

國家原子能科技研究院

委託研究計畫研究報告

**112 年核電廠結構/設備受潛在地震
之安全影響及因應管制技術研究**
**Safety Impact and Regulatory Technology Research
for NPP Structures/Components under Potential
Earthquakes (2023)**

計畫編號：112B012

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

共同主持人：朱世禹、侯琮欽、王雲哲、鍾興陽

研究期程：中華民國 112 年 5 月至 112 年 12 月

研究經費：新臺幣 258.7 萬元

國原院聯絡人員：徐康耀

報告日期：112 年 12 月 7 日

112 年核電廠結構/設備受潛在地震 之安全影響及因應管制技術研究

既有 SSHAC 計畫更新程序之研究(NUREG-2213)

核電廠新一代地動反應分析管制技術研究(IV)

核電廠新一代土壤-結構互制分析管制技術研究(IV)

核電廠結構/設備耐震分析管制技術研究(IV)

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

共同主持人：朱世禹、侯琮欽、王雲哲、鍾興陽

研究期程：中華民國 112 年 5 月至 112 年 12 月

研究經費：新臺幣 258.7 萬元

國家原子能科技研究院 委託研究

中華民國 112 年 12 月

(本報告內容純係作者個人之觀點，不應引申為本機關之意見)

目 錄

中文摘要	1
Abstract.....	4
英文簡寫說明	7
壹、計畫緣起與目的	10
貳、研究方法與過程	12
一、既有 SSHAC 計畫更新程序之研究	12
二、核電廠新一代地動反應分析管制技術研究	81
三、核電廠新一代土壤-結構互制分析管制技術研究	126
四、核電廠結構/設備耐震分析管制技術研究	156
參、主要發現與結論	196
肆、參考文獻	206
伍、四年全程計畫總結	213

中文摘要

由於地殼構造的複雜性，以及震源特徵和地動特徵可用資料的限制，致使地震風險評估計畫重度採信專家判斷。美國核能管制委員會(NRC)、美國能源部(DOE)和電力研究所(EPRI)資助計畫，發展 4 個等級的 SSHAC 程序，建議如何採納專家評估。SSHAC 計畫應用當下的可用資訊，之後可能發生新資訊，例如顯著影響風險的新資料、多數技術社群建議的新技術模型、或分析和演繹資料的新方法等，既有的風險計畫面臨更新需求。NUREG-2213 針對既有 SSHAC 計畫的更新決策，提出一個修訂後比較嚴格的架構。本計畫將審視 NUREG-2213 的內容，尤其著重既有 SSHAC 計畫的更新步驟和方案。

同時統整近年 PWR 電廠場址井下及一號機與二號機圍阻體新結構識別系統實際地震事件資料，進行不同震度與震源機制之場址地盤反應分析，並整合繪製場址大尺度地盤反應振動影像，以評估場址受地震作用時之真實地盤反應與圍阻體振動之樣態。透過不同的基礎模型假設條件進行圍阻體結構健康監測資料的系統識別，以釐清其振動樣態並建立健康履歷，進一步基於廠址基礎設計反應譜(FIRS)，執行圍阻體振動反應預估研究，針對實際地震事件資料進行傅氏震幅頻譜高頻衰減參數 κ_0 的迴歸分析，並與地震危害度篩選評估所提出之 κ_2 進行討論研究。

本計畫再針對核電廠結構/設備受潛在地震之安全影響及因應管制技術進行精進，包含考慮核電廠結構受到三種級別之地震力影響、土壤-結構互制效應之線性及非線性時域分析。本計畫採用 PWR 電廠近期新獲得之新土層資料進行地震地表反摺積處理，在

ABAQUS 分析時輸入 OBE、SSE 或 RLE 之反摺積結果，以模態疊加法與隱式動力兩種方式進行線性、非線性分析，進一步討論結構物於不同高程位置及土壤性質差異等因素，對於土壤-結構互制效應 (SSI)結果之影響。本計畫將土壤-結構互制效應之線性、非線性時域分析結果與往年 SASSI 之頻域分析結果比較，並探討三種方法對於土壤-結構互制效應之差異及準確性。

在 2011 年 3 月 11 日本福島核電廠事故後，為了增強核電廠抵抗災害的能力，美國電力研究院(EPRI)出版了加速耐震評估程序 (ESEP)的報告 EPRI 3002000704 (2013)以協助核能管制單位與核電廠業主在短時間完成核電廠重要結構、系統與設備(SSC)的耐震評估，此外，美國核能研究所(Nuclear Energy Institute)亦出版了多樣式應變策略施行準則(NEI 12-06, FLEX Guide)，其中的 Appendix H 依據地震強度大小，提供五種路徑(Path)來進行不同超越設計基礎外部事件(BDBEE)的災害侵襲下的減災策略評估分析，本計畫除了將繼續進行 NEI 12-06 FLEX 準則中 Appendix H 裡有關採用路徑 5 (Path 5)的核電廠重要 SSC 耐震評估案例的蒐集與研析之外，並將彙整前三年有關核電廠進行 ESEP 時採用 CDFM 法計算有關安全停機路徑之關鍵結構/設備(SSC)的 HCLPF 值之耐震度案例，以及核電廠進行 FLEX 策略時採用 Appendix H 路徑 5 之減災策略 SSC 之 $C_{10\%}$ 值計算案例，在檢視 CDFM 法計算 HCLPF 值與 Appendix H 路徑 5 計算 $C_{10\%}$ 值之重要技術內涵後，提出最新關鍵管制建議。

關鍵字：SSHAC 程序、風險計畫、專家評估、更新方案、地盤反應分析、場址大尺度地盤位移反應、廠址基礎設計反應譜、 κ_0 、

kappa2 調修、土壤-結構互制、反摺積、時域分析、有限元圍阻體模型、核能發電廠、多樣式應變策略、保守定性量式損壞餘裕法、高信心與低損壞機率

Abstract

The complexity of tectonic environments and the limited data available for seismic source and ground motion characterization make the significant use of expert judgment in seismic hazard assessment studies. The U.S. NRC, the U.S. DOE, and the EPRI sponsored a study to develop a SSHAC process of four levels for how studies incorporate the use of expert assessments. A SSHAC study is based on the information available when the study was conducted. With the passage of time, new information can arise, such as new hazard-significant data, new models proposed by the larger technical community, or new methods for analyzing or interpreting data. The need to update an existing hazard study could be triggered. NUREG-2213 describes a revised and more rigorous framework for decision-making regarding the updating of existing SSHAC studies. This project will investigate the contents in NUREG-2213, especially regarding the updating procedures and options of existing SSHAC studies.

The research outcome of previous study of this project have assisted with the Nuclear Safety Commission to complete the screening and review of seismic hazards in nuclear power plants. This year's target continues the original long-term goal of the plan by considering a few earthquake events of Units 1 and 2 of the PWR plant measured by the upgraded identification system, and the down-hole measurement system to predict the responses of the containment buildings based on the Foundation Input Response Spectrum. The 3D large-scale site ground vibration images of real earthquake events are constructed to demonstrate the visual model of the PWR plant. The dominant vibration modal frequencies are identified based on different foundation models.

The high-frequency decay parameters of real measured earthquake events are evaluated to find the K_{p0} of the PWR site and the methodology to adjust the high-frequency content, called the k_{p2} adjustment, is evaluated in this study.

This report focuses on examining the safety implications and refining regulatory technology for nuclear power plant structures and equipment in the event of potential earthquakes. It encompasses the consideration of three levels of seismic forces on nuclear power plant structures and the linear and nonlinear time-domain analysis of soil-structure interaction effects. The study utilizes recently acquired new soil layer data for seismic deconvolution processing in ABAQUS, involving the input of deconvolution results for Operating Basis Earthquake (OBE), Safe Shutdown Earthquake (SSE), and Rare Locally Exceeding Earthquake (RLE). Both modal superposition and implicit dynamic methods are employed for linear and nonlinear analyses, examining the impact of structural positioning at various elevations and differences in soil properties on soil-structure interaction (SSI) outcomes. Additionally, this project compares the results of time-domain SSI analysis with past frequency-domain SASSI analysis, investigating the discrepancies and accuracy between these approaches.

After the Fukushima Daiichi Nuclear Power Plant accident on March 11, 2011, in order to enhance the ability of nuclear power plants to resist disasters, the Electric Power Research Institute (EPRI) published the Expedited Seismic Evaluation Process (ESEP) report EPRI 3002000704 (2013) to assist nuclear energy regulators and nuclear power plant owners to complete the seismic assessment of important structures, systems and components (SSC) of nuclear power plants in a short time. In addition, the US Nuclear Energy Institute (NEI) also

published the NEI 12-06 Diverse and Flexible Coping Strategies Implementation Guide which is also referred to as FLEX Implementation Guide, in which Appendix H provides five paths to perform Mitigating Strategies Assessment (MSA) for the different beyond design basis external events (BDBEE) according to the magnitude of the earthquake intensity. In addition to continuing to conduct the research and collection of the important SSC seismic resistance assessment cases of nuclear power plants adopting the Path 5 in Appendix H of the NEI 12-06 FLEX Guide, this project will compile all the case studies in the past three years of computing HCLPF values using CDFM method for the key structures/equipment in the safe shutdown path when the nuclear power plant performing ESEP, and compile the case studies of computing the $C_{10\%}$ acceleration value of relevant structures/equipment when the nuclear power plant adopts the Appendix H path 5 mitigating strategies assessment in the FLEX Guide. After compiling the important technical contents from the HCLPF computation cases using the CDFM method and the $C_{10\%}$ computation cases suggested in Appendix H path 5, this project will propose the latest key regulation suggestions.

Key words: SSHAC Process, Hazard Study, Expert Evaluation, Updating Options, Foundation Input Response Spectrum, Large-Scale Site Displacement Response, Kappa0, Kappa2 Adjustment, Soil-Structure Interaction, Deconvolution, Time-Domain Analysis, FEM Containment Model, Nuclear Power Plant, FLEX, Conservative Deterministic Failure Margin Method, High-Confidence Low-Probability Failure

英文簡寫說明

AFE	Annual Frequency of Exceedance
ASCE	The American Society of Civil Engineers
BDBEE	Beyond Design Basis External Event
BE	Best Estimated
CBR	Center, Body, Range
CDF	Cumulative Distribution Function
CDFM	Conservative Deterministic Failure Margin
CDP	Concrete Damaged Plastic
CEUS	Central and Eastern United States
COV	Coefficient of Variation
DHA	Down-Hole A
DHB	Down-Hole B
DOE	Department of Energy
DRS	Design Response Spectrum
EE	Evaluator Expert
EERA	Equivalent-linear Earthquake site Response Analysis
EPRI	Electric Power Research Institute
FLEX	Diverse and Flexible Coping Strategies
FIRS	Foundation Input Response Spectrum
ERA	Eigensystem Realization Algorithm
FRF	Frequency Response Function
GMC	Ground Motion Characterization
GMRS	Ground Motion Response Spectrum
HA	Hazard Analyst
HCLPF	High-Confidence Low-Probability of Failure
HID	Hazard Input Document
ISRS	In-Structure Rresponse Spectrum

ITC	Informed Technical Community
LB	Lower Bound
NEI	Nuclear Energy Institute
NEP	Non-Exceedance Probability
NTTF	Near-Term Task Force
OBE	Operating Basis Earthquake
OKID	Observer/Kalman filter IDentification
PE	Proponent Expert
PGA	Peak Ground Acceleration
PM	Project Manager
PPRP	Participatory Peer Review Panel
POC	Point Of Contact
PSHA	Probabilistic Seismic Hazard Analysis
PTI	Project Technical Integrator
PVHA	Probabilistic Avolcanic Hazard Analysis
PWR	Pressurized Water Reactor
QA	Quality Assurance
RE	Resource Expert
RE	Reference Earthquake
RLE	Review Level Earthquake
RLS	Recursive Least Square
RRS	Required Response Spectrum
SEI	Structural Engineering Institute
SOV	Separation Of Variables
SRC	Site-Response Characterization
SRSS	Square Root of Sum of Squares
SSC	Seismic Source Characterization
SSC	Structures, Systems and Components

SSE	Safe Shutdown Earthquake
SSHAC	Senior Seismic Hazard Analysis Committee
SSI	Soil-Structure Interaction
TDI	Technically Defensible Integrations
TFI	Technical Facilitator/Integration
TI	Technical Integrator
TRS	Test Response Spectrum
UB	Upper Bound
UHS	Uniform Hazard Response Spectrum
USACE	United States Army Corps of Engineers
USNRC	United States Nuclear Regulatory Commission
USGS	United States Geological Survey

壹、計畫緣起與目的

地殼構造很複雜，加上震源和地動特徵的相關資料不足，在地震危害評估時，器重專家判斷不可避免。1980 年代在美國中部和東部執行兩個指標機率式地震危害度分析(Probabilistic Seismic Hazard Analysis, PSHA)，遇到特殊的震源和地動特徵時，依賴專家個人或團隊的評估，個人專家的評估結果出現重大的歧異。1990 年代中期，美國核能管制署(U.S. Nuclear Regulatory Commission, USNRC)、能源部(Department of Energy, DOE)和電力研究所(Electric Power Research Institute, EPRI)共同贊助一項計畫研究未來如何採納專家評估的建議事宜。資深地震危害度分析委員會(Senior Seismic Hazard Analysis Committee, SSHAC)發展一套四個等級的結構化評估程序，稱為 SSHAC 程序。USNRC 於 1997 年提出 SSHAC 導則 NUREG/CR-6372 (USNRC, 1997)，定義由 1 至 4 的四個等級，其複雜性和花費逐一增加。從此以後，許多自然風險計畫採用這個 SSHAC 初始導則執行專家評估的相關事宜。

在此 SSHAC 初始導則實務運作多次後，USNRC 頒佈 NUREG-2117 (USNRC, 2012)，此文件納入執行 SSHAC 初始導則的經驗教訓，且特別專注於 SSHAC-3 計畫的執行導則。無論核能設施與否，世界許多地方已紛紛採用 NUREG-2117 導則。

自 1997 年來，很多計畫成功應用 SSHAC 導則，對這些計畫進行系統性的審查，其中包括許多已參與 SSHAC 計畫的地震風險專家之洞見，遂產生 NUREG-2213 (USNRC, 2018)。除了美國之外，SSHAC 導則的經驗學習來自於加拿大、瑞士、南非、西班牙和日本的 SSHAC 計畫，故 NUREG-2213 (USNRC, 2018)不限適用於美國本

土，也不限應用於地震風險，更可推廣應用於非核能的緊要設施。

本計畫之目的為詳細研析 NUREG-2213 (USNRC, 2018)的內容，了解 SSHAC 計畫更新的前提和程序等相關內涵。

對於處在板塊交界及太平洋火山地震帶的台灣來說，地震對核電廠的影響一直是需要不斷追蹤與討論的議題。為此，本研究之擬建立 PWR 電廠圍阻體的歷年健康履歷，因圍阻體可能存在土壤-結構互制效應，而可能會導致進行頻率識別時產生誤判，所識別出較低頻率的特性，必須進行詳細觀察與研究，將此效應之影響進行討論。本研究透過整合真實地震事件時，兩處井下量測資料與兩座圍阻體結構上的健康監測紀錄進行分析，繪製場址大尺度地盤反應與兩座圍阻體的振動反應影像進行觀察剖析，探討 PWR 電廠廠址整體的運動行為。

前期研究對於地盤反應分析多使用等值線性(EQL)進行數值模擬，但亦有研究指出 EQL 分析方法將在超越 SSE 等級地震時，對應大應變產生不合實際且振幅過低的高頻運動，因而有研究學者提出 κ_2 調修法則，針對此情形進行地盤傅氏譜的修正，對此，本研究亦將針對傅氏震幅頻譜高頻衰減參數 κ_0 及 κ_2 進行一系列的分析，並將 PWR 電廠之量測資料進行迴歸，探討中小度地震時 κ_0 的迴歸特性以及其適用性。

台灣位於環太平洋火山地震帶，地質活動發生頻繁，歷史上重大災害性地震，如 1999 年 921 集集地震和 2016 年美濃地震，都在建物、安全與財務上造成嚴重損失。若於核電廠發生災害，則後果難以想像，歷史上重大的核能事故，如 1986 年車諾比事故和 2011 年日本福島核災，強烈影響地球環境，並耗費大量資源與時間進行

後續搜救與重建，因此對核電廠之耐震設計皆須嚴陣以待。

核電廠廠房之結構耐震設計核能安全，為保證不同廠房結構之耐震能力，對於其功能性及重要性而有不同等級之分類。核電廠為耐震一級結構物，依據美國核能管制委員會(US Nuclear Regulatory Commission, USNRC)所制訂之核能規章規定，在安全停機地震(Safety Shutdown Earthquake, SSE)發生時，與核能安全相關之廠房結構，仍需維持正常功能，並確保電廠設備能執行安全停機，穩定維持在停機狀態，以防止輻射外洩保障民眾安全。

自 1990 年代以來，SASSI 被廣泛使用於解決 SSI 頻域問題，美國核能管制委員會(USNRC)亦認可 SASSI 之分析結果，但僅限於線性分析(Kabanda, Kwon and Kwon, 2015)。而美國土木工程師學會(ASCE)認為在進行高危建築設施之設計基準地震分析時，應考慮非線性因素，包括國家核電站和非電力核能設施(Coleman, Jeremic and Whittaker, 2013)。然而，非線性 SSI 分析只能在時域內進行，故本計畫將使用有限元素分析軟體 ABAQUS，建立 PWR 電廠圍阻體及其下土壤結構模型，並且考慮土壤性質之上下限，輸入 OBE、SSE 及 RLE 不同程度之地震地表反摺積歷時，針對 PWR 電廠圍阻體結構進行土壤-結構互制效應之分析。

在 2011 年 3 月 11 日本福島核電廠事故後，美國核能管制委員會(USNRC)成立短期任務小組(Near-Term Task Force, NTTF)，並提出強化核電廠的多項建議措施，以增強核電廠抵抗災害的能力，因此，美國電力研究院(Electric Power Research Institute, EPRI)出版了加速耐震評估程序(Expedited Seismic Evaluation Process, ESEP)的報告 EPRI 3002000704 (2013)以協助核能管制單位與核電廠業主在短

時間完成核電廠重要結構、系統與設備(SSC)的耐震評估，圖 A-1 為加速耐震評估程序(ESEP)之示意圖，圖 A-2 為加速耐震評估程序(ESEP)區分四種情境(Scenario)之流程圖。此外，美國核能研究所(Nuclear Energy Institute)亦出版了多樣式應變策略施行準則(NEI 12-06, Diverse and Flexible Coping Strategies Implementation Guide, FLEX)，其中的 Appendix H 依據地震強度大小，分成 5 種路徑(Path)，進行不同超越設計基礎外部事件(BDBEE)的災害侵襲下的減災策略評估分析，圖 A-3 顯示 Appendix H 依據地表震動反應譜(GMRS)的大小，區分成 5 條路徑，每條路徑採用不同的減災策略評估(MSA)，而此 5 條路徑中，以 $GMRS > 2$ 倍 SSE 時所採用之路徑 5 (Path 5)最值得我們注意，圖 A-4 為路徑 5 的詳細分析流程。

核電廠在進行加速耐震評估程序(ESEP)時，由圖 A-1 和圖 A-2 可知快速地以「保守確定失效餘裕」(Conservative Deterministic Failure Margin, CDFM)法來計算構件/設備(SSC)的「高信心低失效機率」(High Confidence Low Probability Failure, HCLPF) 值，為執行 ESEP 的關鍵計算步驟；而核電廠執行 NEI 12-06 FLEX 準則 Appendix H 之路徑 5 的減災策略評估分析時，由圖 A-4 可知計算所有減災策略(MS)之 SSC 的 C10%值，亦為進行 FLEX 策略的關鍵計算步驟，因此本計畫除了將繼續進行 NEI 12-06 FLEX 準則中 Appendix H 裡有關採用路徑 5 (Path 5)的核電廠重要 SSC 耐震評估案例的蒐集與研析之外，並將彙整前三年有關核電廠進行 ESEP 時採用 CDFM 法計算有關安全停機路徑之關鍵結構/設備(SSC)的 HCLPF 值之耐震度案例，以及核電廠進行 FLEX 策略時採用 Appendix H 路徑 5 之減災策略 SSC 之 C10%值計算案例，在檢視 CDFM 法計算 HCLPF 值與 Appendix H 路徑 5 計算 C10%值之重要技術內涵後，

提出最新關鍵管制建議。

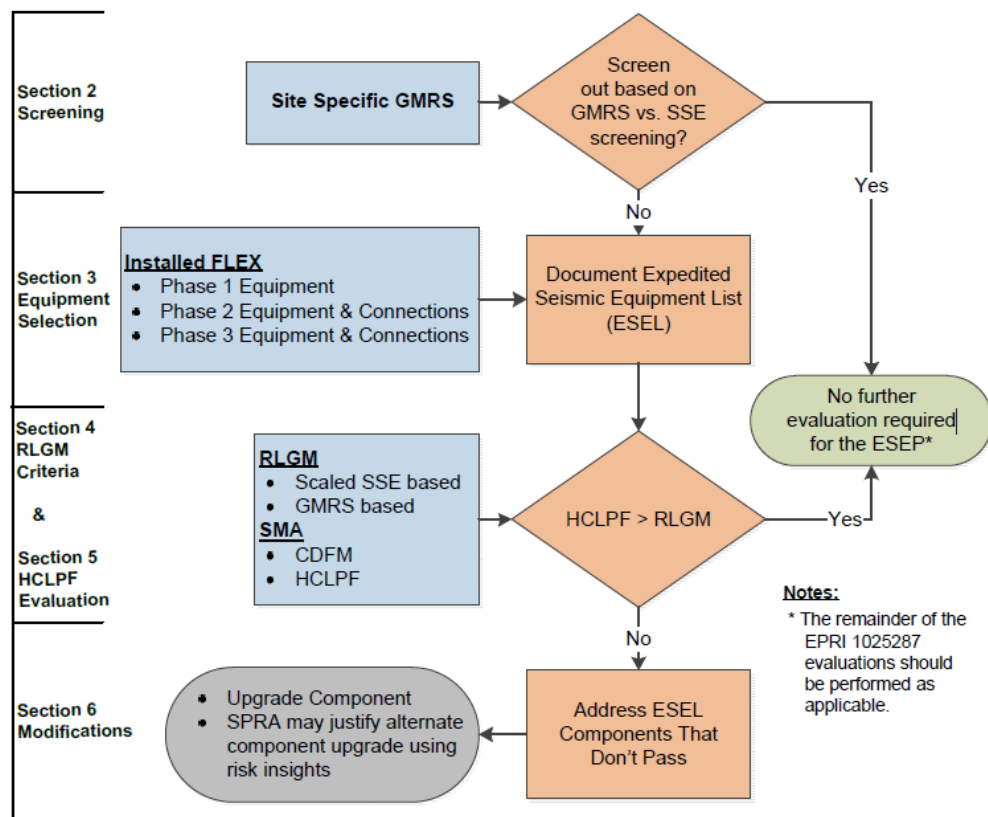


圖 A-1 加速耐震評估程序(ESEP)之示意圖(EPRI 3002000704, 2013)

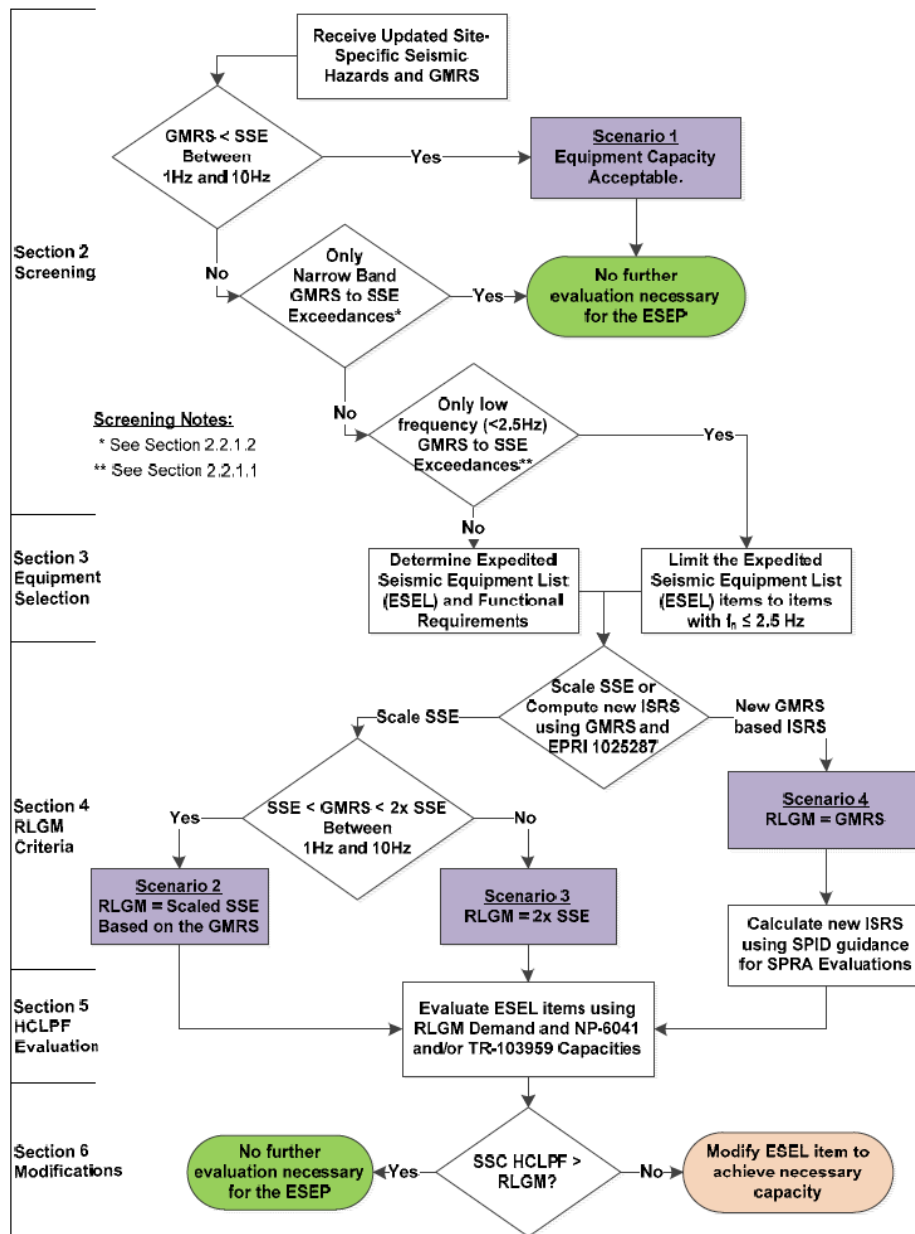


圖 A-2 加速耐震評估程序(ESEP)之詳細流程圖
(EPRI 3002000704, 2013)

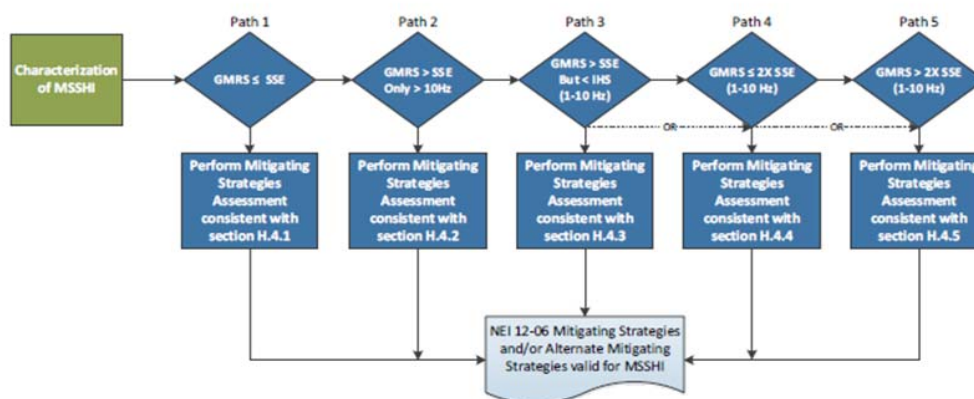


圖 A-3 減災策略評估(MSA)之 5 個路徑(NEI 12-06, 2018)

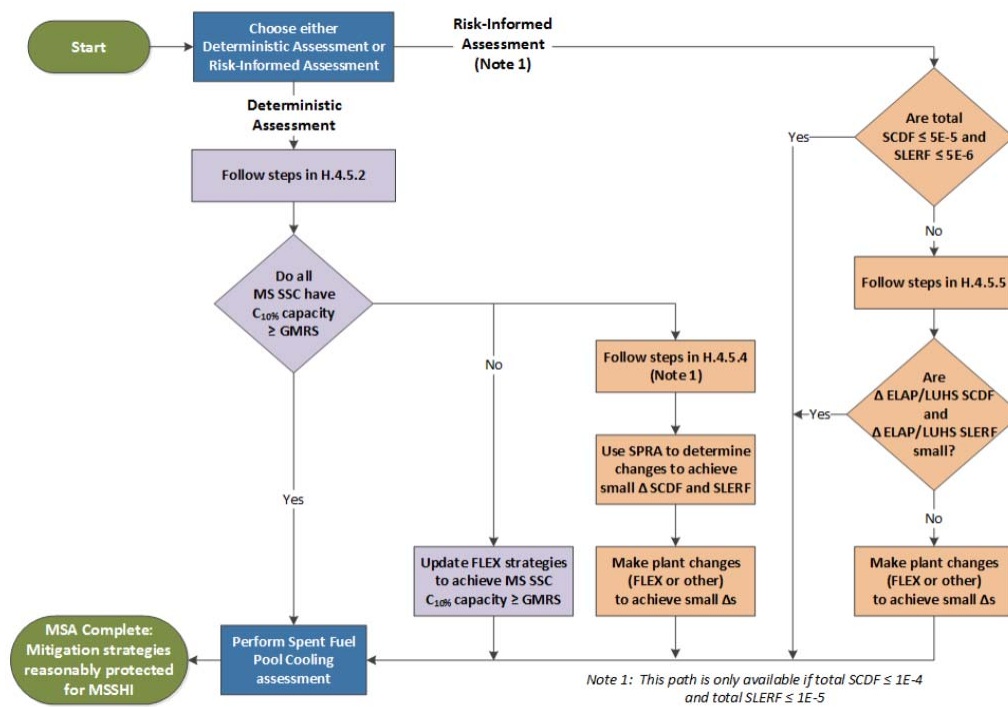


圖 A-4 Appendix H 之路徑 5 分析流程(NEI 12-06, 2018)

貳、研究方法與過程

一、既有 SSHAC 計畫更新程序之研究(NUREG-2213)

(一) 文獻回顧

NUREG-2213 (USNRC, 2018)是美國核能管制署發佈的導則，說明如何在 SSHAC 程序中執行專家評估，可視為 SSHAC 原始導則 NUREG/CR-6372 (USNRC, 1997)和執行導則 NUREG-2117 (USNRC, 2012)的更新。NUREG-2213 (USNRC, 2018)仍然建立在之前 SSHAC 導則的架構上，但包含近期執行許多 SSHAC 計畫的回饋，意圖提供最先進的獨立導則，用於未來 SSHAC 計畫之執行。

另一方面，自 1997 年來各地 PSHA 實際案例陸續增加，2009 年美國內政部地質調查所(United States Geological Survey, USGS)依據 SSHAC 等級 3 和等級 4 的 PSHA 實際應用經驗，提出補充導則 USGS 2009-1093 (2009)。

本計畫為 NUREG-2213 (USNRC, 2018)之研析，故先依發佈年份為序，簡述 NUREG/CR-6372 (USNRC, 1997)、USGS 2009-1093 (2009)和 NUREG-2117 (USNRC, 2012)重要內容。

1. NUREG/CR-6372 (USNRC, 1997)

由於 PSHA 需採用專家判斷來處理不確定性，7 位成員的 SSHAC 針對專家判斷的處理方式進行審議，經由 4 年的努力，USNRC 在 1997 年發表 NUREG/CR-6372，最重要的結論是 PSHA 結果的差異源自於程序差異，而非技術差異。因此，NUREG/CR-6372 (USNRC, 1997)提出隨機不確定性和專家見解(認知不確定性)整合的指導原則，描述建構和施行專家評估的正規過程，稱為 SSHAC 程序，報告中的建議事項稱為 SSHAC 導則。

SSHAC 程序的本質是建構專家們的交集，以使完整記載的風險

計畫能針對核心(Center)、主體(Body)和範圍(Range)(即 CBR)，獲得知情技術社群(Informed Technical Community, ITC)的闡釋。SSHAC 程序由技術整合團隊(Technical Integrator, TI)主導 PSHA 的施行，內含各類專家對各種議題進行評估、審議和交流，期中或期末有審查小組(Review Panel) 參與意見、質疑及審查。因此，SSHAC 程序的等級高低取決於技術整合團隊和審查小組的組成和交流方式。

NUREG/CR-6372 (USNRC, 1997)將 PSHA 的運作流程定義 4 個等級(Level)來施行風險評估計畫，從最簡單、資訊處理和花費最少的等級 1(Level 1)至最複雜、資訊處理和花費最多的等級 4(Level 4)。其中，SSHAC 等級 3 和等級 4 採行於缺乏已被接受模型的區域，SSHAC 等級 1 和等級 2 用於更新既有等級 3 和等級 4 的模型。NUREG/CR-6372 比較專注於等級 4 的計畫施行，其它 3 個等級的 SSHAC 導則比較少。SSHAC 各個等級的特色和差異整理於表 1-1，並詳述於下。

在技術整合團隊的組成和審議方面，SSHAC 等級 1 之 TI 組合涵蓋風險分析師(Hazard Analyst, HA)、倡議專家(Proponent Expert, PE)和評估專家(Evaluator Expert, EE)等，但未詳細歸類和劃分權責。TI 對文獻、資料庫和模式進行審議和評估，據此提供單一風險分析結果和相關報告。SSHAC 等級 2 有專責之倡議專家獨立於 TI 之外，倡導相關文獻、資料庫和模式，而且為此參與辯論和審議，再適時回饋給 TI 之風險分析師和評估專家，據此提出單一風險分析結果和報告。SSHAC 等級 3 之 TI 僅保留評估專家，TI 之外有倡議專家和資源專家(Resource Expert, RE)。RE 在 TI 要求下，對 SSC 和 GMC 的資料庫和特色提供資訊和專家知識，以便和 PE、TI 在一系

列研討會(Workshop)中討論。風險分析師也獨立於 TI 之外，根據研討會建議之各種模式和參數，提供 TI 分析結果，作為研討會持續討論之依據，最後 TI 提出單一風險分析結果和報告。SSHAC 等級 4 有多組 TI，例如 GMC 有多組單人評估專家，SSC 有多組小型評估團隊等等，故有多組分析結果，最後由技術協調／整合團隊(Technical Facilitator/Integration, TFI)綜合提出風險分析結果和報告。

在專家意見交流方面，SSHAC 等級 1 純為 TI 的內部討論，SSHAC 等級 2 要求 TI 和倡議專家針對各種主題，召開內部工作會議(Working Meeting)，SSHAC 等級 3 和 SSHAC 等級 4 除了內部工作會議討論 GMC 和 SSC 各種可用資料庫和可能模式之外，更需舉行一系列公開研討會，說明各種資料庫和模式之收集、比較、引用、轉換、強化、以及敏感度分析(Sensitivity Analysis)和風險分析拆解結果，並聽取即時參與同儕審查小組(Participatory Peer Review Panel, PPRP)和觀察員(Observer)之意見及答辯質疑。

在獨立審查方面，SSHAC 等級 1 有審查小組進行結案報告最後審查，SSHAC 等級 2 的同儕審查可能是即時參與或僅限最後階段，審查重點為技術內容發展流程和風險分析結果。SSHAC 等級 3 和 SSHAC 等級 4 的審查小組通常是 PPRP，SSHAC 等級 3 之 PPRP 的審查重點為技術結果，SSHAC 等級 4 之 PPRP 的審查重點為風險分析流程，由 TFI 和各組 TI 協調來審查技術結果。

在結案報告方面，SSHAC 等級 1 和 SSHAC 等級 2 含模式、參數、技術基礎和風險分析結果，SSHAC 等級 3 多了最後風險分析結果的敏感度分析和方法論，SSHAC 等級 4 又多了各組 TI 的摘要，描述其對不確定性的詮釋、技術背景和估計。

表1-1 SSHAC各個等級的特色

	等級 1	等級 2	等級 3	等級 4
TI 團隊 成員	EE、HA 和 PE	EE 和 HA	EE	多組 TI (EE)
獨立專家	無	PE	PE、RE 和 HA	PE、RE 和 HA
專家意見 交流	內部討論	工作會議	工作會議 和研討會	工作會議 和研討會
獨立審查	審查小組 期末審查	即時參與 或 期末審查	PPRP 審查 技術結果	PPRP 審查 風險分析 流程 TFI 和各組 TI 協調 技術結果
分析結果	單一	單一	單一	多組，由 TFI 綜合
結案報告	模式、參數 、技術基礎 和風險 分析結果	模式、參數 、技術基礎 和風險 分析結果	多了敏感 度分析和 方法論	多了各組 TI 的摘要 ，描述不確 定性的詮 釋、技術依 據和估計

TI: 技術整合團隊(Technical Integrator)

HA: 風險分析師(Hazard Analyst)

PE: 倡議專家(Proponent Expert)

EE: 評估專家(Evaluator Expert)

RE: 資源專家(Resource Expert)

TFI: 技術協調／整合團隊(Technical Facilitator/Integration)

2. USGS 2009-1093 (2009)

由於各地 PSHA 實際案例陸續增加，2009 年美國內政部地質調查所(United States Geological Survey, USGS)依據 SSHAC 等級 3 和等級 4 的 PSHA 實際應用經驗，提出補充導則 USGS 2009-1093。USGS 2009-1093 對 6 個現有風險計畫(4 個等級 4，2 個等級 3；5 個與地震相關，1 個與火山相關)的管制情境進行總結。

第 1 個是耗時 4 年的 Yucca Mountain SSHAC-4 PSHA 計畫，對象是即將密封的儲存系統，選擇 SSHAC 等級 4 乃鑑於 NRC 管制導則對高規格放射性廢料作業的特別要求。SSC 小組包含 6 個不同學門的團隊，每隊有 3 位專家；GMC 小組包含 7 位獨立作業的專家。

第 2 個是耗時 4 年的 PEGASOS SSHAC-4 PSHA 計畫，對象是瑞士 4 個現有核能設施，瑞士核安監察局要求核電廠業主執行 SSHAC 等級 4 過程，乃因非線性場址放大效應和二、三維空間效應存在明顯的不確定性。SSC 小組包含 4 個不同學門的團隊，每隊有 3 位專家；GMC 小組包含 5 位獨立作業的專家；另有一個場址反應特徵(Site-Response Characterization, SRC)小組包含 4 位獨立作業的專家。這是第一次在美國境外採用 SSHAC 導則，因此，TFI 皆來自美國的 Yucca Mountain SSHAC-4 PSHA 計畫。

第 3 個是耗時 3 年的 Yucca Mountain SSHAC-4 PVHA (Probabilistic Volcanic Hazard Analysis)計畫，對象是即將密封的儲存系統，選擇 SSHAC 等級 4 過程的理由如同其 PSHA 計畫，評估專家有 10 位。

第 4 個是之後因新事證需要採集新資料，再耗時 4 年更新的 Yucca Mountain SSHAC-4 PVHA 計畫，評估專家有 8 位，TFI 團隊則未更換。

第 5 個是耗時 4 年的美東 SSHAC-3 GMC 計畫，目標是依據重要新資訊更新地動模型，選擇 SSHAC 等級 3 過程乃因地動模型影響所有美東核電廠址，且避開高代價的 SSHAC-4。TI 團隊雖只有 3 位成員，但後續實際運作卻介於 SSHAC-3 和 SSHAC-4 之間。

第 6 個是當時尚在進行中的美中、東 SSHAC-3 SSC 計畫，目標是發展一個穩定且長久的 CEUS SSC 地動模型。成員包括專案經理、TI、TI 幕僚、PPRP、專業承包商、出資者和政府專家。

從這 6 個 SSHAC 計畫獲得的經驗和建議簡述於下：

- (1) 在選擇 SSHAC 方面，選擇權雖屬於計畫出資者，但建議出資者需考慮最終結果能否滿足管制要求。
- (2) 在選擇參與者方面，建議邀請年輕科學家和工程師以觀察員身份參與研討會，學習 PSHA、SSHAC 導則的執行、以及與出資者和管制人員的交流。同時建議贊助大學相關科系的教育單位和管制單位力保 SSHAC 計畫的專家對年輕科學家和工程師在 SSC、GMC 和 PSHA 的傳承。
- (3) 在 CBR 滿足 TDI 方面，所謂技術上可辯護的闡釋(TDI)是一個抽象的理念，因為潛在闡釋者未參與 SSHAC 程序，TDI 也很難以文字定義，故建議這個理念在 SSHAC-3 和 SSHAC-4 過程需持續討論、精進和記載。
- (4) 在回饋要求方面，無論在評估過程的前、後期，專業人員的回饋可提供 TI 洞察力。
- (5) 在觀察員參與方面，研討會每一天或每一主題結束時，需保留時間允許觀察員直接對現場參與者表達意見和疑慮。
- (6) 在專家自主權方面，面對審查小組和觀察員的質疑，專家自主

權仍需維護，希望這些在保留時間表達的疑慮有利於 SSHAC 程序。PPRP 的意見直接傳達給專案經理或 TI，而非評估專家。

- (7) 在專家意見交流方面，SSHAC 程序強調意見交流，而非傳統的專家引導。
- (8) 在 PPRP 方面，無論是個人或整體，都必須完全自由對技術內涵和計畫運作的任何議題提出評論。PPRP 必須觀察計畫方案、所有研討會和期末報告初稿整理等主要活動，並提出評論，及時回饋給計畫高層，以便期中修改。
- (9) 在邏輯樹方面，採用邏輯樹很容易處理地動值和地震率等點估計值的諸多可用模型和相關權重，但有必要發展簡易的模型，增加可用模型的透明度和可信度，也方便評估專家修剪邏輯樹，砍除不重要的分支。
- (10) 在文件要求方面，僅需記載最後的專家評估結果，不需記載過渡時期的評估。
- (11) 在智慧財產權方面，技術評估的智慧財產權可留給出資者、管制單位和 TI。
- (12) 在降低 SSHAC-4 計畫的時間和費用方面，先建立完整的計畫期程，縮短研討會的相隔時間，獲得所有參與者，尤其是評估專家的同意委任，辦理必須的前期工作。

3. NUREG-2117 (USNRC, 2012)

NUREG/CR-6372 (USNRC, 1997) 發佈後 15 年內，已有幾個 SSHAC 等級 3 或等級 4 的計畫完成，累積重要經驗。USNRC 認為有必要依照這些經驗，額外且詳述 SSHAC 等級 3 和等級 4 施行導則，遂於 2012 年發佈 NUREG-2117。此導則將運作過程分為「評估(Evaluation)」和「整合(Integration)」兩個步驟，並以 CBR 獲得技術

上可辯護的闡釋(Technically Defensible Interpretations, TDI)取代 NUREG/CR-6372 (USNRC, 1997)的 ITC。

NUREG-2117 (USNRC, 2012)是 NUREG/CR-6372 (USNRC, 1997)的姊妹導則，用於 PSHA 需藉助 SSHAC 導則時，同時適用於設計新核能設施和再評估運轉中的反應爐。為了較大的管制保證和穩定，NUREG-2117 (USNRC, 2012)的目標有四：

- (1) 確定地震風險和相關不確定性的評估比較精準和一致。
- (2) 使評估過程、輸入資料、以及最終模型和成果的依據能標準、完整和透明地記載於文件。
- (3) 基於計畫技術依據的透明度，增加管制保證。
- (4) 由於有能力評定新資訊對現有模型以及其依據和假設的挑戰，增加計畫可用時限。

NUREG-2117 (USNRC, 2012)根據實際的 SSHAC-3 和 SSHAC-4 計畫執行經驗，在第 5 章提出建言，包括：

- (1) PSHA 的目標和成果。
- (2) 計畫的組織架構和管理。
- (3) 管制者和出資者的角色。
- (4) 研討會的進行。
- (5) PPRP 的共識。
- (6) 評估現有模型和建立新模型。
- (7) 取得 CBR 的論證。
- (8) 避免超大型的邏輯樹。
- (9) 議題交流和決議。
- (10) 多方或單一出資者。

(11)認知偏差。

(12)品質保證。

SSHAC 程序的目標是 CBR 達到 TDI，在計畫完成當下達成目標。一段時間後，因新資料、新模型和新方法的出現，已完成的 SSHAC 計畫可能需要更新或更正。NUREG-2117 第 6 章討論機率風險評估的更新，分為取代(Replace)和改善(Refine)兩種，前者重新啟動 SSHAC 計畫，後者局部修改現有 SSHAC 計畫。SSHAC 計畫更新時機也有兩種，定期更新和因應新資料、新模型和新方法的更新。

既有計畫的更新考量取決於是否遵循 SSHAC 程序，SSHAC 程序的等級為何，抑或新資料、新模型和新方法的出現和重要性。表 1-2 為既有 PSHA 計畫更新之建議，分為五種情況，視既有 PSHA 計畫的特性(SSHAC 程序與否和等級，區域性或特定場址)、狀態(CBR 是否滿足 TDI)、以及新風險評估考量(區域性或特定場址)，建議施行新計畫、取代、或改善，以及新計畫的 SSHAC 等級。

表1-2 既有PSHA計畫更新之建議(NUREG-2117)

Existing Study			Hazard Assessment Needed	Recommendation	SSHAC Level for New Study
No study, or previous studies conducted at lower SSHAC Levels (2 or 1), or non-SSHAC studies	Not adequate for nuclear/critical facilities	Regional and/or site-specific	Regional and/or site-specific	Conduct new study	3 or 4
Regional or site-specific	Not viable**	Regional and/or site-specific	Regional and/or site-specific	Replace existing study	3 or 4
Regional or site-specific	Viable	Site-specific	Site-specific	Refine regional study locally consistent with RG 1.208 and ANSI/ANS-2.27 / 2.29 2008	2, 3, or 4
Site-specific (one or more sites), no regional	Viable	Regional	Regional	Use site-specific studies to assist development of regional models	3 or 4
Site-specific (one or more sites), no regional	Not Viable	Regional	Regional	Conduct new study	3 or 4
**"Viable" is defined as: (1) based on a consideration of data, models, and methods in the larger technical community, and (2) representative of the center, body, and range of technically defensible interpretations.					

NUREG-2117 (USNRC, 2012)的總結為：

- (1) SSHAC 等級愈高，CBR 達到 TDI 的信心愈高。
- (2) 就 NRC 的觀點而言，SSHAC-3 和 SSHAC-4 計畫無基本差異，但 SSHAC-2 計畫提升至 SSHAC-3 計畫是大躍進。
- (3) 定義 SSHAC 計畫參與者的角色和相關責任很重要，在一開始的參與者工作說明就設定期許，可確保計畫全程的角色遵守。
- (4) SSHAC 計畫基本步驟乃設定詳盡的方案，包括所有活動和時程。
- (5) SSHAC-3 和 SSHAC-4 計畫至少需要 3 個正式的研討會，專注於具體領域，依據清楚規則執行，且 PPRP 全程觀察。
- (6) 前幾個研討會 PPRP 的角色偏向觀察者，但最後一個研討會允許 PPRP 直接詢問評估和整合專家，可防止文件記載階段出現重要技術問題。
- (7) SSHAC-3 和 SSHAC-4 計畫經驗顯示技術整合團隊(TI)或技術協調整合團隊(TFI)的角色非常有益，這個團隊負責計畫技術層面、解決計畫組構間交流議題、以及擔當技術事項和專案經理的聯繫點。
- (8) 資料、模型和方法的完整文件是計畫成功的關鍵點。
- (9) 在模型建置和專家評估過程中，為防止因專注於默示的設計地動水準而引起的認知誤差，特別建議期中風險結果以正規化格式呈現給計畫參與者，直到模型建置整合階段為止。
- (10) 風險輸入文件(Hazard Input Document, HID)是 TI 或評估專家檢驗技術評估精確度的重要工具。
- (11) 多方出資的風險評估計畫比多個單一場址特定評估計畫有明顯的成本優勢。

- (12) PSHA 結果很難驗證，頂多部份驗證模型的組件。
- (13) 為取得新核能設施的執照而施行的風險評估計畫必須是 SSHAC-3 或 SSHAC-4。若在既有 SSHAC 區域計畫下，施行特定場址的改善計畫可用 SSHAC-2。
- (14) 除了地震風險之外，SSHAC 程序也可應用於其它天然風險，例如海嘯、斷層位移、火山、水災、和液化等。
- (15) SSHAC 導則不僅適用於美國，也適用於其它國家。

(二) NUREG-2213 簡介

NUREG-2213 (USNRC, 2018)在本文之前，有摘要、前言和執行摘要，底下分別說明其重點。

摘要

NUREG-2213 (USNRC, 2018)是 NUREG/CR-6372 (USNRC, 1997) 和 NUREG-2117 (USNRC, 2012)更新版，供未來執行 SSHAC 計畫之用。具體來說，NUREG-2213 (USNRC, 2018)的重點是：(1) 闡明所有 SSHAC 計畫的術語和關鍵概念。(2)基於過去密集經驗，加強 SSHAC 等級 3 計畫的執行架構。(3)對 SSHAC 等級 1 和等級 2 計畫的屬性，提供導則。(4)對既有 SSHAC 計畫的更新，展示一個修訂後更嚴謹的決策架構。

前言

由於地殼構造的複雜性以及震源特徵和地動特徵可用資料的限制，致使地震風險評估計畫重度採信專家判斷。首先說明美國核能管制委員會(NRC)、美國能源部(DOE)和電力研究所(EPRI)資助計畫發展 4 個等級 SSHAC 程序的由來。接續簡介 NUREG/CR-6372 (USNRC, 1997) 和 NUREG-2117 (USNRC, 2012)，以及 NUREG-2213

(USNRC, 2018)的四大重點。最後闡述 NUREG-2213 (USNRC, 2018)並不限應用於地震風險的評估，也不限應用於核能關鍵設施，更不限應用於美國本土。

執行摘要

首先介紹 NUREG/CR-6372 (USNRC, 1997)的由來，其聚焦於如何執行 SSHAC 等級 4 計畫，缺乏 SSHAC 較低等級計畫的導則。接著介紹 NUREG-2117 (USNRC, 2012)，乃因擷取若干 SSHAC 等級 3 和等級 4 計畫的累積經驗而來。由於既有 SSHAC 等級 3 和等級 4 計畫的更新幅度取決於 SSHAC 等級 1 或等級 2 計畫的結果，遂催生 NUREG-2213 (USNRC, 2018)。

SSHAC 程序的本質在建構專家意見的交流，完成 CBR 滿足 TDI 的有據可查風險計畫。SSHAC 計畫有 5 個必需的關鍵特色，與非 SSHAC 計畫作區別，如下所述：

- (1) 明確定義所有參與者的角色，包括彼此之間的職責和特質。
- (2) 客觀評估與場址風險特性相關的所有可用資料、模型和方法，包括辨別既有資料的限制、缺口、解析度和不確定性，故通常還需要收集新資料。
- (3) 整合評估過程的結果於模型中，在當今知識狀態下，反映每一風險輸入元素的最佳估計值和不確定性，使其 CBR 滿足 TDI。往往在建構震源和地動特徵的風險輸入模型時，須處理隨機變異性 (Aleatory Variability) 和 認 知 不 確 定 性 (Epistemic Uncertainty)。
- (4) 充分詳細記載計畫內容，可使風險分析得以複製。文件記載必須確認評估過程的所有資料、模型和方法，並詳細辯證風險輸

入模型的技術解釋。

- (5) 獨立的參與式同儕審查，確認相關資料、模型和方法的評估是客觀且無偏差。在整個計畫執行中，同儕審查的參與需及時且持續，包含確認震源和地動特徵模型的 CBR 已滿足 TDI，以及模型所有元素的技術依據已適當記載。完整的同儕審查過程需將參與式同儕審查小組的結尾帖附於記載文件。

NUREG/CR-6372 (USNRC, 1997) 的 SSHAC 導則劃分了 SSHAC 風險計畫的 4 個等級，依據複雜性，由等級 1 編至等級 4。所有 4 個 SSHAC 等級均具有前述 SSHAC 風險計畫的 5 個關鍵特色，也有一致的核心目的，即風險估計之 CBR 滿足 TDI。然而隨著參與人員的增加和各種專家(含同儕審查者)交流的擴大，愈高等級的 SSHAC 計畫愈有可能使 CBR 有效地滿足 TDI，即愈高等級的 SSHAC 計畫導致優越的管制保證。因此，管制保證的需求程度是選擇風險計畫 SSHAC 等級的主要標準之一。

以往的 SSHAC 導則無執行 SSHAC 等級 1 和等級 2 計畫的重要或明確細節。因此，NUREG-2213 (USNRC, 2018) 描述了 SSHAC 等級 1 和等級 2 計畫的最低要求，包含：(1) 技術整合團隊和即時參與式同儕審查小組的數量。(2) 技術整合團隊和參與式同儕審查小組之間接觸交流的本質。(3) 外部專家的接觸交流。(4) 風險敏感度和回饋。(5) 文件記載。(6) 研討會或其它擴大會議的潛勢。

SSHAC 計畫應用當下的可用資訊，之後可能發生新資訊，例如顯著影響風險的新資料、多數技術社群建議的新技術模型、或分析和演繹資料的新方法等，既有的風險計畫面臨更新需求。因此，NUREG-2213 (USNRC, 2018) 針對既有 SSHAC 計畫的更新決策，描

述一個修訂後比較嚴格的架構。更新過程首先評估既有 PSHA，無論是特定場址，或是區域性的 PSHA。更新評估包括兩個步驟，第一個步驟採用最新的資料、模型、和方法，執行 SSHAC 等級 1 計畫；第二個步驟比較既有 PSHA 和新 SSHAC 等級 1 計畫的輸入和結果。

根據更新評估過程的結果，更新幅度有下列五種情況：

- (1) 取代(Replace)：完全廢棄既有 PSHA，重新執行 SSHAC 計畫。
對關鍵核能設施而言，新 SSHAC 計畫需達等級 3 或等級 4。
- (2) 修訂(Revise)：如果新資訊只影響原本 SSC 或 GMC 模型的單一元素，可採用併入新資訊的 SSHAC 計畫來調整既有 PSHA 的相關元素。例如原本 SSHAC 計畫完成後，惟一的重要新資訊只是多一些新地震事件加入地震目錄，而且更新地震目錄明顯影響既有風險，則只要修訂原本 SSHAC 計畫的 SSC 模型。執行修訂可用 SSHAC 等級 2 或等級 3 程序。
- (3) 改善(Refine)：適用於以特定場址的新資訊來改造既有的區域性計畫模型，執行改善可用 SSHAC 等級 2 或等級 3 程序。
- (4) 更正(Correct)：如果只是糾正既有文件的非技術性錯誤，不需採用 SSHAC 程序。
- (5) 不更新(No Update Needed)：如果可以維持 CBR 滿足 TDI，不需更新既有計畫。

總而言之，NUREG-2213 (USNRC, 2018)這個更新導則描述一個可接受的架構，來施行 Regulatory Guide 1.208 (USNRC, 2007)對進行機率式地震危害度分析計畫的建議。

(三) NUREG-2213 內容

自 1997 年來，很多計畫成功應用 SSHAC 導則，對這些計畫進行系統性的審查，其中包括許多已參與 SSHAC 計畫的地震風險專家之洞見。基於近期計畫的經驗學習，進一步的導則、澄清和闡述確實需要，尤其在評估新訊息以決定既有等級 3 和等級 4 計畫的更新或重置時，或考慮應用於其它型態的天然風險時，這些經驗凸顯 SSHAC 等級 1 和等級 2 計畫的重要性，遂產生 NUREG-2213 (USNRC, 2018)。

NUREG-2213 (USNRC, 2018)分為 6 章和一個附錄，第一章為簡介，第二章介紹 SSHAC 的關鍵概念，第三章說明 SSHAC 程序的基本步驟，第四章與機率式危害度評估的更新有關，第五章為總結，第六章為參考文獻，附錄 A 敘述開發這本導則的過程，底下分別說明第一章至第五章的重點。

第一章簡介

NUREG-2213 (USNRC, 2018)在第一章簡介中，首先說明 SSHAC 導則的沿革，再分節說明這份導則的目的、與 NUREG/CR-6372 (USNRC, 1997)和 NUREG-2117 (USNRC, 2012)的關係、導則的範圍和應用、以及導則的概述和路線圖。

NUREG-2213 (USNRC, 2018)有四大目的：

- (1) 闡明所有 SSHAC 計畫基本的術語和關鍵概念。
- (2) 基於最近的密集經驗，加強 SSHAC 等級 3 計畫的執行架構。
- (3) 提供 SSHAC 等級 1 和等級 2 計畫屬性特質的導則。
- (4) 對既有 SSHAC 計畫的更新，展示與決策有關的修訂後更嚴格的架構。

Regulatory Guide 1.208 (USNRC, 2007) 對進行機率式地震危害度分析(Probabilistic Seismic Hazard Analysis, PSHA)計畫提供建議，NUREG-2213 (USNRC, 2018)的更新導則說明執行這些建議事項的可接受架構。基於每一計畫應用的創新和經驗傳承，一般的專家評估方式和特殊的 SSHAC 執行過程會持續進化，故 NUREG-2213 (USNRC, 2018)並非過去 20 多年進化過程的終點，深信未來仍有新導則繼續呈現。

NUREG-1563 (USNRC, 1996)是最早針對核能安全(放射性廢水程序)的技術，評估如何採用專家判斷的管制導則，對保證採用一套正式過程來獲取多位專家的判斷，提供一般導則。隨後的 NUREG/CR-6372 (USNRC, 1997)、NUREG-2117 (USNRC, 2012)和 NUREG-2213 (USNRC, 2018)在管制架構上，實質提升和改進成功採用專家判斷的基本元素，但並不抵觸或廢止 NUREG-1563 (USNRC, 1996)。

先前 NUREG/CR-6372 (USNRC, 1997)的建議提供了非常有用的架構去執行 SSHAC 程序，但大多數精力用於討論 SSHAC 等級 4 計畫，對 SSHAC 等級 3 計畫的具體方法提供極少的導則。因此，NUREG-2117 (USNRC, 2012)聚焦於 SSHAC 等級 3 計畫執行方法和過程的發展和說明，但忽略了 SSHAC 等級 1 和等級 2 計畫。

在發佈 NUREG-2117 (USNRC, 2012)前後，已執行甚至完成許多 SSHAC 計畫，列於表 1-3。這些計畫的見解會加入 NUREG-2213 (USNRC, 2018)，以有效執行 SSHAC 程序。

NUREG-2213 (USNRC, 2018)意圖提供最新的獨立導則，包括：
(1)清楚確認定義 SSHAC 計畫的 5 個關鍵特色，給定與非 SSHAC

計畫的客觀區別。(2)基於最近 SSHAC 計畫的經驗傳承，加強 SSHAC 等級 3 計畫的執行架構。(3)針對 SSHAC 等級 1 和等級 2 計畫的基本屬性，提供導則。(4)針對既有 SSHAC 計畫的更新決策，發展一個修正後更嚴謹的架構。

表1-3 進行中或剛完成的SSHAC等級3風險計畫(NUREG-2213)

計畫	完成年	重點
BC Hydro PSHA	2012	水壩安全評估，區域性， 含 SSC 和 GMC
Thysput, South Aferica PSHA	2013	規劃中核電廠，特定場址， SSC、GMC 和 SRA
Hanford PSHA	2014	既有核電廠，特定場址， SSC 和 GMC，後續 SRA
Diablo Canyon SSC	2015	既有核電廠，特定場址， SSC
Palo Verde SSC	2015	既有核電廠，特定場址， SSC
SWUS GMC	2015	既有核電廠(Diablo Canyon 和 Palo Verde)，區域性，GMC
NGA-East GMC	2017	區域性， GMC
Ikata Japan PSHA	2018	既有核電廠，特定場址， SSC 和 GMC
Taiwan PSHA	2018	核電廠，特定場址， SSC 和 GMC，後續 SRA
Spain PSHA	2020	既有核電廠，區域性， SSC、GMC 和 SRA

NUREG/CR-6372 (USNRC, 1997)的 SSHAC 導則說明和背書正確實施機率風險計畫的基本見解，特別是完整考慮相關不確定性。之後的 NUREG-2117 (USNRC, 2012) 和 NUREG-2213 (USNRC, 2018)基於實際 SSHAC 導則的應用經驗，提供額外具體的導則。其中 NUREG-2213 (USNRC, 2018)更新了 NUREG-2117 (USNRC, 2012)，並提供 SSHAC 計畫的額外細節。NUREG-2213 (USNRC, 2018)清楚闡釋分辨 SSHAC 計畫的關鍵特色，並且清楚定義各種等級 SSHAC 計畫的基本執行步驟，目標是幫助潛在風險計畫的出資者、執行者、管制者、和審查者決定風險計畫的屬性。

NUREG-2213 (USNRC, 2018)雖然專注於地震風險，但這套方法仍然適用於其它天然風險，例如海嘯、斷層位移、火山作用、和液化等。圖 1-1 顯示 PSHA 的基本元素，包含震源方位、地震重現、地動模型、和地震危害度曲線等。各種天然風險的基本架構相似，如危害源、所經路徑、和場址特性等，如圖 1-2 所示。即令如此，在技術圈卻有普遍共識，目前仍無法發展其它天然風險 SSHAC 計畫的詳細執行導則，原因是缺乏應用經驗。

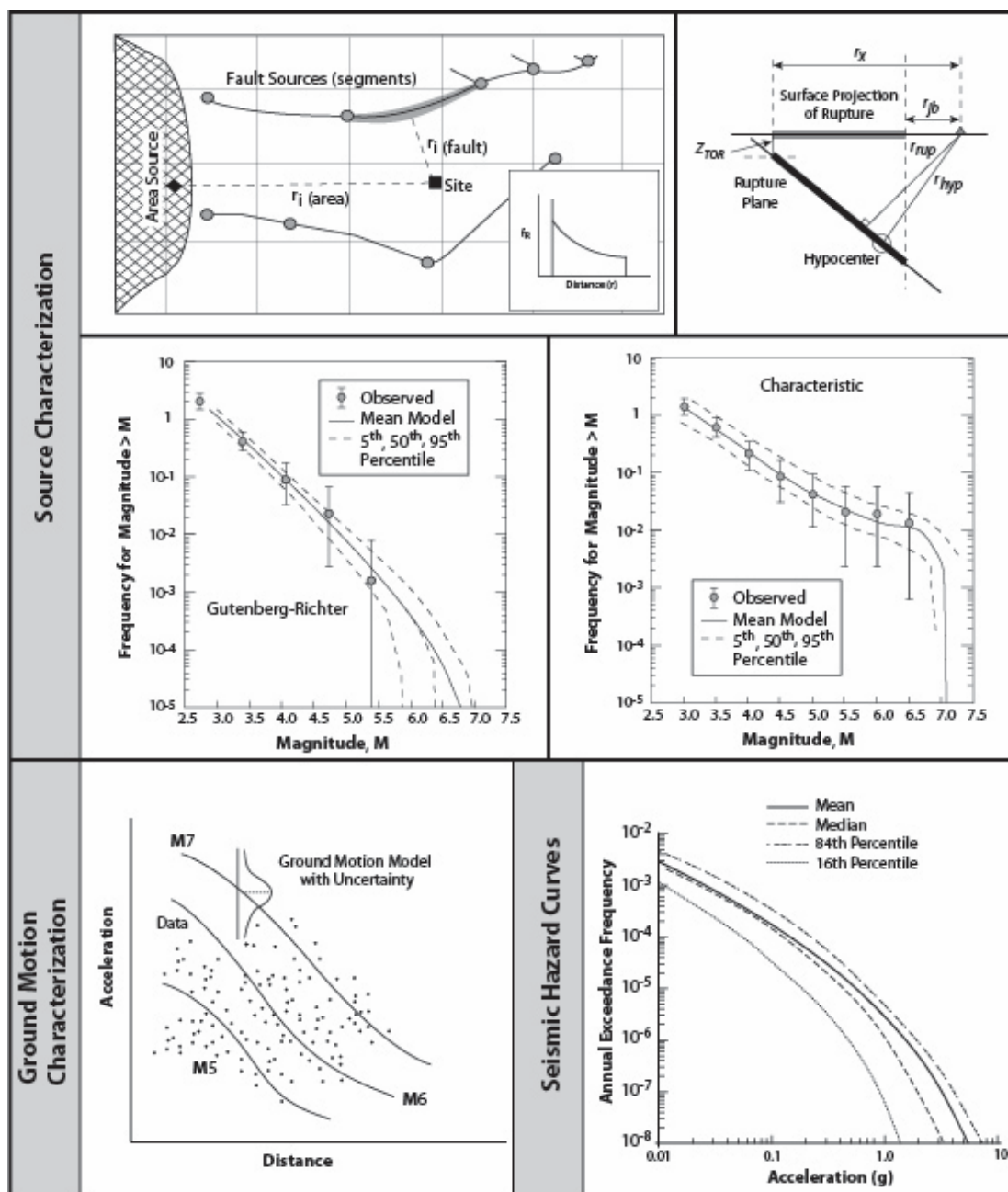


圖 1-1 PSHA 的基本元素(NUREG-2213)

