大地工程性能設計之架構與基礎性能分析

關鍵詞：大地工程、性能設計、性能曲線、淺基礎、樁基礎

國立臺灣大學／土木工程學系／教授／陳正興 ❶
國立中央大學／土木工程學系／教授／黃俊鴻 ❷
國家實驗研究院國家地震工程研究中心／研究員／邱俊翔 ❸
國家實驗研究院國家地震工程研究中心／副研究員／柯永彥 ❹
台灣世曦工程顧問股份有限公司／大地工程部／技術經理／吳文隆 ❺
台灣世曦工程顧問股份有限公司／大地工程部／正工程師／曾駿杰 ❻

摘 要 ABSTRACT

性能設計係目前世界各國工程設計規範的發展趨勢，為順應此國際潮流，國內一些工程設計規範已陸續朝性能設計規範方向發展，大地工程設計規範亦應同步發展，以符合需求。本文介紹日本鐵路基礎構造物設計規範架構，並以淺基礎與樁基礎為例，透過理論分析探討淺基礎及樁基礎之性能曲線特性，研究結果可作為未來擬訂大地工程性能設計規範及相關性能規定之參考。

壹、前言

性能設計理念已是國際工程界研訂技術規範炙手可熱的議題，此股國際規範研究發展趨勢，是國內公共工程未來發展不可忽視之重要課題。

性能設計的重點在於性能規定與驗證分析，與現有國內規範觀念不同。若欲落實性能設計，須對結構物之性能完全掌握，方可訂定各設計條件下之性能規定，並發展出適合的分析方法或工具，建立妥適的設計流程。

有關性能設計規範實質內容，日本鐵路橋梁設計規範是個相當有用之參考資料。日本鐵路橋梁設計規範之發展如圖1所示，從過去制式定型化設計法，期間經歷限度狀態設計法，目前正進展到性能設計法階段，2012年所提出基礎結構之設計規範[1]已全面成為性能設計規範。

要完成一部有用之大地工程性能設計規範需投入相當多之時間、人力與物力，要短時間完成，實屬不易。因此本文首先分析日本鐵路橋梁設計規範架構，並以淺基礎及樁基礎為例，探討其性能曲線特性，此成果可作為擬訂大地工程性能設計規範及相關性能規定之參考。

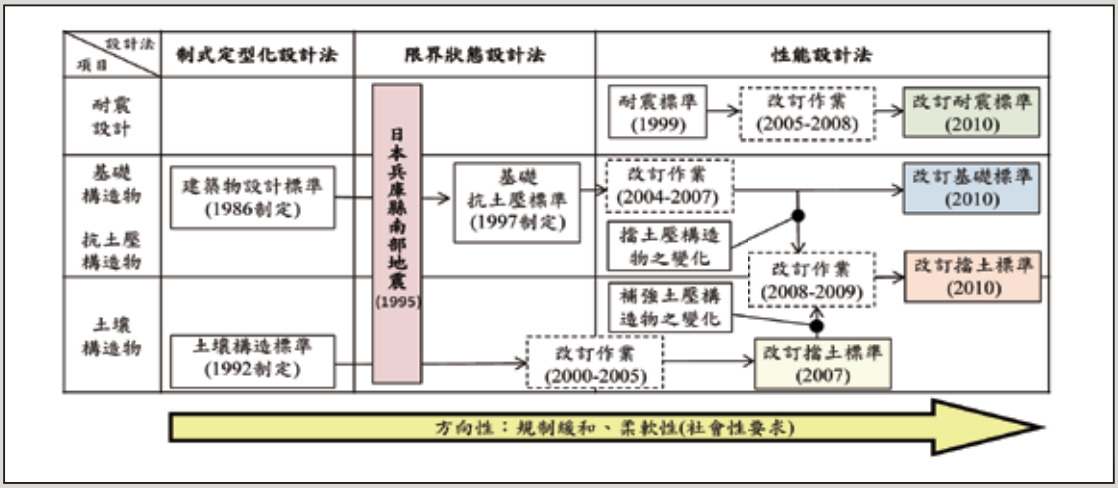


圖1 日本鐵路構造物設計規範之發展[1]

