

港灣構造物耐震性能設計架構之研究(2/4)

A Study on Performance-Based Seismic Design Framework of Port Structures (2/4)

主管單位：交通部運輸研究所港灣技術研究中心¹

張權²

薛強²

顧承宇³

曾韋繇³

賴瑞應¹

Chang, Chyuan

Xue, Qiang

Ku, Cheng-Yu

Tseng, Wei-Fan

Lai, Jui-Ying

財團法人中興工程顧問社 土木水利與軌道運輸研究中心²

國立台灣海洋大學 河海工程學系³

摘要

本研究主要是棧橋式與重力式碼頭耐震性能設計案例研究，藉由過去財團法人中興工程顧問社與交通部運輸研究所港灣技術研究中心共同研究之成果，如碼頭耐震性能設計目標、耐震性能規定與耐震性能驗證方法等，進而建立棧橋式與重力式碼頭之耐震性能設計程序，再經由設計案例規劃，訂定適當且具代表性的設計條件，以進行棧橋式與重力式碼頭的耐震性能設計案例實作與探討。

關鍵詞：棧橋式碼頭，重力式碼頭，性能設計，耐震設計

Abstract

This study focused on the performance-based seismic design case studies of pile-supported wharves and gravity quay walls. By means of the former mutual research results of Sinotech Engineering Consultants, Inc. and Institute of Transportation M.O.T.C., such as the performance objectives and corresponding acceptance criteria of damage parameters and analysis methods of port structures, the performance-based seismic design procedure for the pile-supported wharves and gravity quay walls could be established. Then, the appropriate and representative design conditions of wharves design case were set by the case planning, and the design case studies of the pile-supported wharves and gravity quay walls were conducted.

Keywords : pile-supported wharves, gravity quay walls, performance-based design, seismic design

一、前言

以往耐震設計規範要求構造物設計須滿足「小震不壞」、「中震可修」、「大震不倒」的原則，耐震設計規範採用用途係數 I 來間接表達其預期性能，該耐震要求僅定性地隱含在傳統強度設計法中，並未明確加以量化，然而性能設計法則要求以直接透明之參數來表達構造物之破壞狀態或性能，使設計者與使用者能充分瞭解未來在不同等級地震作用時，構造物可能產生的損失程度、破壞狀況與使用性，性能設計法同時考量結構整體、構件與附屬設施在不同等級地震危害下之多等級耐震要求，構造物在某一設計地震危害下被期望具有的耐震性能、重要性或經濟性，並且加以量化（即性能規定 Performance Criteria），如此構造物之耐震性能即可採用『在各設計地震作用下分析構造物之強度、變形、能量或其他破壞指標 \leq 性能規定』的方式進行檢核。

二、耐震性能要求

從日本 2007 年「港灣の施設の技術上の基準・同解説」[1]中可知，日本對港灣設施的設計在地震力計算上，係利用機率法考量歷史災害、震源等因素進行地震危害度分析，進而得到地震地表歷時，但由於計算方法複雜，且港灣構造物數量較多，此法對於國內港灣構造物設計應用並不實際。另外，在性能標準規定上，日本已正式進入構造物破壞機率可靠度的要求，此類設計標準要求亦為國內工程師設計能力的另一種挑戰，因此本研究建議國內港灣構造物耐震性能設計可先參考 2001 年的國際航海協會港灣構造物耐震設計準則，該規範在性能標準規定上甚為詳盡，亦與本國其他構造物耐震性能設計規範研究之架構雷同。

國際航海協會港灣構造物耐震設計準則(INA 2001)[2]除了對構造物在等級 I 地震力作用下之性能提出要求外，在等級 II 地震力作用下，對應第 I、II、III、IV 級性能等級之 S、A、B、C 級耐震設施，基本相當於國內港灣構造物設計規範[3]中之「特定級、A 級、B 級與 C 級」四種類別構造物，不同之處在於：國內現行規範，目前僅攏統地要求在 475 年回歸期設計地震力下，剛性結構物不得產生滑動、傾斜以及主體與基礎承载力不足之破壞，需保持安定，非剛性結構物允許發生塑性變形，但韌性比不超過容許韌性容量，對於在同樣等級設計地震力下，「特定級、A 級、B 級與 C 級」四種類別構造物(包括剛性與非剛性)不同之行為或性能並未如「INA 港灣構造物耐震設計準則」明確定性甚至量化，僅以不同重要度係數來修正在同等級設計地震力作用下施加於結構之等效側向力之大小，間接調整構造物之耐震性能；「INA 港灣構造物耐震設計準則」之性能設計法，係根據構造物之重要度等級(特定級、A 級、B 級與 C 級)，考量各等級設計地震力作用下，構造物所應具備之不同耐震性能等級加以定性說明，並以不同大小之可接受標準值加以規定。

2.1 地震等級

國內「公共工程性能設計準則」[4]中建議設計地震力必須考量三等級地震力，而國內建築、橋梁耐震性能設計規範草案亦皆定義三等級設計地震，然而「INA 港灣構造物耐震設計準則」僅以兩等級地震進行設計，但為符合國內耐震性能設計架構之一致性及

國內工程師之設計習慣，本研究仍建議維持 2500 年回歸期地震(50 年超越機率 2%)作為最大設計地震考量。

而目前國內「港灣構造物設計基準」之設計地震力是參照 2005 年版「建築耐震設計規範」，同為三等級設計地震力，本研究參考港灣技術研究中心之「港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究」[5]報告中基隆港、台中港、高雄港、蘇澳港的各港區平均地震危害度曲線，建議至少應將現行規範碼頭之中度地震強度由「475 年回歸期地震除以 4.2」上調至「475 年回歸期地震除以 3.25」與橋梁耐震設計規範[6]相同，則地震回歸期約提昇至 50 年，較符合碼頭之重要性程度；另碼頭結構不如建築結構因高靜不定度而擁有較高的降伏後強度，因此設計地震與最大考量地震之計算公式中，分母係數 1.4 應改為 1.2 與橋梁相同較為恰當。因此本研究建議三等級地震力計算方式如表 1 所示。

表1、本研究建議國內碼頭耐震設計規範三等級設計地震力

地震等級		地震力計算公式
等級 I 地震	約 50 年回歸期	$V_{\min} = \frac{IS_{ad}}{3.25\alpha_y} W$
等級 II 地震	475 年回歸期	$V_D = \frac{I}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{ad}}{F_u} \right)_m W$
等級 III 地震	2500 年回歸期	$V_M = \frac{I}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W$
註：剛性結構 F_{uD} 或 F_{uM} 為 1.0		

