

(2) 性能保證測試(每個)

項目	垂直載重	回圈數	位移量	成果檢核
壓力試驗	1.5(DL+LL)	0	0	• 承壓五分鐘不得產生三道或以上大於 2mm 寬 2mm 深的裂縫
壓力與剪力組合試驗	DL	3	D	<ul style="list-style-type: none"> • 每個試體平均有效勁度與設計值差異不超過$\pm 15\%$；每個試體平均消能能力或等效阻尼比不得小於設計值之 85%。 • FPS 系統在試驗後，若發現塗層剝離、不鏽鋼板刮傷或永久變形以及塗層內涵外洩時，則不予通過

DL：靜載重 D：設計位移

LL：活載重 E：水平及垂直地震力作用下所產生的軸力

2. 含被動消動系統建築物設計 - 實體測試(各尺寸 2 個)

項目	試驗種類	頻率	回圈數	震幅	成果檢核
1	反覆試驗	f	2000 以上	風力預期之振幅	
	標準試驗	f	5	設計位移 (*考慮最高標準及最低溫度)	<ul style="list-style-type: none"> 任一循環之有效勁度必須在平均有效勁度的±15%內** 任一循環零位移之阻尼力必須在平均平均阻尼力的±15%內*** 任一循環之遲滯圈面積必須在平均遲滯圈面積的±15%內*** 再零位移之平均阻尼力、平均遲滯圈面積必須在設計值±15%內
2	速度相關試驗	0.5f 2f	-		<ul style="list-style-type: none"> 性質變動量超過設計值之 15% 時，則再依 0.5f、f、2f 再進行測試。

*阻尼器特性距溫度依存性時進行

**流體黏滯消能元件及不提供有效勁度之元件可不考慮

***分析顯示更大差異值對建築物無害時，15%限制可提高

2. 隔震裝置試驗規定之比較

(1) 檢測維護計畫

我國規範對於隔震建築物的檢測只概括性的提及「需有能滿足設計需求之檢測及維護計畫」，對於其檢測細節則沒有細說，但於國內相關的研究報告中可大略得知檢測維護的項目、方法、時機、管理等。至於日本規範對於檢查的項目、方法、時機、管理、執行、程序等則有詳盡的規定。

(2) 隔震器實體測試與性能保證

我國規範對於隔震器的測試及其性能保證皆有詳細的規定，每一種型式之隔震器必須做二個以上實體測試，由此可知，我國非採認證機構認證制度。日本規範對於隔震器的測試及其性能保證則是交給一個具有專業的認證機構針對公司出產的隔震器做品質檢測，其檢測的時機分為定期與不期檢測，對於該公司所出產的隔震器達到其設計與製程的目標，才給予認證，故由該公司所出產之隔震裝

置可不必每次出廠都必須再做實體測試。5.1.4 檢討與建議

現在台灣以訂定的建築物隔震規範(2002.4.1.施行)，應該再由整體的制度進行全盤的考量，若依現行的隔震規範，可能會造成各個案件沉重的經濟負擔，以致可能會妨礙隔震建築的普及化。台灣與日本對隔震構材設計主要概念精神整理如下。

1. 台灣與日本隔震構材設計規範概念

(1) 台灣目前所擬定的隔震規範之隔震構材試驗部分，較偏向於對隔震器製作廠商的品質控制能力之確認，裝置特性的確認的部分並未提及到。台灣的規範主要以參考美國的規範為主，規範特點為：盡量讓每個隔震器製造廠商都有參與投標的機會，但每個案件的附加成本太高(每種尺寸均須作二個實體測

試)，而試驗內容僅著重於確認工廠製作品質的控制能力。

- (2) 隔震器置除須確認其試驗品質外，隔震器各種物理化學特性之相依性更需要確認，但試驗必須花費很多的時間及經費(例：進行潛變試驗大概要花 1 年的時間)，總而言之，依據美國規範的特點僅考慮避免隔震器產生規格化為主要考量；台灣的規範想要朝哪一個方向進行，有待產、官、學共同思考。
- (3) 台灣隔震規範所規定隔震器實體測試項目，主要針對隔震器製作廠商的品質控制能力，與隔震產品的設計方法等並無關聯，且以每個案件來進行隔震器製造廠商的品質控制能力之確認，會對整個隔震建築物的建構成本造成很大的負擔。但在這個制度下，有實力的隔震器製造廠商在案件發生時，較有公平的競爭機會。
- (4) 在日本，隔震建築物的設計者對於隔震器製造廠商的製作能力與隔震器的品質及特性(如溫度相依性、面壓相依性、潛變效應等)有一相當瞭解後，再進行設計。換句話說，在規劃設計隔震建築物時，設計者已選定若干個有製造能力及產品特性相似之隔震器製造廠商，依其產品的各種特性進行設計檢核，因而在隔震器的裝置特性考量下，才能發揮符合實際狀況及符合經濟設計的可能。

2. 台灣(美國式)與日本隔震構材設計理念作法的差異

(1) 台灣(美國式)隔震構材設計理念

只要隔震構材的性能能滿足設計所要求的，廠商即可參加隔震器產品的投標，所以性能不盡相似、特性可能差異很大的隔震器產品都能參與投標，但廠商得標以後必須再根據實體測試規範的內容進行得標廠商品質確認試驗。其優缺點如下：

優點：

- (a) 投標時所有類型隔震器(如鉛心橡膠支承、高阻尼橡膠支承、積層橡膠+鋼棒阻尼器...等)都可以參與投標。【亦有可能作部分限制】，所以符合自由競爭之原則。
- (b) 從每個案件中瞭解各個隔震器廠商製作品質之水準。

缺點：

- (a) 設計者對於每個隔震器的特性的掌握有困難。
- (b) 設計者對於自己希望採用的隔震器系統無法作掌握。
- (c) 為了考慮使多種形式之隔震器能符合設計標準，隔震建築物的設計性能可能會降低。
- (d) 每個案件都必須進行實體測試，隔震建築物的建造成本很大的負擔。
- (e) 可能會造成設計者對某家隔震器製造廠商的產品特性並不瞭解(或其產品要求並不能滿足設計者之要求)，但由於其能通過品質控制能力測試(實體試驗)，不得不採用之虞。(設計規範所規定的特性無法由試驗中得知)(美國在投標前，對於隔震器的製作廠商會進行一些產品技術資料審查，台灣擬定的規範?)

(f)所有的隔震器裝置皆能發揮其特性的隔震建築物設計會很難達成。

(g)各廠商隔震器很難標準化。

(2)日本隔震構材設計理念

設計者在進行隔震設計前，會先評估何種類型隔震器較適合此案件，並瞭解熟悉此類型隔震器之各種特性，並以幾家廠商之隔震器特性進行設計。所以，設計者對於各廠商隔震器裝置之特性在設計前要先熟悉與瞭解。隔震器廠商在推廣其產品時，必須先提供書面技術資料及隔震器產品的實際試驗資料。日本已完成隔震器裝置的認證機制，每個隔震器製造廠商必須公開其詳細技術資料並取得認證機構之認證，所以，設計者可隨時閱覽各個廠商的隔震器基本技術資料。其優缺點如下：

優點：

- (a) 隔震器的特性可以確實反映在隔震設計上，設計精度提高
- (b) 進行一次完整的隔震器性能特性試驗認證後，不用再依每個隔震建築物進行實體測試試驗。
- (c) 每個隔震建築物所使用的隔震器產品特性僅須進行性能保證實驗證明其基準性能特性即可，隔震建築物的成本負擔較小。
- (d) 設計者對隔震器製造廠商可做某些程度的限制。
- (e) 隔震器製造廠商可以將隔震器標準化，以降低隔震建築物的建造成本。

缺點：

- (a) 投標時，隔震器製造廠商資格會有某些程度的限制。
- (b) 在這個制度下，新的隔震器製造業者要進入這個市場不易。(若廠商無法開發出最高水準的隔震器產品出來，可能根本沒機會進入這個市場)

(3)隔震規範討論

總而言之，在美國式的規範制度下，期待各隔震器製造廠商均可參加投標，所以隔震器設計時必須有一些餘裕度，可能無法達成嚴密的經濟設計。

在日本式的設計規範制度下，對於隔震器的設計在開始時就可以先作某些條件的限制，較能達成反應實際隔震器特性情況的設計。亦可對隔震器產品之各種相依性的特性作一些限制。

目前台灣規範僅對隔震器製造廠商的品質控制能力進行試驗確認，隔震器的詳細特性(如各種相依性關係)的測試尚未規定。因而有必要再進行檢討。

(4)隔震規範結論與建議

- (a)目前台灣之隔震規範，隔震器的詳細特性並未反映在設計，且隔震器的選定有可能在招標時才決定。
- (b)日本式的隔震規範設計，在設計時會對隔震器有某些程度的限制，故隔震器的特性可實際地反映於設計。
- (c)台灣未來的隔震規範，應參酌各國規範之優缺點，再進行審慎的決定。
- (d)目前台灣研擬之隔震規範，其精神比較類似美國式的規範精神；每個案件僅進行隔震器製造廠商的品質控制能力的水準確認，並不隔震器詳細特性卻

- 沒有進行。因而每個案件須進行確認製造廠商品質控制能力的實體測試，導致隔震建築物的建造成本大幅增加，可能會阻礙隔震建築物的普及性。
- (e) 台灣規範在討論隔震器試驗項目與驗收標準之前，應先考量整個制度層面，及不同制度下可能造成的結果，找出一個最適合台灣的制度與規範。
- (f) 美國隔震規範之特性適用於公共建築物（因為美國規範不是採單行法）。在台灣，若民間的隔震建築佔的比例多的話，這個制度可能就比較不適用於台灣。如果一定要使用美國規範，是否考慮修改一些內容，以期能適用於台灣情況。
- (g) 實體測試的意義不明確，實體測試主要僅能對於隔震器製造廠商之製造品質能力控制的水準。隔震器的詳細特性(面壓相依性、變位相依性、潛變等)並沒有詳細的試驗資料。隔震器產品的品質控制能力可以藉由每一個案件中獲得確認。
- (h) 設計時，規範對於隔震器產品的詳細特性資料應該確認，若實行上，無法進行試驗，應考慮進行已完成詳細試驗之書面資料審查。

5.2 日本制震相關技術介紹

5.2.1 日本制震技術之現況

1. 緒言

(1) 背景

隨著都市機能日益提昇的同時，為了能確保逐年增加之社會財產，因此必須設法改良建築物構造。除了在以往的設計上需能符合最低標準之安全基準，在建築物之機能與價值方面，則針對各大中小地震制定其受損害之容許範圍，因此必須透過性能設計法，建構達成上述需求之構造物顯得十分重要¹⁾。由於現今大部分的構造物未能依建築物重要性訂定性能目標作為分析設計之準則，為了確保建物機能及降低大地震發生時生命財產的損失，制震技術應用於構造物上則顯得愈來愈重要^{2),3)}。在這樣的背景之下，本文針對近年來逐漸受到重視的制震結構作為介紹範例。

制震結構物的施工案例近年來急速增加¹⁾，除了運用於大規模建築物中，進而在住宅社區等小規模建築亦可窺見其樣貌。時至今日，日本國內已建設完成 400 棟以上的制震結構物，目前已凌駕於美國之上，亦使日本在制震結構物的實際應用成為全世界具有最大規模的國家。日本國內的案例大部分是將制震裝置直接加裝於結構物中或與結構物結成一體視為結構物的一部分，其今後技術的發展將會著重於性能面及經濟面之改善，預期制震結構物仍將會持續增加。由於制震結構物係將機械性的裝置加裝於結構物中，然

而目前制震裝置應用於結構物中的實績驗證尚稱不足，所以其技術資訊難謂相當成熟。

(2) 制震技術之檢討

今後為能促使工程師對於趨於成長之制震技術具備相當之知識，首應著重於如何分析、設計、施工制震構造物。而制震裝置本身是否能達成設計規格性能需求，以及制震構造物是否能發揮預期之性能效果等，現階段應儘可能使制震裝置規格與制震結構的應用明確化，這對於制震技術今後之發展與普及極為重要⁹⁾。

基於以上之觀點，筆者針對各式制震裝置與制震結構物進行研究，並且建立一套制震裝置及構造物之性能評估與設計法。期望對於制震技術的研究所獲得的成果，可作為日本國內對制震技術應用的參考資料，並將其研究成果簡單歸納於下文。其中內容的一部份係摘自制震構造協會的反應控制部會、被動式制震評估委員會、構材品質基準小委員會以及 8 小組團隊之研究成果。

2. 制震系統與結構

制震效果需將制震裝置與結構物結合成一體，藉由制震裝置吸收消耗構造物大部分外在載重的能量，使建築物的使用機能能充分發揮，亦即地震或風施加於構造物的外力能量能有效地由結構體傳遞至制震裝置，但必須在裝置不產生破壞的前提下，吸收大部分外在載重的能量。

(1) 制震裝置

目前的制震裝置如圖 5.2.1.1 所示，可大致區分為黏滯性阻尼器、油壓阻尼器、黏彈性阻尼器、剛鈹阻尼器等 4 種阻尼器。

黏滯性阻尼器¹⁰⁾係具有利用高分子化合物之抗剪強度製成面型、箱型及流動抵抗的筒狀型。油壓阻尼器¹¹⁾係藉油壓管路流動的推壓抵抗產生內壓後，將其轉化為阻尼力的筒狀型。黏彈性阻尼器¹²⁾係將高分子化合物如積層橡膠置入鋼鈹之間，運用其抗剪強度發揮制震特性，其典型的形狀為面型及筒狀型，但亦可製成其他形狀。鋼鈹阻尼器¹³⁾其斷面形狀包括十字型、矩形型、圓筒型、H 型等，利用長形鋼材的軸向拉伸與壓縮降伏力發揮其制震特性，亦有利用面型斷面之鈹梁或加勁鋼鈹塑性力⁸⁾發揮其制震特性的裝置。此外，還有利用金屬與金屬或金屬與其它裝置間因接觸產生摩擦力之阻尼器，同樣具有相似的載重與變形遲滯迴圈特性關係。

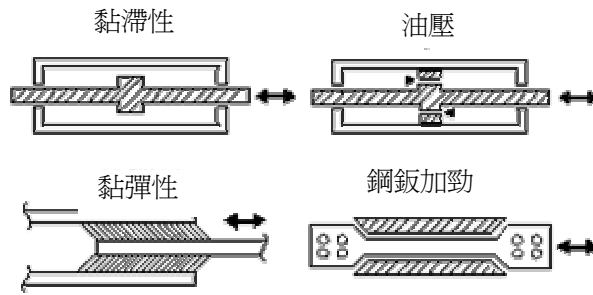


圖 5.2.1.1 4 種制震裝置

(2) 制震構造

制震阻尼器與結構物結合的形式(如圖 5.2.1.2)可區分為直接結合型、間接結合型及其他接合型等 3 種類型⁹⁾。

直接結合型係將制震阻尼器與結構的頂層與底層直接連結而成，建築物之層間變形幾乎可完全反應於制震阻尼器上(如圖 5.2.1.2)，其類型包括壁型、斜撐型、SL 型等，在所有接合類型的制震阻尼器中，其吸收消耗外力能量的效果最佳。

間接結合型可分為間柱型、方杖型、接合處型等，其層間變形先透過樑、柱的變形，再反應於制震阻尼器上(如圖 5.2.1.2)，故吸收消耗外力能量的效果較直接接合型差，但因為此類型的阻尼器可以配合設計者的需求，調整建築物的開口位置及大小，因此，目前亦廣泛的被使用。

其他類型係制震阻尼器裝設於梁或柱間，使得樑或柱接合非連續性，當結構體承受外力時，阻尼器會產生剪切變形吸收能量(如圖 5.2.1.2)。當阻尼器裝設於柱與基礎間，對於高寬比較大之建築物，柱與基礎承受反覆拉力及壓力較大，可藉由裝設之阻尼器吸收消耗外力能量，故可得到良好制震的效果，此種制震阻尼器亦可稱為 SC (step column) 型¹⁸⁾。

	壁型	斜撐型	SL 型
直接結合型			
間接結合型	間柱型	方杖型	接合處型
其他	柱型	Outrigger 型	

圖 5.2.1.2 制震構造架構形式

(3) 制震系統與構架之平衡

本文上述之制震系統與結構體之組合需使用許多各種材料，而這種制震構造之設計為能提昇其效率，因此需特別注意制震系統、構材及結構間之平衡性^{2),3),8)}。

例如直接結合型（圖 5.2.1.2），意即利用壁型、斜撐型、SL 型使樑柱更為堅固時，則能量會集中於堅固的構材中而較難進入制震系統內，且由於層間變形量小，因此吸收之能量亦較少；另一方面，若樑柱過於柔軟，則無法成為支撐制震系統反力及自重之構造，制震構造整體之剛性較小，變形量亦會增加。此外，斜撐等安裝構材若不夠堅固時，該處無產生變形，則無法使重點裝置充份變形。

間接結合型（圖 5.2.1.2）即間柱型、方杖型及接合處型，因樑柱兼具安裝構材的任務，故這些彎曲、剪切變形即變得特別明顯，致使制震系統變形難以確保需多加注意。樑柱若較為堅固時，則安裝構材及結構的剛性便同時提昇，因此將造成制震效率增加或減少之兩種相反效果。由此可知，相較於直接結合型，效率之決定要因較多，涉及之部份亦較為複雜，故設計上較為困難；即使找到最適當的解決方案，一般而言其制震效率則偏低。

3. 制震構造的變位特性

(1) 制震機構

圖 5.2.1.3 係採用單質點系統，以簡潔的方式表現制震之機構，有助於推測多質點制震構造的行為以及決定裝置、安裝構材與結構間平衡之設計時的模型，透過此模型可看見裝置與直立式安裝構材以及與之並列之結構中的內部力與變形的傳遞^{2),3)}。此外，具備直接結合型之結構的制震構造類似此模型，而即使是間接結合型亦可利用變換的方式以同一個模型呈現^{6),26)}（圖 5.2.1.3(a)）。當結構整體的彎曲變形極為明顯時，即需修護此模型²⁾，而此後需設安裝構材之勁度為 K_b 、結構之勁度為 K_f （圖 5.2.1.3(b)）；有關裝置之特性將利用圖 5.2.1.4 說明於下文中。

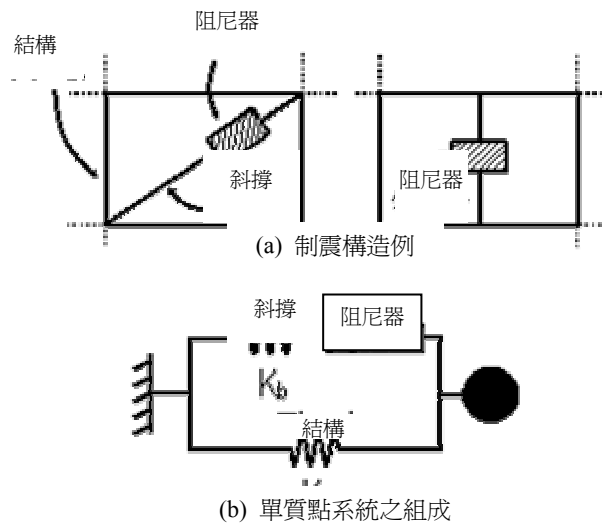


圖 5.2.1.3 制振之機構與模型（單質點）

黏滯性阻尼器^{15),16),31)}中，特別是利用流動抵抗的筒型係由其各黏性係數 C_m 的非線性阻尼裝置、勁度 K_m 之彈性彈簧直列式 (Maxwell 構造) 所組成 (圖 5.2.1.4)；此外，由於安裝構材彈簧 K_b 亦是與之並列，故合併 2 個彈性彈簧 K_m 、 K_b 後組成支撐材 K_b' (圖 5.2.1.4)。非線性阻尼裝置係力比上速度指數次方的非線性型，故 C_m 為力除以速度指數次方的單位。

油壓阻尼器^{11),14),23),32)}同樣是以 Maxwell 構造組成，由 2 種彈性彈簧組成支撐材 K_b' (圖 5.2.1.4)；不同於黏滯性阻尼器之處在於非線性阻尼裝置係力比上速度之線性形。此外， C_m 係分兩階段變化，至某程度以上之速度時，減壓閥即開始動作，此時 C_m 則會變得極小。

黏彈性阻尼器^{2)-8),12),24),29)}係以黏性 C_d 之非線性阻尼器與勁度 K_d 之彈簧之並列式 (kelvin 構造) 組成 (圖 5.2.1.4)，與上述 2 種阻尼器均不同，僅安裝構材之勁度 K_b 係定義為直列彈簧； C_d 與 K_d 係依附於振動數 ω 及溫度中，屬於力大致全數比上變形的線性型，但由於材料不盡相同，亦有隨變形增加即軟化的阻尼器²⁴⁾。

鋼材阻尼器，其歷時幾乎是依附於變形中，不同於其他阻尼器。若忽略應變硬化時，則阻尼器係由剛塑性彈簧及彈性彈簧組成 (圖 5.2.1.4)，亦有應變硬化極為明顯之鋼材；此外低降伏強度鋼也是依附於速度中，因高應變速度致使歷時近似圓形，反力亦隨之上升。

斜撐 阻尼器

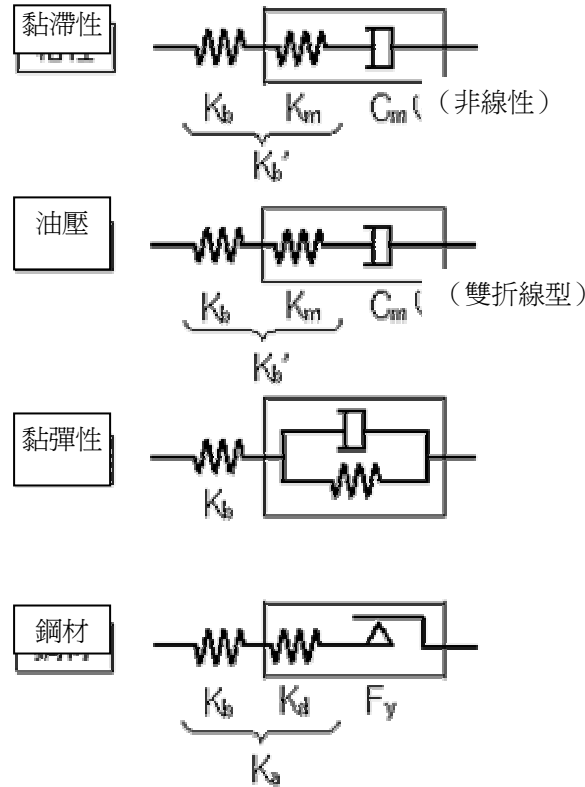


圖 5.2.1.4 系統與組合構材之直列接合體 (直列式構造)

(2) 變位特性之比較

圖 5.2.1.5 第一排係表示 4 種裝置之能量吸收部位的歷時曲線。黏滯性阻尼器的圖是表示指數為 0.4 時，非線性阻尼器之歷時圖形，相較於線性阻尼器，即使為低速其反力較高，高速度時亦可抑制反力增大；此外由油壓阻尼器之非線性阻尼器歷時圖形中亦可看出，當達到某程度以上之速度（變形）時，減壓閥可抑制反力增加。黏彈性阻尼器的情形中，能量吸收部位（Kelvin 構造）之歷時為橢圓形，具傾斜度（勁度），而鋼材阻尼器是當降伏後才抑制反力增加。

圖 5.2.1.5 中間排係表示裝置與安裝構材之直列構造的歷時曲線，4 種裝置皆相同，採低勁度安裝構材時變形較大，故能量吸收部位的變形量減少，歷時圖形則變得較細；當力變大時，安裝構材則隨之變形，因此即使是無勁度的阻尼器，直列構造中將會產生等效勁度，也就是最大變形時之割線勁度。

圖 5.2.1.5 最下排係表示，以直列構造之反力加上結構彈性勁度 K_f 之反力所求出之制震構造整體的歷時曲線。構造整體之每個週期的能量吸收量與直列構造的相等，歷時以框住的面積表示。

制震構造的等效勁度及能量貯存量為直列系統與結構各值之總和，由於等效阻尼係數係以能量吸收量與貯存量之比決定，故制震構造之值低於能量吸收部位或直列系統之值。

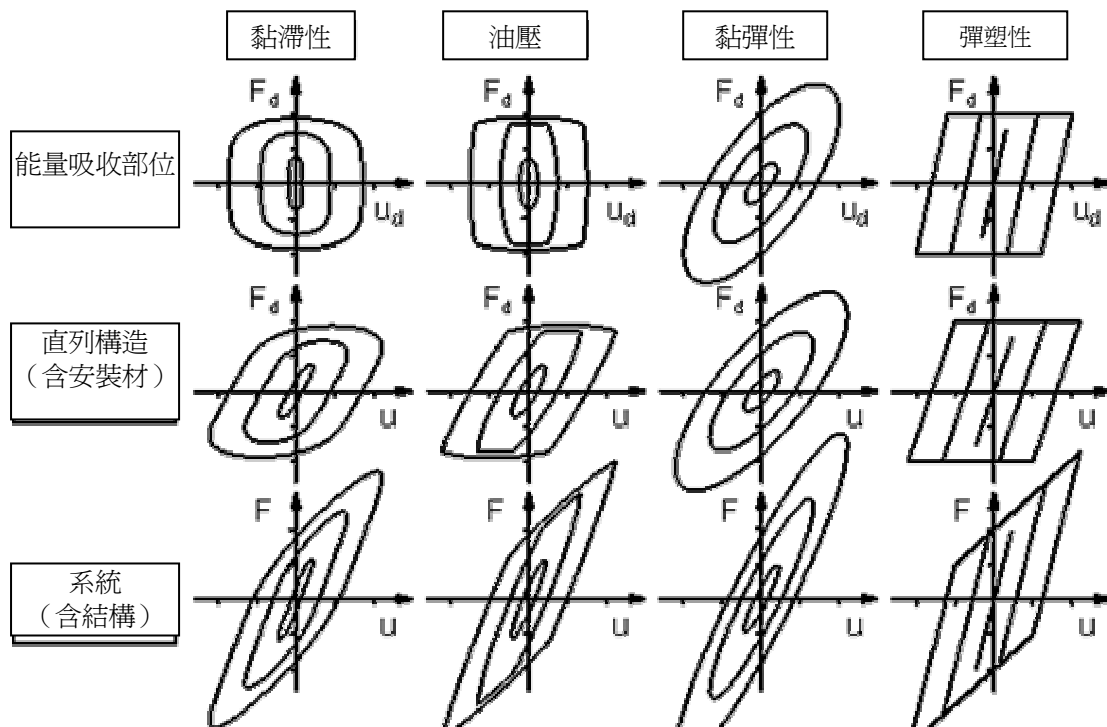


圖 5.2.1.5 採用各種阻尼器之制震構造的能量吸收部位，直列構造，系統之正常反應

4. 制震構造之性能與設計手法

(1) 性能曲線

一如上述所言，裝置的能量吸收機構及歷時形狀不盡相同，但建築物中

附加勁度及黏性為其共通點，而其程度之差異可以等效勁度與等效阻尼係數表現^{2),27),32)}。若是與地震反應譜合使用時，即使無歷時分析也可簡易地預測出地震輸入力之最大反應。

試舉例說明，相似速度反應譜對於周期，在一定的場合時，單質點系統制震構造(圖 5.2.1.3(b))，其反應降低效果如圖 5.2.1.6 所示²⁷⁾⁻³²⁾；設橫軸為變位之降低率、縱軸為剪力之降低率，無裝置彈性結構(阻尼係數 2%)之反應係以基準值(1,1)的「性能曲線」表示，而這些是利用構成要素之參數數量種類的連續函數表現隔構造之最大反應的結果，作為範例使用時各裝置則固定為 1 個或 2 個參數。

黏滯性、油壓、黏彈性阻尼器的情形，若加入損失勁度比 K_d''/K_f 與安裝構材勁度比 K_b/K_f (或 K_b'/K_f) 兩個特性值時，即可簡易地由性能曲線中求出反應降低率。所謂損失勁度 K_d'' 係指能量吸收部位(圖 5.2.1.5 上半)之最大速度，也就是 0 變形時力與最大變形之比，詳細內容記載於文獻 28、29、31、32。這兩個參數之外，另尚有其他參數可選擇，此外鋼材阻尼器雖可採用相同之參數，但相對地直列構造整體之塑性率 μ 與彈性勁度比 K_a/K_f (圖 5.2.1.4) 亦需使用相同之數值(圖 5.2.1.6)。

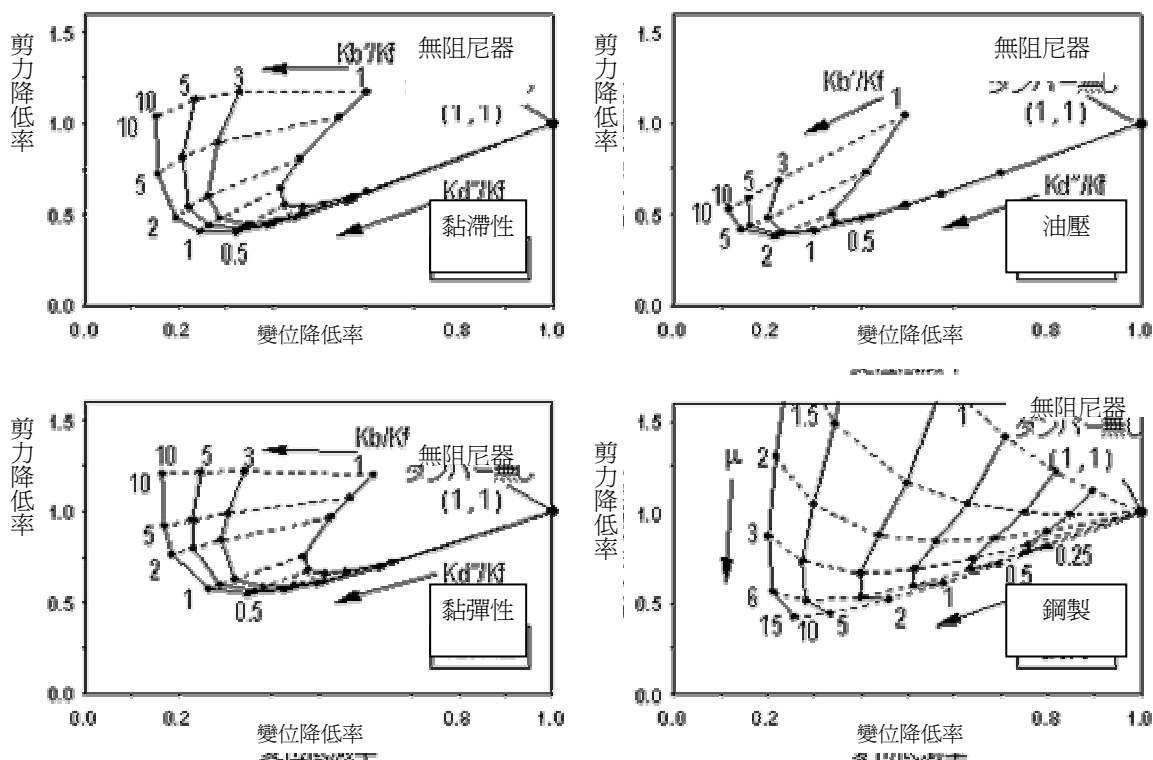


圖 5.2.1.6 採用各種阻尼器之制震構造之反應降低率 (BCJ-L2 波之情況)
(2) 性能範圍

圖 5.2.1.6 中針對反應降低加入注解，由圖中可知採用了多數的裝置，意即若是提高 K_d''/K_f (或 K_b'/K_f) 時，制震構造的剪力及變位便會降低，然而此後需注意的是變位降低的程度有限，但剪力卻會急速上升。另一方面，隨著安裝構材勁度比 K_b/K_f (或 K_b'/K_f) 之增加，反應便明顯降低，但若超過

10 以上則無太大變化，若降至 3 以下時，則失去採用多數裝置的利點。

此外，若結構勁度 K_f 較大，即使無裝置時變位則小，欲再降低時便需要大容量的裝置，但需視裝置規格，亦有不可行的情形。另一方面，結構若較為柔軟則當變位增加，為使之明顯降低時所使用的裝置數量並不多，安裝構材亦具有相同之傾向。

黏滯性、油壓阻尼器方面，由於彈簧 K_m 受到限制，故支撐材勁度 K_b' 將無法再上升^{23),32)}，這是由於引起制震效率降低的比較上係屬於短周期的構造，圖 5.2.1.6 中曲線之高性能領域不適用於此。黏彈性阻尼器係依賴溫度^{4),5)}，與常溫時比較，低溫及高溫時裝置勁度均有上升及下降的情形，反應降低率則視溫度之變化游移在性能曲線上²⁹⁾。鋼材阻尼器因反應降低時需具備較大之塑性率，而阻尼器一部份塑性率亦變得較直列系統之塑性率 μ 高，此時鋼材便會產生疲勞現象，圖 5.2.1.6 曲線之高性能領域亦會發生不適用的情形^{2),28),30)}。

以上各裝置及構造之限制條件與經濟性可參照圖 5.2.1.6，掌握實際之制震性能範圍，此外如圖中所示，各制震構造之耐震性很明顯地均較以往之構造物優良，故今後制震在未來社會上之發展將指日可待，預料其性能改良及新裝置之創新研發等制震技術將更加蓬勃發展。

(3) 設計手法

一般而言至目前為止的制震設計係運用歷時分析，必須不斷試算直至符合性能要求及經濟性，這是由於根據經驗所知，在試算的過程中容易只選取某片斷的試算結果。構成要素、外部擾動、反應間明確的相互連結有助於理解制震構造之構成，以及進行簡單的反應預測及設計，例如 4.1 節與 4.2 節般的基本理論是不可或缺的。根據理論所述，不單只是尋求反應預測之便利性，更需提供各種基本設計之解，如此才能給予設計師在性能及經濟性方面多方之選擇。

此外，第 2 章中論及，目前的 4 種制震系統(2.1 節)與 8 種結構形式(2.2 節)的所有組合中，實際上使用的部份佔有七成⁹⁾，預料此後將朝向更多樣化發展。而各裝置之限制條件(4.2 節)也必須再增修，如此一來恐怕較試誤法要更加困難。儘可能地以全面性確立出具有連貫性的反應預測及設計手法，這對於今後制震的發展可說是非常重要的環節。筆者們也以此為設定目標，致力於發展單質點系統與多質點系統之設計^{2),3),27)-32)}。

5. 制震系統與構造之分析手法

設計驗證中必使用的歷時分析依制震系統、安裝構材及結構之不同而有各種多樣之手法，其精確度並非具連貫性；而對於裝置差異之比較，不可諱言的，分析誤差顯著之可能性的確存在。

(1) 制震系統之模型化

筒型黏滯性阻尼器內因附有反力比速度指數次方之非線性阻尼裝置之 Maxwell 構造，因此可非常準確地製成模型¹⁶⁾。另一方面，運用剪切抵抗力的面型或箱型黏性體制震壁，使其黏性係數、指數、彈簧勁度之值變形或依速度使之產生變化，加上構造之周期及溫度的差異，因而建議使用需經調整且複雜的模型^{15),22)}。然而即使為相同的阻尼器也會有數個建議案，及驗證實驗數據不充分之處²⁰⁾。其他筒型、面型、箱型三種，因受到風等微量外部擾動的模型，目前尚無適宜之建議案。

油壓阻尼器內則是附有反力比速度之雙折線性之 Maxwell 構造，因此可非常準確地製成模型¹⁶⁾。此外最近的實驗中，受到風振動等微量振幅相較於一般之情形，性能有降低之傾向雖已證實，但模型化尚未能提出建議案。

黏彈性阻尼器方面，若推廣歐美所使用之分數微分構成法則時，對於廣範之溫度、振動次數、振幅，可利用極少的參數完成高精確度的模型，而目前也有編入數種實務上使用之構造分析程式。由最近的實驗觀之，即使是微量振幅也不會發生阻尼器性能降低的情形，因此使用上述之構成法則即可²³⁾。精確度雖有降低的情形，然若搭配數個 Maxwell 構造與 Kelvin 構造使用，加以適用範圍明確時，亦可稱之為具實用性之模型；特別是過度依賴振幅的阻尼器²⁴⁾，雖有數個建議使用之模型，但由於條件範圍過大，因此幾乎沒有可確保精確度的模型。

鋼製阻尼器方面，實務上使用之構造分析程式雖採用完全彈塑性模型，但由於大部份的鋼材具有應變硬化，因此無法避免模型誤差的產生^{20),21)}。而其參數係根據鋼材規格所設定，故實際上降伏力也會發生偏高的情形。這些雖是老調重談，但至今仍未有適當的解決方案。

以上對於制震系統中歷時分析模型具有多種精確度，今後仍將致力鑽研以明確出模型精確度及適用範圍⁹⁾，進行分析時雖較偏愛採用能忠實反映出系統之力學性能之模型，但常有該模型不包含實務上使用之程式的情形，因此，制震構造協會公開研究人員及技術人員所製作之最新的系統模型、代數運算、子程式，以發展模型化，今後也將持續朝此方向努力，而現階段已著手進行檢討實務上使用之程式之簡易模型的精確度。

(2) 制震構造之模型化

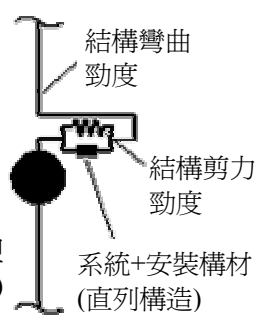
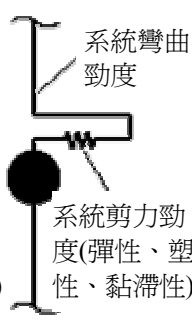
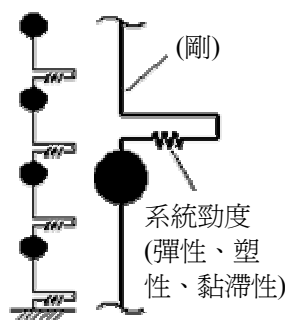
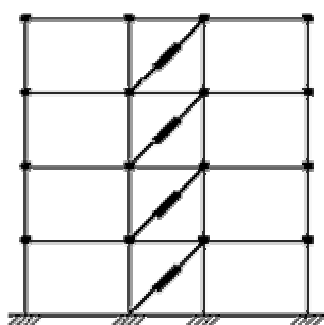
為能正確掌握具有制震系統之結構的反應特性，故必須採用各構材經模型化之後的「構材組成模型」，但設計時大多採用簡易模型（圖 5.2.1.7）。一般而言，進行構材組成模型的靜態分析後，採用所求得的層間變形與層間剪力之關係，用以進行模型的簡易化，而這些模型分別為「剪力柱模型」、「彎曲剪力柱模型」、「彎曲剪力分離模型」（圖 5.2.1.8）。

剪力柱模型之理論係不使制震構造之剪力變形、彎曲變形成分離並使之集中，可說是最為簡便的模型²⁵⁾。採用黏滯性系列的阻尼器時，若單就結構之構材組成模型的靜彈性分析結果，以及結構、系統的力與變形位相差考量時，各層應採用貯存勁度與黏滯性構成之 Kelvin 構造。鋼製阻尼器係依據制震構造之構材組成模型的彈塑性分析，採用單純的雙折線性及三線性型組成。

彎曲剪力柱模型係使制震構造的剪力變形與彎曲變形分離的模型。若採用黏滯性系列的阻尼器，可由阻尼器作為彈性彈簧之構材組成模型靜性分析中，求出制震構造的彎曲變形及剪力變形，前者為彈性柱，後者為 Kelvin。鋼製阻尼器則是依據制震構造之構材組成模型的彈塑性分析，由彈性柱與彈塑性彈簧組成²⁵⁾。

彎曲、剪力分離模型係由上部及變化前結構之靜彈塑性分析中，設定表示結構處彎曲變形的彈性柱及表示剪力變形的彈塑性彈簧，且與後者並列連接的阻尼器模型。彈性柱與彈性彈簧的特性與阻尼器類別、大小是個別設定的，與上述之兩模型不同。

上述之模型相較於構材組成模型，在各層中有小幅的自由度，非常具有實用性，然其精確度之差異甚大，今後針對精確度及適用範圍應持續並大範圍地進行檢討。



剪力柱模型 彎曲剪力柱模型 彎曲剪力分離模型

圖 5.2.1.7 (a) 構材組成模型與 (b) 簡易模型

圖 5.2.1.8 各類型簡易模型

6. 新趨勢—運用於混凝土結構

(1) 設計之注意事項

為能提升制震效果，本文第 4 章中提到應使阻尼器與結構之勁度比增加至某一程度，這是由於對於比較柔軟的鋼結構是相當可行的方法。因為大多數的高層建築物均為鋼結構之故，因此制震可說是多以鋼結構為前提。另一方面，近來修訂耐震等相關條文時也考慮到制震對於混凝土建築物及木造住宅的適用性，故本文將以此做為一新發展趨勢，針對混凝土結構之適用性進行論述。

混凝土結構發生龜裂前之勁度（一次勁度）較鋼構造等之彈性勁度高出

許多，而龜裂發生時的變形（一次降伏變形）則非常小。由此可鑑，即使是預防大地震時發生龜裂情形，也需要極高的阻尼器勁度，換言之即是若要求多數的阻尼器時，便難以達成。

另一方面，針對龜裂發生後的反應控制，對於降低後的結構勁度（二次勁度），其阻尼器之必須勁度值更有可能變成實現值，因此防止造成深度損傷或勁度降低的變形（二次降伏變形）便有希望能得以實現。

此外，如此設定的阻尼器勁度即使在龜裂發生前的控制效果較不足夠，但由於可附加風振動控制部份的阻尼，因此可改善居住性以及防止因長年微幅振動造成混凝土老化的情形。

(2) 考量架構之非線性之設計

基於上述之概念，故本節中將介紹 10 層樓混凝土結構加裝阻尼器之案例。此結構之 1~3 樓結構耐力良好，而 4 樓~10 樓均加裝了大部份為線性之黏彈性阻尼器，建築物的分析如下：採用剪力柱模型（5.2 節），混凝土結構係使用武田模型，黏彈阻尼器則採用分數微分模型^{4),5)}；各層樓於一次降伏及二次降伏時的層間變形角約設為 1/1600 及 1/200，輸入力則為增幅至最大速度 50cm/s 的 Tsaft 波。

圖 5.2.1.9(a)係不使用阻尼器時，歷時 0~6 秒時 4 樓之結構層間剪彈力與層間變形 u 的關係。最大變位雖發生於此時間帶，但也從中得知其超過二次降伏變位；若再加裝阻尼器時，則周期減少以及最大變形減少的情形可參考圖 5.2.1.9(b)。

另一方面，圖 5.2.1.9(c),(d)係表示使用阻尼器時，4 樓之結構的 F_f 與 u 的關係及阻尼器之力 F_d 與變形 u_d 的關係。若使用阻尼器可抑制結構變形且停滯於未達二次降伏變形的狀態，此外藉由阻尼器吸收能量可得知，結構吸收能量的負荷便得以減輕。附帶一提，不使用阻尼器時，結構的能量吸收量在此時間帶為 $5.5 \times 10^2 \text{ kN-m}$ ，若使用時則結構、阻尼器各為 $2.2 \times 10^2 \text{ kN-m}$ 和 $3.2 \times 10^2 \text{ kN-m}$ ，其總和為 $5.4 \times 10^2 \text{ kN-m}$ 。

抑制其損傷的制震設計雖可實現，但必須檢討系統實際的安裝方法，特別是大地震時混凝土損傷明顯時，應注意防止系統安裝處發生問題。此外，為能有效進行設計，需考量結構於彈性時的性能曲線應用，而應如何加入結構之非線性則是今後將進行探討的重點。

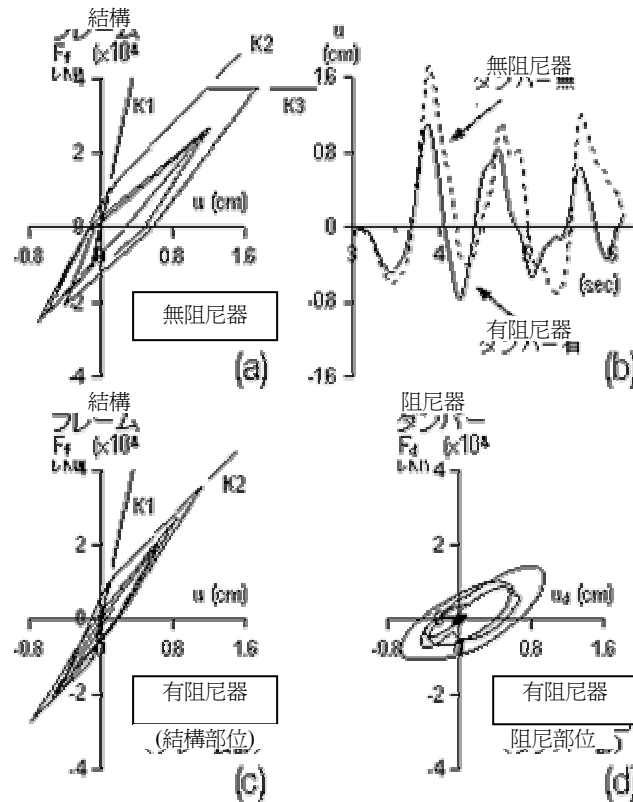


圖 5.2.1.9 混凝土結構中不使用阻尼器與使用阻尼器之比較

7. 結語

本節中論述了有關日本國內制震技術之現況及今後之課題。制震系統及結構之力學特性、制震性能與極限、其評估法及設計法、歷時分析法，以及進行至目前為止對於鋼結構之適用性之比較，並述及對於今後混凝土構造物之適用性等，然其系統之性能、保證、品質管理及維護管理等亦是重要之課題，由於篇幅所限，其詳細說明請參照文獻 9~13，19。

此外，如緒言所述，日本國內之制震技術在全球中不論是實績亦或是研究水準均出類拔萃，今後應慎重思考積極地將技術擴展至海外。

制震構造協會所編著之被動式制震構造手冊^{9),19)}等提供了相關之技術情報，目的在於提供設計師於自由發揮時可參考的基本知識，此外也有助於促進我國制震技術之健全發展及地震時保護社會之財產資源，同時也可成為提供海外各地經確立之情報來源。

参考文献

- 1) 日本建築構造技術者協会 (JSCA) : 応答制御設計法, 彰国社, 2000.11
- 2) Kasai, K., Fu, Y.M., Watanabe, A., "Passive Control Systems for Seismic Damage Mitigation", J. of Structural Engineering, ASCE, Vol.124, No.5, pp.501-512, 1998.
- 3) Fu, Y. and Kasai, K. : Comparative Study of Frames Using Supplemental Viscoelastic and Viscous Dampers, Journal of Structural Engineering, ASCE 122 [10], 513~522 (1998)
- 4) 笠井和彦, 寺本道彦, 大熊潔, 所健 : 粘弾性体の温度・振動数・振幅依存を考慮した構成則 (その 1), 日本建築学会構造系論文集, 543 号, pp. 77-86, 2001.5
- 5) 笠井和彦, 所健 : 粘弾性体の温度・振動数・振幅依存を考慮した構成則 (その 2), 日本建築学会構造系論文集, 第 561 号, pp.55-63, 2002.11
- 6) 笠井和彦, 城台頤 : 間柱型粘弾性ダンパーをもつ制振構造の動的特性と挙動およびそれらの簡易評価法に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 558 号, pp.125~132, 2002.8
- 7) 笠井和彦, 大熊潔 : Kelvin 体による線形粘弾性ダンパー簡易モデル化と精度に関する考察 (その 1), 日本建築学会構造系論文集, 550 号, pp. 71-78, 2001.12
- 8) 笠井和彦, "シンポジウム主旨及び制振性能に関する私見", 2000 東京工業大学パッシブ制振構造シンポジウム論文集,

pp.61-76,2000.3

- 9) 笠井和彦・木林長仁: 制振構造マニュアルの作成方針と現状報告; 2001 東京工業大学パッシブ制振構造シンポジウム論文集・23-32, 2001.12
- 10) 川口澄夫ほか 6 名: 粘性ダンパーの性能及び品質管理, 2001 東京工業大学パッシブ制振構造シンポジウム論文集, 2001.12
- 11) 露木保男ほか 3 名: オイルダンパーの性能および品質管理, 2001 東京工業大学パッシブ制振構造シンポジウム論文集, 2001.12
- 12) 石川和久ほか 5 名: 粘弾性ダンパーの性能および品質管理, 2001 東京工業大学パッシブ制振構造シンポジウム論文集, 2001.12
- 13) 中田安洋ほか 3 名: 鋼材ダンパーの性能と品質管理, 2001 東京工業大学パッシブ制振構造シンポジウム論文集, 2001.12
- 14) 高橋治, 関口洋平: Maxwell モデルを用いたオイルダンパーの解析アルゴリズムとサブルーチン, 2001 東京工業大学パッシブ制振構造シンポジウム論文集, 2001.12
- 15) 関口洋平, 高橋治: 粘性制震壁の解析アルゴリズムとサブルーチン, 2001 東京工業大学パッシブ制振構造シンポジウム論文集, 2001.12
- 16) 笠井和彦, 大原和之: 粘性ダンパーの解析アルゴリズムとサブルーチン, 2001 東京工業大学パッシブ制振構造シンポジウム論文集, 2001.12
- 17) 小野喜信, 金子洋文: 鋼材ダンパーの解析アルゴリズムとサブルーチン, 2001 東京工業大学パッシブ制振構造シンポジウム論文集, 2001.12
- 18) 笠井和彦・金田充弘, 大熊潔: ステップカラム制振構造の実施例: 解析と実大ダンパー試験; 2001 東京工業大学パッシブ制振構造シンポジウム論文集, 2001.12
- 19) 笠井和彦, 木林長仁ほか 10 名: パッシブ制振構造マニュアル作成の現況; 2002 東京工業大学パッシブ制振構造シンポジウム論文集, 127-132, 2002.12
- 20) 山崎久雄ほか 3 名: 制振構造の応答性状に及ぼすダンパーモデルの影響, その 1: 鋼材ダンパーの解析モデル; 2002 東京工業大学パッシブ制振構造シンポジウム論文集, 151-156, 2002.12
- 21) 小野喜信ほか 3 名: 制振構造の応答性状に及ぼすダンパーモデルの影響, その 2: 多質点構造を用いた検討例; 2002 東京工業大学パッシブ制振構造シンポジウム論文集, 157-162, 2002.12
- 22) 笠井和彦ほか 3 名: 粘性制振壁の設計用解析モデルについての一考察; 2002 東京工業大学パッシブ制振構造シンポジウム論文集, 163-170, 2002.12
- 23) 大木洋司, 笠井和彦, 高橋治: 微小振幅下における速度依存ダンパー性能確認実験; 2002 東京工業大学パッシブ制振構造シンポジウム論文集, 171-180, 2002.12
- 24) 笠井和彦, 大木洋司, 雨宮健吾, 木村勝彦: イソブチレン系粘弾性体の温度・振動数・振幅依存性を考慮した非線形力学モデルの構築; 2002 東京工業大学パッシブ制振構造シンポジウム論文集, 181-194, 2002.12
- 25) 大淵敏行ほか 8 名: 制振構造のテーマストラクチャーの提案と解析モデル化の検討, (その 1: 4, 10, 20 層の制振・非制振テーマストラクチャーに関する詳細情報); (その 2: せん断棒・曲げせん断棒へのモデル化と時刻歴解析精度); 2002 東京工業大学パッシブ制振構造シンポジウム論文集, 195-204, 2002.12
- 26) 笠井和彦, 城臺顕, 佐藤大樹: 速度依存型ダンパーをもつ制振構造のせん断棒モデル化について; 2002 東京工業大学パッシブ制振構造シンポジウム論文集, 221-236, 2002.12
- 27) 笠井和彦, 伊藤浩資: 等価線形化および応答スペクトルの適用による一質点弾塑性構造の最大応答予測法; 2002 東京工業大学パッシブ制振構造シンポジウム論文集, 237-246, 2002.12
- 28) 竹内徹ほか 4 名: 等価線形化手法によるパッシブ制振構造の簡易応答評価; 2002 東京工業大学パッシブ制振構造シンポジウム論文集, 247-260, 2002.12
- 29) 笠井和彦: 剛性調節法による粘弾性ダンパー制振構造の設計について; 2002 東京工業大学パッシブ制振構造シンポジウム論文集, 261-272, 2002.12
- 30) 笠井和彦, 伊藤浩資: 剛性調節法による弾塑性ダンパー制振構造の設計法について; 2002 東京工業大学パッシブ制振構造シンポジウム論文集, 273-282, 2002.12
- 31) 笠井和彦, 大原和之, 鈴木陽: 非線形粘性ダンパーをもつ制振構造の設計法について; 2002 東京工業大学パッシブ制振構造シンポジウム論文集, 283-290, 2002.12
- 32) 笠井和彦, 西村忠宗, 大原和之: オイルダンパーをもつ制振構造の等価線形化について; 2002 東京工業大学パッシブ制振構造シンポジウム論文集, 291-300, 2002.12
- 33) 笠井和彦・徐養会: Experimental parameter study on cyclic inelastic behavior of bolted angle connections; 日本建築学会構造系論文集, [560], 169-179(2002)
- 34) 笠井和彦, 徐養会: Experimental study on cyclic inelastic behavior and low-cycle fatigue of bolted T-stub connections; 日本建築学会構造系論文集, [561], 227-235(2002,)
- 35) 笠井和彦, 寺本道彦, 渡邊祐一: 粘弾性体と弾塑性体の直列結合からなるパッシブ制振装置の挙動に関する研究; 日本建築学会構造系論文集, [556], 51-58(2002)
- 36) 笠井和彦, 元結正次郎, 大木洋司: 水平地震動を受ける空間構造への粘弾性ダンパーの適用と応答性状に関する一考察; 日本建築学会構造系論文集, [561], 125-135(2002)
- 37) 笠井和彦, 大熊潔: 線形粘弾性ダンパーの Kelvin モデル化手法における精度改良に関する考察 - 外乱振動数成分の粘弾性体特性への影響を付加的に考慮したモデル; 構造工学論文集, [48B], 545-553(2002)
- 38) 笠井和彦, 大木洋司, 雨宮健吾, 木村勝彦: イソブチレン・スチレン系のブロック共重合体からなる粘弾性材料の構成則(その 1: 小歪領域における温度・振動数依存のモデル化)
- 39) 笠井和彦, 伊藤浩資, 渡部厚: 等価線形化手法による一質点弾塑性構造の最大応答予測法; 日本建築学会構造系論文集, 第 571 号, pp53-62, 2003.9

5.2.2 日本制震結構設計及結構分析

1. 前言

日本列島天災發生比例奇高，光是發生於日本島內之地震能量即占地球整體10%。另外，颱風上陸機會亦為全世界10%。

此亦為日本耐震設計基準之外力設計較世界各國嚴格之原因。即便如此，日本因為這方面之相關研究尚不足百年，故其經驗稍嫌欠缺。是以，因應現在之法規不僅無法防範未然，事實上現行對策皆是隨著災害發生而修訂。

值得一提的是，日本為預測地震之發生，十多年來投入大量心血與金錢實施國家計劃，卻無顯著成果，近來則又著手推行建築物防震結構安全計劃以因應無法預測之地震。

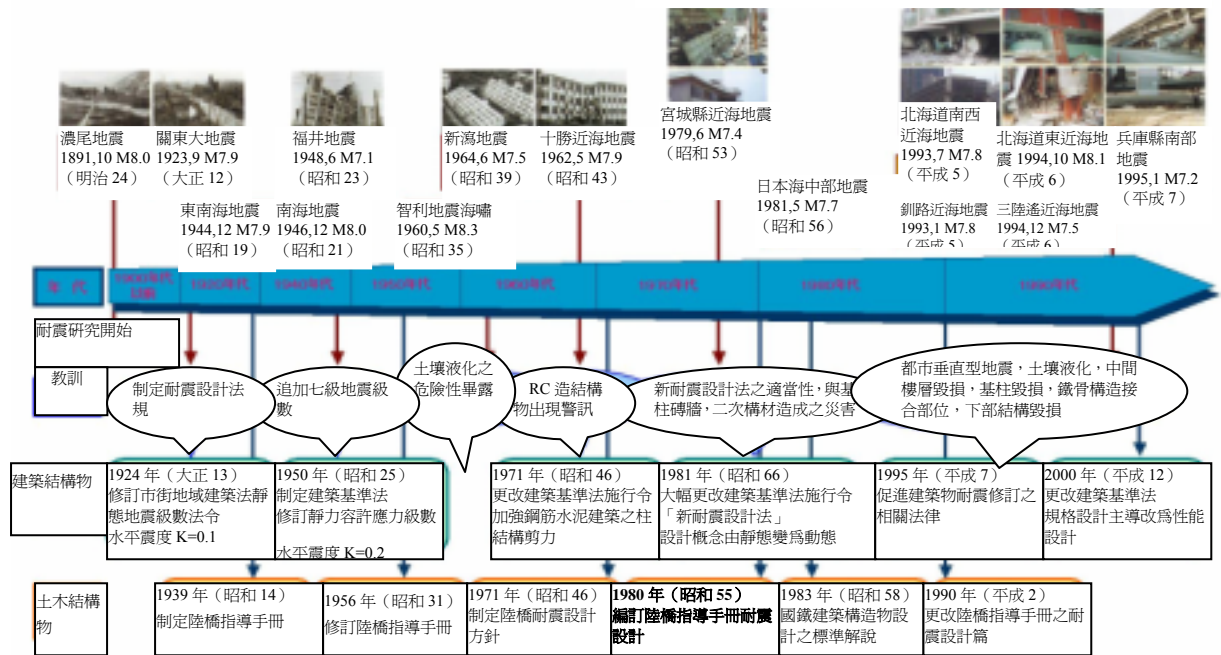
基於上述經緯，制震結構被視為防震對策方法之一，該方法藉由歷時分析製作動力設計。然而，該設計路徑難度較高且須經過外審核准。

