

圓筒式碼頭耐震性能設計之研究

顧承宇 國立臺灣海洋大學河海工程系 副教授

張景鐘 國立臺灣海洋大學河海工程系 教授

賴瑞應 交通部運輸研究所港灣技術研究中心 研究員

余孟勳 國立臺灣海洋大學河海工程系碩士 研究生

陳明鈺 國立臺灣海洋大學河海工程系碩士 研究生

曾崇偉 國立臺灣海洋大學河海工程系碩士 研究生

蕭靖恩 國立臺灣海洋大學河海工程系碩士 研究生

摘要

依據圓筒式碼頭所對應的耐震性能要求與其耐震性能等級之規定，進行圓筒式碼頭有效應力動態分析，分析程式採用二維有限差分FLAC程式，而對於孔隙水壓激發模擬則採用 Mohr-Coulomb 模式再加入 Finn 模式。利用具代表性之設計地震作為輸入荷載，同時以實際案例為參數選用之參考目標，進行非線性動力歷時數值分析，探討在考量之設計地震力等級情況下，圓筒式碼頭之性能表現能否符合性能目標，以評估其耐震能力。

一、前言

臺灣屬環太平洋地震帶，其地理位置位處歐亞與菲律賓海板塊交界，每年都發生多起不同規模之地震，加上海島性之氣候與海象條件，使得臺灣之港灣構造物在其壽命中的安全性受到地震、海潮流、波浪、海嘯、土壤液化、鹽分腐蝕等影響，因此，藉

由考量構造物壽命週期之經濟性，提出合理的耐震設計規範，使所設計之構造物能滿足預期之安全性成為重要的研究課題。過去於臺灣、日本、美國等地發生多起強烈地震，均導致人員傷亡、房屋、橋梁、道路、大壩、港口、非結構構件及設備等的倒塌與破壞，造成的經濟損失大多數來自於構造物或其附屬設施之損壞所帶來的維修、補強，以及正常營運中斷等。為符合構造物整個生命週期之綜合經濟性考量，性能設計法增加了構造物破壞控制之耐震目標，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。

結構物的耐震性能，是指其在各級地震作用下所產生的狀態，以及這些狀態所造成的影響或後果，包括安全性、服務性、修復性等。耐震性能設計法即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。

依據國際航海協會於 2001 年提出之港灣構造物耐震設計準則中圓筒式碼頭所對應的耐震性能要求與其耐震性能等級之規定，進行圓筒式碼頭有效應力分析，並利用具代表性之設計地震作為輸入荷載，同時以基隆港碼頭之地質、潮位等自然條件為參考之依據進行非線性動力分析，探討在考量之設計地震等級下，圓筒式碼頭結構之性能表現能否符合性能目標，以評估其耐震能力。

二、圓筒式碼頭之組成與破壞機制

一般圓筒式碼頭為鋼板樁圓筒式或鋼板圓筒式，係靠鋼板圓筒內填料自重及剪力強度抵抗外力之結構物。鋼板樁圓筒式碼頭之擋土機制類似於重力式碼頭，在地震力作用下，如考慮土壤未發生液化，其受力主要包括動態主動土壓力、動態被動土壓力、動態水壓力、殘留水壓力、作用於圓筒內填料之慣性力、以及作用於圓筒底面之土壤抗剪力等。碼頭型式為置放式鋼板圓筒主要是靠內填料底部的

摩擦力去抵抗碼頭慣性力及土壓力，若為埋入式圓筒則是以圓筒基面下之土壤承载力來抵抗慣性力及土壓力。而一般此類碼頭地震下的破壞模式係依圓筒的埋入及土層條件而定，如圖 1 所示。

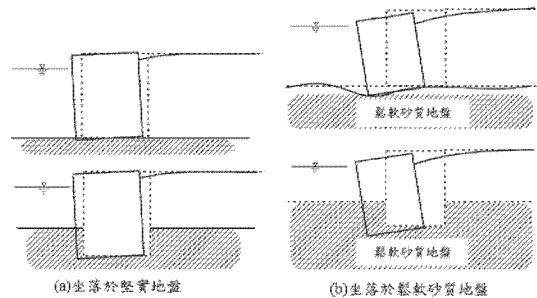


圖 1 圓筒式碼頭之破壞模式

三、碼頭耐震性能設計流程建立

圓筒式碼頭整體耐震性能設計流程包括第一階段設計與第二階段驗證，如圖 2 所示。第一階段設計首先需將結構物之性能水準定性規定及性能目標，依照各碼頭重要度予以建立。參考國際航海協會，性能水準定性規定、各碼頭重要度及性能目標，分別如表 1、表 2、表 3 所示。其次則需依場址的土壤特性，包括地質、地形、活動斷層等因素來評估場址施工之可能性，若不可行，則需經由地盤改良、變更設計基礎或場址遷移等方式進行調整，以保證場址滿足性能設計之要求。

