

# 107 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 107 年 5 月至 107 年 12 月

研究經費：新臺幣 398 萬元

行政院原子能委員會 委託研究

中華民國 107 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

107 年核電廠超越設計地震之地震安全管制技術研究

Regulatory Technology Research on NPP  
Seismic Design Safety Margin (2018)

計畫編號：NL1070519

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 107 年 5 月至 107 年 12 月

研究經費：新臺幣 398 萬元

核研所聯絡人員：史名揚

報告日期：107 年 12 月 9 日

## 目 錄

中文摘要.....	11
英文摘要.....	16
壹、計畫緣起與目的.....	21
貳、研究方法與過程.....	27
「地震危害度高階分析(PSHA SSHAC-3)審查技術研究」	
一、PSHA 數值結果的驗證.....	27
(一) 概述.....	27
(二) 驗證案例說明.....	27
(三) 各個案例數值驗證結果.....	32
1. 案例 1.....	32
2. 案例 2.....	32
3. 案例 4.....	33
4. 案例 5.....	34
5. 案例 6.....	36
6. 案例 7.....	37
7. 案例 8.....	37
8. 案例 9.....	38
9. 案例 10.....	38
10. 案例 11.....	38

二、GMPE 的知識不確定性 .....	70
(一) 概述 .....	70
(二) Candidate GMPE.....	71
(三) Common Form GMPE.....	72
(四) Synthetic GMPE.....	72
(五) Representative GMPE .....	73
(六) Common Form GMPE 初步檢驗 .....	74
三、考慮近斷層特性之目標反應譜調整方法 .....	78
(一) 近斷層震波之特性與分類 .....	78
1. 近斷層震波之特性 .....	78
2. 近斷層震波脈衝週期之決定 .....	79
(1) 小波分析法(wavelet analysis) .....	79
(2) 小波轉換用於兩正交方向之震波 .....	80
3. 近斷層震波分類準則 .....	82
(二) 目標反應譜調整方法(Narrowband 窄頻模型) .....	84
1. 反應譜放大係數 .....	86
2. 反應譜折減係數 .....	86
3. 脈衝週期的決定 .....	87
4. 地震規模的決定 .....	88
(三) 本文建議之反應譜調整步驟與流程 .....	89

(四) 我國核電廠之考量近斷層效應反應譜 .....	90
1. 核一廠與核二廠反應譜 (山腳斷層) .....	90
2. 核三廠之反應譜 (恆春斷層).....	92

## 「不同海嘯源模擬分析管制驗證模式建立」

一、緒論 .....	107
二、核能一廠與二廠防海嘯牆之海底山崩引發海嘯數值模擬... 109	
(一) 三維波傳模式 .....	109
1. 統域方程式.....	111
2. 海底地形與數值計算域設定 .....	112
3. 計算域邊界與陸地移動邊界及多重網格設定 .....	112
4. 初始海嘯波之生成 .....	113
5. 數值高程資料之建置 .....	114
6. 海底山崩情境模擬設定 .....	114
(二) 數值模擬結果 .....	115
三、核能三廠防海嘯牆之海底山崩海嘯數值模擬 .....	127
(一) 海底山崩數學模型 .....	127
(二) 核三廠附近海域之海底山崩潛勢區 .....	129
(三) 海嘯數值模式 .....	130
1. 統域方程式.....	130
2. 多重巢狀網格 .....	131
3. 移動邊界.....	131
4. 數值高程資料之建置 .....	132
(四) 海嘯情境模擬 .....	133

1. 崩移物初始加速度敏感性分析 .....	133
2. 海底山崩對核三廠之衝擊研究 .....	135
四、日本最新防海嘯牆規範比較與整理 .....	148
(一) 防波堤の耐津波設計ガイドライン .....	148
(二) 津波を考慮した胸壁の設計の考え方 .....	149
(三) 實際算例 .....	150
(四) 海嘯牆設計流程 .....	154
1. 防波堤耐海嘯設計之基本想法 .....	155
2. 海嘯作用之相關注意要點 .....	155
(五) ASCE 7-16、FEMA P646、防波堤の耐津波設計ガイドライ ン(港務局)、津波を考慮した胸壁の設計の考え方(防災課) 比較.....	156

## 「核電廠超過設計地震重啟動之地震安全分析技術研究」

一、核電廠之地震應對規範與準則於結構健康檢測相關規定...	159
(一) 美國核電廠對地震應對之最新國家標準與 EPRI 最新報告 之比較.....	160
(二) 日本原子力技術協會 JANTI-SANE-G2 報告之結構健康檢 測相關規定.....	170
(三) 國際原子能總署 IAEA Safety Report Series No. 66 之結構健 康檢測相關規定.....	172
(四) 美國 ANSI/ANS-2.2-2016 結構健康檢測之地震儀器規定	173
(五) 結構健康檢測之非破壞性檢測相關技術.....	174
(六) 日本 NCO 地震後 KKNPP 核電廠重啟動之結構健康檢測過 程初步分析.....	175
二、遞迴最小平方法理論以及參數探討.....	188
(一) 遞迴最小平方法理論.....	188
1. 自我迴歸外變數模型.....	188
2. 最小平方法.....	188
3. 遞迴最小平方法.....	190
4. 時變參數之遞迴最小平方法.....	192
(二) 識別方法之設定與驗證.....	193
1. 採樣週期對識別結果.....	194

(1) 不同系統下改變階數的識別結果 .....	194
(2) 不同取樣週期下改變階數的識別結果 .....	194
(3) 排除贅餘值識別之結果 .....	194
2. 雜訊對於識別結果的影響 .....	195
(1). 不同噪訊比對識別結果之影響 .....	195
(2). 不同取樣週期識別雜訊影響之結果 .....	195
3. 遞迴最小平方法參數設定對識別結果的影響 .....	196
(1). 初始 P 矩陣的設定對識別結果的影響 .....	196
(2). 遺忘因子的設定對識別結果的影響 .....	196
4. 小結.....	196
(1). 採樣週期對識別結果探討 .....	196
(2). 雜訊對於識別結果影響的探討 .....	197
(3). 初始參數設定對識別結果影響的探討 .....	197
(三) 結構健康診斷之審查要點與接受準則建議研究.....	197
1. 識別系統之設置 .....	197
2. 識別方法之平行驗證 .....	198
(1). 時間域分析 .....	198
(2). 頻率域分析 .....	199
(3). 遞迴最小平方法分析 .....	200
3. 結構健康診斷之審查要點與接受準則建議 .....	200

三、鋼筋混凝土結構之裂縫評估標準 .....	226
(一) 混凝土結構規範 .....	226
1. ACI 349-13.....	226
2. ACI 224R-01 .....	227
(二) 結構老化 .....	230
(三) 評估標準 .....	235
參、主要發現與結論.....	242
肆、參考文獻.....	250

## 中文摘要

台灣電力公司的 PSHA 計畫採用 Sammon 圖來選取代表性 GMPE 和計算相對權重，藉以涵蓋 GMPE 的知識不確定性，故有必要對 Sammon 圖的基本資料，即隨機合成 GMPE 進行初步檢測。台灣電力公司 PSHA 計畫的地震危害度數值結果，也需要獨立的分析軟體進行驗證和確認，本計畫以 PEER 報告的案例進行相關驗證。

在核電廠的耐震評估中，常使用反應譜以決定地震力之需求。而我國核電廠皆座落於臨近斷層區，倘若斷層發生錯動，核電廠可能會遭受到含有近域特性之震波，此類震波具有長週期之速度脈衝特性，在加速度反應譜之中長週期段會有明顯的峰值產生，其譜形與一般耐震規範所定義之反應譜明顯不同，可能會對中長週期結構或非結構構件產生較大的危害。本案針對此議題收集國外資料與作法，根據 NIST(2011)所建議之窄頻模型，具體提出可反應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電廠所在場址，以比較調整前後之反應譜差異。

本研究使用三維紊流 Navier-Stokes 平均方程模式模擬海底山崩引發的海嘯波傳現象，主要針對運轉中的第一與第二核電廠，以探討設計海嘯+6 米對第一與第二核電廠針對海嘯威脅的設計適切性。海底山崩之崩塌土體視為顆粒集合體，每個顆粒可單獨進行大變形運動。海底山崩引發海嘯傳播模擬的情境設定為：將海底地形某斜面上的土體材料挖除，並將挖除之土體材料視為顆粒集合體，置於原挖除處，以盡量符合真實狀況。情境設定小範圍的三維海嘯波傳模擬以及全域的三維海嘯波傳模擬已完成。

此外，本研究使用二維淺水波方程模式模擬運轉中的第三核電

廠於海底山崩引致之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。此外，亦針對崩移物初始加速度之敏感性進行分析，瞭解其影響性。

最後，本研究統整最新日本文件「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，制定海嘯牆規劃階段設計流程並與 ASCE7-16、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)中關於海嘯牆設計考量重點之內容進行比較。

本研究結論為：

(1) 崩塌土體視為可大變形顆粒集合體較吻合真實海底山崩引發的滑移土體與周邊海水交互作用下展示的巨觀應力與變形的特性。

(2) 將海底地形某斜面挖空後，崩塌土體置於挖空處之模擬，較符合真實狀況。

(3) 在能量等效原則下，崩塌土體視為可大變形可大變形顆粒集合體所引發的海嘯波傳，在抵達第一與第二核電廠岸際處所具有的波高與波速，均較將崩塌土體視為剛體或可大變形流變流體所造成的波高與波速為大。

(4) 當崩塌土體體積增大時，第一與第二核電廠岸際處所具有的波高與波速顯著遞增。

(5) 目前研究結果顯示，海底山崩引發的海嘯波傳現象對第一與第二核電廠之海嘯威脅，可堪與海底地震引發的海嘯威脅相擬。

(6) 目前研究採用一組海嘯情境進行海底崩移物之初始加速度敏感度分析。結果顯示，初始加速度之影響有空間上的不同。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。

(7) 本研究分析台灣南部海域之海底山崩潛勢區對於核三廠之影響性，目前分析之三組危害度較大之情境對於廠區之危害度不大。

(8) 研究採用放大崩移物的方式，藉以考慮更大的海嘯溢淹情境。結果顯示，將情境 LS3 之崩移物厚度增為原本之 7.1 倍時，可達到設計海嘯+6 米之結果。

(9) 兩最新日本規範「防波堤の耐津波設計ガイドライン」及「津波を考慮した胸壁の設計の考え方」在設計海嘯牆時，皆有提到須考慮各載重因子，但沒提出載重係數組合。

(10) 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。

(11) 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。

(12) 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。

本研究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，藉以瞭解兩者之差異。此外，本研究亦針對 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，亦對 ANSI/ANS-2.2-2016 地震量測儀器規定進行研析，並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。在未來可能遭逢超越設計地震之前提下，重啟動評估機制必須周全合理，且最好能於平時即預先進行預防與準備，一旦地震事件發生，俾能在安全的前提下儘快重新啟動運轉，以避免影響電力供給及經濟損失。本年度將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。本年度研究蒐集並且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。

關鍵字：機率式地震危害度分析、地動估計方程式、Sammon 圖、驗證和確認、反應譜、近斷層震波、長週期速度脈衝、海嘯數值模式、顆粒集合體、三維紊流 Navier-Stokes 方程、Navier-Stokes 方程

模式、海嘯牆、溯上高度、海嘯作用力、遞迴性最小平方識別理論、  
結構健康診斷審查要點、平行驗證與接受準則、鋼筋混凝土、裂縫  
寬度、耐久性、劣化

## 英文摘要

The PSHA project sponsored by Taiwan Power Company used Sammon's maps to pick up representative GMPEs and calculate relative weights. Such a procedure is for epistemic uncertainty of GMPE. Therefore, it is necessary to perform a primary study on the synthetic GMPEs, which are the basic data of Sammon's map. An independent PSHA software is also needed to perform the verification and validation on the numerical results of TPC's PSHA project. The cases in a PEER report are used for the purpose of verification.

In seismic assessment of nuclear power plants (NPPs), response spectrum is commonly used to determine the demand of seismic load. The three NPPs in Taiwan are all located in near-fault areas and may be subjected to ground motions with strong near-fault characteristics. The waveform of a near-fault ground motion usually contains a long-period velocity pulse; therefore, its response spectrum that usually has a higher spectral value in the long-period range possesses very different spectral shape from that in the design code. Therefore, a long-period structural and or nonstructural component can be more vulnerable to a near-fault earthquake. Based on the narrowband model suggested by NIST (2011), a methodology that is able to modify a given target spectrum in order to account for the effect of near-fault earthquake mentioned above is introduced in this project. The method is also employed to generate the modified response spectra for the sites of the three NPPs in Taiwan, so the response spectra before and after modification can be compared.

In the present study, the three-dimensional Navier-Stokes equation for turbulent flows (or the Reynolds equations with k-e turbulence model) is applied to study the Tsunami propagation induced by large-scale avalanches under seawater and the corresponding threat to

the first and second nuclear power plants in Taiwan, with the focus of the appropriateness of +6m of the tsunami water level in the design criterion. The avalanches are considered discrete granular collection with each granulate being capable of large deformation. The onset of avalanches under seawater is proposed as: (a) a specific inclined surface under seawater is carved, (b) the carved material is considered a granular collection, which is placed in the carved space to approach the realistic situation. The local and global wave propagations for the onset configuration have been conducted.

In this research, a two-dimensional shallow water equations model was used to simulate the tsunami induced by submarine landslides. The tsunami scenario is designed to cause the runup height up to the design value plus 6 meters for the Maanshan nuclear power plant in Taiwan. To generate larger tsunami waves in the simulation, the thickness of the submarine landslides increases with other parameters remaining the same. Besides, the influence of initial accelerations was investigated.

This study reviewed the related literatures particularly specified in ASCE 7-16 and FEMA P646 regarding the loads and the combinations that should be properly considered when designing tsunami walls. Two official documents issued after the Great East Japan Earthquake were also studied and compared, specifically focusing on the design guideline of tsunami wall.

The obtained results are summarized in the following: (1) The global stress-deformation behavior of avalanche material in real circumstances can more appropriately be accounted for if the material is considered a granular collection with interactions to the surrounding sea water. (2) The process of real avalanche under seawater can more

appropriately be taken into account in the numerical simulations, if the avalanche material is placed on the cavity of an inclined surface under seawater. (3) In the context of energy equivalence and for the first and second nuclear power plants, the wave heights and speeds of the tsunamis induced by larger-scale underwater avalanches are significantly larger than those obtained by considering avalanches as rigid bodies or rheological fluids. (4) Increasing the volumes of avalanches tends to enhance the wave heights and speeds of the tsunami waves. (5) The wave heights and speeds of the tsunami waves induced by underwater avalanches compare favorable with those resulted from underwater earthquakes. (6) A scenario of tsunami induced by a submarine landslide is used to investigate the sensitivity of the initial acceleration of submarine landslide. Based on the result, the effect of the initial acceleration is different in space. Generally, the tsunami wave height increases with the increase of the initial acceleration of submarine landslide, but the growth is limited. (7) In this research, the influence of the tsunami waves induced by submarine landslides on the Maanshan Nuclear Power Plant was investigated. Three kinds of the submarine landslide for high potential in offshore southern Taiwan were used. The results show the hazard is small in the present study. (8) To consider the runup height equals 18.53 m at the Maanshan Nuclear Power Plant, the thickness of the submarine landslides is increased. The results show the scenario LS3 with the thickness equals 0.8 water depth is the desired. (9) Still the two most recent documents “防波堤の耐津波設計ガイドライン” and “津波を考慮した胸壁の設計の考え方” did not provide the load combinations as well as the weightings of each of the tsunami loads. (10) Unlike ASCE 7-16 and FEMA P646, the two

most recent Japan documents have both considered the scenarios of overflow, which is not the case to be concerned when designing tsunami wall. (11) The two most recent Japan documents did not elaborate the impact forces caused by floating debris as ASCE 7-16 and FEMA P646 do. (12) The two most recent Japan documents gave three levels for the design of tsunami walls: waves plus earthquakes, under-designed-tsunami plus earthquakes, and over-designed-tsunami plus earthquakes while ASCE 7-16 did not.

This research performed detailed comparison for the latest American National Standard, ANSI/ANS-2.23-2016 (Nuclear Power Plant Response to an Earthquake), and the latest EPRI guidelines, EPRI Report NP-3002005284 (Guidelines for Nuclear Power Plant Response to an Earthquake), for the response of a nuclear power plant to an earthquake. Besides, this research also surveyed and collected the structural health inspection related rules and regulations from JANTI's and IAEA's NPP restart guidelines. The ANSI/ANS-2.2-2016 was also studied in this research. The structural health examination in the restart experience of Japan's KKNPP has been briefly reviewed. In addition, parametric studies with system identification algorithms for structural health monitoring were performed, based on the data in 10-year overall safety assessment reviews. Existing guidelines were analyzed to establish the connections between results from structural health monitoring and the guidelines for acceptance criteria to restart the NPP, based on structural health monitoring indicators. In order to establish the maximum allowable crack width of reinforced concrete structures in

nuclear power plants, a comprehensive literature review was conducted. Evaluation procedure and priority were suggested for assessing the durability and structural performance of nuclear power related structures and components based on the literature review.

**Key words:** PSHA, GMPE, Sammon's Map, Verification and Validation, Response Spectrum, Near-Fault Earthquake, Long-Period Velocity Pulse, Tsunami Numerical Model, Granular Collection, Three-dimensional Navier-Stokes Equations for Turbulent Flows, Navier-Stokes Equations Model, Tsunami Wall, Inundation Depth, Tsunami Forces, Recursive Least Square Identification Method, Acceptance Criteria, Parallel Evaluation and Verifacion, Reinforced Concrete, Crack Width, Durability, Deterioration

## 壹、計畫緣起與目的

地震的發生和震波的傳遞充滿不確定性，對工址造成振動的幅度只能以機率形式描述之，例如某個振動幅度的年超越機率等，需要進行機率式地震危害度分析(Probabilistic Seismic Hazard Analysis, PSHA)。PSHA 考慮的震源和地動特性日益複雜，對非常重要的結構物和設備而言，需適當規範 PSHA 的運作程序，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。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 的數值結果進行驗證和確認(Verification and Validation, V&V)；同時針對台灣電力公司 PSHA 計畫採用 17 條共同型式 GMPE (即 17 個節點) 來模擬知識不確定的細節進行了解和探討。

根據經濟部中央地質調查所公告，目前台灣共有 33 條活動斷層。而我國三座核電廠皆坐落於活動斷層附近，核一廠與核二廠之臨近斷層為山腳斷層，其距離分別為 6.8 公里與 4.8 公里；而核三廠之臨近斷層為恆春斷層，距離則為 1.2 公里。雖然山腳斷層與恆春斷層皆屬於較不活躍之第二類活動斷層，但倘若斷層發生錯動，核能電廠有可能會遭受到含有近斷層特性之震波襲擊。而近斷層震波之特性與遠域震波不同，前者一般具有長週期速度脈衝與產生永久地表位移之特性，而在加速度反應譜之長週期區段亦會有明顯的峰值，而高於遠域震波者。

而另一方面，核電廠之耐震設計通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力或 SSE, Safe Shutdown

Earthquake)，並以設計安全停機地震反應譜作為其設計與建造之依據。近能地震觀測資料不斷增加與精進，核電廠基於安全因素皆會以新的觀測資料進行地震風險評估，目前核能電廠進行地震風險評估方法為耐震餘裕評估法(SMA, Seismic Margin Assessment)。在耐震餘裕評估法中，HCLPF 容量值意義為構件容量與地震需求之比值，而地震需求之計算則基於核電廠設計安全停機下之地震地表反應譜。此反應譜一般皆未計及近域震波之特性，因此在近域震波作用下，採用該設計反應譜計算之地震需求對於中長週期結構與設備可能較為不保守。因此，本案收集現有國外文獻中有關制訂含近斷層震波特性反應譜應之方法，並據以繪製我國現行三座核能廠所在場址之考量近斷層震波特性之調整後反應譜，以供核管單位進行耐震評估審議時之參考。

以下將於第 3.1 小節中說明近斷層震波特性及其分類之方式，所採用之文獻為(Baker 2007, Shahi 與 Baker 2014)對近斷層震波之分類方法，同時說明美國規範 ASCE 7-16 對於鄰近斷層區建物設計時應如何考量近斷層震波效應之要求。第 3.2 小節則具體說明美國國家標準與技術機構 NIST(2011)對於近斷層區域之反應譜長週期段應如何調整之建議。第 3.3 小節則介紹本文基於 NIST(2011)所建議之近斷層震波反應譜調整法之執行步驟，而第 3.4 小節則展示我國現行三座核能廠所在場址於考量近斷層震波特性後之修正反應譜。

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日本防海嘯牆之相關海嘯力設計準則並與 ASCE7-16、FEMA P646 規範比較，制定海嘯牆規劃階段設計流程。

台灣位於地震活要帶，且擁有 3 座核電廠、6 座反應爐，減少地震所造成核電廠之損傷與運作中斷，為台灣核能發電所面臨之重啟動重要問題。運轉中之核能電廠，經歷小規模無損壞性的地震事件時，如何界定是否超過運轉基準地震(OBE)的嚴謹分析標準是非常重要的，當地震超越安全停機地震時(SSE)，核電廠重啟動過程，需要可靠的結構健康診斷分析。

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。之後，日本一般社團法人原子力技術協會(Japan Nuclear Technology Institute, JANTI)將相關文件彙集成冊，出版「震後設備健全性評估導則 G1 及 G2」，此兩本導則為目前日本境內所有核能電廠進行重啟動評估之依據。

依據美國核能管理委員會 NRC 的規定，核電廠重啟動所依據的文件為 RG 1.166 管理導則(1977)、RG 1.167 管理導則(1977)、

EPRI NP-6695 (1989)三份文件來進行，其中最後一份文件已由 EPRI Report 3002000720 (2015)取代，另外 RG1.166 和 RG1.167 亦有新版。

美國國家標準局(ANSI)與美國核能協會(ANS)針對核電廠之地震應對方法與原則分別在 2002 年頒布 ANSI/ANS-2.23-2002 規範 (Nuclear Plant Response to an Earthquake, 2002)，亦在 2016 年頒布最新的 ANSI/ANS-2.23-2016 規範(Nuclear Power Plant Response to an Earthquake, 2016)，美國電力研究所(EPRI)在 1989 年出版核電廠對地震之應對準則 EPRI Report NP-6695 (Guidelines for Nuclear Plant Response to an Earthquake, 1989)，之後在 2013 年出版新的核電廠對地震之應對準則 EPRI Report 3002000720 (Guidelines for Nuclear Plant Response to an Earthquake, 2013)，2016 年又出版最新 EPRI Report 3002005240 (Guidelines for Nuclear Power Plant Response to an Earthquake, 2016)，研究並比較美國最新國家標準 ANSI/ANS-2.23-2016 (Nuclear Power Plant Response to an Earthquake) 與美國電力研究所的最新準則 EPRI Report NP-3002005284 (Guidelines for Nuclear Power Plant Response to an Earthquake)，可以瞭解兩者之差異，並有助於核管單位瞭解美國最新的核電廠對地震應對的管制作為。另外，本研究亦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。此外、針對日本柏崎刈羽核能發電廠(KKNPP)重啟動過程中，所使用到的結構健康檢測技術與流程進行初步的探討。

核電廠之震後安全評估亦應涵蓋混凝土構件之健全性診斷，以確保核電廠混凝土構件之安全性及耐久性。混凝土雖然是一種

良好的耐久性營建材料，但仍須仰賴經常性之檢視與監測工作，以確保混凝土材料之健全性，而對於混凝土構件之震後安全評估，則可由裂縫之形成原因與嚴重性進行初步診斷，判斷構件之受損程度。混凝土構件裂縫可區分為多種形式，一般將混凝土材料在水化過程中，產生寬度小於 0.05mm 的裂縫稱為微裂縫，由於此種裂縫之生成屬混凝土材料固有之物化性質，因此微裂縫的產生幾乎是難以避免。微裂縫之分布通常為不規則且不貫通，如果藉由長期之監測，可確認細微裂縫沒有擴展、或是擴展在可接受程度內，則微裂縫對混凝土構件之正常使用並沒有及時危害。然而，混凝土構件在荷載作用下、或是進一步產生溫差與乾縮的情況下，微裂縫可能進一步擴展並逐漸相互連通，之後逐漸生成肉眼可見的裂縫，這種裂縫稱為宏觀裂縫，這種裂縫的寬度一般大於 0.05mm。另一方面，按裂縫對結構構件力學行為影響的差異，混凝土裂縫亦可區分為結構性裂縫和非結構性裂縫，非結構性裂縫主要是由於水泥硬化乾縮、外界溫度和濕度變化、施工縫處理不當、以及鋼筋腐蝕等原因造成的；而結構性裂縫主要是由受力引起的，所以結構性裂縫又叫荷載裂縫。而核電廠於震後之安全評估，應針對混凝土構件之裂縫進行診視，本研究參考國內外文獻資料，整理混凝土裂縫相關之評估流程。

## 貳、研究方法與過程

### 「地震危害度高階分析(PSHA SSHAC-3)審查技術研究」

#### 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整合，理論公式為一個多層積分式，一般無解析解，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(Pacific Earthquake Engineering Research, PEER)中心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)。原先規劃兩套輸入資料庫來進行測試和驗證，但最終報告(Thomas 等人, 2010)僅完整呈現第一套輸入資料庫的測試結果和比較，故本計畫亦以第一套輸入資料庫進行 PSHA 數值結果的驗證。

##### (二) 驗證案例說明

PEER 的報告(Thomas 等人, 2010)有 12 個案例，其中案例 8 和 9 又分為 a、b 和 c 等 3 個子案例，基本上愈前面的案例愈簡單，比較容易求得手算解（類似於解析解，非 PSHA 軟體的數值結果）。該報告除了提供案例說明之外，亦列表和繪圖顯示

手算解、多套 PSHA 軟體的個別數值解與平均結果。在列表部份，案例 1 和 2 有手算數值解；案例 4、5、6、7 和 9(b)提供 3 處場址的手算數值解，以及另外 4 處場址的多套 PSHA 軟體之平均數值解；案例 8(a)至 8(c)、9(a)、10 和 11 只提供所有場址多套 PSHA 軟體的平均數值解；案例 3、9(c)和 12 未列表顯示任何數值結果。表 1-1 列出各個案例數值結果的有無和來源。在繪圖部份，除了案例 12 之外，其餘案例皆顯示各處場址的地震危害度曲線，含 PSHA 軟體的個別數值結果或部份手算解。一般而言，振動幅度愈大，年超越機率愈低，各套 PSHA 軟體的數值結果愈分歧。

其實 PEER 的報告(Thomas 等人, 2010)亦繪出第二套輸入資料庫部份測試案例在部份場址的地震危害度曲線，但顯示了各套 PSHA 軟體的數值結果非常分歧，故未列表顯示其平均結果，因此本計畫無法以第二套輸入資料庫進行 PSHA 數值結果的驗證。如前所述，在第一套輸入資料庫中，案例 3、9(c)和 12 無任何表列的地震危害度數值結果，故本計畫僅針對其餘 13 個案例，依據 PEER 報告(Thomas 等人, 2010)的數值結果，驗證本計畫 PSHA 數值結果的準確度。

若以震源觀之，案例 1 至 3、5 至 8 為垂直橫移斷層，案例 4 和 9 為傾角  $60^\circ$  的逆斷層，案例 10 和 11 為區域震源。斷層震源考慮了 7 處場址，區域震源有 4 處場址。斷層和區域震源的尺度、以及場址的分佈如圖 1-1 所示。

若就 GMPE 而論，除了案例 9(b)之外，其餘案例選用 Sadigh 和 Chang (1997)，而案例 9(b)選用 Abrahamson 和 Silva (1997)。

所有案例均計算最大地表加速度(PGA)的危害度曲線，求算 PGA 在 0.001 g 至 1.0 g (最高) 的年超越機率。PEER 報告(Thomas 等人, 2010)所有案例的地震發生規模皆小於等於 6.5，當地表規模小於 6.5 時，Sadigh 和 Chang (1997)由橫移斷層造成的 PGA 之 GMPE 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：

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

案例 4 和 9 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)。

案例 9(b)選用 Abrahamson 和 Silva (1997)的 GMPE，但原始論文無 PGA 的 GMPE，而週期 0.01 秒和 0.02 秒譜加速度(PSA)的 GMPE 完全相同，故假設其 PGA(對應週期為 0 秒)的 GMPE 亦相同，或謂以週期 0.01 秒的 PSA 取代 PGA。案例 9(b)設定地震規模為 6.0，Abrahamson 和 Silva (1997)的 GMPE 為：

$$\begin{aligned} \ln \text{PGA} = & 1.640 + 0.512 \times (6.0 - 6.4) + 0.4933 \times 1 + f(\text{HW}) \\ & + [-1.145 + 0.17 \times (6.0 - 6.4)] \ln \sqrt{R_{rup}^2 + 5.6^2} \end{aligned} \quad (1.3)$$

式(1.3)已帶入規模 6.0，並求得逆斷層係數 0.4933，而  $f(\text{HW})$  為上盤效應係數。在案例 9(b)的 7 處場址中，只有場址 2 因為位於上盤且距離適中，其  $R_{rup}$  介於 9.28 km 和 10.05 km 之間，才需要

考慮上盤效應，其  $f(HW)=0.185$ 。案例 9(b) 不考慮 GMPE 的不確定性。

以 GMPE 的不確定性觀之，只有案例 8(a)、8(b)、8(c) 和 9(a) 要考慮 GMPE 的不確定性，即應用式(1.2)。

若以規模的不確定性觀之，案例 1 採用固定規模 6.5，案例 2、4、8(a)、8(b)、8(c)、9(a)、9(b) 採用固定規模 6.0，案例 5、10、11 假設規模為 5 至 6.5 的截尾指數分佈，案例 6 假設規模為截尾常態分佈，而案例 7 採用特徵模式描述規模的分佈。

若就距離的不確定性而言，案例 1 至 9 因為考慮斷層開裂模式(Kiureghian 和 Ang, 1977)，GMPE 的  $R_{rup}$  為場址至斷層開裂面的最短距離；而案例 10 和 11 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，案例 1 至 9 雖然假設震源在斷層面上均勻分佈，不過開裂長度和寬度皆與規模有關，公式如下(Thomas 等人, 2010)：

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

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

兩式中，開裂長度  $L$  和寬度  $W$  皆以 km 為單位，且維持長寬比  $L/W$  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。案例 10 和 11 假設震源在半徑 100 km 的圓內均勻分佈，案例 10 固定震源深度為 5 km，案例 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。案例 10 和 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  $\nu=0.0395$ ；案例 1 至 9 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(Thomas 等人, 2010)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， $\mu$  為地殼斷層的剪力模數，其值為  $3 \times 10^{11} \text{ dyne/cm}^2$ ； $A_f$  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； $\nu$  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，其年平均發生率為：

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

式中， $A_f$  的單位為  $\text{km}^2$ ， $s$  的單位為  $\text{cm/year}$ 。當地震規模的機率密度函數(PDF)為  $f(M)$  時，式(1.8)的固定規模需以平均規模取代之，即

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

案例 1 至 4 和案例 8 至 9 為固定規模，案例 1 是 6.5，其餘案例是 6.0；案例 5 假設規模為截尾指數分佈；案例 6 假設規模為截尾常態分佈；而案例 7 則以特徵模式描述規模的不確定性。

### (三) 各個案例數值驗證結果

本計畫的 PSHA 軟體針對各個案例求算數值解，亦針對 PEER 報告(Thomas 等人, 2010)有手算解的部份計算精確解。本計畫的數值結果與 PEER 的結果（手算解和各 PSHA 軟體平均數值結果）以相對誤差呈現，也會與本計畫的精確解作一比較。本計畫的 PSHA 軟體針對各個案例求算數值解，亦針對 PEER 報告(Thomas 等人, 2010)有手算解的部份計算精確解。本計畫的數值結果與 PEER 的結果（手算解和各 PSHA 軟體平均數值結果）以相對誤差呈現，也會與本計畫的精確解作一比較。以下依序進行各個案例的數值驗證。

#### 1. 案例 1

案例 1 為垂直橫移斷層發生規模 6.5 的地震對 7 處場址的地震危害度。將規模  $M = 6.5$  代入式(1.4)和式(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，列於表 1-2。將規模  $M = 6.5$  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。各處場址若高於這些 PGA，則年超越機率為 0；若低於這接 PGA，則年超越機率為固定值。將規模  $M = 6.5$  帶入式(1.8)，可求得此橫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 PGA 的年超越機率均為  $P_1 = 1 - e^{-\nu} = 2.8487 \times 10^{-3}$ 。本計畫 PSHA 軟體的數值結果列於表 1-3，完全符合在低 PGA 的年超越機率手算解。

#### 2. 案例 2

案例 2 將案例 1 的地震規模減低至 6.0，代入式(1.4)和式(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，因此震源靠近斷層兩端和斷層底部會有較遠的  $R_{rup}$ ，亦即只能造成較低的 PGA。由於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  $A_{f1} = 53.51 \text{ km}^2$  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)，可得在此橫移斷層發生地震的年平均發生率  $\nu = 1.6043 \times 10^{-2}$ ，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  $(P_1)_{\max} = 1 - e^{-\nu} = 1.5915 \times 10^{-2}$ 。PEER 報告(Thomas 等人, 2010) 列出本案例各場址年超越機率的手算解，即表 1-4。本計畫所得精確解列於表 1-5，部份數值與表 1-4 有些微差異，以加底線方式呈現於表 1-5。本計畫 PSHA 軟體所得數值解列於表 1-6，與表 1-4 和表 1-5 比較後，與表 1-5 的精確解較接近，些微差異部份仍以加底線方式呈現於表 1-6。

### 3. 案例 4

案例 4 如同案例 2，但將垂直橫移斷層改為傾角  $60^\circ$  的逆斷層，故式(1.1)的 PGA 需乘上 1.2 倍。因傾角之故，案例 4 的各場址所需  $R_{rup}$  和震源分佈面積的計算十分繁瑣，但仍可用座標轉換技巧求出精確解。案例 4 逆斷層的寬度  $(11 \text{ km} / \sin 60^\circ = 12.70 \text{ km})$  較案例 2 垂直橫移斷層的寬度(12 km) 大，面積約為  $317.54 \text{ km}^2$ ，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  $(P_1)_{\max} = 1 - e^{-\nu} = 1.6837 \times 10^{-2}$ 。PEER 報告(Thomas 等人, 2010)的案例 4 數值結果列於表 1-7，其中場址 1、2 和 7 為手算解，其餘場址為各套 PSHA 軟體數值結果的平均值。本計畫各場址年超越機率的精確解列於表 1-8，與表 1-7 的場址 1、2 和 7 之數值（僅列三位有效數字）作一比較，兩者完全吻合。本計畫的 PSHA 軟體亦計算數值結果，與表 1-8 精確解的相對誤差列於表 1-9，可知因 PGA 愈高，年超越機率愈低，PSHA 軟體計算精度亦愈低，導致相對誤差愈高，其最大值為 0.248%，仍在合理範圍之內。

#### 4. 案例 5

案例 5 與案例 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  $\nu = 4.0681 \times 10^{-2}$ ，此值高於案例 1 和 2，乃因容許較小地震發生之故。案例 5 之年超越機率上限值  $(P_1)_{\max} = 1 - e^{-\nu} = 3.9865 \times 10^{-2}$ 。PEER 報告(Thomas 等人, 2010)的案例 5 數值結果列於表 1-10，其中場址 4、5 和 6 為手算解，其實 PEER 報告的手算解仍需藉助微軟的 Excel 試算軟體來完成。本案例的規模為隨機變數，年超越機率計算式(1.10)的面積比  $A_F / A_{f1}$  與規模有關，其中  $A_{f1}$  僅與規模有關，而  $A_F$  則比較複雜，還與指定的 PGA 和場址的相對位置有關（即與 GMPE 有關）。因此，式(1.10)的  $A_F / A_{f1}$  需改為期望值，涉及  $A_F(M) / A_{f1}(M)$  和規模的截尾指數機率密度函數結合之一重積分，無解析解，很難期待 Excel 試算結果的精準度。從本案例之後，精確解益形複雜繁瑣，本計畫僅以 PSHA 軟體的數值解與 PEER 報告(Thomas 等

人, 2010)的數值結果進行比較，並列表呈現相對誤差。

案例 5 本計畫 PSHA 軟體對應於 PEER 報告(Thomas 等人, 2010)的  $P_1$  相對誤差列於表 1-10，最大相對誤差為  $1.45 \times 10^{-1}$ ，發生於場址 5 在  $PGA = 0.3 \text{ g}$  的年超越機率，本計畫之  $P_1 = 1.43 \times 10^{-4}$ ，PEER 報告(Thomas 等人, 2010)手算解之  $P_1 = 1.25 \times 10^{-4}$ 。該場址 PEER 報告手算解與各套 PSHA 軟體數值解的  $P_1$  比較如圖 1-2 所示(Thomas 等人, 2010)，發現 PEER 報告的手算解相對明顯偏低，有點不合理。再以場址 4 在  $PGA = 0.7 \text{ g}$  的年超越機率為例，PEER 報告(Thomas 等人, 2010)手算解之  $P_1 = 2.52 \times 10^{-4}$ ，約為場址 5 之  $PGA = 0.3 \text{ g}$  之  $P_1$  的兩倍，而場址 4 的 PEER 報告手算解與軟體解之比較示於圖 1-3(Thomas 等人, 2010)，結果手算解相對稍微偏低，但還算接近。本計畫場址 4 在  $PGA = 0.7 \text{ g}$  的  $P_1 = 2.54 \times 10^{-4}$ ，比 PEER 報告(Thomas 等人, 2010)的  $P_1 = 2.52 \times 10^{-4}$  略為高一點，相對誤差為  $9.35 \times 10^{-3}$ ，允稱合理。因此，只要 PEER 報告(Thomas 等人, 2010)的手算解與軟體解接近，本計畫數值解與 PEER 報告(Thomas 等人, 2010)手算解的相對誤差均在  $9.35 \times 10^{-3}$  以下，尚稱合理；而場址 5 在  $PGA = 0.3 \text{ g}$  的 PEER 報告(Thomas 等人, 2010)手算解  $P_1 = 1.25 \times 10^{-4}$  有低估之虞。

觀察表 1-10 本計畫與 PEER 報告(Thomas 等人, 2010)軟體平均解的相對誤差，發現最大值是  $4.55 \times 10^{-2}$ ，發生在場址 1 的  $PGA = 0.55 \text{ g}$ 。場址 1 的 PEER 報告(Thomas 等人, 2010)手算解與軟體解之比較示於圖 1-4，場址 1 的年超越機率雖有手算解，

但 PEER 報告(Thomas 等人, 2010)並未列表展示數值結果，僅以圖形比較之。觀察圖 1-4，發現各套軟體在  $PGA = 0.55 \text{ g}$  的  $P_1$  比前後兩個  $PGA(0.5 \text{ g}$  和  $0.6 \text{ g})$  來得分歧，因此表 1-10 之  $PGA = 0.55 \text{ g}$  的相對誤差會比  $PGA = 0.5 \text{ g}$  或  $PGA = 0.6 \text{ g}$  的相對誤差大。再仔細觀察圖 1-4 在  $PGA = 0.55 \text{ g}$  的  $P_1$  分佈，發現軟體 XCD52、HAZ50 和 TREE50 的數值結果偏高，造成各軟體的平均結果亦抬高。PEER 報告(Thomas 等人, 2010)場址 1 在  $PGA = 0.55 \text{ g}$  的平均  $P_1 = 2.3 \times 10^{-3}$  比本計畫的數值結果  $P_1 = 2.23 \times 10^{-3}$  高，可為佐證。

## 5. 案例 6

案例 6 如同案例 5，但地震規模改為截尾常態分佈，下限 5.0，上限 6.5，標準差 0.25。PEER 報告(Thomas 等人, 2010)未給規模的平均數，卻給特徵規模  $M_{char} = 6.2$ ，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  $2.3203 \times 10^{25} \text{ dyne-cm}$ ，再代回式(1.9)，得規模 5.0 以上的地震年平均發生率  $\nu = 7.7576 \times 10^{-3}$ ，故得案例 6 之年超越機率上限值  $(P_1)_{\max} = 1 - e^{-\nu} = 7.7276 \times 10^{-3}$ 。PEER 報告(Thomas 等人, 2010)手算解的  $P_1$  上限值為  $7.75 \times 10^{-3}$ ，軟體平均解的  $P_1$  上限值為  $7.74 \times 10^{-3}$ ，因此在  $PGA$  甚小時，本計畫數值解與 PEER 報告(Thomas 等人, 2010)即有  $2.89 \times 10^{-3}$  的相對誤差。唯恐  $PGA$  增大時， $P_1$  的相對誤差增加許多，本計畫將  $P_1$  上限值改為與 PEER 報告(Thomas 等人, 2010)一致的  $7.75 \times 10^{-3}$ 。

案例 6 本計畫數值結果與 PEER 報告(Thomas 等人, 2010)的

相對誤差列於表 1-11，最大相對誤差為場址 5 在  $PGA = 0.3\text{ g}$  的  $1.50 \times 10^{-1}$ 。該場址 PEER 報告的  $P_1$  手算解與各套軟體解之比較示於圖 1-5(Thomas 等人, 2010)，各套軟體的  $P_1$  在  $0.3\text{ g}$  的分歧程度比圖 1-2 還顯著，而且手算解  $P_1$  低於多數軟體解。PEER 報告(Thomas 等人, 2010)場址 5 在  $PGA = 0.3\text{ g}$  的  $P_1$  為  $2.26 \times 10^{-4}$ ，低於本計畫的  $2.60 \times 10^{-4}$ ，應有低估之虞。

## 6. 案例 7

案例 7 如同案例 5，但地震規模改以特徵模式(Youngs 和 Coppersmith, 1985)描述，規模下限 5.0，上限 6.45，特徵規模 6.2。本計畫 PSHA 軟體的數值結果與 PEER 報告(Thomas 等人, 2010)的相對誤差列於表 1-12，大致上都可以接受。

## 7. 案例 8

案例 8 類似案例 2，但考慮了 GMPE 估計值的不確定性，假設  $\ln PGA$  為常態分佈，其平均數為式(1.1)，標準差為式(1.2)，其中案例 8a 的常態分佈無上、下限規定，案例 8b 截尾至  $\pm 2\sigma_{\ln PGA}$ ，案例 8c 則截尾至  $\pm 3\sigma_{\ln PGA}$ 。案例 8 的本計畫 PSHA 軟體數值結果與 PEER 報告(Thomas 等人, 2010)的相對誤差分別列於表 1-13 至表 1-15，此案例 PEER 報告僅提供各套軟體的平均數值解。

在表 1-13 中，案例 8a 的  $P_1$  最大相對誤差發生於場址 3 在  $PGA = 0.3\text{ g}$  的  $1.87 \times 10^{-1}$ 。此外，PEER 報告(Thomas 等人, 2010)場址 3 在  $PGA = 0.35\text{ g}$  以上的各套軟體  $P_1$  平均數值解皆為 0，理論上，當 GMPE 的不確定性沒有上限時， $PGA$  再大， $P_1$  仍有值，只是很小而已。本計畫的 PSHA 軟體數值解在  $PGA = 0.35\text{ g}$  時，

其  $P_1 = 1.60 \times 10^{-7}$ ，顯示本計畫軟體的積分精度高於 PEER 報告的各套軟體。PEER 報告在場址 3 各套軟體  $P_1$  數值結果的比較如圖 1-6 所示(Thomas 等人, 2010)，PEER 報告危害度曲線繪圖的  $P_1$  範圍一律取在  $10^{-1}$  至  $10^{-4}$  之間，因此無法由圖 1-6 看出  $\text{PGA} = 0.3 \text{ g}$  時，各套軟體  $P_1$  之分歧程度。

案例 8b 及案例 8c 因 GMPE 已分別設定上限為  $+2\sigma_{\ln\text{PGA}}$  和  $+3\sigma_{\ln\text{PGA}}$ ，若式(1.1)極度低估 PGA，造成很高的 PGA 具有極低的  $P_1$  之極端情形不復見，因此各套軟體在極端情況積分精度或模擬取樣的差異程度不會呈現，預期所得  $P_1$  值的分歧程度會下滑，故表 1-14 和表 1-15 的相對誤差都還在合理範圍之內。

## 8. 案例 9

案例 9a 與案例 8c 類似，但將垂直橫移斷層改為傾角  $60^\circ$  的逆斷層。案例 9b 與案例 9a 類似，依然是傾角  $60^\circ$  的逆斷層，但 GMPE 由式(1.1)改成式(1.3)，也不考慮式(1.3)的不確定性。案例 9a 和案例 9b 時，本計畫軟體解與 PEER 報告(Thomas 等人, 2010) 的  $P_1$  相對誤差分別列於表 1-16 和表 1-17，都在合理範圍之內。

## 9. 案例 10

案例 10 的震源為半徑 100 km 的區域震源，除了位於圓心的場址 1 和位於圓內的場址 2 之外，其餘 2 處場址難以求得  $P_1$  的解析解。本計畫軟體解與 PEER 報告(Thomas 等人, 2010)各軟體平均解的相對誤差列於表 1-18，都在合理範圍之內。

## 10. 案例 11

案例 11 與案例 10 類似，都用區域震源，但震源深度由固定值 5 km 改為隨機變數，在 5 km 至 10 km 之間均勻分佈。本計畫

軟體解與 PEER 報告(Thomas 等人, 2010)各套軟體平均  $P_1$  的相對誤差列於表 1-19，相對誤差偏高之處在場址 1 的  $\text{PGA} = 0.4 \text{ g}$  和  $\text{PGA} = 0.45 \text{ g}$ ，以及場址 2 和場址 3 的  $\text{PGA} = 0.45 \text{ g}$ 。PEER 報告提供的場址 1 至場址 3 的危害度曲線比較如圖 1-7 至圖 1-9 所示(Thomas 等人, 2010)，亦因只取在  $10^{-1}$  至  $10^{-4}$  之間的  $P_1$  繪圖，無法觀察出各套軟體  $P_1$  值在高  $\text{PGA}$  的分歧程度。

PEER 報告(Thomas 等人, 2010)各套軟體的平均結果列於表 1-20，本計畫的軟體解則列於表 1-21。案例 10 和 11 區域震源的地震年平均發生率為  $\nu = 0.0395$ ，故年超越機率上限值為  $(P_1)_{\max} = 1 - e^{-\nu} = 3.8730 \times 10^{-2}$ 。將最小規模 5.0，4 處場址離區域震源的最遠震源距離  $\sqrt{10^2 + 100^2}$ 、 $\sqrt{10^2 + 150^2}$ 、 $\sqrt{10^2 + 200^2}$  和  $\sqrt{10^2 + 250^2}$  分別代入式(1.1)，可得與  $(P_1)_{\max}$  對應之最高  $\text{PGA}$ ，分別為  $0.00386 \text{ g}$ 、 $0.00180 \text{ g}$ 、 $0.00103 \text{ g}$  和  $0.00066 \text{ g}$ ，與表 1-20 和表 1-21 的第一欄數值相互呼應。

觀察圖 1-1，因場址 1 位於區域震源的中心之故，其地震危害度（或  $P_1$ ）必高於其它場址，但表 1-20 在  $\text{PGA} = 0.15 \text{ g}$ 、 $0.3 \text{ g}$  和  $0.45 \text{ g}$  時，場址 1 的  $P_1$  低於場址 2，根本不合理；而在表 1-21 的本計畫數值結果中，並無此現象。此外，當  $\text{PGA}$  提高時，有能力貢獻危害度的區域震源離場址的距離會降低，因此場址 1 和場址 2 的  $P_1$  應相同，在表 1-21 的本計畫數值結果中，顯示此現象；但在表 1-20 的 PEER 報告數值結果中，自  $\text{PGA} = 0.1 \text{ g}$  以後，再也無此現象。將最大規模 6.5，震源距離  $\sqrt{5^2 + 50^2}$  代入式(1.1)，可得  $\text{PGA} = 0.0493 \text{ g}$ 。若  $\text{PGA}$  超過此值，震央距離勢必

小於 50 km，代表對場址 1 和場址 2 有影響的區域震源範圍大小相同。因此，當  $PGA > 0.0493\text{ g}$  時，場址 1 和場址 2 的  $P_1$  應該一致。種種間接比較，指向本計畫的數值運算精度高於 PEER 報告。

表 1-1 PEER 報告(Thomas 等人, 2010)各場址列表數值結果的來源

案例	手算解	PSHA 軟體平均結果
1	1~7	X
2	1~7	X
3	X	X
4	1, 2, 7	3, 4, 5, 6
5	4, 5, 6	1, 2, 3, 7
6	4, 5, 6	1, 2, 3, 7
7	4, 5, 6	1, 2, 3, 7
8a	X	1~7
8b	X	1~7
8c	X	1~7
9a	X	1~7
9b	1, 2, 7	3, 4, 5, 6
9c	X	X
10	X	1~4
11	X	1~4
12	X	X

表 1-2 案例 1 各場址的最高 PGA (Thomas 等人, 2010)

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 案例 1 本計畫軟體的數值結果

PGA (g)	Site						
	1	2	3	4	5	6	7
0.001	2.85E-03						
0.010	2.85E-03						
0.050	2.85E-03	2.85E-03	0.00E+00	2.85E-03	2.85E-03	2.85E-03	2.85E-03
0.100	2.85E-03	2.85E-03	0.00E+00	2.85E-03	2.85E-03	2.85E-03	2.85E-03
0.150	2.85E-03	2.85E-03	0.00E+00	2.85E-03	2.85E-03	2.85E-03	2.85E-03
0.200	2.85E-03	2.85E-03	0.00E+00	2.85E-03	2.85E-03	2.85E-03	2.85E-03
0.250	2.85E-03	2.85E-03	0.00E+00	2.85E-03	2.85E-03	2.85E-03	2.85E-03
0.300	2.85E-03	2.85E-03	0.00E+00	2.85E-03	2.85E-03	2.85E-03	2.85E-03
0.350	2.85E-03	0.00E+00	0.00E+00	2.85E-03	0.00E+00	2.85E-03	0.00E+00
0.400	2.85E-03	0.00E+00	0.00E+00	2.85E-03	0.00E+00	2.85E-03	0.00E+00
0.450	2.85E-03	0.00E+00	0.00E+00	2.85E-03	0.00E+00	2.85E-03	0.00E+00
0.500	2.85E-03	0.00E+00	0.00E+00	2.85E-03	0.00E+00	2.85E-03	0.00E+00
0.550	2.85E-03	0.00E+00	0.00E+00	2.85E-03	0.00E+00	2.85E-03	0.00E+00
0.600	2.85E-03	0.00E+00	0.00E+00	2.85E-03	0.00E+00	2.85E-03	0.00E+00
0.700	2.85E-03	0.00E+00	0.00E+00	2.85E-03	0.00E+00	2.85E-03	0.00E+00
0.800	0.00E+00						
0.900	0.00E+00						
1.000	0.00E+00						

表 1-4 案例 2 各場址年超越機率的手算解 (Thomas 等人, 2010)

PGA (g)	Site						
	1	2	3	4	5	6	7
0.001	1.59E-02						
0.010	1.59E-02						
0.050	1.59E-02	1.59E-02	0.00E+00	1.59E-02	1.59E-02	1.59E-02	1.59E-02
0.100	1.59E-02	1.59E-02	0.00E+00	1.59E-02	1.56E-02	1.59E-02	1.59E-02
0.150	1.59E-02	1.59E-02	0.00E+00	1.59E-02	7.69E-03	1.59E-02	1.59E-02
0.200	1.59E-02	1.59E-02	0.00E+00	1.58E-02	1.60E-03	1.58E-02	1.59E-02
0.250	1.59E-02	0.00E+00	0.00E+00	1.20E-02	0.00E+00	1.20E-02	0.00E+00
0.300	1.59E-02	0.00E+00	0.00E+00	8.64E-03	0.00E+00	8.64E-03	0.00E+00
0.350	1.59E-02	0.00E+00	0.00E+00	5.68E-03	0.00E+00	5.68E-03	0.00E+00
0.400	1.18E-02	0.00E+00	0.00E+00	3.09E-03	0.00E+00	3.09E-03	0.00E+00
0.450	8.23E-03	0.00E+00	0.00E+00	1.51E-03	0.00E+00	1.51E-03	0.00E+00
0.500	5.23E-03	0.00E+00	0.00E+00	6.08E-04	0.00E+00	6.08E-04	0.00E+00
0.550	2.64E-03	0.00E+00	0.00E+00	1.54E-04	0.00E+00	1.54E-04	0.00E+00
0.600	3.63E-04	0.00E+00	0.00E+00	2.92E-06	0.00E+00	2.92E-06	0.00E+00
0.700	0.00E+00						
0.800	0.00E+00						
0.900	0.00E+00						
1.000	0.00E+00						

表 1-5 案例 2 本計畫的精確解

PGA (g)	Site						
	1	2	3	4	5	6	7
0.001	1.59E-02						
0.010	1.59E-02						
0.050	1.59E-02	1.59E-02	0.00E+00	1.59E-02	1.59E-02	1.59E-02	1.59E-02
0.100	1.59E-02	1.59E-02	0.00E+00	1.59E-02	1.59E-02	1.59E-02	1.59E-02
0.150	1.59E-02	1.59E-02	0.00E+00	1.59E-02	7.75E-03	1.59E-02	1.59E-02
0.200	1.59E-02	1.59E-02	0.00E+00	1.58E-02	1.60E-03	1.58E-02	1.59E-02
0.250	1.59E-02	0.00E+00	0.00E+00	1.20E-02	0.00E+00	1.20E-02	0.00E+00
0.300	1.59E-02	0.00E+00	0.00E+00	8.64E-03	0.00E+00	8.64E-03	0.00E+00
0.350	1.59E-02	0.00E+00	0.00E+00	5.73E-03	0.00E+00	5.73E-03	0.00E+00
0.400	1.17E-02	0.00E+00	0.00E+00	3.09E-03	0.00E+00	3.09E-03	0.00E+00
0.450	8.23E-03	0.00E+00	0.00E+00	1.51E-03	0.00E+00	1.51E-03	0.00E+00
0.500	5.23E-03	0.00E+00	0.00E+00	6.08E-04	0.00E+00	6.08E-04	0.00E+00
0.550	2.63E-03	0.00E+00	0.00E+00	1.54E-04	0.00E+00	1.54E-04	0.00E+00
0.600	3.62E-04	0.00E+00	0.00E+00	2.91E-06	0.00E+00	2.91E-06	0.00E+00
0.700	0.00E+00						
0.800	0.00E+00						
0.900	0.00E+00						
1.000	0.00E+00						

表 1-6 案例 2 本計畫軟體的數值結果

PGA (g)	Site						
	1	2	3	4	5	6	7
0.001	1.59E-02						
0.010	1.59E-02						
0.050	1.59E-02	1.59E-02	0.00E+00	1.59E-02	1.59E-02	1.59E-02	1.59E-02
0.100	1.59E-02	1.59E-02	0.00E+00	1.59E-02	1.59E-02	1.59E-02	1.59E-02
0.150	1.59E-02	1.59E-02	0.00E+00	1.59E-02	7.75E-03	1.59E-02	1.59E-02
0.200	1.59E-02	1.59E-02	0.00E+00	1.58E-02	1.60E-03	1.58E-02	1.59E-02
0.250	1.59E-02	0.00E+00	0.00E+00	1.20E-02	0.00E+00	1.20E-02	0.00E+00
0.300	1.59E-02	0.00E+00	0.00E+00	8.64E-03	0.00E+00	8.64E-03	0.00E+00
0.350	1.59E-02	0.00E+00	0.00E+00	5.73E-03	0.00E+00	5.73E-03	0.00E+00
0.400	1.17E-02	0.00E+00	0.00E+00	3.09E-03	0.00E+00	3.09E-03	0.00E+00
0.450	8.23E-03	0.00E+00	0.00E+00	1.51E-03	0.00E+00	1.51E-03	0.00E+00
0.500	5.23E-03	0.00E+00	0.00E+00	6.08E-04	0.00E+00	6.08E-04	0.00E+00
0.550	2.63E-03	0.00E+00	0.00E+00	1.54E-04	0.00E+00	1.54E-04	0.00E+00
0.600	3.69E-04	0.00E+00	0.00E+00	2.89E-06	0.00E+00	2.89E-06	0.00E+00
0.700	0.00E+00						
0.800	0.00E+00						
0.900	0.00E+00						
1.000	0.00E+00						

表 1-7 案例 4 的 PEER 報告列表數值結果 (Thomas 等人, 2010)

PGA (g)	Site						
	1*	2*	3	4	5	6	7*
0.001	1.68E-02						
0.010	1.68E-02						
0.050	1.68E-02	1.68E-02	---	1.68E-02	1.68E-02	1.68E-02	1.68E-02
0.100	1.68E-02	1.68E-02	---	1.68E-02	1.68E-02	1.68E-02	1.68E-02
0.150	1.68E-02	1.68E-02	---	1.68E-02	1.23E-02	1.68E-02	1.68E-02
0.200	1.68E-02	1.68E-02	---	1.68E-02	5.22E-03	1.68E-02	1.64E-02
0.250	1.68E-02	1.68E-02	---	1.57E-02	4.75E-04	1.57E-02	4.17E-03
0.300	1.68E-02	0.00E+00	---	1.18E-02	---	1.18E-02	0.00E+00
0.350	1.68E-02	0.00E+00	---	8.42E-03	---	8.40E-03	0.00E+00
0.400	1.37E-02	0.00E+00	---	5.11E-03	---	5.09E-03	0.00E+00
0.450	1.01E-02	0.00E+00	---	2.88E-03	---	2.86E-03	0.00E+00
0.500	7.03E-03	0.00E+00	---	1.50E-03	---	---	0.00E+00
0.550	4.37E-03	0.00E+00	---	6.44E-04	---	---	0.00E+00
0.600	2.00E-03	0.00E+00	---	1.75E-04	---	---	0.00E+00
0.700	---	---	---	---	---	---	---
0.800	---	---	---	---	---	---	---
0.900	---	---	---	---	---	---	---
1.000	---	---	---	---	---	---	---

\* PEER 報告提供手算解

表 1-8 案例 4 本計畫的精確解

PGA (g)	Site						
	1	2	3	4	5	6	7
0.001	1.68E-02						
0.010	1.68E-02						
0.050	1.68E-02	1.68E-02	0.00E+00	1.68E-02	1.68E-02	1.68E-02	1.68E-02
0.100	1.68E-02	1.68E-02	0.00E+00	1.68E-02	1.68E-02	1.68E-02	1.68E-02
0.150	1.68E-02	1.68E-02	0.00E+00	1.68E-02	1.24E-02	1.68E-02	1.68E-02
0.200	1.68E-02	1.68E-02	0.00E+00	1.68E-02	5.25E-03	1.68E-02	1.64E-02
0.250	1.68E-02	1.68E-02	0.00E+00	1.57E-02	5.19E-04	1.57E-02	4.17E-03
0.300	1.68E-02	0.00E+00	0.00E+00	1.18E-02	0.00E+00	1.18E-02	0.00E+00
0.350	1.68E-02	0.00E+00	0.00E+00	8.42E-03	0.00E+00	8.42E-03	0.00E+00
0.400	1.36E-02	0.00E+00	0.00E+00	5.09E-03	0.00E+00	5.09E-03	0.00E+00
0.450	1.01E-02	0.00E+00	0.00E+00	2.87E-03	0.00E+00	2.87E-03	0.00E+00
0.500	7.02E-03	0.00E+00	0.00E+00	1.47E-03	0.00E+00	1.47E-03	0.00E+00
0.550	4.37E-03	0.00E+00	0.00E+00	6.26E-04	0.00E+00	6.26E-04	0.00E+00
0.600	2.00E-03	0.00E+00	0.00E+00	1.62E-04	0.00E+00	1.62E-04	0.00E+00
0.700	0.00E+00						
0.800	0.00E+00						
0.900	0.00E+00						
1.000	0.00E+00						

表 1-9 案例 4 本計畫軟體數值解對應於精確解的相對誤差

PGA (g)	Site						
	1	2	3	4	5	6	7
0.001	9.27E-15						
0.010	9.27E-15						
0.050	9.27E-15	9.27E-15	---	9.27E-15	9.27E-15	9.27E-15	9.27E-15
0.100	9.27E-15	9.27E-15	---	9.27E-15	9.27E-15	9.27E-15	9.27E-15
0.150	9.27E-15	9.27E-15	---	9.27E-15	6.35E-06	9.27E-15	9.27E-15
0.200	9.27E-15	9.27E-15	---	9.27E-15	8.03E-06	9.27E-15	3.01E-04
0.250	9.27E-15	9.27E-15	---	3.71E-06	8.12E-05	3.71E-06	1.27E-04
0.300	9.27E-15	---	---	1.10E-05	---	1.10E-05	---
0.350	9.27E-15	---	---	1.89E-05	---	1.89E-05	---
0.400	5.55E-04	---	---	1.87E-05	---	1.87E-05	---
0.450	7.56E-04	---	---	2.35E-05	---	2.35E-05	---
0.500	6.73E-04	---	---	5.42E-05	---	5.42E-05	---
0.550	7.88E-04	---	---	4.70E-05	---	4.70E-05	---
0.600	2.48E-03	---	---	4.60E-05	---	4.60E-05	---
0.700	---	---	---	---	---	---	---
0.800	---	---	---	---	---	---	---
0.900	---	---	---	---	---	---	---
1.000	---	---	---	---	---	---	---

表 1-10 案例 5 本計畫軟體數值解對應於 PEER 報告的相對誤差

PGA (g)	Site						
	1	2	3	4*	5*	6*	7
0.001	3.39E-03	3.39E-03	3.39E-03	8.90E-04	8.90E-04	8.90E-04	3.39E-03
0.010	3.39E-03	3.39E-03	3.39E-03	8.90E-04	8.90E-04	8.90E-04	3.39E-03
0.050	3.39E-03	3.39E-03	---	6.03E-04	6.14E-04	6.03E-04	3.39E-03
0.100	2.18E-03	7.37E-03	---	9.23E-04	1.44E-03	9.23E-04	7.37E-03
0.150	7.22E-03	6.99E-03	---	6.58E-04	8.90E-04	6.58E-04	6.99E-03
0.200	1.89E-02	3.02E-04	---	1.48E-03	1.27E-03	1.48E-03	3.02E-04
0.250	9.28E-03	2.96E-03	---	9.99E-04	4.99E-03	9.99E-04	2.96E-03
0.300	3.02E-03	1.69E-02	---	3.49E-04	1.45E-01	3.49E-04	1.69E-02
0.350	1.22E-02	---	---	1.93E-03	---	1.93E-03	---
0.400	2.01E-02	---	---	2.09E-03	---	2.09E-03	---
0.450	2.16E-02	---	---	2.45E-03	---	2.45E-03	---
0.500	2.19E-02	---	---	4.21E-03	---	4.21E-03	---
0.550	4.55E-02	---	---	4.35E-03	---	4.35E-03	---
0.600	3.13E-02	---	---	5.85E-03	---	5.85E-03	---
0.700	9.61E-03	---	---	9.35E-03	---	9.35E-03	---
0.800	---	---	---	---	---	---	---
0.900	---	---	---	---	---	---	---
1.000	---	---	---	---	---	---	---

\* PEER 報告提供手算解

表 1-11 案例 6 本計畫軟體數值解對應於 PEER 報告的相對誤差

PGA (g)	Site						
	1	2	3	4*	5*	6*	7
0.001	1.61E-03	1.61E-03	1.61E-03	2.90E-03	2.90E-03	2.90E-03	1.61E-03
0.010	1.61E-03	1.61E-03	1.61E-03	2.90E-03	2.90E-03	2.90E-03	1.61E-03
0.050	1.61E-03	1.61E-03	---	2.90E-03	2.90E-03	2.90E-03	1.61E-03
0.100	1.61E-03	1.61E-03	---	2.03E-03	2.23E-03	2.03E-03	1.61E-03
0.150	1.61E-03	1.85E-03	---	2.28E-03	3.16E-03	2.28E-03	1.85E-03
0.200	5.70E-04	1.27E-03	---	2.85E-03	4.12E-03	2.85E-03	1.27E-03
0.250	1.11E-03	6.22E-04	---	2.15E-03	4.39E-03	2.15E-03	6.22E-04
0.300	2.56E-03	3.41E-02	---	3.39E-03	1.75E-01	3.39E-03	3.41E-02
0.350	1.08E-03	---	---	1.44E-01	---	1.44E-01	---
0.400	2.54E-03	---	---	2.73E-03	---	2.73E-03	---
0.450	7.48E-03	---	---	2.01E-01	---	2.01E-01	---
0.500	1.06E-02	---	---	3.68E-03	---	3.68E-03	---
0.550	---	---	---	2.67E-01	---	2.67E-01	---
0.600	---	---	---	6.31E-03	---	6.31E-03	---
0.700	---	---	---	5.29E-03	---	5.29E-03	---
0.800	---	---	---	---	---	---	---
0.900	---	---	---	---	---	---	---
1.000	---	---	---	---	---	---	---

\* PEER 報告提供手算解

表 1-12 案例 7 本計畫軟體數值解對應於 PEER 報告的相對誤差

PGA (g)	Site						
	1	2	3	4*	5*	6*	7
0.001	6.96E-04	6.96E-04	6.96E-04	1.68E-02	1.68E-02	1.68E-02	6.96E-04
0.010	6.96E-04	6.96E-04	6.96E-04	1.68E-02	1.68E-02	1.68E-02	6.96E-04
0.050	6.96E-04	6.96E-04	---	1.57E-02	1.03E-02	1.57E-02	6.96E-04
0.100	1.32E-03	7.56E-03	---	9.57E-03	1.25E-02	9.57E-03	7.56E-03
0.150	8.98E-04	2.54E-03	---	1.25E-02	1.22E-02	1.25E-02	2.54E-03
0.200	1.56E-03	3.52E-03	---	1.22E-02	1.26E-02	1.22E-02	3.52E-03
0.250	4.91E-03	1.91E-02	---	1.30E-02	1.29E-02	1.30E-02	1.91E-02
0.300	1.24E-03	---	---	1.24E-02	3.56E-02	1.24E-02	---
0.350	2.92E-04	---	---	1.34E-02	---	1.34E-02	---
0.400	4.14E-03	---	---	1.31E-02	---	1.31E-02	---
0.450	6.66E-04	---	---	1.35E-02	---	1.35E-02	---
0.500	4.93E-03	---	---	1.34E-02	---	1.34E-02	---
0.550	4.75E-03	---	---	1.10E-02	---	1.10E-02	---
0.600	8.00E-03	---	---	1.54E-02	---	1.54E-02	---
0.700	2.07E-02	---	---	8.99E-03	---	8.99E-03	---
0.800	---	---	---	---	---	---	---
0.900	---	---	---	---	---	---	---
1.000	---	---	---	---	---	---	---