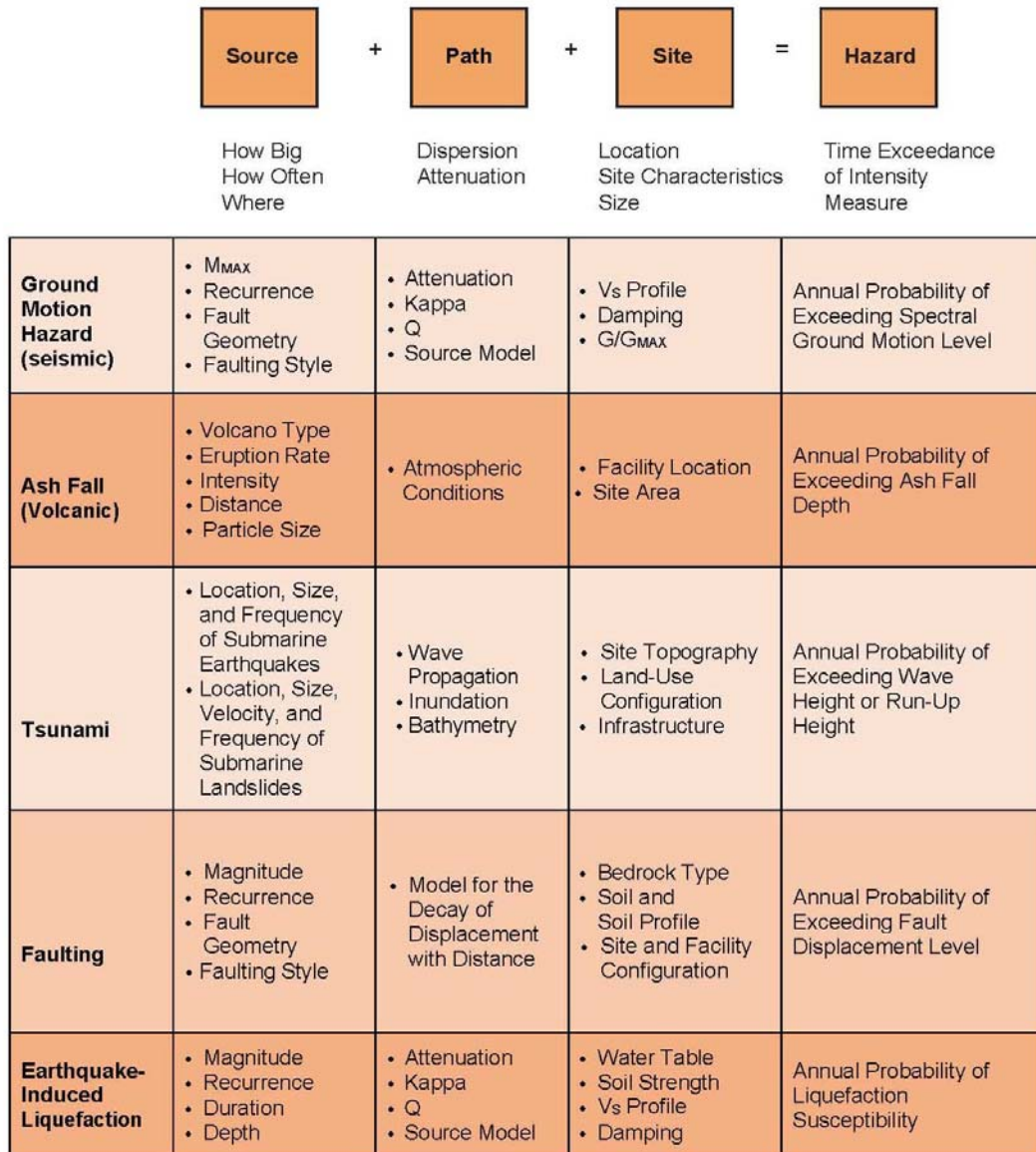


圖 1-2 天然風險的基本架構模型(NUREG-2213)

NUREG-2213 (USNRC, 2018) 導則並不限應用於美國本土，事實上，這本導則也汲取了加拿大、瑞典、南非、西班牙、和日本的 SSHAC 程序執行經驗。另一方面，NUREG-2213 (USNRC, 2018) 導則也不限應用於核能設施的管制保證。由於導則展示了共同目標，即採用仔細建構且透明的步驟來評估風險，過程中完整考慮可用資訊、量化不確定性、和文件記載分析等，因此非核能關鍵設施的管制環境也適用。

第二章 SSHAC 的關鍵概念

NUREG-2213 (USNRC, 2018)的第二章說明構成所有 SSHAC 風險計畫的關鍵概念摘要，描述 CBR 滿足 TDI 的概念，以及達到這個目標所需評估、整合和記載等三個程序的角色職責，同時定義 SSHAC 計畫的等級，以及提供 SSHAC 程序各個參與者的關鍵特質和職責。

NUREG-2213 (USNRC, 2018)第二章首先說明所有 SSHAC 計畫的 5 個基本特色：

- (1) 清楚定義所有參與者的角色，包含特質和職責。
- (2) 客觀評估與場址風險特徵相關的所有可用資料、模型和方法，包含專對風險分析額外收集的新資料，這個過程包括確認既有資料的限制、缺口、解析度和不確定性。
- (3) 整合評估過程的結果於模型中，反映知識現狀下每一風險輸入元素的最佳估計值及其不確定性，使 CBR 滿足 TDI。對 SSC 和 GMC 建構風險輸入模型，以處理隨機和認知不確定性。
- (4) 提供完整且透明的文件，記錄評估和整合過程。文件記載必須確認評估過程的所有資料、模型、和方法，充分詳細辯證支撐風險輸入模型的技術解釋。此外，文件記載必須充分詳細至外部審查者也能重製風險分析。
- (5) 需要獨立參與的同儕審查，確認評估已考慮了相關的資料、模型和方法，以及評估的執行是客觀且無認知偏差。同儕審查也必須確認 SSC 和 GMC 模型的 CBR 可滿足 TDI，以及是否適當記載模型所有元素的技術根據。參與性同儕審查小組必須提供出資方結尾帖，以完全結束同儕審查程序。

1990 年後期發展 SSHAC 程序的動機乃是清楚認知機率式地震風險的客觀估計非常複雜且本質上不確定，肇因於發震機制和地震能量傳遞的了解存在可觀的差距，而且有限的地震科學資訊造成專家不同方式的合理解釋，形成 PSHA 結果的重大差異。NUREG-2213 (USNRC, 2018) 第二章其次說明何謂機率風險分析的 CBR 滿足 TDI，這是 SSHAC 程序的基本目標。達成這個目標需經過兩個階段，第一個階段是 TI 團隊需評估大多數技術社群都存疑與場址和區域可能相關的可用資料、模型和方法；第二個階段是 TI 團隊或 TFI 需整合這些資料、模型和方法於 SSC 和 GMC 模型，使其 CBR 滿足 TDI。CBR 代表核心(Center)、主體(Body)和範圍(Range)，核心為最佳估計值，主體描述最佳估計值左右的分佈形狀，範圍囊括 TDI 的上、下限，圖 1-3 為評估和整合階段 CBR 的示意圖，以及 CBR 和 TDI 的關係圖。

從一開始，任何定量檢驗方式來證明 CBR 可滿足 TDI 皆無法呈現，這也是需要執行 SSHAC 計畫的理由。確認 CBR 滿足 TDI 來自於盡責執行 SSHAC 程序，以及即時參與同儕審查的背書。

整合過程不需要包容所有可得的詮釋，TI 團隊認為不可信的詮釋必須剔除。在 SSC 和 GMC 邏輯樹中，無辯護餘地的詮釋通常給予低權重，即使已包容不太可能發生的想法，也要避免敗壞 SSHAC 程序的基本目標、減少複雜的計算、以及避開意想不到的風險結果。另一方面，由於人們自然低估認知不確定性的趨勢，以及專家評估可能局限於已發表的模型，遂使分佈過於狹窄。

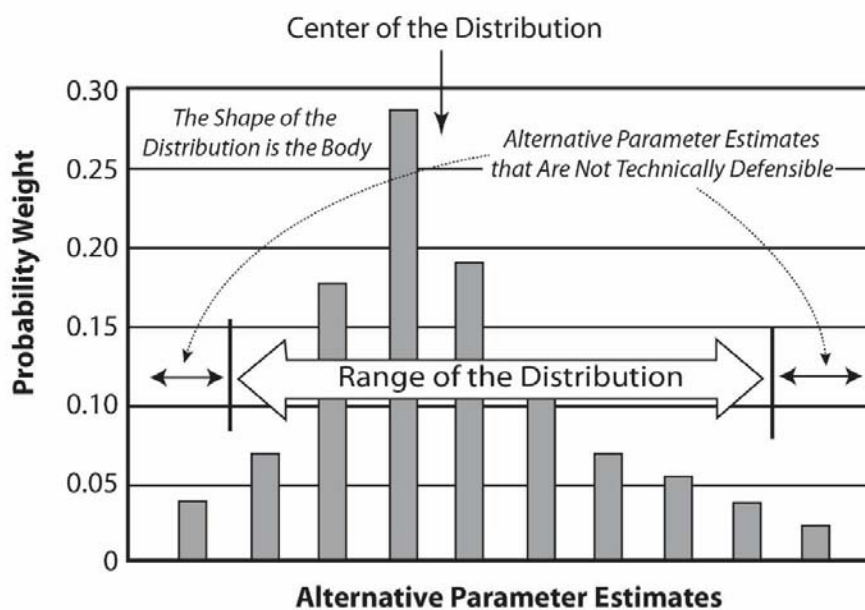
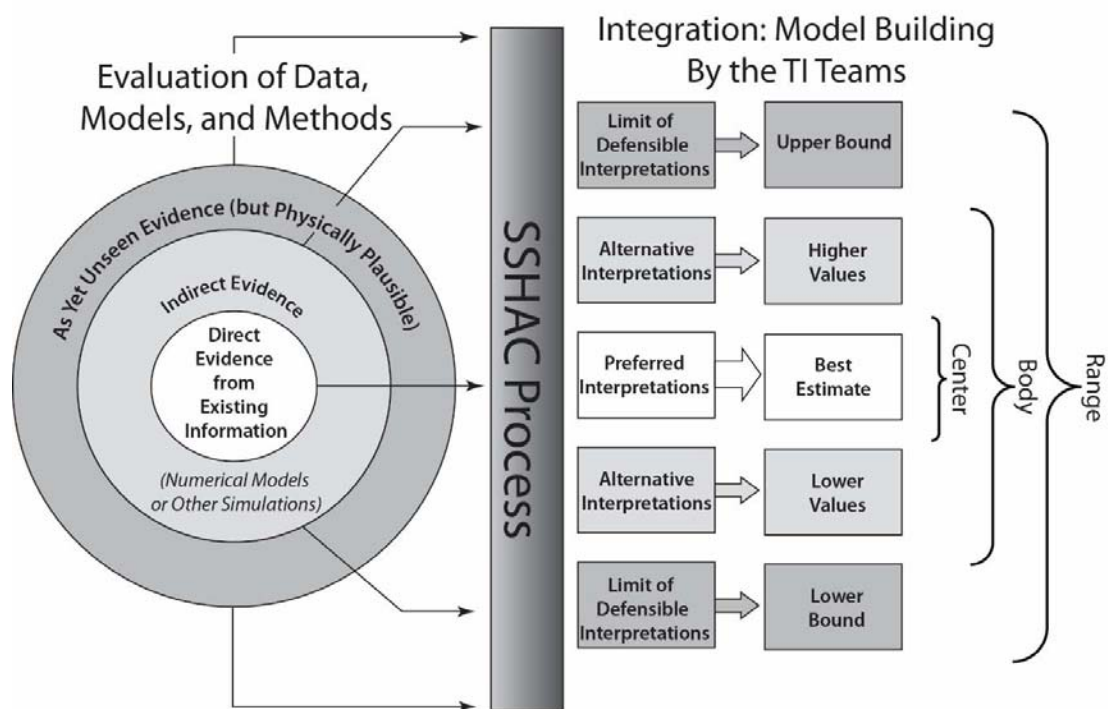


圖 1-3 圖解式 CBR 和 TDI (NUREG-2213)

NUREG-2213 (USNRC, 2018)第二章接著說明一套 SSHAC 程序達成 CBR 滿足 TDI 的目標必須經由下列三項基本工作：

(1) 評估：考慮經由多數技術社群所提議，且極可能與風險分析相關的整套資料、模型和方法。

- (2) 整合：根據評估過程對既有資料、模型和方法的 SSHAC 評定，展現 CBR 滿足 TDI。
- (3) 文件：為了最終的整合分佈，詳盡記載計畫資料庫、評估過程和技術依據，包含參與性同儕審查的見證。

評估程序由 TI 團隊參與資料搜集、資料庫彙編和風險重要事項評估開始。經由資源和倡議專家的引介，TI 團隊驗證所有風險相關的可用資料、模型和方法，可能再搜集新資料補充。TI 團隊不僅要評估資料、模型和方法，也要記載評估過程和決定這些資料、模型和方法之品質和效用的技術依據。評估程序包含技術社群成員的意見交流，即資料、模型和方法需承受技術挑戰和辯護。成功執行評估程序需經 PPRP 的贊同，PPRP 也針對是否符合考慮了技術社群現有的所有意見和模型這一目標，提供回饋。

接著 TI 團隊進行整合程序，包括統合既有模型和方法、發展新方法和建立新模型。整合程序的目標在於可用資料、模型和方法的 CBR 滿足 TDI。最終分佈的不同模型之權重，以及排除技術社群所提模型和方法的技術辯護依據，都要文件記載。

SSHAC 程序的顯著屬性是意見交流和學習，學習主要來自於回饋，其觀點可幫助評估者進行後續評估。計畫進行中，許多場合都可以產生回饋，如 TI 團隊挑戰倡議專家、或 PPRP 審查 TI 團隊的期初模型。

成功完成 SSHAC 程序的另一主要關鍵是評估和整合工作的文件記載，取決於文件的透明度和可溯性。看了計畫文件，可以了解：

- (1)風險分析採用何種過程。
- (2)評估程序採用何種可用資料。
- (3)如何考慮多數技術社群的資料、模型和方法。
- (4)模型的元素和技術依

據。(5)如何使 CBR 滿足 TDI。(6)風險結果和使用指導。

NUREG-2213 (USNRC, 2018)第二章再來說明專家判斷和認知偏差。由於對地震過程的了解和模型存在很大不確定性，以及缺乏經驗資料來削減不確定性，地震風險分析往往需要專家判斷。專家判斷不經謹慎考慮，會造成折磨，統稱為認知偏差，SSHAC 程序展現一套正式且有組織的步驟，用來引徵專家判斷。在心理學上，人們以直觀經驗這一簡單有效的方法來做判斷和決策，這種思考捷徑常導致專注於複雜問題的某一面向，而忽略其它面向。直觀經驗思考控制了自動和直覺判斷，在資訊有限下，或許有用；但也可能對邏輯、機率或合理選擇造成系統性偏差，即認知偏差。

地震風險分析的直觀經驗思考產生認知偏差，例如：

- (1)過度信心(Overconfidence)：高估已知事項，如低估不確定性。
- (2)鎖定(Anchoring)：專注於特定數字或模型，一旦擁入新資訊，無法及時充分調整。
- (3)可得性(Availability)：專注於特定、驟然或最近事件，傾向熟稔或喜愛模型。
- (4)連貫和逼真(Coherence/Vividness)：由於事件的題材勁爆，高估其概率。
- (5)忽略制約事件(Ignoring Conditioning Events)：通常是影響專家評估的未說明假設。

一般而言，所有專家判斷的認知偏差是與生俱來的，而非蓄意，僅是科學家和工程師處理資訊和提供技術判斷的通用方式。反擊認知偏差的最有效方法只是使專家理解認知偏差的存在，並鼓勵他們反擊，例如：SSHAC 程序鼓勵技術挑戰和辯解交流，就是反擊過度

信心的偏差；詢問專家偏好某一特定模型，不信其它模型的技術根據，就是反擊可得性的偏差；反擊忽略制約事件，可以詢問專家關於特定專家評估的所有假設。

TI 團隊成員必須是所有可用資料、模型和方法的公正客觀審核員，以使 CBR 滿足 TDI。因此，為了避免評估的認知偏差，TI 首席必須與專家討論認知偏差，讓他們了解計畫自始至終為反擊認知偏差的努力，特別在專家提供判斷的工作會議。PPRP 主席同樣也須提醒 PPRP 成員，對認知偏差保持警惕的重要性。揭示專家評估的真實依據，進行技術挑戰和專家交流就是反擊認知偏差的關鍵要素。

應用某些基本的程序工具，可以減輕認知偏差的影響，例如：

- (1) 在計畫評估階段，確保所有評估者可得到所有資料、模型和方法，這是 TI 首席的責任，PPRP 必須確認此事。在第一場和第二場研討會的資源和倡議專家交流時，TI 團隊必須明確地呈現所有可能適用的資料、模型和方法。
- (2) 在研討會中，倡議一個大範圍模型和方法時，倡議專家和 TI 團隊的交流須使 TI 團隊了解不同模型和方法的技術背景，以避免喜愛特定模型造成的偏差。
- (3) TI 團隊初期發展的 SSC 和 GMC 模型必須經由技術挑戰來確保透明度和辯解依據，邏輯樹的分支權重和排除在外的模型都要給出技術依據。在第三場研討會中，鼓勵 PPRP 直接參與技術挑戰，此交流會討論未說明的假設或制約事件。TI 首席需負責研討會討論過 SSC 和 GMC 模型的不確定性已完全描述特性。

關於最大規模、重現率、地動幅度和標準差、甚至危害度本身等等的期望值估計，可能引起一種特殊偏差。當專家的評估受到先

入為主數值的影響時，稱為鎖定或鎖定再調整的經驗判斷法則，例如先提出一個初始估計值(鎖定)，再上下調整，這種偏差判斷常常來自於對初始鎖定的調整不足。鎖定經常是無意中產生，一旦新資料或資訊可得時，TI 團隊成員不能受限於專家評估、TI 首席意見、或自己先前的評估，必須及時更新他們的判斷。

如果專家勉為其難地移除計畫初期因敏感度分析而發展的模型和輸入，即可能是鎖定偏差。在第三場研討會中，發展和討論期初 SSC 和 GMC 模型、風險計算以及 PPRP 回饋，此時建議 TI 團隊不須詳細記載期初模型及其技術依據，因為專家已為期初評估耗費可觀精力和時間，他們不情願更新評估，即令回饋和討論促使他們更新。鎖定和可得性偏差可能有關，例子是專家鎖定於近期事件，例如剛取得的論文，或者可得資訊變成鎖定，肇因於是目前研究焦點或新聞事件、戲劇性的(不在期待中，卻引起注意)、生動的(容易有圖為證)、以及某種官方形式(當局論點)。

在發展風險模型期間，就開始比較風險高低，沒有用處，可能導致潛在偏差去架構達到預定風險結果的模型。為了避免期初風險計算造成專家評估的鎖定偏差，建議在第一場研討會前，因定義重要議題而進行敏感度分析時，風險計算結果以正規化格式呈現，而非明確的年超越頻率或地動幅度，否則可能造成無法充分更新專家評估的鎖定偏差。在某些成功的計畫中，正規化危害度曲線選擇 10^{-4} 年超越頻率對應於無因次化的單位加速度。在計畫期初，這種針對採用和解釋風險計算的預防措施，不意謂不能當作辨別重要議題使用的工具。

在風險估計時，還有其它因素可能形成鎖定，來自 PSHA 計畫外部的明顯例子如下：

- (1)場址所在或鄰近區域已有地震風險估計結果。
- (2)同一場址過去的地震風險研究。
- (3)如果出資者已選用的預先審查批准建廠技術中，已有特定地動反應譜，可能影響 PSHA 新出現的設計震譜不超過已認證者。新舊反應譜的比較不可避免地成為焦點，故評估專家和風險分析師不清楚風險數值結果，就變得非常重要。

NUREG-2213 (USNRC, 2018)第二章往下比較 SSHAC 計畫等級的信心差異。NUREG/CR-6372 (USNRC, 1997)的 SSHAC 導則劃定了 SSHAC 風險計畫的 4 個等級，依據複雜性，由等級 1 編至等級 4。所有 4 個 SSHAC 等級均具有前述 SSHAC 計畫的 5 個關鍵特色(清楚定義角色、客觀評估既有資料和模型、整合以獲取最佳估計值和不確定性範圍、清楚且詳盡的文件記載、獨立的同儕審查)，也有相同核心目的(發展 CBR 滿足 TDI 的風險估計)。然而隨著參與人員的增加和各種專家(含同儕審查者)交流的擴大，愈高等級的 SSHAC 計畫愈有可能使 CBR 有效地滿足 TDI。因此，管制保證的程度是選擇風險計畫 SSHAC 等級的主要標準之一。

NUREG-2213 (USNRC, 2018)將管制保證定義為(1)納入多數技術社群適當考慮的資料、模型和方法，以及(2)合宜表達 CBR 滿足 TDI 的平均信心，即 SSHAC 程序達到核心目的之平均信心。這種管制保證適用於 SSHAC 程序，有別於 USNRC 為管制法規所定義的合理保證。

相較於 SSHAC 等級 1 和等級 2 的 PSHA，採取 SSHAC 等級 3 和等級 4 的 PSHA 將造成計畫經費和期程的顯著增加，而選擇高等級 SSHAC 計畫的優勢為提高管制保證的水準。舉例而言，由於技術社群的眾多成員直接參與分享相關資料庫的知識，使得資料確認和評估過程更為明確和廣泛；由於正式研討會和文件的清楚表達，使得計畫的技術依據更為透明。等級 1 和等級 2 的 SSHAC 報告總結評估階段考慮的資料、模型和方法，以及解釋如何選擇邏輯樹中的模型；等級 3 和等級 4 的 SSHAC 報告進一步展示資料、模型和方法的全部範圍，以及整合階段模型的技術辯解更為嚴謹。高等級 SSHAC 計畫的其它優勢有：(1)風險計算的輸入和估計不容易被挑戰。(2)增加全貌展現輸入知識和風險不確定性的機會。(3)風險評估結果更為持久和穩定，亦即風險更新的機會降低。

增加管制保證是 SSHAC 等級 3 和等級 4 計畫的主要優勢，但並不保證管制通過。由 SSHAC 等級 2 提升至等級 3，時間、精力、複雜性和經費大量增加，但也顯著增加管制保證。就管制保證而言，SSHAC 等級 3 和等級 4 視為等效，僅是組織架構稍微不同。

NUREG-2213 (USNRC, 2018)第二章最後詳細說明 SSHAC 計畫的主要角色及其特質和職責。SSHAC 程序的本質是專家之間有組織的交流，達成 CBR 滿足 TDI 的完善風險計畫，故成功程序取決於清楚定義參與計畫的角色和責任。以 SSHAC 等級 3 專案計畫為例，組織架構和主要角色如圖 1-4 所示，底下依序說明這些角色和其主要責任。

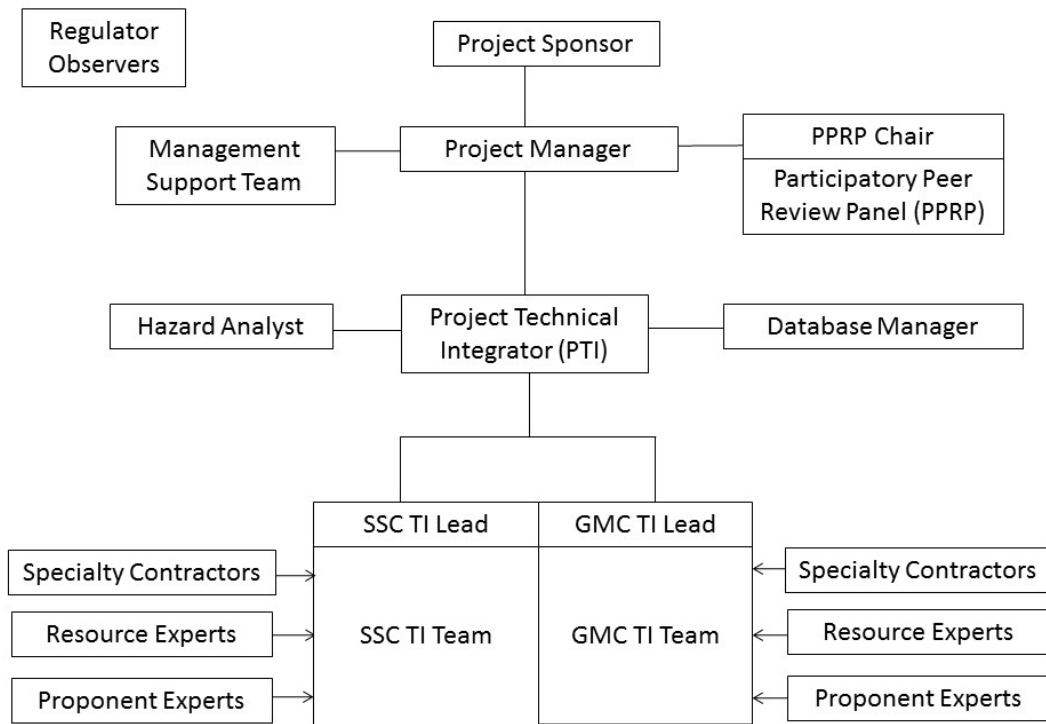


圖 1-4 SSHAC 等級 3 專案計畫的組織架構(NUREG-2213)

這些角色在 SSHAC 程序若能有效貢獻，須具備某些特質，即為選擇計畫參與人員的關鍵標準。對某些主要技術角色而言，擁有關鍵特質的程度如圖 1-5 所示，這些特質包含專業知識、參與 SSHAC 計畫的經驗、以及承擔特定責任的意願。團隊和小組首席的責任比較大，對其知識和經驗的要求比較高。在多數計畫中，TI 團隊和 PPRP 可能有部份成員不具 SSHAC 經驗，這樣方可集合適宜資格的成員。選擇 SSHAC 成員可能因利益衝突產生認知偏差，雖然不必因此排除某些成員，但仍須明白記載。

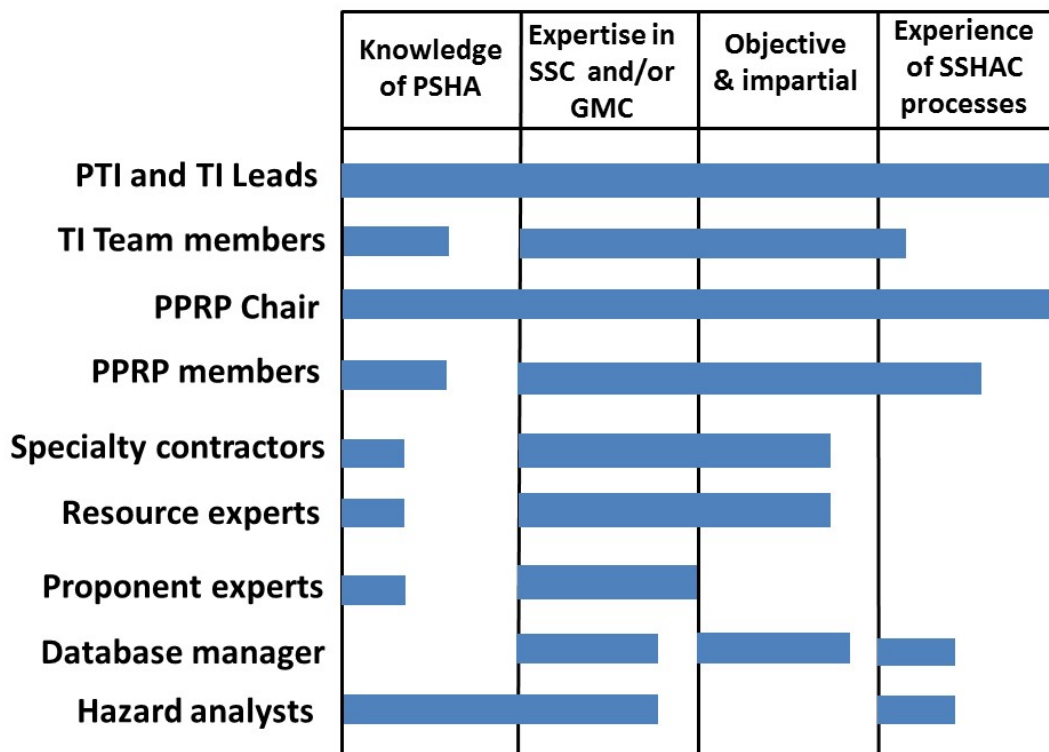


圖 1-5 SSHAC 等級 3 專案計畫的角色特性(NUREG-2213)

1. 出資者(Sponsor)

出資者是 SSHAC 風險計畫的贊助單位，擁有計畫的產出權。以核電廠的管制設施而言，出資者會以風險計畫來提出安全保證或證照申請，故指定須準時交付的需求，例如品質保證(Quality Assurance, QA)的責任。出資者也可能指定 SSHAC 計畫的期程，以便成果供後續工作使用。預期出資者認同和任命專案經理，成為全程計畫的接觸點(Point Of Contact, POC)。出資者可能協助安排 QA 人員，以及認同主要角色(包含 PPRP 主席)的適合人選。計畫一旦開始，專案經理會即時告知出資者計畫進展，出資者可與專案經理交流計畫的期程、交付項目或需求回應的改變等，除此之外，出資者不得干預計畫進展。

2. 專案經理(Project Manager, PM)

專案經理是 SSHAC 計畫必不可缺的角色之一，位階在交流架構中心，是出資者和 PPRP，以及 TI 團隊之間(透過 PTI)惟一的接觸點。

專案經理的特質條述如下：

- (1)對資源的優先順序和計畫風險管理必須有優秀素質，以及管理大型計畫的經驗。
- (2)清楚了解 QA 需求和 SSHAC 程序。
- (3)最好具有風險評估的技術知識，至少也要達到與 PPRP 主席和 PTI 清楚溝通的程度，特殊技術議題可委由 PTI 或 TFI/TI 去溝通。
- (4)除了高度組織力之外，還能創造專業且和睦的氛圍，使 SSHAC 計畫受益匪淺。
- (5)要立場堅定，避免離題太遠的情況發生。
- (6)SSHAC 等級 3 和等級 4 風險計畫的專案經理至少要半職付出，全盤了解必辦事項，及時且負責任處理解決出現的議題。

專案經理的職責條述如下：

- (1)通知出資者計畫進展，意謂與出資者定期會議和聯繫 PTI。
- (2)對計畫執行負起全面責任，包含遵守期程、預算和範圍，以及對 QA 需求的承諾。
- (3)計畫一開始，專案經理就要預約 PTI、TFI 或 TI 首席，接著是啟動會議、研討會和 PPRP 簡報的後勤安排，也要提供正式工作會議 TI 首席的後勤支援。
- (4)必須出席所有研討會和 TI 團隊的正式工作會議，以便定期向出資者報告計畫進展的第一手訊息。

(5) 是 PPRP 的接觸點，必須出席所有 PPRP 參與的會議，確保合適的觀察者角色受尊重。

(6) 最終責任是傳送期末報告和相關產出給 QA 需求。

3. 管理支援團隊(Management Support Team)

高等級風險計畫的專案經理工作繁重，需要幕僚團隊的支援。管理支援團隊不可或缺的角色是 QA 人員，與專案經理獨立工作但密切合作，確保出資者指定的 QA 需求得以遵守。另一個重要的支援角色是技術編輯，協作和產出期末文件，特別注重文件的格式一致、呈現風格、整體佈局和品質。除此之外，與眾多參與者簽約和研討會後勤工作也需要管理支援。

4. 專案技術整合者(Project Technical Integrator, PTI)

SSHAC 等級 3 和等級 4 風險計畫有多個子計畫由 TFI/TI 首席帶領，需要專案技術整合者全盤技術協調。基本上，PTI 扮演專案經理、技術首席和技術產出發言人的輔助角色。

專案技術整合者的特質條述如下：

- (1) 在風險計畫、SSHAC 程序的應用、風險輸入模型所有元件的了解和風險結果下游運用的理解等方面有豐富經驗。
- (2) 在許多成功的 SSHAC 等級 3 計畫中，由 TI 首席其中之一兼任 PTI，這樣方便應對 SSC 和 GMC 之間的交流議題，但 PTI 的工作負擔增加可觀。

專案技術整合者的職責條述如下：

- (1) 陪伴專案經理出席出資者的簡報，演說技術議題。
- (2) 透過與出資者的聯繫，確保計畫交付成果可滿足出資者和管制單位的需求。因此，PTI、專案經理和 QA 人員需密切配合。

- (3) 需密切聯繫 TFI/TI 首席，探討互相配合的議題，為了有效扮演角色，PTI 會參加 TI 團隊的某些正式工作會議。
- (4) 要協調資料庫經理，確保及時和便利提供所有相關資料、模型和方法給 TI 團隊。
- (5) 要與風險分析師協調工作，包括 QA 事項。
- (6) 要與專案經理和 TFI/TI 首席密切合作，確保適時進行風險計算的準備、執行、檢核和報告。
- (7) 在開工會議和研討會時，PTI 預計提供 PSHA 的基本概述、特定計畫的整體目標和 SSHAC 程序的訓練。
- (8) 在發展 PSHA 計算的輸入模型時，PTI 可以緩解 TFI/TI 首席的工作，使他們專注於評估和整合的核心行動。

5. 技術協調／整合團隊(Technical Facilitator/Integration, TFI)

技術協調／整合團隊只存在於 SSHAC 等級 4 計畫中，TFI 的責任非常類似 SSHAC 等級 3 計畫的 TI，TFI 常扮演挑選評估和整合專家的核心角色，但 TFI 不當評估專家，而是加速一群個別專家或專家團隊在評估和整合階段的交流，確保所有評估可被挑戰和適當定義，評估專家全程都客觀和公正，評估專家已考慮所有可用的資料、模型和方法，以及最終產出使 CBR 滿足 TDI 的 SSC 和 GMC 模型。這些任務可經由 TFI 和個別專家的緊密工作會議來強化。

在 SSHAC 等級 4 計畫中，TFI 的角色舉足輕重，故指定合適資格的人選至關重要，其必要特質包括 TI 首席須具備的所有特質，特別須對評估專家可能的各種認知偏差充分了解，也須有效且清楚溝通的能力，心甘情願去鼓勵參與者在有組織和有效的程序中，履行他們的角色。TFI 願意為計畫貢獻許多時間，全程持續可取得聯繫，

針對評估專家的詢問和要求，隨時提供清楚和完整的回應。

6. 技術整合首席(Technical Integrator Lead)

SSHAC 程序的核心運作乃藉由評估和整合來發展 SSC 和 GMC 模型，當作 PSHA 的輸入。在 SSHAC 等級 1 至等級 3 計畫中，TI 首席藉由 TI 團隊專家們的幫忙，協調這些模型的發展。計畫自始至終，各 TI 首席彼此之間，以及與 PTI 應密切溝通，確保解決所有技術議題。

TI 首席的特質條述如下：

- (1) 對 SSC 或 GMC 議題擁有強勁技術背景，以及執行 PSHA 計畫的經驗。
- (2) 必須被 TI 團隊成員視為同儕，在技術群組須擁有優質聲譽。
- (3) 有意願也有能力對計畫投入可觀的時間和精力。

TI 首席的職責條述如下：

- (1) 首要責任在確保及時給予 CBR 滿足 TDI 的 SSC 和 GMC 模型。
- (2) 確保 TI 團隊(整體和個人)擁有最終模型的智慧財產權。
- (3) 確保 TI 團隊所有成員了解認知偏差的潛勢，並警告他們偏差可能影響評估。
- (4) 教導不熟悉隨機變異性、認知不確定性和如何應用於 PSHA 的 TI 團隊成員。
- (5) 為了達成最終目標，TI 首席有責任挑選合適的資源和倡議專家來與整個 TI 團隊溝通，並邀請他們參加相關研討會，清楚指導他們參與的範圍。
- (6) 萬一有資源和倡議專家因故缺席，TI 首席需確保 TI 團隊完全知悉他們的意見。

- (7) TI 首席負責運行研討會各場次，並確保所有參加者清楚了解研討會目標、個別角色、研討會產出需求、以及地震風險分析議題討論後的可能結果。
- (8) TI 首席也要與 TI 團隊召開和運行工作會議，負責確保所有 TI 團隊成員取得可用資料和訊息，確認 SSC 或 GMC 模型的記載文件完整及詳盡。
- (9) 一旦發現有 TI 團隊成員資格不足、無法融入工作或持續有偏袒的評估，TI 首席須解決問題，甚至拔除無意願面對這些問題的成員。

7. 技術整合團隊成員(Technical Integration Team Members)

SSHAC 程序的核心角色是評估和整合專家，始終如一地融入 TI 團隊成員(等級 3)或專家小組成員(等級 4)的角色。因此，評估和整合專家(在等級 4 可能是個人或團隊)可簡稱為 TI 團隊成員。

TI 團隊成員的特質條述如下：

- (1) 精通相關主題的技術背景，對既有模型和模型對地震風險的衝擊做出明智的評估，最好了解 PSHA 的基本運作方式，以及那些評估要素如何影響和衝擊風險估計值，不過不須藉此排除合適專家人選進入 TI 團隊，畢竟 TI 首席可以提供這些事項的訓練。
- (2) 客觀評估他人觀點的能力，也能開發模型來表達 TI 團隊的知識和不確定性。
- (3) 客觀評估替代模型和方法優、劣勢的能力。
- (4) 多少熟悉風險分析不確定性的量化步驟。
- (5) 及時地記載清楚且完整的文件。
- (6) 保證為計畫付出時間和精力

TI 團隊成員的職責條述如下：

- (1) 當評估專家時，須客觀辨認既有資料、模型和方法，並對它們的一般品質和可靠度、以及估計的特殊應用，進行評估。
 - (2) 評估資料和各式各樣模型、質疑它們的技術依據和背後假設、甚至用觀測值測試模型。
 - (3) 評估多數技術社群的資料、模型和方法，建構 SSC 和 GMC 模型，當作 PSHA 的輸入，使其 CBR 滿足 TDI，對模型所有要素的技術背景提供完整且清楚的辯護。
 - (4) 評估階段包括專家間和研討會的交流 例如質疑倡議專家和查問資源專家等。
 - (5) 整合階段負責建構 SSC 和 GMC 模型，針對模型選擇和權重指定表達清楚的技術辯解和理論基礎。
 - (6) 沒有義務在邏輯樹中包容所有倡議觀點，若有存在於技術社群的任何特別模型被排除，須提出辯解文件。
 - (7) 在 SSHAC 等級 3 以下的計畫中，除了團隊工作能力之外，也需要與其它團隊成員友善、尊重的溝通。
 - (8) 須具備挑戰倡議觀點和辯護自身評鑑的良好溝通技能。
 - (9) 客觀運作，放棄倡議角色，甚至於謹嚴評估自己發展的模型。
 - (10) 保證為計畫付出可觀的時間和精力，參加所有研討會和相關工作會議。
 - (11) TI 團隊不能由單一機構或群組操控，成員才能對計畫貢獻多樣化技術觀點，降低機構利益衝突意識造成認知偏差的機率。
8. 及時同儕審查小組主席(Participatory Peer Review Panel Chair)
- 得到及時同儕審查小組的贊同，SSHAC 風險計畫才能標記為成

功完成，而 PPRP 有效運作的決定性角色是 PPRP 主席。PPRP 主席是小組的發言人，也是與專案經理的聯絡人。

PPRP 主席的特質條述如下：

- (1) 具有 PSHA 的工作知識。
- (2) 具有 SSHAC 計畫的密集經驗。
- (3) 憑自己的能力被高度尊重為技術專家。
- (4) 有能力在群組內維持和睦的關係以達成共識的結論。

PPRP 主席的職責條述如下：

- (1) 協調專案經理來選擇和指定小組成員。
- (2) 負責小組的工作協調。
- (3) 確保小組嚴守 SSHAC 原則，以及在技術評估和整合程序，維持獨立和公正的評估。
- (4) 召開研討會前、後的小組會議。
- (5) 選定小組成員當 TI 團隊每一次工作會議的合適觀察員。
- (6) 確保小組取得共識意見。
- (7) 確保關切事項已與專案經理清楚且及時溝通。
- (8) 積極地追蹤未達滿意回覆的議題。
- (9) 匯編小組成員的意見和評論為單一文件，以利溝通，但須確保這些意見和評論是清楚、客觀、並與風險計畫的目標和目的相關。
小組成員個人科技求知慾的意見不應列入正式的計畫文件。
- (10) 確認小組成員的意見和評論得到按時回饋。

9. 及時同儕審查小組(Participatory Peer Review Panel, PPRP)

及時同儕審查小組是 SSHAC 風險計畫不可或缺的關鍵要素。在 SSHAC 期末報告發佈之後，PPRP 要提出結尾帖，標明計畫是否

符合指定計畫等級的要求，以及所有技術評估是否適當辯護和記載。PPRP 的結尾帖贊同上述兩事，計畫才能稱為成功執行。如此背書視為同意 SSHAC 計畫品質的印章，因此 PPRP 由在地震風險評估有經驗和高度尊崇的專家組成至關重要。

PPRP 扮演兩個平行角色，技術審查和程序審查。技術審查時，PPRP 負責確保資料、模型和方法的全部範圍已被適當考慮，所發展模型的 CBR 滿足 TDI，以及所有技術決策已充分辯護和記載。程序審查時，PPRP 確保計畫符合所選擇 SSHAC 等級的需求。綜合言之，這兩種監督角色保證評估和整合的適當執行。

PPRP 的成員資格著重於個人身份，而非代表隸屬機構或僱主，純以各自領域的公認領導者行使權利。

PPRP 的特質條述如下：

- (1) 所有成員了解且信守 SSHAC 原則。
- (2) 所有成員承諾花費足夠時間去熟稔議題、資料和模型。
- (3) 所有成員能徹底地審查已開發的文件。
- (4) 某些成員具有 SSHAC 計畫的經驗。
- (5) 成員能集體處理架構 SSC 和 GMC 模型，以及進行 PSHA 的所有技術層面。

PPRP 的職責條述如下：

- (1) 保持自主狀態，維持客觀性，不捲入技術評估。
- (2) 純以個人身份參與，不受所屬機構意見左右。
- (3) 總是認知其責任不在贊同 SSC 和 GMC 模型與否，而是滿意這些模型的技術依據已合適辯解與否。
- (4) 透過專案經理對 PTI 和 TI 首席提供清楚且及時的回饋，確保任

何技術或程序缺陷能儘早鑑定，得以修正。

- (5) 提供改進或有效執行活動方式的觀點和建議。
- (6) 根據技術審查，突顯任何未曾考慮的資料、模型或倡議。
- (7) 判斷模型被採用或不採用，以及邏輯樹分支權重的理由。
- (8) 審查計畫方案，包括 TI 團隊的組成。
- (9) 參加開工會議。
- (10) 參加研討會，以及與 PM、PTI、TFI/TI 首席參與每天研討會後的閉門簡報。
- (11) 每次研討會後，定期提出書面意見。
- (12) 審查第二次研討會議程以及資源和倡議專家邀請名單，提出合適額外或替代專家建議人選。
- (13) 一或多個成員代表 PPRP 參加每一次正式工作會議，審查評估和整合過程，並回報給其他成員。
- (14) 在第三次研討會時，討論期初 SSC 和 GMC 模型，使 CBR 滿足 TDI，並直接質問和挑戰 TI 團隊的評估。
- (15) 審查最終風險輸入文件(HID)，在期末會議聽取 PTI 和 TFI/TI 首席的 PPRP 簡報。
- (16) 審查期末計畫報告草稿。
- (17) 發出 PPRP 結尾帖，之後接受和結束期末計畫報告。

10. 風險分析師(Hazard Analyst)

風險分析師執行所有 TI 團隊要求的 PSHA 計算，包含第一次研討會討論的敏感度分析，第三次研討會討論期初 SSC 和 GMC 模型的風險計算，期末計畫報告記載的最終 PSHA 計算。

風險分析師的特質條述如下：

- (1) 必須通盤了解 PSHA，擁有 PSHA 計算的經驗。
- (2) 就執行 SSC 和 GMC 模型的觀點而言，必須了解這些模型。
- (3) 最好能理解 SSHAC 程序，但不要求事先有 SSHAC 經驗。

風險分析師的職責條述如下：

- (1) 必須密切聯繫 PTI，確保 TI 團隊知悉風險計算程式所需的輸入和限制。
- (2) 了解 SSC 和 GMC 模型的指定方式。
- (3) 與 PTI 和 PM 協調，確保排程中有足夠時間執行風險計算和檢查。
- (4) 與 QA 官員一起工作，確保合適的 QA 查核已應用於風險計算。

11. 專業下包商(Specialty Contractor)

專業下包商是個人或團體，執行資料收集或分析，以便 TI 團隊進行評估。通常要求專業下包商遞交清楚且完整的工作記載文件，包含任何數值資料和結果的數位格式。通常會邀請專業下包商出席研討會，呈報結果，此時被視為資源專家。專業下包商的重要特質是公正性和客觀性。

專業下包商的職責條述如下：

- (1) 在該專業領域須為合格且有經驗的專家，但不須為開發 SSC 或 GMC 模型的專家。
- (2) 不須了解 PSHA 和 SSHAC 程序，但須理解學術上的不確定性和

如何量化。

(3) 清楚確認工作的注意事項、限制和假設。

(4) 如果工作涉及新資料的收集，須透過 PTI 和 PM 與 QA 官員聯繫，確保符合 QA 要求。

12. 資料庫經理(Database Manager)

資料庫經理編製、維護和分發所有經 TI 團隊評估的相關資料、模型和方法。資料庫通常包含專業文獻的論文、詳盡闡述場址鄰近的報告、圖形和影像、以及資料檔案，全部以電子格式儲存。資料庫由 TFI/TI 首席和 PTI 提供，內容包括在研討會經由 TI 團隊成員、資源和倡議專家確認的訊息，也有專業承包商收集或產生的資料。資料庫經理與 PTI 接觸，可以是個人或團體，專責於工作，不過也曾發現 TI 團隊某位成員有效兼任此角色。在完整的 PSHA 計畫中，資料庫經理很可能是 SSC TI 團隊的某位成員，常常遞交比已編製更多的資料庫，供 GMC 子計畫使用。

資料庫經理的職責條述如下：

(1) 訊息編目，確保安全備份和有效分發給 TI 團隊成員。

(2) 資料庫內容也准許傳給有興趣的參與方，如 PPRP。

(3) 資料庫通常放置於網路平台。

13. 資源專家(Resource Expert)

資源專家以公正態度在研討會(SSHAC 等級 3 和等級 4 計畫)展示訊息；若是 SSHAC 等級 1 和等級 2 計畫，訊息展示比較不正式(無研討會)。

資源專家的特質條述如下：

(1) 公正性。

(2)在特定區域(或資料、模型和方法)擁有地殼構造、地質或地震的深廣知識。

(3)在這些主題上，有多年工作經驗，並發表許多文章。

資源專家的職責條述如下：

(1)以公正和公開方式分享技術知識，展示給 TI 團隊。

(2)公正和坦白地回覆 TI 團隊的問題。

(3)發表對特定資料庫的理解，包括如何取得資料、資料注意事項、假設和限制、以及解析度和不確定性。

(4)對展示資訊負責，但不須取得所有權。

(5)被要求展示已完成的模型和方法，但不能提倡任何特定模型和方法。

(6)展示訊息不涉及風險輸入的解釋。

14. 倡議專家(Proponent Expert)

倡議專家提倡被認為與風險分析相關且可信的特定模型、方法或參數。倡議專家可以發表自己的模型，他人已發佈的模型(可能廣為人知或具爭議性)，或是尚未發佈的新模型。在較高等級的 SSHAC 計畫中，倡議專家在正式研討會的論壇提倡模型。在計畫的某一指定點，資源專家甚至 TI 團隊成員可能當倡議專家，此時必須非常清楚角色的轉換。倘若一旦回歸 TI 團隊成員，即須回復公正評估的角色。角色靈活性實際上很有用，例如反向提倡時，倡議專家可以揭露其模型的特殊弱點或限制，建議不要採用其模型。

倡議專家的特質條述如下：

(1)在特定區域(或資料、模型和方法)擁有地殼構造、地質或地震的深廣知識。

(2)有能力辯護模型和其基礎。

(3)在研討會的論壇上，願意供認模型的假設、不確定性和限制。

倡議專家的職責條述如下：

(1)推動模型被採用，當作風險計算的輸入。

(2)辯護其主張，論證模型的技術依據，面對技術挑戰時，辯護模型。

(3)不以任何形式參與 TI 團隊的權重指定。

(4)不具最後風險模型的所有權。

15.觀察員(Observers)

觀察員參加研討會，但不主動參與討論。觀察 SSHAC 程序的機會很有價值，故 SSHAC 計畫儘可能提供機會。出資者總會派一位以上觀察員參加研討會，提供機會給管制單位也是常態，使得管制單位或其他決策者直接見證提供管制保證的程序。在研討會時，觀察員必須固守其角色，但在普遍實務上，會允許觀察員在每一天結束時或研討會結束時發問或講評。

16.管制人員(Regulators)

SSHAC 風險計畫常用於安全攸關設施的請證或安全評估，之前的經驗已證明相關管制人員參與和觀察研討會的好處，管制人員可利用研討會每一天結束的特別時機，提出回饋、引出要事和請求澄清。除了觀察研討會之外，管制人員可接到計畫方案副本和其它公開的臨時書面文件，如研討會摘要等。管制人員須對 SSHAC 計畫等級的選擇投入意見。

管制人員接觸計畫的利益是加強場址地震風險評估的保證，和熟稔計畫具體細節，熟稔計畫細節將使有效果和高效率的管制審查聚焦於重要風險議題。PPRP 公正而有經驗的審查讓管制人員確認程

序恰當和技術評估充分，但採用 SSHAC 程序並未保證管制認可，即令計畫完全符合程序要求。

即使 SSHAC 程序要求正式的及時同儕審查，最終管制人員有責任審查期末報告安全評估的適用性。在 PPRP 完成結尾帖之後，管制人員的抉擇有：(1)毫無保留地接受 SSHAC 計畫。(2)澄清和排除爭端後，接受 SSHAC 計畫。(3)駁回 SSHAC 計畫。雖然駁回已執行的 SSHAC 計畫相當罕見，一旦管制人員駁回計畫或排除部份計畫，後續修改有如計畫的更新。

最近 SSHAC 計畫的實際經驗顯示高效率的管制審查通常涉及下列型態的問題：

(1) SSHAC 程序是否合理地遵循合適的導則(如 NUREG/CR-6372 NUREG-2117 和 NUREG-2213)？

諸如：潛在的認知偏差是否在研討會期初討論？PTI 或 TI 首席是否在研討會確認或解說可能的認知偏差？研討會的廣度是否支持 PSHA 合理的發展？

(2) PPRP 的效率如何？

諸如：PPRP 是否自始至終參與 SSHAC 程序？先前 PPRP 的意見或掛慮是否在下次研討會/會議發佈？PPRP 的審查意見如何解決？是否仍有嚴重影響結果的 PPRP 審查意見未解決？

(3) 是否考慮可適用的資料？

諸如：是否開發一個通用資料庫？參與者是否容易取得資料庫？資料庫是否更新？參與者是否知悉更新？當地專家是否參與相關資料的辨別？潛在的相關資料是否未考慮？資料總結和呈現是否足夠供 PSHA 使用？

(4) 是否考慮資料不確定性的鑑別？

諸如：彙編資料時，是否維持原始量測的不確定性？如果資料來自不同研究，是否處理校驗和偏差議題？TI 團隊和 PPRP 是否考慮資料品質議題？資料不確定性如何傳遞給後續模型和計算？

(5) 是否考慮可能應用模型的合宜範圍？

諸如：如何開發和記載可能模型的範圍？合適的模型範圍倡議專家是否參與研討會？TI 團隊與倡議專家交往情況如何？是否合宜呈現替代觀點？潛在相關模型的建議是否未考慮？

(6) 分析時如何選擇模型和權重？

諸如：是否提供模型引入或排除的依據？模型權重如何開發是否合宜記載？模型是否經由獨立訊息來驗證或贊同？模型引入或排除是否經由公開討論之交流？如果開發新模型，既有模型的限制是否記載？

(7) 模型和資料如何湊合入 PSHA？

諸如：如何摘取模型至邏輯樹分支和權重？如何以敏感度分析改善邏輯樹分支和權重？如何分離隨機和認知不確定性？這些不確定性如何傳播至整體結果？是否清楚如何產生整體結果？

強烈建議管制人員觀察研討會時，記住這些問題的特性。直接觀察促進對 SSHAC 計畫程序和技術細節的徹底了解，僅憑文件記載難以覺察出。這些問題乃基於過往經驗所提供的訊息，不能排除未來管制人員審查標準的進展。

第三章 SSHAC 程序的基本步驟

NUREG-2213 (USNRC, 2018) 的第三章進一步說明 SSHAC 計畫的四個等級，愈高等級的計畫，愈能確保 CBR 滿足 TDI，造成愈大

的管制保證。SSHAC 計畫須遵循所需步驟，不同 SSHAC 等級於每一步驟的差異在於付出的精力和複雜性。比起前兩本導則，NUREG-2213 (USNRC, 2018)對 SSHAC 的等級和程序提供額外的澄清和描述。第三章內容為：(1)特別對 SSHAC 等級 1 和等級 2 計畫的程序，以及等級 2 計畫的可選擴充，提供新導則。(2)討論如何選擇適當的等級。(3)討論計畫方案。(4)選擇計畫參與者。(5)評估程序。(6)整合程序。(7)期初危害度計算和敏感度分析。(8)PPRP 簡報的加強討論。(9)期末危害度計算。(10)清楚且詳盡文件記載的建議。

1. SSHAC 計畫等級的描述

NUREG-2213 (USNRC, 2018)第 3.1 節描述 SSHAC 計畫的等級和相關付出，不同於前兩本導則聚焦於 SSHAC 等級 3 和等級 4 計畫的執行，NUREG-2213 (USNRC, 2018)一來提供執行 SSHAC 等級 1 和等級 2 計畫的導則，二來擴充 SSHAC 等級 3 和等級 4 計畫的執行導則。

SSHAC 等級 1 PSHA 計畫的流程圖如圖 1-6 所示，其與 PPRP 相關交流的流程圖則示於圖 1-7。SSHAC 等級 2 PSHA 計畫的流程圖如圖 1-8 所示，SSHAC 等級 2 計畫可以自選擴充，SSHAC 等級 1、等級 2、等級 2 擴充和等級 3 的屬性差異比較列於表 1-4。SSHAC 等級 2 擴充計畫與原先等級 2 計畫的主要差異在於同儕審查為及時參與，以及召開研討會。SSHAC 等級 3 PSHA 計畫的流程圖如圖 1-9 所示，SSHAC 等級 3 和等級 4 計畫的組構差異示於圖 1-10。SSHAC 等級 3 和等級 4 計畫的 13 個基本步驟及其說明列於表 1-5。

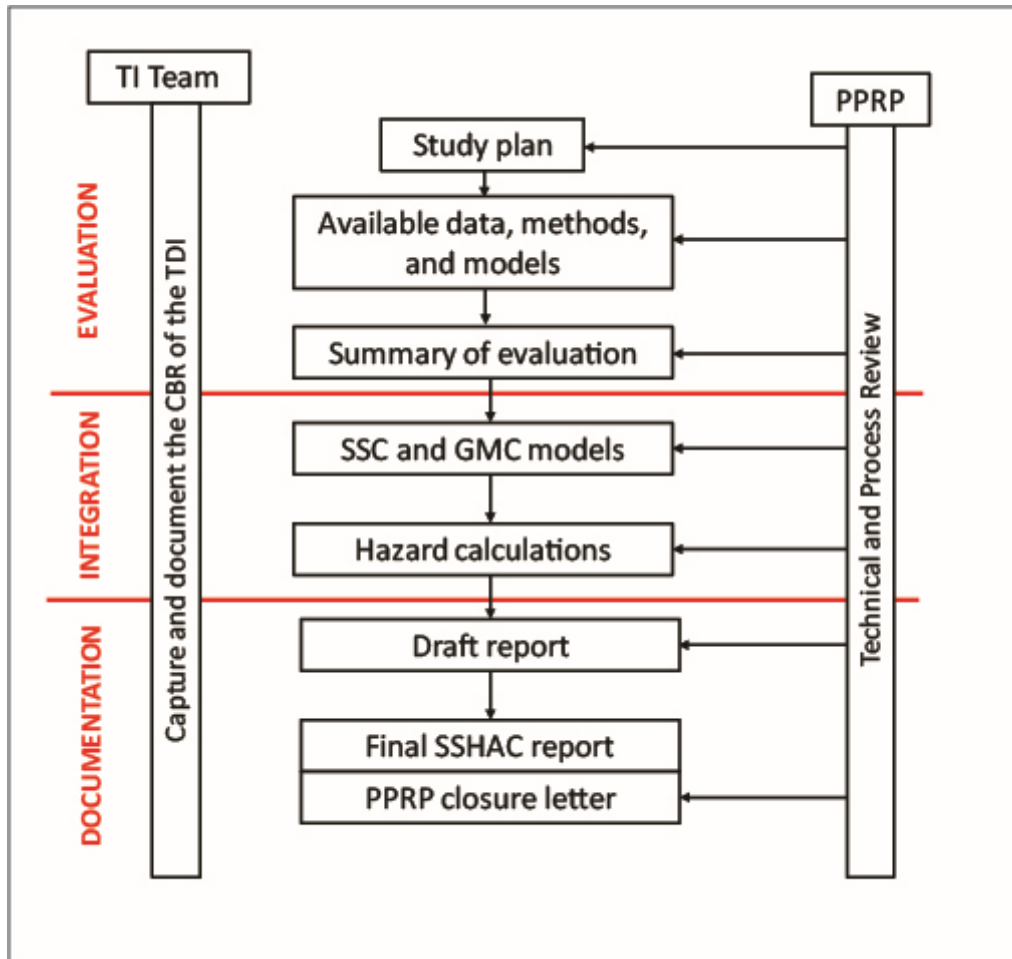


圖 1-6 SSHAC 等級 1 PSHA 計畫的流程圖(NUREG-2213)

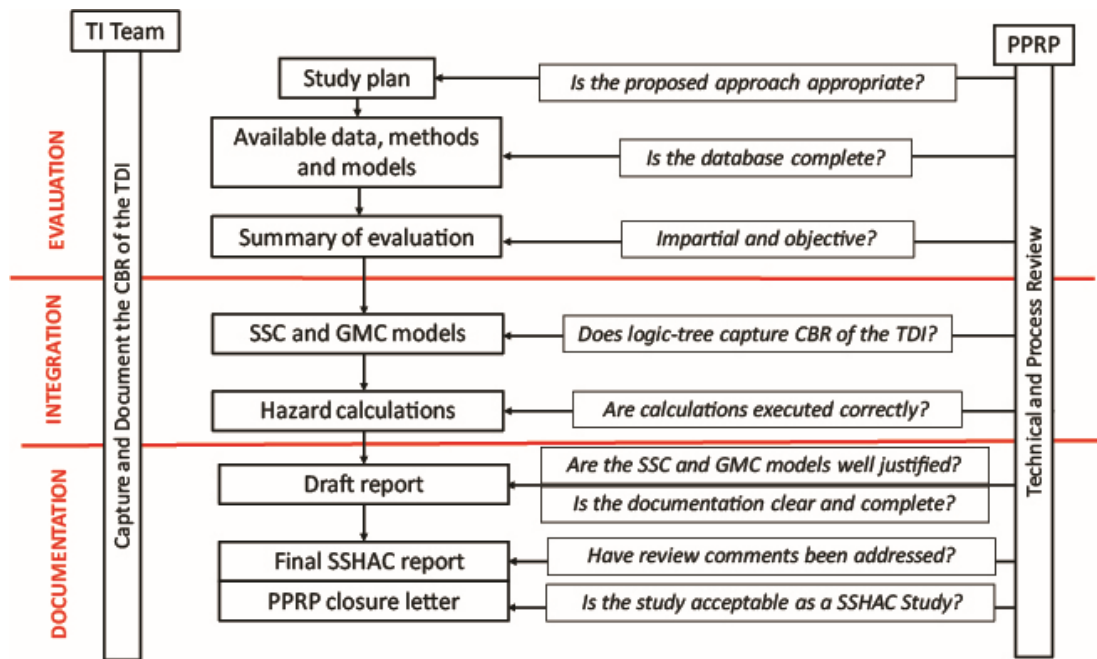


圖 1-7 SSHAC 等級 1 PSHA 計畫與 PPRP 相關的流程圖 (NUREG-2213)

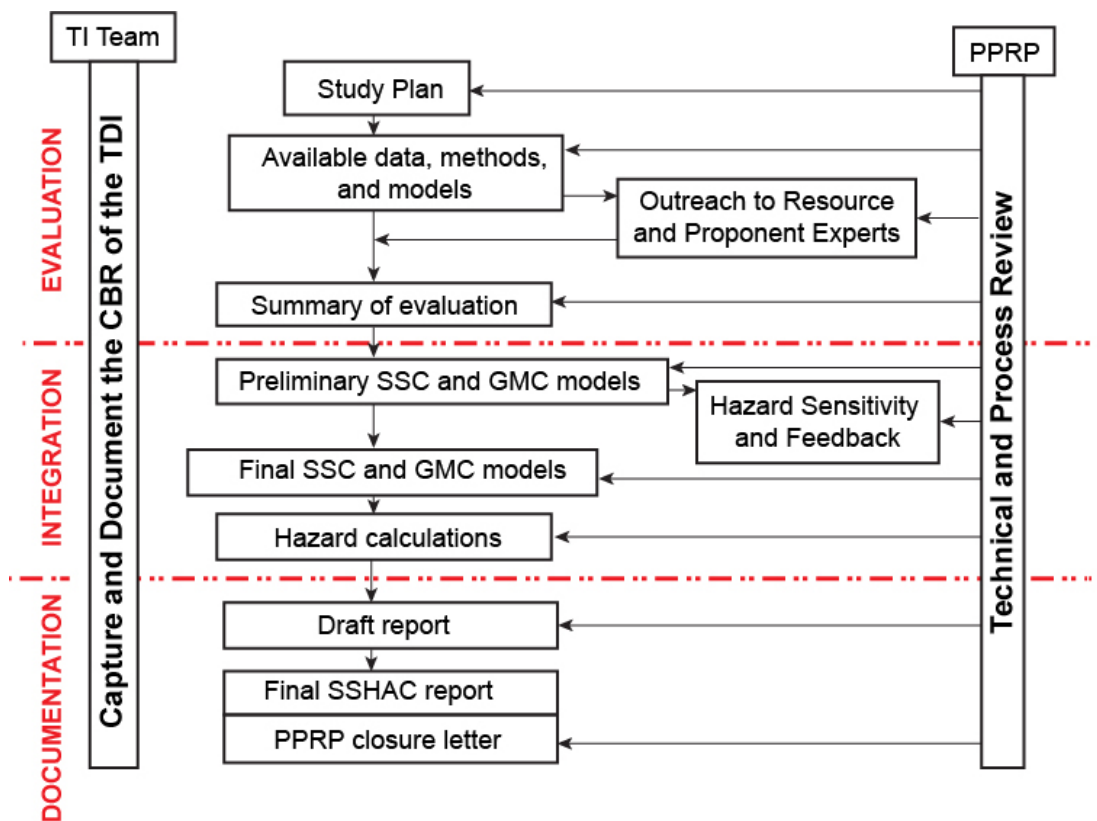


圖 1-8 SSHAC 等級 2 PSHA 計畫的流程圖(NUREG-2213)

表1-4 SSHAC等級1至等級3的屬性(NUREG-2213)

	等級 1	等級 2	等級 2 擴充	等級 3
同儕 審查	至少兩位審查者，評估和整合的交流	兩位以上審查者，期初模型的回饋	至少一位審查者觀察工作會議，TI 團隊與外部專家交流，有研討會	最好五位審查者參與評估和整合，PPRP 期末模型簡覆
技術整合團隊	TI 團隊小	TI 團隊小，可能多團隊	TI 團隊大	TI 團隊至少五位成員
評估	敏感度分析重要議題，系統審核文獻	外擴倡議和資源專家	兩次研討會，或一次混合倡議和資源專家的研討會	兩次倡議和資源專家的研討會，資料摘要表
整合	開發 CBR 滿足 TDI 的模型	TI 團隊交流和風險回饋	研討會#3，PPRP 回饋	研討會#3，期初模型，PPRP 簡覆

