

液化流動壓作用下基樁耐震性能之側推分析

鍾明劍¹ 黃俊鴻² 呂昱達²

關鍵詞：側推分析、液化、流動壓、基樁、性能設計。

摘 要

本文提出一套非線性靜力側推程序，應用於分析地盤液化流動壓力或位移作用下基樁之非線性側向承載行為，分析不同液化程度下基樁之側向承載性能狀態，供基樁耐震性能設計之用。分析軟體採 SAP2000，分析時基樁以三線性彎矩—曲率關係模擬構材非線性行為，樁—土互制作用則以完全彈塑性之非線性土壤彈簧模擬。文中分別以流動土壓與流動變位兩種加載模式進行現地損害案例的分析比較，探討兩者於非線性靜力側推應用上之差異。結果顯示兩種分析模式皆可合理地掌握基樁於液化流動地盤之受力與變形行為，惟流動土壓分析模式可較簡單地應用於性能設計法。文末以流動土壓分析模式為基礎，提出基樁抵抗液化流動之耐震性能分析流程，供工程界參考應用。

A PUSHOVER ANALYSIS FOR THE LATERAL PILE SUBJECTED TO LIQUEFACTION-INDUCED FLOW EARTH PRESSURE

Ming-Chien Chung Jin-Hung Hwang Yu-Da Lyu

*Department of Civil Engineering
National Central University
Chung-li, Taiwan 32054, R.O.C.*

Key Words: pushover analysis, liquefaction, flow pressure, pile, performance-based design.

ABSTRACT

This paper presents a simplified nonlinear pushover analysis for the lateral response of the pile subjected to liquefaction-induced flow earth pressure. The pushover analysis can be carried out by incrementally imposing flow pressure or flow displacement on the nonlinear pile. The capacity curve of the lateral pile was expressed in terms of the total flow force and the displacement of pile top, thus, seismic performances corresponding to different liquefaction extents can be clearly identified on the curve. Using SAP2000 software, the non-linear pile was modeled by a tri-linear moment-curvature relationship and the soil-pile interaction was simulated by an elastic-perfectly plastic spring. On well-documented field damage case was analyzed by both the flow pressure and displacement methods and comparisons were made between the results of these two methods. It shows that both two methods can reasonably capture the

¹ 國立中央大學土木工程學系博士、中興工程顧問社大地工程研究中心研究員

² 國立中央大學土木工程學系教授

³ 國立中央大學土木工程學系博士候選人

lateral pile response when subjected the flow pressure due to ground liquefaction, however, the flow pressure method seems more suitable to be used in the area of seismic performance-based design of pile foundation.

一、前言

1995 年日本阪神地震造成濱海地區與人工島有許多基樁遭受地盤液化流動擠壓引致嚴重損害的案例，此問題立即引起地震工程界的重視，日本道路協會於 1996 年所出版的「道路橋示方書 (V 耐震設計編)」[1] 首度將液化流動壓列入基樁耐震設計需檢核的項目。在過去的研究中，透過離心機或震動台模型之研究，已瞭解液化流動壓作用下側向樁之行為機制 (Adachi *et al.*, [2]; Horikoshi *et al.*, [3]; Abdoun *et al.*, [4]; Tokimatsu, [5])。液化流動壓作用下基樁分析方法主要分為數值法與解析法兩大類，其中，根據模型試驗與現地案例調查結果提出的數值分析方法計有 Tamura *et al.* [6]、Abdoun and Dobry [7]、Dobry *et al.* [8]、Ashour and Norris [9] 及 Lin *et al.* [10] 等。此外，解析法又可分成以地盤流動土壓或流動變位來考量，以地盤流動土壓考量，黃與鍾 [11] 及 Hwang and Chung [12] 為代表，本文簡稱力法。以地盤流動變位考量，可以 Tokimatsu and Asaka [13] 與 Cubrinovski and Ishihara [14,15] 為代表，本文簡稱位法。目前地盤流動變位解析解法的相關研究中 (如文獻 [14] 與 [15])，均以簡化單樁模式進行分析，流動範圍內的上部非液化土層與液化土層分別以等值土壓力與流動變位作用於單樁，該解析解的邊界條件則假設樁頭轉角為零及樁底為固接狀態 (fixed)。另一方面，因地盤流動力作用下，各單樁分配流動力的比例尚未有定論，故地盤流動土壓解析解法的相關研究 (如文獻 [11] 與 [12])，均假設樁帽為剛性、各樁尺寸材質相同與水平位移一致，將群樁分析簡化為單樁分析。上述各文獻的分析方法多能一定程度地有效模擬液化基樁破壞案例的行為，但較少探討及描述基樁從開裂、降伏至破壞階段的整個受力過程與塑性鉸的發展。

近年來隨著工程科技的進步，工程師們對材料非線性行為的瞭解與掌握漸趨成熟，促使傳統設計方法逐漸發展成以性能導向的設計法 (performance-based design)。如美國的 FHWA [16]、FEMA-273 [17]、FEMA-274 [18] 與 ATC-40 [19]，及日本於 2002 年出版的「道路橋示方書 (V 耐震設計編)」[20] 等規範皆導入各種結構物之性能目標、性能等級與補強修復原則的概念，期望考量結構物在其生命週期 (life cycle) 內，能在不同發生機率之設計荷載作用下，滿足結構物所需之性能要求。目前有關結構物性能設計之研究，正蓬勃發展，對於因地震液化引致地盤流動壓作用下基樁之耐震性能分析之相關研究則甚少，其主因是此類問題需同時考量基樁構材及土壤彈簧之非線性行為，分析較為困難。勉強來說，僅有 Ishihara and Cubrinovski [21] 曾以地盤流動變位為加載模式，透過彈性解以迭代方式逐步弱化整根基樁之勁度以模擬其非線性行為，惟此法基本上屬彈性解，其基樁與液化土壤彈簧皆採彈性模式，因此僅能以迭代方式求得擬線性之基樁變形量與受力，無法真正分

析整個基樁不同位置之非線性變形與受力發展行為。

為了能將耐震性能設計觀念真正應用於液化地盤基樁受力的問題上，本研究發展一套簡易的非線性基樁側推分析程序，可應用於分析地盤液化流動壓力或位移作用下基樁之非線性側向承載行為。本研究採有限元素軟體 SAP2000 進行數值分析，SAP2000 係美國 Computers and Structures, Inc. (CSI) 所發展之結構分析軟體，此軟體功能可用於靜力載重分析、動力反應譜分析、動力歷時分析、動力非線性歷時分析、以及非線性靜力側推分析 (pushover analysis) 等。於非線性靜力側推理論分析中，可以考慮兩種非線性行為，一種為不連續材料的非線性，主要是用來設定桿件受到軸力、彎矩、扭轉、剪力或同時受到兩種以上的作用力時，所產生的塑性鉸；另一種則為元素的幾何非線性，主要是考慮 P- Δ 效應和幾何大變形狀態下結構的影響狀態。本研究於分析時，基樁係以三線性彎矩—曲率關係模擬構材非線性行為，樁—土互制作用則以完全彈塑性之非線性土壤彈簧模擬。文中分別以流動土壓與流動變位兩種加載模式進行現地損害案例的分析比較，探討兩者於非線性靜力側推應用上之差異。文末以流動土壓分析模式為基礎，提出基樁抵抗液化流動耐震能力之分析流程，供工程界參考應用。

二、地盤液化流動作用下基樁之簡化分析模式

本文假設地盤液化流動對基樁的作用可以流動土壓或流動變位兩種加載模式來考量，其中，流動土壓分析模式所採之非線性靜力側推方式係將液化流動土壓施加於基樁上，而流動變位分析模式則係藉由流動變位透過非線性土壤彈簧施加於基樁上。隨著流動土壓或流動變位緩慢增加，記錄基樁開裂、降伏、塑性變形和基樁破壞等發展行為，本文建議之非線性側推分析流程如圖 1 所示。

分析時假設樁帽為剛性，每根樁的尺寸與材料性質皆相同，在側向流動壓或流動變位擠壓作用下，每根樁的樁頭水平位移一致，此簡化假設之目的在於將一個側向群樁的分析簡化成單根側向樁的分析。參數設定部分則以三線性彎矩—曲率關係模擬基樁構材的非線性行為，土壤彈簧則採完全彈塑性模式模擬其非線性行為。分析過程中，樁與流動液化土之互制行為，係以非線性地盤上之溫克勒梁模式來分析，如圖 2 所示。圖 2(a) 的流動土壓分析模式依規範 [1] 計算液化流動範圍作用於基樁的流動土壓 $q(x)$ ；圖 2(b) 的流動變位分析模式以文獻[13]所建議地盤液化後的永久變位作為流動變位 $u(x)$ ，以下分別就兩種分析模式進行說明。

