

行政院原子能委員會

委託研究計畫研究報告

111 年核電廠水災與海嘯危害再評估精進技術研究與管制技術諮詢
Regulatory technology and advanced assessment methodology on
tsunami hazard reassessment for NPP (2022)

計畫編號：111B007

受委託機關(構)：國立成功大學

計畫主持人：蕭士俊

聯絡電話：(06) 275-7575 #63262

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

共同主持人：洪李陵、吳昀達、陳彥龍、吳漢倫

研究期程：中華民國 111 年 05 月至 111 年 12 月

研究經費：新臺幣 170 萬元

核研所聯絡人員：徐康耀

報告日期：111 年 12 月 9 日

目 錄

目 錄	I
中文摘要	1
Abstract.....	5
壹、計畫緣起與目的	11
貳、研究方法與過程	13
一、PWR 電廠廠區地震型海嘯數值模型建立	13
(一) 海嘯數值模型	13
(二) 地震型海嘯初始水位	14
(三) 單位海嘯法資料庫	14
(四) 近岸廠區數值地形建置	15
二、機率式海嘯源逆推方法建置	19
(一) 方法概述	19
(二) 一維聚焦波逆推	20
(三) 二維情境海嘯逆推	21
三、PWR 電廠近岸廠區的地震型機率式海嘯危害度分析	28
(一) PSHA SSHAC-3 斷層震源之 PTHA 模擬分析	28
(二) PWR 電廠廠區 PSHA SSAHC-3 馬尼拉隱沒帶震源逆推分析	29
四、LPTHA 之邏輯樹分析架構介紹	35
(一) 建立機率模型	36
(二) 認知不確定性分析	38
(三) 海底山崩型海嘯波高之機率模型	43
五、海底山崩剛體及流變模型之技術評析	47
(一) 水動力模式	47
(二) 剛體模型	49
(三) 變形體模型	50
六、廠區海底山崩型海嘯之數值模擬	53
(一) LPTHA 架構	53
(二) 海嘯波傳數值模式	55

(三) LPTHA 分析成果	57
七、水密門易損性曲線文獻回顧	69
(一) 易損性簡介 (Basu 等人, 2015)	69
(二) 核能設施的水密門水密性能之檢驗與分析 (Taoka 等人, 2020)	72
八、水密門水理實驗、確認實驗和有限元模擬分析	74
九、水密門水理實驗數據分析和易損性曲線	89
參、 主要發現與結論	107
肆、 參考文獻	111

中文摘要

日本 2011 年 3 月 11 日福島核災事故發生後，部分區域開始重視不同發生源之海嘯風險評估以及調查，美國核能管制委員會組成近期專案小組進行調查與檢討，其中的建議事項 2.1 要求地震重新評估。為此，國家地震工程研究中心依據美國地震危害分析資深委員會訂定之第 3 層級程序(SSHAC-3)進行 4 處核電廠所需之地震源特徵(SSC)模型、地震動特徵(GMC)模型與地震危害度分析輸入文件(HID)建置。台灣地處海嘯侵襲風險相對較高的區域，且核電廠皆建於沿海地帶，故海嘯的危害度評估相當重要。

在核電廠的海嘯危害度評估中，除了傳統的定值式評估方法之外，機率式的評估方式已逐漸發展成形且受到重視。本研究以建立近岸廠區的美國地震型的機率式海嘯危害度分析程序為目的，參考美國 University of Washington Working Group (2017)之計算方法，以 PWR 電廠為標的進行評估技術之建置，藉此釐清核電廠進行地震型機率式海嘯危害度分析所需之評估管制技術內涵。

各海嘯發生機制中，海底山崩型海嘯雖是第二大之海嘯發生源，卻少有完整的研究評估海底崩塌型海嘯之危害度，其中美國核能管制委員會亦尚未提出具體之操作規範可茲參循。為更瞭解海底崩塌型海嘯對於特定保護目標之影響程度，本研究首先蒐集並彙整既有文獻針對機率式海底崩塌型海嘯之建置方法及認知不確定性分析，嘗試建立機率式海底山崩型海嘯分析方法及流程，並以蒙地卡羅模擬考量認知不確定性。次之，基於既有文獻，本研究針對海底山崩剛體模型及流變模型進行評析，以釐清各模式之優劣及對模擬結果之

影響。最後，根據本研究建立之機率式海底山崩型海嘯分析方法及流程，擬以廠區為例進行數值模擬及危害度溢淹潛勢分析。本研究目的主要係在於建置方法及流程，著眼於闡明各方法中之重要參數與執行步驟，供後續相關研究之參考。

最後，本計畫將進行海嘯需求的水密門易損性曲線組成分析技術之研析，包含水密門易損性之資訊收集、水密門易損性之試驗數據解析、和水密門易損性曲線之分析程序探討。上述三項工作的重要研究成果彙整如下。

一、「美國地震型機率式海嘯危害度分析於近岸溯升程序之研析及建置」：

1. 研究進行海嘯源逆推方法之建置，逆推方法依 University of Washington Working Group (2017)所述之步驟進行計算方法之建置及測試，並研擬明確之逆推門檻條件。
2. 以二維情境海嘯進行研究分析，結果顯示海嘯源逆推之海嘯初始水位分布結果可能存在不同的結果能滿足逆推門檻條件。符合逆推門檻條件之情境是否會造成類似的近岸廠區危害度有待未來進一步的研究分析。
3. 斷層震源相較於隱沒帶震源主要造成鄰近區域的海嘯波傳，然而鄰近的斷層震源相比遠處之隱沒帶震源可能對於廠區有更大的海嘯危害度。

二、「海底山崩型海嘯邏輯樹分析程序研析及建置」：

1. 建立包含認知不確定性分析之 LPTHA 執行架構及分析流程。
2. 研析海底山崩剛體模型和流變模型之評估技術程序研析，據此釐清不同水動力模式及山崩模式之耦合方法及優劣勢。
3. 根據相關回顧性文章，以山崩型海嘯而言，具頻散特性的數值模式為必要條件，而使用剛體假設以模擬海底山崩海嘯可提供較保守之模擬結果。

三、「水密門易損性曲線組成分析」：

1. 依據 Taoka 等人(2020)的水密門實驗和模擬分析，在水密門抗地震與海嘯的易損性評估中，水密門的水密性能可以水壓為指標來定義，例如可選擇水理實驗中水密門達到允許漏水量的對應水壓。
2. 水密門密封部的不同設計導致水密性能有異，例如填料性質、填料道數和填料壓蓋放置方式等。未發現水密門的水密性能與水密門的面內剪應變有明顯關係，但研判水密性能與水密門因地震造成的面外剪應變有關，可惜 Taoka 等人(2020)的水理實驗未將面外剪應變列入實驗條件。
3. 由於水理實驗的結果只得到三種類型水密門各 9 個需求水壓數據，再無其它同類型水密門的水理實驗數據，不足以估算知識不確定性的對數標準差。因此，無法推估單一類型水密門的平均易損性曲線，也無法推估單一類型水密門不同信心水準的易損性曲線。

4. 本計畫的易損性分析結果欲延用於特殊類型和設計條件的水密門，需考慮通用性問題。

關鍵字：機率式海嘯危害度分析(PTHA)、機率式地震危害度分析(PSHA)、馬尼拉隱沒帶、海嘯源逆推、機率式海底崩塌型海嘯危害度分析(LPTHA)、機率模型、蒙地卡羅模擬、方法建置、案例分析、水密門、需求水壓、易損性曲線、海嘯

Abstract

On 11 March 2011, an undersea megathrust earthquake with moment magnitude 9.1 occurred at the Pacific coast of Tōhoku in Japan. The earthquake-induced a mega-tsunami causing heavy casualties on the northeastern coast of Japan. Furthermore, it caused a severe Fukushima Daiichi nuclear disaster. In the tsunami hazard assessment of nuclear power plants, the deterministic method was fully developed and used in tsunami forecasting. On the other hand, the probabilistic method was gradually developed in recent years. This study aimed to establish a tsunami source reconstruction method for the nearshore region based on the probabilistic earthquake-tsunami hazard assessment method which uses the unit tsunami method to assess scenarios. The methodology was based on the University of Washington Working Group (2017) and the probabilistic tsunami wave heights around the NPP3 due to the Manila subduction zones induced tsunami were established based on the PSHA SSHAC-3 SSC report.

Landslide induced tsunami is the second largest source of tsunami generation based on historical reports. However, studies related to landslide probabilistic tsunami hazard assessment (LPTHA) are indeed limited. Detailed guideline for performing LPTHA has not yet been released by the Nuclear Regulatory Commission of United States (US-NRC). In this study, we first review studies available in the literature for LPTHA with the inclusion of procedure tree involving slide variability and

uncertainty. Based on existing information, we aim to establish a LPTHA with using Monte Carlo simulation to make slide variability and uncertainty included. Secondly, the landslide models based on solid slides and deformable slides with rheology characteristics are reviewed and their benefits and drawbacks are highlighted. Finally, according to the LPTHA framework proposed herein, a case study is performed based on numerical simulations to demonstrate the procedure of risk assessment and highlight the potential inundation areas.

Finally, this project will study the analysis technique on constituting the fragility curves of watertight doors subject to tsunami demand, including the collection of information on the fragility of watertight doors, the resolution of test data on the fragility of watertight doors, and the discussion of analysis procedure on the fragility curves of watertight doors.

The most important results of the above are summarized as follows:

1. In the report “Methodology study on the analysis-processes establishing of the earthquake PTHA from USA in the near shore”:
 - (1) The inversion method for earthquake tsunami is constructed and examined according to the process proposed by the University of Washington Working Group (2017), and a clear threshold condition is developed.
 - (2) Based on the analysis of the two-dimensional scenario, the results show that the distribution of the initial water level of the tsunami derived from the inversed method may have different results.

Whether the scenario that meets the reverse push threshold conditions will cause similar hazards in nearshore factories remains to be further studied and analyzed in the future.

- (3) The fault source could only cause tsunami waves in the adjacent area compared with the subduction sources. However, the adjacent fault source may have a greater tsunami hazard to the plant area than the distant subduction sources.

2. In the report “Study of landslide probabilistic tsunami hazard assessment including procedure tree for slide variability and uncertainty”:

- (1) An LPTHA implementation framework and analysis process including cognitive uncertainty analysis is established.
- (2) The evaluation procedures of the submarine landslide rigid body model and the rheological model are collected, and the pros and cons are summarized.
- (3) According to relevant articles, numerical models with dispersion characteristics are necessary, and the use of rigid body assumptions to simulate submarine landslides and tsunamis can provide more conservative results.

3. In the report “Analysis on Constituting the Fragility Curves of Watertight Doors”:

- (1) According to the watertight door experiment and simulation analysis of Taoka et al. (2020), the assessment of the vulnerability of watertight doors against earthquakes and tsunamis shows the performance of watertight doors can be defined by water pressure. For example, the pressure with allowable water leakage in the experiment can be chosen.
- (2) Different designs of sealing parts of watertight doors lead to differences in watertight performance, such as the nature of packing, the number of packing channels, the placement of packing glands, etc. There is no significant relationship between the watertight performance of watertight doors and the in-plane shear strain of watertight doors. However, the watertight performance is related to the out-of-plane shear strain of the watertight door caused by the earthquake. Unfortunately, the physics experiment of Taoka et al. (2020) did not include the out-of-plane shear strain in the experiment.
- (3) Since only 9 required water pressure data for each of the three types of watertight doors, and no other experimental data of the same type of watertight doors, there are not enough to estimate the logarithmic standard deviation of knowledge uncertainty. Therefore, it is impossible to estimate the average vulnerability curve of a single type of watertight door, nor can estimate the vulnerability curve of different confidence levels of a single type of watertight door.

- (4) The generality must be considered if the fragility analysis results of this project are to be extended to watertight doors with special types and design conditions.

Keywords: probabilistic tsunami hazard assessment (PTHA), probabilistic seismic hazard assessment (PSHA), Manila subduction zone, Tsunami Source Reconstruction, landslide probabilistic tsunami hazard assessment (LPTHA), probabilistic model, Monte Carlo simulation, methodology establishment, case study, watertight door, demand water pressure, fragility curve, tsunami

壹、計畫緣起與目的

日本 2011 年 3 月 11 日福島核災事故發生後，美國核能管制委員會(Nuclear Regulatory Commission, NRC)組成近期專案小組(Near-Term Task Force, NTTF)進行調查與檢討。調查指出之 35 項改善建議中的建議事項 2.1 之地震重新評估(Seismic Reevaluation)部分，要求營運中核電廠反應器廠址需依目前最新資訊重新將地震對廠址安全的衝擊進行評估。美國核電廠在地震所引致之海嘯，有較充分嚴謹之研究，但在海底崩塌型海嘯之危害度評估方法建置上，僅提出抽象之架構流程，而未有實際之運作分析，其亦少有相關研究報告對操作方法進行梳理統整，僅有期刊學術文章有較為詳盡之解說。

台灣四面環海位於菲律賓海板塊與歐亞板塊的交界處，並且身處環太平洋火山帶(ring of fire)之中，故遭受海嘯侵襲的風險較高。以地理位置來看，東北方為菲律賓海板塊隱沒至歐亞板塊的「琉球隱沒帶」，西南方則為歐亞板塊隱沒至菲律賓海板塊的「馬尼拉隱沒帶」。隨著美國及日本發展之機率式海嘯危害度分析(probabilistic tsunami hazard assessment, PTHA)技術的成熟，如何銜接現有之地震相關研究為相當重要的課題。為此，國家地震工程研究中心於 2015 年至 2019 年期間協助台灣電力公司進行行政院原子能委員會要求的地震危害度重新評估。依據美國地震危害分析資深委員會(Senior Seismic Hazard Analysis Committee, SSHAC)訂定之第 3 層級程序，以 4 處核電廠為標的建置地震源特徵(Seismic Source Characterization, SSC)模型、地震動特徵(Ground Motion

Characterization, GMC)模型與地震危害度分析輸入文件(Hazard Input Document, HID)，以利機率式地震危害度分析(Probabilistic Seismic Hazard Analysis, PSHA)和建立地震動反應譜(Ground Motion Response Spectrum, GMRS)之用。

日本東部海域於 2011 年發生一起地震矩規模高達 9.1 的大地震，並進一步引發大規模海嘯，對日本本島東北部沿岸地區造成極大的傷亡。更可怕的是海嘯造成之海水溢淹破壞日本福島核電廠的設備，進一步導致嚴重的核災。在核電廠的海嘯危害度評估中，除了傳統的定值式評估之外，機率式的評估方式已逐漸發展成形且受到重視。美國和日本核電廠相關單位的地震型機率式海嘯危害度評估方法已發展成熟，值得國內借鏡。因此，本計畫以建立美國地震型的機率式海嘯危害度分析程序為目的，參考美國 Thio et al. (2010) 之計算方法，以 PWR 電廠為標的進行評估技術之建置，藉此釐清核電廠進行地震型機率式海嘯危害度分析所需之評估管制技術內涵。

另一方面，海底崩塌型海嘯由於進行機率式海嘯危害度分析尚有許多分析技術需建立，故美國和日本的核電廠相關管制尚未有明確的評估流程。因此，為瞭解機率式海底崩塌型海嘯之流程架構和建置技術等，本計畫彙整現有相關報告以及期刊文章，著眼於闡明各方法中之重要參數與執行步驟，供後續相關研究之參考。

最後，本計畫進行海嘯需求的水密門易損性曲線組成分析技術之研析，包含水密門易損性之資訊收集、水密門易損性之試驗數據解析、和水密門易損性曲線之分析程序探討。

貳、研究方法與過程

一、PWR 電廠廠區地震型海嘯數值模型建立

(一)海嘯數值模型

本研究以 Shi et al. (2012)發展之完全非線性 Boussinesq 波浪模式(FUNWAVE-TVD)進行海嘯模擬分析研究，模式使用之 Boussinesq 方程為沿著水深積分的平面二維波浪運動方程，並包含摩擦阻力、吸收邊界、乾濕移動邊界等處理，其控制方程式如下(粗體代表向量)：

$$\eta_t + \nabla \cdot \mathbf{M} = 0 \quad (1-1)$$

$$\begin{aligned} \mathbf{M}_t + \nabla \cdot \left[\frac{\mathbf{M}\mathbf{M}}{H} \right] + gH\nabla\eta \\ = H \left\{ \bar{\mathbf{u}}_{2,t} + \mathbf{u}_\alpha \cdot \nabla \bar{\mathbf{u}}_2 + \bar{\mathbf{u}}_2 \cdot \nabla \mathbf{u}_\alpha - \mathbf{V}_1 - \mathbf{V}_2 - \mathbf{V}_3 - \mathbf{R} \right\} \end{aligned} \quad (1-2)$$

其中為 η 為水位高、 h 為靜水深、 $H = h + \eta$ 為總水深、 $\nabla = (\partial/\partial x, \partial/\partial y)$ 、 g 為重力加速度、下標 t 為對時間的偏微分、 $\mathbf{M} = H \{ \mathbf{u}_\alpha + \bar{\mathbf{u}}_2 \}$ 為水平體積通量、 $\mathbf{u}_\alpha$ 為水深 $z_\alpha = -0.531h$ 處之水平速度向量、 $\bar{\mathbf{u}}_2$ 為平均水平速度的消散項($O(\mu^2)$)沿著水深的貢獻。

式(1-1)和式(1-2)分別為質量和動量守恆方程， $\mathbf{V}_1$ 和 $\mathbf{V}_2$ 為頻散項， $\mathbf{V}_3$ 為垂直渦渡的次級效應， $\mathbf{R}$ 為擴散和消散項，包括碎波、底部摩擦以及次網格橫向紊流混合，詳細資訊可參閱 Shi et al. (2016)。

(二)地震型海嘯初始水位

地震引致之海嘯可透過 Okada (1985)的理論模型計算海底位移量，再計算海水面變化以求得海嘯波的初始波形，此方法已被廣泛應用在不同的海嘯模式之中。地震參數一般是透過地質調查所得的資料，例如：USGS (United States Geological Survey，美國地質調查局)或由專家學者提出，包含有震央(epicenter)、破裂深度(focal depth)、斷層長度(length of fault)、斷層寬度(width of fault)、滑移量(slip)、走向角(strike angle)、傾角(dip angle)和滑移角(slip angle)，共 8 個參數(圖 1-1 和表 1-1)。

(三)單位海嘯法資料庫

本研究使用行政院原子能委員會委託研究計畫 - 「110 年核電廠海嘯危害再評估精進技術研究與管制技術諮詢」(後續簡稱 110 年計畫)建立之 PWR 電廠外海 50 m 水深的單位海嘯法資料庫，用以進行海嘯源逆推分析，並進一步進行 PWR 電廠廠區的機率式海嘯危害度模擬分析。

110 年計畫建置之馬尼拉和琉球隱沒帶之單位海嘯法資料庫之方法為 Lee et al. (2005)提出之單位海嘯法，Lee et al. (2005)考量一波源點(source)發生一初始單位高度($\eta_{0,s}$ ，一般為 1 公尺)之海嘯，對接收點(receiver)造成之水位變化($\eta_r(t)$)，兩者之比值以 GF_r^s 表示。

$$GF_r^s = \frac{\eta_r(t)}{\eta_{0,s}} \quad (1-3)$$

單位海嘯法資料庫之建置需透過海嘯數值模擬進行一系列波源點與接收點的 GF_r^s 水位時序列變化資料之建置，110 年計畫採用將震源區以 0.25 度大小的矩形大小進行分割。以單位海嘯法資料庫計算接收點的水位變化則需將斷層參數帶入 Okada (1985)的公式，獲得地震型海嘯的初始水位分布後，將其水位分布(H_s)與對應之單位海嘯法資料庫(GF_r^s)進行相乘，即可得到接收點處的海嘯水位變化(ζ_r)。

$$\zeta_r = \sum_{s=1}^N (GF_r^s) \times H_s \quad (1-4)$$

(四)近岸廠區數值地形建置

為了能模擬分析 PWR 電廠廠區之海嘯波溯升及溢淹之過程，本研究於海嘯源處美國國家海洋暨大氣總署(NOAA)開放的 1 分精度地形資料(圖 1-2)、於台灣近岸使用行政院國家科學委員會海洋學門資料庫的 500 公尺精度地形資料(圖 1-3)、於台灣近岸使用行政院國家科學委員會海洋學門資料庫的 200 公尺精度地形資料(圖 1-4)，並且在 PWR 電廠周圍海陸域採用原能會提供之 10 公尺高精度陸域和海域地形資料，如圖 1-5 所示。

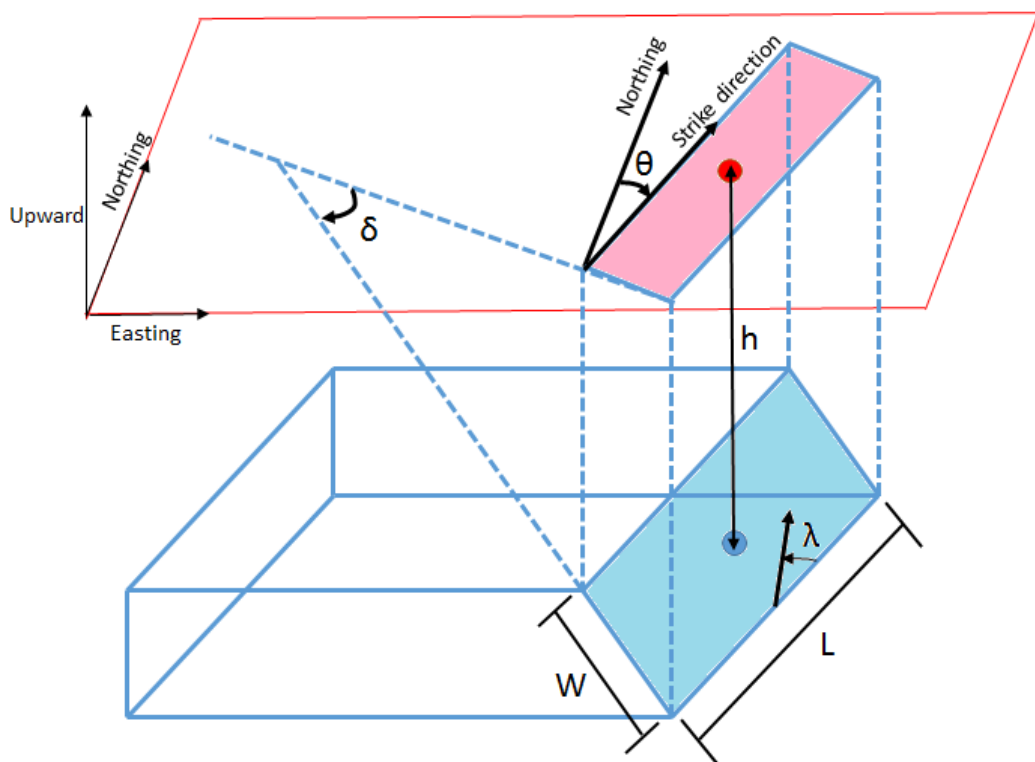


圖 1-1 斷層參數示意圖

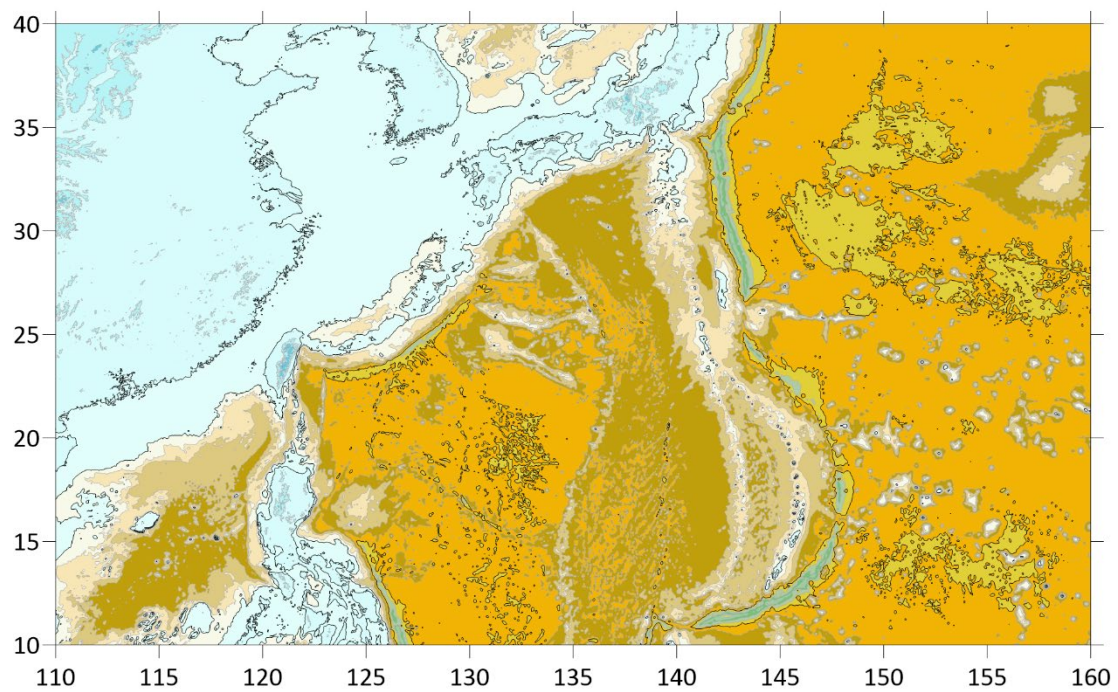


圖 1-2 陸域和海域數值高程資料(精度 1 分)

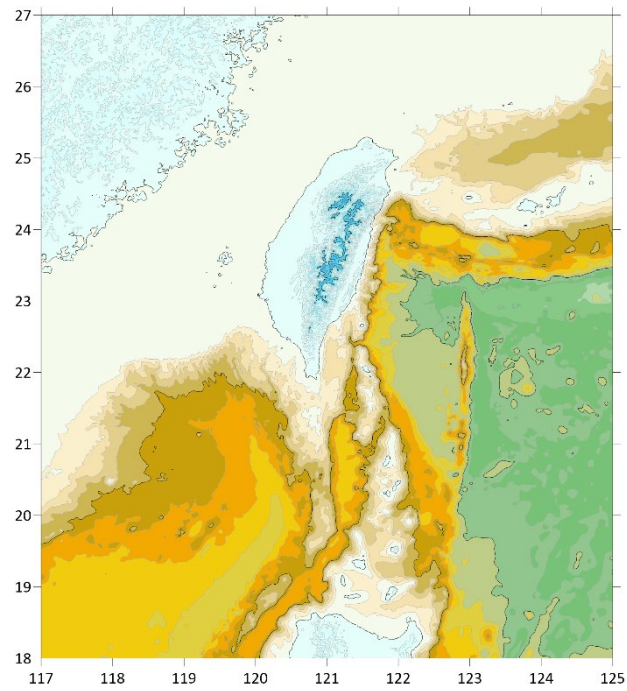


圖 1-3 陸域和海域數值高程資料(精度 500 公尺)

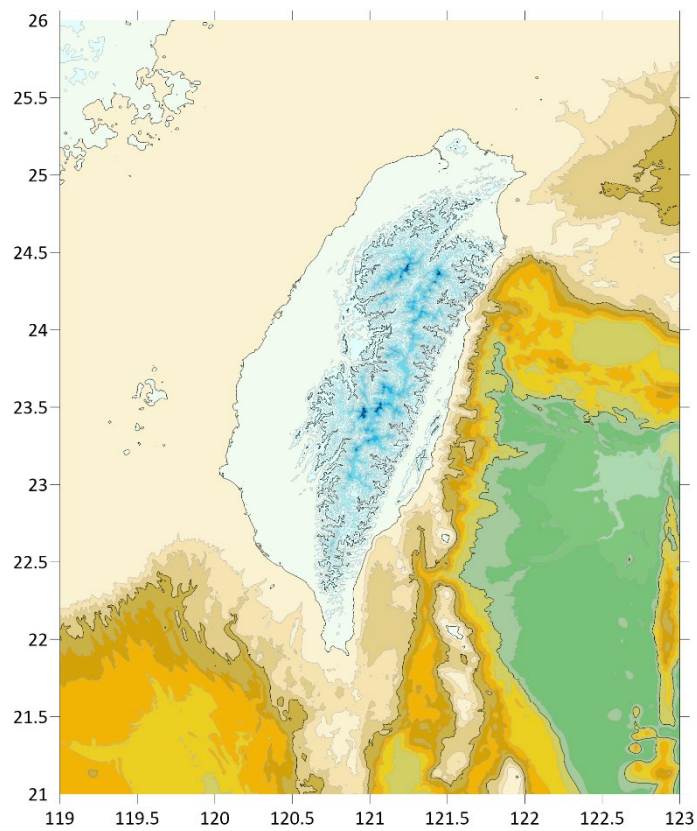


圖 1-4 陸域和海域數值高程資料(精度 200 公尺)

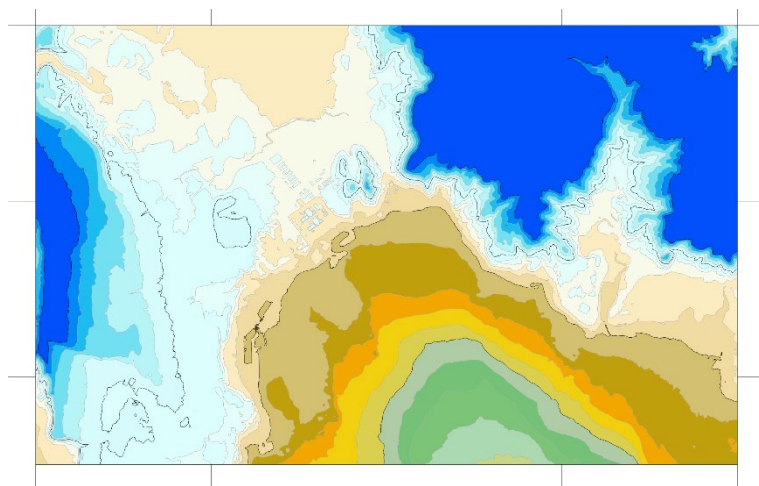


圖 1-5 PWR 電廠周圍海域和陸域數值高程資料(地形精度 10 公尺)

表 1-1 斷層模型所需參數

參數	單位
震央(經度、緯度)	度
破裂深度(h)	公尺
斷層長度(L)	公尺
斷層寬度(W)	公尺
滑移量(D)	公尺
走向角(θ)	度
傾角(δ)	度
滑移角(λ)	度

(資料來源：Okada (1985))

