

# 地工技術

## 基樁耐震設計新概念 — 高韌性基樁

三浦房紀

日本山口大學

宋裕祺

國立台北科技大學

宮坂享明

日本(株)地盤試驗所

陳正興

國立臺灣大學土木工程研究所

### 摘 要

本文介紹日本所研發之高韌性基樁，沿樁身設置具有迴轉特性之抗彎彈簧裝置，藉其產生適度的變形來吸收地盤相對變位引發之能量，以降低基礎與上部結構在受地震作用時的受力與損害。基樁必須具備足夠支撐來自上部結構之鉛直荷重及水平荷重之強度，根據實驗結果顯示，傳統基樁樁身之側向勁度較大，基樁常因地盤間產生相對變位而破壞。高韌性樁因具有較佳的韌性可吸收地盤相對變位所引發之能量，可有效降低基樁與上部結構之受力，減少地震災害，此新觀念可供為耐震設計之參考。

**關鍵字：**基樁、抗震接頭、韌性樁。

## A NEW CONCEPT ON SEISMIC DESIGN OF PILES - HIGH DUCTILITY PILE

FUSANORI MIURA

YAMAGUCHI UNIVERSITY

SUNG YU-CHI

NATIONAL TAIPEI UNIV. OF TECHNOLOGY

TAKA AKI MIYASAKA

JIBANSHIKENJO CO., LTD

CHEN CHENG-HSING

NATIONAL TAIWAN UNIVERSITY

### ABSTRACT

To minimize the damages of pile foundation resulted by large ground deformation during earthquakes, a pile with energy dissipating device, High Ductility Pile (HDP) or High Ductility Aseismic Jointed (HDAJ) spliced pile, was newly developed in Japan. In this study, the bending characteristics of HDP were investigated via a series of bending and cyclic loading experiments. The analytical model of HDP was then established accordingly. The results either from actual experiments or numerical analyses show that the HDP has the same moment-resistant capacity as the conventional piles, but has much better ductility. Therefore, the HDP might be a good solution for the seismic design of pile foundation.

**KEY WORDS :** pile foundation, aseismic joint, high ductility pile.

### 一、前 言

日本自阪神大地震以來，積極從事樁基礎結構物之震害調查與損害原因分析，並據此檢討樁基礎之耐震設計方法，以開發提昇樁基礎耐震性

能。根據1964年新瀉地震、1978年宮城縣外海地震以及1995年兵庫縣南部地震的震害調查顯示，在液化區或地盤變位大時皆有可能產生基樁損害情形。

(1) 1964年新瀉地震：

新瀉地震引致顯著的土壤液化，並造成地基土壤產生側向流動使得樁基礎受到損害，其損害狀況如照片一與二所示。經觀察，樁基礎在白樁頭往下算起2.5~3.5m位置以及自樁底端往上算起之2~3m位置處之震害尤其明顯。基樁受損狀況與地層N值之分布如圖一所示，基樁上部受損處與地下水之位置一致，下部受損處則與地層N值急劇變化處一致，即基樁之損害處與液化層及非液化下層之邊界一致，且由基樁之殘留變形量與地盤之側向位移量一致之事實推測，可能原因為液化層之側向流動而造成基樁之破壞。

### (2) 1978年宮城縣外海地震：

某一接近完工之11層建築物(鋼骨筋結構)之樁基礎遭受損害，使得建築物呈傾斜狀。調查樁基礎後發現，在幾乎大部分受損的基樁當中，仍有少數未損害者，其基礎為群樁基礎，每一樁帽下有4~6根基樁，圖二為其中一例，顯示三根樁損壞後之裂縫情況，而左邊第二根樁為具有接縫之基樁，此基樁並未遭受損害。當初以為有接縫之基樁未受損害是因為接縫之高強度所致。然而由之後的試驗得知，該接縫之撓曲強度較基樁本身為小，且具有大變形之特性，意即具有接縫之基樁具備了較佳的韌性而防止基樁的損害。