以下茲以實例介紹日本制震結構設計之流程。

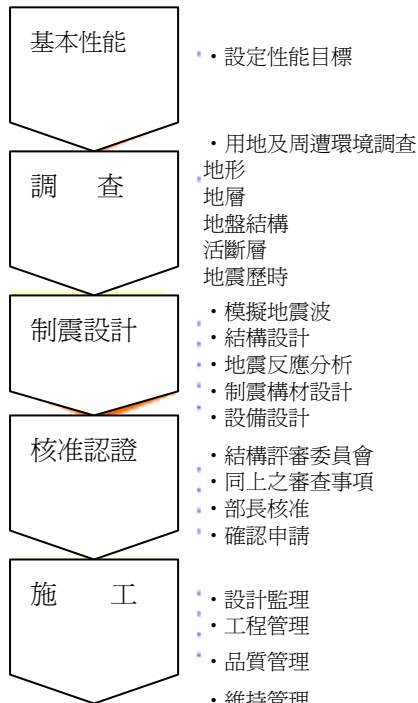
震災與法規之變遷

此法規就規範觀點而言雖足夠，然若欲防治災害之發生則恐有不足之處。因此，為記取過去教訓，目前之耐震法規實有修訂之必要。茲將其演變過程說明如下。

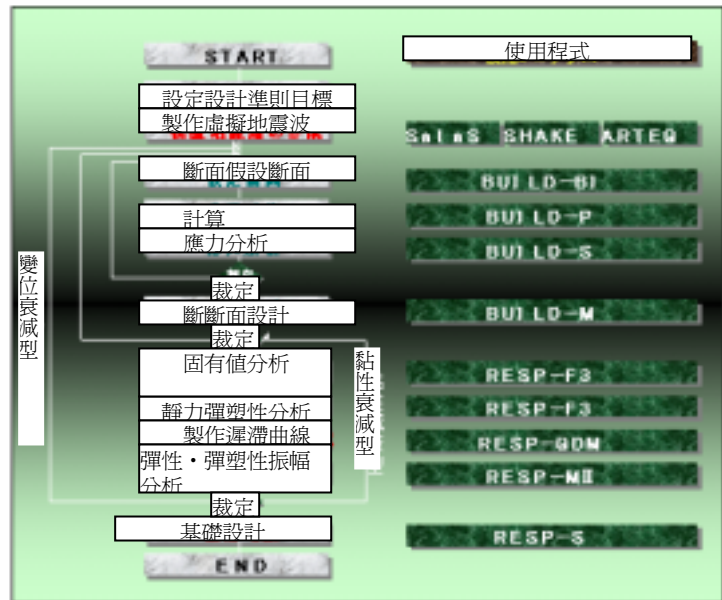
日本之隔震工程雖於1983年竣工，然卻因受到「兵庫縣南部地震」之影響才起始大舉施行。



制震結構之設計流程

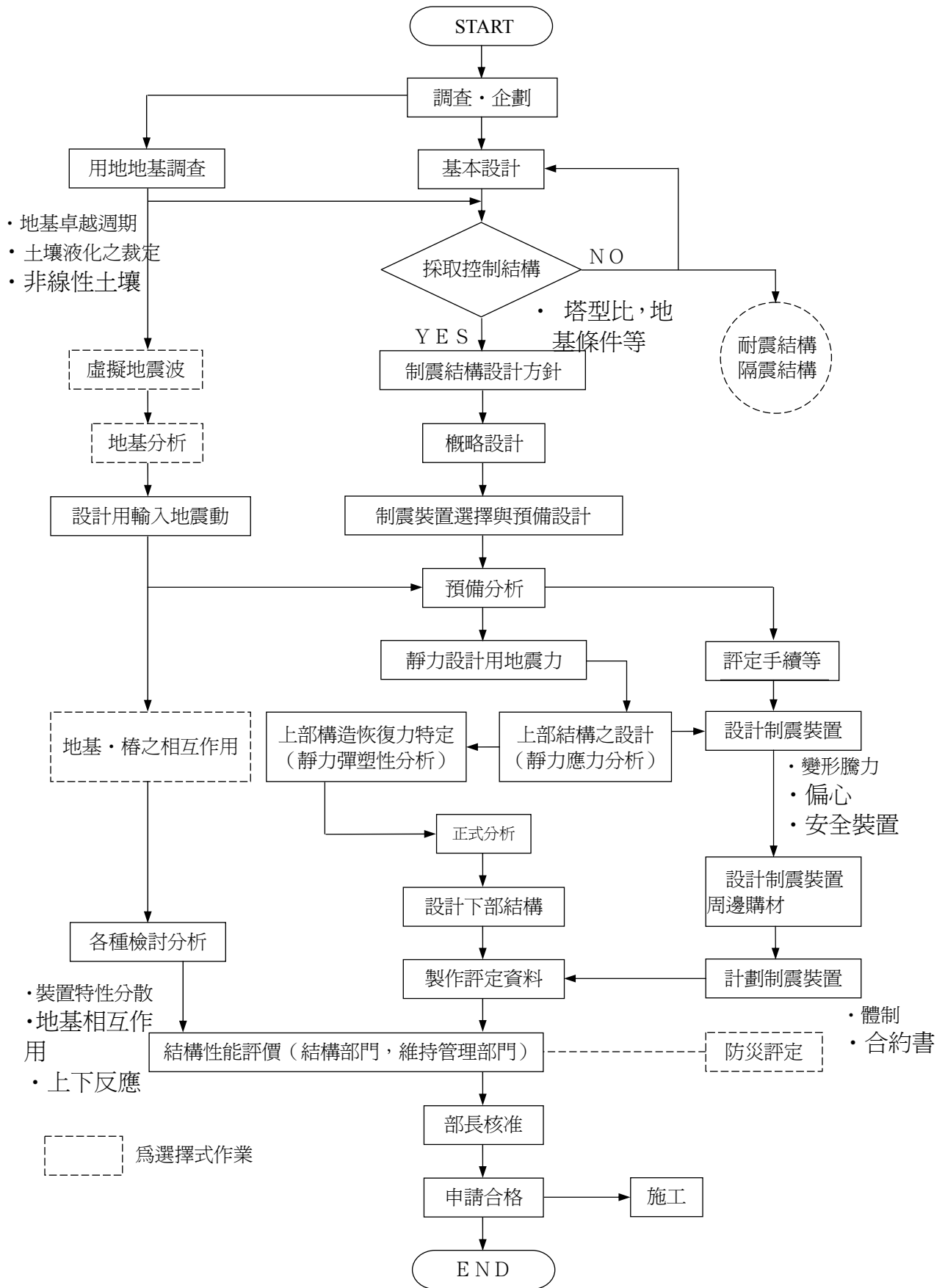


有關制震結構之設計・施工係依左列順序進行



2. 制震結構設計路徑

茲將日本之制震結構設計流程圖（範例）說明如下。



3. 結構性能評價所需資料（範例）

茲以範例說明申請部長核准外審所需資料。

此外，範例之高層建築物如下所示。

• （暫名）熱海 J 計劃 21



發包商：前川建築事務

設計時間：2002

主要用途：集合住宅

建築物高度：40 層樓、
162.157m

總樓板面積；39,379.1m²

制震裝置；
HMD+Super ODB



3.6.3 ダンパー設置
図 3.6.3 及び図 3.6.4 に示すダンパー設置位置は、図 3.6.3 の設置位置を示す。

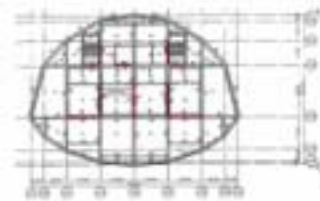


圖 3.6.3 油壓阻尼器設置圖
（參考圖）

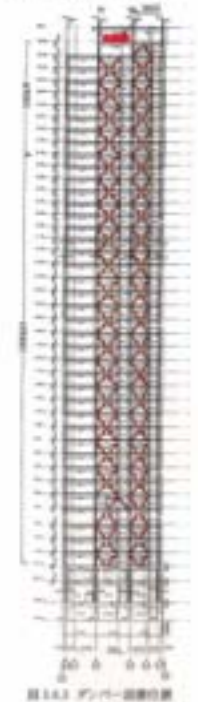
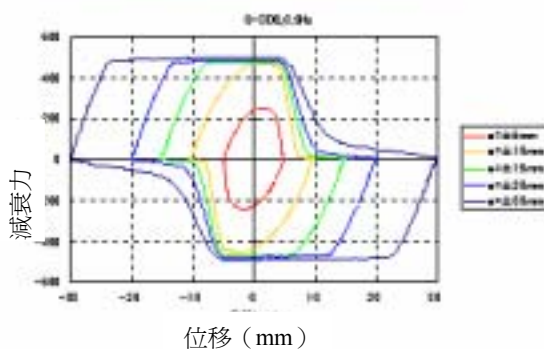


圖 3.6.3 組尼器設置圖

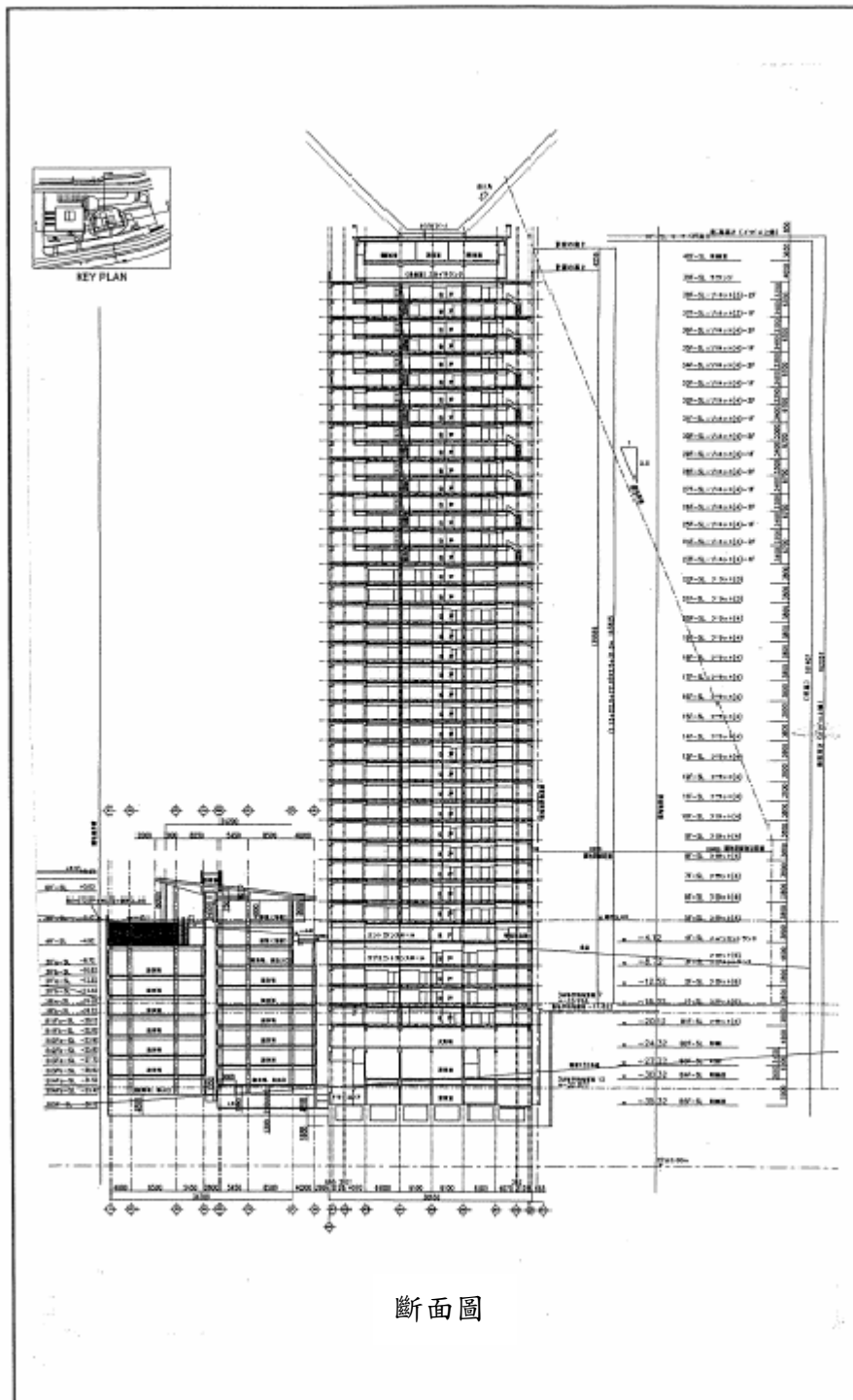
建築物及結構概要

評價編號			評價年月 日	平成 年 月 日	
件名		(暫名)熱海 J 計劃 21 新建工程			
申請者		日本 JAMBOO 股份有限公司 董事 高橋 弘			
設計者	一般	股份有限公司 前川建築設計事務所			
	結構	股份有限公司 橫山建築結構設計事務所			
		股份有限公司 結構計劃研究所			
監督	股份有限公司 前川建築設計事務所				
施工者		未定			
建築物概要	施工地點	靜岡縣熱海市東海岸町 68-2 外			
	用途	集合住宅・商店・停車場			
	面積	基地面積	5,123.33 m ²		
		建築面積	2,824.48 m ²		
		總地板面積	39,379.10 m ² (高層樓部分 29,284.63)		
		標準層面積	703.65 m ²		
	樓數	地上	40 層		
		地下	4 層		
		屋突	1 層		
	高度	檐口高度	161.307 m (平均 GL=-32.077 起)		
		建築物高度	162.857 m (平均 GL=-32.077 起)		
		最高處	162.157 m (平均 GL=-32.077 起)		
		標準層層高	3.800 m		
		1 層層高	3.800 m		
		地上層層高	6.000 m		
		基礎底深	GL-7.343 m (平均 GL=-32.077 起)		
	地盤	設計用 G.L	TP+46.72= GL±0	設計用地下 水位	-
設計 G.L-m			地基	N 值	
		0.00 ~ 8.70	盛土	15 ~ 50 以上	
		8.70 ~ 10.7	混有沙礫之黏 質土	38 ~ 50 以上	

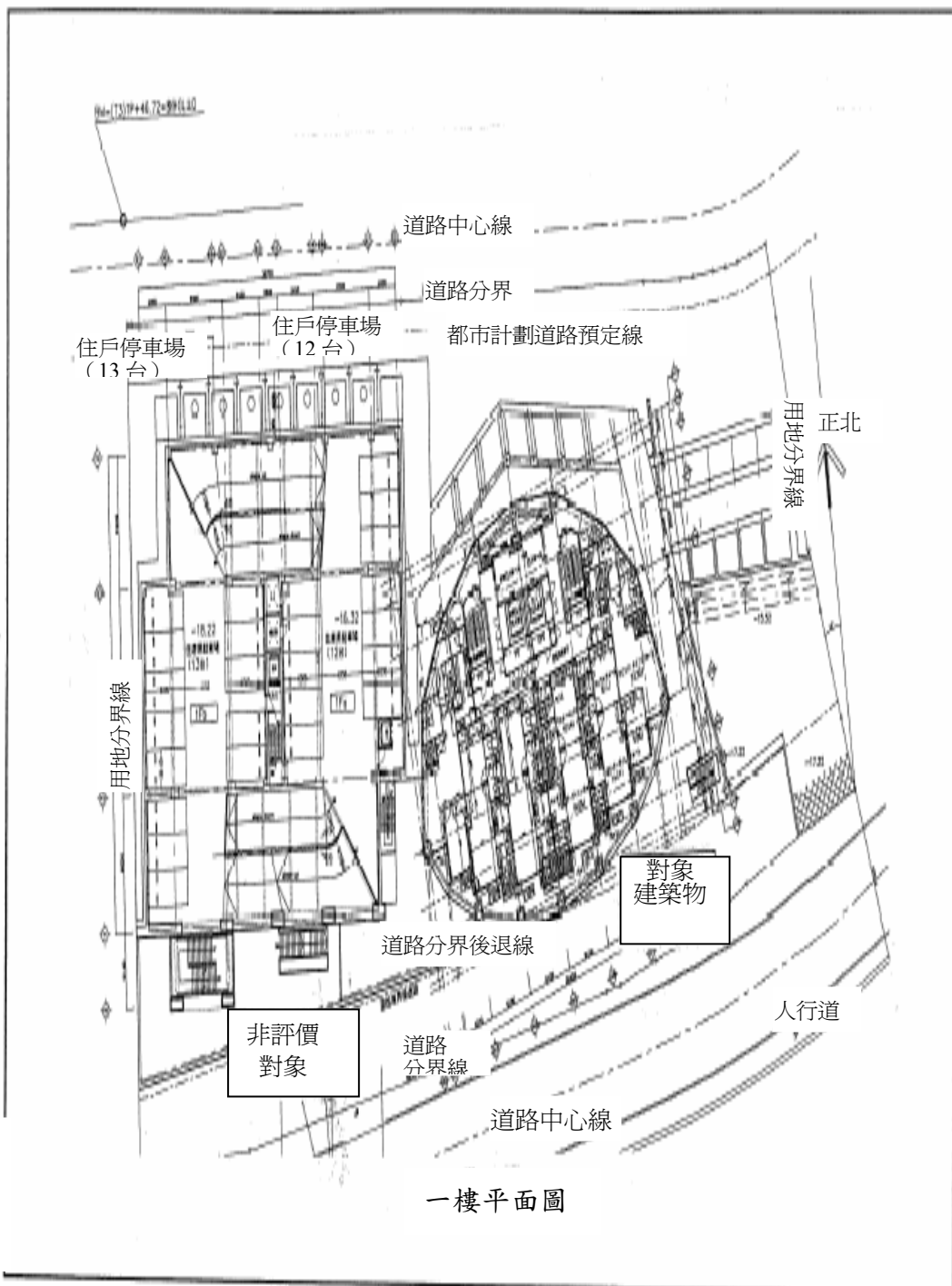
			10.7 ~ 26.0	安山岩	50 以上	
			26.0 ~	安山岩質凝灰岩	50 以上	
			~		~	
結構概要	基礎結構	類別		直接基礎（筏式基礎）		
		基礎底部深度		GL-5.343 m（平均 GL 起）		
		長期地耐力		980 k N/m ² （平均接觸面壓：439 · 1kN/m ² ）		
	主體結構	骨架類別	地上樓層	結構類別：鋼結構（柱：CFT 結構、樑：鋼結構） 骨架類型：鋼性框架		
			地上樓層	結構類別：鋼骨鋼筋混凝土（部分鋼筋混凝土） 骨架類型：附加耐震牆之鋼性框架		
			耐力牆其他	工地打造之鋼筋混凝土		

		<p>柱・樑 斷面・材料</p>	<p>・斷面 柱：焊接組装箱型斷面 (700x700、650x650) 鋼管斷面 (φ 850、φ 800) 大樑：焊接組裝H型斷面或外寸法固定之H型斷面 (700x400、700x350、650x350、650x300) 小樑：圓筒型H型斷面、焊接組裝H型斷面 內柱：圓筒型H型斷面、焊接組裝H型斷面</p> <p>・材質 鐵架 柱：焊接組装箱型斷面、鋼管斷面 箱型斷面 t ≤ 40 SN490C t ≥ 45 建築結構用TMCP鋼材 (C類, F=325N/mm²) 鋼管斷面 t ≤ 40 STKN490B t ≥ 45 建築結構用高性能 520N/mm²鋼管 大樑：焊接組裝H型斷面或外寸法固定之 H型斷面 法蘭盤 t ≤ 40 (flange) t ≥ 45 建築構造用TMCP鋼材 (B類, F=325N/mm²) 垂直板 SN490B (web)</p>
<p>結構概要</p>	<p>主體構造</p>	<p>柱・樑 斷面・材料</p>	<p>小樑： 圓筒形H型斷面 SN400A 焊接組裝H型斷面 SN400B 內柱： 圓筒型H型斷面 SN400A 焊接組裝H型斷面 SN490B 鋼筋 D10~D16 SD295A D19~D32 SD345 混凝土 填充混凝土(柱) 普通混凝土 Fc=36 N/mm² 地上樓層(slab) 普通混凝土 Fc=21 N/mm² 地下樓層 普通混凝土 Fc=36 N/mm² 基礎 普通混凝土 Fc=30 N/mm²</p>

		柱・樑 接合部位	柱 焊接組裝箱型斷面 工地焊接 鋼管斷面 工地焊接
			大樑 (S 造一般部位) flange 工地焊接 web 高強度螺栓摩擦接合
			大樑 (S 造軸承架部位) flange 工地焊接 web 高強度螺栓摩擦接合
			大樑 (S R C) flange 工地焊接 web 高強度螺栓摩擦接合
			小樑 web 高強度螺栓摩擦接合
			<ul style="list-style-type: none"> • 柱・樑 接合部位 箱型斷面部分貫穿柱構材 (內隔板方式) 鋼管斷面部分 (超厚外隔板方式、 部分為中空隔板方式)
		樓板方式	<ul style="list-style-type: none"> • 1 樓板以上 住宅部分：中空板 (半PC版+工地打造混凝土) 其他部分：去除平板外框之鋼筋混凝土板 • B1 樓板以下 上述以外、傳統工法之 鋼筋混凝土板
	非耐力 牆	外牆	G R C、帷幕玻璃牆(B1 樓層以上) 鋼筋混凝土牆 (B2 樓層以下)
		內牆	A L C 版、輕型木板鋼結構(B1 樓層以上) 鋼筋混凝土牆 (B2 樓層以下)
		結構特色	因本建築之地上樓高 40 層、因此柱內構材採用混凝土鋼管柱 (C F T)、大樑則為鋼結構。此外、本建築之結構性能為高衰減性，除於頂樓設置大型阻尼器以抗風阻與確保地震發生時之居住安全外、另外於基準樓層裝設抗震支承(油阻尼支承)。



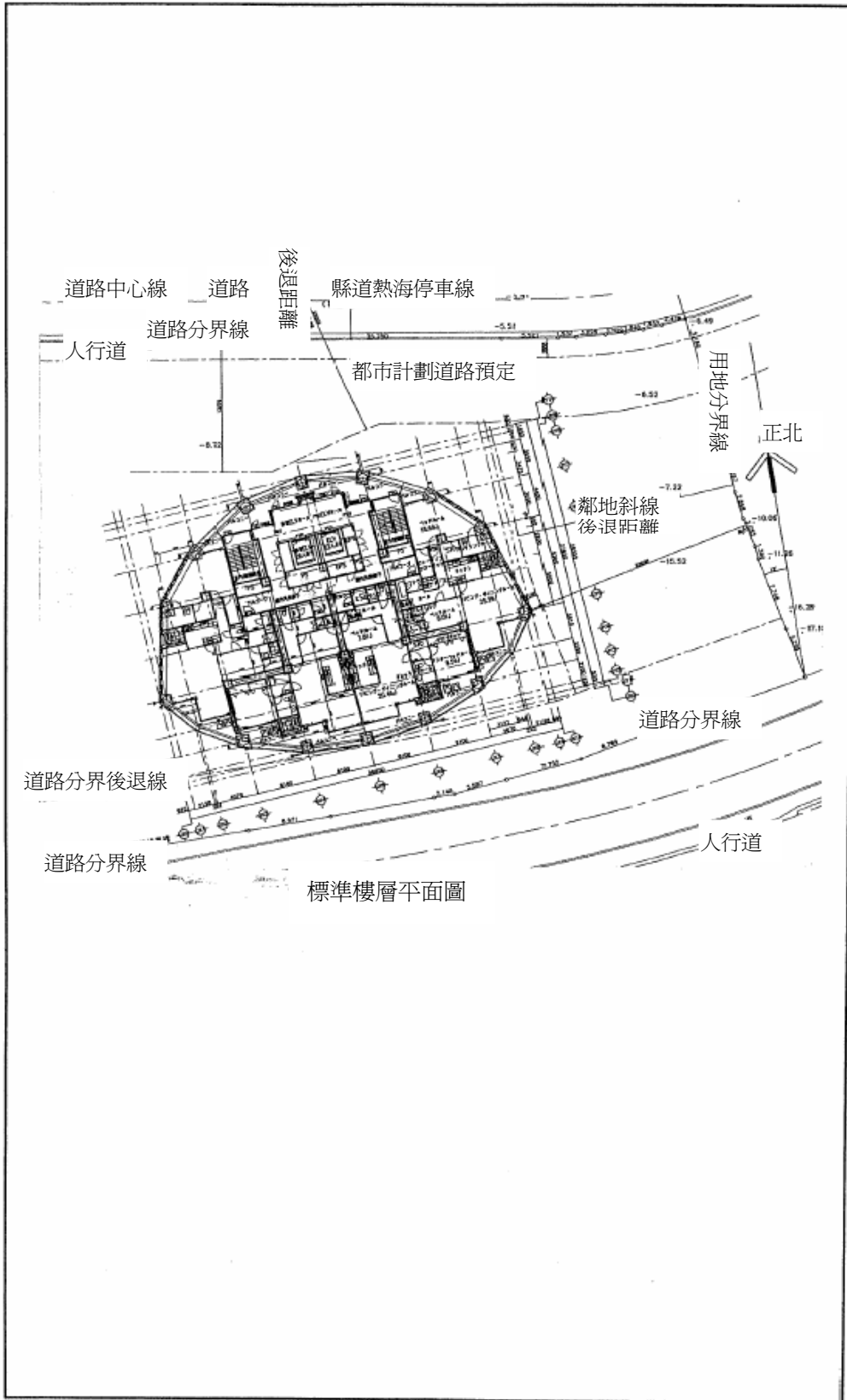
斷面圖

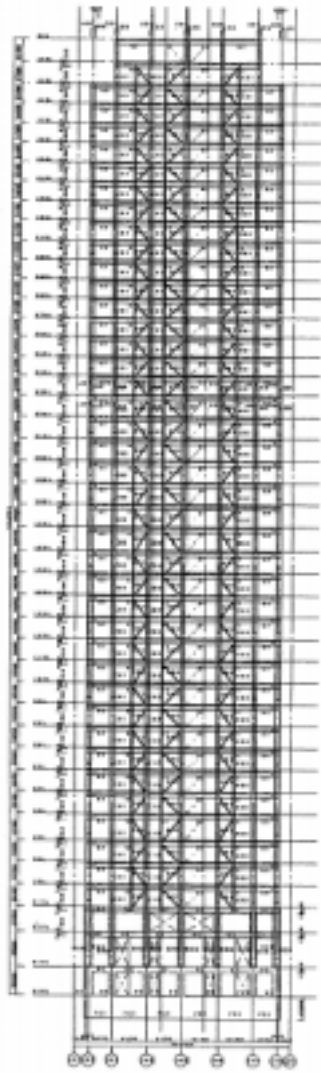


一樓平面圖

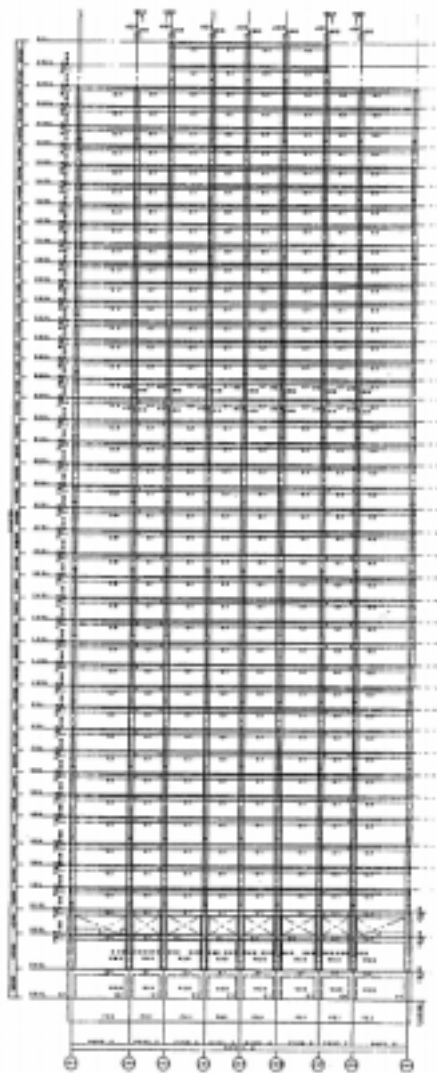
1-5

日本BRJ(股)

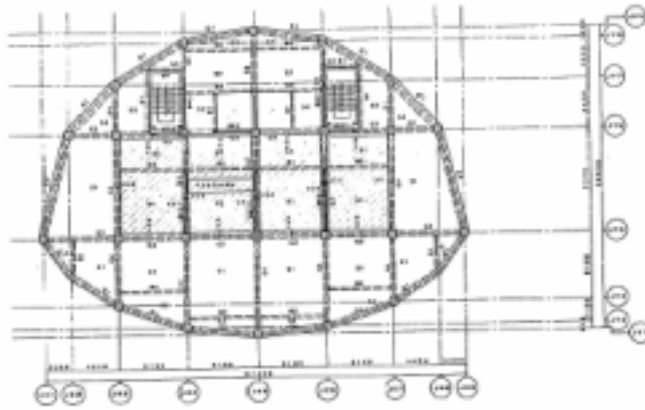




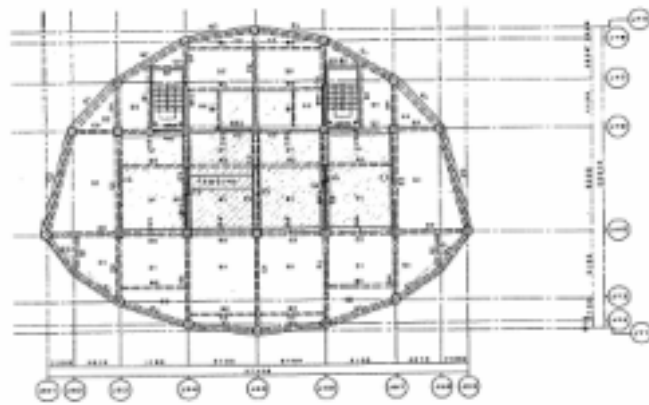
YJ6 貫穿結構圖



YJ9 貫穿結構圖



6-17 樓層平面圖 1/200



21-22 樓層平面圖 1/200

標準樓層平面圖

超高層建築物之評價項目

評 價 項 目		檢 討 結 果
第 1 號	<p>確認建築物主要部位之結構耐力不因其各部位之固定荷載、因應實際狀況產生之動荷載等及外力之影響而有毀損情形。</p>	<p>已確認建築物各構材不因固定荷載與動荷載之長期負荷下而超出其長期容許應力度。</p>
第 2 號	<p>依下列規定辦法計算建築物之積雪荷載。此時、得視減輕融雪設備等積雪荷載之研習所需、降低積雪荷載數值。</p> <p>甲) 建築物積雪荷載之相關計算方法須依法令第 86 條實行。然而、以 50 年再現期待值計算者可依該值計算之。</p> <p>乙) 確認建築物之主要部位不因甲項之積雪荷載計算而造成結構耐力損傷。</p> <p>丙) 確認依甲項之積雪荷載計算, 即使其重量為總荷載之 1.4 倍, 建築物亦不因此頃倒或崩毀等。</p>	<p>已確認各構材於承受法令第 86 條規定方法所計算之積雪荷載後仍處於短期容許應力度內、且建築物主要部分之結構耐力將不因此毀損。同時、建築物之各構材即使承受之積雪荷載為法令第 86 條所計算之 1.4 倍建築物亦不因此頃倒, 崩毀。</p>
	<p>有關建築物之抗風結構計算依以下辦法計算之。此時、須一併計算建築物於水平面內與風向直交方向及扭轉方向時之振動, 同時顧及屋頂鉛直方向合適與否。</p> <p>甲) 凡地上 10m 之平均風速, 若依法令第 87 條規定計算且顧及地表粗度區分後屬於暴風等級時、須確認建築物主要部分(制震構材除外) 不因此毀損。</p> <p>乙) 凡地上 10m 之暴風, 其平均風速為甲項規定風速之 1.25 倍時, 須確認建築物不因此頃倒或崩毀。</p>	<p>已確認建築物主要部位之結構耐力, 當承受公告 1454 號及風洞測試結果計算之風壓時, 其短期容許應力符合第三號甲項規定。同時、主要構材亦為全塑性耐力範圍內且建築物不因此而頃倒或崩毀。</p>

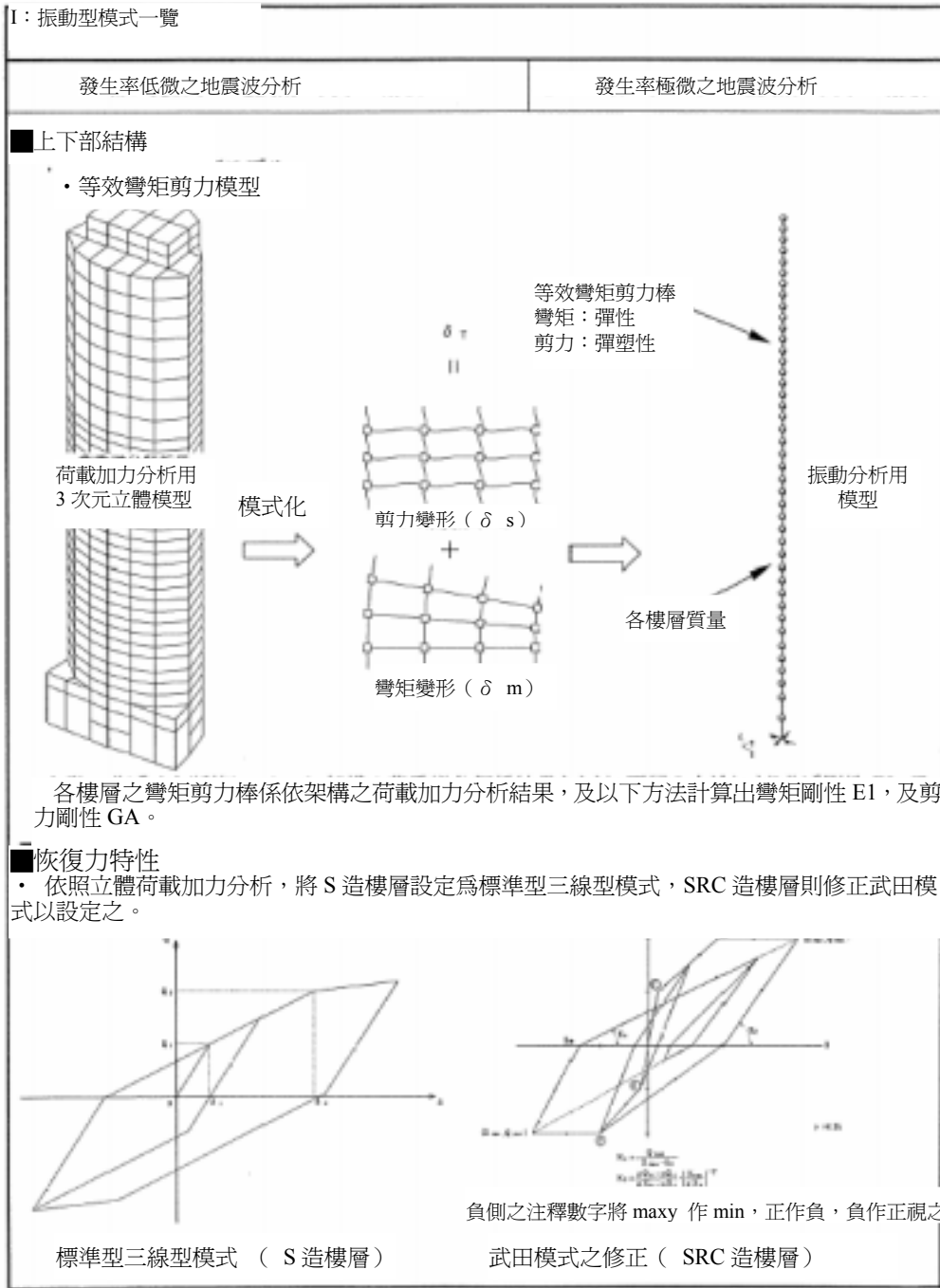
評 價 項 目	檢 討 結 果
<p>第 4 號</p>	<p>有關影響建築物之地震力須依下列方法計算其結構。此時，須適當地考慮建築物規模及配合其形態之上下方向地震動、與該地震動成垂直交叉之水平振動、地震動之位相差及受鉛垂方向荷載影響之水平方向變形等。</p> <p>甲) 影響建築物之地震動須依公告指示設定之。但、若其設計已適當地考慮用地附近斷層、或震源距離等地震動產生之影響及建築物將承受之後果、則不在此限。</p> <p>乙) 雖甲項規定之地震動發生機率低微，但為確保建築物主要部分之結構耐力不因此遭損，關於建築物結構須以運動方程式設計之。但，制震構材則不為此限。</p> <p>丙) 雖甲項規定之地震振動發生機率極微，但為確保建築物不因此頃倒、崩壞，關於建築物結構須以運動方程式設計之。</p> <p>設計用輸入地震動之發生機率極微，其數值設定係依公告第四號解放工學地基之規定，參照其加速度反應譜適當地考慮建設地表層基地之增幅，設定地震動（位相特性係採用相同隨機數、JMA KOBE 1995 NS、HACHINOHE 1968 NS 等。）、及依 $V_{max}=50\text{cm/s}$ 計算之以往觀測波 ELCENTRO1940NS、TAFT 1952EW、HACHINOHE 1968NS 以設定之。</p> <p>同時，此發生機率低微之地震動之設定，係依照公告第四號中解放工學地基規定之加速度反應譜，適當地考慮建設地表層基地之增幅做成地震振動（下稱「公告地震波」。）及依照 $V_{max}=25\text{ cm/s}$ 計算之以往觀測波 EL CENTRO1940NS、TAFT1952EW、HACHINOHE 1968NS。</p> <p>依動力分析結果，本建築物為因應發生機率低微之地震動、已確認上部結構之主要構材為短期容許應力度範圍內，且依運動方程式證明主要部分之結構耐力不受毀損。同時、就因應發生率極微之地震動、本建築物已確認上部結構之主要構材為極限耐力範圍內，且保證建築物不因此頃倒、崩壞等。</p> <p>有關鉛垂方向荷載引起之水平方向變形方面、因建築物上部結構之變形不大、故研判 P-δ 效果不起任何影響。</p> <p>• 有關地震振動位相差之影響，因本建築物長邊方向長達 40m，故可判定位相差之影響不大。</p>

第 5 號	於計算第 2 號至第 4 號規定之結構時，須適當地考慮第 1 號規定之荷載及外力說明。	就第 1 號之荷載及外力規定，本建築物已適當地考慮到。
第 6 號	確認建築物主要部分之結構耐力不因第 1 號規定之發生狀況致使其荷載及外力影響其構材變形或振動致使建築物無法使用。	已確認建築物不因發生於 1・項規定之實際狀況致使其荷載及外力影響構材變形或振動影響而無法使用。
第 7 號	確認屋頂面材、外裝材料及向外之帷幕牆，其抗風抗振之結構耐力無安全之虞。	已確認即發生率極微之地震動發生時、最大樓層側變形角將為 1/158 以下(公告地震波(神戶))，外裝材料等不因此掉落，同時結構耐力安全。
第 8 號	關於法律第 8 條第 1 項，為促進土砂災害警戒區域等之土砂災害防治對策所定之土砂災害特別警戒區域內之居住建築物，除出法令第 80 條之 3 但書所定情形外，須依照土砂災害發生之自然現象分別確認平成 13 年國土交通省公告第 383 號第 2 第 2 號，第 3 第 2 號或第 4 第 2 號所規定之外力將不破壞外牆。此時，須適當地考慮第 1 號規定之荷載及外力。	該用地不為土砂災害特別警戒指定區域。

結構檢討概要表格

結構檢討概要	耐風設計	設計風壓	設計用風壓係依公告 1454 號及風洞實驗結果計算之					
	地震力負荷率	X 方向	剛架	6.2%	100.0%	100.0%	最高層(39F)	
			耐震牆	93.8%	0.0%	0.0%	最高層(39F)	
		Y 方向	剛架	2.7%	100.0%	100.0%	最高層(39F)	
			耐震牆	97.3%	0.0%	0.0%	最高層(39F)	
	耐震設計	設計用剪力係數	最高層	X 方向：0.209 Y 方向：0.209		20 樓	X 方向：0.09 Y 方向：0.090	
		分布形	B 2 F 層	X 方向：0.070 Y 方向：0.070				
		X 方向、Y 方向之 A_i 分布皆依預備分析資料而修正之						
	使用之地震波最大加速度 (cm/S ²)	使用地震波之名稱		發生率低微之地 (級數 1)		發生率極微之地 (級數 2)		
				速度(cm/S ²)	加速度(cm/S ²)	速度(cm/S ²)	加速度(cm/S ²)	
ELCENTRO 1940 NS		25.0	255.0	50.0	510.7			
TAFT 1952 EW		25.0	248.5	50.0	496.7			
HACHINOHE 1968 NS		25.0	165.1	50.0	330.1			
公告地震波 (隨機數)		10.0	75.8	49.8	378.8			
公告地震波 (神戶)		10.5	77.5	52.6	387.4			
公告地震波 (八戶)		8.2	86.4	41.2	432.2			
置換振動系	質點振動型		等效彎矩剪力型模式					
	固有週期	長邊方向(X)			短邊方向(Y)			
		T1	3.923 sec			4.219 sec		
		T2	1.248 sec			1.281 sec		
	恢復力特性		三線性模式係依靜力彈塑性分析計算之					
阻尼矩陣 (阻尼比)		係指各層之剛性比例型、阻尼比 $h=2\%$ 、併以 Maxwell 模式評價其附加衰減型油阻尼器。						
反應結果	最大層間變位 (cm) ()內數字為最大層位變位角	輸入級數	方向	反應值	層	地震波		
		發生率低微之地震波級數 (級數 1)	X 方向	0.764cm (1/445)	23	TAFT		
			Y 方向	0.712cm(1/533)	12	HACHINOHE		
		發生率極微之地震波級數 (級數 2)	X 方向	2.90cm (1/158)	4	公告地震波 (神戶)		
	Y 方向		2.13cm (1/159)	23	公告地震波 (神戶)			
	最大塑性率	發生率低微之地震波級數 (級數 1)	X 方向	0.71	5	公告地震波 (神戶)		
			Y 方向	0.48	4	公告地震波(隨機數)		
	最大軸耐力比	發生率極微之地震波級數 (級數 2)	X 方向	0.65				
Y 方向			0.61					
偏心之影響		因偏心率之 X 方向為 5% 以下、Y 方向為 2% 以下，故影響不大						

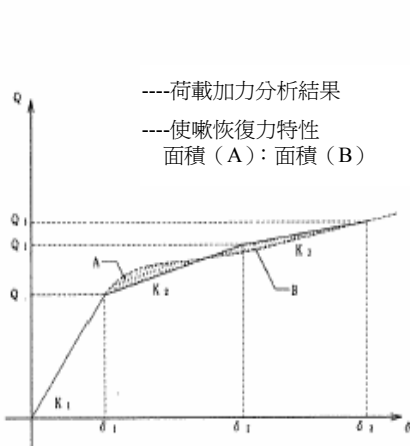
恢復力特性概要表格



II：基本振動系模式		
	發生率低微之地震振動分析	發生率極微之地震振動分析
(1) 地震波之輸入位置	<ul style="list-style-type: none"> 於地上樓層、地下樓層各層分別設 1 質點。 地下 5 樓樑核心位置 	同左
(2) 振動系模式之名稱及概要	<ul style="list-style-type: none"> 等效彎矩剪力型模式 恢復力特性係依立體荷載加力分析而設定之。 	同左
(3) 輸入位置以下之變形 (地下樓層、地基・基礎樓層之變形等)	<ul style="list-style-type: none"> 固定 	同左
(4) 阻尼矩陣 (阻尼比、部位別之衰減則採用與阻尼比相當之係數)	<ul style="list-style-type: none"> 種類：內部黏性型 衰減模型之計算 $[C] = [M][\Phi] \begin{bmatrix} 0 & 2h_i \omega_i \\ M_i & 0 \end{bmatrix} [\Phi]^T [M]$ $h_i = \frac{\sum_j h_j^{(i)} \frac{\omega_j}{\omega_i} E_j^{(i)}}{\sum_j E_j^{(i)}}$ $h_i^{(i)} = 0.02$ <p>$E_i^{(i)}$: j 層之 i 次'方式之應變能量</p> <p>$[\Phi]$: 固有方式行列</p>	同左
(5) 固有週期 (1 次~3 次) (SEC)	<p>長邊：</p> <p>$T_1=3.923$ $T_2=1.248$</p> <p>$T_3=0.671$</p> <p>短邊：</p> <p>$T_1=4.219$ $T_2=1.281$</p> <p>$T_3=0.670$</p>	同左

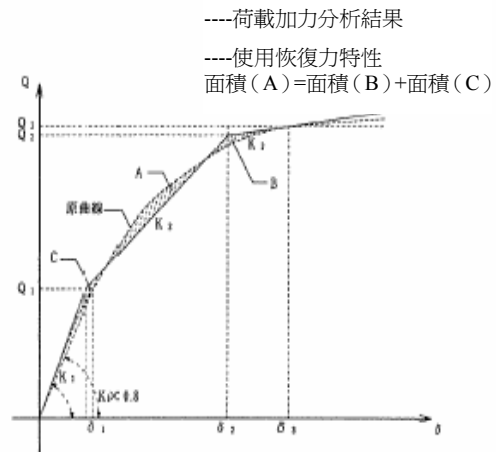
IV：恢復力特性之檢討

- 油阻尼器之恢復力特性係依測試結果設定之。
- 關於上部結構之立體增量分析，其歷時與振動分析大致相同，故可判定所設定之恢復力特性無誤。



- K1：初期剛性
 K2： δ 3 點接線剛性
 Q1：彈性限耐力
 （意指該樓層之任依構材最早屈服時之樓層剪力）
 Q3：樓層側變形角達到 1/75 時之樓層剪力
 δ 2：設定樓層位移為上圖面積 A 等於面積 B。
 δ 3：樓層側變形角達到 1/75 時之樓層位移。

S 造樓層



- K1：初期剛性
 K2： δ 3 點接線剛性
 Q1：具通過原點 K180%之割線剛性之直線與原來曲線之交點之樓層剪力。
 Q3：樓層側變形角達到 1/75 時之樓層剪力。
 δ 2：設定樓層位移為上圖 B、C 之和等於面積 A。
 δ 3：樓層側變形角達到 1/75 時之樓層位移。

SRC 造樓層

5.2.3 制震裝置之介紹

以下介紹係為能量吸收結構物中，最廣為日本業界所採用之制震裝置其性能。

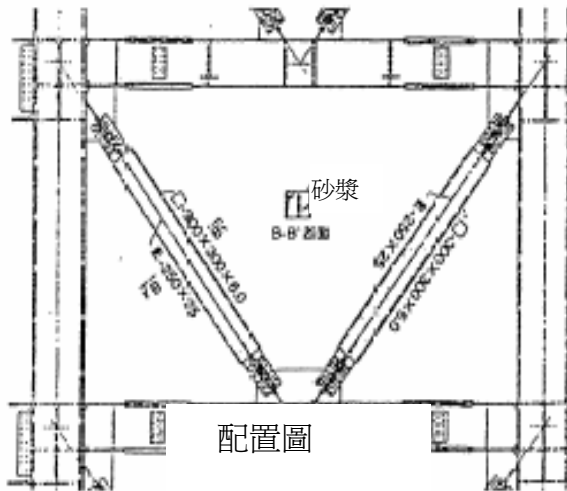
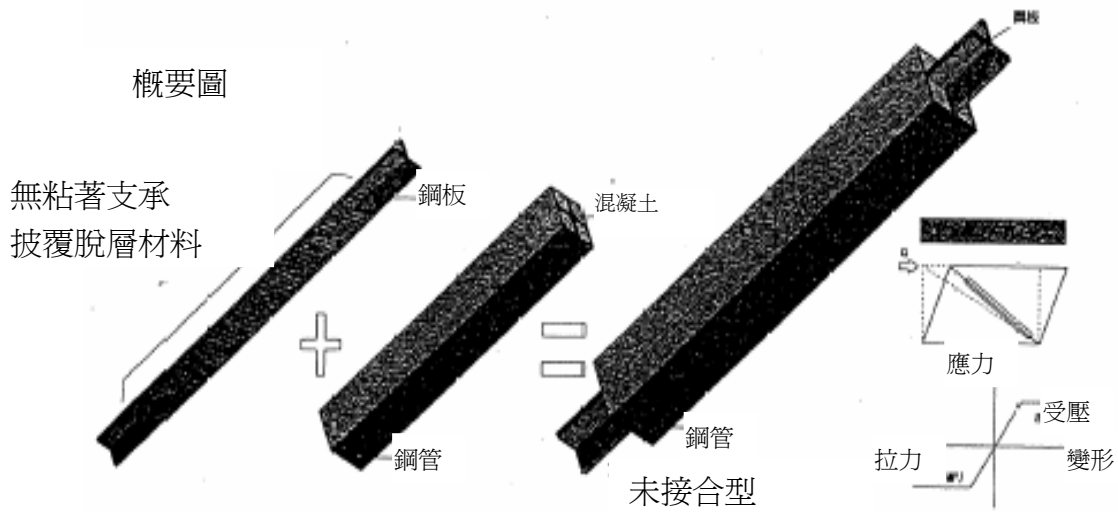
- 變位阻尼機構.....Unbond-Brance 斜撐
- 變位阻尼機構.....摩擦阻尼器斜撐
- 粘性阻尼機構.....粘性抵抗斜撐
- 粘性阻尼機構.....油壓阻尼器斜撐

1. Unbond-Brance 斜撐

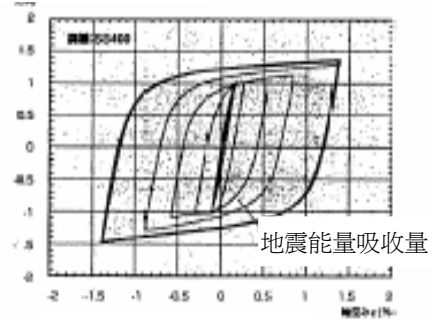
一般事項	機構	能量吸收機構
	類型	變位阻尼
	裝置	鋼製彈塑性阻尼器
	名稱(品名)	Unbond-Brance
	概要與優點	<ul style="list-style-type: none"> • 豎向降伏型記錄阻尼器(見圖)，以鋼筋混凝土加強挫屈度之支承(低降伏點鋼板：BT-LYP100，BT-LYP235)。 • BA 級耐震評審合格。 • 鋼板之厚度與寬幅可視所需強度與耐力調整。 • 如使用高度摩擦鋼板，其接合部分尚可壓縮。
原理	<ul style="list-style-type: none"> • 低降伏點鋼板藉由軸承之變形以吸收震動能量。 • 本支承係組裝於樑柱構造內。 • 本支承可藉由鋼筋混凝土作全部或部分補強挫屈。 	
材料與尺寸、組	材料	支承：低降伏點鋼條 (BT-LYP100，BT-LYP235) 其他鐵架：SN400B 等之普通鋼條 混凝土： $F_c=21\text{N/mm}^2$
	機械性質	下列為 100N/mm^2 級之性質。() 內為 235N/mm^2 降伏點： $80\sim 120$ ($205\sim 245$) N/mm^2 抗拉強度： $200\sim 300$ ($300\sim 400$) N/mm^2 伸長率： 50 (40) %以上

裝	形狀與尺寸	為建築中心一般評定範圍內。() 內為個別認定之最大尺寸。 長度：依鋼管強度而定。實際最大值為 22m。 構材：鋼板厚度 PL-9~40 (40) mm、寬幅 50~450 (700) mm 鋼管：鋼板厚度 PL-3.2~16 (22) mm、寬幅 100~500 (750) mm 厚寬比例：圓形鋼管 $D/t \leq 67$ 、方形鋼管 $B/t \leq 55$
	組裝方法	同一般支承鐵架之做法、利用結點板以高強度螺栓鎖緊建築物、或直接於工地焊接。
模 式	恢復力之特性	雙線性 (LYP235) 或三線性 (LYP100) 彈簧元件 (見圖) 茲以 E 代表支承之彈性係數、 A_g 代表截面積、則 彈性強度： $sKb=EA_g$ 降伏耐力： $N_{byl}=\sigma_y A_g$ ($\sigma_y=100N/mm^2$ (LTP100), $225N/mm^2$ (LYP100)) 最大耐力： $sN_{byU}=\sigma_{max} A_g$ ($\sigma_{max}=200$) N/mm^2 (LTP100), 無 (LYP100) 第 2 斜坡： $\alpha=0.20$
極 限 臨 界 值	變形	層間變形角 $R=1/20$
	循環次數	140 次 ($R=1/75$ 時)
	能量吸收量	依賴支承之豎向截面積
	累積豎向之反稱性	約 500% ($R=1/75$ 時)
	疲勞界限	見圖
維 護 管 理	檢查計劃	基本上不需維修 如遇大型地震發生則於檢查建築物時一併進行臨時維修。 同時可另購累積變形記憶裝置、最大變形記憶裝置 (另購配件)
文 獻	設計評價之公正性	「全尺寸未接合型支承之疲勞性能 (之一) (之二)」日本建築學會 大會學術演講概要集 1999 年 9 月
實 績	完成建築物 (評價、評定)	高層建築物 (60m 以上): 約 10 件 (已評定) 已取得日本建築中心之一般評定 (1999 年 9 月)

概要圖

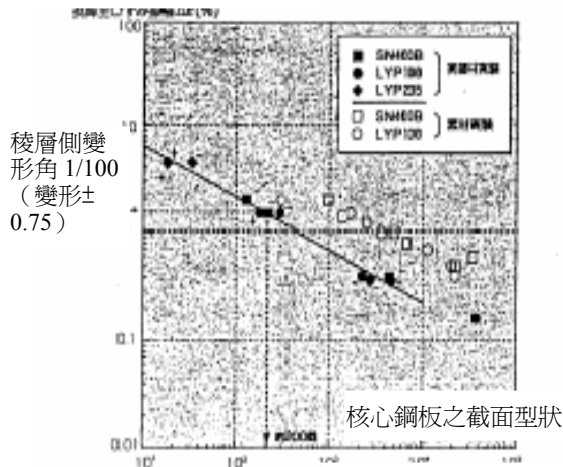


軸力/降伏軸力比

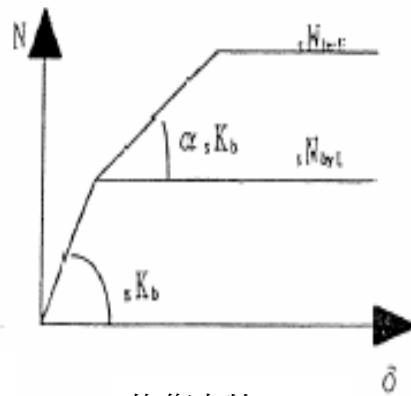


恢復力特性

全應變換置振幅 $\Delta \epsilon$ (%)



疲勞曲線



恢復力特性之模式

2. 摩擦阻尼器

一般事項	機構	能量吸收機構
	類型	摩擦衰減
	裝設	摩擦阻尼器
	名稱(品名)	摩擦制震支承
	概要與優點	<ul style="list-style-type: none"> •本產品係針對現有 RC 造建築物耐震加固用阻尼器易變形之欠缺性能開發而成，本產品能有效吸收些微變形與震動能量，詳細外型請參閱圖 5.2.3.1。 •本摩擦阻尼器係依金屬材料之拉桿加工原理而成，藉由固定於筒內之塑模與筒外之鋼棒之推拉產生摩擦力。
	原理	<p>阻尼器之摩擦荷載可藉由鋼棒外徑與塑模內徑之差值，及兩者接觸長度加以調整。此外，塑模與鋼棒之摩擦面塗以二硫化鉬為主之固態潤滑劑，以安定摩擦荷載與形狀記錄。</p>
材料與形狀、組裝	組裝方法	<p>•茲以圖 5.2.3.2 說明阻尼器之組裝。將支承之軸心裝入摩擦阻尼器，使建築物樓層之變形直接傳至阻尼器，以便有效吸收能量。茲設定以下兩種組裝方式：一為阻尼器支承（附加摩擦阻尼器之支承）直接組裝（範例 (a)）於現有建築物外牆（樑側）上；另一為陽台或外廊下前端組裝鋼製支承使其與結構物合一，並將阻尼器支承裝設於結構物框架內（範例 (b)）。</p>
模式化	恢復力特性	<ul style="list-style-type: none"> •阻尼器之型狀與摩擦荷載之關係因已經理論證實，故可生產各種摩擦荷載與衝擊之阻尼器。現有使用成品為 10tf，20tf，30tf，40tf 之阻尼器。 •圖 3 為 30tf 之摩擦阻尼器以 0.5cm/sec 速度、±30mm 振幅加震測試之單體性能結果。依形狀記錄顯示呈完全彈塑性，且其特性為摩擦荷載±30tf，彈性強度 630tf/cm。 •茲將阻尼器單體之分析範例作成豎向彈簧模式，並定義完全彈性塑性模式為，測試所得之一個週期能量吸收量 (B) 除以阻尼器下滑量 ($\sum \delta$) 之平均摩擦荷載 (P) 強度 (彈性強度：試驗結果、2 次斜坡：彈性強度之 1/1000)。此外，於分析支承與一體化阻尼器支承（豎向彈簧）時，其彈性強度設值則將摩擦阻尼器與鋼製支承之豎向強度垂直相加求之。
極限臨界值	變形	層間變形角 $R=1/20$
	循環次數	140 回 ($R=1/75$ 時)
	能量吸收量	依賴支承豎向截面積
	累積豎向應變	約 500% ($R=1/75$ 時)
	疲勞界限	見圖
維持管理	檢查計劃	基本上不需維修 如遇大地震發生時，則連同建築物之檢查進行臨時維修。
文獻	設計評價之公正性	共同開發：日本大學 安藤、中西研究所 共同開發：股份有限公司 巴技術研究
實績	完成建築物（評價、評定）	5 件：耐震加固用建築

