

108 年核電廠超越設計地震 之地震安全管理技術研究

受委託單位：財團法人成大研究發展基金會

研究主持人：洪李陵

協同主持人：盧煉元、蕭士俊、方中、侯琮欽、王雲哲、

洪崇展、朱世禹、鍾興陽

研究期程：中華民國 108 年 5 月至 108 年 12 月

研究經費：新臺幣 335 萬元

行政院原子能委員會 委託研究

中華民國 108 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）

行政院原子能委員會
委託研究計畫研究報告

108 年核電廠超越設計地震之地震安全管制技術研究

地震危害度高階分析(PSHA SSHAC-3)審查技術研究

不同海嘯源模擬分析管制驗證模式建立

核電廠超過設計地震重啟動之地震安全分析技術研究

計畫編號：108B002

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：盧煉元、蕭士俊、方中、侯琮欽、王雲哲、

洪崇展、朱世禹、鍾興陽

研究期程：中華民國 108 年 5 月至 108 年 12 月

研究經費：新臺幣 335 萬元

核研所聯絡人員：徐康耀

報告日期：108 年 12 月 10 日

目 錄

目錄.....	i
中文摘要.....	1
英文摘要.....	4
壹、計畫緣起與目的.....	7
貳、研究方法與過程.....	24
一、PSHA 數值結果的驗證.....	24
(一) 概述.....	24
(二) 第一套測試案例庫說明和數值驗證結果.....	25
(三) 第二套測試案例庫說明和數值驗證結果.....	35
(四) 第三套測試案例庫說明和數值驗證結果.....	39
二、PFDHA 精進地震法之探討.....	91
(一) 概述.....	91
(二) 精進地震法分析流程圖.....	92
(三) 純粹特徵地震模式.....	92
(四) 滑移速率和斷層活動率.....	92
(五) 滑移速率的估計.....	93
(六) 滑移速率的分配.....	95
三、耐震度分析(FA)之審查技術要項研究.....	103
(一) 核電廠之地震風險評估方法.....	103
(二) SPRA 之耐震度分析(FA)方法及流程介紹.....	105
(三) 耐震餘裕度分析(SMA)方法及流程介紹.....	116
(四) 結構構件耐震度分析案例之檢核—以核二廠 RAB 剪力牆為 例.....	120

(五) 設備耐震度分析案例之檢核—以核三廠 Inverter 為例	131
四、核一/二/四廠防海嘯牆之海底山崩引發海嘯數值模擬	153
(一) 緒論	153
(二) 三維波傳模式	153
(三) 數值模擬結果	160
五、核能三廠防海嘯牆之海底山崩海嘯數值模擬及受力分析	182
(一) 緒論	182
(二) 二維海底山崩海嘯模式	182
(三) 三維耦合模式	186
(四) 海嘯情境模擬及防海嘯牆受力分析	189
(五) 最新馬尼拉海溝錯動模型參數及海底山崩參數引發之海嘯 情境之檢討	190
六、日本、美國規範應用於防海嘯牆之靜力分析與穩定性評估	205
(一) 緒論	205
(二) 防海嘯牆之靜力有限元模型分析	205
(三) 核一/二/三廠防海嘯牆穩定性評估	207
七、美國 NAPS 及日本 KKNPS 經歷超過設計地震後重啟動之結構 健康診斷/檢查之重要技術內涵	220
(一) 地震安全分析流程	220
(二) 日本柏崎刈羽核電廠	221
(三) 新規制基準	228
(四) 美國北安娜核電廠	230
(五) 台灣借助美日兩國核電廠重啟動經驗	234
八、核二廠與核三廠圍阻體廠房結構動態特性健康診斷研究	258

(一) 核電廠地震訊號集錄系統介紹	258
(二) 核電廠圍阻體之識別分析流程	259
(三) 核電廠圍阻體之識別結果	264
九、核電廠地震後重啟動之審查導則草案	300
參、主要發現與結論	304
肆、參考文獻	312
伍、附錄 A (核一/二/三廠海嘯牆之穩定性評估)	320
陸、附錄 B (核電廠地震前後之應對與重啟動導則草案)	328
柒、四年全程計畫總結	352

中文摘要

基於山腳斷層及恆春斷層的潛在地震威脅，行政院原子能委員會要求台灣電力公司的核電廠執行 PSHA SSHAC-3 和 PFDHA。本計畫首先以 PEER 報告 2018/03 的測試案例進行獨立 PSHA 軟體的驗證和確認，再論述 PFDHA 的精進地震法之審查技術要項與重點。

機率式地震風險評估法(SPRA)為美國核管會(USNRC)認可之 IPEEE 地震風險評估法，而構件之耐震度分析(FA)則為 SPRA 評估的步驟流程中極重要的一環。相較於耐震餘裕分析(SMA)，SPRA 可獲得核電廠構件之完整耐震度曲線，同時在執行 FA 的過程中亦可篩檢出核電廠中耐震度較弱的構件。本計畫針對耐震度分析方法進行文獻收集與整理，綜整 EPRI 所建議之耐震度分析原理、方法及流程。接者，本計畫以台電公司核二廠 RAB 剪力牆及核三廠變流器(Inverter)之 FA 計算書為例，以檢核其計算方法是否符合 EPRI 所建議之耐震度分析流程。文末分別針對結構構件與設備之耐震度分析提出審查技術要項與重點建議。

本計畫延續「107 年核電廠超越設計地震之地震安全管制技術研究」之成果，以對核三廠較具影響之情境為標的，進一步計算海嘯牆附近之流場及作用力，以二維海嘯模式(COMCOT)以及三維耦合模式進行模擬計算分析，探討海嘯牆的受力。此外，本計畫使用 COMCOT 模擬第三核電廠海嘯侵襲下的水體運動，利用原能會提供之「108 年 3 月 14 日之台電核能電廠海底火山、海底山崩及古海嘯調查暨評估作業簡報」的最新參數之模擬分析，探討馬尼拉海溝情境及海底山崩參數引發海嘯情境檢討。

另一方面，本計畫延續前三年度計畫成果，探討台灣北部近海

域發生海底山崩引發之海嘯時，模擬海嘯到達核一/二/四廠際最大可能海嘯波高，海嘯波速與淹溢範圍。模擬計算方法採用二維以及三維耦合模式處理，核一/二/四廠區週邊以及海底山崩可能發生位置處採用三維紊流模型計算，其他區域採用二維淺水波模型。

最後，本計畫對防海嘯牆之受力行為以 ABAQUS 進行有限元素分析並且統合並整理 ASCE 7-16、防波堤の耐津波設計ガイドライン(港灣局 2015 修訂)及津波を考慮した胸壁の設計の考え方(2015 港灣局防災課) 之海嘯作用力與載重組合，且額外參考 ASCE43-05、ASCE7-16 中地震力靜力係數法之相關規範，針對核一/二/三廠進行穩定性評估分析與比較。

當有感地震超過核電廠之運轉基準地震(OBE)或安全停機地震(SSE)，而導致核電廠停機時，停機之核電廠的重啟動評估機制必須周全與合理，並且在安全的前提下儘快讓核電廠重新啟動運轉，以避免影響電力供給及經濟損失。本計畫將審視美國 EPRI、ANS 及日本 JANTI 之最新準則，草擬核電廠地震後重起動之審查導則，並將蒐集及彙整日本柏崎刈羽核能發電廠(KKNPP)與北安娜核能發電廠(NAPS)重啟動所須之結構健康診斷/檢查的重要技術內涵。此外，將根據十年整體安全評估審查報告所採用之部份地震量測資料以及新近台電公司提供之地震量測資料，進行圍阻體廠房結構動態特性之健康診斷研究。

關鍵字：機率式地震危害度分析、機率式斷層位移危害度分析、驗證和確認、斷層位移估計方程式、機率式地震風險評估法、耐震度分析、耐震度曲線、耐震餘裕分析、紊流 Navier-Stokes 方程模式、淹溢、海嘯波高、海嘯波速、海嘯作用力、核電廠重啟動、導則草

案、運轉基準地震、安全停機地震、健康診斷標準作業流程、系統
識別、日本柏崎刈羽核能發電廠、美國 North Anna 核能發電廠

英文摘要

The AEC asked the TPC to execute the PSHA SSHAC-3 and the PFDHA plans on its NPPs due to the potential seismic threats from Shanchiao and Hengchun faults. This project will perform the verification and validation on an independent PSHA software by using the test cases in PEER 2018/03, and then discuss the earthquake approach of PFDHA to provide some suggestions for panel review.

Seismic probability risk analysis (SPRA) is one of IPEEE seismic assessment methods approved by USNRC for nuclear power plants (NPPs). The fragility analysis for structural and nonstructural components in an NPP is a key step in the SPRA procedure. As compared with seismic margin analysis (SMA), SPRA is able to provide complete fragility curves for NPP components and to identify the components that are most vulnerable to earthquakes. In this study, the formulas and procedure of fragility analysis method proposed by EPRI is reviewed first. Then, the FA calculation reports prepared by TPC for shear walls of the reactor auxiliary building (RAB) in the Second NPP and for an inverter in the Third NPP are examined, in order to check whether the TPC reports follow the FA procedure proposed by EPRI. Finally, the technical main-points for reviewing the FA of structural components and equipment in an NPP are highlighted in this study.

This study extends the project of the “Regulatory Technology Research on NPP Seismic Design Safety Margin (2018)”. The tsunami scenario is designed for the Maanshan nuclear power plant in Taiwan. The flow field and wave load at the anti-tsunami wall due to submarine landslide-induced tsunami are investigated by the two-dimensional model (COMCOT) and the three-dimensional coupling model. In addition, COMCOT was used to check and analyze the latest scenario

parameters from the Taiwan Power Company (TPC) report for the Manila Trench and submarine landslide.

Based on the outcomes of researches in the last three years, the maximum tsunami heights, propagation speeds and run-up contents induced by large-scale underwater avalanches on the three nuclear power plants in North Taiwan are studied. Numerical simulations are conducted by using coupled 2D and 3D schemes: while the local regions around the three nuclear power plants and the possible sites of underwater avalanches are dealt with by using 3D turbulent Navier-Stokes model, the outside global region is treated by using 2D shallow-water model.

This study also reviewed the related literatures particularly specified in ASCE 7-16 and ASCE 43-05 regarding the loads, equivalent coefficients and the combinations that should be properly considered when designing tsunami walls. The stability of the tsunami walls are examined and compared with the satisfy standards given in the codes. In addition, finite element analysis of tsunami walls was conducted by using ABAQUS.

When the OBE or SSE of an NPP is exceeded under a felt earthquake and that results in the NPP shutdown, it is necessary to have a comprehensive and reasonable evaluation mechanism to restart the NPP under the condition of safety. This project will review the latest NPP restart guidelines regulated in ANS (USA), EPRI (USA) and JANTI (Japan), and draft the response guidelines of NPP after an earthquake. In addition, the critical technical contents for restarting KKNPP in Japan and NAPS in the US will be collected from the literature. Furthermore, the project will conduct health monitoring investigation on containment building based on some of the records of

the 10-year overall safety assessment reviews and recent records provided by the Taiwan Power Company.

Key words: PSHA, PFDHA, FDPE, Verification and Validation, SPRA, Fragility Analysis, Fragility Curve, SMA, Navier-Stokes Model, Run-up, Tsunami Height, Tsunami Speed, Tsunami Force, Nuclear Power Plant Restart, Guidelines Draft, OBE, SSE, Standard Operation Procedures, System Identification, RLS, FRF, OKID/ERA, KKNPP (Kashiwazaki-Kariwa Nuclear Power Plant), NAPS (North Anna Power Station)

壹、計畫緣起與目的

地震的發生次數、位置和規模，以及隨後的震波傳遞充滿不確定性，對場址造成振動的幅度適合以機率形式描述之，例如某一振動幅度的年超越機率等，此時需進行機率式地震危害度分析(Probabilistic Seismic Hazard Analysis, PSHA)。PSHA 考慮的震源特徵和地動特徵日益複雜，對非常重要的結構物和設備而言，PSHA 的運作程序應有所規範，以確保分析結果的公信力，故台灣電力公司持續多年進行符合美國資深地震危害度分析委員會第 3 等級(SSHAC-3)程序的核電廠 PSHA 計畫。為了建立未來核電廠 SSHAC-3 PSHA 的管制審查重點及基準等技術，本計畫擬建立 PSHA 的執行程式，俾對 PSHA 的數值結果進行平行驗證和確認(Verification and Validation, V&V)。其次針對台灣電力公司 PFDHA 的流程進行了解和探討。

核電廠為重要設施，所在場址之地震力預估常需要大量的地震觀測資料，當有新的觀測資料或新事證出現時，核電廠的耐震標準及地震風險即需重新加以檢討。因此，對於已建造完成之核電廠，即有必要透過標準的作業程序重新進行耐震能力評估，以評估其地震災害風險，同時找出核電廠抵抗地震災害的薄弱面，以作為核電廠耐震補強及改進安全性之重要依據。職是之故，美國核能管制委員會(USNRC)於 1991 年發布 Supplement 4 to Generic Letter No. 88-20，要求各核電廠必須執行「個廠廠外事件檢視」(IPEEE, Individual Plant Examination of External Events)，同時提出 NUREG-1407 文件以訂定 IPEEE 之標準作業流程。該文件認定可行之 IPEEE 地震風險評估方法有二：耐震餘裕評估法(SMA,

Seismic Margin Assessment)與機率式地震風險評估法(SPRA, Seismic Probabilistic Risk Assessment)。其中，SMA屬於定性式分析方法；而SPRA則屬於機率式分析法(Huang等2011a, 2011b)，二者在本質上有所不同。

SPRA之評估結果一般以地震引致之「無法接受之性能年頻率」(annual frequency of unacceptable performance)加以呈現。所謂無法接受之性能年頻率，係指例如爐心熔毀頻率(CDF, Core Damage Frequency)等。由於SPRA以機率方法完整考量了核電廠之地震危害度、結構反應與性質、電廠構件容量之不確定性，其結果亦能用於計算電廠之耐震餘裕度，故國外核電廠耐震評估大多採用SPRA。有關SPRA的執行，美國USNRC有詳盡的準則規範，包括NUREG/CR-2300 (1983)；另外EPRI亦有完整的技術報告EPRI 3002000709 (2013)可供參考。

原能會於101年核管案JLD-10101中，要求台電公司「參照美國核管會NTTF (Near-Term Task Force) 建議事項2.1執行地震再評估」，其中，建議事項2.1係指要求營運中核電廠反應器廠址需依目前最新地震資訊(包括地質調查、地震紀錄與分析理論方法等)重新評估地震對核電廠址安全之衝擊。若地震危害重新評估的結果高於核電廠原設計，則須依新的地震危害度分析結果，重新評估核電廠之耐震能力及風險，以及電廠中需要強化的結構、系統與組件(SSC)等項目，以確保核電廠之抗震能力符合社會安全性的需求。其中，評估所採用的方法應為前述USNRC認可之IPEEE地震風險評估法，亦即耐震餘裕評估法(SMA)與機率式地震風險評估法(SPRA)。其中，構件的耐震度分析(Fragility Analysis, FA)為SPRA

方法中極重要的一環(EPRI 2002, 2009, 2013；台電公司 2016)。因此，台電公司於 105 年完成第一階段之 SPRA 評估結果，提送核管單位進行審查。再者，由於 SSC 的耐震度分析為 SPRA 評估中極重要的一環，故本案即在協助核管單位建立 SSC 的耐震度分析審查之技術要項與重點。

海嘯(tsunami)為一複合字，由日文中的「津(tsu)」與「波(nami)」組成，意指海港的波浪。此外，根據美國海洋與大氣總署(NOAA)的定義，海嘯係指海洋受快速大尺度的擾動所產生的一系列傳播之長波(a series of very long waves generated by any rapid, large scale disturbance of the sea)。因核能電廠運轉需低溫熱源(heat sink)排放廢熱以完成動力循環，絕大多數核能電廠均選址於靠近海洋處，藉由海洋巨大的熱容量完成廢熱的排放，但同時亦面臨日常與極端氣候下海嘯可能之威脅。為抵抗此威脅，核能電廠依實際情況視需要建置防海嘯牆或防海嘯海堤(sea wall)。惟進行防海嘯牆評估與實際設計時，需評估海嘯溯上高度(run up/ inundation)與海嘯波速。此重要資訊，需參考核能電廠址周邊與海底地形、歷史海嘯紀錄與海嘯模擬模型獲得。

海嘯是一種長波及長週期波，引發原因為海水受到垂直方向的擾動。主要擾動原因可分為下列幾類：(1)海底地震，(2)海底山崩，(3)海底火山爆發，(4)大量陸體進入水域，和(5)其他未確定原因等。目前研究顯示，對核能電廠影響至鉅之海嘯，主要由海底地震引發。當海底地震發生時，海床會產生破裂與錯位；當錯位方向為垂直向時，在該錯位上方的海水就會被帶離原有的均衡狀態；倘若錯位規模夠大，海嘯就會發生。此時，重力會驅使擾動水體朝向原本

均衡狀態運動，引發海嘯的傳播。由於傳播最主要由重力驅動，因此海嘯波又被稱為重力波(gravitational wave)。與一般風吹波浪相較，海嘯的週期約為 15~30 分鐘，最長的甚至可以到 1 小時。海嘯波長與水深有關，在深海一般可超過 150 公里，而水面的抬昇一般小於 0.5 公尺。

海底地震引發之海嘯，其生成到侵襲內陸過程，可分為四個階段。當海底地震引發垂直地殼擾動，其上的海水亦隨之擾動；此為第一個階段(生成階段，initiation stage)。引起之海面水量擾動，在地球重力場的影響下，波浪會從震源處向四周傳遞。在傳遞過程中，因能量耗散極小，故海嘯可將地震能量藉由海嘯波(tsunami waves)，由深水到淺水區橫跨長距離傳遞到遠岸，此為第二個階段(傳播階段，split stage)。當海嘯波接近岸邊時，因水深變淺，海底床的效應造成海嘯波隨地形被抬起。同時，海嘯波傳速度也因水深變淺而減速，故海嘯越靠近岸邊其速度越慢。當後方行進較快的海嘯波趕上前方行進較慢的海嘯波，海嘯波會累積，造成整個海嘯波高的放大，此為第三個過程(放大階段，amplification stage)。波高被放大的海嘯，對於近岸結構物的破壞力也隨其高度的增加而增強。海嘯進入陸地，造成結構體破壞與人員傷亡；海嘯能夠抵達陸地的最高處，稱為溯昇，此為第四階段(溯昇階段，inundation stage)。進入內陸的海嘯以類似洪水方式前進，距離可達數公里。從海嘯進入內陸到其消退，時間可長達一小時。

因核能電廠運轉時需低溫熱源排放廢熱以完成動力循環，故絕大多數核能電廠均選址於靠近海洋或湖泊處，藉由湖泊或海洋巨大的熱容量完成廢熱的熱交換。目前台灣有三座運轉中核能電廠，以

及封存的核能四廠。核一/二/四廠均位於臺灣北端與東海臨接處，核三廠則位於台灣南端與巴士海峽臨接處。因台灣位於歐亞大陸板塊(Eurasian plate)與菲律賓海洋板塊(Philippian sea plate)交界處，周圍的馬尼拉海溝(Manila trench)與琉球海溝(Ryukyu trench)是可能的具威脅性的海底地震來源。一旦海底地震從此二處海溝產生，引發之海嘯會傳播並衝擊台灣的核能電廠。在大多數的情況下，海嘯由海溝深海往近岸處傳播的過程中，會先進入陸棚區(大陸與深海交界較為淺水區域，continental shelf)。陸棚區的水深通常在一公里以內(多為 200~500 公尺)。在海水是不可壓縮流體的假設下，深海處的波浪進入淺海區時，波高開始放大。根據淺水波理論(theory of shallow water waves)，當水深變淺，波前進速度變慢，引發後浪騎在前浪上的波高放大現象。當波浪越過陸棚進入沿岸淺灘區，此波高放大效應更為明顯。且由於水深急遽變淺，除前述減速效應外，海底底床的摩擦阻力也更加明顯。這些效應造成海嘯到達近岸產生類似急速煞車的效應。更加加劇波高的揚升。進入到岸邊的海嘯波，若波高太高，部份就會碎掉成為湧潮(bore)。湧潮高度可以由數十公分到數十公尺。湧潮夾雜撞擊力強烈的碎石、樹幹，會首先對核能電廠結構體產生撞擊破壞，再對周圍基礎產生路基濤刷破壞，引發核能電廠運轉安全問題。

台灣現有運轉與封存之核能電廠均面洋，且基於排放廢熱之考量，場址高程與海平面高程差距不大，需考慮海嘯侵襲之危險。海嘯對核能電廠結構物的破壞衝擊作用，主要可分為海嘯波壓力(wave pressure)、淹沒(inundation)、海嘯靜壓力(static pressure)與動壓力(dynamic pressure)、殘骸漂流物衝擊力(debris impact force)及

沈積物侵蝕及累積(sediment erosion and deposition)等。在現行核能電廠設計與興建規範中，防範海嘯衝擊的破壞除了圍阻體本身與場址周邊阻水與排水設施外，主要依靠防海嘯牆與防海嘯堤等，其設計與興建規範均已包含在各國核能電廠的設計規範中，且海嘯引起的近岸波高與波速預測亦有不同的海嘯模擬模型可供遵循。只是，2011年3月11日發生的日本福島核電災害顯示，傳統的海嘯波高模擬模型，與傳統防海嘯牆的設計與興建規範，已無法預測在極端氣候影響下引發的海嘯衝擊。因此，海嘯機率波高模擬模型以及防海嘯牆的設計與興建規範急需修正，以應付極端氣候下海嘯衝擊對核能電廠的威脅。

台灣歷史上曾經發生數次嚴重海嘯，其中多半伴隨嚴重地震。海嘯帶來大量水體侵襲內陸，造成嚴重財物與人員傷亡。且因地震伴隨發生，海嘯引發之災害為複合式災害。惜因早期科學紀錄並不完整，有記錄侵襲台灣之海嘯多半僅以文字敘述方式存於史料，缺乏科學量化數據。中央大學吳祚任教授參考歷史文件記錄，整理曾經侵襲台灣之海嘯與可能引發原因。台灣過去 350 年間遭受之 11 次海嘯侵襲，其中 6 次記錄可大略確定為海底地震引起之海嘯；3 次可能為海底山崩海嘯；2 次海嘯發生原因並不明確。此項結果顯示，針對台灣地區核能電廠之海嘯威脅，主要仍由海底地震(海溝型地震)引發，可能發生於台灣周邊的海底斷層上。但在紀錄上，由其他原因如海底山崩與不明原因引發之海嘯亦有紀錄，且比率約略與海底地震引發海嘯次數相當。故考慮台灣地區核能電廠遭受海嘯之威脅時，需廣泛考慮不同成因引起的海嘯。倘若單單考量海底地震引發之海嘯，從歷史紀錄來看，略顯不足。惟此項考慮須進行

長期詳細的台灣週邊海底地形與地質調查。於此項研究結果尚未完成與揭露前，為提升現行運轉核能電廠抗海嘯能力，僅能先考慮海底地震引發之海嘯，並提供必要資訊於防海嘯牆的規劃與設計。完整海嘯威脅之考慮，尚需不同成因引發海嘯之詳細調查與研究。

此外，原子能委員會鑑於日本福島核災造成嚴重之後果，啟動國內核能電廠現有安全防護機制全面體檢方案，並邀請國外核能電廠安全防護專家學者進行獨立審查。結論分別見於 2012 年 08 月完成之「國內核能電廠現有安全防護機制全面體檢方案總檢討報告」，及 2013 年 04 月「獨立審查意見」等兩份報告。報告中對台灣地區現有核能電廠的安全防護進行詳細的訪視、評估，並提出意見。報告中關於海嘯威脅的評估，整理如下：(1)關於海嘯模型採用部分，建議採用不同之海嘯模型模擬海嘯溯上高度與波速。(2)為更詳細掌握海嘯之威脅，建議台灣周邊詳細海底地形要納入考慮。(3)建議詳細調查台灣周邊海底地形與地質資料，以釐清影響台灣之海嘯發生成因。報告中特別建議針對海底山崩與大規模陸體滑入海洋水體引發之海嘯進行評估。(4)考量台灣的氣候狀況，報告建議評估海嘯與其它災害結合引起之複合災害狀況評估。需特別針對暴潮，海嘯與暴雨同時發生之複合災害引起廠區淹水狀況。

為進一步確保現有核能電廠之安全性，行政院原子能委員會於 2012 年 11 月 5 日函送台灣電力公司（會核字第 1010018156 號函之核能電廠管制追蹤案），指示依現行海嘯設計基準水位加 6 公尺築海堤或混凝土海嘯擋牆，以提升核能廠抗海嘯能力，其中 6 公尺之海嘯設計水為提升已包含暴潮考量。據此，各核能電廠之海嘯設計基準水位，由原先 FSAR 報告中之設計海嘯基準，提升至新的

設計海嘯基準。更新之設計海嘯基準水位已超出各核能電廠場址設計高程；防海嘯牆的設計與建置已屬必要。惟此項『現行海嘯設計基準水位加 6 公尺』要求係屬暫時性舉措，目的為提升台灣地區各核能電廠現有抗海嘯能力。此項要求是否足夠，抑或適合台灣地區實際狀況，尚需進一步的研究與探討。

防海嘯牆設計規劃前期最重要分析參數為海嘯進岸波高，海嘯溯升高度，海嘯湧潮速度等。以上參數須參考歷史海嘯紀錄，並經由海嘯模型模擬獲得。海嘯模擬過程可概分為三個階段：海嘯產生，深海區海嘯波傳播，與近岸海嘯溯上與溢淹範圍。目前已知海嘯成因可大略分為海底地震，海底山崩，海底火山爆發，與巨大物體撞擊海洋等。以台灣地區曾經發生之歷史海嘯紀錄觀之，較常發生之海嘯乃由淺層強震與海底山崩所引發。

關於海底地震發之海嘯，目前仍以 Okada (1985) 提出之方法普遍被學界使用於推估因地震斷層錯動導致之海水面初始抬升與分佈。隨後海嘯於深海區之傳播與近岸海嘯溯上與溢淹模擬高度，仍以二維非線性淺水波方程式為控制方程式，輔以數值計算模擬求解。目前國際間普遍採納之海嘯模擬模型可分為下列數種：(1) MOST (Method of Splitting Tsunami Model)，由美國南加大 Vasily Totove 發展，USGS 及 NOAA 採用。(2) TUNAMI (Tohoku University Numerical Analysis for Investigation)，由日本 Fumihiko Imamura 發展，十多個國家採用。(3) COMCOT (Cornell Multi-grid Coupled Tsunami Model)，由美國康乃爾大學劉立方發展，國科會海嘯評估採用。(4) Anuga (Tsunami model developed by Australian National University (ANU) and Geoscience Australia (GA))。(5) GeoClaw of

Clawpack (Conservation Laws Package)。(6) VOLNA (Dutykh et al., 2011)。(7) MIKE 21。

前三種模擬模型發展時間甚早，應用範圍與實例亦較多。惟其對於非線形長波之傳播模擬，仍基於 1990 年代前之數值方法。以目前計算流體力學的新發展來看，有更新的可能性。後四種乃基於現代對非線性長波之嶄新模擬技術發展，亦可被用於模擬海嘯波傳播之模擬。

目前國際上眾多之海嘯模擬模型，仍針對海溝型地震引發之海嘯傳播為主，主要因為目前海溝地質斷層資料較為詳細。當斷層錯位方向，位移與角度得知後，併入海嘯模型作為輸入參數，即可求得海嘯傳播時間，海嘯近岸波高與波速等資訊。惟根據台灣歷史發生海嘯紀錄來看，海溝型地震引發之海嘯雖屬較大宗，但海底山崩引發之海嘯亦曾出現。欲完整模擬評估海嘯對台灣地需核能電廠之威脅，應針對海底山崩引發之海嘯傳播進行詳細調查與模擬，並發展對應之海嘯模型。

海底地質主要為砂質沉積物與其他固化熔岩等。當海底大規模山崩發生時，大量海底地質材料會經由海底地表地形滑落，引發海嘯發生之初始波序列。此初始波序列經由淺水波傳至近岸，引發海底山崩引起之海嘯。

為模擬此種海底山崩引發之海嘯，考慮海底地質材料為顆粒物質的一種。顆粒物質為大量固體顆粒集合體，固體顆粒間充滿流體。當顆粒物質開始運動，顆粒間的交互作用可分為兩大類：短程的顆粒間非彈性碰撞，與長程的顆粒間因摩擦引起的力鏈。此兩種交互作用會影響顆粒集合體在巨觀的力學行為。因此，顆粒物質可

視為一種複雜得多長度尺度，多時間尺度，具微結構效應的流變物質。同時，亦因顆粒間的交互作用，顆粒物質運動時，其巨觀力學性質會有與時間與空間尺度相關的擾動震盪現象，類似於牛頓流體的紊流現象。

目前，顆粒物質的各種理論已被應用於模擬陸上山崩過程。當崩塌的陸體材料其範圍與位置被確定後，透過簡化近似二維流動模型，整個山崩崩塌過程與最後沈積位置與範圍可以被模擬。由上所述，理論上存在可能性，可以將目前陸地上使用之山崩崩塌模型，移植至海底山脈地形。透過適當的模擬顆粒間的交互作用，與顆粒與海水間的交互作用，評估當海底山崩發生時，大量土體材料運動時引發之海面幾何高度變化的時間序列。此時間序列可被用於作為現行海嘯模型的初始波高數據，模擬海底山崩引發之海嘯傳至近岸處的海嘯波高與波速，已更佳地評估海嘯牆的設計規範。

日本 311 福島核災發生後，鑑於海嘯侵襲核能電廠的破壞狀況與影響，日本重新檢討關於海嘯對於核能電廠的破壞機制與狀況，整理出若干新的觀點，整理於「防波堤の耐津波設計ガイドライン (2013/09)」之報告中，茲分述如下：

1. 探討防波堤的耐海嘯設計時，必須考量海嘯的波浪與流動、其進浪與退浪反覆發生情況、第一波海嘯規模不一定是最大等特性，針對最可能危害防波堤安定性的海嘯條件進行適當設計。特別需注意海嘯之相關性，與海嘯水流對港區之影響。
2. 探討港灣抗海嘯設計時，應將海嘯劃分成「高發生頻率海嘯」及「最大級海嘯」兩個等級，並考量地域防災計畫與海岸保全基本計畫等，依後方構造物等的重要度，在「高發生頻率海嘯」到「最

大級海嘯」之間，將海嘯外力設定為「設計海嘯」。

3. 關於「高發生頻率海嘯」：根據「港灣設施技術基準(2007 年)」(「第 3 篇 第 2 章 第 5 點 海嘯」)，依據研究區域以往最大海嘯與近年較多的海嘯資料，判斷適當海嘯與地震空白區域之假想地震所引起的海嘯。可參考日本國土交通省在 2011 年東北地區太平洋海域地震之後，於 2011 年 7 月 8 日所發布的「設計海嘯水位之設定方法」，透過海嘯侵襲後痕跡、歷史紀錄、文獻等調查過去曾經發生的海嘯，並視需要使用模擬數據，設定以一定頻率(數十年至一百數十年一次)發生之海嘯。
4. 關於「最大級海嘯」：儘可能正確回溯過去曾經發生的海嘯與地震，調查古文等歷史資料、海嘯堆積物以及以科學方式調查海岸地形等，並以港灣周邊防災觀點對調查結果進行整理與分析，將所有可能性列入考量。
5. 進行防波堤耐海嘯設計時，應以對「設計海嘯」達到維持防波堤應有功能，以及對規模超過「設計海嘯」的海嘯，儘可能維持防波堤應有功能、不易毀壞的「堅韌構造」為目標。
6. 影響海嘯作用之各種特性。因海嘯作用造成防波堤的損壞處、損壞程度、損壞型態等，皆大受海嘯與港灣特性影響，故必須針對以下特性確實檢視數值分析(海嘯模擬)與水理模型實驗等結果，再適當設定驗證防波堤性能時應考量的海嘯波力與流速等海嘯作用。海嘯特性：海嘯海嘯高度、流速、來襲方向、周期特性、時間變化特性、持續時間等。港灣特性：地形、水深、防波堤設施配置(開口部的位置、寬度等)與高度(有無溢流)等。
7. 考量海嘯作用時間變化特性。海嘯持續時間長、進浪退浪反覆發

生，且海嘯來襲方向與周期特性會隨時間大幅變化，故驗證在海嘯波力影響下的防波堤穩定性及預防基床或海底地盤沖刷設計時，必須確實考量海嘯最高高度、最大流速、時間變化特性與持續時間，對防波堤整體穩定性進行驗證。

簡而言之，鑑於日本福島嚴重核災之經驗，重新提出之海嘯評估重點有二：(一)將設計海嘯區分為最大級海嘯與高頻率海嘯兩種。前者係基於海嘯歷史紀錄回歸分析而得，可採用確定性海嘯模型評估；後者則以機率性海嘯模型評估獲得。防海嘯牆之設計規劃需針對此兩種不同之設計海嘯進行分析。(二)除原先考量之海嘯各種作用力外，新增考慮海嘯之「時變特性」，與其伴隨之海嘯水流對防海嘯牆側面與基礎之沖刷效果。惟此關於海嘯威脅評估的新趨勢，在日本尚在討論階段，並無最後結論。此項新趨勢的後續發展，值得繼續追蹤討論。

相較於日本與其他東南亞等國家，台灣發生海嘯的機率相對較低，根據有限之記錄顯示北部地區基隆沿海發生的機會較高，東部由於有較深的海溝阻隔，而西部沿岸則較淺且平滑，因此海嘯的風險相對較低。近年來由於氣候愈發極端，核電廠沿岸近海因地球板塊運動或颶風、颱風、龍捲風所引起之湧浪、巨型海浪或駐波之衝擊雖亦為核電廠必須考量之安全項目之一，然就災害等級而言，海嘯所造成之結果卻遠大於上述其他。2011年3月11日，日本東北太平洋近海處發生規模9.0之強震，造成日本東移數公尺，海岸線沈沒半公尺。這場大地震隨後並引發14公尺高之巨大海嘯，淹沒日本560平方公里，造成百萬棟建築毀損，15,000人喪生。此次大地震影響了日本境內11座反應爐，於地震當下，11座反應爐均全

數啟動自動停機機制，除了福島核電廠以外的反應爐，地震並沒有對各核電廠造成重大的傷害，包括受到最強烈震波衝擊的女川核電廠。

地震發生時，福島第一核電廠的 1、2、3 號機組處於發電狀態，福島 4、5、6 機組則處於停機狀態。然而地震所引起的海嘯約 50 分過後，使得福島電廠發電機浸水，破壞了福島電廠所有電力系統，不僅造成福島第一核電廠喪失最後的散熱裝置，並且失去外部電力與發電機，因此，雖然核電廠已不再運轉，但是核燃料所散發之大量衰變熱，因缺乏流通水持續冷卻反應爐，使得溫度累積超過攝氏 1,000 度，造成燃料棒外殼與水蒸汽劇烈反應，產生大量的氫氣，造成地震過後三日內，不僅福島電廠三具反應爐陸續融燬，更造成氫氣爆炸，損毀屏蔽之建築物，使得輻射性氣體及水外洩，最終造成了福島核災。另一方面，距離震央更近的女川核電廠，不僅在地震後立即停止機組運轉，其 14 公尺高之防海嘯牆，安全保護了核電廠在 13.5 公尺高的海嘯衝擊作用，避免發生嚴重災情。鑑於防海嘯牆於核電廠之重要防護，日本近期研擬建造 400 公里長之鋼筋混凝土防海嘯牆，規劃之防海嘯牆最高達 12.5 公尺，預計總金額為 68 億美元。

華爾街日報結合世界核能協會及全球地質危害計畫資料，進行全球核電廠地質風險評分，評估結果指出全球共 34 座反應爐位於斷層高活動區，其中，台灣 4 座核電廠、8 座反應爐均於名單中。因此如何防範地震與隨之可能引起之海嘯，使得核電廠能於複合災害中安全無虞，為台灣核電廠所面臨之重要問題。民國 100 年學者專家針對引發日本 311 海嘯的海溝型大地震，模擬推估影響核四廠

海岸的可能海嘯高度為 3.4 公尺，而核四廠址高程為 12.0 公尺。福島事件後，台電更依照原能會要求，規劃興建防海嘯牆，使得以抵擋約 14.5 公尺高之海嘯，並防止海水倒灌，其中，海嘯牆設計乃按照最大海嘯溯上高度，再加上 6 公尺餘裕，進行施工。海嘯牆設計除了需考量海嘯衝擊力，亦需考量淹沒、海嘯靜水壓與動水壓、殘骸漂流物之撞擊力，以及沈積物之侵蝕與累積，值得注意的是，海嘯牆之相關設計迄今尚無明確法規得以遵循，因此本計畫將收集統整國內、日本、美國於防海嘯牆之相關設計準則，並建議防海嘯牆之設計方法與流程。具體而言，針對委託單位之要求，本計畫將詳細彙整美國最新 ASCE 7 及 FEMA P646 (2016)之防海嘯牆規範。

日本於 2007 中越沖地震事件後，因應柏崎刈羽核能發電廠 (KKNPP)震後停機事件，於當年秋天已召集由電力公司、設備廠商、及相關專家學者，組成中越沖地震後原子爐機器之健全性評價委員會 (Structural Integrity Assessment for Nuclear Power Components Experienced Niigata-ken Chuetsu-oki Earthquake Committee, SANE)，對於核能電廠地震後重啟動相關之檢核評估標準、結構強度或耐震能力提升等，進行整體安全性評估作業。相關的措施與導則，陸續被國際原子能機構(International Atomic Energy Agency, IAEA)納入安全報告，USNRC 也將其納入地震後重啟動的相關規範當中，並應用於 2011 年北安娜核能發電廠 (NAPS)震後重啟動的作業流程。為了提供國際各單位廣泛的交流，於 2012 年 3 月，日本原子力技術協會(Japan Nuclear Technology Institute, JANTI)將 SANE 所建立的相關文件彙集成冊，出版「震後設備健全性評估導則 G1 及 G2」(Post-Earthquake Equipment Integrity Assessment Guideline [Pre-Earthquake Plan and

Post-Earthquake Inspections and Assessments]，文件編號 JANTI-SANE-G1 及 Post-Earthquake Equipment Integrity Assessment Guideline [Inspection Method: Pipes, Foundation Bolts]，文件編號 JANTI-SANE-G2)，後續日本境內所有核能電廠均陸續依此導則，進行重啟動之評估。鑒於日本柏崎刈羽核能發電廠(KKNPP)與北安娜核能發電廠(NAPS)震後重啟動之經驗，本計畫將蒐集與彙整美國 NAPS 及日本 KKNPS 經歷超過設計地震後重啟動之結構健康診斷/檢查之重要技術內涵。

核二廠及核三廠的第三次十年整體安全評估報告中，利用建立配合結構物的地震輸出反應及地震輸入擾動的時變性 ARX 模式，採用遞迴性最小平方法(Recursive Least Square, RLS)來進行核能電廠圍阻體結構的動態參數識別。遞迴性最小平方法的主要精神就是利用第 $k-1$ 步階的資料來估算第 k 步階的資料。其理論是由如下之最小平方法延伸而來：

$$V(\theta, t) = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^t (y(i) - \hat{y}(i))^2 = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^t (y(i) - \varphi^T(i)\theta)^2$$

其中 $y(i)$ 為所量測到的輸出， $\hat{y}(i) = \varphi^T(i)\theta$ 為當系統參數為 θ 時所對應的估測輸出，若我們希望最小平方法損失函數(least squares loss function) $V(\theta, t)$ 為最小，表示所識別的參數最接近真實的系統參數。如此可解得系統參數為：

$$\theta = (\Phi^T(t)\Phi(t))^{-1} \Phi(t)^T \mathbf{Y}(t)$$

上述之最小平方法已經被廣泛用於許多領域，在土木領域的應用通常於許多離線的識別或是參數的迴歸。若要用於即時的控制或線上系統參數識別便不太適合，因此，可進一步修改為遞迴計算最小平方估測法，也就是利用 $t-1$ 時間點所得到的資訊，來估測 t 時

間點的系統參數。若用於結構損害監測，必須識別系統的時變 (time-varying) 參數，因此可加入遺忘因子 λ (forgetting factor) 於損失函數 $V(\theta, t)$ 中。整理後可得針對時變參數的遞迴計算最小平方估測法 (recursive least-squares with exponential forgetting) 如下：

$$\begin{aligned}\hat{\theta}(t) &= \hat{\theta}(t-1) + K(t) \left(y(t) - \varphi^T(t) \hat{\theta}(t-1) \right) \\ K(t) &= P(t) \varphi(t) = P(t-1) \varphi(t) \left(\lambda \mathbf{I} + \varphi^T(t) P(t-1) \varphi(t) \right)^{-1} \\ P(t) &= \left(\mathbf{I} - K(t) \varphi^T(t) \right) P(t-1) / \lambda\end{aligned}$$

其中， $K(t)$ 為卡門增益向量 (Kalman gain vector)，餘數 (residuals) $\varepsilon(t) = y(t) - \varphi^T(t) \hat{\theta}(t-1)$ 為量測到的 $y(t)$ 和利用前一步 $\hat{\theta}(t-1)$ 所估計反應之誤差 (one-step ahead prediction error)。上述的相關識別參數的設定與選取，將影響識別的效果。根據「核能電廠地震監測系統規劃與佈置研究報告」管制審查案之送審資料，新近台灣電力公司針對核二廠及核三廠之健康診斷評估已改採用 CSI 識別方法，其適用對象為非時變線性之結構系統。因此本研究將透過傳統之頻率轉換函數 (FRF)、第三次十年整體安全評估報告所採用之 RLS 識別法，以及適用於線性非時變結構之 OKID/ERA 識別法，進行圍阻體廠房結構動態特性之健康診斷研究。以提供核電廠經歷超過設計地震後重啟動之結構健康診斷審查之參考，並建議相關之標準作業流程接受準則。

本計畫將審視美國 EPRI、美國 NRC 的最新導則草案 DG-1337 和 ANSI/ANS 最新的核電廠地震後重啟動準則，藉以草擬核電廠地震後重啟動之審查導則。有關美國核電廠地震後之重啟動準則的發展過程開始於美國電力研究所 (EPRI) 在 1989 年所出版的 EPRI Report NP-6695 (Guidelines for Nuclear Plant Response to an

Earthquake)，為核電廠之地震提出應對準則，隨後在 2002 年美國國家標準局(ANSI)以 1989 年的 EPRI Report NP-6695 為技術基礎，制定了美國的國家規範 ANSI/ANS-2.23-2002 (Nuclear Plant Response to an Earthquake)，做為美國核電廠對地震應對之準則與規範。2013 年美國電力研究所(EPRI)對於 EPRI Report NP-6695 進行重大變革，加入許多在 1990 年代世界上一些核電廠遭遇大地震所學習到的經驗與教訓，因此出版了 EPRI Report 3002000720 新版的核電廠對地震之應對準則(Guidelines for Nuclear Plant Response to an Earthquake)，隨後在 2016 年美國國家標準局亦以此份報告為藍本且增加了幾個重要的改變，制定了 ANSI/ANS-2.23-2016 (Nuclear Power Plant Response to an Earthquake)做為核電廠對地震之最新應對準則。值得注意的是，美國電力研究所(EPRI)在 2015 年時改寫並更新了 2013 年的 EPRI Report 3002000720，加入了來自改寫 ANSI/ANS-2.23-2002 規範所獲得之重要且詳細的變更與增補，因而出版了 EPRI Report NP-3002005284 (Guidelines for Nuclear Power Plant Response to an Earthquake)，即 EPRI 最新的核電廠對地震之對應準則。2019 年美國 NRC 公佈取代舊 RG-1.166 和 RG-1.167 的新重啟動導則草案 DG-1337。

貳、研究方法與過程

一、PSHA 數值結果的驗證

(一) 概述

PSHA 的計算涉及震源和震波傳遞諸多不確定性因子的引用、機率模擬和整合，分析結果形成一個多種積分式，往往難以獲得解析解，需藉助電腦程式進行離散運算，大致分為一般的數值積分和蒙地卡羅模擬(Monte Carlo Simulation)兩套方法。台灣電力公司 PSHA 計畫採用 Haz45 軟體執行 PSHA 的數值運算，雖應原子能委員會的審查要求，已與 EZ-FIRSK 軟體進行 V&V，惟原子能委員會在管制審查立場上，仍需具備 PSHA 數值結果自行驗證的能力和技術。

美國太平洋地震工程研究中心 (Pacific Earthquake Engineering Research, PEER) 的維生線方案提出一個計畫，供各套 PSHA 軟體測試及驗證數值運算步驟，並整理成報告(Thomas 等人，2010，之後簡稱 PEER 2010/106)。原先規劃兩套測試案例庫來進行測試和驗證，但 PEER 2010/106 僅完整呈現第一套測試案例庫的測試結果和比較，但表列的數值結果為各軟體的平均值，而且僅有 3 位有效數字，難以詳細驗證。PEER 在 2018 年出版了後續計畫的新報告(Hale 等人，2018，之後簡稱 PEER 2018/03)，在案例有所增刪的情況下，測試案例庫擴充至三套，參與商業軟體增加至 15 套。

PEER 2018/03 最大的改變是提供了各套軟體測試結果的 Excel 數值檔，有效數字可達 15 位。此外，PEER 2018/03 在所有參與各測試案例的軟體中，逐一對各場址分別選取數值結果

最為接近的 5 套軟體，稱為核心軟體，但軟體 HAZ38-URS、HAZ45、HAZ45b 和 THAZ 屬於同一家族，數值結果自然比較接近，最多只能擇一為核心軟體。PEER 2018/03 的各套軟體測試結果電子數值檔註明了各場址所選用的 5 套核心軟體，也表列標竿值（即 5 套核心軟體的平均結果）、5 套核心軟體之間以及所有參與軟體之間的最大相對誤差，即（最大值-最小值）/最小值，此最大相對誤差之後簡稱誤差。PEER 2018/03 的測試結果電子數值檔也提供各套軟體採用的距離和規模之離散間距（步階），方便比對，本計畫將以 PEER 2018/03 的三套測試案例庫進行 PSHA 數值結果的驗證。

(二) 第一套測試案例庫說明和數值驗證結果

PEER 2018/03 的第一套測試案例庫有 12 個案例，利用 PSHA 軟體計算各場址最大地表加速度(PGA)的年超越機率，其概述列於表 1-1。基本上，愈後面的案例愈複雜，考慮的不確定性因子愈多。一般而言，場址的 PGA 愈大，年超越機率愈低，各套 PSHA 軟體的數值結果愈分歧。

若以震源分類，前 10 個案例為斷層震源，後 2 個案例為區域震源。前 10 個案例只有測試案例 1.4 為傾角 60° 的逆斷層，其餘為垂直平移斷層。後 2 個區域震源案例的差別在於震源深度固定或均勻分佈。斷層震源考慮了 7 處場址，區域震源則有 4 處場址。斷層震源和區域震源的尺度、以及場址的分佈如圖 1-1 所示，斷層震源和區域震源的震源深度分佈示於圖 1-2。

若就 GMPE 而論，所有案例選用 Sadigh 和 Chang (1997)來估計各場址的 PGA，求算 PGA 在 0.001 g 至 1.0 g（最高）的年

超越機率。PEER 2018/03 的第一套測試案例庫所有案例的地震規模皆小於等於 6.5。當地震規模小於等於 6.5 時，因平移斷層造成的 PGA 之 GMPE (Sadigh 和 Chang, 1997) 為：

$$\ln \text{PGA} = -0.624 + m - 2.100 \ln(r_{rup} + e^{1.29649+0.250m}) \quad (1.1)$$

式中，PGA 以 g 為單位， m 為地震矩規模， r_{rup} 為場址至斷層開裂面的最短距離，單位為 km。一般常假設 GMPE 的估計值為常態分佈的平均數，因此，依式(1.1)估計的 PGA 成為對數常態分佈的中值。式(1.1)的標準差與規模有關(Sadigh 和 Chang, 1997)，如下式所示：

$$\sigma_{\ln \text{PGA}} = 1.39 - 0.14m \quad (1.2)$$

唯獨測試案例 1.4 選用了逆斷層，其 PGA 中值為式(1.1)的 1.2 倍，但 $\sigma_{\ln \text{PGA}}$ 則如同式(1.2)。

若以 GMPE 的不確定性觀之，只有測試案例 1.8a、1.8b 和 1.8c 要考慮 GMPE 的不確定性，即應用式(1.2)，這些測試案例的差別在於 GMPE 不確定性的上、下限設定不同。

若以規模的不確定性觀之，測試案例 1.1 採用固定規模 6.5，案例 1.2、1.3、1.4、1.8a、1.8b 和 1.8c 採用固定規模 6.0，測試案例 1.5、1.10 和 1.11 假設規模為 5 至 6.5 的截尾指數分佈，測試案例 1.6 假設規模為 5 至 6.5 截尾常態分佈，其標準差為 0.25，而測試案例 1.7 採用特徵地震模式描述規模的分佈。

若就距離的不確定性而言，測試案例 1.1 至 1.8c 的斷層震源考慮斷層開裂模式(Kiureghian 和 Ang, 1977)，GMPE 的 r_{rup} 為場址至斷層開裂面的最短距離；而測試案例 1.10 和 1.11 的區域震源直接採用點震源模式(Cornell, 1968)，GMPE 的 r_{rup} 為場址至震

源的距離。

若就震源位置的不確定性而言，測試案例 1.1 至 1.8c 雖然假設震源在斷層面上均勻分佈，不過開裂面積、長度和寬度皆與規模有關，公式如下(PEER 2018/03)：

$$A = 10^{m-4} \quad (1.3)$$

$$L = 10^{0.5m-1.85} \quad (1.4)$$

$$W = 10^{0.5m-2.15} \quad (1.5)$$

三式中，開裂面積 A 的單位為 km^2 ，開裂長度 L 和寬度 W 皆以 km 為單位。當開裂長度未達斷層長度，以及開裂寬度未達斷層寬度時，維持長寬比 L/W 為 2；當開裂長度已達斷層長度或開裂寬度已達斷層寬度時，不再限制長寬比為 2。在開裂面不能超出斷層面的共識下，震源位置實際僅在部份斷層面上均勻分佈。地震規模愈大，開裂面愈大，也愈有可能超出斷層面，致使震源位置愈受侷限，即震源由斷層面中心往外均勻分佈的涵蓋面積越小。只有測試案例 1.3 必須考慮開裂面積 A 的不確定性，式 (1.3) 的結果成為開裂面積的中值。測試案例 1.10 和 1.11 假設震源在半徑 100 km 的圓內均勻分佈，測試案例 1.10 固定震源深度為 5 km ，測試案例 1.11 假設震源深度在 5 km 至 10 km 之間均勻分佈。

就地震發生次數的不確定性而言，所有測試案例皆假設為穩態卜桑(Stationary Poisson)分佈，其年平均發生率為一常數。測試案例 1.10 和 1.11 的區域震源直接指定規模 5 以上的地震年平均發生率為 $\nu = 0.0395$ 次/年；測試案例 1.1 至 1.8c 的斷層震源則由規模分佈和指定的斷層年滑移率 $s = 2 \text{ mm/year}$ 來決定地震的年平均發生率。地震矩與地震矩規模的經驗公式(PEER

2018/03)為：

$$M_0 = 10^{1.5m+16.05} \quad (1-6)$$

式中，地震矩 M_0 的單位為 dyne-cm。地震矩由剪力和滑移量的乘積組成，其公式為：

$$M_0 = \mu A_f d = \mu A_f s / \nu \quad (1-7)$$

式中， μ 為地殼斷層的剪力模數，其值為 3×10^{11} dyne/cm²； A_f 為斷層面的面積； d 為一次開裂的平均滑移量； s 為年平均滑移率； ν 為地震（即開裂）的年平均發生率。因此，在每次地震規模固定為 m 的假設下，地震的年平均發生率為：

$$\nu = \frac{\mu A_f s}{M_0} = \frac{3 \times 10^{11} \times A_f \times 10^{10} s}{10^{1.5m+16.05}} = \frac{3 \times 10^{21} \times A_f s}{10^{1.5m+16.05}} \quad (1.8)$$

式中， A_f 的單位為 km²， s 的單位為 cm/year。當地震規模的機率密度函數(PDF)為 $f_M(m)$ 時，式(1.8)的地震矩需以平均地震矩取代之，即

$$\nu = \frac{\mu A_f s}{E(M_0)} = \frac{3 \times 10^{21} \times A_f s}{\int_0^{m_{\max}} 10^{1.5m+16.05} f_M(m) dm} \quad (1.9)$$

測試案例 1.1 至 1.4 和測試案例 1.8 為固定規模，測試案例 1.1 是 6.5，其餘測試案例是 6.0，將 $m = 6.5$ 或 6.0 代入式(1.8)，即得這些測試案例的地震年平均發生率。測試案例 1.5 假設規模為截尾指數分佈，測試案例 1.6 假設規模為截尾常態分佈，而測試案例 1.7 則以特徵地震模式描述規模的不確定性，將指定的 $f_M(m)$ 代入式(1.9)，即得這三個測試案例的地震年平均發生率。

本計畫的 PSHA 軟體針對各個測試案例求算數值解，所採用的距離和規模步階接近 PEER 2018/03 的建議值。本計畫的數

值結果也針對 5 套核心軟體的最小結果和所有參與軟體的最小結果，分別求算相對誤差，俾與 PEER 2018/03 表列的最大相對誤差作一比較。比較之下，發現本計畫 PSHA 軟體的數值解皆落在所有參與軟體的結果之間，但不一定落在 5 套核心軟體的結果之間，故以下依序進行各個測試案例的數值驗證時，僅列表和繪圖說明本計畫 PSHA 軟體與 5 套核心軟體的誤差比較。

1. 測試案例 1.1

測試案例 1.1 為垂直平移斷層發生了規模 6.5 的地震，對 7 處場址 PGA 的地震危害度。將規模 $m=6.5$ 代入式(1.3)至式(1.5)，發現開裂面已涵蓋了整個斷層面，故 7 處場址至開裂面的最短距離 r_{rup} 已為確定值，不存有隨機性，如表 1-2 所列。將 $m=6.5$ 和這些 r_{rup} 代入式(1.1)，可求得 7 處場址的 PGA，亦列於表 1-2。各處場址若高於對應之 PGA，則年超越機率為 0；若低於對應之 PGA，則年超越機率為固定值。將規模 $M=6.5$ 帶入式(1.8)，可求得此垂直平移斷層發生地震的年平均發生率 $\nu=2.8528\times 10^{-3}$ ，因此各場址低於表 1-2 之對應 PGA 的年超越機率均為 $P_1=1-e^{-\nu}=2.8487\times 10^{-3}$ 。本計畫 PSHA 軟體與 5 套核心軟體的誤差比較示於圖 1-3，顯示本計畫軟體的數值結果均落於 5 套核心軟體之間。

2. 測試案例 1.2

測試案例 1.2 將測試案例 1.1 的地震規模減低至 6.0，代入式(1.3)至式(1.5)，可知開裂面 ($A_r=100\text{ km}^2$) 僅佔斷層面 ($A_f=300\text{ km}^2$) 的 1/3，其中開裂長度為 14.13 km，開裂寬度為 7.08 km。由於開裂長度和寬度不能超出斷層長度和寬度，亦即

開裂面不能超出斷層面，規模 $M = 6.0$ 的震源只能在斷層面中央 $A_{f1} = (25 - 14.13)(12 - 7.08) = 53.48 \text{ km}^2$ 的矩形內呈均勻分布。指定 PGA 後，規模 $M = 6.0$ 地震所需搭配的 r_{rup} 可由式(1-1)求出；而各場址因遠近位置不同，小於此 r_{rup} 的震源分佈面積 A_F 亦有所不同。將規模 $M = 6.0$ 代入式(1.8)，可得此平移斷層的地震年平均發生率 $\nu = 1.6043 \times 10^{-2}$ ，因此各場址對應之年超越機率為：

$$P_1 = 1 - e^{-\nu \frac{A_F}{A_{f1}}} \quad (1.10)$$

在較小 PGA 時， $A_{f1} = A_F$ ，得年超越機率的上限值 $(P_1)_{\max} = 1 - e^{-\nu} = 1.5915 \times 10^{-2}$ 。本計畫 PSHA 軟體與 5 套核心軟體的誤差比較示於圖 1-4，顯示本計畫軟體的數值結果絕大部份落於 5 套核心軟體之間，但在場址 2 出現低於 5 套核心軟體最小值的情形，此時相對誤差為負值，取其絕對值後，以實心圓圈的符號標示於圖 1-4。

測試案例 1.2 需要在斷層面擺入 $14.13 \text{ km} \times 7.08 \text{ km}$ 的矩形開裂面，如圖 1-5 所示，大部份 PEER 2018/03 的軟體取步階 0.5 km 來離散移動此開裂面，據以計算 r_{rup} ，因此開裂面在斷層面長度方向可移動次數為 $(25 - 14.13) / 0.5 = 21.74$ ，開裂面在斷層面寬度方向可移動次數為 $(12 - 7.08) / 0.5 = 9.84$ ，皆不為整數，後續處理莫衷一是。PEER 2018/03 的部份軟體將矩形開裂面改為 $13.00 \text{ km} \times 8.00 \text{ km}$ ，開裂面在斷層面長、寬方向的移動次數雖為整數，卻與開裂面的實際尺寸不符。本計畫 PSHA 軟體在斷層面長度方向的移動步階取 $(25 - 14.13) / 22 = 0.494 \text{ km}$ ，在斷層面寬度方向的移動步階取 $(12 - 7.08) / 10 = 0.492 \text{ km}$ ，皆略小於

0.5 km，可使14.13 km×7.08 km的矩形開裂面在斷層面長、寬兩方向的移動次數均為整數，咸信為比較合理的作法，研判此離散技巧造成本計畫與5套核心軟體的差異。

3. 測試案例 1.3

測試案例 1.3 比測試案例 1.2 多考慮了開裂面積、長度、和寬度的不確定性，PEER 2018/03 僅指明開裂面積的標準差為 $\sigma_A = 0.25$ ，前後截尾至 $2\sigma_A$ ，開裂長寬比維持在2，但未說明開裂面積的分佈模式。本計畫假設開裂面積為對數常態分佈，式(1.3)為開裂面積的中值， $\sigma_A = 0.25$ 則解釋為 $\sigma_{\ln A} = 0.25$ 。本計畫與5套核心軟體的誤差比較示於圖 1-6，顯示本計畫軟體的數值結果絕大部份落於5套核心軟體之間，但在場址2和7出現低於5套核心軟體最小值的情形，研判原因如同測試案例 1.2。

4. 測試案例 1.4

測試案例 1.4 如同測試案例 1.2，但將垂直平移斷層改為傾角 60° 的逆斷層，如圖 1-2 的 FAULT 2 所示。逆斷層的PGA為垂直斷層的1.2倍，故式(1.1)的PGA需乘上1.2倍。測試案例 1.4 的逆斷層寬度($11 \text{ km} / \sin 60^\circ = 12.70 \text{ km}$)較測試案例 1.2 的垂直平移斷層寬度(12 km)大，面積約為 317.54 km^2 ，代入式(1.8)，得逆斷層發生地震規模6.0的年平均發生率 $\nu = 1.6981 \times 10^{-2}$ ，對應之年超越機率上限值 $(P_1)_{\max} = 1 - e^{-\nu} = 1.6837 \times 10^{-2}$ 。本計畫PSHA軟體與5套核心軟體的誤差比較示於圖 1-7，顯示本計畫軟體的數值結果絕大部份落於5套核心軟體之間，但仍有少數年超越機率低於5套核心軟體最小值的情形，研判原因如同測試案例 1.2。

5. 測試案例 1.5

測試案例 1.5 與測試案例 1.1 和 1.2 類似，但地震規模不再為固定值，改為 5.0 至 6.5 之間的截尾指數分佈，故由式(1.9)求得規模 5.0 以上的地震年平均發生率 $\nu = 4.0681 \times 10^{-2}$ ，此值高於測試案例 1.1 和 1.2，乃因容許較小地震發生之故。測試案例 1.5 之年超越機率上限值 $(P_1)_{\max} = 1 - e^{-\nu} = 3.9865 \times 10^{-2}$ 。本計畫 PSHA 軟體與 5 套核心軟體的誤差比較示於圖 1-8，顯示本計畫軟體的數值結果絕大部份落於 5 套核心軟體之間，但仍有少數年超越機率低於 5 套核心軟體最小值的情形，例如場址 2 和 7 的 PGA=0.25g 之年超越機率對比 5 套核心軟體最小值的相對誤差高達-12‰，有必要進一步探討。

表 1-3 列出本計畫軟體和 PEER 2018/03 的 15 套軟體在規模、長度和寬度的步階，以及場址 2 和 7 的 PGA=0.25g 之年超越機率，其中 5 套核心軟體的數據列在 15 套軟體之前。這些步階大小不一，本計畫軟體的步階大部份比 5 套核心軟體小，本計畫軟體在場址 2 和 7 的 PGA=0.25g 之年超越機率比大部份 PEER 2018/03 的 15 套軟體低，但反而與步階最小之非核心軟體 PROSIT 接近。

為了探討步階大小對年超越機率之影響，本計畫軟體接著增大或縮小步階，重新計算場址 2 和 7 的 PGA=0.25g 之年超越機率，列於表 1-4，其中前五列結果（規模、長度和寬度的步階同時增減）與 PEER 2018/03 的 15 套軟體在場址 2 的 PGA=0.25g 之年超越機率作一比較，如圖 1-9 所示。在圖 1-9 中，由低至高先繪出 10 套非核心軟體的年超越機率，再由低至高繪出 5 套核

心軟體的年超越機率，最後依據步階大小，由大至小繪出本計畫軟體的年超越機率，其中倒數第 3 個圓圈即為圖 1-8 所採用之步階。觀察圖 1-9，發現：(1)在同一軟體家族擇一的前提下，5 套核心軟體的年超越機率的確比較接近，滿足核心軟體的選取條件。(2)本計畫軟體步階最大的年超越機率（即圖 1-9 的第 1 個圓圈）反而最接近 5 套核心軟體的年超越機率。(3)隨著步階縮小，本計畫軟體的年超越機率有下降的趨勢，但最後三個結果已相當接近。

經由表 1-4 和圖 1-9 的觀察和比較，本計畫軟體的分析結果應該比較可靠，5 套核心軟體的年超越機率只是彼此比較接近的結果，並不保證最接近精確結果。

6. 測試案例 1.6

測試案例 1.6 如同測試案例 1.5，但地震規模改為截尾常態分佈，規模下限 5.0，規模上限 6.5，標準差為 0.25。PEER 2018/03 並未指定規模的平均數，卻給特徵地震規模 $M_{char} = 6.2$ ，本計畫視此值為平均規模。將截尾常態分佈的機率密度函數代入式 (1.9) 的分母，求得平均地震矩為 2.3203×10^{25} dyne-cm，再代回式 (1.9)，得規模 5.0 以上的地震年平均發生率 $\nu = 7.7576 \times 10^{-3}$ ，故得測試案例 1.6 各場址 PGA 之年超越機率的上限值為 $(P_1)_{\max} = 1 - e^{-\nu} = 7.7276 \times 10^{-3}$ 。本計畫 PSHA 軟體與 5 套核心軟體的誤差比較示於圖 1-10，顯示本計畫軟體的數值結果絕大部份落於 5 套核心軟體之間，僅有極少數年超越機率低於 5 套核心軟體最小值的情形，研判原因如同測試案例 1.2 和 1.5。

7. 測試案例 1.7

測試案例 1.7 如同測試案例 1.5，但地震規模改以特徵地震模式(Youngs 和 Coppersmith, 1985)描述，規模下限 5.0，規模上限 6.45，特徵地震規模 6.2。本計畫 PSHA 軟體與 5 套核心軟體的誤差比較列於示於圖 1-11，顯示本計畫軟體的數值結果絕大部份落於 5 套核心軟體之間，僅有少數年超越機率低於 5 套核心軟體最小值的情形，研判原因如同測試案例 1.2 和 1.5。

8. 測試案例 1.8

測試案例 1.8 類似測試案例 1.2，但考慮了 GMPE 估計值的不確定性，再細分為 4 個副案例。假設 $\ln \text{PGA}$ 為常態分佈，其平均數為式(1.1)，標準差為式(1.2)，當規模 $M=6.0$ 時， $\sigma_{\ln \text{PGA}} = 0.55$ 。在 4 個副案例中，測試案例 1.8a 的常態分佈無上、下限規定，測試案例 1.8b1 的上限截尾至 $2\sigma_{\ln \text{PGA}}$ ，測試案例 1.8b2 的兩端截尾至 $\pm 2\sigma_{\ln \text{PGA}}$ ，測試案例 1.8c 的兩端則截尾至 $\pm 3\sigma_{\ln \text{PGA}}$ 。測試案例 1.8 的本計畫 PSHA 軟體與 5 套核心軟體的誤差比較依序示於圖 1-12 至圖 1-15，顯示本計畫軟體的數值結果大部份落於 5 套核心軟體之間，但年超越機率低於 5 套核心軟體最小值的情形增多，最嚴重的相對誤差達-3.7%，研判原因如同測試案例 1.2 和 1.5。

9. 測試案例 1.10

測試案例 1.10 的震源為半徑 100 km 的區域震源，震源深度固定為 5 km，如圖 1-2 所示，規模分佈為與測試案例 1.5 相同的截尾指數分佈。本計畫 PSHA 軟體與 5 套核心軟體的誤差比較示於圖 1-16，顯示本計畫軟體的數值結果絕大部份落於 5 套核心軟

體之間，但在場址 4 有多數年超越機率高於 5 套核心軟體最大值的情形，研判原因為本計畫 PSHA 軟體在靠近場址的區域震源取較小移動步階之故。

10. 測試案例 1.11

測試案例 1.11 與測試案例 1.10 類似，都是區域震源，但震源深度由固定值 5 km 改為在 5 km 至 10 km 之間均勻分佈的隨機變數。本計畫 PSHA 軟體與 5 套核心軟體的誤差比較示於圖 1-17，顯示本計畫軟體的數值結果絕大部份落於 5 套核心軟體之間，但在場址 1 有多數年超越機率高於 5 套核心軟體最大值的情形，研判原因如同測試案例 1.10。

(三) 第二套測試案例庫說明和數值驗證結果

PEER 2018/03 的第二套測試案例庫有 5 個案例，利用 PSHA 軟體計算各場址 PGA 的年超越機率時，依序考慮了多種震源、地震危害度拆解、不同 GMPE、上盤效應、不同震源深度分佈模式、和 GMPE 標準差的不確定性等等，再區分為個數不等的副案例，總共有 15 個副案例，其概述列於表 1-15。第一套測試案例庫有 15 個軟體參與，第二套測試案例庫的參與軟體數減少為 10 至 13 個。

1. 測試案例 2.1

測試案例 2.1 的震源包括兩垂直平移斷層和一圓形區域震源，惟一場址位於區域震源的圓心，斷層和區域震源的尺度，以及與場址的相對位置如圖 1-18 所示。斷層 B 的特性參數為 $m_{\min} = 5$ ， $m_{\text{char}} = 6.75$ ， $m_{\max} = 7$ ， $b = 0.9$ ，和 $s = 2 \text{ mm/yr}$ 。斷層 C 的特性參數為 $m_{\min} = 5$ ， $m_{\text{char}} = 6.5$ ， $m_{\max} = 6.75$ ， $b = 0.9$ ，和

$s=1\text{ mm/yr}$ 。區域震源 2 的特性參數為 $m_{\min}=5$ ， $m_{\max}=6.5$ ， $b=0.9$ ，和規模 5 以上的地震平均發生率為 0.0395 次/年。

測試案例 2.1 除了計算場址 PGA 的年超越機率外，還要針對 3 個副案例進行地震危害度的拆解和參數平均值計算。就測試案例 2.1 場址 PGA 的年超越機率而言，本計畫 PSHA 軟體與 5 套核心軟體的誤差比較示於圖 1-19，顯示在多種震源下，本計畫軟體的數值結果與 5 套核心軟體有較大的差異，研判原因也是積分離散化處理的步階計畫不同所致，如同第一套測試案例庫的分析解釋。

地震危害度的拆解有 2 個副案例指定 PGA，分別為 0.05g 和 0.35g，另一個副案例指定 PGA 的年超越機率為 0.001，依據本計畫 PSHA 軟體的 PGA 危害度曲線，求得對應之 PGA 為 0.18725g。震源發生一次地震時，場址指定或對應之 PGA 的超越機率考慮了規模、距離和 GMPE 的不確定性，針對前述 3 個副案例，這些不確定性的貢獻程度各異，可據以計算規模、距離和 GMPE 偏差倍數的加權平均值，此處 GMPE 偏差倍數的定義為 $\varepsilon^* = (\ln a - \ln \text{PGA}) / \sigma_{\ln \text{PGA}}$ ，其中 a 為指定或對應之 PGA， $\ln \text{PGA}$ 為 GMPE 估計值，即式(1.1)。震源發生一次地震時，場址指定或對應之 PGA 的超越機率為：

$$\begin{aligned} \nu(\text{PGA} > a) &= \sum_{i=1}^{n_{\text{source}}} \lambda_i(m_{\min}) \int_{r_{\min}}^{r_{\max}} \int_{m_{\min}}^{m_{\max}} P(\text{PGA} > a | m, r) f_{m_i}(m) f_{R_i}(r) \\ &= \sum_{i=1}^{n_{\text{source}}} \lambda_i(m_{\min}) \int_{r_{\min}}^{r_{\max}} \int_{m_{\min}}^{m_{\max}} [1 - \Phi(\varepsilon^*)] f_{m_i}(m) f_{R_i}(r) \end{aligned} \quad (1.11)$$

規模、距離和 GMPE 偏差倍數的加權平均值可分別依下列三式計算：

$$\bar{M} = \frac{\sum_{i=1}^{n_{source}} \lambda_i(m_{\min}) \int_{r_{\min}}^{r_{\max}} \int_{m_{\min}}^{m_{\max}} m [1 - \Phi(\varepsilon^*)] f_{m_i}(m) f_{R_i}(r) dr dm}{\nu(PGA > a)} \quad (1.12)$$

$$\bar{R} = \frac{\sum_{i=1}^{n_{source}} \lambda_i(m_{\min}) \int_{r_{\min}}^{r_{\max}} \int_{m_{\min}}^{m_{\max}} r [1 - \Phi(\varepsilon^*)] f_{m_i}(m) f_{R_i}(r) dr dm}{\nu(PGA > a)} \quad (1.13)$$

$$\bar{\varepsilon}^* = \frac{\sum_{i=1}^{n_{source}} \lambda_i(m_{\min}) \int_{r_{\min}}^{r_{\max}} \int_{m_{\min}}^{m_{\max}} \varepsilon^* [1 - \Phi(\varepsilon^*)] f_{m_i}(m) f_{R_i}(r) dr dm}{\nu(PGA > a)} \quad (1.14)$$

本計畫 PSHA 軟體與 PEER 2018/03 所有軟體的規模、距離和 GMPE 偏差倍數的加權平均值列於表 1-16，其中前 5 個軟體為核心軟體，相對誤差的比較亦列於表 1-16，顯示除了 $PGA=0.18725g$ 的 $\bar{\varepsilon}^*$ 之外，本計畫軟體的數值結果都落於 5 套核心軟體之間。

前述 3 個副案例的 PGA 地震危害度之規模、距離和 GMPE 偏差倍數的拆解區間列於表 1-7，本計畫 PSHA 軟體與 5 套核心軟體的參數拆解誤差比較分別示於圖 1-20 至圖 1-22，顯示在 $PGA=0.35g$ 時，本計畫軟體在規模拆解區間的數值結果與 5 套核心軟體有較大的差異，研判原因也是積分離散化處理的步階計畫不同所致。

2. 測試案例 2.2

測試案例 2.2 的震源只有一個垂直平移斷層，但有 6 個場址，斷層的尺度以及與場址的相對位置如圖 1-23 所示。垂直平移斷層的特性參數為 $m_{\min}=5$ ， $m_{\max}=7$ ， $b=0.9$ ，和 $s=2 \text{ mm/yr}$ 。測試案例 2.2 有四個副案例，GMPE 分別為 NGA-WEST2 的 ASK14 (Abrahamson, Silva, and Kamai, 2014)、

BSSA14 (Boore, Stewart, Seyhan, and Atkinson, 2014)、CB14 (Cambell and Bozorgnia, 2014)、和 CY14 (Chiou and Youngs, 2014)，GMPE 的誤差分佈無上、下限規定，共同選用的 GMPE 參數為量測值 $V_{s30} = 760 \text{ m/sec}$ ， $Z_{1.0} = 0.048 \text{ km}$ ， $Z_{2.5} = 0.607 \text{ km}$ ，區域為加州。

測試案例 2.2a 至 2.2d 本計畫 PSHA 軟體與 5 套核心軟體的誤差比較分別示於圖 1-24 至圖 1-27，顯示本計畫軟體的數值結果鮮少超出 5 套核心軟體的最大值，但在場址 2 和 5 卻常常低於 5 套核心軟體的最小值，場址 2 最靠近斷層，場址 5 最遠離斷層，研判原因也是積分離散化處理的步階計畫不同所致。

3. 測試案例 2.3

為了考慮上盤效應，測試案例 2.3 選用逆斷層震源，同樣有 6 個場址，只有場址 1 在下盤，逆斷層的尺度以及與場址的相對位置如圖 1-28 所示。逆斷層的規模固定為 7，滑移速率為 $s = 2 \text{ mm/yr}$ 。測試案例 2.3 也有四個副案例，其 GMPE 分別與測試案例 2.2 的四個副案例相同，但不用考慮 GMPE 的不確定性。測試案例 2.3 共同選用的 GMPE 參數亦與測試案例 2.2 相同。

測試案例 2.3a 至 2.3d 本計畫 PSHA 軟體與 5 套核心軟體的誤差比較分別示於圖 1-29 至圖 1-32，顯示本計畫軟體的數值結果鮮少落於 5 套核心軟體之外。

4. 測試案例 2.4

測試案例 2.4 的震源是垂直平移斷層，只有 1 個場址，垂直平移斷層的尺度以及與場址的相對位置如圖 1-33 所示。測試案例 2.4 有二個副案例，差別在於震源深度的隨機分佈不同，案例

2.4a 為均勻分佈，案例 2.4b 為三角形分佈，如圖 1-34 所示。垂直平移斷層的規模固定為 6，滑移速率為 $s = 2 \text{ mm/yr}$ 。測試案例 2.4 的 GMPE 為 CY14 (Chiou and Youngs, 2014)，不用考慮 GMPE 的不確定性。測試案例 2.4 選用的 GMPE 參數亦與測試案例 2.2 相同。本計畫 PSHA 軟體與 5 套核心軟體的誤差比較示於圖 1-35，顯示本計畫軟體的數值結果有少數落於 5 套核心軟體之外。

5. 測試案例 2.5

測試案例 2.5 的震源還是垂直平移斷層，只有 1 個場址，垂直平移斷層的尺度以及與場址 1 的相對位置如圖 1-36 所示。垂直平移斷層的規模固定為 6，滑移速率為 $s = 2 \text{ mm/yr}$ 。測試案例 2.5 的 GMPE 為 CY14 (Chiou and Youngs, 2014)，GMPE 的誤差分佈無上、下限規定，選用的 GMPE 參數亦與測試案例 2.2 相同。測試案例 2.5 有二個副案例，差別在於 CY14 的 $\sigma_{\ln \text{PGA}}$ 有不同設定，案例 2.5a 的 $\sigma_{\ln \text{PGA}}$ 設定為 0.65，案例 2.5b 考慮 $\sigma_{\ln \text{PGA}}$ 的估計值有不確定性，選用兩個數值，分別為 1.2×0.65 和 0.8×0.65 ，權重各為 0.5。本計畫 PSHA 軟體與 5 套核心軟體的誤差比較示於圖 1-37，顯示本計畫軟體的數值結果均落於 5 套核心軟體之內。

(四) 第三套測試案例庫說明和數值驗證結果

PEER 2018/03 的第三套測試案例庫有 4 個案例，依序考慮了曲折斷層、邏輯樹分析、版塊內部地震、和有限開裂的區域震源等等，其概述列於表 1-8。實際 PSHA 計算時，各套 PEER 2018/03 的軟體採用不同的模型來解釋和處理 4 個測試案例的設

定條件，數值結果自然分歧。第三套測試案例庫的參與軟體數減少為 9 至 10 個，各測試案例採用相同模型的軟體數可能低至 1 個，因此無核心軟體的平均值和最大相對誤差可供本計畫軟體驗證數值結果。基本上，第三套測試案例庫的設計目的不在於提供數值結果給其它軟體驗證之用，而是比較不同震源特徵模型的數值結果差異程度。

1. 測試案例 3.1

測試案例 3.1 的震源包括 4 段曲折逆斷層，又分為向東和向西傾斜兩個副案例，其分析模型如圖 1-38 所示。4 段曲折逆斷層的傾角都一致，因此在斷層轉折點的斷層面會重疊或裂開（不連續），第一種分析模型將重疊斷層面刪除，將不連續斷層面填補，造成斷層面積的縮減或增加，即圖 1-38 的 Segments orthogonal。第二種分析模型維持總曲折斷層面積不變，但放棄了傾斜方向與每段逆斷層走向皆垂直的標準假設，即圖 1-38 的 Stirling method。兩種分析模型的 R_{RUP} 和 R_{JB} 將有所不同，造成 PSHA 結果的差異。

另一個處理步驟的差異在於水平距離 R_x 的計算，任一場址對每段曲折斷層都有一個 R_x 值，在代入 GMPE 時，第一種處理步驟選用所有可能 R_x 的最小值，第二種處理步驟採用所有可能 R_x 的加權平均值， R_x 的不同計算方式也會造成 PSHA 結果的差異。組合之後，測試案例 3.1 將有 4 種分析步驟。圖 1-38 的 4 處場址採用某種分析步驟進行 PSHA 的軟體個數也不盡相同，個數由 0 至 5 個，大部份是 3 個 PEER 2018/03 軟體應用同一分析步驟進行 PSHA。由於測試案例 3.1 可資比較的數值結果不多，測

試目的又在於震源特徵處理步驟的差異分析，而非 PSHA 軟體數值結果的精度比對，本計畫不進行測試案例 3.1 的數值驗證。

2. 測試案例 3.2

測試案例 3.2 的震源只有一個垂直平移斷層，也只有 1 個場址，斷層的尺度以及與場址的相對位置如圖 1-39 所示。測試案例 3.2 的邏輯樹有 4 個節點，分別代表滑移速率、規模分佈模式、最大規模、和 GMPE 的知識不確定性，其選項和權重如圖 1-40 所示。斷層的規模有截尾指數分佈和特徵地震模式兩種，特性參數皆為 $m_{\min} = 5$ 和 $b = 0.9$ ，截尾指數分佈的 $m_{\max}$ 選項如圖 1-40 所示，特徵地震模式的 m_{char} 選項亦如圖 1-40 所示，其 $m_{\max} = m_{\text{char}} + 0.25$ 。圖 1-40 的兩條 GMPE 共同選用的參數為量測值 $V_{S30} = 760 \text{ m/sec}$ ， $Z_{1.0} = 0.048 \text{ km}$ ， $Z_{2.5} = 0.607 \text{ km}$ ，區域為加州，GMPE 的誤差分佈無上、下限規定。

如圖 1-40 所示，測試案例 3.2 有 $3 \times 2 \times 3 \times 2 = 36$ 個 PSHA 結果，由小至大排序，搭配其累計相對權重，可得任一 PGA 年超越機率的累積分佈曲線，據以計算任一 PGA 年超越機率的平均值、中值、累積至 10% 或 90% 的 PGA 值等等參數。平均值的計算有兩種方式，PEER 2018/03 的軟體各有 6 套和 3 套採用，本計畫 PSHA 軟體與 6 套 PEER 軟體採用相同方式計算平均值，與它們最小值的相對誤差比較示於圖 1-41，顯示本計畫軟體的數值結果皆小於 6 套 PEER 軟體的最小值，研判原因也是積分離散化處理的步階計畫不同所致。

年超越機率累積至 10%、50% 或 90% 的 PGA 值也有兩種計算方式，PEER 2018/03 的軟體各有 5 套（內插方式計算）和 4

套（超越首值方式計算）採用。本計畫 PSHA 軟體與它們最小值的相對誤差比較示於圖 1-42，顯示本計畫軟體的數值結果有部份落於 5 套或 4 套 PEER 軟體的結果之外，研判原因也是積分離散化處理的步階計畫不同所致。

3. 測試案例 3.3

測試案例 3.3 考慮潛沒帶厚度 12.5 km 的版塊內部震源，其尺度以及與場址的相對位置如圖 1-43 所示。版塊內部震源規模 5 以上的地震平均發生率為 0.013 次/年。截尾指數分佈的特性參數為 $m_{\min} = 5$ 、 $m_{\max} = 7$ 、和 $b = 0.8$ 。GMPE 為 Zhao 等人(2006)的 Site Class I, Rock，其距離項 x 則以 R_{RUP} 取代，GMPE 的誤差分佈無上、下限規定。版塊內部震源若以逆斷層模擬，相對於版塊上緣的傾角為 35 度。版塊內部震源的模擬有 4 種方式，如圖 1-44 所示，其中 b)至 d)又有 2 種變化，故測試案例 3.3 合計有 7 個副案例，只有 1 個副案例 c)有 7 套 PEER 軟體參與分析，其餘副案例只有 2 套或 3 套軟體參與。本計畫軟體僅針對 7 套 PEER 軟體參與的副案例進行 PSHA，與它們分析結果最小值的相對誤差比較示於圖 1-45，顯示本計畫軟體在低 PGA 的年超越機率大於 7 套 PEER 軟體的最大值，研判原因也是積分離散化處理的步階計畫不同所致。

4. 測試案例 3.4

測試案例 3.4 的震源是區域震源，有 4 個場址，區域震源的範圍以及與場址的相對位置如圖 1-46 所示。測試案例 3.4 將區域震源以虛擬斷層模擬，模擬方式有 4 種，如圖 1-47 所示，其中 a)至 c)又有 2 種變化，故測試案例 3.4 合計有 7 個副案例，PEER

2018/03 軟體參與每個副案例的個數由 1 至 3 不等。由於測試案例 3.4 可以比較的數值結果不多，這種區域震源以虛擬斷層模擬的作法很奇特，測試目的又在於震源特徵的處理方式，而非 PSHA 軟體數值結果的精度比對，本計畫不進行測試案例 3.4 的數值驗證。

表 1-1 第一套測試案例庫概述(PEER 2018/03)

Test	Description
1.1	Rate calculation
1.2	Rupture location variability
1.3	Rupture area variability
1.4	Dipping fault
1.5	Truncated exponential magnitude pdf
1.6	Truncated normal magnitude pdf
1.7	Youngs and Coppersmith magnitude pdf
1.8a	Ground-motion variability, untruncated
1.8b	Ground-motion variability, truncate 2σ
1.8c	Ground-motion variability, truncate 3σ
1.10	Areal zone with point sources, single depth
1.11	Areal zone with point sources, depth range

表 1-2 測試案例 1 各場址的 r_{rup} 和最高 PGA (PEER 2010/106)

Site	Distance (km)	PGA for M 6.5 (g)
1	0	0.7717
2	10	0.3123
3	50	0.0497
4	0	0.7717
5	10	0.3123
6	0	0.7717
7	10	0.3123

表 1-3 Test 1.5 各軟體離散間距和兩場址 PGA=0.25g 的年超越機率

	步距			年超越機率	
	規模	長度 (km)	寬度 (km)	Site 2	Site 7
本程式	0.01	0.05	0.05	1.7610E-03	1.7610E-03
HAZ45	0.01	0.05	0.05	1.7910E-03	1.7910E-03
HazMapEQ	0.02	0.2	0.2	1.7870E-03	1.7870E-03
RIZZO-HAZARD	0.1	1.0008	0.008	1.7865E-03	1.7865E-03
OpenSHA	0.01	0.1	0.1	1.7892E-03	1.7892E-03
SISMIC	0.03	0.1	0.1	1.7825E-03	1.7825E-03
HAZ38-URS	0.001	0.05	0.05	1.7920E-03	1.7920E-03
THAZ	0.01	0.05	0.05	1.7874E-03	1.7864E-03
HAZ45b	0.01	0.05	0.05	1.7922E-03	1.7922E-03
FRISK88	-	-	-	1.7874E-03	1.7874E-03
EZ-FRISK	0.01	0.05	0.05	1.7933E-03	1.7933E-03
PROSIT	0.01	0.001	0.001	1.7606E-03	1.7606E-03
OpenQuake	0.05	0.2	0.2	1.8100E-03	1.8100E-03
PROBHAZ	0.01	0.1	0.1	1.7624E-03	1.7624E-03
XCD55, HAZ51, TREE51	0.05	-	0.1	1.7407E-03	1.7407E-03
CRISIS - rectangle	0.05	0.01	0.01	1.7975E-03	1.7975E-03
CRISIS - ellipse	0.05	0.01	0.01	1.9127E-03	1.9127E-03
5 套核心軟體平均				1.7873E-03	1.7873E-03
15 套軟體平均				1.7918E-03	1.7917E-03

表 1-4 Test 1.5 本文不同離散間距之 PGA=0.25g 的年超越機率

	間距			年超越機率	
	規模	長度 (km)	寬度 (km)	Site 2	Site 7
改變移動 及規模 解析度	0.05	0.25	0.25	1.7929E-03	1.7929E-03
	0.02	0.1	0.1	1.7735E-03	1.7735E-03
	0.01	0.05	0.05	1.7610E-03	1.7610E-03
	0.025	0.025	0.025	1.7645E-03	1.7645E-03
	0.002	0.01	0.01	1.7640E-03	1.7640E-03
改變移動 解析度	0.01	0.25	0.25	1.7603E-03	1.7603E-03
	0.01	0.1	0.1	1.7629E-03	1.7629E-03
	0.01	0.05	0.05	1.7610E-03	1.7610E-03
	0.01	0.025	0.025	1.7614E-03	1.7614E-03
	0.01	0.01	0.01	1.7606E-03	1.7606E-03
改變規模 解析度	0.05	0.05	0.05	1.7917E-03	1.7917E-03
	0.02	0.05	0.05	1.7710E-03	1.7710E-03
	0.01	0.05	0.05	1.7610E-03	1.7610E-03
	0.025	0.05	0.05	1.7646E-03	1.7646E-03
	0.002	0.05	0.05	1.7637E-03	1.7637E-03

表 1-5 第二套測試案例庫概述(PEER 2018/03)

Test	Description
2.1	Multiple sources
2.1 Avg	Deaggregation averages
2.1 Tables	Deaggregation percentages
2.2a	Abrahamson Silva and Kamai [2014]
2.2b	Boore Stewart Seyhan Atkinson [2014]
2.2c	Campbell and Bozorgnia [2014]
2.2d	Chiou and Youngs [2014]
2.3a	Hanging Wall, ASK14
2.3b	Hanging Wall, BSSA14
2.3c	Hanging Wall, CB14
2.3d	Hanging Wall, CY14
2.4a	Uniform hypocenter distribution
2.4b	Triangular hypocenter distribution
2.5a	Upper tails, ground-motion distribution
2.5b	Mixture model, ground-motion distribution

表 1-6 Test 2.1 場址 PGA 參數平均值和相對誤差比較

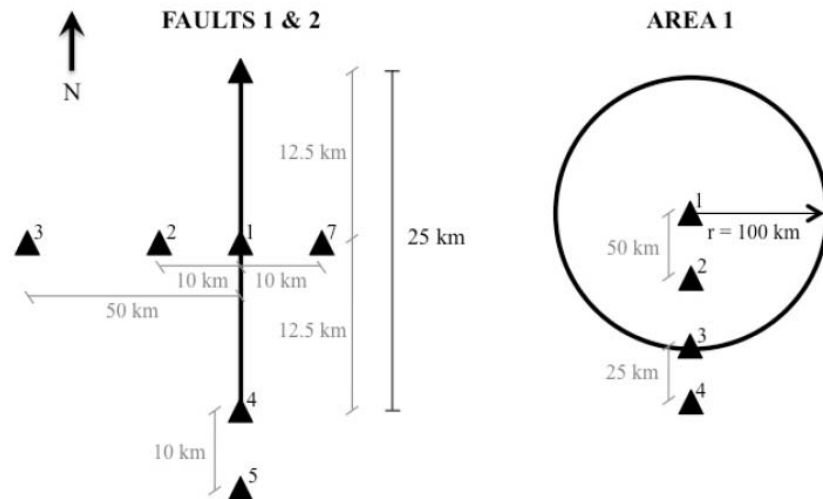
Site 1									
	PGA = 0.05g			PGA=0.18725g			PGA = 0.35g		
	$\bar{M}$	$\bar{R}$	$\bar{\varepsilon}^*$	$\bar{M}$	$\bar{R}$	$\bar{\varepsilon}^*$	$\bar{M}$	$\bar{R}$	$\bar{\varepsilon}^*$
RIZZO-HAZARD	6.017	33.95	-0.5202	6.118	22.20	0.8819	5.981	17.76	1.7119
HAZ45	6.020	34.00	-0.5210	6.120	22.20	0.8730	5.980	17.70	1.7100
XCD55, HAZ51, TREE51	6.020	33.90	-0.5220	6.110	22.20	0.8720	5.980	17.70	1.7080
HazMapEQ	6.022	34.00	-0.5190	6.121	22.21	0.8703	5.978	17.66	1.7035
PROBHAZ	6.030	33.50	-0.5300	6.130	22.20	0.8900	5.980	17.70	1.7100
SISMIC	6.017	33.95	-0.5202	6.119	22.10	0.8911	5.983	17.70	1.7023
PROSIT	6.017	33.95	-0.5207	6.082	22.05	0.8789	5.981	17.71	1.7052
THAZ	6.020	33.96	-0.5200	6.120	22.23	0.8700	5.981	17.70	1.7000
HAZ45b	6.020	33.90	-0.5210	6.120	22.20	0.8730	5.981	17.70	1.7000
HAZ38-URS	6.020	33.90	-0.5220	6.120	22.20	0.8750	5.980	17.80	1.7100
OpenQuake	6.050	34.13	-0.5200	6.210	22.57	0.8900	5.980	17.75	1.7100
本文結果	6.017	33.96	-0.5189	6.118	22.20	0.8816	5.9810	17.73	1.7048
Benchmark	6.022	33.87	-0.5224	6.1199	22.20	0.8774	5.9799	17.70	1.709
% diff 5 core	0.215	1.515	2.080	0.327	0.033	2.264	0.052	0.564	0.491
% diff all	0.552	1.881	2.080	2.101	2.365	2.424	0.076	0.785	0.698
與 Benchmark 誤差(%)	-0.076	0.272	-0.672	-0.029	0.007	0.471	0.018	0.125	-0.22
與核心最小的誤差(%)	0.002	1.384	-2.088	0.132	0.016	1.295	0.046	0.370	0.078
與全部最小誤差(%)	0.006	1.384	-2.08	0.589	0.698	1.330	0.046	0.370	0.284

表 1-7 Test 2.1 場址 PGA 參數的拆解區間(PEER 2018/03)

Distance (km)	Magnitude	Epsilon*
0 – 20	5.0 – 5.1	< -1
20 – 40	5.0 – 5.1	< -1
↓	5.0 – 5.1	< -1
80 – 100	5.0 – 5.1	< -1
> 100	5.0 – 5.1	< -1
0 – 20	5.1 – 5.2	< -1
20 – 40	5.1 – 5.2	< -1
↓	5.1 – 5.2	< -1
80 – 100	5.1 – 5.2	< -1
> 100	5.1 – 5.2	< -1
	↓	
	6.9 – 7.0	< -1
		↓
		> 2

表 1-8 第三套測試案例庫概述(PEER 2018/03)

Test	Description
3.1a	Bending fault, dipping east
3.1b	Bending fault, dipping west
3.2	Logic tree, percentiles
3.3	Intraslab zone
3.4	Areal zone, finite ruptures



Site 1: On fault, at midpoint along strike
 Site 2: 10 km west of fault, at midpoint along strike
 Site 3: 50 km west of fault, at midpoint along strike
 Site 4: On fault, at southern end
 Site 5: 10 km south of fault along strike
 Site 6: On fault, northern end
 Site 7: 10 km east of fault, at midpoint along strike

Site 1: At center of area
 Site 2: 50 km from center (radially)
 Site 3: On area boundary
 Site 4: 25 km from boundary

圖 1-1 第一套測試案例庫斷層和區域震源與場址之相對位置 (PEER2018/03)

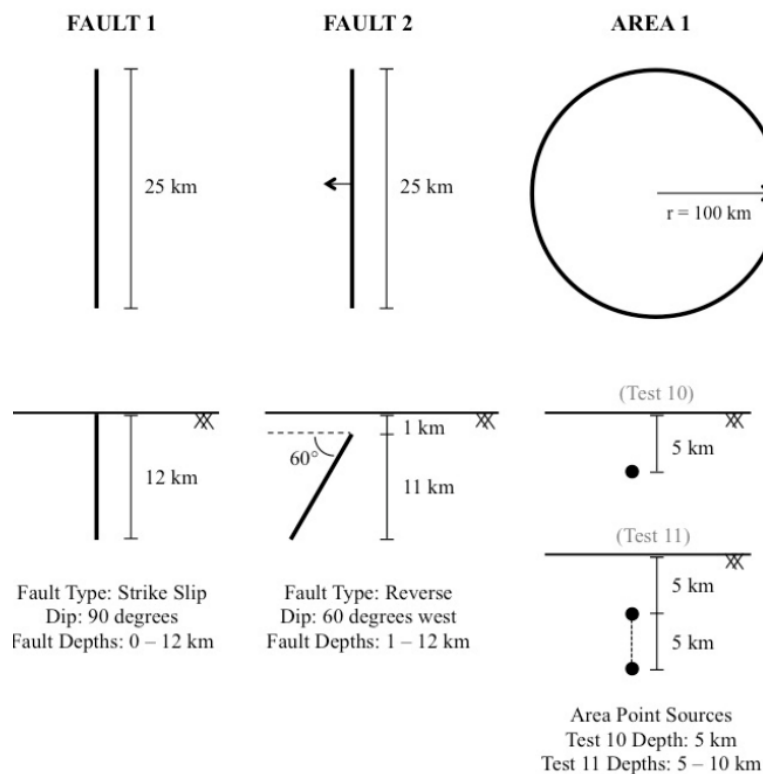
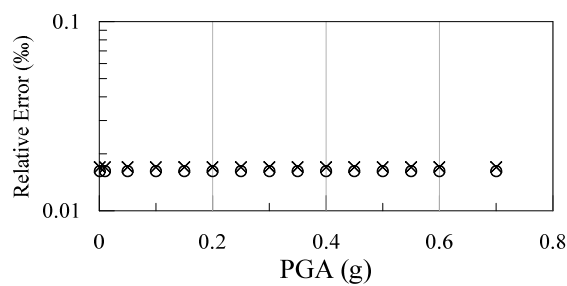
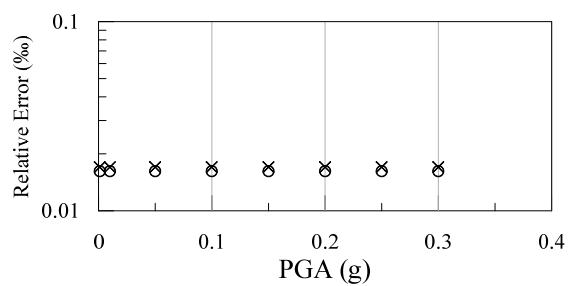


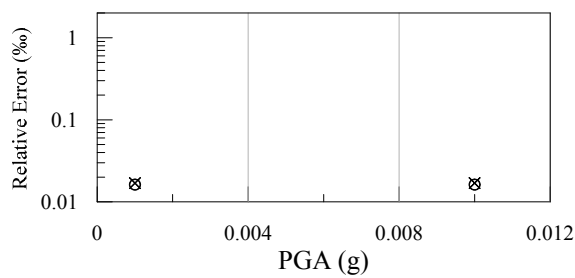
圖 1-2 第一套測試案例庫垂直斷層、傾斜斷層和區域震源的震源深度分佈圖 (PEER2018/03)



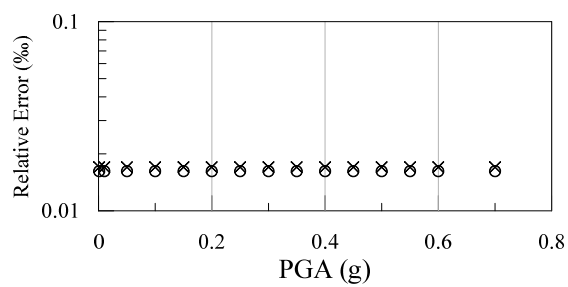
(a) Site 1



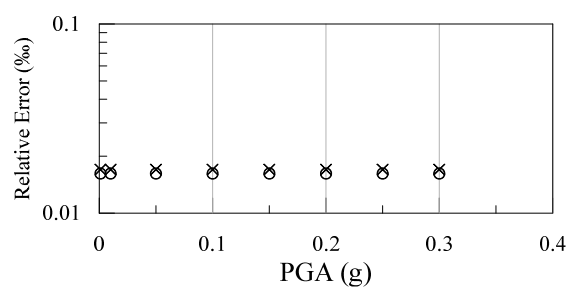
(b) Site 2



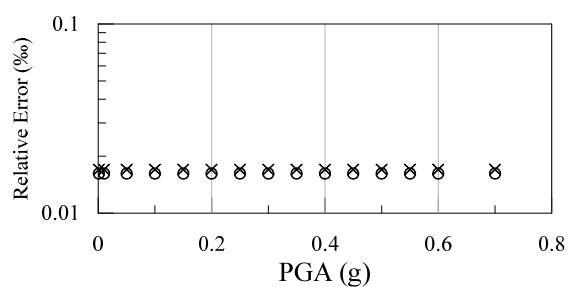
(c) Site 3



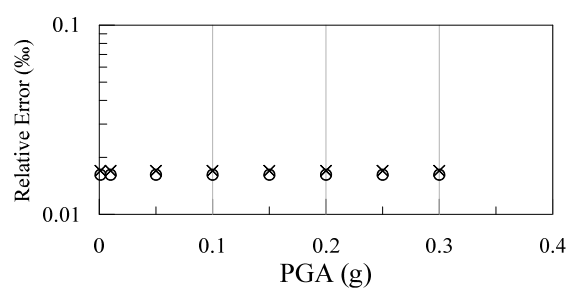
(d) Site 4



(e) Site 5



(f) Site 6



(g) Site 7

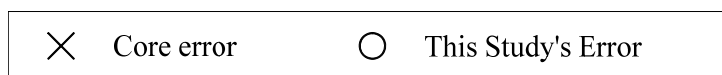


圖 1-3 Test 1.1 本文與五核心軟體誤差比較

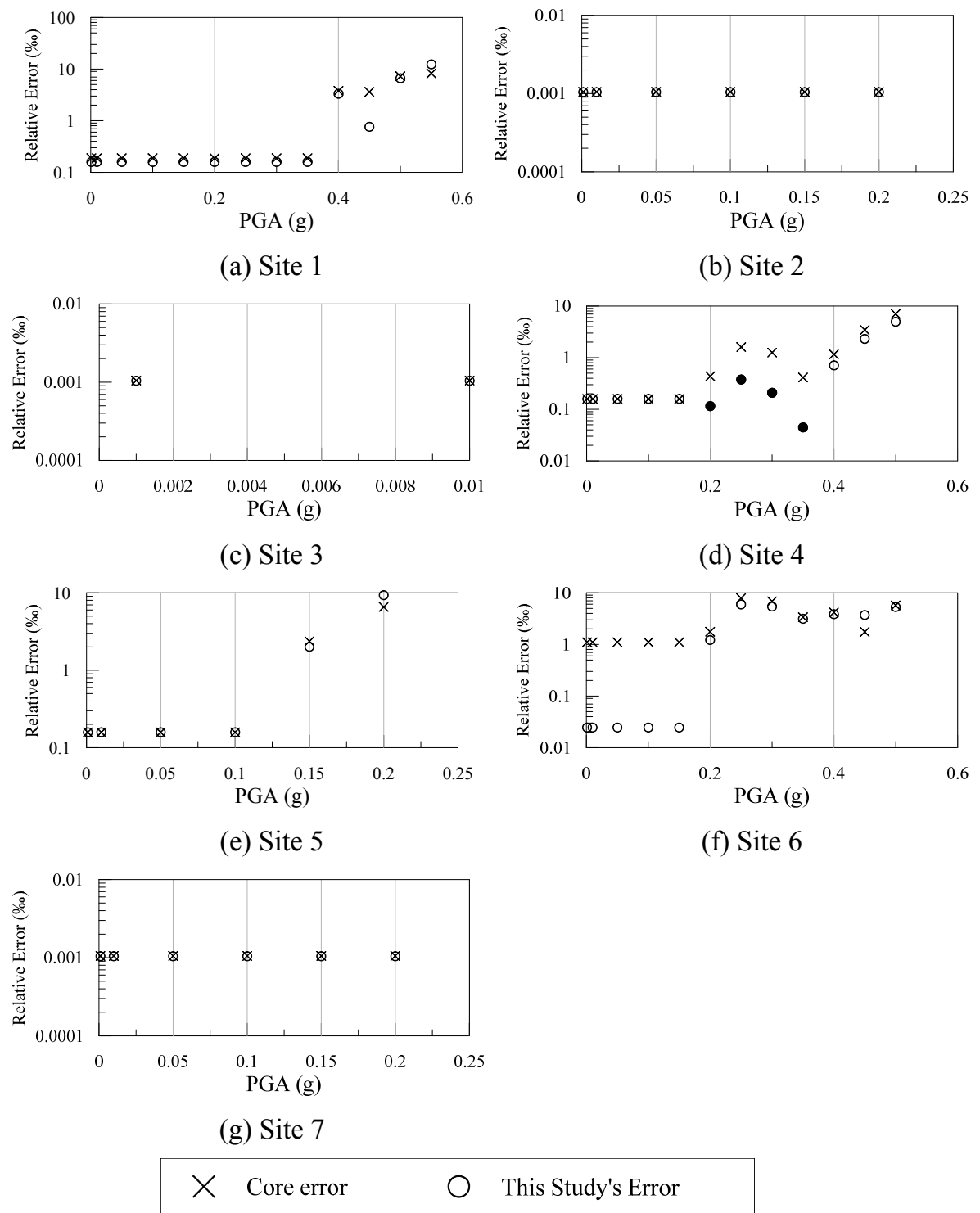


圖 1-4 Test 1.2 本文與五核心軟體誤差比較

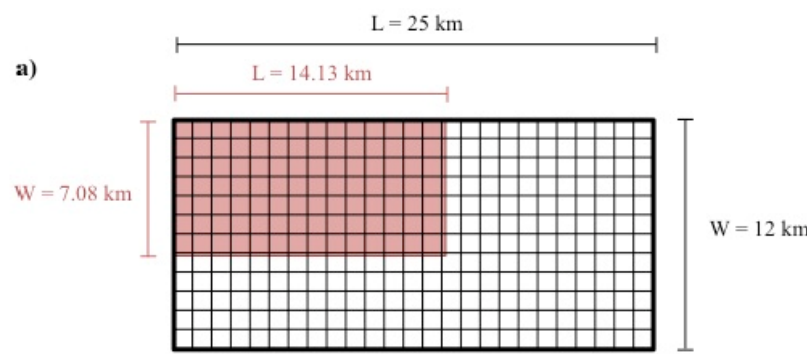
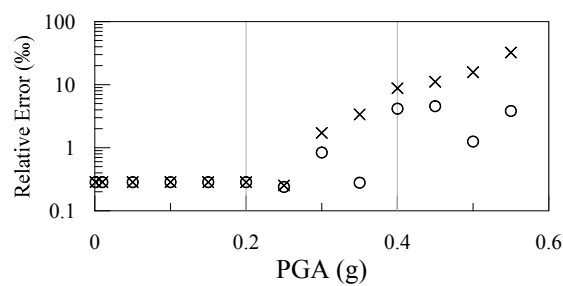
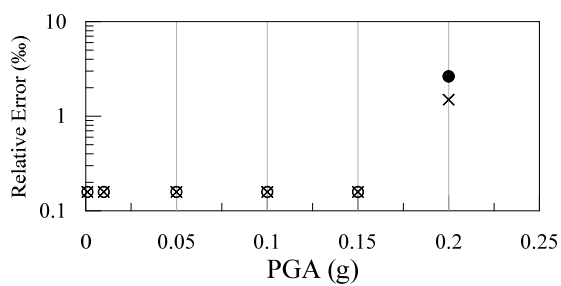


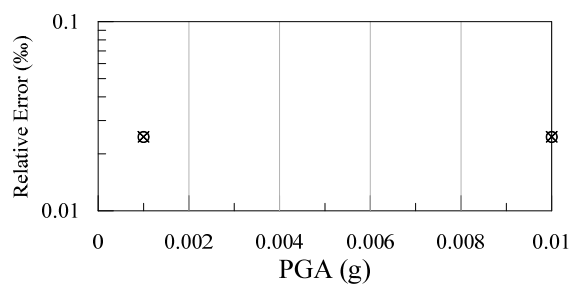
圖 1-5 斷層面與開裂面的長寬(PEER 2018/03)



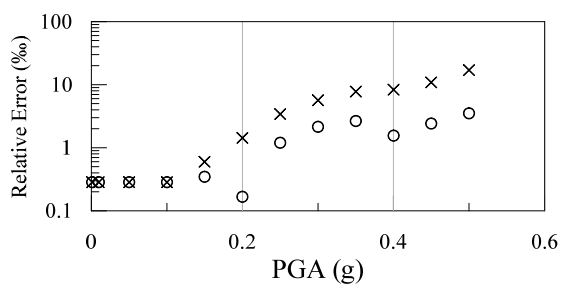
(a) Site 1



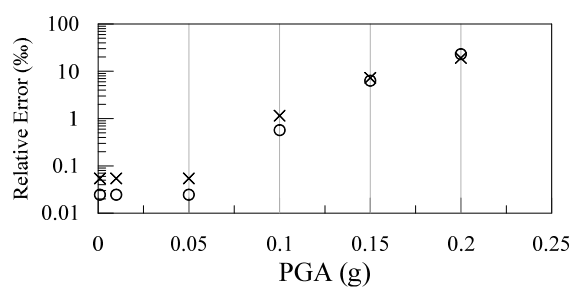
(b) Site 2



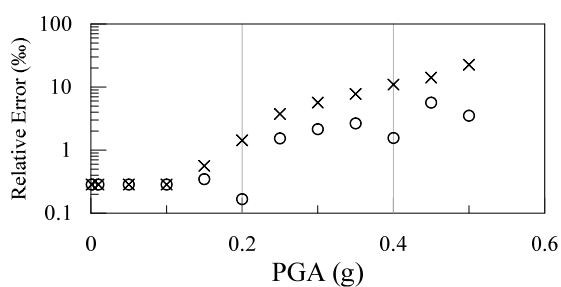
(c) Site 3



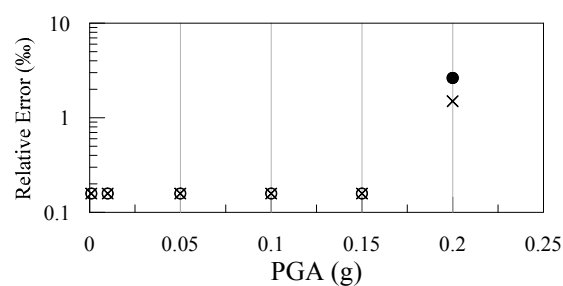
(d) Site 4



(e) Site 5



(f) Site 6



(g) Site 7

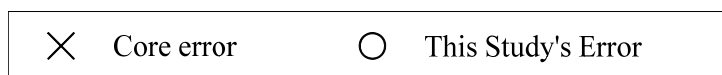
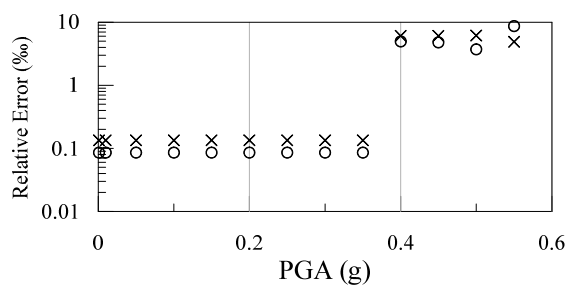
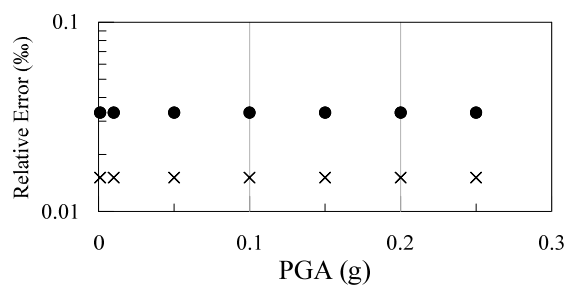