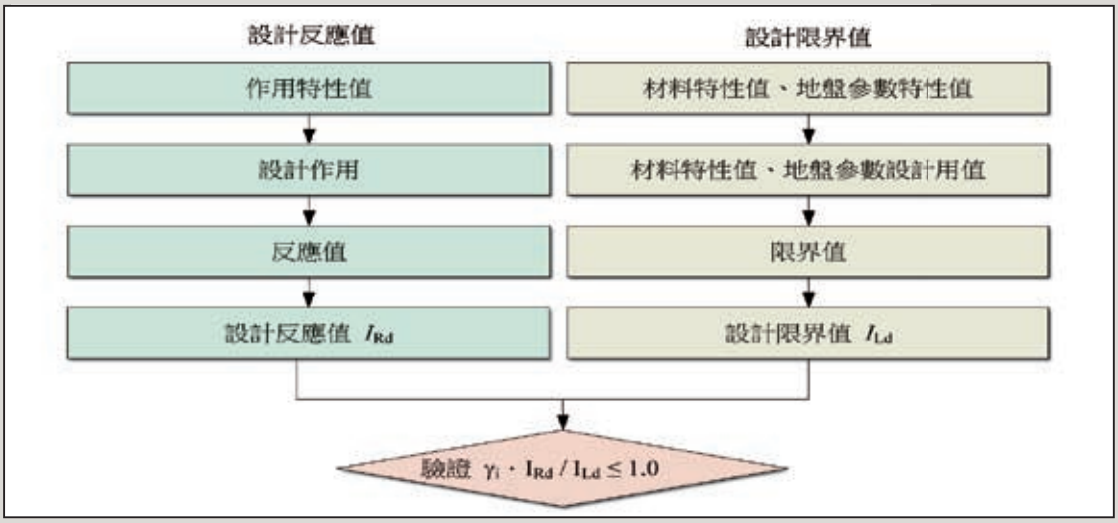


圖2 性能驗證流程[2]

貳、「日本鐵道構造物等設計標準・同解說之基礎構造物規範」之架構

日本鐵道構造物等設計標準・同解說之基礎構造物[2]之內容共分成二大部分，第一部分為總論，第二編為各論。總論部分共包含12章，內容介紹基礎構造物設計原則、性能設計架構與基本設計要件。各論部分共包含5章，在總論架構下，針對各類基礎構造物之特性，說明其設計基本原則、詳細之設計方法及相關性能驗證規定。

在該規範第4章中提到性能要求及驗證，內容說明基礎構造物之性能要求及驗證原則與方法。性能要求係指為達到「設計目的」所被要求之性能，一般會從安全性、使用性與修復性三方面作設定。性能驗證係指針對基礎構造物在施工時及設計使用期間內的每一個性能項目，採用適當之驗證指標檢驗構造物之性能是否滿足其性能要求。驗證流程如圖2所示，分成三個部分，第一部分為設計反應值之計算，第二部分設計限界值之設定，第三部分則是根據式(1)，經考量構造物之重要性並檢驗設計反應值與設計限界值之比值，當比值≤1.0時，則判定基礎之性能通過驗證。

$$\gamma_i \cdot I_{Rd} / I_{Ld} \leq 1.0 \quad (1)$$

其中，

I_{Rd}：設計反應值

I_{Ld}：設計限界值

γ_i：構造物係數，考量構造物之重要性，達限界狀態時對社會之影響。

在設計反應值計算方面，首先決定作用特性值，並決定設計作用，繼則將設計作用代入由結構分析模式所建立之基礎反應函數計算反應值，當分析模式採用之載重、材料特性、剛度等參數為實際值時，所得之反應值為平均反應值，考量分析模式之不確定，可透過相關修正以得到設計反應值。在設計限界值設定上，先決定材料與地盤參數之特性值及對應之材料設計值與地盤參數設計用值，進而分別針對安全性、使用性、修復性三個性能要求設定其限界狀態之限界值。對於淺基礎、沉箱基礎、樁基礎、板樁構造物等，考慮安全性、使用性、修復性三個性能所要求之限界值，在日本「鐵道構造物等設計標準・同解說之基礎構造物」規範中均有詳細之規定，內容相當完整，因受限於論文篇幅，在此無法詳列，使用者可參考該文獻。