細部尺寸之初步設計則需先確定結構物之形狀、尺寸、基礎及材料，並可依較低等級地震力作用之分析法檢核以供初步尺寸建立。而後開始進行第二階段驗證，即地震反應參數之計算與分析，其中關於圓筒式碼頭的



驗證分析法，參照碼頭所需之耐震性能目標，並依其不同地震等級與碼頭重要程度之下，選擇簡化分析、簡化動力分析及動力分析等三種方法進行圓筒式碼頭的耐震能力評估，如表 4 所示。而各驗證分析法使用之時機，如表 5 所示。

待結果分析出後，需將其結果依據國際航海協會所提出之圓筒式碼頭性能可接受標準進行檢核，如表 6 所示。若分析之結果滿足性能可接受標準，即耐震性能設計完成；若否，則需變更設計直至分析結果滿足耐震性能可接受標準之規定。

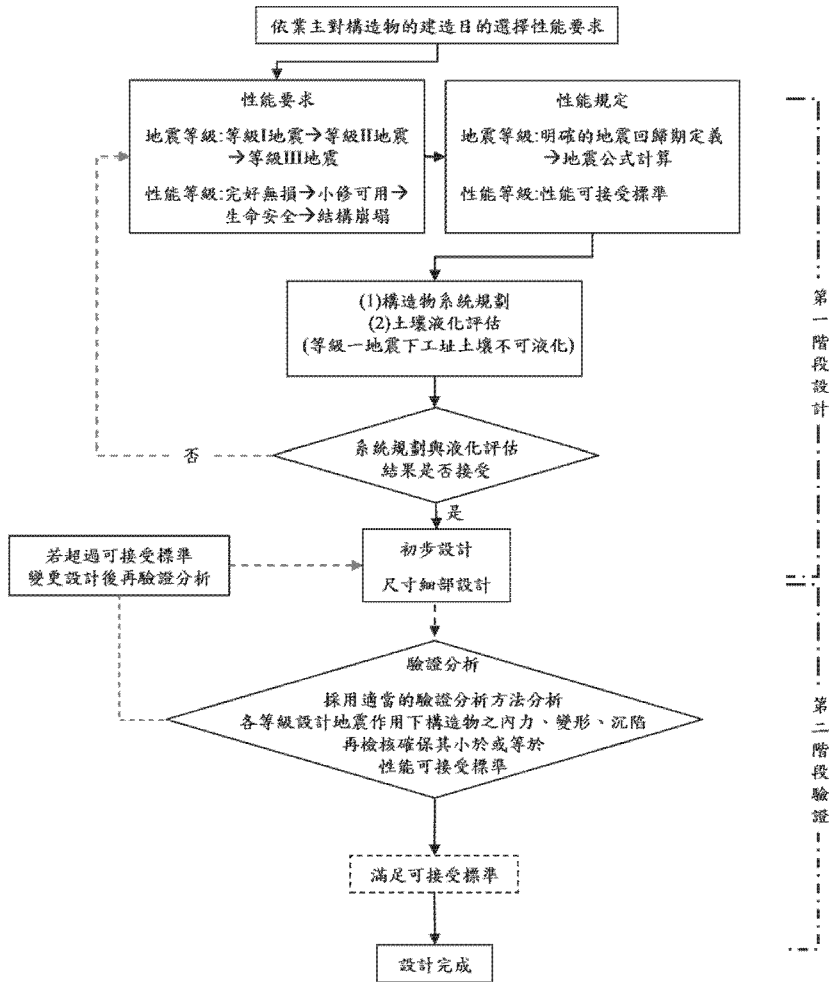


圖 2 圓筒式碼頭耐震性能設計基本設計流程

表 1 耐震性能水準定性規定之建議

損壞等級	使用性	修復性	安全性
第 I 等級	功能正常	不需修復	結構保持彈性
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	結構不倒維持生命安全(未超過韌性容量)