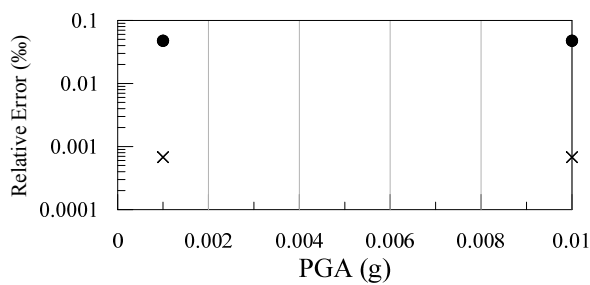
圖 1-6 Test 1.3 本文與五核心軟體誤差比較



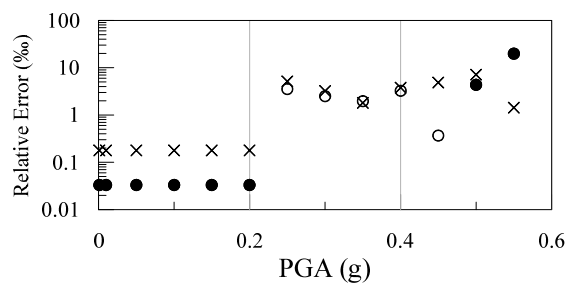
(a) Site 1



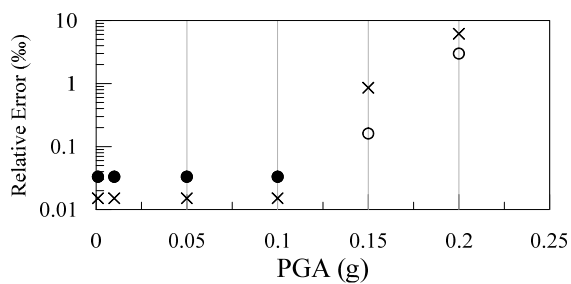
(b) Site 2



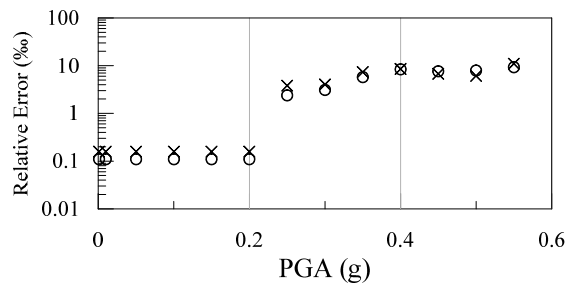
(c) Site 3



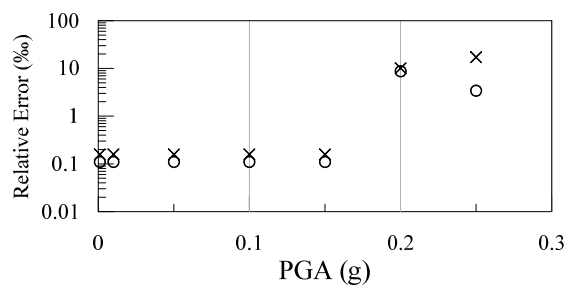
(d) Site 4



(e) Site 5



(f) Site 6



(g) Site 7

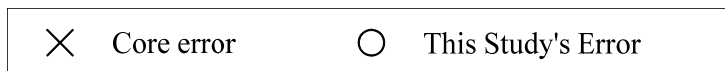
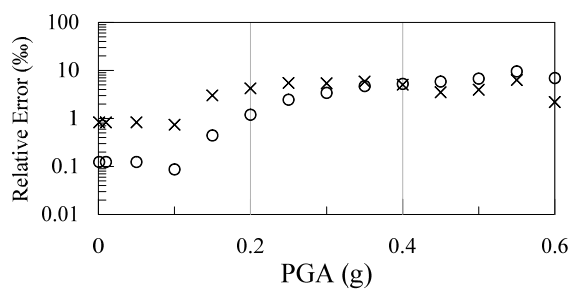
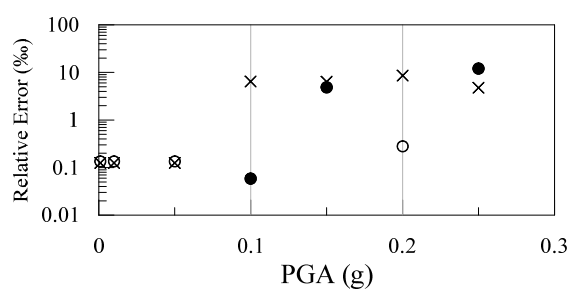


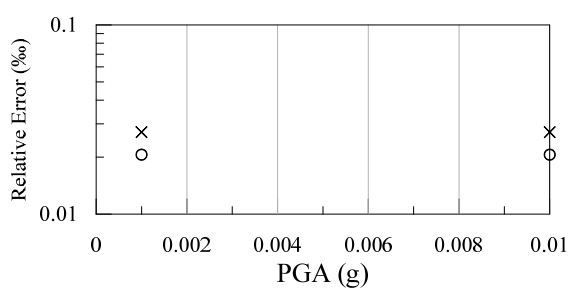
圖 1-7 Test 1.4 本文與五核心軟體誤差比較



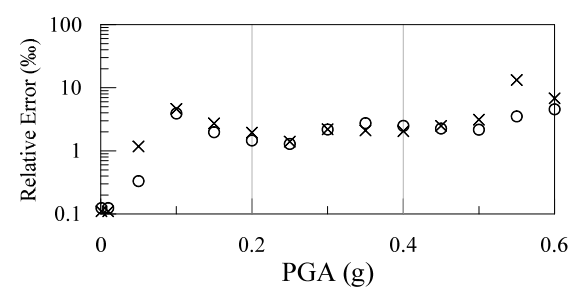
(a) Site 1



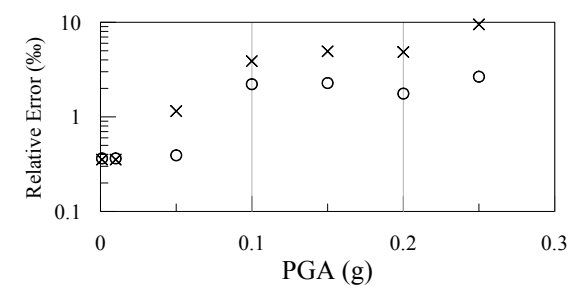
(b) Site 2



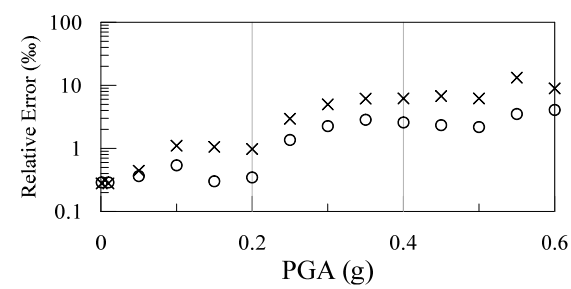
(c) Site 3



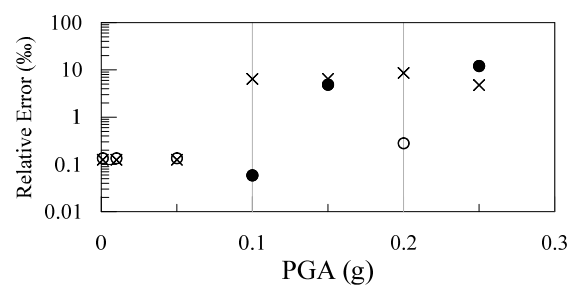
(d) Site 4



(e) Site 5



(f) Site 6



(g) Site 7

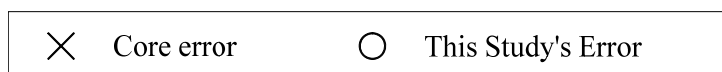


圖 1-8 Test 1.5 本文與五核心軟體誤差比較

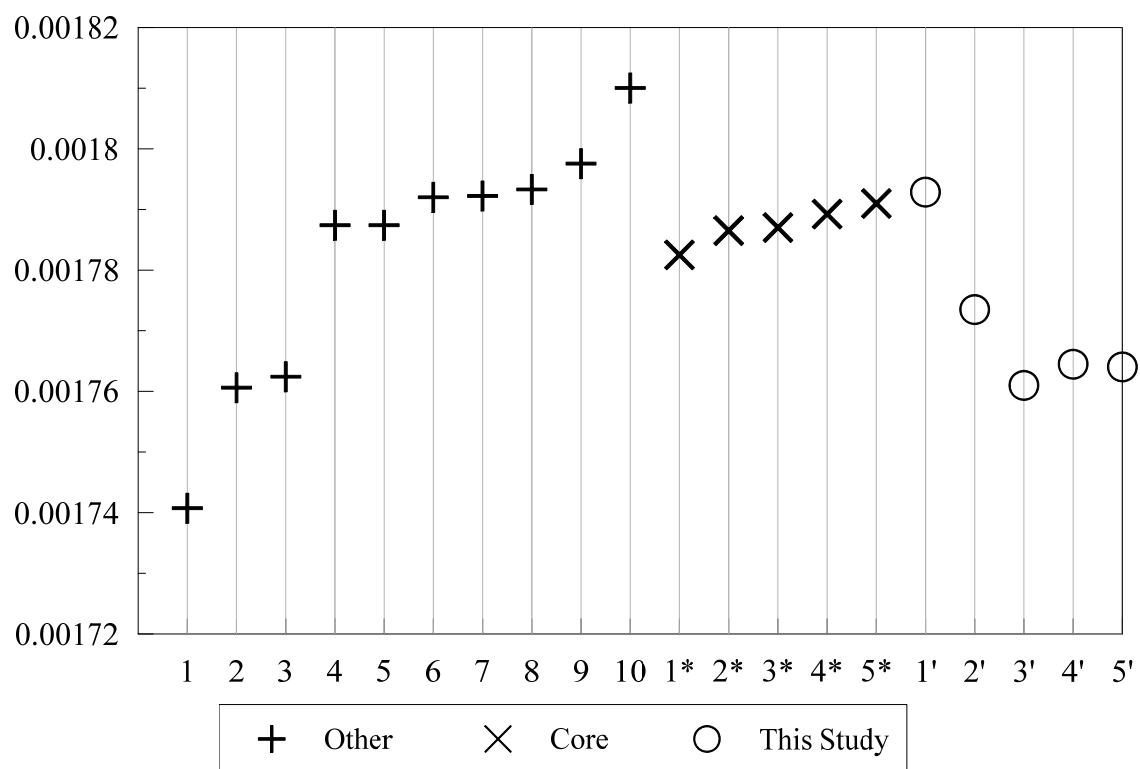
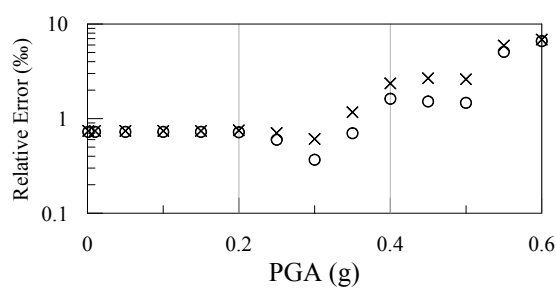
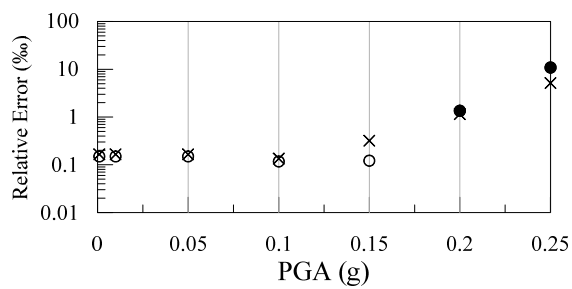


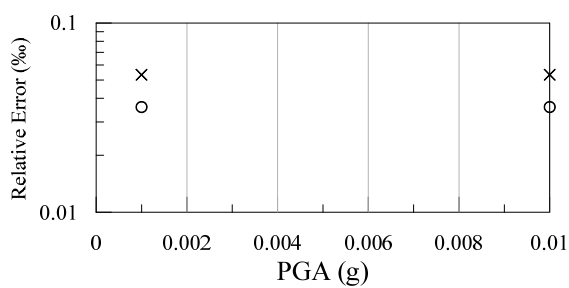
圖 1-9 Test 1.5 Site2 PGA=0.25g 各個軟體年超越機率的比較



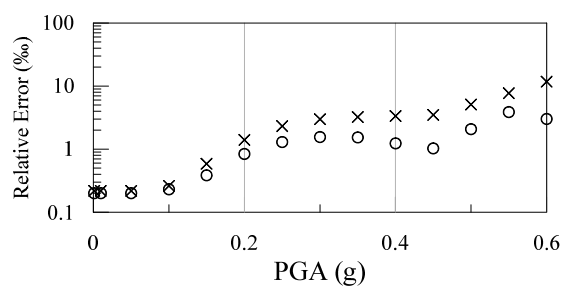
(a) Site 1



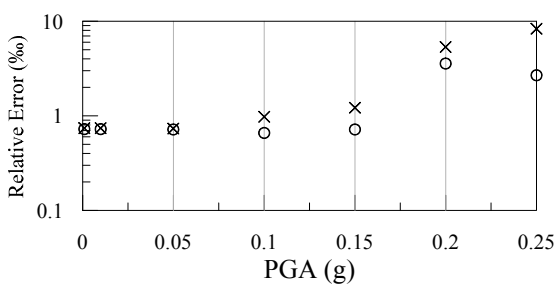
(b) Site 2



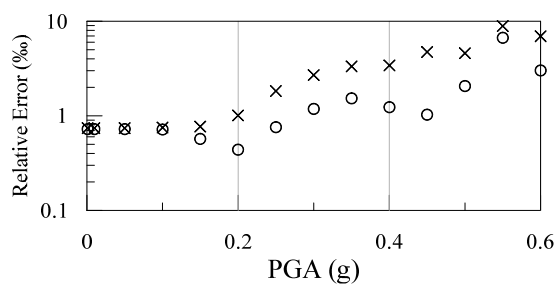
(c) Site 3



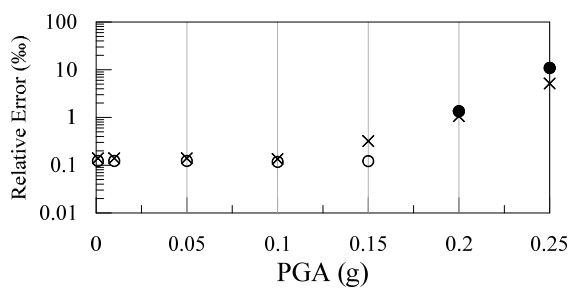
(d) Site 4



(e) Site 5



(f) Site 6



(g) Site 7

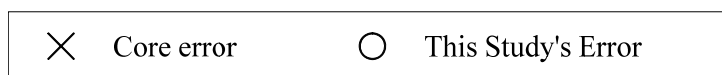
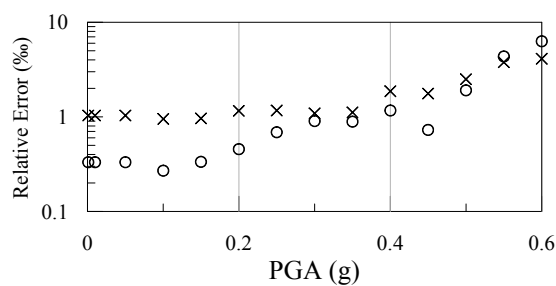
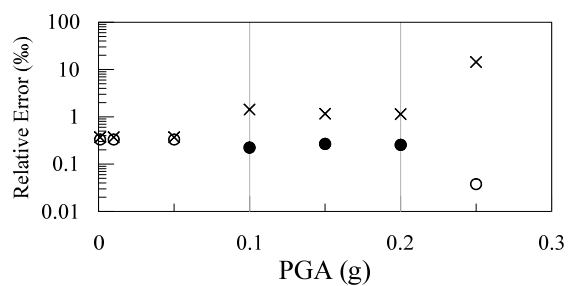


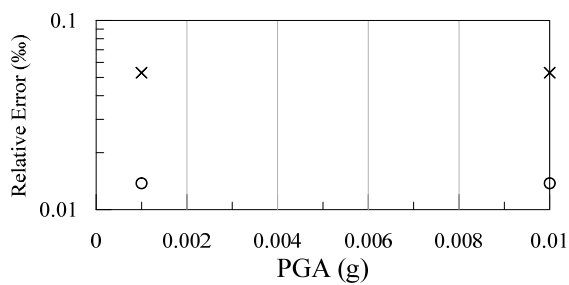
圖 1-10 Test 1.6 本文與五核心軟體誤差比較



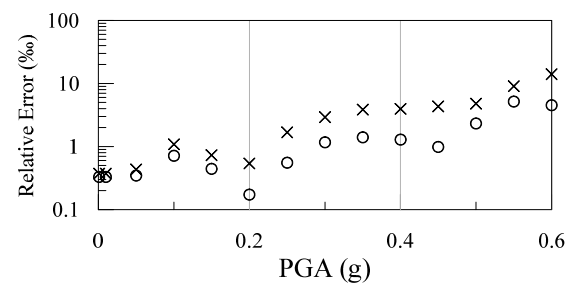
(a) Site 1



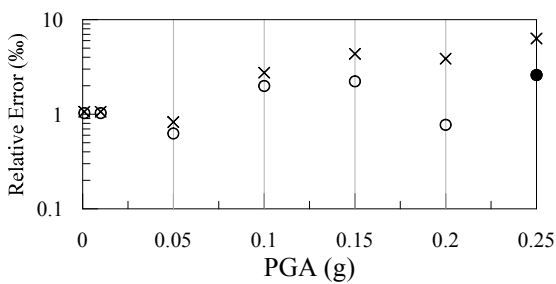
(b) Site 2



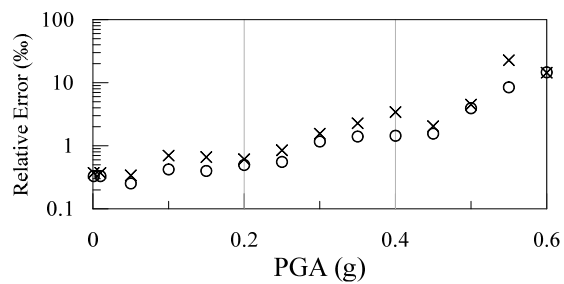
(c) Site 3



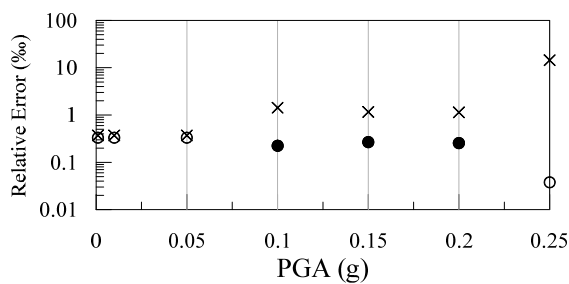
(d) Site 4



(e) Site 5



(f) Site 6



(g) Site 7

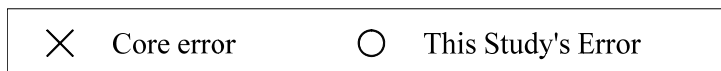
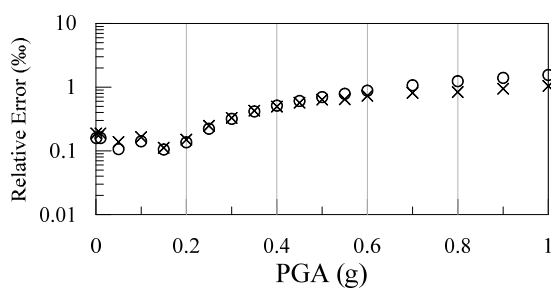
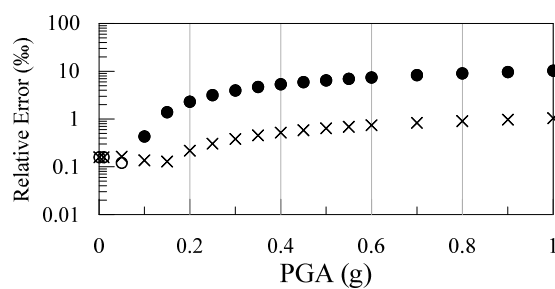


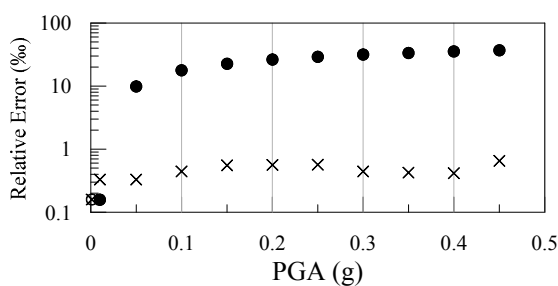
圖 1-11 Test 1.7 本文與五核心軟體誤差比較



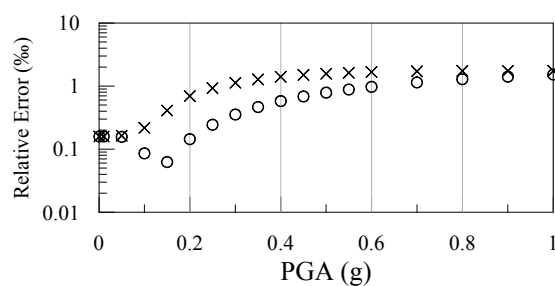
(a) Site 1



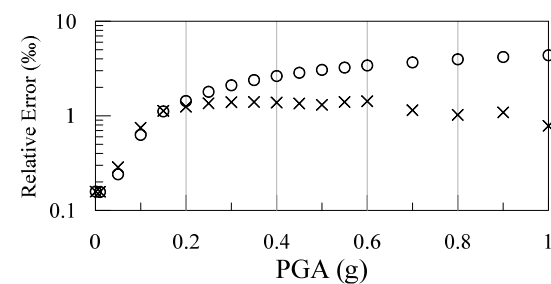
(b) Site 2



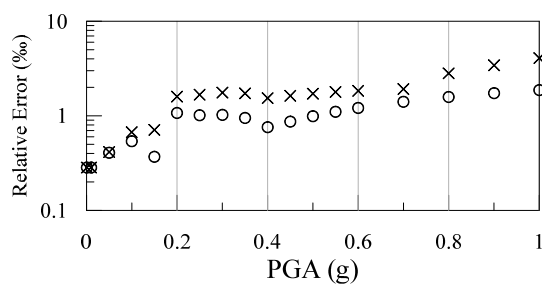
(c) Site 3



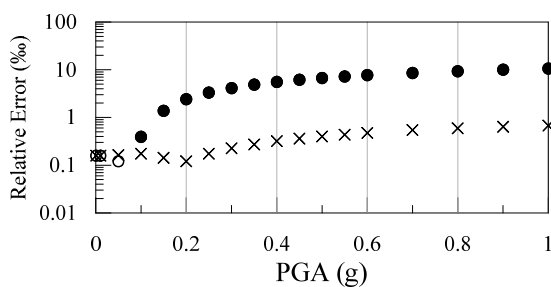
(d) Site 4



(e) Site 5



(f) Site 6



(g) Site 7

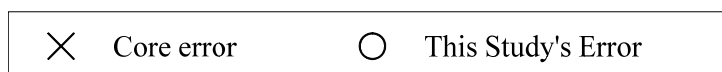
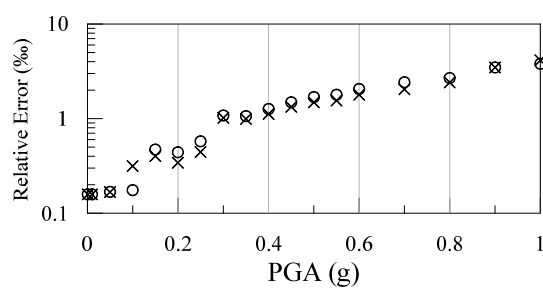
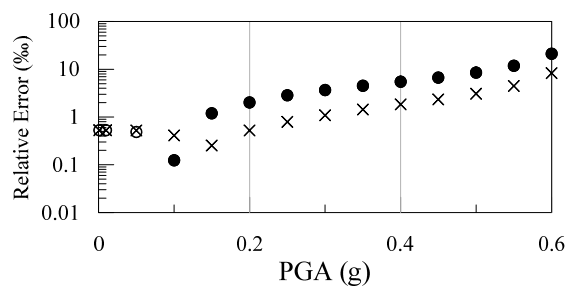


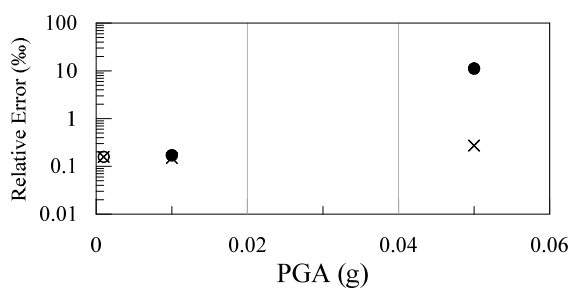
圖 1-12 Test 1.8a 本文與五核心軟體誤差比較



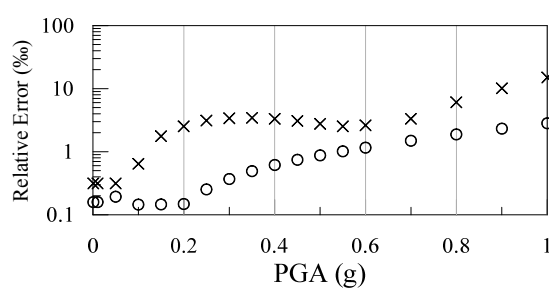
(a) Site 1



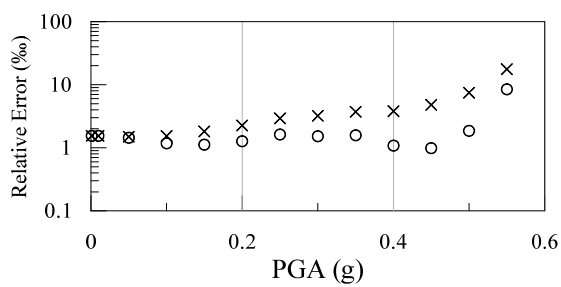
(b) Site 2



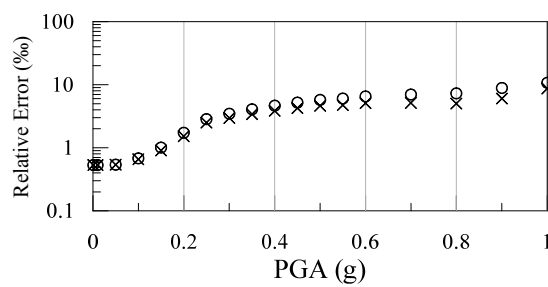
(c) Site 3



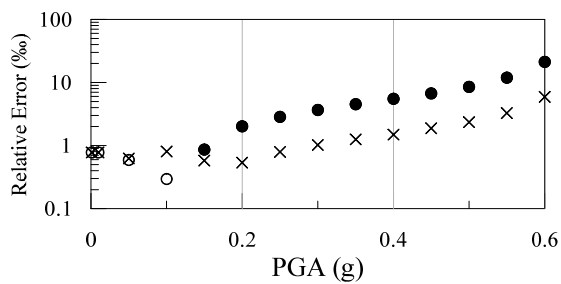
(d) Site 4



(e) Site 5



(f) Site 6



(g) Site 7

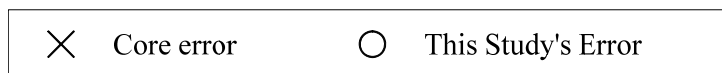
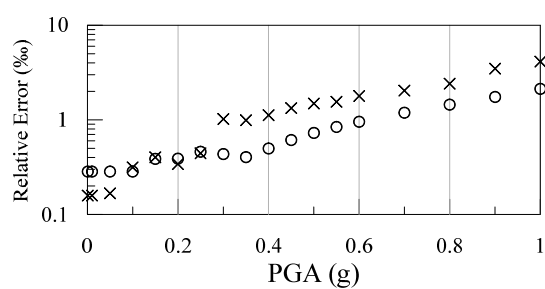
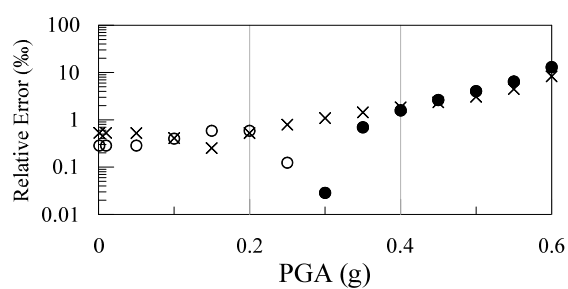


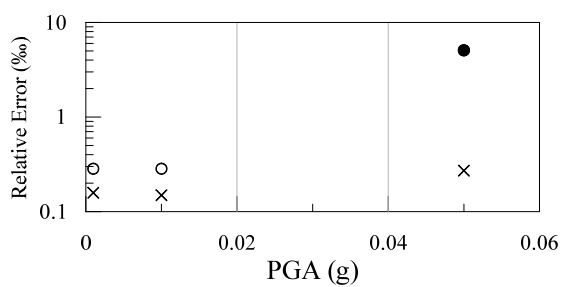
圖 1-13 Test 1.8b1 本文與五核心軟體誤差比較



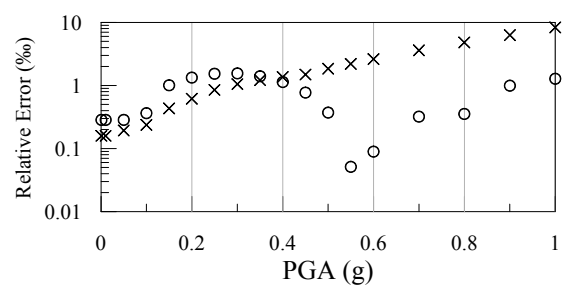
(a) Site 1



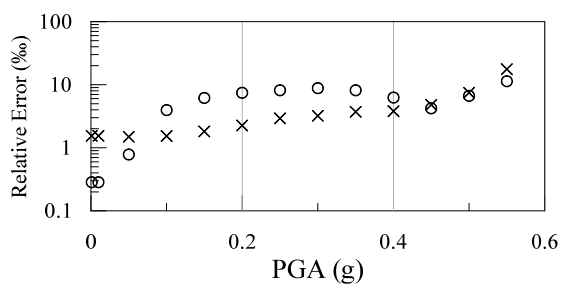
(b) Site 2



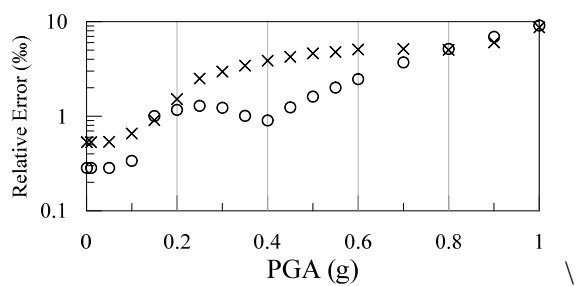
(c) Site 3



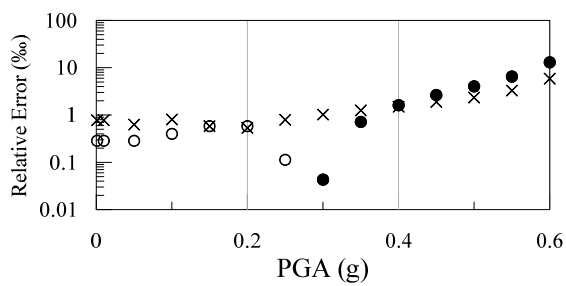
(d) Site 4



(e) Site 5



(f) Site 6



(g) Site 7

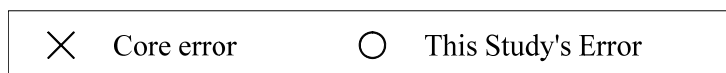
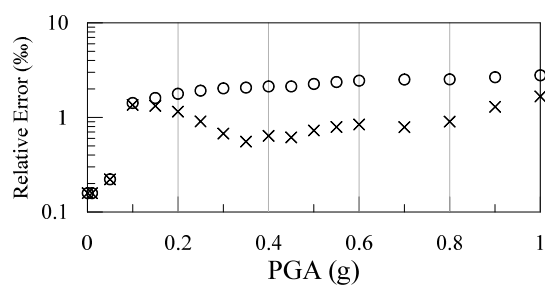
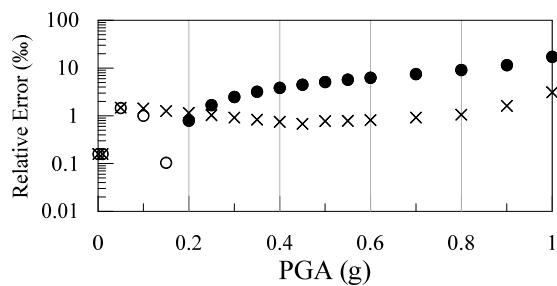


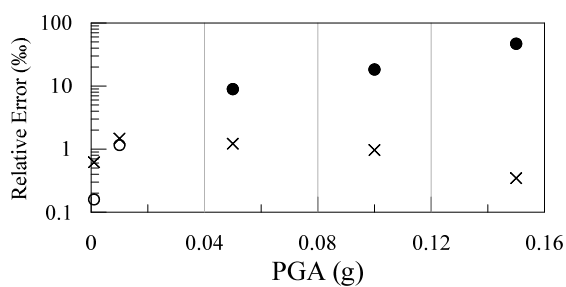
圖 1-14 Test 1.8b2 本文與五核心軟體誤差比較



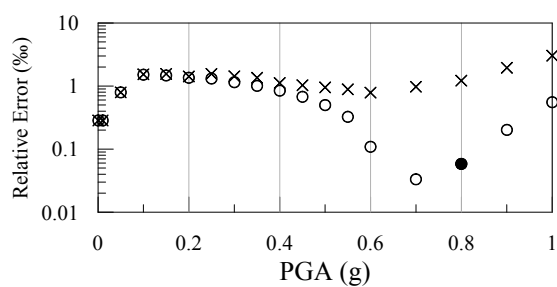
(a) Site 1



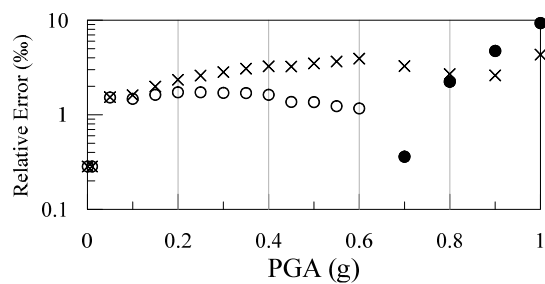
(b) Site 2



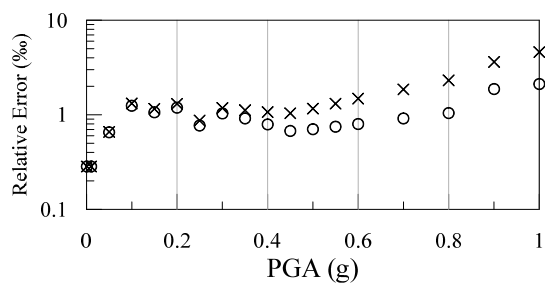
(c) Site 3



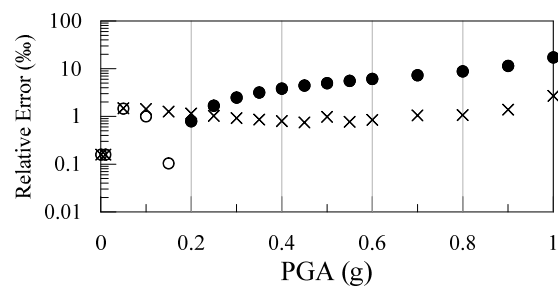
(d) Site 4



(e) Site 5



(f) Site 6



(g) Site 7

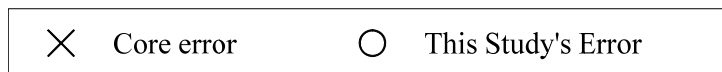
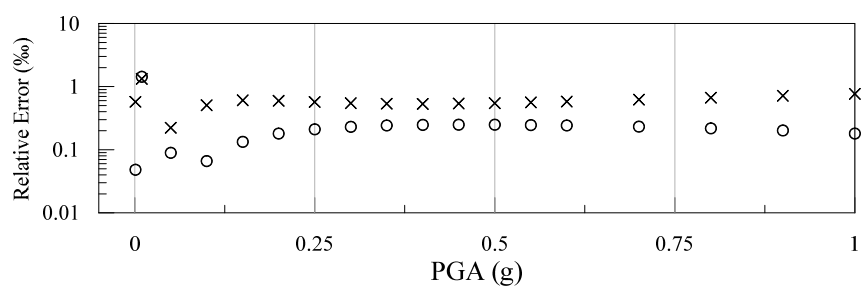
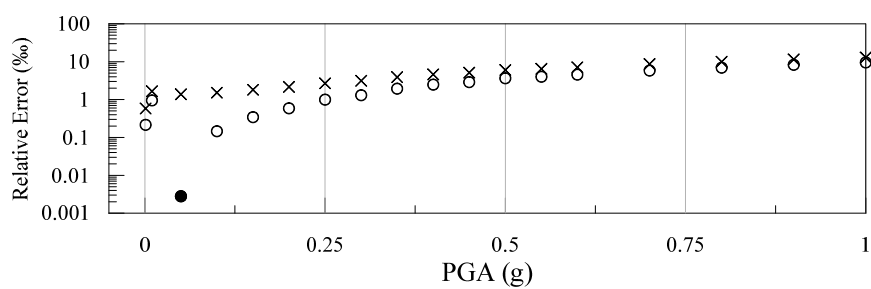


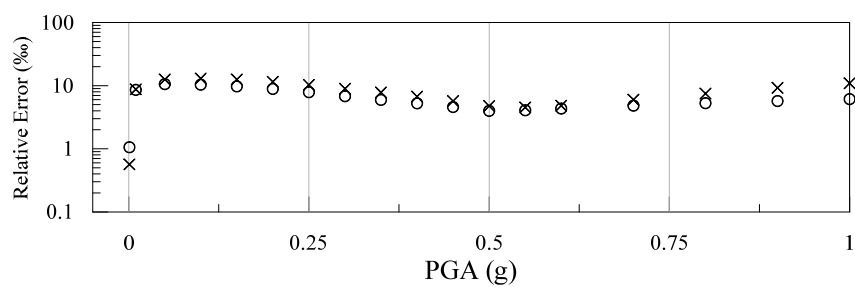
圖 1-15 Test 1.8c 本文與五核心軟體誤差比較



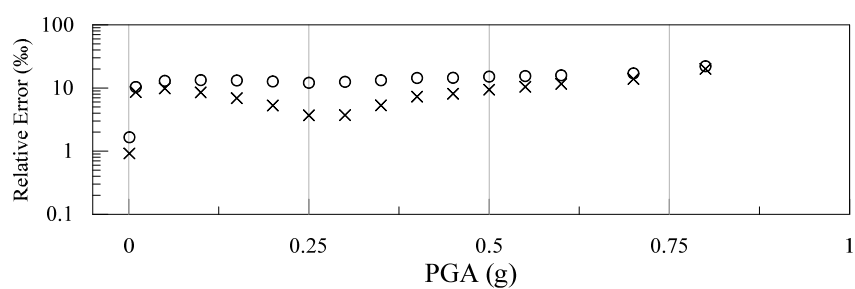
(a) Site 1



(b) Site 2



(c) Site 3



(d) Site 4

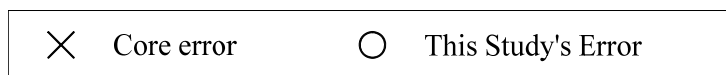
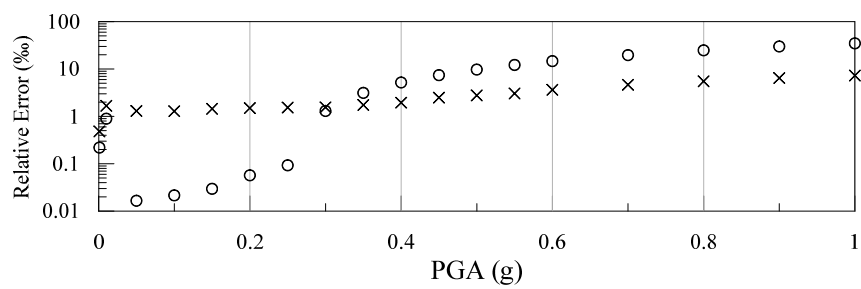
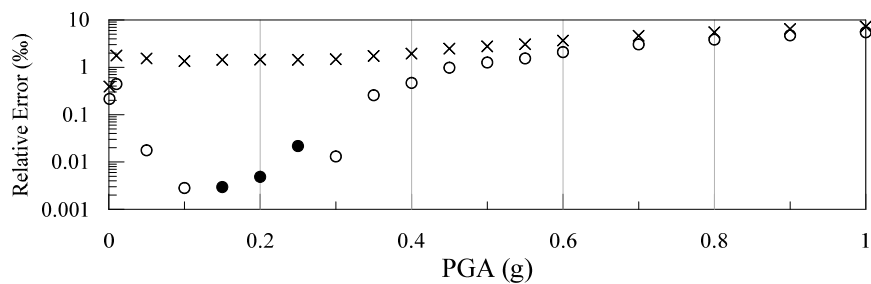


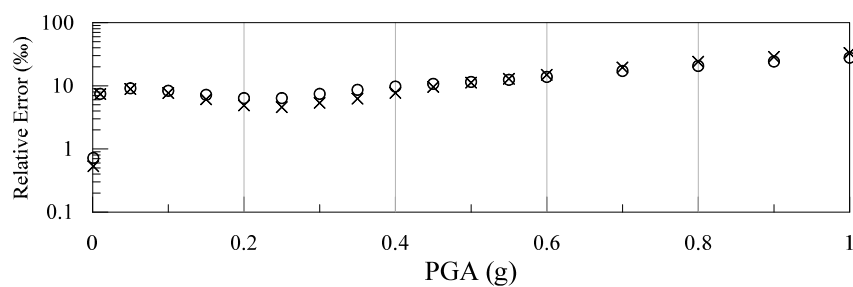
圖 1-16 Test 1.10 本文與五核心軟體誤差比較



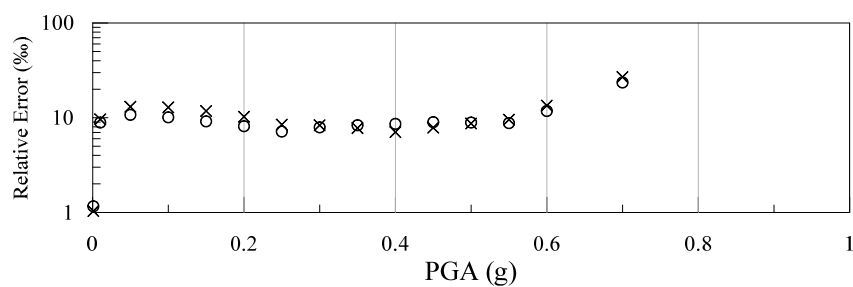
(a) Site 1



(b) Site 2



(c) Site 3



(d) Site 4

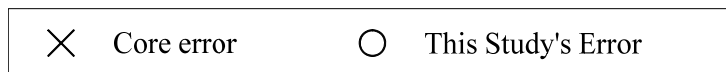


圖 1-17 Test 1.11 本文與五核心軟體誤差比較

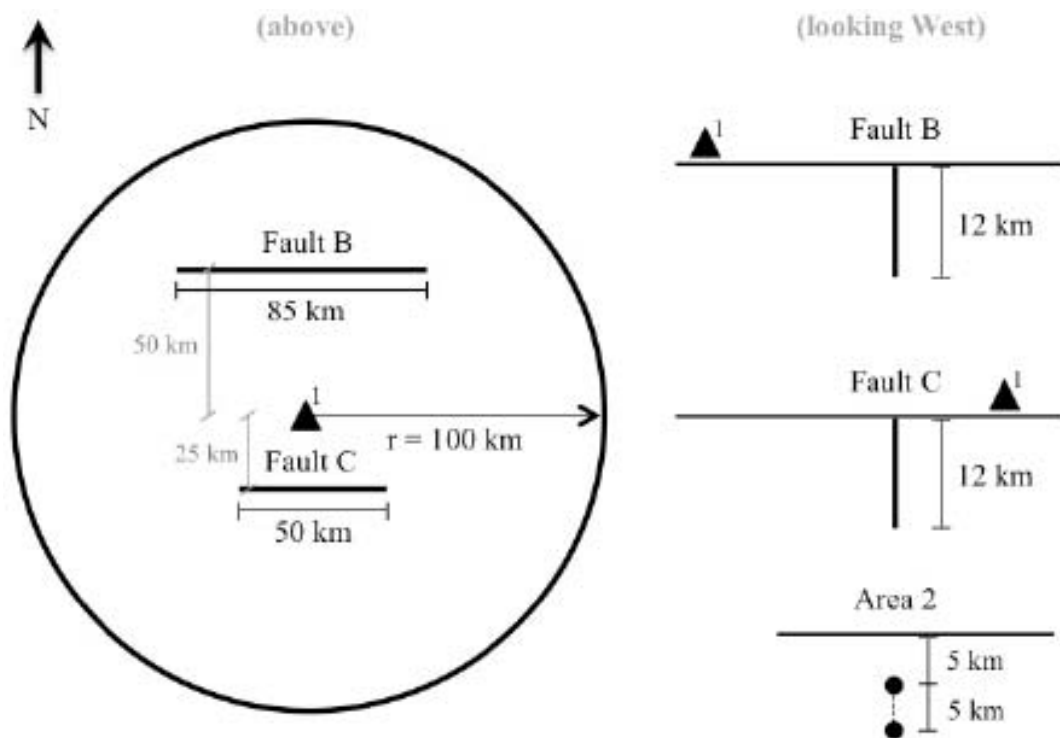


圖 1-18 Test 2.1 兩垂直斷層和一區域震源之尺度(PEER2018/03)

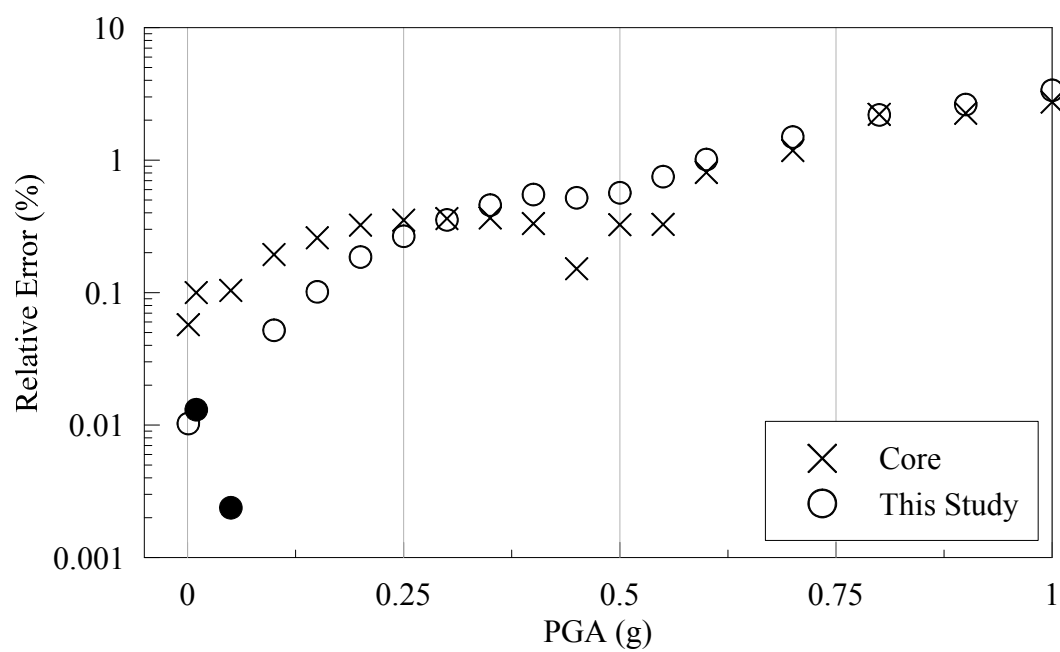
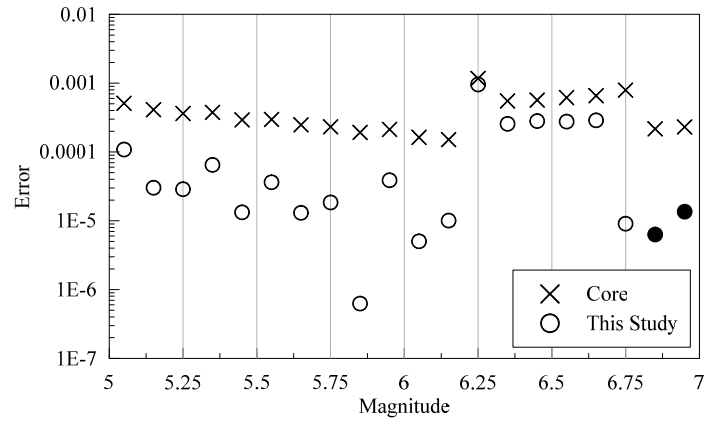
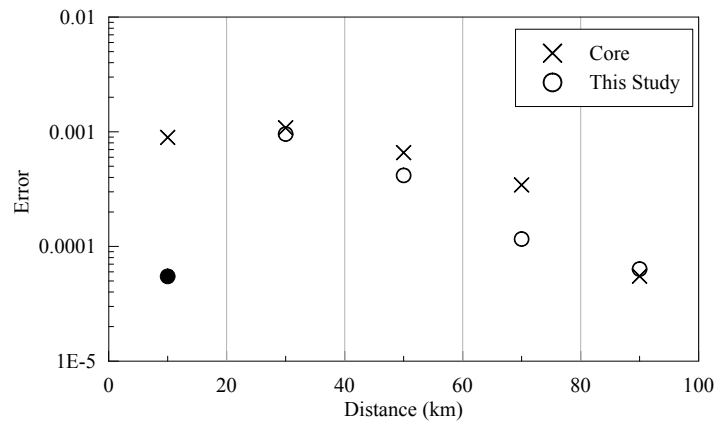


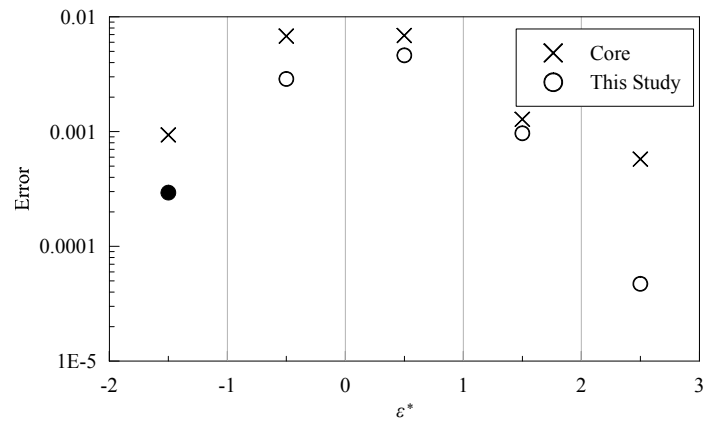
圖 1-19 Test 2.1 本文與五核心軟體誤差比較



(a) M

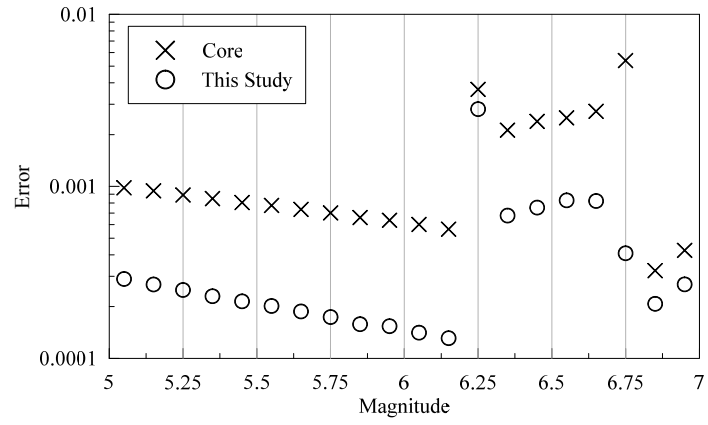


(b) R

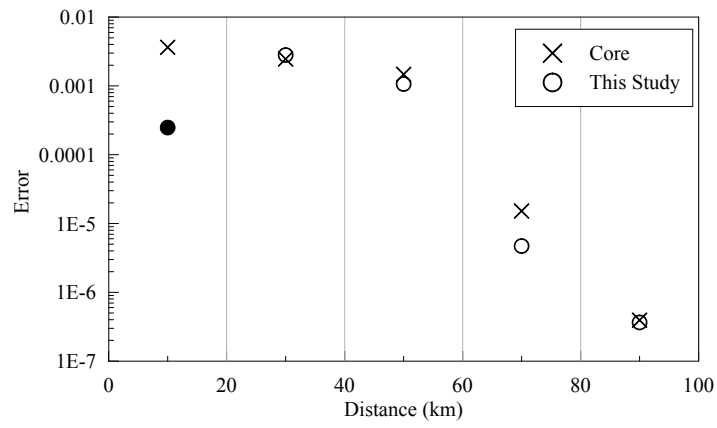


(c) ε^*

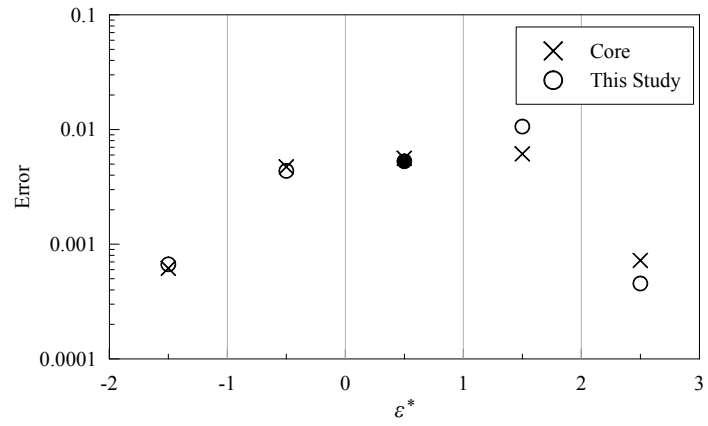
圖 1-20 Test 2.1 本文與五核心軟體參數拆解誤差比較(PGA=0.05g)



(a) M

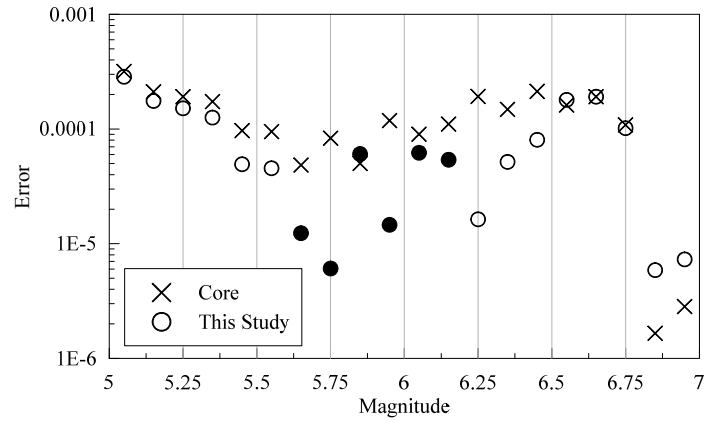


(b) R

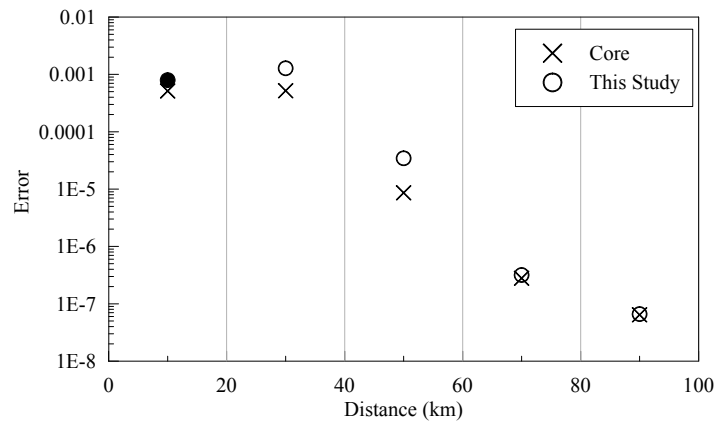


(c) ϵ^*

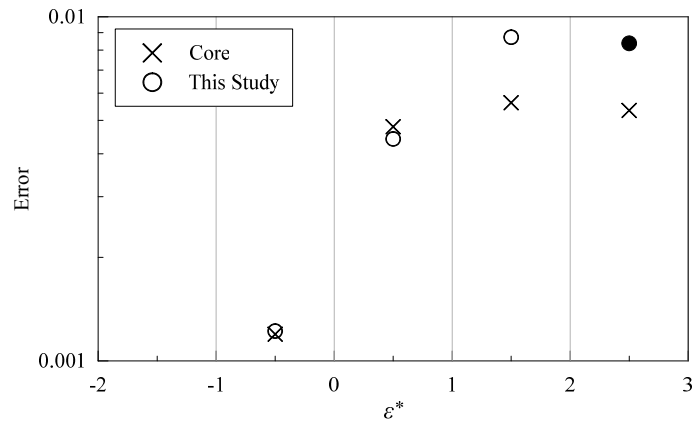
圖 1-21 Test 2.1 本文與五核心軟體參數拆解誤差比較
(PGA=0.18725g)



(a) M



(b) R



(c) ε^*

圖 1-22 Test 2.1 本文與五核心軟體參數拆解誤差比較(PGA=0.35g)

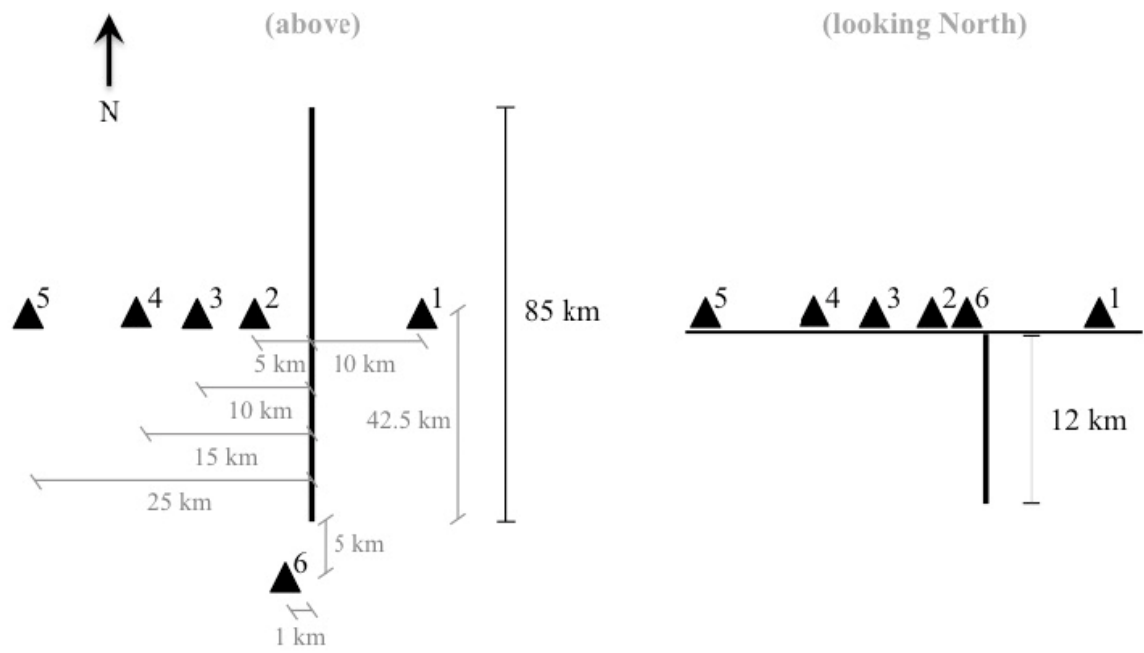
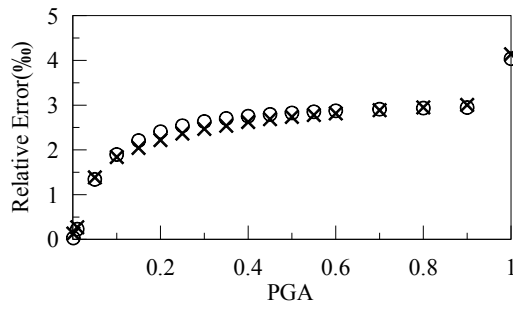
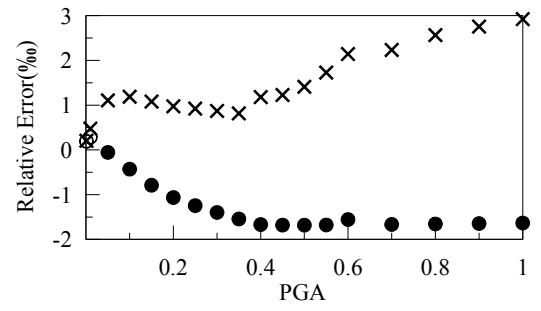


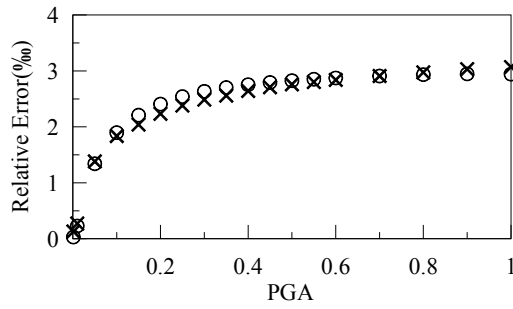
圖 1-23 Test 2.2 垂直斷層尺度和 6 個場址相關位置(PEER2018/03)



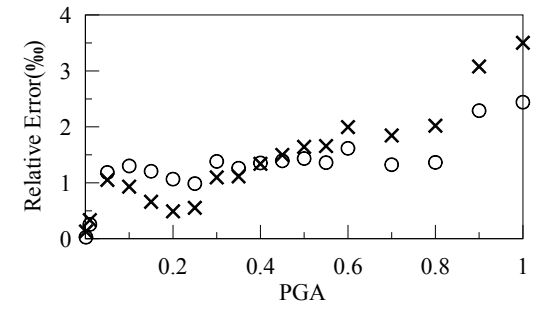
(a) Site 1



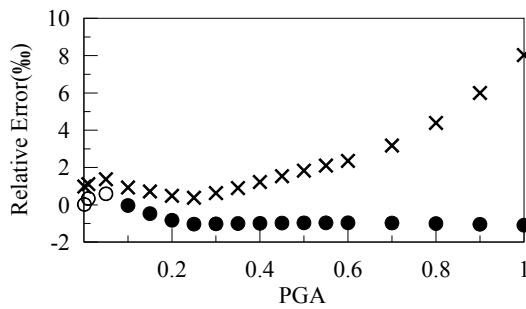
(b) Site 2



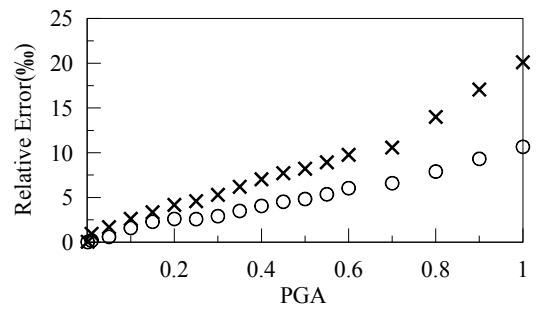
(c) Site 3



(d) Site 4



(e) Site 5



(f) Site 6

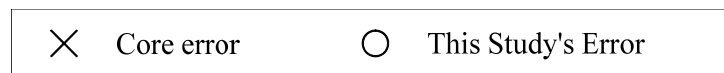


圖 1-24 Test 2.2a(ASK14)本文與五核心軟體誤差比較

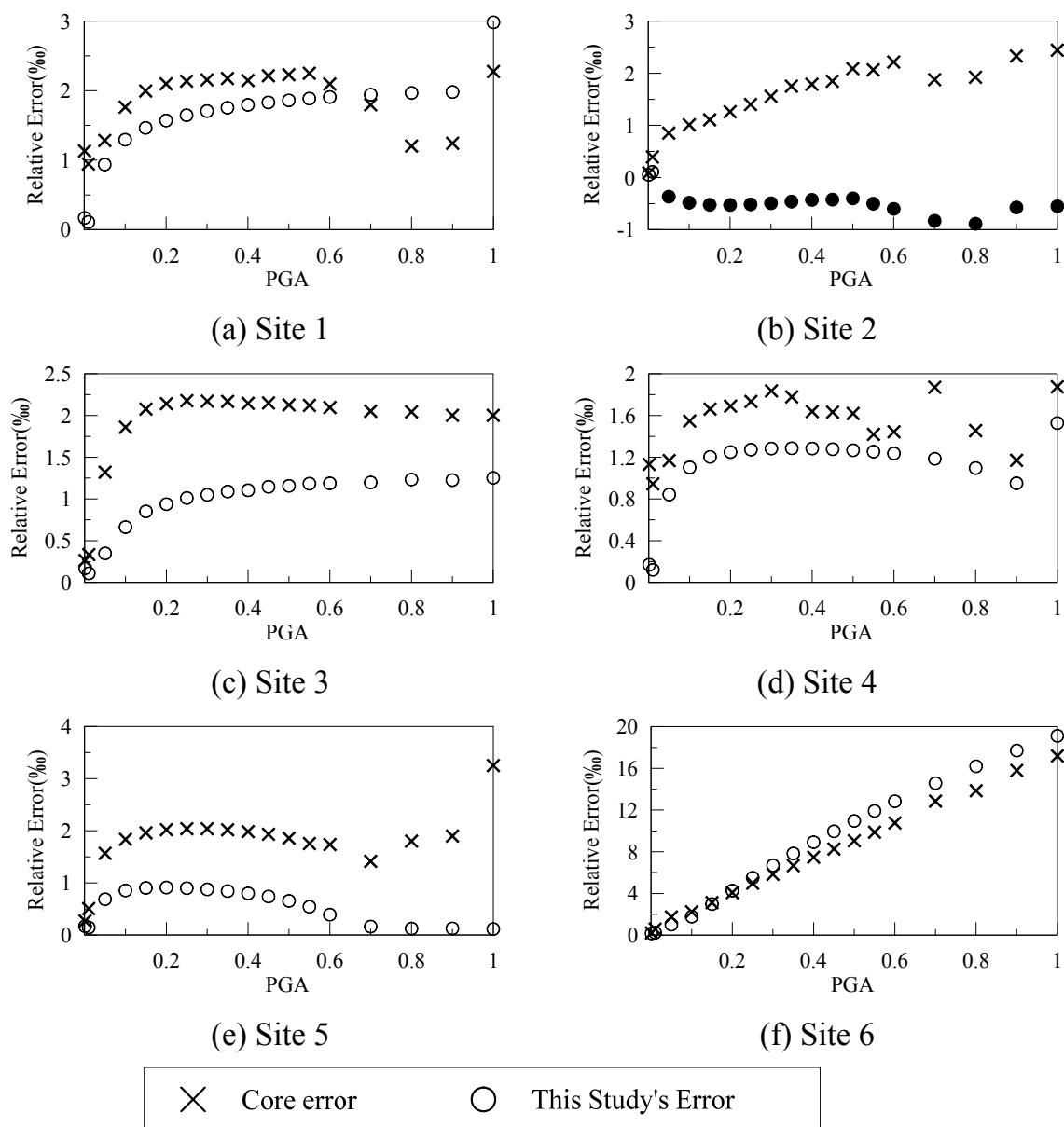
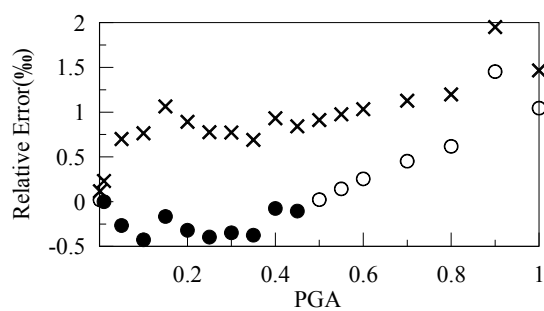
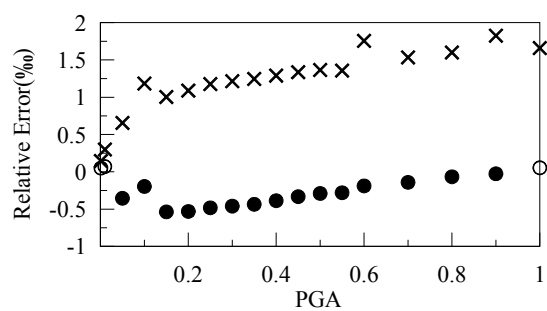


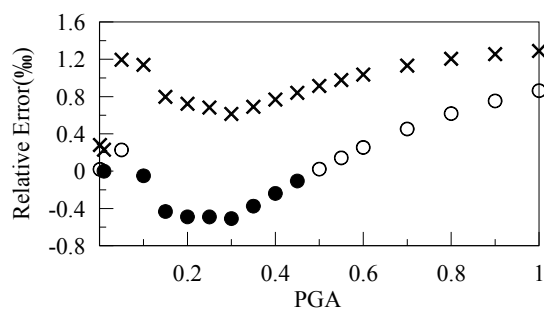
圖 1-25 Test 2.2b(BSSA14)本文與五核心軟體誤差比較



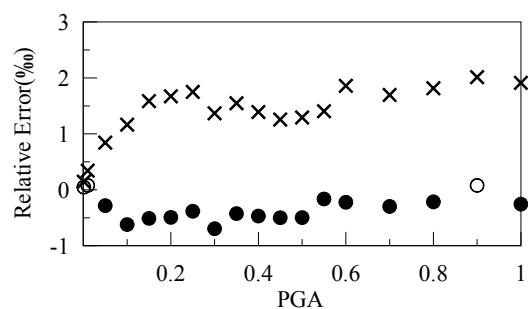
(a) Site 1



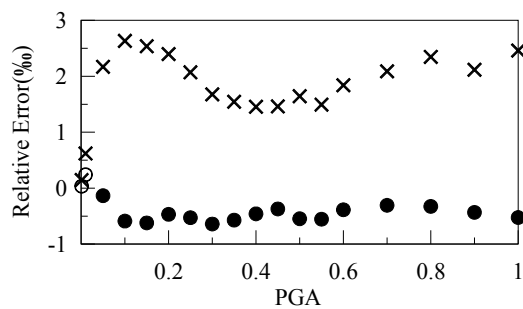
(b) Site 2



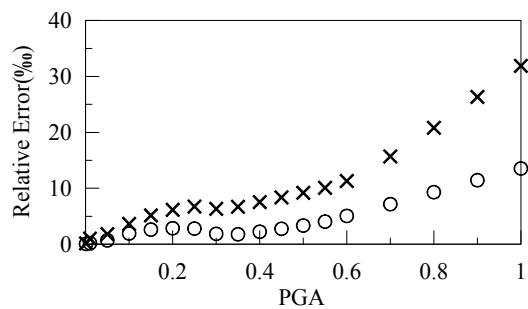
(c) Site 3



(d) Site 4



(e) Site 5



(f) Site 6

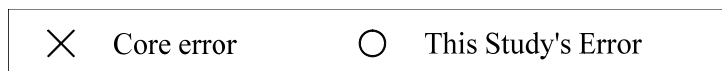
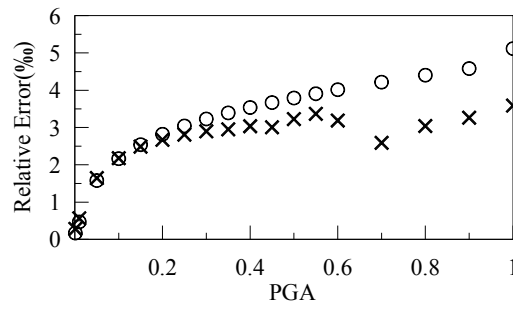
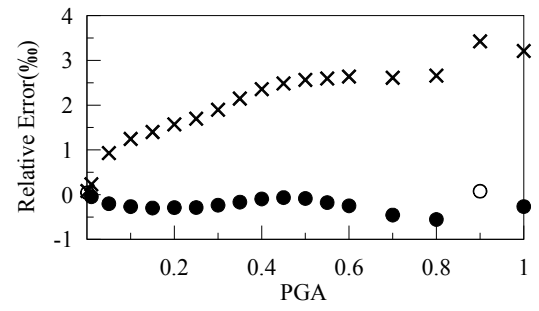


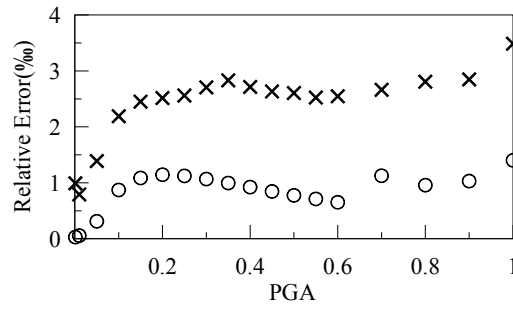
圖 1-26 Test 2.2c(CB14)本文與五核心軟體誤差比較



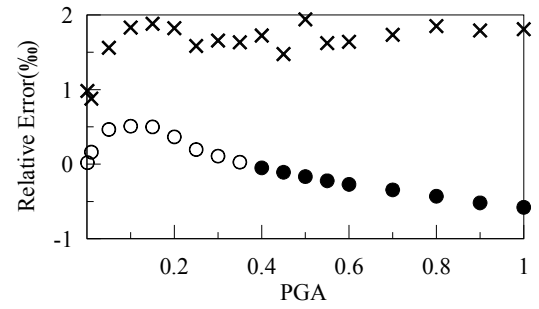
(a) Site 1



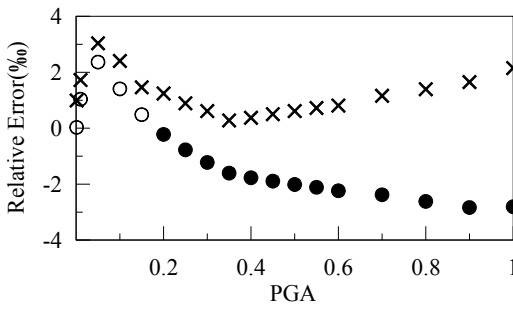
(b) Site 2



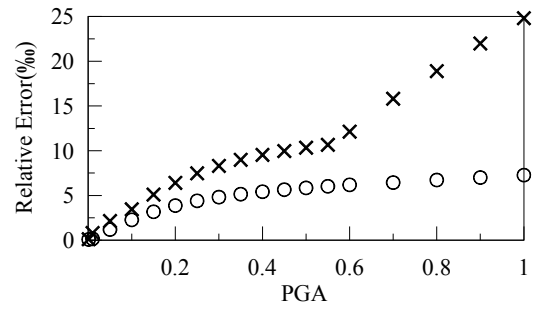
(c) Site 3



(d) Site 4



(e) Site 5



(f) Site 6

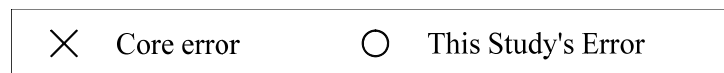


圖 1-27 Test 2.2d(CY14)本文與五核心軟體誤差比較

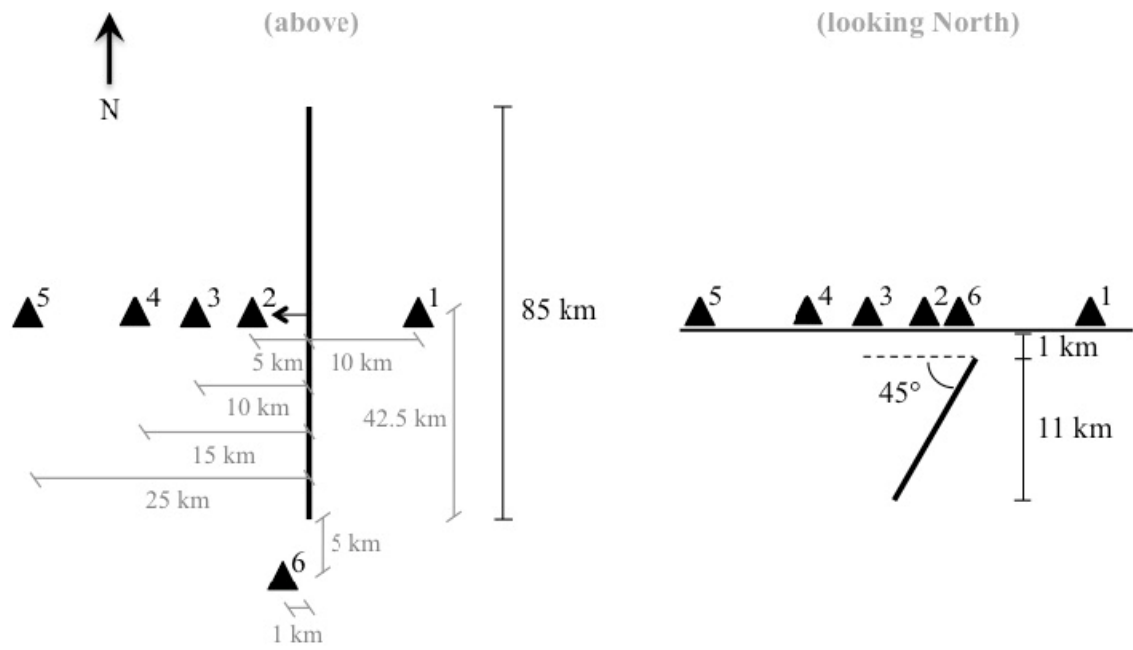


圖 1-28 Test 2.3 逆斷層尺度和 6 個場址相關位置(PEER2018/03)

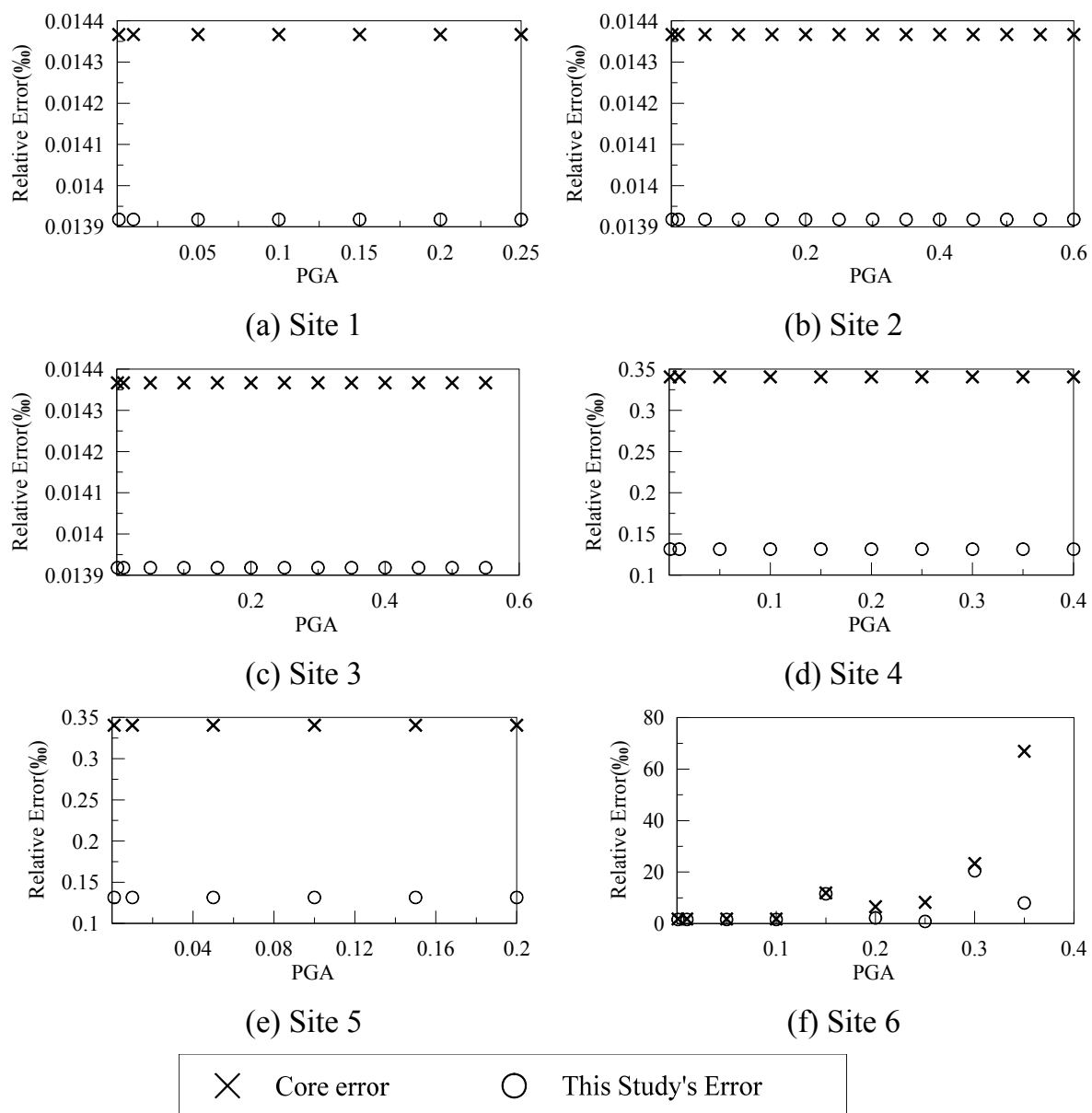


圖 1-29 Test 2.3a(ASK14)本文與五核心軟體誤差比較

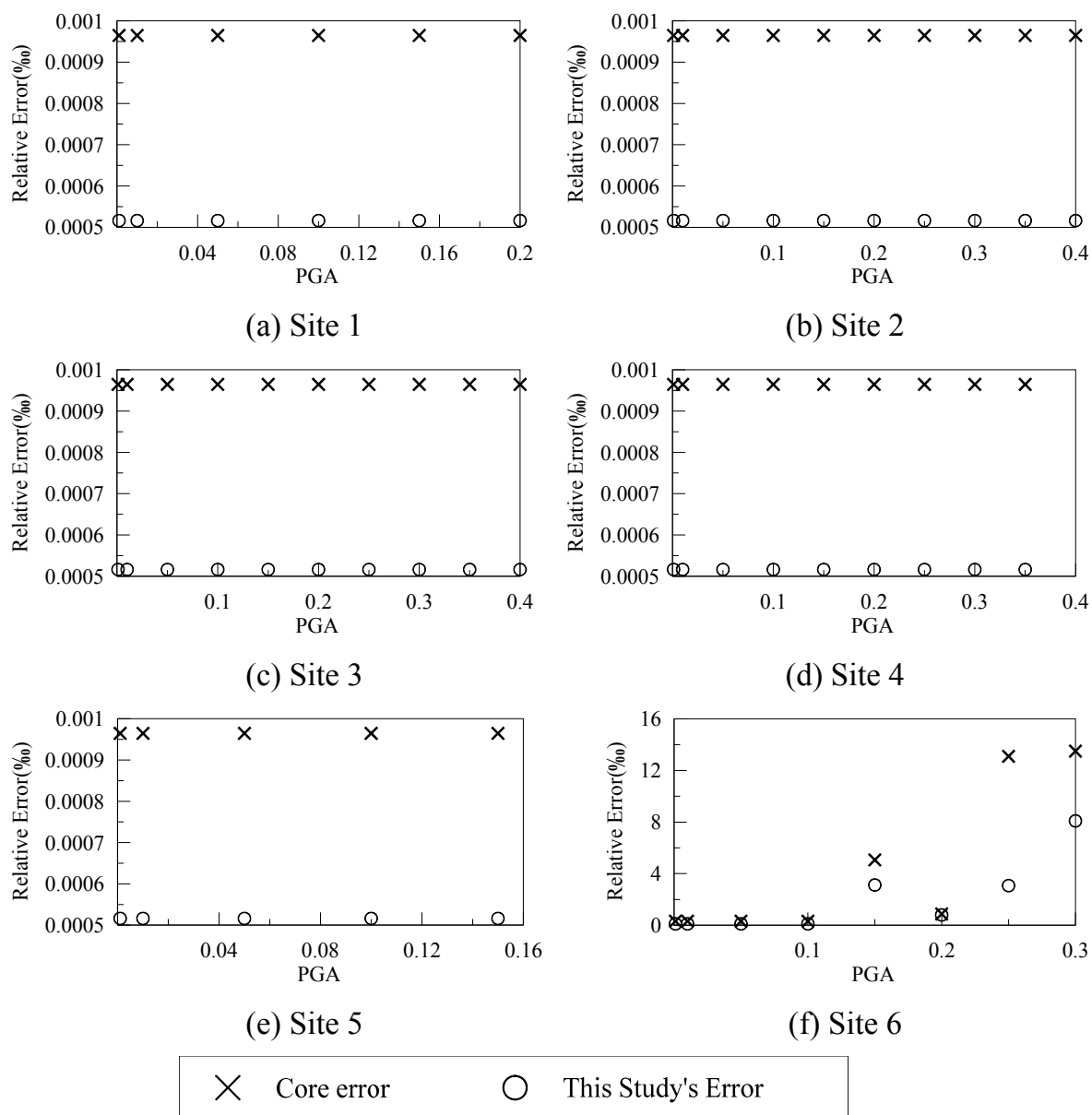


圖 1-30 Test 2.3b(BSSA14)本文與五核心軟體誤差比較

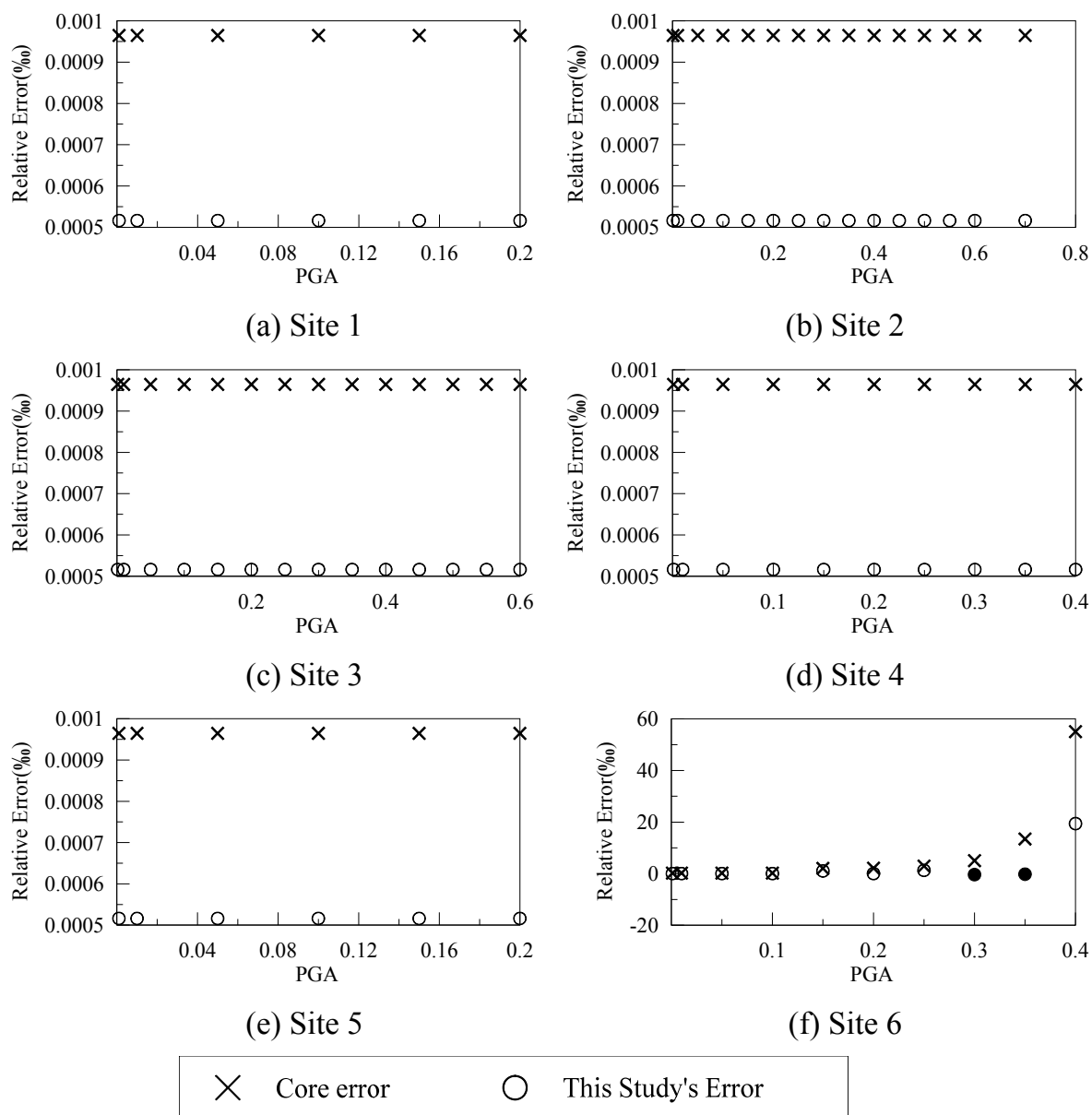
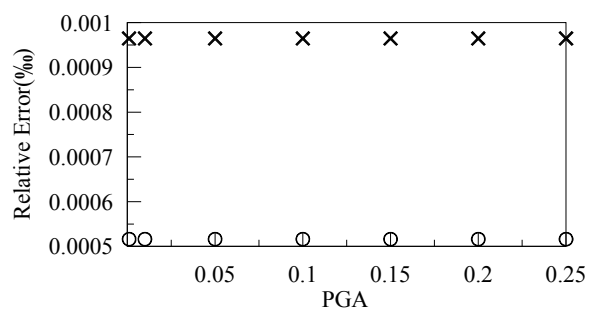
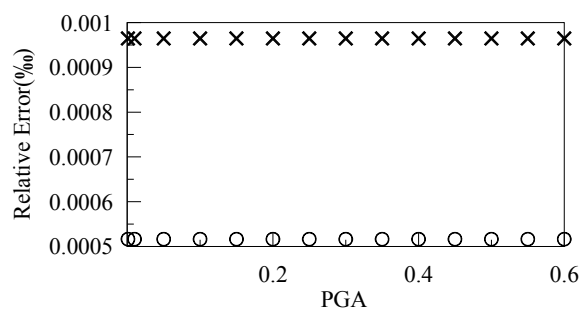


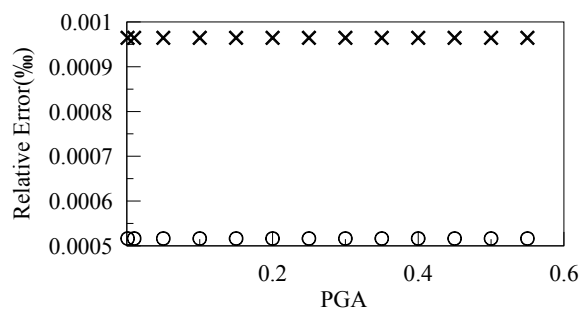
圖 1-31 Test 2.3c(CB14)本文與五核心軟體誤差比較



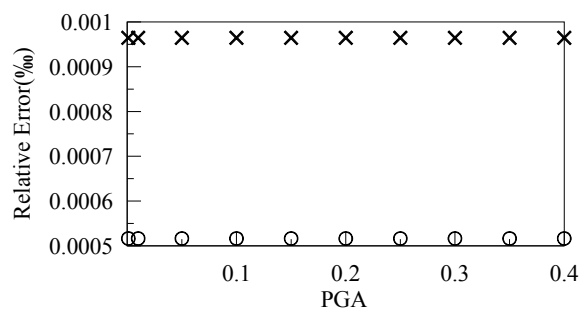
(a) Site 1



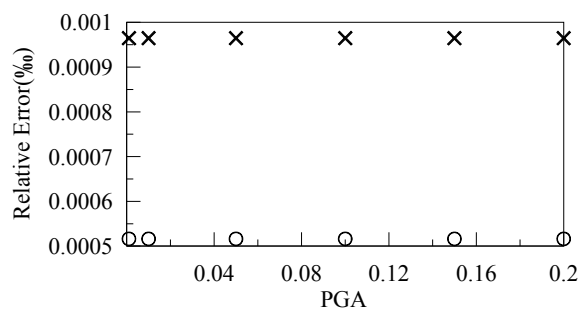
(b) Site 2



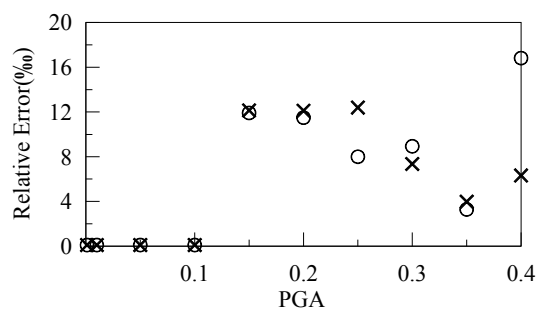
(c) Site 3



(d) Site 4



(e) Site 5



(f) Site 6

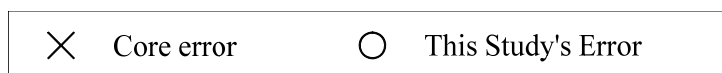


圖 1-32 Test 2.3d(CY14)本文與五核心軟體誤差比較

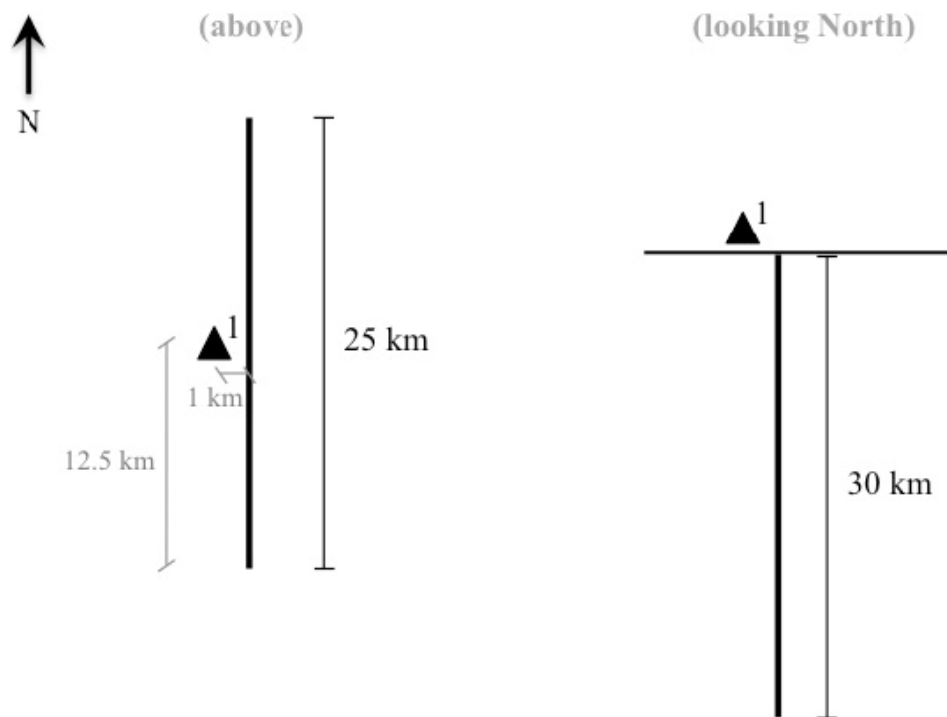


圖 1-33 Test 2.4 垂直平移斷層尺度和場址相關位置(PEER2018/03)

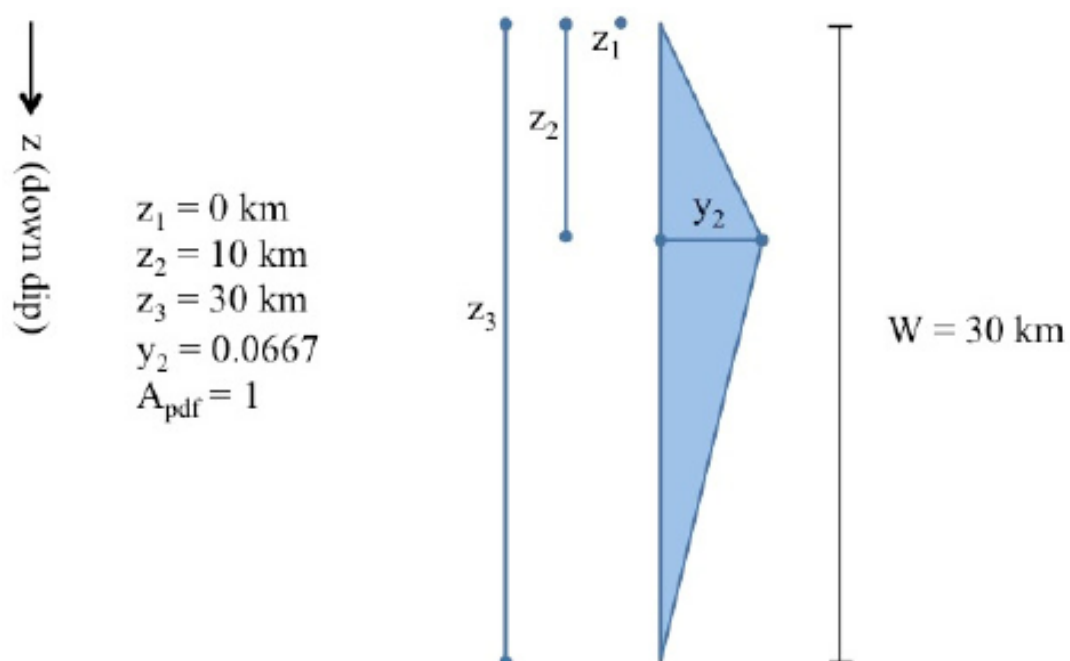
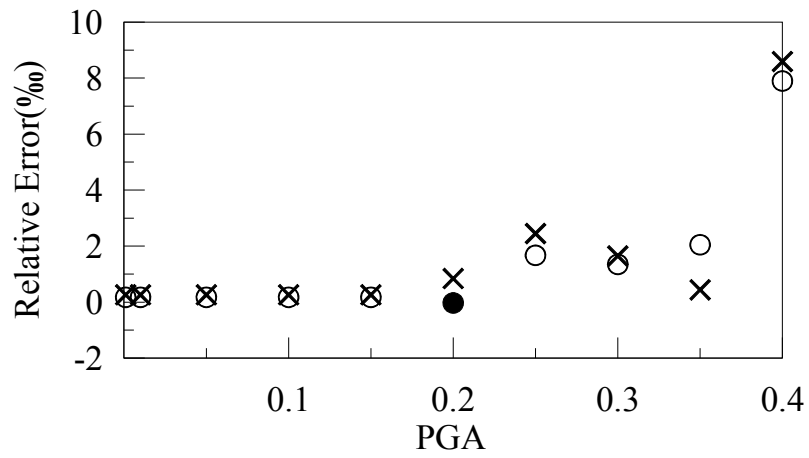
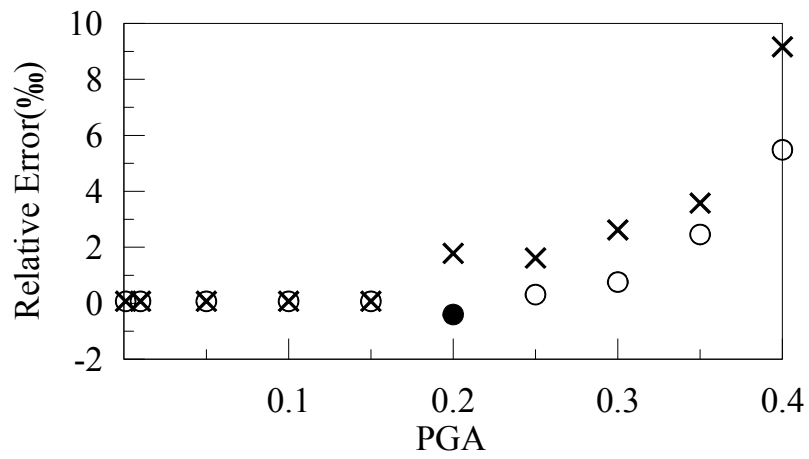


圖 1-34 Test 2.4b 的震源深度分佈(PEER2018/03)



(a) 均勻分佈



(b) 三角形分佈

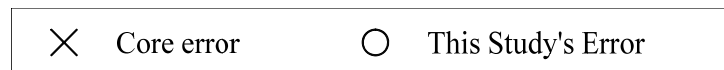


圖 1-35 Test 2.4 本文與五核心軟體誤差比較

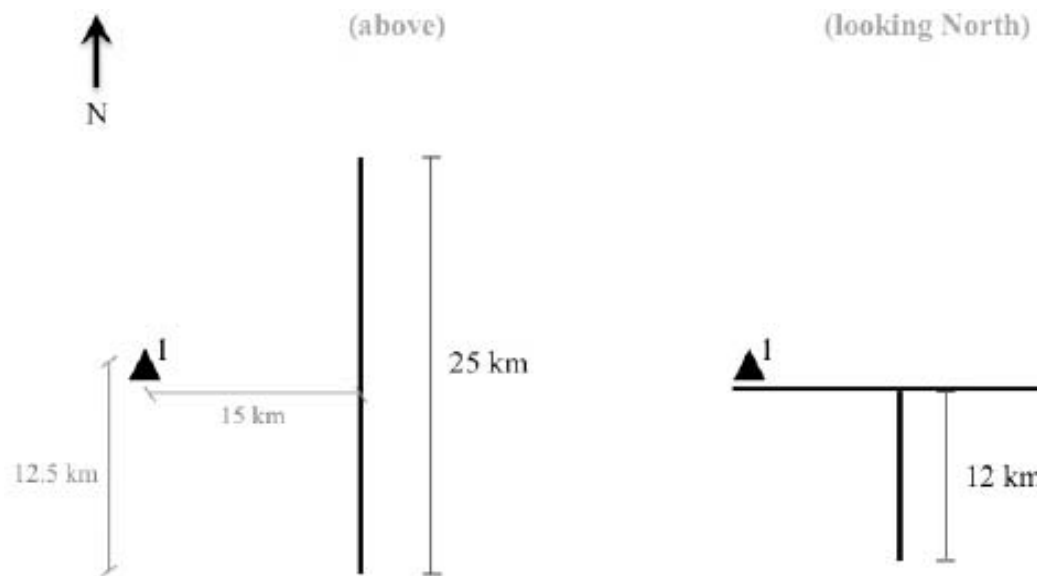
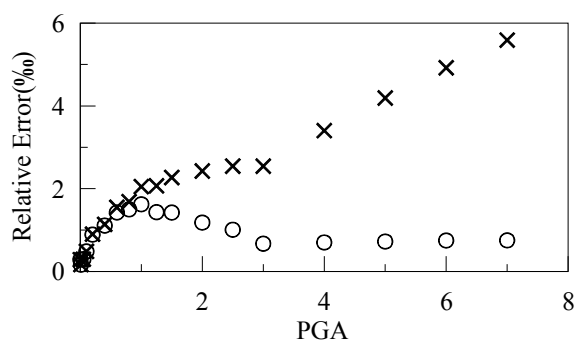
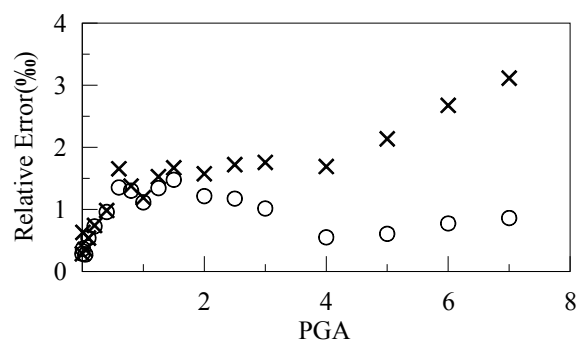


圖 1-36 Test 2.5 垂直平移斷層尺度和場址 1 相關位置(PEER2018/03)



(a) 單一 GMPE 標準差



(b) 加權 GMPE 標準差

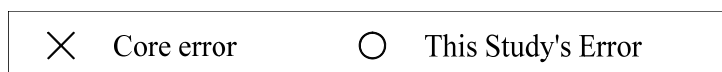
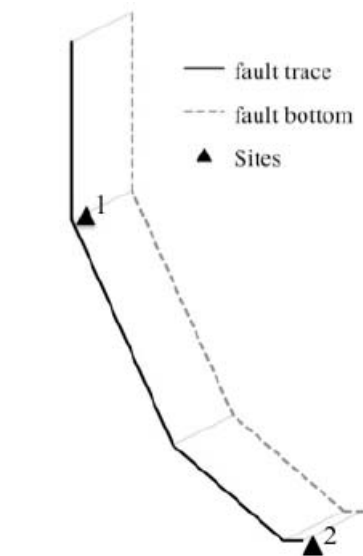
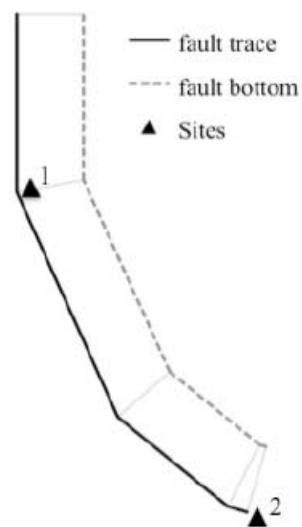


圖 1-37 Test 2.5 本文與五核心軟體誤差比較

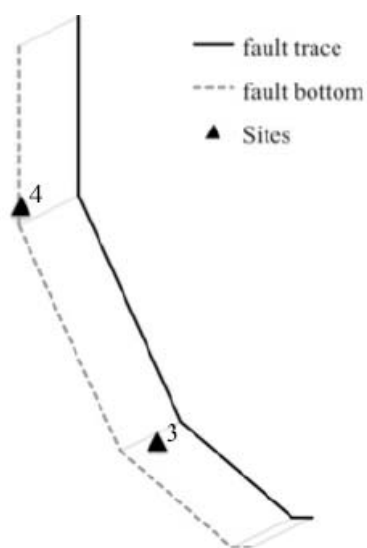


Geometry: Stirling method
Fault Area: 831.4 km²

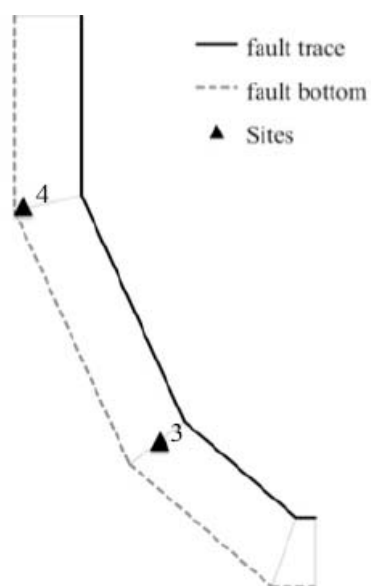


Geometry: Segments orthogonal
Fault Area: 764.9 km²

(a) 東傾



Geometry: Stirling method
Fault Area: 831.4 km²



Geometry: Segments orthogonal
Fault Area: 908.9 km²

(b) 西傾

圖 1-38 Test 3.1 曲折逆斷層的分析模型(PEER2018/03)

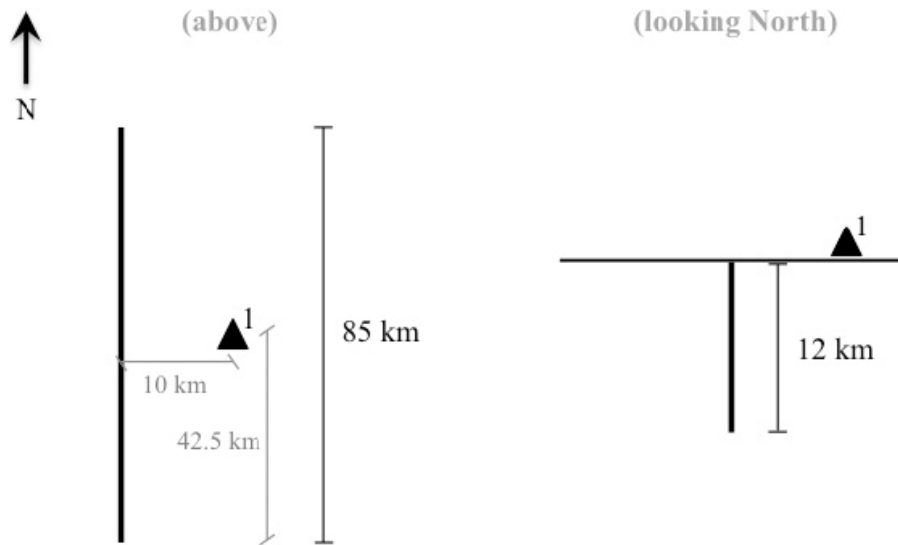


圖 1-39 Test 3.2 垂直平移斷層尺度和場址 1 相關位置(PEER2018/03)