### (3) 1995年兵庫縣南部地震

阪神大地震造成基樁頂部受害的數量非常多，這是因為地震過於強大，產生了可觀的相對地盤變位所引起。此外，地下樁身之損害也不少，圖三為其中一例，表一彙整各基樁損壞之類型，主要可分為發生在未液化但土壤特性差異很大之地層邊界，以及發生在已液化地盤與未液化地盤之邊界等兩類。兩者在邊界附近皆有巨大的相對地盤變位，造成基樁承受很大的彎矩而破壞。在新瀉地震中，觀察得知因液化造成地盤側向流動使得樁基礎遭受損害，但像此種在非液化地盤中之基樁頂部附近大量發現損害的情況，則於阪神大地震中首次被發現。

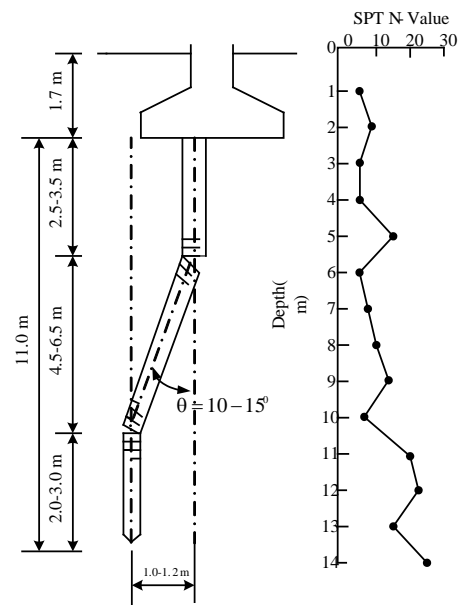
綜合前述震害調查可知，地震時在液化區或地盤變位大時皆有可能產生基樁損害情形。有鑑於此，本文提出耐震設計新的概念，以高韌性基樁降低基礎與上部結構的受力與損害，增加整體結構消能與變形能力。



