

行政院原子能委員會
委託研究計畫研究報告

110 年核電廠結構/設備受潛在地震
之安全影響及因應管制技術研究

**Safety Impact and Regulatory Technology Research for NPP
Structures/Components under Potential Earthquakes (2021)**

計畫編號：110B013

受委託機關(構)：財團法人成大研究發展基金會

計畫主持人：洪李陵

聯絡電話：(06) 2757575 轉 63125

E-mail address：llhong@mail.ncku.edu.tw

協同主持人：朱世禹、侯琮欽、王雲哲、鍾興陽

研究期程：中華民國 110 年 5 月至 110 年 12 月

研究經費：新臺幣 265 萬元

核研所聯絡人員：徐康耀

報告日期：110 年 12 月 5 日

110 年核電廠結構/設備受潛在地震 之安全影響及因應管制技術研究

地震危害度高階分析之隱沒帶地震地動特性
邏輯樹與權重合理性之檢視

核電廠新一代地動反應分析管制技術研究(II)

核電廠新一代土壤-結構互制分析管制技術研究(II)

核電廠結構/設備耐震分析管制技術研究(II)

受委託機關(構)：財團法人成大研究發展基金會

計畫主持人：洪李陵

協同主持人：朱世禹、侯琮欽、洪崇展、王雲哲、鍾興陽

研究期程：中華民國 110 年 5 月至 110 年 12 月

研究經費：新臺幣 265 萬元

行政院原子能委員會 委託研究

中華民國 110 年 12 月

(本報告內容純係作者個人之觀點，不應引申為本機關之意見)

目 錄

中文摘要	1
Abstract	4
壹、計畫緣起與目的	7
貳、研究方法與過程	16
一、地震危害度高階分析之隱沒帶地震地動特性邏輯樹與權重合理性 之檢視.....	16
二、各種地盤反應分析方法相關文獻以及產生土壤危害度一致反應譜 建議程序之技術文獻	47
三、線彈性假設分析與現地量測資料比對探討及等值線性分析在時間 序列之比較探討	107
四、PWR 結構監測資料-搖擺可能性檢查	138
五、各種地盤反應分析方法之綜合比對研析	144
六、分析時考慮土壤結構互制效應	165
七、基礎輸入反應譜之獲取	177
八、土壤結構互制之 V&V 案例研析	183
九、以保守確定式破壞餘裕法(CDFM)計算 HCLPF 值.....	197
十、安全停機路徑之關鍵組件之案例研究	202
參、主要發現與結論	246
肆、參考文獻	288

中文摘要

為因應台灣電力公司的核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫之後續相關管制需求，本計畫檢視隱沒帶地震地動特性的邏輯樹和權重分配之合理性。地震對不同週期結構系統的振動幅度與地震規模、斷層型態、震源和場址相對方位、以及場址地況等因素有關，常以地動估計方程式描述地動特性。在考慮地動估計方程式的知識不確定性中，隱沒帶板塊內部地震地動特性的邏輯樹共有三個節點，分別為中數 GMPE 的選擇、單一測站標準差模式和混合常態分佈模式；隱沒帶板塊介面地震地動特性的邏輯樹多了一個節點：邊緣效應係數。經由檢視各個節點的分支和權重配置後，本計畫針對隱沒帶地震地動特性的邏輯樹和權重合理性提出建言。

原能會要求台電核電廠執行 PSHA SSHAC-3 再評估計畫，包含震源和地動特性等輸入資訊的詳細評估，其中地動特性描述地動分佈與地震規模、斷層型式、震源-工址幾何方位、和工址條件的關係。核電廠新一代地動反應分析管制技術研究，將採多年期根據新的 SSHAC-3 震源危害度輸入資料庫，配合台電對台灣核電廠廠址進行之現地實驗土壤參數資料，考慮台灣已有之歷史地震事件的實際量測特性，進行地震危害度之重新評估，其中亦包含核電廠場址之地盤反應分析(Site Response Analysis, SRA)。

本研究基於波傳理論，進行地盤反應分析軟體 STRATA 之驗證，並根據 PWR 廠井下觀測資料，利用頻率響應函數(FRF)進行地層轉換函數運算，並與傳統之經驗地層轉換函數比較，同時根據現有地層參數，建立 PWR 電廠預估理論地層模型，將模型輸入 STRATA 進行地表震動特性之預估，同時比較不同模型之影響，藉

此探討一維波傳假設於 PWR 電廠地層之適用程度，以及以現有資料所建立之預估模型，是否足以描述 PWR 電廠地層特性。透過逐年檢視既有之分析技術與相關導則，協助建立核電廠新一代地動反應分析管制技術，以期能對於基於性能設計概念並考慮場址特性之地盤反應譜(GMRS)及場址基礎設計反應譜(FIRS)進行合理的管制。

本計畫針對核能結構地震反應分析之導則與案例進行研析，包含分析時考慮土壤結構互制效應、基礎輸入反應譜之獲取以及土壤結構互制 V&V 案例研析。探討包含結構物基礎與地表相對位置不同、土壤組成差異以及分析時之輸入頻率差異等因素對於結構反應分析結果之改變。本計畫除特別考慮不同震源導致之土壤性質差異所造成的效應外，並新增檢視兩個土壤結構互制 V&V 案例，比較不同分析模型建立，以及分析輸入位置等變因對分析結果準確度之影響。

2011 年 3 月 11 日本福島核電廠事故後，美國核能管制委員會(USNRC)成立短期任務小組(Near-Term Task Force, NTTF)，並提出關於核電廠強化措施的 12 項建議，以增強核電廠抵抗災害的能力，其中 NTTF 的第二項建議(Recommendation 2)要求核電廠業主(被許可方)重新評估和升級每個運作的反應爐的 SSC 的設計基礎耐震和防洪保護能力與措施以降低相關風險，為了因應此項建議，美國電力研究院(Electric Power Research Institute, EPRI)完成加速耐震評估程序(Expedited Seismic Evaluation Process, ESEP)的報告 EPRI 3002000704 以協助核能管制單位與核電廠業主在短時間完成核電廠重要 SCC 的耐震評估，在核電廠加速耐震評估程序(ESEP)中，有關安全停機路徑中的關鍵結構與設備的耐震能力評估至為重要，本計

畫將協助安全停機路徑中的關鍵結構與設備耐震度分析與檢視之管制技術的建立，以期能協助核能管制單位有效檢視核電廠關鍵結構與設備的加速耐震評估程序進行。

關鍵字：隱沒帶地震、地動特性、邏輯樹、地盤反應分析、經驗地層轉換函數、頻率響應函數、土壤結構互制、基礎輸入反應譜、有限元圍阻體模型、加速耐震評估程序、保守定性量式損壞餘裕法、高信心與低損壞機率

Abstract

On demand of regulatory investigation on the PSHA SSHAC-3 project executed by TPC for its NPPs, this project will study the reasonability on the logic trees of the ground motion characterization for subduction sources. The vibration amplitudes of structures with different periods due to earthquakes are related to magnitude, type of faulting, source-to-site geometry, and site condition, which are included in GMPEs to describe the ground motion characterization. There are three nodes in the logic tree of the ground motion characterization for subduction intraslab sources, median GMPEs, model of single-station standard deviation, and mixture model, in order to consider the epistemic uncertainty associated with GMPEs. Additional node are used in the logic tree of the ground motion characterization for subduction interface sources, edge effect factor. After investigation, this project offers suggestions on the branches and weights in the logic tree of the ground motion characterization for subduction sources.

The Atomic Energy Council (AEC) of Taiwan requests the Taiwan Power Company (TPC) to follow the Senior Seismic Hazard Analysis Committee (SSHAC) Level 3 process to reevaluate seismic hazard, including the Site Response Analysis (SRA) of the nuclear power plants. This research will first verify the site response analysis program, STRATA, based on one-dimensional wave propagation theory. Then, in order to establish the site response analysis model, the down-hole array data of the PWR plant is analyzed by using the Frequency Response Function (FRF) and is compared with the traditional Empirical Transfer Function (ETF). According to the new SASW and MAM data along with the reinterpreted P/S logging data, the best estimate and lower and upper range VS profiles are developed during the seismic hazard and

screening procedure. The site response model proposed in this study is developed based on these new site-specific shallow Vs profiles. Finally, the site model of the PWR plant is adopted to evaluate the ground responses of minor to moderate earthquake events by using STRATA based on the Darendeli model.

This document also reports case studies as well as guidelines for NPP structures when the soil-structure interaction under seismic excitation should be considered. Concerns in the response analysis include SSI effects and the derivation of the FIRS. Prior V&V case studies were employed here severing as the demonstration examples that fulfill the recommendations in ISG-17 guideline. Elevation differences between the ground surface and the foundation, composition of the soil profiles, and the consistency of the input spectrum would produce significant impacts on the results of SSI analysis and should always be considered. Our primary investigation also focused on the concerns of the different soil properties caused by the earthquake source that may have somewhat alter the SSI responses. The investigated V&V case studies (two extra cases combined with the prior three cases) also compare the influences on the analysis accuracy caused by the initial built/presumed FEM models as well as the location of the excitation input.

After the accident at the Fukushima nuclear power plant in Japan on March 11, 2011, the United States Nuclear Energy Regulatory Commission (USNRC) established a Near-Term Task Force (NTTF) and put forward 12 recommendations on strengthening measures for nuclear power plants to enhance their resistance to disasters, the NTTF's second recommendation (Recommendation 2) requires the nuclear power plant owner (licensee) to re-evaluate and upgrade as necessary

the design basis seismic and flooding protection of the SSCs for each operating reactor to reduce related risks. In response to this recommendation, the Electric Power Research Institute (EPRI) developed the Expedited Seismic Evaluation Process (ESEP) through the report EPRI 3002000704 (2013) to assist nuclear energy regulators and nuclear power plant owners to complete the seismic evaluation of the important SCCs of nuclear power plants in short time. In the expedited seismic evaluation process (ESEP) of nuclear power plants, it is very important to evaluate the seismic capability of key structures and equipments in the safe shutdown path. This plan will assist in the safe shutdown path. The establishment of control technology for seismic analysis and inspection of key structures and equipment is expected to assist nuclear energy control units to effectively review the accelerated seismic evaluation procedures of nuclear power plants.

Key words: Subduction Source, Ground Motion Characterization, Logic Tree, Site Response Analysis, Empirical Transfer Function, Frequency Response Function, Soil-Structure Interaction, Foundation Input Response Spectrum, FEM Containment Model, Expedited Seismic Evaluation Process, Conservative Deterministic Failure Margin Method, High Confidence Low Probability Failure

壹、計畫緣起與目的

地震發生的時空和強弱，以及對場址的影響，很難精確預測，通常改以機率方式描述，例如場址某一振動幅度的年超越機率或回歸期等，此即機率式地震危害度分析(Probabilistic Seismic Hazard Analysis, PSHA)的範疇。地震發生的時空和強弱分佈，即為震源特性；對場址的影響程度，即為地動特性。隨著地震知識和地震資訊日漸增多，PSHA 考慮的震源特性和地動特性愈益複雜。對非常重要的結構物進行 PSHA，其運作程序應有嚴格規範，以確保分析結果的公信力。台灣電力公司四座核能電廠執行符合美國資深地震危害度分析委員會第 3 等級(SSHAC-3) (USNRC, 1997; USGS, 2009; USNRC, 2012)的 PSHA 再評估計畫，目前已將完成 PPRP 簽署的危害度輸入文件(Hazard Input Document, HID) (NCREE, 2019a)陳報原子能委員會，其中第三冊為地動特性 (Ground Motion Characterization, GMC)技術報告(NCREE, 2019b)。為了因應日後台灣電力公司 PSHA 再評估計畫實質審查之需，今年度本計畫的工作項目擬檢視地殼斷層震源地動特性邏輯樹權重分配之合理性。

發生一次地震對場址的影響程度，通常簡化為地動估計方程式 (Ground Motion Prediction Equation, GMPE)。地動特性主要探討 GMPE 本身與所含變數的隨機和知識不確定性，以及採用 GMPE 的頻率，亦即地震發生次數的多寡。台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫的 GMPE 有三種不同形式(NCREE, 2019b)，分別適用於地殼震源 (Crustal GMPE)、隱沒帶板塊內部震源(Subduction Intraslab GMPE)、和隱沒帶板塊介面震源(Subduction Interface GMPE)，如表 0-1 所列。Crustal GMPE 除了套用於淺層地殼震源和活動斷層震源之外，還可

以應用於地殼帶介面下震源、火山震源、和分支斷層(Splay Fault)震源。Subduction Intraslab GMPE 除了套用於隱沒帶板塊內部震源之外，還可以應用於深層地殼震源；Subduction Interface GMPE 只適用於隱沒帶板塊介面震源。以琉球隱沒帶為例，淺層地殼震源、深層地殼震源、隱沒帶板塊內部震源和隱沒帶板塊介面震源如圖 0-1 所示。隱沒帶板塊內部和隱沒帶板塊介面震源地動估計方程式為本計畫今年度的檢視對象。

地動估計方程式採用地震規模、斷層型式、震源-工址幾何方位、和工址條件等變數估計最大地表加速度(Peak Ground Acceleration, PGA)和擬譜加速度(Pseudo-Spectral Acceleration, PSA)等地動和系統反應極值的中數和標準差。GMPE 的變數含有隨機性，其估計屬於震源特性(Seismic Source Characterization, SSC)的範疇；GMPE 本身亦有不確定性，分為隨機不確定性（方程式估計值，以標準差為代表）和知識不確定性（方程式組成、機率分佈模式、標準差大小、和適用範圍等）兩類，其估計屬於地動特性(Ground Motion Characterization, GMC)的範疇。結合 GMPE 變數和估計值的隨機不確定性，以及 GMPE 的相關知識不確定性，可進行 PSA 的 PSHA，結果以年超越曲線和機率反應譜呈現。本計畫今年度探討隱沒帶震源地動特性（即 GMPE）的知識不確定性。

台灣地區位處環太平洋火山地震帶，地震頻繁，因此對於工程結構物不論是設計或施工以及安全評估等皆有相當嚴謹之規定，大型公共工程建設往往作為民生產業的重要根基，是故其耐震評估技術要求勢必更加嚴格，其中核能發電廠作為高度重要建設，其安全要求亦須最為嚴謹。

台灣電力公司核能發電廠因應原能會之要求進行機率式地震危害度分析(Probabilistic Seismic Hazard Analysis, PSHA) SSHAC-3 之再評估計畫，針對震源和地動特性等輸入資訊的詳細評估，以建立全新的強地動各種描述參數的預測關係(Ground Motion Prediction Equation, GMPE)。本研究將逐年根據新的 SSHAC-3 震源危害度輸入資料庫(Hazard Input Document, HID)，配合台電對台灣核電廠廠址進行之現地實驗土壤參數資料，建立核電廠新一代地動反應分析管制技術，以期能對於基於性能設計概念並考慮場址特性之地盤反應譜(Site-specific Ground Motion Response Spectra, GMRS)及場址基礎設計反應譜(Foundation Level Response Spectra, FIRS)進行合理的管制。

對於發展核能發電廠設計地震動或設計反應譜來說，均需依賴地震危害度分析，並配合最新的地震震源資料以及地盤資料進行地盤反應分析以預測地表反應，每個環節皆涉及到不同的規範與建議，因此本研究逐年將對其相對應之規範進行系統性的整理並進行比對與驗證。

美國核能管制委員會(United States Nuclear Regulatory Commission, U.S.NRC)針對與工址相關之地盤反應，提出基於功能設計法定義之相關技術內涵 RG-1.208，在 RG-1.208 中提到，產生特定工址性能導向 GMRS 的過程可概括如下：

- (1)特定工址和地區的地質、地震、地球物理和岩土勘查
- (2)機率式地震危害度分析(PSHA)
- (3)進行地盤反應分析，需考量當地地質和地形的影響
- (4)選擇合適的性能目標和方法

針對第(2)點與第(3)點部分，在 RG-1.208 以及其附錄 E 亦有提到，RG-1.208 所提供之地盤反應分析法為概略性之方法，如需考慮更多範圍可參考 NUREG/CR-6728，且 PSHA 資料的更新亦須按照 NUREG/CR-6372 之規定進行。

因此本研究將針對上述文獻進行整理，並配合地盤反應分析軟體 STRATA 之進行線彈性以及等值線性分析理論驗證，同時利用量測資料針對 PWR 電廠之土層進行模型之建立，探討模型之適用性，亦將圍阻體考慮土壤結構互制之特性與井下量測之轉換函數進行深入探討，以了解 PWR 電廠周遭場域之整體行為。

台灣地處地震帶，於建築設計上皆須考慮地震可能造成之危害。地震危害程度分析與評估對原能會以及台電核電廠相當重要，其中模擬分析時是否考慮土壤結構互制效應，對於核電廠等大型結構物受地震時的反應有相當程度的影響。本計畫接著針對核能結構地震反應分析之導則與案例進行研析，主要內容有：一、分析時考慮土壤結構互制(Soil Structure Interaction, SSI)效應，二、基礎輸入反應譜之獲取，三、土壤結構互制之 V&V 案例研析，以下將針對各因素之文獻進行討論。

為考慮土層性質之不確定性，美國 NRC SRP 3.7.2 節規定須考慮 best-estimate (BE)、lower-bound (LB)及 upper-bound (UB)等一系列之土層性質。核三廠之設計基準地震應考慮地震安全關機地震(Safe Shutdown Earthquake, SSE，最大地表加速度 PGA 為 0.4g)及操作基準地震(Operating Basis Earthquake, OBE，最大地表加速度 PGA 為 0.2g)兩種條件，為考慮更多參數變化，特加入評估基準地震(Review Level Earthquake, RLE)，而根據美國 NRC 文件

NUREG-1407 對評估基準地震的選定建議，RLE 之地表反應譜應採用 NUREG/CR-0098 中值岩石反應譜(Median Rock Spectra)，核三廠安全有關廠房地基直接落於岩盤上；地震反應譜則採用 NUREG/CR-0098 之中值(50%)岩石反應譜，以及 5%阻尼比。RLE 最大地表加速度 PGA 依據 USNRC SRM to SECY-93-087 設定為 1.67 倍之設計地震地表加速度，因此 $1.67 \times 0.40g = 0.67 g$ 。而依據核能三廠耐震安全餘裕評估計畫中敘述，RLE 採用 $1.67 \times \text{SSE}$ /新事證定值法地震危害度分析結果加一保守度之大值進行評估篩選，故核三廠之 RLE 為 0.72 g，核三廠之設計補強則採用 1.9 倍 SSE 原 FSAR 設計反應譜。

2011 年 3 月 11 日本福島核電廠事故後，美國核能管制委員會 (USNRC) 成立短期任務小組(Near-Term Task Force, NTTF)，並提出關於核電廠強化措施的 12 項建議，以增強核電廠抵抗災害的能力，其中 NTTF 的第二項建議(Recommendation 2)要求核電廠業主(被許可方)重新評估和升級每個運作的反應爐的 SSC 的設計基礎耐震和防洪保護能力與措施以降低相關風險，為了因應此項建議，美國電力研究院(Electric Power Research Institute, EPRI)完成加速耐震評估程序 (Expedited Seismic Evaluation Process, ESEP) 的報告 EPRI 3002000704 以協助核能管制單位與核電廠業主在執行完整的核電廠地震風險評估之前，特別針對核電廠中關鍵的結構與設備的進行短期評估，ESEP 主要在建構一條特定的路徑，將最初的核電廠工作重點放在短期評估上，如此將可引導至迅速修改和補強核電廠中某些最重要的組件，從而提高核電廠的地震安全性。

當核電廠遭受地震侵襲時，核電廠是否能安全停機，至為重要，

因此，在安全停機路徑中關鍵結構與設備的耐震能力將攸關核電廠整體安全，本計畫將蒐集和研析利用加速耐震評估程序對安全停機路徑中的關鍵結構與設備進行耐震度分析的實例，以期能協助核能管制單位有效檢視核電廠關鍵結構與設備之加速耐震評估程序的進行。圖 0-2 為加速耐震評估程序之示意圖，其主要步驟有：篩選 (Screening)、ESEL 設備的挑選 (Expedited Seismic Equipment List Selection)、RLGM 的訂定方法 (RLGM Criteria)、HCLPF 的評估 (HCLPF Evaluation)、ESEL 耐震能力的提升 (ESEL Modification)；圖 0-3 為加速耐震評估程序的詳細流程圖，此流程將透過 GMRS 和 SSE 的詳細比對與邏輯判斷，透過三個情境 (Scenarios) 來決定適當 RLGM，在計算 ESEL 中的設備的 HCLPF 之後，經由各個 ESEL 設備之 HCLPF 與 RLGM 的比對，決定關鍵結構與設備的補強與否，以期在短期間提升核電廠的耐震能力；由圖 0-2 與圖 0-3 所顯示的 ESEP 流程來看，ESEL 中關鍵結構與設備的「高信心低損壞機率」 (High Confidence Low Probability Failure, HCLPF) 計算與分析為加速耐震評估程序的重要步驟。為了能迅速獲得 ESEL 中關鍵結構與設備的 HCLPF 值，加速耐震評估程序主要是以「保守定性量式損壞餘裕法」 (Conservative Deterministic Failure Margin Method, CDFM) 來計算，此方法主要是參考美國電力研究所 (EPRI) 的 NP-6041-SLR1 報告來進行 HCLPF 的計算。

表 0-1 各種震源和三種地動估計方程式對照表(NCREE, 2019b)

Source Type	Used GMPE Type
Shallow crustal source	Crustal GMPE
Beneath interface crustal zone	Crustal GMPE
Deep crustal source	Subduction intraslab GMPE
Volcanic source	Crustal GMPE
Active fault	Crustal GMPE
Splay fault	Crustal GMPE
Subduction interface zone	Subduction interface GMPE
Subduction intraslab zone	Subduction intraslab GMPE

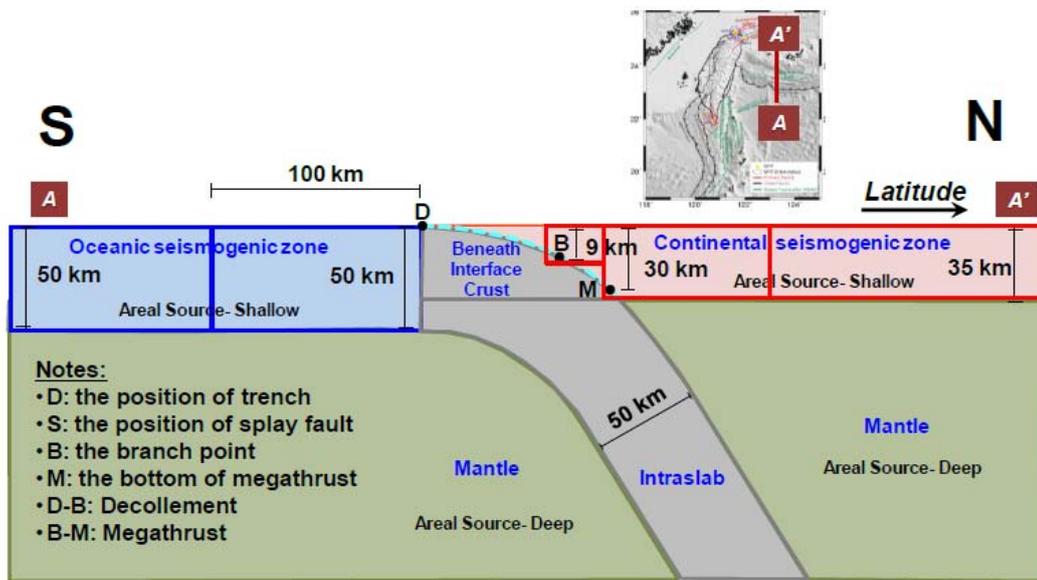


圖 0-1 琉球隱沒帶附近之淺層地殼、深層地殼、隱沒帶板塊內部和隱沒帶板塊介面震源(NCREE, 2019b)

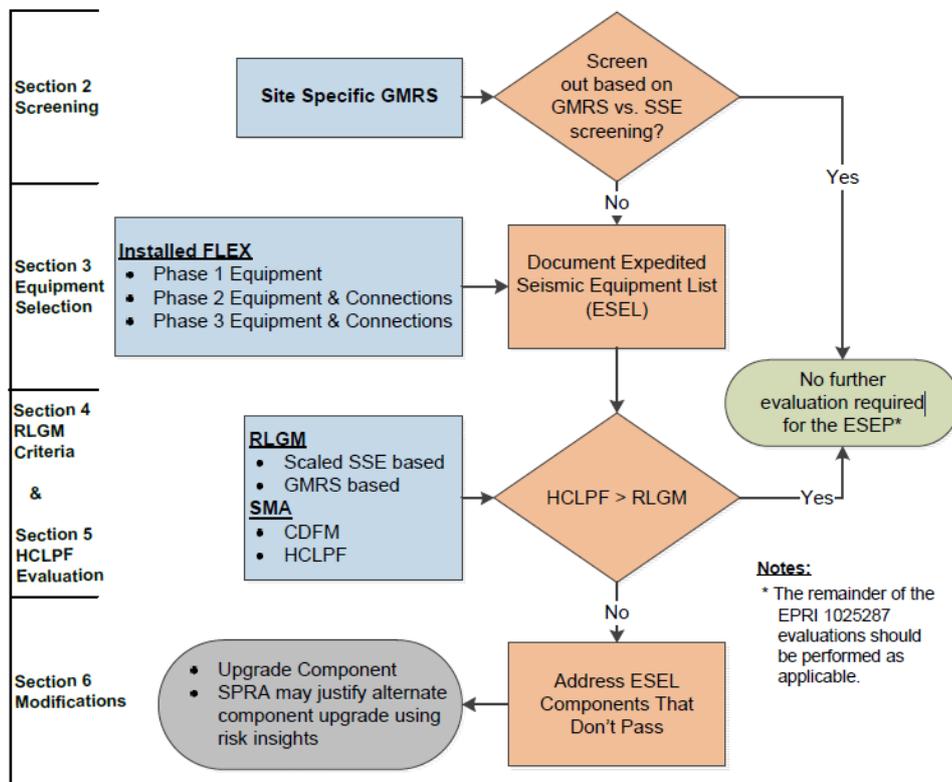


圖 0-2 加速耐震評估程序(ESEP)之示意圖(EPRI 3002000704)

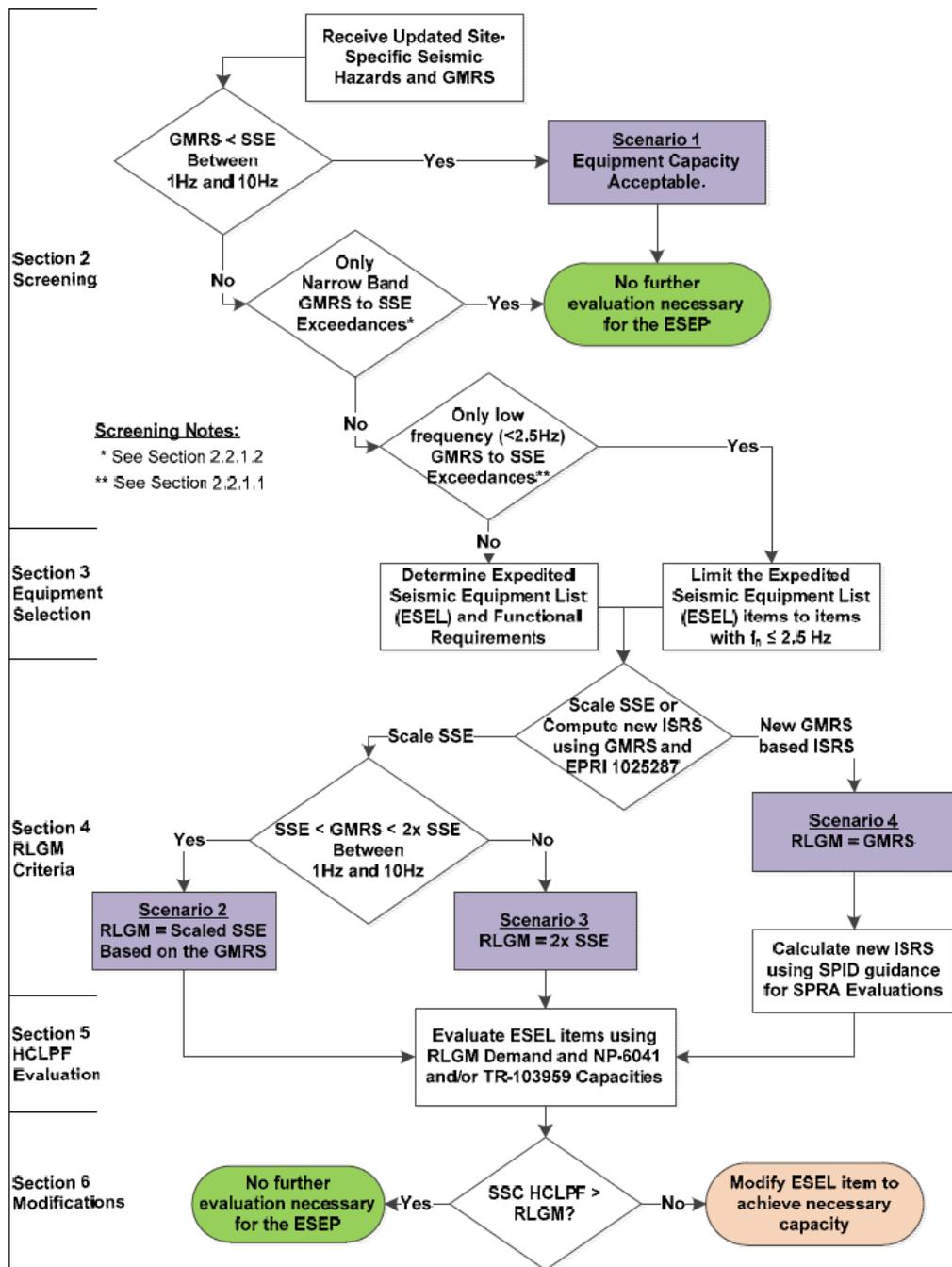


圖 0-3 加速耐震評估程序之詳細流程圖(EPRI 3002000704)

貳、研究方法與過程

一、地震危害度高階分析之隱沒帶地震地動特性邏輯樹與權重合理性之檢視

(一) 邏輯樹和權重

機率式地震危害度分析考慮了震源特性和地動特性的隨機與知識不確定性。隨機不確定性涉及隨機變數，以機率分佈描述隨機不確定性的大小，離散隨機變數的機率分佈為機率質量函數(Probability Mass Function, PMF)，連續隨機變數的機率分佈為機率密度函數(Probability Density Function, PDF)。

知識不確定性涉及係數或經驗公式估計的準確度，一般而言，涉及連續變數，但是為了配合 PSHA 的數值運算，通常簡化為離散變數，再賦予權重（相對權重類似於隨機不確定性的機率）。離散化知識不確定性的解析常以樹狀圖顯示，稱為邏輯樹(Logic Tree)，每一種知識不確定性占據一個節點(Node)，其可能離散數值和權重成為分支(Branch)，邏輯樹的所有知識不確定性需以串聯（即交集）合併處理。

本計畫檢視台灣電力公司核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫的隱沒帶震源地動特性邏輯樹權重分配之合理性，地殼震源、隱沒帶板塊介面震源和隱沒帶板塊內部震源 GMPE 的邏輯樹和權重分別如圖 1-1 至圖 1-3 所示(NCREE, 2019b)，分別有五、四和三個節點。台灣電力公司核電廠 PSHA 計畫的 GMPE 估計參考地盤($V_{S30} \geq 760$ m/sec) 兩水平方向的 RotD50 PSA，亦即此 PSA 在水平方向為中數。GMPE 估計的 PSA 通常假設為對數常態分佈，而 \ln PSA 則為常態分佈，因此 GMPE 估計 PSA 的中數，GMPE 常取成對數型態來估計 \ln PSA

的中數（也是 \ln PSA 的平均數）。

在圖 1-1 至圖 1-3 的邏輯樹中，後兩個節點與 GMPE 估計 \ln PSA 的標準差和其知識不確定性有關，分別為單一測站標準差和混合常態分佈模式。邏輯樹前面的節點與 GMPE 估計 \ln PSA 的中數（平均數）和其知識不確定性有關，三種震源 GMPE 邏輯樹的第一個節點是 GMPE 形式，隱沒帶板塊介面震源 GMPE 邏輯樹的第二個節點考慮邊緣效應，而地殼震源 GMPE 邏輯樹的第二和第三個節點分別為上盤場址的適用性、和弧形斷層(Listric Fault)震源的適用性。

在圖 1-1 至圖 1-3 的邏輯樹中，各有三、二和一個節點只有 1 條分支，其原因不外是為了簡化分析計算，而且其知識不確定性對 PSHA 的結果影響甚小。

在圖 1-1 至圖 1-3 的邏輯樹中，各有兩個節點具有多條分支，其中 GMPE 的中數形式有 17 條分支，分別對應於 17 條代表 GMPE，各有不同的權重；單一測站標準差有 3 條分支所示，對應於單一測站標準差的低值、中值、和高值，權重分別為 0.185、0.63、和 0.185，這兩個節點的分支和權重遂為本計畫的檢視重點。

以下將根據圖 1-2 和圖 1-3 邏輯樹的節點順序，依序檢視權重分配之合理性。

（二）中數 GMPE 的權重

台灣地動資料的規模和距離分佈如圖 1-4 所示，由於缺乏大地震或近域的自由場量測資料，台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫 (NCREE, 2019b) 參考國外強震資料和 GMPE，經由相當複雜的程序建立 GMPE，以涵蓋 GMPE 的知識不確定性。

台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b) 建立隱沒帶代表 GMPE 的步驟如下：

1. 候選(Candidate) GMPE：

收集國內、外 2007 年後已發表的隱沒帶 GMPE，共有 7 條，其中國內 3 條，國外 4 條，稱為候選 GMPE。與淺層地殼候選 GMPE 比較，共有 13 條，國內 3 條，國外 10 條。PSA 對應之週期有 19 個，即 0.01、0.02、0.03、0.05、0.075、0.1、0.15、0.2、0.25、0.3、0.4、0.5、0.75、1、1.5、2、3、4 和 5 s，比淺層地殼候選 GMPE 多了 4 和 5 s 這兩個週期的 PSA。

2. 種子(Seed) GMPE：

在 7 條候選 GMPE 中，有兩條隱沒帶候選 GMPE 的規模效應形態與另外兩條候選 GMPE 相同，且當初非採用台灣強震數據來建立，故被捨棄；另有一條候選 GMPE 因採用 RotD100 PSA 來建立，亦被捨棄。在剩下的 4 候選 GMPE 中，國內兩條隱沒帶候選 GMPE 因應台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫而發展，另外兩條候選 GMPE（國內、外各 1 條）由此計畫的技術整合團隊調整修正之。最終得 4 條隱沒帶種子 GMPE，即 LL08adj、AGA16adj、Chao18 和 Phung18，相較於淺層地殼的 9 條種子 GMPE，數量較少。這 4 條隱沒帶種子 GMPE 將用以推導 GMPE 的連續分佈。

3. 共同型式(Common Form) GMPE：

為了順利評估 GMPE 的中數 PSA 達到技術上可辯護詮釋(Technical Defensible Interpretation, TDI) 的中值、主幹和分佈範圍(Center, Body, and Range, CBR)，美國 SWUS 計畫(GeoPentech, 2015) 率先考慮連續分佈的 GMPE。連續分佈的 GMPE 可以填補種子

GMPE 的間隙，以及擴充種子 GMPE 的範圍。然而 4 條隱沒帶種子 GMPE 的函數型式並不相同，台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫 (NCREE, 2019b) 將每條隱沒帶種子 GMPE 分別等化至共同型式的 GMPE。

隱沒帶板塊介面震源 GMPE 的共同型式函數如下：

$$\ln S_a = a_1 + f_{mag}(M) + [a_2 + a_3(M - 7.8)] \ln \{R_{rup} + C_4 \exp[a_9(M - 6)]\} + a_6 R_{rup} + a_{11} Z_{TOR} \quad (1.1)$$

$$f_{mag}(M) = \begin{cases} a_4(M - M_{ref}) & M \leq M_{ref} \\ a_5(M - M_{ref}) & M > M_{ref} \end{cases}$$

式中， S_a 為參考地盤 ($V_{S30} \geq 760$ m/s) 的 PSA 中數； M 為地震矩規模； R_{rup} 為場址至斷層破裂面之最短距離，以 km 為單位； Z_{TOR} 為場址至斷層破裂面頂端之垂直距離，以 km 為單位； a_1 至 a_6 、 a_9 、 a_{11} 、 C_4 和 M_{ref} 等 10 個係數尚待迴歸分析。

隱沒帶板塊內部震源 GMPE 的共同型式函數如下：

$$\ln S_a = a_1 + f_{mag}(M) + [a_2 + a_3(M - 7.8)] \ln \{R_{rup} + 10 \exp[0.4(M - 6)]\} + a_6 R_{rup} + a_{11} \min(Z_{TOR}, d_s) \quad (1.2)$$

$$f_{mag}(M) = \begin{cases} a_4(M - M_{ref}) & M \leq M_{ref} \\ a_5(M - M_{ref}) & M > M_{ref} \end{cases}$$

與式(1.1)作一比較，式(1.2)將式(1.1)的 C_4 固定為 10， a_9 固定為 0.4，但多了一個係數 d_s ，合計有 9 個係數尚待迴歸分析。

淺層地殼震源 GMPE 的共同型式函數如下：

$$\ln S_a = a_1 + f_{mag}(M) + a_9 Z_{TOR} + a_{10} F_{REV} + a_{11} F_{NM} + [a_5 + a_6(M - 5)] \ln \sqrt{R_{rup}^2 + a_7^2} + a_8 R_{rup} \quad (1.3)$$

$$f_{mag}(M) = \begin{cases} a_2(M_{c1} - M_{c2}) + a_3(M - M_{c1}) & M < M_{c1} \\ a_2(M - M_{c2}) & M_{c1} \leq M < M_{c2} \\ a_4(M - M_{c2}) & M \geq M_{c2} \end{cases}$$

式中，逆斷層的 $F_{REV} = 1$ ， $F_{NM} = 0$ ；正斷層的 $F_{NM} = 1$ ， $F_{REV} = 0$ 。

式(1.1)和式(1.2)與式(1.3)作一比較，隱沒帶震源共同型式 GMPE 的規模函數僅分兩段，規模與距離綜合效應的距離函數比較複雜，無正、逆斷層控制項。

每條隱沒帶板塊介面種子 GMPE 採用下列輸入參數，來境況模擬強地動數據：(a) 離散規模點為 5.5 至 9.0，間距 0.1。(b) 離散 R_{rup} 點為 0.1 至 1 km 時，間距 0.1 km；1 至 10 km 時，間距 1 km；10 至 100 km 時，間距 5 km；100 至 300 km 時，間距 50 km。(c) 離散 Z_{TOR} 點為 0 至 35 km，間距 5 km，且需 $R_{rup} \geq Z_{TOR}$ 。(d) $V_{S30} = 760$ m/s。(e) $Z_{1.0} = 21.8$ m。將上述輸入參數之離散組合代入各條隱沒帶板塊介面種子 GMPE，分別產生 6912 組 lnPSA。

利用共同型式 GMPE，針對上述 6912 組人為 lnPSA 進行非線性迴歸分析，估計其 10 個係數。非線性迴歸分析採用的限制條件為：(a) $a_2 < 0$ 。(b) $a_3 > 0$ 。(c) $C_4 > 0$ 。(d) $a_9 > 0$ 。(e) $a_6 < 0$ 。(f) $M_{ref} > 0$ 。(g) $a_5 < a_4$ 。如此一來，可得到與 4 條隱沒帶板塊介面種子 GMPE 一對一對應的 4 條共同型式 GMPE。舉例而言，在振動週期 0.01 s 和 2 s 時，每條隱沒帶板塊介面種子 GMPE 與對應擬合的共同型式 GMPE 之比較示於圖 1-5。觀察圖 1-5，可知 Chao18 在擬

合共同型式 GMPE 時，效果相對稍差。

每條隱沒帶板塊內部種子 GMPE 採用下列輸入參數，來境況模擬強地動數據：(a) 離散規模點為 5.5 至 9.0，間距 0.1。(b) 離散 R_{rup} 點為 35 至 100 km 時，間距 5 km。(c) 離散 Z_{TOR} 點為 35 至 100 km，間距 5 km；100 至 300 km 時，間距 50 km，且需 $R_{rup} \geq Z_{TOR}$ 。(d) $V_{S30} = 760$ m/s。(e) $Z_{1.0} = 21.8$ m。(f) $R_{hypo} = R_{rup}$ 。(g) $Z_{hypo} = Z_{TOR}$ 。將上述輸入參數之離散組合代入各條隱沒帶板塊內部種子 GMPE，分別產生 6840 組 lnPSA。

以上述 6840 組人為 lnPSA 對共同型式 GMPE 進行非線性迴歸分析，估計其 9 個係數。非線性迴歸分析採用的限制條件為：(a) $a_2 < 0$ 。(b) $a_3 > 0$ 。(c) $a_6 < 0$ 。(d) $M_{ref} > 0$ 。(e) $a_5 < a_4$ 。因此，可得到與 4 條隱沒帶板塊內部種子 GMPE 一對一對應的 4 條共同型式 GMPE。舉例而言，在振動週期 0.01 s 和 2 s 時，每條隱沒帶板塊內部種子 GMPE 與對應擬合的共同型式 GMPE 之比較示於圖 7。觀察圖 7，可知 Chao18 在擬合共同型式 GMPE 時，效果相對稍差。

4. 隨機(Random) GMPE：

式(1.1)的 10 個係數和式(1.2)的 9 個係數皆視為隨機變數，並假設為多維常態分佈，遂形成隨機 GMPE，4 條隱沒帶種子 GMPE 對應之共同型式 GMPE 即為此隨機 GMPE 的樣本 GMPE。然而因隨機 GMPE 的每個係數只有這 4 個樣本，據以統計隨機 GMPE 中 10 或 9 個係數的平均數向量和互變異數矩陣有所偏頗，必須增加隨機 GMPE 的樣本 GMPE。

將前述 6912 組輸入參數分別代入 4 條隱沒帶板塊介面種子 GMPE 中，每組輸入參數得到的 4 個中數 PSA 不會相同，顯示種子

GMPE 具有知識不確定性。為了增加共同型式 GMPE 的數量，台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)考慮這 4 個中數 PSA 的差異性，對其進行加權組合，步驟如下：(a) 4 條種子 GMPE 的 lnPSA 任取其中兩個組合，可能情形共有 6 種。(b) 兩兩種子 GMPE 的 lnPSA 將賦於三種權重來組合，即(0.25, 0.75)、(0.5, 0.5)、和(0.75, 0.25)。(c) 結合(a)和(b)，每組輸入參數對應之兩兩組合的 lnPSA 合計 18 個。

同樣對某一種組合後的 6912 組 lnPSA 進行非線性迴歸分析，得到與其對應的共同型式 GMPE，兩兩組合之 lnPSA 遂額外產生 18 條隱沒帶板塊介面共同型式 GMPE。加上原先 4 條種子 GMPE 單獨等化而來的 4 條共同型式 GMPE，合計有 22 條隱沒帶板塊介面共同型式 GMPE，亦即隱沒帶板塊介面共同型式 GMPE 的每個係數皆有 22 個樣本值，用以估計這些係數的平均數向量和互變異數矩陣。10 維平均數向量和 10 階互變異數矩陣的估計數值存放於台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫 GMC 技術報告(NCREE, 2019b) 的電子附錄 B。

隱沒帶板塊內部 4 條種子 GMPE 的 lnPSA 亦比照辦理，進行兩兩組合，同樣對某一種組合後的 6840 組 lnPSA 進行非線性迴歸分析，得到與其對應的共同型式 GMPE，兩兩組合之 lnPSA 遂額外產生 18 條隱沒帶板塊內部共同型式 GMPE。加上原先 4 條種子 GMPE 單獨等化而來的 4 條共同型式 GMPE，合計有 22 條隱沒帶板塊內部共同型式 GMPE，亦即隱沒帶板塊內部共同型式 GMPE 的每個係數皆有 22 個樣本值，用以估計這些係數的平均數向量和互變異數矩陣。9 維平均數向量和 9 階互變異數矩陣的估計數值存放於台電核

電廠 PSHA SSHAC-3 計畫 GMC 技術報告(NCREE, 2019b) 的電子附錄 B。

無論在隱沒帶板塊介面或板塊內部，這 22 條共同型式 GMPE 實為原先 4 條種子 GMPE 兩兩內插不同組合的呈現，仍不足以涵蓋 GMPE 的知識不確定性，故才假設共同型式 GMPE 的 10 或 9 個係數為 10 或 9 維常態分佈，將共同型式 GMPE 視為隨機 GMPE。觀察和評估 10 或 9 個隨機變數的連續分佈，充滿技術和視覺挑戰性。在技術上，為了充份考慮 GMPE 的知識不確定性，使其 CBR 達到 TDI，故將連續分佈的 GMPE 改以離散分佈的樣本 GMPE 取代。因此，必須另行產生大量隨機 GMPE 的樣本 GMPE，亦即具有不同係數的共同型式 GMPE。這些大量產生的共同型式 GMPE 的 10 或 9 個係數將依據前述 22 條共同型式 GMPE 所估計的平均數向量和互變異數矩陣隨機產生。

隨機產生隱沒帶板塊介面共同型式 GMPE 的 10 個係數時，其限制條件除了與非線性迴歸分析相同的 7 個條件之外，再加上兩個限制條件：(h) $a_2 + a_3(\hat{M} - 7.8) < 0$ ，和

$$(i) \ a_5 + a_3 \ln\{\hat{R}_{rup} + C_4 \exp[a_9(M_{ref} - 6)]\} + [a_2 + a_3(M_{ref} - 7.8)] \frac{a_9 C_4 \exp[a_9(M_{ref} - 6)]}{\hat{R}_{rup} + C_4 \exp[a_9(M_{ref} - 6)]} > 0,$$

其中，取 $\hat{M} = 10$ 和 $\hat{R}_{rup} = 10$ km。這些隨機 GMPE 的樣本 GMPE 高達 2000 條，每條樣本 GMPE 的 10 個係數值存放於台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫 GMC 技術報告(NCREE, 2019b)的電子附錄 C。舉例而言，在振動週期 0.01 s 時，2000 組樣本 GMPE 的 10 個係數之直方圖與 4 條種子 GMPE 擬合的共同型式 GMPE 係數之比較如圖 1-7 所示。觀察圖 1-7，可知因限制條件 $a_3 > 0$ 和 $a_6 < 0$ 之故，此兩係數已

偏離常態分佈，尤其係數 a_6 明顯偏離常態分佈。

隨機產生隱沒帶板塊內部共同型式 GMPE 的 9 個係數時，其限制條件除了與非線性迴歸分析相同的 5 個條件之外，再加上兩個限制條件：(f) $a_2 + a_3(\hat{M} - 7.8) < 0$ ，和

$$(g) a_5 + a_3 \ln\{\hat{R}_{rup} + 10 \exp[0.4(M_{ref} - 6)]\} + [a_2 + a_3(M_{ref} - 7.8)] \frac{4 \exp[0.4(M_{ref} - 6)]}{\hat{R}_{rup} + 10 \exp[0.4(M_{ref} - 6)]} > 0,$$

其中，取 $\hat{M} = 10$ 和 $\hat{R}_{rup} = 35$ km。這些隨機 GMPE 的樣本 GMPE 高達 2000 條，每條樣本 GMPE 的 9 個係數值存放於台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫 GMC 技術報告(NCREE, 2019b)的電子附錄 C。舉例而言，在振動週期 0.01 s 時，2000 組樣本 GMPE 的 9 個係數之直方圖與 4 條種子 GMPE 擬合的共同型式 GMPE 係數之比較如圖 1-8 所示。觀察圖 1-8，可知因限制條件 $a_3 > 0$ 和 $a_6 < 0$ 之故，此兩係數已偏離常態分佈，尤其係數 a_6 明顯偏離常態分佈；咸信另有限制條件 $d_s > 0$ ，因係數 d_s 已稍微偏離常態分佈。

5. Sammon's map :

無論是隱沒帶板塊介面或板塊內部的共同型式 GMPE，所需輸入參數有 M 、 R_{rup} 、和 Z_{TOR} 等 3 個，如式(1.1)和式(1.2)所示。2000 組樣本 GMPE 的中數 PSA 估計值會隨著 3 個輸入參數的變化，而有不同的離散程度，亦即知識不確定性，惟難以在 3 維座標系統觀察這 2000 個曲面。因此，在視覺上將藉助 Sammon 的映像技術(Sammon, 1969)，把高維度曲面轉換成 2 維度座標點（平面座標系統）繪出，稱為 Sammon 圖。如此一來，每一組樣本 GMPE 投射為平面上的一點，方便評估 GMPE 可達致 TDI 的 CBR。

基本上，GMPE 的輸入參數為連續變化，為了配合 Sammon 圖的數值運算，須將輸入參數離散化。此外，在降低座標維度的轉換運算中，對地震危害度貢獻較小的輸入參數所造成的中數 PSA 應給予較低的權重。台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫 GMC 技術報告 (NCREE, 2019b) 藉助地震危害度拆解圖的輸入參數區格，進行輸入參數的離散化。以四座核電廠 $T = 0.01\text{ s}$ 的隱沒帶板塊介面或板塊內部地震危害度為例 (NCREE, 2019b)，分析結果對 M 、 R_{rup} 、和 Z_{TOR} 之拆解圖分別示於圖 1-9 至圖 1-12，其它週期的拆解圖存放於台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫 GMC 技術報告 (NCREE, 2019b) 的電子附錄 D。製作 Sammon 圖的 GMPE 離散輸入參數取為這三個參數區格的中心點，但隱沒帶板塊介面的限制條件為 $Z_{TOR} \leq 35\text{ km}$ ，而隱沒帶板塊內部的限制條件為 $Z_{TOR} > 35\text{ km}$ 。採用圖 1-9 至圖 1-12 的各組離散輸入參數 ($M_k, R_{rup,k}, Z_{TOR,k}$)，進行 2000 組樣本 GMPE 和 4 條種子 GMPE 對應之共同型式 GMPE 的 $\ln\text{PSA}$ 境況模擬。

在降低座標維度的轉換運算中，要求 2000 組樣本 GMPE 和 4 條種子共同型式 GMPE 的 $\ln\text{PSA}$ 在原始座標系統的接近程度與平面座標系統十分類似，亦即尋求知識不確定性在兩種座標系統的一致性，藉以進行座標轉換。選用 $\ln\text{PSA}$ 接近程度相似的目標函數如下 (NCREE, 2019b)：

$$E = \frac{1}{\sum_{i < j} \bar{\Delta}_{ij}^{GMPE}} \sum_{i < j} \frac{(\bar{\Delta}_{ij}^{GMPE} - \bar{\Delta}_{ij}^{map})^2}{\bar{\Delta}_{ij}^{GMPE}} \quad (1.4)$$

式中， $\bar{\Delta}_{ij}^{GMPE}$ 和 $\bar{\Delta}_{ij}^{map}$ 分別為兩兩 GMPE (i 和 j) 的 $\ln\text{PSA}$ 境況模擬值在原始座標系統和平面座標系統的距離，以 $\bar{\Delta}_{ij}^{GMPE}$ 為例，定義如下：

$$\bar{\Delta}_{ij}^{GMPE} = \sqrt{\sum_{k=1}^{N_s} w_k (\ln S_{a,k}^i - \ln S_{a,k}^j)^2} \quad (1.5)$$

式中， $\ln S_{a,k}^i$ 為 GMPE i 的第 k 個 \ln PSA 境況模擬值； N_s 為離散輸入參數組數（即 \ln PSA 境況模擬個數）； w_k 為權重，正比於下列數值：

$$w_k \propto DEG(M_k, R_{rup,k}, Z_{TOR,k}) + \frac{1}{N_s} \quad (1.6)$$

式中， $DEG(M_k, R_{rup,k}, Z_{TOR,k})$ 為第 k 個離散輸入參數 $(M_k, R_{rup,k}, Z_{TOR,k})$ 對地震危害度的貢獻比例，如圖 1-9 至圖 1-12 所示。尋求目標函數 E 的最小化須迭代運算，設定其值小於 10^{-5} 時 (NCREE, 2019b)，即停止迭代，得二維座標點，據以繪製 Sammon 圖。

四座核電廠於 $T = 0.01$ s 的隱沒帶板塊界面和板塊內部 Sammon 圖分別如圖 1-13 和圖 1-14 所示 (NCREE, 2019b)，4 條種子共同型式 GMPE 的二維座標點為藍空心圓，2000 組樣本 GMPE 的二維座標點為黃實心圓，這 2009 個圓點（種子加隨機產生）的分佈情形乃許多組離散輸入參數的綜合表現。觀察此圖，可知：(a) 4 條種子共同型式 GMPE 的二維座標點存有明顯間隙，並非密集於一處，否則就不用設節點來考慮中數 \ln PSA 的知識不確定性。(b) 2000 組樣本 GMPE 的二維座標點分佈比 4 條種子共同型式 GMPE 更為廣泛，這是採用共同型式 GMPE 所有係數的互變異數矩陣隨機產生大量樣本的必然結果。這兩種現象涉及 GMPE 的 CBR，4 條種子共同型式 GMPE 在二維座標系統的間隙和分佈與 CB(中值和主幹)有關，2000 組樣本 GMPE 在二維座標系統的分佈與 R(範圍)有關，欲使 GMPE

的 CBR 達至 TDI，需在 Sammon 圖中選取範圍，劃分區域，找出代表(Representive) GMPE。

利用式(4)進行降低維度運算後，所得二維座標點為相對值，繪製 Sammon 圖時，需定義參考原點和參考座標軸。圖 1-13 和圖 1-14 的中心點 A_0 乃取 4 條種子共同型式 GMPE 在每一種 lnPSA 境況模擬的平均值，經降低維度之結果，然後所有二維座標點減去 A_0 的座標點，亦即對 A_0 點平移， A_0 遂為 Sammon 圖的原點。同理可計算 4 條種子共同型式 GMPE 在每一種 lnPSA 境況模擬的標準差，將許多個平均 lnPSA 分別加、減兩個標準差，再進行降低維度運算後，所得二維座標點以 A+2 和 A-2 標示。令點 A+2 和 A-2 之連線為水平橫軸，且點 A+2 位於正橫軸，最後對所有二維座標點進行座標系統旋轉。圖 1-13 和圖 1-14 即為座標平移和旋轉後的 Sammon 圖，點 A_0 、A+2 和 A-2 以紅叉號標示於圖中。

除了上述 3 個參考點之外，另有 6 個參考點亦以紅叉號標示於 Sammon 圖中。這 6 個參考點分成 3 組，分別顯示 lnPSA 的整體、隨規模、和隨距離之升降，皆以點 A_0 往相對兩側定點，藉由點 A_0 之許多個平均 lnPSA 加減調整值，再降低維度得之，說明於下：(a) 點 A_0 之許多個平均 lnPSA 加、減定值 α ，所得二維座標點以 S+和 S-標示。(b) 點 A_0 之許多個平均 lnPSA 加、減 βM ，所得二維座標點以 M+和 M-標示。(c) 點 A_0 之許多個平均 lnPSA 加、減 γR_{rup} ，所得二維座標點以 R+和 R-標示。選取 $(\alpha, \beta, \gamma) = (0.5, 0.06, 0.0075)$ ，方便這 6 個參考點顯示於圖 1-13 和圖 1-14 中。在 Sammon 圖中，若將這 6 個參考點兩兩連線，即可標示共同型式 GMPE 的 lnPSA 整體、隨規模、和隨距離升降之 3 條軸向。

最後在 Sammon 圖中，將 4 條種子共同型式 GMPE 的二維座標點分別投影至這 3 條軸向，合計 27 點，以紅空心三角標於圖 1-13 和圖 1-14 中。

6. 代表(Representative) GMPE：

在 Sammon 圖中，欲使 GMPE 的 CBR 達至 TDI，需在圖 1-13 和圖 1-14 中選取最大範圍，此範圍須包含 4 條種子共同型式 GMPE 的二維座標點，但不必圍住所有 2000 組樣本 GMPE 的二維座標點。台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)首先釐訂此範圍的下限需求：包含 4 條種子共同型式 GMPE 的二維座標點，以及其 27 個投影點。此範圍下限假設為一橢圓，在變化橢圓轉向、長軸長度、和短軸長度下，尋找面積最小的橢圓，結果如圖 1-13 和圖 1-14 的紅色虛線橢圓所示。

GMPE 的 CBR 要達至 TDI，涵蓋範圍須比圖 1-13 和圖 1-14 的紅色虛線橢圓大，台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)將紅色虛線橢圓的長、短軸各延伸 30%，訂為共同型式 GMPE 的合理範圍，結果為圖 1-13 和圖 1-14 的綠色最大橢圓。

在圖 1-13 和圖 1-14 的綠色最大橢圓中，找出代表 GMPE 的步驟如下：(a) 除了長、短軸之外，再畫出 2 條與它們夾 45 度的軸，將最大橢圓劃分成 8 個區域。(b) 將最大橢圓之長、短軸分別縮短 27.24% ($1 - \sqrt{9/17}$)，構成一個中橢圓。(c) 將最大橢圓之長、短軸分別縮短 75.75% ($1 - \sqrt{1/17}$)，構成一個小橢圓。(d) 小橢圓之內、中小橢圓之間 8 條軸向切分、以及大中橢圓之間 8 條軸向切分，合計將最大橢圓分割成 17 個相等面積的小區域。(e) 在每個小區域之內，選取最靠近形心的樣本 GMPE 作為代表 GMPE。

四座核電廠於 $T = 0.01\text{ s}$ 的隱沒帶板塊介面和板塊內部 Sammon 圖劃分成 17 個相等面積的小區域分別如圖 1-15 和圖 1-16 所示 (NCREE, 2019b)，圖中亦標示 17 條代表 GMPE 和 4 條種子共同型式 GMPE 的二維座標點。其它週期的 17 個相等面積小區域劃分圖存放於台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫 GMC 技術報告(NCREE, 2019b)的電子附錄 E。

7. 代表 GMPE 的權重：

為了評估 17 條隱沒帶板塊介面和板塊內部代表 GMPE 的權重，需選取隱沒帶板塊介面和板塊內部地震的強地動資料和相關統計公式。隱沒帶的強地動資料分為兩組：GLB+TW（世界加台灣）和 TW（台灣），前者的 GLB 來自於 NGA-隱沒帶資料庫，補充台灣本土隱沒帶強地動資料的不足。兩者的 TW 挑選自台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫編修的台灣本土強地動資料，但兩者的挑選條件不同。GLB+TW 和 TW 的挑選隱沒帶強地動資料條件列於表 1-1，GLB+TW 挑選的隱沒帶強地動資料強調近震和強震，TW 挑選的隱沒帶強地動資料強調當初被用於發展或調整 4 條種子 GMPE。隨著 PSA 的週期變短，GLB+TW 挑選了 523 至 814 組水平向隱沒帶板塊介面地震的強地動資料，487 至 1189 組水平向隱沒帶板塊內部地震的強地動資料；TW 挑選了 964 至 1411 組水平向隱沒帶板塊介面地震的強地動資料，1427 至 2933 組水平向隱沒帶板塊內部地震的強地動資料。以週期 0.01 s 為例，隱沒帶板塊介面和板塊內部 GLB+TW 和 TW 強地動資料的規模和距離分佈分別示於圖 1-17 至圖 1-20。

在 SWUS 計畫(GeoPentech, 2015)中，第 i 條代表 GMPE 的權重比例值如下：

$$w_i \propto \frac{A_i}{N_i} \sum_{j=1}^{N_i} S_{ij} \quad (1.7)$$

式中，下標 i 代表 Sammon 圖的第 i 個小區域，下標 j 代表小區域內第 j 條樣本 GMPE， A_i 為第 i 個小區域的面積，在台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)中，因切割成 17 個等面積小區域之故， A_i 實為一常數， N_i 為第 i 個小區域內樣本 GMPE 的數量。在 SWUS 計畫(GeoPentech, 2015)中， S_{ij} 有三種選擇，因而產生以下三種代表 GMPE 的權重比例值：

$$w_{R,i} \propto \frac{A_i}{N_i} \sum_{j=1}^{N_i} \frac{1}{\left| \overline{\delta B_{e,j}} \right| + 0.0075} \quad (1.8)$$

$$w_{L,i} \propto \frac{A_i}{N_i} \sum_{j=1}^{N_i} LL_j - \min_{1 \leq i \leq 17} \left(\frac{A_i}{N_i} \sum_{j=1}^{N_i} LL_j \right) \quad (1.9)$$

$$w_{P,i} \propto \frac{A_i}{N_i} \sum_{j=1}^{N_i} P_j \quad (1.10)$$

式中， $\overline{\delta B_{e,j}}$ 為第 i 個小區域內第 j 條樣本 GMPE 之事件間平均殘值，計算殘值的強地動資料可為 GLB+TW 或 TW； LL_j 為第 j 條樣本 GMPE 各係數之概似(likelihood)的常用對數值； P_j 為第 j 條樣本 GMPE 各係數之機率密度值。基本上， $1/\overline{\delta B_{e,j}}$ 和 LL_j 呈現第 j 條樣本 GMPE 以 GLB+TW 或 TW 數據檢核的信心程度；而 P_j 與強地動數據無關， $w_{P,i}$ 近似於第 i 個小區域內的樣本 GMPE 個數佔 17 個小區域內所有樣本 GMPE 個數的比例，即 $N_i / \sum_{i=1}^{17} N_i$ 。

圖 1-21 和圖 1-22 分別展示核三廠隱沒帶板塊介面和板塊內部在週期 0.01 s 應用 GLB+TW (左側兩圖) 或 TW (右側兩圖) 數據所得的 $\overline{\delta B_{e,j}}$ (上方兩圖) 和 LL_j (下方兩圖) 等值線圖。上方兩圖的粗黑線標示 $\overline{\delta B_{e,j}}=0$ 的點，在這附近的樣本 GMPE 對選定的數據有著合理的擬合度。 LL_j 與殘值平方的平均數有關，下方兩圖 LL_j 最大值的走向和範圍與上方兩圖的粗黑線並不相近，因此， $1/\overline{\delta B_{e,j}}$ 和 LL_j 是不同的統計值，用以呈現樣本 GMPE 的信心程度。

利用式(1.8)和式(1.9)，搭配兩套強地動數據，可得 4 個權重值，標示為 $w_{R,i}^{TW+GB}$ 、 $w_{R,i}^{TW}$ 、 $w_{L,i}^{TW+GB}$ 、和 $w_{L,i}^{TW}$ ，這 4 個權重乃數據驅動；利用式(1.10)，再得第 5 個權重值，標示為 $w_{P,i}$ ，此權重乃模式驅動。結合這 5 個權重值評估 17 條代表 GMPE 權重之邏輯樹和權重如圖 1-23 所示。圖 1-23 的權重設定乃台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫 TI 團隊的判斷，基於下列 3 個原因：(1) 台灣有很多規模小於 7 的強地動數據，(2) 這些強地動數據也用於發展種子 GMPE，和 (3) 這些強地動數據在用於擬合 GMPE 時，比用於建立共同型式 GMPE 各係數之機率密度函數時，提供了更多訊息，故數據驅動的權重給予較高值 0.8。再者，由於 GLB+TW 包含比較多對地震危害度貢獻高的強地動數據，故獲得較高的權重值 0.7。

依據圖 1-23 之邏輯樹和權重，17 條代表 GMPE 權重組合之公式如下：

$$w_i = 0.12w_{R,i}^{TW} + 0.28w_{R,i}^{TW+GB} + 0.12w_{L,i}^{TW} + 0.28w_{L,i}^{TW+GB} + 0.2w_{P,i} \quad (1.11)$$

以核三廠為例，週期 0.01 s 時，隱沒帶板塊介面和板塊內部 17 條代表 GMPE 的 5 個權重和最後組合權重之結果分別如圖 1-24 和圖 1-25

所示。綜觀此圖，發現：(1) 隱沒帶板塊介面第 13 條代表 GMPE 的 $w_{L,i}^{TW+GB}$ 和 $w_{L,i}^{TW}$ 非常低，導致最後組合權重最低。觀察圖 1-21，看出 $w_{L,i}^{TW}$ 確實偏低，但看不出 $w_{L,i}^{TW+GB}$ 為何偏低。隱沒帶板塊內部第 11 條代表 GMPE 的 $w_{L,i}^{TW+GB}$ 和 $w_{L,i}^{TW}$ 非常低，導致最後組合權重最低。觀察圖 1-22，看出 $w_{L,i}^{TW+GB}$ 和 $w_{L,i}^{TW}$ 確實偏低。其它核電廠址也有某一條代表 GMPE 的 $w_{L,i}^{TW+GB}$ 和 $w_{L,i}^{TW}$ 非常低的情形發生。(2) 同為數據驅動的權重，無論隱沒帶板塊介面或板塊內部震源，都不會發生某一條代表 GMPE 的 $w_{R,i}^{TW+GB}$ 或 $w_{R,i}^{TW}$ 非常低的情形。(3) 如圖 1-24 和圖 1-25 所示，第 17 個小區域位於 Sammon 圖的中央，但第 17 條樣本 GMPE 的 $w_{P,i}$ 並未特別的高，亦即 Sammon 圖中心小區域的代表 GMPE 並未具有較高的機率密度 P_j ，乃因 Sammon 圖的中心點 A_0 本意為 4 條種子共同型式 GMPE 之許多組境況模擬的平均，而非共同型式 GMPE 之 13 個係數的平均。(4) 如圖 1-24 和圖 1-25 所示，隱沒帶板塊介面和板塊內部 17 條代表 GMPE 的 5 個權重互有高低，故以式(1.11)取權重平均值，描述代表 GMPE 的知識不確性。

以 $(M, R_{rup}, Z_{TOR}) = (9.0, 50 \text{ km}, 0 \text{ km})$ 為例，比較隱沒帶板塊介面 4 條種子共同型式 GMPE 和 17 條代表 GMPE 的反應譜，另以 $(M, R_{rup}, Z_{TOR}) = (7.6, 125 \text{ km}, 125 \text{ km})$ 為例，比較隱沒帶板塊板塊內部 4 條種子共同型式 GMPE 和 17 條代表 GMPE 的反應譜，分別如圖 1-26 和圖 1-27 所示。觀察圖 1-26 和圖 1-27，發現：(1) 無論是隱沒帶板塊介面或板塊內部震源，17 條代表 GMPE 的反應譜比 4 條種子共同型式 GMPE 的反應譜涵蓋範圍大。(2) 隱沒帶板塊介面的 LL08adj 其反應譜趨勢明顯與其它 3 條種子共同型式 GMPE 不

同。(3) 隱沒帶板塊內部的 LL08adj 和 Phung18 有非常接近的反應譜，而且落在其它 2 條種子共同型式 GMPE 的反應譜之間。

(三) 邊緣效應的權重

如圖 1-2 所示，隱沒帶板塊介面震源 GMPE 邏輯樹的第二個節點考慮邊緣效應。在相同距離下，邊緣效應考慮場址位於介面破裂邊緣之外和之內的地表振動差異。隱沒帶板塊介面震源代表 GMPE 的函數型式如式(1.1)所示，式中 R_{rup} 為場址至斷層破裂面之最短距離。場址與斷層相關方位之側視圖如圖 1-28 所示，圖中之 Z_{TOR} 為場址至斷層破裂面頂端之垂直距離， δ 為斷層傾角， W 為斷層破裂面寬度。斷層之俯視圖如圖 1-29 所示，場址至斷層破裂面頂端地表投影之水平距離分成 R_x 和 R_{y0} ，其中， R_x 為垂直斷層走向之水平距離，有正有負； R_{y0} 為平行斷層走向之水平距離，若場址位於破裂邊緣地表投影之外，一律取正值，若場址位於破裂邊緣地表投影之內，即圖 1-29 的兩條水平線之內， R_{y0} 令為 0。依據此兩圖， R_{rup} 可能是場址至斷層破裂面垂足之距離，也可能是場址至斷層破裂面頂端或底端之距離，視 R_x 之大小而定。因此， R_{rup}^2 之計算式如下：

$$R_{rup}^2 = \begin{cases} Z_{TOR}^2 + R_x^2 + R_{y0}^2 & R_x \leq Z_{TOR} \tan \delta \\ (Z_{TOR} \cos \delta + R_x \sin \delta)^2 + R_{y0}^2 & Z_{TOR} \tan \delta \leq R_x \leq Z_{TOR} \tan \delta + W \sec \delta \\ (Z_{TOR} + W \sin \delta)^2 + (R_x - W \cos \delta)^2 + R_{y0}^2 & R_x \geq Z_{TOR} \tan \delta + W \sec \delta \end{cases} \quad (1.12)$$

一般而言，即令 R_{rup} 相同，位於隱沒帶板塊介面破裂邊緣之外的場址還是有比較小的地表振動，因此透過邊緣效應係數修正。台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)利用地動模擬分析，探討此邊緣效應係數與 R_{y0} 之關係。以琉球海溝巨型逆斷層為例，其方位和探討邊緣效應的虛擬場址分佈如圖 1-30 所示(NCREE,

2019b)。該斷層長 190 km，寬 56 km，斷層面上、下緣（頂端、底端）深度分別為 8 km 和 30 km，傾角 25 度，規模達 8.0，三個假設震源分別位於斷層寬度中央和斷層長度 1/4、1/2、3/4 處，以便地動模擬時，綜合考慮震源的變異性。

依據此巨型逆斷層的方位和尺寸，核一廠、核二廠和龍門廠址均在斷層邊緣之外，其 R_{rup} 分別為 74.5 km、63.9 km 和 38.5 km。每一核電廠均設置 13 個相同 R_{rup} 的虛擬場址與之對應，如圖 1-30 所示 (NCREE, 2019b)。其中 11 個虛擬場址在 190 km 斷層長度內等距離分佈，因位於斷層邊緣地表投影之內，故 $R_{y0} = 0$ ，這 11 個虛擬場址的 R_x 依各核電廠址的 R_{rup} 進行調整；另 2 個虛擬場址在斷層邊緣地表投影之兩側，台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)說明其水平座標各為 $(R_x, 190 + R_x)$ 和 $(R_x, -R_x)$ ，但如此定位，與核電廠址的 R_{rup} 不會相同，如圖 1-30 所示。

台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)在決定 GMC 邏輯樹的分支和權重時，常需藉重隨機地動模擬。選用 SCEC 的套裝軟體 BBP 之中的模組 EXSIM，EXSIM 採用隨機滑移分佈進行隨機地動模擬，其輸出為地動時間系列。每一個假設震源進行 30 組隨機地動模擬，以綜合考慮斷層破裂錯動最集中區(Asperity)的變異性，故每一個虛擬場址共有 90 組地動輸出歷時，可用以計算反應譜，並取平均值，視為該虛擬場址因琉球海溝巨型逆斷層發生地震的反應譜。每一核電廠址亦進行 90 組隨機地動模擬，取 PSA 的平均值。

核一廠和核二廠各自與 13 個虛擬場址反應譜的比較如圖 1.31 和圖 1.32 所示，可見位於琉球海溝巨型逆斷層破裂邊緣之外的核一

廠和核二廠反應譜低於大部份虛擬場址的反應譜，惟 13 個虛擬場址中，位於斷層破裂邊緣兩側的 2 個虛擬場址應與核電廠址一樣，屬於破裂邊緣之外的場址。以位於斷層破裂邊緣之外的核電廠平均譜加速度除以任一位於斷層破裂邊緣之內的虛擬場址譜加速度，可得 PSA 比值。將所有虛擬場址的 PSA 比值取平均，即可觀察邊緣效應隨週期的變化，如圖 1.33 所示，可知 PSA 比值在短週期的起伏較小，在長週期的起伏變大。觀察圖 1.33，可得：(1) PSA 比值落於 0.86 至 0.97 之間，跨週期平均 PSA 比值為 0.9（其中核一廠跨週期平均 PSA 比值為 0.89，核二廠跨週期平均 PSA 比值為 0.91），故簡單假設邊緣效應修正係數（即 PSA 比值）與週期無關。(2) 絕大部份核一廠的跨週期平均 PSA 比值低於核二廠，因核一廠離斷層破裂邊緣較遠之故，因此邊緣效應修正係數假設與 R_{y0} （即場址至斷層破裂端之平行斷層走向的水平距離）有關。因此，台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)提出下列公式計算邊緣效應修正係數：

$$SR = \begin{cases} 1 & R_{y0} = 0 \text{ km} \\ h + (1-h) \left(1 + \cos \frac{R_{y0}\pi}{35} \right) / 2 & 0 \text{ km} < R_{y0} < 35 \text{ km} \\ h & R_{y0} \geq 35 \text{ km} \end{cases} \quad (1.13)$$

式中， SR 為考慮邊緣效應而對代表 GMPE 之中值 PSA 的修正係數， h 取為 0.9。

（四）單一測站標準差的權重

隱沒帶板塊介面震源 GMPE 邏輯樹的第三個節點和隱沒帶板塊內部震源 GMPE 邏輯樹的第二個節點考慮單一測站標準差。一般而言，地動估計方程式的殘值可以拆解如下：

$$\Delta_{es} = \delta B_e + \delta S2S_s + \delta WS_{es} \quad (1.14)$$

式中， Δ_{es} 為事件 e 在測站 s 的總殘值， δB_e 為事件殘值（事件間殘值）， $\delta S2S_s$ 為測站殘值（事件內測站間殘值）， δWS_{es} 為紀錄殘值（事件內單一測站殘值）。在迴歸分析建立 lnPSA 的 GMPE 時，事件、測站和紀錄這三個殘值假設為統計獨立的隨機變數，且為平均數是 0 的常態分佈，其標準差分別表示為 τ 、 ϕ_{S2S} 和 $\phi_{SS,GMPE}$ 。因此，在排除測站間變異項 $\delta S2S_s$ 後，以下式計算單一測站標準差：

$$\sigma_{SS,GMPE} = \sqrt{\tau^2 + \phi_{SS,GMPE}^2} \quad (1.15)$$

估計單一測站標準差 $\sigma_{SS,GMPE}$ 需要事件殘值 δB_e 和紀錄殘值 δWS_{es} ，皆為 GMPE 建立過程的相關資訊。

1. 事件殘值變異數的知識不確定性：

單一測站標準差 $\sigma_{SS,GMPE}$ 的知識不確定性取決於 τ 和 $\phi_{SS,GMPE}$ 的知識不確定性，首先考慮 τ 的知識不確定性。台灣隱沒帶區域地動資料的規模在 4.5 至 7 之間，台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫 (NCREE, 2019b) 決定以種子 GMPE 估計 τ_{TW}^2 的知識不確定性，適用於 $M \leq 6$ ；另以國外 GMPE 估計 τ_{GLB}^2 的知識不確定性，適用於 $M \geq 7$ ；當 $6 < M < 7$ 時，則內插之。如同 SWUS 計畫 (GeoPentech, 2015)，無論 τ_{TW}^2 或 τ_{GLB}^2 的知識不確定性皆以縮放卡方分佈 (Scaled Chi-Squared Distribution) 模擬，所需參數為縮放因子 c 和自由度 k ，由 τ^2 的平均數 $E(\tau^2)$ 和變異數 $V(\tau^2)$ 估計於下：

在 SWUS 計畫 (GeoPentech, 2015) 中，利用 5 條 GPME 估計 $E(\tau^2)$ 和 $V(\tau^2)$ ，其中 $V(\tau^2)$ 之估計包含 GPME 的不確定性和 GPME 之間的變異性。

4 條國外隱沒帶震源 GMPE 用於估計 τ_{GLB}^2 的知識不確定性，即：

(1) AGA16 (隱沒帶板塊介面地震， $6 \leq M \leq 8.4$ ，隱沒帶板塊內部地震， $5 \leq M \leq 7.8$)；(2) Zhao16- Interface (日本隱沒帶板塊介面地震， $5 \leq M \leq 9.1$)；(3) Zhao16- Intraslab (日本隱沒帶板塊內部地震， $5 \leq M \leq 7.9$)；(4) MBRM17 (智利隱沒帶板塊內部地震， $4.5 \leq M \leq 8.8$ ，智利隱沒帶板塊介面地震， $4.5 \leq M \leq 7.8$)。這 4 條國外隱沒帶震源 GMPE 的 τ^2 模型皆與規模無關，故 $E(\tau_{GLB}^2)$ 亦與規模無關。AGA16 的 τ 值與週期無關，其餘 3 條 GMPE 的 τ 值則與週期有關，高低起伏情況類似，如圖 1-34 所示。其實 AGA16 的 τ 值隨週期的高低起伏情況也類似，但 AGA16 選取一定值來取代高低起伏的變化。台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)假設 $E(\tau_{GLB}^2)$ 亦與週期無關，以跨週期平均值代表之。

$V(\tau_{GLB}^2)$ 之計算如下式：

$$V(\tau_{GLB}^2) = (\sigma_{\tau_w^2}^2) + (\sigma_{\tau_B^2}^2) \quad (1.17)$$

式中， $(\sigma_{\tau_w^2}^2)$ 為模式內變異，反映單一 GMPE 中，不同事件的變異，亦即 $\sigma_{\tau_w^2}$ 為單一國外隱沒帶震源 GMPE 個別估計 τ^2 的標準差； $(\sigma_{\tau_B^2}^2)$ 為模式間變異，反映不同 GMPE 的變異，亦即 $\sigma_{\tau_B^2}$ 為 4 條國外隱沒帶震源 GMPE 不同 τ^2 估計值的標準差。由於所選用 4 條國外隱沒帶震源 GMPE 並未發表它們的 $\sigma_{\tau_w^2}$ ，台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)決定以種子 GMPE AGA16adj 的 σ_{τ^2} 取代 $\sigma_{\tau_{GLB}^2}$ 。當週期小於 3 秒時，種子 GMPE AGA16adj 的 σ_{τ^2} 在 0.025 和 0.04 之間，台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)選用 σ_{τ^2} 的跨週期

平均值 0.0284。

為了降低 PSHA 的數值計算量，台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)將連續的縮放卡方分佈改以三點離散分佈取代。離散三點和對應機率依據 Keefer and Bodily (1983)，取為累積機率 5%、50%和 95%的 τ^2 點，對應機率分別為 0.185、0.63 和 0.185（邏輯樹中三支之權重），亦即：

$$\begin{aligned}\tau_{High} &= \tau_{95\%} = \sqrt{c\chi_k^{-1}(0.95)}, \\ \tau_{Central} &= \tau_{50\%} = \sqrt{c\chi_k^{-1}(0.50)}, \\ \tau_{Low} &= \tau_{5\%} = \sqrt{c\chi_k^{-1}(0.05)}\end{aligned}\quad (1.18)$$

式中， $\chi_k^{-1}(p)$ 為自由度 k 之卡方分佈對應於累積機率 p 之值。將 $E(\tau_{GLB}^2)$ 和 $V(\tau_{GLB}^2) = (0.0284)^2$ 代入式(1.16)，可得縮放卡方分佈的縮放因子 c 和自由度 k ，再依式(1.18)計算三個累積機率的 τ_{GLB} ，列於表 1-2。這三個 τ_{GLB} 與 4 條國外隱沒帶震源 GMPE 的 τ_{GLB} 比較，如圖 1-35 所示。

台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)的 4 條隱沒帶種子 GMPE (LL08adj、AGA16adj、Chao18 和 Phung18) 中，除了 Chao18 之外，其餘 3 條隱沒帶種子 GMPE 的 τ^2 模型與規模無關。 τ 為事件間殘值 δB_e 的標準差，台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)在四個週期(0.01、0.3、1、3 秒)、四個規模區間(4.5-5.5、5.0-6.0、5.5-6.5、6.0-7.0)比較 4 條隱沒帶種子 GMPE 的 τ_{TW} 值變化，如圖 1-36 所示，圖中亦繪出三個 τ_{GLB} 值。觀察圖 1-36，發現：(1) Chao18 的 τ_{TW} 比其餘 3 條隱沒帶種子 GMPE 的 τ_{TW} 高。(2) 除了 Chao18 之外，其餘 3 條隱沒帶種子 GMPE 的 τ_{TW} 都比 50%的

τ_{GLB} (即表 1-2 的 0.447) 小，尤其是短週期。(3) 在規模小於 6.25 時， τ_{TW} 可假設與規模無關。

4 條隱沒帶種子 GMPE 的 τ_{TW} 隨週期之變化，如圖 1-37 所示。與圖 1-34 作一比較，4 條隱沒帶種子 GMPE 的 τ_{TW} 隨週期高低起伏變化比 4 條國外隱沒帶震源 GMPE 的 τ_{GLB} 平緩，故台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)亦假設 $E(\tau_{TW}^2)$ 與週期無關，以跨週期平均值代表之。

如同式(1.17)， $V(\tau_{TW}^2)$ 亦分成兩部份，台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)將模式間變異 $(\sigma_{\tau_B}^2)^2$ 取為 4 條隱沒帶種子 GMPE 的樣本變異數，將模式內變異 $(\sigma_{\tau_W}^2)^2$ 取為種子 GMPE AGA16adj 的跨週期平均值。

將 $E(\tau_{TW}^2)$ 和 $V(\tau_{TW}^2)$ 代入式(1.16)，計算縮放卡方分佈的縮放因子 c 和自由度 k ，再依式(1.18)計算三個累積機率的 τ_{TW} ，列於表 1-3。比較表 1-2 和表 1-3，發現 τ_{TW} 都比 τ_{GLB} 小。這三個 τ_{TW} 與 4 條隱沒帶種子 GMPE 的 τ_{TW} 比較，如圖 1-38 所示。

表 1-2 的 τ_{GLB} 適用於 $M \geq 7$ ，表 1-3 的 τ_{TW} 適用於 $M \leq 6$ ，當 $6 < M < 7$ 時，則以表 4 的 τ_{TW} 和表 3 的 τ_{GLB} 對規模線性內插之。台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)在四個週期(0.01、0.3、1、3 秒)、四個規模區間(4.5-5.5、5.0-6.0、5.5-6.5、6.0-7.0)比較 4 條隱沒帶種子 GMPE 的 τ_{TW} 隨規模之變化，如圖 1-39 所示，圖中亦繪出三個分支的高(95%)、中(50%)和低(5%) τ 值。觀察圖 1-39，發現：(1) Chao18 的 τ_{TW} 比較接近甚至超過高 τ 值。(2) 在短週期時，4 條隱沒帶種子 GMPE 的 τ_{TW} 可包含在高、低 τ 值之間。(3) 規模較小

時，4 條隱沒帶種子 GMPE 的 τ_{TW} 可包含在高、低 τ 值之間。

表 1-2、表 1-3 或內插的三個分支高、中和低 τ 值均假設與週期無關。為了驗證隱沒帶種子 GMPE 的 τ 值與週期無關，台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)以兩個規模區間(5.0-6.0、6.0-7.0)為例，比較 4 條隱沒帶種子 GMPE 的 τ 值隨週期之變化，如圖 1-40 和圖 1-41 所示。觀察圖 1-40 和圖 1-41，發現：(1) 規模較小時，4 條隱沒帶種子 GMPE 在絕大部份週期的 τ_{TW} 可包含在高、低 τ 值之間。(2) 規模較大時，4 條隱沒帶種子 GMPE 在週期小於 0.4 秒的 τ_{TW} 可包含在高、低 τ 值之間。

2. 紀錄殘值變異數的知識不確定性：

式(1.15)的事件內任一測站的標準差 $\phi_{SS,GMPE}$ 應該是 PSHA 的特定場址之事件內標準差 $\phi_{SS,target}$ ，惟核電廠附近可能無足夠的強震數據來估算 $\phi_{SS,target}$ 。如果某一場址 s 有足夠的強震數據來估算此場址事件內的標準差 $\phi_{SS,s}$ ，那麼特定場址 $\phi_{SS,target}^2$ 的知識不確定性可由單一事件 $\phi_{SS,s}^2$ 跨過不同場址的機率分佈來取代。因此，台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)以 $\phi_{SS,s}^2$ 取代式(1.15)的 $\phi_{SS,GMPE}^2$ 。

如同 τ^2 ，台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)依然假設 $\phi_{SS,s}^2$ 為縮放卡方分佈，其縮放因子 c 和自由度 k 與平均數 $E(\phi_{SS,s}^2)$ 和變異數 $V(\phi_{SS,s}^2)$ 的關係一如式(1.16)，惟 τ^2 以 $\phi_{SS,s}^2$ 取代之。在台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)中， $E(\phi_{SS,s}^2)$ 以 4 條隱沒帶種子 GMPE 的 $E(\phi_{SS,GMPE}^2)$ 估計之。

除了 Chao18 之外，其餘 3 條隱沒帶種子 GMPE 的 $\phi_{SS,GMPE}$ 與規模無關。為了觀察 $\phi_{SS,GMPE}$ 是否與規模相關，台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)提供 4 個週期的 4 條隱沒帶種子 GMPE 之 $\phi_{SS,GMPE}$ 與規模關係圖，如圖 1-42 所示。依據此圖， $\phi_{SS,GMPE}$ 大約落在 0.35 至 0.5 之間，且與規模的相關性不強。因此，台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)認定台灣隱沒帶地震之 $E(\phi_{SS,s}^2)$ 與規模無關。

為了觀察 $\phi_{SS,GMPE}$ 是否與週期相關，台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)提供 4 條隱沒帶種子 GMPE 之 $\phi_{SS,GMPE}$ 與週期關係圖，如圖 1-43 所示，圖中 Chao18 的 $\phi_{SS,GMPE}$ 為跨規模平均值。依據此圖， $\phi_{SS,GMPE}$ 多少與週期相關，惟考慮簡易性，台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)採用與週期無關之台灣隱沒帶地震之 $E(\phi_{SS,s}^2)$ 。在圖 1-43 中，亦顯示 4 條隱沒帶種子 GMPE 之 $\phi_{SS,GMPE}$ 平均值(黑色虛線)和最後建議值(黑色水平實線)，此建議值為 $\phi_{SS,GMPE}^2$ 跨 4 條隱沒帶種子 GMPE 和 17 個週期之均方根。

另一方面， $V(\phi_{SS,s}^2)$ 可以隱沒帶種子 GMPE 跨所有場址的樣本變異數估計之，惟因樣本數有限之故，會有取樣誤差。若干 PSHA SSHAC-3 計畫嘗試以合格場址的 $\phi_{SS,s}$ 變異係數 $CV(\phi_{SS,s})_{obs}$ 來探討取樣誤差。圖 1-44 繪出 4 條隱沒帶種子 GMPE 在 4 個週期的 $CV(\phi_{SS,s})_{obs}$ ，其橫座標為每一場址的最小殘值數(即紀錄數目)。觀察圖 1-44，可知殘值數愈多， $CV(\phi_{SS,s})_{obs}$ 愈小，即取樣誤差愈低。SWUS 計畫(GeoPentech, 2015)曾以隨機模擬法探討 $\phi_{SS,s}$ 的變異係數

$CV(\phi_{SS,s})$ ，台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)亦比照辦理。

台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b) 以隨機模擬法計算不同殘值數的場址 $CV(\phi_{SS,s})_{obs}$ ，並取 4 個 $CV(\phi_{SS,s})_{obs}$ (0.15、0.2、0.25 和 0.3)的結果，再與圖 1-44 的隱沒帶種子 GMPE 觀測值作一比較，示於圖 1-45。觀察圖 1-45，發現隨機模擬之 $CV(\phi_{SS,s})_{obs} = 0.25$ 幾乎可以包絡隱沒帶種子 GMPE 的所有觀測值。此外，台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b) 以 3 個 CV 值(0.2、0.3 和 0.4)進行地震危害度分析，發現結果不靈敏，因此對任何週期均選取 $CV(\phi_{SS,s}) = 0.25$ 。

$\phi_{SS,s}^2$ 的變異係數 $CV(\phi_{SS,s}^2)$ 約為 $CV(\phi_{SS,s})$ 的兩倍，因此， $CV(\phi_{SS,s}^2) = 0.5$ ，而 $V(\phi_{SS,s}^2)$ 為 $E(\phi_{SS,s}^2)$ 與 $CV(\phi_{SS,s}^2)$ 之乘積。有了平均數 $E(\phi_{SS,s}^2)$ 和變異數 $V(\phi_{SS,s}^2)$ 之後，可依據式(1.16)計算縮放卡方分佈的縮放因子 c 和自由度 k ，再依據式(1.18)計算三個分支的高、中和低 $\phi_{SS,target}$ 值，列於表 1-4。 $\phi_{SS,target}$ 和 $\phi_{SS,GMPE}$ 的比較，如圖 1-46 所示。

3. 單一測站變異數的知識不確定性：

由式(1.15)可知單一測站變異數 σ_{SS}^2 為事件間變異數 τ^2 與事件內單一測站變異數 $\phi_{SS,target}^2$ 之和，即：

$$\sigma_{SS}^2 = \tau^2 + \phi_{SS,target}^2 \quad (1.19)$$

因此， σ_{SS}^2 的平均數和變異數分別為：

$$E(\sigma_{SS}^2) = E(\tau^2) + E(\phi_{SS,target}^2), \quad V(\sigma_{SS}^2) = V(\tau^2) + V(\phi_{SS,target}^2) \quad (1.20)$$

基本上，卡方分佈變數之和依舊是卡方分佈，自由度也是兩個自由

度之和。然而 τ^2 和 $\phi_{SS,target}^2$ 的縮放因子不盡相同，故 σ_{SS}^2 理論上不一定再維持為縮放卡方分佈。

台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)依然假設單一測站變異數 σ_{SS}^2 為縮放卡方分佈，其縮放因子 c 和自由度 k 由平均數 $E(\sigma_{SS}^2)$ 和變異數 $V(\sigma_{SS}^2)$ 估計於下：

$$c = \frac{V(\sigma_{SS}^2)}{2E(\sigma_{SS}^2)}, \quad k = \frac{2[E(\sigma_{SS}^2)]^2}{V(\sigma_{SS}^2)} \quad (1.21)$$

σ_{SS}^2 的連續縮放卡方分佈也改以三點離散分佈取代， σ_{SS} 的高、中和低三個數值計算如下：

$$\begin{aligned} \sigma_{SS,High} &= \sigma_{SS,95\%} = \sqrt{c\chi_k^{-1}(0.95)}, \\ \sigma_{SS,Central} &= \sigma_{SS,50\%} = \sqrt{c\chi_k^{-1}(0.50)}, \\ \sigma_{SS,Low} &= \sigma_{SS,5\%} = \sqrt{c\chi_k^{-1}(0.05)} \end{aligned} \quad (1.22)$$

如前所述， τ^2 和 $\phi_{SS,target}^2$ 的知識不確定性皆與週期無關，故單一測站標準差 σ_{SS} （或變異數 σ_{SS}^2 ）的知識不確定性亦與週期無關。然而 τ^2 的知識不確定性與規模有關，故單一測站標準差 σ_{SS} （或變異數 σ_{SS}^2 ）的知識不確定性亦與規模有關。如同 τ 一般，當 $M \leq 6$ 時，採用 σ_{SS_1} ；當 $M \geq 7$ 時，採用 σ_{SS_2} ；當 $6 < M < 7$ 時，則以 σ_{SS_1} 和 σ_{SS_2} 對規模線性內插之。 σ_{SS_1} 和 σ_{SS_2} 的高、中和低值列於表 1-5。由於表 1-5 的離散值是取得 $E(\sigma_{SS}^2)$ 和 $V(\sigma_{SS}^2)$ 之後，依縮放卡方分佈和累積機率所得，所以表 1-5 的離散值並非表 1-2（或表 1-3）和表 1-4 兩組累積機率的離散值平方和的均方根，即不滿足式(1.15)。最後，單一測站標準差隨規模之變化如圖 1-47 所示。

(五) 混合模式的權重

一般而言，以 GMPE 估計 PSA 時，將產生隨機不確定性，通常以對數常態分佈模擬，其中數為 GMPE 所得 PSA，另外估計對數標準差。實務上，GMPE 常對 $\ln PSA$ 進行非線性迴歸分析，估計 GMPE 的係數。因此， $\ln PSA$ 以常態分佈模擬，依 GMPE 估計的 $\ln PSA$ 為平均數，另外估計 $\ln PSA$ 的標準差。最近的研究(Coppersmith 等人，2014)發現事件內單一測站殘值 δWS_{es} 在高低兩端出現頻率減少的幅度比常態分佈慢，這種兩側衰減變慢的機率分佈可用兩個常態分佈（相同平均數，不同標準差）的組合來模擬，稱為混合模式(Mixture Model)，如圖 1-48 所示。觀察此圖，可知將 $\ln PSA$ 的標準差估計值一者放大，一者縮小，重新組合的混合常態分佈在高低值兩端衰減比原始常態分佈慢。圖 1-2 和圖 1-3 隱沒帶板塊介面和內部震源地動特性邏輯樹的最後一個節點即是混合模式，僅有一個分支。

單一測站標準差與事件間殘值 δB_e 和事件內單一測站殘值 δWS_{es} 有關，在 Hanford 計畫(Coppersmith 等人，2014)中，僅發現 δWS_{es} 適合用混合模式模擬，而 δB_e 採用原始常態分佈模擬即可。台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)將 δWS_{es} 和 δB_e 皆以混合模式模擬，而且縮放 $\ln PSA$ 之標準差的兩個比例常數皆相同，因此可以直接縮放單一測站標準差 σ_{SS} ，以混合模式考慮 $\ln PSA$ 之隨機不確定性。

分位圖(Q-Q plot)乃是一種圖形檢視方法，用來判讀兩種機率分佈的相似或線性程度，可以用來判讀與兩批數據對應之機率分佈的差異，也可以用來判讀一批數據呈現某種機率分佈的合理性。因應用途的不同，分位圖的橫座標和縱座標有理論分位數(Quantile)和樣

本分位數兩種選擇。分位數乃對應於某一指定累積機率的數值，通常以平均數和標準差正規化。理論分位數是選定累積機率分佈函數的反函數；若將數據由小至大排序，依經驗公式設定名次比例，視為累積機率，其所對應之數值則為樣本分位數。

台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)以分位圖來檢視混合常態分佈中，單一測站標準差增減的比例係數 α ，此時混合常態分佈包含標準差 $(1+\alpha)\sigma_{SS}$ 和 $(1-\alpha)\sigma_{SS}$ 的兩個常態分佈，並依相等權重組合。台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)的分位圖比較事件內單一測站殘值 δWS_{es} 的樣本分位數和混合模式的理論分位數，以隱沒帶種子 GMPE Chao18 為例，0.01、1 和 5 秒週期的 4 個 α 值之分位圖分別如圖 1-49 至圖 1-51 所示。圖中的橫座標為混合模式理論分位數，由兩個常態分佈各 100000 個隨機值依 1 比 1 的比例組合而成；縱座標為樣本分位數。

觀察圖 1-49 至圖 1-51，發現：(1) 左上角的子圖 $\alpha=0$ ，對應於原始單一測站標準差的常態分佈，兩個尾端的樣本分位數（縱座標）已偏離理論分位數（橫座標），或謂樣本分位數不在 45 度的紅線上增減，而是平緩變化，亦即數據在尾端的分佈比原始單一測站標準差的常態分佈分散，因此有必要採用混合模式。(2) 其餘 3 張子圖採用混合模式，隨著 α 的增加，分位圖尾端的樣本分位數有回復理論分位數的趨勢。(3) 圖 1-49 和圖 1-51 顯示 $\alpha=0.3$ 最佳，圖 1-50 顯示 $\alpha=0.2$ 最佳。依據許多類似的分位圖，台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)採用 $\alpha=0.2$ （即 0.8 倍和 1.2 倍單一測站標準差），且 1 比 1 組合兩個常態分佈為混合模式，此種設定適用於所有週期和所有隱沒帶代表 GMPE。採用 $\alpha=0.2$ 的設定，與地

殼震源的設定值相同。

因此，台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)以下列混合模式考慮隱沒帶代表 GMPE 的隨機不確定性：

$$P(\ln PSA > z) = 0.5 \left[1 - \Phi \left(\frac{z - \mu}{0.8\sigma_{SS}} \right) \right] + 0.5 \left[1 - \Phi \left(\frac{z - \mu}{1.2\sigma_{SS}} \right) \right] \quad (1.23)$$

式中， μ 為隱沒帶代表 GMPE 的 $\ln PSA$ 估計值， Φ 為標準常態分佈的累積機率函數。

即使經由 WS #1 的 PSHA 結果回饋，台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)發現原始常態分佈模式或是混合模式在四座核電廠的 PSHA 結果非常接近，故台電核電廠 PSHA SSHAC-3 計畫(NCREE, 2019b)未將原始常態分佈模式列為分支，僅選用混合模式一分支，令其權重為 1。

表 1-1 隱沒帶強地動資料的挑選條件(NCREE, 2019b)

<i>GLB + TW</i> dataset		<i>TW</i> dataset
Non-Taiwan data	Taiwan data	Taiwan database
$M \geq 6.5$	$M \geq 5.0$	$M \geq 5.0$
<p><i>Interface:</i> $R_{rup} \leq \min(\sqrt{70^2 + Z_{TOR}^2}, R_{max})$</p> <p><i>IntraSlab:</i> $R_{rup} \leq \min(\sqrt{100^2 + Z_{TOR}^2}, R_{max})$</p>		$R_{rup} \leq R_{max}$
$V_{S30} \geq 330 \text{ m/s}$	$V_{S30} \geq 330 \text{ m/s}$	No limits on V_{S30}
Oscillator period is shorter than the longest usable period		Oscillator period is shorter than the longest usable period
Events with at least 5 selected recordings		Events with at least 10 selected recordings

表 1-2 隱沒帶地震三個累積機率的 τ_{GLB} (NCREE, 2019b)

	Low value (5 th percentile)	Central value (50 th percentile)	High value (95 percentile)
τ_{GLB}	0.339	0.447	0.565

表 1-3 隱沒帶地震三個累積機率的 τ_{TW} (NCREE, 2019b)

	Low value (5 th percentile)	Central value (50 th percentile)	High value (95 percentile)
τ_{TW}	0.289	0.385	0.490

表 1-4 隱沒帶 GMPE 事件內單一測站標準差(NCREE, 2019b)

	Low value (5 th percentile)	Central value (50 th percentile)	High value (95 th percentile)
ϕ_{ss}	0.247	0.406	0.589

表 1-5 隱沒帶 GMPE 單一測站標準差的兩個參數(NCREE, 2019b)

	σ_{ss1}	σ_{ss2}
Low value (5 th percentile)	0.428	0.471
Central value (50 th percentile)	0.566	0.610
High value (95 th percentile)	0.717	0.760

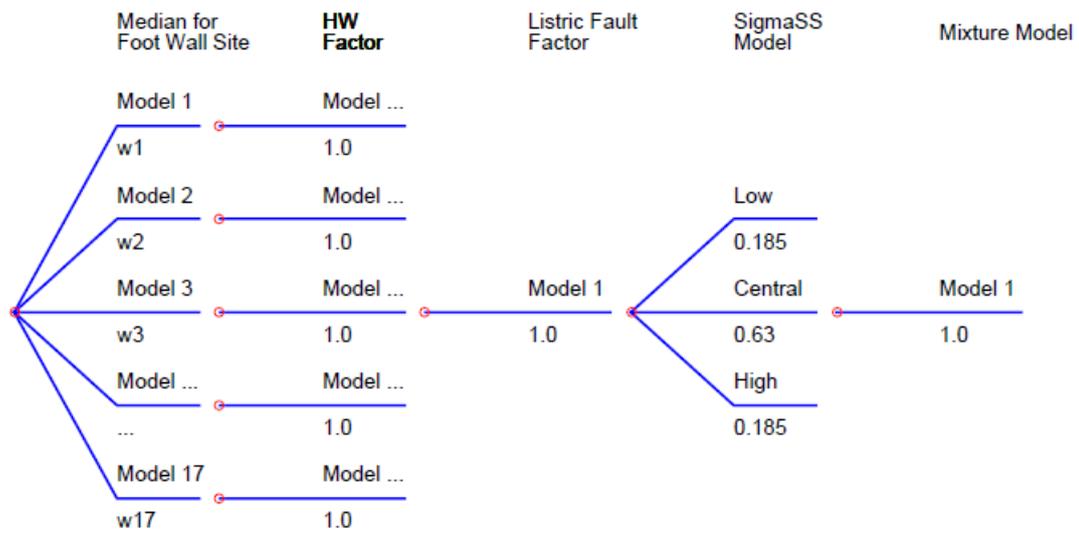


圖 1-1 地殼地震地動特性邏輯樹和權重(NCREE, 2019b)

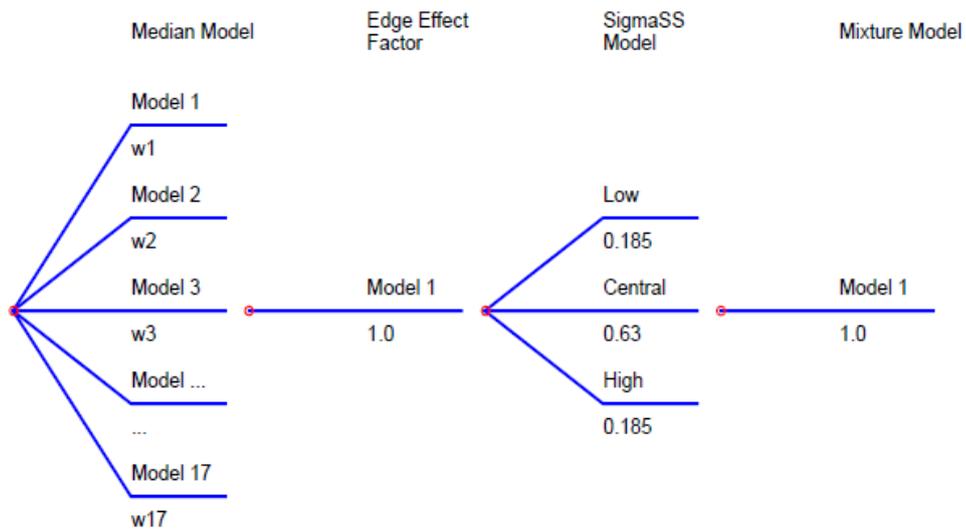


圖 1-2 隱沒帶板塊介面地震地動特性邏輯樹和權重(NCREE, 2019b)