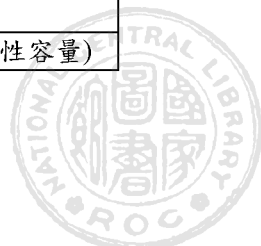


表 2 各碼頭重要度等級之特性

等級	碼頭之特性	建議適用碼頭構造物
特定	明顯具有 A 級結構物之特性 1 至 3 項之情形者。	耐震強化碼頭
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，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。	危險品碼頭
B	凡不屬於特定、A 級者	散雜貨碼頭 貨櫃碼頭
C	臨時設施	非永久性 靠泊設施

表 3 建議之碼頭所對應的耐震性能目標

地震等級	性能等級		
	第 I 級	第 II 級	第 III 級
等級 I (50 年回歸期地震)	A 級 B 級	C 級	—
等級 II (475 年回歸期地震)	特定級	A 級	B 級
等級 III (2500 年回歸期地震)	—	特定級	A 級

表 4 圓筒式碼頭結構之性能驗證分析法

		圓筒式碼頭
簡化分析法		靜力分析法(考量有或無土壤液化)
簡化動力分析法		滑動塊分析
動力分析法	結構模擬	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
	土壤模擬	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

表 5 各驗證分析法使用之時機

	等級 I (50 年回歸期)	等級 II (475 年回歸期)	等級 III (2500 年回歸期)
特定級	—	動力分析	動力分析
A 級	簡化分析或簡化動力 分析或動力分析	動力分析	動力分析
B 級	簡化分析或簡化動力 分析或動力分析	簡化動力分析或動力分析	簡化動力分析或動力分析
C 級	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 或動力分析	—

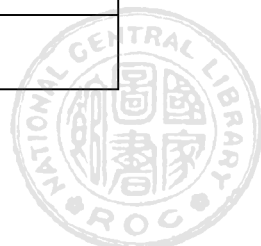


表 6 圓筒式碼頭性能可接受標準

參數		性能水準			
		第 I 級	第 II 級	第 III 級	
殘餘變位	板樁變位	正規化水平位移 d/H	<1.5% 或 d<30cm	1.5%~5%	5%~10%
		向海側傾斜角	<3°	3°~5°	5°~8°
	岸肩變位	岸肩沉陷量	<3~10 cm	不需檢核	不需檢核
岸肩與後線陸地之 沉陷差		<30~70 cm	不需檢核	不需檢核	
向海側傾斜角		<2°~3°	不需檢核	不需檢核	
最大反應下之應力或應變	基盤面以上板樁		彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限	塑性，不超過韌性容量或應變極限
	基盤面以下板樁		彈性	彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限
	拉桿		彈性	彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限
	錨碇設施		彈性	彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限

註：H 為基面以上板樁之高度。

四、場址土壤液化評估

本案例圓筒式碼頭之場址地層鑽探資料如圖 3 所示，遵照 Seed 土壤液化評估之經驗準則法之流程進行土壤液化評估。

建議在等級 I 地震下，工址土壤不允許發生液化，因此第一階段設計即須先進行等級 I 地震的土壤液化潛能評估。在等級 II 與等級 III 地震下，液化的機會大增，若硬性規定不得液化，土壤改良的處理費用可能將所費不貲，故規定容許液化發生。現行港灣構造物設計基準對地盤有液化潛能的重要港灣結構物耐震設計，工程師應先判斷，將不合適之軟弱土層予以挖除，

並進行土壤改良或回填之相關工作。

將鑽探資料簡化，並經過改良或回填之軟弱土層，其於三等地震下之土壤液化潛能評估結果詳圖 4，工址位置周圍並無近斷層，其有紀錄之最大地震規模為 7.3，所以土壤液化評估之地震規模設定值為 7.3，而液化潛能評估之尖峰地表加速度 PGA 設定值以三等地震之設計 PGA 作輸入，分別為等級 I 地震 $PGA = 0.4SIIS / 3.25 = 0.074g$ ，等級 II 地震 $PGA = 0.4SIIS = 0.24g$ ，等級 III 地震 $PGA = 0.4SIIS = 0.32g$ 。

由圖 4 可知在等級 I 地震作用下，工址所有土層皆不會產生液化(FL 值皆大於 1.0)，符合等級 I 地震土壤液化的



性能要求；在等級 II 及等級 III 地震作用下，深度至 20m 左右之土層 FL 小於 1.0，表示可能會發生液化，故在分析等級 II 及等級 III 地震作用下，必須考慮土層液化之影響。

