

港灣構造物耐震性能設計架構之研究(4/4)

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

主管單位：交通部運輸研究所

顧承宇¹

張景鐘¹

余孟勳¹

賴瑞應²

Ku, Cheng-Yu Chang, Ching-Chung Yu, Meng-Hsun Lai, Jui-Ying

陳明鈺¹

曾崇偉¹

蕭靖恩¹

Chen, Ming-Yu Tseng, Chong-Wei Xiao, Jing-En

¹ 國立臺灣海洋大學河海工程學系(所)

² 交通部運輸研究所港灣技術研究中心

摘要

本研究為第四期研究計畫，主要內容是圓筒式碼頭耐震性能設計案例研究，同時整合過去三年期所得之研究成果以編撰碼頭耐震性能設計手冊。本研究藉由前期計畫研究所得之成果，諸如港灣構造物耐震性能設計目標、耐震性能規定與耐震性能驗證方法等，建立圓筒式碼頭之耐震性能設計程序，而後經由設計示範例規劃，訂定適當且具代表性的設計條件，以進行圓筒式碼頭的耐震性能設計案例實作，另外再針對前述各項研究結果來探討本研究之耐震性能設計法之適宜性，最後依本研究四年期所得之研究成果，完成碼頭耐震性能設計手冊之編撰。在實務上，本研究成果可提昇國內產官學研界之相關設計與研究水準，以因應技術發展及國際化之需求。

關鍵詞：耐震設計、性能設計、圓筒式碼頭、動力分析、液化

Abstract

The fourth year project focuses on the performance-based seismic design case studies of the cellular quay wall. Integrating study results from this four-year project, the design manual of harbor structures can be published. By means of the research results of the previous phases of the project, such as the performance-based methodology, the damage criteria, and seismic analysis methods of port structures, the performance-based seismic design procedure for the cellular quay wall can be established. Then, using the appropriate and representative design conditions, a practical design case study of the cellular quay wall was conducted. Furthermore, the discussion of the applicability of the suggested performance-based design and the current design standard is addressed as well. In practice, it is expected that the research results can serve as an important reference for improving the domestic research and design corresponding to the demands of technological development and internationalization.

Keywords : Seismic Design; Performance-Based Design; Cellular Quay Wall; Dynamic Analysis; Liquefaction.

一、前言

本研究藉由港灣技術研究中心過去之研究成果，將港灣構造物耐震性能設計之流程以圓筒式碼頭作為設計示範案例，並針對其過程與結果提出性能設計法之適宜性與建議。最後，以現有之港灣構造物設計示範例，如重力式碼頭、棧橋式碼頭、板樁式碼頭及圓筒式碼頭之研究成果，編撰碼頭耐震性能設計手冊作為現行規範研修方向之參考。

耐震性能設計法(seismic performance-based seismic design)是以控制構造物在地震力作用下之破壞程度為標的，該方法之基本理念在強調構造物在強烈地震力作用下之非線性變形行為，注重構造物及附屬設施之耐震性能，並以構造物整個生命週期之耐震性能和經濟性(包括設計費、建造費、維護費及可能之損失和修復費用)為主要設計目標，以保證構造物能在各種不同規模的地震力作用下，其耐震性能可滿足業主與國家社會的各種安全、經濟、文化與歷史需求，此法為現今結構耐震設計規範所遵循之方向。

以往耐震設計規範係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，因而耐震設計規範採用構造物之重要性係數來間接表達其預期性能，該耐震要求僅定性地隱含在傳統的強度設計法中，並未明確地加以量化，然而性能設計法則要求以直接且透明之參數來表達構造物之破壞狀態或性能，使設計者、業主及使用者等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及破壞狀況與使用性。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的地震危害下之多等級耐震性能目標(performance objectives)，並將構造物在某一設計地震危害下被期望具有的耐震性能加以量化，以建立容許限制值(即性能標準performance criteria)，如此構造物之耐震性能即可採用「在各等級設計地震作用下分析構造物之內力、變形、能量或其他破壞指標 \leq 性能可接受標準」的方式進行檢核。

二、圓筒式碼頭設計流程

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1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(PIANC, 2001)，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。

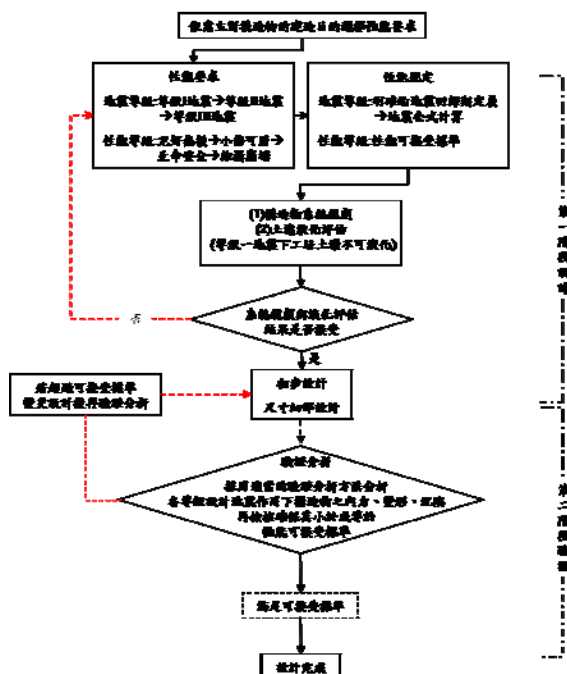


表1 耐震性能水準定性規定之建議

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)