2.2 性能等級

本研究依各國耐震性能設計規範之慣例，從構造物之「使用性」、「修復性」、「安全性」三方面考量，並參考國內現行「港灣構造物設計基準」之性能等級定義，建議出未來國內港灣碼頭耐震性能設計之性能等級。由於 475 年回歸期地震為主要的設計地震，而國內碼頭結構設計之重要度分 4 類與國際規範相同；再者「公共工程性能設計準則」中亦說明，耐震性能設計的基本概念主要是採用構造物的非線性行為分析進行設計，故應將「用途係數」轉換於耐震性能等級之要求，而非用於設計地震力的放大；因此在同一 475 年回歸期地震作用下，欲區分 4 種不同重要度碼頭，則須具有 4 級性能等級的制定，如表 2。而其第 I、III、IV 級性能等級亦恰符合現行「港灣構造物設計基準」設計目標中三等級地震所各別對應的性能要求。

表2、耐震性能等級定性規定之建議

性能等級	使用性	修復性	安全性
第 I 等級	功能正常	不需修復	結構無損傷
第 II 等級	短期功能喪失	可快速修復	損壞輕微
第 III 等級	長期功能喪失	修復非常困難	損壞嚴重維持生命安全 (未超過韌性容量)
第 IV 等級	無法恢復營運	須拆除重建	結構崩塌 (超過韌性容量)

2.3 重要度分類

為了維持業主及工程師既有的設計習慣，碼頭重要度分類建議仍然維持現行規範的

規定，如表 3 所示，目前國內現行規範訂立的碼頭重要度分類與「INA 港灣構造物耐震設計準則」雷同，如此則亦可參考「INA 港灣構造物耐震設計準則」之相關規定來制定本國碼頭之耐震性能要求。

表3、各重要度等級之碼頭特性

等級	碼頭之特性
特定	明顯具有 A 級結構物之特性 1 至 3 項之情形者
A	1. 結構物在遭受地震災害時，將有可能造成多數人命及財產之損失者。 2. 負有震災後復建工作之重要任務者。 3. 儲存有害或危險物品之結構物，在遭受地震災害時，將可能造成人命或財產之重大損失者。 4. 結構物在遭受地震災害時，對於相關區域之經濟與社會活動將造成重大影響者。 5. 結構物在遭受地震災害時，其復舊作業經預測將相當困難者。
B	凡不屬於特定、A 級、C 級者
C	特定及 A 級以外之小規模結構物復舊作業容易者。

2.4 性能要求建議

從「INA 港灣構造物耐震設計準則」之性能要求(表 4)可知，國內現行規範之特定級碼頭的性能要求明顯低於國外規範，尤其台灣為海島型國家，所有原物料及物資皆需倚靠港口運輸，災難性地震發生時外援物資對於社會經濟恢復格外重要，設立特定級碼頭目的即是在災難地震後仍可有部分功能良好之碼頭可供救援物資運輸，因此國際航海協會(INA)及日本規範對於特定級碼頭之性能要求皆為 475 回歸期地震作用下結構須保持彈性，而國內現行港灣構造物設計基準則是以中度地震力的 1.5 倍作用下保持彈性作為設計基準，約為 75 年回歸期地震，遠小於 475 年回歸期地震，此性能要求可能無法滿足特定級碼頭所需之救災功能，故建議應予調整提升。

本研究建議之性能要求須增加 2500 年回歸期最大考量地震所對應的性能等級來規定「特定級」、「A 級」與「B 級」的碼頭性能，「特定級」碼頭之損壞在 2500 年回歸期地震作用下不可高於第 II 性能等級，使其在災難地震後仍具有修復機會。因此建議在 2500 年回歸期地震作用下，按重要度排序，特定級碼頭須滿足第 II 級性能等級，A 級碼頭須滿足第 III 級性能等級，B 級碼頭須滿足第 IV 級性能等級，而 C 級碼頭在此等級地震作用下應已崩塌故不需檢核。綜上所述，在提升中度地震等級與特定級碼頭之性能要求後，各級碼頭對應的性能要求可歸納如表 5 所示。

表4、國際航海協會各等級耐震構造物之耐震性能要求

性能等級	I	II	III	IV
地震力				
75 年回歸期地震	S、A、B	C		
475 年回歸期地震	S	A	B	C

表5、建議之碼頭所對應的耐震性能要求

性能等級	I	II	III	IV
地震等級				
中度地震	A(小於 80%降伏反應)、B 級	C 級	—	—
475 年回歸期地震	特定級	A 級	B 級	C 級
2500 年回歸期地震	—	特定級	A 級	B 級

三、耐震性能規定

由碼頭耐震性能要求的探討可知，國際航海協會規範之架構與我國耐震性能設計之相關規範及研究一致，且為各先進國家所依循，因此本研究之耐震性能要求建議參照國際航海協會規範，再因應公共工程性能設計準則之規定，增加最大考量地震(2500年回歸期)等級，修正為本土化之碼頭耐震性能設計要求，依使用性及安全性，詳細說明國際航海協會對於耐震性能等級標準值之規定，該規範根據相關之主要參數(例如：岸肩沉陷量、碼頭傾斜度、最大位移、變位角及應力/應變等)，建立碼頭在各性能等級下該參數之可接受標準，以定量的方式表達碼頭結構之性能，提供國內工程師參考；其棧橋式與重力式碼頭之性能可接受標準可參考表6及表7。為使棧橋式碼頭在震後具有較佳的修復性，設計者亦在設計時應掌握棧橋結構的破壞次序。

表6、棧橋式碼頭性能可接受標準

性能等級		第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
殘餘變位	橋面板與肩岸沉陷差異	<10~30cm	N/A	N/A	N/A
	向海側傾斜角	<2°~3°	N/A	N/A	N/A
最大反應	基樁 (須避免剪力破壞發生)	保持彈性 (或僅輕微殘餘變形)	控制韌性 (結構可修復)	小於韌性容量 (韌性反應接近崩塌)	超過 第 III 級
棧橋式碼頭第 I、II 及性能等級之材料應變上限值					
性能等級		材料類別		應變上限值	
第 I 級 (滿足服務性)		混凝土壓應變		0.004	
		鋼筋拉應變		0.010	
		鋼構件與內灌混凝土鋼管樁壓應變		0.008	
		中空鋼管樁壓應變		0.008	
第 II 級 (滿足可修復性)		樁-版 接頭 塑性鉸	混凝土壓應變		採註解公式 但小於 0.025
			鋼筋拉應變		0.05
			鋼構件與內灌混凝土鋼管樁壓應變		0.035
			中空鋼管樁壓應變		0.025
		樁身 入土部 塑性鉸	混凝土壓應變		採註解公式 但小於 0.008
			鋼筋拉應變		0.010
			鋼構件與內灌混凝土鋼管樁壓應變		0.035
			中空鋼管樁壓應變		0.025