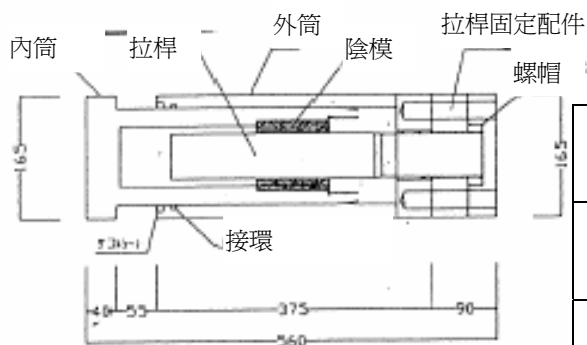


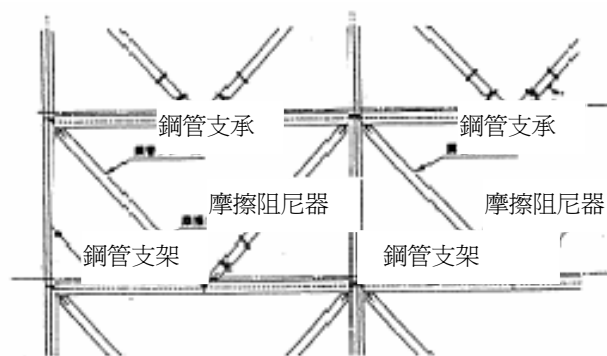
圖 5.2.3.1 摩擦阻尼器概要圖

表 5.2.3.1 摩擦阻尼器之元件材質

構成元件	材質	性質 (JIS 規格)
鋼棒	磷青銅	JIS H 3270 CG191B-H
塑模	合金工具鋼材	JIS G 4404 5KD11

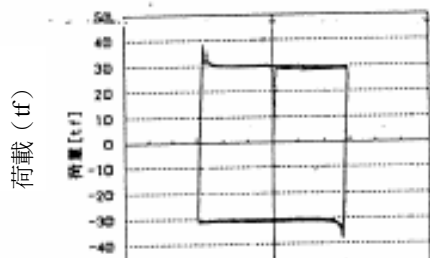


(a) 與現有結構直接組裝之場合



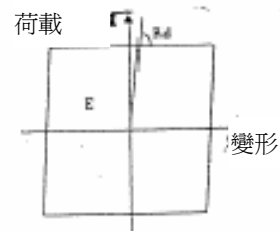
(b) 組裝於外框架上之場

圖 5.2.3.2 配置例之概要圖



軸位移 (mm)
($v=0.5\text{cm/sec}$, $A=30\text{mm}$)

圖 5.2.3.3 變位曲線 (測試結果)



p : 平均摩擦荷載 ($=E/\Sigma\delta$)
 E : 一個週期之能量
 $\Sigma\delta$: 阻尼器之滑動量

圖 5.2.3.4 平均摩擦荷載

3. 粘性衰減結構物

一般事項	機構	能量吸收機構
	類型	粘(彈)性衰減
	組裝	油壓阻尼器
	名稱(品名)	系列名稱: Oil Damper Bracing 系列
	概要與優點	<p>油壓阻尼器支承</p> <ul style="list-style-type: none"> •本產品因與樑柱接合部分結合,故因彎矩導致對建築物之損害得以減少。 •本油壓阻尼器因外形輕巧,故能安裝於狹窄壁內。 •由儲能器施以操作油壓力,當微震(阻尼器本體為±0.1mm以上)時即產生衰減力,因此連強風或小地震之震動亦適用。 •其安定性能為-20°C~80°C間,可輕易地分析建築物之結構。 •敝公司所提供之填充材料累積長年經驗,可配合建築物之壽命,60年以上無須維修。 •即使產品有嚴重變形亦不影響其機能,故大地震發生後仍能繼續使用。
	原理	•將油壓阻尼器支承設置於各樓層間以吸收樓層間之變形。油壓阻尼器將建築物之變形能量轉換為熱能以消散其能量。
形狀、組裝	形狀與尺寸	見圖 5.2.3.3, 表 5.2.3.2
	組裝方法	•利用敝公司開發之錐形銷可以簡易地進行組裝,防止鬆動。同時,組裝部位使用球面軸承以減少其製作誤差。
基本性能、使用值	第 1 衰減係數	見表 5.2.3.2、圖 5.2.3.6
	第 2 衰減係數	見表 5.2.3.2、圖 5.2.3.6
	卸載荷載	見圖 5.2.3.7, 卸載速度 3.2cm/sec
	組裝強度	見表 5.2.3.2
	最大荷載	見表 5.2.3.1 (類型品名代表最大荷載數值)
	最大速度	15cm/sec (阻尼器間之速度)
	最大衝擊	160mm (±80mm)
	使用條件	安定性能為-20°C~80°C
模式化	恢復力特性	•參考油壓阻尼器之油壓縮特性,採用 maxwell 模式進行分析。敝公司之「PESP-M/II」程式(結構設計研究所)可藉由油壓阻尼器簡易地分析建築物結構。
極限臨界值	變形	與最大衝擊(±80mm)相同
	荷載	與最大荷載相同
	速度	與最大荷載相同
	循環次數	
	能量吸收量	
維持管理	檢查計劃	原則上無須維修 臨時檢查(檢查人員:建築物管理者及專家、於大地震、火災、強風後進行)
文獻	設計評價之公正性	抗震結構物油阻尼器之開發 其 1~其 4 日本建築學會大會學術演講概要集 1989.9、1999.9
實績	完成建築物(評價、評定)	高層建築物(60m以上): 6棟 中層建築物(60m以下): 4棟 耐震補強建築物 : 4棟

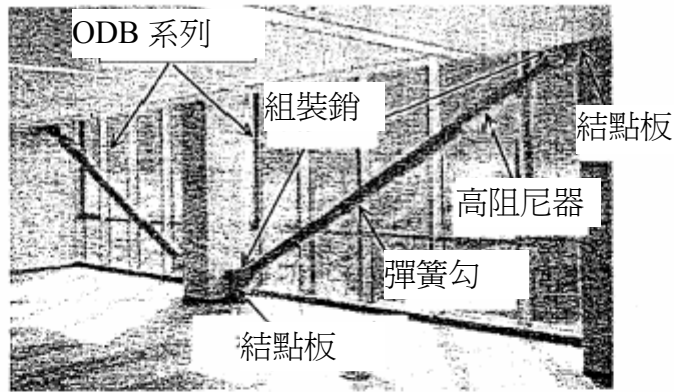
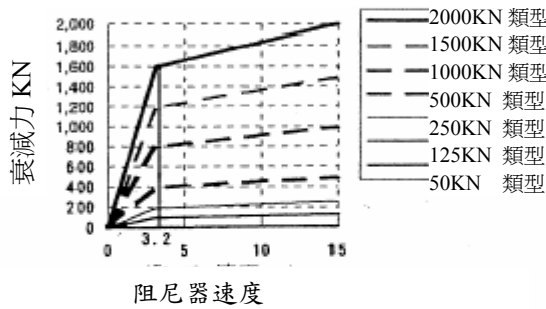


圖1 ODBシステム設置例 [(株)構造計画研究所 新本社ビル]

圖 5.2.3.5 ODB 系列組裝範例【(股) 結構設計研究所 總公司新辦公大樓】



類型	第一衰減 KN/Kinb	第二衰減 KN/Kinb	阻尼器 強度 KN/Kinb
60KN	15	1	177
125KN	30	2	343
250KN	60	4	686
500KN	125	8.5	1373
1000KN	250	17	2746
1500KN	375	25.5	4119
2000KN	500	34	5492

圖 5.2.3.6 高阻尼器基本特性圖

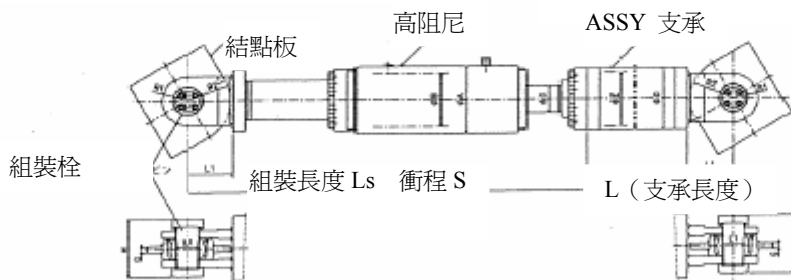


圖 5.2.3.7 高阻尼器外型圖

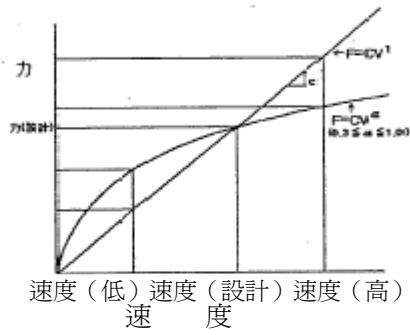
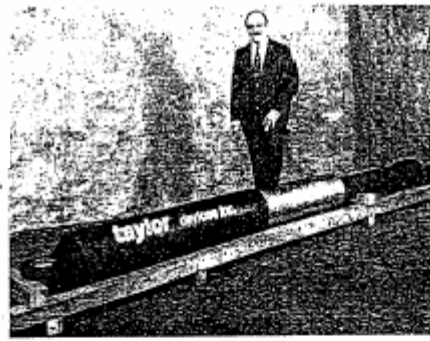
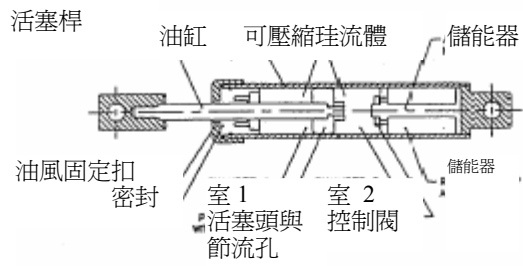
型號	最大荷 載 (tf)	衝擊 S (m)	組裝長度 La (m)	ΦA (m)	油缸內徑 ΦF (m)	ΦC (m)	ΦD (m)	ΦE (m)
C9O50-EE	12.5	50	455	110.0	90	45.0	—	—
C11O120-EE	25	120	790	139.8	110	55.0	130.0	110.0
C16O160-EE	50	160	1110	200.0	160	80.0	177.8	153.8
C24O160-EE	100	160	1660	282.0	240	130.0	267.4	243.4
C29O160-EE	150	160	1900	355.6	290	160.0	318.5	292.5
C34O160-EE	200	160	2040	400.0	340	180.0	381.0	341.0

G (m)	L1 (m)	R1 (m)	R2 (m)	W (m)
12	45	30	40	63
12	90	50	85	113
22	140	80	135	173
22	260	110	250	263
22	310	135	300	360
28	310	155	300	390

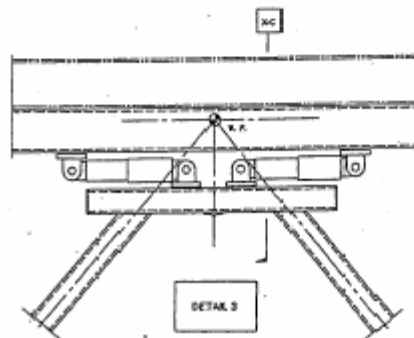
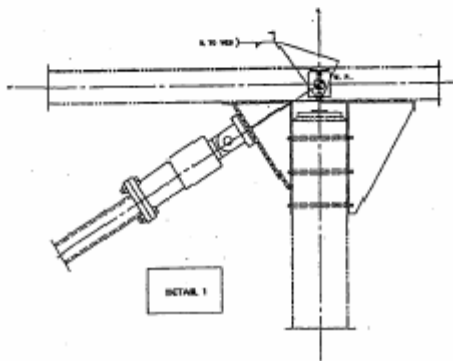
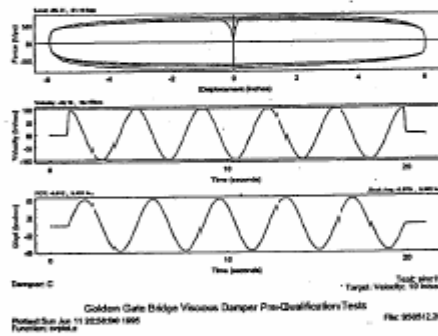
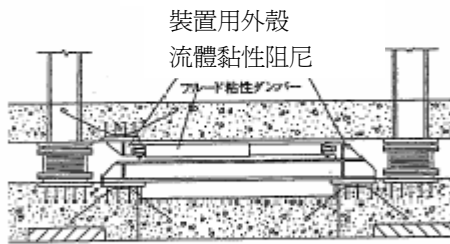
表 5.2.3.2 高阻尼器之詳細尺寸

4. 流體粘性衰減

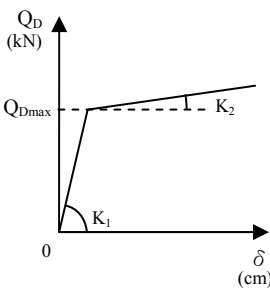
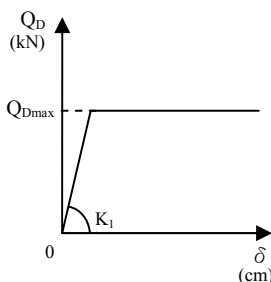
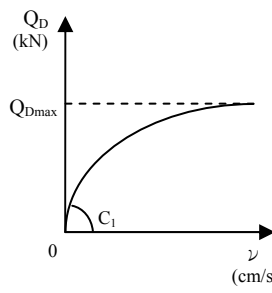
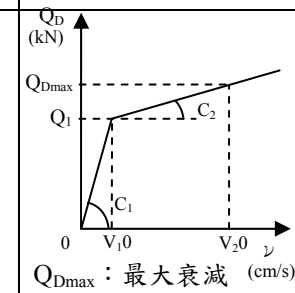
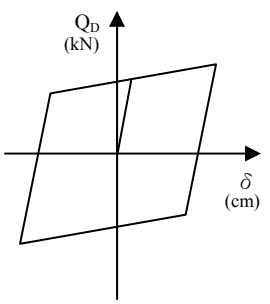
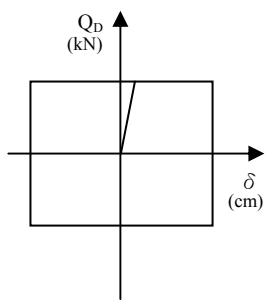
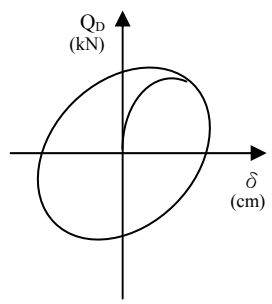
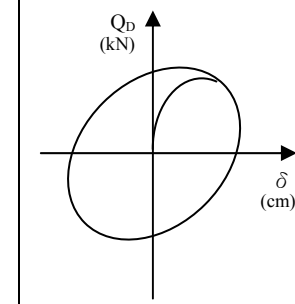
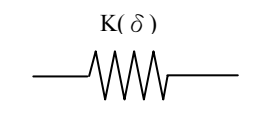
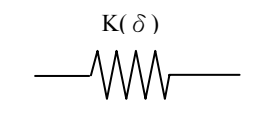
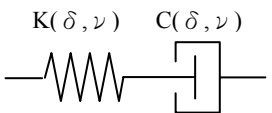
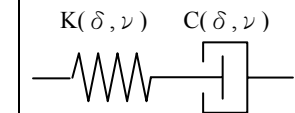
一般事項	機構	能量吸收機構
	類型	流體粘性衰減
	組裝	粘性阻尼器
	名稱(品名)	抗粘性阻尼器
	概要與優點	<ol style="list-style-type: none"> 1. 無須維修,保證40年以上無流體滲漏之事故。 2. 幾乎不受溫度影響。 3. 因需定期更換流體,故阻尼器外部無儲能器與水平儀之加裝。此外,因節流孔可自由變化故無閥門設計,絕對不會發生通路阻塞之情形。 4. 可降低因地震或強風所產生之應力與彎曲毀損。 5. 有關衰減力、速度、衝擊等皆可配合工程師需求生產製造。
	原理	•本產品採活塞與油缸結構設計,將韌性流體填充其中並自特殊節流口噴射而出。以將地震能量進行熱轉換作用。
外形、組裝	材料	<p>機油:使用不起化學變化之矽流體。符合美國 OSHA 規格具不引性與不燃性。</p> <p>油缸: AISI4340 (MIL-HDBK-5 與 AMS5659)</p> <p>活塞型號: 17-4PH 不鏽鋼 (MIL-HDBK-5 與 AMS5659)</p>
	外形與尺寸	<p>型1: 阻尼器兩面設置球型軸承。</p> <p>型2: 阻尼器一端設置球型軸承,另一端則用以接合支承螺栓。</p>
	組裝方法	將阻尼器一端之u型勾(球型軸承)與結構體之托座孔以銷鎖緊。
基本性能、使用值	衰減力特性	<p>型A: 線性類型</p> $F=VC$ <p>F: 衰減力(tf) C: 衰減係數(tf-sec/cm) V: 速度(cm/sec)</p> <p>型B: 非線性類型</p> $F=CV^{\alpha}$ <p>α係指0.3至2.0間之數值($\alpha=0.4$)</p>
	最大荷載	9000KN
	最大速度	15m/sec
	最大衝擊	±1000mm
	使用條件	: -40°C~70°C
模式化	恢復力特性	<ul style="list-style-type: none"> •只有顯示阻尼器之緩衝器(maxwell模式) •因阻尼器之強度極大,故無須考慮模式化
極限臨界值	變形	無特別限制 依衝擊之需求設計(可至±1000mm)
	荷載	無特別限制 (依荷載需求最大可設計至9000KN)
	速度	無特別限制 (依荷載需求最大可設計至15m/s)
	循環次數	無特別限制
	能量吸收量	無特別限制
維護管理	檢查計劃	<p>自由維修。可視情況進行下列維修</p> <p>初期檢查: 管理者或技師於產品設置後1年內進行檢查。</p> <p>臨時檢查: 管理者或技師於火災、M5以上之地震或風速達50m/s之颱風過後進行檢查。</p>
文獻	設計評價之公正性	建築物: 衰減設計(1999,7)、及其他50種以上文獻報告。
實績	完成建築物(評價、評定)	國內建築物評定1件、國外建築物40件以上 實際承銷生產數目2,000件以上



力學模式



茲以下表說明各抗震裝置，其附加衰減力之設定。

	變位阻尼器	摩擦阻尼器	粘性阻尼器	油壓阻尼器
裝置名稱	Unbond Brace	摩擦阻尼器 斜撐	粘性阻尼器 斜撐	ODB 系列
裝置廠商	•新日鐵	•青木建設	•Oiles 工業	•Kayaba 工業•三和•Tokiko
衰減機構	變位衰減型	摩擦衰減型	粘性衰減型	粘性衰減型
衰減特性	 <p>Q_{Dmax} : 最大衰減力 K_1 : 初期強度 $K_2 : 0.2 \times K_1$</p>	 <p>Q_{Dmax} : 最大衰減力 K_1 : 初期強度</p>	 <p>Q_{Dmax} : 最大衰減力 C_1 : 初期衰減係數</p>	 <p>Q_{Dmax} : 最大衰減力 C_1 : 初期衰減係數 $C_2 : C_1 \times 0.068$ Q_1 : 卸載荷載</p>
衰減恢復力特性				
模式化	 <p>軸彈簧模式</p>	 <p>軸彈簧模式</p>	 <p>Maxwell 模式</p>	 <p>Maxwell 模式</p>

5.2.4 制震結構物之實例介紹

茲將實際使用油壓阻尼器之制震結構物介紹如下。

- 使用 ODB (油壓阻尼器支承) 之超高層建築物
- 使用 ODB (油壓阻尼器支承) 之中層建築物
- 使用 ODB (油壓阻尼器支承) 之低層建築物
- 使用塞西馬可特菲柏油阻尼器之超高層建築物

採用 ODB 之高層建築物

1. 建築物概要

建物名稱：愛宕 GreenHills 辦公大樓
所在地：東京都港區
用途：店舖、辦公室
設計：森 Building (株) 一級建築事務所
(株) 構造計劃研究所
建築面積：2,426.41m²
總樓板面積：86,844.05m²
樓層：地下 3 層、地上 41 層、機房 2 層
樓高：186.76m
構造類別：CFT 構造
基礎工程：直接基礎 (筏式基礎)
制振構材：油壓阻尼器



照片 5.2.4.1 建築物全景(左：辦公大樓・右：住宅大樓)

2. 建築計劃上之特色

計劃上係預定建設兩棟座落於愛宕 2 丁目與青松寺之間的超高層建築物。位於南側之建築物為樓高 190m 的辦公大樓，而北側之建築物為樓高 160m 的住宅大樓。兩棟建築物均為將油壓阻尼器配置於綜合研究設施 (Center Core) 中之制震構造。

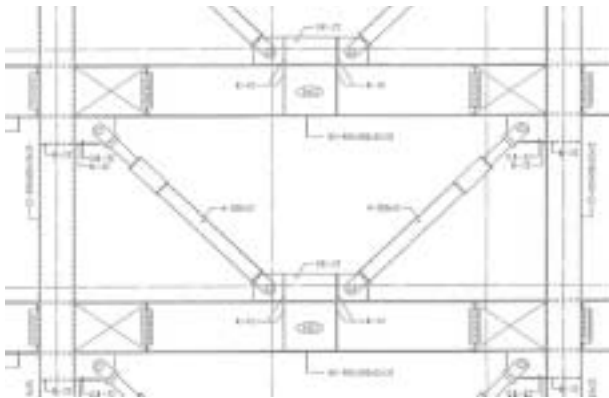


圖 5.2.4.1 ODB 系統詳圖

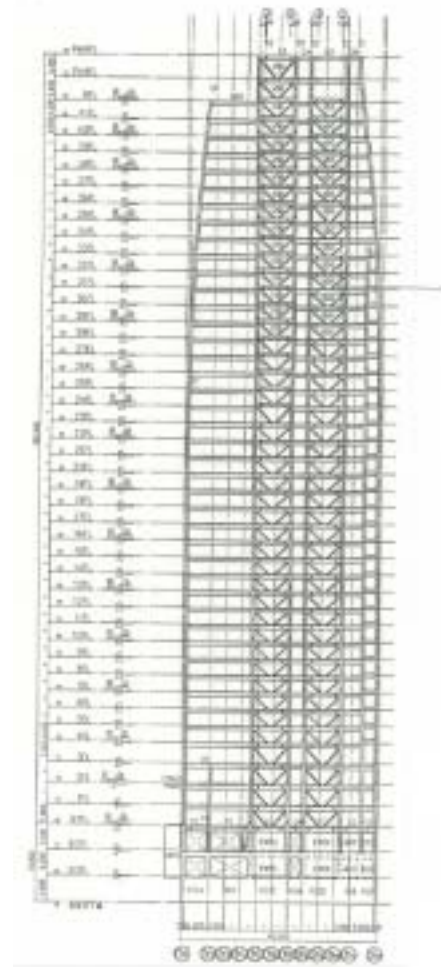


圖 5.2.4.2 油壓阻尼器之配置圖

3.設計目標

表 5.2.4.1 設計目標

	等級 1	等級 2
層間變形角	1/200 以下	1/100 以下
塑性率	彈性範圍內	2.0 以下

4.地震反應分析及分析結果

由 X、Y 方向、載重增量分析結果中，在各層的彎曲變形(Rocking)及剪力變形(Sway)使之分離後均可成為等效勁度時，應置換為樑，並將各層設定為三線性型之回復力特性，進行歷時反應分析(彈塑性)。此外，油壓阻尼器方面可利用 Maxwell 模型進行評價，並設置於質點間。反應值要求最為嚴格的 TAFT 波(LV1、LV2)之分析結果如表 5.2.4.2、5.2.4.3 所示。

表 5.2.4.2 分析結果(LV1)

	X 方向	Y 方向
最大層間變形角	1/495(7 樓)	1/419(19 樓)
最大層間剪力係數(B1 層)	0.0370	0.0389
設計用剪力之比率 (最大值)	0.78(37 樓)	0.82(13 樓)

表 5.2.4.3 分析結果(LV2)

	X 方向	Y 方向
最大層間變形角	1/249(7 樓)	1/207(19 樓)
最大層間剪力係數(B1 層)	0.0737	0.0777
最大層間塑性率	0.629(3 樓)	0.707(3 樓)

採用 ODB 之中層建築物

1. 建築物概要

建物名稱：□構造計劃研究所 新館
所在地：東京都中野區
用途：辦公大樓
設計：(株)構造計劃研究所
建築面積：923.733m²
總樓地面積：7,238.82m²
樓層：地下 2 層、地上 9 層、機房 1 層
樓高：41.5m
構造類別：地下 RC 構造、SRC 構造
：地上 S 構造（桁架構造）
基礎工程：筏式基礎
制振構材：油壓阻尼器
（地上各層 8 處、合計共 72 處）



照片 5.2.4.2 建築物全景

2. 建築計劃上特色

為提昇地震安全性以及因日常之風力或交通工具造成振動之居住性能，故設計於地上層東西南北向各立面中央處將油壓阻尼器（ODB 系統：Oil Damper Bracing System）配置為「V 字型」，並摻入內部空間及外部空間之設計空間美感。



照片 5.2.4.3 ODB 系統

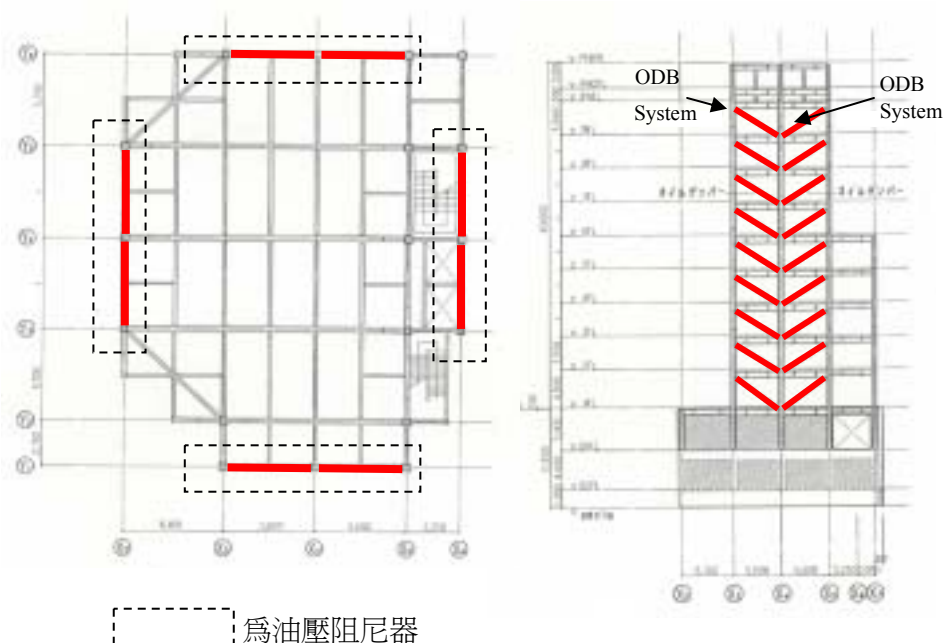


圖 5.2.4.3 標準樓層平面圖・立面圖及油壓阻尼器配置圖

3.油壓阻尼器特色

油壓阻尼器構造係以玩具槍及注射筒為代表性的活塞構造，可發揮其依附於速度上之阻尼特性。具體而言即是由外部緩行壓縮時，油便從閥門處緩流而出，使活塞動作的抵抗力變小；相反地，當快速壓縮時，油便會從油壓閥猛烈噴出，使活塞動的抵抗力變大。本建築物所採用之油壓阻尼器的速度依附特性如圖 3 所示般，係以阻尼性能表示。

本系統具有故障排除功能，對於設定之載重係利用減壓閥控制阻尼力大小的振流型。設定 1 次阻尼係數為 $C1^*(=12.5\text{t/kine})$ ，對於超過減壓閥阻尼力 $Q1(=40\text{t})$ 之載重，2 次阻尼係數則為 1 次的 0.068 倍。此外，本次所採用之油壓阻尼器，係預先對內部施壓後，使之在初期的階段，便擊碎存在於油內凝固的空氣，由微小振幅中輕易地發揮其阻尼性能。

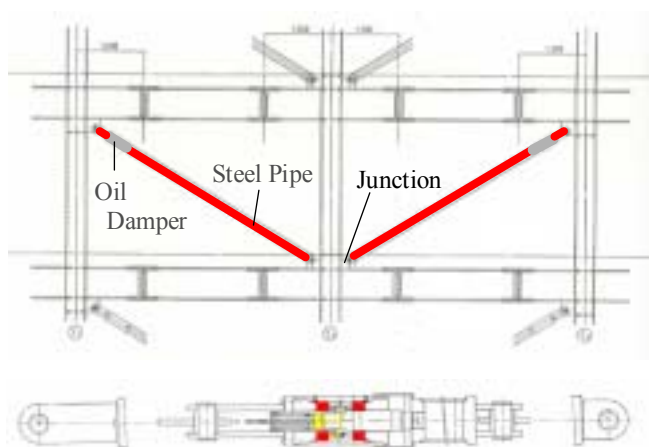


圖 5.2.4.4 油壓阻尼器詳圖

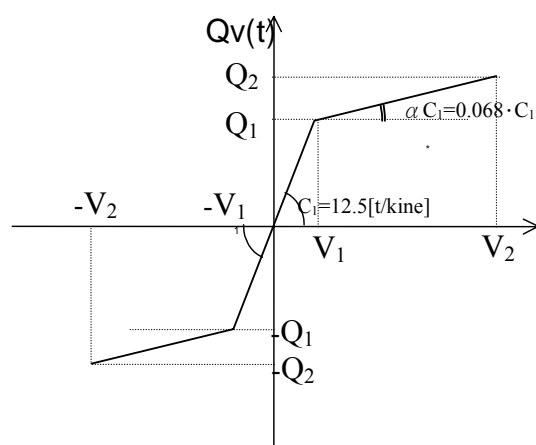


圖 5.2.4.5 油壓阻尼器之阻尼性能

4.分析模型

建築物方面係使地面上之部份經模型化形成 1 層 1 質點的 9 質點類之等效彎曲剪力型。阻尼器設定為內部黏滯性阻尼器（初期功度比例型 $h=0.02$ ）。油壓阻尼器則採用 Maxwell 模型進行評估，係設置於質點間。

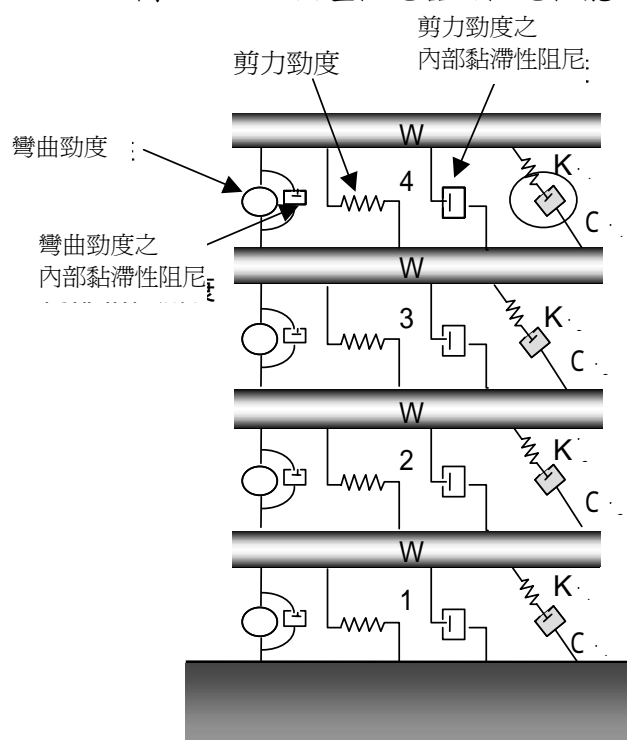


圖 5.2.4.6 分析模型

5.分析結果

圖 5.2.4.7 為當輸入 TAFT 波時，建築物之反應分析結果，同時亦顯示出制震效果之比較情形。比較內容係無裝設油壓阻尼器($h=0.02$)以及變化建築物之內部黏滯性阻尼 $h=0.04,0.06,0.08,0.10$ 時，其制震之效果。由反應結果可確知，層間剪力約為等效阻尼 $h=0.06$ ，而層間變位約為 $h=0.10$ 。

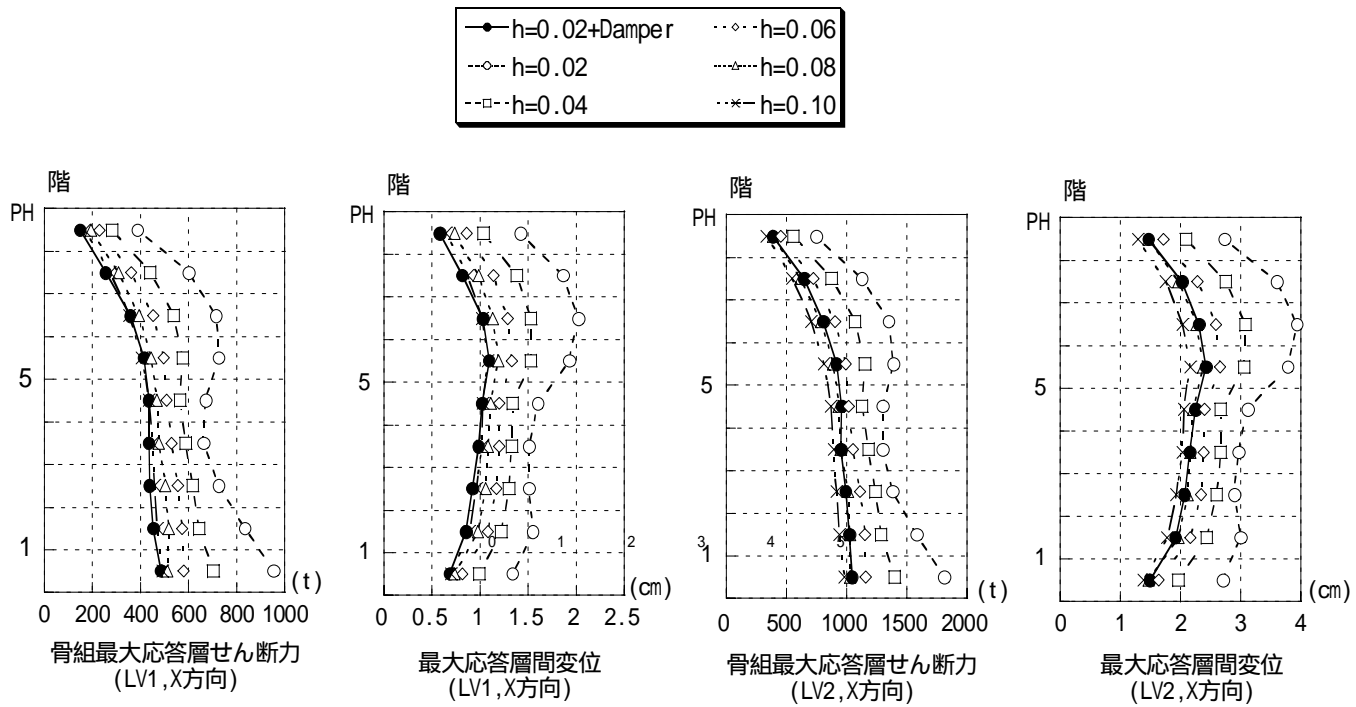


圖 5.2.4.7 分析結果

採用 ODB 之中層建築物(耐震改建)

1.建築物概要

建物名稱：田島合同庁舎
所在地：福島縣
用途：公所、機關
設計：□構造計劃研究所
建築面積：858.17m²
總樓板面積：3,383.06m²
樓層：地上4層、機房2層
樓高：19.6m
構造類別：RC構造
基礎工程：樁基礎
制振構材：油壓阻尼器



照片 5.2.4.4 建築物外觀(改建後)

2.設計方針

[實現不淨空工程]

為能實現不淨空施工，因此主要採於建築物外側增設補強構材。具體而言，使桁架方向的柱梁斷面增大，提昇構材之塑性，同時亦提昇樑方向之耐力。

[利用制震阻尼器減少地震反應]

採用本公司所開發之 ODB 系統(使油壓阻尼器配置成斜撐狀的制震系統)，用以減少地震反應。其結果為，於大地震時之層間變形角可控制於 1/200 以下、層塑性率則為 2.0 以下。

[實施基礎補強]

為能因應樑間方向於地震時，由於基礎反力及補強造成建築物重量的增加，因而增設樁基礎用以補強。此時，選擇乾式且可進行小規模重機械施工的工法，徹底實行不淨空工程的構想。

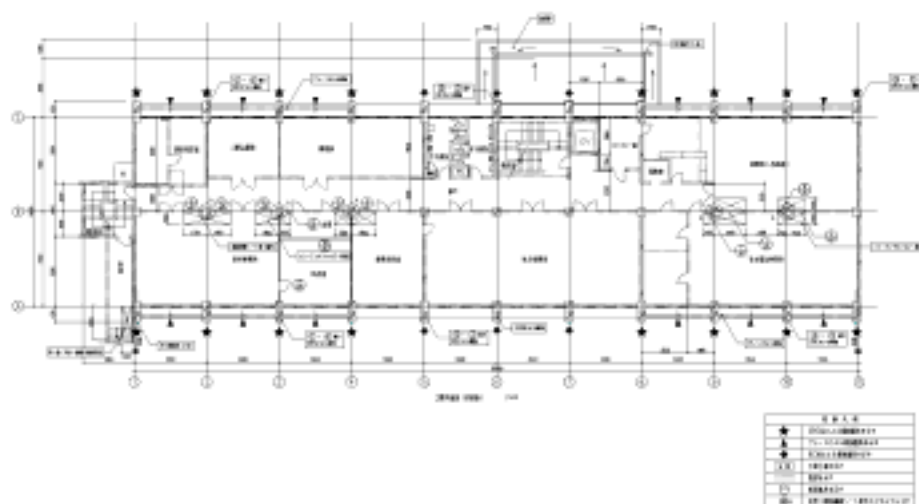


圖 5.2.4.8 修改後之 2 樓平面圖

修改範例
表 SRC 柱之補強位置
表斜撐之補強位置
表 RC 柱之補強位置
表此次之施工
表層有設置
表層設置工具
柱型：樹脂纖維布之上層混凝土 EP

3.耐震性能目標

表 5.2.4.4 耐震性能目標

	等級 2
層間變形角	1/200 以下
塑性率	2.0 以下

4.地震反應分析及分析結果

兩 X、Y 方向及靜態彈塑性分析中所求得之各層的層間剪力—層間變位曲線，使之與等效剪力型成為面積等效時可利用三線性型予以模型化後進行歷時反應分析（彈塑性）。此外，油壓阻尼器方面可利用 Maxwell 模型進行評價，並設置於質點間。進行制振補強的 X 方向之分析結果如表 5.2.4.5 所示。

表 5.2.4.5 分析結果

	X 方向	
	既有建築物	制振補強
層間變形角 (層間變位)	1/72 (3F) (4.87cm) BCJL2	1/272 (3F) (1.26cm) TAFT
設計用剪力 之比率 (最大值)	1.30 (1F) TAFT	1.65 (1F) TAFT
層間速度 (最大值)	—	14.8kine (3F) EL CENTRO
包絡剪力時 構材塑性率最大值 (載重增量分析)	—	1.35 (1F 牆壁)

Semiactive 型採用油壓阻尼器之高層建築物

1. 建築物概要

- 建物名稱：六本木 Hills 辦公大樓
 所在地：東京都港區
 用途：事務所、店舖、美術館
 設計：森 Building(株)一級建築事務所
 (株)構造計劃研究所
 建築面積：16,281.09m²
 總樓板面積：380,105.09m²
 樓層：地下 6 層、地上 54 層、機房 2 層
 樓高：238.05m
 構造類別：CFT 構造
 基礎工程：直接基礎（筏式基礎）
 制震構材：未束制斜撐
 + Semiactive 型油壓阻尼器



照片 1. 建築物全景

2. 建築計劃上之特徵

採用 CFT 柱以及附有水平肋板之大梁的桁架構造，可確保勁度、耐力、塑性變形能力。對於日常之因風搖晃以至於不確定性的強烈地震載重等各種不同的外部擾動，可在中央部位以適當的方式加裝得以時常發揮其制震效果般之位移型的阻尼器（未束制斜撐）與黏滯型的阻尼器（Semiactive 型油壓阻尼器）。

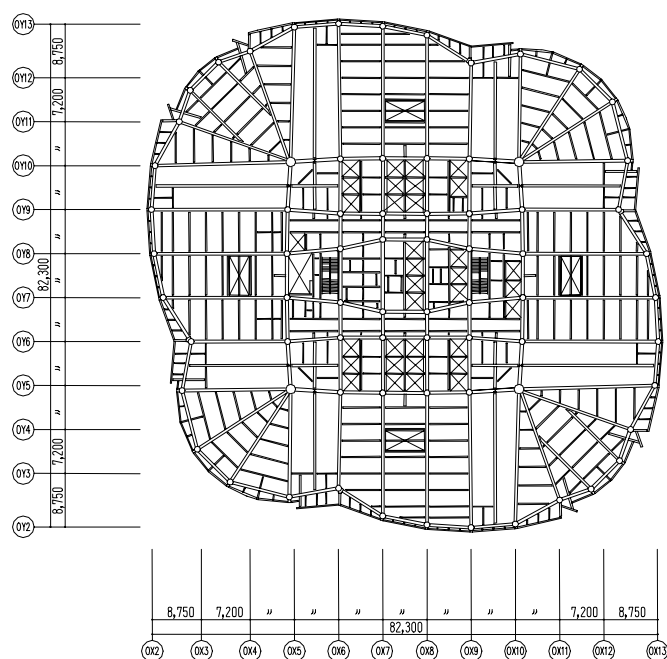


圖 5.2.4.9 標準樓層地面構造平面圖

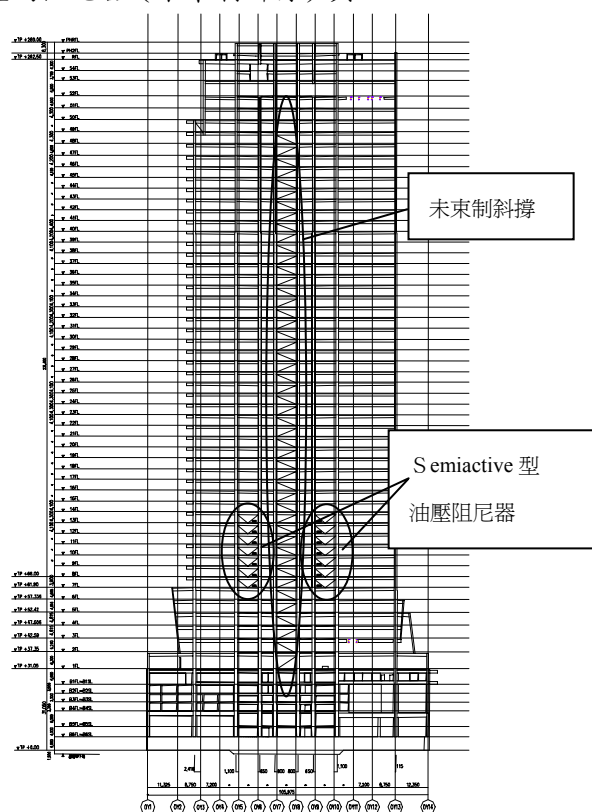


圖 5.2.4.10 軸組合圖

3.設計目標

表 5.2.4.6 設計目標

	等級 1	等級 2
層間變形角	1/200 以下 (1/300 程度)	1/100 以下 (1/150 程度)
塑性率	彈性範圍內	2.0 以下 (約為彈性)

※柱 () 內表示標準觀測波之目標值

4.地震反應分析及分析結果

由 X、Y 方向、載重增量分析結果中，在各層的彎曲變形(Rocking)及剪力變形(Sway)使之分離後均可成為等效勁度時，應置換為樑，並將各層設定為三線性型之回復力特性，進行歷時反應分析(彈塑性)。此外，有關 Semiactive 型油壓阻尼器則如右圖的模型般，設置於質點間。LV1、LV2 之分析結果如表 5.2.4.7、5.2.4.8 所示。

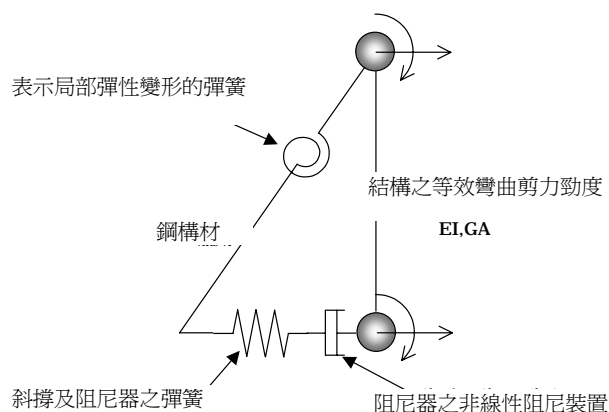


圖 5.2.4.11 Semiactive 型油壓阻尼器之分析模型

表 5.2.4.7 分析結果(LV1)

	X 方向	Y 方向
最大層間變形角	1/373(13 樓) (1.15cm) TAFT	1/361(13 樓) (1.19cm) TAFT
最大層間剪力係數(1 樓)	0.039 EL CENTRO	0.040 EL CENTRO
設計用剪力之比率 (最大值)	0.79(1 樓) EL CENTRO	0.81(1 樓) EL CENTRO

表 5.2.4.8 分析結果(LV2)

	X 方向	Y 方向
最大層間變形角	1/189 (13 樓 2.28cm) TAFT 1/96 (33 樓 4.26cm) BCJL2	1/186 (13 樓 2.28cm) TAFT 1/102 (33 樓 4.03cm) BCJL2
最大層間剪力係數(1 樓)	0.077 EL CENTRO 0.122 BCJL2	0.079 EL CENTRO 0.120 BCJL2
最大層塑性率	0.74 (52 樓) TOKYO 1.41 (33 樓) BCJL2	0.75 (13 樓) TAFT 1.31 (13 樓) BCJL2

第六章 隔震建築結構之設計範例

6.1 建築物設計概要

1. 工程概要

(1) 工程名稱

○○○大樓新建工程

(2) 工程地點

台北市○○○區○○○路

(3) 面積

(a) 建築面積：2954 m²

(b) 總樓地板面積：12784m²

(4) 建築物高度

(a) 地上高程：GL+43.88 m(RF)

(b) 地下高程：GL-13.33 m(B2F)

(c) 樓層數：地上 9 層、地下 2 層

(5) 結構系統

(a) 地上層：韌性抗彎矩構架系統

(b) 隔震層：1F 樓版底與 B1 樓頂間裝置隔震器

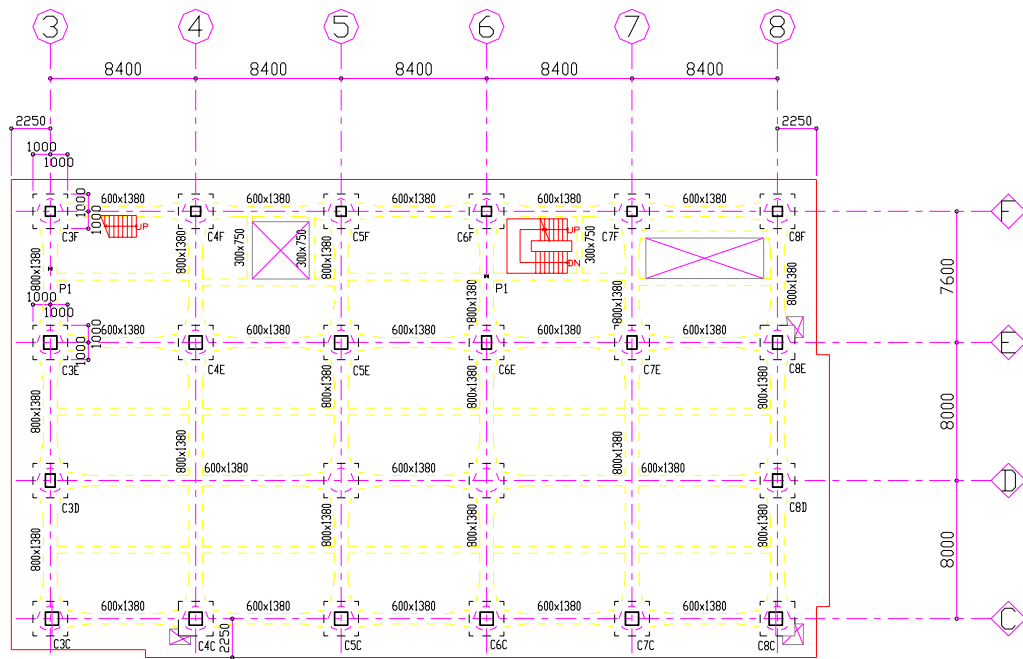
(c) 基礎形式：筏式基礎

(6) 構造型式

(a) 地上結構：純鋼骨造(SC)

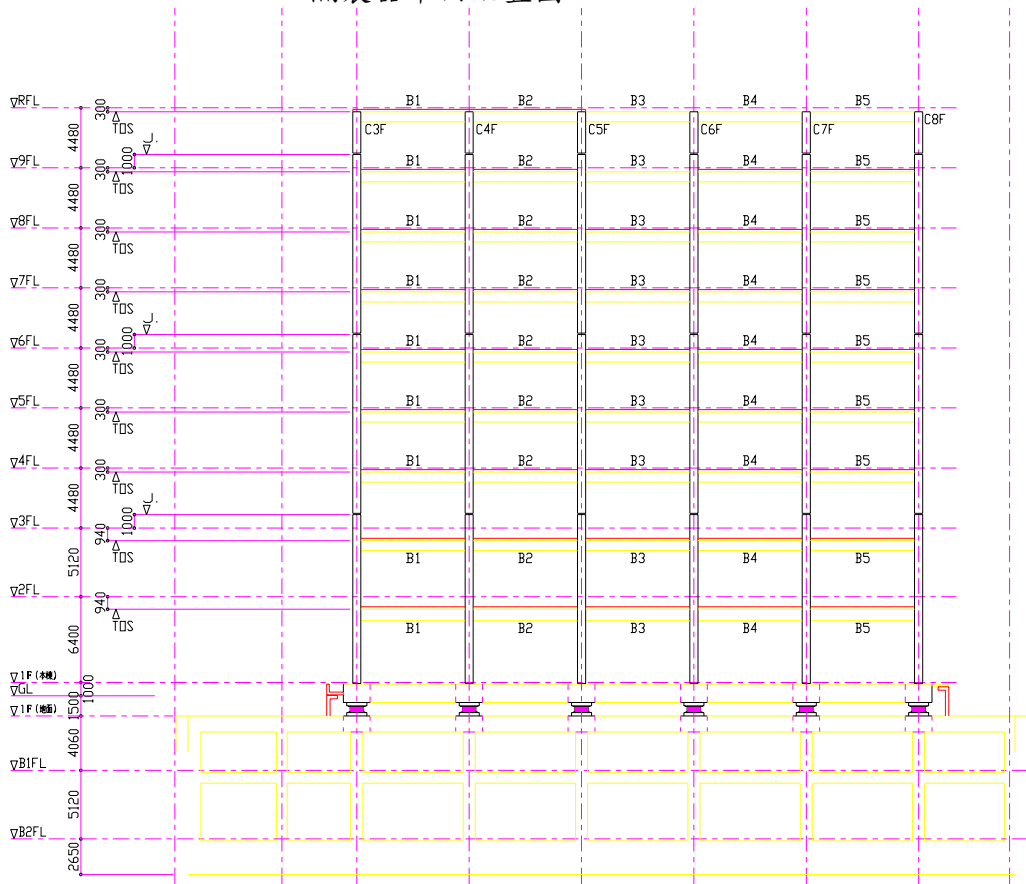
(2) 地下結構：鋼筋混凝土造(RC)

(7) 隔震器平面配置圖及構架立面圖(如下圖所示)



1 F (本棟) 結構平面圖
S=1/200

隔震器平面配置圖



設計者: 〇〇〇

構架立面圖

2.材料規格

(1) 鋼骨

(a) JIS SN490B $F_y = 3300 \text{ kg/cm}^2$ (大梁及柱)

(b) JIS SN400A $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ (小梁)

(2) 螺栓

高拉力螺栓(含墊板、螺帽) 符合 JIS B1186 S10T

(3) 混凝土

28 天抗壓強度

(a)一般構造： $f_c' = 280 \text{ kg/cm}^2$ 以上

(b)基礎大底： $f_c' = 140 \text{ kg/cm}^2$ 以上

(4) 鋼筋

(a)D19 及 D19 以上, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

(b)D16 及 D16 以下, $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

3. 隔震結構性能目標設定

本案建物隔震結構系統，上部結構性能目標值如下表所示。

	Level 1(規範標準)	Level 2 (隔震層變位 $\approx 50\text{cm}$)
最大地表加速度	0.23 g (m/s^2)	0.276 g (m/s^2)
最大層間 相對側向位移角	1/200 以下	1/100 以下
韌性比	1.0 以下	1.0 以下
隔震層變位	33cm 以下	50cm 以下

4. 隔震器的配置

隔震器平面配置及其數量如下表所示。

積層橡膠支承墊平面配置

	3	4	5	6	7	8
C	LRB $\phi 850$	LRB $\phi 1000$	LRB $\phi 1000$	LRB $\phi 1000$	LRB $\phi 1000$	LRB $\phi 850$
D	LRB $\phi 1100$	RB $\phi 1200$	RB $\phi 1200$	RB $\phi 1200$	RB $\phi 1200$	LRB $\phi 1000$
E	LRB $\phi 950$		RB $\phi 700$	RB $\phi 700$		LRB $\phi 850$

F	LRB φ 950	LRB φ 1200	LRB φ 1100	LRB φ 1100	LRB φ 1100	LRB φ 950
---	--------------	---------------	---------------	---------------	---------------	--------------

積層橡膠支承墊數量

種類	直徑	數量
鉛心積層橡膠 支承墊	LRB φ 850	3
	LRB φ 950	3
	LRB φ 1000	5
	LRB φ 1100	4
	LRB φ 1200	1
天然積層橡膠 支承墊	RB φ 700	2
	RB φ 1200	4

隔震用阻尼器

	種類	數量
X 方向	500KN 型	2
Y 方向	500KN 型	2

6.2 我國靜力分析方法

1. 依據建築物耐震設計規範與解說計算 X 向及 Y 向地震力

項目	公式	X 向	Y 向
震區水平加數度係數	Z	0.23	0.23
用途係數	I	1.25	1.25
建築物高度(m)	H	43.88	43.88
結構物規範周期(sec)	$T_{code} = 0.085H_n^{\frac{3}{4}}$	1.45	1.45
結構物動力分析周期(sec)	Tdynamic	1.31	1.32
結構物周期(sec)	$T = \min(1.4T_{code}, T_{dynamic})$	1.31	1.32
工址正規化水平加速度反應譜 係數	$C = 3.3/T$	2.50	2.50
起始降伏地震力放大倍數	α_y	1.20	1.20
韌性容量	R	4.80	4.80

容許韌性容量	$R_a=1+(R-1)/2$	2.90	2.9
結構系統地震力折減係數	F_u	2.79	2.81
修正之加速度反應譜係數(X向)	$\left(\frac{C}{F_u}\right) \leq 1.0$	0.89	0.89
建物總重(t)	W	10837.50	10837.50
最小設計總橫力(t)	$V_d = \frac{ZI}{1.4\alpha_y} \left(\frac{C}{F_u}\right)_m \cdot W$	1659.69	1652.70
避免中度地震降伏之地震力(t)	$V^* = \frac{ZIF_u}{3.5\alpha_y} \left(\frac{C}{F_u}\right)_m \cdot W$	663.88	661.08
設計地震力(t)	$V=\max(V_d, V^*)$	1659.69	1652.70

2. 支承墊的力學參數與數量

(1) 鉛心積層橡膠支承墊力學參數與數量

型號	LRB ϕ 850	LRB ϕ 950	LRB ϕ 1000	LRB ϕ 1100	LRB ϕ 1200
特性強度 Qd(t)	14.36	16.34	20.68	25.52	28.45
非彈性水平勁度 Kd(t/m)	113.27	138.78	154.08	187.76	223.47
初始勁度 Ku(t/m)	1448.20	1771.90	1967.00	2392.00	2844.40
數量	3	3	5	4	1

(2) 積層橡膠支承墊力學參數與數量

型號	RB ϕ 700	RB ϕ 1200
特性強度 Qd(t)	0.00	0.00
非彈性水平勁度 Kd(t/m)	74.40	214.70
初始勁度 Ku(t/m)	74.40	214.70
數量	2	4

(3) 隔震用阻尼器

初始阻尼係數	C1=	125	t-sec/m
設計阻尼係數	C2=	8.5	t-sec/m
第一折點阻尼力	Q1=	40	t
設計阻尼力	Q2=	50	t
X向數量	2		
Y向數量	2		

3. 支承墊初步力學性質

(1) 特性強度 $Q_d = \sum Q_d = mQ_d = 326.03 \quad t$

(2) 降伏位移 $D_y = \frac{Q_d}{K_U - K_d}$

LRB ϕ 850	D	=	0.0108	m
LRB ϕ 950	D	=	0.0100	m
LRB ϕ 1000	D	=	0.0114	m
LRB ϕ 1100	D	=	0.0116	m
LRB ϕ 1200	D	=	0.0109	m

(3) 最後降伏支承墊的位移 $D_y = \max D = 0.0116 \quad m$

(4) 最後降伏支承墊位移下之總水平剪力

LRB ϕ 850	F	=	15.6714	t
LRB ϕ 950	F	=	17.9468	t
LRB ϕ 1000	F	=	22.4639	t
LRB ϕ 1100	F	=	27.6938	t
LRB ϕ 1200	F	=	31.0373	t
RB ϕ 700	F	=	0.8614	t
RB ϕ 1200	F	=	2.4857	t
$F_y = \sum F$		=	366.6522	t

4. 隔震器設計位移迭代計算

(1) 迭代計算求得設計位移

假設隔震系統設計位移 $D = 0.52 \quad m$

支承墊有效勁度	$k_{eff} = \frac{Q_d + K_d D}{D}$		
LRB ϕ 850	k_{eff}	=	140.8854 t/m
LRB ϕ 950	k_{eff}	=	170.2031 t/m
LRB ϕ 1000	k_{eff}	=	193.8492 t/m
LRB ϕ 1100	k_{eff}	=	236.8369 t/m
LRB ϕ 1200	k_{eff}	=	278.1815 t/m
RB ϕ 700	k_{eff}	=	74.4000 t/m
RB ϕ 1200	k_{eff}	=	214.7000 t/m
有效勁度總和		=	3276.8408 t/m
消能能力	$E_D^{eff} = 4 \sum Q_d (D - D_y)$		
LRB ϕ 850	E_D	=	29.2509 t-m
LRB ϕ 950	E_D	=	33.3332 t-m
LRB ϕ 1000	E_D	=	42.0708 t-m
LRB ϕ 1100	E_D	=	51.8997 t-m