參、基礎性能曲線特性分析

基礎性能曲線係指基礎(含土壤)在受某一型態載重作用時的反應行為，若將其中主要變動作用力及基礎代表點(通常取基礎頂面中心點)的變位關係作圖，所得之作用力-變位曲線即為基礎之性能曲線。此曲線代表基礎之變位隨主要作用力增加而逐步增加之情形，因此性能曲線完整描述了基礎受力與變位的關係，設計者可據此決定在該種作用力之下，基礎的變位(即性能)將到達之程度，驗證基礎在設計水準下之性能表現，故基礎性能曲線實為性能設計的基本依據。

本節以下節錄本研究所推導之淺基礎與樁基礎在彈塑性土壤中之性能曲線解析解，以及如何應用於性能設計分析。

一、剛性基腳之旋轉性能曲線

在一般情況下，獨立基腳係以承受垂直載重為主，但在上部結構載重較大，且有水平力作用時，基腳將承受彎矩作用而產生旋轉變位，致使上部結構傾斜，甚至發生穩定性的問題，這是設計獨立基腳所要檢核的主要項目之一。

針對一獨立基腳，設計基礎寬為B，長為L，底面積$A=BL$，假設基礎版中心承受一常時固定載重P，以及一變動作用彎矩M，定義$e=M/P$為偏心距，作用彎矩M之增加相當於作用力P之偏心距e增加。當其受彎矩作用時，基腳將產生一旋轉角θ，這是獨立基腳受力變形型態中最主要的一種，常為工程設計中的控制因素，針對土壤為彈性及完全彈塑性兩種情況，可建立其彎矩-旋轉角(M-θ)之性能曲線[3]。對於彈性土壤，假設垂直地盤反力係數為k_v，基腳之性能曲線可表示如下[3]：

$$M / M_0 = \theta / \theta_0 \text{，} (0 \leq M \leq M_0) \quad (2)$$

$$M / M_0 = 3 - 2\sqrt{\theta / \theta_0} \text{，} (M_0 < M) \quad (3)$$

其中，$M_0 = \dfrac{BP}{6}$ (起始分離彎矩)，

$$\theta_0 = \frac{2P}{k_v L B^2} \text{ (起始分離轉角)。}$$

對於彈塑性土壤，假設垂直地盤反力係數為k_v，土壤降伏強度為q_y，定義所對應的土壤反力

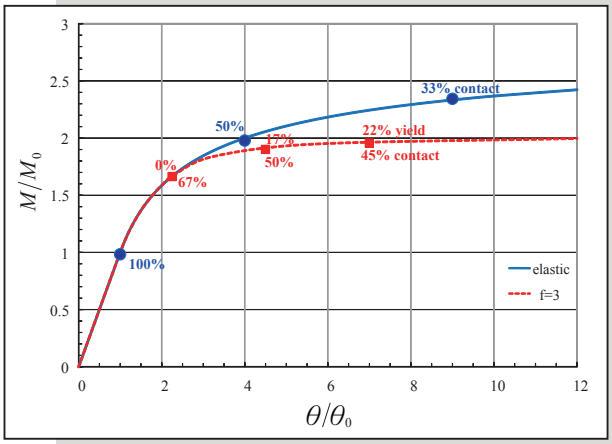


圖3 淺基礎性能曲線之上下限

平均值為$q_m=P/A$，以及降伏應力比為$f=q_y/q_m$，其性能曲線可表示如下[3]：

$$M/M_0=\theta/\theta_0,\ (0\le M\le M_0) \quad (4)$$

$$M/M_0=3-(1-\frac{1}{f})-\frac{f^3}{16}(\theta_0/\theta)^2,\ (M_0<M) \quad (5)$$

根據土壤為完全彈性體及完全彈塑性($f=3$)兩情況之分析結果，將兩者之性能曲線比較如圖3所示，亦於圖中曲線上數個位置標示其對應之基礎-土壤接觸面積比及土壤降伏面積比。一般工程設計時，基礎承載力在常時載重時至少取3的安全係數，意即$f\ge3$，故實際基礎之性能曲線大概介於圖3中兩性能曲線之間，可以取$f=3$之曲線為設計之下限，而以彈性土壤情況之曲線為設計之上限。並且在工程應用時應可取接觸面積減為50%之情況(偏心距達1/3基礎寬度)為設計用之降伏點，其所對應之降伏彎矩約為$2M_0$，降伏旋轉角約為$4\theta_0$，超過此點基礎勁度開始顯著減少。