註： N/A 之原文註解為「Not Applicable」，實際設計時不予檢核。

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + (1.4\rho_{sh}f_{yh}\varepsilon_{smh})/f'_{cc} \geq 0.005$$

表7、重力式碼頭性能可接受標準

性能等級		第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級	
殘餘變位	壁體	正規化水平位移 d/H	<1.5% 或 d<30cm	1.5%~5%	5%~10%	>10%
		向海側傾斜角	<3°	3°~5°	5°~8°	>8°
	岸肩	不均勻沉陷量	3cm~10cm	N/A	N/A	N/A
		岸肩與後線陸地之沉陷差	30cm~70cm	N/A	N/A	N/A
		向海側傾斜角	<2°~3°	N/A	N/A	N/A

註： d 為壁頂的殘餘水平變位

N/A 為「Not Applicable」，設計時不予檢核。

四、耐震性能設計流程

耐震性能設計法是以控制結構耐震性能為標的，以符合相關安全性、服務性與修復性等需求之耐震設計方法。該方法之基本理念主要包括：結構物於不同等級地震危害下之耐震設計要求直觀透明；設計由目標導向出發；強調結構物在強大地震作用下之非線性變形行為；注重結構物整體系統、結構構材和非結構構材以及附屬設備在整個生命週期各階段之耐震性能；確保結構物滿足設計要求具有滿意的可靠度或可接受震害之風險。本研究之耐震性能設計法的設計流程內容如圖 1 所示。

1. 選擇性能要求

第一階段設計首先要建立性能要求及性能規定，性能要求是以「定性」的描述方式訂立結構物設計目標，而性能規定是將結構物之性能要求轉化成「定量」的方式來表示。上述之性能要求與規定之內容則包括地震等級之定性劃分與地震力定量表達方式，以及所對應性能等級之定性劃分與定量表達。

2. 構造物系統規劃

在進行細部設計前先確定構造物形狀、結構系統、結構佈置、基礎、非結構構材以及材料，需設計者的經驗、直覺和判斷，主要目的在於減小因結構分析或不確定因素所造成分析結果與結構之真實行為之間的差異。

3. 土壤液化評估

對港灣構造物所在位置土壤液化潛能之分析，了解該工址土壤液化之可能性，確定耐震性能要求是否可以達到，否則應經由 (1)地盤改良或變更基礎設計；(2)遷移工址；(3)修改設計性能要求等方式進行調整，以保證所選定之工址、設計及營造方法最終能使構造物滿足業主及規範之性能要求。

4. 初步設計

對於初步設計本研究建議可按構造物的耐震性能要求，先以最低之地震等級進行彈性分析及設計，決定結構斷面尺寸與細部設計，此種方式無論設計工程師慣用何種舊有設計法，皆可進行初步設計，因此在碼頭的初步設計方法上是較無限制的；在決定構造物細部尺寸後，即可依所設計的構件斷面建立詳細分析模型，以進行耐震能力與結構變形量分析，進而進入第二階段之性能驗證。

5. 第二階段檢核

在性能設計流程之第二階段檢核，結構物之性能是否滿足設計要求通常需要經由數值分析來檢核：性能參數計算值 \leq 性能規定之可接受標準，以保證設計者能準確地掌握結構之行為，即通過數值分析預測結構之真實行為，要求所採用的分析方法要合理、可靠，因此必須根據構造物不同之結構型式及性能要求之高低，來選用不同的分析工具，原則上，性能要求越高者所對應之分析工具就可能越複雜。

本研究將分析碼頭結構物耐震行為之分析方法由簡到繁分為簡化分析(Simplified Analysis)、簡化動力分析(Simplified Dynamic Analysis)以及動力分析(Dynamic Analysis)三類，選用這三種不同複雜與精確度等級之分析方法，除了與碼頭重要度等級之高低相關以外，還與所作用的地震等級相關，如表 8 所示；由於性能要求中在最低等級地震作用下之性能等級要求多需保持結構在彈性狀態，因此一般實務設計上多採最低等級地震

作用下先進行彈性分析做初步設計，而初步設計之分析方法並不限制採用何種精確度的驗證分析法，甚至可依過去經驗初步假設一合理的結構斷面亦可，而在得到初步設計的結構尺寸後，接著再按規定之各等級地震作用下所要求的性能等級進行驗證分析檢核，此時則必須按表 9 規定的驗證方法，依性能要求所需的所有地震等級皆進行驗證，若不滿足可接受標準則重新進行初步設計後再驗證檢核，直到滿足所有性能要求為止。