2.1 流動土壓分析模式

日本道路協會 [1] 將液化土側向流動對樁基礎的作

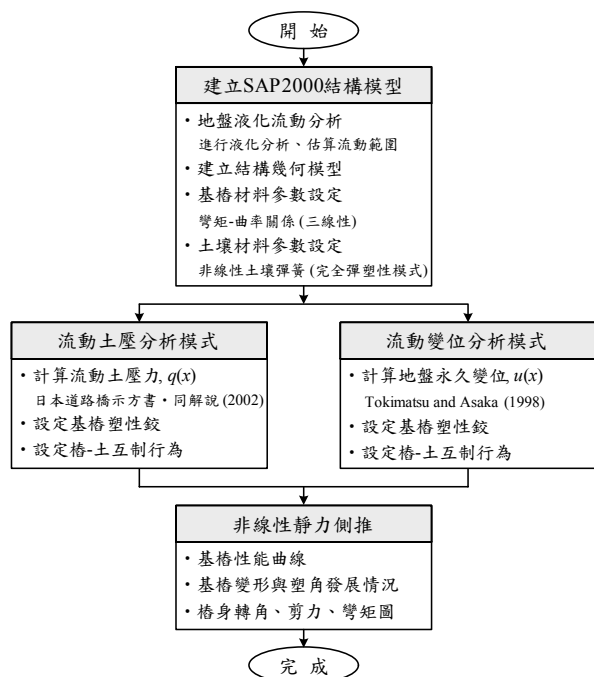


圖 1 地盤液化流動作用下基樁之簡化側推分析流程

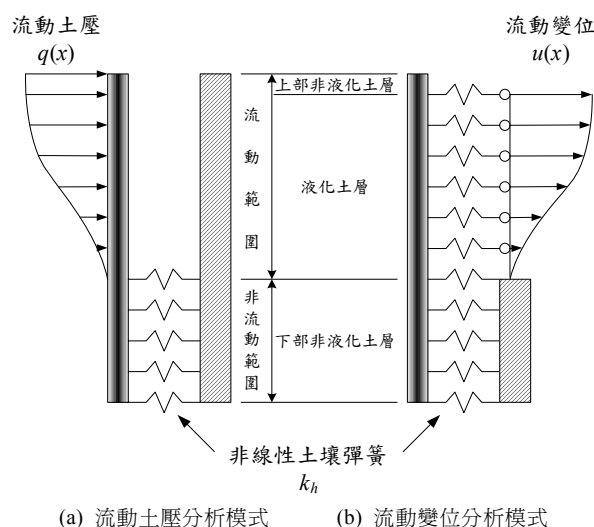


圖 2 液化流動地盤中樁—土互制行為模擬模型 (改繪自道路橋示方書, 2002)

用，以圖 3 之液化流動力作用模式考量。圖中在需要考慮流動範圍之非液化土層與液化土層，均以隨深度呈線性分佈的土壓力 $q_{NL}(x)$ 與 $q_L(x)$ 作用在樁群上， $q_{NL}(x)$ 與 $q_L(x)$ 可分別以式(1)與式(2)計算。

$$q_{NL}(x) = C_s C_{NL} K_p \gamma_{NL} x, \quad 0 \leq x \leq H_{NL} \quad (1)$$

$$q_L(x) = C_s C_L \{ \gamma_{NL} H_{NL} + \gamma_L (x - H_{NL}) \}, \quad H_{NL} \leq x \leq H_{NL} + H_L \quad (2)$$

其中 $q_{NL}(x)$ ：非液化層中深度 x 處作用之單位面積流動力 (kN/m^2)

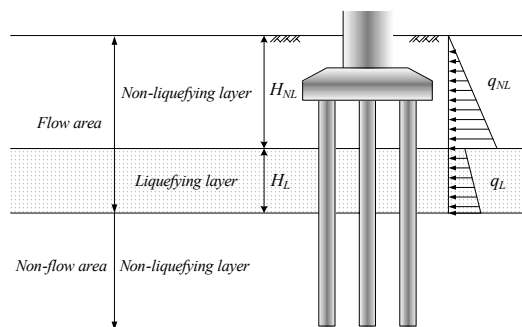


圖 3 液化流動力作用模式 (改繪自道路橋示方書, 1996)

$q_L(x)$ ：液化層中深度 x 處作用之單位面積流動力 (kN/m^2)

C_s ：水際線距離修正係數，如表 1 所示

C_{NL} ：非液化層中流動力修正係數，與液化指數 P_L (m^2) 對應，查表 2

$$P_L = \int_0^{20} (1 - F_L)(10 - 0.5x) dx, \quad F_L: \text{抗液化安全係數, } F_L \geq 1 \text{ 時, 取 } F_L = 1$$

C_L ：液化層中流動力修正係數 (建議取 0.3)

K_p ：被動土壓力係數 (建議採用 Coulomb 被動土壓力係數) Coulomb 被動土壓力係數

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

ϕ ：土壤摩擦角 (度)

γ_{NL} ：非液化層的平均單位體積重量 (kN/m^3)

γ_L ：液化層的平均單位體積重量 (kN/m^3)

x ：距地表面的深度 (m)

H_{NL} ：流動範圍之非液化土層厚度 (m)

H_L ：流動範圍之液化土層厚度 (m)

本研究所建議之分析模式假設樁帽為剛性，每根樁的尺寸與材料性質皆相同，在側向流動壓作用下，每根樁的樁頭水平位移一致，且每個樁所分擔的側向流動土壓都一樣大，所以就可近似地將圖 3 簡化成圖 4 之單樁分析模式。此簡化假設最大的目的是想要將一個側向群樁的分析簡化成單根側向樁的分析。圖 4 之單樁側向分析模式中， h_{nl} 與 h_l 係指流動範圍中單樁承受非液化土層與液化土層之厚度；而圖 3 之液化流動力作用模式中， H_{NL} 與 H_L 係指從地表面開始計算流動範圍內非液化土層與液化土層之厚度。

式(1)與式(2)給出每單位面積之流動力，將其乘以基礎構材之寬度，即能算出每單位深度之流動力。如群樁基礎係以抵抗流動化方向兩端基樁之最外緣寬度，而墩柱、樁帽或其他基礎型式係以柱寬、帽寬或基礎寬，乘以單位面積之流動力，求得各種基礎單位深度之流動力，上述各種基礎構材抵抗流動化方向寬度 (B) 之估算如圖 5 所示。最後將單位深度之流動力平均分擔給各根單樁即為單樁之流動力，因此非液化土層頂部、底部作用於單樁之單位深度流動力 q_{n1} 、 q_{n2} 如式(3)，液化土層頂部、底部作用於單樁之單位深度流動力 q_{l1} 、 q_{l2} 如式(4)。

表 1 水際線距離修正係數 C_s (道路橋示方書, 1996)

水際線距離 s (m)	修正係數 C_s
$s \leq 50$	1.0
$50 < s \leq 100$	0.5
$100 < s$	0

表 2 非液化層中流動力修正係數 C_{NL} (道路橋示方書, 1996)

液化指數 P_L (m^2)	修正係數 C_{NL}
$P_L \leq 5$	0
$5 < P_L \leq 20$	$(0.2 P_L - 1)/3$
$20 < P_L$	1.0

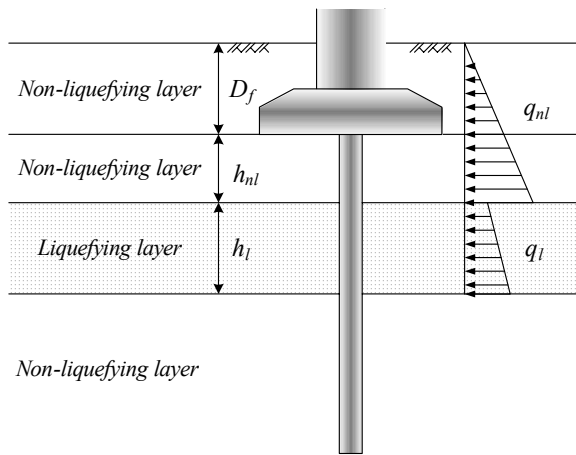
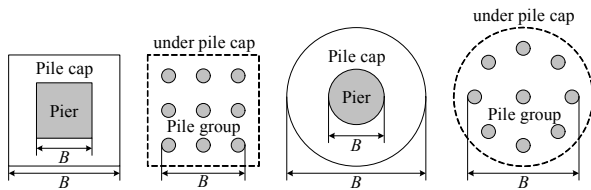


圖 4 流動土壓作用下側向單樁分析模式



(a) 方形墩柱、樁帽與群樁受力寬度 (b) 圓形墩柱、樁帽與群樁受力寬度

圖 5 側向流動力受力寬度估算示意圖

$$q_{n1} = \frac{B \times (C_s C_{NL} K_p \gamma_{NL} D_f)}{N_{total}} \quad (3a)$$

$$q_{n2} = \frac{B \times [C_s C_{NL} K_p \gamma_{NL} (D_f + h_{nl})]}{N_{total}} \quad (3b)$$

$$q_{l1} = \frac{B \times \{C_s C_L [\gamma_{NL} (D_f + h_{nl})]\}}{N_{total}} \quad (4a)$$

$$q_{l2} = \frac{B \times \{C_s C_L [\gamma_{NL} (D_f + h_{nl}) + \gamma_L h_l]\}}{N_{total}} \quad (4b)$$

其中 q_{n1} 、 q_{n2} ：非液化土層頂部、底部作用於單樁之單位深度流動力 (kN/m)

q_{l1} 、 q_{l2} ：液化土層頂部、底部作用於單樁之單位深度流動力 (kN/m)

B ：基礎構材抵抗流動化方向之寬度 (m)

D_f ：樁帽埋設深度 (m)

h_{nl} ：單樁承受非液化土層流動力作用之厚度 (m)

h_l ：單樁承受液化土層流動力作用之厚度 (m)