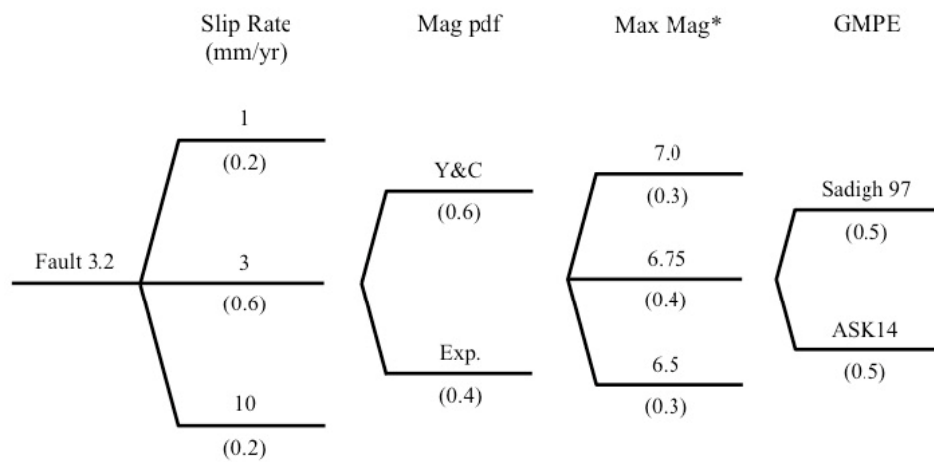


圖 1-40 Test 3.2 的邏輯樹和權重(PEER2018/03)

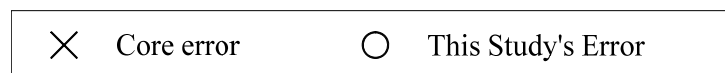
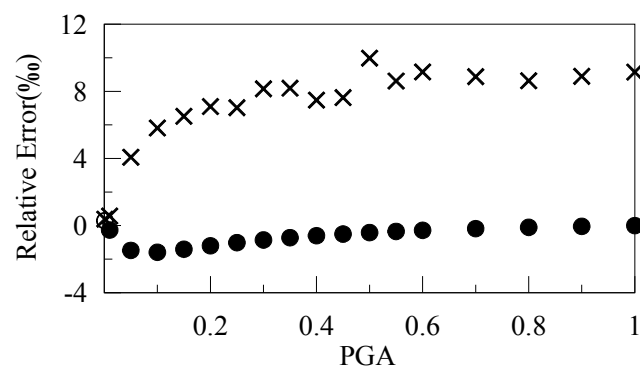


圖 1-41 Test 3.2 本文與 6 套 PEER 軟體誤差比較(年超越機率平均值)

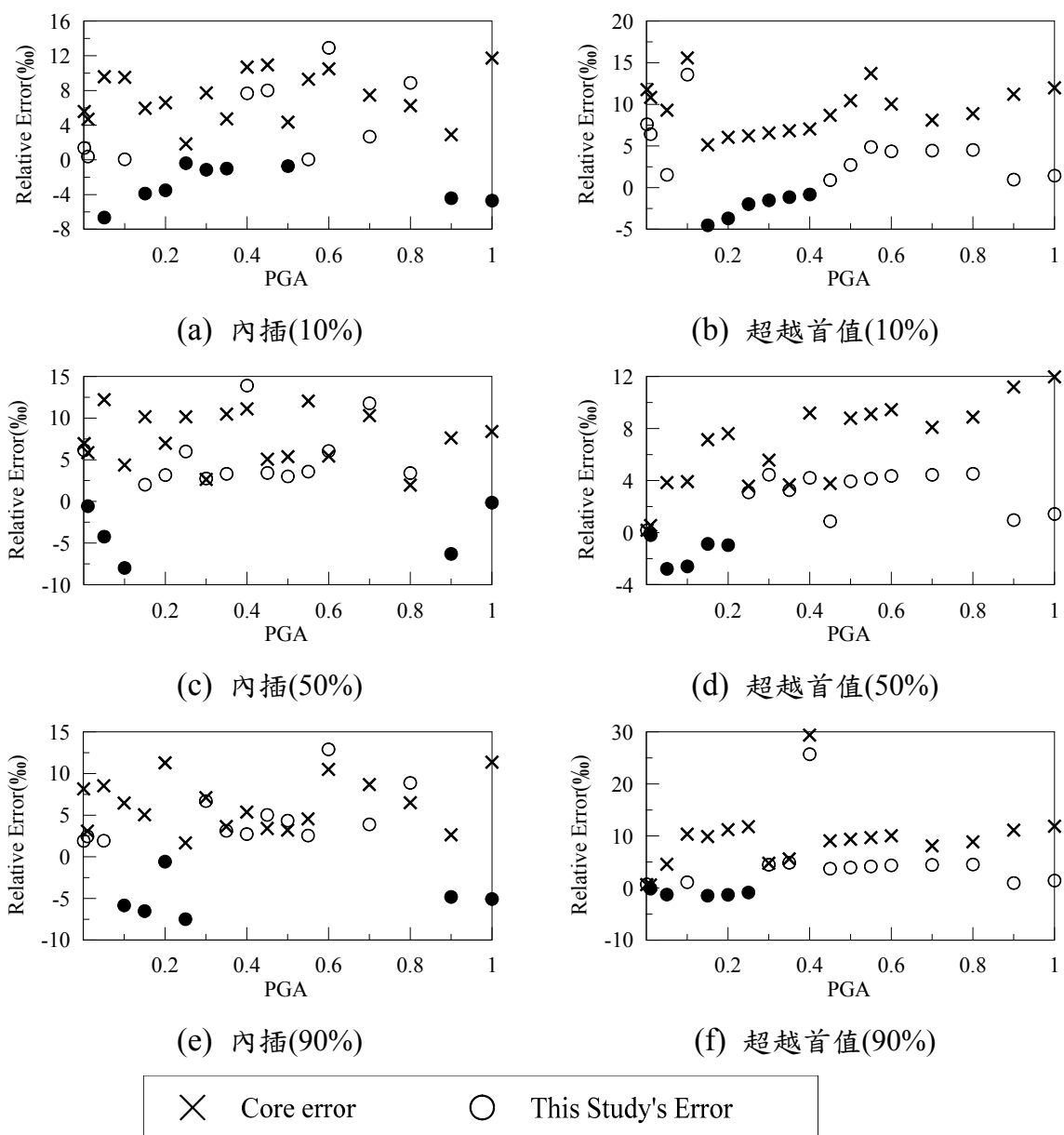


圖 1-42 Test 3.2 本文與 PEER 軟體的誤差比較(年超越機率累積百分比 PGA 值)

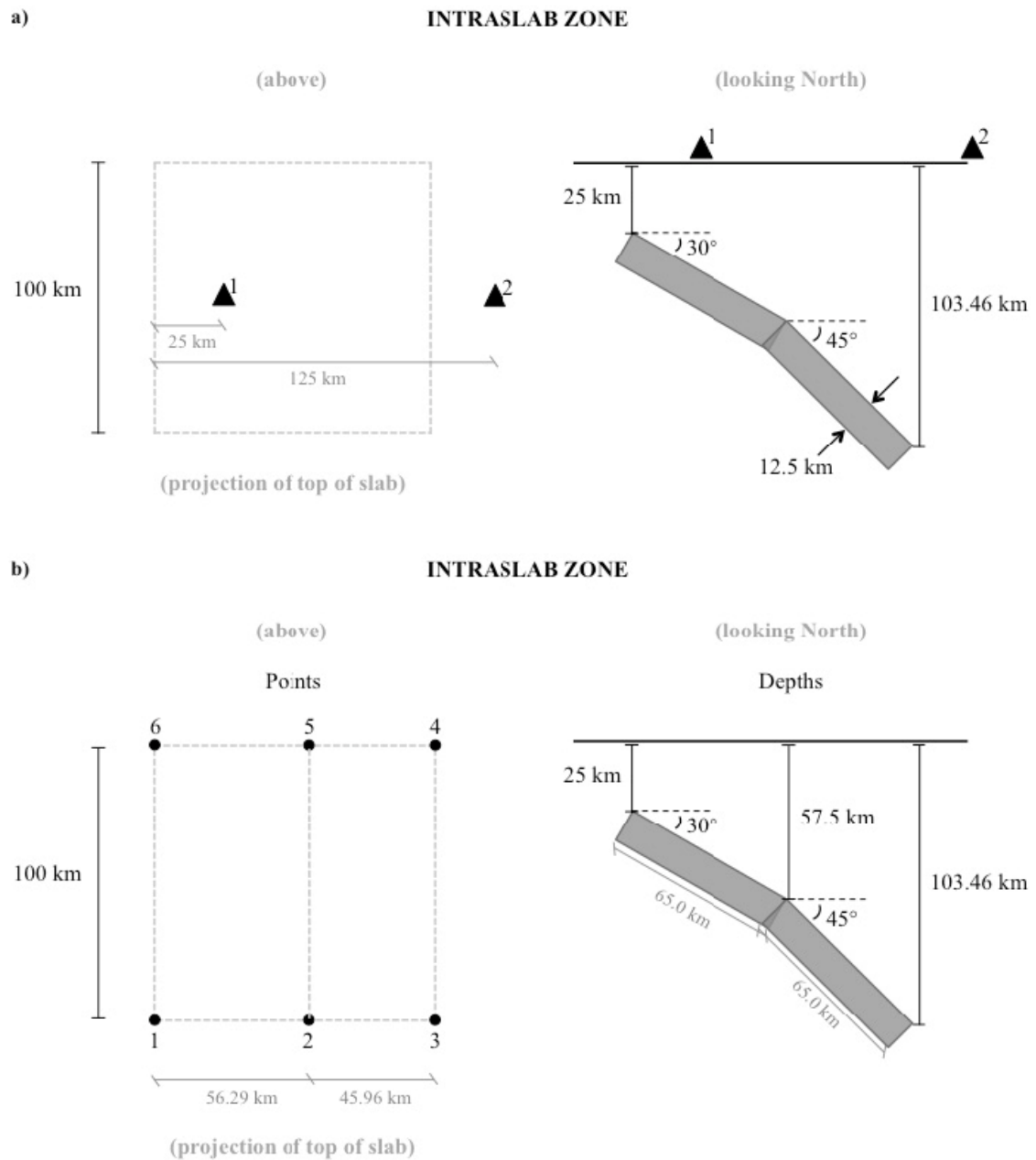


圖 1-43 Test 3.3 的版塊內部震源和場址相關位置(PEER2018/03)

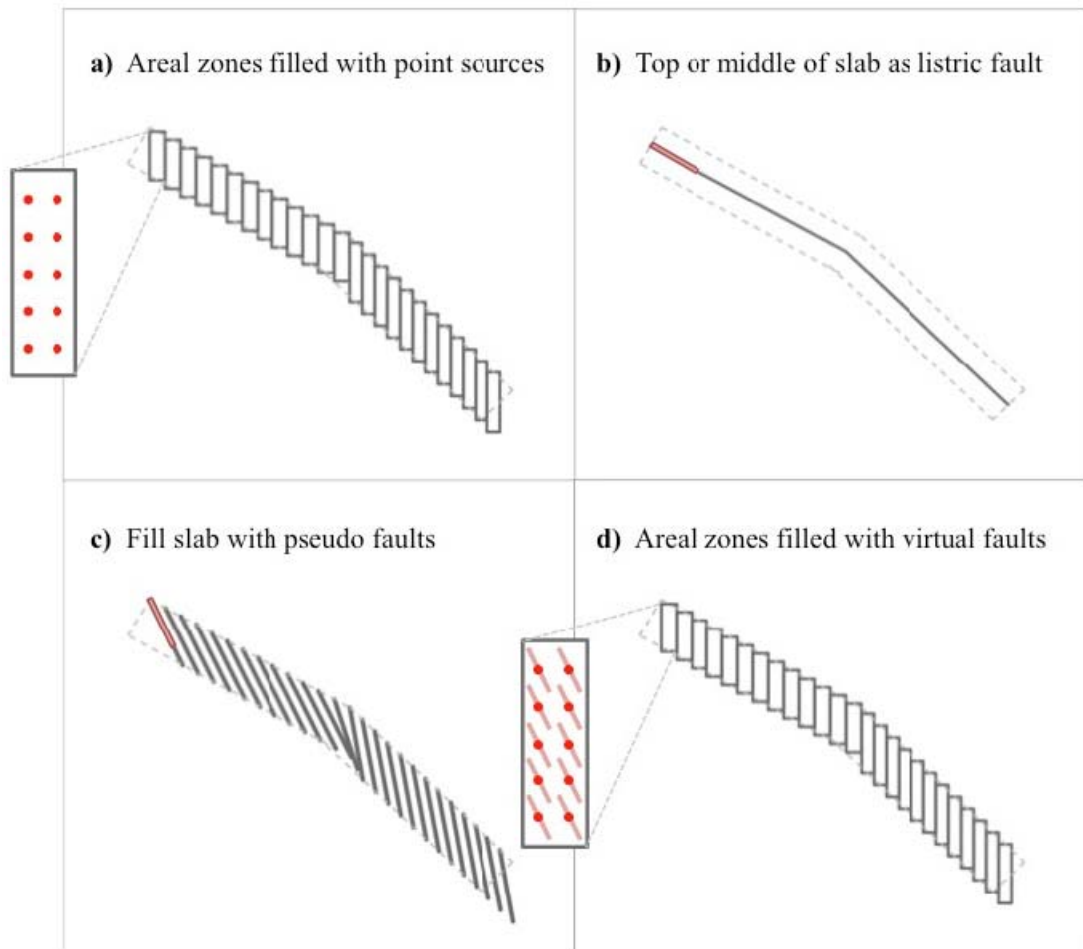
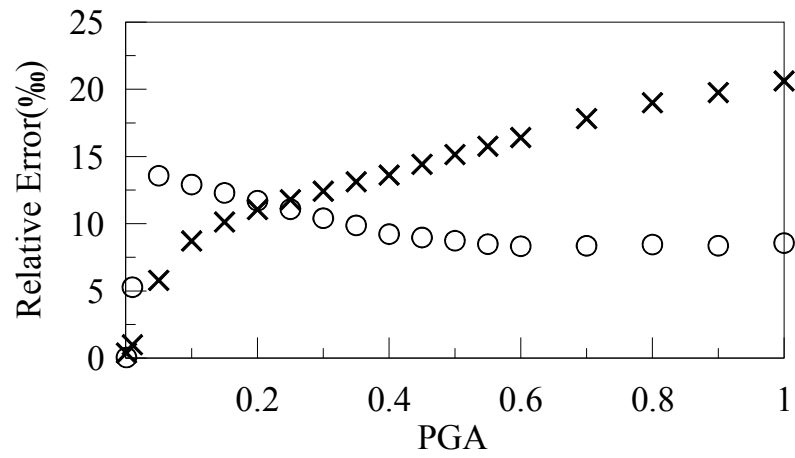
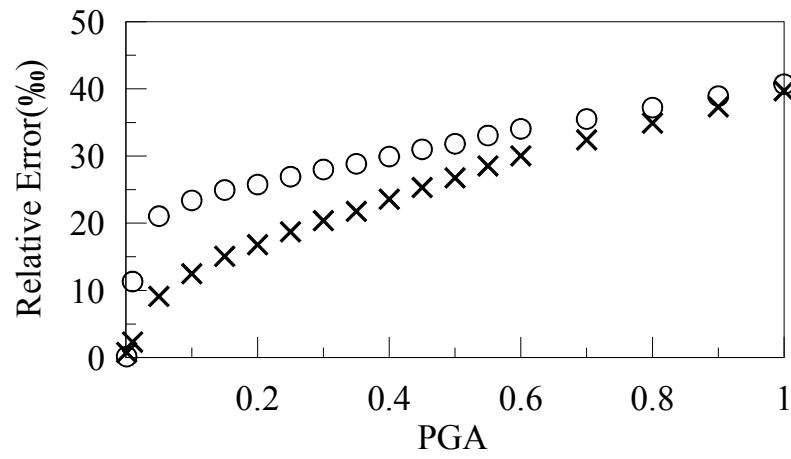


圖 1-44 Test 3.3 模擬版塊內部震源的不同方式(PEER2018/03)



(a) Site 1



(b) Site 2

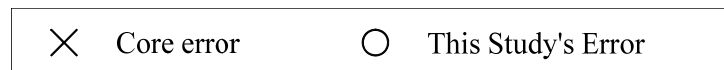


圖 1-45 Test 3.3 本文與 7 套 PEER 軟體誤差比較

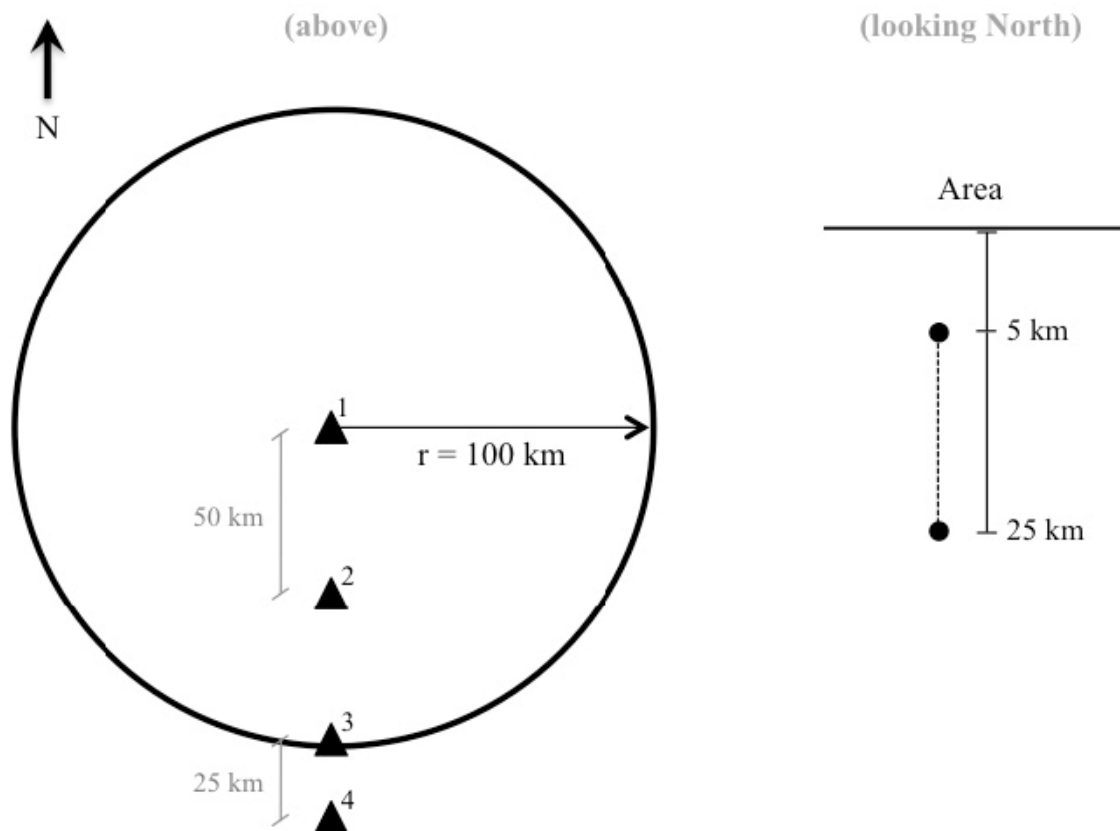


圖 1-46 Test 3.4 區域震源和場址相關位置(PEER2018/03)

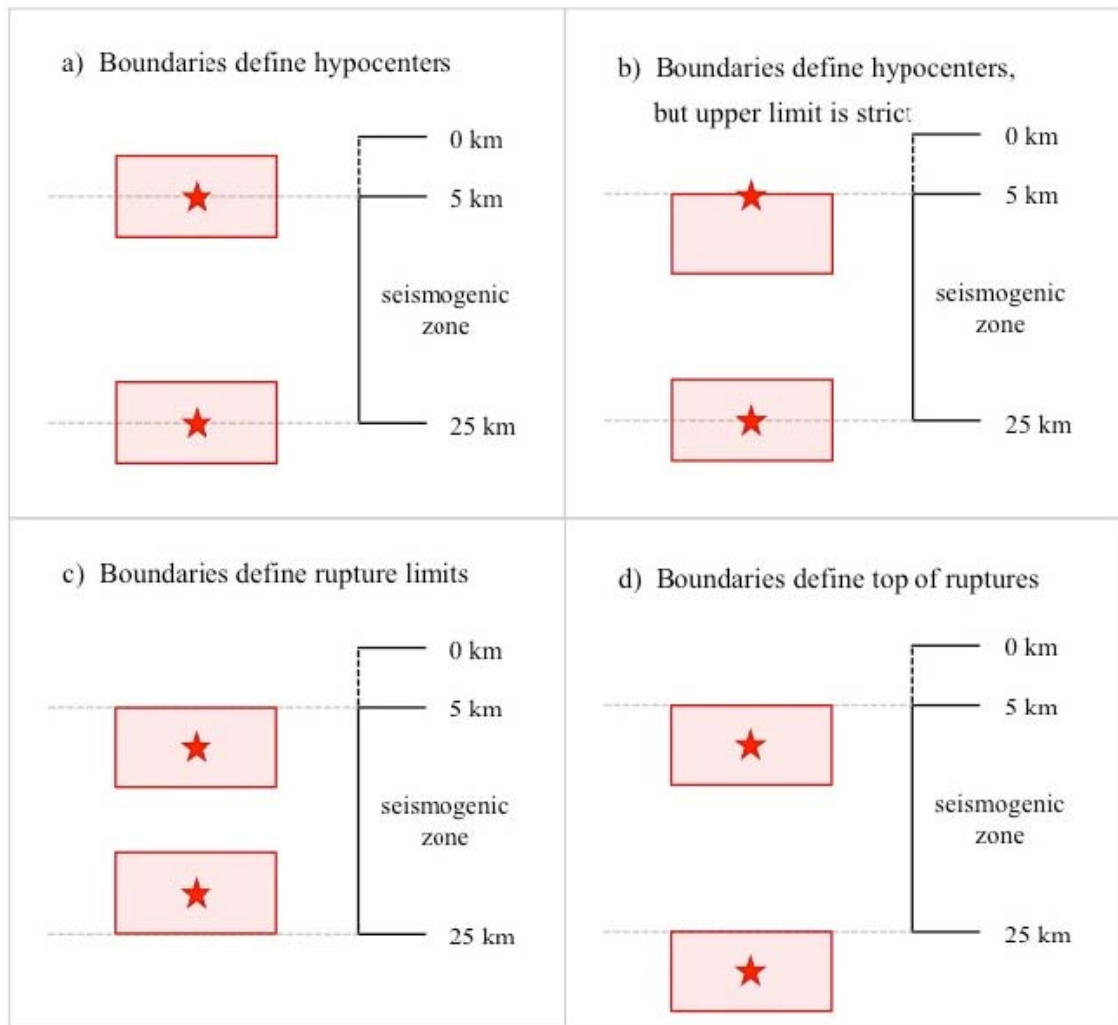


圖 1-47 Test 3.4 區域震源以虛擬斷層模擬方式(PEER2018/03)

二、PFDHA 精進地震法之探討

(一) 概述

地震造成地表振動，可能在地表留下永久的斷層位移(Fault Displacement)，許多位移敏感的結構物，例如維生線等，需額外考量地震引發的地表錯位。發生大地震時，靠近斷層開裂中段的地表可能有幾公尺的永久斷層位移，稱為主要破裂；遠離斷層百公里外的地表亦可量測到幾公分的永久斷層位移，稱為次要破裂。如同地表震動的需求，機率式斷層位移危害度分析(Probabilistic Fault Displacement Hazard Analysis, PFDHA)逐漸受到重視。目前的 PFDHA 分為地震法(Earthquake Approach)和位移法(Displacement Approach)兩種(Youngs 等人, 2003; Petersen 等人, 2010)，主要差異在於前者應用了斷層位移預估方程式(FDPE)，後者直接採用斷層位移的機率分佈，搭配斷層古地震調查（槽溝開挖）數據所估計的發生斷層位移事件年平均發生率。

台灣電力公司核能電廠委託中興工程顧問股份有限公司執行 PFDHA 時，開挖了四處槽溝，但都不在山腳斷層及恆春斷層上，故放棄位移法，改將槽溝開挖所得資訊更新地震法，稱為精進地震法，其分析流程圖如圖 2-1 所示(中興工程顧問股份有限公司，2019)。本計畫擬對「核三廠機率式斷層位移危害度分析技術服務工作」總結報告(中興工程顧問股份有限公司，2019)的精進地震法進行探討，以建議核電廠 PFDHA 的管制審查重點和原則。

(二) 精進地震法分析流程圖

在 PFDHA 總結報告(中興工程顧問股份有限公司，2019)的精進地震法分析流程圖中，精進地震法的斷層規模分佈採用純粹特徵地震模式，亦即斷層規模設定為特徵地震規模，不再具有不確定性，因此分析流程圖的地震規模、規模分佈、年地震平均發生率、和地震法機率式斷層位移危害度分析等 4 子圖須對應更新。

(三) 純粹特徵地震模式

台灣電力公司核三廠執行 PFDHA 時，總結報告(中興工程顧問股份有限公司，2019)的精進地震法以純粹特徵地震模式取代特徵地震模式，亦即地震規模固定為特徵地震規模，小地震不可能發生。特徵地震規模的估計採用經驗公式，由斷層的開裂面積決定之，如圖 2-1 所示；但在邏輯樹分析中，設置節點，考慮了知識不確定性，如圖 2-2 所示。特徵地震模式允許小地震發生，將降低特徵地震的發生機率，對 PFDHA 結果的影響有高有低。若能比較特徵地震模式和純粹特徵地震模式對 PFDHA 結果的影響，有助於釐清純粹特徵地震模式的適用性。此外，圖 2-2 的三條經驗公式皆用來估計最大地震規模 $m_{\max}$ ，而非特徵地震規模 m_{char} 。一般而言， $m_{\text{char}} = m_{\max} + 0.25$ ，因此以 $m_{\max}$ 取代 m_{char} 將使 PFDHA 結果趨於不保守。

(四) 滑移速率和斷層活動率

台灣電力公司核三廠執行 PFDHA 時，總結報告(中興工程顧問股份有限公司，2019)的精進地震法以斷層活動率來估計斷層的滑移速率，其值僅達其它方法估計值的 4%至 28%，卻賦以

0.75 的高權重，如圖 2-2 所示，對 PFDHA 結果的影響很大，有必要進一步解釋和探討。

(五) 滑移速率的估計

台灣電力公司核三廠執行 PFDHA 時，總結報告(中興工程顧問股份有限公司，2019)的精進地震法將主要斷層震源分為恆春斷層帶東緣和西南恆春段(SWA)二條，前者又切割為海域段(RFA)和陸域段(RFB)，後者另有兩條可能線型(SWA_Alt1、SWA_Alt2)，如圖 2-3 所示。在計算 RFB 的滑移速率時，因斷層型式、傾角、滑移角、和垂直滑移速率皆有兩種以上的估計值，故得 27 個 RFB 的滑移速率值，依大小排序，搭配對應之累計相對權重，可得 RFB 滑移速率的累積階梯曲線，如圖 2-4 所示。核三廠 PFDHA 總結報告(中興工程顧問股份有限公司，2019)將 27 個 RFB 的滑移速率值縮減至 6 個樣本值，其累積階梯曲線亦示於圖 2-4。

核三廠 PFDHA 總結報告(中興工程顧問股份有限公司，2019)依據 6 個 RFB 的滑移速率樣本值估計平均值和標準差，並假設 RFB 的滑移速率為對數常態分佈，得到累積分佈曲線 CDF1，如圖 2-4 所示。接著固定 CDF1 之平均值，但擴大標準差，將原始標準差乘上 1 至 3 倍之修正倍數，倍數間距為 0.05，得到 41 條對數常態分佈的累積分佈曲線。在每條累積分佈曲線中，找出相同於 6 個滑移速率樣本值累積機率的滑移速率值，計算兩者的誤差平方和，視為目標函數。在 41 條對數常態分佈的累積分佈曲線中，定義目標函數最小的累積分佈曲線為 CDF2，亦示於圖 2-4。

由圖 2-4 觀之，(1) 27 個和 6 個滑移速率樣本值的累積階梯曲線還是有所差異，沒有理由不依據原始 27 個滑移速率樣本值來估計平均值和標準差，以得 CDF1。(2) 由於 CDF1 在低滑移速率時，累積機率小於樣本值的累積階梯曲線，亦即 CDF1 比樣本值的分佈更集中，因此核三廠 PFDHA 總結報告(中興工程顧問股份有限公司，2019)採用放大標準差來求取最佳的對數常態分佈曲線。相對於 CDF1 和兩種樣本值的累積階梯曲線，CDF2 往左偏，造成滑移速率的低估，將使 PFDHA 結果趨於不保守。(3) 比較 CDF1 和 CDF2 之後，可知固定對數常態分佈之平均值，增加標準差，使得對數常態分佈之中數降低，採用固定對數常態分佈之中數，增加標準差，可避免滑移速率的低估。

在估計 SWA 的滑移速率時，基於古地震調查之馬鞍山槽溝場址(TR2)由三角剪切模式推估之之滑移量，先分別以梯型機率密度模式考慮滑移量、槽溝紀錄到最後一次地震事件迄今累積之滑移量、槽溝紀錄到最早一次地震事件以前累積之滑移量、斷層滑動機制修正量、時間間距及槽溝場址代表性修正因子等 6 個隨機變數之不確定性，再以蒙地卡羅法進行隨機取樣，得到滑移速率之累積分佈曲線，如圖 2-5 所示。在圖 2-5 中，黑色實線為不考慮場址代表性修正因子(限於 TR2 槽溝)之滑移速率分佈；灰色實線則為考慮場址代表性修正因子(擴充至整段 SWA)之滑移速率分佈；灰色虛線為擴大標準差後的對數常態分佈曲線，以增加不確定性，爾後供 PFDHA 採用。比較圖 2-5 的灰色實線和灰色虛線之後，研判兩者的 PFDHA 結果差異不大。

核三廠 PFDHA 總結報告(中興工程顧問股份有限公司，2019)假設震源分段 RFA 之滑移速率為震源分段 RFB 之滑移速率扣除震源分段 SWA 之滑移速率，由 RFB 和 SWA 滑移速率之平均值和標準差可以換算得 RFA 滑移速率之平均值和標準差，然而兩個對數常態分佈隨機變數之差已不再是對數常態分佈，須依機率理論或蒙地卡羅模擬法求得對應之累積分佈曲線。核三廠 PFDHA 總結報告(中興工程顧問股份有限公司，2019)仍假設 RFA 之滑移速率為對數常態分佈，據以選取累積機率 5%、50%及 95%之滑移速率和相對權重，進行邏輯樹分析，如此作法須進一步釐清。此外，PFDHA 總結報告(中興工程顧問股份有限公司，2019)回覆審查意見時，提供了 RFA、RFB 及 SWA 滑移速率之中數、平均值和變異數，列於表 2-1。觀察表 2-1，發現(1) RFA 滑移速率的變異數 14.94 並非 RFB 滑移速率的變異數 12.40 及 SWA 滑移速率的變異數 0.321 之和。(2) 當隨機變數為對數常態分佈時，其變異數等於 $(\text{平均值} \times \text{平均值}) \times [(\text{平均值}/\text{中數}) \times (\text{平均值}/\text{中數}) - 1]$ ，表 2-1 SWA 滑移速率的中數為 0.87，平均值為 1.0，計算得滑移速率的變異數為 0.321，與表列的 0.321 相符；不過表 2-1 RFB 滑移速率的中數為 3.7，平均值為 4.6，計算得滑移速率的變異數為 11.55，與表列的 12.40 不符。

(六) 滑移速率的分配

台灣電力公司核三廠執行 PFDHA 時，總結報告(中興工程顧問股份有限公司，2019)的精進地震法將三震源分段(RFA、RFB 及 SWA)的滑移速率再個別分配至各分析震源(RFA、RFB、RFA+RFB、SWA、SWA_Alt1、SWA_Alt2、SWA+RFB

SWA_Alt1+RFB 及 SWA_Alt2+RFB)，其說明為平均滑移速率依指定相對權重分配之。事實上，這是三個隨機變數(RFA、RFB 及 SWA 的滑移速率)的拆解和組合，精確而言，是二個隨機變數(RFB 及 SWA 的滑移速率)的拆解和組合，因為 RFA 的滑移速率亦由 RFB 及 SWA 的滑移速率拆解而來。設定拆解的相對權重當然可得各分析震源滑移速率的平均值和標準差，然而即令兩震源分段(RFB 及 SWA)的滑移速率假設為對數常態分佈，各分析震源的滑移速率也不再是對數常態分佈。拆解滑移速率的相對權重大小，以及滑移速率採用對數常態分佈與否，如何影響 PFDHA 的結果，有必要進一步分析探討。

表 2-1 RFA、RFB 及 SWA 滑移速率之中數、平均值和變異數
(中興工程顧問股份有限公司，2019)

	震源分段之滑移速率(mm/yr)		
	RFA	RFB	SWA
中數	2.8	3.7	0.87
平均值	3.6	4.6	1.0
變異數	14.94	12.40	0.321

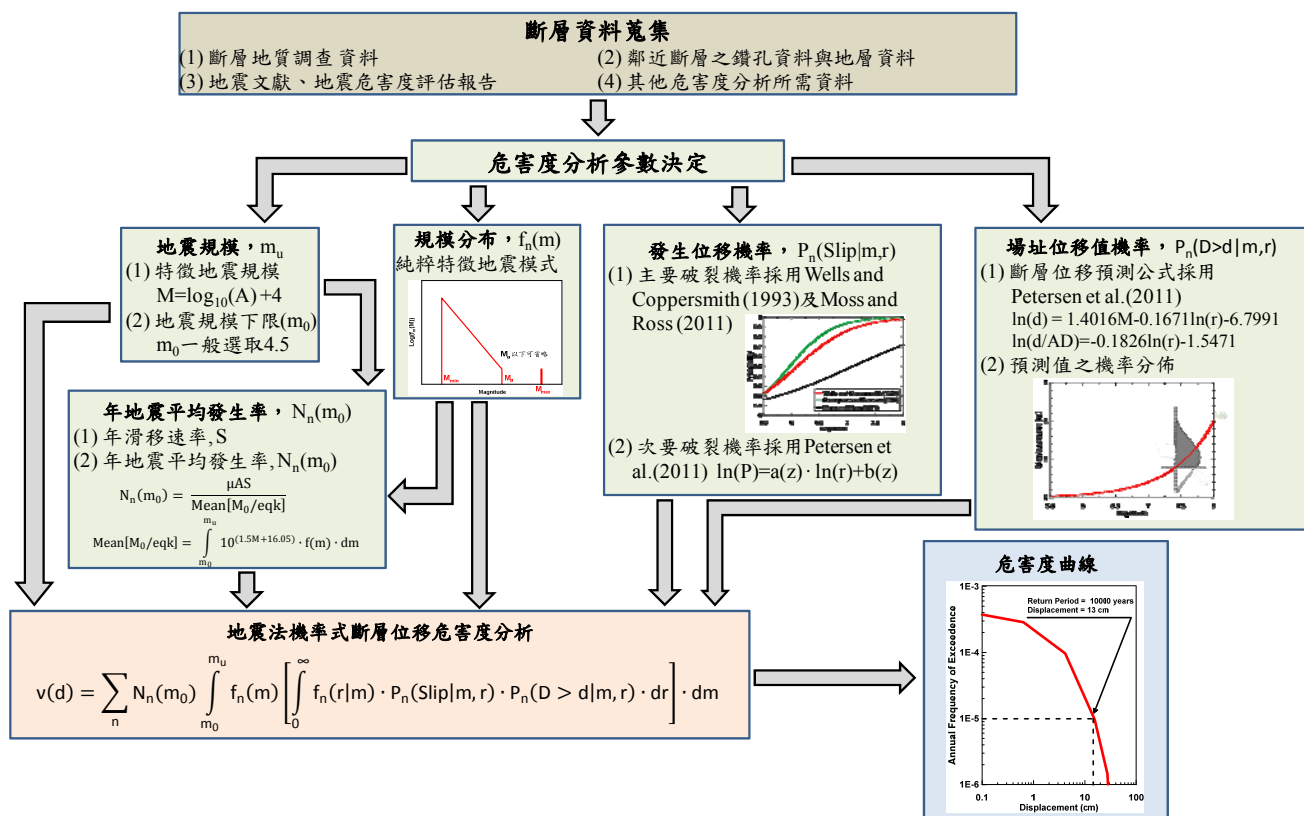


圖 2-1 精進地震法分析流程圖(中興工程顧問股份有限公司，2019)

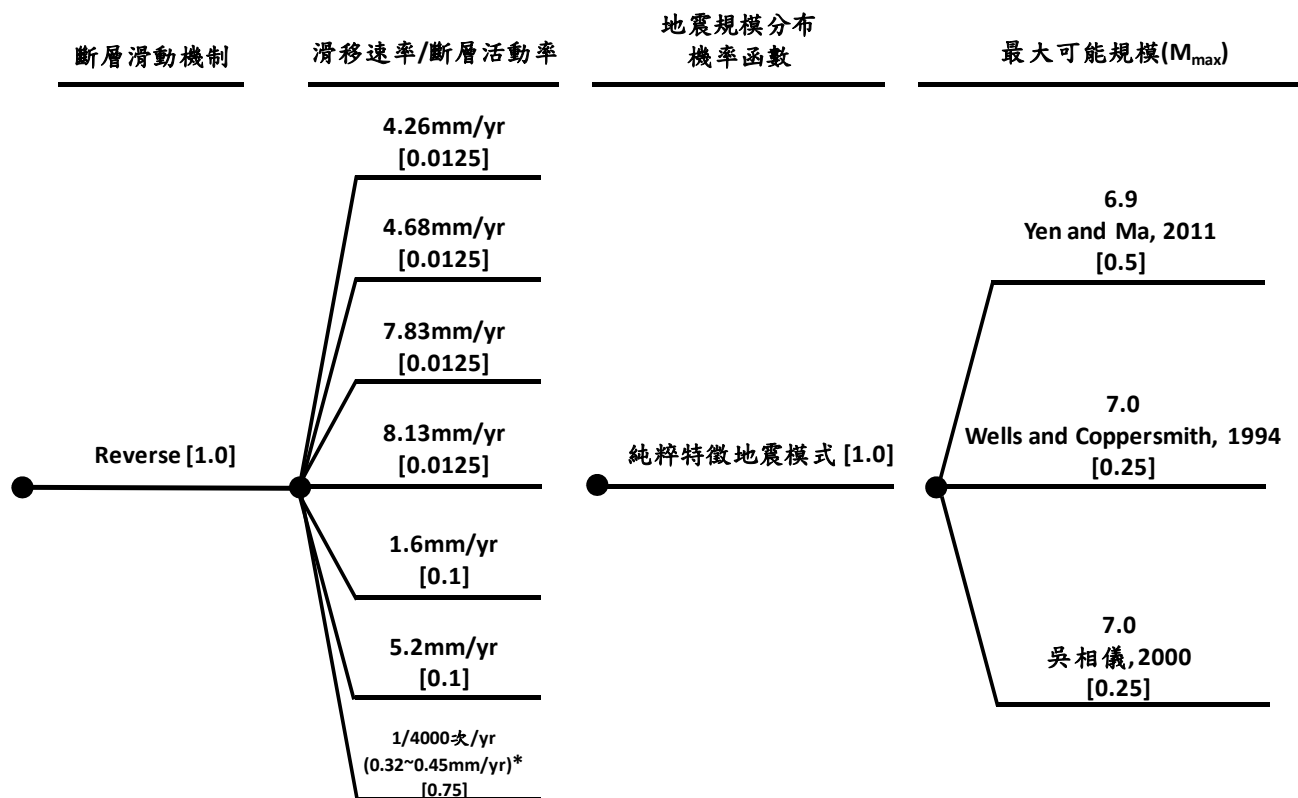


圖 2-2 PFDHA 東緣恆春斷層震源之邏輯樹
(中興工程顧問股份有限公司，2019)

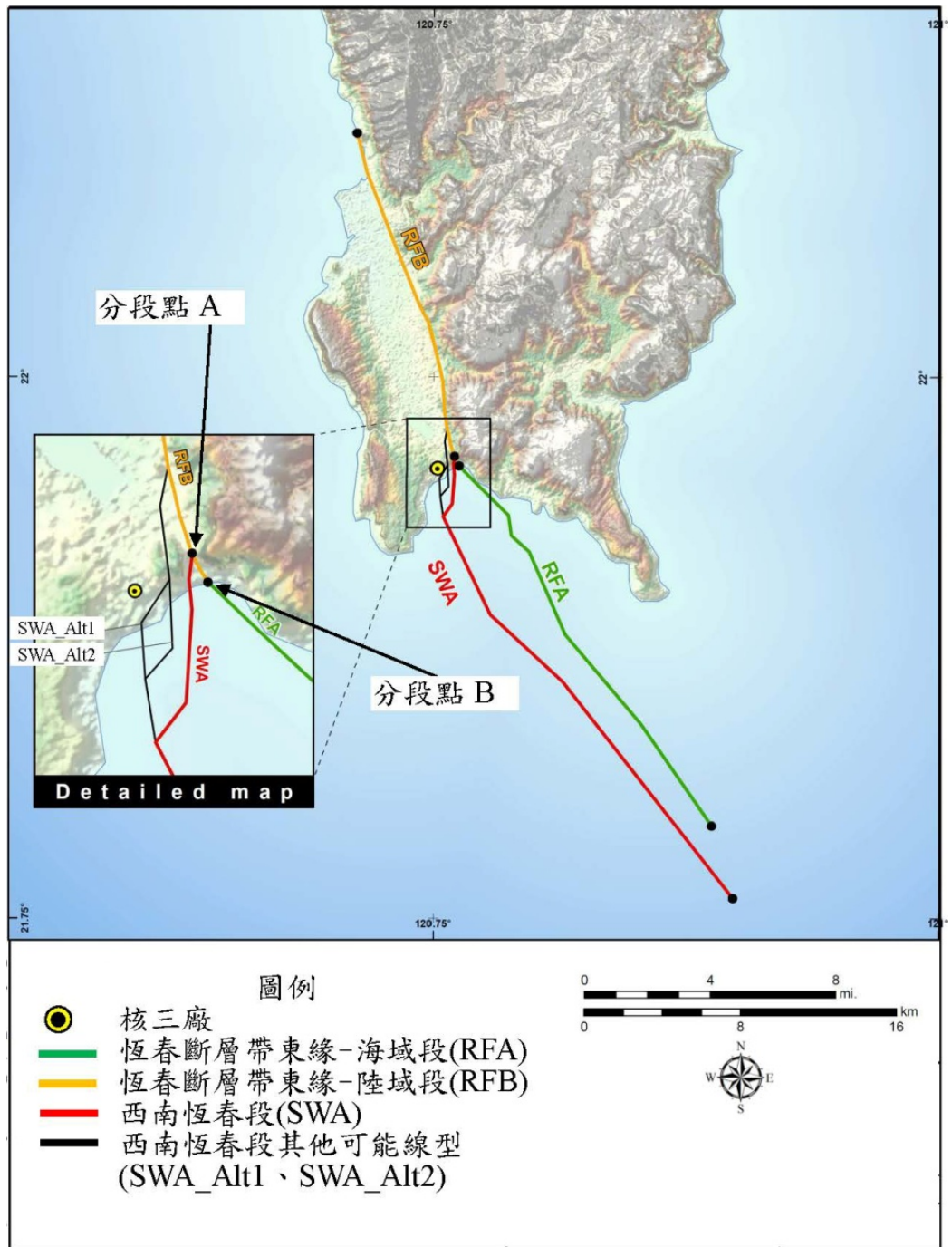


圖 2-3 精進地震法之斷層震源(中興工程顧問股份有限公司，2019)

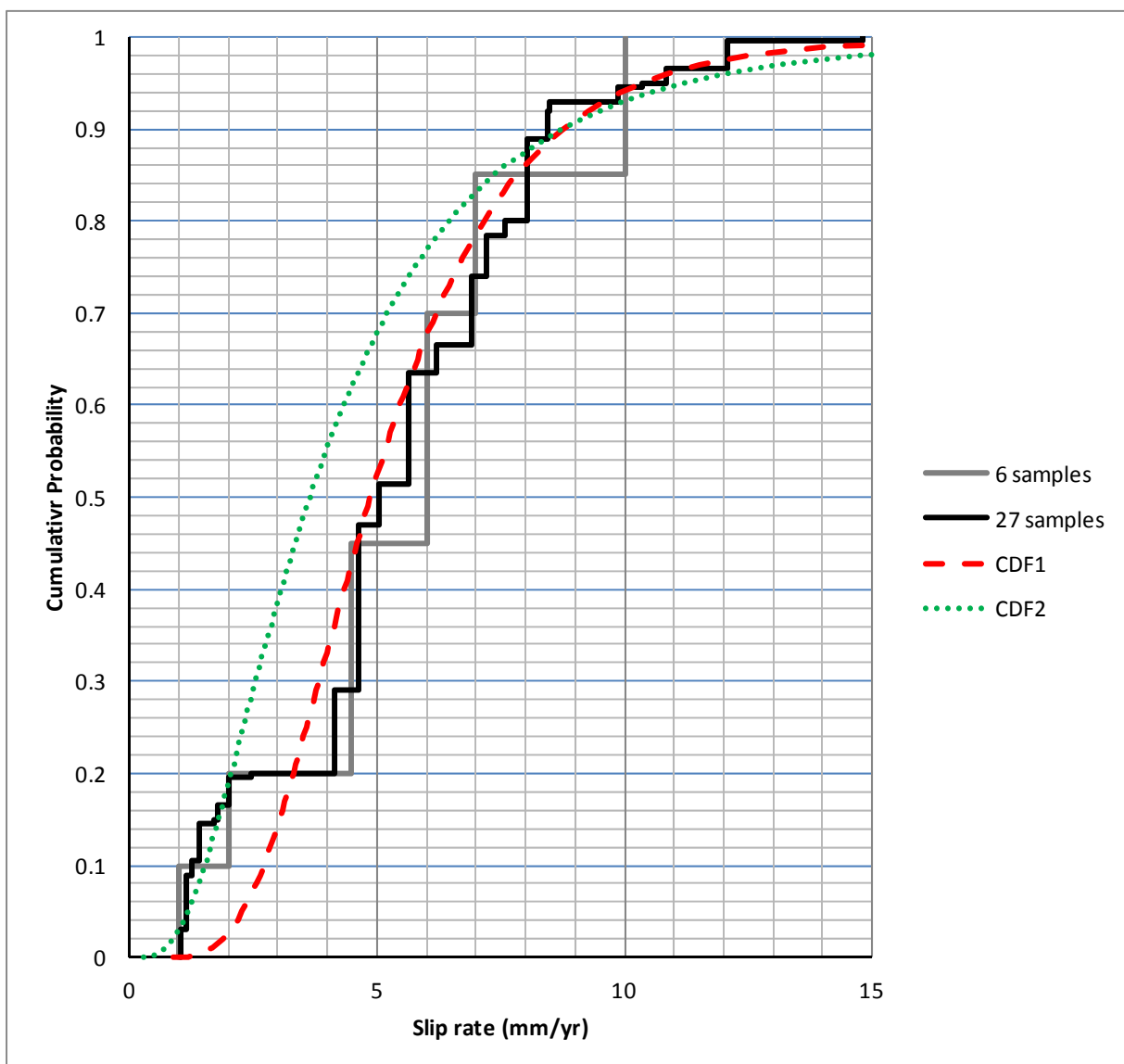


圖 2-4 震源 RFB 之滑移速率累積分佈曲線
(中興工程顧問股份有限公司，2019)

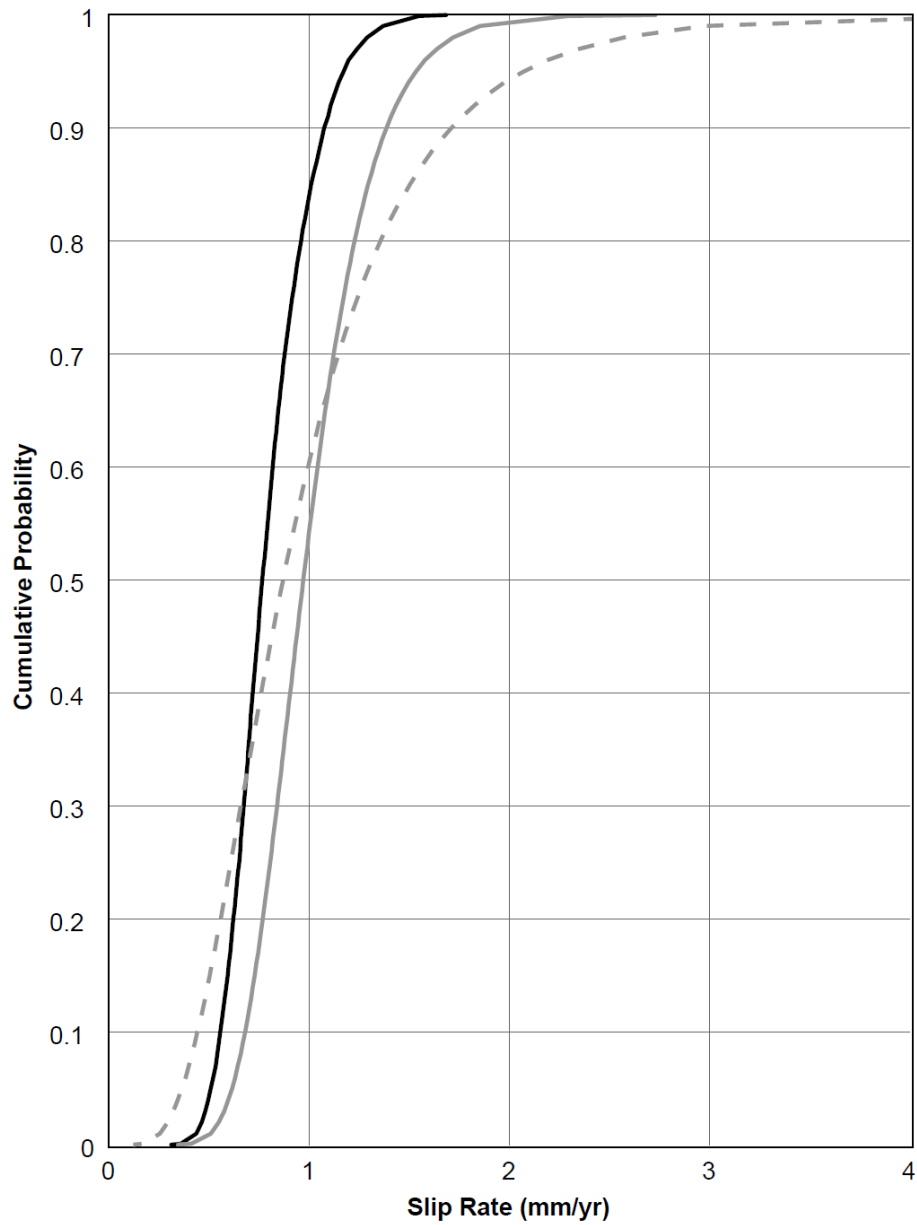


圖 2-5 震源 SWA 之滑移速率累積分佈曲線
(中興工程顧問股份有限公司，2019)

三、耐震度分析(FA)之審查技術要項研究

(一) 核電廠之地震風險評估方法

1. 核電廠地震風險評估之緣起

2011 年 3 月 11 日日本發生大地震，為日本有觀測記錄以來規模最大的地震，並引發海嘯，造成福島第一核電廠嚴重的核洩漏事故，因此外部災害對於核能電廠(NPP, Nuclear Power Plant)的影響受到更多的關注。透過地震對於核電廠影響的評估，可以找出核電廠對於地震的薄弱點，為改進核電廠安全提供重要依據。

核電廠常以能夠承受一選定之保守地震力—通常稱為安全停機地震(SSE, Safe Shutdown Earthquake)作為其建造設計要求，並在設計、分析、檢核、建造等各階段皆保有一定餘裕度(margin)。然而，地震出現之強度及頻率十分難以預測，因此對於已建造完成之核電廠，必須透過核電廠的耐震評估，找出核電廠對於地震的薄弱點，以作為改進核電廠安全提供重要依據。職是之故，美國核能管制委員會(USNRC)於 1991 年發布 Supplement 4 to Generic Letter No. 88-20 (USNRC, 1991a)，要求各核電廠執行「個廠廠外事件檢視」(IPEEE, Individual Plant Examination of External Events)，同時並提出 NUREG-1407 文件(USNRC, 1991b)以作為 IPEEE 標準作業流程之導引。該文件認定 IPEEE 可行之地震風險評估方法有二：耐震餘裕評估法(SMA, Seismic Margin Assessment)與機率式地震風險評估法(SPRA, Seismic Probabilistic Risk Assessment)。

2. 耐震餘裕評估法(SMA)之特性

上述二種方法中，SMA 屬於確定性分析方法(deterministic analysis method)，其主要目的為辨識核電廠中之關鍵構件與系統，並計算各關鍵構件與整座電廠的耐震容量(capacity)，而所謂整廠耐震容量係指使 NPP 失去安全停機能力（或稱破壞）時之超越地震力（最小地震力）。此處所謂失去安全停機能力一般可指爐心熔毀或早期大量輻射洩漏事件。目前較為通用的耐震餘裕度指標為「高信心與低損壞機率」(HCLPF, High Confidence of Low Probability of Failure)容量。於機率觀點，HCLPF 容量代表在 95%以上信心水準使 NPP 或其構件破壞機率小於 5%時之地震力，該地震力可為尖峰地表加速度(PGA, Peak Ground Acceleration)或 NPP 週期下之譜加速度值(備註：一般皆採用 PGA)。由於 HCLPF 容量是由保守的定量方法求得，故 SMA 之結果僅為單一的評估值。Budnitz 等人(USNRC, 1985)、Prassinis 等人(USNRC, 1986)與 Reed 等人(EPRI, 1991)皆曾提出執行 SMA 之作業流程，相關文獻並已收錄於 USNRC 與美國電力研究所(EPRI, 1991)之報告中。

3. 機率式地震風險評估(SPRA)之特性

電廠本身系統複雜，且地震難以預測具有極高不確定性，因此儘管 SMA 能算出保守的單一耐震度值，卻無法用以評估地震使 NPP 喪失功能的年平均風險，亦無法用以評估造成 NPP 主要地震風險來源之關鍵構件與地震力。這些 SMA 所無法達成的評估目標，皆可利用 SPRA 法加以達成。

SPRA 屬於機率式分析方法(probabilistic analysis method)，

該法主要結合電廠地震危害度分析(SHA, Seismic Hazard Analysis)與各構件之耐震度分析(FA, Fragility Analysis)資料，再以事件樹(event tree)與故障樹(fault tree)統合計算 NPP 整廠的地震風險。SPRA 最終評估結果一般係以地震引致之「無法接受之性能年平均超越頻率」(annual frequency of unacceptable performance)加以呈現，例如：爐心熔毀頻率(CDF, Core Damage Frequency)與早期大量洩漏頻率(LERF, Large Early Release Frequency)等。由於 SPRA 屬於機率式方法，故可完整考量 NPP 之地震危害度、結構反應與性質、電廠構件容量之不確定性等因子。

(二) SPRA 之耐震度分析(FA)方法及流程介紹

1. 耐震度曲線之數學模型

核電廠耐震設計一般係依給定的設計地震力進行設計，如安全停機地震力(SSE)，但實際地震難以準確預估，可能低於或高於此設計地震力，此即地震需求的不確定性；且核電廠系統與設施複雜性較一般建物高，儘管設計製造時較一般建物謹慎，其耐震力仍具有極高的不確定性，亦即容量的不確定性。不確定性依照來源可分為隨機的不確定性(inherent randomness 或稱 aleatory uncertainty)與知識的不確定性(knowledge uncertainty 或稱 epistemic uncertainty)，其中隨機的不確定性係分析目標本身不可預測的變異性造成，亦即樣本的不確定性；知識的不確定性係由於缺乏對分析標的物件的解析相關知識，亦即對於分析標的模型的不確定性。若以對數常態分佈作為上述 NPP 構件耐震容量隨機與知識不確定性之數學模型，則構件

之耐震容量可利用以下機率公式表示

$$a = \hat{a} \cdot e^{\Phi^{-1}(P) \cdot \beta_r} \cdot e^{-\Phi^{-1}(Q) \cdot \beta_u} \quad (3.1)$$

其中， $\varepsilon_r = e^{\Phi^{-1}(P) \cdot \beta_r}$ 為隨機的不確定性， $\varepsilon_u = e^{-\Phi^{-1}(Q) \cdot \beta_u}$ 為知識的不確定性。再者，構件之耐震度曲線機率函數則可表示如下

$$P(DS \geq ds | a) = P(A < a) = \Phi \left(\frac{\ln \frac{a}{\hat{a}} + \Phi^{-1}(Q) \cdot \beta_u}{\beta_r} \right) \quad (3.2)$$

式中， $\hat{a}$ 、 β_r 、 β_u 即為耐震度曲線最重要的三個參數，分別代表構件耐震容量中值、隨機不確定性之對數標準差、知識不確定性之對數標準差。上式中 $P(DS \geq ds | a)$ 意謂在 a 地震外力下，有 Q 以上信心度結構物損壞程度高於 ds 之條件機率。如圖 2-1 所示，圖中三條曲線代表信心度分別為 95%、50%、5% 時之耐震度曲線，舉例而言如圖中 A 點之意義，代表在 X 的地震力下，有 95% 以上的信心結構物產生超過某種損壞程度以上的機率低於 P 。

平均耐震度曲線(mean fragility curve)可使用單一的耐震度曲線同時顯示隨機與知識的不確定性，平均耐震度曲線之物理意義為不同信心度下耐震度曲線之平均曲線，亦即耐震度曲線之期望值（平均值）。平均耐震度曲線可表示如下

$$P(DS \geq ds | a) = P_{mean} = \Phi \left(\frac{\ln a - \ln \hat{a}}{\beta_c} \right) \quad (3.3)$$

$$\beta_c = (\beta_r^2 + \beta_u^2)^{1/2} \quad (3.4)$$

其中， β_c 稱為複合(composite)對數標準差，為兩對數標準差 β_r 與 β_u 平方和之根。此時，(2. 1)式之構件耐震容量公式即可簡

化如下：

$$a = \hat{a} \cdot e^{\Phi^{-1}(P_{mean}) \cdot \beta_c} \quad (3.5)$$

圖 2-2 即為將圖 2-1 各信心度之耐震度曲線與平均耐震度曲線繪製一起比較。以下說明 EPRI(1994)對於如何計算 NPP 耐震度曲線中 $\hat{a}$ 、 β_r 、 β_u 三個參數之方法。同時，下文將分就 NPP 之結構構件與設備二類分為二小節說明其耐震度分析方法。

2. 結構構件之耐震度分析方法

(1) 結構構件之安全因子

為方便計算結構構件之耐震度曲線參數，EPRI 1002988 (2002)建議使用安全因子(Factor of Safety)作為計算構件耐震容量之過渡隨機變數。其中，安全因子之定義如下：

$$A = F \cdot a_{SSE} \quad (3.6a)$$

$$F = \frac{A}{a_{SSE}} = \frac{\text{構件實際耐震容量}}{\text{安全停機地震力下之實際反應}} \quad (3.6b)$$

式中， F 為安全因子，具有不確定性故以大寫表示； a_{SSE} 則代表安全停機地震力下之實際反應，為一定值；而 A 為構件實際耐震容量，受安全因子影響之故亦具有不確定性，同樣以大寫表示。由上式可知若要推算構件耐震容量，必須先給定 a_{SSE} 及推估 F 之值。為能分別估算構件強度與構件反應的保守性，式 (2. 6) 之安全因子可進一步拆解為：

$$F = F_C F_{RS} \quad (3.7a)$$

$$F = \frac{\text{構件實際耐震容量}}{\text{SSE下設計反應}} \cdot \frac{\text{SSE下設計反應}}{\text{SSE下實際反應}} \quad (3.7b)$$

其中， F_C 稱為容量因子(capacity factor)，為構件實際耐震容量與安全停機地震力下設計反應之比值；而 F_{RS} 稱為結構反應因子

(structural response factor)，為安全停機地震力下設計反應與安全停機地震力下實際反應之比值。各安全因子意義可參考表 3-1。

EPRI 建議以上述安全因子及分離參數法之方式推算耐震度曲線中各個參數，其作法為假定各個安全因子皆為對數常態分佈，且各自對應一中值、隨機不確定性的對數標準差與知識不確定性的對數標準差。其中值可表示如下

$$\hat{a} = \hat{f} \cdot a_{SSE} \quad (3.8a)$$

$$\hat{f} = \frac{\hat{a}}{a_{SSE}} \quad (3.8b)$$

式中， $\hat{f}$ 代表安全因子 F 之中值，故(3.1)式中之耐震容量中值 $\hat{a}$ 即為安全因子中值 $\hat{f}$ 與安全停機地震力 a_{SSE} 之乘積。再者，由於(2.7)式中安全因子 F 為 F_C 與 F_{RS} 之乘積，又由於 EPRI 假設各個安全因子皆為對數常態分佈之故，因此安全因子 F 之中值 $\hat{f}$ 即為 F_C 與 F_{RS} 中值之乘積，亦即：

$$\hat{f} = \hat{f}_C \cdot \hat{f}_{RS} \quad (3.9)$$

式中， $\hat{f}_C$ 為容量因子 F_C 之中值、 $\hat{f}_{RS}$ 為結構反應因子 F_{RS} 之中值。再將式(3.8)代入式(3.9)即可得耐震容量之中值 $\hat{a}$ ，如下所示：

$$\hat{a} = \hat{f} \cdot a_{SSE} = \hat{f}_C \cdot \hat{f}_{RS} \cdot a_{SSE} \quad (3.10)$$

又由於安全因子皆假設為對數常態分佈且為相乘關係，因此根據對數常態分佈理論，安全因子 F 之隨機不確定性對數標準 $\beta_{F,r}$ 與知識不確定性對數標準差 $\beta_{F,u}$ 即等於拆解後之安全因子 F_C 與 F_{RS} 之對數標準差平方和之根(SRSS, Square Root of the

Square Sum)，如下所示：

$$\beta_{F,r} = (\beta_{C,r}^2 + \beta_{RS,r}^2)^{1/2} = \beta_r \quad (3.11a)$$

$$\beta_{F,u} = (\beta_{C,u}^2 + \beta_{RS,u}^2)^{1/2} = \beta_u \quad (3.11b)$$

其中， $\beta_{C,r}$ 與 $\beta_{RS,r}$ 分別為 F_C 與 F_{RS} 之隨機不確定性對數標準差； $\beta_{C,u}$ 與 $\beta_{RS,u}$ 則分別為 F_C 與 F_{RS} 之知識不確定性對數標準差。最後，再令式(3.10)之 $\hat{a}$ 與式(3.11)之 $\beta_{F,r}$ 、 $\beta_{F,u}$ 分別等於式(3.1)中之 $\hat{a}$ 、 β_r 、 β_u ，即可利用式(3.2)求得完整的耐震度曲線。

(2) 容量因子與結構反應因子之計算

針對結構構件而言，EPRI 建議將容量因子 F_C 與結構反應因子 F_{RS} 分別再進一步拆解成 2 個與 7 個安全因子的乘積，如下：

$$F_C = F_S F_\mu \quad (3.12)$$

$$F_{RS} = F_{SA} \cdot F_{GMI} \cdot F_\delta \cdot F_M \cdot F_{MC} \cdot F_{ECC} \cdot F_{SSI} \quad (3.13)$$

上列兩式中各安全因子所代表之工程意義可整理如表 3-1 所列。如前所述，由於吾人假定各安全因子皆為對數常態分佈，因此可將安全因子 F 之中值 $\hat{f}$ 可計算如下：

$$\hat{f} = \hat{f}_S \cdot \hat{f}_\mu \cdot \hat{f}_{SA} \cdot \hat{f}_{GMI} \cdot \hat{f}_\delta \cdot \hat{f}_M \cdot \hat{f}_{MC} \cdot \hat{f}_{ECC} \cdot \hat{f}_{SSI} \quad (3.14)$$

而 F 之對數標準差 $\beta_{F,r}$ 與 $\beta_{F,u}$ 則可由下式計算：

$$\beta_{F,r} = (\beta_{\mu,r}^2 + \beta_{SA,r}^2 + \dots + \beta_{ECC,r}^2 + \beta_{SSI,r}^2)^{1/2} \quad (3.15a)$$

$$\beta_{F,u} = (\beta_{S,u}^2 + \beta_{\mu,u}^2 + \beta_{SA,u}^2 + \dots + \beta_{MC,u}^2 + \beta_{SSI,u}^2)^{1/2} \quad (3.15b)$$

上列兩式之中值與對數標準差代表意義可依其下標參考表 3-1。

值得注意的是，上述各安全因子之屬性各有不同，有些屬於隨機的不確定性，另一些則具有較強烈的知識不確定性，例

如： F_{ECC} 僅具有隨機不確定性（即僅具有 $\beta_{ECC,r}$ ），而 F_S 僅具有知識不確定性（即僅具有 $\beta_{S,u}$ ）。各安全因子的屬性則有賴分析者的經驗加以決定。以下就各個安全因子之工程意義說明如下：

(a)強度因子 F_S ：為構件極限強度（或在失去其功能時的強度）與在安全停機地震力下算得應力之比值，可由下式計算

$$F_S = \frac{S - P_N}{P_T - P_N} \quad (3.16)$$

其中， S 為特定破壞模式下結構構件強度， P_N 為一般非地震力載重之工作載重(如靜載重、工作溫度荷載等非地震力載重)，而 P_T 為結構總載重(即地震力載重與一般工作載重總和)。

(b)非彈性能量吸收因子 F_μ ：非彈性能量吸收因子 F_μ 之物理意義即為一般耐震設計時之韌性因子(ductility factor)。若將地震視為有限能量源的狀況下，結構物能以降伏作用吸收大量的能量，且不會喪失其功能， F_μ 所考量的即為此效應。EPRI 建議使用韌性修正反應譜以計算非彈性消能造成之衰減效應，並使用韌性比 μ (ductility ratio) 作為 F_μ 之參數，而 μ 即為最大位移反應與降伏位移之比。

(3)反應譜形狀因子 F_{SA}

其考慮安全停機地震設計用震譜與危害度分析所得工址反應譜間的差異與變異性，亦考慮水平向尖峰反應與平均反應之關係及垂直向與水平向反應差異。

(4)地震非同步性因子 F_{GMI}

因為高頻震波在經過基礎與土壤介面時容易被消除，造成震波無法均勻地同步激震大型基礎， F_{GMI} 考慮的即為此效應。 GMI 僅影響結構之高頻反應，因此於分析座落於岩盤基礎上之剛性結構才需考慮。

(5)阻尼因子 F_{δ}

此因子主要計及因設計用阻尼與真實阻尼間之差異造成的結構反應變異。

(6)結構動力分析模型因子 F_M

此因子用以反映因模型誤差或假設條件所引致之結構反應偏差及不確定性。早期的結構分析較為簡易，且對於扭轉耦合效應考量較不周全，因此耐震度分析師必須對建模的合適性做出評論，並反應在 F_M 上。

(7)模態組合因子 F_{MC}

此因子用以反映因動力反應模態組合方法之不同所造成的結構反應偏差與變異。一般而言，模態反應經常以 SRSS 合併，並針對較相近之模態進行調整，而該結果將作為中值；若使用不同模態組合方法進行分析，則耐震度分析師必須針對使用之模態組合方法進行保守性評估。

(8)地震分量組合因子 F_{EC}

此因子用以反映因地震分量組合方法之不同造成的結構反應偏差與變異。早期電廠經常將最嚴峻之水平向反應與垂直向反應以絕對加總(ABSSUM, absolute sum)合併三向地震力，相較於 SRSS 與(100,40,40)法則(即 100%主要貢獻方向之載重與 40%

次要貢獻之兩正交方向組合)，其造成的保守或不保守程度取決於結構物型式，因此分析師必須對此進行評估。

(9)結構土壤互制因子 F_{SSI}

此因子用以反映土壤與結構的互制之效應，應包含因表面下深度所造成的震動衰減。

3. 設備之耐震度分析方法

(1)設備耐震度分析之流程

在核電廠的 SPRA 分析中除了針對核電廠結構構件進行耐震評估外，亦須評估核電廠內部設備之耐震性，以維持核電廠之正常運作。依 EPRI (1994)之建議，NPP 設備耐震度分析與結構構件分析相似，亦可採用安全因子之方式推估設備之耐震容量及其耐震度曲線。EPRI (1994)建議於進行設備耐震度分析時，可考慮以下三種設備之破壞模式：韌性破壞(Ductile failures)、脆性破壞(Brittle failures)以及彈性功能性破壞(Elastic functional failures)。設備之韌性破壞多為設備支撐構件破壞可經由塑性變形吸收能量，需考慮非彈性能量吸收因子 F_u ；設備之脆性破壞係指構件破壞不具塑性變形，多為設備錨定部分之破壞；設備之彈性功能性破壞係指，地震時設備雖在彈性範圍內，但已失去原有功能性，無法維持正常運作。圖 3-3 為設備耐震度分析(FA)流程圖，其中韌性破壞及脆性破壞多採用計算方式(by calculation)決定安全因子，而彈性功能性破壞可已計算方式或是測試方式(by testing)決定安全因子，以下針對此兩種方式進行說明。

(2)以計算方式(by calculation)決定設備之安全因子

當以計算方式推估設備之安全因子時，EPRI 建議之作法與結構構件相似，設備之安全係數 F_E 可利用下式計算

$$F_E = F_C F_{RE} F_{RS} \quad (3.17)$$

$$F_C = \frac{\text{使設備喪失功能之加速度}}{\text{設備設計地震加速度}}, F_{RE} = \frac{\text{設計時估算之設備反應}}{\text{設備實際反應}} \quad (3.18)$$

式中， F_C 稱為容量因子， F_{RE} 稱為設備反應（相對於結構之反應）因子， F_{RS} 稱為結構反應因子，(3.17)式比(3.7)式多了設備反應因子 F_{RE} 。如(3.18)式所示，容量因子 F_C 代表使設備喪失功能之加速度與設計地震加速度之比值，此加速度可為使保險絲跳脫之加速度等。設備反應因子 F_{RE} 係指設計時估算設備反應與實際反應間之比值，上述反應皆指設計樓板反應譜之值，因此 F_{RE} 實際代表了吾人在計算設備反應時所預留之安全係數。結構反應因子 F_{RS} 則與設備所在樓層之結構反應特徵有關，此因子僅與用以產生樓板反應譜之結構分析參數有關。

設備安全因子之不確性同樣亦皆假設為對數常態分佈，因此其中值 $\hat{f}_E$ 及對數標準差 $\beta_{F,r}$ 、 $\beta_{F,u}$ 可計算如下

$$\hat{f}_E = \hat{f}_C \cdot \hat{f}_{RS} \cdot \hat{f}_{RE} \quad (3.19a)$$

$$\beta_{F,r} = (\beta_{C,r}^2 + \beta_{RS,r}^2 + \beta_{RE,r}^2) \quad (3.19b)$$

$$\beta_{F,u} = (\beta_{C,u}^2 + \beta_{RS,u}^2 + \beta_{RE,u}^2) \quad (3.19c)$$

式中， $\hat{f}_C$ 為 F_C 之中值， $\beta_{C,r}$ 與 $\beta_{C,u}$ 則分別為隨機與知識不確定性對數標準差。 $\hat{f}_{RE}$ 、 $\beta_{RE,r}$ 、 $\beta_{RE,u}$ 則為 F_{RE} 之中值與兩對數標準差； $\hat{f}_{RS}$ 、 $\beta_{RS,r}$ 、 $\beta_{RS,u}$ 則為 F_{RS} 之中值與兩對數標準差。

與(3.12)式相同，(3.17)式中之 F_C 可進一步拆開為 F_S 與 F_μ 之乘積，亦即

$$F_C = F_S \cdot F_\mu \quad (3.20)$$

其中，設備強度因子 F_S 的計算與(3.16)式相同，惟式中各參數皆以設備為考量而非結構構件，須由設備之損壞模式(failure mode)定義。EPRI(1994)將設備損壞定義為三大類，分別為彈性功能損壞、脆性破壞、韌性破壞。對於設備之非彈性能量吸收因子 F_μ ，其定義為設備韌性比 μ 之函數。當設備之損壞模式為脆性破壞或彈性功能損壞， F_μ 之中值 $\hat{f}_\mu$ 為 1.0；而韌性破壞模式下，則與設計震譜之加速度敏感區有關，且 F_μ 之計算方式與結構構件之算法相似。設備之結構反應因子 F_{RS} 為基於設備所在結構位置之動力特性所算得，其變數與產生樓板反應譜之結構反應分析所需變數有關，作法與(3.13)式相似，惟不考慮地震分量組合因子 F_{ECC} ，如下式所示：

$$F_{RS} = F_{SA} \cdot F_{GMI} \cdot F_\delta \cdot F_M \cdot F_{MC} \cdot F_{SSI} \quad (3.21)$$

各安全因子之意義可參考表 2-1 之說明。

而設備反應因子 F_{RE} 為設備於設計地震力下之計算反應與實際反應比值，與結構之 F_{RS} 相似，EPRI(1994)亦將這 F_{RE} 拆解為許多安全因子之乘積，如下

$$F_{RE} = F_{QM}^e \cdot F_{SA}^e \cdot F_M^e \cdot F_\delta^e \cdot F_{MC}^e \cdot F_{ECC}^e \quad (3.22)$$

各參數之意義摘總說明於表 3-2 中。

最後，合併(3.17)、(3.20)-(3.22)式即可求得設備之安全因子 F ，且其中值與對數標準差可使用類似式(3.14)與(3.15)之方法

求得，如下所示：

$$\hat{f}_E = \hat{f}_S \cdot \hat{f}_\mu \cdot \hat{f}_{SA} \cdot \hat{f}_{GMI} \cdot \hat{f}_\delta \cdot \hat{f}_M \cdot \hat{f}_{MC} \cdot \hat{f}_{SSI} \cdot \hat{f}_{QM}^e \cdot \hat{f}_{SA}^e \cdot \hat{f}_M^e \cdot \hat{f}_\delta^e \cdot \hat{f}_{MC}^e \cdot \hat{f}_{ECC}^e \quad (3.23)$$

$$\beta_{F,r} = \left(\beta_{S,r}^2 + \beta_{\mu,r}^2 + \dots + \beta_{MC,r}^{e^2} + \beta_{ECC,r}^{e^2} \right)^{1/2} \quad (3.24)$$

$$\beta_{F,u} = \left(\beta_{S,u}^2 + \beta_{\mu,u}^2 + \dots + \beta_{MC,u}^{e^2} + \beta_{ECC,u}^{e^2} \right)^{1/2} \quad (3.25)$$

上式之中值與對數標準差所代表意義可依其下標並參考表 3-1 與表 3-2 而得。值得注意者，上述各安全因子之屬性各有不同，某些屬於隨機的不確定性，另一些則具有較強烈的知識不確定性，各安全因子的屬性判定則有賴分析者經驗。

(3)以測試方式(by testing)決定設備之安全因子

若無法以計算方式求得安全因子之設備，可採用實驗測試方式求得，此時設備耐震度曲線之中值可由下式計算

$$A = \min \left(\frac{TRS_c}{RRS_c} \right) \cdot F_D \cdot F_{RS} \cdot A_{ref} \quad (3.26)$$

式中，在相同之頻率下，將 TRS_c 與 RRS_c 兩者譜加速度值相除後(容量/需求)取其最小值。其中， TRS_c 稱為截斷後之試驗反應譜(Clipped test response spectrum)、 RRS_c 稱為截斷後之需求反應譜(Clipped required response spectrum)，以上兩者反應譜皆需透過試驗求得； F_D 為設備容量因子(Device capacity factor)； F_{RS} 為結構反應因子，考慮設備所在樓層之結構反應； A_{ref} 為參考地震力(reference earthquake) 之 PGA。

(4)錨定安全因子之計算方法

圖 3-4 係 EPRI(1994)建議之設備錨定安全因子計算流程。基

本上，無論何種破壞模式，設備錨定安全因子之計算亦為錨定強度除上設備所在處(或樓層)之地震力需求，亦即錨定安全因子為強度與需求之比值。因此，如圖 3-4 所示，首先必須先決定設備所在處之地震力需求，此部份可由結構分析所得之樓格反應譜推求，接著再推求錨定強度。依 EPRI 之建議，由於設備錨定之破壞屬於脆性破壞模式不具塑性變形，又可分為鐸道破壞(Weld anchor failures)、螺栓剪力破壞(Shear failures of bolt)及螺栓錨定處混凝土破壞(Anchor bolt concrete cone failures)第三種形式。EPRI 認為設備與底部之連接不論是採鐸接或是螺栓接合，皆需檢核其強度。EPRI(1994) Table 3-9 提供鐸材及各式螺栓強度中值與對數標準差(如本文表 3-3)，EPRI(1994) Table 3-10 則提供強度計算公式(如本文表 3-4)。另外有關設備鐸接安全因子之計算範例可參考 EPRI(1991)之 Appendix P。除了檢核錨定處(鐸接及螺栓)本身強度外，設備連接之混凝土座底座強度亦需考慮，而 EPRI(1994)尚未提供建議計算公式以及混凝土座破壞模式。此部份或可參考相關文獻或混凝土規範(例如：ACI 349-13 規範)。而依 ACI 349-13(2014)之公式建議，混凝土及其錨定扣件(如剪力釘)之破壞又可分為剪力破壞與拉力破壞等，需分別計算其安全因子。

(三) 耐震餘裕度分析(SMA)方法及流程介紹

1. 分析方法

在美國核能工業界，定性式的地震餘裕度分析(SMA)已為眾多核能廠所採用作為核電廠耐震安全評估之方法，所謂地震餘裕度係指使核能廠能安全停機之 HCLPF 耐震容量。針對核電

廠 SMA 的估程序，EPRI 於 1991 年提出了一份完整的技術報告 EPRI NP-6041-SLR1 (EPRI 1991)作為 SMA 之指引，其後與 SMA 相關文獻及 NPP 評估報告皆依照該技術報告所建議之流程進行。該技術報告建議完整的耐震餘裕評估流程應涵蓋以下七個分析步驟(task)：(1)選定評估基準地震力(Selection of seismic margin earthquake level)、(2)組成耐震評估小組(Selection of seismic margin assessment team)、(3)耐震巡查準備(Preparatory work prior to walkdown)、(4)條列安全停機相關設備與構件(Systems and elements selection walkdown)、(5)耐震餘裕巡查(Seismic capability walkdown)、(6)進行耐震餘裕評估(Seismic margin assessment work)、(7)評估資料的彙整(Documentation)。SMA 之最終目的係確保核電廠有足夠之餘裕度可承受大於安全停機地震力(Safe Shutdown Earthquake, SSE)，以「保守定量式失效餘裕度方法」(CDFM)求得 HCLPF 容量值，所謂 HCLPF 容量(High Confidence Low Probability Failure)係指高信心水準與低損壞機率下構件之耐震容量值，該容量值以 PGA 表示並已考量隨機與知識的不確定性，即構件在承受 HCLPF 水準地震下，具有 95%以上的信心其構件破壞機率低於 5%。HCLPF 容量之計算如下

$$\text{HCLPF 容量值} = (FS)_I (RLE) \quad (3.27)$$

其中，RLE 係評估時所選定之評估基準地震力； $(FS)_I$ 為非彈性調整因子，而計算此因子之方法有二：其一為利用公式計算(by calculation)以進行耐震餘裕度分析，其二為利用試驗資料(by testing)以進行耐震餘裕度分析。前者適用於構件耐震容量(強度)

有公式可推估時之情況(例如：結構構件之強度一般皆有設計公式可加以計算)，方式如下

$$(FS)_I = (FS)_E F_\mu \quad (3.28a)$$

式中， F_μ 為考慮構件具有韌性時之非彈性能量吸收因子 (inelastic energy absorption)，為 $(FS)_E$ 彈性調整因子，可由下式求得

$$(FS)_E = \frac{C - D_{NS}}{D_S + \Delta C_S} \quad (3.28b)$$

其中， C 為根據前述 CDFM 準則所計算之構件容量； D_S 為 RLE 作用下之構件地震力需求； D_{NS} 為非地震力所引致之外力載重 (如風載重)； ΔC_S 為因同步地震力 (如垂直地震力) 所引致之容量折減，其中同步地震力之強度與 RLE 之強度相同。

上述說明之耐震餘裕度計算方法較常用於具有強度估算公式之結構構件，對於不易由計算公式求得之非結構構件 (如電子設備等)，由於一般並無耐震設計公式可用以計算其極限強度，則常採用後者，即以試驗資料 (by testing) 進行 CDFM 耐震餘裕度分析。不過，在評估設備等非結構構件時，評估人員首先須檢核其螺栓錨定容量或焊接容量是否足夠 (有關螺栓錨定容量或焊接容量之計算可分別參考 EPRI (1991) 之附錄 O 與附錄 P)。當確保錨定或焊接容量足夠後，評估人員方可對需評估之設備進行試驗取得相關資料，以檢核設備之功能性 (functionality)，可得 CDFM 試驗反應譜 (TRS_C , test response spectrum)，此反應譜需滿足 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動 (multi-axis excitation)，倘若設備無

明顯損壞，此時可將 CDFM 試驗反應譜視為受測設備(非結構構件)之容量。另一方面，評估人員須根據 RLE 求得 CDFM 之需求反應譜(required response spectrum, RRS_C)， TRS_C 和 RRS_C 需採用相同阻尼比 (EPRI 建議 2% ~ 5%)。接著，即可計算調整因子如下

$$(FS)_I = \text{lowest} \frac{TRS_C}{RRS_C} \quad (3.29)$$

上式意謂在相同頻率下，將 TRS_C 與 RRS_C 兩者譜加速度值相除後(容量/需求)，取其最小值作為調整因子。

2. HCLFP 與 FA 之關係

由上述說明可知，在 SMA 程序中，藉由 CDFM 可得一定性的 HCLPF 容量值；而在 SRPA 之程序中，由於 HCLPF 容量代表具有 95% 以上的信心其構件破壞機率低於 5% 之值，故吾人可藉由(3.1)式之構件耐震容量公式，將 $Q=95\%$ 與 $P=5\%$ 代入(3.1)式即可求得 HCLPF 容量值如下

$$\text{HCLPF 容量值} = \hat{a} \cdot e^{-1.65(\beta_r + \beta_u)} \quad (3.30)$$

在某些耐震度分析應用案例中(例如：爐心熔毀)，一般使用信心度平均值作為估計之依據較為恰當。此時可採用平均耐震度曲線，將隨機與知識不確定性整合成單一的複合對數標準差 β_C 如下(同(3.4)式)

$$\beta_C = (\beta_r^2 + \beta_u^2)^{1/2} \quad (3.31)$$

其中， β_C 稱為複合(composite)對數標準差。此時，(3.1)式之構件耐震度公式可簡化如下(同(3.5)式)

$$a = \hat{a} e^{\Phi^{-1}(P_{mean})\beta_C} \quad (3.32)$$

其中， P_{mean} 稱為平均破壞機率。上式中之平均耐震度曲線可僅由中值 $\hat{a}$ 與單一對數標準差 β_c 兩參數定義(如圖 3-2 與圖 3-5)。由(3.2)式之機率公式可知，當 $P=5\%$ 且 $Q=95\%$ 時對應之即 HCLPF 容量，即等同於(3.22)式平均耐震度曲線中 $P_{mean}=1\%$ 所對應之容量值。亦即，若要計算 HCLPF 容量，吾人可將破壞條件機率設為 $P_{mean}=1\%$ ，並代入(3.32)式中可得

$$\text{HCLPF 容量值} = \hat{a} \cdot e^{-2.33\beta_c} \quad (3.33)$$

3. NEI 12-06 C10%之耐震力需求

日本 311 大地震後，為因應福島核能電廠事故，NEI 12-06(2016) 採用 FLEX 方式進行評估，以增加核電廠的安全餘裕，並確保使用事先備妥的後備設備及資源，其中參考 ASCE43-05 之建議以 $C_{10\%}$ 作為耐震評估之指標，而 $C_{10\%}$ 即為平均耐震度曲線中破壞機率 $P_{mean}=10\%$ 時所對應之構件耐震容量。圖 3-5 比較 $C_{10\%}$ 與 $C_{1\%}$ 於平均耐震度曲線之位置， $C_{1\%}$ 即為上述 HCLPF 容量值($P_{mean}=1\%$)。依 ASCE43-05 之建議，若以安全停機地震力(SSE)進行評估，可採 $C_{1\%}$ 作為評估指標；若以 1.5 倍之安全停機地震力(SSE)進行評估，可採 $C_{10\%}$ 作為評估指標，另針對所評估之構件評估指標 $C_{1\%}$ ，透過 NEI 12-06(2016) Appendix H 之 Table H-1 提供的 $C_{10\%}$ 與 $C_{1\%}$ 比值，亦可查得所對應之 $C_{10\%}$ 構件評估指標。

(四)結構構件耐震度分析案例之檢核—以核二廠 RAB 剪力牆為例

1. 核二廠 RAB 剪力牆特性說明

本案選擇台電公司核二廠反應爐附屬設施(Reactor Auxiliary

Building, RAB)剪力牆之耐震度分析案例作為檢核的對象，本節之說明均依據台電公司所提供之耐震度分析計算書(台電公司，2016a)。核二廠 RAB 屬七層樓鋼筋混凝土結構，其剪力牆分佈圖如圖 3-6 所示，東西向剪力牆為 AA, AB, AC, AK, AL 剪力牆；南北向剪力牆為 A1, A2, A10, A10.6, A11 剪力牆。由於本案例有關之台電公司 FA 計算書中，僅針對剪力牆容量因子 F_C 進行說明，而由前文可知容量因子為強度因子 F_S 及非彈性能量吸收因子 F_μ 之乘積，故以下針對此兩者因子計算之過程進行說明。圖 3-7 所示為剪力牆強度因子 F_S 及非彈性能量吸收因子 F_μ 之計算流程，以下依照流程圖，逐項說明計算之過程。

2. 強度因子之計算

(1)判定二個水平方向各自之主控剪力牆

如圖 4-2 之強度因子 F_S 計算流程所示，首先需決定東西向及南北向各自之主控剪力牆，亦即識別出兩方向強度最弱之剪力牆。依台電計算書中說明，已由初步評估結果(preliminary evaluation)得知，東西向強度最弱者為 AK 剪力牆、南北向強度最弱者為 A10 剪力牆。

(2)計算主控剪力牆三種破壞模式之強度

接著，再計算 AK 剪力牆及 A10 剪力牆剪力破壞模式之強度(容量)，進而計算調整因子 SF (容量/需求)。在核能電廠混凝土構造中，主要由剪力牆之面內剪力強度所控制，而強度因子 F_S 係計算剪力牆強度所得。依 EPRI(1994)之建議，剪力牆主要有三種破壞模式：對角剪力破壞(Diagonal shear failure mode)、撓曲破壞模式(Flexure failure mode)及剪力摩擦破壞(Shear

friction mode)，前兩者屬韌性破壞，後者屬脆性破壞。以下以東西向 AK 剪力牆為例，分別說明計算書中對三種剪力強度之計算方式：

(i) 對角剪力破壞(Diagonal shear failure mode)：

首先，AK 剪力牆有效長度為

$$d = 0.6l_w = 80.1ft \quad (3.34)$$

混凝土所提供之剪力強度 V_c 可依下式計算

$$V_c = \left[8.3\sqrt{f'_{cm}} - 3.4\sqrt{f'_{cm}} \left(\frac{h_w}{l_w} - 0.5 \right) + \frac{N_A}{4l_w t_n} \right] \cdot d \cdot t_w = 20563.52kip \quad (3.35)$$

其中， f'_{cm} 為混凝土抗壓強度中值； h_w 為剪力牆高度； l_w 為剪力牆長度； t_w 為剪力牆厚度； N_A 為剪力牆之軸力。接著，再計算鋼筋提供之剪力強度 V_s

$$V_s = \min(\rho_{se} \cdot f_y, 600\text{psi}) \cdot d_w \cdot t_w = 14038.33kip \quad (3.36)$$

其中， $\rho_{se} = (A\rho_v + B\rho_h)$ 為有效鋼筋比； ρ_v 為縱向鋼筋量； ρ_h 為橫向鋼筋量；參數 A 與 B 與剪力牆高度與長度有關，可參考圖 3-8 與下式

$$A = 1, B = 0 \quad h_w / l_w \leq 0.5 \quad (3.37a)$$

$$A = -(h_w / l_w) + 1.5, \quad B = (h_w / l_w) - 0.5 \quad 0.5 \leq h_w / l_w \leq 1.5 \quad (3.37b)$$

$$A = 0, B = 1 \quad 1.5 \leq h_w / l_w \quad (3.37c)$$

完成計算 V_c 與 V_s ，兩者相加後可得 AK 剪力牆之對角剪力強度 $V_{d_sh_AK}$

$$V_{d_sh_AK} = V_c + V_s = 34607.84 kip \quad (3.38)$$

同理，計算可得 A10 剪力牆之對角剪力強度 $V_{d_sh_A10}$ 可得

$$V_{d_sh_A10} = V_c + V_s = 26408.57 \text{ kip} \quad (3.39)$$

(ii) 撓曲控制剪力破壞(Flexure-controlled shear failure)：

剪力牆撓曲剪力強度之計算係假設剪力牆拉力側鋼筋皆降伏，如圖 3-9 所示。計算構件撓曲彎矩強度，除以剪力牆之高度，可得撓曲剪力強度，首先求得構件之中性軸位置 a 如下式

$$a = \frac{\rho_v \cdot l_w \cdot t_w \cdot f_y + N_a}{0.85 f'_c \cdot t_w + 2 \cdot t_w \cdot \rho_v \cdot f_y} = 13.96 \text{ ft} \quad (3.40)$$

垂直鋼筋量則為

$$A_{sv} = \rho_v \cdot (l_w - 2a) \cdot t_w = 1.86 \text{ ft}^2 \quad (3.41)$$

彎矩強度為

$$M_{cap} = A_{sv} \left(\frac{l_w}{2} + \frac{a}{2} \right) \cdot f_y + N_a \cdot \left(\frac{l_w}{2} - \frac{a}{2} \right) = 1797485.6 \text{ kip} - \text{ft} \quad (3.42)$$

因此，可得 AK 剪力牆之撓曲控制剪力強度 V_{f_AK} 為

$$V_{f_AK} = \frac{M_{cap}}{h_w} = 24634.92 \text{ kip} \quad (3.43)$$

同理，計算可得 A10 剪力牆之對角剪力強度 V_{f_A10} 如下

$$V_{f_A10} = 18927.09 \text{ kip} \quad (3.43)$$

(iii) 剪力摩擦破壞(shear friction failure)：

剪力摩擦觀念假設裂縫會形成，在混凝土結構中，總是有形成裂縫的可能性，故應在橫過裂縫處配置鋼筋以阻止沿裂縫之相對位移。當剪力沿裂縫作用時，裂縫面相對於另一面滑動。若裂縫面粗糙且不規則，則滑動伴隨著裂縫面之分離。在極限時，分離足以讓橫過裂縫之鋼筋受力達到降伏，鋼筋提供裂縫面一個鉗力 $A_v f_y$ ，如圖 3-10 所示。目前 ACI-318 與我國混

凝土設計規範對於剪力摩擦破壞之公式如下

$$V_n = 0.8A_{vf}f_y + A_cK_1 \quad (3.44)$$

其中， A_{vf} 為剪力摩擦鋼筋之面積； f_y 為鋼筋降伏強度； A_c 為抵抗剪力傳遞之混凝土面積；對於常重混凝土， $K_1 = 28 \text{ kgf/cm}^2$ 。而台電計算案例中採用文獻 Mattock (2001) 之建議公式，AK 剪力牆之剪力摩擦強度為(台電公司，2016a)

$$\begin{aligned} V_{sf_sh_AK} &= \min \left[A_c \cdot K_1 + 0.8 \cdot (\rho_v \cdot A_c \cdot f_y + N_a), \min(K_2 \cdot f'_c, K_3) \cdot A_c \right] \quad (3.45) \\ &= 46463.45 \text{ kip} \end{aligned}$$

其中， K_1 、 K_2 與 K_3 三者參數如下

$$K_1 = 400 \text{ psi}、K_2 = 0.3 \text{ psi}、K_3 = 2400 \text{ psi} \quad (3.46)$$

同理，Mattock (2001) 之公式可得 A10 剪力牆之剪力摩擦強度 $V_{sf_sh_A10}$

$$V_{sf_sh_A10} = 36193.48 \text{ kip} \quad (3.47)$$

以上台電計算書中採用 Mattock (2001) 之公式，而未採用 ACI-318 公式之原因為，Mattock (2001) 公式係透過實驗數據求得剪力摩擦破壞強度之中位數，而 ACI-318 則為設計用強度公式。由於在耐震度分析中，原本即為求取構件強度之中值，故台電公司採用 Mattock (2001) 公式之作法較為保守，亦符合耐震度分析之機率作法，故屬合理。

(3) 計算調整因子 SF 並決定總體主控剪力牆

完成 AK 與 A10 剪力牆三種剪力破壞模式之剪力強度計算後，取 AK 與 A10 剪力牆中強度最小者即為總體主控剪力牆。由以上之討論可知，AK 與 A10 剪力牆皆為撓曲剪力破壞模式主控，因此可得 AK 及 A10 剪力牆容量分別如下

$$V_{u_AK} = \min(V_{d_sh_AK}, V_{sf_sh_AK}, V_{f_AK}) = 24634.92 \text{ kip} \quad (3.48)$$

$$V_{u_A10} = \min(V_{d_sh_A10}, V_{sf_sh_A10}, V_{f_A10}) = 18927.09 \text{ kip} \quad (3.49)$$

接著，計算剪力牆之容量/需求之比值，即可得該剪力牆之調整因子 SF

$$SF_{AK} = \frac{V_{u_AK}}{V_{d_AK}} = \frac{24634.92 \text{ kip}}{21505 \text{ kip}} = 1.15 \quad (3.50)$$

$$SF_{A10} = \frac{V_{u_A10}}{V_{d_A10}} = \frac{18927.09 \text{ kip}}{10195 \text{ kip}} = 1.85 \quad (3.51)$$

其中， V_{d_AK} 與 V_{d_A10} 分別為 AK 與 A10 剪力牆之地震力需求。比較上述兩者調整因子 SF 之值，可知反應爐附屬設施剪力牆之強度因子 F_s 將由東西向之 AK 剪力牆所主控，因此之後的非彈性吸收因子僅針對 AK 剪力牆計算。

(4) 考量主控剪力牆附屬牆體後之強度因子調整

前述以 SF 之值決定 AK 剪力牆為主控剪力牆，由於前述計算僅針對主牆段而忽略附屬牆體，以較簡化之方式計算主控剪力牆 SF 之值。如圖 3-11 所示，考慮 AK 剪力牆所有牆體(含附屬牆體)，重複上述之剪力容量之計算方式，可求得考慮附屬牆體後之撓曲剪力破壞、對角剪力破壞及剪力摩擦破壞所對應之調整因子，如下

$$SF_{AK_f} = 1.57 (\text{撓曲控制剪力破壞}) \quad (3.52a)$$

$$SF_{AK_ds} = 1.61 (\text{對角剪力破壞}) \quad (3.52b)$$

$$SF_{AK_sf} = 2.16 (\text{剪力磨擦破壞}) \quad (3.52c)$$

再者，依台電計算書說明(台電公司，2016a)，由於撓曲控制剪力破壞之 SF_{AK_f} 與對角剪力破壞之 SF_{AK_ds} 兩者相當接近，

但尚需考慮不同破壞模式下之不確定性(對數標準差)，根據 EPRI (1994)之建議，對角剪力破壞之對數標準差可取 0.2，撓曲控制剪力破壞之不確定性較小可取 0.1，由於前述兩者之調整因子相近，故取對數標準差較大者(亦即變異性較高者)之強度因子中值 F_s 為 1.61 作為後續耐震度分析計算。

而強度因子 F_s 之對數標準差計算取對角剪力破壞之對數標準差 $\beta_{u_{eq}}=0.2$ ，另外考慮材料之不確定性對數標準差 $\beta_{u_{mat}}=0.05$ ，因此可得強度因子 F_s 之對數標準差 β_{u_s} 為 0.21，計算如下

$$\beta_{u_s} = \sqrt{\beta_{u_{eq}}^2 + \beta_{u_{mat}}^2} = 0.21 \quad (3.53)$$

3. 非彈性能量吸收因子之計算

對於非彈性能量吸收因子 F_μ 之計算流程，如圖 3-7 所示，EPRI(1994)建議可採用有效頻率/有效阻尼法(Effective frequency/effective damping)與 Riddell- Newmark 法計算，並取兩者之平均值。以下分別針對此兩種方法進行介紹，以及剪力牆非彈性能量吸收因子 F_μ 最後之計算結果。

(1)以有效頻率/有效阻尼法計算 F_μ

首先，需計算待評估結構物之韌性比 μ ，係結構物能以降伏作用吸收大量的能量，採用極限位移反應與降伏位移之比值，如下所示

$$\mu = \frac{\sum W_i \delta_{Ti}}{\sum W_i \delta_{ei}} \quad (3.54)$$

其中， W_i 為樓層重； δ_{Ti} 為各樓層極限位移； δ_{ei} 為樓層降伏位

移，依據台電報告書之計算，可得反應爐附屬設施之韌性比 μ 值為 4.43(台電公司，2016a)。圖 3-12 為剪力牆理想之力與位移關係圖， V_c 表示剪力牆混凝土之容量； V_u 表示剪力牆混凝土及鋼筋之容量； K 表示剪力牆彈性勁度； sK 表示剪力牆降伏後勁度； δ_y 表示剪力牆降伏位移； $\mu\delta_y$ 表示剪力牆極限位移。可計算割線頻率 f_s 與彈性頻率 f 之比值

$$\frac{f_s}{f} = \sqrt{\frac{K_s}{K}} = \sqrt{\frac{1+s(\mu-1)}{\mu}} \quad (3.55)$$

再計算有效頻率 f_e 與彈性頻率之比值如下

$$\frac{f_e}{f} = (1-A) + A\left(\frac{f_s}{f}\right) \quad A = C_F\left(1 - \frac{f_s}{f}\right) \leq 0.85 \quad (3.56)$$

根據 EPRI (1994)之建議， C_F 可取 2.3，接著計算有效阻尼比 β_e 如下

$$\beta_e = \left(\frac{f_s/f}{f_e/f}\right)^2 (\beta + \beta_h) \quad \beta_h = 0.11\left(1 - \frac{f_s}{f}\right) \quad (3.57)$$

其中， β 為原反應譜之阻尼比； β_h 為 pinched hysteretic damping。完成以上兩者阻尼比後，即可以下式計算有效頻率/有效阻尼法之非彈性能量吸收因子 F_{μ_efed}

$$F_{\mu_efed} = \left(\frac{f_e/f}{f_s/f}\right)^2 \frac{S_a(f, \beta)}{S_a(f_e, \beta_e)} = 1.30 \quad (3.58)$$

(2) Riddell-Newmark 法計算 F_μ

依據 EPRI (1994)之說明，此法常用於核電廠機率式耐震度評估(SPRA)，然而此法對於剪力牆之遲滯行為較不保守，尤其是延時較長之地震力時。首先，需計算 F'_μ 因子，公式如下

$$F'_\mu = \max(F_{\mu 1}, F_{\mu 2}) = \max(\min(F_{\mu 3}, F_{\mu 4}), F_{\mu 2}) \quad (3.59)$$

其中， $F_{\mu 2}$ 、 $F_{\mu 3}$ 與 $F_{\mu 4}$ 分別為位於反應譜不同頻率區間之因子。 $F_{\mu 4}$ 屬剛性段(短週期區)、 $F_{\mu 3}$ 屬放大加速度段、 $F_{\mu 2}$ 屬放大速度段

$$F_{\mu 4} = \frac{S_a(f, \beta)}{pga} \mu'^\alpha \quad (3.60)$$

$$F_{\mu 3} = \left[(q_a + 1) \mu' - q_a \right]^{r_a} \quad (3.61)$$

$$F_{\mu 2} = C_F \left[(q_v + 1) \mu' - q_v \right]^{r_v} \quad (3.62)$$

式中， μ' 係修正韌性比，與前述之韌性比 μ 不同於，可利用下式求得

$$\mu' = 0.5 + \frac{(\mu - 1)(1 + R) + 1}{2R^2}, \quad R = 1 + s(\mu - 1) \quad (3.63)$$

另則，上式中之 α 值與反應譜阻尼比 β 相關；參數 r_a 、 r_v 、 q_a 及 q_v 為反應譜阻尼比 β 之函數； C_F 與反應譜頻率相關，如下所式

$$r_a = 0.48 \beta^{-0.08} \quad (3.64)$$

$$r_v = 0.66 \beta^{-0.04} \quad (3.65)$$

$$q_a = 3.0 \beta^{-0.30} \quad (3.66)$$

$$q_v = 2.7 \beta^{-0.40} \quad (3.67)$$

$$C_F = f_k / f \quad \text{if } f_k / f < 1.0 \\ = 1.0 \quad \text{if } f_k / f \geq 1.0 \quad (3.68)$$

式中， f_k 為”knuckle”頻率，位於反應譜值接近常數之放大加速度段與反應譜值接近常數之放大速度段的區域。最後，即可透過下式計算 Riddell- Newmark 法之非彈性能量吸收因子 F_{μ_em}

$$F_{\mu_{ern}} = 1 + C_D(F'_{\mu} - 1) = 1.66 \quad (3.69)$$

參數 C_D 於地震延時較長時可取 0.6，於地震延時短且震度小時可取 1.0。

(3) 決定非彈性能量吸收因子 F_{μ} 及其對數標準差

完成以上兩種方法求非彈性能量吸收因子後，取其平均值可得 F_{μ} ，作為後續耐震度分析用

$$F_{\mu} = \frac{F_{\mu_{efed}} + F_{\mu_{ern}}}{2} = \frac{1.30 + 1.66}{2} = 1.48 \quad (3.70)$$

非彈性能量吸收因子 F_{μ} 之對數標準差之計算，係參考 EPRI (1994) Table 3-5，該表建議混凝土結構物之層間變位 δ 中值以及對數標準差，剪力牆層間變位之中值為 0.5%，知識之不確定性 β_u 為 0.30，而隨機之不確定性 β_r 為 0.15，即可求得在 1 倍之標準差下，所對應之韌性比為 $\mu_{\beta_c} = 3.44$ ，藉由上述之有效頻率/有效阻尼法及 Riddell-Newmark 法計算，在 1 倍知識之不確定性標準差下所對應之求非彈性能量吸收因子 $F_{\mu_{\beta_c}}$ ，反推求得在層間變位之中值為 0.5% 之下，對應之知識之不確定性標準差 $\beta_{u_{F_{\mu}-\delta}}$ ，可依下式計算

$$F_{\mu_{\beta_c}} = \frac{F_{\mu_{efed-\beta_c}} + F_{\mu_{ern-\beta_c}}}{2} = \frac{1.23 + 1.57}{2} = 1.4 \quad (3.71)$$

$$\beta_{u_{F_{\mu}-\delta}} = \ln \left(\frac{F_{\mu}}{F_{\mu_{\beta_c}}} \right) = 0.06 \quad (3.72)$$

依上述公式求得之剪力牆層間變位對數標準差 $\beta_{u_{F_{\mu}-\delta}}$ ，隨機之不確定性 β_r 為知識之不確定性 β_u 之一半，因此在層間變位之中值為 0.5% 之下，對應之隨機不確定性標準差為

$$\beta_{r_{F_{\mu}-\delta}} = 0.5 \cdot \beta_{u_{F_{\mu}-\delta}} = 0.03 \quad (3.73)$$

依據 EPRI (1994)之建議，非彈性能量吸收因子 F_{μ} 之對數標準差尚需考慮非彈性模型之不確定性，其知識之不確定性與隨機之不確定性計算如下

$$\beta_{u_{F_{\mu}-md}} = 0.10(F_{\mu} - 1) = 0.05 \quad (3.74)$$

$$\beta_{r_{F_{\mu}-md}} = 0.4 \cdot [0.06 + 0.03 \cdot (F_{\mu} - 1)] = 0.03 \quad (3.75)$$

綜整以上，非彈性能量吸收因子 F_{μ} 之對數標準差可計算如下

$$\beta_{u_{F_{\mu}}} = \sqrt{\beta_{u_{F_{\mu}-\delta}}^2 + \beta_{u_{F_{\mu}-md}}^2} = 0.07 \quad (3.76)$$

$$\beta_{r_{F_{\mu}}} = \sqrt{\beta_{r_{F_{\mu}-\delta}}^2 + \beta_{r_{F_{\mu}-md}}^2} = 0.04 \quad (3.77)$$

4. RAB 剪力牆耐震度分析之結果

依據台電計算書所述，結構反應因子 F_{RS} 之中值以及對數標準差係由另有計算書計算，其結果如下(台電公司，2016a)

$$F_{RS} = 1.0 \quad (3.78)$$

$$\beta_{r_{RS}} = 0.23 \quad (3.79)$$

$$\beta_{u_{RS}} = 0.24 \quad (3.80)$$

完成各安全因子之計算後，需由參考地震力(reference earthquake)反應譜之 PGA 值，乘上各安全因子進而求得耐震度分析中值，參考地震力反應譜如圖 3-13 所示，來源係 Chao (2013)對核二廠地震危害度分析結果，以 10000 年迴歸期所對應之等危害度反應譜(UHRS)，其水平向反應譜 PGA 為 0.71g。

$$A_m = F_s \cdot F_{\mu} \cdot F_{RS} \cdot PGA = 1.69g \quad (3.81)$$

$$\beta_r = \sqrt{\beta_{r_F\mu}^2 + \beta_{r_RS}^2} = 0.23 \quad (3.82)$$

$$\beta_u = \sqrt{\beta_{u_s}^2 + \beta_{u_F\mu}^2 + \beta_{u_RS}^2} = 0.33 \quad (3.83)$$

(五) 設備耐震度分析案例之檢核—以核三廠 Inverter 為例

前面一節說明之耐震度計算案例較常用於具有強度估算公式之結構構件，對於不易由計算公式求得之非結構構件(如電子設備等)，由於一般並無耐震設計公式可用以計算其極限強度，則常採用試驗資料(by testing)以進行耐震度之計算與分析。本節將以台電公司核三廠之變流器(inverter)之耐震度分析計算書為例(台電公司，2106b)，以檢核並說明台電公司中對變流器等設備之耐震度分析方法。不過，在評估設備耐震性時，首先須檢核其螺栓錨定(anchor)容量或焊接容量是否足夠，當確保錨定容量足夠後，評估人員方可檢核設備之功能性(functionality)。因此以下各小節將分別就變流器耐震度分析中之錨定安全因子及功能性安全因子中值與標準差之計算方法加以說明。

1. 錨定安全因子之計算

核三廠設備變流器係安裝於反應爐附屬設施(ACB)中，所在位置高度約 80ft，圖 3-14 詳細說明變流器機櫃(cabinet)之尺寸，機櫃重量約 2200 磅，變流器機櫃機櫃底部係利用鉚接固定於槽鋼上，而槽鋼利用剪力釘鎖固於混凝土中，因此需檢核鉚接強度、混凝土以及剪力釘強度是否足夠。

(1)計算鉚道與連接鋼材之安全因子

依本文圖 3-4 之設備錨定安全因子計算流程，首先，需計算鉚道(weld)之地震力需求，藉由變流器機櫃所在位置之樓板反應

譜，可推估變流器於縱向(FB direction)、側向(SS direction)及垂直方向之地震力需求，結果如下

$$\begin{aligned} V_{FB} &= 852.17 \text{ lbf} \\ V_{SS} &= 335.32 \text{ lbf} \\ T_V &= 4378.9 \text{ lbf} \end{aligned} \quad (3.84)$$

式中， V_{FB} 、 V_{SS} 、 T_V 分別為沿機櫃縱向、側向與垂直向之地震力。接著，再進行銲材強度(容量)之計算，台電計算書中假設採用 E60 之銲材進行銲接，依據 EPRI (1994) Table 3-9(見表 3-3)，銲材強度中值 f_{wm} 可採下式計算

$$f_{wm} = 1.1 \cdot f_{E60} = 66 \text{ ksi} \quad (3.85)$$

除了銲道強度外，銲接處鋼板係採 A36 鋼材，其鋼材強度中值 f_{um} 可參考 EPRI (1994) Table 3-9，如下

$$f_{um} = 64 \text{ ksi} \quad (3.86)$$

依據表 3-4 之 EPRI (1994) Table 3-10，縱向(FB direction)銲道強度可由下式計算

$$VV_{fillet_L} = 0.84 \cdot (0.707 \cdot t_w \cdot l_w) = 88.19 \text{ kip} \quad (3.87)$$