二、機率式海嘯源逆推方法建置

機率式海嘯危害度分析方法的海嘯源逆推需先行建置單位海嘯法(Unit Tsunami Method, UTM)資料庫，以及探討區域的外海超越波高機率分布。在具備上述兩部分的資料後，才能進行海嘯源逆推之作業。透過海嘯源逆推取得造成特定超越機率的波高分布對應之地震海嘯的初始水位分布後，需以更細緻的數值模型設定進行近岸的海嘯危害度分析，藉此提升以 UTM 建置之機率式海嘯的應用範圍。

(一)方法概述

University of Washington Working Group (2017)提出地震型海嘯源之逆推計算流程，共可分為五個步驟，如圖 2-1 所示。STEP1 和 STEP2 描述的是建立研究區域所需之 UTM 資料庫，並用於計算 PTHA 離岸海嘯波高。STEP3 為整個方法的核心 - 建立非線性最小二乘法進行 UTM 資料庫權重之最佳化分析。目標函數 $f_j(W)$ 可表示為：

$$f_j(W) = \max \left[\sum_{i=1}^m \eta_{ij}(t) \cdot W_i \right] - A_j \quad (2-1)$$

$$\min_W \|f(W)\|_2^2 = \min_W \left[\sum_{j=1}^n f_j(W)^2 \right] \quad (2-2)$$

其中 m 為資料庫中的單位海嘯數目、 n 為外海海嘯波高之測站數目、 η 為單位海嘯於 j 測站造成之水位變化(W 為其對應之權重)、 A 為測站觀測到之最大海嘯波高。

透過 STEP3 分析得到的單位海嘯資料庫權重（即地震海嘯的初始水位分布）後，以建置單位海嘯法資料庫之數值模型重新進行海嘯模擬(STEP4)，並需滿足兩個條件：條件-1-確認其誤差不超過 20%；條件-2-每個測站之海嘯波高需至少不小於 80%的目標值(PTHA 值) (STEP5)。

然而，University of Washington Working Group (2017)對提及誤差之描述有誤且不明確，內文描述誤差為絕對誤差 (absolute error)，但卻以百分比表示。因此，本研究將其調整，將波高誤差定義為取絕對值的相對誤差，並將通過門檻之條件訂為：

1. Condition-1: 所有測站的最大海嘯波高的相對誤差絕對值之平均值 $\leq 20\%$
2. Condition-2: 每個測站之最大波高皆須 $\geq 80\%$ 的最大海嘯波高值

(二)一維聚焦波逆推

為了確認逆推所用之非線性最小二乘法之正確性，在此採用一維的聚焦波進行分析。聚焦波共有 10 s 的波形，最高水位約為 5 m，最低水位約為 -4 m，如圖 2-2 中的 sub-1 和 sub-2 所示，其中 sub-1 和 sub-2 分別代表兩個不同的單位源於一測站(station #1)造成之水位變化。

本研究透過給定一最大水位值，進行一維聚焦波逆推。圖 2-3 為給定最大水位值 1.76 m 的條件下，進行逆推所得之 sub-

1 和 sub-2 之合成波形。此測試結果的最大相對誤差(Condition-2)趨近於零，而 sub-1 和 sub-2 所對應的權重值分別為 0.35 和 0.41。

然而，當測站數目及單位源的數量增加後，最大相對誤差便無法再如單一測站測試之結果一般，誤差有明顯增長的情況，如圖 2-4 所示。造成這個結果的可能原因有二：1. 仍存在一個權重分布值可得到誤差趨近於零的結果，即程式所得之結果僅為局部最佳解。2. 此處所採用之各站的最大水位和單位源造成之水位變化皆是人為給定，並不存在能滿足所有條件的解，即程式所得之結果已為此條件的最佳解。無論是上述何種情況，透過這兩個簡單的測試，可確認本文建立之程式可進行逆推計算。

(三)二維情境海嘯逆推

為確認逆推方法用於單位源海嘯資料庫的適用性，故在此考量一已知情境海嘯，透過已知的權重進行分析，確認計算結果的誤差。

與上一節的一維聚焦波逆推差異較大的地方在於單位海嘯法資料庫，在此採用之單位海嘯法資料庫為 110 年計畫建置的馬尼拉海溝於屏東外海水深 50 m 數值資料，共有 484 組單位海嘯源。由於單位海嘯源的數目相對於近岸 50 m 水深之觀測站的數目大很多，故透過最小二乘反演法所得之權重值在理論上有無限多個可能解，因此初始猜測值對於所得之海嘯初始水位分布結果的影響較大。

本研究考慮吳忤任 (2011)提出之馬尼拉隱沒帶 T02 情境進行方法測試，並探討初始猜測值和測站數目對結果之影響。權重的初始猜測值是採用 110 年計畫之馬尼拉隱沒帶的邏輯樹情境，藉此使權重在空間上的分布型態能較為符合地震海嘯的初始水位空間分布。

本研究採用屏東周圍海域 50 m 水深的 12 個數值觀測站進行逆推分析，其位置如圖 2-5 所示。圖 2-6 是以 8 種不同的權重初始猜測值所得之海嘯初始水位分布，結果顯示不同初始權重值經過逆推法計算所得之結果皆無法重現原本 T02 情境的水位分布。由於採用已知之情境，故可透過計算權重的均方根誤差(root-mean-square-error, RMSE)瞭解此八種結果與 T02 之間的差異。從圖 2-7 的 RMSE 之分析可知，Wini-6、Wini-7 和 Wini-8 的權重分布結果與 T02 差異較大。

接著，依據圖 2-1 的 STEP4 以 FUNWAVE-TVD 進行與單位海嘯法(UTM)資料庫建置相同的網格及模型配置，針對此 8 個不同初始猜測值所得之地震海嘯初始水位分布進行重新的模擬計算。以 FUNWAVE-TVD 重新模擬計算所得之 12 測站的最大海嘯波高進行 STEP5 所述之逆推門檻條件分析，如圖 2-9 所示，其中 Passing rate = 滿足 Condition-2 的測站數/總測站數。

圖 2-9 顯示以 FUNWAVE-TVD 計算所得之結果皆通過 Condition-1，然而，Wini-2 和 Wini-3 皆未能通過 Condition-2。因此，此處通過逆推之情境條件共有 6 個。值得注意的是，在

這 6 個情境中，Wini-1、Wini-4 和 Wini-5 較接近 T02 的水位分布(圖 2-7)，而 Wini-6、Wini-7 和 Wini-8 差異則較大。這 6 組情境是否接會造成相似的近岸溢淹則有待進一步的研究分析。



圖 2-1 地震型海嘯源逆推方法 (University of Washington Working Group, 2017)

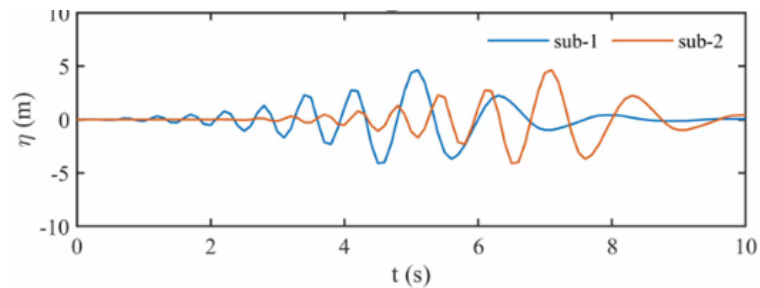


圖 2-2 2 種單位源於一個觀測位置的水位變化

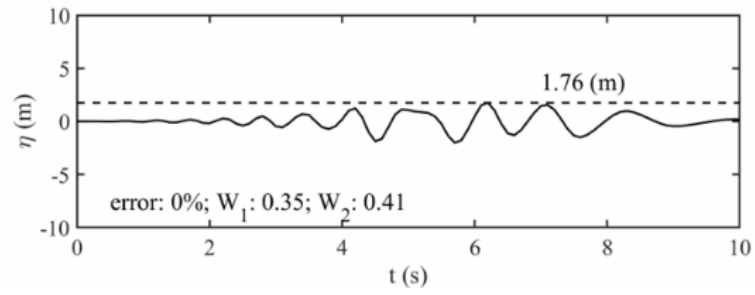


圖 2-3 一維聚焦波逆推計算結果

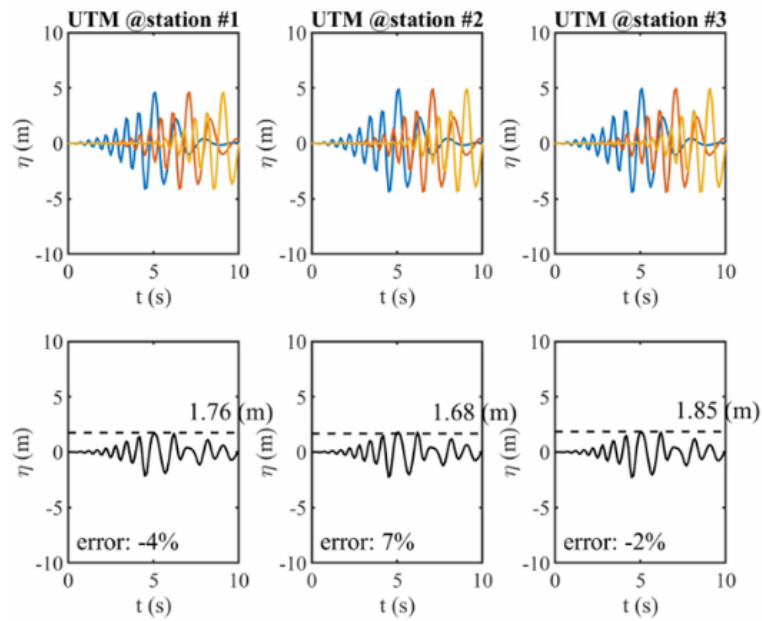


圖 2-4 3 種單位源於三個觀測位置的水位變化及逆推計算



圖 2-5 12 個位於屏東周圍海域 50 m 水深之數值觀測站

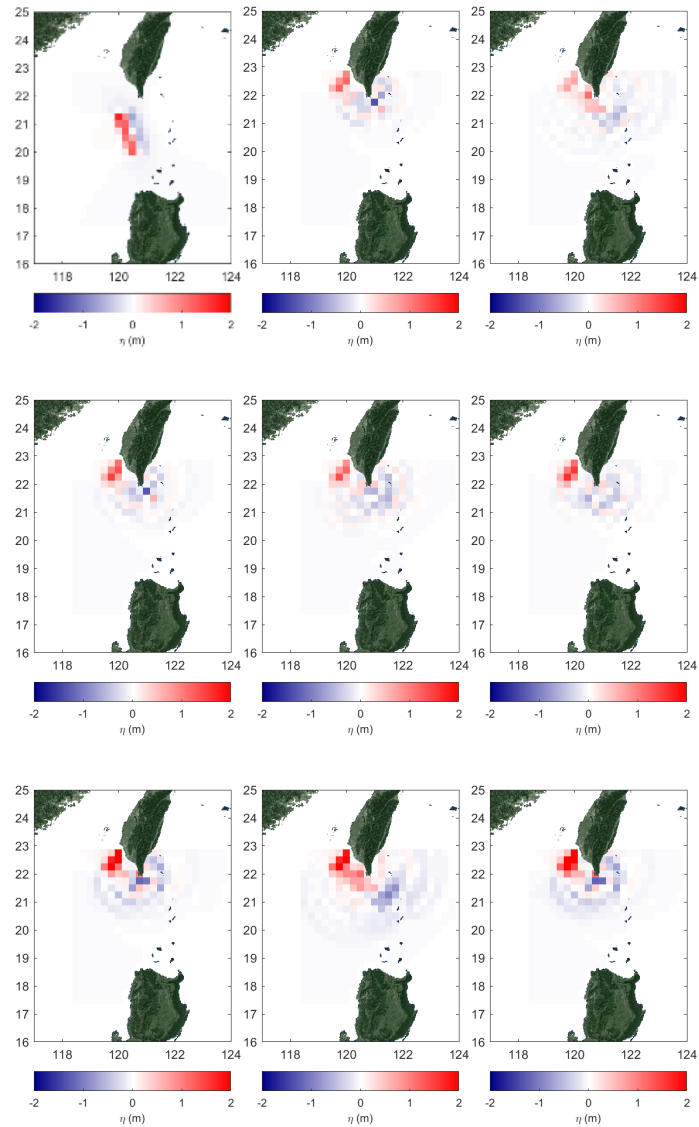


圖 2-6 8 種初始權重猜測值搭配 12 個測站之初始水位分布計算結果（左上第一個圖為 T02 於單位海嘯法資料庫的水位分布）

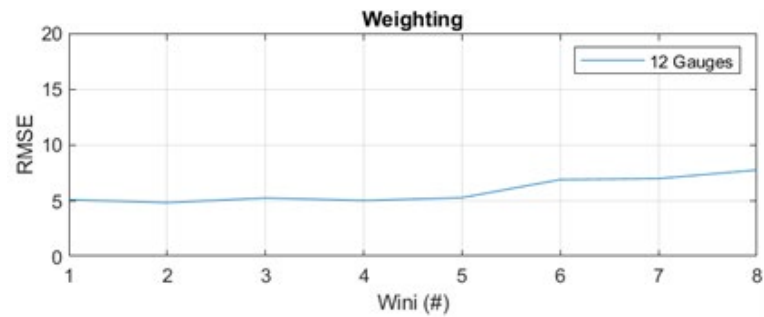


圖 2-7 8 種不同初始權重猜測值的 RMSE 結果

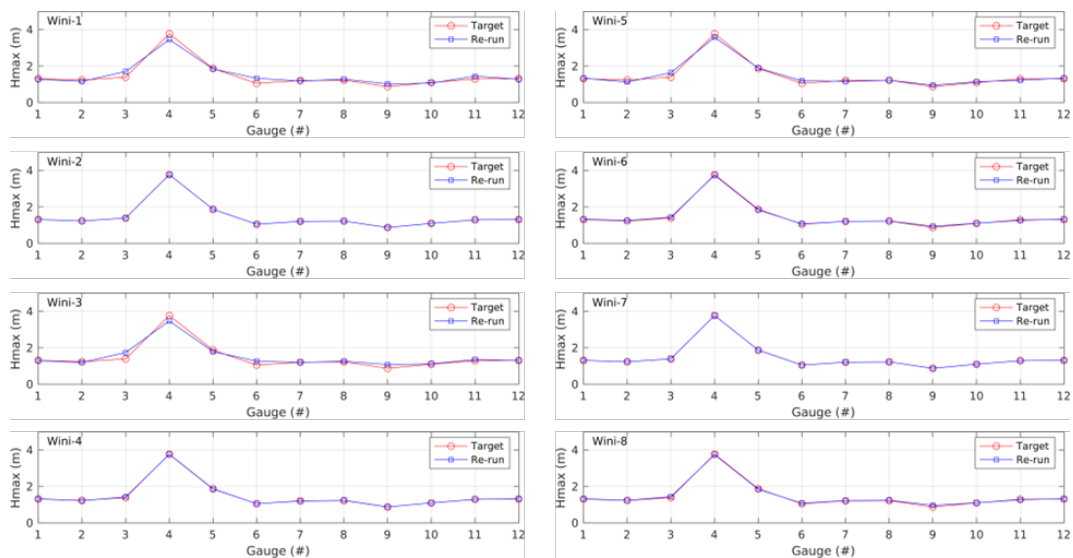


圖 2-8 8 種初始權重猜測值以 FUWAVE-TVD 重新模擬(Re-run)與目標值(Target)的最大海嘯波高(Hmax)於不同測站之比對結果

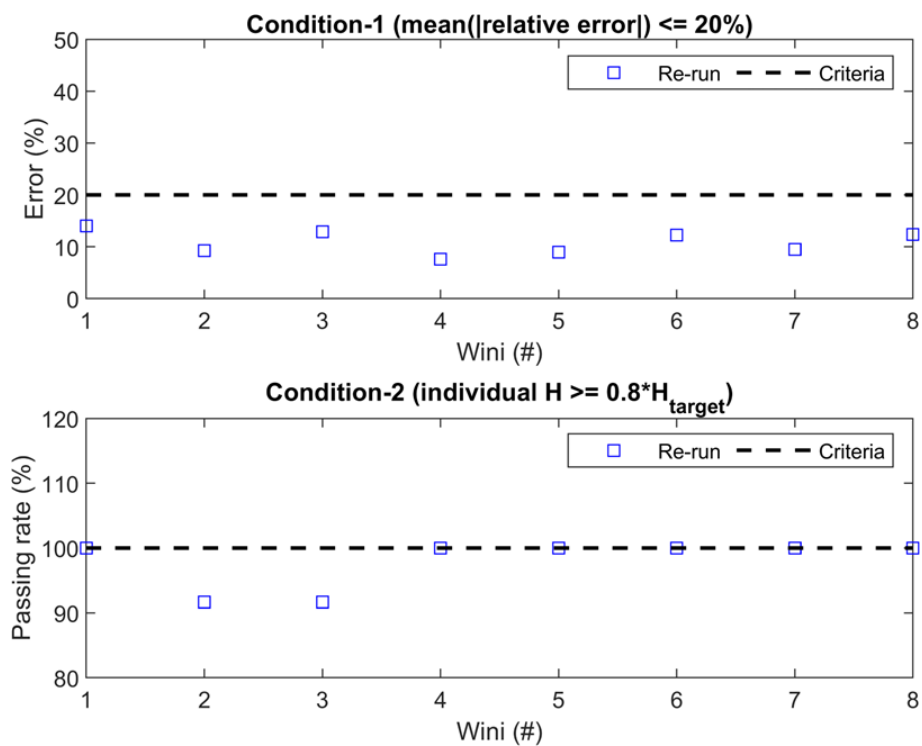


圖 2-9 8 種初始權重猜測值於逆推門檻條件之分析

三、PWR 電廠近岸廠區的地震型機率式海嘯危害度分析

本節以 PWR 電廠為例，進行 PSHA SSHAC-3 SSC 隱沒帶邏輯樹應用於 PTHA 之建置分析成果。首先，將先對單位海嘯法計算所需之劃分的解析度進行研析，接著再針對馬尼拉和琉球隱沒帶之分析結果進行說明。

(一)PSHA SSHAC-3 斷層震源之 PTHA 模擬分析

延續 110 年 PSHA SSHAC-3 斷層震源的 PTHA 可用性分析結果，本研究進行 6 個主要斷層和 11 個其他斷層，共計 17 個斷層震源的海嘯模擬。

模擬結果顯示靠近 PWR 電廠的 2 個南部主要斷層和 4 個其他斷層於 PWR 電廠外海 50 m 水深處的最大海嘯波高有 0-3 m 不等的高度，其餘斷層震源則幾乎無造成外海 50 m 水深處的水位變化。

將有造成 PWR 電廠外海 50 m 處水位變化的模擬結果帶入 PTHA 機率模型分析後，可得海嘯危害度曲線，如圖 3-1 和圖 3-2。可以發現海嘯危害度較大之斷層震源為恆春斷層系統，然而其餘 10,000 年超越機率條件下的波高僅有 4 m 左右，可見其危害度相較於馬尼拉隱沒帶震源小(110 年計畫計算之結果為 6.1 m)，而較琉球隱沒帶震源要大(110 年計畫計算之結果為 3.5 m)。

從本年度斷層震源 PTHA 模擬分析之結果可知，斷層震源相較於隱沒帶震源僅能造成鄰近區域的海嘯波傳（位於北部的主要斷層和其他斷層震源對於 PWR 電廠的海嘯危害度相當

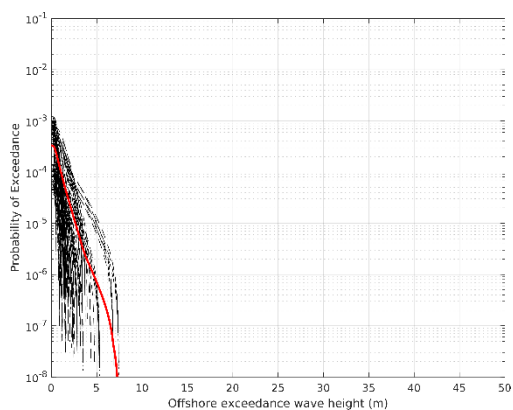
小)，然而鄰近的斷層震源相比遠處之隱沒帶震源對於廠區有更大的海嘯危害度，因此應需對於廠區附近的斷層震源進行 PTHA 之考量。

(二)PWR 電廠廠區 PSHA SSAHC-3 馬尼拉隱沒帶震源逆推分析

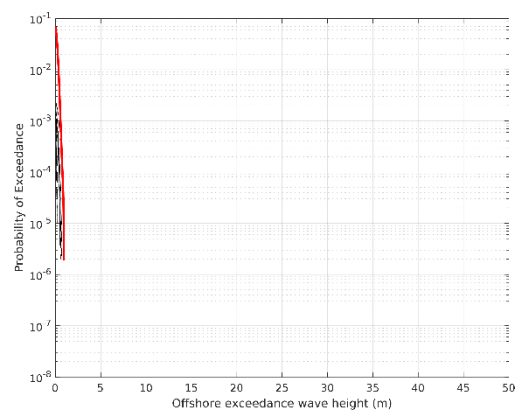
延續 110 年計畫研究之成果，本研究將 PSHA SSAHC-3 馬尼拉隱沒帶於 10,000 年超越機率的外海海嘯波高進行海嘯源逆推分析，在此採用 PSHA SSAHC-3 馬尼拉隱沒帶邏輯樹中的 90 個海嘯情境作為海嘯源逆推的初始權重猜測值，在將其分別以非線性最小二乘法逆推並以 FUNWAVE-TVD 進行重新模擬後，所得之逆推門檻值分析結果如圖 3-3 所示。

在 Condition-1 中，僅有 1 組達到門檻值之條件，其編號為 Wini-45，然而 Wini-45 僅有約 60%位置的海嘯波高達到 80% 的 PTHA 值，故未通過 Condition-2。圖 3-4 為 Wini-45 於 12 個觀測站的最大海嘯波高比對結果，顯示 Wini-45 所得之結果整體較小。因此，本研究試以放大整體初始水位的方式進行調整，測試結果發現將 Wini-45 的權重值乘以 1.3 倍時，可同時滿足兩個門檻值條件，如圖 3-5 所示。圖 3-6 的最大海嘯波高比對結果顯示於最靠近 PWR 電廠外海水深 50 m 的觀測站 (Gauge-4)之結果與 PTHA 值十分接近，且整體的趨勢類似。然而，仍可發現到 Gauge-9 和 Gauge-10 有較大的誤差。雖然逆推之結果仍與 PTHA 值有所不同，但其仍滿足了逆推所訂定之門檻，故可作為 10,000 年超越機率的 PWR 電廠廠區海嘯危害度分析所需之海嘯源設定。

圖 3-7 所標註之範圍為本研究以 PWR 電廠廠區為研析標的所關注之重點溢淹分析區域 (region of interest, ROI)，圖 3-8 為使用 FUNWAVE-TVD 進行巢狀網格模擬之結果，溢淹所佔之面積約為 5%。此 10,000 年超越機率情境之分析結果顯示本研究成功進行 PTHA 的地震型海嘯源逆推之方法建置，並完成廠區之海嘯危害度計算。然而，需注意到由於逆推所得之結果可能存在其他不同之情境，不同之海嘯源逆推結果是否可得到相似之廠區危害度分析結果仍是需要進一步研究釐清的部分。

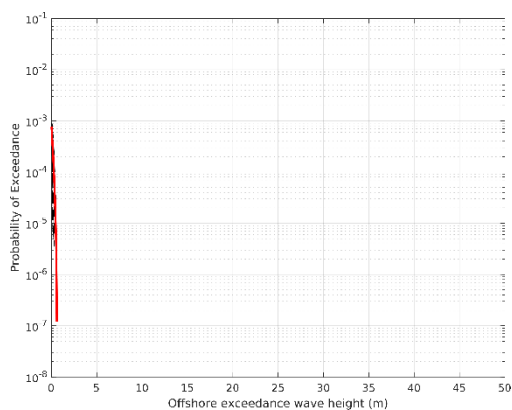


(a) 恆春斷層系統

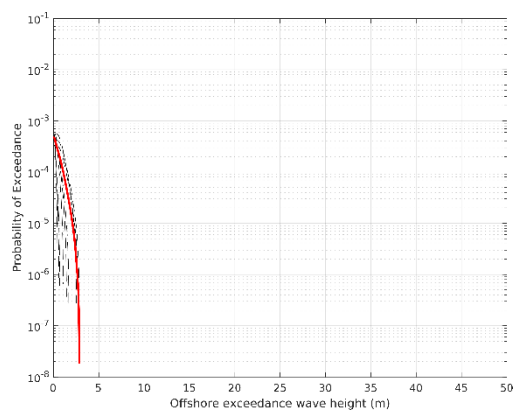


(B) 西恆春外海構造

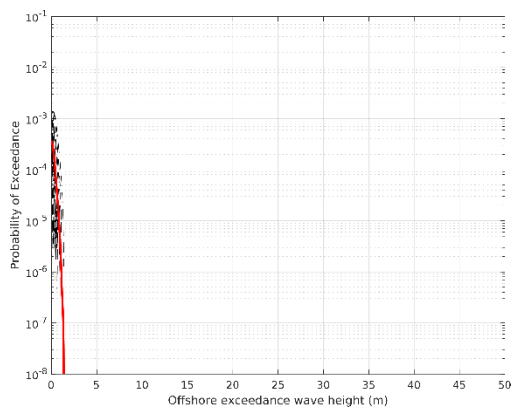
圖 3-1 主要斷層震源的海嘯危害度曲線



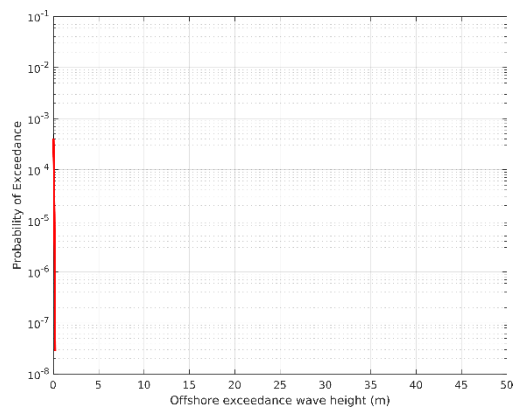
(a) 呂宋走滑斷層



(b) 北呂宋逆衝斷層



(c) 馬尼拉分支斷層



(d) 東恆春海域斷層

圖 3-2 其他斷層震源的海嘯危害度曲線

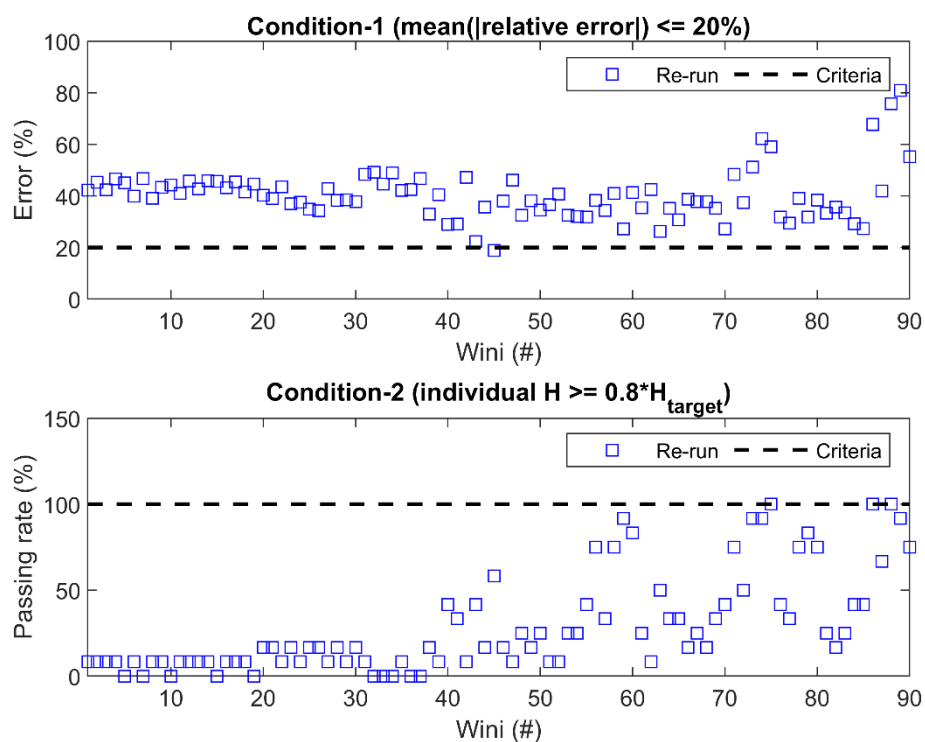


圖 3-3 以 90 種不同的初始權重猜測值進行之海嘯源逆推分析

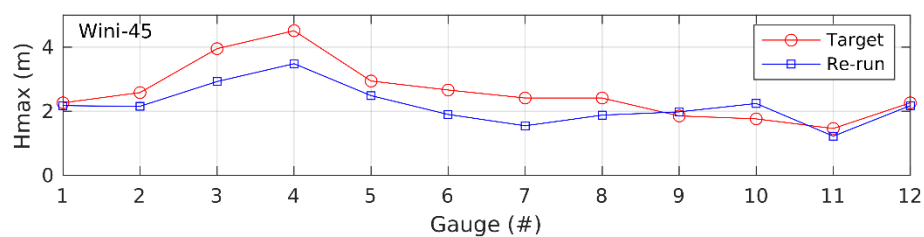


圖 3-4 以初始權重猜測值 Wini-45 進行重新模擬(Re-run)與目標值 (Target，即 10,000 年超越機率之 PTHA 值)於 12 個數值觀測站的海嘯最大波高(Hmax)之比對結果