\* PEER 報告提供手算解

表 1-13 案例 8a 本計畫軟體數值解對應於 PEER 報告的相對誤差

PGA (g)	Site						
	1	2	3	4	5	6	7
0.001	9.13E-04						
0.010	9.13E-04	9.13E-04	3.28E-03	9.13E-04	9.12E-04	9.13E-04	9.13E-04
0.050	8.61E-04	2.90E-03	1.13E-02	2.19E-04	4.28E-03	2.19E-04	2.90E-03
0.100	3.00E-03	3.00E-03	1.60E-02	3.95E-03	2.10E-03	3.95E-03	3.00E-03
0.150	6.03E-03	4.85E-03	1.21E-02	4.35E-04	1.12E-03	7.58E-03	4.85E-03
0.200	4.50E-03	5.78E-03	3.18E-02	1.99E-03	1.52E-03	1.99E-03	5.78E-03
0.250	2.71E-04	5.36E-03	2.83E-02	6.66E-03	2.86E-03	3.08E-03	5.36E-03
0.300	3.67E-03	7.79E-03	1.87E-01	4.26E-04	4.55E-03	7.67E-04	7.79E-03
0.350	7.08E-03	7.95E-04	---	1.03E-03	1.56E-02	4.44E-04	7.95E-04
0.400	6.86E-03	7.41E-04	---	3.92E-03	1.40E-02	2.11E-03	7.41E-04
0.450	2.89E-03	2.43E-03	---	4.76E-03	2.01E-02	7.07E-03	2.43E-03
0.500	1.43E-03	6.41E-04	---	1.28E-03	1.33E-02	4.13E-03	6.41E-04
0.550	5.96E-03	1.08E-02	---	2.67E-03	2.54E-02	8.59E-04	1.08E-02
0.600	1.10E-02	8.31E-03	---	3.89E-03	2.65E-02	4.78E-04	8.31E-03
0.700	9.47E-03	1.15E-03	---	1.18E-02	2.63E-02	5.24E-03	1.15E-03
0.800	1.08E-02	6.81E-03	---	1.10E-02	3.21E-02	8.05E-03	6.81E-03
0.900	1.03E-02	4.31E-03	---	1.39E-02	3.23E-02	9.54E-03	4.31E-03
1.000	2.15E-02	9.70E-03	---	1.14E-02	3.41E-02	7.08E-03	9.70E-03

表 1-14 案例 8b 本計畫軟體數值解對應於 PEER 報告的相對誤差

PGA (g)	Site						
	1	2	3	4	5	6	7
0.001	9.13E-04						
0.010	9.13E-04	9.13E-04	1.37E-02	9.13E-04	9.13E-04	9.13E-04	9.13E-04
0.050	9.13E-04	9.13E-04	6.78E-03	9.13E-04	6.07E-03	9.13E-04	9.13E-04
0.100	9.13E-04	1.85E-02	---	1.11E-02	1.81E-02	1.11E-02	1.85E-02
0.150	1.13E-02	1.93E-02	---	2.02E-02	1.53E-02	2.02E-02	1.93E-02
0.200	1.71E-02	1.16E-02	---	1.85E-02	1.23E-02	1.85E-02	1.16E-02
0.250	1.93E-02	2.09E-02	---	1.35E-02	1.29E-02	1.35E-02	2.09E-02
0.300	2.03E-02	1.33E-02	---	1.51E-02	1.27E-02	1.64E-02	1.33E-02
0.350	2.41E-02	1.54E-02	---	2.37E-02	8.42E-03	2.53E-02	1.54E-02
0.400	2.19E-02	1.57E-02	---	1.87E-02	8.77E-03	2.26E-02	1.57E-02
0.450	1.89E-02	2.20E-02	---	1.42E-02	4.18E-04	2.65E-02	2.20E-02
0.500	1.49E-02	---	---	1.88E-02	---	2.20E-02	---
0.550	2.04E-02	---	---	2.21E-02	---	2.62E-02	---
0.600	1.52E-02	---	---	1.43E-02	---	1.94E-02	---
0.700	1.10E-02	---	---	1.52E-02	---	2.39E-02	---
0.800	1.49E-02	---	---	6.27E-03	---	2.23E-02	---
0.900	1.82E-02	---	---	2.92E-03	---	1.79E-02	---
1.000	1.27E-02	---	---	2.35E-03	---	6.76E-03	---

表 1-15 案例 8c 本計畫軟體數值解對應於 PEER 報告的相對誤差

PGA (g)	Site						
	1	2	3	4	5	6	7
0.001	9.13E-04						
0.010	9.13E-04	9.13E-04	1.96E-03	9.13E-04	9.13E-04	9.13E-04	9.13E-04
0.050	9.13E-04	1.57E-03	9.13E-03	4.16E-04	2.98E-03	4.16E-04	1.57E-03
0.100	1.79E-03	1.78E-03	1.32E-02	2.66E-03	3.01E-03	2.66E-03	1.78E-03
0.150	4.74E-03	3.96E-03	3.79E-02	1.61E-03	1.24E-04	1.61E-03	3.96E-03
0.200	3.27E-03	4.39E-03	---	2.92E-03	2.88E-03	2.92E-03	4.39E-03
0.250	8.40E-04	4.49E-03	---	6.07E-03	2.57E-03	3.68E-03	4.49E-03
0.300	4.61E-03	5.49E-03	---	1.49E-03	2.54E-03	8.95E-04	5.49E-03
0.350	6.38E-03	1.87E-03	---	1.50E-03	2.24E-03	3.28E-05	1.87E-03
0.400	5.41E-03	1.18E-03	---	3.35E-03	5.93E-03	1.53E-03	1.18E-03
0.450	2.94E-03	8.65E-04	---	4.83E-03	2.97E-03	7.14E-03	8.65E-04
0.500	1.04E-03	4.59E-04	---	6.78E-04	2.77E-03	3.54E-03	4.59E-04
0.550	3.55E-03	2.39E-03	---	5.55E-04	3.62E-03	3.00E-03	2.39E-03
0.600	3.11E-03	3.31E-03	---	1.94E-03	6.14E-03	1.94E-03	3.31E-03
0.700	4.57E-03	2.67E-03	---	1.04E-02	9.27E-03	3.71E-03	2.67E-03
0.800	5.06E-03	1.10E-02	---	9.24E-03	1.16E-02	4.09E-03	1.10E-02
0.900	3.36E-03	---	---	1.12E-02	---	4.20E-03	---
1.000	6.00E-03	---	---	1.08E-02	---	6.22E-03	---

表 1-16 案例 9a 本計畫軟體數值解對應於 PEER 報告的相對誤差

PGA (g)	Site						
	1	2	3	4	5	6	7
0.001	3.71E-03						
0.010	3.71E-03	3.71E-03	1.26E-05	3.71E-03	3.71E-03	3.71E-03	3.71E-03
0.050	3.71E-03	2.22E-03	1.29E-03	2.15E-03	2.14E-04	2.15E-03	5.97E-04
0.100	1.86E-04	6.17E-03	1.07E-02	2.20E-03	5.62E-03	2.20E-03	2.85E-03
0.150	2.60E-04	4.62E-03	1.58E-02	2.98E-03	2.04E-04	2.98E-03	7.71E-03
0.200	1.47E-03	1.92E-03	2.41E-02	2.17E-03	5.52E-03	2.17E-03	3.86E-04
0.250	8.90E-04	6.57E-03	---	3.75E-03	7.01E-03	3.75E-03	2.83E-03
0.300	3.07E-03	3.79E-03	---	2.53E-03	5.31E-03	2.53E-03	3.53E-03
0.350	2.62E-03	9.88E-03	---	2.08E-03	1.98E-03	4.46E-03	3.45E-03
0.400	1.01E-03	2.45E-03	---	4.93E-03	2.02E-03	6.38E-03	5.58E-03
0.450	1.74E-03	1.09E-03	---	5.55E-03	5.70E-03	7.31E-03	6.40E-03
0.500	6.06E-04	3.21E-04	---	6.85E-03	3.05E-03	9.02E-03	2.03E-03
0.550	2.28E-03	8.24E-03	---	7.34E-03	1.34E-03	9.99E-03	5.68E-03
0.600	5.84E-03	1.25E-02	---	6.11E-03	6.38E-03	9.87E-03	3.34E-03
0.700	1.28E-03	5.87E-03	---	3.94E-03	1.15E-02	7.77E-04	3.28E-03
0.800	7.88E-03	1.81E-02	---	5.37E-04	1.53E-02	5.37E-04	6.18E-03
0.900	4.10E-03	7.34E-03	---	9.23E-03	1.73E-02	5.20E-03	1.10E-02
1.000	9.43E-04	1.55E-02	---	4.49E-03	2.05E-02	6.07E-05	2.45E-04

表 1-17 案例 9b 本計畫軟體數值解對應於 PEER 報告的相對誤差

PGA (g)	Site						
	1*	2*	3	4	5	6	7*
0.001	2.22E-03	2.22E-03	3.71E-03	3.71E-03	3.71E-03	3.71E-03	2.22E-03
0.010	2.22E-03	2.22E-03	3.71E-03	3.71E-03	3.71E-03	3.71E-03	2.22E-03
0.050	2.22E-03	2.22E-03	3.71E-03	3.71E-03	3.71E-03	3.71E-03	2.22E-03
0.100	2.22E-03	2.22E-03	---	3.71E-03	3.71E-03	3.71E-03	2.22E-03
0.150	2.22E-03	2.22E-03	---	3.71E-03	3.71E-03	3.71E-03	2.22E-03
0.200	2.22E-03	2.22E-03	---	3.71E-03	1.75E-03	3.71E-03	2.22E-03
0.250	2.22E-03	2.22E-03	---	3.71E-03	1.09E-02	3.71E-03	2.22E-03
0.300	2.22E-03	2.22E-03	---	9.85E-04	2.13E-02	9.85E-04	2.98E-04
0.350	2.22E-03	2.22E-03	---	6.66E-03	---	1.94E-04	3.16E-03
0.400	2.22E-03	2.22E-03	---	1.44E-02	---	1.44E-02	---
0.450	2.22E-03	2.22E-03	---	1.41E-02	---	1.73E-02	---
0.500	2.22E-03	---	---	1.94E-05	---	3.83E-03	---
0.550	1.31E-03	---	---	7.13E-03	---	8.50E-03	---
0.600	2.59E-03	---	---	1.02E-03	---	8.41E-03	---
0.700	2.55E-03	---	---	2.11E-02	---	7.32E-03	---
0.800	4.89E-03	---	---	3.94E-02	---	2.23E-02	---
0.900	---	---	---	---	---	---	---
1.000	---	---	---	---	---	---	---

\* PEER 報告提供手算解

表 1-18 案例 10 本計畫軟體數值解對應於 PEER 報告的相對誤差

PGA (g)	Site			
	1	2	3	4
0.001	7.76E-04	7.76E-04	7.76E-04	2.14E-03
0.010	4.56E-03	2.38E-04	5.14E-03	7.15E-03
0.050	5.03E-03	1.67E-03	3.93E-03	1.91E-03
0.100	5.57E-03	4.49E-03	1.30E-03	4.22E-02
0.150	1.55E-03	1.55E-03	7.40E-03	---
0.200	3.49E-03	3.49E-03	4.13E-03	---
0.250	1.00E-02	1.00E-02	2.08E-02	---
0.300	2.28E-02	2.28E-02	1.88E-02	---
0.350	5.36E-03	3.51E-03	4.87E-03	---
0.400	3.14E-02	3.14E-02	3.41E-02	---
0.450	---	---	---	---
0.500	---	---	---	---

表 1-19 案例 11 本計畫軟體數值解對應於 PEER 報告的相對誤差

PGA (g)	Site			
	1	2	3	4
0.001	7.76E-04	7.76E-04	7.76E-04	4.85E-03
0.010	5.43E-03	9.92E-04	5.21E-03	2.81E-05
0.050	2.19E-03	2.19E-03	3.24E-03	1.71E-02
0.100	7.25E-03	6.00E-03	9.90E-04	2.15E-02
0.150	5.08E-03	9.16E-03	1.68E-03	---
0.200	7.38E-03	6.02E-03	1.01E-02	---
0.250	1.65E-02	7.63E-03	1.19E-03	---
0.300	8.75E-02	9.87E-02	1.96E-02	---
0.350	7.40E-02	6.69E-02	2.80E-02	---
0.400	1.52E-01	8.85E-02	8.55E-02	---
0.450	4.36E-01	4.43E-01	3.60E-01	---
0.500	---	---	---	---

表 1-20 案例 11 的 PEER 報告軟體平均解 (Thomas 等人, 2010)

PGA (g)	Site			
	1	2	3	4
0.001	3.87E-02	3.87E-02	3.87E-02	3.84E-02
0.010	2.18E-02	1.81E-02	9.27E-03	5.33E-03
0.050	2.83E-03	2.83E-03	1.32E-03	1.18E-04
0.100	7.91E-04	7.90E-04	3.79E-04	1.24E-06
0.150	2.43E-04	2.44E-04	1.18E-04	---
0.200	7.33E-05	7.32E-05	3.60E-05	---
0.250	2.23E-05	2.21E-05	1.08E-05	---
0.300	6.42E-06	6.50E-06	2.95E-06	---
0.350	1.31E-06	1.30E-06	6.18E-07	---
0.400	1.72E-07	1.60E-07	7.92E-08	---
0.450	3.05E-09	3.09E-09	1.34E-09	---
0.500	---	---	---	---

表 1-21 案例 11 本計畫的軟體數值解

PGA (g)	Site			
	1	2	3	4
0.001	3.87E-02	3.87E-02	3.87E-02	3.82E-02
0.010	2.17E-02	1.81E-02	9.32E-03	5.33E-03
0.050	2.82E-03	2.82E-03	1.32E-03	1.16E-04
0.100	7.85E-04	7.85E-04	3.79E-04	1.21E-06
0.150	2.42E-04	2.42E-04	1.18E-04	0.00E+00
0.200	7.28E-05	7.28E-05	3.56E-05	0.00E+00
0.250	2.19E-05	2.19E-05	1.08E-05	0.00E+00
0.300	5.86E-06	5.86E-06	2.89E-06	0.00E+00
0.350	1.21E-06	1.21E-06	6.01E-07	0.00E+00
0.400	1.46E-07	1.46E-07	7.24E-08	0.00E+00
0.450	1.72E-09	1.72E-09	8.57E-10	0.00E+00
0.500	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00

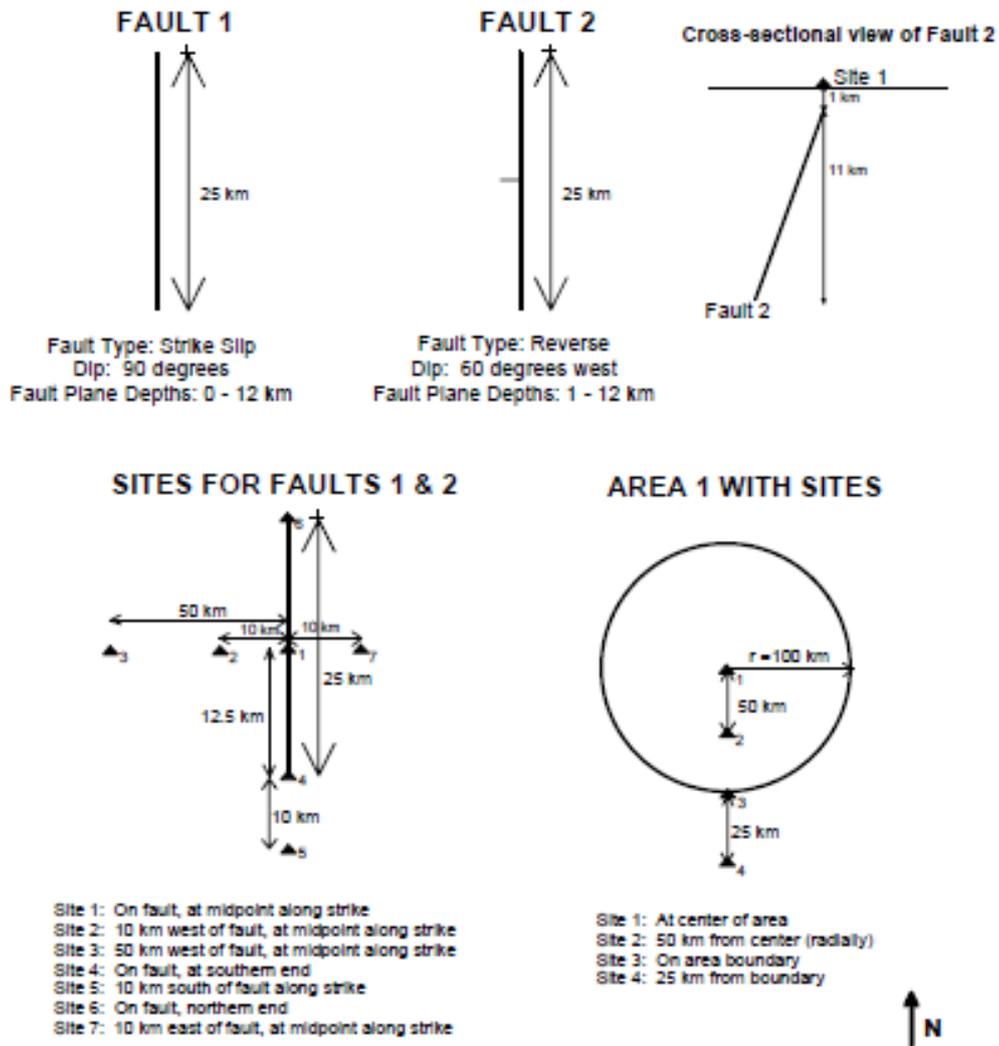


圖 1-1 震源和場址的幾何分佈 (Thomas 等人, 2010)

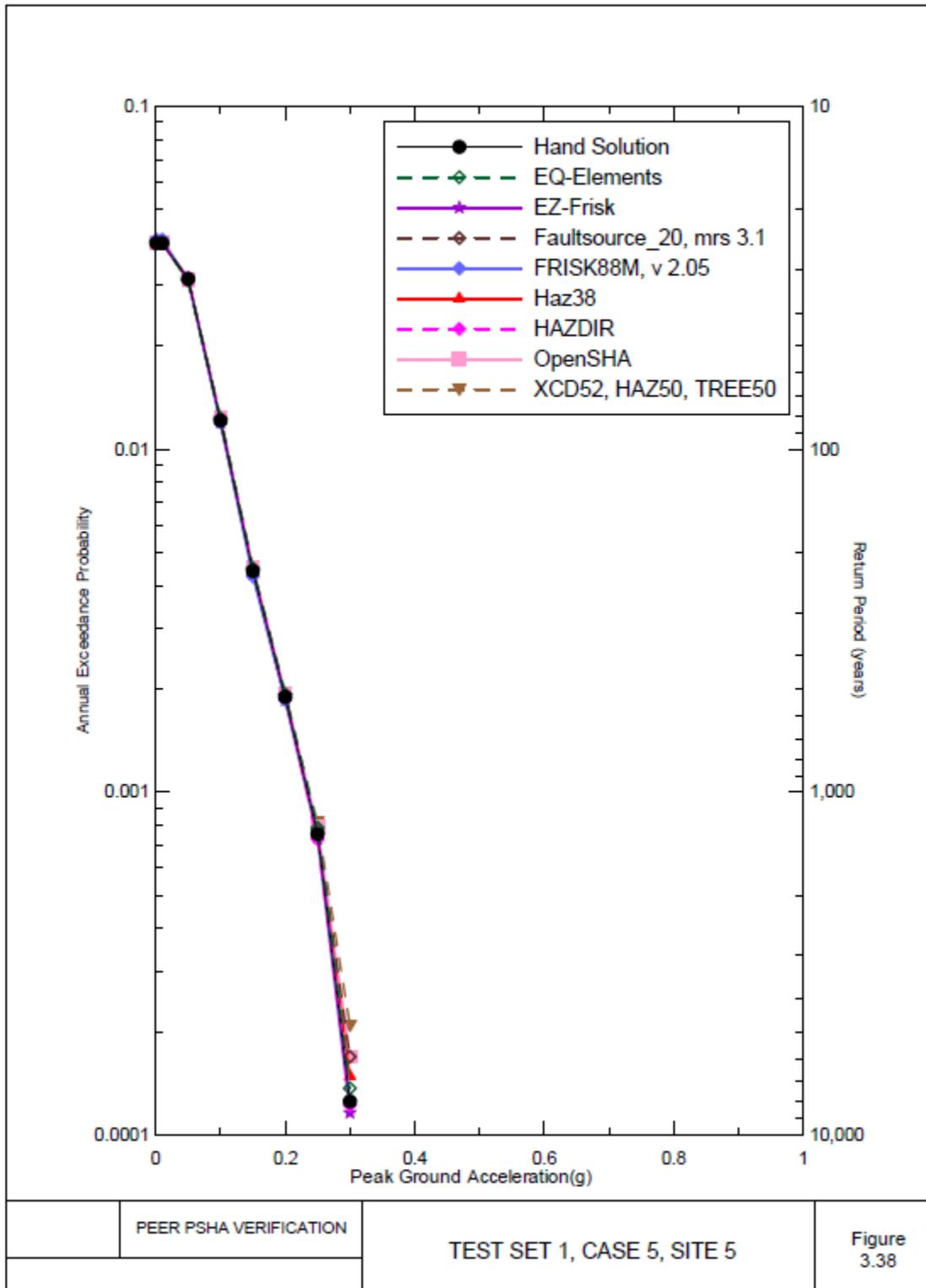


圖 1-2 案例 5 場址 5 之 PEER 報告手算解與軟體解的比較 (Thomas 等人, 2010)

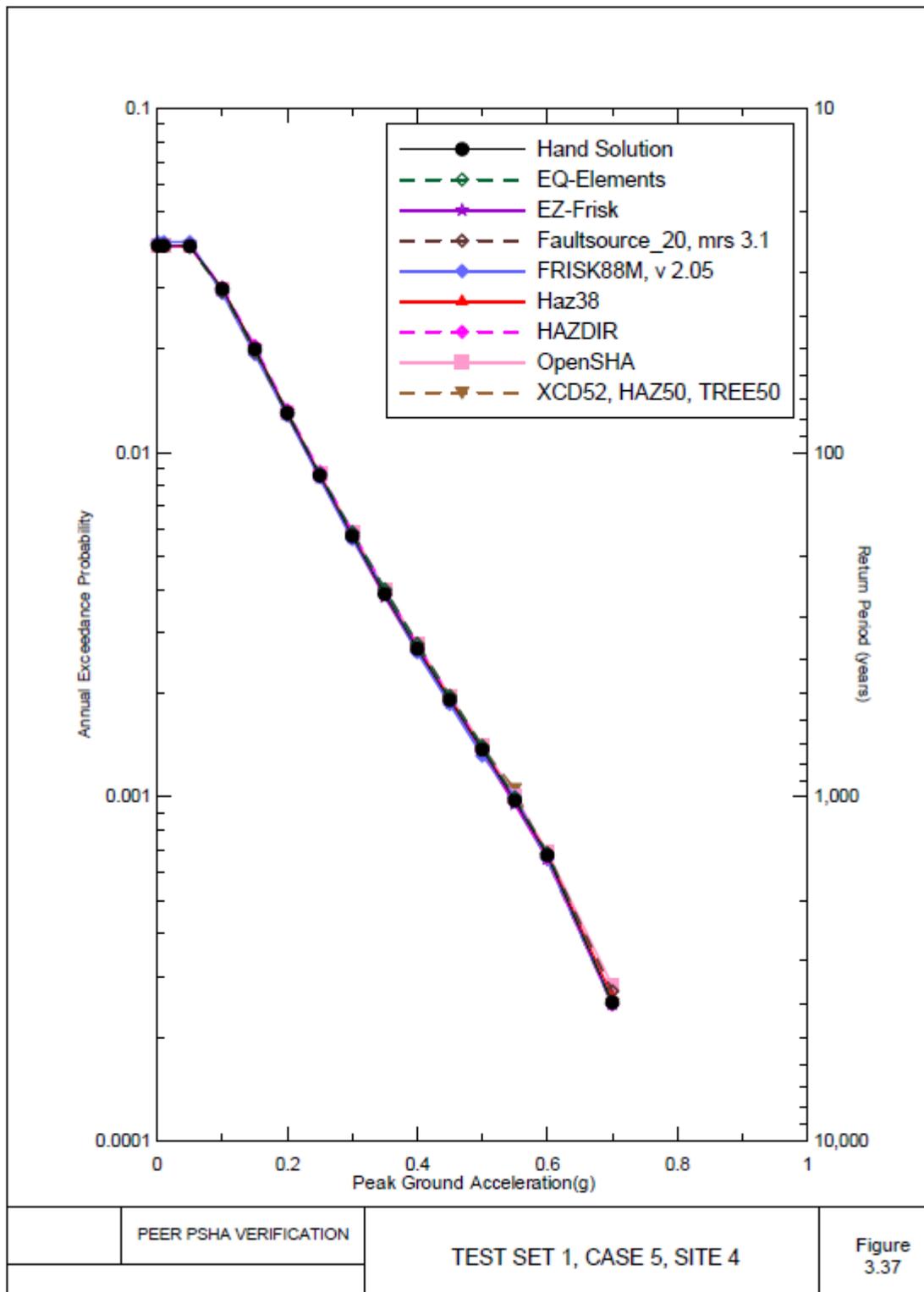


圖 1-3 案例 5 場址 4 之 PEER 報告手算解與軟體解的比較 (Thomas 等人, 2010)

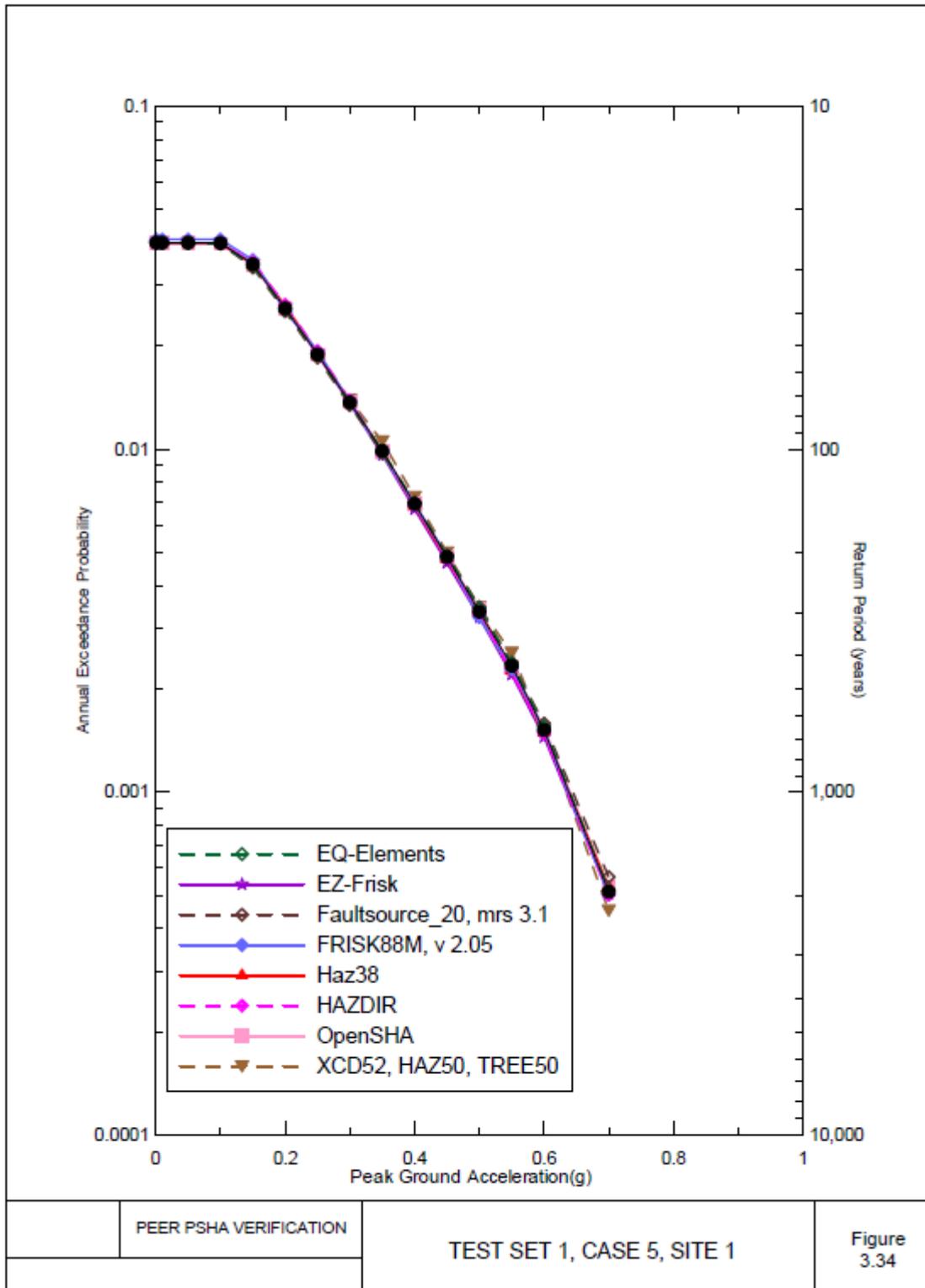


圖 1-4 案例 5 場址 1 之 PEER 報告手算解與軟體解的比較 (Thomas 等人, 2010)

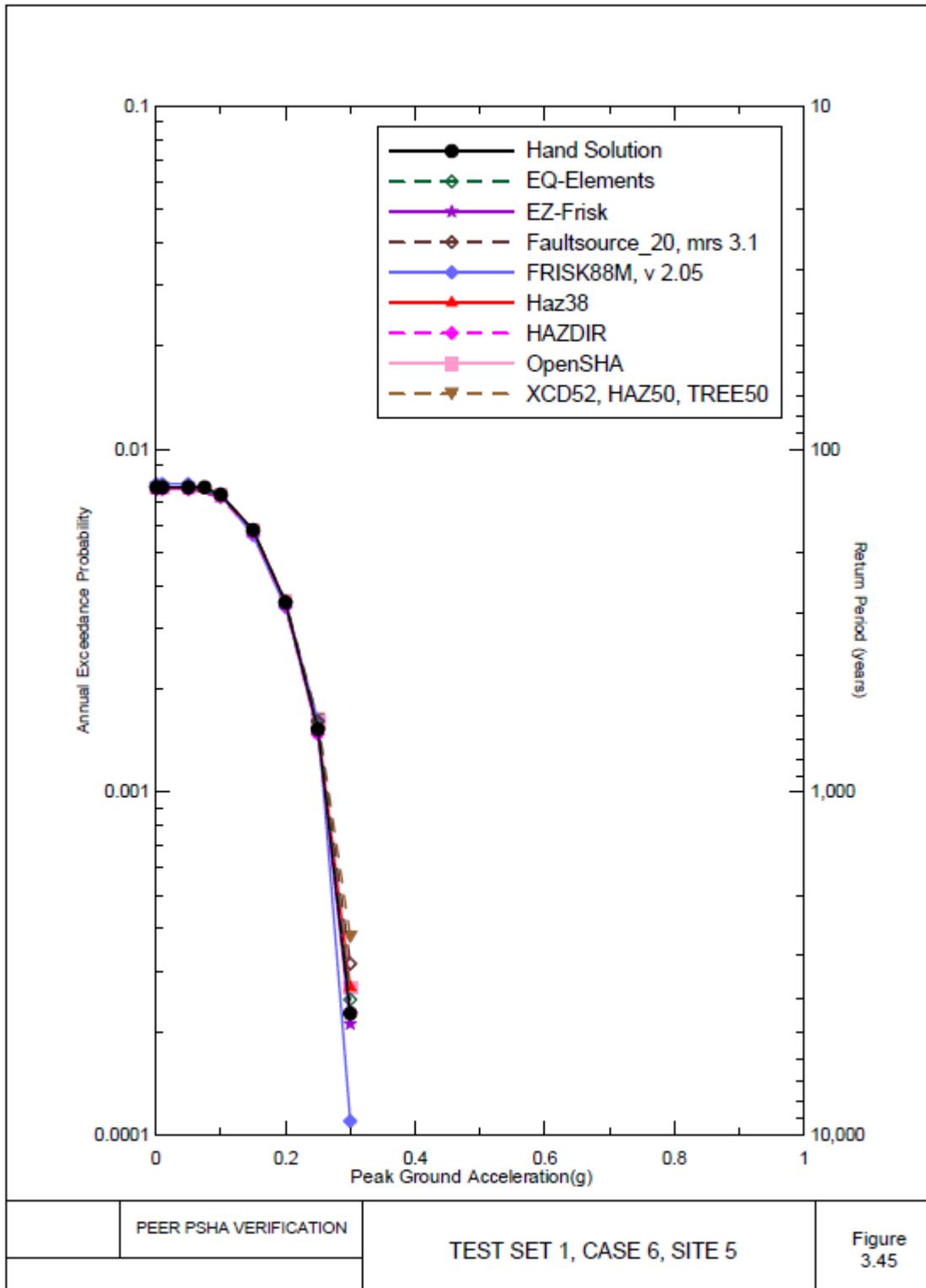


圖 1-5 案例 6 場址 5 之 PEER 報告手算解與軟體解的比較 (Thomas 等人, 2010)

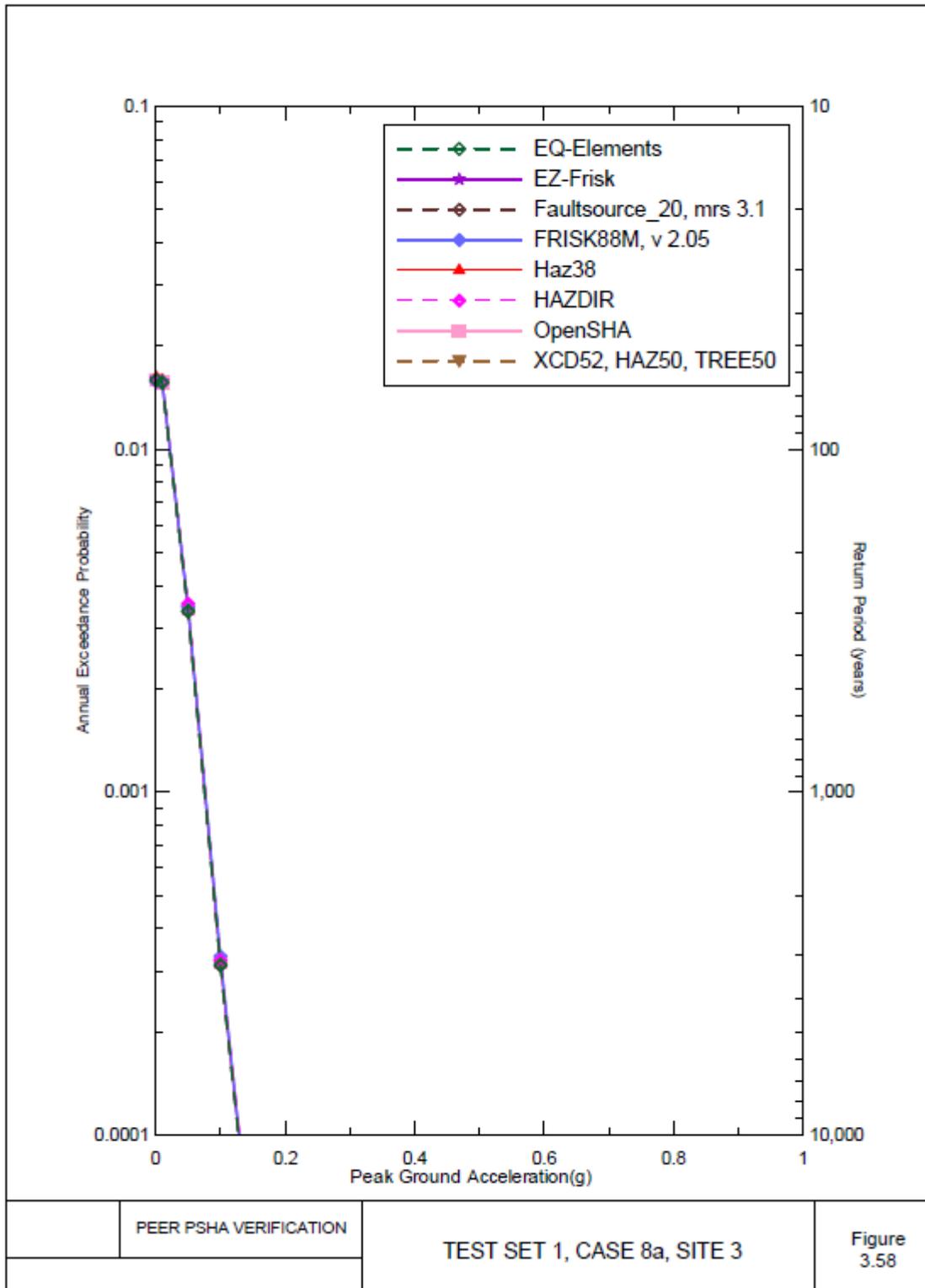


圖 1-6 案例 8a 場址 3 之 PEER 報告各套軟體解的比較 (Thomas 等人, 2010)

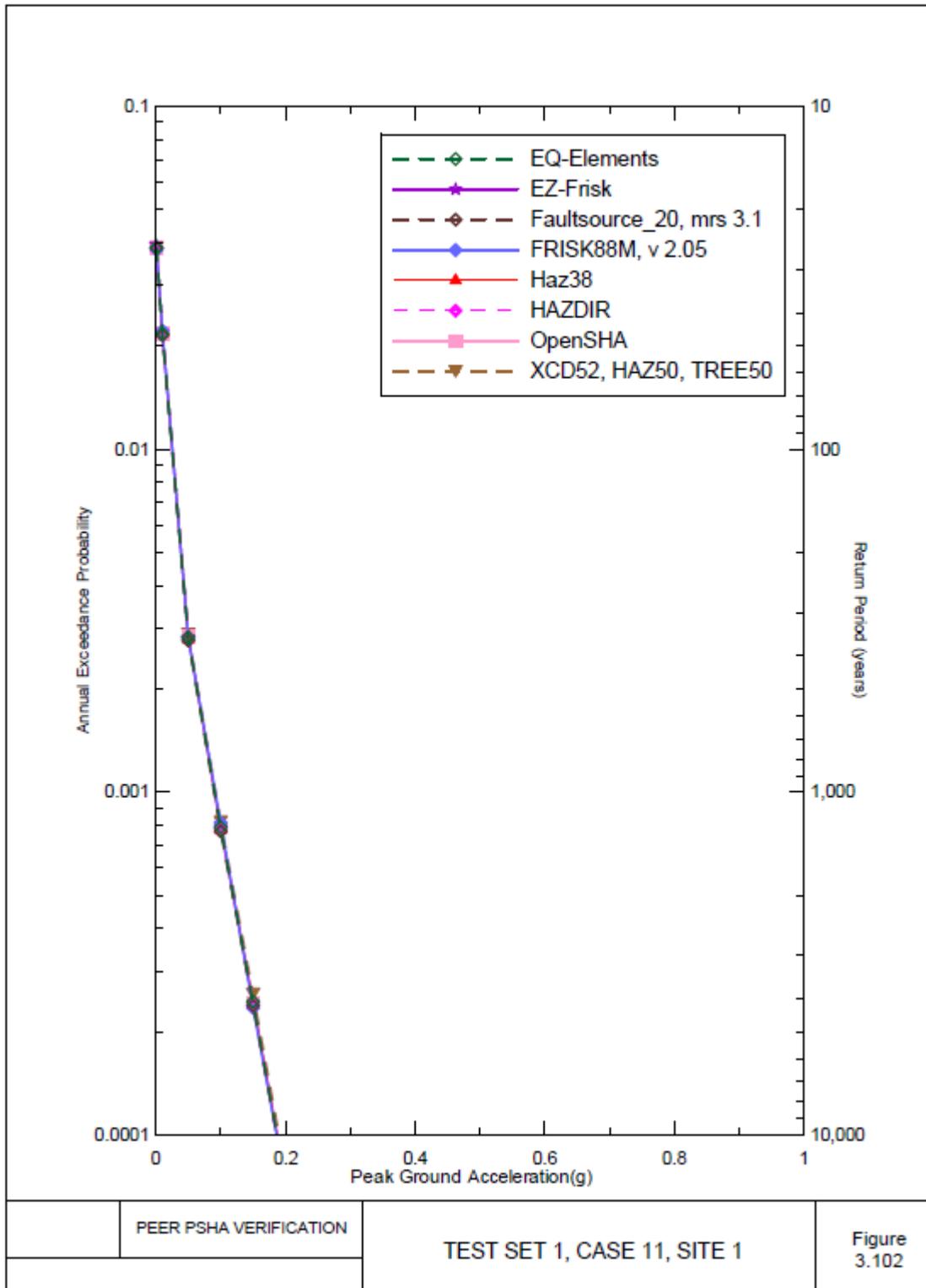


圖 1-7 案例 11 場址 1 之 PEER 報告各套軟體解的比較 (Thomas 等人, 2010)

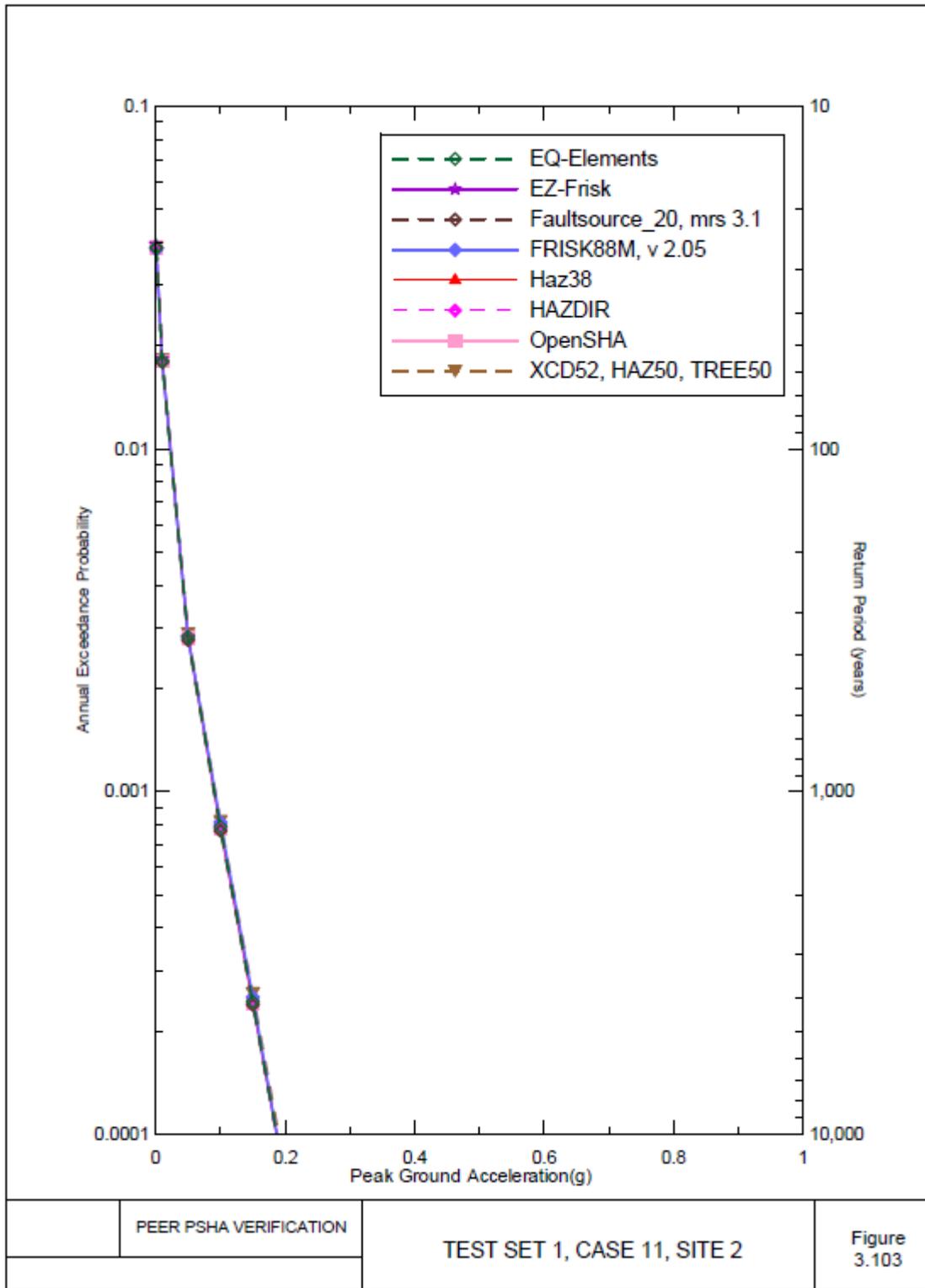


圖 1-8 案例 11 場址 2 之 PEER 報告各套軟體解的比較 (Thomas 等人, 2010)

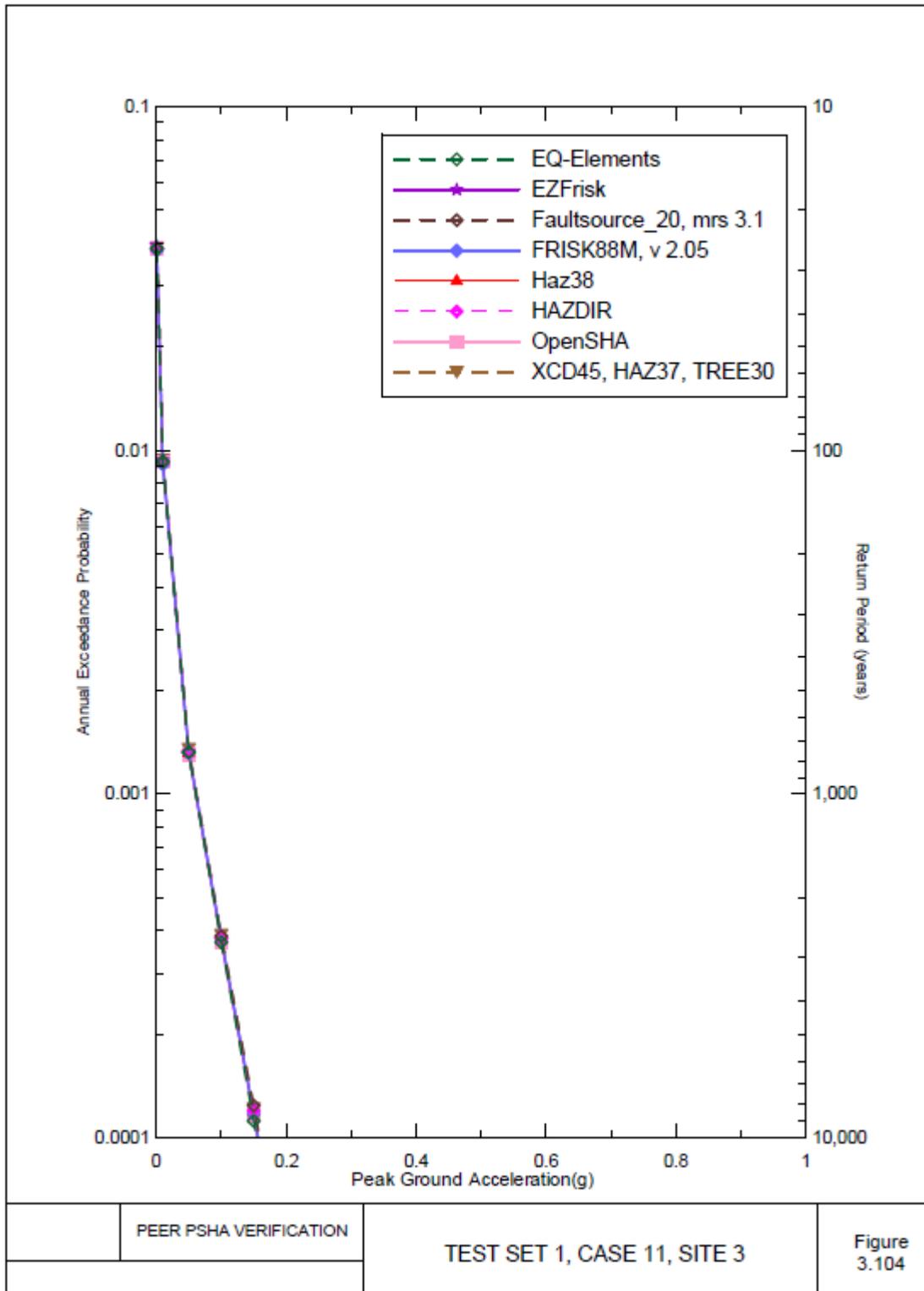


圖 1-9 案例 11 場址 3 之 PEER 報告各套軟體解的比較 (Thomas 等人, 2010)

## 二、GMPE 的知識不確定性

### (一) 概述

台灣電力公司因應山腳斷層等新事證，再度進行國內四座核電廠的 PSHA，並採取美國資深地震危害度分析委員會第 3 等級(SSHAC-3)的程序，此計畫委託國家地震工程研究中心執行。完整的 PSHA 需綜合考量隨機不確定性(aleatory uncertainty)和知識不確定性(epistemic uncertainty)，尤其 SSHAC-3 的 PSHA 更強調中值、主體和範圍(Center, Body and Range, CBR)必須為技術上可辯護的詮釋(Technical Defensible Interpretation, TDI)。

機率式地震危害度分析的基石為地動預估方程式(GMPE)，預估各種地動極值的中值，再依其自變數的不確定性和因變數的預估誤差，再加上地震發生次數的不確定性（皆為隨機不確定性），產生地震危害度曲線，評估地動極值的年超越機率。在 PSHA 中，無論震源特徵和地動特徵所採用的模式或所評估的參數，仍存有變異性和其它可能性，亦即考慮了眾多隨機不確定性所推算的地震危害度曲線並非惟一和絕對，為了囊括模式和參數的知識不確定性，目前常以節點(Node)代表可能出現的情況，這些情況對應的地震危害度曲線再以相對權重來結合。

在以往的 PSHA 中，常選用數條 GMPE，賦予相對權重，推算加權後的地震危害度曲線。如此作法在中值和主體上，可達技術上可辯護的詮釋，然而範圍意指尾端或極端情形的適當考量，非少量 GMPE 可以窺見。國家地震工程研究中心此次執行台灣電力公司四座核電廠的 PSHA，採用不同以往的方式來涵

蓋 GMPE 的知識不確定性，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，本計畫擬熟稔其進行方式。

## (二) Candidate GMPE

國家地震工程研究中心執行台灣電力公司四座核電廠的 PSHA，依據震源的不同，其 GMPE 區分為三類，即地殼震源 (Crustal Source)、潛沒帶界面震源 (Subduction Interface Source) 和潛沒帶板塊間震源 (Subduction Intraslab Source)。在前幾次工作會議和研討會中，參考資源專家和倡議專家的意見，選用國內和國外多條已發表的 GMPE 來建立候選 GMPE (Candidate GMPE)。這些已發表的 GMPE 取用了國內、外不同來源的強地動數據資料，國家地震工程研究中心保留其函數型式和部份係數，但以本土最新建立的強地動資料庫，重新估計其餘係數和單站標準差，稱為調整後的 GMPE，即候選 GMPE。

以地殼震源為例，共有 9 條候選 GMPE，即 ASK14adj、CB14adj、CY14adj、I14adj、PLCC17、Chao17、BSSA14adj、ASB14adj 和 Bi17，前 6 條候選 GMPE 的距離參數為  $R_{RUP}$ ，即場址至斷層開裂面的最短距離；後 3 條候選 GMPE 的距離參數為  $R_{JB}$ ，即場址至斷層開裂面投影至地表的最短距離。

候選 GMPE 的目的在於產生人為強地動資料庫，代表候選 GMPE 估計值的變異性，亦即模擬因應知識不確定性而產生的人為強地動數據。因此，人為強地動數據與實測強地動數據最主要的差別在於多了知識不確定性；相對而言，也少了一些隨機不確定性。

為了配合台灣電力公司 PSHA 的需求，這些人為強地動數據的  $V_{S30} = 760 \text{ m/s}$ ；正斷層的震源規模由 5.0 至 7.0，有 13 個值，橫移斷層和逆斷層的震源規模由 5.0 至 8.0，有 19 個值； $R_{JB}$  由 1 km 至 200 km，有 32 個值； $R_{RUP} = \sqrt{R_{JB}^2 + Z_{TOR}^2}$ ，其中  $Z_{TOR}$  為斷層開裂面至地表的最短垂直距離，設定與規模有關。

### (三) Common Form GMPE

候選 GMPE 有不同的函數型式，為使知識不確定性的考量趨於簡單一致，國家地震工程研究中心採用統一型式的 GMPE(Common Form GMPE)。以地殼震源和下盤場址為例，其統一型式 GMPE 為：

$$\ln S_a = \theta_1 + \begin{cases} \theta_2(M_{c1} - M_{c2}) + \theta_3(M - M_{c1}) & M < M_{c1} \\ \theta_2(M - M_{c2}) & M_{c1} \leq M < M_{c2} \\ \theta_4(M - M_{c2}) & M \geq M_{c2} \end{cases} + [\theta_5 + \theta_6(M - 5)] \ln \sqrt{R_{RUP}^2 + \theta_7^2} - \theta_8^2 R_{RUP} + \theta_9 Z_{TOR} + \theta_{10} F_{REV} + \theta_{11} F_{NM} \quad (2.1)$$

式中， $S_a$  為譜反應加速度(Spectral Response Acceleration)；逆斷層的  $F_{REV} = 1$ ， $F_{NM} = 0$ ；正斷層的  $F_{NM} = 1$ ， $F_{REV} = 0$ 。

式(2.1)有三個限制條件，即  $\frac{\partial \ln S_a}{\partial M} > 0$ 、 $\frac{\partial \ln S_a}{\partial R_{rup}} < 0$  和  $\theta_6 > 0$ 。

$S_a$  對應之週期有 18 個，即 0、0.01、0.02、0.03、0.05、0.075、0.1、0.15、0.2、0.25、0.3、0.4、0.5、0.75、1、1.5、2 和 3 秒。引用候選 GMPE 產生的人為強地動數據，進行迴歸分析，可估計式(2.1)的 11 個係數( $\theta_1$  至  $\theta_{11}$ )之中值和變異數矩陣。

### (四) Synthetic GMPE

依據式(2.1)的 11 個係數之中值和變異數矩陣，可隨機產出

多組式(2.1)的係數向量，代入式(2.1)，即成隨機合成的 GMPE (Synthetic GMPE)。在最近幾次的工作會議和研討會簡報中，皆說明有 2000 條隨機合成 GMPE。這 2000 條隨機合成的 GMPE 代表採用統一型式後，GMPE 的知識不確定性分佈，不過若是 GMPE 的節點有 2000 個選項，PSHA 的執行將非常不經濟。因此，必須從這 2000 條隨機合成 GMPE 篩選其中幾條 GMPE，並估算權重，置於 GMPE 的節點。

### (五) Representative GMPE

2000 條隨機合成的 GMPE 之差別當然是式(2.1)的係數向量不同之故，輸入不同的參數組合，如規模和距離等，2000 個  $S_a$  中值的差異程度也會各異。因此，GMPE 的知識不確定性分佈會與輸入參數有關，為了知識不確定性分佈的考量範圍更具代表性，故選擇對場址地震危害度最有貢獻的震源特徵作為輸入參數。對場址的地震危害度進行成因拆解後，可得佔有年超越機率百分比最高的參數組合，將之代入式(2.1)，即得 2000 個  $S_a$ 。這 2000 個  $S_a$  對應於 11 維的係數向量，數據很難在 11 維座標系統中觀察其離散情況，所以藉助 Sammon's Map 的二維座標表達方式，觀察數據的分佈情況和範圍。

國家地震工程研究中心將 2000 個  $S_a$  數據以一個橢圓概括之，並劃分為 17 個區域，再挑出最接近各區域形心位置的數據所對應的隨機合成 GMPE，稱為代表性 GMPE (Representative GMPE)。接著以各區域內數據個數和接近形心的程度，計算 17 條代表性 GMPE 的相對權重，最後完成 GMPE 節點的佈置。

## (六) Common Form GMPE 初步檢驗

經由台灣電力公司和國家地震工程研究中心的協助，取得隨機合成 GMPE 和代表性 GMPE 的過度性相關資料，據以進行初步檢驗。以地殼震源為例，共取得 17 個週期的隨機合成 GMPE，其個數列於表 2-1，發現都超過 2000 條，隨機合成 GMPE 個數的多寡影響 Sammon's Map 的區域劃分和代表性 GMPE 的相對權重。

週期 0.02 秒的隨機合成 GMPE 個數最少（2082 條），對其進行式(2-1)的  $M_{c1} < M_{c2}$  檢查，發現有 49 條不滿足此條件，比例為 2.35%。即令在 17 條代表性 GMPE 中，亦存在不滿足  $M_{c1} < M_{c2}$  的 GMPE。

接著對週期 0.02 秒的 2082 條隨機合成 GMPE 進行式(2-1)的  $\frac{\partial \ln S_a}{\partial M} > 0$  和  $\frac{\partial \ln S_a}{\partial R_{rup}} < 0$  檢查，發現有 3 條不滿足規模增函數條件，有幾條不滿足距離減函數條件，分別如圖 2-1 和圖 2-2 所示。

試著將其餘 2033 條符合  $M_{c1} < M_{c2}$  條件的隨機合成 GMPE 繪製 Sammon 圖，示於圖 2-3。Sammon 圖的用意在於將多維的資料可視化，圖 2-3 即為二維可視座標圖，中央較密集，周圍較鬆散。

表 2-1 地殼震源的隨機合成 GMPE

週期 (秒)	隨機合成 GMPE 個數
0.01	2087
0.02	2082
0.03	2282
0.05	2458
0.075	2406
0.1	2217
0.15	2862
0.2	3514
0.25	3049
0.3	3213
0.4	3451
0.5	3718
0.75	3829
1	3862
1.5	3753
2	2739
3	2543

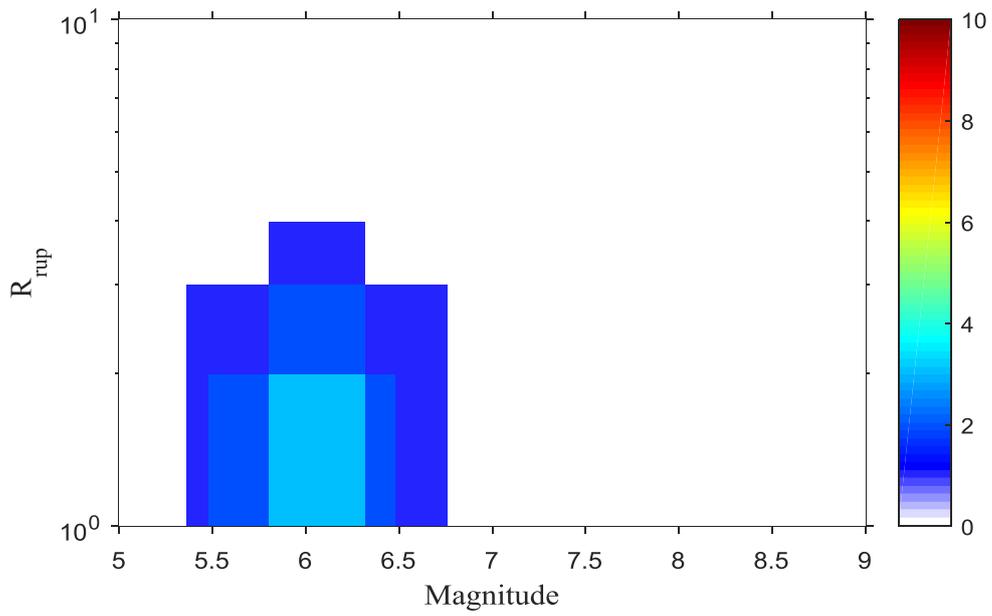


圖 2-1 隨機合成 GMPE 不符合規模增函數條件的個數和分佈

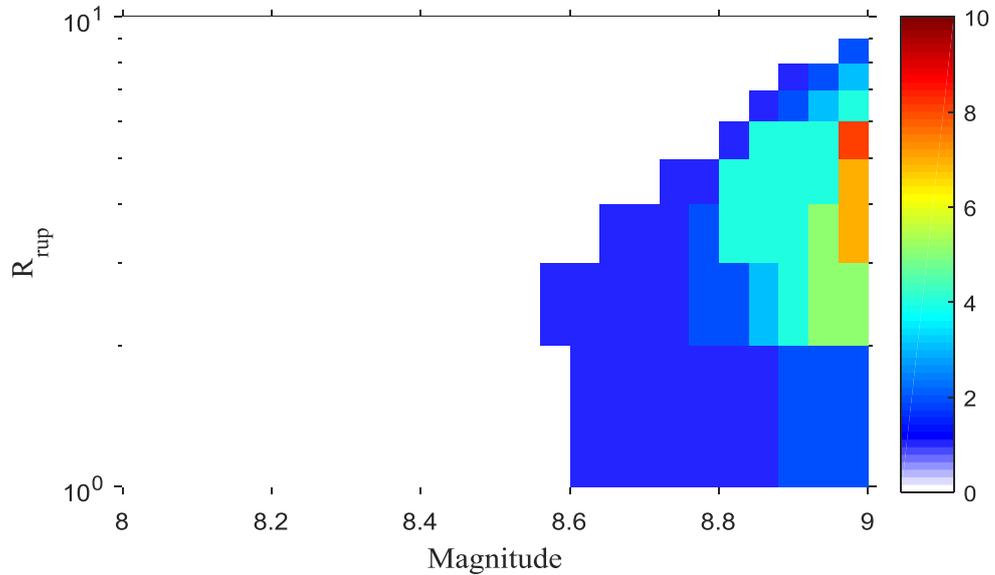


圖 2-2 隨機合成 GMPE 不符合距離減函數條件的個數和分佈

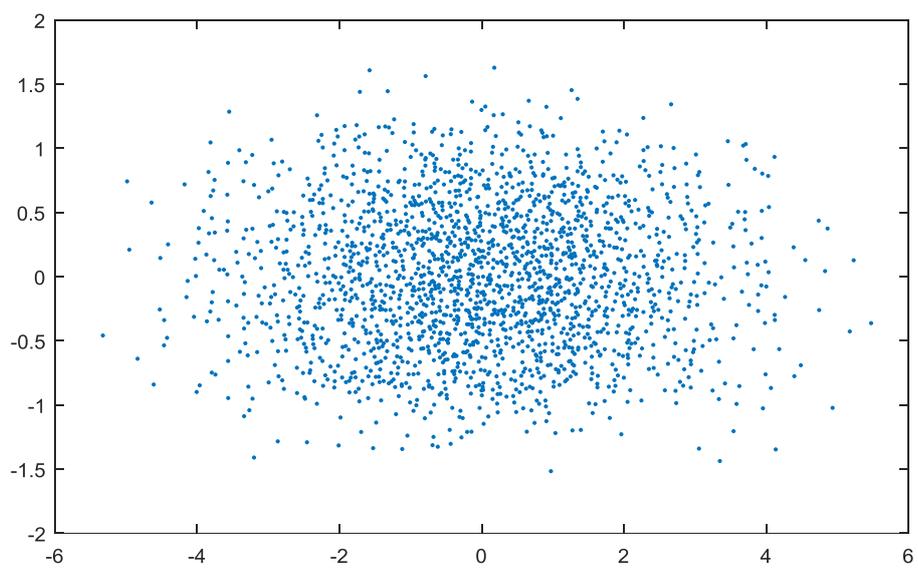


圖 2-3 二維 Sammon 圖

### 三、考慮近斷層特性之目標反應譜調整方法

#### (一) 近斷層震波之特性與分類

##### 1. 近斷層震波之特性

相較於一般(遠域)震波，近斷層震波具有長週期脈衝型式(pulse-like)的地表速度歷時，其特性為週期長且幅度大之速度脈衝。圖 3-1 分別比較台灣四個測站分別量測到近、遠域震波之正規化加速度反應譜(盧與張 2003)。其中，四筆近域震波為集集地震之震波。由此圖可明顯發現，近域震波在反應譜長週期段之譜加速度值遠高於一般遠域震波之值，顯示近域震波對於長週期之結構系統(如隔震建物、中高樓建物及長跨度橋梁等)危害可能會遠高於遠域震波。再者，由近斷層震波之時間域來看，圖 3-2 與 3-3 分別為繪製前述四筆近域與遠域震波之加速度歷時圖。比較此圖 3-2 與 3-3 可知，在圖 3-2 之近域震波歷時中，除高頻訊號外均含有類似脈衝波形之長週期成份，而在圖 3-3 之遠域震波中則無此一脈衝波成份。

一般而言，近斷層震波特性產生之成因可分為指向效應(directivity effect)、滑移效應(fling step)及上盤效應(hanging wall effect)等。而長週期脈衝特性與指向效應較有關聯。所謂指向效應之成因則與斷層走向有關，當斷層錯動時會對其附近場址傳遞震波，而當地表振動(震央)所產生之震波與斷層錯動所產生之震波同時抵達同一個場址時，這兩種震波疊加後之結果即產生長週期之速度脈衝。圖 3-4 為近域震波之速度歷時圖(Kalkan 等 2006)，在速度歷時中可以明顯觀察到速度脈衝，其成因乃是由指向效應所引起，而此效應大多發生於正交斷層錯動方向(fault

normal)之震波，亦即震波之傳遞方向與斷層走向垂直之方向，如圖 3-5 所示(Baker 2007)，圖中星號為觀測到指向效應近斷層震波之測站點位。

## 2. 近斷層震波脈衝週期之決定

在進行近斷層震波相關研究之前，首先必須判定所給定的震波是否具有前述指向效應之近斷層震波。目前對於如何以量化的方式區分近斷層震波與一般遠域震波尚無標準的作法。而文獻中常用的分類方式為 Baker 與 Shahi (2007, 2014)所建議之方法，因此本案採用此法作為判定近域震波之依據。該法首先以小波理論對所給定的歷時震波進行分析，並從中擷取出速度脈衝(extracted pulse)，留下殘餘震波(residual)，並由前者之擷取震波辨識該歷時震波之速度脈衝週期( $T_p$ )，以下介紹此法。

### (1) 小波分析法(wavelet analysis)

小波分析是利用有限或快速衰減的振盪波函數來表示訊號之主要波形，常用於影像分析與訊號分析。小波轉換公式如下所示

$$c(s,l) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) \Phi_{s,l}(t) dt = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) \frac{1}{\sqrt{s}} \Phi\left(\frac{t-l}{s}\right) dt \quad (3.1)$$

其中， $\Phi(t)$ 為母小波函數， $s$ 為縮放因子、 $l$ 為平移係數， $f(t)$ 為原震波函數， $C(s,l)$ 為小波轉換係數。上式中， $l$ 代表訊號特定時間位置與 $s$ 代表縮放因子，這兩個因子為連續小波之轉換係數，亦代表了速度脈衝的特徵。圖 3-6 為 Baker (2007)所採用的母小波函數，稱為 4 階多貝西小波(Daubechies wavelet of order 4)，採用此函數的原因乃因其波形(waveform)與近斷層震波之長週期速度脈衝最為相似。圖 3-7 為運用小波分析(母小波函數採