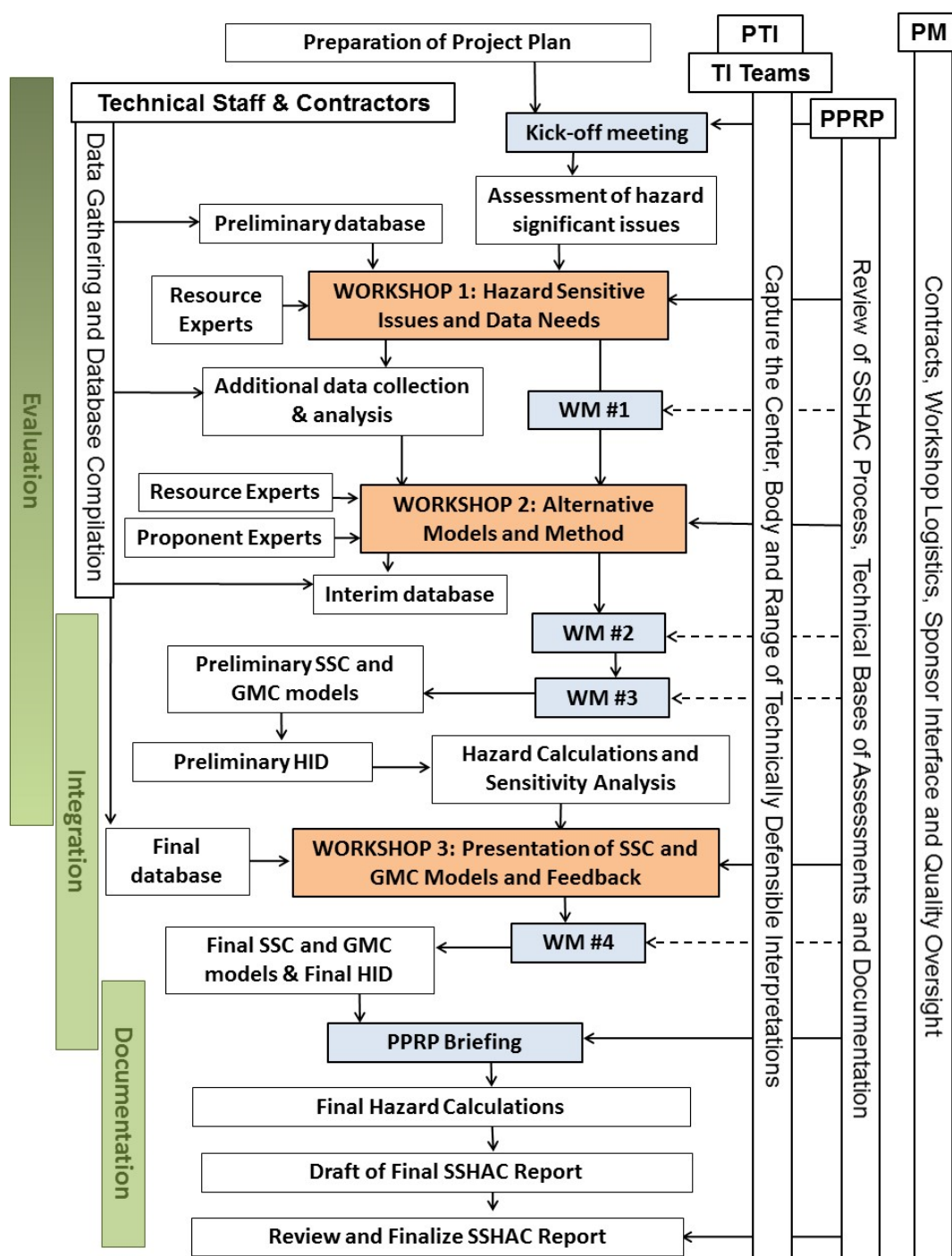


圖 1-9 SSHAC 等級 3 PSHA 計畫的流程圖(NUREG-2213)

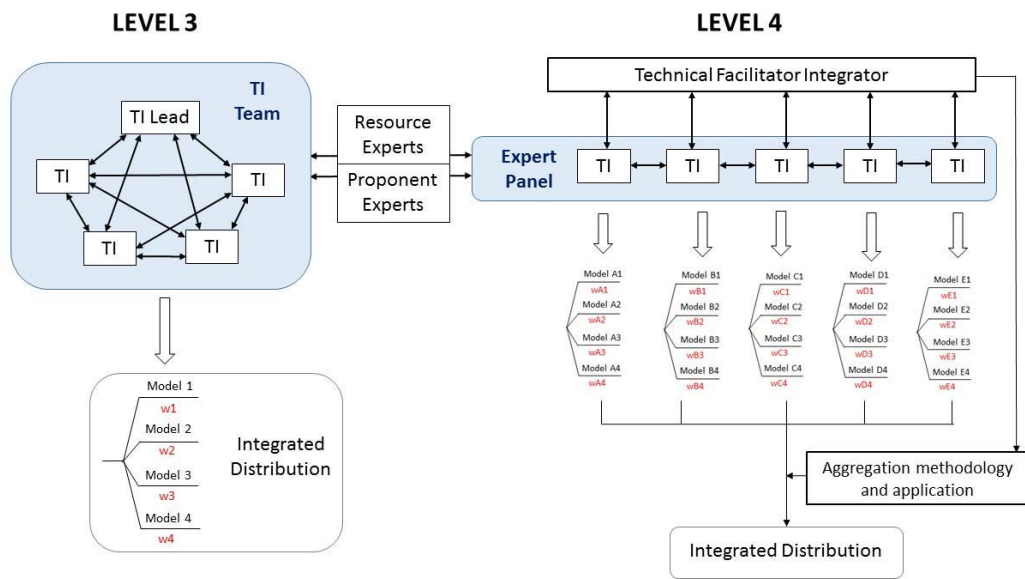


圖 1-10 SSHAC 等級 3 和等級 4 計畫的組織差異(NUREG-2213)

表1-5 SSHAC等級3和等級4計畫的基本步驟(NUREG-2213)

基本步驟	說明
選擇 SSHAC 等級	記載決策標準和程序
開發計畫方案	包含計畫組織、技術和程序等活動
選擇計畫參與者	包含經理人員、技術專家和 PPRP
開發計畫資料庫	彙編既有可用資料 聚焦新資料收集 分發資料給評估專家
進行研討會#1 和#2	#1：重要風險議題和可用資料 #2：替代模型和方法
開發期初 SSC、GMC 模型和 HID	開發期初 SSC 和 GMC 模型 提供 HID 之輸入給風險計算
執行期初風險計算和敏感度分析	期中計算展示專家模型各元素的影響 風險計算顯示模型各元素的重要性 敏感度分析包含不確定性的貢獻
進行研討會#3	期初 SSC 和 GMC 模型回饋 審視風險敏感度分析 TI 團隊和 PPRP 討論期初模型
容入 PPRP 簡覆	TI 團隊討論和呈現期末 SSC 和 GMC 模型
根據回饋完成模型	根據回饋排序和聚焦最終程序 執行 SSHAC-4 的評估專家綜合程序
執行期末風險計算和敏感度分析	展示可交付後續使用的風險結果
完成計畫報告初稿和定稿	記載程序、技術依據和結果 PPRP 對工作會議和研討會的觀察 PPRP 對重要成果和活動定期的文字審查
PPRP 結尾帖	撰寫報告初稿審查意見 最終文字審查技術評估和程序

2. 選擇 SSHAC 計畫的步驟

NUREG-2213 (USNRC, 2018)第 3.2 節說明 SSHAC 計畫一開始的兩項重要決定，第一是選擇 SSHAC 計畫的等級，第二決定計畫是區域性或僅針對特定場址。

3. 計畫方案的開發

NUREG-2213 (USNRC, 2018)第 3.3 節說明 SSHAC 計畫方案的開發，通常由 PM 和 PTI 開發計畫方案，來釐定所有計畫參與者的角色和職責，適當且完整述明所有排程和技術活動，以及排定所有活動和交付事項的程序和行程表。

4. 選擇計畫參與者

NUREG-2213 (USNRC, 2018)第 3.4 節說明計畫參與者的選擇方式和標準。計畫出資者選擇 PM，PM 選擇 PTI，PM 和 PTI 選擇 TI 首席，在 PM 和 PTI 的同意下，TI 首席選擇 TI 團隊成員。PM 選擇 PPRP 主席，PM 和 PPRP 主席選擇 PPRP 其他成員。PM 和 PTI、TI 首席選擇資料庫經理、風險分析師、專業承包商、計畫後勤團隊、資源專家、倡議專家等等參與者。

5. 評估程序

NUREG-2213 (USNRC, 2018)第 3.5 節說明計畫的評估程序，例如：描述計畫資料庫的開發方式，如何變成考慮和評估的對象，如何傳遞資料庫給計畫參與者，收集新資料加入資料庫，如何記載資料庫的評估過程，以及評估程序所需的研討會等。

6. 整合程序

NUREG-2213 (USNRC, 2018)第 3.6 節說明計畫的整合程序，即建立 SSC 和 GMC 模型，以供 PSHA 計算。這程序包含多次工作會

議，期初模型在第三次研討會呈現和討論，期末模型用於最終風險計算之輸入。

7. 期初危害度計算和敏感度分析

NUREG-2213 (USNRC, 2018)第 3.7 節說明期初模型之危害度計算和敏感度分析，據以回饋，修正期末模型。

8. PPRP 簡報的加強討論

NUREG-2213 (USNRC, 2018)第 3.8 節說明計畫結束前的 PPRP 簡報。從第三次研討會開始，PPRP 在期初 SSC 和 GMC 模型的質問扮演主動角色，但之後 PPRP 少有機會觀察和了解期末模型的修正。因此，建議在期末 SSC 和 GMC 模型(包含 HID)完成之後，期末報告撰寫之前，TI 首席向 PPRP 簡報，來審查期末模型的所有元素和相關技術辯解。

9. 期末危害度計算

NUREG-2213 (USNRC, 2018)第 3.9 節說明期末危害度計算。對 SSHAC 計畫而言，不一定要執行期末危害度計算，例如區域性計畫或因應 QA 需求，欲控制場址反應等。為了確保期末模型在計畫報告準備階段不再變動，建議 TI 首席傳遞給風險分析師的 HID 中，註明期末模型的正式終點。一旦執行期末危害度計算，產出包括視覺化結果和後續用途所需之輸出。此外，亦包含敏感度分析結果，以了解危害度結果和相關不確定性的主要貢獻項。

10. 文件記載

NUREG-2213 (USNRC, 2018)第 3.10 節說明計畫文件的記載。計畫文件須描述：(1)風險分析的程序。(2)評估程序的可用資料。(3)多數技術社群考慮的資料、模型和方法。(4)模型的元素和技術依

據。(5)模型的 CBR 滿足 TDI。(6)風險結果和用途指示。

第四章 SSHAC 計畫的更新步驟

NUREG-2213 (USNRC, 2018)的第四章與機率式危害度評估的更新有關，討論風險計畫的取代、更新、和改善。新訊息可能觸發更新既有風險計畫的需求，何況某些管制環境要求定期評估更新需求。此章描述一些步驟，決定更新與否，以及如何維持原來計畫 SSHAC 標準的更新特性。因此，此章顯著釐清和擴充 NUREG-2117 (USNRC, 2012)第六章的 SSHAC 計畫更新討論，並取代之。底下依照 NUREG-2117 (USNRC, 2012)第六章的節次分別扼要說明。

1. 需求和目的

NUREG-2213 (USNRC, 2018)第 4.1 節說明 PSHA 計畫更新的需求和目的。需求可能源自於管制單位對核電廠或反應爐的設計或安全審查，與特許執照有關，或是能源機構要求定期評估自然現象的風險。當然新訊息的發生會促進更新需求，只要既有風險計畫完成悠久，為謹慎考量，也會考慮更新需求。

2. 既有計畫的評估

NUREG-2213 (USNRC, 2018)第 4.2 節說明更新與否之前，既有計畫的評估。基本評估程序雖與當初既有計畫的評估相同，但涉及更新選項，仍有一些重大相異之處。既有特定場址和區域性 PSHA 的更新流程分別示於圖 1-11 和圖 1-12，圖中菱形塊為決策點。既有 PSHA 若非 SSHAC 等級 3 或等級 4 計畫，正確舉動是執行 SSHAC 等級 3 或等級 4 計畫；否則以可用新資料、模型和方法執行 SSHAC 等級 1 計畫，然後比較既有 PSHA 和 SSHAC 等級 1 新計畫的輸入和結果。

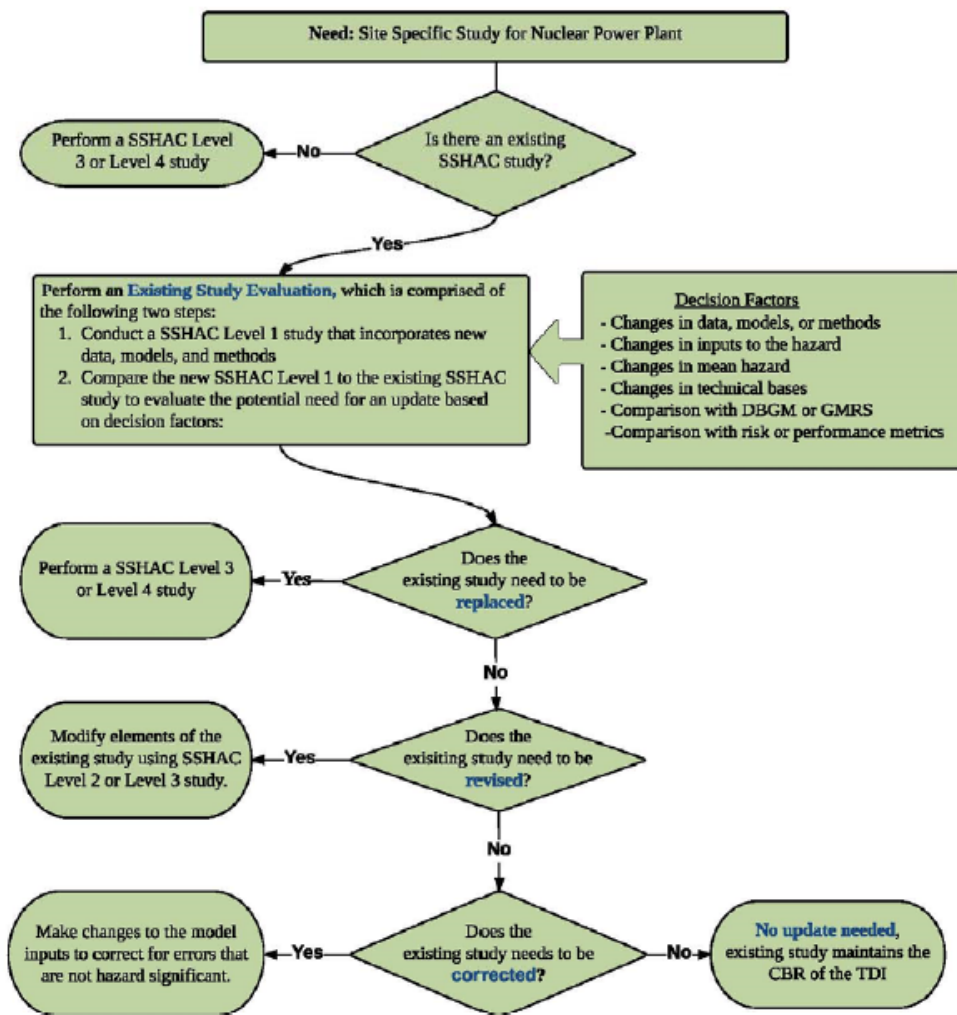


圖 1-11 既有特定場址 PSHA 的更新流程(NUREG-2213)

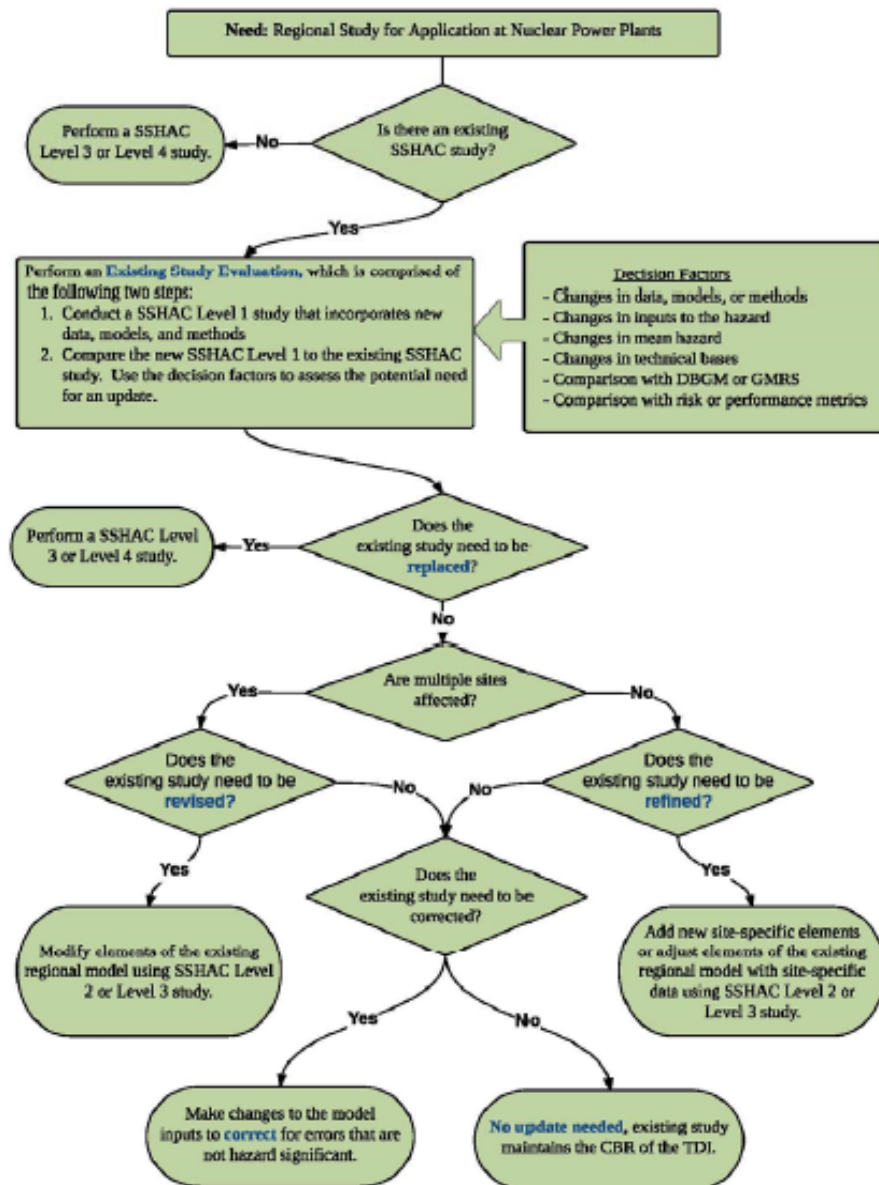


圖 1-12 既有區域性 PSHA 的更新流程(NUREG-2213)

下列六種比較層次將決定更新幅度：

- (1) 資料、模型和方法的改變：評估和記載目前可用訊息與當初訊息的差異。
- (2) 風險分析輸入的改變：考慮資料、模型和方法的改變是否影響風險分析 SSC 和 GMC 模型的主要輸入，也要評估隨機和認知不確

定性如何處理，以及 SSC 和 GMC 模型的 CBR 能否持續滿足 TDI。

- (3) 平均風險結果的改變：比較既有 PSHA 和 SSHAC 等級 1 新計畫的風險結果，核電廠的地震危害通常比較年超越頻率(Annual Frequency of Exceedance, AFE) 10^{-4} 至 10^{-5} 的平均危害度。
- (4) 技術依據的改變：包括技術擴充，以及風險輸入和相關不確定性處理的辯解。
- (5) 新平均風險與目前設計基準的比較：設計基準可能是地動反應譜(Ground Motion Response Spectrum, GMRS)、設計反應譜(Design Response Spectrum, DRS)、或是均佈風險反應譜(Uniform Hazard response Spectrum, UHS)，依法規或導則而定。
- (6) 與目標風險或性能的比較：新的計算風險是否超過標的物的目標性能或風險。

3. 更新選項

NUREG-2213 (USNRC, 2018)第 4.3 節說明下列五項更新選項：

- (1) 取代(Replace)：放棄既有風險計畫，重新執行 SSHAC 等級 3 或等級 4 計畫。
- (2) 修訂(Revise)：修改既有 SSHAC 計畫受新訊息影響的組件。例如惟一重要新訊息是地震事件突增，則可修改既有 SSHAC 計畫的 SSC 模型。若更新地震目錄對既有風險有重大衝擊(基於第 4.2 節第 3 種比較層次：平均風險結果的改變)，則修改 SSHAC 等級 3 計畫的 SSC 模型。修訂可採用 SSHAC 等級 2 或等級 3 程序。
- (3) 改善(Refine)：將特定場址的訊息併入既有區域性計畫，進行改造，故改善只應用於因特定場址引入新訊息，而對區域性模型的改變。改善可採用 SSHAC 等級 2 或等級 3 程序。

(4) 更正(Correct)：既有文件非技術錯誤的糾正，不須採用 SSHAC 程序，但記載文件的更正須透明。

(5) 不須更新(No Update Needed)：繼續採用既有 SSHAC 計畫，原因為其 CBR 仍滿足 TDI。

上述五項更新選項的選擇，取決於第 4.2 節既有計畫的評估。在進行既有計畫的評估時，新資料、模型和方法改變風險輸入和結果的程度、既有模型有多少組件不能技術辯解、以及既有模型與新模型的重大差異等皆已被評定。評估結果可能只有少數風險輸入模型的組件需要依據新訊息來修訂，例如一個或二個震源的最大規模估計值；也可能是各種儀器規模變換為地震目錄的地震矩規模；或是不確定性轉換影響震區重現期估計值時，有了新方法。

如果風險模型需要修訂的組件數量很可觀，或者修訂對風險計算和技術辯解影響重大，則更新選項只有取代這一方案。

如果 SSC 或 GMC 模型的有限組件受影響，其它組件還可技術辯解，則更新選項可以選擇修訂這一項。依據對風險計算和技術辯解的影響多寡，修訂可選擇 SSHAC 等級 2 或等級 3 程序。如果能確認特定組件的更新如何影響其它組件，後續 SSHAC 程序也可限制在需要修訂的組件。

應用區域性 SSHAC 計畫於特定場址時，可能只要改善區域性計畫來顧及特定場址的狀況，例如在區域性 GMC 模型加入特定場址的 V_s -Kappa 更正，或是為提升 SSC 模型的精細度而對斷層震源近端增加幾何參數的細節。以 SSHAC 等級 2 或等級 3 計畫改善組件，使得 CBR 滿足場址特定的 TDI。

對於區域性 PSHA 的更新決策而言，進行第 4.2 節既有計畫評

估時，在不須採用取代選項之後，如果只有單一場址受到影響，則選擇改善選項即可；如果多處場址受到影響，則建議選擇修訂選項。

應用既有計畫評估來選擇更新選項時，需要可觀的專家判斷來評估新訊息或新計算結果與既有 PSHA 是否存在顯著差異，此時無明確規則可依循。既有計畫評估由 SSHAC 等級 1 計畫啟動，而且整個評估過程仔細記載，故可提供客觀且透明的依據，進行更新決策。保留這些記載有助於未來因應產生額外訊息的後續評估。

第五章總結

NUREG-2213 (USNRC, 2018)的第五章為總結，包括關鍵結論和建議，分述於下。

- (1) 五個 SSHAC 計畫的關鍵特色：
 - (i) 清楚定義所有參與者的角色，包含特質和職責。
 - (ii) 客觀評估所有可用資料、模型和方法。
 - (iii) 將評估結果整合於模型，反映當今知識狀態風險輸入各元素的最佳估計和相關不確定性，其分佈的 CBR 滿足 TDI。
 - (vi) 充分記載評估所用資料、模型和方法的辯識，以及風險輸入模型技術闡釋的詳細辯解。
 - (v) 獨立及時同儕審查確保合適的 SSHAC 程序和已辯識的技術評估。
- (2) 本導則基於 NUREG/CR-6372 (USNRC, 1997)和 NUREG-2117 (USNRC, 2012)的架構，並結合最近 SSHAC 計畫的學習經驗，提供執行 SSHAC 程序的專家評估採納導則。本導則並未廢止先前的導則或已遵循舊導則的計畫，而是提供最新獨立運作的導則。雖然舊導則包含有用概念和歷史內容，未來執行 SSHAC 計畫須採用本導則。
- (3) 本導則基於最近經驗，強化 SSHAC 等級 3 計畫的執行架構，提

供等級 1 和等級 2 計畫基本屬性的導則，並開發一個更正後趨嚴謹的架構，供既有 SSHAC 計畫更新決策之用。依據真實計畫的應用，NUREG/CR-6372 (USNRC, 1997) 導則的概念性基礎依然強固。

- (4) 由於知識和地震過程模型的不確定性，以及缺乏實際驗證的資料來消除不確定性，地震危害度分析總是需要專家判斷。SSHAC 程序呈現一個正式且結構嚴密的步驟來採納專家判斷。幾種已知的認知偏差能困擾專家評估，大多數的認知偏差都不是蓄意的，幾個 SSHAC 計畫的經驗，已證明認知偏差可以成功的反駁。
- (5) 所有 SSHAC 計畫不分等級都具有五個關鍵特色，發展風險評估的核心目標是使 CBR 滿足 TDI。由於參與者的增加和各種專家 (包含同儕審查者) 交流的頻繁，SSHAC 計畫等級愈高，使 CBR 有效滿足 TDI 的概率愈增，管制保證也愈增。因此，選擇 SSHAC 風險計畫等級的主要標準之一是管制保證的要求程度。
- (6) 由於參與者增多和更焦距於專家的交流，SSHAC 等級 3 和等級 4 計畫可達成相同程度的管制保證。
- (7) 成功 SSHAC 程序的核心是清楚定義不同參與者的角色和職責，本導則定義各種 SSHAC 等級主要角色及在計畫結構中的關係，包括能夠有效奉獻角色的個人特質。SSHAC 程序的基本假設是每位專家擁有所需知識、經驗和技能，故個人特質是挑選計畫參與者的關鍵標準之一。
- (8) 基於過去 20 年許多 SSHAC 計畫的應用經驗，本導則以流程圖描述每一 SSHAC 等級的關鍵特色系列，其中 SSHAC 等級 3 和等級 4 計畫有最多參與者和允許觀察者進入的研討會。

- (9)本導則發佈 SSHAC 所有等級的評估、整合和文件記載階段，TI 團隊執行技術的評估，PPRP 的持續進行同儕審查。本導則描述 SSHAC 每一等級的屬性，如參與者人數、透明度、管制保證、經費和期程等。
- (10)本導則提供 SSHAC 等級 1 和等級 2 計畫所需的明細，過往缺乏如此詳細導則，這些具體的最小要求突顯所有 SSHAC 計畫的價值和明顯的卓越性。
- (11)SSHAC 等級 2 計畫跳至等級 3，花費精力增加最多。本導則建議具體的選項，供擴充等級 2 計畫之用，可提升管制保證程度。
- (12)此新導則包含決定 SSHAC 計畫更新與否的步驟，以及維持既有計畫血統所需的更新特性，闡明更新步驟的各種定義和術語，以及給予評估既有特定場址或區域性計畫所需架構的各元素。

二、核電廠新一代地動反應分析管制技術研究

(一)PWR 電廠之土壤-結構互制效應及土層顯著週期識別

PWR 電廠的圍阻體為一勁度高的結構物並建立於一堅硬的地盤上，圍阻體因地震造成的慣性力會傳至地盤上，但若此時土層較軟弱，中間的土壤層可能會因為無法承受而導致變形，此行為將會影響圍阻體的振形以及頻率，導致結構勁度與土壤勁度相互影響，整個系統為了達到穩定和諧的狀態，將產生土壤-結構互制現象，當土壤之振動頻率與結構本身之自然頻率接近時，整體系統的振動頻率將會改變。

1. 搖擺震動行為

(1)各軸線之絕對位移

當圍阻體受到垂直向的地震時，其角隅端與中心端的位移影響理應相同，如圖 2-1 所示，但若結構物如因水平振動擾動周圍土壤而產生搖擺現象時，中心端的垂直位移將會比角隅端小，如圖 2-2 所示，針對圍阻體實際量測的紀錄，可利用此方法觀察圍阻體同軸線上之垂直向位移歷時與中心端頂點之垂直位移歷時來判斷圍阻體是否有搖擺現象出現。

本期研究除了前期所採用之 2017/02/11~201/10/04 等地震事件，另外新增 2019/01/22~2021/03/02 等數筆較新地震事件，如表 2-1 所示。首先先觀察一、二號機搖擺震動的情況，一號機已於前期研究發現 2017 年 4 月的地震事件下已存在搖擺現象，如圖 2-3 所示，圖中藍色線段為中心點之垂直向位移，而進一步觀察在今年研究中，新增探討之 2021 年 3 月之較大地震事件量測結果，可以發現隨著震度的提升，在強動段的範圍內，中心點與角隅端的垂直向位移

歷時的差異也隨之提高，代表搖擺效應越顯著，如圖 2-4 所示。接著觀察在上述兩次地震事件時，二號機的垂直向位移歷時，如圖 2-5 及圖 2-6 所示，其趨勢與一號機相同，可以觀察到角隅端垂直向位移較中心端大，由此可知，PWR 電廠之一、二號機圍阻體結構均有搖擺現象的振動情況產生。

再來觀察同一地震事件下兩機組的搖擺情形，小地震事件(2017 年 4 月 30 日)的歷時示於圖 2-3 及圖 2-5，其整體結果整理為表 2-2 及表 2-3，可以發現一號機的垂直向中心端與角隅端位移的差異大部份都大於二號機，且一號機組在 B、C 軸線中的基礎測站，其在強動段前期與同軸線其他高程之垂直向位移相比更加顯著，但在二號機的歷時圖中並無發現此狀況，而在大地震事件(2021 年 3 月 2 日)中，如圖 2-4、圖 2-6 及表 2-4、表 2-5，並無上述情況出現，說明兩機組處的土層可能有些差異，亦可能與各地震事件的頻率含量有關。而根據以上實際量測資料可以說明，兩機組之基礎周圍的地層性質有可能造成局部土壤-互制，進而引發程度不一的搖擺現象。

表 2-1 本研究新增採用之地震事件

時間	震央座標	深度(公里)	芮氏規模
108/01/22 11:19	E121.39, N22.23	21.08	5.07
108/01/30 13:22	E122.39, N23.75	38.75	5.97
108/01/30 23:15	E21.81, N120.59	46.75	5.18
108/03/08 10:32	E121.4, N22.44	24.08	5.36
108/04/03 09:53	E120.87, N22.94	4.87	5.98
108/04/04 09:57	E120.86, N22.98	3.48	5.51
108/06/04 17:46	E121.61, N22.84	14.68	5.93
109/09/29 09:14	E121.02, N22.37	11.67	5.08
110/03/02 17:23	E121.16, N21.91	27.63	5.89

表 2-2 同軸線測站垂直向訊號之 NRMS(%)誤差值
(一號機、2017 年 4 月 30 日)

方向	垂直向		
測站編號 (A 軸線)	YT-002	SG-YT-043	SG-YT-040
YT-002		6.51	19.61
SG-YT-043	6.51		24.04
SG-YT-040	19.61	24.04	
測站編號 (B 軸線)	YT-002A	SG-YT-041	SG-YT-040
YT-002A		15.69	42.03
SG-YT-041	15.69		36.67
SG-YT-040	42.03	36.67	
測站編號 (C 軸線)	YT-002B	SG-YT-042	SG-YT-040
YT-002B		23.63	32.79
SG-YT-042	23.63		24.04
SG-YT-040	32.79	24.04	
測站編號 (D 軸線)	YT-002C	SG-YT-044	SG-YT-040
YT-002C		18.96	19.53
SG-YT-044	18.96		28.19
SG-YT-040	19.53	28.19	

表 2-3 同軸線測站垂直向訊號之 NRMS(%)誤差值
(二號機、2017 年 4 月 30 日)

方向	垂直向		
測站編號 (A 軸線)	YT-002	SG-YT-043	SG-YT-040
YT-002		6.55	17.73
SG-YT-043	6.55		21.30
SG-YT-040	17.73	21.30	
測站編號 (B 軸線)	YT-002A	SG-YT-041	SG-YT-040
YT-002A		6.60	21.37
SG-YT-041	6.60		27.53
SG-YT-040	21.37	27.53	
測站編號 (C 軸線)	YT-002B	SG-YT-042	SG-YT-040
YT-002B		5.04	17.44
SG-YT-042	5.04		21.35
SG-YT-040	17.44	21.35	
測站編號 (D 軸線)	YT-002C	SG-YT-044	SG-YT-040
YT-002C		18.81	20.97
SG-YT-044	18.81		26.16
SG-YT-040	20.97	26.16	

表 2-4 同軸線測站垂直向訊號之 NRMS(%)誤差值
(一號機、2021 年 3 月 2 日)

方向	垂直向		
測站編號 (A 軸線)	YT-002	SG-YT-043	SG-YT-040
YT-002		7.47	11.08
SG-YT-043	7.47		17.11
SG-YT-040	11.08	17.11	
測站編號 (B 軸線)	YT-002A	SG-YT-041	SG-YT-040
YT-002A		4.12	14.88
SG-YT-041	4.12		18.74
SG-YT-040	14.88	18.74	
測站編號 (C 軸線)	YT-002B	SG-YT-042	SG-YT-040
YT-002B		5.40	15.93
SG-YT-042	5.40		21.02
SG-YT-040	15.93	21.02	
測站編號 (D 軸線)	YT-002C	SG-YT-044	SG-YT-040
YT-002C		7.81	14.07
SG-YT-044	7.81		20.34
SG-YT-040	14.07	20.34	

表 2-5 同軸線測站垂直向訊號之 NRMS(%)誤差值
(二號機、2021 年 3 月 2 日)

方向	垂直向		
測站編號 (A 軸線)	YT-002	SG-YT-043	SG-YT-040
YT-002		6.62	12.52
SG-YT-043	6.62		17.01
SG-YT-040	12.52	17.01	
測站編號 (B 軸線)	YT-002A	SG-YT-041	SG-YT-040
YT-002A		11.56	20.31
SG-YT-041	11.56		24.46
SG-YT-040	20.31	24.46	
測站編號 (C 軸線)	YT-002B	SG-YT-042	SG-YT-040
YT-002B		11.52	19.60
SG-YT-042	11.52		23.33
SG-YT-040	19.60	23.33	
測站編號 (D 軸線)	YT-002C	SG-YT-044	SG-YT-040
YT-002C		14.76	14.62
SG-YT-044	14.76		20.12
SG-YT-040	14.62	20.12	

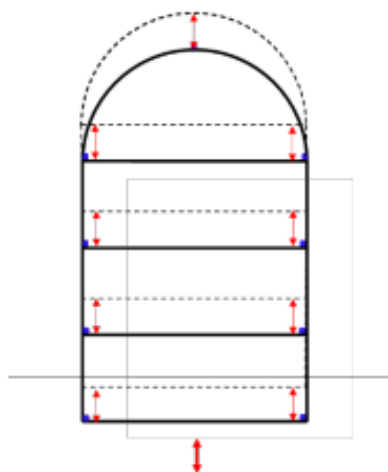


圖 2-1 無搖擺震動時之垂直向位移

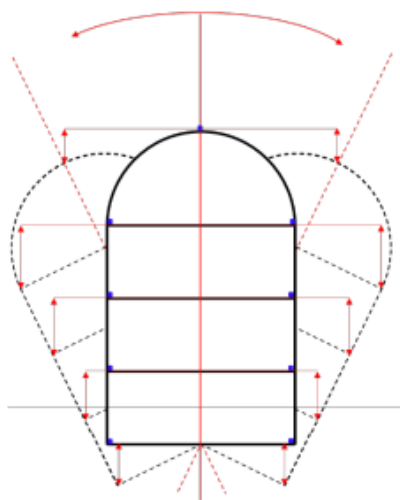
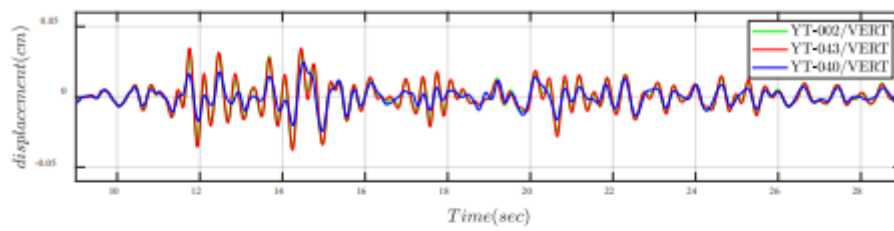
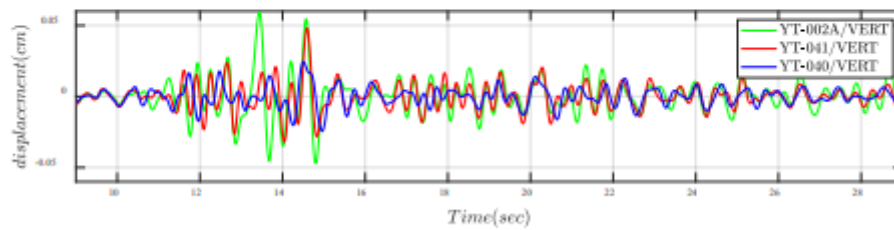


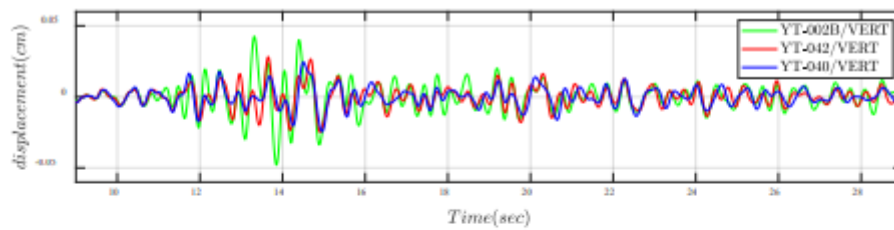
圖 2-2 搖擺震動時之垂直向位移



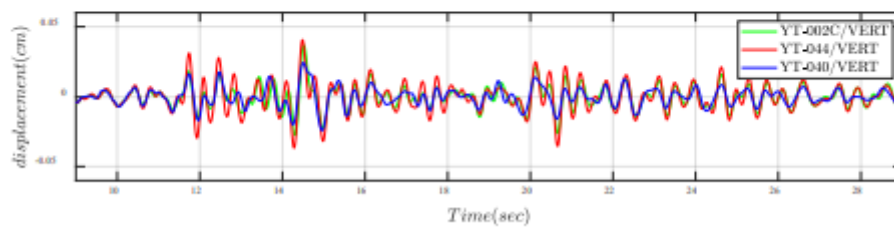
A 軸線



B 軸線

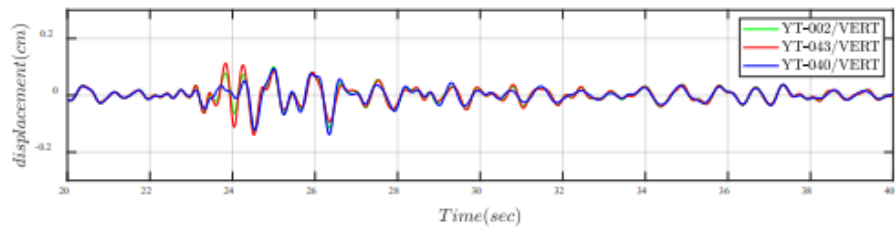


C 軸線

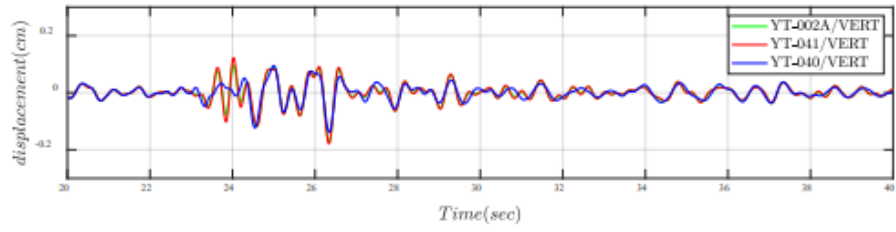


D 軸線

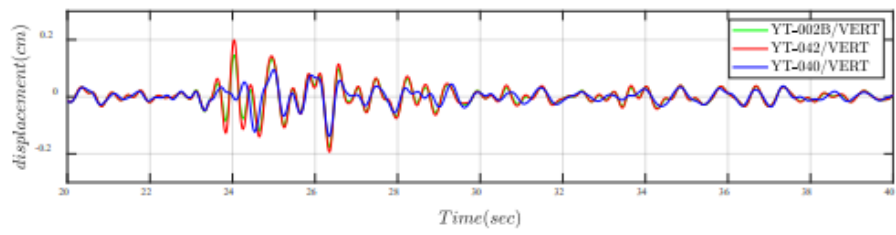
圖 2-3 各軸線垂直向絕對位移歷時(一號機、2017 年 4 月 30 日)



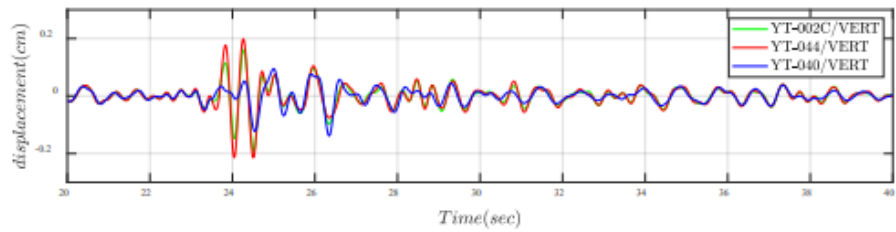
A 軸線



B 軸線

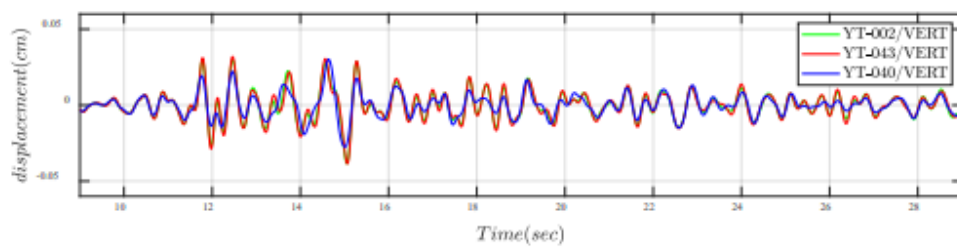


C 軸線

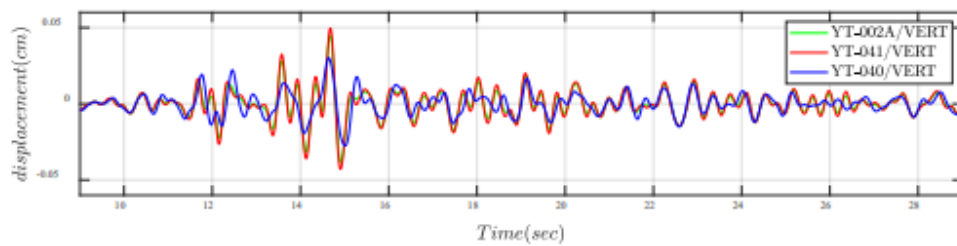


D 軸線

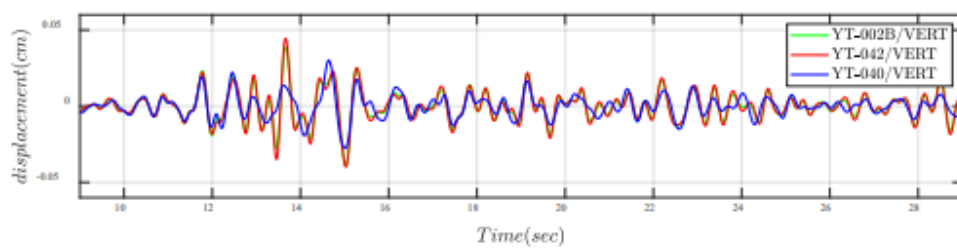
圖 2-4 各軸線垂直向絕對位移歷時(一號機、2021 年 3 月 2 日)



A 軸線



B 軸線



C 軸線

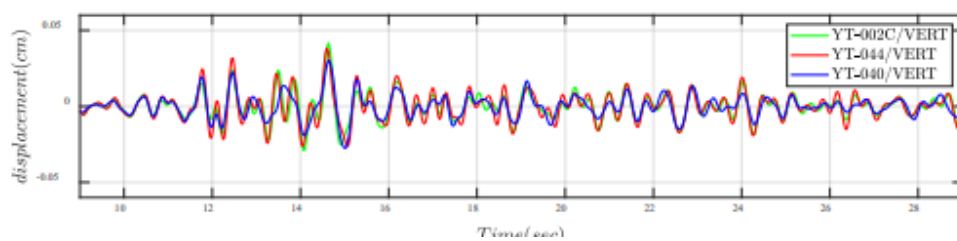


圖 2-5 各軸線垂直向絕對位移歷時(二號機、2017 年 4 月 30 日)

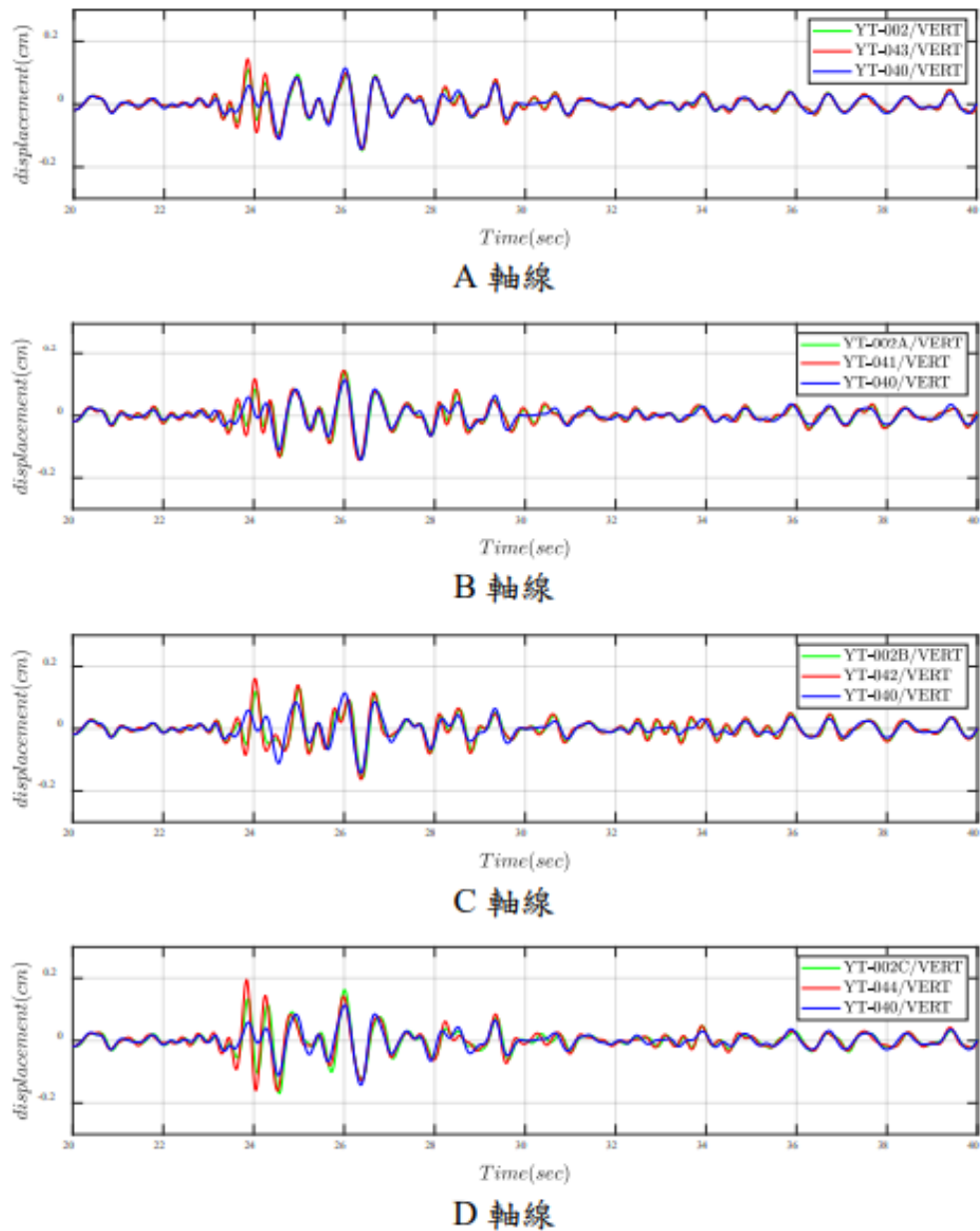


圖 2-6 各軸線垂直向絕對位移歷時(二號機、2021 年 3 月 2 日)

(2)各軸線之相對位移

本研究將基礎之垂直向加速度減去圍阻體頂點垂直向加速度後積分成相對位移，並可由此觀察搖擺所造成之位移情況，以前述兩個地震事件為例，如圖 2-7 所示，可以發現一號機的振幅皆大於二號機，說明一號機的搖擺行為較二號機明顯。

接著根據各個軸線的正負振幅情況觀察圍阻體搖擺的方向，地震儀的擺放位置及方位如圖 2-8 下方所示，地震儀分別佈置於圓心之東南西北四個方位，可由此對搖擺方向進行分類，如果搖擺時是對稱搖擺，則東西向或南北向地震儀的位移振幅應相近，並互為正負關係。本研究利用上述方式判斷表 2-1 各事件之搖擺模式，整理為表 2-6 與表 2-7。根據表中的說明，其搖擺特性均屬對稱式搖擺的振動方式。

表 2-6 PWR 電廠之基礎地震儀垂直向訊號趨勢檢核表(一號機)

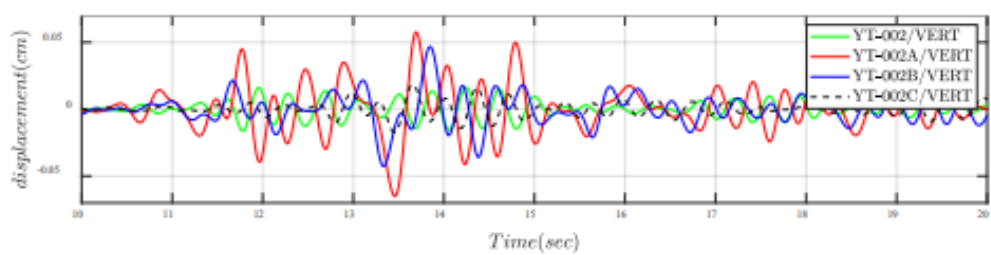
地震事件 (年/月/日)		2010		2011		2017				2018		2019						2020	2021	
		11		3		8	2	4	8	9	2	10	1	3	4	6	9	3		
		12	21	15	20	31	11	30	13	20	6	4	22	30	8	3	4	4	29	2
軸 線 編 號	A																			
	B						✓	✓	✓	✓	✓									
	C						✓	✓	✓	✓	✓									
	D																			
圍阻體 搖擺模式							△	△	△	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○
集錄系統		舊結構識別系統					新結構識別系統													
		地震監測系統					地震監測系統													

△：偏一邊搖擺、○：對稱搖擺、✓：趨勢相同

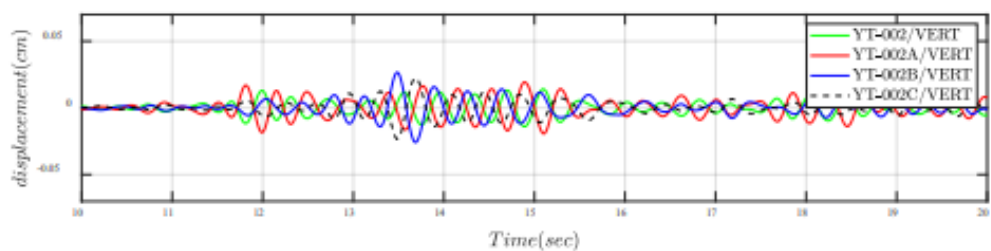
表 2-7 PWR 電廠之基礎地震儀垂直向訊號趨勢檢核表(二號機)

地震事件 (年/月/日)		2010		2011		2017				2018		2019						2020	2021	
		11		3		8	2	4	8	9	2	10	1	3	4	6	9	3		
		12	21	15	20	31	11	30	13	20	6	4	22	30	8	3	4	4	29	2
軸線編號	A																			
	B						✓													
	C						✓													
	D																			
圍阻體 搖擺模式							△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
集錄系統		舊結構識別系統					新結構識別系統													
		地震監測系統					地震監測系統													

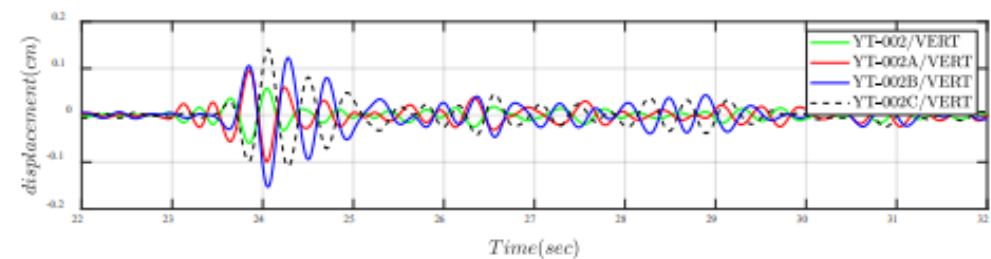
△：偏一邊搖擺、○：對稱搖擺、✓：趨勢相同



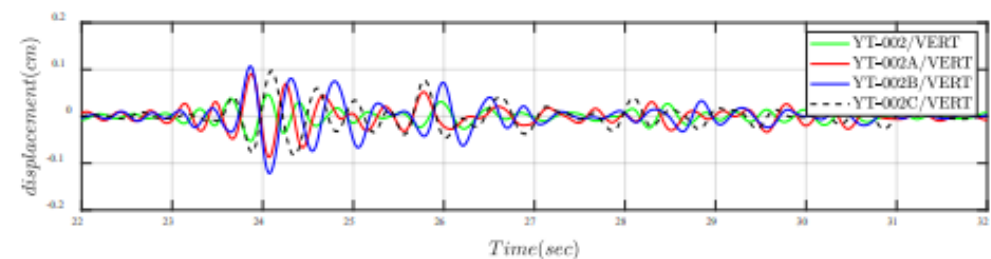
地震事件 2017 年 4 月 30 日(一號機)



地震事件 2017 年 4 月 30 日(二號機)



地震事件 2021 年 3 月 2 日(一號機)



地震事件 2021 年 3 月 2 日(二號機)

圖 2-7 基礎各軸線之垂直向相對位移歷時

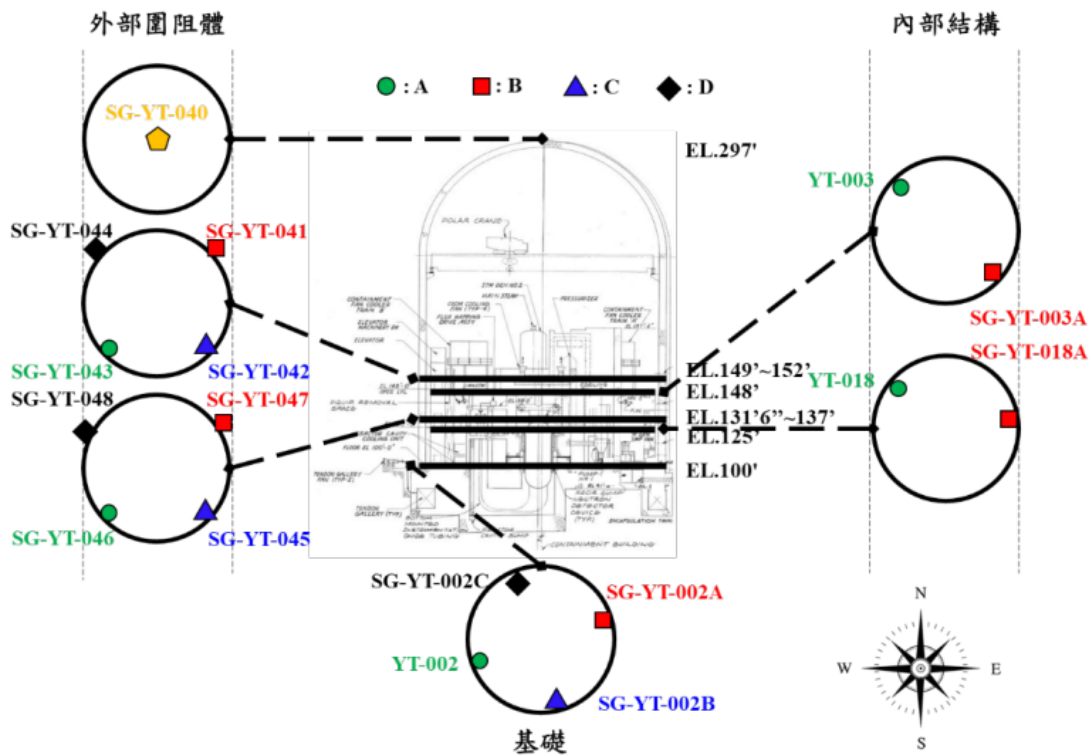
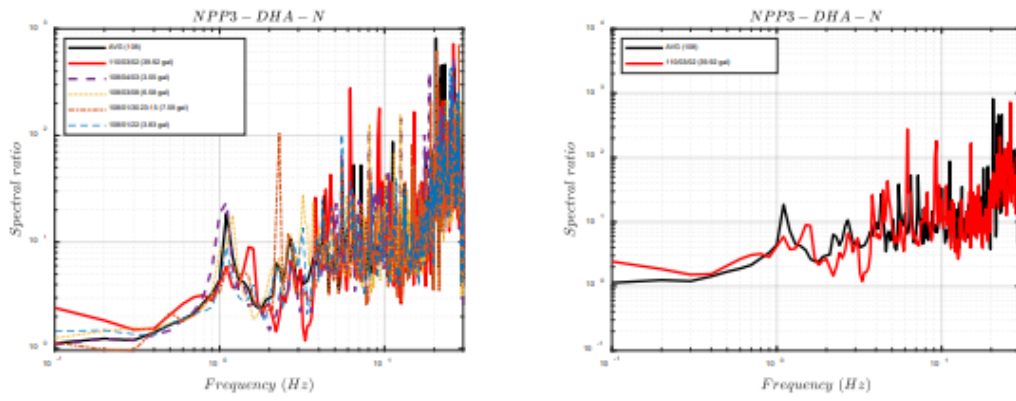


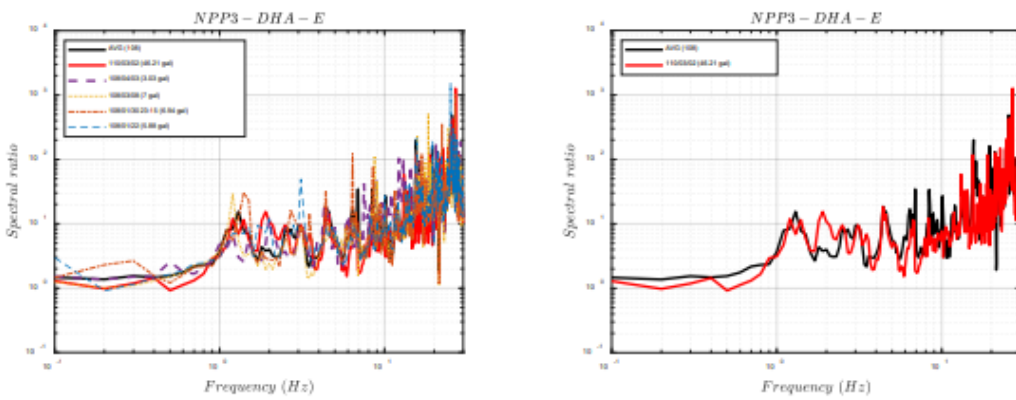
圖 2-8 新結構識別系統之軸線與地震儀擺放位置

2. 土層顯著週期識別-FRF 分析

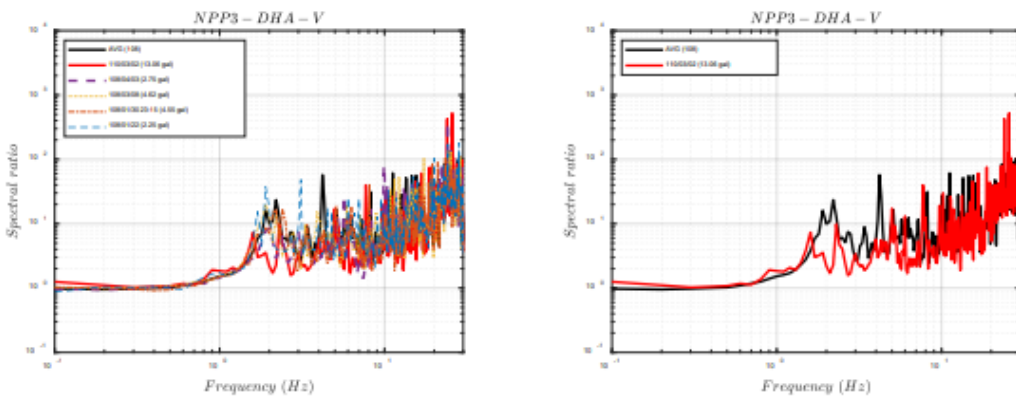
本節選用了 110 年 3 月 2 日之較大震度地震事件與其餘四筆較小震度地震事件(108 年 1 月 22 日、1 月 30 日、3 月 8 日、4 月 3 日)，探討大、小震度地震下 FRF 的差異，結果如圖 2-9、圖 2-10 所示，左半邊的圖為 108 年四筆小地震事件各筆、108 年四筆小地震事件平均以及 110 年大地震事件之東西向與南北向之 FRF 結果。如圖 2-9、圖 2-10 之(a)、(b)子圖所示，水平向的部分不論是 110 年的大地震事件亦或是 108 年的小地震事件皆能識別土壤第一顯著頻率，大約落在 1.1 Hz 左右，而第二顯著頻率與第三顯著頻率約落在 2.7 Hz 及 4.3 Hz 附近。



(a) 南北向



(b) 東西向



(c) 垂直向

圖 2-9 DHA 大、小地震事件經驗轉換函數 FRF 之結果

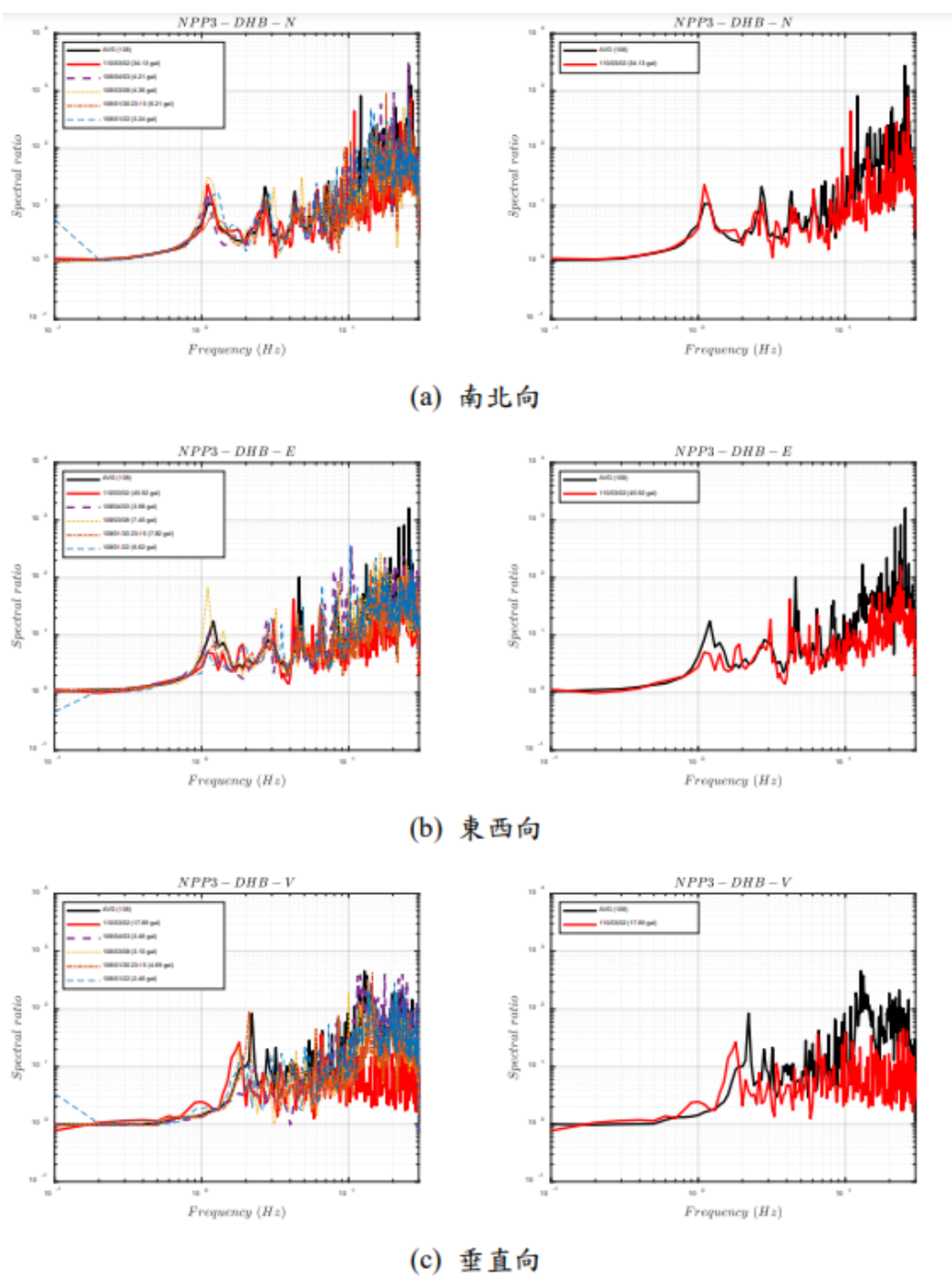


圖 2-10 DHB 大、小地震事件經驗轉換函數 FRF 之結果

(二)不同基底系統識別探討及 PWR 電廠健康履歷建立

1. 基底系統識別

由前章內容可知圍阻體的搖擺振動屬於局部的土壤-結構互制行為，該現象會影響識別的結果，故透過學者提出的土壤-結構互制下的簡化模型，同時藉由不同基底進行結構之識別，觀察在不同基底系統下之識別結果，可進一步確認是否可建立 PWR 電廠之健康履歷。