N_{total} ：群樁數量

單根樁在流動範圍內非液化土層與液化土層單位深度之流動力 $q_1(x)$ 與 $q_2(x)$ 如式(5)、(6)計算且如圖 6 所示。

$$q_1(x) = q_{n1} + (q_{n2} - q_{n1}) \frac{x}{h_{nl}}, \quad 0 \leq x \leq h_{nl} \quad (5)$$

$$q_2(x) = q_{l1} + (q_{l2} - q_{l1}) \frac{x - h_{nl}}{h_l}, \quad h_{nl} \leq x \leq h_{nl} + h_l \quad (6)$$

其中 $q_1(x)$ ：非液化土層中深度 x 處作用於單樁之單位深度流動力 (kN/m)

$q_2(x)$ ：液化土層中深度 x 處作用於單樁之單位深度流動力 (kN/m)

x ：距基樁樁頂的深度 (m)

圖 4 之流動壓作用下單樁側向分析模式，可將其分解成為兩個部分的分析範圍，可將下部非流動範圍內非液化土層之基樁，以非線性側向樁模擬，流動範圍內之基樁則簡化成底部為非線性支承，頂部轉角為零之非線性梁問題進行分析，如圖 7 所示。

2.2 流動變位分析模式

此法係以傳統側向樁水平力分析所採用之非線性 $p-y$ 曲線模擬液化土與基樁之互制作用。地盤流動對基樁之擠壓作用，則以一指定之地盤變位剖面作用在土壤彈簧端點邊界上，再透過彈簧推擠基樁，如圖 8 所示。因此側向樁之控制方程式如式(7)。

$$EI \left(\frac{d^4 y}{dx^4} \right) = k_h D \{u(x) - y\} \quad (7)$$

其中 EI ：基樁之抗彎剛度 ($kN \cdot m^2$)

y ：基樁之水平位移 (m)

x ：距地表面的深度 (m)

k_h ：地盤之非線性水平地盤反力係數，需考慮液化之弱化作用 (kN/m^3)

D ：基樁直徑 (m)

$u(x)$ ：地盤永久變位 (m)

採用此方法最重要的是要能合理估計 $u(x)$ ，文獻 [13] 建議了估計地盤永久變形之方法，分述如下：

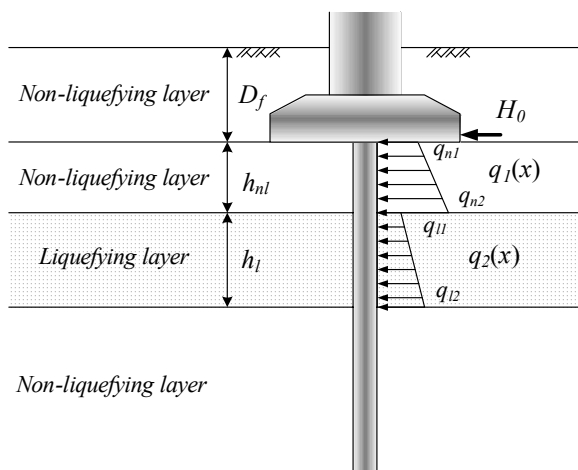


圖 6 流動土壓作用下側向單樁流動力之計算模式

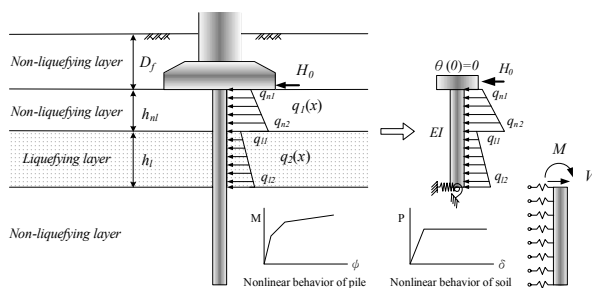


圖 7 流動土壓之非線性分析模式

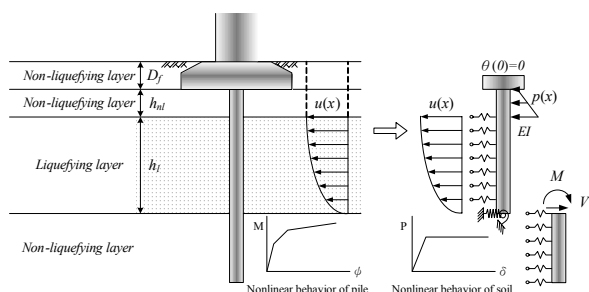


圖 8 流動變位之非線性分析模式

- (1) 依據震後液化案例調查結果，可得水際線最大永久水平位移 D_0 、地盤流動範圍 L 與液化土層厚度 H 之經驗式為 $L/H = (25 - 100)D_0/H$ (文獻 [13])。
- (2) 離水際線 s 距離之永久水平位移 $D(s)$ 與水際線最大永久水平位移 D_0 之經驗式為 $D(s)/D_0 = (1/2)^{5s/L}$ (文獻 [13])，如圖 9 所示。
- (3) 可估計離水際線 s 距離地表下 x 深度之永久變位剖面 $u(x, s)$ (文獻 [13]) 如下：

$$u(x, s) = D(s), \quad x \leq x_w \quad (8)$$

$$u(x, s) = D(s) \cos(\pi(x - x_w)/2H), \quad x \geq x_w \quad (9)$$

$$= D(s)(1 - (x - x_w)/H) \quad (10)$$

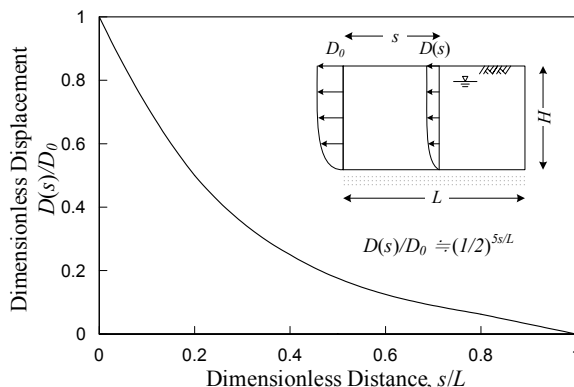


圖 9 海岸距離與地盤水平位移關係 (Tokimatsu and Asaka, 1998)

其中 x_w ：地下水深度或液化土層之頂部。

將上述之地盤永久變位剖面 $u(x, s)$ 施加在土壤彈簧的邊界上，即可得到如圖 8 之分析模式。此流動變位分析模式可分解成兩個分析範圍，與流動土壓分析模式不同處在於將流動範圍內之基樁—液化土互制作用，簡化成非線性基樁與非線性溫克勒土壤彈簧之相互作用來分析，液化土須視液化程度將初始土壤模數與強度乘上液化折減因子 β 進行折減，再求得不同弱化程度之非線性溫克勒土壤彈簧。本研究初期亦採用非線性彈簧模擬上部非液化土層的土壤，惟計算時，因上部非液化土層的土壤彈簧與此段基樁皆進入塑性，產生過多的塑性鉸，分析時常形成結構局部不穩定，致使流動變位分析模式在迭代時無法收斂，並常有上部非液化土層拉開基樁等不合理狀況。文獻 [15] 於流動變位分析時，係將上部非液化土層的土壤彈簧作用力改以圖 10 的方式，轉換成等值的土壓力 $p(x)$ 作用於基樁上。本文嘗試於流動變位分析模式中，採用等值土壓力 $p(x)$ 模擬上部非液化土層對基樁之作用，結果發現此舉可避免迭代過程無法收斂之情況，且依此處理方式可避免發生上述不合理之土壤彈簧拉伸現象。

圖 10(a) 係說明非線性土壤行為及其計算方式，圖中 p_u 是水平地盤反力的上限值，亦即地盤的有效抵抗土壓， k_n 是水平地盤反力係數，透過 p_u 和 k_n 即可計算土壤達塑性的變形量 δ_y ，而 δ 為基樁與地盤的相對位移。當 $\delta < \delta_y$ 時表示樁周土壤尚處彈性狀態，此時 $p(x) = k_n \delta$ ；若 $\delta \geq \delta_y$ 則代表樁周土壤已進入塑性狀態，此時 $p(x) = p_u$ 。圖 10(b) 中基樁的 δ 皆小於 δ_y ，代表樁周土壤均為彈性狀態，此時 $p(x) = k_n \delta < p_u$ ；圖 10(c) 中基樁的 δ 皆大於 δ_y ，代表樁周土壤均達塑性狀態，此時 $p(x) = k_n \delta_y = p_u$ ；圖 10(d) 則顯示基樁上半段的 δ 大於 δ_y ，此段範圍可按 $p(x) = k_n \delta_y = p_u$ 計算，其餘 δ 小於 δ_y 的範圍則採 $p(x) = k_n \delta < p_u$ 計算。

砂質土與黏性土的 p_u 可分別以式(11)與(12)計算， k_n 可由「道路橋示方書 (IV下部構造編)」[22] 之建議，以式(13)估算。

$$p_u = K_p \cdot \gamma \cdot x + K_p \cdot q \quad (11)$$

$$p_u = K_p \cdot \gamma \cdot x + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} + K_p \cdot q \quad (12)$$