圖1 圓筒式碼頭耐震性能設計基本流程

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

性能等級 地震等級	性能等級		
	第 I 級	第 II 級	第 III 級
等級一 (50 年回歸期地震)	A 級 B 級	C 級	—
等級二 (475 年回歸期地震)	特定級	A 級	B 級
等級三 (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	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	—	動力分析	動力分析
A	簡化分析 簡動分析 動力分析	動力分析	動力分析
B	簡化分析 簡動分析 動力分析	簡動分析 動力分析	—

三、研究成果

3.1 初步設計

本案例以B級碼頭為例，本碼頭採用鋼板樁圓筒式碼頭，並假設為散雜貨碼頭。碼頭規劃之標準斷面如圖2所示。碼頭單元靠海側鋼板樁，標準單元長為21.20 m；靠陸側鋼板樁單元長為19.20 m；圓筒半徑12.36 m。而板樁式碼頭設計參數如表7所示。另由規

表6 圓筒式碼頭性能可接受標準

性能等級		性能等級		
參數		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 $d < 30\text{cm}$	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	3cm ~10cm	不須檢核
岸肩與後線陸 地之沉陷差		30cm ~70cm	不須檢核	不須檢核
向海側傾斜角		<2°~3°	不須檢核	不須檢核
最 大 反 應 下 之 應 力 或 應 變	圓筒或板樁圓筒	彈性	彈性	塑性，不超 過應變極限
	圓筒或板樁接合 處	彈性	塑性，不超 過應變極限	塑性，超過 應變極限

註：H為海底面以上板樁之高度。

範查得設計地震之三等級地震力如表8所示。本研究之初步設計以簡化分析法進行設計。

表7 圓筒式碼頭設計參數表

海側鋼板 樁深度 (m)	EL. -20.2	海水單位重 γ_w (t/m ³)	1.03
陸側鋼板 樁深度 (m)	EL. -18.2	殘留水位至 樁底高 (m)	21.2
海側土層 高程 (m)	EL. -13	板樁與土壤 間之摩擦角 δ (deg)	15
殘留水位 (m)	EL. +0.98	碼頭超載重 w (t/m ²)	1.5

表8 圓筒式碼頭設計地震力

地震等級	計算公式 (PGA)	加速度(g)
等級 I	$0.4S_{II,S} / 3.25$	0.074
等級 II	$0.4S_{II,S}$	0.24
等級 III	$0.4S_{III,S}$	0.32

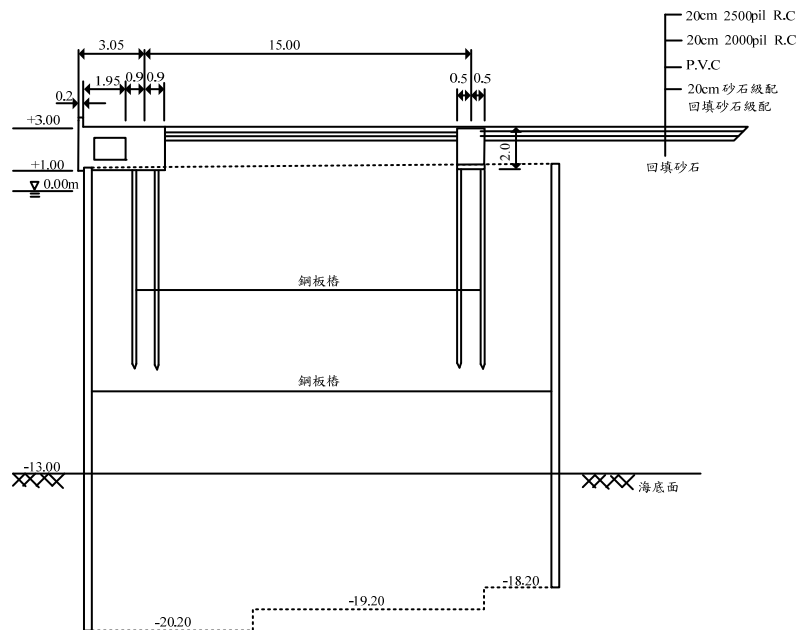


圖2 圓筒式碼頭標準斷面示意圖

3.2 驗證分析

本研究案例為 B 級圓筒式碼頭，其等級 I 地震之驗證分析法可為「簡化分析」、「簡化動力分析」或「動力分析」，而等級 II 級地震之驗證分析則須「簡化動力分析」或「動力分析」，等級 III 地震因超過第 III 級性能要求損壞標準，表示結構物已損毀倒塌，故無需進行驗證。

3.2.1 等級 I 地震性能驗證檢核

圓筒式碼頭之簡化分析方法，採用擬靜力分析方法，將結構物所承受的地震力簡化為施加於構造物側向的靜態慣性力，並將構造物與承載土體視為剛體，以檢核其穩定性。

1. 簡化分析法步驟簡述如下：

給定設計震度係數 K_e 。

2. 換算壁體寬度

鋼板樁圓筒式碼頭為三維結構，若欲以平面應變模式有效分析，通常會依其平面配置，將圓筒之曲線形前壁、隔壁、後壁均以直線形之假想壁面來近似，其水平斷面積需保持與原來之曲線形斷面積相同，以求取換算壁體寬度。圖 3 所示三種型式圓筒之換算壁體寬度。