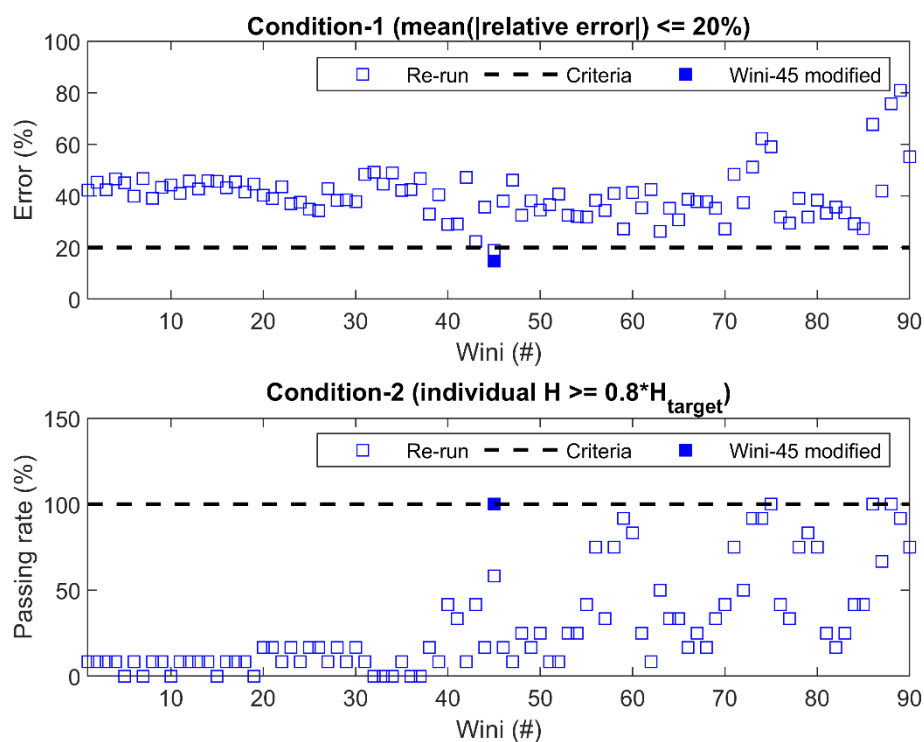


圖 3-5 將 Wini-45 進行調整後的海嘯源逆推分析結果

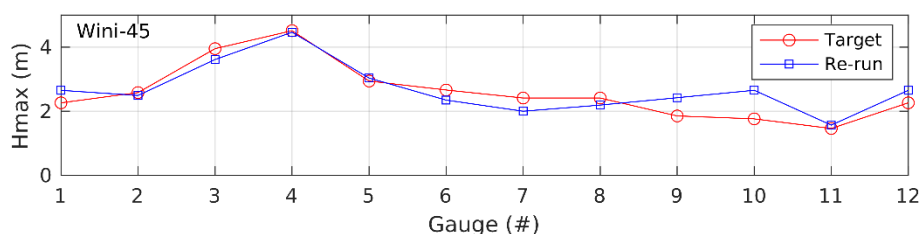


圖 3-6 以調整後的初始權重猜測值 Wini-45 modified 進行重新模擬(Re-run)與目標值(Target，即 10,000 年超越機率之 PTHA 值)於 12 個數值觀測站的海嘯最大波高(Hmax)之比對結果



圖 3-7 本研究所劃定之溢淹分析區域 (region of interest, ROI)

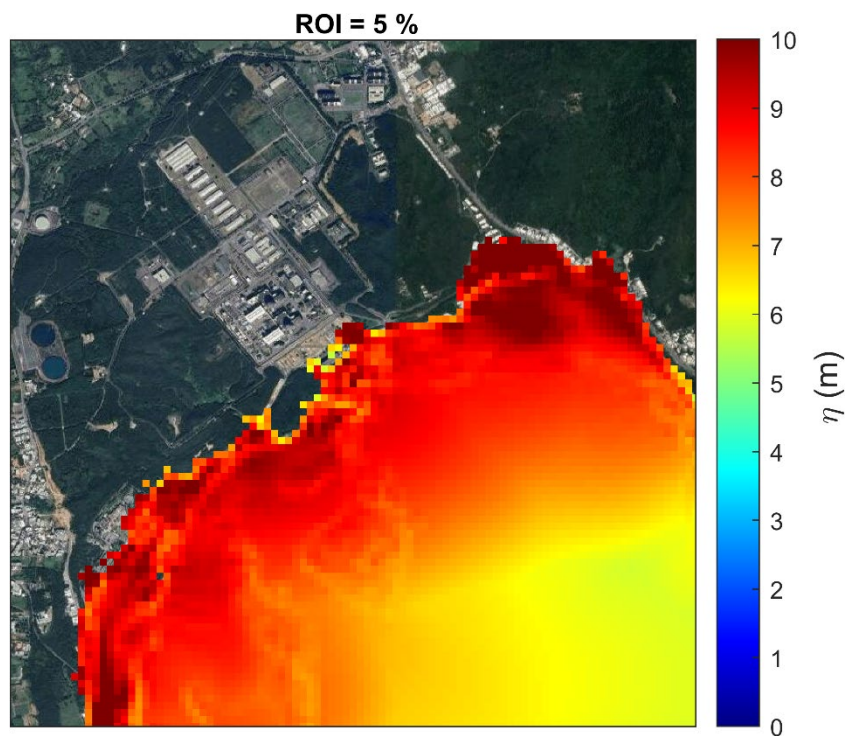


圖 3-8 PSHA SSHAC-3 馬尼拉隱沒帶於 PWR 電廠廠區的 10,000
年超越機率之海嘯危害度

四、LPTHA 之邏輯樹分析架構介紹

US-NRC 相關報告基本上均以美國沿岸的核電廠為標的進行研討，是以對主管機關而言較具參考價值，本研究當以其相關報告為主，輔以相關學術期刊論文，以研擬針對台灣海岸可行之評估方式。US-NRC 自 2004 年蘇門答臘海嘯事件(2004 Sumatra tsunami)發生後，開啟一系列海嘯對沿岸核電廠影響之研究，包含確定性模擬(deterministic approach)及機率式分析(probabilistic approach)；前者主要係以事件情境為依歸進行數值模擬，後者則是透過大量的數值模擬或經驗公式演算，分析眾多對海嘯生成有關的因子進行研析，進行海嘯的風險評估，而這也是本研究關注的重點。

然而，如第一章所述，海底山崩型海嘯機率模型的建立尚未有一致的做法。NUREG-CR7223 (2016)的報告中，僅列舉分類海底山崩海嘯的邏輯樹，其包含了海底山崩型 PTHA 之初步架構，而該架構的首要條件是建立山崩體積與重現期(或年超越機率)之關係，再將不同物理機制之海底山崩型海嘯進行分類，並認為應將各類之不確定因子機率化後再結合，以組建各類型海底山崩之發生可能性，最終將所有結果綜整，以建立海嘯最大波高之機率模型，詳細流程如圖 4-1 所示。

然而，相對於地震型海嘯，海底山崩型海嘯發生機率或較低，重現期資訊不容易確定，且用於評估海底山崩型海嘯之 PTHA 有過多不確定因子需要考量，乃至 US-NRC 亦未提出該架構具體之實踐方法。在山崩體積與重現期關係方面，其需透過嚴謹的地

質鑽探報告以得知，然這也是目前台灣相關研究所缺乏的部分。在 110 年度的研究報告中，參考 Lane et al. (2016)，其以庫克海峽為例，建立山崩體積與重現期關係，藉此仿造海底山崩型海嘯之 PTHA (以下簡稱 LPTHA)分析方式。本年度計畫同樣將以此作為重現期評估之基礎，並參考相關文獻以蒙地卡羅模擬 (Monte Carlo Simulation) [e.g., Grilli et al. (2009); Pampell-Manis et al. (2016); Iorio et al. (2021)]的評估方式，考量認知不確定性因素之影響。

(一)建立機率模型

如前所述，機率模型建置需考慮促使海底山崩發生之不確定因子，惟崩移體積乃海底山崩型海嘯之關鍵所在，其將直接決定其所引致之海嘯大小，因此 LPTHA 係以體積機率模型為主(如圖 4-1)，該機率模型稱為崩移體積與崩移事件重現期之關係 (Magnitude-Frequency Distribution, MFD)。由於機率模型與不同研究區域之地形、地質以及歷史事件有高度相關性，惟建置台灣本島沿海之海底山崩機率模型非為現階段之研究標的，本研究主要目的係建立 LPTHA 之架構與分析流程，並未對 MFD 關係之建置進行嚴謹之探論。

根據 110 年度之 LPTHA 建立方法，MFD 係採用 Lane et al. (2016)之作法，其利用紐西蘭南北島中間的庫克海峽海底峽谷 (Cook Strait Canyon)之既有地形資料，以統計方式歸納出經驗之 MFD，建立崩塌機率模型，如下式：

$$P(v > V) = \frac{3.28V^{-1.53}}{15,000} \quad (4-1)$$

其中， V 代表特定大小之體積， P 即是超過該特定體積之崩移發生機率。此外，體積與海嘯波高之關係式則透過數值模擬決定，並透過下式進行擬和：

$$V(x, y, \eta) = \left(\frac{\eta}{10^{b(x, y)}} \right)^{1/m(x, y)} \quad (4-2)$$

其中， x 代表發生源經緯度座標， y 代表接收點經緯度座標， V 為崩移體積， η 為波高， $m(x, y)$ 及 $b(x, y)$ 即是需透過迴歸而得出之參數。透過式(4-1)及(4-2)即可得海嘯波高之機率模型。

然而，在 110 年度的做法，參考 Lane et al. (2016)，僅一味地考慮投影之崩移體積的變化，並未仔細地思量在物理上左右者山崩海嘯之關係。如圖 4-1 所述，這些因子尚包含(a)崩移體深度（即崩移位置之水深）、(b)崩移體長度、(c)崩移體厚度、(d)崩移體之密度及(e)崩移體所處之海底地形坡度。此外，因多數山崩模型均基於經驗公式事先給定崩移體之移動速度（取決於數值模式之使用，若使用多相流模式，崩移體滑移速度則可透過顆粒流理論進行演算），Lo and Liu (2021)認為崩移體之滑移速度與加速度亦應在不確定性的分析流程中考慮。因此，簡化的分析或將引致不恰當的評估，亦可能會嚴重影響海嘯計算之結果，並左右分析結論。

除此之外，因台灣周遭海域潮流及漂砂問題複雜，未來在

建立 LPTHA 模型可廣泛地考慮(a)研究區域之地質與地形；(b)研究區域之歷史事件，此係因台灣過往海嘯歷史事件記載十分有限，加上海域地質調查或因國防考量，相關量測數據不易取得，此將使得推估崩移體積之重現期關係變得遙不可及；(c)研究區域之潮汐與海流狀態，此係因研究區域中之潮汐，海流有可能提供外在作用力，以帶動塊體移動，抑或者是海流導致土體堆積，形成可能發生崩塌之土體；(d)研究區域之漂沙情形及海底地形變遷，此源於台灣附近海域之漂沙及地形變遷之作用頻繁，海底地形之多變性以可能增強或削弱海底崩塌之強度，其相關程度雖需透過進一步研究，惟應視其為可能之變因。

(二)認知不確定性分析

認知不確定性或稱邏輯樹分析係廣泛地考量可能左右山崩型海嘯生成之因素，如前所述五種左右崩移體滑移之參數。然而，這些參數目前在文獻上尚未有如同地震型海嘯般建立之權重因子，故如何決定哪些因子是重要的及哪些因子或許相對影響較小，仍無法得知。在既有文獻中，多數則是透過大量數值模擬，以蒙地卡羅模擬的方式來評估影響山崩之參數，如 Grilli et al. (2009)、Pampell-Manis et al. (2016)及 Iorio et al. (2021)等。而這些文章中蒙地卡羅模擬的概念相近，主要係評估地點及估算海嘯波高的方法不同，故本研究主要係以 Grilli et al. (2009)為例進行介紹。

在 Grilli et al. (2009)的研究中，其以美國東北岸為例，進行山崩型海嘯潛勢分析，首先假設海底山崩均為地震所引致，

並考慮五種可能左右崩移體滑動之物理參數進行分析，如圖 4-2 所示。

圖 4-2 進一步顯示，若要決定資料選取的範圍，需透過歷史資料統計出平均值及建立標準差，再透過常態分佈或對數常態分布建立這些參數的分布範圍。在假設此五種參數各自獨立的條件及相對應的分布曲線，進行隨機的參數選取，作為模擬海底山崩海嘯之條件，此即蒙地卡羅模擬的機率式參數選定方法。值得注意的是，不同參數或使用不同的分布曲線，此部分多數係依據與歷史事件對比之結果，故此與區域特性有關，如 Grilli et al. (2009)以美國東北岸為例，該論文與 Pampell-Manis et al. (2016)以墨西哥灣北岸為例所考量的蒙地卡羅模擬參數相同，但其所使用的參數分布曲線則不全然相同。再者，崩塌型態將影響海嘯之生成及其於近岸之波高，為此 Grilli et al. (2009)廣泛地將平移式(translational)及滾動式(rotational)崩塌一併納入探討。

透過蒙地卡羅模擬，即可生成許多模擬條件，由於透過隨機函數選取，故隱含著機率式分析的精神。而這些大量的條件，在進行數值模擬(或經驗公式演算)前，則需進行邊坡穩定性分析，據此判斷在何種條件下，崩移體將受地震影響而位移，又或者哪些條件根本無法撼動崩移體，如此將可將之捨去，避免後續海嘯生成及溯升的繁複演算。具體判斷邊坡穩定之流程如圖 4-3 所示，其主要的根據是地震引致之水平地表加速度(peak horizontal ground acceleration, PHA)。透過蒐集地質資料，建立

PHA 與年超越機率之關係(P_{PHA})，據此分析前述透過蒙地卡羅模擬生成大量模擬條件，決定能驅動崩移體滑移之臨界 PHA 值。同時，所選取斷面所處之底質條件亦為重要之參考資料，其左右者崩移體破壞型態，如圖 4-4 所式。藉由邊坡穩定分析，汰除不需要進行海嘯演算的條件後，剩餘條件再進行海嘯生成演算，並以 2cm 為臨界值，判斷海嘯是否發生，接著再進行溯升演算。

係因山崩型海嘯均假設為地震所引致，故可透過下式估算山崩型海嘯之年超越機率：

$$P_{SMF} = P_{PHA}P_f \quad (4-3)$$

其中， P_{SMF} 為山崩型海嘯之年超越機率， P_f 則是在選定的 P_{PHA} 重現期距下，所有透過蒙地卡羅模擬生成之條件(N)中，會發生海嘯組數(n)的比例，即 $P_f = n/N$ 。

然而，使用 Grilli et al. (2009)所提出之蒙地卡羅模擬方法，究竟需要多少組數才足以進行機率式山崩型海嘯分析？Grilli et al. (2009)以統計概念提出下式：

$$P_{max} = \frac{1}{N \times CoV^2 + 1} \quad (4-4)$$

其中， P_{max} 為模型中所能評估之年超越機率(最大重現期距)、 N 為模擬總數、 CoV 為變異係數 (一般取 10% 為代表)。舉例來說，Grilli et al. (2009)的總模擬條件為 $N = 675,000$ ，故

$P_{max} \approx 0.000148$ ，而最大重現期距為 $\lambda = 1/P_{max} \approx 6,750$ (year)；Pampell-Manis et al. (2016) 的總模擬條件為 $N = 1,000,000$ ，故 $P_{max} \sim 0.00001$ ，而最大重現期距為 $\lambda = 1/P_{max} \sim 10,000$ (year)。

Grilli et al. (2009) 以 500 年重現期距進行示範案例分析，意即 $P_{PHA} = 1/500 = 0.002$ 。在此條件下，共有 104,637 組條件會驅動山崩型海嘯，意即 $P_f = 104,637/675,000 = 0.15501$ ，則 $P_{SMF} = P_{PHA}P_f = 0.002 \times 0.15501 \approx 0.0003$ ，故 $\lambda = 1/P_{SMF} \approx 3,350$ (year)。根據式(4-4)及 Grilli et al. (2009) 的計算組數與 $P_{PHA} = 1/500$ 之結果， $P_{SMF} (\approx 0.0003) > P_{max} (\approx 0.000148)$ ，顯示分析結果收斂，無超過模型中所能評估之年超越機率。此外，對工程設計而言，海嘯於近岸區之波高(如以溯升高為例)或許才是最受關注的因子，以此例而言，並非所有 104,637 組會驅動山崩型海嘯的條件傳遞到近岸時均會有顯著的溯升高 (與海嘯生成波高相同，溯升高亦以 2 公分作為門檻值)。根據 Grilli et al. (2009) 的結果，在 $P_{PHA} = 1/500$ 的條件下，會發生顯著溯升的條件有 $M = 5963$ 組。然而，在如此重現期距下要如何在 5963 組中，選取具代表性之溯升高亦為重點之一。若選取最大者，或許過為保守，按此進行工程設計或將造成建設經費暴漲。為此，Grilli et al. (2009) 首先將 5963 的溯升高數據庫按降序排列，並定義設計溯升高以進行溯升高之選取：

$$x = \frac{P_x}{P_{SMF}} m \quad (4-5)$$

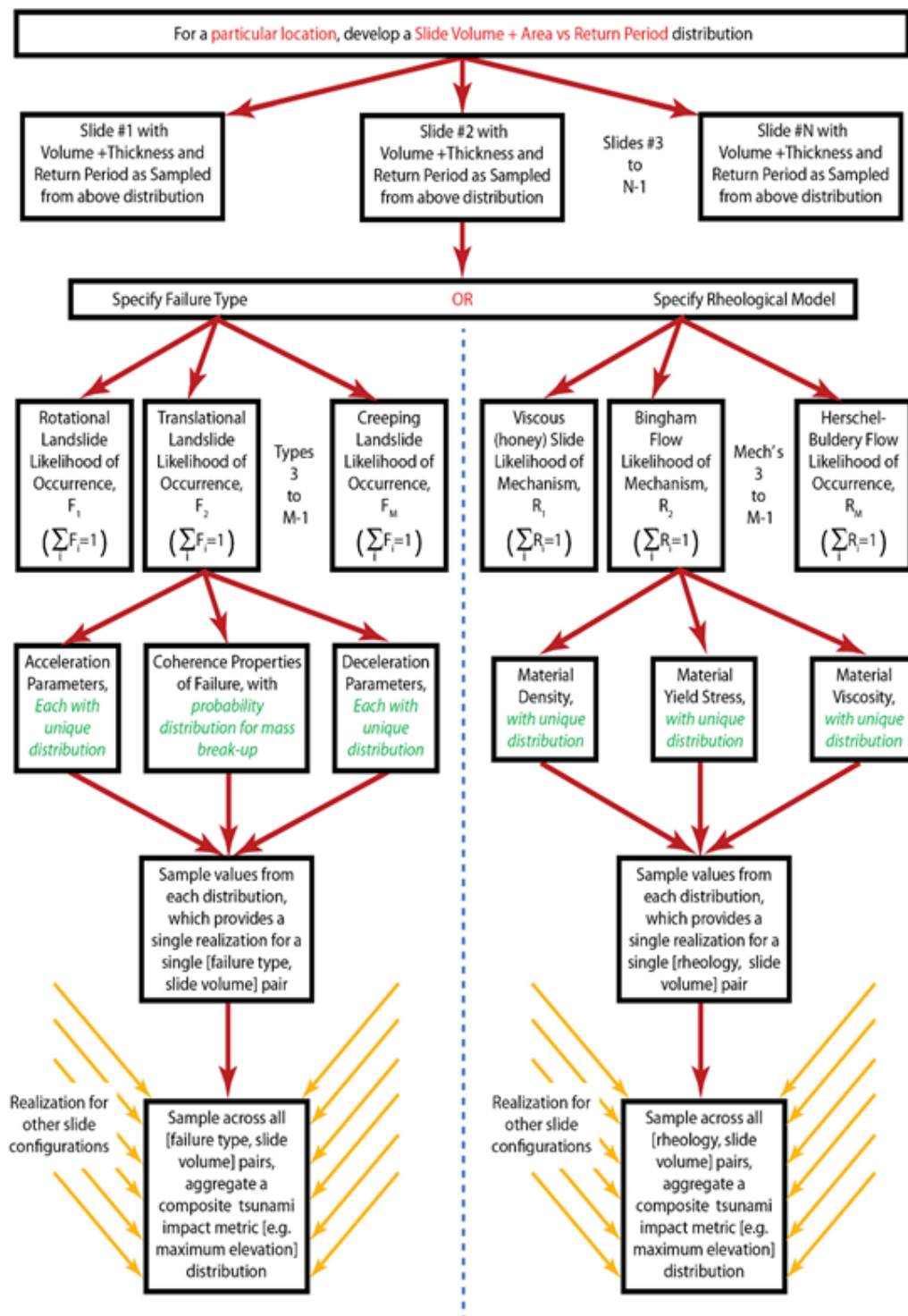
其中， P_x 為年超越機率(e.g., 1%)， m 以 $m = 0.01M$ 估算之(代表前 1% 之數據)， x 代表第 x 個降序排列的溯升高資料庫。舉例來說，若考量 3,350 年重現期的溯升事件，即 $P_x = P_{SMF} = 0.03\%$ ，故 $x = \frac{P_x}{P_{SMF}} m = \frac{0.03\%}{0.03\%} 0.01(5963) \approx 60$ ，接者據此選取第 60 個溯升高(如圖 4-5)，即可得 11.12 公尺溯升高。若考量 500 年重現期的溯升事件，即 $P_x = 0.2\%$ ，故 $x = \frac{P_x}{P_{SMF}} m = \frac{0.2\%}{0.03\%} 0.01(5963) \approx 398$ ，接者據此選取第 398 個溯升高(如圖 4-5)，即可得 3.91 公尺之設計溯升高。

值得一提的是，Grilli et al. (2009)並未使用數值模擬進行海嘯生成、傳播及溢淹的演算，其提到因所考慮的組數眾多，考量計算效率，其僅使用經驗公式進行海嘯波高及溯升之推算，在該論文中亦提到，如此做法忽略地形及複雜的近岸水動力影響，所得結果僅能參考，而其主要貢獻係提出 LPTHA 的估算方式。同樣地，Pampell-Manis et al. (2016)未進行詳盡的數值模擬，其亦僅使用經驗公式推算海嘯波高，該論文與 Grilli et al. (2009)的差異係其嘗試將五種影響山崩型海嘯生成的因子，藉由歷史實測資料進行關聯性分析，並提出更嚴謹的邊坡穩定評估方式。Iorio et al. (2021)則是以 Grilli et al. (2009)所提出的蒙地卡羅模擬進行延伸，並提出一套時變之緩坡方程式，冀期透過更有計算效率的數值模式進行實際海嘯波高及溯升推算，以更加符合實際狀況。

(三)海底山崩型海嘯波高之機率模型

根據前兩小節的文獻彙整可知，海底崩塌潛勢區域的地質資料為不可或缺的一部分，其與地震引致之水平地表加速度與年超越機率之關係(P_{PHA})密切關聯，且地質資料亦將用予建立邊坡穩定模式，用以評估哪種型態(或體積)的崩移體將會以何種型態破壞，進而生成海嘯。然而，這些資料都是目前所缺乏的(或由於國防因素而不可外流)，實不易全然且逐步地按文獻的做法建立 LPTHA 的架構與流程。抑或如 Behrens et al. (2021) 所提及，目前相關地質資料的不齊全(或不公開)，使得海底山崩型海嘯機率模型的不確定性過多，實則需仰賴更深入的基礎學術研究，方得以為之。

本研究據此考量折衷之評估方式，首先在崩移體積與重現期距的關係採用與 110 年度同樣的作法，即使用 Lane et al. (2016)的機率模型。而在模擬條件方面則引入蒙地卡羅模擬的概念考量認知不確定性：以 Li et al. (2015)之海底山崩參數作為平均值，並假設 25%標準差以產生常態/對數常態分佈曲線，再以蒙地卡羅模擬的概念，隨機選取參數(涵蓋崩移體變動長度、崩移體變動寬度、崩移體變動厚度及兩種崩移體運動型態)，以進行數值模擬。最後，根據數值模擬結果，擬合崩移體積與其引致海嘯波高之關係式，即可得崩移體積-發生頻率機率曲線，最終將可建立海底山崩型海嘯波高之機率模型。此部分將於第三節呈現數值模擬與分析結果及根據這些模擬與分析結果所建立之機率模型。



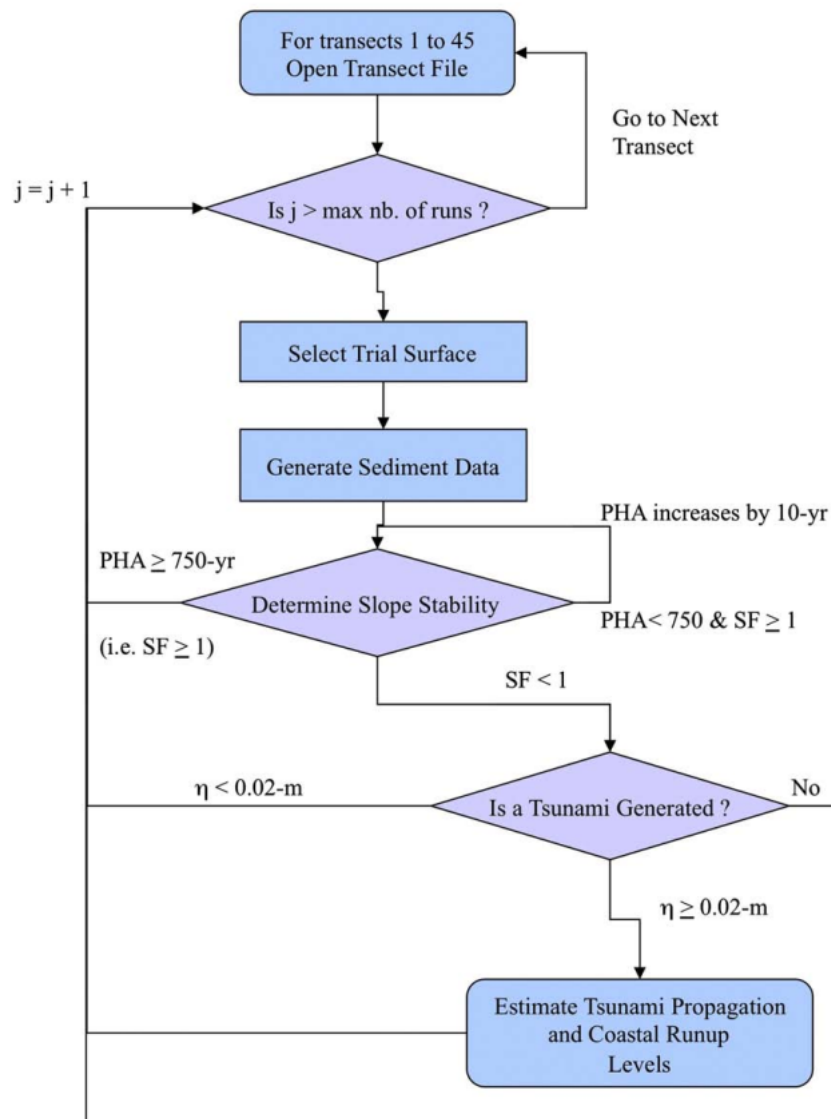
(資料來源：NUREG/CR-7223 (2016))

圖 4-1 USNRC 針對海底山崩行海嘯提出之分析架構

Parameter	Failure type	Distribution	Mean	Value	Remarks
Depth to failure d	Translational	Log-normal	1113	[mbsl]	The water depth to the upslope edge of failure is constrained to be between 120 and 2500 m below sea level.
	Rotational	Log-normal	1241	[mbsl]	
SMF length l	Translational	Log-normal	4917	[m]	The SMF length l is constrained based on the actual slope bathymetry, as no failure is assumed to occur shallower than the slope crest, or deeper than its toe. Minimum and maximum translational length are (1000, 50,000) m. Minimum and maximum rotational length are (1000, 4000) m.
	Rotational	Log-normal	2063	[m]	
SMF thickness T	Translational	Log-normal	125	[m]	The SMF thickness is obtained from a uniformly distributed thickness-to-length ratio T/l within [0.01,0.04] (translational) and [0.07,0.20] (rotational). (Watts et al., 2005a)
SMF bulk density ρ_s	Rotational	Log-normal	256	[m]	
	Translational	Normal	1.840	[g/cm ³]	Based on the finding of ODP Leg 174A, ρ_s is a function of depth to failure plus the depth to the point of interest within the SMF thickness. The average ρ_s over the SMF thickness is assumed normally distributed in the MCS model. [Due to the limited sediment data, this is the parameter with the highest degree of uncertainty.]
	Rotational	Normal	1.815	[g/cm ³]	
SMF slope angle	Translational	Log-normal	3.5	[degrees]	The SMF slope angle is calculated from the actual bathymetry along each transect, after randomly selecting the SMF depth and length. The SMF slope is found to follow a log-normal distribution. [This distribution does not include slope angles that do not produce failure.] Due to the randomly selected sediment type/properties and strength reduction factor, the mean slope angle required to initiate failure varies significantly for each failure type.
	Rotational	Log-normal	10.2	[degrees]	

(資料來源：Grilli et al. (2009))

圖 4-2 蒙地卡羅模擬中使用隨機選取參數對應之分布型態



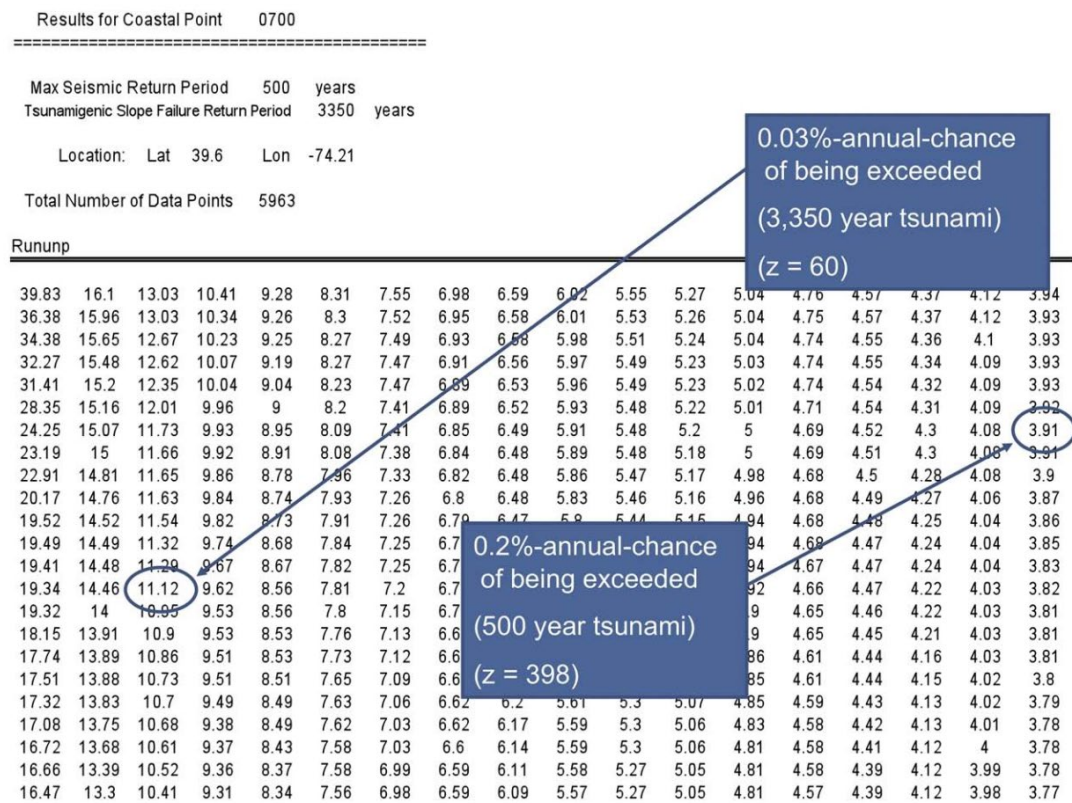
(資料來源：Grilli et al. (2009))