用多貝西小波 4 階)將原始歷時震波(original ground motion)分解成數個小波(wavelet)，再將這些小波重新組合為重組震波(reconstructed ground motion)，可以發現重組震波與原始震波非常相似，因此多貝西小波 4 階適用於辨識近斷層震波之速度脈衝。圖 3-8 為利用小波分析方法，對 0206 花蓮地震進行小波轉換之結果，圖(a)為花蓮地震原始震波波形，圖(b)與圖(c)分別為由小波轉換所萃取出之脈衝波(extract pulse)與殘餘震波(residual ground motion)。由上述範例可知，由於地震歷時振幅(amplitude)與頻率內涵(frequency)具有高度變化性，若僅由時間域來分析地震歷時，不易辨識出速度脈衝。此乃因速度脈衝在短時間內會產生極大的振幅，同時頻率內涵亦集中在特定的區域內，而小波分析可同時於時間域與頻率域中得到速度脈衝之特徵，將短時間與特定頻率中的訊號以小波之形式表現，相較於傅立葉分析僅為正弦波之組合，其頻率不隨時間改變，更適合用於描述近域震波之特性以進行相關之研究。

## (2) 小波轉換用於兩正交方向之震波

上述 Baker 於 2007 所提出之小波理論方法雖可用以判斷震波是否屬於近域震波，但僅能考慮單一方向之歷時震波(通常為正交於斷層走向)。但若觀測方向並非正交於斷層走向，則在 X-Y 方向(二個正交方向)上可能同時觀測到長週期速度脈衝之成份。因此，Shahi 和 Baker (2014)建議一方法，可用以辨識雙向近域震波，該法首先將雙向震波投射於特定軸線上之單向震波，並將此軸線於 0 至 180 度內依序旋轉，每轉向一次便執行一次上述 Baker 小波分析法，如此可改善該方法僅能適用於單向

歷時震波之缺點。不過由於震波每旋轉一次便需判別一次，計算上較為費時。有鑑於此，Shahi 與 Baker 乃於 2014 年利用小波轉換正交性之特性來減少計算時間。首先，將兩正交方向之地震歷時以旋轉角  $\theta$  進行組合，以計算旋轉角  $\theta$  方向上之地表運動  $f(t, \theta)$  如下

$$f(t, \theta) = f_1(t) \cdot \cos(\theta) + f_2(t) \cdot \sin(\theta) \quad (3.2)$$

式中， $f_1(t)$  與  $f_2(t)$  為二正交方向上之歷時震波， $\theta$  為與  $f_1(t)$  夾角。再將上式代入(3.1)式可得

$$c(s, l, \theta) = \frac{1}{\sqrt{s}} \int_{-\infty}^{\infty} f(t, \theta) \phi\left(\frac{t-l}{s}\right) dt \quad (3.3)$$

或

$$\begin{aligned} c(s, l, \theta) &= \frac{1}{\sqrt{s}} \int_{-\infty}^{\infty} (f_1(t) \cdot \cos(\theta) + f_2(t) \cdot \sin(\theta)) \phi\left(\frac{t-l}{s}\right) dt \\ &= \frac{1}{\sqrt{s}} \int_{-\infty}^{\infty} (f_1(t) \cdot \cos(\theta)) \phi\left(\frac{t-l}{s}\right) dt \\ &\quad + \frac{1}{\sqrt{s}} \int_{-\infty}^{\infty} (f_2(t) \cdot \sin(\theta)) \phi\left(\frac{t-l}{s}\right) dt \\ &= c_1(s, l) \cdot \cos(\theta) + c_2(s, l) \cdot \sin(\theta) \end{aligned} \quad (3.4)$$

再者，若令  $\beta$  為轉換係數  $c(s, l, \theta)$  發生最大值  $c_{\max}(s, l)$  時之旋轉角，則對上式微分以求極值可得

$$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{c_2}{c_1}\right) = \theta_{\max} \quad (3.5)$$

再者，將上式代入(3.4)式可計算轉換係數最大值  $c_{\max}(s, l)$  如下

$$c_{\max}(s, l) = \max_{\theta} c(s, l, \theta) = \sqrt{c_1^2(s, l) + c_2^2(s, l)} \quad (3.6)$$

由上式可知，最大轉換係數  $c_{\max}(s, l)$  僅與時間平移因子( $l$ )及縮放因子( $s$ )有關。當所計算出的小波轉換係數  $c_{\max}(s, l)$  較大時，即代表某一段地震歷時在該時間位置( $l$ )之能量較集中，是

一個很好的辨識速度脈衝的指標。由上式亦可知，為求得最大轉換係數  $c_{\max}(s, l)$ ，吾人僅需計算任意二正交方向上之  $c_1$  與  $c_2$ ，而不必旋轉座標軸，如此可節省大量運算時間。若吾人將兩正交方向之震波速度歷時  $f_1(t)$  與  $f_2(t)$  以角度  $\theta = \beta$  與(3.2)式的方式加以組合即稱為「原始震波」(original ground motion)。完成原始震波之計算後，即可如前述對該震波進行小波分析辨識與擷取速度脈衝。

### 3. 近斷層震波分類準則

利用前述 Baker 與 Shahi 所提出的小波分析法進行震波解析後，尚無法判定是否為近域震波，因為無論是近域或一般遠域震波，皆可萃取出歷時震波中之脈衝波與殘餘波成份，因此需有一套量化的近域震波判定準則，來判定某筆歷時震波之脈衝波成份是否符合近斷層震波之標準。本文採用 Baker (2007) 及 Shahi 與 Baker (2014) 所提之判定準則。Baker 於 2007 提出了三個指標與判定準則，作為近域震波分類之依據，說明如下：

(1) 脈衝指標(pulse indicator, PI)：脈衝指標(PI)之計算是依據單向小波轉換係數公式(即 (3.2)式)，經過分析後計算之

$$PI = \frac{1}{1 + e^{-23.3 + (14.6)(PGV \text{ ratio}) + (20.5)(energy \text{ ratio})}} \quad (3.7)$$

式中之 PGV ratio 與 energy ratio 定義如下

$$PGV \text{ ratio} = \frac{PGV_{(residual \ record)}}{PGV_{(original \ record)}},$$

$$energy \ ratio = \frac{energy_{(residual \ record)}}{energy_{(original \ record)}} \quad (3.8)$$

其中，PGV ratio 表示殘餘震波(residual)與原始震波(original)地

表尖峰速度 PGV 之比值，energy ratio 則二者震波能量之比值，此兩個比值越低時，代表殘餘震波所剩下的 PGV 與震波能量越少，則該震波越有可能為近斷層震波。Baker (2007)建議近斷層震波之脈衝指標應大於 0.85，亦即  $PI > 0.85$ 。

(2) 脈衝抵達延時(pulse arriving time)：由於大多數近斷層震波之產生原因為指向效應，因此在地震歷時中速度脈衝應發生於較早的時間(early-arriving pulse)，可利用以下方法進行判斷。首先，定義累積速度平方 CSV (cumulative square velocity) 如下

$$CSV(t) = \int_0^t V^2(\tau) d\tau \quad (3.9)$$

式中， $V(t)$  為震波速度歷時。接著，計算原始震波累積 CSV 達 20% 之時間  $t_{20\%,orig}$  (如圖 3-9(a)所示)，與脈衝震波累積 CSV 達 10% 之時間  $t_{10\%,pulse}$  (如圖 3-9(b)所示)。近域震波必須滿足  $t_{10\%,pulse} \leq t_{20\%,orig}$  之條件(如圖 3-9(c)所示)。倘若計算結果  $t_{10\%,pulse} < t_{20\%,orig}$  (如圖 3-10 所示)，則該筆震波即被判定為不具近域特性之震波。

(3) 地表尖峰速度(PGV)：有些震波雖可以透過小波分析擷取出速度脈衝，但因為其 PGV 太小，震波能量不足，對於結構系統的損傷較低，因此 Baker (2007)建議原始震波之 PGV 需大於 30 cm/s 方屬於近域震波，亦即  $PGV > 30 \text{ cm/s}$ 。

上述 Baker (2007) 所提出之三個近斷層震波分類指標及其準則僅適用於單向震波，其後 Shahi 與 Baker (2014) 則提出改良後之判定指標與準則，以適用於雙向震波，如下：

(1) 脈衝指標(pulse indicator, PI)：脈衝指標(PI)之計算則是依據雙向小波轉換係數公式(參見(3.4)式)，經過分析後得之如下所示

$$PI=(9.384)(0.76-PC-0.0616(PGV)(PC+6.914\times 10^{-4}(PGV)-1.072))-6.179 \quad (3.10)$$

式中，PC 稱為脈衝成份因子(pulse component)，定義如下

$$PC=0.63\times(PGV \text{ ratio})+0.777\times(\text{energy ratio}) \quad (3.11)$$

其中，PGV ratio 與 energy ratio 如前所定義。PI 之值應滿足  $PI > 85\%$ ，該筆震波方屬於近域震波。

(2) 脈衝抵達延時：首先計算原始震波累積 CSV 達 17% 之時間與萃取脈衝震波累積 CSV 達 5% 之時間，計算方式同前。若二者滿足  $t_{5\%, pulse} < t_{17\%, orig}$  之條件，則代表速度脈衝於地震歷時中發生較早，故該筆震波可為近域震波，反之則否。

綜合比較 Shahi 與 Baker (2014) 與 Baker (2007) 之近斷層震波分類準則，可知二者的脈衝指標 PI 計算公式略有不同，脈衝抵達延時指標的累積時間百分比亦有所差異。而 Shahi 與 Baker (2014) 準則第一點實為 Baker(2007) 準則第一點與第三點之統合，因為(3.10)式中包含了 PGV 之值。

## (二) 目標反應譜調整方法(Narrowband 窄頻模型)

如圖 3-1 所示，與一般遠震波比較，近斷層震波於反應譜的中長週期區段之譜加速度值並非以  $1/T$  遞減(即與結構之週期  $T$  成反比)，因此近斷層震波之反應譜應與設計規範有所不同，應予調整。NIST(2011)建議可採用 Shahi 與 Baker 於 2011 年所建議的指向效應窄頻模型(narrowband model)做為調整反應譜譜形

之方法，其調整後之反應譜與結構所在場址可能發生之長週期速度脈衝週期( $T_p$ )有關。以下將根據 Shahi 與 Baker 於 2011 與 2013 年所發表之參考文獻以詳細說明此一方法。需特別留意者，由於以下所提之 Shahi 與 Baker (2011, 2013)反應譜調整方法，並未區分工址係位於斷層的上盤(hanging wall)或下盤(foot wall)區域，故該方法可能並未特別考慮近斷層震波中上下盤效應(effect of hanging and foot wall)對反應譜所產生之影響差異。

由於傳統危害度分析中，所採用之地表運動預測公式(ground motion prediction equation, GMPE)係將包含遠域與近域在內之全部震波樣本加以迴歸而得，故並未特別考量近斷層震波特性。因此 Shahi 與 Baker (2011, 2013)利用前文有關近斷層震波之分類方法，由 PEER-NGA 地震資料庫中辨識出 179 筆近斷層震波及其長週期速度脈衝週期( $T_p$ )。再利用這些震波迴歸出所謂的窄頻模型，該模型可用以調整原始反應譜之譜加速度值，如下式

$$S_{a,pulse} = (Af)(Df)(S_{a,gmm}) \quad (3.12)$$

其中， $S_{a,gmm}$  為調整前由原始地動模型(ground motion model, GMM)所推得之反應譜譜加速度值， $S_{a,pulse}$  為調整後考慮近域震波指向效應之譜加速度值， $Af$  與  $Df$  分別為由 179 筆地震樣本迴歸而得之反應譜放大因子與折減因子之中值。其中，調整前之反應譜，本文又稱之為目標反應譜(target spectrum)。上式中之反應譜放大因子  $Af$  係用以放大目標反應譜以考量近斷層震波之速度脈衝效應；而反應譜折減因子  $Df$  係用以去除目標反應譜中原有包含近斷層震波中速度脈衝之效應，折減因子之目的係為

了避免  $Af$  與  $S_{a,gmm}$  同時雙重考慮速度脈衝效應對反應譜之影響。

## 1. 反應譜放大係數

Shahi 與 Baker (2011) 採用對數常態分析機率模型，將含有近域特性之反應譜譜加速度  $S_{a,pulse}$  分解為放大係數  $Af$  與原始譜加速度  $S_{a,no pulse}$  (不含近域特性) 之乘積，若以對數表示如下

$$\begin{aligned}\ln S_{a,pulse} &= \ln\left(\frac{S_{a,pulse}}{S_{a,no pulse}} \cdot S_{a,no pulse}\right) = \ln(Af \cdot S_{a,no pulse}) \\ &= \ln Af + \ln S_{a,no pulse}\end{aligned}\quad (3.13)$$

由上式可知，放大係數  $Af$  即為  $S_{a,pulse}$  與  $S_{a,no pulse}$  之比值，且假設調整前之反應譜  $S_{a,no pulse}$  所採用之地表運動模型，並不包含具有速度脈衝(no pulse)近域特性之震波。同時，上式亦意謂，吾人可藉由反應譜放大係數  $Af$  與原始譜加速度  $S_{a,no pulse}$  相乘，即可求得考慮速度脈衝效應之譜加速度值  $S_{a,no pulse}$ 。上式中之反應譜放大係數  $Af$  之對數中值  $\mu_{\ln Af}$ ，可由以下經驗公式求得(如圖 3-11 所示)

$$\mu_{\ln Af} = \begin{cases} (1.131)\exp(-(3.11)(\ln(T/T_p)+0.127)^2)+0.058 & \text{if } T \leq 0.88(T_p) \\ (0.924)\exp(-(2.11)(\ln(T/T_p)+0.127)^2)+0.225 & \text{if } T > 0.88(T_p) \end{cases}\quad (3.14)$$

上式為由迴歸而得之經驗公式， $T$  為結構週期變數， $T_p$  為選定之速度脈衝週期。

## 2. 反應譜折減係數

如前所述，(3.13)式中之調整前之反應譜  $S_{a,no pulse}$  為不含近域特性之反應譜，但是一般地表運動模型係由眾多地震歷時資料加以迴歸而得，而這些歷時資料可能包含有速度脈衝與不含速度脈衝之震波，故 Shahi 與 Baker (2011)提出了反應譜折減係數

$Df$ ，用以將一般常用的地表運動模型  $S_{a,gmm}$  轉換成僅考慮不含速度脈衝之震波模型  $S_{a,no\ pulse}$ ，如下所示

$$\ln S_{a,no\ pulse} = \ln\left(\frac{S_{a,no\ pulse}}{S_{a,gmm}} \cdot S_{a,gmm}\right) = \ln(Df \cdot S_{a,gmm}) = \ln Df + \ln S_{a,gmm} \quad (3.15)$$

由上式可知，反應譜折減係數  $Df$  之物理意義為不含速度脈衝之反應譜  $S_{a,no\ pulse}$  與原地動模型所得反應譜  $S_{a,gmm}$  之比值。 $Df$  之經驗公式如下

$$\mu_{\ln Df} = \begin{cases} \max[-0.0905 \cdot \ln T \cdot g_M \cdot g_R, -0.0905 \cdot \ln 2 \cdot g_M \cdot g_R] & \text{for strike-slip} \\ -0.029 \cdot (\ln T) \cdot g_M \cdot g_R, & \text{for non-strike-slip} \end{cases} \quad (3.16)$$

$$g_M = \begin{cases} 0 & \text{if } M < 6 \\ (M-6)/0.5 & \text{if } 6 \leq M \leq 6.5 \\ 1 & \text{if } M \geq 6.5 \end{cases}, \quad g_R = \begin{cases} 10 - r_{jb} & \text{if } r_{jb} \leq 10\text{km} \\ 0 & \text{if } r_{jb} > 10\text{km} \end{cases} \quad (3.17)$$

其中， $\mu_{\ln Df}$  為折減係數  $Df$  之中值， $T$  為週期變數， $M$  為地震規模， $r_{jb}$  為工址與斷層距離(Joyner-Boore distance)；strike-slip 為滑移斷層，可分為左移斷層與右移斷層；non strike-slip 為非滑移斷層，可分為正斷層與逆斷層。在應用上述公式時，需先選定地震情境(scenario)，因為由(3.16)式知， $Df$  之中值  $\mu_{\ln Df}$  與特定斷層之地震規模  $M$  與工址距離  $r_{jb}$  有關。

### 3. 脈衝週期的決定

由(3.14)式可知，反應譜放大係數  $Af$  與近域震波之速度脈衝週期  $T_p$  有關，而許多研究均顯示速度脈衝週期  $T_p$  與地震規模  $M$  有關，本報告擬採用 Shaih and Baker (2011)所建議之迴歸關係式

$$\mu_{\ln T_p} = -5.73 + 0.99M, \quad \sigma_{\ln T_p} = 0.56 \quad (3.18)$$

式中， $\mu_{\ln T_p}$  為脈衝週期  $T_p$  之對數中值， $\sigma_{\ln T_p}$  脈衝週期  $T_p$  之對

數標準差。圖 3-12 為用以迴歸(3.18)式之原始資料點，由圖可知當  $T_p$  小於 0.6 秒之速度脈衝觀測點較少，故建議前述之反應譜放大係數僅適用於  $T_p$  大於 0.6 秒的條件。

#### 4. 地震規模的決定

(3.18)式中之地震規模  $M$ ，可依鄰近場址附近之活動斷層在歷史上所發生之最大地震規模加以決定。若該斷層屬於較活躍之第一類斷層，則可查詢我國建築物耐震設計規範第二章表 2-3 以決定最大地震規模(內政部營建署，2011)。需注意者，(3.18)式中之地震規模是採用地震矩規模( $M_w$ )，在應用時可利用中央氣象局轉換公式將我國常用的芮式地震規模( $M_L$ )轉換成地震矩規模( $M_w$ ) (鄭世楠等, 2010)，如下式

$$M_w = (M_L - 0.338) / 0.961 \quad (M_L \leq 6.0) \quad (3.19)$$

$$M_w = \exp((M_L + 3.131) / 5.115) \quad (M_L \geq 5.5) \quad (3.20)$$

若鄰近斷層非屬第一類活動斷層，則無法由建築物耐震規範直接查得，此時必須利用其他方法以推估地震規模。為方便應用，本文建議採用 Wells and Coppersmith(1994)之地震矩規模( $M_w$ )與斷層破裂長度( $L$ )之經驗關係式以推估震矩規模。其經驗公式如下(其資料點如圖(3-13)所示)(簡文郁等, 2014)：

$$M_w = 4.86 + 1.32 \times \log_{10}(L), \sigma = 0.34 \quad (\text{正斷層}) \quad (3.21)$$

$$M_w = 5.0 + 1.22 \times \log_{10}(L), \sigma = 0.28 \quad (\text{逆斷層}) \quad (3.22)$$

$$M_w = 5.16 + 1.12 \times \log_{10}(L), \sigma = 0.28 \quad (\text{平移斷層}) \quad (3.23)$$

上式中斷層長度  $L$  之單位為公里。上述公式係 Wells and

Coppersmith 利用加州地區 224 筆斷層地震分析出不同形式斷層其破裂長度  $L$  與震矩規模之關聯性，公式所示為其中值與標準差  $\sigma$ 。因此，應用上式前，必須先了解鄰近斷層係屬於正斷層 (normal fault)、逆斷層 (reverse fault) 或平移斷層 (strike-slip fault)，方可決定所採用之公式。

再者，有關地震矩規模 ( $M_w$ ) 之推估，部份文獻亦提供與斷層破裂長度 ( $L$ )、斷層破裂寬度 ( $W$ )、斷層面積 ( $A$ ) 及平均錯動量 ( $D$ ) 相關之地震矩規模經驗公式 (林欣儀 2004; Wells and Coppersmith 1994)。但由於斷層破裂長度 ( $L$ ) 之觀測資料較易於取得，故為便於工程應用，本報告僅採用與斷層破裂長度之地震矩規模經驗公式。另則，文獻 (林欣儀 2004) 使用 2003 年所觀測到的六筆台灣本土地震觀測資料以迴歸建立地震規模與斷層破裂長度、斷層破裂寬度、斷層面積及平均錯動量之經驗公式。但因所採資料量較少僅有六筆，故本文並未採用其建議之公式。

### (三) 本文建議之反應譜調整步驟與流程

為方便工程師之應用，本文按照上述說明以圖 3-14 之執行步驟流程圖加以展現，以供使用者了解如何應用上述方法調整即有反應譜以考量近斷層震波之特性。以下逐一說明圖 3-14 之步驟流程。

1. 查詢工址附近之第一類活動斷層：可透過中央地質斷層所之網站等資料庫、我國耐震設計規範或其他資料來源，查詢工址所在鄰近區域是否有第一類活動斷層。
2. 決定震矩規模  $M_w$ ：鄰近斷層若屬第一類活動斷層，可利用我國建築物耐震設計規範查詢該斷層在歷史上發生之最大地震

規模，再利用(3.19)與(3.20)式轉換成震矩規模  $M_w$ 。若鄰近斷層非屬第一類活動斷層，則可利用斷層破裂長度推算地震規模，如(3.21)式所示。

3. 計算工址可能發生之震波速度脈衝週期  $T_p$ ：依據步驟(2)選定之地震矩規模  $M_w$ ，利用(3.18)式(即  $T_p$  與  $M_w$  關係式)推算速度脈衝週期  $T_p$  之中值(median)或加減一個對數標準差之值。
4. 計算工址距斷層之距離  $R$ ：根據 (3.17)式之說明，工址與斷層之距離原應採用距離斷層投影至地表面之最短距離( $r_{jb}$ )，但為方便使用，亦可利用中央地質調查所網站查詢工址鄰近活動斷層之平面距離  $R$ ，其單位為公里。
5. 依指向效應模型調整反應譜之譜形：本文採用指向效應模型中之窄頻模型(narrowband model)方法調整目標反應，其公式如(3.12)式所示。首先必須先選定現有反應譜  $S_{a,gmm}$ ，再利用(3.14)式與(3.16)式計算放大係數  $Af$  與折減係數  $Df$ ，最後再利用(3.12)式將  $S_{a,gmm}$  調整為考量近斷層特性之反應譜  $S_{a,pulse}$ 。

#### (四) 我國核電廠之考量近斷層效應反應譜

為說明本文之調整方法與步驟，以下將針對我國三座核電廠所在場址，分別計算考量近斷層效應之反應譜。所考量之斷層分別為鄰近核一廠與核二廠之山腳斷層，以及鄰近核三廠之恆春斷層。

##### 1. 核一廠與核二廠反應譜（山腳斷層）

- (1) 查詢場址附近之活動斷層：根據經濟部中央地質調查所公告，臨近核一廠與核二廠之活動斷層為山腳斷層，距離分

別為 6.8 公里與 4.8 公里。山腳斷層為正移斷層，呈北北東走向，可以分為 2 段：南段自台北縣樹林向北延伸至台北市北投區，長約 13 公里；北段由北投向北延伸至台北縣金山，長約 21 公里(經濟部中央地質調查所)。

- (2) 決定地震規模  $M$ ：由於山腳斷層屬於第二類活動斷層，因此無法由建物耐震規範查得地震規模，故改以(3.21)式之正斷層公式推估震矩規模。將上述斷層破裂長度  $L=34$  公里(蔡家民等, 2014)代入(3.21)式可得震矩規模如下

$$M_w = 4.86 + 1.32 \times \log_{10}(34) = 6.9$$

- (3) 計算速度脈衝週期  $T_p$ ：利用步驟(2)所得結果，經由(3.18)式可推算工址可能受到長週期速度脈衝週期  $T_p$  之中值，如下

$$\mu_{\ln T_p} = -5.73 + 0.99(6.9) = 1.101,$$

$$T_p = 3 \text{ 秒}$$

若將  $T_p$  之中值加減一個對數標準差，其值範圍為：

$$1.71 \text{ 秒} < T_p < 5.25 \text{ 秒}$$

- (4) 工址距斷層之距離  $R$ ：利用中央地質調查所網站查詢鄰近臨近核一廠與核二廠之活動斷層為山腳斷層，距離分別為 6.8 公里與 4.8 公里，如圖 3-15 所示。

- (5) 依指向效應窄頻模型調整反應譜之譜形：核一與核二廠於調整反應譜時必須分開計算如下。

(i) **核一廠之反應譜**：將核一廠所推求之斷層參數，亦即  $M_w = 6.9$ ， $T_p = 3$  秒、 $R = r_{jb} = 6.8$  公里，代入(3.14)與(3.16)中可分別求得放大因子  $A_f$  與折減因子  $D_f$  如圖 3-16(a)所

示，由圖可知  $Af$  與  $Df$  因子皆為結構週期之函數， $Af$  之最大放大倍率可達 3 倍；而折減因子  $Df$  則大約在 0.7 至 1 之間。接著將  $Af$  與  $Df$  代入(3.12)式即可用以修正現有之反應譜  $S_{a,gmm}$ ，可得考慮近域震波指向效應調整後之反應譜  $S_{a,pulse}$ ，如圖 3.17。圖中調整前之反應譜採用核一廠所在地區(即新北市石門區)之建築物耐震規範設計反應譜(內政部營建署，2011)。同時，圖 3-17(a)與(b)中共考慮二種地震力之反應譜，分別為設計地震力(DBE)與最大考量地震力(MCE)反應譜。圖 3-17(a)與(b)分別比較此二種地震力調整前後之反應譜，由圖可知調整前後之反應譜於中長週期區附近有明顯的差異，調整後之反應譜於  $T_p=3$  秒附近產生明顯的峰值。

(ii) 核一廠之反應譜：將核二廠之斷層參數，亦即  $M_w = 6.9$ ， $T_p=3$  秒、 $R = r_{jb} = 4.8$  公里，代入(3.14)與(3.16)中可得放大因子  $Af$  與折減因子  $Df$  如圖 3-16(b)所示。接著將  $Af$  與  $Df$  代入(3.12)式即可用以修正目標反應譜，如圖 3-18 所示。圖中調整前之反應譜採用核二廠所在地區(即新北市萬里區)之建築物耐震規範設計反應譜(內政部營建署，2011)。圖 3-18(a)與(b)分別比較設計地震力(DBE)與最大考量地震力(MCE)調整前後之反應譜。由圖可知調整前後之反應譜於中長週期區附近有明顯的差異，調整後之反應譜於  $T_p=3$  秒附近產生明顯的峰值。

## 2. 核三廠之反應譜 (恆春斷層)

(1) 查詢場址附近之活動斷層：根據[經濟部中央地質調查所公](#)

告，臨近核三廠之活動斷層為恆春斷層，為逆移斷層，呈北北西走向，由屏東縣車城鄉海口向南延伸至恆春鎮南灣，長約 16 公里，屬於第二類活動斷層(經濟部中央地質調查所)

- (2) 決定地震規模  $M$ ：由於恆春斷層非屬於第一類活動斷層，因此無法由建物耐震規範查得地震規模，故改以(3.22)式之逆斷層公式推估震矩規模。將上述斷層破裂長度  $L=16$  公里 (張庭愿 2006) 代入(3.22)式可得震矩規模如下

$$M_w = 5.0 + 1.22 \times \log_{10}(16) = 6.47$$

- (3) 計算速度脈衝週期  $T_p$ ：利用步驟(2)的結果，再由(3.18)式可得場址可能之長週期速度脈衝週期( $T_p$ )中值，如下

$$\mu_{\ln T_p} = -5.73 + 0.99(6.47) = 0.675$$

$$T_p = 1.96 \text{ 秒}$$

若將  $T_p$  之中值加減一個對數標準差，其值範圍為：

$$1.12 \text{ 秒} < T_p < 3.43 \text{ 秒}$$

- (4) 工址距斷層之距離  $R$ ：利用中央地質調查所網站查詢鄰近臨近核三廠之活動斷層為恆春斷層，距離分別為 1.2 公里，如圖 3-19。

- (5) 依指向效應窄頻模型調整反應譜譜形：將核三廠之斷層參數，亦即  $M_w = 6.45$ ， $T_p = 1.96$  秒， $R = r_{jb} = 1.2$  公里，代入(3.14)與(3.16)式中可得放大因子  $A_f$  與折減因子  $D_f$ ，如圖 3-20 所示。接著將  $A_f$  與  $D_f$  代入(3.12)式即可用以修正現有反應譜，如圖 3-21 所。圖中調整前之反應譜採用核三廠所在地區(即屏東縣恆春鎮)之建築物耐震規範設計反應

譜(內政部營建署，2011)。圖 3-21(a)與(b)分別比較設計地震力(DBE)與最大考量地震力(MCE)調整前後之反應譜，由圖可知調整前後之反應譜於中週期區附近有明顯的差異，調整後之反應譜於  $T_p = 1.96$  秒附近產生明顯的峰值。另則，由於  $T_p = 1.96$  秒的週期較一般近域震波短，反而較接近遠域震波之主震週期，故圖 3-21 中調整後之含脈衝效能反應譜可視為將原反應譜於中短週期區平台段的延伸，因此對中週期(1-2 秒)之結構或設備亦有明顯之影響。

若將前述核三廠場址之脈衝週期  $T_p$  中值(1.96 秒)加一個對數標準差，則  $T_p$  變成 3.43 秒。將  $T_p = 3.43$  秒代入(3.14)與(3.16)式中可得放大因子  $A_f$  與折減因子  $D_f$ ，如圖 3-22 所示。接著將  $A_f$  與  $D_f$  代入(3.12)式即可用以修正現有反應譜，如圖 3-23 所示。

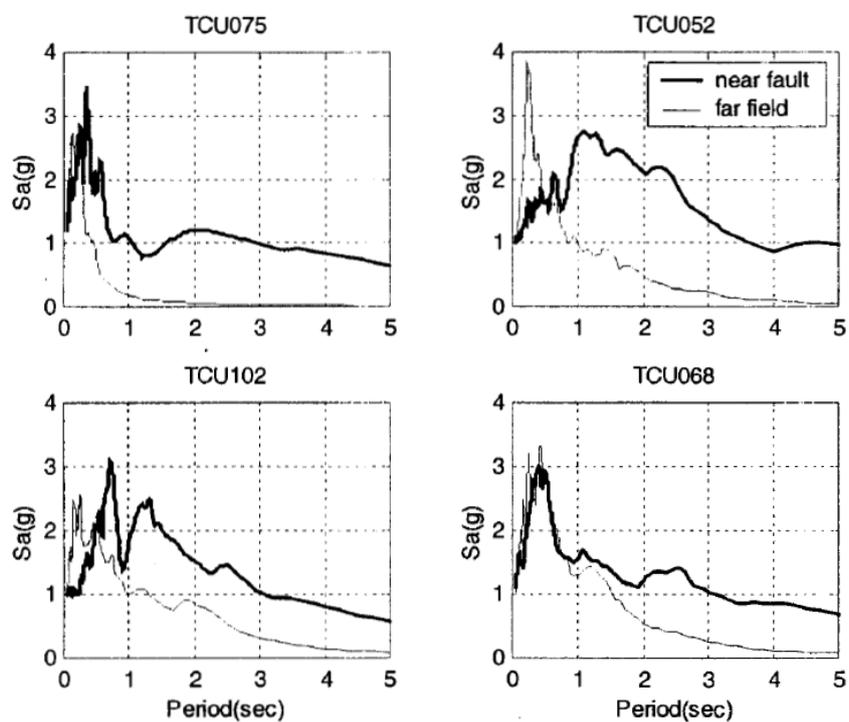


圖 3-1 近域與遠域震波之正規化加速度反應譜比較(盧與張, 2003)

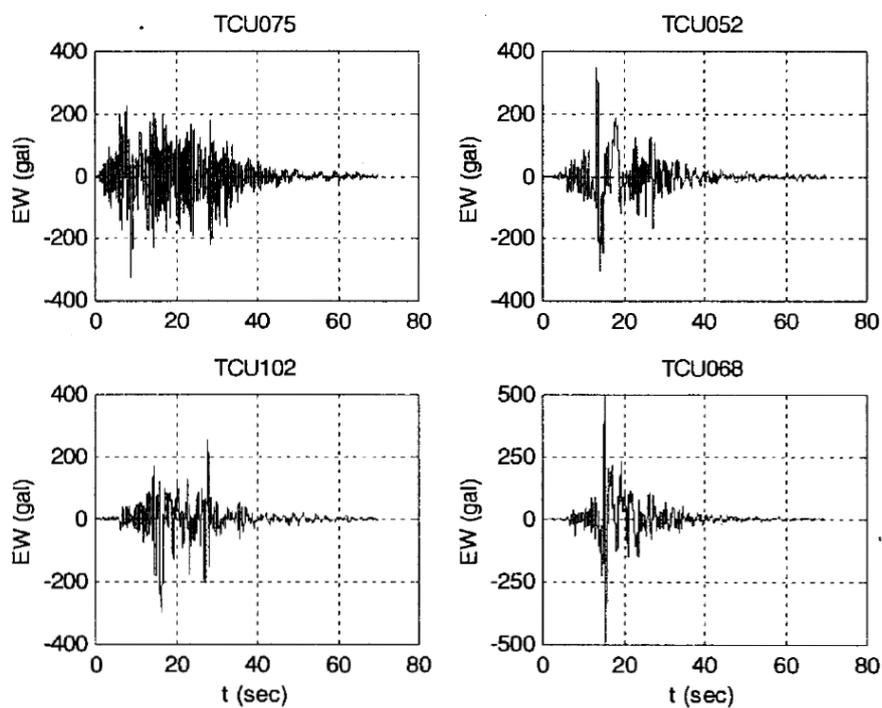


圖 3-2 近域震波之原始水平向加速度歷時(盧與張, 2003)

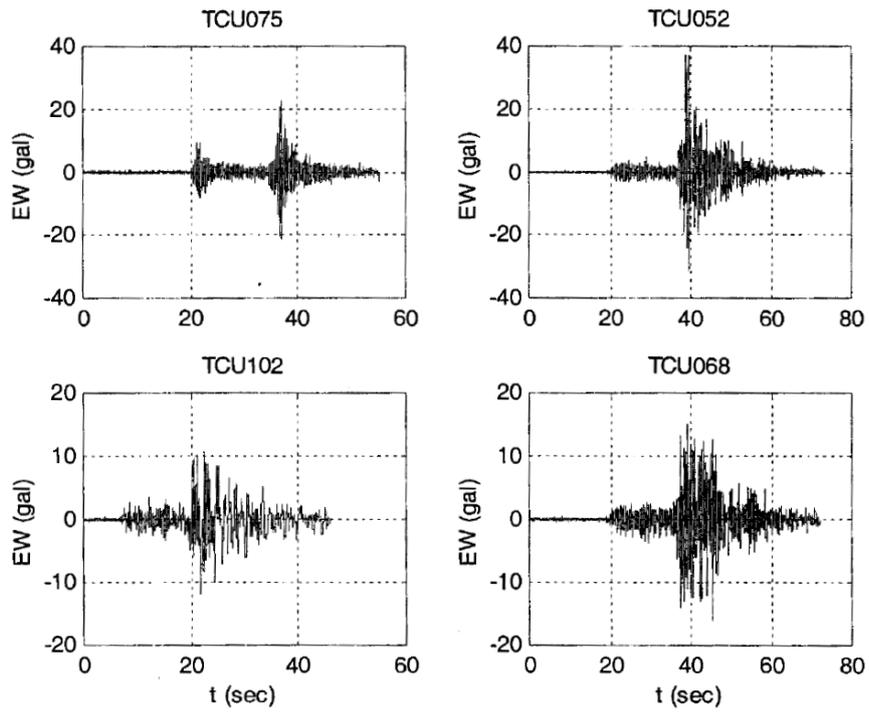
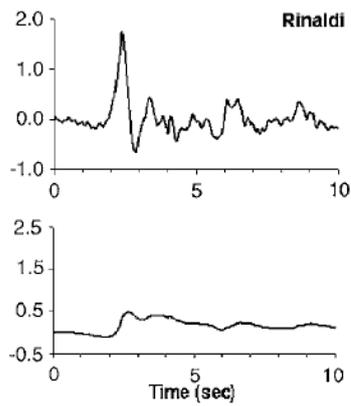


圖 3-3 遠域震波之原始水平向加速度歷時(盧與張, 2003)



近域震波(指向效應)

圖 3-4 近域震波之速度與位移歷時(指向效應)(Kalkan 等 2006)

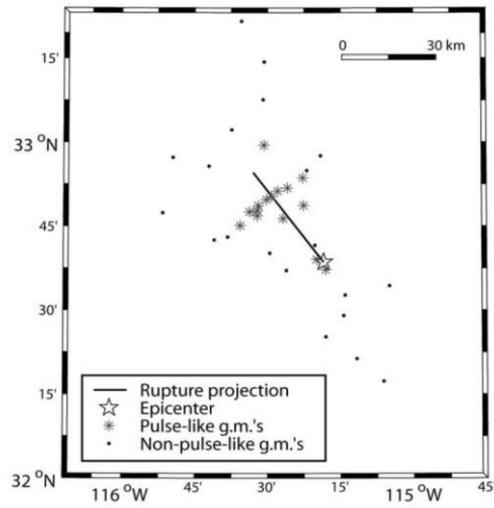


圖 3-5 正交斷層方向之震波(圖中星號為觀測到指向效應近斷層震波之測站點位)(Baker, 2007)

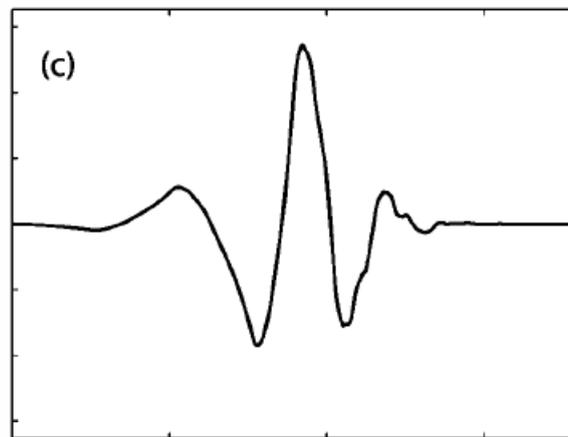


圖 3-6 小波轉換常用的母小波函數多貝西小波 4 階(Daubechies wavelet of order 4) (Baker, 2007)

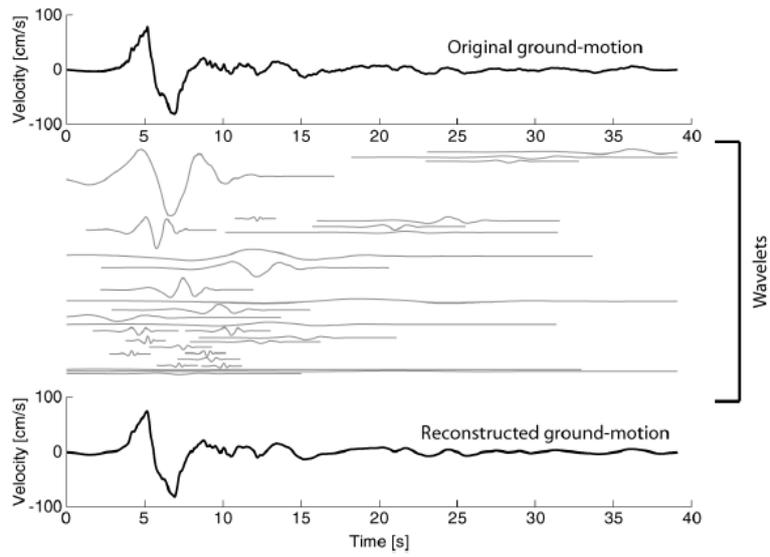


圖 3-7 利用小波分析分解歷時震波(震波：1979 年 Imperial valley earthquake, El Centro Array 4)(Shahi 等, 2014)

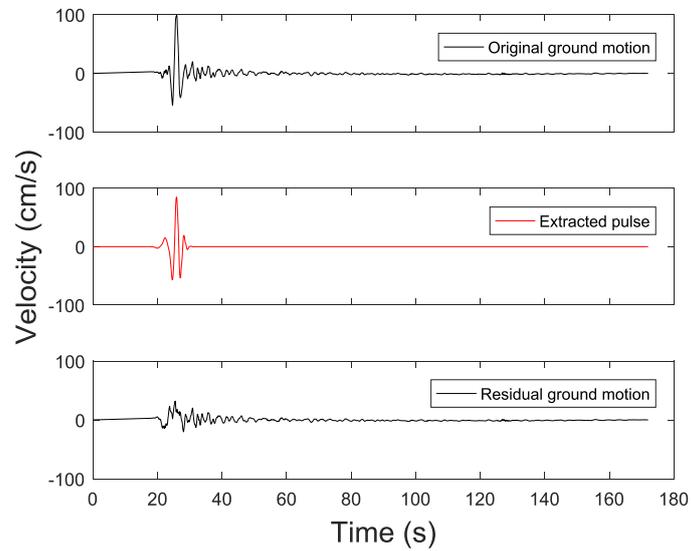


圖 3-8 0206 花蓮地震利用小波分析分解萃取出脈衝波與殘餘震波

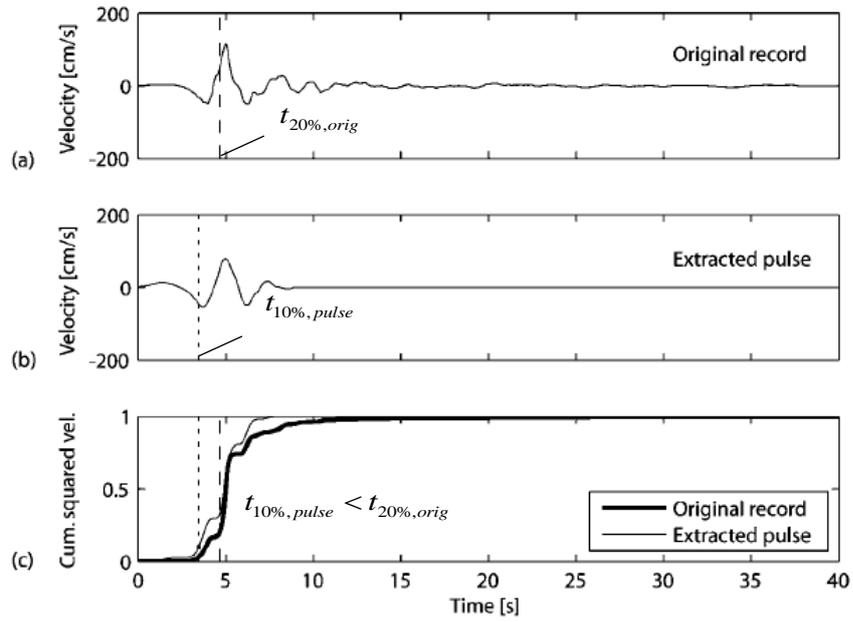


圖 3-9 地震歷時中速度脈衝較早發生之震波 (Baker, 2007)

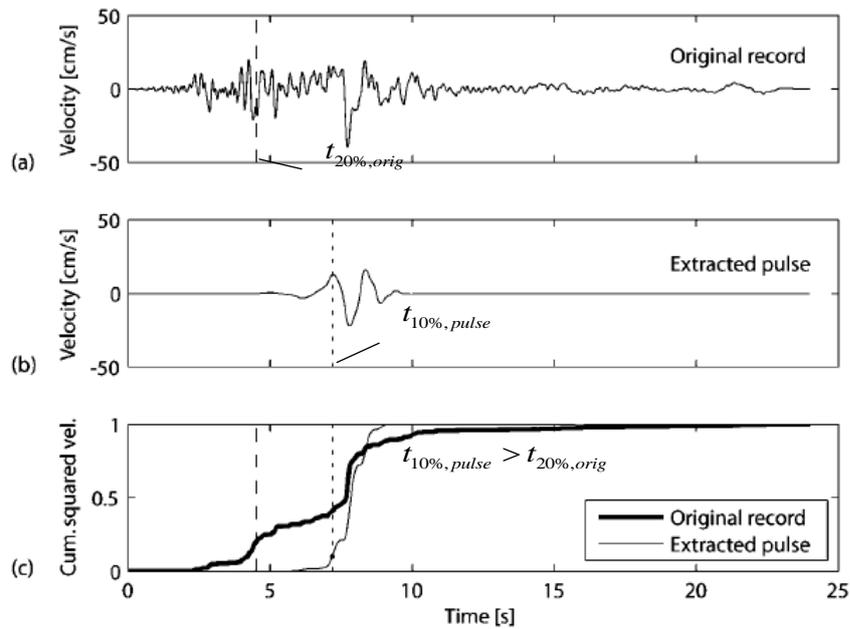


圖 3-10 地震歷時中速度脈衝較晚發生之震波(Baker, 2007)

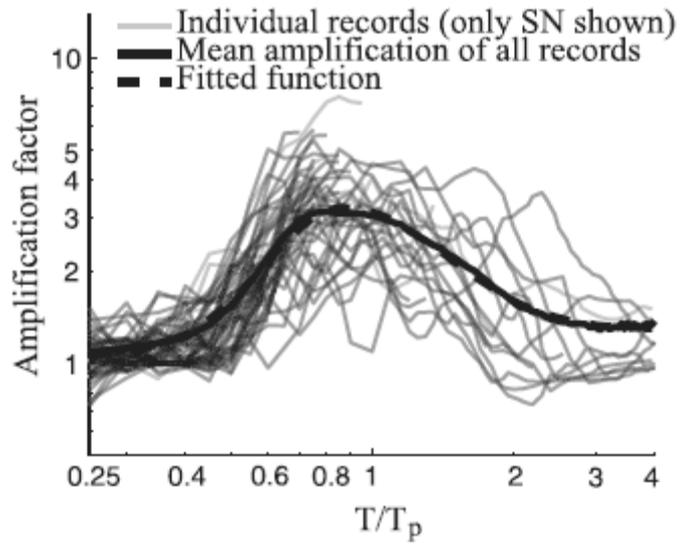


圖 3-11 譜加速度值放大係數  $A_f$  與結構週期  $T$  之關係  
(Shahi 與 Baker, 2011)

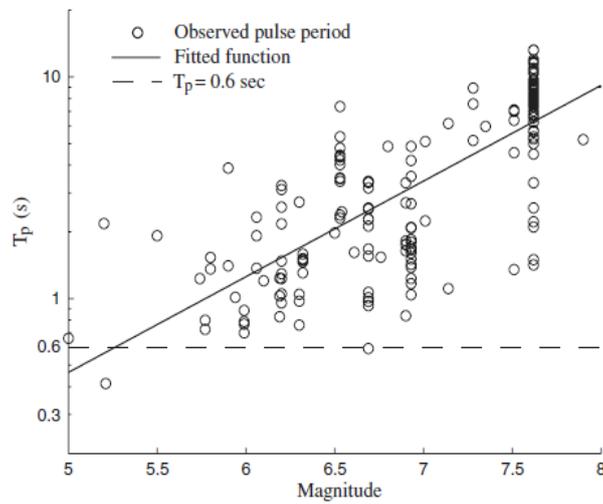


圖 3-12 地震矩規模  $M_w$  與震波脈衝週期  $T_p$  之關係  
(Shahi 與 Baker, 2011)

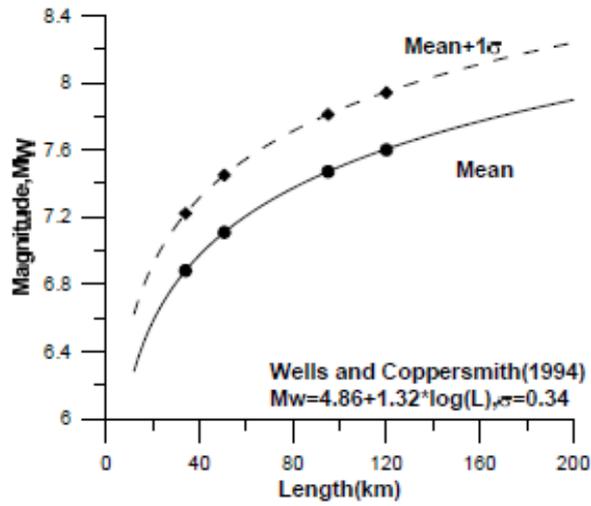


圖 3-13 斷層長度與地震規模之關係(Wells and Coppersmith, 1994)

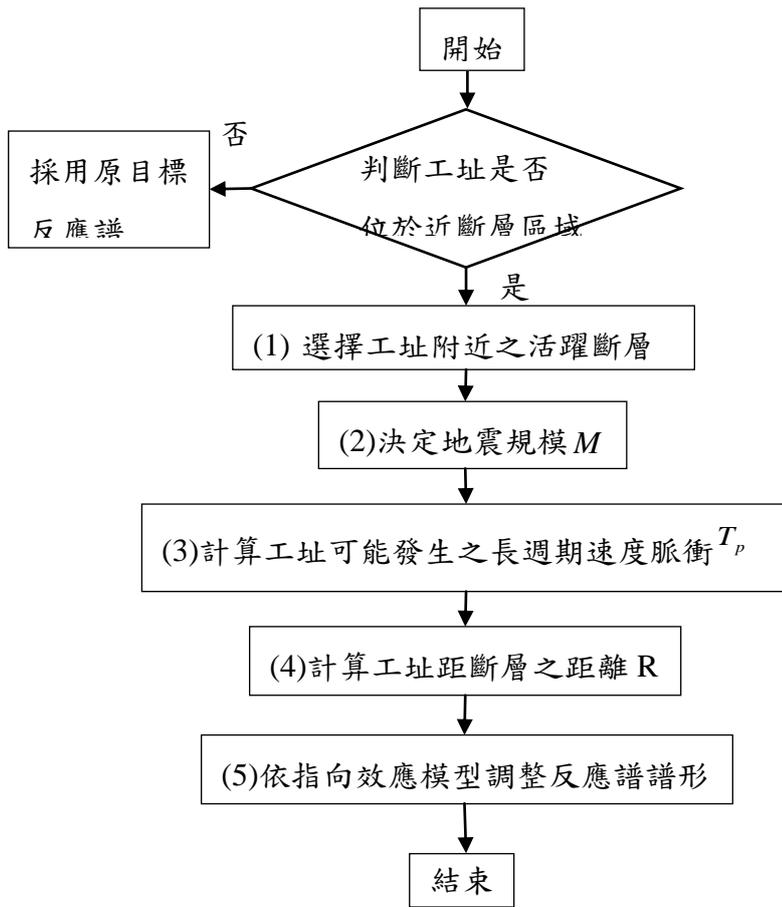


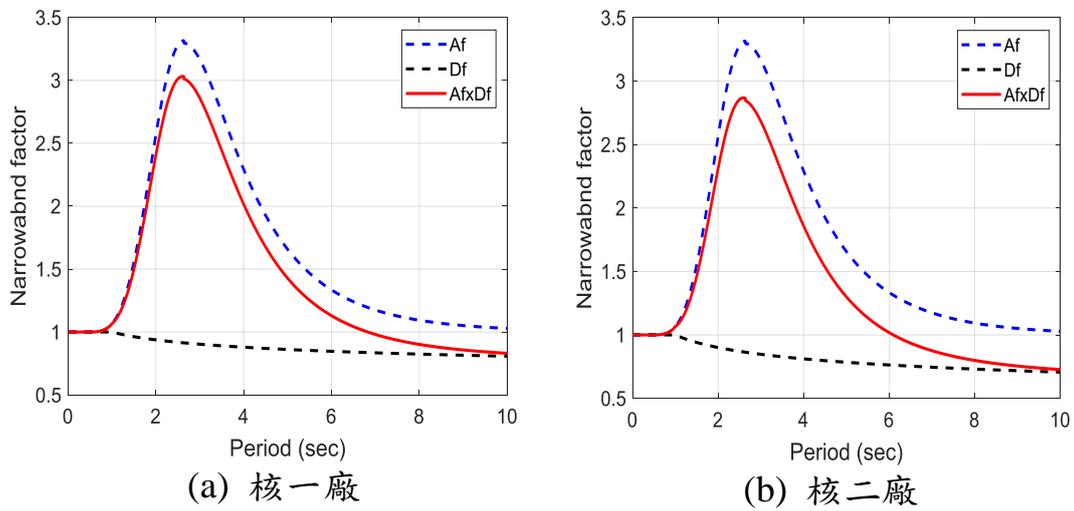
圖 3-14 考慮近域震波特性和反應譜調整方法與流程



(a) 核一廠

(b) 核二廠

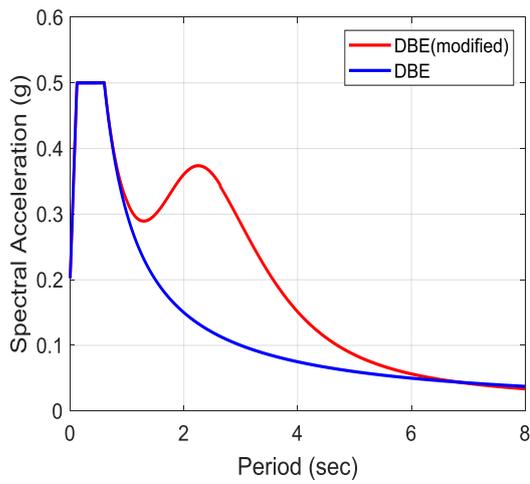
圖 3-15 核一廠與核二廠與山腳斷層之距離(經濟部中央地質調查所)



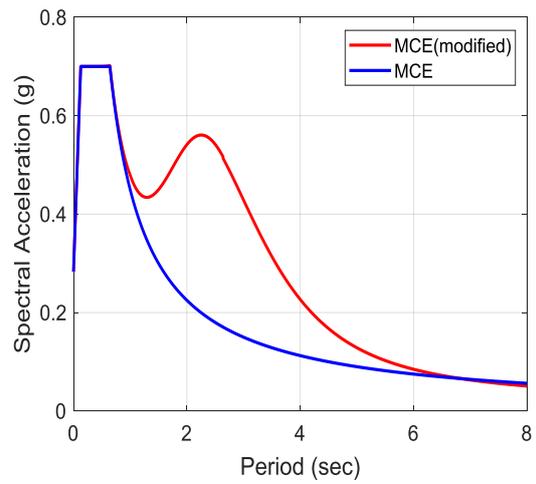
(a) 核一廠

(b) 核二廠

圖 3-16 核電廠所在場址之窄頻模型調整因子(中值  $T_p = 3$  秒)

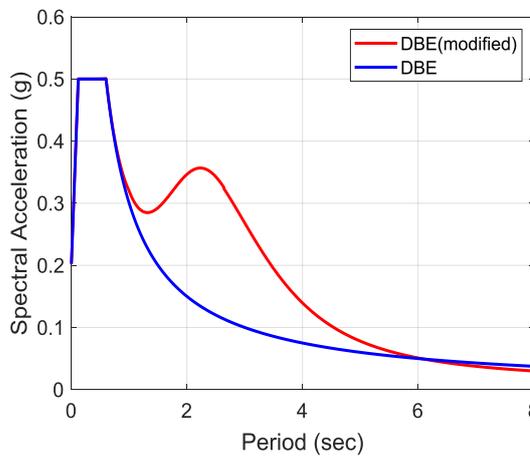


(a)設計地震力(DBE)

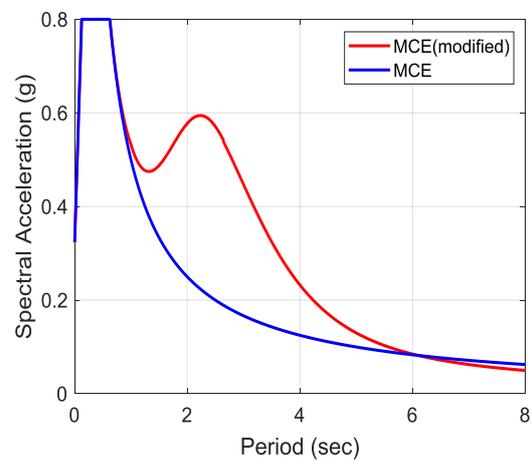


(b)最大考量地震力(MCE)

圖 3-17 核一廠調整前後之反應譜比較(中值  $T_p = 3$  秒)



(a)設計地震力 (DBE)



(b)最大考量地震力 (MCE)

圖 3-18 核二廠調整前後之反應譜比較(中值  $T_p = 3$  秒)



圖 3-19 核三廠與恆春斷層之距離(經濟部中央地質調查所)

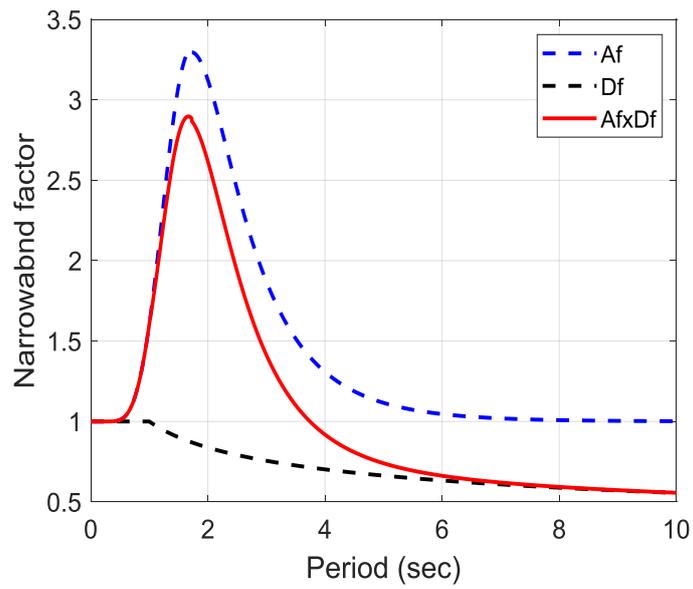


圖 3-20 核三廠所在場址之調整因子

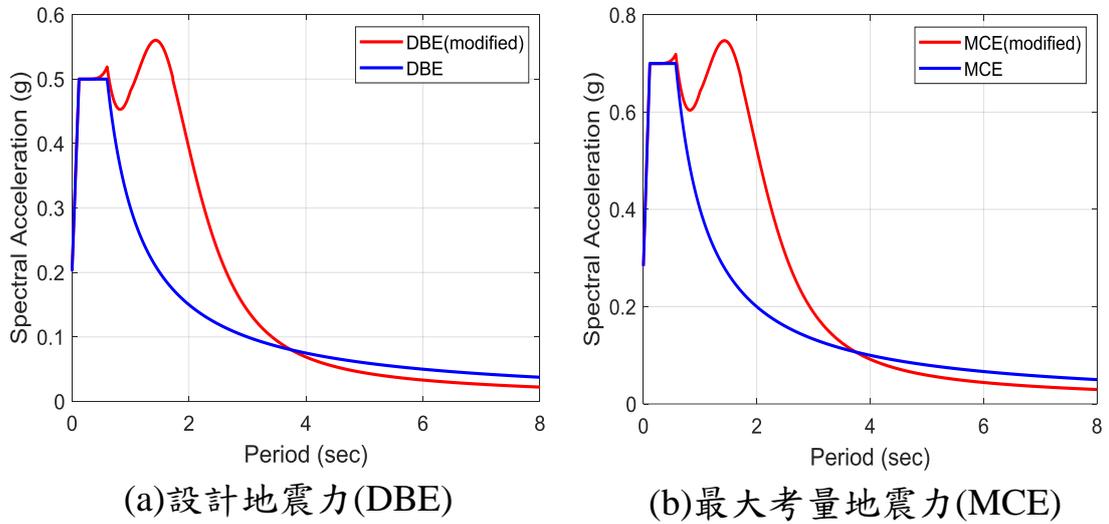


圖 3-21 核三廠調整前後之反應譜比較

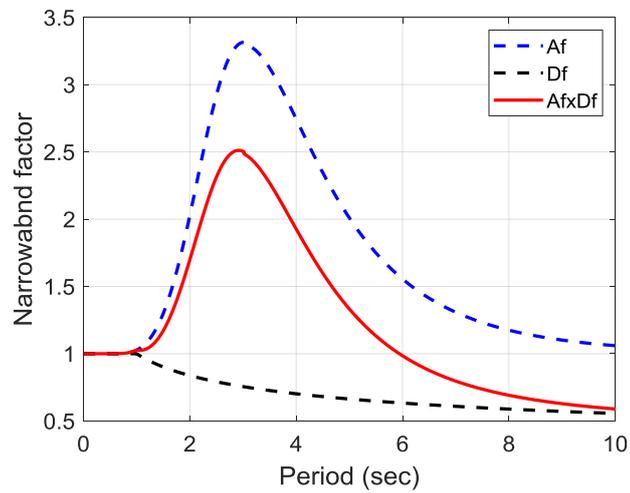
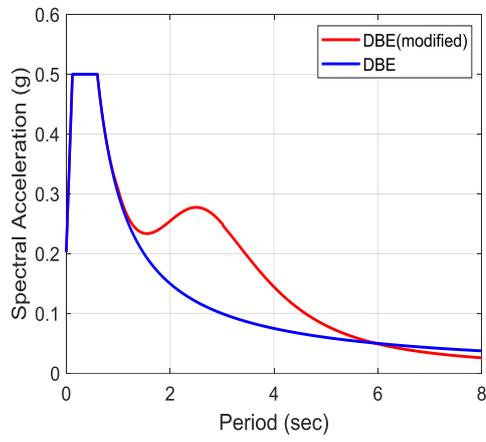
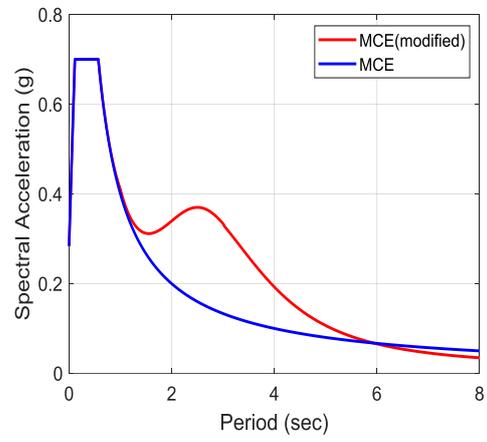


圖 3-22 核三廠所在場址之調整因子  
( $T_p=3.43$  秒，中值加一個標準差)



(a)設計地震力(DBE)



(b)最大考量地震力(MCE)

圖 3-23 核三廠調整前後反應譜比較( $T_p=3.43$  秒, 中值加一個標準差)

## 「不同海嘯源模擬分析管制驗證模式建立」

### 一、緒論

為進行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之數值模擬，本研究計畫使用三維數值模式(FLOW-3D)作為模擬環境。其中，海底山崩或土體滑移運動過程，在本計畫執行範圍下，被視為可大變形顆粒集合體，每個顆粒可單獨或與周邊流體產生大變形耦合交互作用，以逼近真實崩塌土體運動時的應力變形關係。為簡化分析過程。考慮崩塌土體於海底某山坡平面處釋放，分析崩落土體與周圍海水間的雙向耦合作用，以及由此引起的連續海嘯初始波時間與空間分佈序列。將此序列作為三維紊流 Navier-Stokes 方程式的初始條件，求解在核一與核二廠週邊海域由崩落地開始至核一與核二廠區完整的三維波傳運動。計算評估海嘯抵達廠區的海嘯波高，抵達時間與陸岸溢淹範圍等在海嘯災害評估上重要的資訊。藉由改變崩塌規模（崩塌土體體積及密度），反推可達成海嘯設計基準+6 公尺對應的崩塌規模，並評估此設計基準的合適性。

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）。

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，本計畫將收集統整日本防海嘯牆之相關海嘯力設計準則並與 ASCE7-16、FEMA P646 規範比較，制定海嘯牆規劃階段設計流程。

## 二、核能一廠與二廠防海嘯牆之海底山崩引發海嘯數值模擬

本研究針對核一與核二廠可能將建置的防海嘯牆為標的，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。在本計畫範圍內，為更好逼近真實崩塌土體的力學特性，海底山崩體或土體滑移體被考慮為可大變形顆粒組合體，且每個單一顆粒可在運動過程中產生大變形。流體運動過程中與周圍海水的雙向耦合交互作用予以考慮，以及由此引起的連續海嘯初始波時間與空間分佈序列。將此序列作為三維紊流 Navier-Stokes 方程式的初始條件，求解在核一與核二廠週邊海域由崩塌地開始至核一與核二廠區完整的三維波傳運動。計算評估海嘯抵達廠區的海嘯波高，抵達時間與陸岸溢淹範圍等資訊。藉由改變崩塌規模，反推可達成海嘯設計基準+6公尺對應的崩塌規模，並評估此設計基準的合適性。

### (一) 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，本計畫將以完整的三維紊流 Navier-Stokes 理論，模擬此波傳過程，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 理論。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單一性，需要對所有場量 (field quantity) 進行平均，分解為平均值與擾動值。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表現式為：

$$\frac{\partial U_i}{\partial x_i} = 0, \quad (2-1)$$

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

其中(2-1)式為質量守恆，(2-2) 式為線動量守恆 (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， $f_i$  為  $i$  方向之體力 (body force) 分量， $P$  為壓力， $\rho$  為密度， $\nu$  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。

## 2. 海底地形與數值計算域設定

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精度 200 公尺之數值地形，以台灣北海岸地形為主（針對核能一廠與核能二廠），如圖 2-1 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基隆嶼處，故本計畫主要評估基隆嶼處海底發生大規模山崩時，引發之海嘯對核一廠及核二廠之衝擊。為節省計算時間，將基隆嶼與核一廠及核二廠間之海域以人工方式選取為計算區域。此區域大小之選取以試誤法決定，主要考量計算時間與波傳物理現象捕捉之間的平衡。此外，考量到基隆嶼與核一廠及核二廠直線距離與地球曲率半徑相較過於微小（圖 2-2），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，將圖 2-2 所示選取之計算海域先以均分粗網格描述。在海底山崩發生處（基隆嶼）以及核一廠及核二廠臨岸處海域，輔以均分巢狀網格加密，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，以及核一廠及核二廠處之海嘯波高與侵襲陸地時的溯上高度及溢淹範圍，如圖 2-3 所示。共有三層網格，編號 I 區為最密網格，主要模擬基隆嶼周邊之波傳過程。編號 III 區為較疏網格，用以計算大規模範圍內的三維波傳過程（但核一廠及核二廠臨岸處海域有局部加密）。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，以捕捉基隆嶼周邊之波生與波傳過程。圖 2-3 所示之計算區域，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集合體的一種(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(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 2-4 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，已更佳地評估海嘯牆的設計規範。

### 5. 數值高程資料之建置

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型與土體移動之規模指定外，還需要相關的數值地形資料。本計畫在海嘯源處（基隆嶼）採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（圖 2-1）並且在核一廠與核二廠周圍海陸域局部加密網格。為了能更直覺瞭解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一廠與核二廠廠區海岸線上。

### 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，考慮為可大變形的顆粒集合體，如圖五所示。將此顆粒集合體置於基隆嶼海底周邊某一挖除坡面上，挖除體積與顆粒集合體體積會同，並讓其在重力作用下，於海底地形表面進行重力驅動運動。崩塌位置為東經 121.785，北緯 25.195 附近，而體積則先行設定為基隆嶼海平面以上體積的四十分之一。運動時，採用 Darcy 理論考慮顆粒集合體每一單一顆粒與周邊海水間的雙向耦合作用，並改變崩落顆粒集合體的體積設定，反推欲達到核一與核二廠區海嘯設計基準+6 公尺對應的顆粒集合體體積，並與彭佳嶼海底周邊地形可能崩塌範圍相較，以評估海嘯設計基準+6 公尺之合適性。模擬海嘯時，會以標準紊流 k-e 模式進行。崩塌情境設定則為：挖除坡面部分體積，並將顆粒集合體置於挖除的空間，以更逼近真實崩塌現象，如圖 2-5