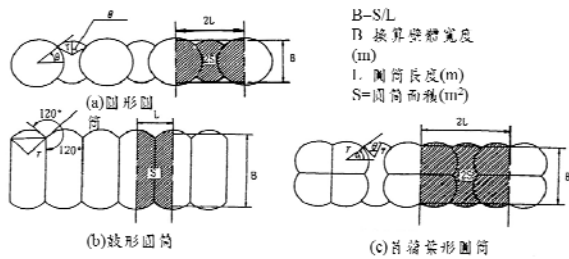


圖 3 圓筒平面形狀及換算壁體寬度

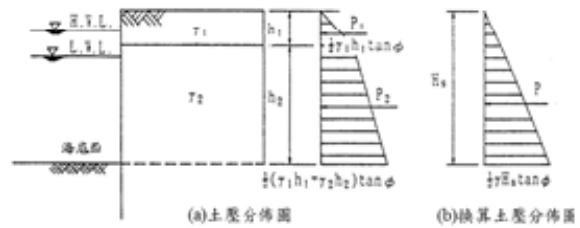


圖 4 圓筒壁體換算壁高

3. 內填料換算單位體積重量(γ)及換算壁高(H_0)

圓筒內填料單位體積重量，位於圓筒內水位以下時，應採用水中單位體積重量，設計時為簡化計算，可將圓筒內填料單位體積重量採用一固定值(例 $\gamma = 1.0t/m^3$)，並以下式計算換算壁高 H_0 ：

$$H_0 = \frac{1}{\gamma} \sum \gamma_i \cdot h_i \quad (1)$$

式中， γ 為圓筒內填料之單位重； γ_i 為圓筒內第 i 層填料之單位重； h_i 為圓筒內第 i 層填料厚度。

4. 換算壁高(H_s)

為簡化板樁接頭摩擦力所致抵抗力矩之計算，圓筒內填料土壓分佈，可簡化如圖 4，圖 4(a)及圖 4 (b)所示實際之土壓分佈及換算土壓分佈，依圖 4 (b)所示之換算壁高 H_s 及內填料換算單位體積重量計算所得之土壓合力，應等於依圖 4 (a)所示之土壓合力。依此原則，換算壁高 H_s 可依下式計算：

$$H_s = 2 \cdot \sqrt{\frac{\sum P_i}{\gamma \cdot \tan \phi}} \quad (2)$$

式中， P_i 為圓筒內第 i 層填料之土壓力合力，計算內填料土壓時，土壓係數使用 $0.5 \tan \phi$ ； ϕ 為圓筒內填料摩擦角。

5. 計算殘留水位 $R.W.L.$

$$R.W.L. = \frac{2}{3} (M.H.W.L. - M.L.W.L.) + M.L.W.L. \quad (3)$$

式中， $M.H.W.L.$ 為朔望平均高潮位； $M.L.W.L.$ 為朔望平均低潮位。

6. 計算地震時主動土壓力 $P_{AE,i}$

依 Mononobe-Okabe 之建議，作用於圓筒第 i 土層之動態主動土壓力 $P_{AE,i}$ 水平分量，可依下式計算：

$$P_{AE,i} = K_{AE,i} \cdot \left(\sum \gamma_i h_i + w_{OL} \right) \cdot \cos \delta \quad (4)$$

式中， γ_i 為第 i 土層土壤之單位重，如位於水面下，則取水中單位重 $\gamma'_i = \gamma_{sat} - \gamma_w$ ； γ_w 為海水單位重，取為 $\gamma_w = 1.03t/m^3$ ； h_i 為第 i 土層土壤之厚度； w_{OL} 為碼頭超載重 (t/m^2)，地震時取 $1.0t/m^2$ ； δ 在圓筒式碼頭中即板樁與土壤間之摩擦角 (度)； K_{AEi} 為第 i 土層主動土壓力係數，計算如下：

$$K_{AEi} = \frac{\cos^2(\phi_i - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \cdot \sin(\phi_i - \theta)}{\cos(\theta + \delta)}} \right]^2} \quad (5)$$

式中， ϕ_i 為第 i 土層土壤之內摩擦角 (度)； θ 為地震合成角，殘留水位以上土層 $\theta = \tan^{-1} K_e$ ；殘留水位以下土層 $\theta = \tan^{-1} K'_e$ ； K'_e 為修正後的震度係數。

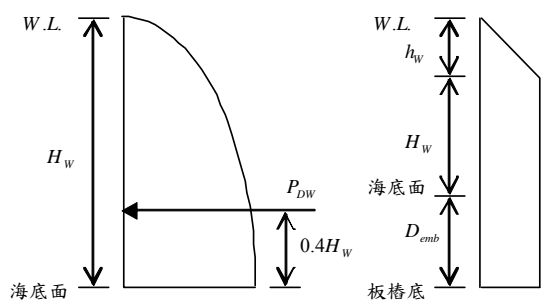
7. 計算地震時之動態水壓合力 P_{DW}

作用於圓筒之動態水壓力 P_{DW} ，依 Westergaard 所提出隨深度 y 之分布情況，如圖 5(a) 所示，並可表示如下：

$$P_{DW} = \pm \frac{7}{8} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H_w \cdot y} \quad (6)$$

式中， H_w 為海水潮位深度 (m)。因此，作用於圓筒之動態水壓合力 P_{DW} ，即可依下式計算，且合力作用位置位於海底面上 $0.4H_w$ 處。

$$P_{DW} = \frac{7}{12} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \quad (7)$$