五、第一階段設計

5.1 初步設計

研究案例之設計斷面碼頭單元靠海側鋼板樁，標準單元長為 21.2 m；陸側鋼板樁單元長為 19.2 m；圓筒半徑為 12.36 m，碼頭規劃之標準斷面如圖 5 所示。

圓筒式碼頭構造物在地震力作用之下，主要包括動態主動土壓力、動態被動土壓力、動態水壓力、殘留水壓力等。參考「港灣構造物設計基準-碼頭設計基準及說明」，其中所提列之耐震評估簡化分析法步驟簡述如下，結果如表 7 所示：

1. 圓筒壁體剪力變形檢核：圓筒壁體應檢討於海底面之剪力變形，及圓筒壁體於海底面之抵抗力矩，應足以抵抗於海地面之變形力矩，圓筒壁體剪力變形依下式計算且安全係數於地震時需大於 1.2：

$$F.S. = \frac{M_r}{M_d} \quad (1)$$

式中， $F.S.$ 為安全係數； M_r 為海底面之變形力矩； M_d 為海底面之抵抗力矩。

2. 板樁入土長度檢核：圓筒海測之板樁，需打設至能達到足夠承载力之深度為止，圓筒海側板樁入土長度須滿足下式，地震時安全係數需大於 1.5：

$$F.S. = \frac{R_p}{P_3} \quad (2)$$

式中， R_p 為板樁承载力； P_3 為作用於圓筒海側板樁背後，海底面上主動土壓合力之垂直分力。

3. 板樁拉力檢核：板樁斷面，依計算之板樁拉力，應小於材料容許拉力，依照規範規定日製 12.7mm 及 9.5mm 鋼板樁容許拉力分別為 200t/m 及 150t/m。作用於板樁之拉力，依下式計算：

$$T = [(\gamma \cdot H_0 + w)K_i + \gamma_w \cdot h_w]R \quad (3)$$

式中， T 為板樁拉力； K_i 為圓筒內填料之土壓係數， $K_i = 0.6$ ； γ_w 為海水單位重； h_w 為圓筒內水位與碼頭前水位差； R 為圓筒半徑； w 為上部載重。



鑽孔編號：H-20 X座標：324861.0 鑽孔傾角：90
 提供單位：基隆港務局 Y座標：2,783,033 鑽孔孔徑：0 cm
 鑽探公司：台灣探勘工程股份有限公司 埋深：-16.3 m 鑽孔深度：22 m
 試驗公司：台灣探勘工程股份有限公司 (1.觀測井 2.水壓計)
 鑽探日期：1967/11/26 埋設深度：0 m

地下水位深度：0 m
 日期：1967/11/26

深度 (m)	土壤層說明	岩石分類	取樣率	N	採樣編號	礫石 %	砂土 %	粉土 %	黏土 %	自然含水量 %	液性指數	總單位重 γ_t (t/m ³)	比孔隙率 e		
														孔隙比	
1.85	灰色細砂及沉泥質砂	含貝屑	0	9	20-1	0	81	19	0	13.30	0.0	2.71	1.87	0.64	
3.85	灰色細砂及沉泥質砂	含貝屑	0	11	20-2	0	86	14	0	20.80	0.0	2.71	1.92	0.7	
5.85	灰色細砂及沉泥質砂	含貝屑	0	13	20-3	0	72	28	0	20.40	0.0	2.71	2.02	0.61	
7.85	灰色細砂及沉泥質砂	含貝屑	0	13	20-4	0	58	42	0	24.60	0.0	2.72	1.89	0.77	
9.85	灰色細砂	SM	0	0	18	20-5	0	63	37	0	23.10	0.0	2.7	1.93	0.72
11.85	灰色細砂	SM	0	0	28	20-6	0	67	33	0	20.30	0.0	2.71	1.84	0.77
13.85	灰色細砂	SM	0	0	31	20-7	0	75	25	0	21.20	0.0	2.7	1.91	0.72
15.85	灰色沉泥質砂及細砂		0	0	35	20-8	0	73	27	0	21.60	0.0	2.71	1.96	0.69
17.85	灰色沉泥質砂及細砂		0	0	39	20-9	0	70	30	0	20.40	0.0	2.71	2.04	0.59
19.85	灰色沉泥質砂及細砂		0	0	41	20-10	0	74	26	0	20.50	0.0	2.72	2.01	0.62
21.85	灰色沉泥質砂及細砂		0	0	43	20-11	0	84	16	0	20.20	0.0	2.71	1.98	0.65
22.0															