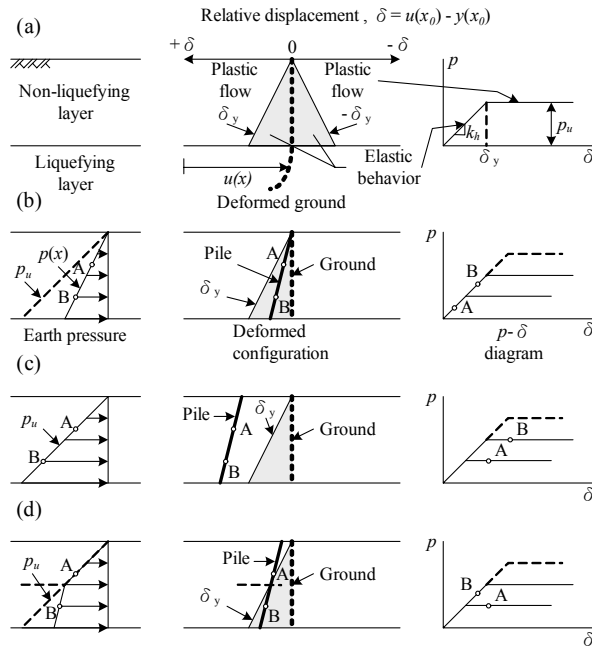


圖 10 上部非液化範圍樁—土互制作用 (Cubrinovski and Ishihara, 2004)

其中 K_p ：被動土壓力係數 (建議採用 Coulomb 被動土壓力係數)

r ：平均單位體積重量 (kN/m^3)

x ：距地表面的深度 (m)

q ：地表荷載 (kN/m^2)

c ：土壤凝聚力 (kN/m^2)

ϕ ：土壤摩擦角 (度)

$$k_h = 0.34(\alpha_h E_0)^{1.10} D^{-0.31} (EI)^{-0.103} \quad (\text{kg/cm}^3) \quad (13)$$

其中 α_h ：常時取 1.0、地震時取 2.0

E_0 ：土壤變形係數 (kg/cm^2)

D ：基樁直徑 (m)

EI ：基樁之抗彎剛度 ($\text{kg}\cdot\text{cm}^2$)

三、現地基樁損害案例分析

3.1 基樁損害案例概述

1995 年日本阪神大地震造成當地多處樁基礎因液化而產生嚴重的損害，其中位於神戶濱海地區之人工回填島 (Mikagehama island) 發生地盤液化流動現象 (此島之 PGA 約為 0.4 g)，導致堤岸向外側移約 1 m (如圖 11(a) 所示)，且造成人工島上儲油槽之群樁基礎受液化流動而引致基樁損害 (Ishihara and Cubrinovski, [21])。本文針對人工島上離水際線約 20 m 處之儲油槽 (編號 TA72) 損害案例進行分析，此儲油槽本身直徑約為 14.95 m，儲油容量約為 245 萬公升，在阪神地震中往水際線方向側移約 35-55 cm (如圖 11(b) 所示)。

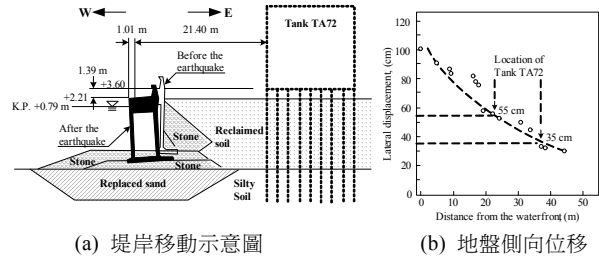


圖 11 堤岸移動示意圖與地盤側向位移 (Ishihara and Cubrinovski, 2004)

群樁基礎係由 69 根高強度預鑄混凝土樁 (B-type PHC pile) 所組成，各單樁之直徑為 0.45 m，長度為 23 m。圖 12 係依日本工業規格 (Japan industry standard, JIS) A5373 [23] 之規定計算 PHC 樁之三線性彎矩-曲率圖，圖中 N 表基樁所受之軸力，而 PHC 樁之彎矩-曲率關係與剪力強度資料整理如表 3。由表 3 可算得此案例基樁之開裂剛度 (EI_{cr})、降伏剛度 (EI_y) 與極限剛度 (EI_u) 分別約為 58333、18182 與 9957 $\text{kN}\cdot\text{m}^2$ 。當樁身彎矩達 M_{cr} 時，基樁勁度降低且拉力側之混凝土開始產生開裂；當樁身彎矩達 M_y 時，基樁斷面拉力側之鋼筋達降伏狀態，而超過 M_y 後，基樁勁度嚴重降低，且不再適用彈性分析；當樁身彎矩達 M_u 時，基樁即達極限破壞。基樁的極限剪力強度 V_u 約為 232 kN，當樁身剪力超過 V_u 時，即發生剪力破壞產生開裂甚至剪斷的現象。

儲油槽橫剖面與地質剖面如圖 13 所示，儲油槽基礎外圍曾施作深達 15 m 之擠壓砂樁工法進行地盤改良，使基礎地盤之 SPT-N 值大幅提昇，土壤參數與液化評估結果如表 4 所列，表中液化評估結果係參考規範 [1] 有關砂質土層液化潛能判斷之規定計算。改良後之 SPT-N 值如圖 13 中方格符號點所示，本地層資料採用改良後之 SPT-N 值進行分析。文獻 [21] 指出為瞭解基樁實際受損狀況，編號 No. 2 及 No. 9 基樁曾採用孔中攝影機與傾度管進行現地調查，並記錄基樁損害情況。該調查結果發現 No. 2 及 No. 9 基樁因地盤側移造成嚴重的變形及損害，樁身 8 至 14 m 處為主要損害範圍，其間產生許多裂縫，No. 2 基樁於 14 至 15 m 處有明顯剪力損壞，No. 9 基樁於 10.5 m 處因弱面產生基樁剪斷破壞，其破壞及變形情況分別如圖 14 所示。

3.2 流動土壓模式之分析結果

流動土壓模式首先須計算作用於基樁之流動土壓 $q(x)$ ，選用案例之地層情況經液化評估後 (如表 4 所示)，地表至深度 2.5 m 深度範圍內判定為非液化土層，自深度 2.5 m 至 13.5 m 共 11 m 之深度範圍判定為液化土層。樁頭位於地表下 0.5 m 處，故自樁頂起算有 13 m 位於流動範圍內，包含 2 m 厚位於非液化土層、11 m 厚位於液化土層，此段以非線性支承梁模擬；底層 10 m 位於非流動範圍內，此段以非線性側向樁模擬。樁頭承受之水平力係以表層 0.5 m 範圍非液化土層之流動力，乘以受力構材寬度再平均分擔至各單樁，此案例樁頭所受之水平力約為 1.19 kN。非液化土層與液化土層單位深度之流動力依式(3)與式(4)計算，非液化土層頂部、底部單位深度之流動力分別為 4.47 kN/m 、

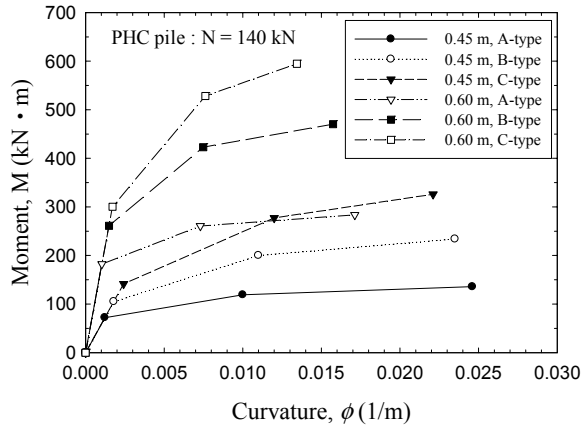


圖 12 高強度預鑄混凝土樁之彎矩-曲率圖 (JIS-A5373, 2004)

表 3 PHC 樁之彎矩-曲率關係與剪力強度資料 (軸力為 140 kN)

D (m)	Type	M_{cr} (kN·m ²)	ϕ_{cr} (m ⁻¹)	M_y (kN·m ²)	ϕ_y (m ⁻¹)	M_u (kN·m ²)	ϕ_u (m ⁻¹)	V_u (kN)
0.45	A	72.0	0.0012	119.1	0.0100	135.9	0.0246	181.0
	B	105.0	0.0018	200.0	0.0110	234.0	0.0235	232.0
	C	141.5	0.0024	277.3	0.0120	325.9	0.0221	248.0
0.60	A	182.3	0.0010	260.8	0.0073	283.7	0.0171	311.0
	B	261.0	0.0015	423.0	0.0075	470.3	0.0157	392.0
	C	300.4	0.0017	528.1	0.0076	594.6	0.0134	428.0

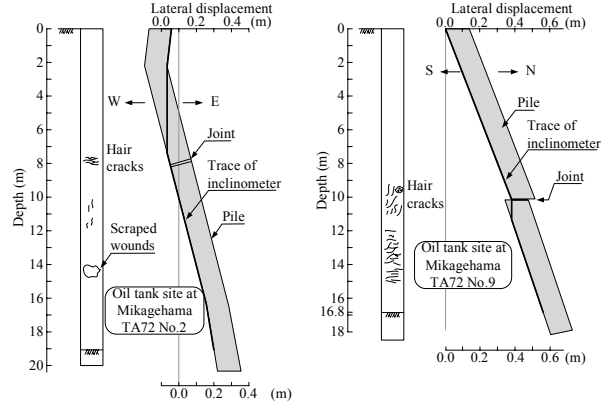


圖 14 現地基樁之側向位移及裂縫示意圖 (Ishihara and Cubrinovski, 2004)