其中， t_w 為銲道厚度； l_w 為銲道長度，而台電計算書(台電公司，2106b)依據 EPRI (1991)附錄 P 之範例，地震力需求應考慮三方向之向量合

$$P_\theta(fb1) = \sqrt{(fb1 \cdot V_{FB})^2 + (fb1 \cdot V_{SS})^2 + (fb1 \cdot T_V - \frac{W_{cab}}{n_w})^2} \quad (3.88)$$

其中， P_θ 為三方向結合之地震力需求，以待求之安全因子 fb1 為函數； W_{cab} 為變流器之重量； n_w 為錨定座個數。最後，將銲道強度(3.87)式與地震力需求(3.88)式迭代求解安全因子 fb1，可得銲材破壞(failure of welding material)之安全因子 FS_{wm} 為

$$FS_{wm} = 29.42 \quad (3.89)$$

除了鐸道本身破壞，亦需考慮鐸道連接處之鋼材強度，其強度中值與地震力需求如下

$$VV_{bm} = 0.6 \cdot f_{um} \cdot t_w \cdot l_w = 86400 \text{ lbf} \quad (3.90)$$

$$P_{bm}(fb2) = \sqrt{\left(\max \left[fb2 \cdot V_{SS}, \left(fb \cdot T_v - \frac{W_{cab}}{n_w} \right) \right] \right)^2 + (fb2 \cdot V_{FB})^2} \quad (5.8)$$

將鐸道強度(3.89)式與地震力需求(3.90)式迭代求解安全因子 $fb2$ ，可得鐸道連接處鋼板破壞(failure at interface between welds and base metal)之安全因子 FS_{bm} 為

$$FS_{bm} = 19.49 \quad (3.91)$$

比較 FS_{wm} 與 FS_{bm} 之值可知，鐸接之安全因子 FS_w 應取 19.49，由鐸道連接處鋼板材料破壞所控制。

(2)計算混凝土與剪力釘(stud)之安全因子：

如圖 3-15 所示，鎖固變流器之錨定座係以槽鋼(channel)嵌入於混凝土中，槽鋼下方利用剪力釘(stud)錨定於混凝土中，因此需檢核剪力釘與混凝土強度是否足夠，並計算其安全因子(亦即，容量/需求之比值)。為此，於台電報告書中，首先透過參考地震力反應譜求得混凝土與剪力釘錨錠處各方向之地震力需求(與上述鐸道需求相同)，如下

$$\begin{aligned} V_{stud_FB} &= V_{FB} = 852.17 \text{ lbf} \\ V_{stud_SS} &= V_{SS} = 335.32 \text{ lbf} \\ T_{stud} &= T_V = 4378.9 \text{ lbf} \end{aligned} \quad (3.92a)$$

依據 ACI 349-13 建議將剪力釘與混凝土之破壞模式分為拉

力破壞(tensile failure)以及剪力破壞(shear failure)。利用 ACI 349-13 計算式求得各破壞模式(拉力破壞及剪力破壞)之強度(容量)中值，再藉由容量與需求相除後，即可求得對應之安全因子，結果詳列於表 3-5。例如，表 3-5 中混凝土拉力破壞之安全因子中值係依下式計算

$$FS_{con_T} = \frac{N_{con} + (W_{cab} / n_{stud})}{T_{stud}} = \frac{22686 + (2705.5 / 8)}{4378.9} = 5.24 \quad (3.92b)$$

式中， N_{con} 即是依 ACI 349-13 公式 Eqn. D-4 計算而得之混凝土抗拉拔強度， W_{cab} 為機櫃重量， n_{stud} 為剪力釘個數。

最後，綜合比較表 3-5 中鉚接與錨定座之全部安全因子中值，可知錨定係由混凝土拉力破壞所控制，因此變流器之錨定安全因子中值為 $FS_{anch} = 5.24$ 。

2. 功能性安全因子之計算

由於變流器屬於功能性設備，其耐震度宜以測試方式(by testing)加以分析。(3.26)式為 EPRI (1994)建議以測試方式進行設備耐震度分析時之計算公式，式中必須先計算截斷需求反應譜 RRS_c 與截斷試驗反應譜 TRS_c ，再於相同之頻率下，將 TRS_c 與 RRS_c 兩者之譜加速度值相除後(容量/需求)取其最小值，可得 $\min(TRS_c / RRS_c)$ ；設備容量因子 F_D 可參考 EPRI 之建議值；結構反應因子 F_{RS} 與結構構件類似，考慮設備所在樓層之結構反應。以下分別說明，台電計算書中對於核三廠 inverter 截斷需求反應譜 RRS_c 與截斷試驗反應譜 TRS_c 之計算方式。

(1) 截斷需求反應譜 RRS_c 之計算

依據 EPRI (1994)之建議，倘若試驗資料係以機櫃為主

(cabinet-based test data)，截斷後之需求反應譜(RRS_c)可利用下式計算

$$RRS_c = RRS \cdot C_c \cdot D_R \quad (3.93)$$

其中，RRS 係變流器所在位置之樓板反應譜(in-structural response spectrum, ISRS)； C_c 為截斷係數(clipping factor)，將於下文中說明； D_R 為需求折減因子(demand reduction factor)，當設備位置較接近地表時，可取 1.0。

為避免需求反應譜過於保守，RRS 可考慮一截斷係數 C_c ，截斷係數與反應譜之頻寬(bandwidth)有關。吾人可利用以下頻寬比 B 來判定反應譜頻寬的大小

$$B = \frac{\Delta f_{0.8}}{f_c} \quad (3.94)$$

其中， $\Delta f_{0.8}$ 表示譜加速度值超過整體譜加速度峰值 80%之頻率區間，如圖 3-16 所示； f_c 為反應譜峰值所對應之頻率。接著，截斷係數(C_c)可利用下式計算

$$\begin{aligned} C_c &= 0.30 + 0.86B & B \leq 0.4 \\ C_c &= 0.50 + 0.36B & otherwise \end{aligned} \quad (3.95)$$

圖 3-17 所示即為本案變流器所在位置之 RRS 反應譜(台電公司, 2016b)，該反應譜屬於窄頻反應譜，其峰值發生於 4Hz 附近。由圖 3-17 之反應譜可知，本案 RRS 之 $f_c = 3.8$ Hz 與 $\Delta f_{0.8} = 3.2$ Hz，再由(3.94)與(3.95)式可得， $B = 3.2 / 3.8 = 0.84$ 與 $C_c = 0.8$ 。當需求反應譜(RRS)之截斷係數 C_c 決定後，可將需求反應譜之峰值乘上 C_c 後可以得到截斷後之需求反應譜(RRS_c)峰值如下

$$RRS_{c,peak} = C_c RRS_{peak} = (0.8)(2.6g) = 2.08g \quad (3.96)$$

圖 3-18 為本案截斷前後之需求反應譜比較。

再者，需求反應譜之截斷係數 C_c 之對數標準差可利用下式計算，其中可不考慮隨機的不確定性，亦即

$$\beta_{u_{Cc}} = \begin{cases} 0.37 - 0.5B & \text{if } B \leq 0.4 \\ 0.24 - 0.17B & \text{otherwise} \end{cases} \quad (3.97a)$$

$$\beta_{r_{Cc}} = 0 \quad (3.97b)$$

將本案之 $B = 0.84$ 代入(3.97a)式可得

$$\beta_{u_{Cc}} = 0.1 \quad (3.97c)$$

(2) 截斷試驗反應譜 TRS_c 之計算

當取得設備試驗資料後，根據此資料得到截斷後之試驗反應譜(TRS_c , test response spectrum)，此反應譜需滿足 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，此時可將截斷後之試驗反應譜 TRS_c 視為受測設備(非結構構件)之容量，可採用下式計算

$$TRS_c = TRS \cdot C_T \cdot C_I \quad (3.98a)$$

其中， C_T 為試驗反應譜之截斷係數(clipping factor for TRS)，計算方式同 RRS 之截斷係數； C_I 為容量增加因子(capacity increase factor)，可取 1.1。

圖 3-19 為本案截斷前後之測試反應譜(TRS)比較，由圖可知本案 TRS 之 $f_c = 2.83 \text{ Hz}$ 與 $\Delta f_{0.8} = 2.38 \text{ Hz}$ ，再由(3.94)與(3.95)式可得， $B_T = 2.38 / 2.83 = 0.84$ 與 $C_T = 0.8$ 。當 TRS 反應譜之截斷係數 C_T 決定後，可將反應譜之峰值乘上 C_T 即可得到截斷後之測試反應譜峰值($TRS_{c,peak}$)，如下

$$TRS_{c,peak} = C_T TRS_{peak} = (0.8)(3.1g) = 2.48g \quad (3.98b)$$

圖 3-20 中之 TRS_c 反應譜即為將圖 3-19 乘上容量增加因子 $C_I = 1.1$ 後之 TRS_c 反應譜，圖中之 RRS_c 係用以比較之用。

試驗反應譜之截斷係數 C_T 之對數標準差可利用下式計算，亦可不考慮隨機的不確定性

$$\beta_{u_{-Ct}} = \begin{cases} 0.37 - 0.5B_T & \text{if } B_T \leq 0.4 \\ 0.24 - 0.17B_T & \text{otherwise} \end{cases} \quad (3.99a)$$

$$\beta_{r_{-Ct}} = 0 \quad (3.99b)$$

將本案之 $B_T = 0.84$ 代入上式後可得

$$\beta_{u_{-Ct}} = 0.1 \quad (3.99c)$$

另一方面，容量增加因子 C_I 之對數標準差，依 EPRI (1994) 之建議，知識的不確定性對數標準差可取 0.05，亦可不考慮隨機的不確定性，如下所式

$$\beta_{u_{-Ci}} = 0.05 \quad (3.100a)$$

$$\beta_{r_{-Ci}} = 0 \quad (3.100b)$$

(3) 功能性安全因子之計算

在獲得變流器之截斷需求反應譜 RRS_c 與截斷試驗反應譜 TRS_c 之後，吾人即可計算各頻率下二者之比值，並取其最小值即為變流器容量功能性安全因子，亦即取圖 3-20 中二條曲線之比值之最小值，如下

$$FS_f = \text{Min}\left(\frac{TRS_c}{RRS_c}\right) = 1.13 \quad (3.101)$$

比較變流器錨定安全因子中值 $FS_{anch} = 5.24$ 及變流器功能性安全因子中值 $FS_f = 1.13$ 可知，變流器之耐震度係由功能性所主導。

(4) 設備容量因子 F_D

EPRI (1994)建議將設備之功能性檢核分為：地震中維持功能性(function during earthquake)及地震後維持功能性(function after earthquake)兩種情況，用以計算設備容量因子 F_D 。EPRI (1994) Table 3-14 提供以上兩種情況下之設備容量因子 F_D 以及對數標準差之值，如下：

(i) 地震中維持功能性(function during earthquake)：

$$F_{D_dr} = 1.40 \quad (3.102a)$$

$$\beta_{u_D_dr} = 0.09 \quad (3.102b)$$

$$\beta_{r_D_dr} = 0.22 \quad (3.102c)$$

(ii) 地震後維持功能性(function after earthquake)：

$$F_{D_af} = 1.95 \quad (3.103a)$$

$$\beta_{u_D_af} = 0.09 \quad (3.103b)$$

$$\beta_{r_D_af} = 0.28 \quad (3.103c)$$

3. Inverter 設備耐震度分析結果

有關結構反應因子 F_{RS} 可參考其他台電公司之計算書，主要係考慮地震力、結構阻尼、結構模態等影響，此處僅列出結果，其中值及標準差如下(台電公司，2016b)

$$F_{RS} = 1.0 \quad (3.104a)$$

$$\beta_{R_RS} = 0.20 \quad (3.104b)$$

$$\beta_{U_RS} = 0.19 \quad (3.104c)$$

完成各安全因子之計算後，需由參考地震力(reference earthquake)反應譜之 PGA 值，乘上各安全因子進而求得耐震度分析中值，參考地震力反應譜如圖 3-21 所式，來源係 Simpson 等人(2015)對核三廠

地震危害度分析結果，以 10000 年迴歸期所對應之等危害度反應譜 (UHRS)，其 PGA 為 1.03g。

綜合以上耐震度分析之結果，變流器耐震度曲線之中值 A_m 與兩個對數標準差分別如下：

(1)地震中維持功能性(function during earthquake)

$$A_m = (1.13)(1.4)(1.0)(1.03g) = 1.64g \quad (3.105a)$$

$$\beta_R = 0.22 \quad (3.105b)$$

$$\beta_U = 0.30 \quad (3.105c)$$

(2)地震後維持功能性(function after earthquake)

$$A_m = (1.13)(1.95)(1.0)(1.03g) = 2.28g \quad (3.106a)$$

$$\beta_R = 0.22 \quad (3.106b)$$

$$\beta_U = 0.34 \quad (3.106c)$$

表 3-1 結構構件之安全因子

安全因子	安全因子意義
F_S	強度因子(Strength Factor)
F_μ	非彈性能量吸收因子(Inelastic Energy Absorption Factor)
F_{SA}	反應譜形狀因子(Spectral Shape Factor)
F_{GMI}	地震非同步性因子(Ground Motion Incoherence Factor)
F_δ	阻尼因子(Damping Factor)
F_M	結構動力分析模型因子(Modeling Factor)
F_{MC}	模態組合因子(Mode Combination Factor)
F_{EC}	地震分量組合因子(Earthquake Component Combination Factor)
F_{SSI}	結構土壤互制因子(Soil-Structure Interaction Factor)

表 3-2 設備/非結構構件之安全因子

安全因子	安全因子意義
F_{QM}^e	檢驗方法因子(Qualification Method Factor)：靜態係數與設備基礎頻率最佳估計譜加速度值之比值
F_{SA}^e	地震反應頻譜形狀因子(Spectral Shape Factor)：涵蓋峰值拓寬與平滑化、人工震波產生之影響
F_M^e	結構動力分析模式因子(Modeling Factor)：模態振形與頻率造成之影響
F_δ^e	地震反應頻譜阻尼因子(Damping Factor)：設計阻尼下之結構反應與中值阻尼下結構反應的比值
F_{MC}^e	模態組合因子(Mode Combination Factor)：反應譜方法所造成
F_{ECC}^e	地震分量組合因子(Earthquake Component Combination Factor)

表 3-3 常見材料之中值與標準差(Table 3-9 of EPRI 1994)

Material	Strength (ksi)						References
	Yield (σ_y)		Ultimate (σ_u)				
	Nominal	Median	β_u	Nominal	Median	β_u	
A-36	36	44	0.12	58	64	0.06	42
A-307 bolt	36	44	0.12	58	64*	0.06	42
A-325 bolt				120	142	0.05	43
A-490 bolt				150	165	0.04	43
Weld				**F _{EXX}	1.1F _{EXX}	0.05	17
Type 304 SS SA240		37	0.13		84	0.07	42

* The notch effect of threads and slight eccentricities in loading will reduce the ultimate strength (use reduction factor, ϕ equal to 0.9, see Table 3-10)

**F_{EXX} = Minimum code nominal tensile strength for weld material

表 3-4 常見構件之強度公式及其對數標準差(Table 3-10 of EPRI 1994)

Median Capacity		Logarithmic Standard Deviation for Uncertainty, β_u				References
		Equation	Material	Fabrication	Combined SRSS	
Bolt Ultimate						
Tension	$\bar{f}_u = \phi \sigma_u A_s$	0.11	0.06	0.05	0.13	42, 43, 44
Shear	$\bar{f}_u = 0.62 \sigma_u A_s$	0.06	0.06	0.05	0.10	42, 43, 45
Interaction	$\left(\frac{S}{S_u}\right)^2 + \left(\frac{T}{T_u}\right)^2 = 1$	Uncertainty included in tension and shear terms				43
Fillet Weld in Shear						
Longitudinal direction	$\bar{f}_u = 0.84 \sigma_u (0.707t \cdot l)$	0.11	0.05	0.15	0.19	17
Transverse direction	$\bar{f}_u = 1.26 \sigma_u (0.707t \cdot l)$	0.11	0.05	0.15	0.19	17
Plate in Bending						
Well defined yield point	$\bar{M}_y = \frac{bh^2}{4} \sigma_y$	0.06	0.12	0	0.13	42
Yield point not well defined	$\bar{M}_y = \frac{bh^2}{4} \left(\frac{\sigma_y + 2\sigma_u}{3} \right)$	0.06	0.12	0	0.13	

表 3-5 變流器錨定檢核中混凝土與剪力釘(stud)安全因子之計算結果

破壞模式	安全因子中值	公式來源
剪力釘拉力破壞 (tensile failure)	7.3	Clause D.5.1.2 of ACI 349-13
剪力釘剪力破壞 (shear failure)	20.7	Clause D.6.1.2 of ACI 349-13
混凝土拉力破壞 (tensile failure)	5.24	Eqn. D-4 of ACI 349-13
混凝土剪力破壞 (shear failure)	49.54	Eqn. D-29 of ACI 349-13

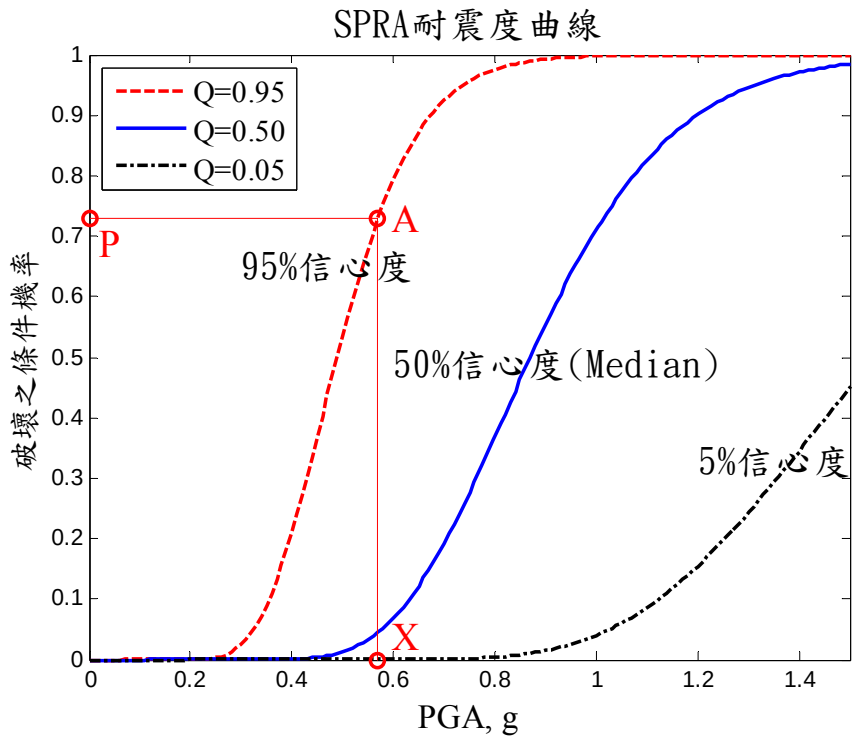


圖 3-1 不同信心水準下之耐震度曲線比較

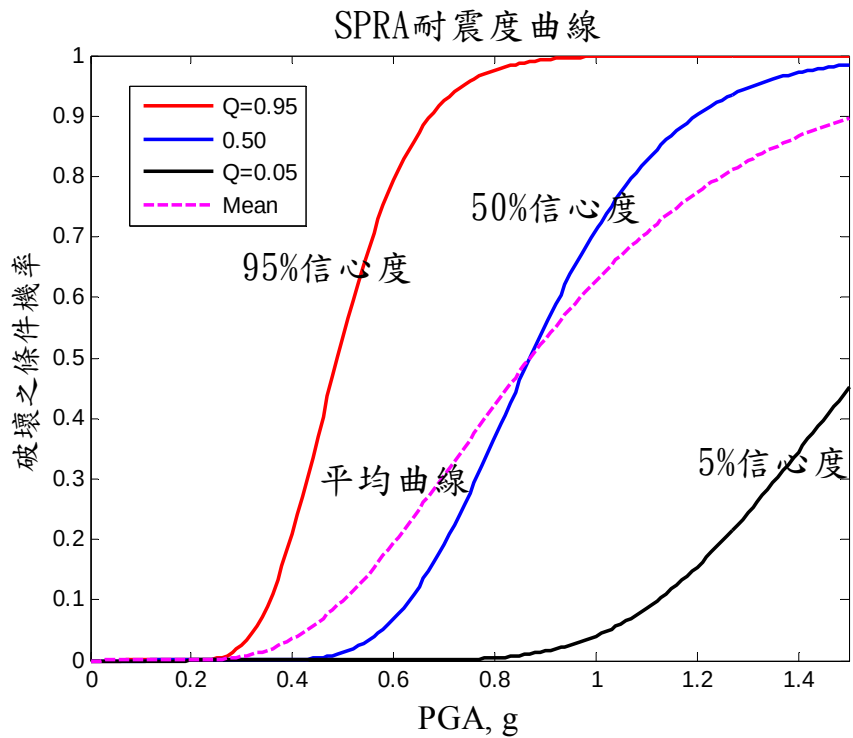
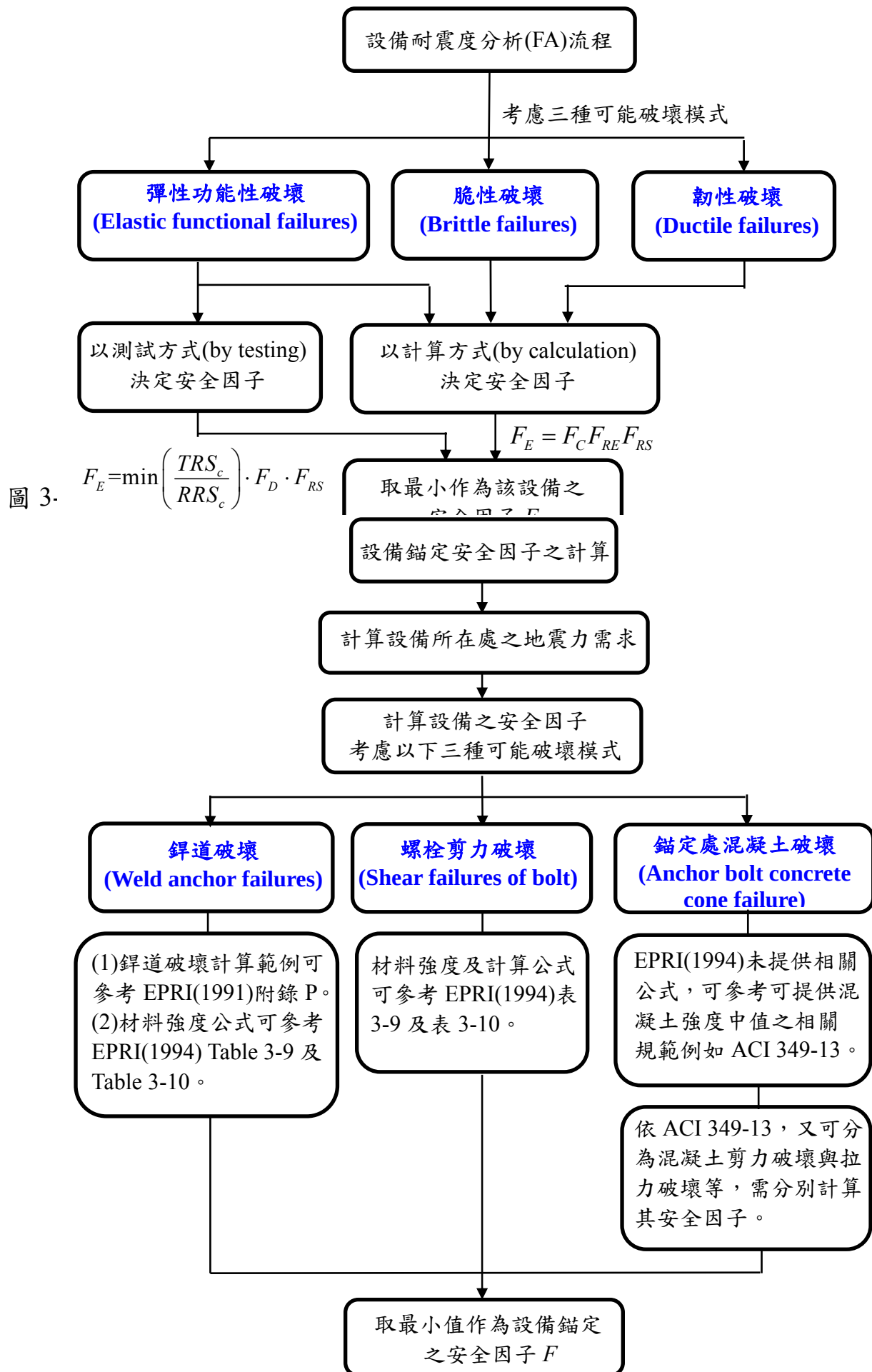


圖 3-2 平均耐震度曲線與不同信心水準耐震度曲線之比較



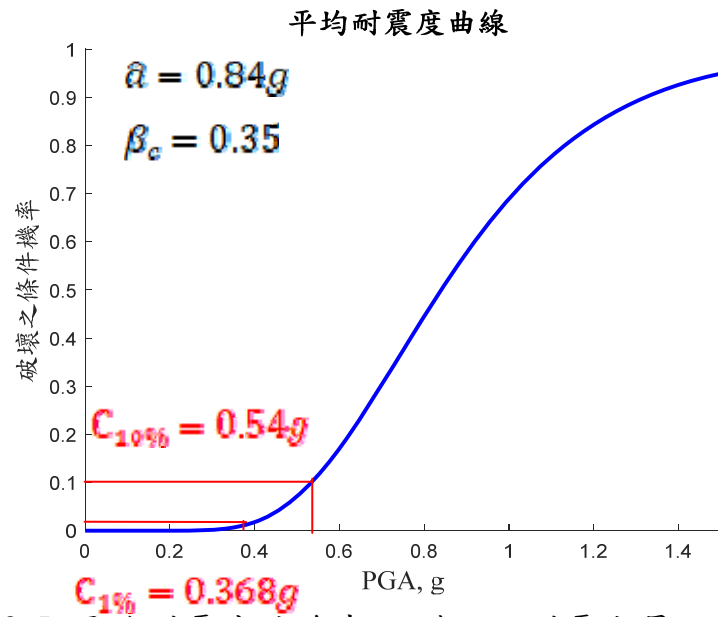


圖 3-5 平均耐震度曲線中 $C_{1\%}$ 與 $C_{10\%}$ 耐震容量之比較

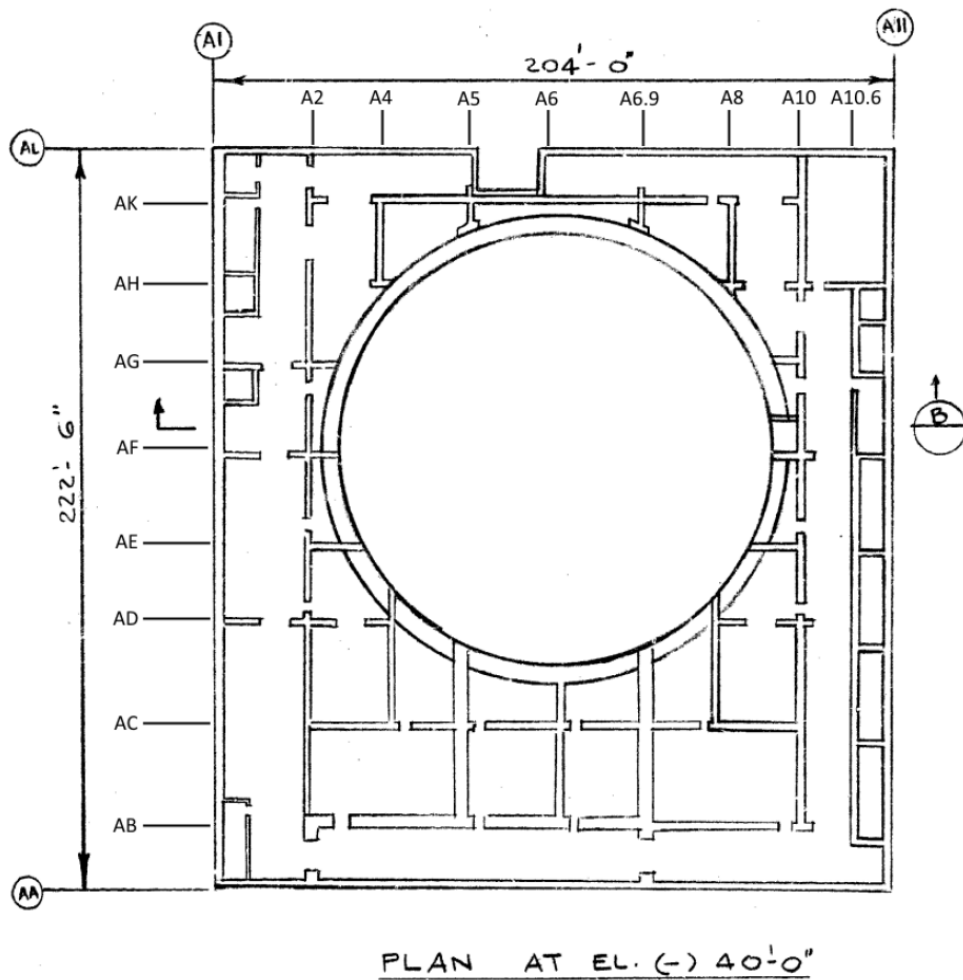


圖 3-6 核二廠反應爐附屬設施(RAB)剪力牆分布圖

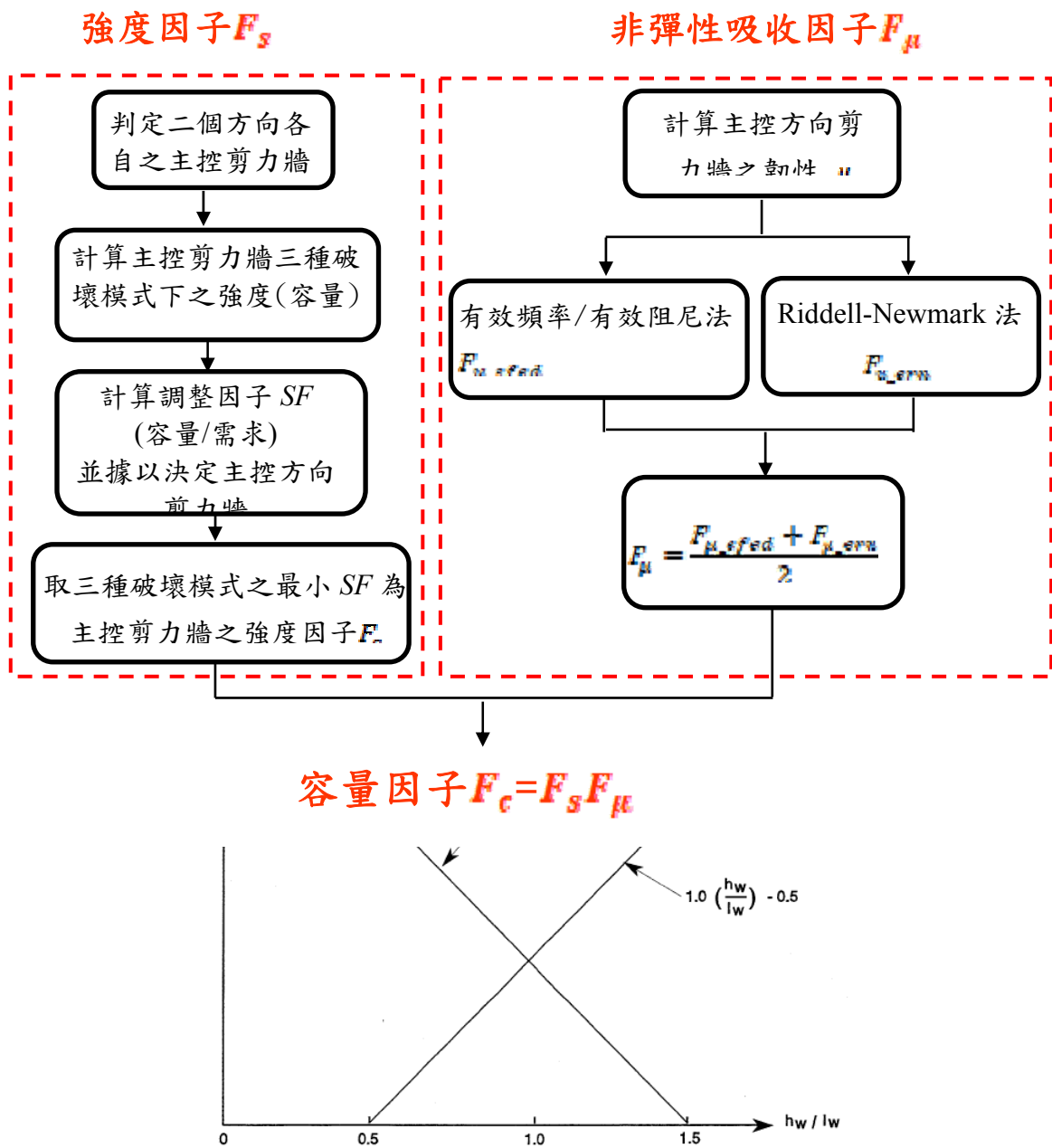
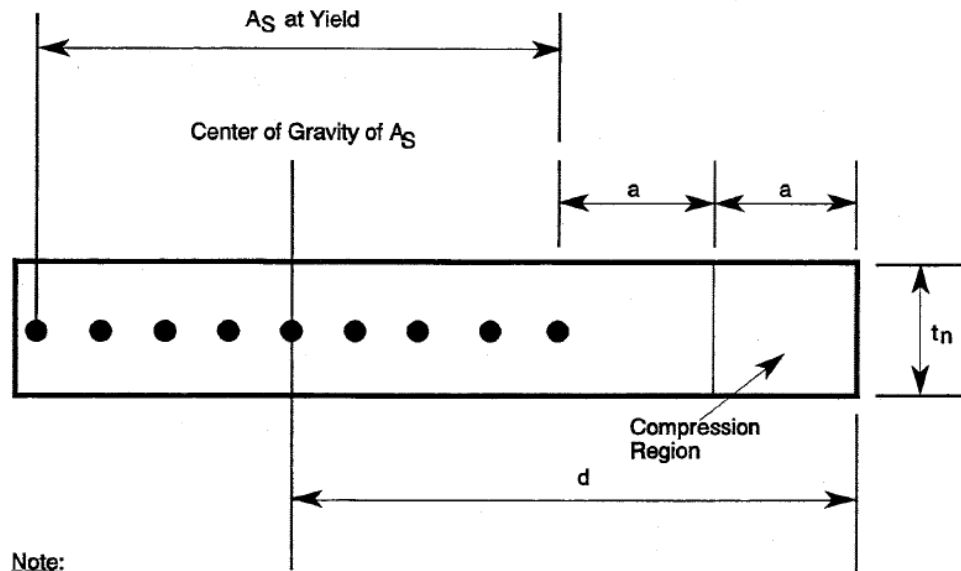


圖 3-8 鋼筋剪力強度參數 A 與 B 及剪力牆長寬之關係(EPRI 1994)



Note:

A_s = Reinforcing steel area

圖 3-9 剪力牆撓曲剪力破壞模式(EPRI 1994)

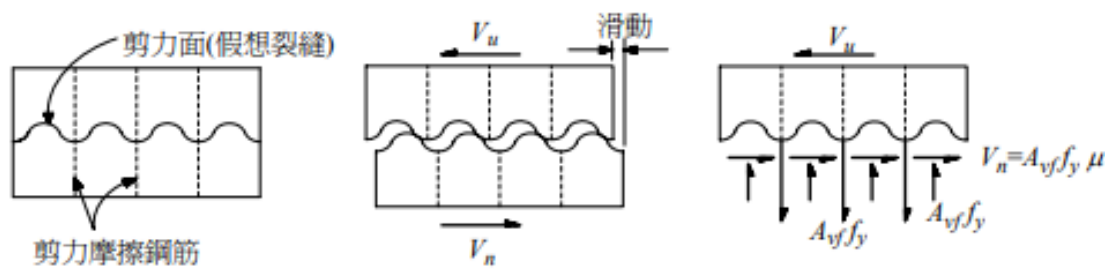


圖 3-10 剪力牆剪力摩擦破壞模式示意圖

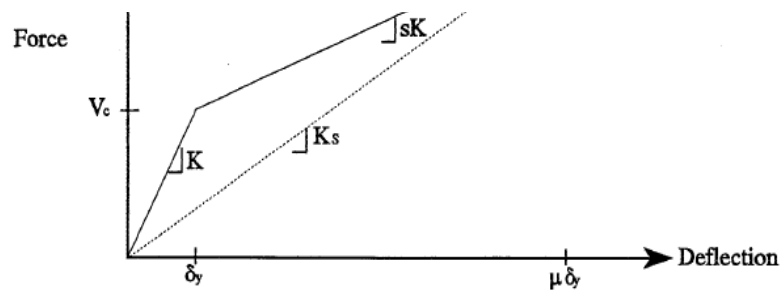
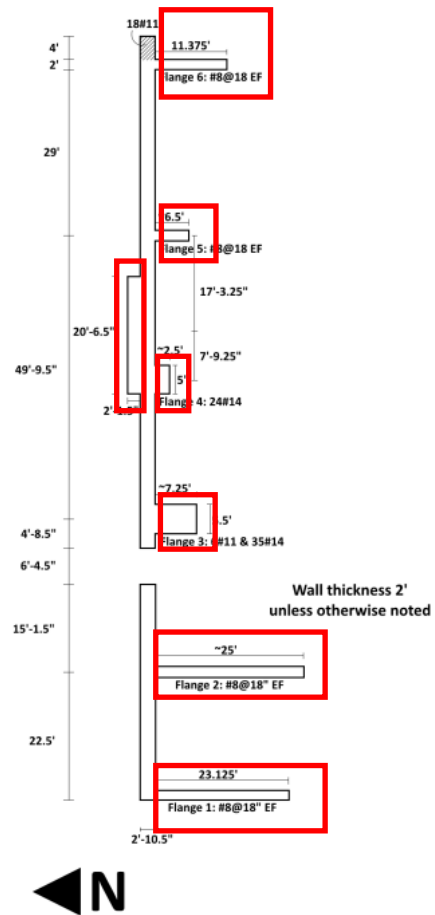


圖 3-12 剪力牆之力與位移關係圖(EPRI 1994)

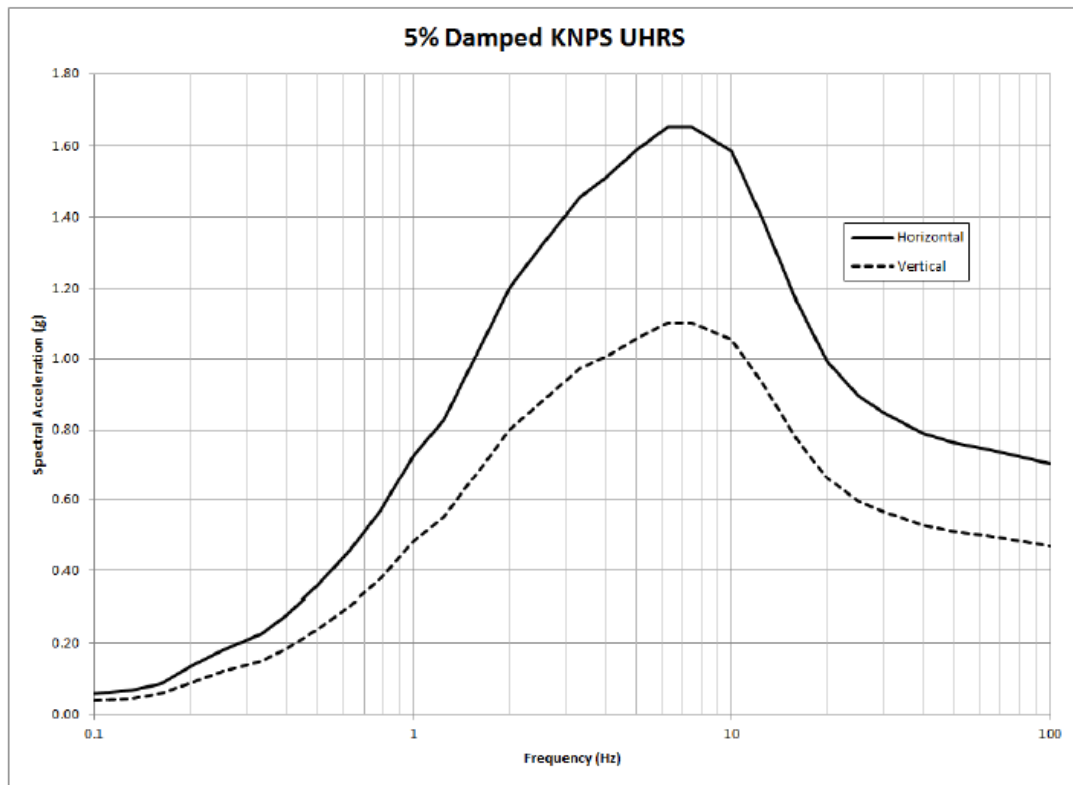


圖 3-13 核二廠參考地震力反應譜

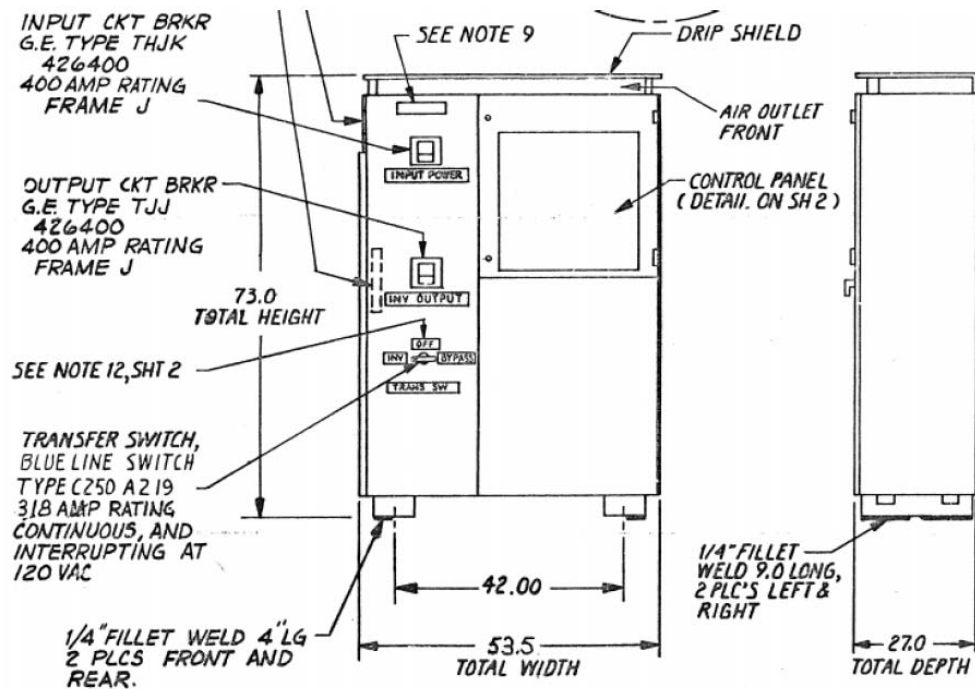


圖 3-14 變流器(inverter)機櫃

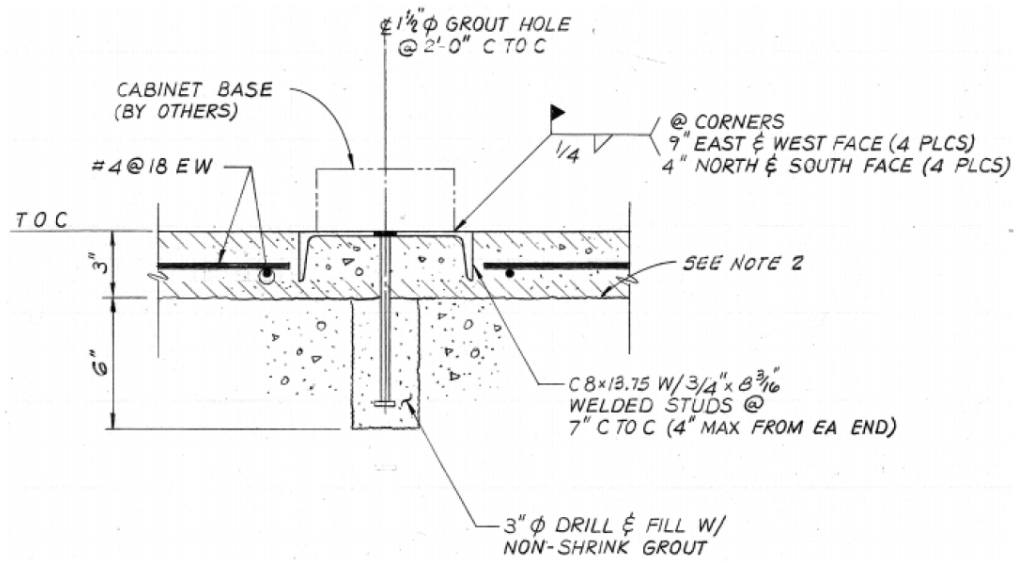


圖 3-15 變流器(inverter)錨定座

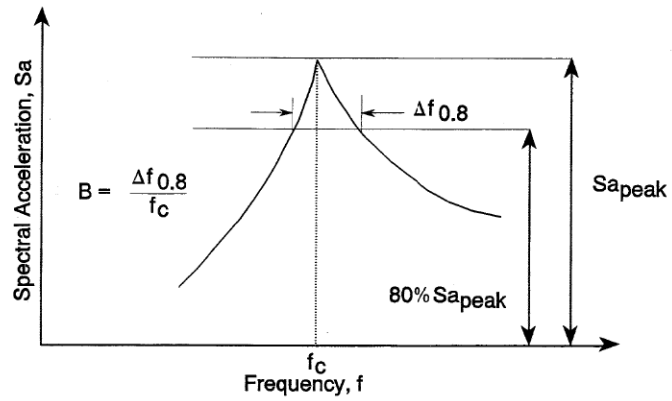


圖 3-16 頻寬比 B 之計算方式

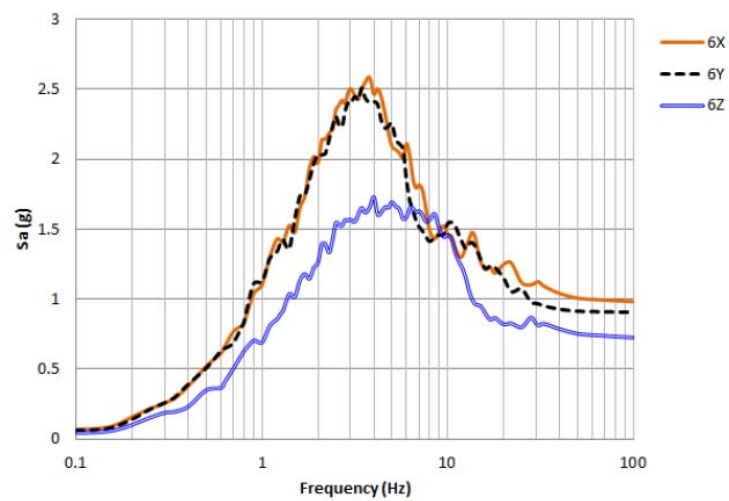


圖 3-17 變流器所在位置之需求反應譜(RRS)

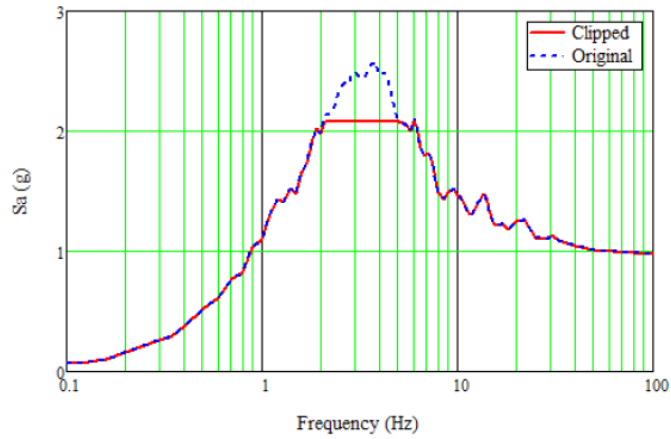


Figure 9 – Original and Clipped Median ISRS

圖 3-18 變流器截斷前後之需求反應譜(RRS)比較

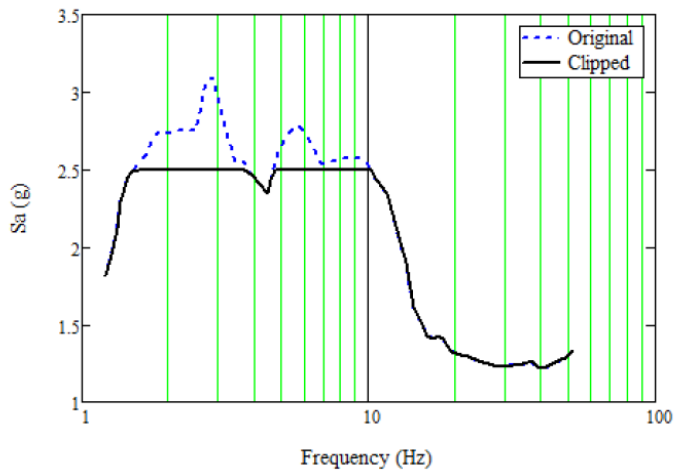


圖 3-19 變流器截斷前後之測試反應譜(TRS)比較

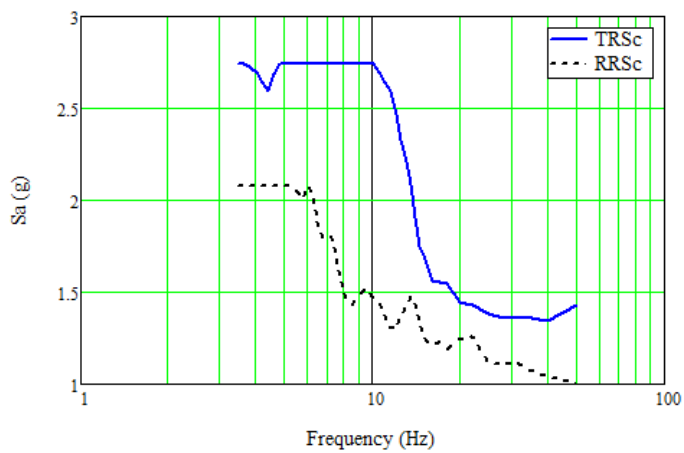


圖 3-20 乘上容量增加因子 $C_f = 1.1$ 後之截斷測試反應譜 $TRSc$ 與 $RRSc$ 之比較

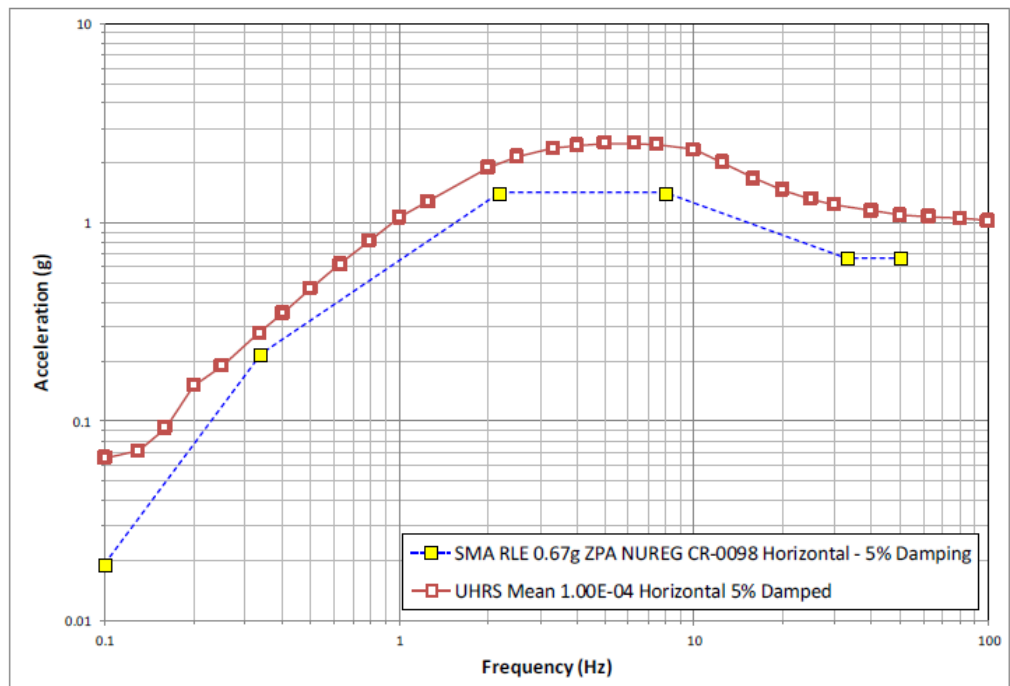


圖 3-21 核三廠參考地震力反應譜

四、核一/二/四廠防海嘯牆之海底山崩引發海嘯數值模擬

(一) 緒論

本計畫針對核一/二/四廠可能將建置的防海嘯牆為標的，數值模擬大規模海底山崩或土體滑移引發之海嘯傳播與近岸溯升溢淹，使用三維數值模式(FLOW-3D)作為模擬環境。在本計畫範圍內，為簡化分析過程，海底山崩體或土體滑移體被考慮為可大變形剪切增稠與反觸變的非牛頓流體，並以剪切增稠與反觸變的非牛頓流體特性模擬崩塌土體的應力變形關係。考慮崩塌土體於海底某山坡平面處釋放，運動過程中，崩塌土體與周圍海水的雙向耦合交互作用予以考慮，經由完整三維紊流 Navier-Stokes 模式計算由此引起的在崩塌場址處周邊局部域邊界的連續海嘯初始波時間與空間分佈序列。將此序列作為全域二維淺水波模式（Shallow-water model）的初始條件，求解在核一/二/四廠週邊局部海域由崩塌地開始的完整三維波傳運動。最後計算海嘯抵達三個核電廠區的最大可能海嘯波高，海嘯波速，抵達時間與陸岸溢淹範圍等在海嘯災害評估上的重要資訊。藉由改變崩塌規模（崩塌土體體積及密度），評估此海嘯設計基準+6 公尺合適性。

(二) 三維波傳模式

海嘯是一種長週期波，引發原因為海水受到垂直方向的擾動。主要擾動原因可分為下列幾類(Dietrich, Kalle, Krauss and Siedler, 2004; Satoh, 2004; Cullen, 2006; Karato, 2008; Mei, 1983; Lamb, 1985)：

1. 海底地震，
2. 海底山崩，

3. 海底火山爆發，
4. 大量陸體進入水域，
5. 其他未確定原因等。

目前研究顯示，對核能電廠影響至鉅之海嘯，主要由海底地震引發。關於海底地震發之海嘯，目前仍以 Okada (1985)(FEMA P646, 2008)提出之方法普遍被學界使用於推估因地震斷層錯動導致之海水面初始抬升與分布。隨後海嘯於深海區之傳播與近岸海嘯溯上與溢淹模擬高度，仍以二維非線性淺水波方程式為統御方程式，輔以數值計算模擬求解。目前國際間普遍採納之海底地震引發海嘯模擬模型有數種(NOAA OAR PMEL-137, 2007; Imamura F, Ahmet Cevdet Yalciner and Ozyurt, 2006; COMCOT User Manual, 2007; Nielsen, Roberts, Gray, McPherson & Hitchman, 2005; Gonzalez, LeVeque, Chamberlain, Hirai, Varkovitzky & George, 2011)。

綜觀目前海嘯模擬模型，仍針對海溝型地震引發之海嘯傳播為主，主要因為目前海溝地質斷層資料較為詳細。當斷層錯位方向，位移與角度得知後，併入海嘯模型作為輸入參數，即可求得海嘯傳播時間，海嘯近岸波高與波速等資訊。惟根據台灣歷史發生海嘯紀錄來看(Dutykh, Poncet & Dias, 2011)，海溝型地震引發之海嘯雖屬較大宗，但海底山崩引發之海嘯亦曾出現，且主要發生在北台灣海岸。欲完整模擬評估海嘯對台灣地區核能電廠之威脅，應針對海底山崩引發之海嘯傳播進行詳細調查與模擬，並發展對應之海嘯模型波浪理論。

惟海底山崩或土體滑移引發之海嘯，主要發生於近岸地區。考量到近岸處複雜之海底地形，目前使用之二維非線性淺

水波方程並無法適切地處理近岸處之海嘯傳播問題。此外，海底山崩或土體滑移引發之海嘯，係完整三維波傳現象，無法參照目前文獻中海嘯模型之處理方式，簡化為模型的單純輸入資料。既然近岸海底山崩或土體滑移引發之海嘯，無論在海嘯初始引發期間，抑或是之後的波傳過程均為三維水體流動，本計畫將在海底山崩崩塌位置以及北台灣三座核電廠周邊局部海域以完整的三維紊流 Navier-Stokes 模式，模擬波傳過程，而在局部域以外的廣大海域範圍波傳現象，以二維非線性淺水波模式模擬，以期能完整評估近岸海底山崩或土體滑移引發之海嘯對核能電廠的威脅。

1. 統域方程式

考慮近岸海水體受到海底山崩或土體滑移產生擾動。此時，海水運動需滿足基本物理守恆定律。在等溫條件考量下，質量守恆(conservation of mass)與線動量守恆(conservation of linear momentum)須被滿足。若考慮海水體材料為不可壓縮牛頓流體且黏性為常數時(incompressible Newtonian fluids with constant viscosity)，需滿足之線動量守恆可簡化為 Navier-Stokes 模式。海嘯波在近岸處傳遞時，因地形限制以及海底摩擦的影響，其運動呈現紊流狀態(turbulent flow)。鑑於紊流狀態解的不確定與非唯一性，需要對所有場量(field quantity)進行統計平均處理，分解為場量的平均值與擾動值。本計畫採用雷諾平均法則(Reynolds-filter process)處理此過程。經過雷諾平均法則處理過之平均值場量統御方程式之指標形式為：

$$\frac{\partial U_i}{\partial x_i} = 0, \quad (4.1)$$

$$\frac{\partial U_i}{\partial t} + U_j \frac{\partial U_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x_i} + \nu \frac{\partial^2 U_i}{\partial x_j^2} - \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\overline{u'_i u'_j} \right) \quad (4.2)$$

其中式(2-1)為質量守恆，式(2-2)為線動量守恆(Navier-Stokes 方程式)，上槓代表此物理量的雷諾平均值，且 u_i 為 i 方向之速度分量， P 為壓力， ρ 為密度， ν 為運動黏性(kinematic viscosity)。上列兩式並未考慮科氏力及地球曲面的效應，主要原因後續段落會說明。此外，耦合的雷諾平均擾動效應(如第二式第三項，稱為雷諾應力)，將以常使用的 k-e 模式加以封閉。

海底山崩崩塌位置以及北台灣三座核電廠周邊局部海域以前述的完整三維紊流 Navier-Stokes 模式模擬波傳過程，而在局部域以外的廣大海域範圍波傳現象，以二維非線性淺水波模式模擬。此耦合的二維與三維混合計算目的縮短計算時間，同時亦可以保持相當的計算精度。廣域範圍的二維非線性淺水波模式統御方程式在直角坐標系統如下所示：

$$\frac{\partial \mathbf{V}}{\partial t} + \mathbf{P} \frac{\partial \mathbf{V}}{\partial x} + \mathbf{H} \frac{\partial \mathbf{V}}{\partial y} + \mathbf{T} = 0, \quad (4.3)$$

其中，

$$\mathbf{V} = \begin{bmatrix} h \\ u \\ v \end{bmatrix}, \mathbf{P} = \begin{bmatrix} u & h & 0 \\ g & u & 0 \\ 0 & 0 & u \end{bmatrix}, \mathbf{H} = \begin{bmatrix} v & 0 & h \\ 0 & v & 0 \\ g & 0 & v \end{bmatrix}, \mathbf{T} = \begin{bmatrix} 0 \\ gS_{0x} - gS_{fx} \\ gS_{0y} - gS_{fy} \end{bmatrix} \quad (4.4)$$

h 為水深， u 及 v 為方向上的流體速度分量， g 為重力加速度， S_{0x} 及 S_{0y} 為海底底床在與方向上的底床坡降， S_{fx} 及 S_{fy} 為海底底床在與方向上的摩擦坡降。

2. 海底地形與可能發生海底山崩地點

在計算海嘯波於近岸之傳播時，海底地形採用科技部海洋

學門建立之數值地形(有 5, 200 及 500 公尺精度，視需要以及崩塌位置距離北台灣核電廠區距離長短調用)，以台灣北海岸地形為主（針對核能一廠核能二廠與核能四廠），如圖 4-1 所示。

因海底山崩或土體滑移引發之海嘯主要發生在近岸處，且歷史紀錄顯示此種海嘯源曾經發生於北台灣近岸海域，故在調查報告中，選取三個可能發生海底山崩地點，作為本計畫海底山崩位置，如圖 4-2(a)所示，其中 0801-04 與 0801-05 點為成功大學水工實驗室調查報告，1 與 2 點為原子能委員會提供資料。因 1 點與 0801-05 點相當靠近，可視為同一個點。因此，本計畫主要評估在 2 點，0801-04 與 0801-05 點海底發生大規模山崩時，引發之海嘯對北台灣三座核電廠的衝擊。三個點相關的海底地形資料如圖 4-2(b)所示。

此外，考量到三個選定崩塌發生位置與三座核電廠區的直線距離與地球曲率半徑相較過於微小（圖 4-3），故不考慮科氏力及地球曲面的效應。

3. 計算域邊界與陸地移動邊界及多重網格設定

為節省計算時間與取得適當的計算精度，將圖 4-1 選取的可能海底山崩發生處以及三座核電廠臨岸處海域，以均分三維巢狀網格加密劃分，以精確分析海底山崩引發之海嘯初始波的時間與空間序列，以及到達核電廠區岸際處之海嘯波高，海嘯波速與侵襲陸地時的溯上高度及溢淹範圍。而在這些範圍以外的廣域海洋範圍，則以均分粗網格劃分。兩種網格間則以漸進加密網格互相連接。故本計畫執行模擬計算中，共有三層網格，編號 I 區為最密網格，主要模擬核電廠與海底山崩崩塌周邊海域

之波傳過程。編號 III 區為較疏網格，用以計算廣域範圍內的波傳過程。編號 II 區為漸進區，主要由編號 I 區的網格向編號 III 區的網格過度，以節省計算時間並增加數值穩定性，如圖 4-4。海際部分之邊界均設定為自由邊界，此邊界允許海嘯波傳至此處時，在滿足物理定律要求下，可繼續波傳至計算邊界外，較滿足實際物理現象。在陸地區域之邊界，採用移動邊界法處理，以評估海嘯抵達時之溯上高度及溢淹範圍。

4. 初始海嘯波之生成

海底地質主要為砂質沉積物與其他固化熔岩等。當海底大規模山崩發生時，大量海底地質材料會經由海底地表地形滑落，引發海嘯發生之初始波序列。此初始波序列經由淺水波傳至近岸，引發海底山崩引起之海嘯。

為模擬此種海底山崩引發之海嘯，考慮海底地質材料為顆粒物質的一種(Aranson & Tsimring, 2009; Pöschel & Brilliantov, 2013)。顆粒物質為大量固體顆粒集合體，固體顆粒間充滿流體。當顆粒物質開始運動，顆粒間的交互作用可分為兩大類：短程的顆粒間非彈性碰撞，與長程的顆粒間因摩擦引起的力鏈。此兩種交互作用會影響顆粒集合體在巨觀的力學行為。因此，顆粒物質可視為一種複雜的多長度尺度，多時間尺度，具微結構效應的流變物質。同時，亦因顆粒間的交互作用，顆粒物質運動時，其巨觀力學性質會有與時間與空間尺度相關的擾動震盪現象，類似於牛頓流體的紊流現象(Rao & Nott, 2008; Fang & Wu, 2014; Fang, 2016)。

目前，顆粒物質的各種理論已被應用於模擬陸上山崩過

程，如圖 4-5 所示。當崩塌的陸體材料其範圍與位置被確定後，透過簡化近似二維流動模型，整個山崩崩塌過程與最後沈積位置與範圍可以被模擬。由上所述，理論上存在可能性，可以將目前陸地上使用之山崩崩塌模型，移植至海底山脈地形 (Pudasaini & Hutter, 2007)。透過適當的模擬顆粒間的交互作用，與顆粒與海水間的交互作用，評估當海底山崩發生時，大量土體材料運動時引發之海面幾何高度變化的時間序列。此時間序列可被用於作為現行海嘯模型的初始波高數據，模擬海底山崩引發之海嘯傳至近岸處的海嘯波高與波速，以更佳地評估海嘯牆的設計規範。

5. 數值地形高程資料之建置

模擬海底山崩或土體滑移引發之海嘯所需要的資料，除了上述的三維紊流波傳模式，二維淺水波模式與土體移動之規模外，還需要相關的數值地形資料。本計畫在整個計算域採用行政院國家科學委員會海洋學門資料庫的 500 公尺精度地形資料（圖 4-1），並根據所欲模擬海底山崩崩塌地點與北台灣三座核電廠相對直線距離，調用 200 公尺精度地形資料。在三座核電廠周圍海陸範圍則套用公尺精度地形資料（如果可供使用）。在崩塌地點與三座核電廠局部域加密網格。為了能更直覺瞭解核電廠區附近海嘯的溯升及溢淹情形，網格建置將盡量將網格點設於核電廠區海岸線上。

6. 海底山崩情境模擬設定

為計算海底山崩或土體滑移引發之海嘯傳播與在陸地區海嘯造成之溯升和溢淹模擬，本計畫先將海底山崩或土體滑移之

狀況，考慮為一可大變形的流變流體，如圖 4-6 所示。將此流變流體置於三個選定可能發生海底山崩地點海底周邊某一坡面上，並讓其在重力作用下，於海底地形表面進行重力驅動運動。運動時，考慮流變流體與周邊海水間的雙向耦合作用，且崩塌體積則先行設定為基隆嶼海平面以上體積的十分之一，並逐漸增加為二分之一與三分之一，以評估海嘯設計基準+6 公尺之合適性。模擬海嘯波傳過程時，在海底山崩崩塌地點與三座核電廠周邊局部範圍會以完整三維紊流狀況進行，而在廣域範圍內波傳現象，則以二維淺水波層流狀況進行。可能發生海底山崩地點海底周邊某一坡面之情境設定有兩種：一種為完整坡面，另一種為挖除坡面部分體積，並將流變流體置於挖除的空間，以更逼近真實崩塌現象，如圖 4-6 所示。為節省數值計算時間，本計畫將採用第一種情境設定。

(三) 數值模擬結果

模擬時，座標系統設定為海水深度方向為 z 方向，而海水面則為 $x-y$ 方向。圖 4-7 為 2 點海底周邊產生土體崩塌，崩塌土體視為可大變形流變流體的局部變形運動與時間序列圖，崩塌土體體積為基隆嶼海平面上方土體體積的十分之一。與海底地震引發之海嘯相異者為，當崩塌流變流體在海底地形表面受重力驅動向下滾動時，其產生之擾動會形成一系列的海嘯初始波。

此海嘯初始波時間與空間序列在局部域三維紊流 Navier-Stokes 模式處理下，會形成一波一波的波傳現象，由崩塌點中心向周圍傳遞，如圖 4-8 所示，其中崩塌土體體積為基隆嶼海平面上方總土體體積。在波傳過程中，會形成波高疊加或

波高抵銷的現象。此外，當海嘯波傳至陸岸時，會發生反射與繞射的物理現象，特別在核二廠區右側突出地形處可明顯觀察到。

圖 4-9 至圖 4-11 分別為在 2 點海底周邊產生土體崩塌，且崩塌土體體積為基隆嶼海平面上方總土體體積時，所激發之海嘯傳至核一廠核二廠與核四廠的海嘯波高與海嘯波速時間序列圖。在目前的模擬設定中，衝擊三座核電廠可能最大海嘯高度與海嘯速度均未發生在第一波海嘯波傳時，而是發生在其後的海嘯波序列，這與現地觀測到的現象相符合。此外，核一廠遭遇最大可能海嘯高度與速度（約為 1.5 公尺與 3.8 公尺/秒），主要是因為 2 點距離核一廠最近，且因為周邊海岸地形原因，核一廠承受直接入射波，幾乎沒有因周邊地形干擾產生的波傳干涉現象。相反的，核二廠周邊陸地地形形成類封閉環境，入射的海嘯波會在此環境下形成反射疊加或干擾，形成的最大可能海嘯高度與速度會略微降低（約為 1.2 公尺與 3.2 公尺/秒）。核四廠距離 2 點最遠，由 2 點產生的海嘯波在台灣北海岸處會形成波傳反射與干擾現象，因此在該處產生的最大可能海嘯高度與速度（約為 0.42 公尺與 1.3 公尺/秒）遠較核一廠與核二廠為低，且海嘯抵達時間亦較長。

圖 4-12 為當在 2 點海底周邊產生土體崩塌，且崩塌土體體積為基隆嶼海平面上方總土體體積時，所激發之海嘯傳至核一廠核二廠與核四廠區的海嘯淹溢範圍。模擬結果顯示，當崩塌土體體積增加時，衝擊三座核電廠最大可能海嘯高度與速度，與廠區陸地淹溢範圍均會增加。雖然三座核電廠周邊海域有較

佳精度的海底地形資料，但核電廠區的陸地地形資料精度卻未達可用要求，因此廠區陸地淹溢範圍僅能做定性結果描述，無法提供定量結果描述。

圖 4-13 至圖 4-15 為在 0801-04 地點發生海底山崩，且崩塌體積為基隆嶼海平面上方總土體體積之 $1/10$ 時，引發之海嘯傳至核一/二/四廠觀測點處的波高與波速歷時圖。相關針對 0801-05 地點的模擬結果，整理於圖 4-16 至圖 4-18。比較圖 2-13 至圖 2-15，2-16 至圖 2-18 與圖 2-9 至圖 2-11，可發現當崩塌體積均設定為基隆嶼海平面上方總土體體積之 $1/10$ 時，海底山崩發生在最靠近台灣北海岸線的 2 點所引發的海嘯對北部三座核電廠威脅最大。隨著海底山崩發生地點逐漸遠離北海岸線，在核一/二/四廠觀測點處模擬到的海嘯波高與波速均逐漸降低。這主要是因為海底山崩引發海嘯係短時間高強度的現象。當發生地點最靠近台灣北海岸線時，海底山崩引發之初始海嘯波高幾乎完整的被傳遞至核一/二/四廠。當發生地點逐漸遠離北海岸線時，初始海嘯波高的傳播會受到海底地形與波傳散射的影響，以致到達核一/二/四廠觀測點處的波高與波速會變小。

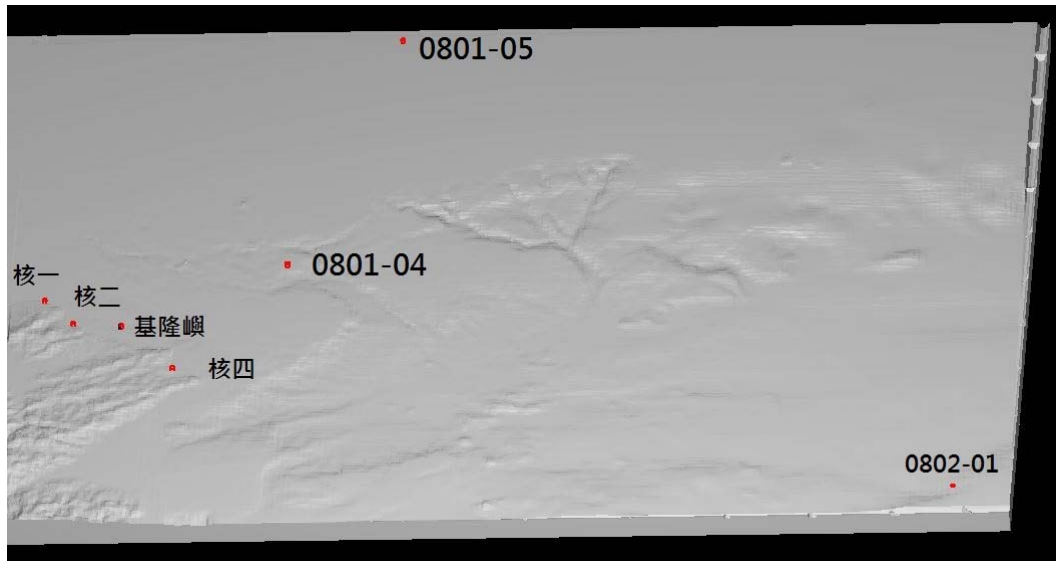
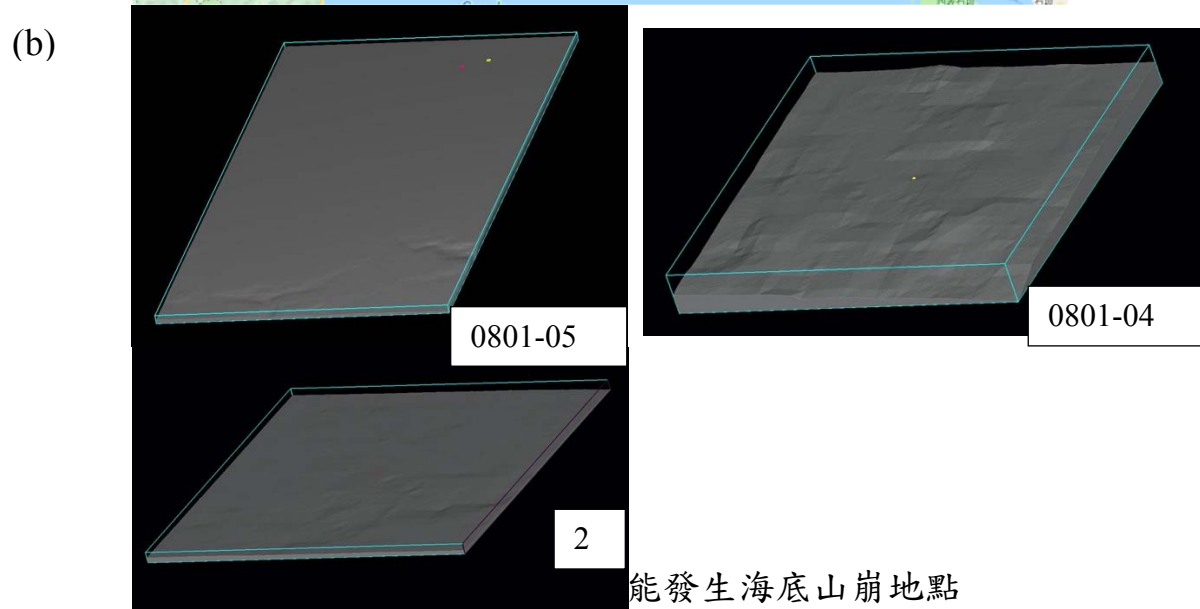
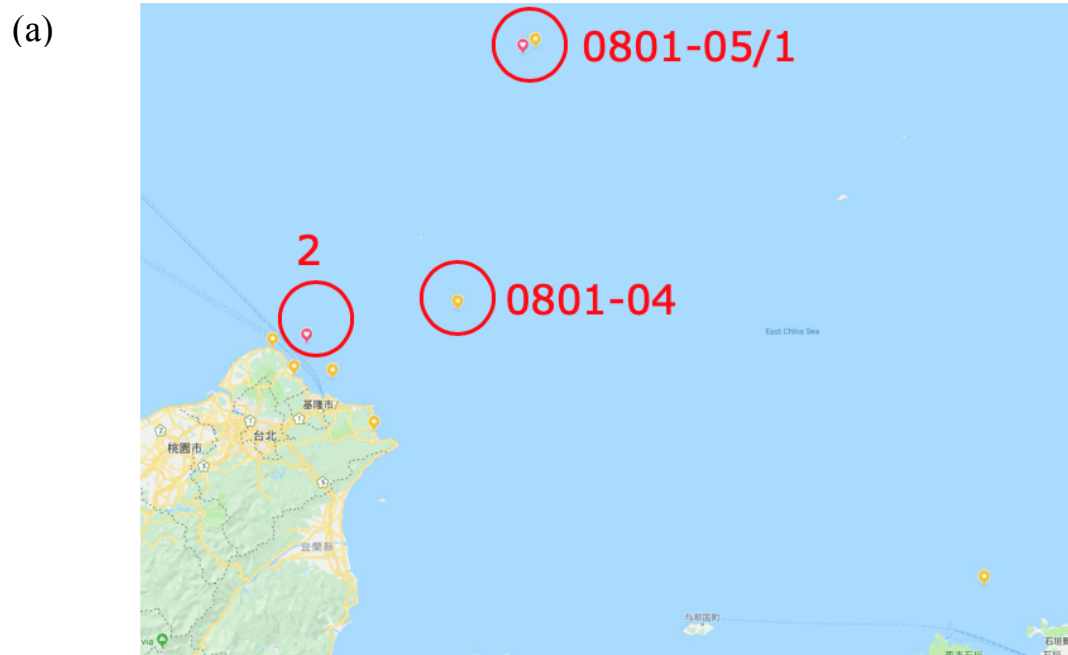


圖 4-1 核能一廠核能二廠與核能四廠周邊海底地形圖
(資料來源：科技部海洋學門 500 公尺精度海底地形圖)



能發生海底山崩地點

(a)相對位置圖；(b)各點海底地形圖
(科技部海洋學門 500 公尺精度海底地形圖)



圖 4-3 台灣北部海域可能發生海底山崩地點與核電廠直線距離

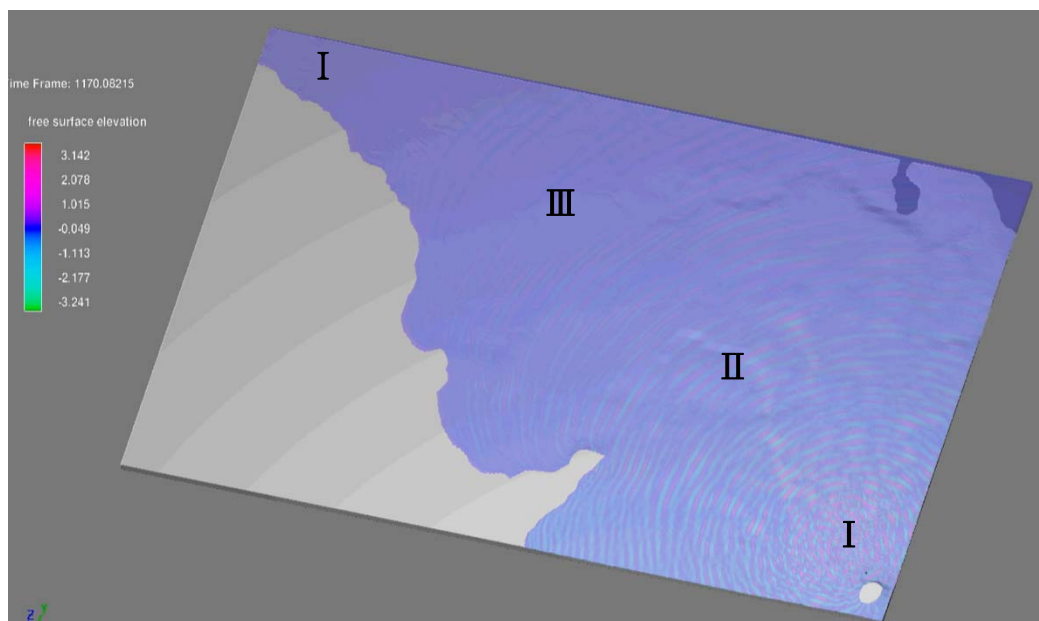


圖 4-4 網格劃分示意圖，採均分網格

I 區為最密網格區；II 區為漸進網格區；III 區為較疏網格區

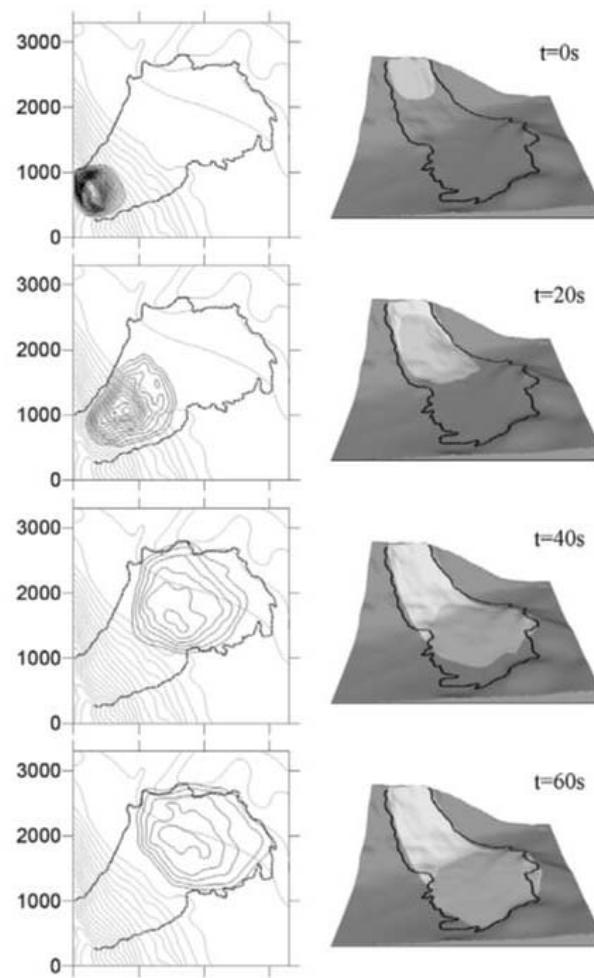
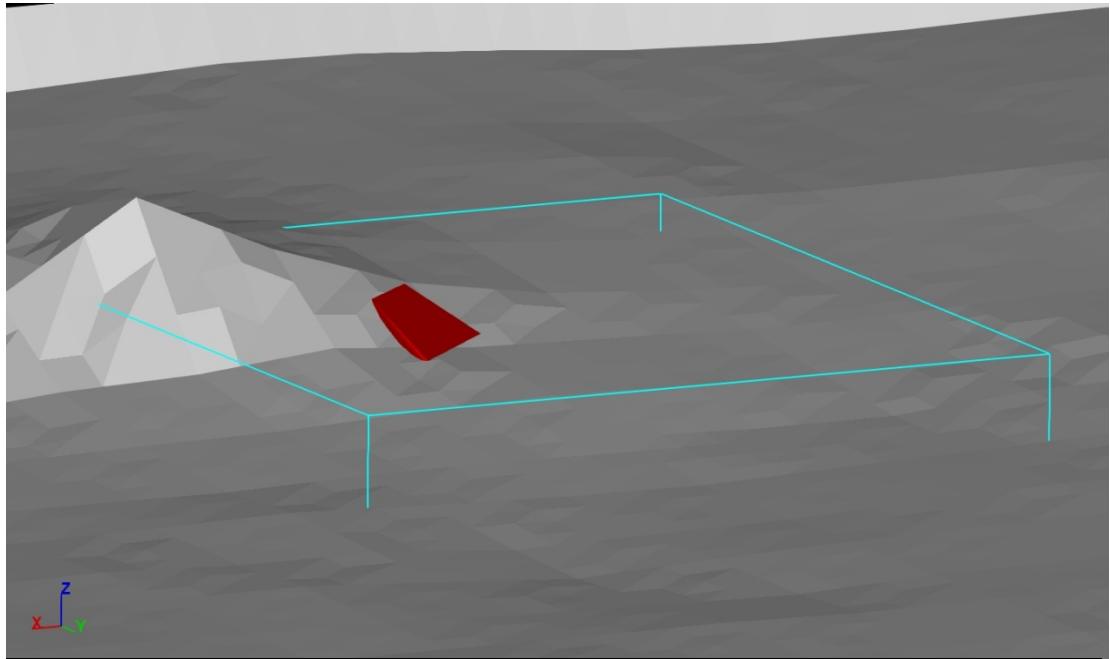


圖 4-5 陸上土體材料崩塌歷程模擬(Pudasaini, Hutter, 2007)

(a)



(b)

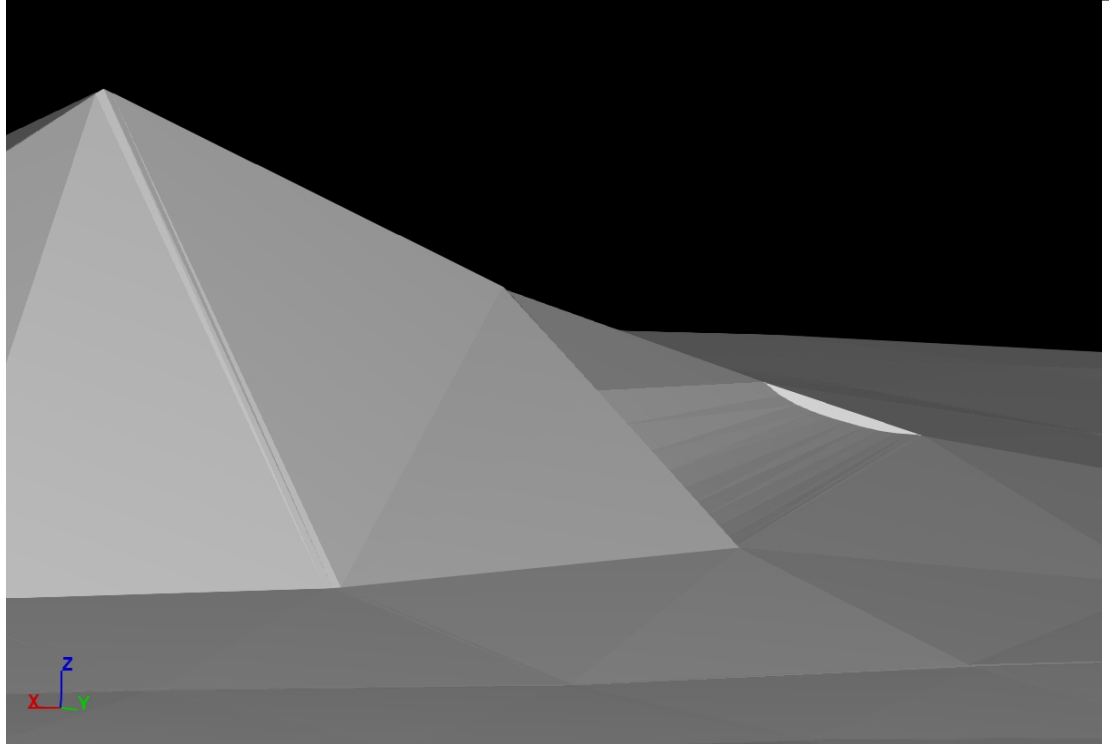


圖 4-6 海底崩塌體視為可大變形流變流體，並置於崩塌發生點海底表面
(a)海底坡面未挖除；(b)海底坡面挖除

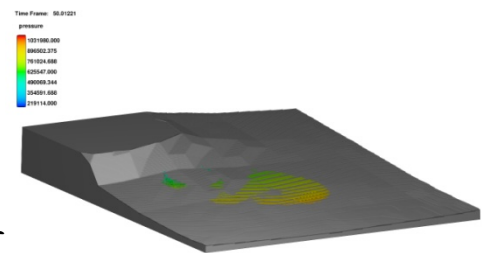
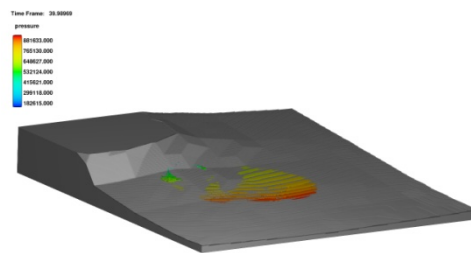
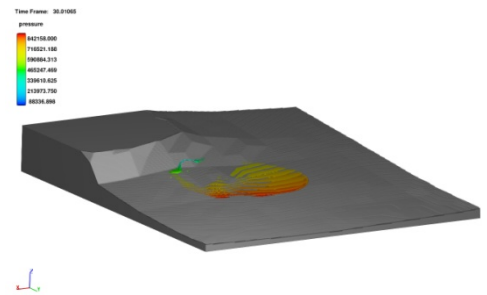
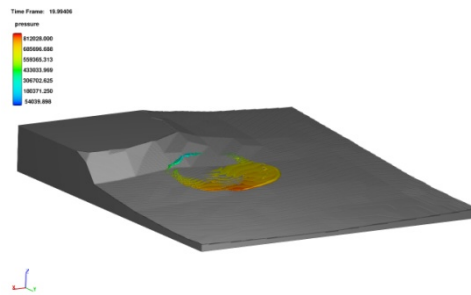
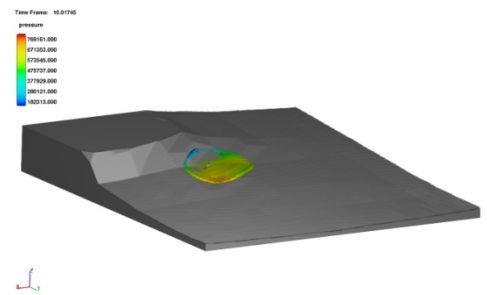
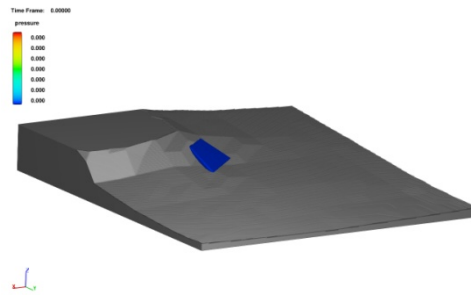
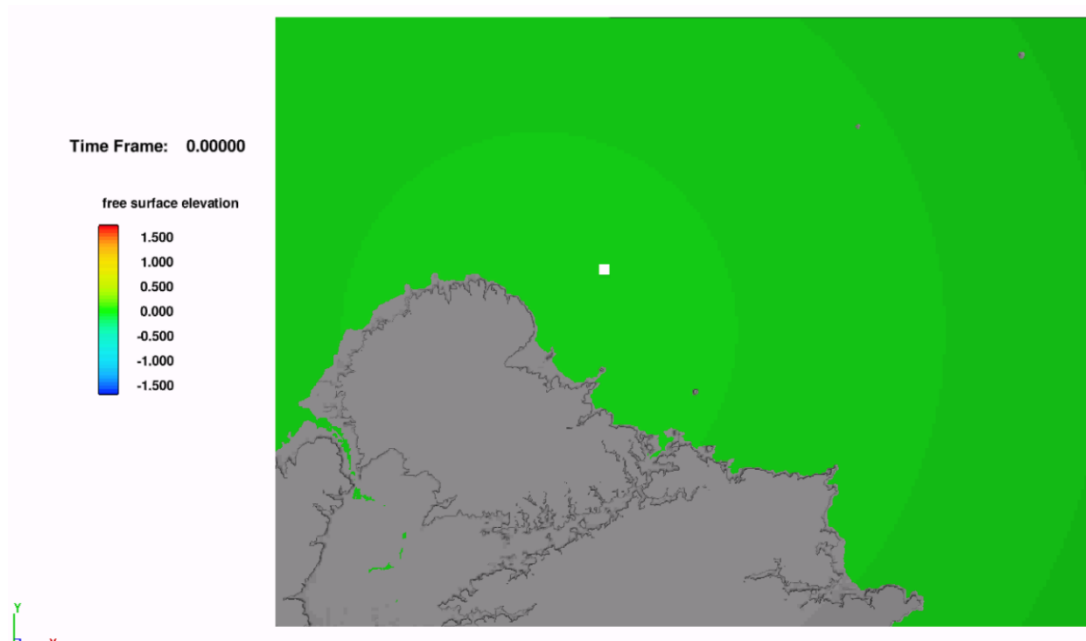


圖
土

產生土
與變形

(十分之一基隆嶼海平面上方土體體積)

$t = 0$



$t = 120$

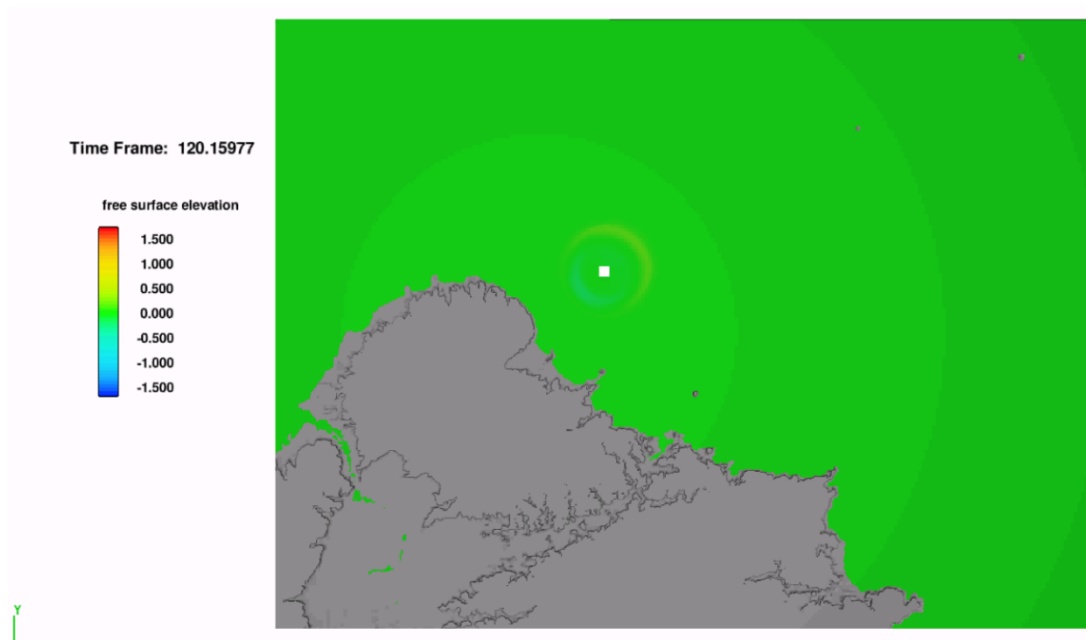
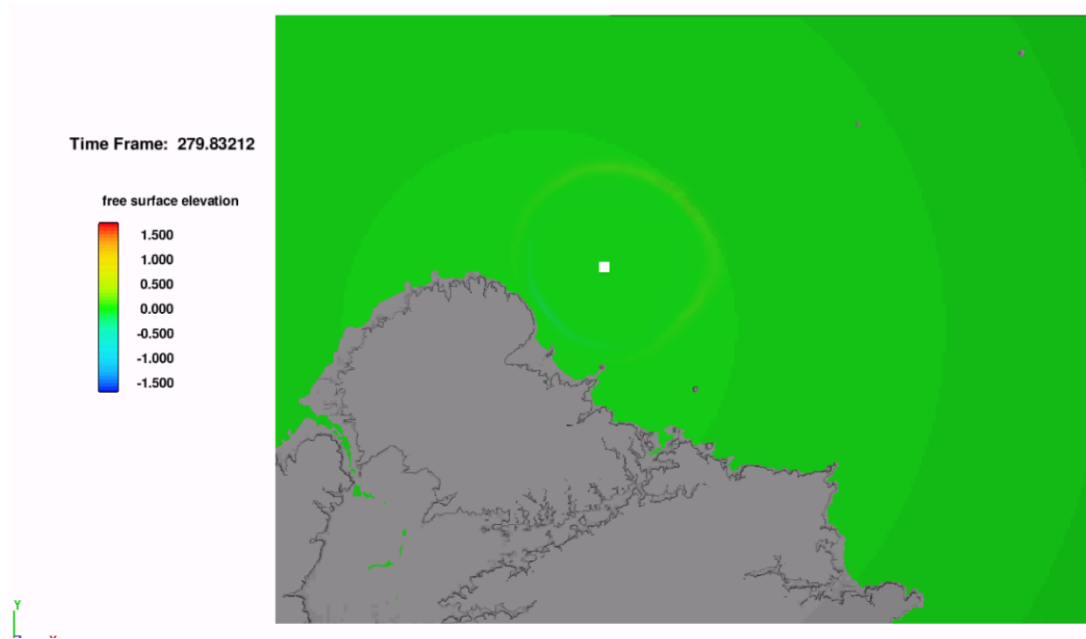


圖 4-8 廣域俯視波高時間序列圖（海底山崩發生地點為 2 點，崩塌土體體積為基隆嶼海平面上方總土體體積）

$t = 240$



$t = 360$

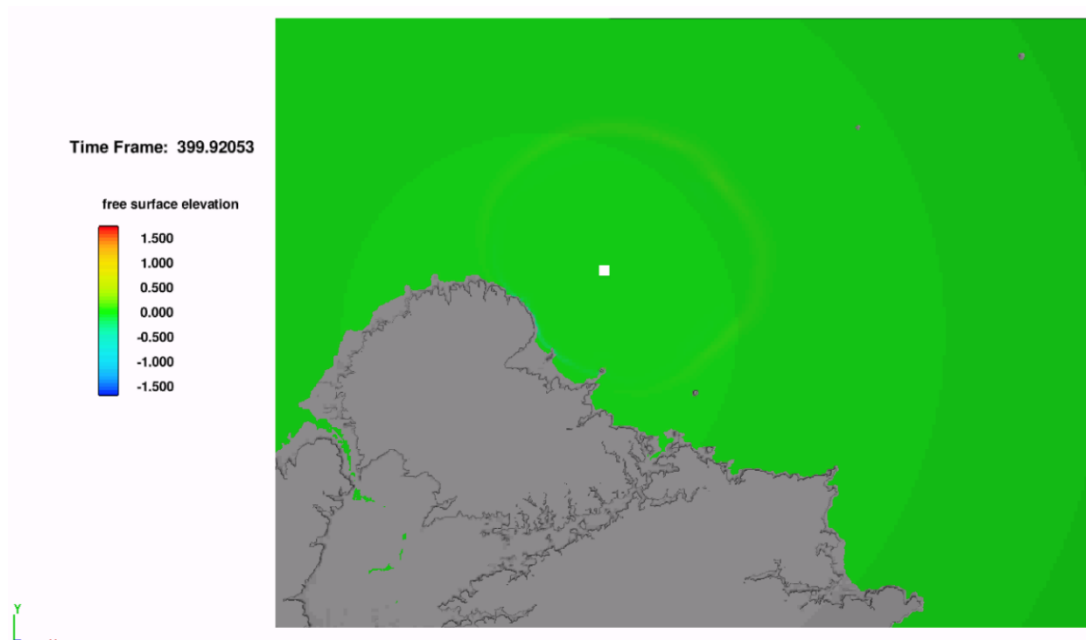
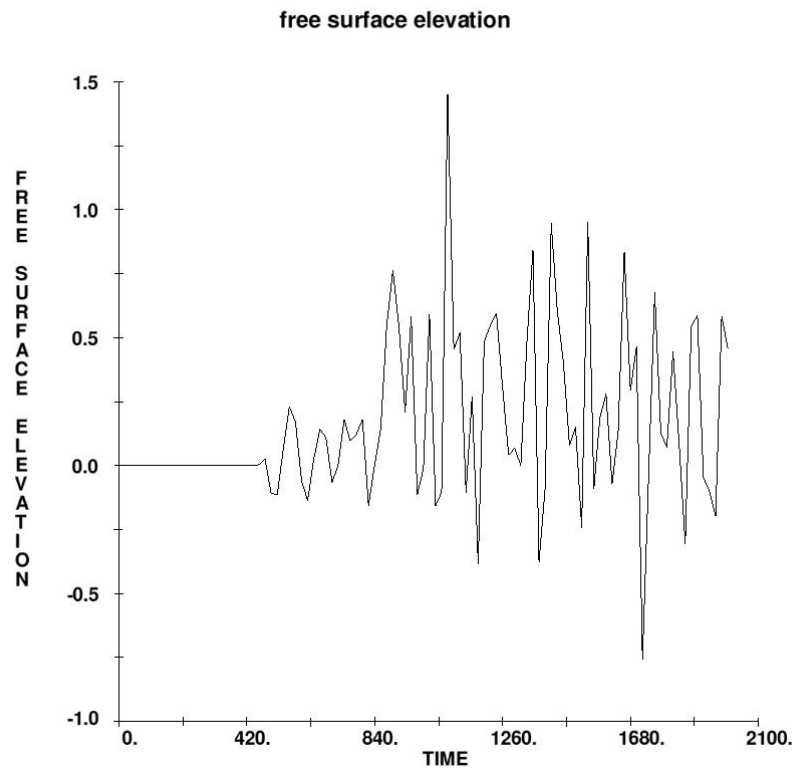


圖 4-8 (續)

(a)



(b)

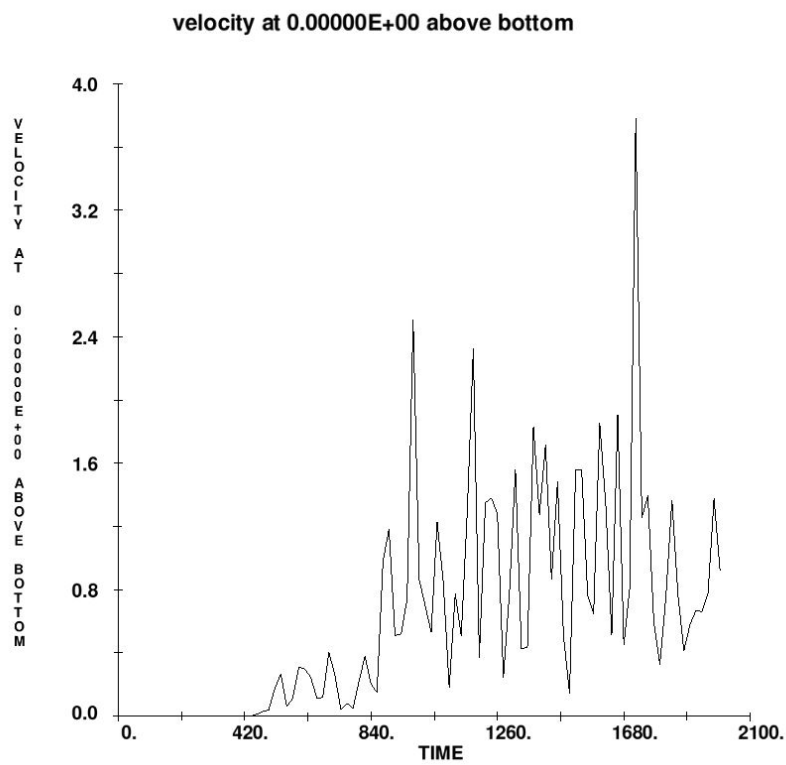
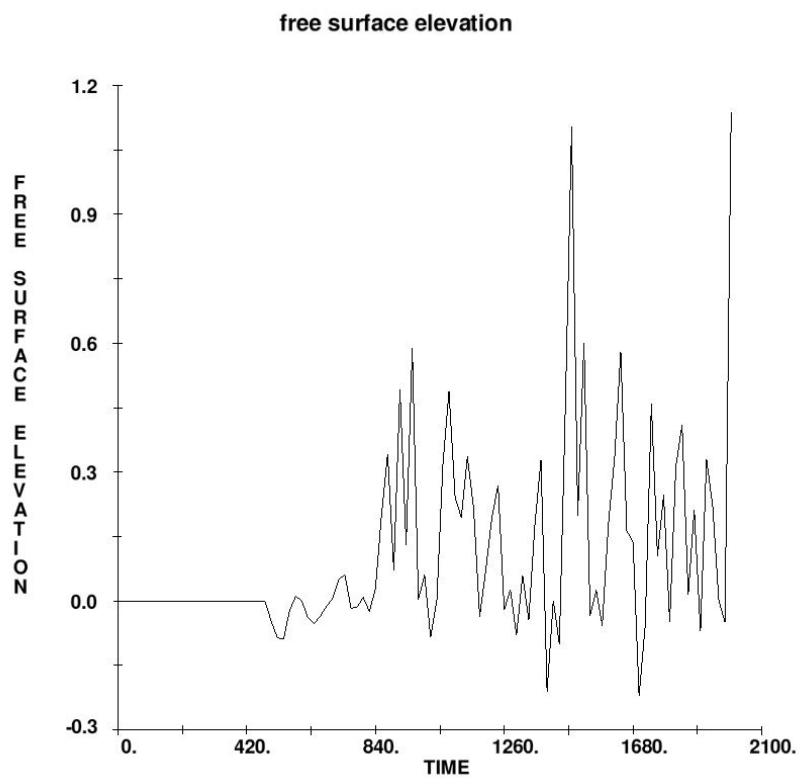


圖 4-9 核一廠岸際區海嘯波高與波速之時間序列圖
(a)波高圖；(b)波速圖

(a)



(b)

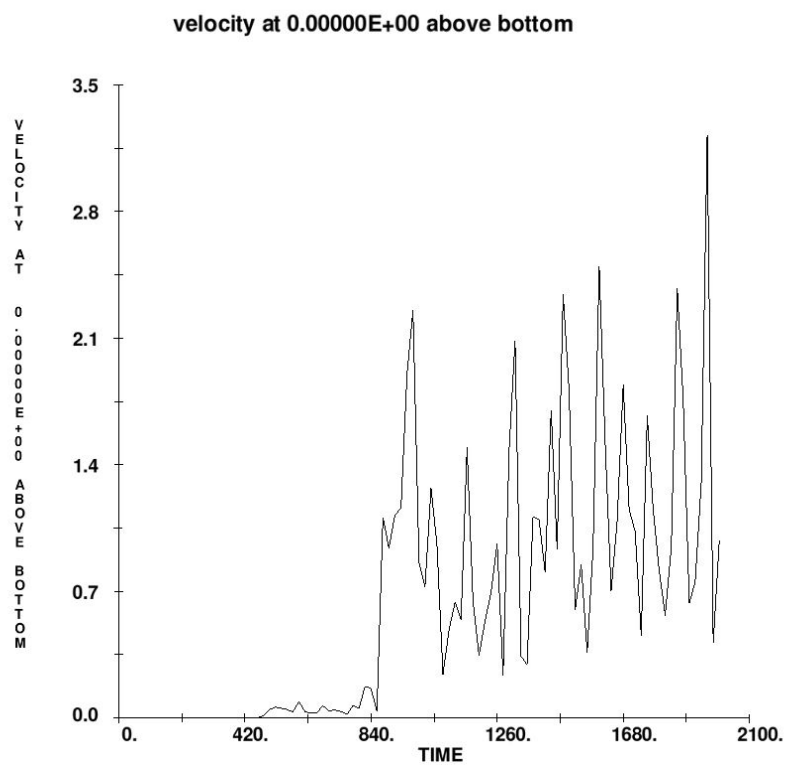
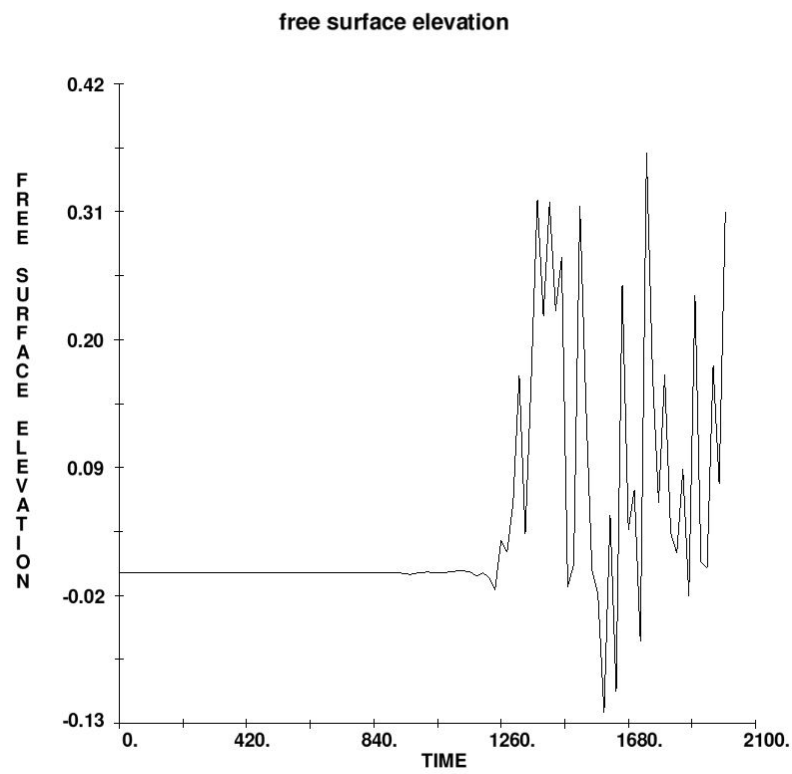


圖 4-10 核二廠岸際區海嘯波高與波速之時間序列圖

(a)波高圖；(b)波速圖

(a)



(b)