圖 3 圓筒式碼頭場址土層鑽探資料

等級 I

孔號：W24-20		地下水位=GL-2.27		地震規模=7.3						PGA=0.074						
深度 (m)	土壤類別	γ_t (t/m ³)	σ_v (t/m ²)	σ_v (t/m ²)	N	有效覆土 Cn	地震規模修正 MSF	α	β	N1	≤ 200	應力折減係數 γ_d	CSR (1)	CRR _{7.5} (2)	CRR _M (3)	F _L (3)/(1)
5.0	SM	1.8	7.3	10.0	12	1.17	1.07	0.00	1.00	12	0.0	0.84	0.06	0.13	0.14	2.19
10.0	SM	1.8	12.3	20.0	12	0.90	1.07	0.00	1.00	10	0.0	0.68	0.07	0.12	0.12	1.74
15.0	SM	1.8	15.3	26.0	12	0.81	1.07	0.00	1.00	10	0.0	0.56	0.07	0.11	0.12	1.73
17.0	SM	1.8	19.3	34.0	14	0.72	1.07	3.61	1.08	15	20.0	0.52	0.06	0.16	0.17	2.76
20.0	SM	1.8	22.3	40.0	14	0.67	1.07	5.00	1.20	16	40.0	0.50	0.05	0.17	0.19	3.40
23.0	SM	1.8	25.3	46.0	14	0.63	1.07	5.00	1.20	16	35.0	0.48	0.05	0.17	0.18	3.52

等級 II

孔號：W24-20		地下水位=GL-2.27		地震規模=7.3						PGA=0.24						
深度 (m)	土壤類別	γ_t (t/m ³)	σ_v (t/m ²)	σ_v (t/m ²)	N	有效覆土 Cn	地震規模修正 MSF	α	β	N1	≤ 200	應力折減係數 γ_d	CSR (1)	CRR _{7.5} (2)	CRR _M (3)	F _L (3)/(1)
5.0	SM	1.8	7.3	10.0	12	1.17	1.07	0.00	1.00	12	0.0	0.84	0.21	0.13	0.14	0.68
10.0	SM	1.8	12.3	20.0	12	0.90	1.07	0.00	1.00	10	0.0	0.68	0.23	0.12	0.12	0.54
15.0	SM	1.8	15.3	26.0	12	0.81	1.07	0.00	1.00	10	0.0	0.56	0.22	0.11	0.12	0.53
17.0	SM	1.8	19.3	34.0	14	0.72	1.07	3.61	1.08	15	20.0	0.52	0.19	0.16	0.17	0.85
20.0	SM	1.8	22.3	40.0	14	0.67	1.07	5.00	1.20	16	40.0	0.50	0.18	0.17	0.19	1.05
23.0	SM	1.8	25.3	46.0	14	0.63	1.07	5.00	1.20	16	35.0	0.48	0.16	0.17	0.18	1.08

等級 III

孔號：W24-20		地下水位=GL-2.27		地震規模=7.3						PGA=0.32						
深度 (m)	土壤類別	γ_t (t/m ³)	σ_v (t/m ²)	σ_v (t/m ²)	N	有效覆土 Cn	地震規模修正 MSF	α	β	N1	≤ 200	應力折減係數 γ_d	CSR (1)	CRR _{7.5} (2)	CRR _M (3)	F _L (3)/(1)
5.0	SM	1.8	7.3	10.0	12	1.17	1.07	0.00	1.00	12	0.0	0.84	0.28	0.13	0.14	0.51
10.0	SM	1.8	12.3	20.0	12	0.90	1.07	0.00	1.00	10	0.0	0.68	0.31	0.12	0.12	0.40
15.0	SM	1.8	15.3	26.0	12	0.81	1.07	0.00	1.00	10	0.0	0.56	0.30	0.11	0.12	0.40
17.0	SM	1.8	19.3	34.0	14	0.72	1.07	3.61	1.08	15	20.0	0.52	0.26	0.16	0.17	0.64
20.0	SM	1.8	22.3	40.0	14	0.67	1.07	5.00	1.20	16	40.0	0.50	0.24	0.17	0.19	0.79
23.0	SM	1.8	25.3	46.0	14	0.63	1.07	5.00	1.20	16	35.0	0.48	0.22	0.17	0.18	0.81