LRB ϕ 1200	E_D	=	57.9407	t-m	
RB ϕ 700	E_D	=	0.0000	t-m	
RB ϕ 1200	E_D	=	0.0000	t-m	
消能能力總和	$E_D = \sum E_D$	=	605.7055	t-m	
有效彈性回復能力	$E_s = \frac{1}{2} k_{eff} D^2$				
LRB ϕ 850	E_s	=	19.0477	t-m	
LRB ϕ 950	E_s	=	23.0115	t-m	
LRB ϕ 1000	E_s	=	26.2084	t-m	
LRB ϕ 1100	E_s	=	32.0204	t-m	
LRB ϕ 1200	E_s	=	37.6101	t-m	
RB ϕ 700	E_s	=	10.0589	t-m	
RB ϕ 1200		=	29.0274	t-m	
隔震用阻尼器特性阻尼力		=	37.2800	t	
隔震用阻尼器阻尼係數	$C_v = \frac{Q_D + C_2 D}{D}$	=	80.1923	t-sec/m	
有效彈性回復能力總和	$E_s = \sum E_s$	=	559.138632	t-m	
有效阻尼比	$\xi_e = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{E_D}{E_s} \right)$	=	0.0862	=	8.62%
有效周期	$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK_{eff}}}$	=	3.6481	sec	
隔震用阻尼器阻尼比	$\xi_v = \frac{1}{4\pi} \frac{T_{eff} \sum C_v}{M}$	=	0.0421	=	4.21%
總阻尼比	$\xi = \xi_e + \xi_v$	=	0.1284		
水平向正規化加速度反應譜係數	$C = \frac{3.3}{T_{eff}}$	=	0.9046	1/sec	
阻尼比修正係數	$C_D = \frac{1.5}{40\xi + 1} + 0.5$	=	0.7445		
隔震系統設計位移	$D = 0.25ZICCD T_{eff}^2$	=	0.52	m	
(2)設計總位移量及最大位移量					
本棟建築物	X 向尺度	42.00	m		
	Y 向尺度	23.60	m		
設計總位移量	$D_T = D \left(1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right)$	=	0.63	m	
最大位移量	$D_{TM} = 1.5D_T$	=	0.95	m	

5. 最小設計水平總橫力

(1) 隔震系統及其下方之結構

$$V_b = \frac{K_{eff} D}{0.8 \alpha_y} = 1759.21 \quad t$$

(2) 隔震系統及其上方之結構

$$V_s = \frac{K_{eff} D}{1.2 \alpha_y} = 1183.30 \quad t$$

(3) 依據建築技術規則建築構造篇(民國 91 年 06 月 12 日 修正版)

$$X \text{ 向風力 } V_{wind} = 238.18 \quad t$$

$$Y \text{ 向風力 } V_{wind} = 423.88 \quad t$$

(4) 隔震系統降伏強度

$$V_y = \frac{1.5 F_y}{\alpha_y} = 458.32 \quad t$$

(5) 中度地震檢核

$$V^* = \frac{ZIF_u}{3.5 \alpha_y} \left(\frac{C}{F_u} \right)_m \cdot W = 663.88 \quad t$$

(6) 綜合(2)~(5)取最大地震力

$$V = \max(V_s, V_{wind}, V_y, V^*) = 1183.30 \quad t$$

6.3 日本靜力分析方法

1. 地盤調查

表 6.3.1 係假設為工址附近之地盤調查所得到之地盤層序資料。

表 6.3.1 地質層序表

	土質分類	土層厚 d(m)	分布深度 (GL-m)	N 值
1	盛土	0.80	0.80	-
2	礫混りシルト	0.70	1.50	2
3	砂質シルト	0.70	2.20	2
4	シルト混り砂礫	1.20	3.40	3
5	砂質シルト	1.10	4.50	1
6	シルト混り砂	0.70	5.20	1
7	砂質シルト	8.50	13.70	0~ 1
8	火山灰	2.10	15.80	18~24
9	シルト質粘土	8.10	23.90	3~ 6
10	粘土混り砂礫	2.60	26.50	18~24
11	粘土混り細砂	0.60	27.10	24
12	粘土混り砂礫	1.10	28.20	15~24
13	粘土混り細砂	0.30	28.50	15
14	砂礫	0.70	29.20	9
15	粘土混り砂礫	2.80	32.00	42~44
16	軟岩	3.00	35.00	22~37
17	中硬岩 【工學的基盤】	3.28	38.28	60

2. 地盤面加速度反應譜之計算

(1) 地盤放大增幅率 G_s 的計算方法

(a)[告示第 1457 號第 7 點]

所謂的表層地盤為工學基盤以上至地表面之淺層土層（其中工學基盤為地下深處相當厚的土層且具有相當大的剛性，剪力波波速約每秒 400 公尺以上之地盤）針對加速度的增幅放大率 G_s 值之計算由下列計算可求得。

下表之(a)欄表示建築物之損傷界限固有周期及安全界限固有周期，用(E)式計算出地盤的卓越周期及以(F)式計算出表層地盤的增幅放大率。下表的(b)為 G_s 值之計算。當建築物之損傷界限以及安全界限所計算的 G_s 數值比下表

的(c)欄及(d)欄之數值還小時，應該取(c)欄及(d)欄的數值。再者，考慮建築物及表層地盤間之相互作用，可計算其相互作用關係式再乘上係數 β 求得。但是，倘若可以用實測的方式獲得表層地盤傳遞彈性波之速度，也可以用此方法計算出 G_s 值。

(a)	(b)	(c)	(d)
$T \leq 0.8T_2$	$G_s = G_{s2} \cdot T / 0.8T_2$	1.5	1.2
$0.8T_2 < T \leq 0.8T_1$	$G_s = (G_{s1} - G_{s2}) / \{0.8(T_1 - T_2)\} \cdot T + G_{s2} - 0.8 (G_{s1} - G_{s2}) / \{0.8(T_1 - T_2)\} \cdot T_2$	1.5	1.2
$0.8T_1 < T \leq 1.2T_1$	$G_s = G_{s1}$	1.5	1.2
$1.2T_1 < T$	$G_s = (G_{s1} - 1) / (1 / 1.2T_1 - 0.1) \cdot 1 / T + G_{s1} - (G_{s1} - 1) / (1 / 1.2T_1 - 0.1) \cdot 1 / 1.2T_1$	1.35	1.0

其中， T, T_1, T_2, G_{s1} 以及 G_{s2} ，其定義如下。

T 建築物之損傷界限固有周期以及安全界限固有周期（單位 秒）

T_1 表層地盤之第 1 卓越周期（單位 秒）

T_2 表層地盤之第 2 卓越周期（單位 秒）

G_{s1} 表層地盤之第 1 卓越周期的放大增幅率

G_{s2} 表層地盤之第 2 卓越周期的放大增幅率

(E)：表層地盤之第 1 卓越周期以及第 2 卓越周期由下列公式計算。

$$(1) T_1 = 4(\sum Hi)^2 / \{ \sum \sqrt{(Gi / \rho_i)} \cdot Hi \}$$

$$(2) T_2 = T_1 / 3$$

其中， T_1, T_2, Hi, Gi 以及 ρ_i ，定義如下所示。

T_1 表層地盤之第 1 卓越周期（單位 秒）

T_2 表層地盤之第 2 卓越周期（單位 秒）

Hi 經地盤調查求得地盤各層之層厚（單位 公尺）

Gi 地震時地盤各層的剪力模數；地震時地盤的剪應變對應土質特性可獲得低減係數再乘上下列所計算的 G_{oi} 值

$$G_{oi} = \rho_i V_{si}^2$$

其中， V_{si} 為地盤調查中求得地盤各層之剪力波波速（單位 公尺每秒）。

ρ_i 為地盤調查中所求得地盤各層的密度（單位 公斤每立方公尺）

(F): 表層地盤的第 1 卓越周期所對應之放大增幅率 G_{s1} 以及第 2 卓越周期所對應之放大增幅率 G_{s2} 可依下列公式計算出來。然而，當建築物之損傷界限計算值小於 1.5 時，即取 1.5，建築物之安全界限計算值小於 1.2 時，即取 1.2。

$$(1) G_{s1} = 1 / (1.57h + \alpha)$$

$$(2) G_{s2} = 1 / (4.71h + \alpha)$$

其中

α 由下式計算出波動阻抗比(wave impedance)

$$\alpha = \{ \sum \sqrt{(G_i / \rho_i)} \cdot H_i \cdot \sum (\rho_i \cdot H_i) \} / (\sum H_i)^2 \cdot 1 / \rho_B V_B$$

其中，

ρ_B 為地盤調查所求得之工學基盤的密度(單位 公斤每立方公尺)

V_B 為地盤調查所求得之工學基盤之剪力波波速(單位 公尺每秒)

h 表示地震時，表層地盤吸收能量的程度之相關計算數值(不滿 0.05 時，以 0.05 計。)

其中， h_i 表示地震時，表層地盤中各層間的減衰係數。地震發生時，表層地盤的剪應變及對應不同土質可求得之數值 w_i 表示地震時，表層地盤各層間之最大彈性應變能能量

$$w_i = G_i / 2H_i (u_i - u_{i-1})^2$$

其中， u 為地震時地盤各層間與最上部的工學基盤之間的相對變位(單位 公尺)。

(b)地盤各層間相對變位的計算方法

本解析計算方法，適用於地盤剪應變無法直接求得的情況下使用，以下的計算過程係針對地震時地盤各層間與其最上部的工學基盤之間的相對變位所計算出來的。

由於傅立葉反應譜與無阻尼速度反應譜近似，下式可表示地表與工學基盤間的相對變形 u_1 ，及表示工學基盤與其層內與工學基盤面之間的相對變位 u_B 之計算，兩者之差即為表層地盤與最上部的工學基盤之間的相對變位。

$$u_1 = T_1^2 / (2\pi)^3 \cdot 1 / (1.57h + \alpha) \cdot Sa(T_1, \varepsilon = 0)$$

$$u_B = T_1^2 / (2\pi)^3 \cdot 1.57h / (1.57h + \alpha) \cdot Sa(T_1, \varepsilon = 0)$$

其中， $Sa(T_1, \varepsilon = 0)$ 為無阻尼加速度反應譜，其數值如下表所示。

$T_1 \leq 0.16$	$3.2 + (35.3) T_1 / 0.16$
$0.16 < T_1 \leq 0.64$	38.5
$0.64 < T_1$	$38.5 / (1.91 T_1^{1.45})$

輸入地盤資料模型化進行固有值解析，利用上式來求得表層地盤與工學基盤之間相對變位，然後再利用第 1 次的固有模態進行各層變位的分配。針對地盤模型，工學基盤的彈簧係數 K_B 可以由下式求得。

$$K_B = 8G_B B / (2 - \nu_B)$$

其中， G_B 為工學的基盤的剪力模數（單位 公斤每平方公尺）

$$B = 0.564 \text{ (公尺)}$$

ν_B 工學基盤的波森比

在這個解析中 ν_B 值使用 0.45。

0.45 的值係參考道路橋示法書・同解說「V 耐震設計編」（平成 8 年 日本道路協會）其大概內容如下。

地盤的動力波森比，一般的沖積及洪積地盤中地下水位較淺時使用 0.45，地下水位較深時使用 0.5，軟岩盤使用 0.4，硬岩盤使用 0.3。

在這個分析中，將所求得的各層的相對變位，進行固有值解析。其中固有值解析係由 QR 法求得。

(2)地盤模型

由標準貫入試驗結果取得 N 值、土質種別、再根據道路橋示方書求得剪力速度分布、質量密度來作成地盤模型。表 6.3.2 所示即為地盤模型之作成。

表 6.3.2 地盤模型

層 i	堆積年代	土質	層厚 d_i [m]	深度 H_i [m]	平均 N 值	密度 ρ i [t/m ³]	年代係 數 Y_{gi}	土質係 數 S_{ii}	剪力波速度 V_{si} [m/s]	剪力模數 G_{0i} [kN/m ²]
1	沖積層	粘土	1.0	0.5	1	1.90	1.000	1.000	59.93	6823.30
2	沖積層	粘土	1.0	1.5	1	1.90	1.000	1.000	74.57	10565.46
3	沖積層	粘土	1.0	2.5	1	1.90	1.000	1.000	82.55	12947.45
4	沖積層	粘土	1.0	3.5	1	1.90	1.000	1.000	88.27	14802.78
5	沖積層	粘土	1.0	4.5	1	1.90	1.000	1.000	92.79	16359.98
6	沖積層	粘土	1.0	5.5	1	1.90	1.000	1.000	96.57	17720.20
7	沖積層	粘土	1.0	6.5	1	1.90	1.000	1.000	99.84	18938.42
8	沖積層	粘土	1.0	7.5	1	1.90	1.000	1.000	102.72	20048.35
9	沖積層	粘土	1.0	8.5	1	1.90	1.000	1.000	105.31	21072.35
10	沖積層	粘土	1.0	9.5	1	1.90	1.000	1.000	107.67	22026.13
11	沖積層	粘土	1.0	10.5	18	1.90	1.000	1.000	180.05	61594.33
12	沖積層	粘土	1.0	11.5	24	1.90	1.000	1.000	192.58	70468.37
13	沖積層	粘土	1.0	12.5	3	1.90	1.000	1.000	137.21	35772.55
14	沖積層	粘土	1.0	13.5	3	1.90	1.000	1.000	139.33	36885.23
15	沖積層	粘土	1.0	14.5	4	1.90	1.000	1.000	148.45	41872.92
16	沖積層	粘土	1.0	15.5	4	1.90	1.000	1.000	150.44	42999.24
17	沖積層	粘土	1.0	16.5	6	1.90	1.000	1.000	163.26	50639.63
18	沖積層	粘土	1.0	17.5	6	1.90	1.000	1.000	165.18	51839.53
19	沖積層	粘土	1.0	18.5	5	1.90	1.000	1.000	161.89	49795.07
20	沖積層	粘土	1.0	19.5	6	1.90	1.000	1.000	168.77	54120.99
21	沖積層	砂礫	1.0	20.5	24	1.90	1.000	1.153	249.12	117916.10
22	沖積層	砂礫	1.0	21.5	19	1.90	1.000	1.153	241.64	110944.83
23	沖積層	砂礫	1.0	22.5	18	1.90	1.000	1.153	241.60	110900.80
24	沖積層	細砂	1.0	23.5	24	1.90	1.000	1.086	241.11	110453.92
25	沖積層	砂礫	1.0	24.5	15	1.90	1.000	1.153	238.18	107788.93
26	沖積層	砂礫	1.0	25.5	9	1.90	1.000	1.153	220.00	91963.77
27	沖積層	砂礫	1.0	26.5	44	1.90	1.000	1.153	290.81	160685.06
28	沖積層	砂礫	1.0	27.5	42	1.90	1.000	1.153	290.64	160497.59
29	沖積層	礫	1.0	28.5	37	1.90	1.000	1.448	359.72	245863.80
30	沖積層	礫	1.0	29.5	22	1.90	1.000	1.448	331.39	208659.93
31	沖積層	礫	1.0	30.5	29	1.90	1.000	1.448	349.74	232398.22
32	沖積層	礫	1.0	31.5	60	1.90	1.000	1.448	398.59	301853.82
33	工學基盤	礫	—	32.0	76	1.90	1.000	1.448	416.33	329328.48

其中，剪力波速度 V_{si} 由下式太田式求得。

$$V_{si} = 68.79 N^{0.171} H_i^{0.199} Y_{gi} S_{ii}$$

(3) 表層地盤的放大增幅特性

根據前面所述的地盤模型，可以進行 T_1, G_{s1}, G_{s2} 之收斂計算。以下為計算的結果。

表 6.3.3 收斂計算結果(1)

層 i	層厚 d_i [m]	密度 ρ_i [t/m ³]	G_{0i} [kN/m ²]	剛性衰減 率 G_i / G_{0i}	阻尼比 h_i	V_{si} [m/s]	質點質 量 m_i [t]	質點間進 度 K_i [kN/m]	1 次模態 U_i
1	1.0	1.90	6823.30	0.676	0.085	50.68	0.95	4879.73	1.0000
2	1.0	1.90	10565.46	0.475	0.137	52.94	1.90	5325.97	0.9947
3	1.0	1.90	12947.45	0.370	0.165	52.89	1.90	5314.49	0.9803
4	1.0	1.90	14802.78	0.308	0.182	51.51	1.90	5042.04	0.9563
5	1.0	1.90	16359.98	0.267	0.193	50.42	1.90	4829.37	0.9213
6	1.0	1.90	17720.20	0.238	0.199	49.56	1.90	4666.47	0.8749
7	1.0	1.90	18938.42	0.219	0.205	49.10	1.90	4580.22	0.8173
8	1.0	1.90	20048.35	0.207	0.208	49.09	1.90	4578.10	0.7494
9	1.0	1.90	21072.35	0.197	0.211	49.08	1.90	4576.64	0.6730
10	1.0	1.90	22026.13	0.190	0.212	49.39	1.90	4634.07	0.5891
11	1.0	1.90	61594.33	0.479	0.136	128.27	1.90	31261.04	0.4996
12	1.0	1.90	70468.37	0.499	0.131	140.47	1.90	37489.92	0.4856
13	1.0	1.90	35772.55	0.267	0.193	74.51	1.90	10548.40	0.4732
14	1.0	1.90	36885.23	0.263	0.193	75.16	1.90	10734.34	0.4268
15	1.0	1.90	41872.92	0.288	0.187	83.31	1.90	13187.29	0.3791
16	1.0	1.90	42999.24	0.286	0.188	84.06	1.90	13424.66	0.3388
17	1.0	1.90	50639.63	0.329	0.176	97.97	1.90	18238.18	0.2980
18	1.0	1.90	51839.53	0.329	0.176	99.10	1.90	18660.13	0.2671
19	1.0	1.90	49795.07	0.309	0.182	94.69	1.90	17036.19	0.2361
20	1.0	1.90	54120.99	0.331	0.176	101.43	1.90	19545.84	0.2015
21	1.0	1.90	117916.10	0.286	0.202	139.03	1.90	36723.75	0.1708
22	1.0	1.90	110944.83	0.264	0.208	130.94	1.90	32577.19	0.1542
23	1.0	1.90	110900.80	0.260	0.209	130.16	1.90	32189.84	0.1353
24	1.0	1.90	110453.92	0.255	0.211	128.95	1.90	31595.02	0.1159
25	1.0	1.90	107788.93	0.242	0.215	124.79	1.90	29586.28	0.0960
26	1.0	1.90	91963.77	0.188	0.230	101.17	1.90	19447.86	0.0745
27	1.0	1.90	160685.06	0.348	0.185	179.87	1.90	61474.19	0.0417
28	1.0	1.90	160497.59	0.347	0.185	179.43	1.90	61171.87	0.0313
29	1.0	1.90	245863.80	0.509	0.139	267.46	1.90	135915.89	0.0208
30	1.0	1.90	208659.93	0.444	0.158	230.77	1.90	101186.25	0.0161
31	1.0	1.90	232398.22	0.486	0.146	253.91	1.90	122496.31	0.0097
32	1.0	1.90	301853.82	0.523	0.135	300.22	1.90	171248.37	0.0044
33	—	1.90	329328.48	1.000	0.000	416.33	0.95	958664.57	0.0007

表 6.3.4 收斂計算結果(1)

G_{s1}	G_{s2}	G_b	$S_{a(T, h=0)}$	$D_s(T_1)$	$D_b(T_1)$	$D_s(T_1) - D_b(T_1)$
1.964	1.021	0.462	15.34	0.17708	0.04165	0.13543

表 6.3.5 收斂計算結果(2)

層 i	相對變位 u_i [m]	有效應變 γ_{ei}	剛性衰減率 G_i / G_{0i}	阻尼比 h_i
1	0.13543	0.00046	0.676	0.085
2	0.13471	0.00127	0.475	0.137
3	0.13276	0.00211	0.370	0.165
4	0.12951	0.00308	0.308	0.182
5	0.12477	0.00408	0.267	0.193
6	0.11849	0.00507	0.238	0.199
7	0.11069	0.00598	0.219	0.205
8	0.10149	0.00672	0.207	0.208
9	0.09115	0.00739	0.197	0.211
10	0.07978	0.00787	0.190	0.212
11	0.06767	0.00124	0.479	0.136
12	0.06576	0.00109	0.499	0.131
13	0.06408	0.00409	0.267	0.193
14	0.05779	0.00419	0.263	0.193
15	0.05134	0.00354	0.288	0.187
16	0.04589	0.00360	0.286	0.188
17	0.04036	0.00272	0.329	0.176
18	0.03617	0.00272	0.329	0.176
19	0.03198	0.00305	0.309	0.182
20	0.02729	0.00270	0.331	0.176
21	0.02313	0.00146	0.286	0.202
22	0.02089	0.00167	0.264	0.208
23	0.01832	0.00171	0.260	0.209
24	0.01570	0.00175	0.255	0.211
25	0.01300	0.00189	0.242	0.215
26	0.01010	0.00289	0.188	0.230
27	0.00565	0.00092	0.348	0.185
28	0.00424	0.00092	0.347	0.185
29	0.00282	0.00042	0.509	0.139
30	0.00218	0.00056	0.444	0.158
31	0.00131	0.00046	0.486	0.146
32	0.00060	0.00039	0.523	0.135
33	0.00009	—	1.000	0.000

上列收斂計算的結果整理如下。

表層地盤第 1 卓越周期 $T_1 = 1.207[\text{sec}]$

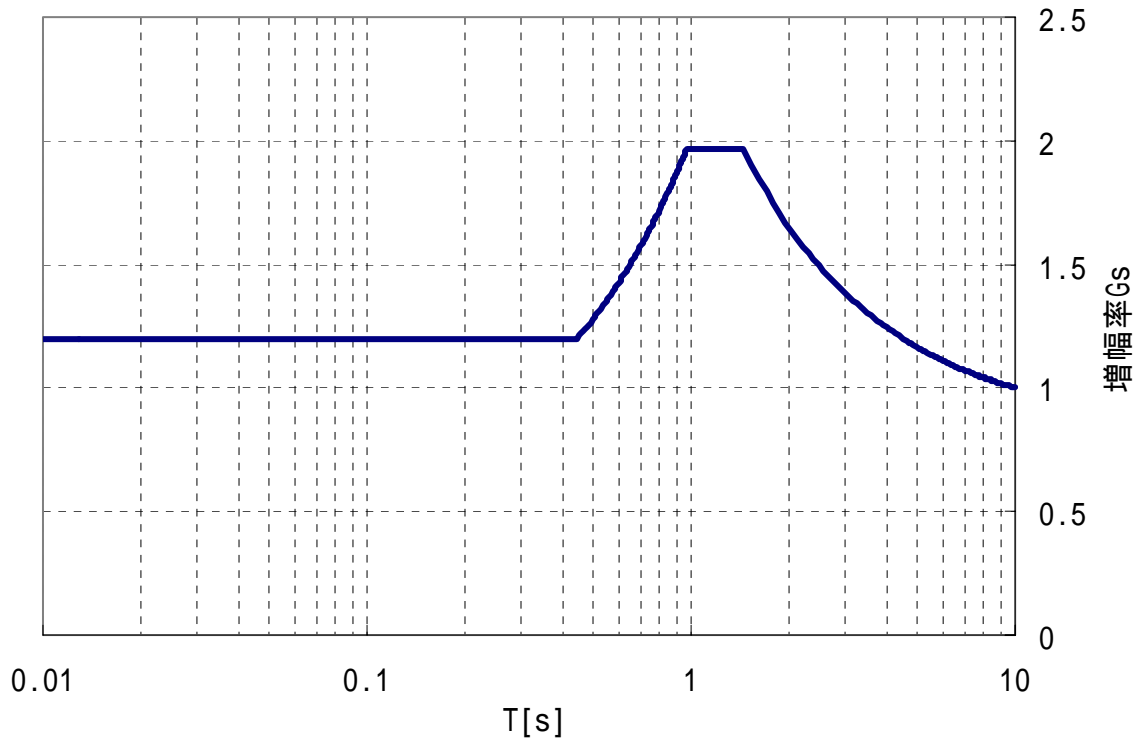
表層地盤第 2 卓越周期 $T_2 = 0.402[\text{sec}]$

波動阻抗比 $\alpha = 0.274$

地盤的阻尼比 $h = 0.150$

第 1 卓越周期的放大增幅率 $G_{s1} = 1.964$

第 2 卓越周期的放大增幅率 $G_{s2} = 1.021$



(4) 表層面的加速度反應譜

利用工學基礎地盤的加速度反應譜，在乘上上述計算程序所求得的 G_s 值即可求得地表面的加速度反應譜如下圖所示。

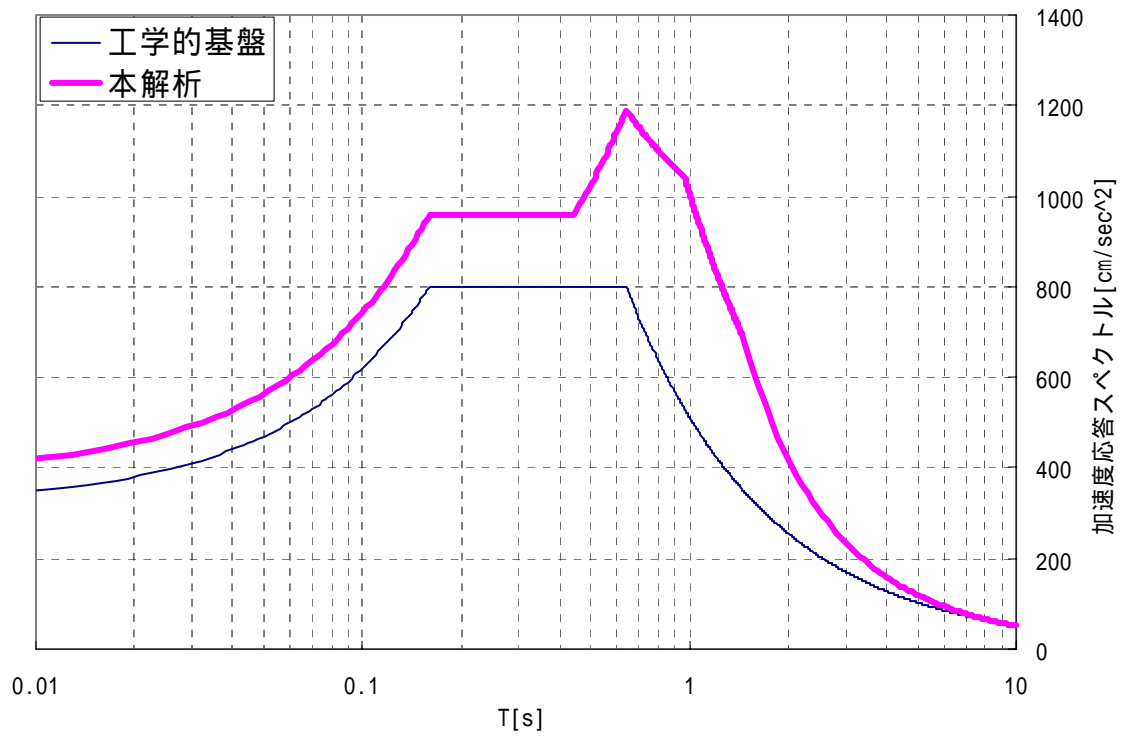


圖 6.3.1 地表面之加速度反應譜(h=5%)

(5)地表面加速度反應譜的計算過程

根據地盤模型中 T_1 , G_{s1} , G_{s2} 之收斂計算所求得。

地盤各層的相對變位係由固有值分析中計算出來。其中，固有值分析係採用 QR 法。

表 6.3.6 T_1 , G_{s1} , G_{s2} 之計算 — 第 1 次

層 i	層厚 d_i [m]	密度 ρ_i [t/m ³]	G_{0i} [kN/m ²]	剛性衰減 率 G_i / G_{0i}	減衰定 數 h_i	V_{si} [m/s]	質點質 量 m_i [t]	質點間勁 度 K_i [kN/m]	1 次模態 U_i
1	1.0	1.90	6823.3	1.000	0.020	59.93	0.95	6823.30	1.0000
2	1.0	1.90	10565.5	1.000	0.020	74.57	1.90	10565.46	0.9875
3	1.0	1.90	12947.5	1.000	0.020	82.55	1.90	12947.45	0.9634
4	1.0	1.90	14802.8	1.000	0.020	88.27	1.90	14802.78	0.9310
5	1.0	1.90	16360.0	1.000	0.020	92.79	1.90	16359.98	0.8919
6	1.0	1.90	17720.2	1.000	0.020	96.57	1.90	17720.20	0.8473
7	1.0	1.90	18938.4	1.000	0.020	99.84	1.90	18938.42	0.7978
8	1.0	1.90	20048.3	1.000	0.020	102.72	1.90	20048.35	0.7444
9	1.0	1.90	21072.3	1.000	0.020	105.31	1.90	21072.35	0.6875
10	1.0	1.90	22026.1	1.000	0.020	107.67	1.90	22026.13	0.6279
11	1.0	1.90	61594.3	1.000	0.020	180.05	1.90	61594.33	0.5659
12	1.0	1.90	70468.4	1.000	0.020	192.58	1.90	70468.37	0.5422
13	1.0	1.90	35772.5	1.000	0.020	137.21	1.90	35772.55	0.5201
14	1.0	1.90	36885.2	1.000	0.020	139.33	1.90	36885.23	0.4742
15	1.0	1.90	41872.9	1.000	0.020	148.45	1.90	41872.92	0.4275
16	1.0	1.90	42999.2	1.000	0.020	150.44	1.90	42999.24	0.3845
17	1.0	1.90	50639.6	1.000	0.020	163.26	1.90	50639.63	0.3412
18	1.0	1.90	51839.5	1.000	0.020	165.18	1.90	51839.53	0.3033
19	1.0	1.90	49795.1	1.000	0.020	161.89	1.90	49795.07	0.2652
20	1.0	1.90	54121.0	1.000	0.020	168.77	1.90	54120.99	0.2247
21	1.0	1.90	117916.1	1.000	0.020	249.12	1.90	117916.10	0.1867
22	1.0	1.90	110944.8	1.000	0.020	241.64	1.90	110944.83	0.1690
23	1.0	1.90	110900.8	1.000	0.020	241.60	1.90	110900.80	0.1499
24	1.0	1.90	110453.9	1.000	0.020	241.11	1.90	110453.92	0.1305
25	1.0	1.90	107788.9	1.000	0.020	238.18	1.90	107788.93	0.1109
26	1.0	1.90	91963.8	1.000	0.020	220.00	1.90	91963.77	0.0907
27	1.0	1.90	160685.1	1.000	0.020	290.81	1.90	160685.06	0.0667
28	1.0	1.90	160497.6	1.000	0.020	290.64	1.90	160497.59	0.0530
29	1.0	1.90	245863.8	1.000	0.020	359.72	1.90	245863.80	0.0391
30	1.0	1.90	208659.9	1.000	0.020	331.39	1.90	208659.93	0.0301
31	1.0	1.90	232398.2	1.000	0.020	349.74	1.90	232398.22	0.0194
32	1.0	1.90	301853.8	1.000	0.020	398.59	1.90	301853.82	0.0097
33	—	1.90	329328.48	1.000	0.000	416.33	0.95	958664.57	0.0023

$$H = 32.0, \quad \Sigma V_{si} \cdot d_i = 5969.9, \quad \Sigma w_i = 0.0, \quad \Sigma h_i \cdot w_i = 0.0$$

平均密度 ρ_e [t/m ³]	有效 Vs [m/s]	波動阻抗比 α	阻尼比 h	表層地盤之卓越周期 T1[sec]
1.90	186.56	0.448	0.020	0.662

G_{s1}	G_{s2}	G_b	$S_{a(T, h = 0)}$	$D_s(T_1)$	$D_b(T_1)$	$D_s(T_1) - D_b(T_1)$
2.085	1.844	0.065	36.70	0.13532	0.00425	0.13107

層 i	相對變位 u_i [m]	有效應變 γ_{ei}	剛性衰減率 G_i / G_{0i}
1	0.13107	0.00107	0.502
2	0.12943	0.00205	0.374
3	0.12627	0.00276	0.327
4	0.12203	0.00333	0.297
5	0.11691	0.00381	0.277
6	0.11105	0.00421	0.263
7	0.10457	0.00455	0.253
8	0.09757	0.00484	0.245
9	0.09012	0.00508	0.238
10	0.08230	0.00528	0.234
11	0.07418	0.00202	0.376
12	0.07107	0.00188	0.393
13	0.06818	0.00391	0.273
14	0.06215	0.00398	0.270
15	0.05603	0.00366	0.283
16	0.05040	0.00369	0.282
17	0.04472	0.00323	0.301
18	0.03975	0.00324	0.301
19	0.03476	0.00345	0.292
20	0.02945	0.00324	0.301
21	0.02447	0.00151	0.281
22	0.02214	0.00163	0.268
23	0.01964	0.00165	0.266
24	0.01711	0.00167	0.264
25	0.01454	0.00173	0.258
26	0.01188	0.00204	0.228
27	0.00875	0.00117	0.315
28	0.00694	0.00118	0.315
29	0.00513	0.00077	0.380
30	0.00394	0.00091	0.349
31	0.00254	0.00082	0.369
32	0.00128	0.00083	0.366
33	0.00031	—	1.000

表 6.3.7 T_1 , G_{s1} , G_{s2} 之計算 — 第 2 次

層 i	層厚 d_i [m]	密度 ρ_i [t/m ³]	G_{0i} [kN/m ²]	剛性衰減率 G_i / G_{0i}	減衰定數 h_i	V_{si} [m/s]	質點質量 m_i [t]	質點間勁度 K_i [kN/m]	1 次模態 U_i
1	6823.3	0.502	0.130	42.46	1.0000	0.11780	0.00053	0.645	0.093
2	10565.5	0.374	0.164	45.58	0.9930	0.11698	0.00139	0.459	0.141
3	12947.5	0.327	0.177	47.20	0.9749	0.11484	0.00214	0.368	0.165
4	14802.8	0.297	0.185	48.12	0.9470	0.11156	0.00284	0.321	0.178
5	16360.0	0.277	0.190	48.85	0.9099	0.10719	0.00349	0.290	0.186
6	17720.2	0.263	0.193	49.52	0.8643	0.10181	0.00408	0.267	0.193
7	18938.4	0.253	0.196	50.21	0.8110	0.09553	0.00459	0.252	0.196
8	20048.3	0.245	0.198	50.80	0.7511	0.08848	0.00504	0.239	0.199
9	21072.3	0.238	0.199	51.41	0.6852	0.08072	0.00542	0.231	0.202
10	22026.1	0.234	0.201	52.10	0.6144	0.07237	0.00572	0.225	0.203
11	61594.3	0.376	0.163	110.34	0.5397	0.06358	0.00136	0.463	0.141
12	70468.4	0.393	0.159	120.77	0.5219	0.06148	0.00120	0.484	0.135
13	35772.5	0.273	0.191	71.65	0.5062	0.05963	0.00361	0.285	0.188
14	36885.2	0.270	0.192	72.36	0.4590	0.05407	0.00371	0.281	0.189
15	41872.9	0.283	0.188	79.03	0.4106	0.04837	0.00324	0.301	0.184
16	42999.2	0.282	0.189	79.88	0.3683	0.04339	0.00328	0.299	0.184
17	50639.6	0.301	0.184	89.60	0.3255	0.03834	0.00268	0.332	0.175
18	51839.5	0.301	0.184	90.59	0.2904	0.03421	0.00269	0.331	0.176
19	49795.1	0.292	0.186	87.47	0.2552	0.03006	0.00295	0.314	0.180
20	54121.0	0.301	0.184	92.60	0.2166	0.02552	0.00269	0.332	0.175
21	117916.1	0.281	0.204	131.95	0.1816	0.02139	0.00134	0.298	0.199
22	110944.8	0.268	0.207	125.21	0.1640	0.01932	0.00151	0.280	0.204
23	110900.8	0.266	0.208	124.70	0.1443	0.01700	0.00154	0.277	0.205
24	110453.9	0.264	0.208	123.87	0.1242	0.01462	0.00158	0.273	0.206
25	107788.9	0.258	0.210	121.01	0.1035	0.01220	0.00167	0.264	0.208
26	91963.8	0.228	0.218	105.10	0.0818	0.00963	0.00222	0.219	0.221
27	160685.1	0.315	0.194	163.27	0.0527	0.00621	0.00093	0.346	0.185
28	160497.6	0.315	0.194	163.01	0.0406	0.00479	0.00093	0.345	0.186
29	245863.8	0.380	0.175	221.76	0.0285	0.00336	0.00050	0.466	0.151
30	208659.9	0.349	0.185	195.75	0.0219	0.00258	0.00065	0.414	0.166
31	232398.2	0.369	0.178	212.35	0.0134	0.00158	0.00055	0.448	0.157
32	301853.8	0.366	0.179	241.24	0.0062	0.00073	0.00048	0.479	0.148
33	329328.5	1.000	0.000	416.33	0.0006	0.00008	—	1.000	0.000

$$H = 32.0, \quad \sum V_{si} \cdot d_i = 3309.8, \quad \sum w_i = 3.6, \quad \sum h_i \cdot w_i = 0.7$$

平均密度 ρ_e [t/m ³]	有效 Vs [m/s]	波動阻抗比 α	阻尼比 h	表層地盤之卓越 周期 T1[sec]
1.90	103.43	0.248	0.190	1.252

G_{s1}	G_{s2}	G_b	$Sa_{(T, h = 0)}$	$D_s(T_1)$	$D_b(T_1)$	$D_s(T_1) - D_b(T_1)$
1.827	0.873	0.546	14.55	0.16805	0.05025	0.11780

表 6.3.8 T_1 , G_{s1} , G_{s2} 之計算 — 第 3 回

層 i	層厚 d_i [m]	密度 ρ_i [t/m ³]	G_{0i} [kN/m ²]	剛性衰減 率 G_i / G_{0i}	減衰定 數 h_i	V_{si} [m/s]	質點質 量 m_i [t]	質點間勁 度 K_i [kN/m]	1 次模態 U_i
1	6823.3	0.645	0.093	48.15	1.0000	0.11509	0.00043	0.694	0.080
2	10565.5	0.459	0.141	50.54	0.9943	0.11443	0.00115	0.490	0.133
3	12947.5	0.368	0.165	50.08	0.9789	0.11266	0.00195	0.384	0.161
4	14802.8	0.321	0.178	50.04	0.9529	0.10966	0.00270	0.331	0.176
5	16360.0	0.290	0.186	49.99	0.9167	0.10551	0.00343	0.293	0.186
6	17720.2	0.267	0.193	49.87	0.8709	0.10023	0.00414	0.265	0.193
7	18938.4	0.252	0.196	50.11	0.8156	0.09386	0.00474	0.248	0.197
8	20048.3	0.239	0.199	50.23	0.7522	0.08657	0.00531	0.234	0.201
9	21072.3	0.231	0.202	50.62	0.6813	0.07841	0.00575	0.224	0.203
10	22026.1	0.225	0.203	51.07	0.6044	0.06956	0.00611	0.217	0.205
11	61594.3	0.463	0.141	122.48	0.5228	0.06017	0.00113	0.494	0.133
12	70468.4	0.484	0.135	133.93	0.5077	0.05843	0.00100	0.511	0.128
13	35772.5	0.285	0.188	73.29	0.4943	0.05689	0.00353	0.289	0.187
14	36885.2	0.281	0.189	73.88	0.4472	0.05147	0.00363	0.285	0.188
15	41872.9	0.301	0.184	81.45	0.3987	0.04588	0.00311	0.307	0.182
16	42999.2	0.299	0.184	82.30	0.3571	0.04110	0.00315	0.305	0.183
17	50639.6	0.332	0.175	94.04	0.3151	0.03626	0.00248	0.345	0.172
18	51839.5	0.331	0.176	95.05	0.2819	0.03245	0.00249	0.345	0.172
19	49795.1	0.314	0.180	90.71	0.2487	0.02862	0.00279	0.325	0.177
20	54121.0	0.332	0.175	97.21	0.2113	0.02432	0.00248	0.346	0.172
21	117916.1	0.298	0.199	135.93	0.1782	0.02051	0.00129	0.304	0.197
22	110944.8	0.280	0.204	127.95	0.1611	0.01854	0.00147	0.285	0.203
23	110900.8	0.277	0.205	127.21	0.1414	0.01627	0.00150	0.281	0.204
24	110453.9	0.273	0.206	126.09	0.1213	0.01396	0.00155	0.277	0.205
25	107788.9	0.264	0.208	122.46	0.1006	0.01158	0.00165	0.266	0.208
26	91963.8	0.219	0.221	103.07	0.0785	0.00904	0.00235	0.214	0.223
27	160685.1	0.346	0.185	171.17	0.0471	0.00543	0.00085	0.361	0.181
28	160497.6	0.345	0.186	170.81	0.0357	0.00411	0.00086	0.360	0.181
29	245863.8	0.466	0.151	245.65	0.0242	0.00279	0.00042	0.509	0.139
30	208659.9	0.414	0.166	213.23	0.0187	0.00215	0.00055	0.447	0.157
31	232398.2	0.448	0.157	234.07	0.0112	0.00129	0.00046	0.488	0.145
32	301853.8	0.479	0.148	275.96	0.0051	0.00059	0.00038	0.529	0.133
33	329328.5	1.000	0.000	416.33	0.0007	0.00008	—	1.000	0.000

$$H = 32.0, \quad \sum V_{si} \cdot d_i = 3498.6, \quad \sum w_i = 3.0, \quad \sum h_i \cdot w_i = 0.6$$

平均密度 ρ_e [t/m ³]	有效 Vs [m/s]	波動阻抗比 α	阻尼比 h	表層地盤之卓越周期 T1[sec]
1.90	109.33	0.263	0.187	1.223

G_{s1}	G_{s2}	G_b	$Sa_{(T, h=0)}$	$D_s(T_1)$	$Db(T_1)$	$D_s(T_1) - Db(T_1)$
1.796	0.873	0.528	15.06	0.16308	0.04800	0.11509

表 6.3.9 T_1 , G_{s1} , G_{s2} 之計算 — 第 4 次

層 i	層厚 d_i [m]	密度 ρ_i [t/m ³]	G_{0i} [kN/m ²]	剛性衰減 率 G_i / G_{0i}	減衰定 數 h_i	V_{si} [m/s]	質點質 量 m_i [t]	質點間勁 度 K_i [kN/m]	1 次模態 U_i
1	6823.3	0.694	0.080	49.92	1.0000	0.11355	0.00039	0.709	0.076
2	10565.5	0.490	0.133	52.21	0.9946	0.11294	0.00108	0.500	0.131
3	12947.5	0.384	0.161	51.17	0.9800	0.11128	0.00186	0.396	0.158
4	14802.8	0.331	0.176	50.76	0.9548	0.10842	0.00262	0.336	0.174
5	16360.0	0.293	0.186	50.22	0.9193	0.10439	0.00339	0.294	0.185
6	17720.2	0.265	0.193	49.71	0.8733	0.09917	0.00416	0.264	0.193
7	18938.4	0.248	0.197	49.68	0.8170	0.09277	0.00482	0.245	0.198
8	20048.3	0.234	0.201	49.64	0.7517	0.08536	0.00542	0.231	0.202
9	21072.3	0.224	0.203	49.87	0.6783	0.07701	0.00591	0.221	0.204
10	22026.1	0.217	0.205	50.18	0.5982	0.06792	0.00631	0.214	0.206
11	61594.3	0.494	0.133	126.49	0.5127	0.05822	0.00106	0.504	0.130
12	70468.4	0.511	0.128	137.64	0.4984	0.05660	0.00094	0.524	0.125
13	35772.5	0.289	0.187	73.76	0.4857	0.05515	0.00346	0.292	0.186
14	36885.2	0.285	0.188	74.32	0.4388	0.04982	0.00356	0.287	0.187
15	41872.9	0.307	0.182	82.20	0.3905	0.04434	0.00303	0.310	0.181
16	42999.2	0.305	0.183	83.06	0.3495	0.03968	0.00306	0.308	0.182
17	50639.6	0.345	0.172	95.94	0.3079	0.03496	0.00236	0.353	0.170
18	51839.5	0.345	0.172	96.98	0.2759	0.03133	0.00237	0.353	0.170
19	49795.1	0.325	0.177	92.25	0.2438	0.02768	0.00268	0.332	0.175
20	54121.0	0.346	0.172	99.22	0.2075	0.02356	0.00235	0.354	0.169
21	117916.1	0.304	0.197	137.27	0.1756	0.01994	0.00125	0.307	0.196
22	110944.8	0.285	0.203	128.91	0.1587	0.01802	0.00143	0.288	0.202
23	110900.8	0.281	0.204	128.08	0.1393	0.01581	0.00147	0.285	0.203
24	110453.9	0.277	0.205	126.84	0.1194	0.01355	0.00151	0.280	0.204
25	107788.9	0.266	0.208	122.79	0.0988	0.01122	0.00163	0.268	0.207
26	91963.8	0.214	0.223	101.69	0.0768	0.00872	0.00239	0.212	0.223
27	160685.1	0.361	0.181	174.74	0.0444	0.00505	0.00081	0.370	0.178
28	160497.6	0.360	0.181	174.32	0.0334	0.00380	0.00082	0.369	0.178
29	245863.8	0.509	0.139	256.59	0.0224	0.00254	0.00038	0.531	0.133
30	208659.9	0.447	0.157	221.55	0.0172	0.00196	0.00051	0.465	0.152
31	232398.2	0.488	0.145	244.20	0.0104	0.00118	0.00042	0.508	0.140
32	301853.8	0.529	0.133	290.02	0.0047	0.00053	0.00035	0.553	0.127
33	329328.5	1.000	0.000	416.33	0.0007	0.00008	—	1.000	0.000

$$H = 32.0, \quad \Sigma V_{si} \cdot d_i = 3572.2, \quad \Sigma w_i = 2.9, \quad \Sigma h_i \cdot w_i = 0.5$$

平均密度 ρ_e [t/m ³]	有效 Vs [m/s]	波動阻抗比 α	阻尼比 h	表層地盤之卓越 周期 T1[sec]
1.90	111.63	0.268	0.188	1.217

G_{s1}	G_{s2}	G_b	$Sa_{(T, h = 0)}$	$Ds(T_1)$	$Db(T_1)$	$Ds(T_1) - Db(T_1)$
1.777	0.868	0.523	15.17	0.16095	0.04740	0.11355

表 6.3.10 T_1 , G_{S1} , G_{S2} 之計算 — 第 5 次

層 i	層厚 d_i [m]	密度 ρ_i [t/m ³]	G_{0i} [kN/m ²]	剛性衰減 率 G_i / G_{0i}	減衰定 數 h_i	V_{si} [m/s]	質點質 量 m_i [t]	質點間勁 度 K_i [kN/m]	1 次模態 U_i
1	6823.3	0.709	0.076	50.46	1.0000	0.11278	0.00039	0.714	0.075
2	10565.5	0.500	0.131	52.75	0.9947	0.11219	0.00106	0.503	0.130
3	12947.5	0.396	0.158	51.93	0.9803	0.11056	0.00181	0.403	0.156
4	14802.8	0.336	0.174	51.17	0.9556	0.10778	0.00258	0.339	0.173
5	16360.0	0.294	0.185	50.35	0.9205	0.10381	0.00338	0.295	0.185
6	17720.2	0.264	0.193	49.66	0.8744	0.09861	0.00417	0.264	0.193
7	18938.4	0.245	0.198	49.45	0.8174	0.09219	0.00487	0.244	0.198
8	20048.3	0.231	0.202	49.38	0.7511	0.08470	0.00549	0.230	0.202
9	21072.3	0.221	0.204	49.50	0.6762	0.07627	0.00600	0.219	0.205
10	22026.1	0.214	0.206	49.78	0.5943	0.06703	0.00641	0.212	0.207
11	61594.3	0.504	0.130	127.77	0.5069	0.05717	0.00103	0.506	0.129
12	70468.4	0.524	0.125	139.34	0.4928	0.05558	0.00092	0.529	0.123
13	35772.5	0.292	0.186	74.10	0.4803	0.05417	0.00342	0.293	0.186
14	36885.2	0.287	0.187	74.68	0.4336	0.04890	0.00352	0.289	0.187
15	41872.9	0.310	0.181	82.63	0.3855	0.04348	0.00299	0.312	0.181
16	42999.2	0.308	0.182	83.53	0.3448	0.03888	0.00302	0.310	0.181
17	50639.6	0.353	0.170	97.00	0.3035	0.03423	0.00230	0.357	0.168
18	51839.5	0.353	0.170	98.08	0.2721	0.03069	0.00231	0.357	0.169
19	49795.1	0.332	0.175	93.33	0.2406	0.02714	0.00261	0.337	0.174
20	54121.0	0.354	0.169	100.36	0.2051	0.02313	0.00229	0.358	0.168
21	117916.1	0.307	0.196	138.12	0.1738	0.01960	0.00123	0.309	0.196
22	110944.8	0.288	0.202	129.73	0.1570	0.01771	0.00141	0.291	0.201
23	110900.8	0.285	0.203	128.88	0.1378	0.01554	0.00145	0.287	0.202
24	110453.9	0.280	0.204	127.61	0.1181	0.01331	0.00149	0.283	0.203
25	107788.9	0.268	0.207	123.38	0.0977	0.01102	0.00161	0.271	0.207
26	91963.8	0.212	0.223	101.24	0.0758	0.00855	0.00240	0.211	0.223
27	160685.1	0.370	0.178	177.00	0.0431	0.00486	0.00079	0.376	0.176
28	160497.6	0.369	0.178	176.57	0.0324	0.00365	0.00079	0.375	0.177
29	245863.8	0.531	0.133	262.25	0.0215	0.00243	0.00036	0.543	0.129
30	208659.9	0.465	0.152	225.97	0.0166	0.00187	0.00049	0.475	0.149
31	232398.2	0.508	0.140	249.28	0.0100	0.00113	0.00040	0.517	0.137
32	301853.8	0.553	0.127	296.28	0.0045	0.00051	0.00033	0.562	0.124
33	329328.5	1.000	0.000	416.33	0.0007	0.00008	—	1.000	0.000

$$H = 32.0, \quad \Sigma V_{si} \cdot d_i = 3611.6, \quad \Sigma w_i = 2.8, \quad \Sigma h_i \cdot w_i = 0.5$$

平均密度 ρ_e [t/m ³]	有效 Vs [m/s]	波動阻抗比 α	阻尼比 h	表層地盤之卓越 越周期 T1[sec]
1.90	112.86	0.271	0.187	1.212

G_{s1}	G_{s2}	G_b	$Sa_{(T, h=0)}$	$D_s(T_1)$	$D_b(T_1)$	$D_s(T_1) - D_b(T_1)$
1.768	0.866	0.521	15.25	0.15983	0.04705	0.11278

表 6.3.11 T_1 , G_{s1} , G_{s2} 之計算 — 第 6 次

層 i	層厚 d_i [m]	密度 ρ_i [t/m ³]	G_{0i} [kN/m ²]	剛性衰減 率 G_i / G_{0i}	減衰定 數 h_i	V_{si} [m/s]	質點質 量 m_i [t]	質點間勁 度 K_i [kN/m]	1 次模態 U_i
1	6823.3	0.714	0.075	50.62	1.0000	0.11240	0.00038	0.715	0.075
2	10565.5	0.503	0.130	52.90	0.9947	0.11181	0.00105	0.504	0.130
3	12947.5	0.403	0.156	52.39	0.9803	0.11019	0.00178	0.407	0.155
4	14802.8	0.339	0.173	51.37	0.9560	0.10746	0.00256	0.340	0.173
5	16360.0	0.295	0.185	50.41	0.9210	0.10352	0.00337	0.295	0.185
6	17720.2	0.264	0.193	49.62	0.8748	0.09833	0.00418	0.264	0.193
7	18938.4	0.244	0.198	49.30	0.8175	0.09189	0.00490	0.243	0.198
8	20048.3	0.230	0.202	49.24	0.7505	0.08436	0.00552	0.229	0.202
9	21072.3	0.219	0.205	49.28	0.6749	0.07586	0.00606	0.218	0.205
10	22026.1	0.212	0.207	49.58	0.5920	0.06654	0.00646	0.211	0.207
11	61594.3	0.506	0.129	128.13	0.5035	0.05660	0.00103	0.507	0.129
12	70468.4	0.529	0.123	140.04	0.4895	0.05502	0.00091	0.531	0.123
13	35772.5	0.293	0.186	74.31	0.4770	0.05362	0.00340	0.294	0.185
14	36885.2	0.289	0.187	74.91	0.4305	0.04839	0.00350	0.290	0.186
15	41872.9	0.312	0.181	82.89	0.3826	0.04301	0.00297	0.313	0.180
16	42999.2	0.310	0.181	83.77	0.3420	0.03844	0.00300	0.311	0.181
17	50639.6	0.357	0.168	97.53	0.3009	0.03383	0.00228	0.359	0.168
18	51839.5	0.357	0.169	98.63	0.2698	0.03033	0.00228	0.359	0.168
19	49795.1	0.337	0.174	93.99	0.2386	0.02682	0.00256	0.340	0.173
20	54121.0	0.358	0.168	100.93	0.2035	0.02287	0.00226	0.360	0.168
21	117916.1	0.309	0.196	138.58	0.1725	0.01939	0.00122	0.311	0.195
22	110944.8	0.291	0.201	130.28	0.1559	0.01752	0.00140	0.292	0.200
23	110900.8	0.287	0.202	129.44	0.1367	0.01537	0.00143	0.289	0.201
24	110453.9	0.283	0.203	128.17	0.1172	0.01317	0.00147	0.284	0.203
25	107788.9	0.271	0.207	123.90	0.0970	0.01090	0.00159	0.272	0.206
26	91963.8	0.211	0.223	101.11	0.0753	0.00846	0.00240	0.211	0.223
27	160685.1	0.376	0.176	178.34	0.0424	0.00477	0.00077	0.379	0.175
28	160497.6	0.375	0.177	177.89	0.0318	0.00358	0.00078	0.378	0.176
29	245863.8	0.543	0.129	265.11	0.0211	0.00238	0.00035	0.549	0.128
30	208659.9	0.475	0.149	228.36	0.0163	0.00184	0.00047	0.480	0.147
31	232398.2	0.517	0.137	251.52	0.0098	0.00111	0.00039	0.523	0.135
32	301853.8	0.562	0.124	298.73	0.0045	0.00050	0.00033	0.565	0.123
33	329328.5	1.000	0.000	416.33	0.0007	0.00008	—	1.000	0.000

$$H = 32.0, \quad \Sigma V_{si} \cdot d_i = 3631.3, \quad \Sigma w_i = 2.8, \quad \Sigma h_i \cdot w_i = 0.5$$

平均密度 ρ_e [t/m ³]	有效 Vs [m/s]	波動阻抗比 α	阻尼比 h	表層地盤之卓越 周期 T1[sec]
1.90	113.48	0.273	0.187	1.210

G_{s1}	G_{s2}	G_b	$Sa_{(T, h=0)}$	$D_s(T_1)$	$Db(T_1)$	$D_s(T_1) - Db(T_1)$
1.764	0.866	0.519	15.30	0.15927	0.04686	0.11240

表 6.3.12 T_1 , G_{S1} , G_{S2} 之計算 — 第 7 次

層 i	層厚 d_i [m]	密度 ρ_i [t/m ³]	G_{0i} [kN/m ²]	剛性衰減 率 G_i / G_{0i}	減衰定 數 h_i	V_{si} [m/s]	質點質 量 m_i [t]	質點間勁 度 K_i [kN/m]	1 次模態 U_i
1	6823.3	0.715	0.075	50.67	1.0000	0.11222	0.00038	0.715	0.075
2	10565.5	0.504	0.130	52.94	0.9947	0.11163	0.00105	0.504	0.130
3	12947.5	0.407	0.155	52.66	0.9803	0.11001	0.00176	0.409	0.155
4	14802.8	0.340	0.173	51.46	0.9562	0.10730	0.00255	0.340	0.173
5	16360.0	0.295	0.185	50.42	0.9212	0.10337	0.00337	0.295	0.185
6	17720.2	0.264	0.193	49.59	0.8749	0.09818	0.00419	0.263	0.193
7	18938.4	0.243	0.198	49.21	0.8175	0.09174	0.00492	0.242	0.198
8	20048.3	0.229	0.202	49.16	0.7500	0.08416	0.00554	0.229	0.202
9	21072.3	0.218	0.205	49.17	0.6740	0.07564	0.00609	0.217	0.205
10	22026.1	0.211	0.207	49.48	0.5905	0.06627	0.00649	0.211	0.207
11	61594.3	0.507	0.129	128.24	0.5016	0.05628	0.00103	0.507	0.129
12	70468.4	0.531	0.123	140.32	0.4875	0.05471	0.00091	0.532	0.122
13	35772.5	0.294	0.185	74.42	0.4751	0.05331	0.00339	0.295	0.185
14	36885.2	0.290	0.186	75.04	0.4286	0.04810	0.00348	0.291	0.186
15	41872.9	0.313	0.180	83.08	0.3808	0.04274	0.00295	0.314	0.180
16	42999.2	0.311	0.181	83.89	0.3404	0.03820	0.00299	0.312	0.181
17	50639.6	0.359	0.168	97.79	0.2994	0.03360	0.00226	0.360	0.168
18	51839.5	0.359	0.168	98.90	0.2684	0.03012	0.00227	0.359	0.168
19	49795.1	0.340	0.173	94.37	0.2373	0.02663	0.00254	0.341	0.173
20	54121.0	0.360	0.168	101.22	0.2025	0.02272	0.00225	0.361	0.167
21	117916.1	0.311	0.195	138.83	0.1717	0.01927	0.00121	0.311	0.195
22	110944.8	0.292	0.200	130.62	0.1551	0.01740	0.00139	0.293	0.200
23	110900.8	0.289	0.201	129.81	0.1360	0.01527	0.00142	0.290	0.201
24	110453.9	0.284	0.203	128.56	0.1166	0.01308	0.00146	0.285	0.202
25	107788.9	0.272	0.206	124.31	0.0965	0.01083	0.00158	0.274	0.206
26	91963.8	0.211	0.223	101.11	0.0749	0.00841	0.00240	0.211	0.223
27	160685.1	0.379	0.175	179.14	0.0420	0.00472	0.00077	0.381	0.175
28	160497.6	0.378	0.176	178.69	0.0315	0.00354	0.00077	0.380	0.175
29	245863.8	0.549	0.128	266.49	0.0210	0.00235	0.00035	0.552	0.127
30	208659.9	0.480	0.147	229.69	0.0162	0.00182	0.00047	0.483	0.147
31	232398.2	0.523	0.135	252.81	0.0098	0.00110	0.00039	0.525	0.135
32	301853.8	0.565	0.123	299.67	0.0045	0.00050	0.00032	0.567	0.123
33	329328.5	1.000	0.000	416.33	0.0007	0.00008	—	1.000	0.000

$$H = 32.0, \quad \sum V_{si} \cdot d_i = 3641.8, \quad \sum w_i = 2.8, \quad \sum h_i \cdot w_i = 0.5$$

平均密度 ρ_e [t/m ³]	有效 Vs [m/s]	波動阻抗比 α	阻尼比 h	表層地盤之卓越 周期 T1[sec]
1.90	113.81	0.273	0.187	1.209