所示。

## (二) 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 2-6 為基隆嶼海底周邊產生土體崩塌時，崩塌土體視為可大變形顆粒集合體的局部變形運動與時間序列圖。與海底地震引發之海嘯相異者為，當崩塌顆粒集合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全域三維紊流 Navier-Stokes 理論處理下，會形成一波一波的波傳現象，由基隆嶼為中心向周圍傳遞，如圖 2-7 所示。在波傳過程中，會波高疊加與波高抵銷的現象可以被模擬。此外，當波傳至陸岸時，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。

在目前的模擬設定中，核二廠第一波海嘯的波高較大，主要是因為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產生較大的第一波海嘯波高。到達核一廠的海嘯，會受到北海岸地形的影響。海嘯波在海岸處會被反射。此反射波會較慢的被傳遞到核一廠處，造成核一廠第二波海嘯的波高較大。

由於在此模擬中，右側邊界之反射波會影響到模擬結果。而本研究計畫求解三維紊流雷諾平均方程式，因此計算邊界擴大，會嚴重影響計算所需時間。目前設定係以評估並完成海底山崩引發海嘯傳播的整體模擬環境的建立，因此先設定較小的計算邊界，以較快的評估模擬設定的可行性。待合適的模擬環境設定完成後，可以放大右側計算邊界，以減少邊界反射波的影響。

圖 2-8 與圖 2-9 分別為核一與核二廠局部地形放大下，海嘯在岸際區波高，波速與時間的序列圖，共在岸際區取十一個點觀察。

而每一個觀察點則有 100 筆資料數，此資料數是可以增加的，但因每增加一個點的資料數，會加大模擬之計算量，造成模擬時間大大地增加，因此在本次研究中先各訂每一點的資料數為 100 筆，未來如果設備與時間可以允許，即可增加每一點的資料數。而在圖中顯示，當崩塌體積設定為基隆嶼海平面以上體積的四十分之一時，產生至核一廠與核二廠岸際處的海嘯波高可達兩公尺多左右。近一步的分析將增加崩塌體積設定，預期當所有設定崩塌體積的模擬完成後，或可得到關於海嘯波高與崩塌體積的關聯性，並以簡單數學方程式表示，以反推欲達到核一與核二廠區海嘯設計基準+6 公尺對應的顆粒集合體體積。

因為模擬精度的緣故，模擬中僅將廠區的陸地幾何地形併入，並未將廠區建築物的幾何高程模型併入，主要在探討所建立的模擬模型是否可捕捉海嘯陸地溢淹。由模擬結果可知，當海嘯到達核一與核二廠時，海嘯在廠區陸上地形的溢淹範圍可經由本計畫所建立的數值模型予以捕捉。可以看到第一波侵襲廠區的海嘯波高與侵襲時間，以及隨後而來的連續海嘯波。這個結果與海嘯實際觀察到的現象類似。此外，在本計畫的範圍內，層流與紊流的模擬結果並無顯著差異。

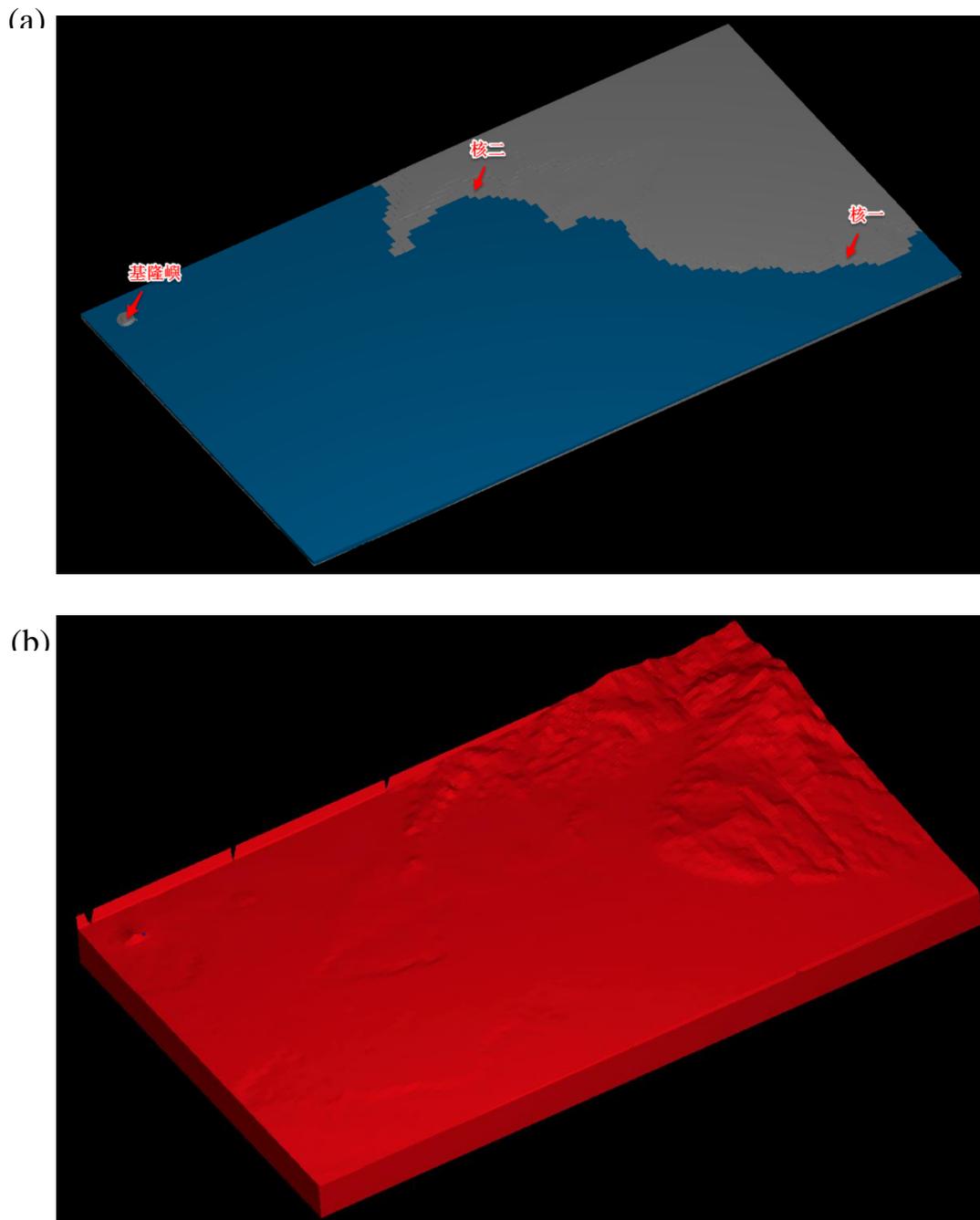
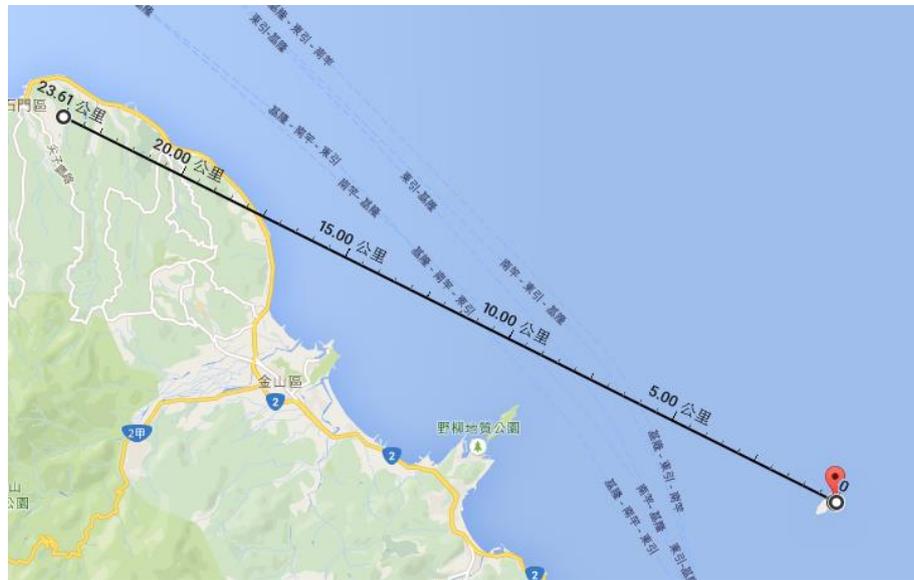


圖 2-1 核能一廠，核能二廠與基隆嶼周邊海底地形圖與海平面圖

(a) 海底地形圖；(b) 海平面圖

(資料來源：科技部海洋學門 200 公尺精度海底地形圖)

(a)



(b)

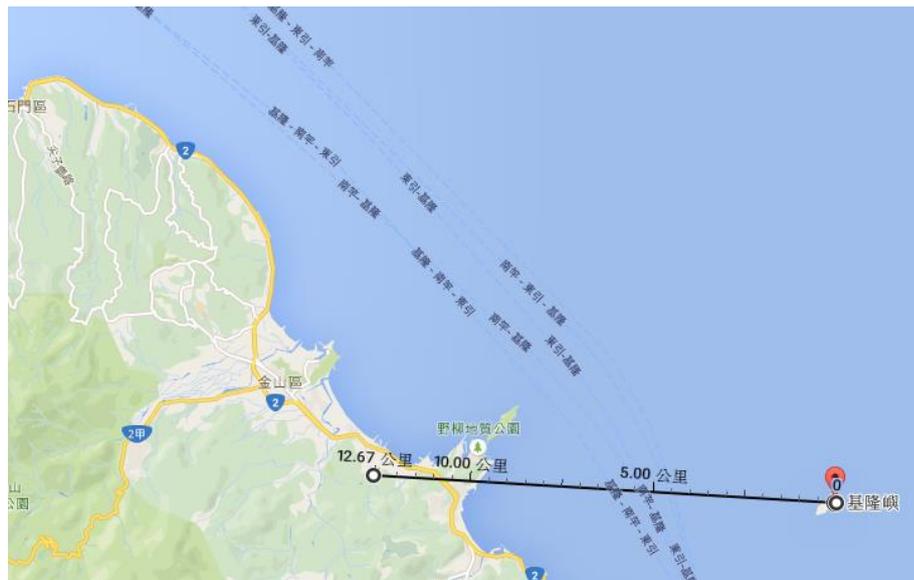


圖 2-2 基隆嶼至核能一廠與核能二廠之直線距離 (a) 基隆嶼至核能一廠直線距離；(b) 基隆嶼至核能二廠直線距離

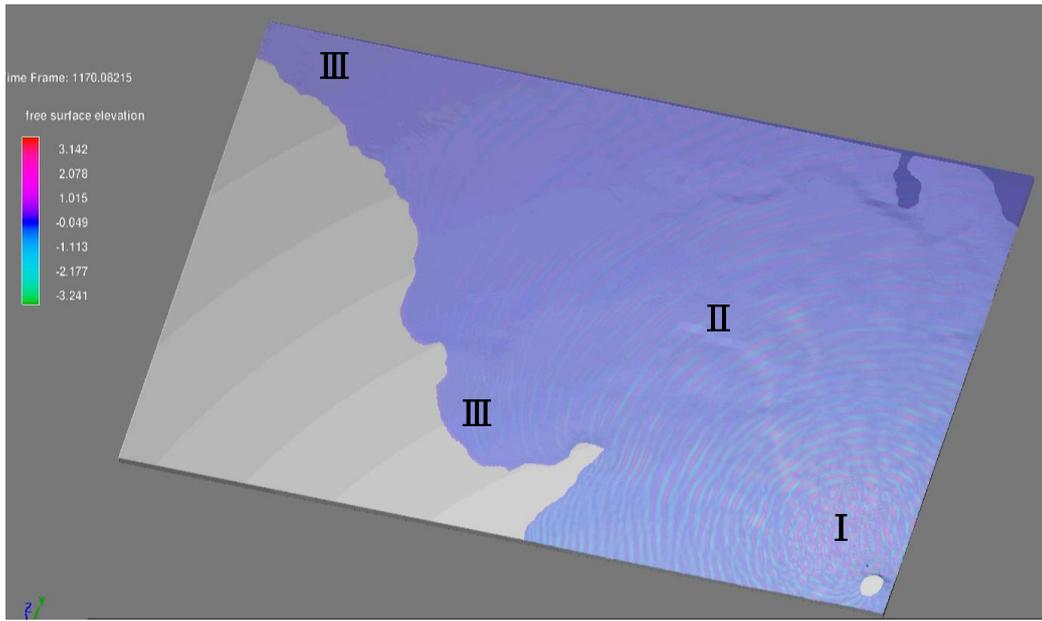


圖 2-3 網格劃分示意圖，採均分網格

I 區為最密網格區；II 區為漸進網格區；III 區為較疏網格區

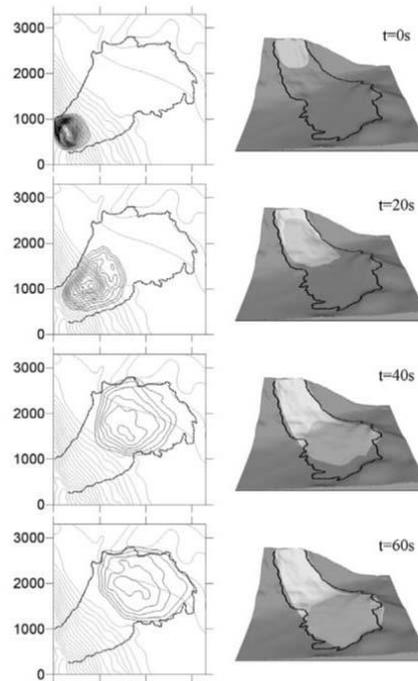


圖 2-4 陸上土體材料崩塌歷程模擬(Pudasaini, Hutter, 2007)

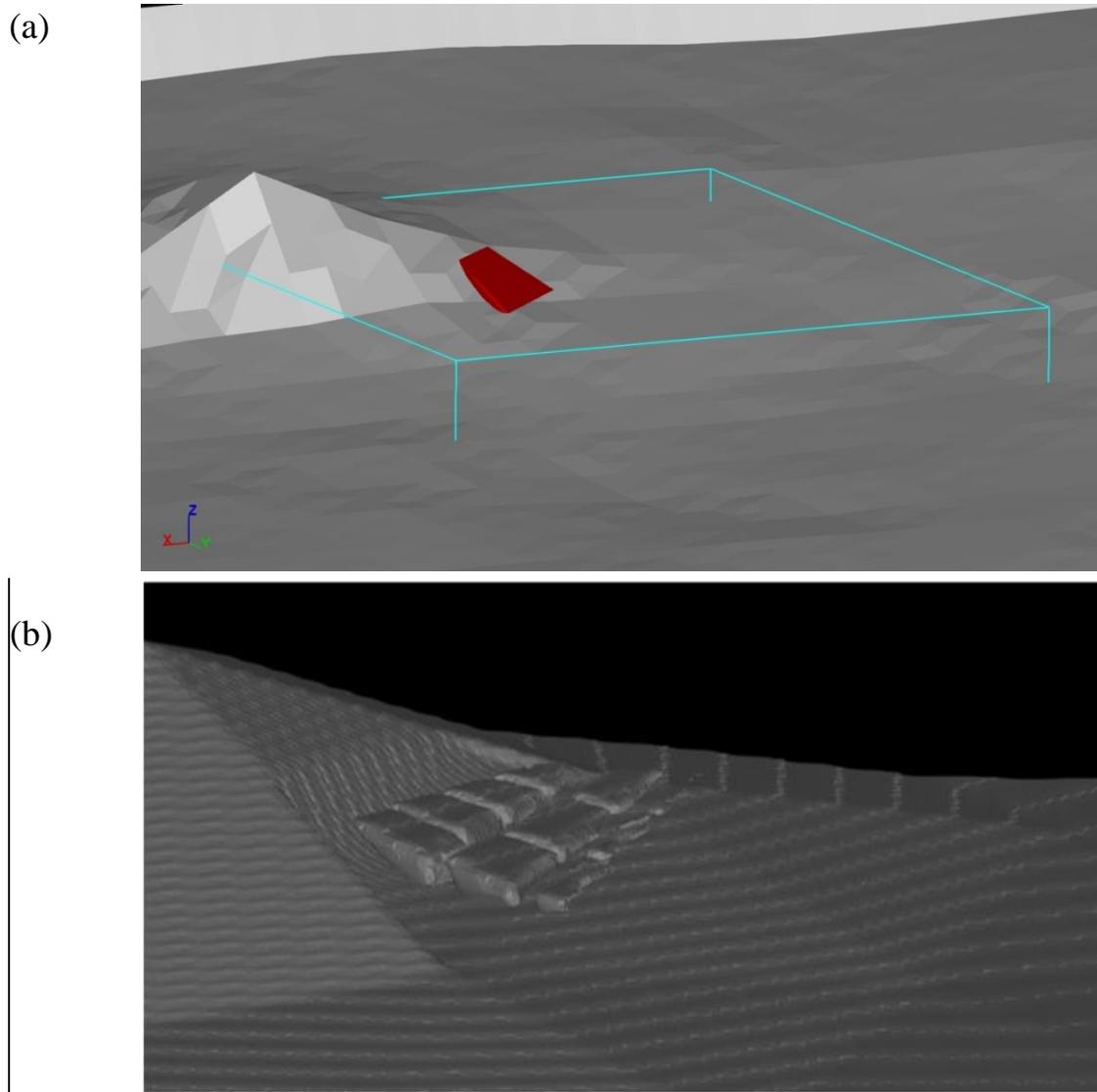


圖 2-5 海底崩塌體視為可大變形顆粒集合體，並至於基隆嶼海底表面 (a) 海底坡面未挖除；(b) 海底坡面挖除

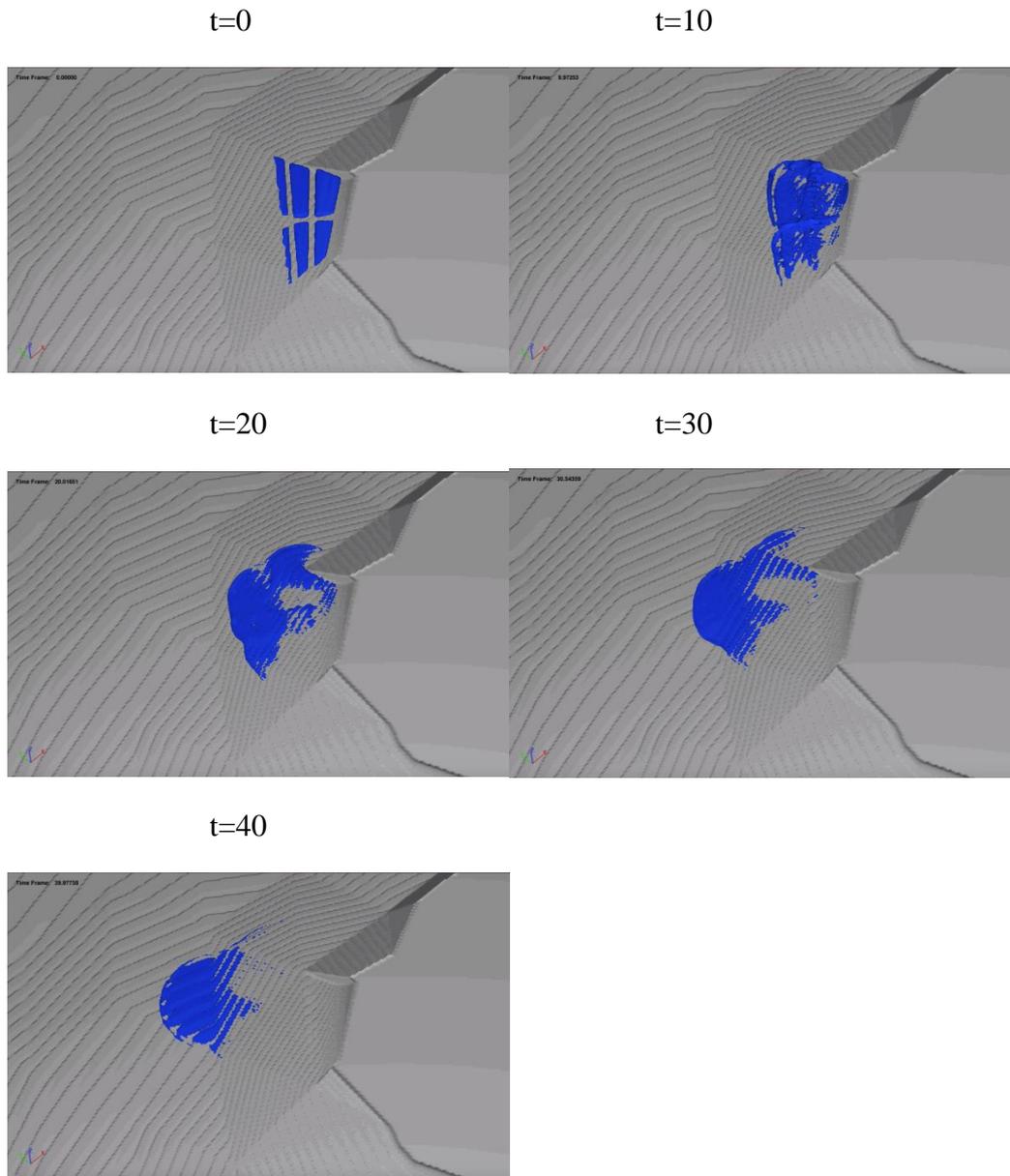
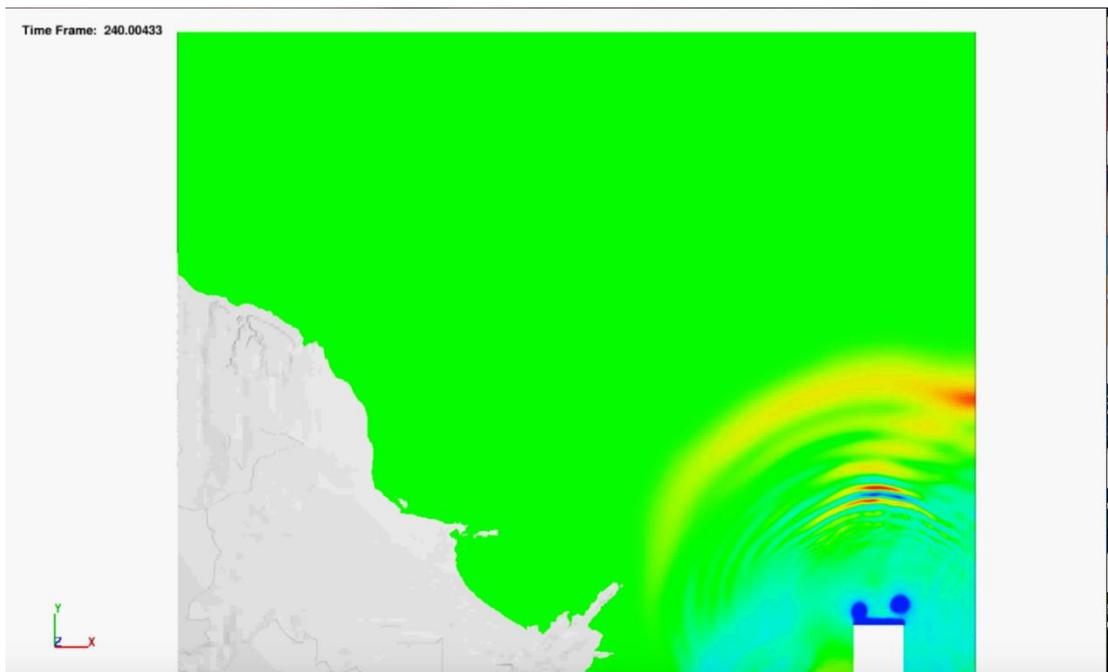


圖 2-6 基隆嶼海底周邊產生土體崩塌時，土體不同時間的局部域土體運動與變形時間序列圖。

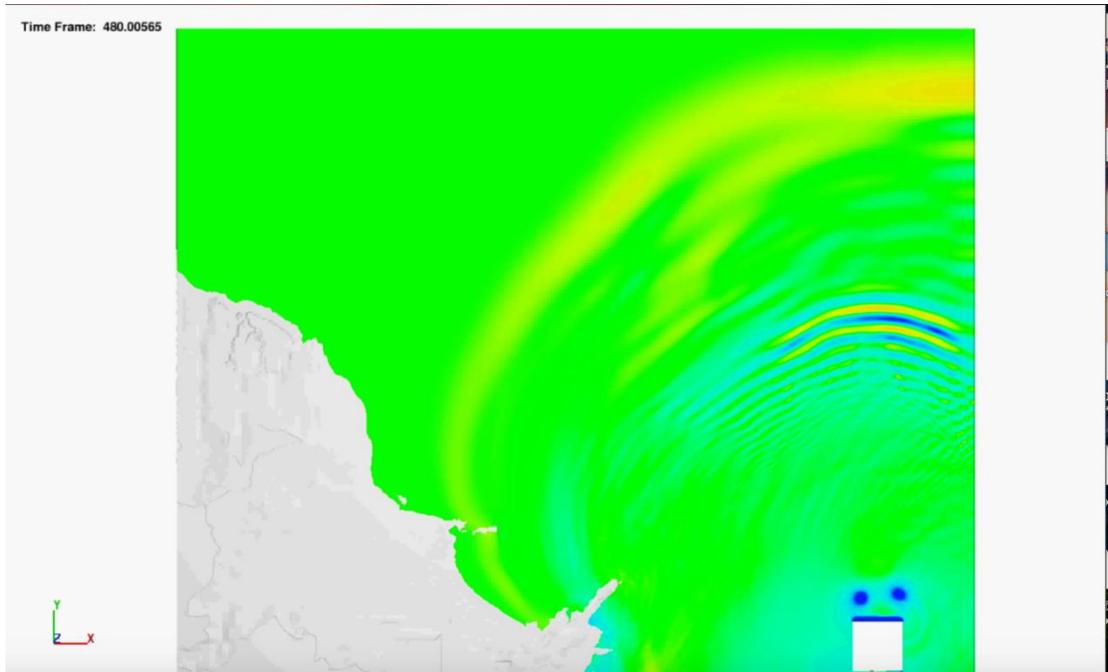
t=0



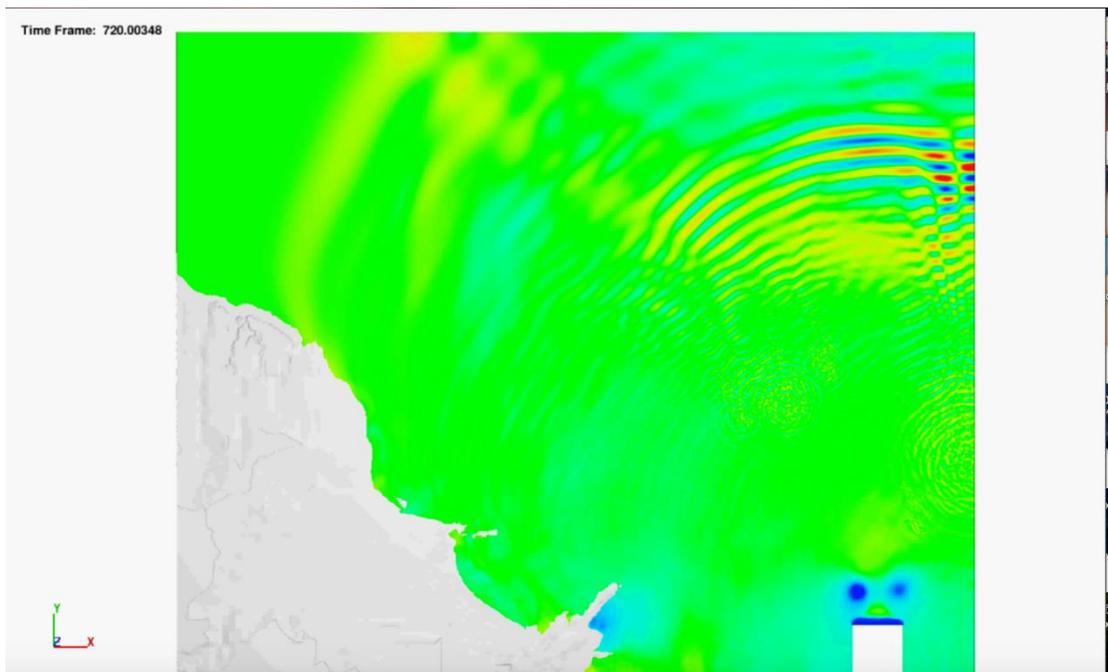
t=240



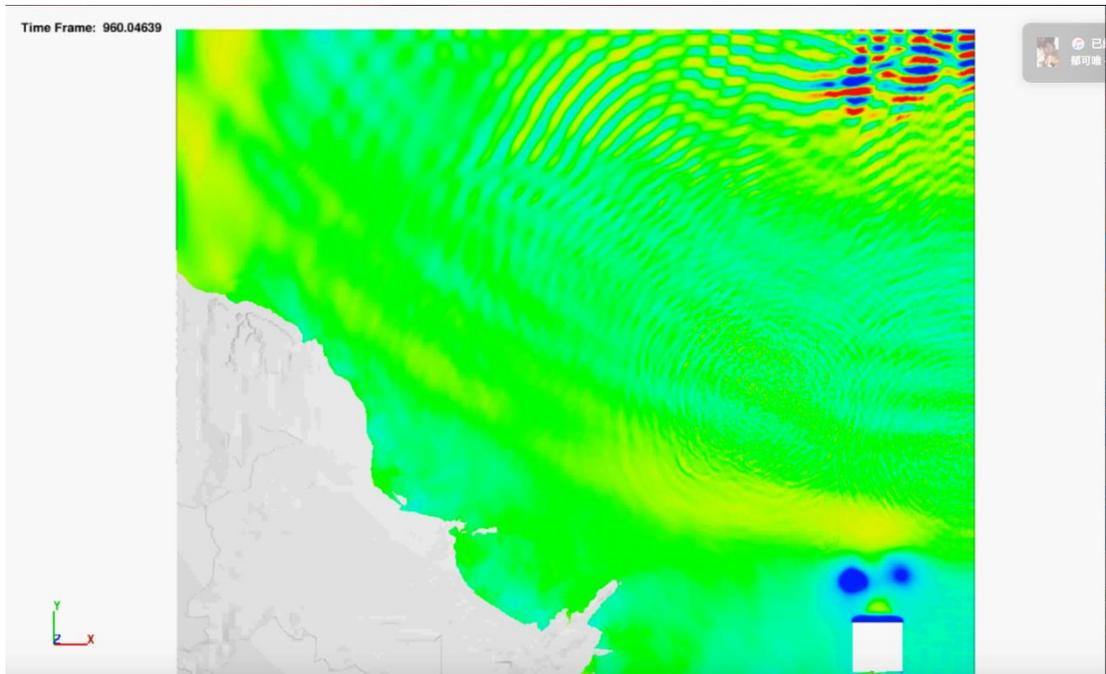
t=480



t=720



t=960



t=1200

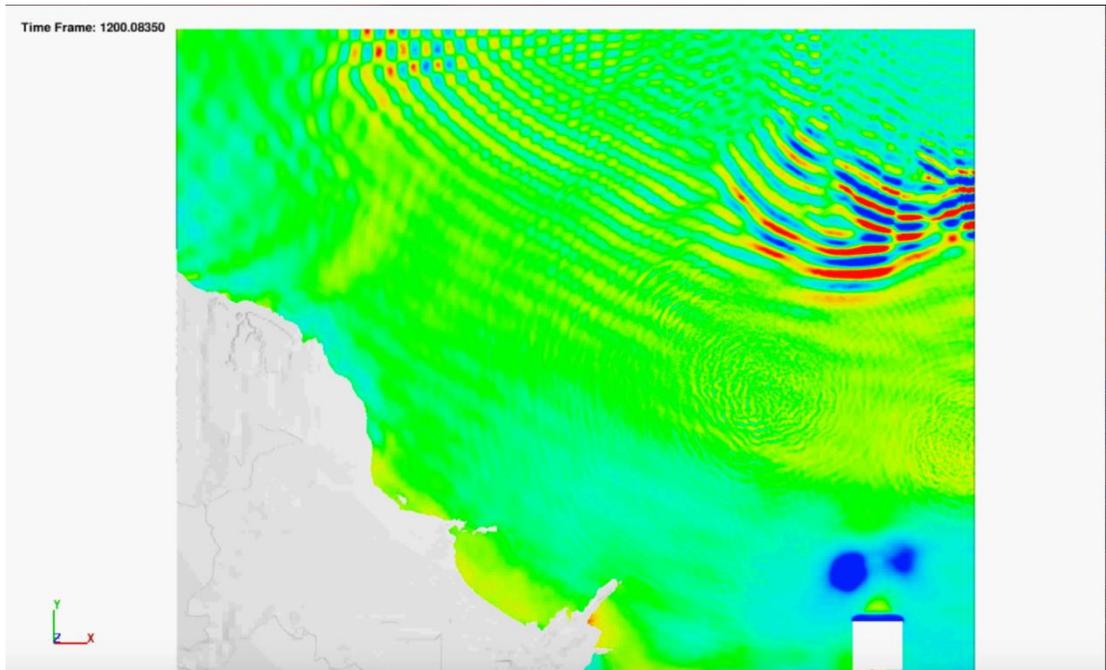
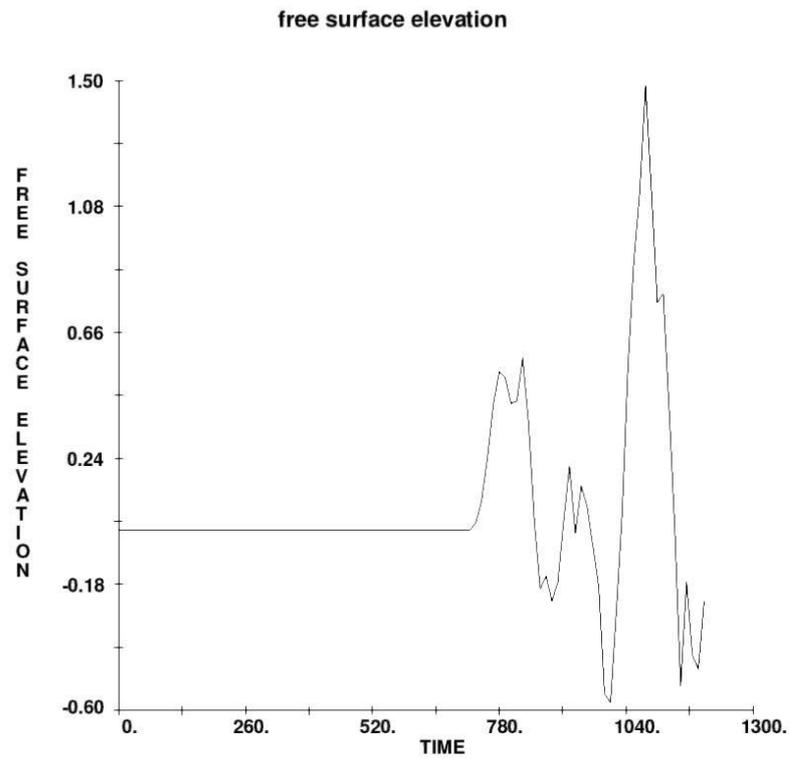


圖 2-7 全域俯視波高時間序列圖

(a)



(b)

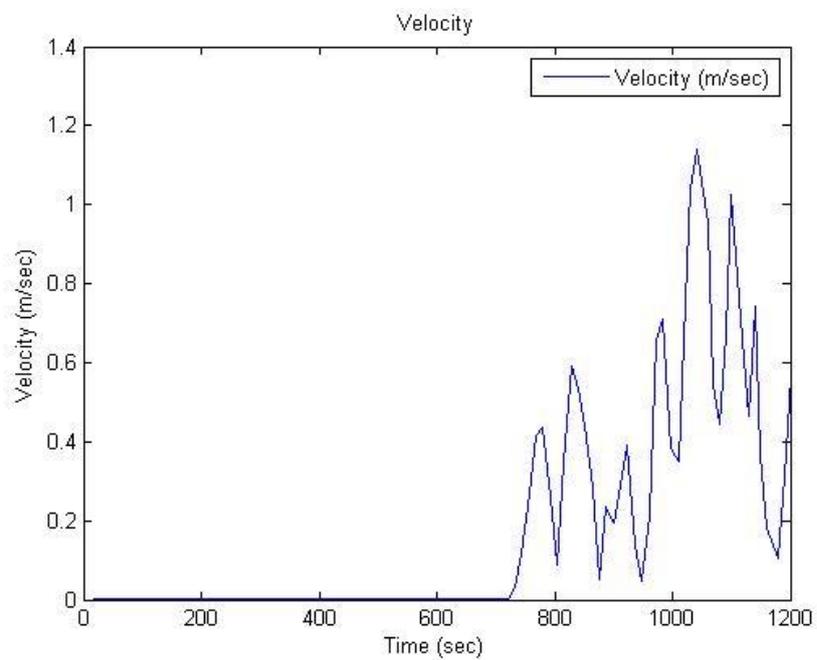
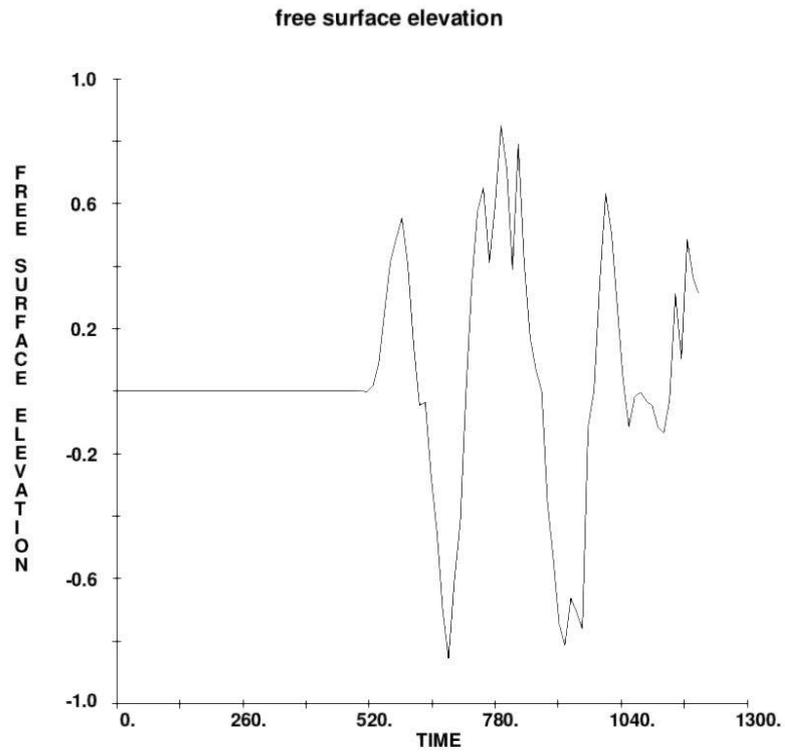


圖 2-8 核一廠案際區海嘯波高，波速之時間序列圖

(a) 波高圖；(b) 波速圖

(a)



(b)

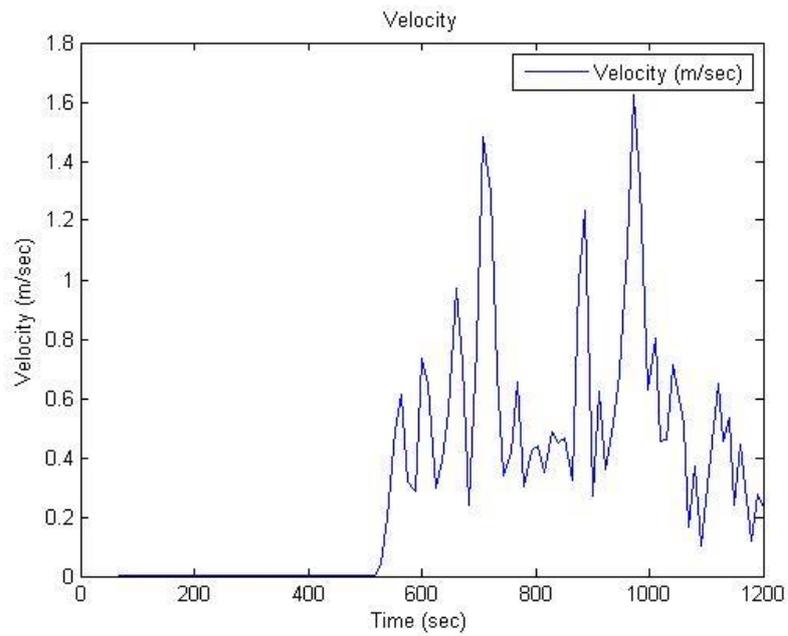


圖 2-9 核二廠案際區海嘯波高，波速之時間序列圖

(a) 波高圖；(b) 波速圖

### 三、核能三廠防海嘯牆之海底山崩海嘯數值模擬

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，以二維海嘯數值模式進行模擬分析。除了包含與前人研究成果的比較分析外，透過改變海底山崩模型參數的方式，進一步提出海嘯溯升達設計海嘯+6米之海底山崩情境。

#### (一) 海底山崩數學模型

早期的研究將山崩體視為黏性很強的流體，以直接求解兩種不同黏滯性流體的方式模擬海嘯波之生成(Jiang and LeBlond, 1994; Rzedkiewicz et al., 1997)。然，此方法需要相當大量的計算資源。另一方面，Watts (1997)指出可形變體的質心運動和剛體的質心運動幾乎相同。Watts and Grilli (2003)進一步指出海底山崩之變形主要是由質心運動驅使，而變形在海嘯生成的過程中屬於二階現象 (Watts et al., 2003)。因此，海底山崩引致之海嘯數值模擬多以數學模型描述崩移物之運動。

Watts (1998)以實驗的方式建立山崩體的運動模型並提出經驗式，受相當多的研究採用(Watts et al., 2003; Enet and Grilli, 2007)。透過經驗式描述剛體隨底床滑移之過程，使崩移物與水體間複雜之互制過程得以簡化，透過直接給定崩移物運動之方式，計算崩移物造成之流場變化。此種方式屬於單向流固耦合計算(one way coupled)，即假設物體運動過程不受流場變化之影響。而在結構物與流體之邊界上，將滿足流體不可穿透底床(no flux)之邊界條件。此種方式不需額外求解流體對物體造成之作用力，及物體的力和力矩平衡方程( $F=ma$ ,  $M=I\alpha$ )來得到物體之運動，能降低計算負擔。

Watts et al. (2003) 假設崩移物為橢球體，提出之山崩體運動模式。海底山崩之基本幾何條件為山崩體長度( $b$ )、山崩體寬度( $w$ )、山崩體厚度( $T$ )、坡度( $\theta$ )，水深( $h$ )，如圖 3-1 所示。山崩體形狀方程式及山崩體移動之經驗式為：

$$z = T \sqrt{1 - \frac{x^2}{b^2} - \frac{y^2}{w^2}} \quad (3-1)$$

$$\begin{cases} s(t) = s_0 \ln \left[ \cosh \left( \frac{t}{t_0} \right) \right] \\ s_0 \equiv \frac{u_t^2}{a_0}, \quad t_0 \equiv \frac{u_t}{a_0} \\ a_0 \cong 0.30g \sin \theta \\ u_t \cong 1.16 \sqrt{bg \sin \theta} \end{cases} \quad (3-2)$$

其中， $s(t)$  為山崩體之質心位置， $s_0$  為特徵距離， $t_0$  為特徵時間， $a_0$  為初始加速度， $u_t$  為終端速度。崩移物隨時間向低處滑移，造成水深( $h$ ) 之變化，如圖 3-2 所示。

Watts et al. (2003) 進一步採用將崩移物視為剛體之方式，模擬各種崩移物條件下，剛體滑動造成的水面變化，並歸納出初始水位變化的經驗式。藉由給定與物體運動特性相關的參數，直接得到海底山崩造成之水位變化，大幅降低了計算負擔。此方法可適用於即時的海嘯模擬，然而由於僅考慮崩移物在初始階段造成之影響(即，未考慮崩移物完整的滑移歷程)，故可能與實際狀況有較明顯的差異。

另一方面，針對已發生的海底山崩事件，透過調查地形之變化，可得到空間上的體積變化量，以此進行海嘯模擬(Satake et al., 2002; Todorovska et al., 2003)。透過假設崩移物的移動速度，模擬海底山崩造成之地形變化。然，此方法所需之崩移物的移動速度需要透過經驗判斷，且需要完整的地形調查資料。

根據上述，基於計算效率之考量，以實驗的方式建立之山崩體運動模型相當適合用於探討實際的海底山崩引致之海嘯模擬。因此，本研究以 Watts et al. (2003) 提出之數學模型進行海嘯模擬。

## (二) 核三廠附近海域之海底山崩潛勢區

吳佳瑜(2008)於現地測得 72 筆海底山崩潛勢區資料，包括東南海域 26 組，西南海域 46 組，如圖 3-3。Lo and Liu (2017)指出，崩移物之面積或體積相較於形狀之影響更大。此外，Li et al. (2015)亦根據吳佳瑜(2008)之調查結果，擇選三個面積或體積較大之潛勢區進行古海嘯之探討。因此，本研究採用與 Li et al. (2015)相同之潛勢區進行模擬分析，探討海底山崩引發之海嘯對核三廠之影響。然，由於潛勢區中的崩移物形狀相當複雜，並非簡單的幾何形狀(例如：Watts et al. (2003)提出之橢球體)。為了以現有之海底崩移物運動模型進行海嘯模擬，需要進一步對吳佳瑜(2008)提供之圖資進行判識，定義崩移物的長度、寬度和厚度。Li et al. (2015)設定之崩移物參數如表 3-1 所示。需要注意的是，Li et al. (2015)採用之初始加速度並不符合現有之崩移物模型提出之結果。

另一方面，雖然 Li et al. (2015)有陳述判識崩移物幾何條件之結果，卻未說明判識之方法。為求嚴謹，本計畫以吳佳瑜(2008)提供之圖資進行判識，定義崩移物的長度、寬度和厚度。依海底崩移物移動之方向，測量崩移物之長度，根據吳佳瑜(2008)提供之面積及體積，以半橢球體公式獲得寬度及厚度。判識之結果整理於表 3-2。為探討此初始加速度及崩移物幾何條件造成之海嘯波影響，本計畫於本章第四節-海嘯情境模擬，以數值模擬的方式分析海底崩移產生

之海嘯波於台灣西南部沿岸之差異。

### (三) 海嘯數值模式

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：

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \left[ \frac{\partial P}{\partial x} + \frac{\partial Q}{\partial y} \right] = -\frac{\partial h}{\partial t} \quad (3-3)$$

$$\frac{\partial P}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{P^2}{H} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \frac{PQ}{H} \right\} + gH \frac{\partial \eta}{\partial x} + \tau_x = 0 \quad (3-4)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{PQ}{H} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \frac{Q^2}{H} \right\} + gH \frac{\partial \eta}{\partial y} + \tau_y = 0 \quad (3-5)$$

$$\tau_x = \frac{gn^2}{H^{7/3}} P(P^2 + Q^2)^{1/2} \quad (3-6)$$

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

其中  $\eta$  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， $\tau_x$  和  $\tau_y$  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，如圖 3-4。

## 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，如圖 3-5 (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，如錯誤! 找不到參照來源。所示。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。

#### (四) 海嘯情境模擬

本節以 COMCOT 海嘯數值模式進行模擬，分別探討「崩移物之初始加速度之敏感性分析」及「設計海嘯+6 米之海底山崩情境探討」

##### 1. 崩移物初始加速度敏感性分析

Li et al. (2015)以 Enet and Grilli (2007)提出之崩移物模型進行海嘯模擬。Enet and Grilli (2007)提出之初始加速度為式(3-8)，以保守的方式(忽略底床摩擦應力，附加質量係數為 0.61，保守假設崩移物密度為  $2 \text{ g/cm}^3$ )簡化後可得到式(3-9)。

$$a_o = g \sin \theta \left( 1 - \frac{\tan \psi}{\tan \theta} \right) \left( \frac{\gamma - 1}{\gamma + C_m} \right) \quad (3-8)$$

$$a_o \approx 0.38g \sin \theta \quad (3-9)$$

表 3-3 為 Watts et al. (2003)和 Enet and Grilli (2007)計算本計畫模擬之三組情境的崩移物初始加速度，從結果可以發現兩者不同模型的初始加速度結果十分相近。反之，Li et al. (2015)之初始加速度於不同情境採用  $1.54 \text{ m/s}^2$ 。可惜的是，Li et al. (2015)並未交代選用不同初始加速度之源由。

為進一步瞭解其影響，本計畫先參照 Li et al. (2015)提出之 LS1 情境之崩移物幾何條件，藉由此情境探討不同初始加速度造成之海嘯對於台灣西南部沿岸之影響，並採用網格及地形解析度為 200 米之配置計算。

圖 3-9 為三種初始加速度之情境下，所模擬之最大波高分佈圖，可觀察不同初始加速度下海嘯波之傳播特性。整體而言，崩移方向之前後方皆有較大之波高，且隨初始加速度增加而增大；崩移方向

之側邊，因非海嘯波主要傳遞方向，故波高較低。隨著初始加速度增加，台南至北高雄沿岸之最大波高並無明顯變化，且最大波高皆小於兩米。另一方面，由高雄鼓山以南至墾丁沿岸，波高有隨初始加速度增加而增大。

除上述定性之觀察外，本計畫也針對實際數值進行討論。由各地數值波高計所得之最大波高，探討初始加速度之影響。模擬之初始加速度分別為  $0.154 \text{ m/s}^2$ 、 $0.2 \text{ m/s}^2$ 、 $0.3 \text{ m/s}^2$ 、 $0.4 \text{ m/s}^2$ 、 $0.5 \text{ m/s}^2$ 、 $0.6 \text{ m/s}^2$ 、 $0.8 \text{ m/s}^2$ 、 $1.0 \text{ m/s}^2$ 、 $1.2 \text{ m/s}^2$ 、 $1.54 \text{ m/s}^2$  和  $2.0 \text{ m/s}^2$ 。圖 3-10 為崩移物之初始位置及模式設置之波高計位置。

圖 3-11 圖 3-為不同的初始加速度於不同位置造成之最大海嘯波高模擬結果，結果顯示不同地區受到的影響程度不同。安平、黃金海岸及興達港等地區，受初始加速度的影響較小。反之，旗津、林園、林邊與墾丁有較大的變化。海嘯波到達安平、黃金海岸的時間分別約為 38、39 分鐘，至興達港約 32 分鐘，至旗津約 20 分鐘，至林園約 24 分鐘，至林邊約 27 分鐘，至墾丁約 31 分鐘。安平、黃金海岸與興達港，由於外海的地形影響，當海嘯波傳遞經過相對較陡之地形時可能產生較大的反射，而使通過之波浪衰減。導致岸邊之波高較小，受初始加速度的影響也較小；林園與林邊地區，受到高屏海底峽谷及小琉球之影響，當海嘯波傳遞至此區域，發生較複雜之折、繞射現象，使波浪在林園地區有較大的波高，於林邊之波高較小；墾丁的位置於台灣南端之岬頭，同時受到外海地形影響，可能因此波高較高。

另一方面，當初始加速度為  $1.54 \text{ m/s}^2$  時，COMCOT 模擬之條件與 Li et al. (2015) 相當。兩者得到之最大海嘯分布如錯誤! 找不到參

照來源。所示。整體而言，最大海嘯波高主要分布於台灣西南部沿海，兩者結果十分一致。另外，本計畫於墾丁模擬得到之最大波高為 2.4 米至 12.4 米與 Li et al. (2015)所述之 11.2 米波高結果類似。造成兩者模擬結果之差異，主要可能來自於採用不同的地形解析度及海嘯數值模式所致。

藉由不同初始加速度之敏感度分析結果顯示，初始加速度之影響有空間上的不同，各位置須考量崩移位置、崩移方向及海底地形之影響。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。以初始加速度  $0.154 \text{ m/s}^2$  之結果之基準，在不同位置得到的最大波高增幅可達 2.19 倍，相差約 4.6 米。然而，當初始加速度大於  $1.0 \text{ m/s}^2$  後，最大波高的變化較小。雖然，較大的初始加速度相對保守，但為使計算得到之結果具一定程度的代表性，本計畫認為崩移物運動之設定仍應在符合其物理模型的基礎之上進行相關的研究。故後續之模擬以 Watts et al. (2003)之物理模型來描述崩移物之運動。

## 2. 海底山崩對核三廠之衝擊研究

為了得到更大海嘯波高情境的海底山崩參數，本研究試以 LS1、LS2 和 LS3 為基準，放大崩移物之厚度，直到造成核三廠區溯升高達設計海嘯+6 米。

於調整崩移物模型，使之產生達設計海嘯+6 米之情境前，先針對崩移物幾何條件之判識進行探討，分析不同判識結果之差異。

圖 3-13~圖 3-15 分別為情境 LS1、LS2 和 LS3 之模擬結果。結果顯示，無論是以本計畫或是 Li et al. (2015)判識之條件，此三種情境造成之海嘯對於核三廠之危害度不大。然而，兩者相比之下，Li et

al. (2015)提出之崩移物幾何參數造成較為嚴重之情況。為求考慮較嚴重之海嘯情境，本計畫以 Li et al. (2015)之崩移物幾何條件設定為基礎，針對崩移物之厚度進行調整。圖 3-16 為崩移物厚度達水深之 0.8 倍時之溢淹結果，此時 LS1 情境之厚度為 4.0 倍的原始厚度，LS2 情境之厚度為 3.3 倍的原始厚度，LS3 情境之厚度為 7.1 倍的原始厚度。結果顯示 LS3 情境之溢淹狀況較為嚴重，達設計海嘯溯升高度 +6 米之情境。

表 3-1 Li et al. (2015)提供之崩移物參數

	LS1	LS2	LS3
寬度(公里)	5	7	12
長度(公里)	16	10.5	11
厚度(公尺)	250	150	150
平均坡度(度)	3	5	6
緯度(度)	22.45	22.31	22.56
經度(度)	119.7	120.26	121.25
方位角(度)	150	225	110
初始加速度(m/s <sup>2</sup> )	1.54	1.54	1.54
終端速度(m/s)	83.1	83.1	83.1

表 3-2 本計畫判識之崩移物幾何條件

	LS1	LS2	LS3
寬度(公里)	4.17	6.53	6.37
長度(公里)	13.92	11.22	8.45
厚度(公尺)	116	85	350

表 3-3 不同崩移模型之崩移物初始加速度比較

	LS1	LS2	LS3
坡度(度)	3	5	6
$a_0$ (m/s <sup>2</sup> ) (Watts et al., 2003)	0.154	0.256	0.307
$a_0$ (m/s <sup>2</sup> ) (Enet and Grilli, 2007)	0.197	0.327	0.393

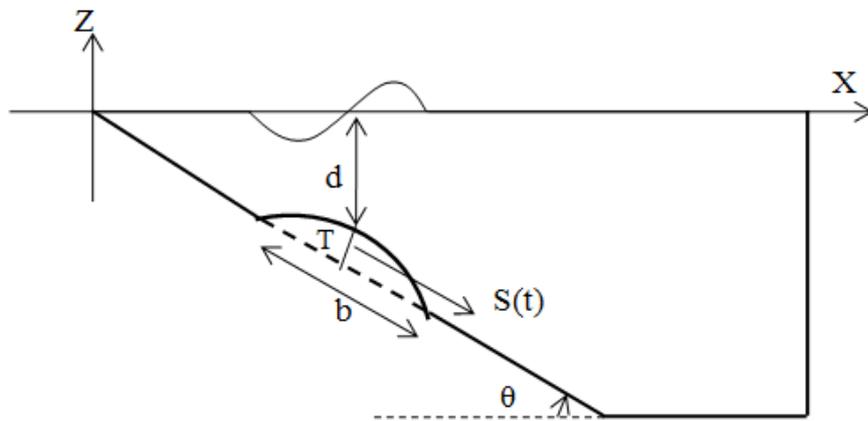


圖 3-1 山崩體基本幾何條件示意圖

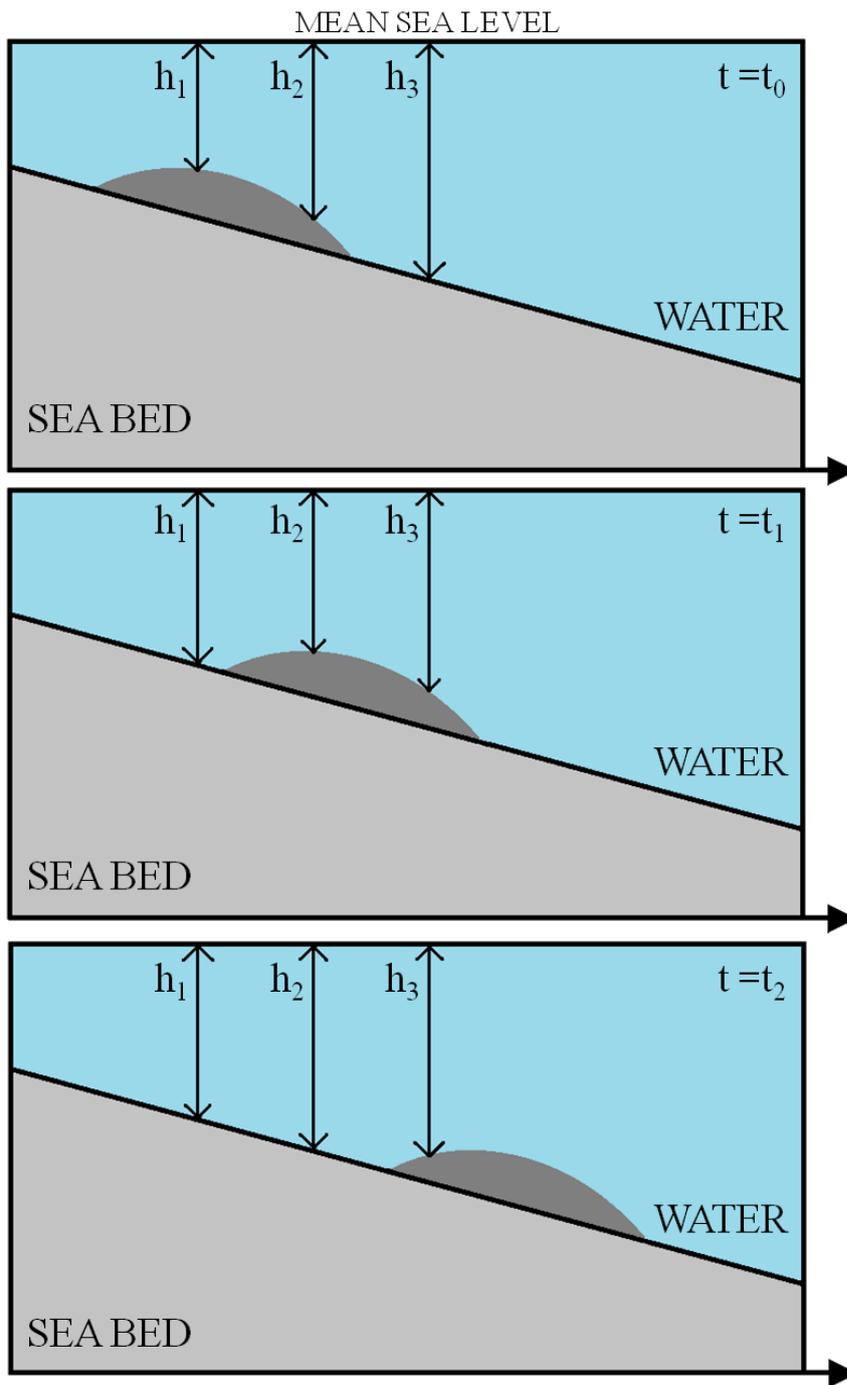


圖 3-2 崩移過程之水深變化示意圖 ( $h_1, h_2, h_3$  代表三個不同固定位置的水深於不同時刻  $t_0, t_1, t_2$  下之變化)

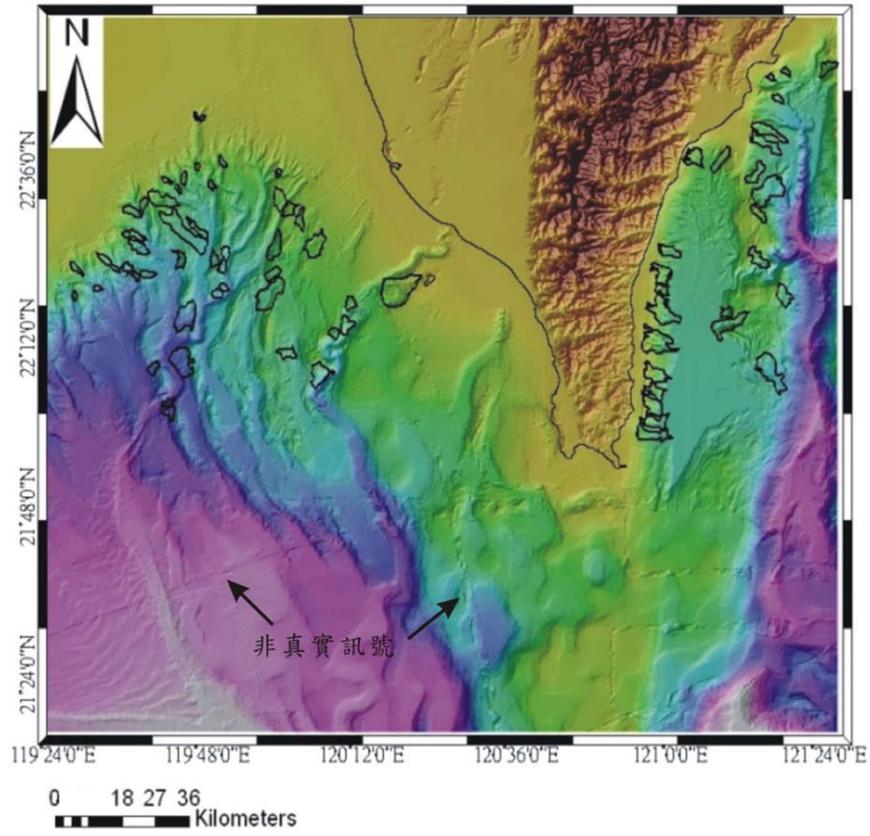


圖 3-3 台灣南部海域海底崩移物潛勢區(吳佳瑜 (2008))

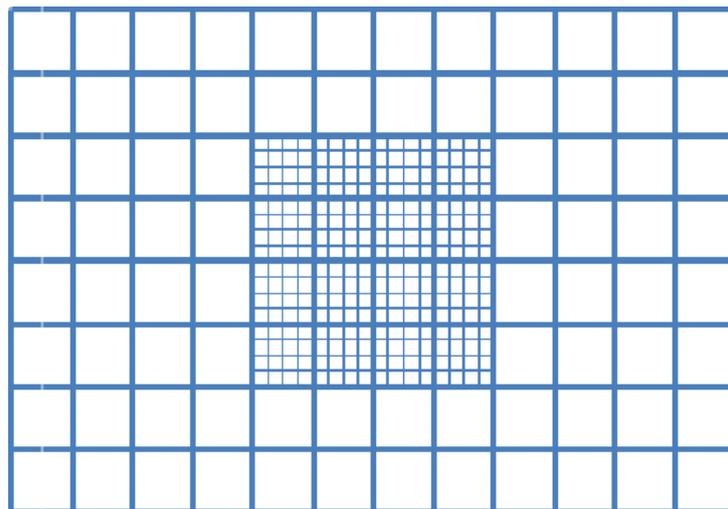


圖 3-4 巢狀網格示意圖

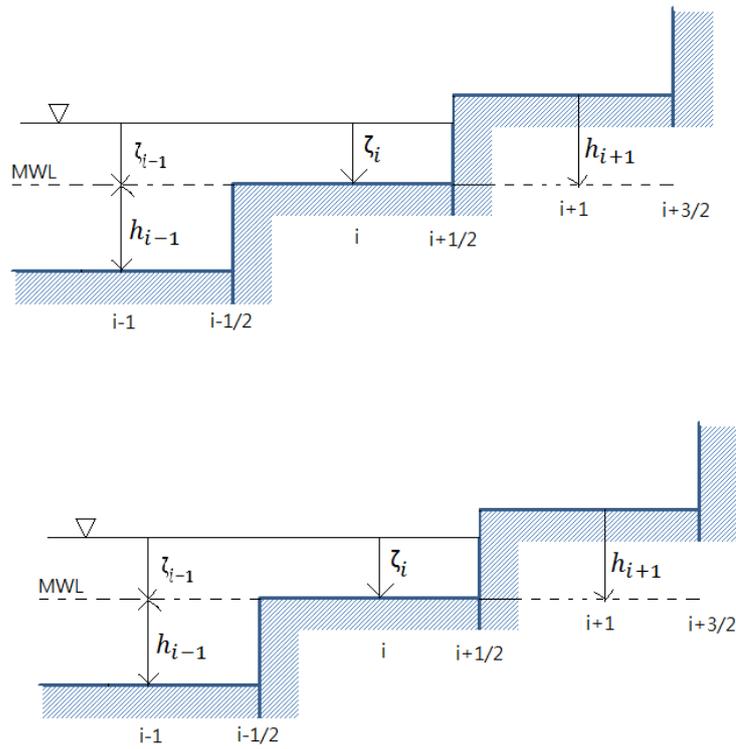


圖 3-5 移動邊界示意圖

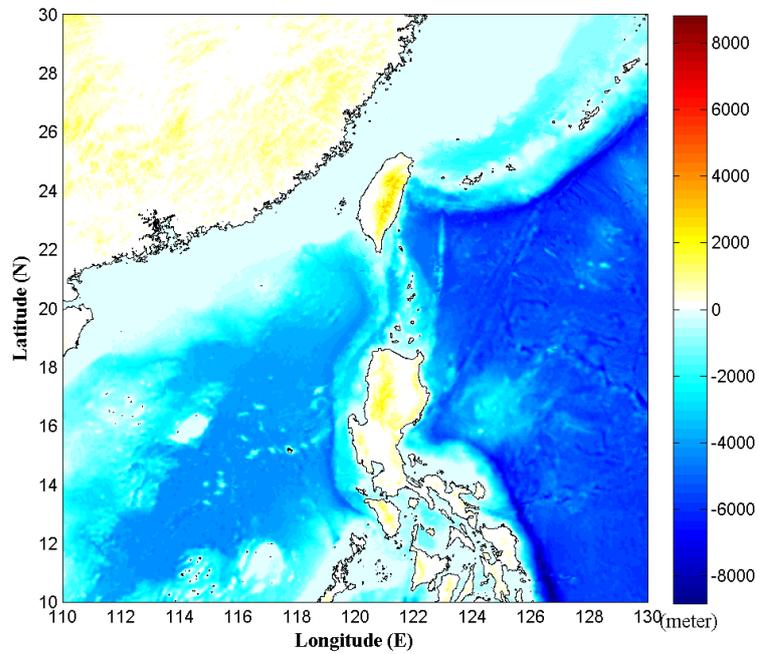


圖 3-6 陸域和海域數值高程資料(精度 1 分)