學者 Stewart 提出之三種不同基底假設識別系統為柔性基底(Flexible Base)、擬柔性基底(Pseudo Flexible Base)與固定基底(Fixed Base)，首先柔性基底系統是以自由場量測為輸入、圍阻體頂點為輸出之系統，因為輸入輸出之間先經過土層才到結構物，故分析出來的結果會受到土壤特性影響；接著擬柔性基底系統是以基礎量測為輸入、圍阻體頂點為輸出之系統，若結構受土壤-結構互制影響之下，較無法識別真實結構之頻率；最後，固定基底系統的輸入為基礎水平向加速度加上受搖擺影響而產生的搖擺角加速度的貢獻，輸出為圍阻體頂點加速度。透過固定式基底的輸入調整，可使識別結果更貼近原始結構物行為，三種基底假設之輸入輸出訊號整理如表 2-8 及圖 2-11 所示意。

接著比較不同基底假設當作輸入時的識別結果，進而得到結構實際之頻率特性，達到降低土壤-結構互制效應影響的效果。圖 2-12 為一號機在 2021 年 3 月 2 日事件之南北向識別訊號頻譜圖，圖中從上往下的三張圖分別為擬柔性基底輸入訊號、固定基底輸入訊號以及輸出訊號，經觀察後發現，對於搖擺含量較高的訊號須改用固定基底作為輸入才可識別出結構的真實頻率，擬柔性基底無法降低土

壤-結構互制效應的影響。

而在分析的過程中亦發現，搖擺含量較低的訊號在不改變輸入基底的情況下(使用擬柔性基底分析)，其識別出來的頻率已十分接近圍阻體的原始頻率，不需要再特別進行修正，如圖 2-13 所示。

表 2-8 三種基底系統之輸入輸出訊號

系統	輸入	輸出
柔性基底 (Flexible base)	$\ddot{u}_g$	$\ddot{u}_g + \ddot{u}_f + H\ddot{\theta} + \ddot{u}$
擬柔性基底 (Pseudo flexible base)	$\ddot{u}_g + \ddot{u}_f$	$\ddot{u}_g + \ddot{u}_f + H\ddot{\theta} + \ddot{u}$
固定基底 (Fixed base)	$\ddot{u}_g + \ddot{u}_f + H\ddot{\theta}$	$\ddot{u}_g + \ddot{u}_f + H\ddot{\theta} + \ddot{u}$

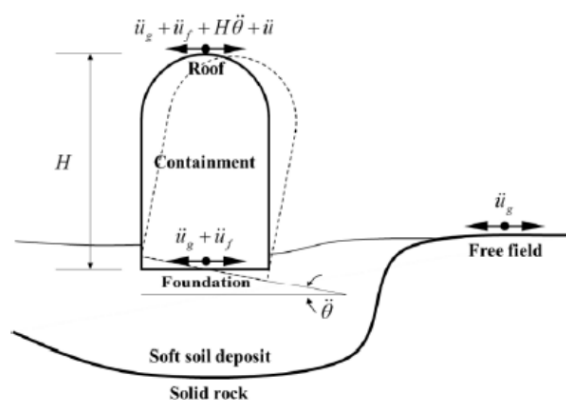


圖 2-11 識別分析所用之輸入輸出來源

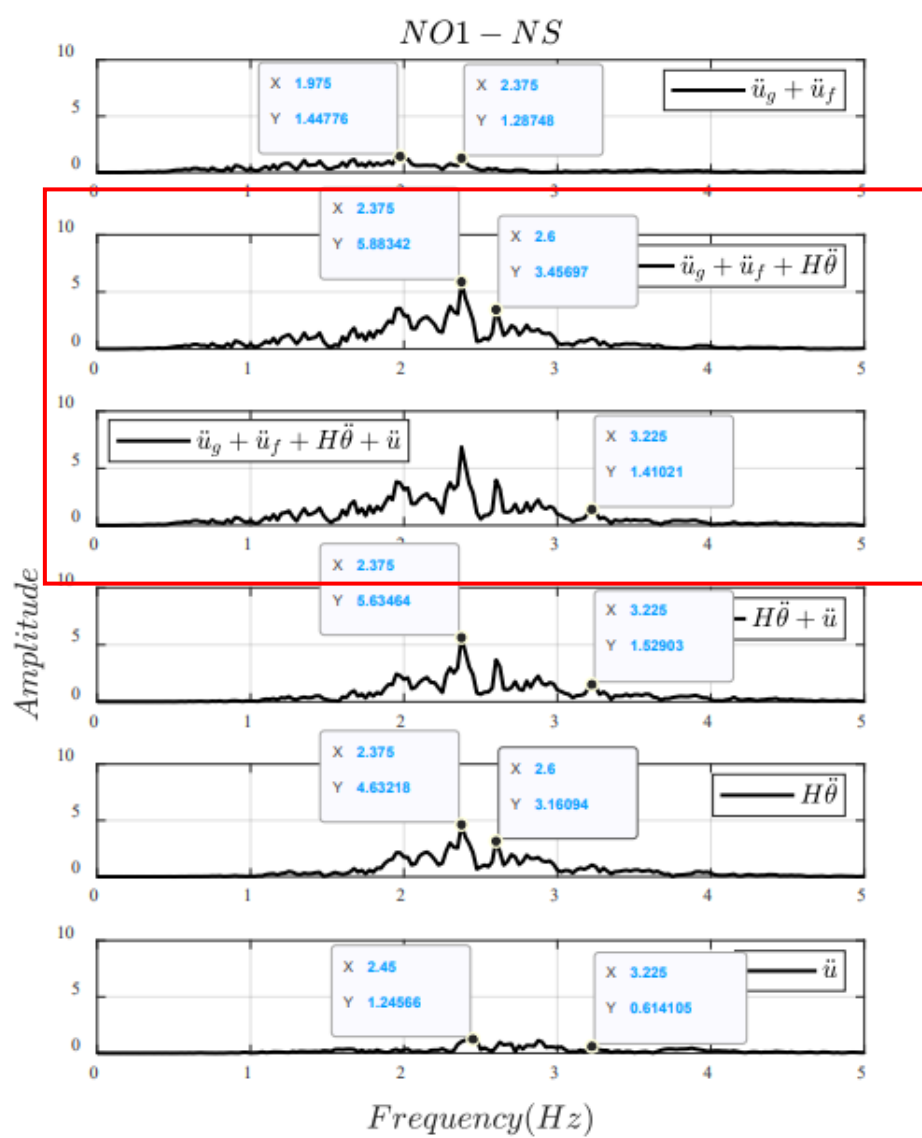


圖 2-12 一號機 20210302 地震事件南北向識別訊號頻譜圖

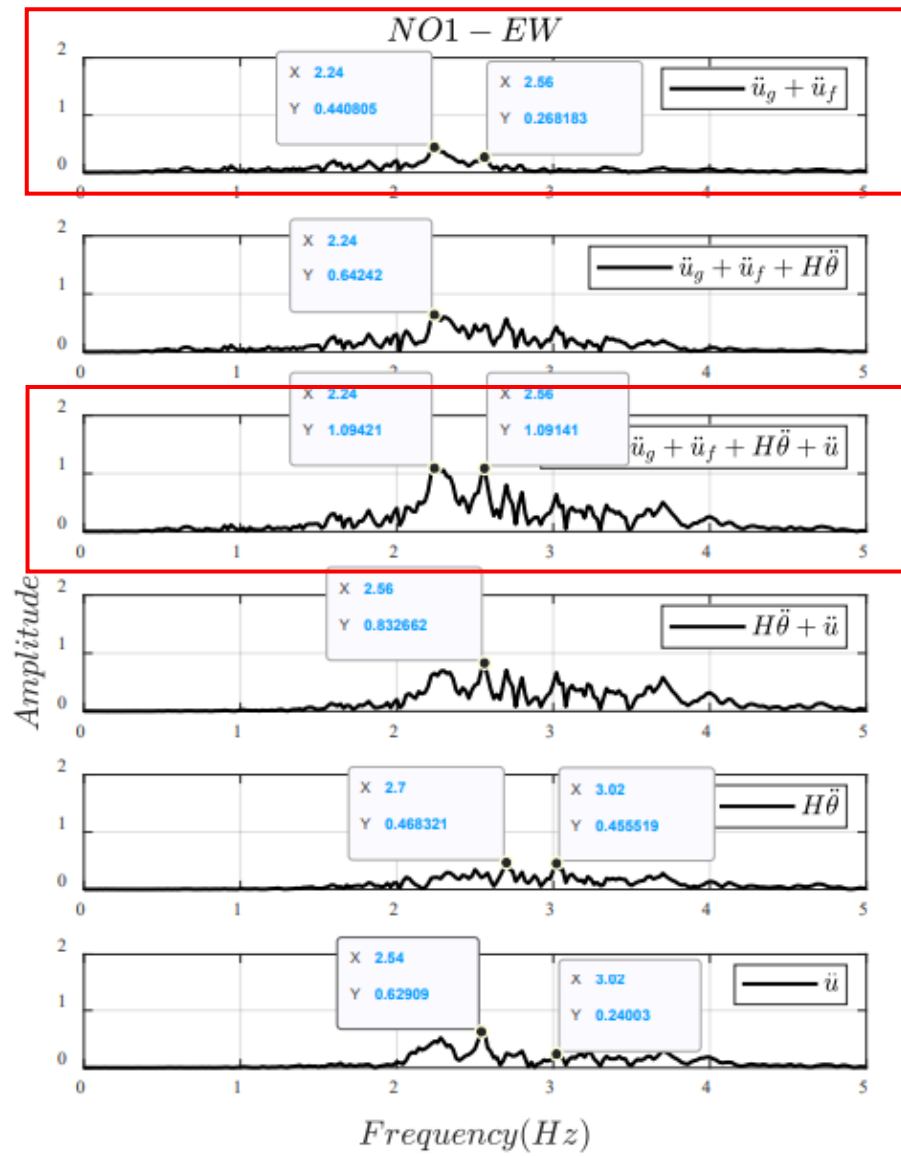


圖 2-13 一號機 20200929 地震事件東西向識別訊號頻譜圖

2. 健康履歷

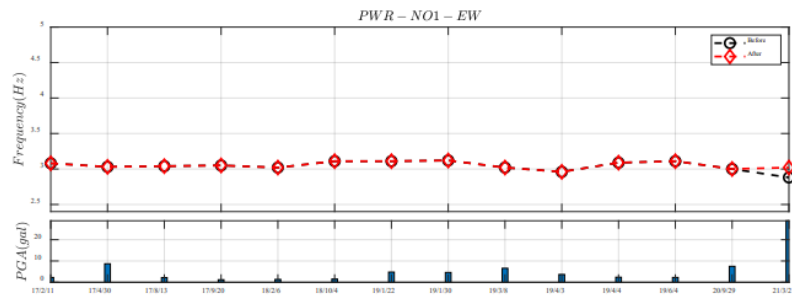
本研究後續利用擬柔性基底與固定基底系統進行二號機圍阻體之識別，結果整理為表 2-9 與表 2-10，並利用三種識別方法(FRF、OKID/ERA 及 RLS)之平均結果進行基底假設修正前後的比較，如圖 2-14、圖 2-15，圖中黑色虛線為擬柔性基底假設所識別之圍阻體健康履歷，紅色虛線則是採用固定基底假設修正後的識別結果，觀察後可知一、二號機在採用固定基底之輸入修正後，能較穩定識別出接近圍阻體設計時的頻率，故將採用固定基底假設識別後兩圍阻體南北、東西向的結果平均建立為 PWR 電廠之健康履歷，並繪製於同一張圖上，如圖 2-16 所示，可以發現雖然南北向的頻率較東西向低，但兩方向皆維持在 3.0 Hz 以上，且可由此現象得出南北向搖擺震動情形應大於東西向，也與前人之識別結果相近，而此健康履歷可提供 PWR 核電廠未來耐震補強前的健康現狀履歷依據。

表 2-9 二號機各地震事件外部圍阻體識別結果(東西向)

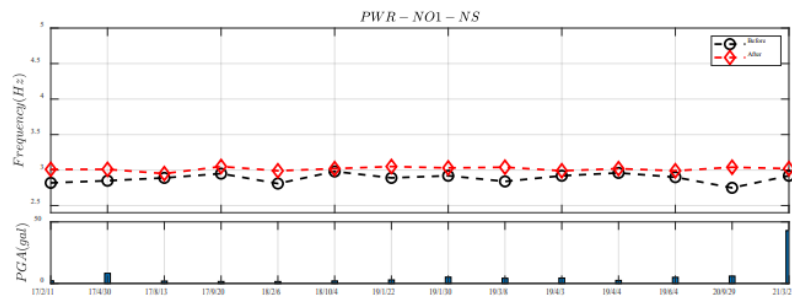
地震事件 (年/月/日)	PGA (gal)	識別頻率 (Hz)					
		Pseudo flexible-base			Fixed base		
		FRF	OKID/ERA	RLS	FRF	OKID/ERA	RLS
2017/2/11	2.43	3.02	3.02	3.04	-	-	-
2017/4/30	7.20	3.10	3.10	3.07	-	-	-
2017/8/13	1.82	3.09	3.03	2.96	-	-	-
2017/9/20	1.02	3.08	3.10	3.01	-	-	-
2018/2/6	1.35	3.01	3.03	3.01	-	-	-
2018/10/4	1.84	3.07	3.08	3.01	-	-	-
2019/1/22	4.41	3.14	3.15	-	-	-	-
2019/1/30	4.14	3.06	3.08	3.02	-	-	-
2019/3/8	5.97	3.07	3.02	3.06	-	-	-
2019/4/3	3.43	3.04	3.05	2.97	-	-	-
2019/4/4	2.17	3.17	3.17	3.10	-	-	-
2019/6/4	2.09	3.15	3.13	3.11	-	-	-
2020/9/29	6.90	3.07	3.08	3.01	-	-	-
2021/3/2	38.77	2.95	2.95	2.98	3.02	-	3.12

表 2-10 二號機各地震事件外部圍阻體識別結果(南北向)

地震事件 (年/月/日)	PGA (gal)	識別頻率 (Hz)					
		Pseudo flexible-base			Fixed base		
		FRF	OKID/ERA	RLS	FRF	OKID/ERA	RLS
2017/2/11	2.27	3.09	3.15	3.11	-	-	-
2017/4/30	9.38	3.05	2.92	3.02	-	-	-
2017/8/13	1.69	3.03	3.07	2.92	-	-	-
2017/9/20	1.17	3.11	3.05	2.99	-	-	-
2018/2/6	1.51	2.77	2.77	2.63	3.01	-	3.02
2018/10/4	1.86	3.01	3.02	2.99	-	-	-
2019/1/22	2.14	2.99	2.97	-	-	-	-
2019/1/30	4.64	3.00	2.93	2.90	3.17	3.17	2.98
2019/3/8	4.28	3.02	3.02	2.95	-	-	-
2019/4/3	3.58	2.94	2.90	2.92	3.04	2.98	-
2019/4/4	2.10	2.93	2.90	2.82	2.97	-	3.16
2019/6/4	3.53	3.04	3.02	3.15	-	-	-
2020/9/29	5.99	3.09	3.07	3.01	-	-	-
2021/3/2	30.68	2.90	2.90	2.90	3.13	2.97	3.09

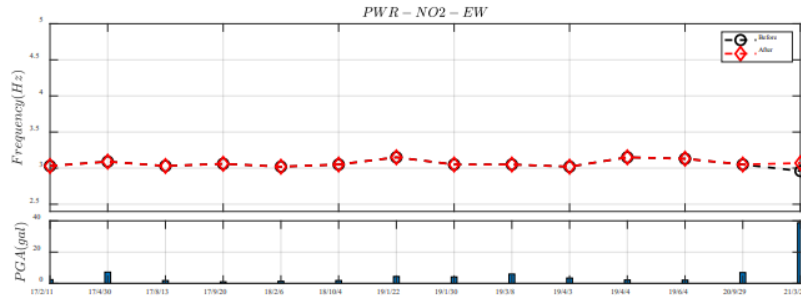


(a)東西向

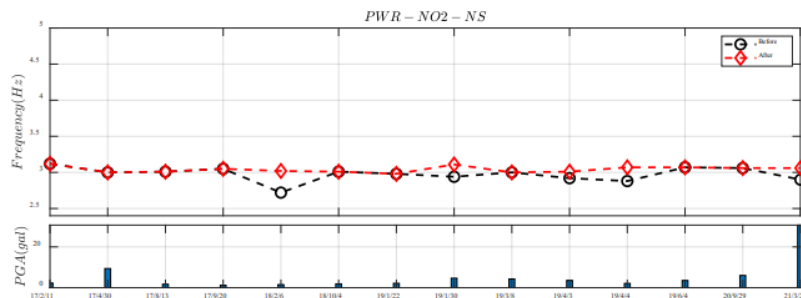


(b)南北向

圖 2-14 PWR 電廠基底修正前後之健康履歷(一號機)

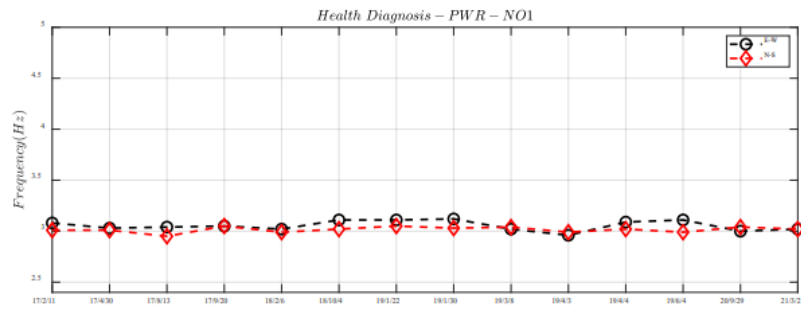


(a)東西向

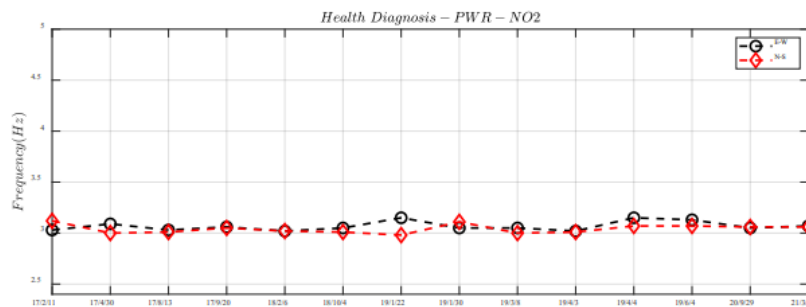


(b)南北向

圖 2-15 PWR 電廠基底修正前後之健康履歷(二號機)



(a)一號機



(b)二號機

圖 2-16 PWR 電廠健康履歷

(三)Kappa2 調修研究

1. Kappa2 調修

kappa2 調修為一種針對地盤反應等值線性的分析結果進行校正的方法，而等值線性主要是用來簡化模擬土層非線性行為的方法，但學者們發現隨著輸入地震越大，透過非線性分析與等值線性分析的結果會逐漸開始產生差異，如圖 2-17 所示，藍色線段為非線性分析的結果，而橘色線段為等值線性的結果，可以從圖中發現隨著震度提升，EQL 的衰減速度會比非線性還要快，kappa2 調修主要就是針對大地震輸入下的高頻頻率含量進行修正。

kappa2 為非線性分析之傅氏譜在半對數座標紙的高頻段斜率，如圖 2-18 所示，此為國震報告中所展現的 kappa2 調修示意圖，報

告中以 0.065 秒訂定 kappa2 值，此值乃採用 NGA-West 及 TNGA 資料庫中，多筆具高應變的地震資料分析而得。kappa2 調修的方法為選定一個縮小倍數，將最大傅氏譜乘上該倍數，取此縮小後傅氏譜所對應的頻率，作為 kappa2 調修的起始頻率，圖 2-18 的黃色、紫色及綠色線段分別為以不同倍率(0.17 倍、0.11 倍、0.05 倍)進行修正的結果，將起始頻率之後的傅氏譜修正為斜率 kappa2 的斜線。

經由國震中心發表的文獻中可以得知，PWR 電廠於小地震下，經數值模擬出來的 kappa 值(傅氏譜在半對數座標紙的衰減斜率)為 0.045 s，如圖 2-19 所示，此時 EQL 與 NL 分析所得的 kappa 值相同。隨著輸入地震越大，兩者的衰減斜率開始產生變化，此時 NL 分析在高頻處的斜率即稱為 kappa2。研究發現大地震的 kappa2 值比低應變(較小地震)的 kappa 值稍大，代表在高應變的狀況下，這些高頻傅氏譜仍然與低應變附近的阻尼值較為相關。

因此，我們可藉由之前在核電廠所量測的資料(小地震)先進行 kappa 與 kappa0 值的探討，並利用歸納出來的 kappa0 值作為往後大地震分析下，PWR 電廠等值線性 kappa2 調修的參考依據。

2. Kappa0 介紹

首先介紹往後 kappa 的計算方式，根據 Anderson 和 Hough (1984) 提出的加速度傅氏譜衰減公式：

$$A(f) = A_0 e^{-\pi \kappa f}$$

其中 $A(f)$ 為傅氏譜之振幅， f 為頻率。將上式等號兩側同取自然對數：

$$\ln A = \ln A_0 - \pi \kappa f$$

若令傅氏譜在半自然對數座標紙的衰減斜率為 $-m$ ，則 kappa 為：

$$\kappa = -\frac{m}{\pi}$$

隨著測站與震央之間的距離提升，所識別出來的 kappa 值也會隨之提高，kappa0 則是去除震央距離影響的所得值。首先計算多筆地震資料之 kappa，這些 kappa 再對震央距離進行線性迴歸分析，震央距離為 0 處之 kappa 值即稱為 kappa0，如圖 2-20 之紅圈所示。kappa0 比較能反映廠址當地的土壤及地質特性，也比較不會受震度大小影響，導致有多個 kappa 值的情況產生。

3. Kappa0 分析

表 2-11 至表 2-13 整理所使用的地震事件及其最大地表加速度 (PGA)，本研究利用這些地震事件進行後續之 kappa 及 kappa0 的相關研究。如前小節所述，kappa 正比於傅氏譜在半對數座標紙的斜率。經分析後發現，PWR 電廠所量測之地表加速度訊號在 15 Hz 至 30 Hz 之間有較明顯的雜訊產生，如圖 2-21 所示，導致在半對數座標紙無法完美的呈現單一衰減斜線。又因 kappa 為一觀察頻率含量的數值，無法藉由濾波將此段雜訊去除。若在計算斜率時，將頻率終點處取在雜訊範圍內，可能導致計算結果的誤差。考慮在雜訊前、後段的衰減斜率變動不大，故採用雜訊前的傅氏譜進行分析。在觀察各筆資料後，地表加速度傅氏譜衰減段的範圍大約有 10 Hz 左右。此外，整體傅氏譜大致上都從峰值處開始衰減，故此處定義 F_e 及 F_x 如下：

F_e : 平滑化傅氏譜的峰值(前 15 Hz 的最大峰值)頻率

F_x : 峰值頻率+10 Hz

以 2019/01/22 DHA 南北向之地表量測為例，如圖 2-22 所示，傅氏譜峰值的頻率為 4.17 Hz，取此值為 F_e (傅氏譜衰減計算的起始頻

率)，而 F_x (結束頻率) 則設定為 14.17 Hz。

DHA、DHB 的所有地震事件 kappa 分析結果和震央距離分別列於表 2-14 和表 2-15，kappa 與震央距離做線性迴歸分析，得到 kappa0 為 0.087 s，如圖 2-23 的紅圈所示。根據文獻的台灣各地區 kappa0 地圖，PWR 電廠的 kappa0 介於 0.08 s 至 0.1 s 之間，如圖 2-24 所示，本研究所得的結果正好位於此區間內。此值為傅氏譜在半自然對數座標紙的衰減斜率，傅氏譜在半常用對數座標紙的衰減斜率則為 $0.087 \times \log e = 0.038 \text{ s}$ ，此值也接近圖 2-19 之 PWR 電廠在小地震作用下的結果(0.045 s)。由上述兩點觀察，本研究透過現地地震事件的迴歸結果頗具合理性。

4. 人造地震分析結果

本研究將前期大震度人造地震結果重新進行審視，圖 2-25 和圖 2-26 為當初經 STRATA 分析後的結果，模型之設定列於表 2-16，其中模型 A、B 為等值線性分析，模型 C 為線彈性分析。黃色線條的 Model C 傅氏譜因線彈性分析的緣故，在不同最大加速度(PA)作用下，衰減的情況保持一致。從 Model A 及 Model B 的傅氏譜中可發現，隨著輸入地震 PA 越高，等值線性分析結果的衰減斜率也隨之提升，符合先前提到在大地震下，等值線性會產生過度衰減的狀況。

將 PWR 場址實際地震紀錄線性迴歸分析所得之 kappa0 (0.038 s) 與國震報告書之 kappa (圖 2-19 的 0.065 s) 標示斜線在圖 2-25 及圖 2-26 上，如圖 2-27 及圖 2-28 所示，黑色線之 kappa 為 0.038 s，粉色線之 kappa 為 0.065 s。可以發現經由 PWR 場址所分析出來的 kappa0 斜率與先前 STRATA 之線彈性分析結果相近，驗證前述 kappa0 計算的合理性。

表 2-11 PWR 電廠測站地震事件資訊

地震事件	經度	緯度	規模	R_{epi}
2019/01/22	121.39	22.23	5.07	72.33
2019/01/30	120.59	21.81	5.18	23.51
2019/03/08	121.4	22.44	5.36	85.53
2019/04/03	120.87	22.94	5.95	109.77
2019/04/04	120.86	22.98	5.5	114.09
2019/06/04	121.61	22.84	5.93	131.84
2020/09/29	121.02	22.37	5.08	53.41
2021/03/02	121.16	21.91	5.89	42.45

表 2-12 PWR 電廠 DHA 地震紀錄各方向之最大地表加速度(PGA)

地震事件	南北向 PGA(gal)	東西向 PGA(gal)
2019/01/22	3.83	5.88
2019/01/30	7.59	6.94
2019/03/08	6.58	7.00
2019/04/03	3.55	3.03
2019/04/04	2.04	2.37
2019/06/04	3.43	3.20
2020/09/29	3.20	6.09
2021/03/02	39.92	46.21

表 2-13 PWR 電廠 DHB 地震紀錄各方向之最大地表加速度(PGA)

地震事件	南北向 PGA(gal)	東西向 PGA(gal)
2019/01/22	3.24	6.62
2019/01/30	6.21	7.82
2019/03/08	4.36	7.45
2019/04/03	4.21	3.98
2019/04/04	2.55	3.16
2019/06/04	4.65	2.72
2020/09/29	3.33	8.43
2021/03/02	34.13	45.92

表 2-14 DHA 地震事件之 κ 整理

	地表	R_{epi}
20190122	0.0818	72.33
20190130	0.0884	23.51
20190308	0.0929	85.53
20190403	0.1169	109.77
20190404	0.0960	114.09
20190604	0.0907	131.84
20200929	0.1036	53.41
20210302	0.0982	42.45

表 2-15 DHB 地震事件之 κ 整理

	地表	R_{epi}
20190130	0.0844	23.51
20190308	0.0870	85.53
20210302	0.0876	42.45

表 2-16 STRATA 模型設定

模型	剪力波速剖面	岩土非線性曲線	
		剪力模數	阻尼剖面
A	BE	BE	BE
B	UB	UB	UB
C	UB	UB	0-35m : 4% ; 35-150m : 3%

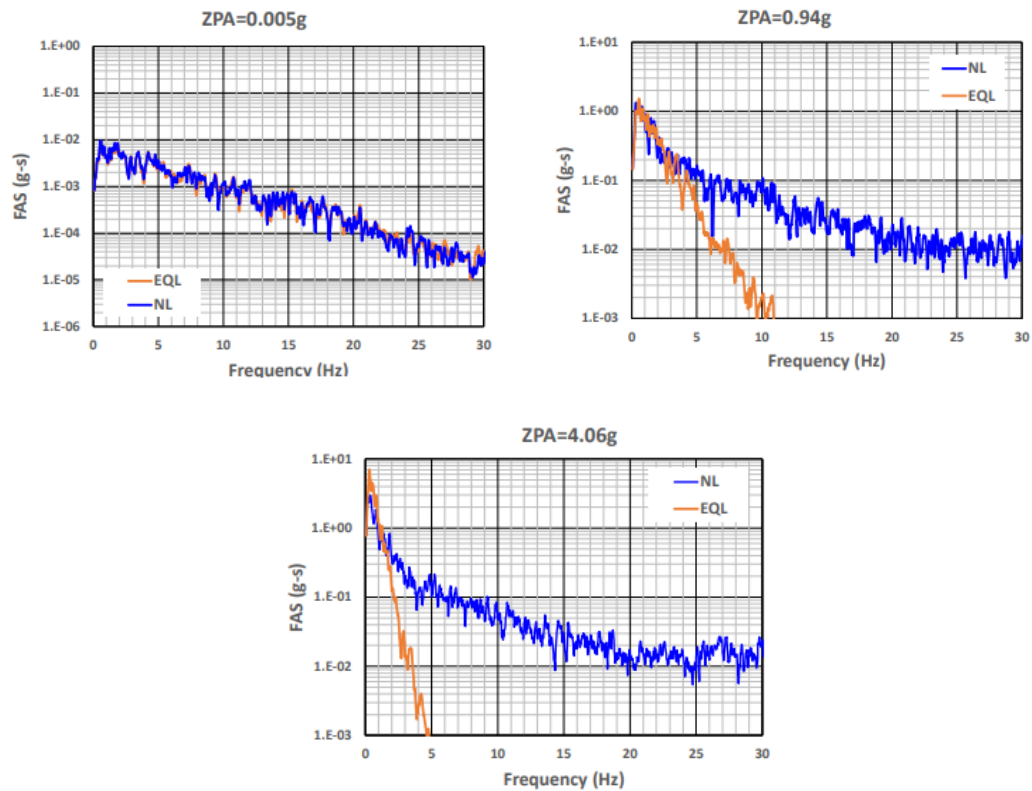


圖 2-17 不同震度下等值線性分析與非線性分析之結果
(摘自國震報告)

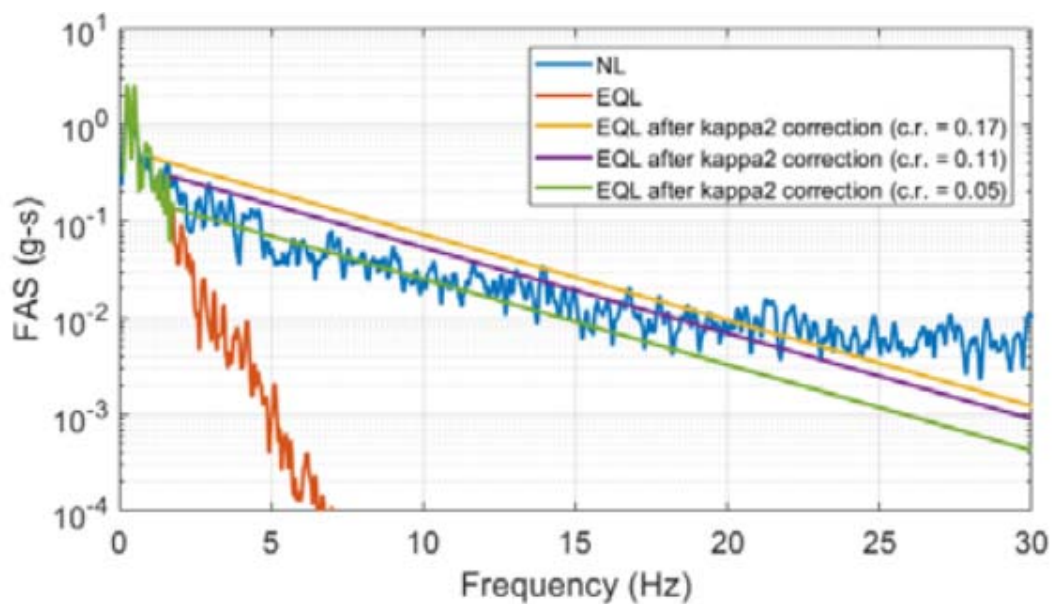


圖 2-18 Kappa2 調修示意圖(摘自國震報告)

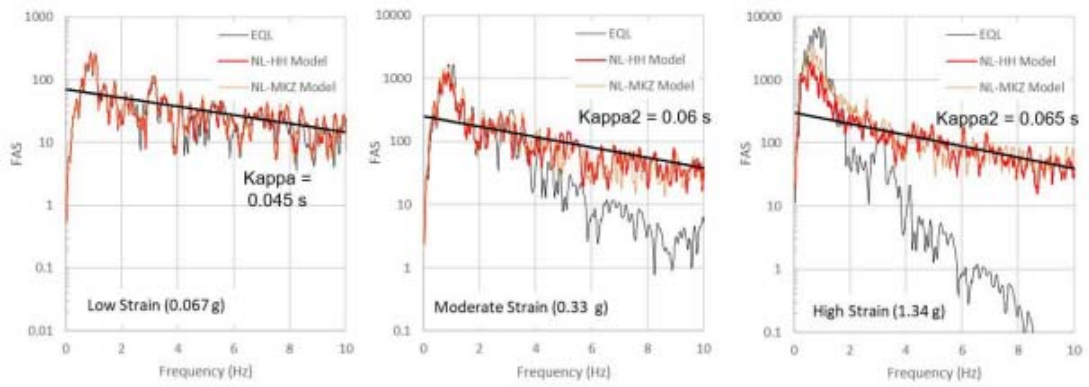


圖 2-19 PWR 電廠於不同應變下之 NL 與 EQL 結果

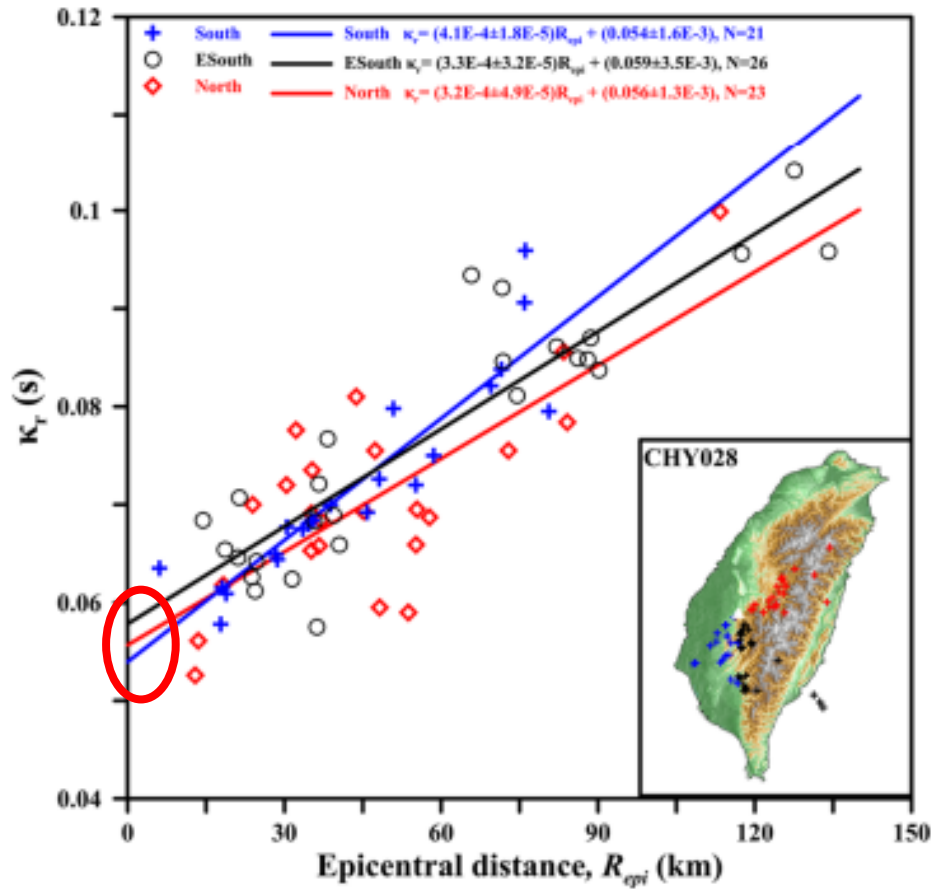


圖 2-20 Kappa0 線性迴歸分析示意圖

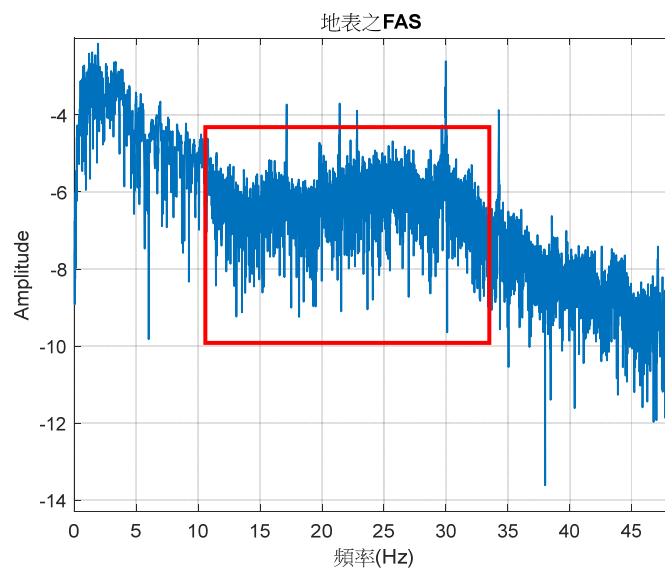


圖 2-21 量測訊號雜訊圖

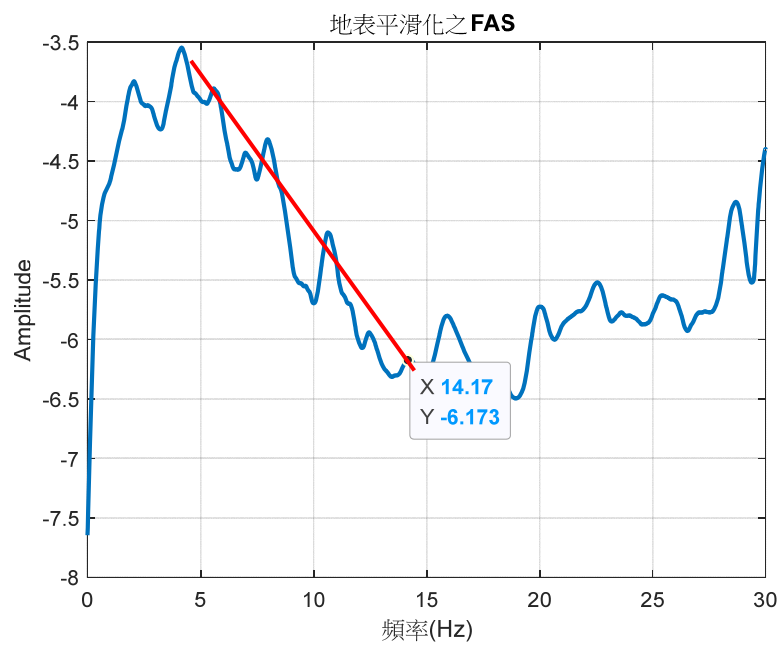


圖 2-22 2019/01/22 DHA 地表南北向之平滑化傅氏譜

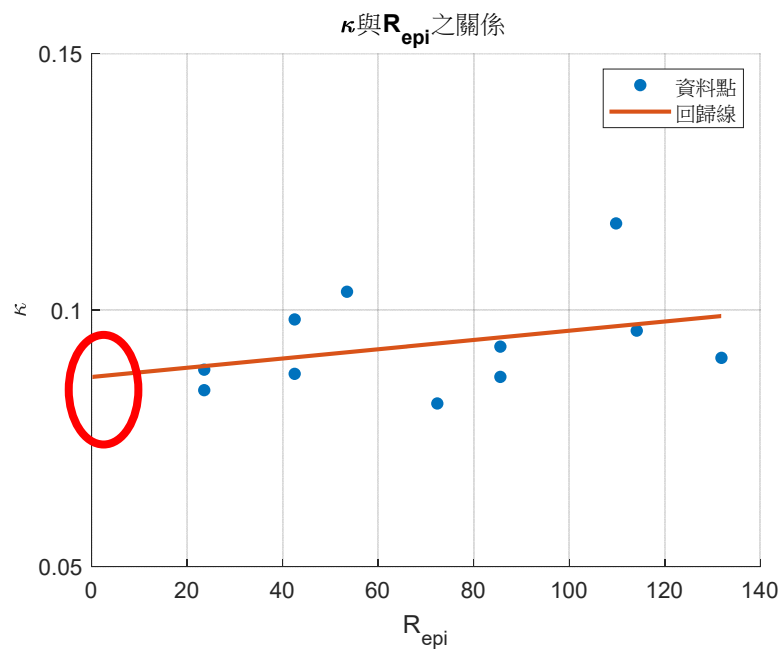


圖 2-23 Kappa0 之線性迴歸分析

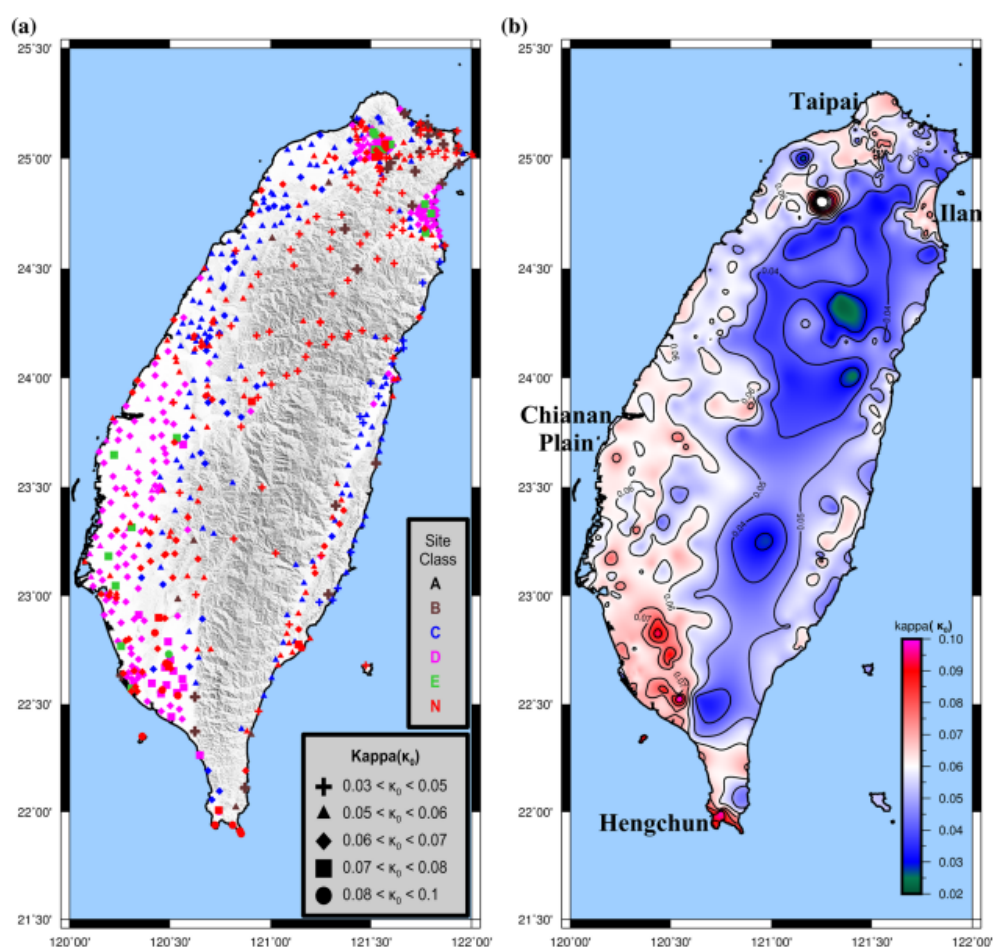
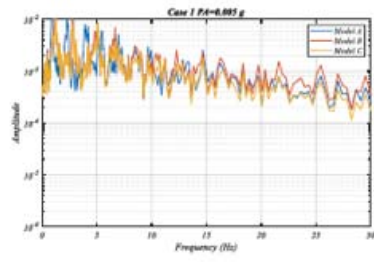
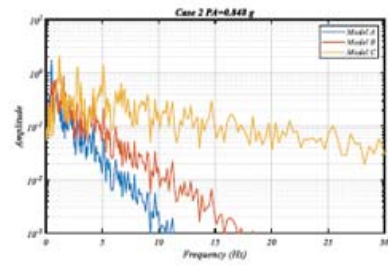


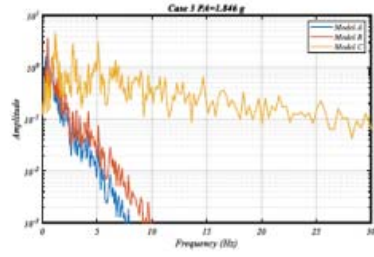
圖 2-24 台灣各地區之 Kappa0 地圖



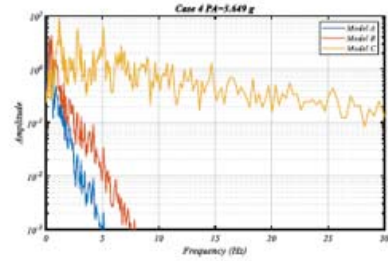
(a) Case 1



(b) Case 2

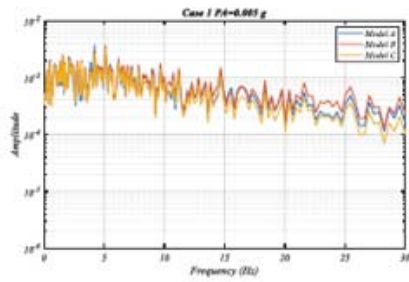


(c) Case 3

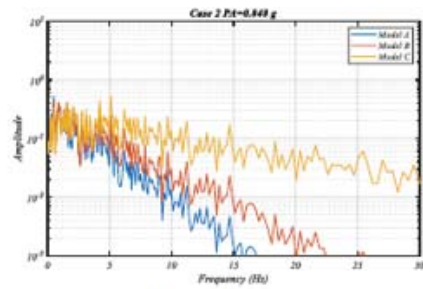


(d) Case 4

圖 2-25 三個 Model 於地表 0 m 輸出之傅氏譜(I/O:Within/Outcrop)



(a) Case 1



(b) Case 2

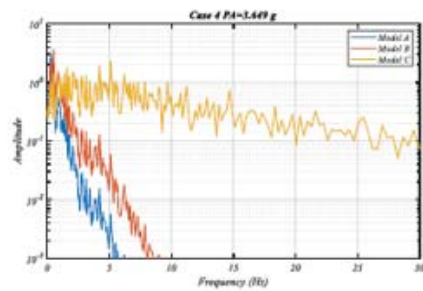
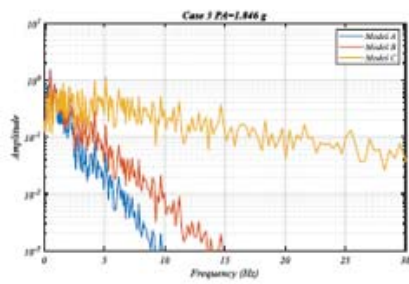
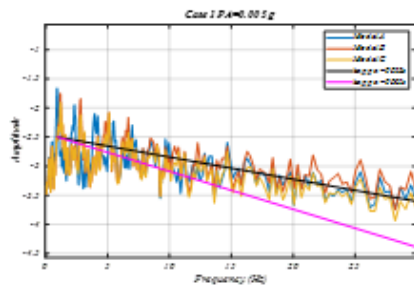
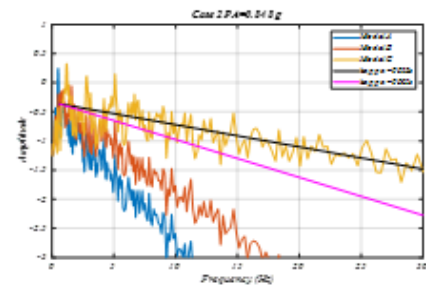


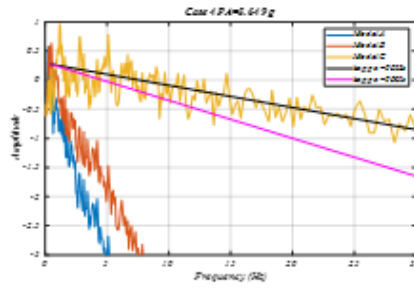
圖 2-26 三個 Model 於地表 0 m 輸出之傅氏譜(I/O:Outcrop/Outcrop)



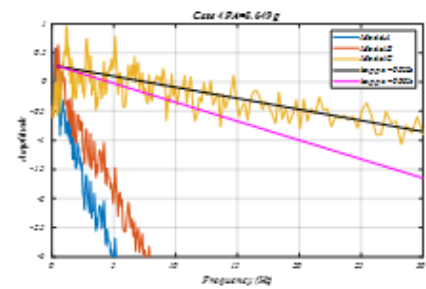
(a) Case1



(b) Case2

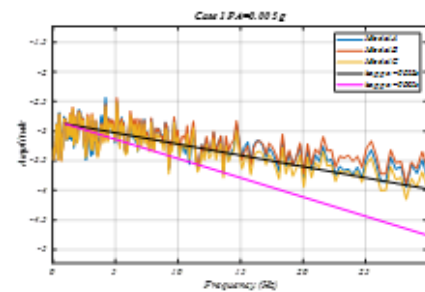


(c) Case3

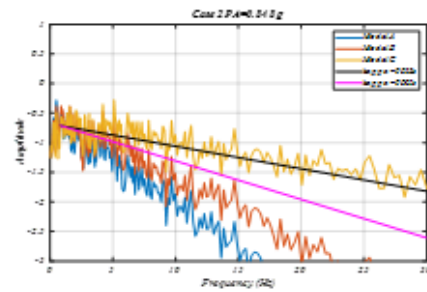


(d) Case4

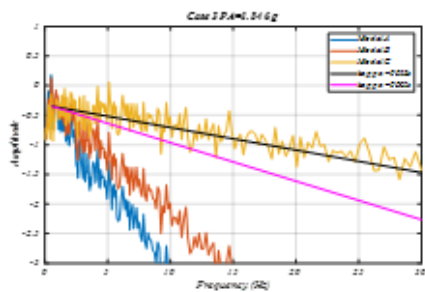
圖 2-27 地表 0 m 輸出之傅氏譜和衰減斜線(I/O:Within/Outcrop)



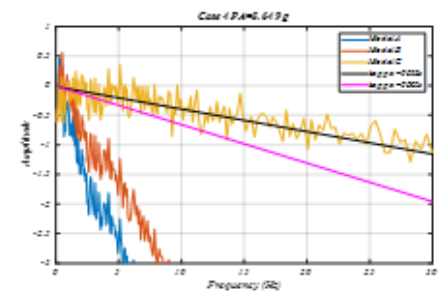
(a) Case1



(b) Case2



(c) Case3



(d) Case4

圖 2-28 地表 0 m 輸出之傅氏譜和衰減斜線(I/O:Outcrop/Outcrop)

(四)反應預估

本節利用廠址基礎輸入反應譜(FIRS)來進行圍阻體振動反應最大值的預估，此處的 FIRS 為透過廠址地震危害度曲線以及美國核能法規之訂定方式計算而得。PWR 電廠的 FIRS 與危害水準 $1E-4$ 與 $1E-5$ 均佈危害反應譜比較如圖 2-29 所示，可以發現 PWR 電廠的 FIRS 與危害水準 $1E-4$ 的均佈危害反應譜在各週期下皆相同。

圖 2-29 之 FIRS 為水平向的計算結果，欲得出垂直向的反應譜需藉由垂直-水平比值(V/H Ratio)模型對水平向 FIRS 進行倍率調整，將調整後的垂直向結果與前述水平向 FIRS 繪至同一張圖上進行比較，如圖 2-30。

接著我們便可以利用本章第二小節之東西、南北向識別結果與健康履歷，搭配本節 FIRS 的結果，對未來極端地震事件進行圍阻體最大反應的預估，首先先將一號機、二號機之南北、東西向三種識別方法之平均結果列出，如表 2-17 至表 2-20 所示，可以發現除了一號機南北向識別週期為 0.34 s 以外其餘皆為 0.33 s ，對應到圖 2-30 之 FIRS 後約可得出 PWR 電廠圍阻體之預估最大反應約為 2.4 g ，如圖 2-34 之黑色垂直虛線所示。

由於先述研究結果已觀察得知一號機、二號機皆存在搖擺振動的行為，故圍阻體處在搖擺振動下的反應也是值得留意。本小節利用地震儀之垂直向訊號計算圍阻體的轉角加速度與轉角位移，東西向的搖擺轉角加速度為利用 YT-002 和 YT-002A 之垂直向訊號相減後，再將其除以兩地震儀之間的距離，最後在乘上圍阻體高度 H 而得，如圖 2-31 所示，而南北向則是利用 YT-002B 與 YT-002C 計算而得，搖擺轉角位移的部分亦使用上述的方法進行計算。

圖 2-32 及圖 2-33 分別為在轉角加速度及轉角位移的 FFT 結果，同時將該結果整理成表 2-21，識別頻率範圍約落在 2.3 Hz 至 2.7 Hz 之間，週期為 0.37 s 至 0.43 s 左右。將此週期區間標示在 PWR 電廠之 FIRS 上，如圖 2-34 之紅色垂直虛線區間所示，可得到搖擺時的反應約為 2.5 g 至 2.8 g 左右，由此可知，須留意圍阻體之最大反應將由搖擺振動控制。

除了上述根據 FIRS 及地震事件所識別的頻率與最大反應預估之外，為了進一步與子計畫「核電廠新一代土壤-結構互制分析管制技術研究」的模擬技術進行研討，本計畫提供 PWR 場址 2021/03/02 地震事件之井下量測記錄，以及圍阻體一號機和二號機之系統識別結果，經由子計畫「核電廠新一代土壤-結構互制分析管制技術研究」進行圍阻體的反應預估。在土壤-結構互制分析模型中，僅考慮單一圍阻體與土壤之互制行為，各軸線垂直向絕對位移模擬歷時圖如圖 2-35 所示。比對圖 2-35 之模擬歷時與圖 2-4 之實際量測值，可以發現東西向(A、B 軸線)與南北向(C、D 軸線)的模擬結果和實測現象均有搖擺行為，但實際量測值在南北向(C、D 軸線)之搖擺現象較為明顯，而模擬歷時並無出現特定方向(軸線)搖擺較明顯的行為，亦即說明土壤-結構互制分析模型難以模擬非均質土壤的實際狀況。此外，圍阻體頂點的模擬值與量測值有落差。根據結構健康監測的流程，圍阻體的頻率識別應先修正圍阻體頂點的量測數值。如果透過前述修正方法之圍阻體頂點數據進行識別，初步比對結果列於表 2-22，顯示土壤-結構互制分析模型能夠模擬圍阻體的搖擺現象，搖擺頻率也與先前依據實測資料之識別結果相近。

表 2-17 一號機圍阻體東西向三種方法之平均識別結果

地震事件	平均頻率 (Hz)	平均週期 (s)
2017/02/11	3.08	0.33
2017/04/30	3.03	0.33
2017/08/13	3.09	0.32
2017/09/20	3.05	0.33
2018/02/06	3.02	0.33
2018/10/04	3.11	0.32
2019/01/22	3.11	0.32
2019/01/30	3.12	0.32
2019/03/08	3.02	0.33
2019/04/03	2.96	0.34
2019/04/04	3.08	0.32
2019/06/04	3.11	0.32
2020/09/29	3.00	0.33
2021/03/02	3.04	0.33
總平均		0.33

表 2-18 一號機圍阻體南北向三種方法之平均識別結果

地震事件	平均頻率 (Hz)	平均週期 (s)
2017/02/11	2.82	0.35
2017/04/30	2.85	0.35
2017/08/13	2.89	0.35
2017/09/20	2.95	0.34
2018/02/06	2.81	0.36
2018/10/04	2.98	0.34
2019/01/22	2.89	0.35
2019/01/30	2.92	0.34
2019/03/08	2.84	0.35
2019/04/03	2.92	0.34
2019/04/04	2.96	0.34
2019/06/04	2.90	0.35
2020/09/29	3.08	0.33
2021/03/02	3.06	0.33
總平均		0.34

表 2-19 二號機圍阻體東西向三種方法之平均識別結果

地震事件	平均頻率 (Hz)	平均週期 (s)
2017/02/11	3.03	0.33
2017/04/30	3.09	0.32
2017/08/13	3.03	0.33
2017/09/20	3.06	0.33
2018/02/06	3.02	0.33
2018/10/04	3.05	0.33
2019/01/22	3.20	0.31
2019/01/30	3.05	0.33
2019/03/08	3.05	0.33
2019/04/03	3.02	0.33
2019/04/04	3.15	0.32
2019/06/04	3.13	0.32
2020/09/29	3.05	0.33
2021/03/02	3.13	0.32
總平均		0.33

表 2-20 二號機圍阻體南北向三種方法之平均識別結果

地震事件	平均頻率 (Hz)	平均週期 (s)
2017/02/11	3.12	0.32
2017/04/30	3.00	0.33
2017/08/13	3.01	0.33
2017/09/20	3.05	0.33
2018/02/06	3.02	0.33
2018/10/04	3.01	0.33
2019/01/22	2.98	0.34
2019/01/30	3.11	0.32
2019/03/08	3.00	0.33
2019/04/03	3.02	0.33
2019/04/04	3.12	0.32
2019/06/04	3.03	0.33
2020/09/29	3.06	0.33
2021/03/02	3.06	0.33
總平均		0.33

表 2-21 PWR 電廠圍阻體搖擺頻率識別(FFT:轉角加速度、轉角位移)

地震事件 (年/月/日)	識別頻率(Hz)			
	轉角加速度		轉角位移	
	東西向	南北向	東西向	南北向
2017/4/30 (1)	2.64	2.70	2.65	2.69
2017/4/30 (2)	2.49	2.55	2.49	2.55
2021/3/2 (1)	2.43	2.38	2.43	2.38
2021/3/2 (2)	2.50	2.30	2.50	2.30

表 2-22 2021/03/02 事件圍阻體搖擺頻率識別比較

	各軸線之識別頻率(Hz)			
	A	B	C	D
量測值 (一號機)	2.45	2.43	2.38	2.38
量測值 (二號機)	2.58	2.69	2.29	2.30
本次模擬之 識別結果	2.60	2.42	2.53	2.40