圖 4-3 判斷邊坡穩定之流程

USGS sediment description ^a	GIS sediment layer generalized classification ^b	Effective stress angle of internal Friction [°]	Undrained shear strength ratio [s_u / s_v']	Assumed failure type
Gravel	Gravel	40–44°	–	Translational
Sand	Sand	32–36°	–	Translational
Gravelly sand	Gravel–sand	36–40°	–	Translational
Silty sand	Clay–silt/sand (type I)	30–34°	–	Translational
Clayey sand	Clay–silt/sand (type II)	28–32°	–	Translational
Sand with silt and clay	Sand/silt/clay (type I)	28–32°	–	Translational
Silt	Sand–clay/silt (type I)	–	0.18–0.22	Rotational
Sandy silt	Sand–clay/silt (type II)	28–32°	–	Translational
Clayey silt	Sand–clay/silt (type III)	–	0.19–0.23	Rotational
Silt with sand and clay	Sand/silt/clay (type II)	–	0.17–0.21	Rotational
Clay	Clay	–	0.20–0.24	Rotational
Sandy clay	Sand–silt/clay (type I)	–	0.18–0.22	Rotational
Silty clay	Sand–silt/clay (type II)	–	0.19–0.23	Rotational
Clay with sand and silt	Sand/silt/clay (type III)	–	0.19–0.23	Rotational

(資料來源：Grilli et al. (2009))

圖 4-4 底質型態對評估崩移體破壞型態之影響



(資料來源：Grilli et al. (2009))

圖 4-5 設計溯升高選取範例

五、海底山崩剛體及流變模型之技術評析

海底山崩破壞型態多樣，如岩塊崩落或以泥石流型態(debris flow)滑動，而滑動方式則有平移式(translational)及滾動式(rotational)崩塌。根據 Grilli et al. (2009)所蒐集的現地調查資料，以其所考慮之位址，多數破壞型態為以泥石流型態運動，而滑動方式則多以平移式為主。然而，在進行 LPTHA 分析時，使用數值模擬或經驗公式演算通常考慮較簡易的崩移體破壞及滑動方式，即假設崩移體為剛體為主軸 (e.g., Grilli et al. (2009); Lane et al. (2012); Pampell-Manis et al. (2016); Iorio et al. (2021))，此係因計算效率的問題。LPTHA 所需的資料量龐大，動輒上千至上百萬組(e.g., Pampell-Manis et al. (2016))，雖目前高速運算進展快速，但仍無法在有限的時間內完成複雜的水動力演算。再者，假設崩移體為剛體的作法實為最保守之評估方式，其中又以平移式的海底山崩運動型態所呈現的結果更為保守，故以此方法進行風險評估較無安全上之疑義。是以圖 4-1 右列考慮崩移體具流變特性(rheology)的作法，在 LPTHA 的相關研究上尚無文獻可遵循。然而，發展精確且物理機制完備的崩塌模型，迄今仍屬海岸工程基礎學術研究中的研究難題之一，學者專家已發展各式各樣的數值模式以期重現複雜的崩移體引致之水動力特性，以下將針對各類型的山崩模式進行簡介。

(一)水動力模式

Kirby et al. (2022)及 Lee et al. (2022)均為近期針對模擬山崩型海嘯生成(即水動力模式與山崩模式耦合的結果)所發表的

回顧式論文(review paper)，內容均提到無論山崩模式為何，水動力模式均需考慮頻散特性(frequency dispersion)，以確切地模擬山崩型海嘯傳播過程中的短波成分。

早年模擬山崩海嘯的研究中，多以預給定崩移體的運動型特為主流，而這些資訊則是根據實驗或者少數現場資料擬合而得，此部分將於下小節敘述。在已知崩移體運動特性的條件下，則可透過水動力模式計算其因水深變化引致之水面波動，進而模擬山崩型海嘯生成、傳播及於近岸溯升與溢淹。而水動力模式的選擇則根據研究目的而有所不同，如計算效率為主要目標，緩坡方程式(mild-slope equation)雖基於線性波理論但其考量全頻散性(fully dispersive)實為快速計算的首選(e.g., Iorio et al. (2021))。

若以長波假設為主要考量，淺水波方程式(shallow-water equation)為常見的模擬工具，雖其可考慮弱非線性(weakly nonlinear)的影響，但因靜水壓的假設，頻散性無法被考慮(non-dispersive)。然文獻上許多淺水波模型則透過使用特殊的數值離散技巧，以人為的方式引入頻散特性，如 COMCOT 模式(e.g., Sepúlveda et al., 2021)。考慮非靜水壓的效應，布式模式(Boussinesq-type Equation)實為兼顧物理特性(dispersive and nonlinear effects)及計算效率，以模擬山崩型海嘯較佳的選擇之一，如 COULWAVE (Lynett and Liu, 2002)及 FUNWAVE (Shi et al., 2012)。然因在非常近岸時，短波成分(即 dispersive effect)將不顯著，亦有許多模式在遠域時使用具頻散性的模式，傳遞至

近岸時再轉換成淺水波模式，以節省計算時間 (see Lee et al., 2022)。

若以精準地模擬水動力特性為考量(如模擬紊流特性)，則可使用三維全非線性的 Navier-Stokes equation (NSE) 模式 (e.g., Liu et al., 2005)，然其計算效率可能較差。在全非線性與水深積分模式間，近期許多學者傾力發展非靜水壓模式(non-hydrostatic model)，以考量全非線性及全頻散性的效應(e.g., NHWAVE (Ma et al., 2012))，但缺點則是此類型模式的自由液面須滿足自由表面運動及動力邊界條件，意即無法模擬波浪破碎過程中波峰捲曲、噴濺等非線性自由液面變化。

現今許多的數值模式均已開源，然針對研究問題選取適當的數值模擬工具應為重中之重，若以剛體崩塌而言，且研究區域範圍較大($O(km)$)，考量計算效率問題，布式模式或為較適切的選擇。

(二)剛體模型

基於剛體假設的山崩模型即假定崩移體為不變形體，若使用以水深積分理論為主的水動力模式，如前所述，通常使用預給定的崩移體積對應之崩移速度，而崩移速度的決定則仰賴詳盡的實驗量測或少數的現場資料以迴歸得出經驗公式。根據不同的滑動型態，則將會發展出不同的經驗式，如平移式崩塌(e.g., Enet and Grilli, 2007; Watts et al., 2005)及滾動式崩塌(e.g., Grilli et al., 2015)。然而，這些崩塌經驗模型基本上純粹基於量測數據及統計迴歸方法，實則較無理論基礎。Lo and Liu (2021)

以勢能流理論為基礎，推導出不同崩移形狀之滑動速度解析解，並可提供相對應的自由液面變化及速度，可作為山崩型海嘯成生的模式，近期被使用於耦合 COMCOT 模式以模擬印尼蘇拉威西海嘯的生成及近岸區溢淹(Liu et al., 2020)。未來應可使用不同型態的經驗或理論崩塌模型，以比較並深入了解不同方法的使用，對山崩型海嘯生成之準確程度。

剛體山崩除了基於水動力模式耦合山崩模式的做法以外，亦可透過全三維 NSE 模式進行流固耦合模擬。Wu et al. (2014) 以三維大渦模式(Large Eddy Simulation, LES)處理水動力與紊流特性模擬，同時耦合 DEM (Discrete Element Method)以模擬剛體的位移甚至旋轉，此為較嚴謹地考量物理機制之數值模型。

然而，前述的水深積分模式耦合預給定的崩移體位移的作法，與實驗量測結果比較其實都能得到相當滿意的比對結果。或許這與預給定的崩移體特性即基於實驗量測結果有關，故針對實際海底山崩型海嘯的評估仍然需仰賴未來更多的現場量測資料，以利進行比較與驗證，方能確立模式的準確性並促進嶄新山崩海嘯模式的發展，畢竟考量計算的效率，水深積分模式耦合預給定的剛體崩移體滑動特性，應是以蒙地卡羅模擬進行 LPTHA 分析較可行的做法。

(三)變形體模型

多相流數值模式主要係用以描述具時變變型特性的海底山崩，然而崩移體的流動特性與研究區域所具備的地質條件息

息相關。如顆粒流(granular flow)、泥石流(debris flow)或泥流(mud flow)，其所需考慮的流變特性在理論上均不相同。再者，這類型的模式通常考慮不同密度流體的互制，較嚴謹的做法則需額外考慮擴散方程式，如此全面性的考量複雜的流體特性使得計算效率通常無法提升。

由於崩塌的沉滓通常較水來的重，因此水深積分型態模式亦可透過分層處理(e.g., Kirby, 2016)，模擬稠密流(dense flow)流動以驅動自由表面之變化，以近似山崩型海嘯之生成。又或者將海底山崩崩移體以沉滓運動模擬之，如此亦可模擬顆粒流流動的型態(e.g., Ma et al., 2013)。

以全三維 NSE 模式輔以流體體積法處理自由液面及不同密度流體之交界面，可在不同網格點為指定相對應的密度，將可變形之崩移體以稠密流體模擬之，藉由微調稠密流體的密度，此亦為用以模擬山崩型海嘯之作法(e.g., Løvholt et al., 2017)。若將底層稠密流體密度調整至與固體的密度接近，此類型之數值模式亦可用以模擬剛體型山崩之運動特性。再者，若將複雜的流變理論耦合至數值模式，Wu et al. (2020)透過修正 LES 模式的黏滯性項，將屬非牛頓流體的賓漢流體(Bingham plastic fluid)流變特性納入其中，據此模擬複雜的黏塑性流體(viscoplastic fluid)問題。此外，DEM 模型亦可耦合至三維 NSE 模式，用以模擬顆粒流型態之海底山崩型海嘯(e.g., Zhao et al., 2016)。

若要確切地描述海底山崩及其引致的海嘯，則需要考慮空

氣、水體及沉滓等三個相位，顯示使用多相流數值模式的必要性。多相流模式基本上基於三維 NSE 方程，輔以流體體積法同時求解空氣及水體相位並勾勒出水氣交界即自由液面，沉滓相位則是透過質量守恆方程式及動量守恆方程式耦合水體及沉滓的相位進行求解。以顆粒流而言，沉滓質點的反應時間與水流(或波)作用及孔隙水壓有關，此部分則需透過剪應力項及紊流模式進行修正，以考慮多相位之複雜特性。而多相流模式可以是基於尤拉座標之 RANS 模式(e.g., (e.g., Lee, 2021; Si et al., 2018)，亦可以基於粒子法進行描述，如光滑例子水動力法 (Smoothed-particle hydrodynamics, SPH) (e.g., Shi et al., 2021)。然而，由於考量之物理機制複雜，多相流模式通常需要較長之計算時間，對個別案例進行模擬或可得精確的結果，但若需進行大量案例的模擬，此法則需仰賴大量的高速運算資源，方得以為之。

六、廠區海底山崩型海嘯之數值模擬

本節係按照第二節第三點所訂定之分析流程，進行 PWR 電廠區海底山崩型海嘯 LPTHA 試算。誠如前節所述，歸因於缺乏相關地質資料，山崩體積與重現期距之關係乃借用 Lane et al. (2016)提出之機率模型進行評估，而台灣南端海域海底山崩潛勢區域則基於 Li et al. (2015)所呈現的情境條件作為分布曲線之平均值，其所呈現的三個地點如圖 6-1 所示。根據 110 年度的數值模擬結果，以 LS1 情境對 PWR 電廠區的影響較顯著，故本年度則以此條件為主，進行蒙地卡羅模擬。

(一)LPTHA 架構

1.山崩體積之機率模型

由於缺乏台灣南端沿海底床詳細之物性資料研究，本研究直接使用紐西蘭庫克海峽北端之 MFD 作為整體之機率模型(Lane et al., 2016)，該研究是以經驗式形式取代一般常用於表現自然災害發生機率之泊松分佈(Poisson distribution)。根據式(4-1)及式(4-2)，可整合並連結特定波高與其年發生機率之相關特性，使其成為危害度曲線建立之基礎，整合後之公式可參酌式 6-1：

$$P(\eta(x,y) > H) = \frac{3.28 \cdot \left[\left(\frac{\eta}{10^{b(x,y)}} \right)^{\frac{1}{m(x,y)}} \right]^{-1.53}}{15000} \quad (6-1)$$

其中，上式等號右邊之待定係數需仰賴大量的數值模擬以率

定出崩移體積與海嘯波高之關係。

根據 110 年度之研究報告，崩移體積最大重現期距的選取，其將直接地影響年超越機率的估算。因此，未來在台灣海域進行地質調查時，必須確立鄰近海底地層之崩移最大重現期距。式 6-1 雖是直接引用 Lane et al. (2016)針對紐西蘭庫克海峽之 MFD，取 15000 年作為最大重現期距。本研究亦有粗略地檢定台灣附近海域之海陸變遷過程，其中冰期之海冰約在 20000 至 10000 年前消散，至此台灣海峽逐漸形成，是以若是針對台灣為例，最大重現期距選取 15000 年進行機率式演算應尚屬合理。

2. 認知不確定性分析

海底山崩型海嘯的認知不確定性分析於此以蒙地卡羅模擬的概念進行(Grilli et al., 2009)。本研究以崩移體之長度、崩移體之寬度及崩移體之厚度為主要考量因素，進行分析並以隨機選取的方式建立數值模擬之條件，以符合蒙地卡羅模擬具機率式特性之精神。

本研究以 Li et al. (2015)針對三處台灣南端沿海海底山崩潛勢區之研究，且根據 110 年度的模擬結果取災害較顯著的案例為主(LS1, 圖 6-1)，取該情境之參數作為平均值，再假設 25%標準差，藉此建立常態/對數常態分佈曲線，相關分布曲線詳見圖 6-2 所示。

在此三個參數中，分別隨機選取 10 組條件，合計共 30 組，且每組均以兩種崩移體運動型態進行模擬[即平移式

(translational)及滾動式(rotational)崩塌，詳見下節關於海嘯波傳模式之介紹]，故本研究總共進行 60 組的 PWR 電廠近岸廠區海嘯模擬。雖根據式(4-4)，60 組的分析全然不具備代表性，然由於本研究目的主要係著重於建立 LPTHA 之分析架構及流程，故相關結果僅能作為參考，尚無法作為目標研究區域設計條件之用。

(二)海嘯波傳數值模式

1. 水動力模式

誠如第二節第一點所述，模擬海底山崩型海嘯需考慮波浪頻散特性，以模擬海嘯生成及傳播過程中之短波成分。為兼具計算效率及模擬結果之合理性，本研究擇取基於布式方程(Boussinesq-type Equation)之數值模式以進行海底山崩型海嘯之模擬。模式採用美國 Delaware 大學 Kirby et al. (1998) 所開發之波浪模式軟體，FUNWAVE-TVD (Fully Nonlinear Boussinesq Wave Model – Total Variation Diminishing)。該模式為開源程式(open source)，物理意義上乃為二維水深積分之完全非線性 Boussinesq 波浪模式，可執行平行計算以及巢狀網格計算。相較於淺水波模式，FUNWAVE-TVD 能較準確地描述海底崩塌引致之海嘯，亦為美國核電廠 (DCPP 和 Millstone) 進行水災再評估時採用之海嘯數值模式。本研究透過 FUNWAVE-TVD 模擬 LS1 之潛在海底山崩位址，如前節所述，搭配隨機選取之崩移體參數及兩種不同崩塌模式，共 60 組數值模擬，其中兩種山崩模型將於下節介紹。

與 110 年度相同，本研究使用巢狀網格以提升計算效率及空間解析度，進而足以模擬近岸區較細緻之水動力特性。如圖 6-3 所式，巢狀共分為三層，第一層涵蓋整個台灣及鄰近海域，第二層則以南部為主，而第三層即專注於廠區附近，以使用較佳之空間解析度模擬山崩型海嘯之溢淹過程與溢淹範圍。

2. 山崩模式

形成海嘯長波並以重力波型式傳遞前，需先生成海底山崩方能產生海嘯波。本研究於海底崩塌模型採用平移式崩塌(Watts et al., 2005)及滾動式崩塌(Grilli et al., 2015)兩種。此兩種方式均透過大量的實驗結果迴歸而得，主要係假設崩移物為橢球剛體，滿足海底崩體之運動模式，如圖 6-4 所示。平移式及滾動式的崩移體運動方程可見表 6-1。

而數值模擬計算流程，乃將前述假設情境下之崩移體參數條件代入山崩運動模型中，進行海嘯長波生成之演算，再將所產生之長波引入水動力模式(FUNWAVE-TVD)，如此即可模擬各特定情境下之台灣南端沿海各區海嘯波高。

3. 體積與波高之關係式

透過 FUNWAVE-TVD 進行海底山崩型海嘯生成、傳遞與溢淹的數值模擬，可得 60 組崩塌體積與廠區沿岸海嘯波高之關係。根據式(4-2)，利用曲線擬合法 (Curve-fitting)，給定崩移體積及海嘯波高後，以迴歸方式歸納出目標關係式中

之待定係數，並回饋至式(6-1)，以建立海嘯波高及年超越機率模型。

(三)LPTHA 分析成果

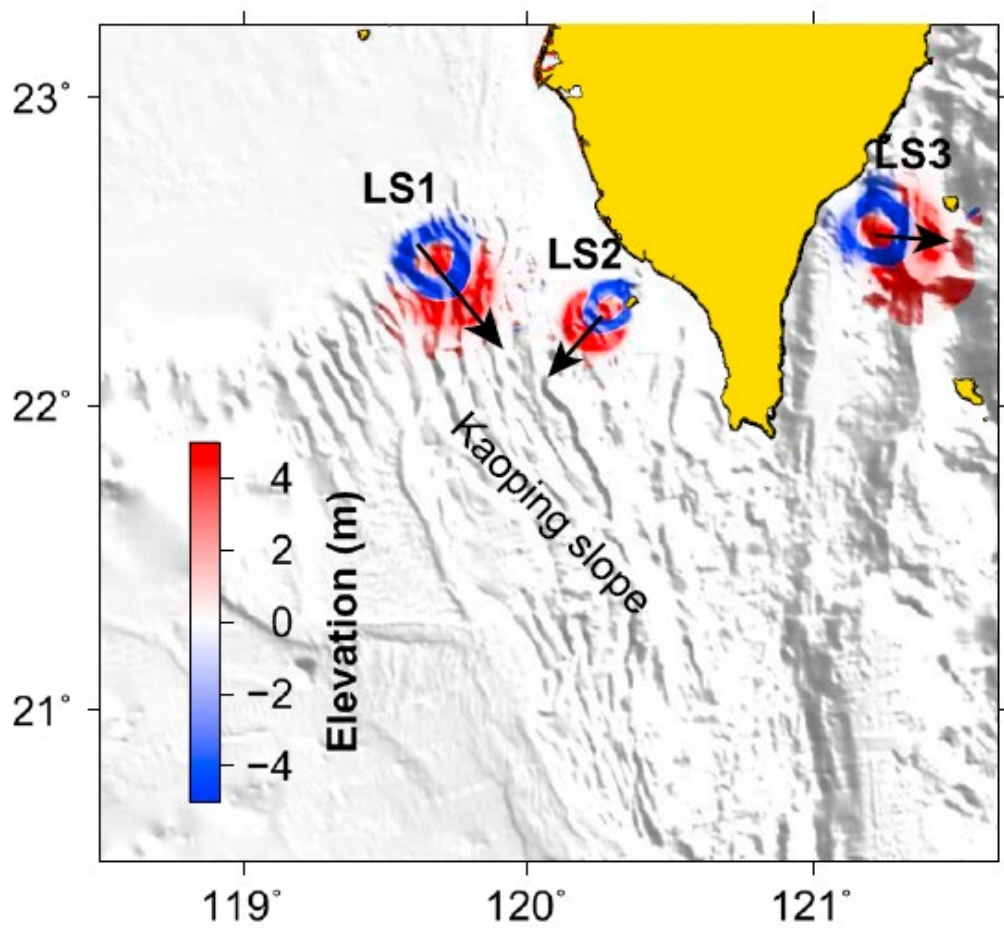
本研究以 PWR 電廠廠區為研析標的，而主管機關所關注之重點溢淹分析區域 (region of interest, ROI)，可見圖 6-5 所標註之範圍。

由於本研究針對 30 組隨機選取的海底崩移體參數均進行兩種不同崩塌移動方式(即平移式及滾動式)之模擬，若以基礎研究角度言之，相同參數但不同滑動型態所造成之溢淹特性實應進行分析。圖 6-6 呈現以此兩種崩塌方式進行數值模擬之廠區溢淹面積(ROI 範圍內)比較。圖中清楚地顯示，平移式崩塌之模擬結果均一致地較相同參數之滾動式崩塌模擬結果的溢淹面積來的大上許多，此即符合前所述，以剛體假設模擬海底山崩型海嘯屬較保守的作法，其中又以平滑式崩塌地分析結果更顯保守。

根據所有 30 組之蒙地卡羅模擬條件，圖 6-7 呈現兩種不同崩塌型態廠區最大溢淹面積之情境，而圖 6-8 則是呈現最小溢淹面積之情境。若以最大溢淹面積情境來看，平滑式崩塌的模擬結果呈現溢淹至較內陸，反之滾動式崩塌結果影響僅限於較靠近岸處。針對最小溢淹情境，相對而言，反而是滾動式崩塌溢淹模擬結果延伸至較內陸，然平滑式崩塌的模擬結果則是影響之溢淹範圍稍廣。

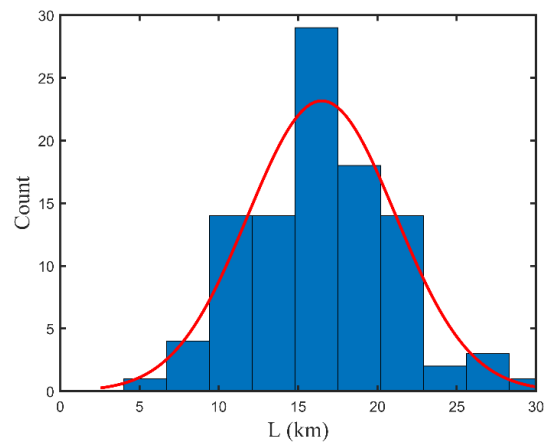
情境條件的危害度分析為本研究之重點。根據式(6-1)，透過 30 組數值模擬，以迴歸分析建立崩移物體積和不同位置的海嘯波高之關係（圖 6-9），分別建立兩種崩塌型態之海嘯波高年超越機率關係，此即可選取特定年超越機率條件下的 PWR 廠區危害度。需注意的是迴歸分析之決定係數 R-squared 可能因計算組數的關係，於陸域的結果較差，故本研究繪製之年超越機率圖採用 $R\text{-squared} \geq 0.6$ 之區域。本研究於此選定 72 年, 475 年, 975 年, 2000 年, 10000 年重現期進行危害度溢淹潛勢分析。圖 6-10 及圖 6-11 分別呈現平移式及滾動式崩塌之五種重現期距之溢淹潛勢圖。以直覺的角度來看，重現期距越大，溢淹範圍顯得越廣，且百年左右的重現期距即對廠區造成影響。

然而，本研究必須再次強調，於此使用之海底山崩崩移體積與重現期距之關係乃借用前人針對他處所建立之，後續須針對台灣相關具山崩型海嘯潛在位址進行詳盡之地質調查，方能據此建立相關機率模型，再以蒙地卡羅模擬的方式進行認知不確定性分析，如此方能以嚴謹的角度提供主管機關作為設計條件之參考依據。

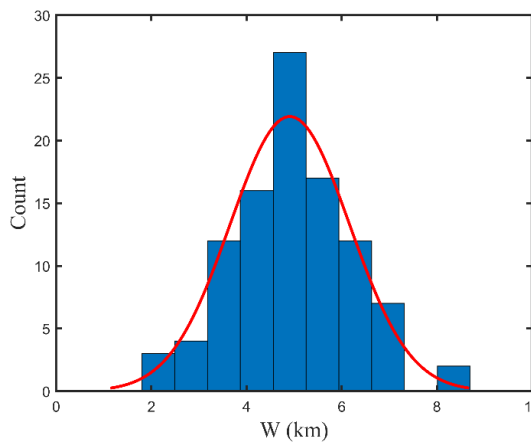


(資料來源：Li et al. (2015))

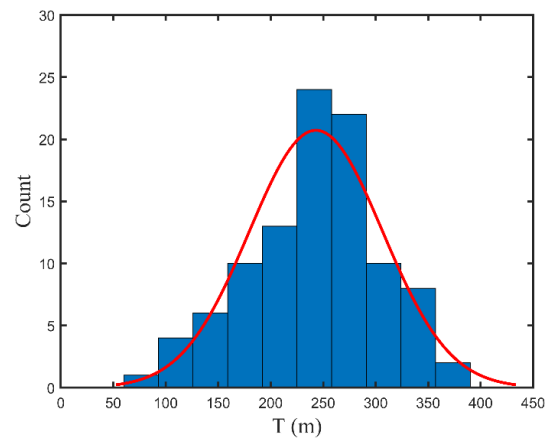
圖 6-1 台灣南端海域之海底山崩潛勢區位置示意圖



(a)

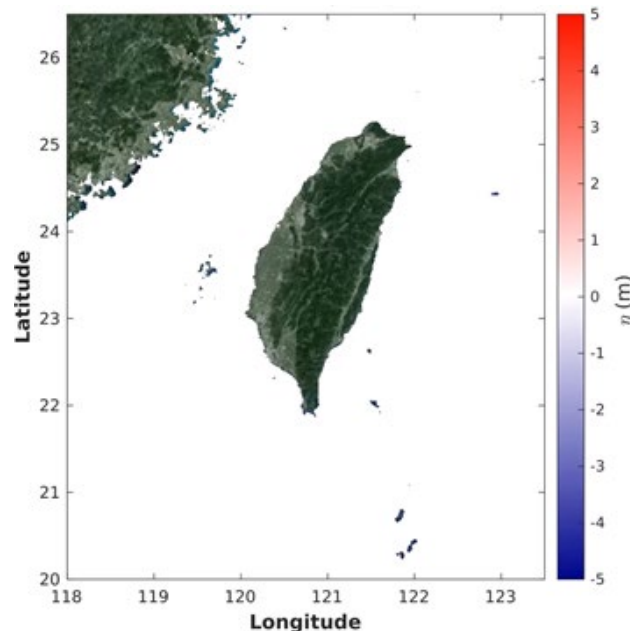


(b)

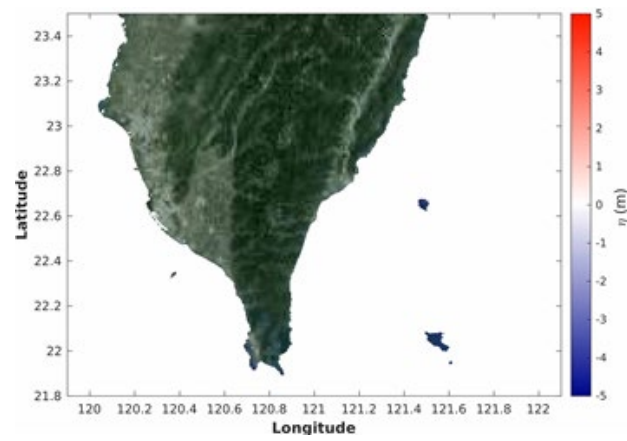


(c)

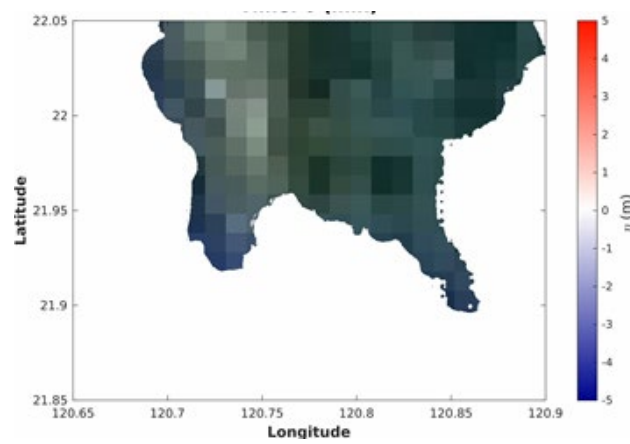
圖 6-2 針對(a)崩移物長度、(a)崩移物寬度和(a)崩移物厚度進行之
隨機樣本分布



(a)



(b)



(c)

圖 6-3 三層巢狀網格之相對應模擬範圍

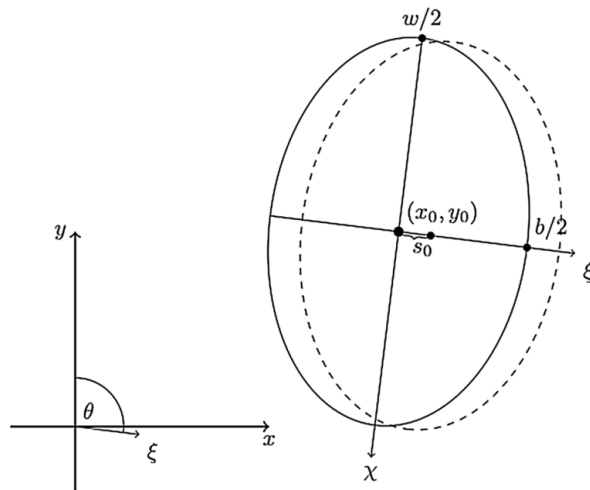


圖 6-4 崩移物體運動模擬之假設示意圖(Grilli et al., 2015)



圖 6-5 本研究所劃定之溢淹分析區域 (region of interest, ROI)