(a) 動態水壓 (b) 殘留水壓

圖 5 作用於板樁之水壓力分布示意圖

8. 計算殘留水壓合力 P_{RW}

碼頭海側之殘留水位，作用於板樁上之殘留水壓分布如圖 5 錯誤！找不到參照來源。

(b) 所示，殘留水壓力 P_{RW} 可由下式計算：

$$P_{RW} = \gamma_w \cdot h_w \quad (8)$$

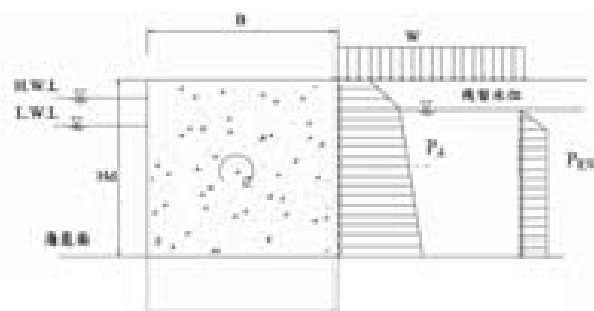


圖 6 圓筒壁體剪力變形檢討應考慮之外力及抵抗力

式中， h_w 為殘留水深(m)，即殘留水位與海潮位之差。故殘留水壓之合力 P_{RW} 為：

$$P_{RW} = \frac{1}{2} \cdot P_{RW} \cdot h_w + P_{RW} (H_w + D_{emb}) \quad (9)$$

式中， D_{emb} 為板樁打設深度(m)。

9. 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：

$$F.S. = \frac{M_r}{M_d} \quad (10)$$

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。

變形力矩(M_d)之計算，係以圓筒底部及海底面上之主動土壓、殘留水壓及被動土壓等外力計算作用於圓筒底部及海底面之力矩。計算圓筒壁體背後之主動土壓力所致之變形力矩，僅計算由碼頭面至海底面間土壓力之水平分力所致之變形力矩，土壓力之垂直分力則不予考慮，唯上載載重之影響應予以計入，如圖 6 所示。

抵抗力矩計算採用砂為內填料時，其抵抗力矩依下式計算：

$$M_r = \frac{1}{6} \gamma (R_0 \cdot H_0^3 + R_s \cdot H_s^3) \quad (11)$$

式中， $R_0 = r_0^2 (3 - r_0 \cdot \cos \phi) \sin \phi$ ， $r_0 = \frac{B}{H_0}$ ； $R_s = \frac{3}{2} r_s \cdot \mu \cdot \tan \phi$ ， $r_s = \frac{B}{H_s}$ ； B 為圓筒換算壁體寬度； μ 為板樁接頭間摩擦係數。

10. 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：

$$F.S. = \frac{R_p}{P_3} \quad (12)$$

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。

板樁承载力 R_p 依下式計算：

$$R_p = (P_1 + P_2) \mu + R_u \cdot A \quad (13)$$

式中， P_1 為海底面下至板樁下端之主動土壓合力； P_2 為海底面至板樁下端靜止土壓合力； R_u 為板樁下端土壤之極限承载力； A 板樁斷面積； μ 為土壤與板樁間之摩擦係數，砂質土時採用 $\tan \frac{2}{3} \phi$ 。

板樁下端土壤之極限承载力 R_u 依下式計算：

$$R_u = 30 \cdot N \cdot A_p + \frac{\bar{N} \cdot A_s}{5} \quad (14)$$

式中， $N = (N_1 + N_2)/2$ ， N_1 為板樁樁端處之 N 值， N_2 為板樁樁端上端 4 倍寬度範圍內之平均 N 值； A_p 為板樁樁端面積； \bar{N} 為板樁入土全長之平均標準貫入實驗值； A_s 為板樁樁端表面積。

11. 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，依照部頒碼頭設計基準規定日製 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：

$$T = [(\gamma \cdot H_0 + w)K_i + \gamma_w \cdot h_w]R \quad (15)$$

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。

12. 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力，僅考慮圓筒底部土壤抗剪強度提供之抵抗力，抗滑安全係數地震時需大於 1.0，抗滑動安全係數依下式計算：

$$F.S. = \frac{\mu \cdot (1 - K_v)W}{K_h W + P_{AE} + P_{DW} + P_{RW}} \quad (16)$$

式中， $W(1 - K_v)$ 為圓筒底部土壤抗剪強度； $K_h W$ 為圓筒內填料之慣性地震力； P_{AE} 為動態主動土壓合力； P_{DW} 為動態水壓合力； P_{RW} 為殘留水力。

13. 計算耐震安全係數 F_s

依前述步驟反推臨界穩定狀態(圓筒壁體安定安全係數為 1)對應之地震係數即為構造物最大可承受之地震係數 K_h ，其與設計震度係數 K_e 之比值即為耐震安全係數。

14. 檢核結果

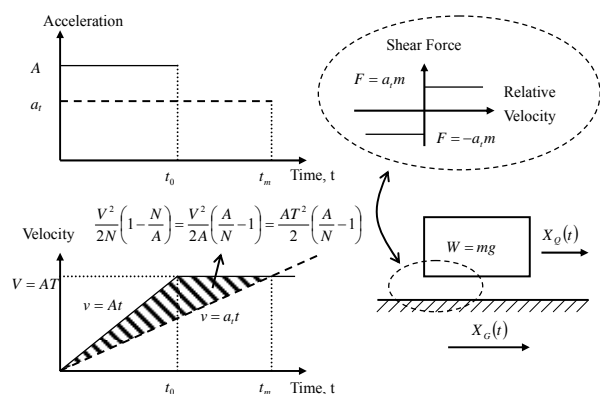
本研究依上述步驟求得 $K_h = 0.142$ ， F_s 為 1.92，故碼頭在等級 I 地震作用下，其安全係數大於 1，即表示碼頭未發生破壞，可滿足性能可接受標準與耐震性能要求。