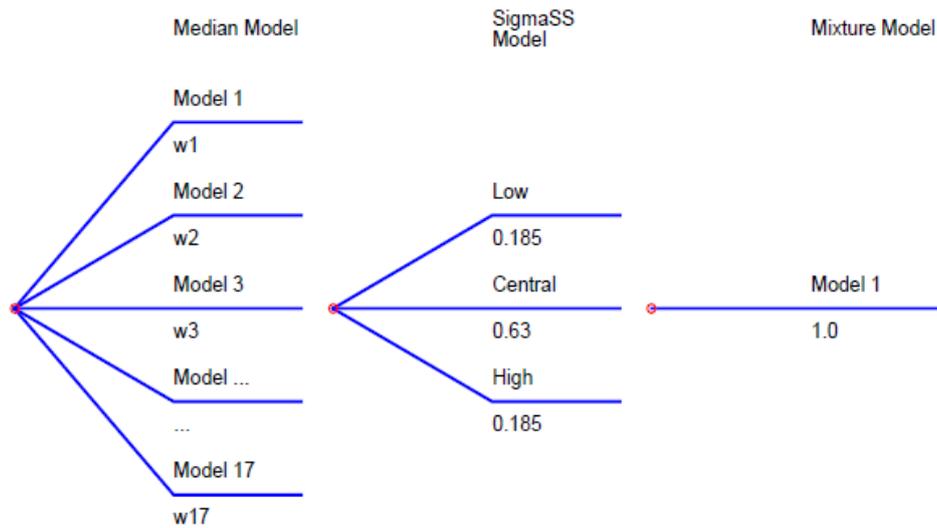


圖 1-3 隱沒帶板塊內部地震地動特性邏輯樹和權重(NCREE, 2019b)

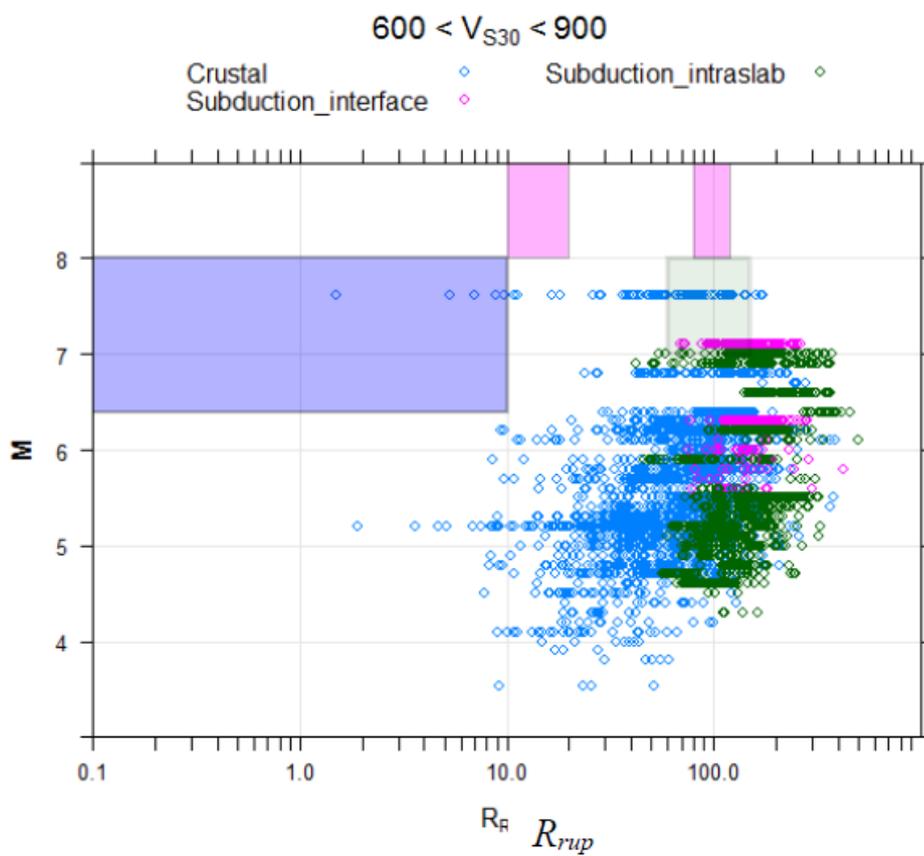


圖 1-4 台灣地動資料的規模和距離分佈(NCREE, 2019b)

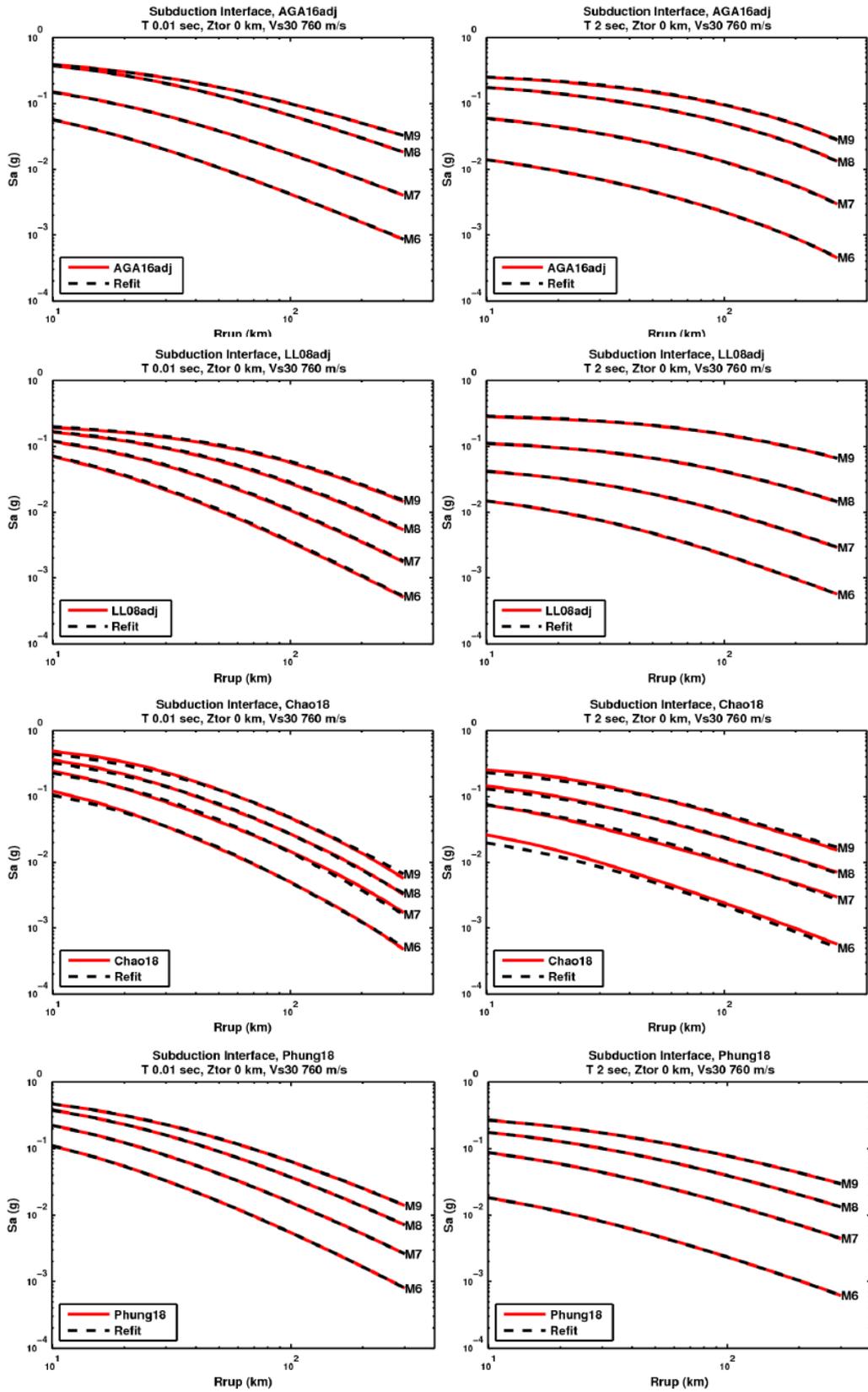


圖 1-5 部份隱沒帶板塊介面種子和共同型式 GMPE 之擬合比較 (NCREE, 2019b)

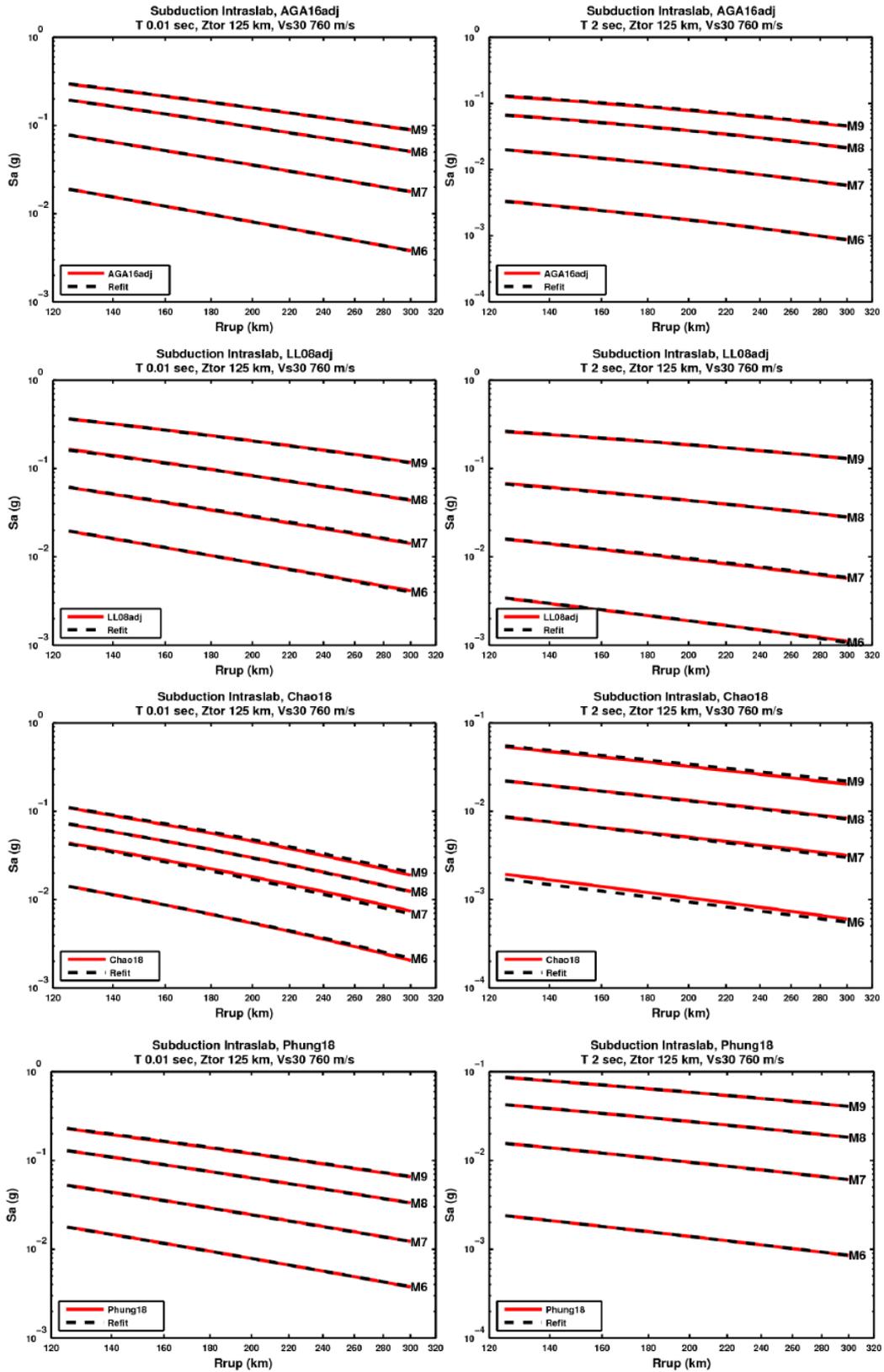


圖 1-6 部份隱沒帶板塊內部種子和共同型式 GMPE 之擬合比較 (NCREE, 2019b)

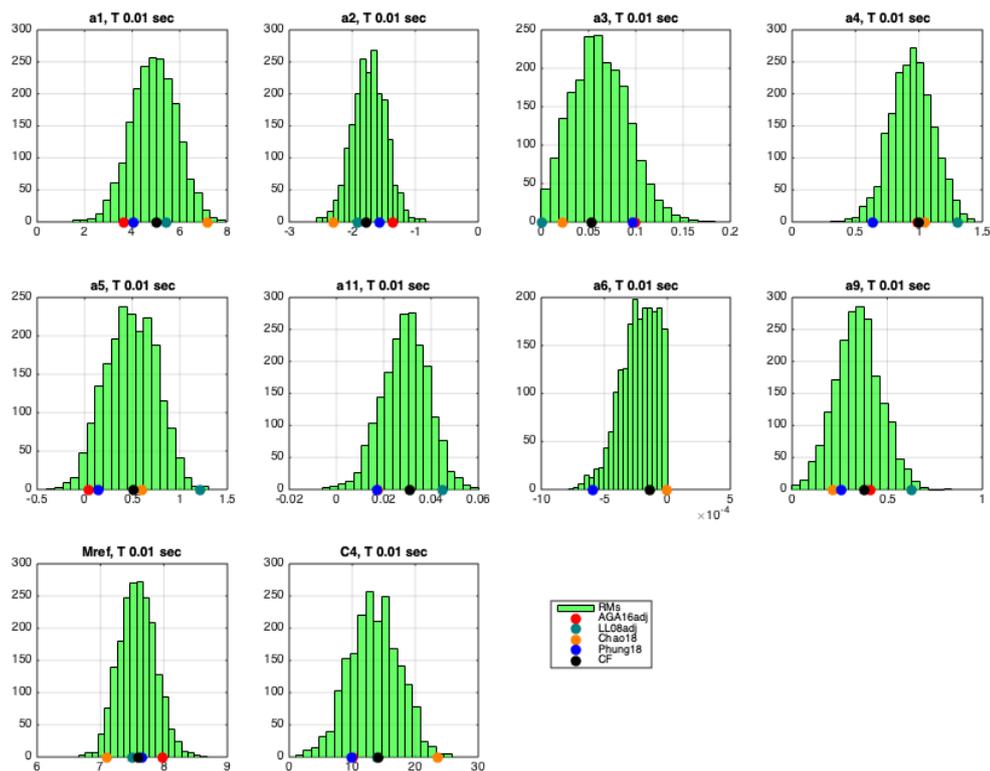


圖 1-7 隱沒帶板塊介面 2000 組樣本共同型式 GMPE 係數之直方圖 (NCREE, 2019b)

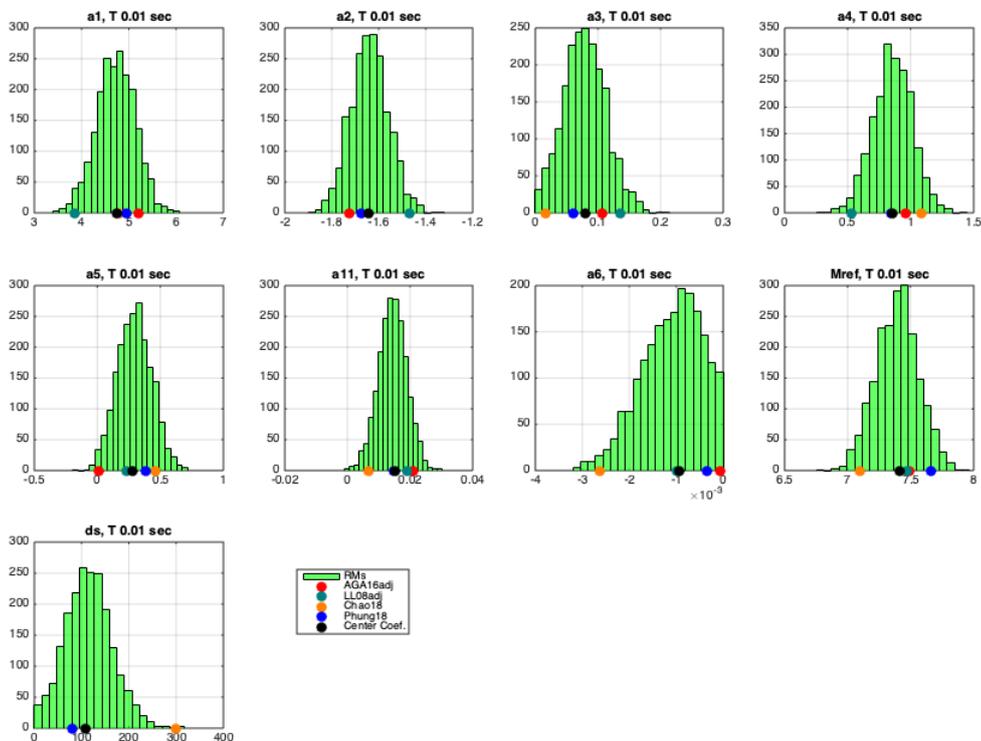


圖 1-8 隱沒帶板塊內部 2000 組樣本共同型式 GMPE 係數之直方圖 (NCREE, 2019b)

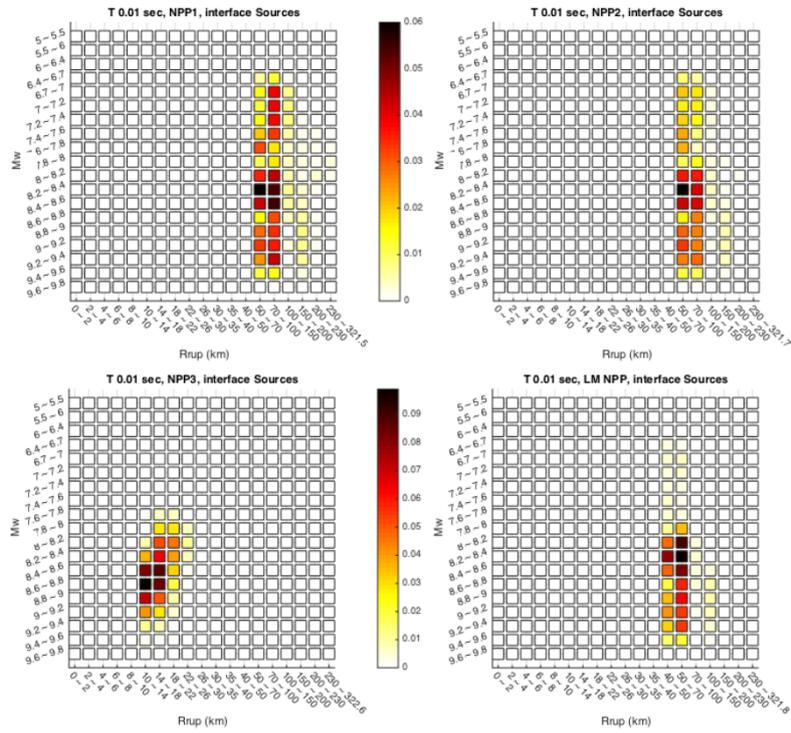


圖 1-9 隱沒帶板塊介面的地震危害度對 M_w 和 R_{rup} 之拆解圖 (NCREE, 2019b)

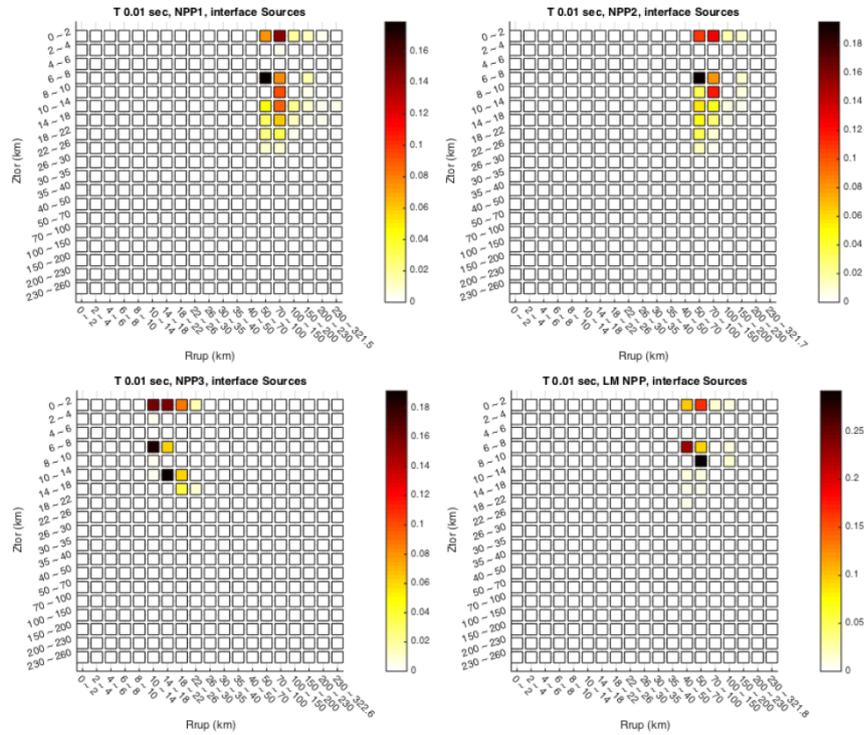


圖 1-10 隱沒帶板塊介面的地震危害度對 Z_{TOR} 和 R_{rup} 之拆解圖 (NCREE, 2019b)

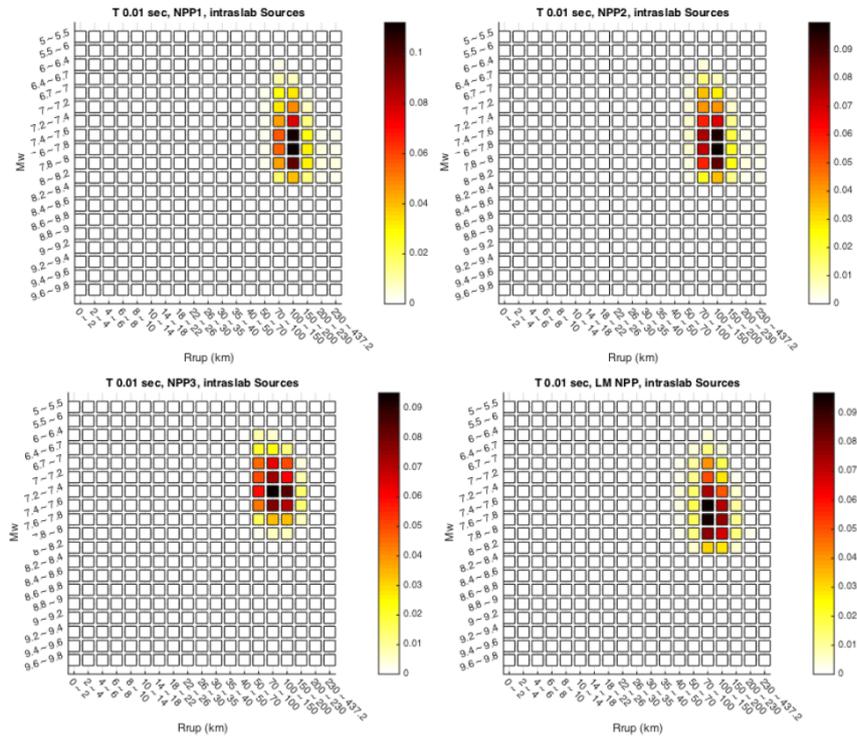


圖 1-11 隱沒帶板塊內部的地震危害度對 M 和 R_{rup} 之拆解圖 (NCREE, 2019b)

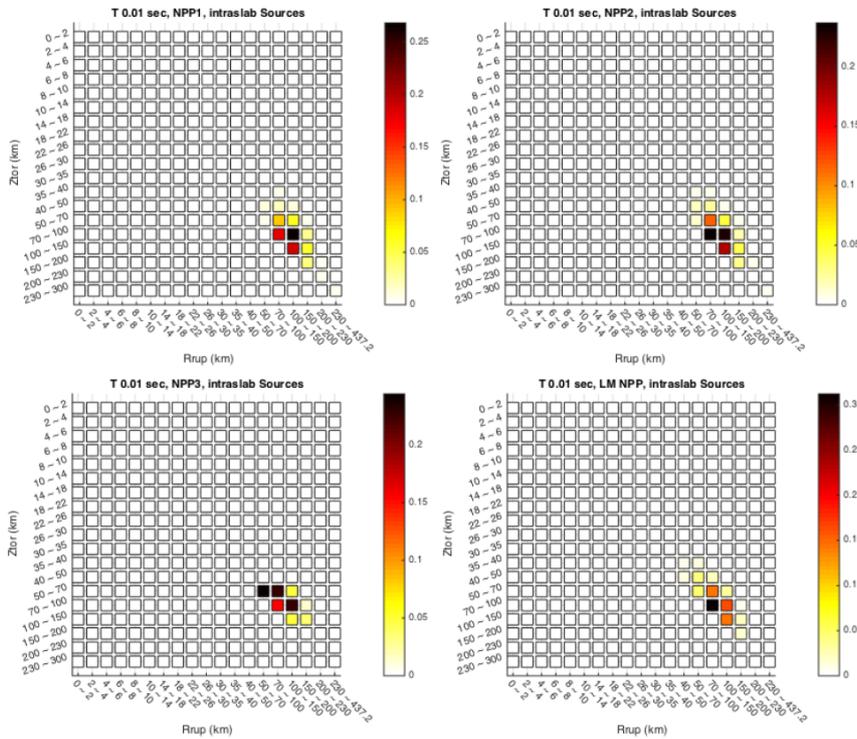


圖 1-12 隱沒帶板塊內部的地震危害度對 Z_{TOR} 和 R_{rup} 之拆解圖 (NCREE, 2019b)

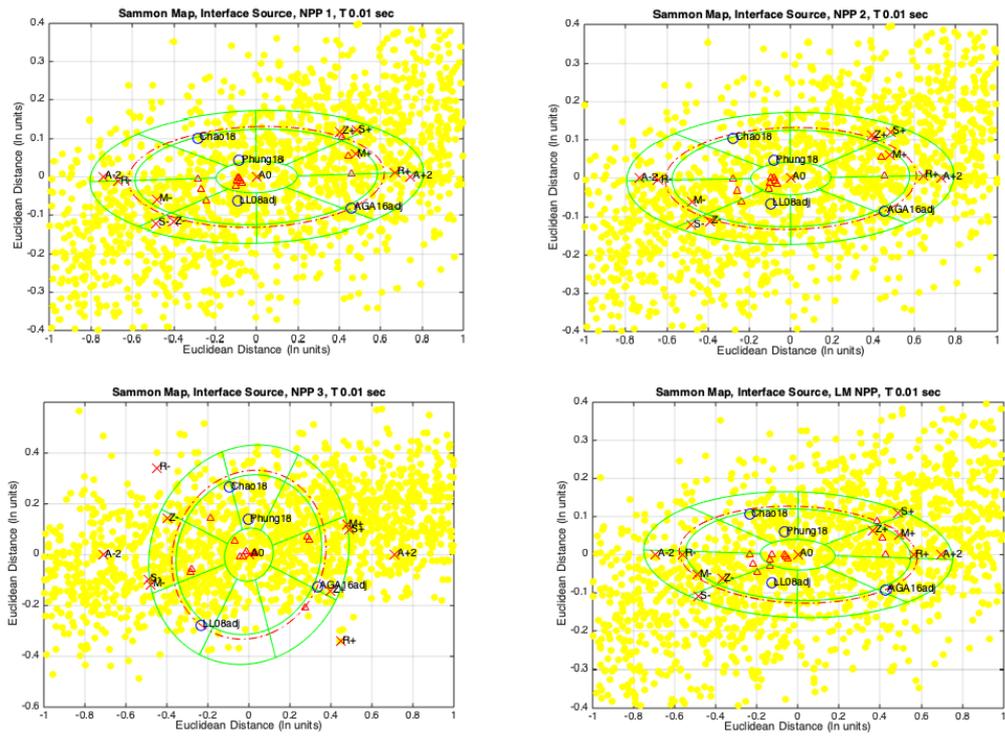


圖 1-13 隱沒帶板塊介面共同型式 GMPE 的 Sammon 圖 (NCREE, 2019b)

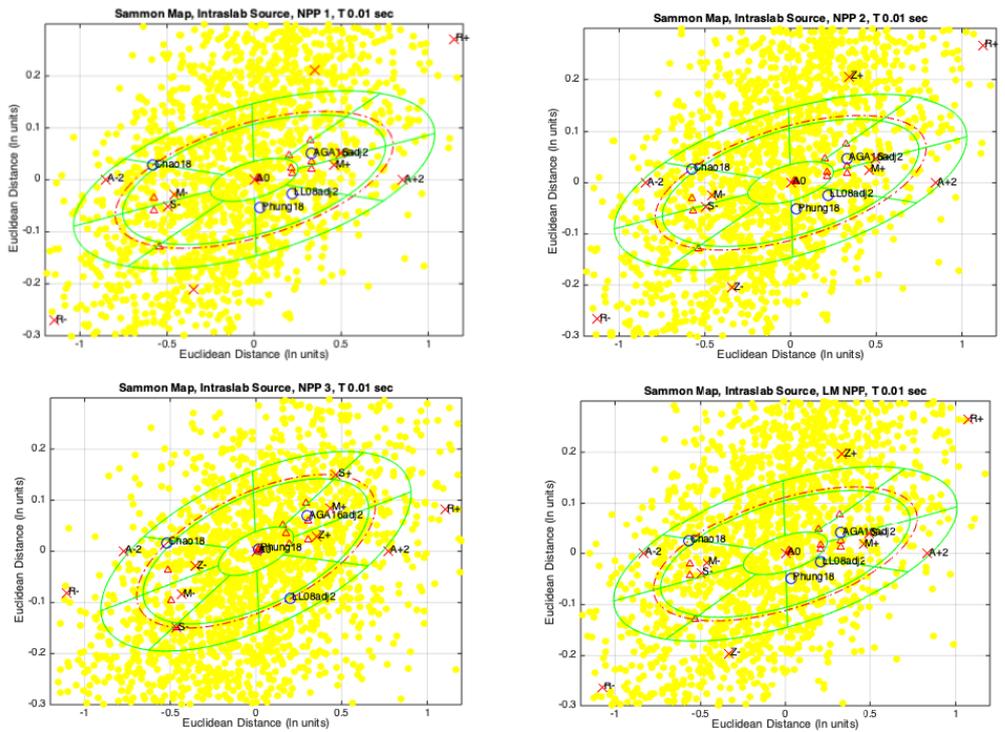


圖 1-14 隱沒帶板塊內部共同型式 GMPE 的 Sammon 圖 (NCREE, 2019b)

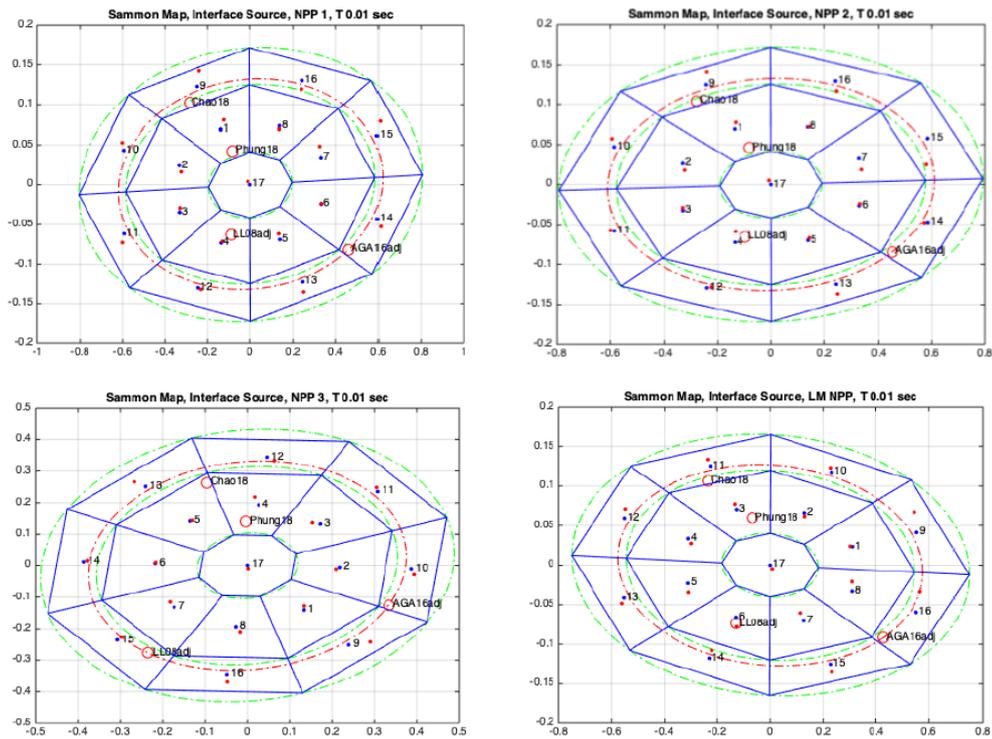


圖 1-15 隱沒帶板塊介面共同型式 GMPE 的 Sammon 圖
劃分為 17 個小區域(NCREE, 2019b)

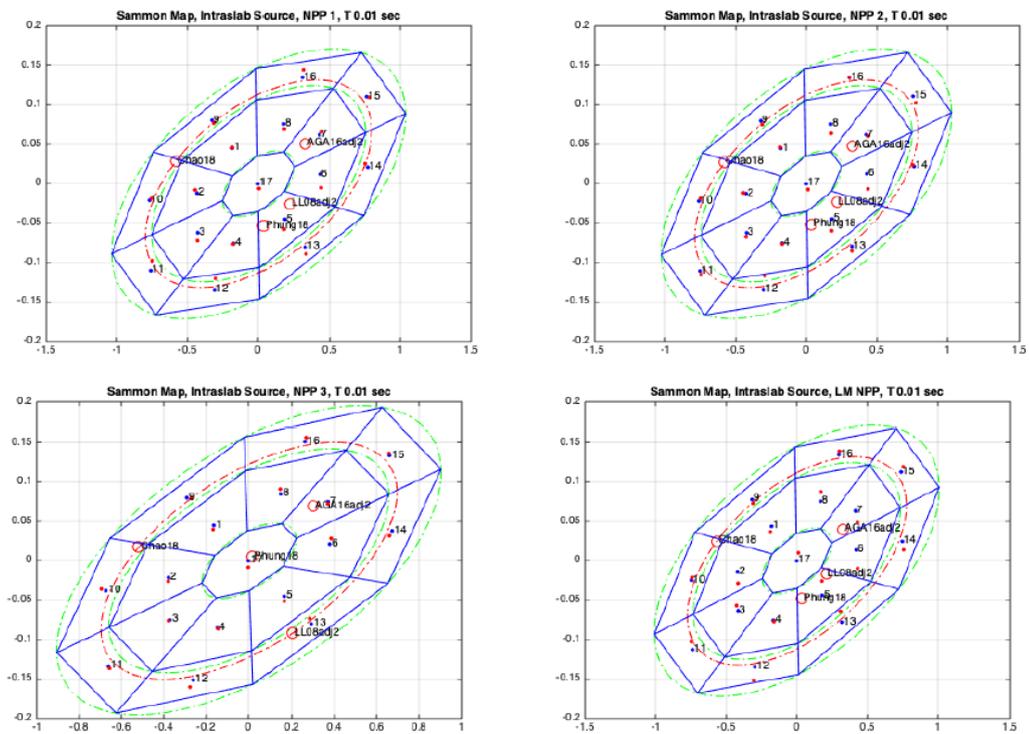


圖 1-16 隱沒帶板塊內部共同型式 GMPE 的 Sammon 圖
劃分為 17 個小區域(NCREE, 2019b)

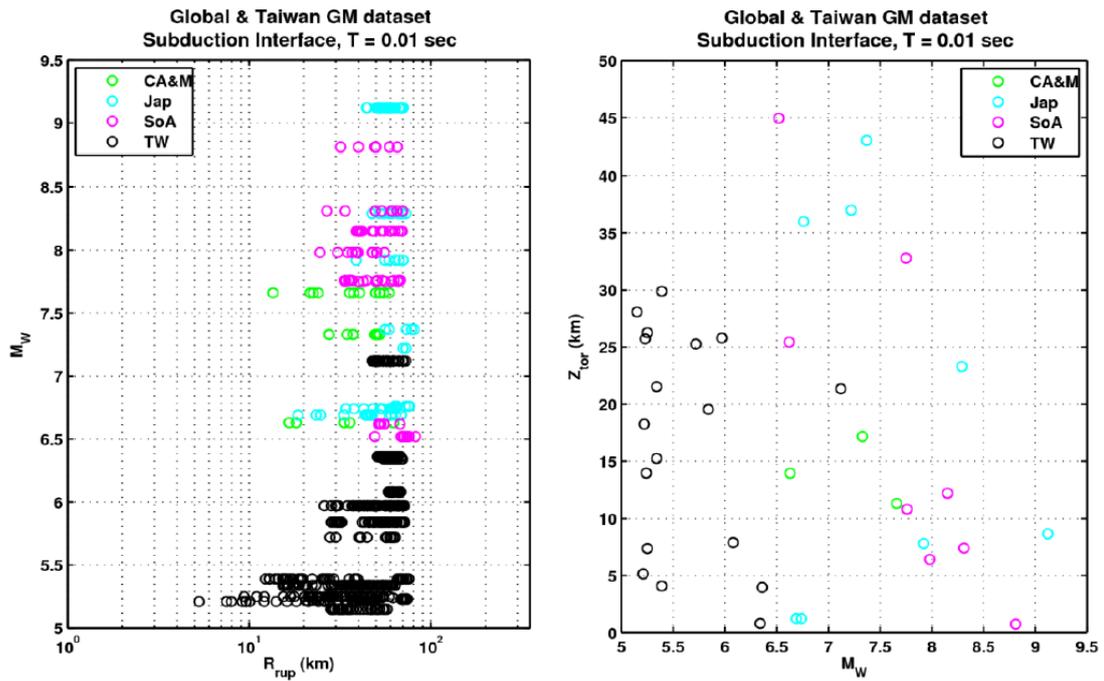


圖 1-17 評估隱沒帶板塊介面 GMPE 權重之
GLB+TW 強地動資料(NCREE, 2019b)

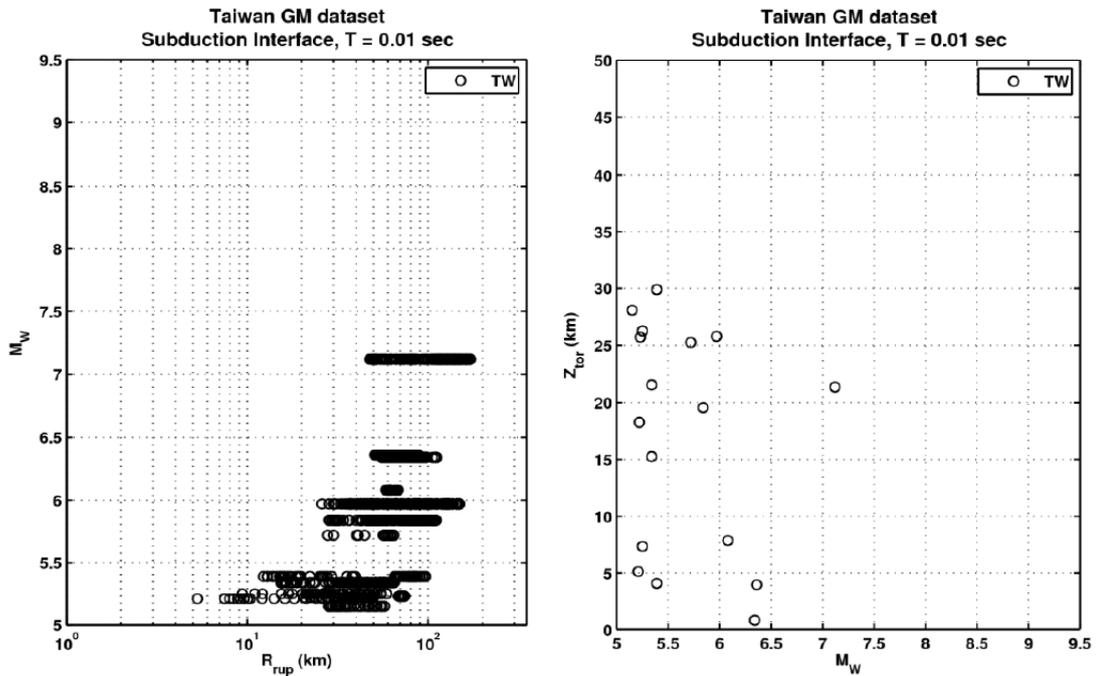


圖 1-18 評估隱沒帶板塊介面 GMPE 權重之
TW 強地動資料(NCREE, 2019b)

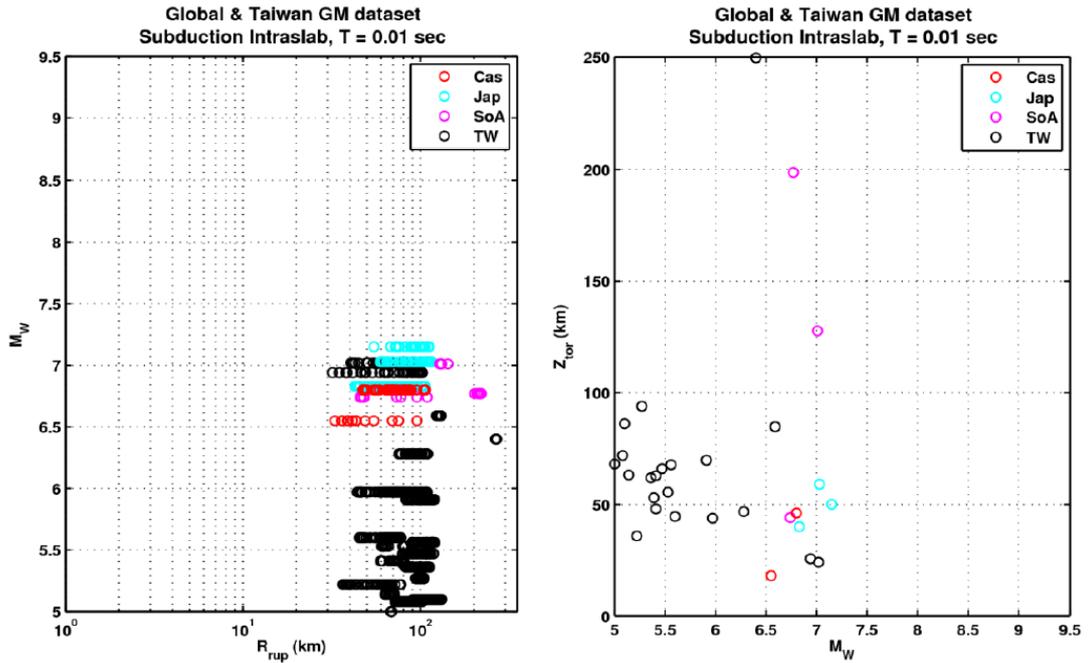


圖 1-19 評估隱沒帶板塊內部 GMPE 權重之
GLB+TW 強地動資料(NCREE, 2019b)

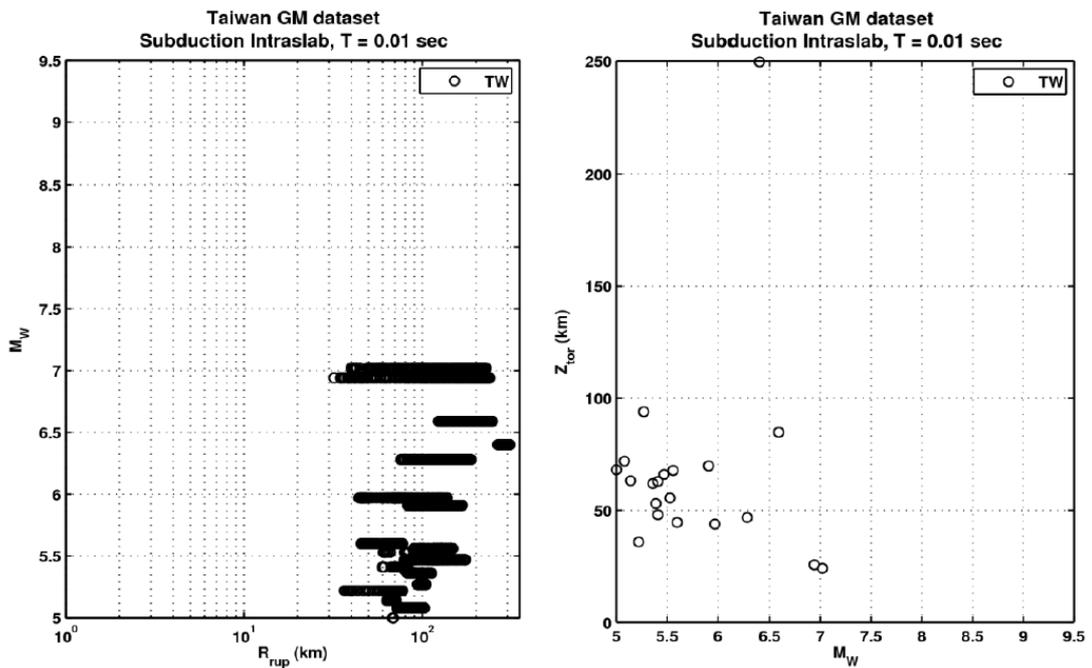


圖 1-20 評估隱沒帶板塊內部 GMPE 權重之
TW 強地動資料(NCREE, 2019b)

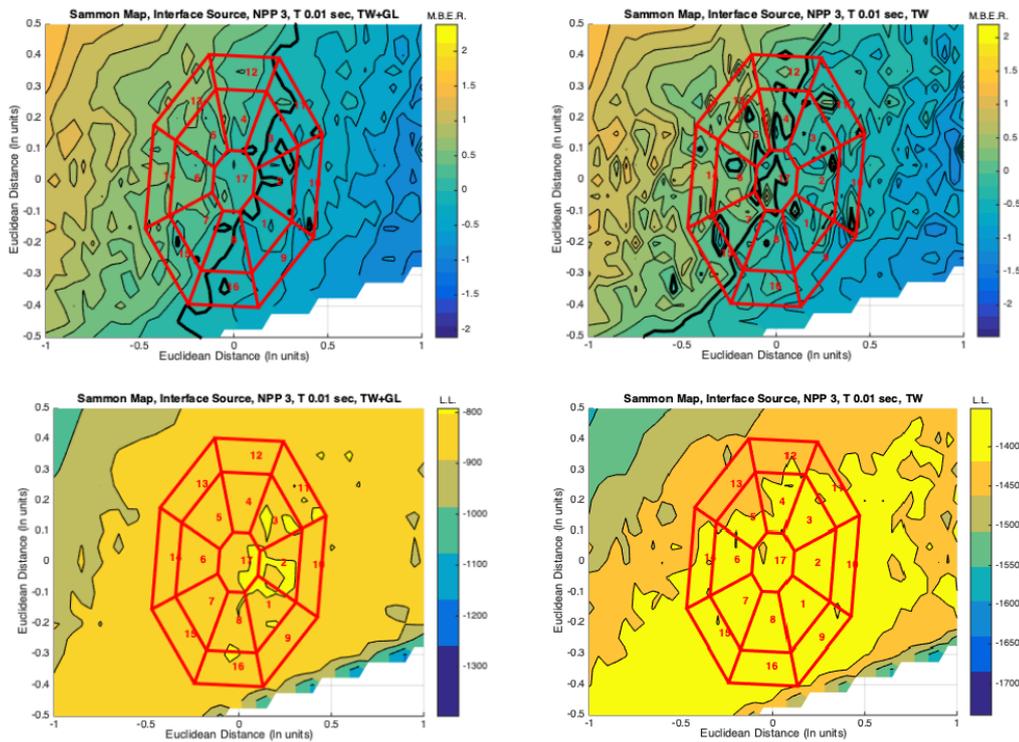


圖 1-21 核三廠隱沒帶板塊介面 GMPE 的事件間
平均殘值和對數概似值(NCREE, 2019b)

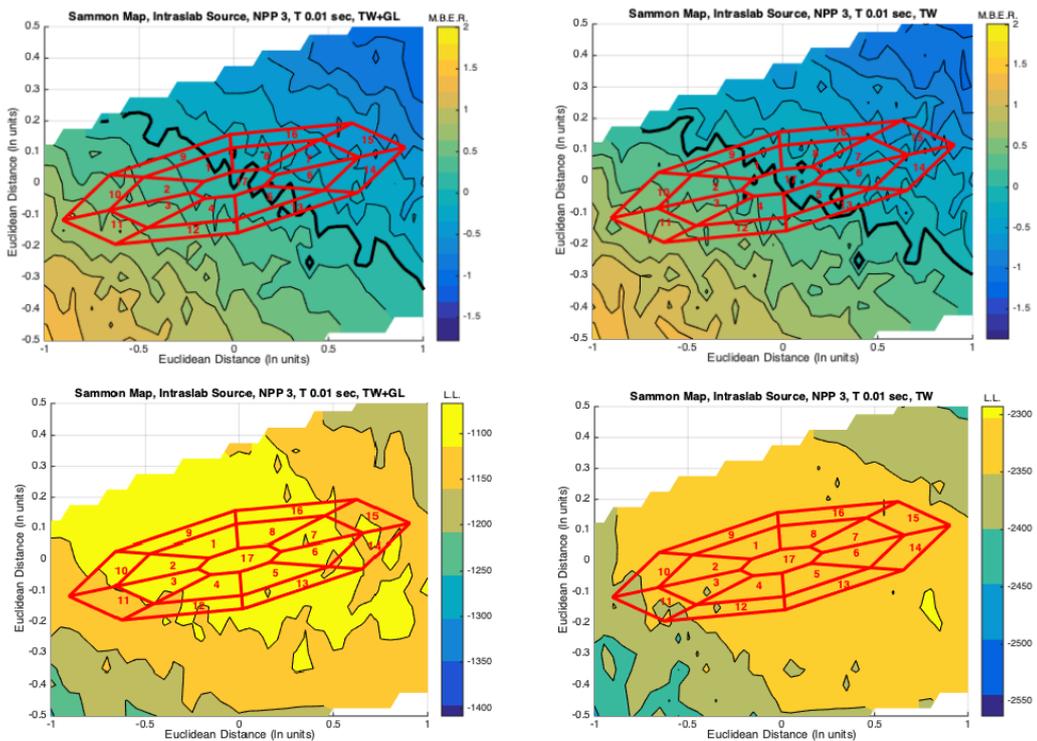


圖 1-22 核三廠隱沒帶板塊內部 GMPE 的事件間
平均殘值和對數概似值(NCREE, 2019b)

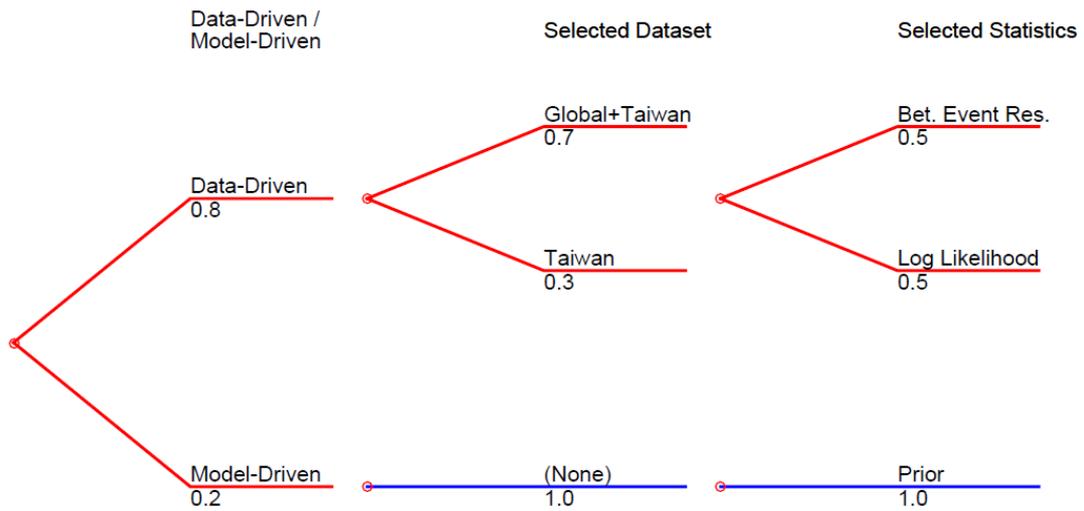


圖 1-23 評估 17 條代表 GMPE 權重之邏輯樹和權重(NCREE, 2019b)

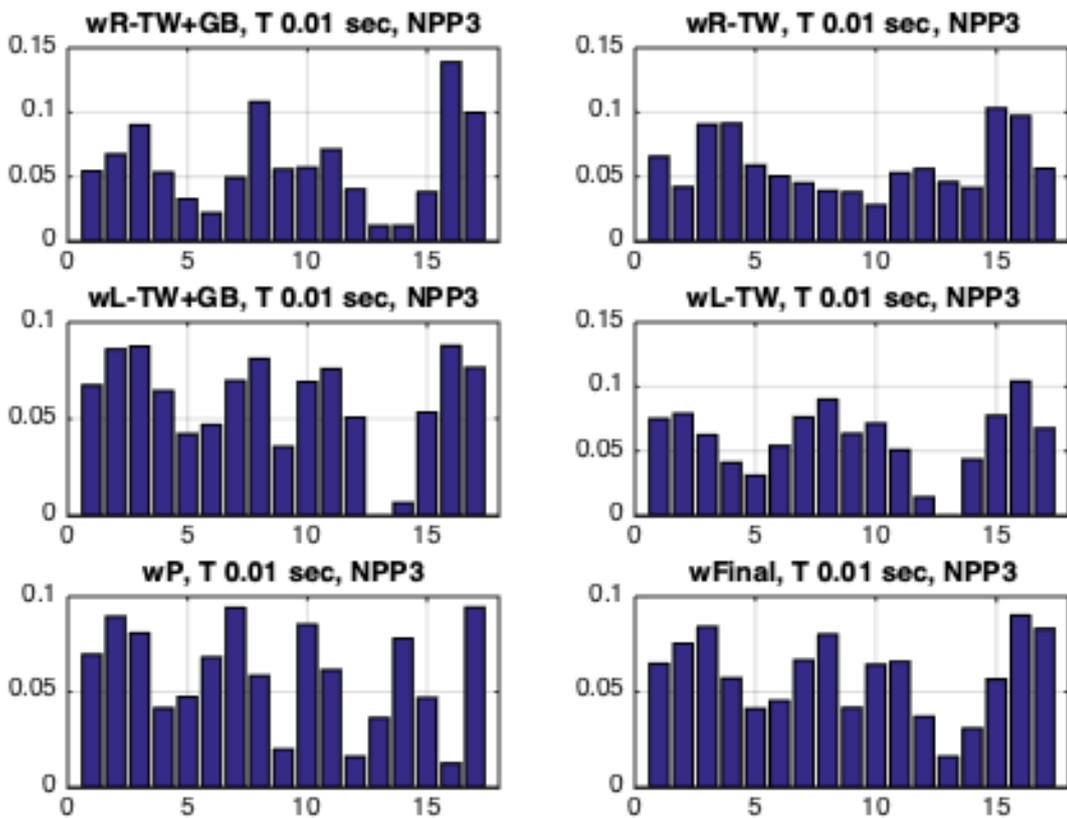


圖 1-24 核三廠隱沒帶板塊介面 17 條代表 GMPE 的 5 個權重和最後組合權重(NCREE, 2019b)

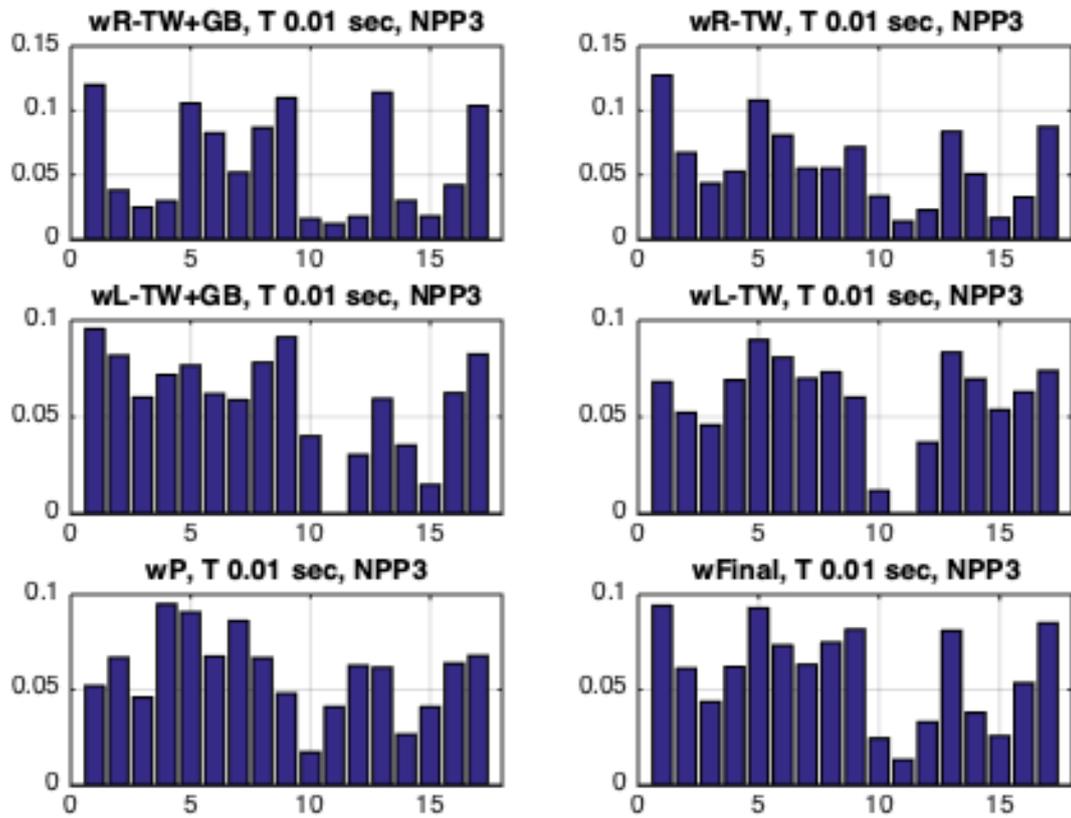


圖 1-25 核三廠隱沒帶板塊內部 17 條代表 GMPE 的 5 個權重和最後組合權重(NCREE, 2019b)

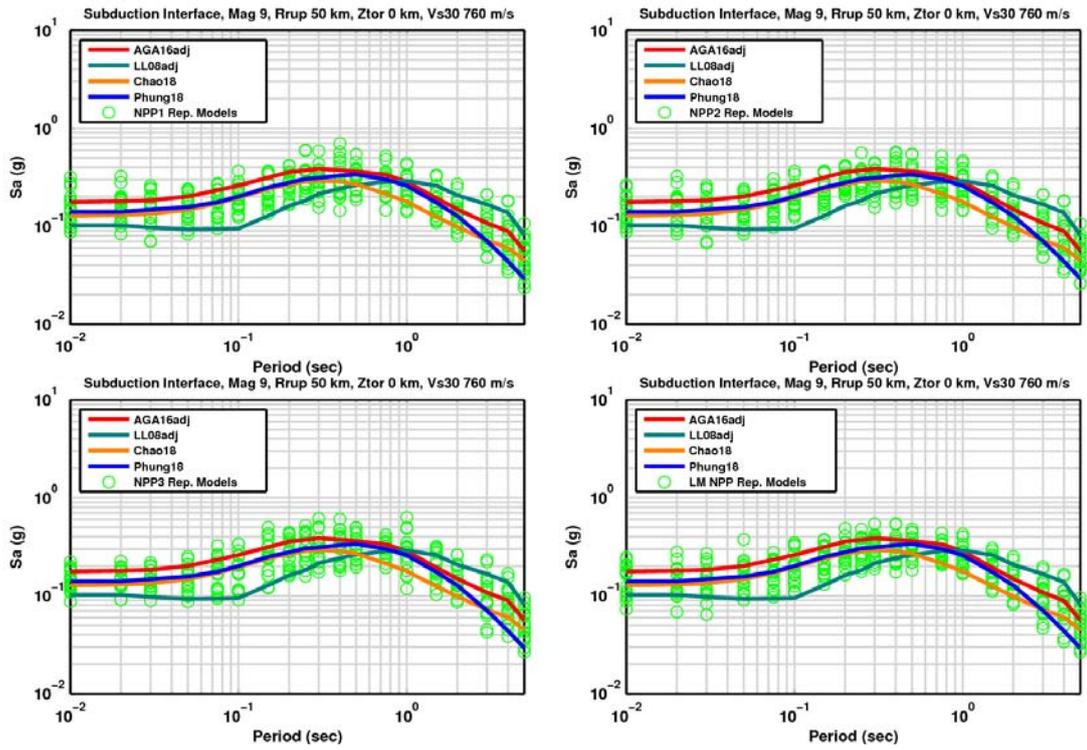


圖 1-26 隱沒帶板塊介面 4 條種子和 17 條代表 GMPE 反應譜的比較(NCREE, 2019b)

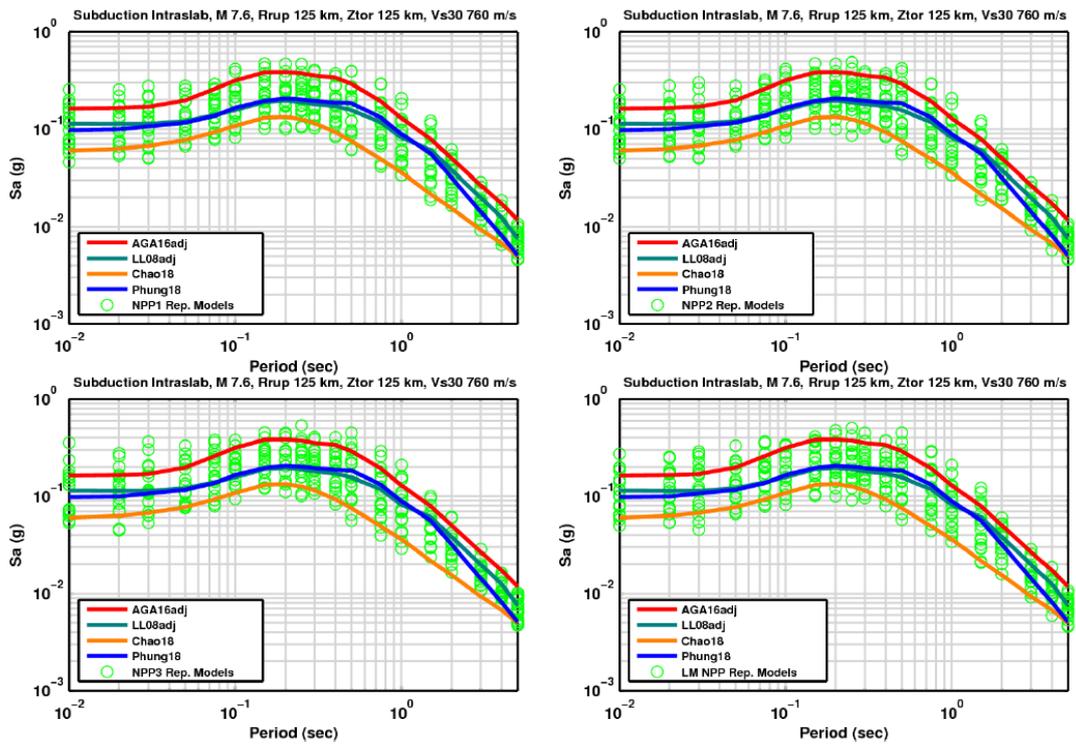


圖 1-27 隱沒帶板塊內部 4 條種子和 17 條代表 GMPE 反應譜的比較(NCREE, 2019b)

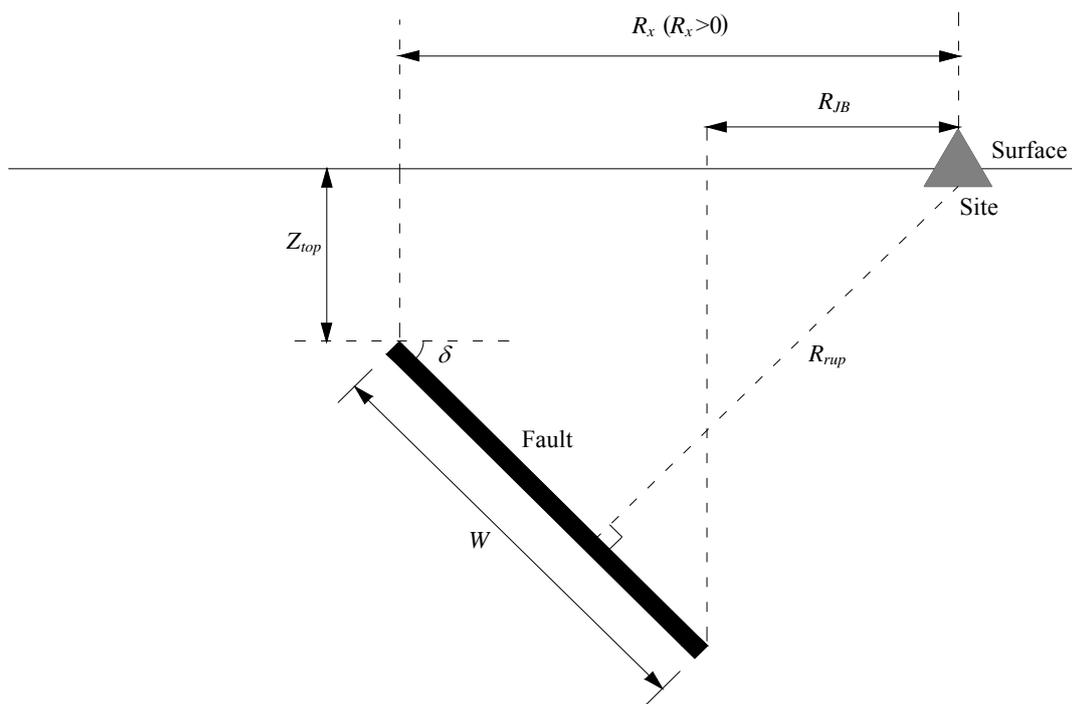


圖 1-28 場址與斷層相關方位之側視圖

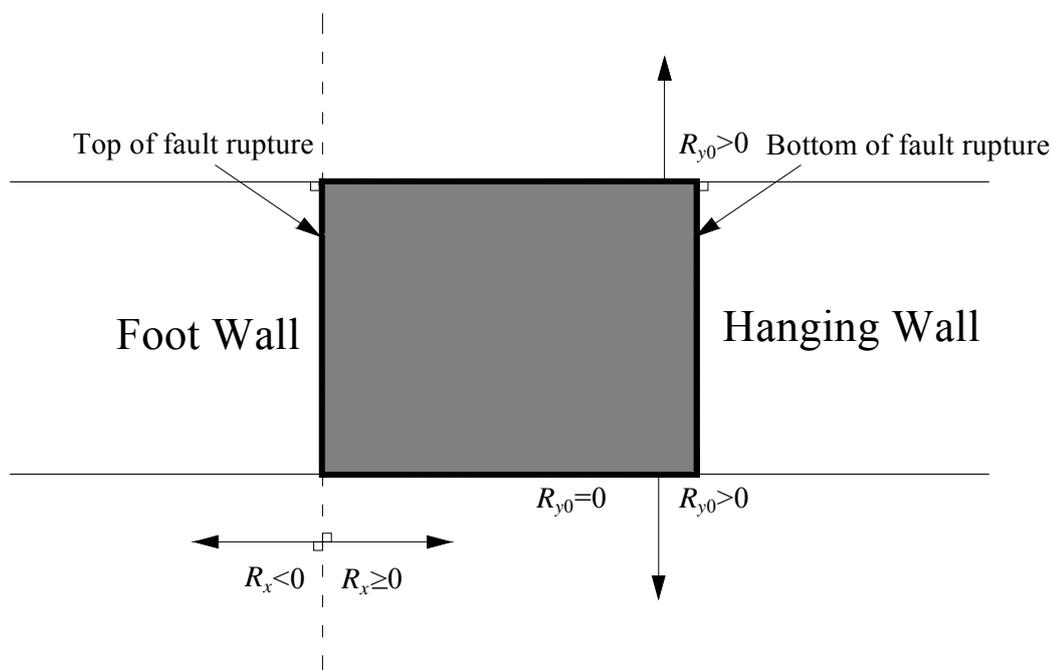


圖 1-29 斷層俯視圖

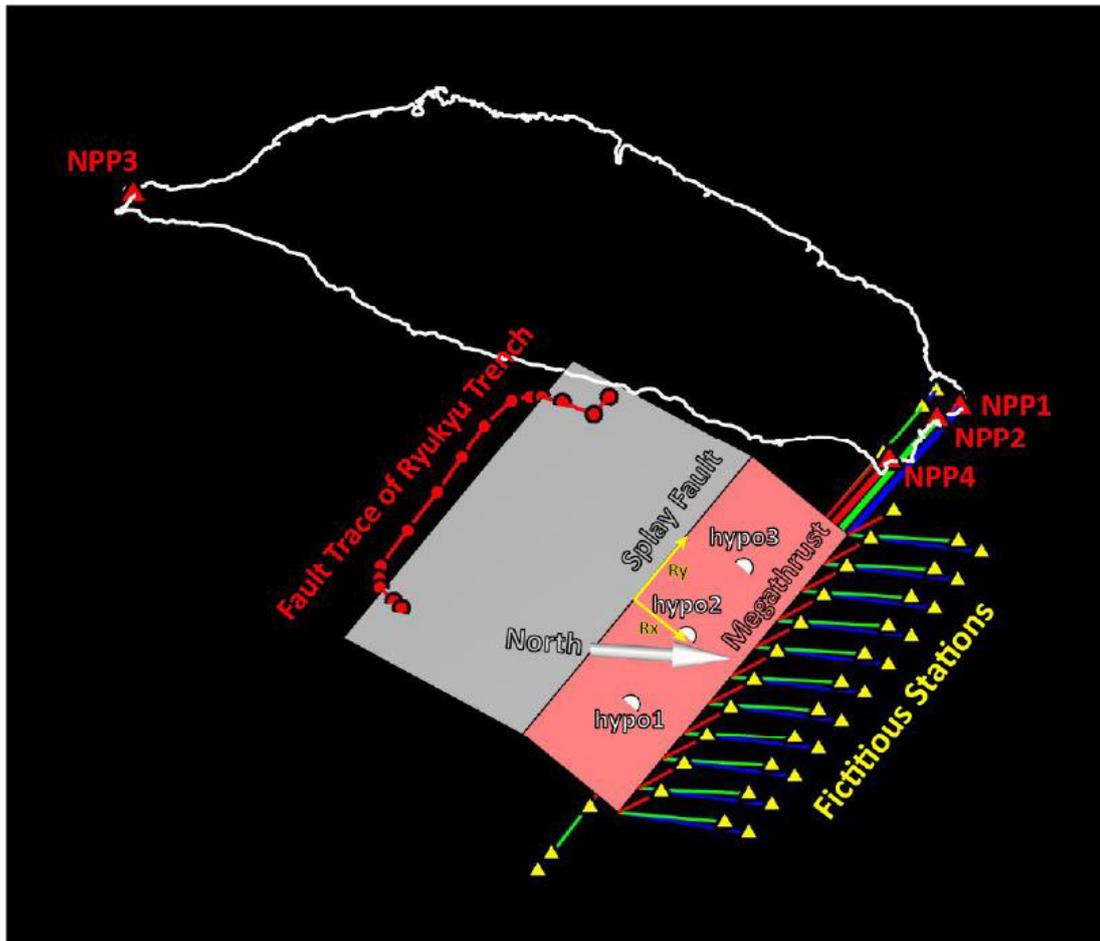


圖 1-30 琉球海溝斷層方位和場址分佈以探討邊緣效應
(NCREE, 2019b)

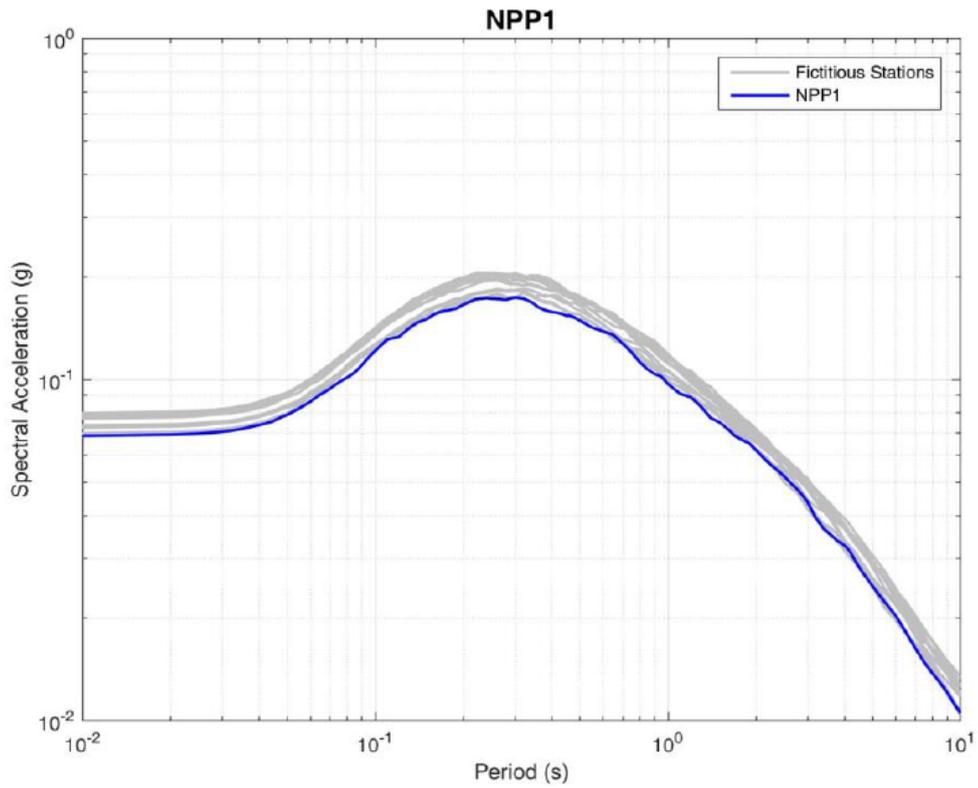


圖 1-31 核一廠和 13 個虛擬場址反應譜的比較(NCREE, 2019b)

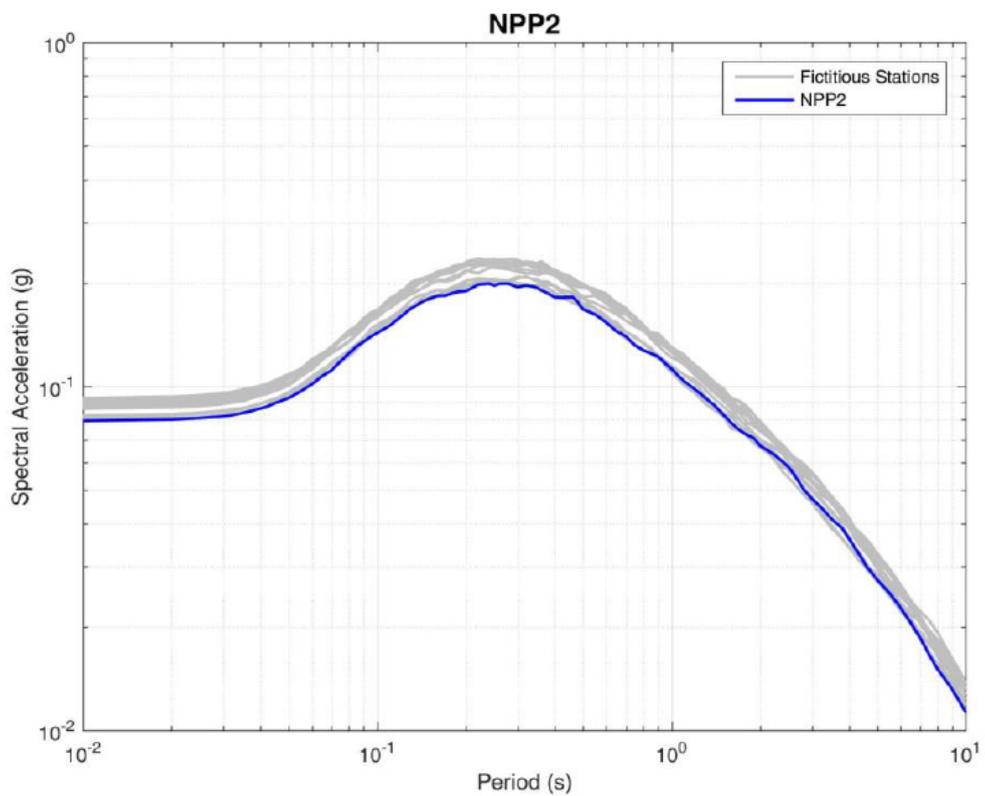


圖 1-32 核二廠和 13 個虛擬場址反應譜的比較(NCREE, 2019b)

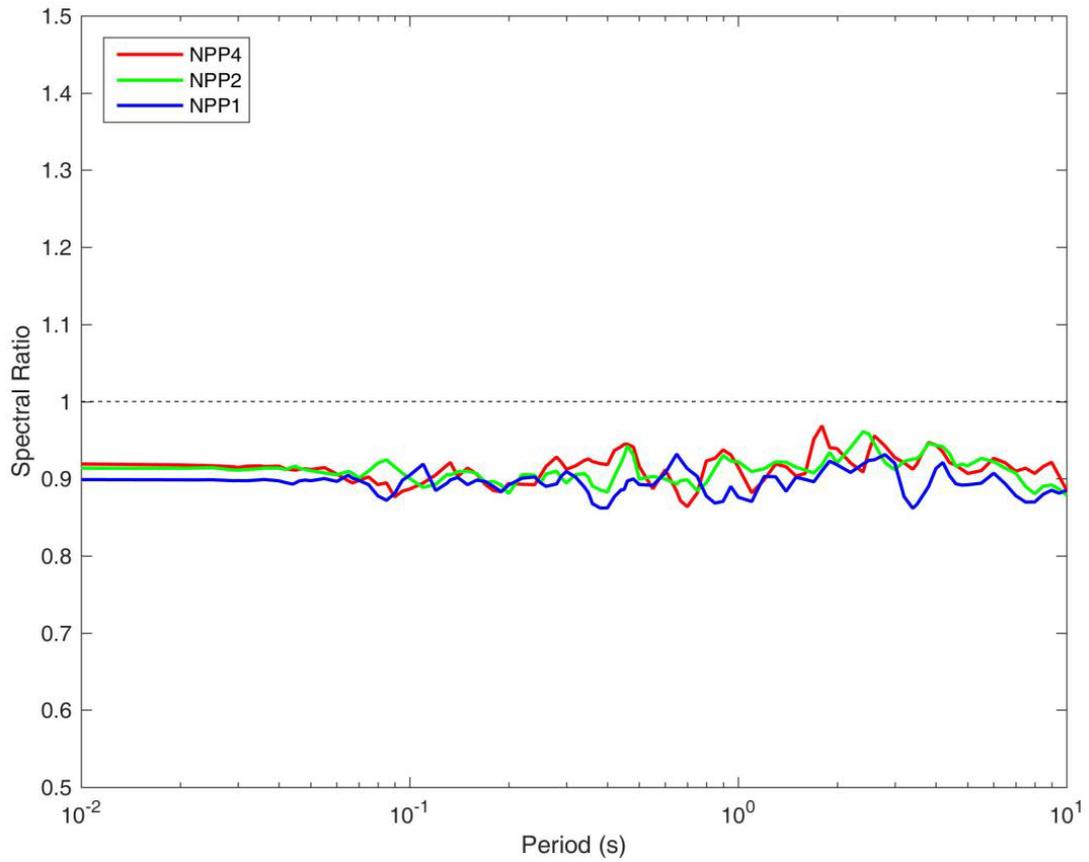


圖 1-33 核電廠址和 13 個虛擬場址譜加速度比例之平均值(NCREE, 2019b)

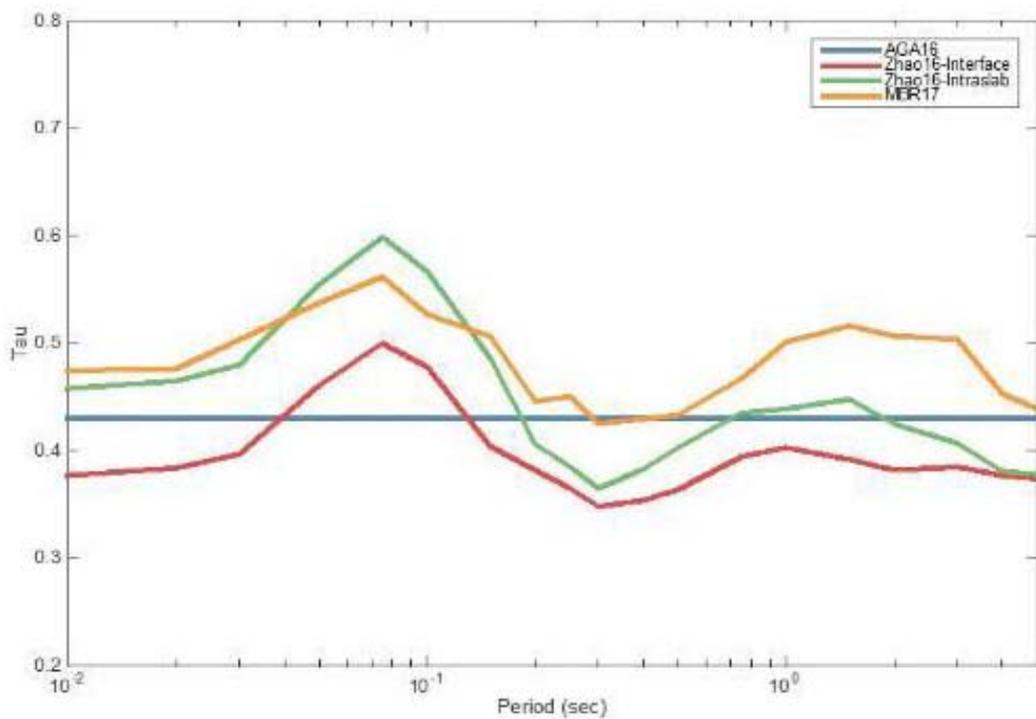


圖 1-34 4 條國外隱沒帶震源 GMPE 的 τ 與週期之關係(NCREE, 2019b)

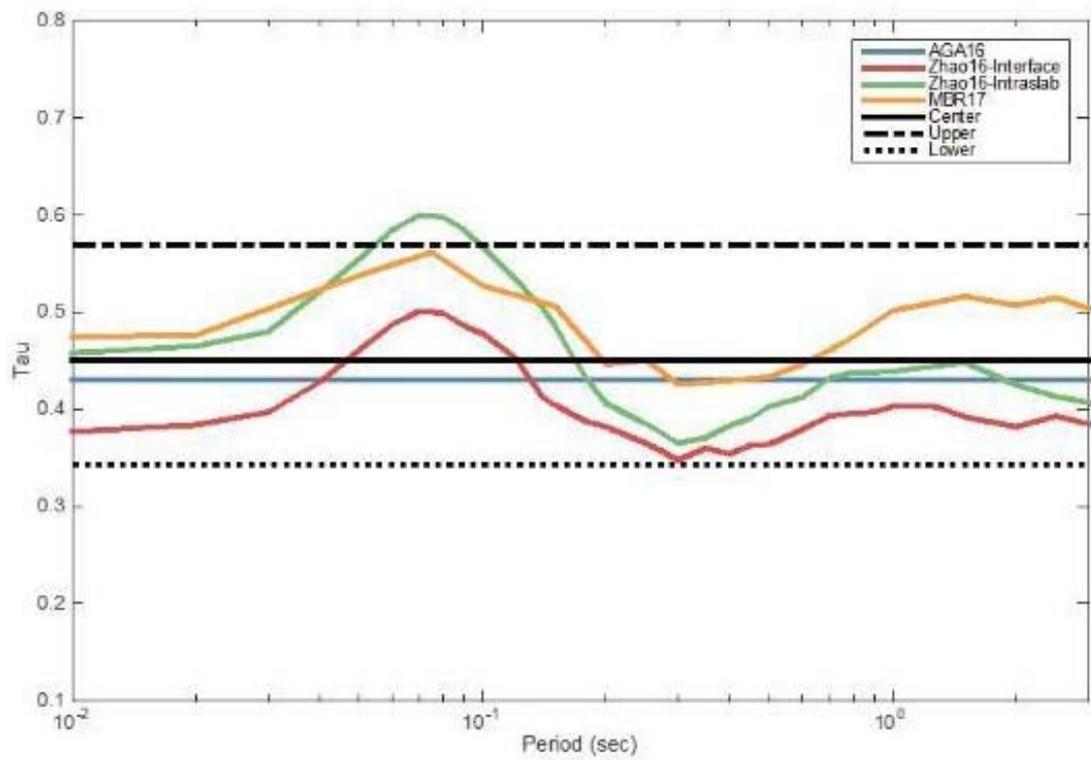


圖 1-35 τ_{GLB} 的比較(NCREE, 2019b)

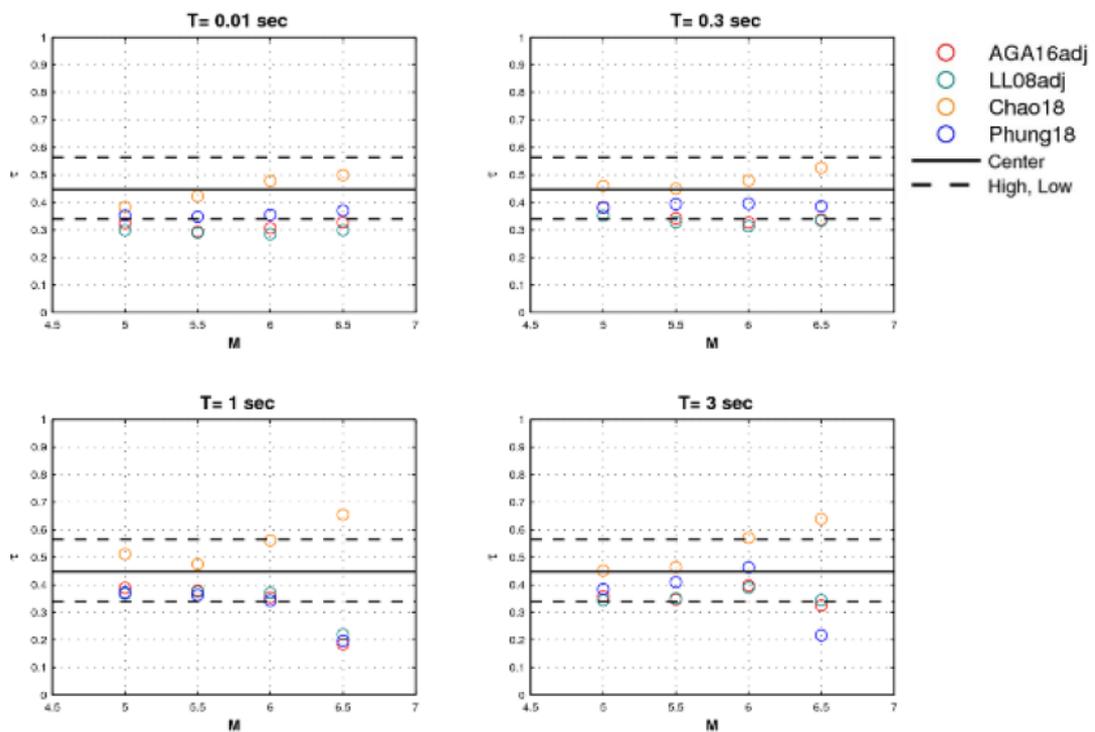


圖 1-36 τ_w 與 τ_{GLB} 的比較(NCREE, 2019b)

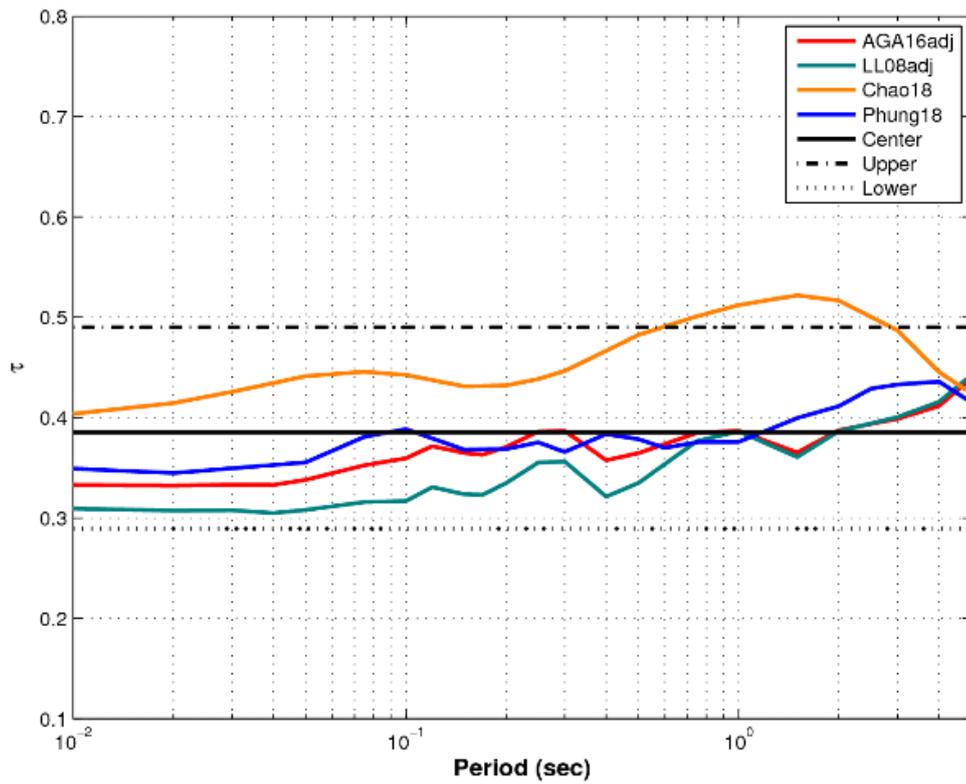


圖 1-37 4 條隱沒帶種子 GMPE 的 τ 與週期之關係(NCREE, 2019b)

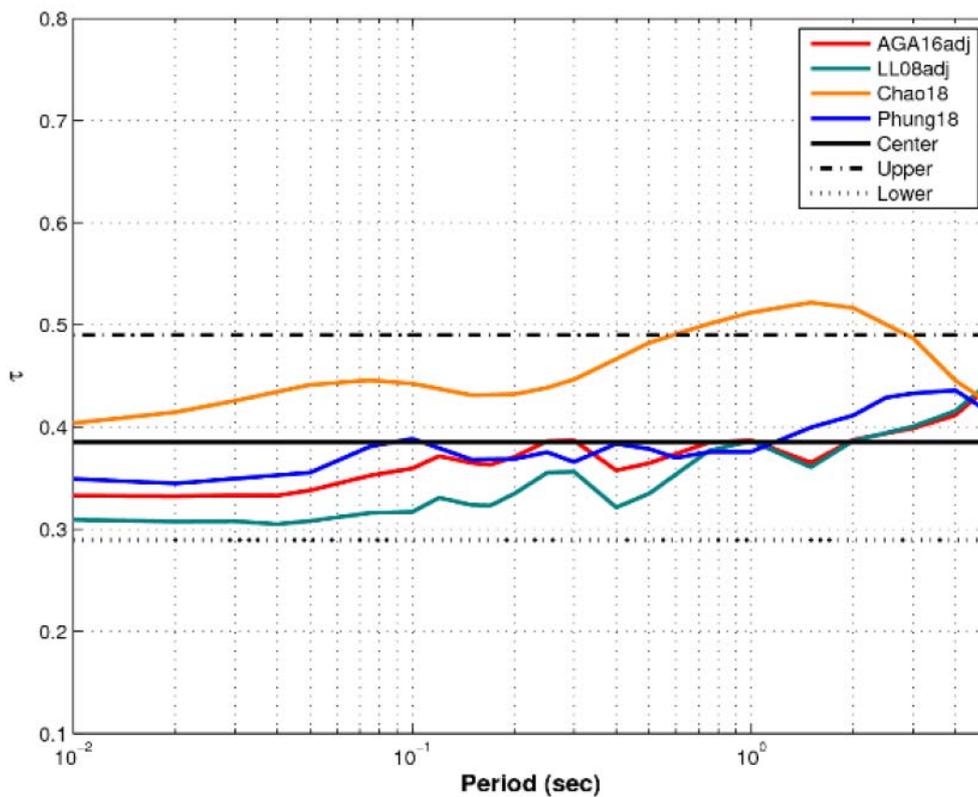


圖 1-38 τ_w 的比較(NCREE, 2019b)

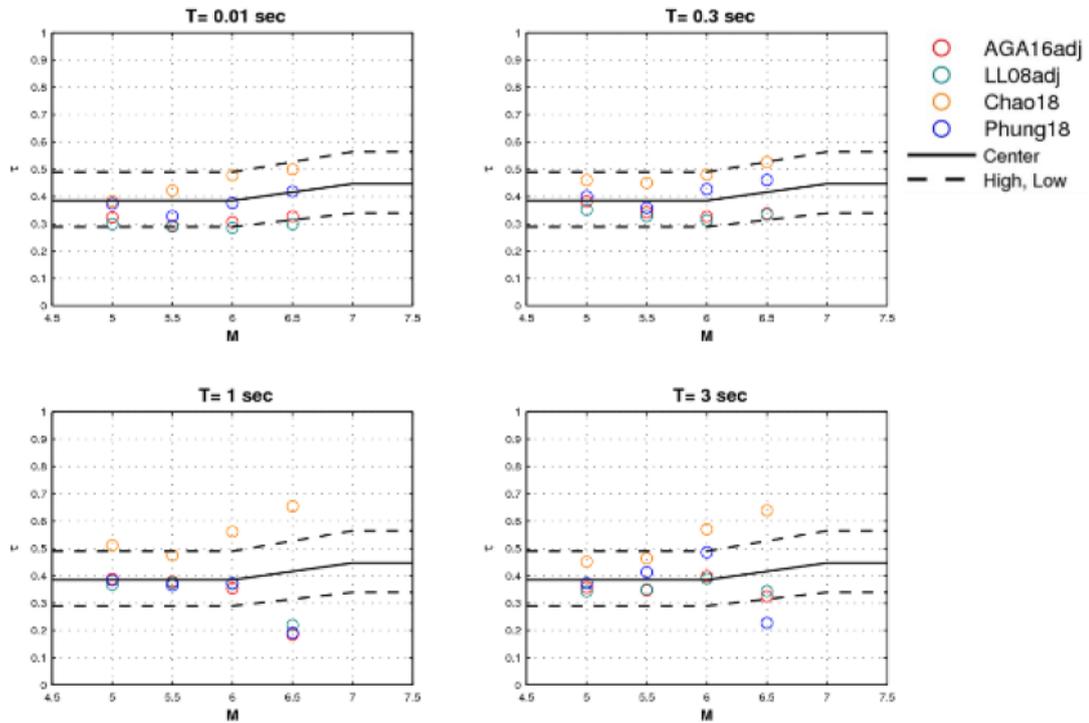


圖 1-39 τ_w 與 3 分支建議值的比較(NCREE, 2019b)

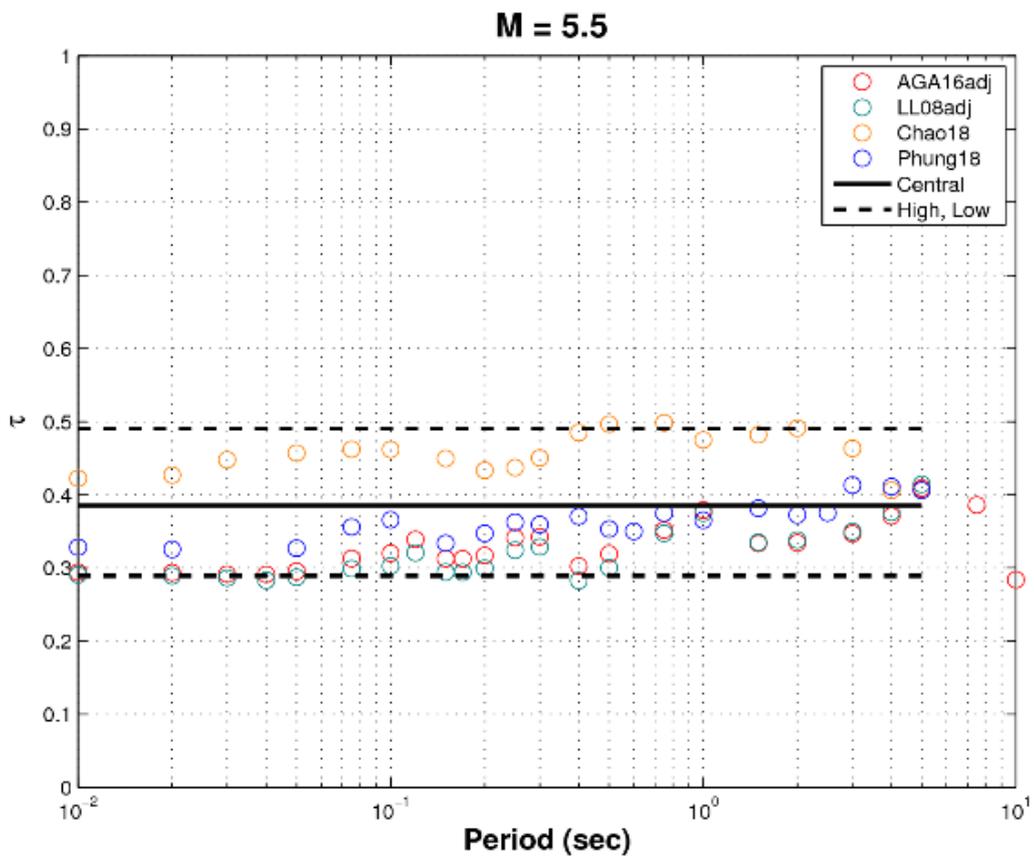


圖 1-40 事件間標準差與週期之關係(M 5.0-6.0) (NCREE, 2019b)

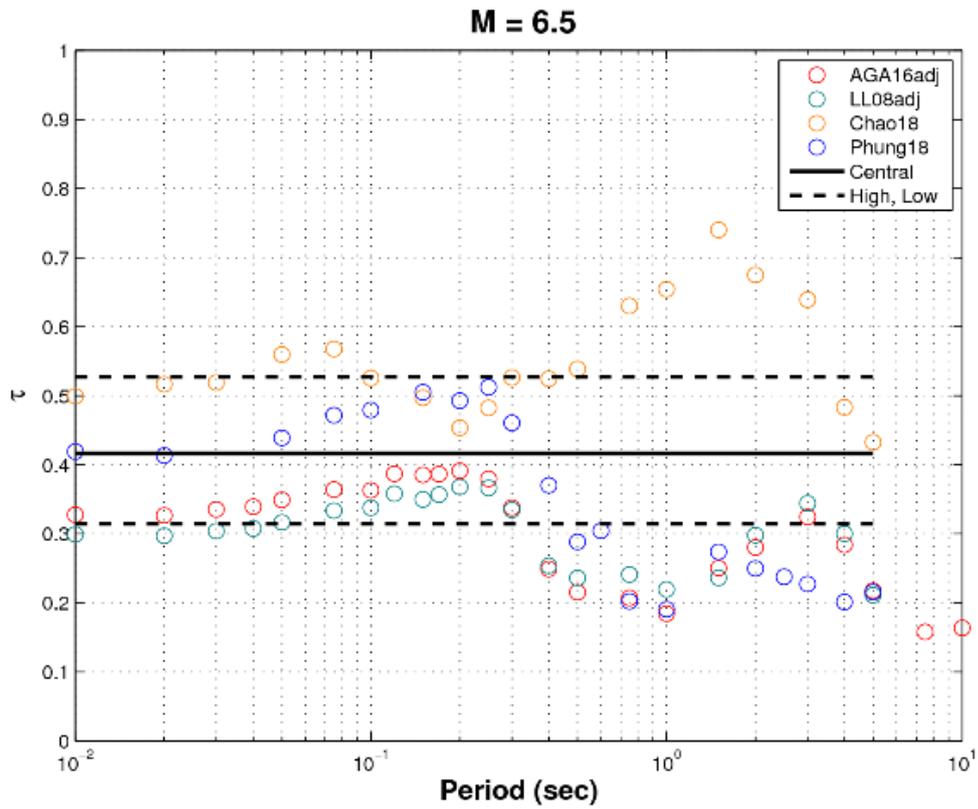


圖 1-41 事件間標準差與週期之關係(M 6.0-7.0) (NCREE, 2019b)

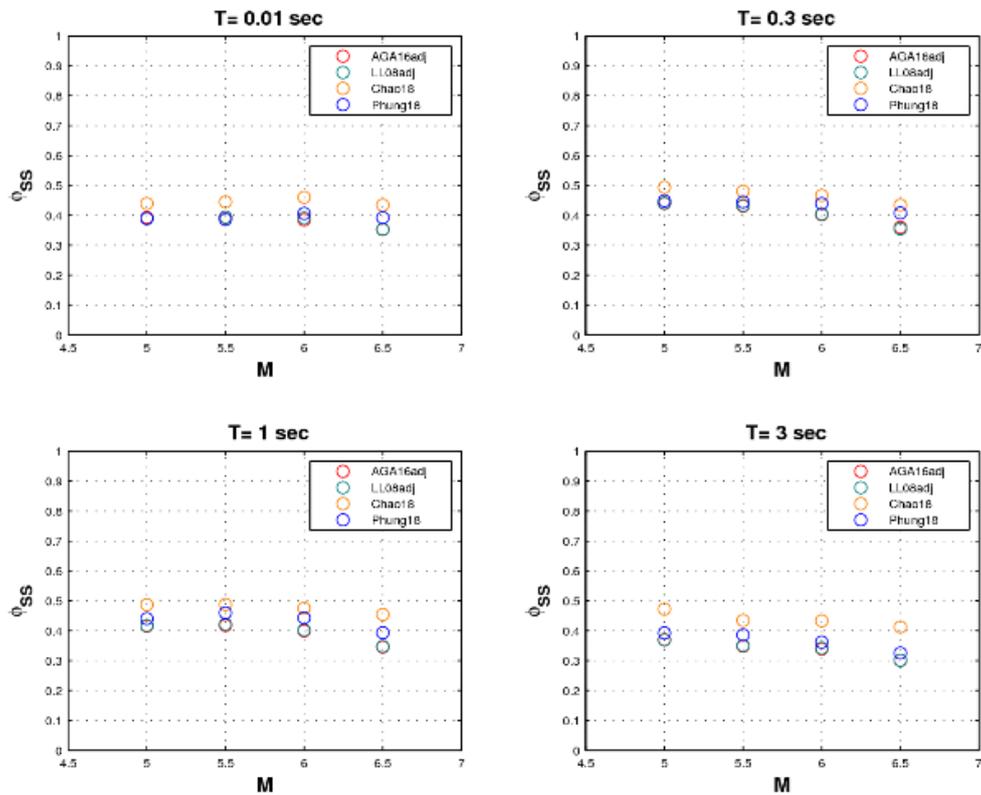


圖 1-42 事件內單一測站標準差與規模之關係(NCREE, 2019b)