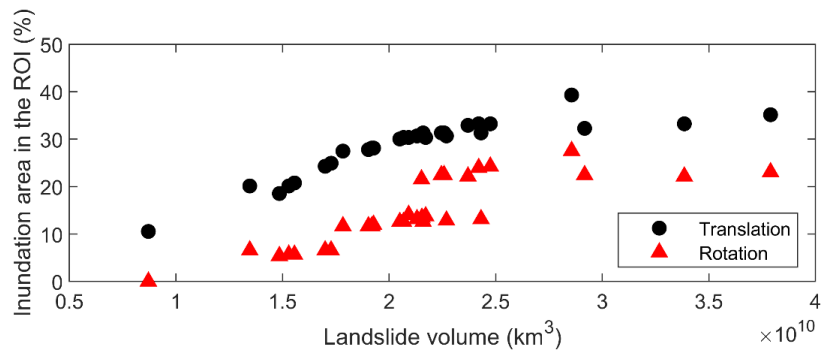
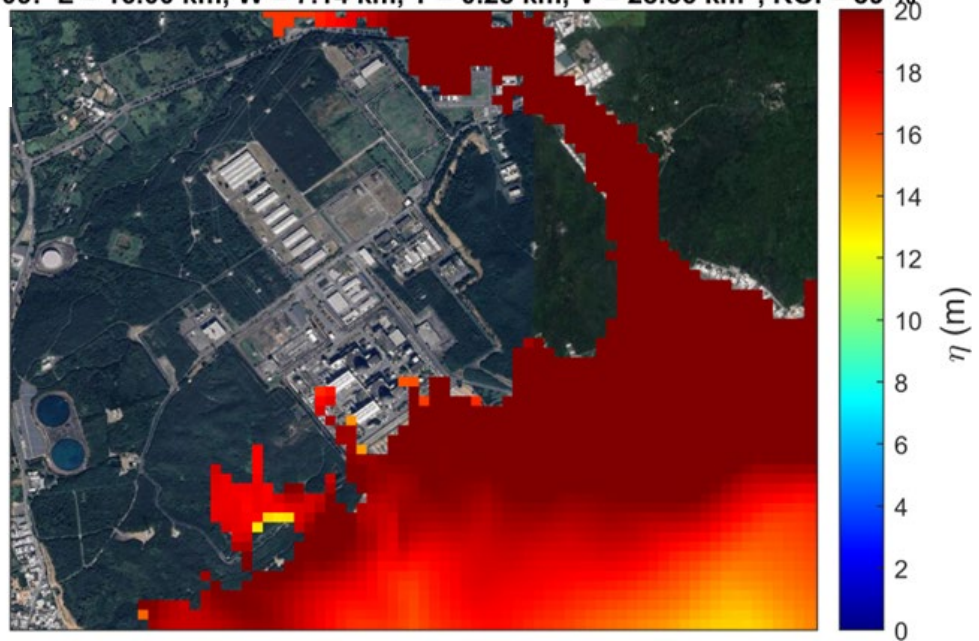


圖 6-6 以 Translation 和 Rotation 進行不同崩移參數之海嘯模擬所造成的廠區溢淹面積

Case-109: $L = 16.00 \text{ km}$, $W = 7.14 \text{ km}$, $T = 0.25 \text{ km}$, $V = 28.56 \text{ km}^3$, $\text{ROI} = 39 \%$

(a)



Case-109: $L = 16.00 \text{ km}$, $W = 7.14 \text{ km}$, $T = 0.25 \text{ km}$, $V = 28.56 \text{ km}^3$, $\text{ROI} = 28 \%$

(b)

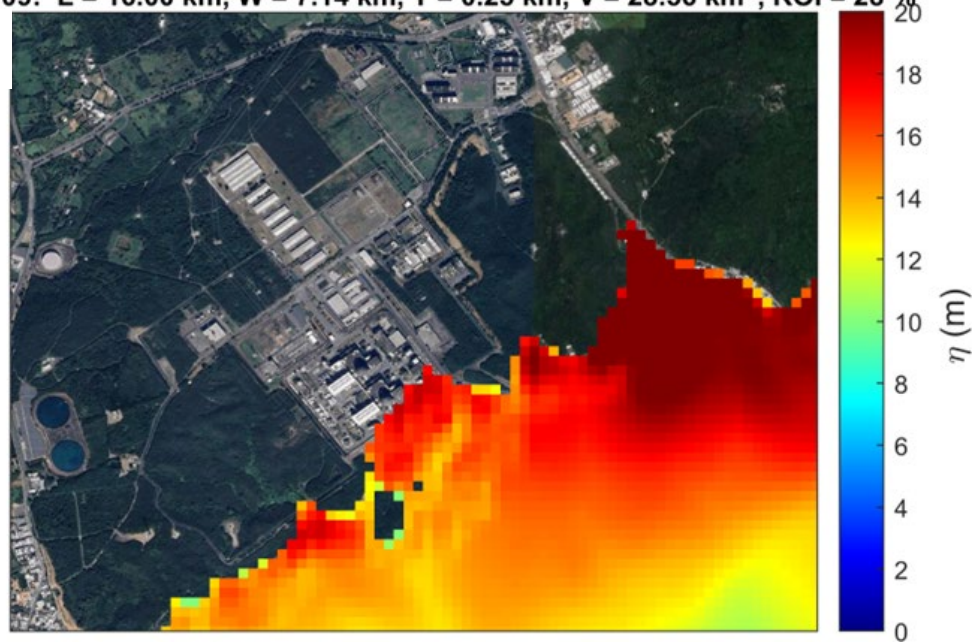


圖 6-7 分別以(a)Translation 和(b)Rotation 方式進行 30 組情境模擬造成最大溢淹面積之情境

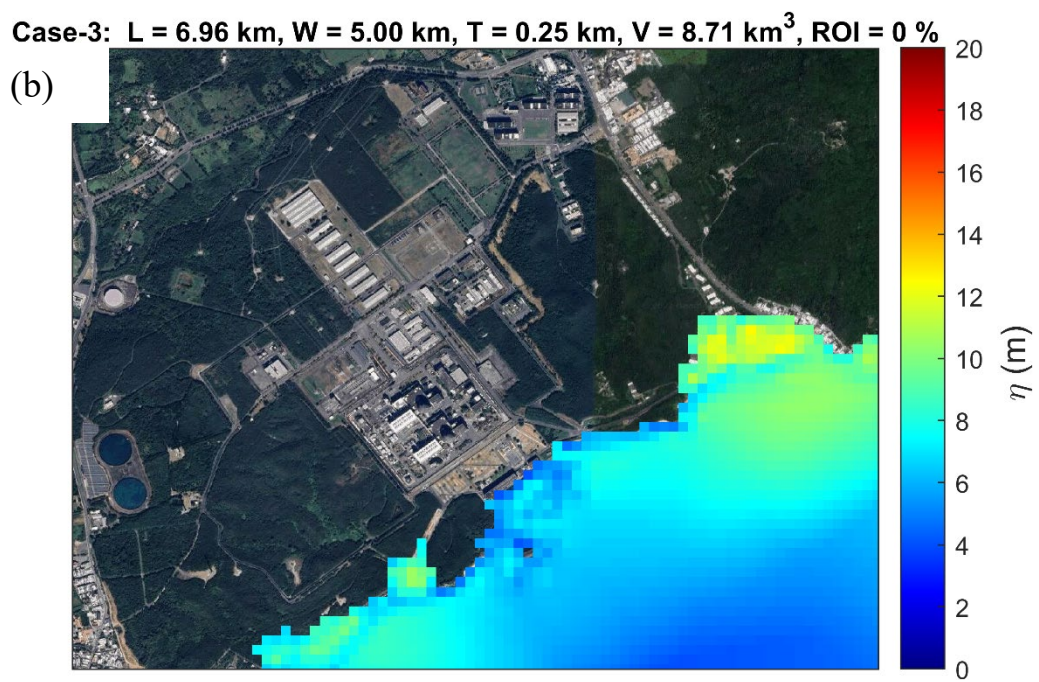
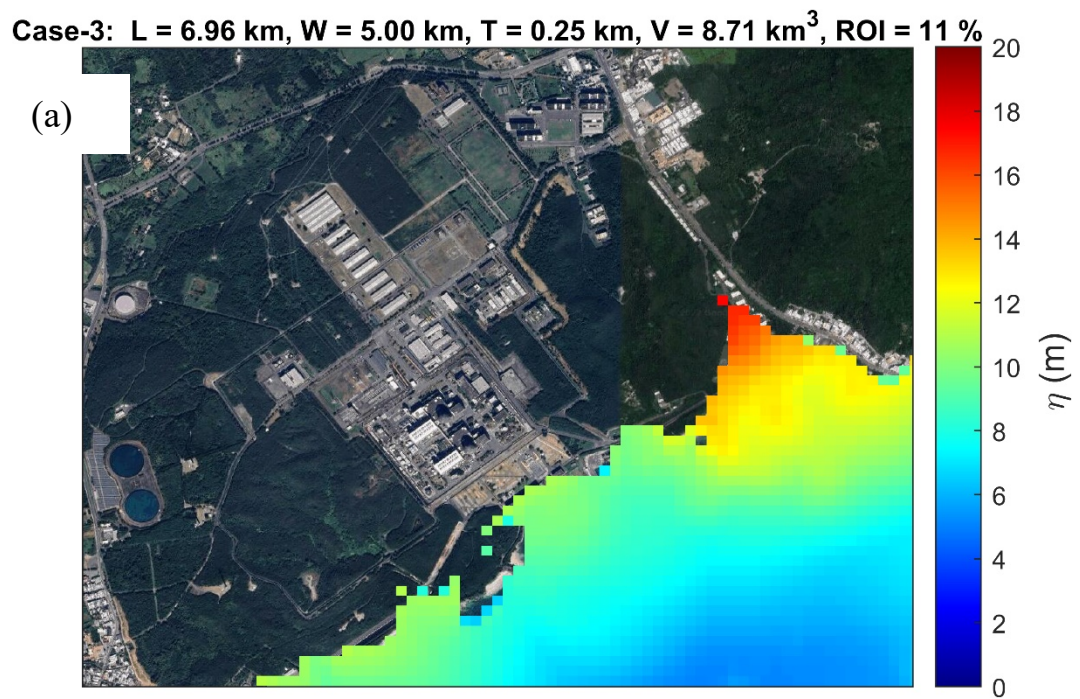


圖 6-8 分別以(a)Translation 和(b)Rotation 方式進行 30 組情境模擬
造成最小溢淹面積之情境

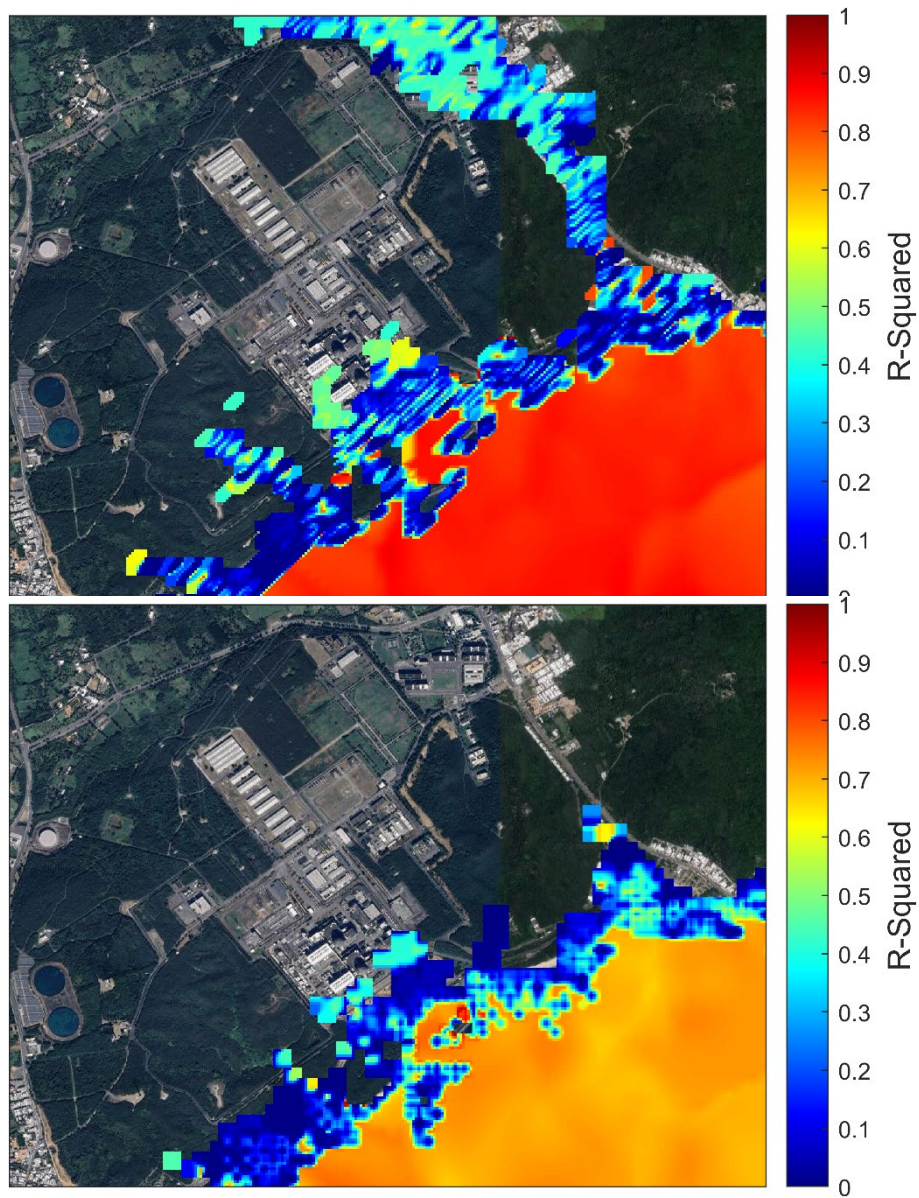


圖 6-9 分別以(a)Translation 和(b)Rotation 方式進行崩移物體體積
和海嘯波高之回歸分析的決定係數 (R-Squared)分布

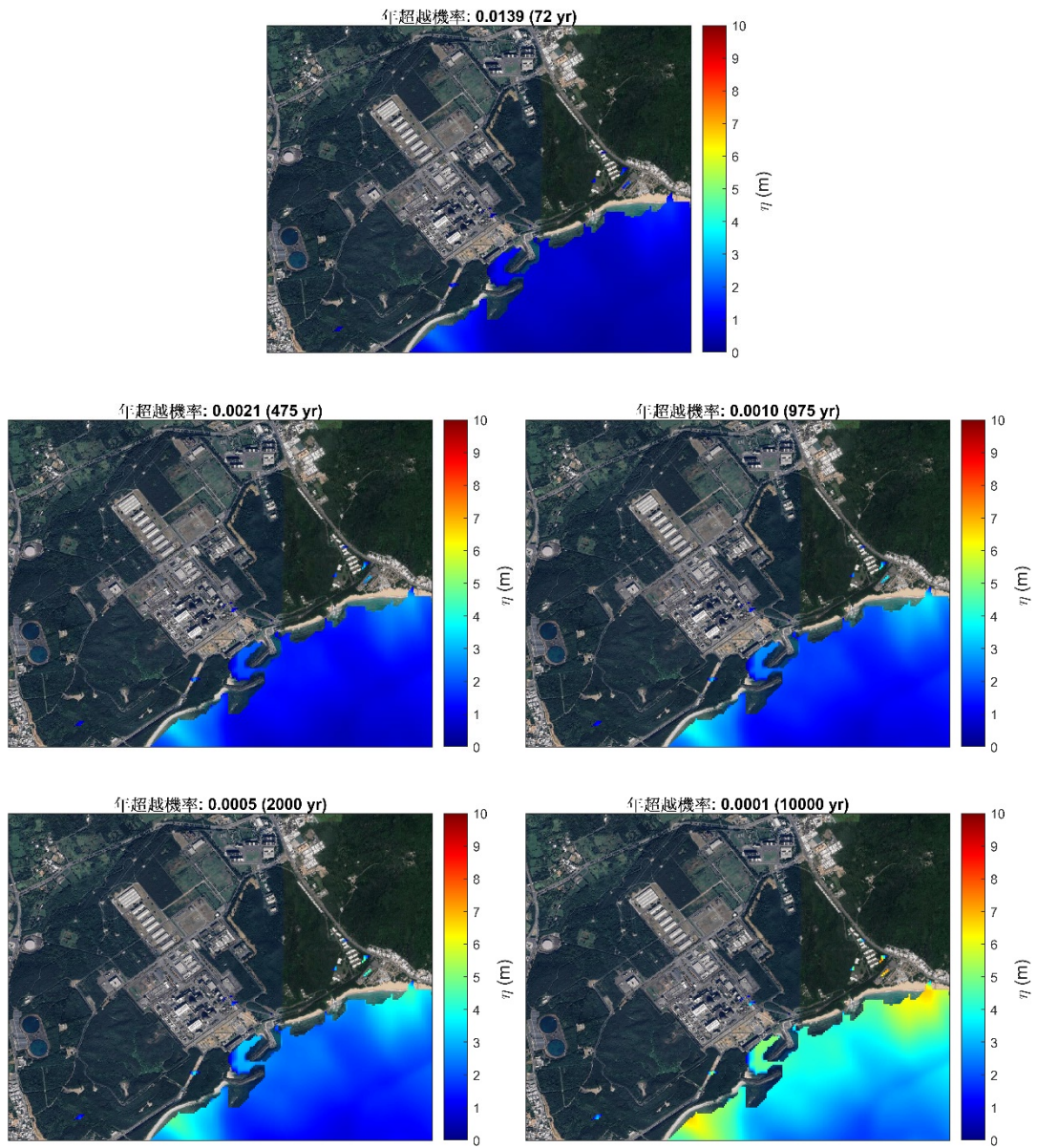


圖 6-10 以 Translation 滑動型態進行 30 組蒙地卡羅模擬，圖中呈現不同年超越機率條件下的 PWR 電廠廠區危害度

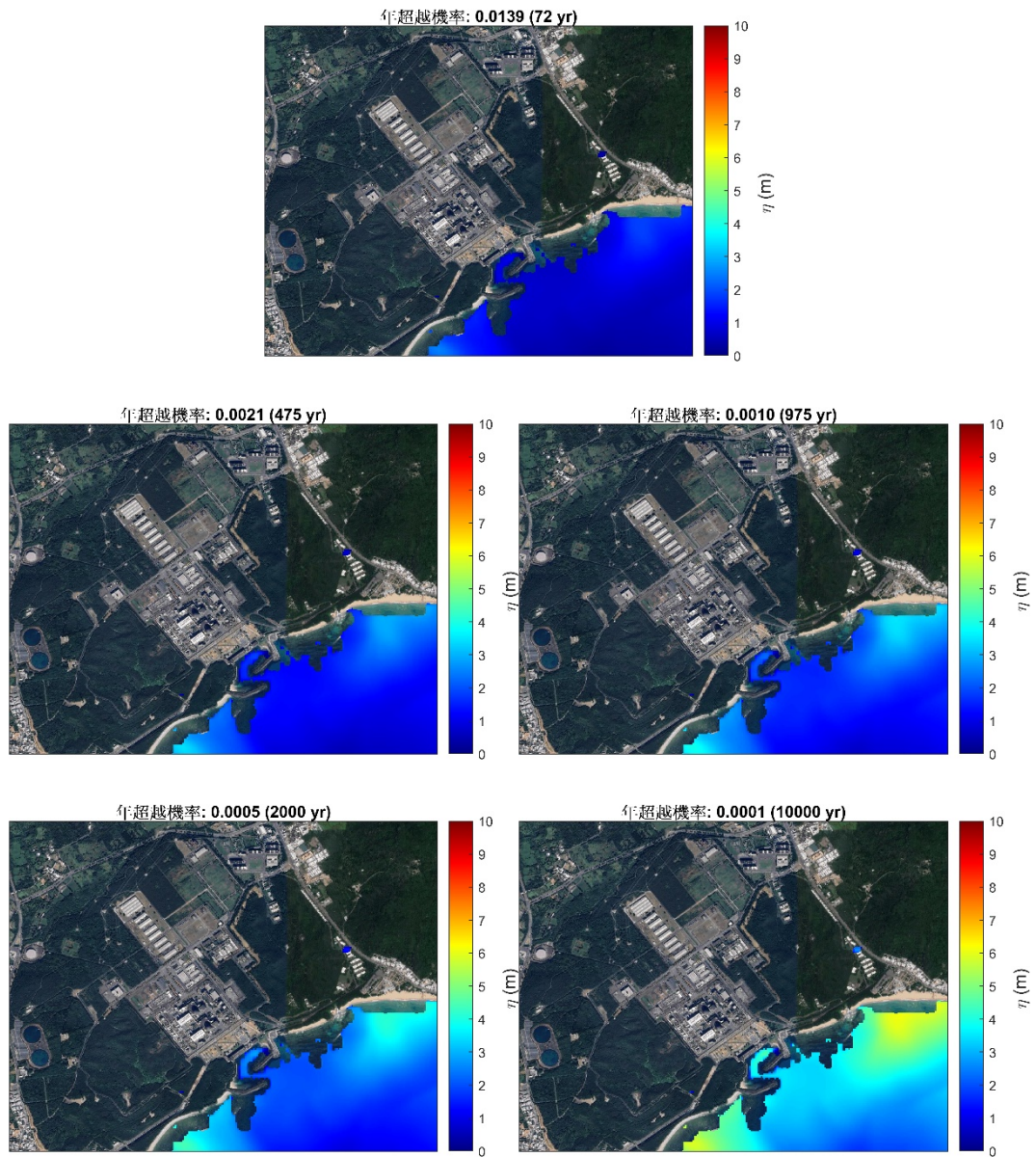


圖 6-11 以 Rotational 滑動型態進行 30 組蒙地卡羅模擬，圖中呈現不同年超越機率條件下的 PWR 電廠廠區危害度

表 6-1 海嘯情境模擬使用之參數

形狀	$Z(\xi, X) = \frac{T}{1 - \epsilon} \max[0, \operatorname{sech}(k_b \xi) \operatorname{sech}(k_w X) - \epsilon]$ $k_b = \frac{2}{b} \operatorname{acosh} \frac{1}{\epsilon}, k_w = \frac{2}{w} \operatorname{acosh} \frac{1}{\epsilon}, \epsilon = 0.717$
移動	平移式: $S(t) = s_0 \ln \left[\cosh \left(\frac{t}{t_0} \right) \right]$
	滾動式: $S(t) = \begin{cases} 0, & t < t_i \\ s_0 \left(1 - \cos \left\{ \frac{t-t_i}{t_0} \right\} \right), & t_i \leq t \leq t_i + \pi t_0 \\ 2s_0, & t + \pi t_0 \geq t \end{cases}$
特徵距離	平移式: $s_0 \equiv \frac{u_t^2}{a_0}, t \equiv \frac{u_t}{a_0}$
	滾動式: $s_0 = \frac{R\Delta\phi}{2}, t_0 = \sqrt{\frac{R}{g} \frac{\gamma + c_m}{\gamma - 1}},$ $R = 2b, \Delta\phi = 0.349, c_m = 1, \gamma = 1.85$
初始加速度	平移式: $a_0 \cong 0.30g \sin \theta$
	滾動式: 無特別定義
終端速度	平移式: $u_t \cong 1.16\sqrt{bg \sin \theta}$
	滾動式: 無特別定義

七、水密門易損性曲線文獻回顧

(一)易損性簡介 (Basu 等人, 2015)

考慮 SSC 的容量 C 和需求 D 皆為隨機變數，某一 SSC 在需求達到 d 之前的損壞（達到某一指定極限狀態）機率如下：

$$\begin{aligned} P_F &= P(C \leq D | D \leq d) P(D \leq d) \\ &= \int_{-\infty}^d P(C \leq x) f_D(x) dx \\ &= \int_{-\infty}^d P_f(x) f_D(x) dx \end{aligned} \quad (7-1)$$

式中， $P(C \leq D | D \leq d)$ 為前提是 $D \leq d$ ，卻發生 $C \leq D$ 的條件機率，需求的發生機率 $P(D \leq d)$ 由危害度分析評估， $f_D(x)$ 為連續需求 D 的機率密度函數， $P_f(x) = P(C \leq x) = P(C \leq D | D = x)$ 則稱為 SSC 的易損性，亦即需求為 x 時，SSC 的損壞機率。

由上可知，易損性是在某一災害需求水準下，SSC 達到某一指定極限狀態的條件機率（Basu 等人, 2015），此一極限狀態可能是與強度有關的結構性損壞，或是與操作服務有關的功能性失效。在 SSC 中，結構和系統的損壞比較複雜，損壞可以分為若干級，例如無損壞、輕微損壞、中度損壞、重度損壞、和完全損壞等；組件的損壞比較簡單，一般只考慮無損壞和損壞這兩級。災害需求水準常為連續數值，對地震災害而言，需求水準通常為最大地表加速度或最大樓板加速度；對風災而言，需求水準通常為最大風速；對水災而言，需求水準通常為

最大淹水高度，來自於強降雨或海嘯（Basu 等人，2015）。

就 SSC 的易損性而言， $P_f(x) = P(C \leq x)$ 其實是 SSC 容量 C 的累積分佈函數(Cumulative Distribution Function)，此函數關係稱為易損性曲線。若考慮 SSC 的容量 C 由許多不確定性變數相加而成，可假設 C 為常態分佈(Normal Distribution)；若容量 C 由許多不確定性變數相乘而成，可假設 C 為對數常態分佈(Log-Normal Distribution)；若容量 C 由許多不確定性變數的最小值控制，可假設 C 為韋伯分佈(Weibull Distribution) (EPRI, 1994)。通常假設容量 C 為對數常態分佈，因其恆為正值，且對數常態分佈比較容易整合隨機和知識不確定性之故。由於 SSC 的易損性為容量 C 與需求 x 的比較結果，容量 C 需與需求採取同一尺度，例如水災需求水準為最大淹水高度，SSC 的容量 C 也要採用淹水高度（Basu 等人，2015）。

假設容量 C 以 $C = NY$ 表達，其中 Y 代表在某種模型或某些條件下的 SSC 容量，其不確定性為隨機不確定性，即先天不確定性； N 代表此模型或條件有偏差時，對 SSC 理論容量 Y 的修正係數，其不確定性為知識不確定性，即後天不確定性。因 SSC 的真實容量 C 以理論容量 Y 和修正係數 N 的乘積表達，若 Y 和 N 均假設為對數常態分佈，真實容量 C 亦為對數常態分佈。在 Y 和 N 均為對數常態分佈的假設下，令 Y 的中數（中值）和取對數後的標準差（簡稱對數標準差）分別為 D_m 和 β_R ， N 的中數和對數標準差分別為 N_m 和 β_U 。一般而言，

$N_m = 1$ ，代表理論容量 Y 無任何偏差。如此一來，真實容量 C 則亦為對數常態分佈，其中數為 $D_m \times N_m = D_m$ ，對數標準差為 $\sqrt{\beta_R^2 + \beta_U^2}$ 。理論容量 Y 和修正係數 N 均為對數常態分佈的假設下，真實容量 C 的易損性 $P_f(x) = P(C \leq x)$ 如下所示：

$$\begin{aligned} P_f(x) = P(C \leq x) &= \Phi \left(\frac{\ln x - \ln D_m}{\sqrt{\beta_R^2 + \beta_U^2}} \right) \\ &= \Phi \left(\frac{\ln(x/D_m)}{\sqrt{\beta_R^2 + \beta_U^2}} \right) \end{aligned} \quad (7-2)$$

式中， Φ 為標準常態分佈的累積分佈函數。

修正係數 N 主要修正理論容量 Y 的中數 D_m ，理論容量 Y 的對數標準差 β_R 之修正為次要考量(Ang and Tang, 1984)，因此修正係數 N 的對數標準差 β_U （知識不確定性）係針對 D_m 的估計偏差而來。如此一來，可將容量的隨機和知識不確定性分開考慮，可得不同信心水準的易損性曲線如下：

$$\begin{aligned} P_f(x) &= P(C \leq x) \\ &= \Phi \left(\frac{\ln(x/D_m) + \beta_U \Phi^{-1}(Q)}{\beta_R} \right) \end{aligned} \quad (7-3)$$

式中， Q 為指定的信心水準。由上式(7-2)和式(7-3)可知在容量為對數常態分佈的假設下，易損性曲線取決於 D_m 、 β_R 和 β_U 。

當 $Q = 95\%$ 和 $P_f(x) = 5\%$ 時，所對應之容量稱為高信心低失效機率(High Confidence, Low Probability of Failure, HCLPF)容量，HCLPF 容量也近似於 $Q = 50\%$ 和 $P_f(x) = 1\%$ 的對應容量 $C_{1\%}$ 。HCLPF 容量雖由易損性曲線來定義，但許多規範或導則允許以簡單的保守既定失效餘裕(Conservative Deterministic Failure Margin, CDFM)來估算 HCLPF 容量。

(二)核能設施的水密門水密性能之檢驗與分析 (Taoka 等人，2020)

2011 年 3 月 11 日發生日本東北地區太平洋沿岸地震引發的東京電力公司福島第一核電站事故後，發現在核能設施外部事件的風險評估中，除了分別對地震和海嘯進行風險評估外，還要考慮地震後海嘯的相關事件，意即以地震和海嘯重疊狀況進行風險評估。地震和海嘯重疊的核能設施風險評估方法，以及核能設施易損性評估方法並不明確，且研究事例甚少。水密門一般安裝在 RC 抗震牆中，需考慮地震造成水密門剪變形，再以實驗觀察或有限元模擬分析漏水量和水壓之間的關係，探討水密門的漏水機制。

Taoka 等人於 2020 年在日本機械學會論文集發表「核能設施的水密門水密性能之檢驗與分析(超出設計條件的水密門水密性能)」，首先以水密門實體進行進行水密性能實驗(水理實驗)，假設地震引致海嘯，將水平力產生的面內剪應變以及水壓逐步施加於水密門，每個步驟測量漏水量。實驗結果顯示

漏水量與水壓有關，但與面內剪應變無關。接著，基於水理實驗結果，製作一個類似水密門密封部的實驗體，進行確認實驗（性能實驗），確認漏水機制與水理實驗相同。最後，基於性能實驗結果，進行水密門密封部的有限元模擬分析，結果顯示分析模型產生漏水路徑的初始水壓與性能實驗大量漏水的水壓相同。

八、水密門水理實驗、確認實驗和有限元模擬分析

在 Taoka 等人(2020)的水理實驗中，將水平地震力施加在水密門的門框上，造成面內剪應變，再將海嘯洪水的壓力施加在門和門框上，面內剪應變逐步施加至正負千分之4（核能設施抗震牆的極限應變），水壓逐步施加至 0.3 MPa（相當於 30 m 水位差），每個步驟測量水密門的漏水量。與作為止水要素配置在門框上的橡膠填料變形相比，門框面外剪應變對水密門的水密性能影響比較小，因此不考慮施加水平地震力導致門框面外剪應變。水理實驗的水密門基本規格列於表 8-1，門框的高寬為 2.4 m X 1.5 m，門的高寬為 2 m X 1 m，在水壓 0.1 MPa 以下，水密門的容許漏水量設定為 $0.02 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}^2$ 。