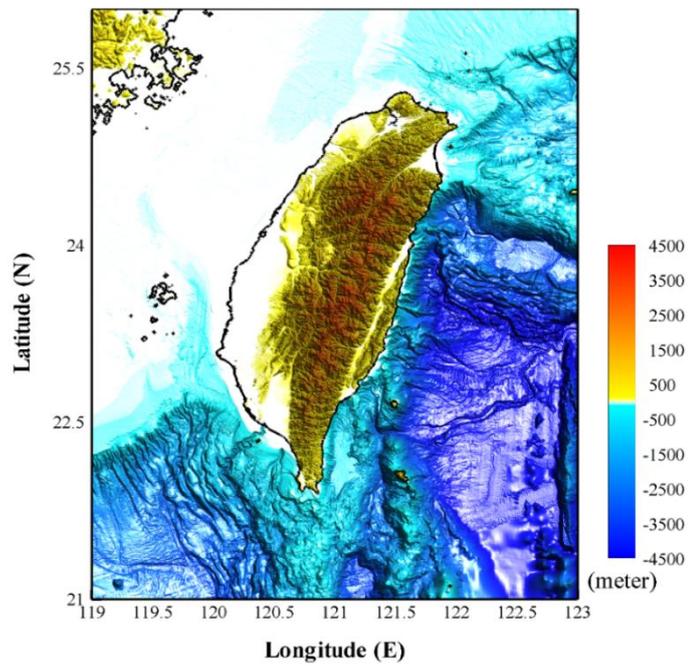


圖 3-7 陸域和海域數值高程資料(精度 200 公尺)

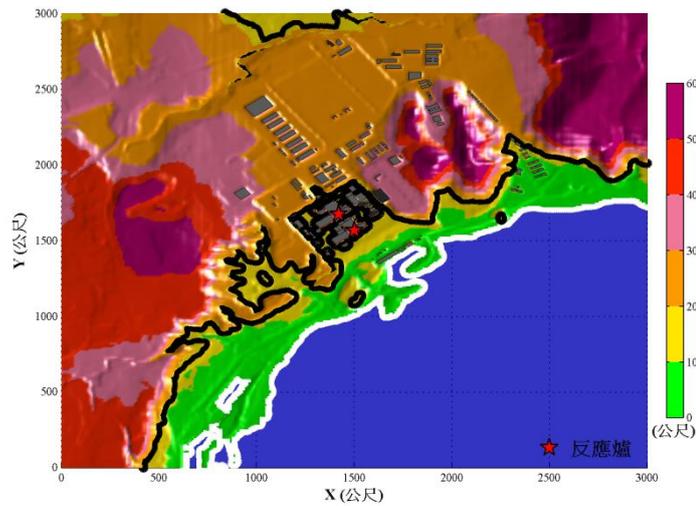


圖 3-8 核三廠周圍海域、陸域及廠區建物(地形精度 10 公尺，  
黑色實線：設計海嘯+6 米，白色實線：陸域高程為零)

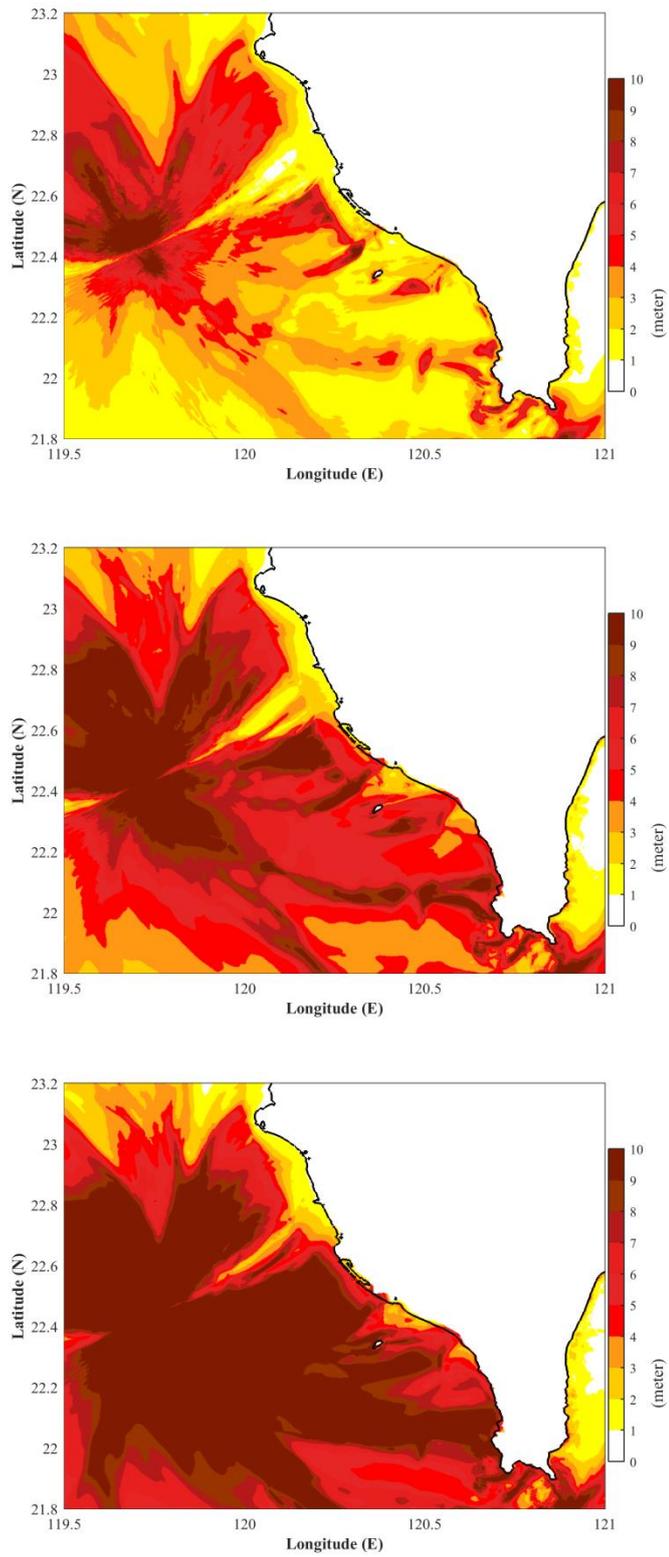


圖 3-9 不同初始加速度模擬之最大波高分佈 (a) 初始加速度為  $0.154 \text{ m/s}^2$  ; b) 初始加速度為  $0.5 \text{ m/s}^2$  ; c) 初始加速度為  $1.54 \text{ m/s}^2$ )

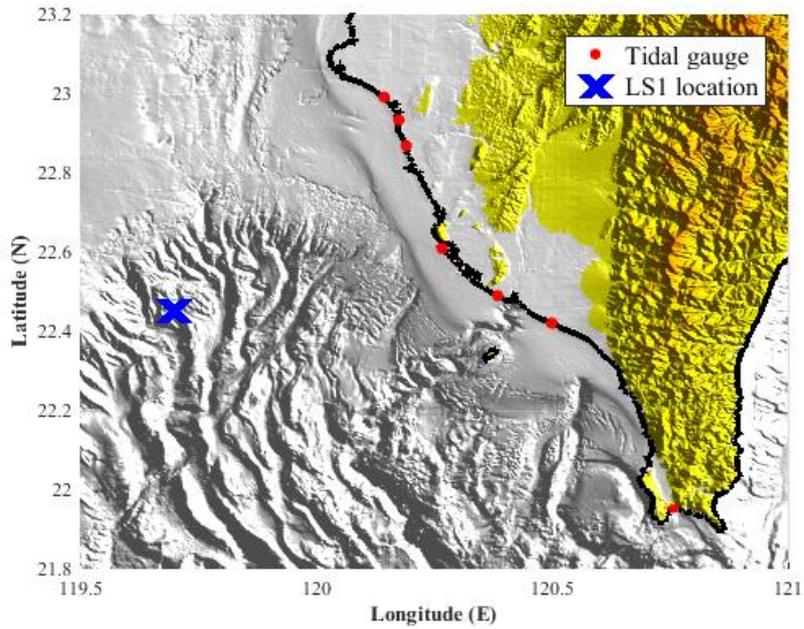


圖 3-10 波高計與崩移物之初始位置

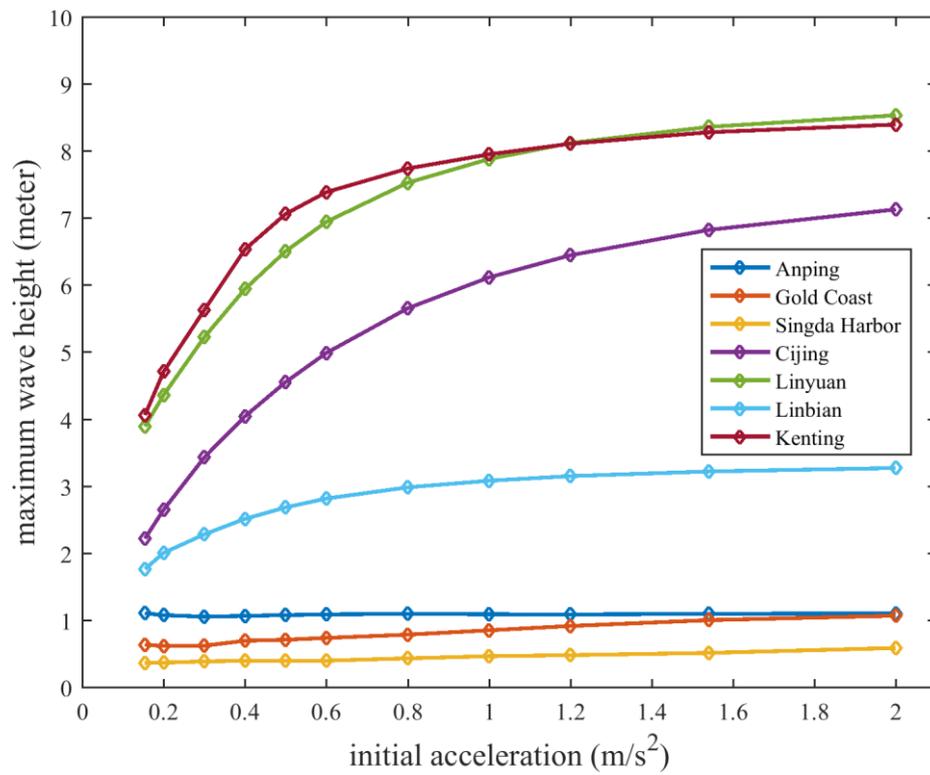


圖 3-11 不同初始加速度於不同位置造成之最大波高

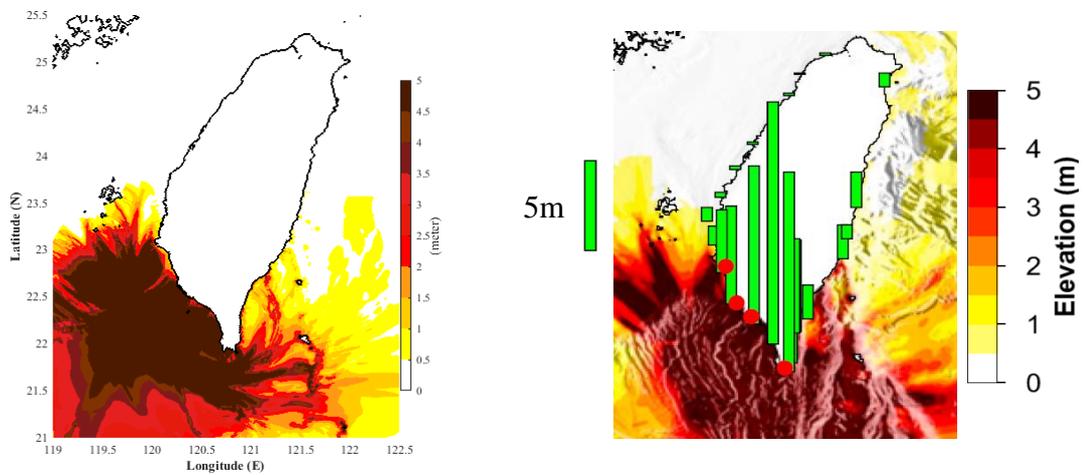


圖 3-12 情境 LS1 於台灣附近造成之最大海嘯波高分布(左圖：本計畫以 COMCOT 進行模擬 (初始加速度為  $1.54 \text{ m/s}^2$ )，右圖：Li et al. (2015)之模擬結果)

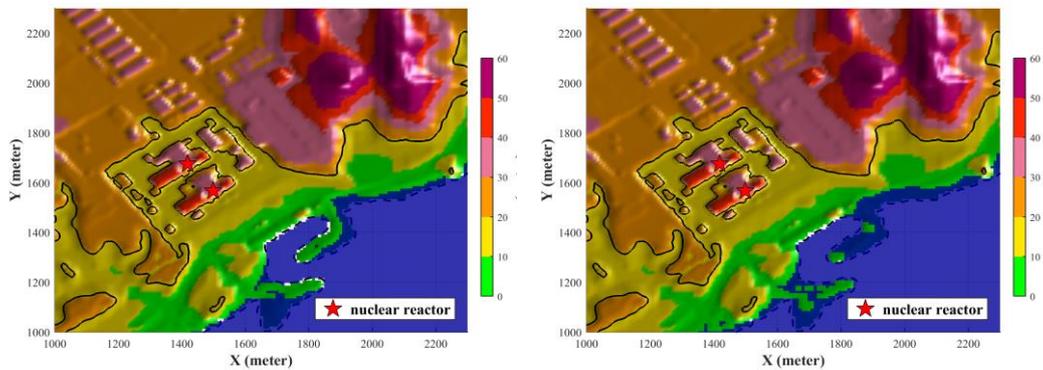


圖 3-13 情境 LS1 於核三廠造成之溢淹情形(左圖：以本計畫判識之崩移物幾何條件之模擬結果，右圖：以 Li et al. (2015)判識之崩移物幾何條件之模擬結果)

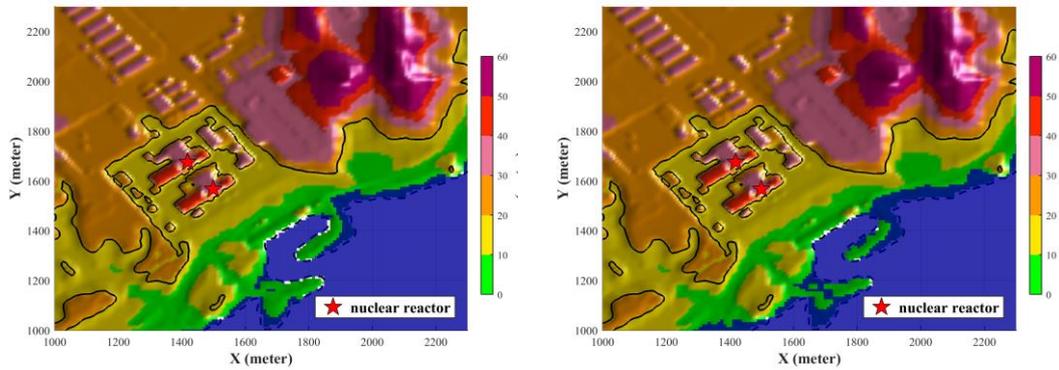


圖 3-14 情境 LS2 於核三廠造成之溢淹情形(左圖：以本計畫判識之崩移物幾何條件之模擬結果，右圖：以 Li et al. (2015)判識之崩移物幾何條件之模擬結果)

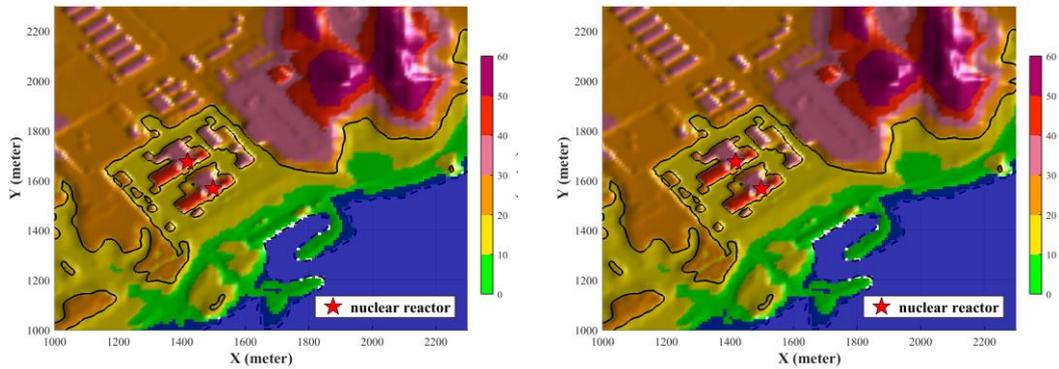


圖 3-15 情境 LS3 於核三廠造成之溢淹情形(左圖：以本計畫判識之崩移物幾何條件之模擬結果，右圖：以 Li et al. (2015)判識之崩移物幾何條件之模擬結果)

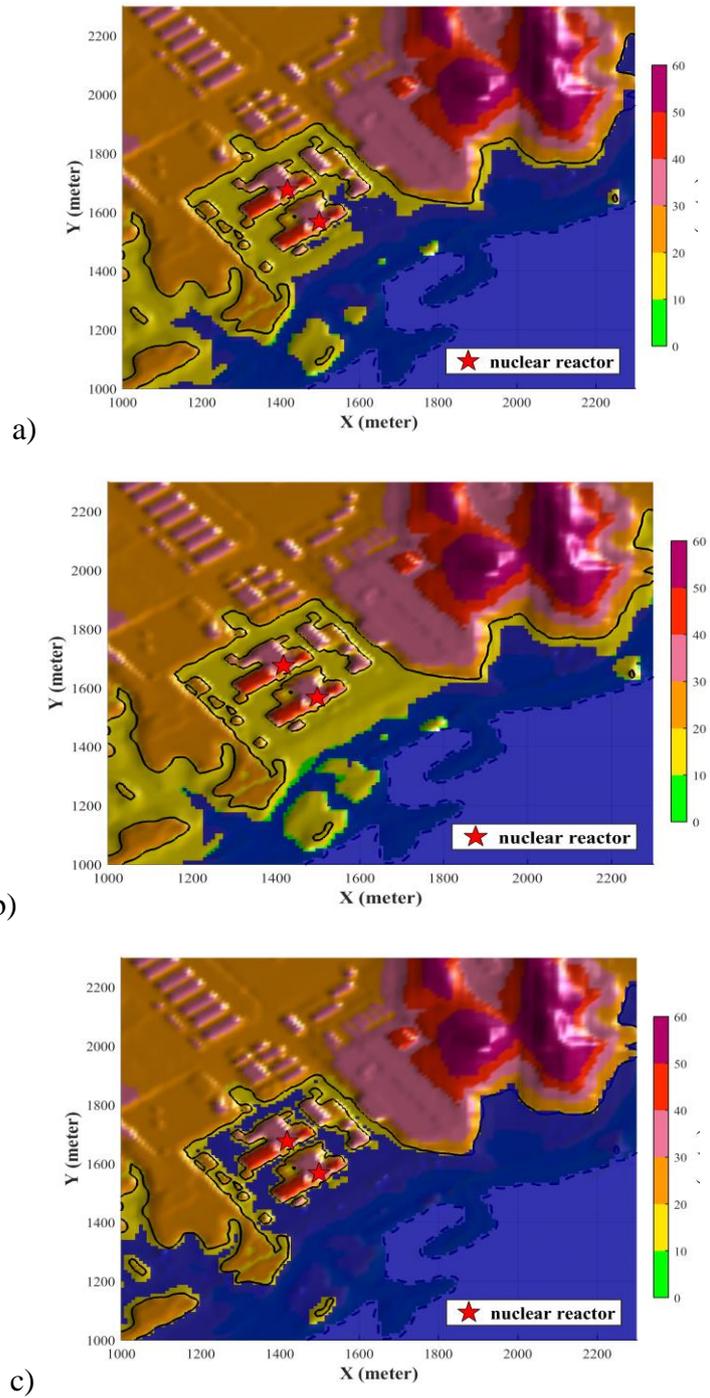


圖 3-16 不同海底山崩海嘯情境於核三廠造成之溢淹溯升 (a) LS1 情境，崩移物厚度為原始厚度之 4.0 倍；b) LS2 情境，崩移物厚度為原始厚度之 3.3 倍；c) LS1 情境，崩移物厚度為原始厚度之 7.1 倍)

#### 四、日本最新防海嘯牆規範比較與整理

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，制定海嘯牆規劃階段設計流程並與 ASCE7-16、FEMA P646 規範比較。

##### (一) 防波堤の耐津波設計ガイドライン

海嘯可分類為段波狀或非段波狀，波長較長的海嘯前端分裂為數個短周期（孤波分裂）的波狀段波時，其衝擊段波力極大，若海底坡度極緩，則會產生波狀段波；如果波高水深比（海嘯高度／水深）小、或海底坡度比較急，則不會產生段波。若有波狀段波則使用「修正谷本式」，無波狀段波則使用「谷本式」。

##### 1. 修正谷本式

a. 背面水位在進浪之際不低於基準面時，圖 4.1

$$\eta^* = 3.0a_I$$

$$p_1 = 3.0\rho_0ga_I$$

$$p_u = p_1$$

$\eta^*$ : 靜水面上的波壓作用高度 (m)

$a_I$ : 入射海嘯之靜水面上的高度（震幅）(m)

$\rho_0g$ : 海水的單位體積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )

$p_1$ : 靜水面的波壓強度 ( $\text{kN/m}^2$ )

$p_u$ : 直立壁前面下端的揚壓力 ( $\text{kN/m}^2$ )

b. 背面水位在進浪之際低於基準面時，圖 4.2

$$\eta^* = 3.0a_I$$

$$p_1 = 3.0\rho_0ga_I$$

$$p_2 = \rho_0g\eta_B$$

$$p_u = p_1$$

$$p_L = p_2$$

$\eta^*$ : 靜水面上的波壓作用高度 (m)

$\eta_B$ : 在直立壁背面自靜水面起下降的水位(m)

$a_I$ : 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 ( $\text{kN/m}^3$ )

$p_1$ : 靜水面的波壓強度 ( $\text{kN/m}^2$ )

$p_2$ : 直立壁背面的負壓( $\text{kN/m}^2$ )

$p_u$ : 直立壁前面下端的揚壓力( $\text{kN/m}^2$ )

$p_L$ : 直立壁背面下端的揚壓力( $\text{kN/m}^2$ )

## 2. 谷本式

a. 背面水位在進浪之際不低於基準面時，圖 4.3

$$\eta^* = 3.0a_I$$

$$p_1 = 2.2\rho_0 g a_I$$

$$p_u = p_1$$

b. 背面水位在進浪之際低於基準面時，圖 4.4

$$\eta^* = 3.0a_I$$

$$p_1 = 2.2\rho_0 g a_I$$

$$p_2 = \rho_0 g \eta_B$$

$$p_u = p_1$$

$$p_L = p_2$$

## (二) 津波を考慮した胸壁の設計の考え方

1. 福祿數法 (Froude number, Fr) 圖 4.5

$$F_r = \frac{u}{\sqrt{gL}} \quad 0.0 \leq Fr \leq 1.5$$

u: 流體速度

L: 水深

底部液壓作用是  $\alpha$  倍

$$\alpha = 1.0 + 1.35F_r^2$$

波壓作用高度設定為行波的淹沒高度的  $\alpha'$  倍

$$\alpha' = \max\{3, \alpha\}$$

$$P_{max} = \rho g \eta_{max} \alpha \left(1 - \frac{Z}{\alpha' \eta_{max}}\right)$$

$\eta_{max}$ : 行進波最大深度

Z: 離地高度

$\rho$ : 海水密度

### (三) 實際算例

假設基本條件:

$$\rho = 1.03(t/m^3)$$

$$u = 5.10(m/s)$$

$$\eta_{max} = 2.36(m)$$

$$a_I = 2.36(m)$$

$$\eta_b = 0(m)$$

海嘯牆頂部高度=5.76(m)

海嘯牆底部高度=0 (m)

#### 1. 修正谷本式

a. 背面水位在進浪之際不低於基準面時，圖 4.1

$$\eta^* = 3.0a_I = 3.0 \times 2.36 = 7.08 (m)$$

$$p_1 = 3.0\rho_0 g a_I = 3.0 \times 1.03 \times 9.81 \times 2.31 = 70.02 (kN/m^2)$$

$$p_u = p_1$$

海嘯牆上端(Z = 5.76 m):

$$P_{max,T} = 70.02 \left(1 - \frac{5.76}{7.08}\right) = 13.05 (kN/m^2)$$

海嘯牆下端(Z = 0 m):

$$P_{max,D} = 70.02 \left(1 - \frac{0}{7.08}\right) = 70.02 (kN/m^2)$$

作用波力:

$$P = \frac{(P_{max,T} + P_{max,D})H_G}{2} = \frac{(13.05 + 70.02)5.76}{2} \\ = 239.24 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

b. 背面水位在進浪之際低於基準面時，圖 4.2

$$\eta^* = 3.0a_I = 3.0 \times 2.36 = 7.08 \text{ (m)}$$

$$p_1 = 3.0\rho_0ga_I = 3.0 \times 1.03 \times 9.81 \times 2.31 = 70.02 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_2 = \rho_0g\eta_B = 1.03 \times 9.81 \times 0 = 0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_u = p_1$$

$$p_L = p_2$$

海嘯牆上端( $Z = 5.76 \text{ m}$ ):

$$P_{max,T} = 70.02 \left(1 - \frac{5.76}{7.08}\right) = 13.05 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

海嘯牆下端( $Z = 0 \text{ m}$ ):

$$P_{max,D} = 70.02 \left(1 - \frac{0}{7.08}\right) = 70.02 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

作用波力:

$$P = \frac{(P_{max,T} + P_{max,D})H_G}{2} = \frac{(13.05 + 70.02)5.76}{2} \\ = 239.24 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

## 2. 谷本式

a. 背面水位在進浪之際不低於基準面時，圖 4.3

$$\eta^* = 3.0a_I = 3.0 \times 2.36 = 7.08 \text{ (m)}$$

$$p_1 = 2.2\rho_0ga_I = 2.2 \times 1.03 \times 9.81 \times 2.31 = 51.35 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_u = p_1$$

海嘯牆上端( $Z = 5.76 \text{ m}$ ):

$$P_{max,T} = 51.35 \left(1 - \frac{5.76}{7.08}\right) = 9.57 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

海嘯牆下端( $Z = 0 \text{ m}$ ):

$$P_{max,D} = 51.35 \left(1 - \frac{0}{7.08}\right) = 51.35 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

作用波力:

$$\begin{aligned} P &= \frac{(P_{max,T} + P_{max,D})H_G}{2} = \frac{(9.57 + 51.35)5.76}{2} \\ &= 175.45 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

b. 背面水位在進浪之際低於基準面時，圖 4.4

$$\eta^* = 3.0a_I = 3.0 \times 2.36 = 7.08 \text{ (m)}$$

$$p_1 = 2.2\rho_0ga_I = 2.2 \times 1.03 \times 9.81 \times 2.31 = 51.35 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_2 = \rho_0g\eta_B = 1.03 \times 9.81 \times 0 = 0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_u = p_1$$

$$p_L = p_2$$

海嘯牆上端( $Z = 5.76 \text{ m}$ ):

$$P_{max,T} = 51.35 \left(1 - \frac{5.76}{7.08}\right) = 9.57 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

海嘯牆下端( $Z = 0 \text{ m}$ ):

$$P_{max,D} = 51.35 \left(1 - \frac{0}{7.08}\right) = 51.35 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

作用波力:

$$\begin{aligned} P &= \frac{(P_{max,T} + P_{max,D})H_G}{2} = \frac{(9.57 + 51.35)5.76}{2} \\ &= 175.45 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

3. 福祿數法 (Froude number, Fr)

a. 計算  $\alpha$ 、 $\alpha'$

$$Fr = \frac{u}{\sqrt{gL}} = \frac{5.10}{\sqrt{9.81 \times 2.36}} = 1.06$$

$$\alpha = 1.0 + 1.35Fr^2 = 1.0 + 1.35 \times 1.06^2 = 2.52$$

$$\alpha' = \max\{3, \alpha\} = \max\{3, 2.52\} = 3$$

b. 波壓強度

$$P_{max} = \rho g \eta_{max} \alpha \left(1 - \frac{z}{\alpha' \eta_{max}}\right) = 60.0 \left(1 - \frac{z}{7.08}\right)$$

c. 波浪力計算和加載方法

海嘯牆上端 ( $Z = 5.76 \text{ m}$ ):

$$P_{max,T} = 60.0 \left(1 - \frac{5.76}{7.08}\right) = 11.2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

海嘯牆下端 ( $Z = 0 \text{ m}$ ):

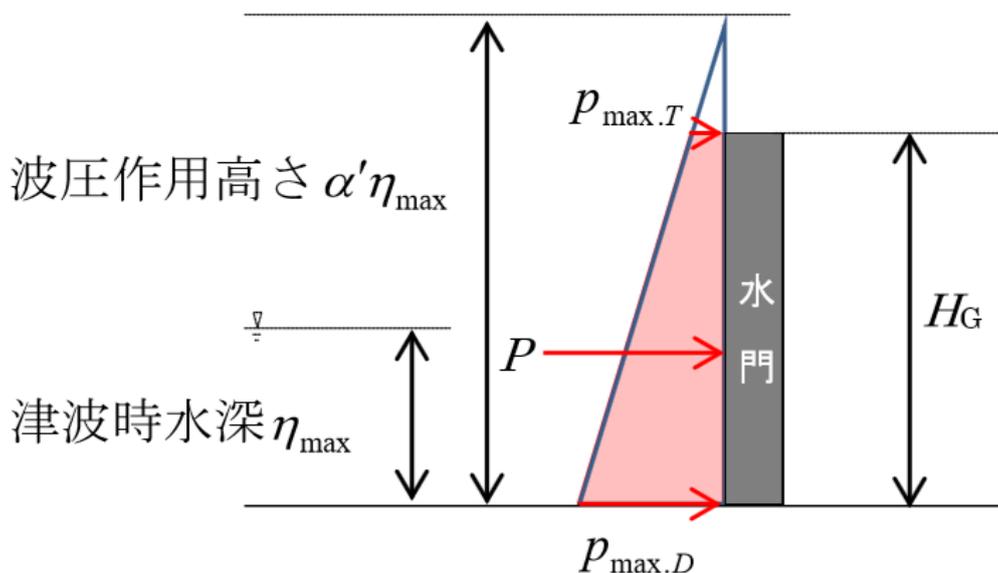
$$P_{max,D} = 60.0 \left(1 - \frac{0}{7.08}\right) = 60 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

作用波力:

$$P = \frac{(P_{max,T} + P_{max,D})H_G}{2} = \frac{(11.2 + 60.0)5.76}{2} = 205.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

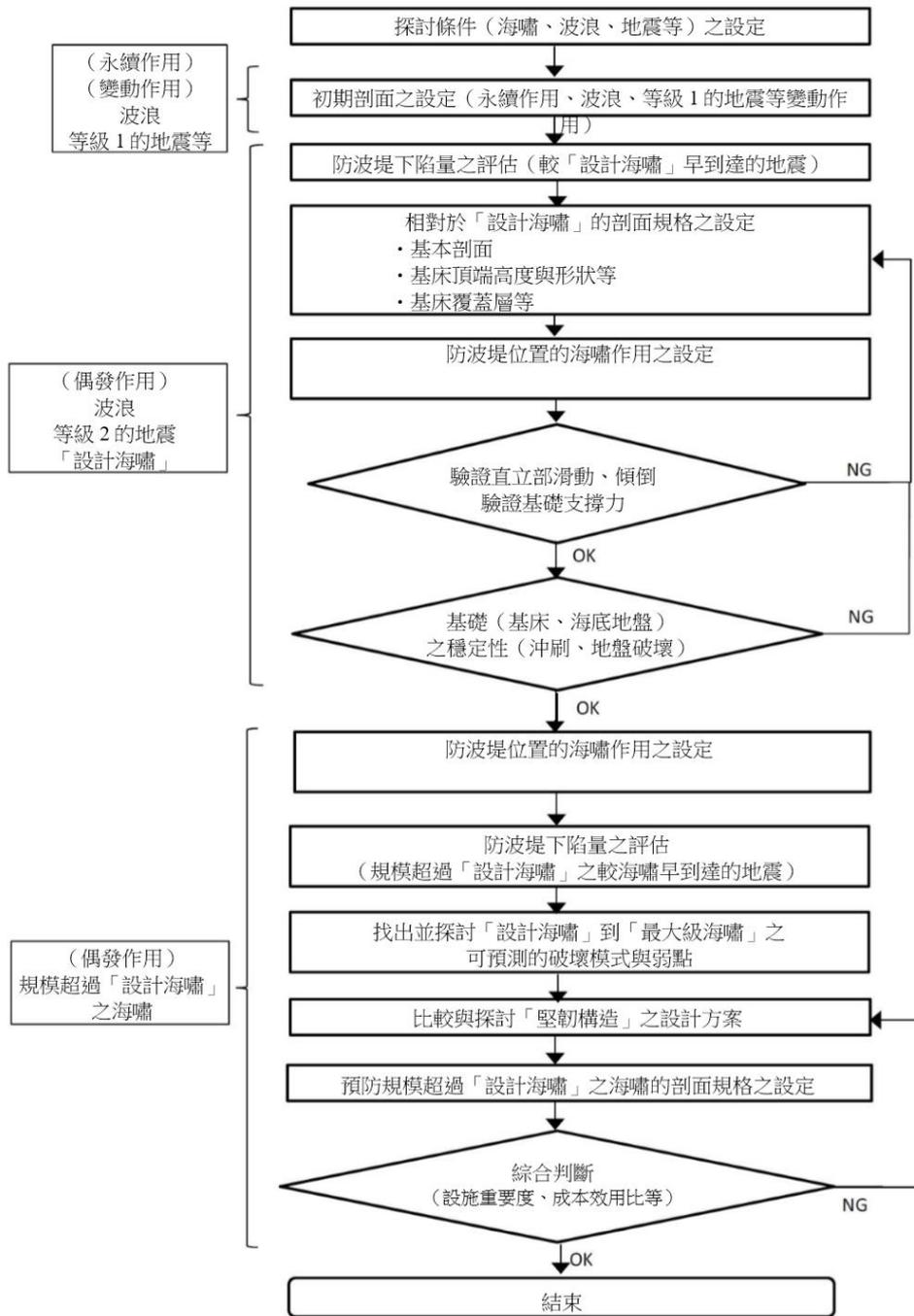
d. 結果如圖 4.6:

圖 4.6 福祿數法波壓作用力與加載方法



#### (四) 海嘯牆設計流程

防波堤の耐津波設計ガイドライン之海嘯牆設計步驟如圖 4.6



## 1. 防波堤耐海嘯設計之基本想法

### a. 對「設計海嘯」的耐海嘯設計之基本想法

對「設計海嘯」的防波堤耐海嘯設計，必須考量依後方港灣機能與設施重要度等達到維持海嘯發生後防波堤提供港灣內穩定度，並考量溢流發生的可能性，發揮防波堤對海嘯的之減災效果。因此除了抵抗波浪作用以外，防波堤剖面規格的基本要求為須在「設計海嘯」作用下亦不損其功能。

### b. 規模超過「設計海嘯」之海嘯發生時發揮堅韌特性

針對規模超過「設計海嘯」的海嘯，在考量設施重要度與成本效果比等情況下，在防波堤內增加面臨大規模海嘯容許變形且不易倒壞的「堅韌構造」附加設計，使防波堤在發生規模超過「設計海嘯」的海嘯時，亦能盡可能發揮防波堤的海嘯減災效果。

## 2. 海嘯作用之相關注意要點

### a. 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

### b. 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，而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。

(五) ASCE 7-16、FEMA P646、防波堤の耐津波設計ガイドライン(港務局)、津波を考慮した胸壁の設計の考え方(防災課)比較

	ASCE 7-16	FEMA P646	港務局	防災課
載重組合	$0.9D + F_{TSU} + H_{TSU}$ $1.2D + F_{TSU} + 0.5L + 0.2S + H_{TSU}$			
静水圧	$F_h = \frac{1}{2} k_s \rho_{sw} g b h_{max}^2$	$F_h = \frac{1}{2} \rho_s g b h_{max}^2$	依「有無波狀段波」、「背水位是否下降」分類計算	福祿數法
動水圧 (拖曳力)	$F_{dx} = \frac{1}{2} \rho_s I_{tsu} C_d C_{cx} B (hu^2)$	$F_h = \frac{1}{2} \rho_s C_d B (hu^2)_{max}$		
浮力	$F_v = k_s \rho_{sw} g V_w$	$F_b = \rho_s g V_w$	静水面下之容積	静水面下之容積
漂流殘骸 衝擊力	静定力: $F_i = 1470 C_o I_{tsu} [kN]$ 車輛: $F_i = 130 I_{tsu} [kN]$ 木料或實木或貨櫃: $F_i = I_{tsu} C_o u_{max} \sqrt{km_d}$	木料或實木或貨櫃: $F_i = 1.3 u_{max} \sqrt{km_d} (1+c)$		

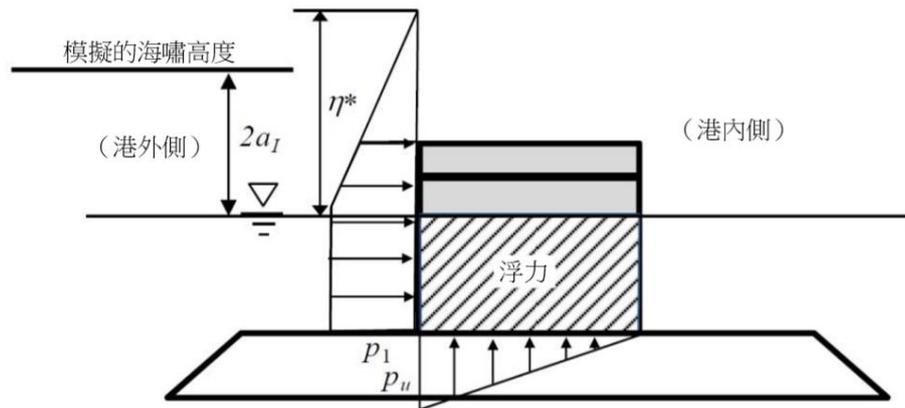


圖 4.1 背面水位在進浪之際不低於基準面時

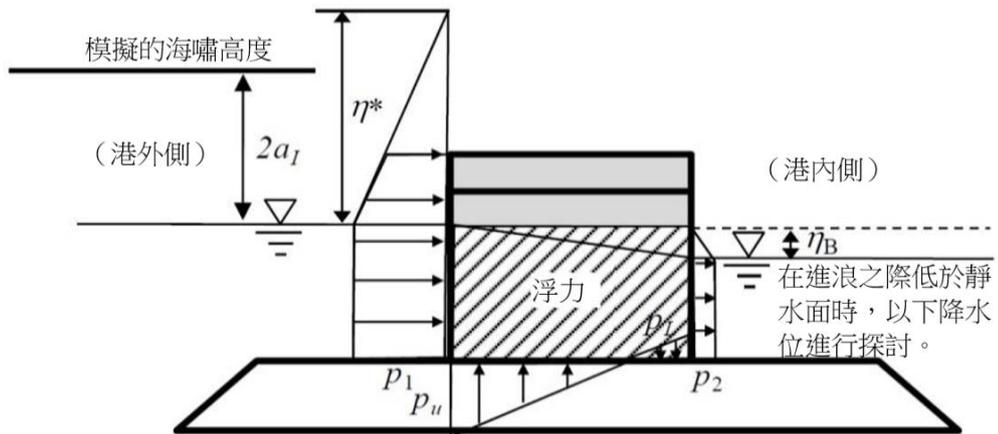


圖 4.2 背面水位在進浪之際低於基準面時

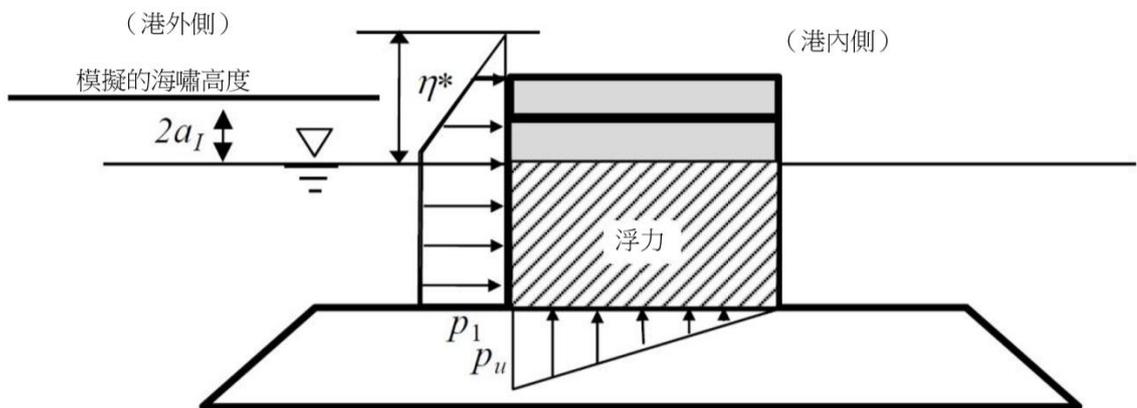


圖 4.3 背面水位在進浪之際不低於基準面時

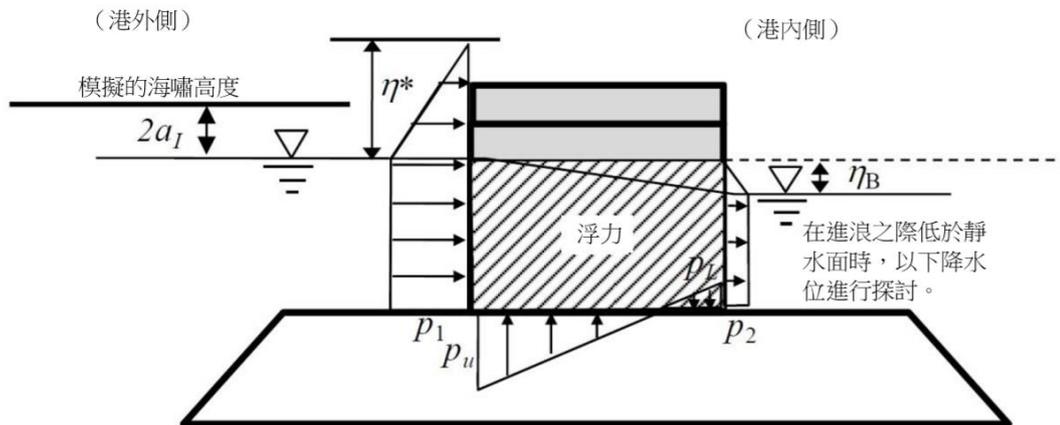


圖 4.4 背面水位在進浪之際低於基準面時

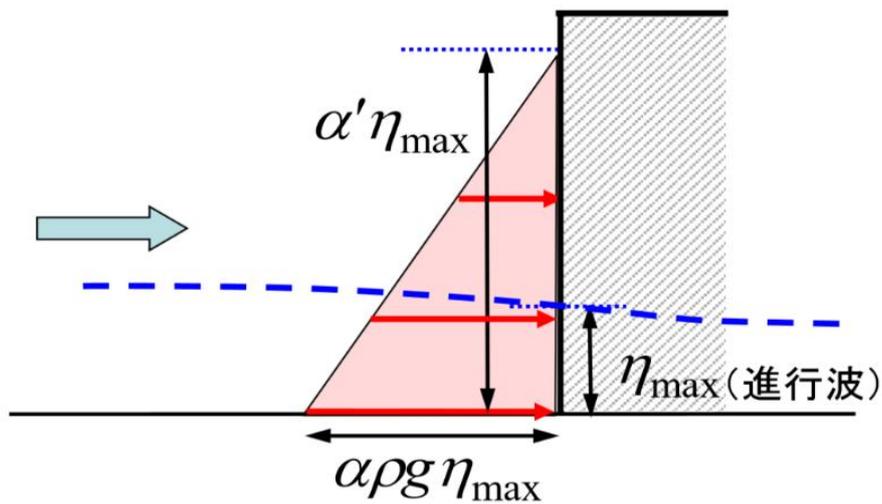


圖 4.5 福祿數法 (Froude number, Fr)

## 「核電廠超過設計地震重啟動之地震安全分析技術研究」

### 一、核電廠之地震應對規範與準則於結構健康檢測相關規定

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，所研析和比對的文獻分別是：

1. 美國國家標準局與 2016 年所制訂的最新的核電廠對地震之應對規範 ANSI/ANS-2.23-2016 “Nuclear Power Plant Response to an Earthquake” (2016)，在本文以 ANSI/ANS-2.23-2016 簡稱。
2. 美國電力研究院(Electric Power Research Institute，簡稱 EPRI) 2015 年版的技術報告 3002005284 “Guidelines for Nuclear Power Plant Response to an Earthquake”(2015)，在本文以 EPRI Report 3002005284 簡稱。
3. 日本原子力技術協會(Japan Nuclear Technology Institute，簡稱 JANTI)於 2012 年所出版的「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 (2012) 及 Post-Earthquake Equipment Integrity Assessment Guideline [Inspection Method: Pipes, Foundation Bolts]，文件編號 JANTI-SANE-G2 (2012))，在本文以 JANTI-SANE-G1 和 JANTI-SANE-G2 簡稱。
4. 國際原子能總署(International Atomic Energy Agency，簡稱

IAEA)與 2011 年所出版的核電廠地震應對與準備安全報告 No.66 “Earthquake Preparedness and Response for Nuclear Power Plants” (2011)，在本文以 IAEA Safety Report No. 66 簡稱。

5. 美國 ANSI/ANS-2.2-2016 核電廠地震監測儀器相關規定，探討地震相關的核電廠結構健康監測所需之技術。
6. 美國能源部關於非破壞性檢測報告(Naus, 2009)，探討用於與核電廠非破壞性檢測之技術。

#### **(一) 美國核電廠對地震應對之最新國家標準與 EPRI 最新報告之比較**

美國國家標準局(ANSI)與美國核能協會(ANS)針對核電廠之地震應對方法與原則分別在 2002 年頒布 ANSI/ANS-2.23-2002 規範 (Nuclear Plant Response to an Earthquake, 2002)，亦在 2016 年頒布最新的 ANSI/ANS-2.23-2016 規範(Nuclear Power Plant Response to an Earthquake, 2016)，美國電力研究所(EPRI)在 1989 年出版核電廠對地震之應對準則 EPRI Report NP-6695 (Guidelines for Nuclear Plant Response to an Earthquake, 1989)，之後在 2013 年出版新的核電廠對地震之應對準則 EPRI Report 3002000720 (Guidelines for Nuclear Plant Response to an Earthquake, 2013)，2016 年又出版最新 EPRI Report 3002005240 (Guidelines for Nuclear Power Plant Response to

an Earthquake, 2016)’, 以上有關核電廠對地震之應對兩個版本的美國標準局規範 (ANSI/ANS-2.23-2003 、ANSI/ANS-2.23-2016)和三個版本的美國 EPRI 準則報告 (EPRI Report NP-6695、EPRI Report 3002000720、EPRI Report 3002005240)的相互關係敘述如下：

美國電力研究所(EPRI)在 1989 年出版了 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;

本研究特別針對美國最新國家標準 ANSI/ANS-2.23-2016 (Nuclear Power Plant Response to an Earthquake)與美國電力研究所的最新準則 EPRI Report NP-3002005284 (Guidelines for Nuclear Power Plant Response to an Earthquake)，進行詳細比對與比較，藉以瞭解兩者之差異。

經過本研究之詳細比對與比較後，發現 ANSI/ANS-2.23-2016 與 EPRI Report NP-3002005284 之差異不大，由此可知 EPRI Report NP-3002005284 (2015)和 ANSI/ANS-2.23-2016 (2016)兩份文件在出版前可能有相互參考才推出，兩份文件的詳細比對與比較如下：

有關 ANSI/ANS-2.23-2016 (2016) 與 EPRI Report 3002005284 (2015)在目錄的比較如下：ANSI/ANS-2.23-2016 的第 1 章至第 4 章與 EPRI Report 3002005284 的第 1 章不同，ANSI/ANS-2.23-2016 的第 1 章至第 4 章主要是在說明其規範之範圍、目的、專有名詞之縮寫定義和核電廠應對之行動概述，EPRI Report 3002005284 的第一章則是說明其規範之目的、需求指南、特定電廠之地震對應程序、OBE 超越標準、地震量測儀器需求和報告組織等。ANSI/ANS-2.23-2016 與 EPRI Report 3002005284 相同的地方，例如：ANSI/ANS-2.23-2016 之第五章對應 EPRI Report 3002005284 之第二章，ANSI/ANS-2.23-2016 之第六章對應 EPRI Report 3002005284 之第三章，ANSI/ANS-2.23-2016 之第七章對應 EPRI Report 3002005284 之第四章，ANSI/ANS-2.23-2016 之第八章對應 EPRI Report 3002005284 之第五章，

ANSI/ANS-2.23-2016 之第九章對應 EPRI Report 3002005284 之第六章，ANSI/ANS-2.23-2016 之第十章與 EPRI Report 3002005284 之第七章皆為文獻回顧，另外附錄的部分 ANSI/ANS-2.23-2016 之 Appendix A 對應 EPRI Report 3002005284 之 Appendix A，ANSI/ANS-2.23-2016 之 Appendix B 對應 EPRI Report 3002005284 之 Appendix B，ANSI/ANS-2.23-2016 之 Appendix C 對應 EPRI Report 3002005284 第五章之 Table 5-1，ANSI/ANS-2.23-2016 之 Appendix D 對應 EPRI Report 3002005284 第二章之 Table 2-1。

在 ANSI/ANS-2.23-2016 的前言中有說明下列事項：在第 i 頁的第 21 行～第 24 行敘述，本規範的第五節～第九節為重點，且整個規範重新改寫過，謹慎使用 shall、should、may 等法律用語，在第 ii 頁的第 12 行～第 15 行敘述，本規範可以顯著地針對重點進行重啟動檢查，減少不必要的工作，另外第 25 行～第 29 行敘述，本規範加入了 EPRI-3002000720 (2013)報告的重要的修正，符合 IAEA Safety Report No. 66 (2011)的要求。

有關 ANSI/ANS-2.23-2016 (2016) 與 EPRI Report 3002005284 (2015)在經過詳細比對後，兩份文件的差異共有 29 處，29 個差異處詳細列表如表 1-1 所示。

表 1-1 ANSI/ANS-2.23-2016 (2016)與 EPRi Report 3002005284 (2015)之差異處

編號	ANSI/ANS-2.23-2016 (2016) 章節與頁數	EPRi Report 3002005284 (2015) 章節與頁數	差異處
1	第 6 章前言 (9 頁~10 頁)	第 3 章前言 (3-2 頁)	ANSI/ANS-2.23-2016 刪除 EPRi Report 3002005284 第 6 章前言最後一段有關行動目的之敘述
2	第 6.6 節 (15 頁)	第 3.6 節 (3-8 頁)	ANSI/ANS-2.23-2016 第 3 行刪除對美國核能管理委員會的諮詢，第 6 行將其他可能造成圍阻體地震損害的情況，如：水壩破壞、海嘯或其他環境因素可能影響防洪保護、終極散熱器、人員安全等情形納入考量。
3	第 7 章前言 (19 頁)	第 4 章前言 (4-2 頁)	ANSI/ANS-2.23-2016 第 7 章前言最後一段的第 7 行將 EPRi Report 3002005284 第 4 章前言最後一段的第 10 行對於在 <u>超越核電廠 OBE 和達到停機標準的地震之後</u> ，更改為 <u>超越核電廠 OBE 的地震或造成電廠重大損傷的地震之後</u> 。
4	第 7.2 節 (20 頁)	第 4.2 節 (4-4 頁)	ANSI/ANS-2.23-2016 在第 9 行額外說明了地震參數需要於自由場測量和/或在自由場中未定義設計反應譜的 OBE 和 SSE 情況下的結構或其他位置下測量。
5	第 7.3 節 (21 頁)	第 4.3 節 (4-5 頁)	ANSI/ANS-2.23-2016 在 Action level 1 的第 5 點刪除了 SSE 需要被超越的但書，使其條件更嚴格。
6	第 7.3 節 (22 頁)	第 4.3 節 (4-6 頁)	ANSI/ANS-2.23-2016 在 Action level 4 的第 3 點刪除了執行 Corrective Action Plan 可能需要徵詢 USNRC 核准的文字。

7	第 7.3 節 (23 頁)	第 4.3 節 (4-6 頁)	ANSI/ANS-2.23-2016 在 Action level 4 的第 9 點比 EPRI Report 3002005284 的第 9 點在開頭處多一段，說明第 9 點條文的目的是制定並實施長期地震評估和驗證計畫。
8	第 7.3 節 (23 頁)	第 4.3 節 (4-7 頁)	ANSI/ANS-2.23-2016 在 Action level 5 的第 10 點在考慮更新 SMA 或 SPSA 的地方新增了一段句子，即：和/或 SSC 之性能與最初建模明顯不同的條件。
9	第 7.3 節 (24 頁)	第 4.3 節 (4-8 頁)	ANSI/ANS-2.23-2016 在 Action level 6 的第 11 點在考慮更新 SMA 或 SPSA 的地方新增了一段句子，即：和/或 SSC 之性能與最初建模明顯不同的條件。
10	第 7.3.2 節 (24 頁)	第 4.3.2 節 (4-9 頁)	ANSI/ANS-2.23-2016 在第 1 行比 EPRI Report 3002005284 的第 1 行多加強說明是由量測到的地表震動反應譜主要包含非常低頻的地震，第 4 行則是刪除了對於 SSC 通常不是 SR 安全相關構件的說明。
11	第 8 章前言 (25 頁)	第 5 章前言 (5-1 頁)	ANSI/ANS-2.23-2016 刪除 EPRI Report 3002005284 第 1 行~第 4 行中對本章節的簡介，而增加了本章節所進行的評估以及 SR SSC 的任何修復/更換都將在核電廠批准的 CAP 下進行、追蹤和記錄。
12	第 8.1 節 (25 頁)	第 5.1 節 (5-1 頁)	ANSI/ANS-2.23-2016 在 9 行的聚焦檢測和試驗的檢查人員中比 EPRI Report 3002005284 新增了核電廠操作人員。
13	第 8.1 節 (27 頁)	第 5.1 節 (5-3 頁)	ANSI/ANS-2.23-2016 在 damage indicators 的部分新增了核電廠地面破壞。

14	第 8.3 節 (28 頁)	第 5.3 節 (5-4 頁)	ANSI/ANS-2.23-2016 在 11 行與 EPRI Report 3002005284 的差異在於 EPRI Report 3002005284 對於行動 5 和 6 是 <u>建議</u> 將反應堆容器打開，而 ANSI/ANS-2.23-2016 則是 <u>必要</u> 將其打開，較為嚴格，且 ANSI/ANS-2.23-2016 還在段末加入了一段文字，說明 RCS 的檢測和評估各核電廠皆有其特殊性，都預計將與監管機構進行討論。
15	第 8.5 節 (28 頁)	第 5.5 節 (5-5 頁)	ANSI/ANS-2.23-2016 在 1 行處寫法與 EPRI Report 3002005284 不同但是語意相同。
16	第 9 章前言 (29 頁)	第 6 章前言 (6-1 頁)	ANSI/ANS-2.23-2016 在第 1 行將 EPRI Report 3002005284 內容的本節報告是 SSC 評估之指南改寫為本節敘述了對於 SSC 的評估，另外下一行 ANSI/ANS-2.23-2016 將 ALs 4,5,6 視為該評估之規定，EPRI Report 3002005284 則是僅建議，所以 ANSI/ANS-2.23-2016 較為嚴謹，最後在 ANSI/ANS-2.23-2016 第 5 行處當觀察到的 EL 大於 SSE 的超越標準（即 EL 3）並且 DL 已被確定為 DL 2 或更高時，應進行長期評估，通常在核電廠重新恢復電力後進行（在 DL 2 或 3 的情形下），但必須經過 NRC 批准，EPRI Report 3002005284 則是沒寫需要經 NRC 批准。

17	第 9.1.1 節 (30 頁)	第 6.1.1 節 (6-1 & 6-2 頁)	EPRI Report 3002005284 在第 6.1.1 節的第 5 行說明：對於各樓層高程，在適當的量測數據可獲的情況下，應該利用量測和計算的 ISRS 來代替計算的設計 ISRS，ANSI/ANS-2.23-2016 在第 9.1.1 節的第 5~6 行則改寫成：在量測和計算的反應數據可獲的情況下，應該利用量測和計算的 ISRS 來代替計算的設計 ISRS。
18	第 9.1.2 節 (30 頁)	第 6.1.2 節 (6-2 頁)	EPRI Report 3002005284 在 6.1.2 節的第 1 行開頭為計算或量測的 ISRS...，但是 ANSI/ANS-2.23-2016 在 9.1.2 節的第 1 行開頭刪除量測，改為計算的 ISRS...，ANSI/ANS-2.23-2016 又在第 2 行對於在任何高程計算的 ISRS 處，加括號補充說明包含地板或結構，且從下一行至 9.1.2 節結束，EPRI Report 3002005284 對於其高程包含的物件有地板上的管線和裝備，ANSI/ANS-2.23-2016 則是較詳細列出了設備、構件、地下結構 (substructure) 和分配系統 (distribution system) 等部件來舉例。
19	第 9.1.3 節 (30 頁)	第 6.1.3 節 (6-2 頁)	ANSI/ANS-2.23-2016 談到重新評估地震荷載條件時的舉例較為詳細，包括結構內設備、構件、地下結構 (substructure) 和分配系統 (distribution system)，EPRI Report 3002005284 舉的例則是落地式設備 (floor mounted equipment)、管線和結構。

20	第 9.1.4 節 (30 頁)	第 6.1.4 節 (6-2 頁)	ANSI/ANS-2.23-2016 在第 8 行寫到特定情況的技術評估，建議採用較少限制性(less restrictive)的評估標準，其另外加括號包含接受標準(acceptance criteria)。
21	第 9.1.4.1 節 (31 頁)	第 6.1.4.1 節 (6-3 頁)	ANSI/ANS-2.23-2016 在第 2 行對於常用來通過地震荷載分析的 SSC 中，加入了地下結構(substructure)。
22	第 9.1.4.2 節 (32 頁)	第 6.1.4.2 節 (6-4 頁)	EPRI Rpeort 3002005284 在第 2 點跟第 3 點中提到實際地震記錄包含了計算或量測的反應譜，ANSI/ANS-2.23-2016 則是刪除了 <u>測量</u> ，另外第 4 點 ANSI/ANS-2.23-2016 說明 20 類核電廠電氣和機械設備的地震性能數據是包含在 Seismic Qualification Utility Group 報告中，EPRI 則是說是包含在 Generic Implementation Procedure 裡。
23	第 9.1.4.2 節 (32 頁)	第 6.1.4.2 節 (6-4 頁)	EPRI Report 3002005284 在 9.1.4.2 舉例完後段落的第 2 行提到識別和評估高頻敏感設備(包含設定)和低頻敏感 SSC 的注意事項包含在 Section 4.3，ANSI/ANS-2.23-2016 刪除了這段文字中低頻敏感 SSC 的敘述。
24	第 9.2 節 (33 頁)	第 6.2 節 (6-5 頁)	EPRI Report 3002005284 在 6.2 節敘述到在 ALs 5 和 6 中，且超過 <u>SSE</u> 的設計地震力的情況下，ANSI/ANS-2.23-2016 將其更改為在 ALs 5 和 6 中，以及在超過 <u>SSC</u> 設計地震力的情況下。
25	第 9.4 節 (33 頁)	第 6.4 節 (6-6 頁)	ANSI/ANS-2.23-2016 對於本章節針對 SMA 與 SPA 的更新做了一些補充說明如，若 SCC 與初期建模時明顯不同又或是有其他使用目的時，應考慮重新評估以反應地震之風險。

26	第 9.5 節 (33 頁)	第 6.5 節 (6-6 頁)	ANSI/ANS-2.23-2016 在 9.5 節對於制定地震評估和驗證計畫的條件除了地震超過 SSE 超越標準外，新增了加諸在特定 SSCs 的地震載重超過其原來的地震合格載重 (seismic qualification load)。
27	Appendix A (36 頁)	Appendix A (A-1 頁)	ANSI/ANS-2.23-2016 在 Appendix A 的前言中加了許多說明，包含該附錄不是美國國家標準“核電廠對地震之反應”的一部分，僅供參考。
28	Appendix A (37 頁)	Appendix A (A-2 頁)	ANSI/ANS-2.23-2016 刪除 EPRI Report 3002005284 在 Appendix A 第 A-2 頁的第 2~3 行的文字，即： <u>經過適當的工程評估</u> ，另外，ANSI/ANS-2.23-2016 刪除 EPRI Report 3002005284 在 Appendix A 第 A-2 頁的第 12~16 行的最後一個段落。
29	Appendix B (38 頁)	Appendix B (B-1 頁)	ANSI/ANS-2.23-2016 在 Appendix B 在前言說明該附錄不是美國國家標準“核電廠對地震之反應”的一部分，僅供參考。

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。ANSI/ANS-2.23-2016 (2016)與 EPRI Report 3002005284 (2015) 在內容上之少部分差異處，ANSI/ANS-2.23-2016 (2016)的規定更為嚴格，其表現的形式為增加相關規定或取消 EPRI Report 3002005284 (2015)中規定的但書，使得此規定的適用範圍更廣，兩份文件的所有差異處已詳列於表 1-1。

## (二) 日本原子力技術協會 JANTI-SANE-G2 報告之結構健康檢測相關規定

由於 JANTI-SANE-G1 報告(2011)中對結構健康檢測的相關規定並未有詳細敘述，而 JANTI-SANE-G2 報告(2011)中則有對管線和基礎螺栓進行檢測方法的敘述，基礎螺栓屬於土建設施的一部分，本文將針對 JANTI-SANE-G2 報告(2011)中有關基礎螺栓的健康檢測進行說明。

對於視覺檢測，如表 1-2 所示，該報告詳細說明了有關視覺檢測的目的、範圍、使用方法、適用法規、決定標準等，首先為檢測目的是確認基礎螺栓是否存在翹曲、鬆動、脫離或表面異常等現象，檢測的範圍是選擇在基本檢查期間發現損壞的系統或是在使用觀測波地震力時，S 級管線的地震反應分析其結果不滿足允許值的系統，檢測的方法是直接用眼睛觀察基礎螺栓，適用的法規為維修規則 (JSME S NA1-2004)，決定的標準是若沒有觀測到基礎螺栓有翹曲、鬆動、脫離或表面異常等現象就沒問題，若有則該使用衝擊試驗、扭矩檢查和 UT 等方法進行整體評估。

對於超音波檢測，如表 1-3 所示，該報告詳細說明了有關超音波檢測之檢查目的、範圍、使用方法、適用法規、標準靈敏度、探傷靈敏度、紀錄水平、決定標準等，首先為檢察目的是確認基礎螺栓是否存在裂縫，檢測的範圍是選擇在基本檢查期間發現損壞的系統或是在使用觀測波地震力時，S 級管線的地震反應分析其結果不滿足允許值的系統，檢測的

方法是在基礎螺栓的螺釘上用垂直偏轉法(底部回波法)，適用的法規為設計和施工規則(JSME S NC1-2005)，標準靈敏度如下：(1)超音波回波入射側的螺釘，透過將部分底部聲音的反射回波調整到探傷儀所顯示值的 80%而得到靈敏度、(2)超音波回波入射側相反方向上的螺釘，透過將來自部分底部聲音的反射回波調整到探傷儀所顯示的 80%而得到四倍靈敏度(+12dB)，探傷靈敏度是將標準靈敏度+6dB 所獲得，紀錄水平將回波高度超過 5%的做為指標，決定的標準是回波高度沒有超過 5%的有效指標，若是確認為有效指標，請額外討論。

對於螺栓扭力檢測，如表 1-4 所示，該報告詳細說明了有關螺栓扭力檢測目的、範圍、使用方法、適用法規、決定標準等，首先為觀測目的為確認基礎螺栓是否已失去緊固能力，檢測的範圍是選擇在基本檢查期間發現損壞的系統或是在使用觀測波地震力時，S 級管線的地震反應分析其結果不滿足允許值的系統，檢測的方法是使用扭矩扳手檢查測試鬆動側之螺栓扭矩，適用的法規為達到螺栓軸向力所要求的設計強度，決定的標準是在扭矩檢查測試期間螺栓不旋轉，若旋轉則須則使用衝擊試驗、VT 和 UT 等方法進行整體評估。

在 JANTI-SANE-G2 報告(2012)有關土建方面可以找到有關於基礎螺栓的非破壞檢測所需依循之的準則和規範。在 JANTI-SANE-G1 和 JANTI-SANE-G2 報告(2012)及 IAEA Safety Report No. 66 (2011)無法找到結構健康檢測(Structural Health Monitoring)的直接資訊與內容。

### (三) 國際原子能總署 IAEA Safety Report Series No. 66 之結構健康檢測相關規定

IAEA 對於各部件建議採取之非破壞檢測方式如圖 1-1 所示，例如所有的結構系統組件(SSC)可採用兩種方法：第一種是視覺檢測，第二種則是振動試驗；檢測滲漏緊度也是採兩種方法：第一種是用空氣、水壓試驗檢查密封性，第二種則是使用液體染料滲透檢查密封性；簡單混凝土結構和結構元件之檢測方式有兩種：第一種是採用測深錘和拖鏈檢驗，第二種則是使用衝錘法檢驗混凝土的強度和硬度；中等複雜的混凝土與結構元件有四種檢測方式：第一種是用鋼筋保護層厚度檢測以了解鋼筋之位置與尺寸，第二種是使用混凝土半電池電壓測量以分析鋼筋腐蝕潛勢，還有最後兩種分別是使用混凝土測厚儀及超音波測厚儀以檢測中等複雜的混凝土；複雜混凝土結構與結構元件之檢測方式有四種：第一種是使用超音波的脈衝速度檢測混凝土之強度、是否有蜂窩與破裂情形發生等狀況發生，第二種是檢測腐蝕速率，第三種是使用衝擊回波的脈衝響應以了解混凝土的厚度與支撐完整性，最後一種是使用透地雷達以檢測在混凝土內部或下方深埋項目的位置；檢測金屬材料狀況的方式有四種：第一種是使用磁粉檢查，第二種是用 X 光檢測探傷，第三種是超音波測是，第四種是使用維式硬度試驗；檢測錨地有三種方法：第一種是衝擊試驗，第二種是扭矩測試，第三種是超音波測試；最後有關於潛在損害的部分就不需檢測直接拆卸即可。

在 IAEA Safety Report No. 66 (2011)則是可找到對於 SSC 所建議之非破壞檢測方式，但無提供相關準則和規範所依循。

#### (四) 美國 ANSI/ANS-2.2-2016 結構健康檢測之地震儀器規定

結構健康監測技術廣泛的被使用核電廠所需的相關技術，EPRI3002010448 於 2017 年底已出版，其內容與結構健康監測，但由於不是免費下載，且價格驚人，本研究在執行時，無法獲得，由其摘要，推測其內容可能與土木結構受地震侵襲後的健康診斷關聯性不大，但相關材料性質與構件的結構健康監測，仍可於未來用在震後的土木結構健康檢測，以彌補震後肉眼巡邏檢視的不足。

綜觀 USNRC 與 EPRI 的相關導則中，結構健康監測 (Structural Health Monitoring, SHM) 技術雖然廣泛地被使用，但並沒有用在地震後監測土木結構主體相關的準則。整個 EPRI 3002005284 指針和 USNRC 相關的規範，可視為土木結構物，於震後重啟動的結構健康診斷，其雖無直接 SHM 相關的字眼，但 CAV 值、GPA 值的明確規定、以及地震量測儀器相關的要求，包含資料擷取頻率，與加速規靈敏度的規定等，可提供震前、震後監測相關的要求與指標。若是地震規模未超過 OBE，則核電廠的土木結構體是健康的。

然而，一般所謂的結構健康監測可由量測得到的數據，進行反算，獲得數個量化指標，進而可以比對震前與震後該指標們的差異，進而量化土木結構物的安全性。由監測數據

到診斷仍沒有明確的規範。

美國 ANSI/ANS-2.2-2016 國家標準有明確使用(State of Health, SOH, Monitoring)監測一詞，並對其有相關敘述與規範，但並沒有震後土木結構健康診斷所需的量化指標。在該文件中，對量測地震之加速規擺放位置的要求如表 1-5 和圖 1-2，加速規的位置與土木結構物是座落在獨立基礎，或共享基礎，有密切的關係。另外、自由場的加速規位置亦有明確的規定。這些規定使得量測到的地震訊號有所依據，對其後需的分析方能產生結構健康診斷的功效。

此外、針對結構體健康狀態的監測，需能夠做到在運轉中的核電廠進行，以及必須能藉由遠端網路監控，但並未提及如何定義健康狀態。並規範結構體的健康狀態需要進行檢查的頻率，但並未提及如何定義健康狀態。規定在進行結構體的健康狀態檢測時，需確認相關儀器的運作是否正常，但並未提及如何定義健康狀態。另外、規定在進行相關校正時，需確認儀器各面向的功能正常。

#### **(五) 結構健康檢測之非破壞性檢測相關技術**

目前重啟動的相關導則與規定中，均需仰賴檢視人員，於震後進行巡視，以肉眼辨識裂紋與可能的結構損傷，無法由肉眼辨識的裂紋，可由非破壞性檢測的技術進行探測。

美國能源部報告 ORNL/TM-2007/191 文件(Naus, 2009)所提及的一些 NDT 方法，可以用於震後材料或構件的健康診

斷，以補肉眼判斷的不足。圖 1-3 透地雷達(GPR, Ground Penetrating Radar)用於肉眼觀察不到的混凝土表面下之裂紋。圖 1-4 應力表面波頻譜分析(SASW, Spectral Analysis of Surface Waves)用於量測材料表面下性質隨深度的變化。

雖然上述技術常用於材料老化等問題，地震後，土木結構體若有受損，除了 EPRI3002005284 內所述的巡視，以肉眼判斷受損情形外，亦可用於土木結構物的健康診斷，提供肉眼看不到的損傷資訊，因此使用非破壞檢測技術了解局部的內部損傷狀況，實可以為結構健康診斷帶來關鍵的資訊。

#### **(六) 日本 NCO 地震後 KKNPP 核電廠重啟動之結構健康檢測過程初步分析**

前述章節詳細討論當前規範與相關的比較分析，本節探討日本於 2007 中越沖地震事件後，柏崎刈羽核能發電廠(KKNPP，如圖 1-5 所示)因此地震停機所經歷結構健康檢測過程之初步分析，該電廠重啟動的過程繁複，並包含許多面向，關於此核電廠重啟動的過程已於之前的計畫報告中詳述，整個重啟動的過程均遵照當時的相關指針，例如美國 EPRI NP-6695、以及日本和國際原子能總署 IAEA 相關的規範，歷經 16 個月的停機與重啟動驗證，於 2009-2010 年間陸續重啟動各機組。本節主要初步探討此核電廠重啟動過程中與結構健康檢測相關的部份，更深入的分析將於未來的計畫中執行。

首先，概略描述 KKNPP 的受震經歷。日本 KKNPP 核電廠總發電量可達 821 萬瓩，2007 年 7 月 16 日在日本的新潟縣中越海面發生芮氏 6.8 級的地震，位於新潟縣柏崎市刈羽村的核電廠也感受到 6 級的強震，其 7 部核能機組都經歷了比設計地震 S2 還大的震度，因此造成核電廠內的二、三、四、七號機因地震而自動安全停機，其他機組於定期停機檢查之狀態，因此七部反應爐機組全部停機。此外，核電廠內亦發生火災、微量放射物質外漏、吊車軸破損等災情。NCO 地震規模甚大，但相對之下，對柏崎核電廠影響算是輕微，主要是因為當初實際的地震設計值比原設計值高 3 倍。

地震過後，KKNPP 所有反應爐立即停機、冷卻、並進行密封，重啟動的過程中，以目視，作動，測漏，機能，理論重新分析等來確認結構、系統、組件等的完整性及功能。完成結構健康檢測之程序後，可確認核電廠於震後，仍可安全運作，但還不足以進行重啟動，為確保未來可以承受至少同規模的地震，必須找出引發地震的震源模式，並進行地質及斷層的重新調查等工作，訂定新的設計地震 Ss，並以此新的設計地震檢視既有 SSC 之安全，進行必要的補強，以上這些步驟，必須與現有重啟動指針相互呼應，滿足指針的要求，才可能被核能管制單位同意重啟動。

綜觀日本 KKNPP 核電廠重啟動的過程，許多結構健康檢

測是藉由震後的廠區巡邏，以目視判定結構損傷情形，如圖 1-6 所示，KKNPP 核電廠五號機之一面剪力牆上，有肉眼可見的 45 度裂紋，位在照片中紅色斜虛線區域內。另外七號機的地下二樓剪力牆修補概念如圖 1-7 所示，補強後降伏應力提升，整個塑性區的應力應變皆高於震前的狀態，線彈性段與震前相同。七號機其他樓層的剪力牆補強狀況如圖 1-8 所示，外圍耐震壁與內圍補助壁接需進行評估與補強分析。圖 1-9 顯示 KKNPP 核電廠於 NCO 地震時，各反應爐圍阻體之應變隨樓層的分佈，此應變為確認圍阻體混凝土結構安全分析的重要步驟之一。另外、KKNPP 重啟動所使用的結構健康目視檢測流程圖如圖 1-10 所示，其重啟動結構健康目視檢測之原則如圖 1-11 所示，這些目視所發現的裂紋，在不同的結構構件中，出現的位置不同，除了肉眼辨識外，亦須配合結構分析，評估裂紋的影響，以及補強的策略。圖 1-12 顯示 KKNPP7 號機設備健全性檢測流程，土木結構體完整的結構健康檢測並非由單一(或少數)量化指標(例如前數個模態的共振頻率)可以完成，需綜合地探討構件的損傷情況，除了目視檢測外，亦須使用超音波等非破壞性檢測的方式，了解表面下裂紋擴張的情形，才可嚴謹地鑑別土木結構體的結構健康狀態。

表 1-2 基礎螺栓之視覺檢測方法與準則  
(JANTI,2012)

Item	Details
Objective	Confirm presence of warping, loosening, detachment or surface abnormalities on foundation bolts.
Scope of inspection	Select systems where damage was discovered during basic inspections or systems with results that do not satisfy allowable value during the seismic response analysis of seismic resistance S class pipes that uses observed waves. These will be subject to visual testing (VT).
Inspection method	Directly perform VT on foundation bolts.
Applicable regulation / applied regulation	Rules on Maintenance (JSME S NA1-2004)
Decision standard	No warping, loosening, detachment or surface abnormalities on foundation bolts. If abnormalities are found, perform overall assessment through percussion testing, torque check testing and UT results.