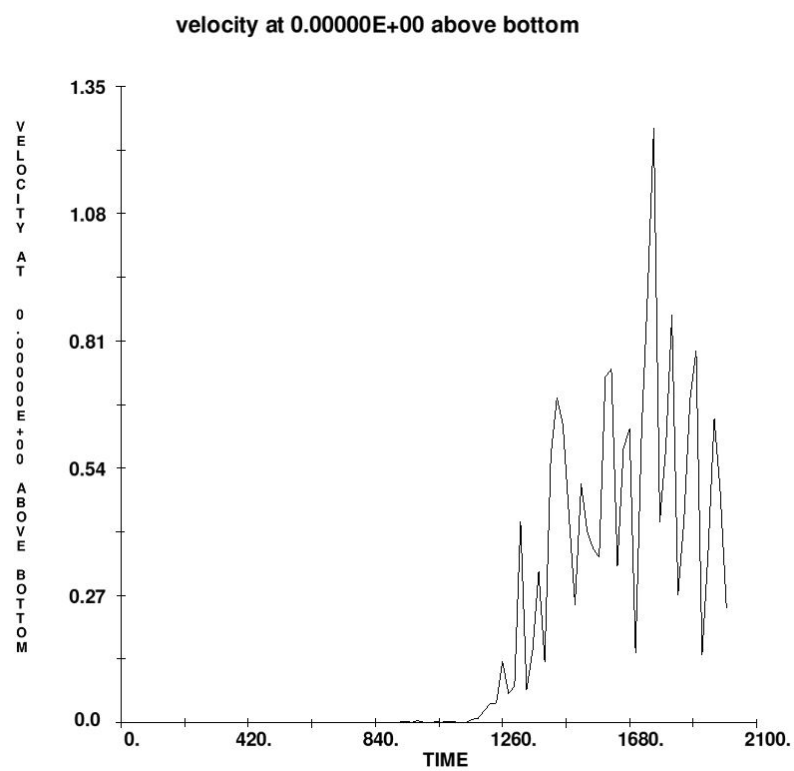


圖 4-11 核四廠岸際區海嘯波高與波速之時間序列圖

(a)波高圖；(b)波速圖

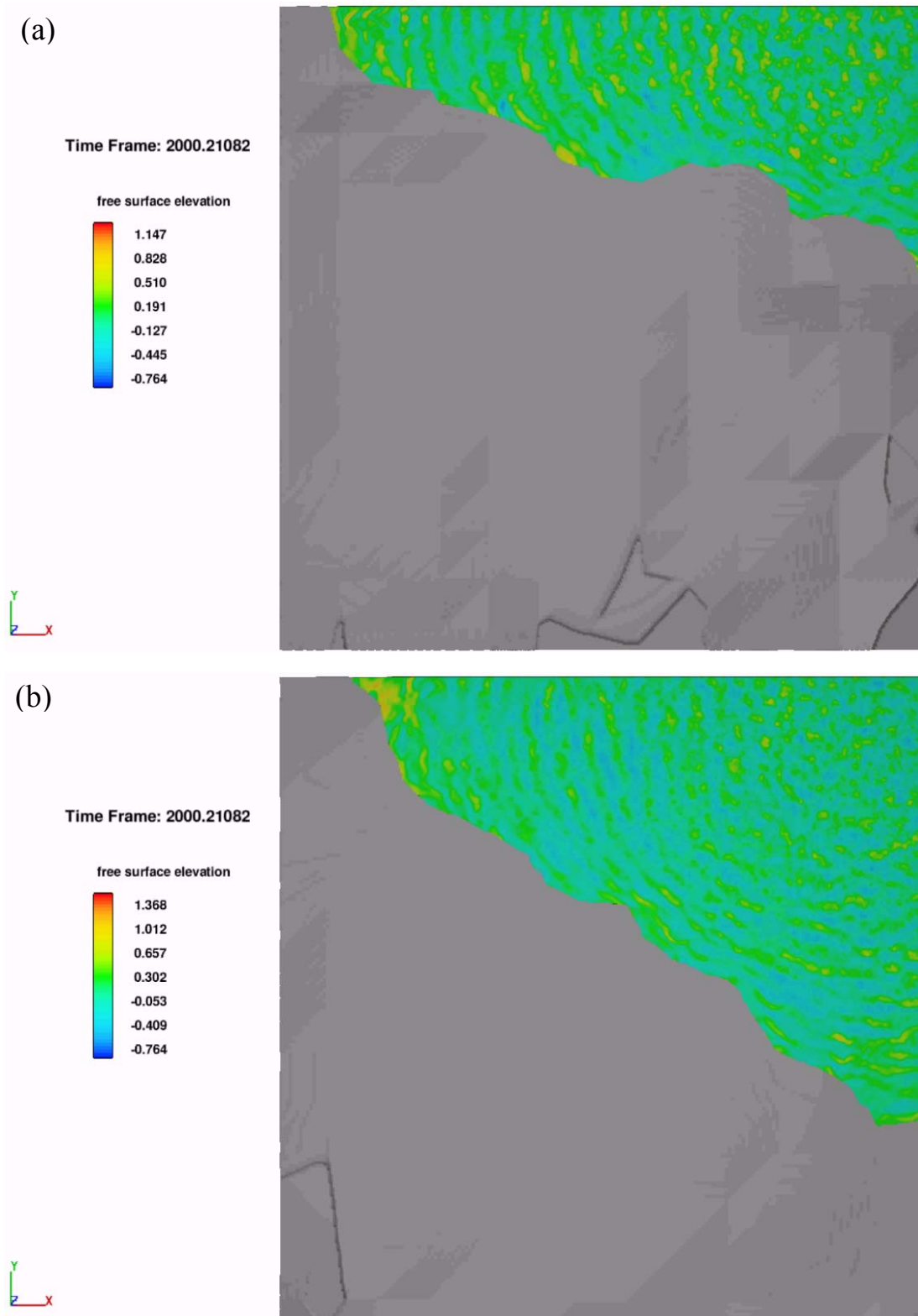


圖 4-12 三座核電廠陸地廠區海嘯淹溢範圍

(a)核一廠；(b)核二廠；(c)核四廠

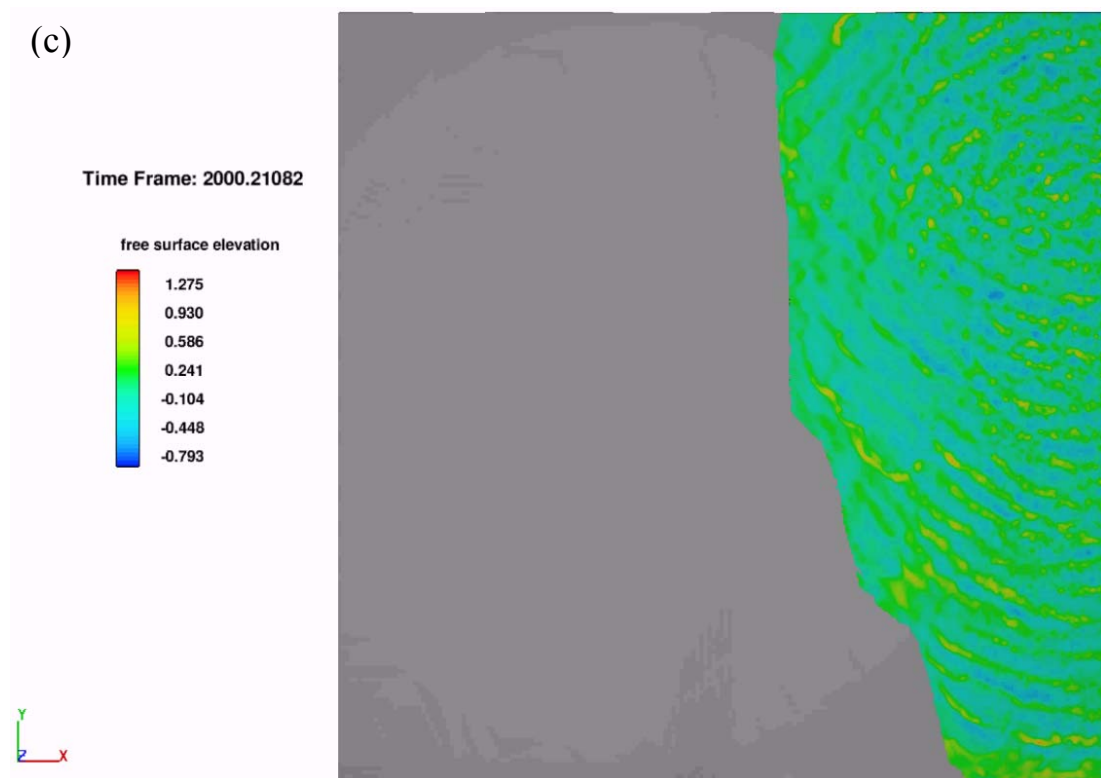
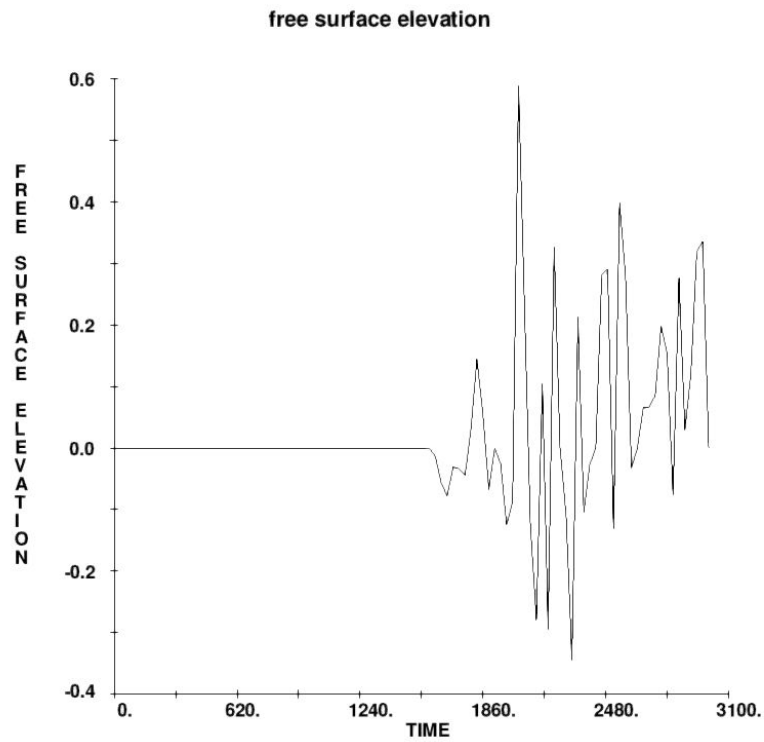


圖 4-12 (續)

(a)



(b)

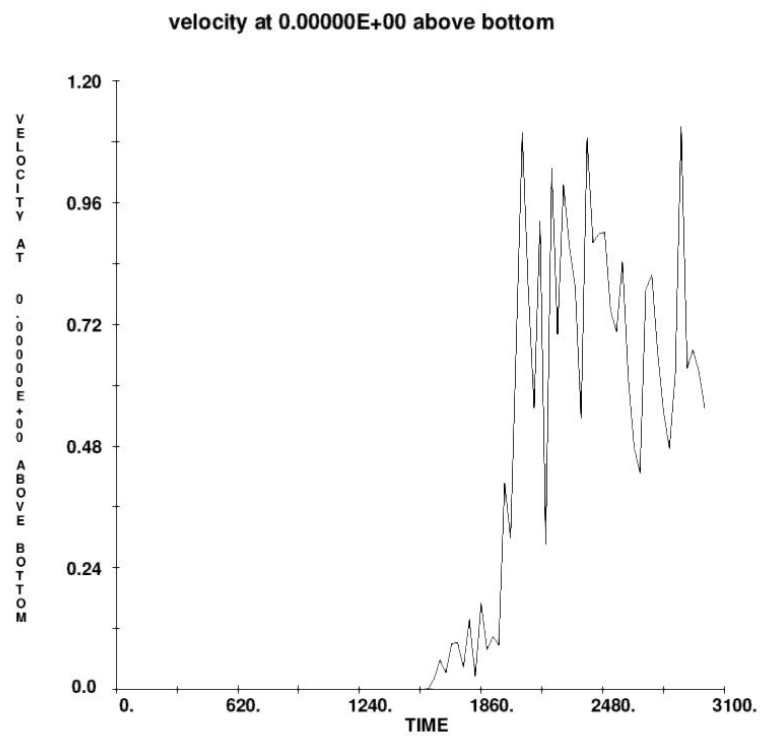
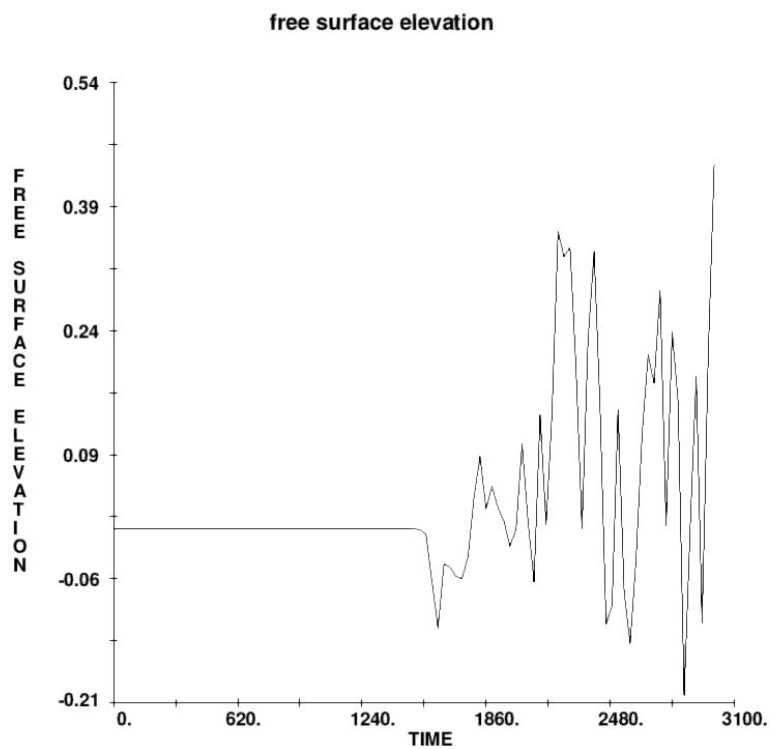


圖 4-13 核一廠岸際區海嘯波高與波速之時間序列圖(0801-04，
崩塌土體體積為基隆嶼海平面上方 1/10 總土體體積)
(a)波高圖；(b)波速圖

(a)



(b)

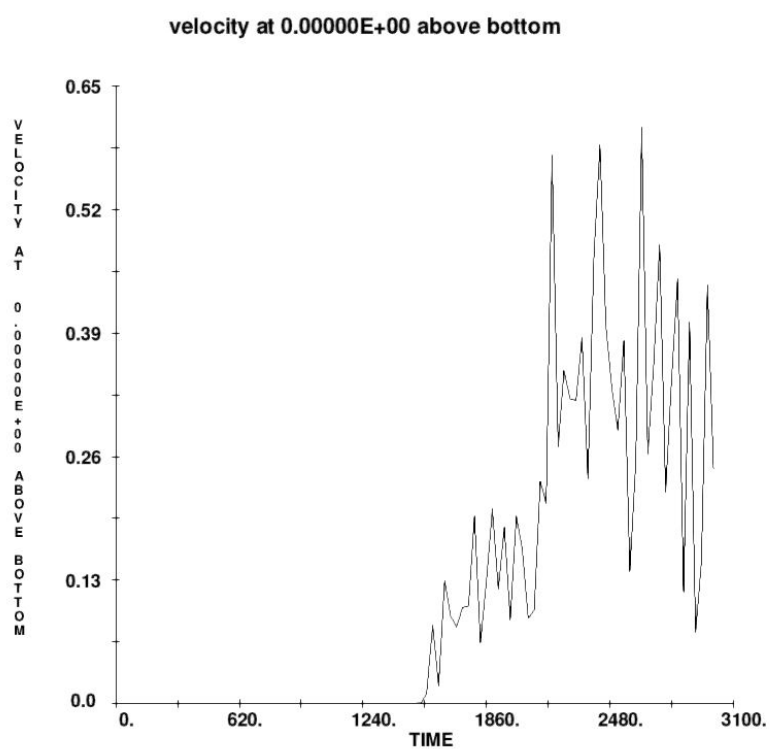
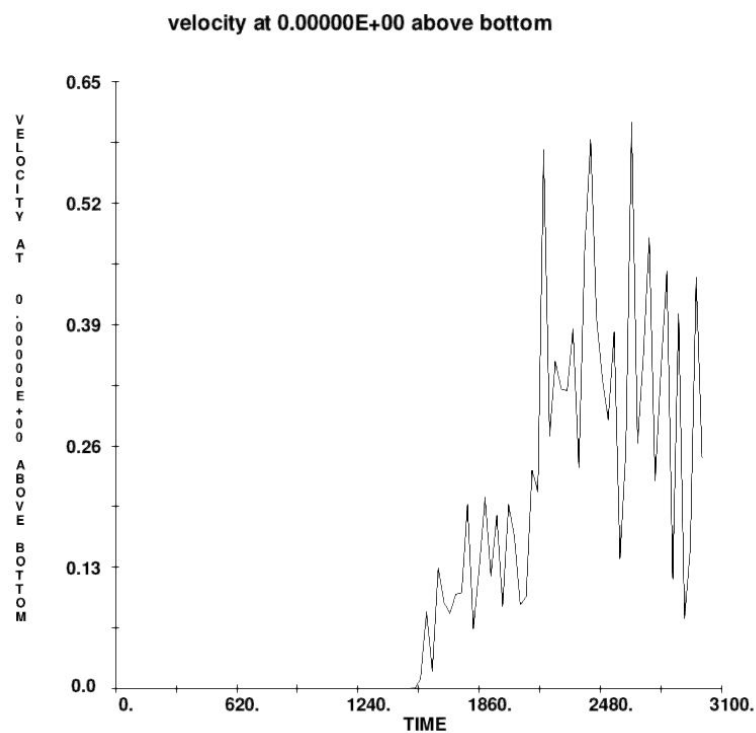


圖 4-14 核二廠岸際區海嘯波高與波速之時間序列圖(0801-04，
崩塌土體體積為基隆嶼海平面上方 1/10 總土體體積)
(a)波高圖；(b)波速圖

(a)



(b)

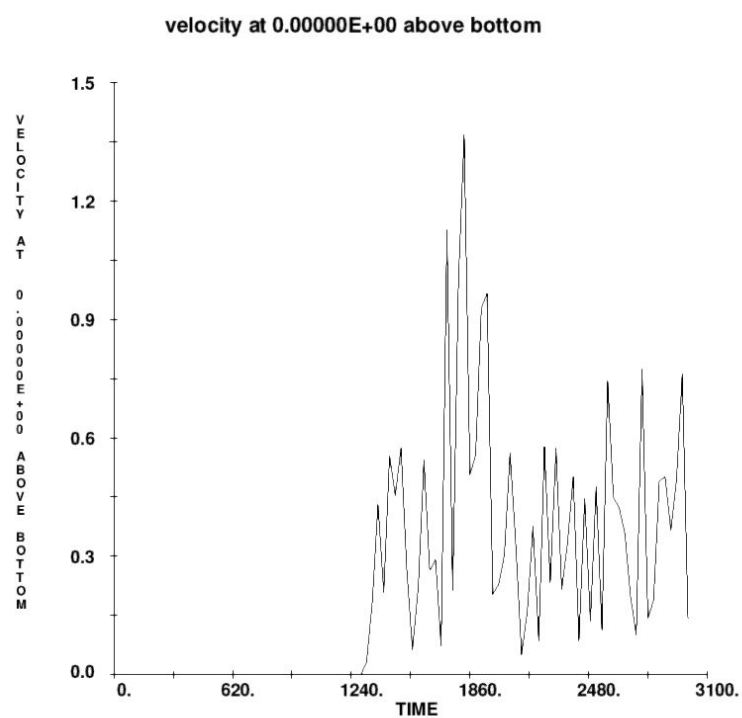
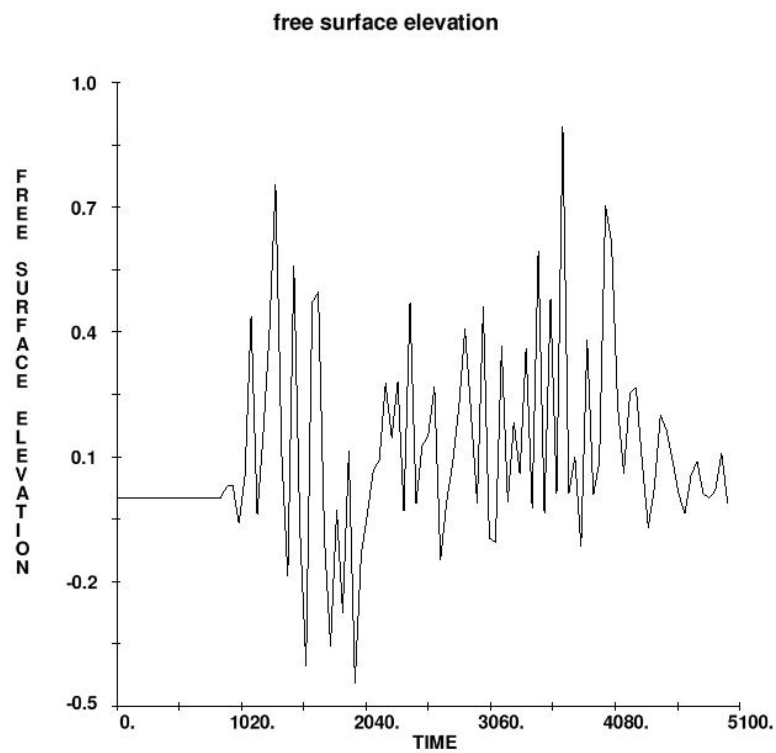


圖 4-15 核四廠岸際區海嘯波高與波速之時間序列圖(0801-04，
崩塌土體體積為基隆嶼海平面上方 1/10 總土體體積)
(a)波高圖；(b)波速圖

(a)



(b)

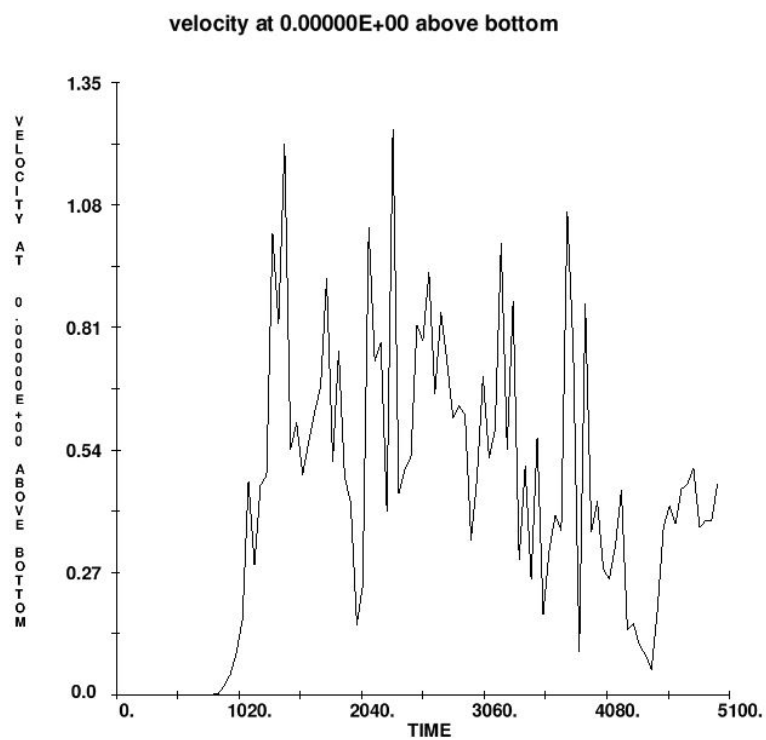
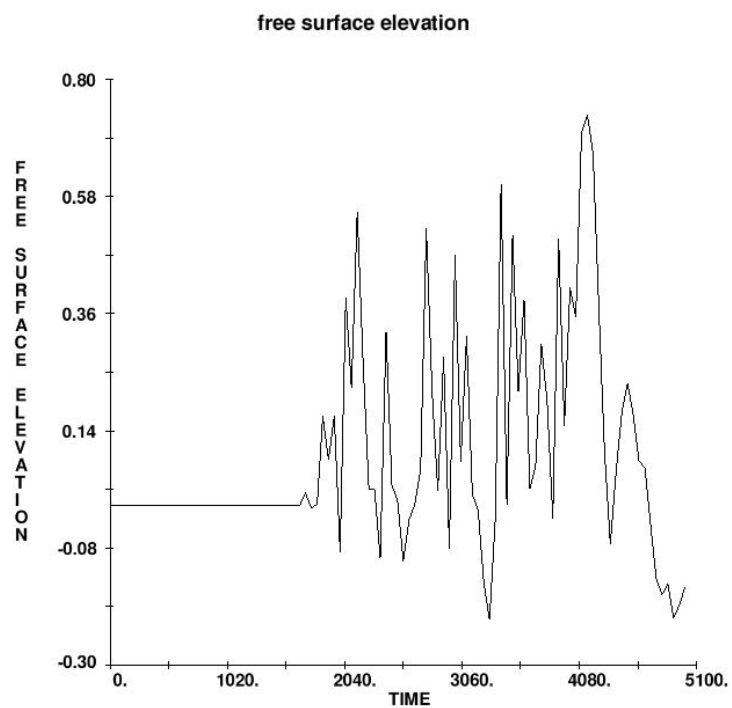


圖 4-16 核一廠岸際區海嘯波高與波速之時間序列圖(0801-05，
崩塌土體體積為基隆嶼海平面上方 1/10 總土體體積)
(a)波高圖；(b)波速圖

(a)



(b)

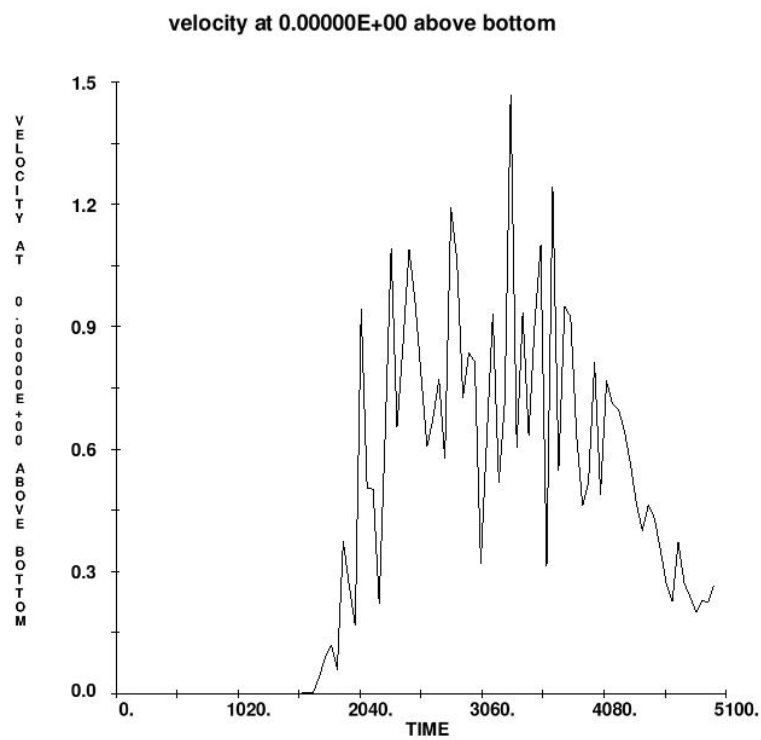
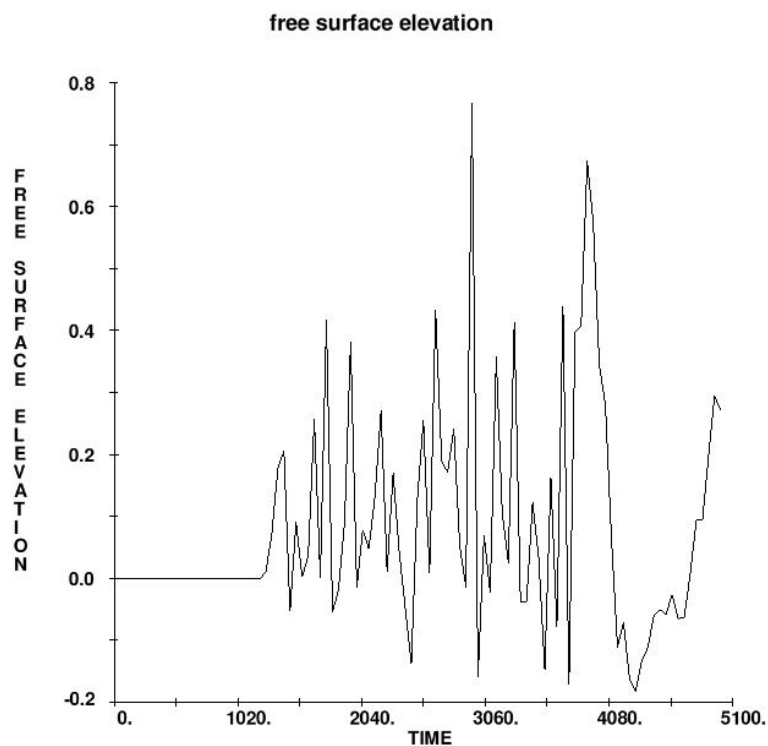


圖 4-17 核二廠岸際區海嘯波高與波速之時間序列圖(0801-05，
崩塌土體體積為基隆嶼海平面上方 1/10 總土體體積)

(a)波高圖；(b)波速圖

(a)



(b)

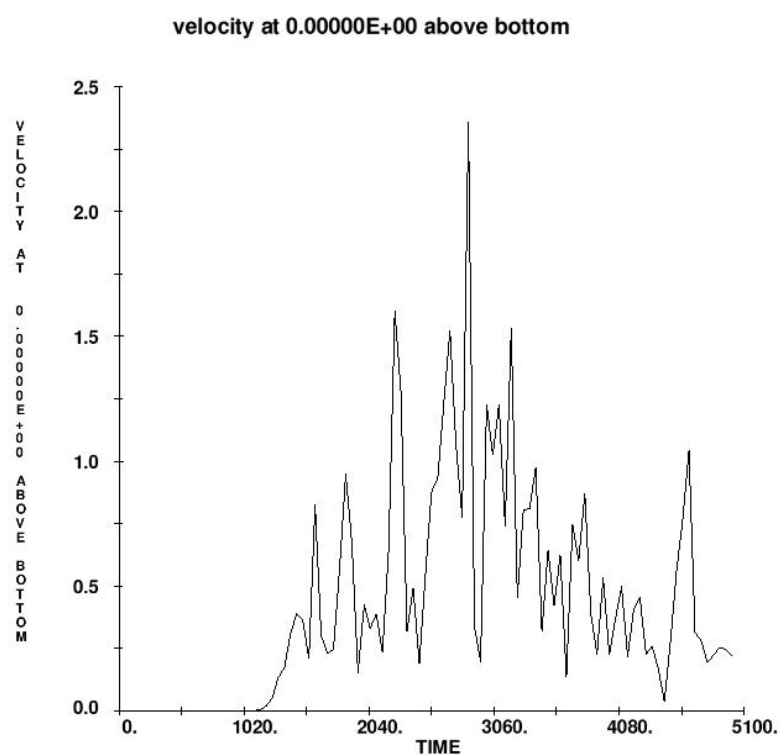


圖 4-18 核四廠岸際區海嘯波高與波速之時間序列圖(0801-05，
崩塌土體體積為基隆嶼海平面上方 1/10 總土體體積)
(a)波高圖；(b)波速圖

五、核能三廠防海嘯牆之海底山崩海嘯數值模擬及受力分析

(一) 緒論

為進行海底地震海嘯源數值模擬，本研究計畫使用 COMCOT (COrnell Multigrid COupled Tsunami model) 海嘯數值模式模擬海溝型海嘯源導致之海嘯的水體運動，並以三維數值模式 (FLOW-3D) 計算核電廠區附近較為複雜的流況。COMCOT 是由美國康乃爾大學土木與環境工程學系劉立方教授研究團隊所研發，以 COMCOT 為研究工具在文獻上已相當具能見度，廣受國內外學界採用。無論是 1960 年的智利海嘯 (Liu et al., 1995) 或是 2004 年的南亞大海嘯 (Wang and Liu, 2007) 的模擬結果與潮位及衛星影像資料相比，在海嘯波高、抵達時間、溢淹範圍等方面，都有相當高的準確性。FLOW-3D 是一套發展超過 30 年的商業計算流體力學軟體，在計算波浪與結構物交互作用的相關議題上，已有相當多成功的應用案例 (例如: Chen and Hsiao, 2016)。本研究針對核三廠預計建置的防海嘯牆為標的，分析核三廠受海底山崩引致海嘯之影響。蒐集海底山崩數學模型及核三廠區附近海底山崩潛勢區資料，以二維及三維海嘯數值模式進行模擬分析，比較二維模式之受力分析及三維模式受力分析結果之間的差異。

(二) 二維海底山崩海嘯模式

波浪理論定義無因次化參數 kh ，作為判定波浪特性的重要參數之一。其中， k 為波數 (即 $2\pi/L$ ， L 為波浪長度)， h 為水深。當 $kh < \pi/10$ 為淺水波， $kh > \pi$ 為深水波，而 $\pi/10 \leq kh \leq \pi$ 則為中間性波。由於海嘯波的波長遠大於海水深度，可視為一

淺水長波。因此，淺水長波理論相當適合用於描述海嘯的運動情形。本計畫採用的 COMCOT 模式，即是一個求解淺水長波方程的數值模式。然而，海嘯是一個從大洋傳播至近岸的演變過程，其中仍有淺水長波方程無法完整描述的物理現象，例如：頻散性效應。為了克服此問題，COMCOT 透過數值方法模擬實際的波浪頻散性，並藉由線性淺水波方程和非線性淺水波方程的雙向耦合計算，同時兼顧計算的精度以及效率。

1. 統域方程式

海嘯波在深海傳遞時，海嘯振幅相對於水深相當的小，此時波浪的非線性和底床摩擦力的影響較小，故可將其忽略。相對的，須考慮到科氏力及地球曲面的效應，因此一般採用球座標做計算，其線性淺水波方程可表示為：

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \left[\frac{\partial P}{\partial x} + \frac{\partial Q}{\partial y} \right] = -\frac{\partial h}{\partial t} \quad (5.1)$$

$$\frac{\partial P}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{P^2}{H} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \frac{PQ}{H} \right\} + gH \frac{\partial \eta}{\partial x} + \tau_x = 0 \quad (5.2)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{PQ}{H} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \frac{Q^2}{H} \right\} + gH \frac{\partial \eta}{\partial y} + \tau_y = 0 \quad (5.3)$$

$$\tau_x = \frac{gn^2}{H^{7/3}} P(P^2 + Q^2)^{1/2} \quad (5.4)$$

$$\tau_y = \frac{gn^2}{H^{7/3}} Q(P^2 + Q^2)^{1/2} \quad (5.5)$$

其中， η 為水位， P 、 Q 為 x 、 y 方向的體積通量（ $P = Hu$ ， $Q = Hv$ ）， u 、 v 分別為 x 、 y 方向的水深平均速度， h 為靜水深， g 為重力加速度， τ_x 和 τ_y 為底部摩擦力， n 為曼寧粗糙係

數，由底床粗糙度決定，是一經驗常數。

2. 多重巢狀網格

在計算海嘯波於深海中傳播時，因波形變化不大，為節省計算時間，以粗網格描述即可。當海嘯波逐漸傳遞至近岸，為了解析海嘯波侵襲陸地時的溯上高度及溢淹範圍，須採用較細的網格加以描述，以便得到更精確的結果，如**錯誤! 找不到參照來源。**。

3. 移動邊界

為闡述移動邊界法處理的過程，以一維階梯代表真實地形來描述移動邊界條件的運算(**錯誤! 找不到參照來源。**)，圖中 MWL 為平均海水面， H_f 代表洪氾高度。當格點位在陸地上，水深 h 為正值，定義為平均海水面到陸地的高度，在乾陸地的網格中，總水深 $H = h + \xi$ 是為負值，而在有水淹溢的溼陸地網格中，總水深為正值，位於乾網格與溼網格之間的交界處則定義為海岸線。波由外海計算到近陸地區，當 $H_i > 0$ 及 $H_{i+1} \leq 0$ 的條件成立時，則開始使用移動邊界計算，以計算新的海岸線。

錯誤! 找不到參照來源。 (a)中，第 i 個網格為溼陸地，其總水深為正值，第 $i+1$ 個網格為乾陸地，其總水深為負值且體積通量為零，海岸線位於 i 與 $i+1$ 之間，而給予第 $i+1/2$ 個網格點的體積通量為零。但在波高較高的例子中，如**錯誤! 找不到參照來源。** (b)所示，此時第 $i+1/2$ 個網格點的體積通量不為零，海岸線也往陸地方向移動一個網格點，而總水深則是利用連續方程式更新。以下說明海岸線是否該移動的判斷方式，其先決

條件是需先滿足 $H_i > 0$ ：

- (1) 當 $H_{i+1} \leq 0$ 且 $h_{i+1} + \zeta_i \leq 0$ ，則海岸線仍位於第 i 與 $i+1$ 個格點之間，體積通量 $P_{i+1/2}$ 仍為零。
- (2) 當 $H_{i+1} \leq 0$ 且 $h_{i+1} + \zeta_i > 0$ ，則海岸線會移到第 $i+1$ 與 $i+2$ 個格點之間，體積通量 $P_{i+1/2}$ 此處不等於零， $P_{i+3/2}$ 值於零，洪氾高度為 $H_f = h_{i+1} + \zeta_i$ 。
- (3) 當 $H_{i+1} > 0$ ，則海岸線會移到第 $i+1$ 與 $i+2$ 個格點之間，體積通量 $P_{i+1/2}$ 此處不等於零，而 $P_{i+3/2}$ 值於零，洪氾高度為 $H_f = \max(h_{i+1} + \zeta_i, h_{i+1} + \zeta_{i+1})$ 。

4. 數值高程資料之建置

模擬一場海溝型地震海嘯需要的資料，除了上述的地震參數外，還需要相關的數值地形資料。本計畫在海嘯源處採用美國國家海洋暨大氣總署(NOAA)開放的 1 分精度地形資料(錯誤! 找不到參照來源。)、於台灣近岸使用行政院國家科學委員會海洋學門資料庫的 200 公尺精度地形資料(錯誤! 找不到參照來源。)，並且在核三廠周圍海陸域採用原能會提供之 10 公尺高精度陸域和海域地形資料。其中，核三廠包含廠房建築資料。為了能更直覺瞭解廠區附近海嘯的溯升及溢淹情形，皆以 TWD97 二度分帶座標呈現，並將其位移，提供簡潔的資訊。位移量如下：往西移動 222.9 公里，向南移動 2427.3 公里。

5. 受力分析

在二維海嘯模式中，利用沒有海嘯牆情況下的流場資料，配合規範(FEMA-P646, 2012)的方式進行海嘯作用力之計算。靜水壓作用力如式錯誤! 找不到參照來源。所示，動水壓作用力如

式錯誤! 找不到參照來源。所示。

$$F_h = 0.5\rho_s g b h_{\max}^2 \quad (5.6)$$

$$F_d = 0.5\rho_s C_d B (h u^2)_{\max} \quad (5.7)$$

其中 ρ_s 為包含沉積物的流體密度， g 為重力加速度， b 為海嘯牆寬， $h_{\max}$ 為海嘯牆位置的最大溯升高， C_d 為阻力係數， B 為海嘯牆垂直水流方向的寬度(即平行海岸線方向的寬度)， h 為水深， u 為流速。

(三) 三維耦合模式

雖然 COMCOT 能夠有效率的模擬海嘯由海洋遠域傳播至近域。但是當海嘯波傳遞至近岸區時，若要考慮更詳細的溯升點位置、碎波情況、紊流效應、結構物受力和特殊地形(例如：陡峭斜坡和低窪地形)影響時，則需要更為完整的流場來分析。此時，可經由求解完整的三維 Navier-Stokes 方程模式來獲得更詳細的流場資訊，進一步分析更複雜的海嘯相關問題。然而，求解 Navier-Stokes 方程相較於二維的水深積分模式需要更多的計算時間及硬體容量。

Kim et al. (2013)耦合美國普林斯頓大學海洋模式(POM)和 FLOW-3D 計算日本 311 海嘯時，日本海域附近的三維流場變化，發現使用更高精度的三維模式可得到與實際波高資料更為吻合的結果。然而，受限於目前 FLOW-3D 與外部資料銜接的方式，Kim et al. (2013)簡化了 FLOW-3D 的邊界流場資訊，將 POM 得到的時序列空間資料做空間平均的處理，造成同一平面的計算域邊界，流體的速度和水面在邊界上失去了空間變化。蕭(2014)結合 COMCOT 和 FLOW-3D 建立一耦合模式，並進一

步保留海嘯波傳遞至 FLOW-3D 計算域邊界的空間變化，使得海嘯波之波浪特性更為完整的在三維模式之中重現。

除此之外，FLOW-3D 本身已開發一耦合模組-結合淺水和三維流模式(Hybrid Shallow Water/3D Flow model)，流場資料在淺水波模式和三維模式之間會互相傳遞模擬資料，有助於提升模式的穩定性及結果的準確度，屬於雙向耦合。儘管如此，FLOW-3D 的淺水波模式缺少對於碎波的考量、波浪頻散性的改良以及初始海嘯波的生成。

雖然 FLOW-3D 的淺水波模式目前不能直接用來模擬海嘯波的生成、傳遞和溯升，卻可扮演二維海嘯模式(COMCOT)傳遞至三維模式(FLOW-3D 的 Navier-Stokes 方程模式)的橋樑，即 COMCOT 的資料以單向耦合的方式進入 FLOW-3D 的淺水波模式，再透過 FLOW-3D 內部的結合淺水和三維模式計算。

1. 統域方程式

FLOW-3D 是一套商業的計算流體力學軟體，控制方程式為三維的連續方程式和 Navier-Stokes 方程，如式錯誤! 找不到參照來源。)至式(5-11)所示。動量方程式的離散式，如式(3-12)至(3-14)所示。在結構物的邊界上，以 FAVOR(Fractional Area/Volume Obstacle Representation)法區分出結構物和流體；在自由液面上，以流體體積法區分出液體和氣體。

$$\frac{\partial}{\partial x}(uA_x) + \frac{\partial}{\partial y}(vA_y) + \frac{\partial}{\partial z}(wA_z) = 0 \quad (5.8)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left(uA_x \frac{\partial u}{\partial x} + vA_y \frac{\partial u}{\partial y} + wA_z \frac{\partial u}{\partial z} \right) = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + G_x + f_x \quad (5.9)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left(u A_x \frac{\partial v}{\partial x} + v A_y \frac{\partial v}{\partial y} + w A_z \frac{\partial v}{\partial z} \right) = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + G_y + f_y \quad (5.10)$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left(u A_x \frac{\partial w}{\partial x} + v A_y \frac{\partial w}{\partial y} + w A_z \frac{\partial w}{\partial z} \right) = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + G_z + f_z \quad (5.11)$$

其中， ρ 代表流體密度， u, v, w 代表流體速度， G_x, G_y, G_z 為重力項， f_x, f_y, f_z 為黏滯項， V_f, A_x, A_y, A_z 是 FAVOR 中的參數，分別代表流體可自由通過的體積及面積分率。

$$u_{i,j,k}^{n+1} = u_{i,j,k}^n + \delta t^{n+1} \left[-\frac{p_{i+1,j,k}^{n+1} - p_{i,j,k}^{n+1}}{(\rho \delta x)_{i+1/2,j,k}^n} + G_x - FUX - FUY - FUZ + VISX \right] \quad (5.12)$$

$$v_{i,j,k}^{n+1} = v_{i,j,k}^n + \delta t^{n+1} \left[-\frac{p_{i,j+1,k}^{n+1} - p_{i,j,k}^{n+1}}{(\rho \delta y)_{i,j+1/2,k}^n} + G_y - FVX - FVY - FVZ + VISY \right] \quad (5.13)$$

$$w_{i,j,k}^{n+1} = w_{i,j,k}^n + \delta t^{n+1} \left[-\frac{p_{i,j,k+1}^{n+1} - p_{i,j,k}^{n+1}}{(\rho \delta x)_{i,j,k+1/2}^n} + G_z - FWX - FWY - FWZ + VISZ \right] \quad (5.14)$$

其中， FUX 、 FUY 和 FUZ 為 x, y, z 方向的對流項； $VISX$ 、 $VISY$ 和 $VISZ$ 為 x, y, z 方向的黏滯項。上述這幾項會依據不同的數值方法而有不同的離散型態，在此不予闡述。

在數值上，要直接以 Navier-Stokes 方程求解紊流場，需要相當龐大的計算量。因此一般會採用紊流模式，以避免直接求解 Navier-Stokes 方程。FLOW-3D 共有五種不同的紊流模式，較廣泛使用的有三種，分別為標準 $k-\varepsilon$ ，RNG (Renormalization Group)和 LES (Large Eddy Simulation)。為獲得更為精確的流場

資訊，本計畫採用 LES 紊流模式。

而非線性淺水波方程如下：

$$\frac{\partial V_F F}{\partial t} + \frac{\partial u A_x F}{\partial x} + \frac{\partial v A_y F}{\partial y} = 0 \quad (5.15)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ u A_x \frac{\partial u}{\partial x} + v A_y \frac{\partial v}{\partial y} \right\} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\tau_{b,x}}{\rho d} \quad (5.16)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ u A_x \frac{\partial v}{\partial x} + v A_y \frac{\partial u}{\partial y} \right\} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \frac{\tau_{b,y}}{\rho d} \quad (5.17)$$

$$\tau_{b,x} = -\rho C_f u \sqrt{u^2 + v^2} \quad (5.18)$$

$$\tau_{b,y} = -\rho C_f v \sqrt{u^2 + v^2} \quad (5.19)$$

其中 d 為總水深， p 為總壓力， $\tau_{b,x}$ 和 $\tau_{b,y}$ 是在 x 和 y 方向上的底床摩擦力、 C_f 為摩擦係數（預設值為 0.0026）。

由於 FLOW-3D 的淺水波模式缺少對於碎波的考量、波浪頻散性的數值處理、海嘯初始波型的生成和線性淺水波方程式，目前較不適合直接用來模擬一場完整的海嘯，但可扮演二維海嘯模式(COMCOT)傳遞至三維模式(FLOW-3D 的 Navier-Stokes 方程模式)的橋樑，即 COMCOT 的資料以單向耦合的方式進入 FLOW-3D 的淺水波模式，再透過 FLOW-3D 內部的耦合模式（結合淺水波和三維 Navier-Stokes 方程模式）計算。而水動力載重計算可透過計算結構物上的總壓力(p)積分：

$$\vec{F} = -\int p \vec{n} dA \quad (5.20)$$

其中 $\vec{n}$ 為壓力作用於物體表面元素的物體表面法向量。

(四) 海嘯情境模擬及防海嘯牆受力分析

本計畫於 107 年度之研究探討台灣南部海域之海底山崩潛勢區對於核三廠之影響性，分析三組危害度較大之情境(LS1,

LS2, LS3)條件，分析結果顯示三組情境對於廠區之危害度皆不高。因此，採用放大崩移物厚度的方式，考慮更大的海嘯溢淹情境(錯誤! 找不到參照來源。)。本年度(108 年度)則進行防海嘯牆受力分析，探討增大厚度之 LS1、LS2 和 LS3 情境，並以二維模式(COMCOT)和三維模式(FLOW-3D)進行防海嘯牆之受力分析。

錯誤! 找不到參照來源。為 LS1 情境下的海嘯牆受力情形，COMCOT 的受力最大值發生在 31.5 min 時，受力為 80.9 kN；FLOW-3D 的受力最大值為 1158 kN，發生於 31.7 min。三維模式計算的防海嘯牆受力大於二維模式分析之結果，造成此現象的原因可能來自於三維模式在地形及水動力行為能更精確的描述，以及三維模式在計算時有考慮到海嘯牆對於水動力行為的影響。此外，由於此情境造成的海嘯波溯升溢淹較小(未達設計高度+6 米)，換句話說，海嘯致災規模較小，故其差異更為顯著，如錯誤! 找不到參照來源。所示。另一方面，LS2 情境以三維模式計算近岸的溯升溢淹後發現海嘯波與二維模擬之現象一致)，亦未觸及防海嘯牆，故不進行受力分析。

錯誤! 找不到參照來源。為 LS3 情境下的海嘯牆受力情形，COMCOT 的受力最大值發生在 35.6 min 時，受力約為 2.1 萬 kN；FLOW-3D 的受力最大值發生在 35.7 min，受力約為 6.9 萬 kN。可以看到三維模式模擬之海嘯波受海嘯牆阻擋，而於其前方出現水位抬升之現象，如錯誤! 找不到參照來源。所示。

(五) 最新馬尼拉海溝錯動模型參數及海底山崩參數引發之海嘯 情境之檢討

本節以 COMCOT 海嘯數值模式進行模擬，利用原能會提供之「108 年 3 月 14 日之台電核能電廠海底火山、海底山崩及古海嘯調查暨評估作業簡報」(簡稱「108 年 3 月台電簡報」)的最新參數，分別探討「馬尼拉海溝錯動模型：T02 和 T03 情境」，以及「海底山崩情境」對於核三廠的影響。

1. 馬尼拉海溝錯動模型參數：T02 和 T03

在 T02 和 T03 情境下(錯誤! 找不到參照來源。)，108 年 3 月台電簡報的參數設定與吳祚任 (2011)大致相同，惟震源參數中破裂深度和初始水位不同，吳祚任考慮破裂深度 0 km，初始水位採用 Okada (1985)，而在 108 年 3 月台電簡報中考慮破裂深度為 8.5505 km，初始水位採用 Okada (1985)之海嘯水位分布，加上潮位及海平面上升之水位 2.10 m (分別為 10%超越機率高潮位(1.28 m)和長期海平面升高量(0.82 m))。由於破裂深度越小不一定造成的最大海嘯波高越大(Gica et al., 2007; Aránguiz et al., 2014)，且經分析 108 年 3 月台電簡報之參數後，顯示最新之參數設定更為保守，故以下之分析皆採用較為保守之馬尼拉海溝情境設定。

在 T02 情境下，分析置於核三廠外海 15 m 水深(位置 A)及取水口(位置 B)兩處之水位計(錯誤! 找不到參照來源。)結果顯示：在水深 15 m 處，COMCOT 模擬的最大海嘯高度為 8.60 m，發生時間為 2765 秒，如錯誤! 找不到參照來源。所示；而 108 年 3 月台電簡報的最大海嘯高度為 7.61 m，發生時間為 2700

秒。在取水口位置，COMCOT 模擬的最大海嘯高度為 9.57m，發生時間為 2770 秒，如**錯誤! 找不到參照來源。**所示；而 108 年 3 月台電簡報的最大海嘯高度為 8.24 m，發生時間為 2610 秒。另一方面，COMCOT 模擬於核三廠附近之最大溯升高為 9.47 m，108 年 3 月台電簡報結上述之分析結果顯示，108 年 3 月台電簡報與 COMCOT 模擬結果相比，於「外海 15 m 水深」及「取水口」最大海嘯高度低約 13%-14%，發生時間早約 2%-3%，廠區最大溯升高則高約 15%。造成兩者模擬結果的差異，主要可能為底床粗糙度不同及有無考慮廠區建物。於 108 年 3 月台電簡報中，曼寧係數定義為水深小於 1 m 時 $n = 0.03$ ，水深大於 10 m 時 $n = 0.025$ ，與 COMCOT 驗證採用之全域 $n = 0.025$ 不同。另外，離岸最靠近的廠區建築像是高程 9.54 m 的抽水機房及 17.81 m 的建物可能於 108 年 3 月台電簡報中並未考量。果為 10.89 m。

為了進一步瞭解造成差異的可能原因，於考慮「廠區建物 (obs.)」和「無廠區建物(no obs.)」之地形條件下，分別進行三組曼寧係數($n = 0.02, 0.025, 0.03$)的模擬，總共六組情境。**錯誤! 找不到參照來源。**顯示在 A 和 B 兩處的水位觀測結果差異不大。另一方面，在核三廠附近之溯升溢淹結果顯示，曼寧係數越大對應之最大溯升高越小(在無建物下，分別為 11.2 m, 11.0 m, 10.4 m)。考慮廠區建物時，最大溯升高會降至 8 m 以下，代表無考慮建物的情境較為保守。六種不同的數值配置模擬結果最大溯升高皆不超過 11.2 m，與 108 年 3 月台電簡報結果 10.89 m 差異不大，如**錯誤! 找不到參照來源。**所示。

錯誤! 找不到參照來源。及**錯誤! 找不到參照來源。**統整 108 年 3 月台電簡報及六種情境的水位觀測資料，由表可知最大海嘯高度差異為 10-15%(COMCOT 較大)，發生時間有 2-3%的差異(COMCOT 較晚)。摩擦係數增加時，最大海嘯高度降低且發生時間往後延遲。不考慮廠區建物時，最大海嘯高度降低且發生時間往後延遲，可能是因為廠區建物會反射海嘯部分能量至外海。

最後為 T03 情境的模擬分析，**錯誤! 找不到參照來源。**為考慮有無建物地形下三組曼寧係數的模擬，總共六種情境下的水位時序列變化，結果顯示 A 和 B 兩處的最大水位觀測結果差異不大。溯升溢淹的變化與 T02 情境趨勢一致，曼寧係數越大對應之最大溯升高越小(在無建物下，分別為 8.8 m, 8.3 m, 7.7 m)，考慮建物時最大溯升高降至 5.6 m 以下，如**錯誤! 找不到參照來源。**所示。六種不同的配置中，最大溯升高皆不超過 8.8 m，與 108 年 3 月台電簡報結果 10.66 m 相比危害度較小。

2. 海底山崩情境參數檢討

錯誤! 找不到參照來源。為 108 年 3 月台電簡報於三個不同區域中，其初始波高較大之情境。為檢視本計畫採用之情境條件保守與否，故透過與 108 年 3 月台電簡報相同之海嘯初始水位公式，計算未改變參數之 LS1、LS2 及 LS3 情境的結果，如**錯誤! 找不到參照來源。**所示。比較本計畫與其之結果，顯示未改變參數之 LS1、LS2 及 LS3 情境較為保守。此外，此三組情境在未調整參數的情況下，對於核三廠之危害度不大。

表 5-1 水位觀測比較(15 m 水深)

A：15 m 水深處	108 年 3 月台電簡報 (不考慮廠區建物)	COMCOT (考慮廠區建物)			COMCOT (不考慮廠區建物)		
曼寧係數	0.025 ~ 0.03	0.02	0.025	0.03	0.02	0.025	0.03
最大海嘯高度	7.61 m	8.84 m	8.61 m	8.36 m	8.81 m	8.53 m	8.28 m
發生時間	2700 s	2765 s	2766 s	2768 s	2766 s	2767 s	2768 s

表 5-2 水位觀測比較(取水口)

B：取水口前	108 年 3 月台電簡報 (不考慮廠區建物)	COMCOT (考慮廠區建物)			COMCOT (不考慮廠區建物)		
曼寧係數	0.025 ~ 0.03	0.02	0.025	0.03	0.02	0.025	0.03
最大海嘯高度	8.24 m	9.75 m	9.55 m	9.22 m	9.74 m	9.44 m	9.14 m
發生時間	2610 s	2778 s	2772 s	2771 s	2784 s	2790 s	2789 s

表 5-3 海底山崩參數與初始波高(108 年 3 月台電簡報)

編號	量體[km ³]	水深[m]	距核三廠[km]	初始波高 [cm]
I-3-L2	0.10	1175	56.2	0.79
II-2-L1	2.23	2936	80.9	2.30
III-1-L2	0.13	2146	52.0	2.22

表 5-4 海底山崩參數與初始波高(本計畫)

編號	量體[km ³]	水深[m]	距核三廠[km]	初始波高 [cm]
LS1	3.50	1249	119.3	109
LS2	3.24	595	68.6	507
LS3	9.87	1331	85.1	286

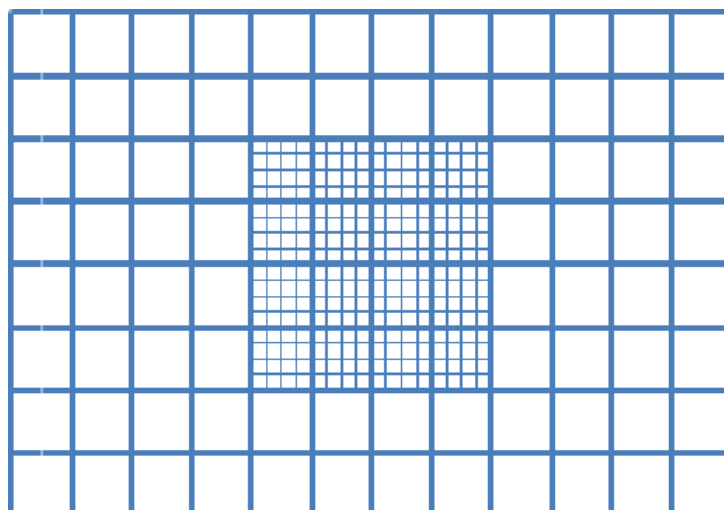


圖 5-1 巢狀網格示意圖

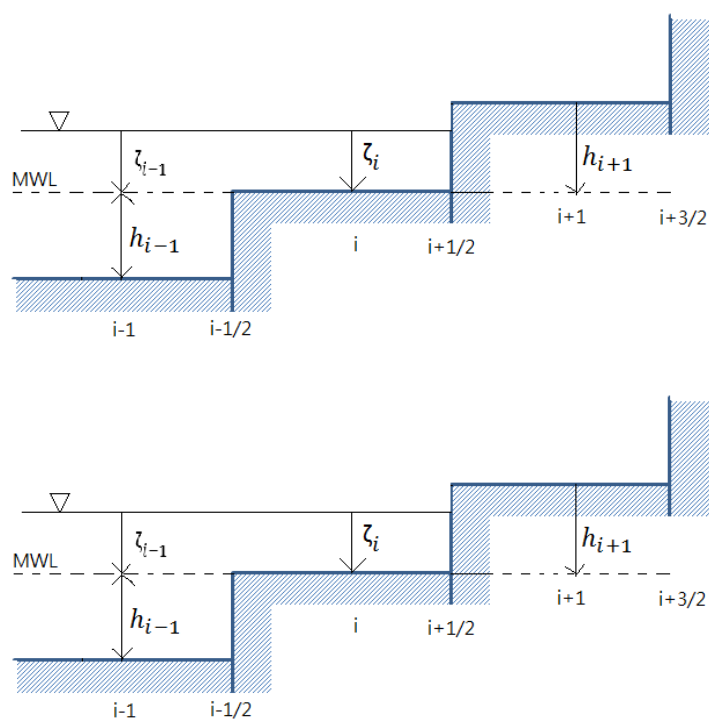


圖 5-2 移動邊界示意圖

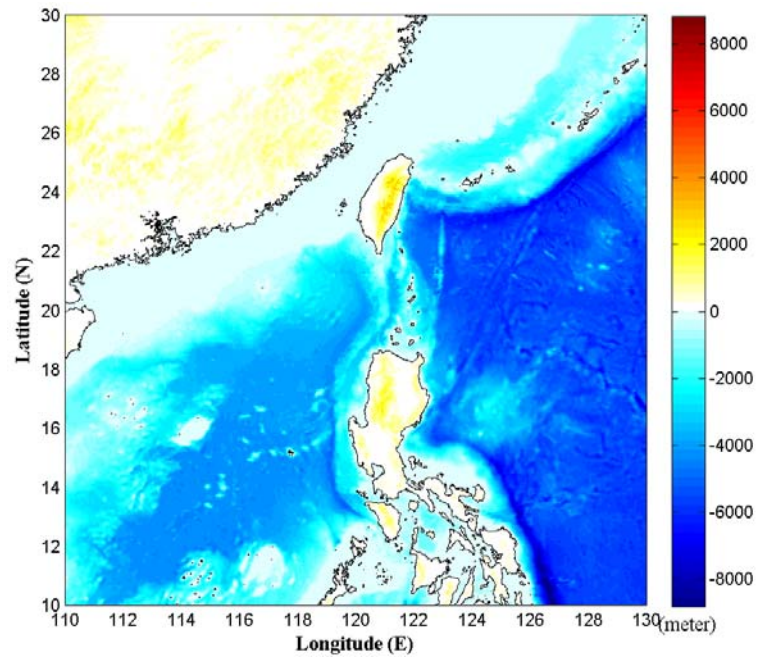


圖 5-3 陸域和海域數值高程資料(精度 1 分)

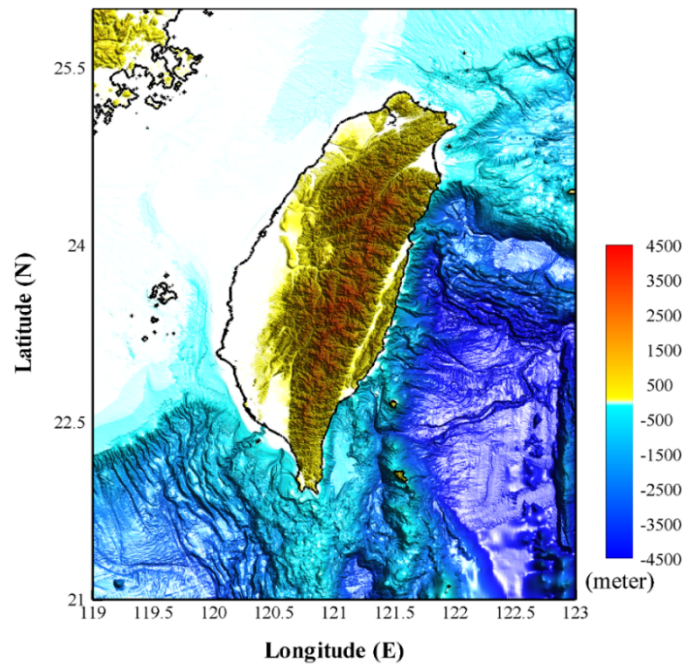
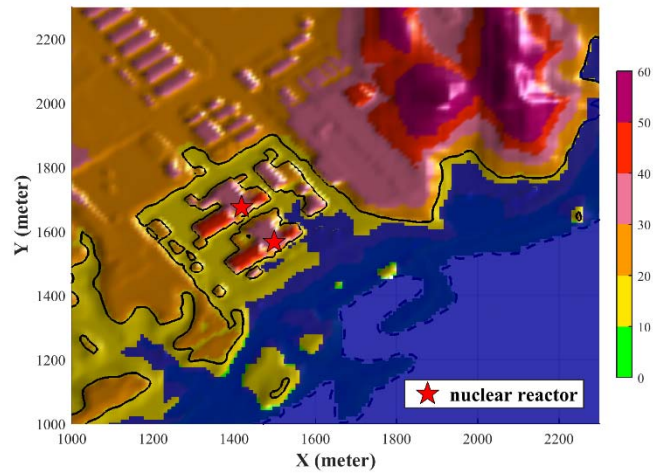
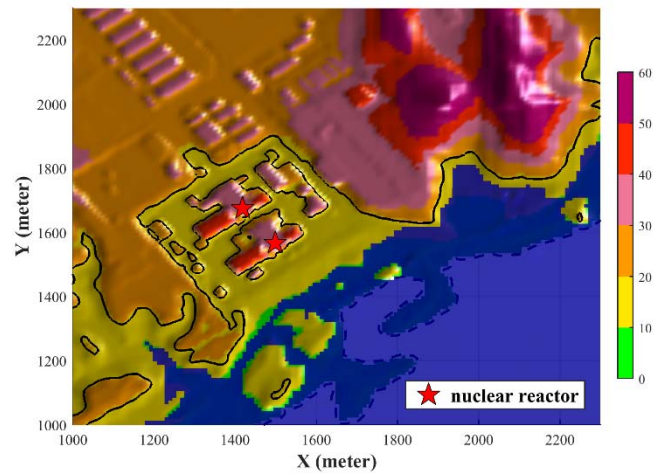


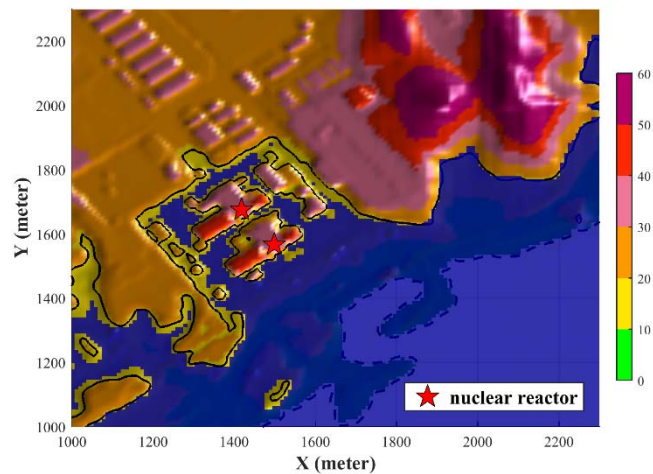
圖 5-4 陸域和海域數值高程資料(精度 200 公尺)



(a)



(b)



(c)

圖 5-5 不同海底山崩海嘯情境於核三廠造成之溢淹溯升 (a) LS1 情境，崩移物厚度為原始厚度之 4.0 倍；(b) LS2 情境，崩移物厚度為原始厚度之 3.3 倍；(c) LS1 情境，崩移物厚度為原始厚度之 7.1 倍

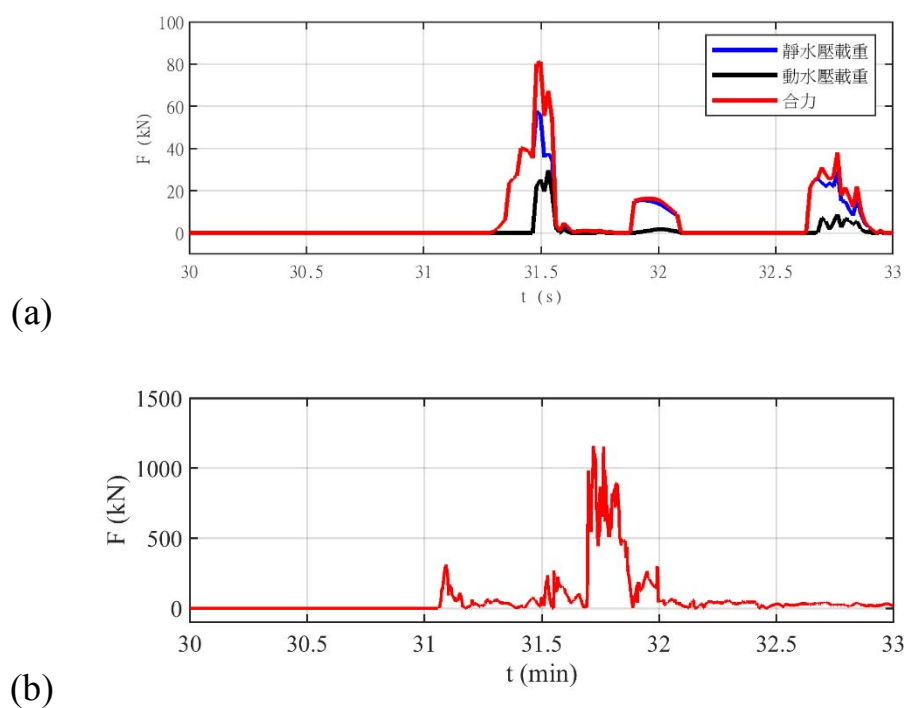


圖 5-6 LS1 情境(放大規模)的海嘯牆受力情形
(a) COMCOT 模擬結果；(b)FLOW-3D 模擬結果

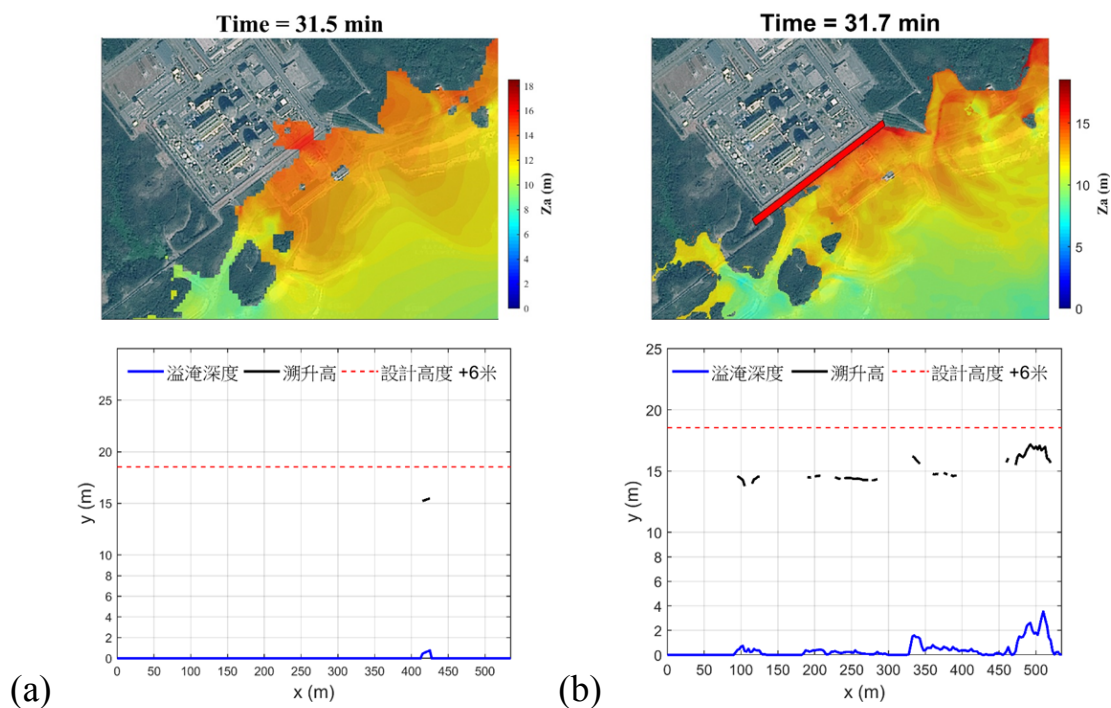


圖 5-7 LS1 情境(放大規模)的海嘯牆最大作用力
(a) COMCOT 模擬結果；(b)FLOW-3D 模擬結果

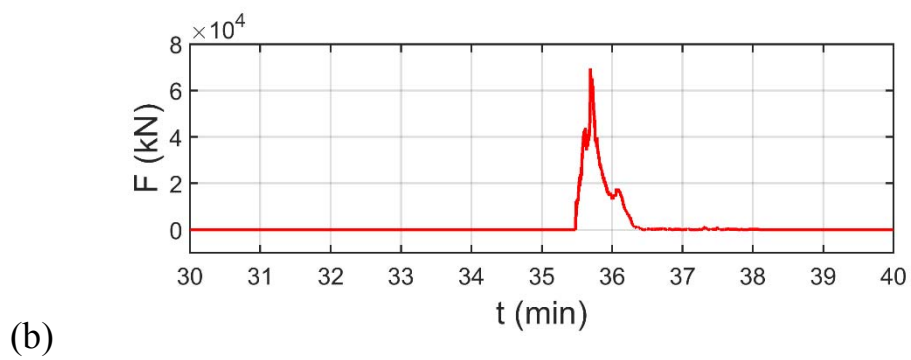
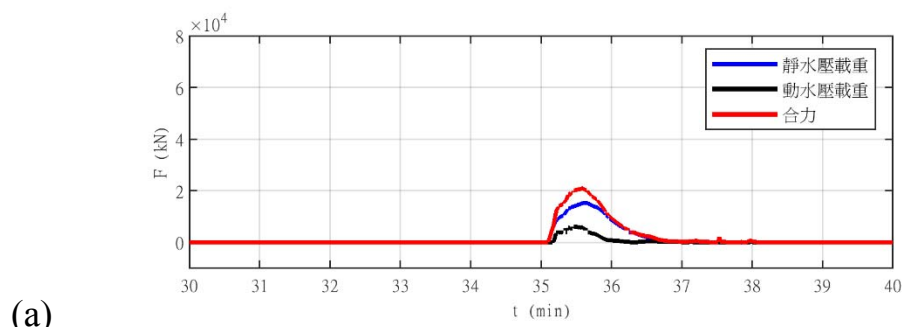
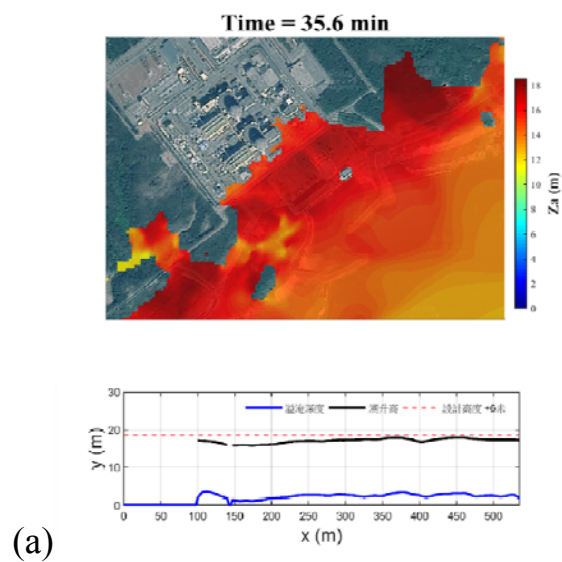


圖 5-8 LS3 情境(放大規模)的海嘯牆受力情形
(a) COMCOT 模擬結果；(b) FLOW-3D 模擬結果



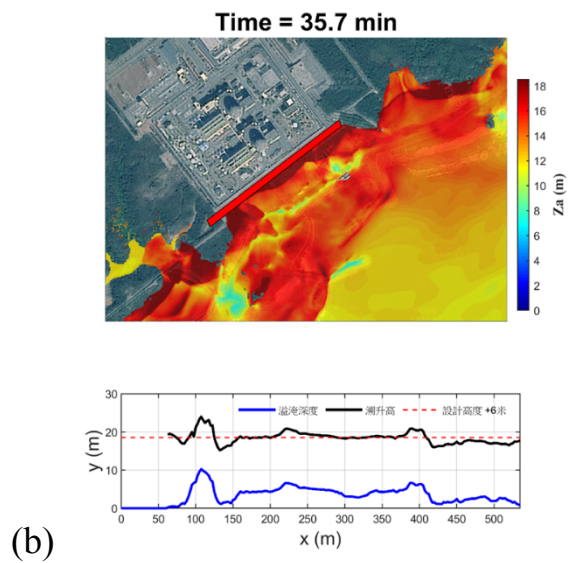


圖 5-9 LS3 情境(放大規模)的海嘯牆最大作用力
(a) COMCOT 模擬結果；(b)FLOW-3D 模擬結果

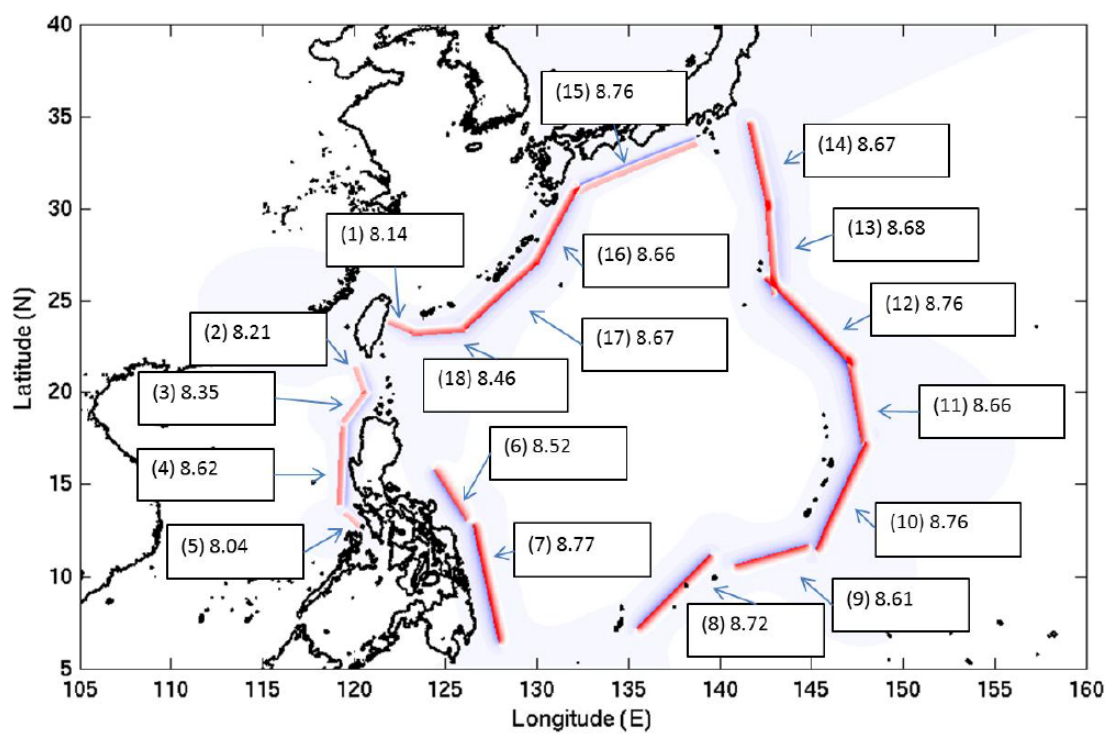


圖 5-10 海溝型海嘯分布位置 (T02 及 T03 分別為圖中編號(2)及(3))
(吳祚任，2011)



圖 5-11 核三廠附近數值水位計位置示意圖(108 年 3 月台電簡報)
(A：-15 m 水深處，B：取水口前)

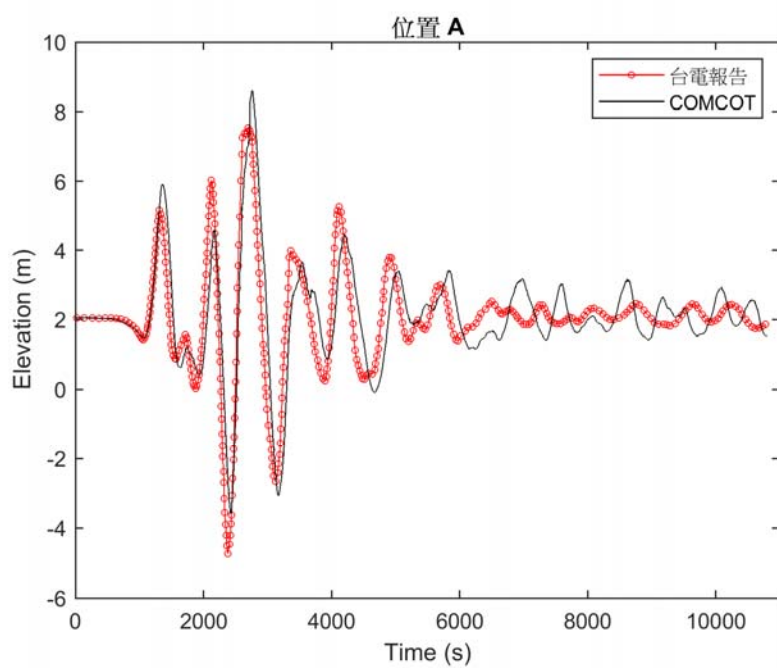


圖 5-12 位置 A 在 T02 情境下之水位觀測時序列

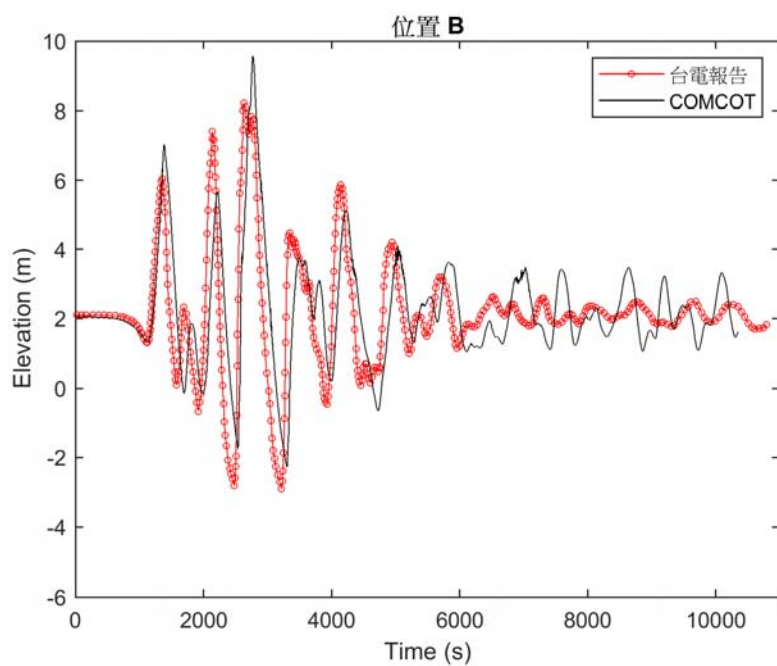


圖 5-13 位置 B 在 T02 情境下之水位觀測時序列

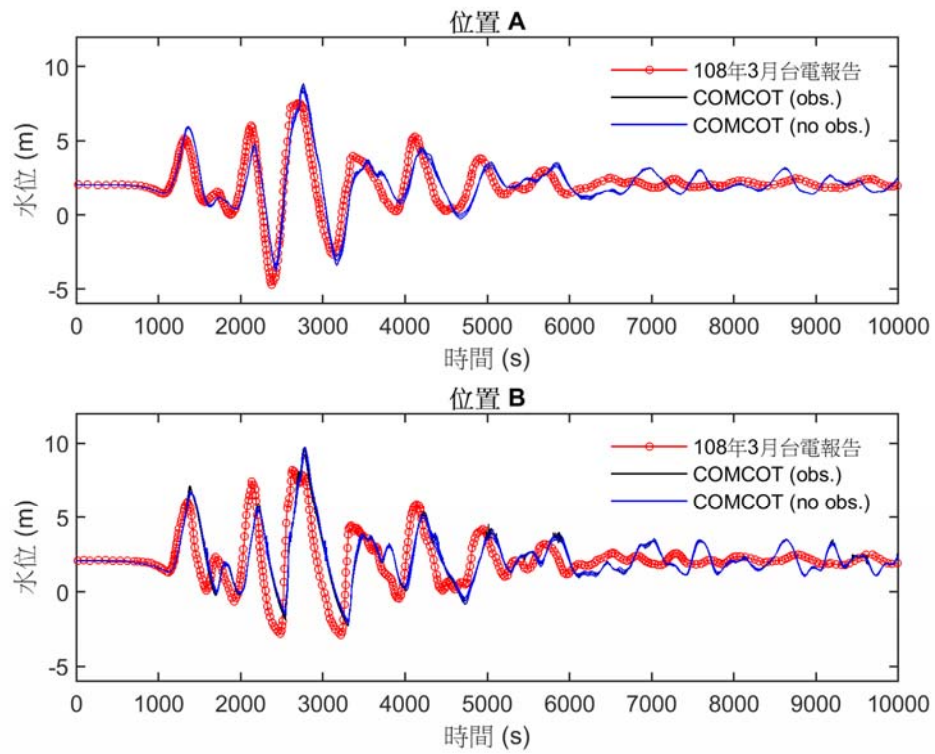


圖 5-14 T02 情境下考慮不同曼寧係數及有無廠區建物(obs.及 no obs.)
之水位觀測時序列

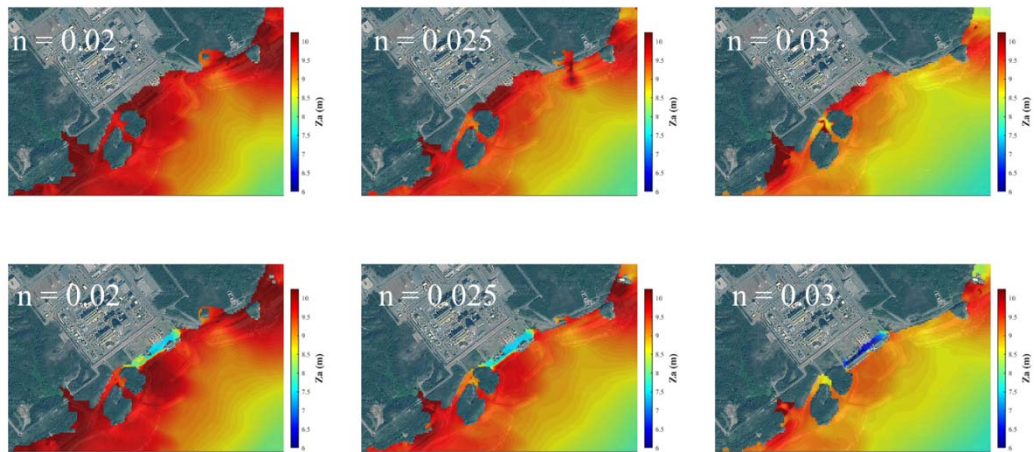


圖 5-15 T02 情境下考慮不同曼寧係數及有無廠區建物之最大水位分
佈(上排為無建物，下排為有建物)

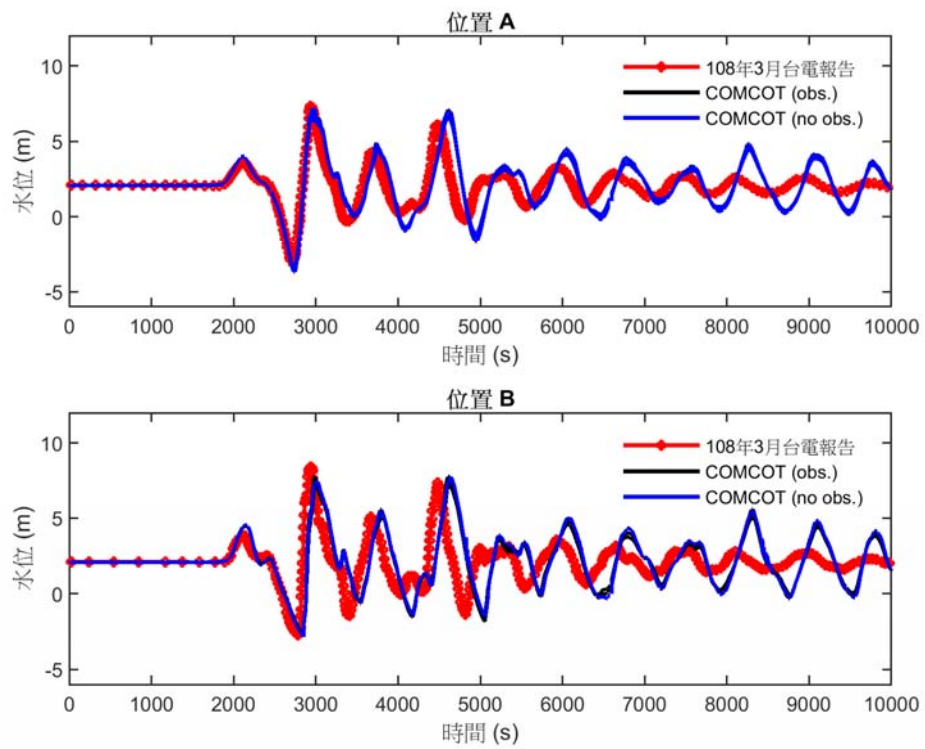


圖 5-16 T03 情境下考慮不同曼寧係數及有無廠區建物(obs.及 no obs.)
之水位觀測時序列

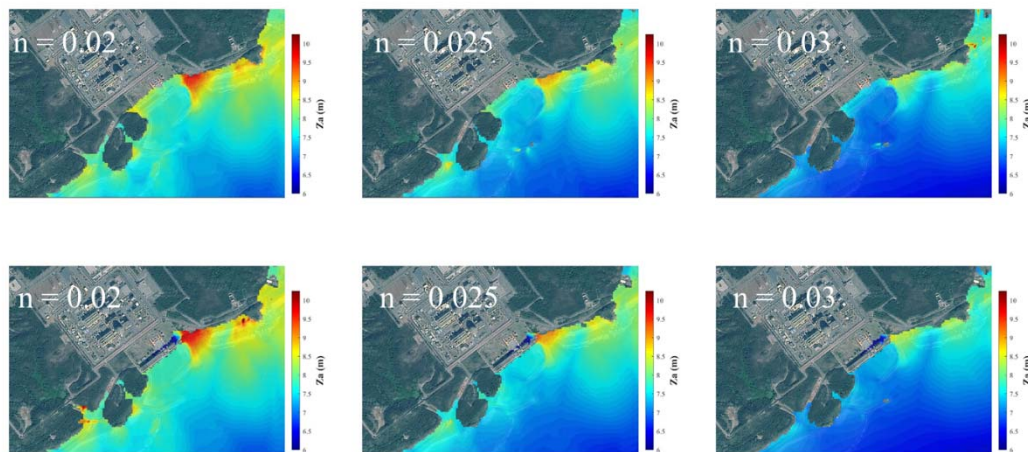


圖 5-17 T03 情境下考慮不同曼寧係數及有無廠區建物之最大水位分
佈(上排為無建物，下排為有建物)

六、日本、美國規範應用於防海嘯牆之靜力分析與穩定性評估

(一) 緒論

常見海嘯成因包含海底地震、山崩、與火山爆發，其發生機率極小，然其所產生之災害規模卻非常大。當海嘯接近近海時，依其夾帶能量之不同，浪高可能小由數十公分，大至數十米。世界上的核能電廠因反應爐散熱需求，多數沿海岸線而建築，因此當海底板塊作用而產生地震或海嘯時，防海嘯牆必須發揮阻隔海嘯能量之功能，否則核電廠主建物將遭受到巨大衝擊，如日本福島事件之大型核電廠災害將會一再重演。近年來由於氣候愈發極端，核電廠沿岸近海因地球板塊運動或颶風、颱風、龍捲風所引起之湧浪、巨型海浪或駐波之衝擊雖亦為核電廠必須考量之安全項目之一，然就災害等級而言，海嘯所造成之可能災情將遠大於上述其他，本計畫針對 ASCE7-16、FEMA P646 進行文獻蒐集與比較，整合防海嘯牆設計重點。

現行規範並無針對海嘯牆設計準則做一套明確設計方針，本研究對防海嘯牆之受力行為進行有限元素分析並且統合並整理 FEMA P646、ASCE 7-16、防波堤の耐津波設計ガイドライン(港灣局 2015 修訂)及津波を考慮した胸壁の設計の考え方(2015 港灣局防災課)之海嘯作用力與載重組合，且額外參考 ASCE43-05、ASCE7-16 及水利建造物檢查安全評估技術規範-蓄水與引水篇中地震力靜力係數法之相關規範，針對核一/二/三廠進行穩定性評估分析與比較。

(二) 防海嘯牆之靜力有限元模型分析

根據防波堤の耐津波設計ガイドライン中所計算之修正谷

本式防海嘯牆海嘯力之範例搭配 ASCE 7-16 之漂流殘骸衝擊力之相關規範，分別假設三組不同殘骸衝擊力之作用情況，進行有限元素靜力分析。

1. 修正谷本式

背面水位在進浪之際不低於基準面時（圖 6-1）：

$$\eta^* = 3.0a_f$$

$$p_1 = 3.0\rho_0 g a_f$$

$$p_u = p_1$$

η^* : 靜水面上的波壓作用高度 (m)

a_f : 入射海嘯之靜水面上的高度（震幅）(m)

$\rho_0 g$: 海水的單位體積重量 (kN/m³)

p_1 : 靜水面的波壓強度 (kN/m²)

p_u : 直立壁前面下端的揚壓力(kN/m²)

2. 防波堤の耐津波設計ガイドライン載重組合

日本規範設計流程分為三種情況依序設計：(1)一般波浪力+地震(2)海嘯+地震 (3)海嘯(超過設計海嘯)+地震，此研究之有限元分析模型採用(2)海嘯與地震力共同作用下之載重組合，包含潮湧力、拖曳力、靜水壓、動水壓、浮力、殘骸衝擊力、垂直及水平地震力等參數，進而評估防海嘯牆之受力狀況與破壞行為。

3. 有限元素模型建立

本研究針對防海嘯牆有限元素模型之邊界條件與外力加載的建立假設如下:(1)防海嘯牆乘載基礎與回填土邊界定義為固定

端束制(2)海嘯、地震力及殘骸衝擊力等相關作用力以面載重的形式施加於防海嘯牆(3)防海嘯牆長向延伸長度為 10m，其邊界元素採用半無限遠元素模擬防海嘯牆之連續行為。根據上述假設，防海嘯牆之模型建立如圖 4-2 所示。

4. 漂流殘骸衝擊力

ASCE7-16 對於漂流殘骸衝擊力有其規範，依序分別為：(1) 靜定力： $F_t = 1470C_0I_{tsu}$ (2)車輛： $F_t = 130I_{tsu}$ (3)木料或實木或貨櫃： $F_t = C_0I_{tsu}u_{max}\sqrt{km_d}$ ，本計畫使用規範定義的靜定力之漂流殘骸衝擊力，並且假設三種不同作用力位置與不同殘骸形狀，以探討漂流殘骸衝擊力對於防海嘯牆之受力行為。

有限元素分析模型與殘骸衝擊力作用位置如錯誤！找不到參照來源。、錯誤！找不到參照來源。及錯誤！找不到參照來源。所示，而其分析結果之 von mises stress 能看到，因其受力面積大小與作用位置有所不同，其所得之最大應力值與發生位置也有所差異，三種殘骸衝擊力作用所達最大應力數值分別為 1.182MPa、0.696MPa 及 1.201MPa，此三數值皆遠小於設計混凝土抗壓強度 28MPa，牆體破壞之情況並不會控制，因此後續所進行之防海嘯牆行為評估可以將其視為鋼體結構做分析。

(三) 核一/二/三廠防海嘯牆穩定性評估

研究使用 ASCE 7-16 與 ASCE 43-05 與規範中之載重組合搭配 JEAG4601、ASCE7-16 規範定義之地震力靜力係數，進行防海嘯牆穩定性評估，並與台電報告書中使用水利建造物檢查安全評估技術規範-蓄水與引水篇的分析結果相互比較。

1. 載重組合

(a) ASCE 7-16

於規範中第六章節中，對於海嘯設計區內之結構物，設計時須考慮最大考量海嘯，以及靜水壓、浮力、動水壓、漂流殘骸衝擊力等，其載重組合如下：

$$0.9D + F_{TSU} + H_{TSU} \quad (6.1)$$

其中， F_{TSU} 為海嘯作用力（海嘯前進方向）， H_{TSU} 為海嘯淹沒基礎造成之側向壓。本計畫並不允許海嘯發生溢淹之情況，因此 H_{TSU} 之項次不納入載重組合中，而在探討海嘯與地震力共同作用下之行為，其載重組合修改如下：

$$0.9DL + SL + TL + EL2 \quad (6.2)$$

其中， SL 為側向土壓力， TL 為海嘯作用力， $EL2$ 為 1/2 設計地震力。

(b) ASCE 43-05

規範採納 NUREG 0800 之相關載重組合規定，對於評估檢核結構物作用於地震、風力及溢淹水壓下之抗滑移、抗翻倒提出相關載重組合，但其中並沒有提及地震與海嘯共同作用下之情況，因此採用設計地震力作用下之載重組合：

$$D + H + E \quad (6.3)$$

其中， D 為靜載重， H 為側向土壓力， E 為設計地震力。

2. 地震力靜力係數

(a) JEAG 4601-1987

規範於 4.2.2 章節地震力設計中，明確定義水平與垂直地震力之靜力係數的計算方式，其規定如下：

$$K_H = n_1 \cdot K_0 \quad (6.4)$$

其中， K_H 為設計水平地震力靜力係數； K_0 為水平地震力靜力係數，令為 0.2； n_1 為修正係數，令為 0.1； K_V 為垂直地震力靜力係數，令為 $K_H/2$ 。

規範的表 4.2.2-1 也特別提及，對於加速度大於 500 gal 之靜力分析，上述地震力靜力係數在安全係數的反應上會趨於不保守，說明其並不能完整的反應加速度所造成之等效慣性力。

(b) ASCE 7-16

針對垂直地震力：

$$E_V = 0.2S_{DS}D \quad (6.5)$$

其中， S_{DS} 為短週期譜加速度， D 為靜載重。

針對水平地震力：

$$V = C_S W \quad (6.6)$$

其中， C_S 為地震反應係數， W 為靜載重。規範 12.8.1.1 中定義了地震反應係數 C_S 的計算方式如下：

$$C_S = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I_E}} \quad (6.7)$$

其中， I_E 為建築物重要係數， R 為韌性容量。

上述相關係數參考台電核一/二/三廠增設防海嘯能力提升評估規劃報告書之地表加速度，以及規範 ASCE 7-16 的 11.5.1 章節與表 12.14-1，得其建築物重要係數為 1.5。韌性容量參考錯誤！找不到參照來源。中對各結構系統之規定，而規範中並沒有對防海嘯牆有明確之定義，因此採用承重牆系統中的一般混凝土剪

力牆之韌性容量規定，其值訂為 4。

最終 ASCE 7-16 針對垂直地震力所採用的靜力係數為 $0.2S_{DS}$ ，針對水平地震力之靜力係數為 $0.375S_{DS}$ ，兩者皆正比於短週期譜加速度。

3. 各規範之靜力係數比較與建議

錯誤！找不到參照來源。7 及錯誤！找不到參照來源。8 為各規範對於水平與垂直靜力係數與現地地表加速度之折線圖與其分佈，各個規範針對不同大小之地表加速度都有其優劣及適用性。

規範 JEAG 4601-1987 的水平與垂直向靜力係數皆為單一常係數，因此所呈現的分佈在低地表加速度時較另二規範更加保守；但於高地表加速度時，卻無法反映高地表加速度之等效地震慣性力。

蓄水與引水篇中所規定之靜力係數，於低地表加速度尚有其適用性，但與 JEAG 4601-1987 相同，在面對較高之地表加速度時，其轉換之靜力係數有其上限值為 0.24，相較 JEAG 4601-1987 較高但還是缺乏其合理性。

規範 ASCE 7-16 之水平與垂直向靜力係數皆正比於短週期譜加速度，因此在低地表加速度時，相較於其它兩種規範較不保守，但其優勢為在高地表加速度能實際反映等效地震慣性力。

由上述三種規範之比較，現行規範中並沒有一種規範能適用於任何現地情況，各個規範皆有其不同之適用範圍，因此以保守為考量，對於防海嘯牆之水平與垂直向之地震靜力係數建議採納以上三種規範之包絡線作為未來設計基準，其既能反應

高地表加速度之等效慣性力，於低地表加速度又不失其保守性。

(6.1)

4. 防海嘯牆穩定性評估

錯誤！找不到參照來源。至表 6-3 為各規範之載重組合搭配靜力係數標準所計算之抗滑移安全係數(Safety Factor of Sliding, SFS)，以及抗翻倒安全係數(Safety Sactor of Overturning, SFO)，並與台電報告書之安全計算值做為比較。

(a) 核一廠

核一廠防海嘯牆預定位置的設計地表加速度(EL1)為 0.94 g，1/2 設計地表加速度(EL2)為 0.47 g，以 ASCE 7-16 所得之設計地震力等效水平向與垂直向靜力係數分別為 0.3525 及 0.188，而 1/2 設計地震力水平向與垂直向靜力係數分別為 0.17625 及 0.094。

在錯誤！找不到參照來源。中，台電報告書所呈現抗滑移與抗翻倒安全係數僅要求大於 1，對比於美國墾務局與美國兵工部隊之規範標準，仍有所不足。在比較規範所使用之靜力係數對於穩定性評估之影響時，若使用 JEAG 4601-1987 之標準，因其水平與垂直向靜力係數固定為 0.2 與 0.1，對於現地加速度值較小或採用 1/2 設計地震力之載重組合時，其安全係數相較於另二規範來得保守。再者，比較不同載重組合對於安全係數之影響，在共同考量地震力與海嘯作用力之載重組合時，ASCE 7-16 所提供之載重組合較蓄水與引水篇來得保守。

(b) 核二廠

核二廠 A 段與 B 段防海嘯牆預定位置的設計地表加速度

(EL1)為 1.42 g，1/2 設計地表加速度(EL2)為 0.71 g，以 ASCE 7-16 所得之設計地震力等效水平向與垂直向靜力係數分別為 0.5325 及 0.284，而 1/2 設計地震力水平向與垂直向靜力係數分別為 0.26625 及 0.142。

在錯誤! 找不到參照來源。與錯誤! 找不到參照來源。中，台電報告書的核二廠各段防海嘯牆之安全係數僅要求大於1，對比於其它現行規範標準，仍有所不足，尤其是抗翻倒安全係數的標準。比較各規範所使用之靜力係數對穩定性評估之影響，在面對較高地表加速度時，使用 ASCE 7-16 能以線性方式呈現等效地震慣性力；而 JEAG 4601-1987 的靜力係數為固定值，當面臨 0.5 g 以上的地表加速度時，所計算之慣性力趨於不保守。在使用 ASCE 43-05 單純考量地震作用力下的載重組合時，ASCE 7-16 之靜力係數能完整地反應現地地表加速度值，若應用於較大設計地表加速度之廠址，可能發生不滿足規範安全係數的情況，如表 6-3 所示。

(c) 核三廠

核三廠防海嘯牆預定位置的設計地表加速度(EL1)為 1.16 g，1/2 設計地表加速度(EL2)為 0.58 g，以 ASCE 7-16 所得之設計地震力等效水平向與垂直向靜力係數分別為 0.435 及 0.232，而 1/2 設計地震力水平向與垂直向靜力係數分別為 0.2175 及 0.116。

在錯誤! 找不到參照來源。中，發現使用蓄水與引水篇與 ASCE 7-16 之載重組合檢核之安全係數，皆不能滿足現行國外規範的標準。與核一/二廠廠址相似，採用 ASCE 7-16 之載重組

合進行海嘯牆穩定性評估時，所得安全係數最為嚴峻、保守。

表 6-1 核一廠防海嘯牆穩定性評估之安全係數

載重組合 靜力係數		蓄水與 引水篇	ASCE7-16	ASCE43-05	國內安 定分析 之安全 係數	USBR	USACE	ASCE43-05
蓄水與引水 篇	SFS	1.089	0.918	2.211	>1	>1	>1.3	>1.5
	SFO	-	-	-	>1	>1.5	-	>1.5
JEAG 4601	SFS	1.014	0.86	2.66	>1	>1	>1.3	>1.5
	SFO	-	-	-	>1	>1.5	-	>1.5
ASCE 7-16	SFS	1.08	0.917	1.443	>1	>1	>1.3	>1.5
	SFO	-	-	-	>1	>1.5	-	>1.5

表 6-2 核二廠 A 段防海嘯牆穩定性評估之安全係數

載重組合 靜力係數		蓄水與 引水篇	ASCE7-16	ASCE43-05	國內安 定分析 之安全 係數	USBR	USACE	ASCE43-05
蓄水與引水 篇	SFS	2.047	1.713	3.056	>1	>1	>1.3	>1.5
	SFO	1.213	1.138	5.582	>1	>1.5	-	>1.5
JEAG 4601	SFS	2.272	1.917	3.796	>1	>1	>1.3	>1.5
	SFO	1.308	1.176	5.31	>1	>1.5	-	>1.5
ASCE 7-16	SFS	1.525	1.27	2.73	>1	>1	>1.3	>1.5
	SFO	1.161	1.089	1.956	>1	>1.5	-	>1.5

表 6-3 核二廠 B 段防海嘯牆穩定性評估之安全係數

載重組合 靜力係數		蓄水與 引水篇	ASCE7-16	ASCE43-05	國內安 定分析 之安全 係數	USBR	USACE	ASCE43-05
蓄水與 引水篇	SFS	1.169	0.983	2.007	>1	>1	>1.3	>1.5
	SFO		-		>1	>1.5	-	>1.5
JEAG 4601	SFS	1.301	1.104	2.107	>1	>1	>1.3	>1.5
	SFO				>1	>1.5	-	>1.5
ASCE 7-16	SFS	0.987	0.826	0.805	>1	>1	>1.3	>1.5
	SFO				>1	>1.5	-	>1.5

表 6-4 核三廠防海嘯牆穩定性評估之安全係數

載重組合 靜力係數		蓄水與 引水篇	ASCE7-16	ASCE43-05	國內安 定分析 之安全 係數	USBR	USACE	ASCE43-05
蓄水與 引水篇	SFS	1.161	0.936	3.009	>1	>1	>1.3	>1.5
	SFO	1.373	1.238	2.808	>1	>1.5	-	>1.5
JEAG 4601	SFS	1.19	0.977	4.528	>1	>1	>1.3	>1.5
	SFO	1.38	1.244	3.952	>1	>1.5	-	>1.5
ASCE 7-16	SFS	1.094	0.896	1.436	>1	>1	>1.3	>1.5
	SFO	1.333	1.202	1.822	>1	>1.5	-	>1.5