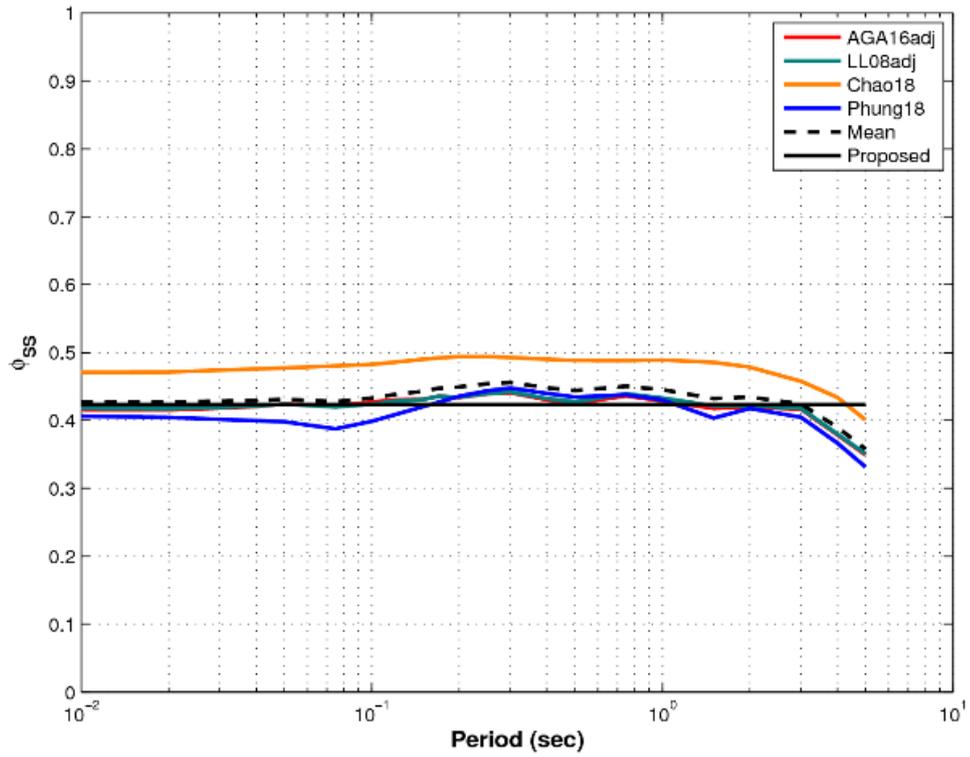


圖 1-43 事件內單一測站標準差與週期之關係(NCREE, 2019b)

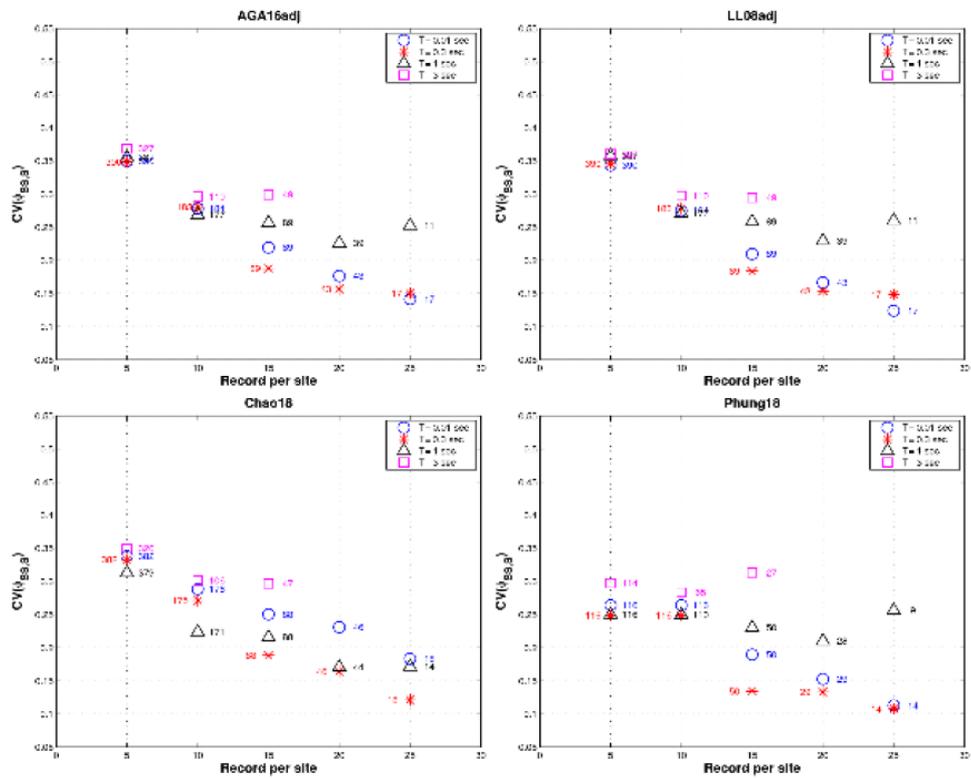


圖 1-44 事件內單一測站標準差的變異係數與測站紀錄數目之關係 (NCREE, 2019b)

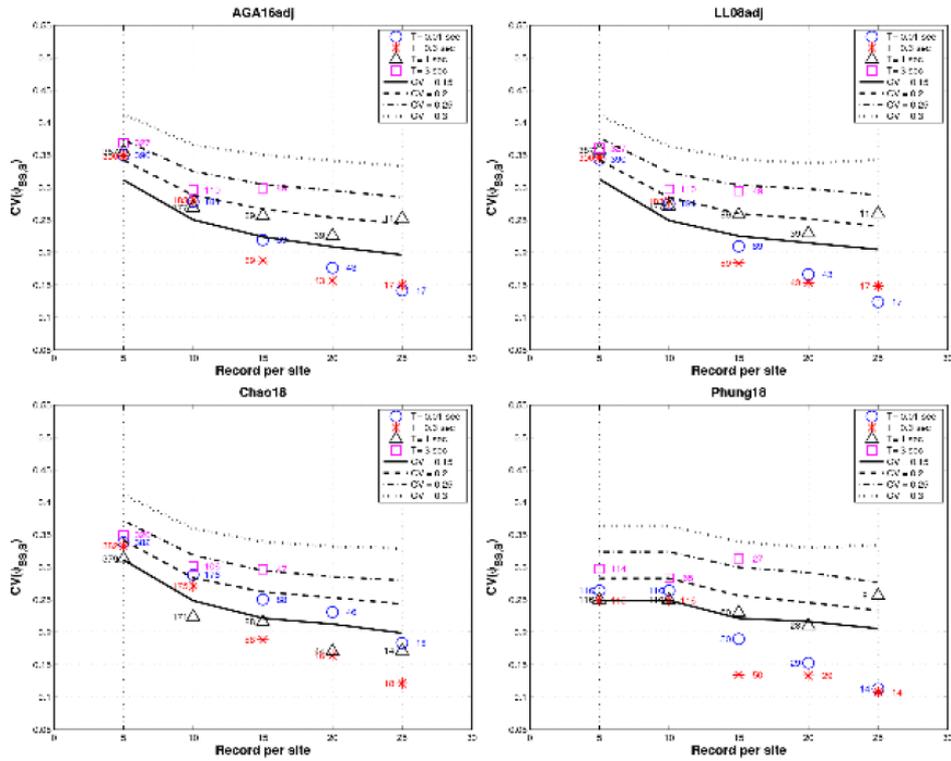


圖 1-45 事件內單一測站標準差的變異係數觀測值與模擬值之比較 (NCREE, 2019b)

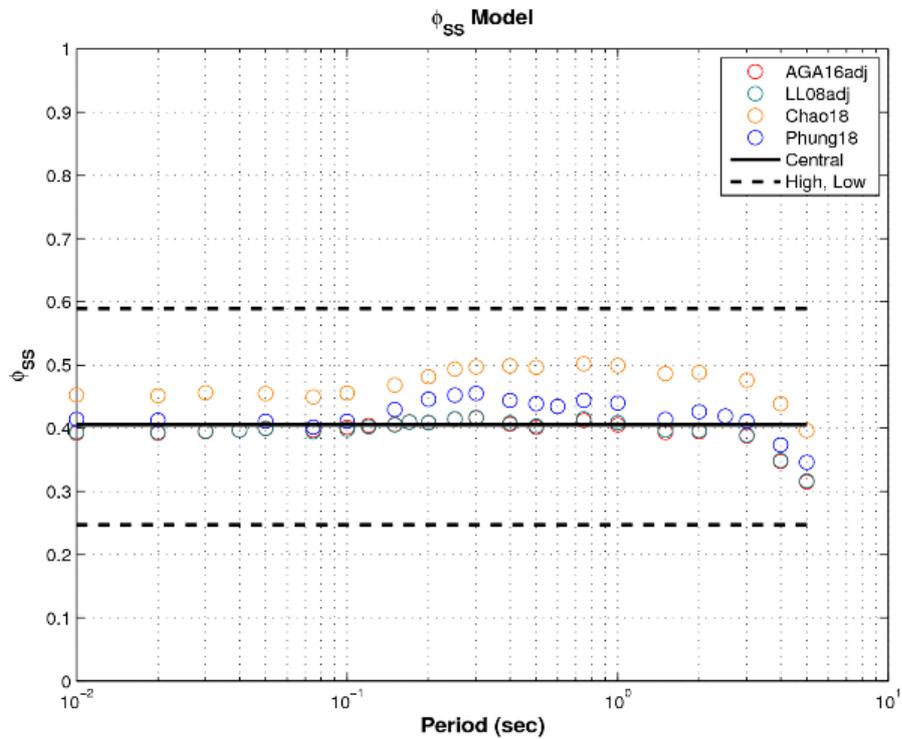


圖 1-46 事件內單一測站標準差的三值與隱沒帶種子 GMPE 的觀測值之比較(NCREE, 2019b)

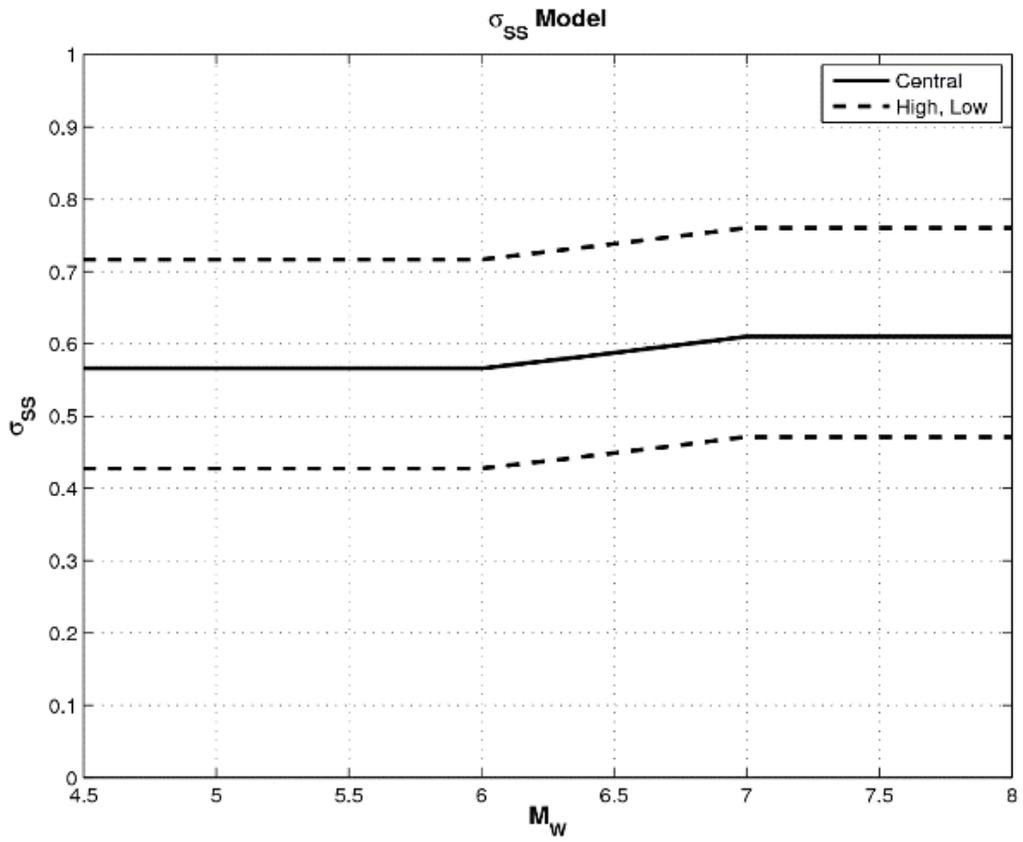


圖 1-47 單一測站標準差隨規模之變化(NCREE, 2019b)

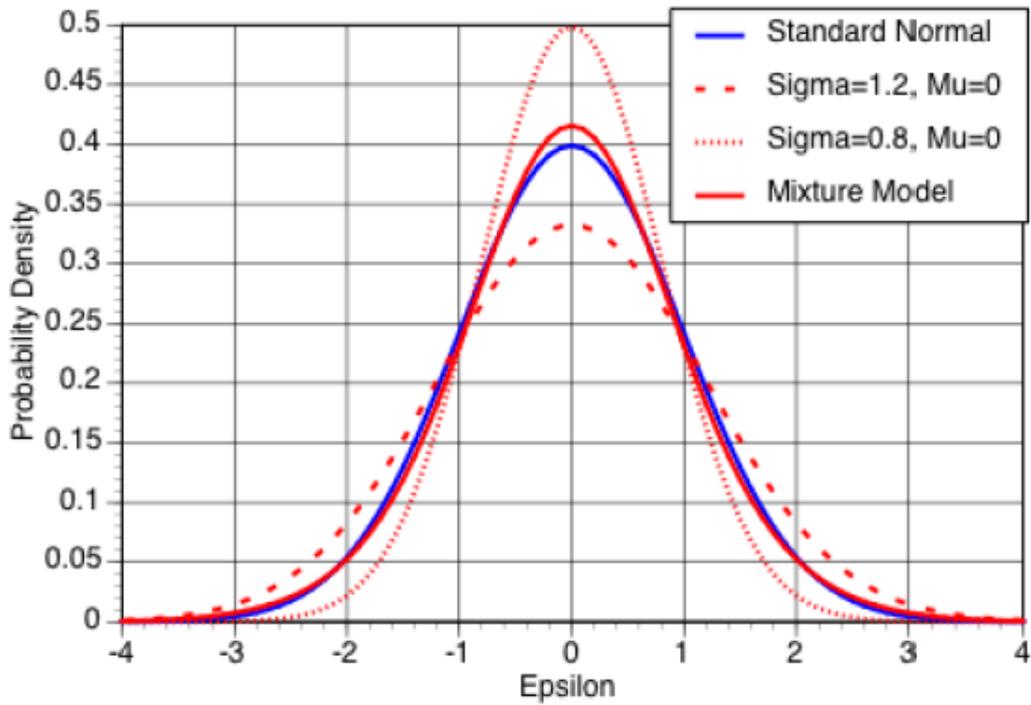


圖 1-48 混合模式示意圖(NCREE, 2019b)

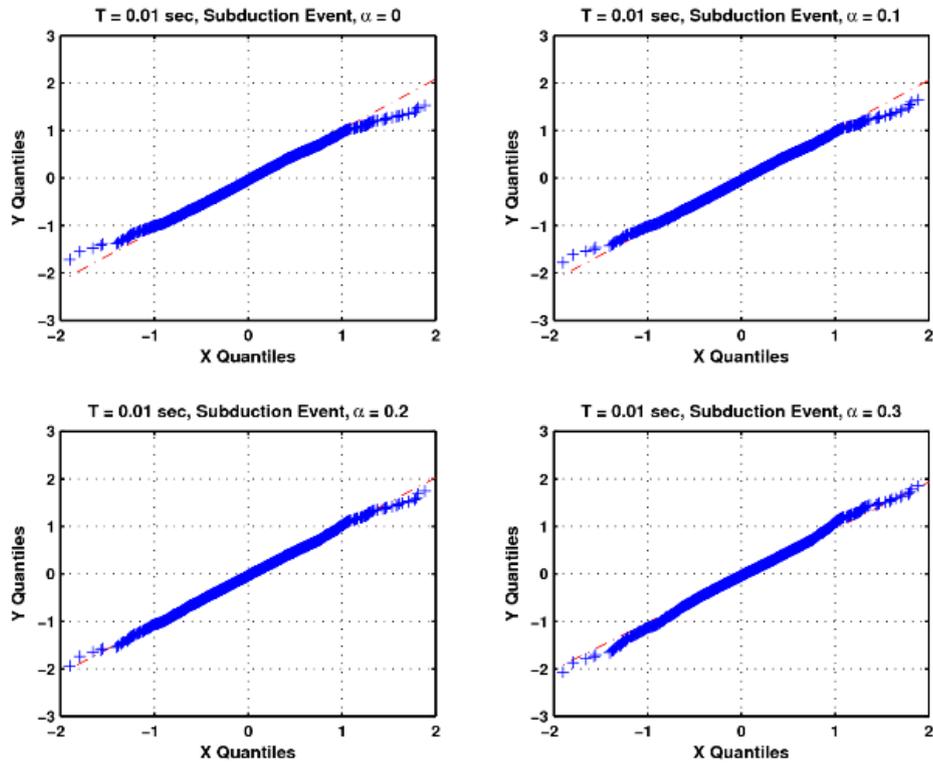


圖 1-49 Cha18 事件內單一測站殘值與混合模式分位圖，0.01 秒週期 (NCREE, 2019b)

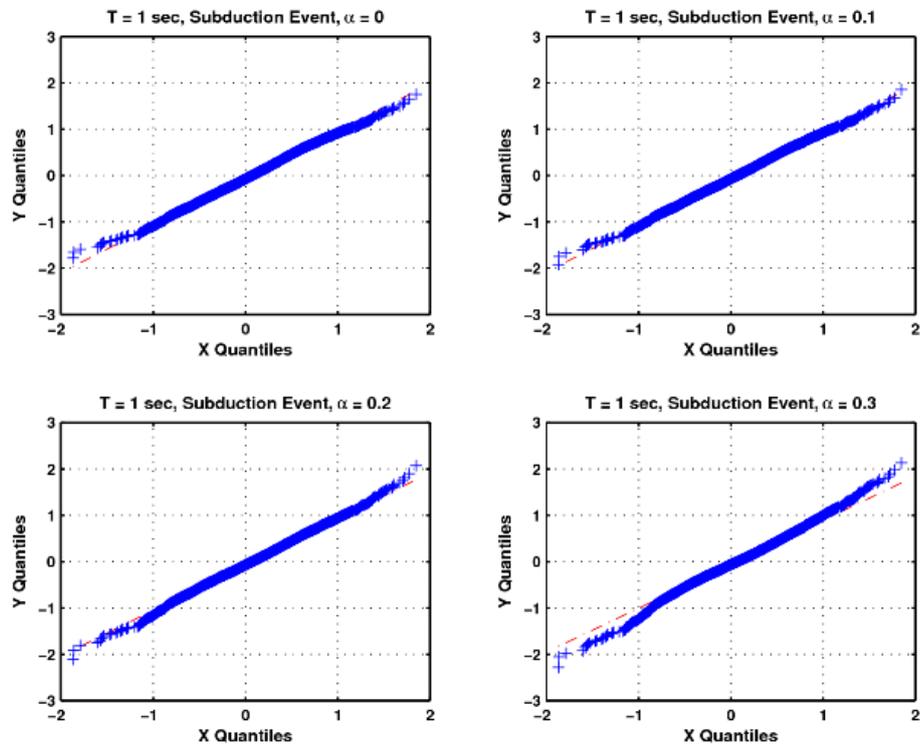


圖 1-50 Cha18 事件內單一測站殘值與混合模式分位圖，1 秒週期 (NCREE, 2019b)

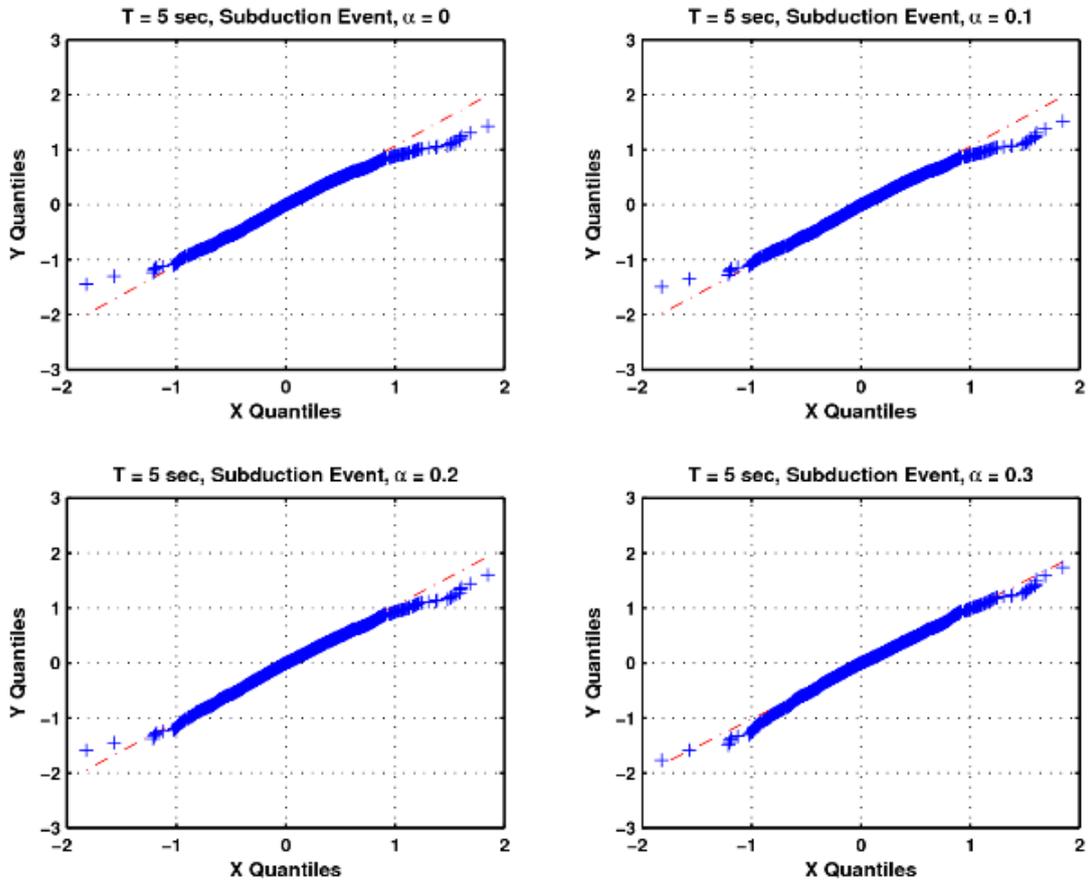


圖 1-51 Cha18 事件內單一測站殘值與混合模式分位圖，5 秒週期 (NCREE, 2019b)

二、各種地盤反應分析方法相關文獻以及產生土壤危害度一致反應譜建議程序之技術文獻

(一) 一維線彈性波傳理論

當一斷層在地球表面下產生破裂時，體波由震源向四面八方傳遞，傳遞過程中經過不同特性的岩層或土層，產生多次的反射、折射，最後達到地表，根據史奈爾定律(Snell's law)，當波由一波速快之介質傳遞至一波速較慢之介質時，其折射角會小於入射角，因土壤層的波傳速度通常隨著地層深度增加而增加，因此當地震波經由傳遞路徑抵達場址岩盤時，已經過無數次折射、反射，故其入射角會越來越逼近垂直，如圖 2-1，因此可假設地震波抵達場址時其波傳路徑已為垂直傳遞，同時為便於分析，一般假設土層交界為水平交界並向兩側無限延伸，且土壤沉積層的反應由垂直傳遞的 SH 波主導。

在介紹地盤反應分析理論前，須先定義數種常見的地震動描述方式，此處參考 Krammer(1996)之命名方式說明，如圖 2-2，首先在土壤沉積層表面之震動稱為自由表面地震動(free surface motion)，在土壤沉積層底部(即岩盤頂部)之震動稱為岩盤震動(bedrock motion)，如圖 2-2 (a)，接著圖 2-2 (b)中移除土壤層，此情況下暴露於自由表面之岩盤震動稱之為露頭岩石震動(Rock outcropping motion)，而在原岩盤位置之震動因移除了土壤層同樣暴露於自由表面，此時稱為露頭岩盤震動(Bedrock outcropping motion)。本研究已於去年成果報告中，針對一維線彈性波傳理論進行推導與說明，並且已初步與 STRATA 軟體進行基本之驗證與比對，今年將繼續探討土層參數對地層轉換函數以及波傳特性影響之

探討。

利用 Krammer(1996)所提供之案例，如圖 2-3，我們可以驗證去年轉換函數之推導，從圖 2-3 中，其土壤層僅一層，土壤層波速 $V_s = 1500$ (ft/sec)、厚度 540ft、密度 $\gamma = 125$ lb/ft³ 以及阻尼比 $\xi = 5\%$ ，且岩盤為剛性岩盤，透過理論公式可求得其轉換函數如圖 2-4，從圖形中便可觀察到轉換函數之峰值按照 1.4Hz 之間距出現且峰值隨之遞減，此處之轉換函數峰值間距為 1.4Hz 而非前述之 $n\pi$ 的原因便在於其阻尼並不微小，因此理論公式之分母項即不可忽略阻尼項，但轉換函數之峰值仍會依其週期性遞減出現，此處進一步將土壤層波速分別設定為 500(ft/sec)、1500(ft/sec)、2500(ft/sec)，藉此探討剪力波速在剛性岩盤時對於轉換函數之影響，其分析結果如圖 2-5，從圖形中我們可以觀察到轉換函數峰值不變，但其土層頻率隨著剪力波速提升而提升。

接著考慮較為複雜之情況，同樣為單層土壤但岩盤由剛性改為彈性，如圖 2-6，並定義下標 r 代表岩盤 s 代表土壤，同樣假設土層受 SH 波主導，透過震幅之比值同樣可定義任意兩深度之地層轉換函數，由於先前已了解岩盤至自由表面之轉換函數之表示方式，此處設定欲求之轉換函數為露頭岩石至自由表面之轉換函數，為求此轉換函數首先假設一經岩盤垂直傳遞之剪力波震幅 A ，並假設土壤層不存在如圖 2-2 (b)之情況，此時岩盤與露頭岩石產生同樣之上行波與下行波 A_r 、 B_r ，由於自由表面效應使得 $A_r = B_r$ ，因此露頭岩石之震幅即可以 $2A_r$ 表示，接著假設土壤層存在時，同樣利用自由表面效應得知 $A_s = B_s$ ，此時自由表面震幅可表示如下：

$$2A_s = \frac{4A_r}{(1 + \alpha_z^*)e^{ik_s^*H} + (1 - \alpha_z^*)e^{-ik_s^*H}} \quad (2.1)$$

透過上述定義我們已知道轉換函數即震幅之比值，因此露頭岩石至自由表面之轉換函數 TF 即為(2.1)式與露頭岩石震幅 $2A_r$ 之比值如下：

$$TF(\omega) = \frac{2}{(1 + \alpha_z^*)e^{ik_s^*H} + (1 - \alpha_z^*)e^{-ik_s^*H}} \quad (2.2)$$

式(2.2)即岩盤與土壤層皆有阻尼情況下之地層轉換函數，接著為說明複變阻抗比對轉換函數所產生之影響，此處同樣採用 Krammer(1996)所提供之範例如圖 2-7，土壤與岩盤參數如表 2-1，透過自行設定不同岩盤波速、土層波速以觀察其變化，首先固定土壤波速為 1500(ft/sec)並分別設定岩盤波速為 3000、5000 以及 7000(ft/sec)，阻尼比與單位重皆不變動，其分析結果如圖 2-8。由圖形中可以觀察到岩盤波速變化並不會影響土壤主頻之分布，可以發現三組地盤皆有同樣之顯著頻率，但可觀察到其轉換函數峰值與複變阻抗比相關，複變阻抗比越高則其轉換函數峰值越低，反之複變阻抗比越低則峰值越高。接著若固定岩盤波速為 5000(ft/sec)，並調整土壤波速為 500、1500、2500(ft/sec)，阻尼比與單位重皆不變動，其分析結果如圖 2-9，可以觀察到隨剪力波速的提升，土壤顯著頻率位置亦隨之提升，且由於複變阻抗比之影響，同樣造成轉換函數峰值也會產生變化，接著比較圖 2-5 可以發現在剛性岩盤下轉換函數峰值較高，原因在於少了岩盤阻尼所造成之能損耗。

若固定土壤波速，將土壤層阻尼比分別設置為 10%、5%、2%，其分析結果如圖 2-10，可以看到其顯著頻率位置無變動，但轉換函數峰值隨著阻尼比提升而下降。由於此處為彈性岩盤，若將岩盤剪

力波速調整至逼近無限大，代表岩盤接近剛體，其分析結果如圖 2-11，可以看到即與圖 2-4 之分析結果一致。

有了上述經驗後，由於現實情況之土壤分層狀態往往較為複雜，因此需再將上述單層土壤之簡化過程擴充至多層土壤之情形，以增加其實用性。

假設一土層由 N 個水平分界土層所組成，其中第 N 層為岩盤，如圖 2-12，並假設每層土壤皆為 Kelvin-Voigt Solid，當該土層受垂直傳遞之 SH-Wave 時，如此第 m 層土壤頂端以及底端之位移可表示如下

$$u_m(Z_m = 0, t) = (A_m + B_m)e^{i\omega t} \quad (2.3)$$

$$u_m(Z_m = h_m, t) = (A_m e^{ik_m^* h_m} + B_m e^{-ik_m^* h_m})e^{i\omega t} \quad (2.4)$$

依照單層土壤時之推導過程，同樣藉由土壤層邊界條件應力連續以及應變連續即可獲得波幅 A、B 之遞迴方程式(recursion formula) 為

$$\begin{aligned} A_{m+1} &= \frac{1}{2} A_m (1 + \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} B_m (1 - \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \\ B_{m+1} &= \frac{1}{2} A_m (1 - \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} B_m (1 + \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \end{aligned} \quad (2.5)$$

獲得遞歸方程式後即可由 1 至 m 層反覆運算所有土層之波幅與第一層土層波幅之關係式如下

$$\begin{aligned} A_m &= a_m(\omega) A_1 \\ B_m &= b_m(\omega) B_1 \end{aligned} \quad (2.6)$$

透過式(2.6)即可定義第 i 層土壤與第 j 層土壤之地層轉換函數為

$$F_{ij}(\omega) = \frac{|u_i|}{|u_j|} = \frac{a_i(\omega) + b_i(\omega)}{a_j(\omega) + b_j(\omega)} \quad (2.7)$$

上式即多層土壤情況下之地層轉換函數，為驗證透過式(2.7)同樣可

得到正確地層轉換函數，首先同樣透過上述範例如圖 2-7，將第一層土壤分割為三層相同性質的土壤如圖 2-13，土壤性質如表 2-2，並透過式(2.7)計算其轉換函數，同時與單層土壤時計算得到之結果進行比較，其結果如圖 2-14，從圖形中亦可以觀察到，將單一層土壤分割成多層後，對其分析結果不會產生影響。

(二) 經驗地層轉換函數(Empirical Transfer Function, ETF)

當一地震發生時其所記錄到之地震資訊主要受震源、路徑以及場址效應影響，若以時域描述則地震歷時可以上述三個要素之組合來描述如下

$$a(t) = S_{source}(t) * P(t) * S_{site\ effect}(t) \quad (2.8)$$

式(2.8)中， $a(t)$ 即地震歷時，後續三個參數分別代表震源、路徑以及場址效應之影響，當進入頻率域分析時，地震歷時透過快速傅立葉轉換(Fast Fourier Transform，以下簡稱 FFT)轉換為傅氏頻譜，亦可轉化為頻率域之表示方式如下

$$A(f) = S_{source}(f) \cdot P(f) \cdot S_{site\ effect}(f) \quad (2.9)$$

當我們考慮為同一井下觀測站所量測到之井下資料時，式(2.9)中震源效應以及路徑效應便可忽略，此時若將土層兩處地震資料之傅氏轉換進行相除即可定義地層轉換函數 $TF(f)$ 如下

$$|TF(f)| = \frac{|A_s(f)|}{|A_b(f)|} = \frac{|S_{site\ effect,s}(f)|}{|S_{site\ effect,b}(f)|} \quad (2.10)$$

其中 $|A_s(f)|$ 、 $|A_b(f)|$ 分別代表場址表面與井下任意深度資料之傅氏振幅頻譜(Fourier Amplitude Spectrum, FAS)，透過式(2.10)便可獲得實際地震發生時，該場址所呈現之特性，此地層轉換函數稱為經驗地層轉換函數(Empirical Transfer Function, ETF)。

為了解經驗地層轉換函數是否能正確反應出地盤特性，此處與前一節驗證轉換函數時相同，使用 Krammer (1996)中之範例，如圖 2-7，由於經驗地層轉換函數係使用實際井下觀測資料所得到之結果，為模擬井下觀測情形，此處透過自行產生輸入訊號作為岩盤之輸入訊號，並將其進行傅氏轉換得到傅氏頻譜，將其乘上轉換函數得到經土壤反應後之地表傅氏頻譜，再利用逆傅氏轉換之方式獲得地表歷時，如此即可人造產生一組井下資料。但由於真實情況下，其紀錄狀況勢必包含背景震動、量測機械本身震動行為、現場工具造成之震動以及紀錄本身之雜訊等等，因此為了模擬真實記錄情況，此處在已產生完成之井下資料加入雜訊，藉此觀察其經驗地層轉換函數是否仍可如實反應出地盤特性。

為達成上述目標，首先產生一組常態分佈之隨機變數作為輸入訊號，並將此資料進行零平均調整，將輸入資料進行快速傅立葉轉換獲得輸入資料之傅氏頻譜，接著將輸入資料之頻譜乘上轉換函數藉此獲得地表傅氏頻譜，並對地表傅氏頻譜進行逆傅立葉轉換獲得地表歷時反應，完成此步驟後即獲得無雜訊之輸入輸出資料與其頻譜圖，如圖 2-15。

雜訊加入方式採用 2%歷時最大值之隨機常態分佈亂數，並加入輸出中，其歷時圖與頻譜圖如圖 2-16。產生含有雜訊之輸入輸出資料後即可依同樣方式獲得經驗地盤轉換函數，並與理論轉換函數比較，如圖 2-17 所示。從圖 2-17 中可以觀察到，經驗地盤轉換函數與理論轉換函數在土壤顯著頻率處有數個峰值位置接近，但其放大倍率有出現較高之情形，且在非顯著頻率處仍有異常峰值出現，可以判斷原因在於雜訊之影響，因此可以得知若直接根據經驗轉換函

數之運算勢必會由於雜訊之影響，造成土層顯著頻率以及其他特性的判斷產生較多誤差，因此如何獲得更為精確之結果，本研究導入 Juang (1994) 所定義之頻率響應函數，與經驗轉換函數進行比較。

頻率響應函數(Frequency Response Function，以下簡稱 FRF)為描述一線性非時變系統動力特性之其中一種方式，一般情況進行系統識別前，會透過 FRF 進行系統特性之初步判斷。利用前述所產生之輸入輸出訊號進行測試，測試其與經驗轉換函數之異同。在透過譜密度求得頻率響應函數之時，為進一步使資料滿足統計學上之遍歷性(Ergodicity)，可再透過將資料進行分段平均的方式提升分析準確度，然而由於分段平均往往會使資料無法滿足週期性，因此可進一步透過窗函數(window function)進行修正，常見的窗函數類型包含 Rectangular window、Hamming window 等，透過調整分段數量以及窗函數類型即可獲得 FRF 之結果。

為驗證透過 FRF 能否同樣獲得地層轉換函數，此處同樣使用前文所產生之輸入輸出歷時進行測試，首先將資料分割為 100 段滿足資料遍歷性，再透過 Hamming window 使分割後資料滿足週期性之假設，並計算其輸入、輸出歷時之頻譜密度，如圖 2-18，求得譜密度後即可計算頻率響應函數 FRF，並與理論地層轉換函數比較，如圖 2-19。由圖 2-18 兩個譜密度圖形中可以看到，由於輸入訊號為隨機訊號，因此輸入之自相關譜密度其頻率分布相當散亂，在輸入輸出之互相關譜密度中亦呈現類似情形，即便有顯示出幾個土壤主頻但仍相對不明確，但觀察圖 2-19 並與圖 2-17 比較便可以發現，透過 FRF 所求得之地層轉換函數與理論值較為接近，雖然同樣會受到雜訊之影響，但其峰值與主頻位置皆與理論值相對較為吻合。

(三) RG-1.208

為了正確處理岩層、地表及其他界面與土壤間的放大或減小效應，地盤反應分析之過程可以概述如下：(1)建立特定工址土壤資料。(2)建立適當修正地震歷時，以用於工址反應分析。(3)進行一連串工址反應分析決定一定頻率範圍內的平均工址放大函數。(4)基於岩盤下的 PSHA 和工址放大函數建立地表的均布危害度反應譜 (Uniform Hazard Response Spectrum, UHRS)。

其中針對上述第二點如何修正地震歷時部分，由於非線性反應在地盤反應中為常見之情形，因此輸入地震動的挑選對於在土壤柱中所觀察到的放大效應即有相當大的影響，其中解決此狀況的一種方法為使用由 PSHA 結果解構出來之控制地震，如 RG-1.208 附錄 D。控制地震主要用於分析對於該場址何種情況下最可能產生最大的影響，然而，對於某些場址來說仍需要額外的地震事件以完整的反應 UHRS，尤其是在中間頻率範圍的區域。

控制地震之反應譜應由 NUREG/CR-6728 所描述之適當的衰減關係式或適當的反應譜獲得，在 NUREG/CR-6728 內對於 CEUS 之反應譜線型分別為單角以及雙角震源模型，此兩模型應使用相同權重並套用至發展輸入時間歷時中。經上述產生出之反應譜接著會縮放至 1、2.5HZ 平均和 5、10HZ 之平均以及中間頻率範圍之場址岩石譜加速度。

土壤反應通常在其自然週期下會有最大反應，也正因此若給予一組地震事件對於該頻率含量相對不足，則難以準確地預測真正的特定地盤 UHRS，因此針對控制地震之反應譜以及 UHRS 反應譜以及土壤柱自然頻率之比較圖為必須繪製之圖形，在由輸入地震定義

縮放後之反應譜後，相對應的加速度時間歷時也可獲得，並將其反應譜與目標地震反應譜進行比較，接著將加速度歷時調整至擬合目標反應譜。縮放後之時間歷時資料紀錄為”露頭震動”並強加在土壤模型的岩盤上(通常首先轉換至在岩盤的等值”Within”震動)，接著該震動即可經過土壤模型傳遞並定義自由場地表面地震動。

對於如何決定平均工址放大函數部分，由於土壤分析時非線性與異質性，欲有效的獲得土壤反應的變異性至少需要 60 組隨機剪力波速剖面以及 60 組對應的剪力模數曲線與阻尼曲線(一組剪力波速對應一組剪力模數衰減曲線、阻尼曲線)，一般來說使用 60 組剖面通常即可獲可靠的得土壤反應標準偏差。為求自由場地表面之 UHRS，需計算每組輸入地震之地盤放大函數，而平均地盤放大函數可由這 60 組資料分別計算出之轉換函數來獲得。

當地盤放大函數獲得後，即可將之運用於自由場參考岩盤 UHRS，透過將每個年度超越機率下之參考岩盤 UHRS 乘上轉換函數即可獲得特定場址自由場地表面 UHRS，不論是透過高頻轉換函數或是低頻轉換函數。最後之分析結果最少應展示出：輸入地震動(岩盤反應譜)、輸出地震動(表面反應譜)以及反應譜放大函數(場址地震動轉換函數)，通常還會繪製每個土層之尖峰加速度剖面圖。另外，除了發展表面之反應譜放大函數外，計算基礎水準之轉換函數對於後續發展 SSE 也有很大的幫助。

獲得自由場地表面之 UHRS 後，在 RG-1.208 中獲得性能導向特定地盤地震之地震動，是使用類似於 ASCE/SEI Standard 43-05 (NUREG/CR-6769,2002)設計反應譜之理念，通過設計因子(DF)縮放特定地盤的平均 UHRS，得到水平向之性能導向特定地盤 GMRS，

亦可藉由下列關係式求得。

$$GMRS=UHRS \times DF \quad (2.11)$$

其中 $UHRS$ 是依據 Regulatory Position 4.3 所推導的平均 $1E-04$ $UHRS$ ，而 DF 如下

$$DF=\max\{1.0, 0.6(A_R)^{0.8}\} \quad (2.12)$$

其中 A_R 是在相差 10 倍超越頻率之地震危害度曲線中，每一頻率之間對應的地面加速度反應譜值斜率比

$$A_R=\text{mean } 1E-05 \text{ UHRS} \div \text{mean } 1E-04 \text{ UHRS} \quad (2.13)$$

(四) NUREG/CR-6728

NUREG/CR-6728 為美國核能管理委員會(NRC)所發布之文件，其主要目的為針對美國不同區域並考量地震震源特性之不同以及地殼性質等之不確定性，對於核能設施設計地震動提出建議須與觀察，以下步驟為在 NUREG/CR-6728 中獲得岩盤場址之目標地表地震動之程序：

- (1) 在岩盤條件下進行 PSHA
- (2) 依據 RG-1.165(M&R)解構在 10Hz、1Hz 之 PSHA 危害度結果，並縮放至接近在所有場址、頻率下皆有一致的風險以計算均布可靠度反應譜(URS)。
- (3) 將 10Hz、1Hz 之反應譜值作為適當的規模 M 以及距離 R 下之岩盤反應譜線型的縮放標準。
- (4) 透過縮放後之岩石反應譜，由適當的 M-R 組距選擇適當的時間歷時。
- (5) 將選出之歷時資料縮放至 10HZ、1HZ 之 URS 與縮放後之反應譜型比較，並將歷時資料調整至與目標擬合。

(6) 進行動力分析。

而在土壤場址下欲獲得目標地表地震動之程序與岩石場址之前五步驟皆相同，除了土壤 UHS 沒有縮放到 URS 之外，原因在於 UHS 至 URS 的轉換依靠的是危害度曲線之斜率，而土壤場址之危害度曲線需透過在不同振幅下進行多次土壤分析才可獲得。因此其流程可概括如下：

- (1) 在岩石條件下進行 PSHA
- (2) 依據 RG-1.165(M&R)解構在 10Hz、1Hz 之 UHS。
- (3) 將 10Hz、1Hz 之反應譜值作為適當的規模 M 以及距離 R 下之岩盤反應譜線型的縮放標準。
- (4) 透過縮放後之岩石反應譜，由適當的 M-R 組距選擇適當的時間歷時。
- (5) 將選出之歷時資料縮放至 10HZ、1HZ 之 UHS 與縮放後之反應譜型比較，並將歷時資料調整至與目標擬合。
- (6) 考慮土壤參數不確定性，並進行土壤動力分析。
- (7) 計算不同地震與土壤不確性下之土壤表面平均反應譜，並將平均反應譜作為目標反應譜並調整至 UHS。
- (8) 依據主控之 M-R 值挑選間歷時。
- (9) 將挑選出之時間歷時縮放至目標反應譜。
- (10) 進行動力分析。

上述步驟經整理後，繪製出流程圖，如圖 2-20 和圖 2-21 所示，後續將接著針對如何獲得岩盤均布可靠度反應譜(URS)以及土壤均布危害度反應譜(UHS)進行說明。

岩石場址 URS

在岩石場址下 NUREG/CR-6728 提供一簡易方法，透過總安全係數 F_R 調整 UHS 藉此獲得擁有一致風險的 URS，首先定義總安全係數 F_R 為：

$$F_R = \alpha SF \quad (2.14)$$

其中 α 設計過程所達到之保守度(若在高信度低失敗機率(HCLPF)下可取 1.67)，SF 為縮放係數，縮放係數依據 R.P. Kennedy (1997)建議之縮放係數如下

$$SF = \max \{0.7, 0.35A_R^{1.2}\} \quad (2.15)$$

其中 A_R 為描述危害度曲線斜率之參數，與參數 K_H 相關， K_H 為危害度曲線在對數尺度上之負斜率，曲線越陡峭則 K_H 值越高，典型美國核電廠之 K_H 值約坐落在 1.5 至 6 之間，而 K_H 與 A_R 之關係式如下：

$$A_R = 10^{\frac{1}{K_H}} \text{ or } K_H = \frac{1}{\log_{10} A_R} \quad (2.16)$$

獲得上述係數後即可將岩石場址 UHS 轉換至 URS 如下

$$URS = UHS \times SF \quad (2.17)$$

土壤場址 UHS

定義與岩盤 UHS 一致的土壤均布危害度反應譜(UHS)為相當艱難的任務，在 NUREG/CR-6728 中提供數種方式獲得土壤 UHS，但有些方法需要獲得完整的土壤衰減關係式，並進行 PSHA，有些則是需要額外在多個振幅下解構岩石危害度，以反求土壤危害度。目前可用於估計土壤 UHS 之方法可分為兩大領域，首先在數個岩盤振幅下積分，以計算土壤危害度(震幅的超越機率)，並得到土壤 UHS。第二個方法透過給定年超越機率下岩盤之 UHS，以推導同樣機率下

的土壤 UHS。表 2-3 為 NUREG/CR-6728 所描述之各種計算方法。以下將針對不同方法之假設及縮寫依序進行說明。

(1) 基於積分之方法

若我們定義土壤在特定自然頻率下之振幅為 A^S ，則計算土壤危害度之直接方法為透過 PSHA：

$$P[A^S > z] = \iint P[A^S > z | m, r] f_{m,r}(m, r) dm dr \quad (2.18)$$

上式為標準 PSHA 方程式， z 為土壤振幅， m 為規模 r 為距離。(上式忽略了不同斷層的出現機率，即單一隨機地震的出現機率，若需加入則方程式會較為複雜)，此方法稱為”Approach 4”，並可得到一個代表性的土壤危害度。此計算可得到具代表性的結果，表示為 $P[A^S > z | m, r]$ ，而此方法之問題在於經驗衰減方程式需使用數個場址之觀察資料，通常是相似的土壤條件，但我們追求的是一個特定場址下 $A^S > z$ 之機率。

透過 Approach 4 再假設由輸入震動之程度以及地震之規模和距離可判斷土壤反應，因此我們可以調整獲得下式：

$$P[A^S > z] = \iiint P[A^S > z | m, r, a] f_{M,R,A}(m, r, a) f_A(a) dm dr da \quad (2.19)$$

$$P[A^S > z] = \iiint P[AF > \frac{z}{a} | m, r, a] f_{M,R,A}(m, r, a) f_A(a) dm dr da \quad (2.20)$$

其中 a 為岩石上之震幅， $f_A(a)$ 為危害度曲線推導得到之函數。此方法稱為”Approach 3”，第一個方程式由 $[a, m, r]$ 解構岩石危害度計算 $P[A^S > z]$ ，第二個方程式為等值的，除了土壤反應由放大係數所定義之外

$$AF = A^S / a \quad (2.21)$$

AF 為隨機變數其分布可能可以由 m 、 r 或是 a 所組成之方程式表示。式(2.18)可以藉由限制係數 a 、 m 、 r 並使用 AF 進行簡單改寫如下：

$$P[A^S > z] = \iiint P[AF > \frac{z}{a} | m, r, a] f_{A|M,R}(a, m, r) f_{M,R}(m, r) dm dr da \quad (2.22)$$

此法將 AF 與 m, r, a 視為相依並在所有 M 以及 R 以下進行積分來計算 $P[A^S > z]$ 。此法有效在於透過岩石修正至土壤之衰減方程式進行 PSHA，Bazzurro (1998)認為此法為計算土壤危害度之有效方法。

Approach 3 可以透過將土壤反應粗率為由岩石地震動以及事件規模所主導；給定此兩變數，並假設距離不會有明顯影響，因此

$$P[A^S > z] = \iint P[A^S > z | m, a] f_{M|A}(m, a) f_A(a) dm da \quad (2.23)$$

$$P[A^S > z] = \iint P[AF > \frac{z}{a} | m, a] f_{M|A}(m, a) f_A(a) dm da \quad (2.24)$$

此為 Approach 3 之變形，標註為 Approach 3A，運用此方法時僅需在相對震幅 a 時之規模分布即可。圖 2-22 將 Approach 3、4 以圖形化表示，A 部分展示了岩石 PSHA 曲線，B 部分將土壤振幅 A^S 表示為岩石振幅 A^R 的函數，針對特定規模地震以及土壤對岩石震動的非線性反應。

若我們著重計算某個特定年度機率 p^* 下之土壤危害度，可以透過集中在一個特定岩石振幅 a' 以及對應的規模 m' 進一步的簡化計算，據此土壤放大係數 AF 可表示如下：

$$AF(a, m) = AF(a', m') \quad (2.25)$$

此步驟移去規模相依性並可簡化如下：

$$P[A^S > z] = \int P[AF(a', m') > \frac{z}{a} | a] f_a(a) da \quad (2.26)$$

其中 $[AF(a', m') > \frac{z}{a} | a]$ 代表 AF 的分布是在 a' 、 m' 下， a 則用來計算

$P[AF > z | a]$ ，此方法由 Bazzurro (1998) 提出，稱為 "Approach 3B"，圖 2-23 為 Approach 3B 之圖解。

(2) 基於 UHS 縮放之方法

上述 Approach 3B 提出將岩盤 UHS 縮放至土壤 UHS 之理念，若土壤不確定性微小，或我們可以準確的獲得土壤性質，則我們可以在給定的岩盤 UHS 下準確的預估土壤 UHS，此法為最直接且直觀的方式，稱為 "Approach 1"，圖 2-24 為此法之圖解，在選定的年度機率 \dot{p} 下，其對應的岩盤振幅 a' 亦被選定，由此 a' 以及一個中央規模 m_m (由解構獲得) 可獲得土壤反應分布，並說明土壤不確定性。此土壤反應分布在頻率 f 下之平均即可用於建立土壤 UHS。圖 2-24 在某一頻率下說明此過程，但在 Approach 1 則是同時運用到所有頻率。

表 2-1 彈性岩盤、土層之地層參數

	土層厚度 (ft)		剪力波速 v_s (ft/sec)	單位重 γ (lb/ft ³)	阻尼比 (%)
土層	540		1500	125	5
岩盤	∞		5000	160	2

表 2-2 彈性岩盤、分割多層土層之地層參數

	土層厚度 (ft)	剪力波速 v_s (ft/sec)	單位重 γ (lb/ft ³)	阻尼比 (%)
土層	180	1500	125	5
土層	180	1500	125	5
土層	180	1500	125	5
岩盤	∞	5000	160	2

表 2-3 發展土壤 UHS 之方法(NUREG/CR-6728)

Approaches for Developing Soil UHS

<u>Description</u>	<u>Frequencies Used</u>	<u>Integration</u>	<u>Label</u>
PSHA using site-specific soil attenuation	multiple	over m and r	Approach 4
Calculate soil hazard from rock hazard and m and r deaggregation	several	over a , and over m and r given a	Approach 3
Calculate soil hazard from rock hazard and m deaggregation	several	over a , and over m given a	Approach 3A
Calculate soil hazard using soil amplification for input amplitude a^* and magnitude m^*	one, e.g. PGA	over a only	Approach 3B
Scale rock UHS to soil UHS accounting for soil parameter uncertainty	two, e.g. 10 and 1 Hz	none	Approach 2A
Scale rock UHS to soil UHS accounting for soil parameter uncertainty and m deaggregation	two, e.g. 10 and 1 Hz	none	Approach 2B
Scale rock UHS to soil UHS using broadbanded input motion	none	none	Approach 1

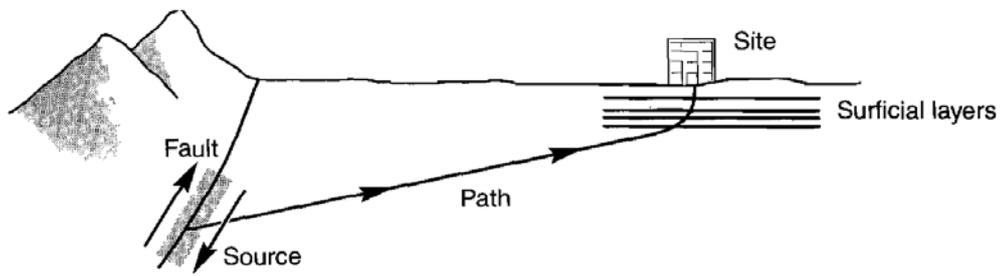


圖 2-1 地震波傳示意圖(Kramer,1996)

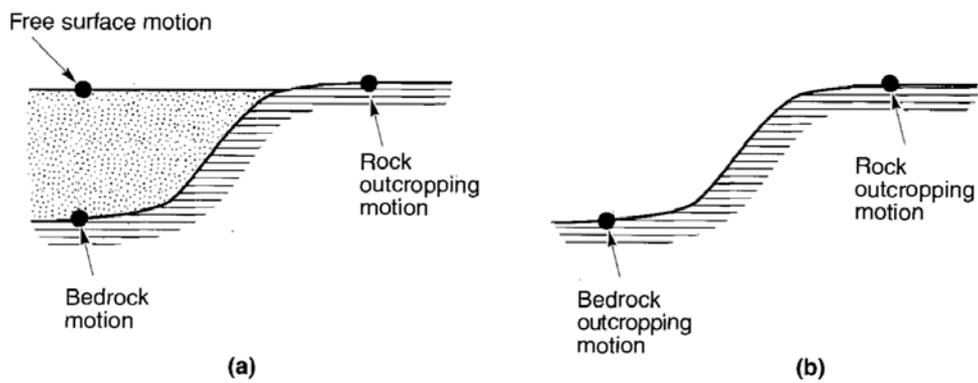


圖 2-2 (a)土壤層位於岩盤上之情況(b)移除土壤層之情況 (Kramer, 1996)

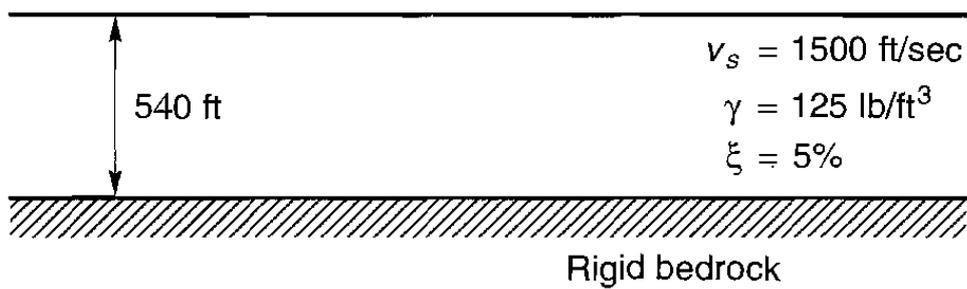


圖 2-3 單層土壤、剛性岩盤土層示意圖(Kramer, 1996)

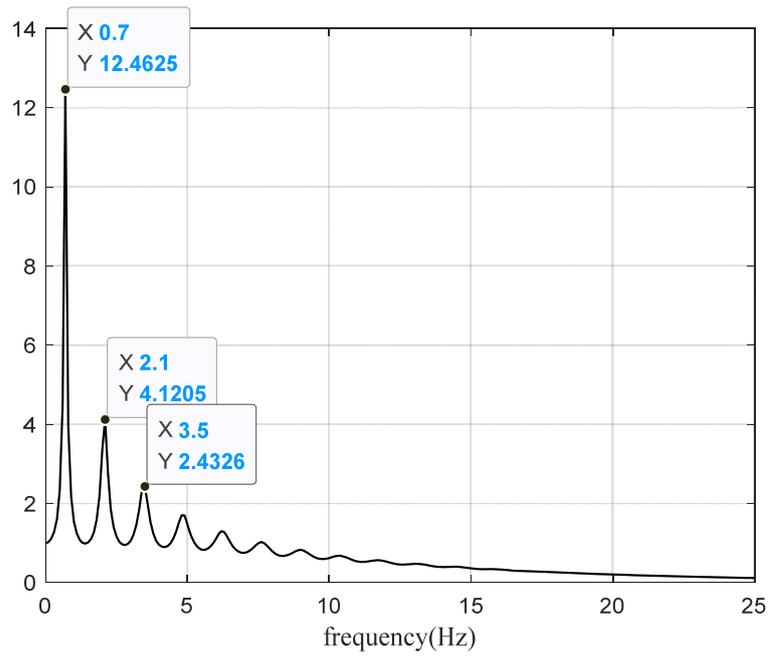


圖 2-4 單層土壤(有阻尼)剛性岩盤之轉換函數

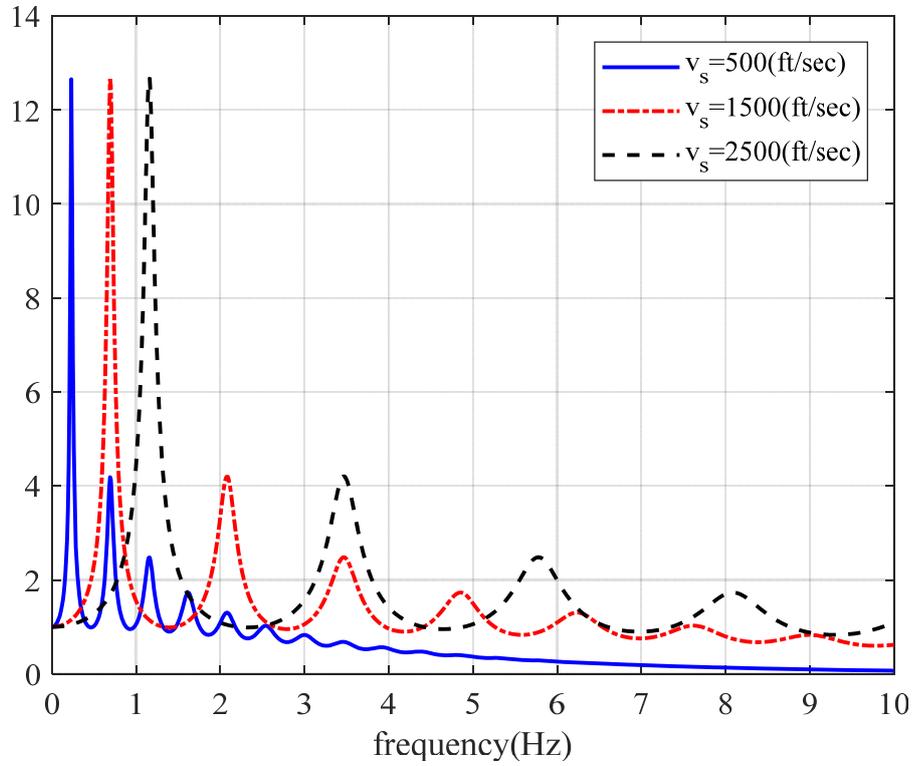


圖 2-5 剛性岩盤，變換土壤剪力波速之土層轉換函數比較

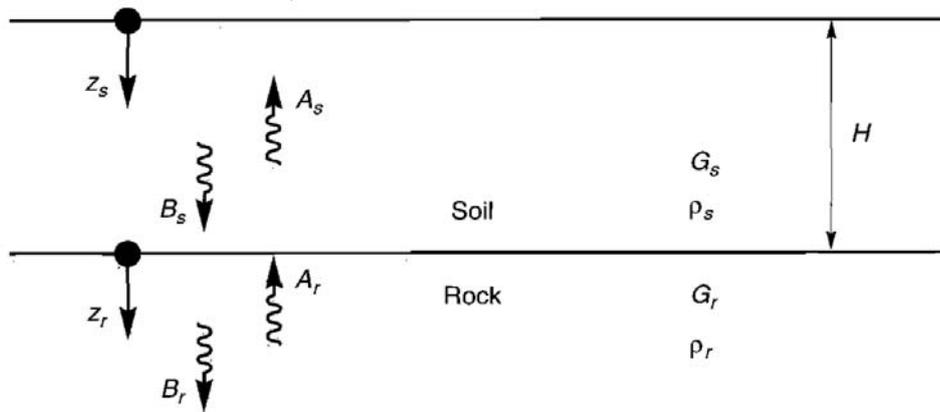


圖 2-6 單層土壤、彈性岩盤(Kramer, 1996)

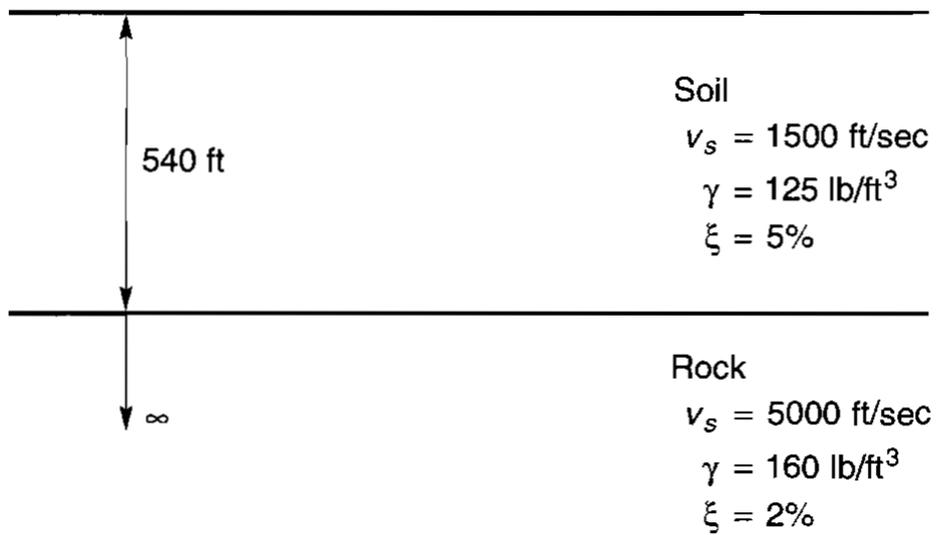


圖 2-7 單層土壤、彈性岩盤土層示意圖(Kramer, 1996)

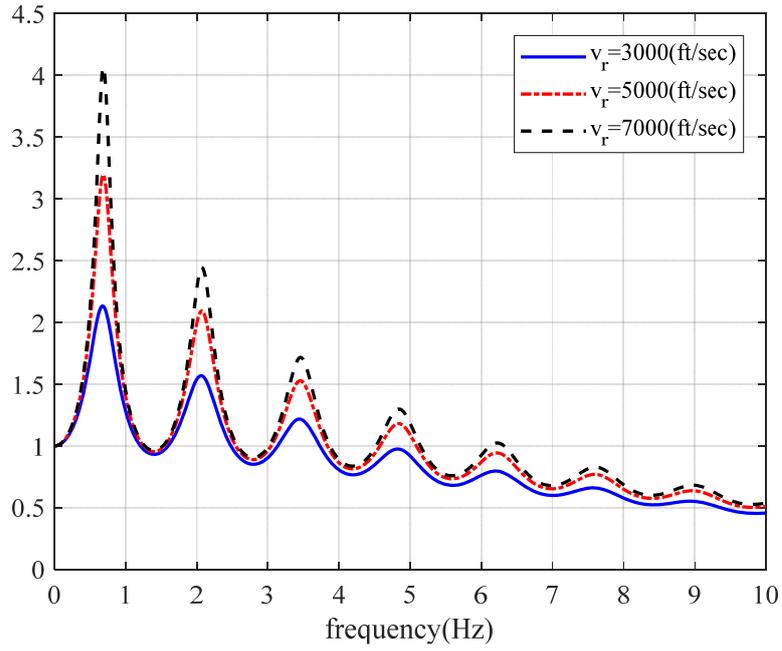


圖 2-8 變化岩盤波速之地層轉換函數

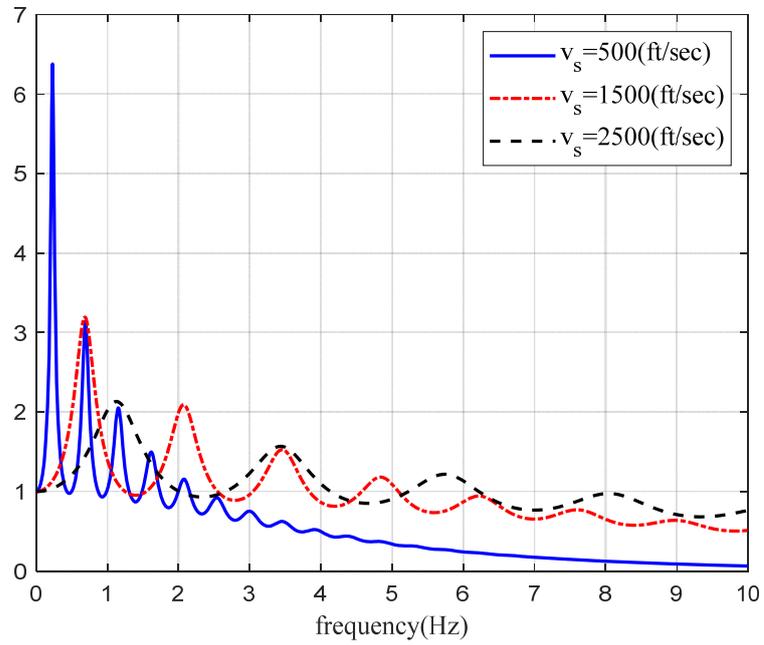


圖 2-9 變化土壤波速之地層轉換函數

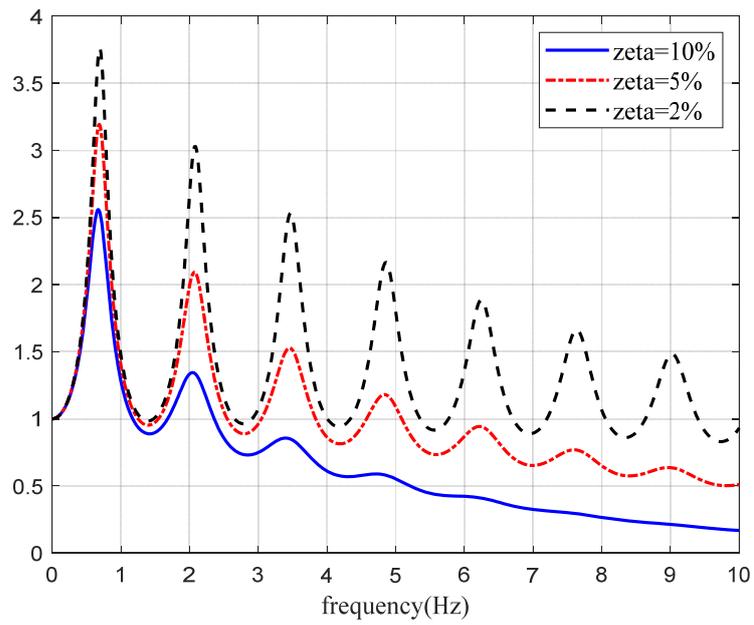


圖 2-10 變化土壤阻尼比之地層轉換函數

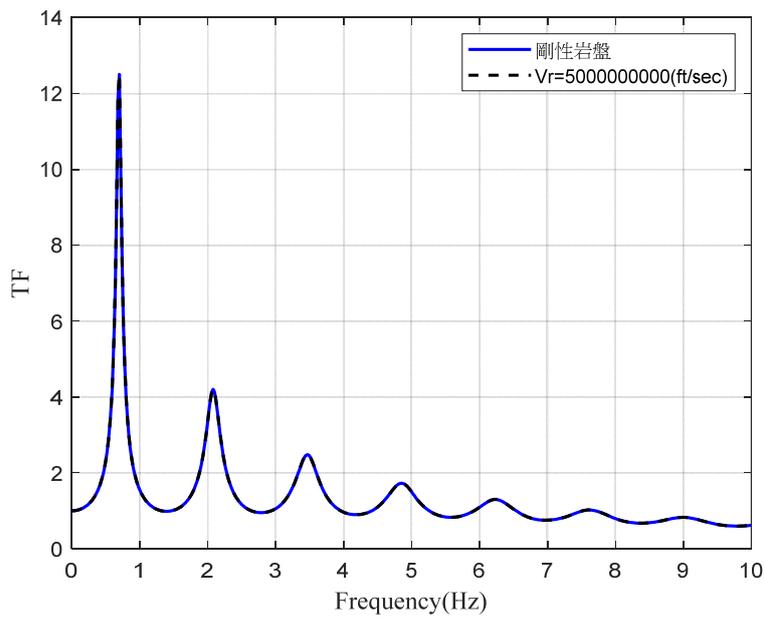


圖 2-11 調整岩盤波速與剛性岩盤地層轉換函數比較圖

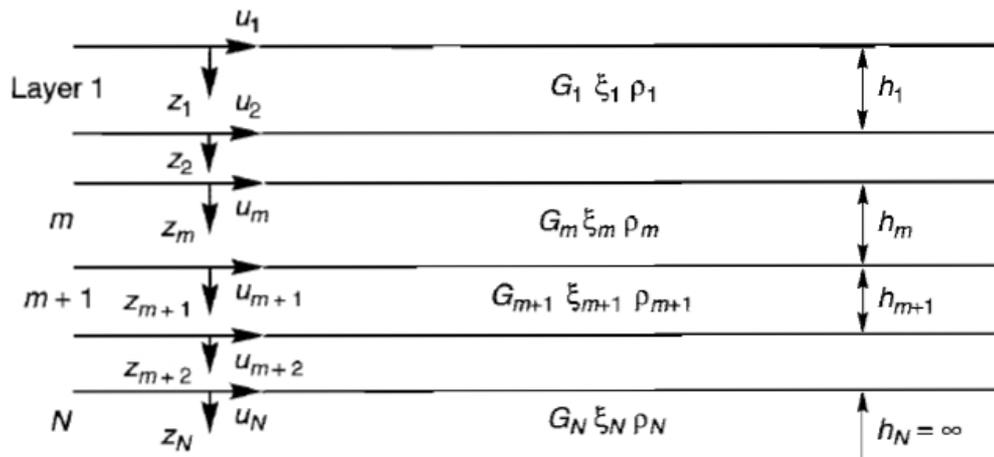


圖 2-12 土層示意圖(Kramer, 1996)

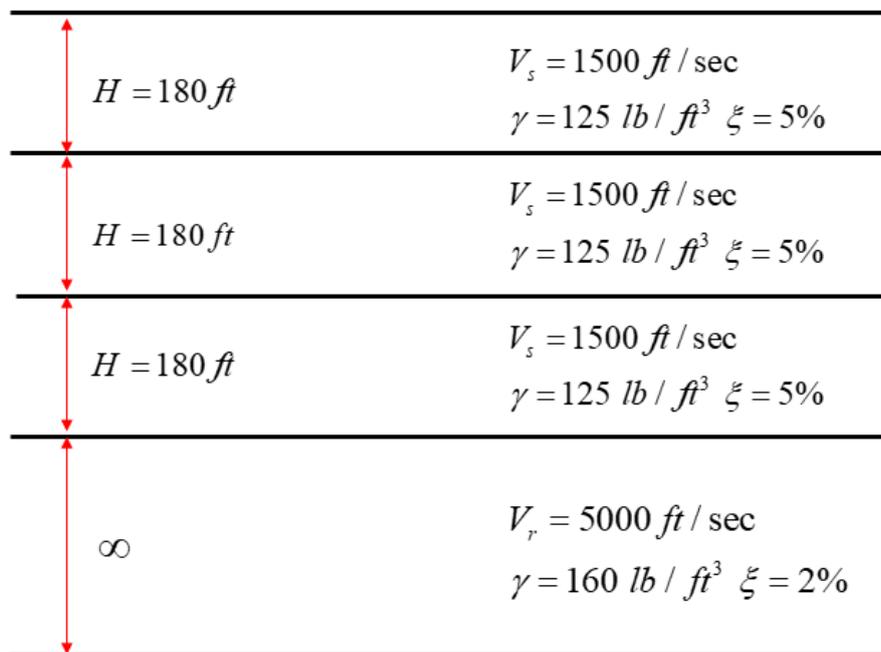


圖 2-13 多層土壤示意圖

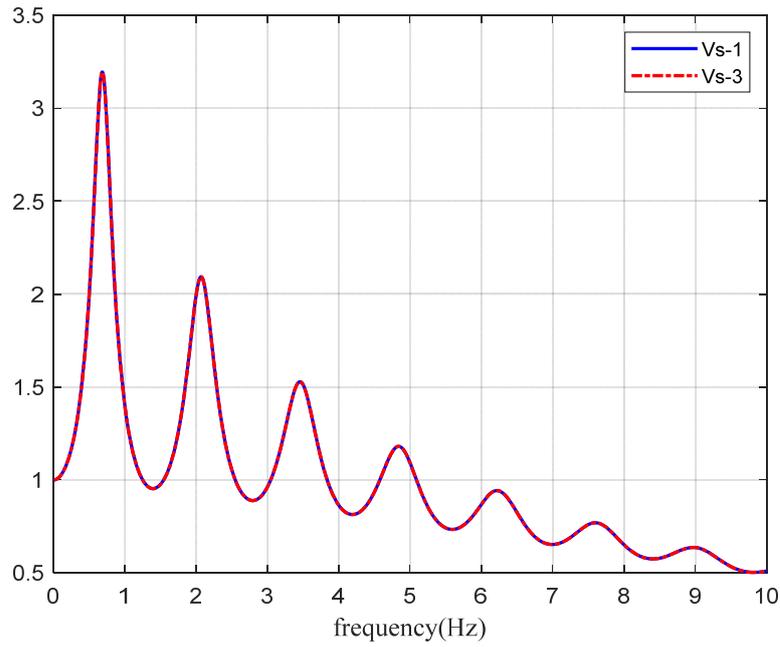
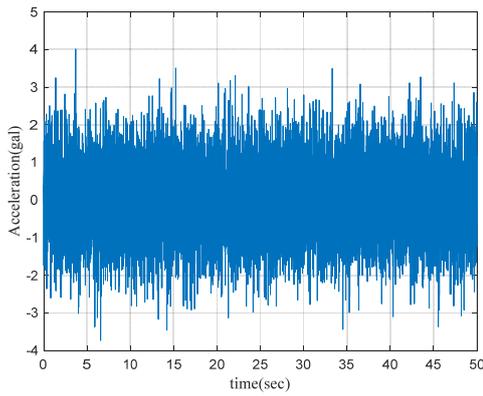
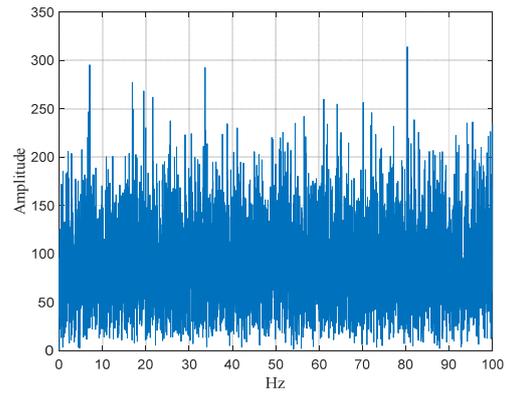


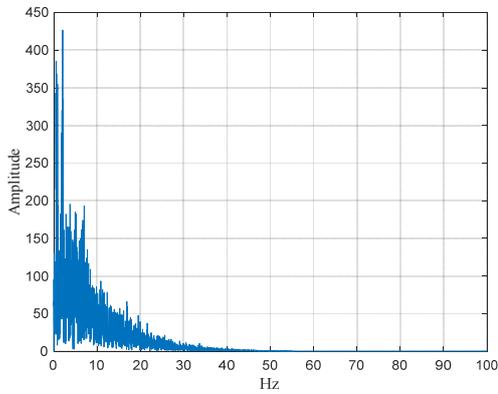
圖 2-14 單層、多層土壤地層轉換函數比較



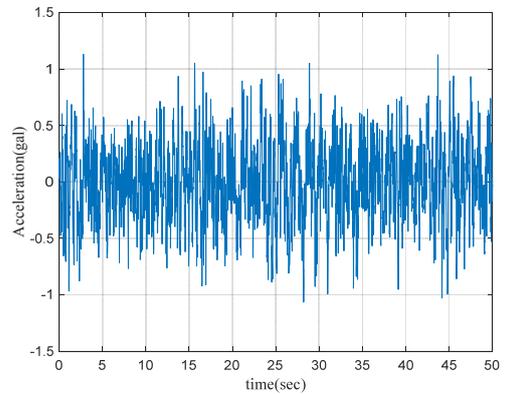
(a) 輸入歷時



(b) 輸入傅氏頻譜

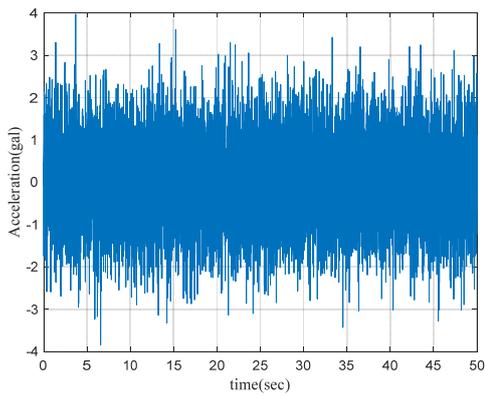


(c) 輸出傅氏頻譜

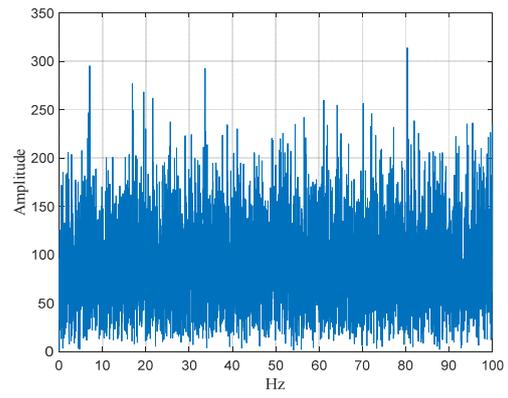


(d) 輸出歷時

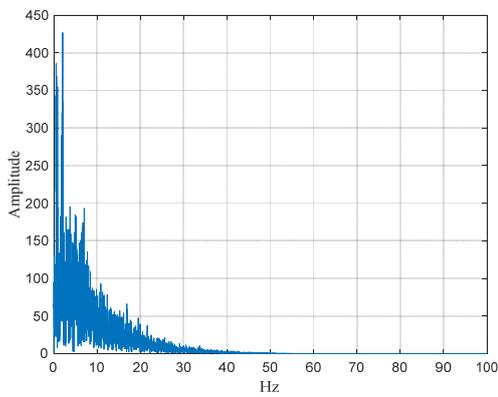
圖 2-15 人造輸入、輸出之歷時與傅氏頻譜(無雜訊)



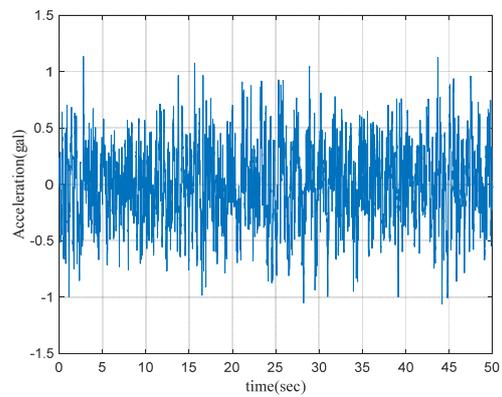
(a) 輸入歷時



(b) 輸入傅氏頻譜



(c) 輸出傅氏頻譜



(d) 輸出歷時

圖 2-16 人造輸入、輸出之歷時與傅氏頻譜(有雜訊)

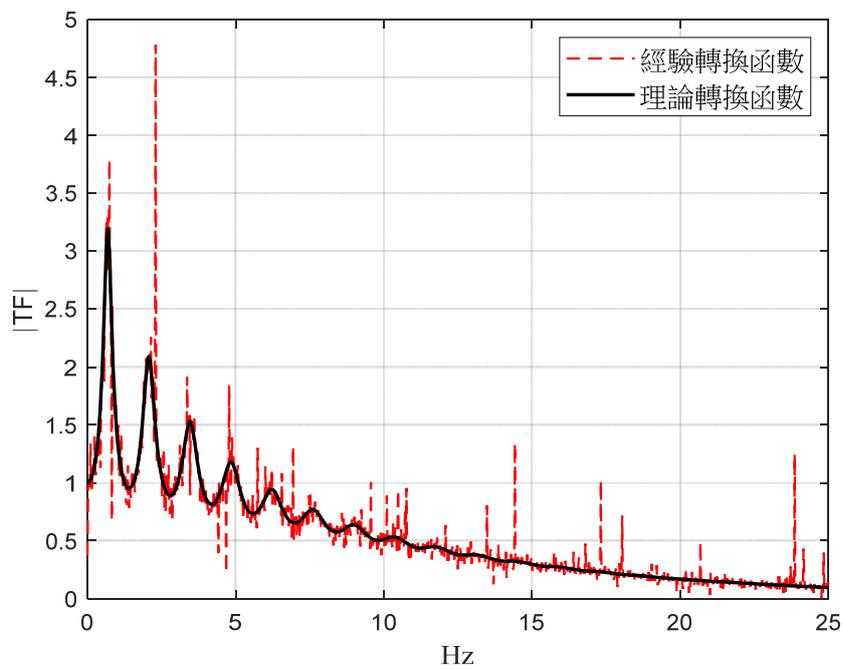


圖 2-17 經驗轉換函數與理論轉換函數比較圖

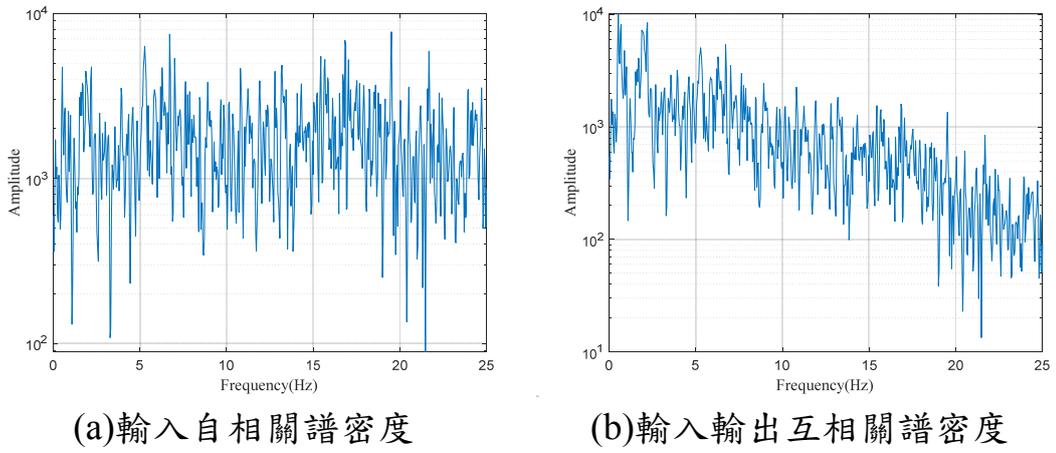


圖 2-18 自相關與互相關之譜密度

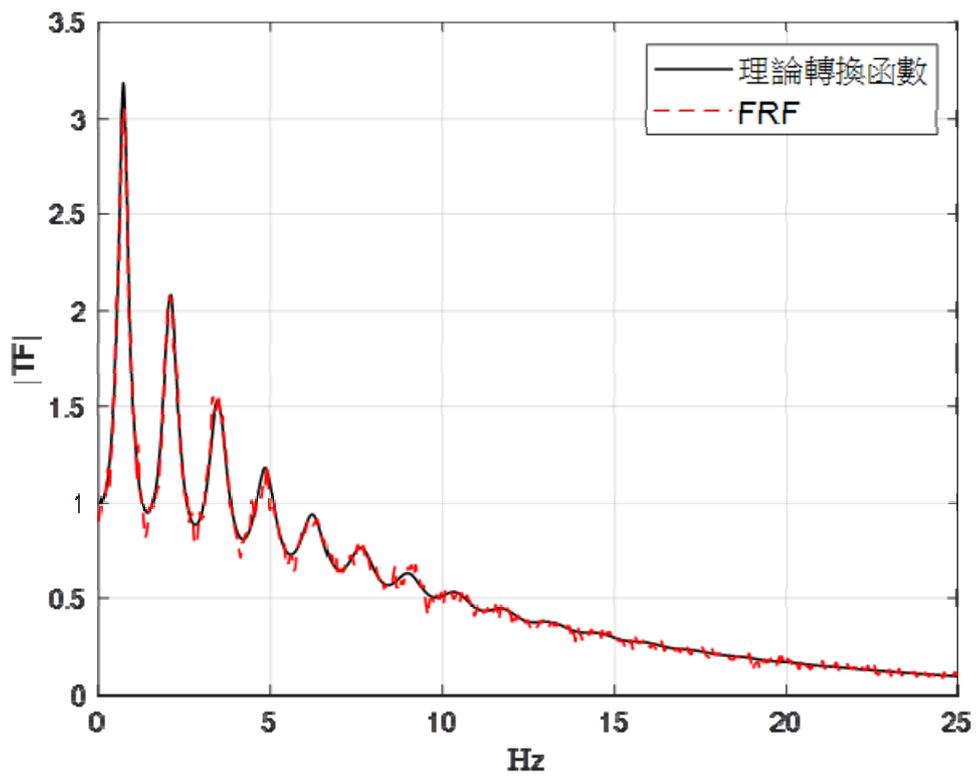


圖 2-19 FRF 與理論地層轉換函數比較圖

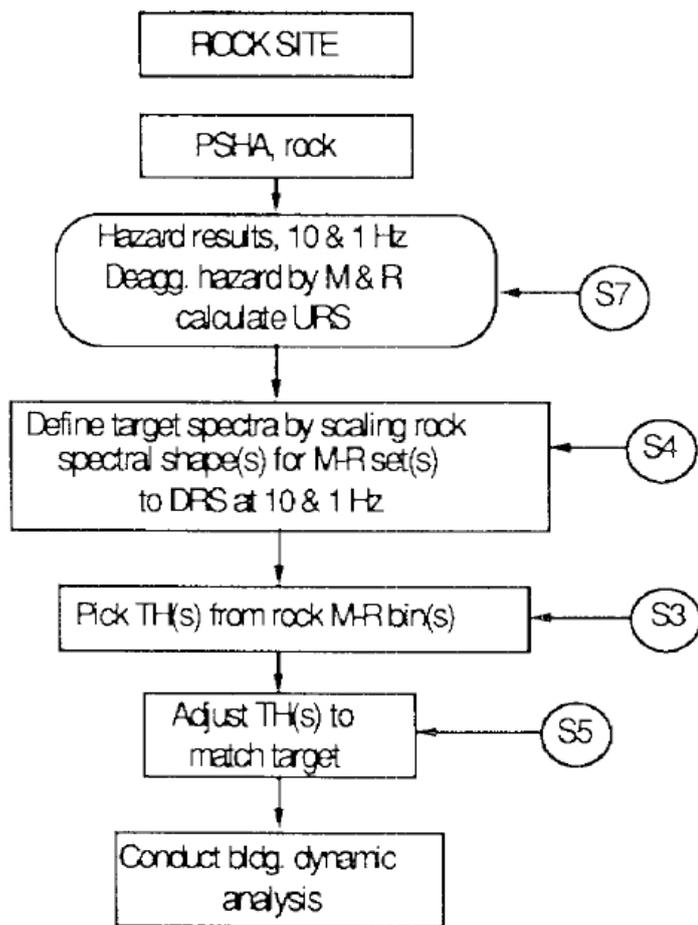


圖 2-20 獲得岩石場址目標地表地震動之流程(NUREG/CR-6728)

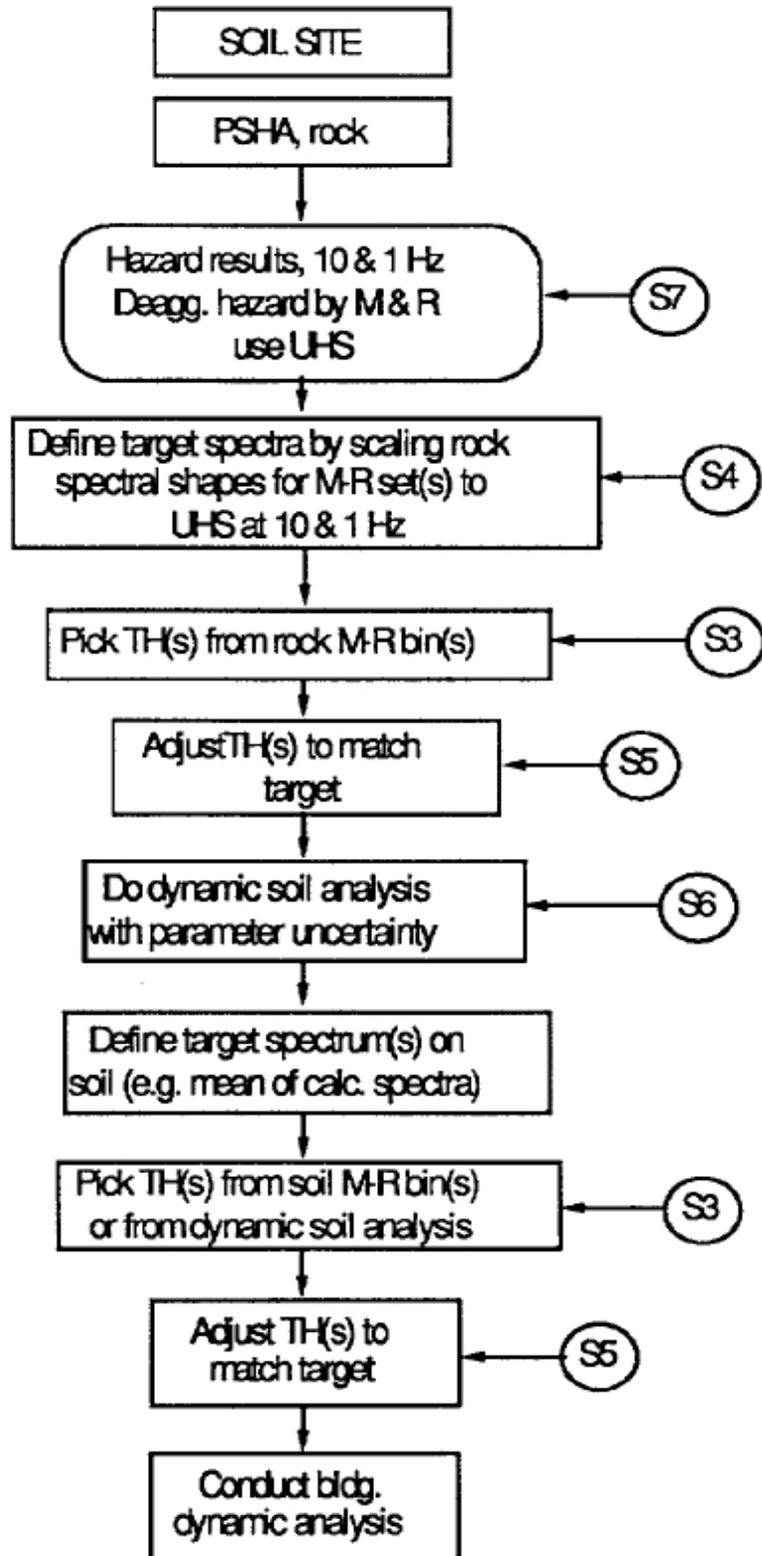
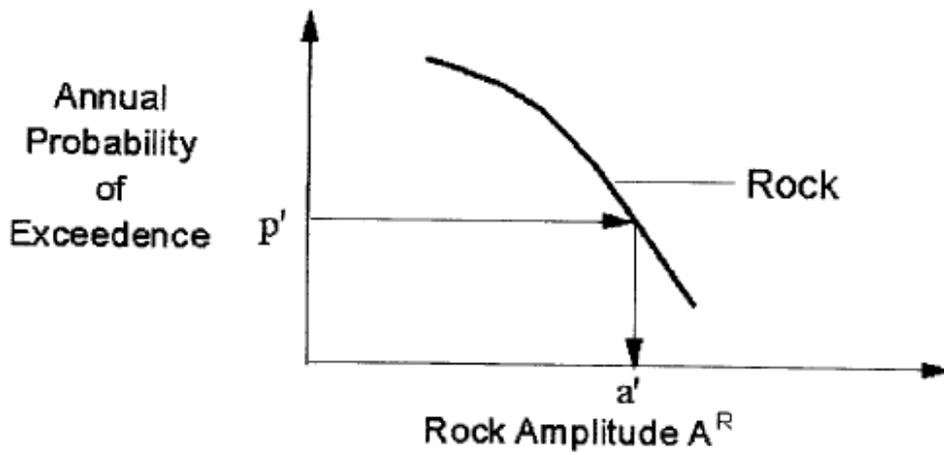
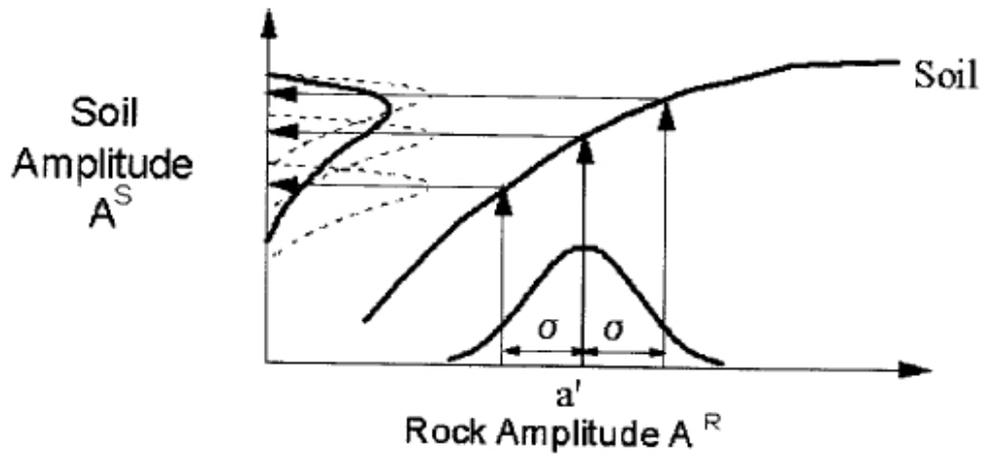


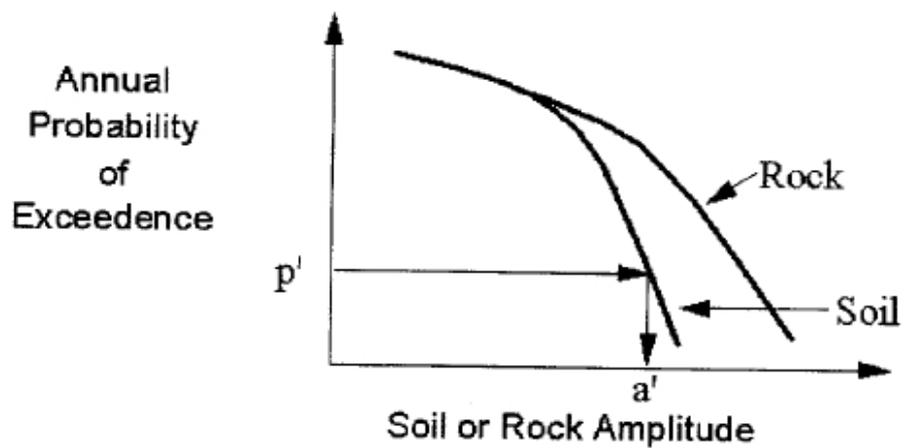
圖 2-21 獲得土壤目標地表運動之流程圖(NUREG/CR-6728)



A. Rock Seismic Hazard Curve

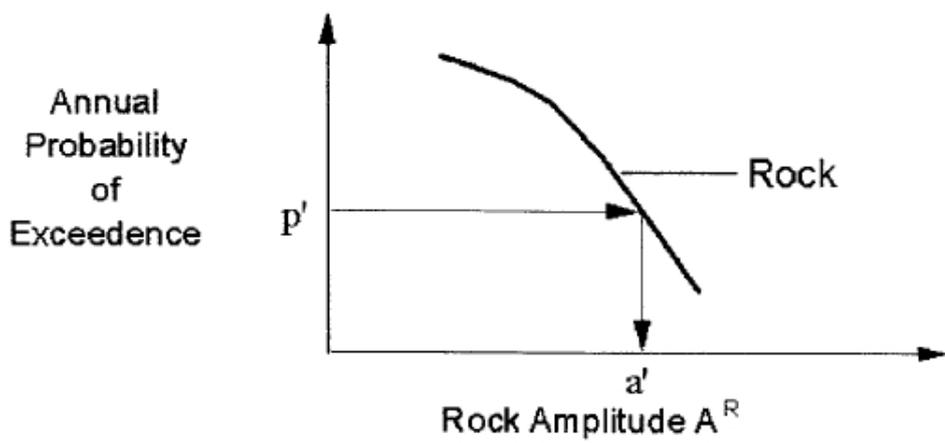


B. Soil Amplitude vs. Rock Amplitude, given M

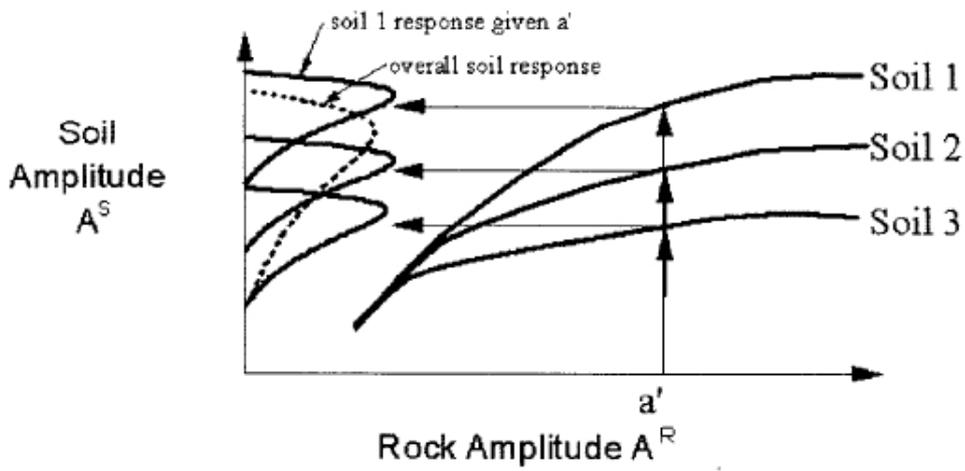


C. Soil Seismic Hazard Curves

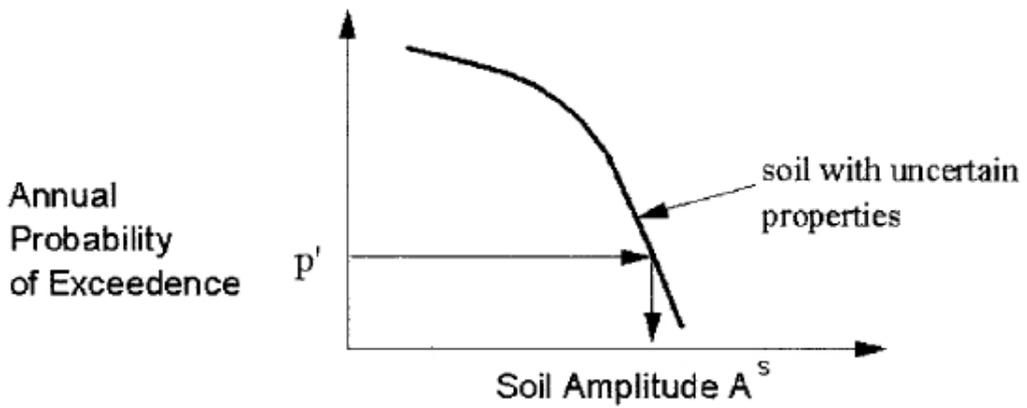
圖 2-22 Approach 3 之圖解(NUREG/CR-6728)



A. Rock seismic hazard curve

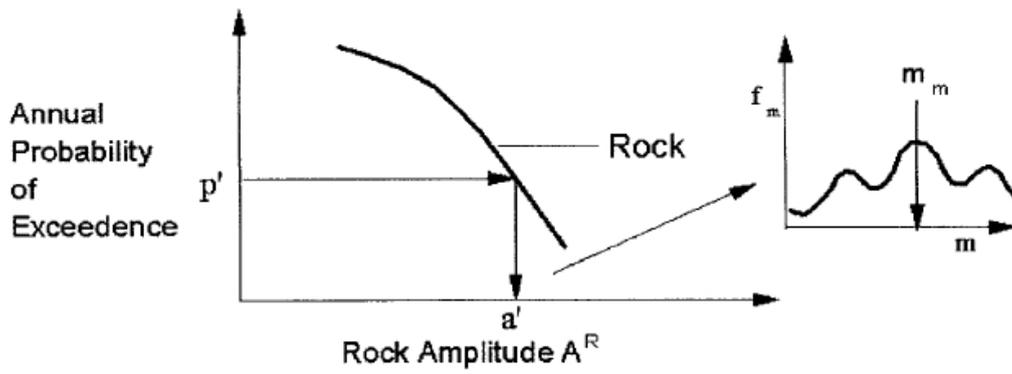


B. Soil amplitudes vs. rock for three sets of soil characteristics.

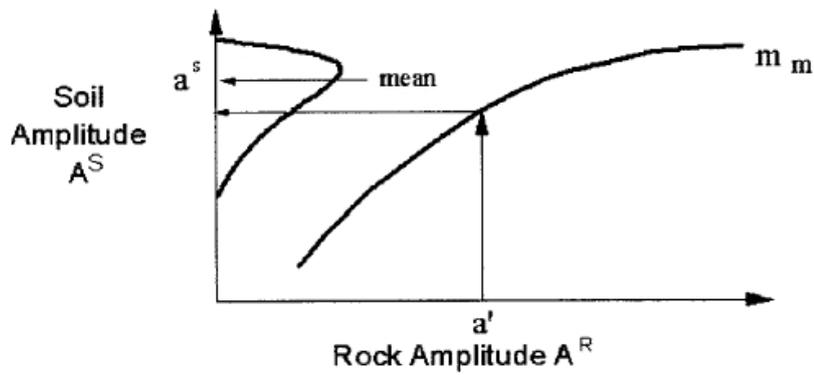


C. Soil seismic hazard curves

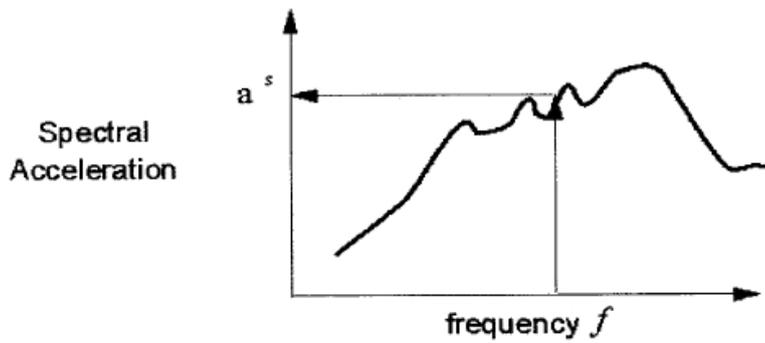
圖 2-23 Approach 3B 圖解(NUREG/CR-6728)