照片一 樁之受害狀況



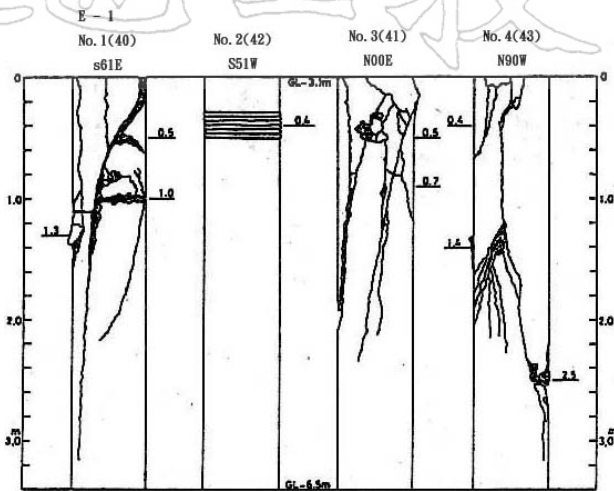
照片二 拔出後受害樁之狀況



圖一 新瀉地震時基樁之損害狀況與土層N值之分布

## 二、日本有關基樁耐震性能設計的最新作法

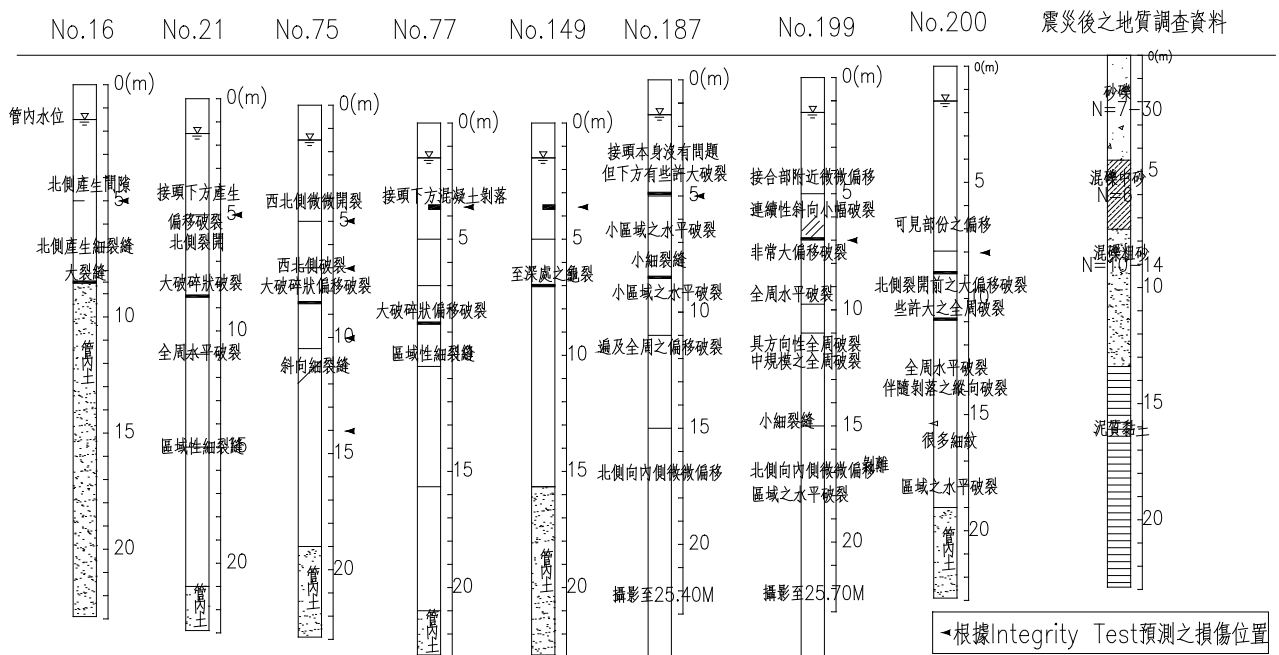
近年來隨著橋梁工程設計之發展，設計理念已由以往的強度設計法（震度法、保有水平耐力法），逐漸朝向位移導向的性能設計法，除強調橋柱的塑性變形能力外，根據橋柱型式亦允許基樁與沉箱產生主要或次要的塑性化。在日本有關橋梁之耐震設計必須考慮二箇等級之地震，其中地震等級一(Level 1 Earthquake)係以在橋梁使用期間發生機率高的中度規模地震為基準，在Level 1地震下，基礎結構須保持在彈性限度內；地震等級二(Level 2 Earthquake)係以在橋梁使用期間發生機率低但強度大的地震為基準，又分為板塊邊界型(Type 1 Earthquake)與都市直下型(Type 2 Earthquake)等二種，前者屬於振幅大且作用時間長之地震型態，後者則屬於作用時間短但強度極大之地震型態，在Level 2 地震下，基礎結構允許產生主要或次要的塑性化。以下簡述日本道路橋示方書、鐵道構造物與日本土木學會相關之規定。



圖二 宮城縣外海地震某大樓樁基礎受損素描圖

表一 1995年阪神地震樁基礎之震害模式

損害發生處		原因
樁頂部		承受上部結構、樁帽等之慣性力作用
樁身部	土層特性差異性大之地層邊界線	受到地盤相對變形之影響所造成之彎矩集中
	基樁之段落與樁底處	基樁之抗彎配筋量不足
	液化層與非液化層之邊界線	由於液化層地基之側向流動造成變位所引起



圖三 阪神大地震中基樁之損害例 (PORT ISLAND)