G_{s1}	G_{s2}	G_b	$Sa_{(T, h=0)}$	$D_s(T_1)$	$Db(T_1)$	$D_s(T_1) - Db(T_1)$
1.762	0.865	0.518	15.32	0.15898	0.04676	0.11222

表 6.3.13 T_1 , G_{S1} , G_{S2} 之計算 — 第 8 次

層 i	層厚 d_i [m]	密度 ρ_i [t/m ³]	G_{0i} [kN/m ²]	剛性衰減 率 G_i / G_{0i}	減衰定 數 h_i	V_{si} [m/s]	質點質 量 m_i [t]	質點間勁 度 K_i [kN/m]	1 次模態 U_i
1	6823.3	0.715	0.075	50.68	1.0000	0.11212	0.00038	0.715	0.075
2	10565.5	0.504	0.130	52.95	0.9947	0.11153	0.00105	0.504	0.130
3	12947.5	0.409	0.155	52.81	0.9803	0.10991	0.00175	0.410	0.154
4	14802.8	0.340	0.173	51.50	0.9563	0.10722	0.00255	0.341	0.173
5	16360.0	0.295	0.185	50.42	0.9213	0.10330	0.00338	0.295	0.185
6	17720.2	0.263	0.193	49.57	0.8750	0.09810	0.00420	0.263	0.193
7	18938.4	0.242	0.198	49.14	0.8174	0.09165	0.00494	0.242	0.199
8	20048.3	0.229	0.202	49.12	0.7497	0.08405	0.00555	0.228	0.202
9	21072.3	0.217	0.205	49.11	0.6734	0.07551	0.00611	0.217	0.205
10	22026.1	0.211	0.207	49.42	0.5897	0.06611	0.00651	0.210	0.207
11	61594.3	0.507	0.129	128.26	0.5004	0.05610	0.00103	0.508	0.129
12	70468.4	0.532	0.122	140.43	0.4863	0.05453	0.00090	0.532	0.122
13	35772.5	0.295	0.185	74.48	0.4739	0.05313	0.00338	0.295	0.185
14	36885.2	0.291	0.186	75.12	0.4275	0.04793	0.00348	0.291	0.186
15	41872.9	0.314	0.180	83.22	0.3798	0.04258	0.00294	0.315	0.180
16	42999.2	0.312	0.181	83.99	0.3394	0.03806	0.00298	0.312	0.181
17	50639.6	0.360	0.168	97.91	0.2985	0.03347	0.00226	0.360	0.168
18	51839.5	0.359	0.168	99.04	0.2676	0.03000	0.00226	0.360	0.168
19	49795.1	0.341	0.173	94.58	0.2366	0.02653	0.00253	0.342	0.173
20	54121.0	0.361	0.167	101.36	0.2019	0.02264	0.00224	0.361	0.167
21	117916.1	0.311	0.195	138.96	0.1712	0.01919	0.00121	0.311	0.195
22	110944.8	0.293	0.200	130.82	0.1546	0.01733	0.00138	0.294	0.200
23	110900.8	0.290	0.201	130.03	0.1356	0.01520	0.00141	0.290	0.201
24	110453.9	0.285	0.202	128.80	0.1162	0.01303	0.00146	0.286	0.202
25	107788.9	0.274	0.206	124.59	0.0962	0.01079	0.00157	0.274	0.205
26	91963.8	0.211	0.223	101.14	0.0747	0.00837	0.00239	0.211	0.223
27	160685.1	0.381	0.175	179.61	0.0418	0.00469	0.00076	0.383	0.174
28	160497.6	0.380	0.175	179.16	0.0314	0.00352	0.00077	0.381	0.175
29	245863.8	0.552	0.127	267.15	0.0209	0.00234	0.00035	0.553	0.127
30	208659.9	0.483	0.147	230.40	0.0161	0.00181	0.00047	0.485	0.146
31	232398.2	0.525	0.135	253.52	0.0097	0.00109	0.00038	0.527	0.134
32	301853.8	0.567	0.123	300.05	0.0044	0.00050	0.00032	0.567	0.123
33	329328.5	1.000	0.000	416.33	0.0007	0.00008	—	1.000	0.000

$$H = 32.0, \quad \sum V_{si} \cdot d_i = 3647.3, \quad \sum w_i = 2.8, \quad \sum h_i \cdot w_i = 0.5$$

平均密度 ρ_e [t/m ³]	有效 Vs [m/s]	波動阻抗比 α	阻尼比 h	表層地盤之卓越周期 T1[sec]
1.90	113.98	0.274	0.187	1.208

G_{s1}	G_{s2}	G_b	$Sa_{(T, h=0)}$	$D_s(T_1)$	$D_b(T_1)$	$D_s(T_1) - D_b(T_1)$
1.761	0.865	0.518	15.33	0.15883	0.04670	0.11212

表 6.3.14 T_1 , G_{S1} , G_{S2} 之計算 — 第 9 次 (最終)

層 i	層厚 d_i [m]	密度 ρ_i [t/m ³]	G_{0i} [kN/m ²]	剛性衰減 率 G_i / G_{0i}	減衰定數 h_i	V_{si} [m/s]	質點質量 m_i [t]	質點間勁 度 K_i [kN/m]	1 次模態 U_i
1	1.0	1.90	6823.3	0.715	0.075	50.68	0.95	4879.73	1.0000
2	1.0	1.90	10565.5	0.504	0.130	52.94	1.90	5325.97	0.9875
3	1.0	1.90	12947.5	0.410	0.154	52.89	1.90	5314.49	0.9634
4	1.0	1.90	14802.8	0.341	0.173	51.51	1.90	5042.04	0.9310
5	1.0	1.90	16360.0	0.295	0.185	50.42	1.90	4829.37	0.8919
6	1.0	1.90	17720.2	0.263	0.193	49.56	1.90	4666.47	0.8473
7	1.0	1.90	18938.4	0.242	0.199	49.10	1.90	4580.22	0.7978
8	1.0	1.90	20048.3	0.228	0.202	49.09	1.90	4578.10	0.7444
9	1.0	1.90	21072.3	0.217	0.205	49.08	1.90	4576.64	0.6875
10	1.0	1.90	22026.1	0.210	0.207	49.39	1.90	4634.07	0.6279
11	1.0	1.90	61594.3	0.508	0.129	128.27	1.90	31261.04	0.5659
12	1.0	1.90	70468.4	0.532	0.122	140.47	1.90	37489.92	0.5422
13	1.0	1.90	35772.5	0.295	0.185	74.51	1.90	10548.40	0.5201
14	1.0	1.90	36885.2	0.291	0.186	75.16	1.90	10734.34	0.4742
15	1.0	1.90	41872.9	0.315	0.180	83.31	1.90	13187.29	0.4275
16	1.0	1.90	42999.2	0.312	0.181	84.06	1.90	13424.66	0.3845
17	1.0	1.90	50639.6	0.360	0.168	97.97	1.90	18238.18	0.3412
18	1.0	1.90	51839.5	0.360	0.168	99.10	1.90	18660.13	0.3033
19	1.0	1.90	49795.1	0.342	0.173	94.69	1.90	17036.19	0.2652
20	1.0	1.90	54121.0	0.361	0.167	101.43	1.90	19545.84	0.2247
21	1.0	1.90	117916.1	0.311	0.195	139.03	1.90	36723.75	0.1867
22	1.0	1.90	110944.8	0.294	0.200	130.94	1.90	32577.19	0.1690
23	1.0	1.90	110900.8	0.290	0.201	130.16	1.90	32189.84	0.1499
24	1.0	1.90	110453.9	0.286	0.202	128.95	1.90	31595.02	0.1305
25	1.0	1.90	107788.9	0.274	0.205	124.79	1.90	29586.28	0.1109
26	1.0	1.90	91963.8	0.211	0.223	101.17	1.90	19447.86	0.0907
27	1.0	1.90	160685.1	0.383	0.174	179.87	1.90	61474.19	0.0667
28	1.0	1.90	160497.6	0.381	0.175	179.43	1.90	61171.87	0.0530
29	1.0	1.90	245863.8	0.553	0.127	267.46	1.90	135915.89	0.0391
30	1.0	1.90	208659.9	0.485	0.146	230.77	1.90	101186.25	0.0301
31	1.0	1.90	232398.2	0.527	0.134	253.91	1.90	122496.31	0.0194
32	1.0	1.90	301853.8	0.567	0.123	300.22	1.90	171248.37	0.0097
33	—	1.90	329328.5	1.000	0.000	416.33	0.95	958664.57	0.0007

$$H = 32.0, \quad \Sigma V_{si} \cdot d_i = 3650.3, \quad \Sigma w_i = 2.8, \quad \Sigma h_i \cdot w_i = 0.5$$

平均密度 ρ_e [t/m ³]	有效 Vs [m/s]	波動阻抗比 α	阻尼比 h	表層地盤之卓越周期 T1[sec]
1.90	114.07	0.274	0.150	1.207

G_{s1}	G_{s2}	G_b	$Sa_{(T, h=0)}$	$D_s(T_1)$	$D_b(T_1)$	$D_s(T_1) - D_b(T_1)$
1.964	1.021	0.462	15.341	0.17708	0.04165	0.13543

層 i	相對變位 u_i [m]	有效應變 γ_{ei}	剛性衰減率 G_i / G_{0i}
1	0.13543	0.00046	0.676
2	0.13471	0.00127	0.475
3	0.13276	0.00211	0.370
4	0.12951	0.00308	0.308
5	0.12477	0.00408	0.267
6	0.11849	0.00507	0.238
7	0.11069	0.00598	0.219
8	0.10149	0.00672	0.207
9	0.09115	0.00739	0.197
10	0.07978	0.00787	0.190
11	0.06767	0.00124	0.479
12	0.06576	0.00109	0.499
13	0.06408	0.00409	0.267
14	0.05779	0.00419	0.263
15	0.05134	0.00354	0.288
16	0.04589	0.00360	0.286
17	0.04036	0.00272	0.329
18	0.03617	0.00272	0.329
19	0.03198	0.00305	0.309
20	0.02729	0.00270	0.331
21	0.02313	0.00146	0.286
22	0.02089	0.00167	0.264
23	0.01832	0.00171	0.260
24	0.01570	0.00175	0.255
25	0.01300	0.00189	0.242
26	0.01010	0.00289	0.188
27	0.00565	0.00092	0.348
28	0.00424	0.00092	0.347
29	0.00282	0.00042	0.509
30	0.00218	0.00056	0.444
31	0.00131	0.00046	0.486
32	0.00060	0.00039	0.523
33	0.00009	—	1.000

上面所示收斂計算之結果整理如下所示。

表層地盤第 1 卓越周期 $T_1 = 1.207[\text{sec}]$

表層地盤第 2 卓越周期 $T_2 = 0.402[\text{sec}]$

波動阻抗比 $\alpha = 0.274$

地盤之阻尼比 $h = 0.150$

第 1 卓越周期的放大增幅率 $G_{s1} = 1.964$

第 2 卓越周期的放大增幅率 $G_{s2} = 1.021$

3. 隔震材料之特性

下二表顯示積層橡膠支承以及隔震用油性阻尼器之特性。

積層橡膠支承的特性

名稱	面積 (cm ²)	容許面壓 (N/mm ²)	橡膠總厚 度 (mm)	一次 形狀係數	二次 形狀係數	水平 變形能力 (mm)	使用個 數
NRB700	3810.0	12.36	200.0			570.0	2
NRB1200	11271.2	23.85	200.0			800.0	4
LRB850	5497.8	9.50	200.0			702.0	3
LRB950	6887.2	11.00	200.0			769.0	3
LRB1000	7599.5	12.00	200.0			808.0	5
LRB1100	9189.2	12.00	200.0			812.0	4
LRB1200	10963.4	12.00	200.0			812.0	1

隔震用油性阻尼器之特性

一次阻尼 係數 (kN · s/cm)	二次阻尼 係數 (kN · s/cm)	降伏折點 荷重 (kN)	水平 變形能力 (cm)	使用個數
12.50	0.850	400.0	65.0	4

4. 結構計算

(1) 隔震材料之性能

隔震材料之性能如表 6.3.15 及表 6.3.16 所示。

表 6.3.15 積層橡膠支承之性能

	NRB700	NRB1200	LRB850	LRB950	LRB1000	LRB1100	LRB1200
短期容許壓應力 $\gamma=250\%$ 時 (N/mm ²)	12.36	23.85	9.50	11.00	12.00	12.00	12.00
長期容許壓應力 $\gamma=250\%$ 時 (N/mm ²)	24.72	47.70	19.00	22.00	24.00	24.00	24.00
水平基準變形能力 δu (m)	0.570	0.800	0.702	0.769	0.808	0.812	0.812
β	0.80						
設計界限變形(m) $m\delta u$ (m)[$\beta \times \delta u$]	0.456	0.640	0.562	0.615	0.646	0.650	0.650

表 6.3.16 油性阻尼器之性能

	阻尼器
水平變形能力 δu (m)	0.65
β	1.00
設計極限變形 $m\delta u$ (m)[$\beta \times \delta u$]	0.65

由以上的性能顯示，隔震層的設計極限變形為 0.65m。

(2) 隔震層反應變位的估算

(a) 製程誤差考慮以及設計極限變位之計算

隔震層的反應係由積層橡膠支承(或鉛心積層橡膠支承)及油性阻尼器性能在製程公差上的考慮。

積層橡膠支承在製程上的公差可能造成水平剛性-13%~+26%之間的變異；鉛心積層橡膠支承在製程上的公差可能造成一次水平剛性、二次水平剛性值有-20%~+31%之間的變異、降伏折點荷重有-31%~+39%之間的變異。另外，油

性阻尼器在製程上的公差可能造成阻尼係數-10%~+10%的變異，製程公差所造成隔震層的遲滯特性必須計算出來。隔震層基準的履歷特性以及正側與負側方向的製程公差之考慮其遲滯特性如表 6.3.17 及圖 6.3.2 所示。表 6.3.17 為隔震層的基準變位 δs 為收斂計算值。

表 6.3.17 隔震層之遲滯特性

項目	剪力荷重(kN)	一次水平剛性(kN/m)	二次水平剛性(kN/m)	設計界限變位 δs (m)
標準	3,196	322,615	34,117	0.3695
正側製程公差	4,449	427,073	44,534	0.3300
負側製程公差	2,202	231,611	25,936	0.4272

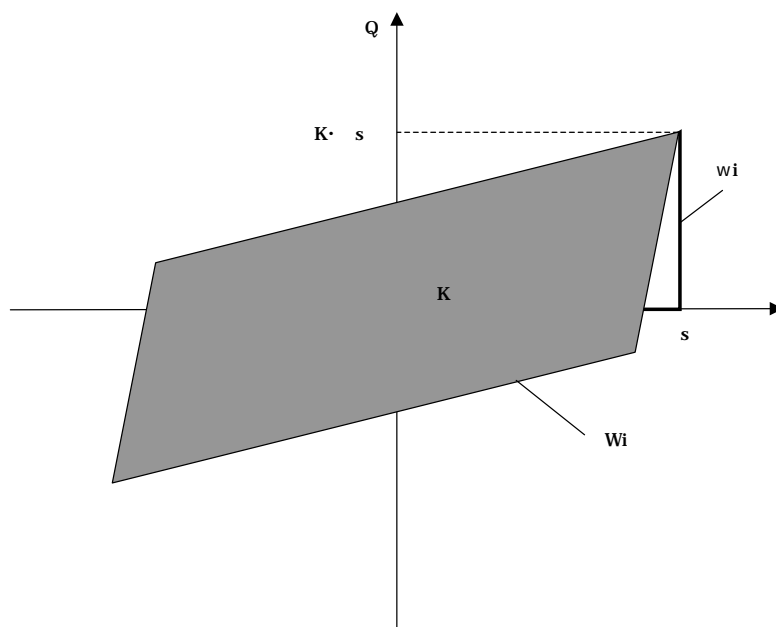


圖 6.3.2 ΔW_i 與 w_i 之關係圖

(b) 設計周期 T_s 之計算

由前項所求得的遲滯特性、有效勁度等再由上部結構的總重量即可估算出設計周期 T_s 。

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

表 6.3.18 設計周期

項目	上部結構 總質量 M (kN·s ² /m)	隔震層 有效剛性 K (kN/m)	設計周期 Ts (sec)
標準	10,838	42,604	3.17
正側製程公差		57,153	2.74
負側製程公差		33,116	3.59

(c) 有阻尼造成加速度遞減率 Fh 之計算

隔震層中隔震材料的阻尼特性屬於位移相依型，其有效阻尼比 hd 可經由下式計算求得：

$$hd = \frac{0.8}{4\pi} \cdot \frac{\Delta Wi}{Wi}$$

表 6.3.19 位移相依型阻尼之有效阻尼比 hd

項目	遲滯曲線 包圍面積 Σ ΔWi (kN·m)	變位× 耐力/2 Σ wi (kN·m)	有效粘性 阻尼比 hd
標準	4,241.6	2,908.4	0.093
正側製程公差	5,244.6	3,112.0	0.107
負側製程公差	3,402.6	3,021.8	0.072

流體阻尼器之阻尼材其隔震層的有效粘性阻尼比 hv 在，可經有下列公式計算求得。

$$hv = \frac{1}{4\pi} \cdot Ts \cdot \frac{\sum Cvi}{M}$$

Cvi：流體阻尼器之阻尼係數，經由下列公式計算出隔震層的有效速度 Veq，流體阻尼器所產生之阻尼力，即可由阻尼係數以及有效速度計算求得。

$$Veq = 2\pi \cdot \frac{\delta s}{Ts}$$

表 6.3.20 流體阻尼器之有效阻尼比 h_v

項目	隔震層 有效速度 V_{eq} (cm/s)	阻尼力/ 有效速度 $\sum c_{vi}$ (kN·s/m)	有效粘性 阻尼比 h_v
標準	73.26	2,375.5	0.055
正側製程公差	75.78	2,341.7	0.047
負側製程公差	74.68	2,302.9	0.061

由以上所求得的位移相依型與的有效阻尼比 h_d 及 h_v ，加速度的遞減率 F_h 可有下列公式計算求得。

$$F_h = \frac{1.5}{1 + 10(h_d + h_v)} \quad (F_h \geq 0.4)$$

表 6.3.21 加速度遞減率 F_h

項目	加速度 遞減率 F_h
標準	0.605
正側製程公差	0.590
負側製程公差	0.645

(d) 地震作用於隔震層之地震力 Q 值計算

由圖 6.3.1 與設計周期 T_s 、加速度放大增幅率 G_s 、再依照下列公式即可將地震作用於隔震層之地震力 Q 值計算出來。

$$Q = \frac{5.12}{T_s} \cdot M \cdot F_h \cdot Z \cdot G_s$$

表 6.3.22 隔震層之地震力 Q 值

項目	地域係數 Z	加速度 放大增幅率 G_s	隔震層之 地震力 Q (kN)
標準	1.0	1.352	14,311
正側製程公差		1.433	17,146
負側製程公差		1.291	12,859

(e) 隔震層的反應位 δr 計算之確認 (負側製程公差時)

- 隔震層的基準變位 δ 之計算

$$\delta = 12859 \div 33116 = 0.3883(\text{m})$$

- 隔震層的代表變位 $\delta r'$ 之計算

$$\delta r' = \alpha \delta = 1.0 \times 0.3883 = 0.3883(\text{m})$$

(由負側製程公差之剛性變異來考慮復元力特性之評估、 $\alpha = 1.0$)

- 隔震層之反應變位 δr 之計算

$$\delta r = 1.1 \times \delta r' = 1.1 \times 0.3883 = 0.4272(\text{m}) \quad (\leq 0.4272 \text{ OK})$$

- 隔震層之隔震淨空間確認

$$\max(1.25 \delta r, \delta r + 0.20) = \max(0.5340, 0.6272) = 0.6272(\text{m}) \quad (< 0.6500 \text{ OK})$$

(3) 設計用層檢力之計算 (正側製程公差時)

(a) 除了隔震層下部結構外，地震層剪力係數 C_{ri} 的計算如下列公式所示

$$C_{ri} = \gamma \frac{\sqrt{(Q_h + Q_e)^2 + 2\varepsilon(Q_h + Q_e)Q_v + Q_v^2}}{M \cdot g} \cdot \frac{A_i(Q_h + Q_v) + Q_e}{Q_h + Q_e + Q_v}$$

$$= \gamma \cdot A_i \frac{\sqrt{Q_h^2 + 2\varepsilon \cdot Q_h \cdot Q_v + Q_v^2}}{M \cdot g}$$

其中，

$Q_h = 13,723\text{kN}$ (遲滯部分)、基準變位 δ 時之值

$Q_e = 3,797\text{kN}$ (彈性部分)、基準變位 δ 時之值

$Q_v = 2,013\text{kN}$ (流體阻尼器阻尼力)、基準變位時反應速度 V_r' 時之值

$\gamma = 1.0$ (由正側製程誤差之剛性變異來考慮復元力特性之評估)

隔震效果以上部結構的剛性越高的建築物其隔震效果之發會越好。

其中，上部結構的設定值 $C_o = 0.180$ 。

表 6.3.23 上部結構設計用 Ai 以及 Cri 分布一覽

樓層	Ai	Cri	Cdi
9	3.46	0.521	0.536
8	2.28	0.355	0.365
7	1.84	0.293	0.302
6	1.63	0.263	0.271
5	1.46	0.239	0.246
4	1.33	0.220	0.227
3	1.22	0.205	0.211
2	1.11	0.190	0.196
1	1.00	0.175	0.180

(b) 作用於隔震層之地震力 Qiso 之計算

$$\begin{aligned}
 Q_{iso} &= \gamma \sqrt{(Qh + Qe)^2 + 2\varepsilon(Qh + Qe)Qv + Qv^2} \\
 &= \gamma \cdot \sqrt{Qh^2 + 2\varepsilon \cdot Qh \cdot Qv + Qv^2}
 \end{aligned}$$

表 6.3.24 作用於隔震層之地震力 Qiso

項目	隔震層 層剪力 Qiso(kN)
標準	15,645
正側製程公差	18,570
負側製程公差	14,120

(4) 隔震層剪力分配率 μ 之確認

$$\mu = \frac{\sqrt{(Qh+Qe)^2 + 2\varepsilon(Qh+Qe)Qv + Qv^2}}{M \cdot g} \cdot \frac{Qh+Qv}{Qh+Qv+Qe}$$

$$= \frac{\sqrt{Qh^2 + 2\varepsilon \cdot Qh \cdot Qv + Qv^2}}{M \cdot g}$$

表 6.3.25 隔震層剪力分配率 μ

項目	隔震層 反應速度 Vr(cm/s)	確認
標準	0.117	≥0.03 OK
正側製程公差	0.141	
負側製程公差	0.102	

(5) 隔震層偏心率之確認 (標準)

$$R_{ex}=0.018, R_{ey}=0.026 \leq 0.03 \text{ OK (反應變位時)}$$

(6) 流體阻尼器之確認

$$Vr = 2.0 \sqrt{\frac{(Qh+Qe)\delta r}{M}}$$

$$= 2.0 \sqrt{\frac{Qh \cdot \delta r}{M}}$$

表 6.3.26 隔震層反應速度 Vr

項目	流體阻尼器 設計速度 (cm/s)	基準變位時 水平力 Qh(kN)	基準變位時 水平力 Qe(kN)	隔震層 反應速度 Vr(cm/s)	確認
標準	150.0	11,195	3,385	141.01	≤設計速度 OK
正側製程公差		13,723	3,797	146.07	
負側製程公差		9,629	3,416	143.41	

(7) 隔震建築物切線周期之確認

表 6.3.27 隔震建築物切線周期 Tt

項目	基準變位時 切線剛性 Kt(kN/m)	隔震建築物 切線周期 Tt(cm/s)	確認
標準	34,620	3.52	≥2.5 OK
正側製程公差	44,710	3.09	
負側製程公差	28,358	3.88	

5. 隔震材料之應力

下表顯示長期軸力作用下各支承材所承受的面壓以及長期容許壓應力。

表 6.3.28 長期面壓

		X1	X2	X3	X4	X5	X6
Y4	支承材種類	LRB850	LRB1000	LRB1000	LRB1000	LRB1000	LRB850
	長期軸力(kN)	5062.9	7258.7	7253.6	7021.7	7081.1	4843.0
	面壓(N/mm ²)	9.21	9.55	9.54	9.24	9.32	8.81
	容許應力(N/mm ²)	9.50	12.00	12.00	12.00	12.00	9.50
Y3	支承材種類	LRB1100	NRB1200	NRB1200	NRB1200	NRB1200	LRB1000
	長期軸力(kN)	9816.0	14846.0	13017.3	12618.7	13370.3	7977.4
	面壓(N/mm ²)	10.68	13.17	11.55	11.20	11.86	10.50
	容許應力(N/mm ²)	12.00	23.85	23.85	23.85	23.85	12.00
Y2	支承材種類	LRB950		NRB700	NRB700		LRB850
	長期軸力(kN)	6168.8		2041.3	1942.3		4501.6
	面壓(N/mm ²)	8.96		5.36	5.10		8.19
	容許應力(N/mm ²)	11.00		12.36	12.36		9.50
Y1	支承材種類	LRB950	LRB1200	LRB1100	LRB1100	LRB1100	LRB950
	長期軸力(kN)	7016.0	11947.4	9704.2	9330.8	9883.9	5267.4
	面壓(N/mm ²)	10.19	10.90	10.56	10.15	10.76	7.65
	容許應力(N/mm ²)	11.00	12.00	12.00	12.00	12.00	11.00

表 6.3.29 總整理表

		平成 12 年建設省告示第 2009 号第 6 點之結構計算			
		標準	考慮製程公差 (剛性增大側)		考慮製程公差 (剛性低下側)
隔震材料之水平基準變形 δu 及設計極限變形 $m \delta u$	NRB LRB	0.456 (m) 0.562 (m)			
隔震層之設計極限變位 δs		0.370 (m)	0.330 (m)	0.427 (m)	
隔震層特性值 $k1$		322,615 (kN/m)	427,073 (kN/m)	231,611 (kN/m)	
$k2$		34,117 (kN/m)	44,534 (kN/m)	25,936 (kN/m)	
Qd		3,196 (kN)	4,449 (kN)	2,202 (kN)	
上部結構體總質量 M		10,838 (kN)			
隔震層的有效剛性 K		42,604 (kN/m)	57,153 (kN/m)	33,116 (kN/m)	
設計極限固有周期 Ts		3.17 (s)	2.74 (s)	3.59 (s)	
彈塑性系列阻尼器之有效粘性阻尼比 hd		0.093	0.107	0.072	
隔震層之有效速度 Veq		0.733 (m/s)	0.758 (m/s)	0.747 (m/s)	
流体阻尼器之阻尼係數 $\square Cvi$		2,375 (kNs/m)	2,342 (kNs/m)	2,303 (kNs/m)	
流体阻尼器之有效粘性阻尼比 hv		0.055	0.047	0.061	
阻尼所造成加速度之遞減率 Fh		0.605	0.590	0.645	
表層地盤加速度之放大增幅率 Gs		1.352	1.433	1.291	
地震地域係數 Z		1.0	1.0	1.0	
作用於隔震層之地震力 Q		14,311 (kN)	17,146 (kN)	12,859 (kN)	
隔震層之基準變位 δ		0.336 (m)	0.300 (m)	0.388 (m)	
隔震材料之製程公差相關係數 α		1.0	1.0	1.0	
隔震層之代表變位 $\delta r'$		0.336 (m)	0.300 (m)	0.388 (m)	
隔震層之反應變位 δr 之確認		0.370 (m)	0.330 (m)	0.427 (m)	$\cong \delta s$ OK
隔震層之隔震淨空間之確認		0.570 (m)	0.530 (m)	0.627 (m)	$\cong 0.65$ OK
基準變位 δ 時之彈塑性遲滯部分之水平力 Qh		11,195 (kN)	13,723 (kN)	9,629 (kN)	
基準變位 δ 時之彈性部分之水平力 Qe		3,385 (kN)	3,797 (kN)	3,416 (kN)	
隔震層反應速度 $Vr \leq$ 流體阻尼器設計速度		141.0 (m/s)	146.1 (m/s)	143.4 (m/s)	≤ 150 OK
阻尼器之特性數值 ε		0.50	0.50	0.50	
基準變位 δ 時計算隔震層反應速度 Vr'		134.4 (m/s)	139.3 (m/s)	136.7 (m/s)	
Vr' 時之阻尼力 Qv		1,948 (kN)	2,012 (kN)	1,910 (kN)	
隔震層剪力分配率 μ 確認		0.117	0.141	0.102	≥ 0.03 OK
隔震層基準變位時之切線剛性 Kt		34,620 (kN/m)	44,710 (kN/m)	28,358 (kN/m)	
隔震建築物之切線周期 Ti 之確認		3.52 (s)	3.09 (s)	3.88 (s)	≥ 2.50 OK
隔震層製程公差之相關係數 γ		1.0	1.0	1.0	
除下部結構造外之層剪力係數 Cro		0.147	0.175	0.133	
免震層地震力作用於下部結構之剪力 $Qiso$		15,645 (kN)	18,570 (kN)	14,120 (kN)	

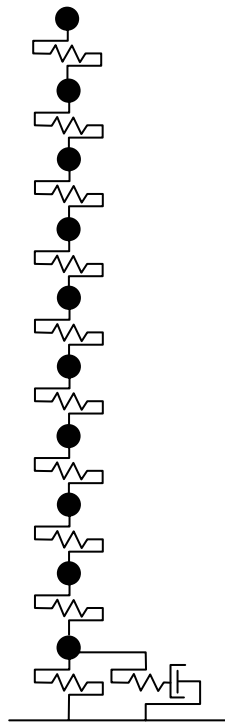
樓層	Ai	Cri
9	3.46	0.521
8	2.28	0.355
7	1.84	0.293
6	1.63	0.263
5	1.46	0.239
4	1.33	0.220
3	1.22	0.205
2	1.11	0.190
1	1.00	0.175

6.4 非線性動力歷時分析方法

1. 非線性動力歷時反應分析

(1) 振動模型

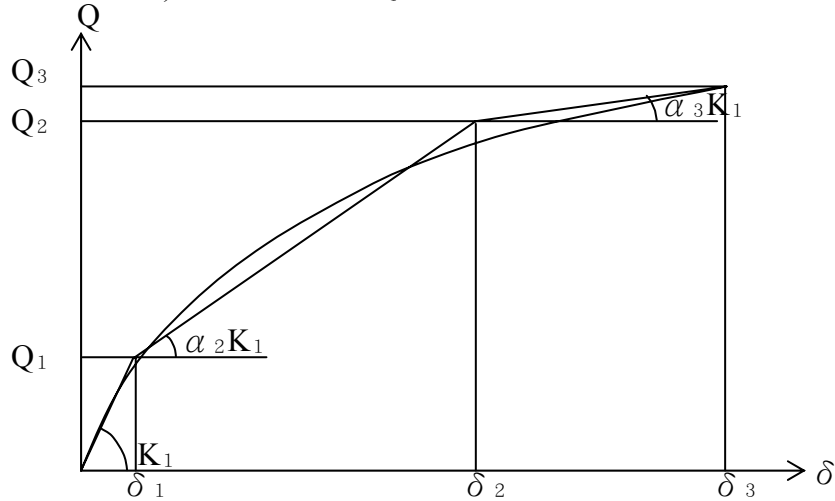
本建築物的上部結構振動分析模型分成兩部分模擬，第一部分是以前彈塑性(Push-Over)分析方法計算出建築結構各樓層之遲滯特性，再將各樓層模擬成 10 個集中節點及其對應之等值剪力彈簧模型；第二部分則是隔震層(隔震器及隔震用阻尼器)之遲滯特性及阻尼特性，分別依據每一種裝置的非線性力學特性加以模擬。以下為各樓層示意模型圖及其載重與高度表。



樓層	高度 (cm)	重量 (t)
RFL	448.0	330.5
9FL	448.0	796.7
8FL	448.0	1068.3
7FL	448.0	995.2
6FL	448.0	1080.6
5FL	448.0	1057.0
4FL	512.0	1067.1
3FL	517.0	1116.8
2FL	582.0	1279.1
1FL	169.0	2046.2

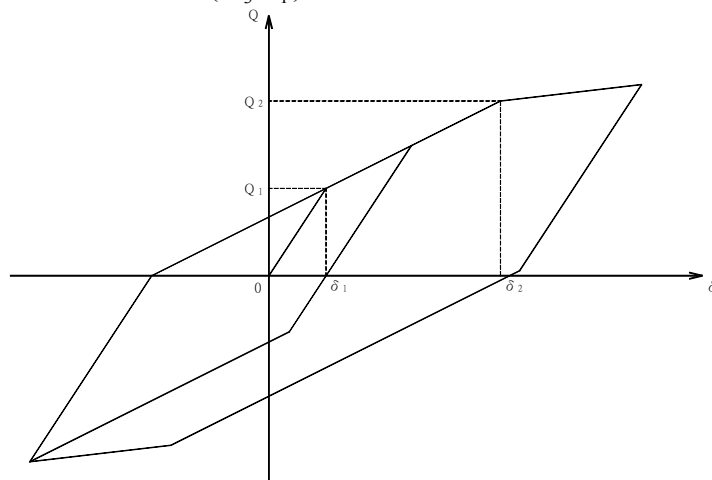
(2) 構架的遲滯特性的建立

建築物各樓層的遲滯特性，係將建築物的 X 向及 Y 向分別以彈塑性 (Push-Over) 分析法求得各樓層的層間剪力 (Q)－層間位移 (δ) 關係曲線，再以等值面積法，將 Q－ δ 關係曲線模擬成三折線 (Tri-linear) 模型 (本案採用 (株) 構造計畫研究所開發的 RESP-QDM 分析軟體，將 Q－ δ 關係曲線模擬成三直線模型)。下圖分別為 Q－ δ 關係曲線及其模擬後之三折線。



※ 說明：

- (1) 初始勁度 (K_1)：係以彈塑性 (Push-Over) 分析法，求得的初始勁度，其為彈性範圍之勁度。
- (2) 第 1 折點 (δ_1 、 Q_1)：該樓層某一構材開始產生降伏時的狀態。
- (3) 第 2 折點 (δ_2 、 Q_2)：決定方法乃利用初始勁度及第 3 折點切線斜率與等值面積法求得第二折點與第 2 勁度 ($\alpha_2 K_1$)。
- (4) 第 3 折點 (δ_3 、 Q_3)：以彈塑性 (Push-Over) 分析法計算出層間變位角達 1/50 時的剪力變形與剪力值，其中第 3 勁度 ($\alpha_3 K_1$) 為第 3 折點的切線值。



遲滯迴圈特性 (標準三折線型)

(3) 阻尼矩陣

阻尼矩陣可由下列之關係式求得。

$$[C] = \frac{2h_1}{\omega_1} [K]$$

其中， $[C]$ ：阻尼矩陣

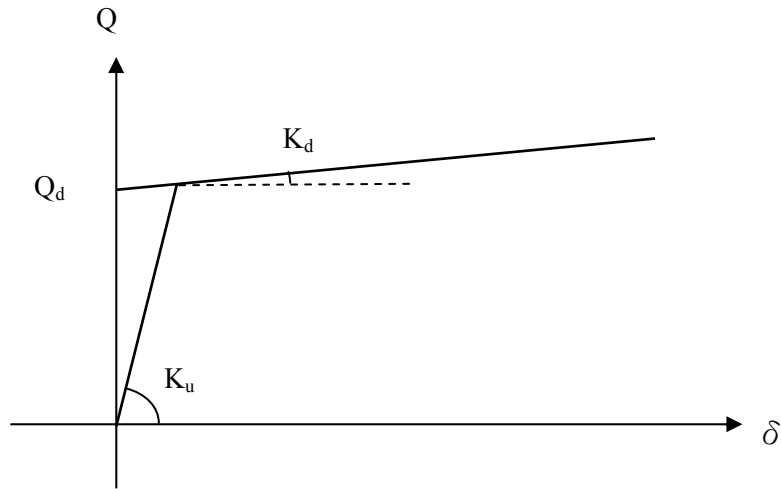
$[K]$ ：勁度矩陣

h_1 ：0.01

ω_1 ：第一振態自然振動頻率(rad/sec)

(4) 鉛心積層橡膠遲滯特性的建立

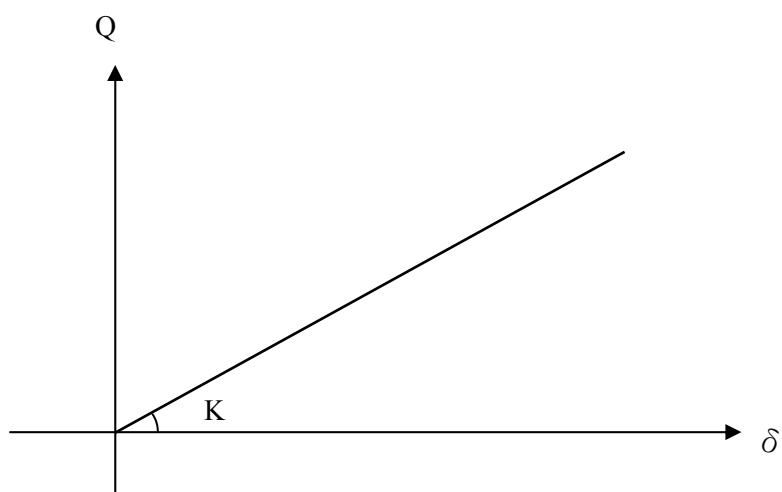
鉛心積層橡膠的遲滯特性如下圖所示。



種類	Ku (kN/cm)	Kd (kN/cm)	Qd (kN)
LRB850	144.8	11.1	140.9
LRB950	177.2	13.6	160.3
LRB1000	196.7	15.1	202.9
LRB1100	239.2	18.4	250.4
LRB1200	284.4	21.9	276.1

(5)天然積層橡膠遲滯特性的設定

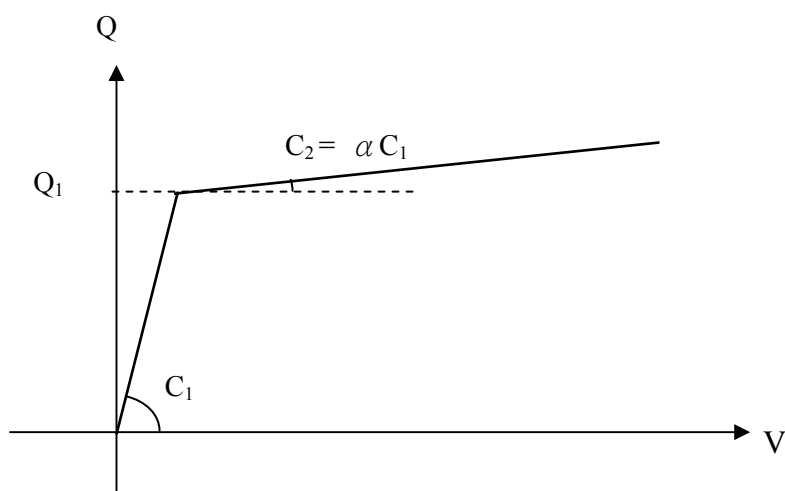
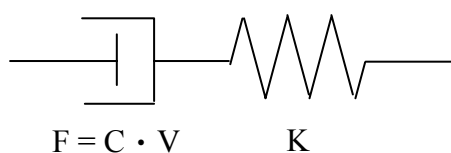
天然積層橡膠的遲滯特性如下圖所示。



直徑	K (kN/cm)
RB700	7.44
RB1200	21.47

(6)隔震用阻尼器遲滯特性的設定

隔震用速度相依型阻尼器模擬模型與遲滯特性如下圖所示。



種類	C1 (kN-s/cm)	K (kN/cm)	Q (kN)	α
500kN 型	12.5	500	400	0.068

(7)分析採用的地震波資料

本案分析所採用之地震波資料，係採標準分析用的地震觀測波 EL CENTRO 波、TAFT 波、HACHINOHE 波等 3 個地震波形，以及 921 集集大地震於工址附近測站長春國小(TAP013)、民生國小(TAP014)及幸安國小(TAP020)所蒐集到的地震波資料及模擬台北盆地反應譜之地震波(TAIPEI)作為分析使用。下表為所使用之地震波及其最大加速度值。

地震波	最大加速度 (gal)		持續時間 (sec)
	Level 1 (0.230g)	Level 2 (0.276g)	
EL CENTRO 1940 NS	225.6	270.7	50
TAFT 1952 EW	225.6	270.7	50
HACHINOHE 1956 NS	225.6	270.7	35
TAP013 EW	225.6	270.7	130
TAP013 NS	225.6	270.7	130
TAP014 EW	225.6	270.7	145
TAP014 NS	225.6	270.7	145
TAP020 EW	225.6	270.7	145
TAP020 NS	225.6	270.7	145
TAIPEI	225.6	270.7	120

2. 彈塑性分析(Push Over Analysis)

(1) 分析程式

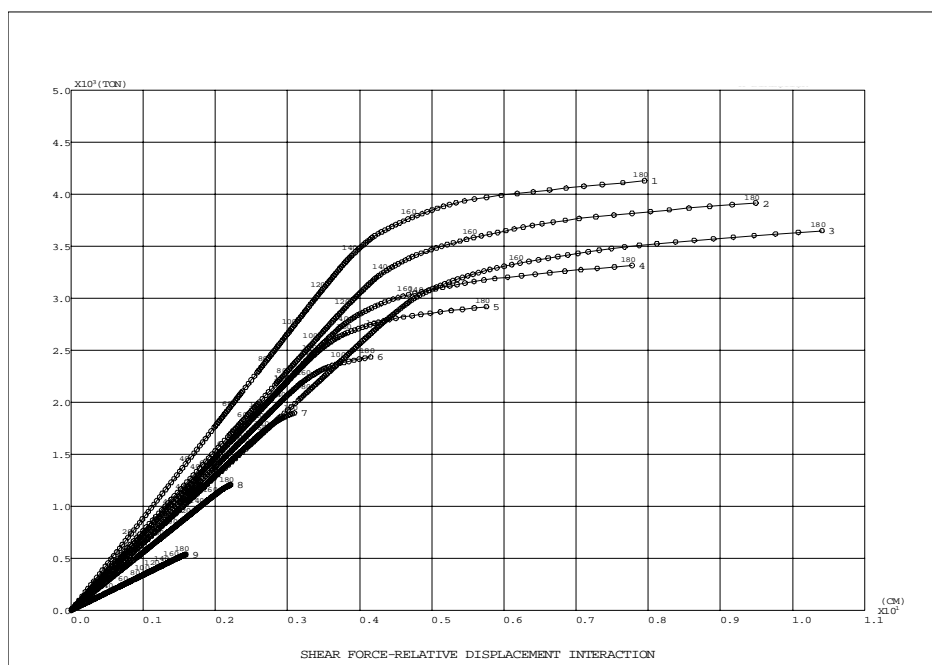
彈塑性分析(Push-Over)採用日本構造計劃研究所研發的程式 RESP-F3。

(2) 分析時之假設條件

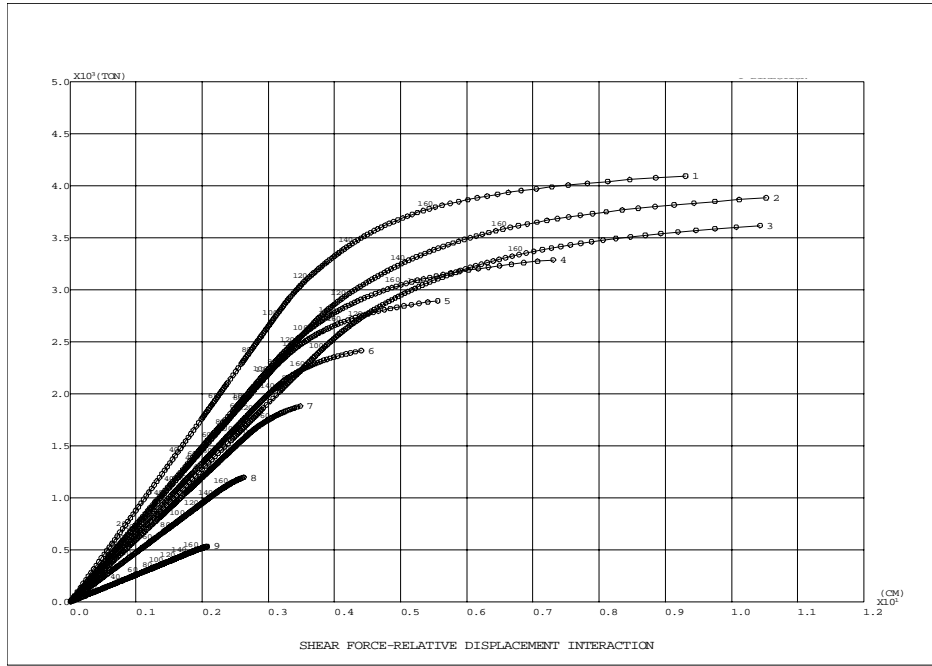
- (a) 以立體構架模型進行分析。
- (b) 剛性樓版。
- (c) 僅對地上樓層進行模擬分析，一樓版底固定於地面層。
- (d) 水平地震力分佈：依據建築物耐震設計規範與解說規定之最小設計地震力，以倒三角形豎向分配作用於結構物上。
- (e) 豎向地震力作用方向：分別作用於建築物長向(X)及短向(Y)。

(3) 荷重與變形關係曲線

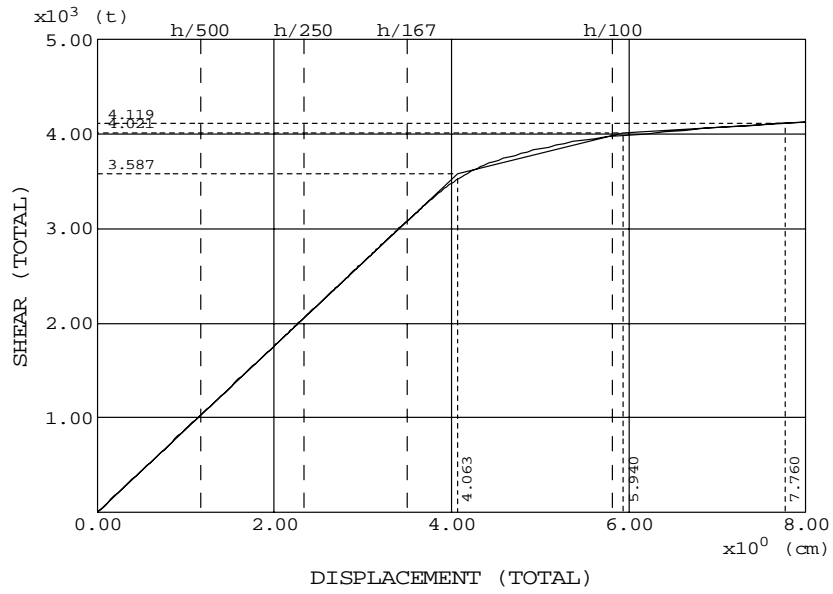
以下為彈塑性分析(Push-Over)所得到的荷重與變形關係曲線。



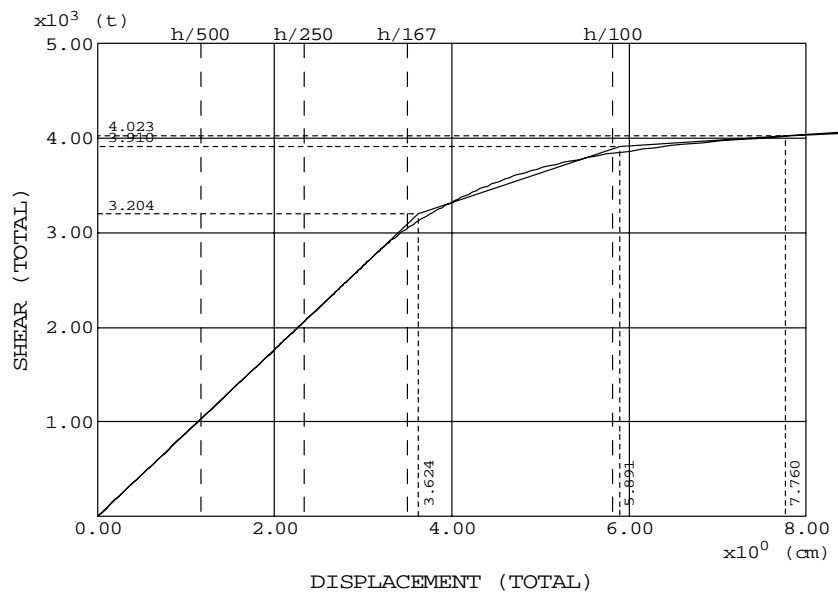
X方向荷重與變形關係曲線



Y方向荷重與變形關係曲線



1F 在 X 方向遲滯特性參考圖



1F 在 Y 方向遲滯特性參考圖

X與Y方向遲滯特性參考圖數據綜合整理如下表所示

X 方向							
樓層	高度 (cm)	重量 (t)	K1 (t/cm)	Q1 (t)	Q2 (t)	$\alpha 2$	$\alpha 3$
RFL	448.0	330.5	335.0	647.2	690.2	0.8789	0.5883
9FL	448.0	796.7	553.3	1113.6	1187.6	0.8702	0.5825
8FL	448.0	1068.3	641.8	1711.7	1865.0	0.7759	0.3561
7FL	448.0	995.2	685.5	2195.2	2394.3	0.5179	0.1546
6FL	448.0	1080.6	729.1	2630.3	2866.6	0.2486	0.0875
5FL	448.0	1057.0	733.0	2839.0	3135.0	0.3059	0.1092
4FL	512.0	1067.1	638.2	2997.0	3306.1	0.4295	0.1690
3FL	517.0	1116.8	764.3	3310.9	3688.4	0.2747	0.1140
2FL	582.0	1279.1	883.0	3587.2	4021.3	0.2618	0.0609
1FL	169.0	2046.2	-	-	-	-	-
Y 方向							
樓層	高度 (cm)	重量 (t)	K1 (t/cm)	Q1 (t)	Q2 (t)	$\alpha 2$	$\alpha 3$
RFL	448.0	330.5	260.7	595.2	646.2	0.7811	0.4707
9FL	448.0	796.7	475.0	1084.4	1177.4	0.7734	0.4660
8FL	448.0	1068.3	598.9	1654.3	1844.3	0.6316	0.2942
7FL	448.0	995.2	668.8	2093.9	2363.9	0.4836	0.1791
6FL	448.0	1080.6	734.2	2417.4	2821.5	0.4053	0.1116
5FL	448.0	1057.0	746.0	2604.6	3106.8	0.4022	0.1314
4FL	512.0	1067.1	637.9	2690.2	3231.5	0.4714	0.2233
3FL	517.0	1116.8	730.9	2880.8	3517.1	0.4340	0.1678
2FL	582.0	1279.1	884.1	3203.9	3909.6	0.3520	0.0685
1FL	169.0	2046.2	-	-	-	-	-

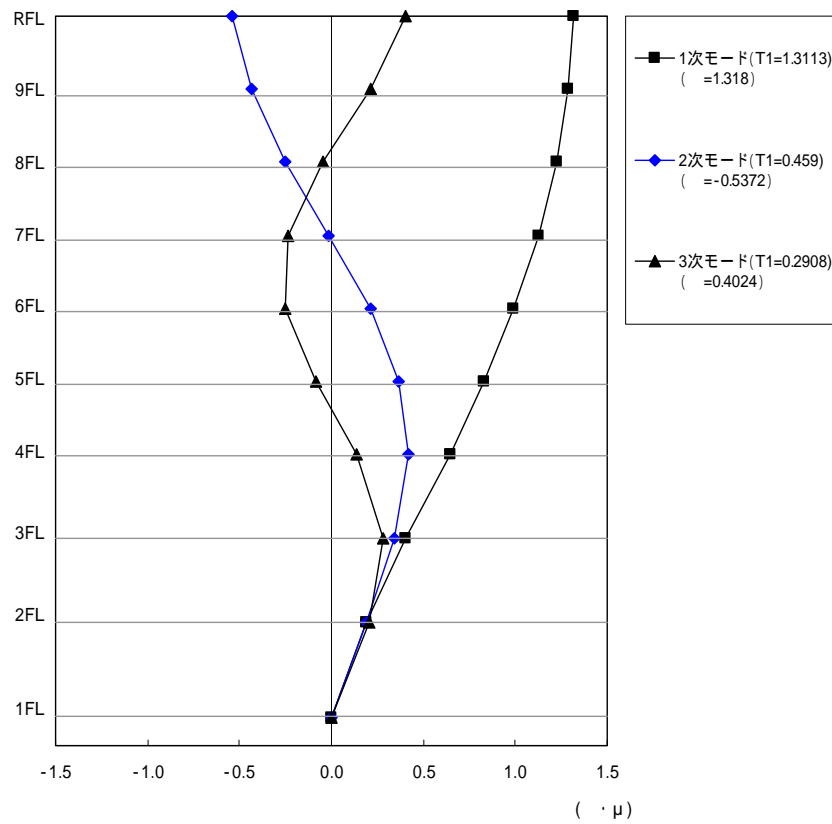
3.特徵值分析結果

X 與 Y 方向的自然振動週期，如下表所示。

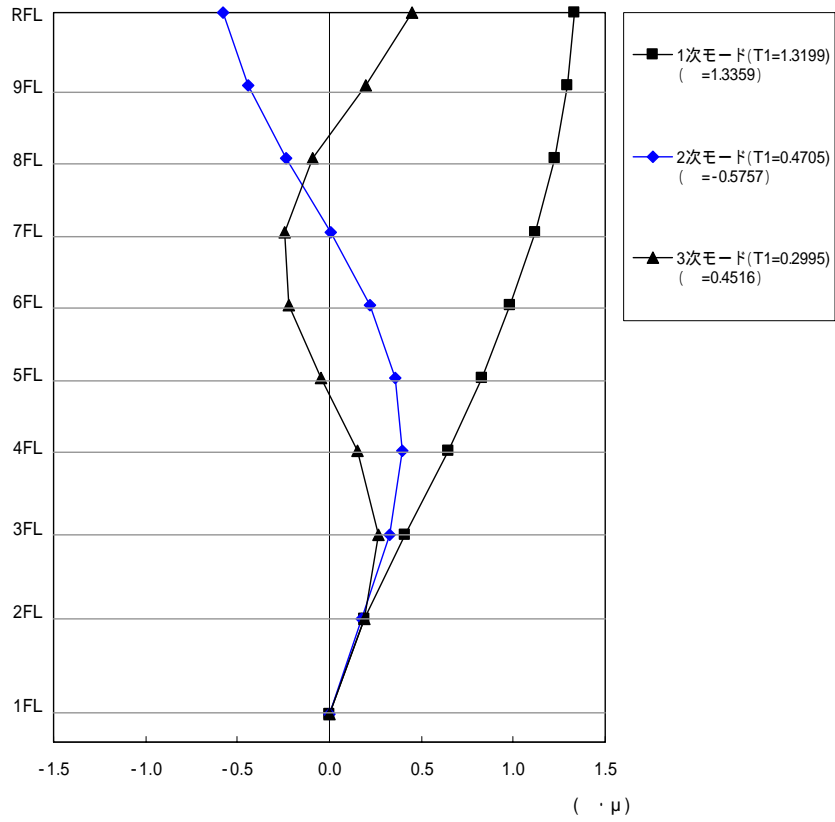
模態 數	自然周期 (sec)					
	耐震模型		隔震模型 ($\delta = 33\text{cm}$ 時)		隔震模型 ($\delta = 50\text{cm}$ 時)	
	X 方向	Y 方向	X 方向	Y 方向	X 方向	Y 方向
1	1.311	1.320	3.300	3.302	3.415	3.417
2	0.459	0.471	0.754	0.760	0.757	0.763
3	0.291	0.300	0.394	0.405	0.394	0.406