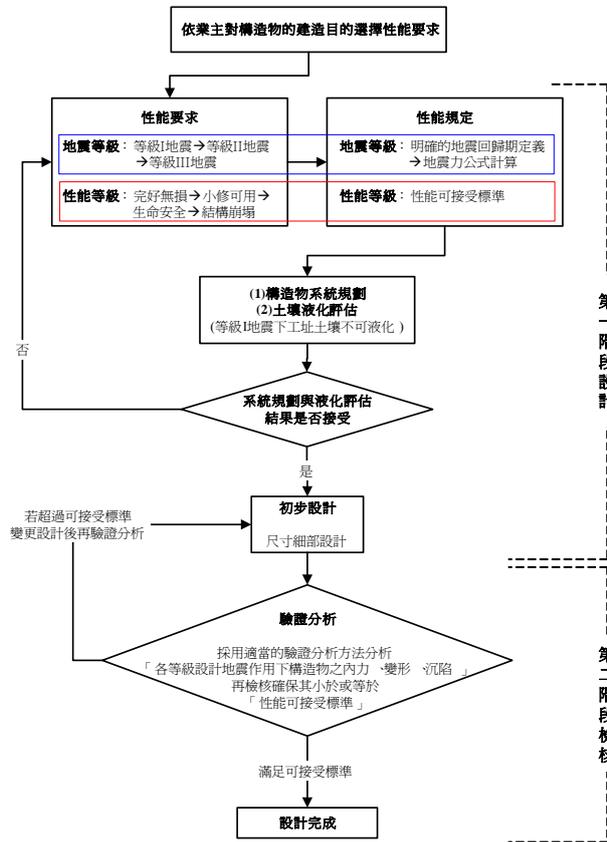


圖 1、本研究建議之碼頭耐震性能驗證流程

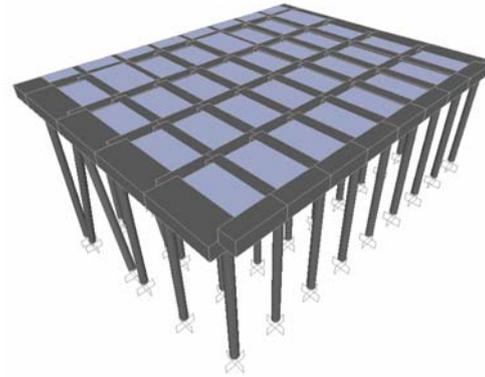


圖 2、棧橋碼頭基樁假想固定法模型

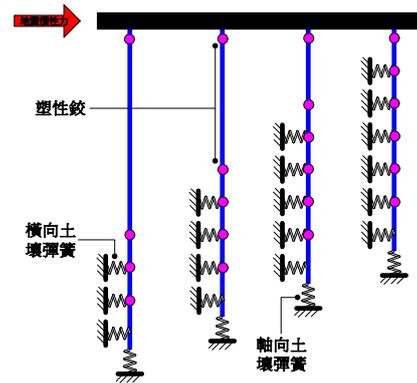


圖 3、土壤彈簧與塑性鉸設定位置

表 8、各類驗證分析法之應用時機

碼頭重要度 地震等級	特定級	A 級	B 級	C 級
等級 I (50 年回歸期)	—	簡化分析 或 簡化動力分析 或 動力分析	簡化分析 或 簡化動力分析 或 動力分析	簡化分析 或 簡化動力分析 或 動力分析
等級 II (475 年回歸期)	動力分析	動力分析	簡化動力分析 或 動力分析	簡化分析 或 簡化動力分析 或 動力分析
等級 III (2500 年回歸期)	動力分析	動力分析	簡化動力分析 或 動力分析	—

表 9 棧橋式與重力式碼頭之性能驗證分析法

碼頭種類	簡化分析	簡化動力分析	動力分析	
			結構模擬	土壤模擬
棧橋式碼頭	<ul style="list-style-type: none"> 擬靜力分析法 反應譜法 	<ul style="list-style-type: none"> 容量震譜法 (非線性側推) 反應譜法 	<ul style="list-style-type: none"> 動力歷時分析法 	<ul style="list-style-type: none"> 非線性土壤彈簧

重力式碼頭	<ul style="list-style-type: none"> 經驗公式或靜力分析法(考量有或無土壤液化) 	<ul style="list-style-type: none"> 滑動塊分析 利用簡化圖表的參數分析法 	<ul style="list-style-type: none"> 有限元素法或有限差分法 線性或非線性分析 二或三維分析 	<ul style="list-style-type: none"> 有限元素法或有限差分法 線性(等效線性)或非線性分析 二或三維分析
-------	---	---	---	---

五、棧橋式碼頭設計例實作探討

5.1 初步設計

設計例採用斜樁式棧橋碼頭，以載運大宗物資為主。碼頭單元上部結構主要為鋼筋混凝土梁版系統，標準單元長為 36 m，寬 28.75 m，面版厚 30 cm；下部結構則為直徑 70 cm 鋼板厚 2 cm 鋼管樁系統組成，樁貫入土層深度為 32 公尺。此外，考量斜坡效應之影響，取原斜坡角度 α 之一半($\alpha/2$)之斜面作為假想地表面，故基樁假設固定於此假想面以下 $1/\beta=2.865$ m 處，結構模型如圖 2。經由各載重組合分析得到鋼管樁最大應力比約介於 0.75~0.85 之間，該鋼管樁之斷面設計為安全亦不失其經濟性。依所設定的載重組合進行結構分析後可得上部結構在常時與等級 I 地震作用下之最大受力情況，再經由 SAP2000 結構分析程式進行斷面配筋設計，得到各斷面所需之最大縱向鋼筋比與最大剪力鋼筋比。除按最大設計縱向鋼筋比與設計剪力鋼筋比配筋外，在進行剪力筋設計時，需考慮避免梁產生塑性鉸時發生剪力破壞，基於上述原則繪製斷面細部配筋圖。

5.2 驗證分析

本設計例為 A 級棧橋碼頭，其等級 I 地震之驗證分析法可為「靜力分析」、「非線性側推分析」、「非線性歷時分析」，而等級 II 與等級 III 地震之驗證分析則須「非線性歷時分析」。首先建立非線性分析的結構模型，本設計例等級 I 地震之驗證分析採用側推分析容量震譜法，並運用側推分析檢核棧橋式碼頭之破壞機制是否符合要求，為準確得到結構之非線性分析結果，基樁與土壤之互制行為必須以非線性土壤彈簧加以模擬，另構件之塑性行為亦以塑性鉸模擬之，而經由前述結構模擬方式所得之結構模型，亦得用於等級 II 與等級 III 性能驗證之非線性歷時分析。

利用樁軸向土壤抗壓承载力上限值、抗拉拔承载力上限值、軸向土壤彈簧勁度 K_{vp} 等，可決定軸向土壤彈簧的力-位移關係。另本研究採用日本運輸省港灣技術研究所所發展之樁橫向抵抗分析法(p-y curve)，此法亦為我國規範所採用，再由 p-y curve 取三線性化曲線，作為橫向土壤彈簧的力-位移關係，本研究之構件塑性鉸設定係參考日本港灣設施技術基準的定義，且性能規範對新建設計皆規定需避免構件剪力破壞，因此各構件僅須在可能發生最大彎矩之位置設定塑性鉸進行非線性分析，塑性鉸與土壤彈簧設定位置如圖 3。

1. 等級 I 地震性能驗證檢核

經結構模型側推分析得到「基底剪力-頂層位移關係」的側推曲線，分為軸向(平行岸肩)與橫向(向海側方向)兩個主軸方向，其經地震需求震譜與結構容量震譜迭代後所求得之性能點如圖 4 所示，碼頭軸向之性能點為(基底剪力=416157 kgf、頂層位移=9.445 cm)，所有桿件仍保持彈性，而碼頭橫向之性能點為(基底剪力=1163872 kgf、頂層位移

=3.409 cm)，所有桿件亦保持彈性。

由上述容量震譜法之性能點代表整體結構行為的最大反應，此時可依其各部構件之應力或應變狀態去判定所設計之碼頭之受震反應是否滿足性能可接受標準，如表 10 之檢核內容，碼頭在等級 I 地震作用下，其碼頭變位與構件應變量皆滿足性能可接受標準與耐震性能要求。