圖 4 圓筒式碼頭三等地震下土壤液化潛能評估結果

4. 圓筒壁體安定檢核：由於動態主動土壓力與被動土壓力在地震作用下

並不會同時發揮到最大，故在此不考慮動態被動土壓所提供之抵抗



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。根據 Newmark 提出的簡易滑動塊體法來分析剛性塊體在於水平地表運動過程期間所導致的總滑移量。如圖 6 所示，假設質量 m 的塊體為剛體，放置於水平表面上，而滑動面的力學行為與彈塑性模式相符合；當地震發生時，塊體之水平方向慣性力由滑動面之抗剪力來維持塊體的動態平衡，所以塊體之運動狀態與滑動面所提供的抗剪力有關。

圓筒式碼頭構造物在等級二地震力作用之下，需考慮土壤發生液化，本研究參考「港灣構造物設計基準-碼頭設計基準及說明」及「公路橋樑耐震設計規範」，計算出臨界加速度進而利用滑動塊體法求得位移量，如圖 7 所示。分析結果將參照表 6 判定所設計之碼頭的受震反應是否滿足性能可接受標準。

6.2 圓筒式碼頭之動力分析

圓筒式碼頭的動力分析法，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-結構」彼此之間相互作用的行為，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荷載，進行非線性動力歷時分析，探討在考量地震等級下，圓筒式碼頭

結構之性能表現能否符合性能要求，以評估其耐震能力。

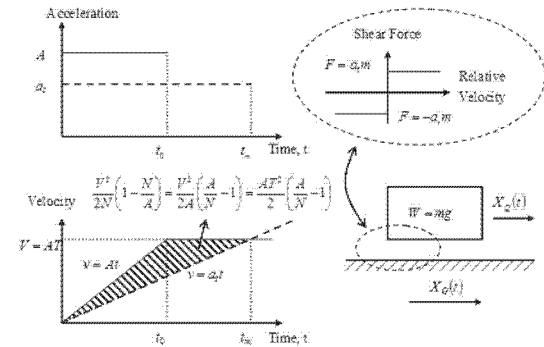


圖 6 Newmark 之滑動塊體分析法的觀念

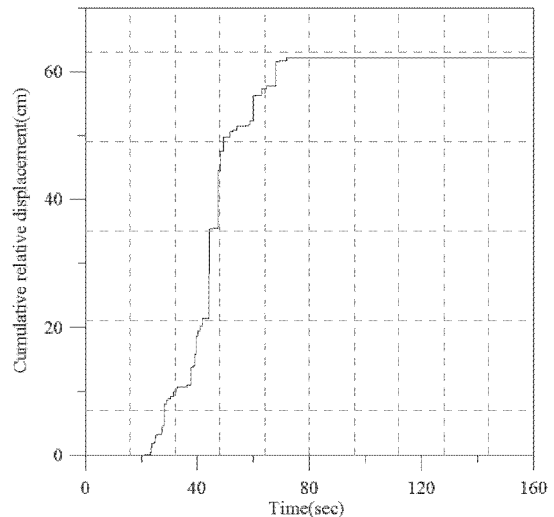


圖 7 滑動塊體永久水平位移

採用 FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) 程式進行動力分析之研究，以下先簡單介紹有限差分法之 FLAC 程式，FLAC 程式為美國 Itasca Consulting Group, Inc. 所發展，主要以顯示有限差分法處理二維平面應變之數值分析問題，可用來模擬土壤、岩石彈塑性或其他達降伏限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，並決定材料之組合律及邊界條件，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。在進行動態分析時需考慮在有限網格之波傳行為之影響，因此需加以考慮邊界折射與反射行為，且在進行模擬時也需考慮到應力波傳遞時的能量消散行為。而FLAC的動力分析亦提供了阻尼與動態邊界條件之設定。

以FLAC進行圓筒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)加入結構元素並重力平衡；(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。

案例圓筒式碼頭之分析網格尺寸，如圖8所示。分析斷面區有回填砂與地層等部份；本分析之網格，共計使用2142個節點。各項材料參數之推估，以現地鑽探之標準貫入試驗 SPT-N 值為參考依據，進行分析時，可將地層稍作簡化並將不適合之極為軟弱土層予以適當處理。本研究參考之鑽探資料與材料參數，如圖9所示。