二、彈塑性土壤中基樁側向反應之性能曲線

基樁之垂直阻抗可用於支承上部結構物之重量，其側向阻抗則可用於支承上部結構物受地震作用時之水平慣性力及彎矩，而後者往往是工程設計的重點，乃因現行規範對樁基礎之容許側向位移規定甚嚴，此常成為樁基礎設計之控制因素。

在工程實務上，基樁分析常採用彈性基礎梁模式(Beam on Elastic Foundation)[4]，以溫克(Winkler)彈簧模擬土壤之側向阻抗。又為分析方便起見，工程實務上常採用彈性模式分析，假設土壤彈簧為常數，即可利用彈性解直接求得基樁反應(位移、彎矩與剪力)作為設計用。但土壤實為非線性材料，基樁受側向力作用時，樁頭附近土壤很快就會進入非線性反應，甚至達降伏狀態，使樁頭反應呈非線性曲線。為準確求得基樁之反應，實應合理考慮土壤之非線性行為。有鑑於此，本節整理並延伸Hsiung et al. [7]所推導自由樁頭基樁在彈塑性土壤中之解析解，並進一步推導固定樁頭情況之彈塑性解析參數解，可將其直接用於計算基樁在彈塑性土壤中之非線性反應，探討其性能曲線之特性，作為發展性能設計法之重要依據。

(一) 自由樁頭基樁在彈塑性土壤中之解析解

對於單樁在彈塑性土壤中之側向反應，Hsiung et al. [5]~[7]做了很多的研究，首先採用數值分析歸納各種樁頭條件之經驗式，後採用理論分析，推導得自由樁頭條件基樁同時受水平剪力與彎矩作用之無因次化解析解[7]，本文收錄其推導結果於表1中，並修正其樁身彎矩表示式、以及增列樁頭旋轉角表示式，使更完整且方便工程分析參考使用。

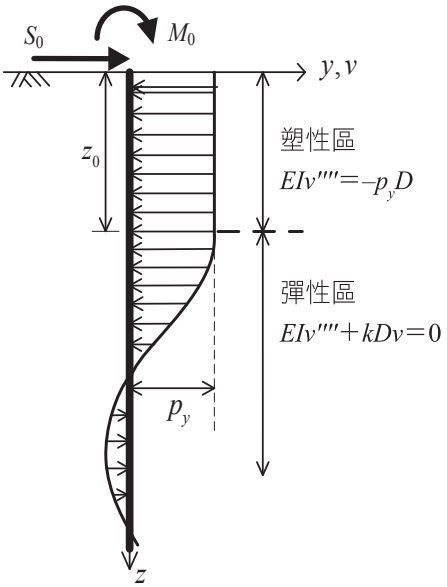
(二) 固定樁頭基樁在彈塑性土壤中之解析解

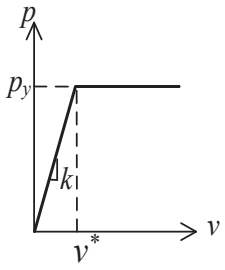
對於固定樁頭條件之情況，Hsuing et al. [7]中所列之位移解並非顯式表示式，不方便使用，且無彎矩解可資應用。因此本文特針對固定樁頭之情況，推導理論參數解，藉以建構完整之性能曲線，探討其特性供設計考量，便於工程設計參考使用。

對一埋置於彈塑性土壤中之單樁，樁頭受水平力H_0作用且保持旋轉角θ_0為0之情況如表2中之圖所示，假設土壤之p-y曲線為完全彈塑性(即一般之p-y曲線，因y為座標，本文以變形v取代y)，其中k為水平地盤反力係數，p_y為土壤之降伏強度，而v^*則為其對應之降伏位移。當樁頭水平位移v_0仍小於v^*時，土壤與基樁均呈線彈性反應，文獻中之彈性解可資應用；而當$v_0>v^*$時，樁前方地表附近土壤將進入塑性反應，假設已知土壤反力達降伏應力之深度(塑性化深度)為z_0，則因此依據土壤反力之分布，可以深度z_0為界分為兩段，分別為塑性區與彈性區如表2中之圖所示，其控制方程式亦同時示於圖表中。根據塑性區與彈性區兩者的邊界條件與連續條件，經複雜之推導可得樁

表1 自由樁頭情況之彈塑性解(修改自Hsiung, et al., 2006)