# 地工技術

## 2.1 道路橋示方書

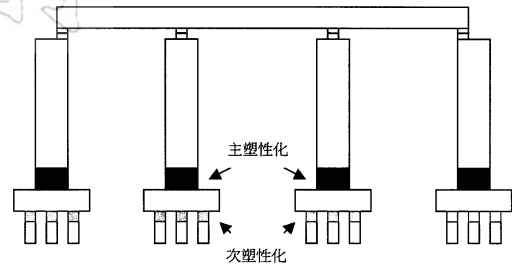
日本道路協會的「道路橋示方書 同解說 V 耐震設計編」(2002)，為公路橋梁性能設計法提供一個簡要的參考方向。橋梁之耐震性能分為三個等級，針對重要橋梁，在Level 2地震（包含板塊邊界型地震與都市直下型地震）作用下必須滿足耐震性能Ⅱ之規定，即限定橋梁於地震後之損傷情形，並要求迅速恢復使用機能。橋梁根據各構材塑性化與非線性變形能力，給予適當的組合以滿足上述要求。以單柱式橋墩為例，如圖四與五所示，無論沿橋軸或垂直橋軸方向，主塑性化產生於柱底塑鉸區位置、次塑性化則下移至基樁頂部，但上部結構、支承與基礎版仍然保持在彈性範圍內。以壁式橋墩而言，沿垂直橋軸方向，主塑性化則容許發生在基樁頂部，如圖六所示。

基樁之分析模型，應依樁身材料建立合適的軸向力-變形關係，以及彎矩-曲率關係，並將周圍土壤採用完全彈塑性模型模擬之。

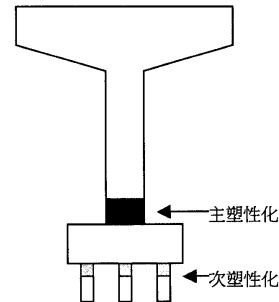
基礎結構的耐震性能檢核，當採靜力分析時，在Level 1地震下保持在彈性限度內；在Level 2地震下，依照土壤液化的可能性進行分類，檢核基礎的剪力強度、塑性率與變位需求，確保小於規範容許值。塑性率需求依照等能量原則計算之，塑性率容量與變位容量分別為4與0.02rad。

## 2.2 鐵道構造物等設計標準

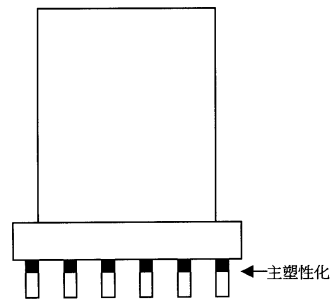
1999年出版的「鐵道構造物等設計標準 同解說 耐震設計」，為鐵路橋梁性能設計法的參考依據。橋梁結構之耐震性能分為三個等級，在Level 1地震（迴歸期50年）與Level 2地震（包含板塊邊界型、都市直下型與近斷層地震）作用下，依照各構件位置與力學特性，除定性描述損壞狀態與對應之補修工法外，並建議合適的損傷指標將損傷限制值予以定量化。針對基礎部分，以穩定性作為評估指標，分為承載力、變位與補修補強三方面探討，隨橋梁耐震性能等級由Ⅰ提高至Ⅲ，允許單柱式橋墩、多柱構架式橋墩、橋台等之基礎產生損害，基礎穩定性亦隨之由穩定性1提升至3，如表二所示。基礎結構物包括基腳、沉箱、場鑄打擊樁、RC樁、PHC樁、鋼管



圖四 單柱式橋柱考慮塑性化之位置（橋軸方向）



圖五 單柱式橋柱考慮塑性化之位置（垂直橋軸方向）



圖六 壁式橋柱考慮塑性化之位置（垂直橋軸方向）

表二 單柱式橋柱之構件損傷等級與基礎穩定性等級限制值(日本鐵道總合技術研究所，1999)

結構物	耐震性能Ⅰ	耐震性能Ⅱ	耐震性能Ⅲ
構件損傷等級	1	3	3
基礎穩定性等級	1	2	3

樁、連續壁等，根據其穩定性等級皆有相對應之結構損壞等級可供查詢，迅速掌握其耐震性能。

基樁之分析模型，根據分析方法的選擇有所不同。採用「非線性反應譜法」時，依樁身材料建立合適的軸向力-變形關係與彎矩-曲率關係，並將周圍土壤以採用完全彈塑性之模型置換模擬之。採用此種「基礎與支撐彈簧置換法」時，假設結構物由第一模態控制，由前述方法所得之彈簧模型進行非線性靜力側推分析，將原有複雜