3.2.2 等級 II 地震性能驗證檢核

相對於靜力分析法與有限元素分析法而言，滑動塊體分析法(sliding block analysis)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。為了評估圓筒式碼頭結構物受地震作用之滑移量，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 7 所示，假設質量的塊體為剛體，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。

當地震發生時，假設地表位移歷時為 $X_G(t)$ ，塊體位移歷時為 $X_O(t)$ ，塊體因受慣性力作用而有向外滑動之趨勢，並由滑動面之抗剪力來維持塊體的動態平衡。當塊體

未滑動時，塊體與地盤一起運動；當塊體之水平慣性力大於滑動面之極限抗剪力之瞬時，則塊體與地表之間會就有相對運動發生，此時之加速度稱為臨界滑動加速度 a_t ；而在滑動期間，若地盤與滑動塊體之相對速度減為零時，則滑動停止，塊體再次與地表一起運動。根據滑動面為彈塑性模式之假設，滑動期間之滑動塊體以等加速度 a_t 運動，因而將塊體與地表間之相對加速度積分二次則可求得塊體滑移量。圓筒式碼頭利用滑動塊體分析法之簡便動力分析流程如圖 8 所示，詳細分析方法說明如下。



資料來源：Newmark, N. M, 1965

圖 7 Newmark 之滑動塊體分析法的觀念

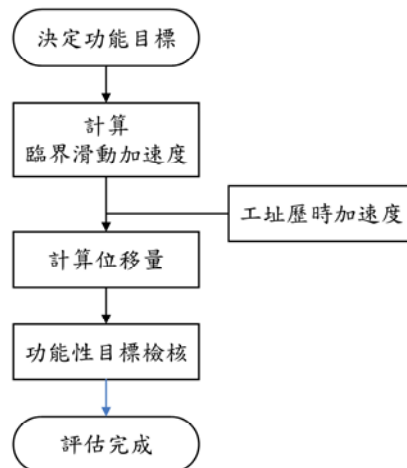


圖 8 等級 II 地震所產生之永久位移

分析時將液化土層進行參數折減，其計算之臨界加速度為 $0.034g$ ，而分析結果為產生 102.9 公分之永久位移，如圖 9 所示，而等級 II 之人造加速度歷時，如圖 10 所示。

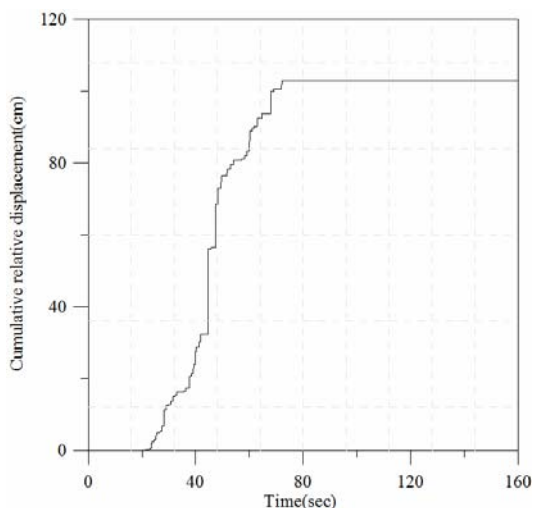


圖 9 等級 II 地震簡動分析永久水平位移

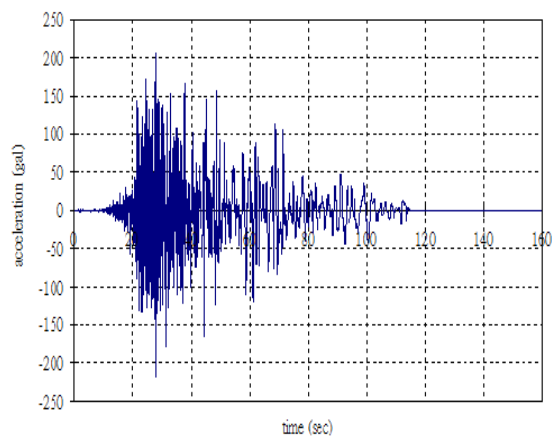


圖 10 等級 II 地震之人造加速度歷時

3.2.3 等級 III 地震動力分析

圓筒式碼頭的動力分析法，一般可採用有限元素 (finite element method, FEM) 或有限差分 (finite difference method, FDM) 等數值方法，模擬「鋼板樁圓筒-背填材料」之結構土壤界面之滑動行為，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，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。

本研究採用之 FLAC 程式為美國 Itasca Consulting Group, Inc.所發展，FLAC 為顯性(explicit)有限差分程式來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限度後成塑性流動的材料所組成的構造物行為，運算過程中是以「時間步長的型態」(time-stepping fashion)來求解網格中每一個節點的運動方程式，利用極小之時階，達到節點或元素之力平衡，故可得整體系統之行為隨時間發展變化的過程。另外，FLAC 內含 Fish(FLACish) 程式可供使用者自行撰寫附加之子程式，以符合特殊材料及案例情況之需求。