水理實驗的水密門試體為核能設施中標準實際規格的 3 種單開式水密門（類型 1、類型 2 和類型 3），其結構和密封部份（門和門框的接合部份）截面上視圖如圖 8-1 所示。在關閉水密門的狀態下，水密門圖上方為俯視圖，圖右方為側視圖，圖最右方為從水密門正面（水壓作用面）俯視觀察位於門左側的三種類型密封部。在關閉水密門的狀態下，三種類型密封部圖上方為門框，圖下方為門，中間即是密封部，通過來自左側的浸水而承受水壓。密封部由橡膠製的填料(packing)、嵌入填料的金屬製軌道（填料軌道，packing rail）和固定填料的部件（填料壓蓋，packing gland）組成。

如圖 8-1 所示，在類型 1 密封部中，一道填料設置於門框，以填料軌道包圍，關門後被設置於門的填料壓蓋擠壓。在類型 2

密封部中，兩道填料設置於門框，以填料軌道包圍，第三道填料設置於門，亦以填料軌道包圍，門的填料加上填料軌道權充填料壓蓋，關門後同時擠壓門框的兩道填料。在類型 3 密封部中，兩道填料設置於門框，以填料軌道和門檔包圍，關門後第一道填料被設置於門的填料軌道擠壓，第二道填料被門直接擠壓。類型 1 和類型 2 密封部填料的材料是氯丁橡膠海綿，類型 3 密封部第一道填料的材料是氯丁橡膠海綿，壓在門上的第二道填料是氯丁橡膠。

在水理實驗中，對水密門的門框施加水平力，門框及門上施加水壓，設置測量水密門漏水量的實驗裝置。圖 8-2 示意實驗裝置的概況，圖 8-3 顯示實驗裝置的實際外觀。

如圖 8-2 和圖 8-3 所示，水密門框由 2 支梁和 2 支柱的加載框架夾住，以便施加水平載重，產生面內剪應變。將門框下側的橫梁固定，通過液壓千斤頂將水平力施加於門框上側的橫樑，產生預定的面內剪應變。再將泵加壓的水經由配置在水密門正面的水壓箱，施加水壓到門框和整個門的表面。在門的頂部和底部雖然產生水壓差，但以門頂部測量的水壓為控制水壓。在加載水壓的過程中，持續測量來自水密門的漏水量。

水密門的載重條件為加載水平力於門框上緣，產生 9 種面內剪應變（0‰、±1‰、±2‰、±3‰、及±4‰），在門及門框以 0.05 MPa 至 0.3 MPa（相當於水位差 5 m 至 30 m）的範圍內加載水壓，預計每 0.05 MPa（相當於水位差 5 m）升壓一次，並在每組水壓條件下維持 10 分鐘。每次改變面內剪應變大小時，都要更

換密封部的填料，以避免損壞的累積。

在水理實驗之後，對門和門框的整體狀況進行目測檢視，並對門和門框的焊縫以及門背面的四個角進行裂縫檢查，在所有三種類型的門和門框上都沒有發現損壞或裂縫。此外，在實驗前後，門的開合操作沒有變化。

三種類型水密門的漏水測量結果整理成每階段面內剪應變控制下，漏水量($\text{m}^3/\text{h}/\text{m}^2$)與水壓(MPa)之間的關係。圖 8-4 顯示類型 1 水密門的水壓-漏水測量結果。在水壓 0.2 MPa 之前沒有測到漏水；在 0.2 MPa 至 0.25 MPa 時，漏水量迅速超過了允許漏水量 $0.02 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}^2$ 。雖然面內剪應變不同，漏水量的變化也不同，但漏水量和面內剪應變之間沒有發現明確的關係。水壓施加實驗結束後（面內剪應變達+4‰，最大水壓 0.24 MPa），檢查填料的狀況時，發現填料從填料軌道被擠出，圖 8-5 顯示水壓升載實驗結束後的填料突出狀態。

圖 8-6 顯示類型 2 水密門的水壓-漏水量測定結果。在水壓 0.1 MPa 至 0.2 MPa 之間，開始微量漏水，且漏水量持續增加，但仍低於容許漏水量 $0.02 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}^2$ 。在水壓 0.2 MPa 至 0.25 MPa 之間，漏水量急劇增加，已超過容許漏水量 $0.02 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}^2$ 。儘管漏水量之變化隨著面內剪應變之大小而有所不同，但與類型 1 水密門一樣，漏水量和面內剪應變之間沒有明確的關係。在完成水壓載入實驗（面內剪應變 0 ‰，最大水壓 0.3 MPa）後，檢查填料的狀況，發現與類型 1 水密門一樣，填料從填料軌道上突出，圖 8-7 顯示水壓加載實驗完成後的填料突起狀態。

圖 8-8 顯示類型 3 水密門的水壓-漏水量測定結果。無論面內剪應變大小為何，在水壓 0.05 MPa 至 0.1 MPa 之間，有低於容許漏水量 $0.02 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}^2$ 的微小漏水。隨著水壓的上升，漏水量緩慢增加。然而與類型 1 和類型 2 水密門不同，在水壓 0.2 MPa 至 0.3 MPa 之間，未發現漏水量急劇增加的現象。此外，由於面內剪應變的變化，漏水量多寡有所不同，但與類型 1 和類型 2 水密門相同，漏水量和面內剪應變之間沒有發現明確的關係。與類型 1 和類型 2 水密門不同，在水壓加載實驗完成後，類型 3 水密門沒有觀察到填料從填料軌道上突出的情況，此與無漏水量急劇增加的現象相符。

綜合言之，三種類型水密門在設計條件的範圍內（水壓 0.1 MPa 以下），沒有發生超過容許漏水量（ $0.02 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}^2$ ）的漏水。相對於設計條件（水壓 0.1 MPa），三種類型水密門達到容許漏水量的水壓（水壓 0.2 MPa）有 1 倍的餘裕。類型 1 和類型 2 水密門水壓超過 0.2 MPa 時，漏水量超過容許漏水量且急劇增加。類型 3 水密門隨著水壓的上升，漏水量逐漸增加，但沒有像類型 1 和類型 2 水密門那樣漏水量急劇增加的傾向。在水理試驗中，(i) 未發現門及門框有損傷和龜裂，(ii) 類型 1 和類型 2 水密門觀察到填料從填料導軌突出，(iii) 水密門的漏水量與面內剪應變之間缺乏明確的關係。隨著水壓的增加，水密門漏水量迅速增加的主導因素是水壓導致的填料突出。此外，關於填料的突出，除了直接作用於密封部的水壓影響之外，推測水壓引起水密門的面外變形，導致填料壓蓋對填料的按壓量發生變化也是主要原因。漏水

量與面內剪應變之間未發現明確關係的主要原因，推測是由於填料的突出方向與門框的面內剪變形方向不同所致。

其次，為了確認水理實驗的水壓加載引起填料的變形行為，特別製作一個類似水密門密封部的實驗體，來進行水壓施加實驗體的確認實驗。在確認實驗中，只對類型 1 水密門的密封部進行實驗，因為類型 1 水密門的密封部在三類水密門中最為簡單，而且在水理實驗中，水壓低於 0.2 MPa 時不漏水，水壓超過 0.2 MPa 時迅速漏水，臨界水壓和漏水機制非常明確。在確認實驗中，面內剪應變被排除在試驗條件之外，因為在水理實驗中沒有發現它與漏水量有明顯的關係。

確認實驗的實驗體由類型 1 水密門密封部的填料、填料軌道、填料壓蓋和門擋材料構成，除填料外的其它部件（填料軌道、填料壓蓋和門擋材料）均由壓克力樹脂製成，方便觀察填料在水壓加載下的變形行為。在水理試驗中，觀察到填料軌道內的填料突出狀態（圖 8-5 和圖 8-7），以此為參考，實驗體設計的尺寸預含填料突出區域，長度方向則設為 30 cm。圖 8-9 顯示實驗體的圖像和橫斷面。

確認實驗裝置由實驗體的支承部和向實驗體施加水壓的加壓水供給系統構成，圖 8-10 為確認實驗裝置的示意圖和實際外觀。在確認實驗中，試體被組裝在實驗裝置內，其狀態對等於水理實驗中水密門的初始狀態。從實驗裝置的側面注入加壓水，作用於試體的縱向，使填料承受設定的水壓，並觀察填料的變形行為，以及漏水的狀態。此外，使用鐳射測量填料角部的位移，以

估計水壓施加過程中，變形填料的橫截面形狀。試體施加水壓至 0.3 MPa，水壓 0.2 MPa 之前，以 0.1 MPa 遞增；水壓 0.2 MPa 以後，以 0.05 MPa 為增量升壓，每個水壓值維持 10 分鐘。

確認實驗開始後，隨著水壓的上升，填料開始變形。水壓低於 0.25 MPa 時，漏水量很少，但水壓上升至 0.3 MPa 五分鐘後，填料從填料軌道突出，導致大量漏水。圖 8-11 是從頂部拍攝試體的照片，左邊為初始狀態，右邊為填料開始突出後 28 秒的狀態。由於水壓施加至 0.3 MPa，填料被推向照片的下側，從填料軌道上突出，導致大量漏水。

根據填料角部位移的鐳射測量結果，圖 8-12 顯示填料截面的推估形狀圖像。圖 8-12 是試體在長度方向中央處（如圖 8-11 上方虛線箭頭所標示）的填料截面推估形狀，左邊為初始狀態，右邊為加載水壓 0.3 MPa 的狀態。根據推估的填料截面形狀，填料被水壓抬起（在圖 8-12 中為向右方向），從填料軌道擠出。

在確認實驗中，隨著水壓的上升，填料逐漸變形，最終觀察到填料從填料軌道突出，漏水量急劇增加（圖 8-11(b)）。水壓低於 0.25 MPa 時，沒有觀測到填料的突出；但是當水壓達到 0.3 MPa 時，觀測到填料從填料軌道上突出。因為水壓不足 0.3 MPa 時，填料壓蓋產生的壓縮力超過水壓推擠填料的力量，填料依然停留在填料軌道內；但在水壓達到 0.3 MPa 時，水壓推擠填料的力量反超填料壓蓋的壓縮力，因此導致填料突出。在水理實驗中，類型 1 和類型 2 水密門的漏水量迅速增加，這與確認實驗觀察到填料從填料軌道突出的情況相似（圖 8-5、圖 8-7 和圖 8-11）。

根據水理實驗和確認實驗的結果，推測水密門乃因高水壓導致填料從填料軌道突出，填料與填料壓蓋出現間隙，以致產生大規模漏水。因此，可以通過評估填料和填料壓蓋之間的接觸狀態來判定大量漏水存在與否。具體來說，一旦填料壓蓋與填料表面的接觸壓力趨近於零時，填料和填料壓蓋之間出現間隙，該間隙成為漏水通道，引起大量漏水，該狀態下的加載水壓被視為引起水密門大量漏水的水壓。

最後，對水密門的水理實驗進行數值模擬分析，評估對象僅為類型 1 水密門，原因與確認實驗相同。水密門的結構數值分析分為兩個階段計算水壓作用時，水密門填料從填料壓蓋上獲得的接觸面壓力，圖 8-13 顯示水密門兩階段結構分析模型的圖像。第一分析階段針對整個水密門（整體模型），進行三維有限元 (FEM) 結構分析，計算水壓引起門和門框的面外變形。第二分析階段以密封部為物件（部份模型），根據作用於填料表面的水壓和第一分析階段計算的水密門面外變形引起的填料按壓量，以 3 維 FEM 結構分析，計算填料的形狀、以及填料表面來自填料壓蓋的接觸面壓力。填料被頂部的填料壓蓋推入時，其表面受到水壓推擠而變形，此時檢查填料和填料壓蓋之間的接觸狀態，確認是否存在間隙。

結構數值分析軟體為 Abaqus Ver. 6.14。在整體模型中，門和門框都使用固體元素，使水壓引起門的推力傳遞到門框上，設計門的剛度使其變形等於水理實驗測得的面外變形。在部份模型中，填料壓蓋和填料軌道設為剛體，考慮填料由海綿橡膠製成，

因此建模為泡沫超彈性材料的固體元素，參考日本工業標準和其它標準，建立了應力-應變關係，如圖 8-14 所示。此外，由於填料發生大變形，因此考慮幾何非線性。填料和填料壓蓋之間的接觸，以及填料和填料軌道之間的接觸，視為接觸問題，如圖 8-15 所示。假設填料與填料軌道之間濕潤時，摩擦係數為 0；填料和填料軌道之間乾燥時，摩擦係數為 0.2。橡膠與金屬之間的摩擦係數為 0.74，故氯丁橡膠與鋼材間的摩擦係數也假設此值。此外，填料的海綿橡膠與氯丁橡膠的比重比為 1/6，視為除去氣孔的海綿橡膠和氯丁橡膠的體積比，取 1/6 的 $2/3$ 次方，即 $1/3.3$ ，作為接觸面積比，而摩擦係數與接觸面積成比例。

圖 8-16 是一個水密門水理實驗的數值分析實例，圖中顯示第二分析階段在密封部（圖 8-16(b)的橢圓形虛線）的一些分析結果，其中圖 8-16(a)和圖 8-16(c)顯示在圖 8-16 (b)的橢圓形虛線內，填料軌道的填料表面接觸壓力分佈。圖 8-16 (a)是水壓 0.25 MPa 的接觸面壓力分佈，紅色虛線內為填料長度方向與填料壓蓋的接觸面壓力，不為 0，代表填料和填料壓蓋保持接觸，沒有間隙。圖 8-16 (c)是水壓 0.3 MPa 的接觸面壓力分佈，填料的表面沒有來自填料壓蓋的接觸面壓力，代表間隙發生。模擬分析結果與水理實驗水密門發生大量漏水的水壓一致，大致重現了水理實驗發生該現象的水壓。圖 8-16(d)是圖 8-16(c)填料長度方向中央處（垂直虛線指示處）的橫截面形狀，顯示填料因水壓而從填料軌道被擠出，所以在紅色虛線內產生填料與填料壓蓋的間隙。

綜上所述，在數值模擬分析中，填料與填料壓蓋的接觸面壓

力是判斷大量漏水與否的標準，填料與填料壓蓋的接觸面壓力變為近似 0 的階段是填料突出的階段，在填料和填料壓蓋之間產生了間隙，這就是漏水途徑。因此，將填料突出並在填料和填料壓蓋之間產生間隙的階段，判斷為漏水途徑是合理的。

表 8-1 水密門的基本規格(Taoka 等人，2020)

type	Manual single-swinging watertight door
frame size	W1500 mm × H2400 mm
effective opening size	W1000 mm × H2000 mm
acceptable leakage	0.02 m ³ /h/m ² (water pressure ≤ 0.1 MPa)

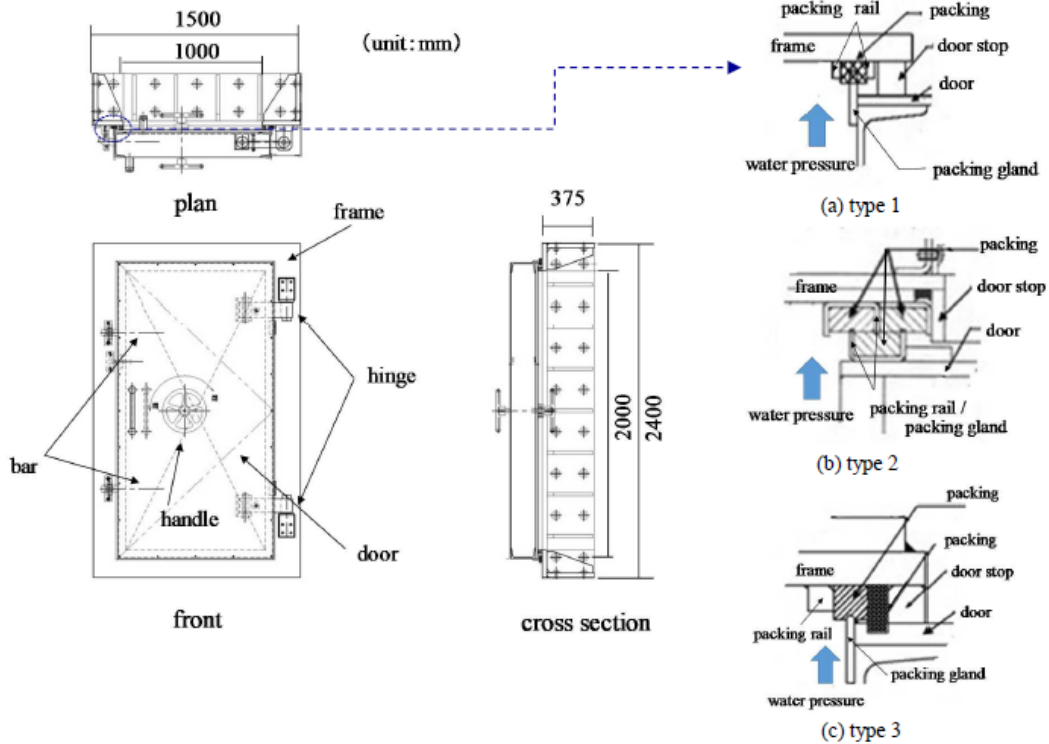


圖 8-1 水密門的結構和密封部(Taoka 等人，2020)

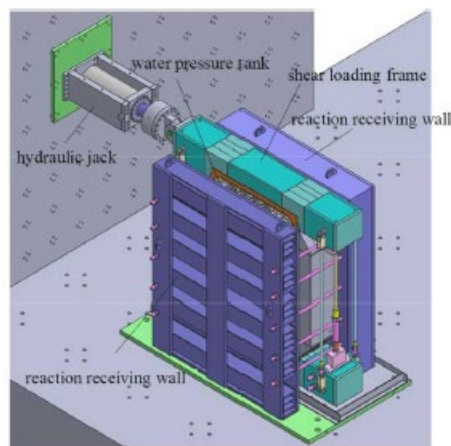


圖 8-2 水理實驗裝置的概況(Taoka 等人，2020)

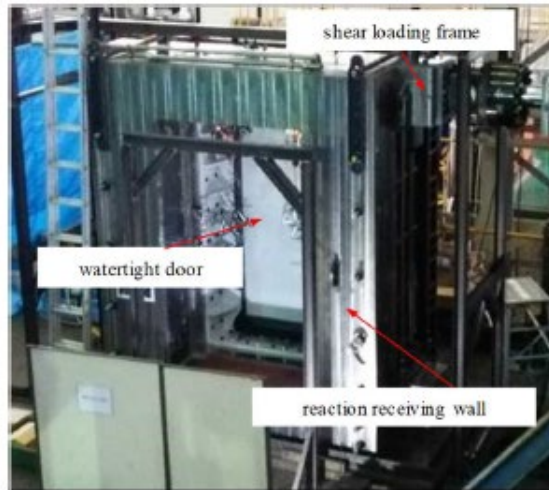


圖 8-3 水理實驗裝置的實際外觀(Taoka 等人，2020)

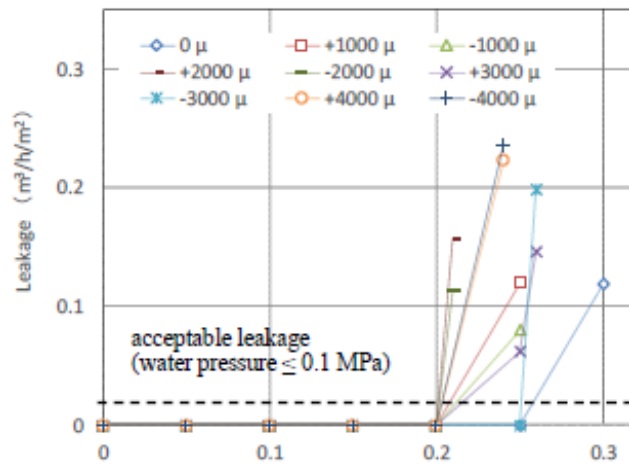


圖 8-4 類型 1 水密門的水壓-漏水測量結果(Taoka 等人，2020)

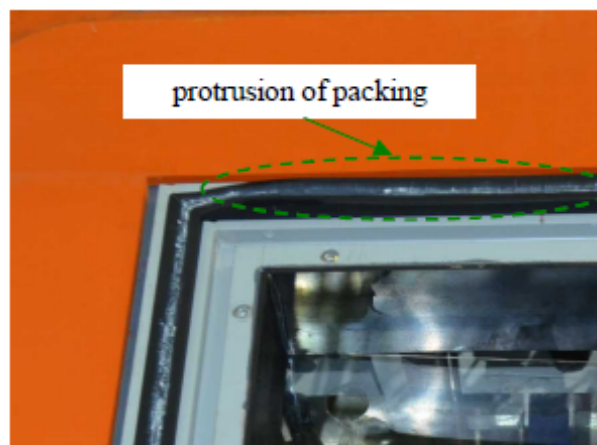


圖 8-5 類型 1 水密門水理實驗後的填料突出狀態(Taoka 等人，2020)

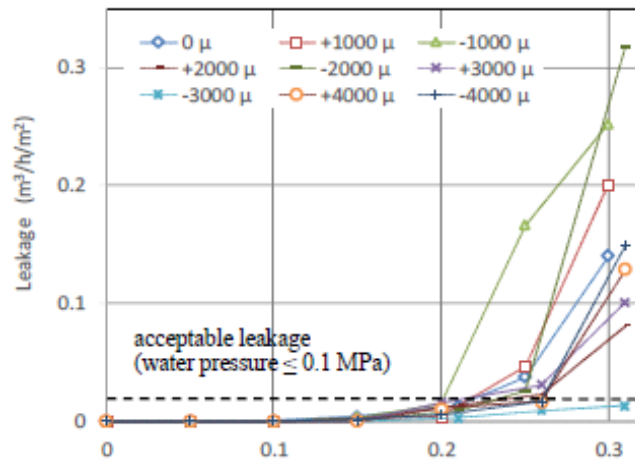


圖 8-6 類型 2 水密門的水壓-漏水測量結果(Taoka 等人，2020)

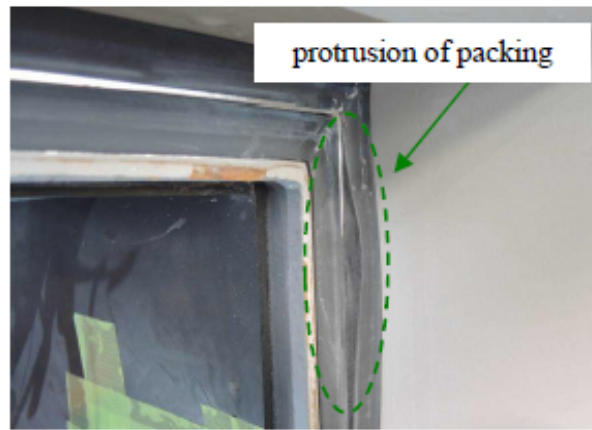


圖 8-7 類型 2 水密門水理實驗後的填料突出狀態(Taoka 等人，2020)

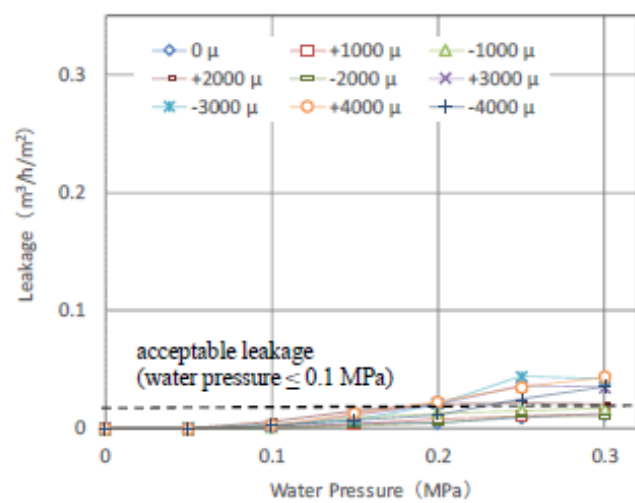


圖 8-8 類型 3 水密門的水壓-漏水測量結果(Taoka 等人，2020)

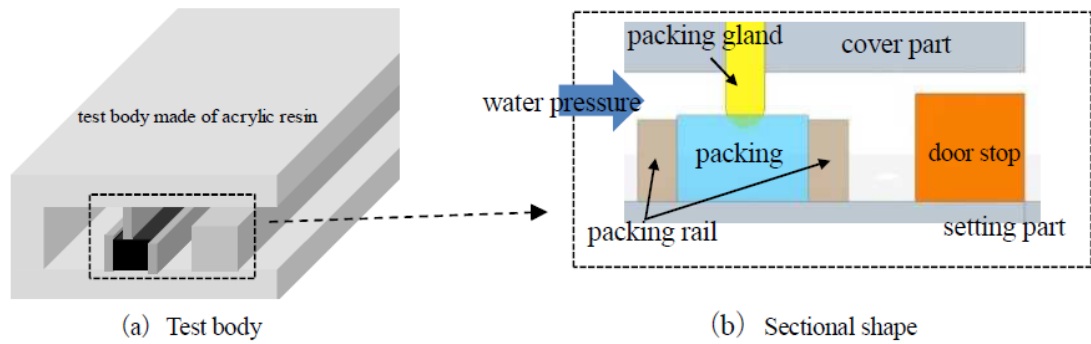


圖 8-9 確認實驗的實驗體圖像和橫斷面(Taoka 等人，2020)

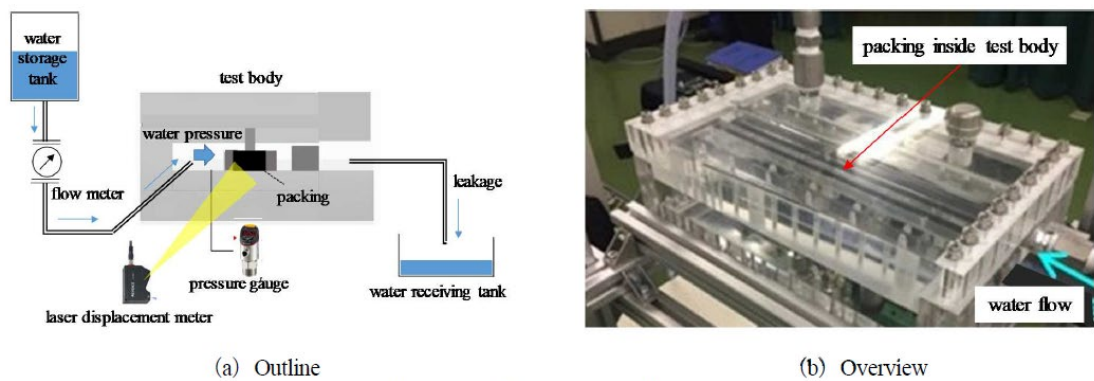


圖 8-10 確認實驗裝置的示意圖和實際外觀(Taoka 等人，2020)

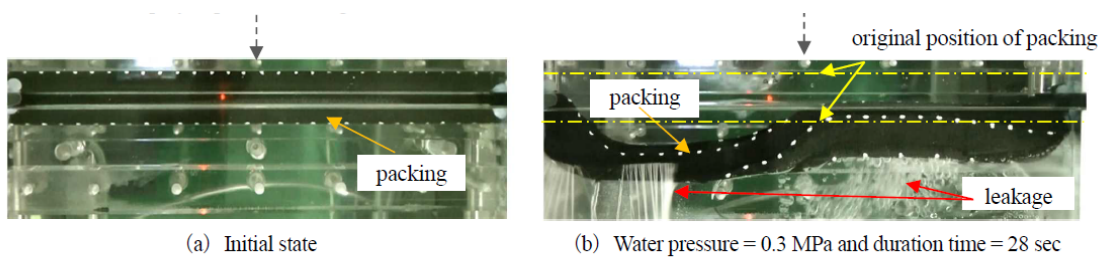


圖 8-11 確認實驗裝置的示意圖和實際外觀(Taoka 等人，2020)

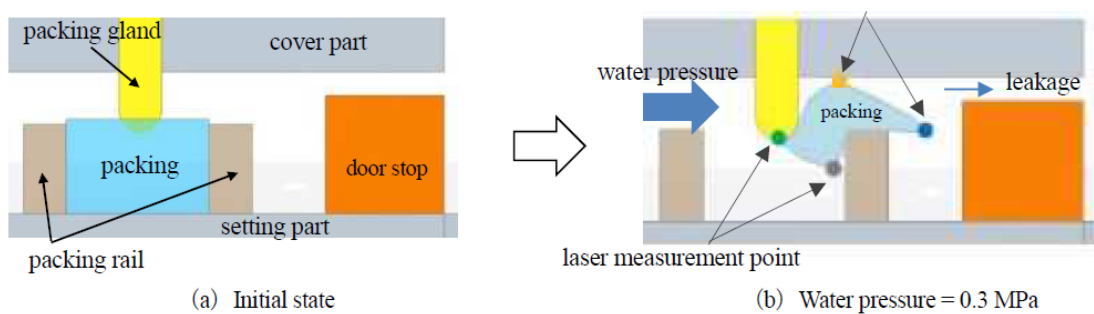


圖 8-12 確認實驗試體的填料截面推估形狀(Taoka 等人，2020)

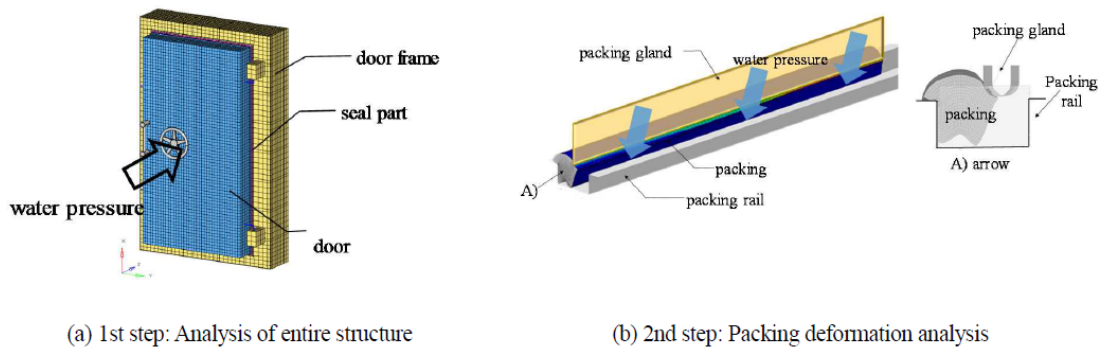


圖 8-13 水密門兩階段結構分析的模型圖像(Taoka 等人，2020)