項目 \ 階段	彈性反應階段	彈塑性反應階段
樁頭作用力	$s+m\le 1$	$s+m>1$
土壤塑性化深度	$\beta z_0=0$	$t=\beta z_0=(\frac{s}{2}-1)+(\frac{s^2}{4}+m)^{\frac{1}{2}}$
樁頭水平位移	$\frac{v_0}{v^*}=s+m$	$\frac{v_0}{v^*}=\frac{1}{2}+\frac{s}{3}+\frac{s^4}{12}+\frac{s^2m}{2}+\frac{m^2}{2}+\frac{2s}{3}(\frac{s^2}{4}+m)^{\frac{3}{2}}$
樁頭旋轉角	$\frac{\theta_0}{\beta v^*}=s+2m$	$\frac{\theta_0}{\beta v^*}=s+2m+2(s+m-1)t+(s-2)t^2+2t^3/3$
樁身最大彎矩$\tilde{M}_m$及發生位置l_m	$\tilde{M}_m=\sqrt{\frac{s^2}{2}+sm+m^2}\cdot e^{-\beta l_m}$ $at\quad \beta l_m=\tan^{-1}(\frac{s}{s+2m})$	(1) 當 $r^2=\frac{s^2}{4}+m<1$時 $\tilde{M}_m=\sqrt{1-2r+2r^2}\cdot e^{-\tan^{-1}(\frac{1}{r}-1)}$， 位於 $\beta l_m=\beta z_0+\tan^{-1}(\frac{1}{r}-1)$ (2) 當 $r^2=\frac{s^2}{4}+m\ge 1$ 時 $\tilde{M}_m=r^2$，位於 $\beta l_m=\frac{s}{2}$





$$s=\frac{S_0}{2EI\beta^3v^*}$$

$$m=\frac{M_0}{2EI\beta^2v^*}$$

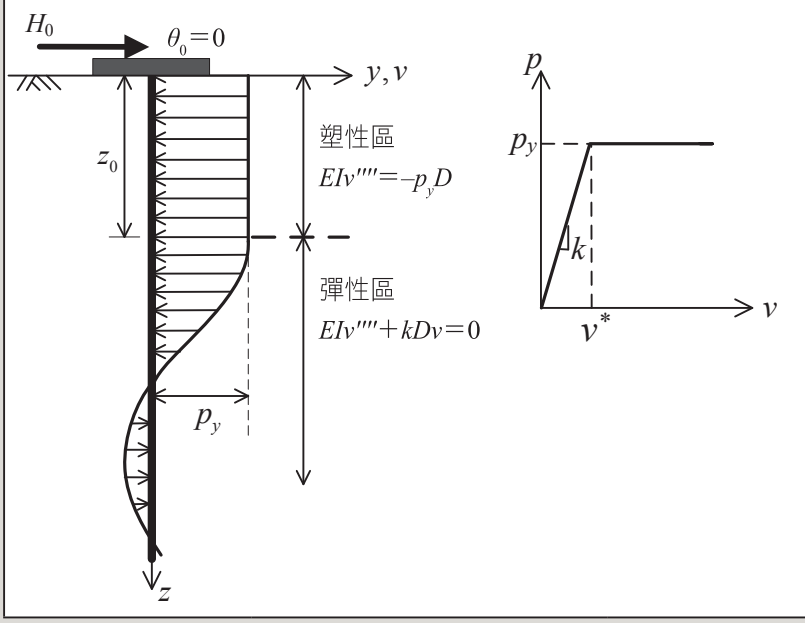
$$\tilde{M}_m=\frac{M_m}{2EI\beta^2v^*}$$

$\beta=\sqrt[4]{\frac{kD}{4EI}}$

k ：地盤反力係數
p_y：土壤降伏強度
v^*：土壤降伏位移
D ：樁徑
EI：基樁撓曲剛度
S_0：樁頭水平剪力
M_0：樁頭彎矩
M_m：樁身最大彎矩
v_0 ：樁頭水平位移
θ_0 ：樁頭旋轉角
z_0 ：土壤塑性化深度
t ：無因次土壤塑性化深度
s ：無因次樁頭水平剪力
m ：無因次樁頭彎矩
$\tilde{M}_m$：無因次樁身最大彎矩