表 4 案例之土壤參數及液化評估結果

深度 (m)	土壤種類	SPT-N 值	單位重 (kN/m ³)	摩擦角 (度)	F_L	液化評估	P_L
0.0 ~ 0.5	Masado Soil	7	18	29.1	-	非液化土層	-
0.5 ~ 2.5	Masado Soil	12	18	30.6	-	非液化土層	-
2.5 ~ 10.0	Masado Soil	17	18	30.4	0.68	液化土層	11.85
10.0 ~ 13.5	Masado Soil	17	18	30.4	0.59	液化土層	4.69
13.5 ~ 14.0	Silty Sand	25	18	34.5	1.29	非液化土層	0.00
14.0 ~ 17.0	Silty Sand	30	18	36.0	1.57	非液化土層	0.00
17.0 ~ 20.0	Silty Sand	30	18	39.0	3.26	非液化土層	0.00
20.0 ~ 23.5	Fine Sand	40	20	39.0	-	-	-

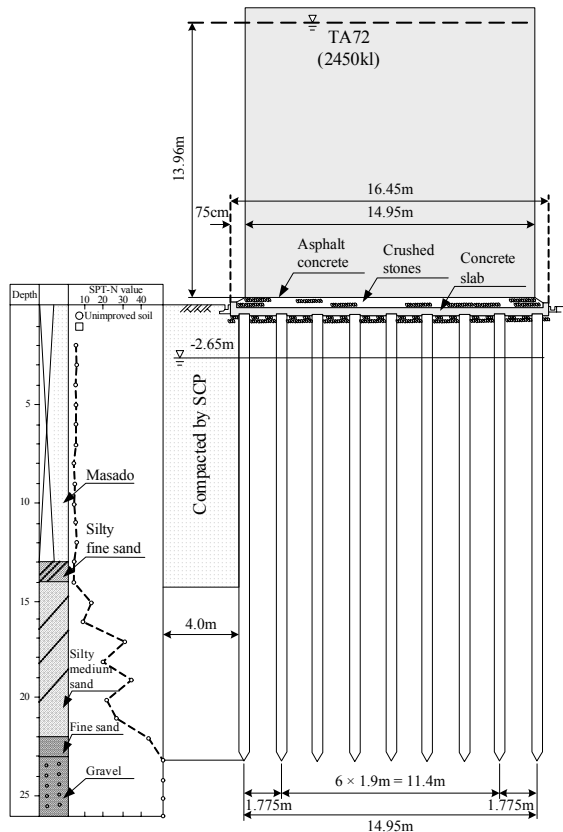


圖 13 儲油槽橫剖面與地質剖面圖 (Ishihara and Cubrinovski, 2004)

23.48 kN/m，液化土層頂部、底部單位深度之流動力分別為 3.01 kN/m、16.27 kN/m，如圖 15 所示。

SAP2000 軟體針對混凝土梁柱構件提供有軸力、剪力、扭力、彎矩、軸力-彎矩等塑性鉸，來模擬梁柱結構之非線性行為，本研究利用該軟體之軸力-彎矩塑性鉸的設定，將圖 12 中 PHC 樁所對應的彎矩-曲率關係 (0.45 m, B-type) 輸入，以模擬基樁的非線性行為，如圖 16 所示。在流動土壓分析模式中，已將流動範圍 (上部非液化土層與液化土層) 的流動作用轉換成流動土壓力作用於基樁上，所以無需考慮此兩區域土壤與樁的互制作用，僅需考慮下部非液化區的土壤阻抗之貢獻，表 5 為下部非液化土層之非線性土壤彈簧參數資料。

流動土壓分析模式的結構幾何模型如圖 17(a) 所示，因液化土層與下部非液化土層間的受力變化較大，因此交界處上下設置較密集的節點，以確實掌握其受力變化。節點設置視該區段受力變化的情況而調整，節點數須多到使分析結果收斂且具有足夠精度。待基樁與土壤彈簧的參數設定完成後，即進行非線性靜力側推求取此案例基樁之耐震性能曲線，圖 18 即為計算所得流動壓作用下之基樁性能曲線。圖 18 中不僅表達樁頭變形量隨總流動土壓力增加之

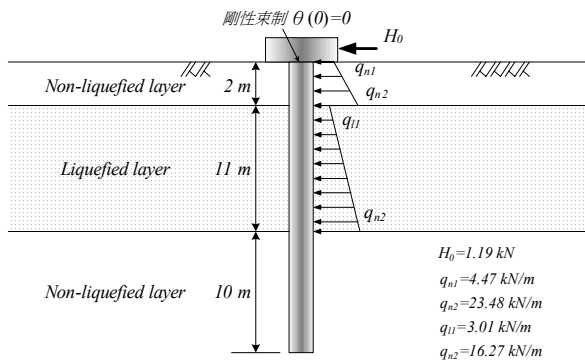


圖 15 流動土壓分析模式 (TA72 儲油槽之群樁基礎)

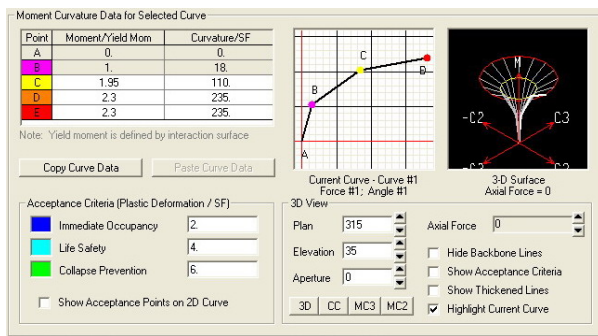


圖 16 SAP2000 中軸力-彎矩塑性鉸的設定畫面

表 5 下部非液化土層之非線性土壤彈簧資料 (樁徑 $D = 0.45$ m)

深度範圍 (m)	K_p	p_u (kN/m ²)	k_h (kN/m ³)	δ_y (m)
13.0 ~ 14.0	3.852	750.6	109572	0.00685
14.0 ~ 17.0	3.309	870.4	133906	0.00650
17.0 ~ 23.0	4.395	1102.5	183753	0.00600

註： K_p 為被動土壓力係數； p_u 為水平地盤反力的上限值
 k_h 為水平地盤反力係數； δ_y 為土壤達塑性的變形量

變化，亦從側推過程各階段所記錄之資料，繪製出各階段基樁的變形與塑性鉸發展情況。由圖 18 可知，基樁所受彎矩未達開裂彎矩時，基樁呈現線彈性行為，達到開裂彎矩後基樁之抗彎剛度逐步弱化，使基樁呈現明顯非線性行為，並可模擬基樁破壞後之變形行為，破壞過程中基樁之變形與不同位置塑性鉸之發展均可明確掌握。惟此案例之 PHC 基樁無法承受所計算之流動土壓，當樁頭變形量達 0.48 m 時，樁身即產生極限破壞。

此分析模式之基樁於破壞時沿樁身之變形 y 、轉角 θ 、彎矩 M 及剪力 V 分佈則如圖 19 中 $PGA = 0.4$ g 之標線所示。由樁身變形圖可看出，流動土壓分析所得之樁身變形型態與現地量測結果類似，水平變位量級相近，介於 No. 2 與 No. 9 基樁變形之間，初步顯示此分析模式可合理模擬流動土壓作用下現地基樁之破壞行為。由樁身轉角圖可看出基樁於液化土層與非液化土層附近產生明顯不連續現象，代表此處應產生塑角破壞現象，此與現地調查結果符合 (如圖 14 所示)。由彎矩與剪力圖可知，本案例在阪神地震所產生

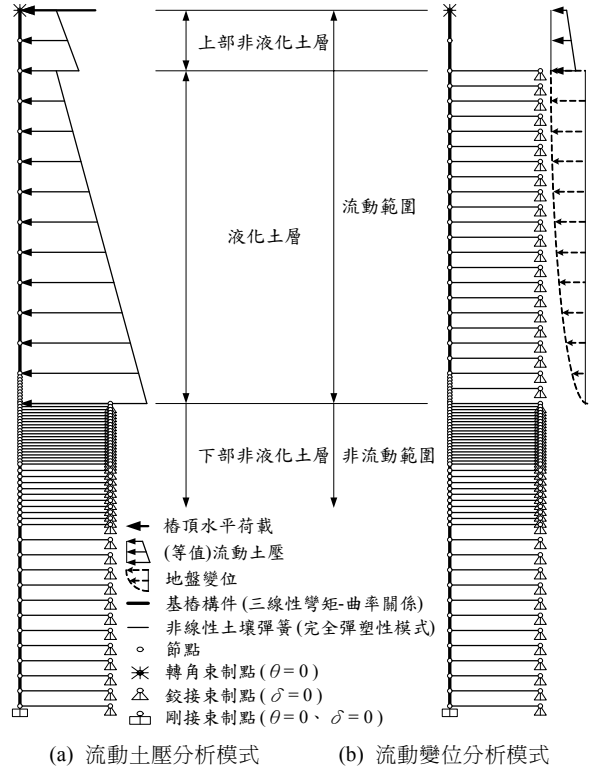


圖 17 SAP2000 之基樁側推分析模型

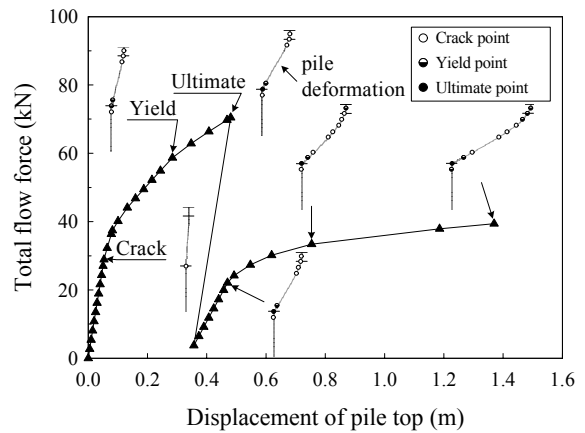


圖 18 流動土壓作用下 PHC 基樁之耐震性能曲線 (樁徑 $D = 0.45$ m)