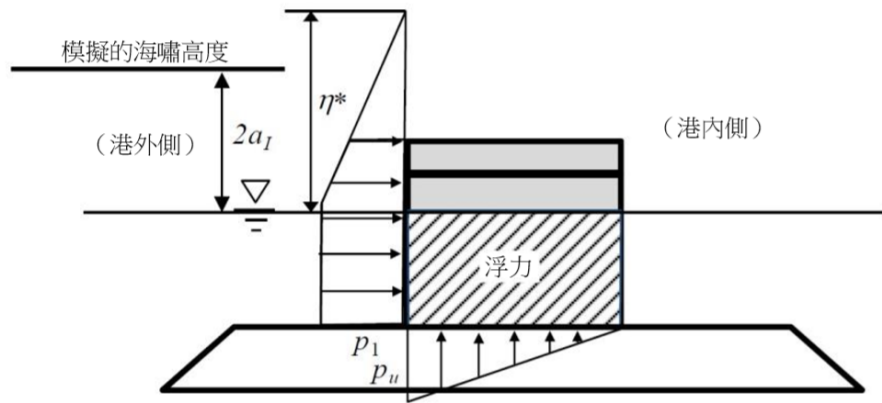


圖 6-1 修正谷本式

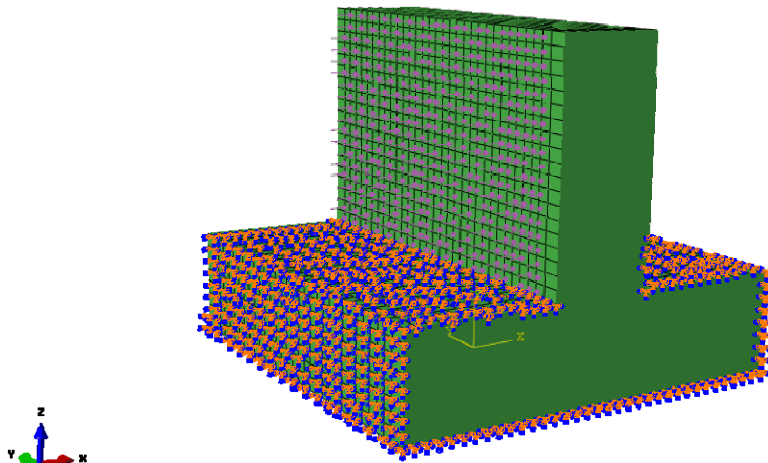


圖 6-2 防海嘯牆有限元素模型

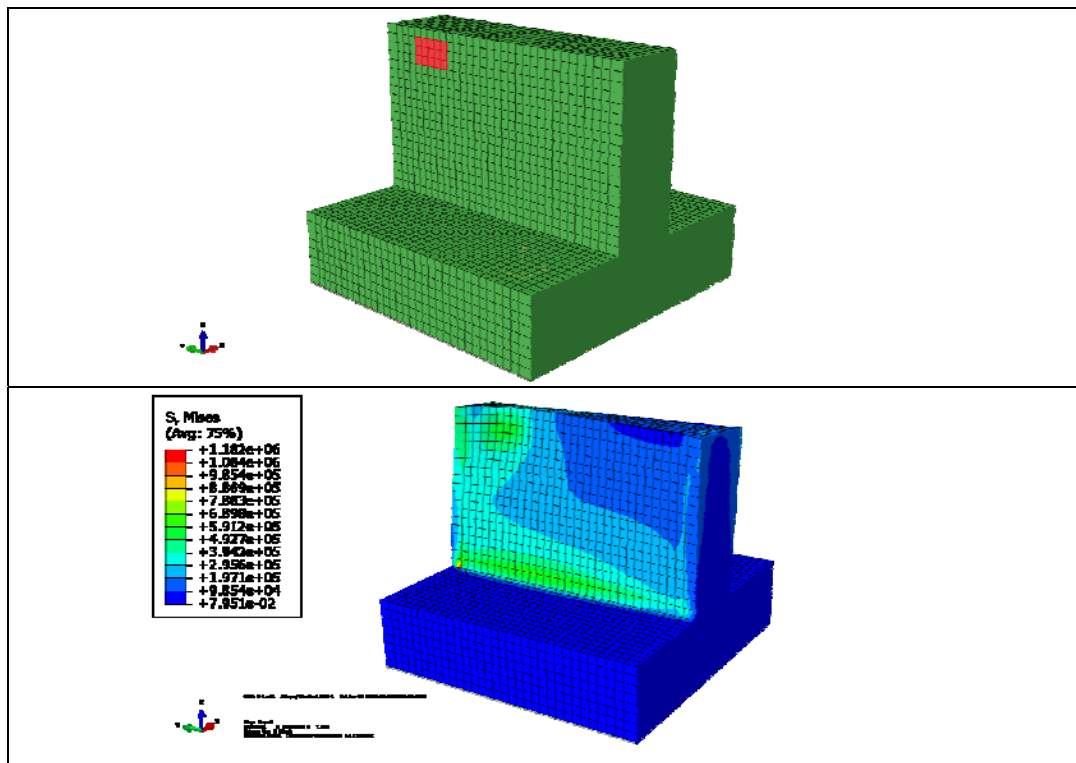


圖 6-3 有限元素分析結果（一）

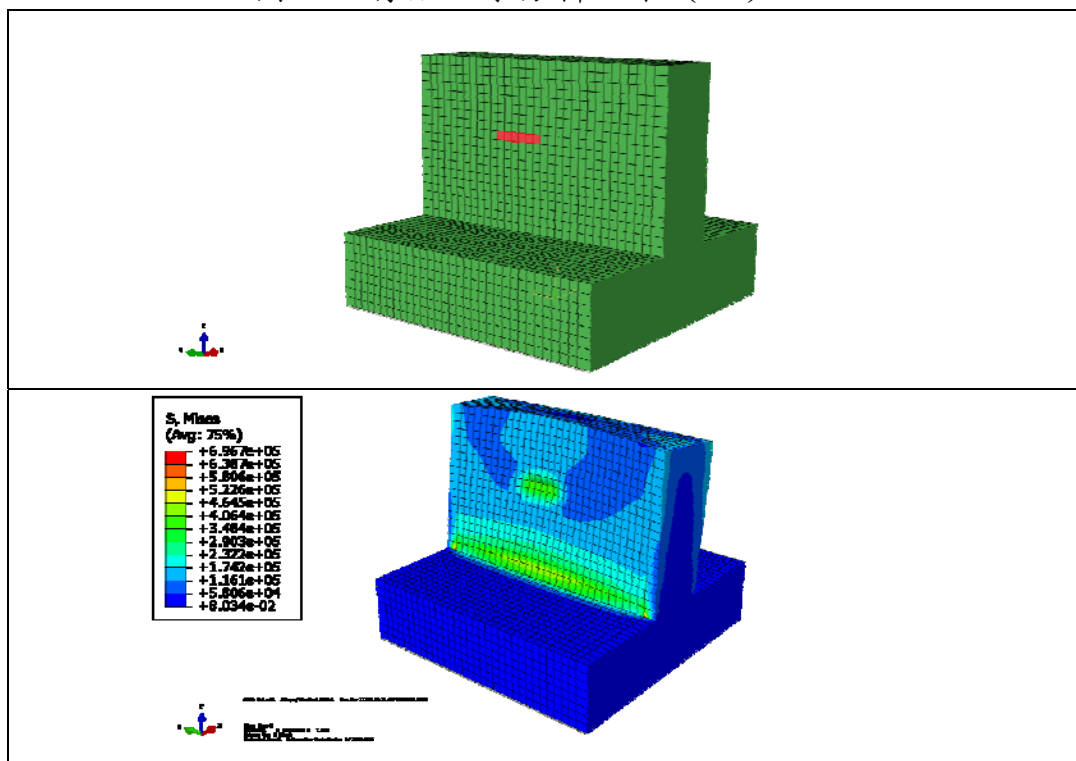


圖 6-4 有限元素分析結果（二）

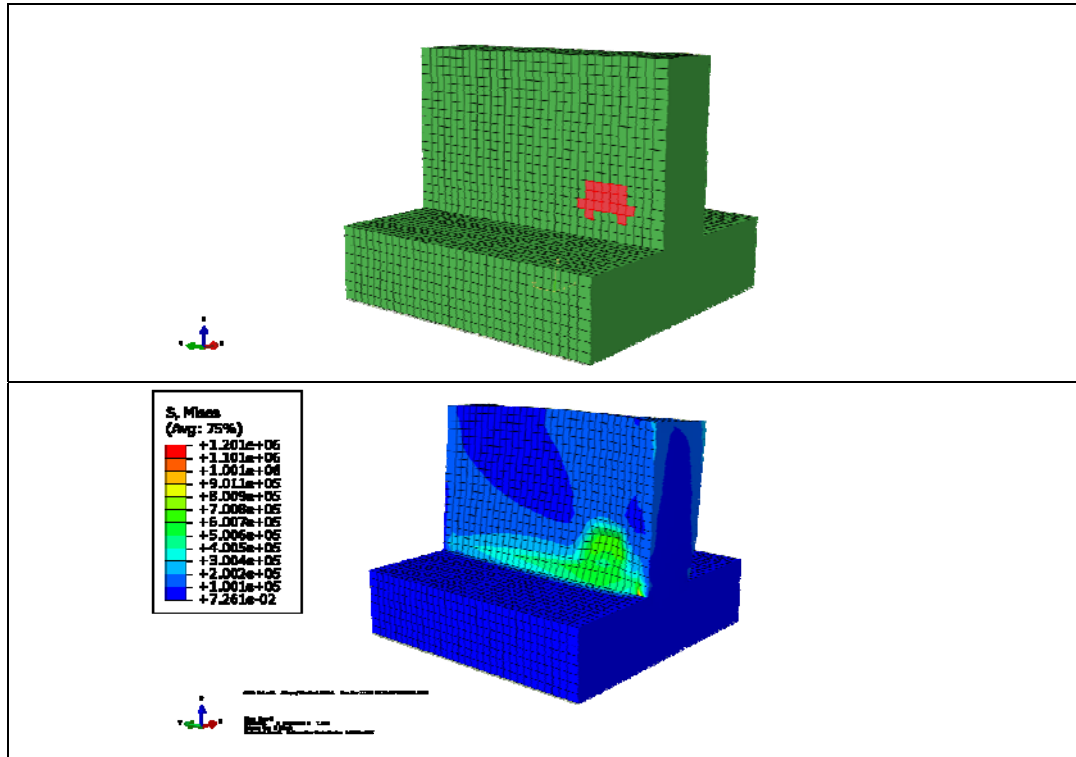


圖 6-5 有限元素分析結果 (三)

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R^a
A. BEARING WALL SYSTEMS		
1. Special reinforced concrete shear walls ^{g,h}	14.2	5
2. Ordinary reinforced concrete shear walls ^g	14.2	4
3. Detailed plain concrete shear walls ^g	14.2	2
4. Ordinary plain concrete shear walls ^g	14.2	1½
5. Intermediate precast shear walls ^g	14.2	4
6. Ordinary precast shear walls ^g	14.2	3
7. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5
8. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½
9. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2
10. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2
11. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½
12. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½
13. Ordinary reinforced AAC masonry shear walls	14.4	2
14. Ordinary plain AAC masonry shear walls	14.4	1½
15. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance	14.5	6½
16. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	6½
17. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2
18. Light-frame (cold-formed steel) wall systems using flat strap bracing	14.1	4

圖 6-6 ASCE 7-16 Table 12.14-1

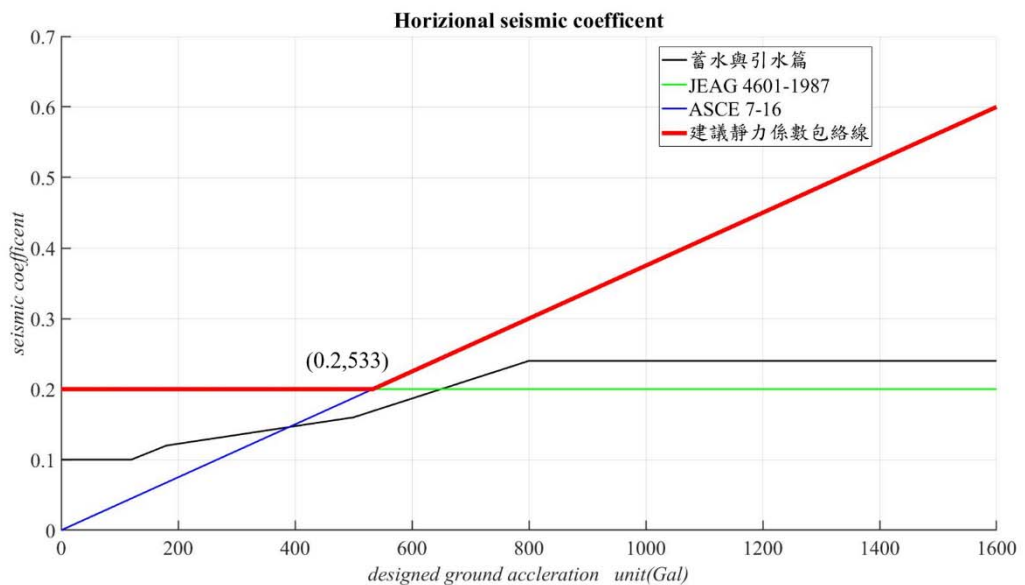


圖 6-7 現行規範水平靜力係數折線圖

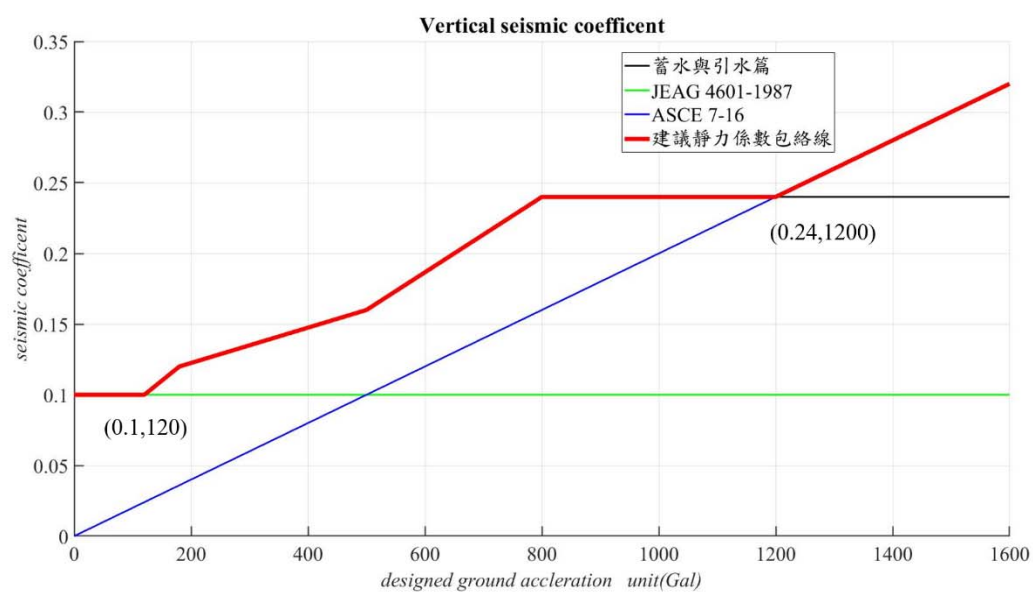


圖 6-8 現行規範垂直靜力係數折線圖

七、美國 NAPS 及日本 KKNPS 經歷超過設計地震後重啟動之結構健康診斷/檢查之重要技術內涵

本節將針對國外重要的核電廠對地震之應對規範與準則中，有關核電廠土建設施之結構健康檢測相關規定，進行文獻研析與比對。

(一)地震安全分析流程

1. 評估觀測之地表運動流程

分析廠址觀測紀錄時，首先需要針對廠址進行地質調查，透過海洋地震剖析及地底鑽孔探勘，了解廠址附近活動斷層分布以利評估地底構造。除此之外，震源波傳特性與土層放大因子將會影響評估的精準性，根據震源和土層特性建立分析模型，並收集建議的震源模型，透過逆運算方法對核電廠及其周圍地區觀測點地表運動分析模擬，流程如圖 7.1 所示。

2. 反應爐結構物分析流程

當建立反應爐建築物的分析模型後，透過系統識別可以得到在頻率域下由基底轉換至各樓層的轉換函數 ${}_R\ddot{H}_B(\omega)$ 。將觀測紀錄中基底的地震歷時 $\ddot{u}_B(t)$ 透過傅立葉分析轉換至頻率域 $\ddot{U}_B(\omega)$ ，其與轉換函數 ${}_R\ddot{H}_B(\omega)$ 相乘如式(7-1)，可以獲得各個樓層頻率域下分析反應 $\ddot{U}_F(\omega)$ ，此反應利用反傅立葉轉換為時間域分析反應 $\ddot{u}_F(t)$ 。重啟動時，透過比對分析值與觀測值，重新校正模型，以提高模擬的精確性，流程如圖 7.2 所示。

$$\ddot{U}_F(\omega) = \ddot{U}_B(\omega) \times {}_R\ddot{H}_B(\omega) \quad (7.1)$$

(二) 日本柏崎刈羽核電廠(Kashiwazaki-Kariwa Nuclear Power Plant, KKNPP)

由東京電力公司(Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc.)經營，目前擁有七座發電機組(圖 7.3)，每座發電機組發電量如表 7.1，一至五號機組為沸水式反應爐(Boiling Water Reactor, BWR)，六號與七號機組為加強損害預防能力的改良型沸水式反應爐(Advanced Boiling Water Reactor, ABWR)，為世界最大的核能發電廠，於 1984 年 11 月正式啟用。

在 2007 年 7 月發生中越沖地震(Niigata-Chuetsu-Oki earthquake, NCO)，造成全面停止運轉。2009 年 5 月七號機、一號機、五號機、六號機依序重新啟動；2011 年 3 月因為發生東日本大地震，以定期檢修名義停止運作；2013 年 9 月六號機與七號機再次提出重啟動申請；2017 年 12 月通過安檢評估，目前尚未重啟動。

1. 核電廠概述

柏崎刈羽核電廠周圍地質條件如圖 7.4，反應爐建築物建造於地表下約 30~40 公尺，沉積岩深達 5~8 公里。以四號機為例(圖 7.5)，反應爐建築物由軟岩支撐(Nishiyama layer, $V_s = 450\text{m/s}$)，側邊周圍土壤為 Yasuda layer ($V_s = 300\text{m/s}$)，表層使用砂土回填，地震儀分別安裝在反應爐基底與二樓的位置，在西側位置與汽機廠房相連。

2. 中越沖地震概述

中越沖地震發生於 2007 年 7 月 16 日當地時間 10 點 13 分，震央位於新瀉縣中越的位置，日本氣象局發布地震芮氏規模

6.8，震源深度約為 17 公里，震央距離柏崎刈羽核電廠約 23 公里，此為世界上第一次經歷在核電廠附近發生如此大規模地震。

3. 經歷中越沖地震核電廠重啟動之經驗

日本柏崎刈羽核電廠從停機到重啟動歷經十六個月，七號機在抗震升級後於 2009 年 2 月 19 日獲得當時最高管制單位原子力安全委員會(Nuclear Safety Commission, NSC)的重啟動許可，後續地方政府也同意支持重新啟動。六號機於 2009 年 8 月 26 日重啟動、一號機於 2010 年 5 月 31 日重啟動、五號機於 2010 年 11 月 26 日。由於柏崎刈羽核電廠經歷遠大於設計地震力(SSE)之地震而停機，停機後能夠在 16 個月重新啟動，此為世界核電歷史首次事件。

4. 經歷中越沖地震核電廠重啟動之步驟

業主(東京電力公司)與日本原子力安全委員會(NSC)在震後進行全面性的停機檢查、修復、耐震能力補強與提升、測試、評估、分析、審查。重啟動步驟如下：

- (1) 針對核電廠內的所有設施進行詳細的震後檢查與復原。
- (2) 詳細蒐集與分析此次中越沖地震資料以提供後續地震安全分析。
- (3) 進行核電廠附近海洋與陸地的地質調查。
- (4) 進行核電廠內重大安全相關設備的地震安全驗證，並針對驗證結果採取必要措施與對策。
- (5) 於事故發生後的一個月(2007 年 8 月 20 日)向日本經濟產業省提出地震安全評估行動計畫的修正書。

- (6) 根據此次中越沖地震資料，重新設定設計地震力，並對七部反應爐機組與設施提升其耐震能力以增進核電廠的地震安全，例如：強化管線支承、反應爐廠房上方設置支撐桁架等。
- (7) 興建隔震建築並在其內設置緊急時對策所、通信設施、電力輔助設施。
- (8) 強化核電廠內的防災組織與網絡。
- (9) 強化核電廠的廠內自衛消防隊，包括建立 24 小時救火組員、配置化學消防車、建立與核電廠外消防單位的專線。
- (10) 建立立即且正確的意外事件報告系統，包括設立夜間與假日的輻射偵測組織、強化緊急支援中心和確保可靠的溝通設施、時間確認後立即報告輻射物質外洩的可能性。
- (11) 提供核電廠資訊給新聞媒體與當地居民。

5. 地震後觀測紀錄

由每個反應爐建築物基底最大加速度(表 7.2)可以發現觀測紀錄遠大於設計值，一至四號機加速度大於五至七號機。其中，一號機組觀測到東西向最大加速度達到 680 gal，為設計值 2.5 倍。以四號機為例，基底加速度歷時及基底、中間樓層反應譜如圖 7.6 所示，南北向與東西向呈現不同的趨勢。

震後地表沉陷量如圖 7.7 所示，由於一號至四號機加速度大於五號至七號機，導致在強烈地動下，回填砂土勁度下降，造成一號至四號機沉陷量大於五號至七號機。圖 7.8 為反應爐建築物基底觀測加速度歷時，歷時圖中產生三個脈衝波，觀測值明顯大於設計值，在東西方向上，一號機組加速度(680 gal)是五號機組(318 gal)的兩倍，但是一號機與五號機距離只相差兩公里，

值得探討兩者差異。利用反應爐建築物中間樓層水平方向與垂直方向反應譜，如圖 7.9 所示，使用設計之質量集中模型分析(圖 7.10)，觀測反應譜與分析反應譜存在很大差異。分析的結果顯示：一號機水平方向在週期 0.1~0.3 秒時，低估觀測紀錄；四號機水平方向在週期 0.1 秒與 0.4 秒附近無法正確模擬兩個峰值；七號機垂直方向卻在週期 0.09 秒附近出現峰值，與觀測結果不符，應進行模型修正。

6. 震源與地質波傳分析

反應爐建築物基底觀測紀錄中，觀測值明顯大於設計值。一號機與五號機相距兩公里，但是在東西方向的加速度一號機為五號機兩倍。透過震源與地動波傳分析(analysis of earthquake and ground motion)，調查核電廠地質資料、斷層破裂地震波傳特性，可以確立地震震源特性與地底地質構造，探討反應爐建築物基底觀測紀錄差異因素。

為了解核電廠震源特性，分析條件假設主要震源斷層為東南方向傾斜(圖 7.11)，其斷層模型根據 Irikura 和 Kamae 學者提出的斷層模型建模。根據地震分佈，主要估計三個凹凸不平的破裂區(asperity)(圖 7.12)，利用經驗格林函數法(Green function method)逆運算分析，計算核電廠及其周圍地區觀測點的地表運動，研究其與觀測紀錄的一致性。分析結果可以觀察到 ASP3 非常靠近場址，產生強烈的地動(圖 7.13)。由震源模型推導出短週期水平反應譜是相同地震規模($M=6.8$)平均值的 1.5 倍(圖 7.14)。

利用地質調查數據資料，建構三維地底模型，廠址附近沉積岩堆積深達 5~8 公里，可以發現地底土層構造從震央位置具

不規則傳播路徑，例如位於廠址下方深層的陡傾帶(sharp dip zone)和廠址東北方的背斜構造(圖 7.15)。為了瞭解一號機與五號機之間的差異，透過三維波傳效應分析，分別使用不規則的地層構造與相對水平的地層構造進行分析，兩者分析結果相除可以觀察到位於五號機附近其比值接近 1 的情形，進而推論五號機地層構造可能相對較為水平，此情況導致兩建築物放大係數不同，造成觀測紀錄之差異(圖 7.16)。

7. 反應爐建築物反應譜分析

影響反應爐建築物反應譜的因素如圖 7.17 所示，主要影響因素為建築物振動特性和建築物側邊土壤的波傳效應。其中，影響建築物振動為構件之勁度與阻尼，而建築物側邊土壤波傳特性應該考慮建物側邊與周圍土壤互制關係、受鄰近建築物的影響與周圍土壤的沉陷。反應譜分析受到場址土壤波傳特性影響較小，對反應爐建築物內部設備管線振動和地表運動頻率特性幾乎不影響。

使用質量集中模型分析的建築物反應譜與觀測結果存在差異(圖 7.9)，為了細部探討差異，使用三維有限元素模型進行分析，分析模型如圖 7.18。反應爐建築物結構為鋼桁架屋頂之鋼筋混凝土造，根據實體、殼體、梁與桁架元件建模，使用混凝土抗壓強度試驗值設定混凝土彈性模數，混凝土阻尼比設定為 3%。至於土壤的邊界條件，建築物側邊設定為鉸接，底部設定為固接，分為水平方向與垂直方向進行探討分析。

分析水平方向時，考慮樓地板與基礎底板面內變形、建築物側邊與周圍土壤互制關係以及與反應爐建築物相連的汽機廠

房的影響。使用三維有限元素模型的分析結果與觀測紀錄有良好吻合。以四號機為例，中間樓層反應譜在週期 0.1 秒附近，由於受到汽機廠房等因素影響，造成南北向與東西向的差異(圖 7.19)。在中間樓層安裝地震儀的地板中央附近，短週期 0.1 秒的地板變形比內壁大(圖 7.20)。

分析垂直方向時，考慮樓地板與基礎底板面外變形與建築物側邊與周圍土壤互制關係，透過軸對稱的有限元素模型進行探討(圖 7.21)。以七號機為例，由於地板與基礎底板具有柔性(flexibility)，在週期 0.09 秒附近峰值變小，分析結果與觀測紀錄吻合(圖 7.22)。

8. 探討安全餘裕

透過震源與地動波傳分析和建築物反應譜分析，可以修正核電廠反應爐建築物的振動分析，使得中越沖地震之分析結果與觀測紀錄能夠吻合。利用修正後模型獲得反應爐建築物內力變化與最初設計進行比較，探討水平承載能力。

日本設計反應爐建築物時，除了進行動態分析之外，設計地震力是日本建築物規範靜力分析的三倍以上(圖 7.23)。以一號機為例，中越沖地震在反應爐建築物產生剪力(圖 7.24)，與設計地震力相同或有更高的情形，考慮水平承載能力後，反應爐建築物具有足夠的安全餘裕。後續透過修正之模型，可以重新定義一個比中越沖地震更大的設計地震力，重新進行分析，達到重啟動。

9. 樓層反應之參數探討

根據 Nishikawa 等學者針對柏崎刈羽核電廠受中越沖地震的

土壤互制效應分析，對重要關鍵參數進行探討比較。使用三維有限元素模型進行分析，研究關鍵參數對反應爐建築物樓層反應的影響，改變三個不同的參數分別為混凝土阻尼係數、反應爐建築物側邊與周圍土壤互制關係、反應爐建築物與相連汽機廠房之間關係，將參數的分析結果進行比較。

a. 混凝土阻尼係數(hc)

原始分析的混凝土阻尼比為 3%，參數研究的混凝土阻尼比改為 5%。圖 7.25 顯示原分析情況與改變混凝土阻尼比的反應譜幾乎相同，可以認為混凝土阻尼比(3%或 5%)對建築物反應影響甚小。

b. 反應爐建築物側邊與周圍土壤互制關係

將反應爐建築物周圍土壤(Yasuda layer)之土層勁度分別折減 0.8、0.25、0.05，進行南北向反應譜分析比較。圖 7.26 之分析結果可以發現勁度較小之反應譜與實際觀測情況比較吻合。推論由於周圍土壤與建築物側壁之間發生分離，亦或是在強地動作用下，導致非線性材料勁度衰減(接近 0)。

c. 反應爐建築物與相連汽機廠房之間關係

針對反應爐建築物西側是否與汽機廠房相連，對於反應譜之影響分析如圖 7.27 所示。兩者在南北向反應譜分析結果相同；在東西向反應譜分析結果中，若忽略汽機廠房的影響，反應譜於週期 0.15 秒有明顯峰值，與實際觀測情況明顯不同。

10. 井下地震儀

KKNPP 於服務大廳設有井下地震儀，四個深度分別為 GL-2.4m、GL-50.8m、GL-99.4m、GL-250m，經歷中越沖地震

之地震儀觀測紀錄如圖 7.28 所示，GL-250m 為岩盤位置(base stratum)，乃是設計地震所依據的位置。

透過井下地震儀之紀錄可以進行地震動分析評估，進而推估基礎層自由表面的地動，概念如圖 7.29 所示。地動評估使用 JEA 反應譜，是基於 Noda et al. (2002)提出的反應譜評估方法，詳細步驟如圖 7.30 所示，以基礎層的自由表面為依據，忽略上部土層波動影響，根據井下地震儀的觀測紀錄進行地質模型識別，透過逆運算推得土層轉換函數，輸入基礎層(GL-250m)觀測紀錄進行分析，推得各層分析結果。地層最大加速度分析結果如圖 7.31 所示，可以發現南北向較東西向準確。利用岩盤波動評估流程(圖 7.32)進行分析，與反應爐基底加速度比對結果列於表 7.3。

(三) 新規制基準

關於日本核電廠重啟動，過去的標準沒有法律約束力，始終無法達到最高安全水平，日本政府為重拾民眾對核能安全的信心，停運中的核電廠機組欲恢復運轉，需經過由原子力規制委員會(Nuclear Regulation Authority, NRA)於 2013 年 7 月訂立的標準，其標榜為世界最嚴格核電廠檢驗標準，並在獲得地方政府同意後，才能重啟運轉。透過新規制基準改善過去對於地震海嘯等大規模自然災害的對策不充分，以及對於嚴重事故的對策沒有明確規定。

1. 新舊規制基準比較經歷

舊規制基準在設計方面，考量耐震與耐海嘯性能，新規制將其性能強化。原本舊規制基準考慮自然現象、火災、電源信

賴度、設備之性能，新規制基準將此設計基準強化，並且新設立考量內部淹水的影響。除此之外，對於重大事故與恐怖攻擊設有對策，例如：爐心損害防止措施、圍阻體破損防止措施、放射性物質擴散抑制對策、飛機衝撞之因應(圖 7.33)。

2. 提出重啟動申請與審查流程

原子力規制委員會(NRA)針對重啟動審查訂定一套嚴謹的審查流程，如圖 7.34 所示。當日本核電廠提出重啟動申請時，需檢附三份申請文件以供 NRA 進行審查，分別為《反應爐設置變更許可申請》、《工事計畫許可申請》、《保安規定變更許可申請》，依照 NRA 提供的審查意見，必要時需額外提出《補充說明書》。

a. 《反應爐設置變更許可申請》

內容為有關反應爐的基本設計、系統變更及安全對策。新規制基準要求增加〈設計基準設備〉及〈因應嚴重事故設備〉的基本設計方針與有效性評估結果。

b. 《工事計畫許可申請》

此為詳細設計的部分，此申請書通過許可便可開始施工。審核《反應爐設置變更許可申請》所記載的基本設計是否符合反應爐設施詳細設計的技術基準，也要求應記述因應嚴重事故對策所需具備功能、設施的詳細設計內容。

c. 《保安規定變更許可申請》

審核反應爐設施的營運管理、程序、體制等相關事項的保安規定變更以及對災害預防是否足夠。新規制基準要求增加有關因應嚴重事故對策之組織架構與設備的運用管理。

(四) 美國北安娜核電廠(North Anna Power Station, NAPS)

美國北安娜核電廠位於維吉尼亞州路易莎縣(Louisa County, Virginia)，其為道明尼資源公司(Dominion Virginia Power)經營管理。廠內有兩座發電機組，1 號機組於 1978 年 4 月 1 獲得經營許可；2 號機組於 1980 年 8 月 21 獲得經營許可，皆為壓水式反應爐(Pressurized Water Reactor, PWR)，每個機組發電輸出功率約為 980 MW 電量。2003 年 3 月 20 日美國核能管制委員會(Nuclear Regulatory Commission, NRC)批准 1 號和 2 號發電機組 20 年延期許可。

1. 維吉尼亞地震概述

2011 年 8 月 23 日下午 1 點 51 分發生規模 5.8 的維吉尼亞地震(Virginia earthquake)，如圖 7.35 所示，震央位於 NAPS 西南方約 18 公里處，震源深度約為 6 公里。此地震根據美國地質調查局(USGS)報導與逆斷層相關，為在美國歷史上影響最廣泛的地震，附近 12 個核電廠皆有感，甚至造成 NAPS 立即停機，也是美國第一座商業核電廠經歷停機事件。在 NAPS 反應爐基底觀測到的最大地表加速度約為 0.26 g (南北向)。後續餘震不斷，最大規模達 4.5。

2. 經歷維吉尼亞地震之應對

震後 11 秒，兩個發電機組偵測到負通量(negative flux trip)異常，進而啟動安全停機機制，四台備用柴油發電機立即運轉，為核電廠提供電力，以維持系統運作。道明尼資源公司緊急成立技術支援中心(Technical Support Center)、營運支援中心(Operations Support Center)與當地緊急應變設施(Local

Emergency Operations Facility)，處理冷卻液洩漏與供電問題，於地震發生隔日兩座發電機組開始冷卻。

NRC 啟動營運中心(Operations Center)與區域事件反應中心(Regional Incident Response Center)派遣駐地專業檢查人員，協助核電廠依程序進行檢查，對於最大加速度超出許可範圍進行評估，維持安全系統功能正常運作，將設備問題進行改善，於震後歷經兩個多月迅速重新啟動。

3. 地震歷時反應

核電廠安全相關結構物的基礎為岩石或土壤，垂直向設計地震基準(DBE)為水平向 DBE 的三分之二。若基礎為岩石之結構，水平向 DBE 為 0.12 g，垂直向 DBE 為 0.08 g；若基礎為土壤之結構，水平向 DBE 為 0.18 g，垂直向 DBE 為 0.12 g。歷經維吉尼亞地震之各方向地震歷時反應示於圖 7.36，由歷時圖中，在反應爐建築物基底的垂直向與南北向可以觀察到地表加速度超過原始設計設定的設計基準地震或安全停機地震(SSE)，在南北向偵測到 0.26 g 最大地表加速度，在垂直向偵測到 0.12 g 最大地表加速度。

4. 反應譜比較與累積絕對加速度

由觀測到的地表加速度歷時轉換成反應譜，再與設計基準地震和運轉基準地震(OBE)進行比較。圖 7.37 和圖 7.38 分別為 5%阻尼比的水平向和垂直向之觀測反應譜與 DBE 和 OBE 之比較，觀測反應譜在許多頻率超過 DBE 與 OBE 曲線，但皆未超過 IPEEE(Individual Plant Examination of External Events)於 1990 年訂定評估基準地震最大地表加速度為 0.3 g 之反應譜。

NRC RG1.166 (1997) 明確規定核電廠累積絕對速度 (Cumulative Absolute Velocity, CAV) 的極限值為 0.16 g-sec，用以判斷是否立刻安全停機的基準。圖 7.39 可以觀察到南北向 CAV 為 0.172 g-sec，略大於許可範圍，東西向 CAV 為 0.125 g-sec，垂直向 CAV 為 0.11 g-sec，皆在許可範圍內(表 7.4)。

5. 檢查與評估

地震後，NAPS 業主道明尼資源公司對核電廠結構、系統與組件(SSC)進行全面性檢查，調查地震造成的損害。NRC 調查小組也在核電廠內以及核廢料儲存設施進行 SSC 安全與非安全相關的檢查與評估。透過審慎的檢查，可以確定核電廠的 SSC 及核廢料儲存設施沒有發現重大的損壞，仍可維持核電廠 SSC 的功能與可操作性。其中，調查發現的典型地震破壞如下：

a. 牆的裂縫

觀察到最常見的損壞是內牆的裂縫，這些裂縫主要發生在與安全無關的結構內部。對於受安全影響的結構元件上，主要有兩種類型的裂紋：傾斜與水平，可以觀察到裂紋通常是細線裂紋，傾斜裂縫寬度約為 0.25 毫米；而大多數水平裂縫是由於過去存在的較弱交界面所產生，如圖 7.40 所示。

b. 錨固基礎剝落

在部分儲存槽錨固基礎底部觀察到剝落的現象(圖 7.41)。底板被固定在地板上，在沒有錨固的支撐基座發現些許的位移產生。

c. 用過燃料池發生晃動

地震波傳遞時，核電廠內部用過的燃料池(Spent Fuel Pool,

SFP)會發生晃動，例如日本柏崎刈羽核電廠於中越沖地震因為 SFP 池水晃動而溢出至海洋中。根據 NRC 在 NAPS 檢查與訪問核電廠內部員工，沒有發生洩漏情形及明顯的晃動。

d. 變壓器損壞

地震造成位於汽機廠房建築物外部變壓器損壞，如圖 7.42 所示。變壓器套管屬陶瓷製品，從變壓器向外延伸，一端固定，另一端在振動過程自由移動，導致套管破裂。變壓器套管損壞導致廠外電源損失，但 NAPS 因備有四台柴油發電機，立即運作為核電廠冷卻。

e. 乾式貯存桶

NAPS 有兩種用於儲存廢料的乾式貯存桶，分別為 TransNuclear 垂直桶與 NUHOMS 水平桶，兩種貯存桶皆受到地震影響造成位移。TransNuclear 垂直桶最大位移達 11.4 公分(圖 7.43)。NUHOMS 水平桶之建築物屋頂觀察到剝落現象(圖 7.44)，內部感測器顯示輻射情況無明顯變化，整體仍可正常運作。

6. 重啟動

在 NAPS 進行震後所有檢查與確認，儘管在多個頻率內超過當初設定的設計基準地震，但與安全相關或與安全不相關的 SSC 均未受到重大損害，最常見的損害為裂縫增長與剝落情形，核電廠 SSC 於停機冷卻後，能夠繼續運作。對於核電廠歷經地震能可重啟運作可歸納以下因素：

a. 地震振動的特性

維吉尼亞地震在強烈地晃動持續的時間較短，僅持續幾秒

鐘。另一方面，在三個方向中，僅有南北向的 CAV 略微超過 0.16g-sec 的累積絕對速度閾值。

b. 核電廠保守的耐震設計

核電廠耐震設計相當保守，能有足夠的地震安全餘裕。美國核電廠若位處於低地震帶，通常安全停機地震的最大地表加速度設定在 0.12 g 至 0.25 g 之間。

7. 技術內涵

美國北安娜核電廠經歷維吉尼亞地震，可以歸納以下技術內涵：

- a. 安裝永久性自由場地震監測儀器，觀測地表震動，以提供地震預警、地震測報與強震研究資料。
- b. 過去評估安全停機的 SSC，能夠在超過 DBE 的峰值加速度的情況下使用。
- c. 使用保守的設計方法及 ASME 規範進行核電廠設計，能有足夠的意外事故與抗震承載能力，使 NAPS 有足夠安全餘裕。
- d. NAPS 歷經地震之觀測紀錄與 EPRI 導則(EPRI NP-6695)分析結果具有一致性。

(五) 台灣借助美日兩國核電廠重啟動經驗

台灣與日本同屬於環太平洋地震帶，核一/二廠皆與日本柏崎刈羽核電廠相同，使用沸水式反應爐；核三廠與美國北安娜核電廠相同，使用壓水式反應爐。可藉由美國與日本震後對核電廠處理之經驗，提高事業單位與操作人員對核電廠安全相關知識，對於地震發生有明確的緊急對策。藉由美、日核電廠重

啟動之經驗，學習重啟動分析與評估，透過嚴謹的重啟動審核，能達到最高安全水平以及重拾民眾對核電安全的信心。

表 7-1 KKNPP 發電機組類型與發電量(TEPCO)

Unit	Type	Output (MWe)
1	BWR / Mark II	1,100
2	BWR / Mark II mod.	1,100
3	BWR / Mark II mod.	1,100
4	BWR / Mark II mod.	1,100
5	BWR / Mark II mod.	1,100
6	ABWR	1,356
7	ABWR	1,356

表 7-2 KKNPP 各方向反應爐基底最大加速度(TEPCO)

Unit	NS	EW	UD
KK1	331 (274)	<u>680 (273)</u>	408 (235)
KK2	304 (167)	606 (167)	282 (235)
KK3	308 (192)	384 (193)	311 (235)
KK4	310 (193)	492 (194)	337 (235)
KK5	277 (249)	<u>442 (254)</u>	205 (235)
KK6	271 (263)	322 (263)	488 (235)
KK7	267 (263)	356 (263)	355 (235)

Numbers shown in () are the design values. unit: Gal

表 7-3 自由基底與反應爐基底之最大加速度比較(TEPCO, 2008)

<EW direction>

	unit 1	unit 2	unit 3	unit 4	unit 5	unit 6	unit 7
Observed data from the foundation of reactor buildings (Gal)	680	606	384	492	442	322	356
Estimated acceleration on the free surface of base stratum (Gal)	1699	1011	1113	1478	766	539	613

表 7-4 NAPS 各方向累積絕對速度值(CAV)比較(Dominion, 2011)

Seismic Case	CAV North – South Direction (g-sec)	CAV East – West Direction (g-sec)	CAV Vertical Direction (g-sec)
August 23, 2011 Seismic Event (data from containment basemat)	0.172	0.125	0.110
Design Base Earthquake (rock-founded; synthetic time-history used for containment structure)	0.588	0.580	0.400
IPEEE Review Earthquake (rock-founded; synthetic time-history used for containment structure)	1.230	1.312	0.875
OBE exceedance criterion is CAV > 0.16 g-sec (EPRI TR – 100082 & RG 1.166)			

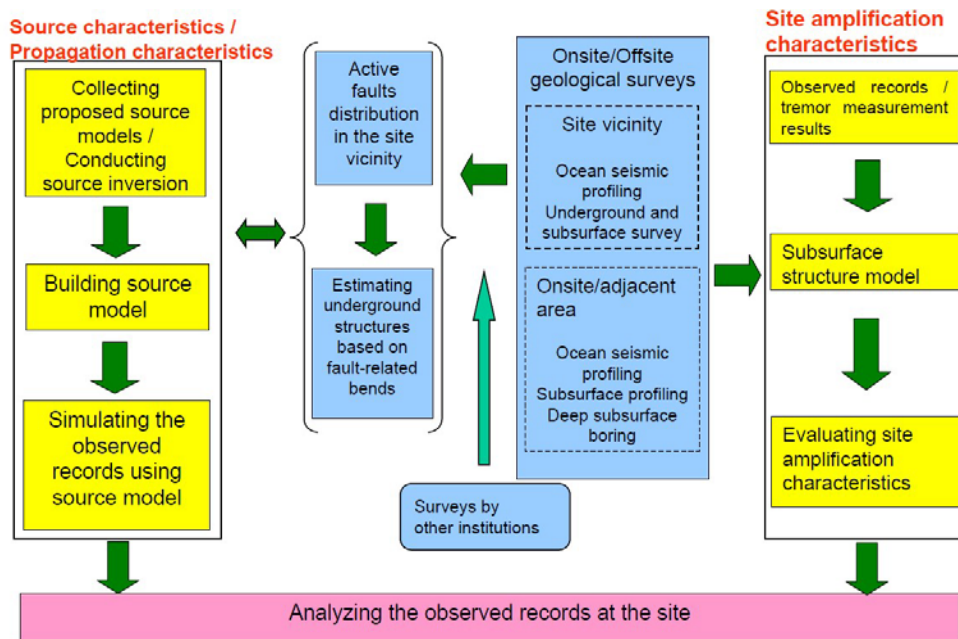


圖 7-1 評估觀測之地表運動流程(TEPCO)

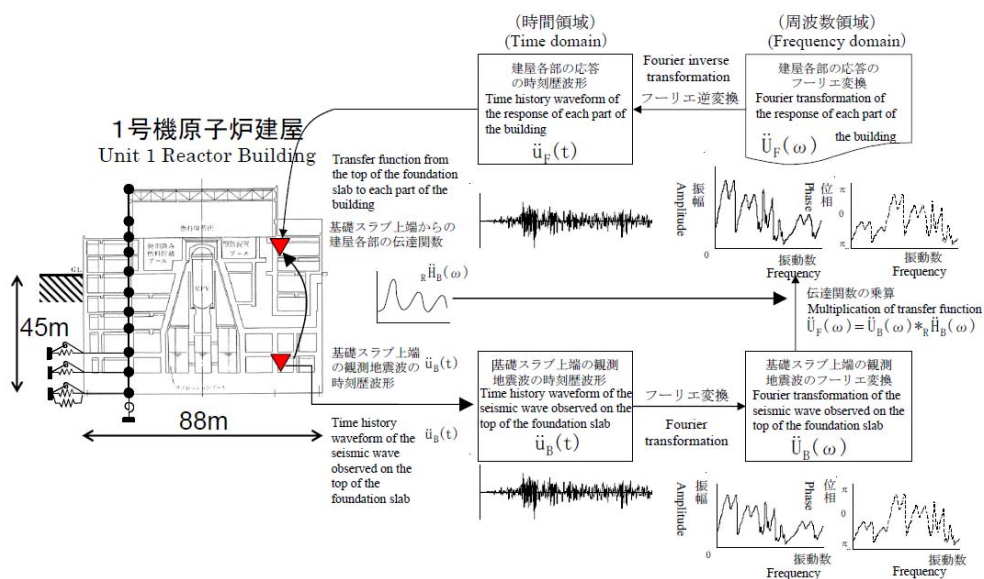


圖 7-2 反應爐建築物分析流程

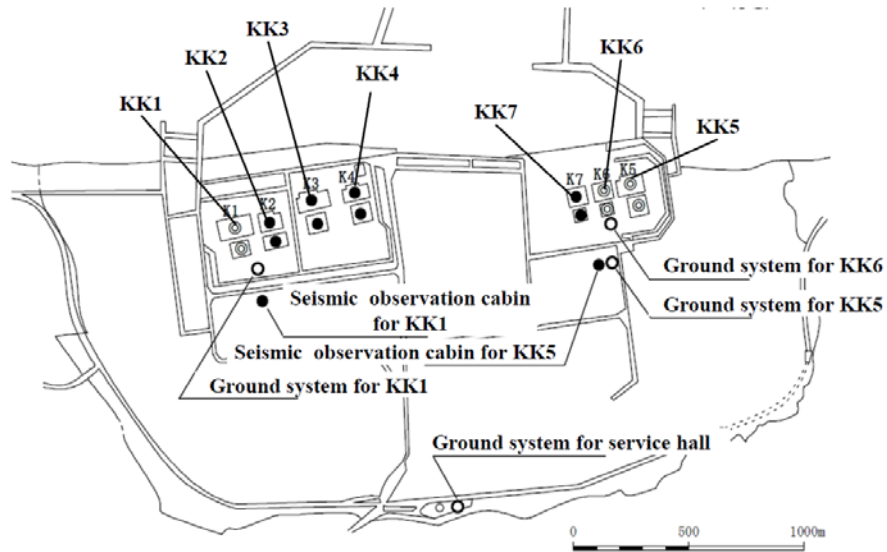


圖 7-3 KKNPP 機組位置圖(TEPCO)

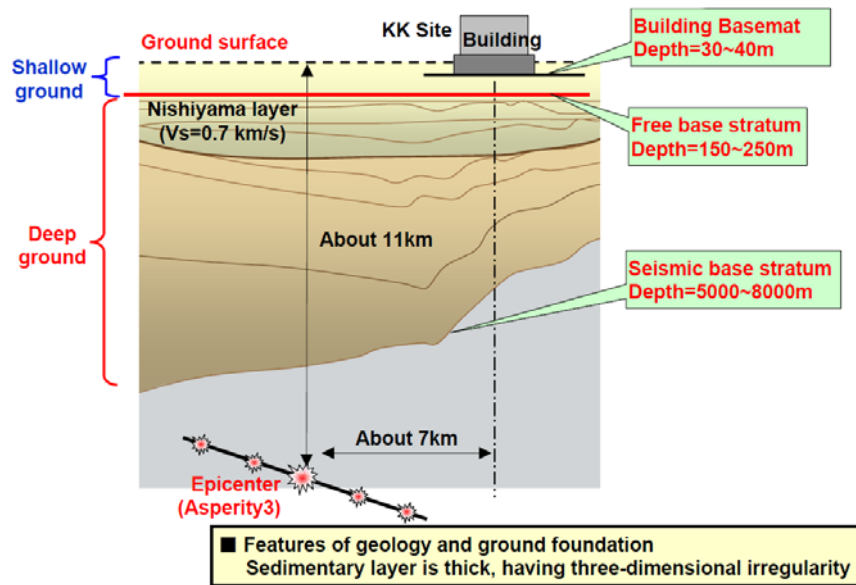


圖 7-4 柏崎刈羽核電廠周圍地質條件 (JNES, 2008)

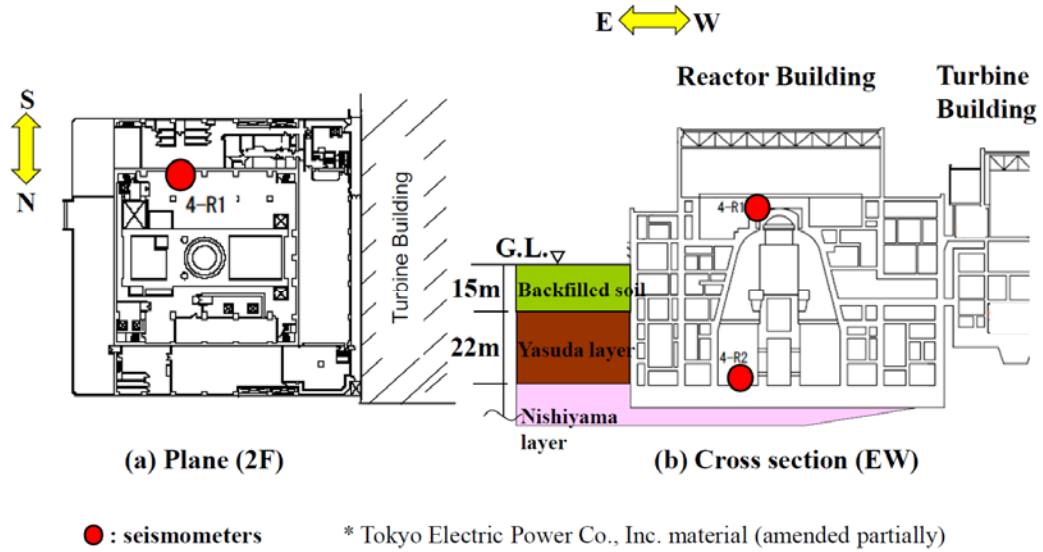
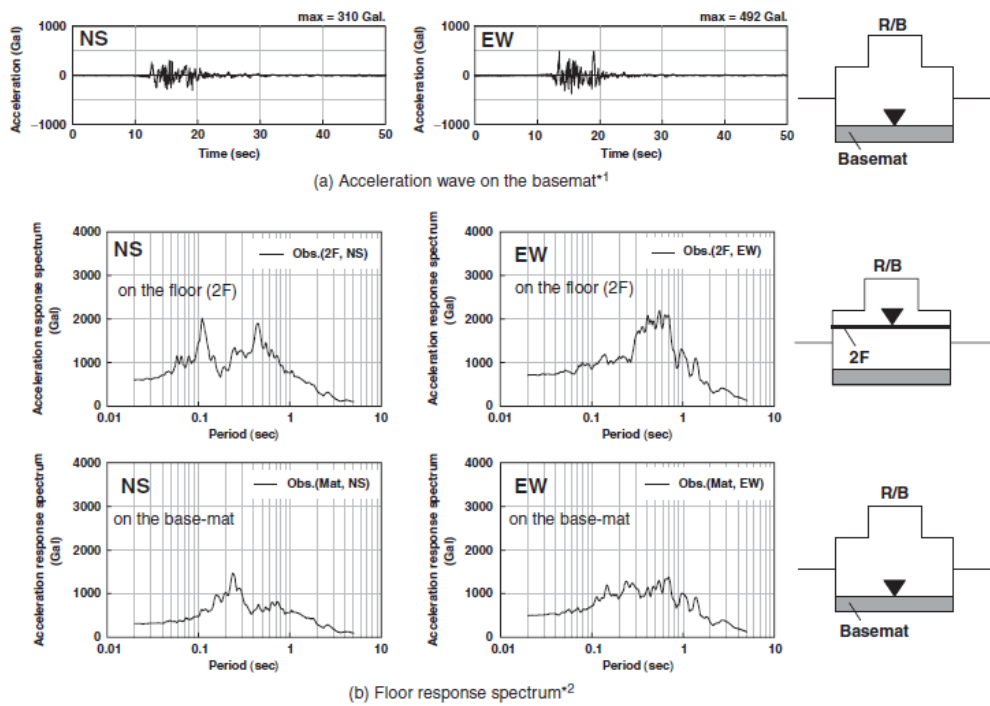


圖 7-5 KKNPP 四號機之平面與立面圖(JNES, 2010)



*1 Tokyo Electric Power Co., Inc. material (amended partially) *2 It is based on the data of Tokyo Electric Power Co., Inc.

圖 7-6 KKNPP 四號機加速度歷時與樓層反應譜(TEPCO)

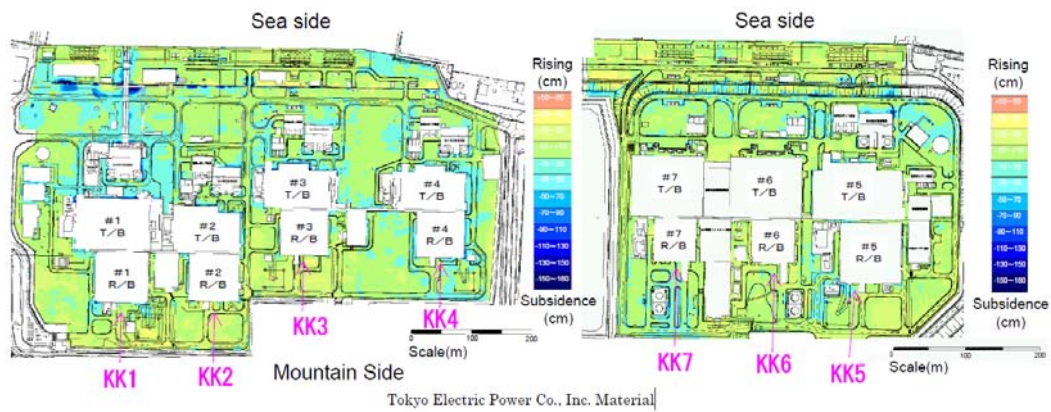


圖 7-7 KKNPP 震後地表沉陷量(TEPCO)

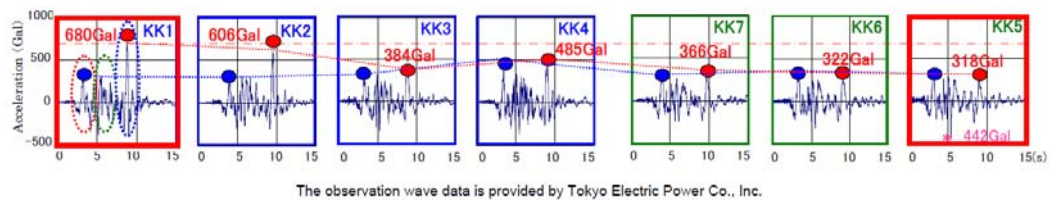


圖 7-8 KKNPP 反應爐建築物基底觀測加速度歷時(TEPCO)

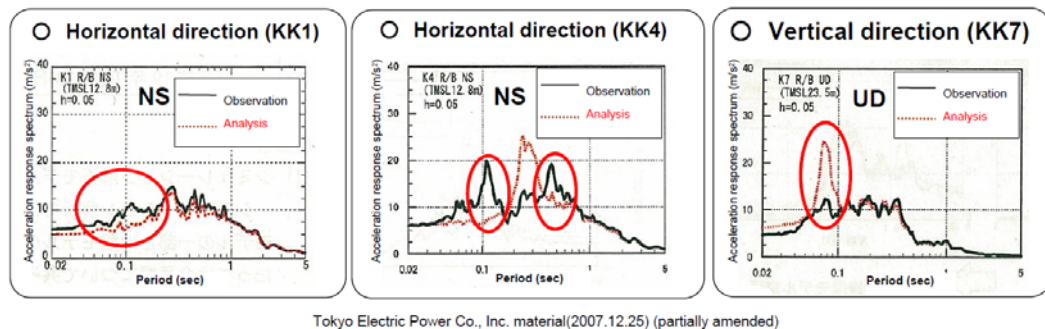


圖 7-9 KKNPP 反應爐建築物中間樓層反應譜(TEPCO)

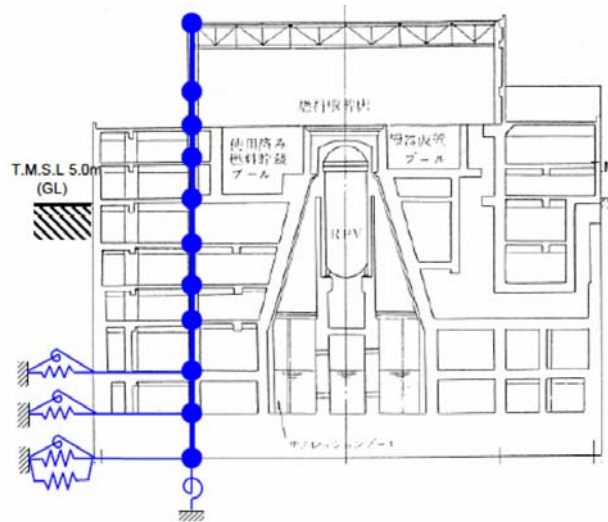


圖 7-10 集中質量模型(TEPCO)

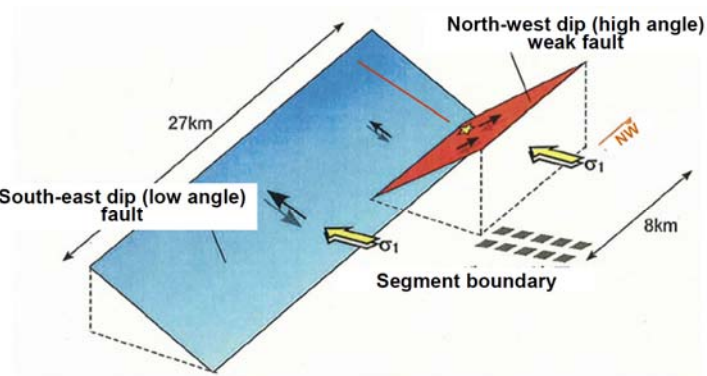


圖 7-11 NCO 震源斷層東南方向傾斜示意圖(JNES, 2008)

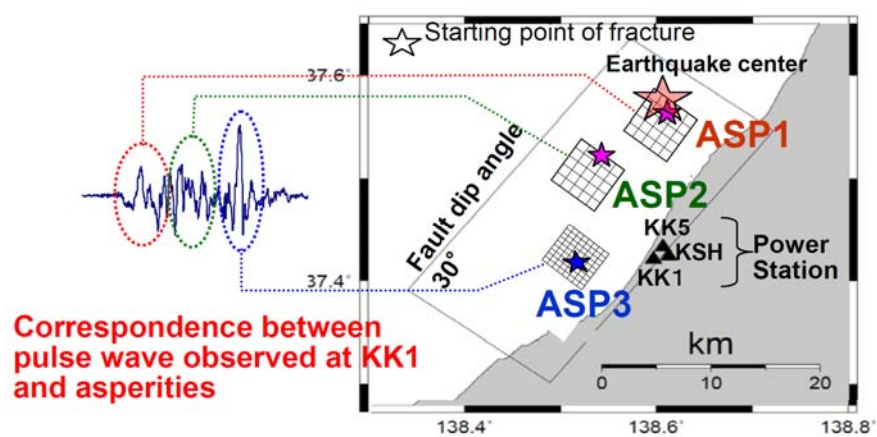


圖 7-12 NCO 震源斷層模型(JNES, 2008)

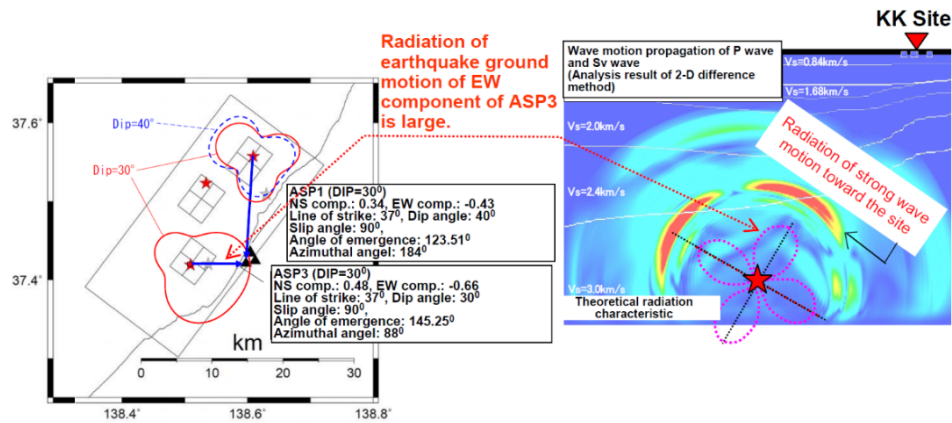


圖 7-13 震源破裂區波傳反應(JNES, 2008)

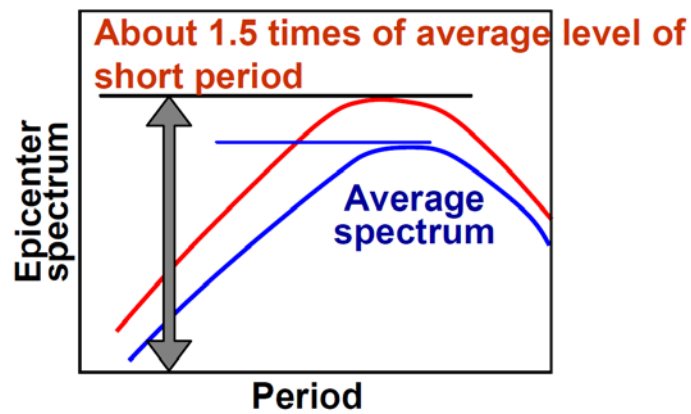


圖 7-14 震源模型推導之反應譜(JNES, 2008)

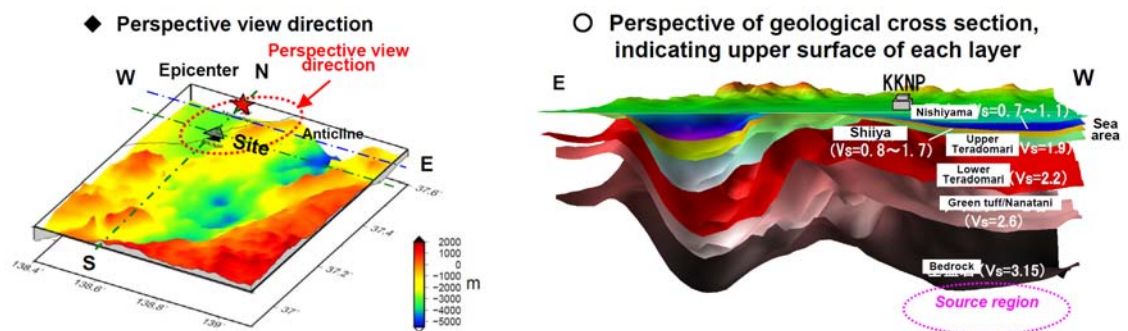


圖 7-15 地底透視圖與剖面圖(JNES, 2008)

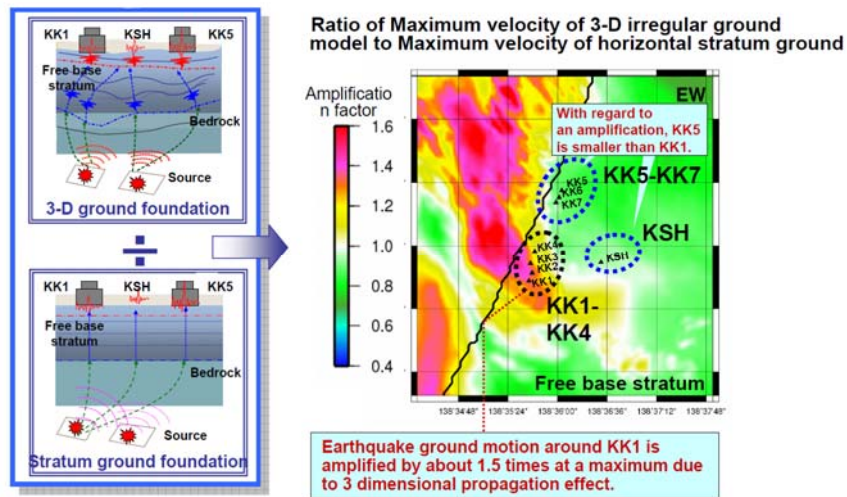


圖 7-16 KK1 與 KK5 三維波傳效應分析比較(JNES, 2008)

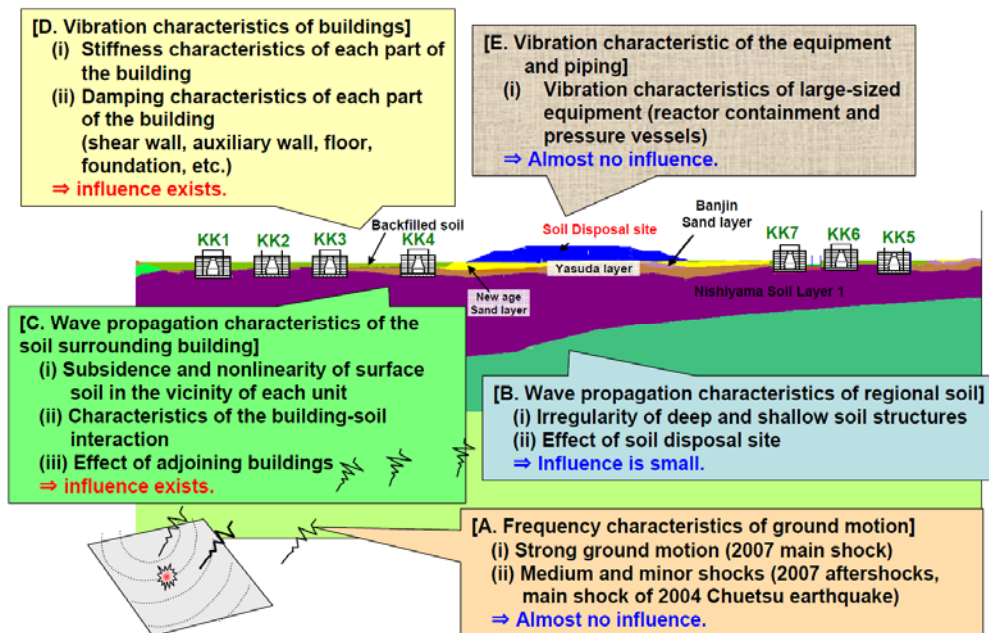


圖 7-17 影響反應爐建築物反應譜因素(JNES, 2008)

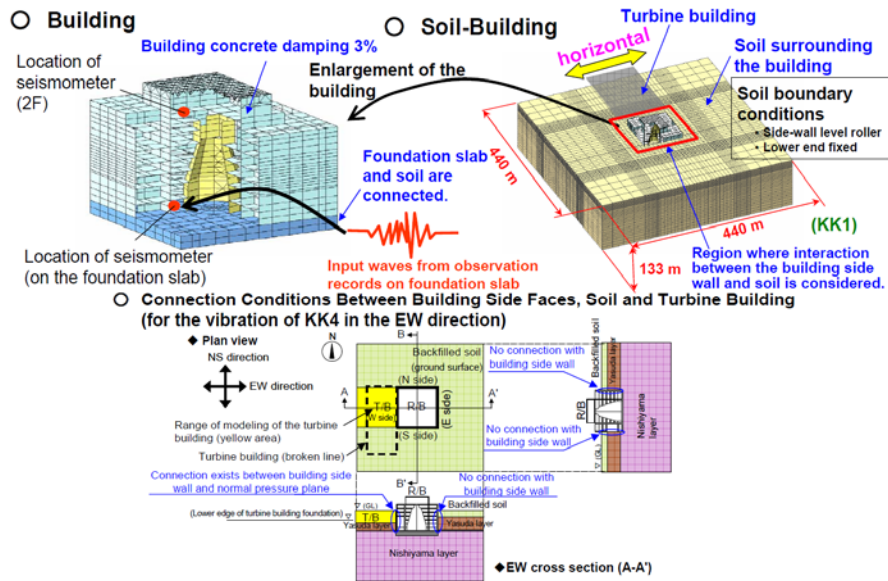


圖 7-18 三維有限元素模型(JNES, 2008)

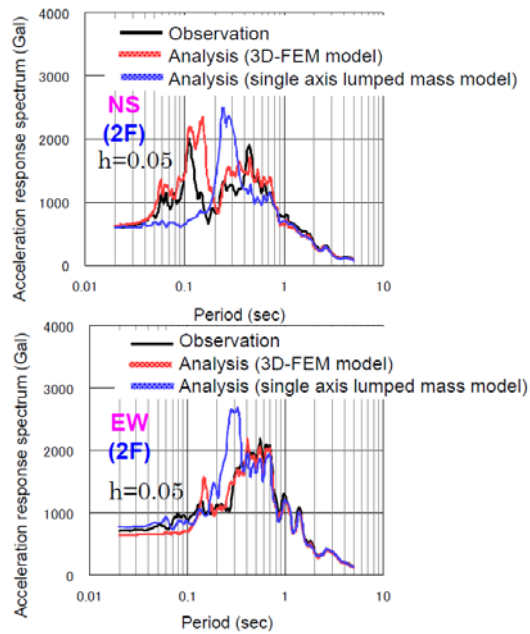
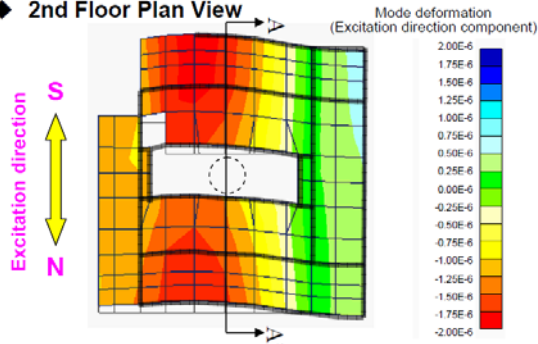


圖 7-19 四號機中間樓層反應譜比較(TEPCO)

○ Map of the natural mode in short periods (0.1 sec)

◆ 2nd Floor Plan View



◆ Cross Section (A-A')

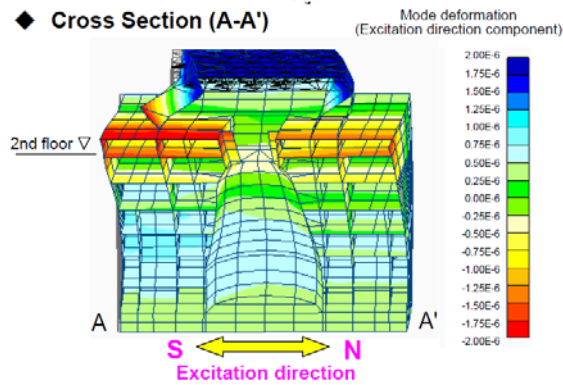


圖 7-20 四號機樓地板變形圖(JNES, 2008)

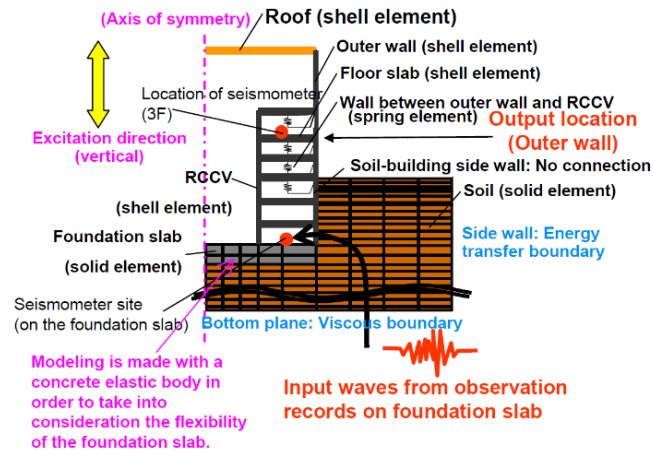


圖 7-21 軸對稱有限元素分析模型(七號機)(JNES, 2008)

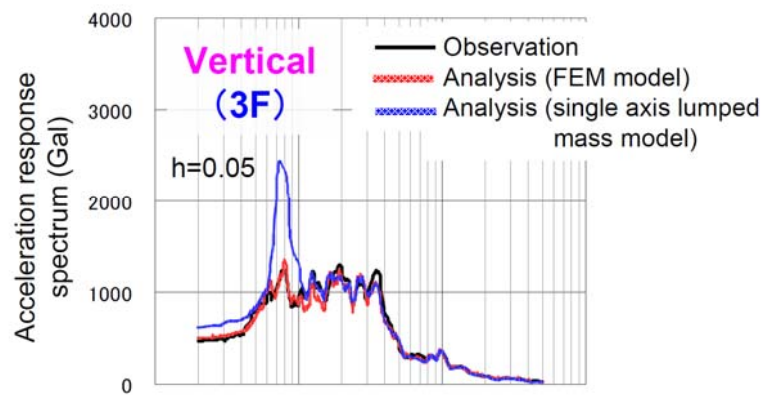


圖 7-22 七號機垂直向分析反應譜(TPECO)

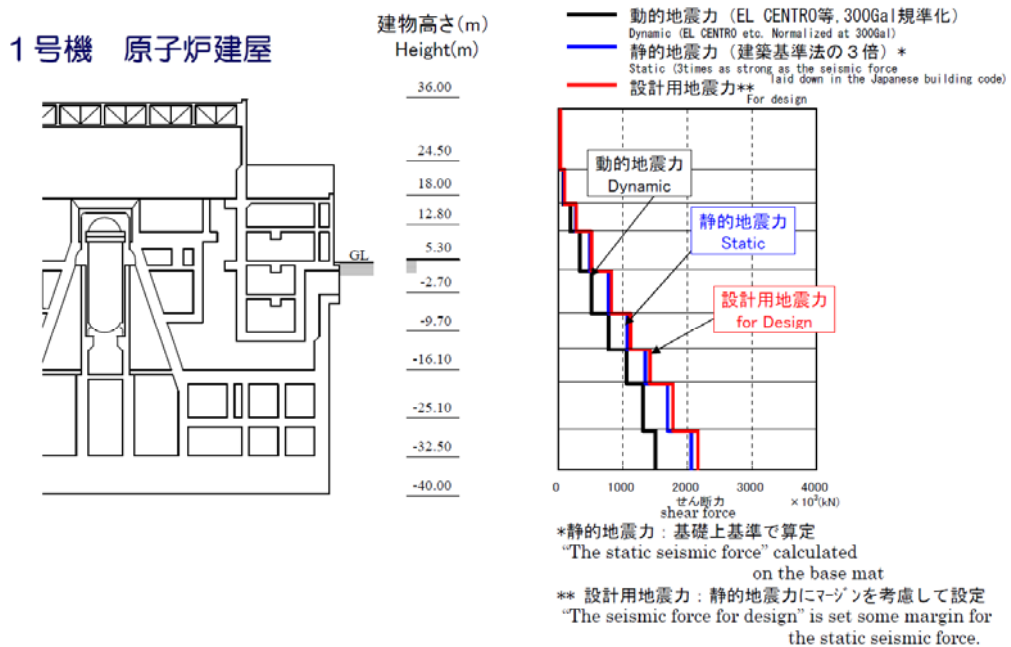


圖 7-23 反應爐建築物設計地震力(一號機)(TEPCO)

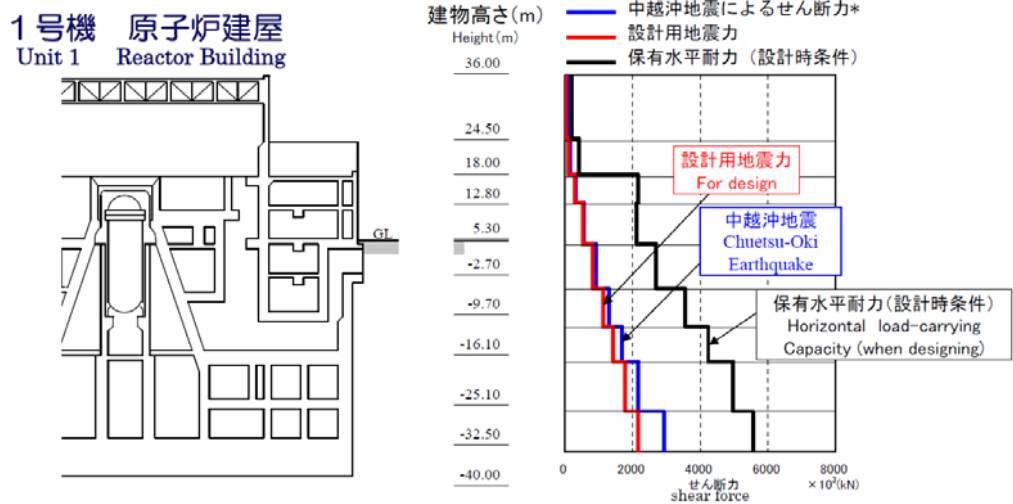


圖 7-24 經歷中越沖地震反應爐建築物內部剪力(一號機)(TEPCO)

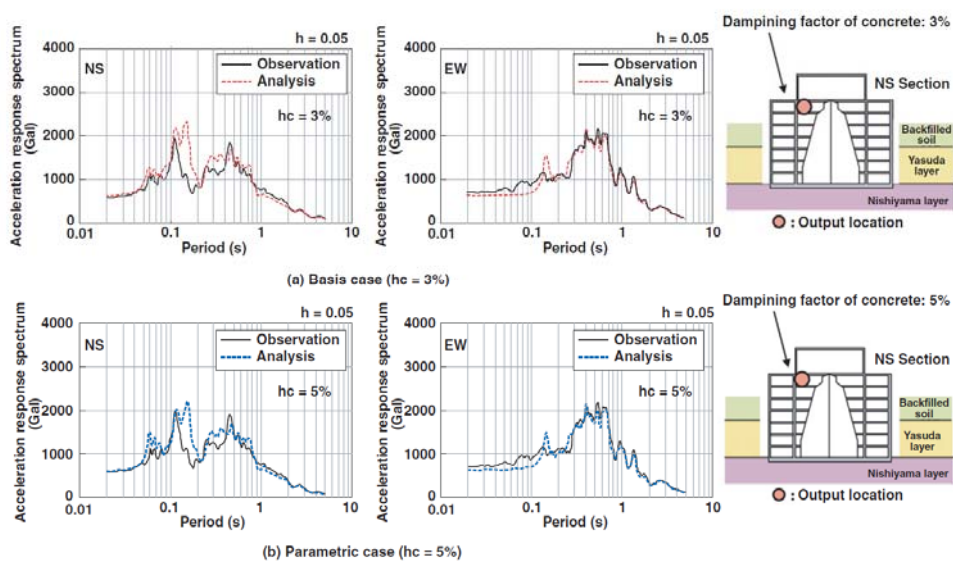


圖 7-25 混凝土阻尼係數對樓層反應譜影響

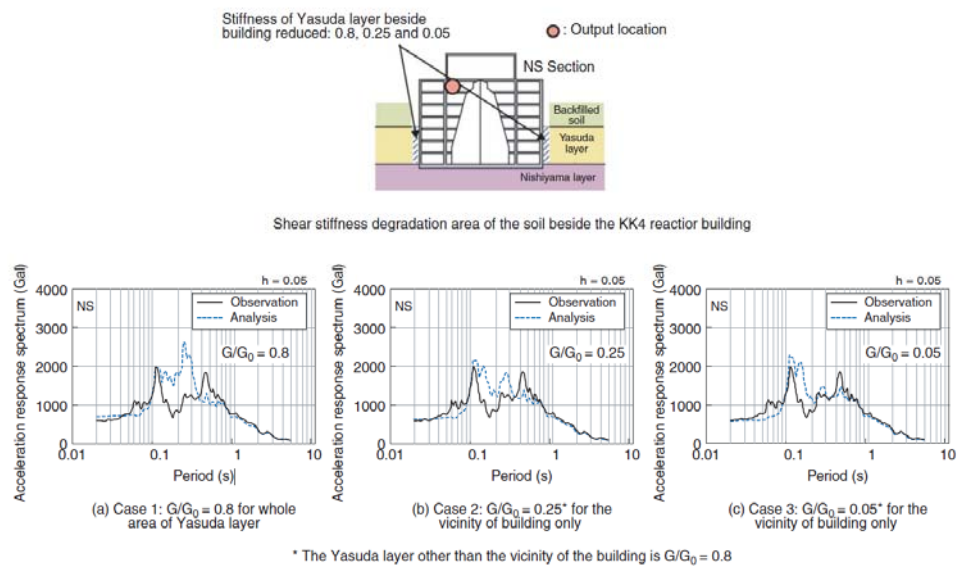


圖 7-26 反應爐建物側邊與周圍土壤互制關係對樓層反應譜影響

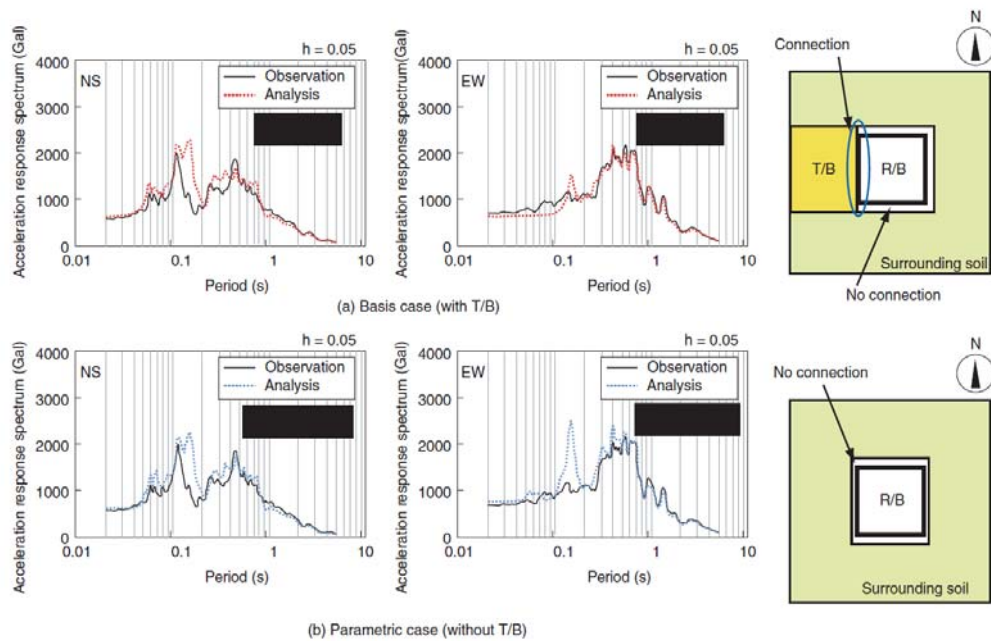


圖 7-27 反應爐建築物與相連汽機廠房關係對樓層反應譜影響

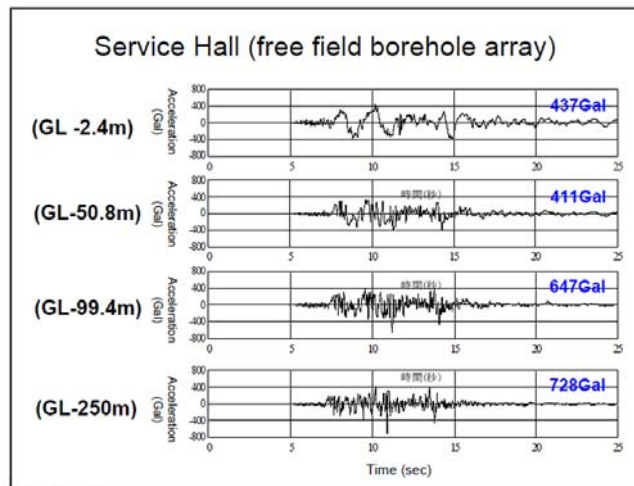


圖 7-28 井下地震儀觀測紀錄(TEPCO, 2008)

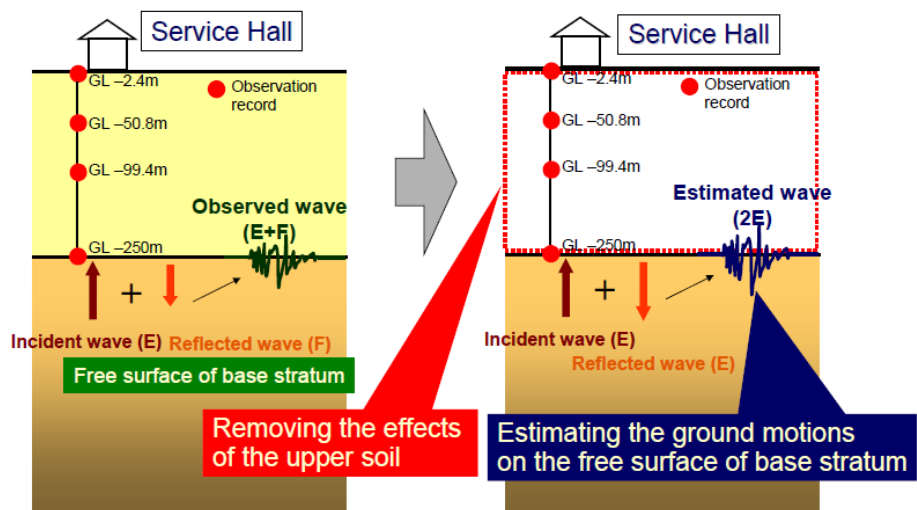


圖 7-29 由基礎層自由表面觀測之地震動的評估概念(TEPCO, 2008)

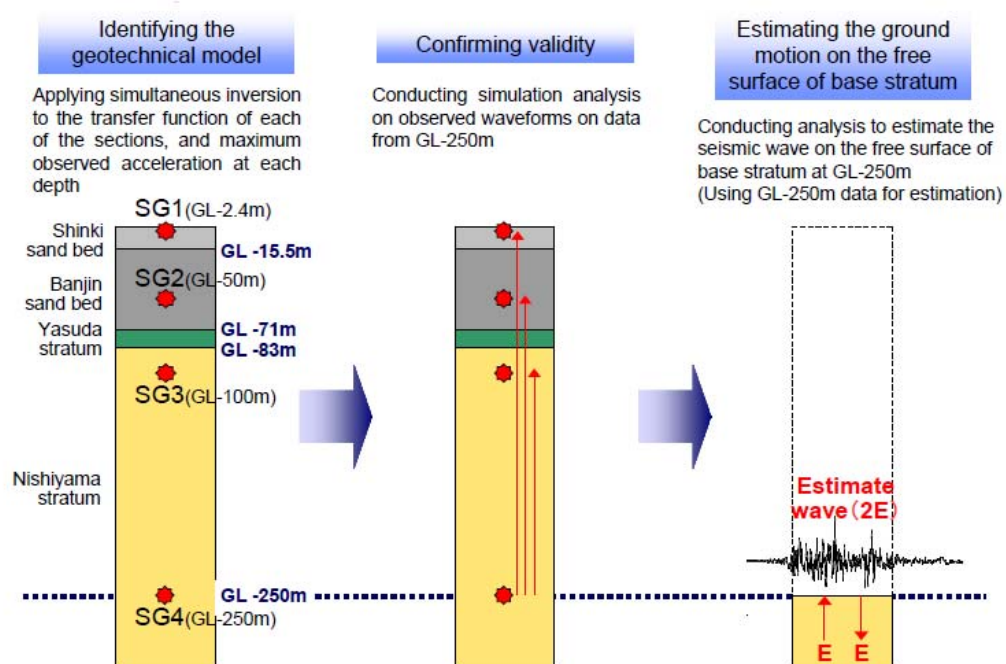
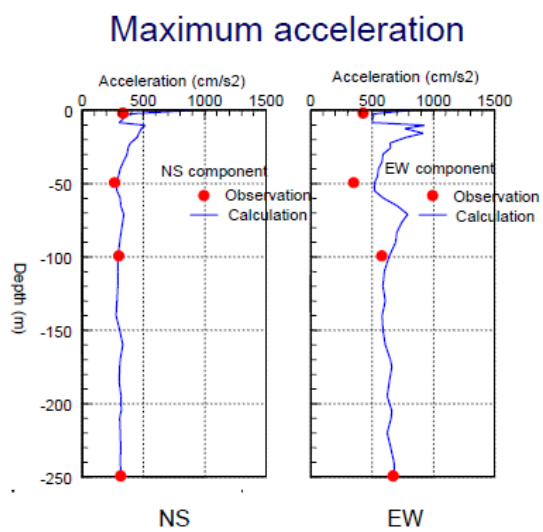


圖 7-30 由基礎層自由表面觀測之地動的評估流程(TEPCO, 2008)



*Input : Observed wave at GL-250m

圖 7-31 地層最大加速度觀測與分析比對(TEPCO, 2008)

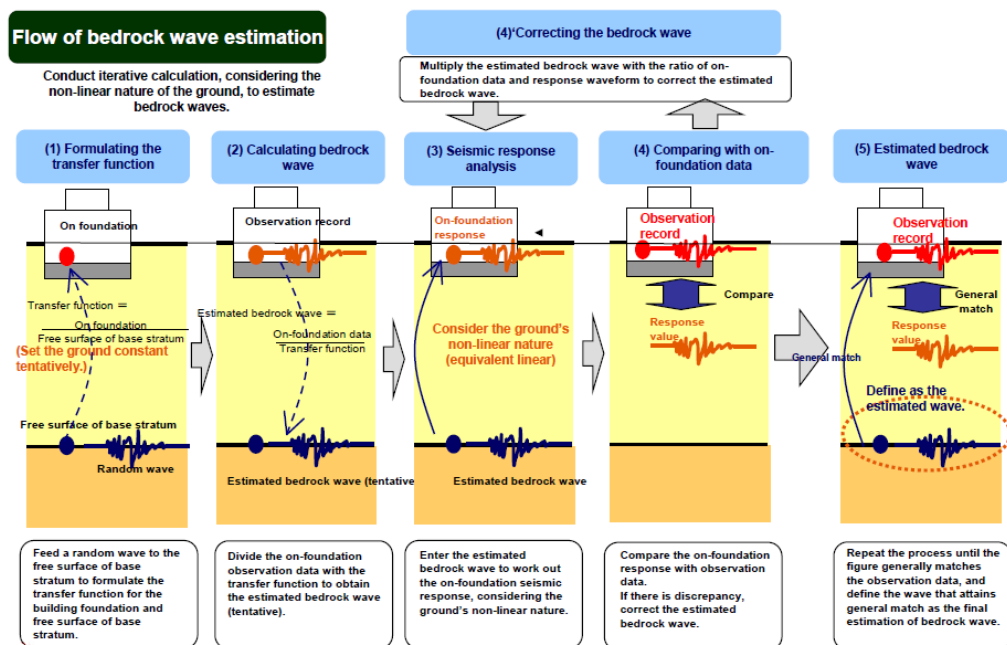


圖 7-32 岩盤波動評估流程(TEPCO, 2008)

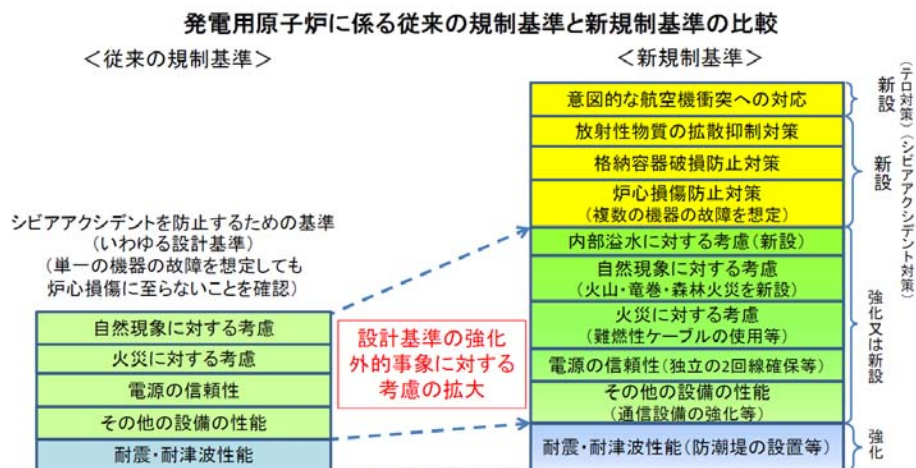


圖 7-33 舊規制與新規規制基準比較

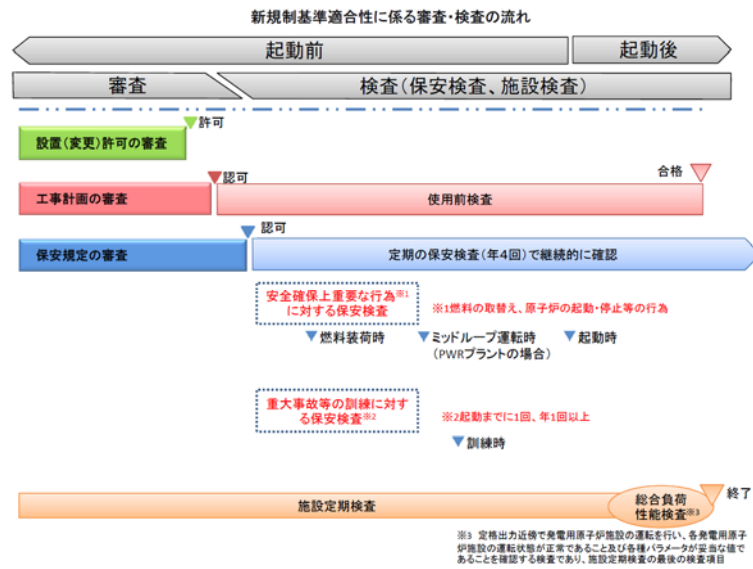


圖 7-34 新規制基準審査流程

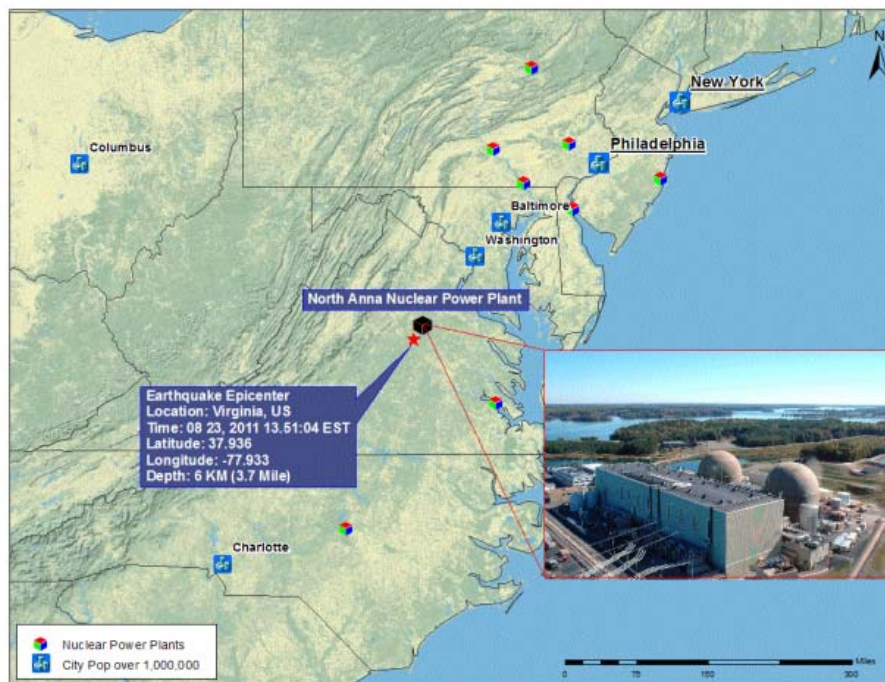


圖 7-35 2011 年維吉尼亞地震與 NAPS 位置圖

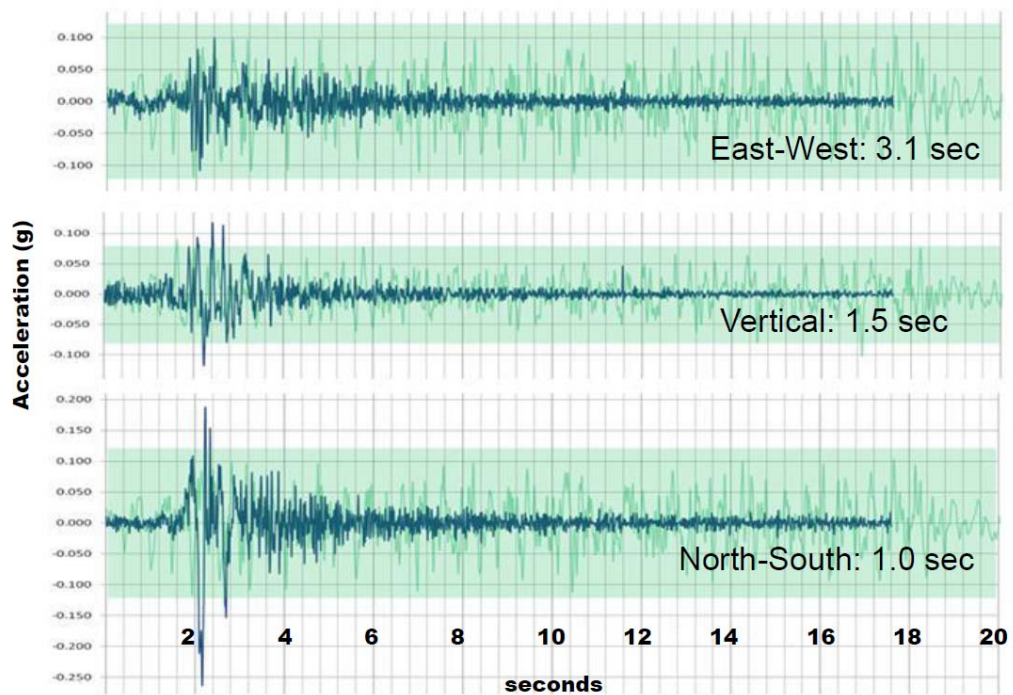


圖 7-36 NAPS 反應爐基底歷經維吉尼亞地震之地震歷時

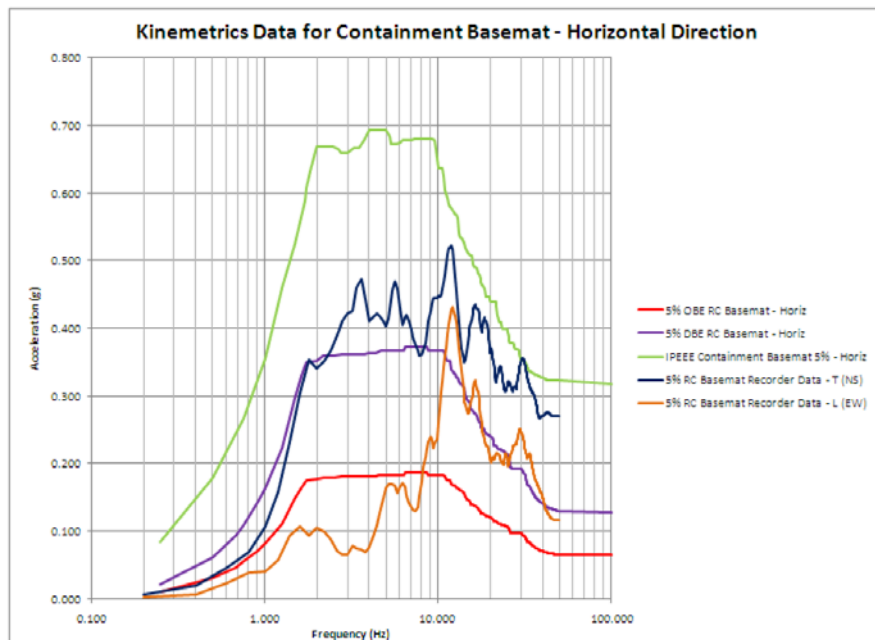


圖 7-37 NAPS 基底水平向反應譜比較(NRC, 2012)

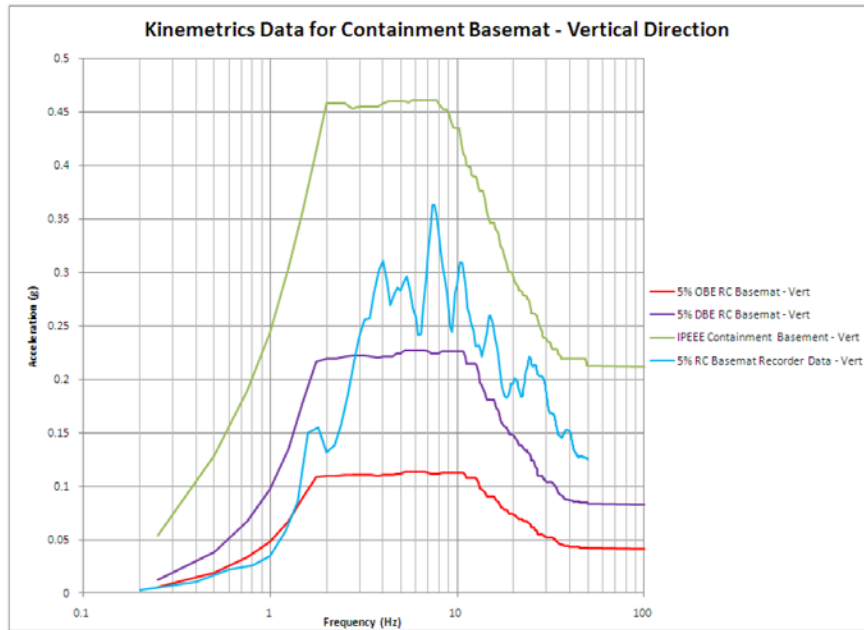


圖 7-38 NAPS 基底垂直向反應譜比較(NRC, 2012)

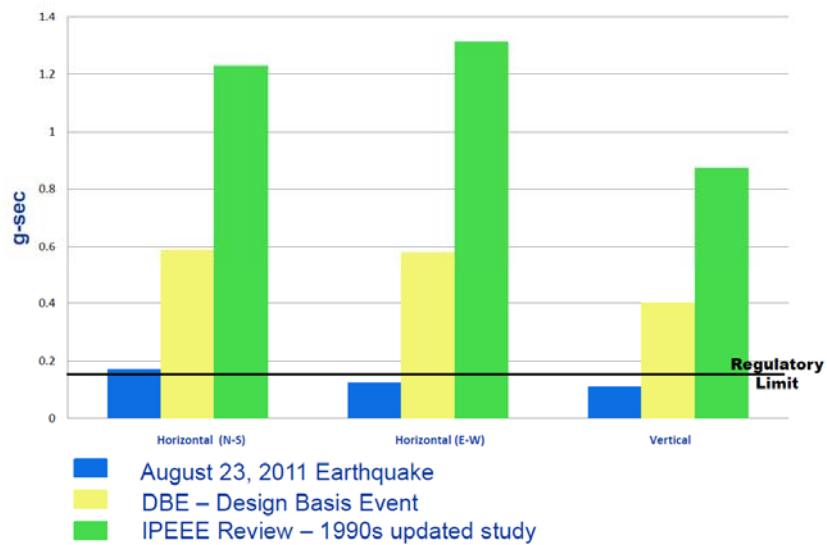


圖 7-39 NAPS 反應爐基底累積絕對速度值(CAV) (Dominion, 2011)



圖 7-40 NAPS 位於電梯施工界面產生水平裂縫



圖 7-41 NAPS 儲存槽錨固基礎底部剝落現象



圖 7-42 NAPS 變壓器套管



圖 7-43 NAPS TransNuclear 垂直桶與位移



圖 7-44 NAPS NUHOMS 水平桶與剝落情形

八、核二廠與核三廠圍阻體廠房結構動態特性健康診斷研究

(一) 核電廠地震訊號集錄系統介紹

1. 地震監測系統配置

地震監測系統的主要功能為監測廠內相關位置在地震時的振動，當地動強度超過一定的標準後，核電廠將啟動相關的作業程序，包括地震事件數據紀錄、回收、分析，以及通過列印報告方式發佈警報等功能。

a. 核二廠地震監測系統

核二廠之地震監測系統共包含九部三軸加速度地震儀(OSG-XE-101~109)及相關控制設備，九部地震儀皆為同步觸發記錄，除了自由場地震儀(OSG-XE-101)及控制室地震儀(OSG-XE-107)外，皆安裝於機組上，地震儀之位置及高程如表 8.1 與圖 8.1 所示。

2. 舊結構識別系統配置

結構識別系統建置目的主要為運用基底地震儀以及各高程地震儀之地震紀錄，分析結構系統動態參數，作為結構健康診斷之依據，進一步提供耐震補強檢核的標準。

由於結構識別系統之地震儀數量及位置有經過重新調整，因此本文為區別新舊識別系統，將目前的識別系統稱為「新結構識別系統」，早期的識別系統則稱為「舊結構識別系統」。

a. 核二廠舊結構識別系統

核二廠舊結構識別系統共包含九組加速度型地震儀(OSG-XE-126~132、134、135)，地震儀之位置及高程如表 8.2 與圖 8.2 所示。

b. 核三廠舊結構識別系統

核三廠舊結構識別系統設有七組加速度型地震儀，其中四組編號為 SG-YT-045~048，設置於一號機組圍阻體外牆，另三組感測器乃是舊有地震監測系統中設置於圍阻體內不同高程樓板之三組感測器（YT-002、018、003），地震儀之位置及高程如表 8.3 與圖 8.3 所示。

3. 新結構識別系統配置

a. 核三廠新結構識別系統

核三廠之新結構識別系統共包含 17 組加速度型地震儀，分別裝設在 6 個不同高程，總共量測 41 個自由度，其中 32 個自由度之地震儀訊號由識別系統記錄，剩餘 9 個自由度係為既有地震儀量測，其訊號由監測系統記錄，地震儀之位置及高程如表 8.4 與圖 8.4 所示，表中備註部份標註*符號，代表為直接讀取監測系統所記錄的訊號，但須確保兩系統時間同步。

(二) 核電廠圍阻體之識別分析流程

本節將以台灣電力公司所提供之地震資料進行識別分析，識別流程包括地震訊號的篩選與處理、輸入測站與輸出測站的選擇、系統識別方法的參數設定、以核二廠一號機與核三廠一號機為識別標的、將識別結果與「第三次十年整體安全評估」進行平行驗證，探討其中的差異、建立核電廠圍阻體之建議結構健康履歷，圖 8.5 為建議之標準識別流程順序圖。

1. 各地震事件簡介

首先需對照台灣電力公司所提供之地震資料，是否已經過「第三次十年整體安全評估」分析，如此以便於後續識別結果的

平行驗證，其中各地震事件的平行驗證對照情形如表 8.5 和表 8.6 所示。後續將從中選擇幾筆地震事件來作為初步分析的範例，並先與「第三次十年整體安全評估」進行識別結果的平行驗證，來探討其中的參數設定，以及差異之處。

從核二廠一號機與核三廠一號機的各集錄系統中，各選一筆做為範例來進行後續的識別流程，而選擇作為範例地震事件的標準，以量測到的基礎加速度大小作為決定依據，表 8.7 為選定的範例地震事件表。

2. 建議結構模型

在以系統識別方法進行分析時，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，因此需先根據各核電廠機組的原始設計，來假設不同的建議結構模型。由「核二廠第三次十年整體安全評估」的報告內容，可知圍阻體的外圍設置了一方型的輔助機房，而圍阻體外牆與內部的乾井牆，除了基礎之外，其餘部份完全隔開，因此假設核二廠的建議結構分別為輔助機房、圍阻體、和乾井牆。由「核三廠第三次十年整體安全評估」的報告內容，可知核三廠圍阻體的外牆與其內部結構除了基礎之外，其餘部份完全隔開，因此核三廠的建議結構模型分別為圍阻體和內部結構。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 8.6 至圖 8.9 所示。由於核二廠的舊結構識別系統只在圍阻體外牆有裝設地震儀，因此只能針對圍阻體部份進行識別分析。

3. 訊號篩選與分析

a. 量測訊號之噪訊處理

由於真實量測時會產生雜訊，可能會造成識別上的誤差，亦會影響對地震訊號的判讀與篩選。在本文的分析中，將原始量測訊號以 10 Hz 低通濾波器進行濾波，再進行後續的訊號篩選與識別分析。

b. 以反應放大之特性進行訊號篩選

考量一般結構物受地震力作用時，因樓高放大效應的影響，樓板的加速度反應會有隨高度的增加而放大的特性，並以此特性來訂定訊號篩選的標準。位於建議結構模型高程較高之測站，其加速度峰值應隨之放大，否則須予以排除。

在表 8.8 中，可觀察到 Case 1 地震事件的測站 D 在東西向的加速度峰值低於基礎的加速度峰值，須將此筆量測訊號排除，但由於「核二廠第三次十年整體安全評估」以此測站作為識別輸出測站，因此後續依然針對測站 D 進行識別分析。

在表 8.9 中，可觀察到 Case 2 地震事件的所有測站量測訊號皆符合篩選標準。

在表 8.10 中，可觀察到 Case 3 地震事件的測站 I 和 K 在東西向的加速度峰值低於基礎的加速度峰值，須將此兩筆量測訊號排除，但由於「核三廠第三次十年整體安全評估」以此測站作為識別輸出測站，因此後續依然以測站 I 和 K 進行識別分析。測站 J 和 L 在南北向的加速度峰值低於基礎的加速度峰值，因此將此筆兩量測訊號排除。在表 8.10 中可觀察到一個趨勢，裝設在同側的測站之加速度峰值具有一致性，因此推測位於圍阻體外

牆的測站可能受週遭環境的影響，與其產生互制行為，此情形將於下一步驟進行檢驗。

在表 8.11 中，可觀察到 Case 4 地震事件的南北向部份，SG-YT-002A 和 SG-YT-048 的加速度峰值，比位於更高測站的加速度峰值來的大；SG-YT-045 和 SG-YT-047 的加速度峰值低於基礎的加速度峰值，因此須將上述 4 測站的南北向訊號排除。在東西向的部份，SG-YT-041、SG-YT-042、和 SG-YT-048 的加速度峰值低於基礎的加速度峰值；SG-YT-047 的加速度峰值比位於更高測站的加速度峰值來得大，因此須將上述 4 測站的東西向訊號排除。

c. 以訊號之一致性進行訊號篩選

由於圍阻體為一個平面完全對稱，且勁度非常大的結構體，假設圍阻體無 rocking mode（後續可由檢驗垂直向反應來確認），因此安裝在相同建議結構模型且相同高程的地震儀，其量測訊號應具有一致性。本節將利用均方根 RMS(Root Mean Square)作為一致性與否的指標：

$$\text{RMS} = \sqrt{\frac{\sum_i^k (x_{t[i]_\alpha} - x_{t[i]_\beta})^2}{k}} = \sqrt{\frac{(x_{t[1]_\alpha} - x_{t[1]_\beta})^2 + \dots + (x_{t[k]_\alpha} - x_{t[k]_\beta})^2}{k}}$$

其中， $x_{t[i]_\alpha}$ 代表編號 α 的地震儀在 t 時間步階之加速度反應。分別將兩筆量測加速度訊號之差作均方根，考慮地震資料歷時可能過長，因此只選取強動段 20 秒的訊號歷時來進行分析。

此外，考量每筆地震事件的震度不同，因此需將均方根 RMS 除以同一高程所有測站加速度峰值的平均數，產生正規化均方根 NRMS，並以此作為篩選標準。本計畫設定當正規化後

之 NRMS 大於 20%時，須將其排除。正規化均方根 NRMS 之計算如下：

$$NRMS = \frac{RMS}{mean(\text{篩選後同高程測站之尖峰值})} \times 100\%$$

在圖 8.10 中，可觀察到 Case 2 地震事件的測站 N2 在東西向的趨勢明顯異於測站 N4 和 N6，由表 8.12 可知其 NRMS 皆大於 20%，因此將 N2 的東西向訊號排除。

在圖 8.11 中，可觀察到 Case 2 地震事件的測站 N5 在南北向的趨勢明顯異於測站 N1 和 N3；測站 N2 在南北向的趨勢明顯異於測站 N4 和 N6，由表 8.13 便可知其 NRMS 皆大於 20%，因此將以上測站的南北向訊號排除。無論在東西向或是南北向，N2 與其它兩測站的 NRMS 皆大於 20%，因此在後續分析時，應避免使用此測站。