JSME S NA1-2004: Codes for Nuclear Power Generation Facilities: Rules on Maintenance (JSME)

表 1-3 基礎螺栓之超音波檢測方法與準則  
(JANTI,2012)

Item	Details
Objective	Confirm presence of cracks on foundation bolt screws.
Scope of inspection	Select systems where damage was discovered during basic inspections or systems with results that do not satisfy allowable value during the seismic response analysis of seismic resistance S class pipes that uses observed waves. Foundation bolt screws will be subject to UT.
Inspection method	Vertical deflection method (bottom echo method) used on foundation bolt screws.
Applicable regulation / applied regulation	Rules on Design and Construction (JSME S NC1-2005)
Standard sensitivity	Standard sensitivity is as shown below: 1) Screws on the ultrasonic echo incidence side: sensitivity derived by adjusting the reflected echoes from the bottom of sound parts to 80% of the value on the flaw detector screen. 2) Screws on the opposite of the ultrasonic echo incidence side: four times (+12dB) the sensitivity derived by adjusting the reflected echoes from the bottom of sound parts to 80% of the value on the flaw detector screen.
Flaw detection sensitivity	Flaw detection sensitivity will be the standard sensitivity + 6dB.
Record level	Indicators where echo height exceeds 5%.
Decision standard	No effective indicators where echo height exceeds 5%. Discuss separately if effective indicators are confirmed.

JSME S NC1-2005: Codes for Nuclear Power Generation Facilities: Rules on Design and Construction (JSME)

表 1-4 基礎螺栓之扭矩檢測方法與準則 (JANTI, 2012)

Item	Details
Objective	Confirm whether foundation bolts have lost fastening ability.
Scope of inspection	Select systems where damage was discovered during basic inspections or systems with results that do not satisfy allowable value during the seismic response analysis of seismic resistance S class pipes that uses observed waves. These will be subject to torque check testing.
Inspection method	Tools (torque wrench) will be used for torque check testing (loosened side). Torque value will be decided for each part using design requirement bolt axial force.
Applicable regulation / applied regulation	
Decision standard	Nuts not spinning during torque check testing. If nuts spin, conduct overall assessment through the percussion test, VT and UT results.

表 1-5 地震加速規擺放位置之規範 (ANSI/ANS-2.2-2016)

Table 1 – Sensor locations and numbers for various nuclear power plant design configurations<sup>1)</sup>

	Free-Field	Containment		Elevated Location in Noncontainment Seismic Category I Structure on Containment Foundation	Seismic Category I Structure <sup>2)</sup>			
		Foundation	Elevated Location on Structure Inside Containment <sup>3)</sup>		A Structure Included in the Design Certification		A Structure Not Included in the Design Certification	
					Foundation	Elevated Location	Foundation	Elevated Location
Reference sections	4.4(1)(a)(b)(c)	4.4(2a or 2b)	4.4(3)	4.4(6)	4.4(4)	4.4(5)	4.4(7)	4.4(8)
Individual foundations	2	1	2		1	1	1	1
All structures on a nuclear island	2	1 or 3	2	1			1	1
Structures on individual foundations and a nuclear island	2	1 or 3	2	1	1	1	1	1

<sup>1)</sup> See Figures 1 through 4.  
<sup>2)</sup> A Structure where the foundation response is different from that of the containment structure.  
<sup>3)</sup> Elevated location on a structure inside the containment (i.e., a structure internal to the primary or secondary containment and supported by the containment foundation).

### 5.3.3. Non-destructive examinations

Non-destructive examinations encompass a large number of possible test procedures to verify the physical integrity and functionality of SSCs. Some of these tests are performed routinely without the occurrence of an earthquake. For these cases, additional testing may not be necessary — the regularly scheduled tests will suffice.

Examples of the NDEs to be employed are:

- (a) *All SSCs:*
  - (i) Visual/audio inspections as discussed previously;
  - (ii) Vibration tests.
- (b) *Leaktightness:*
  - (i) Air or water pressure tests for leaktightness;
  - (ii) Liquid dye penetrant inspections for leaktightness.
- (c) *Concrete structures and structural elements — simple:*
  - (i) Hammer sounding/chain dragging;
  - (ii) Rebound hammer — general concrete soundness/strength.
- (d) *Concrete structures and structural elements — moderate:*
  - (i) Cover meter/pachometer — locations and sizes of bars;
  - (ii) Half-cell — bar corrosion;
  - (iii) Concrete thickness gauge;
  - (iv) Ultrasonic thickness gauge.
- (e) *Concrete structures and structural elements — complex:*
  - (i) Ultrasonic pulse velocity — strength, honeycombed or cracked;
  - (ii) Corrosion rate;
  - (iii) Impact echo impulse response — thickness and support integrity;
  - (iv) Ground penetrating radar — location of deeply embedded items inside/below concrete.
- (f) *Condition of metallic material:*
  - (i) Magnetic particle inspection;
  - (ii) X ray inspections for flaw detection;
  - (iii) Ultrasonic tests;
  - (iv) Vickers hardness test.
- (g) *Anchorage:*
  - (i) Percussion tests — anchorage;
  - (ii) Torque tests — anchorage;
  - (iii) Ultrasonic tests — anchorage.
- (h) *Hidden damage:* Disassembly.

圖 1-1 各部件可採用之非破壞檢測方法之內容 (IAEA, 2011)

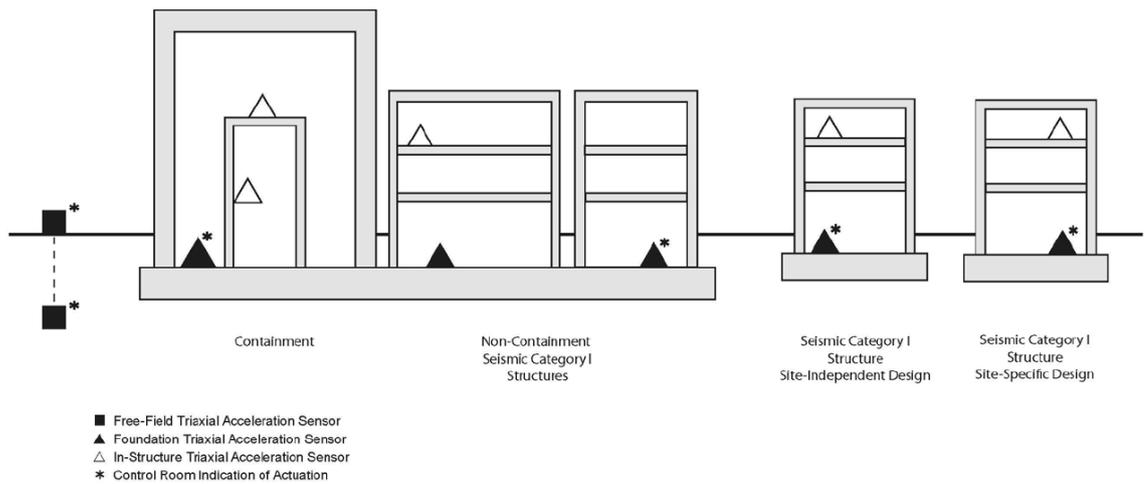
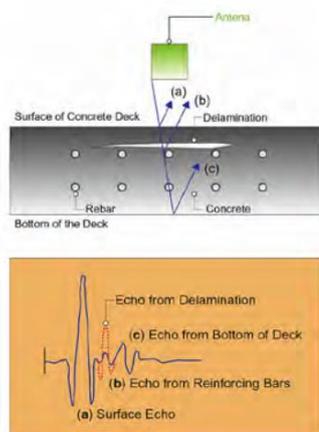
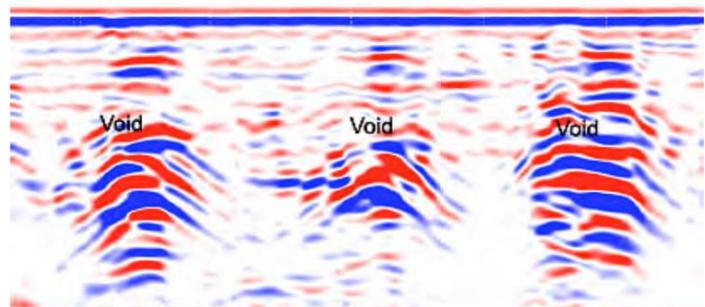


Figure 4 – Several seismic Category I structures supported on containment foundation (nuclear island) and other seismic Category I structures designed with site-independent and site-specific response spectra [illustration of sections 4.4(1)(a)(b)(c), 4.4(2)(b), 4.4(3), 4.4(4), 4.4(5), 4.4(7), and 4.4(8)]

圖 1-2 加速規放置位置與結構物和基礎設計有關 (ANSI/ANS-2.2-2016)



(a) Delamination detection by GPR.



(b) Pipe voids beneath concrete apron of weir detected by GPR.

Fig. 3.18 Application of GPR to detect concrete delamination and near-surface voids.

Source: (a) P.K. Mehta and P. Monteiro, *Concrete – Microstructure, Properties, and Materials*, 3<sup>rd</sup> Edition, McGraw Hill Companies, Inc., New York, New York, 2006.

(b) <http://www.geophysical.biz/void1.htm>

圖 1-3 透地雷達(GPR, Ground Penetrating Radar)用於肉眼觀察不到的混凝土表面下之裂紋 (Naus 2009)

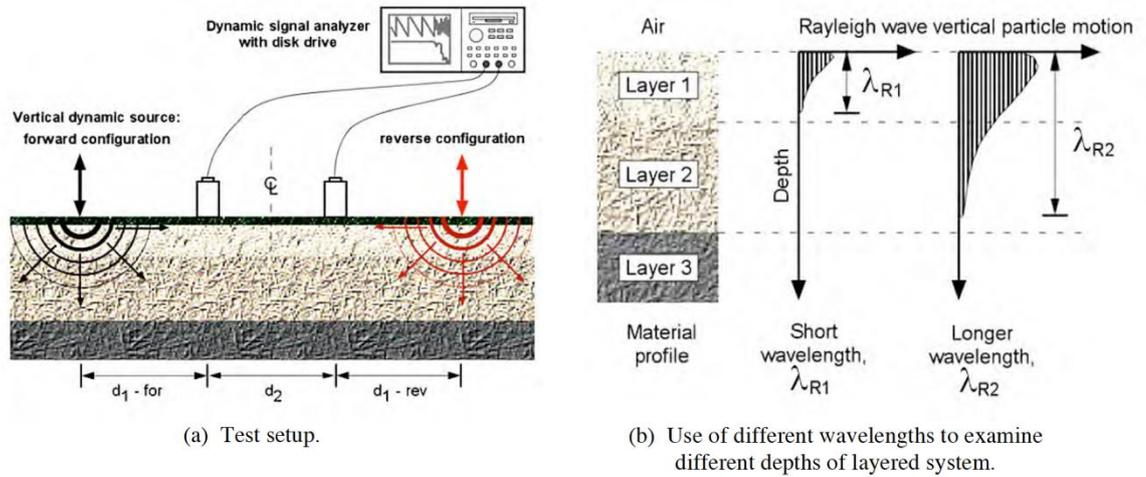


Fig. 3.10 SASW test setup and example application.

圖 1-4 應力表面波頻譜分析(SASW, Spectral Analysis of Surface Waves)用於量測材料表面下性質隨深度的變化 (Naus 2009)

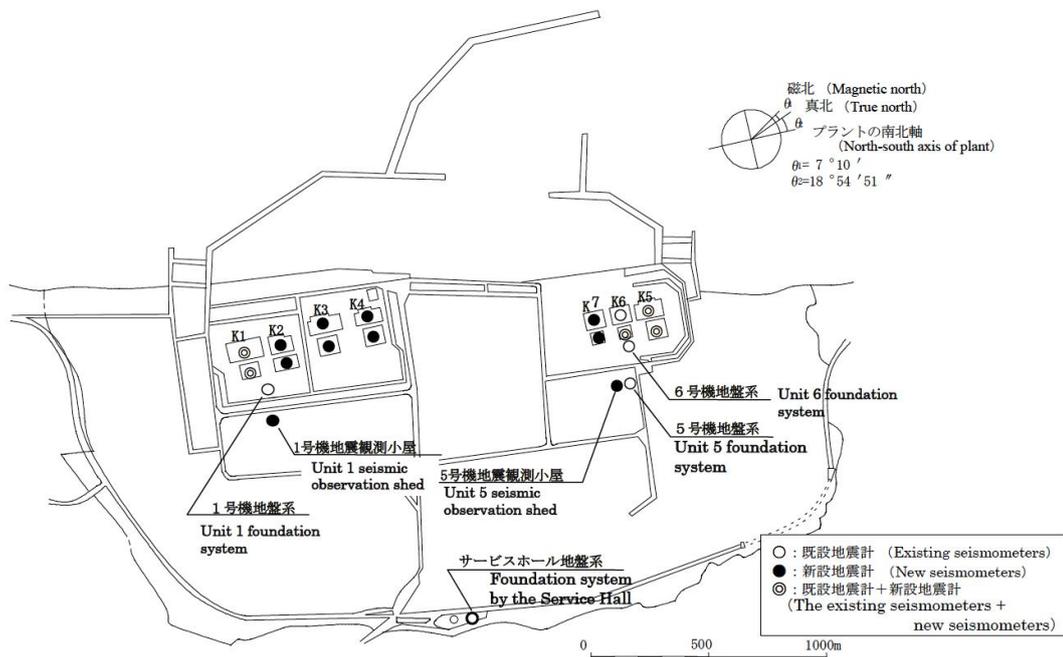


圖 1-5. 日本 KKNPP 核電廠各反應爐位置圖。(資料來源：東京電力)

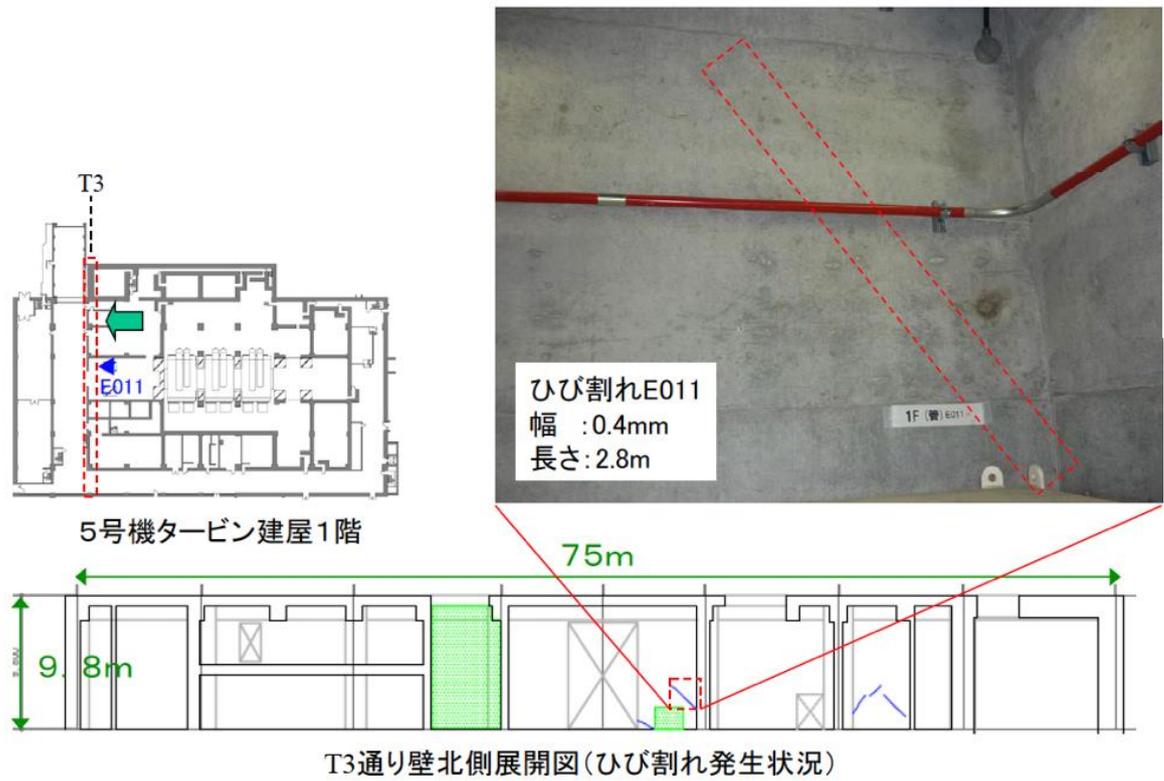


圖 1-6. 日本 KKNPP 核電廠五號機剪力牆之裂紋照片中紅色斜虛線區域內。(資料來源：東京電力)

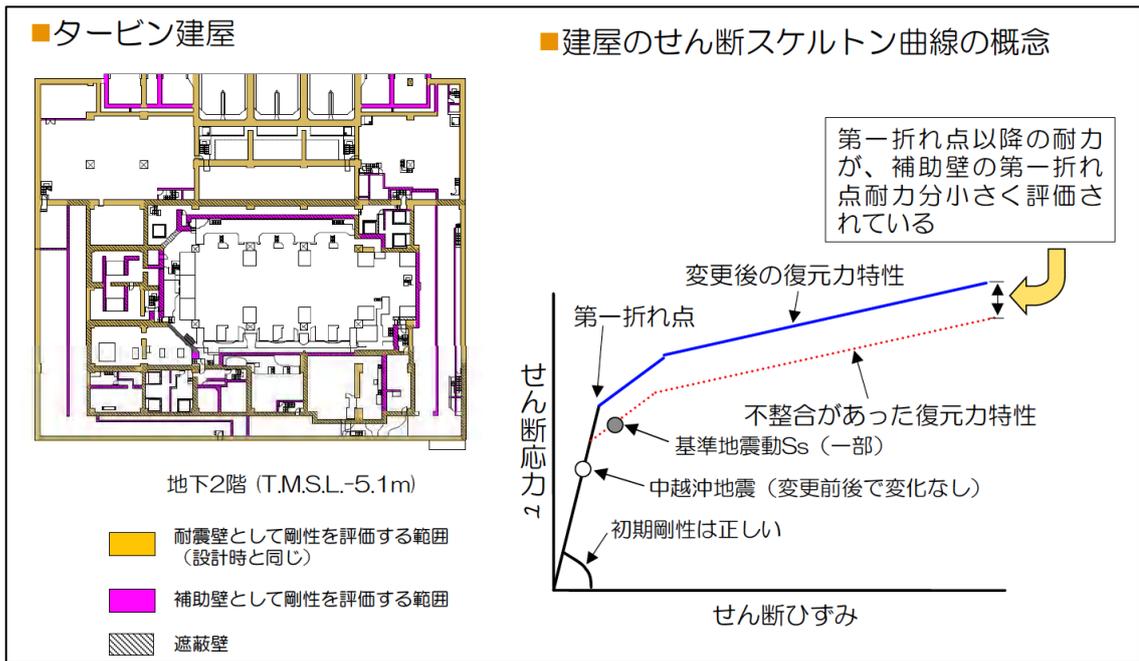


圖 1-7. 日本 KKNPP 核電廠七號機地下二樓剪力牆之補強概念。(資料來源：東京電力)

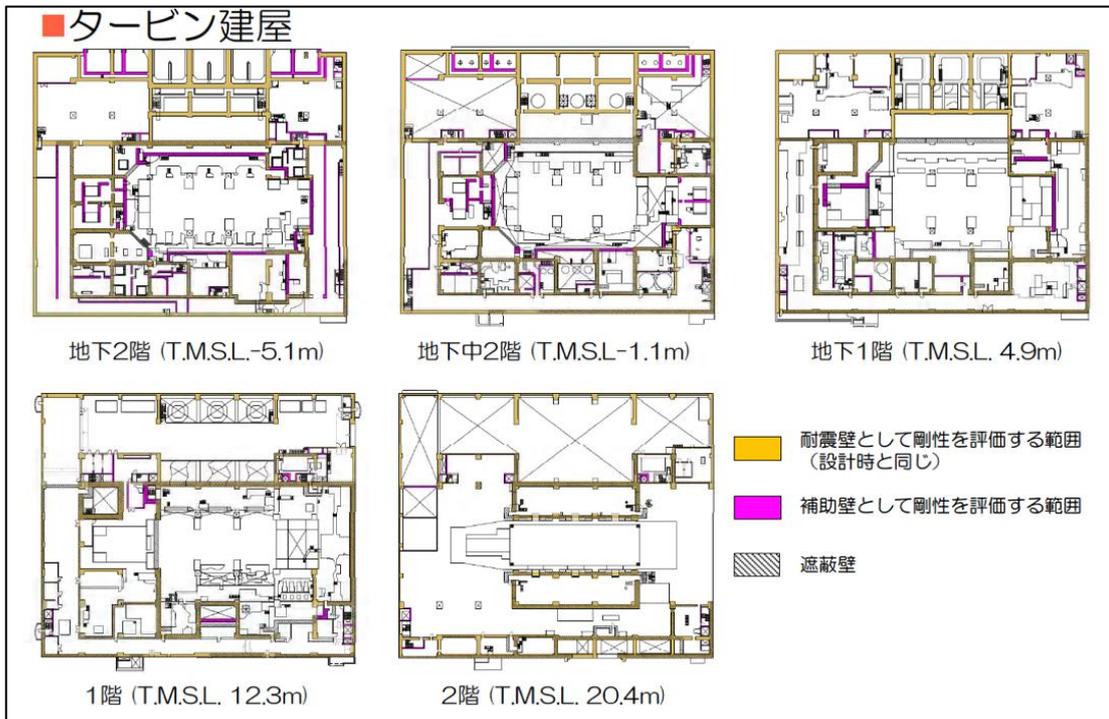


圖 1-8. 日本 KKNPP 核電廠七號機各樓層剪力牆之補強措施。(資料來源：東京電力)

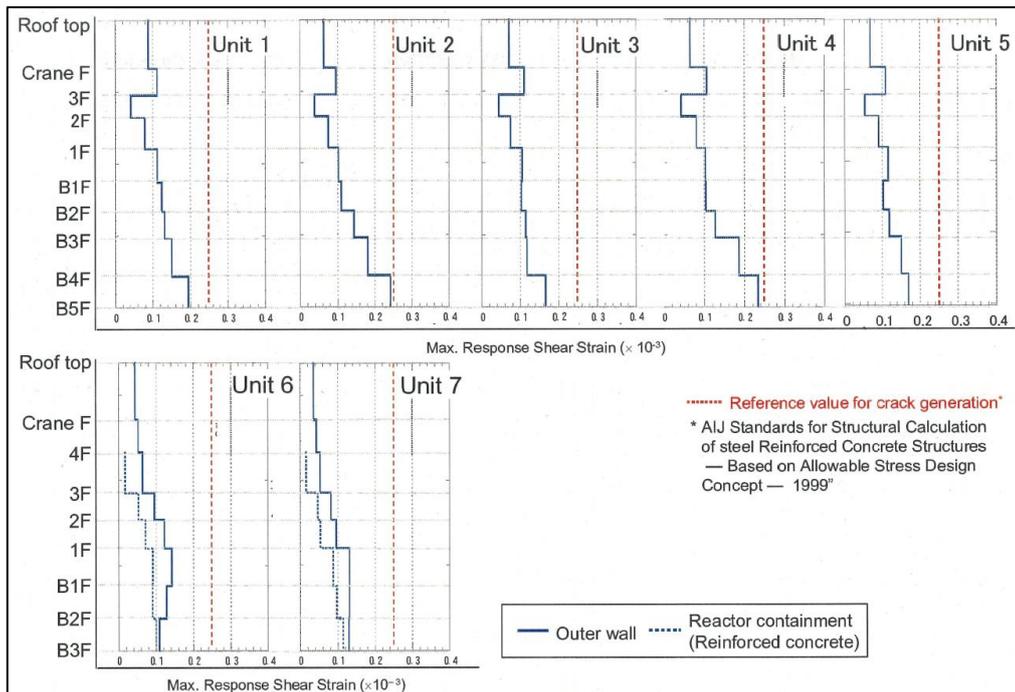


圖 1-9. 日本 KKNPP 核電廠各反應爐圍阻體之應變隨樓層的分佈。  
(資料來源：東京電力)

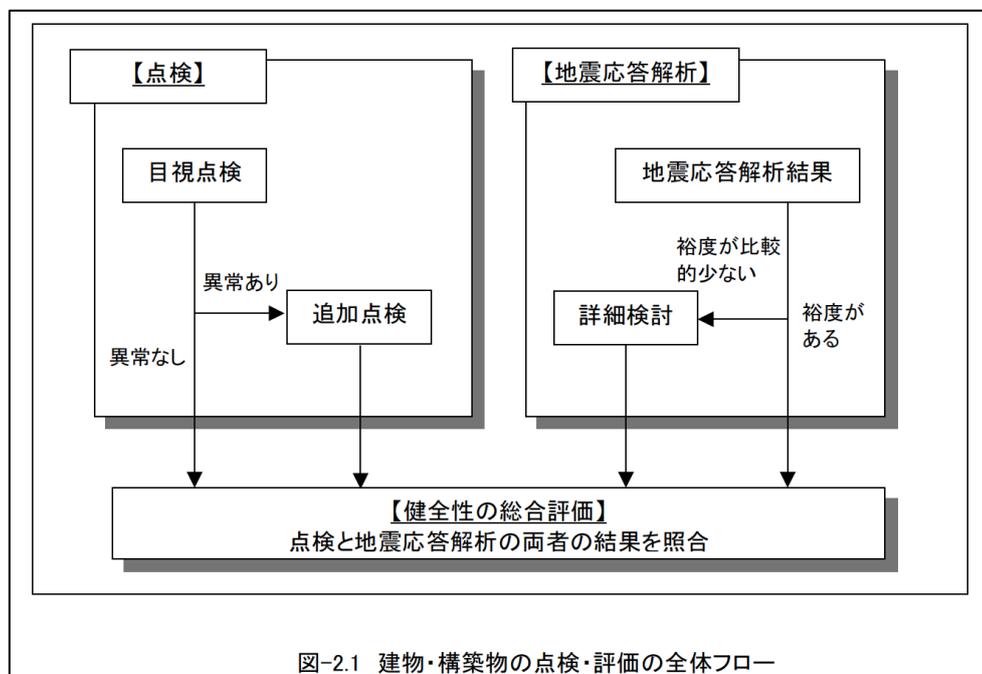


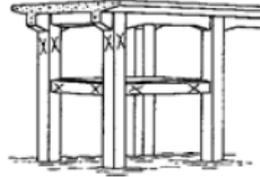
圖 1-10. 日本 KKNPP 重啟動所使用的結構健康目視檢測流程圖。(資料來源：東京電力)

【建築物の耐久性向上技術シリーズ  
コンクリート造建築物の耐久性向上技術】

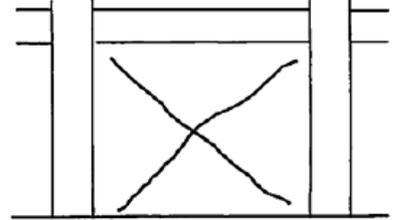
【コンクリート構造物の目視試験方法  
NDIS 3418 社団法人日本非破壊検査協会】



荷重  
通常、曲げモーメントを受ける部材には微細なひびわれ(幅0.1~0.2mm)が発生するが、0.2mmをこえる幅のもの、あるいはせん断力によるひびわれの発生は異常であり、詳細な検討が必要である。

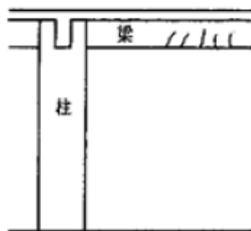


荷重(主として地震によるもの)図のようなひびわれは、地震時水平力による代表的なものである。



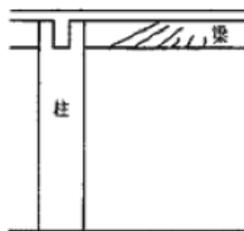
地震時に柱の中央で斜め方向にひび割れが発生し、せん断ひび割れが生じた例

【鉄筋コンクリート造建築物の耐久性調査・診断および補修指針(案)・同解説】



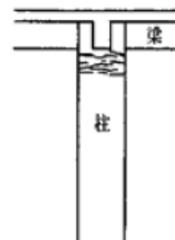
曲げモーメントを受けている梁では、微細なひび割れは許容されている。

曲げひび割れ



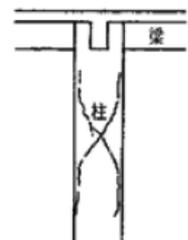
不同沈下や地震時にせん断力を受けた場合に、斜めに入るひび割れ。

せん断ひび割れ



地震時に柱頭部分に曲げひび割れが生じた例

曲げひび割れ



地震時に斜め方向にせん断ひび割れと、主筋に沿った付着ひび割れが生じた例

せん断ひび割れ

図2 構造ひび割れパターン

図 1-11. 日本 KKNPP 重起動結構健康目視検測之原則。(資料來源：東京電力)



## 二、遞迴最小平方法理論以及參數探討

### (一) 遞迴最小平方法理論

#### 1. 自我迴歸外變數模型

在時間序列的模型中，將量測之輸入與輸出資料依發生次序以迴歸方法所建立之線性組合模型，稱為自我迴歸外變數模型(AutoRegressive eXogeneous model)。由於實際量測到的數據皆以離散化的方式儲存，故若為單一輸入單一輸出之模型(single-input-single-output, SISO)，其假設時間域輸入與輸出之關係式可寫為

$$y(k) = -a_1 y(k-1) - a_2 y(k-2) \cdots - a_{n_a} y(k-n_a) + b_1 u(k-1) + b_2 u(k-2) + \cdots + b_{n_b} u(k-n_b) \quad (2.1)$$

根據轉換定義，即為一個取樣週期的延遲，故時間域單一輸出單一輸入模型(2.1)則可利用轉換，轉換為

$$y[z] = \frac{b_1 z^{n_b-1} + b_2 z^{n_b-2} + \cdots + b_{n_b}}{z^{n_a} + a_1 z^{n_a-1} + a_2 z^{n_a-2} + \cdots + a_{n_a}} u[z] \quad (2.2)$$

#### 2. 最小平方法

使用最小平方法(Least Square method, LS)在識別結構特性時，過程中必須假設估計的數值模型，將輸出與輸入以序列的方式表示為

$$\{u[1], u[2] \cdots u[k]\}, \{y[1], y[2] \cdots y[k]\} \quad (2.3)$$

首先定義迴歸向量(regression vector)  $\Phi$

$$\Phi^T(k) = [-y(k-1) \cdots -y(k-n) \quad u(k-1) \cdots u(k-n)] \quad (2.4)$$

以及線性差分方程的估計係數  $\theta$

$$\boldsymbol{\theta}^T = [a_1 \quad \dots \quad a_n \quad \hat{b}_1 \quad \dots \quad \hat{b}_n] \quad (2.5)$$

由前一節 ARX 模型表示，第  $k$  階的輸出則可以表示為

$$y(k) = \boldsymbol{\phi}^T(k)\boldsymbol{\theta} \quad (2.6)$$

利用最小平方法求得系統參數  $\boldsymbol{\theta}$ ，將每個時間點之誤差平方和表示為

$$V(\boldsymbol{\theta}, k) = \sum_{i=1}^k (y(i) - \hat{y}(i))^2 = \sum_{i=1}^k (y(i) - \boldsymbol{\phi}^T(i)\boldsymbol{\theta})^2 \quad (2.7)$$

其中， $i$  為時間點 ( $i=1, 2, \dots, k$ )， $\boldsymbol{\theta}$  為估計的系統參數， $\hat{y}(i)$  為估計的輸出反應，式(2.7)為最小平方損失函數 (*Least Squares Loss Function*)，若  $\boldsymbol{\theta}$  越接近  $\boldsymbol{\theta}^0$  時， $V(\boldsymbol{\theta}, k)$  值為最小，而  $\boldsymbol{\theta}^0$  為理論系統參數。將式(2.7)利用向量跟矩陣形式表示可整理為

$$V(\boldsymbol{\theta}, k) = \left[ (\mathbf{Y}(k) - \boldsymbol{\Phi}(k)\boldsymbol{\theta})^T (\mathbf{Y}(k) - \boldsymbol{\Phi}(k)\boldsymbol{\theta}) \right] \quad (2.8)$$

若要求得  $V(\boldsymbol{\theta}, k)$  的最小值，須對  $\boldsymbol{\theta}$  進行一次偏微分並其偏微分值為零，將式(2.8)進行偏微分之結果為

$$\frac{\partial V(\boldsymbol{\theta}, k)}{\partial \boldsymbol{\theta}} = [-\mathbf{Y}(k)^T \boldsymbol{\Phi}(k) + \boldsymbol{\theta}^T \boldsymbol{\Phi}(k)^T \boldsymbol{\Phi}(k)] = \mathbf{0} \quad (2.9)$$

將式(2.9)移項後得

$$\boldsymbol{\Phi}(k)^T \mathbf{Y}(k) = \boldsymbol{\Phi}(k)^T \boldsymbol{\Phi}(k)\boldsymbol{\theta} \quad (2.10)$$

若  $\boldsymbol{\Phi}(k)^T \boldsymbol{\Phi}(k)$  為非奇異矩陣 (*Non-Singular Matrix*)，可得

到使  $V(\theta, k)$  最小的解  $\theta$ ，表示為

$$\begin{aligned}\theta &= \left( \Phi(k)^T \Phi(k) \right)^{-1} \Phi(k)^T Y(k) \\ &= \left( \sum_{i=1}^k \varphi(i) \varphi(i)^T \right)^{-1} \sum_{i=1}^k \varphi(i) y(i)\end{aligned}\quad (2.11)$$

### 3. 遞迴最小平方法

首先假設  $\Phi(k)^T \Phi(k)$  為非奇異矩陣，其維度為  $2n \times 2n$ ，維度隨階數  $n$  改變，定義  $\mathbf{P}(k)$  矩陣為

$$\mathbf{P}(k) = \left( \Phi(k)^T \Phi(k) \right)^{-1} = \left( \sum_{i=1}^k \varphi(i) \varphi(i)^T \right)^{-1} \quad (2.12)$$

將式(2.12)移項並改寫為

$$\begin{aligned}\mathbf{P}(k)^{-1} &= \Phi(k)^T \Phi(k) = \sum_{i=1}^k \varphi(i) \varphi(i)^T \\ &= \varphi(k) \varphi(k)^T + \sum_{i=1}^{k-1} \varphi(i) \varphi(i)^T\end{aligned}\quad (2.13)$$

基於定義式(2.12)，可將式(2.13)改寫為

$$\mathbf{P}(k)^{-1} = \varphi(k) \varphi(k)^T + \mathbf{P}(k-1)^{-1} \quad (2.14)$$

重新將式(2.11)寫為

$$\begin{aligned}\theta(k) &= \mathbf{P}(k) \left( \sum_{i=1}^k \varphi(i) y(i) \right) \\ &= \mathbf{P}(k) \left( \varphi(k) y(k) + \sum_{i=1}^{k-1} \varphi(i) y(i) \right)\end{aligned}\quad (2.15)$$

由  $\theta(k-1)$  可得

$$\sum_{i=1}^{k-1} \boldsymbol{\varphi}(i) y(i) = \mathbf{P}(k-1)^{-1} \boldsymbol{\theta}(k-1) \quad (2.16)$$

將式(2.16)帶回式(2.15)得

$$\boldsymbol{\theta}(k) = \mathbf{P}(k) \left( \boldsymbol{\varphi}(k) y(k) + \mathbf{P}(k-1)^{-1} \boldsymbol{\theta}(k-1) \right) \quad (2.17)$$

接著，定義  $\mathbf{K}(k)$  為卡曼增益向量 (*Kalman Gain Vector*)，定義如下：

$$\mathbf{K}(k) = \mathbf{P}(k) \boldsymbol{\varphi}(k) \quad (2.18)$$

定義  $\varepsilon(k)$  為第  $k$  步階時間點量測的資料  $y(k)$  與利用第  $k-1$  步階時間點所估計之系統參數  $\boldsymbol{\theta}(k-1)$  計算而得之系統反應  $\boldsymbol{\varphi}(k)^T \boldsymbol{\theta}(k-1)$  之誤差。

$$\varepsilon(k) = y(k) - \boldsymbol{\varphi}(k)^T \boldsymbol{\theta}(k-1) \quad (2.19)$$

將定義代入式(2.17)後得

$$\boldsymbol{\theta}(k) = \boldsymbol{\theta}(k-1) + \mathbf{K}(k) \varepsilon(k) \quad (2.20)$$

將(2.14)式逆轉換可得

$$\mathbf{P}(k) = \left( \boldsymbol{\varphi}(k) \boldsymbol{\varphi}(k)^T + \mathbf{P}(k-1)^{-1} \right)^{-1} \quad (2.21)$$

運用逆矩陣輔助定理(Matrix inversion lemma)可轉換成

$$\mathbf{P}(k) = \mathbf{P}(k-1) - \frac{\mathbf{P}(k-1) \boldsymbol{\varphi}(k) \boldsymbol{\varphi}(k)^T \mathbf{P}(k-1)}{\mathbf{I} + \boldsymbol{\varphi}(k)^T \mathbf{P}(k-1) \boldsymbol{\varphi}(k)} \quad (2.22)$$

將(2.22)式代入式(2.18)之  $\mathbf{K}(k)$  中，可得

$$\mathbf{K}(k) = \mathbf{P}(k-1) \boldsymbol{\varphi}(k) \left( \mathbf{I} + \boldsymbol{\varphi}(k)^T \mathbf{P}(k-1) \boldsymbol{\varphi}(k) \right)^{-1} \quad (2.23)$$

給定初始  $\mathbf{P}$  矩陣與欲估系統參數  $\boldsymbol{\theta}$  之初始值，即可透過式(2.23)與式(2.20)求得各個步階之估測系統參數  $\boldsymbol{\theta}$ 。

#### 4. 時變參數之遞迴最小平方法

為了解決系統參數會隨時間改變的問題，導入了遺忘因子(Forgetting Factor)  $\lambda$  於損失函數  $V(\boldsymbol{\theta}, k)$  中，並對 RLS 之公式進行修改。

首先將最小平方法之損失函數，即(2.7)式修改為

$$\begin{aligned} V(\boldsymbol{\theta}, k) &= \sum_{i=1}^k \lambda^{k-i} \left( y(i) - \boldsymbol{\phi}^T(i)\boldsymbol{\theta} \right)^2 \\ &= \left[ \left( \mathbf{Y}(k) - \boldsymbol{\Phi}(k)\boldsymbol{\theta} \right)^T \mathbf{W} \left( \mathbf{Y}(k) - \boldsymbol{\Phi}(k)\boldsymbol{\theta} \right) \right] \end{aligned} \quad (2.24)$$

其中， $\mathbf{W}$  矩陣稱為時變權重矩陣(*Time-Vary Weighting Matrix*)，並定義為

$$\mathbf{W} = \begin{bmatrix} \lambda^{k-1} & \cdots & 0 & \cdots & 0 \\ \vdots & \lambda^{k-2} & \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & 0 & \cdots & \lambda^0 \end{bmatrix} \quad (2.25)$$

欲求損失函數之  $V(\boldsymbol{\theta}, k)$  的最小值，須對  $\boldsymbol{\theta}$  進行一次偏微分，且令其偏微分值為零，移項後其結果為

$$\boldsymbol{\Phi}(k)^T \mathbf{W} \mathbf{Y}(k) = \boldsymbol{\Phi}(k)^T \mathbf{W} \boldsymbol{\Phi}(k) \boldsymbol{\theta}(k) \quad (2.26)$$

當  $\boldsymbol{\Phi}(k)^T \mathbf{W} \mathbf{Y}(k)$  為非奇異矩陣，可得到一組讓  $V(\boldsymbol{\theta}, k)$  最小之解  $\boldsymbol{\theta}$ ，表示為

$$\boldsymbol{\theta}(k) = \mathbf{P}(k) \sum_{i=1}^k \boldsymbol{\varphi}(i) \lambda^{k-i} y(i) \quad (2.27)$$

其中，(2.27)式之 $\boldsymbol{\theta}(k)$ 表示為第 $k$ 時間點下，所估算之系統參數，而重新改寫 $\mathbf{P}(k)$ 為

$$\mathbf{P}(k) = \frac{1}{\lambda} \left( \mathbf{P}(k-1) - \frac{\mathbf{P}(k-1) \boldsymbol{\varphi}(k)^{-1} \boldsymbol{\varphi}(k)^T \mathbf{P}(k-1)}{\lambda \mathbf{I} + \boldsymbol{\varphi}(k)^T \mathbf{P}(k-1) \boldsymbol{\varphi}(k)} \right) \quad (2.28)$$

並將原 $\mathbf{K}(k)$ 進行改寫可得

$$\mathbf{K}(k) = \frac{\mathbf{P}(k-1) \boldsymbol{\varphi}(k)}{\lambda \mathbf{I} + \boldsymbol{\varphi}(k)^T \mathbf{P}(k-1) \boldsymbol{\varphi}(k)} \quad (2.29)$$

即可將原 RLS 公式修改為時變參數，將公式整理如式(2.30)-(2.33)。

$$\boldsymbol{\theta}(k) = \boldsymbol{\theta}(k-1) + \mathbf{K}(k) \varepsilon(k) \quad (2.30)$$

$$\mathbf{K}(k) = \frac{\mathbf{P}(k-1) \boldsymbol{\varphi}(k)}{\lambda \mathbf{I} + \boldsymbol{\varphi}(k)^T \mathbf{P}(k-1) \boldsymbol{\varphi}(k)} \quad (2.31)$$

$$\mathbf{P}(k) = \frac{1}{\lambda} \left( \mathbf{I} - \mathbf{K}(k) \boldsymbol{\varphi}(k)^T \right) \mathbf{P}(k-1) \quad (2.32)$$

$$\varepsilon(k) = y(k) - \boldsymbol{\varphi}(k)^T \boldsymbol{\theta}(k-1) \quad (2.33)$$

給定初始 $\mathbf{P}$ 矩陣與欲估系統參數 $\boldsymbol{\theta}(0)$ 之初始值以及遺忘因子 $\lambda$ ，即可透過式(2.31)-(2.34)，求取時變系統各個步階之系統估測參數 $\boldsymbol{\theta}$ 。

## (二) 識別方法之設定與驗證

本節利用區間均方根 RMS(Root Mean Square)值作為識

別結果之誤差指標。

$$\begin{aligned} RMS &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^k (x_{t[i]} - x_{theory})^2}{k}} \\ &= \sqrt{\frac{(x_{t[1]} - x_{theory})^2 + (x_{t[2]} - x_{theory})^2 + \dots + (x_{t[k]} - x_{theory})^2}{k}} \end{aligned}$$

## 1. 採樣週期對識別結果

### (1) 不同系統下改變階數的識別結果

首先利用單自由度系統進行識別，輸入取樣週期為 0.02 秒之震波，改變不同系統頻率，如 Case1 到 Case5，分別為 1Hz、2Hz、2.5Hz、4Hz、5Hz 且阻尼比為 5% 的單自由度系統，參數設定如表 2-1 所示。接著，改變不同階數做識別，階數設定分別為 4 階、6 階、8 階、10 階、12 階、14 階、16 階、18 階、20 階、22 階、24 階、26 階、28 階、30 階，將識別結果做 RMS 值之誤差指標如圖 2-1。

### (2) 不同取樣週期下改變階數的識別結果

改變不同系統頻率發現階數越大所造成的誤差，來自於採樣區間時間大於系統週期。接著用不同的取樣週期改變階數來進行驗證。採用一 2.5Hz 單自由度系統，利用取樣週期 0.04 秒、0.02 秒、0.005 秒，階數分別為 8 階、12 階、16 階、20 階、24 階、28 階、32 階、36 階、40 階、44 階、48 階、52 階來做識別，識別結果之 RMS 值如圖 2-2。

### (3) 排除贅餘值識別之結果

將識別結果排除贅餘值以後，再進行 RMS 值指標分析。首先，採用不同系統分別為 1Hz、2Hz、4Hz 且阻尼比為 5% 的單自由度系統，受取樣週期為 0.02 秒震波作用下，並用 2 階、4 階、6 階、8 階、10 階、12 階、14 階、16 階、18 階、20 階、22 階、24 階、26 階、28 階、30 階來做識別，識別結果之 RMS 值如圖 2-3，由識別結果可看出不論系統頻率及階數設定為多少，於識別結果收斂後，皆能識別到理論值。

接著將用不同取樣週期進行識別，並排除贅餘值進行 RMS 值探討。採用一個 1Hz 單自由度系統，利用取樣週期 0.05 秒、0.02 秒、0.01 秒，階數分別為 2 階、4 階、6 階、8 階、10 階、12 階、14 階、16 階、18 階、20 階、22 階、24 階、26 階、28 階、30 階進行識別，識別結果之 RMS 值如圖 2-4。

## 2. 雜訊對於識別結果的影響

### (1). 不同噪訊比對識別結果之影響

利用 1Hz 單自由度系統震波作用下之反應，取樣週期為 0.02 秒，分別比較無噪訊與噪訊比 0.5%、噪訊比 5%，並改變不同階數進行識別，階數設定分別為 4 階、6 階、8 階、10 階、12 階、14 階、16 階、18 階、20 階、22 階、24 階、26 階、28 階、30 階，識別結果如圖 2-5。

### (2). 不同取樣週期識別雜訊影響之結果

利用不同取樣週期對於含有雜訊的資料進行識別。利用 1Hz 單自由度系統受震波作用下之反應，並於輸出反應

增加噪訊比 0.5% 的噪訊，分別利用取樣週期 0.04 秒、0.02 秒與 0.01 秒，且改變不同階數進行識別，階數設定分別為 4 階、6 階、8 階、10 階、12 階、14 階、16 階、18 階、20 階、22 階、24 階、26 階、28 階、30 階，識別結果之 RMS 值如圖 2-6。

### 3. 遞迴最小平方法參數設定對識別結果的影響

#### (1). 初始 P 矩陣的設定對識別結果的影響

一個 1Hz 單自由度系統受震波作用下，取樣週期為 0.02 秒，改變主對角矩陣元素為 1、1000、100000，且用不同階數進行識別，階數設定分別為 4 階、6 階、8 階、10 階、12 階、14 階、16 階、18 階、20 階、22 階、24 階、26 階、28 階、30 階，識別結果之 RMS 值如圖 2-7。加入噪訊為 0.5% 後再進行識別，識別結果之 RMS 值如圖 2-8。

#### (2). 遺忘因子的設定對識別結果的影響

使一個 1Hz 單自由度系統受震波作用下的反應，改變遺忘因子為 0.99、0.95、0.9，及利用不同階數進行識別。階數設定分別為 4 階、6 階、8 階、10 階、12 階、14 階、16 階、18 階、20 階、22 階、24 階、26 階、28 階、30 階，識別結果之 RMS 值如圖 2-9。加入噪訊為 0.5% 後再進行識別，識別結果之 RMS 值如圖 2-10。

### 4. 小結

#### (1). 採樣週期對識別結果探討

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。而阻尼比相較於頻率本來就不易識別，當採樣區間時間大於系統週期，阻尼比會不易識別。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。如欲選擇高階數進行識別，尚須排除贅餘值，以求得較為確切的系統參數。

### **(2). 雜訊對於識別結果影響的探討**

雜訊對於識別結果影響甚大，欲使識別效果提升，可增加識別階數。且階數越大，收斂時間越快。取樣週期的選擇對於雜訊干擾也具有一定程度的影響，取樣週期較大能將量測到的雜訊略去，類似濾波的功能。因此，若是量測之真實資料，雜訊影響較大，可以考慮將識別之取樣週期增大濾去高頻雜訊。

### **(3). 初始參數設定對識別結果影響的探討**

初始系統參數的設定，僅影響著識別收斂前之值，對於識別結果不會造成太大影響。在不考量雜訊影響下，初始 P 矩陣主對角線元素設定值越大，可提高識別的收斂速度，但考量雜訊則無法提升穩定度或收斂速度，因雜訊影響甚大。

## **(三) 結構健康診斷之審查要點與接受準則建議研究**

### **1. 識別系統之設置**

本年度研究接續前期針對核二廠及核三廠第三次十年整體安全評估報告之內容，選定遞迴最小平方識別法為

研究標的，並已於前面小節推導及驗證該方法之正確性。本節根據核三廠第三次十年整體安全評估報告，選取 2010 年 11 月 12 日與 2011 年 8 月 31 日兩次規模較大之地震事件，根據台灣電力公司提供之地震事件量測資料，建立完整的平行驗證分析流程，分析對象為核三廠一號機組，共設有七組加速度型地震感測器，四組編號為 SG-YT-045~048 之感測器，為新設置於一號機組圍阻體外牆，因考慮圍阻體之對稱性，故分別設置於方位角 48 度（YT-045 和 047）及 326 度（YT-046 和 048）的兩個高程之牆體上。另三組感測器乃為將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），如圖 2-11 所示。其對應之位置、編號及高程參考表 2-2。

## 2. 識別方法之平行驗證

而在本次分析中分別選用 B 測站(YT-003)、K 測站(YT-047)、F 測站(YT-018)、I 測站(YT-045)以及 A 測站(YT-002)，東西向量測之加速度訊號進行時間域的分析，接者利用頻率轉移函數以及遞迴最小平方法進行識別，並將識別的結果與第三次十年整體安全評估的識別結果進行平行驗證，此驗證之步驟與方法將可作為後續審查的要點與接受準則之訂定參考。

### (1). 時間域分析

首先為確定本次分析所選取的歷時資料與第三次十年整體安全評估所選取的資料相同，如圖 2-12 與圖 2-13 所示，再將本次分析之歷時資料依照高程將測站依序排

列，由高而低分別為測站 B(高度: 148 呎)、測站 K(高度: 131 呎 6 吋)、測站 F(高度: 125 呎)、測站 I(高度: 105 呎 6 吋)、測站 A(高度: 100 呎)，如圖 2-14 與圖 2-15 所示，分別比較 2010 年 11 月 12 日與 2011 年 8 月 31 日兩次事件中相同測站下東西向的加速度歷時，可發現皆與第三次十年整體安全評估報告中的加速度歷時為相同的圖形，因此可確定本次分析所選取的量測資料與第三次十年整體安全評估所選取的量測資料是相同的，而各筆加速度歷時資料的峰值如表 2-3 與表 2-4 所示，一般情況來說，結構物的加速度反應隨者高度會呈現放大的情況，但可觀察到位於圍阻體內的測站 B(YT-003)與測站 F(YT-018)，相對於基礎測站 A(YT-002)的加速度反應皆有隨者高程的變化，而有加速度放大的情況，而位於圍阻體外牆的測站 K(YT-047)與測站 I(YT-045)，可發現量測到的加速度明顯小於位於圍阻體內部的另外兩個測站，且甚至小於基礎測站 A(YT-002)的加速度尖峰值，出現外牆與內部有不同的作動模式，因此在進行後續的識別時，需考慮測站 K(YT-047)與測站 I(YT-045)動態行為對於識別結果的影響。

## (2). 頻率域分析

首先分別將兩次地震的加速度資料進行頻率域的轉換，各測站加速度訊號的傅氏圖如 2-16 與圖 2-17 所示，接者依照頻率轉移函數的定義，進行結構系統之頻率轉換函數 (Frequency transform function) 之計算，根據頻譜圖所突顯之尖峰 (Peak)，即代表結構物系統之模態頻率，

兩筆地震事件之頻率轉移函數如圖 2-18 與圖 2-19 所示，可觀察到在較低頻的區段中，平行驗證與第三次十年整體安全評估在所有測站的圖形趨勢以及模態頻率的峰值大致吻合。

### (3). 遞迴最小平方法分析

在進行遞迴最小平方法識別前，先將 2011 年 8 月 31 日地震事件，各測站加速度歷時的前十秒進行剔除，使兩筆地震事件皆能從進入強動段前開始進行識別，接者進行遞迴最小平方法的參數設定，首先依照前一節的小結，為了將低高頻雜訊的影響，將原取樣週期 0.005 秒調整為 0.02 秒，以提升識別效果，接者依照當階數乘上取樣週期大於系統主要週期時，會於第一模態產生贅餘值的結論，因此設定階數為 20，在初始 P 矩陣的設定上，由於不會對識別結果造成太大的影響，因此設定初始 P 矩陣裡的元素為 1000，在遺忘因子的設定上，考量識別對象為一非時變系統，因此可設定遺忘因子等於 1，而遞迴最小平方法所識別的結果如圖 2-20 與圖 2-21 所示，將結果與第三次十年整體安全評估的結果進行比對，可觀察到各測站在第一模態頻率的識別結果是十分吻合的，並且與頻率轉移函數所得的第一模態頻率相符，因此可確定遞迴最小平方法參數設定的準確性。

## 3. 結構健康診斷之審查要點與接受準則建議

根據本研究計畫多年期的持續整理與研究，對於核能管制單位針對事業單位所提送之結構健康診斷報告，目前

已逐步建立平行驗證之審查能力，未來可根據本年度之評估流程，要求事業單位於提送診斷報告時，應依據上述的流程提供必要之參數設定說明以及各地震事件之原始量測記錄，並邀請第三方公正單位協助進行地震事件診斷結果之平行驗證，以適時掌握各核能電廠各機組圍阻體結構系統之健康履歷。

表 2-1 不同 Case 之系統參數

Case	頻率(Hz)	阻尼比(%)
Case 1	1	5
Case 2	2	5
Case 3	2.5	5
Case 4	4	5
Case 5	5	5

表 2-2 核三廠地震識別系統地震儀位置(原能會核三 2012)

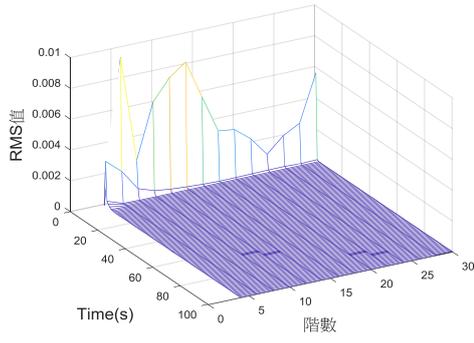
感測器	編號	位置	高程
YT-045	I	輔機廠房 100 呎東穿越室，圍阻體外 牆 48 度	105 呎 6 吋
YT-046	J	輔機廠房 100 呎西穿越室，圍阻體外 牆 326 度	105 呎 6 吋
YT-047	K	輔機廠房 126 呎東穿越室，圍阻體外 牆 48 度	131 呎 6 吋
YT-048	L	輔機廠房 126 呎西穿越室，圍阻體外 牆 326 度	131 呎 6 吋
YT-002	A	圍阻體基礎	100 呎
YT-018	F	圍阻體中間層樓板	125 呎
YT-003	B	圍阻體頂層樓板	148 呎

表 2-3 地震識別系統各感測器所記錄 2010 年 11 月 12 日地震三向最大加速度 (gal) (原能會核三 2012)

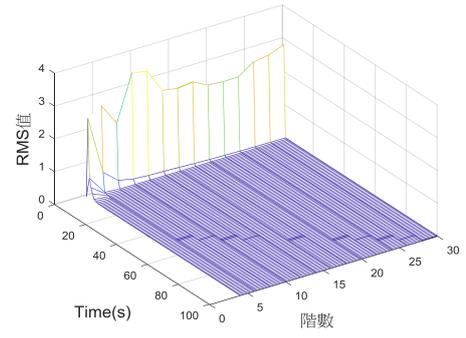
感測器	NS	EW	Z
YT-003 (測站 B)	8.8	10.5	9.5
YT-047 (測站 K)	9.1	5.4	7.9
YT-018 (測站 F)	7.9	9.0	8.5
YT-045 (測站 I)	8.1	4.6	7.8
YT-002 (測站 A)	7.0	7.6	7.9

表 2-4 地震識別系統各感測器所記錄 2011 年 8 月 31 日地震三向最大加速度 (gal) (原能會核三 2012)

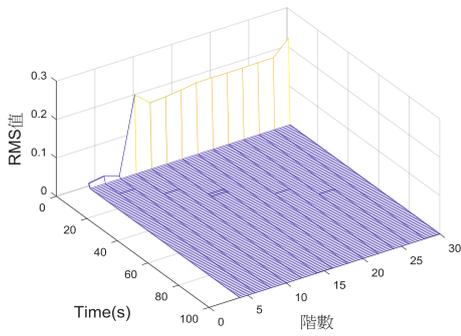
感測器	NS	EW	Z
YT-003 (測站 B)	8.4	11.5	9.7
YT-047 (測站 K)	12.0	7.7	8.0
YT-018 (測站 F)	6.9	10.4	9.3
YT-045 (測站 I)	9.9	5.9	7.3
YT-002 (測站 A)	5.7	8.3	7.0