A. Rock Seismic Hazard Curve



B. Soil Amplitude vs. Rock Amplitude, given a'



C. UHS on Soil

圖 2-24 Approach 1 圖解(NUREG/CR-6728)

三、線彈性假設分析與現地量測資料比對探討及等值線性分析在時間序列之比較探討

在去年 109 年度的計畫報告中，完成地盤反應分析流程理論背景研析，了解 STRATA 對於地層轉換函數之運算方式與 Kramer (1996)所描述之方式有何異同，依據 STRATA 之操作手冊，在 STRATA 中針對線彈性波傳理論部分，其計算邏輯與前述之波傳理論所介紹之地層轉換函數求法相同，惟 STRATA 將式(2.6)中之 A_1 、 B_1 設定為 1，並計算其轉換函數，因此式(2.7)即可簡化如下

$$TF_{m,n}(\omega) = \frac{u_m(\omega)}{u_n(\omega)} = \frac{A_m + B_m}{A_n + B_n} \quad (3.1)$$

式(3.1)中下標 n 代表岩盤、 m 則代表第 m 個土層，此式描述之地層轉換函數根據 Kramer (1996)所提供之分類方式為岩盤震動(Bedrock motion)至土層任意深度之轉換函數，而在 STRATA 中則以 Within motion 作為輸入時所需選擇之定義。

然而由於進行地盤反應分析時，輸入之地震動資料通常為自由表面之地震動頻譜或歷時，因此在 STRATA 中同樣提供使用者調整輸入資料來源之功能。當輸入資料定義為自由表面露頭岩石資料時，相當於 Kramer (1996)所定義之露頭岩石震動(Rock outcrop motion)，在 STRATA 中則以 Outcrop motion 作為其資料定義。

在 STRATA 中露頭岩石至土層任意深度之轉換函數定義方式與本文第二章所介紹之方式相同，同樣透過自由表面上行波與下行波相同之特性，如圖 3-1，露頭岩石之震幅即可以 $2A_n$ 表示，接著將露頭岩石地震動轉至岩盤地震動，獲得岩盤地震動後，只要在重複式(3.1)之運算，即可獲得露頭岩石地震動至自由表面地震動之轉換函數，一般為便於計算，可直接組合兩組轉換函數，獲得露頭岩石地

震動至自由表面之轉換函數如下：

$$TF_{m,n}(\omega) = \frac{A_n + B_n}{2 \times A_n} \times \frac{A_m + B_m}{A_n + B_n} = \frac{A_m + B_m}{2 \times A_n} \quad (3.2)$$

式(3.1)與式(3.2)即在 STRATA 中輸入之地震動選擇為露頭地震動或特定深度地震動時其分析過程之差異。

了解 STRATA 對於輸入資料位置之設定後，接下即可針對各模式下之分析結果進行驗證，同時確認對於此程式相關設定之理解是否正確後，將加入 PWR 電廠之井下量測資料，利用 STRATA 計算理論土層轉換函數與 FRF、ETF 進行比對。

(一) 線彈性土層分析驗證

使用依據 Albert R. Kottke (2010)文獻中所提供之 Turkey Flat 地盤資訊進行測試，其詳細地盤性質如表 3-1，土層示意圖如圖 3-2，將輸入資料以底層岩盤震動(within)、露頭岩石震動(outcrop)兩種模式分別進行分析，透過 Matlab 實際運用線彈性波傳理論同步驗證，獲得一致之分析成果，線彈性分析步驟整理如下：

1. 讀取加速度歷時資料
2. 使用快速傅立葉轉換求得傅氏頻譜
3. 依地盤性質計算轉換函數
4. 將原傅氏頻譜乘上轉換函數獲得表面傅氏頻譜
5. 對表面傅氏頻譜進行反 FFT 獲得表面加速度歷時。

首先，確認輸入資料的一致性，接著比對傅立葉轉換之結果以及各土層之間的轉換函數，再將輸入之傅立葉震幅頻譜乘上轉換函數得到各土層之傅立葉震幅頻譜，並進行逆轉換得到地表歷時同時進行比對，並嘗試由分析得到之資料判別土壤特性，當輸入資料設定為 Within 時之分析結果如圖 3-3，當輸入資料設定為 Outcrop 時之

分析結果如圖 3-4。

比較圖 3-3(a)和圖 3-4(a)，可以確認輸入資料確實相同，接著觀察其傅氏頻譜圖 3-3 (b)和圖 3-4 (b)，由圖形中可以看到藉由 Matlab 所運算之傅氏頻譜與 STRATA 所運算之結果略有差異，在頻率域上可以看出其峰值有些許差異，但產生明顯峰值之頻率位置仍相同，此情形在經轉換函數後所得到之自由表面傅氏頻譜亦有相同情況，如圖 3-3(g)和圖 3-4(g)，原因為 STRATA 所進行之快速傅立葉轉換 (Fast Fourier Transform , FFT)方式與 MATLAB 內建之快速傅立葉轉換有所不同，而將自由表面之傅氏震幅頻譜，進行逆轉換得到自由表面加速度歷時，比較後可以觀察到頻譜的差異並不會造成自由表面輸出之明顯差異，如圖 3-3(h)和圖 3-4(h)，計算其均方根誤差並整理如表 3-2，從表 3-2 中同樣可以看到其 RMS 值相當小，因此可判定頻譜之差異來自於程式之運作邏輯不同，但所運算出之頻譜所包含的功率頻譜密度應為相同，如此經過反轉換後亦得到相近之地表歷時。

最後觀察圖 3-3(c)和圖 3-4(c)，圖 3-3(c)為輸入資料設定為 Within 時岩盤至地表之轉換函數，圖 3-4(c)則為輸入資料設定為 Outcrop 時露頭岩盤至地表之轉換函數，首先可以看到當輸入資料設定為 Outcrop 時，其轉換函數峰值明顯小於輸入資料設定為 Within 時之峰值，原因便在於當資料設定為 Outcrop 時，由於其轉換函數之運算邏輯，相較於 Within 多考慮了露頭岩石至底層岩盤之能量消耗，因此其轉換函數峰值勢必相對較小，由式(3.2)轉換函數公式中同樣可以看到由於第一項必介於 0 與 1 之間，故會產生折減之效應。將轉換函數前三個峰值發生位置整理如表 3-3，可以發現其峰值發生位

置差異不大，主因便在於峰值發生位置主要由土壤性質控制，因此不會產生太大差異。

針於線彈性模型與實際量測資料比對，於後續對於等值線性模型驗證時，介紹三種不同土壤特性之模型，再一併進行討論，同時探討三種模型於 PWR 電廠之土層分析之適用性，以及對於自由表面地震動之預估準確度。

等值線性分析為 Schnable et al.(1972)所提出之分析方式，等值線性分析所使用之土壤性質，係依據地震動造成土壤層之應變所對應的剪力模數與阻尼比，藉由此方式來模擬土壤之非線性反應。在 STRATA 中亦提供此分析方式，因此本小節將介紹其理論背景，並同樣透過前小節驗證線彈性假設分析之方式進行驗證，並參考「BWR4、BWR6、PWR 廠 106 年~110 年地震觀測資料分析工作報告」，針對 PWR 電廠井下觀測資料分析部分，進行 PWR 電廠井下觀測資料之分析，討其差異，藉此探討 PWR 電廠之土層特性是否可透過理論之轉換函數充分表達。

(二) 等值線性分析理論驗證

在等值線性分析中，與線彈性分析之最大差異便在於土壤性質的迭代變化，如圖 3-5 之示意圖。其迭代方式為首先透過應變轉換函數求取有效應變，接著利用有效應變並結合土壤性質曲線，決定土層之阻尼比與剪力模數，再依此阻尼比與剪力模數進行下一次迭代分析，獲得新一組土壤應變歷時與其對應之新一組阻尼比與剪力模數，不斷重複迭代直至兩次迭代之誤差小於使用者之定義或達使用者定義之最大迭代次數，藉此過程模擬土壤之非線性反應。

透過上述描述可以得知在等值線性分析中，與線彈性分析之主

要差異便在於引用了應變轉換函數以及土壤性質曲線。首先須了解如何求得應變轉換函數，此處以露頭岩石至自由表面之轉換為例，透過前一節之敘述已知其轉換函數為式(3.2)，由於轉換函數相當於位移震幅之比值式(3.2)可加入一等式如下：

$$TF_{m,n}(\omega) = \frac{A_n + B_n}{2 \times A_n} \times \frac{A_m + B_m}{A_n + B_n} = \frac{A_m + B_m}{2 \times A_n} = \frac{u_s}{u_r} \quad (3.3)$$

應變轉換函數之目的為將加速度資料轉變為應變資料，因此首先將式(3.3)最後兩項取出，並同時將分子項對深度 h_m 進行偏微分獲得應變，分母項則利用位移與加速度之關係式 $\ddot{u} = -\omega^2 u$ 進行整理，假設欲求之剪應變為土層中間之剪應變 ($z = h_m / 2$)，則式(3.3)即可改寫為應變轉換函數如下：

$$TF_{mn}^{strain}(\omega) = \frac{\gamma(\omega, z = h_m / 2)}{\ddot{u}_{n,outcrop}(\omega)} = \frac{ik_m^* [A_m \exp(ik_m^* h_m / 2) - B_m \exp(-ik_m^* h_m / 2)]}{-\omega^2 (2A_n)} \quad (3.4)$$

式(3.4)即露頭岩石至任意土層中點之應變轉換函數，由此式中可以看到與式(3.2)不同，應變轉換函數係直接將加速度頻譜轉換為應變頻譜。

獲得應變頻譜後再透過逆轉換之方式便可獲得對應之應變歷時，透過應變歷時即可定義有效應變，有效應變 (γ_{eff}) 一般來說為最大應變之 50% 至 70%，通常可取 65% (STRATA 內部預設)，使用有效應變而不採用最大應變來決定土壤性值的原因在於最大應變往往僅在極短時間內出現，因此使用最大應變為較不恰當之選擇。

獲得土壤應變歷時與有效應變後，須透過土壤性質曲線決定該土壤之土壤性質。土壤性質曲線即土壤性質與應變之關係式，主要包含剪力模數衰減曲線與阻尼比曲線，剪力模數衰減曲線即剪力模

數與最大剪力模數之比值對應剪應變之關係式，阻尼比曲線則為阻尼比對剪應變之關係式，如圖 3-6 之示意圖，一般可透過現地實驗數據或經驗公式獲得。其中一個較全面之經驗模型即 Darendeli (2001)所發展之模型，此模型擴大了 Hardin and Drnevich (1972)所提出之雙曲線模型，並考慮有效應力(σ'_0)、塑性指數(PI)、過壓密比(OCR)、頻率(f)以及反覆加載次數(N)對剪力模數衰減曲線以及阻尼比曲線造成之影響。隨著時代的推移現今已有眾多土壤經驗模型，由於本研究之目的為驗證 STRATA 所進行之等值線性分析是否合理，故僅提出一組模型進行說明，以下將介紹 Darendeli(2001)所提出之模型。

首先定義初始剪力模數(G_{\max})，初始剪力模數即在微小應變下土壤之最大剪力模數，可由土壤密度 ρ 、剪力波速 v_s 計算：

$$G_{\max} = \rho v_s^2 \quad (3.5)$$

透過 G_{\max} ，剪力模數衰減曲線定義為一雙曲線函數如下：

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^a} \quad (3.6)$$

式(3.6)中， a 為 0.9190， γ_r 為參考剪應變(Reference Shear Strain)，參考剪應變可由下式計算：

$$\gamma_r = \left(\frac{\sigma'_0}{p_a}\right)^{0.3483} (0.0352 + 0.010 \cdot PI \cdot OCR^{0.3246}) \quad (3.7)$$

式(3.7)中， σ'_0 為平均有效應力， p_a 為大氣壓力(atm)， PI 為塑性指數 OCR 為過壓密比，透過上述參數即可獲得剪力模數衰減曲線。

接著說明 Darendeli (2001)模型中阻尼比曲線之計算方式，在此模型中阻尼比是由微小應變下之最小阻尼比(D_{\min})以及與梅新遲滯

行為(Hysteresis Masing Behavior)有關之 D_{Masing} 所獲得，首先最小阻尼之計算方式如下：

$$D_{\min}(\%) = (\sigma'_0)^{-0.2889} (0.8005 + 0.0129 \cdot PI \cdot OCR^{-0.1069}) [1 + 0.2919 \ln(f)] \quad (3.8)$$

式(3.8)中， f 代表激震頻率(Hz)。

接著說明如何獲得 D_{Masing} ，若為求精確之 D_{Masing} 需透過結合式(3.6)之剪力模數衰減曲線以及梅新法則繪製出該土壤之遲滯迴圈，接著計算遲滯迴圈之面積藉此計算 D_{Masing} ，由於需進行較為繁雜的積分計算，因此在 Darendeli (2001)中亦提供一概略式做為替代，其概略式如下：

$$D_{Masing}(\%) = c_1 D_{Masing,a=1} + c_2 D_{Masing,a=1}^2 + c_3 D_{Masing,a=1}^3 \quad (3.9)$$

其中

$$D_{Masing,a=1}(\%) = \frac{100}{\pi} \left\{ 4 \left[\frac{\gamma - \gamma_r \ln\left(\frac{\gamma + \gamma_r}{\gamma_r}\right)}{\gamma_r} \right] - 2 \left[\frac{\gamma^2}{\gamma + \gamma_r} \right] \right\} \quad (3.10)$$

$$\begin{aligned} c_1 &= -1.1143a^2 + 1.8618a + 0.2533 \\ c_2 &= 0.0805a^2 - 0.0710a - 0.0095 \\ c_3 &= -0.0005a^2 + 0.0002a + 0.0003 \end{aligned} \quad (3.11)$$

組合式(3.8)之最小阻尼比以及式(3.10)之 D_{Masing} 即可計算總阻尼比(D)如下：

$$D = b \left(\frac{G}{G_{\max}} \right)^{0.1} D_{Masing} + D_{\min} \quad (27)$$

$$b = 0.6329 - 0.0057 \ln(N)$$

其中 N 為反復加載之次數。圖 3-7 和圖 3-8 即砂土($PI=0, OCR=1$)在 1atm 之有效圍壓，反復加載次數(N)與激震頻率取 10 以及 1 下依據上述理論所計算之土壤性值曲線。

整理上述理論可將等值線性分析法分為下列數個步驟：

1. 計算每個土壤層之波幅(A、B)。
2. 計算每個土壤層之應變轉換函數。
3. 透過輸入資料之傅立葉振幅頻譜乘上應變轉換函數來獲得各土層之應變歷時。
4. 取應變歷時中尖峰應變之折減作為有效應變。
5. 基於新得到的有效應變重新計算每層土層對應之剪力模數與阻尼比。
6. 將新的非線性性質與前一組進行誤差比較，若兩次間之相對誤差小於設計者要求之誤差範圍，即可停止迭代，若未滿足則依據新的土壤層性質重新計算直至滿足誤差範圍或達到設計者設計之停止迭代次數為止。
7. 依據最終迭代出之土壤性值進行分析。

為驗證 STRATA 之等值線性分析法是否可如我們預期般獲得相同之結果，此處採用與前小節同樣之地盤，即 STRATA 範例地盤性質如圖 3-2，輸入之地震動同樣採用 STRATA 內建之地震動 Chichi03，以 STRATA 分析後並輸出其結果至硬碟，再以 MATLAB 透過上述理論重新運算並比對 STRATA 之分析結果是否相同。

此處同樣將輸入之地震動設定為 Outcrop 以及 Within 兩個模式進行分析，等值線性迭代之容許誤差設定為 2%，迭代次數最多 10 次，有效應變設定為最大應變之 65%，如圖 3-9 左半部之設定。Darendeli 模型之參數設定如下：平均有效應力 $\sigma' = 1 \text{ atm}$ 、塑性指數 $PI = 0$ 、過壓密比 $OCR = 1$ 、激震頻率 $f = 1 \text{ (Hz)}$ 以及反復加載次數 $N = 10$ ，如圖 3-9 右半部之內容。

完成設定並進行 STRATA 等值線性分析，將其土壤性值迭代結果整理成表格，並與 MATLAB 計算得到之結果比較，同時繪製阻尼比、剪力模數之剖面圖，當輸入資料設定為 Outcrop 時其分析結果整理如表 3-4，土壤性質剖面圖如圖 3-10，輸入資料設定為 Within 時其分析結果整理如表 3-5，土壤性質剖面圖如圖 3-11。

接著同樣依照前述驗證線彈性分析之模式，確認輸入歷時一致並比較輸入頻譜，以及各層之間之轉換函數，最後確認輸出歷時以及輸出頻譜之一致性。當輸入資料設定為 Outcrop 時其分析結果如圖 3-12，輸入資料設定為 Within 時如圖 3-13。

從表 3-4 和表 3-5 中可以看到最後迭代出之土壤性質是十分接近的，造成微小差異的原因在於其精度以及時頻域轉換所產生最後時域應變歷時之峰值有極微小之誤差，因此最後判斷其土壤性值時亦會有些許不同，但與線彈性分析相同，從自由表面歷時如圖 3-12(h) 及 3-13 圖(h)中可觀察到其歷時仍相當一致，計算其 RMS 並整理如表 3-6，從表 3-6 以及歷時圖中皆可以看到其土壤性質的些微差異並不會影響到整體分析結果，所獲得之地表歷時仍相當一致。

至此，對於 STRATA 之等值線性分析以及線彈性分析皆已進行驗證，也代表我們已可準確掌握其分析邏輯，後續即可利用此程式進行實際資料之分析。

(三) 現地量測比對探討

為了解核電廠結構所實際承受之地震力以及核電廠地層之特性，台灣核能電廠皆已陸續完成其井下觀測系統之建置，於 105 年 8 月完成所有井下地震觀測系統之建置工作，共建置兩組井下觀測系統，分別為命名為 DHA 以及 DHB，詳細建置內容可參考「核能

電廠地震監測系統規劃與佈置研究」。

PWR 電廠井下觀測站建置完成並啟動至今已紀錄多筆地震資料，本文將使用 108 年所紀錄之地震紀錄共七筆，此七筆地震資料之發生時間、位置以及規模等詳細資料整理如表 3-7，每筆事件皆有三個方向之加速度記錄，其 PGA 整理如表 3-8 和表 3-9。

本研究參考「108 年核電廠分析報告」，挑選出 108 年七筆地震事件中四筆訊號較佳之紀錄進行經驗轉換函數、FRF 之運算，此四筆訊號分別為 108 年 1 月 22 日(芮氏規模 5.1)、1 月 30 日(芮氏規模 5.2)、3 月 8 日(芮氏規模 5.4)、4 月 3 日(芮氏規模 6.0)。同時利用台灣電力公司針對 PWR 電廠所使用之土壤非線性性質模型，將模型輸入至 STRATA，並以等值線性理論運算其平均地層轉換函數作為理論轉換函數，藉此比較經驗地層轉換函數、FRF 以及理論地層轉換函數之結果。

首先欲利用 STRATA 獲得 PWR 電廠理論地層轉換函數需給定 PWR 電廠地層性質，故本文參考台灣電力公司提供之 PWR 電廠土壤非線性性質，如圖 3-14 至圖 3-18，由於新 PWR 電廠土壤非線性性質包含上值(Upper Bond, UB)、中值(Best Estimate, BE)、下值(Lower Bound, LB)。

本研究輸入於 STRATA 的土壤模型共有三種，分別為模型 A、B、C，模型 A 之剪力波速剖面與現地岩石非線性曲線設定為 PWR 電廠之中值(BE)，以上述四筆地震事件之 150m 處之量測資料作為輸入，進行等值線性地盤反應分析，經過迭代之平均剪力波速剖面和平均阻尼剖面如圖 3-19，首先針對經驗轉換函數部分，比較 108 年度報告書以及本研究之分析結果可以發現相當吻合，如圖 3-20 至

圖 3-23，而在理論轉換函數部分，透過台電提供之土壤性值曲線(中值)所得到之理論轉換函數其前三個顯著頻率位置與 108 年度分析報告所得到之結果也相當吻合，但在轉換函數峰值上有些微差異，且觀察核電廠 108 年度報告書所計算之理論轉換函數於高頻處並無衰減狀態，參考其報告僅可得知其係依據彈性理論計算之理論轉換函數，根據線彈性理論，轉換函數受到阻尼比的影響，勢必會隨著頻率升高而產生下降，因此本研究將優先以本研究之計算結果進行後續探討。

透過與核電廠 108 年度報告書分析結果之比對，已對 PWR 電廠井下觀測資料之分析結果有初步的比較，因此後續將以此分析結果進行更深入之探討。首先觀察圖 3-22 和圖 3-23 之經驗地層轉換函數與 FRF 之結果，可以發現經驗地層轉換函數所呈現之結果如同第一節所探討之結論，其峰值較難提供評估依據，而透過 FRF 計算之結果因為經過週期性調整以及自相關互相關譜密度之計算，其會產生較明顯之峰值，因此較為容易判斷其顯著頻率位置。

接著將使用 108 年報告書之理論轉換函數顯著頻率整理如表 3-10，將圖 3-22 和圖 3-23 之 FRF 結果所出現之前三個峰值出現位置整理如表 3-11，從表中我們可以觀察到不論是 DHA 或是 DHB 其南北向第一顯著頻率、第二顯著頻率以及第三顯著頻率同樣位於 1.1Hz、2.7Hz 以及 4.3Hz 附近，而東西向前三個顯著頻率亦僅有些微差異，代表兩井下陣列資料所分析出之特性相當相近，此結果亦可再次應證 PWR 電廠地層在 DHA 以及 DHB 其側向變異性較低之假設。

因模型 A 預測之顯著頻率與實際量測資料 FRF 計算之頻率差異

0.3Hz，首先針對顯著頻率位置特性之差異，根據波傳理論探討，我們得知影響顯著頻率位置主要是由剪力波速影響，為了可以預期若要得到一組與實際量測資料分析結果相近之地層轉換數，我們可以透過選擇更高的剪力波速剖面來進行分析，由於模型 A 所選用之剪力波速剖面為 PWR 電廠剪力波速剖面之中值(BE)，因此，如將其剪力波速剖面之選擇調整為上值(UB)，將其輸入至 STRATA，並利用相同之輸入資料進行等值線性分析，所得到之平均剪力波速剖面和阻尼比剖面如圖 3-24，剪力波速剖面比較如圖 3-25，轉換函數如圖 3-26，本文將採用上限值之模型簡稱為模型 B，將模型 B 之轉換函數與前文 FRF 所得到之結果進行比對，如圖 3-27，首先比對模型 B 以及模型 A 之剪力波速剖面便可發現模型 B 明顯較高，而阻尼比由於使用相同地震動，因此並無明顯變化，進一步觀其轉換函數比較圖如圖，模型 B 之顯著頻率位置如預期提高，與實際量測資料相近，但在轉換函數峰值上仍存在些微差異。為比較此轉換函數峰值是否會對預測結果產生差異，此處進一步提出模型 C，由於模型 B 所使用之地震事件皆為較小 gal 數之地震事件，在前小節的介紹中我們亦了解到，等值線性分析所使用之土壤性質是透過地震動所產生的土壤應變來決定，而當土壤層所產生之應變相對微小，其所對應之阻尼比勢必較為微小，且在前述理論推導我們也得知轉換函數峰值主要由阻尼比控制，因此，模型 C 採用與模型 B 相同之剪力波速剖面，但阻尼比透過人為簡化 0 至 35m 為 4%、35m 至 150m 為 3%，此時所分析出之理論轉換函數與實際資料 FRF 結果之比較圖如圖。觀察圖可以發現其顯著頻率位置與模型 B 相比無明顯變化，但在峰值上卻下降至與實際量測資料 FRF 結果相近。

表 3-1 Turkey Flat 地盤資訊(Kottke, 2010)

深度	厚度	v_s (m/sec)	γ_t (kN/m ³)	阻尼(%)	基礎頻率(Hz)
0	2.4	135	18	5	14
2.4	5.2	460	18	5	22
7.6	13.7	610	18	5	11
21.3	∞	1340	22	1	-

表 3-2 線彈性分析下，STRATA 與 Matlab 分析之自由表面歷時 RMS

	RMS(g)
輸入資料為 Outcrop	0.0001687
輸入資料為 Within	0.0008795

表 3-3 不同輸入資料位置之顯著頻率比較

	第一顯著頻率 (Hz)	第二顯著頻率 (Hz)	第三顯著頻 率(Hz)
輸入資料為 Outcrop	7.0	13.9	22.9
輸入資料為 Within	6.8	14.1	23.3

表 3-4 等值線性分析，輸入資料 Outcrop 之土壤性值迭代結果

	剪力模數 (Kn/m ²) STRATA	剪力模數 (Kn/m ²) MATLAB	阻尼比(%) STRATA	阻尼比(%) MATLAB
土層 1	23245	23325	5.02	4.99
土層 2	350330	350777	1.93	1.91
土層 3	595872	594971	2.32	2.33
岩盤	4028205	4028205	1	1

表 3-5 等值線性分析，輸入資料 Within 之土壤性值迭代結果

	剪力模數 (Kn/m ²) STRATA	剪力模數 (Kn/m ²) MATLAB	阻尼比(%) STRATA	阻尼比(%) MATLAB
土層 1	18622	18839	7.519	7.402
土層 2	339818	339253	2.285	2.306
土層 3	578425	576537	2.673	2.713
岩盤	4028205	4028205	1	1

表 3-6 等值線性分析下，STRATA 與 Matlab 分析之自由表面歷時 RMS

	RMS(g)
輸入資料為 Outcrop	0.00018
輸入資料為 Within	0.0018

表 3-7 108PWR 電廠井下觀測地震事件資訊

時間	震央座標	深度(公里)	芮氏規模
108/01/22 11:19	E121.39 N22.23	21.08	5.07
108/01/30 13:22	E122.39 N23.75	38.75	5.97
108/01/30 23:15	N120.59 E21.81	46.75	5.18
108/03/08 10:32	E121.4 N22.44	24.08	5.36
108/04/03 09:53	E120.87 N22.94	4.87	5.98
108/04/04 09:57	E120.86 N22.98	3.48	5.51
108/06/04 17:46	E121.61 N22.84	14.68	5.93
110/03/02 17:23	E121.13 N21.911	31.2	5.8

表 3-8 PWR 電廠 DHA 地震記錄各方向 PGA

地震事件	南北向 PGA(gal)	東西向 PGA(gal)	垂直向 PGA(gal)
108/01/22 11:19	3.83	5.88	2.25
108/01/30 13:22	1.09	1.92	0.90
108/01/30 23:15	7.59	6.94	4.55
108/03/08 10:32	6.58	7	4.62
108/04/03 09:53	3.55	3.03	2.75
108/04/04 09:57	2.04	2.37	2.17
108/06/04 17:46	3.43	3.20	1.37
110/03/02 17:23	39.92	46.21	13.06

表 3-9 PWR 電廠 DHB 地震記錄各方向 PGA

地震事件	南北向 PGA(gal)	東西向 PGA(gal)	垂直向 PGA(gal)
108/01/22 11:19	3.24	6.62	2.46
108/01/30 13:22	1.89	2.00	0.77
108/01/30 23:15	6.21	7.82	4.69
108/03/08 10:32	4.36	7.45	3.10
108/04/03 09:53	4.21	3.98	3.46
108/04/04 09:57	2.55	3.16	2.04
108/06/04 17:46	4.65	2.72	2.21
110/03/02 17:32	31.13	45.92	17.90

表 3-10 PWR 電廠地層理論轉換函數之顯著自然頻率

第一顯著頻率(Hz)	第二顯著頻率(Hz)	第三顯著頻率(Hz)
0.921	2.364	4.039

表 3-11 DHA、DHB 地震紀錄 FRF 所得之顯著頻率

	第一顯著頻率 (Hz)	第二顯著頻率 (Hz)	第三顯著頻率 (Hz)
DHA 南北向	1.1	2.7	4.3
DHB 南北向	1.1	2.7	4.3
DHA 東西向	1.2	2.7	4.4
DHB 東西向	1.2	2.8	4.6

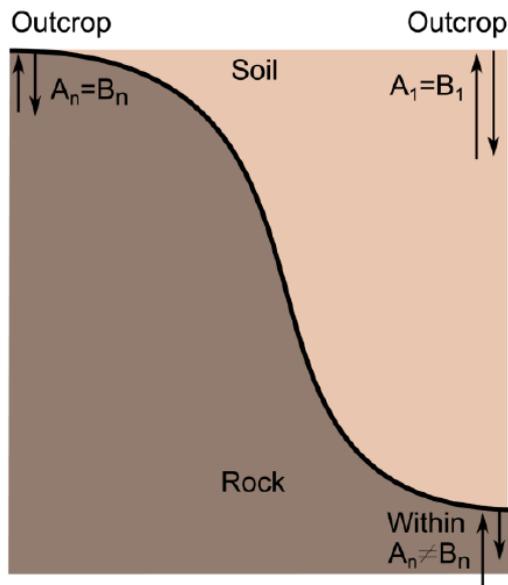


圖 3-1 露頭岩石至岩盤、至自由表面(Kottke, 2009)

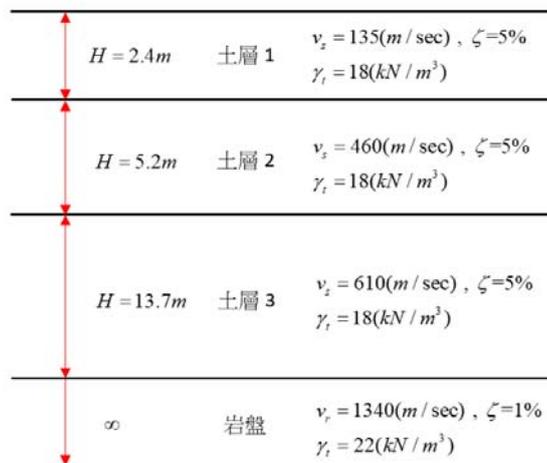
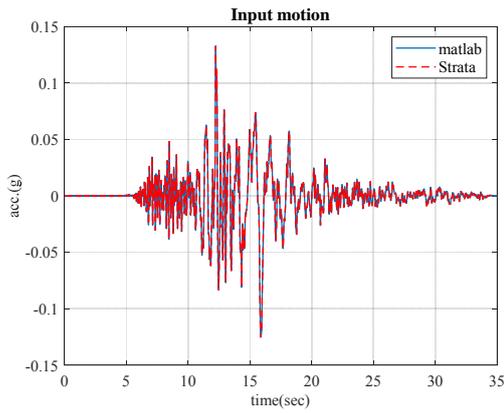
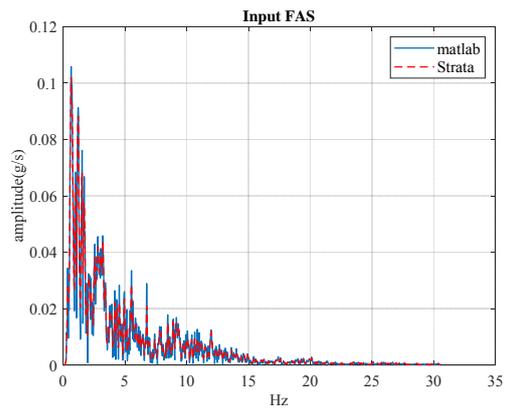


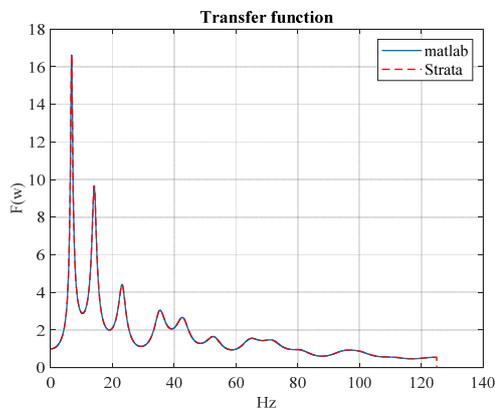
圖 3-2 Turkey Flat 土層示意圖(Kottke, 2010)



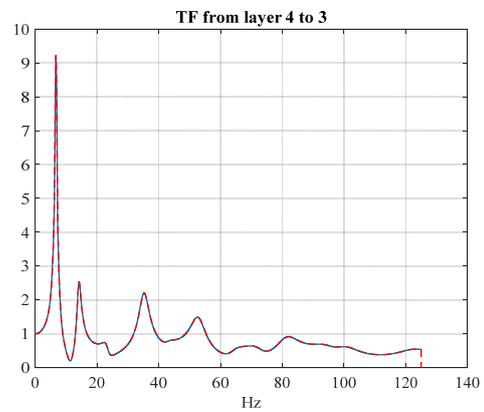
(a) 輸入之時間歷時



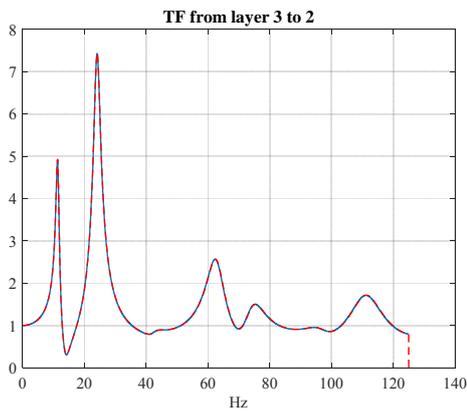
(b) 輸入時間歷時之傅氏頻譜



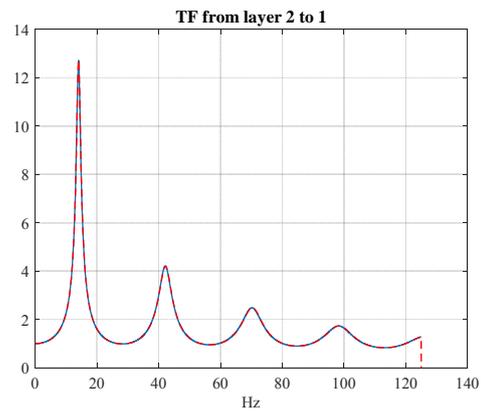
(c) 岩盤至地表轉換函數



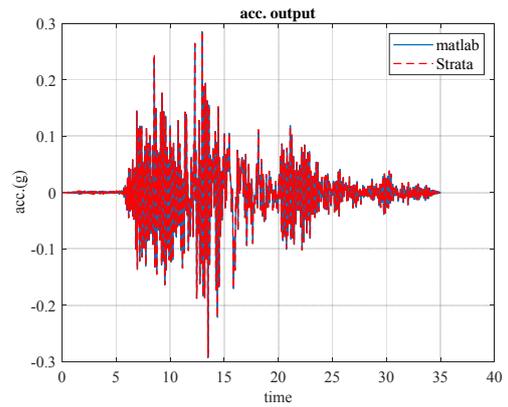
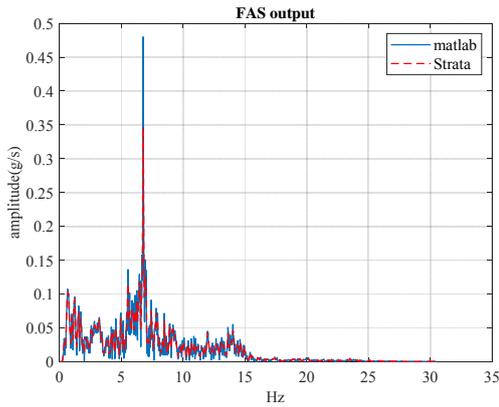
(d) 土層 4 至土層 3 之轉換函數



(e) 土層 3 至土層 2 之轉換函數

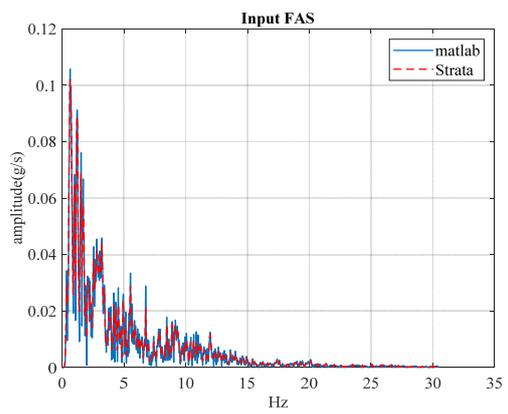
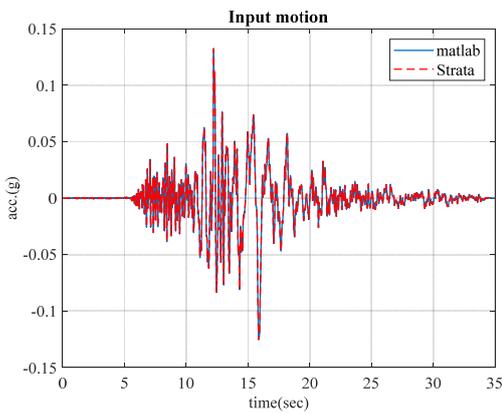


(f) 土層 2 至土層 1 之轉換函數



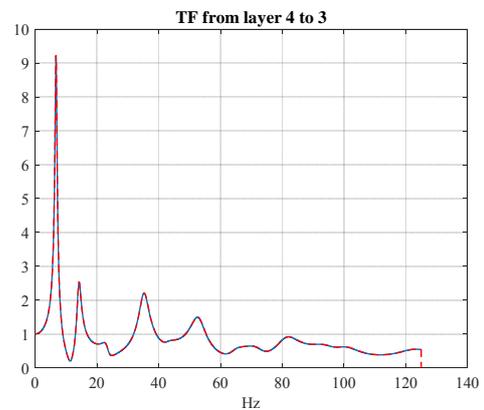
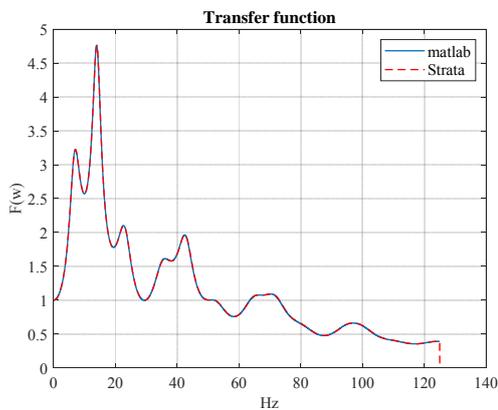
(g) 輸出之自由表面傅氏頻譜 (h) 輸出之自由表面加速度歷時

圖 3-3 線彈性分析，輸入資料為 Within，輸出為地表之分析結果



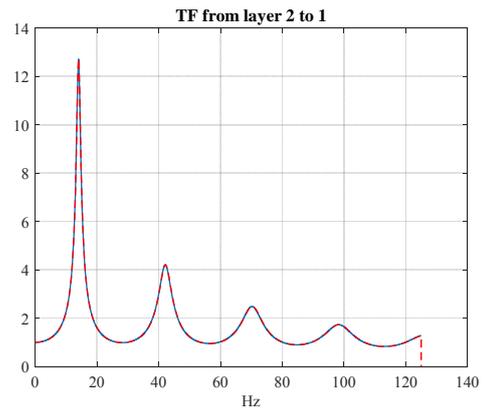
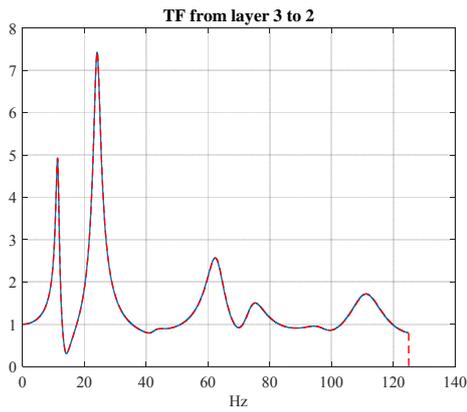
(a) 輸入之時間歷時

(b) 輸入時間歷時之傅氏頻譜



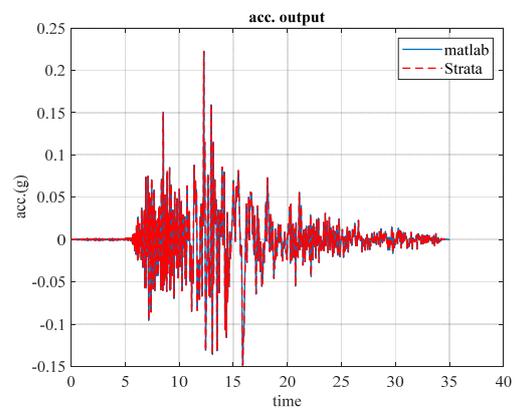
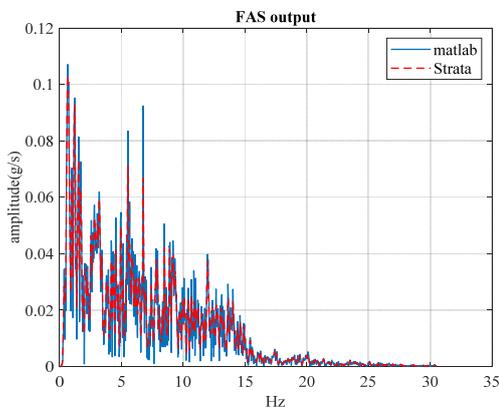
(c) 岩盤至地表轉換函數

(d) 土層 4 至土層 3 之轉換函數



(e) 土層 3 至土層 2 之轉換函數

(f) 土層 2 至土層 1 之轉換函數



(g) 輸出之自由表面傅氏頻譜

(h) 輸出之自由表面加速度歷時

圖 3-4 線彈性分析，輸入資料為 Outcrop，輸出為地表之分析結果

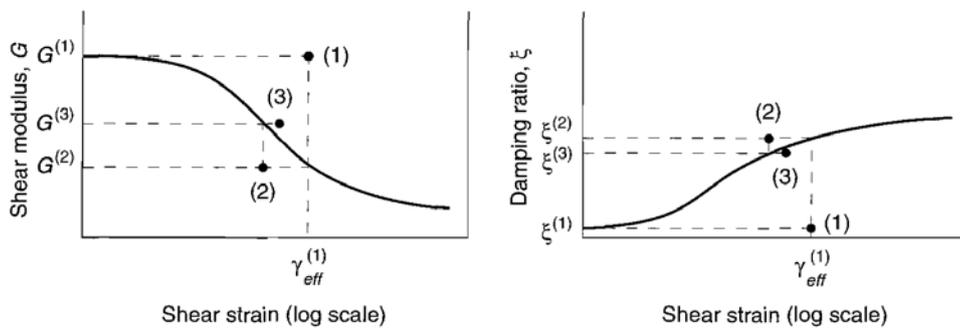


圖 3-5 等值線性分析法示意圖(Kramer, 1996)

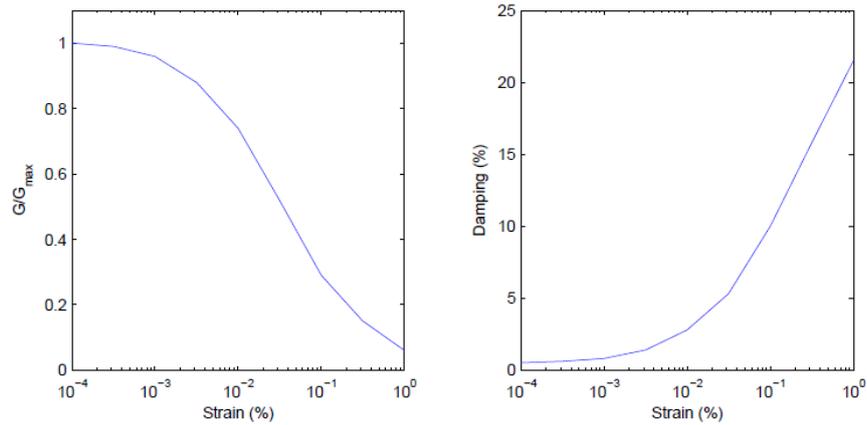


圖 3-6 剪力模數衰減曲線與阻尼比曲線示意圖(Kottke, 2019)

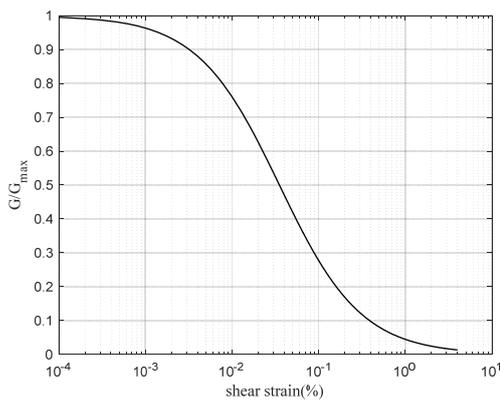


圖 3-7 砂土剪力模數衰減曲線

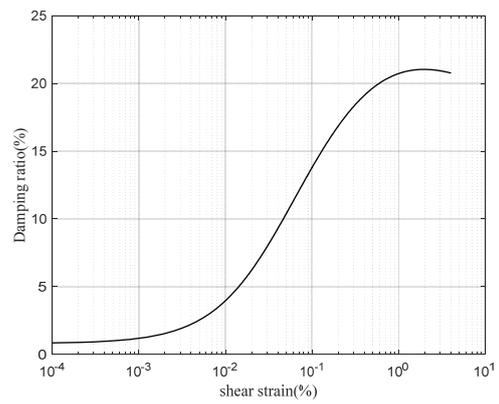


圖 3-8 砂土阻尼比曲線

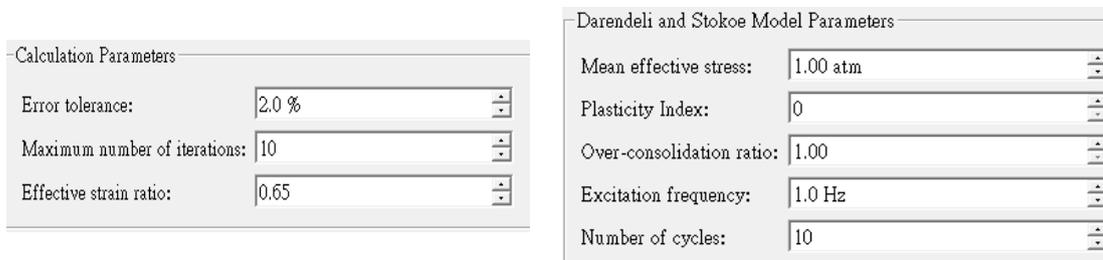
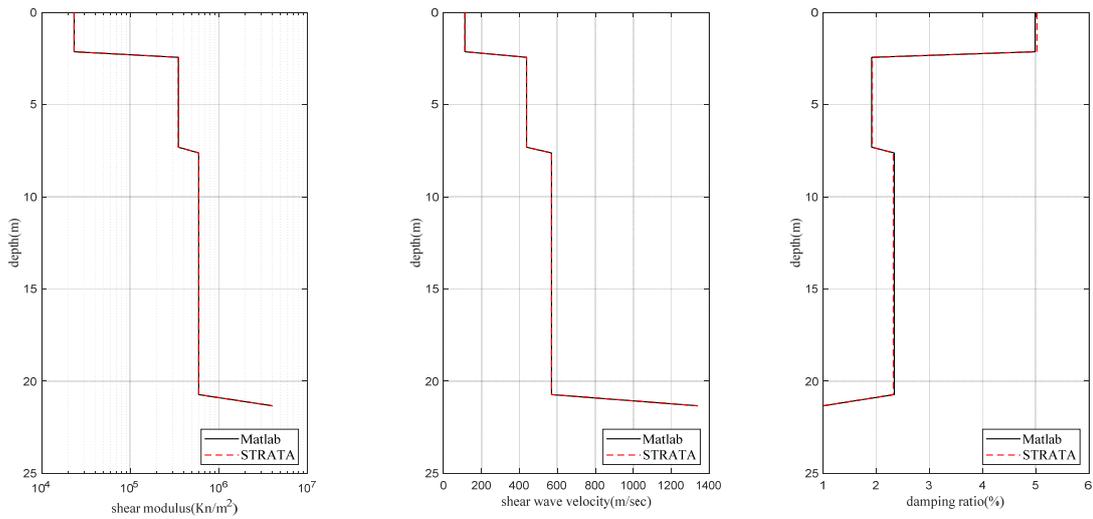
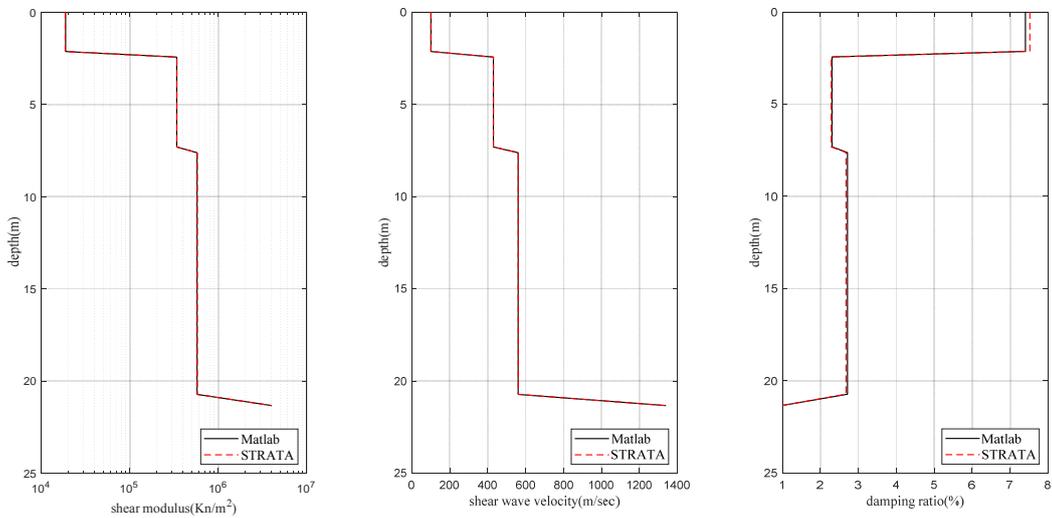


圖 3-9 STRATA 之 Darendeli 模型設定以及等值線性迭代原則之設定



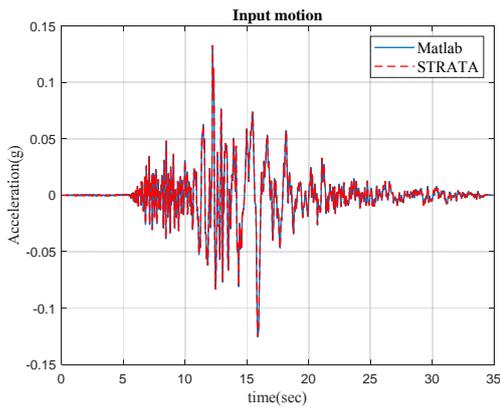
(a)剪力模數剖面 (b)剪力波速剖面 (c)阻尼剖面

圖 3-10 等值線性分析，輸入資料為 Outcrop 之迭代結果

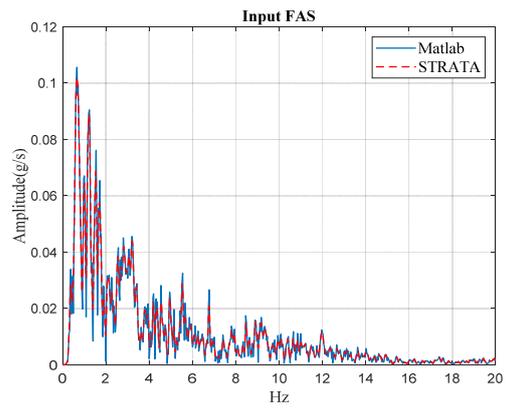


(a)剪力模數剖面 (b)剪力波速剖面 (c)阻尼剖面

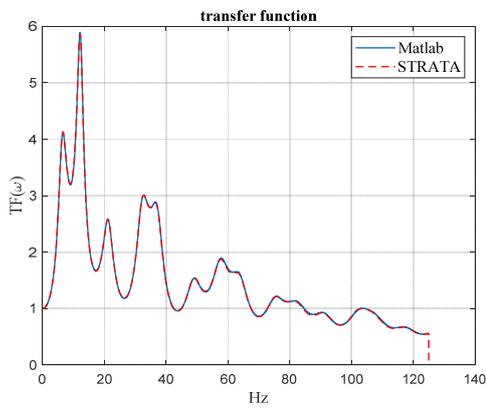
圖 3-11 等值線性分析，輸入資料為 Within 之迭代結果



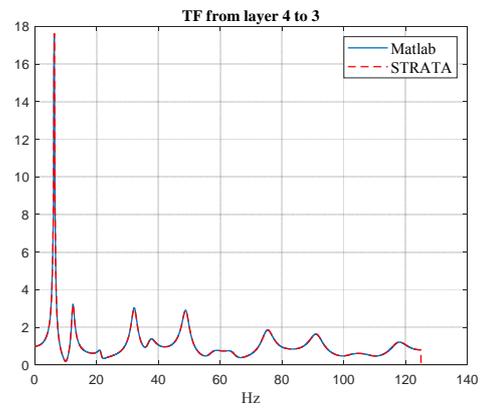
(a) 輸入之時間歷時



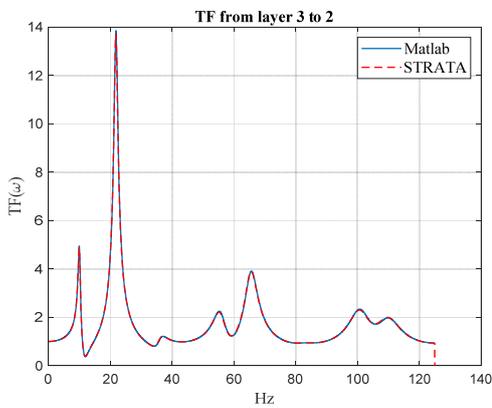
(b) 輸入時間歷時之傅氏頻譜



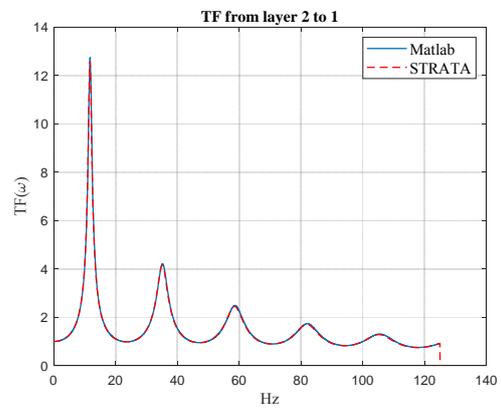
(c) 露頭岩石至地表轉換函數



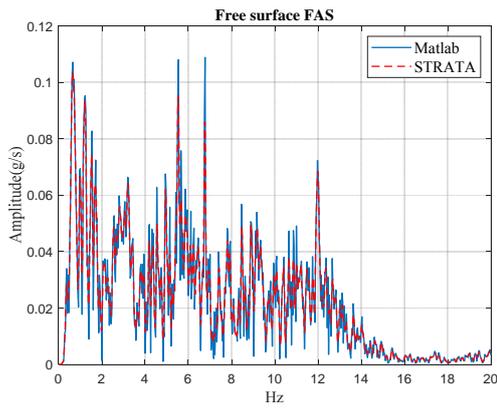
(d) 土層 4 至土層 3 之轉換函數



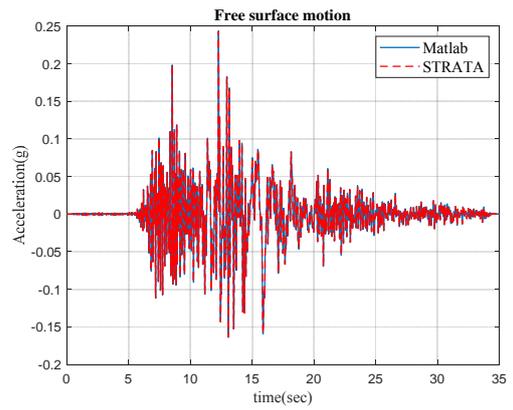
(e) 土層 3 至土層 2 之轉換函數



(f) 土層 2 至土層 1 之轉換函數

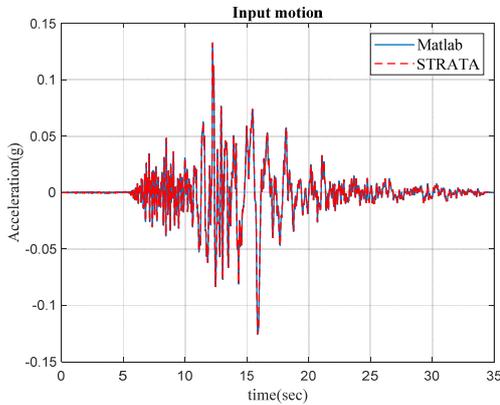


(g) 輸出之自由表面傅氏頻譜

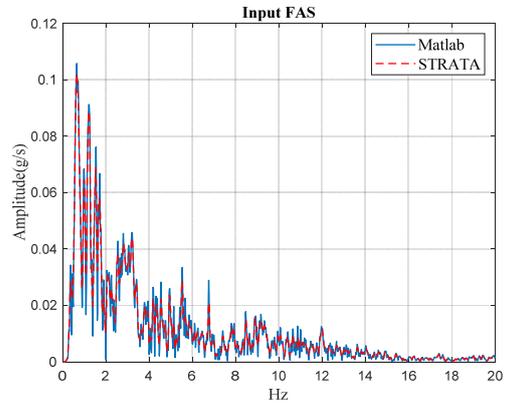


(h) 輸出之自由表面加速度歷時

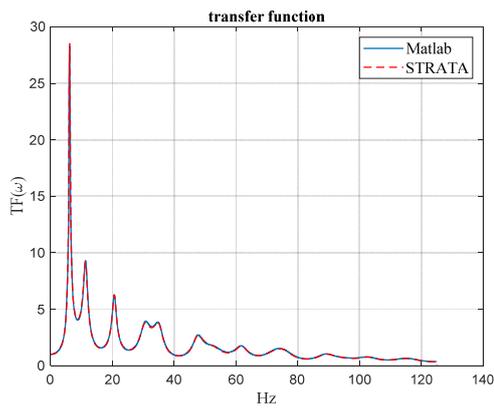
圖 3-12 等值線性分析，輸入資料為 Outcrop，地表輸出之分析結果



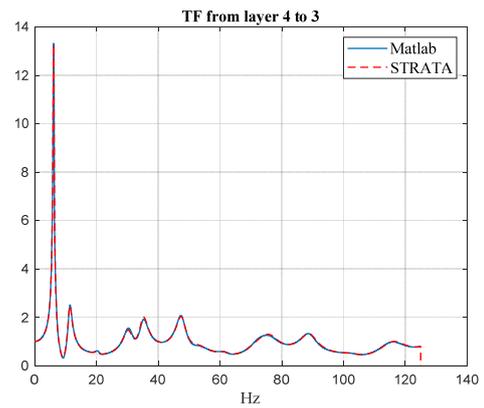
(a) 輸入之時間歷時



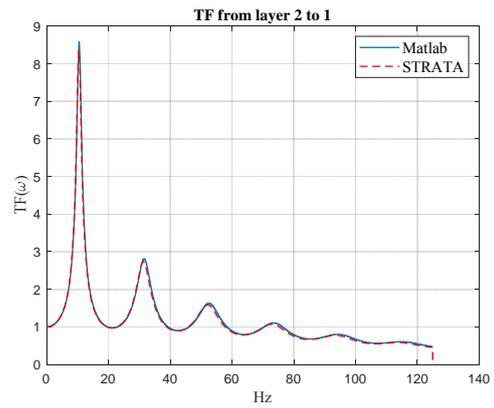
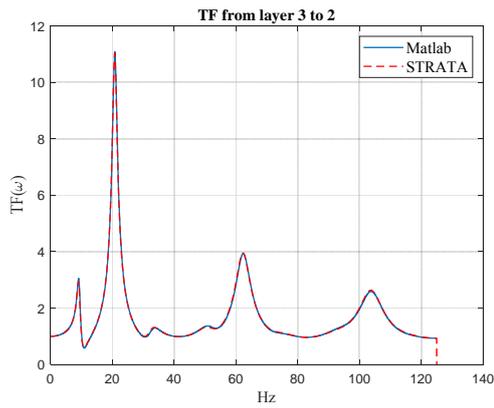
(b) 輸入時間歷時之傅氏頻譜



(c) 岩盤至地表轉換函數

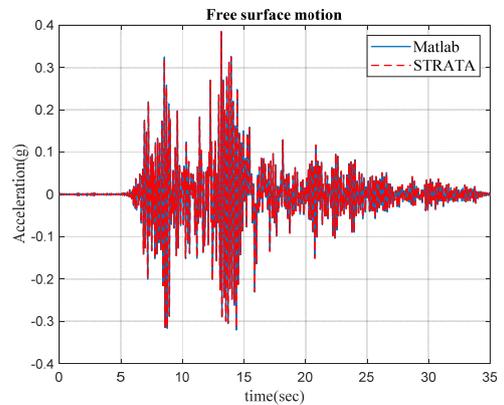
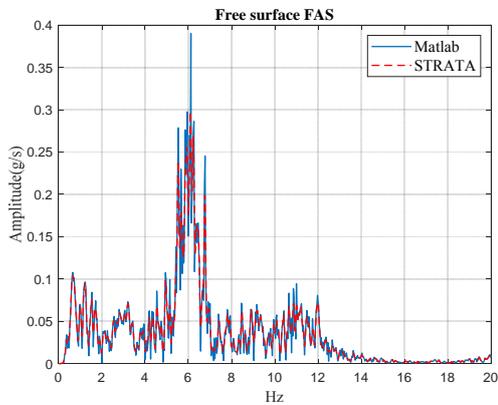


(d) 土層 4 至土層 3 之轉換函數



(e) 土層 3 至土層 2 之轉換函數

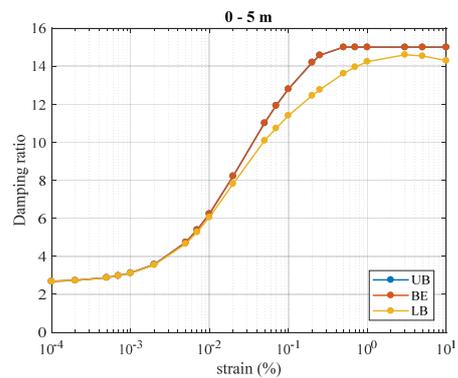
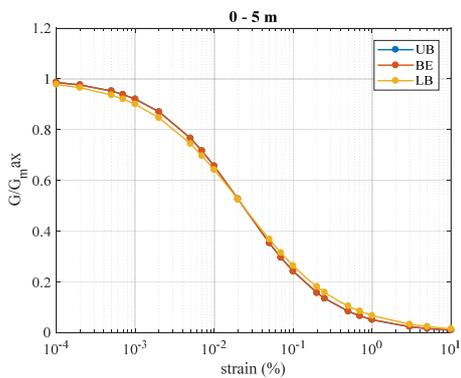
(f) 土層 2 至土層 1 之轉換函數



(g) 輸出之自由表面傅氏頻譜

(h) 輸出之自由表面加速度歷時

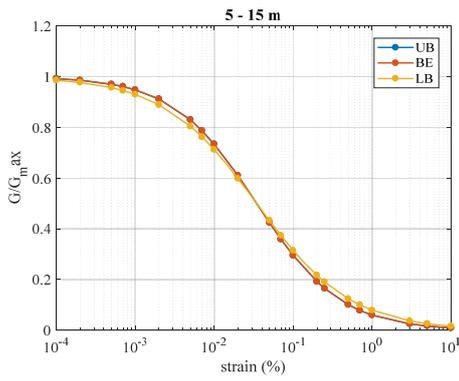
圖 3-13 等值線性分析，輸入資料為 Within，地表輸出之分析結果



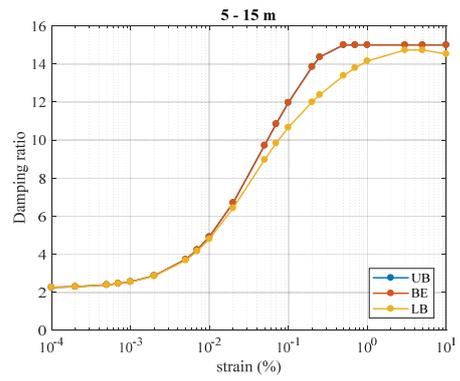
(a) 剪力模數曲線

(b) 阻尼比曲線

圖 3-14 PWR 現地岩土非線性曲線(0-5 公尺)

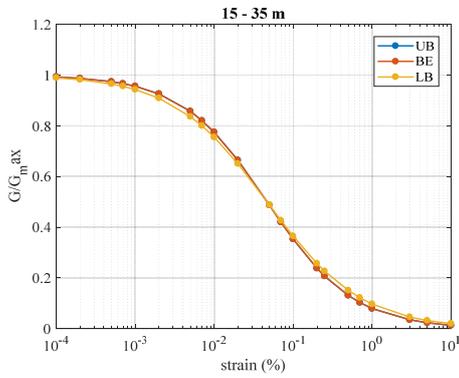


(a) 剪力模數曲線

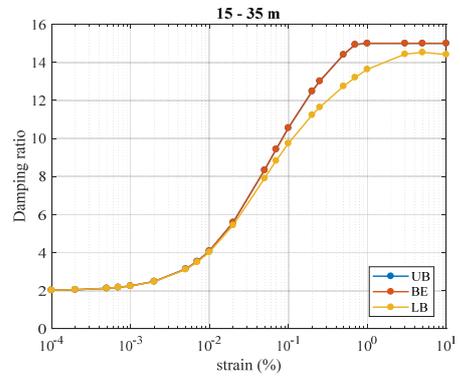


(b) 阻尼比曲線

圖 3-15 PWR 現地岩土非線性曲線(5-15 公尺)

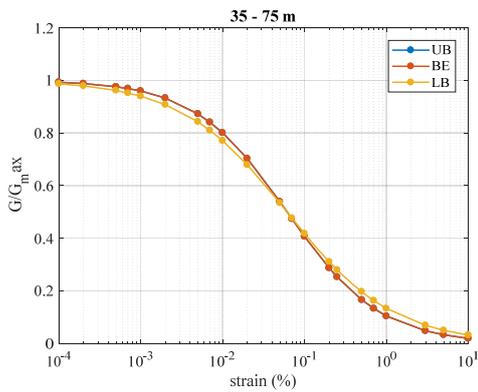


(a) 剪力模數曲線

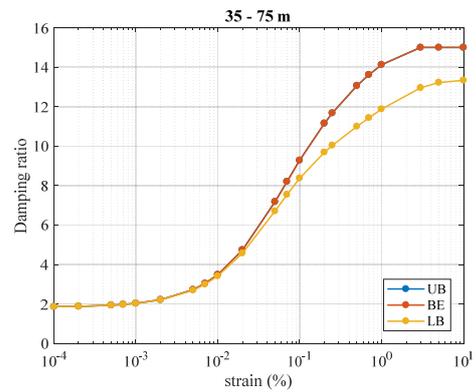


(b) 阻尼比曲線

圖 3-16 PWR 現地岩土非線性曲線(15-35 公尺)

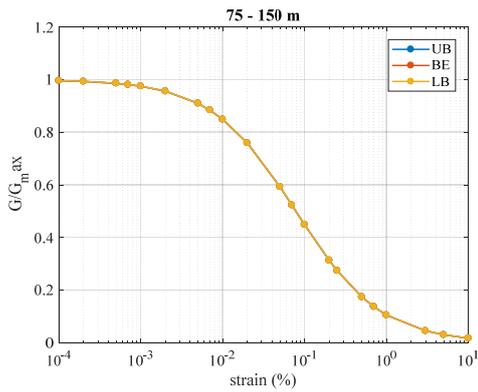


(a) 剪力模數曲線

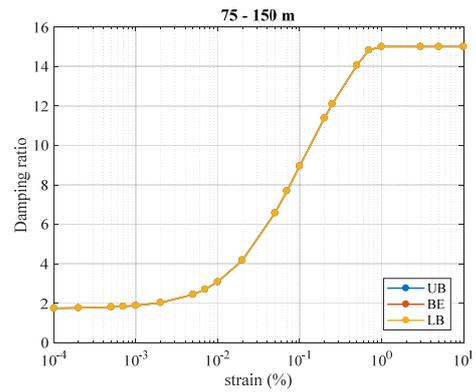


(b) 阻尼比曲線

圖 3-17 PWR 現地岩土非線性曲線(35-75 公尺)

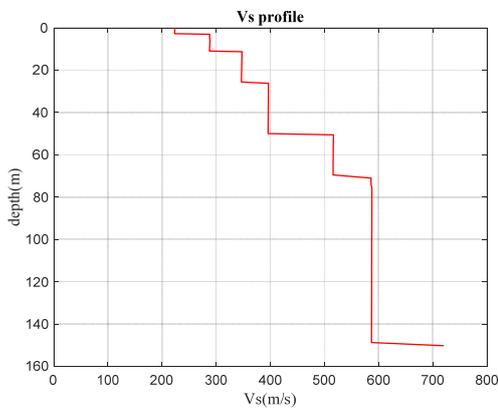


(a) 剪力模數曲線

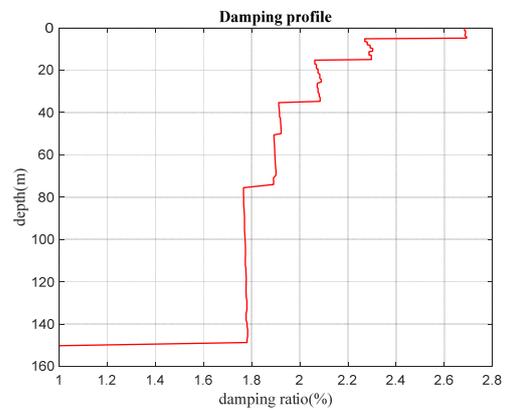


(b) 阻尼比曲線

圖 3-18 PWR 現地岩土非線性曲線(75-150 公尺)



(a) 剪力波速剖面



(b) P 阻尼剖面

圖 3-19 模型 A PWR 電廠迭代結果

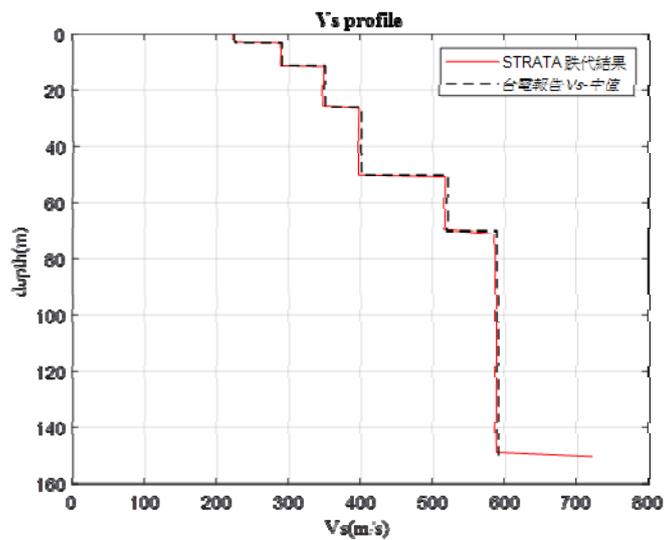
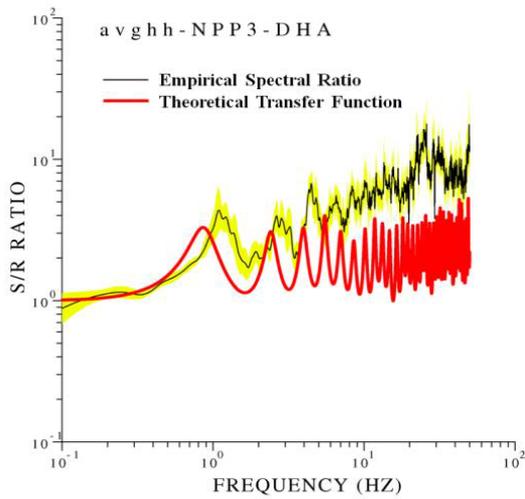
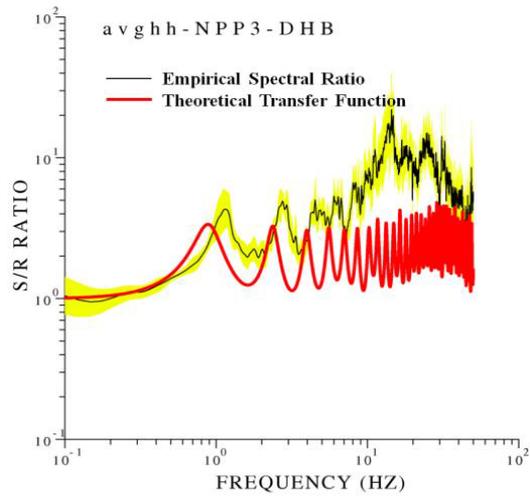


圖 3-20 模型 A PWR 電廠剪力波速迭代結果、台電提供之波速剖面 (中值) 比較

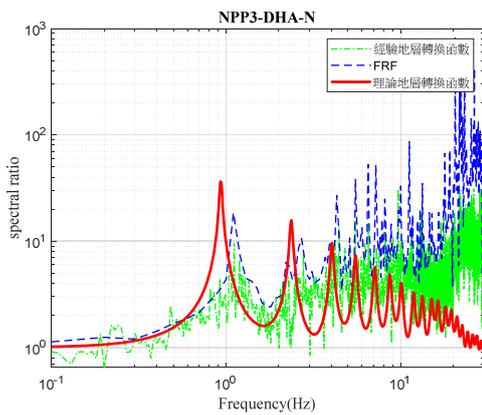


(a) DHA

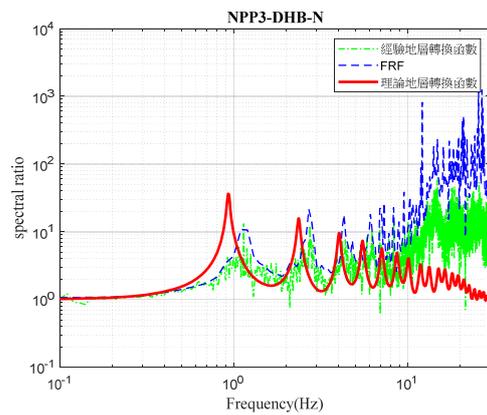


(b) DHB

圖 3-21 PWR 電廠地層轉換函數分析結果(108 年度電廠分析報告)

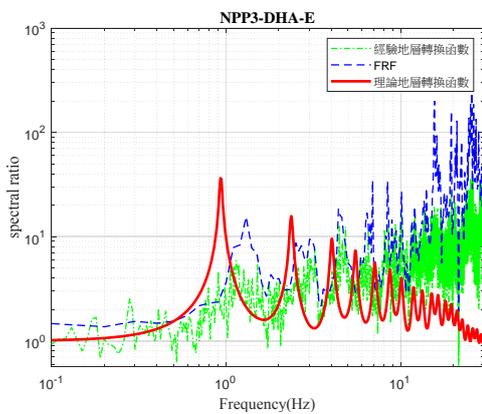


(a)DHA 南北向

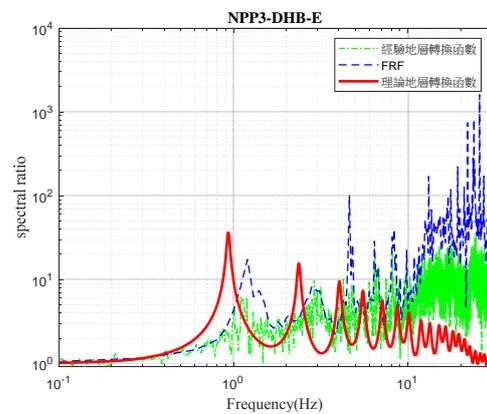


(b)DHB 南北向

圖 3-22 模型 A 南北向地層轉換函數比較圖

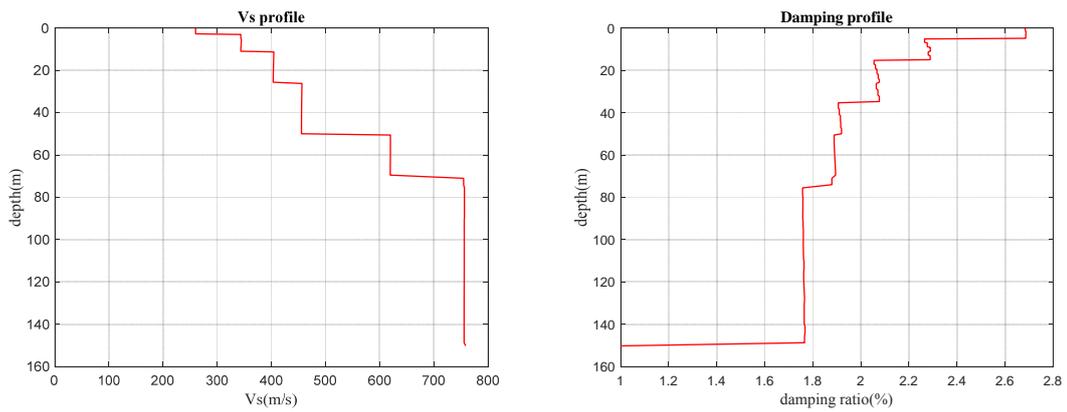


(a)DHA 東西向



(b)DHB 東西向

圖 3-23 模型 A 東西向地層轉換函數比較圖



(a)平均剪力波速剖面

(b)平均阻尼剖面

圖 3-24 模型 B PWR 電廠迭代結果

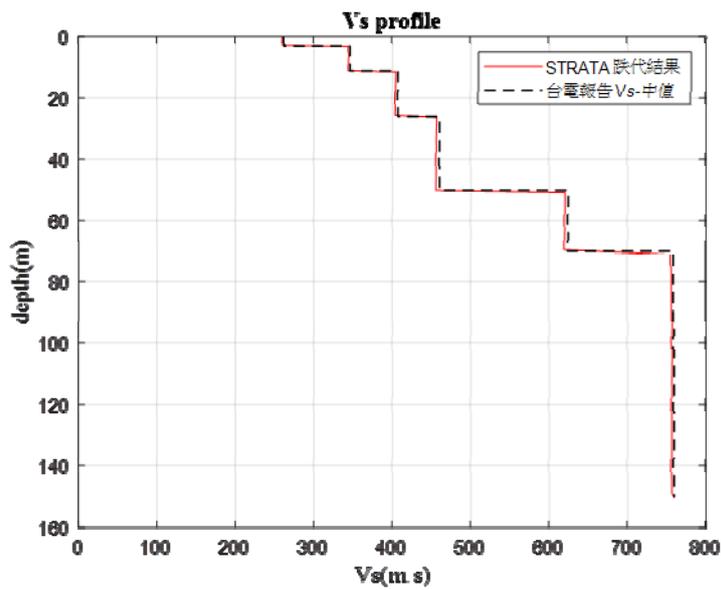


圖 3-25 模型 B PWR 電廠剪力波速迭代結果、台電提供之波速剖面 (上值)比較

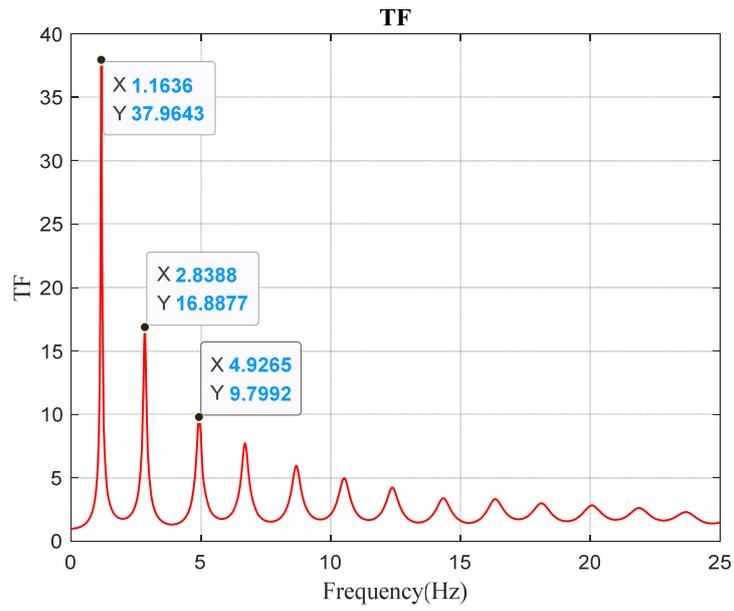


圖 3-26 模型 B 轉換函數

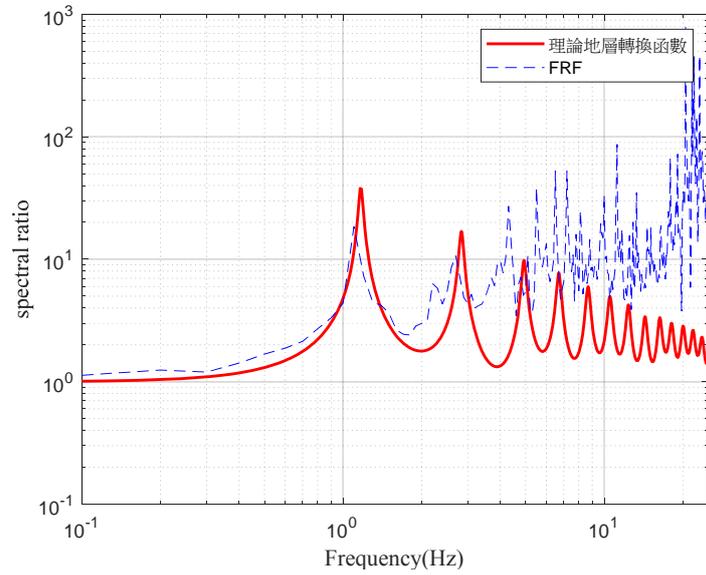


圖 3-27 模型 B 平均理論地層轉換函數與 FRF 結果比較

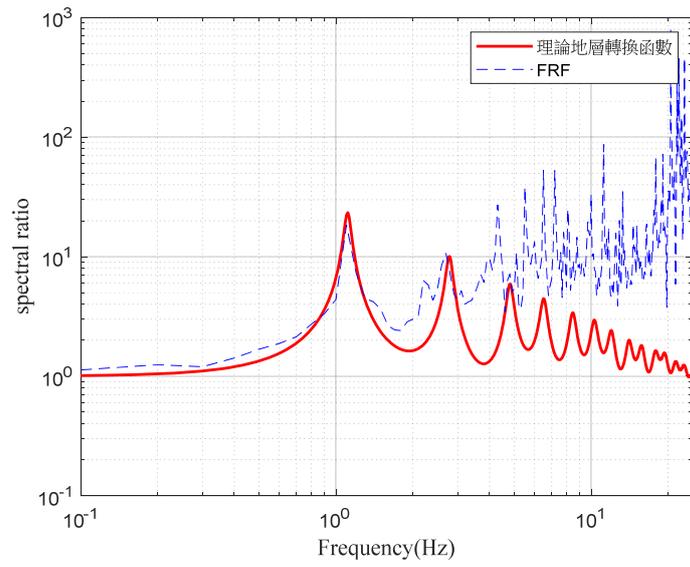


圖 3-28 模型 C 理論地層轉換函數與 FRF 結果比較

四、PWR 結構監測資料-搖擺可能性檢查

本節參考「核能電廠地震監測系統規劃與佈置研究」，以了解 PWR 電廠一號機圍阻體之基本資料，與各系統之地震儀配置。PWR 電廠之地震監測系統其地震儀之位置及高程如表 4-1 與圖 4-1 所示，PWR 電廠舊結構識別系統其地震儀之位置及高程如表 4-2 與圖 4-2 所示，PWR 電廠之新結構識別系統其地震儀之位置及高程如表 4-3 與圖 4-3 至圖 4-9 所示，表中備註部分標註*符號，代表為直接讀取監測系統所記錄的訊號。

在進行分析時，需先確認輸入測站與輸出測站分別位於哪個結構系統，才能確定識別出來的結果是否為目標建築物的特性，因此需先根據核電廠機組的原始設計，來假設不同的建議結構模型，由「PWR 電廠第三次十年整體安全評估」的報告內容可知，PWR 電廠圍阻體的外牆與其內部結構除基礎之外，其餘的部分則完全隔開，因此 PWR 電廠的建議結構模型分別為圍阻體、內部結構，後續根據各集錄系統地震儀的架設位置以及高程，並依照對應的建議結構模型來進行區分，地震儀的分類情形如圖 4-10 與圖 4-11 所示。

本文所使用之識別方法為單輸入單輸出(SISO)或單輸入多輸出(SIMO)，均是在結構模型簡化成 Stick Model 假設下進行分析，故以同軸線之地震儀訊號進行分析，較能獲得較準確之識別結果。此外，在圍阻體可能發生搖擺行為的情況下，不同軸線之地震儀劃分相對重要，圍阻體搖擺對不同軸線地震儀之影響如圖 4-12 所示，同高程不同軸線之地震儀受圍阻體搖擺影響而在垂直向訊號振幅不一致，甚至異相運動，導致水平向訊號有些微差異，所以在確定各集錄系統地震儀所屬之結構模型後，每一建議結構模型再依地震儀的架設

位置以及高程，劃分成不同軸線之地震儀，地震儀的分類情形如圖 4-10 與圖 4-11 所示，四軸線之劃分在圖中以顏色作區別。

(一) 圍阻體搖擺可能性檢查

考慮結構物基礎座落於堅實地盤上，當結構物受地震侵襲時，無搖擺行為發生，同高程不同軸線之地震儀於垂直方向上應為同步上下作動，意即同高程所有地震儀之垂直向訊號趨勢應具一致性，然而在考慮結構物基礎下方為軟弱土層，受高強度地震作用下，引致搖擺行為發生時，同高程不同軸線之地震儀垂直向訊號將不具趨勢一致性，地震儀彼此間在垂直向有可能成對產生異相運動，故可利用此搖擺行為反應特性進行圍阻體搖擺可能性檢查，將基礎不同軸線之地震儀垂直向訊號透過 NRMS 指標計算，初步觀其反應趨勢是否具一致性，若所計算之 NRMS 值過大，則該地震事件可能有搖擺行為發生，並於之後識別分析做進一步確認。此外，因圍阻體圓拱中心位置之地震儀垂直向訊號受搖擺行為較小，且主要與整體圍阻體一起做上下振動，故將基礎四軸線之垂直向訊號減去圓拱中心垂直向訊號後，積分成相對位移，能大致看出圍阻體之整體搖擺方向。

根據訊號應有之合理性，進行排除訊號之修正後，為探查訊號不具合理性的原因，要先確認此異常情況是否為偶發狀況，或者此異常情況為一直存在，故需從發現異常情況之地震事件開始，確認在此之前與之後的地震事件是否發生同樣異常情況，若並非偶發狀況，代表這些地震事件之異常情況原因可能相同，需一起做修正，故此將已獲得台電公司提供原始資料之事件整理成表 4-4，其中包括基礎和自由廠之原始最大加速度和集錄系統，從表中可觀察到，自

由場之水平向最大加速度大部分都大於基礎之水平向最大加速度，而基礎之垂直向最大加速度大部分都大於自由場之垂直向最大加速度，可初步觀察到圍阻體搖擺的跡象。

首先，根據建議識別結構模型將地震儀分成兩群，分為外部圍阻體與內部結構，再依四種不同軸線將地震儀作細部分類，區分地震儀完成後，藉由同軸線之垂直線訊號應具趨勢一致性的特性，進行地震監測系統與結構識別系統之時間同步校正，兩集錄系統時間同步後即可進行訊號合理性檢查，包括水平向訊號之同高程反應趨勢具一致性、同軸線反應大小具放大性，以及垂直向訊號之同軸線反應趨勢具一致性，而無法通過之量測訊號需探查其原因，將其修正並重新檢查訊號合理性，增加可用訊號選擇，接著則是圍阻體搖擺可能性檢查，若有可能則需於識別分析結束後進行確認識別結果是否受土壤-結構互制影響，與本節檢查結果是否一致，最後依據篩選結果選定輸入與輸出測站，整體篩選之流程圖如圖 4-13。

本研究將先以地震事件(2017/4/30、2017/9/20、2018/10/4、2019/3/8)為範例，依照流程圖步驟作訊號篩選，並於最後選定輸入與輸出測站，表 4-5 至表 4-8 為各範例地震事件之基礎測站垂直向 NRMS(%)值，檢查基礎所有地震儀之垂直向訊號趨勢是否具一致性，藉此判別圍阻體搖擺的可能性，經觀察得知，各地震事件之基礎測站垂直向 NRMS(%)值皆可高達約 40%，且較大 PGA 之地震事件(2017/4/30、2019/3/8)的整體 NRMS 值較高，且各地震事件積分成絕對位移後，可發現基礎明顯的搖擺行為，如圖 4-14 所示，從圖中可觀察到起初基礎四軸線為同時垂直上下振動，到強動段時，基礎四軸線地震儀訊號開始出現垂直振動差異。

接著將基礎四軸線之垂直向訊號減去圓拱中心垂直向訊號後，積分成相對位移，如圖 4-15，因圍阻體之橫剖面為圓形，且地震儀安裝位置以圓心為對稱點成對擺放，如圖 4-12 所呈現，故圍阻體對稱搖擺時，基礎四軸線相對於中心點之垂直向相對位移應具有對稱性，意即基礎之搖擺行為正負向之振幅要一致，地震事件 (2018/10/4、2019/3/8) 則有對稱性，且 YT-002B 與 YT-002C 交互上下振動為主，而其他地震事件之相對位移如圖 4-16 至圖 4-22，可觀察出圍阻體受基礎下土層影響，圍阻體有搖擺之現象。

為確認基礎輸入振動是否受土壤-結構互制效應影響，導致上部結構之振動頻率與振形改變，需將基礎測站之地震紀錄量測應與自由場測站之量測進行比較分析，圖 4-23 是以最大 PGA 之地震事件 (2017/4/30) 為例，進行基礎與自由場量測之水平向訊號比較，分別在東西向與南北向上，繪出兩測站之歷時圖與其頻譜，可觀察出基礎與自由場量測於水平向上差異不大，但在圖 4-24 基礎與自由場量測之垂直向訊號進行比較時，可明顯觀察到基礎頻譜上之 1.1Hz 與 2.6Hz 有較高之振幅，此二頻率有可能即為圍阻體搖擺主頻，且在 3Hz 亦有出現較高之振幅，根據前期識別結果，可知應受圍阻體之結構主頻互制引致。

得知基礎與自由場量測訊號在垂直向有明顯差異後，為了識別圍阻體搖擺頻率，將以自由場測站之垂直向訊號為輸入，基礎測站之垂直向訊號為輸出，初步進行 FRF 分析，兩者彼此共有之地震外力頻率會被相除掉，而土壤的頻率特性與結構頻率會被凸顯出來在 FRF 之識別結果圖上，如圖 4-25 至圖 4-28 所示，從圖中可知，A 軸線與 B 軸線不易識別出接近 2.6Hz 之搖擺頻率，且易識別出接

近結構主頻 3Hz 之頻率，在 C 軸線與 D 軸線則相反，較易識別出接近 2.6Hz 之搖擺頻率，亦即，2.6Hz 之頻率應為圍阻體搖擺之頻率。

表 4-9 則將上述圖中的識別結果彙整，從表中可發現此四個地震事件所識別出之搖擺頻率都出現在 2.6Hz 附近，若此頻率為地震外力之頻率，則會因地震事件不同而改變，但此頻率一直存在，即代表此頻率應為結構與土壤互制造成之頻率特性。

圍阻體屬於質量大與高勁度之結構，且基礎下之土層相對較軟，圍阻體給予之慣性力將導致土層土壤變形，乃至圍阻體之振動頻率與振形因此受影響，故土壤-結構互制效應受當地場址之土壤特性影響很大，為了瞭解圍阻體基礎坐落位置之土壤特性與場址效應為何，應可透過 PWR 電廠之井下觀測系統於特定深度埋置之加速度儀，藉此獲得地震事件經由土層反應後之情形。

前文以 PWR 電廠之井下觀測系統對地層特性之分析結果進行圍阻體搖擺頻率識別驗證，其分析方法為挑選出 108 年之四筆訊號量測較佳之地震事件(2019/1/22、2019/1/30、2019/3/8、2019/4/3)進行分析，以井下觀測 150m 深度處之量測訊號為輸入，0m 自由表面處之量測訊號為輸出，進行 FRF 之運算以求得地層轉換函數，透過井下觀測資料之 FRF 分析結果可以初步判斷 PWR 電廠地層之第一模態頻率約位於 1.1Hz，第二頻率頻率約位於 2.6Hz。在本研究所分析之範例地震事件中，亦有地震事件 2019/3/8 之分析結果，故可對圍阻體搖擺頻率識別做驗證，針對該地震事件，如圖 4-29 與圖 4-30，基礎與圍阻體頂點之絕對位移頻譜發現頻率無論在水平向與垂直向上，大部分集中在 1.1Hz 與 2.6Hz 附近，且前文所識別出的圍阻體搖擺頻率都位在 2.6Hz 附近，與前面章節所分析出之土壤頻率特性

相符。

前文對四筆範例地震事件所識別出的圍阻體搖擺頻率都位在 2.6Hz 附近，代表土壤之頻率特性一直存在，並不會因地震事件而改變，各個對搖擺頻率識別方法之分析結果也具一致性，並發現 PWR 電廠地層之第一模態頻率 1.1Hz 因較為低頻，未能引致互制效應，而第二頻率 2.7Hz 與圍阻體原始設計頻率 3.03Hz 接近，引致土壤-結構互制效應，在相對位移頻譜圖上有明顯的 2.6Hz 與結構主頻之頻率振幅。

表 4-1 PWR 電廠一號機地震監測系統位置及高程

地震儀編號	安裝位置	安裝高程	機組
YT-002 (A)	圍阻體基座 Containment base	EL.100'	一號機 二號機
YT-003 (B)	圍阻體頂樓板 Containment operating floor	EL.148'	一號機 二號機
YT-004 (C)	輔機間底板 Auxiliary building base slab	EL.74'	一號機 二號機
YT-005 (D)	RHR熱交換器支撐架 Auxiliary building RHR Heat exch.	EL.101'	一號機 二號機
YT-006 (E)	保護區圍牆外側 Free field	EL.126'	一號機
YT-018 (F)	圍阻體中間層樓版 Reactor equipment support	EL.125'	一號機 二號機
YT-019 (G)	主控制室 Control building structure	EL.126'	一號機 二號機
YT-022 (H)	保護區圍牆外側(弱震儀) Free field(弱震儀)	EL.126'	一號機

表 4-2 PWR 電廠一號機舊結構識別系統位置及高程

地震儀編號	安裝位置	安裝高程
YT-045 (I)	輔機廠房100呎東穿越室，圍阻體外牆 48度	EL.105'6"
YT-046 (J)	輔機廠房100呎西穿越室，圍阻體外牆 326度	EL.105'6"
YT-047 (K)	輔機廠房126呎東穿越室，圍阻體外牆 48度	EL.131'6"
YT-048 (L)	輔機廠房126呎西穿越室，圍阻體外牆 326度	EL.131'6"
YT-002 (A)	圍阻體基礎	EL.100'
YT-018 (F)	圍阻體中間層樓板	EL.125'
YT-003 (B)	圍阻體頂層樓板	EL.148'

表 4-3 PWR 電廠一、二號機新結構識別系統位置及高程

地震儀編號	安裝位置	安裝高程	量測方向
SG-YT-002A	圍阻體東北側樓板	EL.100'	垂直向+ 南北向
SG-YT-002B	圍阻體東南側樓板	EL.100'	垂直向
* YT-002	圍阻體西南側樓板	EL.100'	三向
SG-YT-002c	圍阻體西北側樓板	EL.100'	垂直向
SG-YT-018A	圍阻體東側樓板	EL.125'	水平雙向
* YT-018	圍阻體西北側樓板	EL.125'	三向
SG-YT-047	圍阻體東北側外牆 48度	EL.131'	水平雙向
SG-YT-045	圍阻體東南側內牆 138度	EL.133'	水平雙向
SG-YT-046	圍阻體西南側內牆 210度	EL.137'	水平雙向
SG-YT-048	圍阻體西北側外牆 326度	EL.131'	三向
SG-YT-003A	圍阻體東南側樓板	EL.148'	水平雙向
* YT-003	圍阻體西北側樓板	EL.148'	三向
SG-YT-041	圍阻體東北側外牆 66度	EL.152'	三向
SG-YT-042	圍阻體東南側內牆 138度	EL.149'	三向
SG-YT-043	圍阻體西南側內牆 228度	EL.149'	三向
SG-YT-044	圍阻體西北側外牆 303度	EL.152'	三向
SG-YT-040	圍阻體DOME頂部	EL.297'	三向

表 4-4 已獲得台電公司提供原始資料之事件表列

地震事件	原始最大加速度 (gal)						集錄系統
	基礎			自由場			
日期	EW	NS	V	EW	NS	V	
2010/11/12	7.55	6.97	7.95	11.97	17.36	7.45	舊識別系統
2010/11/21	3.73	4.41	2.26	4.22	3.92	1.28	舊識別系統
2011/3/15	2.84	1.08	1.28	5.49	3.43	1.28	舊識別系統
2011/3/20	2.75	2.94	2.94	4.41	4.81	1.86	舊識別系統
2011/8/31	8.34	5.69	6.97	15.60	13.05	8.34	舊識別系統
2017/2/11	2.25	2.14	2.14	1.65	2.12	0.99	新識別系統
2017/4/30	8.69	8.21	9.91	15.28	15.21	9.55	新識別系統
2017/8/13	2.18	1.90	3.03	3.24	2.50	1.14	新識別系統
2017/9/20	1.19	1.55	2.26	1.23	1.63	0.51	新識別系統
2018/2/6	1.35	1.52	1.91	1.32	1.47	0.84	新識別系統
2018/10/4	1.50	2.02	2.50	2.96	3.48	1.47	新識別系統
2019/1/22	4.78	2.86	3.26	6.30	4.04	2.21	新識別系統
2019/1/30	4.61	5.12	5.20	6.77	8.30	4.44	新識別系統
2019/3/8	6.58	4.20	5.11	7.94	5.83	3.26	新識別系統
2019/4/3	3.67	4.35	3.17	3.58	3.76	2.56	新識別系統
2019/4/4	2.37	2.43	2.32	1.92	2.33	1.75	新識別系統
2019/6/4	2.26	4.98	3.03	3.23	4.12	1.01	新識別系統

表 4-5 地震事件 2017/4/30 之基礎測站 NRMS(%)值(垂直向)

方向	垂直向			
測站編號 (基礎)	YT-002	SG-YT-002 A	SG-YT-002 B	SG-YT-002 C
YT-002		49.84	21.11	23.10
SG-YT-002A	49.84		50.21	33.33
SG-YT-002B	21.11	50.21		36.28
SG-YT-002C	23.10	33.33	36.28	

表 4-6 地震事件 2017/9/20 之基礎測站 NRMS(%)值(垂直向)

方向	垂直向			
測站編號 (基礎)	YT-002	SG-YT-002 A	SG-YT-002 B	SG-YT-002 C
YT-002		32.23	22.35	18.61
SG-YT-002A	32.23		36.82	22.00
SG-YT-002B	22.35	36.82		33.99
SG-YT-002C	18.61	22.00	33.99	

表 4-7 地震事件 2018/10/4 之基礎測站 NRMS(%)值(垂直向)

方向	垂直向			
測站編號 (基礎)	YT-002	SG-YT-002 A	SG-YT-002 B	SG-YT-002 C
YT-002		25.19	25.59	21.24
SG-YT-002A	25.19		22.97	28.59
SG-YT-002B	25.59	22.97		40.33
SG-YT-002C	21.24	28.59	40.33	

表 4-8 地震事件 2019/3/8 之基礎測站 NRMS(%)值(垂直向)

方向	垂直向			
測站編號 (基礎)	YT-002	SG-YT-002 A	SG-YT-002 B	SG-YT-002 C
YT-002		41.11	30.77	23.03
SG-YT-002A	41.11		28.02	37.74
SG-YT-002B	30.77	28.02		43.58
SG-YT-002C	23.03	37.74	43.58	

表 4-9 圍阻體搖擺頻率識別(FRF: EL.100' /自由場)

地震事件 (年/月/日)	識別頻率 (Hz)				平均
	A軸線	B軸線	C軸線	D軸線	
2017/4/30	2.64	2.64	2.72	2.58	2.65 Hz
2017/9/20	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60 Hz
2018/10/4	-	-	2.70	2.70	2.70 Hz
2019/3/8	-	-	2.55	2.55	2.55 Hz