表2 固定樁頭($\theta_0=0$)情況之彈塑性解

項目 \ 階段	彈性反應階段	彈塑性反應階段
土壤塑性化深度	$\beta z_0=0$	$t=\beta z_0>0$
樁頭水平力	$H_0=4EI\beta^3 v_0$	$\frac{H_0}{4EI\beta^3 v^*}=\frac{1}{3}\left[2(t+1)+\frac{1}{(t+1)^2}\right]$
樁頭水平位移	$v_0=\frac{H_0}{4EI\beta^3}$	$\frac{v_0}{v^*}=\frac{1}{18}\left[9+4(t+1)+(t+1)^4+\frac{4}{(t+1)^2}\right]$
樁頭彎矩	$M_0=\frac{-H_0}{2\beta}$	$\frac{M_0}{2EI\beta^2 v^*}=-\frac{1}{3}\left[(t+1)^2+\frac{2}{(t+1)}\right]$



$\beta=\sqrt[4]{\frac{kD}{4EI}}$

k：地盤反力係數
p_y：土壤降伏強度
v^*：土壤降伏位移
D：樁徑
EI：基樁撓曲剛度
z_0：土壤塑性化深度
t：無因次土壤塑性化深度
H_0：樁頭水平剪力
v_0：樁頭水平位移
θ_0：樁頭旋轉角
M_0：引致樁頭彎矩

頭側位移與彎矩之參數解如表2所示，該參數解可直接用於計算基樁在彈塑性土壤中之非線性反應，探討其性能反應，便於工程設計使用。

茲舉一分析案例，應用表1與表2之解析解比較自由樁頭及固定樁頭基樁在彈塑性土層之性能曲線，顯示其勁度、強度及變形特性之差異，供工程設計之參考應用。

1. 基樁性質

基樁為一直徑1.5m、長25m、埋置於均勻黏土層中之鋼筋混凝土樁。假設混凝土抗壓強度為28MPa，鋼筋之降伏強度為414MPa，混凝土保護層厚度為0.075m，縱向鋼筋比及橫向鋼筋比皆為1%。考量樁斷面之撓曲非線性行為，假設基樁所受軸力為定值$P/(f_c'A_g)=0.1$，以斷面分析程式UC Fyber [8]分析樁斷面之彎矩-曲率關係，以等能量法將其雙線性化可得混凝土樁斷面之等效撓曲剛度EI_e為2163977(kN-m²)，等效降伏彎矩M_{ye}為6704(kN-m)。

2. 土壤性質

本案例分析之黏性土層條件，假設為完全彈塑性土壤，其水平阻抗彈簧之變形特性：地盤反力係數$k_h=49035$ kN/m³(對應之地盤反力模數$E_s=73552$ kN/m²)；降伏強度$p_y=360$ kN/m²，所對應之土壤彈簧降伏位移v^*為0.007342m。

應用表1與表2之解析解可直接計算基樁之性能曲線，圖4為自由樁頭及固定樁頭(軸力$P/(f_c'A_g)=0.1$)之樁頭側力-位移性能曲線之比較。圖5為自由樁頭樁身最大彎矩-位移性能曲線及固定樁頭樁頭彎矩-位移性能曲線(軸力$P/(f_c'A_g)=0.1$)之比較。由兩圖之比較可明顯看出，基樁達降伏彎矩M_{ye}時，自由樁頭基樁所能承受之水平側向力僅稍小於固定樁頭之情況，但自由樁頭基樁所對應之降伏位移則遠大於固定樁頭之情況，此乃由於自由樁頭基樁之勁度小於固定樁頭基樁之勁度，當土壤仍在彈性反應範圍內時，自由樁頭基樁之水平勁度為固定樁頭基樁水平勁度之半，但當土壤進入塑性反應後，兩者之差距愈來愈大，自由樁頭基樁之水平勁度將遠小於固定樁頭基樁之水平勁度，這是工程設計採用自由樁頭基樁時應注意之事項。此外，自由樁頭基樁在受側向力作用產生側位移時亦會伴隨產生樁頭轉角，引致上部結構發生相當大的側向位移，這也是設計採用自由樁頭基樁時應特別評估之事項。