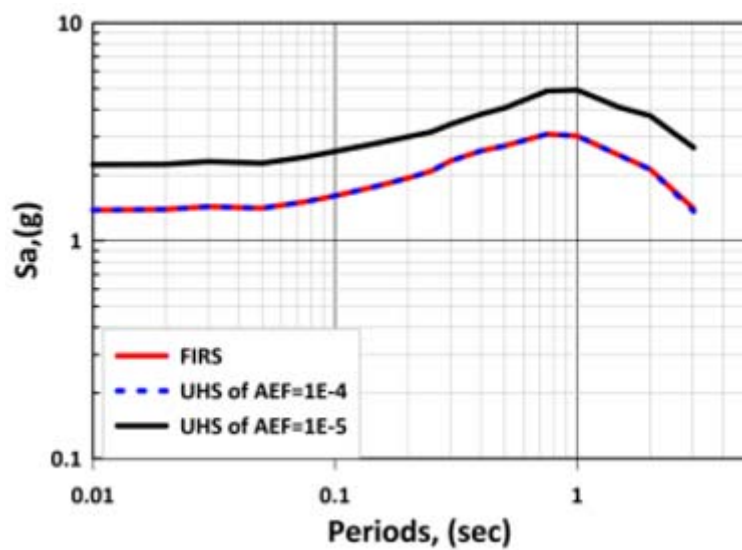


圖 2-29 PWR 電廠的 FIRS 與均佈危害反應譜比較

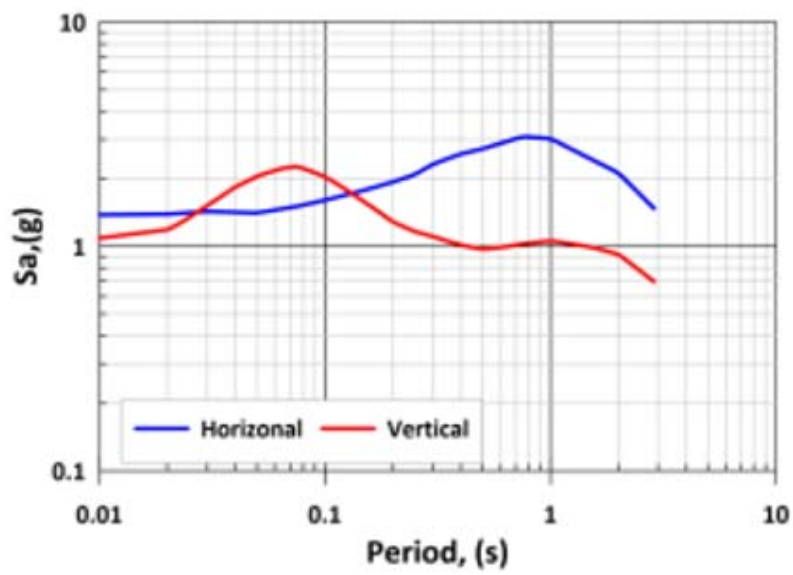


圖 2-30 PWR 電廠之水平、垂直向 FIRS

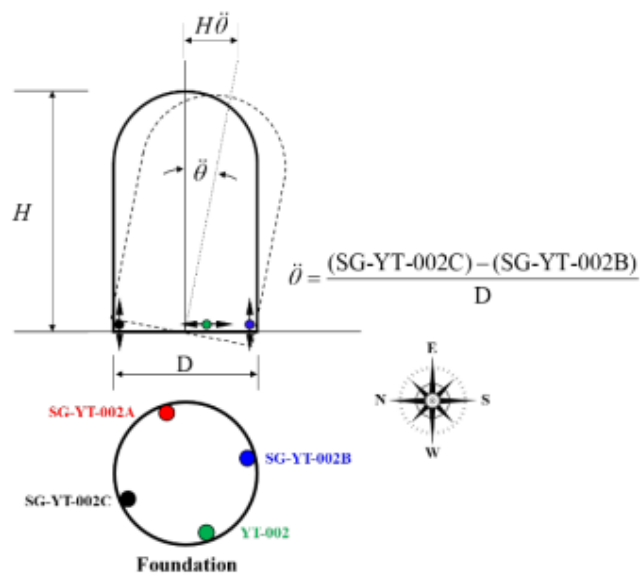


圖 2-31 基礎搖擺造成之圍阻體頂點加速度

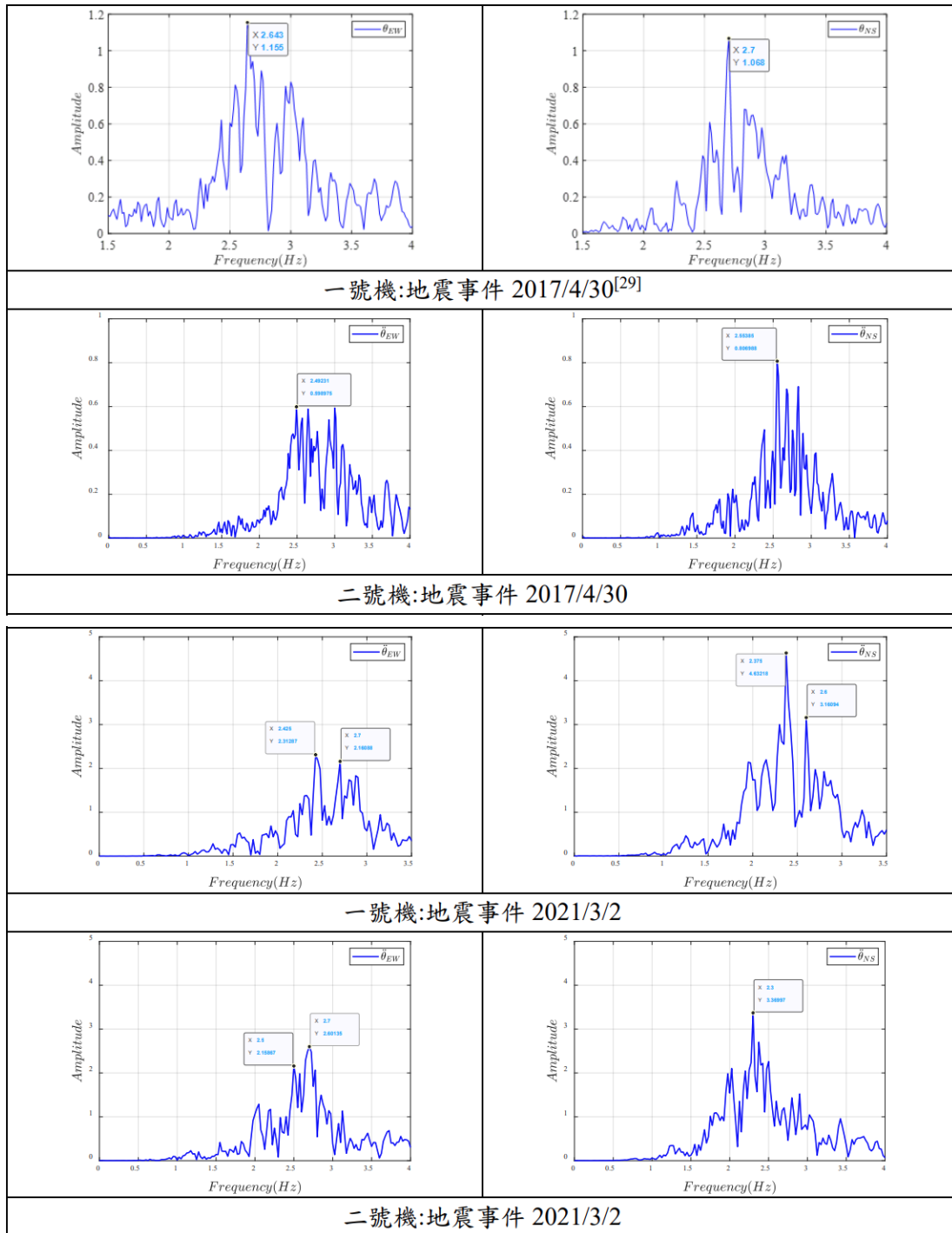


圖 2-32 圍阻體搖擺轉角加速度之傅氏譜

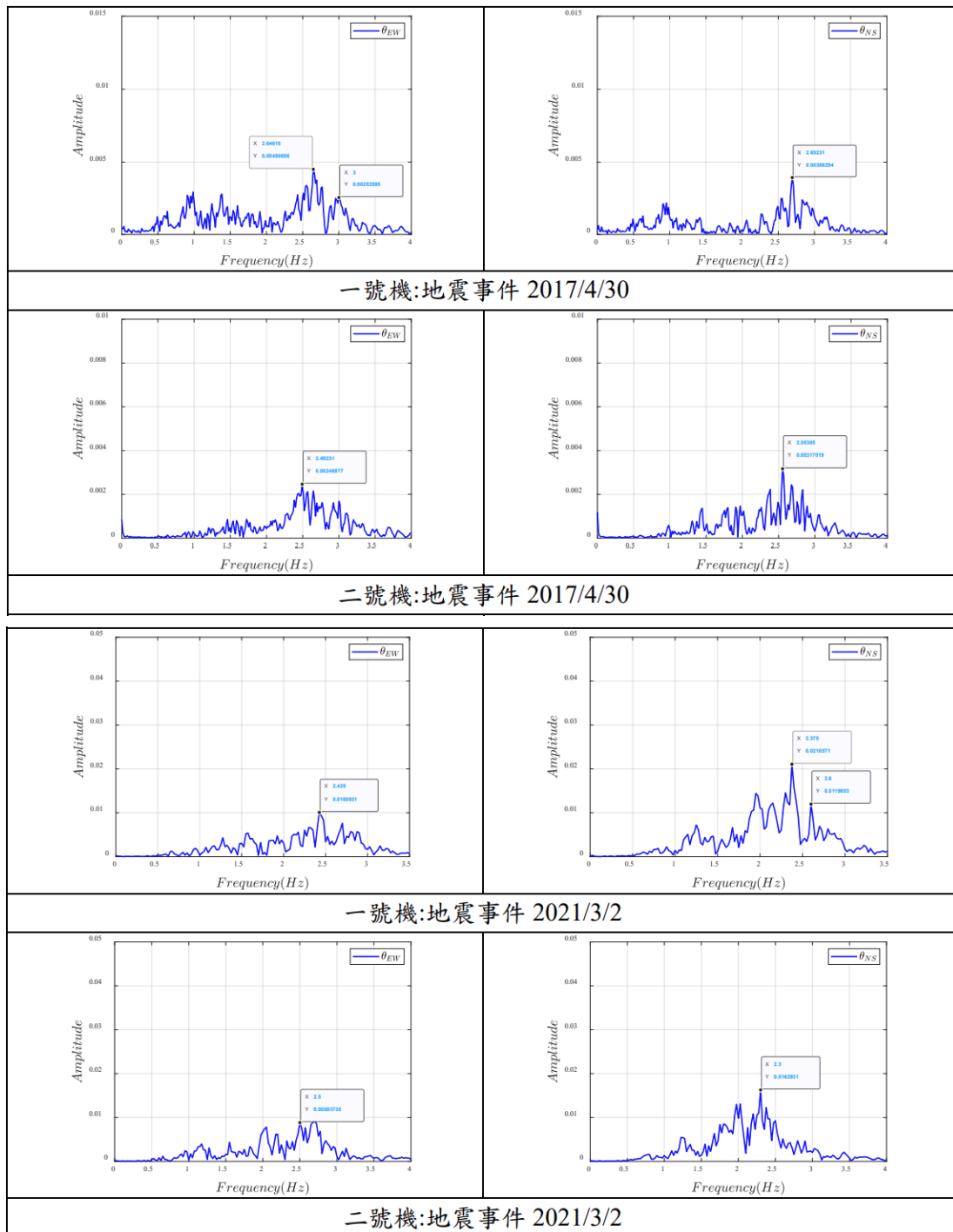


圖 2-33 圍阻體搖擺轉角位移之傅氏譜

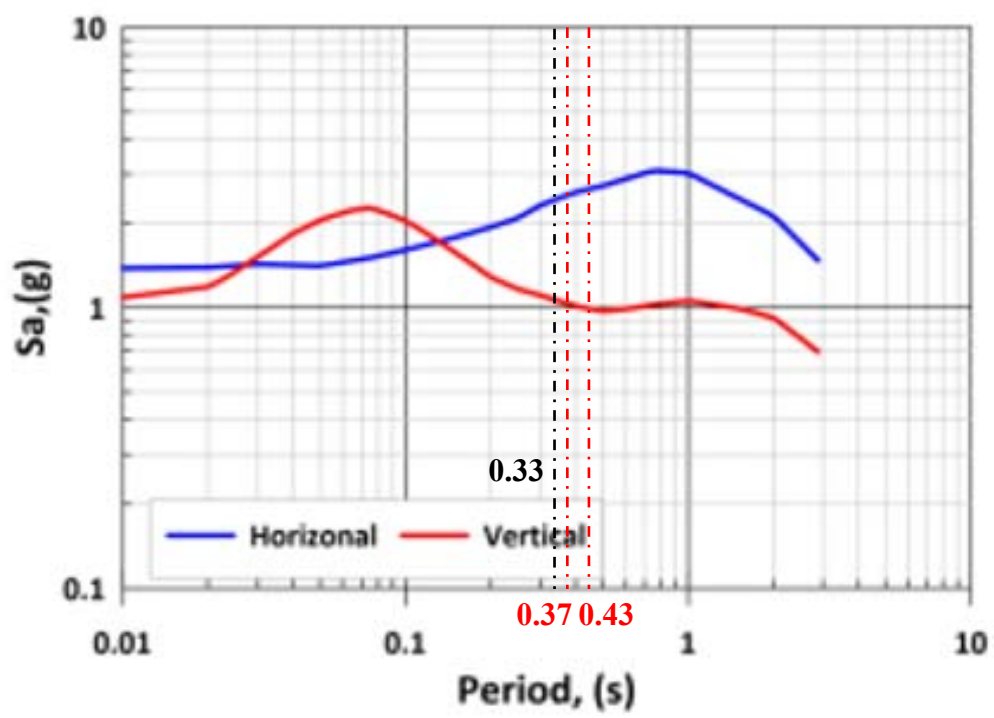
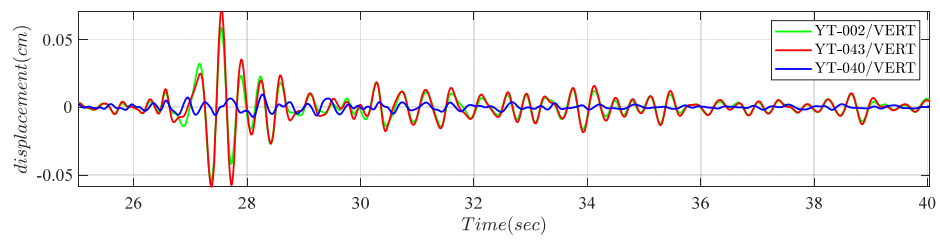
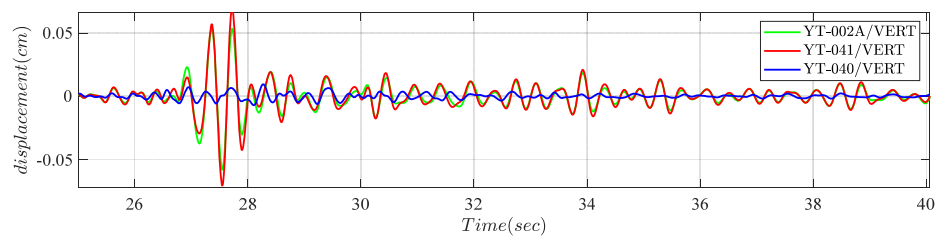


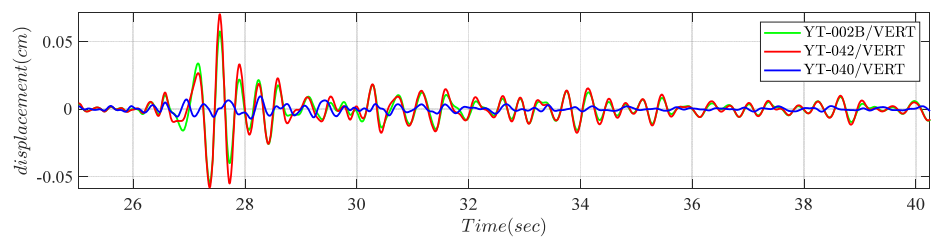
圖 2-34 圍阻體設計頻率和搖擺頻率與 FIRS 對應圖



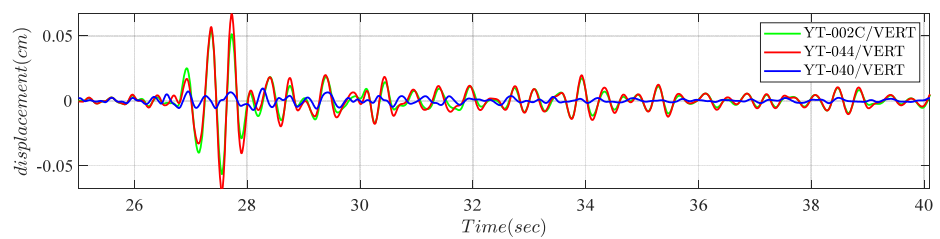
A 軸線



B 軸線



C 軸線



D 軸線

圖 2-35 模型各軸線垂直向絕對位移模擬歷時(2021/03/02)

三、核電廠新一代土壤-結構互制分析管制技術研究

(一)研究步驟

研究目的係因精進時域分析，參考 ASCE 4-16 (2017)之建議流程，如圖 3-1 所示，本研究之簡化流程如圖 3-2 所示。首先建構分析模型及設定輸入地震力。分析模型以 ABAQUS 軟體建構 PWR 電廠圍阻體及近域、遠域土壤之有限元素模型，並將圍阻體結構基礎部份埋入下方土壤之中，接續設定分析使用之材料性質參數與接觸性質，而人工設計地震加速度歷時則需先經過地表反摺積處理後再輸入土壤底部。首先使用模態疊加法進行土壤-結構互制效應之運算，而後提取 SSI 分析完成後之圍阻體部分點位反應加速度歷時，經過快速傅立葉計算轉為加速度反應頻譜，與往年使用 SASSI 之分析結果比較差異。基於模態疊加法與 SASSI 分析皆屬於線性分析，其結果在較大級別之地震有過度保守的可能，本研究進一步將有限元素模型進行非線性動力分析，以考量材料進入非線性狀況之 SSI 影響，並將其與前述二者進行比較與討論。

Deterministic SSI Analysis Summary

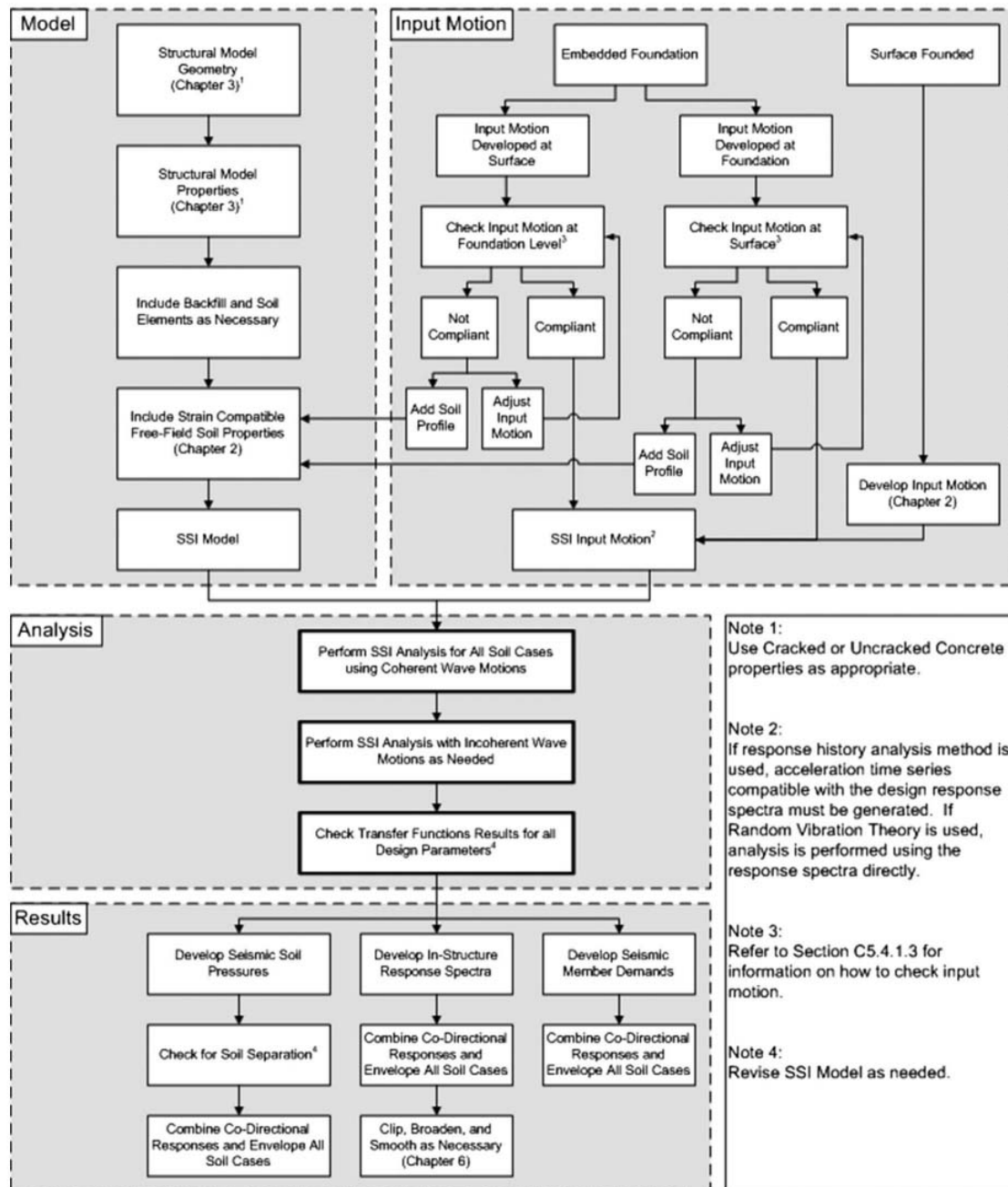


FIGURE C5-2. Flowchart for Deterministic SSI Analysis

圖 3-1 ASCE 建議之流程(ASCE 4-16, 2017)

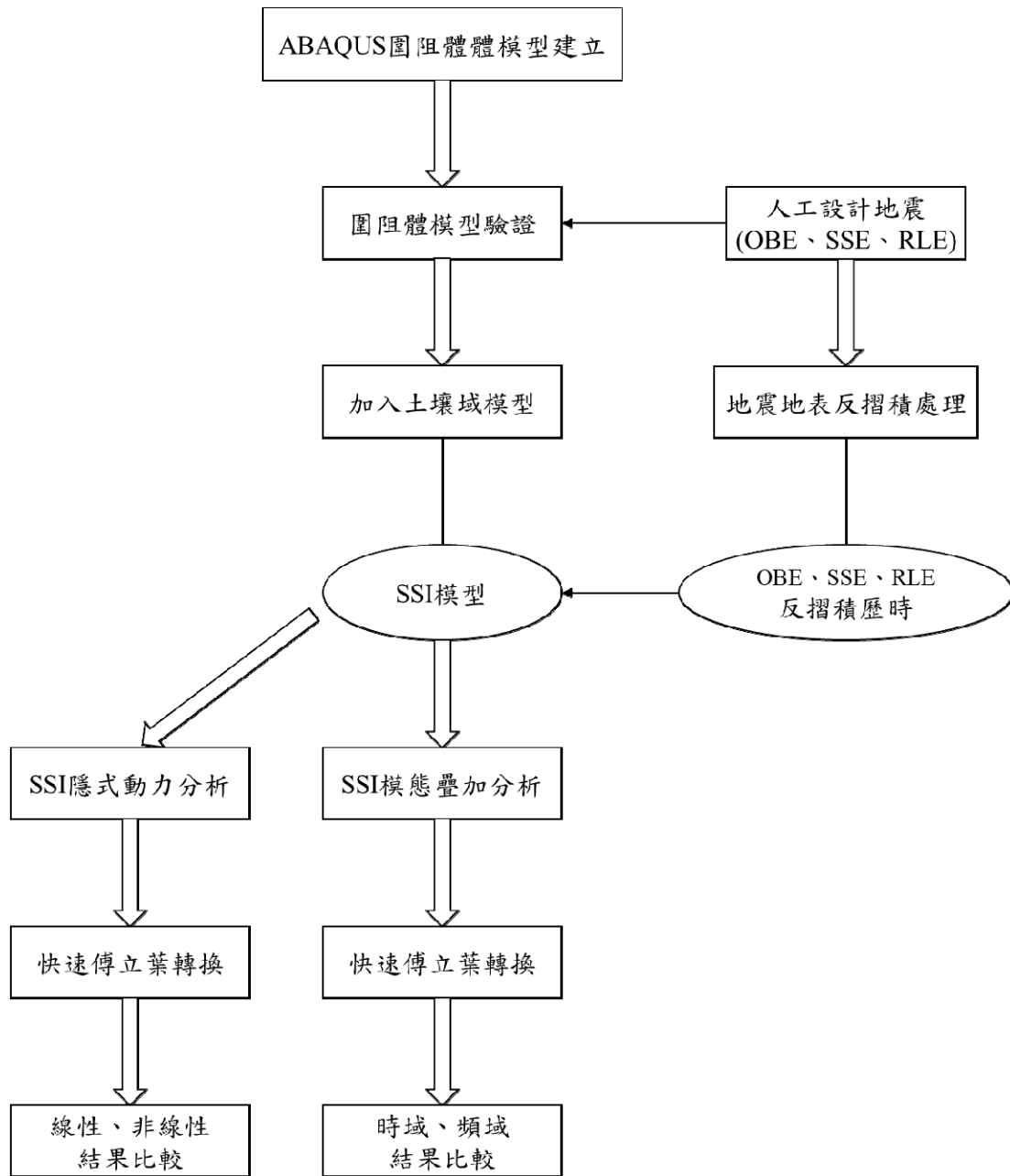


圖 3-2 本研究之簡化流程

詳細研究流程如下：

1. 地震地表反摺積

人工設計地震加速度歷時以 OBE、SSE 及 RLE 三者個別進行地震地表反摺積，其中土層設定以 Best-Estimate (BE)、Lower-Bound (LB)及 Upper-Bound (UB)新土層參數輸入，並針對

以上三種地震進行分析。

2. 有限元素模型建置

使用 ABAQUS 軟體建立 PWR 電廠圍阻體與土壤之有限元素模型，將上部結構部分埋入土壤，並於土壤底部輸入人工設計地震之 OBE、SSE 及 RLE，經過反摺積處理程序之加速度歷時進行 SSI 分析。

3. 模態疊加法分析

以模態疊加法進行 SSI 分析，提取分析完成後之反應加速度歷時，進行快速傅立葉轉換，針對圍阻體上部結構之不同高程點，與 SASSI 之頻域分析結果相互驗證，探討三種地震力對於土壤-結構互制之影響。

4. 隱式動力分析

以隱式動力分析進行非線性 SSI 分析，同模態疊加法分析過程，提取分析完成後之反應加速度歷時，進行快速傅立葉轉換，針對圍阻體上部結構之不同高程點，與模態疊加法之時域分析結果、SASSI 之頻域分析結果相互驗證，探討三種地震力對於土壤-結構互制之線性、非線性影響

(二)輸入地震與反摺積處理

PWR 電廠之設計基準地震需考慮運轉基準地震(OBE，最大地表加速度為 0.20 g)及安全關機地震(SSE，最大地表加速度為 0.40 g)，而根據核能三廠耐震安全餘裕評估計畫(行政院原子能委員會核能管制處，2014)敘述，現階段之評估基準地震(RLE) 採用 $1.67 \times \text{SSE}$ /新事證定值法地震危害度分析結果加一保守度之大值進行評估篩選，PWR 電廠則取 $1.67 \times \text{SSE}$ 再線性放大 7.5% 之頻譜，

故目前 PWR 電廠採用之 RLE 最大地表加速度為 0.72 g。本文使用人工設計地震之 OBE、SSE 及 RLE 水平地震加速度歷時如圖 3-3 至圖 3-8 所示。

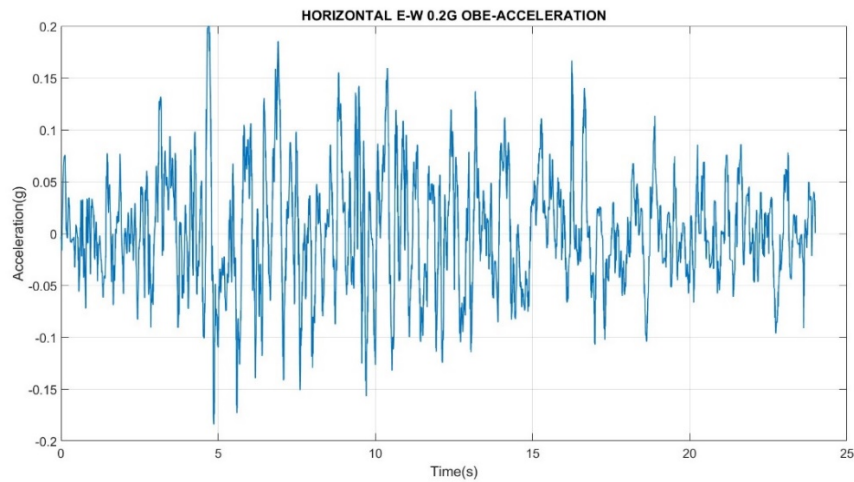


圖 3-3 OBE 之 EW 方向地震加速度歷時

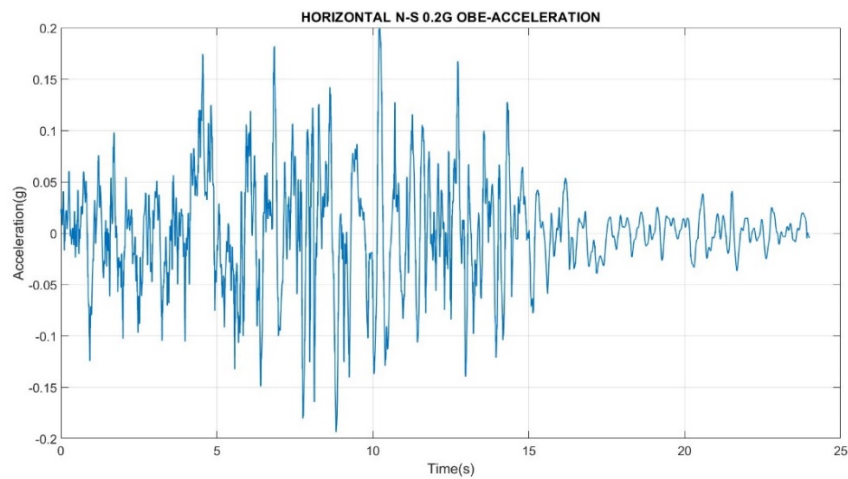


圖 3-4 OBE 之 NS 方向地震加速度歷時

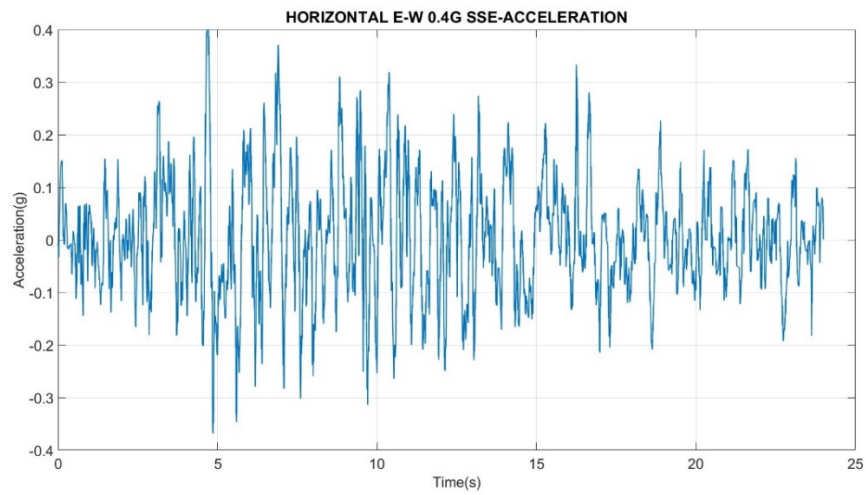


圖 3-5 SSE 之 EW 方向地震加速度歷時

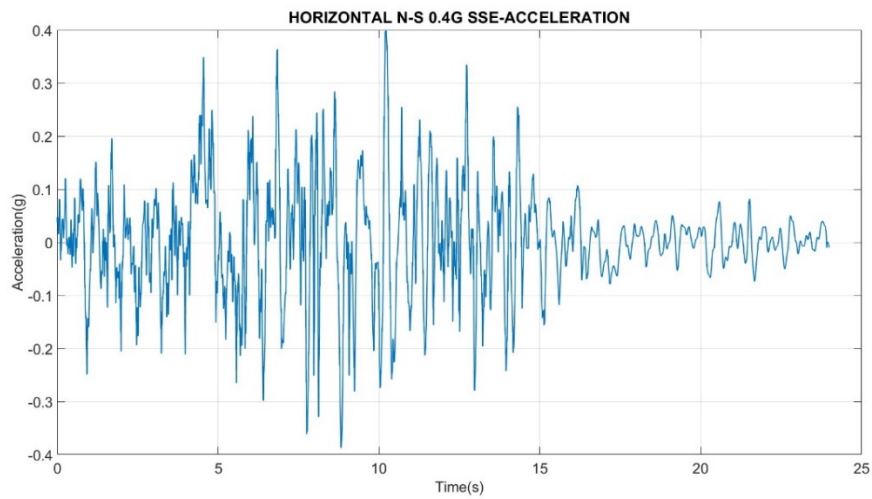


圖 3-6 SSE 之 NS 方向地震加速度歷時

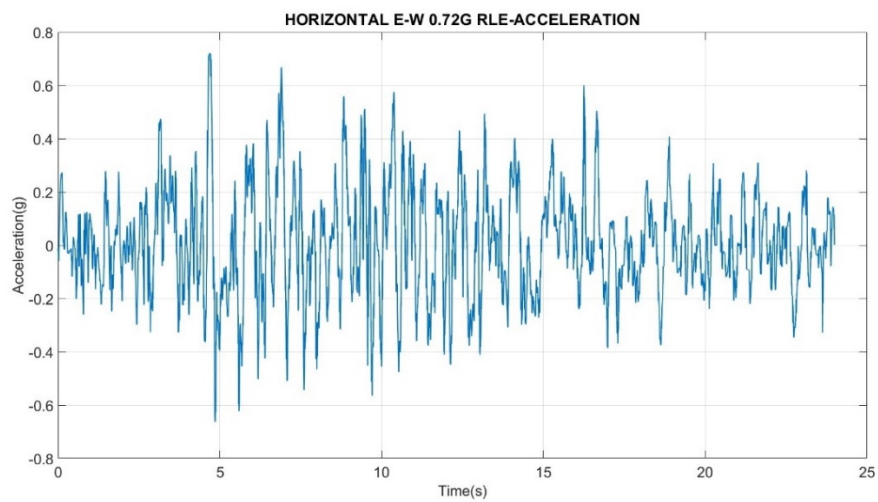


圖 3-7 RLE 之 EW 方向地震加速度歷時

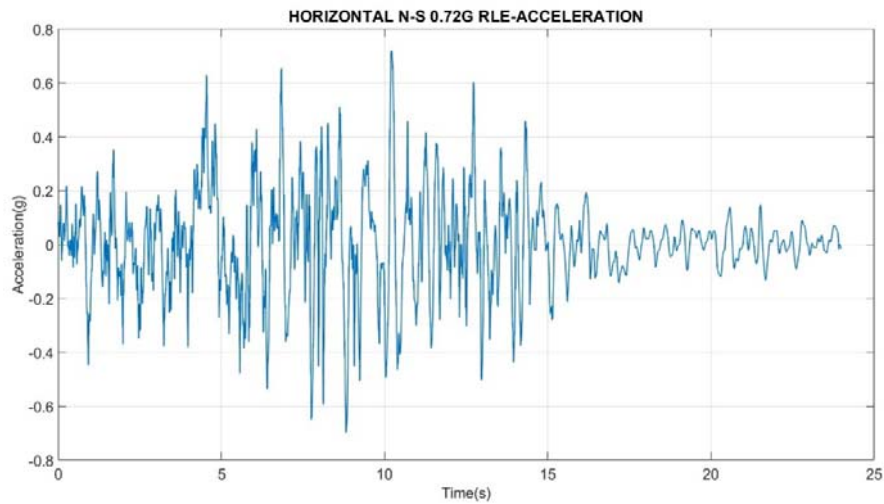


圖 3-8 RLE 之 NS 方向地震加速度歷時

為了模擬出真實的運動情況，在執行土壤-結構互制動力分析時，應先將地震從地表反摺積(Deconvolution)至底層岩盤，獲取位於岩盤處之加速度歷時後，再進由土壤模型底部(本研究土壤厚度為 83.32 m)輸入加速度，使地震力經由土壤傳遞至結構物。為使 PWR 電廠反摺積後相符於圍阻體廠房基底岩層之輸入地震加速度歷時，此部分之分析使用程式 EERA (Equivalent-linear Earthquake site Response Analysis)來進行地震地表歷時反摺積。因土層性質之不確定性，根據美國 NRC SRP 3.7.2 節規定須考慮 Best-Estimate (BE)、Lower-Bound (LB)及 Upper-Bound (UB)等不同土層性質。

最早之岩土地震分析軟體為 SHAKE (Schnabel 等人, 1972)，其假設土壤為水平層狀且無限延伸如圖 3-9，受到瞬時且垂直傳遞的剪力波，各土層分別定義其剪力模數(G)、阻尼比(ξ)及單位重(ρ)等參數，並假設循環動態行為得以等效線性的土壤進行模擬。SHAKE 軟體亦經過多次修改，如 SHAKE91 (Idriss and Sun, 1992)即針對其頻率及等效應變等設定進行修正。美國南加州大學 (University of Southern California)於 1998 年開發 EERA 分析程式，

同樣以 SHAKE 為基礎開發，亦將土壤假設為等效線性模型，在使用上較 SHAKE91 便捷。

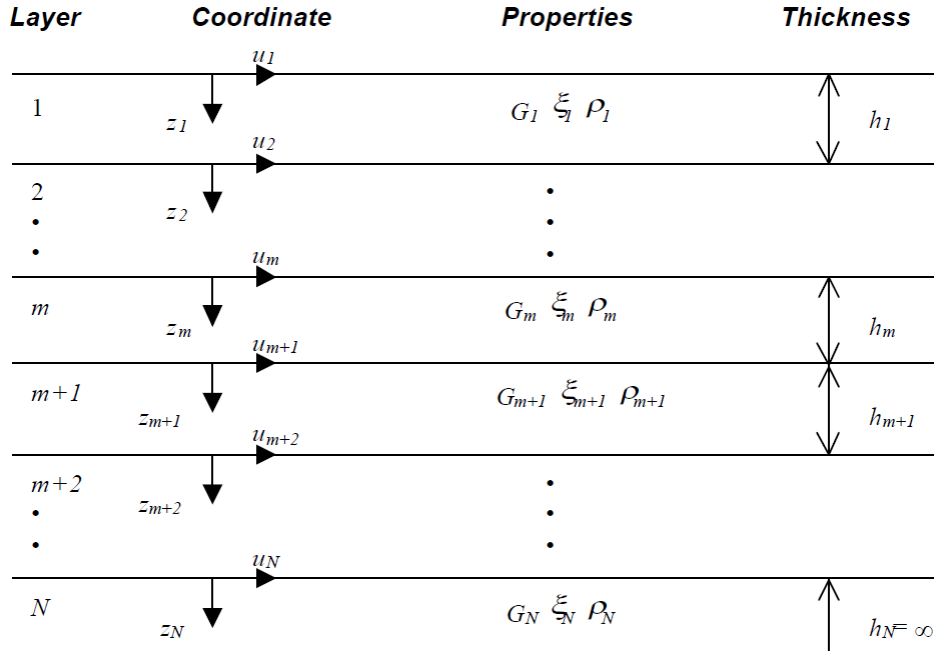


圖 3-9 土壤分層示意圖(Bardet 等人，2000)

本研究分別使用 PWR 電廠近期獲得之新土層資料，列於表 3-1 至表 3-3。首先於 EERA 內輸入人工設計地表加速度歷時，定義土層性質剖面，包括土層厚度 H (ft)、單位重 W (kN/ft³)、剪力波速 V_s (ft/s)及阻尼比 D_s ，並選擇土壤型態為基岩。基岩之土壤剪力模數及阻尼比與剪應變之關係如圖 3-10，應變提高將使阻尼比提高，但剪力模數相對下降。最後設定程序計算中之迭代次數(Iterations)以及有效剪應變比值 R (Ratio of Effective and Maximum Shear Strain)，迭代次數設定為 10 (廖克弘，2016)，有效剪應變比值則根據 EERA 操作手冊(Bardet 等人，2000)建議，如式(3-1)計算，其中 M 為地震規模。

$$R = \frac{M-1}{10} \quad (3-1)$$

表3-1 新土層性質剖面參數(BE)

N	H	W	V_s	V_p	D_s	D_p
1	6	0.146	1434.260	5905.500	0.0189	0.0025
2	6	0.146	1416.150	5905.500	0.0228	0.0025
3	7	0.146	1404.790	5905.410	0.0261	0.0025
4	4.5	0.146	1395.820	5905.340	0.0290	0.0025
5	4.5	0.146	1387.800	5905.290	0.0314	0.0025
6	5.5	0.146	1379.740	5905.250	0.0337	0.0025
7	5.5	0.146	1373.030	5905.210	0.0357	0.0026
8	11	0.146	1368.090	5905.130	0.0370	0.0026
9	10	0.146	1361.710	5905.050	0.0386	0.0026
10	10	0.146	1357.060	5904.960	0.0401	0.0027
11	10	0.146	1351.830	5904.880	0.0412	0.0027
12	10	0.146	1346.830	5904.790	0.0422	0.0028
13	10	0.146	1342.500	5904.640	0.0431	0.0028
14	10	0.146	1338.730	5904.480	0.0439	0.0028
15	10	0.146	1335.410	5904.320	0.0446	0.0028
16	10	0.146	1332.470	5904.170	0.0452	0.0029
17	10	0.146	1329.830	5904.100	0.0458	0.0029
18	10	0.146	1327.410	5904.030	0.0463	0.0029
19	10	0.146	1325.230	5903.940	0.0467	0.0029
20	10	0.146	1323.260	5903.850	0.0472	0.0029
21	10	0.146	1321.520	5903.780	0.0475	0.0029
22	10	0.146	1319.980	5903.700	0.0478	0.0029
23	10	0.146	1318.440	5903.630	0.0481	0.0029
24	10	0.146	1316.830	5903.570	0.0484	0.0029
25	10	0.146	1315.350	5903.510	0.0487	0.0029
26	10	0.146	1313.980	5903.460	0.0489	0.0029
27	10	0.146	1312.730	5903.400	0.0491	0.0029
28	10	0.146	1311.580	5903.340	0.0493	0.0029
29	9	0.146	1310.560	5903.290	0.0495	0.0029
30	8	0.146	1309.680	5903.240	0.0497	0.0029
31	8	0.146	1308.930	5903.180	0.0498	0.0029

表3-1 新土層性質剖面參數(UB)

N	H	W	V_s	V_p	D_s	D_p
1	6	0.146	2037.170	8351.700	0.0179	0.0025
2	6	0.146	2021.490	8351.700	0.0197	0.0025
3	7	0.146	2007.550	8351.700	0.0219	0.0025
4	4.5	0.146	1999.020	8351.690	0.0235	0.0025
5	4.5	0.146	1991.520	8351.610	0.0250	0.0025
6	5.5	0.146	1984.000	8351.550	0.0267	0.0025
7	5.5	0.146	1976.820	8351.500	0.0283	0.0025
8	11	0.146	1970.310	8351.450	0.0299	0.0025
9	10	0.146	1964.290	8351.420	0.0310	0.0025
10	10	0.146	1958.940	8351.380	0.0321	0.0025
11	10	0.146	1953.560	8351.350	0.0332	0.0025
12	10	0.146	1948.230	8351.320	0.0343	0.0026
13	10	0.146	1943.300	8351.300	0.0353	0.0026
14	10	0.146	1939.210	8351.250	0.0361	0.0026
15	10	0.146	1935.840	8351.180	0.0368	0.0026
16	10	0.146	1931.830	8351.120	0.0375	0.0026
17	10	0.146	1927.590	8351.060	0.0382	0.0026
18	10	0.146	1924.130	8351.000	0.0389	0.0027
19	10	0.146	1921.240	8350.940	0.0396	0.0027
20	10	0.146	1918.400	8350.890	0.0402	0.0027
21	10	0.146	1915.350	8350.830	0.0406	0.0027
22	10	0.146	1912.530	8350.780	0.0410	0.0027
23	10	0.146	1909.920	8350.730	0.0414	0.0028
24	10	0.146	1907.480	8350.680	0.0418	0.0028
25	10	0.146	1905.200	8350.600	0.0421	0.0028
26	10	0.146	1903.060	8350.510	0.0425	0.0028
27	10	0.146	1901.070	8350.410	0.0428	0.0028
28	10	0.146	1899.240	8350.330	0.0430	0.0028
29	9	0.146	1897.550	8350.250	0.0433	0.0028
30	8	0.146	1896.010	8350.160	0.0435	0.0028
31	8	0.146	1894.570	8350.080	0.0437	0.0028

表3-2 新土層性質剖面參數(LB)

N	H	W	V_s	V_p	D_s	D_p
1	6	0.146	1007.590	4175.800	0.0205	0.0025
2	6	0.146	992.010	4175.710	0.0267	0.0025
3	7	0.146	980.150	4175.630	0.0318	0.0025
4	4.5	0.146	971.540	4175.570	0.0354	0.0026
5	4.5	0.146	964.360	4175.460	0.0380	0.0026
6	5.5	0.146	956.340	4175.330	0.0410	0.0027
7	5.5	0.146	949.410	4175.140	0.0431	0.0028
8	11	0.146	943.600	4174.910	0.0448	0.0028
9	10	0.146	938.670	4174.780	0.0463	0.0029
10	10	0.146	934.470	4174.640	0.0475	0.0029
11	10	0.146	930.220	4174.510	0.0486	0.0029
12	10	0.146	925.840	4174.380	0.0497	0.0029
13	10	0.146	922.170	4174.270	0.0506	0.0029
14	10	0.146	919.080	4174.170	0.0514	0.0029
15	10	0.146	916.450	4174.090	0.0520	0.0030
16	10	0.146	914.190	4174.010	0.0526	0.0030
17	10	0.146	912.190	4173.950	0.0531	0.0030
18	10	0.146	910.260	4173.890	0.0535	0.0030
19	10	0.146	908.380	4173.830	0.0539	0.0030
20	10	0.146	906.490	4173.770	0.0544	0.0030
21	10	0.146	904.420	4173.720	0.0548	0.0030
22	10	0.146	902.390	4173.630	0.0553	0.0030
23	10	0.146	900.500	4173.540	0.0557	0.0030
24	10	0.146	898.820	4173.460	0.0561	0.0031
25	10	0.146	897.380	4173.380	0.0564	0.0031
26	10	0.146	896.180	4173.310	0.0567	0.0031
27	10	0.146	895.260	4173.240	0.0570	0.0031
28	10	0.146	894.680	4173.180	0.0571	0.0031
29	9	0.146	894.460	4173.130	0.0572	0.0031
30	8	0.146	894.590	4173.090	0.0571	0.0032
31	8	0.146	895.050	4173.050	0.0570	0.0032

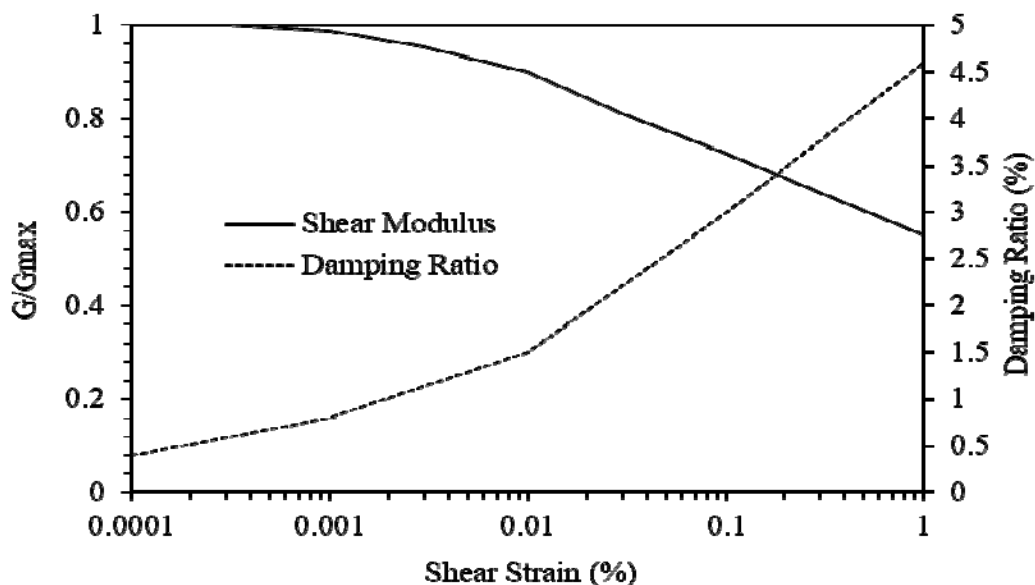


圖 3-10 基岩之土壤剪力模數及阻尼比與剪應變關係圖
(Bardet 等人，2000)

(三) 圍阻體模型

1. 混凝土損傷塑性模型(Concrete Damaged Plastic, CDP)

ABAQUS 所提供之混凝土損傷塑性模型(CDP 模型)是依據 Lee 和 Fenves (1998) 所提出之損傷塑性模型而建立。拉伸與壓縮為混凝土主要之破壞模式，在混凝土進入塑性後因拉伸與壓縮造成損傷，用參數來表示由損傷發生的彈性剛度退化，分別兩個參數為損傷參數 d 和剛度恢復係數 W ，為了模擬卸載後混凝土剛度會隨著損傷的加重而減少的行為，因此使用對混凝土的剛度折減表示混凝土受損傷後的特性。

如圖 3-11 所示，混凝土進入塑性後的損傷有壓力損傷參數 d_c 及拉力損傷參數 d_t ，定義為混凝土彈性卸載後的彈性模數相對於初始彈性模數的折減比例。混凝土彈性卸載時，受拉卸載的損傷參數 d_t 和受壓卸載的損傷參數 d_c 可分別定義，但彈性模數計算公式均如下：

$$E = (1-d)E_0 \quad (3-2)$$

式中， E 為彈性階段的彈性模數， E_0 為彈性階段的初始彈性模數， $d=0$ 為混凝土無損傷，即混凝土的彈性模數與初始彈性模數一樣， $d=1$ 為完全損傷，即混凝土的彈性模數為零。

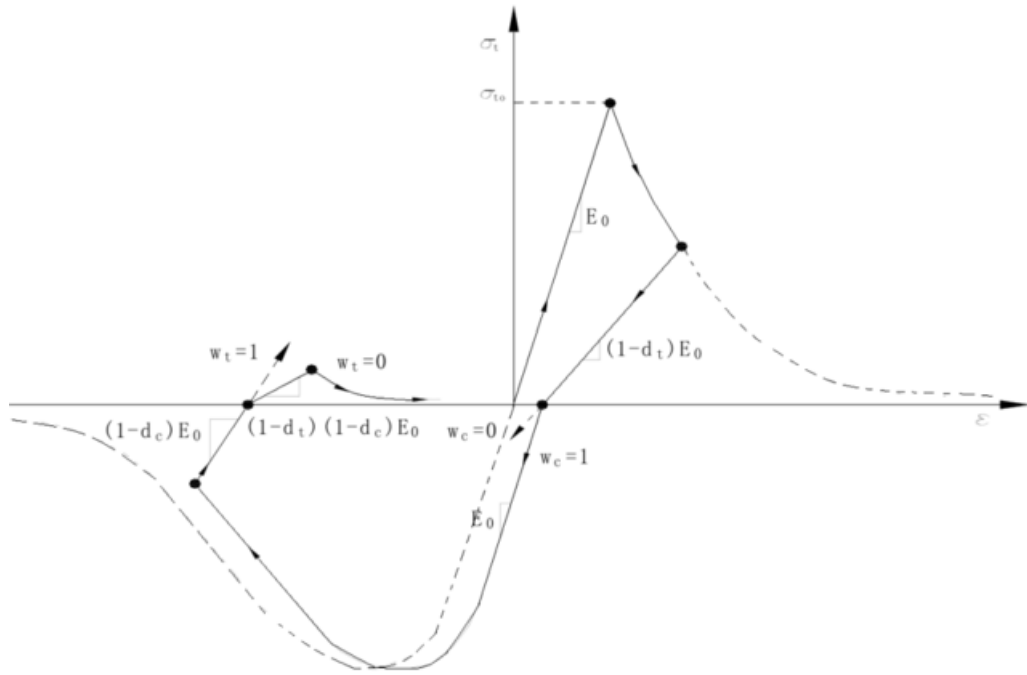


圖 3-11 CDP 單軸循環載重行為(Lee and Fenves, 1998)

若混凝土於受拉情況下產生裂縫，再由拉力轉為壓力的加載情況下，由於壓力使裂縫閉合，將產生剛度恢復效應。剛度恢復係數分為受壓剛度恢復係數 W_c 與受拉剛度恢復係數 W_t ，分別顯示混凝土應力-應變曲線由受壓區過渡到受拉區和受拉區過渡到受壓區時，彈性模數的變化程度。在受壓部份，混凝土彈性模數無法恢復以 $W_c=0$ 表示；混凝土彈性模數可完全恢復至前次受壓卸載時，於受拉區進入受壓區的彈性模數，則以 $W_c=1$ 表示。在受拉部份，混凝土彈性模數無法恢復以 $W_t=0$ 表示；混凝土彈性模數可完全恢復至

前次受壓卸載時，於受壓區進入受拉區的彈性模數，則以 $W_t=1$ 表示。

本研究混凝土抗壓行為採用 Elwi 及 Murray 於 1979 年所提出之改進公式，即式(3-3)和式(3-4)，根據公式計算混凝土抗壓之應力應變曲線，如圖 3-12 所示。

$$\sigma = \frac{E_0 \varepsilon}{1 + \left(R + \frac{E_0}{E_s} - 2 \right) \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right) - (2R - 1) \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 + R \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^3} \quad (3-3)$$

$$R = \frac{\frac{E_0}{E_s} \left(\frac{f'_c}{f_u} - 1 \right)}{\left(\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon} - 1 \right)^2} - \frac{1}{\left(\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon} \right)} \quad (3-4)$$

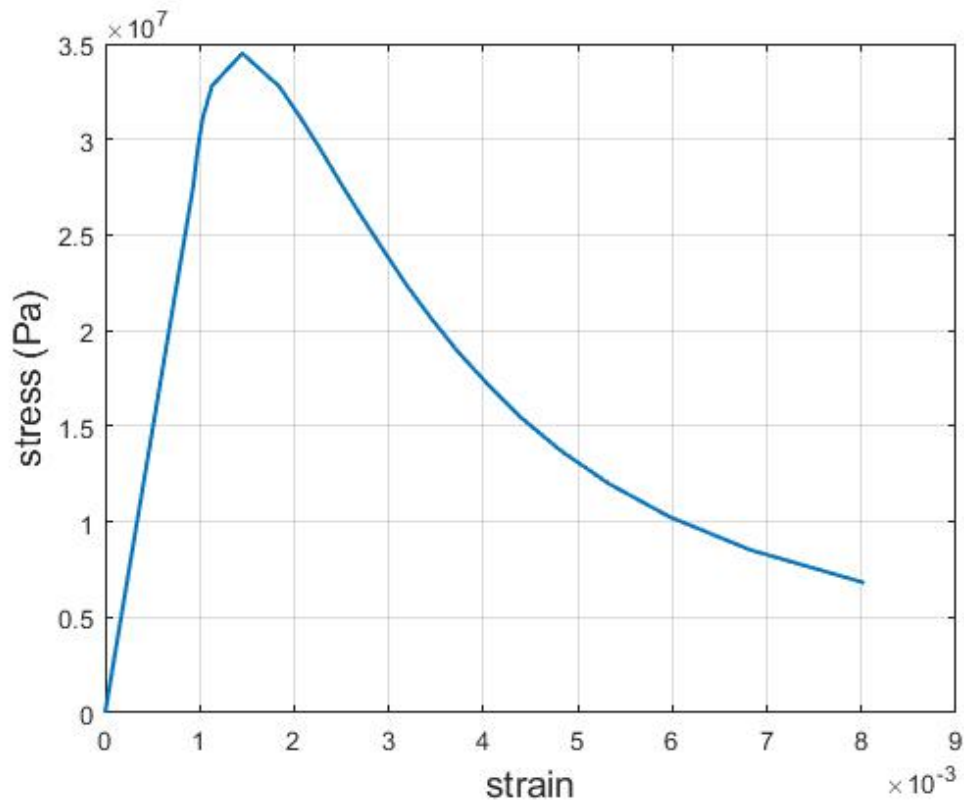


圖 3-12 混凝土抗壓之應力應變曲線圖

抗拉行為則採用江見鯨等人(2005)所提出之多段下降式模擬混凝土進入塑性後的抗拉行為，上升段為達抗拉強度(σ_t 前之線彈性段，第一下降段為 σ_t 至 $0.429\sigma_t$ (此時應變達 3.7×10^{-4})，第二下降段再下降至 $0.234\sigma_t$ (此時應變達 5.6×10^{-4})，最終應變達 9.3×10^{-4} 時混凝土完全拉力破壞，根據以上所得之混凝土抗拉應力應變曲線如圖 3-13 所示。

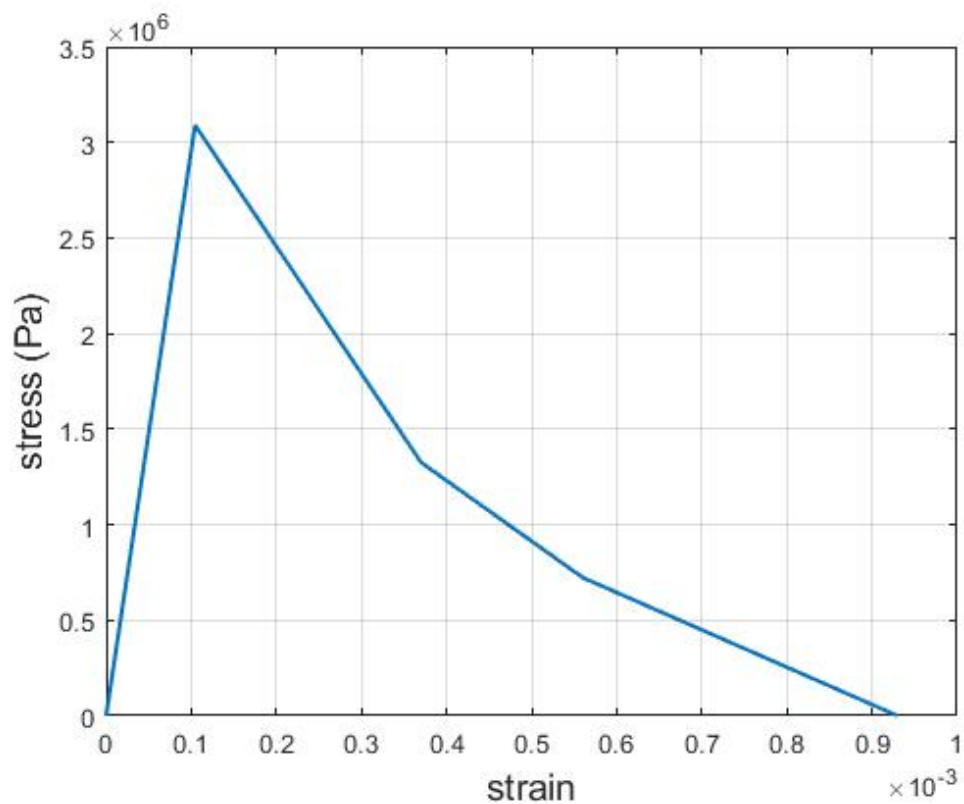


圖 3-13 混凝土抗拉之應力應變曲線圖

抗壓及抗拉損傷參數根據 Birtel 和 Mark (2006)所提出之比例應變法公式，式(3-5)和式(3-6)，依照上述之應力應變，計算所得之壓力損傷和拉力損傷參數分別示於圖 3-14 和圖 3-15。

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c E_c^{-1}}{\varepsilon_c^{pl} \left(\frac{1}{b_c} - 1 \right) + \sigma_c E_c^{-1}} \quad (3-5)$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t E_c^{-1}}{\varepsilon_t^{pl} \left(\frac{1}{b_t} - 1 \right) + \sigma_t E_c^{-1}} \quad (3-6)$$

其中， d_c 為壓力損傷參數， d_t 為拉力損傷參數， σ_c 為混凝土壓力強度， σ_t 為混凝土拉力強度， ε_c^{pl} 為壓力塑性應變， ε_t^{pl} 為拉力塑性應變， b_c 為塑性壓應變/非彈性壓應變， b_t 為塑性拉應變/非彈性拉應變。

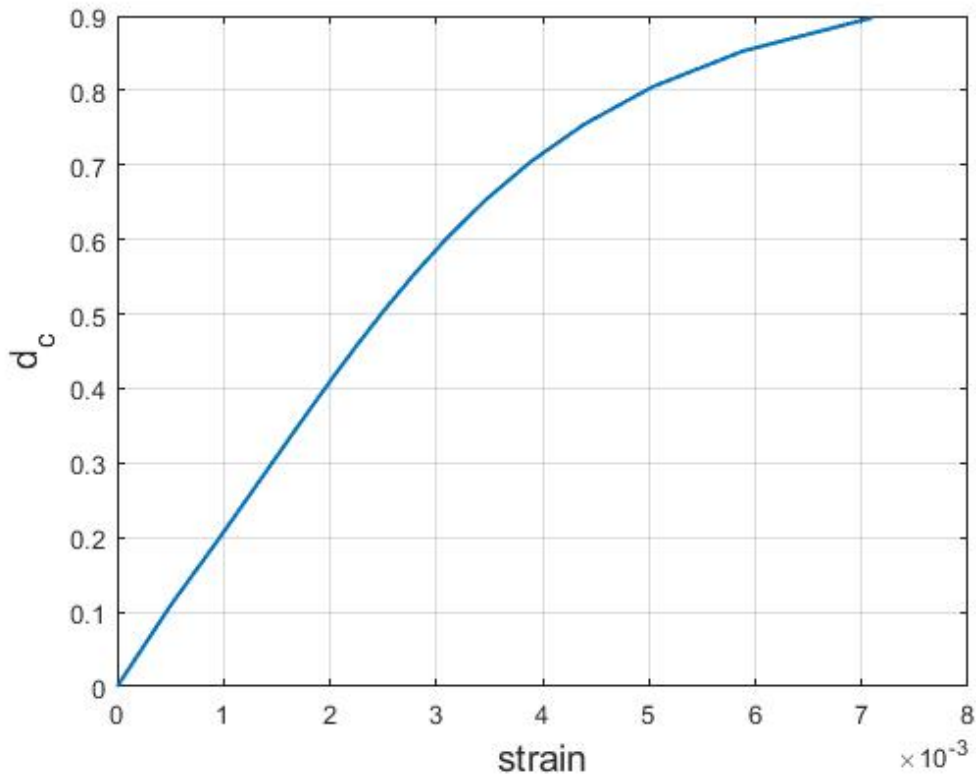


圖 3-14 壓力損傷參數

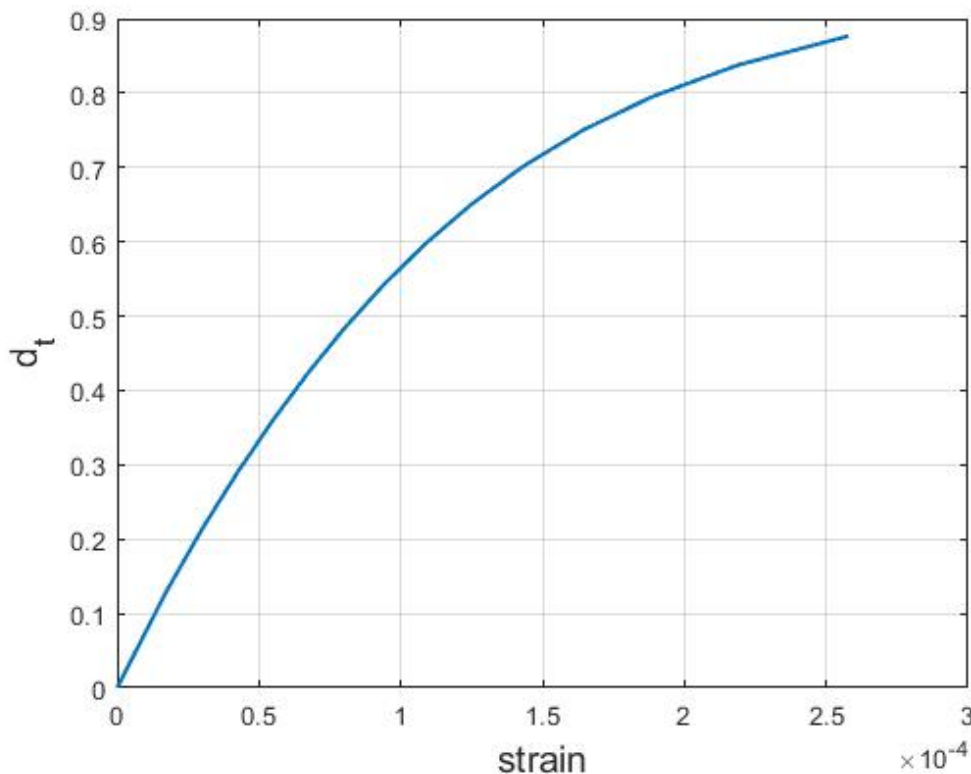


圖 3-15 拉力損傷參數

2. 其它材料參數

圍阻體廠房結構體為預力混凝土結構，主要由混凝土、鋼筋、預力鋼鍵以及內襯鋼板所組成。圍阻體結構混凝土之柏松比為 0.20，密度為 2400 kg/m^3 ，彈性模數 E 為 26.4 GPa，強度為 34.5 MPa；鋼筋彈性模數 E 為 200 GPa，柏松比為 0.3，密度為 7850 kg/m^3 ，強度為 414 MPa；預力鋼鍵彈性模數 E 為 190 GPa，柏松比為 0.3，密度為 7850 kg/m^3 ；內襯鋼板彈性模數 E 為 200 GPa，柏松比為 0.3，密度為 7850 kg/m^3 ，強度為 165 MPa。

3. 圍阻體簡化模型

參考 Hu 和 Lin (2016)時域分析的簡圖，如圖 3-16 所示，PWR 電廠壓水堆預力混凝土圍阻體由圓形底板、圓柱體和半圓拱頂所組成。結構幾何假設為軸對稱，且圍阻體的底板是嵌入土壤中。

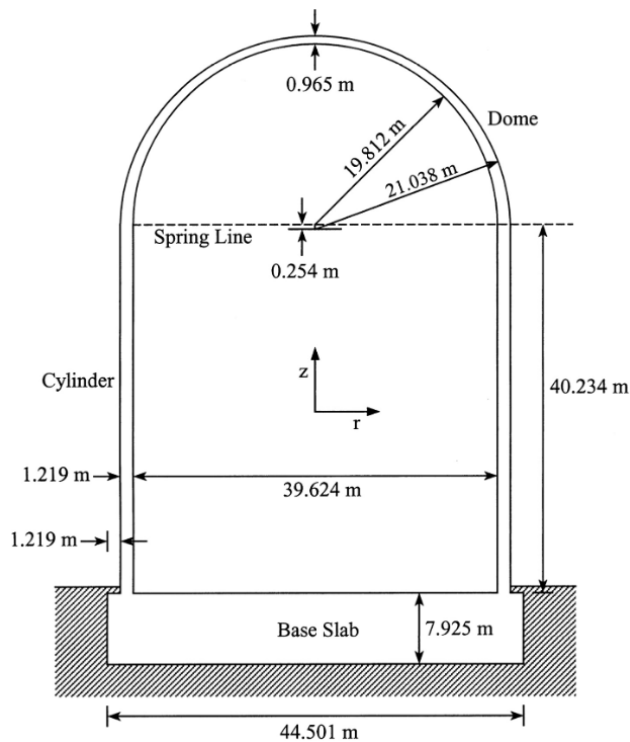


圖 3-16 圍阻體幾何尺寸簡圖(Hu and Lin, 2016)

4. 圍阻體所採用之有限元素

CDP 模型中所使用元件包括梁(Beams)、桿(Trusses)、殼(Shells)以及實體元素(Solids)等有限元素，其中使用 C3D8I 實體元素設定混凝土圍阻體之外殼區域；各方向鋼筋、預力鋼鍵採用 Truss 元素中的 T3D2 元素進行設定，將預力鋼鍵與鋼筋嵌入混凝土內則是使用 *EMBEDDED ELEMENT 指令來執行，並使用 SC8R 之 Shell 殼元素設定內襯鋼板。

(四)土壤模型

1. 土壤模型尺寸

根據美國陸軍工兵部隊(United States Army Corps of Engineers, USACE)所建議，土壤尺寸至少需達圍阻體直徑尺寸的 7 倍以上。王豐裕、王亭復(1999)提及為減少地震波在邊界元素出現的反射影響，土壤尺寸至少須為結構物基礎寬度的 8 至 10 倍，其中若使用的