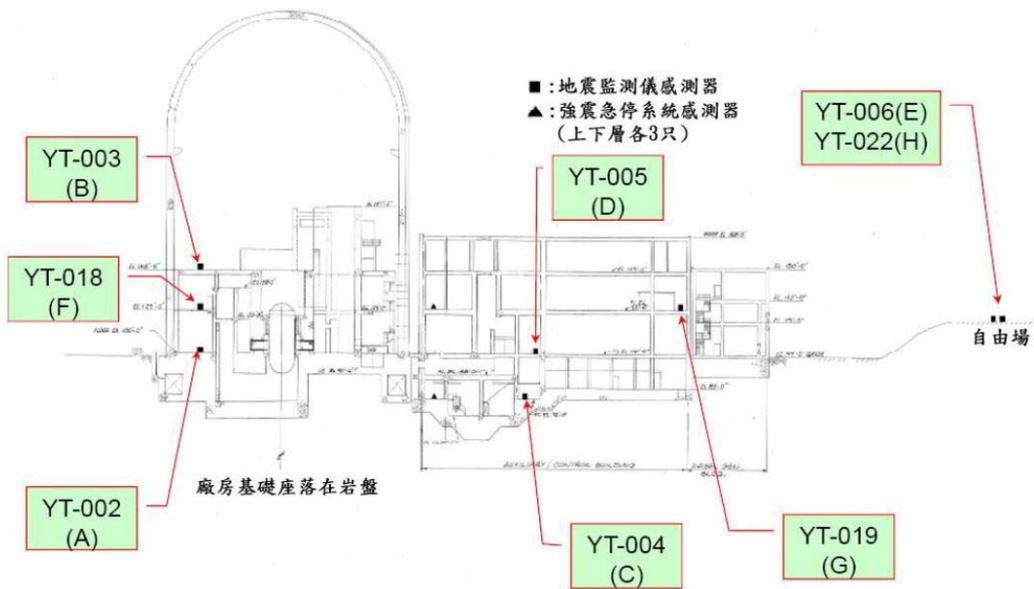


圖 4-1 PWR 電廠地震監測系統示意圖

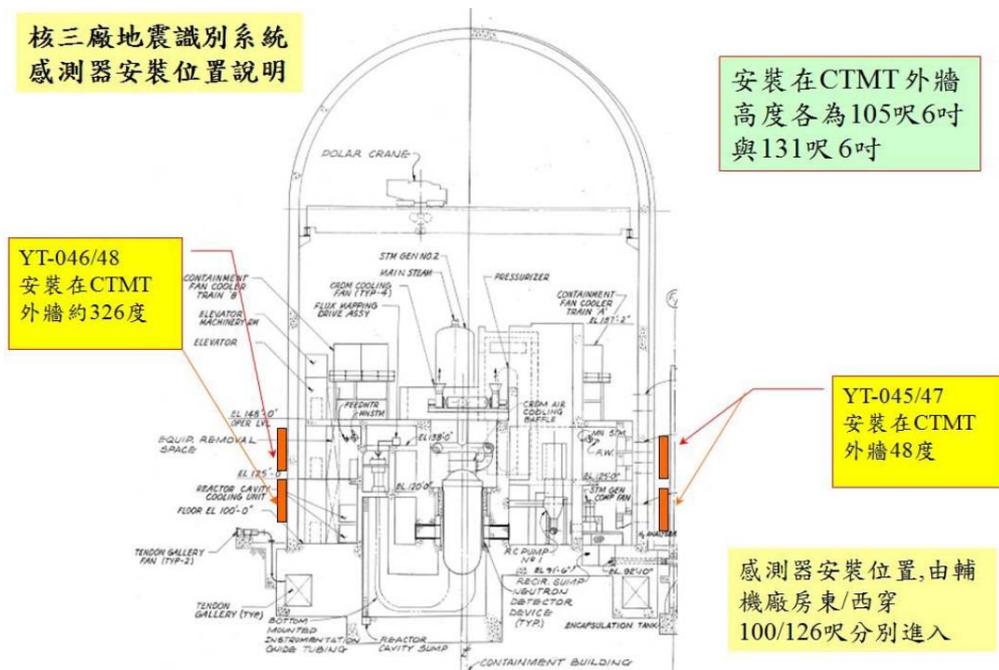


圖 4-2 PWR 電廠舊結構識別系統示意圖

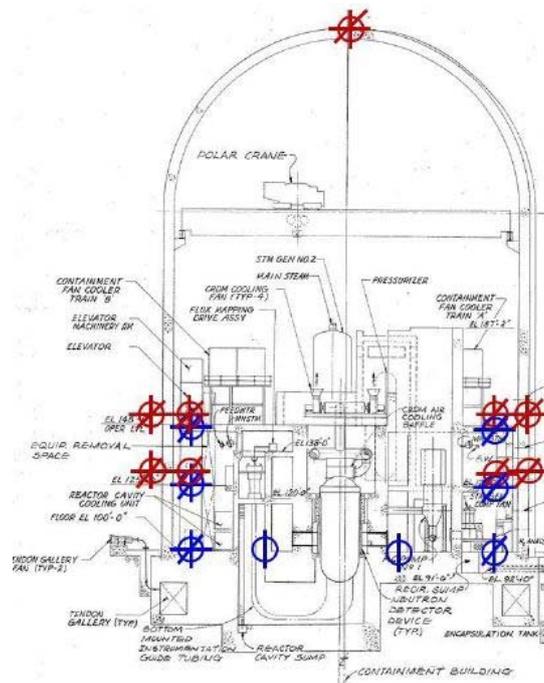


圖 4-3 PWR 電廠新結構識別系統地震儀位置立面圖

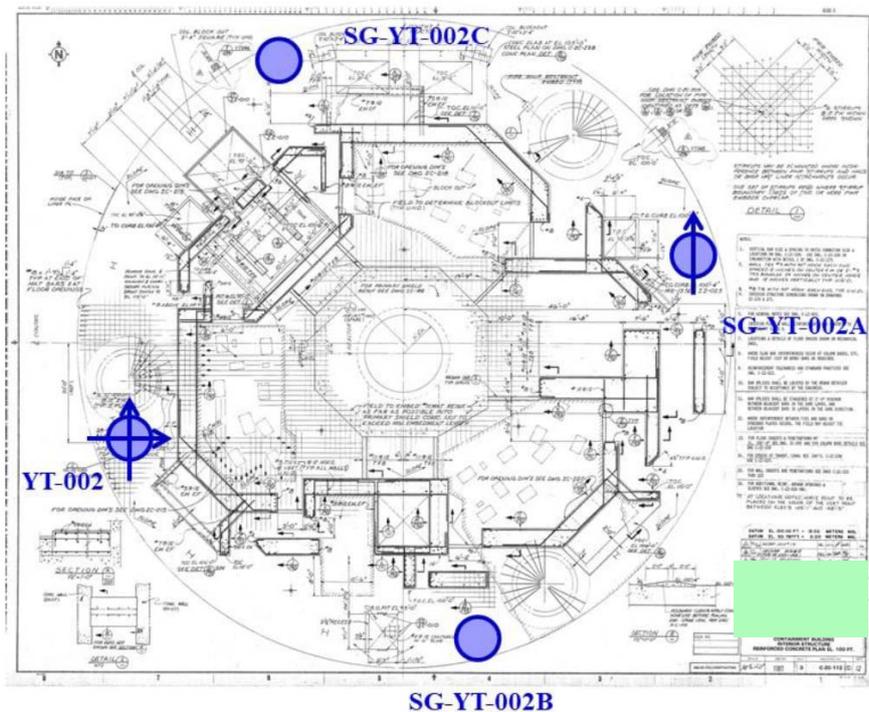


圖 4-4 PWR 電廠新結構識別系統地震儀位置 EL. 100' 平面圖
 (○ 標記表示地震儀位置，皆安裝於地板，
 圓形實心為垂直向，箭頭表示水平向)

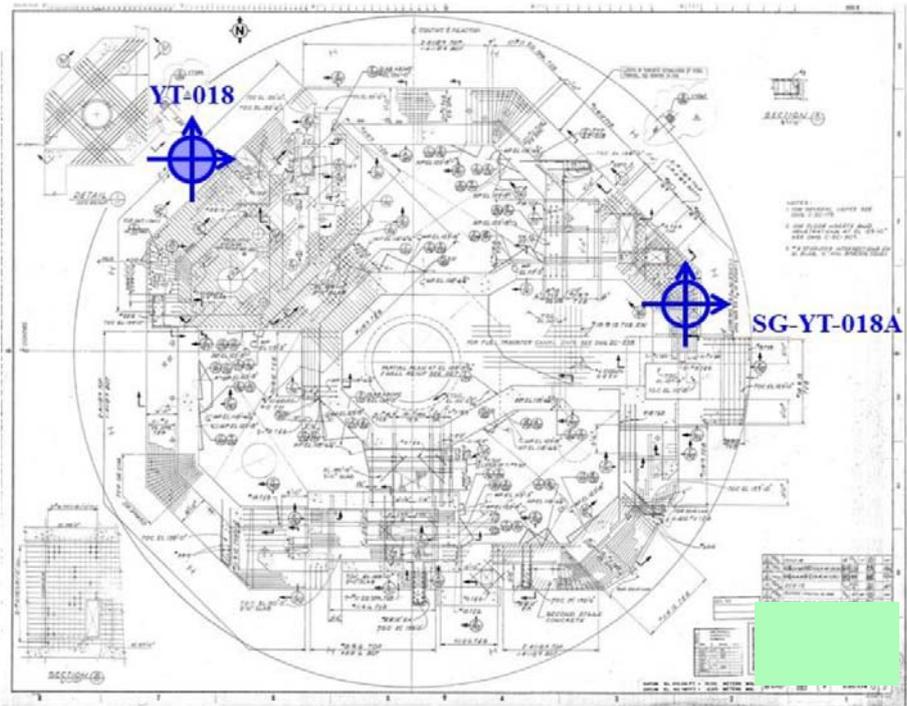


圖 4-5 PWR 電廠新結構識別系統地震儀位置 EL. 125' 平面圖
 (○ 標記表示地震儀位置，皆安裝於地板，
 圓形實心為垂直向，箭頭表示水平向)

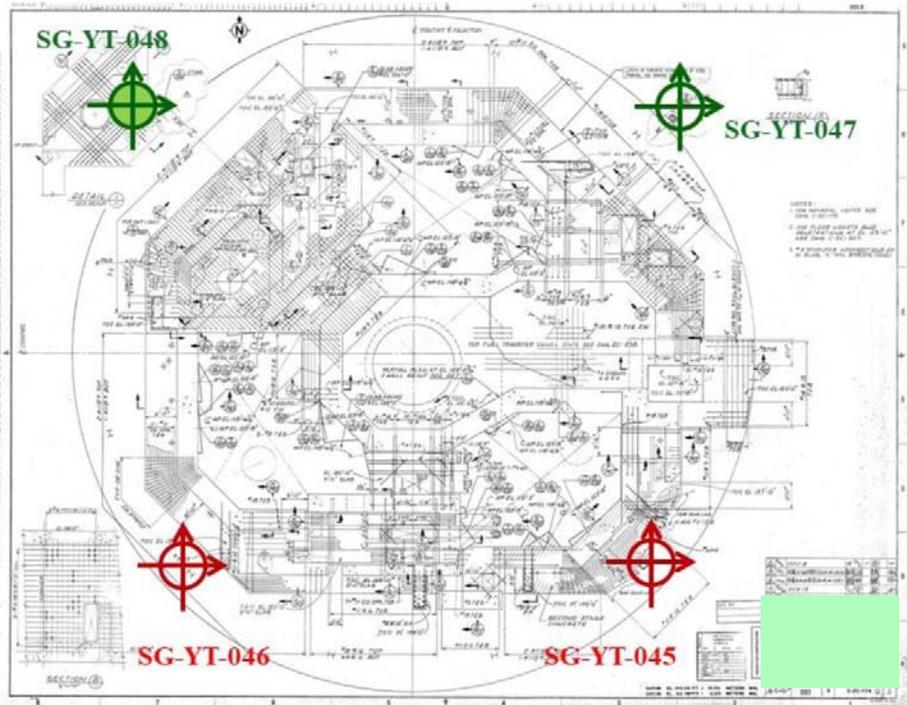


圖 4-6 PWR 電廠新結構識別系統地震儀位置 EL. 131'6'' 平面圖
 (○ 標記表示地震儀位置，均安裝於圍阻體牆上，而 ○ 標記則
 表示安裝於圍阻體外壁上，圓形實心為垂直向，箭頭表示水平向)

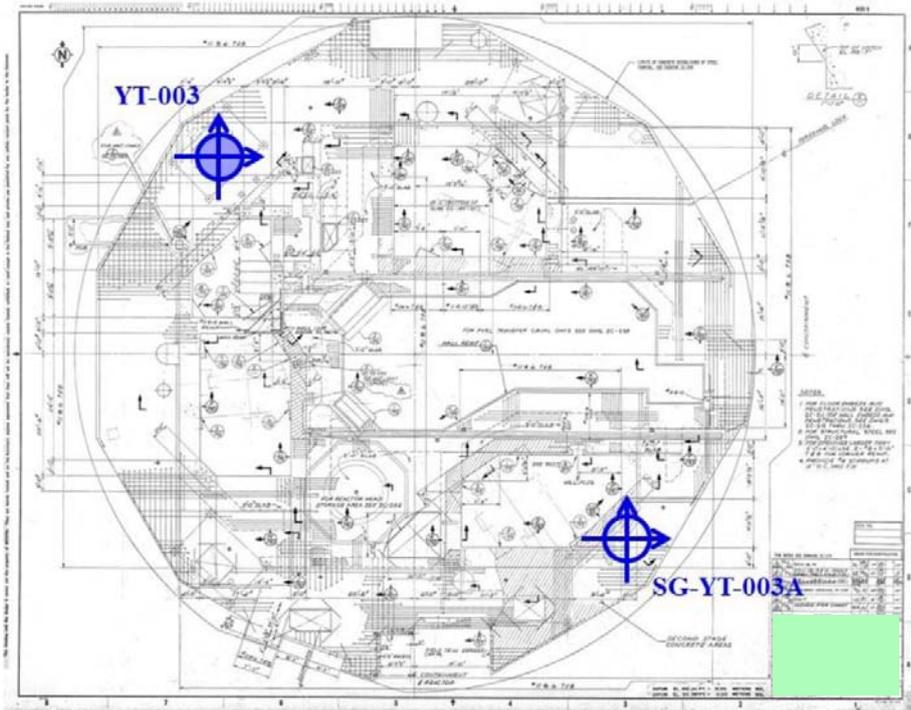


圖 4-7 PWR 電廠新結構識別系統地震儀位置 EL. 148' 平面圖
 (○ 標記表示地震儀位置，皆安裝於地板，
 圓形實心為垂直向，箭頭表示水平向)

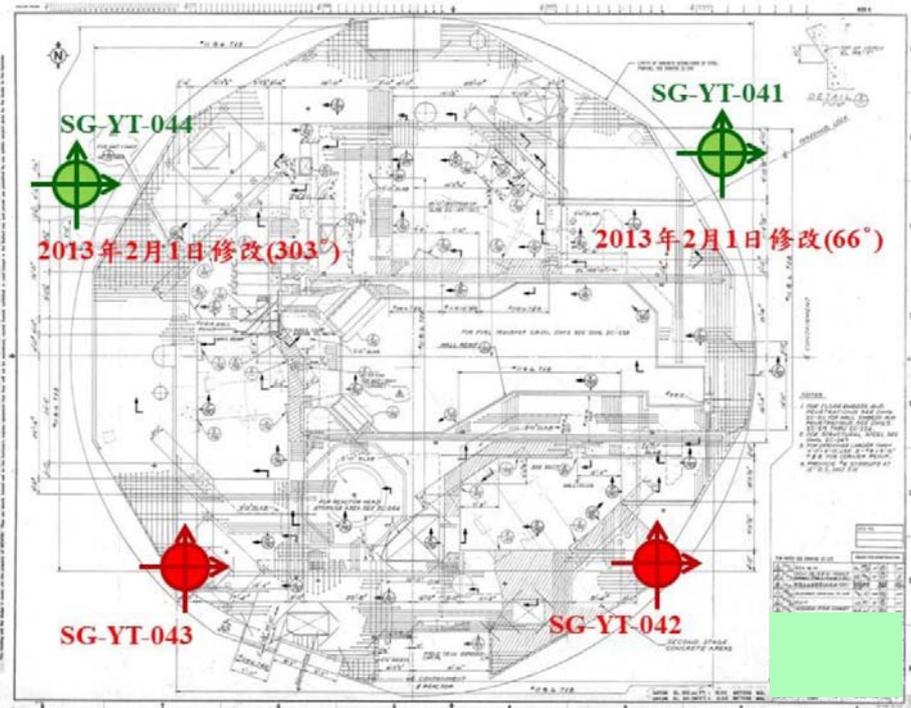


圖 4-8 PWR 電廠新結構識別系統地震儀位置 EL. 151' 平面圖
 (○ 標記表示地震儀位置，均安裝於圍阻體牆上，而 ○ 標記則
 表示安裝於圍阻體外壁上，圓形實心為垂直向，箭頭表示水平向)

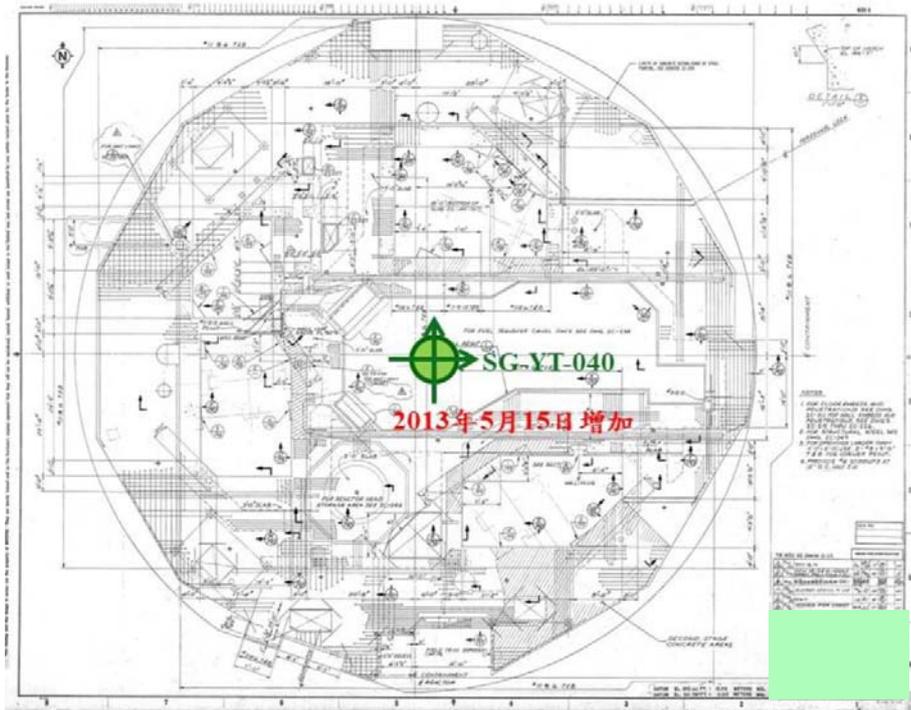


圖 4-9 PWR 電廠新結構識別系統地震儀位置 EL. 297' 平面圖
 (○ 標記表示地震儀位置，安裝於圍阻體頂樓外圍牆上，
 圓形實心為垂直向，箭頭表示水平向)

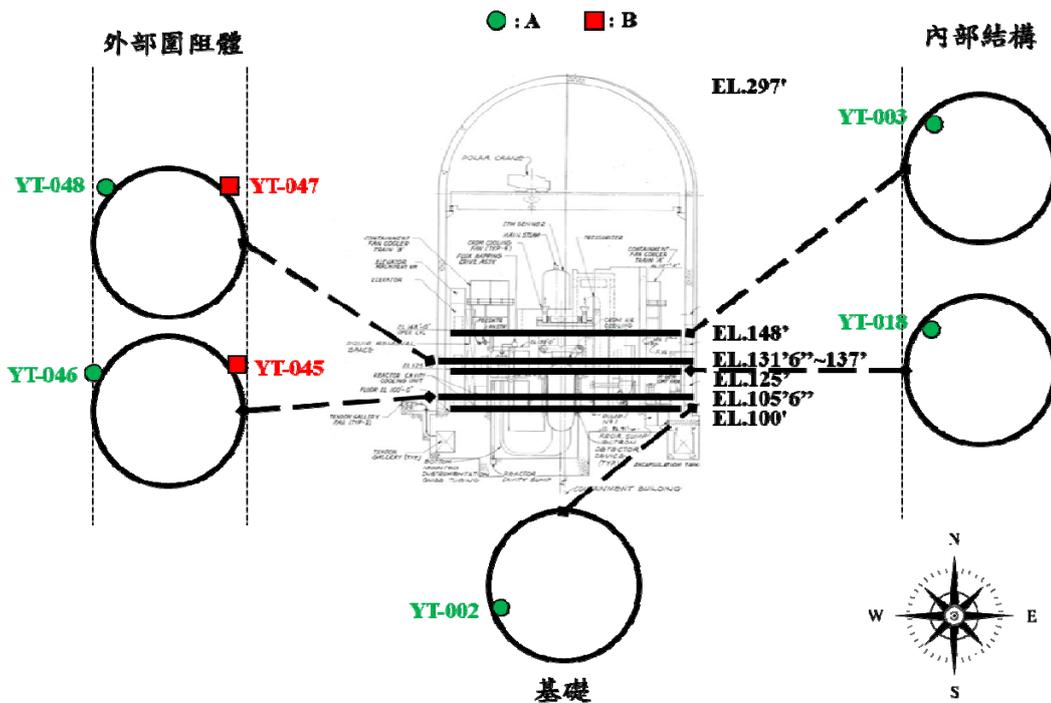


圖 4-10 舊結構識別系統依識別結構模型與軸線之地震儀劃分

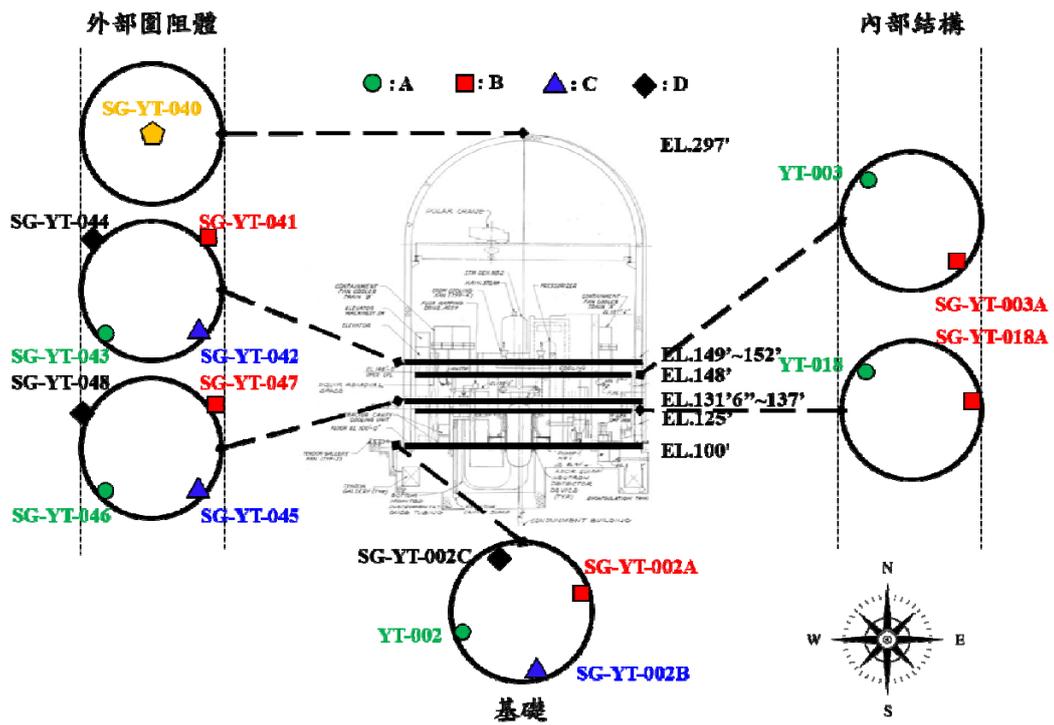


圖 4-11 新結構識別系統依識別結構模型與軸線之地震儀劃分

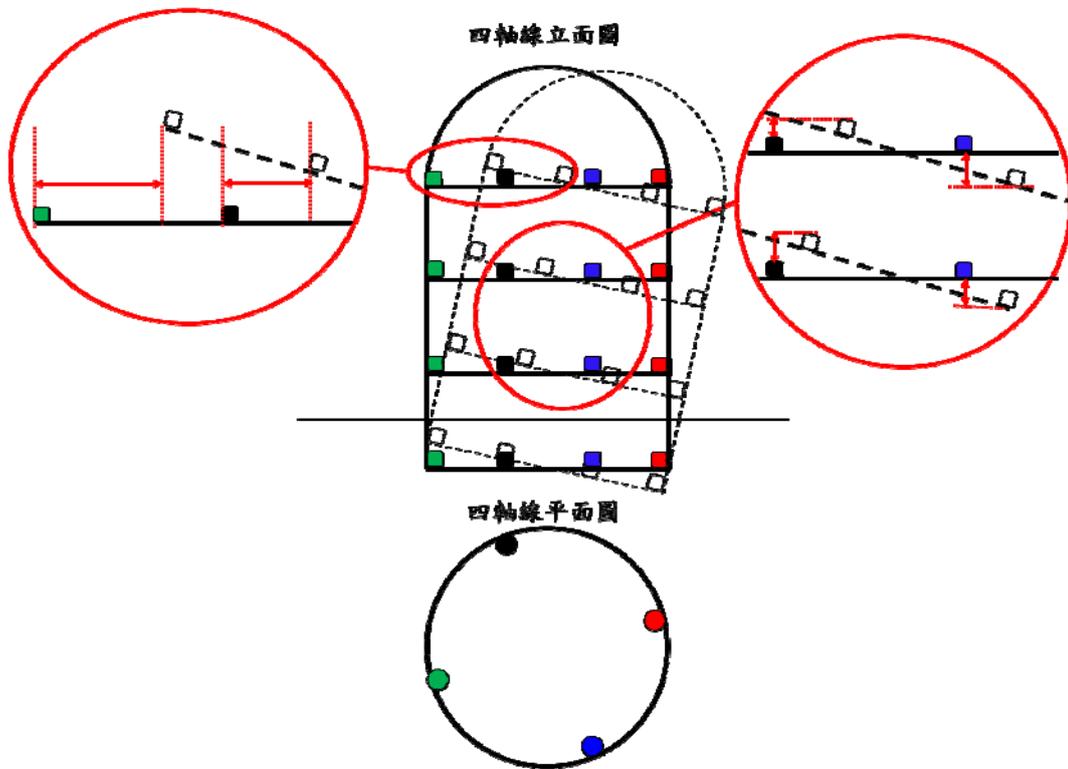


圖 4-12 圍阻體搖擺對不同軸線地震儀之影響

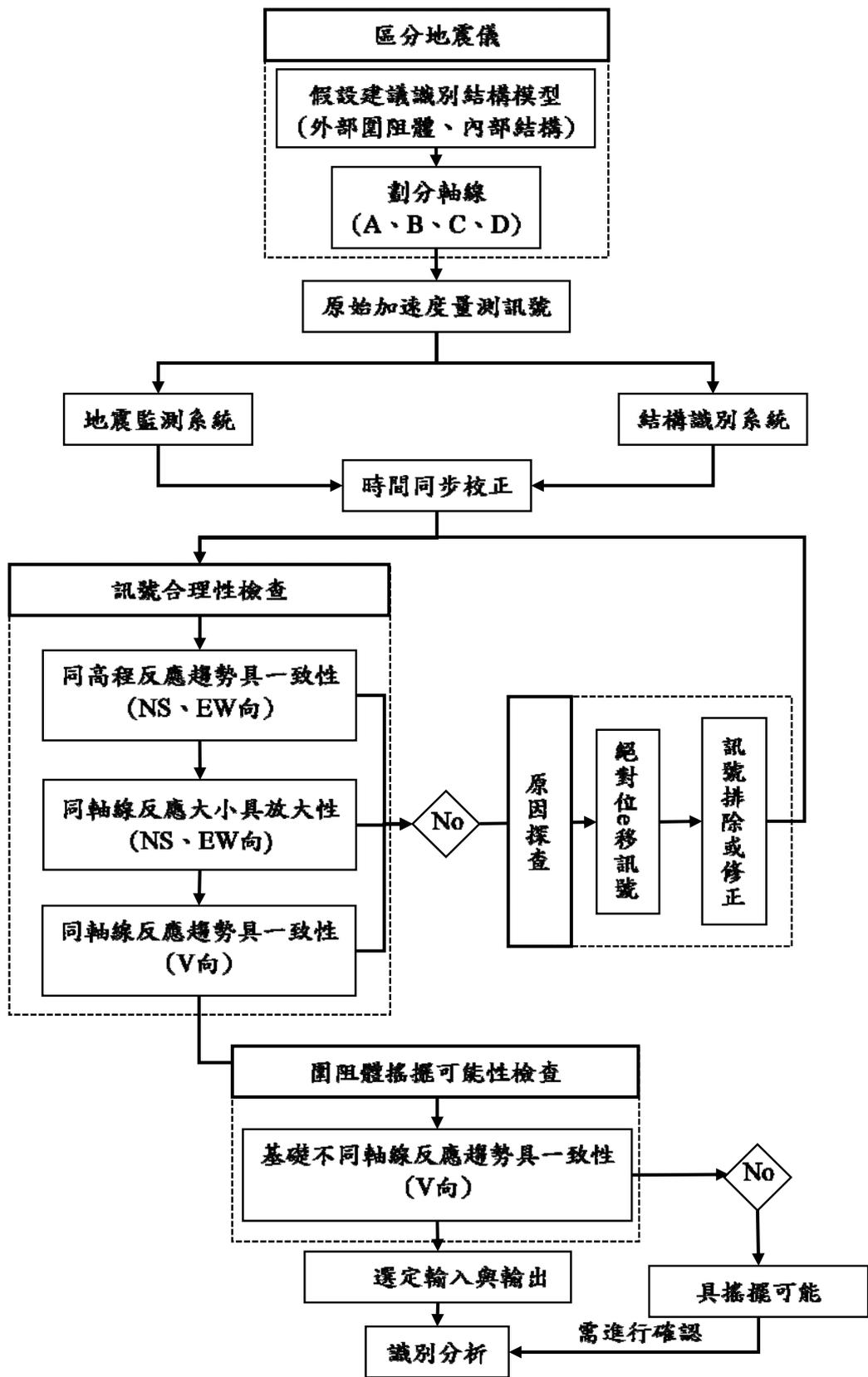
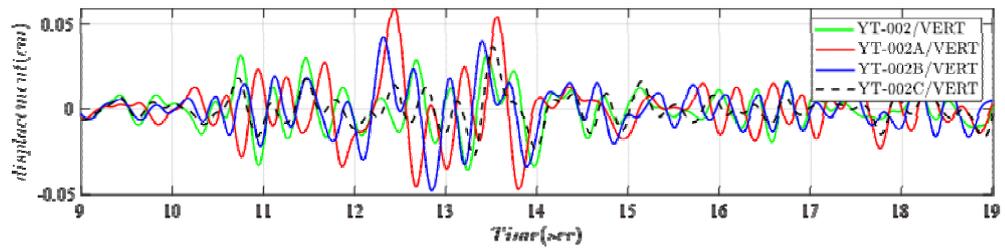
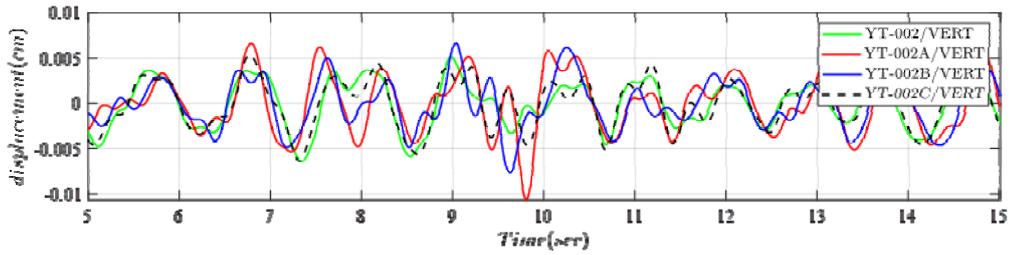


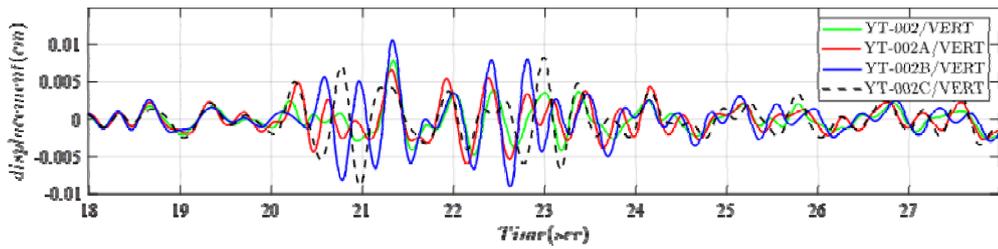
圖 4-13 量測訊號之篩選流程圖



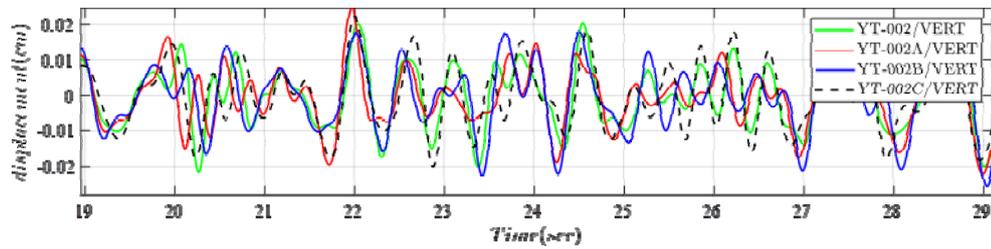
(a) 地震事件2017/4/30



(b) 地震事件2017/9/20

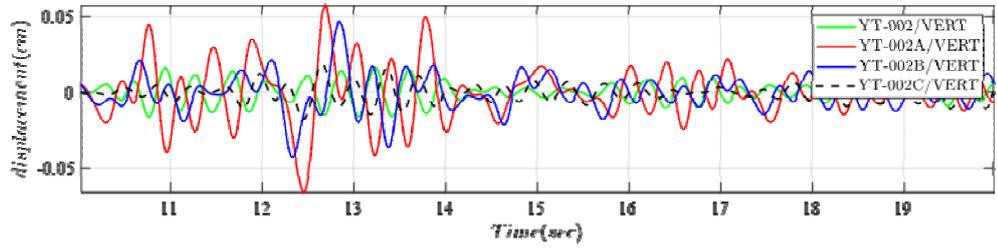


(c) 地震事件2018/10/4

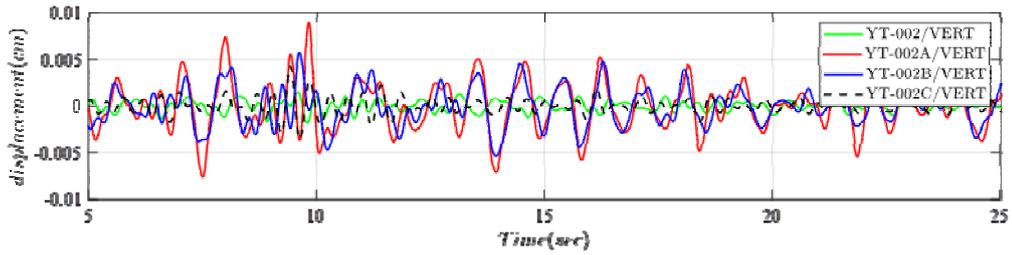


(d) 地震事件2019/3/8

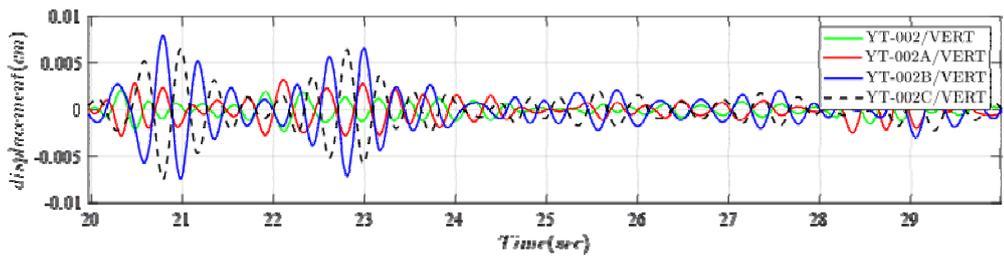
圖 4-14 各範例地震事件之基礎測站垂直向位移歷時圖



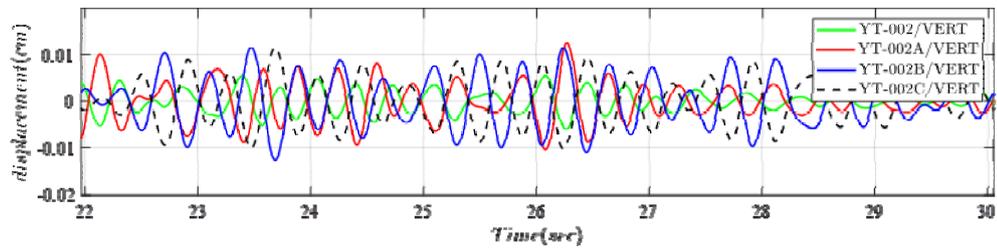
(a) 地震事件2017/4/30



(b) 地震事件2017/9/20



(c) 地震事件2018/10/4



(d) 地震事件2019/3/8

圖 4-15 各範例地震事件之基礎測站垂直向相對位移歷時圖

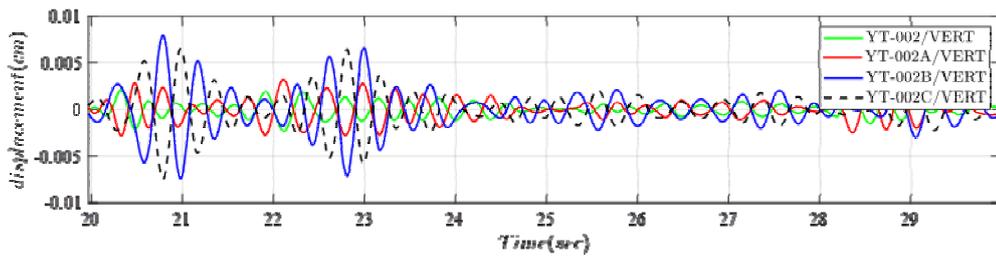


圖 4-16 地震事件 2018/10/4 之基礎測站各軸線垂直向相對位移歷時圖(PGA(gal) NS:2.02、EW:1.50、Va:1.72、Vb:1.79、Vc:2.50、Vd:2.22)

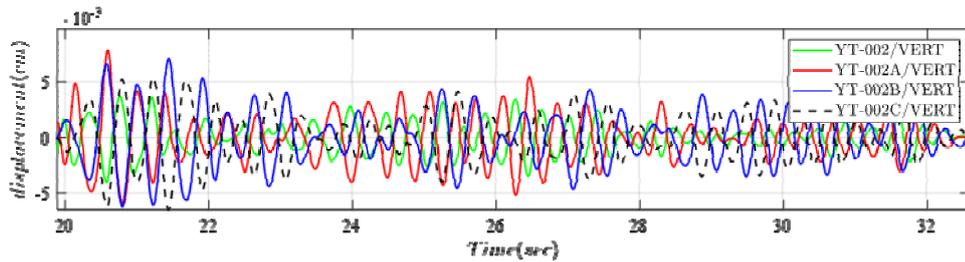


圖 4-17 地震事件 2019/1/22 之基礎測站各軸線垂直向相對位移歷時圖(PGA(gal) NS:2.86、EW:4.78、Va:3.11、Vb:2.13、Vc:2.79、Vd:3.26)

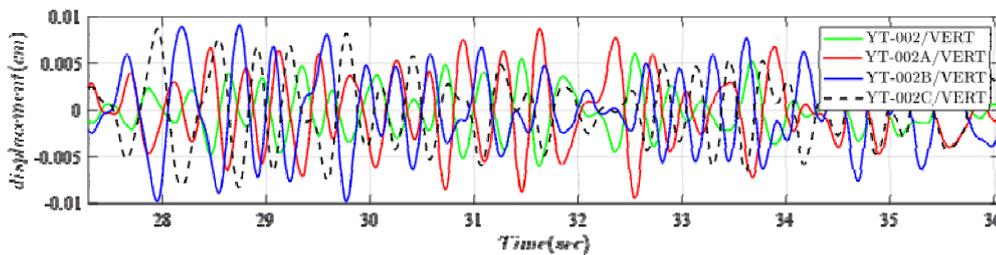


圖 4-18 地震事件 2019/1/30 之基礎測站各軸線垂直向相對位移歷時圖(PGA(gal) NS:5.12、EW:4.61、Va:5.03、Vb:4.89、Vc:5.20、Vd:4.19)

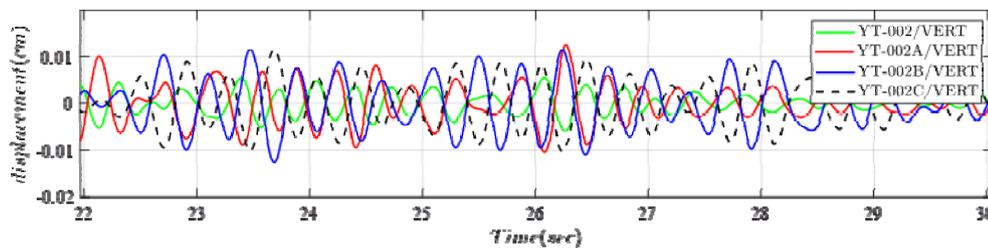


圖 4-19 地震事件 2019/3/8 之基礎測站各軸線垂直向相對位移歷時圖(PGA(gal) NS:4.20、EW:6.58、Va:5.11、Vb:4.80、Vc:4.03、Vd:4.27)

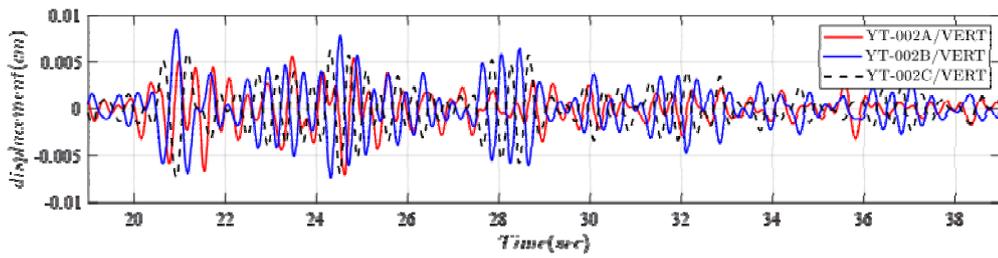


圖 4-20 地震事件 2019/4/3 之基礎測站各軸線垂直向相對位移歷時圖
(PGA(gal) NS:4.35、EW:3.67、Va:2.04、Vb:2.95、Vc:3.17、Vd:2.96)

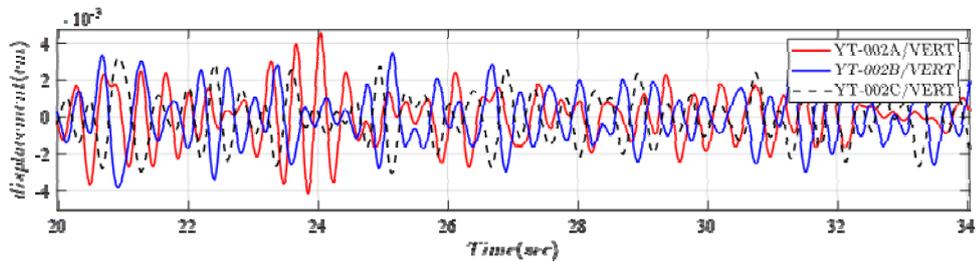


圖 4-21 地震事件 2019/4/4 之基礎測站各軸線垂直向相對位移歷時圖
(PGA(gal) NS:2.43、EW:2.37、Va:2.32、Vb:1.95、Vc:1.78、Vd:1.93)

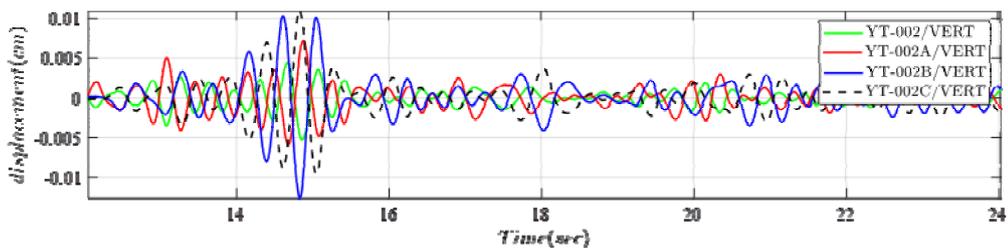
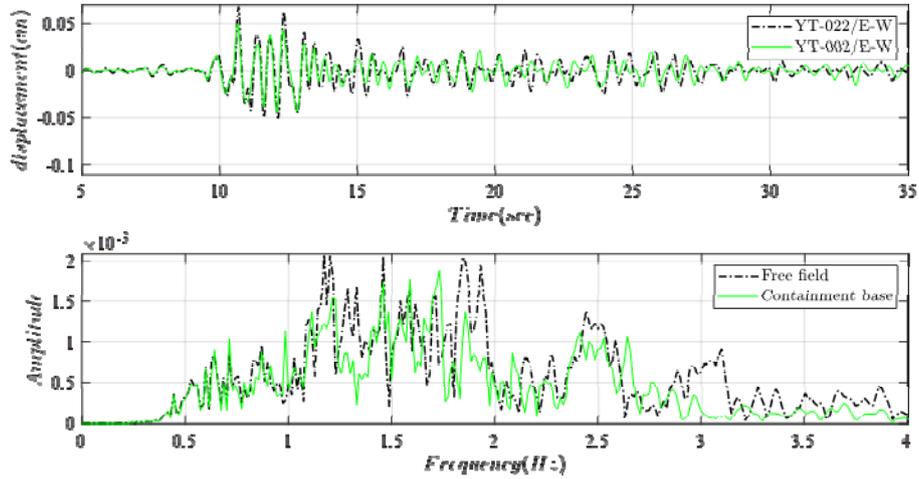
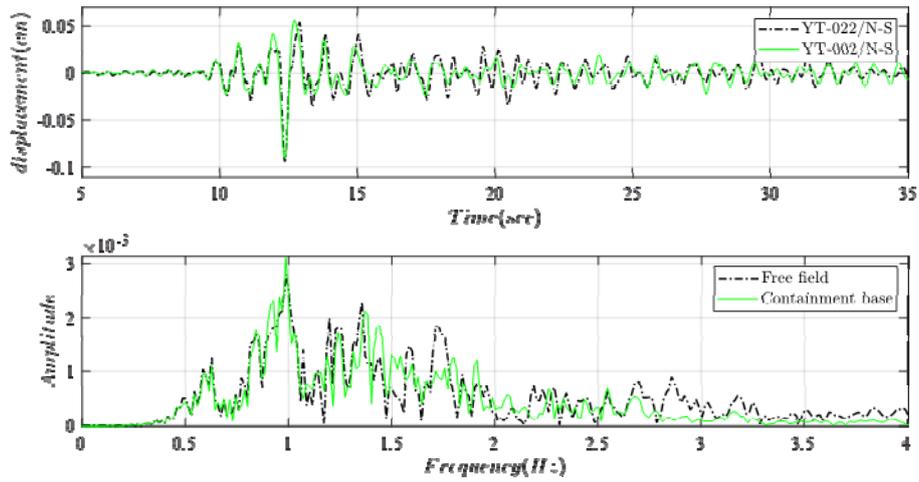


圖 4-22 地震事件 2019/6/4 之基礎測站各軸線垂直向相對位移歷時圖
(PGA(gal) NS:4.98、EW:2.26、Va:2.24、Vb:1.60、Vc:3.03、Vd:2.71)

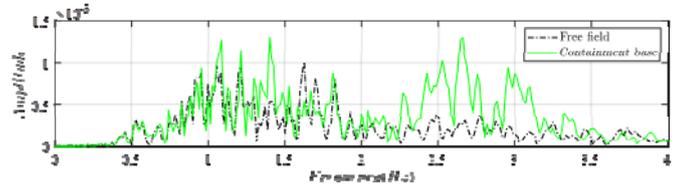
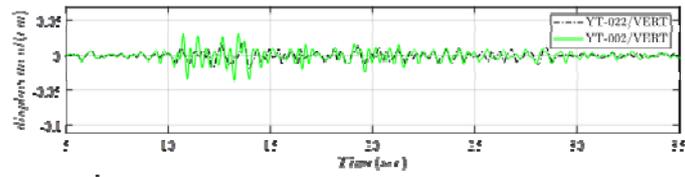


(a) 東西向訊號

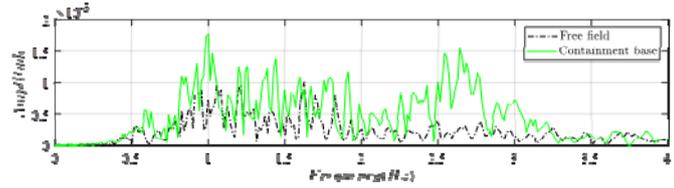
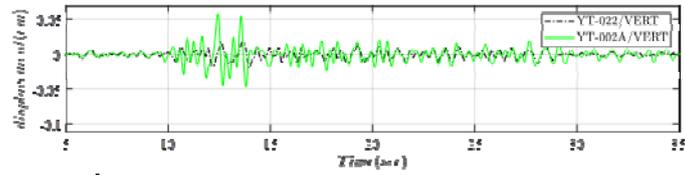


(b) 南北向訊號

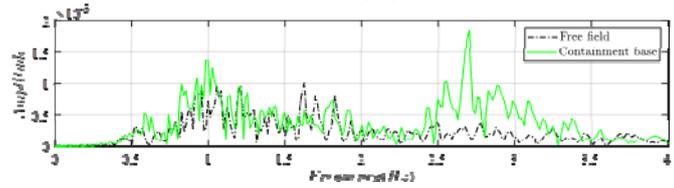
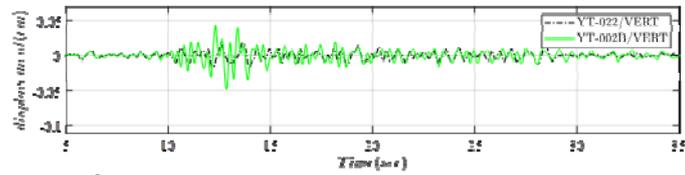
圖 4-23 基礎與自由場量測之水平向訊號比較(地震事件 2017/4/30)



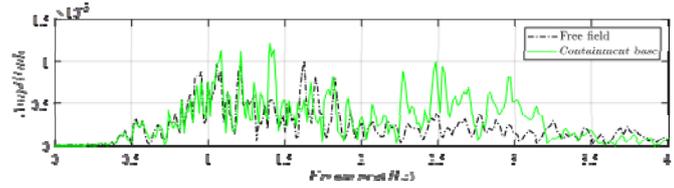
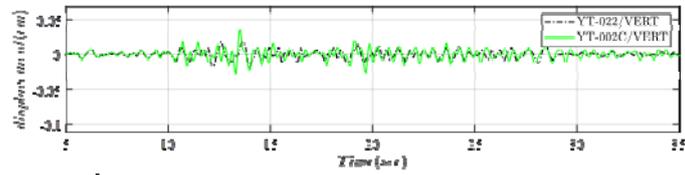
(a) YT-002



(b) SG-YT-002A

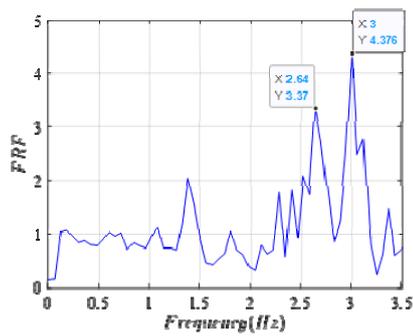


(c) SG-YT-002B

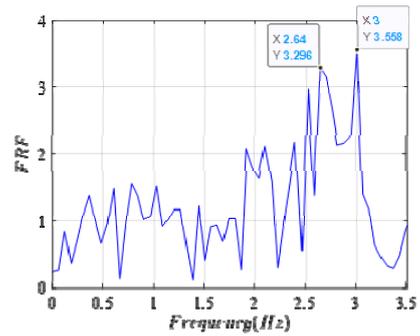


(d) SG-YT-002C

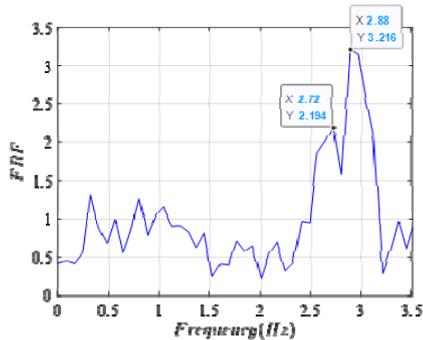
圖 4-24 基礎與自由場量測之垂直向訊號比較(地震事件 2017/4/30)



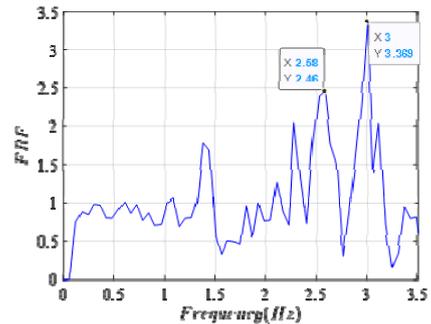
軸線 A : YT-002/ SG-YT-022



軸線 B : SG-YT-002A/
SG-YT-022

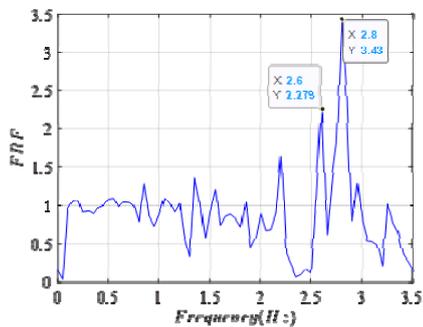


軸線 C : YT-002B/ SG-YT-022

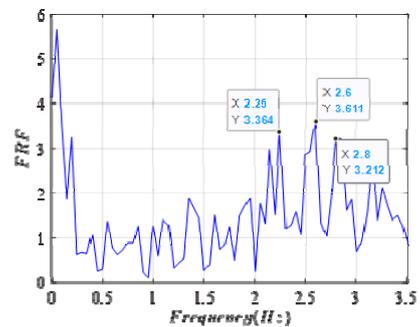


軸線 D : SG-YT-002C/
SG-YT-022

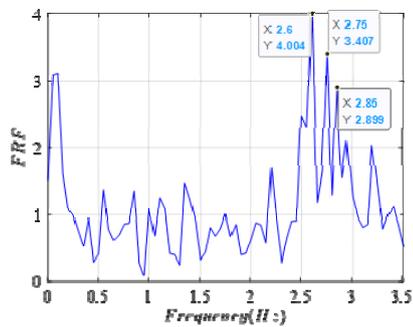
圖 4-25 基礎與自由場量測垂直向訊號之 FRF 分析結果(地震事件 2017/4/30)



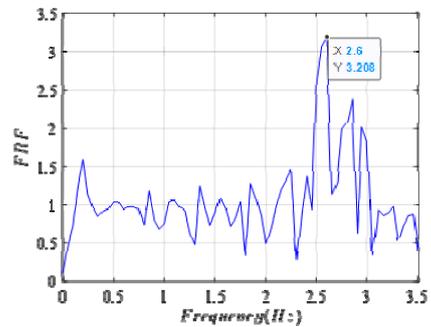
軸線 A : YT-002/ SG-YT-022



軸線 B : SG-YT-002A/
SG-YT-022

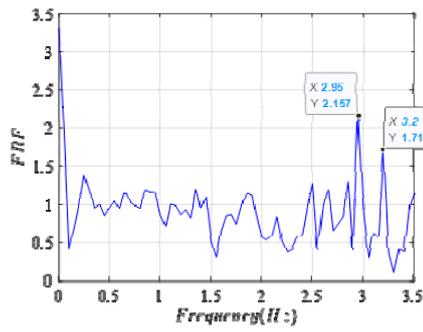


軸線 C : YT-002B/ SG-YT-022

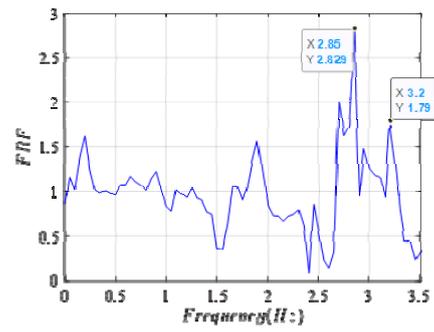


軸線 D : SG-YT-002C/
SG-YT-022

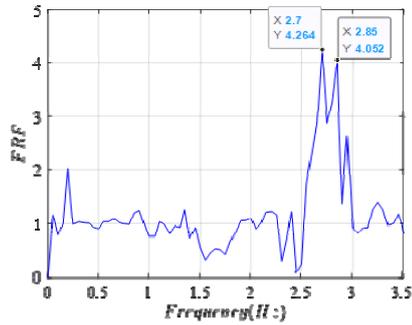
圖 4-26 基礎與自由場量測垂直向訊號之 FRF 分析結果(地震事件 2017/9/20)



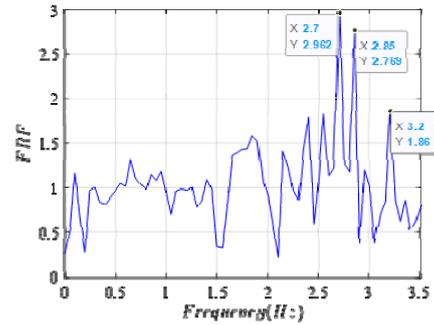
軸線 A : YT-002/ SG-YT-022



軸線 B : SG-YT-002A/
SG-YT-022

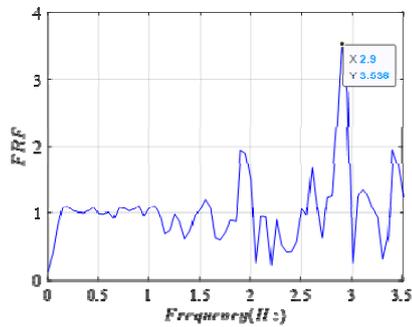


軸線 C : YT-002B/ SG-YT-022

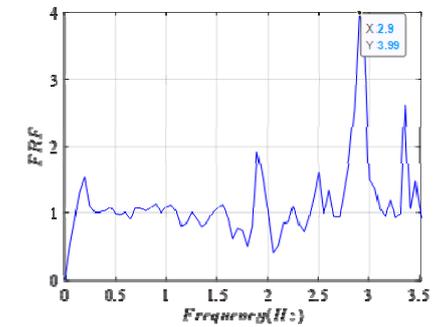


軸線 D : SG-YT-002C/
SG-YT-022

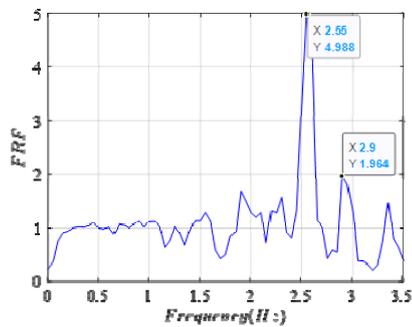
圖 4.27 基礎與自由場量測垂直向訊號之 FRF 分析結果(地震事件 2018/10/4)



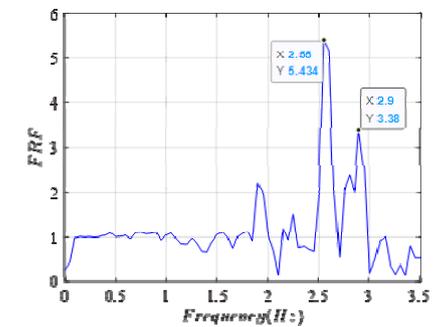
軸線 A : YT-002/ SG-YT-022



軸線 B : SG-YT-002A/
SG-YT-022

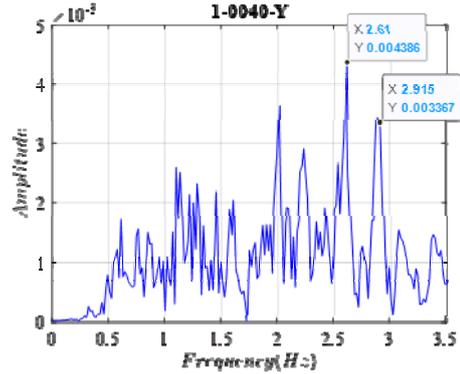
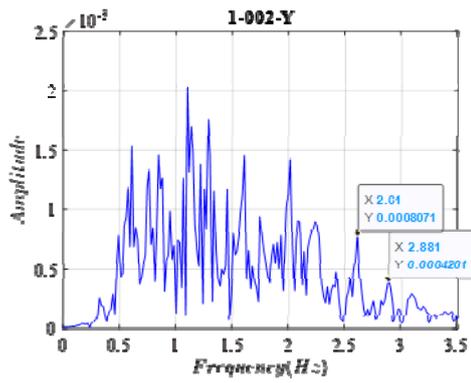


軸線 C : YT-002B/ SG-YT-022

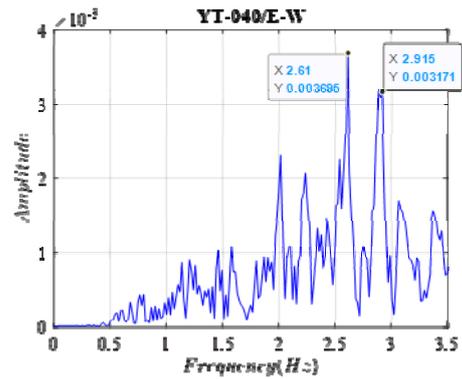


軸線 D : SG-YT-002C/
SG-YT-022

圖 4.28 基礎與自由場量測垂直向訊號之 FRF 分析結果(地震事件 2019/3/8)

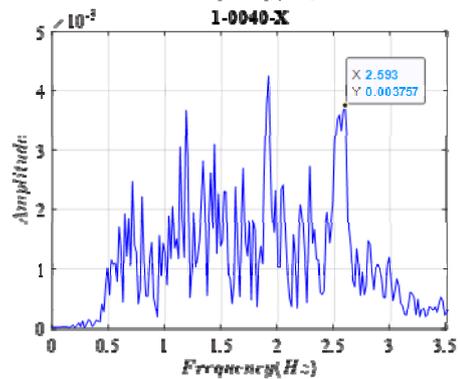
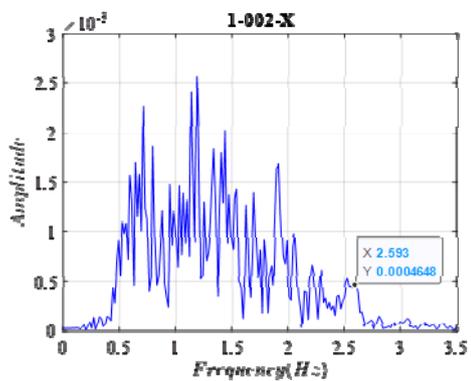


絕對位移

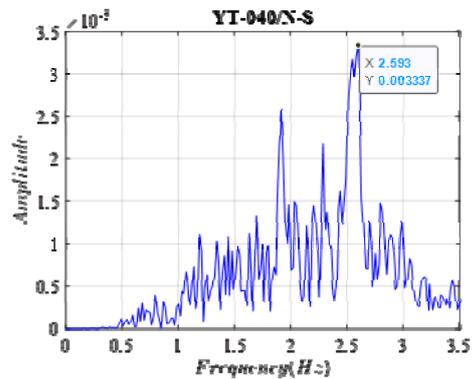


相對位移

A軸線：東西向



絕對位移



相對位移

A軸線：南北向

圖 4.29 水平向絕對位移與相對位移之 FFT(地震事件 2019/3/8)

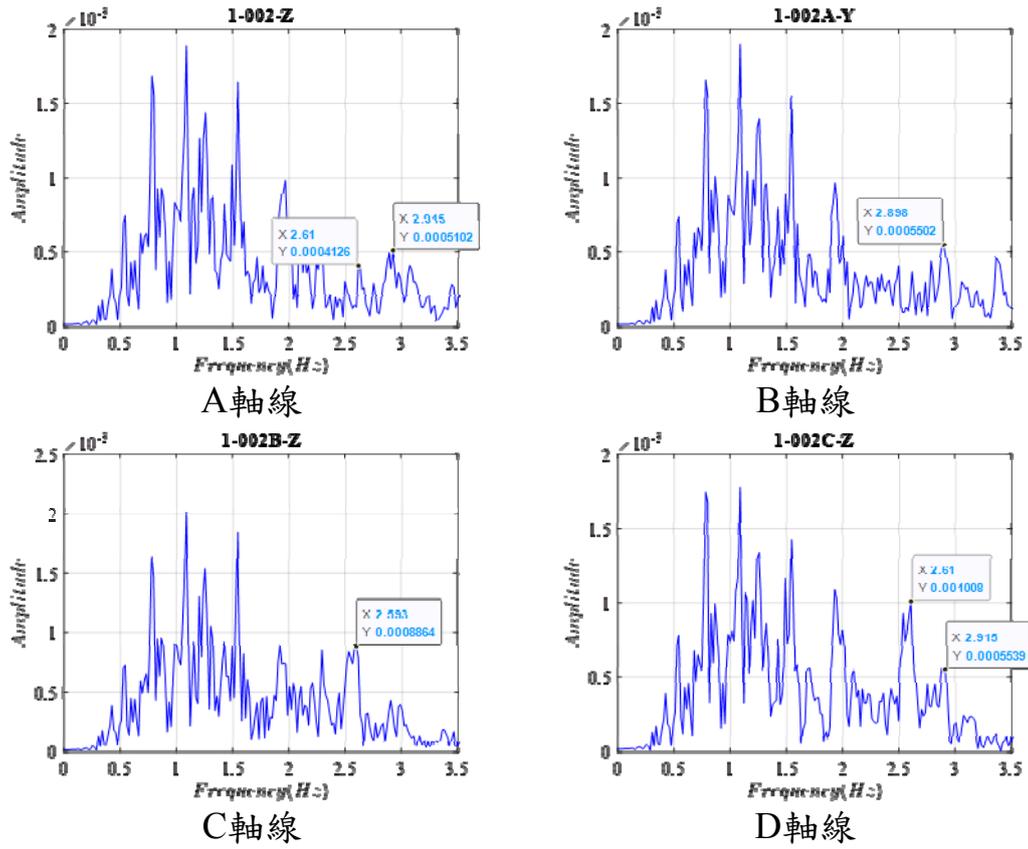


圖 4.30 基礎垂直向絕對位移之 FFT(地震事件 2019/3/8)

五、各種地盤反應分析方法之綜合比對研析

根據表 3-7，共有七筆 108 年之地震量測資料，於前述的探討中，使用訊號較佳之四筆地震事件進行轉換函數之比對，為了解 STRATA 在各模型下之非線性行為，本節將針對表中 110 年 3 月 2 日之地震事件，其地震資訊與各深度之尖峰加速度如表 5-1，由表 5-1 得知 110 年 3 月 2 日之地震事件水平向 PGA 較 108 年所有地震事件大至少 5 倍，將其歸納為較大地震事件，接著將前述之三種模型進行較大地震事件與較小地震事件之分析，同時比較分析結果與台電報告中提供之土壤剪力波速剖面(上值、中值、下值)，探討剪力波速與阻尼比以及轉換函數之現象是否與前述之行為相同。同時將較大地震作為 STRATA 輸入地震於各模型，對其理論轉換函數與經驗轉換函數 FRF 進行比對，如圖 5-1 至圖 5-6，並探討各模型在大地震下轉換函數之差異。

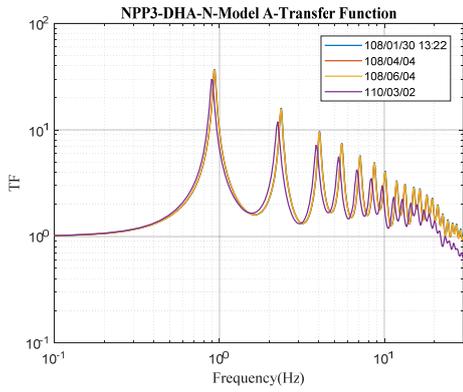
觀察剪力波速、剪力模數、阻尼比剖面圖，於 STRATA 進行等值線性分析，如同利用模型 A、B 分析時，當輸入地震之加速度增加到一定大小時，其迭代之結果會出現非線性行為，針對於大地震事件的剖面，不論測站為 DHA、DHB 以及方向為何，其剪力波速與剪力模數剖面皆變小，而阻尼比剖面會變大，然而針對三筆小震度地震事件而言，因其加速度較小，應變相對微小，土壤之行為尚未超出線彈性範圍，故迭代之結果會與模型本身之土層剪利波速剖面較接近。對於線彈性模型 C 之分析，結果可想而知，不論地震的強弱，其剪力波速、剪力模數、阻尼比剖面，皆與初始設定之土層參數相同。

接著針對轉換函數的部分，較大地震下之轉換函數對於三筆較

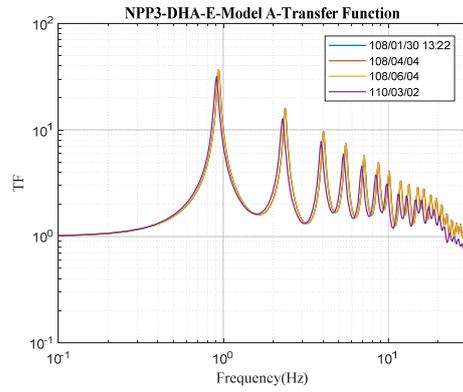
小地震事件，其顯著頻率會向左變小，峰值亦變小，符合前文所述，同樣地，三筆小地震事件，因尚屬線彈性範圍，其轉換函數近乎相同。

表 5-1 核三廠兩組井下地震儀陣列（DHA 和 DHB）於 110 年 3 月 2 日規模 5.8 地震所觀測到之各深度地震儀最大地動加速度(gal)
(核三廠 110 年 3 月 2 日地震個案分析報告(4-表 1))

深度(m)	0	3	7	11.34	50	150
DHA	46.208	45.145	38.362	42.860	20.452	16.965
DHB	45.918	47.142	40.756	41.076	77.723	25.689

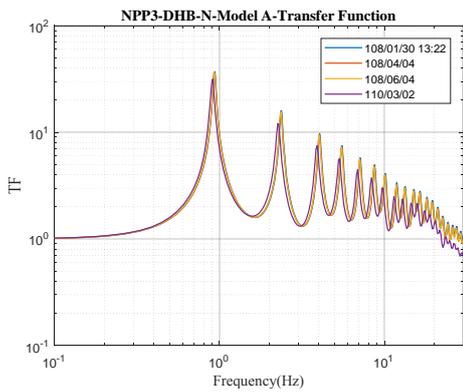


(a)南北向

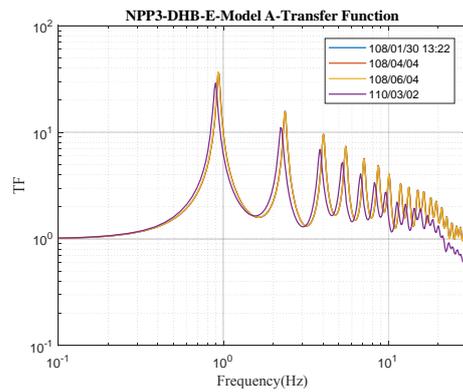


(b)東西向

圖 5-1 Model A 各事件之轉換函數(DHA)

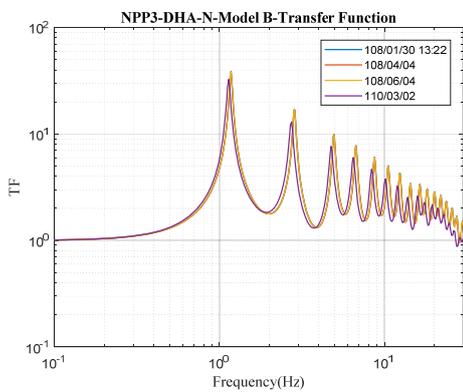


(a)南北向

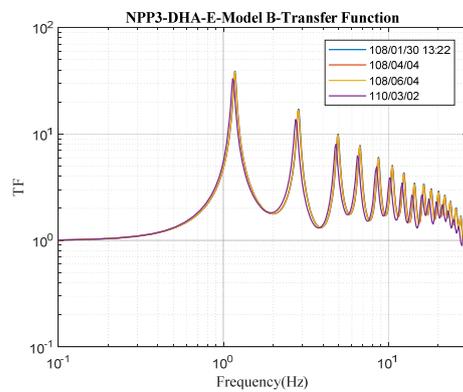


(b)東西向

圖 5-2 Model A 各事件之轉換函數(DHB)

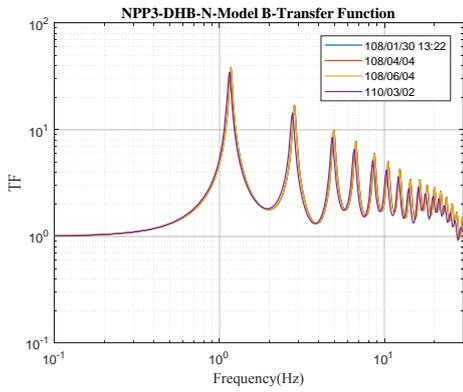


(a)南北向

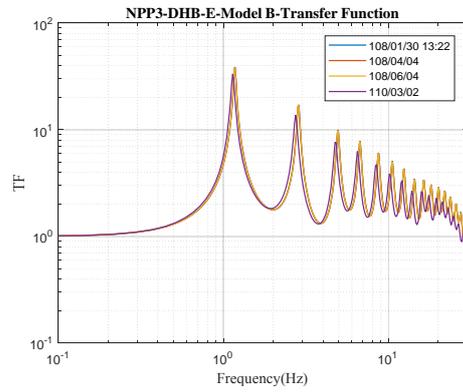


(b)東西向

圖 5-3 Model B 各事件之轉換函數(DHA)

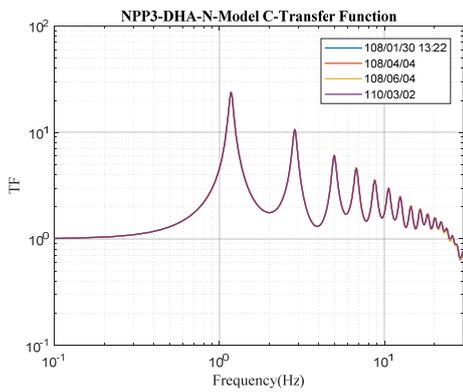


(a)南北向

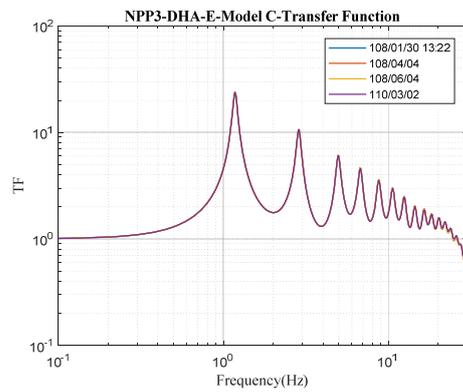


(b)東西向

圖 5-4 Model B 各事件之轉換函數(DHB)

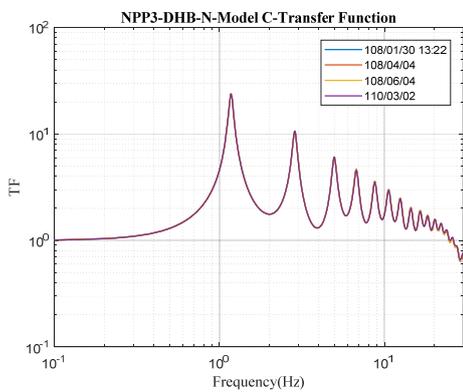


(a)南北向

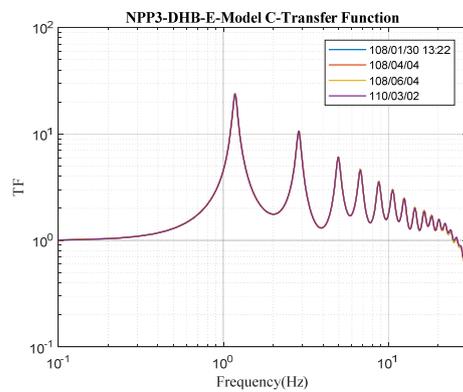


(b)東西向

圖 5-5 Model C 各事件之轉換函數(DHA)



(a)南北向



(b)東西向

圖 5-6 Model C 各事件之轉換函數(DHB)

六、分析時考慮土壤結構互制效應

本章節主要討論進行分析且考慮土壤結構互制效應時，其地震輸入應如何獲取。根據 ISG-017 (Interim Staff Guidance on Ensuring Hazard-Consistent Seismic Input for Site Response and Soil Structure Interaction Analyses)、NEI 白皮書 (Consistent Site-Response/Soil-Structure Interaction Analysis and Evaluation) 以及 BNL 之報告 (Consistent Site Response-SSI Calculations)，分析時考慮土壤結構互制效應大致可分為三種情況進行討論：(一) 結構物基礎位於地表，無覆土；(二) 結構物基礎位於地表，有覆土；(三) 結構物基礎位於地表下。

(一) 結構物基礎位於地表，無覆土

此情境下結構物之基礎位置位於地表，如圖 6-1 所示，地震反應分析時所需之基礎輸入反應譜 (Foundation Input Response Spectra, FIRS) 為土壤表層反應 (Soil Column Surface Response, SCSR)，此 FIRS 由完整土壤柱進行分析獲得，並與地震設計反應譜 (Certified Seismic Design Response Spectra, CSDRS) 進行比較，以評估分析時是否需考慮 SSI 效應。若結構物反應分析需考慮 SSI 效應，則此 SCSR 可直接作為分析時之外力輸入。

(二) 結構物基礎位於地表，有覆土

此狀況下結構物基礎位於地表，覆土為回填土而對結構反應影響較低，故分析時將其視為基礎上方無覆土如圖 6-2 所示。此情境下 FIRS 為截頭土壤反應譜 (Truncated Soil Column Response, TSCR)，TSCR 為利用迭代運算獲取未移除表層土壤時之土壤性質如土壤傳遞波速或阻尼係數等，並以此土壤性質進行移除表層土壤後之分析所獲得反應譜。藉由比較此 FIRS 與 CSDRS 來評估是否進行

SSI 分析，若需考慮 SSI 則採用此 TSCR 為分析時之外力輸入。

(三) 結構物基礎位於地表下

此狀況為結構物基礎位於地表下如圖 6-3，其 CSDRS 預設為地表反應譜，故須先利用反摺積得到基礎高程的 CSDRS，並將其與 FIRS 比較以評估是否進行 SSI 分析。

計算此狀況的輸入時需要透過以下步驟，首先為求出土壤柱的 SCSR 視為性能設計反應譜 (Performance-Based Surface Response Spectra, PBSRS) 以及土壤露頭反應譜 (Soil Column Outcrop Response, SCOR) 並將其作為 FIRS，相對應關係如圖 6-4。以露頭 FIRS 作為輸入對三種土壤柱 (Best Estimate, Upper Bound, Lower Bound) 進行分析，繪製其在地表的反應譜包絡線並與 PBSRS 進行比較。

包絡線與 PBSRS 比較結果分為兩種情形，第一種情形為 PBSRS 低於包絡線，則分析時可直接使用該 FIRS 作為輸入進行分析；而包絡線低於 PBSRS 的情況下有兩種方式決定輸入：第一種方式為利用一加速度歷時，使露頭反應與 SCOR 相同，接著利用此歷時與三種土壤柱得到新的土壤柱反應歷時，對此新反應歷時進行調整，使其對應的表面運動能在 PBSRS 之下。此調整後之新歷時便可作為 SSI 分析之輸入。第二種方式則為新增更多土壤柱，降低對於土壤之不確定性，依據前述之方式繪製出新的包絡線使其高於 PBSRS，便可使用該 FIRS 作為輸入進行分析。

由於電腦軟硬體快速進步，近廿年來精密的土壤結構互制效應分析已由二維進入三維，由 Stick Model 進入 Detailed Model，時至今日(2021 年)多以 SASSI 程式之來求解土壤結構互制問題，SASSI

程式使用柔性體積法，相關理論如下：

柔積法將土壤結構互制問題(圖 6-5(a))分為兩個部分，即基礎部分如圖 6-5(b) 及結構物部分如圖 6-5(c)所示。其中圖 6-5(a)所示系統之運動方程式可表示如下：

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{\hat{Q}_b\} \quad (6.1)$$

式中， $[M]$ 為質量矩陣， $[K]$ 為勁度矩陣， $[C]$ 為阻尼矩陣， $\{u\}$ 為節點位移向量，而 $\{\hat{Q}_b\}$ 為外力向量。

若外力為簡諧載重，其圓周頻率(radian/sec)為 ω ，則外力及位移向量可分別表為 $\{\hat{Q}_b\} = \{Q_b\} e^{i\omega t}$ 及 $\{u\} = \{u\} e^{i\omega t}$ ，其中 $\{Q_b\}$ 和 $\{u\}$ 為外力及位移之複數振幅。於是式(6.1)可表示如下：

$$[S]\{u\} = \{Q_b\} \quad (6.2)$$

式中， $[S]$ 為動態勁度矩陣，可表示為：

$$[S] = [K] + i\omega[C] - \omega^2[M] \quad (6.3)$$

另圖 6-1(b)基礎部分及圖 6-1(c)結構部分之運動方程式可分別表示為：

$$\begin{bmatrix} S_{ff} & S_{fg} & S_{fb} \\ S_{gf} & S_{gg} & S_{gb} \\ S_{bf} & S_{bg} & S_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_f \\ u_g \\ u_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Q_f \\ 0 \\ Q_b \end{Bmatrix} \quad (6.4)$$

及

$$\begin{bmatrix} S_{ss} & S_{si} \\ S_{is} & (S_{ii} - S_{ff}) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ -Q_f \end{Bmatrix} \quad (6.5)$$

其中， $\{Q_f\}$ 為結構系統中之互制力，符號 s 代表上部結構， i 代表埋入結構， f 代表被開挖之土壤， b 代表外部邊界， g 代表保留之土壤，而互制部分埋入結構位移 u_i 必須與土壤位移 u_f 諧合，即 $u_i = u_f$ ，且互制力必須平衡，即 $Q_i = -Q_f$ ， $S_{ii} - S_{ff}$ 則表示埋入結構物部分減去開挖土壤部分所構成之質量及勁度矩陣。

另自由場(Free Field)之運動方程式可表示如下：

$$\begin{bmatrix} S_{ff} & S_{fg} & S_{fb} \\ S_{gf} & S_{gg} & S_{gb} \\ S_{bf} & S_{bg} & S_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u'_f \\ u'_g \\ u'_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ Q_b \end{Bmatrix} \quad (6.6)$$

式中， $\{u\}$ 為自由場運動之位移，即工址不含結構物時之振動反應，可由工址反應分析求得。因互制位移乃代表相對於自由場運動之位移，可以 $\{r\} = \{u\} - \{u'\}$ 表示，於是式(6.4)減去式(6.6)可得下式：

$$\begin{bmatrix} S_{ff} & S_{fg} & S_{fb} \\ S_{gf} & S_{gg} & S_{gb} \\ S_{bf} & S_{bg} & S_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} r_f \\ r_g \\ r_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Q_f \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (6.7)$$

式(6.7)可利用靜濃縮法消去 $\{r_g\}$ 及 $\{r_b\}$ 得到下式：

$$\{Q_f\} = [X_f] \{r_f\} = [X_f] (\{u_f\} - \{u'_f\}) \quad (6.8)$$

式中， $[X_f]$ 即為阻抗矩陣，相當於在分析模式中互制自由度之動態勁度矩陣，可以 Kausel 等發展之方法利用傳導邊界求得。

將式(6.8)代入式(6.5)可得下式：

$$\begin{bmatrix} S_{ss} & S_{si} \\ S_{is} & (S_{ii} - S_{ff} + X_f) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ [X_f] \{u'_f\} \end{Bmatrix} \quad (6.9)$$

式(6.9)僅考慮地震波傳，對於頻域內外力作用於上部或埋入結構，可簡化為僅有外力振幅，因此，考慮外力作用的反應可表示如下：

$$\begin{bmatrix} S_{ss} & S_{si} \\ S_{is} & (S_{ii} - S_{ff} + X_f) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_s \\ P_f \end{Bmatrix} \quad (6.10)$$

式(6.10)中， P_s 及 P_f 分別表示作用於上部及埋入結構之外力振幅，由式(6.9)及式(6.10)即可決定結構物受地震波傳及外力振動之最終反應。

由式(6.10)得知若要求解阻抗矩陣，首先須依式(6.8)計算 $[X_f]$ 即為土壤阻抗矩陣，再將式(6.10)右側的外力陣列置換為單位外力陣列，依定義求解基礎柔度矩陣，再經逆矩陣求得阻抗矩陣，若下構自由度大於上構或使用 Stick Model 分析，整個過程最耗資源就是計算土壤阻抗矩陣，幾乎佔了 90%以上的計算量，因這部份須計算土壤互制點柔度矩陣的逆矩陣；若上構自由度遠大於下構，求解式(6.10)亦須耗費不少資源，本計畫將從理論及演算法徹底解決此一問題，即求解阻抗矩陣 $[X_f]$ 及式(6.10)時引入新的 in-core 平行處理 Spares Solver 取代原有之 out-of-core Skyline Solver，並使用 64 位元作業系統使單一陣列之容量高達 2 的 64 次方 Bytes，若記憶體足夠可求解之結構體自由度將趨近於無限大。

部份結構法對土壤的假設條件不同也衍生出圖 3 種方法，LSASSI 程式應用柔性體積法，程式會自動計算工址反應(土壤之特徵值與特徵向量)、土壤阻抗，最終結構反應，無需考慮地震波入射邊界時之散射問題，因計算過程中此因素被消除。柔性體積法將開挖土體中的所有節點都定義為互制點(Interaction Node)，此方法稱為 Direct Method。而在 Subtraction Method 中，僅基礎底部和外圍的節點定義為互制點（對稱平面上的節點不是互制點）。在 Extended Subtraction Method 方法中，在開挖土體的中間高度增加了另一層互制點。目的在避免分析模型自由度過多超過程式極限(目前商業程式 ACS SASSI、SASSI 2010 都可處理 10 萬個 Nodes，其中包含 1 至 2 萬個互制點，之分析模型，若電腦配置更高之 RAM 可超過，LSASSI 台積電案例達 50 萬個以上的 Nodes)，以及減少電腦運算時間，相對而言其缺點在基礎柔度函數(Compliance Function)與轉換函數(Transfer Function)的計算上可能出現誤差。為減少 Subtraction Method 可能產生的錯誤，有 Extended Subtraction Method 或稱 Modified Subtraction Method，就是在上下兩層互制點之間再加 1 層或以上的互制點。頻域分析以複數解法解動力方程式，為每個頻率以靜力方式求解。

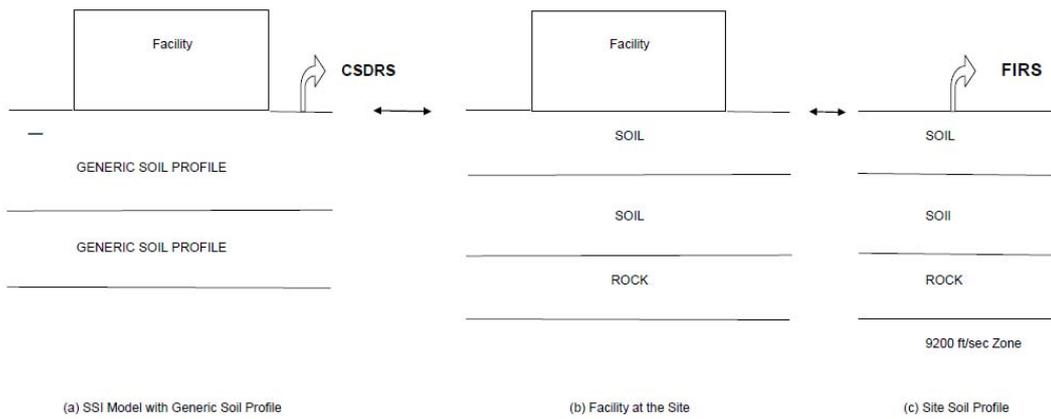


圖 6-1 結構物基礎位於地表，無覆土(NEI White Paper, 2014)

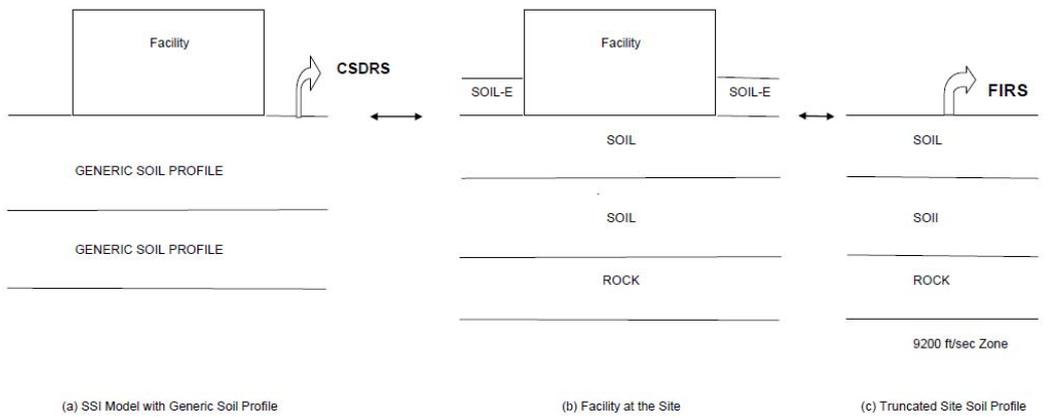


圖 6-2 結構物基礎位於地表，有覆土(NEI White Paper, 2014)

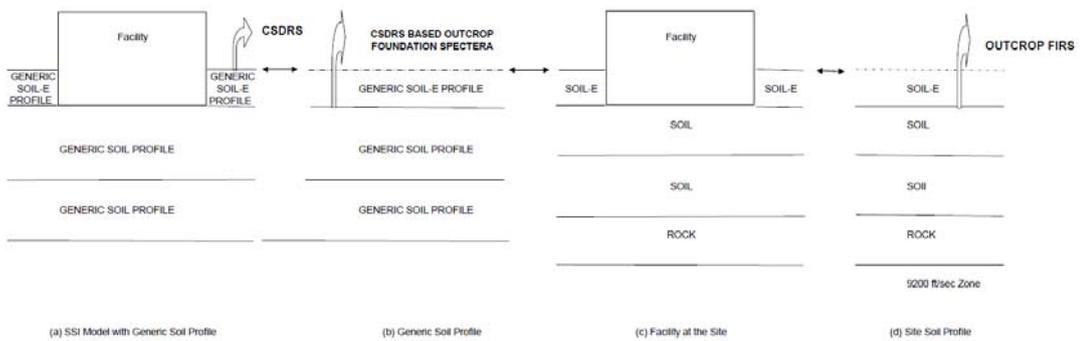


圖 6-3 結構物基礎位於地表下(NEI White Paper, 2014)

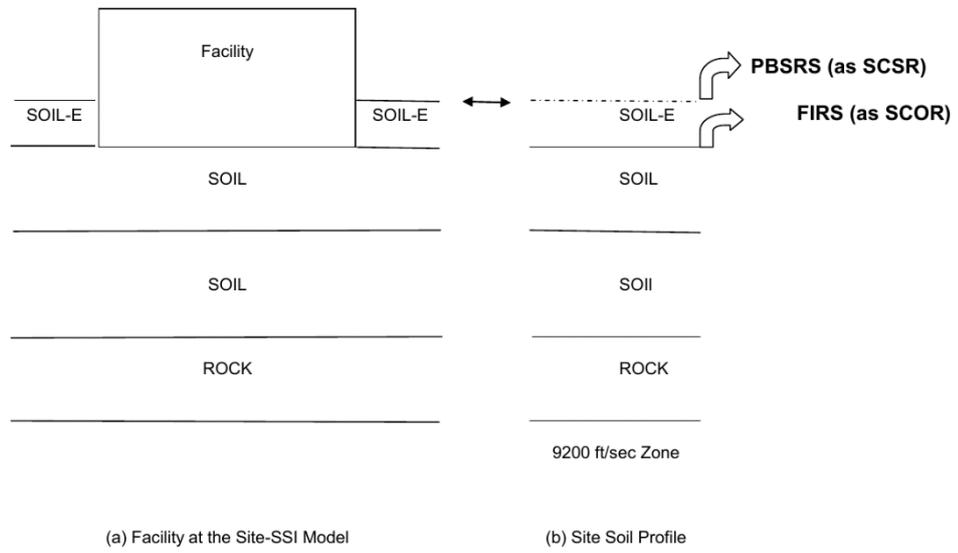


圖 6-4 PBSRS 與 FIRS 定義圖(NEI White Paper, 2014)

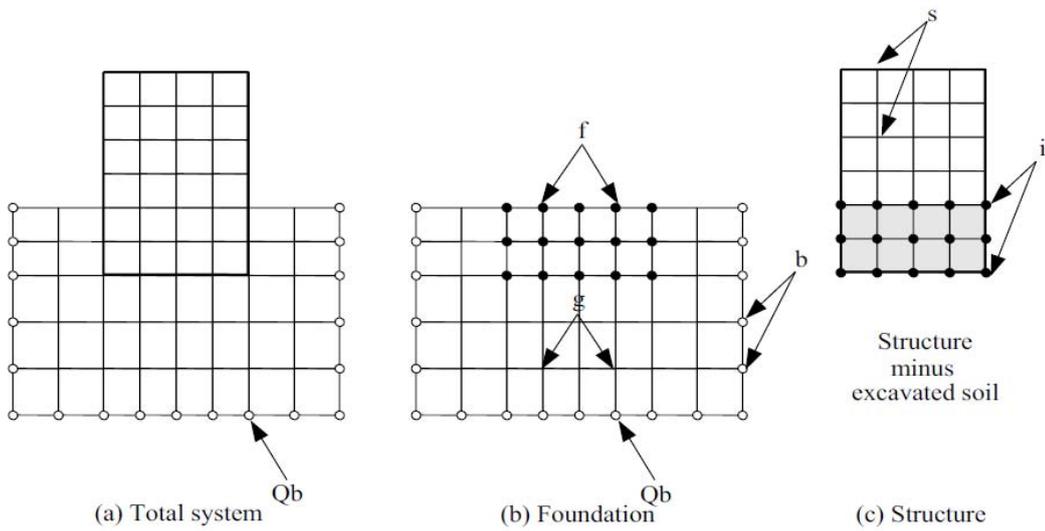


圖6-5 柔性體積法之互制模式

七、基礎輸入反應譜之獲取

此章節比較不同露頭定義情況下獲得之 FIRS 及地表運動有何差異，由圖 7-1 可知露頭之定義分為兩種，差異在於是否考慮覆土之影響。全柱露頭 (Full Column Outcrop) 考慮了露頭上方覆土所帶來之影響，而地質露頭 (Geologic Outcrop) 則假設上方無覆土，為一種理想狀態。分別針對：(一) 相同輸入、不同土壤柱；(二) 不同輸入、相同土壤柱。兩種情況產生分析結果之差異以及在不同土壤條件下利用摺積與反摺積運算得到之反應譜進行比較討論。

BNL 報告內利用七種輸入(圖 7-2)及五種土壤柱(圖 7-3)進行分析，比較兩種露頭定義對於分析之結果有何改變。在第一種情況下(相同輸入、不同土壤柱)產生之差異，將輸入固定為中間頻率 (SRS-PC3) 時，不同的土壤柱計算結果如圖 7-4。可看出兩種露頭定義產生的分析結果結果易因不同的土壤組成而有所改變，土壤組成越一致或是勁度越大則因兩種露頭定義不同所產生的影響越小。BNL 報告對於第二種強況(不同輸入、相同土壤柱)進行兩次試驗，獲得之結果如圖 7-5 所示，圖中橫軸為頻率、縱軸則為兩種不同露頭定義情況下進行分析得到之結果比值，經比較發現露頭的定義間的差異不會因輸入之頻率高低而有所影響。

BNL 報告亦比較土壤層分布情形不同的情況下對於計算表面反應譜與 FIRS 的影響，分析輸入相關位置及分析結果如圖 7-6 至圖 7-8。其中 H1 為輸入之深度並將其視為 FIRS，H2 為利用 H1 進行反摺積至半空間域所得之露頭運動反應，H3 為利用 H2 進行摺積至表層所獲得之表層反應，而 H4 則為利用 H3 進行反摺積至基礎高程(與 H1 相同深度)所得，用於與 H1 進行比較。由結果可看出在土

壤條件一致時，利用摺積與反摺積計算獲得之 H4 與原始 H1 相當接近。而隨著土壤傳遞波速等條件越趨複雜，摺積與反摺積獲得之 H4 與準確值之誤差越大。

根據 BNL 報告所作分析比較知結果可得知，在進行 SSI 分析時，不論受到之地震頻率高低，皆應使用完整考慮上部土壤之露頭定義進行分析較為合適；而在一般常用之計算不同高程之反應譜時，土壤性質一致性的高低，對於反應譜摺積與反摺積之準確率影響甚大。

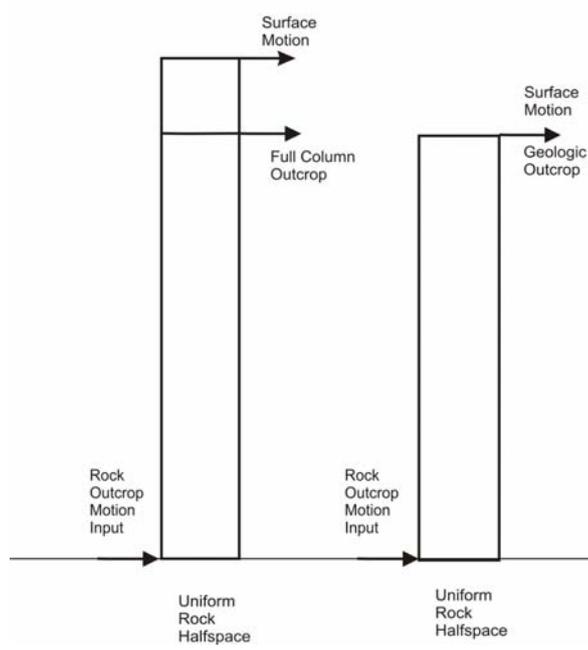


圖 7-1 露頭定義比較圖(BNL Report, 2009)

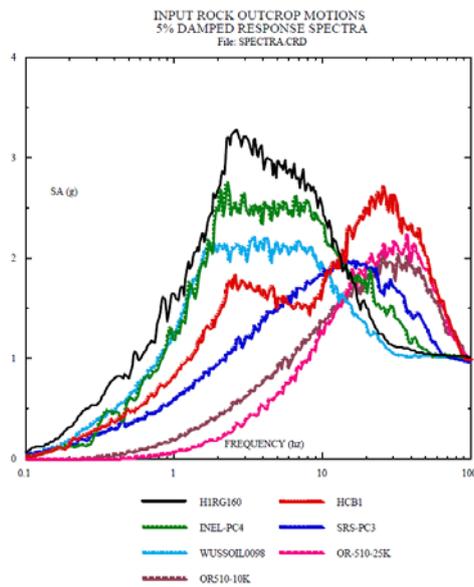


圖 7-2 七種輸入反應譜(BNL Report, 2009)

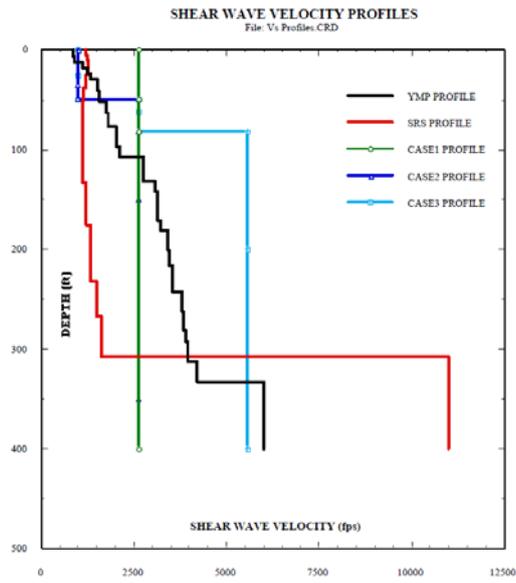


圖 7-3 五種土壤柱波速圖(BNL Report, 2009)

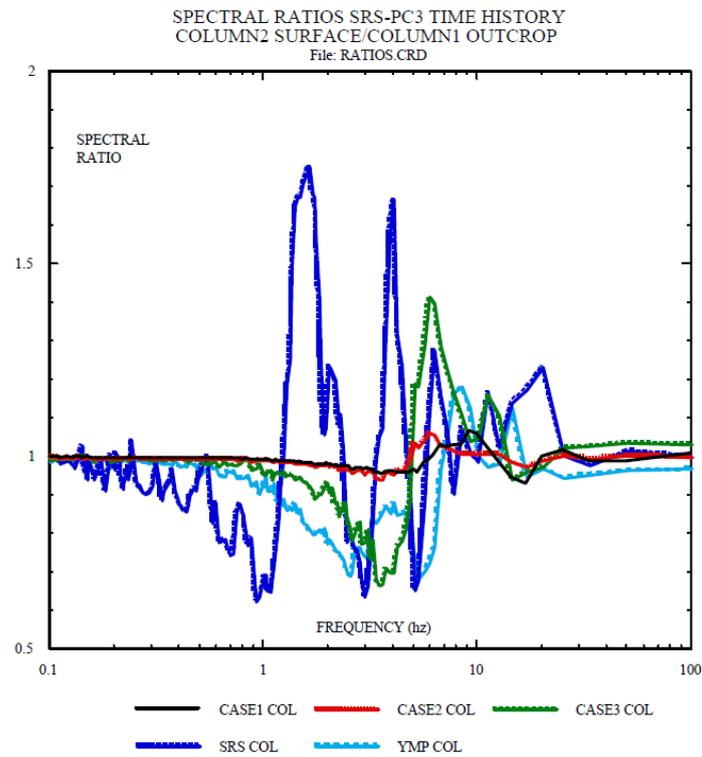


圖 7-4 SRS-PC3 輸入時之各土壤柱反應(BNL Report, 2009)

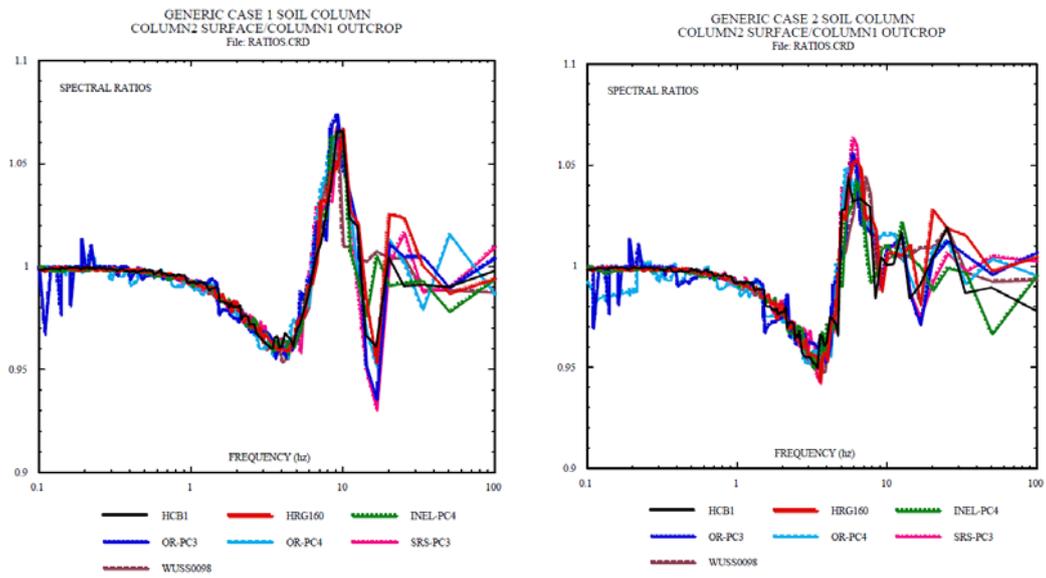


圖 7-5 Case1、2 土壤柱對不同輸入之反應(BNL Report, 2009)