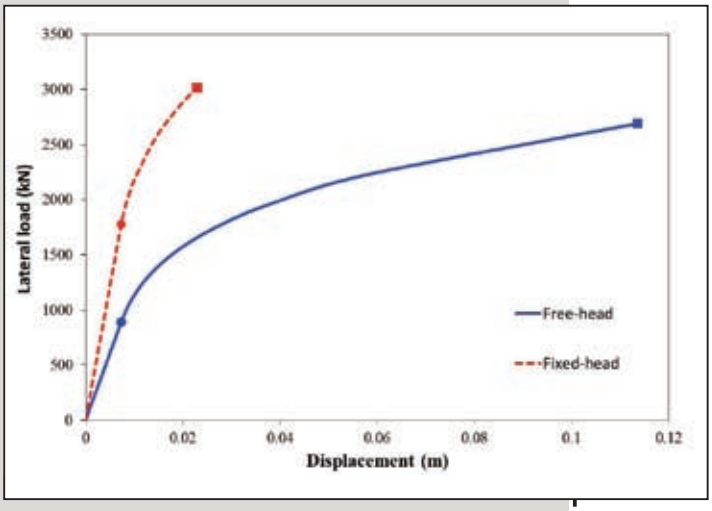


圖4 自由樁頭及固定樁頭受側向力作用樁頭位移曲線之比較

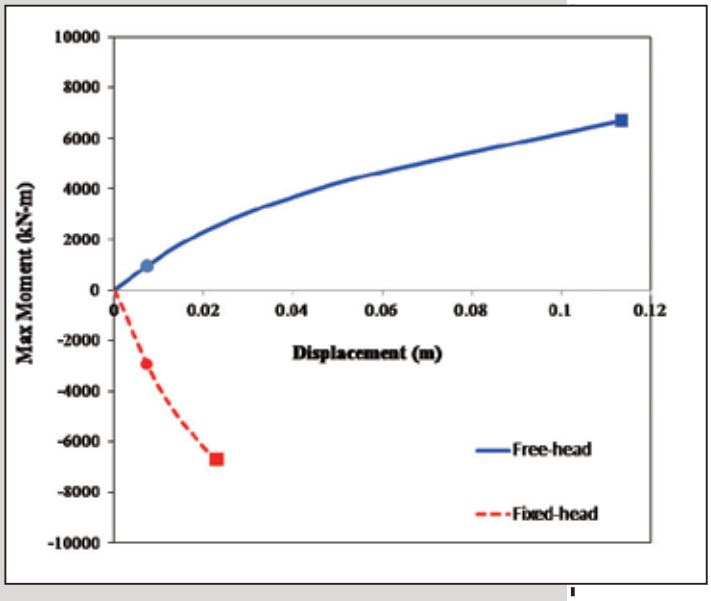


圖5 自由樁頭樁身最大彎矩及固定樁頭樁頭彎矩之比較

肆、結論

一、本文綜整現行日本鐵路基礎構造物設計規範之架構與規定，其性能準則可作為國內制訂大地工程性能設計規範之參考。

二、本文推導剛性基腳受彎矩作用所產生旋轉角之理論性能曲線，其旋轉反應為一非線性曲線，非線性的行為係由基礎版與版底土壤產生分離現象，以及基礎底面土壤產生塑性化所致，淺基礎之性能曲線在分離面積達50%(即偏心距達1/3基礎寬度)時，其勁度開始顯著減少，適合定義為淺基礎之降伏點。

三、針對基樁在彈塑性土壤中之側向反應，本文分別整理與推導自由樁頭及固定樁頭單樁側向反應之性能曲線，並以一案例分析說明其特性之差異。自由樁頭基樁之水平勁度小於固定樁頭基樁之水平勁度，當土壤仍在彈性反應範圍內時，自由樁頭基樁之水平勁度為固定樁頭基樁水平勁度之半，但當土壤進入塑性反應後，兩者之差距愈來愈大，自由樁頭基樁之水平勁度將遠小於固定樁頭基樁之水平勁度。