分析程式具有無限元素功能，則可以將緊鄰結構物之土壤模擬為有限元素，而將遠域土壤模擬為無限元素來消除地震波反射之影響。

本研究採用無限元素來模擬遠域土壤，並保守採用略大於一倍地震波長之有限元素模擬近域土壤。土壤模型為方形土壤長寬 493 m x 493 m，土壤模型建立分為兩部份，緊鄰圍阻體部分為有限域土壤尺寸長寬為 293 m x 293 m，外圍部分為無限域土壤尺寸寬 100 m，如圖 3-17 所示，黃色部分為有限元素土壤，藍色部分為無限元素土壤，其深度至地表下 83.82 m 的岩盤所在位置。

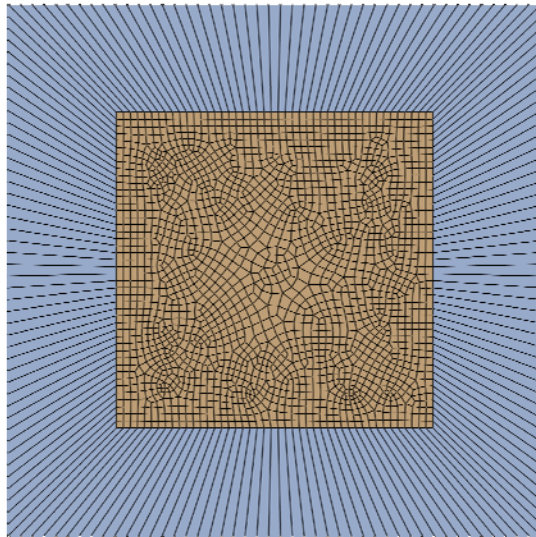


圖 3-17 ABAQUS 土壤模型

2. 土壤分析之元素尺寸

為精進土壤-結構互制之時域分析結果，將對土壤元素之尺寸進行探討，元素尺寸會對分析結果之精確度與效率產生影響，尺寸越大精確度越低，而計算效率越高，反之亦然。本研究建置一尺寸 800 m x 800 m 之土壤，並以六種不同元素尺寸進行分割，分別為 44 m、22 m、15 m、11 m、8.8 m 與 6.29 m，於土壤底部輸入持續時間 10 秒之正弦波，就土壤表面之反應歷時結果進行討論。

不同元素尺寸之土壤表面反應歷時結果如圖 3-18 所示，唯 44 m 與 22 m 之元素尺寸反應與其他四者較不接近，故可判斷小於 15 m 尺寸後，結果出現收斂。將各尺寸峰值加速度的變化率進行討論，結果顯示尺寸由 22 m 縮小至 15 m 以下時，反應峰值變化率已小於 1%，可判定其尺寸大小產生收斂，配合計算效率的考量，本研究使用 8.8 m 之土壤元素尺寸進行分析，如圖 3-19 所示。

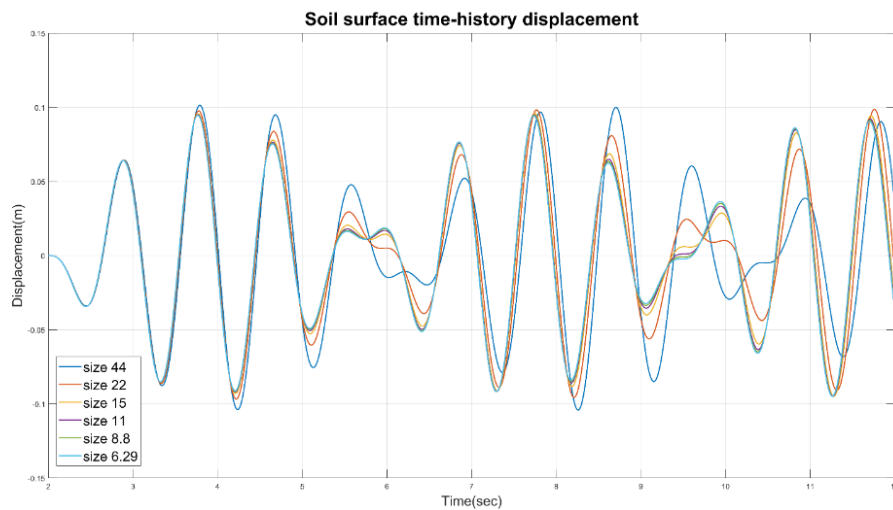


圖 3-18 各元素尺寸反應歷時

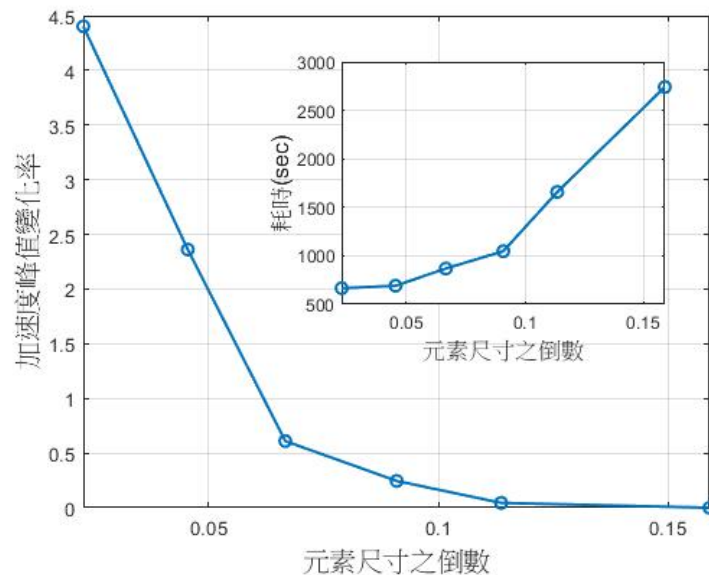


圖 3-19 各元素尺寸加速度變化率與分析時間

3. 土壤之元素品質

因元素過於畸形，如其長寬、夾角比例過大或過小，皆有可能造成計算上的不穩定現象（沙漏化、剪力自鎖）發生，且為避免於非線性動力分析中因幾何非線性造成計算結果無法收斂，故須將過往計畫之土壤元素進行優化。ABAQUS 內具有對模型 Mesh Quality 檢查之功能，本研究採用其預設值，面夾角(Face Corner Angle)上下限為 10 與 160 度，以及展弦比(Aspect Ratio)大於 10，則判定為低元素品質來進行檢核。

在過往計畫的土壤模型中，採用輻射狀方式進行元素分割，其結果顯示近 30% 的元素品質低，如圖 3-20 所示之土壤中有部份元素以黃色表示低元素品質。本研究改為自動切割方式將土壤元素重新劃分，其結果顯示於近域土壤之有限元素中，幾乎無品質低之元素，如圖 3-21 所示。

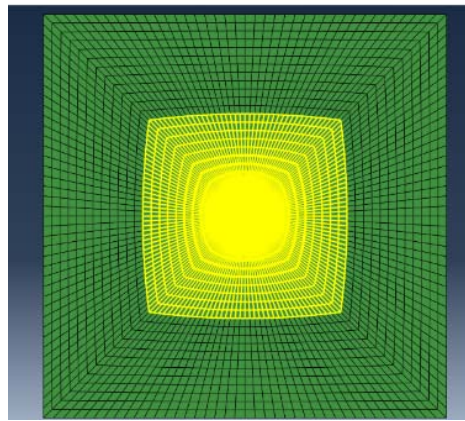


圖 3-20 元素採輻射狀分割之元素品質檢核

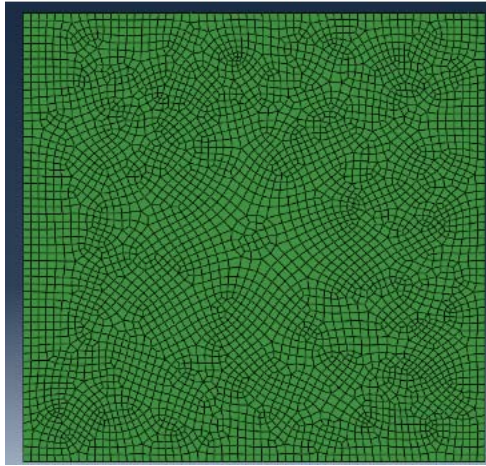


圖 3-21 重新切割後元素品質檢核

4. 土壤所採用之有限元素與無限元素

土壤模型建立分為兩部份，緊鄰結構物之部份為有限域土壤，以 C3D8R 實體元素所建立；另一部份為近域土壤，以 CIN3D8 無限元素(Infinite Element)所建立，無限元素將吸收邊界波傳能量，避免邊界反射波傳能量傳回近域土壤中。

ABAQUS 提供一階及二階的無限元素，其靜態反應根據 Zienkiewicz 等人(1983)所提出之理論，動態反應則根據 Lysmer 和 Kuhlemeyer (1969)之理論。

為驗證無限元素於 ABAQUS 軟體中確實具有消除地震波反射之功能，參照 Ju 和 Wang (2001)所採用的方法，在 ABAQUS 中對 Non-Reflection Boundary 進行驗證。首先建置兩模型，一為 99 單位長度之有限元素與 1 單位長度之無限元素邊界，另一為 300 單位長度之有限元素。給予一個三角波，比較兩模型的位移反應。此驗證模型因第一個反射波於 2.2 秒回傳並影響觀察點，但兩者在 2.2 秒前的位移歷時反應非常吻合，如圖 3-22 所示，以此結果判定無限元素具有模擬遠域土壤之效果。

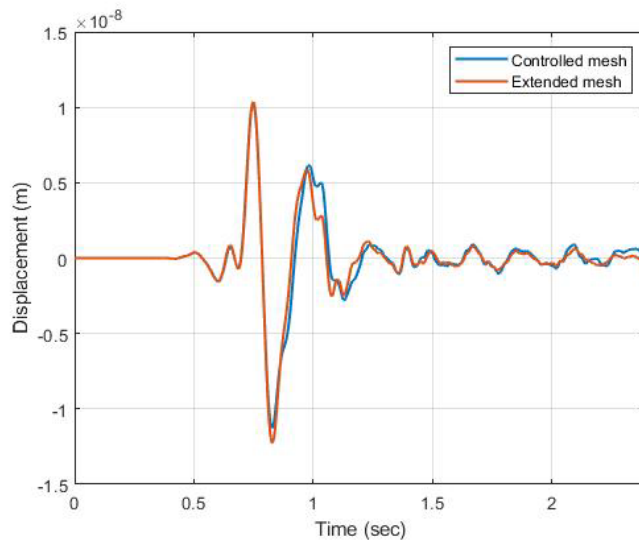


圖 3-22 有限元素延長模型與有限元素搭配無元素模型之位移歷時

5. 土壤與結構界面

考量圍阻體的底板是嵌入土壤中又其基礎為筏式基礎，結構與土壤間較不會產生相對滑移情形，故使用 ABAQUS 內部之*Tie 指令定義土壤結構界面，使土壤與結構間不會產生相對滑動。

(五)模態疊加法(Modal Superposition Method)

模態分析，即振態疊合分析，目的在於探討結構動力行為的近代方法。每一個模態都有代表其特定的阻尼比、模態振型和固有頻率，因此模態代表著結構的固有振動特性。結構和系統的振動特性決定了結構和系統對於其他各種動力載荷的響應情況。使線性常微分方程組中的物理坐標變換為模態坐標為模態分析的定義，解耦方程組，目的為獲取模態坐標及模態參數的獨立方程，以獲得系統的模態參數。模態矩陣為坐標變換之變換矩陣，其每列為模態振型。

模態疊加法相關理論推導如下，結構運動方程的矩陣形式為：

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{f}(t) \quad (3-7)$$

式中， $\mathbf{M}$ 為系統質量矩陣、 $\mathbf{C}$ 為阻尼矩陣、 $\mathbf{K}$ 為勁度矩陣、 $\mathbf{f}(t)$ 為

外力向量、 $\mathbf{u}$ 為位移反應向量。

矩陣運動方程式進行解耦化和離散化，可以解決有限元計算問題。首先使用無阻尼運動的特徵值方程式求解特徵頻率與對應的振型，以下為無阻尼運動的模態分析理論，其矩陣運動方程式為：

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{0} \quad (3-8)$$

假設結構反應的簡諧運動為：

$$\mathbf{u} = \boldsymbol{\phi}_i \sin(\omega_i t + \theta_i) \quad (3-9)$$

$$\ddot{\mathbf{u}} = -\omega_i^2 \boldsymbol{\phi}_i \sin(\omega_i t + \theta_i) \quad (3-10)$$

將結構運動的位移和加速度代入控制方程式中，可得以下方程式，計算其自振頻率 ω_i 和模態 $\boldsymbol{\phi}_i$ ：

$$(\mathbf{K} - \omega_i^2 \mathbf{M})\boldsymbol{\phi}_i = \mathbf{0} \quad (3-11)$$

$$\det(\mathbf{K} - \omega_i^2 \mathbf{M}) = 0 \quad (3-12)$$

根據系統特徵方程式(3-12)，求解方程式的 n 個根 $(\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2)$ ，為方程式(3-8)的特徵值，對應一群特徵向量 $(\boldsymbol{\phi}_1, \boldsymbol{\phi}_2, \dots, \boldsymbol{\phi}_n)$ ，可用來求解結構之自振頻率及有效模態質量。採用下式計算結構系統之自振頻率(單位為 Hz)：

$$f_i = \frac{\omega_i}{2\pi} \quad (3-13)$$

參與係數為單一模態每一方向運動時，該方向外力的作用比例，代表單一振型在該方向參與振動的程度。單一模態之參與係數計算如下：

$$\gamma_i = \boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{M} \mathbf{D} \quad (3-14)$$

$\mathbf{D}$ 為總體笛卡爾座標系中，外力向量 $\mathbf{f}(t)$ 對各節點移動和轉動(即自由度)的作用比例。

參與結構振動的有效模態質量與參與係數平方成正比，採用下式計算有效模態質量：

$$M_{eff,i} = \frac{\gamma_i^2}{\phi_i^T \mathbf{M} \phi_i} \quad (3-15)$$

模態分析時，若模態向量已對質量矩陣進行正規化，則有效模態質量可簡化成下式：

$$M_{eff,i} = \gamma_i^2 \quad (3-16)$$

根據某一核電廠圍阻體土壤-結構互制之動力分析文獻，使用模態疊加法進行分析時，因土壤元素尺寸選擇不同，元素切割方式不同，特徵值可能會不同。控制模態數量可能無法確保同時包含土壤和圍阻體的自然振動頻率，選取過少的模態數量會導致分析結果不準確。建議使用 ABAQUS 軟體進行模態疊加分析時，設定選取模態頻率之上、下限，以確保同時包含土壤和圍阻體的自然振動頻率。

(六)隱式動力分析(Dynamic Implicit Method)

隱式動力分析通過解算非線性方程式，去除時距(時間步長) Δt 的上限。在結構振動問題中，隱式積分法提供精度尚可的解，但時距通常比簡單顯式法(時距由結構反應的穩定性限制)大一至兩個數量級。時距 Δt 可隨模態週期 T 增加而增加，但結構非線性振動的估算結果將出現更多誤差，已於 Hilber 等人(1978)中討論。在選擇最大的允許時距時，應考慮三個因素：施加負載變化的速度、非線性阻尼和剛度的複雜性，以及結構的基本振動週期。一般來說，最大時距與週期比小於 1/10 是獲得可靠結果的良好經驗法則。隱式動力積分的時距可以基於「半步殘差」概念來自動選擇，這個概念由 Hibbitt (1979)首次提出。計算時刻 $t + \Delta t$ 的解後，觀察在時刻

$t + \Delta t / 2$ 的平衡殘差，可以評估解的準確性，並適當調整時距。

用於動態時間積分的隱式運算子是由 Hilber 等人(1978)定義，此運算子是具有可控數值阻尼的單參數運算子，使得阻尼在自動時距方案中最有效果。因為時距變化時，不可避免地引入輕微的高頻數值雜訊，此時可以透過少量數值阻尼快速消除。此運算子將實際平衡方程式(3-17)替換成時距結束時 d'Alembert 力的平衡，以及時距開始和結束時靜力的加權平均數，即式(3-18)：

$$\mathbf{M}^{NM} \ddot{\mathbf{u}}^M + \mathbf{I}^N - \mathbf{P}^N = \mathbf{0} \quad (3-17)$$

$$\mathbf{M}^{NM} \ddot{\mathbf{u}}^M \Big|_{t+\Delta t} + (1+\alpha)(\mathbf{I}^N \Big|_{t+\Delta t} - \mathbf{P}^N \Big|_{t+\Delta t}) - \alpha(\mathbf{I}^N \Big|_t - \mathbf{P}^N \Big|_t) + \mathbf{L}^N \Big|_{t+\Delta t} = \mathbf{0} \quad (3-18)$$

其中 $\mathbf{L}^N \Big|_{t+\Delta t}$ 是與自由度 N 相關的所有拉格朗日乘子力的總和。運算子的定義由位移和速度積分的 Newmark 公式完成：

$$\mathbf{u} \Big|_{t+\Delta t} = \mathbf{u} \Big|_t + \Delta t \dot{\mathbf{u}} \Big|_t + \Delta t^2 \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{\mathbf{u}} \Big|_t + \beta \ddot{\mathbf{u}} \Big|_{t+\Delta t} \right] \quad (3-19)$$

和

$$\dot{\mathbf{u}} \Big|_{t+\Delta t} = \dot{\mathbf{u}} \Big|_t + \Delta t [(1-\gamma) \ddot{\mathbf{u}} \Big|_t + \gamma \ddot{\mathbf{u}} \Big|_{t+\Delta t}] \quad (3-20)$$

其中，

$$\beta = \frac{1}{4}(1-\alpha)^2, \quad \gamma = \frac{1}{2} - \alpha, \quad -\frac{1}{3} \leq \alpha \leq 0$$

Hilber 等人(1978)提出使用式(3-18)至式(3-20)進行結構動力反應的數值積分，理由在於可控制數值阻尼以及阻尼形式，即在低頻時，阻尼緩慢增大；而在高頻時，阻尼迅速增大。參數 α 控制此數值阻尼的大小：當 $\alpha = 0$ 時，沒有數值阻尼，數值積分運算是梯形法則(Newmark, $\beta = 1/4$)；而當 $\alpha = -1/3$ 時，可用的數值阻尼相當大。此運算子主要應用於自動時距方案，因為當時距變化時，必然會引

入一些輕微的雜訊到數值解中，而略微的數值阻尼可以迅速去除這種高頻雜訊，不會對有意義的低頻反應產生任何重大影響。

在隱式動態計算中，對旋轉的積分是為了保持不同方向、不同轉動慣量的計算精度。為此，在體軸系統中積分加速度，所得速度之 Newmark 公式如下：

$$\dot{\phi}^\alpha \Big|_{t+\Delta t} = \dot{\phi}^\alpha \Big|_t + \Delta t [(1-\gamma)\ddot{\phi}^\alpha \Big|_t + \gamma\ddot{\phi}^\alpha \Big|_{t+\Delta t}] \quad (3-21)$$

其中 $\dot{\phi}^\alpha$ 是節點的角速度， $\ddot{\phi}^\alpha$ 是節點的角加速度，都取在 t 時或 $t+\Delta t$ 時的 α 體軸當前方向上。在全域系統中，速度如下：

$$\dot{\phi} \Big|_{t+\Delta t} = \Delta t \gamma \ddot{\phi} \Big|_{t+\Delta t} + (\mathbf{e}^\alpha \Big|_{t+\Delta t} \mathbf{e}^\alpha \Big|_t^T) [\dot{\phi} \Big|_t + \Delta t (1-\gamma) \ddot{\phi} \Big|_t] \quad (3-22)$$

其中 $\mathbf{e}^\alpha = \mathbf{e}^\alpha(\phi)$ 是定義體軸系統的正交基底向量。由於是正交基底向量，上式可以重寫為：

$$\dot{\phi} \Big|_{t+\Delta t} = \Delta t \gamma \ddot{\phi} \Big|_{t+\Delta t} + \Delta \mathbf{C} [\dot{\phi} \Big|_t + \Delta t (1-\gamma) \ddot{\phi} \Big|_t] \quad (3-23)$$

若 $\Delta \theta$ 是從 t 時到 $t+\Delta t$ 時的旋轉增量，則增量旋轉矩陣 $\Delta \mathbf{C}$ 為：

$$\Delta \mathbf{C} = \exp(\widehat{\Delta \theta}) \quad (3-24)$$

其中， $\widehat{\Delta \theta}$ 是帶有軸矢量 $\Delta \theta$ 的斜對稱矩陣。有關旋轉變數、旋轉矩陣和斜對稱矩陣的指數映射，不在此討論。

在體軸系統中，旋轉增量的時間積分公式為：

$$\Delta \theta^\alpha = \Delta t \dot{\phi}^\alpha \Big|_t + \Delta t^2 \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{\phi}^\alpha \Big|_t + \beta \ddot{\phi}^\alpha \Big|_{t+\Delta t} \right] \quad (3-25)$$

由於 $\Delta \mathbf{C} \Delta \theta = \exp(\widehat{\Delta \theta}) \Delta \theta = \Delta \theta$ ，所以無論 t 時或 $t+\Delta t$ 時， $\Delta \theta^\alpha$ 都相同。在全域系統中， $\Delta \theta$ 遂為：

$$\Delta \theta = \Delta t^2 \beta \ddot{\phi} \Big|_{t+\Delta t} + \Delta \mathbf{C} \left[\Delta t \dot{\phi} \Big|_t + \Delta t^2 \left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{\phi} \Big|_t \right] \quad (3-26)$$

一旦解出 t 時的速度和加速度， $t + \Delta t$ 時的速度為：

$$\dot{\phi}|_{t+\Delta t} = \frac{\gamma}{\Delta t \beta} \Delta \theta + \Delta C \left[\left(1 - \frac{\gamma}{\beta} \right) \dot{\phi}|_t + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{\phi}|_t \right] \quad (3-27)$$

$t + \Delta t$ 時的加速度為：

$$\ddot{\phi}|_{t+\Delta t} = \frac{1}{\Delta t \gamma} \dot{\phi}|_{t+\Delta t} + \Delta C \left[\left(1 - \frac{1}{\gamma} \right) \ddot{\phi}|_t - \frac{1}{\Delta t \gamma} \dot{\phi}|_t \right] \quad (3-28)$$

在 ABAQUS 中，動態分析的自動時距方案基於 Hibbitt (1979) 首次提出的半步殘差。在每個時距結束時，滿足方程式(3-23)(實際上是 Hilber-Hughes-Taylor 形式，式(3-18))，確保在這些時間點上，有限元模型的離散平衡，但不計及中間其它時間點的平衡質量。半步殘差的概念是計算某個中間時間點(選擇 $t + \Delta t / 2$)的平衡殘差誤差(方程式(3-18)的左側)，並通過該誤差的大小，來評估動態反應的預測誤差。

半步殘差基於加速度在時距內線性變化的假設，其間任何時間點的加速度或角加速度 $\ddot{u}$ 為：

$$\ddot{u}|_{\tau} = (1 - \tau) \ddot{u}|_t + \tau \ddot{u}|_{t+\Delta t}, \quad 0 \leq \tau \leq 1 \quad (3-29)$$

由於已經解出了 $t + \Delta t$ 時的反應，任何時間點的位移增量、速度和加速度遂為：

$$\begin{aligned} \Delta u|_{\tau} &= \tau^3 \Delta u|_{t+\Delta t} + \tau(1 - \tau^2) \Delta t \dot{u}|_t + \tau^2(1 - \tau) \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{u}|_t, \\ \dot{u}|_{\tau} &= \frac{\gamma}{\beta \tau \Delta t} \Delta u|_{\tau} + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta} \right) \dot{u}|_t + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \tau \Delta t \ddot{u}|_t, \\ \ddot{u}|_{\tau} &= \frac{1}{\beta \tau^2 \Delta t^2} \Delta u|_{\tau} - \frac{1}{\beta \tau \Delta t} \dot{u}|_t + \left(1 - \frac{1}{2\beta} \right) \ddot{u}|_t \end{aligned} \quad (3-30)$$

其中時距 Δt 的位移增量為：

$$\Delta \mathbf{u}|_{t+\Delta t} = \mathbf{u}|_{t+\Delta t} - \mathbf{u}|_t \quad (3-31)$$

使用這些方程式，可以在時距 Δt 內的任何時間點評估平衡殘差。若數值解準確，則此殘差相對於顯著力而言很小。時距結束時的殘差為：

$$\mathbf{R}^N|_{t+\Delta t} = \mathbf{M}^{NM} \ddot{\mathbf{u}}^M|_{t+\Delta t} + (1 + \alpha)(\mathbf{I}^N|_{t+\Delta t} - \mathbf{P}^N|_{t+\Delta t}) - \alpha(\mathbf{I}^N|_t - \mathbf{P}^N|_t) + \mathbf{L}^N|_{t+\Delta t} \quad (3-32)$$

時距開始時的殘差為：

$$\mathbf{R}^N|_t = \mathbf{M}^{NM} \ddot{\mathbf{u}}^M|_t + (1 + \alpha)(\mathbf{I}^N|_t - \mathbf{P}^N|_t) - \alpha(\mathbf{I}^N|_{t^-} - \mathbf{P}^N|_{t^-}) + \mathbf{L}^N|_t \quad (3-33)$$

其中， t^- 是正常時距分析中，前一個時距開始的時間點；若是初始加速度或碰撞計算後的第一個增量，則 $t^- = t$ 。在 $t + \Delta t / 2$ 時的殘差定義為：

$$\begin{aligned} \mathbf{R}^N|_{t+\Delta t/2} &\equiv \mathbf{M}^{NM} \ddot{\mathbf{u}}^M|_{t+\Delta t/2} + (1 + \alpha)(\mathbf{I}^N|_{t+\Delta t/2} - \mathbf{P}^N|_{t+\Delta t/2}) \\ &\quad - \frac{1}{2}\alpha(\mathbf{I}^N|_t - \mathbf{P}^N|_t + \mathbf{I}^N|_{t^-} - \mathbf{P}^N|_{t^-}) + \mathbf{L}^N|_{t+\Delta t/2} \end{aligned} \quad (3-34)$$

其中， $\mathbf{L}^N|_{t+\Delta t/2} \equiv \frac{1}{2}(\mathbf{L}^N|_{t+\Delta t} + \mathbf{L}^N|_t)$ 。半步殘差 $R|_{t+\Delta t/2}$ 是所有 $\mathbf{R}^N|_{t+\Delta t/2}$ 的最大項，提供在指定時距下，數值解的準確性度量。

計算半步殘差的理由是提供指定時距的數值解準確性度量。數值測試顯示，它為動態數值解提供了靈敏的準確性檢查。假設 P 是無阻尼彈性振動系統中，實際力的典型大小(必須對高頻反應進行相當準確的建模)，數值解準確性判斷原則如下：

若始終 $R|_{t+\Delta t/2} \approx 0.1P$ ，數值解的準確性很高；

若始終 $R|_{t+\Delta t/2} \approx P$ ，數值解的準確性相當好；

若始終 $R|_{t+\Delta t/2} \approx 10P$ ，數值解相當粗糙。

相較於純粹彈性問題，具有大量能量自然耗散的問題，如彈性-塑性系統，通常對時距的選擇較不敏感，乃因在高頻模式出現的能量會快速耗散。在這些情況下，最大半步殘差在 1-10 倍典型力的範圍內，對於大多數研究來說，都表現相當可接受的準確性；即使最大半步殘差在 10-100 倍典型力範圍內，也可以為主要反應提供有用的結果，如整體變形。因此，該方法可以為高度耗散系統提供相對經濟的數值解，只需要對整體反應進行相當精確的預測。

半步殘差是自適應時距方案的基礎。如果半步殘差較小，表示數值解精度較高，可以安全地增加時距；反之，如果半步殘差計算表明數值解很粗糙，則應減少時距。

上述觀察基於使用 Hilber-Hughes-Taylor 的運算子 $\alpha = -0.05$ ，該運算子引入輕微數值阻尼，消除了時距改變時，數值解不可避免的失真。即使在相當長延時的問題中，根據模型物理機制計算的總能量也能很好地平衡，能量平衡計算對於評估解決方案非常有用。

四、核電廠結構/設備耐震分析管制技術研究

(一) 相關理論公式推導

由於核電廠在進行加速耐震評估程序(ESEP)時，快速地以「保守確定失效餘裕」(Conservative Deterministic Failure Margin, CDFM)法來計算構件/設備(SSC)的「高信心低失效機率」(High Confidence Low Probability Failure, HCLPF)，為核電廠執行 ESEP 的關鍵計算步驟；而核電廠執行 NEI 12-06 FLEX 準則 Appendix H 之路徑 5 的減災策略評估分析時，計算所有進行減災策略(MS)之 SSC 的 $C_{10\%}$ 值，亦為核電廠進行 FLEX 策略的關鍵計算步驟。本計畫除了將繼續進行 NEI 12-06 FLEX 準則中 Appendix H 裡有關採用路徑 5 (Path 5)的核電廠重要 SSC 耐震評估案例的蒐集與研析之外，並將彙整前三年有關核電廠進行 ESEP 時採用 CDFM 法計算有關安全停機路徑之關鍵結構/設備(SSC)的 HCLPF 值之耐震度案例，以及核電廠進行 FLEX 策略時採用 Appendix H 路徑 5 之減災策略 SSC 之 $C_{10\%}$ 值計算案例，在檢視 CDFM 法計算 HCLPF 值與 Appendix H 路徑 5 計算 $C_{10\%}$ 值之重要技術內涵後，提出最新關鍵管制建議。

本研究將繼續探討 NEI 12-06 FLEX 準則中 Appendix H 路徑 5 的耐震評估程序，以及其對耐震力提升的可行性評估。路徑 5 使用的時機為 GMRS 在 1 至 10 Hz 頻率範圍內大於兩倍 SSE (Safe Shutdown Earthquake)的時候，分析流程如圖 4-1 所示，可採用決定論評估 (Deterministic Assessment) 或風險評估 (Risk-Informed Assessment)方式進行分析。

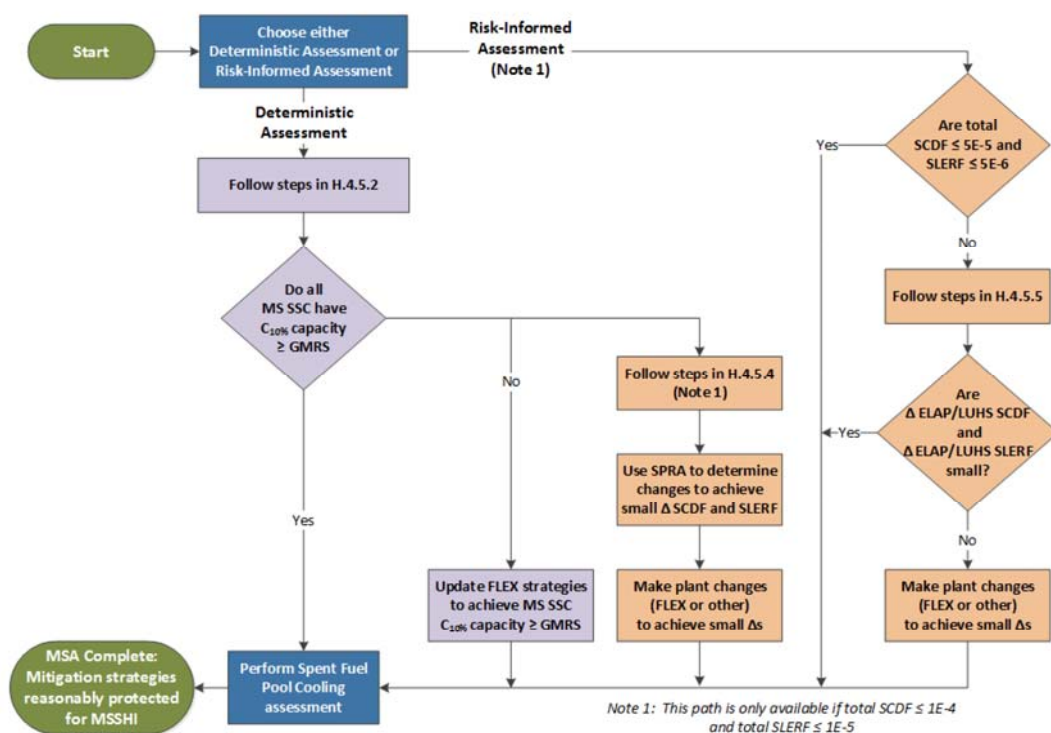


圖 4-1 FLEX Appendix H 路徑 5 分析流程圖 (NEI 12-06, 2018)

本研究繼續探討 $C_{10\%}$ 的耐震評估準則，美國電廠的 $C_{10\%}$ 失效機率如圖 4-2 所示。失效機率 10% 等於成功機率 90%，另 $C_{1\%}$ 為 1% 失效機率的平均信心度，其等同於高信心低失效機率(HCLPF, High Confidence 95% of a Low Probability 5% of Failure)。因此， $C_{10\%}$ 的耐震評估準則放寬原有 HCLPF 的嚴格標準，本研究將深入研析其對耐震力提升之影響，並探討如表 4-1 所示的 $C_{10\%}$ 計算過程所需參數 β 之建議值。

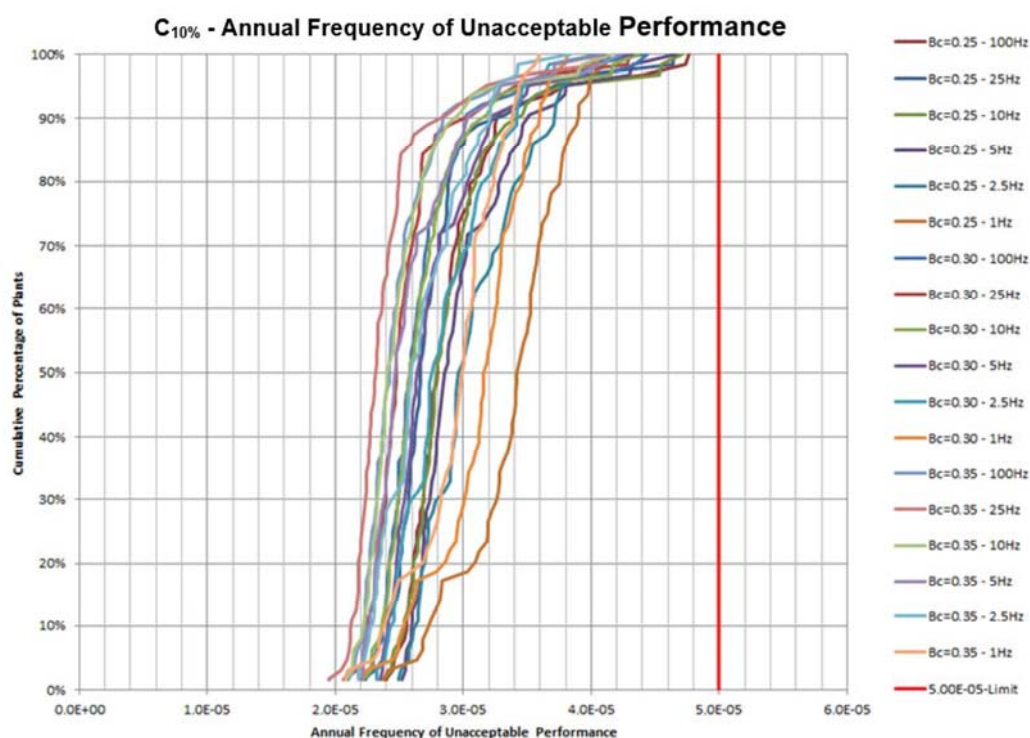


圖 4-2 美國核電廠減災策略風險累積分佈(NEI 12-06, 2018)

表 4-1 參數 β 建議值(NEI 12-06, 2018)

Type SSC	Composite β_C	Random β_R	Uncertainty β_U	$C_{50\%}/C_{1\%}$	$C_{10\%}/C_{1\%}$
Structures & Major Passive Mechanical Components Mounted on Ground or at Low Elevation Within Structures	0.35	0.24	0.26	2.26	1.44
Active Components Mounted at High Elevation in Structures	0.45	0.24	0.38	2.85	1.60
Realistic Lower Bound Case ²⁴	0.30	0.24	0.18	2.00	1.36
Other SSCs	0.40	0.24	0.32	2.54	1.52

當 SSC 的容量小於地表加速度 a 時，即為失效，可利用表 4-1 的複合對數標準差計算失效機率如下：

$$P_F = \Phi \left[\frac{\ln \left(\frac{a}{A_m} \right)}{\beta_C} \right] \quad (4-1)$$

式中， A_m 為 SSC 的容量中值；複合對數標準差 $\beta_C = \sqrt{\beta_R^2 + \beta_U^2}$ ； β_R 為隨機不確定性之對數標準差； β_U 為認知不確定性之對數標準差； Φ 為標準常態分佈之累積分佈函數(CDF)，表 4-2 為未超越機率 NEP 所對應之標準常態變數表。

表 4-2 未超越機率 NEP 所對應之標準常態變數 Z

Standard Normal Variable, Z	Non-Exceedance Probability, NEP
2.33	0.99
2.05	0.98
1.65	0.95
1.28	0.90
1.00	0.84
0.00	0.50
-1.00	0.16
-1.28	0.10
-1.65	0.05
-2.05	0.02
-2.33	0.01

令 $P_F = 0.01$ ，可由式(4-1)和表 4-2 求得 $C_{1\%}$ 如下：

$$C_{1\%} = A_m \times e^{-2.33\beta_c} \quad (4-2)$$

令 $P_F = 0.1$ ，同理可得 $C_{10\%}$ 如下：

$$C_{10\%} = A_m \times e^{-1.28\beta_c} \quad (4-3)$$

令 $P_F = 0.5$ ，同理可得 $C_{50\%}$ 如下：

$$C_{50\%} = A_m \times e^{0\beta_c} = A_m \quad (4-4)$$

本研究亦將繼續彙整核電廠進行加速耐震評估程序(ESEP)之安全停機路徑的關鍵結構/設備耐震度分析實例。美國電力研究院

(EPRI)的加速耐震評估程序報告 EPRI 3002000704 中，提出兩種建立結構/設備 HCLPF 值的方法，一種是以定量式方法計算，即 CDFM 法，另一種是機率式方法計算，即透過地震易損性分析(Seismic Fragility Analysis)來計算。由於 CDFM 方法較為簡單，因此多數核電廠在執行 ESEP 時，主要以 SMA 的 CDFM 法來計算結構/設備的 HCLPF 值。

根據美國電力研究所的 NP-6041-SLR1 報告，以 CDFM 計算組件 HCLPF 耐震容量的方法有兩種：方法(一)是利用結構組件的耐震容量(Capacity)和耐震需求(Demand)建立計算公式，來求取 HCLPF 值。方法(二)是利用實際振動台試驗資料來評估非結構組件之 HCLPF 值。

方法(一)適用於結構組件，主要是利用結構組件的耐震容量和耐震需求建立容量-需求比之計算公式以求取該組件的 HCLPF 值，其採用 CDFM 法的 HCLPF 值計算公式為：

$$HCLPF_{CDFM} = FS_I \times RLE$$

$$FS_I = FS_E \times F_\mu$$

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

$$F_\mu = 1 / K_\mu$$

其中，

FS_I = 考慮非彈性的容量需求比，

FS_E = 彈性的容量需求比，

F_μ = 彈性能量吸收因子，

C = 構件之耐震容量，

D_S = 構件之線彈性耐震需求，

D_{NS} = 非地震力之需求，

ΔC_s = 因地震力引致之折減容量，

K_μ = 延性(韌性)折減因子，

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

方法(二)適用於非結構組件，由於非結構組件(如電子設備)並無設計公式用以計算組件的耐震容量與需求，故可利用該組件在實際振動台的試驗資料來評估其 HCLPF 值，其採用 CDFM 法的 HCLPF 值計算公式為：

$$HCLPF_{CDFM} = FS_I \times RLE$$

$$FS_I = \text{lowest}(TRS_C / RRS_C)$$

其中， TRS_C 是受測設備(非結構組件)的試驗反應譜； RRS_C 是需求反應譜； RLE 是審查基準地震，通常以 PGA 表示。

(二) β 值之評估方法與資料蒐集

1. β 值之評估方法

(1) 介紹

組件的易損性曲線是其容量的累積分佈函數，在組件容量是對數常態分佈的假設下，可利用中值和對數標準差獲得某一易損性的代表容量(與需求的尺度一樣，例如水平向最大地表加速度)。本研究選擇的易損性代表容量為 HCLPF(高信心低失效機率)，即失效機率不超過 5% 且可信度 95% 的組件容量所對應的需求，計算公式為：

$$HCLPF = A_m \times e^{-0.645(\beta_R + \beta_U)}$$

式中， A_m 代表中值， β_R 和 β_U 分別是組件容量的隨機性和建模不確定性而導致的對數標準差。認知對數標準差 β_U 可由下列公式得出：

$$\beta_U = \sqrt{\beta_C^2 - \beta_R^2}$$

其中， β_C 代表複合對數標準差。

在文獻(EPRI, 2018)附錄 F 中，詳細介紹了計算中值、對數標準差 β_C 和 β_R 所需的統計方法。每個組件的資料集包括兩個 TRS(非結構組件的試驗反應譜)指標，即 ZPA 和 ASA (平均加速度反應譜)，用以計算每個組件的對數標準差 β_C 、 β_R 和 β_U 、以及 HCLPF。

特定設備/組件易損性曲線的中值和複合對數標準差(β_C)乃根據依設備類別收集的整個數據庫計算得出，其中每個樣本都是一個製造商的產品，並經過多次相關的地震試驗，樣本的測試數據構成數據庫的一個子集合。隨機性導致的對數標準差(β_R)分為兩步驟計算：首先分別計算設備類別中每個樣本的對數變異數；然後將所有樣本的對數變異數作加權平均，再取平方根為設備的對數標準差(β_R)。計算出 β_C 和 β_R 後，就可以根據上述關係，求出因建模不確定性引起的對數標準差(β_U)和 HCLPF。

以下描述兩種計算易損性係數 β_C 和 β_R 的方法：不偏估計法和最大概似法。在第一種方法中，僅使用易損性容量作為輸入數據；而在第二種方法中，易損性和最高合格容量都包含在數據庫中。在典型的測試程序中，隨著振動輸入的逐漸增加，最高的合格等級是設備執行其預期功能而沒有任何失效的最高可能 TRS 等級。易損性等級定義為設備開始失效的 TRS 等級。

(2) 不偏估計法

在這種方法中，數據庫由 TRS 指標(即 ZPA 或 ASA)中任一指標的易損性數據組成。若隨機變數 $f_{ij}(i=1, 2, \dots, k, j=1, 2, \dots, n_i)$ 代表第 i 個製造商針對特定設備類別進行的第 j 次測試的易損性等級，再

假設 f_{ij} 由一個常數 μ 和兩個獨立的隨機變數 R_i 和 U_{ij} 組成如下：

$$f_{ij} = \exp(\mu + R_i + U_{ij})$$

常數 μ 是易損性容量取對數後的平均數，隨機變數 R_i 代表受控測試環境下的變異性，而 U_{ij} 則代表所有其它不確定性。通常假設隨機變數 R_i 和 U_{ij} 皆呈常態分佈，平均數皆為零，變異數分別為 b_R^2 和 b_U^2 。

將同一設備類別易損性數據取對數，可得：

$$x_{ij} = \ln f_{ij} = \mu + R_i + U_{ij}$$

μ 的估計值(以 $\bar{X}$ 表示)由下式計算：

$$\bar{X} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^{n_i} x_{ij}$$

$$N = \sum_{i=1}^k n_i$$

總變異數的計算公式為：

$$\beta_C^2 = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^{n_i} (x_{ij} - \bar{X})^2$$

為了估計 b_R (估計值為 β_R)，首先使用第 i 個製造商的資料，估計樣本平均數和樣本變異數如下：

$$\bar{X}_i = \frac{1}{n_i} \sum_{j=1}^{n_i} x_{ij}$$

$$S_i^2 = \frac{1}{n_i - 1} \sum_{j=1}^{n_i} (x_{ij} - \bar{X}_i)^2$$

其次，對於所有製造商的 S_i^2 ，透過個數 $n_i - 1$ 進行加權平均，估計某一設備類別的 b_R^2 如下：

$$\beta_R^2 = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^k (n_i - 1) S_i^2 = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^{n_i} (x_{ij} - \bar{X}_i)^2$$

(3) 最大概似法

此方法用於計算當資料庫包含設備的最高條件和易損性資料的統計參數，此時 $f_{ij}(i=1, 2, \dots, k, j=1, 2, \dots, n_i)$ 為易損性資料， $q_{ij}(i=1, 2, \dots, l, j=1, 2, \dots, m_i)$ 為設備的最高合格數據。同樣假設隨機變數 f_{ij} 和 q_{ij} 遵循對數常態分佈，令

$$x_{ij} = \ln f_{ij}, \quad y_{ij} = \ln q_{ij}$$

資料庫中某一設備類別的概似函數定義為在最高合格數據 y_{ij} 下，所有易損性資料 x_{ij} 的聯合機率密度函數，即：

$$L(\mu, b_C) = \prod_{i=1}^k \prod_{j=1}^{n_i} \phi\left(\frac{x_{ij} - \mu}{b_C}\right) \prod_{i=1}^l \prod_{j=1}^{m_i} \left[1 - \Phi\left(\frac{y_{ij} - \mu}{b_C}\right)\right]$$

式中， ϕ 和 Φ 分別為標準常態分佈之機率密度函數(PDF)和累積分佈函數(CDF)，即：

$$\phi(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp(-z^2 / 2), \quad \Phi(z) = \int_{-\infty}^z \phi(x) dx$$

使概似函數 $L(\mu, b_C)$ 最大化的值 $\bar{\mu}$ 和 β_C 分別是 μ 和 b_C 的最大概似估計值，底下介紹計算 $\bar{\mu}$ 和 β_C 的演算法。

為了計算 β_R ，首先僅採用第 i 個製造商的數據構成概似函數，以獲得 $\bar{\mu}_i$ 和 β_{Ri} ，分別為概似函數最大化的 μ_i 和 b_{Ri} 估計值。

$$L_i(\mu_i, b_{Ri}) = \prod_{j=1}^{n_i} \phi\left(\frac{x_{ij} - \mu_i}{b_{Ri}}\right) \prod_{j=1}^{m_i} \left[1 - \Phi\left(\frac{y_{ij} - \mu_i}{b_{Ri}}\right)\right]$$

然後， b_R 的估計值 β_R 是從所有子集的 β_{Ri}^2 加權平均之平方根，即

$$\beta_R = \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^k (n_i - 1) \beta_{Ri}^2}$$

計算 $\bar{\mu}$ 和 β_C 的演算法：

首先，令 $\bar{\mu}$ 和 β_C 的初始值如下：

$$\bar{\mu}(0) = \bar{X}$$

$$\beta_C^2(0) = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^{n_i} (x_{ij} - \bar{X}_i)^2$$

然後，分成兩步驟進行計算。第一步驟的計算如下：

$$y_{ij}^* = \frac{\beta_C(0) \exp(-y_{ij}^2 / 2)}{\sqrt{2\pi} [1 - \Phi(y_{ij})]} + \bar{\mu}(0)$$

$$y_{ij}^{**} = [\beta_C(0)]^2 \left[\frac{y_{ij} \exp(-y_{ij}^2 / 2)}{\sqrt{2\pi} [1 - \Phi(y_{ij})]} + 1 \right] + \frac{2\beta_C(0)\bar{\mu}(0) \exp(-y_{ij}^2 / 2)}{\sqrt{2\pi} [1 - \Phi(y_{ij})]} + \bar{\mu}(0)$$

$$i = 1, 2, \dots, l, \quad j = 1, 2, \dots, m_i$$

第二步驟的計算如下：

$$\bar{\mu}(1) = \frac{1}{N+M} \left(\sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^{n_i} x_{ij} + \sum_{i=1}^l \sum_{j=1}^{m_i} y_{ij}^* \right)$$

$$\beta_C^2(1) = \frac{1}{N+M} \left(\sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^{n_i} x_{ij}^2 + \sum_{i=1}^l \sum_{j=1}^{m_i} y_{ij}^{**} \right) - [\bar{\mu}(0)]^2$$

其中 N 和 M 分別為：

$$N = \sum_{i=1}^k n_i, \quad M = \sum_{i=1}^l m_i$$

如果 $\bar{\mu}(1) - \bar{\mu}(0) < \varepsilon$ ，且 $\beta_C(1) - \beta_C(0) < \varepsilon$ ，其中 ε 是很小的容許誤差，例如 0.0001，則令 $\bar{\mu} = \bar{\mu}(1)$ 和 $\beta_C = \beta_C(1)$ 。否則，令 $\bar{\mu}(0) = \bar{\mu}(1)$ 和 $\beta_C(0) = \beta_C(1)$ ，並繼續之前的兩步驟計算，直至收斂。

符號說明：

b_C ：複合

b_R ：隨機性所引起的對數標準差

b_U ：認知不確定性而導致的對數標準差

f_{ij} ：易損性數據

L ：數據的概似函數

M ：所有樣本的最高合格數據個數

m_i ：第 i 個樣本的最高合格數據個數

N ：所有樣本的易損性數據個數

n_i ：第 i 個樣本的易損性數據個數

q_{ij} ：最高合格數據

R_i ：零平均數的常態分佈隨機變數

U_{ij} ：零平均數的常態分佈隨機變數

$\bar{X}$ ： x_{ij} 的樣本平均數， μ 的不偏估計值

x_{ij} ： $\ln f_{ij}$

y_{ij} ： $\ln q_{ij}$

β_C ： b_C 的估計值

β_R ： b_R 的估計值

β_U ： b_U 的估計值

ϕ ：標準常態分佈之機率密度函數

Φ ：標準常態分佈之累積分佈函數

μ ：總體對數平均數

$\bar{\mu}$ ： μ 的最大概似估計值

2. 核電廠 SSC 之 β 值蒐集

易損性估計的變異性通常表示為對數常態分佈的兩個對數標準差： b_R 和 b_U ，分別代表先天隨機性，無法透過更多資訊來減少不確定性；以及知識缺失的偏差，如果有更多資訊可用，則可以減少不

確定性。表 4-3 的隨機對數標準差和認知對數標準差之範圍和平均數來自過去的 SPRA 研究。許多組件類別的對數標準差範圍較大，可能反映出高度變異性估計的判斷性質，而非設計上的差異。

表4-3 過去機率式耐震風險評估所採用之對數標準差

編號	分類名稱	範圍		平均數	
		β_R	β_U	β_R	β_U
1	混凝土容器	0.26–0.49	0.27–0.48	0.36	0.35
2	鋼製容器	0.29–0.29	0.36–0.36	0.29	0.36
3	反應爐壓力容器	0.25–0.33	0.33–0.56	0.19	0.29
4	蒸氣發電機	0.31–0.48	0.30–0.54	0.24	0.32
5	反應爐冷卻泵	0.26–0.43	0.30–0.51	0.32	0.41
6	再循環泵	0.26–0.36	0.28–0.59	0.33	0.44
7	核心組件	0.15–0.41	0.23–0.46	0.28	0.35
8	加壓器	0.31–0.31	0.44–0.44	0.31	0.44
9	管道	0.23–0.40	0.39–0.66	0.29	0.54
10	閥門	0.17–0.45	0.21–0.60	0.29	0.40
11	熱交換器	0.14–0.58	0.14–0.60	0.29	0.41
12	平底儲槽	0.21–0.40	0.28–0.47	0.28	0.33
13	其他儲槽和容器	0.10–0.57	0.18–0.65	0.27	0.37
14	電池和機架	0.26–0.45	0.18–0.93	0.34	0.47
15	電機控制中心	0.24–0.45	0.46–0.91	0.36	0.59
16	開關設備	0.25–0.55	0.25–0.81	0.36	0.50
17	柴油發電機	0.12–0.36	0.20–0.53	0.27	0.37
18	大型垂直泵	0.15–0.56	0.17–0.68	0.29	0.44
19	暖通空調	0.20–0.40	0.24–0.62	0.30	0.44
20	電纜橋架	0.22–0.45	0.32–0.70	0.37	0.52
21	其他泵	0.29–0.46	0.18–0.59	0.33	0.30
22	變壓器	0.25–0.45	0.20–0.62	0.32	0.46
23	儀器	0.27–0.27	0.20–0.20	0.27	0.20
24	電氣面板	0.25–0.55	0.13–0.63	0.35	0.32
25	逆變器	0.31–0.31	0.24–0.24	0.31	0.24
26	斷路器	0.28–0.45	0.22–0.93	0.36	0.57
27	陶瓷絕緣子	0.20–0.20	0.25–0.25	0.20	0.25
28	異地電源	0.15–0.26	0.20–0.54	0.21	0.32
29	電器櫃	0.31–0.43	0.27–0.82	0.37	0.55
30	管道	0.35–0.35	0.48–0.48	0.35	0.48
31	電穿透力	0.31–0.31	0.27–0.27	0.31	0.27

(三) 安全停機路徑之關鍵組件之案例研究

本節展示 4 個算例，探討 $C_{1\%}$ 、 $C_{10\%}$ 和 HCLPF 的計算值。

1. 算例 1：圓柱形混凝土牆之 HCLPF 分析

此案例為半球形穹頂狀的鋼筋混凝土牆(如圖 4-3)，其坐落於石頭地面上，納入內部壓力為考量因素，檢驗其結構安全性。此半球形混凝土牆的詳細尺寸及設計資訊列於表 4-4。

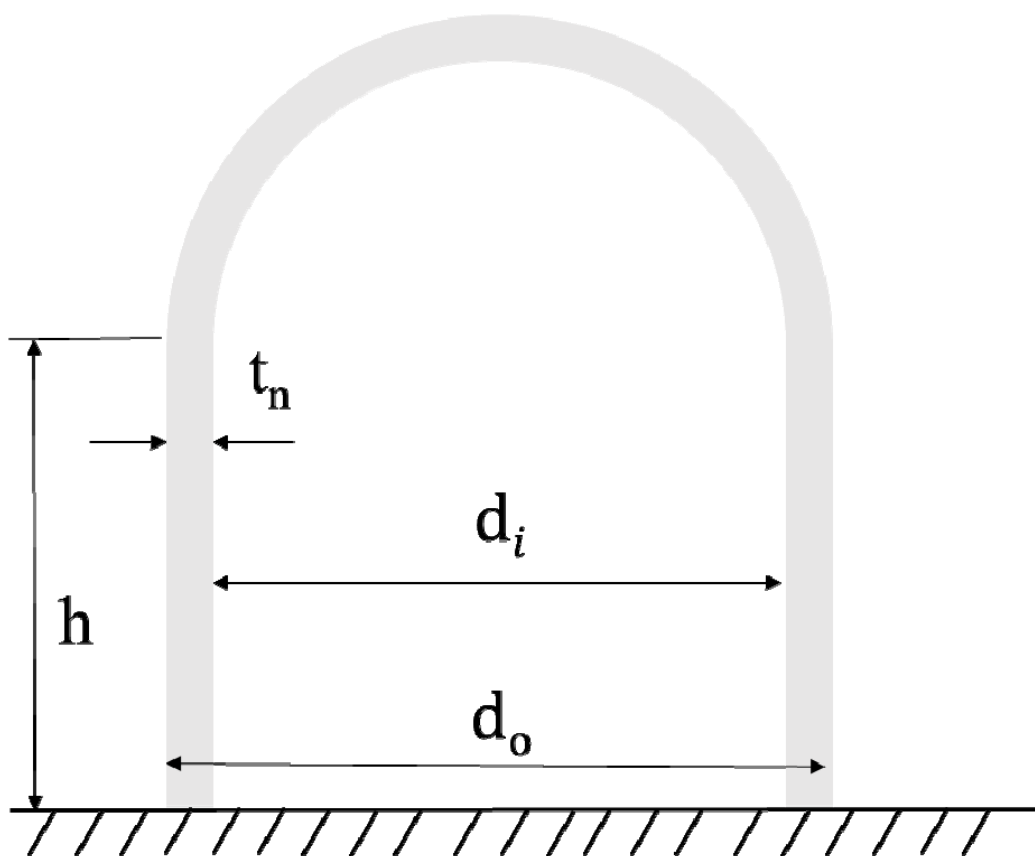


圖 4-3 半球形穹頂圓柱牆示意圖

以 CDFM 計算此例之 HCLPF 時，安全係數 F_s 的公式如下：

$$F_s = \frac{C - D_{NS}}{D_s - \Delta C_s}$$

以下將陸續計算 C 、 D_{NS} 、 D_s 、 ΔC_s 和 F_s ，最後找出 HCLPF 值。

表 4-4 尺寸及設計參數表

球形外圍直徑 d_o	44 m
球形內圍直徑 d_i	42.6 m
牆壁高度 h	32.9 m
牆壁厚度 t_n	1.4 m
水平最大地表加速度 PGA	0.15 g
徑向靜載重壓力 $\sigma_{m, DL}$	-0.848 MPa
徑向內壓力 $\sigma_{m, p}$	1.420 MPa
環向內壓力 $\sigma_{h, p}$	2.958 MPa
地震剪力 V_S	50576 kN
地震彎矩 M_S	1080871 kN-m
徑向地震應力 $\sigma_{m, SV}$	0.139 MPa
徑向鋼筋比 ρ_m	0.0149
環向鋼筋比 ρ_{hp}	0.0309
鋼筋降伏強度 f_y	345 MPa
水泥強度(28days) f_c	30 MPa

剪力容量 C_{CDFM} ：

剪力容量可以表示如下：

$$C_{CDFM} = 0.07\sqrt{f'_{C_{CDFM}}} + \frac{\rho_m + \rho_{hp}}{2} f_y \leq 1.76\sqrt{f'_{C_{CDFM}}}$$

其中需要考慮的水泥強度為 $f'_{C_{CDFM}}$ ，依據 CDFM 的建議，水泥強度

$f'_{C_{CDFM}}$ 可由下式計算為 28.6 MPa：

$$f'_{C_{CDFM}} = 1.2 \times \exp(-1.65 \times 0.14) \times f'_{C_{28 \text{ day}}} = 0.952 \times 30 = 28.6 \text{ MPa}$$

再將水泥強度代入 C_{CDFM} 的公式，得剪力容量 C_{CDFM} 為 8.27 MPa，沒有超出公式建議的上限 9.41 MPa，詳細算式如下：

$$C_{\text{CDFM}} = 0.07\sqrt{28.6} + \frac{0.0309 + 0.0149}{2} 345 = 8.27 \text{ MPa}$$

$$\leq 1.76\sqrt{28.6} = 9.41 \text{ MPa}$$

非地震需求 D_{NS} ：

非地震需求需要考量徑向靜載重壓力、徑向內壓力、環向內壓力，最終可得到 D_{NS} 為 1.77 MPa 如下：

$$D_{\text{NS}} = \frac{\sigma_{m,DL} + \sigma_{m,p} + \sigma_{h,p}}{2} = 1.77 \text{ MPa}$$

地震需求 D_s ：

地震需求計算式如下，其中，折減係數 ϕ 使用 0.85：

$$D_s = \frac{V_s}{\phi A_{\text{eff}}}$$

式中，剪切破壞模式下的有效剪力面積 A_{eff} 之計算公式如下：

$$A_{\text{eff}} = \frac{\pi d_o t_n}{\alpha}$$

其中 α 是需要考量的面積係數，由下式可得 $M_s / (V_s d_o)$ 之計算值等於 0.486，小於建議值 0.5，故面積係數 $\alpha = 2.0$ 。

$$\frac{M_s}{V_s d_o} = \frac{1080871}{50576 \times 44} = 0.486 < 0.5$$

因此，

$$A_{\text{eff}} = \frac{\pi \times 44 \times 1.4}{2.0} = 96.76 \text{ m}^2$$

再得 D_s 為 0.615 MPa：

$$D_s = \frac{50576}{0.85 \times 96.76} / 1000 = 0.615 \text{ MPa}$$

受地震影響以致容量減少量 ΔC_s ：

ΔC_s 與徑向地震應力相關，公式如下：

$$\Delta C_s = \frac{\sigma_{m,SV}}{2} = \frac{-0.139}{2} = -0.0695 \text{ MPa}$$

安全係數 F_s ：

將前面計算出的四種數值代入安全係數公式中，可得：

$$F_s = \frac{C - D_{NS}}{D_s - \Delta C_s} = \frac{8.27 - 1.77}{0.615 - (-0.0695)} = 9.50$$

最後 HCLPF 之計算如下：

$$\text{HCLPF} = F_s \times F_u \times PGA = 9.50 \times 1.5 \times 0.15 \text{ g} = 2.14 \text{ g}$$

其中 F_u 為彈性能量吸收係數，並由規範(ASCE/SEI 43-05)給出參考值為 1.5，並採用水平向最大地表加速度 0.15 g。當水平向最大地表加速度為 0.4 g 時，HCLPF 為 5.7 g。

結論：

此算例展示半球形穹頂狀圓柱型混凝土牆的計算成果，核心概念是利用貢獻良多的需求和容量，訂定安全係數的大小，再佐以水平向最大地表加速度，以得到 HCLPF 值。當然也可以進一步加入抗彎強度造成的貢獻，不過抗彎強度幾乎不影響整體地震容量，所以不需考慮。

2. 算例 2：低鋼筋量非承重牆之 HCLPF 分析

低鋼筋量非承重牆(圖 4-4)常當作核電廠的隔間牆或防火隔離牆使用，隔間牆的抗震能力由弱面控制。在循環載重之下，會產生面外的非線性側向位移，導致牆體有效頻率降低；此外也會產生嚴

重的遲滯迴圈緊縮的現象，如圖 4-5 所示，因此非彈性能量吸收容量 F_{μ} 可以忽略不計。

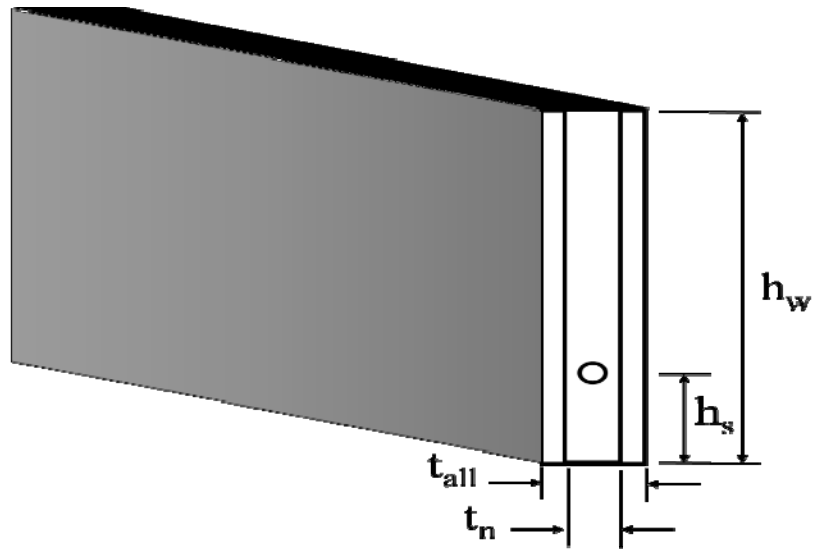


圖 4-4 低鋼筋量非承重牆示意圖

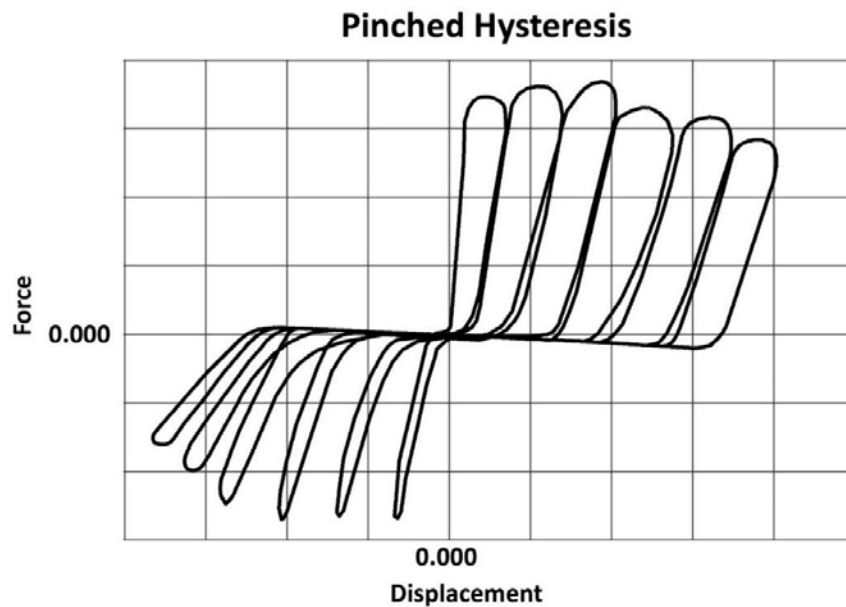


圖 4-5 典型磚牆荷載撓度曲線的力-位移遲滯圈

我們使用 CDFM 分析，並考量二次彎矩效應的影響。此算例為低鋼筋量的非承重磚牆，牆體完整灌漿並以支承上下固定，牆中放入一根 Grade 40 的#4 鋼筋，詳細設計參數列於表 4-5。假設磚牆位於 7.2 Hz 的高海拔建築中，其水平樓板反應譜如圖 4-6 所示。