振動模態如下圖所示。

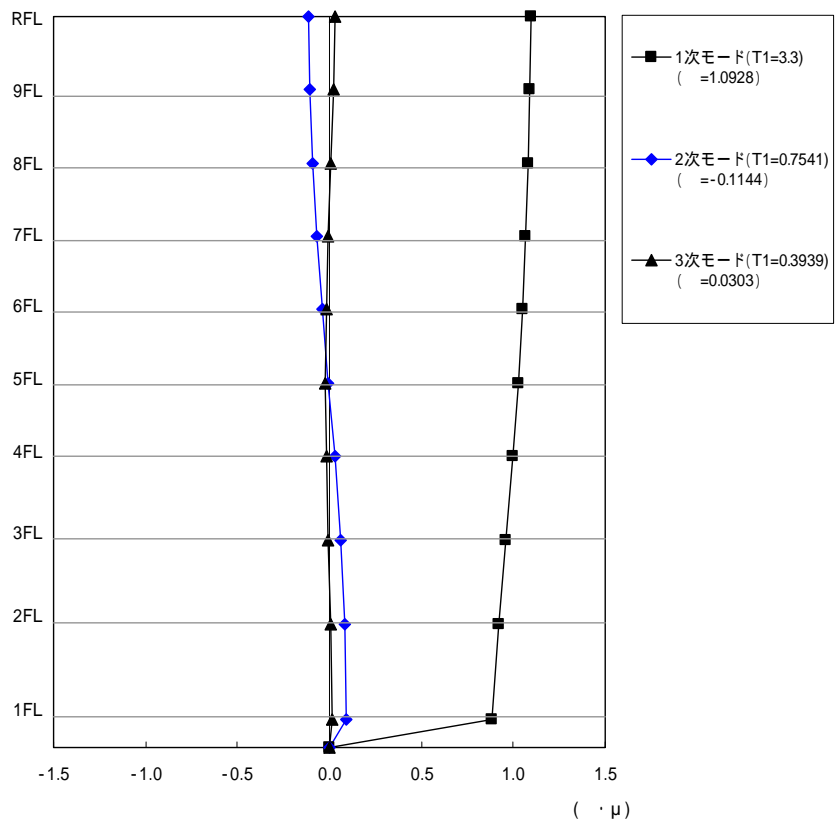
耐震結構於 X 方向振動模態



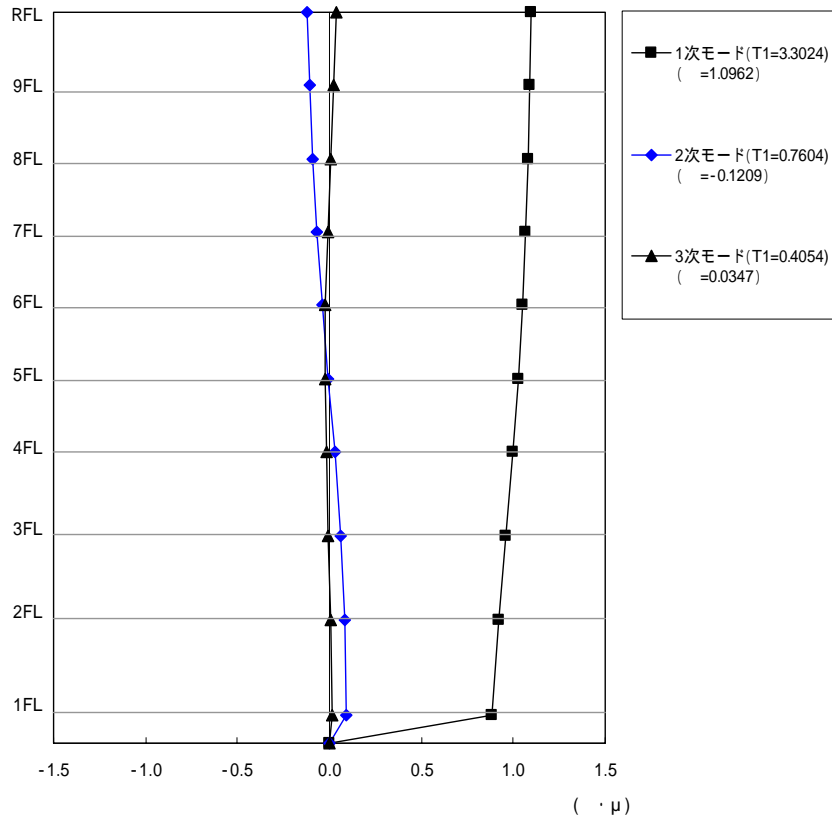
耐震結構於 Y 方向振動模態



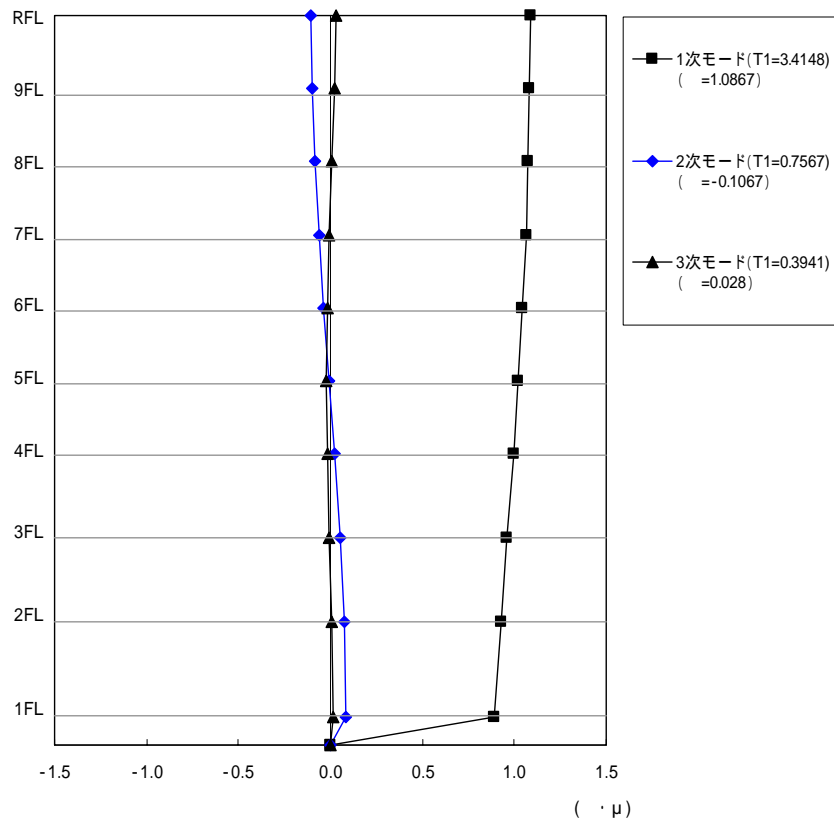
隔震結構於 X 方向振動模態 ($\delta = 33cm$)



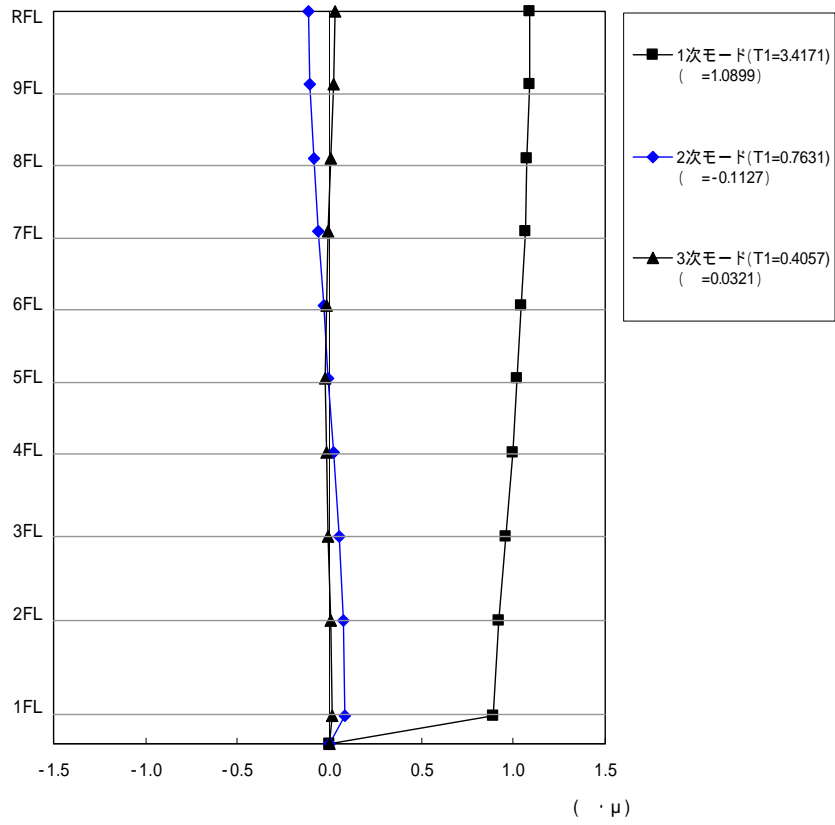
隔震結構於 Y 方向振動模態($\delta = 33cm$)



隔震結構於 X 方向振動模態($\delta = 50cm$)



隔震結構於 Y 方向振動模態($\delta = 50cm$)



4.動力分析結果

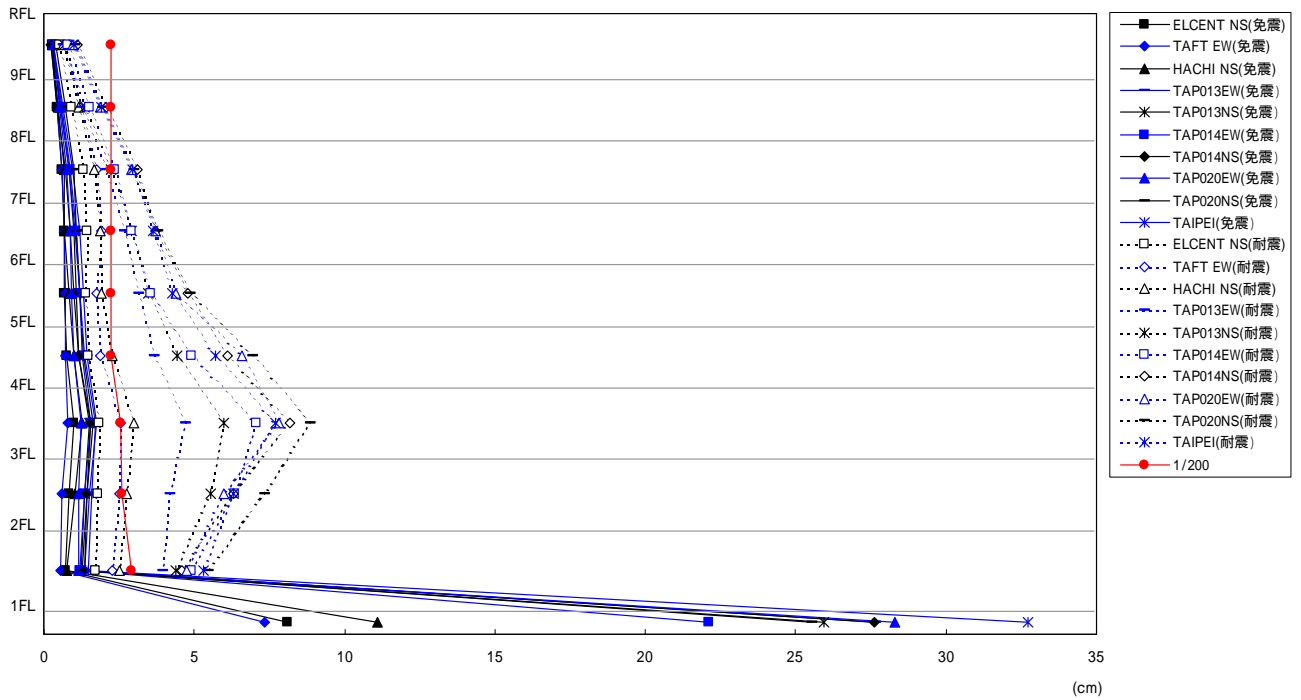
動力分析時，分別以 LEVEL1 及 LEVEL2 地震力作用於耐震結構與隔震結構，並針對兩種結構分析的結果作比較，本案比較的重點如下：

- (1)最大反應層間變位
- (2)最大反應加速度
- (3)最大反應速度
- (4)最大反應層間剪力
- (5)最大反應層間剪力係數
- (6)最大反應層間韌性容量

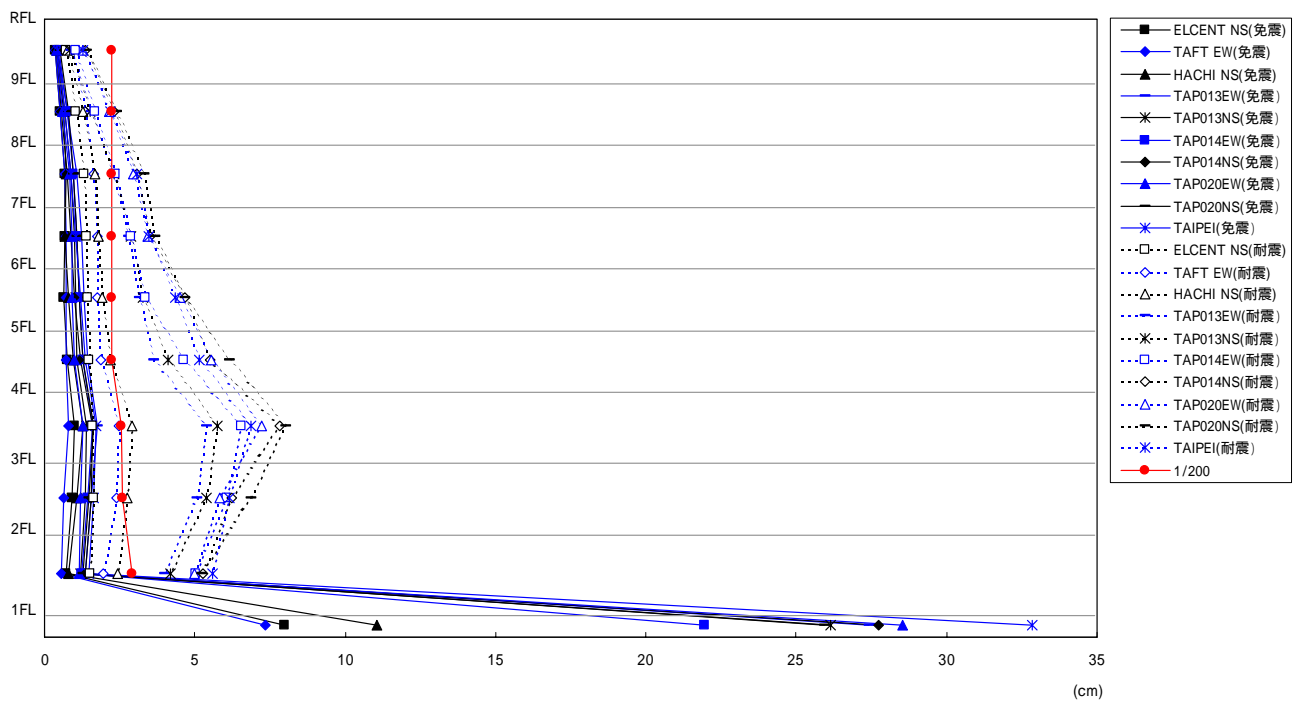
其分析結果如下圖所示：

(1).最大反應層間變位(LEVEL 1 地震力)

X 方向最大反應層間變位

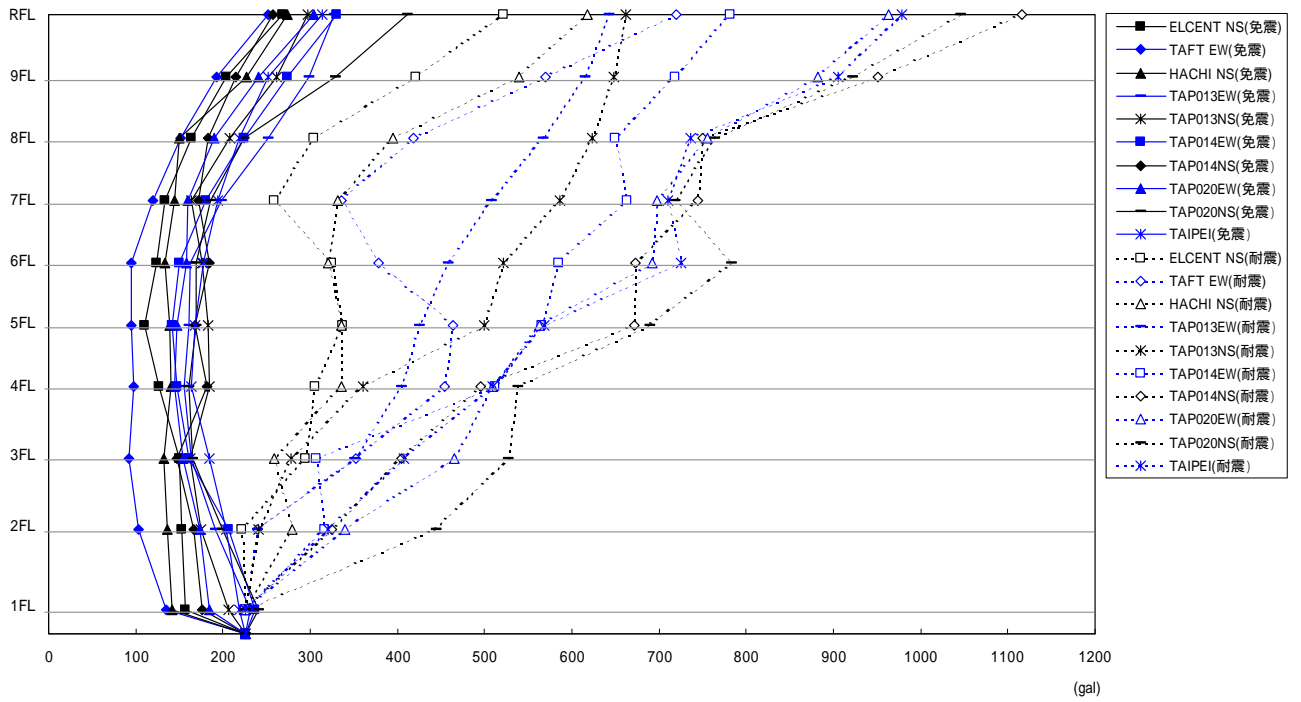


Y 方向最大反應層間變位

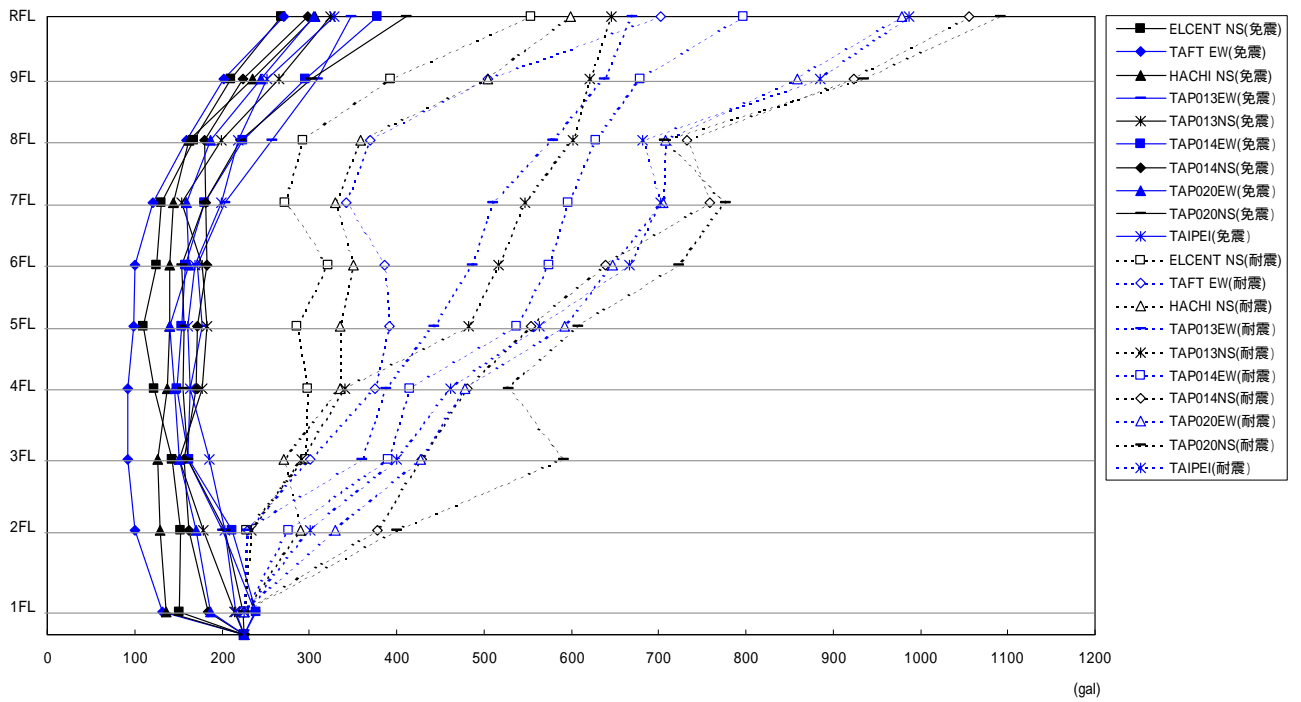


(2).最大反應加速度(LEVEL 1 地震力)

X 方向最大反應加速度

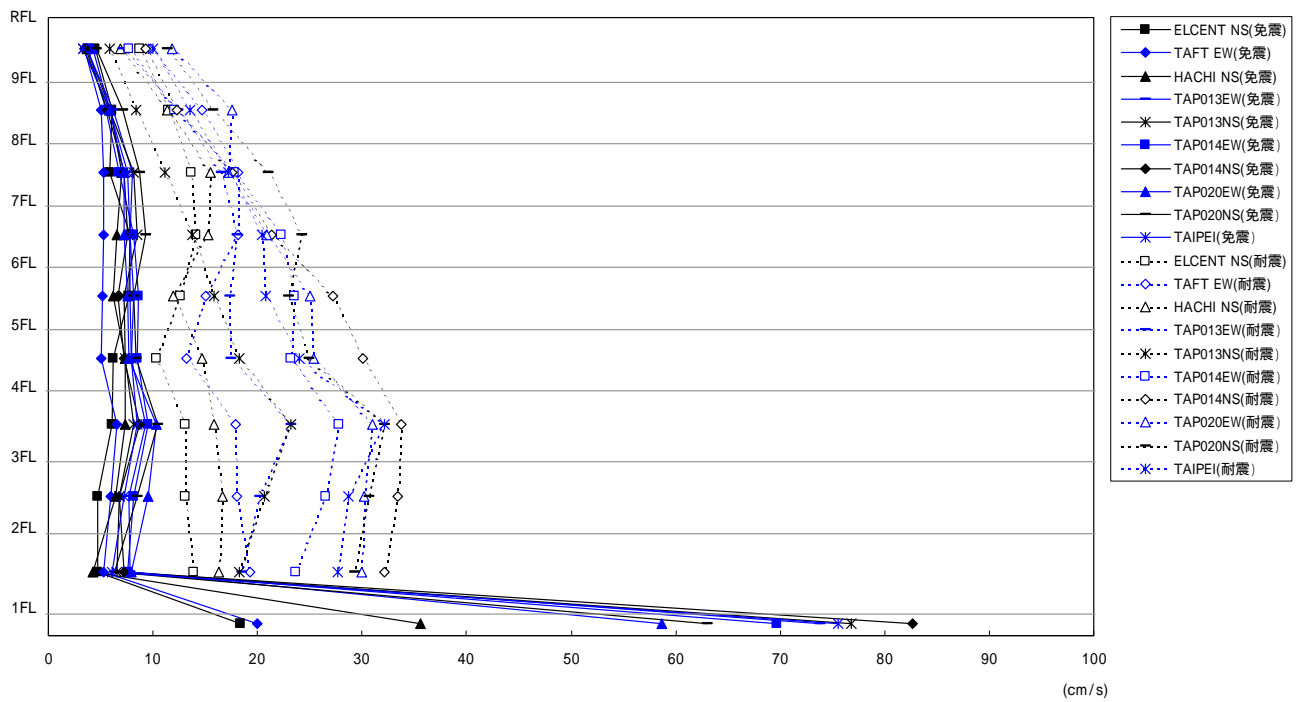


Y 方向最大反應加速度

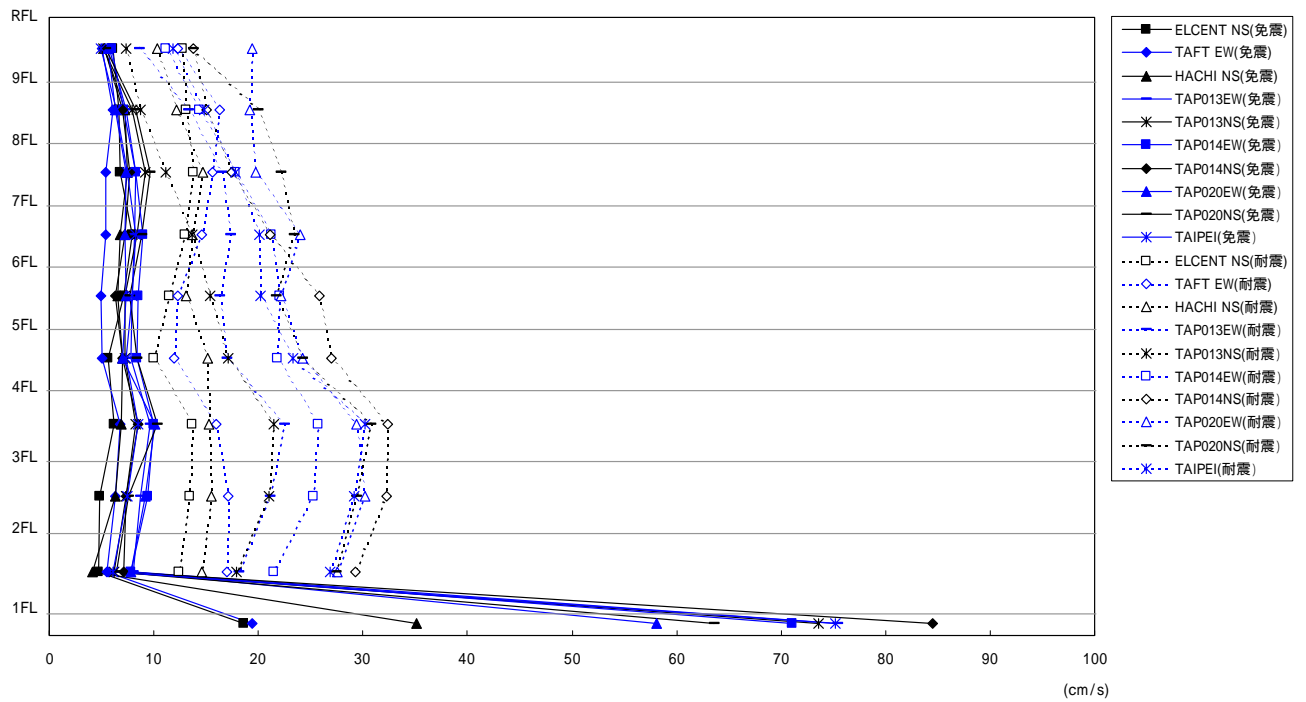


(3).最大反應速度(LEVEL 1 地震力)

X 方向最大反應速度

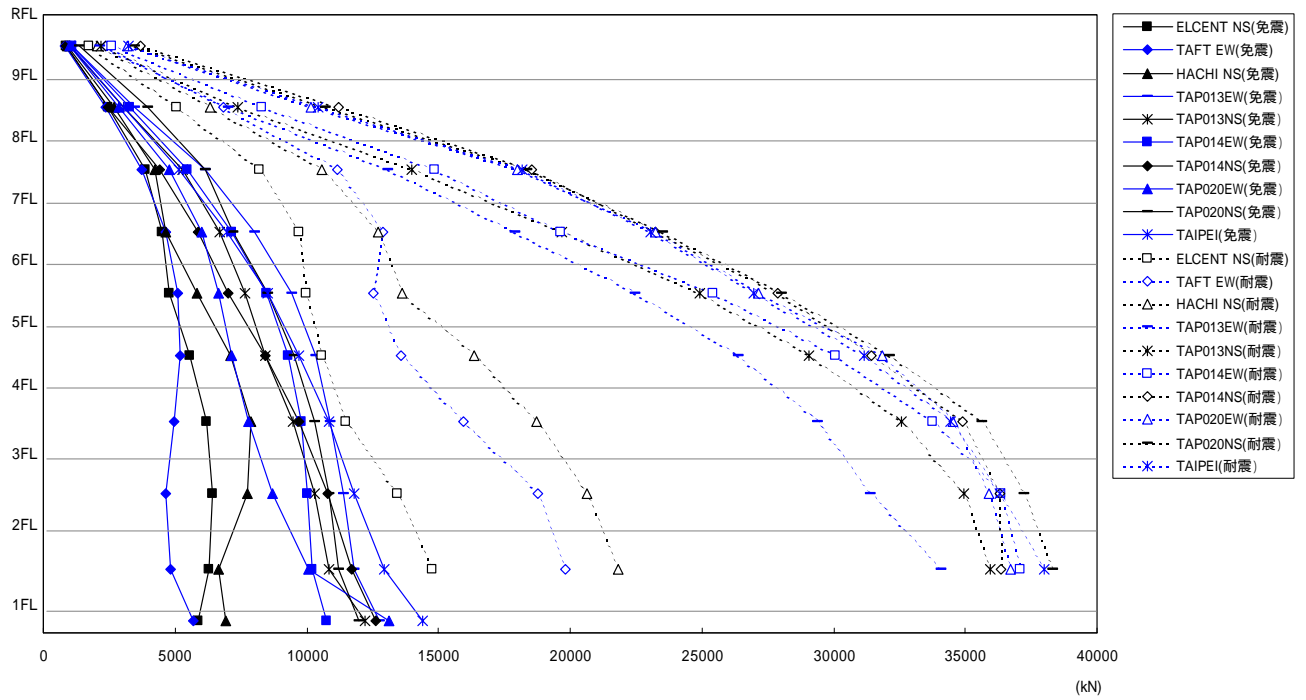


Y 方向最大反應速度

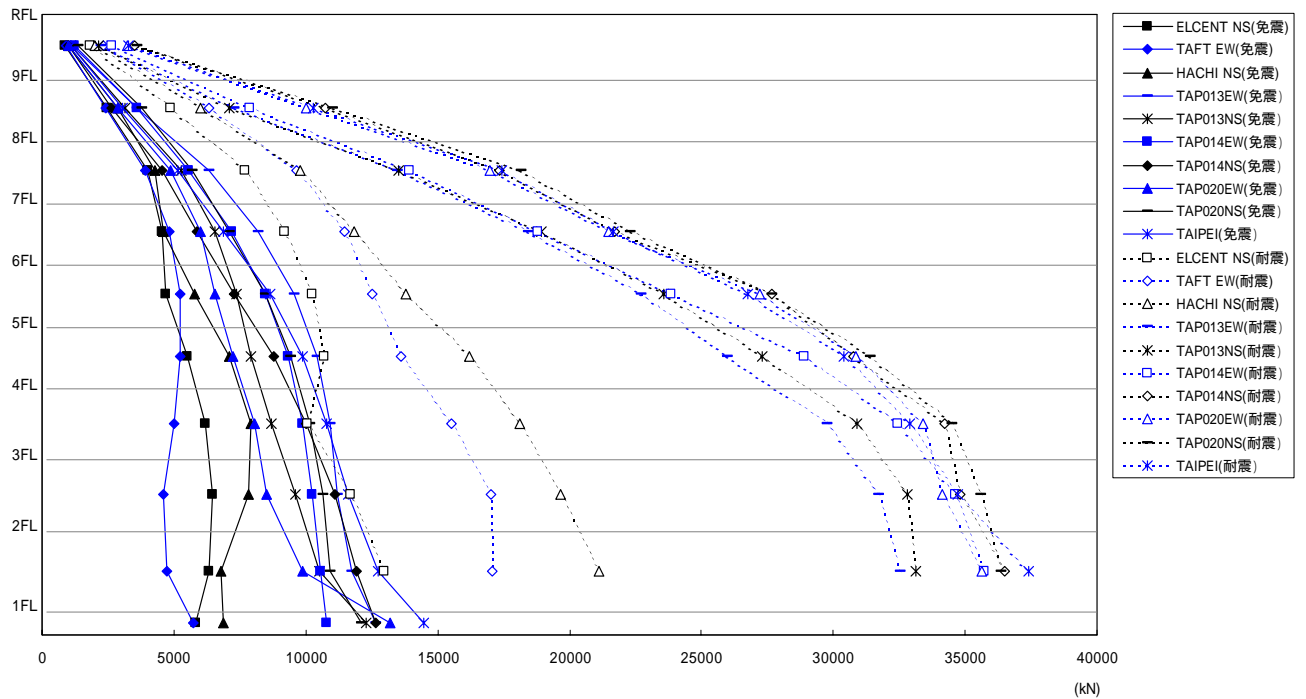


(4).最大反應層間剪力(LEVEL 1 地震力)

X 方向最大反應層間剪力

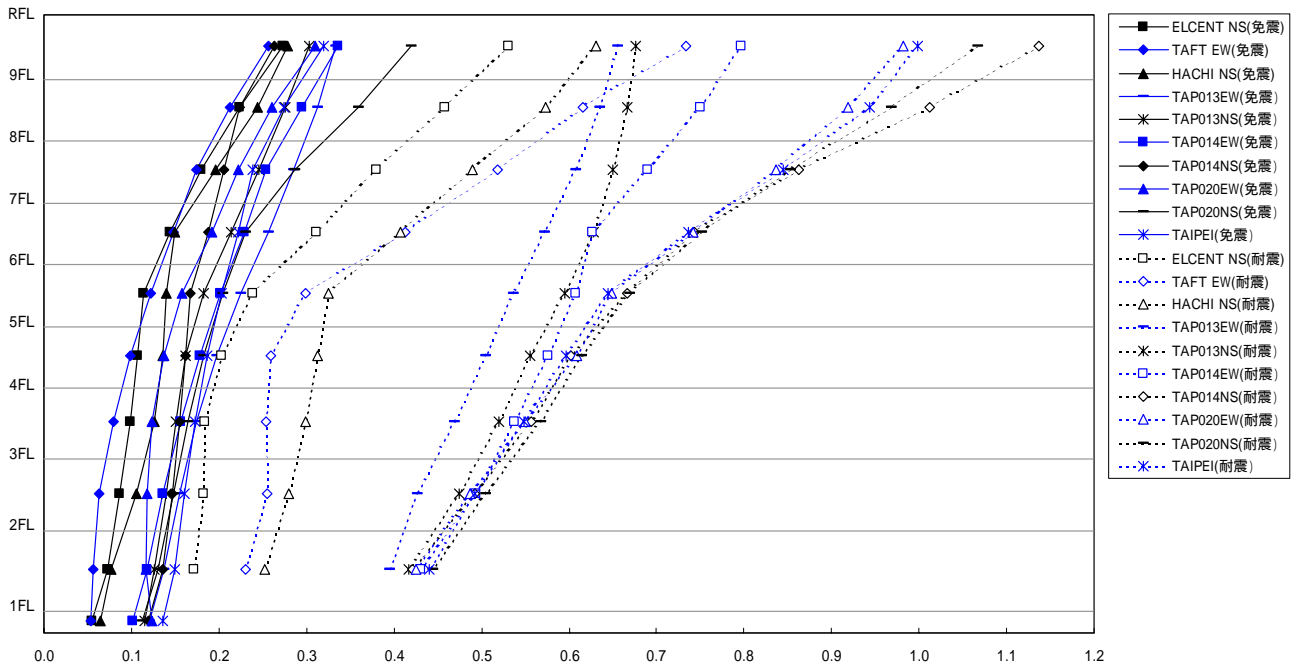


Y 方向最大反應層間剪力

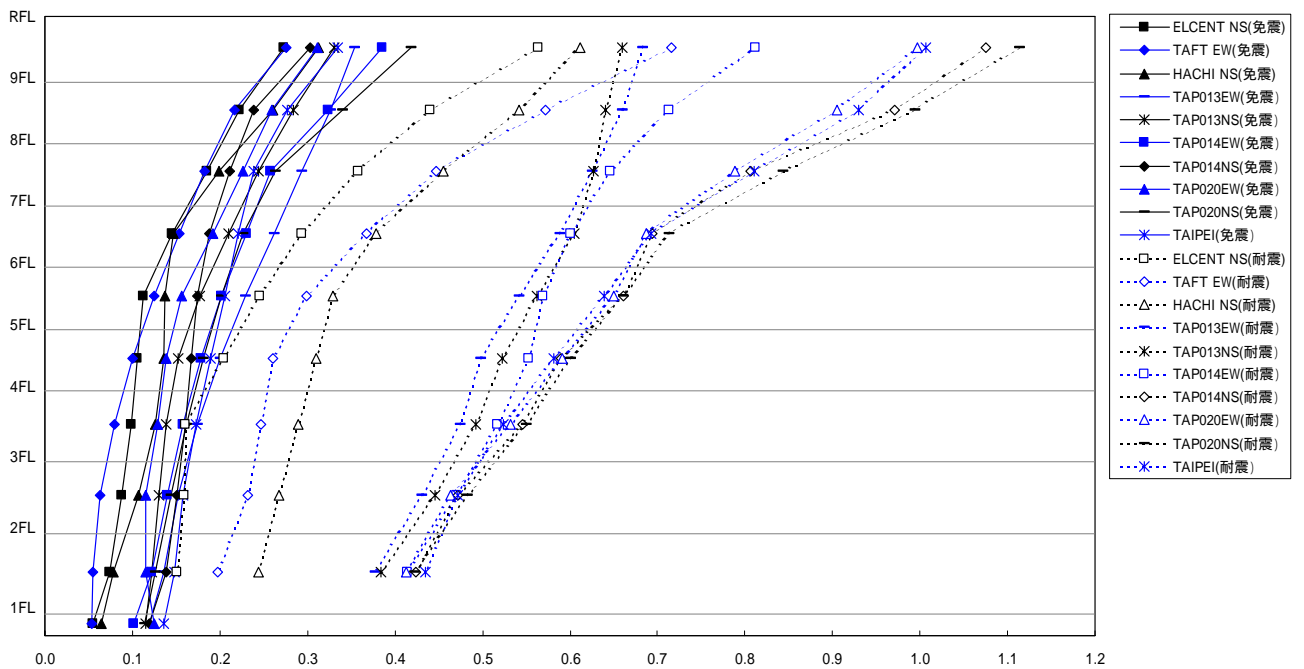


(5).最大反應層間剪力係數(LEVEL 1 地震力)

X 方向最大反應層間剪力係數

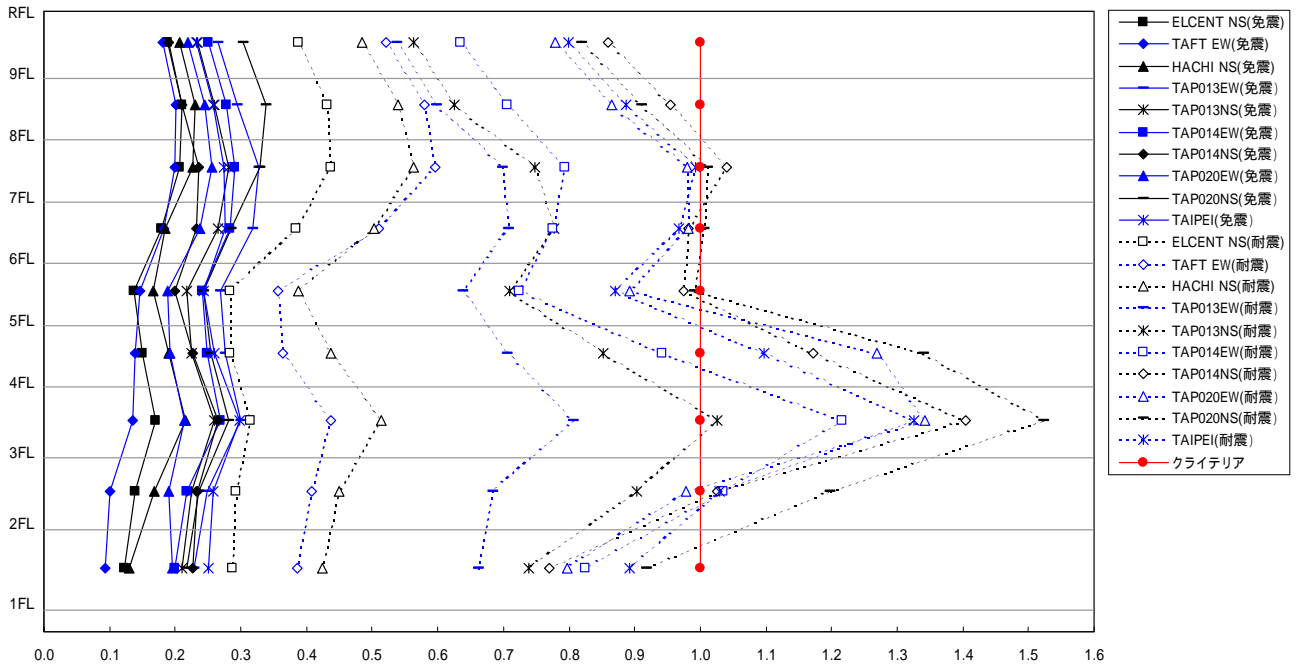


Y 方向最大反應層間剪力係數

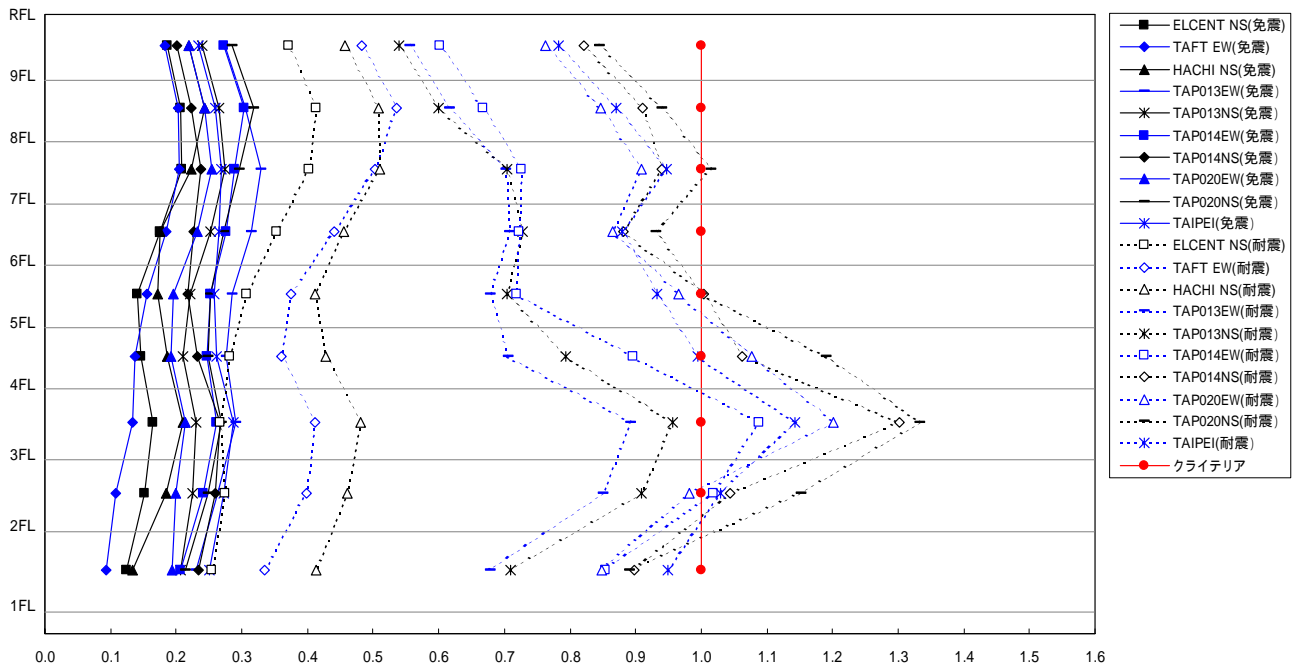


(6).最大反應層間韌性容量(LEVEL 1 地震力)

X 方向最大反應層間韌性比



Y 方向最大反應層間韌性比



LEVEL 1 地震力作用下 X 方向反應分析結果一覽表

地震波		ELCENTRO NS		TAFT EW		HACHINOHE EW		TAP013 EW		TAP013 NS	
項目	樓層	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震
層間變位 (cm)	9	0.27	0.52	0.25	0.72	0.28	0.62	0.33	0.65	0.30	0.67
	8	0.46	0.93	0.43	1.26	0.50	1.17	0.64	1.29	0.56	1.36
	7	0.62	1.30	0.59	1.77	0.67	1.68	0.98	2.08	0.84	2.22
	6	0.67	1.45	0.69	1.92	0.69	1.89	1.19	2.66	1.00	2.93
	5	0.67	1.40	0.72	1.75	0.82	1.90	1.32	3.14	1.07	3.49
	4	0.78	1.47	0.72	1.89	0.99	2.27	1.44	3.67	1.17	4.42
	3	0.99	1.84	0.79	2.55	1.26	2.99	1.74	4.70	1.51	5.98
	2	0.86	1.80	0.62	2.50	1.03	2.75	1.52	4.19	1.37	5.53
	1	0.73	1.70	0.56	2.29	0.77	2.52	1.36	3.94	1.25	4.39
	隔震層	8.10	-	7.34	-	11.11	-	27.65	-	25.94	-
層間變位角	9	1/1664	1/855	1/1775	1/619	1/1629	1/720	1/1364	1/693	1/1501	1/672
	8	1/984	1/480	1/1033	1/357	1/899	1/384	1/703	1/346	1/797	1/330
	7	1/727	1/345	1/755	1/253	1/666	1/267	1/459	1/216	1/535	1/202
	6	1/666	1/310	1/650	1/233	1/646	1/237	1/375	1/168	1/450	1/153
	5	1/668	1/321	1/625	1/256	1/547	1/235	1/339	1/143	1/419	1/128
	4	1/577	1/304	1/622	1/237	1/453	1/197	1/312	1/122	1/383	1/101
	3	1/518	1/279	1/647	1/201	1/407	1/171	1/294	1/109	1/338	1/86
	2	1/604	1/288	1/836	1/207	1/500	1/188	1/340	1/123	1/377	1/93
	1	1/799	1/342	1/1041	1/254	1/759	1/231	1/427	1/148	1/464	1/133
	隔震層	1/21	-	1/23	-	1/15	-	1/6	-	1/7	-
加速度 (gal)	R	268.0	521.5	251.2	719.9	273.6	618.4	326.9	642.1	297.0	662.2
	9	204.3	420.9	192.5	570.0	226.4	539.1	299.0	615.2	261.8	648.8
	8	164.3	303.5	151.2	418.7	149.4	395.1	252.1	566.5	208.3	623.1
	7	133.1	258.5	119.9	335.8	144.3	331.2	198.4	507.6	164.2	585.9
	6	124.4	324.8	94.7	378.9	133.7	320.2	162.8	458.7	176.7	521.0
	5	110.3	337.0	95.6	463.4	139.0	335.2	161.0	425.6	182.4	499.0
	4	127.2	305.2	98.0	453.6	140.7	335.6	155.0	404.7	184.2	361.0
	3	150.3	294.9	92.1	352.9	131.8	259.3	163.5	351.1	162.1	277.9
	2	153.0	221.4	102.6	240.0	136.4	279.1	191.0	239.9	174.7	241.2
1	156.2	225.4	134.2	225.4	141.1	225.4	231.3	225.4	206.9	225.4	
	隔震層	225.4	-	225.4	-	225.4	-	225.4	-	225.4	-
層間速度 (cm/s)	9	4.45	8.75	3.42	9.70	3.63	6.93	3.72	7.17	3.28	5.81
	8	6.11	11.45	5.02	14.72	5.94	11.42	6.15	12.35	5.84	8.33
	7	5.85	13.62	5.29	18.09	6.95	15.46	8.02	16.55	8.13	11.14
	6	7.77	14.14	5.33	18.11	6.56	15.27	7.83	18.08	8.54	13.82
	5	7.65	12.60	5.17	15.00	6.20	11.92	7.85	17.30	7.27	15.88
	4	6.23	10.36	5.10	13.16	7.35	14.68	7.92	17.44	7.35	18.21
	3	6.05	13.12	6.59	17.86	7.30	15.79	9.27	23.15	8.18	23.20
	2	4.70	13.05	5.95	18.08	6.44	16.69	7.74	20.19	6.72	20.63
	1	4.72	13.88	5.34	19.25	4.24	16.25	7.77	18.54	6.52	18.28
	隔震層	18.38	-	19.93	-	35.58	-	73.84	-	76.76	-

LEVEL 1 地震力作用下 X 方向反應分析結果一覽表

地震波		TAP014 EW		TAP014 NS		TAP020 EW		TAP020 NS		TAIPEI	
項目	樓層	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震
層間變位 (cm)	9	0.33	0.79	0.26	1.12	0.31	0.97	0.41	1.05	0.31	0.98
	8	0.60	1.53	0.46	2.07	0.53	1.87	0.73	1.97	0.56	1.92
	7	0.87	2.36	0.70	3.10	0.76	2.92	0.98	3.01	0.82	2.95
	6	1.07	2.92	0.87	3.70	0.89	3.69	1.07	3.78	1.04	3.64
	5	1.18	3.56	0.98	4.79	0.93	4.38	1.19	4.87	1.19	4.27
	4	1.30	4.89	1.17	6.09	0.99	6.59	1.32	6.96	1.35	5.70
	3	1.57	7.08	1.55	8.18	1.24	7.82	1.64	8.87	1.73	7.72
	2	1.34	6.35	1.44	6.29	1.16	5.99	1.45	7.34	1.58	6.31
	1	1.18	4.90	1.35	4.57	1.16	4.73	1.30	5.46	1.49	5.30
	隔震層	22.10	-	27.61	-	28.30	-	25.56	-	32.72	-
層間變位 角	9	1/1353	1/570	1/1729	1/399	1/1465	1/463	1/1082	1/426	1/1424	1/455
	8	1/745	1/293	1/984	1/217	1/845	1/239	1/612	1/227	1/801	1/233
	7	1/517	1/190	1/636	1/145	1/589	1/154	1/458	1/149	1/547	1/152
	6	1/421	1/153	1/513	1/121	1/501	1/121	1/418	1/118	1/432	1/123
	5	1/378	1/126	1/458	1/94	1/483	1/102	1/376	1/92	1/376	1/105
	4	1/346	1/92	1/382	1/74	1/451	1/68	1/339	1/64	1/331	1/79
	3	1/327	1/72	1/331	1/63	1/412	1/65	1/312	1/58	1/295	1/66
	2	1/386	1/81	1/360	1/82	1/445	1/86	1/357	1/70	1/328	1/82
	1	1/494	1/119	1/431	1/127	1/500	1/123	1/449	1/107	1/390	1/110
	隔震層	1/8	-	1/6	-	1/6	-	1/7	-	1/5	-
加速度 (gal)	R	329.6	781.2	257.9	1116.0	304.3	963.4	411.9	1046.0	313.2	978.8
	9	274.4	718.4	214.0	951.6	240.4	882.7	328.3	921.5	251.9	905.8
	8	224.8	649.3	183.4	749.9	189.6	755.2	224.9	763.2	218.6	736.2
	7	179.6	663.9	171.6	744.4	160.1	698.0	185.2	717.9	193.6	709.5
	6	150.4	584.3	183.9	673.5	158.0	692.0	168.7	783.0	177.2	725.1
	5	141.2	565.0	167.5	672.1	147.7	562.2	169.3	689.5	167.8	568.6
	4	146.8	511.8	182.0	495.1	144.1	509.8	160.4	538.3	163.9	508.9
	3	161.1	307.3	146.9	404.3	153.6	465.2	164.7	526.4	183.8	407.7
	2	206.3	316.2	166.5	324.3	172.8	339.8	199.1	444.7	204.3	321.0
1	236.8	225.4	176.0	225.4	183.9	225.4	240.7	225.4	218.8	225.4	
	隔震層	225.4	-	225.4	-	225.4	-	225.4	-	225.4	-
層間速度 (cm/s)	9	3.81	7.65	3.57	9.32	4.25	11.80	4.56	11.39	3.32	9.96
	8	5.51	12.08	5.59	12.29	5.83	17.54	7.15	15.73	5.86	13.60
	7	6.75	17.78	7.28	17.61	7.29	17.18	8.78	20.97	7.59	17.17
	6	8.12	22.29	7.55	21.37	7.27	20.85	9.31	24.26	7.84	20.42
	5	8.58	23.58	6.65	27.26	7.61	25.02	8.11	22.98	8.11	20.81
	4	8.55	23.18	7.18	30.07	7.68	25.41	8.40	24.95	7.96	24.04
	3	9.47	27.75	8.78	33.79	10.29	31.02	10.40	32.16	8.47	32.15
	2	8.14	26.51	6.80	33.43	9.54	30.14	8.45	30.60	7.20	28.66
	1	7.63	23.69	7.26	32.18	7.87	30.02	6.29	29.33	6.08	27.62
	隔震層	69.66	-	82.64	-	58.68	-	62.99	-	75.55	-

LEVEL 1 地震力作用下 X 方向反應分析結果一覽表

地震波		ELCENTRO NS		TAFT EW		HACHINOHE EW		TAP013 EW		TAP013 NS	
項目	樓層	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震
層間剪力 (kN)	9	884	1722	829	2376	903	2043	1079	2123	980	2190
	8	2469	5063	2354	6812	2704	6336	3460	7021	3051	7361
	7	3878	8181	3736	11154	4237	10555	6138	13067	5275	13986
	6	4520	9727	4634	12915	4660	12726	8027	17890	6696	19674
	5	4795	9974	5124	12512	5853	13617	9439	22442	7643	24939
	4	5577	10588	5179	13568	7109	16333	10331	26361	8420	29049
	3	6190	11488	4952	15930	7881	18718	10910	29395	9469	32583
	2	6415	13453	4634	18763	7745	20631	11389	31391	10291	34941
	1	6309	14750	4840	19822	6643	21804	11796	34078	10853	35925
	隔震	5898	-	5710	-	6907	-	12764	-	12200	-
層剪力係數	9	0.27	0.53	0.26	0.73	0.28	0.63	0.33	0.65	0.30	0.68
	8	0.22	0.46	0.21	0.62	0.24	0.57	0.31	0.64	0.28	0.67
	7	0.18	0.38	0.17	0.52	0.20	0.49	0.29	0.61	0.24	0.65
	6	0.14	0.31	0.15	0.41	0.15	0.41	0.26	0.57	0.21	0.63
	5	0.11	0.24	0.12	0.30	0.14	0.33	0.23	0.54	0.18	0.60
	4	0.11	0.20	0.10	0.26	0.14	0.31	0.20	0.50	0.16	0.56
	3	0.10	0.18	0.08	0.25	0.13	0.30	0.17	0.47	0.15	0.52
	2	0.09	0.18	0.06	0.25	0.11	0.28	0.15	0.43	0.14	0.47
	1	0.07	0.17	0.06	0.23	0.08	0.25	0.14	0.40	0.13	0.42
	隔震	0.06	-	0.05	-	0.06	-	0.12	-	0.11	-
韌性比	9	0.19	0.39	0.18	0.52	0.21	0.49	0.26	0.54	0.23	0.56
	8	0.21	0.43	0.20	0.58	0.23	0.54	0.29	0.60	0.26	0.63
	7	0.21	0.44	0.20	0.60	0.23	0.56	0.33	0.70	0.28	0.75
	6	0.18	0.38	0.18	0.51	0.18	0.50	0.32	0.71	0.26	0.78
	5	0.14	0.28	0.15	0.36	0.17	0.39	0.27	0.64	0.22	0.71
	4	0.15	0.28	0.14	0.36	0.19	0.44	0.28	0.71	0.23	0.85
	3	0.17	0.32	0.14	0.44	0.22	0.51	0.30	0.81	0.26	1.03
	2	0.14	0.29	0.10	0.41	0.17	0.45	0.25	0.68	0.22	0.90
	1	0.12	0.29	0.09	0.39	0.13	0.42	0.23	0.66	0.21	0.74
	隔震	0.00	-	0.00	-	0.00	-	0.00	-	0.00	-
傾倒彎矩 (kN/m)	9	3962	7714	3715	10645	4047	9153	4834	9509	4392	9811
	8	14953	30380	14246	41159	16160	37538	20331	40956	17992	42786
	7	31655	66898	29761	89534	35131	84823	47809	99430	41621	105363
	6	50858	110374	50019	147374	55994	141814	83713	179570	71618	193014
	5	69181	155063	72047	202056	74983	202252	125888	278264	105833	303692
	4	85725	196045	94191	249216	101881	262534	172097	392639	142765	432777
	3	112826	236723	118572	309174	141647	332269	227946	543092	187974	599324
	2	142402	277273	141902	367465	181462	438916	286442	705324	237576	778942
	1	176480	334240	166066	445693	220091	565334	354000	894425	298730	986451
	隔震	185797	-	172048	-	227200	-	374035	-	318647	-

LEVEL 1 地震力作用下 X 方向反應分析結果一覽表

地震波		TAP014 EW		TAP014 NS		TAP020 EW		TAP020 NS		TAIPEI	
項目	樓	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震
層 剪 力 (kN)	9	1088	2582	851	3684	1004	3182	1360	3456	1034	3235
	8	3263	8297	2472	11187	2877	10163	3971	10704	3035	10429
	7	5451	14856	4431	18561	4791	18009	6163	18370	5151	18186
	6	7159	19628	5866	23251	6012	23234	7204	23501	6967	23041
	5	8467	25426	7000	27893	6629	27165	8531	28037	8522	26976
	4	9312	30082	8431	31449	7136	31843	9510	32133	9718	31141
	3	9804	33753	9683	34915	7779	34531	10285	35645	10848	34424
	2	10029	36358	10776	36308	8707	35885	10865	37207	11817	36321
	1	10204	37068	11687	36335	10067	36699	11227	38335	12923	37985
	隔	10773	-	12635	-	13135	-	11980	-	14398	-
層 剪 力 係 數	9	0.34	0.80	0.26	1.14	0.31	0.98	0.42	1.07	0.32	1.00
	8	0.30	0.75	0.22	1.01	0.26	0.92	0.36	0.97	0.27	0.94
	7	0.25	0.69	0.21	0.86	0.22	0.84	0.29	0.85	0.24	0.84
	6	0.23	0.63	0.19	0.74	0.19	0.74	0.23	0.75	0.22	0.74
	5	0.20	0.61	0.17	0.67	0.16	0.65	0.20	0.67	0.20	0.64
	4	0.18	0.58	0.16	0.60	0.14	0.61	0.18	0.61	0.19	0.60
	3	0.16	0.54	0.15	0.56	0.12	0.55	0.16	0.57	0.17	0.55
	2	0.14	0.49	0.15	0.49	0.12	0.49	0.15	0.51	0.16	0.49
	1	0.12	0.43	0.14	0.42	0.12	0.43	0.13	0.44	0.15	0.44
	隔	0.10	-	0.12	-	0.12	-	0.11	-	0.14	-
韌 性 比	9	0.25	0.64	0.19	0.86	0.22	0.78	0.30	0.82	0.23	0.80
	8	0.28	0.71	0.21	0.96	0.24	0.86	0.34	0.91	0.26	0.89
	7	0.29	0.79	0.24	1.04	0.26	0.98	0.33	1.01	0.28	0.99
	6	0.28	0.78	0.23	0.98	0.24	0.98	0.28	1.01	0.28	0.97
	5	0.24	0.72	0.20	0.98	0.19	0.89	0.24	0.99	0.24	0.87
	4	0.25	0.94	0.23	1.17	0.19	1.27	0.25	1.34	0.26	1.10
	3	0.27	1.22	0.27	1.40	0.21	1.34	0.28	1.52	0.30	1.33
	2	0.22	1.04	0.23	1.03	0.19	0.98	0.24	1.20	0.26	1.03
	1	0.20	0.82	0.23	0.77	0.20	0.80	0.22	0.92	0.25	0.89
	隔	0.00	-	0.00	-	0.00	-	0.00	-	0.00	-
傾 倒 彎 矩 (kN/m)	9	4875	11566	3813	16507	4499	14256	6092	15484	4632	14491
	8	19472	48719	14796	66522	17312	59560	23875	63238	18219	61159
	7	42844	115140	34358	149600	37827	140225	51466	145158	39568	142579
	6	74403	202821	60636	253708	64643	244303	83224	249471	70765	245735
	5	112188	306919	91989	373133	93923	364317	115875	368593	108942	362415
	4	153631	426991	126604	510701	122622	501738	155965	506484	152180	497727
	3	203576	598402	168263	679699	158220	670059	208382	684220	205557	664057
	2	255395	786209	221670	864054	200889	851178	264132	875185	261651	845784
	1	314588	1001945	287717	1063335	252355	1051175	328395	1097953	331573	1051077
	隔	331690	-	309066	-	268683	-	346489	-	352755	-