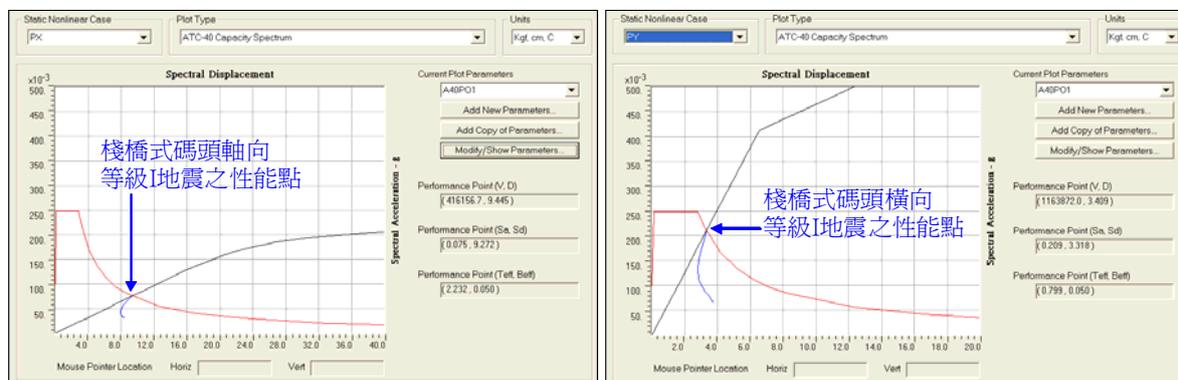


圖4、棧橋式碼頭等級I地震之性能點求取

表10、棧橋式碼頭等級I地震時之性能規定檢核

參數		性能等級	第 I 級
殘餘變位	橋面板與肩岸沉陷差異		碼頭橋面板最大沉陷量為 0.106cm < 10~30cm →OK
	向海側傾斜角		碼頭向海側最大傾角為 0.4093o < 2o~3o →OK
最大反應	基樁(須避免剪力破壞發生)		碼頭基樁保持彈性 →OK
材料應變上限	混凝土壓應變		碼頭上構混凝土應變未達 0.0007 < 0.004 →OK
	鋼筋拉應變		碼頭上構主筋拉應變未達 0.002 < 0.01 →OK
	鋼管樁壓應變		碼頭鋼管樁壓應變未達 0.0013 < 0.008 →OK

2. 等級 II 地震性能驗證檢核

輸入的地表加速度歷時是依據現行規範對人造地震規定所製得，其人造地震歷時與工址附近測站所記錄之地震歷時波相符，且其轉換成加速度反應譜亦與等級 II 地震設計反應譜相符，歷時分析每一方向地動分量須至少使用三個人造地震，並取各主軸反應最大者為設計依據。

依規範規定至少三組歷時分析，第 1 組歷時作用之棧橋碼頭橋面軸向及橫向水平位移軌跡，軸向最大位移為 33.2 cm，橫向最大位移為 12.1 cm。第 2 組歷時作用之棧橋碼頭橋面軸向及橫向水平位移軌跡，軸向最大位移為 31.2cm，橫向最大位移為 11.0 cm。第 3 組歷時作用之棧橋碼頭橋面軸向及橫向水平位移軌跡，軸向最大位移為 28.9 cm，橫向最大位移為 11.6 cm。

由上部結構水平位移量可知，軸向與橫向最大位移皆發生在第 1 組歷時分析，因此等級 II 地震性能驗證檢核以第 1 組歷時分析為準，其歷時分析之碼頭基樁塑性鉸分佈如圖 5，所有基樁塑性鉸皆發生在碼頭軸向上，碼頭橫向因具斜樁抵抗，因此基樁不發生任何塑性鉸。另外，等級 II 地震加速度歷時作用時，上部結構之大梁並未發生塑性鉸，僅鋼管樁之樁帽與樁身入土處產生塑性鉸，因此以下列出鋼管樁塑性鉸遲滯迴圈，其最大塑性轉角為 0.0115 rad，如圖 6 所示。

驗證結果顯示棧橋結構軸向韌性發展尚在初始階段，滿足控制韌性之要求，橫向則

保持彈性；而鋼管樁樁帽塑性鉸之塑性轉角量亦相當低。另外，針對鋼管樁壓應變量檢核，從等級 II 地震歷時分析所得之鋼管樁最大塑性轉角為 0.0115，由鋼管樁塑性鉸曲線作內插計算可得對應之鋼管樁壓應變量為 0.0237，小於可接受標準值 0.025，故仍在可修復範圍內，而棧橋碼頭上部結構仍在彈性範圍內，因此在等級 II 地震作用後僅需進行基樁修復即可恢復正常營運。由表 11 可知，碼頭在等級 II 地震作用下，其變位與構件應變量皆滿足性能可接受標準與耐震性能要求。

表 11、棧橋式碼頭等級 II 地震時之性能規定檢核

性能等級		第 II 級
殘餘變位	橋面板與肩岸沉陷差異	N/A
	向海側傾斜角	N/A
最大反應	基樁 (須避免剪力破壞發生)	韌性發展尚在初始階段(結構可修復) 滿足控制韌性之要求 →OK
材料應變上限	混凝土壓應變	RC 上部結構不產生塑性鉸 →OK
	鋼筋拉應變	RC 上部結構不產生塑性鉸 →OK
	鋼管樁壓應變	最大鋼管樁壓應變量為 0.0237 < 0.025 →OK

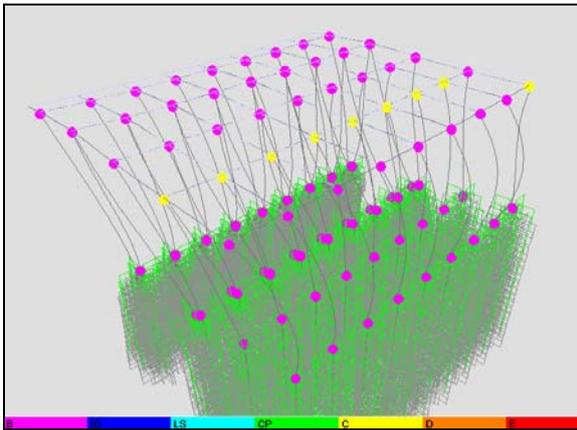


圖 5、等級 II 地震第 1 組歷時分析之碼頭基樁塑性鉸分佈

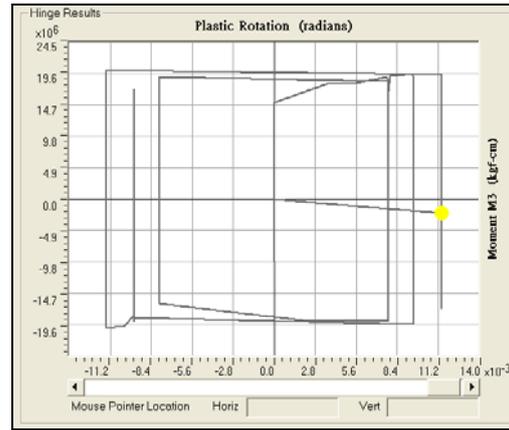


圖 6、等級 II 地震歷時分析鋼管樁最大塑性鉸遲滯迴圈

3. 等級 III 地震性能驗證檢核

等級 III 地震作用時，同時輸入三正交方向地動分量之地震歷時，藉以考慮水平與垂直地震同時作用之狀況，其非線性分析結果為第 1 組歷時作用之棧橋碼頭橋面軸向及橫向水平位移軌跡，軸向最大位移為 40.1 cm，橫向最大位移為 14.0 cm。第 2 組歷時作用之棧橋碼頭橋面軸向及橫向水平位移軌跡，軸向最大位移為 42.7cm，橫向最大位移為 14.6 cm。第 3 組歷時作用之棧橋碼頭橋面軸向及橫向水平位移軌跡，軸向最大位移為 29.7 cm，橫向最大位移為 13.3 cm。