參考文獻

1. 神田正幸(2010)，「鉄道における基礎構造物の設計技術の動向」，日本鐵道綜合技術研究所報告，第24卷，第7期，頁1-4。

2. 日本鐵道綜合技術研究所(2012)，「鐵道構造物等設計標準同解説-基礎構造物」，丸善株式會社，東京。

3. 邱俊翔、柯永彥、黃俊鴻、陳正興(2014)，「剛性基腳之旋轉性能曲線與工程設計考量」，地工技術，第140期，頁79-86。

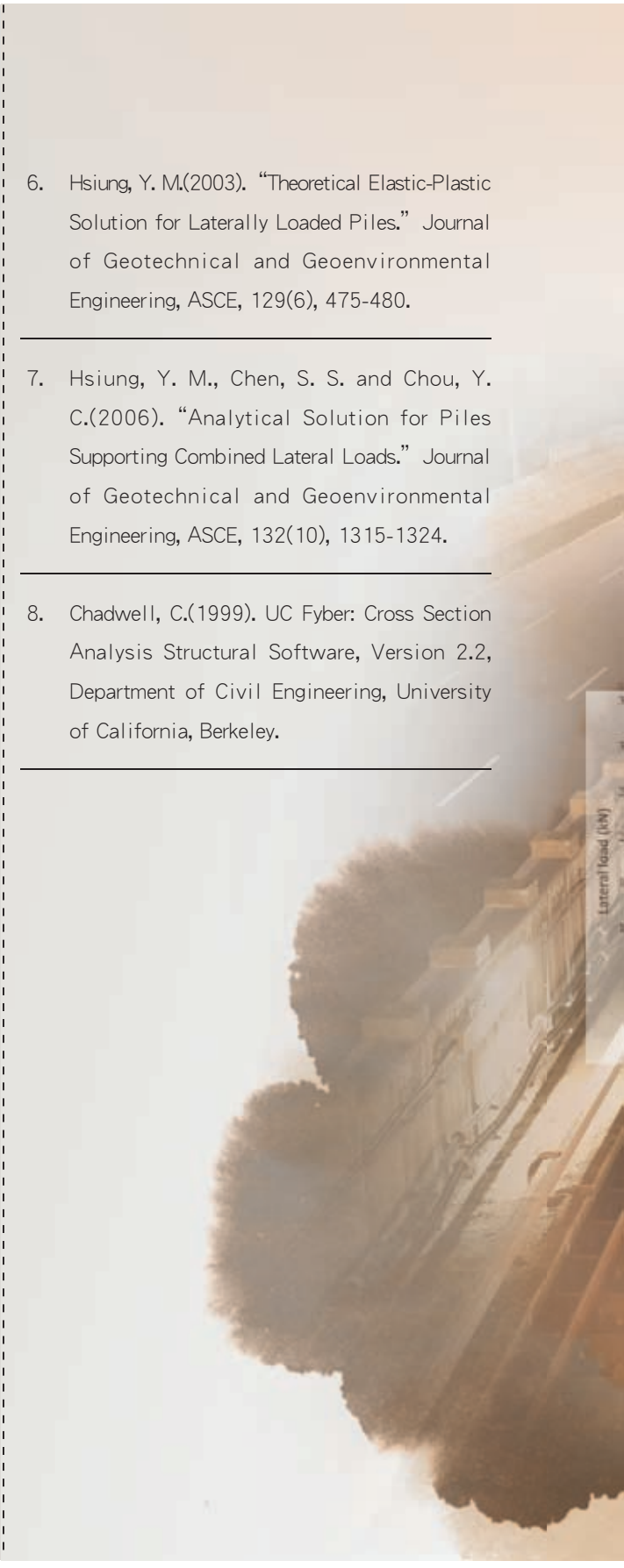
4. Hetenyi, M.(1946). “Beams on Elastic Foundations.” University of Michigan Press, Ann Arbor, Michigan.

5. Hsiung, Y.M. and Chen, Y. L.(1997). “Simplified Method for Analyzing Laterally Loaded Single Piles in Clays.” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 123(11), 1018-1029.

6. Hsiung, Y. M.(2003). “Theoretical Elastic-Plastic Solution for Laterally Loaded Piles.” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 129(6), 475-480.

7. Hsiung, Y. M., Chen, S. S. and Chou, Y. C.(2006). “Analytical Solution for Piles Supporting Combined Lateral Loads.” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 132(10), 1315-1324.

8. Chadwell, C.(1999). UC Fyber: Cross Section Analysis Structural Software, Version 2.2, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.



p
p_y
k_1
y
y^*
Free-head
Fixed-head
Displacement (m)
Max Moment (kN-m)
Displacement (m)
Free-head
Fixed-head
S_0
M_0
z_0
P_0
z