LEVEL 1 地震力作用下 Y 方向反應分析結果一覽表

地震波		ELCENTRO NS		TAFT EW		HACHINOHE EW		TAP013 EW		TAP013 NS	
項目	樓層	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震
層間變位 (cm)	9	0.27	0.52	0.25	0.72	0.28	0.62	0.33	0.65	0.30	0.67
	8	0.46	0.93	0.43	1.26	0.50	1.17	0.64	1.29	0.56	1.36
	7	0.62	1.30	0.59	1.77	0.67	1.68	0.98	2.08	0.84	2.22
	6	0.67	1.45	0.69	1.92	0.69	1.89	1.19	2.66	1.00	2.93
	5	0.67	1.40	0.72	1.75	0.82	1.90	1.32	3.14	1.07	3.49
	4	0.78	1.47	0.72	1.89	0.99	2.27	1.44	3.67	1.17	4.42
	3	0.99	1.84	0.79	2.55	1.26	2.99	1.74	4.70	1.51	5.98
	2	0.86	1.80	0.62	2.50	1.03	2.75	1.52	4.19	1.37	5.53
	1	0.73	1.70	0.56	2.29	0.77	2.52	1.36	3.94	1.25	4.39
	隔震層		8.10	-	7.34	-	11.11	-	27.65	-	25.94
層間變位角	9	1/1664	1/855	1/1775	1/619	1/1629	1/720	1/1364	1/693	1/1501	1/672
	8	1/984	1/480	1/1033	1/357	1/899	1/384	1/703	1/346	1/797	1/330
	7	1/727	1/345	1/755	1/253	1/666	1/267	1/459	1/216	1/535	1/202
	6	1/666	1/310	1/650	1/233	1/646	1/237	1/375	1/168	1/450	1/153
	5	1/668	1/321	1/625	1/256	1/547	1/235	1/339	1/143	1/419	1/128
	4	1/577	1/304	1/622	1/237	1/453	1/197	1/312	1/122	1/383	1/101
	3	1/518	1/279	1/647	1/201	1/407	1/171	1/294	1/109	1/338	1/86
	2	1/604	1/288	1/836	1/207	1/500	1/188	1/340	1/123	1/377	1/93
	1	1/799	1/342	1/1041	1/254	1/759	1/231	1/427	1/148	1/464	1/133
	隔震層		1/21	-	1/23	-	1/15	-	1/6	-	1/7
加速度 (gal)	R	268.0	521.5	251.2	719.9	273.6	618.4	326.9	642.1	297.0	662.2
	9	204.3	420.9	192.5	570.0	226.4	539.1	299.0	615.2	261.8	648.8
	8	164.3	303.5	151.2	418.7	149.4	395.1	252.1	566.5	208.3	623.1
	7	133.1	258.5	119.9	335.8	144.3	331.2	198.4	507.6	164.2	585.9
	6	124.4	324.8	94.7	378.9	133.7	320.2	162.8	458.7	176.7	521.0
	5	110.3	337.0	95.6	463.4	139.0	335.2	161.0	425.6	182.4	499.0
	4	127.2	305.2	98.0	453.6	140.7	335.6	155.0	404.7	184.2	361.0
	3	150.3	294.9	92.1	352.9	131.8	259.3	163.5	351.1	162.1	277.9
	2	153.0	221.4	102.6	240.0	136.4	279.1	191.0	239.9	174.7	241.2
	1	156.2	225.4	134.2	225.4	141.1	225.4	231.3	225.4	206.9	225.4
隔震層		225.4	-	225.4	-	225.4	-	225.4	-	225.4	-
層間速度 (cm/s)	9	4.45	8.75	3.42	9.70	3.63	6.93	3.72	7.17	3.28	5.81
	8	6.11	11.45	5.02	14.72	5.94	11.42	6.15	12.35	5.84	8.33
	7	5.85	13.62	5.29	18.09	6.95	15.46	8.02	16.55	8.13	11.14
	6	7.77	14.14	5.33	18.11	6.56	15.27	7.83	18.08	8.54	13.82
	5	7.65	12.60	5.17	15.00	6.20	11.92	7.85	17.30	7.27	15.88
	4	6.23	10.36	5.10	13.16	7.35	14.68	7.92	17.44	7.35	18.21
	3	6.05	13.12	6.59	17.86	7.30	15.79	9.27	23.15	8.18	23.20
	2	4.70	13.05	5.95	18.08	6.44	16.69	7.74	20.19	6.72	20.63
	1	4.72	13.88	5.34	19.25	4.24	16.25	7.77	18.54	6.52	18.28
	隔震層		18.38	-	19.93	-	35.58	-	73.84	-	76.76

LEVEL 1 地震力作用下 Y 方向反應分析結果一覽表

地震波		TAP014 EW		TAP014 NS		TAP020 EW		TAP020 NS		TAIPEI	
項目	樓層	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震
層間變位 (cm)	9	0.33	0.79	0.26	1.12	0.31	0.97	0.41	1.05	0.31	0.98
	8	0.60	1.53	0.46	2.07	0.53	1.87	0.73	1.97	0.56	1.92
	7	0.87	2.36	0.70	3.10	0.76	2.92	0.98	3.01	0.82	2.95
	6	1.07	2.92	0.87	3.70	0.89	3.69	1.07	3.78	1.04	3.64
	5	1.18	3.56	0.98	4.79	0.93	4.38	1.19	4.87	1.19	4.27
	4	1.30	4.89	1.17	6.09	0.99	6.59	1.32	6.96	1.35	5.70
	3	1.57	7.08	1.55	8.18	1.24	7.82	1.64	8.87	1.73	7.72
	2	1.34	6.35	1.44	6.29	1.16	5.99	1.45	7.34	1.58	6.31
	1	1.18	4.90	1.35	4.57	1.16	4.73	1.30	5.46	1.49	5.30
	隔震層	22.10	-	27.61	-	28.30	-	25.56	-	32.72	-
層間變位角	9	1/1353	1/570	1/1729	1/399	1/1465	1/463	1/1082	1/426	1/1424	1/455
	8	1/745	1/293	1/984	1/217	1/845	1/239	1/612	1/227	1/801	1/233
	7	1/517	1/190	1/636	1/145	1/589	1/154	1/458	1/149	1/547	1/152
	6	1/421	1/153	1/513	1/121	1/501	1/121	1/418	1/118	1/432	1/123
	5	1/378	1/126	1/458	1/94	1/483	1/102	1/376	1/92	1/376	1/105
	4	1/346	1/92	1/382	1/74	1/451	1/68	1/339	1/64	1/331	1/79
	3	1/327	1/72	1/331	1/63	1/412	1/65	1/312	1/58	1/295	1/66
	2	1/386	1/81	1/360	1/82	1/445	1/86	1/357	1/70	1/328	1/82
	1	1/494	1/119	1/431	1/127	1/500	1/123	1/449	1/107	1/390	1/110
	隔震層	1/8	-	1/6	-	1/6	-	1/7	-	1/5	-
加速度 (gal)	R	329.6	781.2	257.9	1116.0	304.3	963.4	411.9	1046.0	313.2	978.8
	9	274.4	718.4	214.0	951.6	240.4	882.7	328.3	921.5	251.9	905.8
	8	224.8	649.3	183.4	749.9	189.6	755.2	224.9	763.2	218.6	736.2
	7	179.6	663.9	171.6	744.4	160.1	698.0	185.2	717.9	193.6	709.5
	6	150.4	584.3	183.9	673.5	158.0	692.0	168.7	783.0	177.2	725.1
	5	141.2	565.0	167.5	672.1	147.7	562.2	169.3	689.5	167.8	568.6
	4	146.8	511.8	182.0	495.1	144.1	509.8	160.4	538.3	163.9	508.9
	3	161.1	307.3	146.9	404.3	153.6	465.2	164.7	526.4	183.8	407.7
	2	206.3	316.2	166.5	324.3	172.8	339.8	199.1	444.7	204.3	321.0
1	236.8	225.4	176.0	225.4	183.9	225.4	240.7	225.4	218.8	225.4	
	隔震層	225.4	-	225.4	-	225.4	-	225.4	-	225.4	-
層間速度 (cm/s)	9	3.81	7.65	3.57	9.32	4.25	11.80	4.56	11.39	3.32	9.96
	8	5.51	12.08	5.59	12.29	5.83	17.54	7.15	15.73	5.86	13.60
	7	6.75	17.78	7.28	17.61	7.29	17.18	8.78	20.97	7.59	17.17
	6	8.12	22.29	7.55	21.37	7.27	20.85	9.31	24.26	7.84	20.42
	5	8.58	23.58	6.65	27.26	7.61	25.02	8.11	22.98	8.11	20.81
	4	8.55	23.18	7.18	30.07	7.68	25.41	8.40	24.95	7.96	24.04
	3	9.47	27.75	8.78	33.79	10.29	31.02	10.40	32.16	8.47	32.15
	2	8.14	26.51	6.80	33.43	9.54	30.14	8.45	30.60	7.20	28.66
	1	7.63	23.69	7.26	32.18	7.87	30.02	6.29	29.33	6.08	27.62
	隔震層	69.66	-	82.64	-	58.68	-	62.99	-	75.55	-

LEVEL 1 地震力作用下 Y 方向反應分析結果一覽表

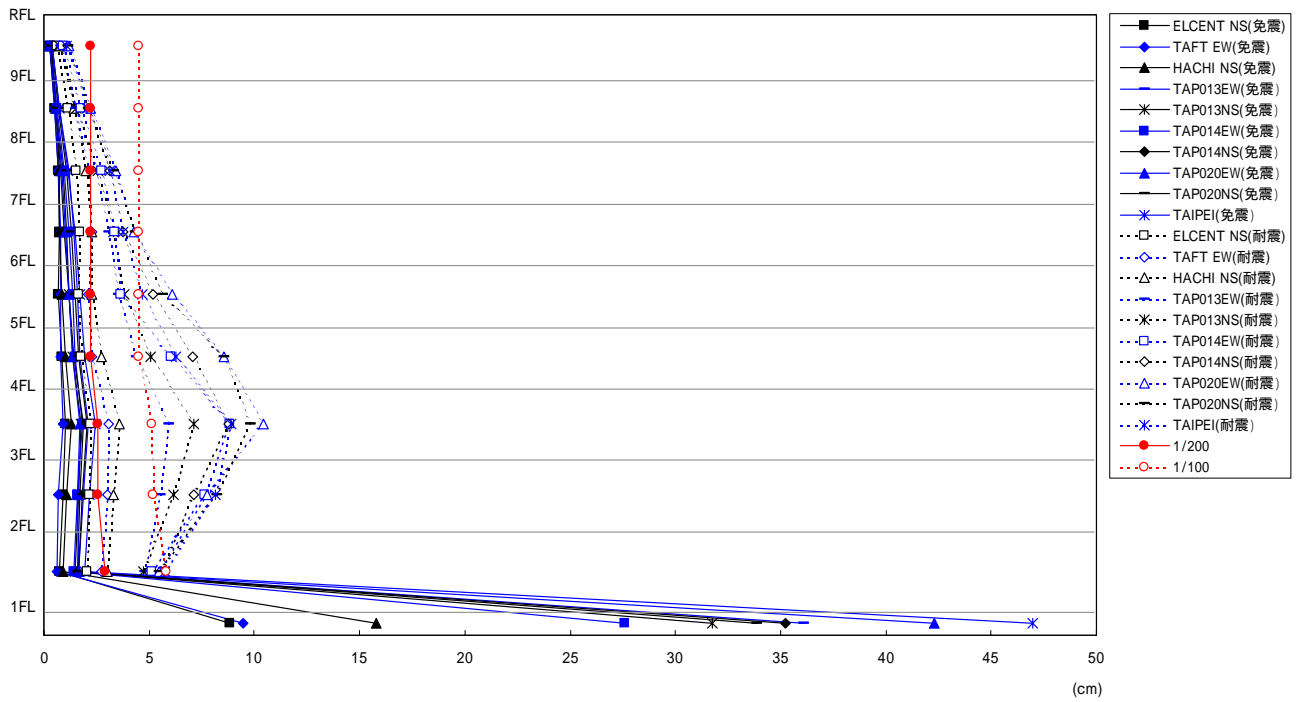
地震波		ELCENTRO NS		TAFT EW		HACHINOHE EW		TAP013 EW		TAP013 NS	
項目	樓層	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震
層 剪 力 (kN)	9	884	1722	829	2376	903	2043	1079	2123	980	2190
	8	2469	5063	2354	6812	2704	6336	3460	7021	3051	7361
	7	3878	8181	3736	11154	4237	10555	6138	13067	5275	13986
	6	4520	9727	4634	12915	4660	12726	8027	17890	6696	19674
	5	4795	9974	5124	12512	5853	13617	9439	22442	7643	24939
	4	5577	10588	5179	13568	7109	16333	10331	26361	8420	29049
	3	6190	11488	4952	15930	7881	18718	10910	29395	9469	32583
	2	6415	13453	4634	18763	7745	20631	11389	31391	10291	34941
	1	6309	14750	4840	19822	6643	21804	11796	34078	10853	35925
	隔震層	5898	-	5710	-	6907	-	12764	-	12200	-
層 剪 力 係 數	9	0.27	0.53	0.26	0.73	0.28	0.63	0.33	0.65	0.30	0.68
	8	0.22	0.46	0.21	0.62	0.24	0.57	0.31	0.64	0.28	0.67
	7	0.18	0.38	0.17	0.52	0.20	0.49	0.29	0.61	0.24	0.65
	6	0.14	0.31	0.15	0.41	0.15	0.41	0.26	0.57	0.21	0.63
	5	0.11	0.24	0.12	0.30	0.14	0.33	0.23	0.54	0.18	0.60
	4	0.11	0.20	0.10	0.26	0.14	0.31	0.20	0.50	0.16	0.56
	3	0.10	0.18	0.08	0.25	0.13	0.30	0.17	0.47	0.15	0.52
	2	0.09	0.18	0.06	0.25	0.11	0.28	0.15	0.43	0.14	0.47
	1	0.07	0.17	0.06	0.23	0.08	0.25	0.14	0.40	0.13	0.42
	隔震層	0.06	-	0.05	-	0.06	-	0.12	-	0.11	-
韌 性 比	9	0.19	0.39	0.18	0.52	0.21	0.49	0.26	0.54	0.23	0.56
	8	0.21	0.43	0.20	0.58	0.23	0.54	0.29	0.60	0.26	0.63
	7	0.21	0.44	0.20	0.60	0.23	0.56	0.33	0.70	0.28	0.75
	6	0.18	0.38	0.18	0.51	0.18	0.50	0.32	0.71	0.26	0.78
	5	0.14	0.28	0.15	0.36	0.17	0.39	0.27	0.64	0.22	0.71
	4	0.15	0.28	0.14	0.36	0.19	0.44	0.28	0.71	0.23	0.85
	3	0.17	0.32	0.14	0.44	0.22	0.51	0.30	0.81	0.26	1.03
	2	0.14	0.29	0.10	0.41	0.17	0.45	0.25	0.68	0.22	0.90
	1	0.12	0.29	0.09	0.39	0.13	0.42	0.23	0.66	0.21	0.74
	隔震層	0.00	-	0.00	-	0.00	-	0.00	-	0.00	-
傾 倒 彎 矩 (Kn/m)	9	3962	7714	3715	10645	4047	9153	4834	9509	4392	9811
	8	14953	30380	14246	41159	16160	37538	20331	40956	17992	42786
	7	31655	66898	29761	89534	35131	84823	47809	99430	41621	105363
	6	50858	110374	50019	147374	55994	141814	83713	179570	71618	193014
	5	69181	155063	72047	202056	74983	202252	125888	278264	105833	303692
	4	85725	196045	94191	249216	101881	262534	172097	392639	142765	432777
	3	112826	236723	118572	309174	141647	332269	227946	543092	187974	599324
	2	142402	277273	141902	367465	181462	438916	286442	705324	237576	778942
	1	176480	334240	166066	445693	220091	565334	354000	894425	298730	986451
	隔震層	185797	-	172048	-	227200	-	374035	-	318647	-

LEVEL 1 地震力作用下 Y 方向反應分析結果一覽表

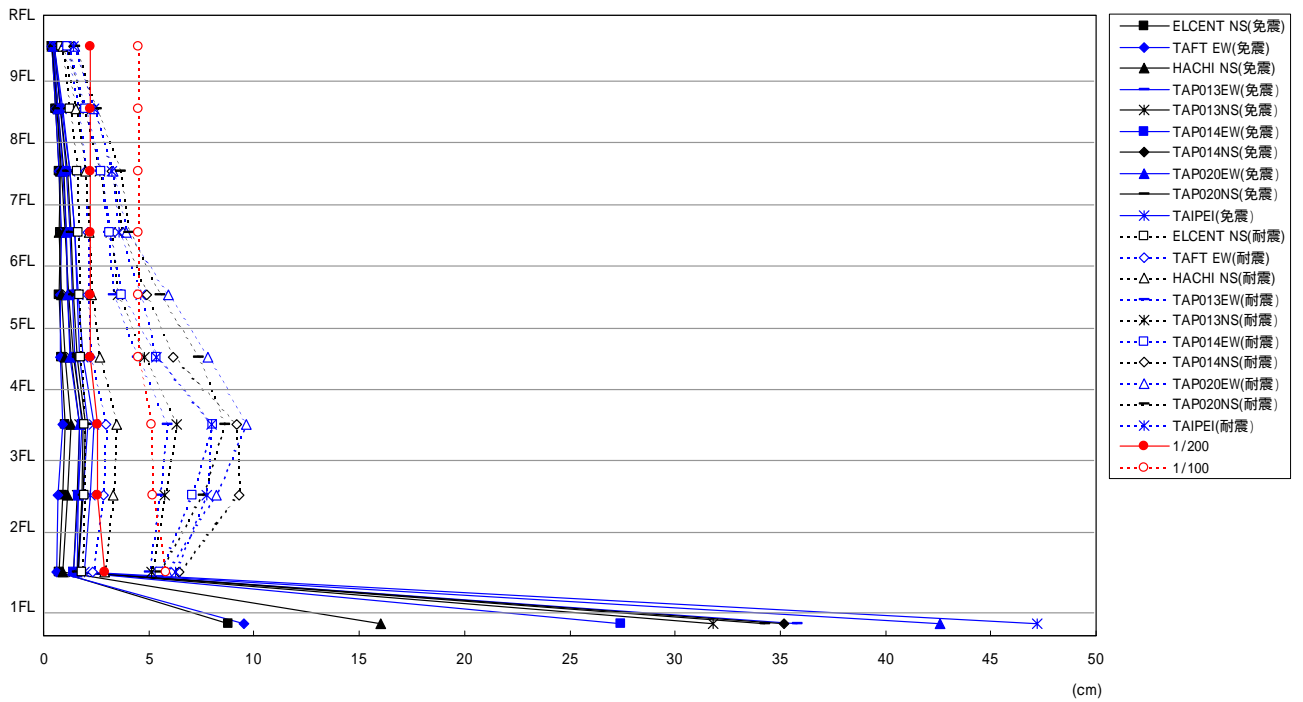
地震波		TAP014 EW		TAP014 NS		TAP020 EW		TAP020 NS		TAIPEI	
項目	樓層	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震
層間剪力 (kN)	9	1088	2582	851	3684	1004	3182	1360	3456	1034	3235
	8	3263	8297	2472	11187	2877	10163	3971	10704	3035	10429
	7	5451	14856	4431	18561	4791	18009	6163	18370	5151	18186
	6	7159	19628	5866	23251	6012	23234	7204	23501	6967	23041
	5	8467	25426	7000	27893	6629	27165	8531	28037	8522	26976
	4	9312	30082	8431	31449	7136	31843	9510	32133	9718	31141
	3	9804	33753	9683	34915	7779	34531	10285	35645	10848	34424
	2	10029	36358	10776	36308	8707	35885	10865	37207	11817	36321
	1	10204	37068	11687	36335	10067	36699	11227	38335	12923	37985
	隔震層	10773	-	12635	-	13135	-	11980	-	14398	-
層剪力係數	9	0.34	0.80	0.26	1.14	0.31	0.98	0.42	1.07	0.32	1.00
	8	0.30	0.75	0.22	1.01	0.26	0.92	0.36	0.97	0.27	0.94
	7	0.25	0.69	0.21	0.86	0.22	0.84	0.29	0.85	0.24	0.84
	6	0.23	0.63	0.19	0.74	0.19	0.74	0.23	0.75	0.22	0.74
	5	0.20	0.61	0.17	0.67	0.16	0.65	0.20	0.67	0.20	0.64
	4	0.18	0.58	0.16	0.60	0.14	0.61	0.18	0.61	0.19	0.60
	3	0.16	0.54	0.15	0.56	0.12	0.55	0.16	0.57	0.17	0.55
	2	0.14	0.49	0.15	0.49	0.12	0.49	0.15	0.51	0.16	0.49
	1	0.12	0.43	0.14	0.42	0.12	0.43	0.13	0.44	0.15	0.44
	隔震層	0.10	-	0.12	-	0.12	-	0.11	-	0.14	-
韌性比	9	0.25	0.64	0.19	0.86	0.22	0.78	0.30	0.82	0.23	0.80
	8	0.28	0.71	0.21	0.96	0.24	0.86	0.34	0.91	0.26	0.89
	7	0.29	0.79	0.24	1.04	0.26	0.98	0.33	1.01	0.28	0.99
	6	0.28	0.78	0.23	0.98	0.24	0.98	0.28	1.01	0.28	0.97
	5	0.24	0.72	0.20	0.98	0.19	0.89	0.24	0.99	0.24	0.87
	4	0.25	0.94	0.23	1.17	0.19	1.27	0.25	1.34	0.26	1.10
	3	0.27	1.22	0.27	1.40	0.21	1.34	0.28	1.52	0.30	1.33
	2	0.22	1.04	0.23	1.03	0.19	0.98	0.24	1.20	0.26	1.03
	1	0.20	0.82	0.23	0.77	0.20	0.80	0.22	0.92	0.25	0.89
	隔震層	0.00	-	0.00	-	0.00	-	0.00	-	0.00	-
傾倒彎矩 (kN/m)	9	4875	11566	3813	16507	4499	14256	6092	15484	4632	14491
	8	19472	48719	14796	66522	17312	59560	23875	63238	18219	61159
	7	42844	115140	34358	149600	37827	140225	51466	145158	39568	142579
	6	74403	202821	60636	253708	64643	244303	83224	249471	70765	245735
	5	112188	306919	91989	373133	93923	364317	115875	368593	108942	362415
	4	153631	426991	126604	510701	122622	501738	155965	506484	152180	497727
	3	203576	598402	168263	679699	158220	670059	208382	684220	205557	664057
	2	255395	786209	221670	864054	200889	851178	264132	875185	261651	845784
	1	314588	1001945	287717	1063335	252355	1051175	328395	1097953	331573	1051077
	隔震層	331690	-	309066	-	268683	-	346489	-	352755	-

(1).最大反應層間變位(LEVEL 2 地震力)

X 方向最大反應層間變位

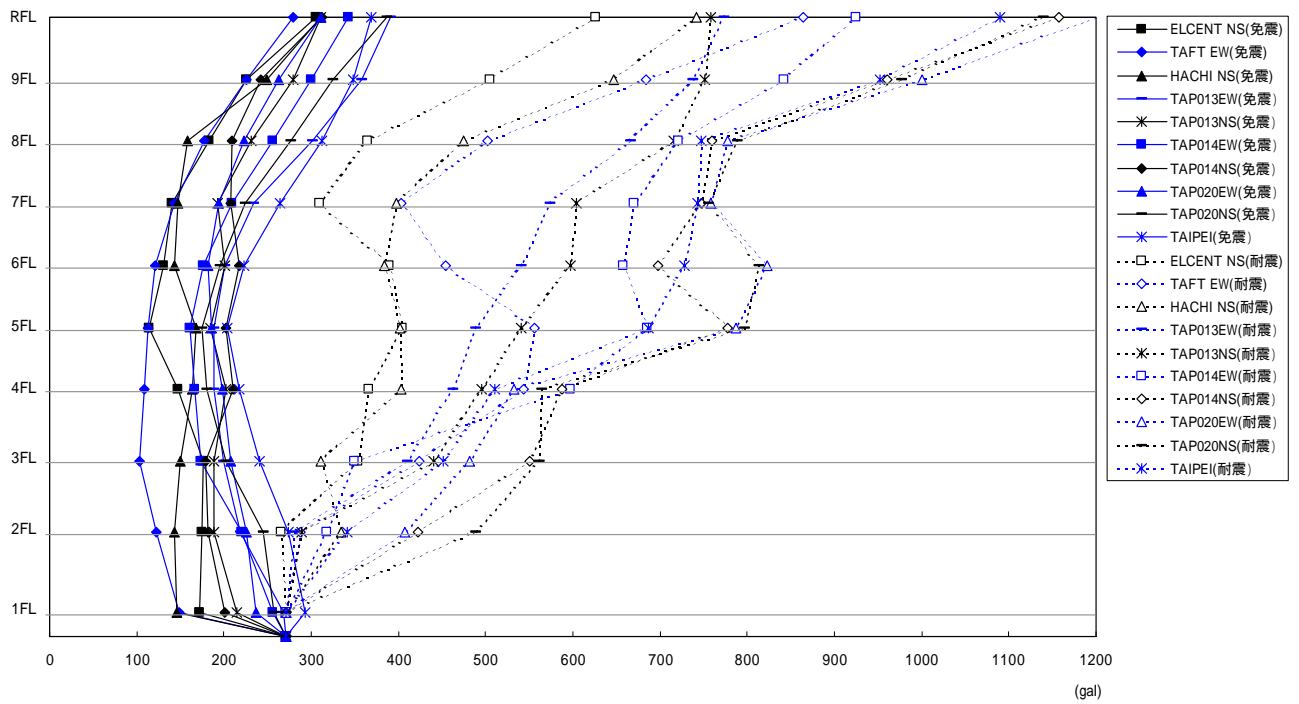


Y 方向最大反應層間變位

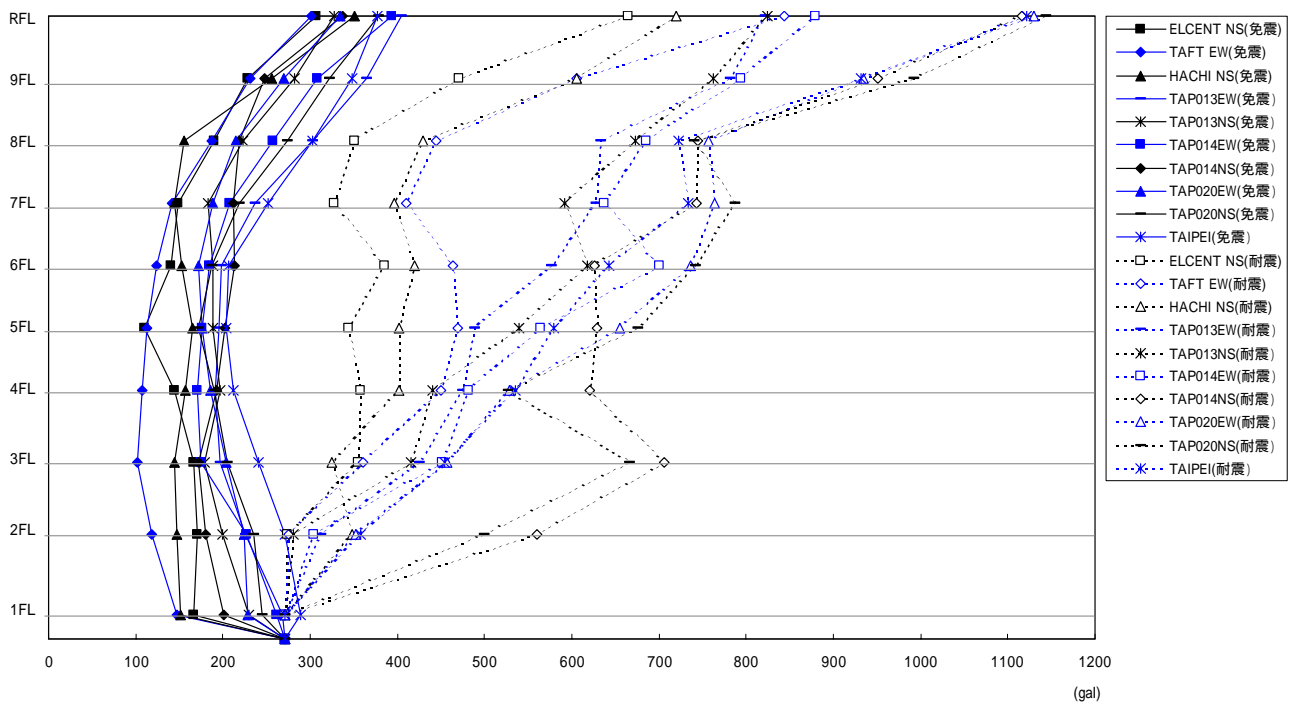


(2).最大反應加速度(LEVEL 2 地震力)

X 方向最大反應加速度

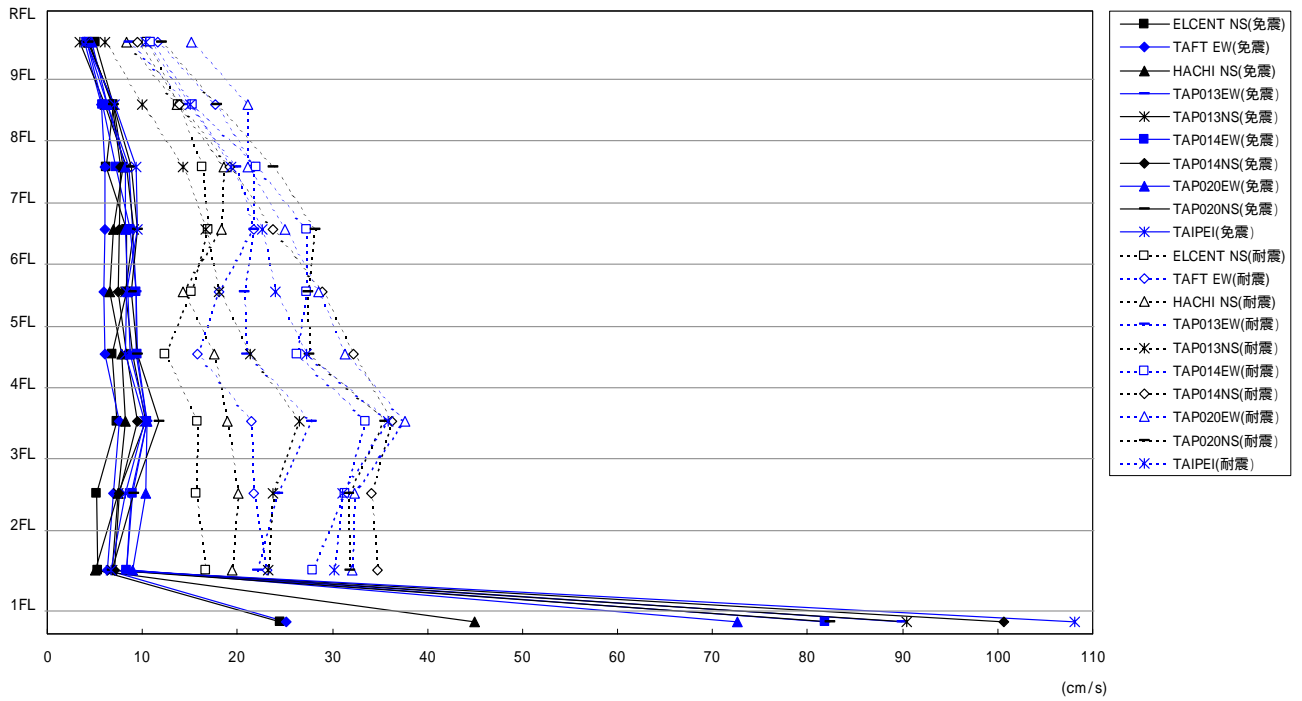


Y 方向最大反應加速度

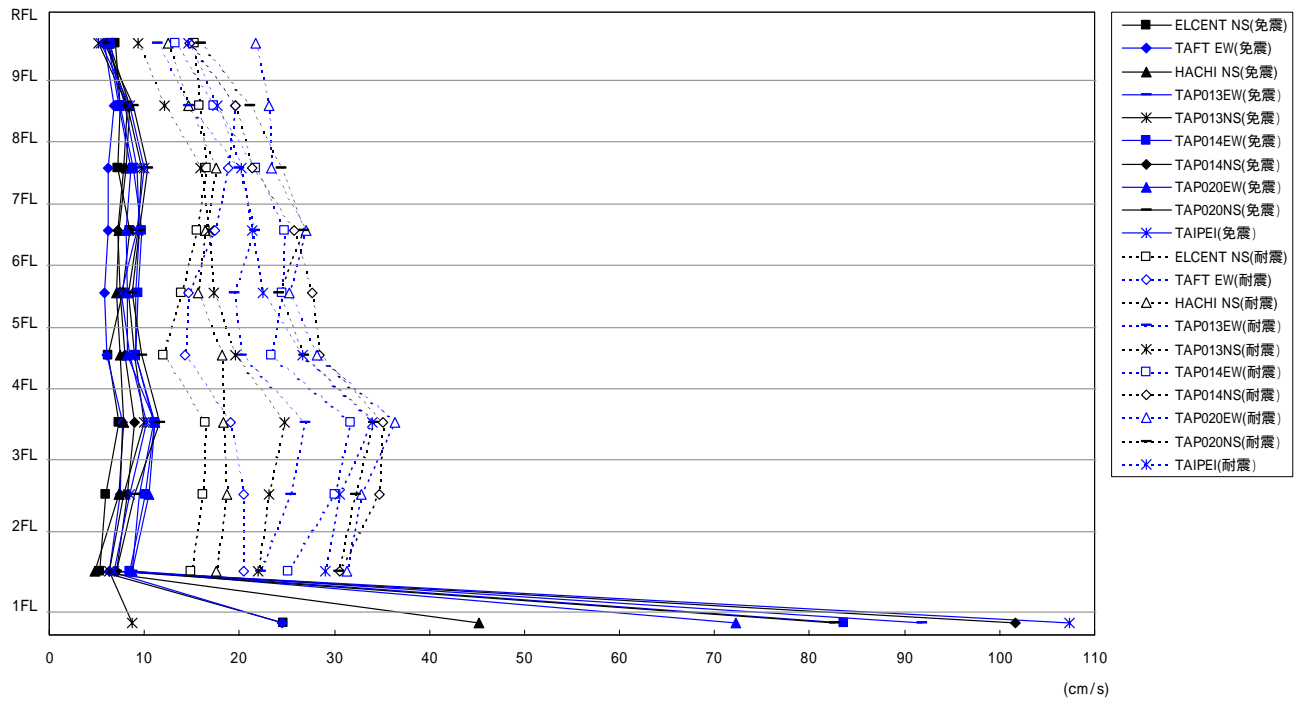


(3).最大反應速度(LEVEL 2 地震力)

X 方向最大反應速度

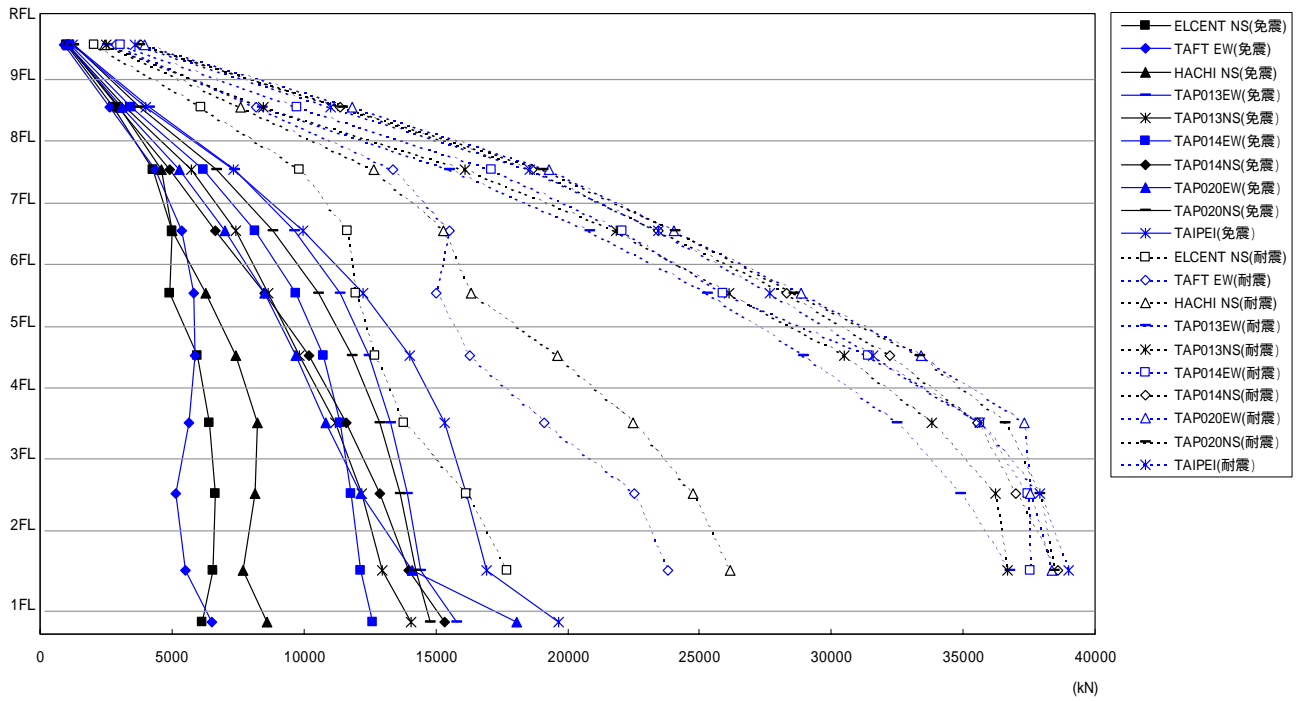


Y 方向最大反應速度

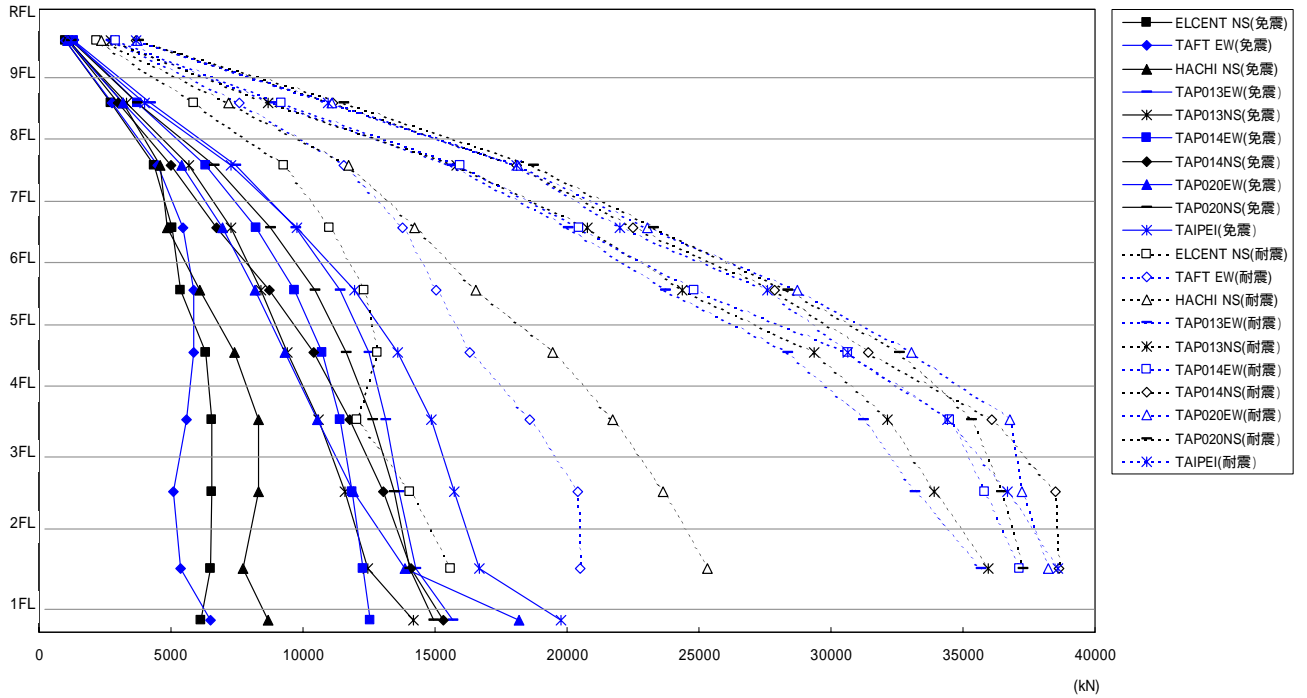


(4).最大反應層間剪力(LEVEL 2 地震力)

X 方向最大反應層間剪力

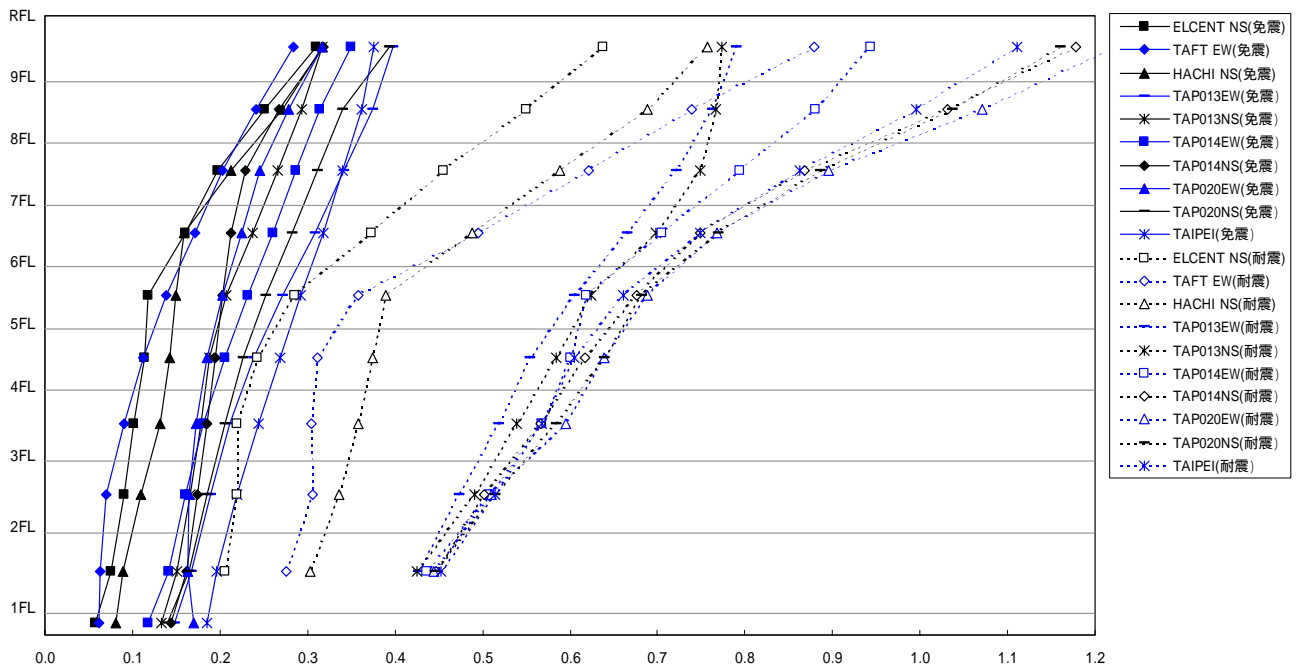


Y 方向最大反應層間剪力

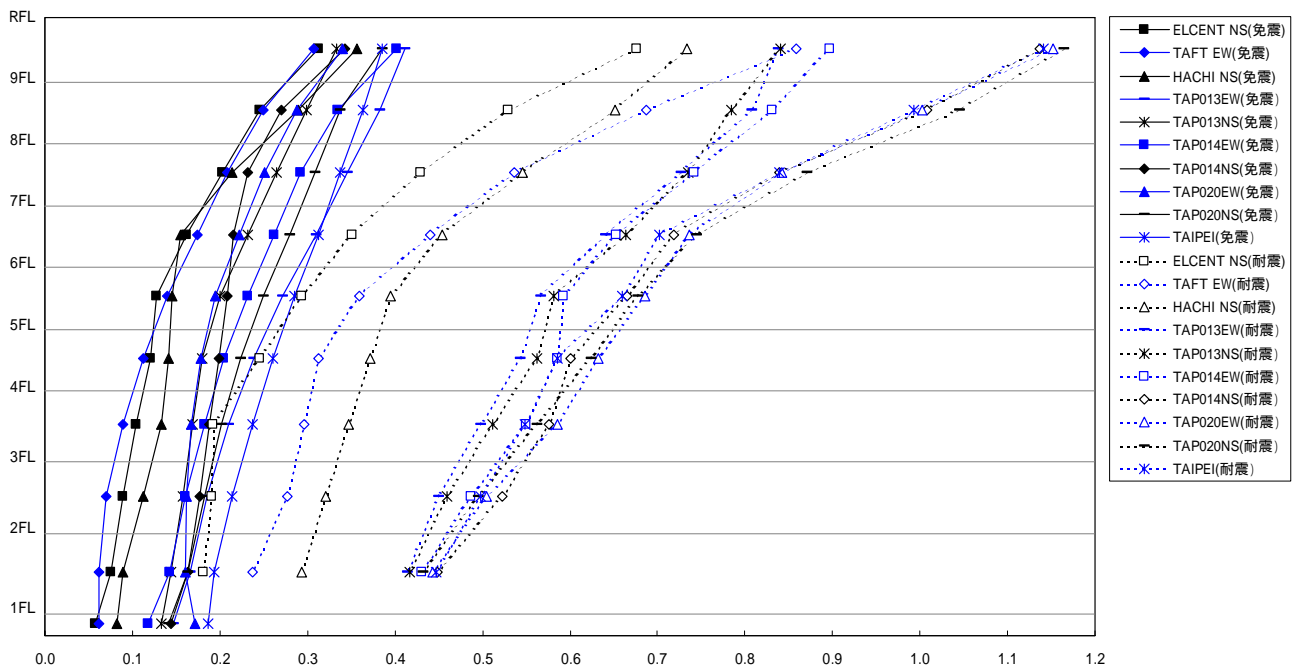


(5).最大反應層間剪力係數(LEVEL 2 地震力)

X 方向最大反應層間剪力係數

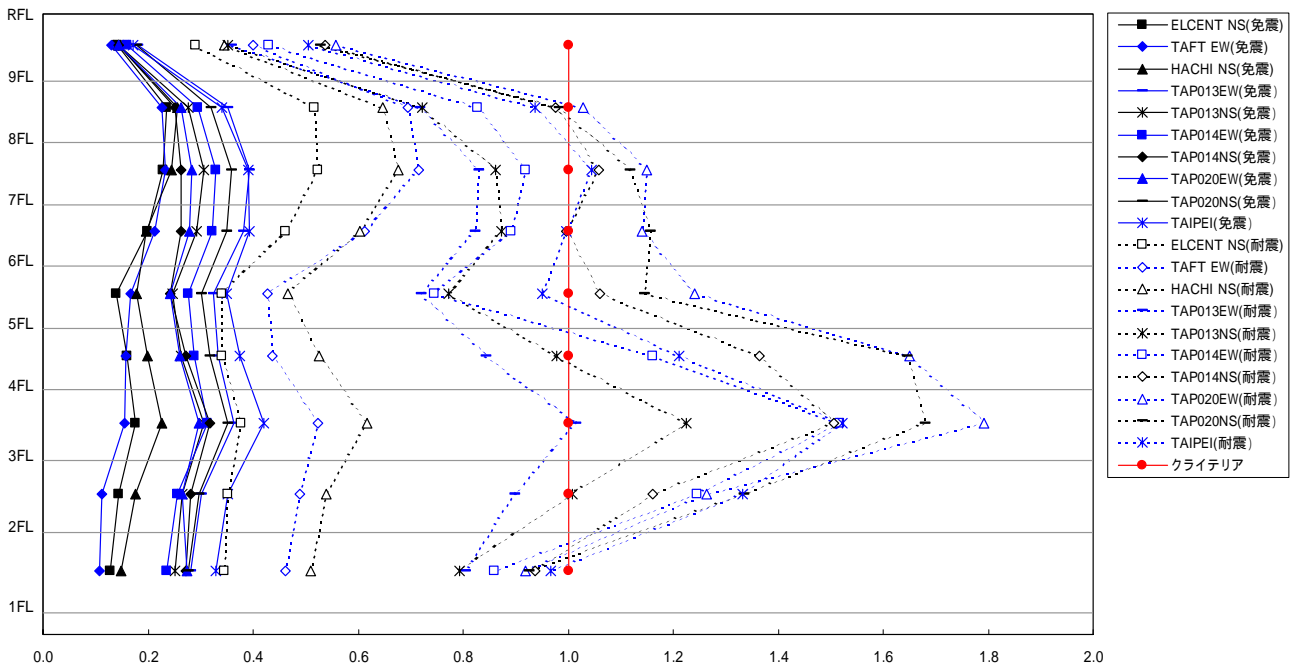


Y 方向最大反應層間剪力係數

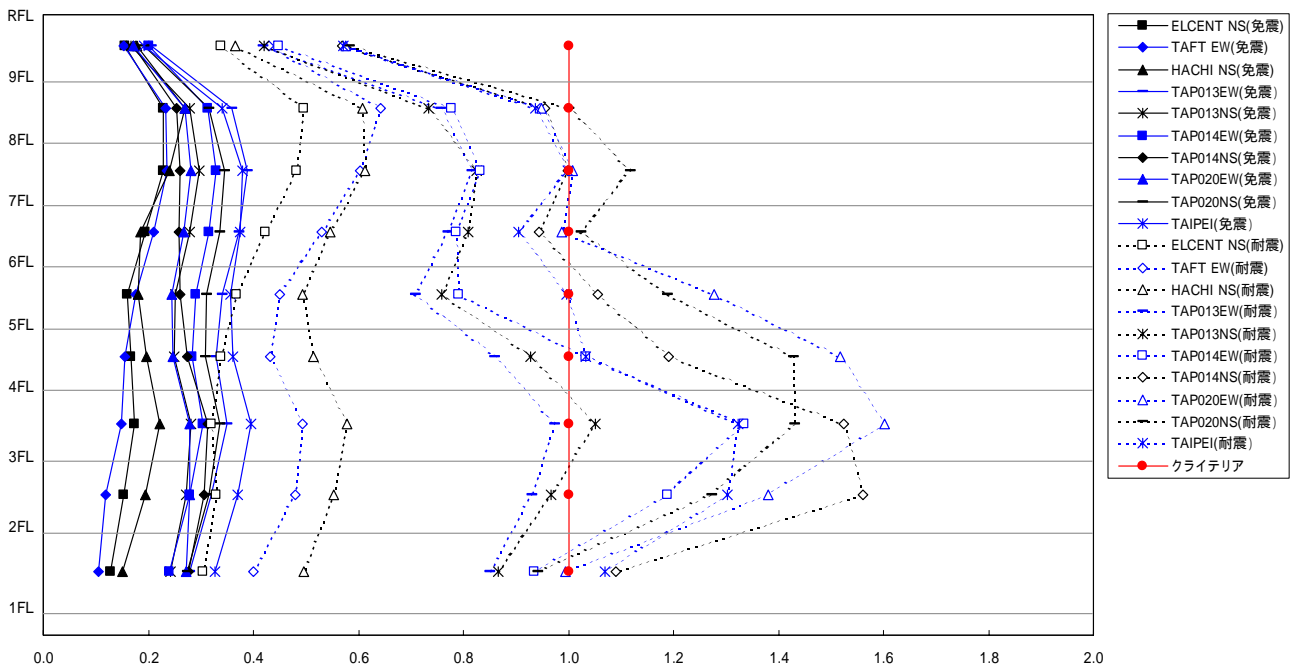


(6).最大反應層間韌性容量(LEVEL 2 地震力)

X 方向最大反應層間韌性比



Y 方向最大反應層間韌性比



LEVEL 2 地震力作用下 X 方向反應分析結果一覽表

地震波		ELCENTRO NS		TAFT EW		HACHINOHE EW		TAP013 EW		TAP013 NS	
項目	樓層	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震
層間變位 (cm)	9	0.31	0.63	0.28	0.87	0.31	0.75	0.39	0.78	0.31	0.76
	8	0.51	1.12	0.49	1.51	0.55	1.40	0.76	1.55	0.60	1.56
	7	0.68	1.56	0.70	2.13	0.73	2.01	1.17	2.47	0.91	2.56
	6	0.74	1.74	0.80	2.31	0.74	2.27	1.43	3.10	1.10	3.29
	5	0.69	1.67	0.82	2.10	0.88	2.29	1.59	3.54	1.21	3.80
	4	0.83	1.77	0.82	2.27	1.03	2.73	1.74	4.38	1.37	5.09
	3	1.02	2.20	0.90	3.05	1.32	3.59	2.12	5.91	1.79	7.13
	2	0.88	2.15	0.69	3.00	1.09	3.30	1.86	5.51	1.63	6.18
	1	0.76	2.04	0.63	2.75	0.89	3.02	1.66	4.77	1.50	4.72
	隔震層	8.86	-	9.49	-	15.79	-	36.10	-	31.77	-
層間變位角	9	1/1462	1/712	1/1597	1/516	1/1433	1/600	1/1141	1/575	1/1435	1/587
	8	1/878	1/400	1/913	1/297	1/809	1/320	1/587	1/288	1/749	1/287
	7	1/662	1/287	1/644	1/211	1/616	1/223	1/383	1/181	1/493	1/175
	6	1/602	1/258	1/563	1/194	1/603	1/197	1/312	1/145	1/407	1/136
	5	1/650	1/268	1/549	1/213	1/511	1/196	1/282	1/127	1/370	1/118
	4	1/540	1/253	1/548	1/198	1/433	1/164	1/258	1/102	1/327	1/88
	3	1/501	1/233	1/566	1/168	1/389	1/143	1/241	1/87	1/286	1/72
	2	1/585	1/240	1/752	1/172	1/476	1/157	1/279	1/94	1/317	1/84
	1	1/771	1/285	1/918	1/212	1/657	1/193	1/350	1/122	1/388	1/123
	隔震層	1/19	-	1/18	-	1/11	-	1/5	-	1/5	-
加速度 (gal)	R	305.1	625.8	279.2	863.8	311.1	742.1	390.3	773.9	310.9	758.6
	9	226.0	505.1	225.7	683.9	248.8	646.9	358.1	737.9	279.9	751.8
	8	183.3	364.2	177.8	502.4	157.9	474.1	302.0	665.8	231.3	715.0
	7	140.3	310.2	142.6	402.9	146.7	397.4	233.6	573.2	192.5	604.8
	6	130.1	389.7	121.7	454.6	143.2	384.2	200.7	541.1	200.7	597.1
	5	114.7	404.3	112.8	556.1	167.8	402.2	188.6	488.8	185.0	540.4
	4	147.9	366.3	109.0	544.2	164.3	402.7	188.5	462.0	202.1	495.3
	3	176.2	353.8	103.3	423.4	150.0	311.1	199.3	410.3	188.2	440.5
	2	174.3	265.7	122.6	288.0	143.0	334.9	219.4	280.4	188.9	289.5
1	172.3	270.5	148.8	270.5	145.3	270.5	267.9	270.5	214.9	270.5	
	隔震層	270.5	-	270.5	-	270.5	-	270.5	-	270.5	-
層間速度 (cm/s)	9	5.04	10.50	3.97	11.64	4.28	8.32	4.16	8.59	3.44	6.09
	8	6.89	13.74	5.74	17.67	6.96	13.70	6.36	14.80	6.02	10.00
	7	6.16	16.35	6.09	21.71	7.94	18.56	8.53	19.84	8.31	14.27
	6	8.34	16.96	6.06	21.73	6.91	18.32	8.99	21.70	9.09	16.67
	5	8.28	15.12	5.96	18.00	6.56	14.30	9.39	20.76	8.20	18.07
	4	6.82	12.43	6.01	15.79	7.79	17.61	9.30	20.91	8.92	21.39
	3	7.30	15.74	7.56	21.43	8.19	18.95	10.45	27.78	10.35	26.55
	2	5.23	15.66	6.90	21.70	7.44	20.03	8.81	24.25	7.44	23.72
	1	5.33	16.65	6.33	23.09	5.01	19.50	8.35	22.06	6.85	23.21
	隔震層	24.53	-	25.07	-	45.02	-	89.94	-	90.41	-