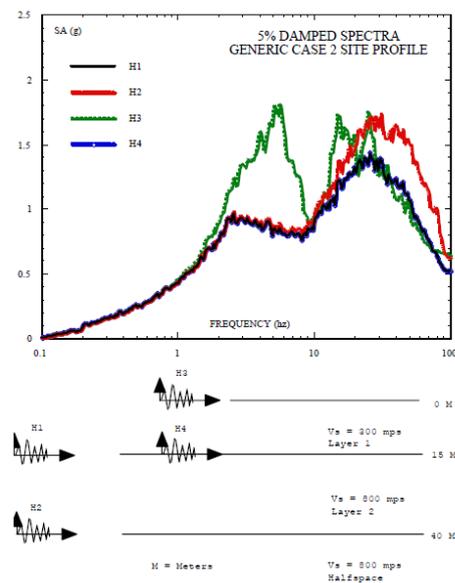


圖 7-6 均質土壤下之反應(BNL Report, 2009)

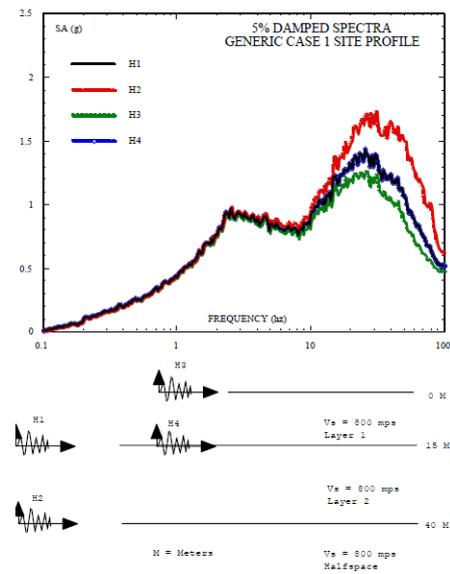


圖 7-7 上層土壤與下層土壤性質不同之反應(BNL Report, 2009)

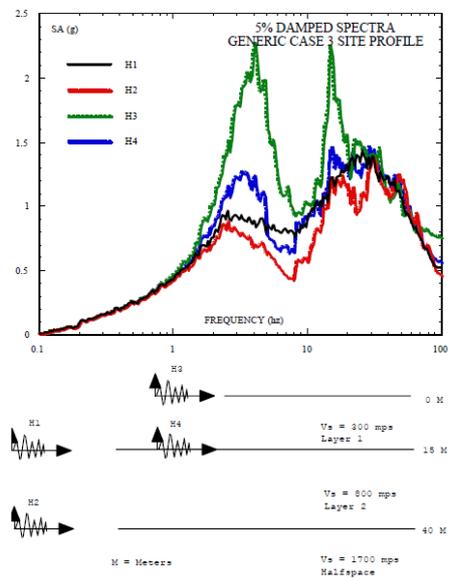


圖 7-8 三層土壤性質不同之反應(BNL Report, 2009)

八、土壤結構互制之 V&V 案例研析

(一) 案例一：考慮土壤與結構互制的核能地震分析

本案例利用 EKSSI 程式集針對核能研究所 004 館微功率反應器結構廠房進行分析，比較考慮土壤結構互制影響及傳統 Fixed-Base 分析結果之差異，了解土壤結構互制對結構物反應之影響。

分析模型設定部分，土壤模型之建立以實際土壤地質條件設定其相關動力性質，包含回填土、卵礫石及岩盤等三層，然因 EKSSI 之處理限制只能處理一種土壤，故選擇厚度較大之卵礫石層建立土壤模型，並採用圖 8-1 之土壤剪力模數 vs 剪應變之關係與土壤阻尼比 vs 剪應變關係曲線考慮土壤之非線性行為。基礎部分由於 EKSSI 程式之限制，需先將其轉換為等效圓柱形，經計算得之圓半徑約為 7.7 米，並埋置於承载力佳之礫石層上。結構物本體以三維集中質量模式建立模型。分析輸入採用模擬之地震，引用 Taiwan Research Reactor, TRR 之原始 0.3g 設計反應譜如圖 8-2。

分析結果與傳統 Fixed-Base 之結果進行比較，可發現考慮土壤結構互制之 EKSSI 結果較傳統分析所得之反應譜為低，造成此現象的原因為 Fixed-Base 之輸入地震為地表自由場，而 EKSSI 之輸入則為地表下 3 米處，故 Fixed-Base 之輸入地震有較大的最大地表加速度；另一原因為此案例所使用之土壤模型為承载力佳之卵礫石，故結構土壤互制對結構物反應之放大效應較不顯著。

(二) 案例二：花蓮大比例尺圍阻體模型之土壤結構互制分析

本案例利用 EKSSI 程式集對花蓮大比例尺圍阻體模型進行土壤結構互制分析，並將其所得之結果與實際量測之結果進行比較討論。

花蓮大比例尺圍阻體為美國、日本、韓國、法國及台灣之電力

公司共同出資建立之 1/4 尺寸圍阻體模型，因其為進行地震相關研究所設計建立，故其周圍地面及地下皆安裝相當完整地震儀震列進行資料蒐集，提供準確之地震記錄與程式分析之結果進行比較驗證。本案例選用兩具代表性之地震作為地震力輸入進行分析，分別為地震力較弱之 1994 年花蓮地震以及 1999 年之集集大地震。

本案例首先利用 EKSSI 程式集中之子程式 LAYSOL，以地表自由場測站紀錄之地震記錄為輸入，經疊代運算考慮土壤非線性，計算出地表下不同深度之地震反應，並將該結果與實際地下測站之地震記錄進行比較。經由比較結果，可知不論地震力大小為何，南北向分析得到之結果大部份都與實際量測結果相似；而東西向則大部份皆與實際量測結果有差異。這樣的結果與已被廣泛使用 SHAKE 程式所計算之結果相同，表示此子程式具可行性，故推測造成此分析結果之原因為花蓮計畫圍阻體場址之地盤具異向性，使用之地盤模型僅能代表南北向，而東西向土層性質則須重新準確設定。

本案例接著驗證 EKSSI 程式集中之子程式 SUPLEM，此程式可計算無質量基礎板與土壤間之阻抗函數以及自由場與基礎板間地震波的轉換函數，便可獲得基礎位置之地震反應。將利用該程式得到之分析結果與其他研究學者研究所得結果進行比較，得到相當一致之表現，以此證明該程式之有效性及可用性。

本案例最後利用子程式 EKSSI 進行土壤結構互制分析，在建立結構物模型時，採用四種模型進行分析。第一種為集中質點模型，該模型將本體結構質量集中至兩點，基礎質量集中至三點，以此五質點代表圍阻體本體及基礎板結構。第二至四種模型則為利用 SAP2000 軟體建立之有限元素網格模型，分別為以八片和十六片

Shell 元素、以及八片 Solid 元素等三種元素建立網格模型，如圖 8-3 所示。輸入部份使用地表測站紀錄之加速度歷時，經程式 KININT 轉換至基礎板下，作為輸入歷時。

分析得屋頂板及基礎板東西向的加速度反應譜，分別與圍阻體上儀器測得之實際紀錄進行比較。經由比較結果，可知除集中質點模型外，其餘三種模型得到之結果在顯著頻率趨勢之預測上具良好一致性，僅最大反應值有大於地震記錄的現象，推估與模型及網格之選用有關，若使用其他元素可望改善此問題。集中質點模型在南北向的結果與紀錄雖有所差異，但仍可約略掌握結構物在 SSI 效應下之反應，分析方法簡單可行。

(三) 案例三：以套裝軟體進行進步型核電廠為阻體結構樓板地震反應分析之地震輸入研究

本案例主要討論地震波輸入位置比較以及核能電廠土壤結構互制模型之模擬，針對一半模型與全模型分析結果是否一致及地震波輸入位置是否影響分析結果兩個議題進行探討。研究方法為利用 SASSI 程式對龍門電廠進行分析，將結果與原委託國外奇異電力公司(GE)設計結果進行比對，針對不同情況下之分析結果進行討論。

由於龍門電廠之反應爐建物約對東西向平面對稱，而地震力皆垂直入射地面，故本案例採用一半分析模型加上對稱邊界條件對水平東西向和垂至向進行分析，以及一半分析模型加上反對稱邊界條件對水平南北向進行分析。結構分析模型採用與奇異電力公司相同之集中質量 Stick Model，結構物本體可分：外圍之結構牆及樓板系統(RB)、鋼筋混凝土圍阻體容器(RCCV)、反應爐牆及其柱腳(RSW)及反應爐壓力容器(RPV)。其中 RB、RCCV 及 RSW 部分考慮到可

能因地震力產生開裂，而對其開裂後之剪力及撓曲剛度折減為一半。

分析結果主要分為幾個情況：基礎埋入條件為無分離、基礎埋入條件為分離、以及基礎埋入條件無分離但混凝土開裂。本案例分析之結果顯示利用 SASSI 分析得到之結果與原設計相當接近，說明使用 SASSI 進行分析具有可行性及代表性。

本案例為驗證 SASSI 是否可以採用一半模型加上對應之邊界條件進行分析，故針對埋置條件為無分離且混凝土未開裂之情況，進行全模型分析，將其結果與使用一半模型分析結果進行比較。結果顯示使用一半模型進行分析得之結果與使用全模型進行分析所得之結果相近，故直接採用一半模型進行分析即可。

本案例為驗證 SASSI 具備分析自由域反應的能力，比較使用 SHAKE 程式與 SASSI 程式於同一地震下，輸出之地表加速度歷時是否相同，分析結果相當一致，說明 SASSI 已可完整分析自由域反應。接著本案例比較不同輸入位置是否影響分析結果，利用 SHAKE 程式將工址自由域反應疊代至地表作為輸入，並與輸入位置為基礎之結果進行比較，結果顯示兩者相當一致，故不同位置之地震波輸入分析結果理應相同。

(四) 案例四:核二廠輔機廠房土壤結構互制分析- Direct 及 Subtraction 分析法比較

核能電廠重要安全廠房(耐震 I 級結構)執行地震安全分析時，必須考慮土壤結構互制效應，分析方法若使用次結構法(Substructure Method)，可選擇 Direct Method (DM)或 Subtraction Method (SM)。DM 將所有開挖土壤之有限元素節點均視為互制點，而 SM 則僅將結構與開挖土壤接觸之有限元素節點當作互制

點。SM 因互制點少很多，電腦解題分析速度較快，且有時分析模型巨大，元素節點太多，自由度大於程式所能運跑的極限，此時應用 SM 為權宜之策。雖然 SM 有其方便及效率性，但其準確性受到質疑。有鑒於此，本研究建構核二廠輔機廠房分析模型，應用客製化 SASSI 程式 LSASSI，以 DM 與 SM 進行 SSI 分析，比較兩者分析結果之加速度反應譜，探討其差異性，以提供國內地震安全管制技術要求之參考。

本研究建構核二廠輔機廠房全有限元素模型，以 LSASSI 程式對此分析模型進行 SSI 分析，分兩種方法執行，即 DM 與 SM，並比對分析所得之加速度反應譜，此項比對以原始計算書集中質量模型(Stick Model)分析出之未寬化反應譜為對照基礎，故亦可比較全有限元素模型與集中質量模型之分析差異。地震力輸入為 SSE，由於核二廠設計地震定義為地表之設計反應譜應用於-30ft，為決定輔助廠房基底之輸入地震加速度歷時與地震擾動後之土壤性質，此部份之分析使用一維地震波傳程式 SHAKE，本案例僅就 BE 土層加以討論。分析模型為全有限元素模型(Detailed Model)在 SAP2000 建立轉至 LSASSI，LSASSI Detailed Model 分析模型結構共有 14383 個節點、8458 個版殼元素及 662 個實體元素，開挖土壤實體元素 6848 個，圖 8-4 為輔機廠房結構分析模型圖，圖 8-5 及圖 8-6 分別為 DM 與 SM 之互制點圖，DM 有 7928 個互制點，SM 有 1747 個。基礎版、開挖土壤使用實體元素，樓版及牆皆使用版殼元素。

比較 DM 和 SM 之分析結果，水平 X、Y 向兩種分析法無明顯差異，垂直 Z 向則是 DM 在 2F、3F 樓高頻區域(25~33 Hz)的加速度稍高於 SM，且 SM 峰值有往低頻移動現象，RF 層亦有相同情形。

上述結果，推估與輔機廠房 4、5F 縮減及 2、3F 間南側挑空樓版之廠房結構有關，主要是承載重量較輕。所以在結構不對稱，或地震波高頻含量較多時，使用 SM 之結果可能不保守。

(五) 案例五:核三廠圍阻體廠房在設計地震下之非線性 SSI 分析研究-土壤近域及遠域非線性效應

本案例以等線性法修改 SASSI 程式，建立核三廠圍阻體廠房在設計地震下之土壤非線性分析模型，包含土壤近域及遠域之非線性效應，完成「核三廠圍阻體廠房在設計地震下之非線性 SSI 分析研究-土壤近域及遠域非線性效應」分析研究，提供管制單位參考。

SASSI 使用次結構法之柔性體積法在頻域內求解土壤結構互制問題，由於次結構法或複式反應法採用線性疊加，理論上僅可做線性分析。由實驗得知土壤受剪力作用的動態材料性質與頻率無關，但卻是剪應變的函數。因此，若僅考慮非線性土壤材料，則可使用等線性法處理土壤之非線性行為。

使用等線性法來處理土壤材料非線性效應時，首先考慮自由域之土壤非線性效應，其次為鄰近基礎（不規則區）之土壤非線性效應。自由域之非線性效應主要由地震波傳產生，在結構直接承受基底振動下，不必考慮此一效應；鄰近基礎之土壤非線性效應主要由土壤結構互制產生，發生於鄰近埋入結構的區域，區域的範圍並不規則。基於以上的假設，SASSI 模擬土壤非線性行為有兩個步驟，首先利用等線性法進行工址自由域之土壤非線性分析，其次擴大延伸埋入結構附近的土壤元素，再利用等線性法進行第二次土壤非線性分析，因延伸的區域不規則，故必須採用試誤法擴大不規則區，直至不規則區外圍之土壤性質與自由域之土壤性質相同為止。

核三廠圍阻體結構可分為外部圍阻體結構與內部結構與設備，圍阻體外部結構為一地下 37ft、地上 200.5ft 之預力混凝土結構，包含一高 132ft、半徑 73ft 之圓桶結構（厚度 4.25ft）與高 68.5ft 之圓形屋頂結構（厚度從 4.25ft 至 2.5ft），圖 8-7 為圍阻體結構配置圖。圍阻體內部主要設備包括反應器(RPV)、蒸汽產生器(Steam Generator)、反應爐冷卻水泵(Coolant Pump)、調壓槽(Pressurizer)及極式天車 (Polar Crane)。圖 8-8 為除了環狀天車以外之內部設備平面配置示意圖，極式天車則位於圍阻體結構高程 223ft 之拖架上。圍阻體內部結構尚有生物屏蔽牆，此牆有 115ft、138ft、148ft、160ft 及 178ft 等不同高度，生物屏蔽牆的目的在於防止輻射外洩、保護人員不受到輻射的危害、並且提供設備支撐，圖 8-9 為圍阻體內部結構牆之配置與設備之平面示意圖。除了圖 8-9 所示之結構牆外，圍阻體內部結構在高程 125ft 與 148ft 處，另有人員操作平台。

分析結果顯示有無考慮土壤近域非線性效應所得之水平向反應皆相同，看不出任何差異。垂直向分析因無法使用等線性法直接迭代，僅能利用水平向迭代收斂後之土層性質，假設柏松比為常數，間接求得 P 波波速進行分析。因此，垂直向分析有兩組土層性質，一組來自於 NS 向，另一組來自於 EW 向。UD 向加速度反應譜乃兩組土層性質所得反應譜之平均結果，因此，有無考慮土壤近域非線性效應之垂直向反應不會完全相同，結果顯示少數節點於高頻處有些微差距。

土壤近域非線性效應又稱為二次非線性效應或次要非線性效應，由本節的分析結果得知，無論水平向或垂直向，若土壤夠堅硬，如核電廠基岩，土壤近域非線性效應果真是次要非線性效應。

(六) 案例六: Verification of SASSI Extended Subtraction Method or Computing the Seismic Response of Deeply Embedded Structures

土壤結構互制分析對於設計和評估核電廠 NPP 結構的性能至關重要。SASSI 是一種分析軟體，廣泛應用於美國核工業和相關管制機構（包括 Department of Energy, DOE 和 Nuclear Regulatory Commission, NRC）。SASSI 採用的 SM 是一種近似但非常有效的方法，用於深埋結構的 SSI 分析。在比較更嚴謹的 DM 與近似的 SM 分析結果中，某些情況下，SASSI 的 SM 分析結果可能導致高頻處的錯誤傳遞函數。如果發現 SM 分析結果有誤，則需要擴展 SM，這種方法被稱為 Extended Subtraction Method (ESM)。與 DM 相比，ESM 仍然非常有效，並且證明可以產生相同的結果。

本文提出一種獨立的方法，來驗證使用 SM 和 ESM 之分析結果，驗證過程涉及在關鍵結構位置比較頻率響應函數（即傳遞函數）和加速度反應譜 (ARS)。使用獨立的程式計算這些傳遞函數和 ARS，並與 SASSI2010 計算的結果進行比較。具體提供了兩個案例，用於驗證 (a) ANSYS 有限元(FE)模型到 SASSI2010 FE 模型的轉換；(b) 使用 SASSI2010 的 ESM 計算深度嵌入結構的地震反應。

有限元模型使用 ANSYS 開發，其整體幾何結構如圖 8-10 所示，X 軸與東西(EW)方向對齊，Y 軸與南北(NS)方向對齊，Z 軸與垂直方向對齊（正向上）。ANSYS SHELL 181 elements 用於模型中的鋼筋混凝土牆和板。ANSYS SOLID 185 elements 用於大量鋼筋混凝土組件。ANSYS BEAM 44 elements 用於鋼構件和柱狀鋼筋混凝土構件。設備重量、附加的分佈載重（即靜載重加上 25%的活載重）、和流體載重視為集中質量，施加到模型上。

針對中等土壤剖面，比較使用 SASSI2010 和 ANSYS 計算的 ARS，整體而言，ANSYS 和 SASSI2010 的 ARS 結果之間存在密切的相關性，雖有一些細微的差異，但就預期的準確度而言，相關性非常好。接著比較了剛性土壤剖面的 ARS 結果，整體而言，ANSYS 和 SASSI2010 的 ARS 結果之間存在密切的相關性，儘管結果有些微差異，然就預期的準確度而言，仍可被接受。

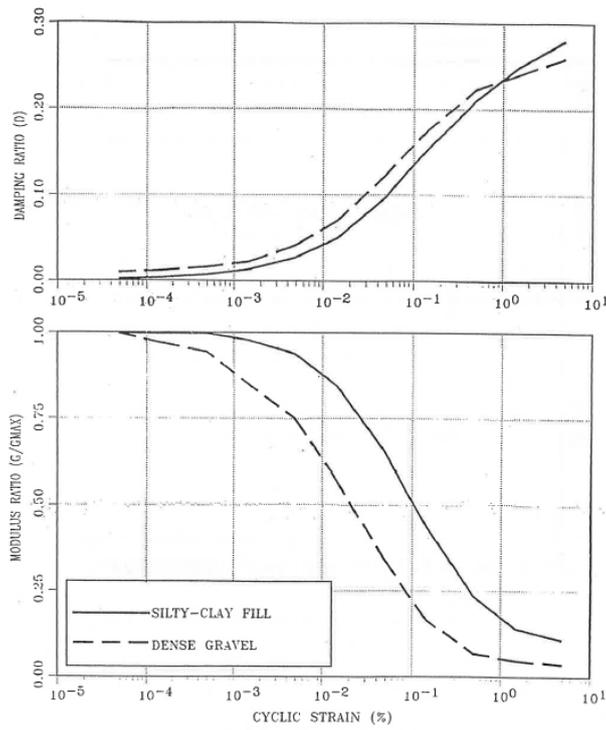


圖 8-1 土壤非線性動力模式圖(周鼎、張仁德，1997)

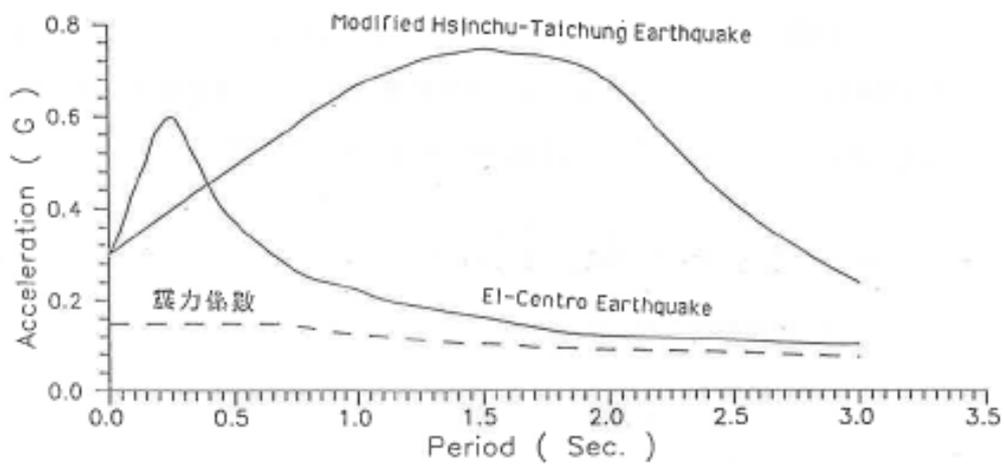


圖 8-2 TRR 原始耐震分析用地表設計反應譜(周鼎、張仁德，1997)

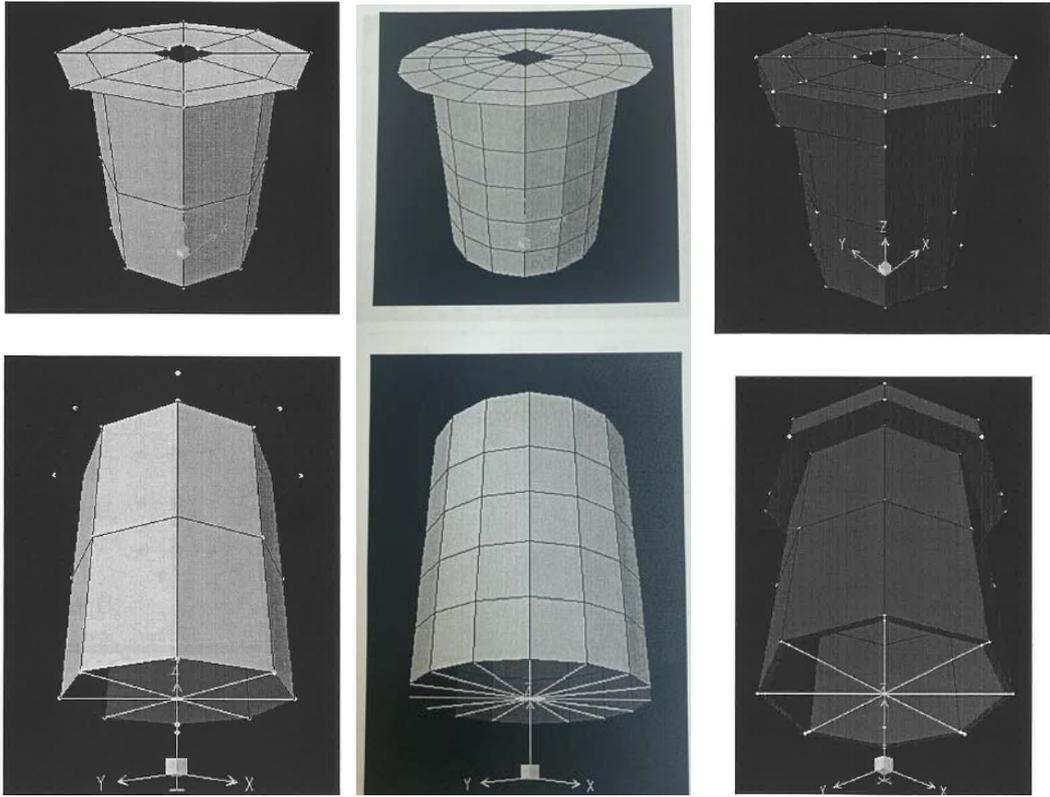


圖 8-3 SAP2000 結構物模型 (Shell 及 Solid)(張仁德，2003)

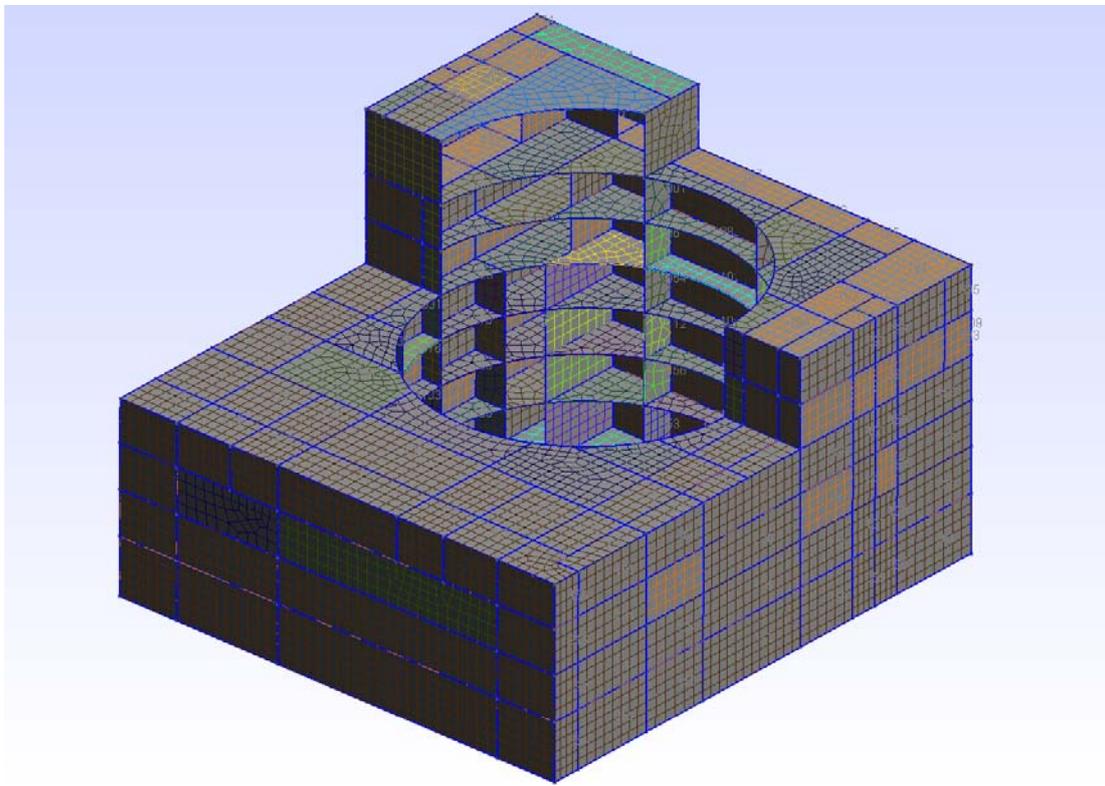


圖 8-4 核二廠輔機廠房全有限元素模型(曾盈達、高雍超，2017)

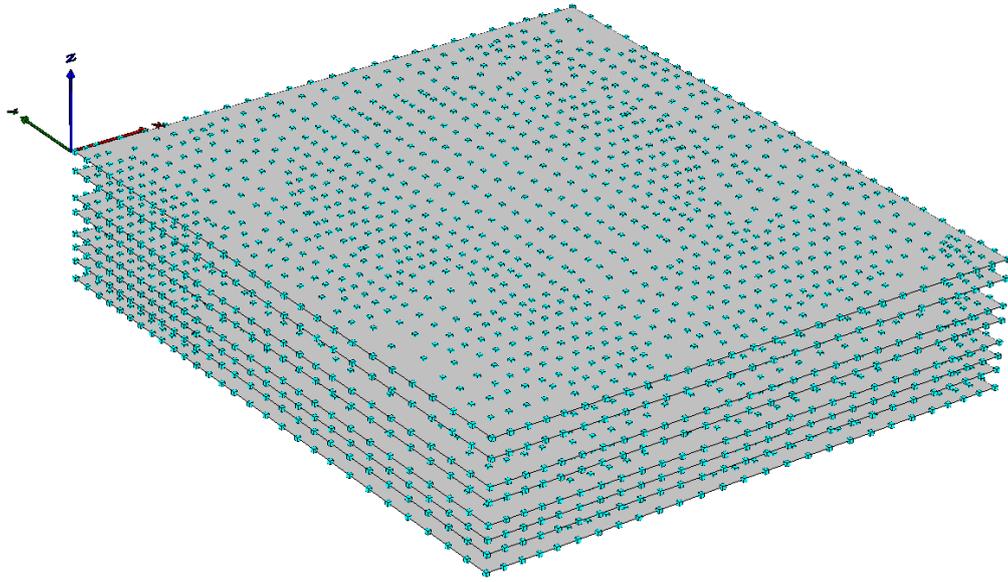


圖 8-5 Direct Method 互制點(曾盈達、高雍超，2017)

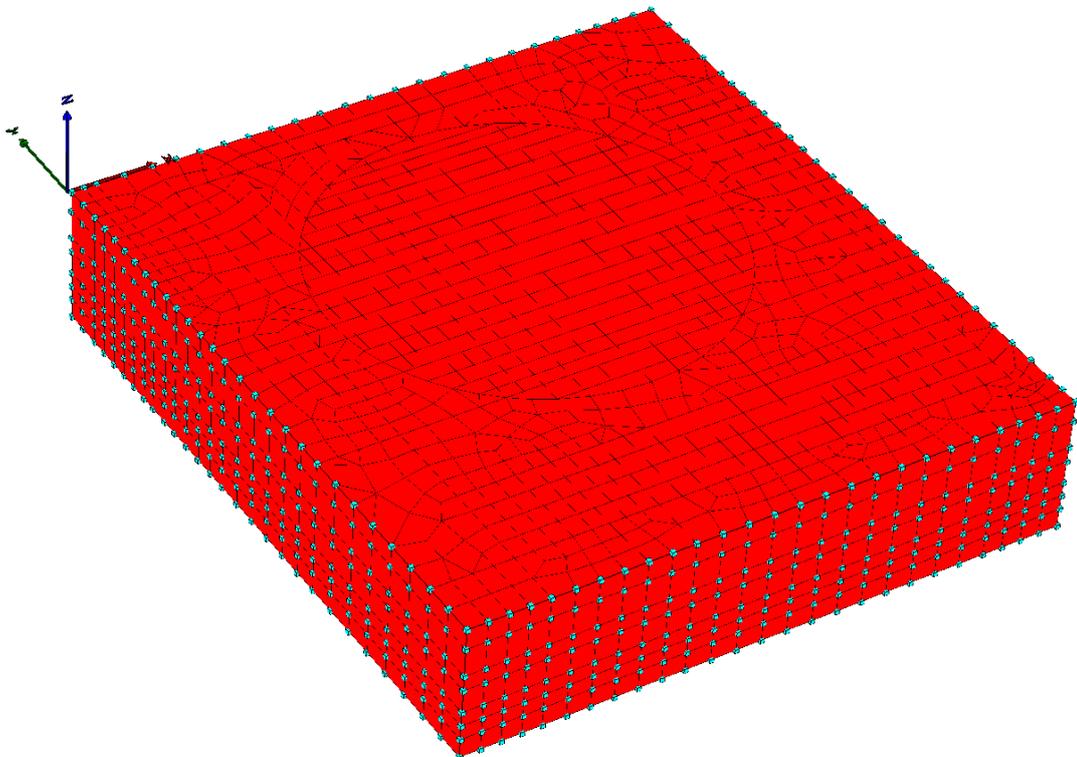


圖 8-6 Subtraction Method 互制點(曾盈達、高雍超，2017)

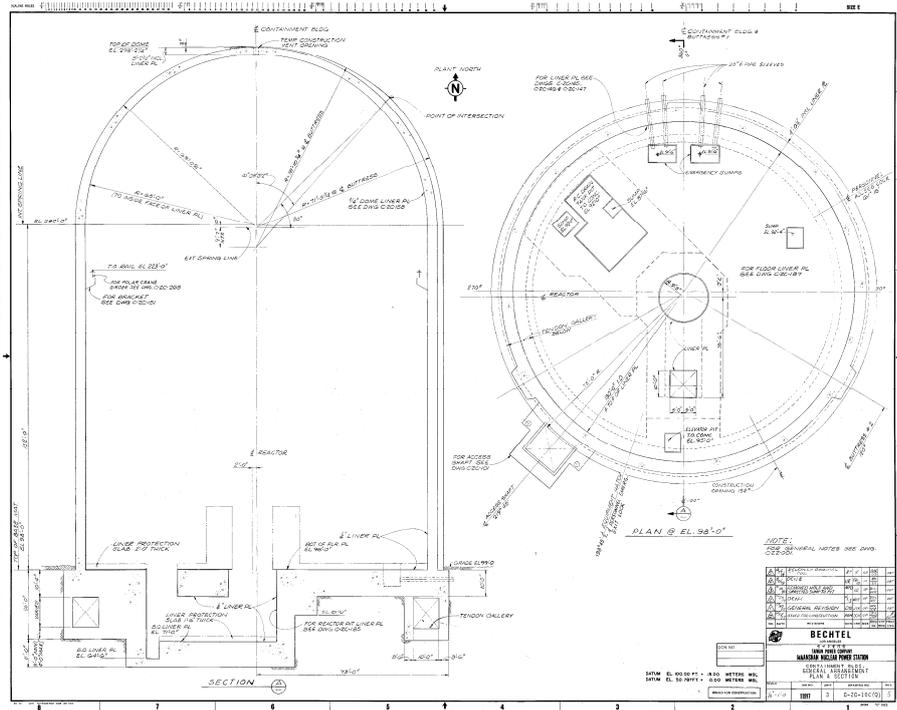


圖 8-7 圍阻體結構配置圖(廖克弘，2016)

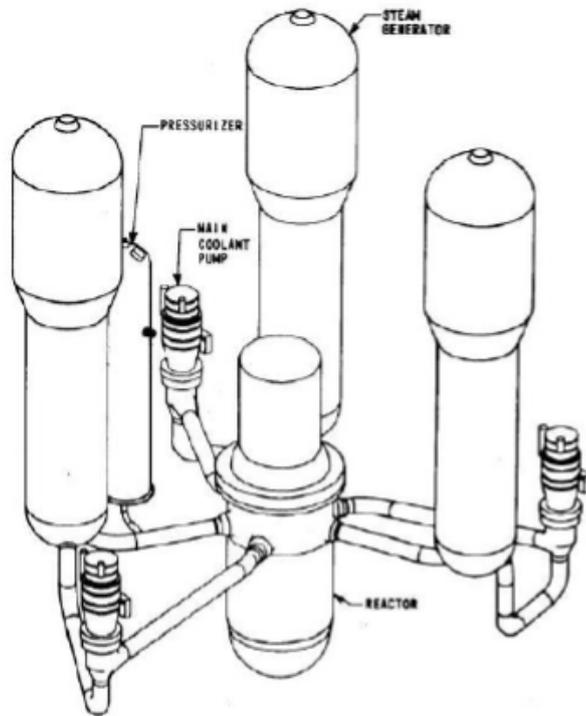


圖 8-8 圍阻體內部設備(廖克弘，2016)

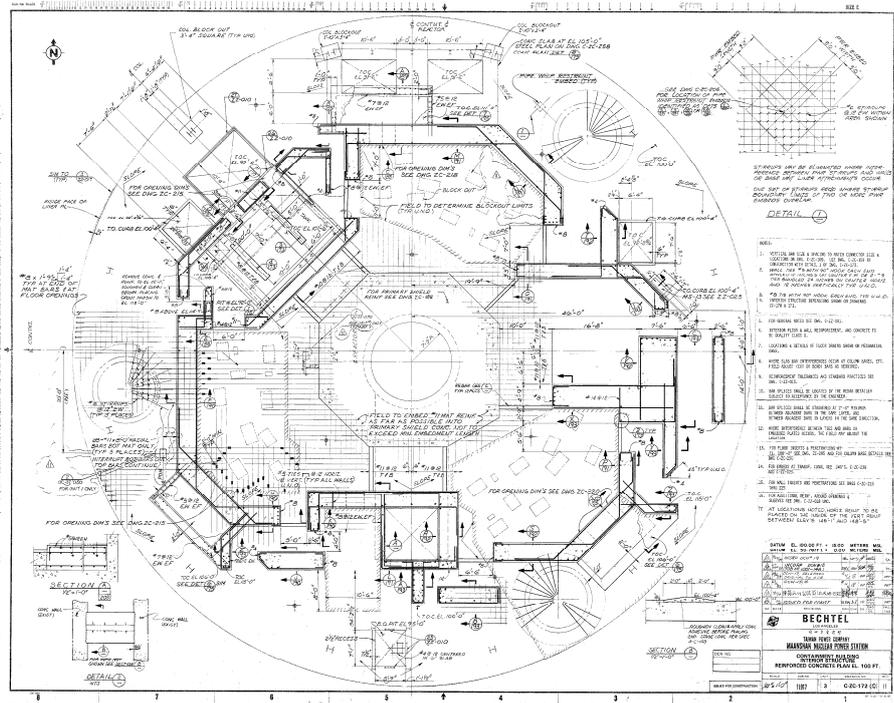


圖 8-9 圍阻體內部結構牆平面圖(廖克弘，2016)

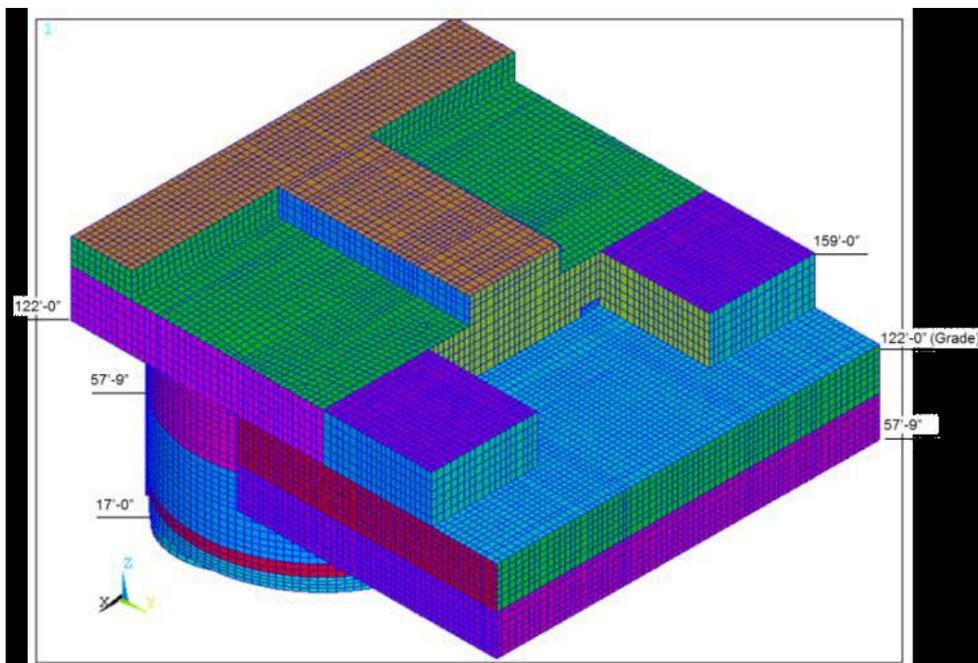


圖 8-10 相對於 YZ 平面對稱的深埋結構的整體幾何形狀 (Farhang Ostadan, 2013)

九、以保守確定式破壞餘裕法(CDFM)計算 HCLPF 值

美國核能管制委員會(USNRC)提出 NUREG-1407 報告以制定執行「個廠廠外事件檢視」(Individual Plant Examination of External Events, IPEEE)的標準作業流程，此報告中所認可的核電廠地震風險評估方法有二種：一種是「機率式地震風險評估法」(Seismic Probabilistic Risk Assessment, SPRA)，另一種是「耐震餘裕評估法」(Seismic Margin Assessment, SMA)。SPRA 方法為機率式分析方法，此方法主要是透過構件/設備的耐震度分析(Seismic Fragility Analysis)，獲得其耐震度曲線(Seismic Fragility Curve)，之後經由事件樹(Event Tree)與故障樹(Fault Tree)分析與計算，獲得系統的耐震度，再與核電廠的機率式地震危害度分析(Probabilistic Seismic Hazard Analysis, PSHA)結果配合，將可計算出核電廠一年內的地震破壞機率與風險(Annual Frequency of Unacceptable Performance)；SMA 主要是採用「保守確定式破壞餘裕法」(Conservative Deterministic Failure Margin Method, 簡稱 CDFM)來計算構件/設備的「高信心低損壞機率」(High Confidence Low Probability Failure, HCLPF)所對應的地震力，即在 95%信心水準下使得構件/設備發生損壞機率小於 5%之地震力，通常以加速度 g 為單位。

由於本計畫的主要目的之一是蒐集和研析核電廠進行加速耐震評估程序(ESEP)之安全停機路徑的關鍵結構/設備耐震度分析實例，美國電力研究院(EPRI)所提出的加速耐震評估程序的報告 EPRI 3002000704 中，提出兩種建立結構/設備 HCLPF 值的方法，一種是以定量式方法計算，即 CDFM 法，另一種是機率式方法計算，即透過耐震度分析(Seismic Fragility Analysis)來計算，由於 CDFM 方法較

為簡單，因此多數核電廠在執行 ESEP 時，主要以 SMA 的 CDFM 法來計算結構/設備的 HCLPF 值。

根據美國電力研究所(EPRI)的 NP-6041-SLR1 報告以 CDFM 計算組件 HCLPF 耐震容量的方法有兩種：

方法一：利用結構組件的耐震容量(Capacity)和耐震需求(Demand)建立計算公式來求取 HCLPF 值。

方法二：利用實際振動台試驗資料來評估非結構組件之 HCLPF 值。

以下將分別介紹上述之兩種方法。

(一) 利用組件之耐震容量與需求公式計算 HCLPF 值(方法一)

此方法適用於結構組件，主要是利用結構組件的耐震容量(Capacity)和耐震需求(Demand)建立容量-需求比之計算公式以求取該組件的 HCLPF 值，其計算步驟如下：

1. 建立結構和組件的彈性地震反應譜。
2. 使用 EPRI 1019200 報告中之 Table A.1(如表 9-1)中所述的組件容量(Component Capacities)來建立強度餘裕因子。
3. 根據 ASCE/SEI 43-05 或在 95%超越機率的延展性水準上建立非彈性能量吸收因子(Inelastic Energy Absorption Factor)。
4. CDFM 的 HCLPF 值計算公式為：

$$HCLPF_{CDFM} = FS_I \cdot RLE \quad (9.1)$$

$$FS_I = FS_E \cdot F_\mu \quad (9.2)$$

$$FS_E = (C - D_{NS}) / (D_S + \Delta C_S) \quad (9.3)$$

$$F_\mu = 1/K_\mu \quad (9.4)$$

其中：

FS_I =考慮非彈性的容量需求比；

FS_E =彈性的容量需求比；

F_μ =彈性能量吸收因子；

C =構件之耐震容量；

D_S =構件之線彈性耐震需求；

D_{NS} =非地震力之需求；

ΔC_S =因地震力引致之折減容量；

K_μ =延性(韌性)折減因子；

RLE=審查基準地震(Review Level Earthquake)，通常以 PGA 表示。

(二) 利用耐震試驗資料求取 HCLPF 值(方法二)

本方法適用於非結構組件，由於非結構組件(如：電子設備)並無設計公式用以計算組件的耐震容量與需求，故可利用該組件於實際振動台試驗資料來評估其 HCLPF 值，其計算步驟如下：

1. 必須先檢核其螺栓錨定容量或銲接容量是否足夠，當確保錨定容量或銲接容量足夠後，才可檢核設備耐震之功能性。
2. 取得設備耐震試驗資料後，根據此資料得到 CDFM 試驗反應譜 $TRSc$ ，此 $TRSc$ 需滿足 99%的超越機率(破壞機率小於 1%)，試驗反應譜大多是寬頻內涵且為多軸向激振 (Multi-Axis Excitation)，倘若設備無明顯損壞，此時可將 $TRSc$ 視為受測設備(非結構組件)之容量。
3. 根據 RLE 求得 CDFM 之需求反應譜($RRSc$)， $TRSc$ 和 $RRSc$ 需採用相同的阻尼比(EPRI 的建議：2%~5%)。
4. CDFM 的 HCLPF 值計算公式為：

$$HCLPF_{CDFM} = FS_I \cdot RLE \quad (9.5)$$

$$FS_I = \text{lowest} (TRSc/RRSc) \quad (9.6)$$

式(9.6)之意義為在相同之頻率下，將 $TRSc$ 與 $RRSc$ 兩者譜加速度之比值，取其比值中最小者作為非彈性的容量需求比 FS_I 。

5. 有關 $TRSc$ 與 $RRSc$ 的詳細計算方法可參考 EPRI NP-6041-SLR1 報告之 Appendix Q。

表 9-1 保守確定式破壞餘裕法(CDFM)之概要

TECHNICAL ISSUE	RECOMMENDED METHOD
Load Combination	Normal + SME.
Ground Response Spectrum	Anchor CDFM Capacity to defined response spectrum shape without consideration of spectral shape variability.
Seismic Demand	Perform seismic demand analysis in accordance with latest version of American Society of Civil Engineers (ASCE) 4.
Damping	Conservative estimate of median damping.
Structural Model	Best Estimate (Median) + Uncertainty Variation in Frequency.
Soil Structure Interaction	Best Estimate (Median) + Parameter Variation.
In-Structure (Floor) Spectra Generation	Use frequency shifting rather than peak broadening to account for uncertainty plus use conservative estimate of median damping.
Material Strength	Code specified minimum strength or 95% exceedance actual strength if test data are available.
Static Strength Equations	Code ultimate strength (ACI), maximum strength (AISC), Service Level D (ASME), or functional limits. If test data are available to demonstrate excessive conservatism of code equation then use 84% exceedance of test data for strength equation.
Inelastic Energy Absorption	For non-brittle failure modes and linear analysis, use appropriate inelastic energy absorption factor from ASCE/SEI 43-05 to account for ductility benefits, or perform nonlinear analysis and go to 95% exceedance ductility levels.

十、安全停機路徑之關鍵組件之案例研究

本章展示以保守確定式破壞餘裕法(CDFM)計算 12 個可能在核電廠安全停機路徑之關鍵組件的 HCLPF 值案例。

(一) 案例 1：備用電池架錨定 (方法一)

1. 備用電池架用途及特性說明

本案例所討論的備用電池架為核電廠安全停機路徑之關鍵組件之一，因此在本報告展示以 CDFM 方法計算其 HCLPF 值之主要過程。備用電池作為備用供電系統，冷卻關閉的反應爐中所產生的衰變熱，並維持反應爐、渦輪發電機和輔助設備的運作（如：控制系統、照明、通訊、通風等）。

設計上，假設備用電池架位於核電廠高程 80 英尺處，其重量(含電池) (W_t)為 16900 lbs，重心高度(h_{cg})為 25 in，由 40 個 M12 螺栓固定在地板上，螺栓的基本資料見表 10-1，其配置圖如圖 10-1 和圖 10-2 所示。

2. 耐震安全係數 SF 之計算

(1) 地震載重

首先確定設備因地震產生的加速度值，經由已知的設備的自然頻率與阻尼比，並透過樓層反應譜可以得出該設備在地震下的水平向及垂直向的加速度值，備用電池架的水平向自然頻率 f_h 為 10 Hz，垂直向自然頻率 f_v 為 25 Hz，當設備的阻尼比 ξ 為 5%時，其樓層反應譜如圖 10-3 和圖 10-4 所示，對比後可得設備在自然頻率下的水平譜加速度 S_{ah} 為 1.7 g、垂直譜加速度 S_{av} 為 3.0 g，此設備的最大地表加速度 PGA 為 1.25 g。

(2) 安全係數 SF

安全係數 SF 為受力的放大係數，其定義為耐震強度除以耐震需求，當設備受到地震力，其產生的力乘上 SF 會達到設備容許的最大值，以此來判斷設備的安全度其公式如下：

$$SF = \frac{\text{耐震強度}}{\text{耐震需求}} \quad (10.1)$$

本案例以試誤法調整 SF 值，然後在耐震需求計算時代入 SF 值放大計算出的拉力、剪力等，使耐震強度與耐震需求比趨近於 1.0。本案例經過試誤法後所得 SF 值為 3.79，以此值代入後續的受力分析。

(3) 耐震強度分析

在此案例中耐震強度由螺栓或混凝土控制，假設其因數化拉力強度 $T_n = 7500 \text{ lbs}$ ，因數化剪力強度 $V_n = 7000 \text{ lbs}$ 。

(4) 設備受力分析

首先計算設備在地震力下各方向所受到的力，由相關文獻(EPRI 3002009564 報告，2017)之方法計算，設備的重量乘上受到的加速度以及安全係數 SF 得到，公式如下：

$$F_x = 0.4 \cdot SF \cdot S_{ah} \cdot W_t = 34886.95 \text{ lbs} \quad (10.2)$$

$$F_y = 1.0 \cdot SF \cdot S_{ah} \cdot W_t = 87217.38 \text{ lbs} \quad (10.3)$$

$$F_z = 0.4 \cdot SF \cdot S_{av} \cdot W_t = 61565.21 \text{ lbs} \quad (10.4)$$

接著計算受地震力產生在各方向上產生的力矩，假設沒有偏心，其公式如下：

$$M_x = F_y \cdot h_{cg} = 2180435 \text{ lbs-in} \quad (10.5)$$

$$M_y = F_x \cdot h_{cg} = 872173.8 \text{ lbs} - \text{in} \quad (10.6)$$

$$M_z = 0 \text{ lbs} - \text{in} \quad (10.7)$$

(5) 需求強度比 R 計算

本案例的需求強度比 R，計算螺栓受到的力與耐震能量的比值，因此需先計算作用在單顆螺栓的拉力 T_u 以及剪力 V_{ux} 、 V_{uy} ，計算方式如下：

$$T_u = \frac{F_z - W_t}{n_b} + \frac{M_x}{S_{xxb}} + \frac{M_y}{S_{yyb}} = 6483.9 \text{ lbs} \quad (10.8)$$

$$V_{ux} = \frac{F_x}{n_b} = 872.2 \text{ lbs} \quad (10.9)$$

$$V_{uy} = \frac{F_y}{n_b} = 2180.4 \text{ lbs} \quad (10.10)$$

得到的拉力 T_u 與剪力 V_{ux} 、 V_{uy} 即為設備的耐震需求，得到的數值除以設備的耐震強度可求得拉力的需求強度比 R_T 及剪力的需求強度比 R_{vx} 、 R_{vy} ，計算方式如下：

$$R_T = \frac{T_u}{T_n} = 0.865 \quad (10.11)$$

$$R_{vx} = \frac{V_{ux}}{V_n} = 0.125 \quad (10.12)$$

$$R_{vy} = \frac{V_{uy}}{V_n} = 0.311 \quad (10.13)$$

並考慮在剪力和拉力交互作用下的需求強度比 R_{tv} ：

$$R_{tv} = \max \left(R_T, \sqrt{R_{vx}^2 + R_{vy}^2}, \frac{R_T + \sqrt{R_{vx}^2 + R_{vy}^2}}{1.2} \right) = 1.0 \quad (10.14)$$

$$R_{max} = \max(R_T, R_{vx}, R_{vy}, R_{tv}) = 1.0 \quad (10.15)$$

3. 計算 HCLPF 值

根據上述計算，在使其 $R_{max} = 1.0$ 的情況下，其 SF 值等於 3.79。最後將 SF 乘上最大地表加速度 PGA 即可得到其錨定之 HCLPF 值，公式如下：

$$HCLPF = SF \times PGA = 3.79 \text{ g} \quad (10.16)$$

(二) 案例 2：備用電池功能（方法二）

本案例之備用電池之基本說明同上例題，此耐震度分析的方法為對設備進行功能評估，判斷設備本身在受到地震載重產生搖動的狀況下是否會破壞，並從此來建立安全係數 SF 來計算 HCLPF 值。

其功能評估將通過比較每個方向上最大的可用測試反應譜 TRS 和其所在位置對應的樓層反應譜 FRS，在設備的自然頻率或自然頻率以上的所有值來進行評估。地震分析表明，電池架具有足夠的結構完整性，可以承受核電廠電池規定的地震樓層反應譜。所有的組成構件都滿足或超過了允許的應力。

測試反應譜 TRS 為物件以振動台做搖動模擬的加速度圖，樓層反應譜 FRS 為實際設備所在位置的加速度圖，而本案例中的測試反應譜 TRS 和樓層反應譜 FRS 根據真實的反應譜對實際數據圖做簡化計算來對設備的功能進行評估。

本案例中備用電池其測試反應譜 TRS 和樓層反應譜 FRS 之比較圖如圖 10-5 和圖 10-6 所示，在水平方向上，備用電池的自然頻率為 10Hz，保守起見，由此最小自然頻率開始計算 TRS 與 FRS 之比，並取其最小值，從圖 10-5 比較得到 SF_H ：

$$SF_H = \left(\frac{TRS}{FRS} \right)_H = 2.667 \quad (10.17)$$

而在垂直方向上，自然頻率為 25Hz，計算方式同上，從圖 10-6 比較得到 SF_V ：

$$SF_V = \left(\frac{TRS}{FRS} \right)_V = 1.875 \quad (10.18)$$

在取其在兩個方向上 SF 的最小值，此 SF 值即為變流器在功能評估中的安全係數：

$$SF = \min(SF_H, SF_V) = 1.875 \quad (10.19)$$

最後將 SF 乘上最大地表加速度 PGA 可得到其功能性 HCLPF 值，公式如下：

$$HCLPF = SF \times PGA = 2.34 \text{ g} \quad (10.20)$$

(三) 案例 3：維護旁路開關箱錨定 (方法一)

1. 維護旁路開關用途及特性說明

本案例所討論的維護旁路開關為核電廠安全停機路徑之關鍵組件之一，因此在本報告展示以 CDFM 方法計算其 HCLPF 值之主要過程。維護旁路開關提供一種隔離電源的方法，同時保持關鍵載重下的電力供應。當需要對配電板進行清掃和維護時，就必須進行停電。正常情況下，配電板內部主要部分都帶電，可以通過外加維護開關將配電板和市電隔離開來，這樣配電板就可以完全斷電進行維

護保養。

設計上，假設維護旁路開關位於核電廠高程 80 英尺處，其重量 (W_t) 為 500 lbs，高(H)為 45 in、螺栓間寬度(W)為 25 in、深度(D)為 10 in、重心深度(h_{cg})為 5 in，由 8 個混凝土膨脹錨栓固定在牆上，錨栓的基本資料見表 9-2，其錨定配置如圖 10-7 和圖 10-8 所示。

2. 耐震安全係數 SF 之計算

(1) 地震載重

首先確定設備因地震產生的加速度值，經由已知的設備的自然頻率與阻尼比，並透過樓層反應譜可以得出該設備在地震下的水平向及垂直向的加速度值，當設備的阻尼比 ξ 為 5% 時，其樓層反應譜如圖 10-9 和圖 10-10 所示，假設維護旁路開關的自然頻率 f_n 不明，保守起見取樓層反應譜上最大值，對比後可得設備的最大水平譜加速度 S_{ah} 為 3.5 g、最大垂直譜加速度 S_{av} 為 5.0 g，此設備的最大地表加速度 PGA 為 1.25 g。

(2) 安全係數 SF

安全係數 SF 為受力的放大係數，其定義為耐震強度除以耐震需求，當設備受到地震力，其產生的力乘上 SF 會達到設備容許的最大值，以此來判斷設備的安全度其公式如下：

$$SF = \frac{\text{耐震強度}}{\text{耐震需求}} \quad (10.21)$$

本案例以試誤法調整 SF 值，然後在耐震需求計算時代入 SF 值放大計算出的拉力、剪力等，使耐震強度與耐震需求比趨近於 1.0。本案例經過試誤法後所得 SF 值為 5.14，以此值代入後續的受力分析。

(3) 耐震強度分析

在此案例中耐震強度由螺栓或混凝土控制，假設其因數化拉力強度 $T_n = 3000 \text{ lbs}$ ，因數化剪力強度 $V_n = 3500 \text{ lbs}$ 。

(4) 設備受力分析

首先計算設備在地震力下各方向所受到的力，由相關文獻(EPRI 3002009564 報告，2017)之方法計算，設備的重量乘上受到的加速度以及安全係數 SF 得到，公式如下：

$$F_x = 1.0 \cdot SF \cdot S_{ah} \cdot W_t = 8992.078 \text{ lbs} \quad (10.22)$$

$$F_y = 0.4 \cdot SF \cdot S_{ah} \cdot W_t = 3596.831 \text{ lbs} \quad (10.23)$$

$$F_z = 0.4 \cdot SF \cdot S_{av} \cdot W_t = 5138.33 \text{ lbs} \quad (10.24)$$

接著計算受地震力產生在各方向上產生的力矩，假設沒有偏心，其公式如下：

$$M_x = (F_z + W_t) \cdot h_g = 28191.65 \text{ lbs} - \text{in} \quad (10.25)$$

$$M_y = F_1 \cdot h_g = 44960.39 \text{ lbs} - \text{in} \quad (10.26)$$

$$M_z = 0 \text{ lbs} - \text{in} \quad (10.27)$$

(5) 需求強度比 R 計算

本案例的需求強度比 R，計算螺栓受到的力與耐震能量的比值，因此需先計算作用在單顆錨栓的拉力 T_u 以及剪力 V_{ux} 、 V_{uy} ，計算方式如下：

$$T_u = \frac{F_y}{n_b} + \frac{M_x}{S_{xb}} + \frac{M_y}{S_{yb}} = 2661.186 \text{ lbs} \quad (10.28)$$

$$V_{ux} = \frac{F_x}{n_b} = 1124.01 \text{ lbs} \quad (10.29)$$

$$V_{uz} = \frac{F_z + W_t}{n_b} = 704.7913 \text{ lbs} \quad (10.30)$$

得到的拉力 T_u 與剪力 V_{ux} 、 V_{uz} 即為設備的耐震需求，得到的數值除以設備的耐震強度可求得拉力的需求強度比 R_T 及剪力的需求強度比 R_{vx} 、 R_{vz} ，計算方式如下：

$$R_T = \frac{T_u}{T_n} = 0.887 \quad (10.31)$$

$$R_v = \frac{\sqrt{V_{ux}^2 + V_{uz}^2}}{V_{all}} = 0.379 \quad (10.32)$$

並考慮在剪力和拉力交互作用下的需求強度比 R_{tv} 。

$$R_{tv} = 0.7 \cdot R_T + R_v \text{ (if } R_v > 0.3) = 1.0 \quad (10.33)$$

$$R_{max} = \max(R_T, R_v, R_{tv}) = 1.0 \quad (10.34)$$

3. 計算 HCLPF 值

根據上述計算，在使其 $R_{max} = 1.0$ 的情況下，其 SF 值等於 5.04。最後將 SF 乘上最大地表加速度 PGA 即可得到其錨定之 HCLPF 值，公式如下：

$$HCLPF = SF \times PGA = 6.423 \text{ g} \quad (10.35)$$

(四) 案例 4：維護旁路開關功能 (方法二)

本案例之維護旁路開關之基本說明同上例題，此耐震度分析的方法為對設備進行功能評估，判斷設備本身在受到地震載重產生搖動的狀況下是否會破壞，並從此來建立安全係數 SF 來計算 HCLPF 值。

該設備項目的功能是通過比較最大的合格測試反應譜 (TRS) 和其匹配的樓層反應譜 (FRS) 在其第一自然頻率或以上的所有值來評估。由於假設中沒有確定第一頻率。保守起見，所有高於 12 Hz 的頻率都將被比較。

測試反應譜 TRS 為物件以振動台做搖動模擬的加速度圖，樓層反應譜 FRS 為實際設備所在位置的加速度圖，而本案例中的測試反應譜 TRS 和樓層反應譜 FRS 根據真實的反應譜對實際數據圖做簡化計算來對設備的功能進行評估。

本案例中維護旁路開關其測試反應譜 TRS 和樓層反應譜 FRS 之比較圖如圖 10-11 和圖 10-12 所示，在水平方向上，維護旁路開關的自然頻率為 10Hz，保守起見，由此 12 Hz 開始計算 TRS 與 FRS 之比，並取其最小值，從圖 10-11 比較得到 SF_H ：

$$SF_H = \left(\frac{TRS}{FRS} \right)_H = 2.133 \quad (10.36)$$

而在垂直方向上，自然頻率為 25Hz，計算方式同上，從圖 10-12 比較得到 SF_V ：

$$SF_V = \left(\frac{TRS}{FRS} \right)_V = 1.100 \quad (10.37)$$

在取其在兩個方向上 SF 的最小值，此 SF 值即為變流器在功能評估中的安全係數：

$$SF = \min(SF_H, SF_V) = 1.100 \quad (10.38)$$

最後將 SF 乘上最大地表加速度 PGA 可得到其功能性 HCLPF 值，公式如下：

$$\text{HCLPF} = \text{SF} \times \text{PGA} = 1.375 \text{ g} \quad (10.39)$$

(五) 案例 5：變流器箱錨定 (方法一)

1. 變流器用途及特性說明

本案例所討論的變流器為核電廠安全停機路徑之關鍵組件之一，因此在本報告展示以 CDFM 方法計算其 HCLPF 值之主要過程。變流器為一種電力裝置，主要用於高電流和高電壓的應用，可將直流電變為交流電以提供其他設備應用。

設計上，變流器的重量(Wt)假設為 3000lbs，其尺寸為高度 100in、寬度 50in、深度 50in，重心高度(h_{cg})為 50in，變流器由 6 顆 M16 螺栓固定在地板上，螺栓的基本資料見表 10-3，其配置圖如圖 10-13 和圖 10-14 所示。

2. 耐震安全係數 SF 之計算

(1) 地震載重

首先決定設備因地震所受到的加速度值，經由已知的設備的自然頻率與阻尼比，搜索設備所在位置的樓層反應譜可以得出受地震搖晃下設備在水平向及垂直向的最大加速度值，變流器的水平向自然頻率 f_h 為 12Hz，垂直向自然頻率 f_v 為 23Hz，當設備的阻尼比 ξ 為 5% 配合的樓層反應譜如圖 10-15、圖 10-16 和圖 10-17 所示，查詢後得到設備的最大水平譜加速度 S_{ah} 為 1.7g、最大垂直譜加速度 S_{av} 為 3.6 g，此設備的最大峰值加速度 PGA 為 1.25g。

(2) 安全係數 SF

安全係數 SF 相當於受力的放大係數，其定義為耐震強度除以耐震需求，當設備受到地震搖動下，其產生的力乘上安全係數 SF 會達到設備容許的最大受力，以此來判斷設備的安全度。

$$SF = \frac{\text{耐震強度}}{\text{耐震需求}} \quad (10.40)$$

本案例以試誤法調整 SF 值，然後在耐震需求計算時代入 SF 值放大計算出來的拉力、剪力等等，使耐震強度與耐震需求相除得到的比值趨近於 1.0。本案例經過試誤法後取得 SF 值為 3.89，以此值代入後續的受力分析。

(3) 耐震強度分析

在此案例中變流器的耐震強度由螺栓或混凝土控制，假設其因數化拉力強度 $T_n = 22500 \text{ lbs}$ ，因數化剪力強度 $V_n = 11400 \text{ lbs}$ 。

(4) 設備受力分析

首先計算設備在地震搖動下各方向受到的力量，由相關文獻 (EPRI 3002009564 報告, 2017) 之方法計算，設備的重量乘上各方向受到的最大加速度以及安全係數 SF 得到，公式如下：

$$F_x = 1.0 \times SF \times S_{ah} \times W_t = 19839 \text{ lbs} \quad (10.41)$$

$$F_y = 0.4 \times SF \times S_{ah} \times W_t = 7936 \text{ lbs} \quad (10.42)$$

$$F_z = 0.4 \times SF \times S_{av} \times W_t = 16805 \text{ lbs} \quad (10.43)$$

接著計算因受地震力在各方向上產生的傾倒力矩，假設變流器沒有偏心，其公式如下：

$$M_x = F_y \times h_{cg} = 396780 \text{ lbs} - \text{in} \quad (10.44)$$

$$M_y = F_x \times h_{cg} = 991950 \text{ lbs} - \text{in} \quad (10.45)$$

$$M_z = 0 \text{ lbs} - \text{in} \quad (10.46)$$

(5) 需求強度比 R 計算

本案例的需求強度比 R，由計算螺栓受到的力與耐震強度的比值求得，因此需先計算作用在單顆螺栓的拉力強度 T_u 以及剪力強度 V_{ux} 、

V_{uy} ，計算方式如下：

$$T_u = \frac{(F_z - W_t)}{n_b} + \frac{M_x}{S_{xxb}} + \frac{M_y}{S_{yyb}} = 19935 \text{ lbs} \quad (10.47)$$

$$V_{ux} = \frac{F_x}{n_b} = 3307 \text{ lbs} \quad (10.48)$$

$$V_{uy} = \frac{F_y}{n_b} = 1323 \text{ lbs} \quad (10.49)$$

得到的拉力強度 T_u 與剪力強度 V_{ux} 、 V_{uy} 即為設備的耐震需求，得到的數值去除以設備的耐震強度可求得拉力的需求強度比 R_T 及剪力的需求強度比 R_{vx} 、 R_{vy} ，計算方式如下：

$$R_T = \frac{T_u}{T_n} = 0.89 \quad (10.50)$$

$$R_{vx} = \frac{V_{ux}}{V_n} = 0.29 \quad (10.51)$$

$$R_{vy} = \frac{V_{uy}}{V_n} = 0.12 \quad (10.52)$$

並考慮在剪力和拉力交互作用下的需求強度比 R_{TV} ：

$$R_{TV} = \text{MAX}\left(R_T, \sqrt{R_{vx}^2 + R_{vy}^2}, \frac{R_T + \sqrt{R_{vx}^2 + R_{vy}^2}}{1.2}\right) = 1.00 \quad (40.53)$$

3. 計算變流器的 HCLPF 值

經由上述的計算，可以得到變流器在受到地震載重的情況下，其錨定破壞方式之拉力和剪力的需求強度比，並且從試誤法使得最大需求強度比 $R_{\max}=1$ ：

$$R_{\max} = \text{MAX}(R_T, R_{vx}, R_{vy}, R_{TV}) = 1.00 \quad (10.54)$$

由此得知，令安全係數 $SF=3.89$ 可以使得最大需求強度比 $R_{max}=1$ ，最後將 SF 值乘上最大峰值加速度 PGA 即可得到其錨定之 $HCLPF$ 值：

$$HCLPF = SF \times PGA = 4.863 \text{ g} \quad (10.55)$$

(六) 案例 6：變流器功能 (方法二)

本案例的變流器之基本說明如上題方法所述，此題耐震度分析之方法為對設備進行功能評估，判斷設備本身在受到地震載重產生搖動的狀況下是否會破壞，並以此來建立安全係數 SF 來計算 $HCLPF$ 值。

變流器的功能評估將通過比較每個方向上最大的可用測試反應譜 TRS 和其所在位置對應的樓層反應譜 FRS ，在設備的自然頻率或自然頻率以上的所有值來進行評估。地震分析表明，變流器具有足夠的結構完整性，可以承受核電廠變流器規定的地震樓層反應譜，所有的組成構件都滿足或超過了允許的應力。

測試反應譜 TRS 為物件以振動台做搖動模擬的加速度圖，樓層反應譜 FRS 為實際設備所在位置的加速度圖，而本案例中的測試反應譜 TRS 和樓層反應譜 FRS 根據真實的反應譜對實際數據圖做簡化計算來對設備的功能進行評估。

本案例中變流器採用的測試反應譜 TRS 和樓層反應譜 FRS 的比較圖如圖 10-18 和圖 10-19 所示，分別在設備的水平方向上與垂直方向上做評估。在水平方向上，變流器的自然頻率為 12Hz ，保守計算上從此最小自然頻率往上找 TRS 值與 FRS 值比的最小值，從圖 10-18 比較得到 SF_H ：

$$SF_H = \left(\frac{TRS}{FRS} \right)_H = 1.25 \quad (10.56)$$

而在垂直方向上，變流器的自然頻率為 23Hz，保守計算上從此最小自然頻率往上找 TRS 值與 FRS 值比的最小值，從圖 10-19 比較得到 SF_V ：

$$SF_V = \left(\frac{TRS}{FRS} \right)_V = 1.31 \quad (10.57)$$

比較變流器在水平方向與垂直方向的最小 TRS 值與 FRS 值比，並取其最小值，此 SF 值即為變流器在功能評估中的安全係數：

$$SF = \text{MIN}(SF_H, SF_V) = 1.25 \quad (10.58)$$

最後將 SF 值乘上最大峰值加速度 PGA 即可得到其功能之 HCLPF 值：

$$\text{HCLPF} = SF \times \text{PGA} = 1.563 \text{ g} \quad (10.59)$$

(七) 案例 7：儀器架錨定 (方法一)

1. 儀器架用途及特性說明

本案例所討論的儀器架為核電廠安全停機路徑之關鍵組件之一，因此在本報告展示以 CDFM 方法計算其 HCLPF 值之主要過程。儀器架為用於支撐儀器之器具，發送器與相關儀器可安裝於儀器架內，並可以用外殼覆蓋，防止灰塵與水進入，提供內部設備固定以及保護之作用。

設計上，儀器架的總重量(Wt)假設為 4200lbs，其尺寸為高度 90in、寬度 210in、深度 33in，重心高度(h_{cg})為 45in，儀器架總共由 42 顆螺栓固定在底座，螺栓的基本資料見表 10-4，其配置圖如圖 10-20 和圖 10-21 所示。

2. 耐震安全係數 SF 之計算

(1) 地震載重

首先決定設備因地震所受到的加速度值，經由已知的設備的自然頻率與阻尼比，搜索設備所在位置的樓層反應譜可以得出受地震搖晃下設備在水平向及垂直向的最大加速度值，變流器的水平向自然頻率 f_h 為 15Hz，垂直向自然頻率 f_v 為 rigid，當設備的阻尼比 ξ 為 5% 配合的樓層反應譜如圖 10-22 和圖 10-24 所示，查詢後得到設備的最大水平譜加速度 S_{ah} 為 2.3g、最大垂直譜加速度 S_{av} 為 1.5 g，此設備的最大峰值加速度 PGA 為 1.25g。

(2) 安全係數 SF

安全係數 SF 相當於受力的放大係數，其定義為耐震強度除以耐震需求，當設備受到地震搖動下，其產生的力乘上安全係數 SF 會達到設備容許的最大受力，以此來判斷設備的安全度。

$$SF = \frac{\text{耐震強度}}{\text{耐震需求}} \quad (10.60)$$

本案例以試誤法調整 SF 值，然後在耐震需求計算時代入 SF 值放大計算出來的拉力、剪力等等，使耐震強度與耐震需求相除得到的比值趨近於 1.0。本案例經過試誤法後取得 SF 值為 4.46，以此值代入後續的受力分析。

(3) 耐震強度分析

在此案例中變流器的耐震強度由螺栓控制，其因數化拉力強度 T_n 與因數化剪力強度 V_n 公式如下：

$$T_n = 1.7 \times A_b \times 8.8 \text{ ksi} = 6.61 \text{ kips} \quad (10.61)$$

$$V_n = 1.7 \times A_b \times 4.4 \text{ ksi} = 3.30 \text{ kips} \quad (10.62)$$

(4) 設備受力分析

首先計算設備因受地震力產生的傾倒力矩(M)以及受剪強度(V)，由以下公式求得：

$$M = W_t \times S_{ah} \times h_{cg} = 434700 \text{ lbs-in} \quad (10.63)$$

$$V = W_t \times S_{ah} = 9660 \text{ lbs} \quad (10.64)$$

接著計算單顆螺栓在各方向上，經由安全係數 SF 放大的螺栓受到之拉力強度 T_{ux} 、 T_{uy} 、 T_{uz} ：

$$T_{ux} = SF \times \frac{M}{2 \times w} = 4847 \text{ lbs} \quad (10.65)$$

$$T_{uy} = SF \times \frac{M}{(n_b/2) \times d} = 3077 \text{ lbs} \quad (10.66)$$

$$T_{uz} = SF \times \frac{W_t \times S_{av}}{n_b} = 669 \text{ lbs} \quad (10.67)$$

以及剪力強度 V_{ux} 、 V_{uy} ：

$$V_{ux} = SF \times \frac{1.0 \times V}{n_b} = 1026 \text{ lbs} \quad (10.68)$$

$$V_{uy} = SF \times \frac{0.4 \times V}{n_b} = 410 \text{ lbs} \quad (10.69)$$

(5) 需求強度比 R 計算

本案例的需求強度比 R，由計算螺栓受到的力與耐震強度的比值求得，因此需先計算作用在單顆螺栓的拉力強度 T_u 以及剪力強度 V_{ux} 、 V_{uy} ，計算方式如下：

$$T_u = \frac{1.0 \times T_{ux} + 0.4 \times T_{uy} + 0.4 \times T_{uz} \frac{W_t}{n_b}}{1000} = 6.2 \text{ kips} \quad (10.70)$$

$$V_u = \frac{\sqrt{v_{ux}^2 + v_{uy}^2}}{1000} = 1.1 \text{ kips} \quad (10.71)$$

得到的拉力強度 T_u 與剪力強度 V_u 即為設備的耐震需求，則此設備的需求能力比 R 為拉力和剪力交互作用下，螺栓之耐震需求和耐震強度的比值，公式如下：

$$R = \sqrt{\left(\frac{T_u}{T_n}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{V_n}\right)^2} = 1.00 \quad (10.72)$$

3. 計算變流器的 HCLPF 值

經由上述的計算，令安全係數 $SF=4.46$ 可以使需求強度比 $R=1$ ，最後將 SF 值乘上最大峰值加速度 PGA 即可得到其錨定之 HCLPF 值：

$$\text{HCLPF} = SF \times PGA = 5.575 \text{ g} \quad (10.73)$$

(八) 案例 8：儀器架功能（方法二）

本案例的儀器架之基本說明如上題方法所述，此題耐震度分析之方法為對儀器架內的發送器進行功能評估，判斷設備本身在受到地震載重產生搖動的狀況下是否會破壞，並以此來建立安全係數 SF 來計算 HCLPF 值。

儀器架的功能評估是通過比較 GIP 建議的地震能力與它的櫃內反應譜 ICRS，在設備之自然頻率或以上的所有值進行評估。地震分析表明，儀器架具有足夠的結構完整性，可以承受核電廠變流器規定的地震樓層反應譜，所有的組成構件都滿足或超過了允許的應力。

櫃內反應譜 ICRS 為透過儀器所在位置的樓層反應譜，經係數放大後得到的加速度圖，而本案例中的櫃內反應譜 ICRS 根據真實的反應譜對實際數據圖做簡化計算來對設備的功能進行評估。

本案例中儀器架採用的櫃內反應譜 ICRS 和 GIP 建議的地震能力值的比較圖如圖 10-24 和圖 10-25 所示，分別在設備的水平方向上與垂直方向上做評估。在水平方向上，儀器架內的發送器之自然頻率為 33Hz，保守計算上從此最小自然頻率往上找 GIP 值與 ICRS 值比的最小值，從圖 10-24 比較得到 SF_H :

$$SF_H = \left(\frac{GIP}{ICRS} \right)_H = 1.89 \quad (10.74)$$

而在垂直方向上，儀器架內的發送器之自然頻率為 33Hz，保守計算上從此最小自然頻率往上找 GIP 值與 ICRS 值比的最小值，從圖 10-25 比較得到 SF_V :

$$SF_V = \left(\frac{GIP}{ICRS} \right)_V = 5.26 \quad (10.75)$$

比較設備在水平方向與垂直方向的最小 GIP 值與 ICRS 值比，並取其最小值，此 SF 值即為儀器架在功能評估中的安全係數:

$$SF = \text{MIN}(SF_H, SF_V) = 1.89 \quad (10.76)$$

最後將 SF 值乘上最大峰值加速度 PGA 即可得到其功能之 HCLPF 值:

$$HCLPF = SF \times PGA = 2.363 \text{ g} \quad (10.77)$$

(九) 案例 9：臥式泵浦錨定 (方法一)

1. 臥式泵浦特性說明

臥式泵浦的重量(W)為 8000 lbs，使用 M22 螺栓，螺栓個數(n_{ob})為 6 顆，重心距離(h_{cg})為 35 in，寬度(螺栓中心到中心，w)為 30 in，深度(螺栓中心到中心，d)為 24.75 in，其功能主要為流體加壓、輸送、循環及機械設備之液體傳送。以下計算利用結構構件的

耐震強度(Capacity)和耐震需求(Demand)建立計算公式來求取 HCLPF 值。

2. 耐震安全係數 SF 之計算

(1) 地震載重

進行受力計算之前，須先取得阻尼 5%的水平加速度(S_{ah})、阻尼 5%的垂直加速度(S_{av})、峰值地面加速度(PGA)、地震力係數(f_c)，如表 Z-1。其中，阻尼 5%的水平加速度(S_{ah})以頻率為 33Hz 查圖 10-26 得 1.67g，阻尼 5%的垂直加速度(S_{av})以頻率為 33Hz 查圖 10-27 得 1.47g。

(2) 安全係數 SF

安全係數(SF)的意義為耐震強度與耐震需求相差多少倍，也就是：

$$SF = \frac{\text{耐震強度}}{\text{耐震需求}} \quad (10.78)$$

本題以試誤法調整 SF 值，然後在耐震強度計算時代入 SF 值放大計算出來的拉力、剪力等等，讓耐震強度與耐震需求相除趨近於 1.0，也就是兩者越接近越好。本題經過試誤法後取得 SF 值為 5.22，以此值代入後續的受力分析。

(3) 受力分析—螺栓拉力

首先，計算螺栓彎矩(M)：

$$M = W \times S_{ah} \times h_{cg} = 456400 \text{ lbs} - \text{in} \quad (10.79)$$

計算螺栓前端拉力(f_{ut1})：

$$f_{ut1} = \frac{SF \times \frac{M}{W}}{\frac{n_{ob}}{2}} = 26471.2 \text{ lbs} \quad (10.80)$$

計算螺栓尾端拉力(f_{ut2})：

$$f_{ut2} = \frac{SF \times \frac{M}{d}}{\frac{n_{ob}}{2}} = 32086.3 \text{ lbs} \quad (10.81)$$

計算每一個栓塞(plug)拉力(f_{ut3})：

$$f_{ut3} = \frac{SF \times W \times S_{av}}{n_{ob}} = 10231.2 \text{ lbs} \quad (10.82)$$

計算合成拉力(f_{ut})：

$$f_{ut} = \frac{0.4 \times f_{ut1} + 1.0 \times f_{ut2} + 0.4 \times f_{ut3} - \frac{W}{n_{ob}}}{1000} = 45.434 \text{ kips} \quad (10.83)$$

(4) 受力分析—螺栓剪力

接下來，計算螺栓剪力(V)：

$$V = W \times S_{ah} = 13040 \text{ lbs} \quad (10.84)$$

計算每根螺栓剪力 1 (f_{uv1})：

$$f_{uv1} = \frac{0.4 \times SF \times V}{n_{ob}} = 4537.92 \text{ lbs} \quad (10.85)$$

計算每根螺栓剪力 2 (f_{uv2})：

$$f_{uv2} = \frac{1.0 \times SF \times V}{n_{ob}} = 11344.8 \text{ lbs} \quad (10.86)$$

計算合成剪力(f_{uv})：

$$f_{uv} = \frac{\sqrt{f_{uv1}^2 + f_{uv2}^2}}{1000} = 12.219 \text{ kips} \quad (10.87)$$

3. 檢查耐震強度與耐震需求之比值是否接近 1.0 並計算 HCLPF 值

本次檢核的螺栓耐震需求拉力(T_n)為 51.4 kips、螺栓耐震需求剪力(V_n)為 26.2 kips，以下列式子計算耐震強度與耐震需求比值：

$$R = \sqrt{\left(\frac{f_{ut}}{T_n}\right)^2 + \left(\frac{f_{uv}}{V_n}\right)^2} = 0.999412 \approx 1.0 \quad (10.88)$$

由以上結果可知耐震強度與耐震需求很接近，因此安全係數(SF)可用 5.22。最後計算 HCLPF 值：

$$\text{HCLPF} = \text{SF} \times \text{PGA} = 6.525 \text{ g} \quad (10.89)$$

(十) 案例 10：臥式泵浦功能 (方法二)

1. 臥式泵浦特性說明

臥式泵浦為剛體，因此自然頻率為無限大，其功能主要為流體加壓、輸送、循環及機械設備之液體傳送。以下計算利用實際振動台試驗資料來評估非結構構件之 HCLPF 值。

2. 計算安全係數(SF)

本題 SF 值計算方式為將測試反應譜 TRS (Test Response Rpectrum)與結構內反應譜 ISRS (In-Structure Rresponse Rpectrum)，分別以相同頻率與阻尼查圖，可得到兩個加速度值，再將 TRS 所查到的加速度值與 ISRS 查到的加速度值相除即為 SF 值。

首先計算水平向的 SF 值，以頻率無限大(圖 10-28，細紅線)及阻尼 5%(圖 10-28，粗藍線)查結構內反應譜，得水平向 ISRS 為 1.58 g；以頻率無限大(圖 10-29，細紅線)及阻尼 5%(圖 10-29，粗藍線)查測試反應譜，得水平向 TRS 為 3.5 g。將兩個加速度相除可得：

$$SF_{\text{horiz}} = \frac{\text{TRS}}{\text{ISRS}} = 2.215 \quad (10.90)$$

再來計算垂直向的 SF 值，以頻率無限大(圖 10-30，細紅線)及阻尼 5%(圖 10-30，粗藍線)查結構內反應譜，得垂直向 ISRS 為 1.5 g；以頻率無限大(圖 10-29，細紅線)及阻尼 5%(圖 10-29，粗藍線)

查測試反應譜，得水平向 TRS 為 3.5 g。將兩個加速度相除可得：

$$SF_{vert} = \frac{TRS}{ISRS} = 2.333 \quad (10.91)$$

最後將兩個 SF 值取小值，可得最終的 SF 值：

$$SF = \min(SF_{hori}, SF_{vert}) = 2.215 \quad (10.92)$$

3. 計算 HCLPF 值

$$HCLPF = SF \times PGA = 2.77 \text{ g} \quad (10.93)$$

(十一) 案例 11：爐心隔離冷卻水系統渦輪機錨定 (方法一)

1. 爐心隔離冷卻水系統渦輪機特性說明

臥式泵浦的重量(W)為 8000 lbs，使用 M24 螺栓，螺栓個數(n_{ob})為 8 顆，重心距離(h_{cg})為 55 in，寬度(螺栓中心到中心， w)為 70 in，深度(螺栓中心到中心， d)為 35 in，其功能主要為可消耗反應爐內蒸汽(熱量)，又可補水進入反應爐內，維持本系統運轉可達到多面效能。以下計算利用結構構件的耐震強度(Capacity)和耐震需求(Demand)建立計算公式來求取 HCLPF 值。

2. 耐震安全係數 SF 之計算

(1) 地震載重

進行受力計算之前，須先取得阻尼 5%的水平加速度(S_{ah})、阻尼 5%的垂直加速度(S_{av})、峰值地面加速度(PGA)，如表 10-6。其中，阻尼 5%的水平加速度(S_{ah})以頻率為 16Hz 查圖 10-31 得 2.9 g，阻尼 5%的垂直加速度(S_{av})以頻率為 33Hz 查圖 10-32 得 2.35 g。

(2) 安全係數(SF)

安全係數(SF)的意義為耐震強度與耐震需求相差多少倍，也就是：

$$SF = \frac{\text{耐震強度}}{\text{耐震需求}} \quad (10.94)$$

本題以試誤法調整 SF 值，然後在耐震強度計算時代入 SF 值放大計算出來的拉力、剪力等等，讓耐震強度與耐震需求相除趨近於 1.0，也就是兩者越接近越好。本題經過試誤法後取得 SF 值為 3.95，以此值代入後續的受力分析。

(3) 受力分析—螺栓拉力

首先，計算螺栓彎矩(M)：

$$M = W \times S_{ah} \times h_{cg} = 1276000 \text{ lbs} - \text{in} \quad (10.95)$$

計算螺栓前端拉力(f_{ut1})：

$$f_{ut1} = \frac{SF \times \frac{M}{W}}{n_{ob} \times 2} = 18000.71 \text{ lbs} \quad (10.96)$$

計算螺栓尾端拉力(f_{ut2})：

$$f_{ut2} = \frac{SF \times \frac{M}{d}}{n_{ob} \times 2} = 36000.43 \text{ lbs} \quad (10.97)$$

計算每一個栓塞(plug)拉力(f_{ut3})：

$$f_{ut3} = \frac{SF \times W \times S_{av}}{n_{ob}} = 9282.5 \text{ lbs} \quad (10.98)$$

計算合成拉力(f_{ut})：

$$f_{ut} = \frac{0.4 \times f_{ut1} + 1.0 \times f_{ut2} + 0.4 \times f_{ut3} - \frac{W}{n_{ob}}}{1000} = 45.915 \text{ kips} \quad (10.99)$$

(4) 受力分析—螺栓剪力

接下來，計算螺栓剪力(V)：

$$V = W \times S_{ah} = 23200 \text{ lbs} \quad (10.100)$$

計算每根螺栓剪力 1(f_{uv1})：

$$f_{uv1} = \frac{0.4 \times F \times V}{n_{ob}} = 4582 \text{ lbs} \quad (10.101)$$

計算每根螺栓剪力 2(f_{uv2})：

$$f_{uv2} = \frac{1.0 \times SF \times V}{n_{ob}} = 11455 \text{ lbs} \quad (10.102)$$

計算合成剪力(f_v)：

$$f_{uv} = \frac{\sqrt{f_{uv1}^2 + f_{uv2}^2}}{1000} = 12.337 \text{ kips} \quad (10.103)$$

3. 檢查耐震強度與耐震需求之比值是否接近 1.0 並計算 HCLPF 值

本次檢核的螺栓耐震需求拉力(T_a)為 51.4 kips、螺栓耐震需求剪力(V_a)為 26.2 kips，以下列式子計算耐震強度與耐震需求比值：

$$R = \sqrt{\left(\frac{f_{ut}}{T_n}\right)^2 + \left(\frac{f_{uv}}{V_n}\right)^2} = 1.0098 \approx 1.0 \quad (10.104)$$

由以上結果可知耐震強度與耐震需求很接近，因此安全係數(SF)可用 3.95。最後計算 HCLPF 值：

$$\text{HCLPF} = \text{SF} \times \text{PGA} = 4.937 \text{ g} \quad (10.105)$$

(十二) 案例 12：爐心隔離冷卻水系統渦輪機功能 (方法二)

1. 爐心隔離冷卻水系統渦輪機特性說明

爐心隔離冷卻水系統渦輪機水平自然頻率為 16 Hz、垂直自然頻率為 18 Hz，其功能主要為可消耗反應爐內蒸汽(熱量)，又可補水進入反應爐內，維持本系統運轉可達到多面效能。以下計算利用實際振動台試驗資料來評估非結構構件之 HCLPF 值。

2. 計算安全係數(SF)

本題 SF 值計算方式為將測試反應譜 TRS (Test Response Spectrum)與樓板反應譜 FRS (Floor Response Spectrum)，分別以相同頻率與阻尼(2%)查圖，可得到兩個加速度值，再將 TRS 所查到的加速度值與 FRS 查到的加速度值相除即為 SF 值。

首先計算水平向的 SF 值，以頻率 16 Hz (圖 10-33，細紅線)查樓板反應譜，得到 TRS(圖 10-33，粗藍線)與 FRS (圖 10-33，粗橘線)的加速度值，將兩者相除可得水平向 SF 值：

$$SF_{\text{horiz}} = \frac{TRS}{FRS} = 4.23 \quad (10.106)$$

再來計算垂直向的 SF 值，以頻率 18 Hz (圖 10-34，細紅線)查樓板反應譜，得到 TRS (圖 10-34，粗藍線)與 FRS (圖 10-34，粗橘線)的加速度值，將兩者相除可得垂直向 SF 值：

$$SF_{\text{vert}} = \frac{TRS}{FRS} = 3.42 \quad (10.107)$$

最後將兩個 SF 值取小值，可得最終的 SF 值：

$$SF = \min(SF_{\text{horiz}}, SF_{\text{vert}}) = 3.42 \quad (10.108)$$

3. 計算 HCLPF 值

$$HCLPF = SF \times PGA = 4.275 \text{ g} \quad (10.109)$$

表 10-1 螺栓基本資料

種類	M12 bolts	
螺栓直徑	d_b	1.0 in
螺栓面積	$A_b = \pi/4 \cdot d_b^2$	2.3 in ²
螺栓數量	n_b	40
嵌入長度	h_{ef}	4.92 in
側向的螺栓間距	S_{xb}	26 in
側向的螺栓間距 2	S_{xb2}	8 in
前後方向的螺栓間距	S_{yb}	25 in
前後螺栓模式斷面模數	S_{xxb}	866.7 in
側向螺栓模式斷面模數	S_{yyb}	500 in

表 10-2 錨栓基本資料

種類	混凝土膨脹錨栓	
螺栓直徑	d_b	0.625 in
螺栓斷面積	A_b	0.31 in ²
螺栓數	n_b	8
垂直向螺栓間距	S_{zb}	4 in
螺栓彈性模數 1/ A_b (上下)	S_{xxb}	16 in
螺栓彈性模數 2/ A_b (側向)	S_{zzb}	100 in
螺栓直徑	d_b	0.625 in

表 10-3 螺栓基本資料

螺栓種類	M16 bolts		
螺栓直徑	d_b	0.62	in
螺栓面積	A_b	0.3	in ²
螺栓數量	n_b	6	
埋入長度	h_{ef}	7.48	in
側向螺栓間距	S_{xb}	22.5	in
前後螺栓間距	S_{yb}	45	in
前後螺栓模式斷面模數	S_{xxb}	135	in
側向螺栓模式斷面模數	S_{yyb}	67.5	in

表 10-4 螺栓基本資料

螺栓直徑	d_b	0.75	in
螺栓面積	A_b	0.44	in ²
螺栓數量	n_b	42	
螺栓寬度(中心到中心)	w	200	in
螺栓深度(中心到中心)	d	30	in

表 10-5 臥式泵浦地震載重資料

重量(W)	8000 lbs
水平、垂直頻率(Hz)	>33 Hz
阻尼 5%的水平加速度(S_{ah})	1.67g
阻尼 5%的垂直加速度(S_{av})	1.47g
PGA	1.25g

表 10-6 爐心隔離冷卻水系統渦輪機地震載重資料

重量(W)	8000 lbs
水平頻率(Hz)	16 Hz
自然頻率(Hz)	18 Hz
阻尼 5%的水平加速度(S_{ah})	2.9 g
阻尼 5%的垂直加速度(S_{av})	2.35 g
PGA	1.25 g