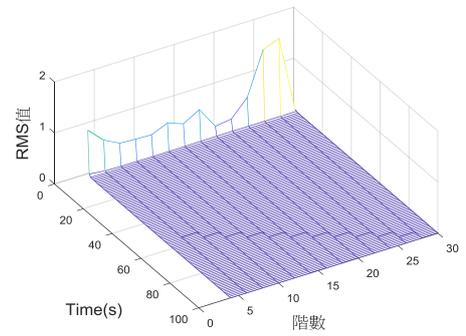
(a)Case1 頻率



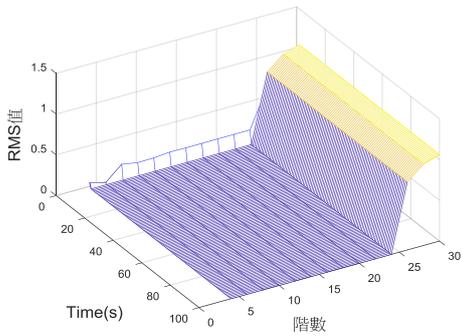
(b) Case1 阻尼比



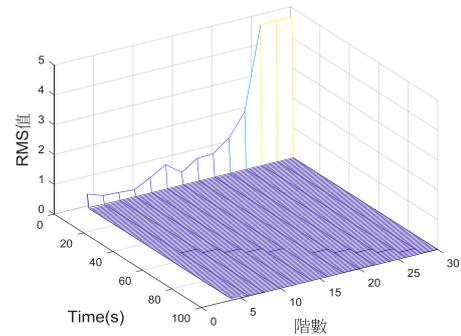
(c)Case2 頻率



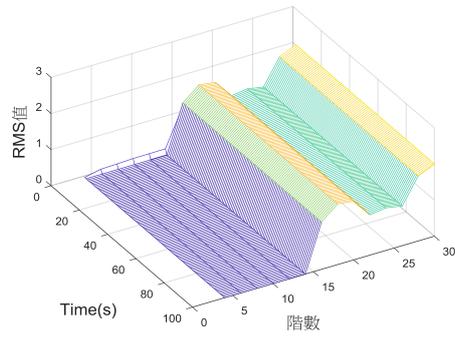
(d) Case2 阻尼比



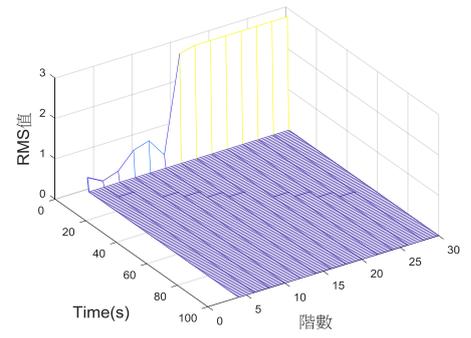
(e)Case3 頻率



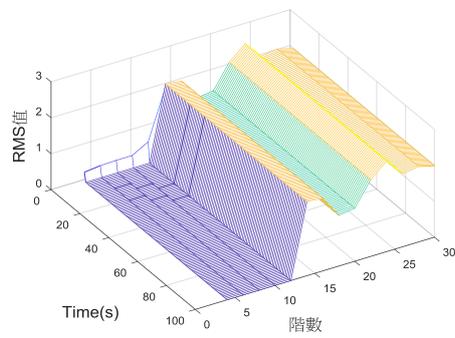
(f) Case3 阻尼比



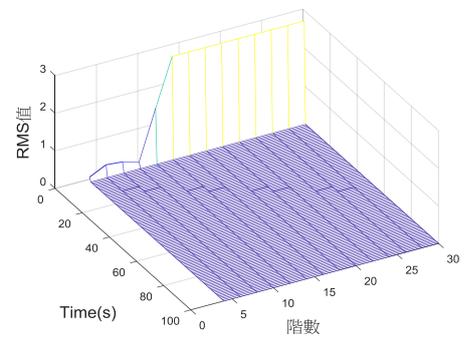
(g) Case4 頻率



(h) Case4 阻尼比

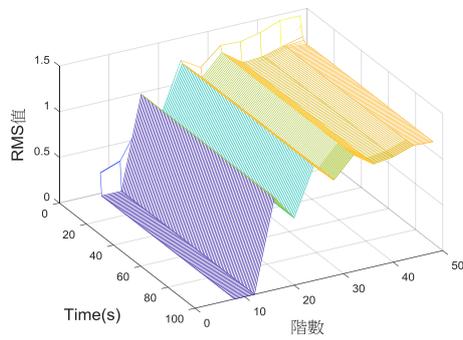


(i) Case5 頻率

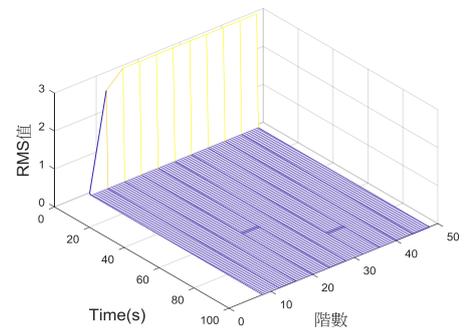


(j) Case5 阻尼比

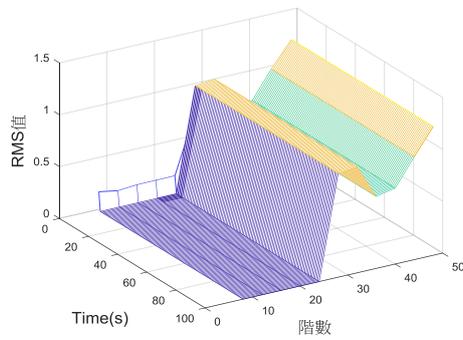
圖 2-1 不同 Case 識別頻率與阻尼比之 RMS 值



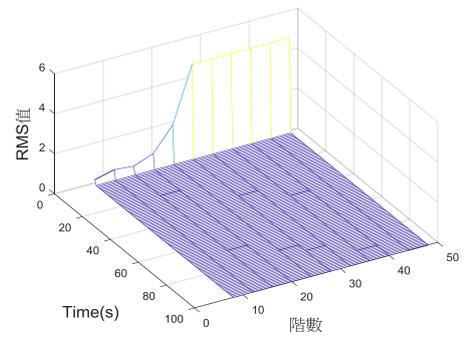
(a)  $\Delta t=0.04$  識別之頻率



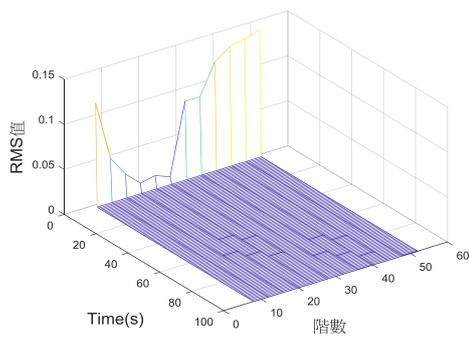
(b)  $\Delta t=0.04$  識別之阻尼比



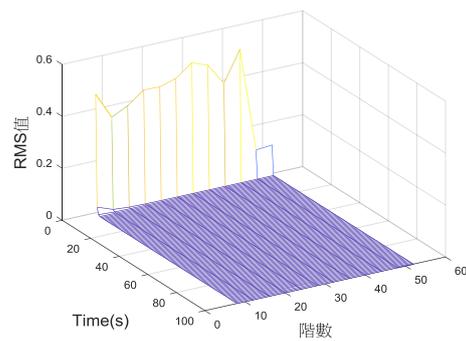
(c)  $\Delta t=0.02$  識別之頻率



(d)  $\Delta t=0.02$  識別之阻尼比

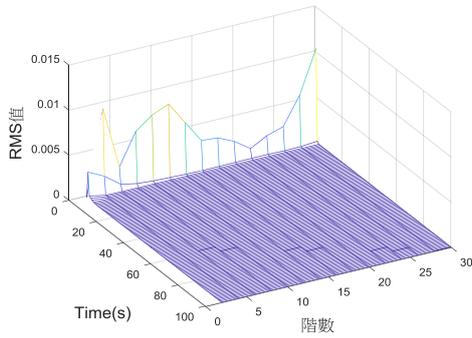


(e)  $\Delta t=0.005$  識別之頻率

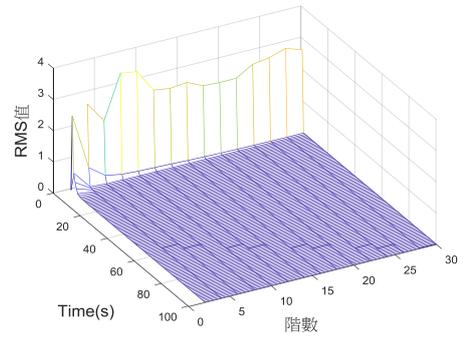


(f)  $\Delta t=0.005$  識別之阻尼比

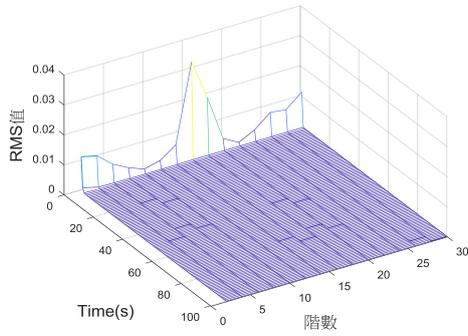
圖 2-2 2.5Hz 不同取樣週期識別結果之 RMS 值



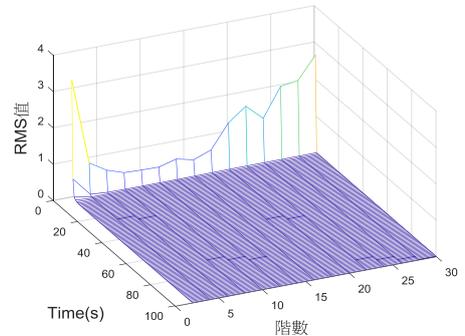
(a) 系統頻率 1HZ 識別之頻率



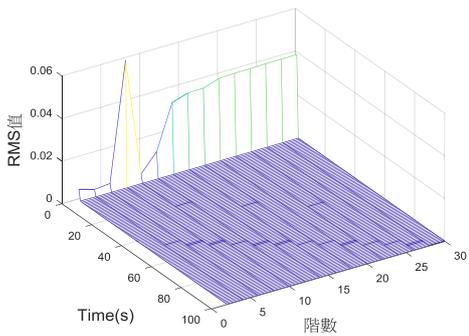
(b) 系統頻率 1HZ 識別之阻尼比



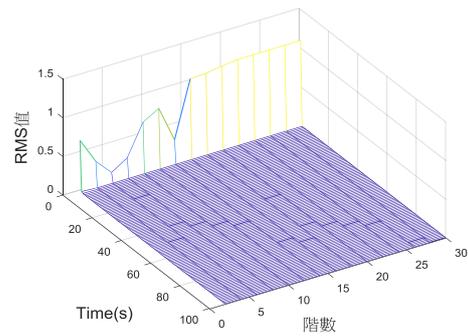
(c) 系統頻率 2HZ 識別之頻率



(d) 系統頻率 2HZ 識別之阻尼比

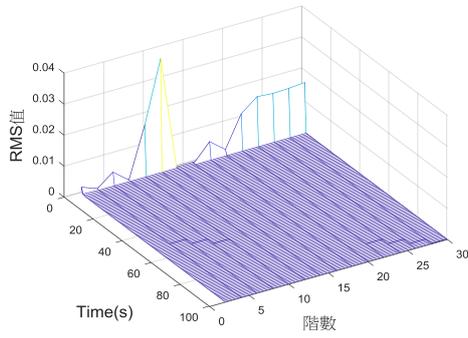


(e) 系統頻率 4HZ 識別之頻率

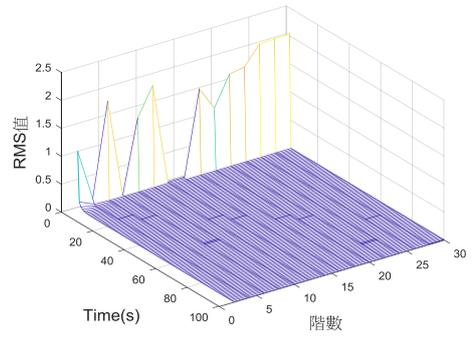


(f) 系統頻率 4HZ 識別之阻尼比

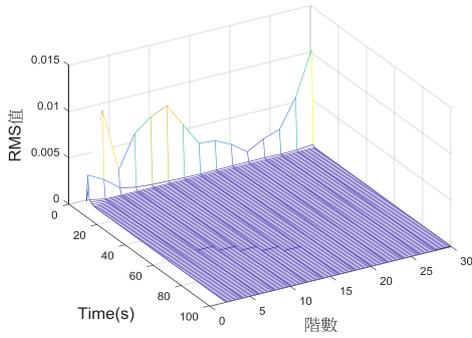
圖 2-3 排除贅餘值不同系統識別結果之 RMS 值



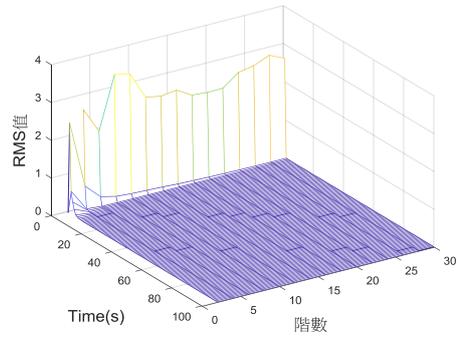
(a)  $\Delta t=0.05$  識別之頻率



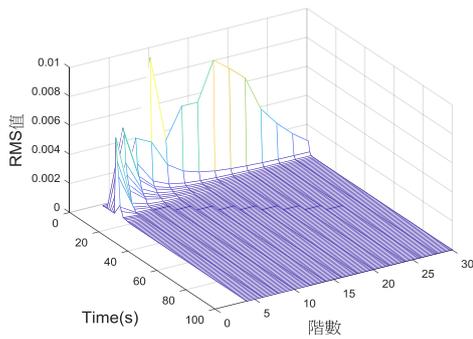
(b)  $\Delta t=0.05$  識別之阻尼比



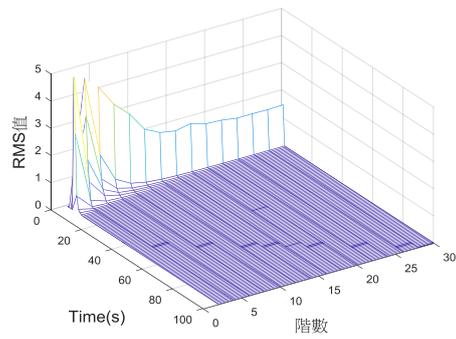
(c)  $\Delta t=0.02$  識別之頻率



(d)  $\Delta t=0.02$  識別之阻尼比

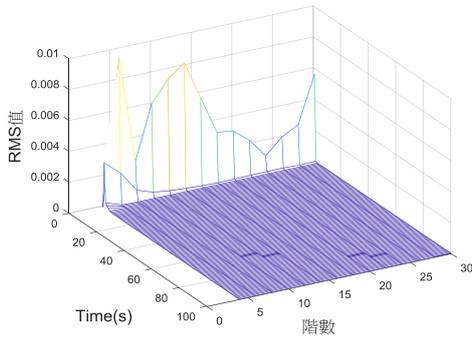


(e)  $\Delta t=0.01$  識別之頻率

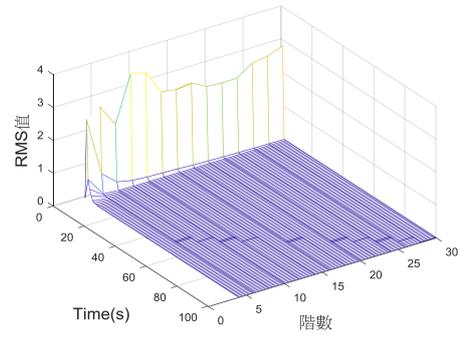


(f)  $\Delta t=0.01$  識別之阻尼比

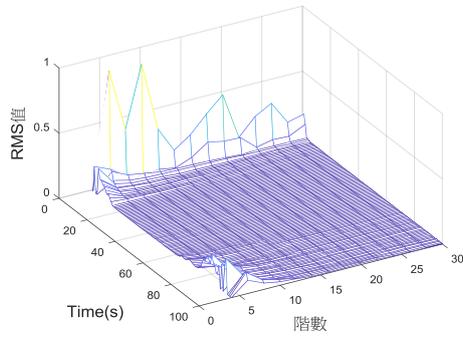
圖 2-4 排除贅餘值不同取樣週期識別結果之 RMS 值



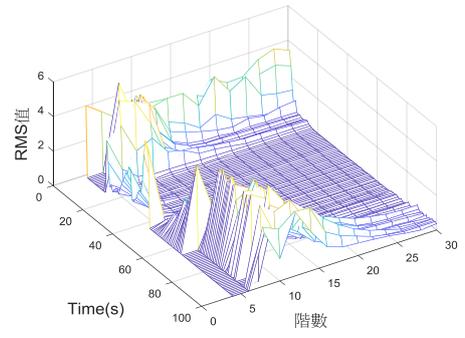
(a)無噪訊識別之頻率



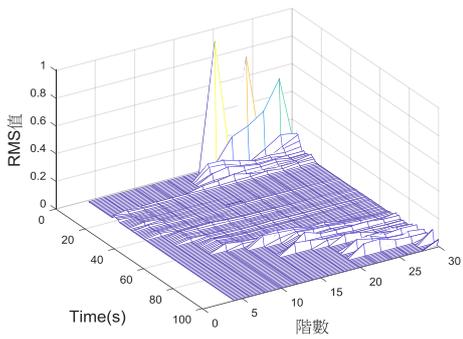
(b)無噪訊識別之阻尼比



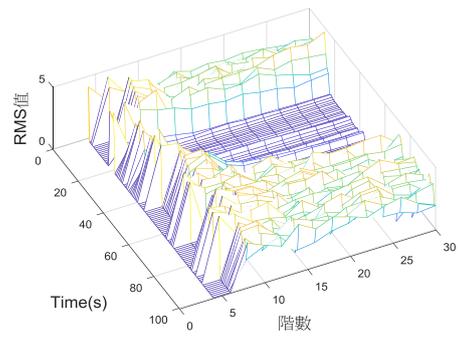
(c)噪訊比 0.5% 識別之頻率



(d)噪訊比 0.5% 識別之阻尼比

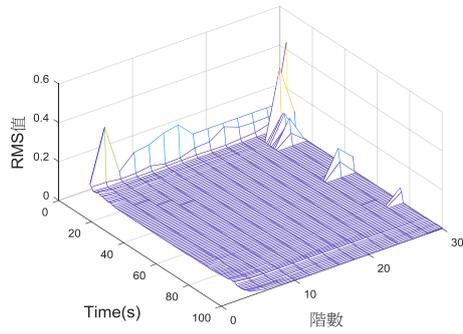


(e)噪訊比 5% 識別之頻率

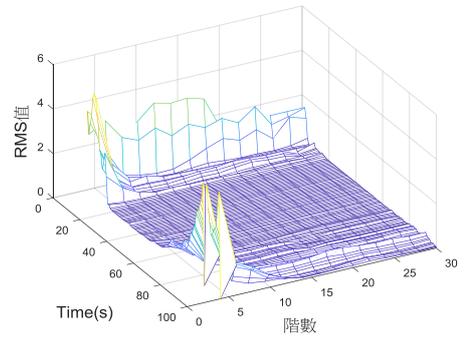


(f)噪訊比 5% 識別之阻尼比

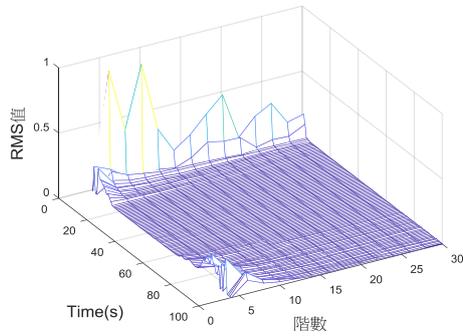
圖 2-5 不同噪訊比識別結果之 RMS 值



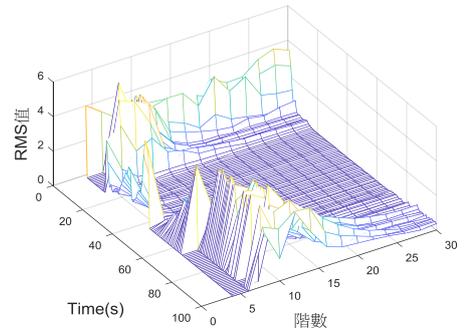
(a)取樣週期 0.04 秒識別之頻率



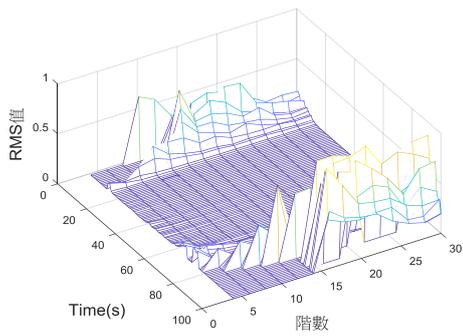
(b)取樣週期 0.04 秒識別之阻尼比



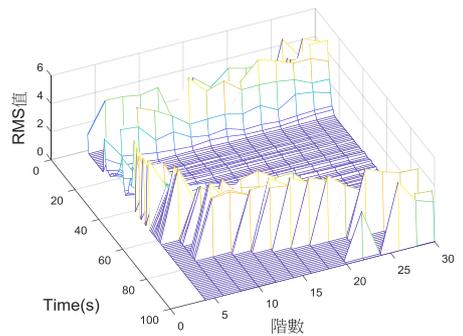
(c)取樣週期 0.02 秒識別之頻率



(d)取樣週期 0.02 秒識別之阻尼比

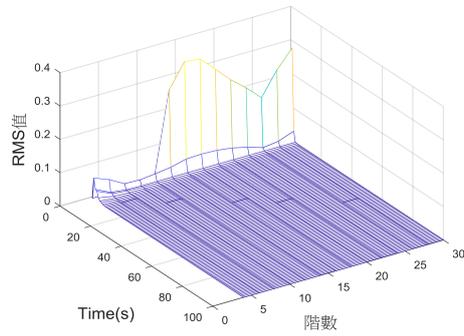


(e)取樣週期 0.01 秒識別之頻率

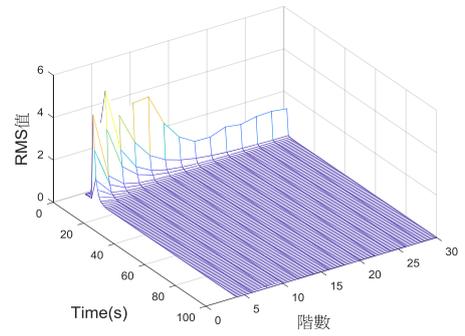


(f)取樣週期 0.01 秒識別之阻尼比

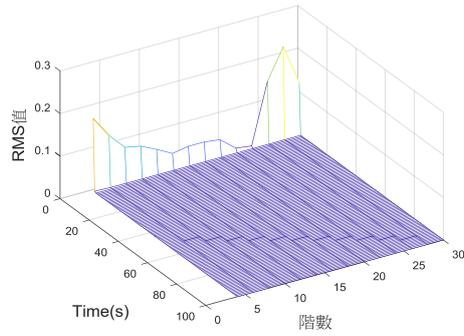
圖 2-6 不同取樣週期對噪訊影響識別結果之 RMS 值



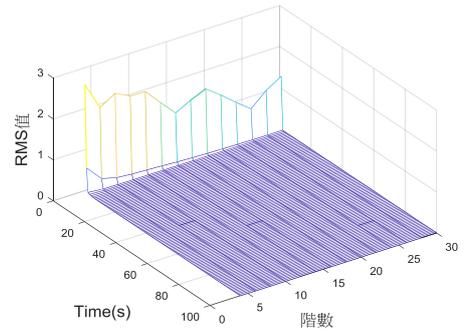
(a) P 矩陣元素為 1 識別  
之頻率



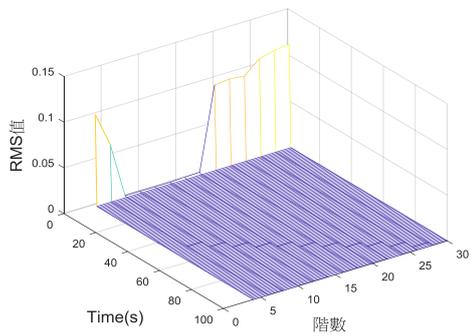
(b) P 矩陣元素為 1 識別  
之阻尼比



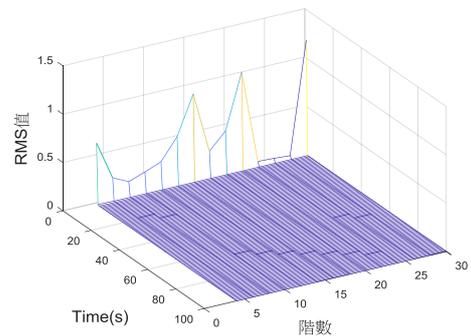
(c) P 矩陣元素為 1000 識別  
之頻率



(d) P 矩陣元素為 1000 識別  
之阻尼比

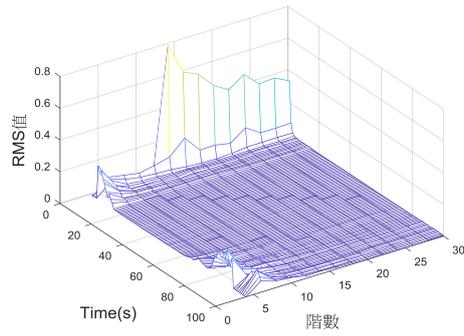


(e) P 矩陣元素為 100000 識別  
之頻率

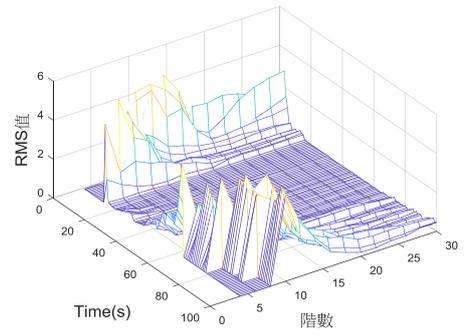


(f) P 矩陣元素為 100000 識別  
之阻尼比

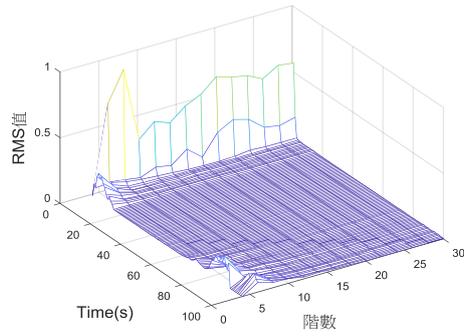
圖 2-7 不同初始 P 矩陣識別結果之 RMS 值



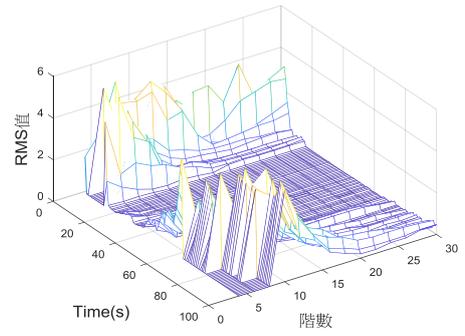
(a) P 矩陣元素為 1 識別  
之頻率



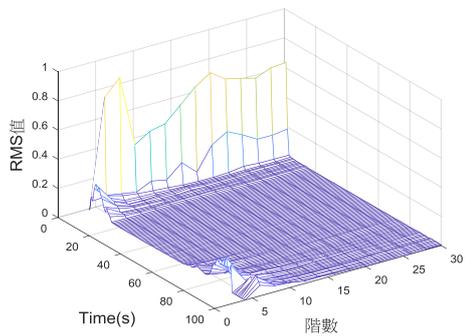
(b) P 矩陣元素為 1 識別  
之阻尼比



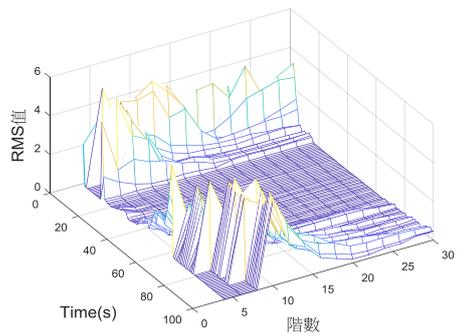
(c) P 矩陣元素為 1000 識別  
之頻率



(d) P 矩陣元素為 1000 識別  
之阻尼比

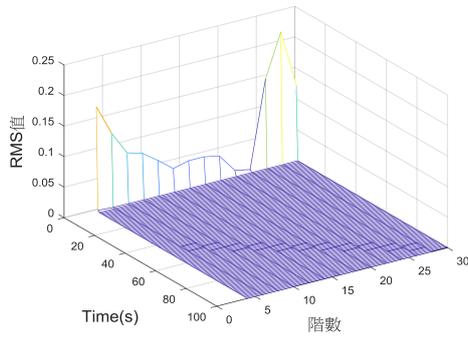


(e) P 矩陣元素為 100000 識別  
之頻率

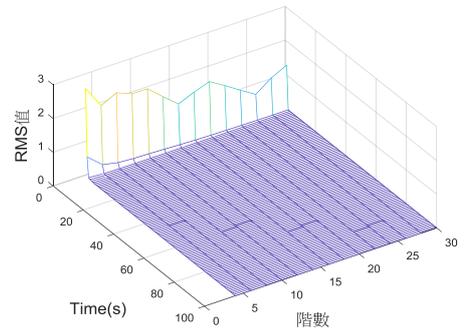


(f) P 矩陣元素為 100000 識別  
之阻尼比

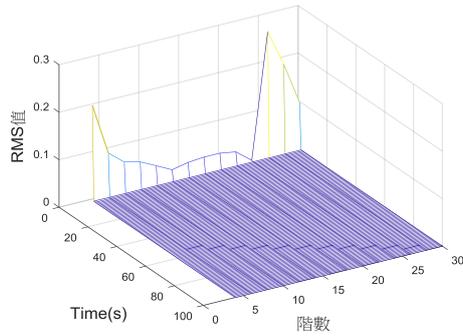
圖 2-8 不同初始 P 矩陣對噪訊影響識別結果之 RMS 值



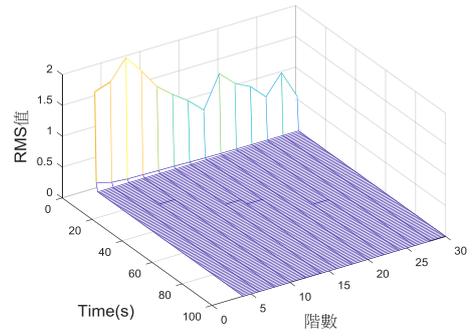
(a) 遺忘因子  $\lambda=0.99$  識別  
之頻率



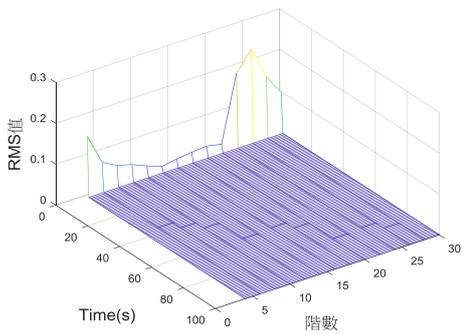
(b) 遺忘因子  $\lambda=0.99$  識別  
之阻尼比



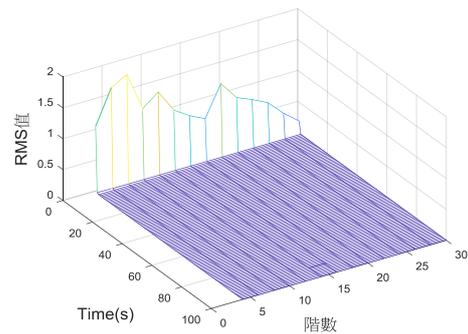
(c) 遺忘因子  $\lambda=0.95$  識別  
之頻率



(d) 遺忘因子  $\lambda=0.95$  識別  
之阻尼比

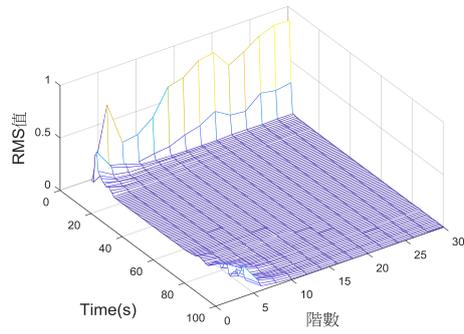


(e) 遺忘因子  $\lambda=0.9$  識別  
之頻率

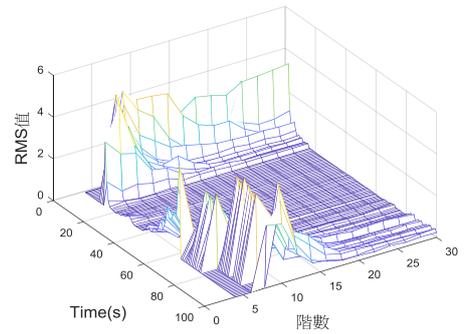


(f) 遺忘因子  $\lambda=0.9$  識別  
之阻尼比

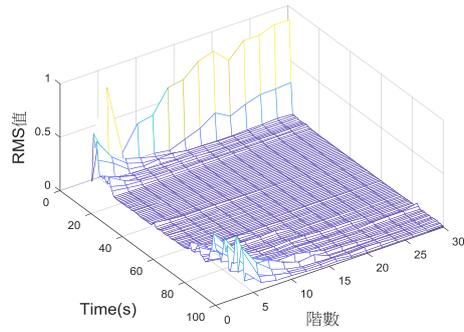
圖 2-9 不同遺忘因子識別結果之 RMS 值



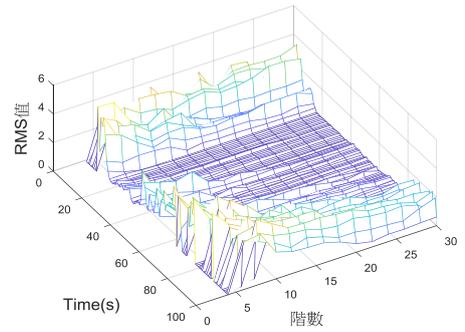
(a) 遺忘因子  $\lambda=0.99$  識別  
之頻率



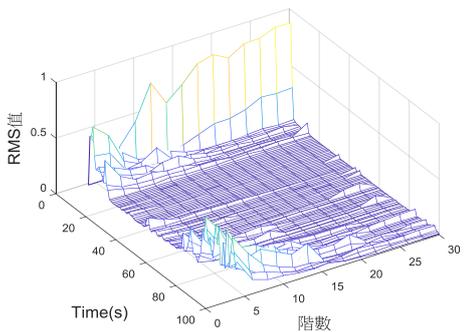
(b) 遺忘因子  $\lambda=0.99$  識別  
之阻尼比



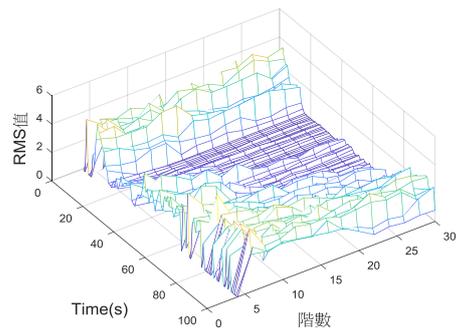
(c) 遺忘因子  $\lambda=0.95$  識別  
之頻率



(d) 遺忘因子  $\lambda=0.95$  識別  
之阻尼比



(e) 遺忘因子  $\lambda=0.9$  識別  
之頻率



(f) 遺忘因子  $\lambda=0.9$  識別  
之阻尼比

圖 2-10 不同遺忘因子對噪訊影響識別結果之 RMS 值

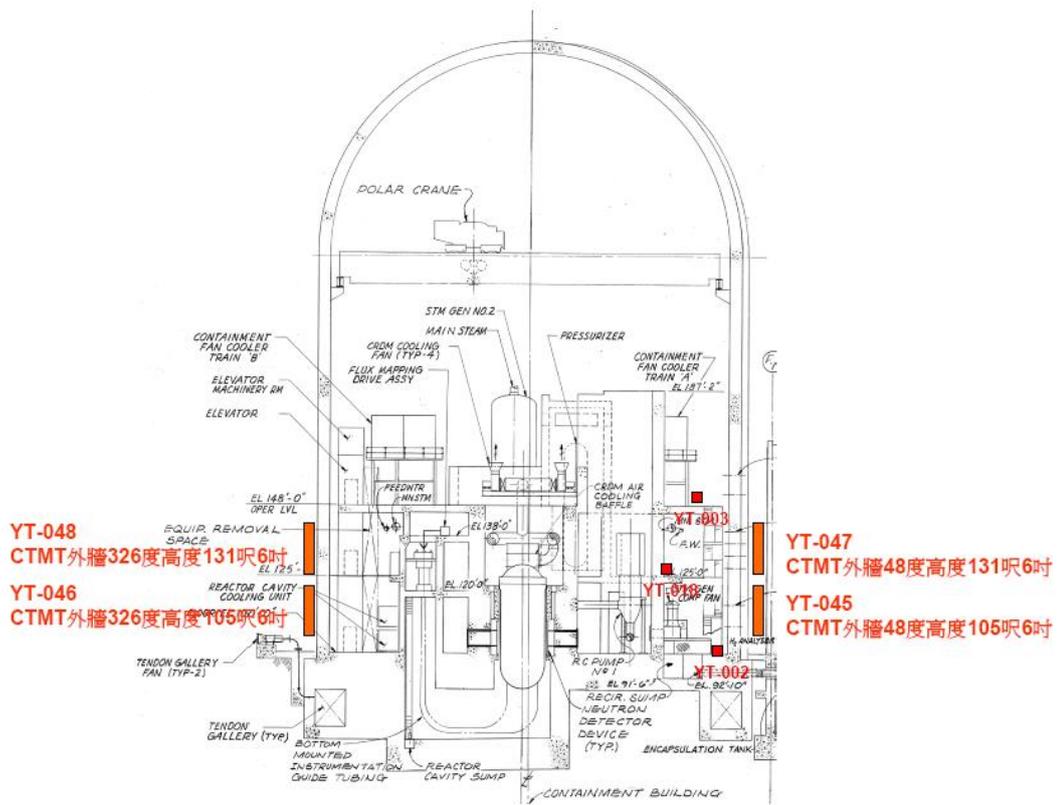
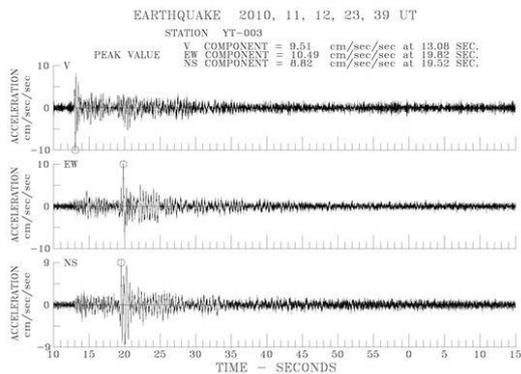
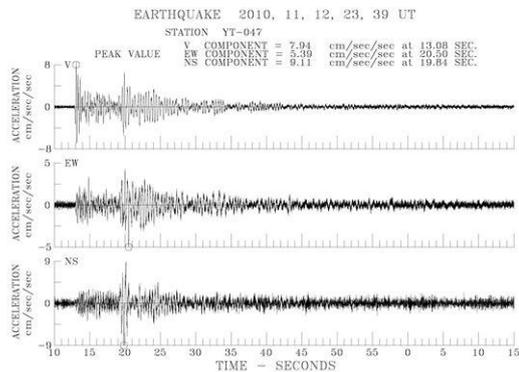


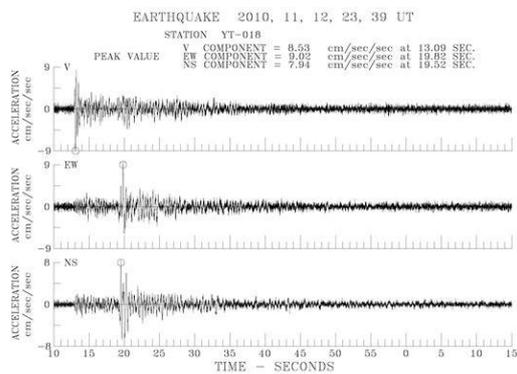
圖 2-11 核三廠一號機地震識別系統感測器位置圖  
(原能會核三 2012)



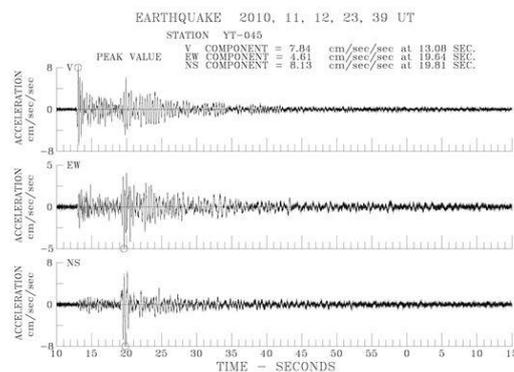
測站 B (YT-003)



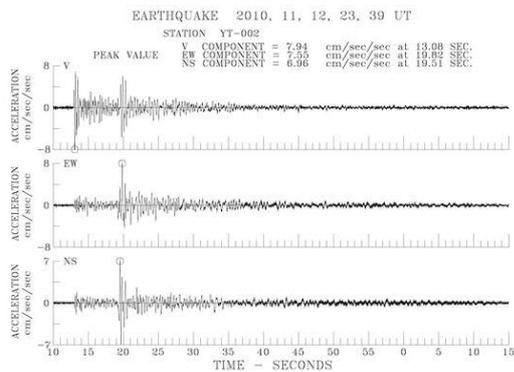
測站 K (YT-047)



測站 F (YT-018)

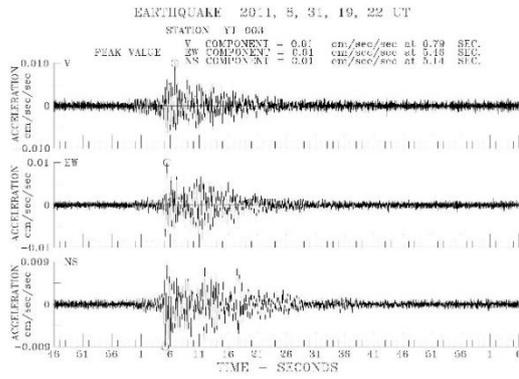


測站 I (YT-045)

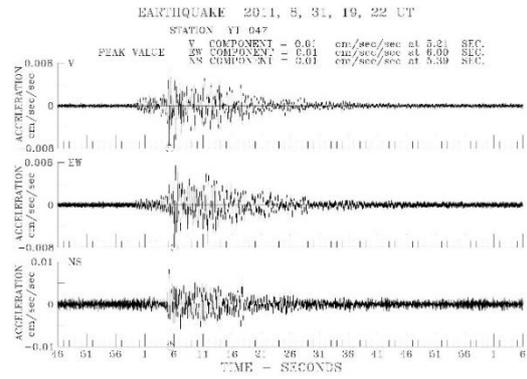


測站 A (YT-002)

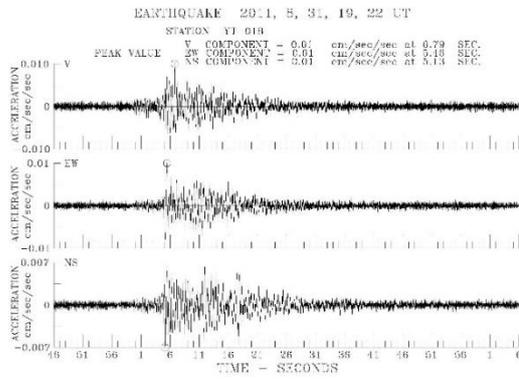
圖 2-12 地震識別系統和自由場感測器所記錄之 2010 年 11 月 12 日地震波形 (原能會核三 2012)



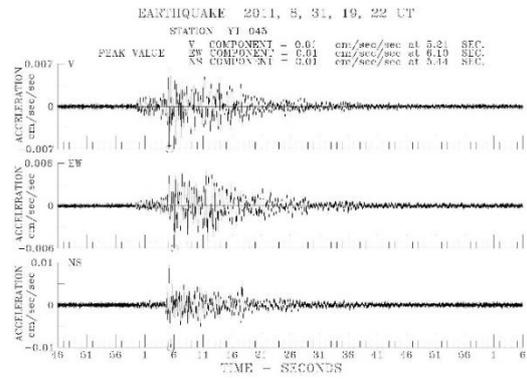
測站 B (YT-003)



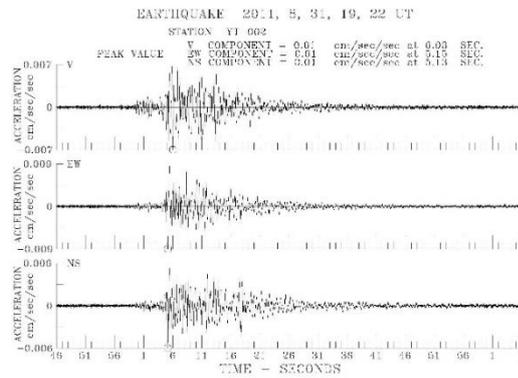
測站 K (YT-047)



測站 F (YT-018)



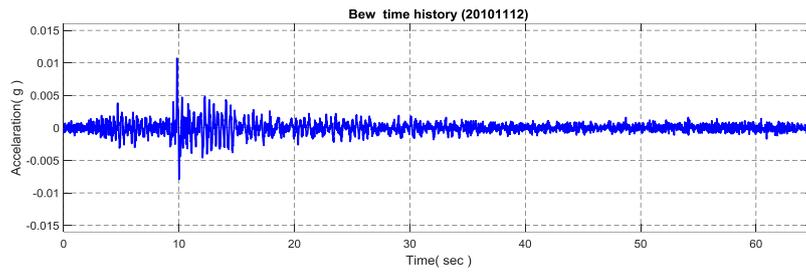
測站 I (YT-045)



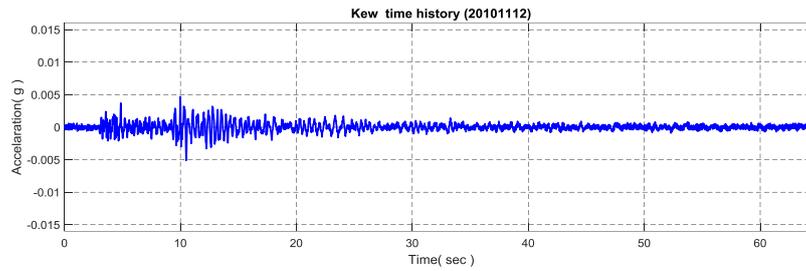
測站 A (YT-002)

圖 2-13 地震識別系統和自由場感測器所記錄之 2011 年 8 月 31 日地震波形 (原能會核三 2012)

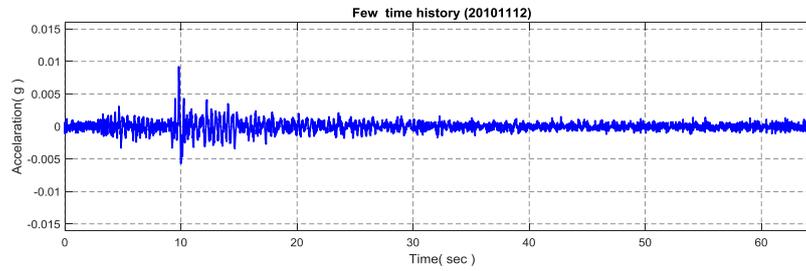
YT-003  
B(EW)



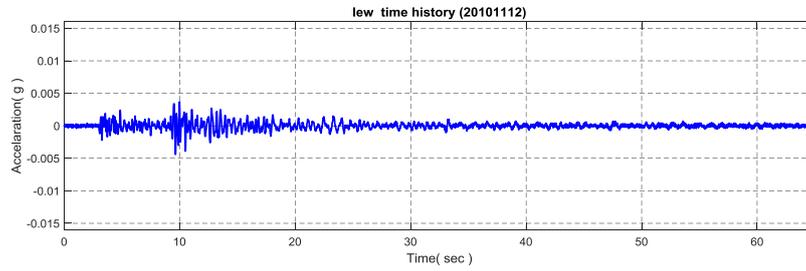
YT-047  
K(EW)



YT-018  
F(EW)



YT-045  
I(EW)



YT-002  
A(EW)

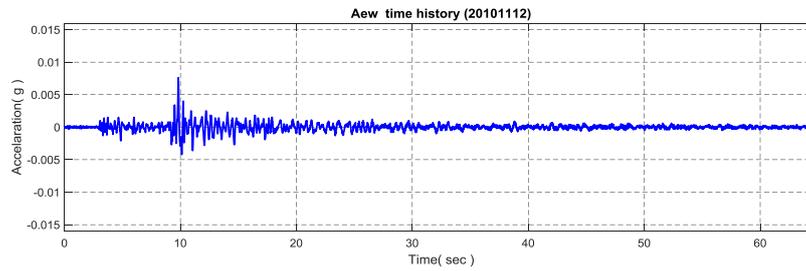
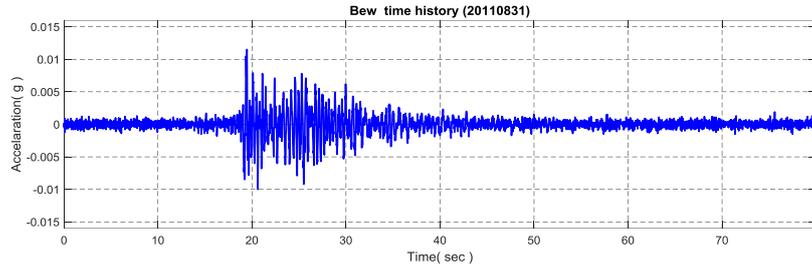
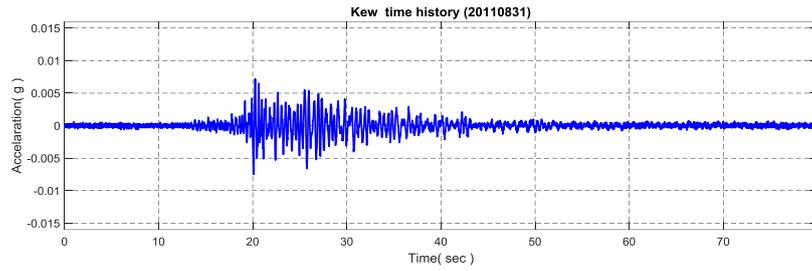


圖 2-14 2010 年 11 月 12 號地震之各測站的加速度歷時圖

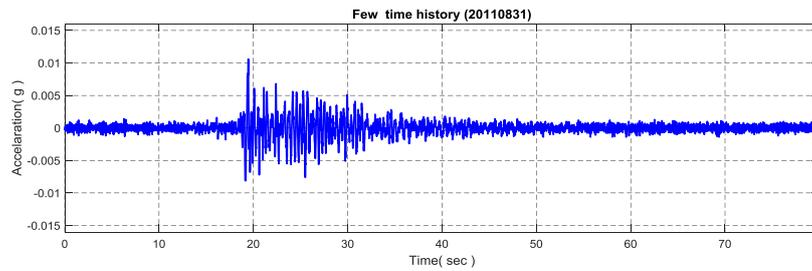
YT-003  
B(EW)



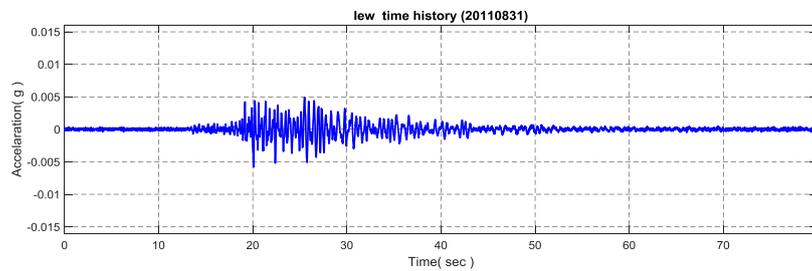
YT-047  
K(EW)



YT-018  
F(EW)



YT-003  
I(EW)



YT-002  
A(EW)

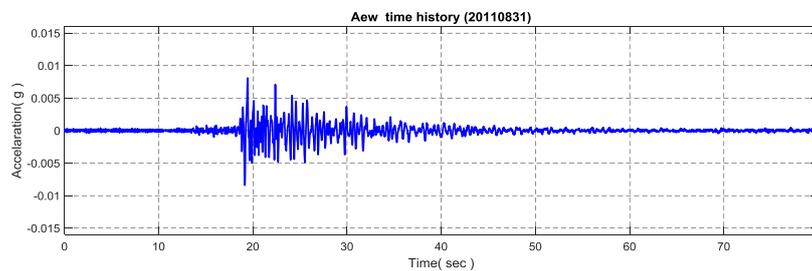
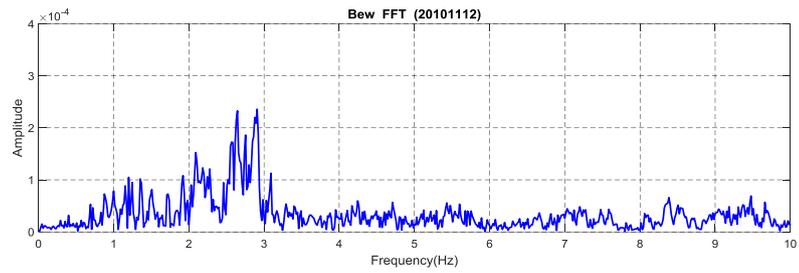
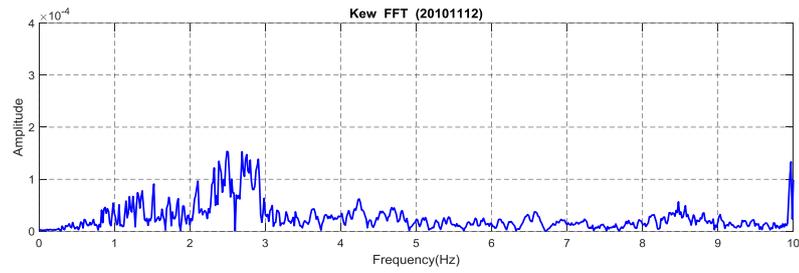


圖 2-15 2011 年 8 月 31 號地震之各測站的加速度歷時圖

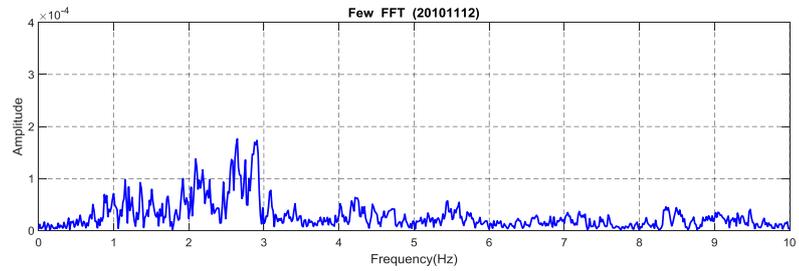
YT-003  
B(EW)



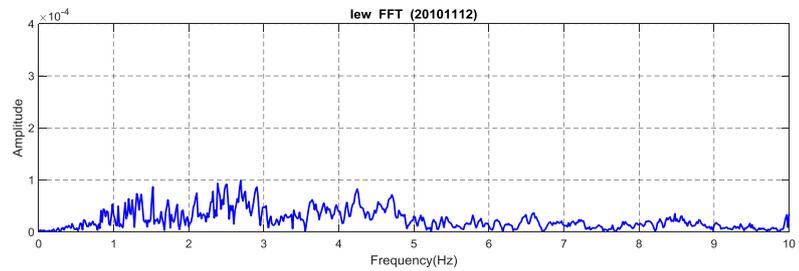
YT-047  
K(EW)



YT-018  
F(EW)



YT-003  
I(EW)



YT-002  
A(EW)

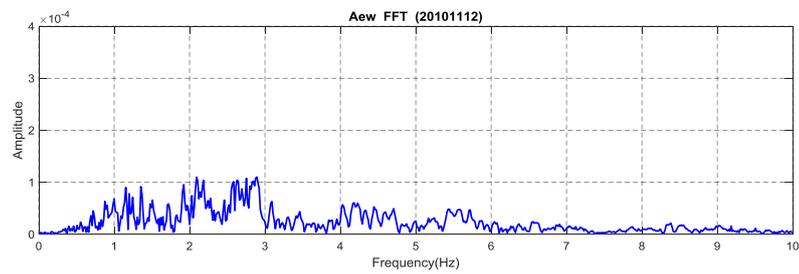
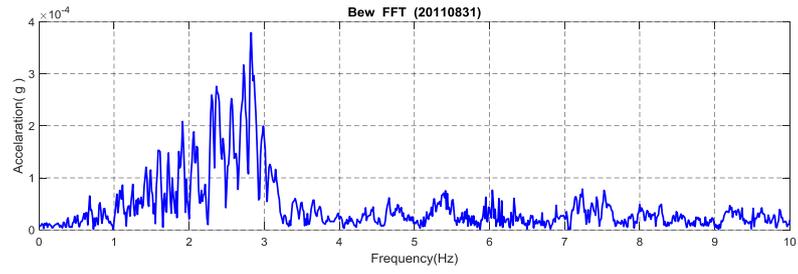
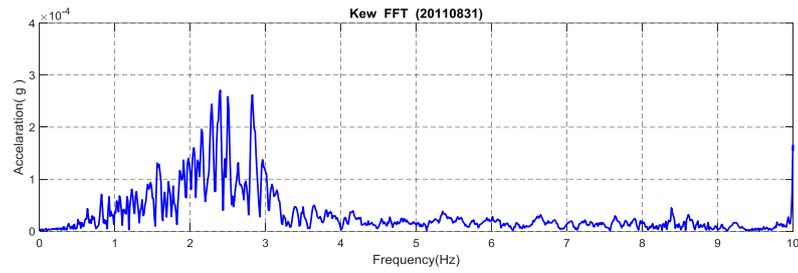


圖 2-16 2010 年 11 月 12 號地震之各測站的加速度富氏圖

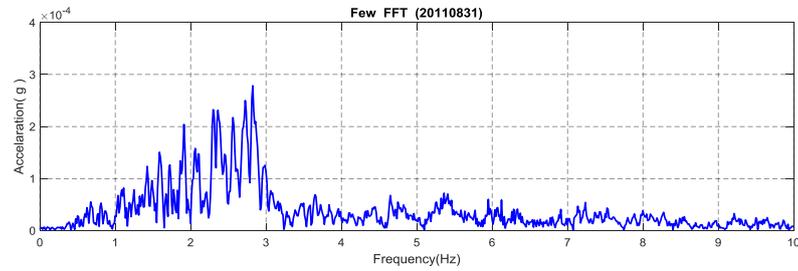
YT-003  
B(EW)



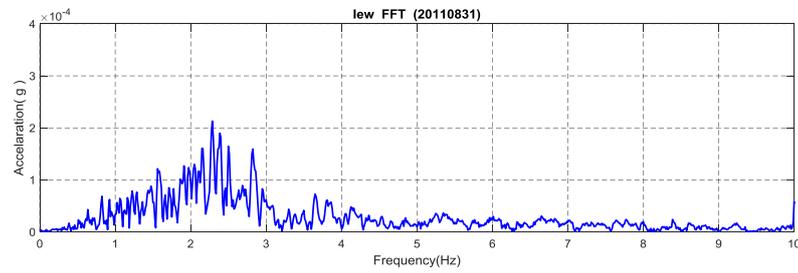
YT-047  
K(EW)



YT-018  
F(EW)



YT-003  
I(EW)



YT-002  
A(EW)

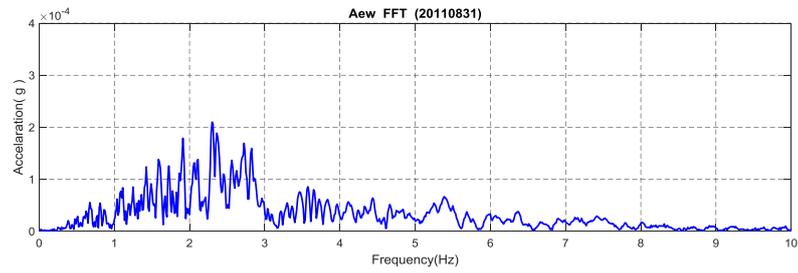


圖 2-17 2011 年 8 月 31 號地震之各測站的加速度富氏圖

平行驗證

原能會核三 2012

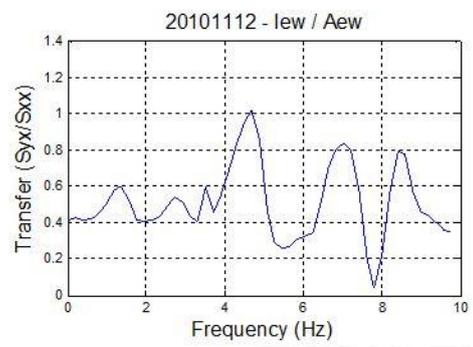
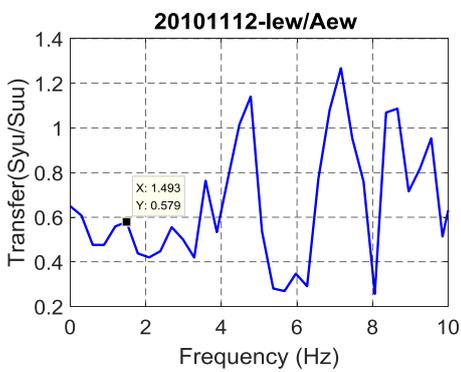
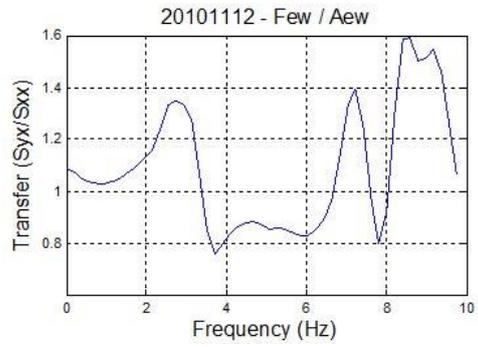
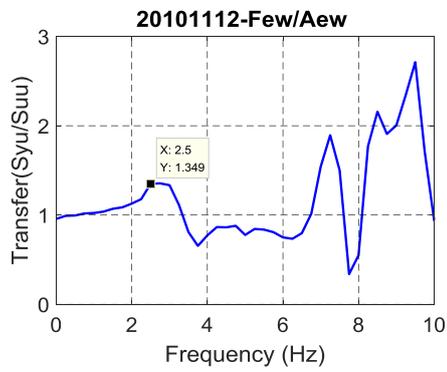
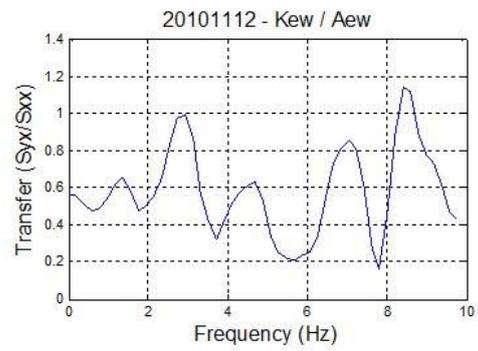
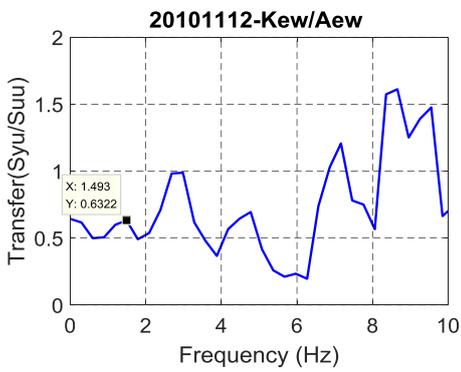
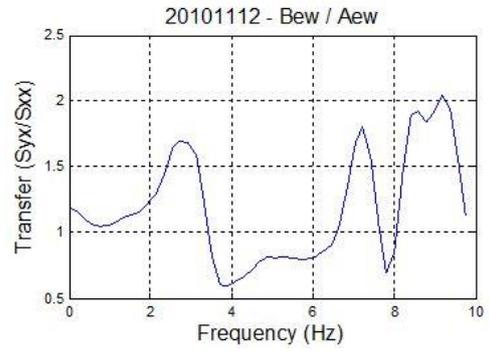
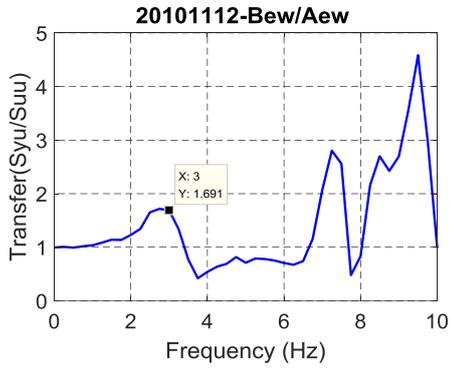


圖 2-18 2010 年 11 月 12 號地震之各測站的頻率轉換函數圖

平行驗證

原能會核三 2012

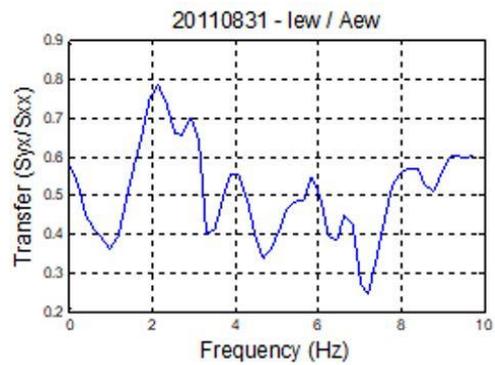
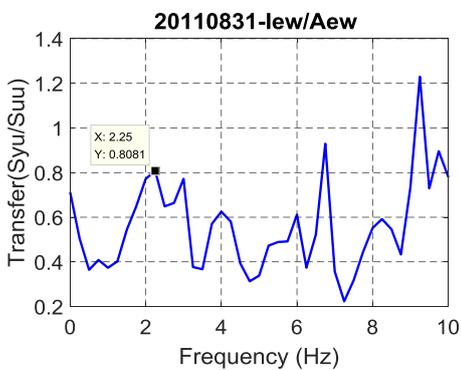
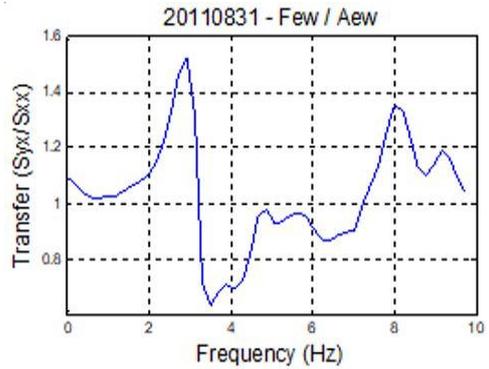
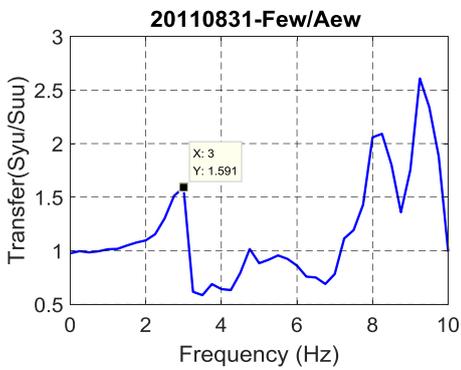
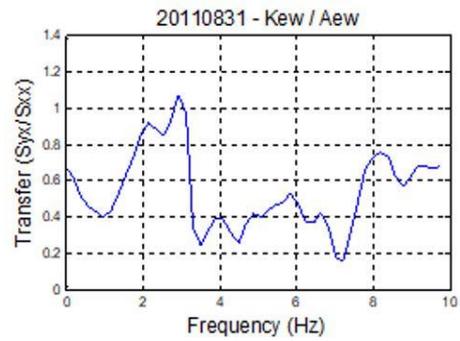
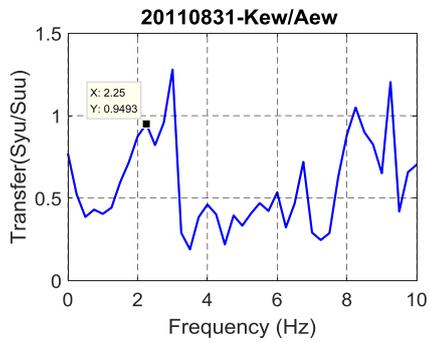
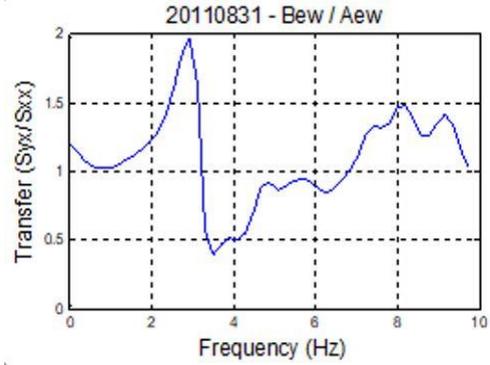
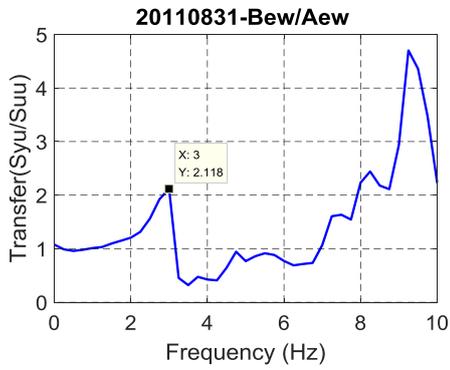