LEVEL 2 地震力作用下 X 方向反應分析結果一覽表

地震波		TAP014 EW		TAP014 NS		TAP020 EW		TAP020 NS		TAIPEI	
項目	樓層	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震
層間變位 (cm)	9	0.34	0.93	0.31	1.16	0.31	1.21	0.39	1.15	0.37	1.10
	8	0.64	1.79	0.54	2.11	0.57	2.23	0.69	2.13	0.74	2.03
	7	0.98	2.73	0.78	3.15	0.84	3.42	1.07	3.33	1.17	3.11
	6	1.21	3.36	0.99	3.75	1.05	4.29	1.32	4.35	1.48	3.75
	5	1.35	3.66	1.19	5.21	1.19	6.09	1.48	5.63	1.71	4.67
	4	1.49	6.03	1.42	7.09	1.35	8.57	1.65	8.54	1.95	6.29
	3	1.82	8.84	1.85	8.77	1.73	10.44	2.06	9.78	2.45	8.87
	2	1.57	7.64	1.72	7.12	1.62	7.75	1.82	8.18	2.16	8.17
	1	1.40	5.11	1.62	5.57	1.63	5.46	1.65	5.50	1.95	5.74
	隔震層	27.57	-	35.25	-	42.30	-	33.85	-	46.97	-
層間變位 角	9	1/1301	1/481	1/1426	1/385	1/1431	1/371	1/1153	1/391	1/1208	1/409
	8	1/701	1/250	1/822	1/212	1/788	1/201	1/647	1/211	1/608	1/221
	7	1/456	1/164	1/573	1/142	1/532	1/131	1/421	1/135	1/384	1/144
	6	1/370	1/134	1/454	1/120	1/428	1/104	1/340	1/103	1/302	1/119
	5	1/331	1/122	1/377	1/86	1/376	1/74	1/303	1/80	1/261	1/96
	4	1/300	1/74	1/317	1/63	1/332	1/52	1/272	1/52	1/230	1/71
	3	1/281	1/58	1/276	1/58	1/296	1/49	1/249	1/52	1/209	1/58
	2	1/329	1/68	1/301	1/73	1/318	1/67	1/284	1/63	1/240	1/63
	1	1/415	1/114	1/360	1/105	1/358	1/107	1/354	1/106	1/298	1/101
	隔震層	1/6	-	1/5	-	1/4	-	1/5	-	1/4	-
加速度 (gal)	R	342.7	925.2	312.8	1157.0	311.6	1201.0	386.5	1139.0	368.7	1090.0
	9	299.9	841.9	241.7	960.5	263.1	1001.0	324.9	977.0	348.8	952.6
	8	256.0	721.7	209.0	759.0	222.5	776.9	276.4	788.9	312.5	747.7
	7	208.6	669.8	208.4	747.3	194.0	758.3	223.8	755.3	264.0	743.2
	6	176.1	657.5	217.2	698.3	181.2	823.4	195.8	812.8	222.9	727.7
	5	161.2	684.7	202.0	777.9	185.8	787.1	175.4	797.3	204.2	687.2
	4	166.9	596.7	211.0	587.7	197.8	533.2	180.2	564.4	217.9	510.4
	3	173.5	350.0	179.1	550.7	208.2	481.1	202.4	561.2	240.9	451.9
	2	220.5	318.3	182.0	421.9	225.9	407.1	244.8	488.8	273.2	341.4
1	256.2	270.5	200.8	270.5	236.8	270.5	257.6	270.5	292.5	270.5	
	隔震層	270.5	-	270.5	-	270.5	-	270.5	-	270.5	-
層間速度 (cm/s)	9	4.19	10.92	4.38	9.53	4.66	15.21	4.30	12.04	4.00	10.35
	8	5.86	15.25	6.79	13.87	6.31	21.07	6.96	17.81	7.08	15.06
	7	7.18	21.98	7.77	19.14	8.24	21.12	8.80	23.80	9.41	19.32
	6	8.67	27.25	7.52	23.75	8.17	24.95	9.47	28.12	9.46	22.56
	5	9.38	27.25	7.41	28.96	8.41	28.56	8.87	27.40	8.37	23.95
	4	9.46	26.23	8.32	32.26	8.72	31.37	9.46	27.58	8.25	27.24
	3	10.53	33.51	9.47	36.27	10.47	37.59	11.79	35.50	10.17	35.89
	2	9.02	31.38	7.52	34.16	10.39	32.29	9.05	31.70	8.27	31.10
	1	8.35	27.91	7.13	34.76	8.96	32.05	6.86	31.83	6.73	30.19
	隔震層	81.84	-	100.70	-	72.56	-	82.29	-	108.10	-

LEVEL 2 地震力作用下 X 方向反應分析結果一覽表

地震波		ELCENTRO NS		TAFT EW		HACHINOHE EW		TAP013 EW		TAP013 NS	
項目	樓層	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震
層間剪力 (kN)	9	1007	2066	921	2851	1027	2451	1290	2558	1026	2508
	8	2767	6076	2661	8174	3006	7603	4142	8424	3244	8482
	7	4261	9815	4380	13384	4581	12665	7361	15537	5715	16119
	6	5003	11671	5352	15497	4997	15270	9642	20833	7404	21826
	5	4926	11969	5829	15014	6265	16339	11361	25318	8661	26133
	4	5960	12705	5877	16281	7435	19599	12476	28950	9852	30508
	3	6394	13784	5658	19115	8230	22460	13279	32513	11205	33805
	2	6627	16142	5153	22513	8129	24756	13907	34899	12218	36210
	1	6538	17698	5487	23785	7673	26163	14410	36791	12987	36660
	隔震層	6166	-	6510	-	8606	-	15786	-	14070	-
層剪力係數	9	0.31	0.64	0.28	0.88	0.32	0.76	0.40	0.79	0.32	0.77
	8	0.25	0.55	0.24	0.74	0.27	0.69	0.37	0.76	0.29	0.77
	7	0.20	0.46	0.20	0.62	0.21	0.59	0.34	0.72	0.27	0.75
	6	0.16	0.37	0.17	0.50	0.16	0.49	0.31	0.67	0.24	0.70
	5	0.12	0.29	0.14	0.36	0.15	0.39	0.27	0.60	0.21	0.62
	4	0.11	0.24	0.11	0.31	0.14	0.38	0.24	0.55	0.19	0.58
	3	0.10	0.22	0.09	0.30	0.13	0.36	0.21	0.52	0.18	0.54
	2	0.09	0.22	0.07	0.31	0.11	0.34	0.19	0.47	0.17	0.49
	1	0.08	0.21	0.06	0.28	0.09	0.30	0.17	0.43	0.15	0.43
	隔震層	0.06	-	0.06	-	0.08	-	0.15	-	0.13	-
韌性比	9	0.14	0.29	0.13	0.40	0.14	0.34	0.18	0.36	0.14	0.35
	8	0.24	0.52	0.23	0.70	0.26	0.65	0.35	0.72	0.28	0.72
	7	0.23	0.52	0.23	0.71	0.24	0.68	0.39	0.83	0.31	0.86
	6	0.20	0.46	0.21	0.61	0.20	0.60	0.38	0.82	0.29	0.87
	5	0.14	0.34	0.17	0.43	0.18	0.47	0.32	0.72	0.25	0.77
	4	0.16	0.34	0.16	0.44	0.20	0.53	0.33	0.84	0.26	0.98
	3	0.18	0.38	0.16	0.52	0.23	0.62	0.36	1.01	0.31	1.22
	2	0.14	0.35	0.11	0.49	0.18	0.54	0.30	0.90	0.27	1.01
	1	0.13	0.34	0.11	0.46	0.15	0.51	0.28	0.80	0.25	0.79
	隔震層	0.00	-	0.00	-	0.00	-	0.00	-	0.00	-
傾倒彎矩 (kN/m)	9	4509	9256	4128	12773	4601	10982	5778	11461	4597	11236
	8	16843	36453	15832	49387	18065	45042	24332	49143	19079	49166
	7	35159	80272	35165	107432	38568	101783	57296	118749	44678	121377
	6	56113	132439	58358	176834	60826	170165	100469	211912	77848	219110
	5	76471	186062	83015	242450	81398	242695	151346	322570	116611	336172
	4	93776	235232	107579	299034	108167	315019	207234	447703	159486	468140
	3	120524	284050	134851	370986	148620	398699	275008	612690	213304	636569
	2	152866	332700	161212	440927	189690	526656	346155	787445	273311	818394
	1	185414	401053	188386	534796	230054	678355	428315	993512	347195	1025187
	隔震層	191269	-	194760	-	237811	-	452655	-	370907	-

LEVEL 2 地震力作用下 Y 方向反應分析結果一覽表

地震波		TAP014 EW		TAP014 NS		TAP020 EW		TAP020 NS		TAIPEI	
項目	樓層	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震
層間剪力 (kN)	9	1131	3057	1032	3820	1028	3965	1276	3761	1219	3599
	8	3465	9734	2957	11395	3085	11843	3759	11467	3998	11008
	7	6178	17111	4920	18679	5298	19288	6703	19075	7337	18588
	6	8141	22058	6636	23423	7028	24027	8845	24091	9958	23438
	5	9684	25888	8500	28297	8508	28850	10576	28559	12253	27678
	4	10727	31401	10174	32231	9701	33396	11851	33374	14015	31603
	3	11387	35611	11603	35541	10821	37306	12868	36605	15319	35644
	2	11774	37462	12872	37016	12172	37552	13662	37925	16169	37911
	1	12157	37548	13981	38588	14092	38354	14242	38438	16913	38989
	隔震層	12605	-	15352	-	18062	-	14806	-	19646	-
層剪力係數	9	0.35	0.94	0.32	1.18	0.32	1.22	0.39	1.16	0.38	1.11
	8	0.31	0.88	0.27	1.03	0.28	1.07	0.34	1.04	0.36	1.00
	7	0.29	0.79	0.23	0.87	0.25	0.90	0.31	0.89	0.34	0.86
	6	0.26	0.70	0.21	0.75	0.22	0.77	0.28	0.77	0.32	0.75
	5	0.23	0.62	0.20	0.68	0.20	0.69	0.25	0.68	0.29	0.66
	4	0.21	0.60	0.19	0.62	0.19	0.64	0.23	0.64	0.27	0.60
	3	0.18	0.57	0.19	0.57	0.17	0.59	0.21	0.58	0.24	0.57
	2	0.16	0.51	0.17	0.50	0.17	0.51	0.19	0.51	0.22	0.51
	1	0.14	0.44	0.16	0.45	0.16	0.44	0.17	0.45	0.20	0.45
	隔震層	0.12	-	0.14	-	0.17	-	0.14	-	0.18	-
韌性比	9	0.16	0.43	0.15	0.54	0.14	0.56	0.18	0.53	0.17	0.51
	8	0.29	0.83	0.25	0.98	0.26	1.03	0.32	0.98	0.34	0.94
	7	0.33	0.92	0.26	1.06	0.28	1.15	0.36	1.12	0.39	1.04
	6	0.32	0.89	0.26	1.00	0.28	1.14	0.35	1.16	0.39	1.00
	5	0.28	0.75	0.24	1.06	0.24	1.24	0.30	1.15	0.35	0.95
	4	0.29	1.16	0.27	1.36	0.26	1.65	0.32	1.65	0.38	1.21
	3	0.31	1.52	0.32	1.51	0.30	1.79	0.35	1.68	0.42	1.52
	2	0.26	1.25	0.28	1.16	0.26	1.26	0.30	1.33	0.35	1.33
	1	0.24	0.86	0.27	0.94	0.27	0.92	0.28	0.93	0.33	0.97
	隔震層	0.00	-	0.00	-	0.00	-	0.00	-	0.00	-
傾倒彎矩 (kN/m)	9	5069	13696	4625	17115	4608	17763	5717	16850	5460	16125
	8	20350	57237	17870	68090	18261	70800	22555	68134	23372	64743
	7	47993	133469	38207	151738	41624	157122	52097	153199	56243	148012
	6	84374	231986	67185	256679	72170	264505	91693	260553	100852	252992
	5	127565	347881	103813	378674	109089	391021	139029	382116	155710	370456
	4	175323	479447	147433	516055	149748	534325	192102	523312	218365	505425
	3	233379	640217	204527	687417	199036	710982	257984	702293	296533	671422
	2	294249	808754	268369	874685	250629	902467	328611	895612	379713	860504
	1	364847	1025678	347342	1079712	313626	1120214	411418	1119331	476731	1084419
	隔震層	386098	-	373280	-	333946	-	436033	-	506239	-

LEVEL 2 地震力作用下 Y 方向反應分析結果一覽表

地震波		ELCENTRO NS		TAFT EW		HACHINOHE EW		TAP013 EW		TAP013 NS	
項目	樓層	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震
層間變位 (cm)	9	0.40	0.86	0.39	1.09	0.45	0.93	0.52	1.06	0.42	1.07
	8	0.58	1.26	0.59	1.63	0.69	1.54	0.91	1.92	0.71	1.86
	7	0.74	1.58	0.77	1.97	0.78	2.00	1.27	2.67	0.97	2.70
	6	0.77	1.68	0.83	2.10	0.74	2.17	1.48	3.05	1.11	3.21
	5	0.74	1.71	0.81	2.09	0.84	2.30	1.58	3.30	1.17	3.53
	4	0.86	1.75	0.80	2.23	1.01	2.66	1.71	4.44	1.29	4.79
	3	1.04	1.93	0.90	2.97	1.33	3.47	2.10	5.86	1.70	6.32
	2	0.91	1.96	0.71	2.85	1.16	3.30	1.91	5.53	1.62	5.76
	1	0.75	1.80	0.62	2.36	0.89	2.92	1.64	5.01	1.43	5.11
	隔震層	8.79	-	9.50	-	16.04	-	35.81	-	31.84	-
層間變位角	9	1/1131	1/523	1/1152	1/412	1/990	1/482	1/858	1/422	1/1061	1/420
	8	1/771	1/357	1/758	1/275	1/653	1/290	1/493	1/234	1/632	1/241
	7	1/603	1/284	1/585	1/228	1/573	1/224	1/353	1/168	1/463	1/166
	6	1/582	1/267	1/537	1/213	1/607	1/207	1/302	1/147	1/405	1/140
	5	1/604	1/262	1/550	1/214	1/531	1/195	1/283	1/136	1/384	1/127
	4	1/520	1/256	1/558	1/201	1/444	1/169	1/263	1/101	1/349	1/94
	3	1/491	1/266	1/571	1/172	1/386	1/147	1/244	1/87	1/302	1/81
	2	1/566	1/264	1/726	1/181	1/446	1/157	1/271	1/94	1/320	1/90
	1	1/774	1/324	1/943	1/246	1/654	1/199	1/354	1/116	1/406	1/114
	隔震層	1/19	-	1/18	-	1/11	-	1/5	-	1/5	-
加速度 (gal)	R	306.9	664.2	301.3	843.0	350.3	719.5	404.0	821.4	326.9	824.9
	9	228.8	471.2	231.8	605.0	256.4	604.9	364.3	781.1	282.1	762.3
	8	189.8	350.4	186.7	444.4	156.0	429.7	303.3	632.4	223.4	672.5
	7	148.1	327.3	141.4	409.8	144.9	396.4	237.3	628.1	183.4	591.6
	6	139.8	385.5	123.7	463.6	152.4	420.4	197.5	576.2	189.1	617.5
	5	110.6	343.4	112.9	469.5	165.8	402.3	194.8	488.9	188.6	539.8
	4	144.1	357.9	106.7	449.5	156.6	402.1	191.1	474.6	196.9	440.9
	3	166.5	354.7	101.5	360.7	144.7	324.3	196.4	424.7	179.1	415.0
	2	170.9	274.3	118.0	275.0	146.8	348.1	226.3	312.3	200.2	280.9
1	167.2	270.5	146.6	270.5	151.7	270.5	268.7	270.5	229.2	270.5	
	隔震層	270.5	-	270.5	-	270.5	-	270.5	-	270.5	-
層間速度 (cm/s)	9	6.89	15.22	5.80	14.79	6.26	12.46	6.21	11.42	5.20	9.31
	8	7.48	15.74	6.84	19.52	8.44	14.60	7.97	14.66	8.23	12.13
	7	7.16	16.59	6.20	18.78	8.08	17.57	9.19	19.92	9.78	15.85
	6	8.52	15.55	6.22	17.43	7.29	16.42	9.49	21.59	9.33	16.74
	5	7.69	13.84	5.79	14.70	7.10	15.72	9.11	19.39	8.35	17.35
	4	6.23	12.01	6.06	14.33	7.50	18.22	9.05	20.17	8.98	19.58
	3	7.30	16.39	7.70	19.13	7.84	18.34	10.96	26.94	9.97	24.75
	2	5.89	16.13	7.41	20.48	7.30	18.64	9.47	25.33	7.88	23.06
	1	5.34	14.94	6.38	20.44	4.82	17.52	8.77	22.18	6.37	21.93
	隔震層	24.69	-	24.44	-	45.15	-	91.86	-	8.74	-

LEVEL 2 地震力作用下 Y 方向反應分析結果一覽表

地震波		TAP014 EW		TAP014 NS		TAP020 EW		TAP020 NS		TAIPEI	
項目	樓層	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震
層間變位 (cm)	9	0.51	1.14	0.43	1.44	0.43	1.46	0.49	1.48	0.49	1.45
	8	0.80	1.97	0.64	2.42	0.68	2.41	0.80	2.54	0.86	2.38
	7	1.07	2.72	0.85	3.26	0.92	3.29	1.13	3.65	1.24	3.26
	6	1.25	3.12	1.03	3.75	1.06	3.92	1.34	4.06	1.49	3.59
	5	1.35	3.68	1.21	4.91	1.14	5.94	1.45	5.53	1.66	4.63
	4	1.46	5.34	1.42	6.15	1.28	7.84	1.59	7.37	1.86	5.33
	3	1.82	8.04	1.88	9.18	1.68	9.65	2.02	8.61	2.37	7.97
	2	1.66	7.07	1.82	9.28	1.66	8.21	1.88	7.57	2.20	7.75
	1	1.42	5.50	1.63	6.42	1.60	5.86	1.62	5.55	1.92	6.30
	隔震層	27.45	-	35.19	-	42.59	-	34.27	-	47.23	-
層間變位角	9	1/880	1/394	1/1030	1/311	1/1037	1/307	1/918	1/303	1/918	1/310
	8	1/563	1/227	1/698	1/185	1/656	1/186	1/560	1/177	1/519	1/188
	7	1/418	1/165	1/527	1/137	1/486	1/136	1/396	1/123	1/362	1/137
	6	1/358	1/144	1/437	1/120	1/421	1/114	1/336	1/110	1/301	1/125
	5	1/333	1/122	1/369	1/91	1/394	1/75	1/309	1/81	1/270	1/97
	4	1/306	1/84	1/315	1/73	1/351	1/57	1/281	1/61	1/241	1/84
	3	1/281	1/64	1/272	1/56	1/304	1/53	1/254	1/59	1/216	1/64
	2	1/312	1/73	1/284	1/56	1/311	1/63	1/276	1/68	1/235	1/67
	1	1/411	1/106	1/358	1/91	1/364	1/99	1/359	1/105	1/303	1/92
	隔震層	1/6	-	1/5	-	1/4	-	1/5	-	1/4	-
加速度 (gal)	R	394.2	879.0	336.8	1116.0	334.5	1130.0	378.0	1143.0	377.3	1121.0
	9	308.4	793.6	247.1	950.4	270.0	934.3	321.9	992.1	347.9	931.3
	8	256.9	685.0	218.8	744.7	215.2	756.7	273.4	740.9	303.3	722.2
	7	207.9	637.4	212.3	743.6	188.6	763.8	218.8	786.8	251.8	733.4
	6	183.8	699.9	213.6	625.9	172.1	735.6	186.5	741.2	207.0	642.0
	5	176.5	563.8	201.9	629.1	176.7	655.4	171.7	675.8	204.0	580.0
	4	170.4	481.4	192.3	621.3	185.5	528.1	189.5	526.7	212.1	535.4
	3	174.9	451.8	172.0	706.1	203.5	457.1	205.2	665.4	241.4	454.0
	2	227.5	304.7	179.8	559.6	223.8	351.8	235.7	499.0	270.8	358.3
1	261.7	270.5	201.0	270.5	228.8	270.5	245.0	270.5	289.3	270.5	
	隔震層	270.5	-	270.5	-	270.5	-	270.5	-	270.5	-
層間速度 (cm/s)	9	6.45	13.30	6.08	14.79	6.25	21.71	5.81	15.90	5.40	14.68
	8	7.47	17.25	8.21	19.57	7.30	23.06	8.79	21.07	8.46	17.72
	7	8.82	21.76	7.89	21.35	8.58	23.32	10.40	24.34	9.93	20.18
	6	9.73	24.81	7.18	25.82	8.10	27.03	9.46	26.82	9.20	21.40
	5	9.36	24.51	7.48	27.60	8.19	25.25	8.74	24.10	7.62	22.52
	4	9.14	23.32	7.90	28.42	8.19	28.20	9.72	26.76	8.49	26.70
	3	11.06	31.70	8.92	35.15	11.10	36.32	11.60	34.04	10.23	34.02
	2	10.16	30.06	8.24	34.70	10.50	32.88	8.92	32.26	8.49	30.55
	1	8.41	25.11	7.12	30.60	8.68	31.38	7.12	30.47	6.85	29.08
	隔震層	83.64	-	101.70	-	72.26	-	82.58	-	107.30	-

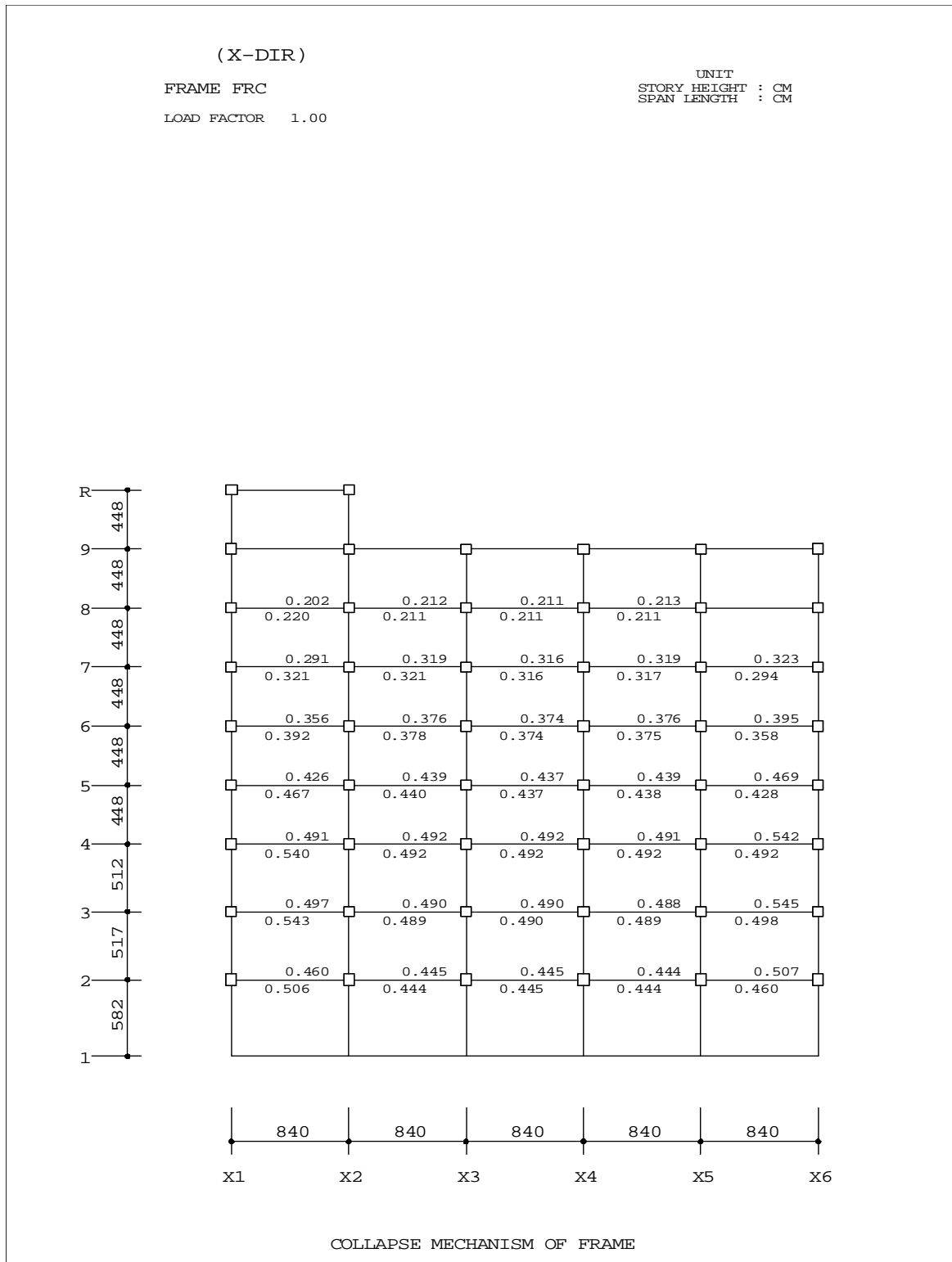
LEVEL 2 地震力作用下 Y 方向反應分析結果一覽表

地震波		ELCENTRO NS		TAFT EW		HACHINOHE EW		TAP013 EW		TAP013 NS	
項目	樓層	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震
層間剪力 (kN)	9	1012	2191	994	2783	1156	2377	1335	2715	1079	2726
	8	2708	5847	2754	7590	3195	7193	4236	8926	3302	8669
	7	4363	9252	4498	11550	4595	11749	7453	15658	5685	15839
	6	5053	11006	5468	13776	4842	14223	9712	20026	7256	20788
	5	5342	12305	5860	15040	6071	16536	11400	23716	8398	24385
	4	6303	12807	5869	16306	7389	19438	12478	28346	9401	29366
	3	6528	12043	5612	18602	8308	21727	13152	31239	10603	32116
	2	6548	14043	5105	20431	8299	23615	13658	33182	11587	33894
	1	6516	15584	5353	20488	7711	25317	14255	35662	12435	35951
		隔震層	6131	-	6518	-	8675	-	15666	-	14202
層剪力係數	9	0.31	0.68	0.31	0.86	0.36	0.73	0.41	0.84	0.33	0.84
	8	0.24	0.53	0.25	0.69	0.29	0.65	0.38	0.81	0.30	0.78
	7	0.20	0.43	0.21	0.54	0.21	0.55	0.35	0.73	0.26	0.74
	6	0.16	0.35	0.17	0.44	0.15	0.45	0.31	0.64	0.23	0.66
	5	0.13	0.29	0.14	0.36	0.14	0.39	0.27	0.57	0.20	0.58
	4	0.12	0.25	0.11	0.31	0.14	0.37	0.24	0.54	0.18	0.56
	3	0.10	0.19	0.09	0.30	0.13	0.35	0.21	0.50	0.17	0.51
	2	0.09	0.19	0.07	0.28	0.11	0.32	0.19	0.45	0.16	0.46
	1	0.08	0.18	0.06	0.24	0.09	0.29	0.17	0.41	0.14	0.42
		隔震層	0.06	-	0.06	-	0.08	-	0.15	-	0.13
韌性比	9	0.16	0.34	0.15	0.43	0.18	0.37	0.21	0.42	0.17	0.42
	8	1012	2191	994	2783	1156	2377	1335	2715	1079	2726
	7	2708	5847	2754	7590	3195	7193	4236	8926	3302	8669
	6	4363	9252	4498	11550	4595	11749	7453	15658	5685	15839
	5	5053	11006	5468	13776	4842	14223	9712	20026	7256	20788
	4	5342	12305	5860	15040	6071	16536	11400	23716	8398	24385
	3	6303	12807	5869	16306	7389	19438	12478	28346	9401	29366
	2	6528	12043	5612	18602	8308	21727	13152	31239	10603	32116
	1	6548	14043	5105	20431	8299	23615	13658	33182	11587	33894
		隔震層	6516	15584	5353	20488	7711	25317	14255	35662	12435
傾倒彎矩 (kN/m)	9	6131	-	6518	-	8675	-	15666	-	14202	-
	8	0.31	0.68	0.31	0.86	0.36	0.73	0.41	0.84	0.33	0.84
	7	0.24	0.53	0.25	0.69	0.29	0.65	0.38	0.81	0.30	0.78
	6	0.20	0.43	0.21	0.54	0.21	0.55	0.35	0.73	0.26	0.74
	5	0.16	0.35	0.17	0.44	0.15	0.45	0.31	0.64	0.23	0.66
	4	0.13	0.29	0.14	0.36	0.14	0.39	0.27	0.57	0.20	0.58
	3	0.12	0.25	0.11	0.31	0.14	0.37	0.24	0.54	0.18	0.56
	2	0.10	0.19	0.09	0.30	0.13	0.35	0.21	0.50	0.17	0.51
	1	0.09	0.19	0.07	0.28	0.11	0.32	0.19	0.45	0.16	0.46
		隔震層	0.08	0.18	0.06	0.24	0.09	0.29	0.17	0.41	0.14

LEVEL 2 地震力作用下 Y 方向反應分析結果一覽表

地震波		TAP014 EW		TAP014 NS		TAP020 EW		TAP020 NS		TAIPEI	
項目	樓層	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震	隔震	耐震
層間剪力 (kN)	9	1302	2905	1112	3686	1104	3733	1248	3775	1247	3699
	8	3705	9193	2989	11140	3182	11080	3727	11547	4019	10976
	7	6304	15973	4991	18069	5410	18128	6636	18748	7257	18075
	6	8216	20433	6730	22481	6970	23033	8753	23293	9763	21987
	5	9692	24838	8741	27880	8176	28708	10438	28375	11944	27611
	4	10712	30635	10389	31416	9331	33034	11646	32590	13608	30629
	3	11403	34510	11778	36100	10530	36761	12623	35308	14852	34412
	2	11864	35839	13037	38504	11903	37210	13437	36447	15739	36660
	1	12279	37151	14108	38653	13879	38240	14035	37295	16666	38581
	隔震層	12559	-	15313	-	18164	-	14977	-	19757	-
層剪力係數	9	0.40	0.90	0.34	1.14	0.34	1.15	0.39	1.16	0.38	1.14
	8	0.34	0.83	0.27	1.01	0.29	1.00	0.34	1.04	0.36	0.99
	7	0.29	0.74	0.23	0.84	0.25	0.84	0.31	0.87	0.34	0.84
	6	0.26	0.65	0.22	0.72	0.22	0.74	0.28	0.74	0.31	0.70
	5	0.23	0.59	0.21	0.67	0.20	0.69	0.25	0.68	0.29	0.66
	4	0.20	0.59	0.20	0.60	0.18	0.63	0.22	0.62	0.26	0.59
	3	0.18	0.55	0.19	0.58	0.17	0.59	0.20	0.56	0.24	0.55
	2	0.16	0.49	0.18	0.52	0.16	0.51	0.18	0.49	0.21	0.50
	1	0.14	0.43	0.16	0.45	0.16	0.44	0.16	0.43	0.19	0.45
	隔震層	0.12	-	0.14	-	0.17	-	0.14	-	0.19	-
韌性比	9	0.20	0.45	0.17	0.57	0.17	0.58	0.19	0.58	0.19	0.57
	8	0.31	0.78	0.25	0.96	0.27	0.95	0.32	1.00	0.34	0.94
	7	0.33	0.83	0.26	1.00	0.28	1.01	0.35	1.12	0.38	1.00
	6	0.32	0.79	0.26	0.94	0.27	0.99	0.34	1.02	0.38	0.91
	5	0.29	0.79	0.26	1.06	0.24	1.28	0.31	1.19	0.36	1.00
	4	0.28	1.03	0.28	1.19	0.25	1.52	0.31	1.43	0.36	1.03
	3	0.30	1.34	0.31	1.52	0.28	1.60	0.34	1.43	0.39	1.32
	2	0.28	1.19	0.31	1.56	0.28	1.38	0.32	1.27	0.37	1.30
	1	0.24	0.93	0.28	1.09	0.27	0.99	0.27	0.94	0.33	1.07
	隔震層	0.00	-	0.00	-	0.00	-	0.00	-	0.00	-
傾倒彎矩 (kN/m)	9	5831	13013	4980	16515	4946	16725	5591	16915	5587	16572
	8	22364	54113	18370	66243	18891	66272	21906	68506	23589	65295
	7	49378	125329	39505	146913	42801	147306	51615	152376	56097	146178
	6	86053	215893	68130	245431	73935	249403	90780	254757	99832	244676
	5	129105	322364	103333	364396	110335	374173	137479	374369	153347	358512
	4	176333	443486	149326	501561	150503	516036	189641	513604	214305	491274
	3	233428	598931	208715	671706	199909	694183	254247	688280	290345	653505
	2	293052	781923	274478	848844	253051	881981	323668	872174	371662	825789
	1	362287	986941	355050	1051077	317069	1102267	405299	1087263	467718	1038917
	隔震層	383450	-	380930	-	337702	-	429266	-	497668	-

隔震結構在承受各種不同的地震波下，計算求得最大反應剪力包絡線豎向分佈曲線，依據此曲線求得結構物各構材韌性比，分析結果如下圖所示。



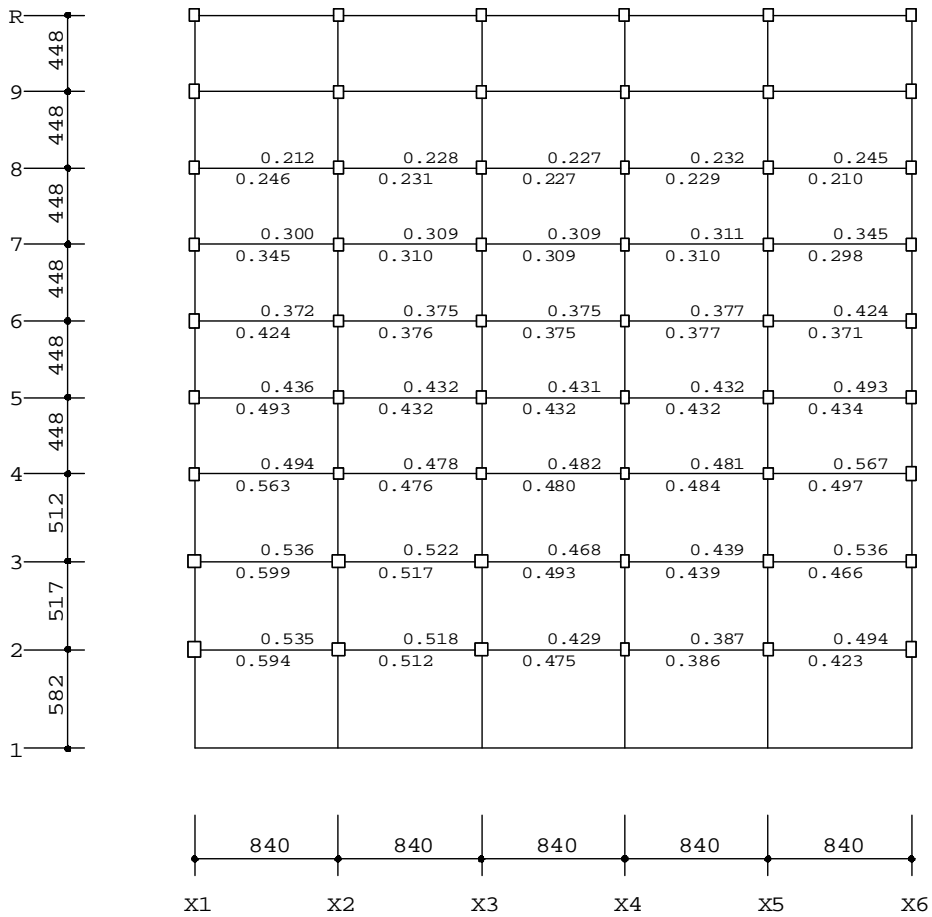
韌性比 (C 構架)

(X-DIR)

FRAME FRE

LOAD FACTOR 1.00

UNIT
STORY HEIGHT : CM
SPAN LENGTH : CM



COLLAPSE MECHANISM OF FRAME

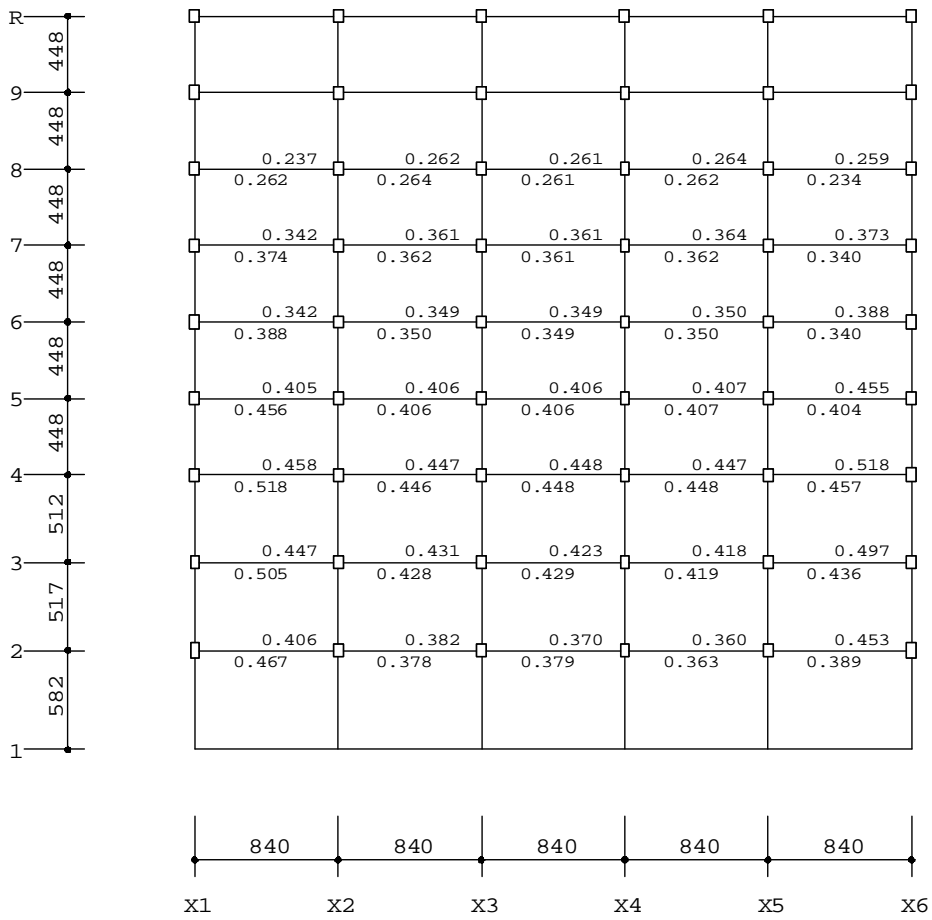
韌性比 (E 構架)

(X-DIR)

FRAME FRF

LOAD FACTOR 1.00

UNIT
STORY HEIGHT : CM
SPAN LENGTH : CM



COLLAPSE MECHANISM OF FRAME

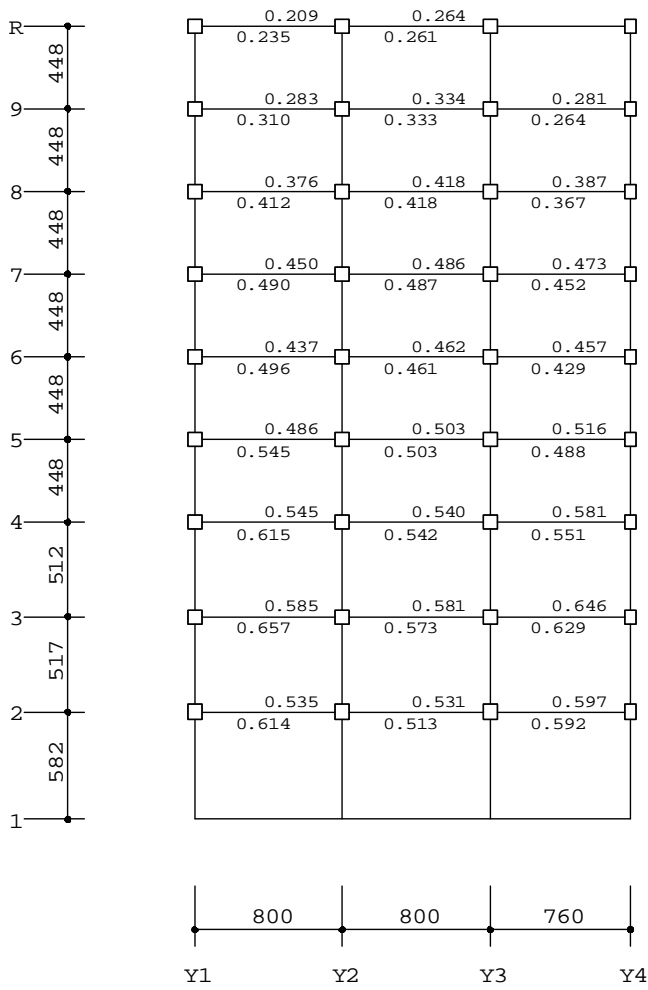
韌性比 (F 構架)

(X-DIR)

FRAME FR3

LOAD FACTOR 1.00

UNIT
STORY HEIGHT : CM
SPAN LENGTH : CM



COLLAPSE MECHANISM OF FRAME

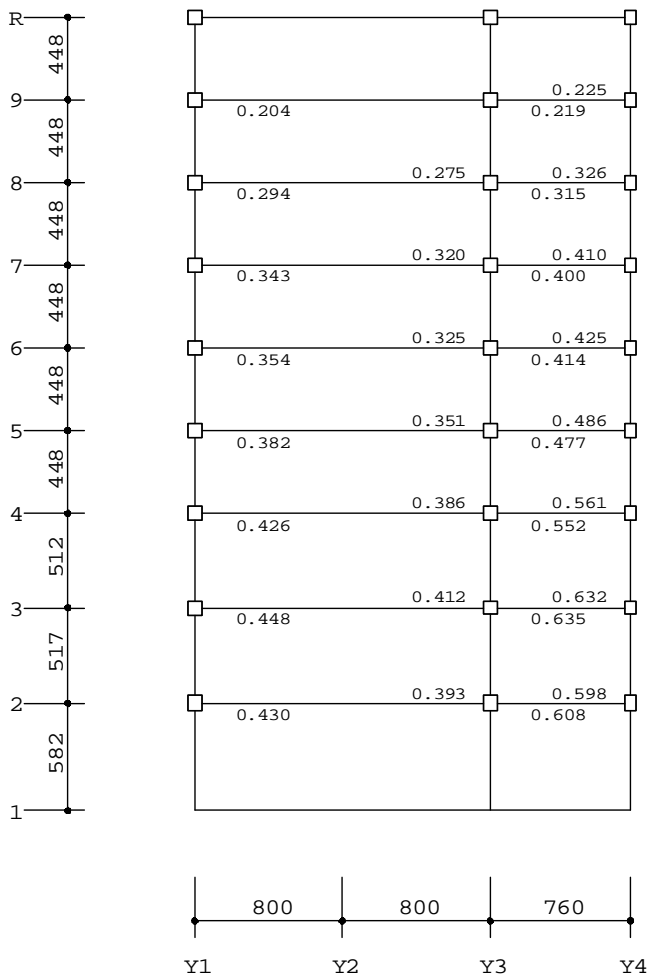
韌性比 (3 構架)

SYOUKA BANK (X-DIR)

FRAME FR4

LOAD FACTOR 1.00

UNIT
STORY HEIGHT : CM
SPAN LENGTH : CM



COLLAPSE MECHANISM OF FRAME

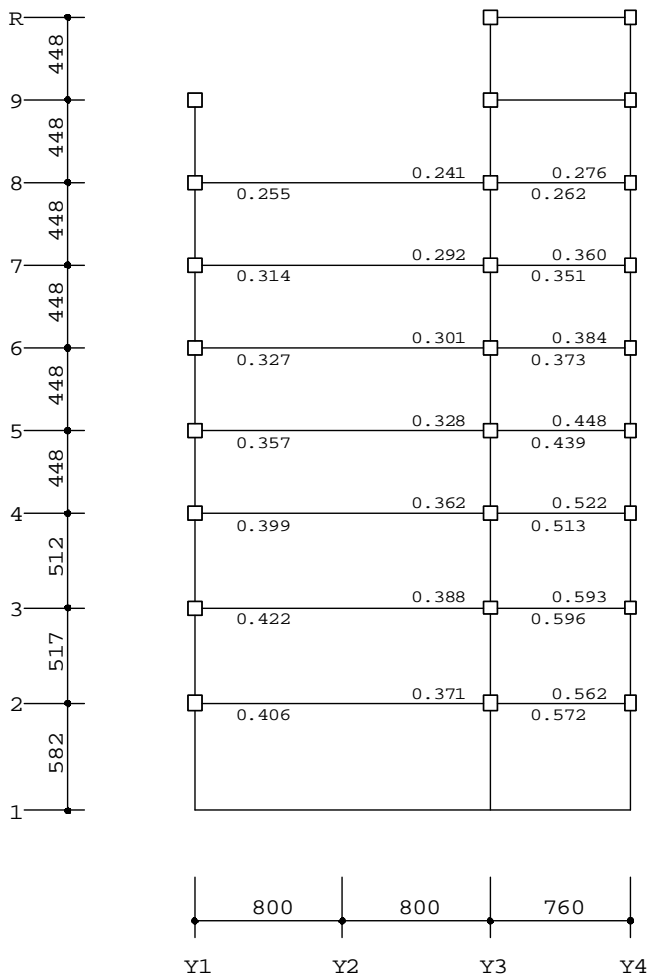
韌性比 (4 構架)

SYOUKA BANK (X-DIR)

FRAME FR5

LOAD FACTOR 1.00

UNIT
 STORY HEIGHT : CM
 SPAN LENGTH : CM



COLLAPSE MECHANISM OF FRAME

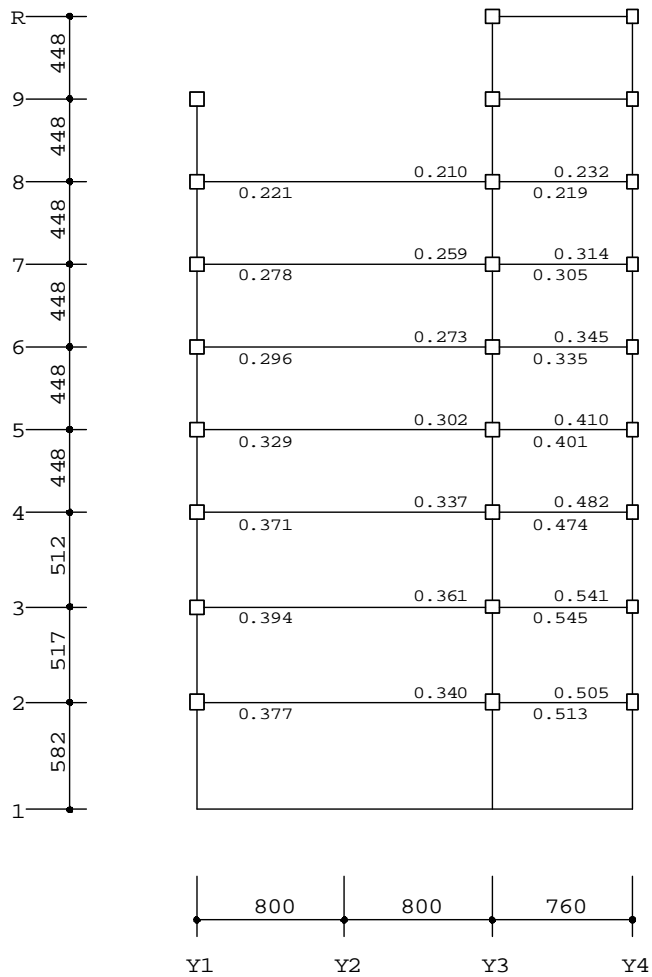
韌性比 (5 構架)

SYOUKA BANK (X-DIR)

FRAME FR6

LOAD FACTOR 1.00

UNIT
 STORY HEIGHT : CM
 SPAN LENGTH : CM



COLLAPSE MECHANISM OF FRAME

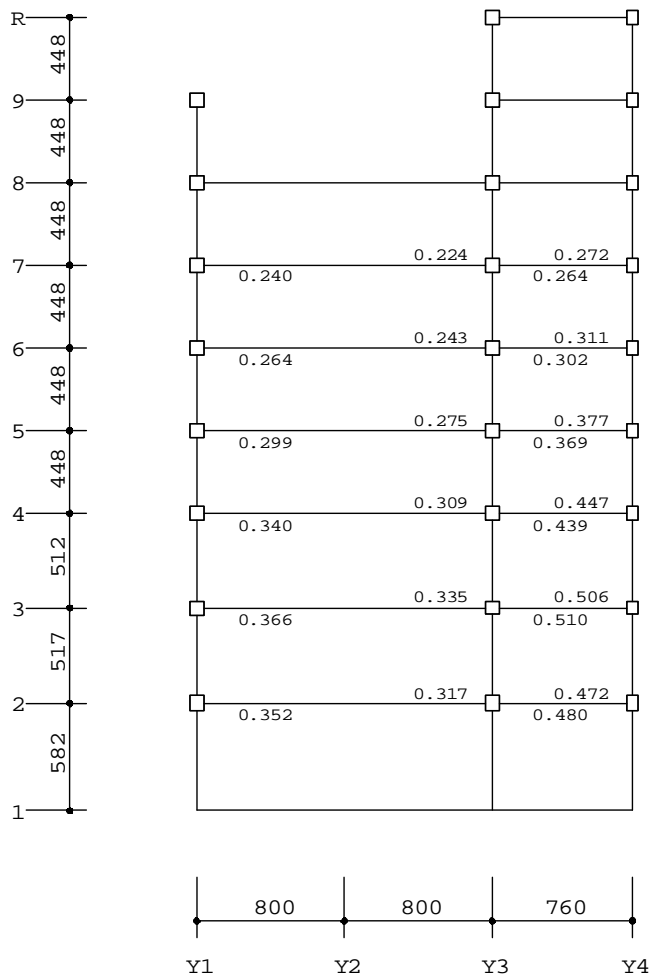
韌性比 (6 構架)

SYOUKA BANK (X-DIR)

FRAME FR7

LOAD FACTOR 1.00

UNIT
 STORY HEIGHT : CM
 SPAN LENGTH : CM



COLLAPSE MECHANISM OF FRAME

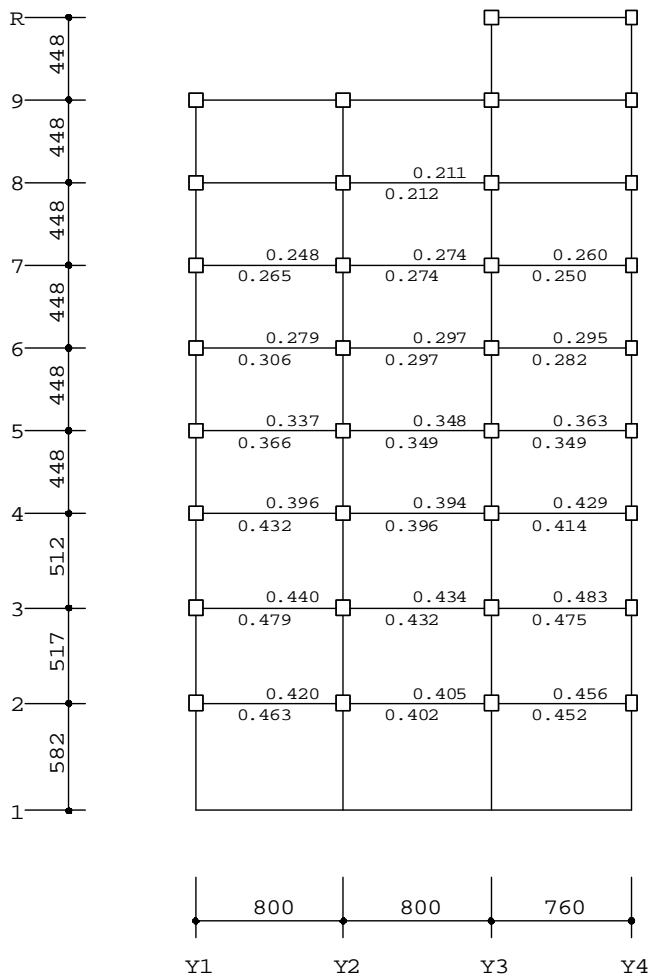
韌性比 (7 構架)

SYOUKA BANK (X-DIR)

FRAME FR8

LOAD FACTOR 1.00

UNIT
 STORY HEIGHT : CM
 SPAN LENGTH : CM



COLLAPSE MECHANISM OF FRAME

韌性比 (8 構架)

針對 LEVEL1 與 LEVEL2 各種地震波作用下，經動力解析計算求得結構物及其構材最大反應，其分析結果綜合整理如下表所。

		X 方向		Y 方向	
		隔震結構	耐震結構	隔震結構	耐震結構
LEVEL1 時 振 動 解 析	最大反應 層間變位角及 層間變位	1/294 (3F) (1.74cm) TAP013EW	1/ 58 (3F) (8.87cm) TAP020NS	1/293 (3F) (1.75cm) TAP013EW	1/ 64 (3F) (8.02cm) TAP020NS
	最大反應 層間剪力係數 (1F)	0.150 TAIPEI	0.445 TAP020NS	0.136 TAIPEI	0.434 TAIPEI
	最大反應 加速度 (RFL)	328.3 TAP020NS	951.6 TAP014NS	309.4 TAP013EW	934.7 TAP014NS
	最大反應 層間韌性比	0.338 (8F) TAP020NS	1.523 (3F) TAP020NS	0.329 (7F) TAP013EW	1.333 (3F) TAP020NS
	最大反應 隔震層變位	32.72 TAIPEI	—	32.72 TAIPEI	—
LEVEL2 時 振 動 解 析	最大反應 層間變位角及 層間變位	1/209 (3F) (2.45cm) TAIPEI	1/ 49 (3F) (10.44cm) TAP020EW	1/216 (3F) (2.37cm) TAIPEI	1/ 53 (3F) (9.65cm) TAP020EW
	最大反應 層間剪力係數 (1F)	0.196 TAIPEI	0.452 TAIPEI	0.193 TAIPEI	0.448 TAP014NS
	最大反應 加速度 (RFL)	358.1 TAP013EW	1001.0 TAP020EW	364.3 TAP013EW	992.1 TAP020NS
	最大反應 層間韌性比	0.420 (3F) TAIPEI	1.793 (3F) TAP020EW	0.395 (3F) TAIPEI	1.603 (3F) TAP020EW
	最大反應 隔震層變位	46.97 TAIPEI	—	47.23 TAIPEI	—
彈塑性解 析	最大反應 構材韌性比	0.599 (3FL·梁)	—	0.657 (3FL·梁)	—

5.結論

隔震結構在 LEVEL1 與 LEVEL2 各種地震波作用下，經動力分析求得結構物及其隔震系統的反應值，針對分析結果的反應值檢討其是否符合原設定之安全性能目標值，並進一步與耐震結構分析結果做比較。其分析結果檢討如下：

- (1)本案分析結果顯示，最大反應層間變位角均控制在 1/200 以下，與耐震結構模型反應結果相較之下，隔震結構層間變位角受到顯著的控制，且其值低於性能目標值 1/100，故上部結構之層間變位角達成原設定結構性能目標。
- (2) LEVEL1 及 LEVEL2 之最大反應隔震層變位為 32.72cm 與 47.23cm，兩種 LEVEL 的地震力作用下，計算求得之最大反應隔震層變位皆低於原性能目標值 33cm 及 50cm，故隔震層變位達成原設定隔震性能目標。
- (3)隔震結構經非線性動力分析計算得到最大反應剪力包絡線豎向分佈曲線，再經由彈塑性分析求得結構物各桿件之韌性比，分析結果顯示，隔震結構的韌性比皆小於 1，表示隔震結構之桿件變位皆未達降伏變立，亦即所有桿件最大反應力與變位的關係皆處於彈性範圍內，故上部結構各桿件之韌性比皆達成原設定結構性能目標。

第七章 結論

隔制震結構在美國、日本等諸先進國家的實施案例中，實際在遭受到大地震時(如 1994 年美國北嶺大地震與 1995 年日本神戶大地震)，驗證了其效果，在地震頻繁的台灣，實應積極推廣，本研究報告研究成果有下列結論與建議。

1. 日本隔制震技術在建築物上之應用已有相當的歷史(20 年以上)及豐富的實績(隔震結構 1000 棟以上與制震結構 400 棟以上)，並且有較完整的設計規範與相關制度(設計審查制度、裝置認證制度)，實可提供我國在未來發展隔制震技術及修訂規範之參考。
2. 現行台灣已訂定的建築物隔震規範(2002.4.1 施行)，應該針對整體制度面再行檢討，尤其在實體試驗的規定，可能會造成各個案件沉重的經濟負擔，以致防礙隔制建築物的普及化。
3. 建立一套完整的分析流程，使工程師易於瞭解及分析設計，針對隔制震裝置特性，建立合理的分析模型，提高設計可靠度。
4. 靜力分析方法雖已公佈實際，但實務界大多尚未熟析此方法，實際隔制震設計尚以非線性歷時分析為之。
5. 本研究案分析例中，介紹隔震器與隔震用阻尼器之隔震設計方法及流程(靜力與動力分析流程)，可供設計者參考。
6. 日本制震規範今年(2002 年 10 月 1 日)才剛完成，所以本研究案在時間上未及做制震實例分析，留待今後研究課題。

※参考文献

1. 日本建築学会：免震構造設計指針、2001
2. 高山峯夫：免震構造用天然ゴム系積層ゴムアイソレータの限界性能、日本建築学会技術報告集、第1号、1995.12
3. 瓜生満、鈴木政美、吉江慶佑ほか：高面圧下における積層ゴムアイソレータの實大實驗(その1～その3)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1995.8
4. 北村春幸、多田英之ほか：高面圧下における積層ゴムアイソレータの基本特性(積層ゴムの構造に基づく比較)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1995.8
5. 秋山宏：第1層エネルギー集中型柔剛混合構造の地震応答予測、日本建築学会論文報告集、第400号、1989.6
6. 山口昭一ほか：兵庫県南部地震での観測記録とシミュレーション、日本建築学会シンポジウム資料「免震構造の研究と設計」1996.10
7. 瓜生満ほか：免震構造物の上下動地震応答特性に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、1998.9
8. 多田英之監修「4秒免震への道」理工図書、1997
9. 可児、岩部、高山ほか：天然ゴム系・高減衰型・鉛プラグ入り積層ゴムのオフセットせん断—引張特性試験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp559-564、1999.9
10. 建築構造システム研究会編：図説テキスト 建築構造 構造システムを理解する、彰國社、1997
11. 唐家祥、劉再華，建築結構基礎隔震，1997
12. 田村和夫，軟弱地盤及免震構造，建築技術，2001年7月，pp.149-53。
13. 川端一三、高山正春、西川泰弘、木村雄一，超高層免震住宅的設計例，建築技術，2001年7月，pp.154-57。
14. 小崎均、村上勝英，中間層免震的設計力，建築技術，2001年7月，pp.158~161。
15. 高杉庸司、石井満、鈴木明雄、長谷川治，竣工後10年建物の免震効果，MENSIN, No.33, pp47-48，2001年8月。
16. 上野薫，静岡縣中部-地震之地震観測結果與模擬解析，MENSIN, No.33, pp.49-51，2001年8月。
17. 清水建設免制震研究会，「耐震・免震・制震のわかる本」，1994.4
18. 社団法人日本建築構造技術者協会，「構造レトロフィット特殊耐震・免震・制震改修の事例」，2001.6。
19. 財団法人建築保全センター「建築改修工事監理指針(下卷)平成10年版」，1999.9
20. 日本免震構造協会，「米國免震構造調査報告-免震とレトロフィット」，1996.4

21. 日本免震構造協会、日本建築センター、「免震建築物の技術基準解説及び計算例とその解説」, 1996.4
22. 營建雜誌社, 「建築物隔震設計規範」, 2002.4
23. 張國鎮、黃震興、蘇晴茂、甘錫澄, 「建築物隔震消能規範之示範計劃」, 內政部建築研究所計畫 882015、1999.6

※附錄一：日本隔震建物外審一覽表

建築物隔制震設計規範與實務之研究比較

出版機關：內政部建築研究所

電話：(02)2736-2389

地址：台北市敦化南路二段 333 號 13 樓

網址：<http://abri.gov.tw>

出版年月：92 年 12 月

版（刷）次：初版

工本費：

GPN: 1009205120

ISBN: 957-01-6239-2