表 4-5 設計參數表

牆高 h_w	335.28 cm
鋼筋位置 h_s	40.64 cm
磚厚 t_n	19.37 cm
牆壁厚度 t_{all}	20.32 cm
牆重 W	0.0003519 kg/cm ²
鋼筋降伏強度 f_y	27.579 kN/cm ²
磚牆強度 $f'_{m, CDFM}$	1.345 kN/cm ²
水平地震峰值加速度 PGA_{RE}	0.18 g
鋼筋比例 A_{st}	0.031242 cm ² /cm
壓力面與鋼筋中心距 d_m	9.6825 cm
總彎矩慣性 I_g	604.68 cm ⁴
破裂面積彎矩慣性 I_T	36.05 cm ⁴

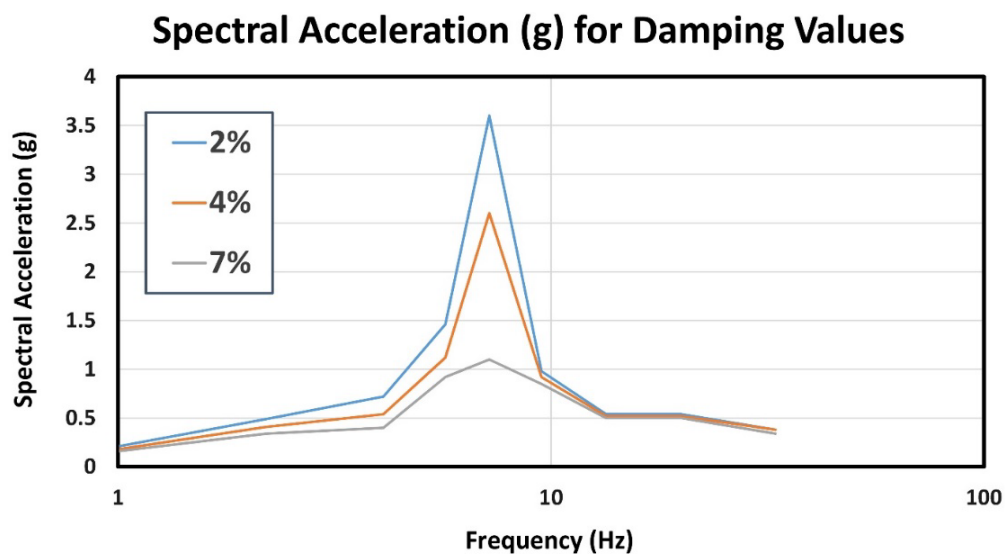


圖 4-6 水平樓板反應譜

極限彎矩強度：

首先我們計算極限彎矩強度，如下列計算式：

$$M_{cap,nom} = A_{st}f_y \left(d_m - \frac{a_0}{2} \right) = 0.031242 \times 27.579 \left(9.6825 - \frac{0.7539}{2} \right)$$

$$= 8.018 \text{ kN-cm/cm}$$

其中

$$a_0 = \frac{A_{st}f_y}{0.85f'_{m,CDFM}} = \frac{0.031242 \times 27.579}{0.85 \times 1.3445} = 0.7539 \text{ cm}$$

在估計彎矩容量 M_{CDFM} 時，還需要考量折減係數 ϕ_{CDFM} 。折減係數考量方程式誤差和鋼筋放置誤差。基於 Hamid 等人(1989)的測試，在大位移的循環載重下，中值採用 90 %的峰值($0.9 \times 1.145 = 1.03$)以及取認知對數標準差 $\beta_U = 0.1$ 作為方程式誤差；而鋼筋放置誤差在仔細檢查後，採用對數標準偏差 $\beta_{bar,U} = 0.07$ 。因此，由下式計算 ϕ_{CDFM} ：

$$\phi_{CDFM} = 1.03 \exp(-\sqrt{0.1^2 + 0.07^2}) = 0.9$$

將 $M_{cap,nom}$ 乘上 ϕ_{CDFM} ，最終我們得到 $M_{CDFM} = 7.2 \text{ kN-cm/cm}$ 。

在彎矩達到 M_{CDFM} 之前，牆體表現接近於彈性，找出其彈性頻率如下：

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{384(E_m I_e)g}{0.78(5Wh_w^4)}}$$

其中，

$$I_e = I_T + \left(\frac{M_{CR}}{M_{CDFM}} \right)^3 (I_g - I_T) \leq I_g$$

$$M_{CR} = f_t S_g = 2.5 \sqrt{f'_{m,CDFM}} + \left(\frac{I_g}{t_{n/2}} \right) = 4.76 \text{ kN-cm/cm}$$

在此範例中，因為完整灌漿的關係， $E_m \approx 750 f'_{m,CDFM} = 10091.25 \text{ MPa}$ ，以及綜合圖的參數，我們可以得到：

$$I_e = 36.05 + \left(\frac{4.76}{7.2} \right)^3 (604.68 - 36.05) = 200.356 \text{ cm}^4 \leq I_g = 604.68 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{384(10091.25 \times 200.356)g}{0.78(5 \times 0.0003519 \times 335.28^4)}} = 9.9 \text{ Hz}$$

最佳極限容許側向位移：

在 Hamid 等人(1989)的研究中，牆體被切開成條狀，並以均佈載重梁的手法分析。如果彈性頻率超過牆體頻譜加速的能力，牆體會進入非彈性側向位移。在循環載重過程中，只要不超過允許的側向位移，非彈性側向位移是可接受的。使用多種牆壁經歷循環測試後，在實驗中的最大位移為 12.192 cm，最終整理出下式，估計弱面側向位移：

$$(\delta_u / h_w)_{\text{CDFM}} = \left(\frac{0.009}{c / d_m} \right) F_{c(h/d)} \leq 0.07$$

其中 $F_{c(h/d)} = \frac{h_w / d_m}{30} \leq 1.0$ ，以及 $c = a_0 / 0.85$ 。

上式提供保守的估計限制，存在不確定性與可變性，由於 CDFM 設定於 95% 的信心區間，為了解決此問題，使用 1.75 的安全係數去折減，最終得到下式：

$$(\delta_u / h_w)_{\text{CDFM}} = \left(\frac{0.005}{c / d_m} \right) F_{c(h/d)} \leq 0.04$$

此範例 $c / d_m = 0.092$ ， $h_w / d_m = 35$ ，可以得出 $(\delta_u / h_w)_{\text{CDFM}} = 0.05$ ，但只能取限制值 0.04，因此最大容許非線性側向位移 δ_u 約為 13.41 cm。

抗震容量：

在簡支承和均佈載重磚牆的前提下，磚牆的抗震容量可表示如下：

$$\frac{Sa_C}{g} = \frac{8(M_{\text{CDFM}} - M_{P\Delta})}{Wh_w^2}$$

其中因為考量二次彎矩效應，所以產生彎矩 $M_{P\Delta}$ ，表示式如下：

$$M_{P\Delta} = \frac{Wh_w^2}{2} \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)$$

最終抗震能力可整理成下式：

$$\frac{Sa_C}{g} = \frac{8M_{\text{CDFM}}}{Wh_w^2} - 4 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)$$

帶入設定參數後，可以得到 $Sa_C = 1.12 g$ ，相當於 $\delta_u = 0$ 時的 87.5 %。

割線頻率：

當使用等效線彈性的作法來考量地震需求時，需要計算有效頻率(NUREG/CR-3805)。第一步先計算割線頻率，此頻率對應於極限承载力下的牆壁變形。承受均佈載重的牆體 δ_u 對應之割線頻率 f_s 表示式如下：

$$f_s = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{1.5Sa_C}{\delta_u}}$$

以 $\delta_u = 13.41 \text{ cm}$ 和 $Sa_C = 1.12 g$ 代入上式，割線頻率 $f_s = 1.76 \text{ Hz}$ ，此割線頻率遠低於先前計算的最低彈性頻率 9.9 Hz。

有效非線性需求：

對不同長度的磚牆進行非線性歷時分析，使用類似圖 4-5 的遲滯圈，並輸入不同的地動歷時，發現隔間牆的地震需求近似於將牆壁視為有效頻率 f_e 和有效阻尼比 ξ_e 的彈性壁，關係如下：

$$f_e \approx f_s$$

$$\xi_e \approx 6\%$$

因為嚴重的遲滯收縮，有效頻率 f_e 會一直下降到割線頻率 f_s ，且有效阻尼比會非常小。在此基礎下，有效非線性需求 Sa_D 表示為：

$$Sa_D = Sa(f_s, 6\%)$$

CDFM 的地動容量：

引入參考反應譜時，安全係數表示如下：

$$F_s = \frac{Sa_C}{Sa_D}$$

Sa_C 已經於上述過程求出， Sa_D 在 CDFM 要求中，為參考反應譜的 $Sa(f_s, 6\%)$ 。安裝磚牆時，磚牆結構頻率可能產生不確定性(約 15%)，在 CDFM 的分析中，需要平移或加寬參考反應譜。因此，在範例計算時，需計算各種 δ_u / h_w 的比率，一併列於表 4-6。

表 4-6 安全係數與允許側向位移的關係表(以此算例為例)

Drift Ratio δ_u / h_w	δ_u (cm)	Frequency (Hz)			CDFM Demand (g)	Capacity (g)	F_s
		f	f_s	$\pm 15\%$ range	$Sa(f_s, 6\%)$	Sa_C	
Elastic	0.33	9.9	-	8.4+	1.37	1.28	0.93
0.5%	1.68	-	5.29	6.1-	1.27	1.26	0.99
1.0%	3.35	-	3.71	4.3-	0.58	1.24	2.14
2.0%	6.71	-	2.58	3.0-	0.39	1.20	3.08
3.0%	10.06	-	2.07	2.4-	0.37	1.16	3.14
4.0%	13.41	-	1.76	2.0-	0.34	1.12	3.29

給定一彈性頻率時，先考慮其 15 % 的不確定性來計算參考需求。舉例來說，當彈性頻率為 9.9 Hz 時，則降低 15 % 至 8.4 Hz 來輸入參考反應譜，其 6% 阻尼比需求之 Sa 為 1.37 g，CDFM 容量為 1.28 g，因此安全係數為 0.93。可以看出當牆體線彈性振動時，安全

係數近乎 1。若最大允許位移比為 4 % 時，則安全係數為 3.29。

1 % 未超越機的地動容量可以下式表示：

$$A_{1\%} = F_S (1 / F_{HDPR}) (PGA_{RE})$$

其中 F_{HDPR} 為水平方向峰值響應因子， PGA_{RE} 為輸入的 PGA。此牆考慮一個水平地震分量的影響，而且並不是在岩石基礎上，故 CDFM 建議 F_{HDPR} 為 1.05，而 PGA_{RE} 為 0.18 g，最終結果如下：

$$A_{1\%} = 3.29 \times (1 / 1.08) \times 0.18 \text{ g} = 0.56 \text{ g}$$

當 PGA_{RE} 為 0.4 g 時， $A_{1\%}$ 為 1.253 g。

結論：

此算例的計算方法與算例 1 類似，都是先找出安全係數，並利用輸入的 PGA_{RE} ，得到參考數值。不同點在於此算例存在二次彎矩效應，故將連續牆體切成不同均佈載重梁進行分析。藉由表 4-6 可以看出當考慮二次彎矩效應時，安全係數增加(在此算例約增加了 3 倍)，故應加以慎重考慮，以防止設計不夠保守。

3. 算例 3：變流器膨脹錨栓之 $C_{1\%}$ 與 $C_{10\%}$ 分析

這個範例演示了使用變數分離(SOV)法計算擴展錨固件易損性參數的過程，該錨固件將一個靜態變流器固定到一個混凝土板上。

Class 1E 20 KVA 變流器是提供 120V 重要交流總線的主要電源之一，該變流器放置於一個辦公建築物的 254 ft 高度緊急開關設備室內。它通過四根 5/8 英寸直徑的 Hilti-Kwik II 擴展錨固件螺栓(每個角落一根)固定在混凝土板上，如圖 4-7 所示。

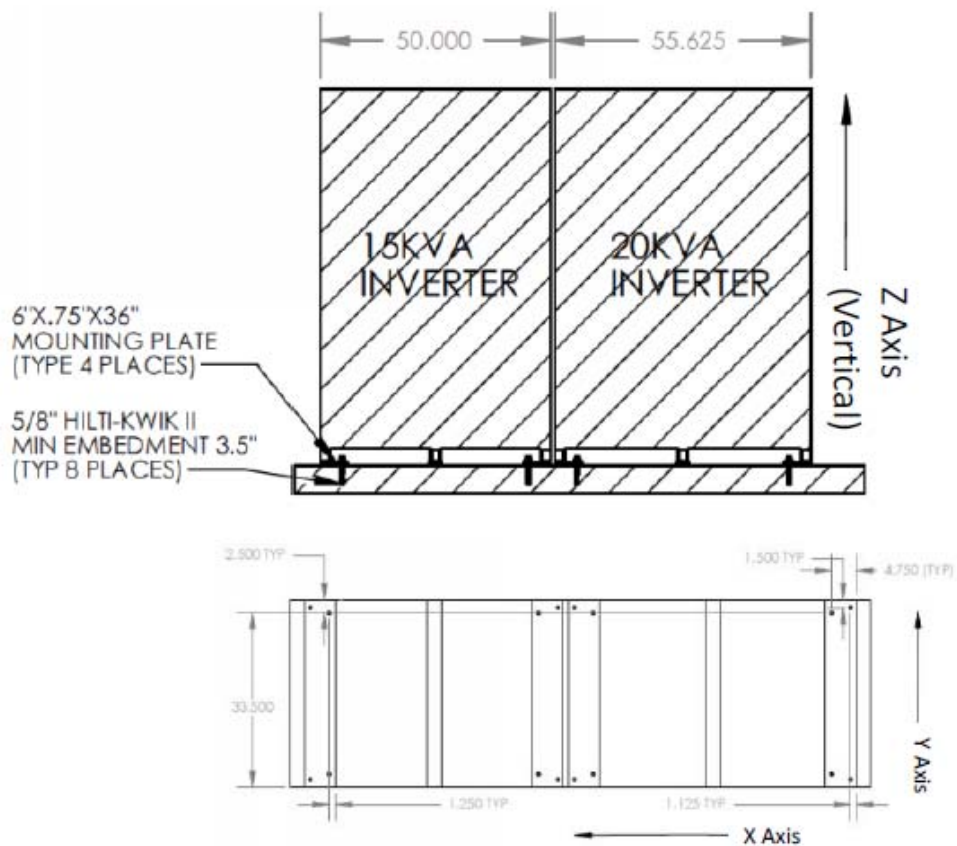


圖 4-7 變流器和錨固配置的整體視圖

在本算例中，將採用變數分離法，評估靜態變流器錨固件的地震易損性。圖 4-8 顯示 5% 阻尼比的中值結構內反應譜(In-Structure Response Spectrum, ISRS)，當作錨固件的輸入，依據變流器的基本振動頻率，採用中值譜加速度來計算地震需求。變流器的基本振動頻率由文獻(EPRI, 2018)之附錄 X 討論的共振搜索來確定。結果顯示，前後、左右和垂直方向的基本振動頻率分別為 9.8 Hz、9.8 Hz 和 16.6 Hz。固定變流器的混凝土板相關特性，列於表 4-7。

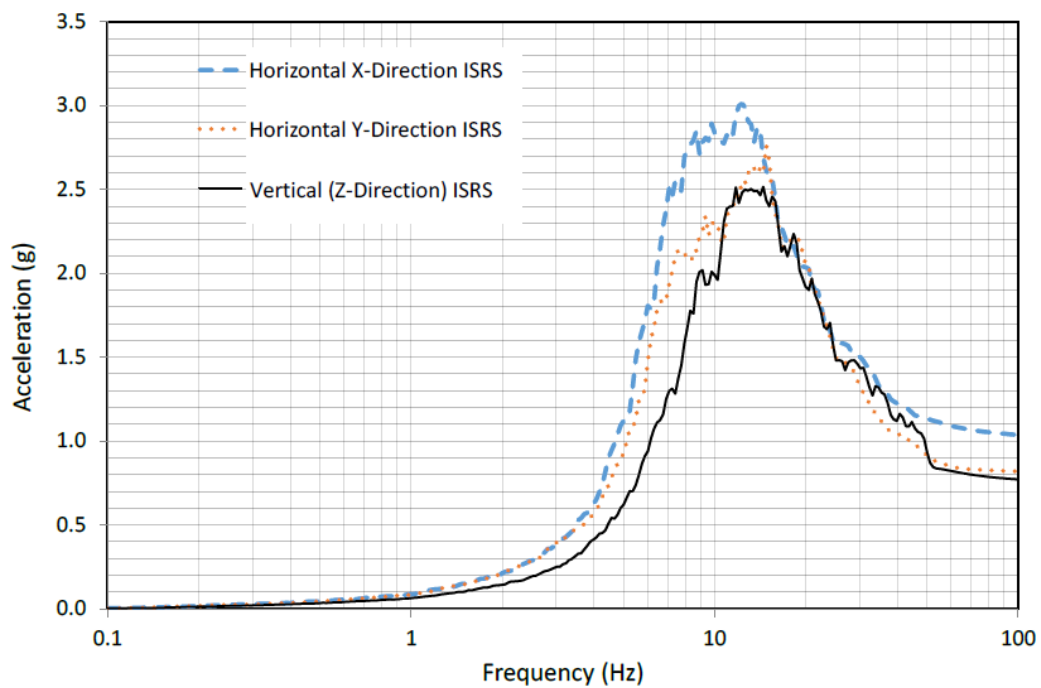


圖 4-8 5%阻尼的中值 ISRS

表 4-7 混凝土板性質

重量(W)	18.279 kN
重心高度 (H_{cg})	622.3 mm
長 (L_x)	1412.875 mm
寬 (L_y)	914.4 mm
重心距離 ($L_{x,cg}$)	711.2 mm
重心距離 ($L_{y,cg}$)	539.75 mm
偏心距 (e_x)	4.7625 mm
偏心距 (e_y)	82.55 mm
膨脹錨栓間距 (S_x)	1171.448 mm
膨脹錨栓間距 (S_y)	850.9 mm
基本頻率之加速度 (Sa_x , 5%阻尼)	2.9 g
基本頻率之加速度 (Sa_y , 5%阻尼)	2.3 g
基本頻率之加速度 (Sa_z , 5%阻尼)	2.4 g

計算拉力(P)與剪力(V)需求：

$$P_{sx} = \frac{Sa_x WH_{cg}}{2S_x} = \frac{2.9 \times 18.279 \times 622.3}{2 \times 1171.448} = 14.080 \text{ kN}$$

$$V_{sx} = \frac{Sa_x W}{4} + \frac{Sa_x We_y}{4\sqrt{(S_x / 2)^2 + (S_y / 2)^2}}$$

$$= \frac{2.9 \times 18.279}{4} + \frac{2.9 \times 18.279 \times 82.55}{4\sqrt{(1171.448 / 2)^2 + (850.9 / 2)^2}} = 14.763 \text{ kN}$$

$$P_{sy} = \frac{Sa_y WH_{cg}}{2S_y} = \frac{2.3 \times 18.279 \times 622.3}{2 \times 850.9} = 15.373 \text{ kN}$$

$$V_{sy} = \frac{Sa_y W}{4} + \frac{Sa_y We_x}{4\sqrt{(S_x / 2)^2 + (S_y / 2)^2}}$$

$$= \frac{2.3 \times 18.279}{4} + \frac{2.3 \times 18.279 \times 4.7625}{4\sqrt{(1171.448 / 2)^2 + (850.9 / 2)^2}} = 10.580 \text{ kN}$$

$$P_{sz} = \frac{Sa_z W}{4} = \frac{2.4 \times 18.279}{4} = 10.967 \text{ kN}$$

計算總拉力(P)與總剪力(V)需求：

$$P_{DL} = \frac{W}{4} = \frac{18.279}{4} = 4.5698 \text{ kN}$$

$$P_s = P_{sx} + 0.4P_{sy} + 0.4P_{sz}$$

$$= 14.080 + 0.4 \times 15.373 + 0.4 \times 10.967 = 24.616 \text{ kN}$$

$$V_s = \sqrt{(V_{sx})^2 + (0.4V_{sy})^2} = \sqrt{(14.763)^2 + (0.4 \times 10.580)^2} = 15.358 \text{ kN}$$

該變流器使用完全嵌入的 5/8 英寸直徑 Hilti Kwik II 螺栓固定在一個混凝土板上，混凝土的抗壓強度為 4,000 psi。5/8 英寸擴展錨固件的抗拉和抗剪中值容量分別如下：

$$P_{cm} = 40.185 \text{ kN}$$

$$V_{cm} = 50.574 \text{ kN}$$

按照文獻(EPRI, 2018)附錄 F 的程序，全面考慮混凝土開裂的影響。通常情況下，僅在地震審查小組(SRT)觀察到通過擴展錨固件的混凝土裂縫時，才會使用此程序。在文獻(EPRI, 2018)附錄 F 中，對擴展錨固件數據進行分析，並推薦採用保守確定失效餘裕(CDFM)法計算高信心低失效機率(HCLPF)的安全係數，以實現所需的保守性水平。研究發現，未開裂混凝土的擴展錨固件承載容量符合對數常態分佈，平均數從文獻(EPRI, 2018)附錄 F 中獲得，拉力和剪力容量的變異係數分別為 0.28 和 0.245。使用拉力容量的變異係數，以及由 ACI 提供的開裂對拉力減小的數據，文獻(EPRI, 2018)附錄 F 的 CDFM 安全係數將會提高，以考慮混凝土開裂的情況。假設一組螺栓可以共同承受負載，則所有未開裂錨固螺栓容量彼此相關；但開裂對承載能力的影響在螺栓之間是獨立的。在這些假設下，定義以下裂縫寬度，為單一螺栓或多個螺栓發展 CDFM 安全係數：

細微裂縫：大約 0-0.25 mm

小裂縫：大約 0.25 mm-0.75 mm

工程師需要判斷裂縫通過螺栓附近的可能性，以考慮出現微細裂縫或小裂縫的情況。

在某些情況下，工程師無法直接看到螺栓附近的混凝土。為此，選擇了四個機率水平(0%、20%、40%和 100%)，用於指示螺栓附近的裂縫延伸到螺栓全深度的可能性。在文獻(EPRI, 2018)附錄 F 中，採用兩個通用定義來描述裂縫的機率：

不太可能出現裂縫：大約 20-40 %的機率

可能出現裂縫：大約 40-100 %的機率

根據文獻(EPRI, 2018)附錄 F 的建議，在 CDFM 中，除非出現相反的證據，否則應該假設單一螺栓的微細裂縫不太可能發生。在地震機率風險評估中，分析師在確定中值容量時，應儘可能實事求是。

根據文獻(EPRI, 2018)附錄 F 的機率程序和假設，將得到的機率分佈轉換為等效對數常態分佈。文獻(EPRI, 2018)附錄 F 中，確定了不同尺寸錨栓的平均數與等效對數常態分佈中值容量之間的對應。通過將對數常態分佈擬合到中值容量和 2%機率容量值，利用蒙地卡羅模擬法，獲取樣本值。結果得到中值/平均數因子(Ratio)和相關的認知對數標準差，列於表 4-8。

表 4-8 膨脹錨栓容量的等效對數常態分佈特性

	單一螺栓		多個螺栓	
混凝土狀態	Ratio	β_U	Ratio	β_U
拉力				
細微裂紋				
0%	1.00	0.42	1.00	0.42
20%	0.95	0.47	0.95	0.45
40%	0.88	0.49	0.88	0.47
100%	0.71	0.48	0.71	0.44
小裂紋				
0%	1.00	0.42	1.00	0.42
20%	0.93	0.52	0.92	0.50
40%	0.83	0.53	0.82	0.50
100%	0.59	0.48	0.60	0.44
剪力	所有情況			
	Ratio=1.00			
	$\beta_U = 0.34$			

註：Ratio 為等效對數常態分佈的中值/平均數容量比

如果適用，應根據表 4-8 中的容量參數，對螺栓類型、間距和邊緣距離進行減少因子的應用。這些因子以中值為中心，不需要額外添加任何 β_U ，因為表 4-8 的基本容量不確定性已包括了這些因子。這是因為測試數據的變異性，無論是否存在這些影響(如螺栓類型、間距或邊緣距離)，基本上是相同的。

除了使用文獻(EPRI, 2018)附錄 F，並結合適當的螺栓類型減少因子外，分析師可以使用擴展錨固件的測試數據，直接用對數常態分佈擬合數據，以獲得等效的中值和 β_U 值

為了獲得中值容量，需要進行兩項修改。首先，基於對廠區巡視和對螺栓附近混凝土的檢查，假設大約有 20% 的機會存在微細裂縫於其中一個螺栓的直接鄰近處，並延伸到完整螺栓深度。根據表 4-8，單一螺栓的拉力中值/平均數容量比和認知對數標準差分別為 0.95 和 0.47；剪力中值/平均數容量比和認知對數標準差分別為 1.00 和 0.34。

之前已計算 1.5875 公分的膨脹錨栓的中值容量，分別為：

$$P_{cm} = 40.185 \text{ kN}$$

$$V_{cm} = 50.574 \text{ kN}$$

在此範例中，無需額外減少螺栓間距或邊緣距離。錨定螺栓拉力破壞的中值強度係數按下式計算：

$$F_{S,P} = \frac{P_{cm} + P_{DL}}{P_S} = \frac{40.185 + 4.5698}{24.616} = 1.81$$

拉力剪力交互作用強度係數按下式計算：

$$\frac{V_s}{V_{cm}} = \frac{15.358}{50.574} = 0.303 > 0.3$$

$$F_{S,PV} = \frac{50.574 - 0.7 \times \frac{50.574}{40.185} \times (-4.5698)}{15.358 + 0.7 \times \frac{50.574}{40.185} \times 24.616} = 1.47$$

故中值強度係數 $F_{Sm} = \min(F_{S,P}, F_{S,PV}) = 1.47$ 。

在此算例中，與設備容量相關的因素是強度因子和非彈性能量吸收因子。由於擴展錨固件的失效是脆性的，非彈性能量吸收因子等於 1。根據表 4-8，單一螺栓的拉力和剪力容量的認知對數標準差值分別為 0.47 和 0.34。以下是拉力和剪力 84%超越機率強度因子的計算結果：

$$P_{-\sigma} = P_{cm} \exp(-0.47) = 40.185 \times \exp(-0.47) = 25.116 \text{ kN}$$

$$V_{-\sigma} = V_{cm} \exp(-0.34) = 50.574 \times \exp(-0.34) = 35.997 \text{ kN}$$

84%超越機率螺栓容量的強度係數計算如下：

$$F_{S,\sigma} = \frac{V_{-\sigma} - 0.7 \frac{V_{-\sigma}}{P_{-\sigma}} (-P_{DL})}{V_s + 0.7 \frac{V_{-\sigma}}{P_{-\sigma}} P_s} = \frac{35.997 - 0.7 \times \frac{35.997}{25.116} \times (-4.5698)}{15.358 + 0.7 \times \frac{35.997}{25.116} \times 24.616} = 1.01$$

已得中值強度係數 $F_{Sm} = 1.47$ ，故強度的認知對數標準差為

$$\beta_{S,U} = -\ln\left(\frac{1.01}{1.47}\right) = 0.38。$$

非彈性能量吸收因子及相關的對數標準差如下所示：

$$\text{彈性能量吸收係數 } F_{\mu} = 1.0$$

$$\text{非彈性能量吸收認知對數標準差 } \beta_{\mu,U} = 0$$

$$\text{非彈性能量吸收隨機對數標準差 } \beta_{\mu,R} = 0$$

$$\text{設備容量係數 } F_C = F_{Sm} \times F_{\mu} = 1.47$$

結合上述的計算，與設備容量係數相關的認知對數標準差

$\beta_{EC,U} = 0.38$ ，與設備容量係數相關的隨機對數標準差為 $\beta_{EC,R} = 0$ 。

在這個算例中，與設備反應相關的因素包括資格評定方法因子、設備阻尼因子、設備建模(頻率和保真度)、反應相位(模態組合)因子和地震分量組合。頻譜形狀因子(FSS)為 1.0，變異性為 0，因為此評估未進行地震反應的縮放。

資格評定方法係數 $F_{QM} = 1.0$

與評定方法因子相關的認知對數標準差 $\beta_{QM,U} = 0$

設備反應計算使用 5%的中值阻尼比，阻尼因子 $F_{\delta e} = 1.0$

根據文獻(EPRI, 2018)附錄 F，減一個標準差的阻尼比為 3.5%。在主控方向(X)上，頻率 9.8 Hz 的 5%阻尼比譜加速度為 2.9 g，3.5%阻尼譜加速度為 2.57g。設備阻尼因子的認知對數標準差如下：

$$\beta_{\delta e,U} = -\ln\left(\frac{2.57}{2.9}\right) = 0.12$$

根據文獻(EPRI, 2018)附錄 F，對於單模態主導的簡單設備，由於設備建模真實度的不確定性引致的認知對數標準差通常為 0.05，即：

$$\beta_{Me,U} = 0.05$$

另外，也可以使用一種更嚴謹的方法，來確定由於設備頻率的不確定性而導致需求的變異性。這種更嚴謹的方法包括在中值頻率周圍以機率方式變化頻率，以獲得譜加速度值的分佈，並對該分佈進行對數常態模型的擬合。

此設備為單一模態下反應(即所有質量都參與一個模態)。因此，設備模態組合因子為：

$$F_{MCE} = 1.0$$

考慮隨機對數標準差的下限值為 0.05，與設備模式組合因子相關的對數標準差遂為：

$$\beta_{MCe,R} = 0.05$$

計算設備反應係數(Equipment Response Factor)：

地震分量組合係數 $F_{ECCe} = 1.0$

三個標準差的總拉力

$$P_{s,3\sigma} = P_{sx} + P_{sy} + P_{sz} = 14.080 + 15.373 + 10.967 = 40.421 \text{ kN}$$

三個標準差的總剪力

$$V_{s,3\sigma} = \sqrt{V_{sx}^2 + V_{sy}^2} = \sqrt{(14.763)^2 + (10580)^2} = 18.162 \text{ kN}$$

三個標準差之強度係數

$$F_{S,3\sigma} = \frac{V_{cm} - 0.7 \frac{V_{cm}}{P_{cm}} (-P_{DL})}{V_{s,3\sigma} + 0.7 \frac{V_{cm}}{P_{cm}} (P_{s,3\sigma})} = \frac{50.574 - 0.7 \times \frac{50.574}{40.185} \times (-4.5698)}{18.162 + 0.7 \times \frac{50.574}{40.185} \times 40.421} = 1.01$$

地震分量組合對數不確定性標準差

$$\beta_{ECCe,R} = -\frac{1}{3} \ln \left(\frac{F_{S,3\sigma}}{F_{Sm}} \right) = -\frac{1}{3} \ln \left(\frac{1.01}{1.47} \right) = 0.13$$

設備反應係數 $F_{ER} = F_{QM} \times F_{\delta e} \times F_{Me} \times F_{MCe} \times F_{ECCe} = 1.0$

$$\beta_{ER,U} = \sqrt{\beta_{QM,U}^2 + \beta_{\delta e,U}^2 + \beta_{Me,U}^2} = \sqrt{0^2 + (0.12)^2 + (0.05)^2} = 0.13$$

$$\beta_{ER,R} = \sqrt{\beta_{MCe,R}^2 + \beta_{ECCe,R}^2} = \sqrt{(0.05)^2 + (0.13)^2} = 0.14$$

表 4-9 計算結構反應係數(Structure Response Factor)

結構反應係數 $F_{RS} = 1.0$
84%未超越機率地震拉力需求 $P_{s,\sigma} = 38.92 \text{ kN}$
84%未超越機率地震剪力需求 $V_{s,\sigma} = 25.709 \text{ kN}$
84%非超越機率(NEP)之強度係數 $F_{S,\sigma} = \frac{V_{cm} - 0.7 \frac{V_{cm}}{P_{cm}} (-P_{DL})}{V_{s,\sigma} + 0.7 \frac{V_{cm}}{P_{cm}} (P_{s,\sigma})}$ $= \frac{50.574 - 0.7 \times \frac{50.574}{40.185} \times (-4.5698)}{25.709 + 0.7 \times \frac{50.574}{40.185} \times 38.92} = 0.91$
$\beta_{RS,C} = -\ln\left(\frac{F_{S,\sigma}}{F_{Sm}}\right) = -\ln\left(\frac{0.91}{1.47}\right) = 0.48$
僅考慮隨機變異性的中值強度係數 $F_{Sm,R} = 1.1$
僅考慮隨機變異性的 84%未超越機率強度係數 $F_{S,\sigma,R} = 0.9$
$\beta_{RS,R} = -\ln\left(\frac{F_{S,\sigma,R}}{F_{Sm,R}}\right) = -\ln\left(\frac{1.1}{0.9}\right) = 0.2$
$\beta_{RS,U} = \sqrt{\beta_{RS,C}^2 - \beta_{RS,R}^2} = \sqrt{(0.48)^2 - (0.2)^2} = 0.45$

計算 HCLPF：

$$A_m = F_{Sm} \times F_C \times F_{ER} \times F_{RS} \times PGA = 1.47 \times 1.47 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.572 \text{ g} = 1.24 \text{ g}$$

$$\beta_R = \sqrt{\beta_{EC,R}^2 + \beta_{ER,R}^2 + \beta_{RS,R}^2} = \sqrt{0^2 + (0.14)^2 + (0.2)^2} = 0.24$$

$$\beta_U = \sqrt{\beta_{EC,U}^2 + \beta_{ER,U}^2 + \beta_{RS,U}^2} = \sqrt{(0.38)^2 + (0.13)^2 + (0.45)^2} = 0.6$$

$$HCLPF = A_m \exp[-1.65(\beta_R + \beta_U)] = 1.24 \exp[-1.65(0.24 + 0.6)] = 0.31 \text{ g}$$

計算 $C_{1\%}$ ：

$$A_m = 1.24 \text{ g}, \quad \beta_R = 0.24, \quad \beta_U = 0.6, \quad \beta_C = \sqrt{\beta_R^2 + \beta_U^2} = 0.64$$

$$C_{1\%} = A_m \exp(-2.33\beta_C) = 1.24 \exp(-2.33 \times 0.64) = 0.28 \text{ g}$$

計算 $C_{10\%}$ ：

$$A_m = 1.24 \text{ g}, \quad \beta_R = 0.24, \quad \beta_U = 0.6, \quad \beta_C = \sqrt{\beta_R^2 + \beta_U^2} = 0.64$$

$$C_{10\%} = A_m \exp(-1.28\beta_C) = 1.24 \exp(-1.28 \times 0.64) = 0.55 \text{ g}$$

結果比較：

易損性分析的 HCLPF	$C_{1\%}$	$C_{10\%}$
0.31 g	0.28 g	0.55 g

4. 算例 4：靜止變流器之 $C_{1\%}$ 與 $C_{10\%}$ 分析

靜止變流器是一種電力電子裝置或電路，可將直流電(DC)變為交流電(AC)，該變流器在上一算例中有所描述。在這個算例中，變流器的功能易損性使用分離變數法和混合方法進行計算。



圖 4-9 靜止變流器示意圖

(<https://www.benning.de/products-en/industry-power-supply-systems/inverter-systems/inverter-nuclear-power-plant.html>)

分離變數法

中值加速度容量計算如下：

$$A_m = \frac{TRS_C}{RRS_C} F_{RS} PGA_{RE} = \frac{TRS}{RRS} \frac{C_T C_I F_D}{C_C} F_{RS} PGA_{RE}$$

$$TRS_C = TRS \times C_T C_I F_D$$

$$RRS_C = RRS \times C_C$$

測試反應譜(TRS)是一個寬頻反應譜，不進行削波。因此，

$$C_T = 1.0$$

圖 4-10、圖 4-11 和圖 4-12 分別提供了左右、前後和垂直向的 TRS 與削波後參考反應譜(RRS)。在這些圖中，左右、前後和垂直向的最小 TRS/RRS 比值分別出現在 10 Hz、18 Hz 和 13 Hz 處。垂直向的最小 TRS/RRS 比值 0.23，出現在 13 Hz 處。譜加速度比值採用削波的 RRS，故

$$C_C = 1.0$$

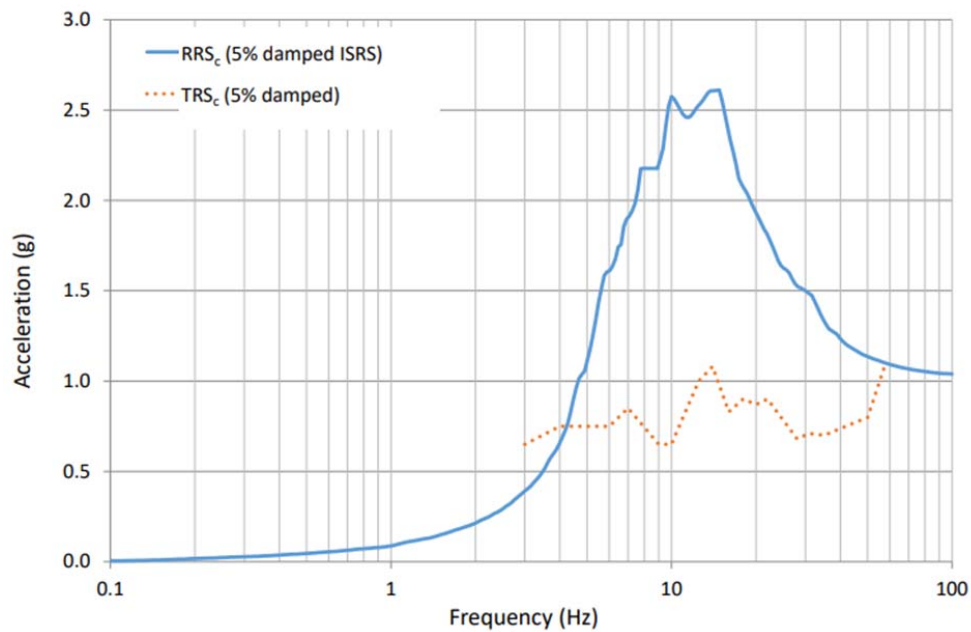


圖 4-10 5%阻尼比之 TRS 與左右向中值 RRS

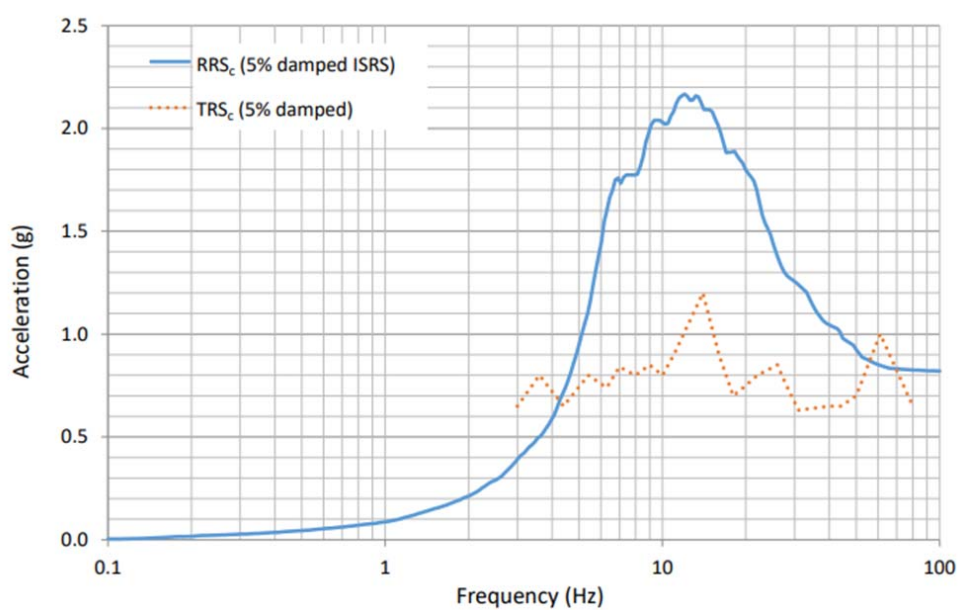


圖 4-11 5%阻尼比之 TRS 與前後向中值 RRS

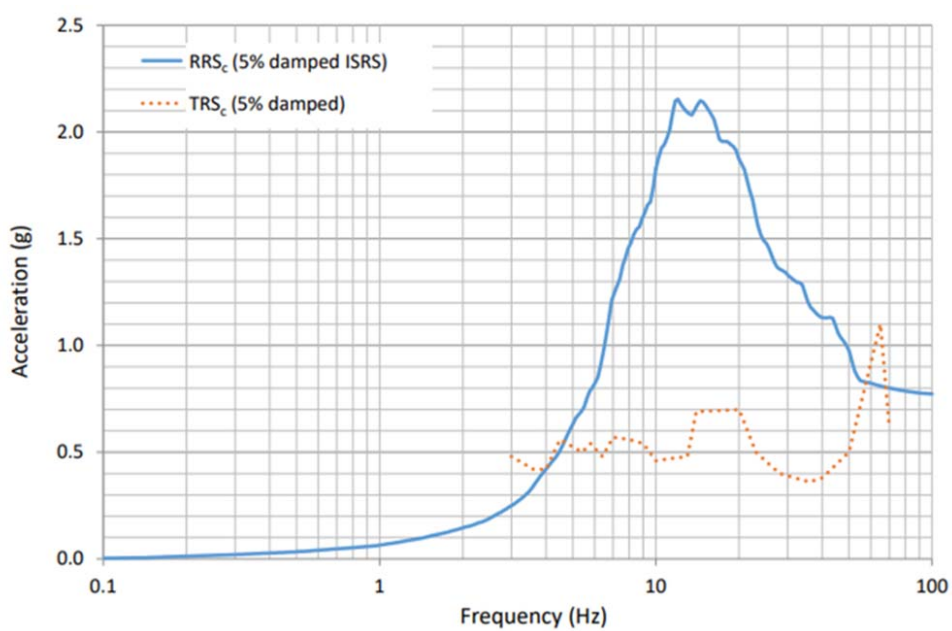


圖 4-12 5%阻尼比之 TRS 與垂直向中值 RRS

易損性容量

這個算例需考慮結構反應因子、削波因子、需求減少因子、容量增強因子和寬頻輸入譜裝置容量因子，以及相關的對數標準差。

在計算易損性時，採用中值 ISRS，故結構反應因子為 1：

$$F_{RS} = 1.0$$

將削波後的 84%未超越機率 ISRS 與削波後的中值 ISRS 進行比較，
確定結構反應的複合對數標準差如下：

$$\beta_{CCRS,C} = 0.43$$

僅考慮隨機不確定性的垂直向中值譜加速度為：

$$Sa_{m,R} = 2.96 \text{ g}$$

僅考慮隨機不確定性的垂直向 84%未超越機率譜加速度為：

$$Sa_{\sigma,R} = 3.80 \text{ g}$$

因此，結構反應因子的隨機對數標準差如下：

$$\beta_{RS,R} = \ln(3.80 / 2.96) = 0.25$$

針對結構反應和削波因子的不確定性，認知對數標準差的計算如下
(https://udn.com/news/story/6813/7596421?from=udn_ch2cate7225sub6813_pulldownmenu_v2)：

$$\beta_{CCRS,U} = \sqrt{\beta_{CCRS,C}^2 - \beta_{RS,R}^2} = \sqrt{(0.43)^2 - (0.25)^2} = 0.35$$

保守估計，容量增強因子至少為：

$$C_I = 1.1$$

對應的認知對數標準差為：

$$\beta_{CI,U} = 0.05$$

依據表 4-10，寬頻測試反應譜的設備容量因子中值、隨機對數標準差、和認知對數標準差分別為：

$$F_D = 1.95$$

$$\beta_{FD,R} = 0.09$$

$$\beta_{FD,U} = 0.28$$

表 4-10 寬頻測試反應譜的元件容量係數

TRS Data Source	Median F_D	$\beta_{FD,R}$	$\beta_{FD,U}$	CDFM F_D
HCLPF Capacities (BNL & LLNL) [93, 93]	1.75	0.11	0.23	1.0
GERS – Non relay [20]	1.45	0.11	0.23	0.83
GERS – Relay [21]	1.07	0.09	0.18	0.69
IEEE C37.98-1987 – Relay Fragility [67]	1.5	0.09	0.18	0.96
Qualification Test - Function During	1.4	0.09	0.22	0.84
Function After (no anomalies)	1.95	0.09	0.28	1.06
Function After (anomalies)	1.1-1.65	0.09	0.28	0.6-0.9
High-Frequency Test Program [23, 24] Function Confirmed; Test Table Capacity	1.5	0.09	0.22	0.9
High-Frequency Test Program [23, 24] Contact Chatter Observed	1.0	0.09	0.18	0.64

在分離變數法中，進行未削波 TRS 與削波 RRS 的比較，垂直向有最小譜加速度比值 0.23，發生於頻率 13 Hz。因此，中值容量如下：

$$A_m = \frac{TRS}{RRS} \frac{C_T C_I F_D}{C_C} F_{RS} PGA_{RE} = 0.23 \times \frac{1.0 \times 1.1 \times 1.95}{1.0} \times 1.0 \times 0.572 = 0.28 \text{ g}$$

複合對數標準差依據平方和的平方根(SRSS)進行組合如下：

$$\beta_U = \sqrt{\beta_{CCRS,U}^2 + \beta_{CI,U}^2 + \beta_{FD,U}^2} = \sqrt{(0.35)^2 + (0.05)^2 + (0.28)^2} = 0.45$$

同理，隨機對數標準差的 SRSS 組合如下：

$$\beta_R = \sqrt{\beta_{RS,R}^2 + \beta_{FD,R}^2} = \sqrt{(0.25)^2 + (0.09)^2} = 0.27$$

因此，變流器的高信心低失效機率(HCLPF)容量如下：

$$HCLPF = A_m \exp[-1.65(\beta_R + \beta_U)] = 0.28 \exp[-1.65(0.45 + 0.27)] = 0.09 \text{ g}$$

混合方法

底下採用混合方法評估靜態變流器的易損性容量。通常使用兩個比例因子將 TRS 轉換為 99%超越機率的保守確定失效餘裕

(CDFM)TRS。第一個因子是調整因子 F_D ，仍基於 TRS 的保守性水準。第二個因子 F_{AX} 是一個多軸到單軸的校正因子，仍因 TRS 可用於多軸地動輸入，而 RRS 卻是單軸地動輸入占主導地位。在這個算例中，調整因子 F_D 為 1.06，因為已經進行了元件特定測試(功能後，表 4-10)，而且沒有異常。多軸到單軸的校正因子 F_{AX} 為 1，因為已經進行了機櫃基座的測試。

圖 4-13 比較 TRS 與垂直向 84%未超越機率的削波 ISRS，得知最低的 TRS/RRS_C 比值發生於 13 Hz，其值為：

$$\frac{TRS}{RRS_C} = \frac{0.48 \text{ g}}{3.42 \text{ g}} = 0.140 \text{ (at 13 Hz)}$$

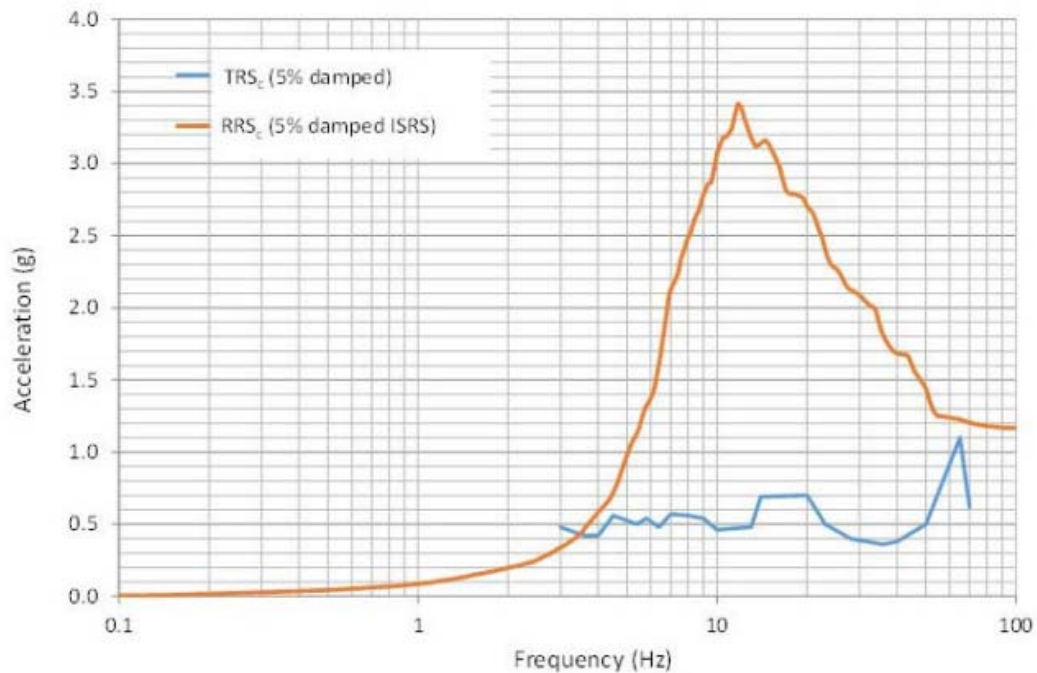


圖 4-13 5%阻尼比之 TRS 與垂直向第 84 百分位 RRS

變流器 CDFM 的 $C_{1\%}$ 容量如下所示：

$$C_{1\%} = \min\left(\frac{TRS}{RRS_C}\right) F_D PGA_{RE} = \frac{0.48 \text{ g}}{3.42 \text{ g}} \times 1.06 \times 0.572 \text{ g} = 0.085 \text{ g}$$

依據表 4-11，複合對數標準差為：

$$\beta_C = 0.4$$

表 4-11 綜合使用的對數標準差之建議(EPRI, 2018)

SSC 種類	β_C	β_R	β_U	$\frac{A_m}{C_{1\%}}$
安裝在地面或結構物低處的結構及主要被動構件	0.35	0.24	0.26	2.26
安裝在結構物高處的主動構件	0.45	0.24	0.38	2.85
下陷邊界情形	0.30	0.24	0.18	2.00
其它 SSC	0.40	0.24	0.32	2.54

因此，變流器的中值容量如下所示：

$$A_m = C_{1\%} \exp(2.33\beta_C) = 0.085 \exp(2.33 \times 0.4) = 0.216 \text{ g}$$

參、主要發現與結論

本計畫第一主題為「既有 SSHAC 計畫更新程序之研究 (NUREG-2213)」，依照 USNRC 的最新導則 NUREG-2213，探討和說明 SSHAC 計畫風險更新程序的相關步驟，主要發現與結論敘述如下：

- 一、NUREG-2213 基於 NUREG/CR-6372 和 NUREG-2117 的架構，並結合最近 SSHAC 計畫的學習經驗，提供執行 SSHAC 程序的專家評估採納導則，並未廢止先前的導則或已經遵循舊導則的計畫，而是提供最新獨立運作的導則，未來執行 SSHAC 計畫須採用新導則。
- 二、SSHAC 計畫的五個關鍵特色：(i)清楚定義所有參與者的角色、特質和職責。(ii)客觀評估所有可用資料、模型和方法。(iii)將評估結果整合於模型，使其 CBR 滿足 TDI。(vi)充分記載評估所用資料、模型和方法、以及風險輸入模型的詳細辯解。(v)獨立及時同儕審查。
- 三、成功 SSHAC 程序的核心是清楚定義不同參與者的角色和職責，NUREG-2213 定義各種 SSHAC 等級主要角色及在計畫結構中的關係。SSHAC 程序的基本假設是每位專家擁有所需知識、經驗和技能，故個人特質是挑選計畫參與者的關鍵標準之一。
- 四、由於地震知識和過程的不確定性，地震危害度分析總是需要專家判斷。SSHAC 程序呈現一個正式且結構嚴密的步驟來採納專家判斷。幾種已知的認知偏差能困擾專家評估，大多數的認知偏差都不是蓄意的，可以成功的反駁。
- 五、所有 SSHAC 計畫的核心目標是使 CBR 滿足 TDI。由於參與者

的增加和各種專家交流的頻繁，SSHAC 計畫等級愈高，使 CBR 有效滿足 TDI 的概率愈增，管制保證也愈增。

六、NUREG-2213 發佈 SSHAC 所有等級的評估、整合和文件記載階段，描述 SSHAC 每一等級的屬性，如參與者人數、透明度、管制保證、經費和期程等。

七、NUREG-2213 基於最近經驗，強化 SSHAC 等級 3 計畫的執行架構，提供等級 1 和等級 2 計畫基本屬性的導則，並開發一個更正後趨嚴謹的架構，供既有 SSHAC 計畫更新決策之用。

八、NUREG-2213 增加了 SSHAC 等級 2 的擴充計畫，將同儕審查提昇為及時參與，並召開研討會。

九、NUREG-2213 闡明 SSHAC 計畫更新程序的各種定義和術語，提出決定更新與否的兩個步驟：(1)採用最新的資料、模型和方法，執行 SSHAC 等級 1 計畫。(2)比較既有 PSHA 和新 SSHAC 等級 1 計畫的輸入和結果。

十、根據更新評估過程的結果，NUREG-2213 的更新幅度有五種情況：(1)取代、(2)修訂、(3)改善、(4)更正、和(5)不更新。

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

一、研究中建立搖擺識別流程，進行土壤-結構行為之探討，透過中心端與角隅端的訊號差異，確認一、二號機圍阻體均有搖擺效應，比較圍阻體基礎各軸線垂直向之相對位移發現一號機搖擺振動程度較二號機明顯，且兩機組在南北向搖擺震動的情形較為顯著。

二、藉由不同基底系統假設進行結構識別，發現在固定基底假設

下，可將土壤-結構互制效應的影響降低，進而識別圍阻體結構的頻率。並藉由三種識別方法配合標準作業流程，獲得 PWR 電廠一、二號機的健康履歷，可供未來耐震補強前之參考依據。

三、進行 PWR 場址真實地震事件 κ_0 的迴歸估算及 κ_2 調修的研究，獲得與文獻相近的 κ_0 值，同時將此值與文獻中大數據所得 κ 值進行比對，繪製於人造地震分析的結果中，其中 κ_0 趨勢與線彈性分析相近，再次確認研究迴歸的合理性。

四、透過廠址基礎設計反應譜(FIRS)，結合先前南北、東西向的水平識別結果與搖擺行為的頻率，預估圍阻體之最大振動反應。

本計畫第三主題為「核電廠新一代土壤-結構互制分析管制技術研究」，目前針對 PWR 電廠圍阻體，使用模態疊加法及隱式動力分析之時域方法，進行土壤-結構互制分析，並與往年 SASSI 之頻域分析結果比較，主要發現與結論敘述如下：

一、過大的元素尺寸會導致分析結果較不準確，且可能在隱式動力分析時，因幾何非線性過大致使分析結果不收敛，土壤模型之元素尺寸應至少小於 22 m，確保分析結果之精確性，建議選擇 8.8 m 之元素尺寸，以同時確保分析結果精確性及分析效率。

二、土壤邊界使用 ABAQUS 無限元素確實可達無反射之效果，故使用 ABAQUS 無限元素模擬遠域土壤可行，無需將土壤此尺寸放大至圍阻體基礎的 8 至 10 倍。

三、模態疊加法分析頻率應包含圍阻體和土壤之自然振動頻率，模態數量如不夠，分析結果會較不準確，使用 ABAQUS 進行分析時，可直接設定分析頻率上下限，以確保同時包含圍阻體及

土壤之自然振動頻率。

四、時域之模態疊加法分析結果在 OBE 和 SSE 地震之分析結果與 SASSI 頻域分析結果基本上吻合，唯在 RLE 地震有所差距，出現較 SASSI 更為保守的結果，如圖 5-1 至圖 5-3 所示。

五、OBE 地震反應都還在線性範圍，不論頻域分析或時域分析之模態疊加法和隱式動力分析結果都相近，如圖 5-4 所示。

六、SSE 地震因鋼鍵進入非線性，如圖 5-5 所示，故隱式動力分析之反應譜加速度峰值較頻域分析和時域分析模態疊加法略為向右下移，如圖 5-6 所示。

七、RLE 級別地震因鋼板、鋼鍵、混凝土進入塑性，如圖 5-7 至圖 5-9 所示，進入塑性之材料吸收部分能量，故隱式動力分析之反應譜加速度峰值與頻率較線性分析明顯下降，如圖 5-10 所示。

八、在模態疊加分析與隱式動力分析結果皆顯示土壤勁度對土壤-結構互制分析有一定程度之影響，土壤勁度越低，圍阻體整體加速度反應越小；土壤勁度越高，圍阻體整體加速度反應越大，如圖 5-11 所示。

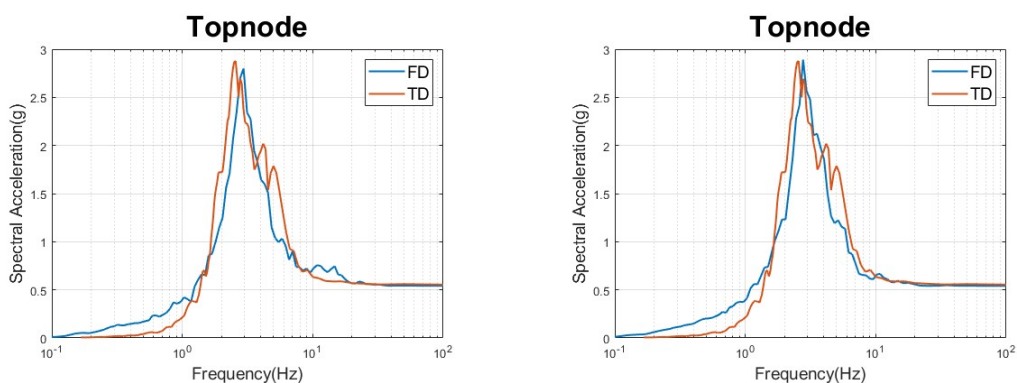


圖 5-1 新 BE 土層 OBE 之 EW 向(左)與 NS 向(右) 模態疊加反應譜

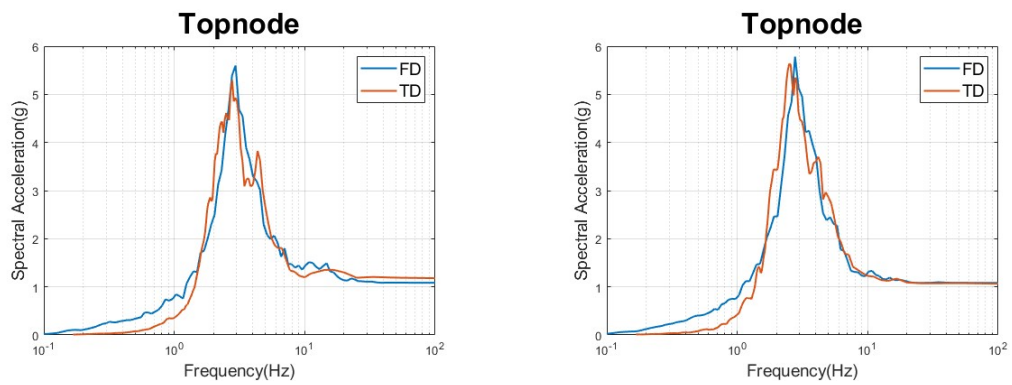


圖 5-2 新 BE 土層 SSE 之 EW 向(左)與 NS 向(右) 模態疊加反應譜

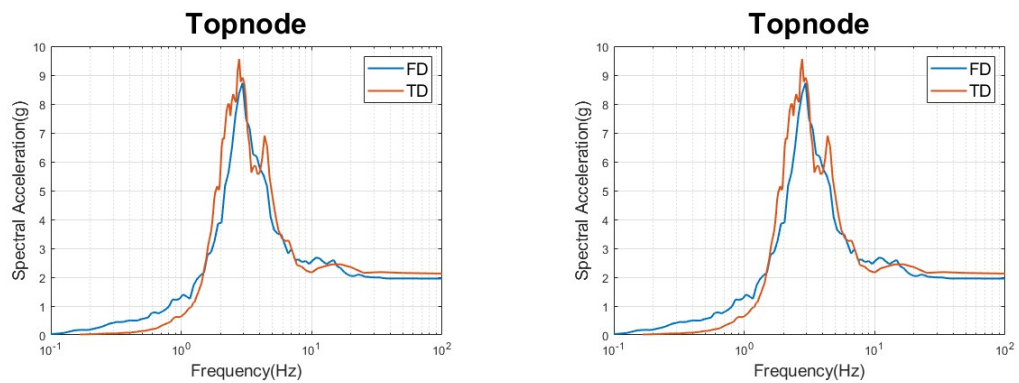


圖 5-3 新 BE 土層 RLE 之 EW 向(左)與 NS 向(右) 模態疊加反應譜

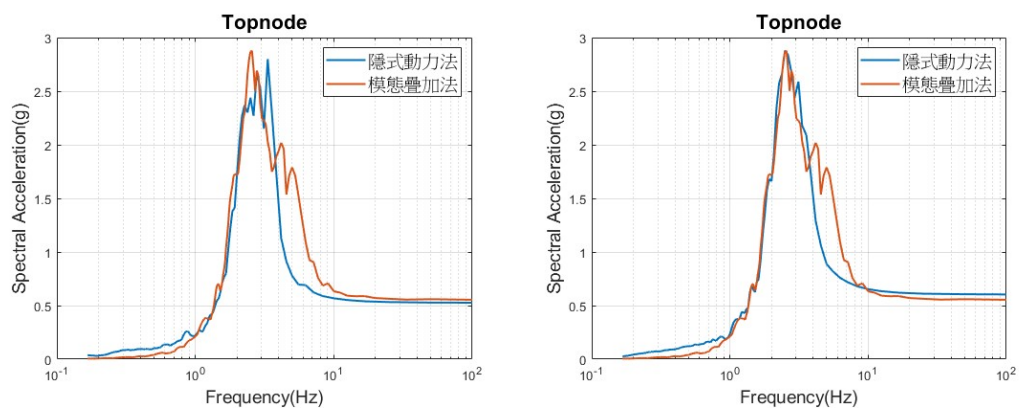


圖 5-4 新 BE 土層 OBE 之 EW 向(左)與 NS 向(右)
隱式動力、模態疊加反應譜比較

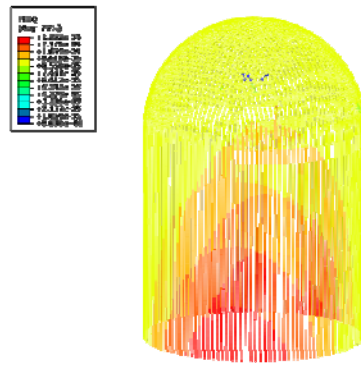


圖 5-5 SSE 下鋼鍵之等效塑性應變分布圖

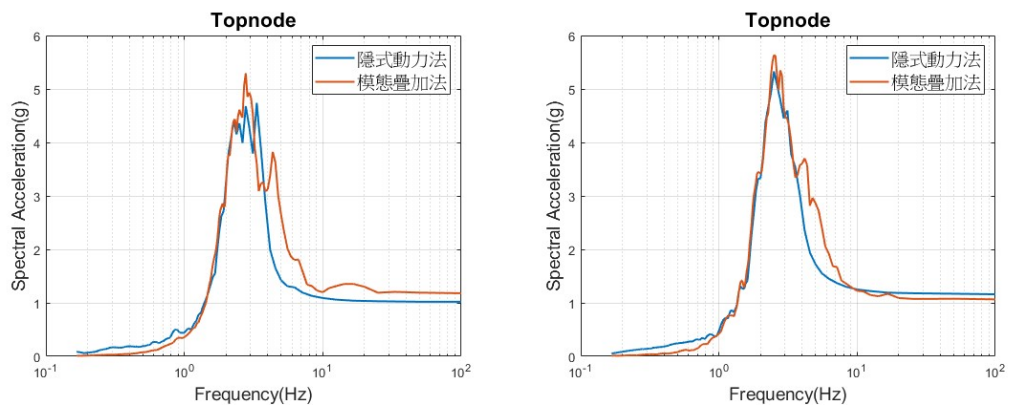


圖 5-6 新 BE 土層 SSE 之 EW 向(左)與 NS 向(右)
隱式動力、模態疊加反應譜比較

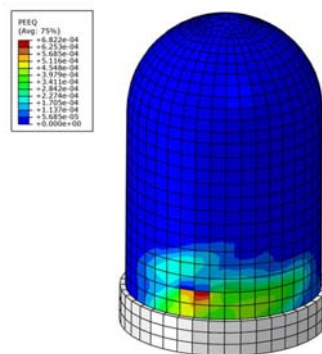


圖 5-7 RLE 下混凝土之等效塑性應變分布圖

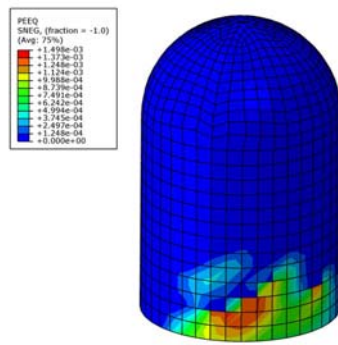


圖 5-8 RLE 下鋼鍵之等效塑性應變分布圖

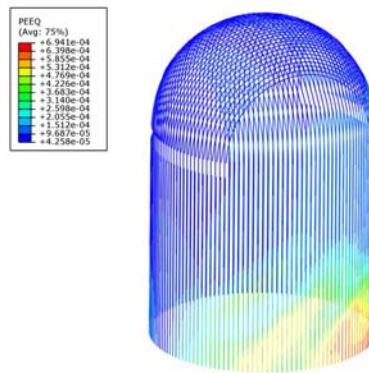


圖 5-9 RLE 下鋼板之等效塑性應變分布圖

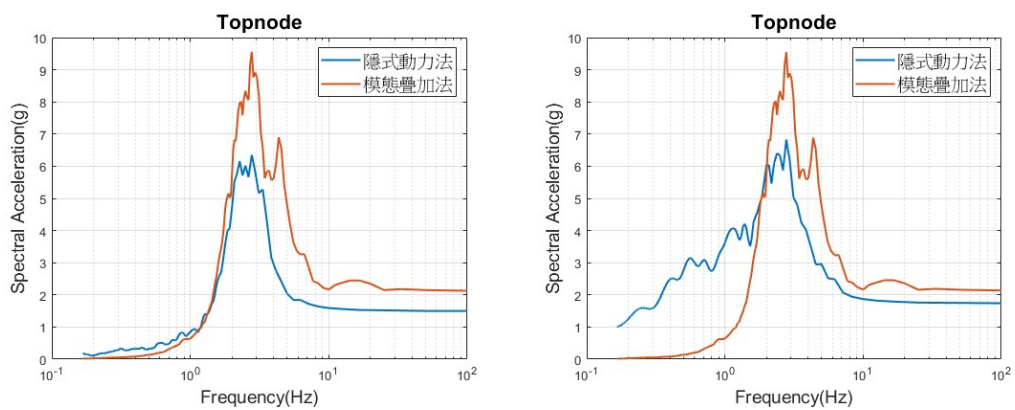


圖 5-10 新 BE 土層 RLE 之 EW 向(左)與 NS 向(右)
隱式動力、模態疊加反應譜比較

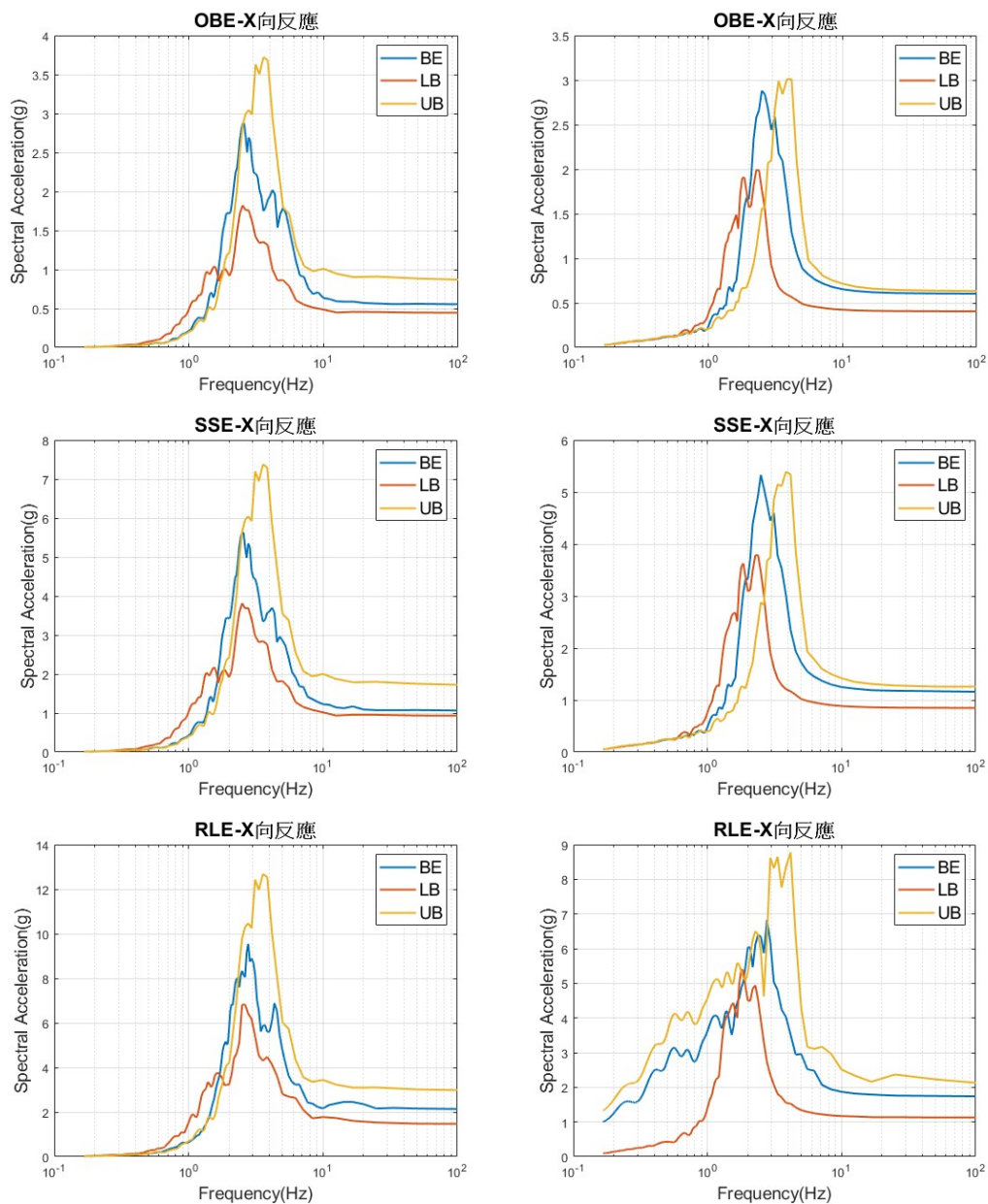


圖 5-11 不同土壤勁度之模態疊加(左)與隱式動力(右)反應譜

本計畫第三主題「核電廠新一代土壤-結構互制分析管制技術研究」之主要建議敘述如下：

- 一、使用無限元素模擬遠域土壤，先進行無限元素的驗證，以確保無反射波由邊界回傳至近域土壤影響分析結果。
- 二、進行動力分析前，對模型之元素尺寸進行收斂性分析，以確保模擬所得之結果不會過於失真。