以 FLAC 進行圓筒式碼頭之動態數值模擬分析主要分為十大步驟(如圖 11)：(一) 建立網格；(二) 給予材料強度參數；(三) 設定邊界條件；(四) 加入結構元素及界面元素並達重力平衡；(五) 施加海水之側向力；(六) 指定地下水位面；(七) 力學平衡；(八) 使用 Finn 模式；(九) 給予阻尼參數和動態邊界條件；(十) 施加地震力，並以等級 III 地震之人造加速度歷時(如圖 12)輸入程式進行分析。

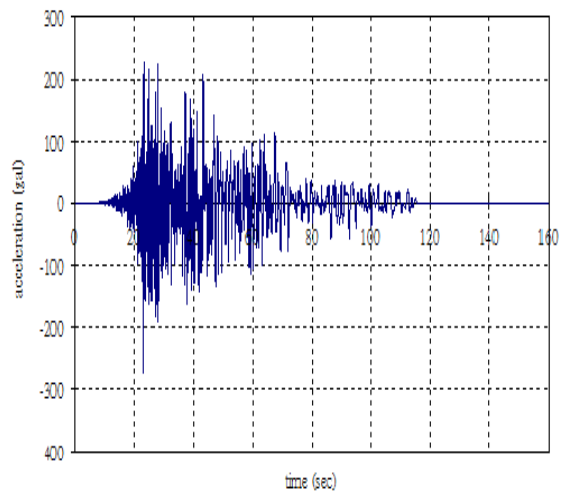
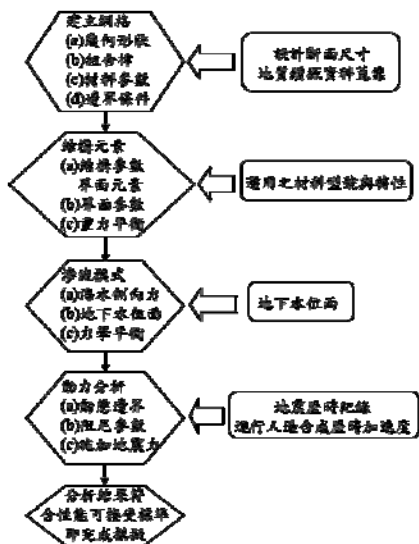


圖 11 以 FLAC 程式模擬圓筒式碼頭之分析流程圖

圖 12 等級 III 地震之人造加速度歷時

圓筒式碼頭之分析模式，如圖 13 所示。分析網格劃分為 50×41 計 2050 個差分網格，由土層及結構元素等構成，經上述之步驟進行分析並輸入所需之參數，所得之動力分析成果如圖 14 所示，最大水平位移量為 162 公分，鋼板樁最大彎矩為 2.0×10^6 牛頓-公尺小於降伏彎矩 3×10^6 牛頓-公尺，未達塑性標準，如圖 15 所示。在分析模型選取幾個觀測點以瞭解孔隙水壓激發之情況，如圖 16 所示，可看出具有液化潛能之土層孔隙水壓隨震動之時間遞增。依據本研究建議之簡化規定 B 級碼頭無須檢核等級 III 地震，但就動力分析之位移量破壞結果可發現，結構物之位移量已超過規定之性能可接受標準，即結構物已不易恢復營運作業。