由上部結構水平位移量可知，軸向與橫向最大水平位移發生在第 2 組歷時分析，故等級 III 地震性能驗證檢核以第 2 組歷時分析為準，其碼頭軸向上所有基樁皆已發生塑性鉸，且部分基樁有較嚴重的塑性轉角，而碼頭橫向有斜樁抵抗，因此部份基樁僅產生輕微之塑性鉸。另外，等級 III 地震加速度歷時作用時，上部結構之大梁並未發生塑性鉸，僅鋼管樁之樁帽與樁身入土處產生塑性鉸，其最大塑性轉角為 0.0219 rad。

驗證結果顯示等級 III 地震作用下結構軸向韌性發展約至 1/2 極限韌性容量，橫向則進入初始塑性階段，皆滿足變位量小於韌性容量之要求，如圖 7，其性能滿足可接受標準與耐震性能要求。

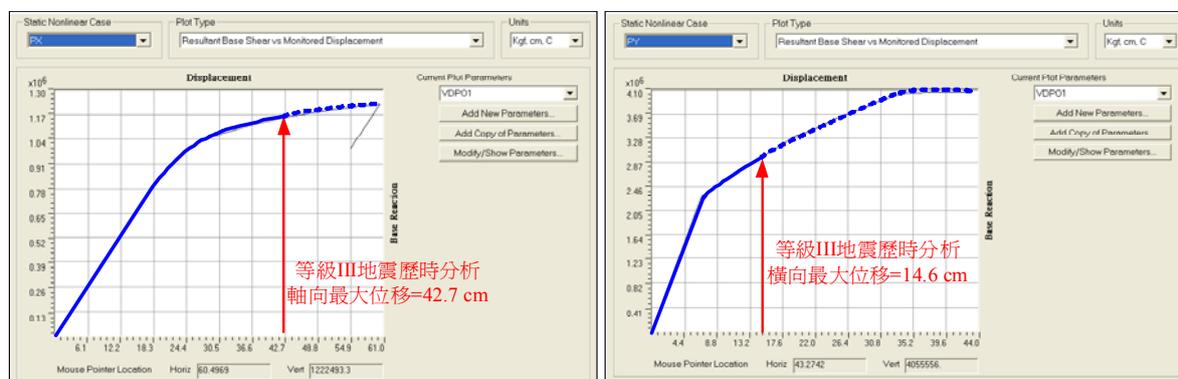


圖 7、棧橋碼頭等級 III 地震歷時最大位移對應之韌性容量

六、重力式碼頭設計例實作探討

6.1 初步設計

本案例係以重要度中等之 B 級碼頭為例，並假設以載運散雜貨為主，本案例碼頭採用沉箱重力式碼頭。一般碼頭向海延伸之寬度與設計水深以業主之需求決定，本案例碼頭規劃之標準斷面如圖 8 所示。碼頭結構主要為一剛性結構物，標準單元長度為 15.6 m，高度為 16.2 m，設計高水位水深-12.9 m，土層鑽探深度為 40 m。而碼頭結構物之初步設計參數，如表 12 所示。由規範查得設計地震之三等級地震力，如表 13 所示，其轉換所得之水平地震係數與垂直地震係數，如表 14 所示。本章初步設計使用簡化分析法之靜力穩定性分析進行設計。

表12、重力式碼頭設計參數表

海側平均水面高度 h_s (m)	12.90	沉箱底部摩擦係數 u_b	0.60
陸側水面高度 h_L (m)	14.13	碼頭壁面與土壤間之摩擦角 δ (deg)	0.00
海水單位重 γ_w (t/m ³)	1.03	土層內摩擦角 φ (deg)	35.00
沉箱總單位重 γ_{st} (t/m ³)	2.00	碼頭壁面與垂直面之摩擦角 Ψ (deg)	0.00
殘留水位(m)	1.23	水位上背填土單位重 γ_t (t/m ³)	1.80
沉箱高度 h (m)	16.20	水位下背填土單位重 γ (t/m ³)	1.00
沉箱長度 L (m)	15.60	陸側地下水位以上之土層厚度 h_t (m)	2.07

表13、重力式碼頭設計地震力

地震等級	計算公式 (PGA)	加速度 (g)
等級 I	$0.4S_{DS}/3.25$	0.100
等級 II	$0.4S_{DS}$	0.322
等級 III	$0.4S_{DS}$	0.407

表14、水平地震係數與垂直地震係數

地震等級	水平地震係數 K_h	垂直地震係數 K_v
等級 I	0.069	0.046
等級 II	0.224	0.149
等級 III	0.283	0.189

6.2 驗證分析

本節驗證分析時擬採用簡化分析中之「滑動穩定性分析法」結合經驗公式如表六 (Uwabe, T. 1983)[10]檢核等級 I 地震之性能規定，以及採用「滑動塊分析法」檢核等級 II 地震之性能規定，而等級 III 地震之性能規定則採用「動力分析法」進行檢核。

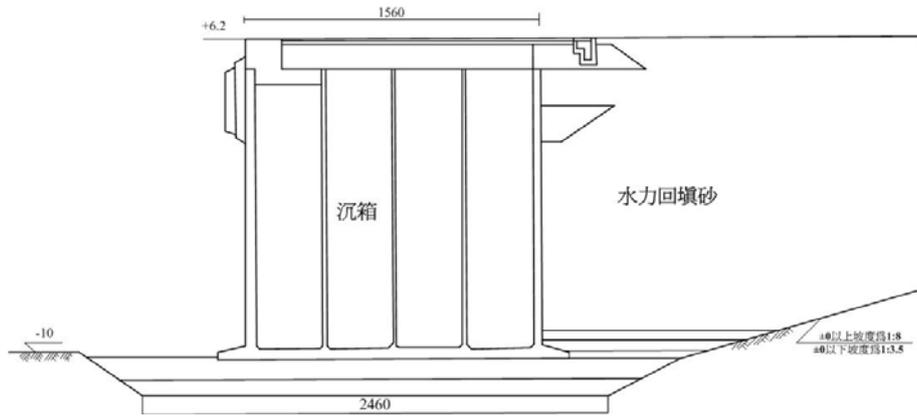


圖 8、重力式碼頭標準斷面示意圖

1. 等級 I 地震性能驗證檢核

簡化分析法包括滑動穩定性分析與傾覆穩定性分析，其計算公式如下：

滑動穩定性分析：

$$F_S = \frac{\mu_b \cdot (W' - K_v \cdot W)}{K_h \cdot W + P_{AE} + (P_{WL} - P_{WS}) + (P_{WEL} - P_{WES})} \quad (1)$$