三、進行隱式動力分析前，先對元素品質進行檢核，避免過低的元素品質影響後續非線性分析之收斂性。

四、運轉基準地震(OBE)下，可以只進行線性動力分析；地震地表速度大於運轉基準地震，則考慮非線性動力分析，以模擬材料進入塑性後，對整體結構物反應之影響。

五、本研究依據相關文獻理論進行混凝土材料模型設定，可進一步根據實際情況調整模型，更精確地模擬材料的非線性行為。

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

一、本報告對於核電廠中利用易損性分析(Fragility Analysis)計算重要 SSC 之 $C_{1\%}$ 與 $C_{10\%}$ 耐震能力中所需的關鍵參數 β 值，綜整出其評估方法與流程，並蒐集整理國外核電廠中重要 SCC 進行 SPRA 研究時所採用的 β 值範圍。

二、本報告透過文獻之蒐集與整理，提出四個在核電廠中重要結構與設備進行 HCLPF 耐震容量值計算以及 $C_{1\%}$ 與 $C_{10\%}$ 耐震容量值計算的案例分析，此四個案例分析將有利核管單位未來對核電廠內部結構與設備之耐震能力評估提供實質技術審查的參考。

三、在計算案例中將本研究推導的 $C_{1\%}$ 與 $C_{10\%}$ 加入計算流程，與 CDFM 方法及易損性分析的 HCLPF 值作為對比評估，為核電廠的結構與設備提供更快速的安全性的計算方式。

四、研究成果有助於國內核電廠內重要 SSC 進行地震前之安全評估與補強的依據。

五、計畫參與人員學習到核電廠易損性分析(Fragility Analysis)中重要 SSC 之關鍵參數 β 值的獲取方法與其合理值的範圍。

- 六、研究成果有助於原子能會委員會了解地震危害度高階分析之審查重點，加強核能安全之管制。
- 七、執行成果將持續支援原子能會委員會精進核安管制技術，並掌握國際核能界管制技術，確保核安管制品質，增進民眾對核能應用之信心，俾有助於政府「確保核安」政策之推行。
- 八、本計畫所執行 HCLPF 計算和易損性分析算例之目的，主要在建立未來核電廠相關 SSC 耐震分析的 HCLPF 計算和易損性分析之管制技術量能，並非針對我國實際核電廠設備或結構進行計算。

肆、參考文獻

1. ACI (1987), *Anchorage to Concrete*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, ACI Publication SP-103.
2. Anderson, J. G. and S. E. Hough (1984), “A Model for the Shape of the Fourier Amplitude Spectrum of Acceleration at High Frequencies”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 74, 1969-1993.
3. ASCE 4-16 (2017), *Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures*, <https://doi.org/10.1061/9780784413937>.
4. Bandyopadhyay, K. K., C. H. Hofmayer, M. K. Kassir, and S. E. Pepper (1987), *Seismic Fragility of Nuclear Power Plant Components (Phase II): Motor Control Center, Switchboard, Panelboard and Power Supply*, NUREG/CR-4659, Vol. 2.
5. Bardet, J. P., K. Ichii, and C. H. Lin (2000), *EERA, A Computer Program for Equivalent-Linear Earthquake Site Response Analyses of Layered Soil Deposits*, University of Southern California.
6. Bazant, Z. P. and S-S. Kim (1979). “Plastic-Fracturing Theory for Concrete”, *J. Engrg. Mech. Div., ASCE*, 105(3), 151-163.
7. Birtel, V. and P. Mark (2006), “Parameterised Finite Element Modelling of RC Beam Shear Failure”, *2006 ABAQUS Users' Conference*.
8. Caravani, P., M. L. Watson, and W. T. Thomson (1977), “Recursive Least-Squares Time Domain Identification of Structural Parameters”, *Journal of Applied Mechanics*, 44(1), 135- 140.
9. Chang, S-C., K-L. Wen, M-W. Huang, C-H. Kuo, C-M. Lin, C-T. Chen, J-Y. Huang (2019), “The High-Frequency Decay Parameter (Kappa) in Taiwan”, *Pure Appl. Geophys.*, 176, 4861-4879.
10. Coleman, J., A. Whittaker, and B. Jeremic (2013), “Nonlinear Time

- Domain Seismic Soil Structure Interaction (SSI) Analysis for Nuclear Facilities and Draft Appendix B of ASCE 4”, *Transactions, SMiRT-22, Division III*, San Francisco, California.
11. Coleman, J. L., C. Bolisetti, and A. S. Whittaker (2016), “Time-Domain Soil-Structure Interaction Analysis of Nuclear Facilities”, *Nuclear Engineering and Design*, 298, 264–270.
 12. Electric Power Research Institute (1991), *A Methodology for Assessment of Nuclear Power Plant Seismic Margin*, Revision 1, EPRI Report NP-6041-SLR1.
 13. Electric Power Research Institute (1991), *Seismic Verification of Nuclear Plant Equipment Anchorage, Volume 1: Development of Anchorage Guidelines*, Revision 1, EPRI, Palo Alto, CA, NP-5228-SL.
 14. Electric Power Research Institute (2013), *Seismic Evaluation Guidance: Augmented Approach for the Resolution of Fukushima Near-Term Task Force Recommendation 2.1-Seismic*, EPRI Final Report 3002000704.
 15. Electric Power Research Institute (2018), *Seismic Fragility and Seismic Margin Guidance for Seismic Probabilistic Risk Assessments*, EPRI Final Report 3002012994.
 16. Elwi, A. A. and D. W. Murry (1979), “A 3D Hypoelastic Concrete Constitutive Relationship,” *J. Engrg. Mech. Div., ASCE*, 105(4), 623-641.
 17. Hamid, A. A., et al. (1989), “Response of Reinforced Block Masonry Walls to Out-of-Plane Static Loads,” *Report No. 3.2(a), U.S.-Japan Coordinated Program for Masonry Building Research*, Drexel University, Philadelphia, PA .
 18. Hu, H-T. and J-X. Lin (2016), “Ultimate Analysis of PWR

- Prestressed Concrete Containment under Long-Term Prestressing Loss”, *Annals of Nuclear Energy*, 87, 500-510.
19. Hibbitt, H. D. (1979), “Some Follower Forces and Load Stiffness,” *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 14, 937–941.
 20. Hilber, H. M., T. J. R. Hughes, and R. L. Taylor (1978), “Collocation, Dissipation and ‘Overshoot’ for Time Integration Schemes in Structural Dynamics,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 6, 99–117.
 21. Idriss, I. M. and J. I. Sun (1992), *Shake91: A Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analysis of Horizontally Layered Soil Deposits. User’s Guide*, Center for Geotechnical Modeling, Civil Engineering Department, UC Davis.
 22. IEEE (1988), *Recommended Practice for Seismic Qualification of Class 1E Equipment for Nuclear Power Generating Stations*, Institute of Electrical and Electronics Engineers, Piscataway, NJ, ANSI/IEEE 344-1987.
 23. Kabanda J., O-S. Kwon, and G. Kwon (2015), “Time and Frequency Domain Analyses of the Hualien Large-Scale Seismic Test”, *Nuclear Engineering and Design*, 295, 261–275.
 24. Kottke, A. R. and E. M. Rathje (2009), *Technical Manual for Strata*, Pacific Earthquake Engineering Research Center Berkeley, California.
 25. Lee, J. and G. L. Fenves (1998), “Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures”, *Journal of Engineering Mechanics*, 124(8), 892-900.
 26. Lysmer, J. and R. L. Kuhlemeyer (1969), “Finite Dynamic Model for Infinite Media,” *Journal of the Engineering Mechanics, Division of*

the ASCE, 95, 859–878.

27. Nuclear Energy Institute (2018), *Diverse and Flexible Coping Strategies (FLEX) Implementation Guide*, NEI 12-06, Revision 5, ADAMS Accession Number ML18120A300.
28. Ostadan, F. and R. Kennedy (2014), “Consistent Site-Response/Soil-Structure Interaction Analysis and Evaluation”, *Nuclear Engineering & Design*, 269, 72-77.
29. Park, Y. J., C. H. Hofmayer, and N. C. Chokshi, (1998), “Survey of Seismic Fragilities Used in PRA Studies of Nuclear Power Plants”, *Reliability Eng. and System Safety*, 62(3), 185-195.
30. Safak, E. (2009), “System Identification for Soil-Structure Interaction”, in *Encyclopedia of Structural Health Monitoring*.
31. Samuelson-Sanford, C. B., F. F. Grant, P. S. Hashimoto, and Y. Y. Bayraktarli (2015), “Structure Response and Clipping Factor Variabilities Using Probabilistic In-Structure Response Spectra for Functional Seismic Fragility Evaluation of Equipment”, PVP2015-45660, *Proceedings of the ASME 2015 Pressure Vessels & Piping Conference*, Boston, MA.
32. Schnabel, P. B., J. Lysmer, and H. B. Seed (1972), *SHAKE—A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontal Layered Sites*, Report No. EERC 71-12, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley.
33. Stewart, J. P. and G. L. Fenves (1998), “System Identification for Evaluating Soil-Structure Interaction Effects in Buildings from Strong Motion Recordings”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27(8), 869-885.
34. USNRC (1978), *Development of Criteria for Seismic Review of Selected Nuclear Power Plants*, Washington, D.C.,

NUREG/CR-0098.

35. USNRC (1984), *Engineering Characterization of Ground Motion, Task 1: Effects of Characterization of Free-Field Motion on Structural Response*, Washington, D.C., NUREG/CR-3805.
36. USNRC (1996), *Branch Technical Position on the Use of Expert Elicitation in the High-Level Radioactive Waste Program*, Washington, D.C., U.S. Nuclear Regulatory Commission Report, NUREG-1563.
37. USNRC (1997) , *Recommendation for Probabilistic Seismic Hazard Analysis: Guidance on Uncertainty and Use of Experts*, Washington D.C., U.S. Nuclear Regulatory Commission Report, NUREG/CR-6372.
38. USNRC (2007), *A Performance-Based Approach to Define the Site-Specific Earthquake Ground Motion*, Washington D.C., U.S. Nuclear Regulatory Commission Report, Regulatory Guide 1.208.
39. USNRC (2011), *Recommendations for Enhancing Reactor Safety in the 21st Century: The Near-Term Task Force Review of Insights From The Fukushima Dai-Ichi Accident*, Washington, D.C., U.S. Nuclear Regulatory Commission Report.
40. USNRC (2012), *Practical Implementation Guidelines for SSHAC Level 3 and 4 Hazard Studies*, Washington, D.C., U.S. Nuclear Regulatory Commission Report, NUREG-2117, Rev. 1.
41. USNRC (2018), *Updated Implementation Guidelines for SSHAC Hazard Studies*, Washington, D.C., U.S. Nuclear Regulatory Commission Report, NUREG-2213.
42. USGS (2009), *Implementation of the Guidelines for Level 3 and 4 PSHAs-Experience Gained from Actual Applications*, Menlo Park, CA, U.S. Geological Survey Open-File Report 2009-1093.

43. Xu, B., E. M. Rathje, Y. Hashash, J. Stewart, K. Campbell, and W. J. Silva (2020), “ k_0 for Soil Sites: Observations from KiK-Net Sites and their Use in Constraining Small Strain Damping Profiles for Site Response Analysis”, *Earthquake Spectra*, 36(1), 111-137.
44. Zienkiewicz, O. C., C. Emson, and P. Bettess (1983), “A Novel Boundary Infinite Element,” *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 19, 393–404.
45. 財團法人國家實驗研究院(2021)，「110 年度國家地震工程研究中心研究成果報告」，國家地震工程研究中心。
46. 陳俊宏(2021)，「考慮土壤-結構互制效應之核電廠圍阻體結構健康診斷研究」，碩士論文，國立成功大學土木工程研究所，台南市。
47. 鄭駿達(2021)，「運用頻率響應函數與 STRATA 進行井下陣列觀測資料之地盤反應分析」，碩士論文，國立成功大學土木工程研究所，台南市。
48. 康展榮(2019)，「核電廠圍阻體之結構健康監測與診斷作業流程」，碩士論文，國立成功大學土木工程研究所，台南市。
49. 許皓程(2018)，「馬鞍山核電廠圍阻體土壤-結構互制之動力分析」，碩士論文，國立成功大學土木工程研究所，台南市。
50. 朱峻毅(2023)，「以 V/H 反應譜比及頻率響應函數探討不同廠只井下陣列垂直向放大行為」，碩士論文，國立成功大學土木工程研究所，台南市。
51. 行政院原子能委員會核能管制處(2014)，「核能三廠耐震安全餘裕評估計畫成果總結報告」。
52. 王豐裕、王亭復(1999)，「核能電廠耐震一級結構分析」，中興

工程季刊，第六十四期。

53. 江見鯨、陸新征、葉列平(2005)，「混凝土結構有限元分析」，清華大學出版社有限公司，北京。
54. 廖克弘(2016)，「核三廠圍阻體廠房在設計地震下之非線性 SSI 分析研究-土壤近域及遠域非線性效應」，行政院原子能委員會核能研究所委託研究計畫報告。
55. 許皓程(2018)，「馬鞍山核電廠圍阻體土壤-結構互制之動力分析」，國立成功大學土木工程研究所碩士論文。

伍、四年全程計畫總結

「核電廠結構/設備受潛在地震之安全影響及因應管制技術研究」全程計畫為期四年，其中第一主題與 SSHAC 程序之地震危害度分析有關，109 年的第一主題為「地震危害度高階分析之地殼地震地動特性邏輯樹與權重合理性之檢視」，110 年的第一主題為「地震危害度高階分析之隱沒帶地震地動特性邏輯樹與權重合理性之檢視」，111 年的第一主題為「垂直向對水平向反應譜比值管制技術之研究」，112 年的第一主題為「既有 SSHAC 計畫更新程序之研究 (NUREG-2213)」，各年度計畫的研究內容和主要結論分述於下。

一、研究內容

(一) 109 年

首先檢視地殼地震地動特性的邏輯樹和權重分配之合理性。地動特性採用地動估計方程式描述地動幅度如何受地震規模、斷層型態、震源和場址相對方位、以及場址地況影響。為了考慮地動估計方程式的認知不確定性，地殼地震地動特性的邏輯樹共有五個節點，分別為下盤場址中值 GMPE 的形式、上盤場址的適用性、弧形斷層震源的適用性、單一測站標準差和混合常態分佈模式，其中只有下盤場址中值 GMPE 的形式和單一測站標準差為多分支。經過檢視五個節點的分支和權重配置後，本計畫針對合理性疑慮點，提出建言。

(二) 110 年

本計畫檢視隱沒帶地震地動特性的邏輯樹和權重分配之合理性。地震對不同週期結構系統的振動幅度與地震規模、斷層型態、震源和場址相對方位、以及場址地況等因素有關，常以地動估計方

程式描述地動特性。在考慮地動估計方程式的知識不確定性中，隱沒帶板塊內部地震地動特性的邏輯樹共有三個節點，分別為中值 GMPE 的選擇、單一測站標準差模式和混合常態分佈模式；隱沒帶板塊介面地震地動特性的邏輯樹多了一個節點：邊緣效應係數。經由檢視各個節點的分支和權重配置後，本計畫針對隱沒帶地震地動特性的邏輯樹和權重合理性提出建言。

(三) 111 年

PSHA 通常評估水平向的加速度反應譜，垂直向的加速度反應譜則由垂直向對水平向譜加速度的比值推估。本計畫將利用台灣的地動資料庫進行垂直向對水平向譜加速度比值的中值和對數標準差之審視，並探討中值和對數標準差與地震型式、斷層型式、地震規模、場址距離、和場址地盤條件的關係，最後提出垂直向對水平向譜加速度比值的中值和對數標準差隨振動週期變化的線性包絡線。

(四) 112 年

由於地殼構造的複雜性，以及震源特徵和地動特徵可用資料的限制，致使地震風險評估計畫重度採信專家判斷。美國核能管制委員會、美國能源部和電力研究所資助計畫，發展4個等級的 SSHAC 程序，建議如何採納專家評估。SSHAC 計畫應用當下的可用資訊，之後可能發生新資訊，例如顯著影響風險的新資料、多數技術社群建議的新技術模型、或分析和演繹資料的新方法等，既有的風險計畫面臨更新需求。NUREG-2213 針對既有 SSHAC 計畫的更新決策，提出一個修訂後比較嚴格的架構。本計畫將審視 NUREG-2213 的內容，尤其著重既有 SSHAC 計畫的更新步驟和方案。

二、主要結論

(一) 109 年

1. 「利用 117 條共同型式 GMPE 的 13 個係數，估計這些係數的平均數向量和互變異數矩陣，並假設這 13 個係數為 13 維常態分佈，將共同型式 GMPE 視為隨機 GMPE。然而在 9 條種子 GMPE 擬合至統一型式 GMPE 的過程中，對其中 7 個係數設立 5 個限制條件，故這 13 個係數已非毫無範圍限制的 13 維常態分佈。再者，在產生 2000 條樣本 GMPE 的過程中，又額外對 5 個係數設立 2 個限制條件，故 Sammon 圖的 2000 條樣本 GMPE 的 13 個係數實為各種截尾情況的 13 維常態分佈。
2. 計算權重 $w_{P,i}$ 所用的機率密度 P_j 並未說明是截尾與否的 13 維常態分佈機率密度值。
3. 取用不同強地動數據對 $w_{R,i}^{TW+GB}$ 和 $w_{R,i}^{TW}$ 的影響比較大，亦即兩者的差異比較明顯。
4. 容易出現某一條代表 GMPE 之 $w_{R,i}^{TW+GB}$ 或 $w_{R,i}^{TW}$ 非常低的情形，但在 5 個權重組合後，低值情況不再明顯。
5. Sammon 圖的中心設定為統一型式 GMPE 之 2926 組境況模擬的平均，而非統一型式 GMPE 之 13 個係數的平均，故中心區域的代表 GMPE 並未擁有較高的 $w_{P,i}$ 。
6. 由 $0 \text{ km} \leq R_x \leq 5 \text{ km}$ 的殘值變化，難以認定 SWUS 計畫的上盤效應模型適用於台灣上盤場址的強震數據。
7. 單一測站變異數 σ_{SS}^2 、事件間變異數 τ^2 、和事件內單一測站變異數 $\phi_{SS,target}^2$ 皆以縮放卡方分佈來模擬，並以它們的平均數和變異

數來估計自由度 k ，但自由度需為整數，原始報告未說明估計值如何進位至整數。

8. 不論是對數常態分佈或是縮放卡方分佈，也不論用途函數為何，只要 (p, q) 滿足理論推導的關係式，新的離散三點近似法估計積分值的相對誤差為零。即使採用 Pearson 和 Tukey (1965) 之 $(p, q) = (0.63, 5\%)$ ，只要運用新的離散三點近似法估計積分值，相對誤差也非常低。

(二) 110 年

1. 利用 22 條隱沒帶板塊介面共同型式 GMPE 的 10 個係數(隱沒帶板塊內部有 9 個係數)，估計這些係數的平均數向量和互變異數矩陣，然而 22 個樣本數偏低。假設這 10 個(或 9 個)係數為多維常態分佈，將共同型式 GMPE 視為隨機 GMPE，然而在 4 條隱沒帶板塊介面種子 GMPE 擬合至共同型式 GMPE 的過程中，對其中 8 個(隱沒帶板塊內部是 6 個)係數設立 7 個(隱沒帶板塊內部是 5 個)限制條件，故這 10 個(或 9 個)係數已非毫無範圍限制的多維常態分佈。再者，在產生 2000 條樣本 GMPE 的過程中，又額外對幾個係數設立 2 個限制條件，故 Sammon 圖的 2000 條樣本 GMPE 的 10 個(或 9 個)係數實為各種截尾情況的多維常態分佈。
2. 採用機率密度 P_j 計算權重 $w_{P,i}$ 時，並未說明多維常態分佈截尾與否。
3. 取用不同強地動數據對隱沒帶板塊介面代表 GMPE 的 $w_{R,i}^{TW+GB}$ 和 $w_{R,i}^{TW}$ 影響比較大，亦即兩者的差異比較明顯。隱沒帶板塊介面第 13 條代表 GMPE 的 $w_{L,i}^{TW+GB}$ 和 $w_{L,i}^{TW}$ 非常低，導致最後組合的權重

- 最低。可看出第 13 條代表 GMPE 的 $w_{L,i}^{TW}$ 確實偏低，但看不出第 13 條代表 GMPE 的 $w_{L,i}^{TW+GB}$ 為何偏低。
4. 發現隱沒帶板塊內部第 11 條代表 GMPE 的 $w_{L,i}^{TW+GB}$ 和 $w_{L,i}^{TW}$ 非常低，導致最後組合的權重最低。其它核電廠址也有某一條代表 GMPE 的 $w_{L,i}^{TW+GB}$ 和 $w_{L,i}^{TW}$ 非常低的情形發生。
 5. 同為數據驅動的權重，無論隱沒帶板塊介面或板塊內部震源，都不會發生某一條代表 GMPE 的 $w_{R,i}^{TW+GB}$ 或 $w_{R,i}^{TW}$ 非常低的情形。
 6. Sammon 圖的中心點設定為隱沒帶共同型式 GMPE 之許多組離散輸入參數 ($M_k, R_{rup,k}, Z_{TOR,k}$) 境況模擬的平均，而非隱沒帶共同型式 GMPE 之 10 個或 9 個係數的平均，故中心區域的代表 GMPE 並未擁有較高的 $w_{P,i}$ 。
 7. 13 個與核電廠址相同 R_{rup} 的虛擬場址中，11 個虛擬場址等距離分佈在斷層上緣地表投影之內，無邊緣效應，另 2 個虛擬場址在斷層上緣地表投影之兩側，與核電廠址同樣具有邊緣效應。為何以所有虛擬場址和核電廠址的 PSA 比例來推估邊緣效應係數？何況若此 2 個虛擬場址的水平座標各為 $(R_x, 190 + R_x)$ 和 $(R_x, -R_x)$ ，必與核電廠址的 R_{rup} 不同。
 8. 邊緣效應係數用來修正代表 GMPE，而代表 GMPE 由種子 GMPE 延伸擴大而來。除非當初種子 GMPE 迴歸分析時，所有強震數據皆取自無邊緣效應之測站，否則有過度修正之疑慮。
 9. 單一測站變異數 σ_{SS}^2 、事件間變異數 τ^2 、和事件內單一測站變異數 $\phi_{SS,target}^2$ 皆以縮放卡方分佈來模擬，並以它們的平均數和變異數來估計自由度 k ，但自由度需為整數，原始報告未說明估計值

如何進位至整數。

(三) 111 年

1. 無論與振動週期相關與否，對數常態分佈適合描述 V/H Ratio 的隨機性，所需參數為中值和對數標準差。
2. 提昇地動資料的修正後水平向 PGA 下限對 V/H Ratio 的中值和對數標準差的影響不大。
3. V/H Ratio 的中值和對數標準差在不同地震型式的差異有限。
4. V/H Ratio 的中值和對數標準差在不同斷層型式的差異有限。
5. V/H Ratio 的中值在不同地震規模的差異明顯，規模愈大，V/H Ratio 中值愈高，但 V/H Ratio 的對數標準差卻降低。
6. V/H Ratio 的中值在不同場址距離的差異明顯，距離愈短，V/H Ratio 中值愈高，但 V/H Ratio 的對數標準差幾乎不變。
7. V/H Ratio 的中值在不同軟硬地盤的差異明顯，地盤愈硬，V/H Ratio 中值愈高，但 V/H Ratio 的對數標準差卻降低。
8. 與振動週期無關的 V/H Ratio 通用值，其中值為 0.434，對數標準差為 0.606。
9. 可以簡單折線包絡 V/H Ratio 中值或對數標準差隨振動週期變化的曲線。

(四) 112 年

1. NUREG-2213 基於 NUREG/CR-6372 和 NUREG-2117 的架構，並結合最近 SSHAC 計畫的學習經驗，提供執行 SSHAC 程序的專家評估採納導則，並未廢止先前的導則或已經遵循舊導則的計畫，而是提供最新獨立運作的導則，未來執行 SSHAC 計畫須採用新導則。

2. SSHAC 計畫的五個關鍵特色：(i)清楚定義所有參與者的角色、特質和職責。(ii)客觀評估所有可用資料、模型和方法。(iii)將評估結果整合於模型，使其 CBR 滿足 TDI。(vi)充分記載評估所用資料、模型和方法、以及風險輸入模型的詳細辯解。(v)獨立及時同儕審查。
3. 成功 SSHAC 程序的核心是清楚定義不同參與者的角色和職責，NUREG-2213 定義各種 SSHAC 等級主要角色及在計畫結構中的關係。SSHAC 程序的基本假設是每位專家擁有所需知識、經驗和技能，故個人特質是挑選計畫參與者的關鍵標準之一。
4. 由於地震知識和過程的不確定性，地震危害度分析總是需要專家判斷。SSHAC 程序呈現一個正式且結構嚴密的步驟來採納專家判斷。幾種已知的認知偏差會困擾專家評估，大多數的認知偏差都不是蓄意的，可以成功的反駁。
5. 所有 SSHAC 計畫的核心目標是使 CBR 滿足 TDI。由於參與者的增加和各種專家交流的頻繁，SSHAC 計畫的等級愈高，使 CBR 有效滿足 TDI 的概率愈增加，管制保證也愈增強。
6. NUREG-2213 發佈 SSHAC 所有等級的評估、整合和文件記載階段，描述 SSHAC 每一等級的屬性，如參與者人數、透明度、管制保證、經費和期程等。
7. NUREG-2213 基於最近經驗，強化 SSHAC 等級 3 計畫的執行架構，提供等級 1 和等級 2 計畫基本屬性的導則，並開發一個更正後趨嚴謹的架構，供既有 SSHAC 計畫更新決策之用。
8. NUREG-2213 增加了 SSHAC 等級 2 的擴充計畫，將同儕審查提昇為及時參與，並召開研討會。

9. NUREG-2213 闡明 SSHAC 計畫更新程序的各種定義和術語，提出決定更新與否的兩個步驟：(1)採用最新的資料、模型和方法，執行 SSHAC 等級 1 計畫。(2)比較既有 PSHA 和新 SSHAC 等級 1 計畫的輸入和結果。
- 10.根據更新評估過程的結果，NUREG-2213 的更新幅度有五種情況：(1)取代、(2)修訂、(3)改善、(4)更正、和(5)不更新。

「核電廠結構/設備受潛在地震之安全影響及因應管制技術研究」全程計畫為期四年，其中第二主題為「核電廠新一代地動反應分析管制技術研究」，各年度計畫的研究內容和主要結論分述於下。

一、研究內容

(一) 109 年

根據新的 SSHAC-3 震源危害度輸入文件(HID)，配合台電對台灣核電廠廠址進行之現地實驗土壤參數資料，考慮台灣已有之歷史震波的實際量測特性，逐年檢視既有之地盤反應分析技術與相關導則，協助建立核電廠新一代地動反應分析管制技術，以期能對於基於性能設計概念並考慮場址特性之地盤反應譜(GMRS)及場址基礎設計反應譜(FIRS)進行合理的管制。

(二) 110 年

延續計畫原訂長期目標，檢視既有之分析技術與相關導則，蒐集各種地盤反應分析方法相關文獻，進行核電廠各種地盤反應分析方法差異性之研析與探討，並配合核一二三廠地震危害度篩選輸入資料庫的審查作業，強化核電廠新一代地動反應分析管制技術，以對於基於性能設計概念並考慮場址特性之地盤反應譜(GMRS)及場址基礎設計反應譜(FIRS)進行合理的管制。

(三) 111 年

本年度延續計畫原訂長期目標，並配合核一二三廠地震危害度篩選審查作業，尤其在定義風險導向(Risk-Consistent)之 GMRS 或 FIRS 時，透過考量地震危害度曲線在年超越頻率 $1E-4$ 至 $1E-5$ 之地震事件，進行地盤反應分析中土層剪力模數剖面、阻尼比剖面非線

性行為探討，以及與預估地層轉換函數之影響。並利用近年地震量測記錄，配合井下觀測資料，進一步剖析土壤非線性模型在真實地震事件下，各深度地盤加速度反應歷時之預估與比較，以及垂直地盤反應之特性分析。

(四) 112 年

本研究透過台電公司近年於核電廠更新完成之地震監測系統、結構識別系統以及廠區內井下地震觀測系統，根據實際井下地震事件繪製場址大尺度地盤位移反應，進行土壤顯著週期之識別。同時進行 PWR 一號機圍阻體與二號機圍阻體搖擺行為的進一步剖析，根據核電廠場圍阻體結構識別系統量測之實際地震事件，進行重要動態參數之系統識別。

二、主要結論

(一) 109 年

1. 完成核電廠之土層、岩盤參數取得之場址調查技術文獻蒐集與初步整理。(RG1.132、RG1.138)
2. 完成考慮與危害度分析相符合的參考岩盤輸入地震產生程序技術初步研析。(RG1.208、NUREG/CR-6728)
3. 完成現地反應分析(SRA)之技術文獻蒐集與初步整理，針對隨機振動理論與時間歷時等效線性分析技術內涵初步研析。(STRATA、BNL/NEI/ISG-17)
4. 完成從岩盤輸入地震到產生目標地表地震程序之技術文獻蒐集與初步整理。(RG1.208、NUREG/CR-6728)
5. 上述各項計畫研發項目於執行過程中，藉由參與台電 GMRS Workshop 擔任觀察員角色，已逐步建立研發項目與管制技術之

初步關聯性。

(二) 110 年

1. 完成各種地盤反應分析方法相關文獻之蒐集及彙整。以及線彈性假設分析與現地量測之比對與探討。
2. 根據近年實際地震事件井下量測記錄，採用 FRF 代替傳統之經驗地層轉換函數，初步識別 PWR 廠址地層轉換函數前三個顯著頻率。
3. 配合核安會審查案，針對 PWR 一號機圍阻體進行監測識別，發現部分地震事件將引致土壤-結構互制效應，造成局部搖擺行為，且搖擺頻率與廠址地層第二個顯著頻率一致。
4. 採用地震危害與篩選報告建議之土壤非線性性質，建立 PWR 廠址地層轉換函數三種建議模型，並進行轉換函數之比較。完成初步針對較大地震事件之剪力模數剖面、阻尼比剖面非線性行為探討。
5. 配合核安會審查案，針對採用隨機振動理論所評估之較大地震危害事件歷時，進行剪力模數剖面、阻尼比剖面非線性行為探討，以及對預估地層轉換函數之影響。

(三) 111 年

1. 採用不同 PA 之人造震波進行分析，不同岩盤輸入條件時，當輸入地震之震度越大，以 EQL 分析之結果在高頻段會產生衰減。而且，當設定輸入為 Within 時，在高頻段之衰減較設定輸入為 Outcrop 時更明顯。
2. 於不同震度人造地震輸入時之地表加速度，其於反應譜放大及對應的週期區間與傅氏譜的趨勢亦吻合。

3. 水平向反應譜繪製方法會影響 V/H 反應譜比的線型及振幅，Type 1 會使比值放大對應之週期區間較不明顯，Type 2 則較清楚地呈現，更易判讀放大峰值的位置。
4. V/H 反應譜比峰值週期與垂直向 FRF 顯著週期及水平向 FRF 顯著週期有部分關聯，宜再深入探討。
5. 台灣其它場址地震事件的分析結果與 ASCE 相關規範吻合，皆在短週期(約 0.05 秒~0.1 秒)有明顯放大的現象，另外 PWR 電廠 DHB 在垂直向地震事件接近水平向時亦有相同趨勢。

(四) 112 年

1. 利用圍阻體測站、井下陣列量測到之加速度訊號積分成絕對位移繪製成動畫，能明顯觀察到大尺度場址、圍阻體與周圍土壤的互動行為，可確認搖擺振動屬於局部土壤-結構互制行為，並非場址整體的搖擺運動。
2. 本次研究建立搖擺識別流程，進行土壤-結構行為之探討，透過中心端與角隅端的訊號差異，確認一、二號機圍阻體均有搖擺效應，比較圍阻體基礎各軸線垂直向之相對位移，發現一號機搖擺振動程度較二號機劇烈，但兩機組在南北向搖擺震動的情形較為顯著，而搖擺頻率會因不同事件而有所不同。
3. 藉由不同基底系統進行圍阻體結構之識別，在固定基底假設下，可將土壤-結構互制效應的影響降低，進而識別出結構的真實頻率。並據以得到 PWR 電廠的健康履歷，可供 PWR 電廠未來耐震補強的基線依據。
4. 透過進行 PWR 場址 κ_0 的估算及 κ_2 調修的研究，得出了與文獻相近的 κ_0 值，同時將此值與文獻中大數據的研究

成果比對，其中 κ_0 趨勢與 STRATA 線彈性分析相近，顯現 PWR 廠址土壤參數現地試驗成果在線性範圍的合理性。

5. 透過廠址基礎設計反應譜(FIRS)，結合先前南北、東西向的水平識別結果與搖擺行為的頻率，預估圍阻體之最大振動反應，並得知圍阻體之最大反應將由搖擺振動控制。
6. 與子計畫「核電廠新一代土壤結構-互制分析管制技術研究(IV)」進行比對，利用前期提出識別方法對該模型模擬之數據進行識別。初步比對顯示該模型能模擬圍阻體的搖擺現象，搖擺頻率也與先前研究之識別值相近。
7. 實際量測值在南北向(C、D 軸線)之搖擺現象較為明顯，但模擬值並無出現特定軸線搖擺較嚴重的現象，說明模型較難模擬非均質土壤的狀況。另外圍阻體頂點的模擬值與量測值有落差，根據結構健康監測的流程，圍阻體的頻率識別應待後續頂點數值修正後才能進行。

「核電廠結構/設備受潛在地震之安全影響及因應管制技術研究」全程計畫為期四年，其中第三主題為「核電廠新一代土壤-結構互制分析管制技術研究」，各年度計畫的研究內容和主要結論分述於下：

一、研究內容

(一) 109 年

109 年度研究內容深入討論了地震分析中考慮土壤-結構互制效應和獲取基礎輸入反應譜的重要性。首先，它區分了結構物基礎不同位置的情境：無覆土、有覆土和地表下。每種情況下所需的輸入和反應譜各有不同。其次，在基礎輸入反應譜的獲取方面，它比較了兩種露頭定義對分析結果的影響，並探討了在不同輸入和土壤組成條件下分析結果的差異。BNL 報告提供了豐富的分析，強調完整考慮上部土壤的露頭定義在 SSI 分析中的適用性。對於反應譜的計算，土壤性質的一致性對計算的準確性影響顯著。

本年度內容同時著重於土壤-結構互制的 V&V 案例研究。整體而言，這些案例主要集中在軟體設定參數的獲取和完整的分析模擬。針對分析軟體設定參數的獲取，討論如何取得土壤性質等參數，並著重於確保輸入具有一致性。分析模擬相關的研究涵蓋土壤-結構互制效應的數值理論推導和相關例題。

第一個案例探討核能地震分析，比較考慮土壤-結構互制和傳統 Fixed-Base 分析的結果。該案例利用 EKSSI 程式集，針對微功率反應器結構廠房進行模擬分析。結果表明，考慮土壤-結構互制的分析結果比傳統分析結果較低，這歸因於輸入地震的不同位置和土壤模型的影響。第二個案例是針對花蓮大比例尺圍阻體模型進行土

壤-結構互制分析。利用 EKSSI 程式集中的子程式對模型進行分析，並與實際量測進行比較。結果顯示南北向分析結果與實際量測相似，而東西向有所差異，可能與模型的地盤異向性有關。該案例還驗證了 EKSSI 中的子程式有效性及可用性。第三個案例則討論了龍門電廠的地震反應分析，比較了一半模型和全模型分析的結果，並探討地震波輸入位置的影響。結果表明一半模型的分析結果與全模型相近，且不同輸入位置的地震波對分析結果影響不大。總體而言，這些案例提供關於土壤-結構互制效應在不同情況下的模擬和分析結果，並探討軟體工具的有效性和可行性。

(二) 110 年

本年度研究針對核能結構地震反應分析之導則與案例進行研析，包含分析時考慮土壤-結構互制效應、基礎輸入反應譜之獲取以及土壤-結構互制 V&V 案例研析。探討包含結構物基礎與地表相對位置不同、土壤組成差異以及分析時之輸入頻率差異等因素對於結構反應分析結果之改變。研究討論了在考慮土壤-結構互制效應時如何獲取地震輸入。依據相關指引和報告，將土壤-結構互制效應分為三種情況進行討論：第一種情況是結構物基礎位於地表無覆土。在這種情況下需要土壤表層反應(SCSR)作為基礎輸入反應譜(FIRS)。通過分析完整土壤柱獲取 SCSR，並與地震設計反應譜進行比較，以判斷是否需要考慮 SSI 效應；第二種情況是結構物基礎位於地表有覆土。覆土影響結構反應較低，因此將其視為基礎上方無覆土，獲取截頭土壤反應譜(TSCR)，再進行比較以評估是否需要考慮 SSI；第三種情況是結構物基礎位於地表下。在這種情況下，CSDRS 預設為地表反應譜，需要通過反摺積獲得基礎高程的

CSDRS，再與 FIRS 比較，以決定是否進行 SSI 分析。本年度研究了一個輸入的計算流程，繪製露頭反應譜(FIRS)，並對三種土壤柱進行分析以比較。根據 PBSRS 對比包絡線，並根據比較結果進行相應的分析輸入調整。

本年度研究除特別考慮不同震源導致之土壤性質差異所造成的效應外，並新增檢視兩個土壤-結構互制 V&V 案例，比較不同分析模型建立，以及分析輸入位置等變因對分析結果準確度之影響。

(三) 111 年

111 年研究著重於核電廠結構/設備在可能地震情況下的安全影響和因應管制技術的分析，包括考慮不同大小地震力對核電廠結構的影響，以及土壤-結構互制效應的時域分析。這個計畫採用了核三廠建廠時的舊土層和該年新取得的新土層資料，通過地震地表反摺積處理，在 ABAQUS 軟體中進行 OBE、SSE 或 RLE 地震加速度歷時的分析。研究以不同高程位置討論了不同土壤性質參數對土壤-結構互制效應的影響。特別的是，將時域分析的土壤-結構互制效應結果與過去使用 SASSI 軟體進行的頻域分析結果進行比較，探討兩種方法的異同和準確性。另外，對土壤-結構互制效應採兩案例進行研析。

為達成研究目的，111 年度研究採用 ASCE 4-16 的建議流程，首先建立模型並設定輸入地震力。模型利用 ABAQUS 建構核三廠圍阻體和土壤的有限元素模型，並將結構部分埋入下部土壤中。地震加速度歷時則經過反摺積處理後輸入，使用模態疊加法進行土壤-結構互制效應的運算。最後，提取 SSI 分析完成後的加速度歷時，進行快速傅立葉轉換，與 SASSI 的頻域分析結果進行比較。

本年度研究中對兩個案例探討了核能廠圍阻體在地震下的行為，採用了不同的分析方法和工具。第一個案例是針對核三廠的圍阻體進行了土壤-結構互制分析，探討了土壤非線性效應對結構反應的影響。案例中使用了 SASSI 和 SAP2000 模型進行了比較，結果顯示在大部分節點上兩者的結果相符，但在高頻反應上稍有不同。垂直向的分析顯示考慮土壤非線性效應會對結果產生一些微小差異。第二個案例則是對馬鞍山核電廠的圍阻體進行了土壤-結構互制分析，使用了 ABAQUS 軟體。這個案例強調了模態疊加法的重要性，指出選擇足夠多的模態數量對分析結果的準確性至關重要。同時，強調了在強震作用下部分圍阻體材料可能進入塑性，影響系統整體勁度和自然振動頻率，建議在分析中適當考慮這些影響並做適當的折減。

兩個案例都強調了地震下土壤-結構互制效應對核能廠圍阻體安全性的重要性，並提出不同的分析方法以評估這些影響。111 年度的研究內容深入探討了核能設施在地震情況下的複雜影響，並提供一系列技術性的方法和工具用於分析和應對這些情況。

(四) 112 年

112 年度研究專注於精進核電廠在地震下的安全性與管制技術。其中考量了不同地震力對結構的影響以及土壤-結構互制效應的線性和非線性時域分析。本年度研究目的在於精進時域分析，參考了 ASCE 4-16 (2017) 的建議流程並使用了最新的土層資料。利用 ABAQUS 軟體進行了地震地表反摺積處理，再運用模態疊加法和隱式動力分析進行線性和非線性分析，將結果做快速傅立葉轉換為頻譜做比較，以不同結構高程探討了土壤-結構互制效應於圍阻體

的影響。

本年度研究考慮到土層性質之不確定性，根據美國 NRC SRP 3.7.2 節規定須考慮 Best-Estimate (BE)、Lower-Bound (LB) 及 Upper-Bound (UB) 等土層性質。另外，因本年度研究考慮到材料進入非線性狀況，係對於材料進行一系列非線性性質設定，包括混凝土、鋼板與預力鋼鍵。特別在混凝土非線性性質設定，依據 Lee 和 Fenves (1998) 提出之損傷塑性模型建立圍阻體有限元素模型，分別考慮了混凝土拉伸與壓縮造成的損傷與剛度折減，抗壓行為採用 Elwi 及 Murray 於 1979 年提出之改進公式，抗拉行為則採用江見鯨等人(2005)所提出之多段下降式模擬混凝土進入塑性後的抗拉行為。

本年度研究同時針對土壤模型進行精進，採用無限元素模擬遠域土壤，並驗證無限元素於 ABAQUS 中之效果。對土壤元素尺寸進行收斂性分析，並採用兼顧計算精度與效率之尺寸，另外對土壤切割方式進行調整，大幅減少模型中的低品質元素。

二、主要結論

(一) 109 年

1. 本年度研究針對土壤-結構互制分析相關參數輸入與設定導則以及前人所執行之 V&V 案例進行研析。對於地震時結構物反應分析中土壤-結構互制效應相關變數如結構物、土壤模型、土壤邊界條件等，在結構物基礎位置發生覆土差異條件，SSI 分析時應依 ISG-17 導則之建議予以適度調整設定以正確模擬情境進行分析，藉由導則研析已有相當程度的了解。在吾人所研析之案例中，涵蓋探討不同 SSI 分析軟體、不同模型建立方式、不同邊界

條件的設定，其在分析結果時亦會產生之差異。影響結構反應之 SSI 分析結果因素眾多但卻明顯具體，包括混凝土開裂之考量、結構物基礎與周圍土壤是否分離，抑或是地震輸入該如何獲得並加載於何處，都會對分析結果造成影響。其中，考慮土壤互制效應以及土壤的非線性行為所做之分析結果，相較於傳統分析方式得到的結果更為貼近現實之結構物反應，故在大型核能建物之分析中應依導則之建議，考慮土壤-結構互制效應較為適當。

2. 對於分析軟體是否具有可用性、分析結果準確率高低的判讀也從 V&V 案例中獲得相關的驗證方式，如將分析成果與其它已被廣泛使用之軟體分析結果進行比較，或是利用實際量測紀錄做為正解，都是驗證該分析結果具有代表性之方式。

(二) 110 年

1. OBE、SSE 以及 RLE 下，使用 Direct Method 和 Subtraction Method 計算後得出之結果，在二水平(X & Y)與垂直(Z)方向之反應皆十分相近。
2. Direct Method 和 Subtraction Method 分析得出之反應譜，只在 Z 方向的中高頻區(≥ 10 Hz)，較有差異，但也十分微小。
3. 本研究分別使用核三廠建廠時之舊土層以及近期新獲得之新土層資料，進行兩不同土壤參數下兩計算方法之差異比較。由反應譜可以得知不論舊或新土層，使用 Direct Method 和 Subtraction Method 分析之結果幾乎一致。
4. 本研究依照美國 NRC SRP 3.7.2 節規定，考慮 Best-Estimate (BE)、Lower-Bound (LB)及 Upper-Bound (UB)等一系列之土層性

質，並將其產生之三條反應譜簡化成一包絡線，得知在水平方向時，使用較新土層分析繪製之包絡線會小於舊土層包絡線。

5. 在垂直方向中高頻區(≥ 10 Hz)時，較新土層之分析包絡線將超過舊土層包絡線。
6. 各方向於低頻區(< 1 Hz)時，採用新舊土層之分析包絡線幾乎重疊，而在 1-10 Hz 區段時顯現差異，隨紀錄點高度增加，包絡線差異也漸增。

(三) 111 年

1. 本研究分別使用核三廠建廠時之舊土層以及近期新獲得之新土層資料，並考慮不同設計地震，比較其差異。將人工設計地震加速度歷時分別以 OBE、SSE 及 RLE 大小輸入 EERA 中，各以舊土層及新土層參數設定進行地震地表反摺積，從其 OBE 反摺積歷時圖可知，新土層之加速度較舊土層小，且抵達峰值之時間也略延遲，代表新土層之土壤硬度相較舊土層軟，SSE 及 RLE 之反摺積結果亦可得相同結論。比較 OBE、SSE 及 RLE 之反摺積加速度歷時，三者之間並非線性放大關係，此結果亦符合土壤非線性之假設。
2. 本研究使用剛性基底(Rigid Base)且不考慮土壤-結構互制效應之 ABAQUS 分析模型，藉以消除下構土壤之影響，並與廖克弘 (2016)SAP2000 Model 驗證 ABAQUS Model 之正確性，無論頻率與加速度峰值結果皆相似，唯在中高頻區(>10 Hz)，較有差異。
3. 本研究考慮土壤-結構互制效應進行分析，於 OBE、SSE 以及 RLE 下，時域分析和頻域分析得出之結果進行頻譜比較。在二水平方向，時域分析出現峰值之頻率位置較頻域分析向右偏

移，且加速度反應較頻域分析大，表示整體系統勁度較頻域分析高。

(四) 112 年

1. 過大的元素尺寸會導致分析結果較不準確，且可能在隱式動力分析時，因幾何非線性過大，致使分析結果不收斂，土壤模型之元素尺寸應至少小於 22 m，確保分析結果之精確性，建議選擇 8.8 m 之元素尺寸，以同時確保分析結果精確性及分析效率。
2. 土壤邊界使用 ABAQUS 無限元素確實可達無反射之效果，故使用 ABAQUS 無限元素模擬遠域土壤可行，無需將土壤此尺寸放大至圍阻體基礎的 8-10 倍。
3. 模態疊加法分析頻率應包含圍阻體和土壤之自然振動頻率，模態數量如不夠，分析結果會較不準確。使用 ABAQUS 進行分析時，建議直接設定分析頻率上下限，以確保同時包含圍阻體及土壤之自然振動頻率。
4. 時域之模態疊加法分析結果在 OBE 和 SSE 級別地震之分析結果基本與 SASSI 頻域分析結果吻合，唯在 RLE 地震有所差距，出現較 SASSI 更為保守的結果。
5. OBE 級別地震反應都還在線性範圍，不論頻域分析或時域分析之模態疊加法和隱式動力分析結果都相近。
6. SSE 級別地震因鋼鍵進入非線性，故隱式動力分析反應譜加速度峰值較頻域分析和時域分析模態疊加法略為向右下移。
7. RLE 級別地震因鋼板、鋼鍵、混凝土進入塑性，材料吸收部分能量，故隱式動力分析之反應譜加速度峰值與頻率較線性分析明顯下降。

8. 在模態疊加分析與隱式動力分析結果皆顯示土壤勁度對土壤-結構互制分析有一定程度之影響，土壤勁度越低，圍阻體整體加速度反應越小，反之則結果相反。

「核電廠結構/設備受潛在地震之安全影響及因應管制技術研究」全程計畫為期四年，其中第四主題為「核電廠結構/設備耐震分析管制技術研究」，各年度計畫的研究內容和主要結論分述於下：

一、研究內容

(一) 109 年

本計畫擬依據美國電力研究院(Electric Power Research Institute, EPRI)和美國核能協會(Nuclear Energy Institute, NEI)相關文件，檢視加速耐震評估程序(E Expedited Seismic Evaluation Process, ESEP)、多樣式應變策略(Diverse and Flexible Coping Strategies, FLEX)裡的地震減災策略評估(Mitigating Strategies Assessment, MSA)的方法和其技術內涵，此外，並檢視 EPRI- 3002009564 報告建議的燃料池混凝土結構分析公式與使用非線性 FEM 分析的可行性評估，以供核能管制單位加速核電廠地震危害度之評估與驗證用過燃料池的耐震分析。

(二) 110 年

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

重要 SCC 的耐震評估，在核電廠加速耐震評估程序(ESEP)中，有關安全停機路徑中的關鍵結構與設備的耐震能力評估至為重要，本計畫將協助安全停機路徑中的關鍵結構與設備耐震度分析與檢視之管制技術的建立，以期能協助核能管制單位有效檢視核電廠關鍵結構與設備的加速耐震評估程序進行。

(三) 111 年

核電廠依據美國核能研究所(Nuclear Energy Institute)所出版的多樣式應變策略(NEI 12-06 Diverse and Flexible Coping Strategies, FLEX)，進行不同超越設計基礎外部事件(BDBEE)的災害侵襲下的減災策略評估分析，其中 Appendix H 依據地震強度大小，分成五個分析路徑，本計畫詳細推導的 $C_{1\%}$ 與 $C_{10\%}$ 計算流程，並與 CDFM 方法及易損性分析的 HCLPF 值對比評估，為核電廠的結構與設備提供更寬廣的安全性的計算方式，以供核能管制單位有效檢視核電廠關鍵結構與設備的 FLEX 耐震評估。

(四) 112 年

美國電力研究院(EPRI)出版了加速耐震評估程序(ESEP)的報告 EPRI 3002000704 (2013)以協助核能管制單位與核電廠業主在短時間完成核電廠重要結構、系統與設備(SSC)的耐震評估，此外，美國核能研究所(Nuclear Energy Institute)亦出版了多樣式應變策略施行準則(NEI 12-06, FLEX Guide)，其中的 Appendix H 依據地震強度大小，提供五種路徑(Path)來進行不同超越設計基礎外部事件(BDBEE)的災害侵襲下的減災策略評估分析，本計畫除了將繼續進行 NEI 12-06 FLEX 準則中 Appendix H 裡有關採用路徑 5 (Path 5)的核電廠重要 SSC 耐震評估案例的蒐集與研析之外，並將彙整前三年

有關核電廠進行 ESEP 時採用 CDFM 法計算有關安全停機路徑之關鍵結構/設備(SSC)的 HCLPF 值之耐震度案例，以及核電廠進行 FLEX 策略時採用 Appendix H 路徑 5 之減災策略 SSC 之 $C_{10\%}$ 值計算案例，在檢視 CDFM 法計算 HCLPF 值與 Appendix H 路徑 5 計算 $C_{10\%}$ 值之重要技術內涵後，提出最新關鍵管制建議。

二、主要結論

(一) 109 年

1. 多樣式應變策略(FLEX)可有效率且彈性的處理核電廠所面對的各種緊急事件，本研究分析 FLEX 中的 Appendix H，核電廠藉由建立減災策略地震危害度資訊(MSSHI)，可對新地震的風險危害進行減災策略評估 (MSA)，並依據 GMRS 和 SSE 的差異，分成五種分析路徑，路徑 1 和 2 為較輕微的地震，而路徑 5 為 GMRS 大於兩倍 SSE 的嚴重地震，此時可用 $C_{10\%}$ (平均易損性曲線的 10%失效機率)地震容量指標進行評估。
2. FLEX 的 MSA 技術核心是基於 EPRI 1025287 和 EPRI 3002004396 等相關文件，以及 IPEEE 的分析技術，因此須深入理解這些相關技術才能完成多樣式應變策略的減災策略評估。
3. FLEX 與 ESEP 為兩個獨立的分析方法，ESEP 為一加速分析方法，但兩者的技術核心皆與 EPRI 1025287 有關。
4. 本研究分析兩案例，一為美國亞布羅峽谷核電廠(Diablo Canyon Power Plant, DCPD)，另一為美國奧康尼核電廠(Oconee Nuclear Station, ONS)，此兩個核電廠均使用路徑 5 進行減災策略評估分析。ONS 使用非機率論的方法 H4.5.2 和 H4.5.3 分析後，SLERF 沒有通過檢核，但經由變更核電廠內部設計後，則滿足 FLEX

Appendix H 的要求。DCPP 使用機率論方法的 H4.5.5 進行分析，直接通過檢核，沒有需要進行變更設計。

5. 加速耐震評估程序(ESEP)是在執行完整的核電廠地震風險評估之前所實施的關鍵核電廠設備的一種過渡性質的評估方法，ESEP 方法主要在建構一條特定的路徑，將最初的核電廠工作重點放在短期評估上，如此將引導核電廠迅速修改補強某些最重要的組件，從而提高核電廠的地震安全性。
6. 透過核電廠的 GMRS 與 SSE 的比較，可以篩選決定核電廠是否需要進行 ESEP，需要進行 ESEP 的核電廠，將依照 ERPI-3002000704 報告的準則建立廠內的加速耐震設備清單(ESEL)，並透過準則中 ESEP 流程圖的篩選，透過三種情境(Scenario 2、Scenario3、Scenario 4)之一，決定該核電廠的 RLGM 與 PGA，再依照 EPRI NP-6041 報告中的方法(Deterministic 或 Probabilistic)計算 ESEL 中各組件的 HCLPF 容量，最後，透過 HCLPF 容量與 RLGM PGA 的比較，篩選出需要做進一步精確分析與耐震補強的組件與設備。
7. ESEP 的核心技術主要是基於 ERPI-3002000704 報告、EPRI-1025287 報告、EPRI NP-6041 報告、EPRI TR-103959 報告、EPRI-1002988 報告、EPRI-1019200 報告等相關文件，因此必須深入理解這些相關技術才能有效且順利完成核電廠的加速耐震評估程序。
8. 本研究分析兩個美國核電廠執行 ESEP 的案例，一為美國蒙蒂塞洛核電廠(Monticello Nuclear Generating Plant, MNGP)，另一為美國佩里核電廠(Perry Nuclear Power Plant, PNPP)，此兩個核電廠

經過 ESEP 流程圖採用不同的情境來決定該核電廠的 RLGM。MNGP 以情境 2 (Scenario 2)，透過 GMRS 與 SSE 在 10 Hz 的比例關係，將 SSE 放大 1.49 倍後成為 RLGM；PNPP 則以情境 4 (Scenario 4)，直接以 SPRA 分析的 GMRS 作為 RLGM，兩個核電廠皆透過 CDFM 方法求得 ESEL 中組件的 HCLPF 容量，並與各自核電廠的 PGA 進行比較，篩選出需要進一步分析評估與進行耐震補強的組件。

9. 本報告將 EPRI-1003002000704 報告與兩個核電廠執行 ESEP 的案例做介紹，並檢視其方法論與技術內涵。
10. EPRI-3002009564 報告中，將耐震評估依該場址 GMRS 於 0.8g 為界，分為 Low GMRS Site 與 High GMRS Site，並針對 High GMRS Site 之耐震評估提出基於 CDFM 之分析流程。
11. EPRI-3002009564 對於 High GMRS Site 之耐震評估詳細說明於報告附件 C 中，可藉由其分析流程得到力量-位移曲線，以評估燃料池版之耐震性能。
12. 使用非線性有限元素分析，建立燃料池底版之非線性分析模型，並進行面外側推分析，獲得版之力量位移曲線。此外，並對比附件 C 經驗公式所求得之結果，分析所得之初始勁度位於經驗公式所得之彎矩控制與剪力控制初始勁度之間；而極限強度約為附件 C 結果之 1.3 倍，說明附件 C 經驗公式之合理性與適用性。
13. 由模型之破壞歷時圖形可以看到，版之破壞模式與附件 C 所使用之降伏線理論相近，均為對角線形式之破壞，並具有相似之尖峰位移與極限位移。

14. 比較 Biggs 理論解、近似解與附件 C 經驗公式解可以發現，無論是彈性勁度或彈塑性勁度，三者具有相近之方程式，另外也發現附件 C 經驗公式解較為保守，與理論解之誤差約為 30%。

(二) 110 年

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

(三) 111 年

1. 執行成果將持續支援原子能會委員會精進核安管制技術，並掌握國際核能界管制技術，確保核安管制品質，增進民眾對核能應用之信心，俾有助於政府「確保核安」政策之推行。
2. 研究成果有助於國內核電廠於地震災前之安全評估與補強。
3. 研究成果有助於原子能會委員會了解地震危害度高階分析之審查重點，加強核能安全之管制。
4. 研究成果有助於原子能會委員會建立多樣式應變策略 (FLEX) 中 NEI 12-06 Appendix H 之耐震評估的關鍵結構/設備耐震分析之審

查重點。

5. 計畫參與人員學習到多樣式應變策略(FLEX)中 NEI 12-06 Appendix H 之耐震評估程序的分析方法及其技術內涵。
6. 本報告對HCLPF 與 $C_{1\%}$ 、 $C_{10\%}$ 的理論進行研究推導並驗證其合理性，透過改變對數常態分佈的變異數觀察地震加速度與破壞機率的關係以探討其安全性，確認FLEX 的 Appendix H Path 5 耐震評估程序於耐震力提升之可行性。
7. 本報告中提出4個在核電廠中作為地震安全分析的結構與設備計算案例，對其做計算展示易損性分析的計算流程以求取 HCLPF 耐震容量值，為核電廠內部結構與設備提供技術審查。
8. 在計算案例中將本研究推導的 $C_{1\%}$ 與 $C_{10\%}$ 加入計算流程，與 CDFM 方法及易損性分析的 HCLPF 值作為對比評估，為核電廠的結構與設備提供更寬廣的安全性的計算方式。

(四) 112 年

1. 本報告對於核電廠中利用易損性分析(Fragility Analysis)計算重要 SSC 之 $C_{1\%}$ 與 $C_{10\%}$ 耐震能力中所需的關鍵參數 β 值，綜整出其評估方法與流程，並蒐集整理國外核電廠中重要 SCC 進行 SPRA 研究時所採用的 β 值範圍。
2. 本報告透過文獻之蒐集與整理，提出四個在核電廠中重要結構與設備進行 HCLPF 耐震容量值計算以及 $C_{1\%}$ 與 $C_{10\%}$ 耐震容量值計算的案例分析，此四個案例分析將有利核管單位未來對核電廠內部結構與設備之耐震能力評估提供實質技術審查的參考。
3. 在計算案例中將本研究推導的 $C_{1\%}$ 與 $C_{10\%}$ 加入計算流程，與 CDFM 方法及易損性分析的 HCLPF 值作為對比評估，為核電廠

的結構與設備提供更快速的安全性的計算方式。

4. 研究成果有助於國內核電廠內重要 SSC 進行地震前之安全評估與補強的依據。
5. 計畫參與人員學習到核電廠易損性分析(Fragility Analysis)中重要 SSC 之關鍵參數 β 值的獲取方法與其合理值的範圍。
6. 研究成果有助於原子能會委員會了解地震危害度高階分析之審查重點，加強核能安全之管制。
7. 執行成果將持續支援原子能會委員會精進核安管制技術，並掌握國際核能界管制技術，確保核安管制品質，增進民眾對核能應用之信心，俾有助於政府「確保核安」政策之推行。