的基礎模型簡化為水平彈簧、垂直彈簧與旋轉角彈簧模型，並以Clough模式描述支撐彈簧的遲滯迴圈規則，賦予10%-20%的阻尼比進行動力分析。採用「地盤、基礎與上部結構整體分析法」時，使用Penzien模式建構分析模型，沿樁身長設置剪力彈簧，再依地震波輸入型式選擇單一輸入與多支承輸入進行結構分析。

基礎之耐震性能檢核，根據穩定性等級首先檢核塑性率、基腳構件損傷等級與變位量，其中塑性率再細分為基礎的穩定性與基樁損傷等級。此處之塑性率可以變位或旋轉角為基準。以場鑄打擊樁為例，將耐震性能、損傷等級、損傷限制值、損傷狀態整理如表三所示，設計者可依該表格，清楚掌握樁基礎之耐震性能。

表三 樁基礎耐震性能(日本鐵道總合技術研究所，1999)

耐震性能	穩定性	塑性率限制值	損傷等級	損傷等級描述	樁基礎之狀態
I	1	1	1	PC鋼材達降伏狀態	樁基礎不得降服
II	2	5	2	混凝土壓縮應變達0.0025	樁體達最大撓曲狀態或一部分樁體達地盤抵抗上限值
III	3	8	3	超過降服耐力	樁體一部分鋼筋挫屈，多數樁體達地盤抵抗上限值

註：塑性率之定義為基樁之最大旋轉角與其降伏旋轉角之比值

### 2.3 日本土木學會

日本土木學會出版的「橋的動的耐震設計法」(2004)，為一般及特殊公路橋梁性能設計法，提供以動力分析法為基礎的參考依據，其中多數內容係參考日本道路協會(2002)，日本鐵道總合技術研究所(1999)之規定。橋梁的耐震性能分析，首先建立非線性模型，其次輸入與Level 1、Level 2 地震反應譜相符合的地震加速度歷時，進行非線性動力分析，最後判斷橋梁各構件必須滿足容許的健全度等級。橋梁整體性能水準分為4個等級，包括無損傷、小損傷、中損傷與大損傷；健全度亦分為四個等級，分別為無損傷、視場合需要的輕微補修、必須進行補修補強與視場合需要更換構件。以一般預力鋼筋混凝土橋為例，除容許橋柱產生塑性外，亦允許基礎產生非線性消能行為，但引致的殘留變形量必須微小，

在極限狀態下基礎之健全度必須小於3。

基礎之分析模型，可採下列四種方法建構：(1) 平面集中質點模式(Penzien 模式)、(2) 平面結構模式、(3) 平面有限元素模式、與(4) 3D 有限元素模式。隨分析方法複雜度增加，可有效考慮基礎與土壤互制效應。

基礎之耐震性能，參考道路橋示方書與鐵道構造物等設計標準之規定，以基礎塑性率、最大變位量、殘留變位量與各構材損傷等級進行耐震性能檢核。當基礎容許產生次塑性化時，在Level 1地震下必須滿足健全度1、在Level 2地震下必須滿足健全度2與3之規定。基礎健全度2的場合，基礎結構不得產生過大變形與損傷，強調修復性與安全性。基礎健全度3的場合，基礎結構強調使用性，並確保安全無虞。

## 三、高韌性樁之原理與機制

日本土木學會地震工學委員會·樁基礎耐震設計研究委員會，花費四年時間累積了合理的樁基礎耐震設計法之相關研究，期間曾進行模型實驗、大尺度之相對地盤變位現場實驗、或是數值分析等。其成果一一反映在道路橋示方書、鐵路結構物設計標準等，主要可歸納如以下三點：

### (1) 針對極大地震力設計之必要性

即對於所謂Level 2設計地震動之設計。靜力分析部份，設計要點在於如何決定設計外力、及其作用方式；動力分析部份，則在於如何決定地震波、及其輸入方式；此外，基樁及地盤之非線性特性亦須列入考慮。