μ_b 為碼頭底面與基礎接觸面之摩擦係數； W' 為碼頭總重減去浮力，即重力式碼頭的有效重量。 W 為碼頭之總重量； K_v 為垂直地震力係數； K_h 為水平地震力係數； P_{WL} 與 P_{WS} 分別為陸側靜水壓力與海側靜水壓力，可表示如下：

$$P_{WL} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_1^2 \quad , \quad P_{WS} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_2^2 \quad (2)$$

其中， γ_w 為海水單位重； h_1 為陸側地下水水位面至碼頭底部之深度； h_2 為海側潮位至碼頭底部之深度。若以水中震度計算動態主動土壓力時，由於已包含背填土壤地下水水位震盪所引致之動水壓力，因此不必另外計算動水壓力。 P_{WES} 為海側潮位震盪變化之動水壓力，根據現行設計基準建議將碼頭前之動水壓力以外力設計計算之。

$$P_{WEL} = 0.7 \cdot \frac{7}{12} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot h_1^2 \quad (3) \quad P_{WES} = \frac{7}{12} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot h_2^2 \quad (4)$$

P_{AE} 為背填土壤之動態主動土壓力，包含殘留水位以上及殘留水位以下至碼頭底部的動態主動土壓力，以修正之 Mononobe-Okabe 公式計算，此修正後公式乃是以水中震度計算，因此其計算之動態主動土壓力已包含地下水水位震盪之動水壓力，計算公式如式(5)及(6)所示：

$$P_{AE} = \left[K_{AE} \left(\frac{1}{2} \gamma_t \cdot h_t^2 \right) + K'_{AE} \left(\gamma_t \cdot h_t + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_L \right) h_L \right] \cos \psi \quad (5)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos \psi}} \right]^2} \quad (6)$$

式中， K_{AE} 與 K'_{AE} 為土層動態主動土壓力係數，在地下水水位面上為 K_{AE} ，地下水水位面以下為 K'_{AE} ； γ' 為地下水水位以下之土壤有效單位重； γ_t 為地下水水位以上之土壤單位重； h_t 為陸側地下水水位以上之土層厚度； ψ 為碼頭壁面與垂直面所夾之角度(度)； ϕ 為土層土壤內摩

擦角； δ 為碼頭壁面與土壤間之摩擦角； θ 為地震合成角，地下水位以上時，以及地下水位以下時，分別如公式(7)，其中 γ_{sat} 為土壤之飽和單位重。

$$\text{地下水位以上：}\theta = \tan^{-1}\left(\frac{K_h}{1-K_v}\right) \quad \text{地下水位以下：}\theta = \tan^{-1}\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat}-1} \cdot \frac{K_h}{1-K_v}\right) \quad (7)$$

結構物受等級一之地震力作用時，可使用簡化分析法計算其安全性，並結合表 15 之經驗公式，以求得最大水平位移及正規化水平位移。結構物臨界值 K_t 為 0.1。而分析結果，如表 16 所示，其分析結果皆通過檢核。

表15、非液化工址重力式碼頭變位與安全係數之相關性

變位參數	經驗公式	相關係數	標準偏差
最大水平位移 d(cm)	$d = -74.2 + 98.2(1/FS)$	0.34	130
沉陷量 s(cm)	$s = -16.5 + 32.9(1/FS)$	0.50	30
正規化水平位移 d/H (%)	$d/H = -7.0 + 10.9(1/FS)$	0.38	13

表16、非液化工址重力式碼頭變位與安全係數之相關性

參數		性能等級	第 I 級
殘餘變位	壁體	正規化水平位移 d/H	正規化水平位移為<1.5% 或 d<30cm 依經驗公式計算為 0%，滿足使用性要求→通過
		向海側傾斜角	<3°，在此無法定量得知，不予檢核
	岸肩	不均勻沉陷量	3cm~10cm，在此無法定量得知，不予檢核
		岸肩與後線陸地之沉陷差	30cm~70cm，在此無法定量得知，不予檢核
		向海側傾斜角	<2°~3°，在此無法定量得知，不予檢核

2. 等級 II 地震性能驗證檢核

等級 II 地震性能驗證採用滑動塊體法(Newmark, N. M)進行分析，其方法的精神是將結構主體視為可滑動之剛體，地震力為作用於結構基礎之地震加速度歷時，主要分析土工結構受地震超出抗滑能力時的反應，以及計算地震所引致總滑移量。等級 II 之人造加速度歷時如圖 9 所示。臨界加速度為 0.046g，而其分析結果為產生 145.5 公分之永久位移量，如圖 10 所示。正規化水平位移為 8.98%，滿足 5~10%之規定。

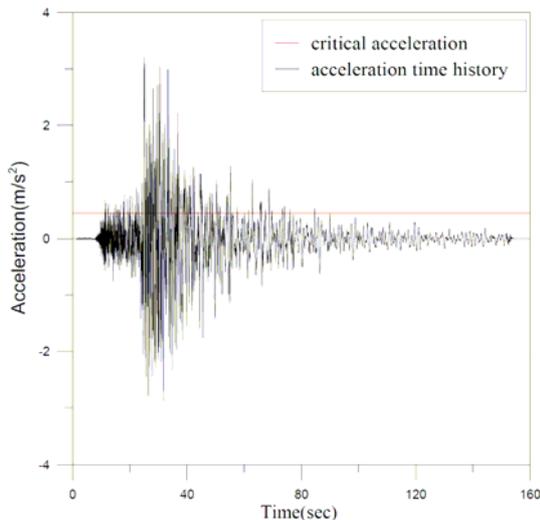


圖 9、等級 II 地震之人造加速度歷時

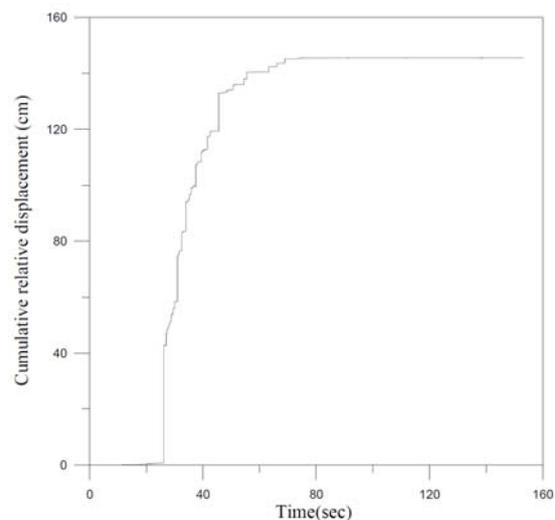


圖 10、等級 II 地震所產生之永久位移量

3. 等級 III 地震性能驗證檢核

重力式碼頭之動力分析法，一般可採有限元素(finite element method, FEM)或有限差分(finite difference method, FDM)等數值方法，模擬「碼頭-基礎拋石」與「碼頭-背填材料」兩者結構土壤介面之滑動行為，並考慮超額孔隙水壓激發對碼頭穩定性及變位之影響，以及土層之非彈性行為，利用具代表性之實際地震記錄作為輸入運動，進行非線性動力歷時數值分析，探討在所考量地震等級下，重力式碼頭結構之性能表現能否符合性能要求，以評估其耐震能力。