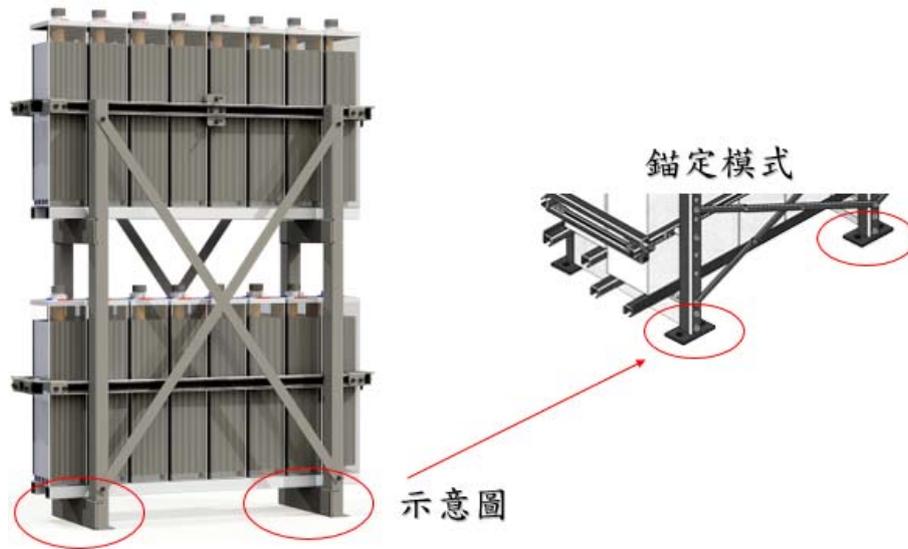


圖 10-1 備用電池架示意圖

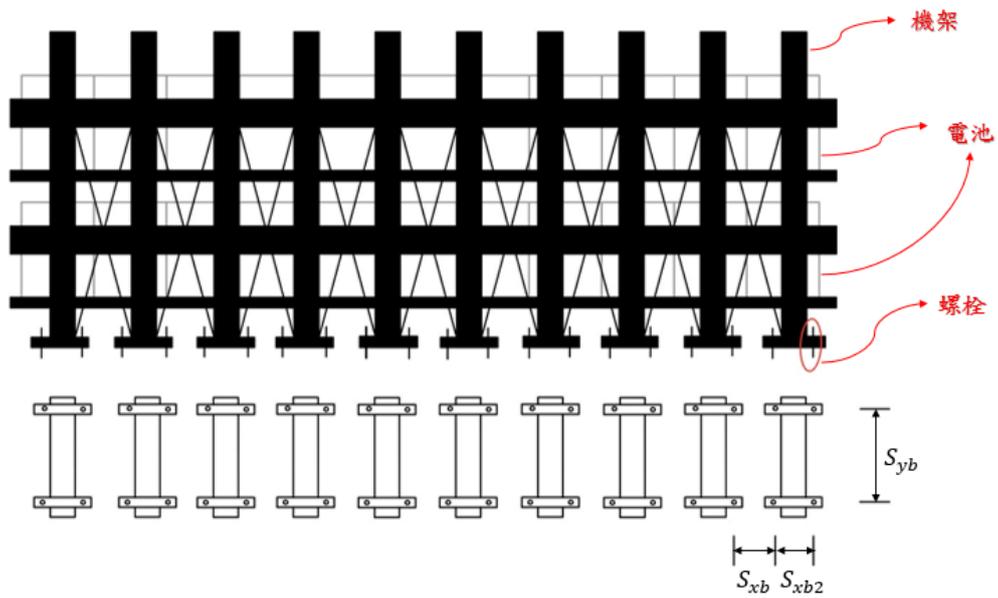


圖 10-2 備用電池架錨定配置圖

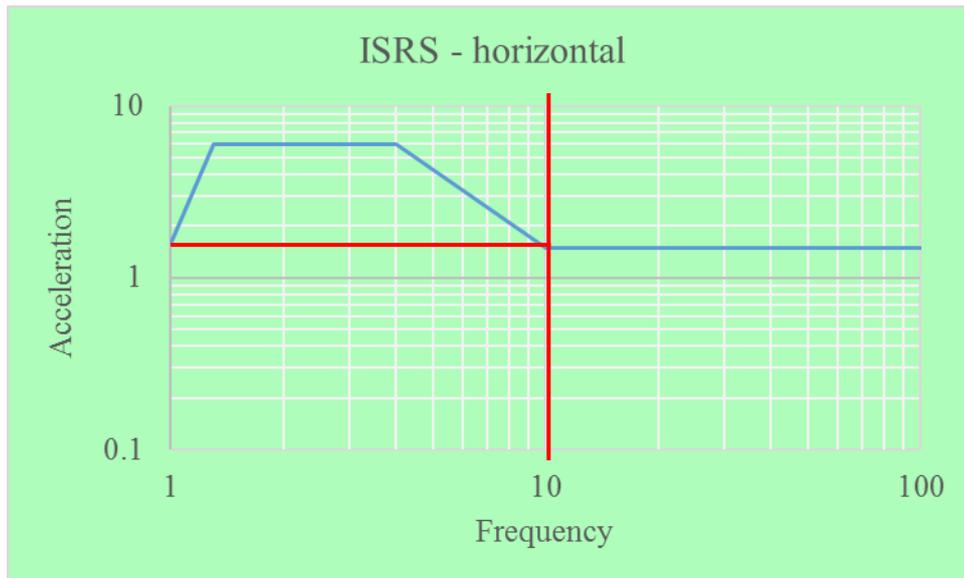


圖 10-3 備用電池架水平樓層反應譜

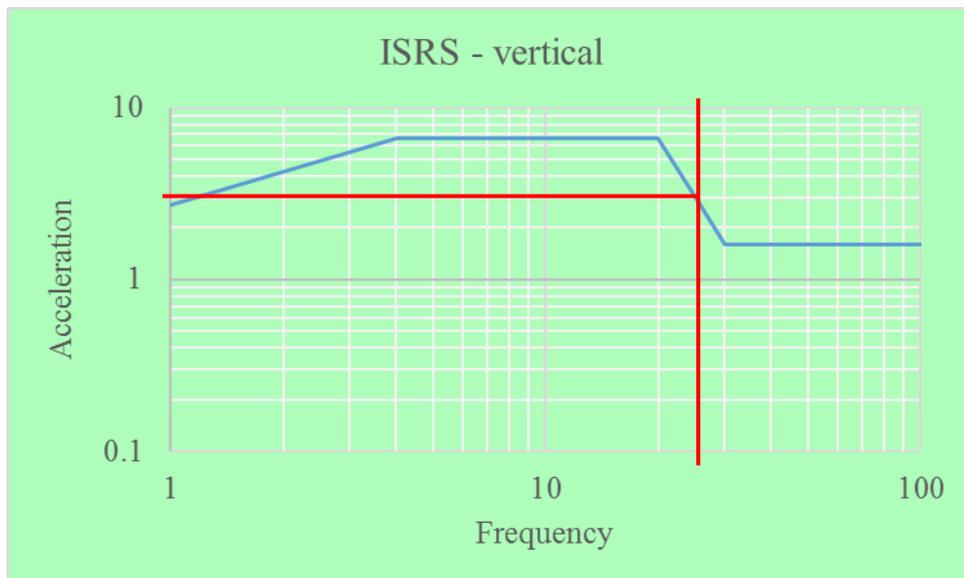


圖 10-4 備用電池架垂直樓層反應譜

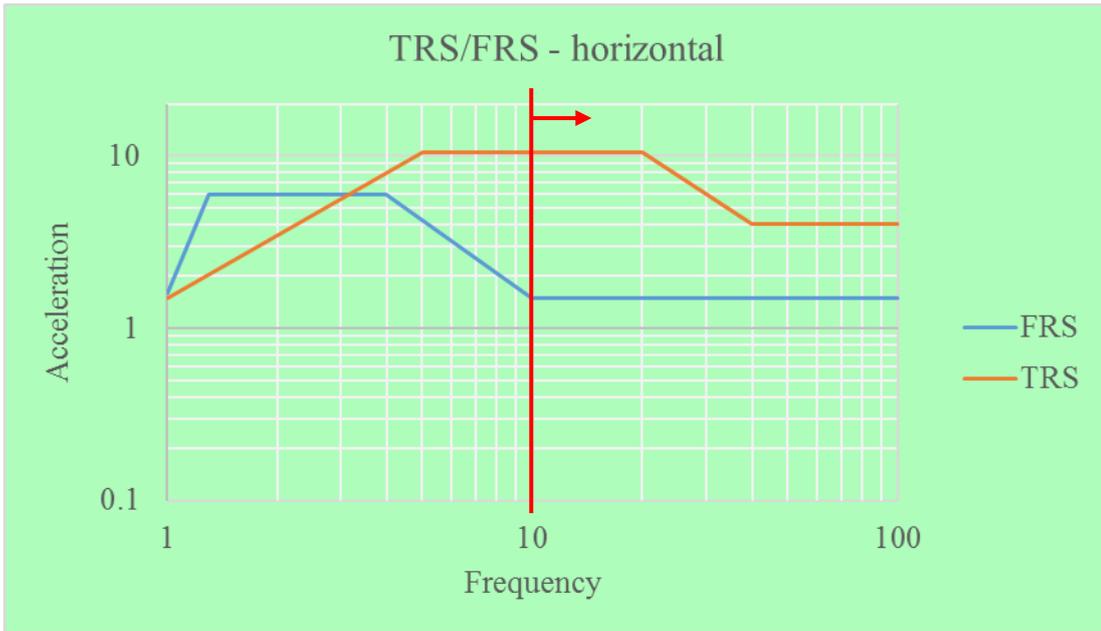


圖 10-5 水平向 TRS/FRS 比較圖

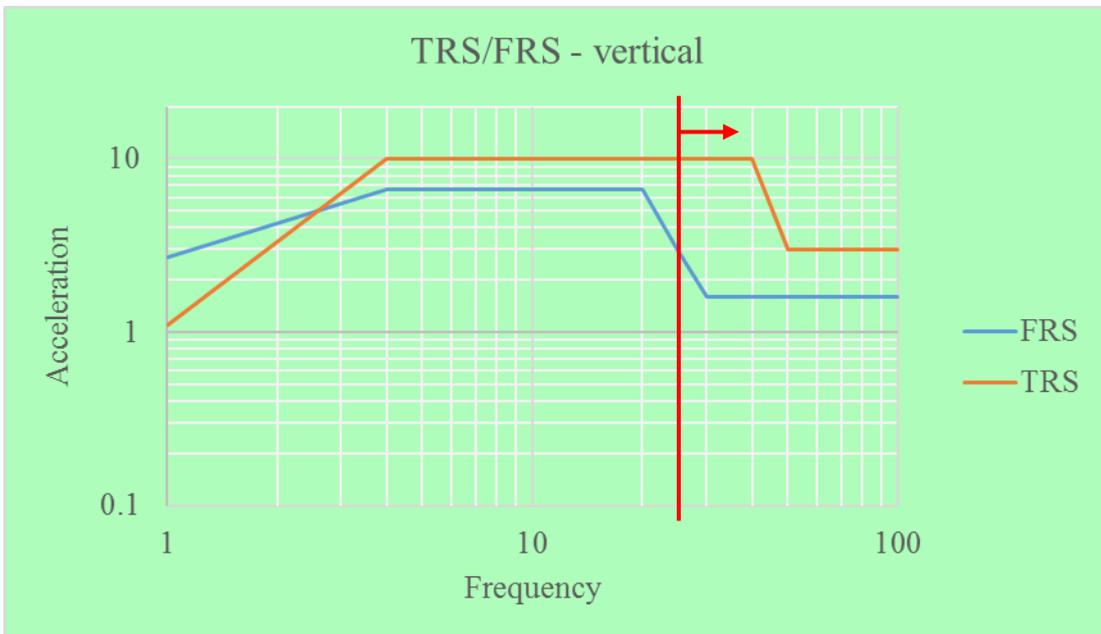


圖 10-6 垂直向 TRS/FRS 比較圖



圖 10-7 維護旁路開關尺寸

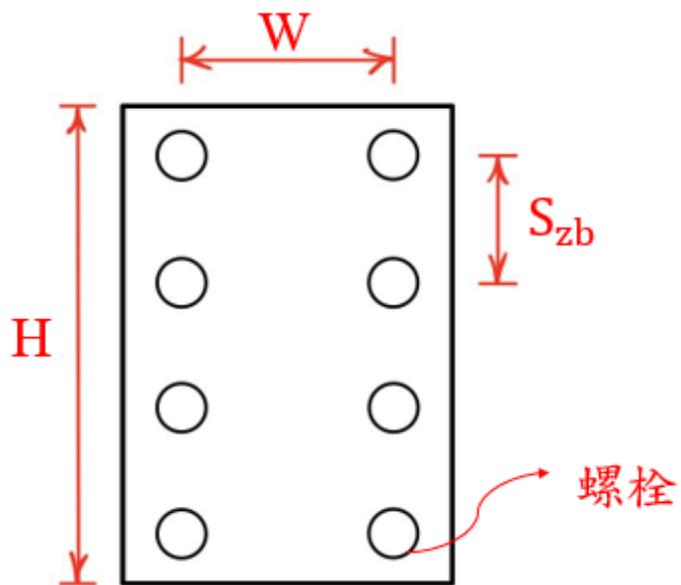


圖 10-8 維護旁路開關錨定配置

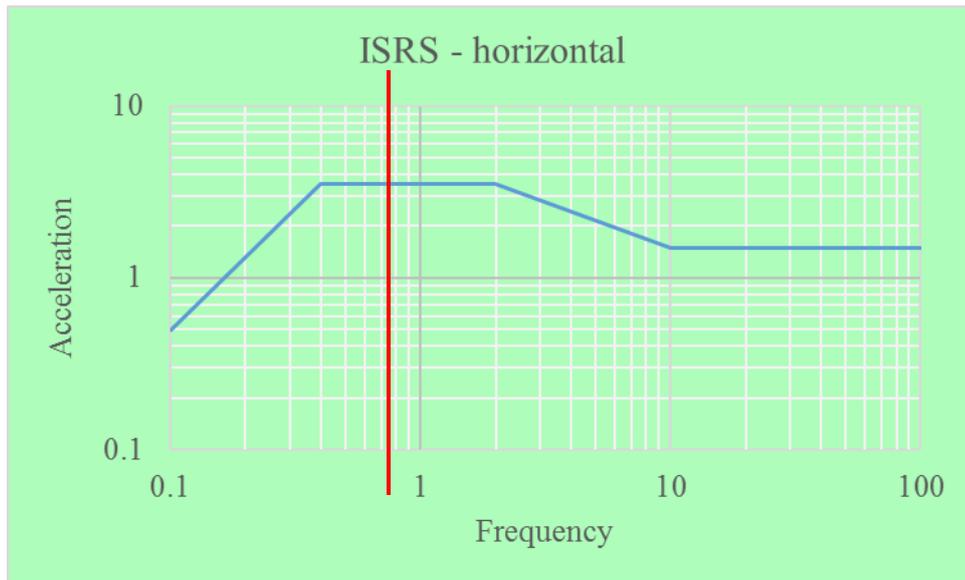


圖 10-9 維護旁路開關水平樓層反應譜

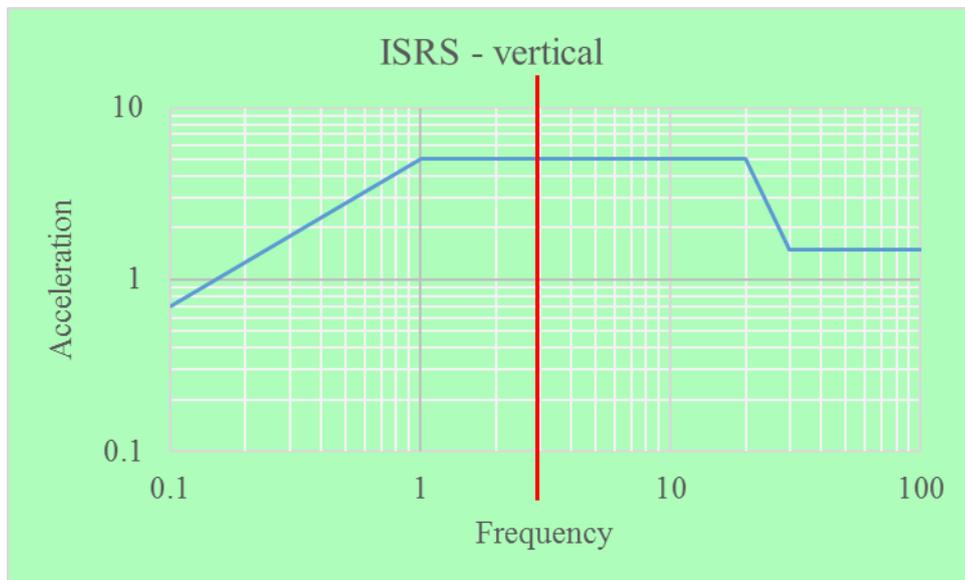


圖 10-10 維護旁路開關垂直樓層反應譜

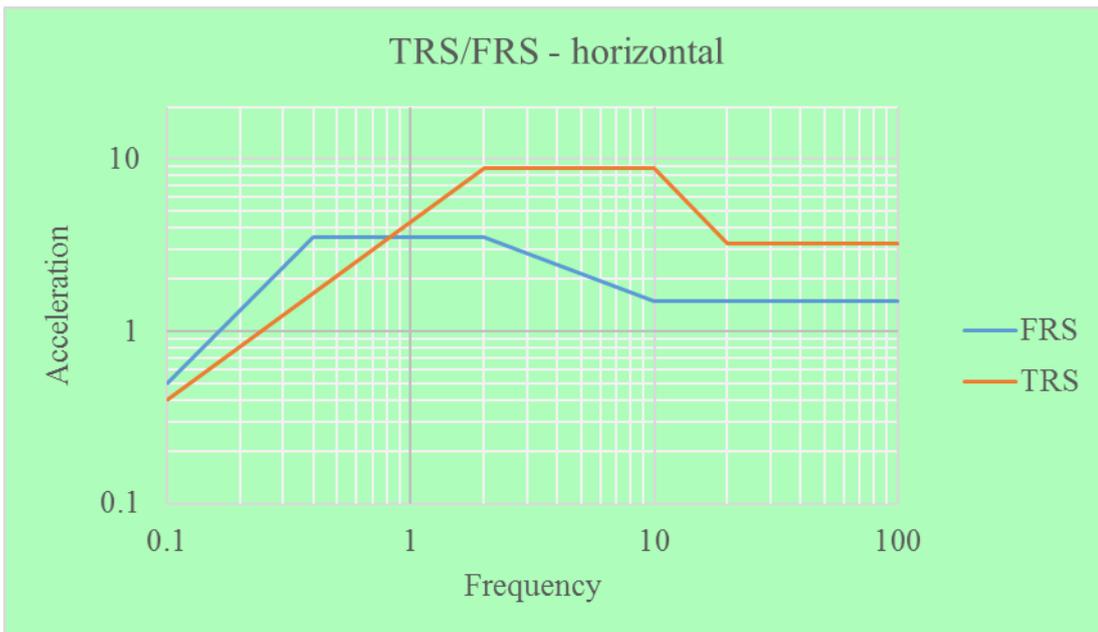


圖 10-11 水平向 TRS/FRS 比較圖

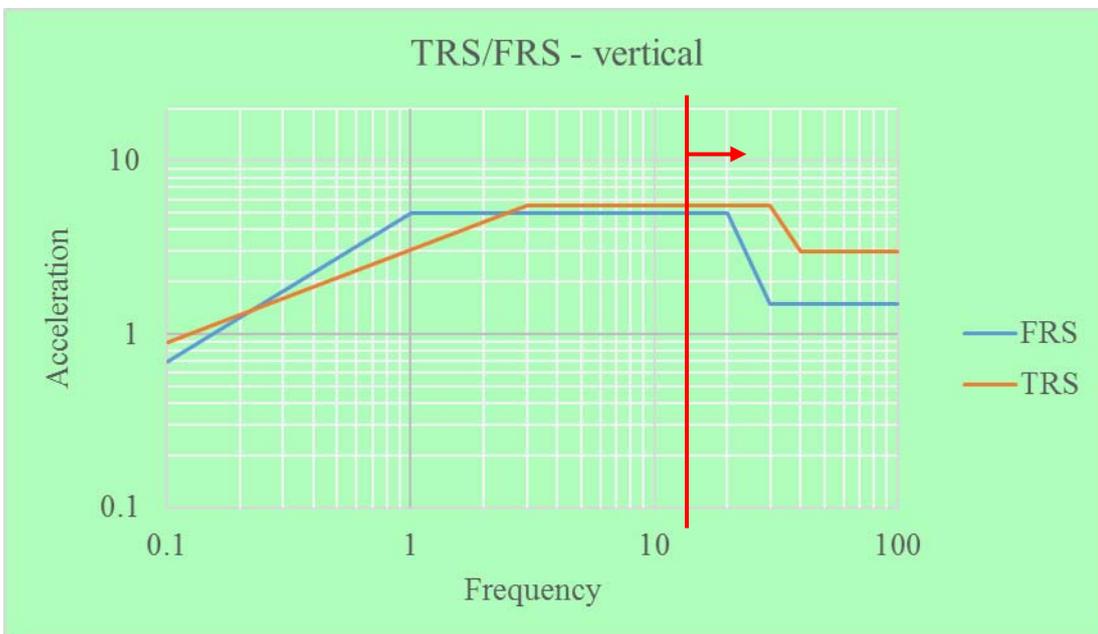


圖 10-12 垂直向 TRS/FRS 比較圖



圖 10-13 變流器示意圖

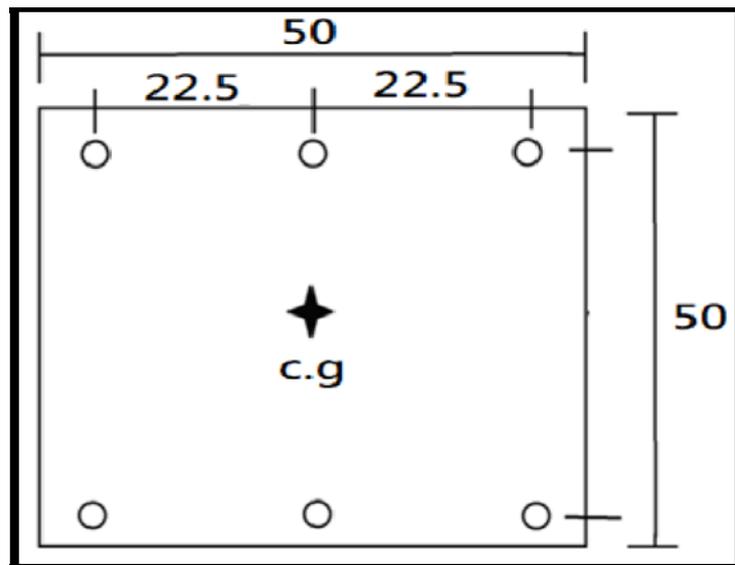


圖 10-14 變流器螺栓配置示意圖

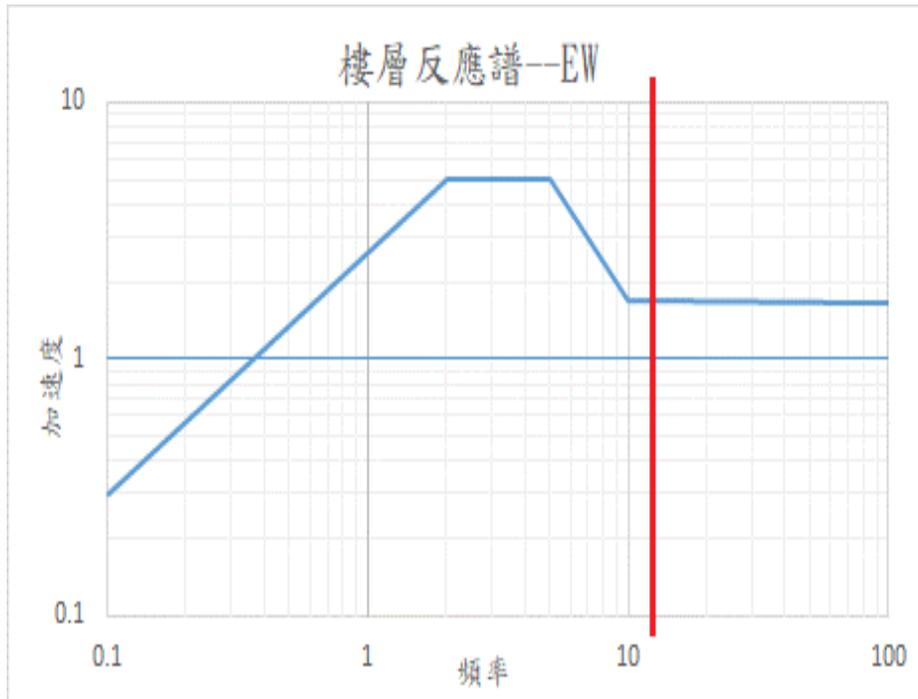


圖 10-15 變流器樓層反應譜東西向

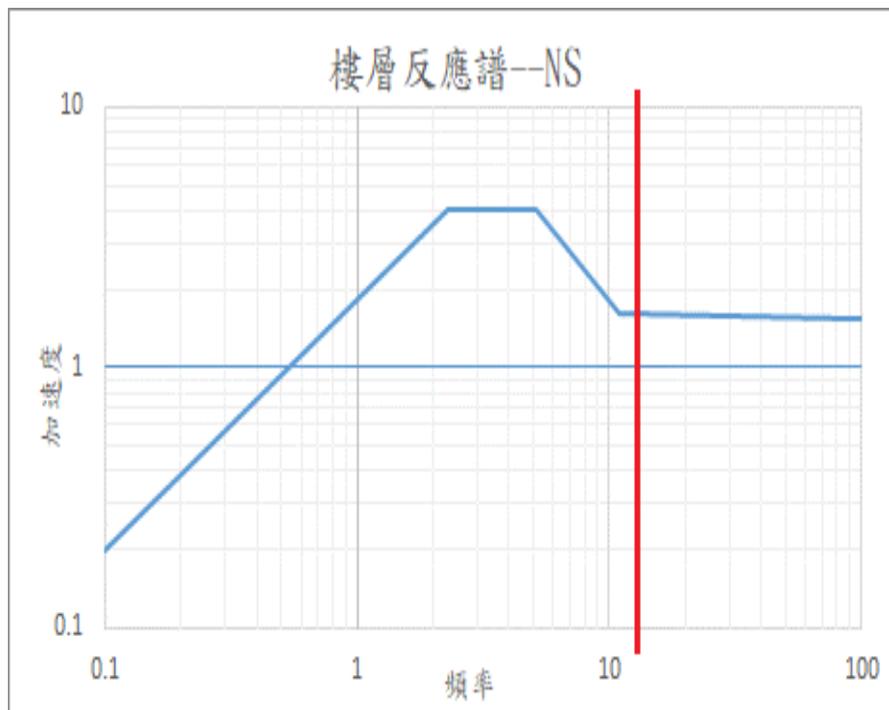


圖 10-16 變流器樓層反應譜南北向

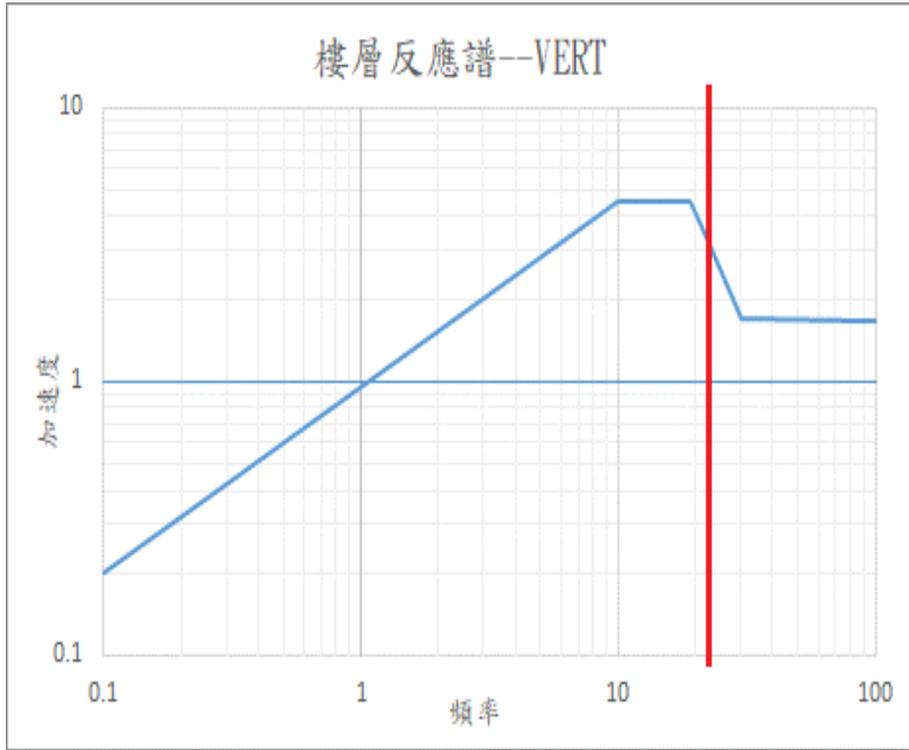


圖 10-17 變流器樓層反應譜垂直向

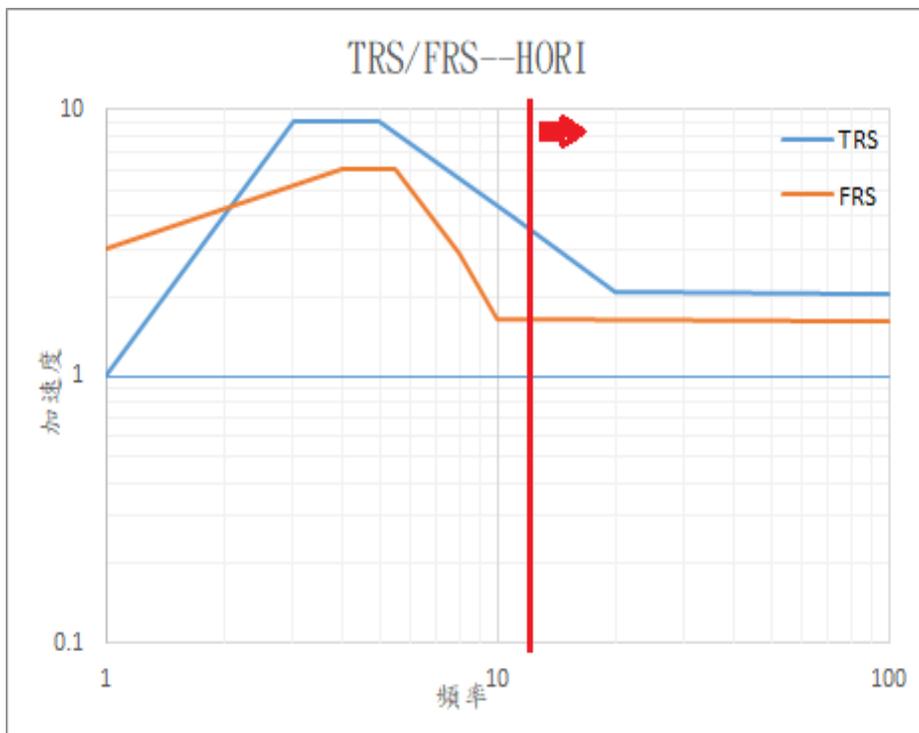


圖 10-18 變流器水平向 TRS/FRS 比較圖

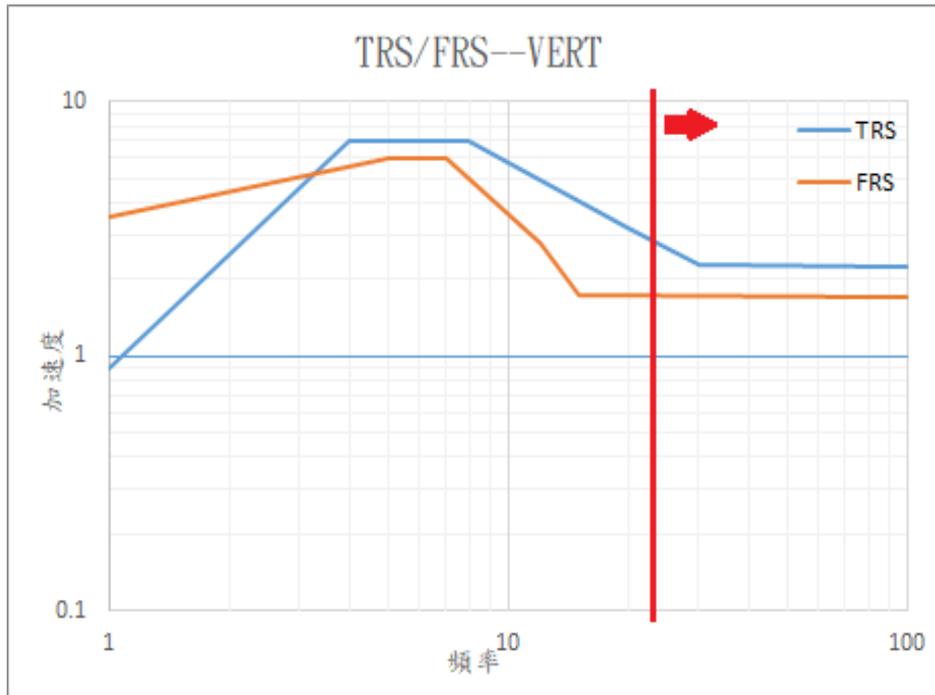


圖 10-19 變流器垂直向 TRS/FRS 比較圖



圖 10-20 儀器架示意圖

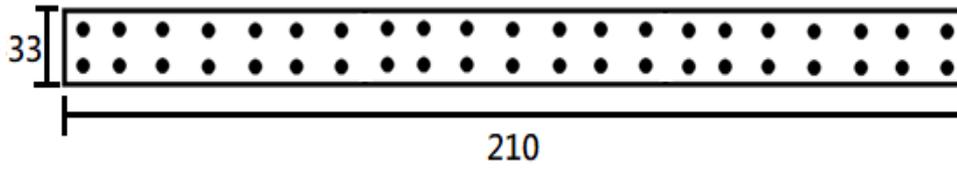


圖 10-21 儀器架螺栓配置示意圖

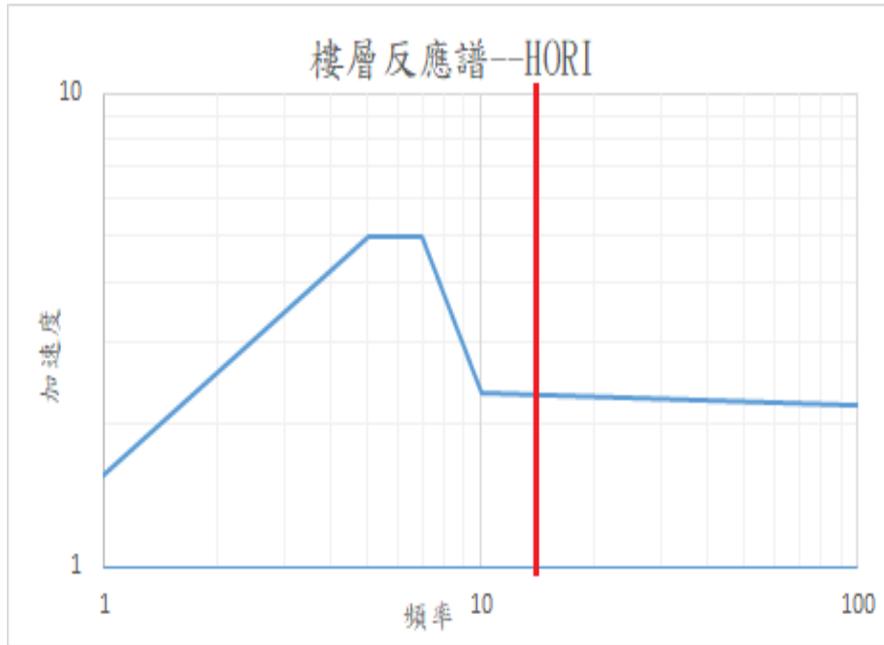


圖 10-22 儀器架樓層反應水平向

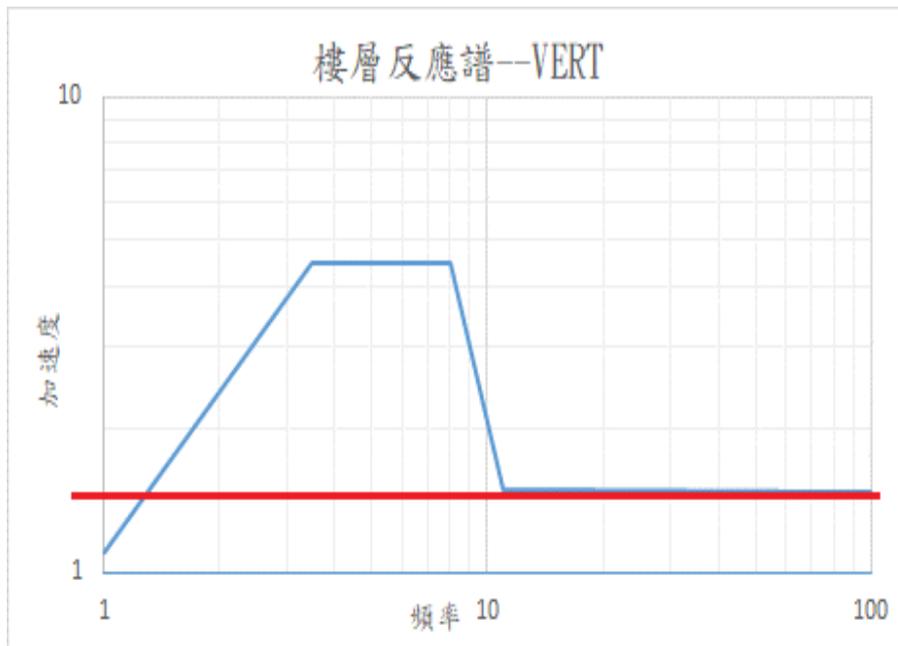


圖 10-23 儀器架樓層反應譜垂直向

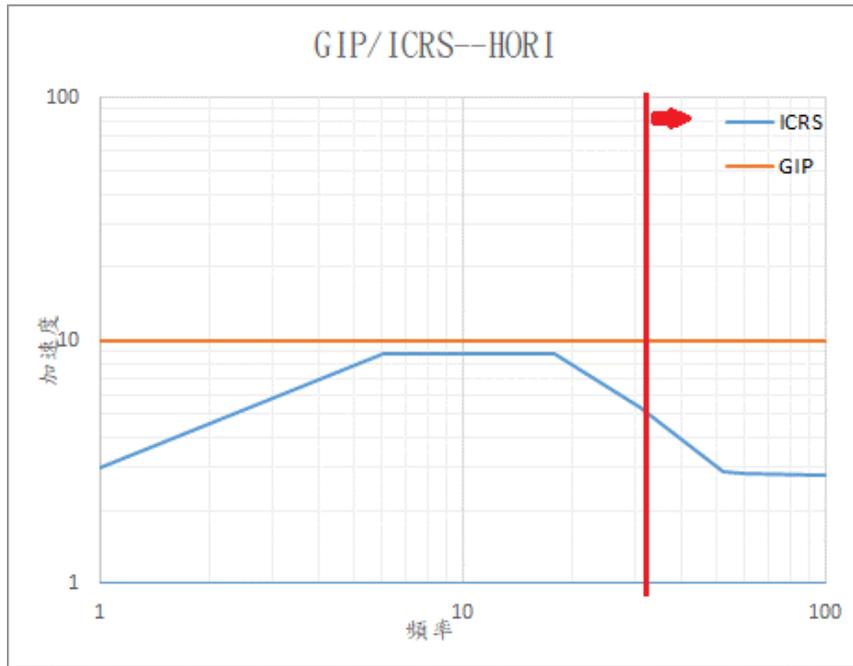


圖 10-24 儀器架水平向 GIP/ICRS 比較圖

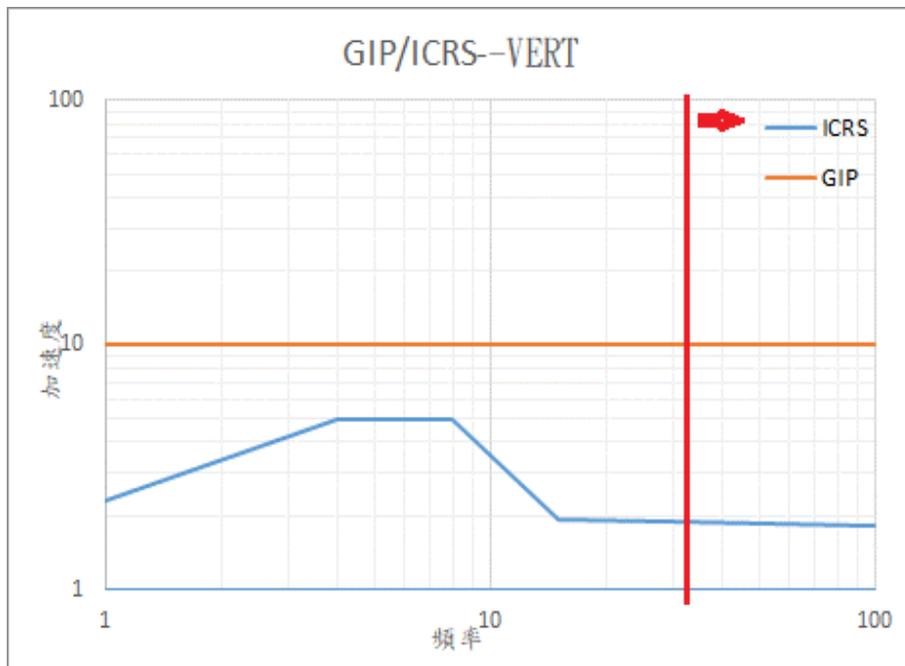


圖 10-25 儀器架垂直向 GIP/ICRS 比較圖

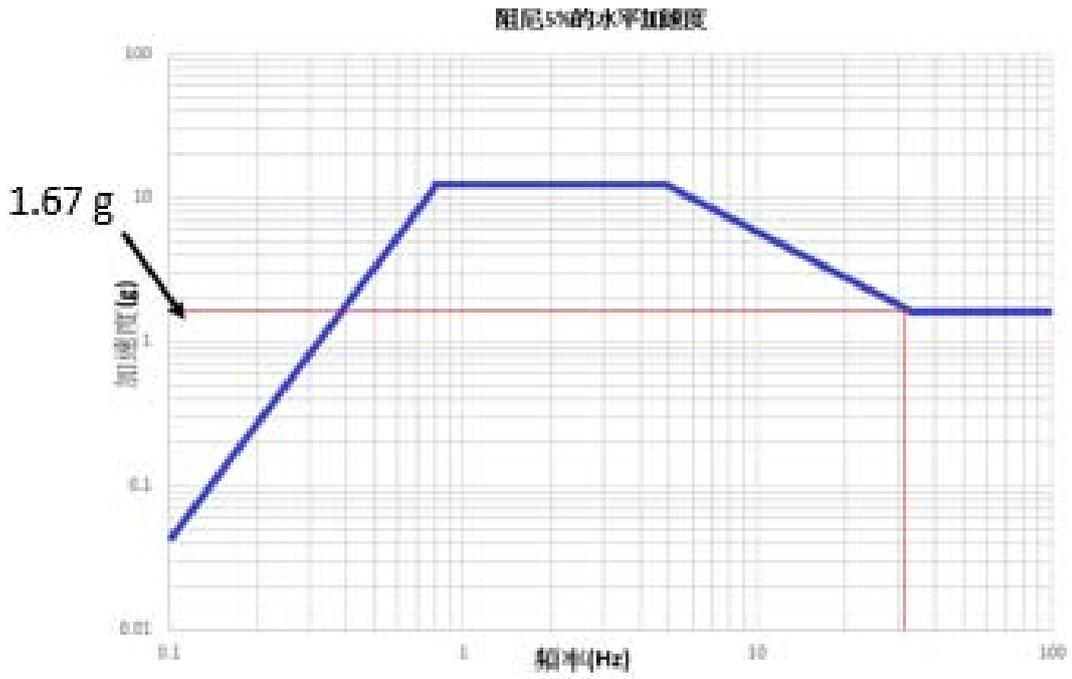


圖 10-26 阻尼 5%的水平樓層反應譜

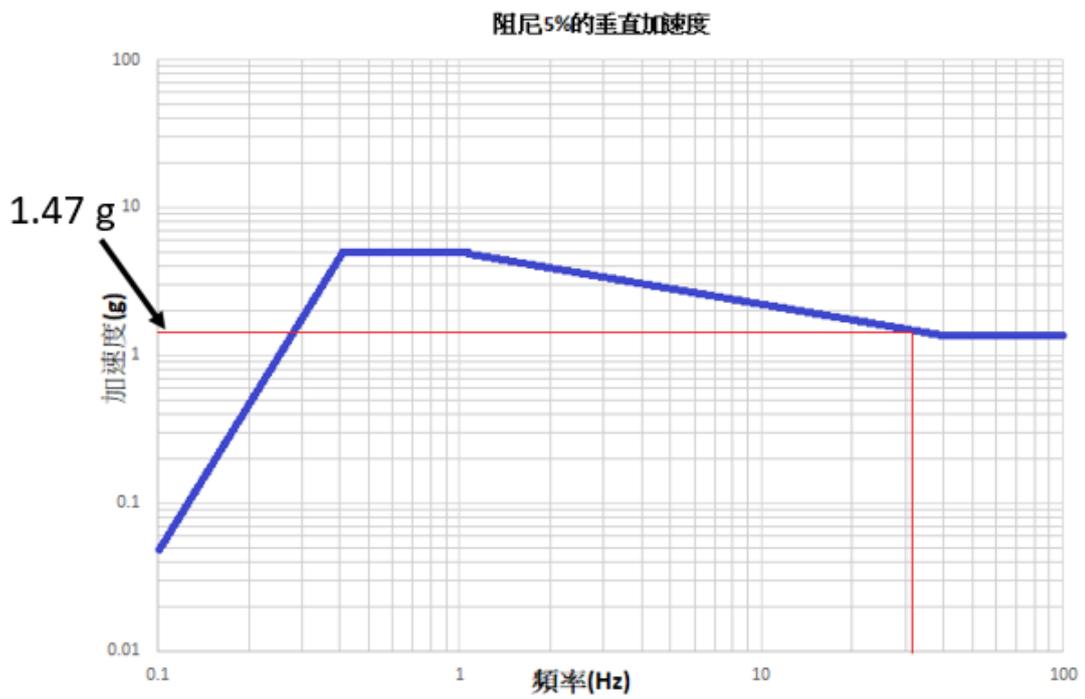


圖 10-27 阻尼 5%的垂直樓層反應譜

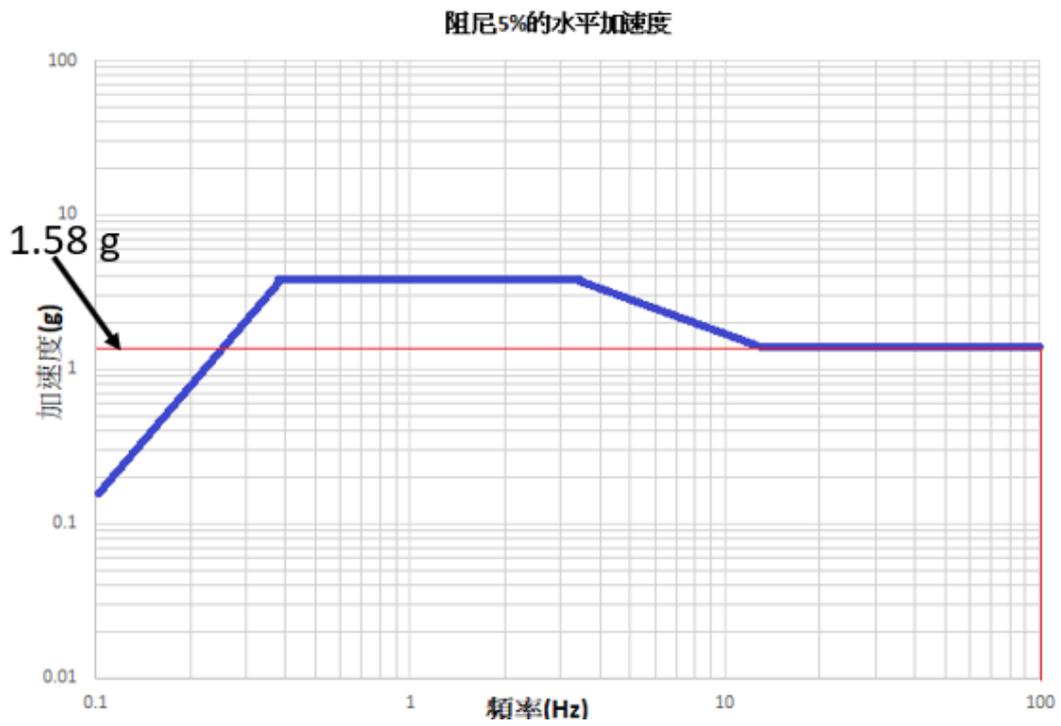


圖 10-28 阻尼 5%的水平樓層反應譜

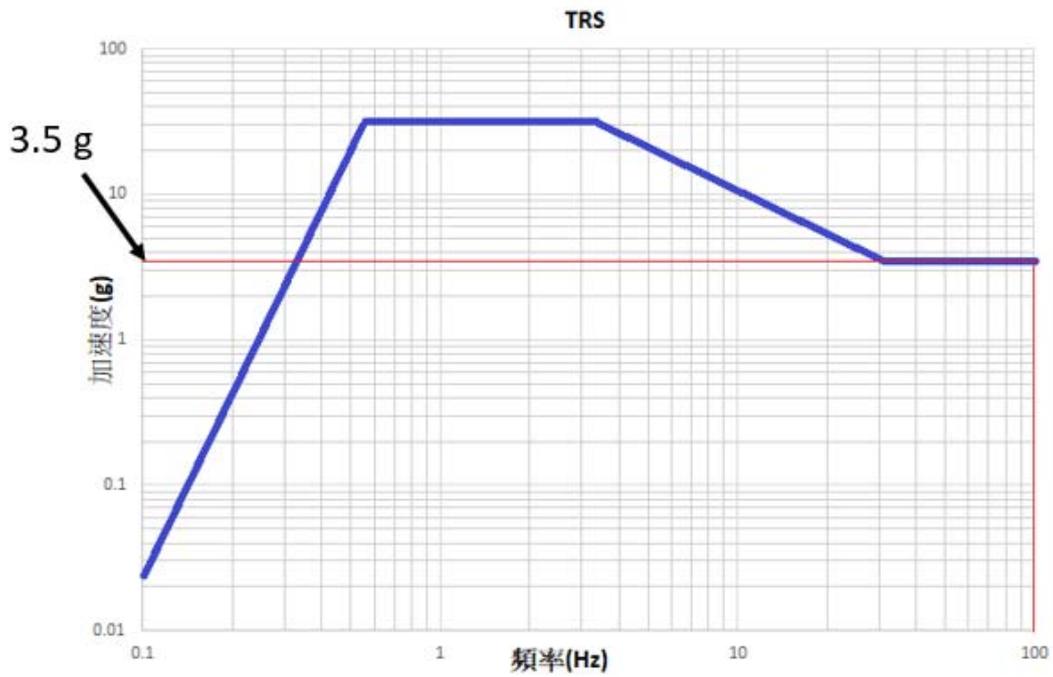


圖 10-29 阻尼 5%的測試反應譜

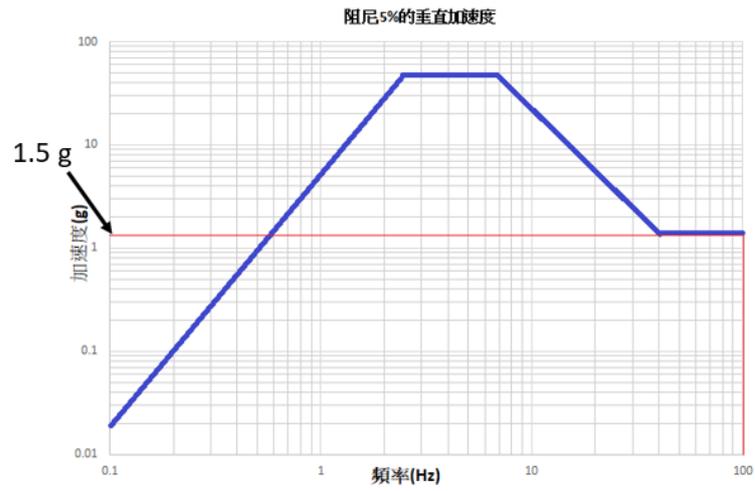


圖 10-30 阻尼 5%的垂直樓層反應譜

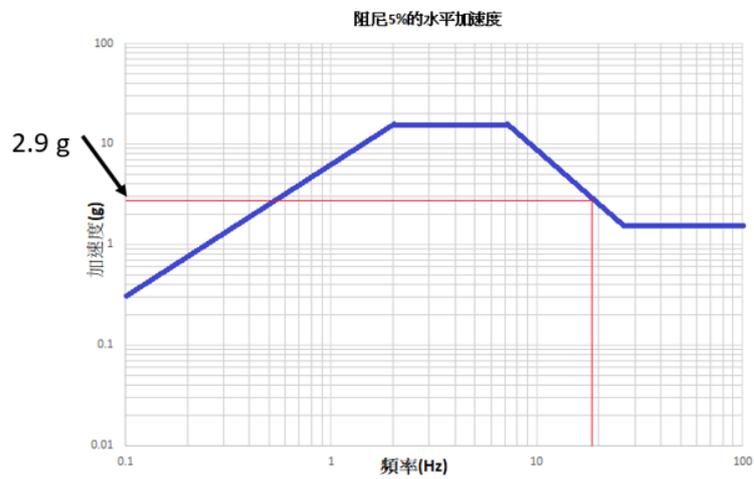


圖 10-31 阻尼 5%的水平樓層反應譜

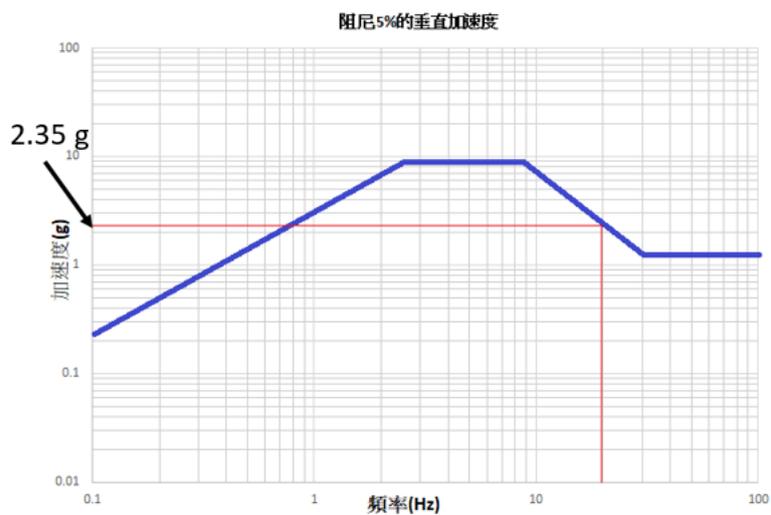


圖 10-32 阻尼 5%的垂直樓層反應譜

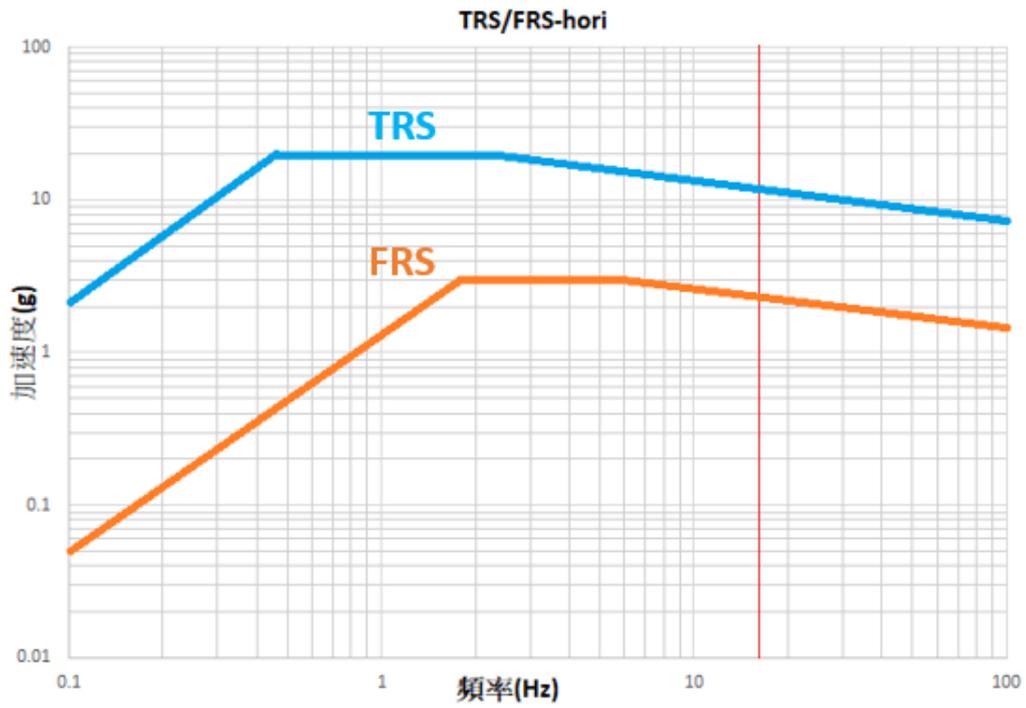


圖 10-33 阻尼 2%的水平測試反應譜與樓層反應譜比較圖

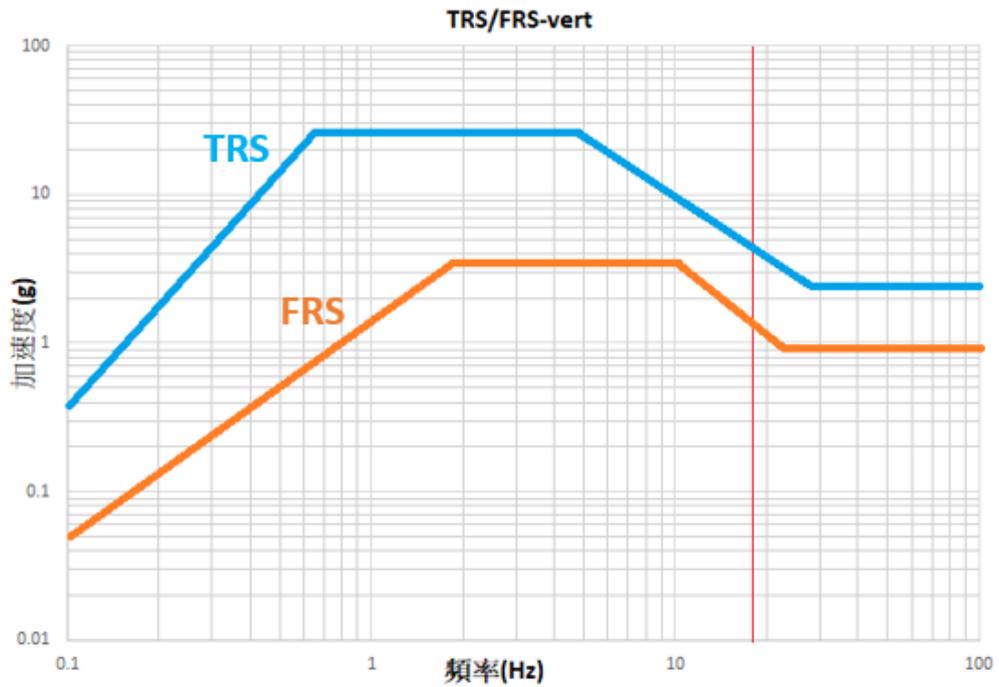


圖 10-34 阻尼 2%的垂直測試反應譜與樓層反應譜比較圖

參、主要發現與結論

本計畫第一主題為「地震危害度高階分析之隱沒帶地震地動特性邏輯樹與權重合理性之檢視」，藉由研析台灣電力公司 PSHA 再評估計畫的地動特性技術報告(NCREE, 2019b)之隱沒帶板塊界面和板塊內部地震地動特性邏輯樹與權重分配，檢視其合理性，主要發現與結論敘述如下：

- 一、利用 22 條隱沒帶板塊界面共同型式 GMPE 的 10 個係數（隱沒帶板塊內部有 9 個係數），估計這些係數的平均數向量和互變異數矩陣，然而 22 個樣本數偏低。假設這 10 個（或 9 個）係數為多維常態分佈，將共同型式 GMPE 視為隨機 GMPE，然而在 4 條隱沒帶板塊界面種子 GMPE 擬合至共同型式 GMPE 的過程中，對其中 8 個（隱沒帶板塊內部是 6 個）係數設立 7 個（隱沒帶板塊內部是 5 個）限制條件，故這 10 個（或 9 個）係數已非毫無範圍限制的多維常態分佈。再者，在產生 2000 條樣本 GMPE 的過程中，又額外對幾個係數設立 2 個限制條件，故 Sammon 圖的 2000 條樣本 GMPE 的 10 個（或 9 個）係數實為各種截尾情況的多維常態分佈。
- 二、以圖 8 觀之，隱沒帶板塊界面共同型式 GMPE 的 a_3 和 a_6 樣本分佈不似單峰對稱的常態分佈，判斷乃因限制條件 $a_3 > 0$ 、 $a_6 < 0$ 和額外 2 個限制條件之故。
- 三、以圖 9 觀之，隱沒帶板塊內部共同型式 GMPE 的 a_3 和 a_6 樣本分佈不似單峰對稱的常態分佈，判斷乃因限制條件 $a_3 > 0$ 、 $a_6 < 0$ 、和額外 2 個限制條件之故。

- 四、在圖 8 中，有種子 GMPE 的 a_1 、 a_3 、 a_4 、 a_5 、 a_6 、 a_9 和 C_4 落在各係數樣本分佈的極外側，需由變異數矩陣進一步檢視來解釋。
- 五、在圖 9 中，有種子 GMPE 的 a_1 、 a_2 、 a_3 、 a_4 、 a_5 、 a_6 和 d_s 落在各係數樣本分佈的極外側，需由變異數矩陣進一步檢視來解釋。
- 六、採用機率密度 P_j 計算權重 $w_{P,i}$ 時，並未說明多維常態分佈截尾與否。
- 七、取用不同強地動數據對隱沒帶板塊介面代表 GMPE 的 $w_{R,i}^{TW+GB}$ 和 $w_{R,i}^{TW}$ 影響比較大，亦即兩者的差異比較明顯，如圖 25 所示。由圖 25 發現隱沒帶板塊介面第 13 條代表 GMPE 的 $w_{L,i}^{TW+GB}$ 和 $w_{L,i}^{TW}$ 非常低，導致最後組合的權重最低。觀察圖 22，看出第 13 條代表 GMPE 的 $w_{L,i}^{TW}$ 確實偏低，但看不出第 13 條代表 GMPE 的 $w_{L,i}^{TW+GB}$ 為何偏低。
- 八、由圖 26 發現隱沒帶板塊內部第 11 條代表 GMPE 的 $w_{L,i}^{TW+GB}$ 和 $w_{L,i}^{TW}$ 非常低，導致最後組合的權重最低。觀察圖 23，看出第 11 條代表 GMPE 的 $w_{L,i}^{TW+GB}$ 和 $w_{L,i}^{TW}$ 確實偏低。其它核電廠址也有某一條代表 GMPE 的 $w_{L,i}^{TW+GB}$ 和 $w_{L,i}^{TW}$ 非常低的情形發生。
- 九、同為數據驅動的權重，無論隱沒帶板塊介面或板塊內部震源，都不會發生某一條代表 GMPE 的 $w_{R,i}^{TW+GB}$ 或 $w_{R,i}^{TW}$ 非常低的情形。
- 十、Sammon 圖的中心點設定為隱沒帶共同型式 GMPE 之許多組離散輸入參數 ($M_k, R_{rup,k}, Z_{TOR,k}$) 境況模擬的平均，而非隱沒帶共同型式 GMPE 之 10 個或 9 個係數的平均，故中心區域 (編號 17) 的代表 GMPE 並未擁有較高的 $w_{P,i}$ ，如圖 25 和圖 26 所示。

十一、13 個與核電廠址相同 R_{rup} 的虛擬場址中，11 個虛擬場址等距離分佈在斷層上緣地表投影之內，無邊緣效應，另 2 個虛擬場址在斷層上緣地表投影之兩側，與核電廠址同樣具有邊緣效應。為何以所有虛擬場址和核電廠址的 PSA 比例來推估邊緣效應係數？何況若此 2 個虛擬場址的水平座標各為 $(R_x, 190 + R_x)$ 和 $(R_x, -R_x)$ ，必與核電廠址的 R_{rup} 不同。

十二、邊緣效應係數用來修正代表 GMPE，而代表 GMPE 由種子 GMPE 延伸擴大而來。除非當初種子 GMPE 迴歸分析時，所有強震數據皆取自無邊緣效應之測站，否則有過度修正之疑慮。

十三、單一測站變異數 σ_{SS}^2 、事件間變異數 τ^2 、和事件內單一測站變異數 $\phi_{SS,target}^2$ 皆以縮放卡方分佈來模擬，並以它們的平均數和變異數來估計自由度 k ，但自由度需為整數，報告未說明估計值如何進位至整數。

本計畫第二主題為「核電廠新一代地動反應分析管制技術研究」，主要發現與結論敘述如下：

- 一、完成各種地盤反應分析方法相關文獻之蒐集及彙整。
- 二、完成線彈性假設分析與現地量測之比對與探討。
- 三、根據近年實際地震事件井下量測記錄，採用 FRF 代替傳統之經驗地層轉換函數，初步識別 PWR 廠址地層轉換函數前三個顯著頻率。
- 四、配合「核能電廠地震監測系統規劃與佈置研究」審查案，針對 PWR 一號機圍阻體進行監測識別，發現部分地震事件將引致土壤結構互制效應，造成局部搖擺行為，且搖擺頻率與廠址地層

第二個顯著頻率一致。

五、採用地震危害與篩選報告建議之土壤非線性性質，建立 PWR 廠址地層轉換函數三種建議模型，並進行轉換函數之比較。

六、完成初步針對較大地震事件之剪力模數剖面、阻尼比剖面非線性行為探討。

本計畫第三主題為「核電廠新一代土壤-結構互制分析管制技術研究」，目前針對核三廠圍阻體，使用有限元素模型，並考慮不同設計地震、土層資料、計算方法，比較其差異。案例使用核三廠圍阻體之有限元素模型，包含基礎、周圍土壤以及上部結構，總共觀察 12 個紀錄點，紀錄點資訊如表 11-1。主要發現與結論敘述如下：

一、OBE、SSE 及 RLE 下，使用 Direct Method 和 Subtraction Method 計算之結果，在水平(X & Y)與垂直(Z)方向之反應皆十分相近。

二、Direct Method 和 Subtraction Method 分析所得之反應譜，只在 Z 方向的中高頻區($\geq 10\text{Hz}$)，較有差異，但也十分微小。

三、本研究分別使用核三廠建廠時之舊土層以及近期新獲得之新土層資料，進行兩種不同土壤參數下，兩種計算方法之差異比較。比較反應譜可知不論舊或新土層，使用 Direct Method 和 Subtraction Method 之分析結果幾乎一致，如圖 11-1 至圖 11-9 所示。

四、本研究依照美國 NRC SRP 3.7.2 節規定，考慮 Best-Estimate (BE)、Lower-Bound (LB)以及 Upper-Bound (UB)等一系列土層性質，並將所產生之三條反應譜簡化成一包絡線，得知在水平方向時，使用較新土層分析繪製之包絡線會小於舊土層包絡線。

五、在垂直方向中，高頻區($\geq 10\text{Hz}$) 之較新土層分析包絡線將超過

舊土層包絡線。

六、各方向於低頻區($< 1\text{Hz}$)時，採用新舊土層分析之包絡線幾乎重疊，而在 $1\text{-}10\text{Hz}$ 區段時顯現差異，隨紀錄點高度增加，包絡線差異也漸增，如圖 11-10 至圖 11-18 所示。

本計畫第四主題為「核電廠結構/設備耐震分析管制技術研究」，主要發現與結論敘述如下：

- 一、本報告展示以 CDFM 方法計算 12 個核電廠安全停機路徑之關鍵組件的 HCLPF 值，藉以用來在核電廠進行加速耐震評估程序 (ESEP) 時，快速評估關鍵組件的耐震度。
- 二、本報告展示的 12 個關鍵組件的 HCLPF 計算例將有助於支援核電廠 ESEP 報告技術審查。
- 三、歸納本報告 12 個案例計算 HCLPF 耐震容量值主要有兩個方法，方法(一)是利用 CDFM 法中依據力學原理計算組件之耐震容量 (Capacity) 和耐震需求 (Demand) 建立計算公式來求取 HCLPF 值。
- 四、方法(二)是利用 CDFM 法中依據組件於實際振動台試驗的反應譜資料與核電廠所在地的反應譜資料來評估 HCLPF 值。

表 11-1 圍阻體紀錄點資訊表

Node number	Coordinate(ft)			Location
	X	Y	Z	
B275	0	0	-39	Building Basemat
5146	-58	-33.5	17.5	Electrical And Mechanical
1692	9.5	-3.1	19	Reactor Support
2520	-27.1	13.5	22.7	Near Lower Steam Generator Lateral Support
1634	57.5	15.5	24	Containment Building At EL. 125'
5262	-47.4	47.4	35	Penetration EL. 117'-6" Thru 135'
2534	-27.1	13.5	47	Near Upper Steam Generator Lateral Support
1036	-15.5	57.5	47.3	Operating Floor EL. 148'
2841	-13.8	-35	47.9	Pressurizer Supple
1699	-17.3	-64.7	65	Equipment Hatch Opening EL.165'6"
1828	0	67	112.5	Polar Crane Bracket EL. 212'6"
1701	0	0	196.5	Entire Dome – Springline To Apex

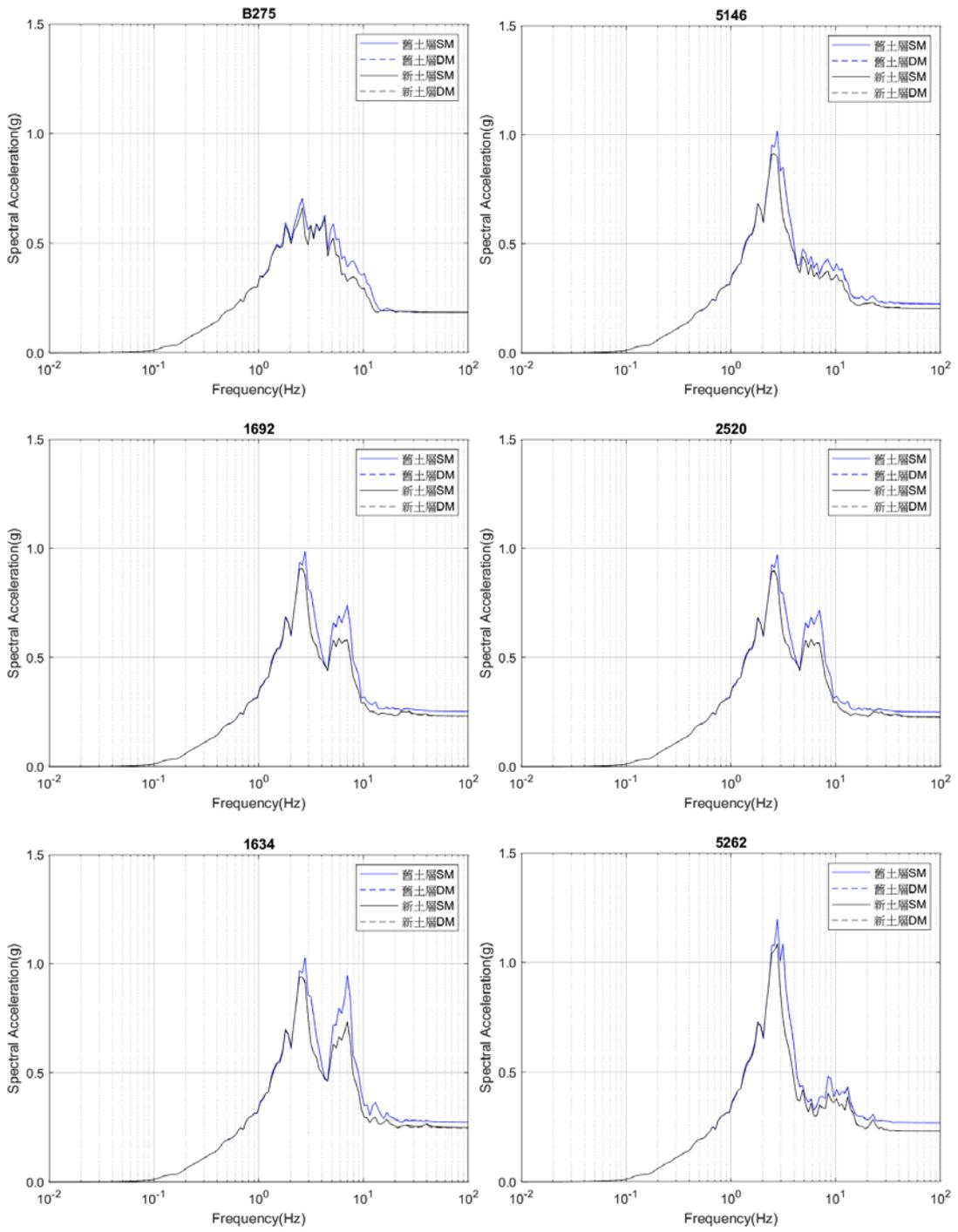


圖 11-1 OBE 下，NS 方向反應譜

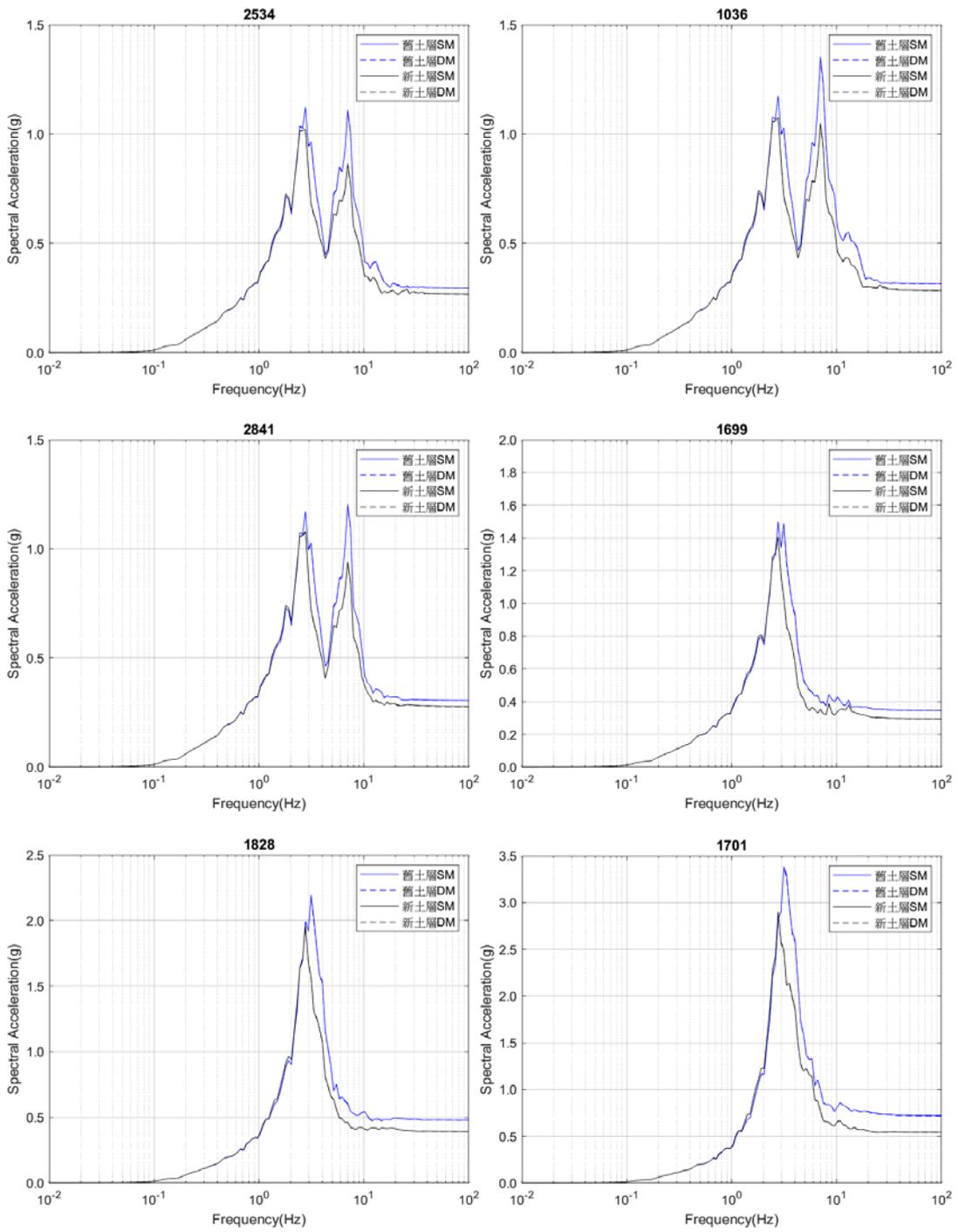


圖 11-1 (續)

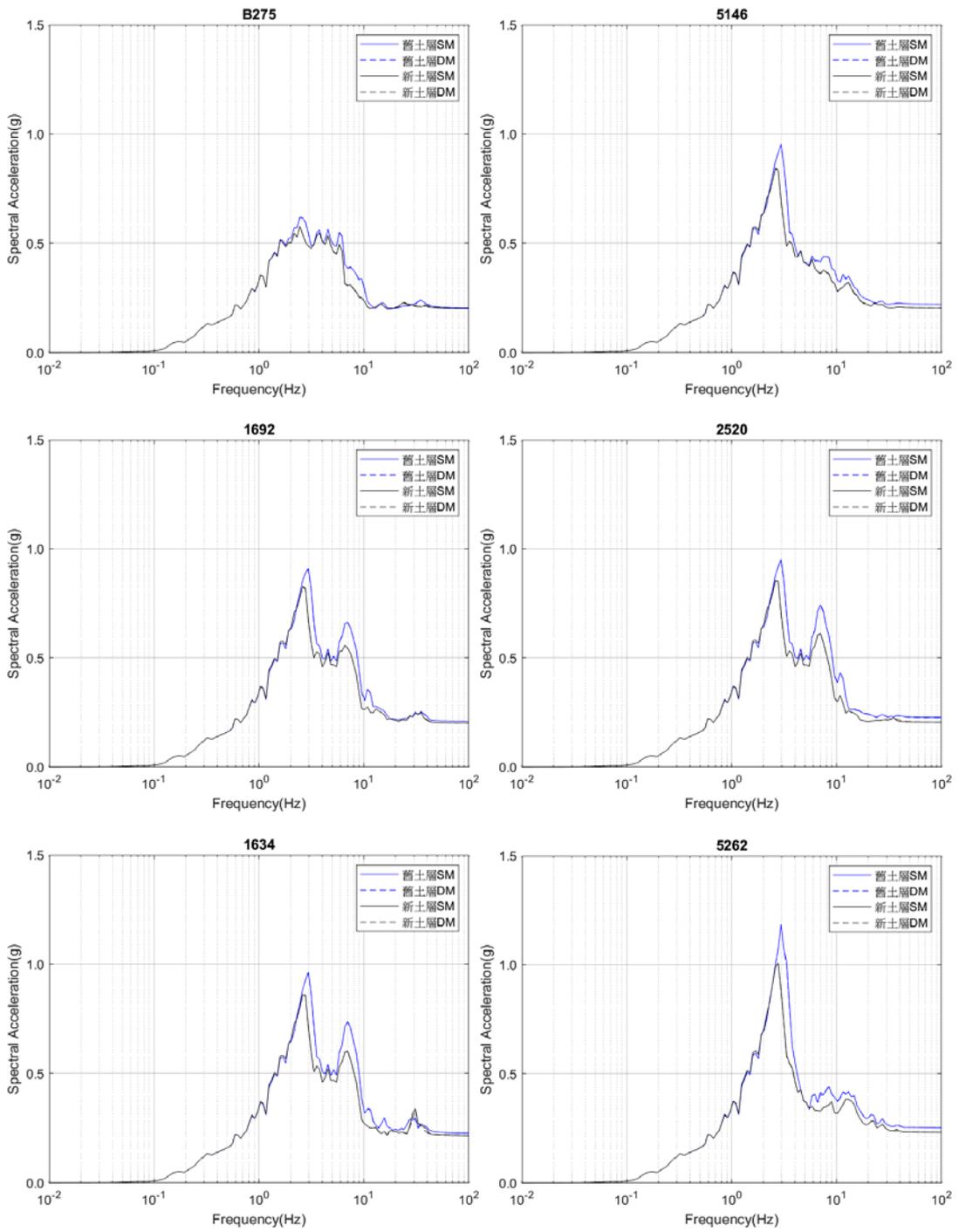


圖 11-2 OBE 下，EW 方向反應譜

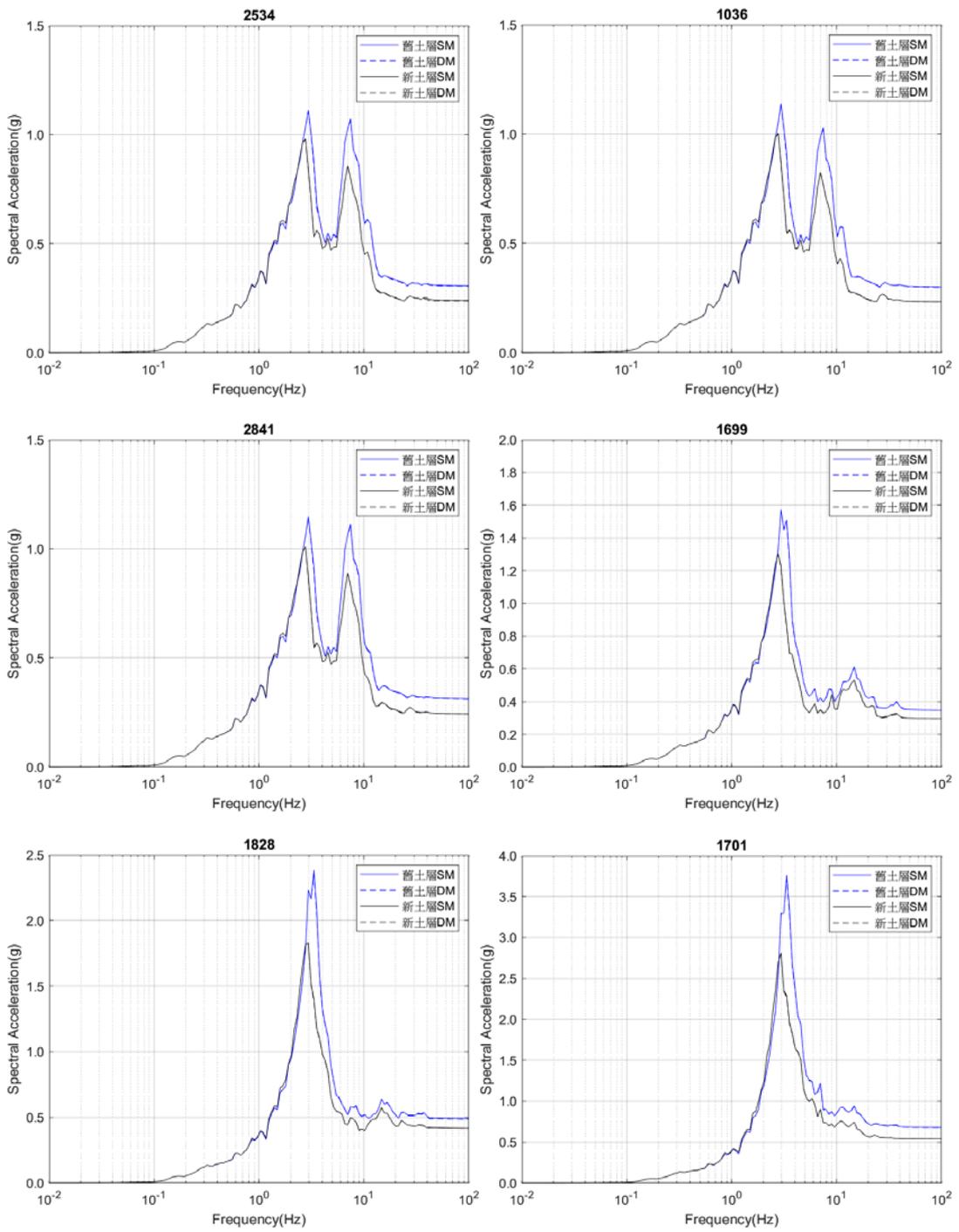


圖 11-2 (續)

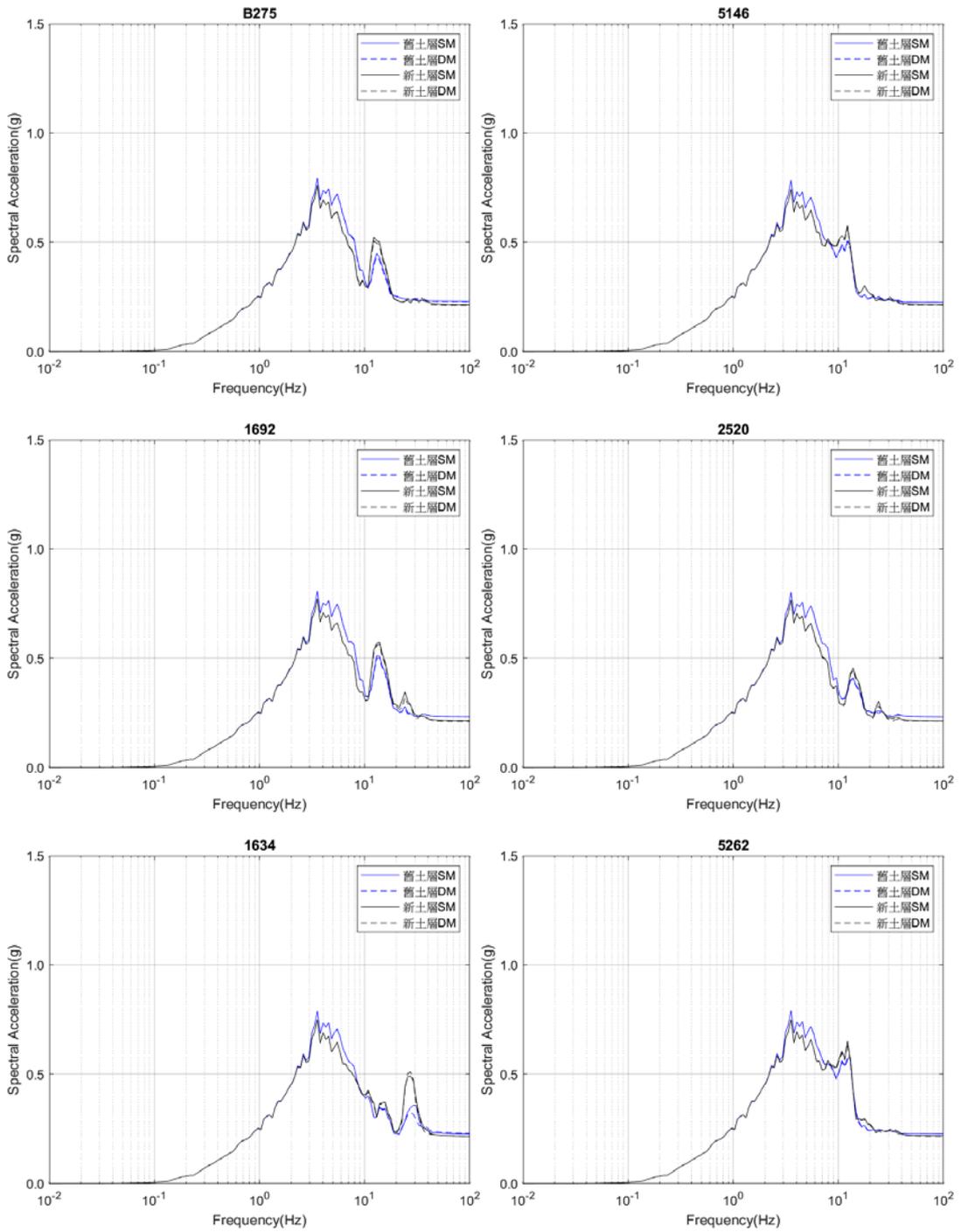


圖 11-3 OBE 下，UD 方向反應譜

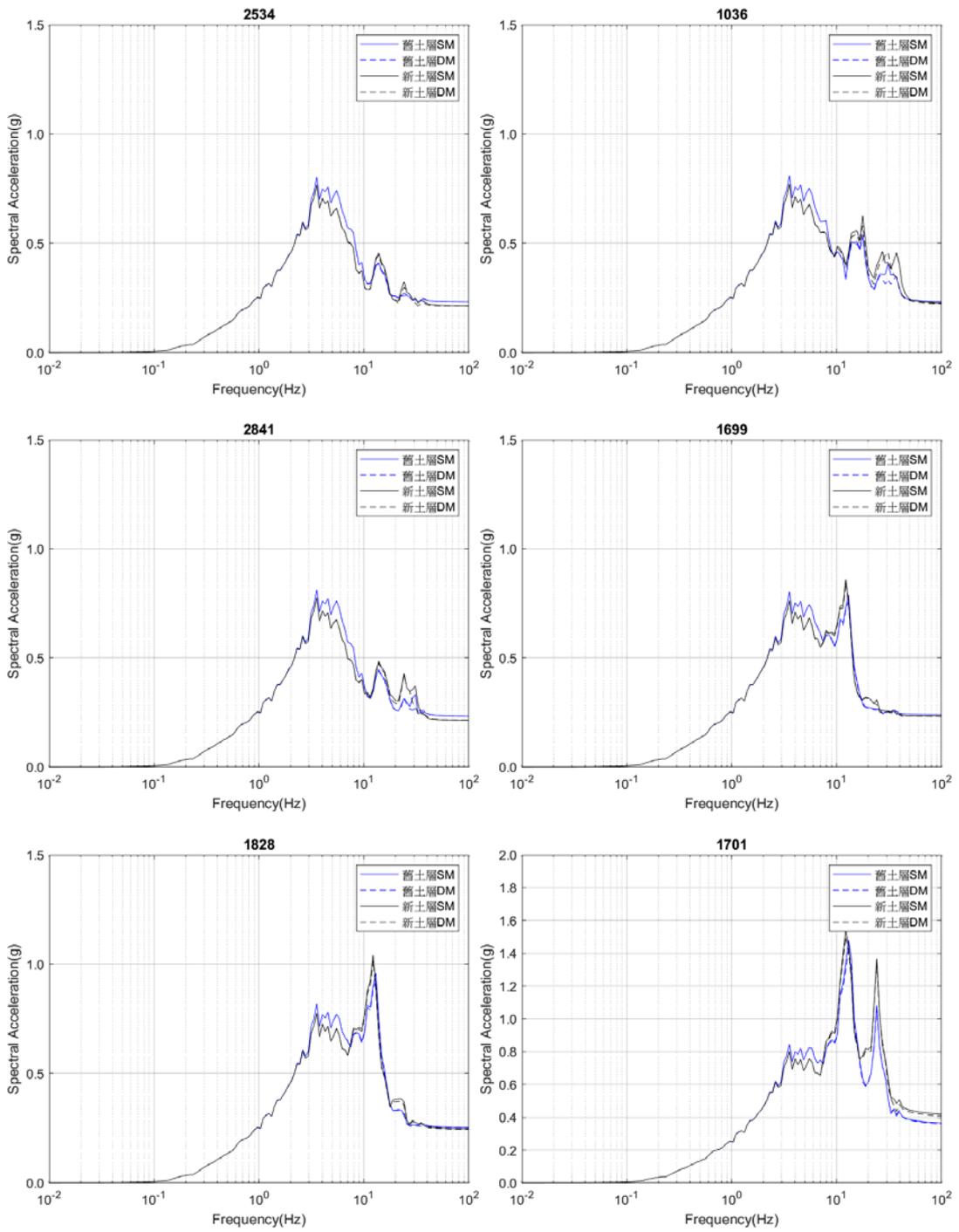


圖 11-3 (續)

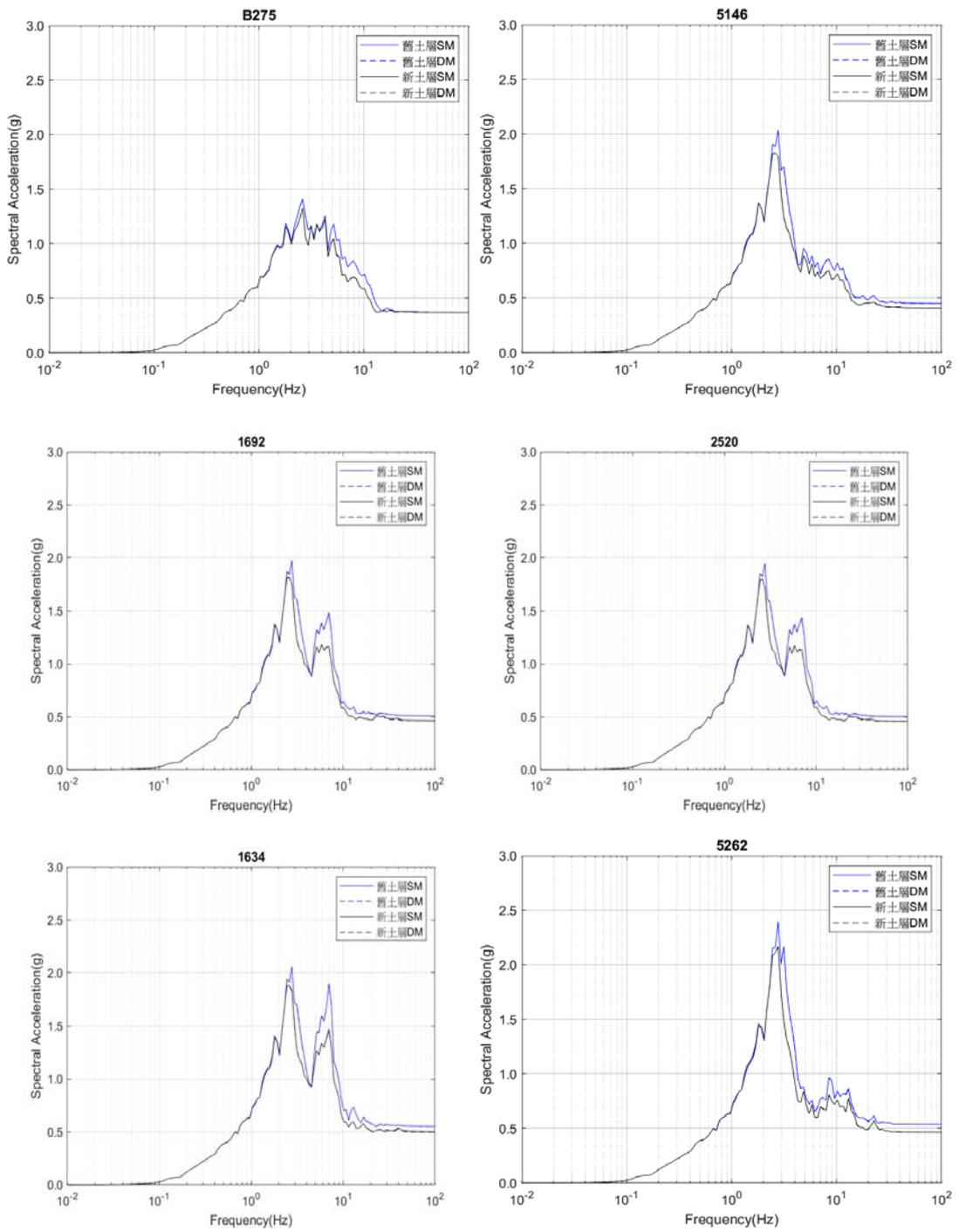


圖 11-4 SSE 下，NS 方向反應譜

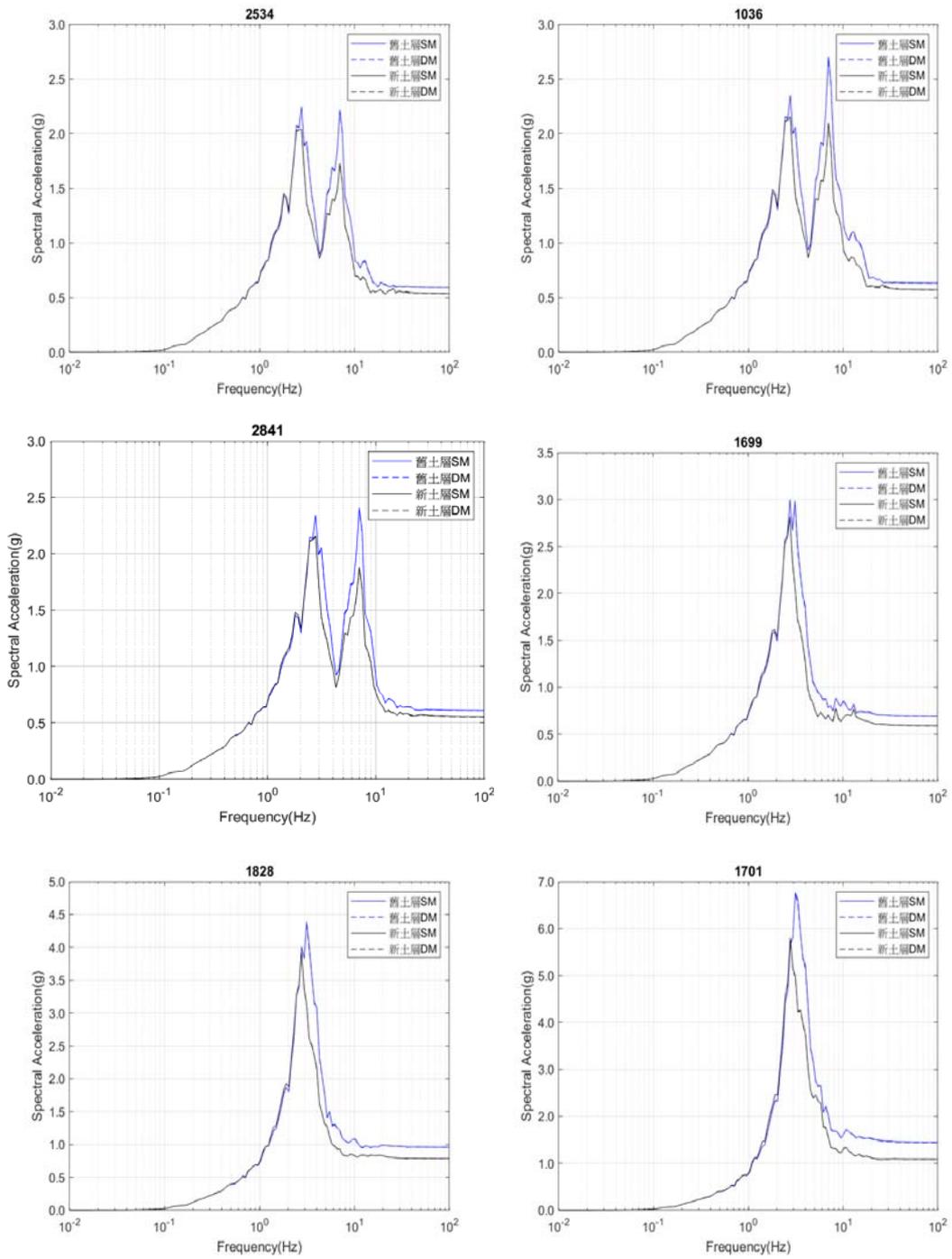


圖 11-4 (續)

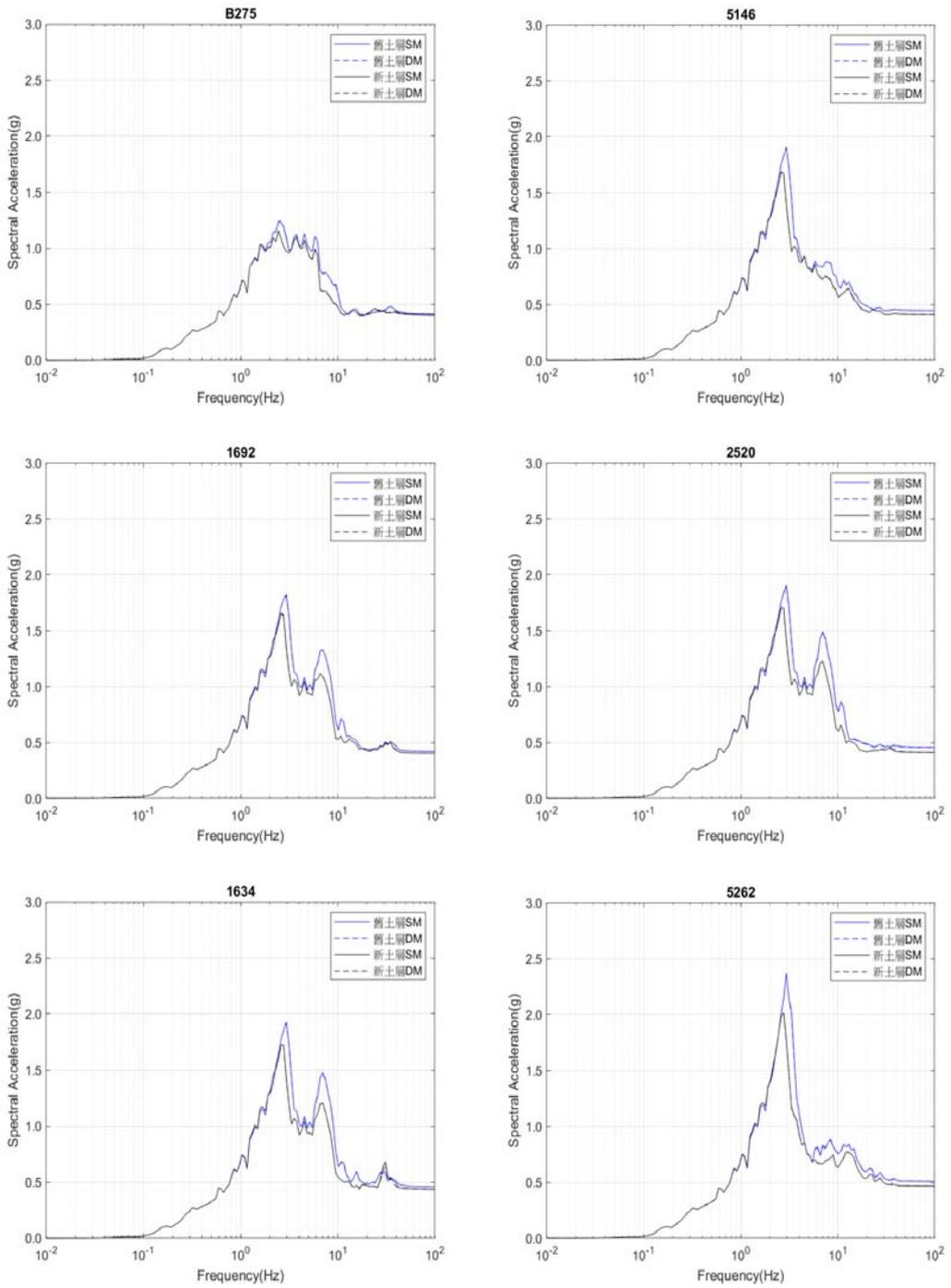


圖 11-5 SSE 下，EW 方向反應譜

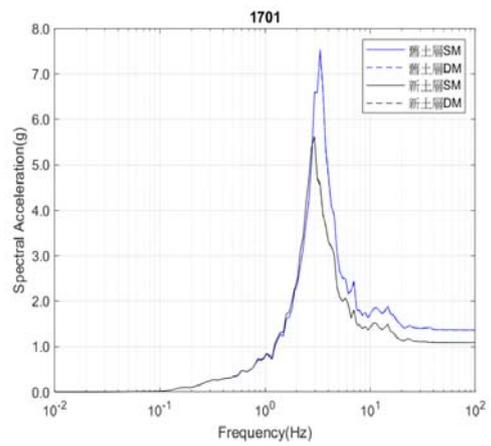
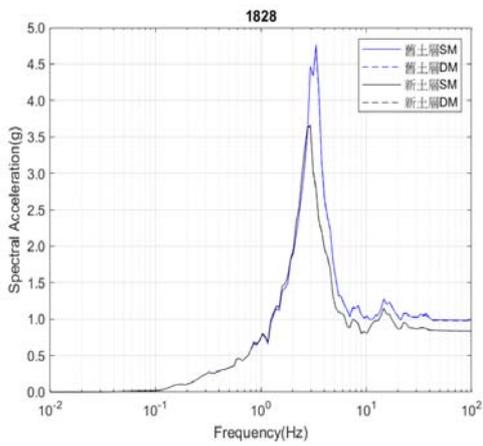
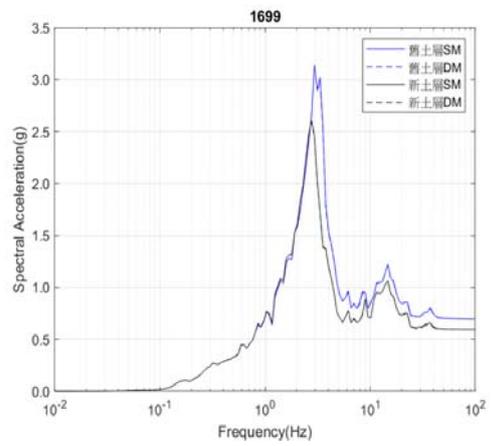
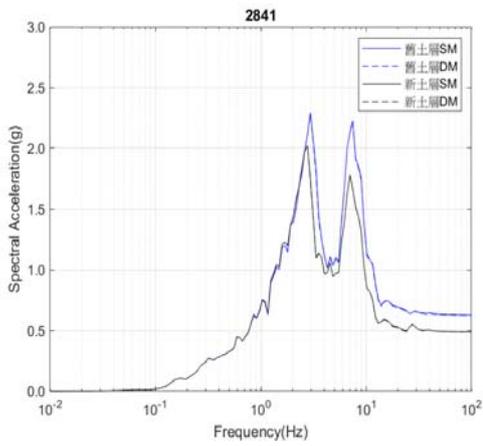
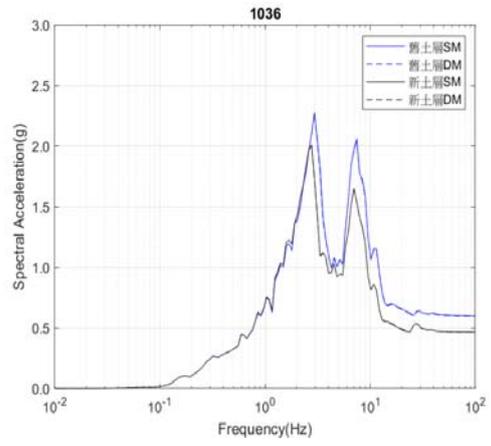
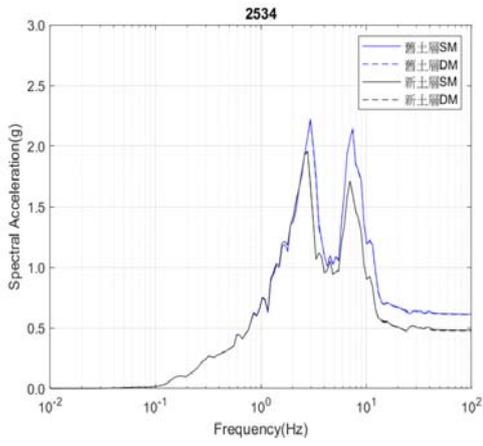


圖 11-5 (續)

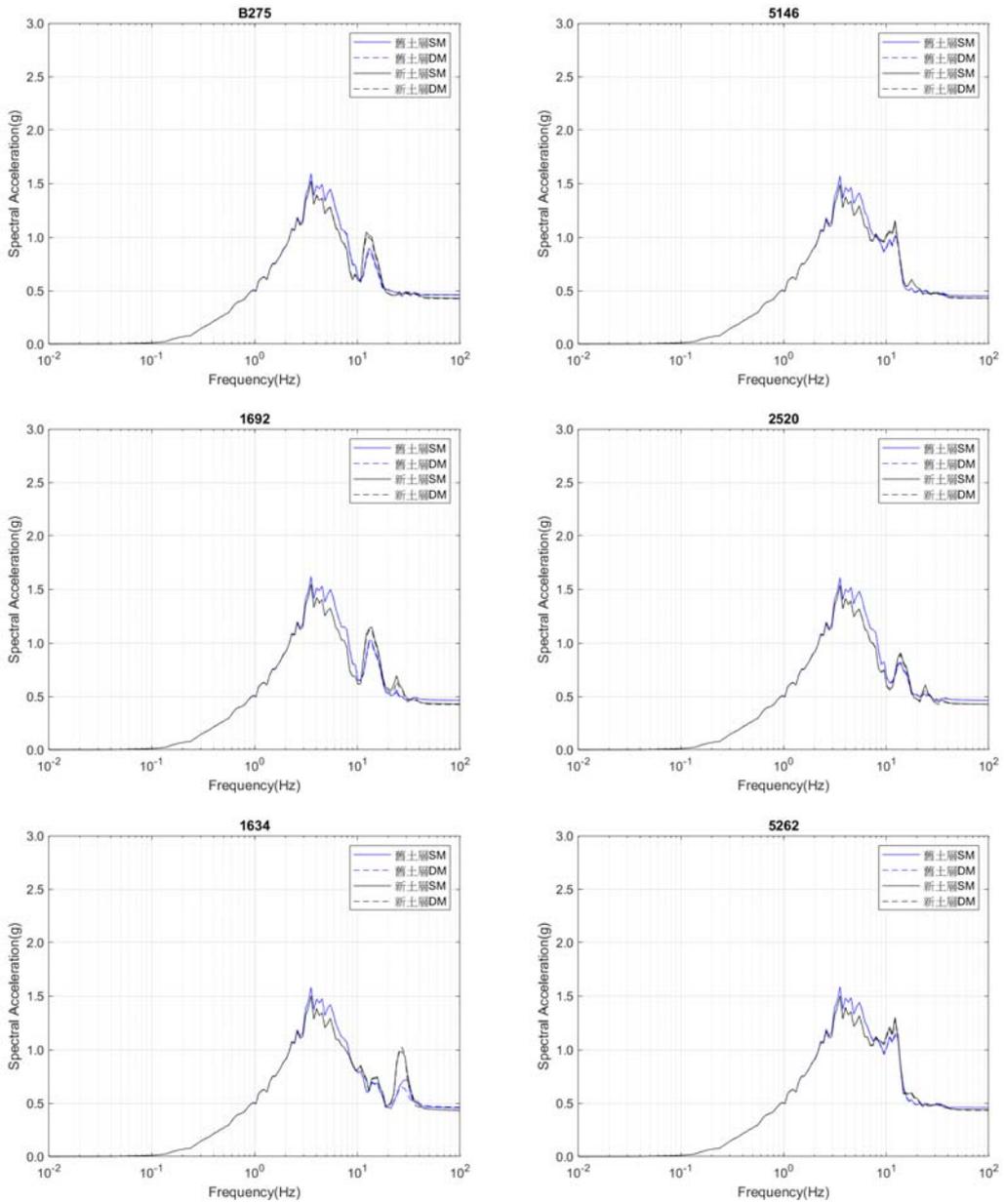


圖 11-6 SSE 下，UD 方向反應譜

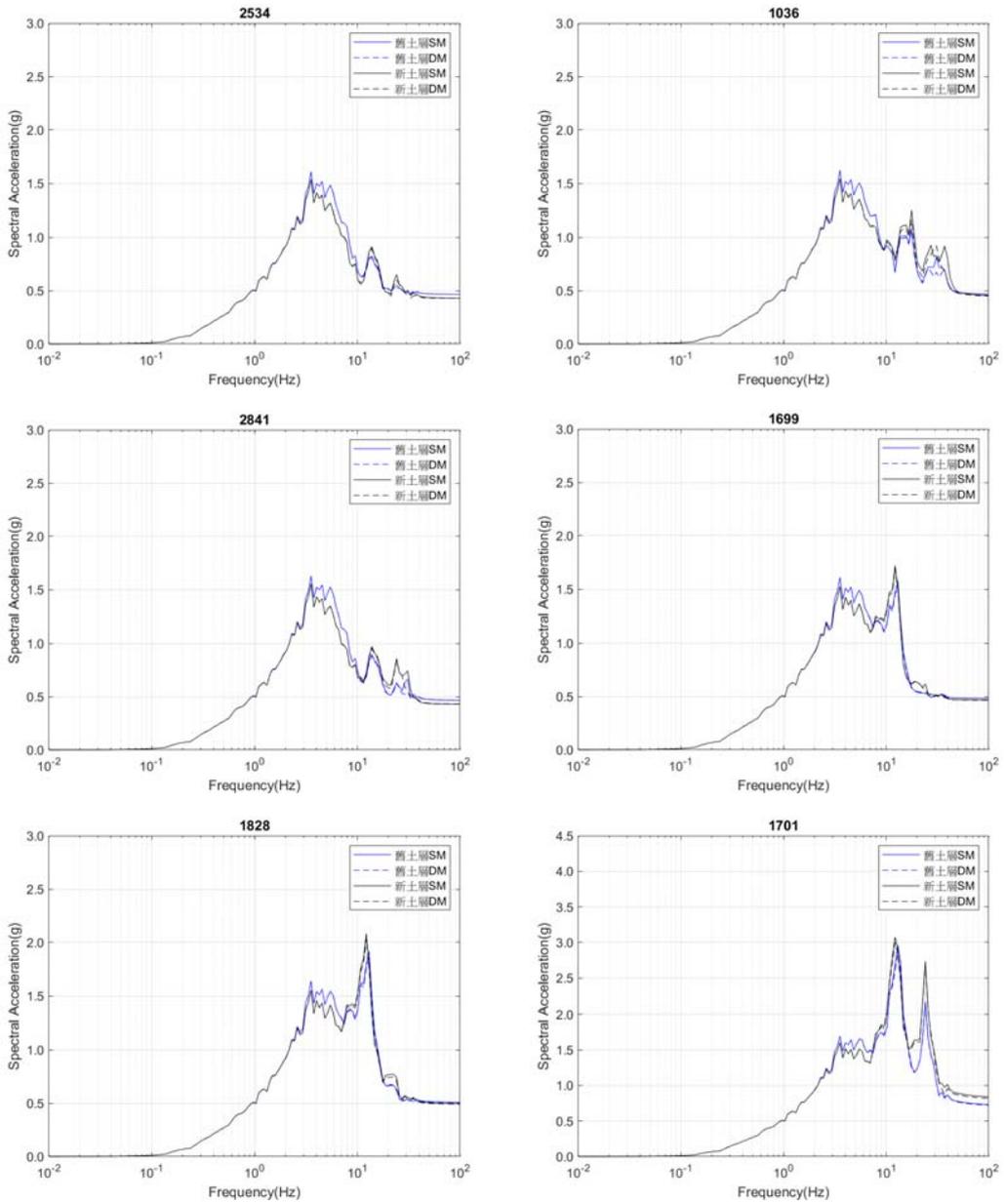


圖 11-6 (續)