圖 2-19 2011 年 8 月 31 號地震之各測站的頻率轉換函數圖

平行驗證

原能會核三 2012

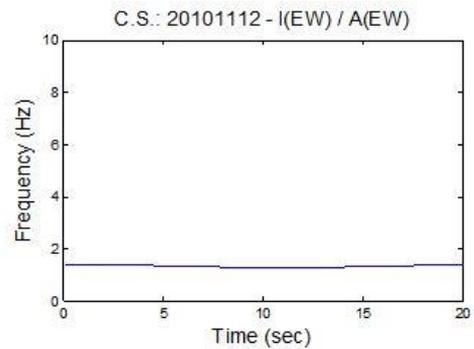
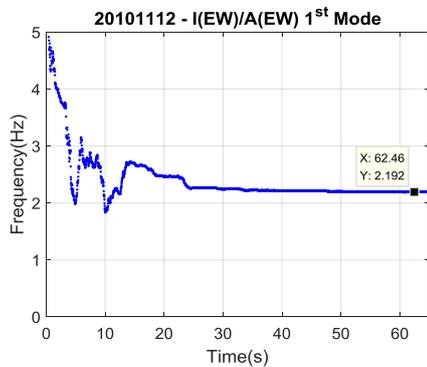
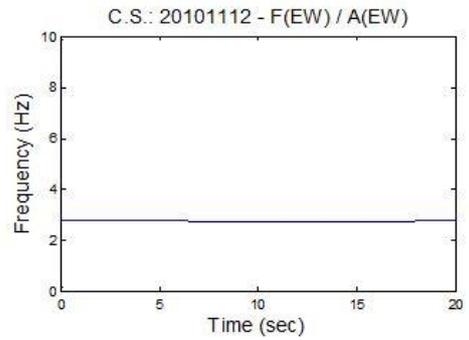
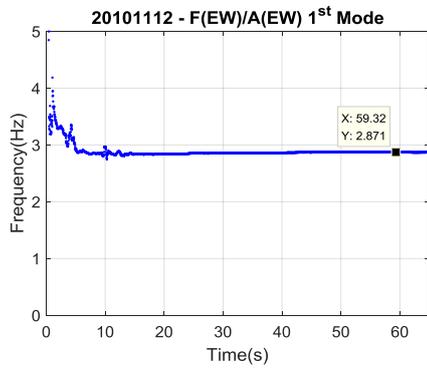
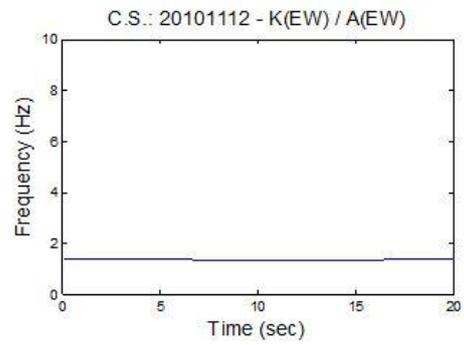
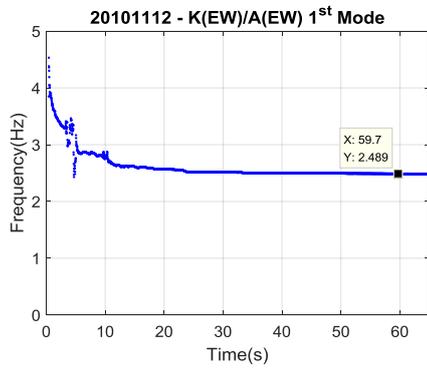
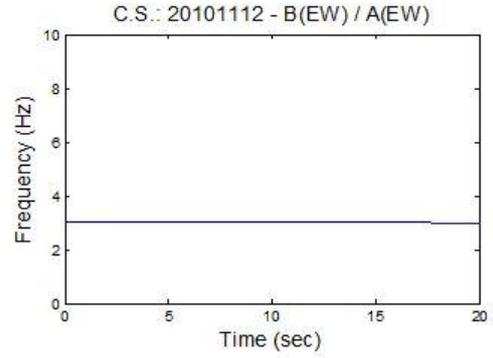
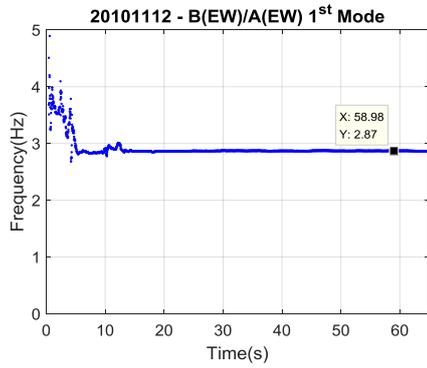


圖 2-20 2010 年 11 月 12 號地震，RLS 識別之第一模態頻率

平行驗證

原能會核三 2012

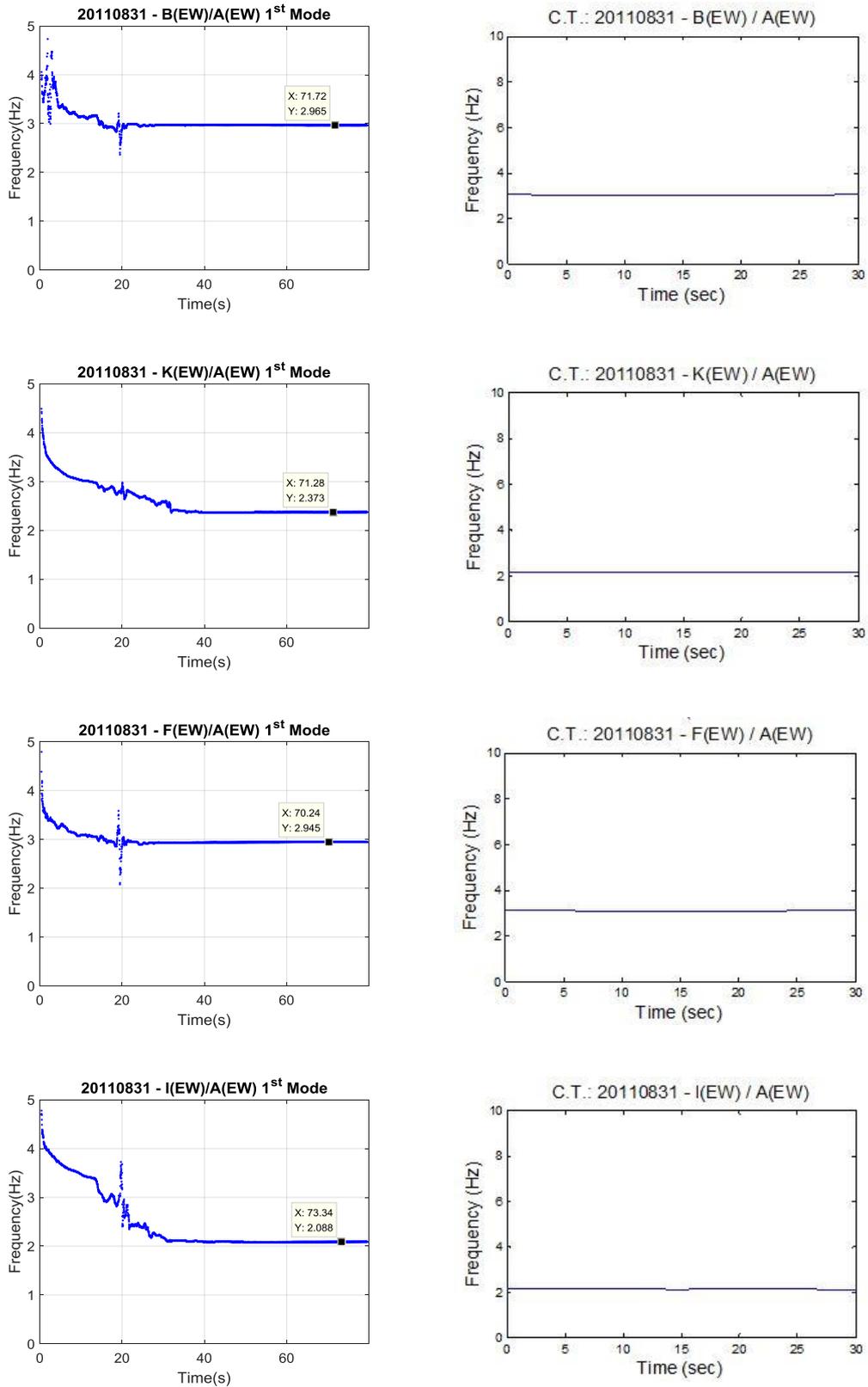


圖 2-21 2011 年 8 月 31 號地震，RLS 識別之第一模態頻率

### 三、鋼筋混凝土結構之裂縫評估標準

#### (一) 混凝土結構規範

##### 1. ACI 349-13

美國混凝土協會(American Concrete Institute，簡稱 ACI)出版「ACI 349-13 Code Requirements for Nuclear Safety-Related Concrete Structures and Commentary」，此規範所探討範疇包含核電廠局部設施，以及核能安全相關功能的混凝土結構設計與建造，但不包含下列兩者：

(1) 由「ACI-ASEM Committee 359」所定義的混凝土反應爐與混凝土圍阻體的結構。

(2) 鋼版複合牆以及鋼版複合版結構。

ACI 349-13 內有關於核電廠中混凝土結構設計的部分，多與「ACI 318-14 Building Code Requirements for Structural Concrete」結構混凝土建築規範所規定之內容相同，差異最大之處在於耐震設計規範，一般的混凝土建築結構耐震設計，其基本的原則是考量地震發生時允許產生塑鉸，考量結構韌性容量折減之彈性設計地震力，而核電廠相關之混凝土結構則是假設結構構件具有線彈性行為，透過結構的彈性分析決定鋼筋混凝土構件的設計和施工要求、以及地震設計力，且核電廠相關的鋼筋混凝土結構經過詳細的設計後，在所有的載重組合作用下，必須保持彈性，包括設計地震力(design basis earthquake，簡稱 DBE)，但在核電廠以外的核能相關設施中，如果具有主管機關之允許，則可以使用非彈性能量消散因子來減少地震設計載重。

核能安全相關結構的地震力設計規定中，考量最大年限超越機率(Maximum Annual Probability of Exceedance，簡稱 MAPE)，其範

圍選取為  $5 \times 10^{-4}$  至  $5 \times 10^{-5}$  之間，以降低發生超越設計地震力(Beyond Design Basis Earthquake, BDBE) 之可能性，而在進行超越設計地震設計時，應將構件設計具有足夠之韌性，以確保鋼筋混凝土構件在 BDBE 效應下仍可產生具有可預期之結構行為，以確保公共安全。

ACI 349-13 第 9.5 節規定撓度控制之鋼筋混凝土構件應設計具有足夠的勁度，以避免撓曲變形對構件強度或適用性產生不良之影響，當中定義的極限撓度如表 3.1 所示，當在不同的載重組合下(參照 ACI 349-13 9.2.1 小節)，梁與版的撓度必須小於表中之規定。

表 3.1 極限撓度(ACI 349-13)

Type	Eq. (Section 9.2.1)	Beams	Slabs
1	(9-1) through (9-5)	$l/400$	$l/320$
2	(9-6) through (9-8)	$l/250$	$l/200$

## 2. ACI 224R-01

美國「ACI 224R-01 Control of Cracking in Concrete Structures」描述混凝土裂縫主要的生成原因，考慮裂縫對混凝土長期行為的影響，並提供施工中所需使用的裂縫控制程序，ACI 224R-01 提供的資訊有助於協助設計與使用者制定混凝土結構的有效裂縫控制方案。ACI 224R-01 第四章說明鋼筋混凝土撓曲構件的裂縫控制，並規定梁、雙向版、預力混凝土以及張力開裂的最大容許裂縫寬度，分別整理如式 3.1 至式 3.5 所示。透過下述的公式，配合核電廠混凝土結構的鋼筋混凝土設計，可以計算出各構件相對應的最大容許裂縫寬度。其中，可得知鋼筋應力是最大裂縫寬度的最關鍵參數，其他重要參數包含混凝土保護層厚度與鋼筋周圍的混凝土面積，此外，鋼筋直徑並非影響混凝土最大裂縫寬度之主因。

(1) 梁

$$w = 2.2\beta\varepsilon_s\sqrt[3]{d_c A} \quad (3.1)$$

其中：

$w$ =最大容許裂縫寬度 in

$\beta$ =中性軸與拉力之間的距離與中性軸與鋼筋之間的距離比

$d_c$ =拉力端保護層厚度 in

$A$ =對稱的混凝土面積與鋼筋數量面積 in<sup>2</sup>

(2) 雙向版

$$w = k\beta f_s \sqrt{I} \quad (3.2)$$

其中：

$$I = \frac{d_{b1} s_2}{\rho_{t1}} = \left[ \frac{s_1 s_2 d_c}{d_{b1}} \frac{8}{\pi} \right]$$

$w$ =最大容許裂縫寬度 in

$k$ =斷裂係數

$f_s$ =鋼筋容許應力 ksi

$d_{b1}$ =鋼筋直徑 in

$s_1$ =鋼筋間距 in

$s_2$ =鋼筋間距 in

$\rho_{t1}$ =鋼筋比

(3) 預力混凝土

(i) 先拉法

$$w_{max} = 5.85 \times 10^{-5} \frac{A_t}{\Sigma_o} (\Delta f_s) \quad (3.3)$$

(ii)後拉法

$$w_{max} = 6.51 \times 10^{-5} \frac{A_t}{\Sigma_o} (\Delta f_s) \quad (3.4)$$

其中：

$w_{max}$ =最大容許裂縫寬度	In
$\Delta f_s$ =預力的鋼筋應力	ksi
$\Sigma_o$ =預力元素的周常總和	In
$A_t$ =均勻拉力的有效混凝土面積	In <sup>2</sup>

(4)拉力開裂

$$w = 0.10 f_s \sqrt[3]{d_c A} \times 10^{-3} \quad (3.5)$$

其中：

$w$ =最大容許裂縫寬度	in
$f_s$ =鋼筋容許應力	ksi
$d_c$ =拉力端保護層厚度	in
$A$ =對稱的混凝土面積與鋼筋數量面積	in <sup>2</sup>

混凝土結構產生裂縫為混凝土結構體主要的劣化原因，混凝土裂縫可能引起滲漏，導致鋼筋腐蝕、保護層剝落、混凝土碳化等現象，影響結構物的承載能力與耐久性，且裂縫會造成結構的氣密性降低，造成核電廠中的輻射外洩，影響周圍民眾安全。ACI 224R-01亦規定在不同的暴露環境下，如乾燥空氣、濕潤空氣、化學藥品、海洋環境等，混凝土允許最大的裂縫寬度，結果整理如表 3.2。

表 3.2 不同暴露環境下混凝土最大允許裂縫寬 (ACI 224R-01)

Exposure condition	Crack width	
	in	mm
Dry air or protective membrane	0.016	0.41
Humidity, moist air, soil	0.012	0.30
Deicing chemicals	0.007	0.18
Seawater and seawater spray, wetting and drying	0.006	0.15
Water-retaining structures	0.004	0.10

## (二) 結構老化

結構老化為影響核電廠安全的重要潛在原因，核電廠的設計、建造與運行標準在於將放射性物質的釋放量降低至容許值，然而由於核電廠具有複雜的工程結構與嚴苛運行環境，因此更需倚賴良好的科學與工程理論，以理解與解決核電廠老化相關的安全問題。混凝土老化後會產生開裂與剝落，而鋼筋因老劣化會產生腐蝕，腐蝕期間的鏽蝕會在鋼筋和周圍的混凝土之間產生較高的界面壓力，壓力大小取決於不同因素，包含鏽蝕物與鋼筋的體積比與混凝土保護層厚度，太高的界面壓力將造成混凝土開裂，以及混凝土保護層的剝落，雖然裂縫的形成對結構的承載能力影響有限，但對混凝土的輻射屏蔽能力將有重要的影響。核電廠混凝土老化常見形式為：

1. 材料損失(Loss of material)：材料的損失可能是由於一般腐蝕、硼酸腐蝕、水流造成加速腐蝕等。材料的損失也可能由磨損或氣蝕或嵌入鋼的腐蝕引起。

2. 開裂(Cracking)：如收縮、潛變、腐蝕和侵蝕性環境引起的混凝土開裂。其中最常出現的開裂形式為輻射促進應力腐蝕開裂(Irradiation-assisted stress corrosion cracking, IASCC)。

混凝土構件暴露環境對其裂縫發展有重要之影響，例如，在圍阻體內的混凝土，由於輻射量較大，需考慮輻射造成之龜裂以及材料性質的改變，而在圍阻體外的外牆，暴露在大氣中的混凝土可能造成如白華現象，其材料性質的改變需要加以考慮，且由於酸雨的影響，亦須考慮鋼筋腐蝕或化學腐蝕之影響。如在有水中之環境，水中含有的有害物質如氯離子、硫酸根離子等，這些物質會造成材料腐蝕、應力龜裂腐蝕，而造成構件的損害，若構件是處於持續流動的水環境中，則需再考慮磨損與空蝕之老化效應。

混凝土裂縫的產生會加速二氧化碳、氯化物、水和氧氣通過裂縫與鋼筋接觸，將加速鋼筋腐蝕，並提供腐蝕產物沈積的空間，此外，混凝土裂縫的存在提供了暴露環境下氯離子與硫酸鹽溶液侵蝕的路徑，進而降低結構體的耐久年限。D.J. Naus[2006]建議了鋼筋混凝土表面裂縫寬度、碳化深度以及鋼筋腐蝕的關係，如圖 3.1 所示，圖中可以觀察到，當開裂寬度增加時，混凝土碳化的深度也明顯增加，且當裂縫大於 0.2mm 時，混凝土內的鋼筋受侵蝕之潛勢將大幅上升。混凝土裂縫寬度和所處之暴露環境均為混凝土耐久性的重要影響指標，D.J. Naus[1999]根據此兩項因子，建議是否需進行額外評估或修復的必要性，如圖 3.2 所示，隨著裂縫寬度增加以及環境暴露危害性之增加，可區分為三種階段，分別為結構體無須進行額外評估、結構體須進一步評估、以及結構體須採取修復措施。

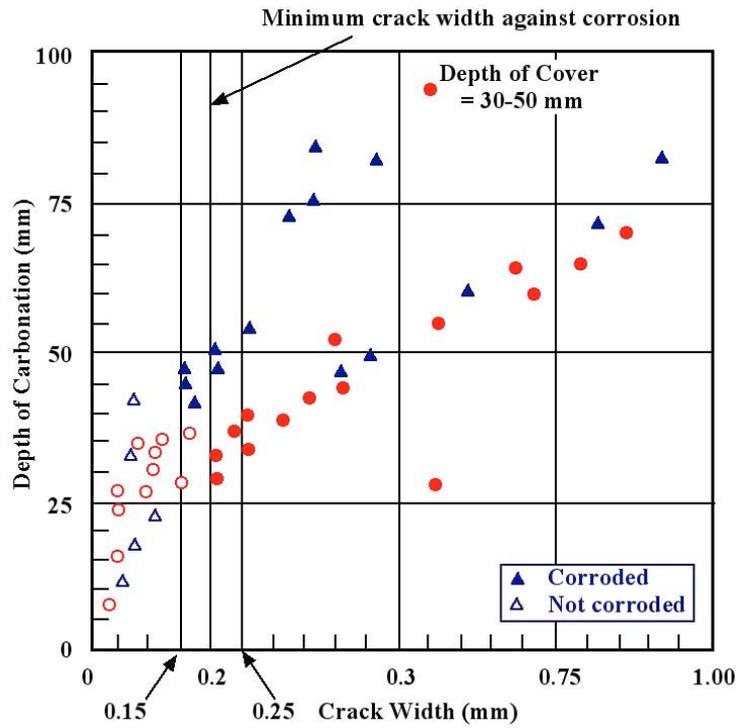


圖 3.1 表面裂縫寬度對碳化深度與鋼筋腐蝕之影響關係  
(D.J. Naus, 2006)

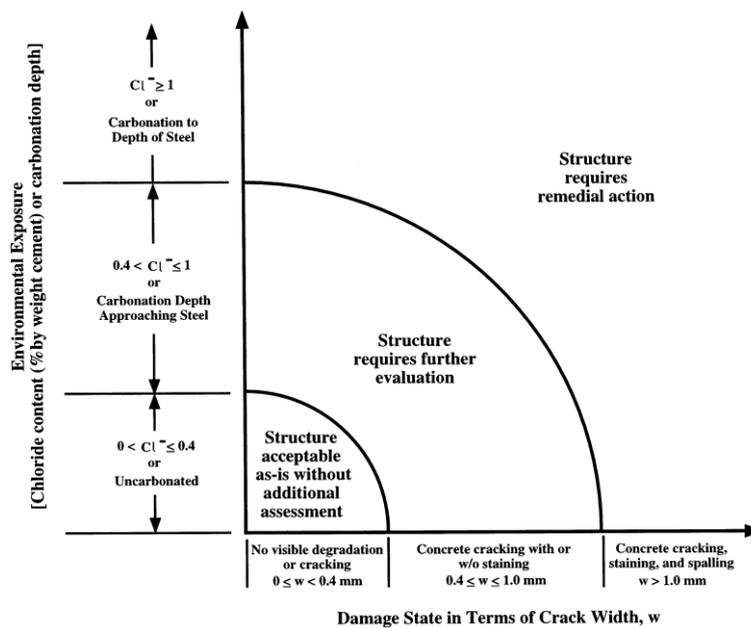


圖 3.2 暴露環境與裂縫寬度因子對混凝土檢測與修復程序之影響(D.J. Naus, 1999)

混凝土牆裂縫的存在會對其屏蔽能力產生影響，Lee 等人 [2007]開發測試系統，可用以量化裂縫寬度對混凝土體屏蔽性能之影響，並透過實驗結果，建議裂紋寬度與屏蔽性能之關係，實驗結果顯示，如果屏蔽結構的厚度超過 20cm，裂縫寬度為 0.4mm，則估計對屏蔽性能的影響將小於 10%。雖然其研究結果因混凝土裂紋之不規則性因素，無法用於評估核設施的真實表面劑量率(the surface dose rate)。但仍可應用建立屏蔽結構放射安全標準，特別是屏蔽結構的外緣。此外，Lee 等人 [2008]進行數值研究，探討腐蝕裂縫對混凝土牆屏蔽能力之影響。研究顯示，在壁厚為100cm 與覆蓋層厚度為 10cm 之情況下，鋼筋腐蝕時，所造成之保護層剝落與混凝土開裂與輻射安全標準相關，結果進一步顯示，只要壁厚減去剝落厚度超過 90cm，仍可符合輻射屏蔽之安全標準。

核電廠老化評估相關報告(Generic Aging Lessons Learned Report，簡稱 GALL)針對幾種結構物建議其老化管理方案(Aging Management Program，簡稱 AMP)，建立一套流程與制式化的表格，並定義了一系列對於老劣化的評估項目。在 GALL 報告中，檢查的形式皆以表格的方式呈現，如表 3.3 所示，在評估過程中，利用此表格記錄各個物件的老劣化狀態，再進行進一步的評估，並整理了老化管理評估的流程以及 GALL 報告的應用，以及老化管理方案(AMP)對於特定結構與組件之適用性。所建議之老化管理方案包含以下十個評估項目：方案涵蓋範圍(Scope of Program)、預防性措施(Preventive Actions)、監測或檢測參數(Parameters Monitored/Inspected)、老化效應偵測(Detection of Aging Effects)、監測及趨勢分析(Monitoring and

Trending)、接受準則(Acceptance Criteria)、矯正措施(Corrective Actions)、確認程序(Confirmation Process)、行政管制(Administrative Controls)、運轉經驗(Operating Experience)。在可能之修正措施中，應使項目之功能性可維持在容許臨界值之上，以確保結構功能性之維持。監測與趨勢分析則是預測延長操作期間的功能性趨勢。

報告第九章中回顧核電廠設施之老化管理評估(Aging Management Review, 簡稱 AMR), 對系統(systems), 結構(structures), 以及組件(components)之老化狀態進行評估, 以衡量核電廠運轉年限許可更新之適當性。並將檢視項目分成結構與組件、材料、環境、以及老化效應與老化機制, 其中, 當結構物或結構組件具有預期功能(intended function)並且為長期使用(long-lived, 不具驗證壽命或不定期更換)及被動(passive, 沒有組件動作或狀態改變)時, 則須進行老化管理評估, 其中, 老化機制則包含硼水入侵、硼酸腐蝕, 空蝕現象, 化學汙染, 包覆層缺口, 包覆層降解, 腐蝕等。報告中所建議之檢核標準亦可用於評估核電廠於經歷超越設計地震力後, 發生上述劣化機制之潛勢, 以及後續所應採取之修復措施。

表 3.3 GALL 報告之檢查項目說明

Column Heading	Description
Item	Identifies a unique number for the item (i.e., VII.G.A-91). The first part of the number indicates the chapter and AMR system (e.g., VII.G is in the auxiliary systems, fire protection system), and the second part is a unique chapter-specific identifier within a chapter (e.g., A-91 for auxiliary systems).
Link	For each row in the subsystem tables, this item identifies the corresponding row identifier from GALL Volume 2, Rev. 1, if the row was derived from the earlier version of this report. Otherwise, blanks indicate a new row in this revision of the GALL Report.
Structure and/or Component	Identifies the structure or components to which the row applies.
Material	Identifies the material of construction. See Chapter IX of this report for further information.
Environment	Identifies the environment applicable to this row. See Chapter IX of this report for further information.
Aging Effect/Mechanism	Identifies the applicable aging effect and mechanism(s). See Chapter IX of the GALL Report for more information.
Aging Management Programs	Identifies the time-limited aging analysis or AMP found acceptable for adequately managing the effects of aging. See Chapters X and XI of the GALL Report.
Further Evaluation	Identifies whether further evaluation is needed.

### (三) 評估標準

裂縫的評估標準與檢驗方式可分為以下三種：目視檢查、非破壞性與破壞性檢測、以及分析評估。目視檢查為狀態檢查方法中最重要之檢查方法之一，因為許多混凝土劣化的表現形式均顯露在混凝土表面的可見處或不連續處，因此可透過簡易之目視檢查，觀察混凝土裂化之情況，當核電廠經歷超越設計地震力後，應優先使用目視檢查立即評估核電廠裂縫之可能影響。而目視檢查為最主要的檢測方式，若檢測物無法接近，如高輻射劑量或空間的限制等，可使用各種目視檢測之輔助工具，此外，亦可利用類似且可接近之混凝土劣化區域的檢視結果，評估無法接近混凝土區域之劣化情況。除了檢測裂縫寬度外，亦需檢查塗有油漆或保護層之潮濕表面(襯板)

是否有剝落之薄片、氣泡、脫皮、變色等不正常現象。非破壞性檢測技術則透過專用設備之採用，獲取結構裂化之評估數據，並且可擷取周圍環境之相關環境評估數據。分析評估之方法則涉及計算或分析程序，用以重新評估結構的行為。

參與評估的工程師應須具備以下條件：土木技師或結構技師之專業技師證照、核電廠混凝土結構或圍阻體結構之設計或建造標準知識、以及評估鋼筋混凝土結構的相關經驗。關於混凝土劣化之檢視，一般而言，無論是混凝土的初始劣化階段或者是中後期的裂化加劇階段，專業工程師均可在混凝土表面上觀察到相關之劣化徵兆，因此可以進行直接外部檢查，再輔以其他測試和分析方法，進行細部劣化評估。然而，混凝土構件因過度應力荷載所發生之劣化，可因不同機制所造成，例如凍結與解凍、或預應力荷載的變化，其部分機制乃因應力引起的內部開裂，不會在結構表面上顯現出任何跡象，因此無法透過直接目視檢查進行劣化評估，而須對結構體內的樣本進行破壞或非破壞性檢測，方能適當評估結構體內部所發生之劣化。

進行裂縫對結構性能劣化影響評估前，必須先確定核安全相關的混凝土結構之優先評估順序，並建立混凝土結構之初步評估流程以及目視檢查混凝土結構表面所需之檢查項目。細節說明如下：

1. 確定核安全相關混凝土結構之評估優先順序
  - (1) 列出所有與核安相關的主要結構。
  - (2) 按照地點與是否容易接近的結構進行分類。

- (3) 按功能識別，並列出每個結構組件之結構功能性。
- (4) 確定並評估所有結構體中每個組件之安全重要性，並建立其邊界條件與組件連接之區域範圍。
- (5) 根據各種劣化機制可能之潛勢，檢查各結構與組件暴露環境之侵蝕性。
- (6) 制定優先的結構與結構組件清單，以供檢查。  
下列應該給予最高優先等級：
  - A. 對核電廠結構完整性和安全性具關鍵影響。
  - B. 暴露環境可能嚴重老化之情況。
- (7) 收集優先表列之結構設計相關資料，包括竣工圖，設計規範，以及設計計算細節等。

2. 建立混凝土結構初步評估流程，如圖 3.3 所示，當發生超越設計地震後，應先進行初步的評估，如評估結果可通過一級標準，則不需進一步評估；如否，則繼續採取其他評估方式。若最後評估結果均無法達到容許標準，則應立即修復，並更頻繁進行檢視評估與維護。

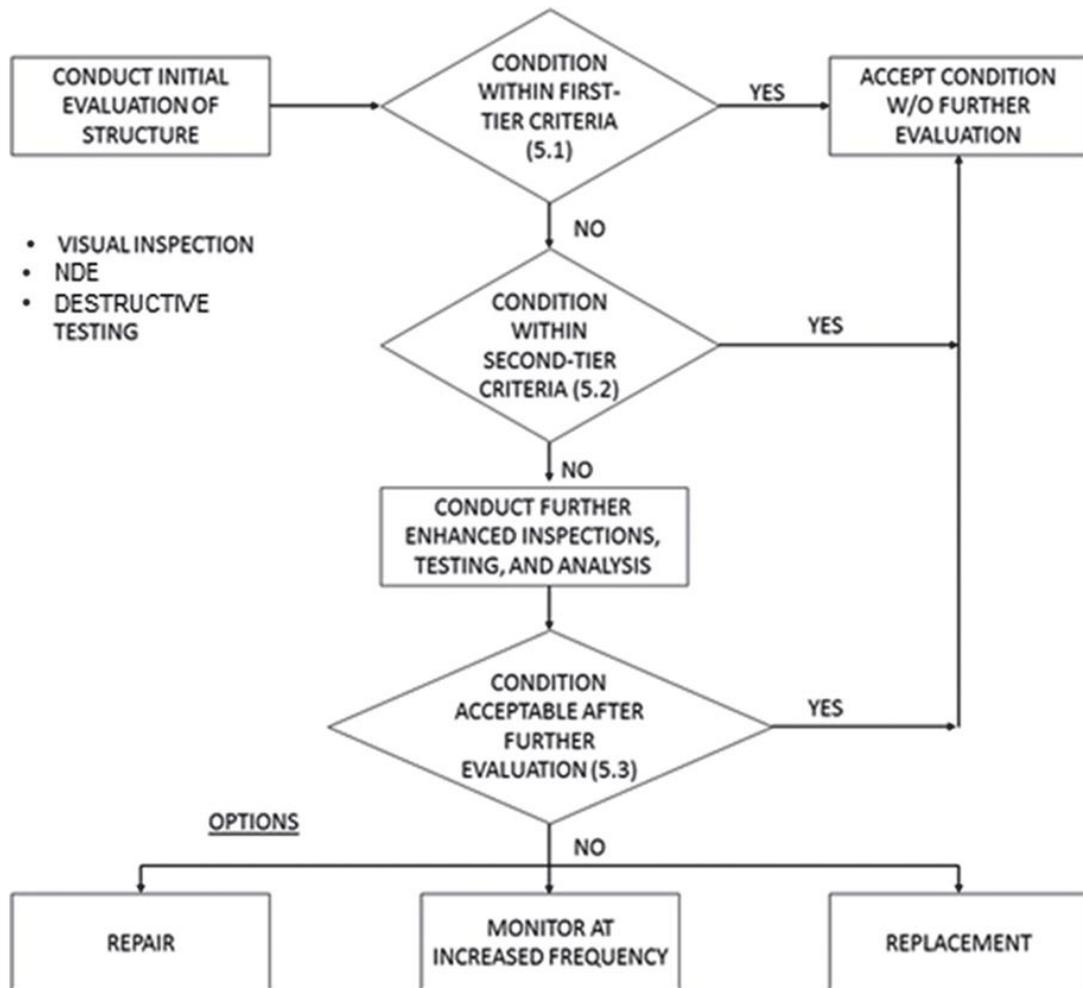


圖 3.3 裂縫評估程序 (ACI349.3R-18)

3. 目視檢查混凝土結構表面，所需的檢查項目可依兩種不同標準與四項類別: A.無襯砌混凝土表面、B.混凝土表面具金屬或塑料、C.嵌入混凝土周圍的區域、以及 D.接頭、塗層與非核能結構組件，分別說明如下:

### 3.1 第一級標準

#### A. 無襯砌混凝土表面

- (a) 沒有浸出和化學侵蝕。
- (b) 沒有磨損、侵蝕、汽蝕。

- (c) 沒有鼓起點。
- (d) 直徑小於 20mm 或等效面積的空洞。
- (e) 縮放深度小於 5mm。
- (f) 剝落深度小於 10mm，任何尺寸都小於 100mm。
- (g) 在鋼筋系統或錨固部件中沒有任何腐蝕跡象。
- (h) 最大寬度小於 0.4mm 的被動裂紋。
- (i) 沒有過度的撓曲，差異沉降或其他可能影響結構性能的變形。
- (j) 沒有鹼骨材反應、化學侵蝕、火災損害或其他主動類型之老化機制。

#### B. 混凝土表面具金屬或塑料

##### (a) 沒有主動洩漏檢測系統

- i. 襯板中沒有凸起或凹陷。
- ii. 沒有腐蝕或其他襯管損壞。
- iii. 襯墊焊縫或基體金屬中不存在裂紋。

##### (b) 配有主動洩漏檢測系統

- i. 在洩漏檢測系統中未觀察到可檢測到的洩漏。
- ii. 沒有任何內襯損壞，如上面所述。
- iii. 其他檢測系統沒有液體滲透指示。

#### C. 嵌入混凝土周圍的區域

- (a) 符合上述的混凝土表面狀態屬性。
- (b) 在嵌入金屬構件的暴露表面上沒有腐蝕或在周圍發生腐蝕染色。

(c) 沒有脫離的嵌入物或鬆動的錨錠。

(d) 管道與其他連接設備沒有老化。

#### D. 接頭、塗層與非核能結構組件

(a) 塗層、接頭或接縫密封材料中沒有脫落跡象，環境退化或水滲漏現象。

(b) 塗層的損失或退化區域在表面積上限制在  $4000\text{mm}^2$  或更小，在結構的總表面上為  $0.01\text{m}^2$ 。

(c) 沒有任何防水膜在混凝土表面。

(d) 非結構組件如期發揮預期功能。

### 3.2 第二級標準

#### A. 無襯砌混凝土表面

(a) 沒有浸出和化學侵蝕。

(b) 沒有磨損、侵蝕、汽蝕。

(c) 沒有鼓起點。

(d) 直徑小於 50mm 或等效面積的空洞。

(e) 縮放深度小於 30mm。

(f) 剝落深度小於 20mm，任何尺寸都小於 200mm。

(g) 在鋼筋系統或錨固部件中沒有任何腐蝕跡象。

(h) 最大寬度小於 1mm 的被動裂紋。

(i) 設計標準內的沉降或變形。

(j) 可見鹼骨材反應之劣化。

#### B. 混凝土表面具金屬或塑料

(a) 沒有主動洩漏檢測系統

- i. 襯板中沒有凸起或凹陷。
- ii. 沒有腐蝕或其他襯管損壞。
- iii. 襯墊焊縫或基體金屬中不存在裂紋。

(b) 配有主動洩漏檢測系統

- i. 在洩漏檢測系統中未檢測到洩漏。
- ii. 沒有任何內襯損壞。
- iii. 其他檢測系統沒有液體滲透指示。

C. 嵌入混凝土周圍的區域

- (a) 符合上述的混凝土表面狀態屬性。
- (b) 在嵌入金屬構件的暴露表面上沒有腐蝕或在周圍發生腐蝕染色。
- (c) 沒有脫離的嵌入物或鬆動的錨錠。
- (d) 管道與其他連接設備沒有老化。

D. 接頭、塗層與非核能結構組件

- (a) 塗層、接頭或接縫密封材料中不存在脫離跡象，環境退化或水滲漏現象。
- (b) 塗層的損失或退化區域在表面積上限制在  $4000\text{mm}^2$  或更小，在結構的總表面上為  $0.01\text{m}^2$ 。
- (c) 沒有任何防水膜在混凝土表面。
- (d) 非結構部件正在發揮其預期的功能。

### 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 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。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、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。
- 二、經由 PEER 報告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。
- 三、本計畫的 PSHA 軟體數值結果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。
- 四、目前手邊的隨機合成 GMPE 有數條不符合規模增函數和距離減函數的限制條件。
- 五、由於我國三座核電廠皆落於近斷層區,近年研究結果顯示,近斷層震波於垂直於斷層錯動方向之震波易產生指向效應 (directivity effect),亦即其震波波形具有明顯的長週期速度脈衝成份,與一般震波明顯不同。因此核電廠於耐震評估時若採用一般設計反應譜計算地震之需求,對於中長週期之結構與設備可能較不保守,因此宜調整反應譜以考量近斷層震波之指向效應,本案針對此議題收集國外資料與作法,具體提出反應譜調整的方法及流程,以適當反應近斷層震波效應。

六、為考量近斷層震波指向效應，本文建議採用 NIST(2011)與 Shahi 與 Baker (2011)所建議之窄頻模型(narrowband model)以調整即有之設計規範反應譜。本文將該法實際應用於我國三座核電廠，並以耐震設計規範反應譜作為調整前之原始反應譜(target spectrum)，以比較調整前後之反應譜差異。研究結果發現，按照 NIST(2011)之推算方法，鄰近核一與核二廠之山腳斷層其所產生之脈衝週期中值約為 3 秒；鄰近核三廠之恆春斷層其脈衝週期中值約為 2 秒。因此，調整後之反應譜於 3 秒或 2 秒附近之中、長週期區會產生明顯的峰值，與原有規範反應譜有明顯的差異。

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」，經由分析與比較結果，所得主要發現與結論敘述如下：

- 一、崩塌土體視為可大變形顆粒集合體較適合真實海底山崩引發的滑移土體與周邊海水進行雙向耦合交互作用時巨觀的應力與變形的特性。
- 二、將海底地形某斜面挖空後，崩塌顆粒集合體置於挖空處之模擬，較符合真實狀況。
- 三、在能量等效原則下，崩塌土體視為可大變形顆粒集合體所引發的海嘯波傳，在抵達第一與第二核電廠岸際處所具有的波高與波速，均遠較將崩塌土體視為剛體或可大變形流變流體所造成的波高與波速為大。
- 四、當崩塌土體體積增大時，第一與第二核電廠岸際處所具有的波高與波速顯著遞增。
- 五、目前研究結果顯示，海底山崩引發的海嘯波傳現象對第一與第

- 二核電廠之海嘯威脅，可堪與海底地震引發的海嘯威脅相擬。
- 六、目前研究採用一組海嘯情境進行海底崩移物之初始加速度敏感度分析。結果顯示，初始加速度之影響有空間上的不同。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。
- 七、本研究分析台灣南部海域之海底山崩潛勢區對於核三廠之影響性，目前分析之三組危害度較大之情境對於廠區之危害度不大。
- 八、研究採用放大崩移物的方式，藉以考慮更大的海嘯溢淹情境。結果顯示，情境 LS3 之崩移物放大至 0.8 個水深時，可達到設計海嘯+6 米之結果。
- 九、兩最新日本規範「防波堤の耐津波設計ガイドライン」及「津波を考慮した胸壁の設計の考え方」在設計海嘯牆時，皆有提到須考慮各載重因子，但沒提出載重係數組合。
- 十、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。
- 十一、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。
- 十二、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。

本計畫第三主題為「核電廠超過設計地震重啟動之地震安全分析技術研究」，經由探討與比較結果，所得主要發現與結論分別敘述如下：

一、核電廠之地震應對規範與準則於結構健康檢測相關規定

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。
2. ANSI/ANS-2.23-2016 (2016)與 EPRI Report 3002005284 (2015) 在內容上之少部分差異處，ANSI/ANS-2.23-2016 (2016)的規定更為嚴格，其表現的形式為增加相關規定或取消 EPRI Report 3002005284 (2015)中規定的但書，使得此規定的適用範圍更廣，兩份文件的所有差異處詳列於表 1-1。
3. 在 JANTI-SANE-G1 和 JANTI-SANE-G2 報告(2012)及 IAEA Safety Report No. 66 (2011)無法找到結構健康檢測(Structural Health Monitoring)的直接資訊與內容。
4. 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。
5. ANSI/ANS-2.2-2016 為一個對核電廠地震量測儀器規範相關要求的美國國家標準文件，由於結構健康診斷仰賴正確的地震量測，因此該文件內提及數次關於結構健康監測相關的字

眼，但因為該文件只是要求地震量測儀器相關規格，例如資料擷取速率、加速規擺放位置等，因此對土木結構主體的結構健康監測與診斷並未著墨。

6. EPRI 3002010448 是一本關於結構健康監測的指針，因為 EPRI 並沒有把該文件列為免費下載，且所費不貲，因此本研究中無法獲得，但由其摘要內容，推測此文件可能與機械構件或材料性質監測較有關係，與土木結構主體的結構健康監測可能較無關係，但用於材料性質監測的技術，亦可以發展成對震後的土木結構主體材料的性質衰減評估，以彌補肉眼巡視的不足，因此未來可以對該規範進行研析，以了解目前核電廠使用結構健康監測與診斷技術的發展。
7. Naus (2009) 是一份給美國能源部的研究報告，裡面含有詳細核電廠所需要的結構健康監測與診斷技術列表與討論，但大部份討論構件和材料性質的結構健康監測與診斷，對震後核電廠土木結構主體的結構健康監測與診斷並未有論述。
8. 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。
9. 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。

## 二、遞迴最小平方法理論以及參數探討之主要發現與結論

1. 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。如欲選擇高階數進行識別，尚須排除贅餘值，以求得較為確切的系統參數。
2. 雜訊對於識別結果影響甚大，欲使識別效果提升，可增加識別階數。且階數越大，收斂時間越快。取樣週期的選擇對於雜訊干擾也具有一定程度的影響，取樣週期較大能將量測到的雜訊略去，類似濾波的功能。因此，若是量測之真實資料，雜訊影響較大，可以考慮將識別之取樣週期增大濾去高頻雜訊。
3. 初始系統參數的設定，僅影響著識別收斂前之值，對於識別結果不會造成太大影響。在不考量雜訊影響下，初始 P 矩陣主對角線元素設定值越大，可提高識別的收斂速度，但考量雜訊則無法提升穩定度或收斂速度，因雜訊影響甚大。
4. 根據本研究計畫多年期的持續整理與研究，對於核能管制單位針對事業單位所提送之結構健康診斷報告，目前已逐步建立平行驗證之審查能力，未來可根據本年度之評估流程，要

求事業單位於提送診斷報告時，應依據上述的流程提供必要之參數設定說明以及各地震事件之原始量測記錄，並邀請第三方公正單位協助進行地震事件診斷結果之平行驗證，以適時掌握各核能電廠各機組圍阻體結構系統之健康履歷。

### 三、RC 結構之裂縫控制

1. 混凝土結構體產生老劣化之主因乃裂縫之存在，當發生超越設計地震後，輕微裂縫的產生雖不至於對核電廠的結構性能造成立即性之危害，但在經歷長時間的作用後，環境中劣化因子可能透過裂縫進入核電廠之混凝土結構體，造成鋼筋腐蝕，混凝土剝落，混凝土碳化等現象，進而影響結構物的承載能力與耐久性，再者，結構之氣密性會因裂縫之發生而降低，故應對核電廠之混凝土結構設施進行適當之老化管理，以評估裂縫對混凝土結構體耐久性之影響。研究透過相關之文獻收集，整理混凝土構件於不同的暴露環境下，如乾燥空氣、濕潤空氣、化學藥品、以及海洋環境等，混凝土所允許之最大裂縫寬度，以及裂縫寬度對混凝土屏蔽效應之影響。
2. 收集整理核電廠經歷超越設計地震後，鋼筋混凝土構件裂縫寬度之相關評估標準，以及 ACI 349-13 Code Requirements for Nuclear Safety-Related Concrete Structures and Commentary 對鋼筋混凝土撓曲構件之極限撓度規定。研究並探討美國混凝土結構設計之規範，經比較 ACI 318-14 的一般建築物與 ACI 349-13 的核能建物相關設計規定後可以發現，兩規範對於設計鋼筋混凝土結構之內容相似，主要差異

在於進行耐震設計時，一般鋼筋混凝土建築物可允許塑鉸的產生，而核能安全相關的建築物在所有的載重組合下只允許發生線彈性反應，並在發生超越設計地震時，核能結構仍須保持足夠的韌性。根據 ACI 224R-01，鋼筋混凝土構件最大允許裂縫寬度之主要控制參數為鋼筋設計應力、混凝土保護層厚度以及鋼筋周圍的混凝土面積。

3. 收集整理核電廠經歷超過設計地震後，重啟動前之結構健康診斷審查要點與接受準則，其中，進行裂縫對結構性能劣化影響評估前，必須先確定核安全相關的混凝土結構優先評估順序，並建立混凝土結構之初步評估流程、以及目視檢查混凝土結構表面之檢查項目。目視檢查混凝土結構表面所需之檢查項目依照兩種不同標準與四項類別：無襯砌混凝土表面、混凝土表面具金屬或塑料、嵌入混凝土周圍的區域、接頭、塗層與非核能結構組件，分別進行項目整理。

#### 肆、參考文獻

##### 「地震危害度高階分析(PSHA SSHAC-3)審查技術研究」

1. Abrahamson, N. A. & Silva, W. J. (1997), Empirical Response Spectral Attenuation Relations for Shallow Crustal Earthquakes, *Seismological Research Letters*, Vol. 68, pp. 94-127.
2. Baker, J. W. (2007), Quantitative Classification of Near-Fault Ground Motions Using Wavelet Analysis, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 97 (5), pp. 1486-1501.
3. Cornell, C. A. (1968), Engineering Seismic Risk Analysis, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 58 (5), pp. 1583-1606.
4. Kalkan, E. S. & Kunnath, S. K. (2006), Effects of Fling Step and Forward Directivity on Seismic Response of Buildings, *Earthquake Spectra*, Vol. 22 (2), pp. 367-390.
5. 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.
6. NIST (2011), *Selecting and Scaling Earthquake Ground Motions for Performing Response-History Analyses*, Report of National Institute of Standards and Technology, NIST GCR 11-917-15.
7. 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.
8. Shahi, S. K. & Baker, J. W. (2011), An Empirically Calibrated

Framework for Including the Effects of Near-Fault Directivity in Probabilistic Seismic Hazard Analysis, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 101(2), pp. 742–755.

9. Shahi, S. K. & Baker, J. W. (2011b), Regression Models for Predicting the Probability of Near-Fault Earthquake Ground Motion Pulses and their Period, in *11th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering*, Zurich, Switzerland, 1–4 August.
10. Shahi, S. K. & Baker, J. W. (2013), *A Probability Framework to Include the Effects of Near-Fault Directivity in Seismic Hazard Assessment*, Report of the John Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, No.180.
11. Shahi S. K. & Baker, J. W. (2014), An Efficient Algorithm to Identify Strong-Velocity Pulses in Multicomponent Ground Motions, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 104 (5), pp. 2456–2466.
12. Thomas, P., Wong, I. & Abrahamson, N. (2010), Verification of Probabilistic Seismic Hazard Analysis Computer Programs, PEER Report 2010/106.
13. 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.
14. Wells, D. L. & Coppersmith, K. J. (1994), New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement, *Bulletin of the*

*Seismological Society of America*, Vol. 84 (4), pp. 974–1002.

15. 內政部營建署 (2011), 「建築物耐震設計規範及解說」, 100.1.19 台內營建字第 0990810250 號令修正。
16. 林欣儀 (2004), 「台灣地震震源尺度分析: 2003 年規模>6.0 地震分析」, 國立中央大學地球物理學系碩士論文, 指導教授: 馬國鳳。
17. 張庭愿 (2006), 「從重複精密水準測量探討恆春半島地區之斷層活動性」, 國立成功大學地球科學系碩士論文, 指導教授: 饒瑞鈞。
18. 蔡家民、黃文正、詹佩臻、盧詩丁 (2014), 「山腳斷層再活動對大台北地區地變、淹水災害及鄰近斷層觸動之探討」, 經濟部中央地質調查所特刊, 第 28 號, 第 105-128 頁。
19. 鄭世楠、王子賓、林祖慰、江嘉豪 (2010), 「台灣地區地震目錄的建置」, 中央氣象局地震技術報告彙編, 第 54 卷, 第 575-605 頁。
20. 經濟部中央地質調查所網站:  
<https://fault.moeacgs.gov.tw/MgFault/Home/pageMap?LFun=1>
21. 盧煉元, 施明祥, 張婉妮 (2003), 「近斷層震波對滑動式隔震結構之影響評估」, 結構工程, 第 18 卷, 第 4 期, 第 23-48 頁。
22. 簡文郁, 張毓文, 邱世彬, 劉勳仁 (2014), 「近斷層設計地震研究」, 國家地震工程研究中心, NCREE-14-005。

「不同海嘯源模擬分析管制驗證模式建立」

1. Aranson, I.S., Tsimring, L.S.: *Granular Patterns*. Oxford University Press, Oxford (2009).
2. ASCE 7-16 (2016), *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*.
3. *COMCOT User Manual* (2007), Cornell University.
4. Cullen, M. (2006) *A Mathematical Theory of Large-Scale Atmospheric/Ocean Flow*. Imperial College Press, London.
5. Dietrich, G., Kalle, K., Krauss, W., Siedler, G. (2004) *Allgemeine Meereskunde: Eine Einfuehrung in die Ozeanographie*. 3<sup>rd</sup> ed., Springer-Verlag, Heidelberg.
6. Dutykh D (LAMA), Poncet R (CMLA), Dias F (CMLA) (2011) The VOLNA code for the numerical modelling of tsunami waves: generation, propagation and inundation. (DOI: 10.1016/j.euromechflu.2011.05.005).
7. Enet, F., Grilli, S. T. (2007) Experimental study of tsunami generation by three-dimensional rigid underwater landslides. *J. Waterw. Port Coastal Ocean Eng*, 133(6), 442–454.
8. Fang, C., Wu, W.: On the weak turbulent motions of an isothermal dry granular dense flow with incompressible grains: part I. Equilibrium turbulence closure models. *Acta Geotech.* 9(5), 725–737 (2014).
9. Fang, C., Wu, W.: On the weak turbulent motions of an isothermal dry granular dense flow with incompressible grains: part II. Complete closure models and numerical simulations. *Acta Geotech.* 9(5),

739–752 (2014).

10. Fang C.: A  $k-\epsilon$  turbulent closure model of an isothermal dry granular dense matter, *Continuum Mechanics and Thermodynamics*, (in press, DOI: 10.1007/s00161-015-0454-1) (2016).
11. Fang C.: On the turbulent boundary layer of a dry granular avalanche down an incline. I. Thermodynamic analysis. *Journal of Theoretical and Applied mechanics* (in press) (2016).
12. Fang C.: On the turbulent boundary layer of a dry granular avalanche down an incline. II. Closure model and numerical simulations. *Journal of Theoretical and Applied mechanics* (in press) (2016).
13. Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation of Tsunamis. NOAA FEMA P646. 2008.
14. Heintz, J. A., & Mahoney, M. (2012). Guidelines for design of structures for vertical evacuation from tsunamis. FEMA.
15. Imamura F, Ahmet Cevdet Yalciner AC, Ozyurt G. TUNAMI MODELLING MANUAL. (2006).
16. Karato, S.I. (2008) Deformation of Earth Materials: An Introduction to the Rheology of Solid Earth. Cambridge University Press, Cambridge.
17. Koshimura, S., Oie, T., Yanagisawa, H. & Imamura, F. (2009), Developing Fragility Functions for Tsunami Damage Estimation Using Numerical Model and Post-Tsunami Data from Banda Aceh, Indonesia, *Coastal Engineering Journal*, Vol. 51(3), pp. 243-273.

18. Jiang, L., LeBlond, P. (1994) Three-dimensional modeling of tsunami generation due to a submarine mudslide. *J. Phys Ocean*, 24, 559–572.
19. Lamb, H. (1985) *Hydrodynamics*. Cambridge University Press, Cambridge.
20. Li, L.L., Switzer, A.D., Wang, Y., Weiss, R., Qiu, Q., Chan, C.-H., Tapponnier, P. (2015) What caused the mysterious 18th century tsunami that struck the southwest Taiwan coast? *J. Geosci. Res. Lett.*
21. Liu, P. L. F., Cho, Y. S., Yoon, S. B. & Seo, S. N. (1995), Numerical Simulations of the 1960 Chilean Tsunami Propagation and Inundation at Hilo, Hawaii, In *Tsunami: Progress in Prediction, Disaster Prevention and Warning* (pp. 99-115), Springer Netherlands.
22. Lo, H. Y., Liu, P. L. F. (2017) On the analytical solutions for water waves generated by a prescribed landslide. *J. Fluid Mech*, 821, 85-116.
23. Mei, C.C. (1983) *The Applied Dynamics of Ocean Surface Waves*. MIT Press. Cambridge.
24. Modeling Tsunami Inundation from a Cascadia Subduction Zone Earthquake for Long Beach and Ocean Shores, Washington. NOAA OAR PMEL-137, 2007.
25. Nielsen, O., Roberts, S., Gray, D., McPherson, A. & Hitchman, A. (2005) Hydrodynamic modelling of coastal inundation, MODSIM 2005 International Congress on Modelling and Simulation, Modelling and Simulation Society of Australia & New Zealand, 518-523
26. Okada, Y. (1985), Surface Deformation due to Shear and Tensile

- Faults in a Half-Space, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 75(4), pp. 1135-1154.
27. Pöschel, T., Brilliantov, N.V.: Granular gas dynamics. In: Lecture Notes in Physics, vol. 624. Springer, New York (2013).
  28. Pudasaini S., Hutter K., 2007, *Avalanche Dynamics* , Springer Verlag, Berlin Heidelberg
  29. Rao, K.K., Nott, P.R.: Introduction to Granular Flows. Cambridge University Press, London (2008).
  30. Rzedkiewicz, S. A., Mariotti, C., Heinrich, P. (1997) Numerical simulation of submarine landslides and their hydraulic effects. *J. Waterway Port Coast Ocean Eng*, 123, 149–157.
  31. Satake, K., Smith, J. R., Shinozaki, K. (2002). Three-dimensional reconstruction and tsunami model of the Nuuanu and Wailau giant landslides, Hawaii. *Geophysical Monograph-American Geophysical Union*, 128, 333-346.
  32. Satoh, M. (2004) *Atmospheric Circulation Dynamics and General Circulation Models*. Springer-Verlag, Heidelberg.
  33. Todorovska, M. I., Hayir, A., Trifunac, M. D. (2003). Near-field amplitudes of tsunami from submarine slumps and slides. In *Submarine Landslides and Tsunamis* (pp. 59-68). Springer, Dordrecht.
  34. Tsunami Evaluation Subcommittee, Nuclear Civil Engineering Committee, Japan Society of Civil Engineers (2002), *Tsunami Assessment Method for Nuclear Power Plants in Japan*, Japan Society

of Civil Engineers.

35. Wang, X. & Liu, P. L. F. (2007), Numerical Simulations of the 2004 Indian Ocean Tsunamis - Coastal Effects, *Journal of Earthquake and Tsunami*, Vol. 1(03), pp. 273-297.
36. Watts, P (1997) Water waves generated by underwater landslides , PhD thesis, California Inst. of Technol., Pasadena, CA.
37. Watts, P. (1998) Wavemaker curves for tsunamis generated by underwater landslides. *J. Waterway Port Coast Ocean Eng*, ASCE, 124, 3, 127–137.
38. Watts, P. and Grilli, S. T. (2003) Underwater landslide shape, motion, deformation, and tsunami generation. *Proc. of the 13th Offshore and Polar Engrg. Conf., ISOPE, Honolulu, Hawaii*, 3, 364–371.
39. Watts, P., Grilli, S. T., Kirby, J. T., Fryer, G. J., Tappin, D. R. (2003) Landslide tsunami case studies using a Boussinesq Model and a fully nonlinear tsunami generation model. *J. Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 3, 391–402.
40. 日本福島第一、福島第二原子力発電所津波対策。
41. 吳佳瑜 (2008), 「台灣南部海域海底崩移之分佈與特徵」, 國立台灣大學海洋研究所碩士論文, 1-84。
42. 網址 : <http://tsunami.ihs.ncu.edu.tw/tsunami/history.htm>. 訪問時間 : 2015/10/25.
43. 網址 : <http://nctr.pmel.noaa.gov/time/background/models.html>. 訪問

時間：2015/10/25.

44. 網址：<https://www.mikepoweredbydhi.com/products/mike-21>。訪問

時間：2015/10/25

45. 防波堤の耐津波設計ガイドライン 国土交通省 港湾局 (2015年12月修訂)

46. 津波を考慮した胸壁の設計の考え方 国土交通省 港湾局 海岸・防災課 (2015年11月)

「核電廠超過設計地震重啟動之地震安全分析技術研究」

1. ACI349-13 Code Requirements for Nuclear Safety-Related Concrete Structures and Commentary
2. ACI349.3R-18: Report on Evaluation and Repair of Existing Nuclear Safety-Related Concrete Structures
3. ACI318-14 Building Code Requirements for Structural Concrete
4. ACI224R-01 Control of Cracking in Concrete Structures
5. American National Standards Institute (ANSI), ANSI/ANS-2.23-2016, “Nuclear Power Plant Response to an Earthquake,” *An American National Standard*, American Nuclear Society, IL, USA, 2016.
6. American National Standards Institute (ANSI), ANSI/ANS-2.2-2016, *Earthquake Instrumentation Criteria for Nuclear Power Plant*, American Nuclear Society, IL, USA, 2016.
7. Campbell, K.W., Bozorgnia, Y., “Cumulative Absolute Velocity (CAV) and Seismic Intensity Based on the PEER-NGA Database,”

*Earthquake Spectra*, Vol. 28, 457-485, 2012.

8. Chow, T., Wu, Y.C. and Gau, Y.C., “Seismic Safety under Scrutiny in Taiwan,” *Nuclear Engineering International*, May 29, 2009.
9. Electric Power Research Institute (EPRI), A Criterion for Determining Exceedance of the Operating Basis Earthquake, Report NP-5930, Palo Alto, CA., 1988.
10. Electric Power Research Institute (EPRI), Guidelines for Nuclear Plant Response to an Earthquake, Report NP-6695, Palo Alto, CA, 1989.
11. Electric Power Research Institute (EPRI), *Standardization of the Cumulative Absolute Velocity*, Report TR-100082, Palo Alto, CA., 1991.
12. Electric Power Research Institute (EPRI), “Guidelines for Nuclear Plant Response to an Earthquake,” *Report NP-6695*, Palo Alto, CA, 1989.
13. Electric Power Research Institute (EPRI), *Guidelines for Nuclear Plant Response to an Earthquake*, Report 3002000720, Palo Alto, CA, October, 2013.
14. Electric Power Research Institute (EPRI), Guidelines for Nuclear Power Plant Response to an Earthquake, Report 3002005284, Palo Alto, CA, October, 2015.
15. Electric Power Research Institute (EPRI), EPRI 3002010448, State of Structural Health Monitoring Technologies for Nuclear Applications, Dec. 22, 2017.

16. Grant, F.F., Tang, Y., Hardy, G.S. and 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, 109-121, 2017.
17. International Atomic Energy Agency (IAEA), “Earthquake Preparedness and Response for Nuclear Power Plants,” *Safety Reports Series No.66*, Vienna, 2011.
18. International Atomic Energy Agency (IAEA), IAEA International Fact Finding Expert Mission of the Fukushima Dai-ichi NPP Accident Following the Great East Japan Earthquake and Tsunami, Mission Report, Vienna, Austria, 2011.
19. International Conference of Building Officials, “Uniform Building Code”, 1973.
20. Japan Nuclear Technology Institute (JANTI), “Post-Earthquake Equipment Integrity Assessment Guideline [Inspection Method: Pipes, Foundation Bolts],” 2012-1.
21. Japan Nuclear Technology Institute (JANTI), “Post-Earthquake Equipment Integrity Assessment Guideline [Pre-Earthquake Plan and Post-Earthquake Inspections and Assessments],” 2012-2.
22. Japan Atomic Power Company (JAPC), Analysis of Earthquake Records and Surveying of Tsunami at Tokai Dai-ni Nuclear Power Station Caused by the 2011 Tohoku Earthquake (Abstract), Tokyo, Japan (in Japanese), 2011.
23. JNES, Evaluation on Seismic Safety of Kashiwazaki-Kariwa NPP

against the 2007 Niigata-Chuetsu-Oki earthquake 簡報， 2008。

24. Lee, C.M., Lee, K.J., and Cho C.H. (2008) “Spalling Effect on Gamma-ray Shielding Performance in MACSTOR-400 (Korean CANDU spent fuel storage module), *Prog. Nucl. Energy*, doi:10.1016/j.pnucene.2008.02.007.
25. Lee, C.M., Lee, Y.H., and Lee, K.J. (2007) “Cracking Effect on Gamma-ray Shielding Performance in Concrete Structures”, *Progress in Nuclear Energy*, 49, 303-312.
26. Naus, D. J., Oland, C. B., Ellingwood, B. R., Hookham, C. J., & Graves Iii, H. L. (1999). Summary and conclusions of a program addressing aging of nuclear power plant concrete structures. *Nuclear engineering and design*, 194(1), 73-96.
27. Naus, D. J. (2007). Primer on durability of nuclear power plant reinforced concrete structures-A review of pertinent factors (No. ORNL/TM--2006/529). Oak Ridge National Laboratory (United States). Funding organisation: ORNL work for others (United States).
28. Naus, D.J., Inspection of nuclear power plant structures - overview of methods and related applications, ORNL/TM-2007/191, May 2009.
29. Tokyo Electric Power Company (TEPCO), Earthquake Records at the Fukushima Dai-ichi and Dai-ni Power Stations (Interim), Tokyo, Japan (in Japanese), 2011.
30. Tohoku Electric Power Corporation (Tohoku-EPCO), Analysis of Earthquake Records and Surveying of Tsunami at Onagawa Nuclear Power Station Caused by the 2011 Tohoku Earthquake (Abstract),

Sendai, Japan (in Japanese), 2011.

31. USNRC, Pre-earthquake Planning and Immediate Nuclear Power Plant Operator Post-earthquake Actions, Office of Nuclear Regulatory Research, Regulatory Guide RG 1.166, 1997.
32. Yokota, Y., Koketsu, K., Fujii, Y., Satake, K., Sakai, S., Shinohara, M., and Kanazawa, T., “Joint Inversion of Strong Motion, Teleseismic, Geodetic, and Tsunami Data Sets for the Rupture Process of the 2011 Tohoku Earthquake,” *Geophysical Research Letters*, 38, L00G21, doi:10.1029/2011GL050098, 2011.
33. Nuclear Regulatory Commission. Standard review plan for the review of safety analysis reports for nuclear power plants (No. NUREG--0800). Nuclear Regulatory Commission ,1984.
34. USNRC, “Seismic System Analysis, Rev.3”, NRC Standard Review Plan 3.7.2 ,2007.
35. USNRC, “Seismic Design Classification”, Regulatory Guides 1.29, Rev. 4 ,2007.
36. USNRC, NUREG-1801, Generic Aging Lessons Learned (GALL).
37. ASCE, “Standard for Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures,” ASCE 4-86 ,1986.
38. ASCE, “Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary,” ASCE 4-98 ,1998.
39. SHAKE Manual, “A Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analysis of Horizontal Layered Soil

Deposits”, I. M IDRIS JOSEPH I. SUN, August 1992.

40. “Sesismic Analysis of Structure and Equipment for Nuclear Power Plants”, Bechtel Power Corporation San Francisco, California, November 1974.
41. Veletsos, A.S. and Y.T. Wei, ”Lateral and Rocking Vibration of Footings”, Report No. 8, C.E. Dept., Rice University, Houston, Texas, U.S.A, 1971.
42. William K., Xi Y., Naus D., A review of the effects of radiation on microstructure and properties of concretes used in nuclear power plants 2013 Issue NUREG/CR-7171 ORNL/TM-2013/263 US Nuclear Regulatory Commission, Oak Ridge National Laboratory.
43. 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)】，泰興工程顧問股份有限公司，2013。
44. 陳正興，「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，2004。
45. 侯志剛，林自勤，黃金城，吳元傑，陳昱志，「核能電廠耐震一級結構之地震分析法規初探」，核能研究所，2012。
46. 核二廠一、二號機第三次十年整體安全評估審查報告，政院原子能委員會核能管制處，2012。
47. 核三廠一、二號機第三次十年整體安全評估審查報告，政院原子能委員會核能管制處，2012。
48. 孫昌政，104 年技術報告，「以 SAP2000 程式建立核一廠聯合廠

- 房三維結構模型及樓板反應譜驗證」，行政院原子能委員會核能安全管制研究中心試運組技術報告，2015。
49. 孫昌政，105 年技術報告，「以 SAP2000 程式建立核一廠聯合廠房三維結構模型及樓板反應譜計算」，行政院原子能委員會核能安全管制研究中心試運組技術報告，2016。
50. 廖克弘，行政院原子能委員會委託研究計畫研究期末報告，「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)」，2013。
51. 廖克弘，「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，2016。
52. 東京電力株式会社，柏崎刈羽原子力発電所 7 号機タービン建屋の地震応答解析における不適合について  
(<http://www.tepco.co.jp/nu/material/files/k09041401.pdf>), 2009.
53. 東京電力株式会社，新潟県中越沖地震後の設備健全性  
(<http://www.tepco.co.jp/nu/material/files/k08062701.pdf>), 2008.
54. 東京電力株式会社，新潟県中越沖地震に対する東京電力株式会社柏崎刈羽 原子力発電所 7 号機の建物・構築物の健全性評価に係る報告書  
([http://www.pref.niigata.lg.jp/HTML\\_Article/081112\\_9-4-1\\_sankou.pdf](http://www.pref.niigata.lg.jp/HTML_Article/081112_9-4-1_sankou.pdf)), 2008.
55. 東京電力株式会社，柏崎刈羽原子力発電所 7 号機新潟県中越沖

地震後の設備健全性に係る点検・評価計画書(建物・構築物編)  
([http://www.pref.niigata.lg.jp/HTML\\_Article/9\\_setubi1.pdf](http://www.pref.niigata.lg.jp/HTML_Article/9_setubi1.pdf)), 2008.

56. 東京電力株式会社，柏崎刈羽原子力発電所7号機フロント全体の健全性確認の状況

([http://www.gengikyo.jp/Zentai/Jishin/KK7/kk7\\_flow100106.pdf](http://www.gengikyo.jp/Zentai/Jishin/KK7/kk7_flow100106.pdf)),

2010 一月六日.

57. 東京電力株式会社，柏崎刈羽原子力発電所5号機及ひその他の号機の設備健全性及び耐震安全性に係る確認状況について

([http://www.tiikinokai.jp/file/meeting/pdf/87date\\_06.pdf](http://www.tiikinokai.jp/file/meeting/pdf/87date_06.pdf)), 2010.

58. 東京電力株式会社，「新潟県原子力発電所の安全管理に関する技術委員会」における福島第一原発事故検証の状況について

([https://www.city.nagaoka.niigata.jp/shisei/cate01/nuclear-safety/file/kaigi\\_20170120-03.pdf](https://www.city.nagaoka.niigata.jp/shisei/cate01/nuclear-safety/file/kaigi_20170120-03.pdf)), 2017.