本研究採用美國 Itasca Consulting Group, Inc.所發展的FLAC程式進行非線性動力分析，而FLAC程式是以外顯有限差分程式處理二維平面應變之數值分析問題，以模擬土壤、岩石彈塑性或其他達降伏強度後成塑性流動的材料所組成的構造物行為，並將欲分析之物體分割成有限之網格，決定材料組成律及邊界條件，若材料所遭受之應力場較大亦可能產生大變形，則需使用大應變模式模擬材料變形行為。

以FLAC進行重力式碼頭之動力分析主要分為九大步驟：(一)建立網格；(二)輸入材料強度參數；(三)設定邊界條件；(四)加入界面元素並重力平衡；(五)施加海水之側向力；(六)指定地下水位面；(七)力學平衡；(八)設定阻尼參數和動態邊界條件；(九)施加地震力，以等級 III 地震反應譜製作人造地震加速度歷時數入程式進行分析。本研究重力式碼頭之分析斷面係取沿沉箱軸中心線之最大斷面為分析斷面，如圖 11 所示。分析斷面區分為碼頭沉箱、背填土、地層、卵礫石鋪面等四部份；本分析的網格，共計使用 911 個節點。

經由指定地下水位面並設定地下水分析後所得到之孔隙水壓分布，最後設定阻尼參數和動態邊界條件並給定設計地震加速度進行動力分析後，所得到之變形量分析成果如圖 12 所示，其分析結果之最大正規化水平位移 $d/H=13.58\%$ 符合第 IV 級性能等級規定大於 10%，滿足經濟性之要求。

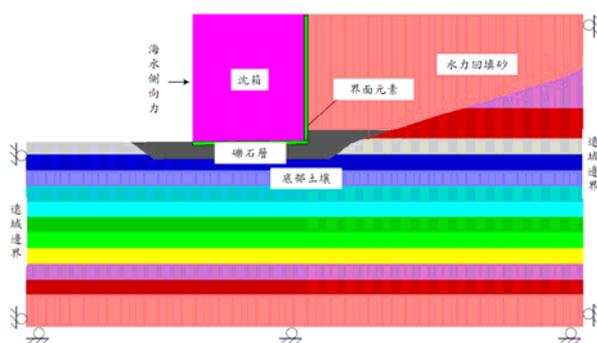


圖 11、動力分析邊界與土層模型建置

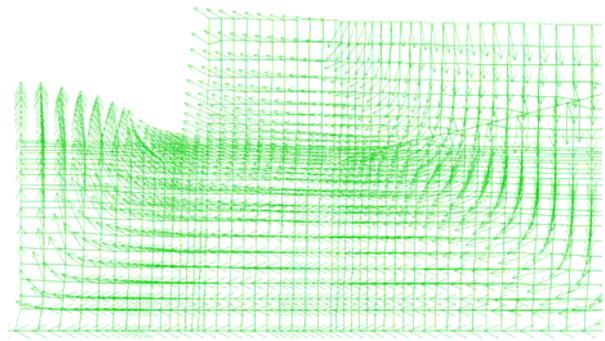


圖 12、動力分析完成後之變形量

七、結論

1. 傳統耐震設計係要求構造物在使用年限內，可抵抗某一可能發生之大地震而保持生命安全，但結構設計與未來遭遇地震力大小的不確定性，使得耐震能力要求仍受到威脅。而性能設計法增加了構造物破壞控制的耐震目標，讓設計者及使用者均能瞭解構造物在遭遇不同強度的地震時之結構反應及其所具有的耐震能力。

2. 初步設計以簡化分析法模擬土壤結構互制進行設計為現行之設計法，此對工程師而言甚為熟悉，而後再利用分析驗證的方式作耐震性能檢核，在未來推動規範修訂實施上較容易，而簡化分析法相較簡化動力或動力分析法保守，符合工程實務中越不精確之分析方法應越趨保守的設計邏輯。
3. 由案例實作分析可知，在耐震性能設計法的設計過程、分析及檢核的結果算是相當順利，證明耐震性能設計之可行性，若有檢核未通過之情形發生，則需將耐震性能目標或結構物尺寸等進行調整直至檢核結果達目標為止。
4. 碼頭耐震分析方法由簡到繁分為簡化分析、簡化動力分析以及動力分析三類，三種不同複雜與精確度等級分析方法之選用，與碼頭重要度等級之高低，以及所作用的地震等級相關。在性能設計之第二階段檢核，工程師依結構重要度選擇性能驗證分析方法，驗證碼頭受震行為是否滿足對應的性能要求，動力分析法係上述最複雜之性能驗證方法，但亦可較真實的反應與預測碼頭之受震行為。

參考文獻

1. 日本港灣協會(2007)「港灣の施設の技術上の基準・同解説」，運輸省港灣局監修。
2. International Navigation Association, PIANC (2001) “Seismic Design Guidelines for Port Structures,” A.A Balkema Publishers / Lisse / Abingdon / Exton (PA) /Tokyo.
3. 交通部運輸研究所(2005)「港灣構造物設計基準修訂」。
4. 財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心(2009)「公共工程性能設計準則之研究」，行政院公共工程委員會專案研究計畫。
5. 交通部運輸研究所港灣技術研究中心(2008~2011)「港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究」，交通部運輸研究所。
6. 交通部(2008)「公路橋梁耐震設計規範」。
7. ATC (1996), Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol. 1, ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City.
8. 交通部運輸研究所港灣技術研究中心(2012)「港灣構造物耐震性能設計架構之研究(1/4)」，交通部運輸研究所。
9. 交通部運輸研究所港灣技術研究中心(2013)「港灣構造物耐震性能設計架構之研究(2/4)」，交通部運輸研究所。
10. Uwabe, T. (1983)“ Estimation of Earthquake Damage Deformation and Cost of Quay walls based on Earthquake Damage Records,” Technical Note of Port and Harbor Research Institute, No.473, pp. 197.