之液化流動土壓作用下會使基樁在液化土層與下部非液化土層界面處先達到極限彎矩形成塑性鉸而破壞，而非剪力破壞所控制。

3.3 流動變位模式之分析結果

流動變位分析模式 SAP2000 之結構幾何模型如圖 17(b) 所示，因其模型建立與參數設定與 3.2 節雷同，故不贅述。此節針對分析模式中如何應用地盤變位及分析成果進行說明。流動變位分析模式首先須決定基樁所處地表之永久變位 U_G (即圖 9 之 $D(s)$) 與液化折減因子 β 。決定 U_G 後即可透過式(8)與式(9)，計算離水際線 s 距離地盤之永久變位剖面 $u(x, s)$ 。本文同文獻 [21] 採 U_G 為 0.3、0.4、0.5 m 進行

分析，且於不同地盤變形作用下， β 分別採 0.1、0.01、0.001 進行分析，探討不同液化程度 β 對分析成果之影響。在流動變位分析模式中，係以地盤變位透過土壤彈簧擠壓基樁使之產生變形。由於本模式上部非液化土層需經過圖 10 轉換成等值土壓力作用於基樁上，所以無需考慮此區土壤所提供之阻抗，但是需要液化土層與下部非液化土層之非線性土壤彈簧，其參數與表 5 相同。

透過非線性靜力側推求得 UG 為 0.3、0.4、0.5 m 時，液化土不同弱化程度所計算之樁身變形如圖 20 所示。從圖 20 可看出無論 UG 為何， β 越大則樁身變形有越接近輸入之地盤變位剖面之趨勢，因 β 越大代表土壤勁度折減減少，地盤變位能有效傳遞至基樁，此現象與文獻 [21] 的分析結果一致。圖 21 為流動土壓分析與流動變位分析所得之流動壓作用下之基樁耐震性能曲線，不同 β 值分析所得之樁頭變形量介於 0.28~0.40 m 時，基樁即達極限彎矩破壞，且 β 越大則

基樁所能承受之總液化流動力越高，樁頭於破壞時之變形量則越小。此現象係因不同 β 值所得之樁身所受剪力的分佈型態與大小不一樣，由圖 19 可知， β 越大其剪力分佈型態造成液化土層底部所算得之彎矩越小，使基樁能承受之總液化流動力越高。相對地， β 越大樁頭所受剪力則由與樁頭變形同向逐漸變成反向，亦即 β 越大樁頭受到越大的反向抵抗，致使於破壞時之樁頭變形量越小。

3.4 兩種分析模式之比較

由圖 21 可知，無論用何種方法分析，此案例之基樁皆無法承受液化流動作用因而產生極限彎矩破壞，其中以流動土壓分析模式所得結果與現地量測結果較為接近，見圖 19。該圖中顯示 β 為 0.001 所得之轉角、彎矩及剪力之分佈型態較接近流動土壓分析模式。此外，兩種分析模式樁身

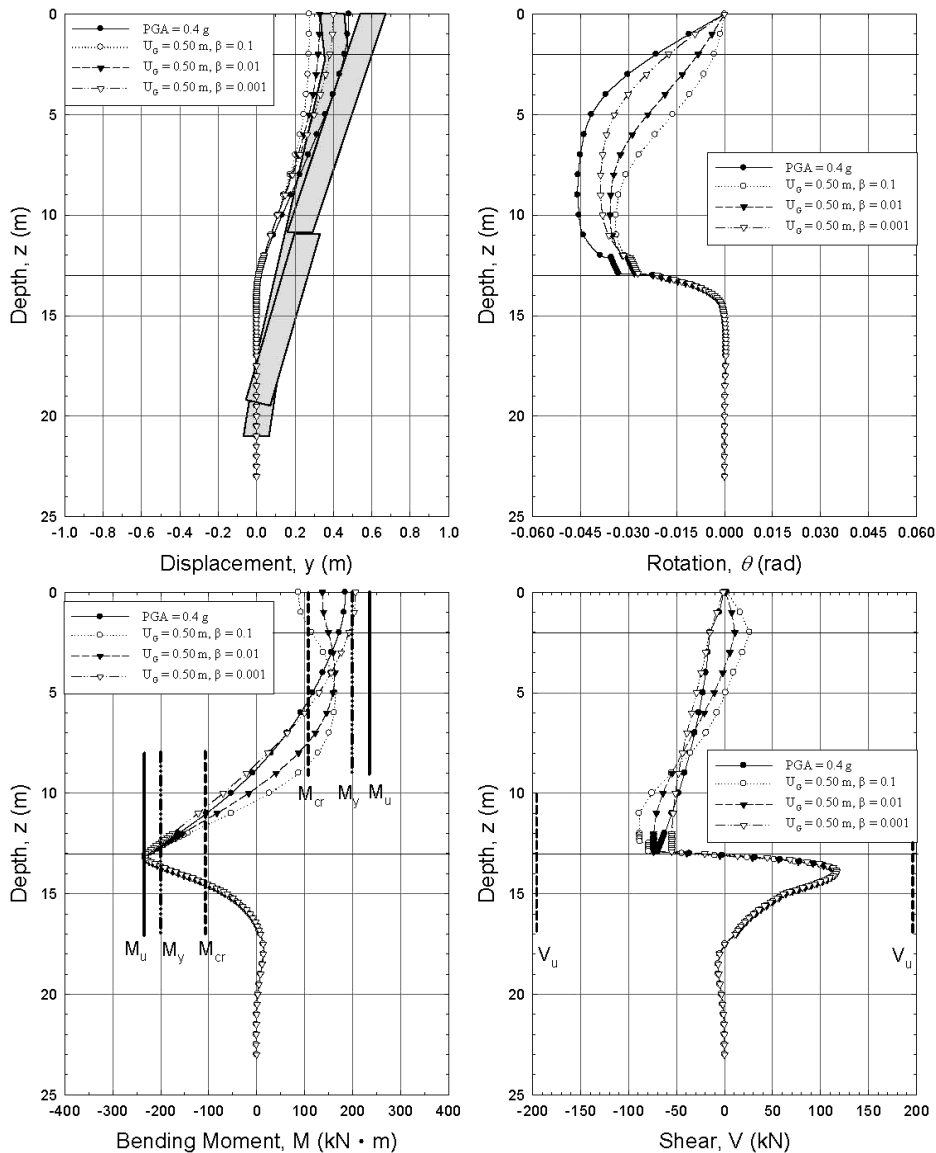


圖 19 兩種加載分析模式之非線性靜力側推分析結果

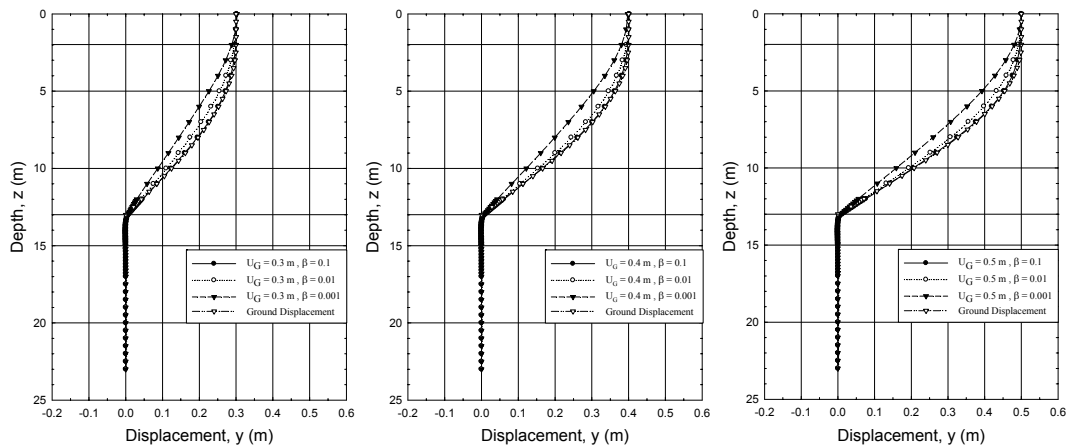


圖 20 U_G 為 0.3、0.4、0.5 m 時不同液化折減因子 β 所計算之樁身變形

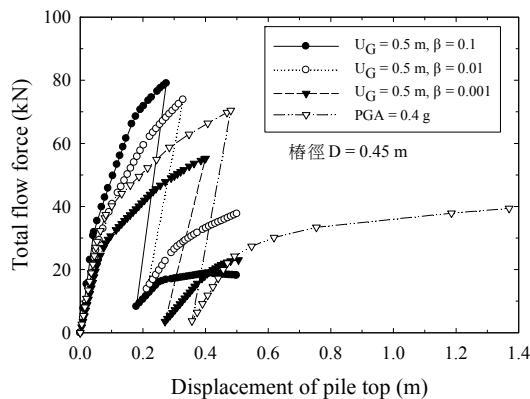


圖 21 不同液化折減因子 β 與液化流動土壓作用下之基樁耐震性能曲線比較

變形與塑性鉸的發展情況如表 6 所列，由表 6 可知，基樁的塑性鉸係由非液化土層與液化土層之交界處開始產生，以此塑性鉸逐漸上下延伸產生更多的塑性鉸，部分塑性鉸隨著彎矩增加而逐漸由開裂狀態發展至降伏狀態，甚至達到極限破壞狀態。此種發展過程與現地觀測資料十分吻合，初步顯示本文分析模式之合理性。由案例分析結果可知，兩種分析模式之結果與量測資料及現地現象大致符合，顯示此兩種分析模式皆可合理地掌握地盤液化流動作用下基樁之受力與變形行為。