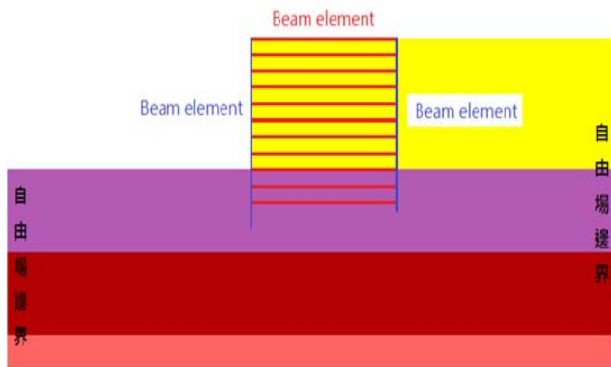


圖 13 圓筒式碼頭分析模式

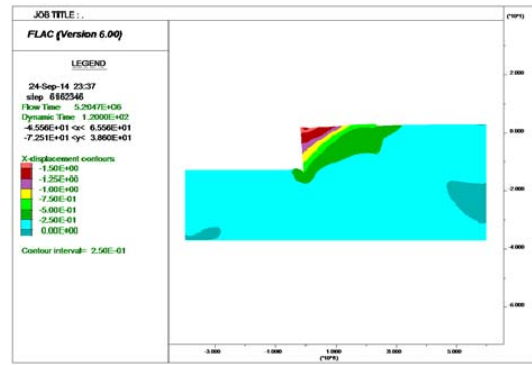


圖 14 圓筒式碼頭等級 III 地震水平位移圖

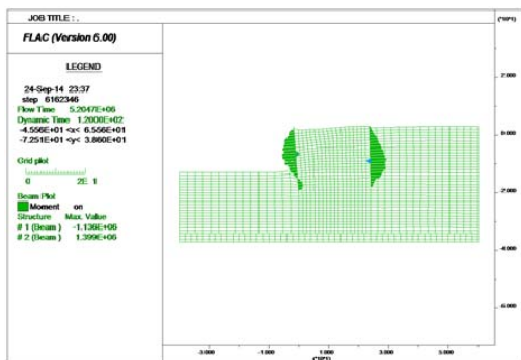


圖 15 圓筒式碼頭等級 III 地震破壞彎矩圖

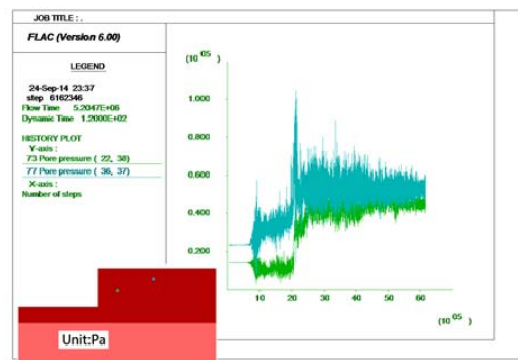


圖 16 圓筒式碼頭等級 III 地震孔隙水壓圖

3.3 設計結果說明

B 級圓筒式碼頭於等級 I 地震下需滿足使用功能正常、不需修復及結構保持彈性，其簡化分析法分析結果，碼頭安全係數大於 1，且不發生土壤液化，結構穩定皆滿足性能可接受標準，整體驗證結果滿足功能正常之性能要求；等級 II 地震下構件不得超過韌性容量且正規化水平位移需小於 5%~10%，由簡化動力分析檢核結果僅檢核可接受標準之位移量，三組水平位移量分別為 3.78%、6.43%及 3.00%皆小於 10%滿足性能可接受標準，由動力分析結果三組水平位移量分別為 8.88%、8.69%及 8.69%皆小於 10%滿足性能可接受標準，且構件皆在韌性容量範圍內，其殘餘變位及構件狀態皆符合性能可接受標準，即驗證通過；等級 III 地震下，由於耐震性能規定已達損壞無法使用之標準，故依本研究建議之簡化規定無須檢核，但就動力分析之位移量破壞結果可發現，結構物之位移量已超過規定之性能可接受標準，即結構物已不易恢復營運作業。本研究之分析結果顯示，性能規定之驗證滿足耐震性能設計之可接受標準。

四、圓筒式碼頭之性能適宜性探討

本研究依據性能設計之步驟進行圓筒式碼頭耐震性能案例設計，案例分析可順利完成分析，證實本研究所提之設計流程具可行性，若未來碼頭耐震性能設計規範採用此設計方式，設計單位參照相同的設計流程，應具可行性。雖然國際航海協會建議之圓筒式碼頭性能可接受標準位移量檢核之部分，性能 I、II、III 等級之板樁變位和構件狀態皆有量化標準，而性能 II、III 等級之岸肩變位建議為不需檢核，但其對於台灣地區適用性及準確性應略帶保留，未來建議可作大量之實際案例破壞分析與整合，訂定

出適宜之本土化可接受標準，以作為國內後續設計之參考依據。

另外，由於土壤液化評估結果，於等級 II 地震下已有部分土層產生液化，在進行簡化動力分析時，應考慮土壤液化之影響，故本研究依據公路橋樑耐震設計規範，判定可能產生液化之土壤應將其土壤參數進行折減，而有無考慮土壤液化影響之重要性，由表 9 可以觀察出兩結果差異甚大，故進行簡化動力分析時，必須考慮液化土層之影響。

而由表 10 可知，三組非線性歷時分析的最大位移反應，等級 II 地震之分析結果位移量為 139~142cm，其位移量約較滑動塊體法所得結果高，換言之，若採用非線性歷時分析結果作碼頭性能驗證是較為嚴格的；而單就結構構件之檢核的分析方法上，目前亦僅能以非線性動力分析之結果為檢核之依據。

表9 圓筒式碼頭設計例簡化動力分析有無考慮液化影響之比較

等級 II 地震	考慮土層液化影響	無考慮土層液化影響
臨界加速度	0.034g	0.142g
第 1 組歷時分析永久水平位移	60.4 cm	1 cm
第 2 組歷時分析永久水平位移	102.9 cm	0.2 cm
第 3 組歷時分析永久水平位移	47.6 cm	1.9 cm

表 10 圓筒式碼頭設計例滑動塊與動力分析之位移反應比較

等級 II 地震	Newmark 滑動塊體法	非線性動力分析
第 1 組碼頭面永久水平位移	60.4 cm	142 cm
第 2 組碼頭面永久水平位移	102.9 cm	139 cm
第 3 組碼頭面永久水平位移	47.6 cm	139 cm

五、碼頭耐震性能設計手冊

行政院公共工程委員會於 98 年 6 月完成適用於國內之「公共工程性能設計準則」為國內公共工程相關設計規範朝性能化發展所依循。為使港灣結構之耐震設計朝性能化發展，本研究針對現行基準耐震設計相關內容進行檢討，國內現行『港灣構造物設計基準』由交通部於民國八十五年頒布，國內基準雖曾於八十九年因應九二一地震由交通部主導修訂部份條文，交通部運輸研究所於九十一年度進行『耐震設計修訂』之研究。而最新之『港灣構造物設計基準修訂草案』係民國九十三年由交通部運輸研究委託榕聲工程顧問有限公司及中山大學海洋環境及工程學系針對日本新版技術基準及國內結構物耐震設計規範草案之相關規定進行修訂。

本計畫對耐震性能設計之架構進行完整研究，並研擬配套之設計分析方法，期使設計基準確實可行。本計畫所研究之成果，如港灣構造物耐震性能設計目標、耐震性能規定與耐震性能驗證方法等，建立圓筒式碼頭之耐震性能設計程序，而後經由設計示範例規劃，訂定適當且具代表性的設計條件，以進行圓筒式碼頭的耐震性能設計案例實作，另外再針對前述各項研究結果來探討目前建議之性能設計法的適宜性，最後依總體計畫之研究成果，編撰「碼頭耐震性能設計手冊」。