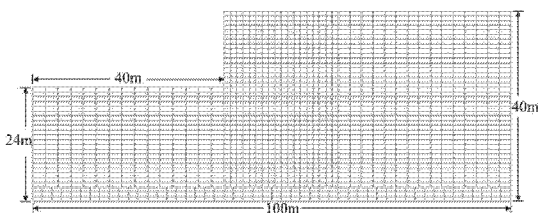


圖 8 分析網格建置

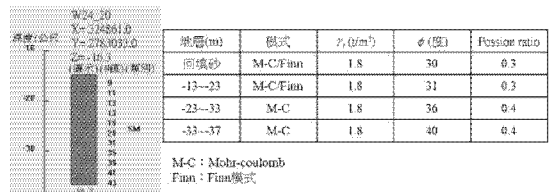


圖 9 材料參數與模式

6.3 分析結果檢核

動力分析之分析成果如圖 10 至圖 13 所示。圖 10 為考慮地層材料特性後所建置之土層模型，另動力分析所需之邊界條件設定亦於圖中顯示。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，如圖 11 所示。最後設定阻尼參數和動態邊界條件並給定設計地震力並進行動力分析後，所得到之變形量分析成果，如圖 12 所示。而在動力分析過程中土體之孔隙水壓可因受壓而產生孔隙水壓激發之現象，如圖 13 所示。

動力分析完成後，需將其結果依據國際航海協會所提出之圓筒式碼頭性能可接受標準進行檢核。若計算結果滿足，即耐震性能設計完成；若否，則需變更設計直至計算結果滿足耐震性能設計之規定。



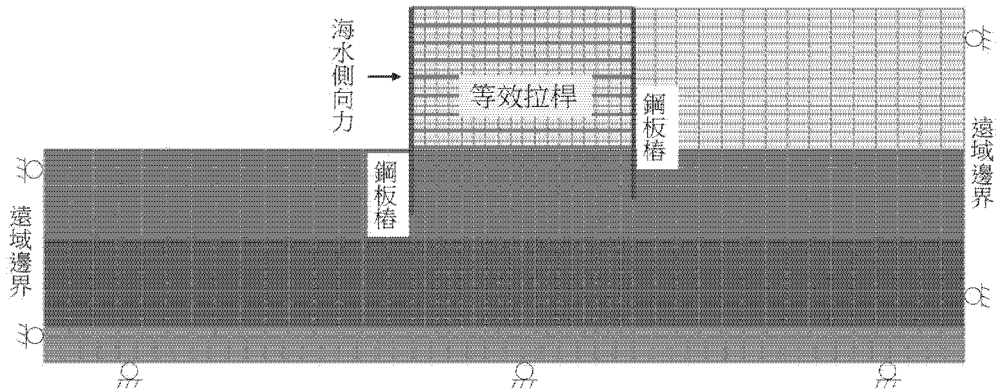


圖 10 動力分析邊界與土層模型建置

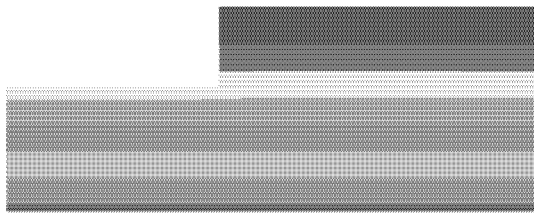


圖 11 孔隙水壓生成

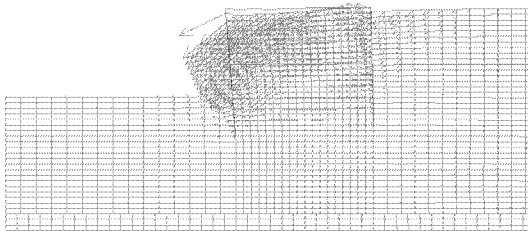


圖 12 動力分析完成後之變形量

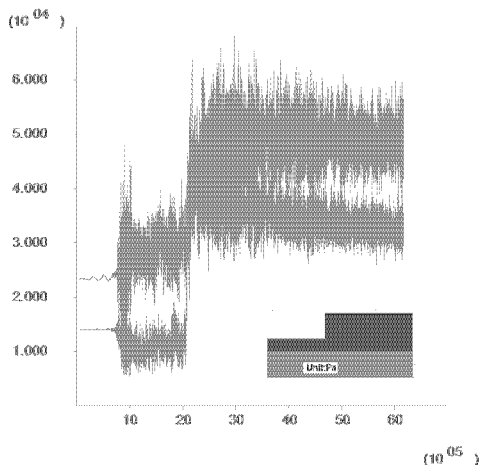


圖 13 動力分析孔隙水壓激發結果

七、結論

圓筒式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，除了與碼頭重要度等級相關以外，也與其所作用的地震力等級相關。動力分析法為上述最複雜之分析方法，其可反應較真實之現象與預測圓筒式碼頭之真實行為，在性能設計之第二階段驗證，可提供工程師依結構重要度所要求之驗證分析方法，驗證圓筒式碼頭行為是否滿足對應的性能等級要求。