四、基樁抗液化流動之耐震性能設計法

綜合上述研究結果，作者認為流動土壓分析模式較適合應用於液化流動壓作用下基樁之耐震性能設計，其主要原因有：(1) 流動土壓分析模式所需土壤參數較少；(2) 流動土壓分析模式於上部非液化土層與液化土層之流動土壓可依規範 [1] 之經驗公式計算，將此區土壤之作用以流動壓表示，無需設置土壤彈簧。流動變位分析模式於液化土層需決定液化折減因子 β ，以考慮液化土壤模數與強度之弱化，且需透過圖 10 的方式，將上部非液化土層之土壤彈簧轉換成等值土壓力 $p(x)$ ，所需參數較多，分析過程較複雜；(3) 流動變位分析模式須先評估基樁所在處地表之永久變

位 U_G 才可進行分析，但是永久變位的評估相當困難且不確定性大；(4) 流動土壓之合力可視為作用於基樁之總橫力，樁頭變形隨此總橫力增加之曲線即可視為流動土壓作用下之基樁耐震性能設計曲線，應用上較流動變位分析模式簡便。

因此，本文以流動土壓分析模式為基礎，提出液化流動壓作用下基樁耐震性能曲線之分析流程，如圖 22 所示。此流程包括地盤液化流動分析、樁基礎配置初步設計、建立 SAP2000 分析模型、非線性靜力側推與基樁耐震性能檢核等五部份。於地盤液化流動分析中，透過工址調查所蒐集的地質資料與地震參數進行液化分析，估算流動範圍，並建立液化潛能指數 P_L 、非液化層流動力修正係數 C_{NL} 與總液化流動力 V_L 與地表最大加速度 PGA 之關係，藉此瞭解在不同 PGA 作用下，基樁所承受總液化流動力 V_L 之變化。將 PGA 由小增大，也就是逐步增加總液化流動力 V_L ，應用上述之流動土壓分析模式進行基樁之非線性靜力側推分析，即可得到液化流動壓作用下基樁之耐震性能曲線。利用此耐震性能曲線，可瞭解於設計地震作用下所引致之液化流動力會造成基樁產生何種程度之損害，以檢核是否滿足耐震性能要求。以下以上述案例為例，說明如何推求液化流動壓作用下基樁之耐震性能曲線。

因設計 PGA 提高會使抗液化安全係數 F_L 降低，當 F_L 小於 1.0 時，地盤即開始產生液化現象，隨著 F_L 降低會使整體地盤之液化潛能指數 P_L 增大，而 P_L 值越大代表地盤液化流動之潛能越高。由式(1)與式(2)可知，當 P_L 小於 5.0 時，非液化層中流動力修正係數 C_{NL} 為 0，即上部非液化土層無流動土壓作用，這表示規範 [1] 認為當設計 PGA 使 $P_L \geq 5.0$ 時，地盤即會因液化引致流動，此時才需進行基樁抗液化流動之耐震設計。上述案例之整體地盤液化潛能指數 P_L 、非液化層流動力修正係數 C_{NL} 、總液化流動力 V_L 隨 PGA 變化情況如圖 23 所示。由圖 22 可知，此案例之地盤於設計 $PGA = 0.295$ g 時，開始產生液化流動現象，當 PGA 達 0.448 g 後， P_L 大於 20，此後 C_{NL} 皆等於 1.00，使總液化流動力呈現定值。因此本文選擇 PGA 分別為 0.295、0.333、0.382、0.400 與 0.448 g 之情況進行側向樁非線性靜力側推分析，不同 PGA 情況下流動土壓分析模式之參數整理如表 7。

表 6 不同分析模式之樁身變形與塑性鉸發展

分析模式	流動土壓分析模式			流動變位分析模式		
	PGA = 0.4 g			$\beta = 0.1$		
基樁狀態	開裂	降伏	破壞	開裂	降伏	破壞
樁頭變形 (m)	0.054	0.284	0.481	0.042	0.177	0.275
變形與塑性鉸						
分析模式	流動變位分析模式					
	$\beta = 0.01$			$\beta = 0.001$		
基樁狀態	開裂	降伏	破壞	開裂	降伏	破壞
樁頭變形 (m)	0.050	0.202	0.329	0.056	0.256	0.400
變形與塑性鉸						

*表中塑性鉸符號定義同圖 18 之定義

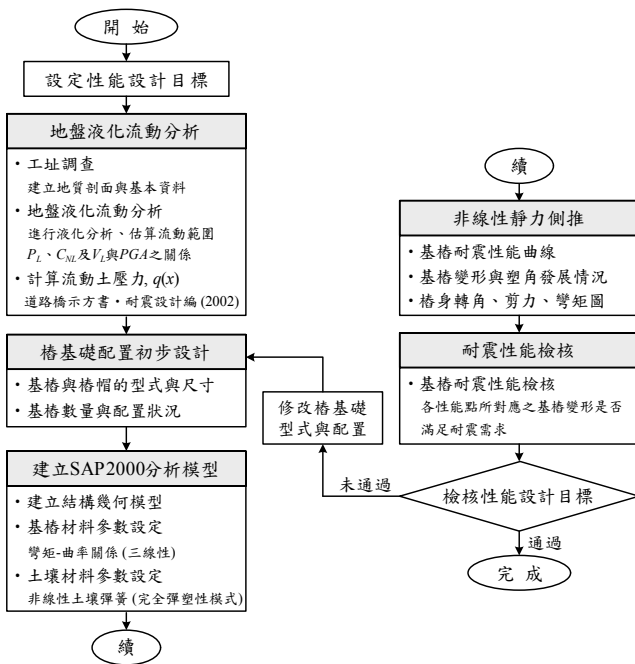


圖 22 液化流動壓作用下基樁之耐震性能分析檢核流程

此案例之原設計採用直徑 0.45 m、B-type 的 PHC 樁，惟此基樁無法抵抗阪神地震 (人工島之 PGA 約為 0.4 g) 所產生之液化流動土壓，分析結果顯示上述基樁僅承受部分液化流動土壓即產生極限彎矩破壞。因此本文為了顯示較完整的側推過程，改採強度較高之 D = 0.60 m、B-type 的 PHC 樁，其彎矩一曲率關係可查圖 12 與表 3。因採流動土壓分析模式，故須考慮下部非液化土層的阻抗，表 8 為下部非液化土層內非線性土壤彈簧參數。於 SAP2000 中重新設定結構分析模型，輸入新的基樁與土壤參數後，即可進行較完整的非線性靜力側推分析。

圖 24 為分析所得液化流動壓作用下基樁之耐震性能曲線，由圖 24 可知，當設計 PGA 為 0.295、0.333 及 0.382 g 時，基樁之最大彎矩介於開裂彎矩至降伏彎矩間，當 PGA 為 0.4 g 時，基樁之最大彎矩超過降伏彎矩；當 PGA 為 0.448 g 時，本文分析之基樁亦產生極限彎矩破壞。阪神地震中，此人工島實測 PGA 約為 0.4 g，故本文分析所用之 D = 0.60 m、B-type 的 PHC 樁，其所受之最大彎矩雖略微超過降伏彎矩，使部分樁材到達降伏狀態，但尚未達到較嚴重之極限破壞，此時樁頭變位量約為 0.20 m，明顯較原設計基樁之樁頭變位量 (0.48 m) 為小，顯示其抗液化流動能力明顯提升。

應用上述建議之分析流程 (圖 24)，可簡單清楚地檢核在不同發生機率之設計地震所引致地盤液化流動壓作用下，基樁之耐震性能是否滿足要求。

五、結論與建議

綜合上述研究結果，茲摘要提出下列幾點結論與建議，供各界參考運用。

1. 本文提出以流動土壓與流動變位兩種加載模式進行基樁非線性靜力側推分析，推求液化流動壓作用下之基樁耐震性能曲線，探討兩者於應用上之差異。結果顯示經與現地基樁損害案例比較，兩種分析模式皆可合理地掌握液化流動壓作用下基樁之受力與變形行為。考量所需參數之多寡、難易與分析的複雜性，流動土壓分析模式較流動變位分析模式適用於性能設計法。
2. 流動變位分析結果顯示， β 越大則樁身變形越接近地盤變位之剖面，因 β 越大代表土壤模數與強度折減越少，地盤變位能有效傳遞至基樁，此現象與前人分析結果一致。