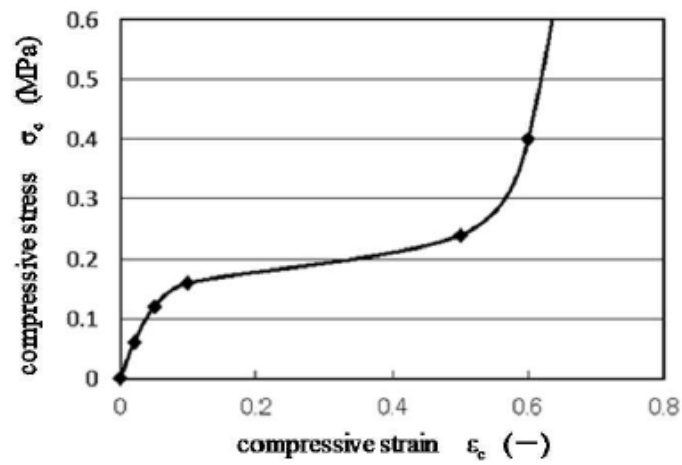


圖 8-14 水密門填料建模的應力-應變關係(Taoka 等人，2020)

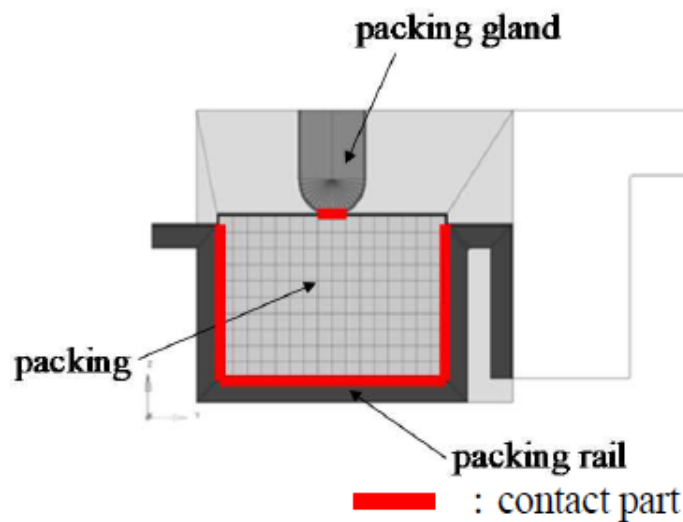


圖 8-15 水密門填料周邊的接觸問題(Taoka 等人，2020)

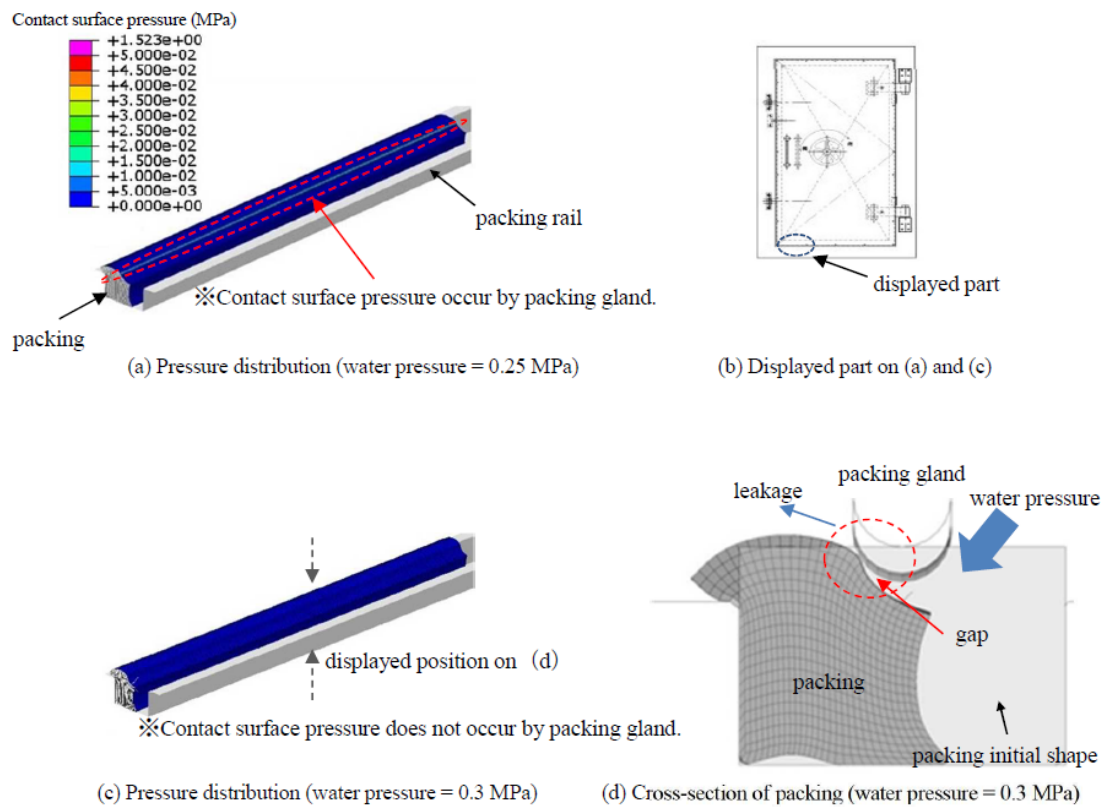


圖 8-16 水密門的數值分析實例(Taoka 等人，2020)

九、水密門水理實驗數據分析和易損性曲線

在 Taoka 等人(2020)的水理實驗中，承受不同面內剪應變的 3 種類型水密門之水壓-漏水測量結果分別如圖 8-4、圖 8-6 和圖 8-8 所示，但 Taoka 等人(2020)並未列出相關數據。為了進一步數值分析，將圖 8-4、圖 8-6 和圖 8-8 之水壓-漏水量數據數位化，分別列於表 9-1 至表 9-3，並顯示於圖 9-1 至圖 9-3。分別比較圖 8-4 和圖 9-1、圖 8-6 和圖 9-2、圖 8-8 和圖 9-3，可知水壓-漏水量數位化數據與原圖非常接近。

由圖 9-1 至圖 9-3 可看出水密門的漏水量超過 $0.02 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}^2$ （容許漏水量）之後，隨著水壓增大，水密門漏水量急遽增加。因此，將水密門因淹水損壞的門檻漏水量設定為 $0.02 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}^2$ ，以進行後續易損性分析。在不同面內剪應變作用下，門檻漏水量 $0.02 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}^2$ 所對應之水壓可由圖 9-1 至圖 9-3 經線性內插或外插求得。3 種類型水密門對應於門檻漏水量之需求水壓數據分別列於表 9-4，表中水壓小於 0.3 MPa 為數位化數據線性內插結果，水壓大於 0.3 MPa 則為數位化數據線性外插結果。

表 9-4 的三種類型水密門達門檻漏水量之需求水壓分佈如圖 9-4 所示。觀察此圖，可知：(1)水密門達門檻漏水量之需求水壓與水密門面內剪應變無明顯關係。(2)相對之下，類型 3 水密門達門檻漏水量之需求水壓比較高，即防漏水性能比較強；而類型 1 水密門達門檻漏水量之需求水壓比較低，即防漏水性能比較弱。(3)相對之下，類型 3 水密門達門檻漏水量之需求水壓的高低變化比較大，即需求水壓的變異性比較高；而類型 1 水密門達門檻

漏水量之需求水壓比較集中。

若三種類型水密門達門檻漏水量之需求水壓的變異性來自於需求水壓與水密門面內剪應變的隨機關係，則可利用表 9-5 的需求水壓數據建立需求水壓的機率分佈模式。在需求水壓 w 為對數常態分佈的假設下，其兩個參數（取對數後的平均數和標準差）的估計公式如下：

$$\lambda = \sum_{i=1}^n \ln w_i / n, \beta_R = \sqrt{\sum_{i=1}^n (\ln w_i - \lambda)^2 / (n - 1)} \quad (9-1)$$

式中， n 為數據個數。再由下式估計對數常態分佈的中數：

$$D_m = e^\lambda \quad (9-2)$$

三種類型水密門需求水壓的中數和對數標準差之估計結果列於表 9-5。由此表可知：(1)類型 1 水密門達門檻漏水量之需求水壓最低，即防漏水性能最弱；類型 3 水密門達門檻漏水量之需求水壓最高，即防漏水性能最強。(2)類型 1 水密門達門檻漏水量之需求水壓最集中；類型 3 水密門達門檻漏水量之需求水壓最分散。

三種類型水密門達門檻漏水量之需求水壓假設為對數常態分佈，其中數和對數標準差列於表 9-5，則水密門漏水易損性（需求水壓之累積機率）如下所示：

$$P_f(w) = \Phi\left(\frac{\ln(w/D_m)}{\beta_R}\right) \quad (9-3)$$

利用上式所得之三種類型水密門的易損性曲線如圖 9-5 所示。由此圖亦可知：(1)類型 1 水密門達門檻漏水量之需求水壓最集中；類型 3 水密門達門檻漏水量之需求水壓最分散。(2)在需求水壓低於 0.2 MPa 時，類型 1 水密門的防漏水性能最強；在需求水壓高於 0.22 MPa 時，類型 3 水密門的防漏水性能最強。

再者，若水密門無法明確歸類於前述三種類型，譬如在密封部中，兩道填料設置於門框，如同類型 2 水密門；但無第三道填料設置於門，不像類型 2 水密門；而關門後被設置於門的兩道填料壓蓋擠壓，又如同類型 1 水密門。這樣的密封部可視為介於類型 1 和類型 2 之間的水密門，因此選取表 9-4 的類型 1 和類型 2 水密門各 9 個需求水壓，合併透過式(9-1)和式(9-2)計算對數常態分佈的中數和對數標準差，列於表 9-6。比較表 9-6 類型 1 和 2 綜合估計的中數和對數標準差，與表 9-5 類型 1 和類型 2 分開估計的中數和對數標準差，可知綜合估計的中數和對數標準差介於分開估計的中數和對數標準差之間，乃屬合理。以此類推，介於類型 1 和類型 3 之間的水密門，或介於類型 2 和類型 3 之間的水密門，也可以利用表 9-4 合適的 18 個需求水壓，計算對數常態分佈的中數和對數標準差，亦列於表 9-6。最後，若密封部並非前述三種類型，或恰好是這三種類型的綜合，就可以利用表 9-4 所有 27 個需求水壓，計算對數常態分佈的中數和對數標準差，亦列於表 9-6。觀察表 9-6 的混合類型水密門需求水壓之中數和

對數標準差，可知只要與類型 1 水密門有關，中數和對數標準差會比較小，只要與類型 3 水密門有關，中數和對數標準差會比較大，印證表 9-5 的結果。

選取表 9-6 之類型 1 和 2、以及類型 2 和 3 的混合類型水密門需求水壓之中數和對數標準差，代入式(9-3)，可得兩款混合類型水密門的易損性曲線，再與單一類型水密門之易損性曲線作一比較，如圖 9-6 所示。觀察圖 9-6，可知：(1)混合類型 1 和類型 2 水密門的易損性曲線大概介於類型 1 和類型 2 單一類型水密門易損性曲線之間。(2)混合類型 2 和類型 3 水密門的易損性曲線大概介於類型 2 和類型 3 單一類型水密門易損性曲線之間。

選取表 9-6 之 4 種混合類型水密門需求水壓之中數和對數標準差，代入式(9-3)，比較混合類型水密門的易損性曲線，如圖 9-7 所示。觀察圖 9-7，可知：(1)混合類型 1 和類型 2 水密門達門檻漏水量之需求水壓明顯比較集中，其餘三款混合類型水密門的需求水壓對數標準差比較接近。(2)所有類型與混合類型 1 和類型 3 水密門的需求水壓中數非常接近，一如表 9-6 所列數值。(3)混合類型 1 和類型 3 與混合類型 2 和類型 3 水密門的需求水壓對數標準差非常接近，一如表 9-6 所列數值。

比較表 9-5 三種類型水密門需求水壓之中數和對數標準差，發現這三種類型水密門的密封部因構造不同，防漏水性能和其變異性有明顯的差距。可惜由於水理實驗的結果只得到三種類型水密門各 9 個需求水壓數據，再無其它同類型水密門的水理實驗數據，不足以估算知識不確定性的對數標準差 β_U 。因此，無法以式

(7-2)計算單一類型水密門平均易損性曲線，也無法以式(7-3)計算單一類型水密門不同信心水準的易損性曲線。因此，圖 9-5 至圖 9-7 所示皆為信心水準 50%的易損性曲線。

針對混合類型水密門，或謂水密門的密封部構造設計與水理實驗的三種類型水密門雷同，但無法歸屬於其中任何一種類型的水密門，或許可以勉強利用 Taoka 等人(2020)的水密門水理實驗數據，估算知識不確定性的對數標準差 β_U 、平均易損性曲線、和不同信心水準的易損性曲線。

在需求水壓 w 為對數常態分佈的假設下，式(9-1)的 λ 為取對數後的平均數，簡稱對數平均數。Taoka 等人(2020) 三種類型水密門的對數平均數分別為 $\lambda_1 = -1.53035$ 、 $\lambda_2 = -1.41101$ 和 $\lambda_3 = -1.26006$ ，利用式(9-2)取指數後，即可表 9-5 的三組中數。三個對數平均數的平均值為 $\bar{\lambda} = -1.40047$ ，利用式(5)取指數後，即可表 9-6 的所有類型之中數。 β_U 實為對數平均數 λ 的標準差，可由下式估計之：

$$\beta_U = \sqrt{\sum_{i=1}^3 (\lambda_i - \bar{\lambda})^2 / (3 - 1)} \quad (9-4)$$

所得估計值為 0.135455，式(9-4)為樣本標準差估計式，會低估真實標準差，尤其數據個數愈少，低估愈嚴重。本案僅有三個 λ 的數據，咸信估計值 0.135455 偏向低估。

在樣本數據少量的情況下，可改以平均全距(Range)估計標準差。全距為一批數據的範圍，即數據的最大值減去數據的最小值。令 n 個樣本數據為 $X_1, X_2, \dots, X_n$ ，其最大值為 $Y = \max(X_1, X_2, \dots, X_n)$ ，最小值為 $Z = \min(X_1, X_2, \dots, X_n)$ ，則全距為 $R = Y - Z$ 。即令 $X_1, X_2, \dots, X_n$ 為常態分佈，全距 R 也不再是常態分佈。由極值分佈(Ang and Tang, 1984)，可知最大值和最小值的機率密函數(Probability Density Function)分別為：

$$\begin{aligned} f_Y(y) &= n[F_X(y)]^{n-1}f_X(y), \\ f_Z(z) &= n[1 - F_X(z)]^{n-1}f_X(z) \end{aligned} \quad (9-5)$$

式中， f_X 和 F_X 分別為數據 X 的機率密函數和累積分佈函數。

若假設 X 為常態分佈 $N(\mu, \sigma)$ ，其中 μ 和 σ 分別為平均數和標準差，則最大值 Y 的平均數為：

$$\begin{aligned} \mu_Y &= \int y f_Y(y) dy = \mu + \sigma \int y' f_Y(y) dy, \\ y' &= \frac{y - \mu}{\sigma} \end{aligned} \quad (9-6)$$

將式(9-5)第一式代入式(9-6)，可得：

$$\begin{aligned} \mu_Y &= \mu + \sigma \int y' n[F_X(y)]^{n-1} f_X(y) dy \\ &= \mu + n\sigma \int y' [\Phi(y')]^{n-1} \phi(y') dy' \end{aligned} \quad (9-7)$$

式中， ϕ 和 Φ 分別為標準常態分佈的機率密函數和累積分佈函數。同理，可得最小值 Z 的平均數為：

$$\begin{aligned}\mu_Z &= \int z f_Z(z) dz \\ &= \mu + n\sigma \int z' [1 - \Phi(z')]^{n-1} \phi(z') dz'\end{aligned}\quad (9-8)$$

利用式(9-7)和式(9-8)可得平均全距為：

$$\begin{aligned}\mu_R &= \mu_Y - \mu_Z \\ &= n\sigma \left\{ \int y' [\Phi(y')]^{n-1} \phi(y') dy' \right. \\ &\quad \left. - \int z' [1 - \Phi(z')]^{n-1} \phi(z') dz' \right\} \\ &= n\sigma \int y' \{ [\Phi(y')]^{n-1} \\ &\quad - [1 - \Phi(y')]^{n-1} \} \phi(y') dy'\end{aligned}\quad (9-9)$$

令 $d_2 = \mu_R / \sigma$ ，可得：

$$\begin{aligned}d_2 &= n \int y' \{ [\Phi(y')]^{n-1} \\ &\quad - [1 - \Phi(y')]^{n-1} \} \phi(y') dy'\end{aligned}\quad (9-10)$$

因此， $\sigma = \mu_R / d_2$ ，即以平均全距除以 d_2 ，來估計常態分佈的標準差。

運用式(9-10)計算 d_2 ，涉及數值積分；但 $n=2$ 和 $n=3$ 時，可得 d_2 之簡易公式。以 $n=3$ 為例，式(9-10)之 d_2 計算如下：

$$\begin{aligned}
d_2 &= 3 \int y' [\Phi^2(y') - 1 + 2\Phi(y') \\
&\quad - \Phi^2(y')] \phi(y') dy' \\
&= 6 \int y' \Phi(y') \phi(y') dy' - 3 \int y' \phi(y') dy'
\end{aligned} \tag{9-11}$$

在式(9-11)中， $\phi(y')$ 為偶函數， $y'\phi(y')$ 為奇函數，在無限域的積分為0，故式(9-11)再簡化如下：

$$d_2 = 6 \int y' \Phi(y') \phi(y') dy' \tag{9-12}$$

標準常態分佈的機率密函數 ϕ 和累積分佈函數 Φ 有如下之性質：

$$\frac{d\Phi(y)}{dy} = \phi(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{y^2}{2}}, \quad \frac{d\phi(y)}{dy} = -y\phi(y) \tag{9-13}$$

且

$$\int_{-\infty}^{\infty} e^{-y^2} dy = \sqrt{\pi} \tag{9-14}$$

將式(9-13)和式(9-14)代入式(9-12)，可得：

$$\begin{aligned}
d_2 &= 6 \int y' \Phi(y') \phi(y') dy' \\
&= -6 \int \Phi(y') d[\phi(y')] \\
&= -6 \left[\Phi(y) \phi(y) \Big|_{y \rightarrow -\infty}^{y \rightarrow \infty} - \int \phi^2(y') dy' \right] \quad (9-15) \\
&= 0 + \frac{6}{2\pi} \int e^{-y^2} dy = \frac{3}{\sqrt{\pi}} \approx 1.6926
\end{aligned}$$

Taoka 等人(2020) 三種類型水密門的三個對數平均數的全距為 $\lambda_3 - \lambda_1 = -1.26006 - (-1.53035) = 0.270295$ ，除以 $d_2 = 3/\sqrt{\pi}$ ，可得對數平均數的標準差 $\beta_U = 0.159695$ ，此值高於樣本標準差估計式(9-4)的 $\beta_U = 0.135455$ ，咸信比較合理。值得注意的是以平均全距估計標準差時，最好有 10 套以上的全距估計值，來計算平均全距，本案僅有一套全距估計值，求得對數平均數的標準差 β_U ，可信度稍嫌不足。

如前所述，無法判定或不分類型的水密門，在門檻漏水量設定為 $0.02 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}^2\text{T}$ 情況下，其需求水壓之中數 D_m 為表 7 所有類型的 0.2465 MPa ，需求水壓隨機不確定性的對數標準差 β_R 為表 7 所有類型的 0.3211 ，需求水壓知識不確定性的對數標準差 β_U 為 0.1597 。將此三值分別代入式(7-2)和式(7-3)，可得平均易損性曲線和不同信心水準的易損性曲線，如圖 9-8 所示。觀察圖 9-7，發現平均易損性曲線和 50%信心水準的易損性曲線非常接近，乃因 $\beta_U = 0.1597$ 明顯小於 $\beta_R = 0.3211$ 之故。

不分類型的水密門在門檻漏水量設定為 $0.02 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}^2\text{T}$ 情況下，其高信心低失效機率(HCLPF)容量 C_{HCLPF} 可依據式(7-3)，計算如下：

$$\begin{aligned}
 5\% &= \Phi \left(\frac{\ln(C_{\text{HCLPF}}/D_m) + \beta_U \Phi^{-1}(95\%)}{\beta_R} \right) \\
 \Rightarrow C_{\text{HCLPF}} &= D_m e^{[\beta_R \Phi^{-1}(5\%) - \beta_U \Phi^{-1}(95\%)]} \\
 &= 0.2465 e^{[0.3211 \Phi^{-1}(5\%) - 0.1597 \Phi^{-1}(95\%)]} \quad (9-16) \\
 &= 0.1118 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

不分類型的水密門在門檻漏水量設定為 $0.02 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}^2\text{T}$ 情況下，在平均易損性曲線中，累積機率達 10% 的容量 $C_{10\%}$ 可依據式(7-2)，計算如下：

$$\begin{aligned}
 10\% &= \Phi \left(\frac{\ln(C_{10\%}/D_m)}{\sqrt{\beta_R^2 + \beta_U^2}} \right) \\
 \Rightarrow C_{10\%} &= D_m e^{\sqrt{\beta_R^2 + \beta_U^2} \Phi^{-1}(10\%)} \quad (9-17) \\
 \Rightarrow C_{10\%} &= 0.2465 e^{\sqrt{(0.3211)^2 + (0.1597)^2} \Phi^{-1}(10\%)} \\
 &= 0.1557 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

同理，在平均易損性曲線中，累積機率達 1% 的容量 $C_{1\%}$ 可依據式(7-2)，計算如下：

$$\begin{aligned}
C_{1\%} &= D_m e^{\sqrt{\beta_R^2 + \beta_U^2} \Phi^{-1}(1\%)} \\
&= 0.2465 e^{\sqrt{(0.3211)^2 + (0.1597)^2} \Phi^{-1}(1\%)} \quad (9-18) \\
&= 0.1070 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

因此， $C_{10\%}$ 比 C_{HCLPF} 高，而本案 $C_{1\%}$ 比 C_{HCLPF} 低，此三值之大小關係約略可從圖 9-7 之左下角觀察之。

在平均易損性曲線中，若累積機率達 q 的容量 C_q 對應於 HCLPF 容量，則累積機率 q 與知識不確定性和隨機不確定性的對數標準差比值 β_U / β_R 有關，推導於下。結合式(7-2)和式(9-16)，可得：

$$\begin{aligned}
C_{\text{HCLPF}} &= D_m e^{[\beta_R \Phi^{-1}(5\%) - \beta_U \Phi^{-1}(95\%)]} = C_q \\
&= D_m e^{\sqrt{\beta_R^2 + \beta_U^2} \Phi^{-1}(q)} \\
\Rightarrow q &= \Phi \left[\frac{\beta_R \Phi^{-1}(5\%) - \beta_U \Phi^{-1}(95\%)}{\sqrt{\beta_R^2 + \beta_U^2}} \right] \quad (9-19) \\
&= \Phi \left[\frac{\Phi^{-1}(5\%) - r \Phi^{-1}(95\%)}{\sqrt{1 + r^2}} \right], \quad r = \frac{\beta_U}{\beta_R}
\end{aligned}$$

累積機率 q 與 β_U / β_R 的關係，即式(9-19)，如圖 9-9 所示。

藉由式(9-19)和觀察圖 9-7，可知：(1)無論對數標準差比值 β_U / β_R 為何，欲使 C_q 等於 HCLPF 容量， q 大於等於 1%，且比值 β_U / β_R 愈遠離 1， q 愈高於 1%。(2)選擇 $C_{1\%}$ 來替代 HCLPF 容量，在

β_U / β_R 愈接近 1 時，結果愈正確；一旦 β_U / β_R 遠離 1， $C_{1\%}$ 會低估 HCLPF 容量，亦即 $C_{1\%}$ 為 HCLPF 容量的下限值。本案之 $\beta_U / \beta_R = 0.497412$ ，HCLPF 容量對應於 $C_{1.37\%}$ 。

若欲以 $C_{1\%}$ 取代 HCLPF 容量，其相對誤差如下式所示：

$$\frac{C_{1\%} - C_{\text{HCLPF}}}{C_{\text{HCLPF}}} = \frac{e^{\sqrt{\beta_R^2 + \beta_U^2} \Phi^{-1}(1\%)}}{e^{[\beta_R \Phi^{-1}(5\%) - \beta_U \Phi^{-1}(95\%)]}} - 1 \quad (9-20)$$

此相對誤差與對數標準差 β_R 和 β_U 的實際數值有關，但必然小於 0。本案之 $C_{1\%} = 0.1070$ MPa， $C_{\text{HCLPF}} = 0.1118$ MPa，相對誤差為 -4.29%。

表 9-1 類型 1 水密門數位化的漏水量($\text{m}^3/\text{h}/\text{m}^2$)

水壓	面內剪應變								
	0m	1000m	-1000m	2000m	-2000m	3000m	-3000m	4000m	-4000m
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.05	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.15	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.21	---	---	---	0.156204	0.112409	---	---	---	---
0.24	---	---	---	---	---	---	---	0.212774	0.236496
0.25	0	0.121168	0.079562	---	---	0.063139	0	---	---
0.26	---	---	---	---	---	0.145985	0.19635	---	---
0.3	0.118613	---	---	---	---	---	---	---	---

表 9-2 類型 2 水密門數位化的漏水量($\text{m}^3/\text{h}/\text{m}^2$)

水壓	面內剪應變								
	0m	1000m	-1000m	2000m	-2000m	3000m	-3000m	4000m	-4000m
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.05	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.15	0.001932	0.001932	0.001932	0.001932	0.001932	0.001932	0.001932	0.001932	0.001932
0.2	---	0.002899	0.015942	0.01401	---	0.015459	---	0.01256	0.00628
0.21	0.016425	---	---	---	0.012077	---	0.004831	---	---
0.25	0.038647	0.048309	0.167633	---	0.028502	---	---	---	---
0.26	---	---	---	0.023671	---	0.032367	0.010628	0.016425	0.016425
0.3	0.142995	0.2	0.251691	---	---	---	---	---	---
0.31	---	---	---	0.071014	0.319324	0.2	0.01401	0.129469	0.150242

表 9-3 類型 3 水密門數位化的漏水量($\text{m}^3/\text{h}/\text{m}^2$)

水壓	面內剪應變								
	0m	1000m	-1000m	2000m	-2000m	3000m	-3000m	4000m	-4000m
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.05	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	0.001511	0.002568	0.004381	0.007855	0.00136	0.006344	0.00423	0.003323	0.003625
0.15	0.003021	0.005136	0.008761	0.01571	0.002719	0.012689	0.008459	0.014199	0.006949
0.2	0.003323	0.009668	0.012689	0.021752	0.005136	0.021752	0.022961	0.023867	0.012387
0.25	0.009668	0.013595	0.016616	0.023263	0.011178	0.036858	0.044713	0.035347	0.024773
0.3	0.011178	0.018731	0.017825	0.028097	0.010574	0.034441	0.042296	0.044411	0.036858

表 9-4 三種類型水密門達門檻漏水量之需求水壓(MPa)

	面內剪應變								
	-								
	0m	1000m	-1000m	2000m	-2000m	3000m	3000m	4000m	-4000m
類型 1	0.2584	0.2083	0.2126	0.2013	0.2018	0.2158	0.2510	0.2038	0.2034
類型 2	0.2164	0.2188	0.2013	0.2372	0.2293	0.2161	0.3986	0.2616	0.2613
類型 3	0.5920	0.3124	0.39	0.1855	0.5920	0.1903	0.1898	0.1800	0.2307

表 9-5 三種類型水密門需求水壓之中數和對數標準差

	中數(MPa)	對數標準差
類型 1	0.2165	0.0955
類型 2	0.2439	0.2040
類型 3	0.2836	0.4929

表 9-6 混合類型水密門需求水壓之中數和對數標準差

	中數(MPa)	對數標準差
類型 1 和 2	0.2298	0.1663
類型 1 和 3	0.2478	0.3714
類型 2 和 3	0.2630	0.3741
所有類型	0.2465	0.3211