分析成果顯示，以FLAC程式進行圓筒式碼頭之動力分析可適切掌握圓筒式碼頭在不同設計地震等級下，碼頭可能發生之變形與破壞機制，且檢核結果亦符合規定之性能要求，此一結果可作為後續分析研究之參考。

參考文獻

1. Newmark, N. M. (1965), Effect of Earthquake on Dam and Embankment, *Geotechnique*, Vol.15, No. 2, pp.139-159.
2. Martin, G. R., W. D. L. Finn and H. B. Seed(1975), *Fundamentals of Liquefaction under Cyclic Loading*, *J. Geotech., Div. ASCE*, 101(GT5), 423-438.
3. Byrne, P.(1991), A Cyclic Shear-Volume Coup and Pore-Pressure Model for Sand, *Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Paper No. 1.24, 47-55.
4. PIANC/International Navigation Association (2001), *Seismic Design Guidelines for Port Structures*, A.A Balkema Publishers.
5. Seed, et.al(2001), "Recent Advances In Soil Liquef Action Engineering And Seismic Site Response Evaluation", *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium*, California.
6. Cheng-Yu Ku, Ching-Chung Chang, Wei-Fan Tseng, Jui-Ying Lai(2014), "A Case Study of the Performance-based Seismic Design for Sheet Pile Wharf in Taiwan," *Proceedings of International Society of Offshore and Polar Engineers*, Busan Korea.
7. 交通部(2000), 港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明。
8. 賴瑞應、曾文傑、張道光、薛強、林澤熙、鄧耀里、陳斌哲、陳正忠、陳國慶、王茂興、辛希(2004), 「碼頭結構物功能設計分析方法之研究」, 交通部運輸研究所。
9. 賴瑞應、賴聖耀、謝明志(2005), 「地震引致板樁式碼頭之變位量分析」, 交通部運輸研究所。
10. 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。
11. 交通部(2009), 公路橋梁耐震設計規範。
12. 謝明志、陳志芳、張文忠、林炳森、黃安斌(2011), 「港灣現地碼頭結構與土壤動態互制監測之研究(2/2)」, 交通部運輸研究所。
13. 賴瑞應、張權、薛強、陳正忠、徐偉誌、石豐銘(2011), 「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, 臺北。
14. 賴瑞應、張權、薛強、顧承宇、曾韋鯨、徐偉誌、翁健煌、蔡勇賢(2012), 「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。
15. 賴瑞應、顧承宇、張景鐘、曾韋鯨、陳明鈺、余孟勳、蔡勇賢(2013), 「港灣構造物耐震性能設



- 計架構之研究(3/4)」，交通部運輸研究所。
16. 張權、薛強、顧承宇、曾韋繇、邱天宏、賴瑞應(2013)，「應用動力分析於板樁式碼頭之耐震性能設計之研究」，港灣報導季刊，第96期，第1~18頁。
 17. 曾韋繇、顧承宇、張權、薛強、賴瑞應(2013)，「耐震性能設計之研究-以重力式碼頭為例」，第十五屆大地工程學術研究討論會。
 18. 曾韋繇、顧承宇、賴瑞應(2013)，「動力分析於板樁式碼頭耐震性能設計研究」，第十五屆水下技術研討會暨國科會成果發表會。
 19. 顧承宇、張景鐘、賴瑞應、曾韋繇、陳明鈺、余孟勳(2014)，「應用動力分析於板樁式碼頭之耐震性能設計之研究」，港灣報導季刊，第99期，第17~28頁。
 20. 余孟勳、顧承宇(2014)，「圓筒式碼頭耐震性能設計之研究」，中華民國力學學會第三十八屆全國力學會議。
 21. 余孟勳、顧承宇、賴瑞應、謝明志(2014)，「有效應力動力分析於圓筒式碼頭性能設計之研究」，第36屆海洋工程研討會。