觀察圖 8.12 和圖 8.13 的 Case 3 地震事件，發現無論在東西向或南北向，裝設於較低層圍阻體外牆的測站 I 和 J 之訊號趨勢差異很大；裝設於圍阻體較高層外牆的測站 K 和 L，其訊號趨勢差異也是很大。由表 8.14 與表 8.15 便可知兩兩測站間的 NRMS 皆大於 20%，如此可進一步驗證，前面所提及受圍阻體周圍環境的影響，而出現圍阻體反應與其它環境因素互制的情形。「核三廠第三次十年整體安全評估」中，選用了測站 I 和 K，因此這兩測站依舊進行後續分析，以便進行平行驗證。

觀察圖 8.14 的 Case 4 地震事件東西向訊號，發現由地震監測系統所集錄的訊號，與新識別系統所集錄的訊號相差了 180° 的相位角，推測乃加速度計裝設方向與集錄設定方向相反所導致，因此將地震監測系統訊號乘上負號來改變其相位角。裝設

於圍阻體較低層外牆的測站 SG-YT-048 之東西向訊號趨勢，相較於其它測站 SG-YT-045、SG-YT-046、和 SG-YT-047，明顯不同，但此測站訊號已在上一篩選流程時予以排除。由表 8.16 可知剩餘的測站訊號皆符合 NRMS 小於 20%的條件。

在圖 8.15 中，可觀察到南北向訊號也有裝設方向與識別方向相反的情形，因此也改變地震監測系統訊號的正負值。由表 8.17 可知剩餘的測站訊號皆符合 NRMS 小於 20%的條件。

4. 選定識別分析所需之測站

藉由前面的訊號篩選流程後，便可從通過篩選的測站中，選擇識別分析時的輸入與輸出測站，水平雙向的輸入輸出測站選擇結果如表 2.18 至表 2.21 所示(*代表在訊號篩選流程時被排除之訊號，但由於平行驗證的原因而例外進行識別)，決定輸入輸出測站後，便可進入到識別分析的步驟。

(三) 核電廠圍阻體之識別結果

1. 第三次十年整體安全評估平行驗證

在運用系統識別方法於核電廠的分析時，需驗證各識別方法的正確性，因此本小節會將 Case 3 的識別結果與「第三次十年整體安全評估」進行平行驗證，並決定各系統識別方法的參數設定。

(a) 頻率響應函數參數設定

為了降低高頻雜訊的影響，且加快識別分析的速度，先降低地震訊號的取樣頻率(down sampling)，由原取樣時距 0.005 秒調整至取樣時距 0.02 秒，設定函數的解析度為 0.2 Hz。Case 3 各測站頻率轉移函數識別結果如圖 8.16 所示，可發現東西向的

初步分析的識別結果與「核三廠第三次十年整體安全評估」的識別結果十分相近，因此可確認 FRF 方法的參數設定。位於圍阻體的測站 I 與 K，分別在低頻的位置皆出現尖峰值，推測應為前文所提及的受圍阻體周遭環境影響因素，因而產生此一低頻的特性，但可發現約在 3 Hz 的位置有一尖峰值，推測此頻率應為圍阻體的主要頻率，後續以時間域的識別方法分析測站 I 和 J 時，應識別較高階的模態，以進行驗證。

(b) 遞迴最小平方法參數設定

在遞迴最小平方法的參數設定方面，若識別對象為一非時變系統，可將遺忘因子 λ 設為 1， $\mathbf{P}$ 之對角矩陣元素為 10^6 ，系統階數 n 則根據圍阻體的週期進行設定。

根據前文所述，以時間域的識別方法，識別 Case 3 的圍阻體系統時，需識別出更高階的模態，方能得到真實圍阻體的特性。裝設在圍阻體上各測站的識別結果如圖 8.17 至圖 8.22 以及表 8.22 所示，可發現東西向各模態的識別結果與「核三廠第三次十年整體安全評估」的識別結果十分相近，其中*代表圍阻體的主要頻率與阻尼比。內部結構上各測站的識別結果如圖 8.23 和圖 8.24 以及表 8.23 所示，可發現在東西向各模態頻率的識別結果與「核三廠第三次十年整體安全評估」的識別結果十分相近，且兩水平向的識別結果皆符合篩選標準 C1，而南北向所識別的頻率較低於東西向，此情形與 FRF 識別情形相符。在阻尼比的識別方面，由於雜訊的影響，造成阻尼比的識別較為不易，因此阻尼比的識別結果出現較大的差異。

2. 各地震事件識別結果

最後將不同識別方法在各建議結構模型的識別結果相互比對，由於 RLS 與 FRF 為單輸入單輸出，因此須將位於相同結構模型，不同測站的識別結果平均，以求得該建議結構模型的結構特性。由於 FRF 與 RLS 無法識別振型，且振型與阻尼比相較於頻率較難識別，因此在本研究的分析中，只針對結構頻率進行探討。

其中各事件建議結構模型的識別結果如表 8.24 至表 8.27 所示，由表中可發現各識別方法的識別結果十分相近，核二廠一號機圍阻體東西向的頻率約為 3.5~3.6 Hz，南北向的頻率相較東西向則較低，約為 3.4~3.5 Hz；核三廠一號機圍阻體與內部結構，在東西向的頻率識別結果約為 2.9~3 Hz，而南北向的頻率約為 2.8 Hz。其它地震事件皆可依照上面的流程進行識別分析，後續便可完成核電廠之結構健康履歷。

表 8-1 核二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
OSG-XE-101	FREE FIELD (警衛室前花園)	FREE FIELD
OSG-XE-102 (A)	圍阻體底座北側 (接近180°處)	EL.-40'0"
OSG-XE-103 (B)	圍阻體結構體 (180°外壁處)	EL.106'2 1/4"
OSG-XE-104 (C)	HPCS 管路	EL.17'5"
OSG-XE-105 (D)	反應爐基座	EL.-9'4"
OSG-XE-106 (E)	輔機間 南側頂樓板	EL.76'3"
OSG-XE-107 (F)	主控制室(CB)	EL.30'0"
OSG-XE-108 (G)	輔機間底板北角 (180°處)	EL.-40'0"
OSG-XE-109 (H)	輔機間底座北側 (接近180°處)	EL.-40'0"

表 8-2 核二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
OSG-XE-126 (N1)	反應器廠基礎(272°)	EL.-40'
OSG-XE-127 (N2)	反應器廠圍阻體 (265°)	EL.78'
OSG-XE-128 (N3)	反應器廠基礎(358°)	EL.-40'
OSG-XE-129 (N4)	反應器廠圍阻體 (165°)	EL.78'
OSG-XE-130 (N5)	反應器廠基礎(92°)	EL.-40'
OSG-XE-131 (N6)	反應器廠圍阻體 (92°)	EL.78'
OSG-XE-132 (N7)	反應器廠圍阻體 (92°) (N6 上方)	EL.102'
OSG-XE-134 (N8)	反應器廠房 HPCS 管 路上	EL.17'5"
OSG-XE-135 (N9)	反應爐基座	EL.-9'4"

表 8-3 核三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 8-4 核三廠一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°	EL.131'	水平雙向
SG-YT-045	圍阻體東南側內牆 138°	EL.133'	水平雙向
SG-YT-046	圍阻體西南側內牆 210°	EL.137'	水平雙向
SG-YT-048	圍阻體西北側外牆 326°	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°	EL.152'	三向
SG-YT-042	圍阻體東南側內牆 138°	EL.149'	三向
SG-YT-043	圍阻體西南側內牆 228°	EL.149'	三向
SG-YT-044	圍阻體西北側外牆 303°	EL.152'	三向
SG-YT-040	圍阻體 DOME 頂部	EL.297'	三向

表 8-5 核二廠一號機健康監測與診斷平行審查驗證地震事件表

地震事件 年/月/日	第三次十年整 體安全評估	已獲得台電公司提 供事件原始資料	集錄系統
1995/6/25	✓	✓	地震監測系統
1999/9/21	✓	✓	地震監測系統
2006/7/28	✓	✓	地震監測系統 、舊識別系統

表 8-6 核三廠一號機健康監測與診斷平行審查驗證地震事件表

地震事件 年/月/日	第三次十年整 體安全評估	已獲得台電公司提 供事件原始資料	集錄系統
2006/12/26-1			
2006/12/26-2			
2010/11/12	✓	✓	舊識別系統
2010/11/21		✓	舊識別系統
2011/3/15		✓	舊識別系統
2011/3/20		✓	舊識別系統
2011/8/31	✓	✓	舊識別系統
2016/12/17			
2017/2/11		✓	新識別系統

表 8-7 範例地震事件編號表

編號	地震事件	機組	集錄系統
Case 1	1999 年 9 月 21 日	核二廠一號機	地震監測系統
Case 2	2006 年 7 月 28 日	核二廠一號機	舊結構識別系統
Case 3	2010 年 11 月 12 日	核三廠一號機	舊結構識別系統
Case 4	2017 年 2 月 11 日	核三廠一號機	新結構識別系統

表 8-8 Case 1 中各測站訊號之加速度峰值

地震儀記錄最大加速度(gal)			
地震儀編號	東西向	南北向	建議結構模型 /高程
OSG-XE-102(A)	47.45	24.79	乾井牆、圍阻體 /EL.-40'0"
OSG-XE-105(D)	* 37.87	34.84	乾井牆 /EL.-9'4"
OSG-XE-103(B)	67.69	43.41	圍阻體 /EL.106'2 1/4"
OSG-XE-108(G)	45.90	22.77	輔助機房 /EL.-40'0"
OSG-XE-106(E)	60.64	28.89	輔助機房 /EL.-9'4"

* 未符合篩選條件

表 8-9 Case 2 中各測站訊號之加速度峰值

地震儀記錄最大加速度(gal)			
地震儀編號	東西向	南北向	建議結構模型 /高程
OSG-XE-126(N1)	1.75	0.90	圍阻體 /E L. -40'
OSG-XE-128(N3)	1.90	0.99	圍阻體 /E L. -40'
OSG-XE-130(N5)	1.81	1.17	圍阻體 /E L. -40'
OSG-XE-127(N2)	3.75	1.35	圍阻體 /E L. 78'
OSG-XE-129(N4)	3.80	1.64	圍阻體 /E L. 78'
OSG-XE-131(N6)	3.91	1.57	圍阻體 /E L. 78'
OSG-XE-132(N7)	4.42	1.74	圍阻體 /E L. 102'

* 未符合篩選條件

表 8-10 Case 3 中各測站訊號之加速度峰值

地震儀記錄最大加速度(gal)			
地震儀編號	東西向	南北向	建議結構模型 /高程
SG-YT-002(A)	7.23	6.79	內部結構、圍阻體 /EL.100'
SG-YT-018(F)	8.00	7.71	內部結構 /EL.125'
SG-YT-003(B)	8.85	8.53	內部結構 /EL.148'
SG-YT-045(I)	* 4.27	7.84	圍阻體 /EL.105'6"
SG-YT-046(J)	7.75	* 4.45	圍阻體 /EL.105'6"
SG-YT-047(K)	* 4.99	8.73	圍阻體 /EL.131'6"
SG-YT-048(L)	7.98	* 5.51	圍阻體 /EL.131'6"

* 未符合篩選條件

表 8-11 Case 4 中各測站訊號之加速度峰值

地震儀記錄最大加速度(gal)			
地震儀編號	東西向	南北向	建議結構模型/高程
SG-YT-002A	N/A	* 2.88	內部結構、圍阻體 /EL.100'
YT-002	2.08	2.04	內部結構、圍阻體 /EL.100'
SG-YT-018A	2.38	2.32	內部結構 /EL.125'
YT-018	2.42	2.43	內部結構 /EL.125'
SG-YT-003A	2.73	2.62	內部結構 /EL.148'
YT-003	2.95	2.76	內部結構 /EL.148'
SG-YT-045	2.93	* 1.97	圍阻體/EL.133'
SG-YT-046	2.90	2.62	圍阻體/EL.137'
SG-YT-047	* 3.26	* 1.88	圍阻體/EL.131'
SG-YT-048	* 1.80	* 3.61	圍阻體/EL.131'
SG-YT-041	* 2.01	3.23	圍阻體/EL.152'
SG-YT-042	* 1.87	4.02	圍阻體/EL.149'
SG-YT-043	2.96	2.96	圍阻體/EL.149'
SG-YT-044	2.94	2.64	圍阻體/EL.152'
SG-YT-040	6.34	5.08	圍阻體/EL.297'

* 未符合篩選條件

表 8-12 Case 2 相同高程測站之 NRMS(%) (東西向)

方向	東西向		
測站編號 (圍阻體底座)	OSG-XE-126 (N1)	OSG-XE-128 (N3)	OSG-XE-130 (N5)
OSG-XE-126 (N1)		3.5	2.7
OSG-XE-128 (N3)	3.5		3.7
OSG-XE-130 (N5)	2.7	3.7	
測站編號 (圍阻體外牆)	OSG-XE-127 (N2)	OSG-XE-129 (N4)	OSG-XE-131 (N6)
OSG-XE-127 (N2)		* 30.2	* 31.6
OSG-XE-129 (N4)	* 30.2		8.4
OSG-XE-131 (N6)	* 31.6	8.4	

* 未符合篩選條件

表 8-13 Case 2 相同高程測站之 NRMS(%) (南北向)

方向	南北向		
測站編號 (圍阻體底座)	OSG-XE-126 (N1)	OSG-XE-128 (N3)	OSG-XE-130 (N5)
OSG-XE-126 (N1)		18.3	*41.1
OSG-XE-128 (N3)	18.3		*37.2
OSG-XE-130 (N5)	*41.1	*37.2	
測站編號 (圍阻體外牆)	OSG-XE-127 (N2)	OSG-XE-129 (N4)	OSG-XE-131 (N6)
OSG-XE-127 (N2)		* 47.5	* 48.1
OSG-XE-129 (N4)	* 47.5		19.7
OSG-XE-131 (N6)	* 48.1	19.7	

* 未符合篩選條件

表 8-14 Case 3 相同高程測站之 NRMS(%) (東西向)

方向	東西向	
測站編號 (圍阻體較低外牆)	SG-YT-045(I)	SG-YT-046(J)
△ SG-YT-045(I)		* 21.7
SG-YT-046(J)	* 21.7	
測站編號 (圍阻體較高外牆)	SG-YT-047(K)	SG-YT-048(L)
△ SG-YT-047(K)		* 28.3
SG-YT-048(L)	* 28.3	

* 未符合篩選條件

△ 未通過前一篩選條件的訊號(但須因平行驗驗證而保留)

表 8-15 Case 3 相同高程測站之 NRMS(%) (南北向)

方向	東西向	
測站編號 (圍阻體較低外牆)	SG-YT-045(I)	SG-YT-046(J)
SG-YT-045(I)		N/A
□ SG-YT-046(J)	N/A	
測站編號 (圍阻體較高外牆)	SG-YT-047(K)	SG-YT-048(L)
SG-YT-047(K)		N/A
□ SG-YT-048(L)	N/A	

* 未符合篩選條件

□ 未通過前一篩選條件的訊號

表 8-16 Case 4 相同高程測站之 NRMS(%) (東西向)

方向	東西向			
測站編號 (圍阻體 中間層樓 板)	YT-018	SG-YT-018 A		
YT-018		6.0		
SG-YT-018 A	6.0			
測站編號 (圍阻體 頂層樓版)	YT-003	SG-YT-003 A		
YT-003		7.7		
SG-YT-003 A	7.7			
測站編號 (圍阻體較 低外牆)	SG-YT-045	SG-YT-046	□ SG-YT-04 7	□ SG-YT-04 8
SG-YT-045		9.2	N/A	N/A
SG-YT-046	9.2		N/A	N/A
□ SG-YT-04 7	N/A	N/A		N/A
□ SG-YT-04 8	N/A	N/A	N/A	
測站編號 (圍阻體較 高外牆)	□ SG-YT-04 1	□ SG-YT-04 2	SG-YT-043	SG-YT-044
□ SG-YT-04 1		N/A	N/A	N/A
□ SG-YT-04 2			N/A	N/A
SG-YT-043	N/A	N/A		12.2
SG-YT-044	N/A	N/A	12.2	

* 未符合篩選條件

□ 未通過前一篩選條件的訊號

表 8-17 Case 4 相同高程測站之 NRMS(%) (南北向)

方向	南北向			
測站編號 (圍阻體基礎)	YT-002	SG-YT-002A		
YT-002		N/A		
□ SG-YT-002A	N/A			
測站編號 (圍阻體 中間層樓版)	YT-018	SG-YT-018A		
YT-018		7.6		
SG-YT-018A	7.6			
測站編號 (圍阻體頂層樓 版)	YT-003	SG-YT-003A		
YT-003		9.5		
SG-YT-003A	9.5			
測站編號 (圍阻體較低外 牆)	□ SG-YT-045	SG-YT-046	□ SG-YT-047	SG-YT-048
□ SG-YT-045		N/A	N/A	N/A
SG-YT-046	N/A		N/A	16.9
□ SG-YT-047	N/A	N/A		N/A
SG-YT-048	N/A	16.9	N/A	
測站編號 (圍阻體較高外 牆)	SG-YT-041	SG-YT-042	SG-YT-043	SG-YT-044
SG-YT-041		8.4	8.6	7.9
SG-YT-042	8.4		11.2	11.3
SG-YT-043	8.6	11.2		3.6
SG-YT-044	7.9	11.3	3.6	

* 未符合篩選條件

□ 未通過前一篩選條件的訊號

表 8-18 Case 1 初步識別分析所選用之輸入與輸出測站

方向	輸入測站	輸出測站	建議結構模型
東西	OSG-XE-102(A)	OSG-XE-103(B)	圍阻體
	OSG-XE-102(A)	* OSG-XE-105(D)	乾井牆
	OSG-XE-108(G)	OSG-XE-106(E)	輔助機房
方向	輸入測站	輸出測站	建議結構模型
南北	OSG-XE-102(A)	OSG-XE-103(B)	圍阻體
	OSG-XE-102(A)	OSG-XE-105(D)	乾井牆
	OSG-XE-108(G)	OSG-XE-106(E)	輔助機房

* 未通過前一篩選條件的測站(但須因平行驗驗證而保留)

表 8-19 Case 2 初步識別分析所選用之輸入與輸出測站

方向	輸入測站	輸出測站	建議結構模型
東西	OSG-XE-126(N1)	OSG-XE-129(N4) OSG-XE-132(N7)	圍阻體
方向	輸入測站	輸出測站	建議結構模型
南北	OSG-XE-126(N1)	OSG-XE-129(N4) OSG-XE-132(N7)	圍阻體

表 8-20 Case 3 初步識別分析所選用之輸入與輸出測站

方向	輸入測站	輸出測站	建議結構模型
東西	SG-YT-002(A)	* SG-YT-045(I) * SG-YT-047(K)	圍阻體
	SG-YT-002(A)	SG-YT-018(F) SG-YT-003(B)	內部結構
方向	輸入測站	輸出測站	建議結構模型
南北	SG-YT-002(A)	* SG-YT-045(I) * SG-YT-047(K)	圍阻體
	SG-YT-002(A)	SG-YT-018(F) SG-YT-003(B)	內部結構

* 未通過前一篩選條件的測站(但須因平行驗驗證而保留)

表 8-21 Case 4 初步識別分析所選用之輸入與輸出測站

方向	輸入測站	輸出測站	建議結構模型
東西	YT-002	SG-YT-046 SG-YT-043 SG-YT-040	圍阻體
	YT-002	YT-018 YT-003	內部結構
方向	輸入測站	輸出測站	建議結構模型
南北	YT-002	SG-YT-046 SG-YT-043 SG-YT-040	圍阻體
	YT-002	YT-018 YT-003	內部結構

表 8-22 Case 3 圍阻體各測站遞迴最小平方法識別結果

識別方法	RLS			
方向	東西		南北	
輸入測站/ 輸出測站	Frequency (Hz)	Damping (%)	Frequency (Hz)	Damping (%)
	初步分析 $\begin{bmatrix} Mode1 \\ Mode2 \\ Mode3 \end{bmatrix}$			
SG-YT-045(I) / SG-YT-002(A)	$\begin{bmatrix} 1.32 \\ *2.96 \\ 4.73 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 8.35 \\ *6.06 \\ 2.80 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 1.32 \\ 1.77 \\ *2.95 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 8.47 \\ 11.59 \\ *5.07 \end{bmatrix}$
SG-YT-047(K) / SG-YT-002(A)	$\begin{bmatrix} 1.32 \\ *2.84 \\ 4.74 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 9.19 \\ *5.06 \\ 3.72 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 1.32 \\ 1.80 \\ *2.84 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 9.14 \\ 11.91 \\ *4.51 \end{bmatrix}$
	核二廠第三次十年整體安全評估 $\begin{bmatrix} Mode1 \\ Mode2 \\ Mode3 \end{bmatrix}$			
SG-YT-045(I) / SG-YT-002(A)	$\begin{bmatrix} 1.44 \\ 2.81 \\ 4.50 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 6.55 \\ 2.74 \\ 2.26 \end{bmatrix}$	N/A	N/A
SG-YT-047(K) / SG-YT-002(A)	$\begin{bmatrix} 1.30 \\ 3.12 \\ 4.45 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 5.88 \\ 4.42 \\ 3.83 \end{bmatrix}$	N/A	N/A

表 8-23 Case 3 內部結構各測站遞迴最小平方法識別結果

識別方法	RLS			
方向	東西		南北	
輸入測站/ 輸出測站	Frequency (Hz)	Damping (%)	Frequency (Hz)	Damping (%)
	初步分析			
SG-YT-003(B) / SG-YT-002(A)	2.94	11.58	2.82	6.24
SG-YT-018(F) / SG-YT-002(A)	2.93	11.69	2.85	6.92
	核二廠第三次十年整體安全評估			
SG-YT-003(B) / SG-YT-002(A)	2.98	4.60	N/A	N/A
SG-YT-018(F) / SG-YT-002(A)	2.99	4.36	N/A	N/A

表 8-24 Case 1 各建議結構模型主要頻率識別結果

	圍阻體		乾井牆		輔助機房	
方向 識別方法	東西	南北	東西	南北	東西	南北
FRF	3.60	3.60	3.40	3.40	5.60	5.20
RLS	3.50	3.48	3.27	3.45	5.56	5.42
OKID/ERA	3.50	3.49	3.25	3.39	5.51	5.45

表 8-25 Case 2 各建議結構模型主要頻率識別結果

	圍阻體	
方向 識別方法	東西	南北
FRF	3.60	N/A
RLS	3.62	N/A
OKID/ERA	3.60	N/A

表 8-26 Case 3 各建議結構模型主要頻率識別結果

	圍阻體		內部結構	
方向 識別方法	東西	南北	東西	南北
FRF	3.00	2.80	3.00	2.80
RLS	2.90	2.89	2.94	2.83
OKID/ERA	3.08	2.73	2.98	2.86

表 8-27 Case 4 各建議結構模型主要頻率識別結果

	圍阻體		內部結構	
方向 識別方法	東西	南北	東西	南北
FRF	2.93	2.8	3	2.8
RLS	2.99	2.78	3.02	2.81
OKID/ERA	2.89	2.75	3.02	2.84

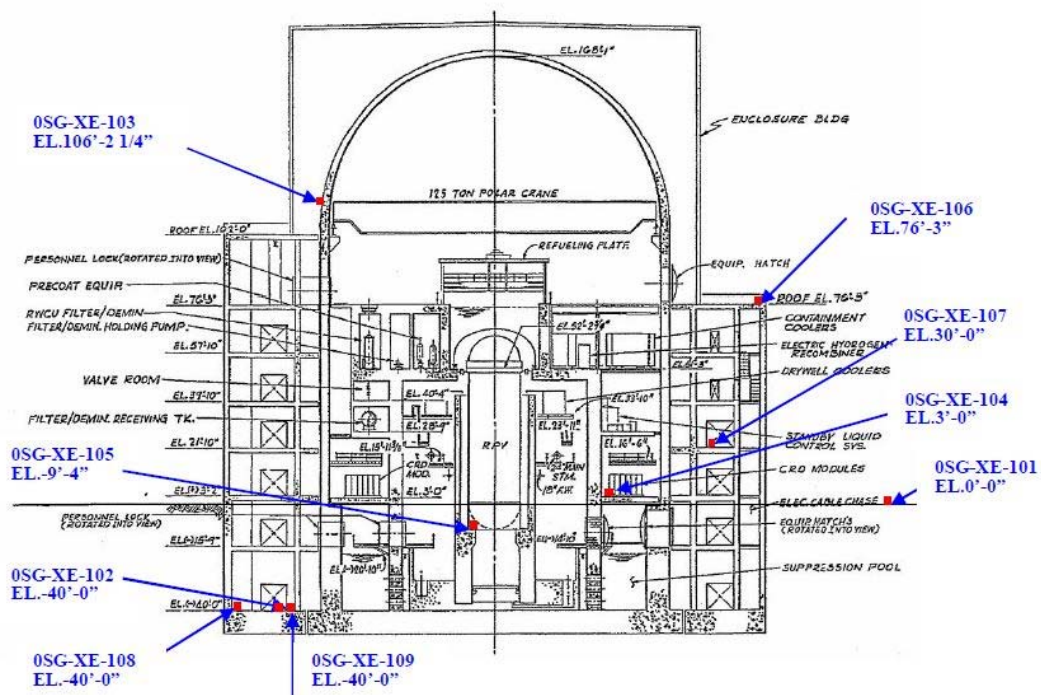


圖 8-1 核二廠地震監測系統示意圖
(核二廠第三次十年整體安全評估)

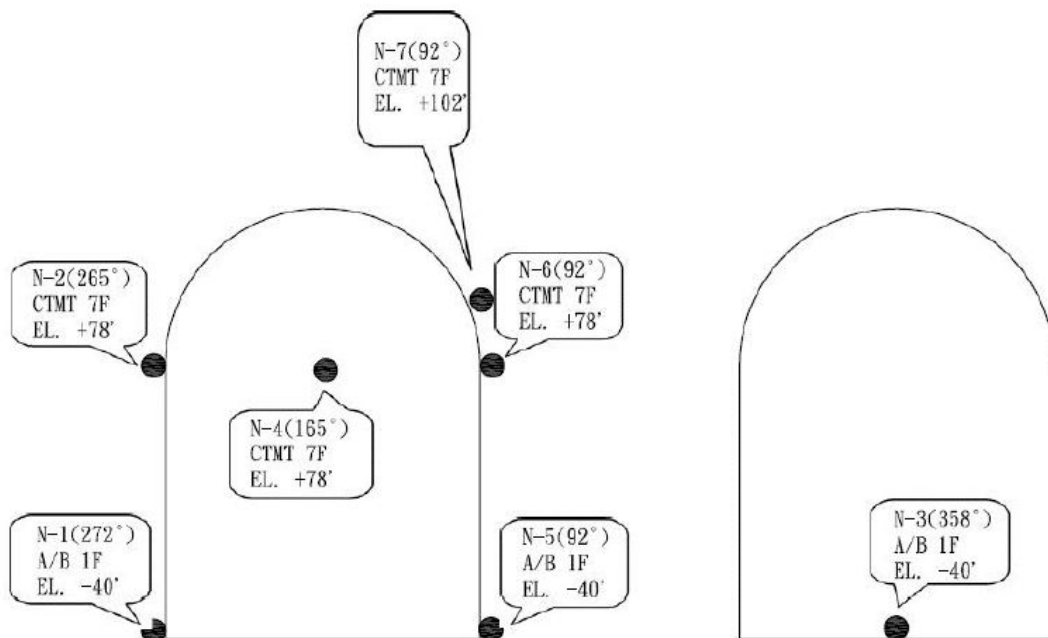


圖 8-2 核二廠舊結構識別系統示意圖
(核二廠第三次十年整體安全評估)

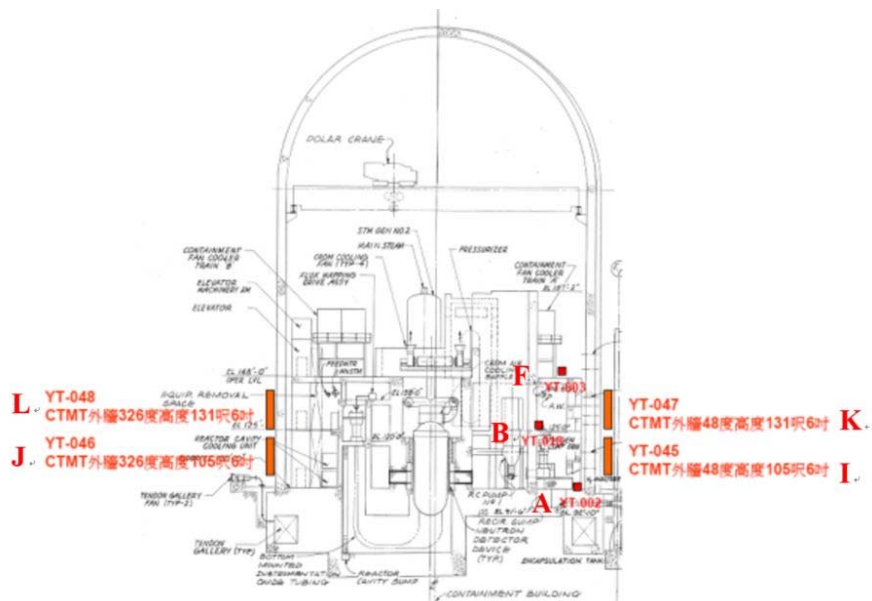


圖 8-3 核三廠舊結構識別系統示意圖
(核三廠第三次十年整體安全評估)

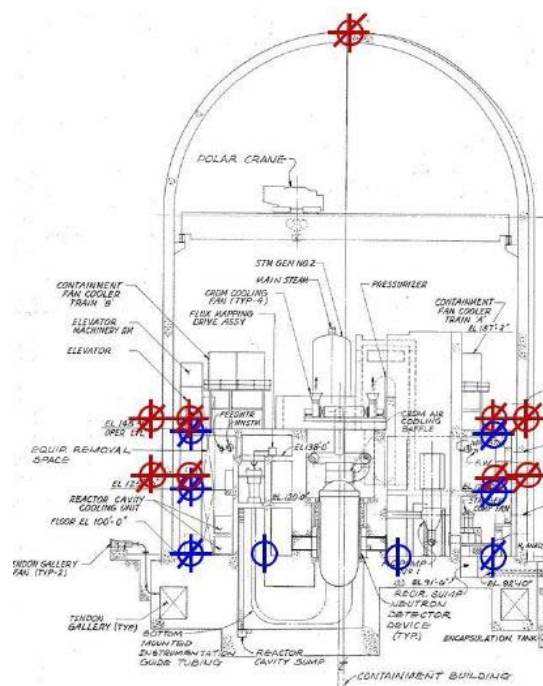


圖 8-4 核三廠新結構識別系統示意圖
(國家地震研究中心報告)

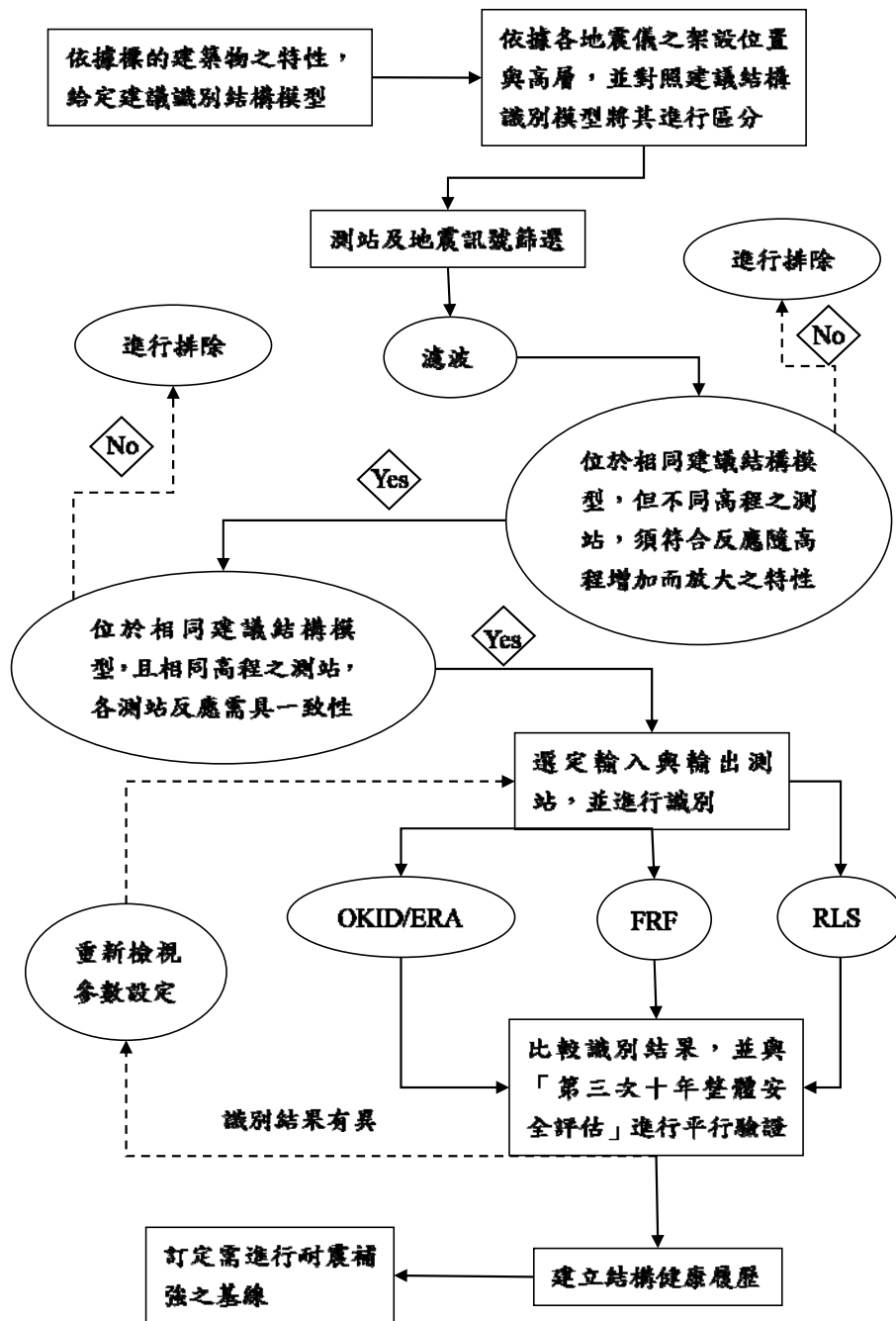


圖 8-5 核電廠圍阻體之識別流程圖

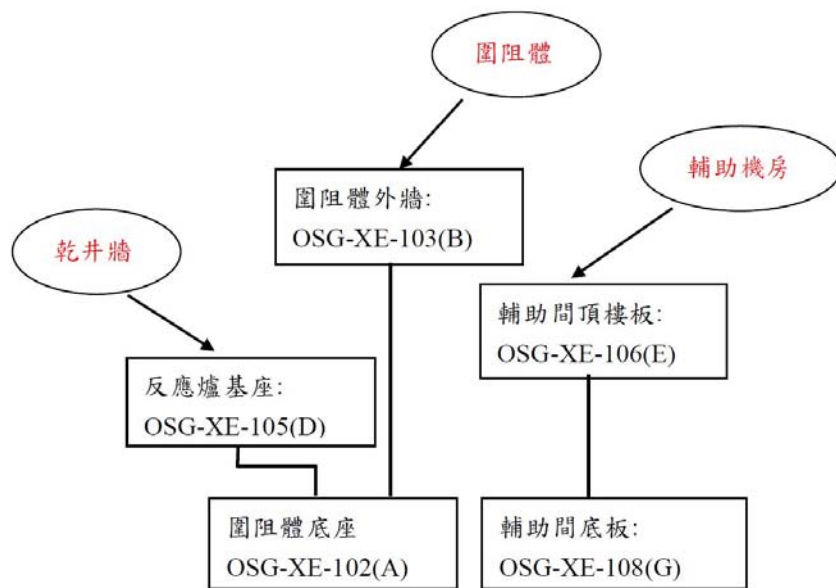


圖 8-6 核二廠一號機地震監測系統示意圖

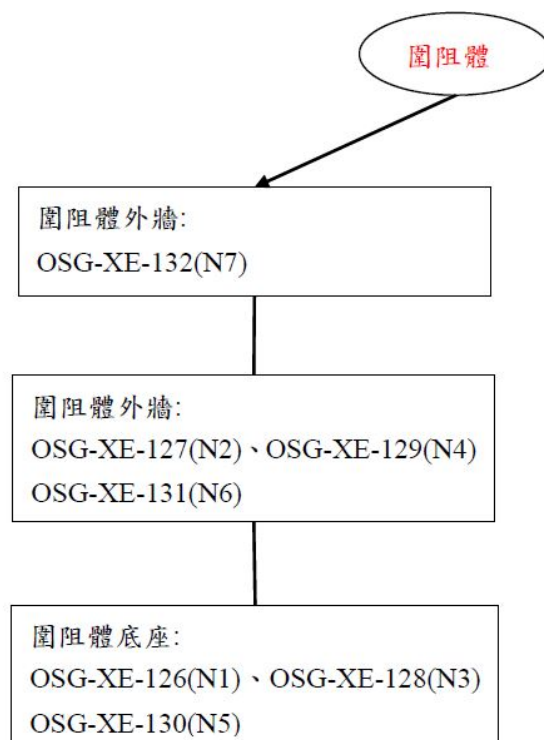


圖 8-7 核二廠一號機舊識別系統示意圖

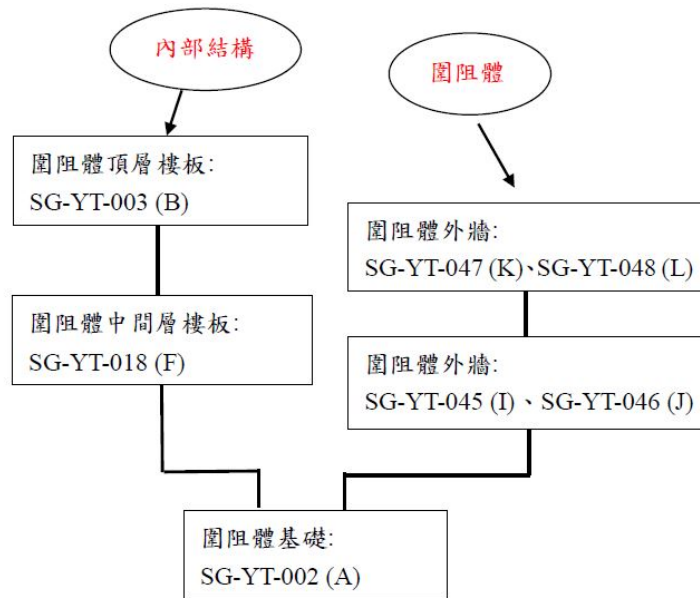


圖 8-8 核三廠一號機舊識別系統示意圖

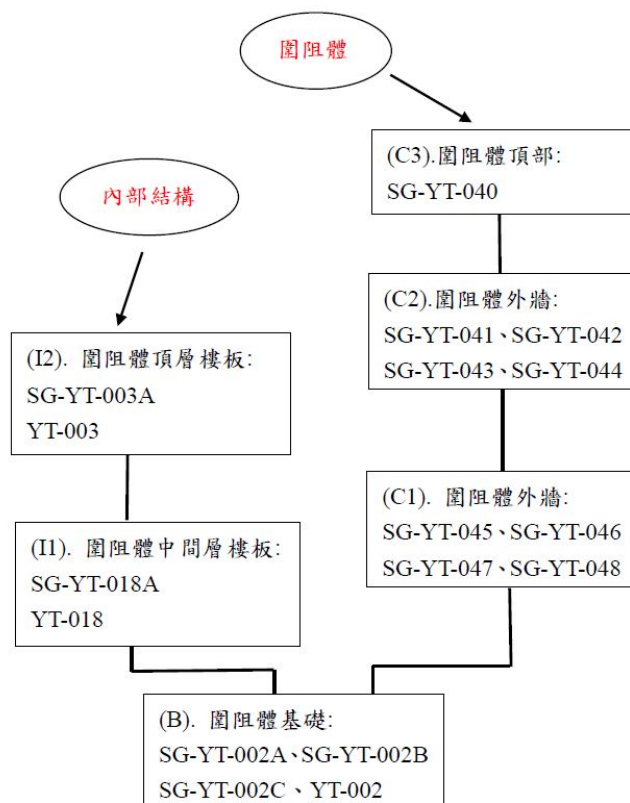
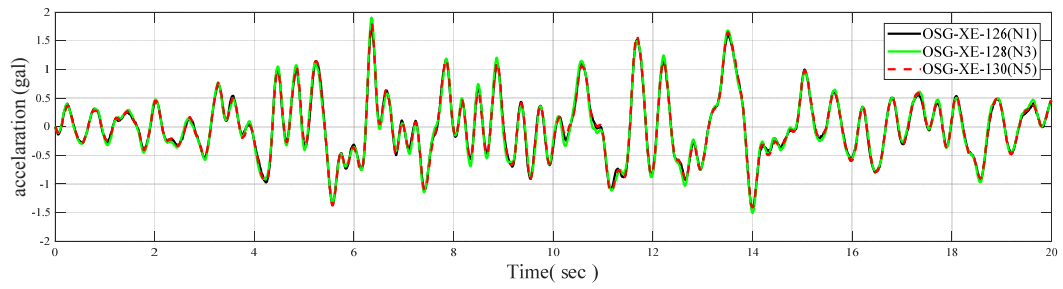
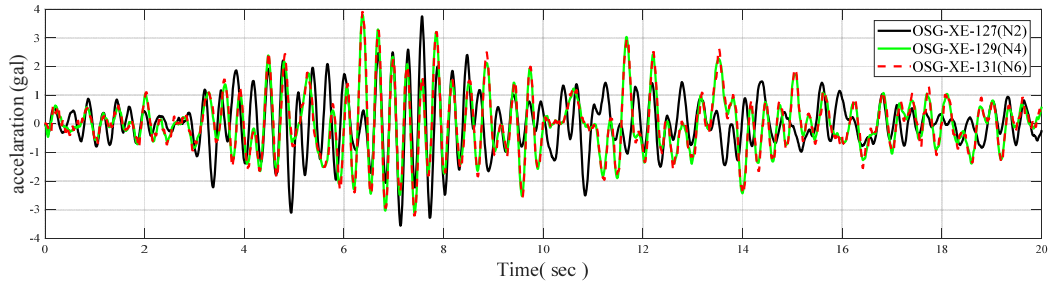


圖 8-9 核三廠一號機新識別系統示意圖

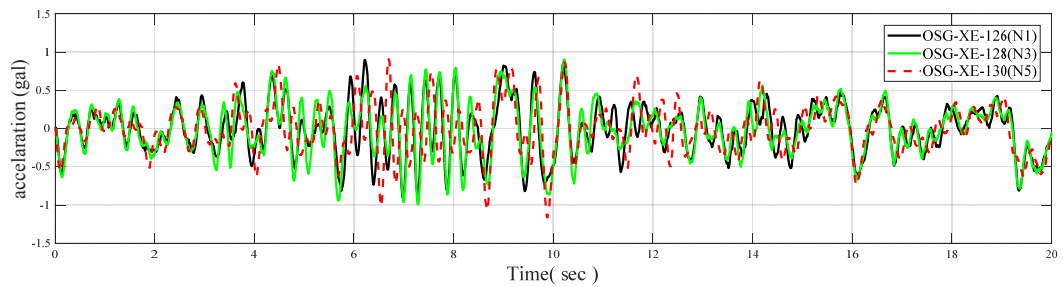


(a) 圍阻體底座測站疊圖

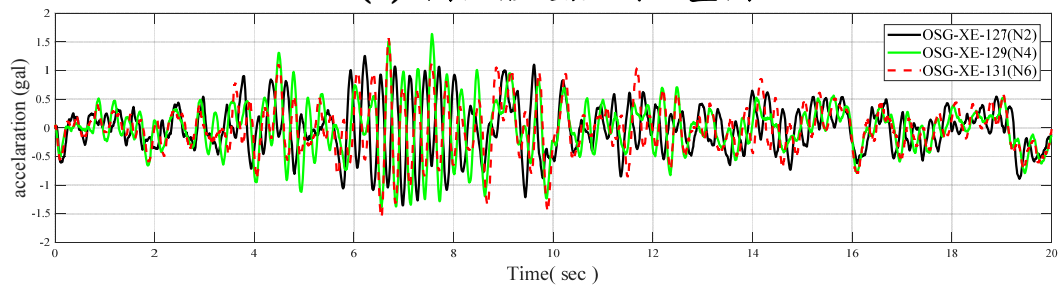


(b) 圍阻體外牆測站疊圖

圖 8-10 Case 2 相同高程測站之 20 秒加速度歷時 (東西向)

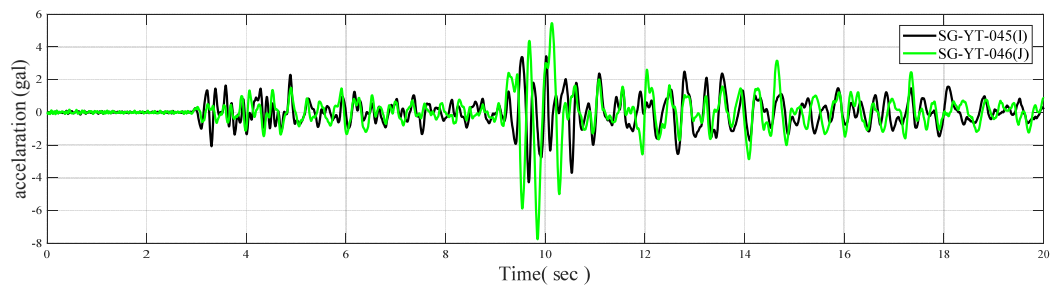


(a) 圍阻體底座測站疊圖

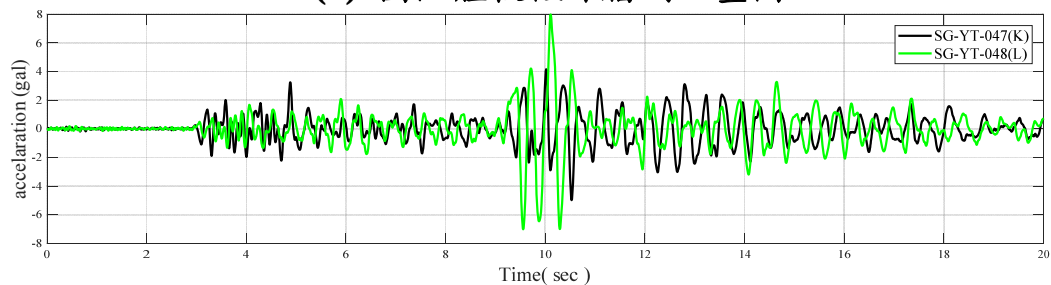


(b) 圍阻體外牆測站疊圖

圖 8-11 Case 2 相同高程測站之 20 秒加速度歷時 (南北向)

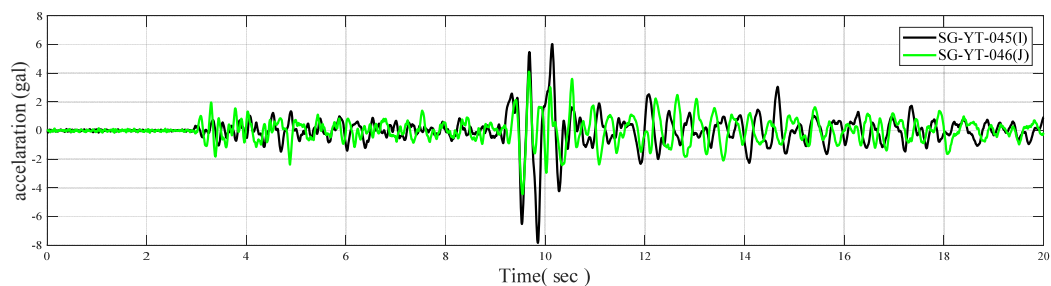


(a) 圍阻體較低外牆測站疊圖

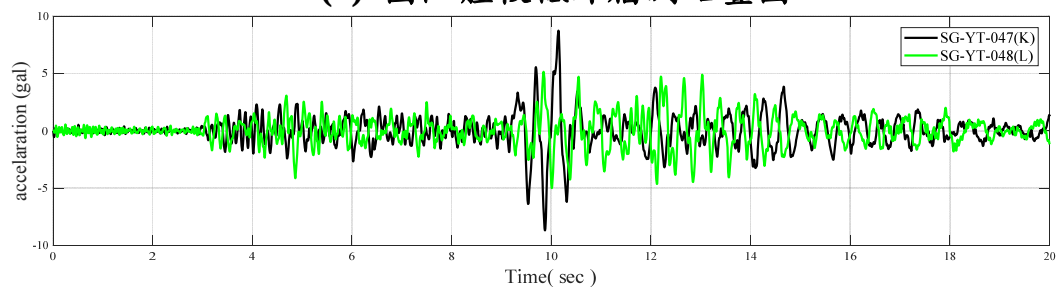


(b) 圍阻體較高外牆測站疊圖

圖 8-12 Case 3 相同高程測站之 20 秒加速度歷時 (東西向)

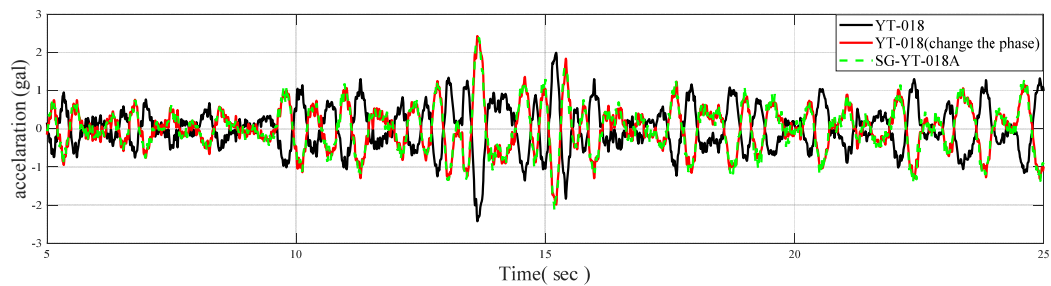


(a) 圍阻體較低外牆測站疊圖

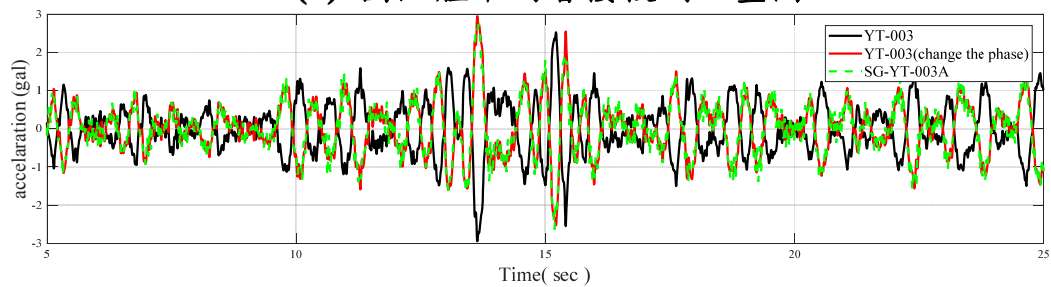


(b) 圍阻體較高外牆測站疊圖

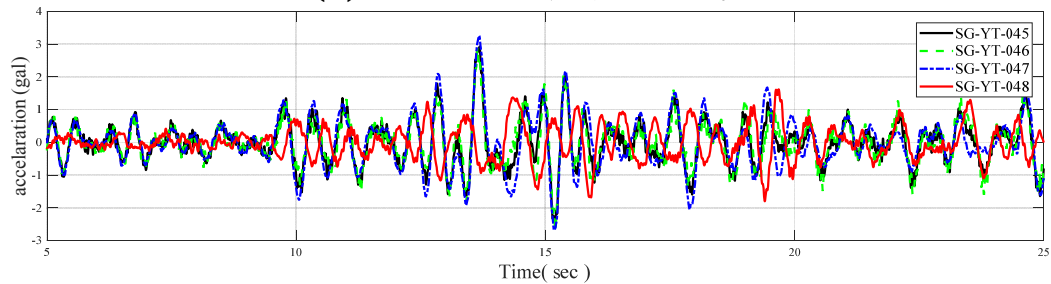
圖 8-13 Case 3 相同高程測站之 20 秒加速度歷時 (南北向)



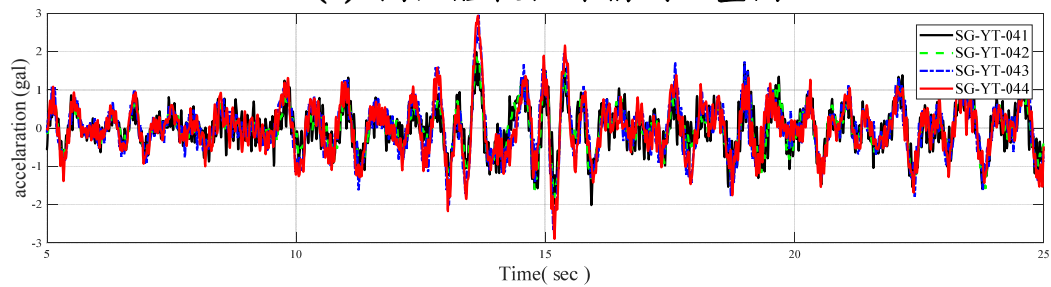
(a) 圍阻體中間層樓板測站疊圖



(b) 圍阻體頂層樓板測站疊圖

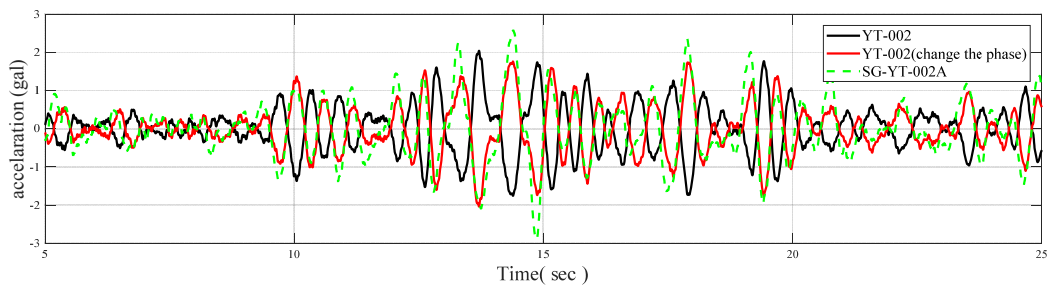


(c) 圍阻體較低外牆測站疊圖

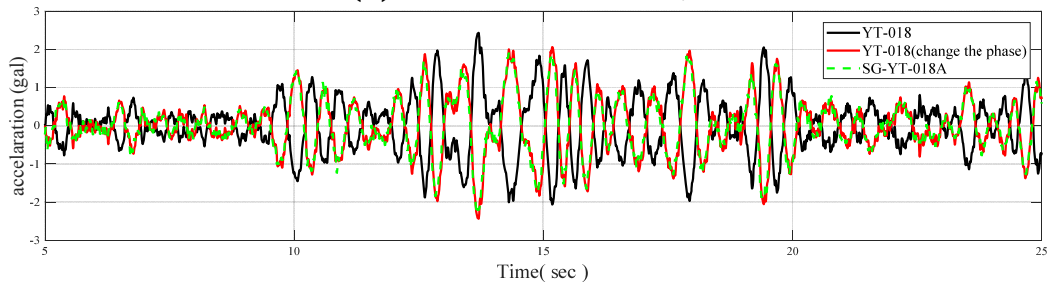


(d) 圍阻體較高外牆測站疊圖

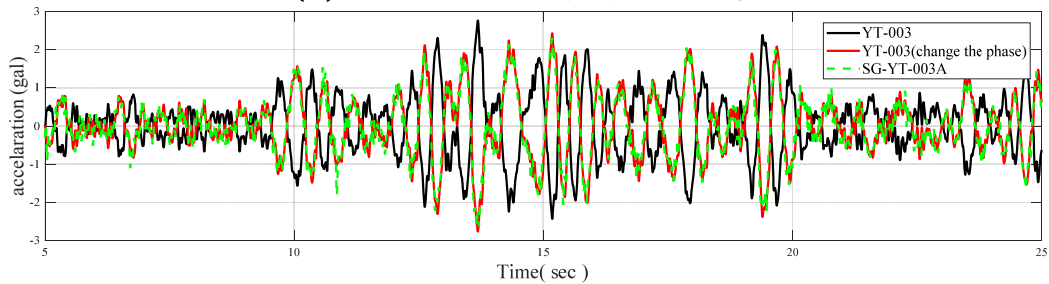
圖 8-14 Case 4 相同高程測站之 20 秒加速度歷時 (東西向)



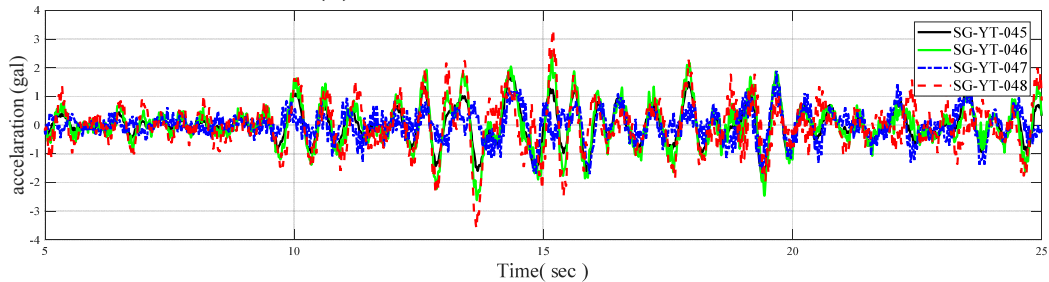
(a) 圍阻體基礎測站疊圖



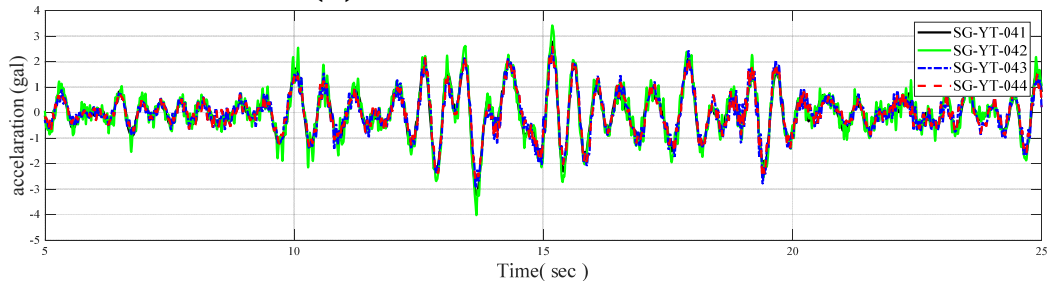
(b) 圍阻體中間層樓板測站疊圖



(c) 圍阻體頂層樓板測站疊圖



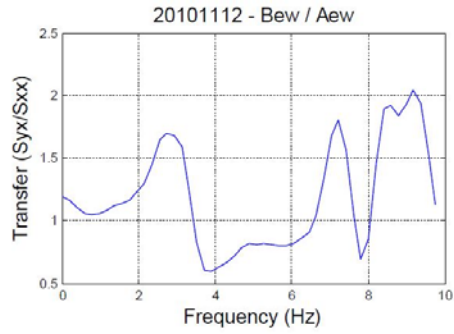
(d) 圍阻體較低外牆測站疊圖



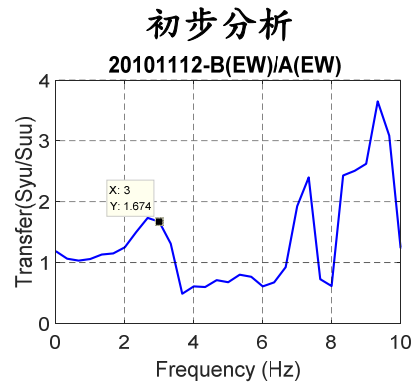
(e) 圍阻體較高外牆測站疊圖

圖 8-15 Case 4 相同高程測站之 20 秒加速度歷時 (南北向)

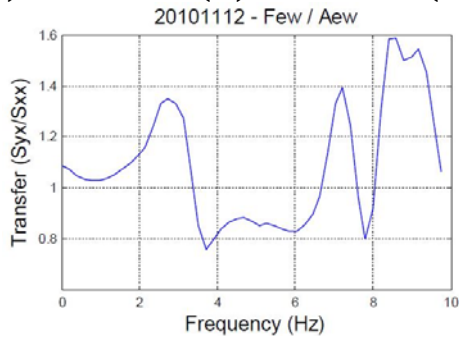
第三次十年整體安全評估分析



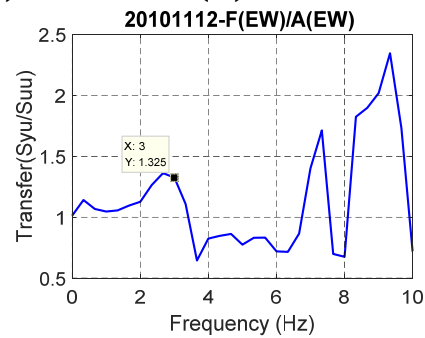
(a) SG-YT-003(B)/ G-YT-002(A)



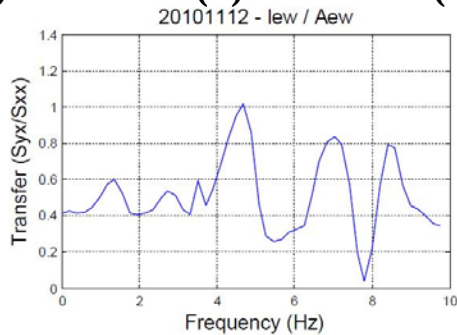
(b) SG-YT-003(B)/SG-YT-002(A)



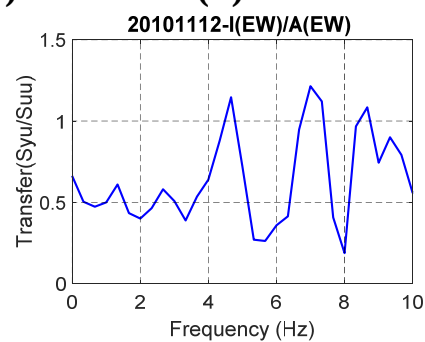
(c) SG-YT-018(F)/SG-YT-002(A)



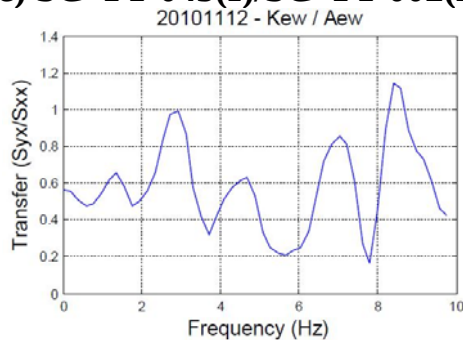
(d) SG-YT-018(F)/SG-YT-002(A)



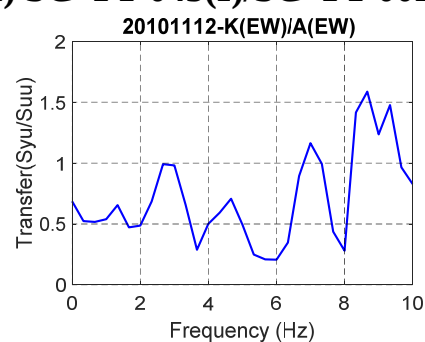
(e) SG-YT-045(I)/SG-YT-002(A)



(f) SG-YT-045(I)/SG-YT-002(A)

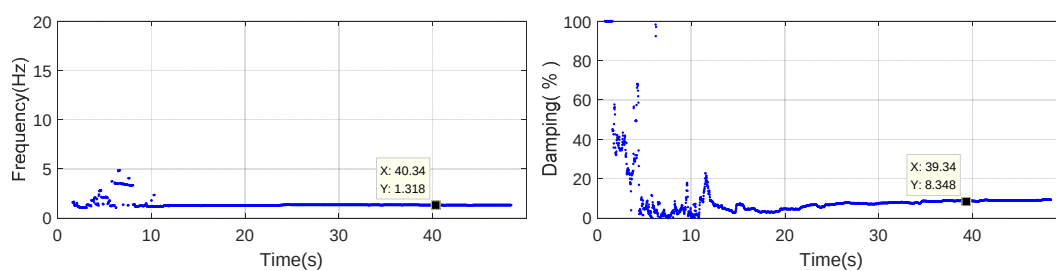


(g) SG-YT-047(K)/SG-YT-002(A)

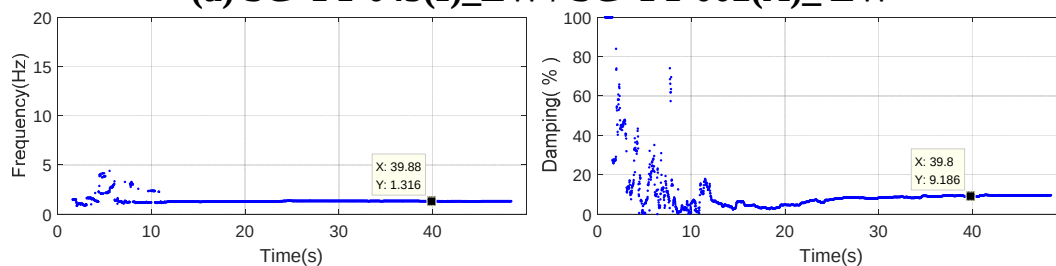


(h) SG-YT-047(K)/SG-YT-002(A)

圖 8-16 Case 3 各測站頻率轉移函數之識別結果(東西向)

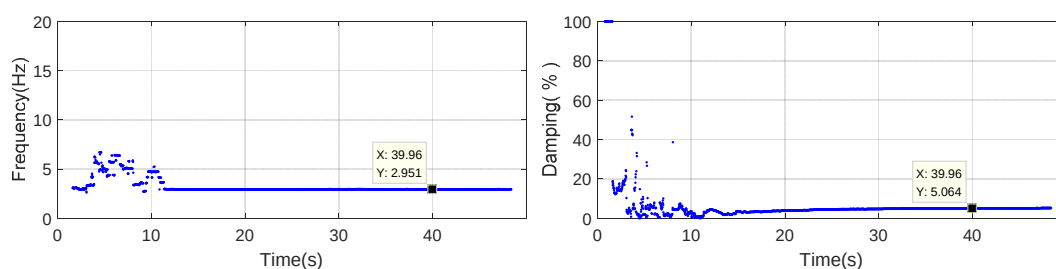


(a) SG-YT-045(I)_EW / SG-YT-002(A)_EW

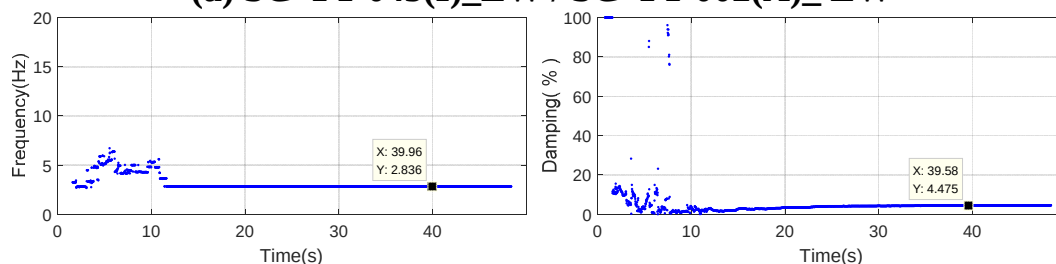


(b) SG-YT-047(K)_EW / SG-YT-002(A)_EW

圖 8-17 Case 3 測站 I 和 K 之第一模態遞迴最小平方法之識別結果
(東西向)

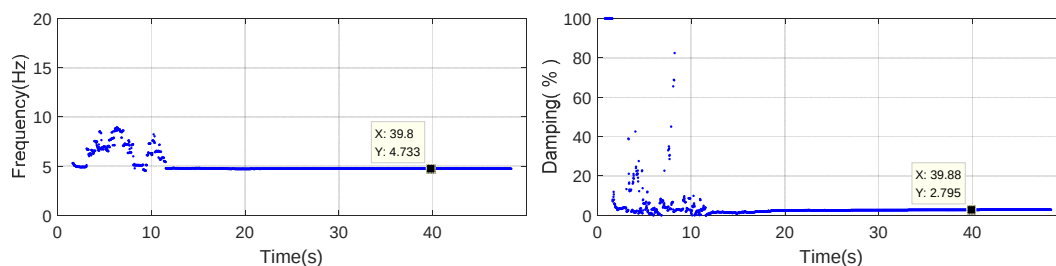


(a) SG-YT-045(I)_EW / SG-YT-002(A)_EW

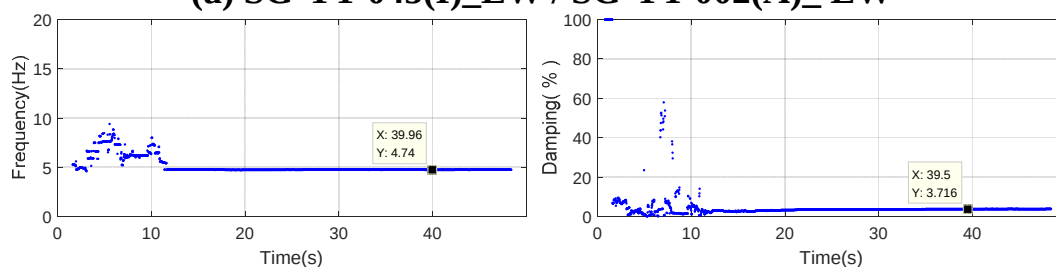


(b) SG-YT-047(K)_EW / SG-YT-002(A)_EW

圖 8-18 Case 3 測站 I 和 K 之第二模態遞迴最小平方法之識別結果
(東西向)

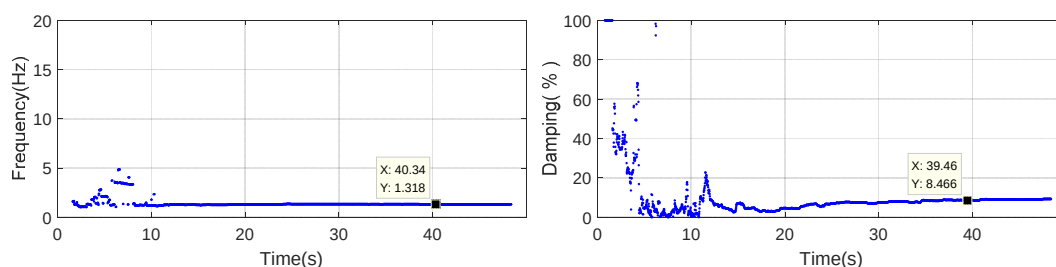


(a) SG-YT-045(I)_EW / SG-YT-002(A)_EW

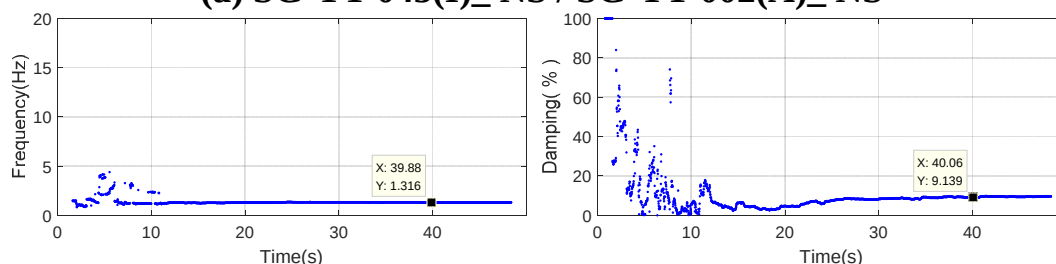


(b) SG-YT-047(K)_EW / SG-YT-002(A)_EW

圖 8-19 Case 3 測站 I 和 K 之第三模態遞迴最小平方法之識別結果
(東西向)

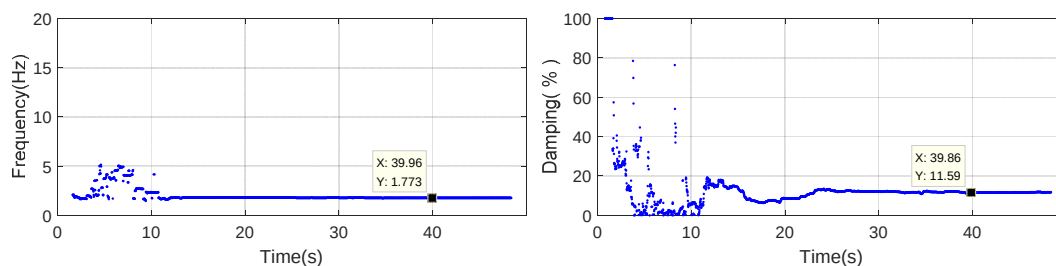


(a) SG-YT-045(I)_NS / SG-YT-002(A)_NS

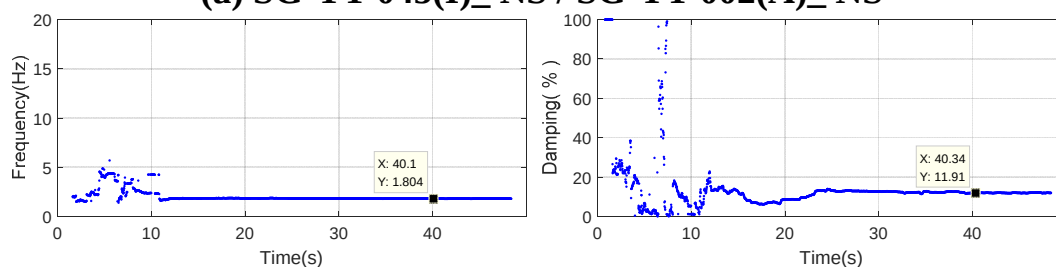


(b) SG-YT-047(K)_NS / SG-YT-002(A)_NS

圖 8-20 Case 3 測站 I 和 K 之第一模態遞迴最小平方法之識別結果
(南北向)

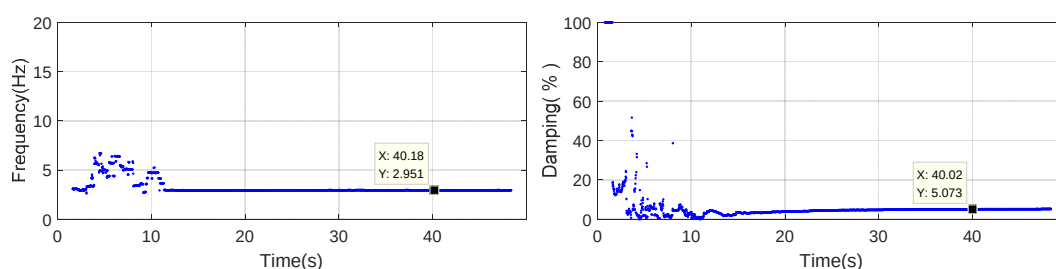


(a) SG-YT-045(I)_NS / SG-YT-002(A)_NS

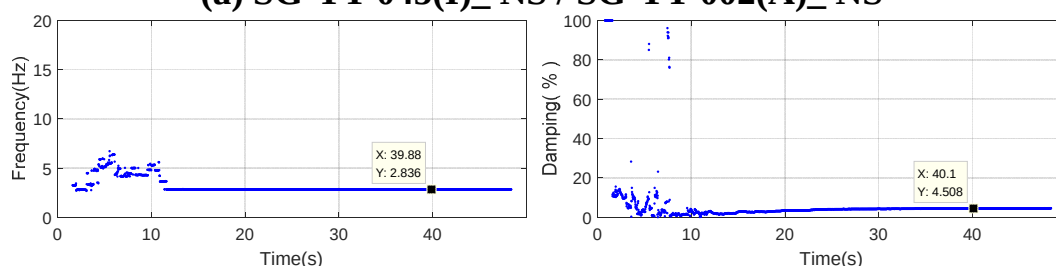


(b) SG-YT-047(K)_NS / SG-YT-002(A)_NS

圖 8-21 Case 3 測站 I 和 K 之第二模態遞迴最小平方法之識別結果
(南北向)

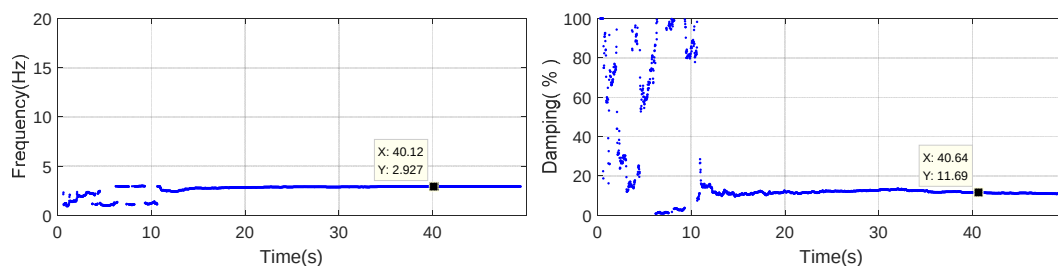


(a) SG-YT-045(I)_NS / SG-YT-002(A)_NS

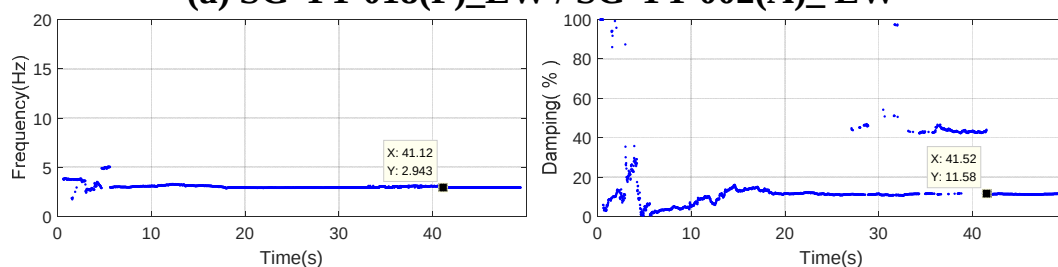


(b) SG-YT-047(K)_NS / SG-YT-002(A)_NS

圖 8-22 Case 3 測站 I 和 K 之第三模態遞迴最小平方法之識別結果
(南北向)

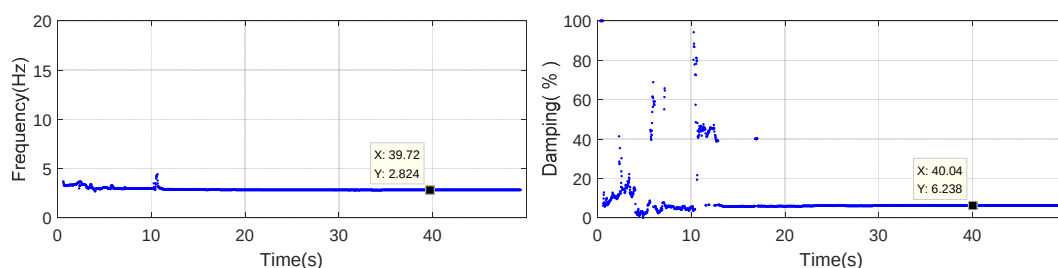


(a) SG-YT-018(F)_EW / SG-YT-002(A)_EW

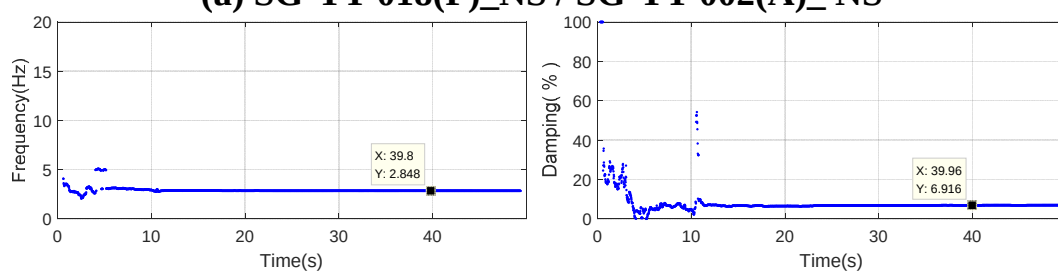


(b) SG-YT-003(B)_EW / SG-YT-002(A)_EW

圖 8-23 Case 3 測站 B 和 F 之第一模態遞迴最小平方法之識別結果
(東西向)



(a) SG-YT-018(F)_NS / SG-YT-002(A)_NS



(b) SG-YT-003(B)_NS / SG-YT-002(A)_NS

圖 8-24 Case 3 測站 B 和 F 之第一模態遞迴最小平方法之識別結果
(南北向)

九、核電廠地震後重啟動之審查導則草案

完整審查導則草案請參看本報告之附錄 B。

本審查導則草案先以美國核能管制委員會 US-NRC 於 1997 年所頒佈的兩個監管導則 RG 1.166 (1997)和 RG 1.167 (1997)為藍本，擬定導則草案之章與條文的基本骨架，RG 1.166 (1997)主要在監管核電廠地震前的計畫以及操作人員在地震後的立即行動，而 RG 1.167 (1997)主要在監管核電廠在地震後的重啟動。美國國家標準協會 (ANSI) 於 2016 年頒佈了核電廠地震後應對準則 ANSI/ANS-2.23-2016 (2016)，此外，US-NRC 於 2019 年 6 月亦頒佈最新的監管導則草案 DG-1337 (2019)，此監管導則草案亦即為未來新的 RG 1.166，其內容已合併舊的 RG 1.166 (1997)和 RG 1.167 (1997)。因此，本審查導則草案亦將 ANSI/ANS-2.23-2016 (2016)和 DG-1337 (2019)兩個新導則的內容，更新到原來以 RG 1.166 (1997)和 RG 1.167 (1997)為基本骨架的審查導則草案中，並加入本研究團隊之見解，例如：OBE 和 SSE 超越準則中的 CAV 值之定義。

本審查導則草案共有 10 章和 52 項條文，此 10 章的內容簡述如下：

第一章 總則；主要說明本審查導則草案之目的，以及本審查導則草案中之用詞定義。

第二章 地震前的準備與規劃；主要規定地震前的準備工作、定義公用設施管理、電廠管理、操作人員以及工程代表的職責，定義電廠停機(shutdown)準則，還有包括：地震儀器、選擇地震後須評估的 SSC、基準檢查、應變行動計畫、耐震設計之基準紀錄等內容。

第三章 地震後立即採取的行動；本章內容包括：確定地震對核電廠的立即影響、以及確定是否超過 OBE/SSE、操作人員應立即採取的行動、操作員巡視檢查、自動停機應採取行動、地震後立即採取的行動流程圖。

第四章 地表運動紀錄的評估；本章內容包括：資料辨識、確定是否超過 OBE 的程序、確定是否超過 SSE 的程序。

第五章 OBE 和 SSE 超越之準則；本章內容包括：OBE 超越準則、SSE 超越準則、特殊考量。

第六章 核電廠反應爐停機標準；本章主要規定核電廠反應爐停機標準。

第七章 停機前檢查；本章規定核電廠停機前所需進行之檢查，此章內容包括：安全停機設備、廠外電源、廠內緊急電源。

第八章 地震應對之行動等級；本章規定地震後核電廠之 5 種損害等級(DL)分類和 3 種地震等級(EL)分類，以及如何利用損害等級(DL)和地震等級(EL)所構成的矩陣表，決定 6 個行動等級 AL(Action Level)，本章亦有規定地震後行動等級的例外情況、高頻率超越地震之行動、低頻率超越地震之行動。

第九章 停機後檢測和試驗；本章規定核電廠停機後所須進行的聚焦檢測和試驗、擴展檢測和試驗、反應爐冷卻水系統(RCS)檢測和試驗、目視檢測及可運作性測試準則、偵測試驗、高頻敏感設備處理方式、檢驗人員的資格、文件資料處理，以及說明停機後檢測和試驗文件要求。

第十章 長期評估；本章規定對核電廠 SSC 的評估，以確定地震對其

長期完整性和功能性的影響，此章內容包括：觀測與設計地震的對比分析、特殊 RCS 管道和內部分析的重新評估、現場地震危害性的重新評估、SMA / SPSA 的更新、制定地震評估和驗證計畫。

除了以上十章外，亦包含附錄一則，介紹本導則草案之各章節條文之來源或出處。

在 ANSI/ANS-2.23-2016 原始文件裡，OBE 和 SSE 的超越定義幾乎一樣，如圖 9.1 和圖 9.2 所示，主要差別在使用 OBE 或是 SSE 設計反應譜，以及是否需要檢查譜速度有無超過 15.24 cm/sec (OBE 需要，SSE 不需要)。不論是 OBE 或 SSE，CAV 的超越標準相同，皆為 0.16 g-sec。依據文獻 Chow and Chang (2003), Chow et al. (2009) 和 Grant et al. (2017)，CAV 的超越門檻值可以提高，且不影響核電廠安全，本研究採取前兩篇文獻之建議，定義 $CAV > 0.7$ g-sec 為 OBE 的超越準則之一，並延續 ANSI/ANS-2.23-2016 的保守原則，定義 $CAV > 0.7$ g-sec 亦為 SSE 的超越準則之一。ANSI/ANS 對 CAV 的保守作風之說明，原文可見於圖 9.3。另外、在地震反應譜檢驗標準方面，若沒有超過 OBE，也沒有超過 SSE，則不論 OBE 或 SSE 超越準則，皆以是否超過 0.20 g 為超越標準，由此亦可看出 ANSI/ANS 的保守原則。

6.4.1 OBE exceedance criterion

The OBE shall be considered to have been exceeded if the following occur:

- *Response spectrum check:* (1) The 5% damped acceleration response spectrum for any directional component (two horizontal and one vertical) of the earthquake motion at the site at frequencies between 2 and 10 Hz exceeds the corresponding OBE design response spectrum or 0.20 g, whichever is greater, or (2) the corresponding OBE design spectral velocity or a spectral velocity of 6 inches per second, whichever is greater, is exceeded between 1 and 2 Hz,

and

- *CAV check:* The computed standardized CAV value from any component of the free-field earthquake record is >0.16 g-sec. (See the first bullet in the list in Sec. 6.4.3.)

For each directional component of the free-field ground motion, the CAV shall be calculated as follows:

- (1) For each acceleration component time history, the absolute acceleration (g units) time history is divided into 1-second intervals;
- (2) For each acceleration component time history, each 1-second interval that has at least one exceedance of 0.025 g is integrated over time;
- (3) For each acceleration component time history, all the integrated values are summed together to arrive at the CAV.

圖 9-1 節錄 ANSI/ANS-2.23-2016 關於 OBE 超越之定義

6.4.2 SSE exceedance criterion

The SSE shall be considered to have been exceeded if the following occur:

- *Response spectrum check:* The 5% damped acceleration response spectrum for any directional component (two horizontal and one vertical) of the earthquake motion at the site at frequencies between 2 and 10 Hz exceeds the corresponding SSE design response spectrum or 0.20 g, whichever is greater,

and

- *CAV check:* The computed standardized CAV value from any component of the free-field earthquake record is >0.16 g-sec. (See the first bullet in the list in Sec. 6.4.3.) The procedure to calculate the CAV is in Sec. 6.4.1.

圖 9-2 節錄 ANSI/ANS-2.23-2016 關於 SSE 超越之定義

Note that the threshold CAV value used in the SSE exceedance criterion is the same as for the OBE case. This conservative value is selected because a higher value more consistent with an SSE design level higher than the OBE was not determined in the referenced studies.

圖 9-3 節錄 ANSI/ANS-2.23-2016 關於 OBE 和 SEE 超越定義之解說

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(PSHA SSHAC-3)審查技術研究」，首先以 PEER 報告 2018/03 的測試案例進行自行研發的 PSHA 軟體之驗證和確認，接著對 PFDHA 的精進地震法進行初步探討。最後說明 EPRI 相關文獻所建議之耐震度分析方法，再以台電公司之 FA 計算書為例，分別詳細說明屬於結構構件之「核二廠反應爐附屬設施剪力牆」以及屬於設備之「核三廠變流器」的耐震度分析方法與流程，並與 EPRI 文獻所建議之方法進行檢核與比對。藉由本計畫的分析與結果比較，主要發現與結論敘述如下：

- 一、經由 PEER 2018/03 的第一套測試案例庫的驗證和確認，本計畫的 PSHA 軟體數值結果皆落於 15 套 PEER 軟體之間，但不一定落於 5 套 PEER 核心軟體之間，原因是離散步距的大小和取法不一，以及 5 套 PEER 核心軟體僅是數值結果最接近，並不保證是最正確的結果。
- 二、經由 PEER 2018/03 的第二套和第三套測試案例庫的驗證和確認，本計畫的 PSHA 軟體數值結果有一部份落於 5 套 PEER 核心軟體或所有參與軟體之外，原因還是離散步距的大小和取法不一。
- 三、精進地震法的分析流程圖、純粹特徵地震模式和其規模估計、滑移速率的指定權重、估計和分配有必要進一步分析探討。
- 四、有關構件耐震度分析時所採用的方法，台電公司核二廠 RAB 剪力牆 FA 之計算書原則上遵循 EPRI TR103959(1994)建議之分析公式、方法及示範例。該法將各個安全因子視為獨立變

數，中值與對數標準差分開求解，不考慮安全因子之間的關聯性。同時，該法將地震力分量分開考量，取較安全因子最小的方向作為主控剪力牆，並進行後續之詳細耐震度分析計算，並未考慮結構不對稱所造成的扭轉效應及不同方向地震力之耦合效應。

五、有關主控結構構件之決定方式，由於核二廠反應爐附屬設施之耐震能力主要由剪力牆來決定，故選擇剪力牆作為 RAB 耐震分析之主控構件應屬合理。而 RAB 在水平兩方向與不同位置皆有剪力牆分佈，需以簡易方法篩選出耐震能力較低剪力牆之方向及位置，再針對該剪力牆進行後續詳細耐震評估與計算。有關篩選耐震能力較低剪力牆之方式有以下二點建議：(i)於台電計算書中，對於水平雙向(東西及南北)上主控剪力牆之篩選方式(東西向為 AK 剪力牆、南北向為 A10 剪力牆)，僅以文字簡略說明已於先前評估中決定，並未具體說明使用之方法及依據，亦未表列各剪力牆計算之結果，此點有待加強。若已詳列於其它計算書中，亦宜註明其計算書編號與出處。(ii)當決定水平兩方向各別之主控剪力牆後，以 EPRI (1994)建議之流程計算調整因子，取較小者作為強度因子 F_s ，供後續耐震度分析之計算。然而僅採用調整因子 SF 決定主控剪力牆之方式似乎有待商榷，因其僅代表強度因子之大小，而忽略非彈性能量吸收因子及結構反應因子之影響，對於韌性較差之構件可能較不保守。

六、有關構件強度中值公式之選用，於計算剪力牆之強度因子 F_s 時，EPRI (1994)建議考慮三種破壞模式：對角剪力破壞、撓

曲控制剪力破壞及剪力摩擦破壞以計算剪力牆強度，並取三者最小者作為強度因子 F_s 之計算結果。EPRI (1994)對前兩種破壞模式之強度中值建議了計算公式，惟剪力摩擦破壞模式則否，故台電計算書採用 Mattock (2001)期刊論文之公式計算，該公式係透過實驗數據求得剪力摩擦破壞強度之中值，由於在耐震度分析中，原本即為求取構件強度之中值，故此作法合理。但若相關混凝土構材設計規範(例如 ACI 規範)有強度中值之計算公式，則宜採用該公式較具公信力。

七、有關設備耐震度分析時所採用的方法，依據 EPRI(1994)之建議，設備安全因子計算需考量韌性破壞、脆性破壞及彈性功能性破壞等三種模式，於台電公司之設備 FA 計算書中，將核三廠變流器之耐震度分析分為功能性檢核(彈性功能性破壞)以及錨定檢核(脆性破壞)兩部份，大致有依循 EPRI(1994)建議之流程及方法。於設備功能性之計算部份，EPRI(1994)建議可採用計算方式或測試方式推算設備之安全因子，台電計算書中選擇以測試方式計算變流器之耐震度參數，先後求得截斷需求反應譜與截斷試驗反應譜，接著利用 EPRI (1994)表 3-14，查詢設備容量因子之建議值，分為地震中及地震後維持功能性，最後結合結構反應因子，即完成設備功能性安全因子之計算。

八、有關設備錨定強度中值公式之選用，於設備錨定安全因子之計算時，應採用錨定構材強度之中值而非設計值。由於設備錨定之破壞屬於脆性破壞模式，不具塑性變形，故在計算錨定安全因子時，應依循 EPRI(1994)之建議，考慮三種可能之破壞模式：鉸道破壞、螺栓剪力破壞、以及螺栓錨定處混凝土破壞。

台電計算書於變流器之錨定安全因子計算時，分為錨定材料(鉸材)強度、設備底部混凝土座與底部槽鋼強度檢核。錨定材料之強度計算主要參考 EPRI(1991)附錄 P 範例計算，而地震力需求方面則考慮三個分向之地震力，鉸材強度計算結合三個分向，再據以求解鉸道之安全因子。而於設備底部混凝土座與底部槽鋼強度計算，因 EPRI 並無提供相關計算公式，台電計算書中採用 ACI 349-13 所建議強度中值公式計算，分為剪力釘拉力破壞、剪力釘剪力破壞、混凝土拉力破壞及混凝土剪力破壞四種破壞模式。因這些強度公式皆為中值，故符合耐震度機率分析之需求。

本計畫第二主題為「不同海嘯源模擬分析管制驗證模式建立」。藉由本計畫的分析與結果比較，主要發現與結論敘述如下：

- 一、在放大規模之海底山崩情境(LS1 和 LS3)中，防海嘯牆作用力分析結果顯示三維耦合模式所計算的受力大於二維淺水波方程模式以 FEMA P646(2012)之結果，可能是三維耦合模式考慮了防海嘯牆的影響，而且三維耦合模式對於地形之影響和水動力行為之描述比二維水深積分模式更為真實。另一方面，此與本計畫於 106 年計畫探討海溝型海嘯所得之結果不同，故可能亦與海嘯源類型、海嘯初始位置和波傳過程等因素有關。
- 二、模擬分析最新馬尼拉海溝情境參數之結果，顯示最新馬尼拉海溝情境之參數比原始參數更為保守。此外，最新之參數未達設計海嘯高度。
- 三、比較 108 年 3 月台電簡報之海底山崩情境與原始之 LS1、LS2 和 LS3 的結果，顯示後者之情境較為保守，但亦未達設計海

嘯高度。

四、在依照調查紀錄選定台灣北海域三個可能發生海底山崩地點中，最靠近台灣北海岸以及核一廠的地點引發之海嘯，對北部三座核電廠的威脅最大。

五、當海底山崩崩塌土體體積為基隆嶼海平面上方總土方體積時，對三座核電廠引發的海嘯威脅與海底地震引發之海嘯威脅相當。增加海底山崩崩塌土體體積會增大到達三座核電廠際最大可能海嘯波高、海嘯波速與淹溢範圍。

六、依據目前模擬結果，雖然海底山崩引發海嘯威脅在某些情境下可與海底地震引發之海嘯威脅相當，但亦未達設計海嘯高度。

七、經由比較 JEAG4601-1987 日本原子力發電所耐震設計技術指針、水利建造物檢查及安全評估技術規範-蓄水與引水篇、以及 ASCE7-16 12.8 之等效慣性力，使用蓄水與引水篇及 JEAG 4601-1987 之規範在面對低於 0.8 g 之地表加速度時，皆能得到滿足現行規範標準之抗滑移和抗翻倒安全係數，而使用 ASCE 7-16 能呈現高地表加速度之等效慣性力。

八、比較水利建造物檢查及安全評估技術規範-蓄水與引水篇和 ASCE7-16 的極端荷重之載重組合，重力式海嘯牆對自重係數的敏感性甚高，導致使用 ASCE7-16 的載重組合時，安全係數會有小於 1 情況。

九、比較水利建造物檢查及安全評估技術規範-蓄水與引水篇、ASCE7-16 中的極端荷重與 ASCE43-05 之載重組合對應各規範之安全係數標準，發現以 ASCE7-16 及 ASCE43-05 共同考量海嘯力與地震力之情況較為嚴格，亦即海嘯力相關因次對海

嘯牆的穩定性要大於 EL2(1/2 設計地震力)，且部份安全係數尚有設計疑慮。

本計畫第三主題為「不同海嘯源模擬分析管制驗證模式建立」。藉由本計畫的分析與結果比較，主要發現與結論敘述如下：

- 一、當實際地震觀測資料與數值模擬分析有差異時，應重新檢視原核電廠設計模擬之假設。如果對於反應爐建築物結構簡化為集中質量模型有疑慮，可改為三維有限元素模型進行分析。同時應考慮震源特性及建物周圍與土壤互制關係等因素，以提高模擬分析的精確性。
- 二、核電廠工址之土層不應假設為理想化的水平土層構造，須依照調查實際情況進行設定分析，考慮土層波傳放大的影響。
- 三、使用三維有限元素模型進行分析，須考慮樓板變形、與周圍土壤互制關係及與相連汽機廠房的影響。反應譜分析時，模型的混凝土阻尼比對建築物反應影響很小；若在強烈地震作用下，應考慮側邊土壤與建物分離或非線性材料勁度衰減，同時應納入汽機廠房對反應爐建築物的影響，避免分析過程中有異常峰值出現。
- 四、美國 NAPS 使用保守設計方法及 ASME 規範進行核電廠設計，能有足夠的意外事故與抗震承載能力，使核電廠有充足的安全餘裕，驗證設計規範的可行性。其經歷地震之觀測紀錄與 EPRI 導則(EPRI NP-6695)分析結果具有一致性，印證導則分析之價值。
- 五、進行系統識別前，應先針對結構物的特性，假設不同的建議結構模型，並確認輸入與輸出的測站是否同樣位於相同建議結構

模型中，如此方能確定識別之參數，為結構物哪一系統的動態特性。

- 六、由於量測訊號容易受雜訊或是周圍環境的影響，因此在進行系統識別前，需要對訊號進行篩選。本研究考量圍阻體為一勁度較高的結構體，因此預期位於相同高程且相同建議結構模型的地震儀，其水平雙向的訊號趨勢應一致，且訊號反應峰值應隨高程的增加而有放大的情形。
- 七、本研究以三種識別方法，FRF、RLS 與 OKID/ERA 進行識別，排除識別結果異於其它兩者，如此識別結果較有可信度，後續即可將識別結果納入核電廠的結構健康履歷。
- 八、在頻率轉移函數 FRF 識別的部份，由於本研究欲與核三廠第三次十年整體安全評估進行平行驗證，因此設定較粗的解析度，如此可能造成識別結果的誤差，因此後續可考慮設定較細的解析度來增加識別的精確度。
- 九、為了制定核電廠地震前後之應對與重啟動導則草案，本研究以 US-NRC 於 1997 年所頒佈的兩個監管導則 RG 1.166 (1997)和 RG 1.167 (1997)為藍本，擬定導則草案之章與條文的基本骨架，再將 ANSI/ANS-2.23-2016 (2016)和 DG-1337 (2019)兩個新導則的內容，更新到原來以 RG 1.166 (1997)和 RG 1.167 (1997)為基本骨架的審查導則草案中。
- 十、本導則草案共有 10 章和 52 項條文，主要描述原子能委員會對地震前規劃行動的引導、確定核電廠是否需要停機的必要行動以及短期和長期的處理過程、檢測和試驗，以證明核電廠因地震而停機後可以安全的重啟動。

十一、有關本導則草案的「第五章 OBE 和 SSE 超越之準則」中的 OBE 超越標準 CAV 值，已依照第三次期中訪查會議的結論，由原 ANSI/ANS-2.23-2016 規範的 0.16 g-sec，改為 0.7 g-sec，此變更乃依據文獻 Chow and Chang (2003)，Chow T. et al. (2009)和 Grant et al. (2017)所建議，此外並依循 ANSI/ANS-2.23-2016 的保守原則，建議 SSE 之超越準則。

肆、参考文献

1. Abrahamson N.A., Silva W.J., Kamai R. (2014), Summary of the ASK14 Ground Motion Relation for Active Crustal Regions, *Earthquake. Spectra*, Vol. 30(3), pp. 1025–1055.
2. ACI 349-13 (2014), *Code Requirements for Nuclear Safety-Related Concrete Structures and Commentary*, American Concrete Institute.
3. American National Standards Institute (ANSI) (2016), *Nuclear Power Plant Response to an Earthquake*, ANSI/ANS-2.23-2016, American Nuclear Society, IL, USA.
4. Aránguiz R., Shibayama T., Yamazaki Y. (2014), Tsunamis from the Arica-Tocopilla Source Region and their Effects on Ports of Central Chile, *Natural Hazards*, Vol. 71(1), pp. 175-202.
5. ASCE 43-05 (2005), *Evaluation of the Seismic Design Criteria in ASCE/SEI Standard 43-05 for Application to Nuclear Power Plants*.
6. ASCE 43-05 (2005), *Seismic Design Criteria for Structures, Systems, and Components in Nuclear Facilities*.
7. Boore D.M., Stewart J.P., Seyhan E., Atkinson G.M. (2014), NGA-West2 Equations for Predicting PGA, PGV, and 5% Damped PSA for Shallow Crustal Earthquakes, *Earthquake. Spectra*, Vol. 30(3), pp. 1057–1085.
8. Campbell K.W., Bozorgnia Y. (2014), NGA-West2 Ground Motion Model for the Average Horizontal Components of PGA, PGV, and 5% Damped Linear Acceleration Response Spectra, *Earthquake. Spectra*, Vol. 30(3), pp. 1087–1115.
9. Chao, C. (2013), Re: Chinshan & Kuosheng PSHA results, E-mail to W.H. Tong, 6 Nov., 2013.
10. Chiou B.S.-J., Youngs R.R. (2014), Update of the Chiou and Youngs NGA Model for the Average Horizontal Component of Peak Ground

- Motion and Response Spectra, *Earthquake. Spectra*, Vol. 30(3), pp.1117–1153.
11. Choudhury D., Ahmad S.M. (2007), Design of Waterfront Retaining Wall for the Passive Case under Earthquake and Tsunami, *Applied Ocean Research*, Vol. 29, pp. 37–44.
 12. Chow T., Chang S. (2003), Review on Current Earthquake Shutdown Criterion in Taiwan's NPPs, 第 23 屆台日工程研討會。
 13. Chow T., Wu Y.C., & Gau Y.C.(2009), Seismic Safety under Scrutiny in Taiwan, *Nuclear Engineering International*, (<https://www.neimagazine.com/features/featureseismic-safety-under-scrutiny-in-taiwan/>)
 14. Cornell C.A. (1968), Engineering Seismic Risk Analysis, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 58(5), pp. 1583-1606.
 15. Dominion (2011), *North Anna Power Station Restart Readiness* (Power Point File).
 16. EPRI (1991), *A Methodology for Assessment of Nuclear Power Plant Seismic Margin (Revision 1)*, EPRI Report NP-6041-SLR1.
 17. EPRI (1994), *Methodology for Developing Seismic Fragilities*, EPRI TR-103959.
 18. EPRI (2002), *Seismic Fragility Applications Guide*, EPRI Report 1002988.
 19. EPRI (2009), *Seismic Fragility Applications Guide Update*, EPRI Report 1019200.
 20. EPRI (2010), *Surry Seismic Probabilistic Risk Assessment Pilot Plant Review*, EPRI Report 1020756.
 21. EPRI (2013), *Seismic Probabilistic Risk Assessment Implementation Guide*, EPRI Report 3002000709.
 22. Fukushima Y. (2010), *Seismic Safety Requirements for NPP and*

Experience Feedback in Japan, (Power Point File).

23. Gica E., Teng M.H., Liu P.L.F., Titov V., & Zhou H. (2007), Sensitivity Analysis of Source Parameters for Earthquake-Generated Distant Tsunamis, *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, Vol. 133(6), pp. 429-441.
24. Grant F.F., Tang Y., Hardy G.S., Kassawara R. (2017), Seismic Damage Indicating Parameters at Nuclear Power Plants Affected by the 2011 Tohoku-Oki Earthquake and Plant Shutdown Criteria, *Earthquake Spectra*, Vol. 33(1), pp. 109-121.
25. Hale C., Abrahamson N. & Bozorgnia Y. (2018), *Probabilistic Seismic Hazard Analysis Code Verification*, PEER Report 2018/03, University of California, Berkeley, CA.
26. Hsu T.T.C., Wu C.L., & Lin J.L. (2014), *Infrastructure Systems for Nuclear Energy*. Wiley.
27. JEAG (1987), *Technical Guidelines for Aseismic Design of Nuclear Power Plants*, JEAG 4601-1987.
28. JNES (2008), *Evaluation on Seismic Safety of Kashiwazaki-Kariwa NPP against the 2007 Niigata-Chuetsu-Oki Earthquake* (Power Point File).
29. Kiureghian A.D., Ang A.H-S. (1977), A Fault-Rupture Model for Seismic Risk Analysis, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 67(4), pp. 1173–1194.
30. Li Y., Manoly K. (2012), *VA Earthquake Impact to North Anna Nuclear Power Plant*, GI 199 and 2011 Mineral, NRC.
31. Mattock A.H. (2001), Shear Friction and High-Strength Concrete, *ACI Structural Journal*, Vol. 98(1), pp.50-59.
32. Mohammed B.A.S., Hamdi E.J. (2017), Comparison of the Structural Stability of Gravity Concrete Dams Using USACE and USBR

- Standards, *ARPJ Journal of Engineering and Applied Sciences*, Vol. 12(5).
33. NEI 12-06 (2016), *Diverse and Flexible Coping Strategies (FLEX) Implementation Guide*, Nuclear Energy Institute.
 34. Nishikawa T., Inoue H., & Motohashi S. (2010), *SSI Effects of Kashiwazaki-Kariwa NPP at NCO (Niigataken Chuetsu-Oki) Earthquake in 2007*, (Power Point File).
 35. Sadigh, K., Chang, C.-Y., Egan, J. A., Makdisi, F. & Youngs, R. R. (1997), Attenuation Relationships for Shallow Crustal Earthquakes Based on California Strong Motion Data, *Seismological Research Letters*, Vol. 68, pp. 180-189.
 36. Simpson, Gumpertz & Heger, Inc. (2015), *Maanshan Nuclear Power Plant–Auxiliary Building/Control Building UHRS ISRS*, Calculation No. 128192-CA-121, Revision 0, Newport Beach, CA.
 37. TEPCO (2008a), *Analysis of the Seismic Observation Records Obtained during the 2007 Niigataken-Chuetsu-Oki Earthquake at the Kashiwazaki Kariwa Nuclear Power Plant*, (Power Point File).
 38. TEPCO (2008b), *Inspections and Analyses of Kashiwazaki-Kariwa Nuclear Power Station*, (Power Point File).
 39. TEPCO (2008c), *Quest for Safety, Enhancing Seismic Safety and Emergency Preparedness in light of the Niigataken Chuetsu Oki Earthquake*, (Power Point File).
 40. TEPCO (2008d), *The Observed Ground Motion Records of the Niigataken-Chuetsu-Oki Earthquake and the Structural Response of Kashiwazaki-Kariwa Nuclear Power Station during the Earthquake*, (Power Point File).
 41. TEPCO (2009), *Earthquake Ground Motion observed during NCO EQ and New Standard Seismic Ground Motion Ss for*

- Kashiwazaki-Kariwa Nuclear Power Plant*, (Power Point File).
42. Thomas P., Wong I. (2010), *Verification of Probabilistic Seismic Hazard Analysis Computer Programs*, PEER Report 2010/106, University of California, Berkeley, CA.
 43. USNRC (1973), *Damping Values for Seismic Design of Nuclear Power Plants*, Regulatory Guide 1.61.
 44. USNRC (1978), *Development of Criteria for Seismic Review of Selected Nuclear Power Plants*, NUREG/CR-0098., Washington, DC.
 45. USNRC (1981), *Seismic Safety Margins Research Program: Phase I Final Report*, NUREG/CR-2015, Washington, DC.
 46. USNRC (1983), *PRA Procedures Guide: A Guide to the Performance of Probabilistic Risk Assessments for Nuclear Power Plants*, NUREG/CR-2300, Washington, DC.
 47. USNRC (1985), *An Approach to the Quantification of Seismic Margins in Nuclear Power Plants*, NUREG/CR-4334, Washington, DC.
 48. USNRC (1986), *Recommendations to the Nuclear Regulatory Commission on Trial Guidelines for Seismic Margin Reviews of Nuclear Power Plants*, NUREG/CR-4482., Washington, DC.
 49. USNRC (1990a), *Procedures for the External Event CDF Analyses for NUREG-1150*, NUREG/CR-4840.
 50. USNRC (1990b), *Analysis of Core Damage Frequency: Peach Bottom, Unit 2 External Events*, NUREG/CR-4550, Volume 4, Revision 1, Part 3, Washington, DC.
 51. USNRC (1991a), *Individual Plant Examination of External Events (IPEEE) for Severe Accident Vulnerabilities*, Generic Letter No. 88-20, Supplement 4., Washington, DC.