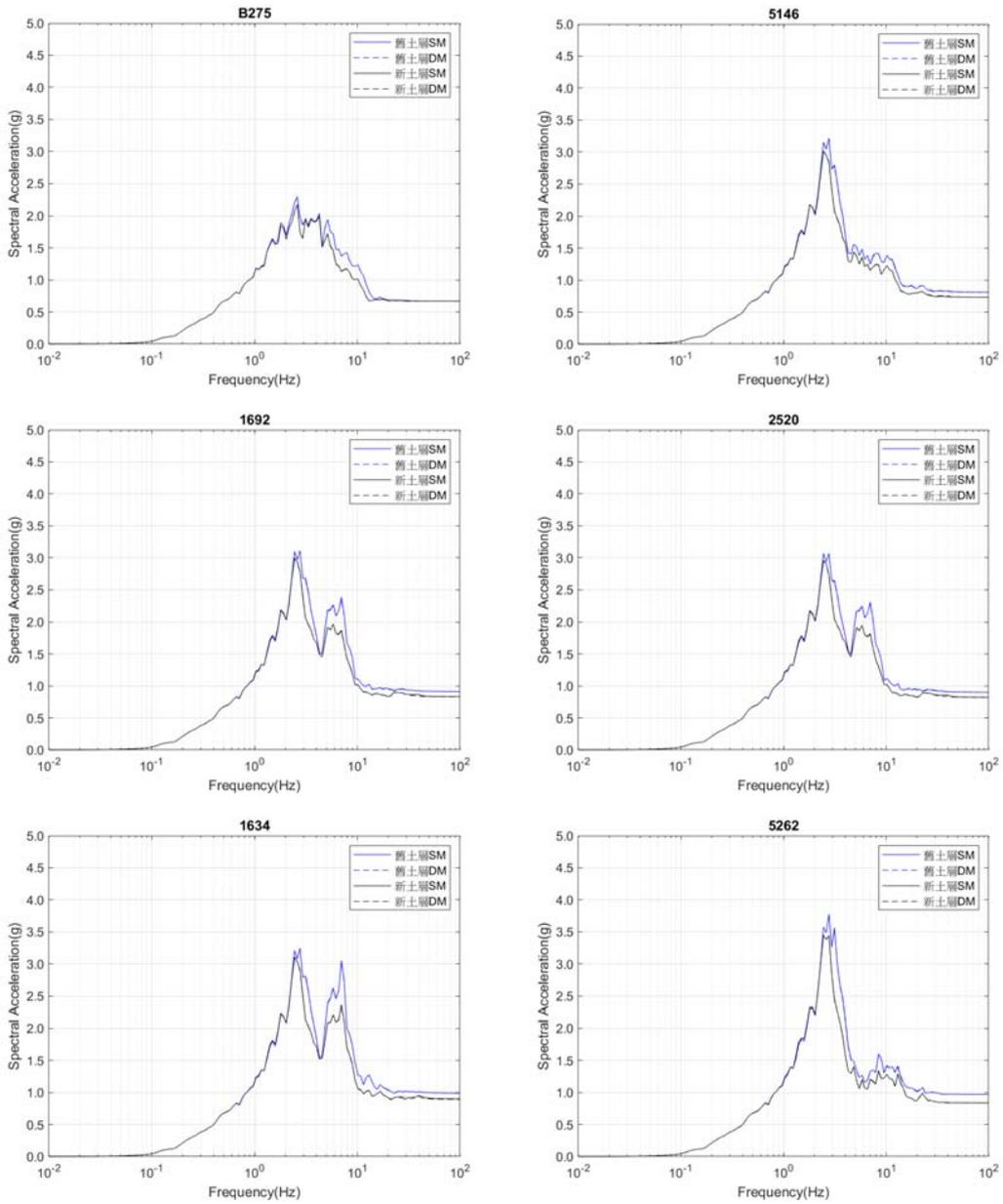


圖 11-7 RLE 下，NS 方向反應譜

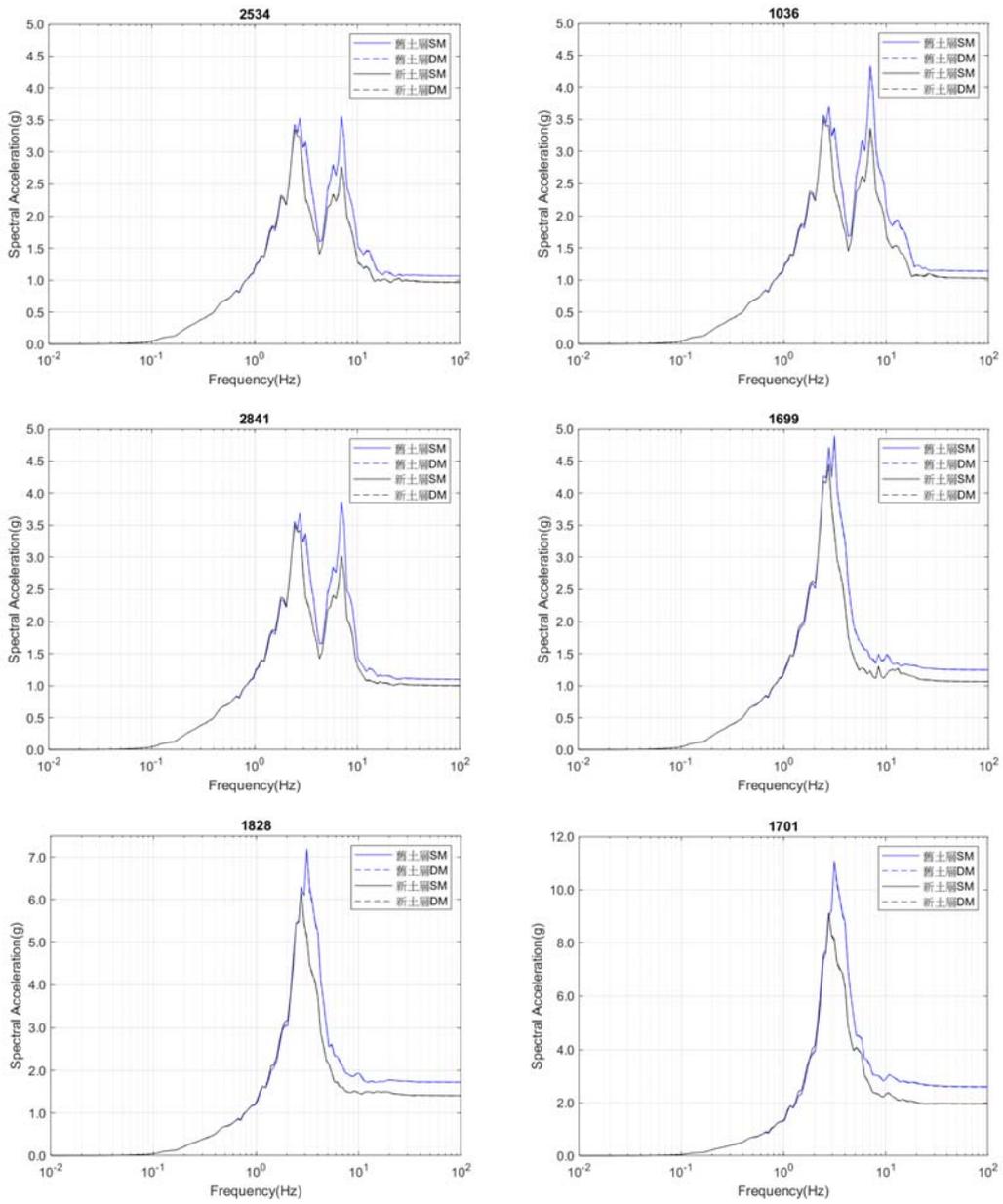


圖 11-7 (續)

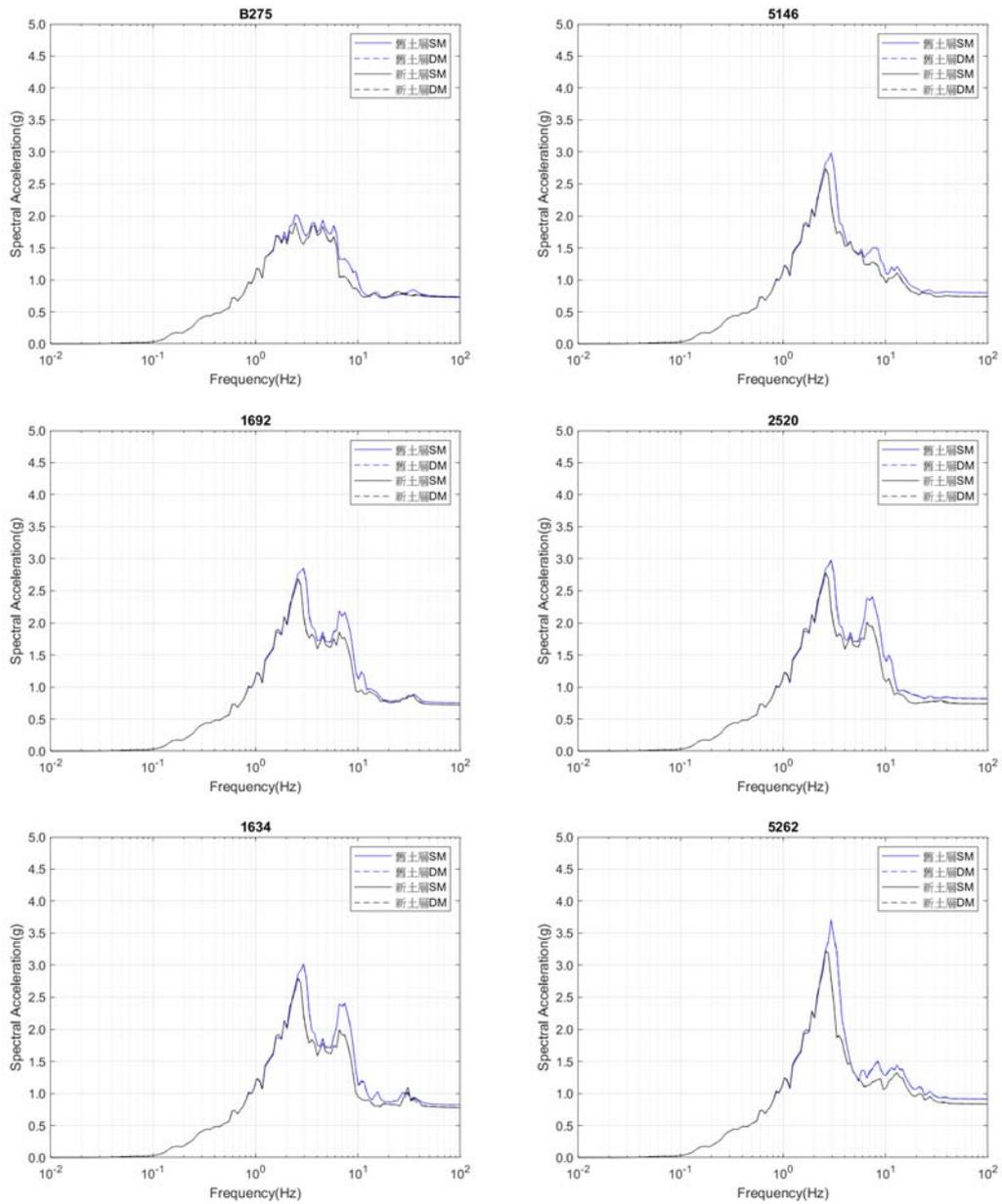


圖 11-8 RLE 下，EW 方向反應譜

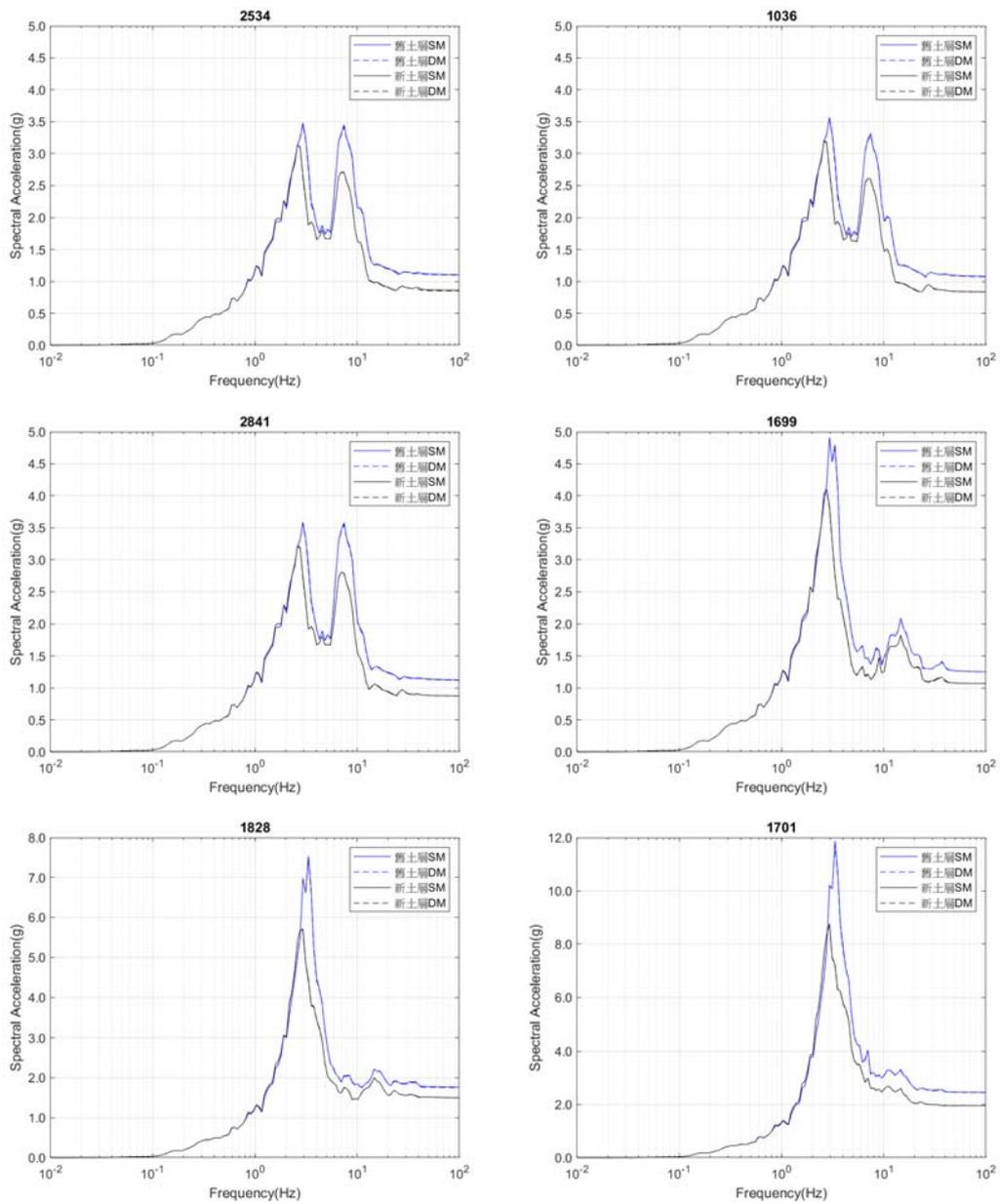


圖 11-8 (續)

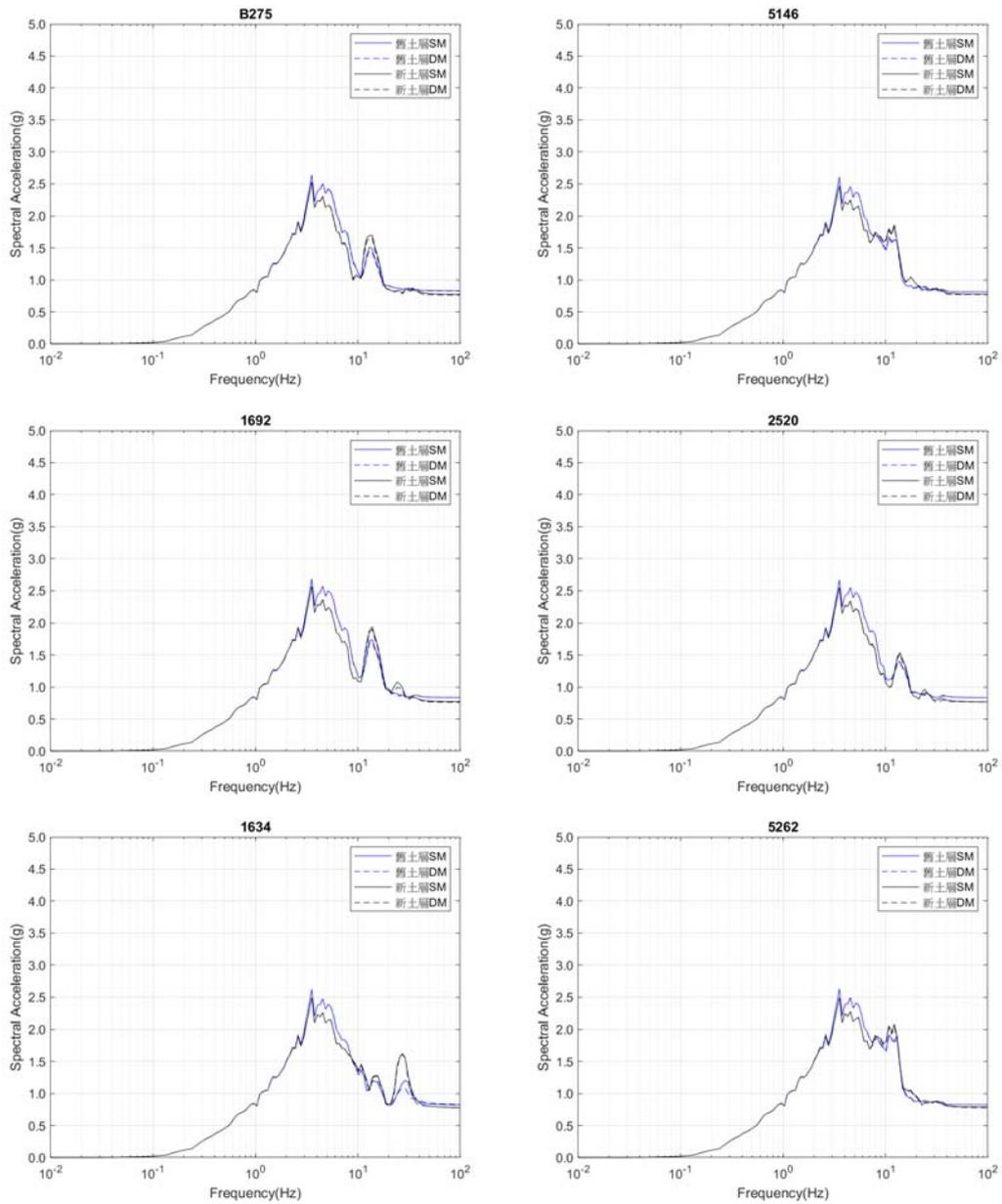


圖 11-9 RLE 下，UD 方向反應譜

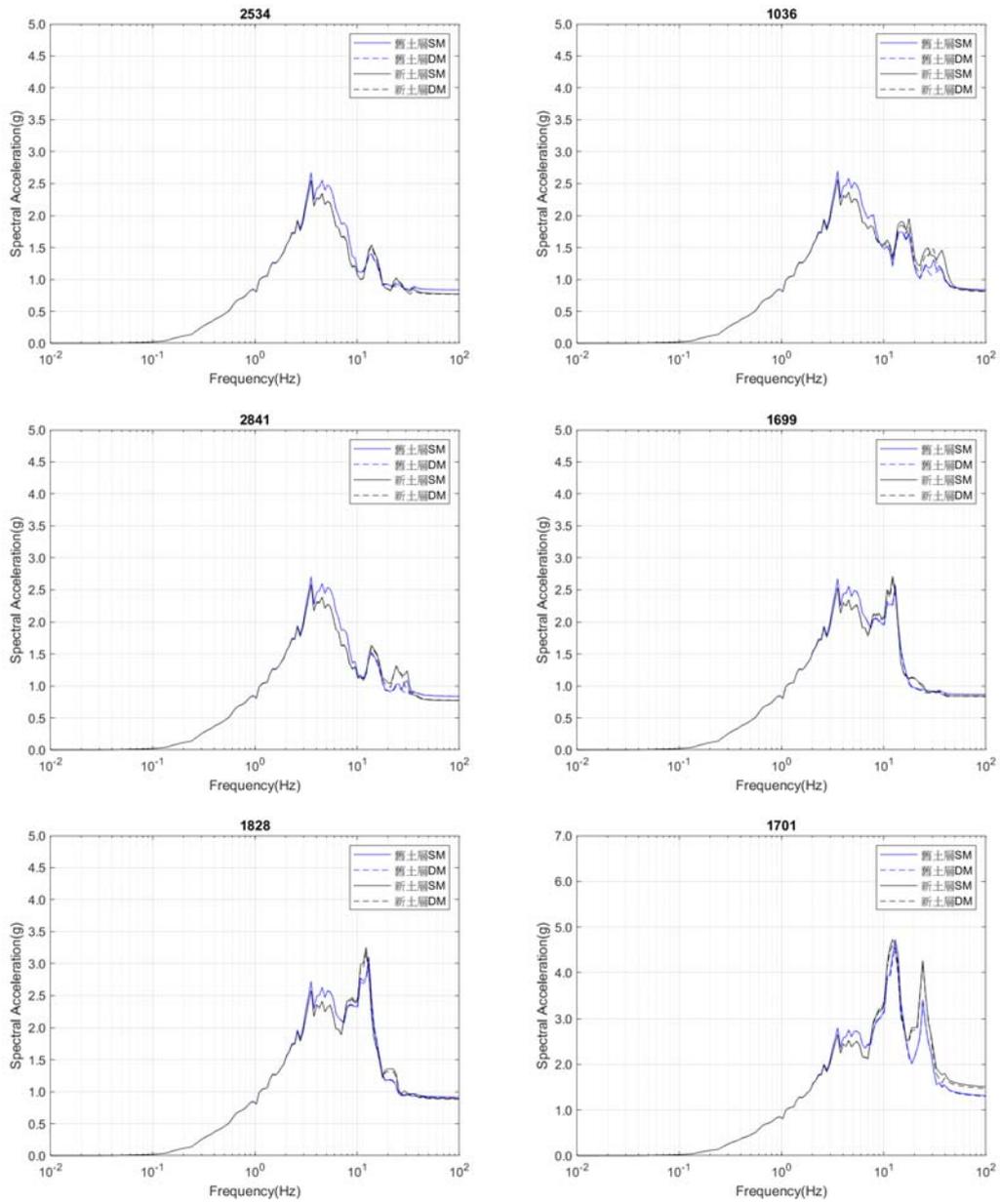


圖 11-9 (續)

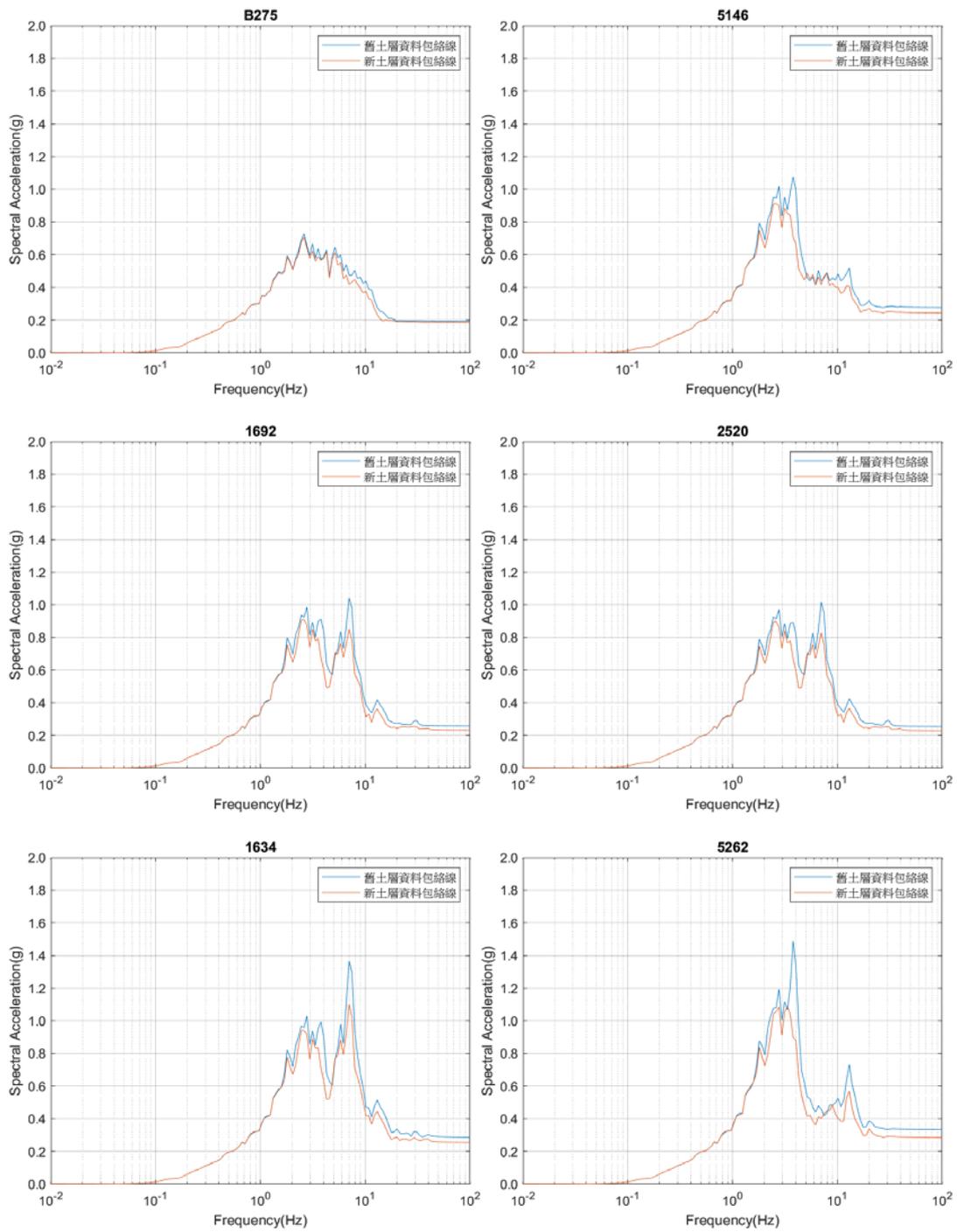


圖 11-10 OBE 下，NS 方向反應譜

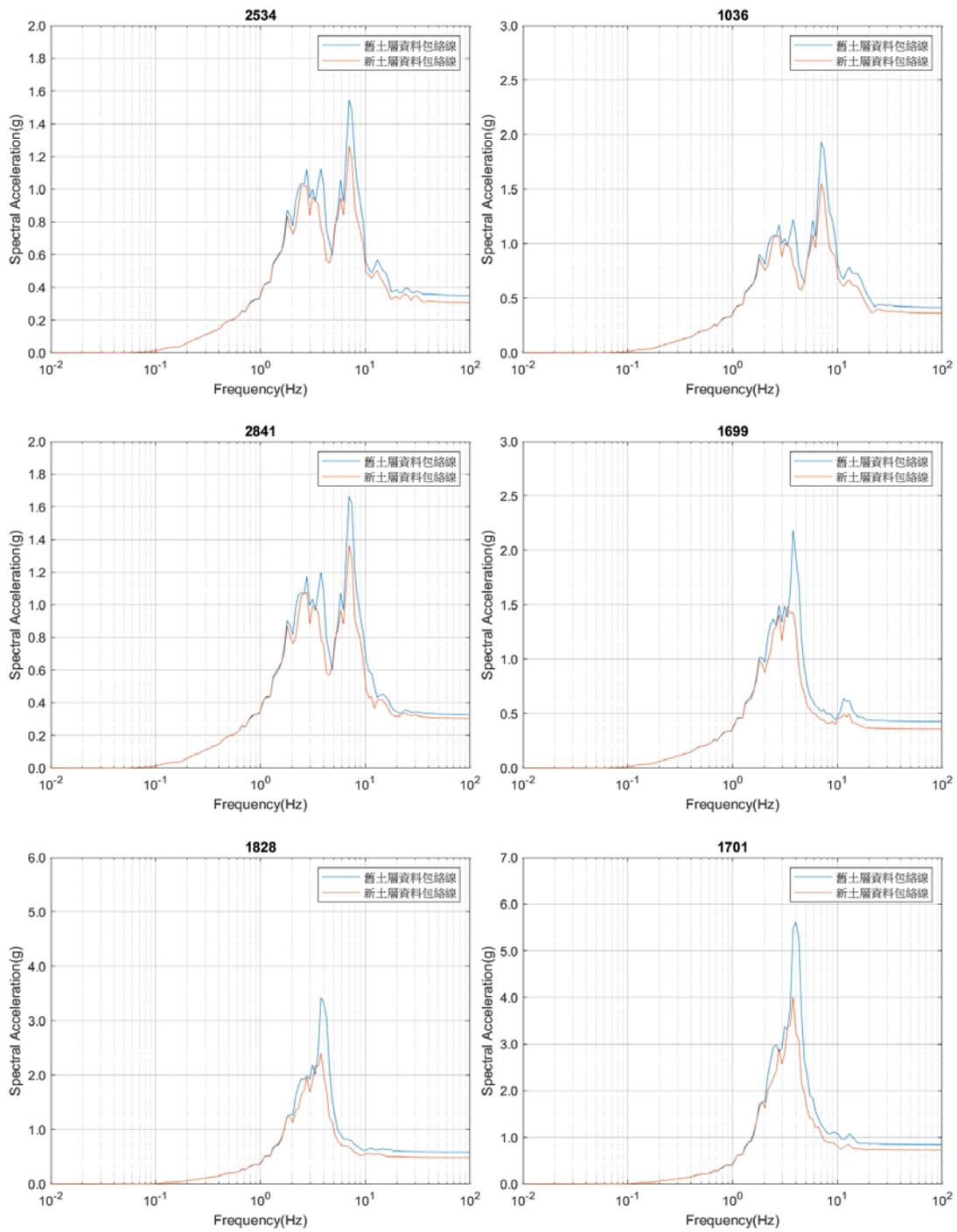


圖 11-10 (續)

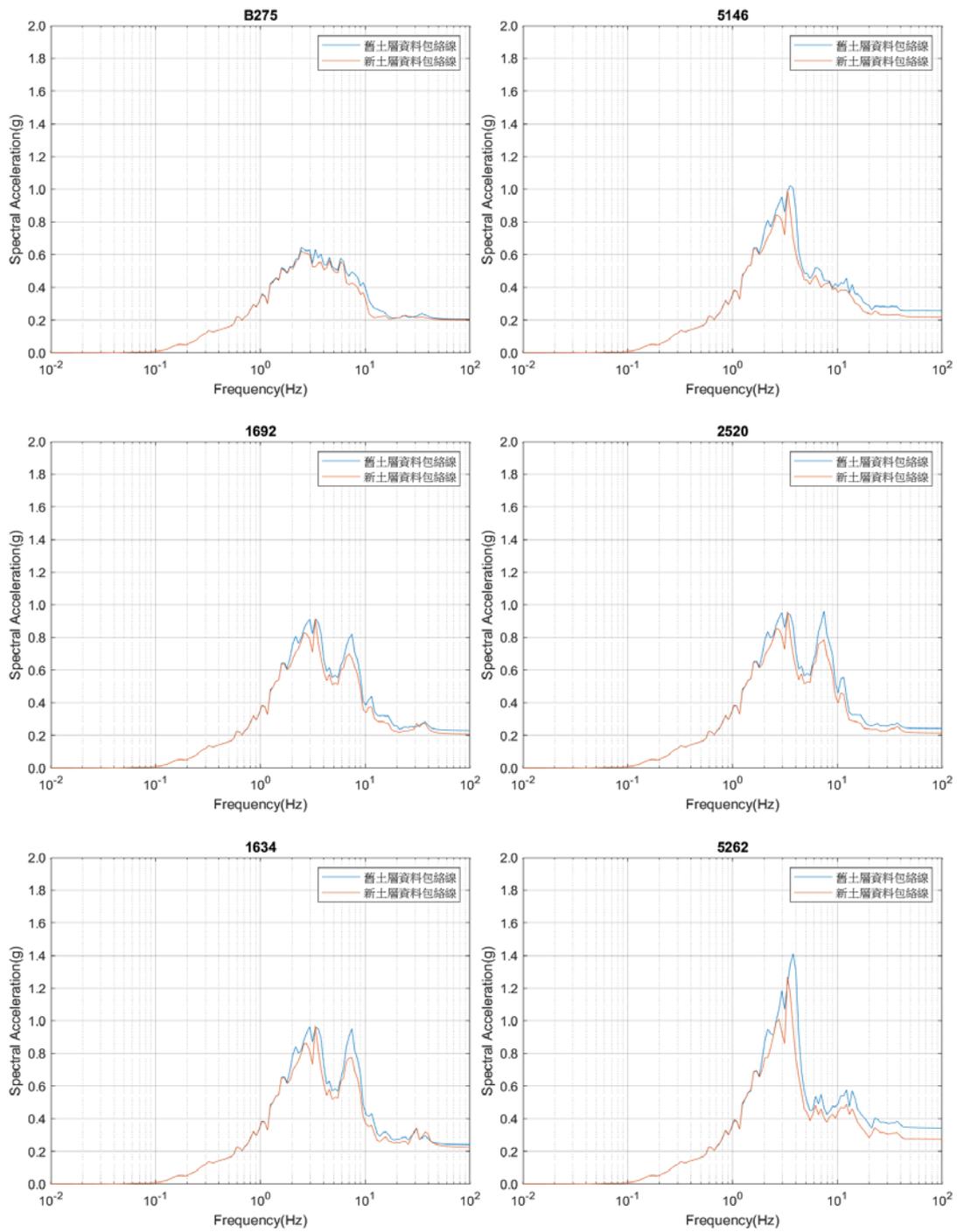


圖 11-11 OBE 下，EW 方向反應譜

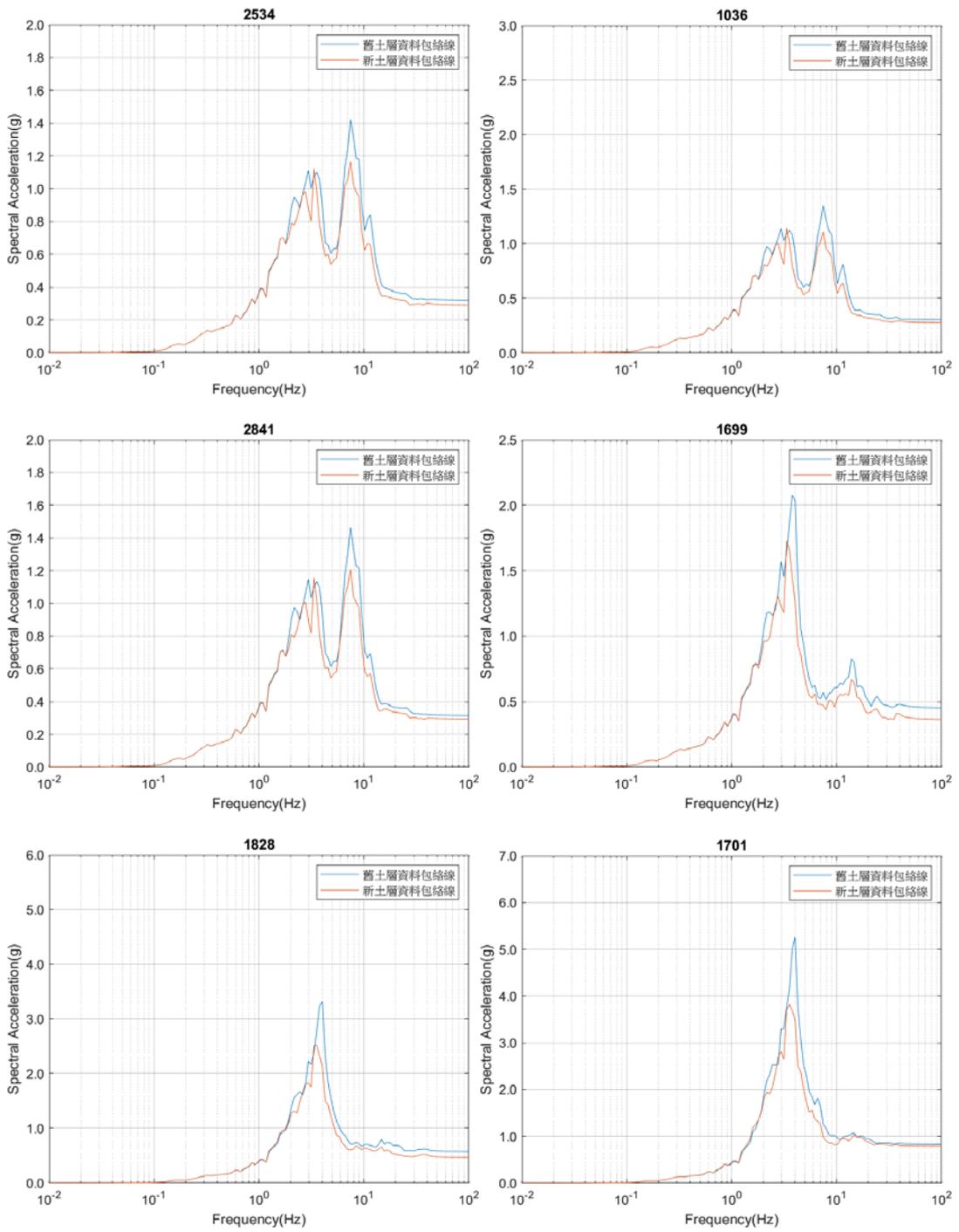


圖 11-11 (續)

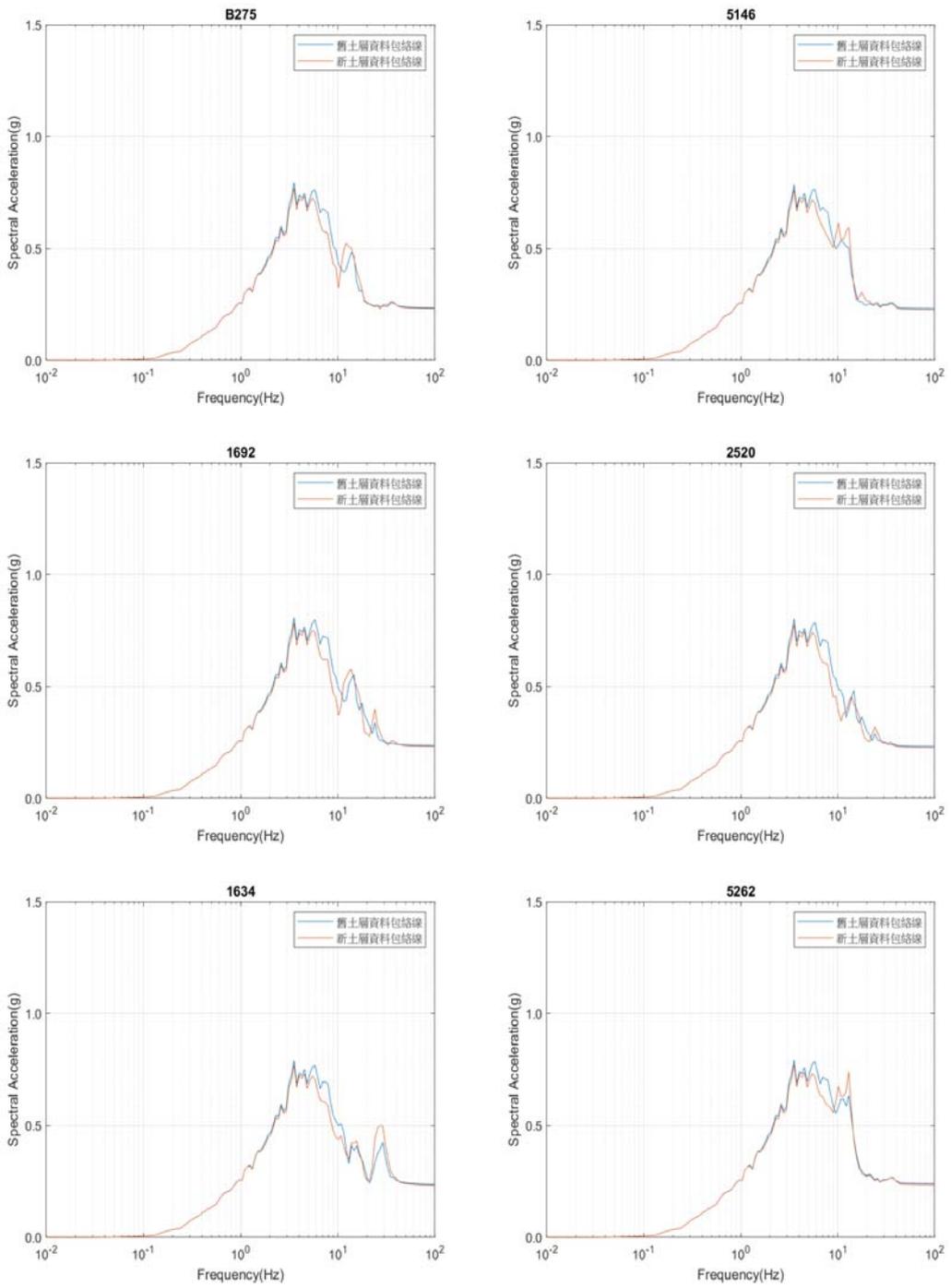


圖 11-12 OBE 下，UD 方向反應譜

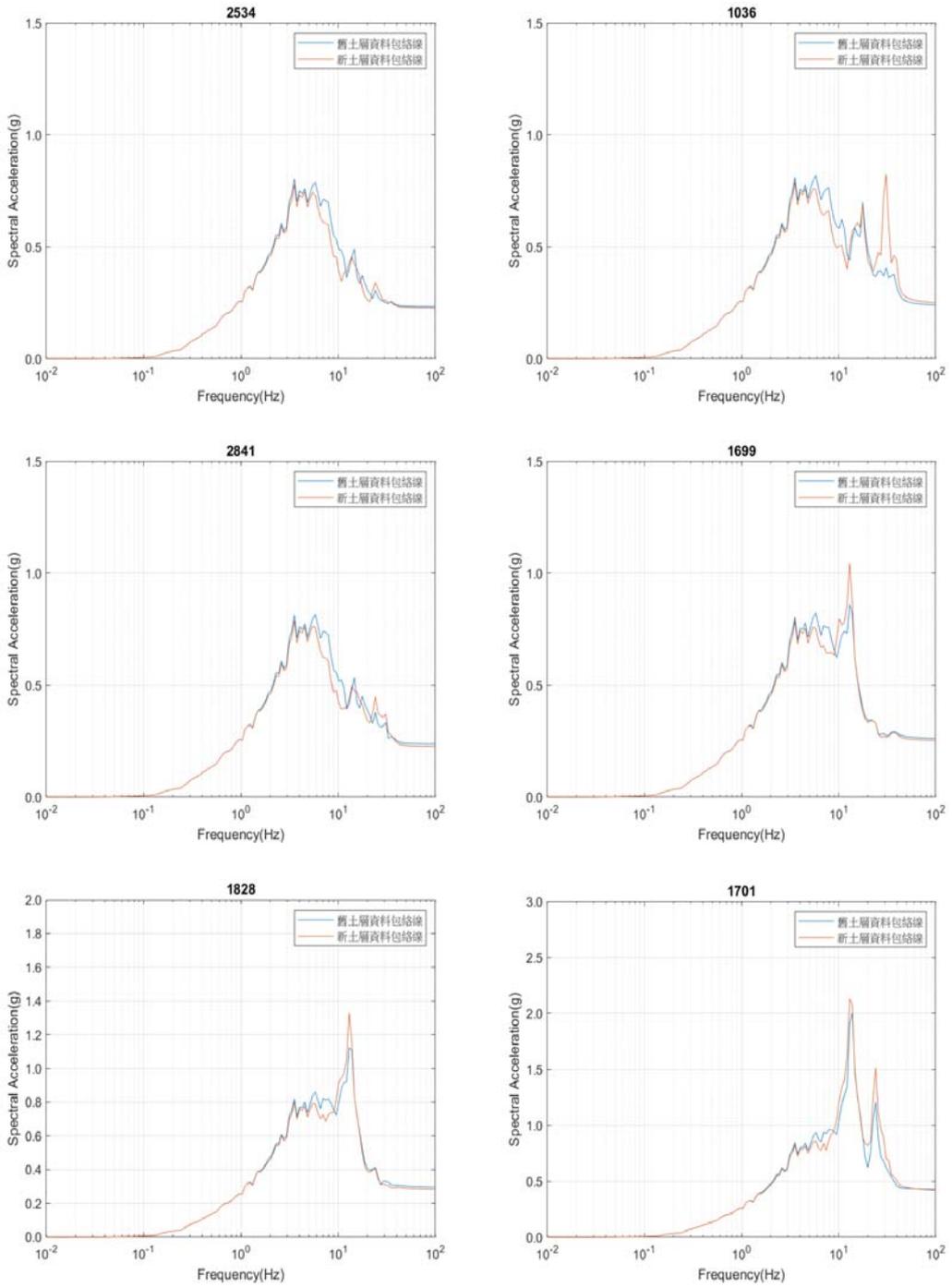


圖 11-12 (續)

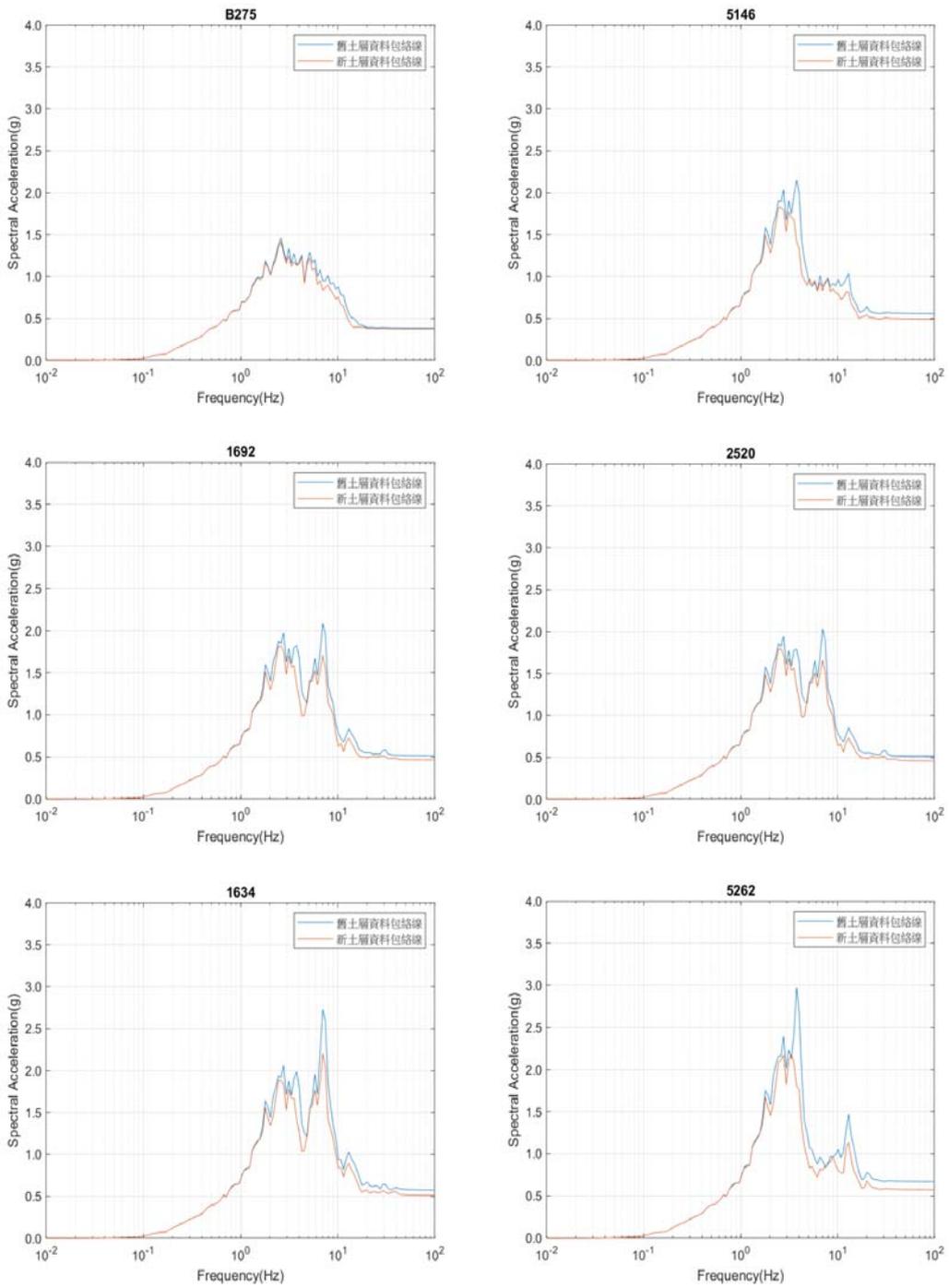


圖 11-13 SSE 下，NS 方向反應譜

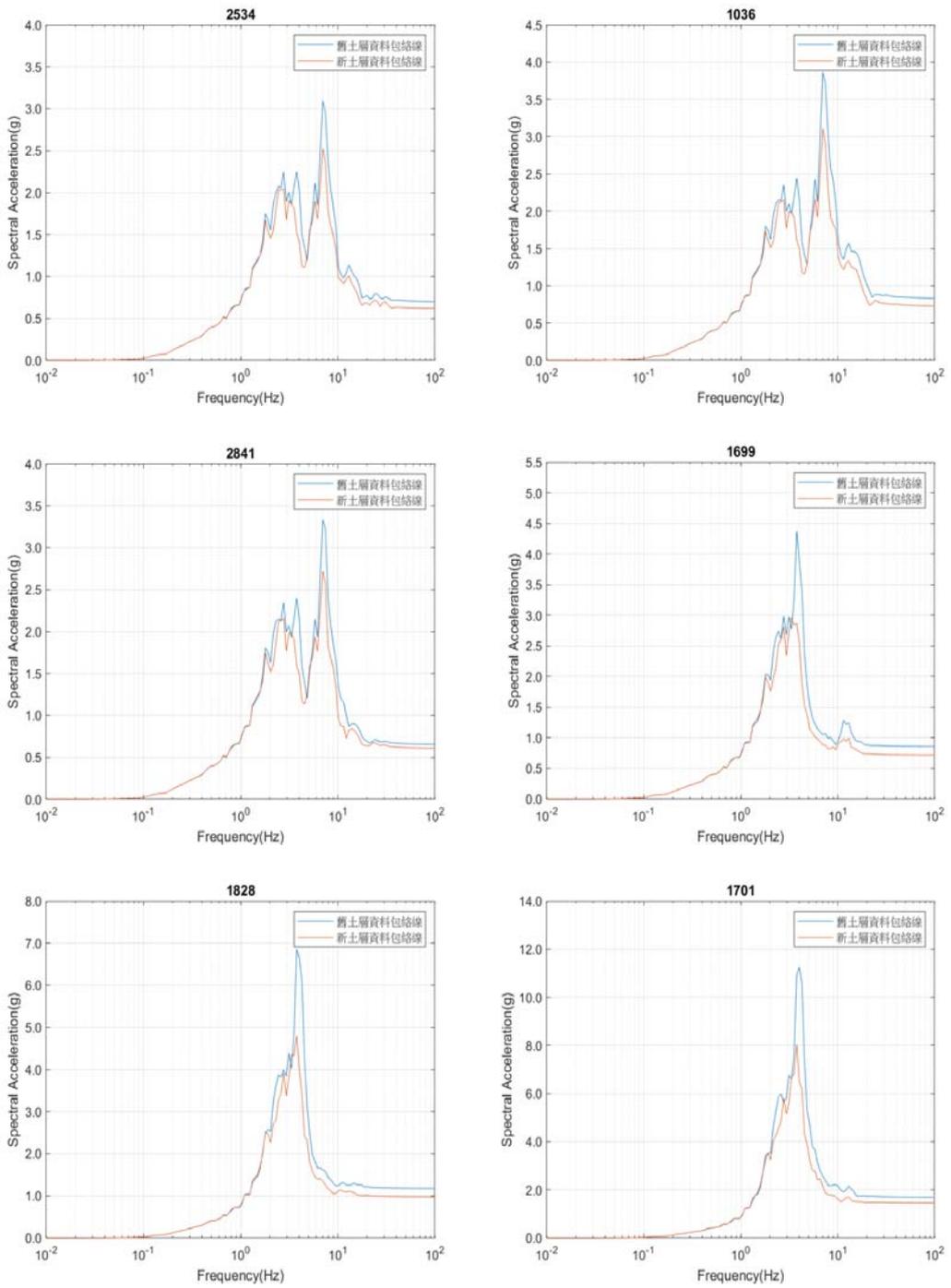


圖 11-13 (續)

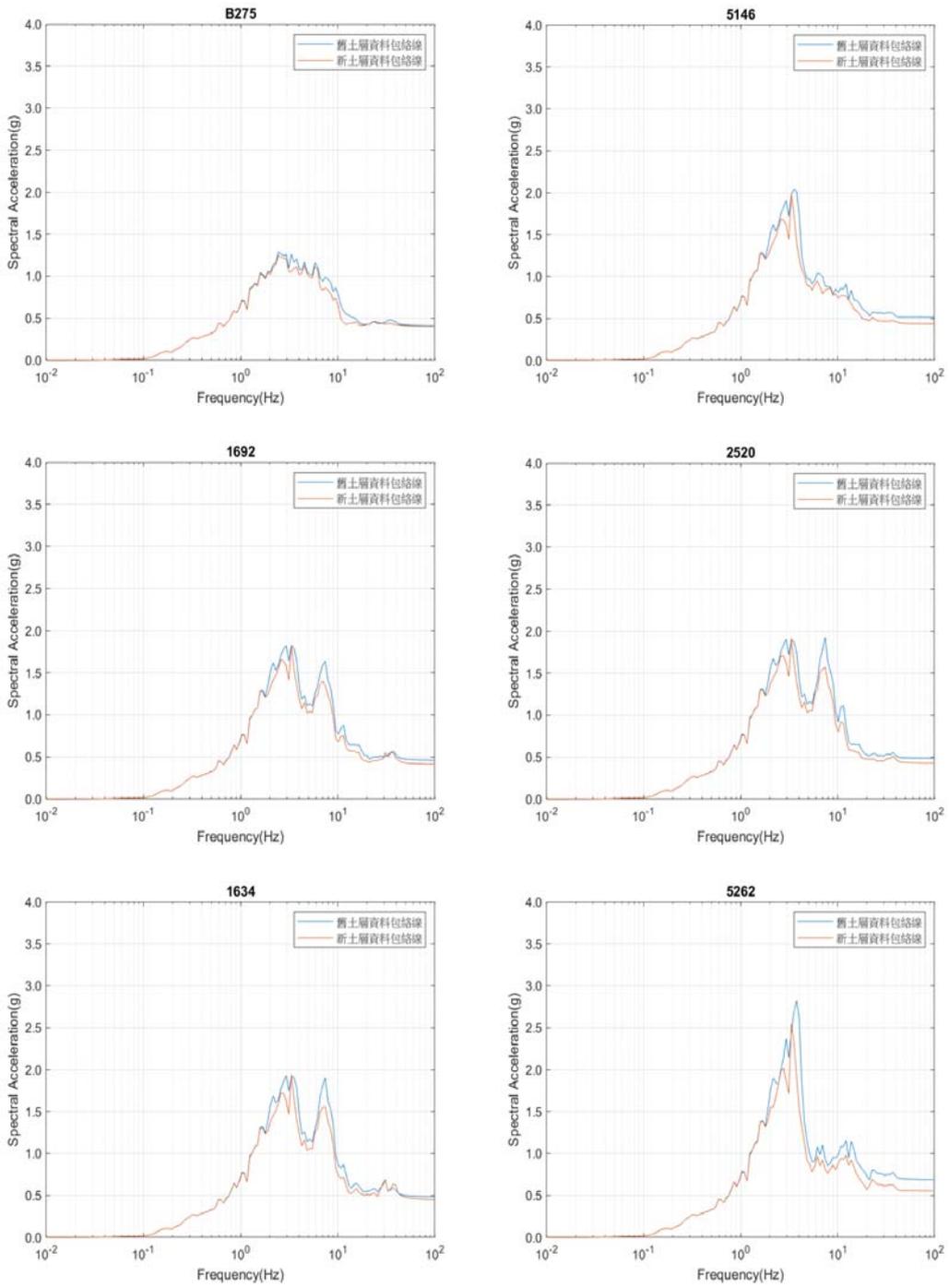


圖 11-14 SSE 下，EW 方向反應譜

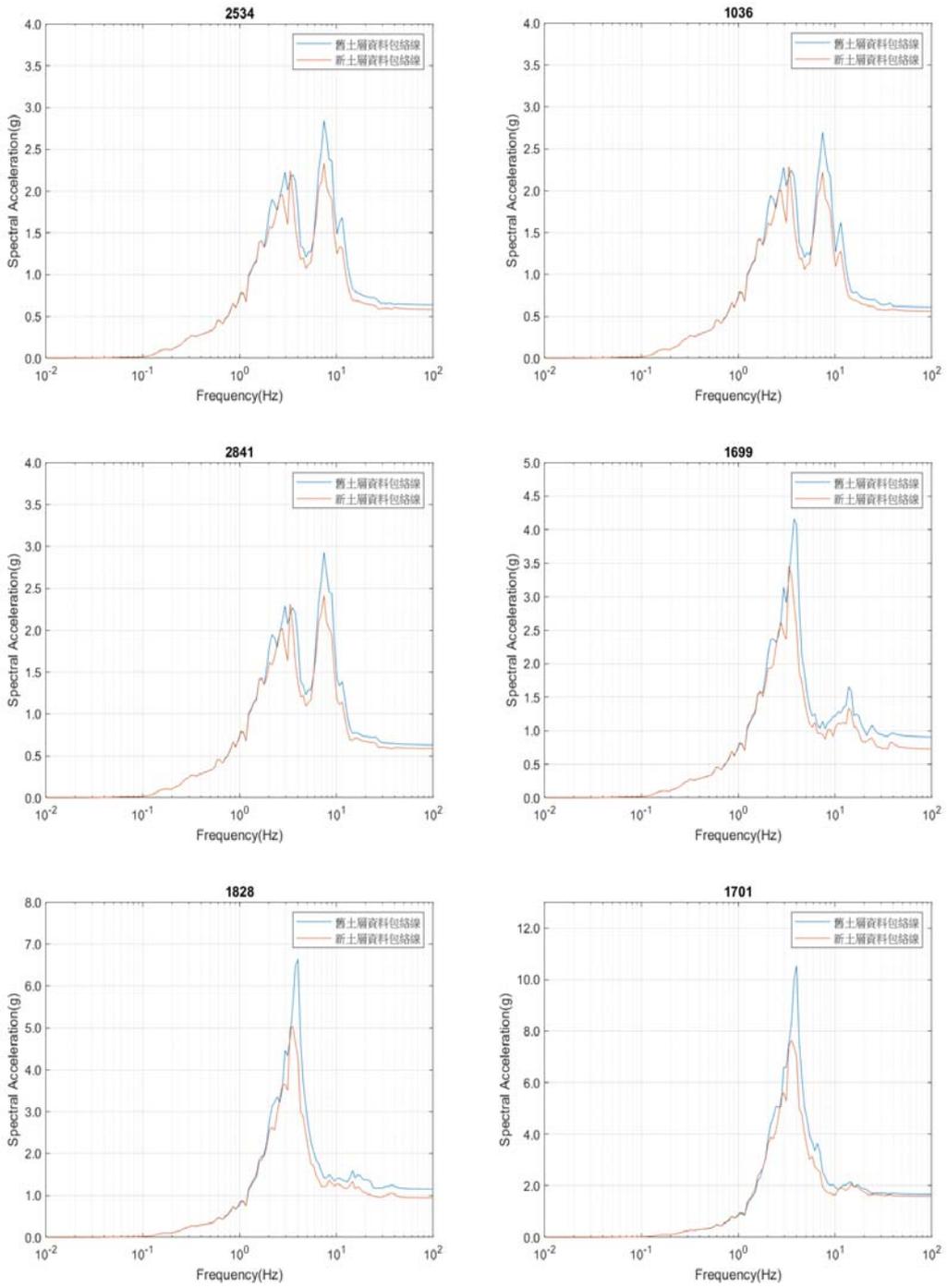


圖 11-14 (續)

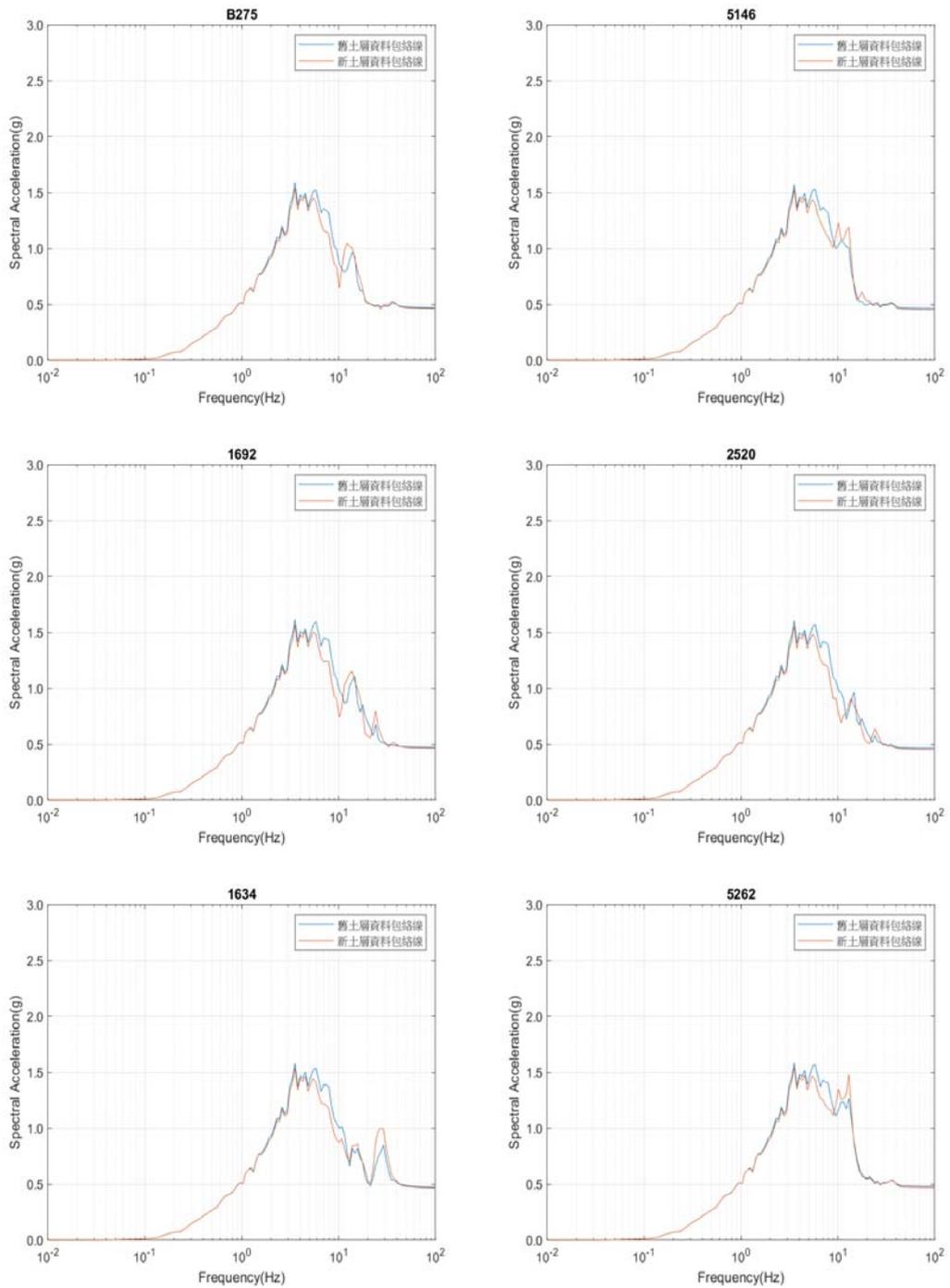


圖 11-15 SSE 下，UD 方向反應譜

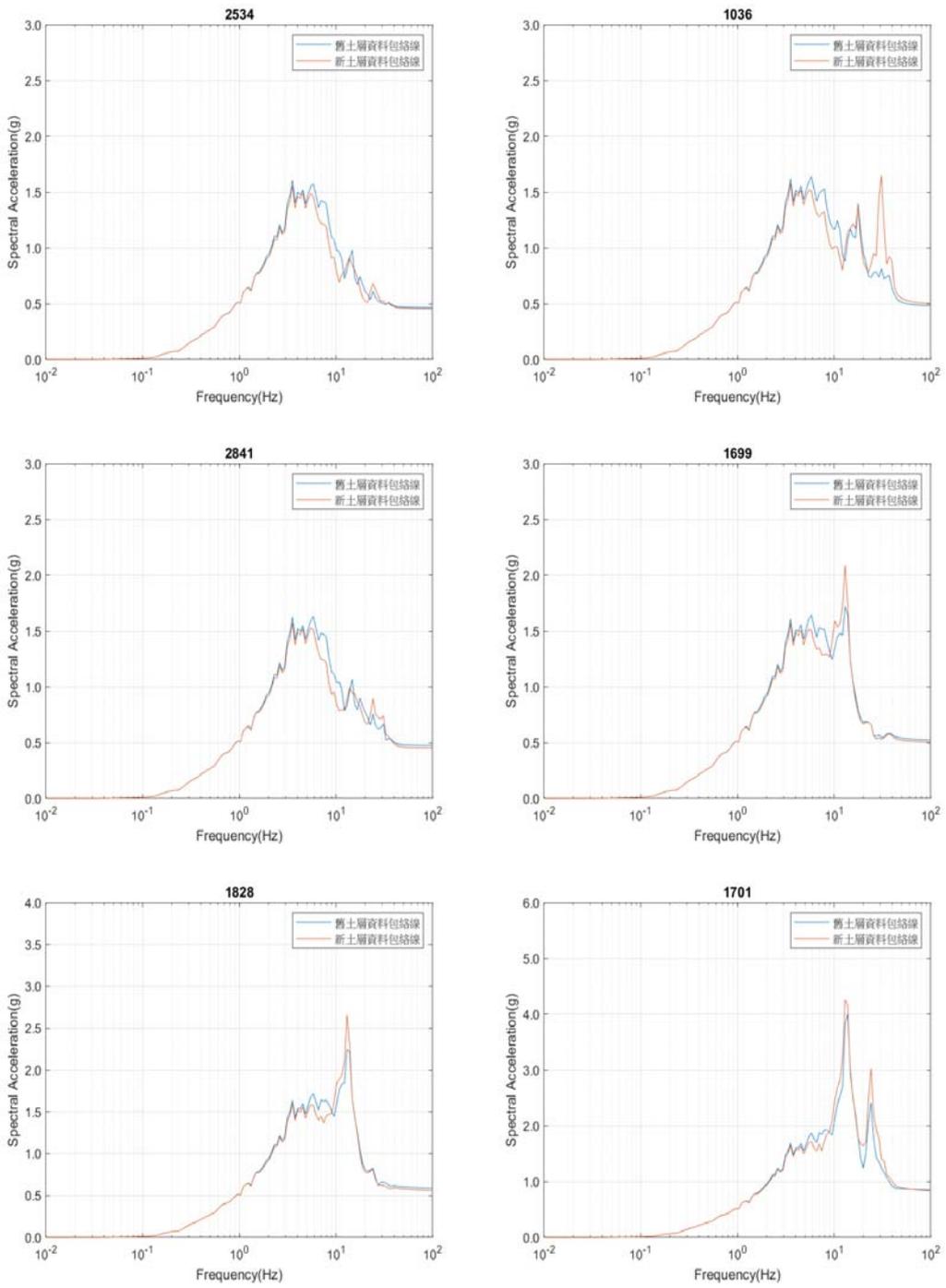


圖 11-15 (續)

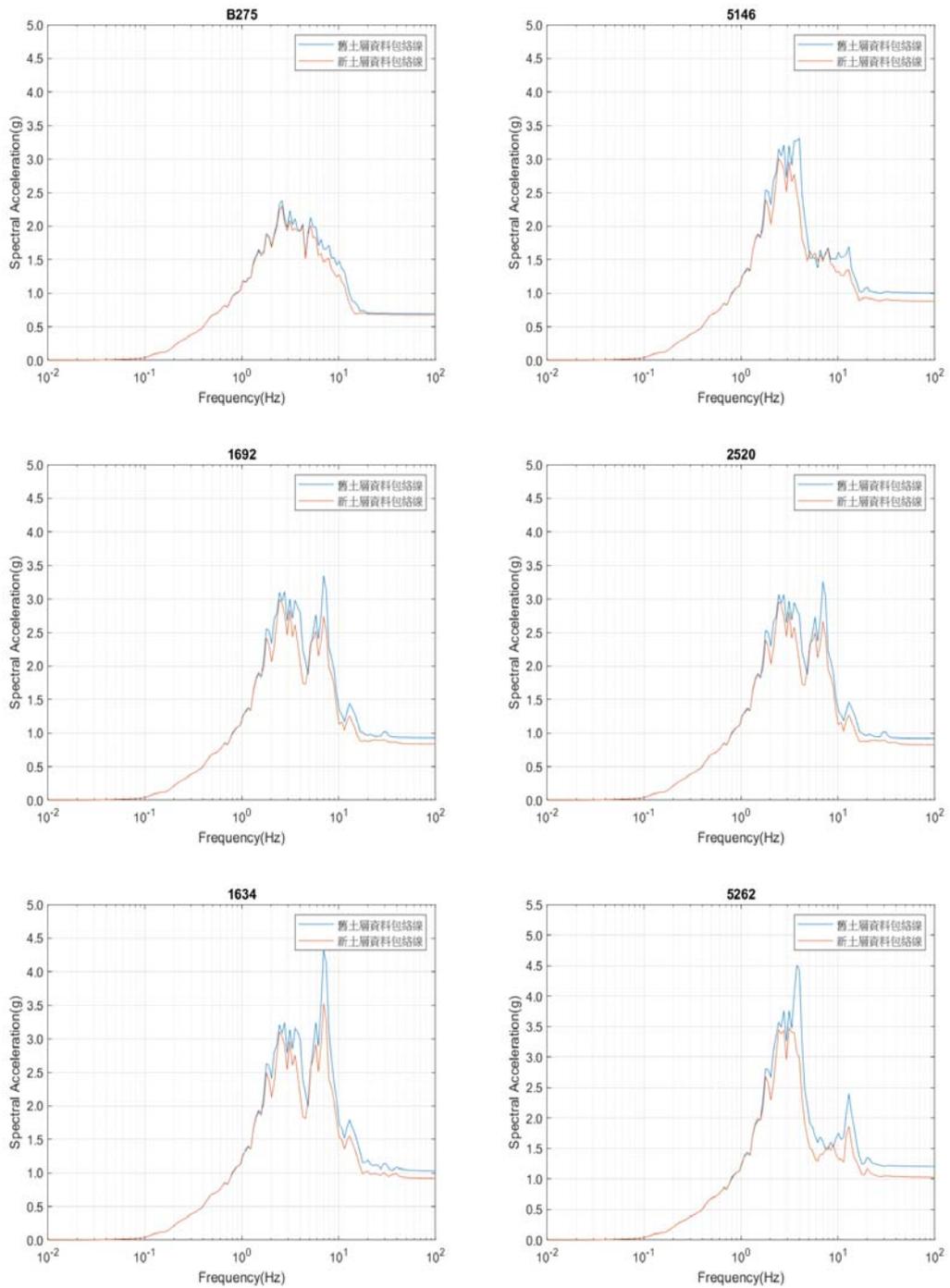


圖 11-16 RLE 下，NS 方向反應譜

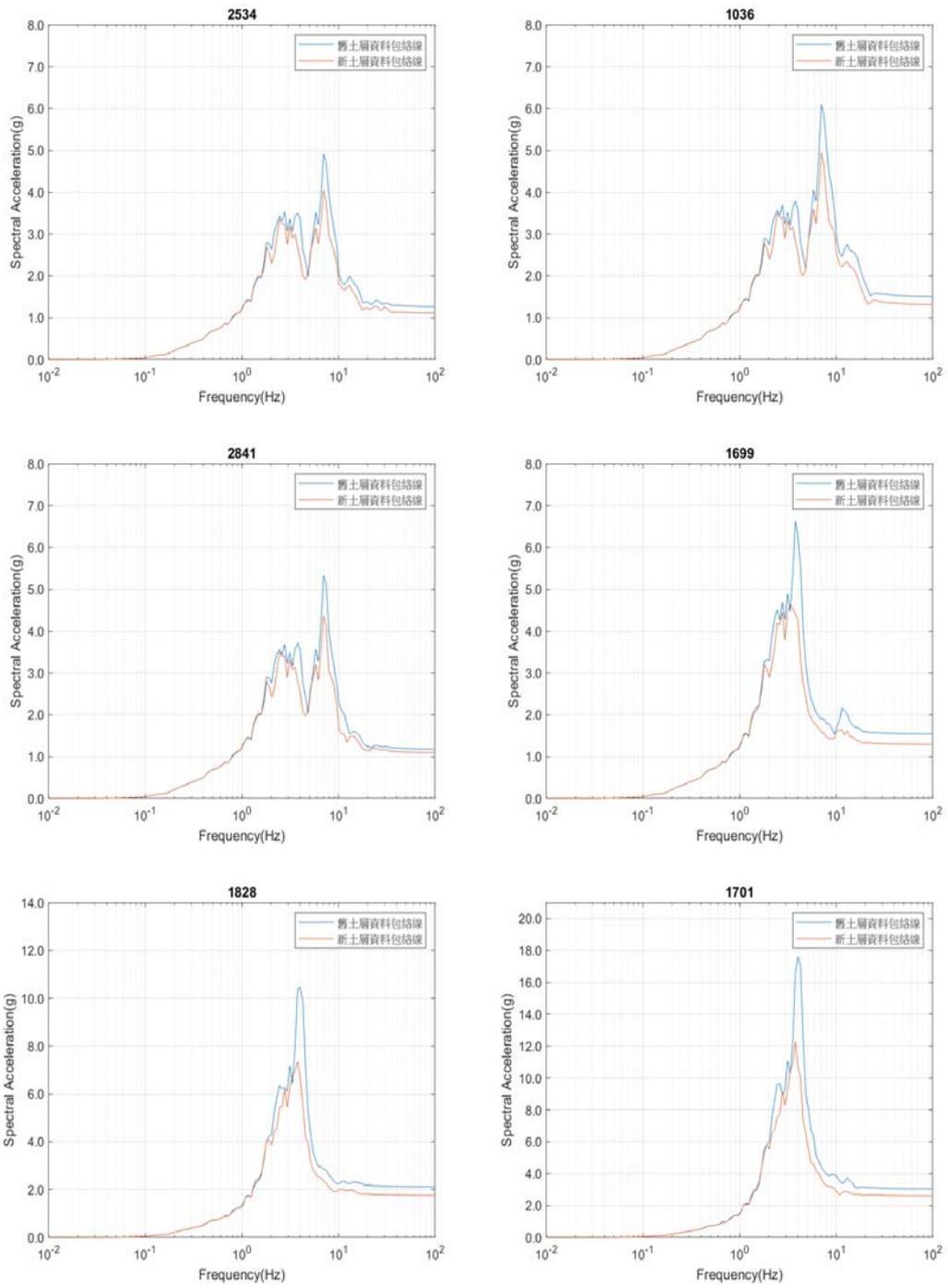


圖 11-16 (續)

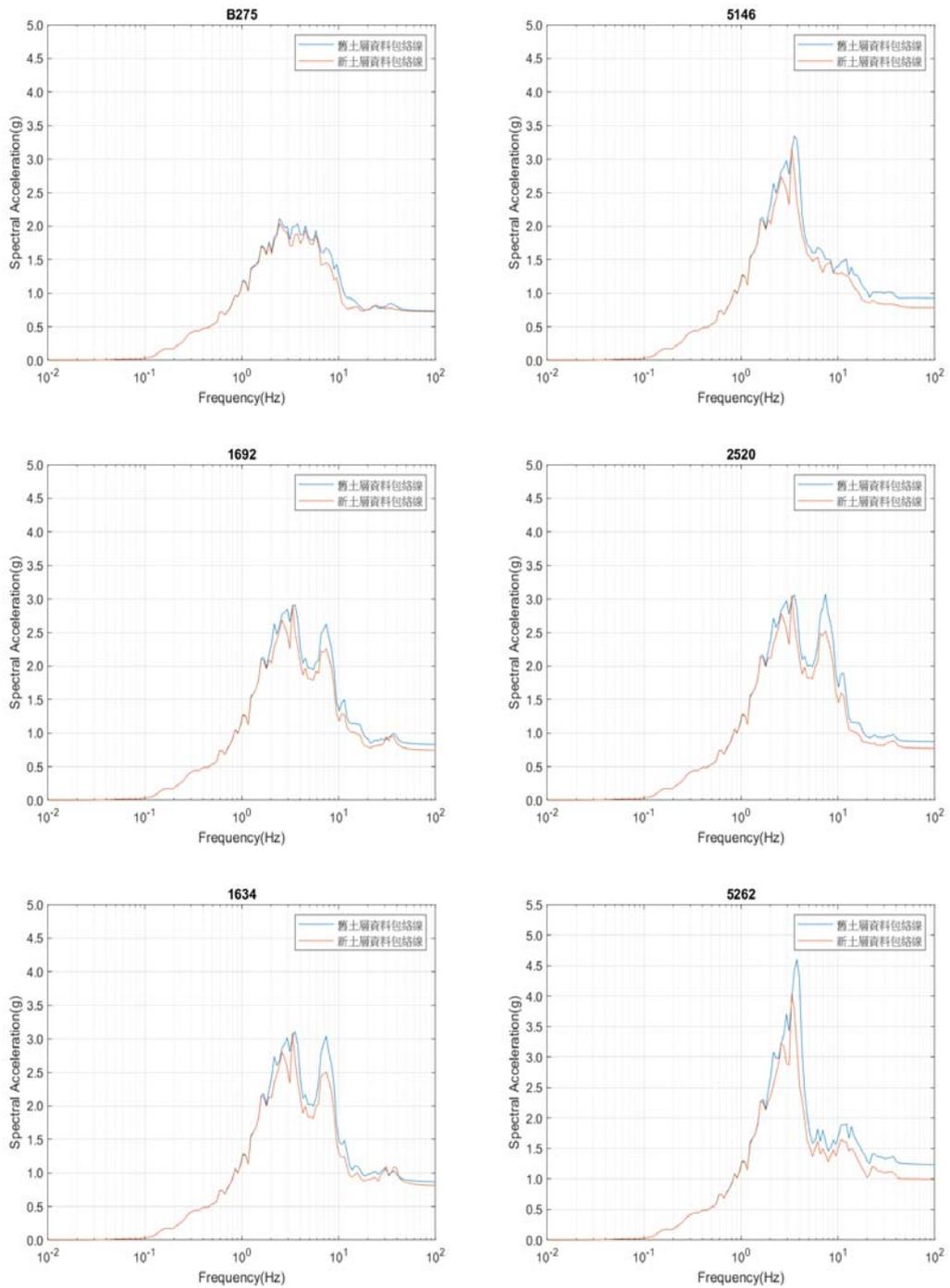


圖 11-17 RLE 下，EW 方向反應譜

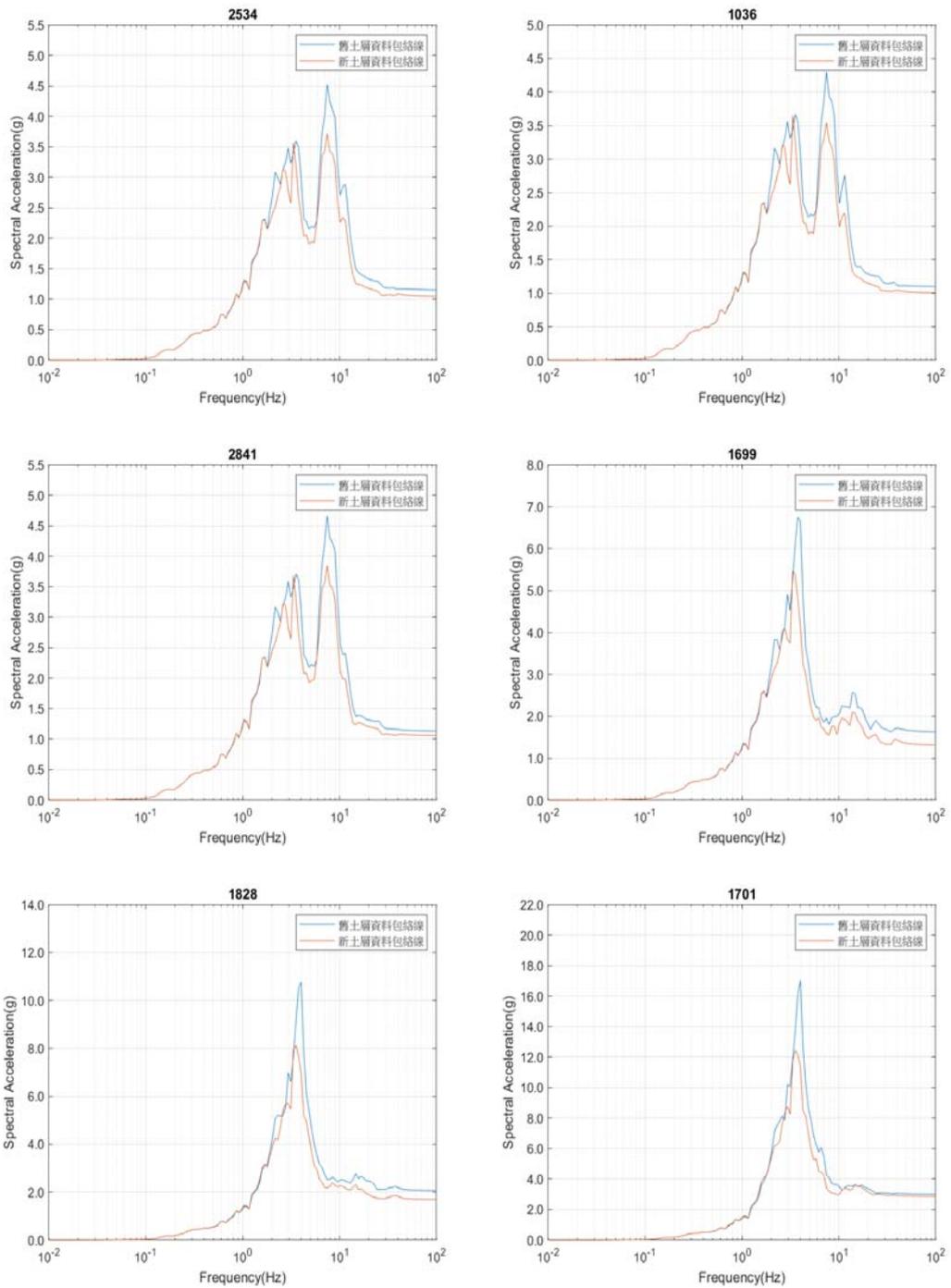


圖 11-17 (續)

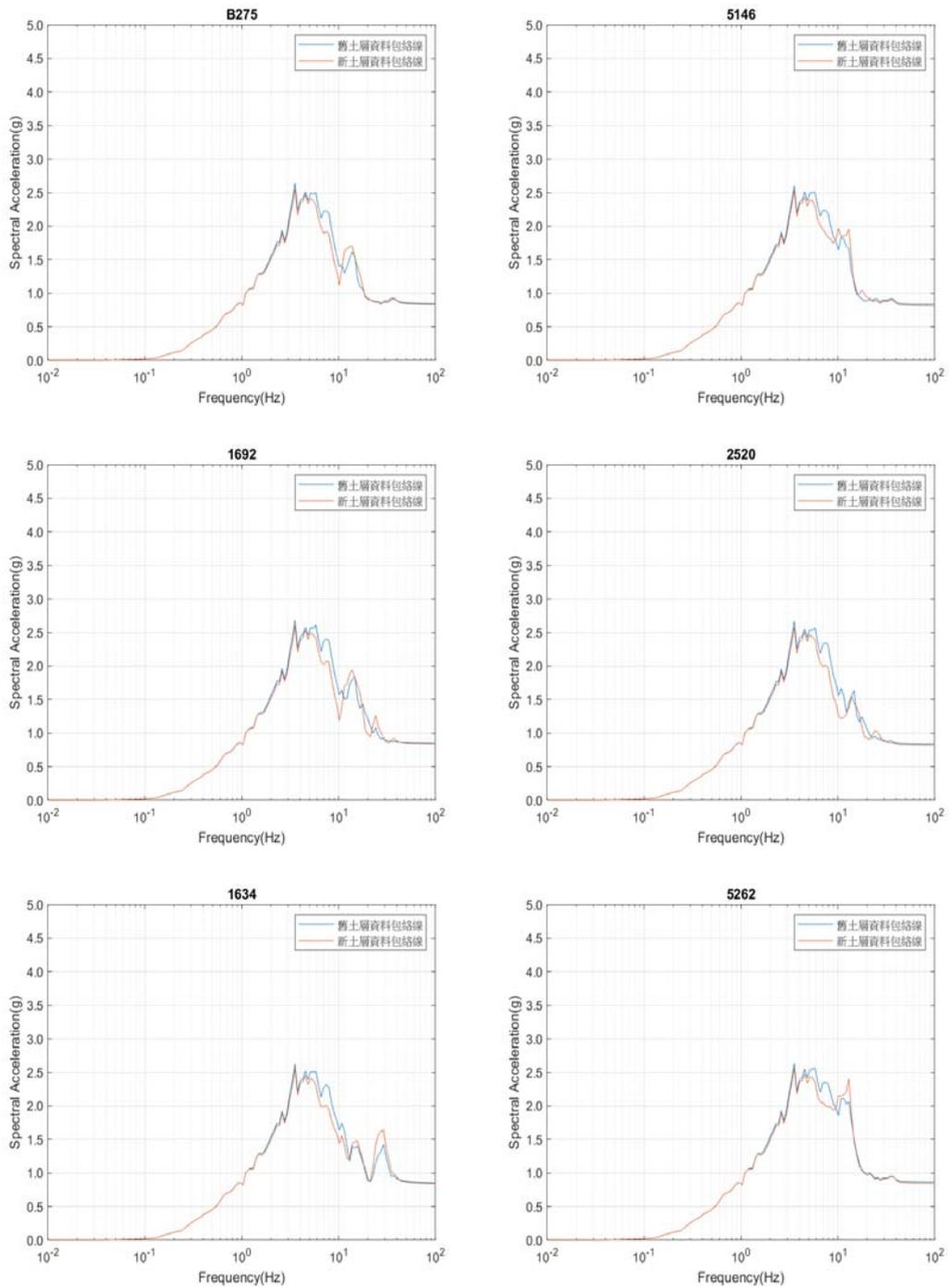


圖 11-18 RLE 下，UD 方向反應譜

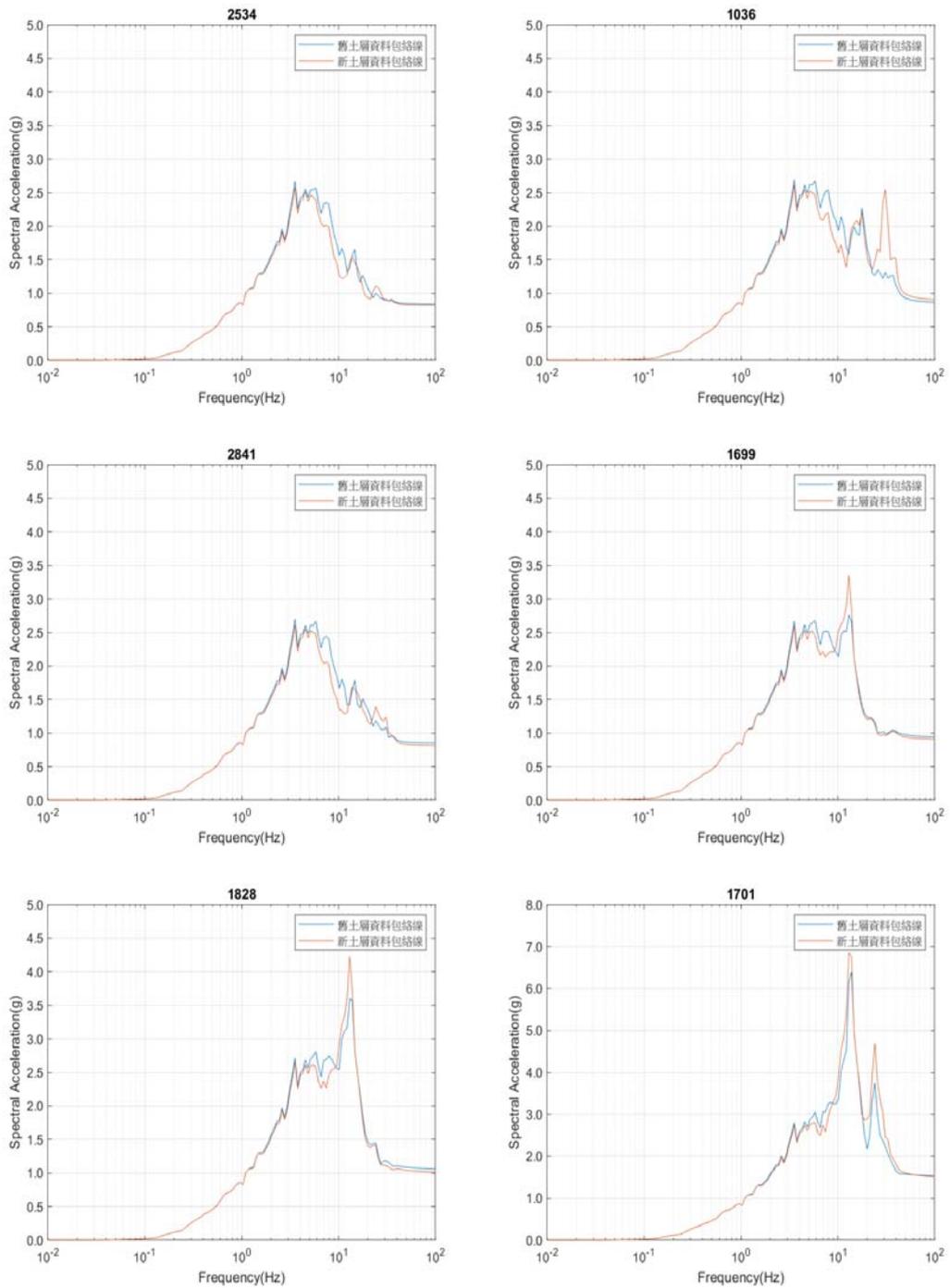


圖 11-18 (續)

肆、参考文献

1. Anderson, L. M., Elkhoraibi, T., and Ostadan, F. (2013), “Validation of SASSI2010 Solution Methods through Independent Verification Using SAP2000 for Deeply Embedded Structures with Large Footprints”, Transactions, SMiRT-22 San Francisco, California, USA, August 18-23, 2013, Division V.
2. Baker, J.W. (2008), *An introduction to probabilistic seismic hazard analysis (PSHA)*. White paper, version, 1, 72.
3. Beresnev, I.A. and Wen, K.-L. (1996), “Nonlinear Soil Response—A Reality?” *Bulletin of the Seismological Society of America*, 86(6), 1964-1978.
4. Costantino, C. J. (2009), *Consistent Site Response—SSI Calculations, Revision 1*, BNL. (ADAMS Accession No. ML091980384).
5. Chu, S.Y. and Kang, C.J. (2021), “Development of the Structural Health Record of Containment Building in Nuclear Power Plant, *Nuclear Engineering and Technology*, 53(6), 2038-2045.
6. Coppersmith, K.J., Bommer, J., Hanson, K., Coppersmith, R., Unruh, J.R., Wolf, L., Youngs, R., Al Atik, L., Rodriguez-Marek, A., Toro, G., and Montaldo-Falero, V. (2014), *Hanford Sitewide Probabilistic Seismic Hazard Analysis*, PNNL-23361, Pacific Northwest National Laboratory, Richland, Washington.
7. Coronado, C., Anderson, L., and Ostadan, F. (2013), “Verification of SASSI Extended Subtraction Method for Computing the Seismic Response of Deeply Embedded Structures ” , Transactions, SMiRT-22 San Francisco, California, USA, August 18-23, 2013, Division III.

8. Darendeli, M.B. (2001), *Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves*, The university of Texas at Austin.
9. EPRI (1991), *A Methodology for Assessment of Nuclear Plant Seismic Margin, Revision 1*, EPRI Report NP-6041-SLR1, Palo Alto, CA.
10. EPRI (2009), *Seismic Fragility Applications Guide Update*, EPRI Report 1019200, Palo Alto, CA.
11. EPRI (2013), *Seismic Evaluation Guidance: Augmented Approach for the Resolution of Fukushima Near-Term Task Force Recommendation 2.1-Seismic*, EPRI Final Report 3002000704.
12. GeoPentech (2015), *Southwestern United States Ground Motion Characterization SSHAC Level 3*, Technical Report Rev.2.
13. Idriss, I. and Sun, J. (1991), *Users' Manual for SHAKE91: a Modified Version of SHAKE for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analyses of Horizontally Layered Soil Deposits*, Centre for Geotechnical Modelling, University of California, Berkley, CA.
14. Juang, J.-N. (1994), *Applied System Identification*, Prentice Hall PTR, Englewood Cliffs, New Jersey.
15. Keefer, D.L. and Bodily, S.E. (1983), "Three-Point Approximations for Continuous Random Variables", *Management Science*, 29(5), 595-609.
16. Kottke, A.R. and Rathje, E. M. (2008), *Technical Manual for Strata*, University of California, Berkeley.
17. Kottke, A.R. (2010), *A Comparison of Seismic Site Response Methods*, PhD Dissertation, The University of Texas at Austin.

18. Kottke, A.R., Wang X., and Rathje, E.M.(2013), *Technical Manual for Strata*, Geotechnical Engineering Center, University of Texas.
19. Kramer, S.L. (1996), *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, New Jersey.
20. Megill, R.E. (1977), *An Introduction to Risk Analysis*, Petroleum Publishing Company, Tulsa.
21. Morisita, H., Tanaka, H., Nakamura, N., Kobayashi, T., Kan, S., Yamaya, H., and Tang, H. T. (1993), *Forced Vibration Test of the Hualien Large Scale SSI Model*.
22. NCREE (2019a), *Development of the Hazard Input Document for Taiwan using SSHAC Level 3 Methodology-Volume 2: SSC Technical Report*, Taipei.
23. NCREE (2019b), *Development of the Hazard Input Document for Taiwan using SSHAC Level 3 Methodology-Volume 3: GMC Technical Report*, Taipei.
24. NCREE (2019c), *Development of the Hazard Input Document for Taiwan using SSHAC Level 3 Methodology-Volume 4: Hazard Input Document*, Taipei.
25. NUREG/CR-6728 (2001), *Technical Basis for Revision of Regulatory Guidance on Design Ground Motions: Hazard- and Risk-Consistent Ground Motion Spectra Guidelines*, U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington, DC.
26. NUREG/CR-6769 (2002), *Technical Basis for Revision of Regulatory Guidance on Design Ground Motions: Development of Hazard- and Risk- Consistent Ground Motion Spectra for Two Sites*, U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington, DC.
27. Ostadan, F., and Kennedy, R. (2014), “Consistent Site-Response /Soil-Structure Interaction Analysis and Evaluation”, *Nuclear*

- Engineering and Design*, 269, 72-77.
28. Pearson, E.S. and Tukey, J.W. (1965), “Approximate Means and Standard Deviations Based on Distances between Percentage Points of Frequency Curves”, *Biometrika*, 52(3-4), 533-546.
 29. Regulatory Guide 1.208 (2007), *A Performance-Based Approach to Define the Site-Specific Earthquake Ground Motion*, U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington, DC.
 30. Şafak, E. (1995), “Detection and Identification of Soil-Structure Interaction in Buildings from Vibration Recordings”, *Journal of Structural Engineering*, 121(5), 899-906.
 31. Sammon, J.W. (1969), “A Nonlinear Mapping for Data Structure Analysis”, *IEEE Trans. Comput.*, C-18, 401-409.
 32. Schnabel, P.B. (1972), *SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites*, EERC Report 72-12, University of California, Berkeley.
 33. Stewart, J.P. and Fenves, G.L. (1998), “System Identification for Evaluating Soil–Structure Interaction Effects in Buildings from Strong Motion Recordings”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 27(8), 869-885.
 34. Structural Engineering Institute (2005), “Seismic Design Criteria for Structures, Systems, and Components in Nuclear Facilities”, ASCE 43-05.
 35. Sugawara, Y., Uetake, T., Kobayashi, T., and Yamaya, H. (1995), *Forced Vibration Test of the Hualien Large Lcale SSI Model (Part 2)*.
 36. USGS (2009), *Implementation of the Guidelines for Level 3 and 4 PSHAs-Experience Gained from Actual Applications*, Menlo Park, CA, U.S. Geological Survey Open-File Report 2009-1093.

37. USNRC (1997) , *Recommendation for Probabilistic Seismic Hazard Analysis: Guidance on Uncertainty and Use of Experts*, Washington, D.C., U.S. Nuclear Regulatory Commission Report, NUREG/CR-6372.
38. USNRC (2012), *Practical Implementation Guidelines for SSHAC Level 3 and 4 Hazard Studies*, Washington, D.C., U.S. Nuclear Regulatory Commission Report, NUREG-2117, Rev. 1.
39. USNRC (1991), *NUREG-1407: Procedural and Submittal Guidance for the Individual Plant Examination of External Events (IPEEE) for Severe Accident Vulnerabilities*, ADAMS Number ML063550238, Washington, D.C.
40. USNRC (2010), *Interim Staff Guidance On Ensuring Hazard-Consistent Seismic Input for Site Response and Soil Structure Interaction Analyses*, DC/COL-ISG-017, ADAMS Accession No. ML100570203.
41. USNRC (2011), *Recommendations for Enhancing Reactor Safety in the 21st Century: The Near-Term Task Force Review of Insights From The Fukushima Dai-Ichi Accident*.
42. Wang, F., Sollogoub, P., Gantenbein, F., and Nedelec, M. (1998), “ Hualien Experiment: Seismic Analysis and Evaluation of the Current French Design Practice”, *Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*.
43. 「BWR4 電廠、BWR6 電廠、PWR 電廠 106 年~110 年地震觀測資料分析工作-108 年度成果報告書修訂版」, (2020)
44. 行政院原子能委員會核能管制處(2012) , 「PWR 電廠一、二號機第三次十年整體安全評估審查報告」。
45. 台灣電力股份有限公司, 「PWR 電廠五筆舊有地震資料識別結果」。

46. 行政院原子能委員會核能研究所，「PWR 電廠圍阻體廠房在設計地震下之非線性 SSI 分析研究-土壤近域及遠域非線性效應」。
47. 行政院原子能委員會核能研究所，「PWR 電廠圍阻體結構分析模型建立及其地震資料驗證計畫期末報告」。
48. 康展榮(2019)，「核電廠圍阻體之結構健康監測與診斷作業流程」，碩士論文，國立成功大學土木工程研究所，台南。
49. 周鼎、張仁德(1997)，「考慮土壤與結構互制的核能地震分析」。
50. 張仁德(2003)，「花蓮大比例尺圍阻體模型之土壤結構互制分析」。
51. 廖克弘(2013)，「以套裝軟體進行進步型核電廠為阻體結構樓板地震反應分析之地震輸入研究」，行政院原子能委員會核能研究所委託研究計畫報告。
52. 廖克弘(2016)，「核三廠圍阻體廠房在設計地震下之非線性 SSI 分析研究-土壤近域及遠域非線性效應」，行政院原子能委員會核能研究所委託研究計畫報告。
53. 許尚逸、陳正興、林威廷(2012)，「花蓮大比例尺圍阻體模型強制振動試驗之模擬分析」。
54. 曾盈達、高雍超(2019)，「核電廠土壤結構互制分析標準作業手冊」，核電廠結構地震反應安全分析管制技術研究計畫報告。
55. 曾盈達、高雍超(2017)，「核二廠輔機廠房土壤結構互制分析-DIRECT 及 SUBTRACTION 分析法比較」，核電廠結構地震反應安全分析管制技術研究計畫報告。
56. 政院原子能委員會核能管制處(2014)，「核能三廠耐震安全餘裕評估計畫成果總結報告」。
57. 許皓程(2018)，「馬鞍山核電廠圍阻體土壤結構互制之動力分析」，國立成功大學土木工程研究所碩士論文。