為使本計畫所編撰之耐震性能設計手冊可與實務港灣構造物耐震設計法令結合，本計畫與國內主要從事相關業務之工程設計單位，如宇泰工程顧問、中興工程顧問、

台灣世曦工程顧問及浩海工程顧問等進行碼頭耐震性能設計手冊說明會，並說明耐震性能設計手冊理念及內容，整理業界之建議意見並著手進行手冊之修改及編撰。

本手冊依序以「耐震性能設計理念」、「耐震性能分析方法」、「碼頭設計例實作」等章節內容，分別說明應如何完成港灣碼頭構造物耐震性能設計。

六、結論與建議

6.1 結論

1. 圓筒式碼頭對於其背填土及內填料之材料與特性影響甚大，因此圓筒式碼頭設計時，對於背填土及內填料之材料之動力特性要求需特別注意，係設計時之重要考量。
2. 初步設計以簡化分析法進行設計，此法亦為驗證檢核分析之方法，除可使初步假設之參數及尺寸的失敗機率降低，更可增加使用者對分析方法的熟悉度，對工程師在分析及檢核的過程中，亦大量減少選擇眾多分析方法之複雜程度。
3. 圓筒式碼頭示範例係假設以B級碼頭做設計，因此等級I地震性能檢核採用擬靜力分析法(簡化分析)，等級II地震性能檢核採用滑動塊體法(簡化動力分析)與非線性歷時分析法(動力分析)以滿足設計要求，在本設計例中，修改國際航海協會制定之圓筒式各等級碼頭所對應的耐震性能要求於等級III地震下並無檢核標準，此舉係為簡化檢核之複雜度，因耐震性能等級定性規定中，等級III地震下碼頭構造物已損壞無法使用，因此無須再檢核以提高設計效率。
4. 本設計手冊訂定港灣碼頭構造物耐震性能設計目標、耐震性能規定與耐震性能驗證方法等，建立圓筒式碼頭之耐震性能設計程序，並經由設計示範例規劃，選定適當且具代表性的設計條件，以進行重力式碼頭、板樁式碼頭、圓筒式碼頭及棧橋式碼頭的耐震性能設計案例實作，結合上述成果並蒐集國內主要從事相關業務之工程設計單位提供之相關意見編撰「碼頭耐震性能設計手冊」。

6.2 建議

1. 圓筒式碼頭之有效應力分析需輸入合理且適宜之參數，在調查、規劃、初步設計與詳細設計階段時，受限於分析參數之可取得性，對於分析結果可能會有影響，對於動力分析之參數決定，建議後續可做一系列之參數研究以建立更完善之參數選用原則，達到分析結果更具一致之代表性。
2. 目前，各類碼頭之性能可接受標準皆沿用國際航海學會訂定之，而此一數據結果是否能完全套用至國內基準並適時反應各型式之破壞行為，尚值得作進一步之探討，以期未來能制定一系列適用於台灣標準。
3. 碼頭於簡化動力分析及動力分析時需使用地震歷時曲線，但目前無統一規定及作法，建議未來可依港灣結構物之工址特性，制訂出完善且統一之地震歷時曲線以供分析使用。

參考文獻

1. 日本港灣協會 (1999) ,「港灣の施設の技術上の基準・同解説」,運輸省港灣局監修。

2. 賴瑞應、賴聖耀 (2004), 「地震引致板樁式碼頭之穩定性分析」, 交通部運輸研究所。
3. 交通技術標準規範港灣類工程設計部 (2005), 港灣構造物設計基準-碼頭設計基準及說明。
4. 交通部 (2007), 鐵路橋梁耐震設計規範。
5. 日本財團法人沿岸技術研究中心 (2007), 「港灣構造物設計事例集」。
6. 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。
7. 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。
8. 曾韋鯤、顧承宇、張權、薛強、賴瑞應 (2012), 重力式碼頭耐震性能設計架構之研究, 第 34 屆海洋工程研討會論文集。
9. 曾韋鯤、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 15 屆水下技術研討會論文集。
10. 賴瑞應、張權、薛強、顧承宇、曾韋鯤、徐偉誌、翁健煌、蔡勇賢 (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, 臺北。
11. 賴瑞應、顧承宇、張景鐘、曾韋鯤、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, 臺北。
12. 張權、薛強、顧承宇、曾韋鯤、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。
13. 曾韋鯤、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, 雲林, 臺灣。
14. 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 屆海洋工程研討會論文集。
15. Newmark, N. M. (1965), Effect of Earthquake on Dam and Embankment, *Geotechnique*, Vol.15, No. 2, pp.139-159.
16. Seed, H. B. and Whitman, R.V. (1970), Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads, ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, Ithaca, pp. 103-147.
17. Whitman, R. V. and Liao, S. (1985), Seismic Design of Retaining Walls, US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Miscellaneous Paper GL-85-1.
18. Towhata, I. And Islam, S. (1987), Prediction of Lateral Movement of Anchored Bulkheads Induced by Seismic Liquefaction, *Soils and Foundations* 27(4): 137-147.
19. PIANC/International Navigation Association (2001), Seismic Design Guidelines for Port Structures, A.A Balkema Publishers.
20. Itasca (2005), FLAC & FLAC3D- Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 5.0, User's Guide, Itasca Consulting Group, Inc, Minneapolis, U.S.A.