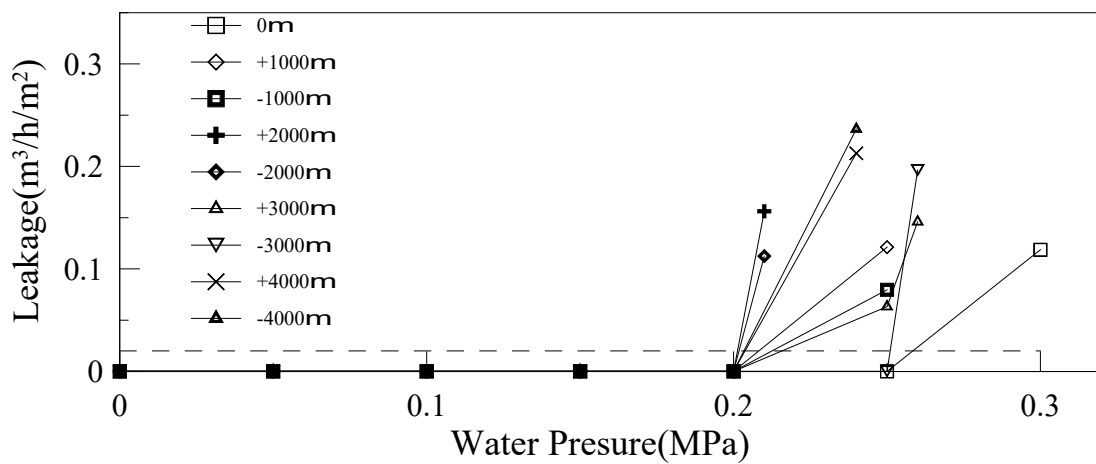


圖 9-1 類型 1 水密門的水壓-漏水測量結果數位化

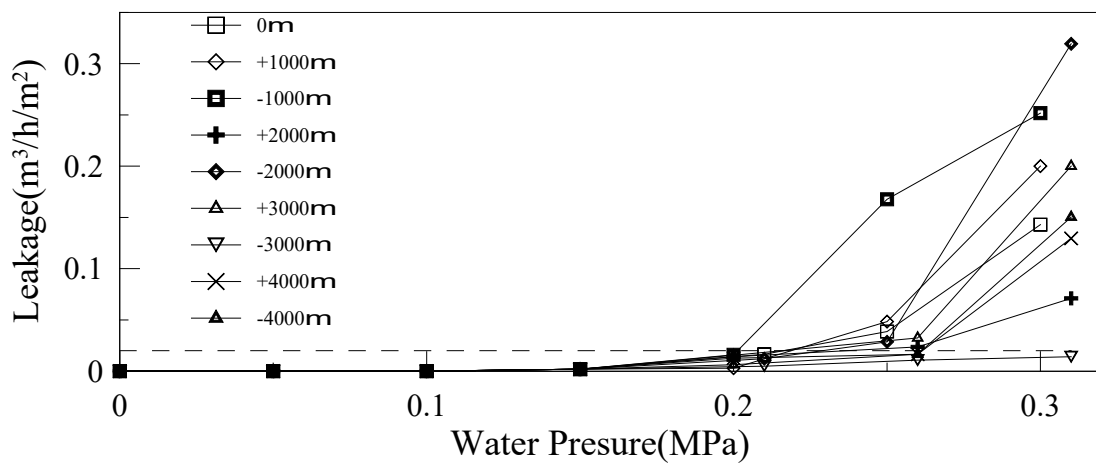


圖 9-2 類型 2 水密門的水壓-漏水測量結果數位化

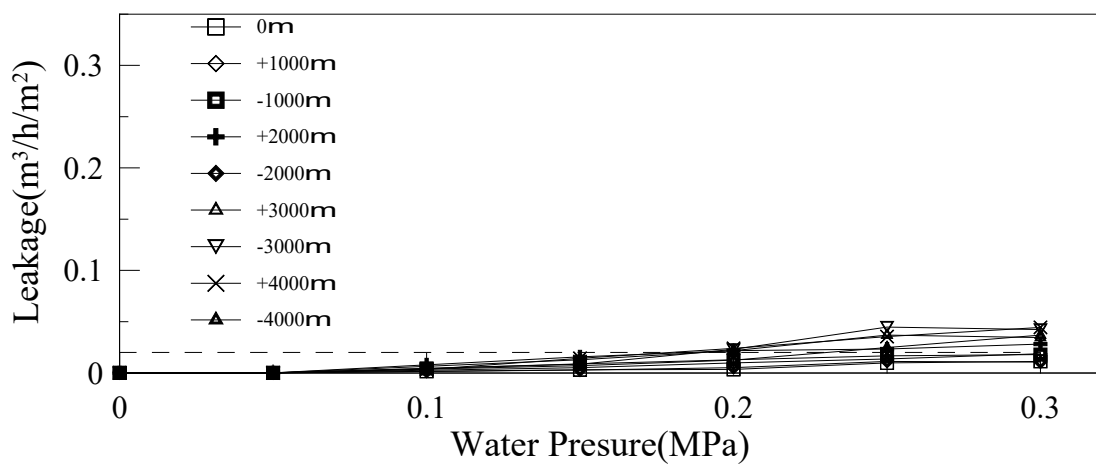


圖 9-3 類型 3 水密門的水壓-漏水測量結果數位化

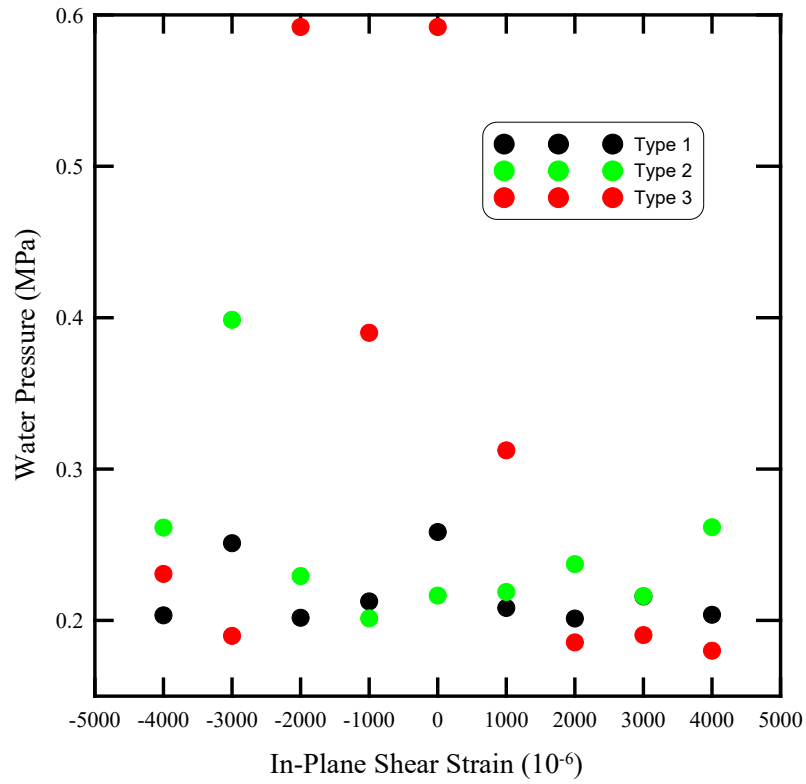


圖 9-4 三種類型水密門達門檻漏水量之需求水壓

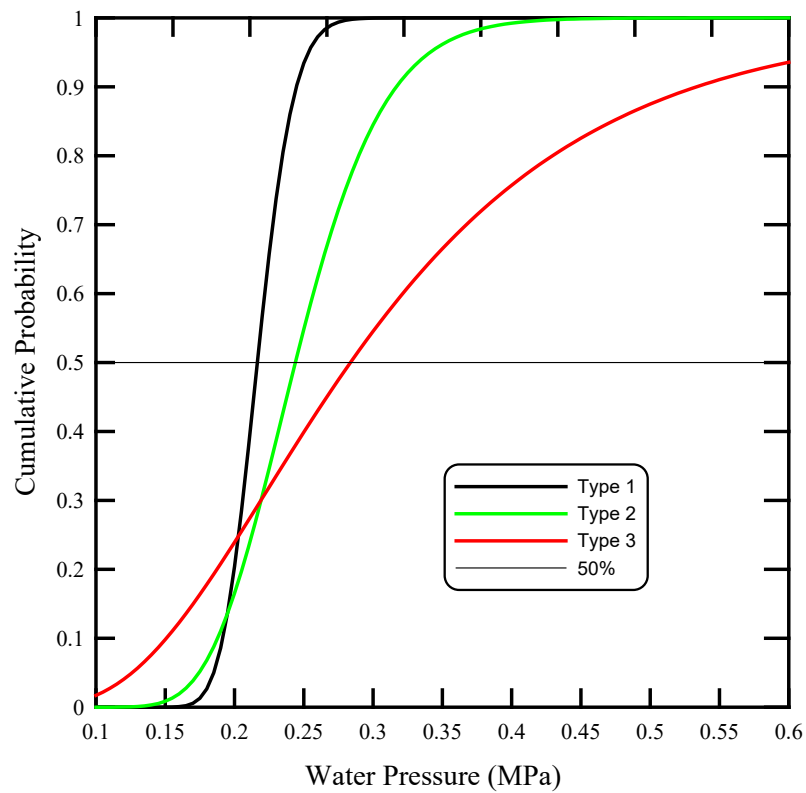


圖 9-5 三種類型水密門之易損性曲線

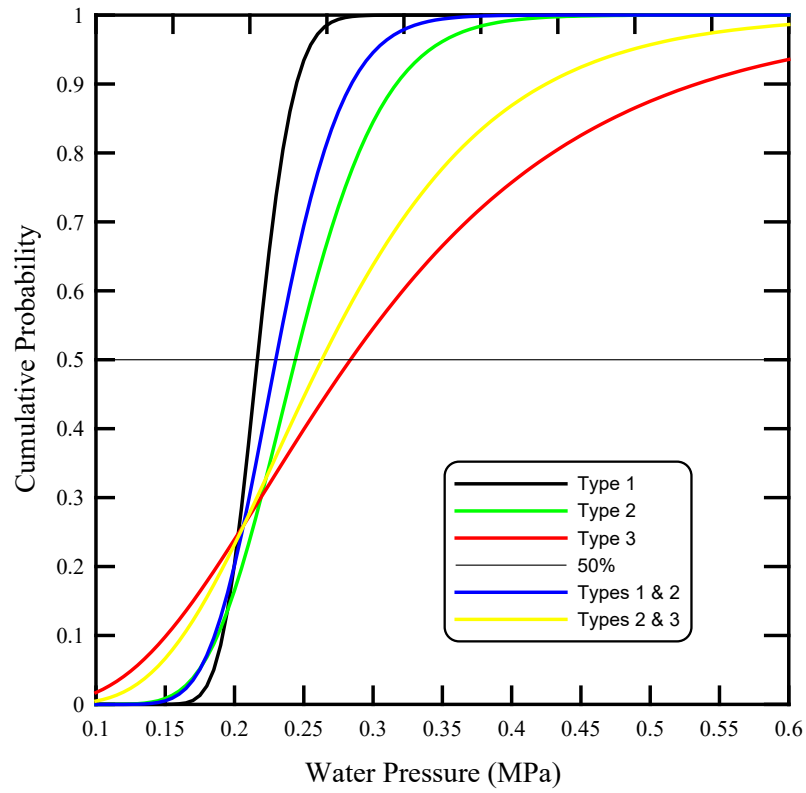


圖 9-6 單一和混合類型水密門之易損性曲線比較

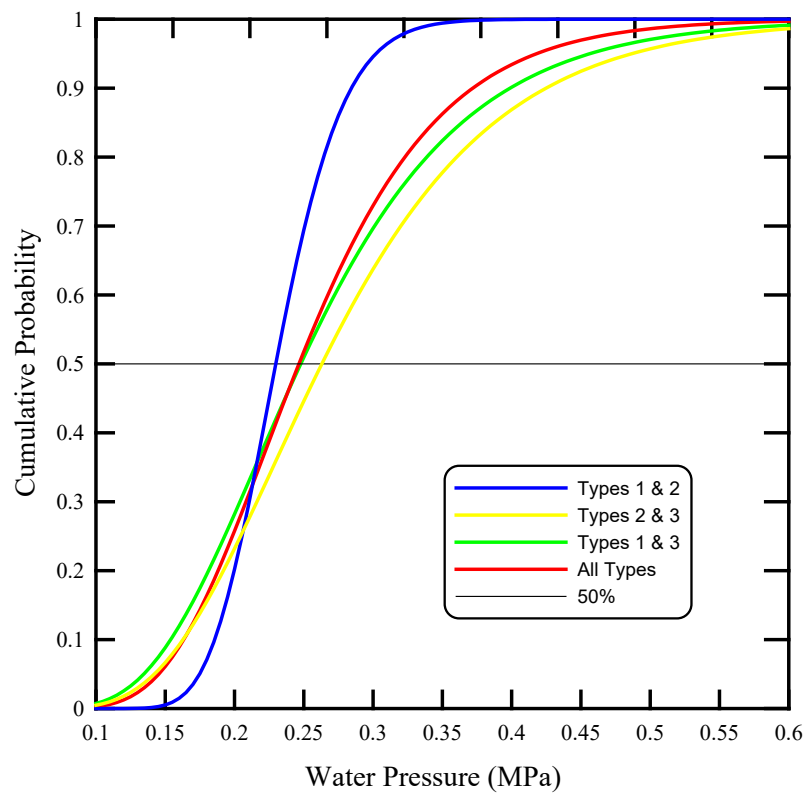


圖 9-7 各種混合類型水密門之易損性曲線比較

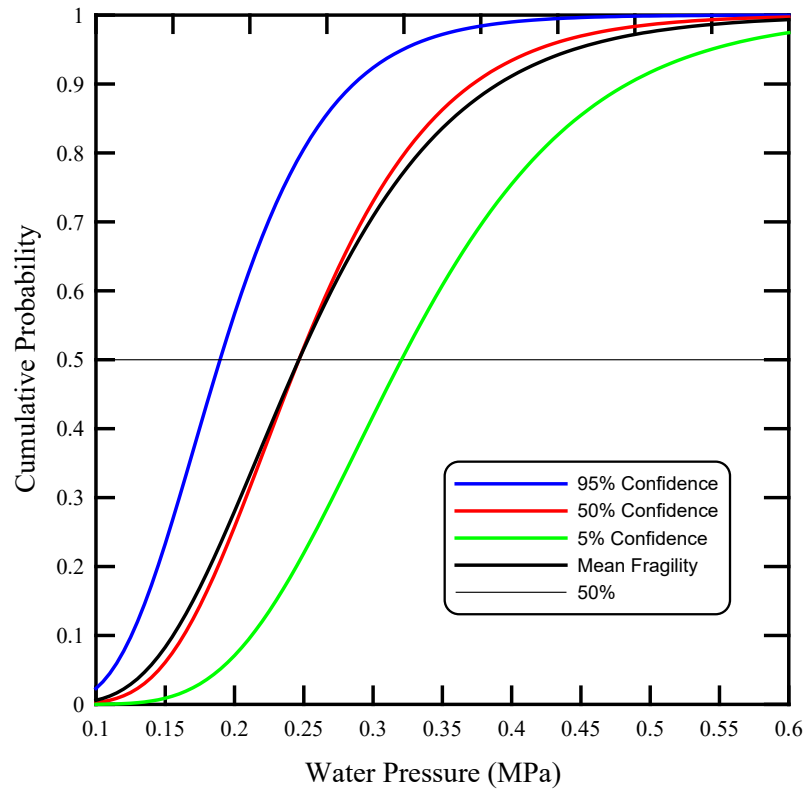


圖 9-8 不分類型水密門不同信心水準之易損性曲線

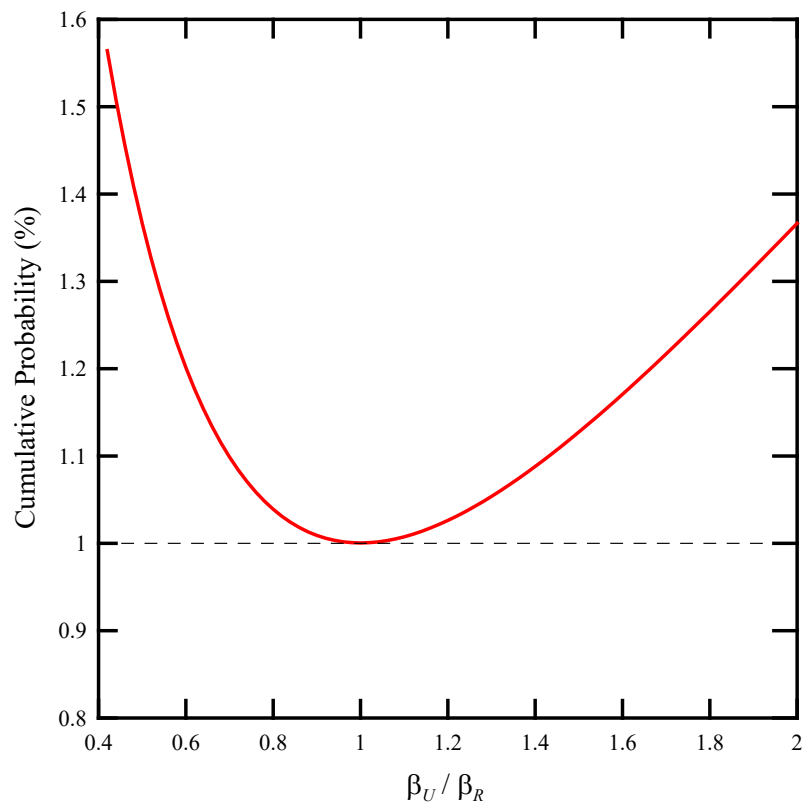


圖 9-9 累積機率 q 與對數標準差比值 β_U / β_R 的關係

參、主要發現與結論

本研究所得主要發現與結論敘述如下：

- 一、研究進行海嘯源逆推方法之建置，逆推方法依 University of Washington Working Group (2017)所述之步驟進行計算方法之建置及測試。
- 二、研究參考 University of Washington Working Group (2017)，訂定明確之逆推門檻條件。
- 三、研究成功透過一維聚焦波進行方法測試，確認以 Matlab 程式進行非線性最小二乘法計算之正確性。
- 四、以二維情境海嘯進行研究分析，結果顯示海嘯源逆推之海嘯初始水位分布結果可能存在不同的結果能滿足逆推門檻條件。符合逆推門檻條件之情境是否會造成類似的近岸廠區危害度有待未來進一步的研究分析。
- 五、斷層震源相較於隱沒帶震源主要造成鄰近區域的海嘯波傳，然而鄰近的斷層震源相比遠處之隱沒帶震源可能對於廠區有更大的海嘯危害度。
- 六、回顧既有文獻中，針對機率式海底崩塌型海嘯危害度分析 (LPTHA)的方法，並綜整如何以蒙地卡羅模擬進行認知不確定性分析。再根據文獻中既有的山崩體積與重現期距之機率模型，建立包含認知不確定性分析之 LPTHA 執行架構及分析流程。
- 七、蒐集既有文獻，評析海底山崩剛體模型和流變模型之評估技術程序研析，據此釐清不同水動力模式及山崩模式之耦合方法及優劣勢，冀期供後續相關研究之參考。

八、根據相關回顧性文章，以山崩型海嘯而言，具頻散特性的數值模式為必要條件，而使用剛體假設以模擬海底山崩海嘯可提供較保守之模擬結果。

九、研究根據第一個工作項目所建立之 LPTHA 分析架構，並使用蒙地卡羅模擬的概念，進行認知不確定性分析，據此進行廠區的危害度評析。研究共進行 60 組數值模擬，其中 30 組屬三種參數的隨機選取，同時以兩種不同崩塌型態進行模擬。相關結果亦用以建立危害度溢淹潛勢分析。然因缺乏相關地質資訊，山崩體積與重現期距之機率模型僅能沿用文獻中針對他處所建立之，是以其是否足以代表台灣海域之特性仍待商榷。

十、若要進行嚴謹的 LPTHA 研究，詳盡的地質探測資料實為必須，如此方能建立屬於台灣周遭海域之機率模型，並據此進行嚴謹的廠區設計條件評析。

十一、依據 Taoka 等人(2020)的水密門實驗和模擬分析，在水密門抗地震與海嘯的易損性評估中，水密門的水密性能可以水壓為指標來定義，例如可選擇水理實驗中水密門達到允許漏水量的對應水壓。

十二、水密門密封部的不同設計導致水密性能有異，例如填料性質、填料道數和填料壓蓋放置方式等。未發現水密門的水密性能與水密門的面內剪應變有明顯關係，但研判水密性能與水密門因地震造成的面外剪應變有關，可惜 Taoka 等人(2020)的水理實驗未將面外剪應變列入實驗條件。

- 十三、相對之下，類型 1 水密門的水密性能最弱，類型 3 水密門的水密性能最強。
- 十四、相對之下，類型 1 水密門的水密性能最集中，類型 3 水密門的水密性能最分散。
- 十五、在門檻漏水量為 $0.02 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}^2$ ，和水密門需求水壓為對數常態分佈的假設下，類型 1 水密門需求水壓的中數和對數標準差分別為 0.2165 MPa 和 0.0955 。
- 十六、在門檻漏水量為 $0.02 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}^2$ ，和水密門需求水壓為對數常態分佈的假設下，類型 2 水密門需求水壓的中數和對數標準差分別為 0.2439 MPa 和 0.2040 。
- 十七、在門檻漏水量為 $0.02 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}^2$ ，和水密門需求水壓為對數常態分佈的假設下，類型 3 水密門需求水壓的中數和對數標準差分別為 0.2836 MPa 和 0.4929 。
- 十八、在門檻漏水量為 $0.02 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}^2$ ，和水密門需求水壓為對數常態分佈的假設下，混合類型 1 和類型 2 水密門需求水壓的中數和對數標準差分別為 0.2298 MPa 和 0.1663 。
- 十九、在門檻漏水量為 $0.02 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}^2$ ，和水密門需求水壓為對數常態分佈的假設下，混合類型 1 和類型 3 水密門需求水壓的中數和對數標準差分別為 0.2478 MPa 和 0.3714 。
- 二十、在門檻漏水量為 $0.02 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}^2$ ，和水密門需求水壓為對數常態分佈的假設下，混合類型 2 和類型 3 水密門需求水壓的中數和對數標準差分別為 0.2630 MPa 和 0.3741 。

- 二十一、在門檻漏水量為 $0.02 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}^2$ ，和水密門需求水壓為對數常態分佈的假設下，所有類型混合水密門需求水壓的中數和對數標準差分別為 0.2465 MPa 和 0.3211 。
- 二十二、單一類型和混合類型水密門的 50%信心水準易損性曲線。
- 二十三、由於水理實驗的結果只得到三種類型水密門各 9 個需求水壓數據，再無其它同類型水密門的水理實驗數據，不足以估算知識不確定性的對數標準差。因此，無法推估單一類型水密門的平均易損性曲線，也無法推估單一類型水密門不同信心水準的易損性曲線。
- 二十四、在門檻漏水量為 $0.02 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}^2$ ，和水密門需求水壓為對數常態分佈的假設下，不分類型水密門需求水壓的中數、隨機不確定性對數標準差和知識不確定性對數標準差分別為 0.2465 MPa 、 0.3211 和 0.1597 ，所得平均易損性曲線和不同信心水準的易損性曲線如圖 24 所示。
- 二十五、如若變更水密門的門檻漏水量，亦可依本計畫的步驟，推估水密門的各種易損性曲線。
- 二十六、本計畫的易損性分析結果欲延用於特殊類型和設計條件的水密門，需考慮通用性問題。

肆、参考文献

1. Ang, A. H-S. and Tang, W. H. (1984), Probability Concepts in Engineering Planning and Design, Volume II: Decision, Risk, and Reliability, John Wiley & Sons Inc.
2. Atomic Energy Society of Japan (AESJ) (2012), Case Studies of Implementation Standard Concerning the Tsunami Probabilistic Risk Assessment of Nuclear Power Plants, AESJ-SC-TR006.
3. Atomic Energy Society of Japan (AESJ) (2016), A Standard for Procedure of Tsunami Probabilistic Risk Assessment (PRA) for Nuclear Power Plants, AESJ-SC-RK004.
4. Basu, P. C., M. K. Ravindra, and Y. Mihara (2015), “Component Fragility for Use in PSA of Nuclear Power Plant”, Transactions, SmiRT-23, Manchester, U. K.
5. Behrens, J. et al., 2021. Probabilistic tsunami hazard and risk analysis: A review of research gaps. *Frontiers in Earth Science*, 9.
6. Electric Power Research Institute (EPRI) (1994), Methodology for Deriving Seismic Fragilities, TR-103959. California, USA.
7. Enet, F. and Grilli, S.T., 2007. Experimental study of tsunami generation by three-dimensional rigid underwater landslides. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 133(6), 442-454.
8. Grilli, S.T. et al., 2015. Modeling of smf tsunami hazard along the upper us east coast: Detailed impact around ocean city, md. *Natural Hazards*, 76(2), 705-746.

9. Grilli, S.T., Taylor, O.-D.S., Baxter, C.D.P. and Marezki, S., 2009. A probabilistic approach for determining submarine landslide tsunami hazard along the upper east coast of the united states. *Marine Geology*, 264(1), 74-97.
10. Iorio, V., Bellotti, G., Cecioni, C. and Grilli, S.T., 2021. A numerical model for the efficient simulation of multiple landslide-induced tsunamis scenarios. *Ocean Modelling*, 168, 101899.
11. Kirby, J.T., 2016. Boussinesq models and their application to coastal processes across a wide range of scales. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 142(6), 03116005.
12. Kirby, J.T. et al., 2022. Validation and inter-comparison of models for landslide tsunami generation. *Ocean Modelling*, 170, 101943.
13. Kirby, J.T., Wei, G., Chen, Q., Kennedy, A.B. and Dalrymple, R.A., 1998. Funwave 1.0: Fully nonlinear boussinesq wave model-documentation and user's manual. research report NO. CACR-98-06.
14. Løvholt, F., Bondevik, S., Laberg, J.S., Kim, J. and Boylan, N., 2017. Some giant submarine landslides do not produce large tsunamis. *Geophysical Research Letters*, 44(16), 8463-8472.
15. Lane, E.M., Mountjoy, J.J., Power, W.L. and Mueller, C., 2016. Probabilistic hazard of tsunamis generated by submarine landslides in the cook strait canyon (new zealand). *Pure and Applied Geophysics*, 173(12), 3757-3774.

16. Lee, C.-H., 2021. Two-phase modelling of submarine granular flows with shear-induced volume change and pore-pressure feedback. *Journal of Fluid Mechanics*, 907, A31.
17. Lee, C.-H., Lo, P.H.-Y., Shi, H. and Huang, Z., 2022. Numerical modeling of generation of landslide tsunamis: A review. *Journal of Earthquake and Tsunami*, 16(06), 2241001.
18. Li, L. et al., 2015. What caused the mysterious eighteenth century tsunami that struck the southwest taiwan coast? *Geophysical Research Letters*, 42(20), 8498-8506.
19. Liu, P.L.-F. et al., 2020. Coastal landslides in palu bay during 2018 sulawesi earthquake and tsunami. *Landslides*, 17(9), 2085-2098.
20. Liu, P.L.-F., Wu, T.-R., Raichlen, F., Synolakis, C.E. and Borrero, J.C., 2005. Runup and rundown generated by three-dimensional sliding masses. *Journal of Fluid Mechanics*, 536, 107-144.
21. Lo, P.H.Y. and Liu, P.L.F., 2021. On water waves generated by a bottom obstacle translating at a subcritical speed. *Journal of Fluid Mechanics*, 923, A26.
22. Lynett, P. and Liu, P.L.-F., 2002. A numerical study of submarine-landslide-generated waves and run-up. *Proceedings: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 458(2028), 2885-2910.
23. Ma, G., Kirby, J.T. and Shi, F., 2013. Numerical simulation of tsunami waves generated by deformable submarine landslides. *Ocean Modelling*, 69, 146-165.

24. Ma, G., Shi, F. and Kirby, J.T., 2012. Shock-capturing non-hydrostatic model for fully dispersive surface wave processes. *Ocean Modelling*, 43–44(0), 22-35.
25. Mihara, Y., A. Yamaguchi, Y. Kirimoto, and M. Matsuyama (2012), Tsunami PRA Standard Development by Atomic Energy Society Japan (AESJ) (3) Tsunami Fragility Analysis, PSAM11.
26. Mihara, Y., A. Yamaguchi, Y. Kirimoto, and M. Matsuyama (2014), Revision of the AESJ Standard for Seismic Probabilistic Risk Assessment (3) Fragility Evaluation, PSAM12.
27. Mori, N., Takahashi, T., Yasuda, T. and Yanagisawa, H., 2011. Survey of 2011 tohoku earthquake tsunami inundation and run-up. *Geophysical Research Letters*, 38, L00G14.
28. Okada, Y., 1985. Surface deformation due to shear and tensile faults in a half-space. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 75(4): 1135-1154.
29. Pampell-Manis, A., Horrillo, J., Shigihara, Y. and Parambath, L., 2016. Probabilistic assessment of landslide tsunami hazard for the northern gulf of mexico. *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 121(1), 1009-1027.
30. PSHA SSHAC-3 SSC, 2019. Development of the Hazard Input Document for Taiwan using SSHAC Level 3 Methodology. Volume 2: SSC Technical Report, Taiwan Power Company.

31. Sepúlveda, I., Haase, J.S., Liu, P.L.-F., Grigoriu, M. and Winckler, P., 2021. Non-stationary probabilistic tsunami hazard assessments incorporating climate-change-driven sea level rise. *Earth's Future*, 9(6), e2021EF002007.
32. Shi, F., Kirby, J.T., Harris, J.C., Geiman, J.D. and Grilli, S.T., 2012. A high-order adaptive time-stepping tvd solver for boussinesq modeling of breaking waves and coastal inundation. *Ocean Modelling*, 43-44, 36-51.
33. Shi, F., Kirby, J. T., Tehranirad, B., Harris, J. C. (2016). FUNWAVE-TVD, Fully Nonlinear Boussinesq Wave Model With TVD solver, Documentation and User's Manual (Version 3.0). Center for Applied Coastal Research, University of Delaware, Newark, Delaware USA.
34. Shi, H., Dong, P., Yu, X. and Zhou, Y., 2021. A theoretical formulation of dilatation/contraction for continuum modelling of granular flows. *Journal of Fluid Mechanics*, 916, A56.
35. Si, P., Shi, H. and Yu, X., 2018. A general numerical model for surface waves generated by granular material intruding into a water body. *Coastal Engineering*, 142, 42-51.
36. Sugino, H., Y. Iwabuchi, M. Nishio, H. Tsutsumi, H. Sakagami, and K. Ebisawa (2008), "Development of Probabilistic Methodology for Evaluating Tsunami Risk on Nuclear Power Plants", The 14th World Conference on Earthquake Engineering.

37. Taoka, H., N. Ishida, and T. Toriyama (2020), “ Examination and Analysis of the Water Tightness of Watertight Doors in Nuclear Facilities (Water Tightness of the Watertight Doors beyond Design Conditions)”, Transactions of the JSME, Vol. 86, No. 892 (in Japanese).
38. United States Nuclear Regulatory Commission (USNRC) (1983), PRA Procedures Guide, a Guide to the Performance of Probabilistic Risk Assessments for NPP, NUREG CR-2300, Vol. 2. Washington D. C., USA.
39. University of Washington Working Group. (2017). Probabilistic Tsunami Design Maps for the ASCE 7-16 Standard. In ASCE 7-16 Tsunami Design Zone Maps for Selected Locations (pp. 1-17).
40. Watts, P., Grilli, S.T., Tappin, D.R. and Fryer, G.J., 2005. Tsunami generation by submarine mass failure. Ii: Predictive equations and case studies. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, 131(6), 298-310.
41. Wu, T.-R. et al., 2014. A two-way coupled simulation of moving solids in free-surface flows. Computers & Fluids, 100, 347-355.
42. Wu, T.-R., Vuong, T.-H.-N., Lin, C.-W., Wang, C.-Y. and Chu, C.-R., 2020. Modeling the slump-type landslide tsunamis part i: Developing a three-dimensional bingham-type landslide model. Applied Sciences, 10(18), 6501.

43. Zhao, T., Uti, S. and Crosta, G.B., 2016. Rockslide and impulse wave modelling in the vajont reservoir by dem-cfd analyses. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49(6), 2437-2456.
44. 內政部營建署，2022。「建築物耐震設計規範及解說」。
45. 吳祚任，2011。「台灣潛在高於預期之海嘯模擬與研究」，行政院災防應用科技方案，行政院國家科學委員會。