52. USNRC (1991b), *Procedural and Submittal Guidance for IPEEE for Severe Accident Vulnerabilities*, NUREG-1407.
53. USNRC (1997a), *Pre-Earthquake Planning and Immediate Nuclear Power Plant Operator Post-earthquake Actions*, Office of Nuclear Regulatory Research, Regulatory Guide RG 1.166.
54. USNRC (1997b), *Restart of a Nuclear Power Plant Shut Down by a Seismic Event*, Office of Nuclear Regulatory Research, Regulatory Guide RG 1.167.
55. USNRC (2012), *NRC Lessons Learned – External Events* (Power Point File).
56. USNRC (2016), *Pre-Earthquake Planning, Shutdown and Restart of a Nuclear Power Plant Following an Earthquake*, Office of Nuclear Regulatory Research, Draft Regulatory Guide DG-1337 (Proposed Revision 1 to Regulatory Guide RG 1.166).
57. William F., Marcuson M.E., Hynes A., Franklin G., *Seismic Design and Analysis of Embankment Dams: The State of Practice*, Geotechnical and Structures Laboratory Engineer Research and Development Center.
58. Youngs R.R., Coppersmith K.J. (1985), Implications of Fault Slip Rates and Earthquake Recurrence Models to Probabilistic Seismic Hazard Estimates, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 75, pp. 939–964.
59. Zhao, J.X., Zhang J., Asano A., Ohno Y., Oouchi T., Takahashi T., Ogawa H., Irikura K., Thio H.K., Somerville P.G., Fukushima Y., Fukushima Y. (2006), Attenuation Relations of Strong Ground Motion in Japan Using Site Classification Based on Predominant Period, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 96(3), pp. 898–913.

60. 中華民國內政部營建署(2011)，「混凝土結構設計規範」。
61. 行政院原子能委員會核能管制處(2012)，「核二廠一、二號機第三次十年整體安全評估審查報告」。
62. 行政院原子能委員會核能管制處(2012)，「核三廠一、二號機第三次十年整體安全評估審查報告」。
63. 侯志剛、林自勤、黃金城、吳元傑、陳昱志(2012)，「核能電廠耐震一級結構之地震分析法規初探」，核能研究所。
64. 廖克弘(2013)，「以套裝軟體進行進步型核電廠圍阻體結構樓板地震反應分析之地震輸入研究(2/2)」，行政院原子能委員會委託研究計畫研究期末報告。
65. 泰興工程顧問股份有限公司(2013)，「台電核三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(1版)。
66. 陳正興(2014)，「土壤結構互制地震分析之獨立運跑」，行政院原子能委員會委託中華民國大地工程學會研究計劃研究報告。
67. 許文勝(2015)，「日本核能電廠在福島事件後重新啟動的現況與挑戰」(簡報檔)。
68. 台電公司(2016a)，*Seismic Fragility Evaluation of Kuosheng Reactor Auxiliary Building, Calculation No. 128192-CA-097*，因應福島事故之運轉中核能電廠地震安全度評估模式建立報告，研究計畫 054-0100-00301，台灣電力股份有限公司。
69. 台電公司(2016b)，*Seismic Fragility Evaluation of Maanshan Unit 2-Inverters, Calculation No. 128192-CA-133*，因應福島事故之運轉中核能電廠地震安全度評估模式建立報告，研究計畫 054-0100-00301，台灣電力股份有限公司。

70. 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。
71. 中興工程顧問股份有限公司(2019)，「核三廠機率式斷層位移危害度分析技術服務工作」總結報告。
72. 日本原子力規制委員會(2019)，「新規制基準適合性に係る審査・検査の流れ」(<http://www.nsr.go.jp/activity/regulation/tekigousei/untan.html>)。

伍、附錄 A (核一/二/三廠海嘯牆之穩定性評估)

表 A-1 核一廠海嘯牆使用 ASCE7-16 搭配 JEAG4601-1987 之穩定性評估

核一廠海嘯牆 (0.9DL+SL+TL+EL2)/JEAG4601-1987		
荷重	V(t)	H(t)
殘骸衝擊力		5.92
潮湧力		56.24
牆體自重 w1	-220.995	
上浮力	82.69	
牆前水重	-22.95	
牆體慣性力	24.555	49.11
Σ	-136.7	111.27
S.F.(sliding)		0.86

表 A-2 核一廠海嘯牆使用 ASCE7-16 之穩定性評估

核一廠海嘯牆 (0.9DL+SL+TL+EL2)/ASCE7-16		
荷重	V(t)	H(t)
殘骸衝擊力		5.92
潮湧力		56.24
牆體自重 w1	-220.995	
上浮力	82.69	
牆前水重	-22.95	
牆體慣性力	23.0817	43.339575
Σ	-138.1733	105.499575
S.F.(sliding)		0.917

表 A-3 核一廠海嘯牆依 ASCE43-05 搭配 JEAG4601-1987 之穩定性評估

核一廠海嘯牆 ASCE43-05(D+H+E')/JEAG 4601-1987		
荷重	V(t)	H(t)
殘骸衝擊力		5.92
牆體自重 w1	-245.55	
牆前水重	-22.95	
牆體慣性力	24.555	49.11
Σ	-243.945	55.03
S.F.(sliding)		2.66

表 A-4 核一廠海嘯牆依 ASCE43-05 搭配 ASCE7-16 之穩定性評估

核一廠海嘯牆 ASCE43-05(D+H+E')/ASCE 7-16		
荷重	V(t)	H(t)
殘骸衝擊力		5.92
牆體自重 w1	-245.55	
牆前水重	-22.95	
牆體慣性力	46.1634	86.556375
Σ	-222.337	92.476375
S.F.(sliding)		1.443

表 A-5 核二廠 A 段海嘯牆依 ASCE7-16 搭配 JEAG4601-1987 之穩定性評估

核二廠 A 段海嘯牆 極端荷重(0.9DL+SL+TL+EL2)/JEAG4601-1987						
荷重	V(t)	H(t)	ARM(m)		M(t-m)	
			X	Y	Mo	Mr
靜水壓		26.06		5.4	140.724	
動水壓		14.58		6.5	94.77	
牆前主動土壓		3.07		1.07	3.2849	
牆後被動土壓		-47.63		1.4		66.682
牆體自重	-77.373		6.88	4.47		532.3262
基礎版自重	-35.316		5.07	0.68		198.95
牆背覆土重	-10.8		1.5			16.2
上浮力	51.4		7		359.78	
牆前水重	-7.91		10			79.08
牆體慣性力	8.597	17.194	6.88	4.47	136.0045	
基礎版慣性力	3.924	7.848	5.07	0.68	25.23132	
Σ	-67.478	21.122			759.7948	893.2382
S.F.(sliding)			1.917			
S.F.(overturning)			1.176			

表 A-6 核二廠 A 段海嘯牆依 ASCE7-16 之穩定性評估

核二廠 A 段海嘯牆 極端荷重(0.9DL+SL+TL+EL2)/ASCE 7-16						
荷重	V(t)	H(t)	ARM(m)		M(t-m)	
			X	Y	Mo	Mr
靜水壓		26.06		5.4	140.724	
動水壓		14.58		6.5	94.77	
牆前主動土壓		3.07		1.07	3.2849	
牆後被動土壓		-47.63		1.4		66.682
牆體自重	-77.373		6.88	4.47		532.3262
基礎版自重	-35.316		5.07	0.68		198.95
牆背覆土重	-10.8		1.5			16.2
上浮力	51.4		7		359.78	
牆前水重	-7.91		10			79.08
牆體慣性力	12.19922	22.873	6.88	4.47	186.1753	
基礎版慣性力	5.57208	10.447	5.07	0.68	35.35485	
Σ	-62.2277	29.401			820.0891	893.2382
S.F.(sliding)			1.27	S.F.(overturning)		1.089

表 A-7 核二廠 A 段海嘯牆依 ASCE43-05 搭配 JEAG 之穩定性評估

核二廠 A 段海嘯牆 ASCE43-05(D+H+E')/JEAG 4601-1987						
荷重	V(t)	H(t)	ARM(m)		M(t-m)	
			X	Y	Mo	Mr
牆前主動土壓		3.07		1.07	3.2849	
牆後被動土壓		-47.63		1.4		66.682
牆體自重 w1	-85.97		6.88	4.47		591.4736
基礎版自重 w2	-39.24		5.07	0.68		198.95
牆背覆土重	-10.8		1.5			16.2
牆體慣性力	8.597	17.194	6.88	4.47	136.0045	
基礎版慣性力	3.924	7.848	5.07	0.68	25.23132	
Σ	-123.489	-19.518			164.5208	873.3056
S.F.(sliding)			3.796			
S.F.(overturning)			5.308			

表 A-8 核二廠 A 段海嘯牆依 ASCE43-05 搭配 ASCE 7-16 之穩定性評估

核二廠 A 段海嘯牆 ASCE43-05(D+H+E')/ASCE 7-16						
荷重	V(t)	H(t)	ARM(m)		M(t-m)	
			X	Y	Mo	Mr
牆前主動土壓		3.07		1.07	3.2849	
牆後被動土壓		-47.63		1.4		66.682
牆體自重 w1	-85.97		6.88	4.47		591.4736
基礎版自重 w2	-39.24		5.07	0.68		198.95
牆背覆土重	-10.8		1.5			16.2
牆體慣性力	24.39844	45.74708	6.88	4.47	372.3507	
基礎版慣性力	11.14416	20.8953	5.07	0.68	70.7097	
Σ	-100.467	22.08238			446.3453	873.3056
S.F.(sliding)			2.73			
S.F.(overturning)			1.957			

表 A-9 核二廠 B 段海嘯牆依 ASCE7-16 搭配 JEAG 之穩定性評估

核二廠 B 段海嘯牆 極端荷重(DL+SL+TL+EL2)/JEAG 4601-1987		
荷重	V(t)	H(t)
殘骸衝擊力		2.8
靜水壓		4.41
動水壓		7.36
牆體自重 w1	-126.216	
上浮力	39.29	
牆前水重	-5.51	
牆體慣性力	14.024	28.048
Σ	-78.412	42.618
S.F.(sliding)		1.104

表 A-5 核二廠 B 段海嘯牆依 ASCE7-16 之穩定性評估

核二廠 B 段海嘯牆 極端荷重(DL+SL+TL+EL2)/ASCE 7-16		
荷重	V(t)	H(t)
殘骸衝擊力		2.8
靜水壓		4.41
動水壓		7.36
牆體自重 w1	-126.216	
上浮力	39.29	
牆前水重	-5.51	
牆體慣性力	20.19456	37.8648
Σ	-72.2414	52.4348
S.F.(sliding)		0.827

表 A-6 核二廠 B 段海嘯牆依 ASCE43-05 搭配 JEAG 之穩定性評估

核二廠 B 段海嘯牆 ASCE43-05(D+H+E')/JEAG 4601-1987		
荷重	V(t)	H(t)
殘骸衝擊力		2.8
牆體自重 w1	-140.24	
牆前水重	-5.51	
牆體慣性力	28.048	30.71256
Σ	-117.702	33.51256
S.F.(sliding)		2.107

表 A-7 核二廠 B 段海嘯牆依 ASCE43-05 搭配 ASCE 7-16 之穩定性評估

核二廠 B 段海嘯牆 ASCE43-05(D+H+E')/ASCE 7-16		
荷重	V(t)	H(t)
殘骸衝擊力		2.8
牆體自重 w1	-140.24	
牆前水重	-5.51	
牆體慣性力	40.38912	75.7296
Σ	-105.36088	78.5296
S.F.(sliding)		0.805

表 A-8 核三廠海嘯牆依 ASCE7-16 搭配 JEAG 之穩定性評估

核三廠海嘯牆 極端荷重(DL+SL+TL+EL)/JEAG 4601-1987						
荷重	V(t)	H(t)	ARM(m)		M(t-m)	
靜水壓		12.63		4.53	57.2139	
動水壓		11.88		5.29	62.8452	
牆前主動土壓		6.07		1	6.07	
牆後被動土壓		-13.86		1		13.86
牆體自重	-115.2		6.3	3.14		725.76
上浮力	43.29		6.17		267.0993	
牆體慣性力	12.8	25.6	6.3	3.14	201.472	
Σ	-59.11	42.32			594.7004	739.62
S.F.(sliding)			0.978			
S.F.(overturning)			1.244			

表 A-9 核三廠海嘯牆依 ASCE7-16 搭配 ASCE 7-16 之穩定性評估

核三廠海嘯牆 極端荷重(DL+SL+TL+EL)/ASCE 7-16						
荷重	V(t)	H(t)	ARM(m)		M(t-m)	
靜水壓		12.63		4.53	57.2139	
動水壓		11.88		5.29	62.8452	
牆前主動土壓		6.07		1	6.07	
牆後被動土壓		-13.86		1		13.86
牆體自重	-115.2		6.3	3.14		725.76
上浮力	43.29		6.17		267.0993	
牆體慣性力	14.848	27.84	6.3	3.14	222.0147	
Σ	-57.062	44.56			615.2431	739.62
S.F.(sliding)			0.896			
S.F.(overturning)			1.202			

表 A-10 核三廠海嘯牆依 ASCE43-05 搭配 JEAG 之穩定性評估

核三廠海嘯牆 ASCE43-05(D+H+E')/JEAG 4601-1987						
荷重	V(t)	H(t)	ARM(m)		M(t-m)	
牆前主動土壓		6.07		1	6.07	
牆後被動土壓		-13.86		1		13.86
牆體自重	-128		6.3	3.14		806.4
牆體慣性力	12.8	25.6	6.3	3.14	201.472	
Σ	-115.2	17.81			207.542	820.26
S.F.(sliding)			4.528			
S.F.(overturning)			3.952			

表 A-11 核三廠海嘯牆依 ASCE43-05 搭配 ASCE 7-16 之穩定性評估

核三廠海嘯牆 ASCE43-05(D+H+E')/ASCE 7-16						
荷重	V(t)	H(t)	ARM(m)		M(t-m)	
牆前主動土壓		6.07		1	6.07	
牆後被動土壓		-13.86		1		13.86
牆體自重	-128		6.3	3.14		806.4
牆體慣性力	29.696	55.68	6.3	3.14	444.0294	
Σ	-98.304	47.89			450.0994	820.26
S.F.(sliding)			1.437			
S.F.(overturning)			1.822			

陸、附錄 B (核電廠地震前後之應對與重啟動導則草案)

導則草擬過程概要

本審查導則草案主要是先以美國核能管理委員會 US-NRC 於 1997 年所頒佈的兩個監管導則 RG 1.166 (1997)和 RG 1.167 (1997)為藍本，擬定導則草案之章與條文的基本骨架，RG 1.166 (1997)主要在監管核電廠地震前的計畫以及操作人員在地震後的立即行動，RG 1.167 (1997)主要在監管核電廠在地震後的重啟動，由於美國國家標準協會(ANSI)於 2016 年頒佈了核電廠地震後應對準則 ANSI/ANS-2.23-2016 (2016)，此外美國核能管理委員會 US-NRC 於 2019 年 6 月亦頒佈最新的監管導則草案 DG-1337 (2019)，此監管導則草案亦即為未來新的 RG 1.166，其內容已合併舊的 RG 1.166 (1997)和 RG 1.167 (1997)，因此，本審查導則草案亦將 ANSI/ANS-2.23-2016 (2016)和 DG-1337 (2019)兩個新的導則中的內容，更新到原來以 RG 1.166 (1997)和 RG 1.167 (1997)為基本骨架的審查導則草案中，並加入本研究團隊之見解，例如：OBE 和 SSE 超越準則中的 CAV 值之定義。

本審查導則草案共有 10 章和 52 項條文，此 10 章的內容簡述如下：

第一章 總則；主要說明本審查導則草案之目的，以及本審查導則草案中之用詞定義。

第二章 地震前的準備與規劃；主要規定地震前的準備工作、定義公用設施管理、電廠管理、操作人員以及工程代表的職責，定義電廠停機(shutdown)準則，還有包括：地震儀器、選擇地震後須評估的 SSC、基準檢查、應變行動計畫、耐震設計之基準紀錄…等內容。

第三章 地震後立即採取的行動；本章內容包括：確定地震對核電廠的立即影響，以及確定是否超過 OBE/SSE、操作人員應立即採取的行動、操作員巡視檢查、自動停機應採取行動、地震後立即採取的行動流程圖。

第四章 地表運動記錄的評估；本章內容包括：資料辨識、確定是否超過 OBE 的程序、確定是否超過 SSE 的程序。

第五章 OBE 和 SSE 超越之準則；本章內容包括：OBE 超越準則、SSE 超越準則、

特殊考量。

第六章 核電廠反應爐停機標準；本章主要規定核電廠反應爐停機標準。

第七章 停機前檢查；本章規定核電廠停機前所需進行之檢查，內容包括：安全停機設備、廠外電源、廠內緊急電源。

第八章 地震應對之行動等級；本章規定地震後核電廠之 5 種損害等級(DL)分類和 3 種地震等級(EL)分類，以及如何利用損害等級(DL)和地震等級(EL)所構成的矩陣表，決定 6 個行動等級 AL(Action Level)，本章亦有規定地震後行動等級的例外情況、高頻率超越地震之行動、低頻率超越地震之行動。

第九章 停機後檢測和試驗；本章規定核電廠停機後所須進行的聚焦檢測和試驗、擴展檢測和試驗、反應爐冷卻水系統(RCS)檢測和試驗、目視檢測及可運作性測試準則、偵測試驗、高頻敏感設備處理方式、檢驗人員的資格、文件資料處理，以及說明停機後檢測和試驗文件要求。

第十章 長期評估；本章規定對核電廠 SSC 的評估，以確定地震對其長期完整性和功能性的影響，內容包括：觀測與設計地震的對比分析、特殊 RCS 管道和內部分析的重新評估、現場地震危害性的重新評估、SMA / SPSA 的更新、制定地震評估和驗證計劃。

除了以上十章外，亦包含附錄一則，介紹本導則草案之各章節條文之來源或出處。

法規名稱

核電廠地震前後之應對與重啟動導則草案

第一章 總則

- 一、 本導則描述原子能委員會(AEC)對地震前規劃行動的引導、確定核電廠是否需要停機的必要行動以及短期和長期的處理過程、檢測和試驗，以證明核電廠因地震而停機後可以安全的重啟動。
- 二、 本導則用詞定義如下：
 - (一) AL (action level): 行動等級。
 - (二) CAV (cumulative absolute velocity): 累積絕對速度。
 - (三) Certified seismic design response spectra: 認證地震設計反應譜。與廠址無關的地震設計反應譜，已被原子能委員會(AEC)批准為標準設計或認證設計中的地震設計反應譜。
 - (四) Certified standard design: 認證標準設計，同 standard design certification。
 - (五) Design response spectra: 設計反應譜，用於設計地震 I 類(Seismic Category I) 結構、系統和組件的反應譜。
 - (六) DL (damage level): 損害等級。
 - (七) EL (earthquake level): 地震等級。
 - (八) EPRI (Electric Power Research Institute): 美國電力研究院。
 - (九) Free-field: 自由場。地表或現場土柱中與核電廠結構相距足夠遠的那些位置基本上不受這些結構的振動影響，因此，位於自由場的歷時記錄器基本上記錄了自由場的地震運動。
 - (十) GERS (generic equipment ruggedness spectra): 通用設備耐用性頻譜。
 - (十一) Ground motion response spectra: 地表運動反應譜。與廠址無關的地表運動反應譜，其特徵在於水平和垂直向反應譜，由在地表上的自由場運動或在現地最上層的材料上的自由場露頭運動來決定。
 - (十二) IAEA (International Atomic Energy Agency): 國際原子能機構。
 - (十三) ISRS (in-structure response spectra): 結構反應譜。
 - (十四) Instrumental intensity: 儀器強度。源自地震儀記錄的地表運動，與常規強度等級不同，測得的強度不是直接基於地震對人或建築物的影響而得出的。儀器強度圖根據震動的嚴重程度將觀察到的地震影響按照從 I 到 X 的等級排序，並提供與潛在破壞、峰值地表加速度和峰值地表速度的相關性。
 - (十五) Moment magnitude M: 矩震級。中型至大型地震最常用的地震規模度量，美國地質調查局使用矩震級 M 來報告所有震級大於 M 4.0 的地震。
 - (十六) Non-SR (non-safety-related): 非安全相關。
 - (十七) NRC (U.S. Nuclear Regulatory Commission): 美國核能管制委員會。
 - (十八) OBE (operating basis earthquake): 運轉基準地震。在振動的地表運動下，核電廠需要繼續運行而對公眾的健康和安全沒有不當風險的那些特徵，將維持運作，OBE 的值由申請人設定。
 - (十九) Response spectrum: 反應譜。對於給定的阻尼值，理想化的單自由度振盪器的最大反應（加速度、速度或位移）作為振盪器固有頻率的函數的圖，

針對指定的輸入振動運動計算反應譜。

- (二十) Safe-shutdown earthquake ground motion: 安全停機地震之地表運動。其地表運動對於某些 SSC 的功能能繼續保持，確保以下這些的 SSC 是必需的：(1)反應爐冷卻劑壓力邊界的完整性、(2)具有關閉反應爐並將其維持在安全關閉狀態的功能和(3)預防或減輕事故後果的功能，這些後果可能導致潛在的非現場核輻射暴露超過允許值。
- (二十一) SR (safety-related): 安全相關。
- (二十二) SMA (seismic margin assessment): 耐震餘裕評估。
- (二十三) SPSA (seismic probabilistic safety assessment): 地震機率安全度評估。
- (二十四) Spectral acceleration: 譜加速度，具有規定頻率和阻尼的線性振盪器的加速度反應。
- (二十五) Spectral velocity: 譜速度，具有規定頻率和阻尼的線性振盪器的速度反應。
- (二十六) SSE (safe shutdown earthquake): 安全停機地震。
- (二十七) Standard design: 標準設計，原子能委員會(AEC)已發布標準設計所批准的設計。
- (二十八) Standard design certification or design certification: 標準設計認證或設計認證，核電設施的標準設計已通過美國聯邦法規 10 CFR 第 52 部分的規定認證。
- (二十九) SSCs (structures, systems, and components): 結構物、系統、組件。

第二章 地震前的準備與規劃

一、 地震前的準備工作，包括制定和實施應變程序，是有效且具有成本效益的地震應變計劃的關鍵要素。

二、 應定義公用設施管理、電廠管理、操作人員以及工程代表的職責。

三、 定義電廠停機(shutdown)準則

若發生有感地震超過電廠 OBE，則須停機(或保持停機狀態)，OBE 超越之準則參照本導則第四章。

四、 地震儀器

- (一) 應具備能夠記錄和存取重大地震的加速度歷時的地震儀器和資料擷取系統。地震儀器和資料擷取系統相關資料參照 ANSI/ANS-2.23-2016 Appendix B。
- (二) 應具備可在地震發生後四小時內計算出地震反應譜和標準 CAV 值之軟體。
- (三) 如果地震儀器產生之反應譜將用來決定是否停機，則其設置地點須與電廠定義設計 OBE/SSE 反應譜之位置一致。
- (四) 在電廠內其他位置安裝地震監測儀器對地震後評估電廠內 SSC 的地震影響是有利的。

五、 選擇地震後須評估的 SSC

選擇用於停機前基準檢查和停機後檢查的項目應是對電廠安全運行很重要的 SR 和 SR SSC。須接受檢查的損害類型參照 ANSI/ANS-2.23-2016 Appendix C。選擇的項目還應包括典型的非 SR 設備，這些設備根據過往經驗顯示其抗震能力很低，可以用作地震損害指標。

六、 基準檢查

- (一) 基準檢查目的是識別並記錄任何地震前存在的損害情形，如混凝土結構上的裂縫，為後續停機後檢查中區分地震相關的損害與先前存在的異常情況提供基準。
- (二) 所有預選為停機後檢查的設備和結構須進行基準目視檢查和其他檢查，並以書面報告型式記錄。
- (三) 停機後檢查中的項目須進行定期檢查，維護作業的檢查間隔通常為 5 年。

七、 應變行動計畫

- (一) 應包含操作人員地震後立即採取用以決定是否須停機的行動。
- (二) 應包含識別並分類地震導致損害等級及地震等級的步驟。
- (三) 詳細電廠應變程序請參考 ANSI/ANS-2.23-2016 Appendix D。

八、 耐震設計之基準紀錄

- (一) 應收集設計基準地震分析和鑑定測試的資料庫，並檢查其完整性，及是否易於與設計及觀察到的地震運動和荷載比較分析。
- (二) 應包含分析模型及近期基準檢查之結果。

第三章 地震後立即採取的行動

- 一、 確定地震對核電廠的立即影響，以及確定是否超過 OBE/SSE。如果根據觀察到對核電廠 SSC 的損壞確定須要停機，或者已超過 OBE/SSE，則應在重新供電之前關閉核電廠以進行檢查、測試和任何必要的維修。

二、 操作人員應立即採取的行動

確定由地震引起的任何異常情況，根據電廠操作程序和緊急操作程序應對。操作人員應優先維持電廠安全穩定，再進行其他特定的控制室面板檢查。

三、 操作員巡視檢查

- (一) 巡視檢查範圍應包含任何可進入的區域。
- (二) 未超過 OBE 時，操作人員應根據控制室儀表和警報所提供有關組件和系統的狀態和性能，確定是否應停機進行其他檢查和評估或是可以繼續運行，及確定因地震而自動跳機是否可以重新啟動。
- (三) 超過 OBE 時，或是觀察到對電廠安全運作重要的 SR 和非 SR SSCs 有任何重大損壞，則必須有序地停機。
- (四) 目視檢查應包含 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 6.2 之項目，且應考慮 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 5 中預先選擇用於聚焦檢查之設備。

- (五) 根據電廠工作人員多寡，巡視應可在約八小時內完成，若評估須超過八小時才能做出是否停機的決定，則應與原子能委員會(AEC)商討。
- (六) 發生有感地震後巡視檢查結果須記錄。
- (七) 即使地震導致反應爐自動停機，仍應做巡視檢查。

四、 自動停機應採取行動

如果地震導致電廠自動停機，則被許可方應在重啟動之前了解原因、評估狀況，以確保安全相關的 SSC 還能運作及風險得到管理，並且評估安全相關及非安全相關的 SSCs 之運作情況。

五、 地震後立即採取的行動流程圖 (ANSI/ANS-2.23-2016 Section 6.6.3)

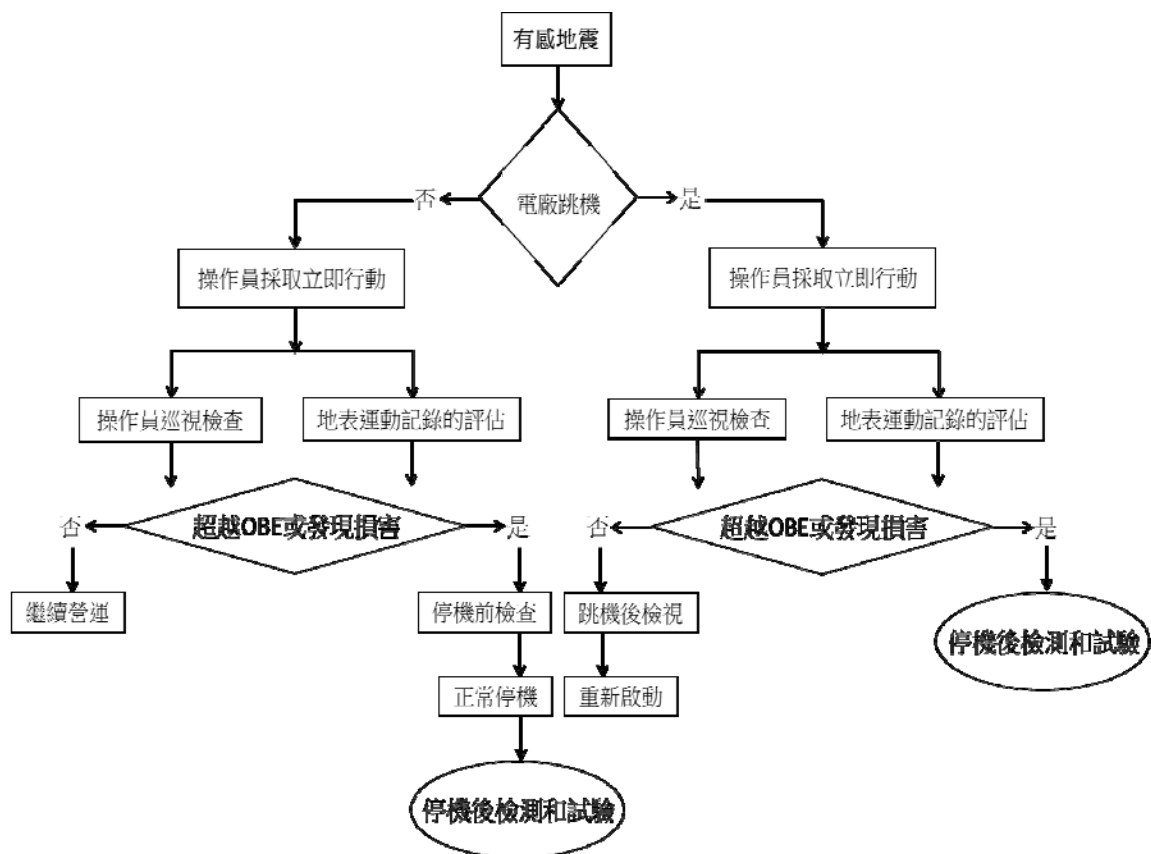


圖 B-1 地震後立即採取的行動流程圖

第四章 地表運動記錄的評估

一、 資料辨識

如果發生有感地震，應收集、處理和評估可獲得的地表運動和結構運動記錄，

同時進行操作員巡視檢查，以確定是否超出了 OBE 和 SSE。所有數據之收集日期和時間以及收集記錄之儀器的位置和方向應是可識別和可追溯的。

二、 確定是否超過 OBE 的程序

依據 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 6.3.1 確認是否超過，OBE 準則參照第五章。

三、 確定是否超過 SSE 的程序

依據 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 6.3.1 確認是否超過，SSE 準則參照第五章。

第五章 OBE 和 SSE 超越之準則

一、 OBE 超越準則

同時滿足(一)和(二)即超過 OBE。

(一) 反應譜檢核

1. 廠址地震運動的任何分量(兩個水平分量和一個垂直分量)的 5% 阻尼加速度反應譜在頻率 2 到 10Hz 範圍內，超過對應的 OBE 設計反應譜或 0.20g 的較大值。或者，
2. 在頻率 1 到 10Hz 範圍內，超過對應的 OBE 設計譜速度或 6in/sec 的較大值。

(二) 累積絕對速度檢核

由自由場地震記錄的任何分量計算出的標準 CAV 值超過 0.7g-sec^{註1}。

二、 SSE 超越準則

同時滿足(一)和(二)即超過 SSE。

(一) 反應譜檢核

廠址地震運動的任何分量(兩個水平分量和一個垂直分量)的 5% 阻尼加速度反應譜在頻率 2 到 10Hz 範圍內，超過對應的 SSE 設計反應譜或 0.20g 的較大值。

(二) 累積絕對加速度檢核

由自由場地震記錄的任何分量計算出的標準 CAV 值超過 0.7g-sec^{註1}。

三、 特殊考量 (ANSI/ANS-2.23-2016 Section 6.4.3)

此目的是在等效位置進行電廠設計與測量、計算的 OBE/SSE 反應譜的比較。對於有下列特殊考量的電廠，應在電廠地震前的準備和規劃中描述執行過程的計算程序。

- (一) 由於 CAV 的門檻值是根據電廠損害與地表運動加速度的相關性訂定，因此在計算 CAV 時使用的記錄值也應基於自由場測量。如果沒有可用的自由場

註¹: ANSI/ANS-2.23-2016 之 CAV 門檻值定義為 0.16g-sec，本研究依據以下文獻建議改為 0.7g-sec。

- (1) Chow, T., Chang, S., "Review on current earthquake shutdown criterion in Taiwan's NPPs," 第23屆台日工程研討會, 2003.
- (2) Chow, T., Wu, Y. C. and Gau, Y. C., "Seismic Safety under Scrutiny in Taiwan," *Nuclear Engineering International*, 2009 (<https://www.neimagazine.com/features/featureseismic-safety-under-scrutiny-in-taiwan/>).
- (3) Grant, F.F., Tang, Y., Hardy, G.S., Kassawara, R., "Seismic Damage Indicating Parameters at Nuclear Power Plants Affected by the 2011 Tohoku-Oki Earthquake and Plant Shutdown Criteria," *Earthquake Spectra*, Vol. 33, No. 1, pp. 109-121, 2017.

測量，則應假設已超過 CAV 的門檻值。

- (二) 若 OBE/SSE 設計反應譜採用之地表輸入即電廠結構基礎在結構分析及設計時的地表運動輸入，則電廠工址測得的地震運動可用於檢核是否超過 OBE/SSE。此情況下，經考慮土壤及岩石的特性，使用自由場地震記錄也是可被允許的。
- (三) 在檢核是否超過 OBE/SSE 時應採用電廠眾多反應譜中最低者。若電廠針對不同地質基礎，如岩盤基礎或土壤基礎，有不同的 OBE/SSE 設計反應譜，則不受此限制。

第六章 電廠反應爐停機標準

- 一、 未超過 OBE 且巡視檢查沒有發現損害，則不需要停機。電廠可以繼續營運或者如果因為地震而自動跳機，則可以在審查後重新啟動。
- 二、 如果超過 OBE 或巡視檢查發現嚴重損害，則應停機並做後續評估檢查。如果電廠已經跳機，則應保持停機狀態以進行規定的評估檢查。需要停機的損害包括對 SR 或非 SR SSC 的損害，這些損害對於電廠安全運行產生重要影響。

第七章 停機前檢查

- 一、 根據評估結果確定需要停機，則在情況允許時應根據電廠操作程序和緊急操作程序進行標準、可控制的停機，且伴隨地震而來的損害，如壩體破壞、海嘯等也應納入考量。
- 二、 安全停機設備
 - (一) 電廠操作人員應準備一份重要的安全停機設備清單，包括執行反應度控制、反應爐冷卻水壓力控制、反應爐冷卻水量控制及衰變熱移除等功能之系統。
 - (二) 確定安全停機設備時，假設停機後檢查需要冷停機。
 - (三) 停機前檢查和安全停機設備的測試應著重於可能會影響受損物執行其安全停機功能的損害，不影響設備可操作性的物理性損壞不是主要問題。

三、 廠外電源

地震後，廠外電源可能因現場狀況而中斷，因此應評估電廠電源的可
用性。在停機以及將渦輪發電機從電網中移除期間，從內部電源到廠外電源的
傳輸需要使用多個斷路器和變壓器。這些斷路器和變壓器以及相關的配電系統
應進行檢查。應檢查廠外電源的可用性和穩定性，並與電網調度員聯繫，確定
電網、開關站和變電站的狀態。目視檢查進來的電源線和開關站組件。如果可
用的廠外電源少於兩個，或者不確定電源的狀況，請參照 ANSI/ANS-2.23-2016
Section 6.6.2, p.17 檢查所需的現場配電系統的可用性。

四、 廠內緊急電源

地震後廠外電源的可用性不確定或確定已退化，則應確定廠內緊急或備用電源的可用性。如果經檢查顯示安全關閉系統性能下降，則應在關閉之前根據現有的電廠操作程序、緊急操作程序和技術規範採取措施，包括與原子能委員會商討。

第八章 地震應對之行動等級

規定核電廠因地震停機後應對之六個行動等級 AL(Action Levels)，即 AL1~AL6，此六個行動等級取決於觀察到的損害等級 DL (Damage Levels)和地震等級 (Earthquake Levels, EL)，如下表(1)所示，除了此表中涵蓋的情況外，還應注意超出 SSE 設計頻譜之高頻和低頻範圍的地震(請參見 ANSI/ANS-2.23-2016 Section7.3, p. 24)。

表 B-1 行動等級矩陣

損壞等級(DL)	地震等級(EL)		
	EL 1	EL 2	EL 3
DL 0	無	AL 1	AL 1
DL 1	AL 1	AL 1	AL 1
DL 2	AL 2	AL 2	AL 5
DL 3	註 1	AL 3	AL 5
DL 4	註 1	AL 4	AL 6
註 1：DL 和 EL 的這些組合極不可能發生。如果該組合發生，則表示比本標準範圍內所解決的問題更為嚴重。			

一、 損害等級

地震後核電廠之損害等級(DL)分為 5 種損害程度，主要依照核電廠內的 SR-SSC 和 non-SR SSC 設備於地震後的損害程度來分級，由輕微到嚴重依序編號為 DL0、DL1、DL2、DL3、DL4，其定義如下列所述：

- (一) 損害等級 DL0：損害僅限於相對較脆弱的各種建築類型項目，大多數工業和非工業設施(例如:房屋、辦公室等)都常見，並且已被顯示是低震動程度的良好指標。這些項目對電廠的安全性或可運行性沒有重大影響，在此等級中的設備項目稱為 non-SR 的「損害指標」。
- (二) 損害等級 DL1：對電廠的安全運作重要的 SR SSC 或 non-SR SSC 沒有損壞。堅固的工業型 SSC 未損壞，一般在商業、工業和電廠設施中抗震性相對較低的 non-SR SSC 發生損壞。
- (三) 損害等級 DL2：SR SSC 無損壞，一般在商業、工業和電廠設施中抗震性相對較高的 non-SR SSC 發生損壞，其包括依照商業地震標準(例如:UBC 和

IBC)設計和建造的 SSC。

- (四) 損害等級 DL3：除了上面提到等級較小的損害類型以外，還對 SR SSC 有造成獨立的損害證據。
- (五) 損害等級 DL4：明確的證據顯示高需求位置的 SR 設備、管道、支架和結構發生永久變形、破裂和故障；非耐震設計的土木結構遭受嚴重破壞和獨立倒塌；開關站組件和支架受到廣泛損壞；低壓儲槽的一般故障導致內容物流失；配電系統與附近設備和結構發生與地震交互作用的證據；以及洩漏檢測報警系統指示的反應爐冷卻劑洩漏。

二、地震等級

將有感地震與電廠設計的 OBE 和 SSE 比較，可將有感地震等級由小而大依序編號為 EL1、EL2、EL3，其定義如下列所述：

- (一) 地震等級 EL 1：量測到的地震強度小於或等於電廠設計的 OBE。
- (二) 地震等級 EL 2：量測到的地震強度大於電廠設計的 OBE 且小於或等於電廠設計的 SSE。
- (三) 地震等級 EL 3：量測到的地震強度大於電廠設計的 SSE。

三、地震後的行動等級

如果執行短期行動時發現任何重大的地震損壞、異常現象，或者確定測得的地震超出了電廠 OBE 的超越條件，則需要將電廠停機和採取其他停機後行動，所需的停機後行動包括：(1)將預選的 SSCs 進行聚焦檢測(focused inspection)，這些 SSCs 是核電廠和常規發電廠具有代表性的設備和結構。(2)如果在聚焦檢測中發現損壞，則進行擴展檢測(expanded inspection)。(3)根據損害等級 DL 和地震等級 EL 的矩陣表(表 1)，可將地震後的行動等級由輕微到嚴重依序編號為 AL1、AL2、AL3、AL4、AL5、AL6，再依照各行動等級做進一步的分級檢查、測試和分析，各行動等級的定義如下列所述：

(一) 行動等級 AL 1：

1. 進行聚焦檢測和試驗(根據 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 8.1, p. 25)。如果未發現損壞，並且 EL 小於或等於 SSE，則認為設備已準備好重啟動/繼續運行，不建議採取進一步的地震後措施。如果發現損壞，請進行擴大檢測和試驗，如步驟 2 所述。如果 EL 大於 SSE，請執行步驟 4 和 5 中的操作；否則，請執行步驟 5。
2. 進行擴展檢測和試驗(根據 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 8.2, p. 27)。如果未發現其他損壞，請維修/替換電廠安全運行所必需的 non-SR SSC，或操作人員認為應謹慎使用並可操作的 non-SR SSC，則電廠被認為可以重啟動；否則，請繼續執行步驟 3。
3. 重新評估損害等級 DL，如果 DL 發生更改(即增加)，請執行表(1)中新 DL 和 EL 對應的 AL。
4. 若地震等級 EL 大於 SSE，且損害等級超過 DL1，則按照表(1)所要求的 AL5 或 AL6 進行地震的重新評估，來判斷是否需要進行短期和長期補救行動，以符合電廠的發照許可需求。
5. 制定與實施耐震評估及驗證計畫，該計劃需要評估到設計和實測地震反應譜中新的和替換的 SSC(根據 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 9.5, p.

33)。

(二) 行動等級 AL 2：

1. 進行聚焦檢測和試驗(除非先前在 AL 1 中已執行)(根據 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 8.1, p. 25)、擴展檢測和試驗(根據 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 8.2, p. 27)。此外，檢查反應爐冷卻劑系統(RCS)的 SSC 中可能損壞的指示器。如果有問題，請按照 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 8.3, pp. 27-28 圍阻體內的 RCS SSC 進行檢查和測試。如果對電廠的安全運行無重大影響的 SR 和 non-SR SSC 損壞，請根據需要維修/替換受影響的 SSC，則電廠被認為可以重啟動；否則，請繼續執行步驟 2。
2. 重新評估損害等級 DL，如果 DL 發生更改(即增加)，請執行表(1)中新 DL 和 EL 對應的 AL。

(三) 行動等級 AL 3：

1. 進行聚焦檢測和試驗(除非先前在 AL 中已執行)(根據 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 8.1, p. 25)、擴展檢測和試驗(除非先前在 AL 中已執行)(根據 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 8.2, p. 27)。此外，檢查反應爐冷卻劑系統(RCS)的 SSC 中可能損壞的指示器。如果有問題，請按照 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 8.3, pp. 27-28 圍阻體內的組件、管道和支架進行檢查和測試。
2. 對電廠的安全運行很重要或者被操作人員認為應謹慎使用和可操作的 SR 或 non-SR SSC 的任何損壞進行狀態的根本原因和範圍(root cause/extent)評估。
3. 根據狀態的根本原因和範圍(root cause/extent) 評估的結果，對電廠的安全運行重要或者被操作人員認為應謹慎使用和可操作的 SR SSC 或 non-SR SSC 進行維修和替換。
4. 重新評估損害等級 DL，如果 DL 發生更改(即增加)，請執行表(1)中新 DL 和 EL 對應的 AL；否則，則認為電廠已準備好重啟動。

(四) 行動等級 AL 4：

1. 進行聚焦檢測和試驗(除非先前在 AL 中已執行)(根據 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 8.1, p. 25)、擴展檢測和試驗(除非先前在 AL 中已執行)(根據 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 8.2, p. 27)。此外，檢查反應爐冷卻劑系統(RCS)的 SSC 中可能損壞的指示器。如果有問題，請按照 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 8.3, pp. 27-28 圍阻體內的組件、管道和支架進行檢查和測試。
2. 對電廠的安全運行很重要或者被操作人員認為應謹慎使用和可操作的 SR 或 non-SR SSC 的任何損壞進行狀態的根本原因和範圍(root cause/extent)評估。由於根據證據 EL 2 對 SR SSC 造成重大損壞的極不可能發生，並且是意料之外的，因此根本原因和範圍(root cause/extent) 評估應根據 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 9, p. 29 中所述的適用方法進行，並考慮在 EL 小於 SSE 超出標準時所測得的 DL 的廣泛含義(broader

implication)。具體而言，除了將因測得的地震力與原始合格設計地震力進行比較之外，這些評估還應包括對初始電廠設計、設計分析、先前的耐震測試(seismic qualification testing)以及其他可以解釋損害觀察結果的區域進行審查。這些根本原因和範圍(root cause/extent)評估的結果應建立文件，並作為電廠改正行動方案(corrective action program, CAP)的一部分進行審核和批准

3. 制定改正行動計畫(corrective action plan)，以解決形成因素(基於根本原因(root cause)分析)，以及形成因素對 SR SSC 的抗震設計和鑑定有更廣泛影響。如果改正行動的實施時間表超出了重啟動時間表，請記錄理由。
4. 根據狀態的根本原因和範圍(root cause/extent)評估的結果，對任何損壞或操作員認為應慎重使用和可操作的 SR SSC 或 non-SR SSC 進行維修和替換。如果損壞模式適用於整個設備類別，則評估維修/升級的需求並根據需要實施。
5. 進行偵測試驗(surveillance tests) (根據 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 8.5, p. 28)與被認為有必要的任何檢驗，以確認被認為損壞或故障的 SSC 類型沒有其他隱性損壞。
6. 根據符合改正行動計畫中狀態的根本原因和範圍(root cause/extent)評估的結果，依照需求打開反應爐壓力槽及檢查其內部和燃料。
7. 根據符合改正行動計畫中狀態的根本原因和範圍(root cause/extent)評估的結果，依照需求進行整體圍阻體洩漏率測試。
8. 重新評估損害等級 DL，如果 DL 發生更改(即增加)，請執行表(1)中新 DL 和 EL 對應的 AL，當成功完成，則認為電廠已準備好重啟動。
9. 如果狀態的根本原因和範圍(root cause/extent)評估的結果確認某些案例需要透過改正行動計畫來升級或修改，而其原因來自於所測得或計算的地震力超過原設計地震力，則這些案例應制定和實施長期的耐震評估和驗證計畫。

(五) 行動等級 AL 5：

1. 進行聚焦檢測和試驗(除非先前在 AL 中已執行)(根據 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 8.1, p. 25)、擴展檢測和試驗(除非先前在 AL 中已執行)(根據 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 8.2, p. 27)。此外，檢查反應爐冷卻劑系統(RCS)的 SSC 中可能損壞的指示器。如果有問題，請按照 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 8.3, pp. 27-28 圍阻體內的組件、管道和支架進行檢查和測試。
2. 對電廠的安全運行很重要或者被操作人員認為應謹慎使用和可操作的 SR 或 non-SR SSC 的任何損壞進行狀態的根本原因和範圍(root cause/extent)評估。
3. 根據狀態的根本原因和範圍(root cause/extent)評估的結果，對任何損壞或操作員認為應慎重使用和可操作的 SR SSC 或 non-SR SSC 進行維修和替換。如果損壞模式適用於整個設備類別，則評估維修/升級的需求並根據需要實施。
4. 進行偵測試驗(surveillance tests) (根據 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 8.5,

- p. 28)與被認為有必要的任何檢驗，以確認被認為損壞或故障的 SSC 類型沒有其他隱性損壞。
5. 如果在地震期間或地震過後發生異常事件(例如：中子通量擾動、燃料外洩、控制棒異常…等)，打開反應爐壓力槽及檢查其內部和燃料
 6. 根據上述檢測和試驗重新評估損害等級，若結果小於或等於 DL3，可視為電廠完成重啟動準備，進行下列步驟 7；否則，直接進行 AL6
 7. 根據 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 9, pp. 29-33 進行長期評估，以驗證 SR SSC 對於測得的 EL 的可運行性。請考慮對 RCS 和其內部中現有或假定的缺陷進行任何預先的缺陷增長和斷裂前洩漏(LBB)分析作為長期評估的一部分(根據 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 9.2, p. 33)。
 8. 重新評估電廠的地震危害度，並以修訂後的地震危害度來評估電廠的安全(根據 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 9.3, p. 33)。
 9. 為步驟 8 中任何設備的升級或修改制定和實施長期的耐震評估和驗證計畫，並根據原始和測得的 EL 對應新設備和替換設備的耐震鑑定(根據 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 9.5, p. 33)。
 10. 當重新評估的地震危害度顯示危害度有顯著的增加或 SSC 的性能與原始模型存在顯著差異時，考慮更新耐震餘裕評估(SMA)或耐震概率安全評估(Seismic PSA)之需要。

(六) 行動等級 AL 6：

1. 進行聚焦檢測和試驗(除非先前在 AL 中已執行)(根據 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 8.1, p. 25)、擴展檢測和試驗(除非先前在 AL 中已執行)(根據 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 8.2, p. 27)。此外，檢查反應爐冷卻劑系統(RCS)的 SSC 中可能損壞的指示器。如果有問題，請按照 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 8.3, pp. 27-28 圍阻體內(in-containment)的組件、管道和支架進行檢查和測試。
2. 對電廠的安全運行很重要或者被操作人員認為應謹慎使用和可操作的 SR 或 non-SR SSC 的任何損壞進行狀態的根本原因和範圍(root cause/extent)評估。
3. 根據狀態的根本原因和範圍(root cause/extent)評估的結果，對任何損壞或操作員認為應慎重使用和可操作的 SR SSC 或 non-SR SSC 進行維修和替換。如果損壞模式適用於整個設備類別，則評估維修/升級的需求並根據需要實施。
4. 進行偵測試驗(surveillance tests) (根據 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 8.5, p. 28)與被認為有必要的任何檢驗，以確認被認為損壞或故障的 SSC 類型沒有其他隱性損壞。
5. 打開反應爐壓力槽及檢查其內部和燃料。
6. 進行整體圍阻體洩漏率測試。
7. 根據 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 9, pp. 29-34 進行長期評估，以驗證 SR SSC 對於測得的 EL 的可運行性。請考慮對 RCS 和其內部中現有或假定的缺陷進行任何預先的缺陷增長和斷裂前洩漏(LBB)分析作為長期評估的一部分(根據 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 9.2, p. 33)。
8. 重新評估電廠的地震危害度，並以修訂後的地震危害度來評估電廠的

安全(根據 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 9.3, p. 33)。

9. 以上步驟完整執行且成功，電廠可被視為完成重啟動準備。
10. 為步驟 8 中任何設備的升級或修改制定和實施長期的耐震評估和驗證計畫，並根據原始和測得的 EL 對應新設備和替換設備的耐震鑑定(根據 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 9.5, p. 33)。
11. 當重新評估的地震危害度顯示危害度有顯著的增加或 SSC 的性能與原始模型存在顯著差異時，考慮更新耐震餘裕評估(SMA)或耐震概率安全評估(Seismic PSA)之需要。

四、 ANSI/ANS-2.23-2016 第 7.3 節中建議的地震後行動等級的例外情況
ANSI / ANS-2.23-2016 中的表(1)指示當地震等級超過 SSE 且觀察到的損壞等級為 DL 0 或 1 時，被許可方(licensee)應遵循 AL 1，而 AL 1 倚賴重點的目視檢測和試驗，且重啟動後不需要對任何 SSC 進行分析。在重啟動後被許可方的人員職務應是從抽樣調查中選擇不在聚焦檢測和試驗範圍內的 SSC 之組件，並對選定的組件進行分析評估，而這些組件通常位於難以接近的位置(包括絕緣管道)。

評估應利用從設施現場量測到的有感地震所獲得的反應譜時間歷程發展，而評估的輸入值應包括最佳預估阻尼值和實際材料特性。評估的目的是要確認地震後可能造成損壞但未經檢查的組件，且對電廠的持續運行不會產生任何潛在或安全的影響。

由於電廠組態(configurations)不會快速改變，因此被許可方應考慮在事件發生之前制定這些組件的列表。確定選擇哪些組件以及如何縮小樣本範圍的方法或邏輯應建立成文件，並可用於原子能委員會(AEC)檢查。所發現的任何問題均應按照 ANSI / ANS-2.23-2016 Section. 9 中所提供的導則進行評估，以確定可運行性與 NRC 檢查手冊(IMC)0326 章一致。

五、 高頻率超越地震之行動

根據經驗，當測得的地表運動反應譜中僅有高頻率(高於 10Hz)超過設計 SSE 的反應譜時，對電廠設備和結構幾乎沒有影響，需要注意的是高頻敏感設備，如繼電器、接觸器和某些開關的故障(非損壞)。因此，應採取行動為：

- (一) 檢查系統運作和報警記錄以確定在地震期間可能故障的高頻敏感設備有無任何異常，更需要特別注意 SR 繼電器有無異常。
- (二) 確認是否有任何繼電器需要重新設置，及 SR 電路在重啟動之前是否已達到設備運轉技術規範(Technical Specifications, TS)所要求之功能性。

六、 低頻率超越地震之行動

當測得的地表運動反應譜包含極低頻率(低於建築物土壤結構反應譜的基頻，通常小於 1-2 Hz)的地震，主要影響那些受位移控制的 SSC 項目，這些 SSC 通常包括低壓儲罐，未固定的組件(例如獨立式廢燃料架)和反應爐燃料等物品，也可能會觀察到油箱和廢燃料存儲池中的液體晃動。因此，在這種情況下，在重啟動之前應採取的行動為調查這些項目在低頻反應中可能產生的危害性。

第九章 停機後檢測和試驗

目的是根據本節所進行的評估以及任何導致 SR SSC 的維修/替換將在電廠批准的 CAP 下進行、追蹤和記錄，而表(1) AL 矩陣中所列出的停機後檢測和試驗如下所述。

一、 聚焦檢測和試驗

如 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 5 所述，聚焦檢測和測試是對預選具代表性的結構和設備樣品進行詳細的目測檢查和測試，這些檢查的目的是要確定是否需要進行擴展檢測和測試，並提供數據以建立 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 7 中所定義的地震等級 DL。

聚焦檢測的選擇包括對電廠的安全運行重要的所有類型之 SR 和 non-SR SSC，包括被認為最有可能因地震而損壞的設備和結構，以及經驗證明具有低耐震能力且可以用作地震破壞指標的 non-SR SSC，而電廠 SSC 及其支架中具代表性的樣本應包括在震後聚焦檢測範圍之內，在 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 5.4.1 中討論了有關「具代表性」樣本選擇的準則，這是地震前預期計劃的一部分，樣本中應包括的 SSC 類型如 ANSI/ANS-2.23-2016 附錄 C 所述。

這些檢查應由經驗豐富的地震工程師(例如:具有抗震設計和鑑定方面的經驗或培訓、具有觀察商業型 SSC 受地震破壞的經驗或同等水平)和電廠運營人員進行。

二、 擴展檢測和試驗

如果停機後的聚焦檢測在所選的 SR SSC 或重要的 non-SR SSC 中發現嚴重的物理或功能損壞，則按照表(1)AL 矩陣規定進行擴展檢測，需要進行擴展檢測的項目應包括所有易處理(指無需拆卸、開鑿或大範圍鷹架等物品即可進行檢查)的 SR SSC、對電廠的安全運行重要的 non-SR 之廠內其他系統(balance-of-plant)等等，至少應考慮以下內容：

- (一) 未包含在聚焦檢測中可處理的 SR 設備和其支架，這將包括在聚焦檢測中以抽樣為基礎被檢查的所有項目。
- (二) 可處理的 SR 輸送系統(即管道，電纜管道和系統管道)和其支架。
- (三) 對電廠之安全運行重要的 non-SR 設備(例如:渦輪發電機、給水系統、開關場設備等)。
- (四) 一級耐震之建築物(及其貫穿之管道與設備)和結構。
- (五) 圍阻體，包括貫穿圍阻體的設備。
- (六) 進氣結構管道、管道和其他最終散熱片所需的設備。
- (七) 大壩/水庫(如需用以防止不可接受的洪水或最終散熱器的損失)。
- (八) 在與建築物和構件易處理的交界處理有管道，如果在地震後地面產生巨大裂縫，則應評估破壞區域中的地下管道。

三、 反應爐冷卻水系統(RCS)檢測和試驗

當地震後行動等級達 AL 4 以上或在 AL 2 和 3 有疑慮時，建議對 RCS 組件、管道和其支架進行目視檢查。

檢測前應權衡所需耗費的時間和打開圍阻體所需耗費之力，可能需要進行此類檢查的問題包括:中子通量讀數異常、冷卻劑泵洩漏過多或 RCS 洩漏監測系統顯

示存在異常洩漏、圍阻體內輻射水平升高、冷卻劑化學成分異常(包括高含量的裂變產物)、泵浦的異常振動(裝有振動監測儀器的地方)、以及零件鬆動的監測系統發出的異常聲音；待檢查的組件包括:控制棒通道、主要冷卻劑泵、蒸汽產生器、加壓器、管道和其支架。

而在行動等級為 AL 5 和 AL6 時，建議應使用在役檢測(in-service inspection)的方法打開反應爐壓力槽，並對反應爐壓力槽內部和燃料進行檢測。

RCS 的檢查和評估是取決於各個電廠，應與監管機構原子能委員會(AEC)進行討論。

四、目視檢測及可運作性測試準則

ANSI/ANS-2.23-2016 附錄 C 中提供了停機後檢查(聚焦檢測和擴展檢測)中對 SSC 外觀檢查的一般導則，其中列出了對各種設備和結構建議進行的檢查，檢查通常包括：

(一) 目視觀察設備外觀及其固定的情況

(二) 目視觀察連接管道和導管的狀況

(三) 檢查功能性損壞的證據

還包括幾個運行測試(例如:振動)，這些準則是基於遭受強震的商業設施中 SSC 之損壞經驗以及設備的耐震測試之結果所制定。

檢驗合格的電氣設備需要特別注意，此類設備的震後檢查需要非常詳細，包括打開機櫃進行內部組件和支架之檢查，且應留意在地震時已知的破壞模式(例如:在耐震測試中觀察到的破壞模式)，這些將包括在一般荷載下可能影響設備功能的物理/結構損壞(例如:機櫃外殼和內部支架的變形、內部附件和接線的鬆動、錨座的損壞或鬆動以及填角銲銲接錨定的破裂等)。如果可能，應請具有電氣設備耐震測試經驗的人員參與。如在這些檢查中發現損壞，顯示設備之功能可能受到威脅，則應考慮使用等效於觀察到的地震輸入來評估受影響設備的合格記錄。在 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 9.1.4.2 中將更詳細地討論此評估。

五、偵測試驗

如表(1)AL 矩陣中的 AL4、5 和 6 將偵測試驗作為行動的一部份，這些準則的目的是在執行特定的偵測測試應基於各操作員所巡視到的損壞、聚焦與擴展檢測和試驗以及對設備和系統故障的檢查，但不打算將電廠的運轉技術規範需要的所有偵測測試作為電廠進行重啟動計劃的一部分；取而代之的是，所選擇執行的偵測測試應與以下列相關：操作員或地震工程師考慮到運行性的問題或已損壞的設備和系統，並以此為依據。

電廠運轉技術規範對所有電廠啟動所要求的啟動前測試以及美國標準(例如:BPVC 第 XI 節之[9])所要求的定期運行中檢查未在此標準中明確涵蓋，通常將按照特定電廠的執照許可規定的要求來執行。

在偵測試驗期間，應密切監測旋轉設備(例如:風扇和泵)的振動。

六、高頻敏感設備

地震頻率超過 10 Hz 會導致 SR 繼電器和其他高頻敏感設備受到影響，這可能會導致系統和警報器發生不必要的啟動，並且使重要的系統和組件跳機，在某些情況下，需要重新設定已跳機的電路，因此電廠應提供應對程序的指導，包括：

- (一) 安排在地震期間和地震後值勤的電廠操作員做好準備，並記錄任何異常、意外的啟動和跳機。
- (二) 電廠操作員和工程師負責驗證電廠是否完成重啟動準備和確認重要繼電器、接觸器、振動監測儀器之功能，並確認跳機的電路已重設。

七、 檢驗人員

停機後的檢查(聚焦檢測和擴展檢查)除電廠運營人員之外，應該由一個或多個公用事業或承包商工程師團隊(除了具有經驗的地震工程師之外，停機後檢測團隊應由具有土木、結構、機械、電機、系統工程等專業技術之人員組成(例如:具有耐震設計和鑑定方面的經驗或培訓、具有觀察商業 SSC 遭受地震破壞的經驗或同等水平)，且執行基準檢查的人員應盡可能編列在停機後的檢測小組中。

八、 文件資料

停機前、後之檢測和試驗的結果應整理為文件，報告應指出每一項所檢查的設備或結構以及檢查的結果，且檢查結果應與以前的基本檢查結果進行比較，建議使用先前準備的清單，包括基準檢查結果和照片。

九、 說明 ANSI/ANS-2.23-2016 第 8.8 節的停機後檢測和試驗文件要求
重新啟動之前，ANSI / ANS-2.23-2016 Section. 8.8 中所描述的文件應可用於原子能委員會(AEC)檢查。該文件應包括狀況報告方法、假設和評估、每個偵測測試的運轉技術規範(technical specification, TS)監視要求編號(surveillance requirement number)以及顯示所有 SR SSC 的可運行性均未受到影響的其他檢查。

此外，文件應顯示對任何受影響的 non-SR SSC 已修正，並已根據美國聯邦法規 10 CFR 50.65「核電廠維護有效性監測要求(Requirements for Monitoring the Effectiveness of Maintenance at Nuclear Power Plants)」對風險進行了適當的管理。具體來說，如果因受影響的電廠 non-SR 設備未修正或未評估而重啟動，則必須監測風險的增加，並按美國聯邦法規 10 CFR 50.65 的要求在每日風險評估中予以考慮。

第十章 長期評估

本章介紹對 SSC 的評估以確定地震對其長期完整性和功能性的影響，而評估是根據表(1)中 AL 4、5 和 6 所規定的。當觀測到的地震等級大於 SSE(即 EL 3)且損害等級已確定為 DL 2 以上時，應進行長期評估。通常在獲得原子能委員會(AEC)批准後，在 DL 2 或 3 的電廠恢復供電後才能執行這些操作，但如果確定觀察到的損害等級大於 DL 3 且地震等級為 EL3，則應在重啟動前執行並完成長期評估；若觀測到的地震小於電廠設計的 SSE(即 EL 2)並且損害等級為 DL4 時，也需要進行長期評估。

本章中描述的評估可確保核電廠可以長期且安全地運行，並能夠承受第二次地震，由於這些額外的評估而進行的任何改正行動被認為是必要的，將逐案實施。打算根據本章進行的評估以及對 SR SSC 的任何維修/替換將在電廠批准的 CAP 下執行、追蹤和記錄。下面描述了 AL 4、5 和 6 中提出的長期評估和相關行動。

一、觀測與設計地震的對比分析

(一) 地震力計算

根據實際地震運動(earthquake motion)記錄並以中位數中心法(例如:最佳估計建模和阻尼)，為受關注的所有電廠高程生成內部結構地震反應譜(In-structure seismic response spectra, ISRS)。根據受關注的樓層所測得的時間歷程數據的 ISRS，應被用來代替可測量或計算的樓層和高程之反應數據所計算出設計的 ISRS。

(二) 實際與設計地震力比較

應將根據實際地震記錄計算出的 ISRS 與適用的設計 SSE ISRS 進行比較。如果將任何高程(地板或建築物)的計算 ISRS 結果涵蓋於安裝在該高度的設備、組件、子結構和配電系統的設計 SSE ISRS 內，則沒有超過其設計基準，無需對其進行耐震重新評估。但如果針對適用的高程所計算出的 ISRS 超過了相對應設計 SSE 的 ISRS，則可能已經超出了設備、組件、子結構和配電系統以及結構本身的設計基準，並應進行進一步的評估。

(三) 重新評估耐震能力

如果根據實際地震記錄計算出的地震力確定超過了 SSE 設計地震力，則應根據實際地震力條件重新評估具代表性的結構內設備、組件、子結構和配電系統(typical in-structure equipment, components, substructures, and distribution systems)，選擇要進行地震重新評估項目時的注意事項如下：

1. 選擇自然頻率超出 SSE 範圍內的項目。
2. 根據先前的應力分析結果，選擇計算應力最高的項目。
3. 選擇超出高程的設備、組件、子結構和配電系統等具有代表性的項目，在根據所測得的 ISRS 為可用且超過設計 ISRS 的情況下，應使用最新的分析方法確定特定組件的荷載，並將其與初始地震評估的設計荷載進行比較。

(四) 驗收標準

以下針對通過分析方法合格的 SSC 和通過非分析方法合格的設備(例如通過測試或地震的經驗數據)提供了地震重新評估的驗收標準。建議的驗收標準是為了確定 SSC 在超出電廠設計 SSE 時的潛在破壞性、地震後的結構適當性和可運行性以及確定 SSC 長期完整性的準則，包括是否足以應付隨後的類似規模的地震。而初始評估包括將地震引起的荷載或應力與典型或等效於原始設計標準的地震設計標準進行比較。

另外，對於特定情況的技術評估，建議使用限制性較小的評估標準(包括驗收標準)，其中包括在不符合公認的設計標準時進行補充檢查或測試的情況。這些超出設計基準的評估是核電廠進行的典型評估，以評估是否需要修理或替換可能不合格的 SSC，而不考慮接受此類 SSC 繼續服務，無論是否有附加條件，例如加強檢查等。

實際上，這種方法與核電廠中常用來評估所有類型的電廠故障和超出設計基準事件之影響的方法相同。(例如:水錘事故、超壓、管道和組件退化、沿晶應力腐

蝕(Intergranular Stress Corrosion, IGSC)的裂紋等)，此類評估是在電廠的必要CAP下進行控制、追蹤和審查，它也與EPRI報告NP-6695中的導則(Regulatory Guide 1.167)以及International Atomic Energy Agency(IAEA)導則[11]相一致。

下面討論通過不同方法認證的設備和結構之建議驗收標準的執行：

1. 以分析方法來進行設備和結構的合格標準

對於通過地震分析方法合格的SSC(例如：管道、導管和組件的支撐、建築結構、下部結構、壓力容器和儲罐等)，建議使用以下驗收標準：

- (1) 如果根據實際地震力條件計算出的應力小於緊急情況的允許值(例如：BPVC, Section III [12], Level C)或原始設計基準，則該項目合格。
- (2) 如果計算出的應力大於緊急情況下的允許值，但小於故障情況下的允許值(例如：BPVC, Section III, Level D)，則該項目是否合格應考慮以下因素：
 - 詳細的目視檢查結果。
 - 計算應力對項目功能性的影響之工程評估。
 - 設備可運行性測試的結果(針對主動元件)。
- (3) 如果計算出的應力大於故障條件下的允許值，則該項目是否合格應考慮以下因素：
 - 詳細的目視檢查結果。
 - 計算應力對項目功能性的影響之工程評估。
 - 設備可運行性測試的結果(針對主動元件)。
 - 該項目的其他非破壞性檢查的結果(即對項目的特定區域進行檢查，包括高應力區或與特定組件的評估相關的區域)。
 - 修理或替換區域內可能受損之項目。

應根據上述驗收標準來評估設備受實際地震力的固定狀況。

對於管道，地震再分析應僅限於BPVC, Section III, Level 1之管道或任何目測有大位移或危害之管道，不需要對所有管道進行完整的地震再分析，經驗顯示，按照BPVC, Section III設計的管道系統不會因地震的慣性力而損壞。如果因相對的支架移動發生損壞，很可能表示管路支架損壞或固定支架處的管道損壞，這些類型的損壞將通過ANSI/ANS-2.23-2016 Section 8中所述的電廠停機檢查和停機後檢查來檢測。在一般情況下，管道再分析應基於抽樣進行，以驗證管道是否足夠，並評估是否需要對潛在的高應變區域進行額外的非破壞性檢測，建議的驗收標準之技術基礎包括：

- BPVC, Section III, Level D允許的類型將所有正常結構材料的非彈性應變限制為極低值。
- 外加荷載環境是已知的，且該設備可供檢查和評估，因此地震餘裕不必像原始設計那樣高。
- 已表明地震事件沒有夠多的顯著應力循環能引起低循環疲勞，這將適用於往後的幾次假定地震。
- IAEA導則[11]附件III中提供的數據表明，有限的初始塑性應變(例如：在這些測試中最高為8%)對典型電廠之結構材料的剩餘疲勞壽命基本上沒有不利的影響。

2. 以其他方法來進行設備和結構的合格標準

對於通過地震分析以外的方法合格的設備，建議採用以下驗收標準(例如:繼電器、開關、電氣設備和某些類型的機械設備)，如果滿足下列一個或多個條件，則認為此類電氣和機械設備合格：

- 對於設備的原始測試反應譜(TRS)涵蓋實際地震記錄所計算出的反應譜。
- 可通過測試機構和供應商獲得相似的設備 TRS 涵蓋實際地震記錄的計算出的反應譜。
- 通用設備耐震反應譜(generic equipment ruggedness spectra, GERS)除以 1.3 的折減因子，並涵蓋實際地震記錄計算出的反應譜。EPRI 測試報告[13,14]中發布了用於繼電器、13 類電氣設備和 4 類機械設備(閥門)的 GERS，這些數據可用於評估不滿足上述兩個合格條件。
- 根據經驗數據決定該設備是否具有進一步操作的資格，可參考「Seismic Qualification Utility Group」中共 20 種核電廠機電設備的地震性能數據；以及「Senior Seismic Review and Advisory Panel Report」中，界定典型電廠設備之保守地震能力的界限頻譜與適用於這些數據的限制和警告。

在 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 7.3 中給出了有關對 HF 敏感設備(及其設置)進行識別和評估的其他注意事項。如上所述，如果發現不合格的設備，則必須按照電廠批准的 CAP 進行處理。

二、 特殊 RCS 管道和內部分析的重新評估

許多核電廠針對反應爐壓力槽及 RCS 已知或假定的裂紋，進行特殊分析以評估這些裂紋擴大的可能性及穩定性，在 BWR 中這樣做通常是為了追蹤 IGSC 的裂紋在管道和壓力槽內部組件中的增長情形。此外，許多電廠會進行 LBB 分析，以證明假定的裂紋尺寸在可檢測到的洩漏之前不會不穩定地增長。而根據 AL 5 和 AL 6，在超過 SSC 設計地震力的情況下，應審查這些和類似的分析假設和結果，以驗證重要的結果不會因為施加比原始分析中更高的地震力而改變。

三、 現場地震危害性的重新評估

如果測得的地震超過電廠的 SSE(即 EL3)，並且發現了 SR 或 non-SR 堅固的工業型 SSC 有損壞，則應考慮使用最新方法和數據重新評估電廠的地震危害(在日本發生了幾次強烈地震之後，就完成了這項工作)。在這種情況下，應進行評估以確認該設備足以應對增加的地震危害，在 ANSI/ANS-2.23-2016 Section 9.5 中討論的地震評估和驗證計劃中應涵蓋如何對電廠已安裝的 SSC 實施此類重新評估以及將來的增加和修改。

四、 SMA / SPSA 的更新

如果重新評估了現場的地震危險性有顯著增加(例如:超出所關注的可能性提高 20%至 25%)或 SSC 的性能與最初建模的顯著不同，則那些具有“現存的”SMA / SPSA 評估的電廠，應有必要考慮更新這些評估以對應增加的地震危害度。

五、 制定地震評估和驗證計劃

如果地震超出了 SSE 或地震施加在特定 SSC 上的荷載超過了其最初的合格地震

力，則應制定與執行地震評估和驗證計劃(或類似管理計劃)，以規定如何對新的和替換的設備使用所測得的反應譜以及現有的基準設計反應譜，以利於未來電廠之增建和改建。該計劃應要求此類新的和替換的 SR SSC 具有耐震性，使其既符合許可基準設計反應譜又符合所測得的反應譜，除非可以證明不會造成重大地震危害(例如:通過「現存的」SPSA 或同等結果)。

六、 說明 ANSI / ANS-2.23-2016 第 9.5 節的地震評估和驗證計劃

ANSI / ANS-2.23-2016 Section. 9.5 提供了制定地震評估和驗證計劃的導則，該計劃應要求新的和替換的 SR SSC 符合執照基準(licensing-basis)的設計反應譜和所測得的反應譜，除非被許可方可以使用適當的風險告知(risk-informed)或績效基準的方法來證明所涉及的 SSC 不構成重大的地震風險，所有新設備或替換設備必須符合當前或修正的電廠執照基準之要求。

七、 說明 ANSI / ANS-2.23-2016 第 9 節的長期評估

符合 ANSI / ANS-2.23-2016 Section. 9 中所述的長期評估，應恢復電廠 SSC 以符合其執照基準。

八、 說明針對恢復執照基準的例外

在使用 ANSI / ANS-2.23-2016 時，被許可人或申請人應注意，通過評估、恢復、修改、變更執照許可或監管豁免(例如：行政裁量權、緊急修訂運轉技術規範、緊急變更運轉技術規範、豁免請求或委員會准予的其他監管需求的豁免)，可以適當地修正或解決與 SSC 相關的損害或不合格條件。如果執行了分析且建立文件，並以符合 IMC 0326 要求的方式完成了改正行動，則允許對被認為可操作或正常運行但已損壞或不合格的 SSC 進行操作。

九、 說明損壞(Degraded)或無法使用之儀器的處理

如果地震儀器或數據處理設備性能下降或無法使用，則應使用 ANSI / ANS-2.23-2016 的附錄 A(Operating-Basis Earthquake Exceedance Guidelines if Instrumentation is Degraded or Inoperable)來確定是否超出 OBE。

十、 長期評估流程圖

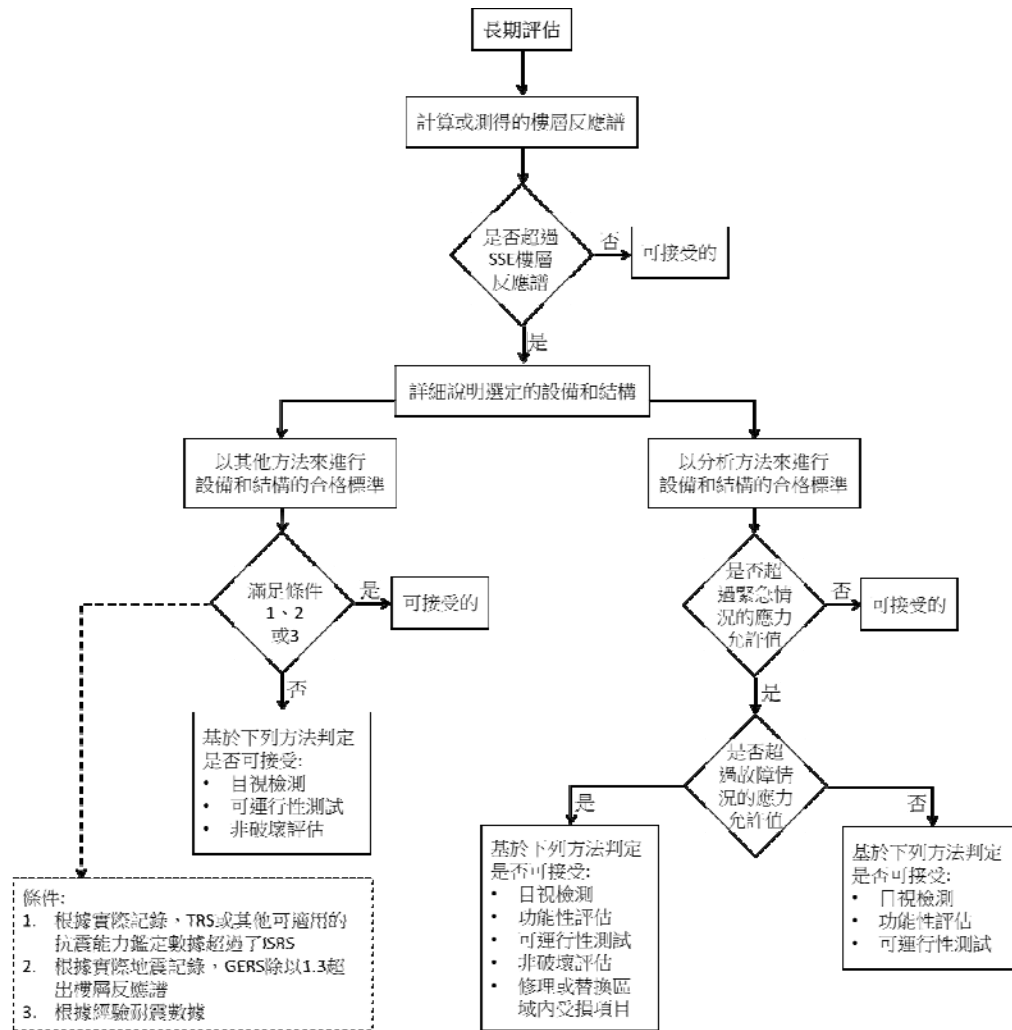


圖 B-2 長期評估流程圖

表 B-2 本導則草案之章、條文之來源或出處

導則草案之章、條文	來源或出處
第一章 總則	
1-1 條 本導則範疇	DG-1337-A, p. 1
1-2 條 名詞解釋	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 3, pp. 2-4, DG-1337, pp. 10-11
第二章 地震前的準備與規劃	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 5, pp. 6-9
2-1 條 震前準備工作之考量	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 5, p. 6
2-2 條 定義管理層職責	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 5.1, p. 7
2-3 條 核電廠停機之考量	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 5.2, p. 7
2-4 條 地震儀器	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 5.3, pp. 7-8
2-5 條 選擇地震後須評估的 SSC	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 5.4.1, p. 8
2-6 條 基準檢查	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 5.4.2, p. 8
2-7 條 應變行動計畫	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 5.5, p. 9
2-8 條 耐震設計之基準紀錄	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 5.6, p. 9
第三章 地震後立即採取的行動	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 6, pp. 9-12
3-1 條 確定地震之立即影響	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 6, pp. 9-10
3-2 條 操作員立即採取之行動	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 6.1, p. 10
3-3 條 操作員巡視檢查	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 6.2, pp. 10-12
3-4 條 自動停機應採取行動	DG-1337 C.4, p. 7
3-5 條 地震後立即採取的行動流程圖	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 6.6.3, p. 18
第四章 地表運動記錄的評估	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 6.3, pp. 12-13
4-1 條 資料辨識	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 6.3, p. 12
4-2 條 確定是否超過 OBE 的程序	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 6.3.1, p. 12
4-3 條 確定是否超過 SSE 的程序	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 6.3.2, p. 13
第五章 OBE 和 SSE 超越之準則	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 6.4, pp. 13-14
5-1 條 OBE 超越準則	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 6.4.1, p. 13
5-2 條 SSE 超越準則	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 6.4.2, pp. 13-14
5-3 條 特殊考量	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 6.4.3, p. 14
第六章 電廠反應爐停機標準	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 6.5, p. 15
6-1 條 未超過 OBE 之停機標準	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 6.5, p. 15
6-2 條 超過 OBE 之停機標準	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 6.5, p. 15
第七章 停機前檢查	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 6.6, pp. 15-17
7-1 條 停機前檢查之考量	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 6.6, p. 15
7-2 條 安全停機設備	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 6.6.1, p. 16
7-3 條 廠外電源	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 6.6.2, p. 17
7-4 條 廠內緊急電源	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 6.6.3, p. 17
第八章 地震應對之行動等級	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 6.6.3, pp. 18-25
8-1 條 損害等級	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 7.1, pp. 19-20

8-2 條 地震等級	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 7.2 p. 20
8-3 條 行動等級	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 7.3, pp. 21-24
8-4 條 ANSI/ANS-2.23-2016 第 7.3 節中建議的地震後行動等級例外情況	DG-1337-C.1, p. 6
8-5 條 高頻率超越地震之行動	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 7.3.1, p. 24
8-6 條 低頻率超越地震之行動	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 7.3.2, p. 24
第九章 停機後檢測與和測試	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 6.6.3, pp. 25-29
9-1 條 聚焦檢測和試驗	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 8.1, pp. 25-27
9-2 條 擴展檢測和試驗	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 8.2, p. 27
9-3 條 反應爐冷卻水系統(RCS) 檢測和試驗	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 8.3, pp. 27-28
9-4 條 目視檢測及可運作性測試	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 8.4, p. 28
9-5 條 偵測試驗	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 8.5, p. 28
9-6 條 高頻敏感設備	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 8.6, p. 29
9-7 條 檢驗人員	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 8.7, p. 29
9-8 條 文件資料	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 8.8, p. 29
9-9 條 說明 ANSI/ANS-2.23-2016 第 8.8 節的停機後檢測和試驗文件要求	DG-1337-C.2, p. 6-7
第十章 長期評估	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 6.6.3, pp. 29-34
10-1 條 觀測與設計地震的對比分析	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 9.1, pp. 30-32
10-2 條 特殊 RCS 管道和內部分析的重新評估	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 9.2, p. 33
10-3 條 現場地震危害性的重新評估	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 9.3, p. 33
10-4 條 SMA / SPSA 的更新	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 9.4, p. 33
10-5 條 制定地震評估和驗證計劃	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 9.5, p. 33
10-6 條 說明 ANSI/ANS-2.23-2016 第 9.5 節的地震評估和驗證計劃	DG-1337-C.3, p. 7
10-7 條 說明 ANSI/ANS-2.23-2016 第 9 節的長期評估	DG-1337-C.5, p. 7
10-8 條 說明針對恢復執照基準的例外	DG-1337-C.6, p. 7
10-9 條 說明損壞或無法使用之儀器的處理	DG-1337-C.7, p. 7
10-10 條 建議的長期評估流程圖	ANSI/ANS-2.23-2016 Section 9, p. 34

柒、四年全程計畫總結

「核電廠超越設計地震之地震安全管制技術研究」全程計畫為期四年，其中第一主題為「地震危害度高階分析(PSHA SSHAC-3)審查技術研究」，各年度計畫的研究內容和主要結論分述於下。

一、研究內容

(一) 105 年

首先以加權後殘值的平均數和標準化殘值的標準差，探討 NGA-West2 GMPE 的偏差和誤差，然後重新估計一套 I14 的新參數，以驗證這兩項評估指標的有效性，接著探討 GMPE 單一測站標準差的估計方式和特性，以及機率式斷層位移危害度分析的進行過程。最後針對耐震度分析方法進行廣泛的文獻收集與整理，推導完整的耐震度曲線理論公式及關鍵參數，並以一供水泵作為範例，說明建立核能廠設備耐震度曲線的方法。

(二) 106 年

首先依據本土的地震目錄資料庫和強地動資料庫，進行檢測和分析，其次說明核電廠 SMA 與 SPRA 評估流程之主要差異，以及 CDFM 的方法與原理，並以二個剪力牆和一個柴油控制機櫃作為範例，說明利用 CDFM 計算 HCLPF 耐震容量之過程，再與 EPRI 所建議之 FA 機率參數所推求之 HCLPF 耐震容量值進行比較。

(三) 107 年

首先以 PEER 報告 2010/106 的案例進行自行研發的 PSHA 軟體之驗證和確認，接著對 Sammon 圖的基本資料，即隨機合成 GMPE 進行初步檢測。最後具體提出可反映近斷層震波效應

之反應譜調整方法及流程，並將該法實際應用於我國三座核能電廠所在場址，以比較調整前後之反應譜差異。

(四) 108 年

首先以 PEER 報告 2018/03 的測試案例進行自行研發的 PSHA 軟體之驗證和確認，接著對 PFDHA 的精進地震法進行初步探討。最後以台電核二廠 RAB 剪力牆及核三廠變流器之 FA 計算書為例，檢核其計算方法是否符合 EPRI 所建議之耐震度分析流程。

二、主要結論

(一) 105 年

1. 「加權後殘值的平均數等於 0」和「標準化殘值的標準差等於 1」這兩項判斷標準可做為 PSHA SSHAC-3 採用的 GMPE 管制審查之用。
2. GMPE 的標準差若與規模或距離有關，宜於建立 GMPE 時一併考慮之；如果事後再以平滑化處理標準差的函數式，將無法滿足「加權後殘值的平均數等於 0」和「標準化殘值的標準差等於 1」這兩項判斷標準。
3. 單一測站標準差的估計會因計算方式和數據採用量的不同而異，若 PSHA 採用單一測站的標準差來處理 GMPE 誤差，需提供單一測站標準差估計結果的差異分析，以滿足 SSHAC 等級 3 所需 TDI 的要求。
4. 斷層位移的本土數據不多，侷限於斷層型態或地形，目前國外僅有少數的經驗公式，PFDHA 管制審查重點在於加入了多少台灣的震源特徵資訊，以及如何有效降低知識不確定

性。

5. 核電廠 SPRA 有 Zion 與 SSMRP 二種方法，主要差異在於耐震度分析法的不同，Zion 方法在耐震度曲線採用地表震動特性作為變數；而 SSMRP 方法則是以構件處之結構反應為變數。
6. 目前核電廠 SPRA 主要沿用 Zion 之方法架構，該法採用反應譜分析法和振態疊加法進行構件耐震分析。對於穿越不同結構樓層之管線設備或多支承構件，宜增加其它分析方法，例如動力歷時分析法。

(二) 106 年

1. 經由初步檢測地震目錄資料庫，在 1378 組餘震群中，發現有 6 筆地震是主震，又是餘震；在規模大於 5 的 147 個餘震中，有 9 個不符合餘震篩選標準，其中 4 個不符合 3 天時間門檻，另外 5 個不符合 5 公里距離門檻。
2. 依據柯司檢定的結果，濾除餘震有其效益，主震的時間系列比較接近穩態卜桑過程的假設。依據卡方檢定的結果，截尾常態分佈會比均勻分佈更適合描述震源深度的分佈。經由 K 函數分析的誤差比較，主震的震央分佈會比所有地震的震央分佈更接近均勻分佈，尤其在餘震個數比例很高的區域特別明顯。
3. 依據本計畫的篩選條件對本土自由場強地動資料擷取數據，探討調整後 I14 的適用性，發現所有週期 PSA 之調整後 I14 偏低，將低估地震危害度分析結果；發現除了 7.5 秒週期 PSA 之外，其餘週期 PSA 之調整後 I14 的標準差偏低，因此

在地震危害度分析時，將低估較大 PSA 的危害度，高估較小 PSA 的危害度。

4. 在剪力牆的 CDFM 計算案例比較中，雖然台電(2013)與 EPRI(1991)的二個案例在計算耐震容量時，皆採用 ACI 的剪力牆剪力強度公式，但兩案例 HCLPF 耐震容量值有顯著差異，探究其來源有三：(1)材料強度及尺寸不同、(2)容量折減因子不同、(3)地震力需求的計算方式不同。其中，二者材料強度相差 1.3-1.5 倍應為主要的差異原因。
5. 在比較以 CDFM 及 FA 評估剪力牆的 HCLPF 耐震容量案例中，以 NUREG/CR-4334 建議的 FA 機率參數所得值最接近台電案例以 CDFM 推估之值。NUREG/CR-4334 針對剪力牆提供剪力破壞模式之選擇，與台電案例所假設之剪力破壞模式一致，故兩者 HCLPF 值最接近。
6. 在柴油控制機櫃 HCLPF 耐震容量的評估比較中，發現 CDFM 與 FA 因採用之試驗反應譜與需求反應譜皆相同，故所估算之 HCLPF 耐震容量相當接近。此外，設備安裝位置對 HCLPF 值之影響最大；設備在地震中若需維持功能，將使 HCLPF 耐震容量值略為下降。

(三) 107 年

1. 最大地表加速度愈高，對應之年超越機率愈低，各套 PSHA 軟體之數值解的差異愈大，乃因數值積分或隨機取樣的精度有別之故。
2. 經由 PEER 2010/106 各案例的驗證和確認，本計畫的 PSHA 軟體數值結果絕大部份與 PEER 報告的數值結果符合；在少

數案例呈現較高的相對誤差，都發生在年超越機率很低時，經由間接交叉比對，本計畫的 PSHA 軟體數值結果可信度較高。

3. 目前拿到的隨機合成 GMPE 有數條不符合為規模增函數和距離減函數的限制條件。
4. 鄰近斷層的核電廠若採用一般設計反應譜計算地震需求，對於中長週期之結構與設備可能比較不保守。按照 NIST(2011)之推算方法，山腳斷層所產生之脈衝週期中值約為 3.3 秒，恆春斷層之脈衝週期中值約為 2.7 秒，近斷層反應譜於這些長週期區產生峰值，與規範反應譜有明顯的差異。

(四) 108 年

1. 經由 PEER 2018/03 三套測試案例庫的驗證和確認，本計畫的 PSHA 軟體數值結果有一部份落於 5 套 PEER 核心軟體或少量參與軟體之外，原因是離散步距的大小和取法不一，以及 5 套 PEER 核心軟體僅是數值結果最接近，並不保證是最正確的結果。
2. 精進地震法的分析流程圖、純粹特徵地震模式和其規模估計、滑移速率的指定權重、估計和分配有必要進一步分析探討。
3. 分別針對台電核二廠 RAB 剪力牆及核三廠變流器之 FA 計算書提出結構構件與設備之耐震度分析審查技術要項與重點建議。

「核電廠超越設計地震之地震安全管理技術研究」全程計畫為期四年，其中第二主題為「不同海嘯源模擬分析管制驗證模式建立」，各年度計畫的研究內容和主要結論分述於下。

一、研究內容

(一) 105 年

首先以二維淺水波方程模型模擬運轉中的三座核電廠於「海溝型」海嘯侵襲下的水體運動，探討設計海嘯+6 米所對應之震源條件以及其溯升溢淹情形。為了得到更大地震矩規模情境的地震參數，提出兩種震源設定方法。最後以三維 Navier-Stokes 耦合模式進行模擬，並與二維模式之結果進行比較分析。

依據 ASCE 7-10、FEMA P646 兩規範，並額外參考防波堤耐海嘯設計指南提及之基底地盤沖刷、日本福島第一-福島第二原子力發電所津波對策提供之海嘯波力計算、載重組合及穩定性分析評估，整合防海嘯牆設計之重點。

(二) 106 年

首先以二維淺水波方程模式和三維 Navier-Stokes 耦合模式模擬第三核電廠於「海溝型」海嘯侵襲下的水體運動，探討設計海嘯+6 米所對應之震源條件造成的溢淹情形，並計算預計建置的防海嘯牆之水動力載重。接著，為得到更大規模的海嘯情境，在不改變其他地震參數的情況下，利用增加滑移量的方式放大地震規模。最後，於相同地震規模條件下，探討摩擦係數對於防海嘯牆作用力計算的影響性。

蒐集規範 ASCE7-16，其中新增海嘯作用力與效應一章節，歸納海嘯作用下需考量之作用力及相關載重組合，並與規範

FEMA P646(2012)及防波堤の耐津波設計ガイドライン(譯：防波堤耐海嘯設計指南)(2013)進行比較，統整海嘯牆設計考量重點。

(三) 107 年

首先以二維淺水波方程模式模擬第三核電廠於「海底山崩型」海嘯侵襲下的水體運動，探討設計海嘯+6 米所對應之情境條件。為了得到更大的海嘯波，在不改變其他參數的情況下，利用增加崩移物厚度的方式放大海嘯規模。最後，探討崩移物初始加速度之敏感性。

統整防波堤の耐津波設計ガイドライン(港灣局 2015 修訂)、津波を考慮した胸壁の設計の考え方(2015 港灣局防災課)之非溢流波浪力，針對海嘯牆設計準則做一套明確設計方針、制定海嘯牆規劃階段設計流程並與 ASCE 7-16、FEMA P646 規範進行比較。

(四) 108 年

首先以二維淺水波方程模式和三維 Navier-Stokes 耦合模式模擬第三核電廠於「海底山崩型」海嘯侵襲下的水體運動，探討設計海嘯+6 米所對應之震源條件造成的溢淹情形，並計算預計建置的防海嘯牆之水動力載重，比較分析二維及三維模擬結果之差異。接著以二維淺水波方程模式探討原能會提供之「108 年 3 月 14 日之台電核能電廠海底火山、海底山崩及古海嘯調查暨評估作業簡報」的最新參數，探討馬尼拉海溝情境及海底山崩參數之海嘯情境。

蒐集海嘯牆初步設計資料進行靜力分析；依 ASCE

7-16(American Society Of Civil Engineers)之公式，進行漂流殘骸衝擊力之模擬分析。依 JEAG4601-1987、ASCE7-16 及水利建造物檢查及安全評估技術規範-蓄水與引水篇此三篇規範，針對核二/三廠進行防海嘯牆結構穩定性評估與比較。

二、主要結論

(一) 105 年

1. 透過本研究提出之放大海溝型海嘯地震參數的方法，分別成功模擬滿足三座核電廠(第一、二和三廠)達設計海嘯+6 的情境條件。
2. 曼寧係數的差異明顯反映在核三廠受海溝型海嘯波侵襲時導致的最大溯升高和溢淹範圍，故建議將曼寧係數對於溢淹模擬結果之影響列入未來審查相關議題的重點之一。
3. 牆體安定分析所使用之各項海嘯作用力及其計算方式須因時制宜、因地制宜，並具有與國內外既有之相關規範相對等且合適之比較基礎。地震力採用耐震一級之基準地震，由 PGA 獲得對應之地震係數，乘以結構物重量即為地震作用下之結構慣性力。
4. 進行防波堤耐海嘯設計時，應適當設定剖面規格，避免「設計海嘯」及較海嘯早到達的地震損及防波堤整體穩定性。
5. 文中提及沖刷作用之考量，是為海嘯若翻越海嘯牆所致損及結構之影響，如未有溢淹情況，迎浪面之沖刷效果需額外之深入研究以考量其影響性

(二) 106 年

1. 建議查驗是否滿足特定情境之方式(例如：設計海嘯+6 米)，

可以溢淹面積作為判斷的一種指標。

2. 受力分析所使用的流場或壓力之取樣頻率，需進行取樣頻率分析測試，避免低估作用力。目前結果顯示，取樣頻率至少需達 0.5 Hz 以上。
3. 經由模擬其他文獻提供之馬尼拉海溝地震情境，顯示本研究設定的海嘯情境相對保守。
4. 在海溝型海嘯的條件下，發現以三維 Navier-Stokes 耦合模式得到的作用力(以壓力計算)小於以二維淺水波方程模式以 FEMA P646(2012)規範計算的結果。
5. ASCE7-16 與 FEMA P646 之各項海嘯作用力，無法評估何者較為保守，仍需視情況而定。
6. ASCE 7-16 中結構物的海嘯設計流程，尚缺乏針對抗滑力、抗翻力與基礎承载力進行檢核，並且無額外考慮最大地震力之作用，因此，結構設計流程較為簡單。相對而言「105 年核電廠超越設計地震之地震安全管理技術研究」中所提出的設計流程於海嘯牆設計面仍較完整，唯第二階段之荷重組合可用 ASCE 7-16 提出之替代。
7. ASCE 7-16 針對基礎設計和防護，已跟進防波堤の耐津波設計ガイドライン（譯：防波堤耐海嘯設計指南）（2013）提出預防沖刷之對策，但仍非針對海嘯牆設計，使用時需予斟酌考量使用。

(三) 107 年

1. 透過一組海嘯情境的海底崩移物之初始加速度敏感度分析情況之結果顯示，初始加速度之影響有空間的差異性。一般而

言，初始加速度越大，造成之海嘯波高越大，但增加幅度有限，當初始加速度大於 1.0 m/s^2 後，最大波高的變化幅度較小。

2. 透過模擬分析台灣南部海域之海底山崩潛勢區中之三組危害度較大的情境(LS1, LS2 和 LS3)對於第三核電廠之影響性，結果顯示其對於廠區之危害度不大，但對台灣沿岸仍有一定程度的影響。
3. 藉由放大崩移物厚度的方式產生更大的海嘯溢淹情境，模擬結果顯示將情境 LS3 之崩移物厚度增為原本之 7.1 倍時，可達到第三核電廠設計海嘯+6 米之結果。
4. ASCE 7-16、FEMA P646 有提供漂流殘骸衝擊力提供算式，日本規範僅提出考慮漂流衝擊力，無相關計算式。
5. 海嘯波浪力計算方面，ASCE 7-16、FEMA P646 分為靜水壓、動水壓計算，港灣局規範考慮「有無波狀段波」、「背水位是否下降」分類計算，防災課利用「福祿數法」進行波浪力計算，且日本規範皆有考慮溢流狀況。
6. 日本規範設計流程分為三種情況依序設計:(1)一般波浪力+地震(2)海嘯+地震 (3)海嘯(超過設計海嘯)+地震，考慮平時使用到重大災害時仍保有韌性提供減災之功效，其設計之海嘯牆較有效率；ASCE 7-16 中海嘯牆設計流程，沒有針對抗滑力、抗翻力與基礎承载力進行檢核，並且無額外考慮最大地震力之作用，因此，設計流程較為簡單。

(四) 108 年

1. 在放大規模之海底山崩情境(LS1 和 LS3)中，防海嘯牆作用力

分析結果顯示三維耦合模式所計算的受力大於二維淺水波方程模式以 FEMA P646(2012)之結果。可能是由於三維耦合模式考慮了防海嘯牆的影響，且三維耦合模式對於地形之影響和水動力行為之描述比二維水深積分模式更為真實。另一方面，此與本案於 106 年計畫探討海溝型海嘯所得之結果不同，故可能亦與海嘯源類型、海嘯初始位置和波傳過程等因素有關。

2. 模擬分析最新馬尼拉海溝情境參數之結果顯示，最新馬尼拉海溝情境之參數比原始參數更為保守。此外，最新之參數未達設計海嘯高度。
3. 比較 108 年 3 月台電簡報之海底山崩情境與原始之 LS1、LS2 和 LS3 的結果顯示，後者之情境較為保守，但未達設計海嘯高度。
4. 比較水利建造物檢查及安全評估技術規範-蓄水與引水篇和 ASCE7-16 中的極端荷重之載重組合，重力式海嘯牆對自重係數的敏感性甚高，致使使用 ASCE7-16 的載重組合時，安全係數會有小於 1 情況。
5. 比較水利建造物檢查及安全評估技術規範-蓄水與引水篇、ASCE7-16 中的極端荷重與 ASCE43-05 之載重組合對應各規範之安全係數規定，能發現以 ASCE7-16 及 JEAG 4601-1987 中共同考量海嘯力與地震力之情況較為嚴峻，也就是海嘯力相關因次對海嘯牆的穩定性是要大於 EL2(1/2 設計地震力)。
6. 比較 JEAG 4601-1987、水利建造物檢查及安全評估技術規範-蓄水與引水篇及 ASCE7-16 之等效慣性力，使用蓄水與引水

篇及 JEAG 4601-1987 之規範在面對低於 0.8g 之地表加速度值皆能以滿足現行規範標準之安全係數；而使用 ASCE 7-16 能呈現高地表加速度值之等效慣性力。建議靜力係數曲線得以採用 ASCE 7-16 、蓄水與引水篇及 JEAG 4601-1987 組合之包絡線最為保守。

「核電廠超越設計地震之地震安全管理技術研究」全程計畫為期四年，其中第三主題為「核電廠超過設計地震重啟動之地震安全分析技術研究」，各年度計畫的研究內容和主要結論分述於下：

一、研究內容

(一) 105 年

蒐集、統整和分析 2007 年日本柏崎刈羽核能發電廠以及 2011 年美國 NAPS 核能發電廠的重啟動經驗，此兩個核電廠都歷經超越安全停機地震(SSE)，但是美國案例是些微超過 SSE，日本案例則是較嚴重地超過 SSE，本研究亦對重啟動所需之結構分析評估規範、重啟動前之安全檢核與分析流程與重啟動之地震安全分析關鍵技術進行深入探討。目前最新的核能電廠地震相關文件與指針，均已包含目前超越 SSE 地震的經驗，其中重啟動評估機制之建立堪稱完善，但需善用電廠當地之實際量測記錄，以提供停機與重啟動作為的參考，因此建立完善的地震監測系統，並持續進行核電廠結構健康檢測與分析模型校正。

(二) 106 年

深入剖析日本 KKNPP 與美國 NAPS 核電廠重啟動各階段之詳細評估與管制技術經驗，並比較兩國重啟動評估導則之異同。其次，參考目前國內核電廠中小度地震之地震報告，評估分析模型之適切性，並蒐集相關研究文獻，以協助評估核電廠相關參數與數值模擬分析之假設，以滿足未來新的耐震需求下的行為預估。

(三) 107 年

針對美國最新核電廠對地震應對規範之國家標準 ANSI/ANS-2.23-2016 與美國電力研究所的最新核電廠對地震應對之準則 EPRI Report NP-3002005284，進行詳細比對與比較。此外，亦針對 JANTI 與 IAEA 有關核電廠重啟動導則，蒐集結構健康檢測相關之規定，並對 ANSI/ANS-2.2-2016 地震量測儀器規定進行研析。初步探討日本柏崎刈羽核電廠(KKNPP)在重啟動過程中，對結構健康檢測所進行的相關作為。根據十年整體安全評估審查報告所採用之結構健康診斷理論，進行理論相關之參數研究，探究核電廠經歷超過設計地震後重啟動之結構健康診斷審查要點並建議接受準則。研究核電廠鋼筋混凝土結構之相關文獻，以協助評估鋼筋混凝土結構之最大容許裂縫寬度，並建議核安全相關的鋼筋混凝土結構的優先評估順序及評估流程。

(四) 108 年

本計畫研析美國 EPRI、ANS 及日本 JANTI 之最新重啟動準則，草擬核電廠地震後重啟動之審查導則，並將蒐集及彙整日本柏崎刈羽核能發電廠(KKNPP)與北安娜核能發電廠(NAPS)重啟動所須之結構健康診斷/檢查的重要技術內涵。此外，將根據十年整體安全評估審查報告所採用之部分地震量測資料以及新近台電公司提供之地震量測資料，進行圍阻體廠房結構動態特性之健康診斷研究。

二、主要結論

(一) 105 年

1. 由於美國 NAPS 核電廠在 2011 年維吉尼亞地震之部分反應超過 DBE(亦為 SSE)之標準與 CAV 界限值，NAPS 核電廠之重啟動主要是依據三份重要文件： USNRC RG 1.166 (1997)、USNRC RG 1.167 (1997)，以及 EPRI NP-6695 (1989)。美國 EPRI NP-6695(1989) 已由新版的 EPRI 技術報告 3002000720(2015)取代，雖然在章節架構上，新版與舊版差異不大，但已加入日本與美國過去的重啟動經驗，因此許多內容有重新改寫，與舊版的內容在文字的詮釋上有所不同，在 EPRI 技術報告(2015)中，許多細節被定義得更詳細與清楚，尤其是對地震監測儀器(seismic instrumentation)、結構內反應頻譜(ISRS)、損害等級(DL)、地震等級(EL)、行動等級(AL)…等細節有深入的規範。本報告針對新版的 EPRI 技術報告(2015)已有重點說明。
2. EPRI2015 文件新增加有關地震監測儀器的論述，表示為了提升核電廠的安全，必須安裝足夠數量的加速規(accelerometer)，EPRI 2015 只建議使用加速規，以精確的紀錄各樓板的地表加速度，如此才可以正確的 CAV 與地震反應譜，用以判斷是否超越 OBE 或 SSE (DBE)。加速規的配製需經由結構動力分析模擬，才能提供具體的規劃策略，以供長期結構健康檢測使用。對早期興建的核電廠，執行 IPEEE 檢視，有助於未來在超越 SSE 地震襲擊下，縮短其重啟動所需的時間，以減少因停機造成的巨大經濟損失。
3. 經由觀察日本核管單位對於 KKNPP 震後重啟動之評估流程

經驗，本研究計畫歸納以下的結論與建議：當實際量測資料與數值模擬分析之行為有誤差時，應檢視核電廠之原始模擬假設，如果對於圍阻體結構之土壤原始採用簡化之分析模型，應改良為 3D 有限元素模型，同時考慮土壤與結構互制的行為，以提高核電廠分析之精確度。核電廠工址條件不應只考量理想化的水平層狀土壤，實際上工址地層剖面多為不規則非水平層狀，須詳加考慮並比較水平土層及不規則土層兩者反應之差異。傳統集中質量模型適用於梁至柱框架結構，因為其具有集中質量的特定位置，但當結構沒有這樣的特定位置時，例如核反應爐安全殼，傳統集中質量模型之分析結果普遍具有精確性不足的情形，而由模態振型建立之集中質量模型可以有效改善此缺點。對於現有結構在未來評估地震力的作用下，須建立適當之人造地震，以分析模擬現有構件之非線性行為，並作為耐震補強之評估依據，預先進行重啟動之結構耐震能力提升。。

(二) 106 年

1. 針對前置作業與規劃，美國與日本的規範，在前置作業與規劃上面皆有類似的指針，包含地震量測儀器、SSC 相關設備的評估等。針對地震後的近期作為，包括操作員的巡視與超越地震的定義，雖然使用不同的文字，但內涵上美國與日本的規範對近期作為的指針近似，在超越地震 PGA 定義的數字略有不同，但對地震頻率內涵的分類是一致的。日本規範並沒有使用 CAV 值，判斷地震是否超過設計地震。
2. 針對地震後的近期作為，包括操作員的巡視與超越地震的定

義，雖然使用不同的文字，但內涵上美國與日本的規範對近期作為的指針近似。

3. 依據文獻 Grant et al.(2017)，EPRI 建立一個給傳統建築而非核電廠建築使用的 CAVSTD 門檻值(即 0.16 g-s)。在 2011 年東日本大地震，女川核電廠所量得之水平地表自由域 CAVSTD 值為 7.9 g-s ~ 8.3 g-s，福島第一核電廠所量得之水平地表自由域 CAVSTD 值為 5.0 g-s ~ 12.2 g-s，福島第二核電廠所量得之水平地表自由域 CAVSTD 值為 3.9 g-s ~ 7.1 g-s，東海第二核電廠所量得之水平地表自由域 CAVSTD 值為 5.4 g-s ~ 5.6 g-s；此外，東日本大地震在四座核電廠反應爐底板(RB basemat)震動所量到的最大水平 CAVSTD 值為 4.7 g-s，最大垂直 CAVSTD 值為 4.1 g-s，然而，這四座核電廠的安全相關 SSC 皆未受到地震引致的損害。USNRC 現行的 CAVSTD 門檻值(即 0.16 g-s)可能過於保守超過 10 倍以上。建議未來可針對 CAV 門檻值的設定，進行更深入的研究，降低不必要的停機導致經濟損失。
4. 由核二廠識別之結果，得知 ARX 模式瞬時能譜識別方法，能夠有效地偵測結構物之動態特性並採用遞迴性最小平方法配合常數跡技巧進行比較與驗證。而核三廠各測站在兩次不同地震所估測的振頻有相當程度的符合。識別出之主要振頻皆與核三廠圍阻體之結構自然頻率及水平向設計反應譜峰值有相當程度的符合。由泰興工程核三廠圍阻體結構分析模型建立之報告與核三廠第三次十年安全評估做比較與驗證，核三廠識別系統所識別之資料皆與泰興工程圍阻體結構分析之

結果相吻合。

(三) 107 年

1. ANSI/ANS-2.23-2016 (2016)與 EPRI Report 3002005284 (2015)

在內容上大多相同，很多部分的差異處僅在文字敘述上改為更嚴謹的規範用語。在 JANTI-SANE-G2 報告(2012)有關土建方面論及基礎螺栓的非破壞檢測所需依循之的準則和規範，但屬於構件和材料性質的結構健康診斷，沒有關於土木結構物的健康診斷規定。震後核電廠土木結構主體的結構健康監測與診斷目前的做法是依據 EPRI3002005284、ANSI/ANS-2.2-2016、ANSI/ANS-2.23-2016 和 USNRC 的相關文件，過去美國的北安娜核能發電廠(NAPS)和日本的柏崎刈羽核能發電廠(KKNPP)重啟動經驗與過程即為一種結構健康診斷的方式，驗證核電廠土木結構主體於超越 SSE 地震後，其依然健康，可以被重啟動。日本柏崎刈羽核電廠(KKNPP)重啟動的過程中，使用到大量的結構健康檢測技術與分析，對剪力牆等構件的裂紋辨識、分析與補強，確認結構體的健全。

2. 根據十年整體安全評估審查報告所採用之結構健康診斷理論，進行遞迴最小平方法理論以及參數探討。當採樣區間時間其定義為階數乘上取樣週期，大於系統主要週期時，會產生贅餘的共軛極點，識別出的頻率非系統頻率。故選用高階數進行識別時，須注意系統週期與取樣週期，盡量勿使採樣區間時間大於系統週期，造成贅餘值產生，於實際應用於識別資料時，應視量測資料的取樣週期，選取適當的階數進行識別。

(四) 108 年

1. 核電廠地震前後之應對與重啟動導則草案之制定，依據 US-NRC 的 RG1.166(1997)和 RG1.167(1997)，建立草案之章節骨架，再融入 ANSI/ANS-2.23-2016(2016)和 DG-1337(2019)的內容。本導則草案共有 10 個章和 52 個條文，主要在描述原子能委員會對地震前規劃行動的引導、確定核電廠是否需要停機的必要行動、以及短期和長期的震後處理過程、檢測和試驗，以證明核電廠因地震而停機後可以安全的重啟動。本導則草案「第五章 OBE 和 SSE 超越之準則」中的 OBE 超越標準 CAV 門檻值，已依照期中訪查會議的結論，由原 ANSI/ANS-2.23-2016 規範的 0.16 g-sec，改為 0.7 g-sec，此變更乃依據文獻 Chow and Chang (2003), Chow T. et al. (2009)和 Grant et al. (2017)所建議，此外並依循 ANSI/ANS-2.23-2016 的保守原則，建議 SSE 之超越準則。
2. 詳細剖析台電公司提供之部分地震事件原始資料，進行核電廠圍阻體廠房結構動態特性之健康診斷研究，建議一套適用於核電廠圍阻體結構健康監測、診斷與參數識別之標準作業流程，以適當選擇建議模型，配合合理之頻道訊號篩選條件，排除不適用的地震事件實測資料，更進一步建議應採用 FRF、RLS 及 OKID/ERA 三種不同的常用識別理論進行識別，將識別結果與「第三次十年整體安全評估」及 FSAR 進行平行驗證，探討其中的差異，以建立核電廠圍阻體之建議結構健康履歷，並納入重啟動結構健康診斷之審查要點與接受準則。