而 β 越大則基樁所能承受之總液化流動力越高，樁頭於破壞時之變形量則越小，其中以 β 為 0.001 所得之轉角、彎矩及剪力之分佈型態較接近於流動土壓分析模式。

3. 本研究建議之非線性靜力側推分析過程，可觀察流動壓作用下基樁塑性鉸如何發展的行為，於本研究案例可清楚瞭解其基樁的塑性鉸係由非液化土層與液化土層之交界處開始產生，以此塑性鉸逐漸上下延伸產生更多的塑性鉸，部分塑性鉸隨著彎矩增加而逐漸由開裂狀態發展至降伏狀態，甚至達到極限破壞狀態，可以讓工程師對基樁破壞機制的形成發展過程有具體清楚的掌握。
4. 本研究建議以基樁所承受總液化流動力 V_L 與樁頭變位之關係，作為流動壓作用下基樁之耐震性能曲線，利用此曲線可瞭解在不同發生機率之設計地震作用下，基樁將產生何種程度之損害，以檢核基樁之耐震性能是否滿足要求。

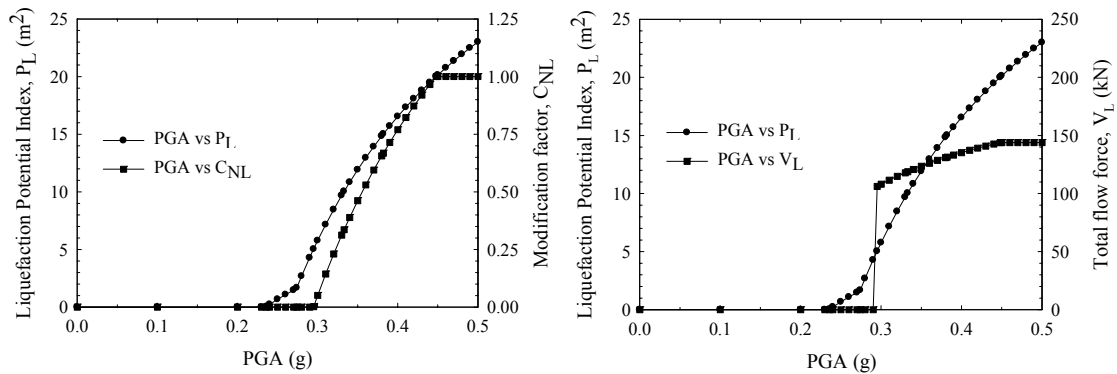


圖 23 P_L 、 C_{NL} 及 V_L 隨 PGA 之變化

表 7 不同 PGA 作用下流動土壓分析模式之參數

PGA (g)	h_{nl} (m)	h_l (m)	P_L (m ²)	C_L	C_{NL}	H_0 (kN)	q_{n1} (kN/m)	q_{n2} (kN/m)	q_{n1} (kN/m)	q_{n2} (kN/m)	V_L (kN)
0.295	2.0	11.0	5.03	0.300	0.002	0.01	0.01	0.07	3.01	16.27	106.15
0.333	2.0	11.0	10.04	0.300	0.336	0.52	1.95	10.25	3.01	16.27	118.78
0.382	2.0	11.0	15.02	0.300	0.668	1.04	3.88	20.38	3.01	16.27	131.36
0.400	2.0	11.0	16.54	0.300	0.770	1.19	4.47	23.48	3.01	16.27	135.20
0.448	2.0	11.0	20.01	0.300	1.000	1.55	5.81	30.51	3.01	16.27	143.93

表 8 下部非液化土層之非線性土壤彈簧資料 (樁徑 $D = 0.60$ m)

深度範圍 (m)	K_p	p_u (kN/m ²)	k_h (kN/m ³)	δ_y (m)
13.0 ~ 14.0	3.852	750.6	90762	0.00827
14.0 ~ 17.0	3.309	870.4	118261	0.00736
17.0 ~ 23.0	4.395	1102.5	160247	0.00688

註： K_p 為被動土壓力係數； p_u 為水平地盤反力的上限值
 k_h 為水平地盤反力係數； δ_y 為土壤達塑性的變形量

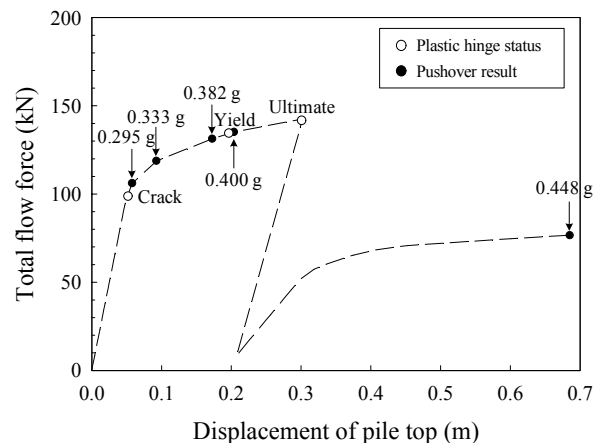


圖 24 液化流動壓作用下基樁之耐震性能曲線 (樁徑 $D = 0.60$ m)

參考文獻

1. 日本道路協會，道路橋示方書 (V 耐震設計編)·同解說，東京 (1996)。
2. Adachi, N., Miyamoto, Y., and Koyamada, K., “Shaking table test and lateral loading test for pile foundation in saturated sand,” *Proceeding of Centrifuge 98*, Balkema, Rotterdam, pp. 289–294 (1998).
3. Horikoshi, K., Tateishi, A., and Tadafumi, F., “Centrifuge modeling of a single pile subjected to liquefaction-induced lateral spreading,” *Soils and Foundations*, Vol. 38, No. 2, pp. 193–208 (1998).
4. Abdoun, T., Dobry, R., O’Rourke, T.D., and Goh, S.H., “Pile response to lateral spreads: centrifuge modeling,” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 129, No. 10, pp. 869–878 (2003).
5. Tokimatsu, K., “Behavior and design of pile foundations subjected to earthquakes,” Keynote speech, 12 ARC (2003).
6. Tamura, K., Ninomiya, Y., and Hamada, T., “Estimation of effects of liquefaction-induced ground flow on bridge foundations,” *28th Joint Meeting, US-Japan Panel on Wind and Seismic Effects*, UJNR, pp. 72–79 (1996).
7. Abdoun, T., and Dobry, R., “Evaluation of pile foundation response to lateral spreading,” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 22, No. 9, pp. 1051–1058 (2002).
8. Dobry, R., Abdoun, T., O’Rourke, T.D., and Goh, S.H., “Single piles in lateral spreads: field bending moment evaluation,” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 129, No. 10, pp. 879–889 (2003).
9. Ashour, M., and Norris, G., “Lateral loaded pile response in liquefiable soil,” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 129, No. 6, pp. 404–414 (2003).
10. Lin, S.S., Chiang, C.C., Lee, W.F., and Chen, C.H., “Pile damage caused by lateral spread—analytical model and case studies,” *2004 Taiwan-Japan Joint Workshop on Geotechnical Hazards from Large Earthquakes and Heavy Rainfall Tentative Proceeding* (2004).
11. 黃俊鴻、鍾明劍，「液化流動壓作用下側向樁之簡化解析解」，中國土木工程學刊，第十八卷，第四期，第 465–474 頁 (2006)。
12. Hwang, J.H., and Chung, M.C., “A simplified closed form solution for pile subjected to liquefaction-induced flow pressure,” *8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California (2006).
13. Tokimatsu, K., and Asaka, Y., “Effects of liquefaction-induced ground displacement on pile performance in the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake,” *Soils and Foundations*, Vol. 38, No. 2, pp.163–178 (1998).
14. Cubrinovski, M., and Ishihara, K., “Pile response to lateral spreading of liquefied soils: Demand-Capacity Method,” *Proceeding of U.S.-Japan Seminar on Seismic Disaster Mitigation in Urban Area by Geotechnical Engineering*, Anchorage, CD ROM, pp. 763–773 (2002).
15. Cubrinovski, M., and Ishihara, K., “Simplified method for analysis of piles undergoing lateral spreading in liquefied soils,” *Soils and Foundations*, Vol. 44, No. 5, pp. 119–133 (2004).
16. Federal Highway Administration, “Seismic retrofitting manual for highway bridges,” *FHWA-RD-94-052*, Mclean, Virginia, USA (1995).
17. FEMA-273, “NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings,” *Federal Emergency Management Agency Report*, USA (1997).
18. FEMA-274, “NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings,” *Federal Emergency Management Agency Report*, USA (1997).
19. ATC-40, “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings,” *Proposition 122 Seismic Retrofit Practices improvement Program Report SSC 96-01*, California Seismic Safety Commission, USA (1996).
20. 日本道路協會，道路橋示方書 (V 耐震設計編)·同解說，東京 (2002)。
21. Ishihara, K., and Cubrinovski, M., “Case studies on pile foundations undergoing lateral spreading in liquefied deposits,” *Proceeding of 5th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, New York, CD ROM, Paper SOAP 5 (2004).
22. 日本道路協會，道路橋示方書 (IV 下部構造編)·同解說，東京 (2002)。
23. 日本規格協會，日本工業規格，預鑄預力混凝土 (JIS A5373)，東京 (2004)。

95 年 1 月 17 日	收稿
96 年 1 月 31 日	修改
96 年 4 月 15 日	接受