### (2) 將地盤的變位反應列入考量

地盤之地震變位反應影響樁基礎結構甚巨，如何將地盤之變位反應、來自上部結構與基腳之慣性力，及時間上之延遲性等均列入設計，為考量重點。此外，如何處理液化地盤之側向流動、如何推斷液化地盤之側向流動量，如何評估由液化地盤作用於樁基礎之外力等，亦為重點。

### (3) 將樁之極限狀態列入考量

為實現將等級2(Level 2)地震動及地盤變位列入考量之設計，根據容許應力法之設計恐怕無法因應。因此，樁基礎亦須移轉向極限狀態設計

法，為此有將各極限狀態下樁基礎之性能明確化之必要。

一般傳統想法是以加大基樁直徑、提高基樁勁度之作法來承受上部結構所傳遞更大之慣性力及彎矩，但若有地盤相對變位產生時，高勁度基樁所產生的彎矩將會更大，此意謂著採用高勁度基樁來因應地盤相對變位反而會更加危險。

因此，基樁必須要求同時具備可充分承受來自上部結構慣性力，亦可柔軟地承受地盤相對變位，此二者為基樁所需具備的特性。高韌性能樁因此應運而生。若能在樁頂附近、地盤相對變位較高的土層邊界線、或位於液化層與非液化層之邊界等樁基礎較常產生破壞的位置處，設置具有迴轉特性之抗彎彈簧裝置，則當地盤相對變位發生時，抗彎彈簧將產生適度的變形來吸收地盤相對變位引致之能量，意即藉由基樁的韌性來降低基礎與上部結構的受力與損害。

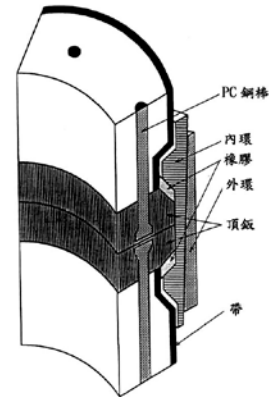
#### 1. 高韌性耐震樁結構零件

高韌性耐震樁之結構如圖七所示。基本上為一種由樁頂部配件、衰減橡膠、內環、以及外環所組成之嵌合結構。內環的表面及外環的內側各具有山狀鋸齒形之錐楔梢，但其配置為相反。原則上，內環為兩個以上之分割結構。此外，衰減橡膠之插入位置原則上設置於樁頂部配件之凹槽部，但為更加提高地震能量之衰減效果(減震效果)，在樁頂部間設置積層橡膠亦是有效的。圖八所示為耐震接頭(關節)之種類。可分為外環無分割之A標準型、將外環分割為二之B型、及為提高減震性之C型三種。再者，每一型依衰減橡膠之厚度又可分为X-type以及Y-type二種。X-type為2mm，Y-type則為4mm。高韌性耐震接頭具有可藉由改變衰減橡膠之厚度抑制樁與樁接頭部間形變之可能性。本研究中，使用內環四分割之A型X-type與Y-type進行各種試驗。此外，為方便圖表之標記，將使用了此二種高韌性耐震接頭之樁各稱為“X-type樁”與“Y-type樁”，未使用接頭之樁則稱為“N-type樁”。

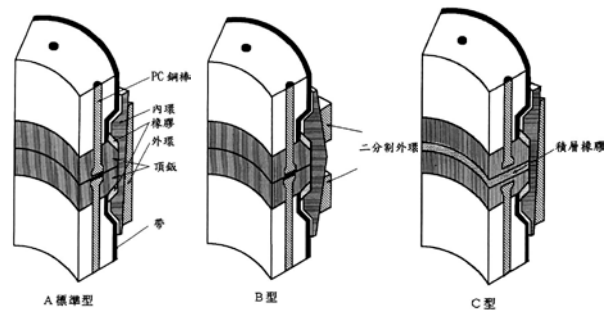
#### 2. 接頭(關節)嵌合方法

高韌性耐震樁接頭之嵌合順序如圖九所示，一開始將外環通過下部樁後，將上部樁之下端緊密建入於下部樁之上端。接著嵌合橡膠已接

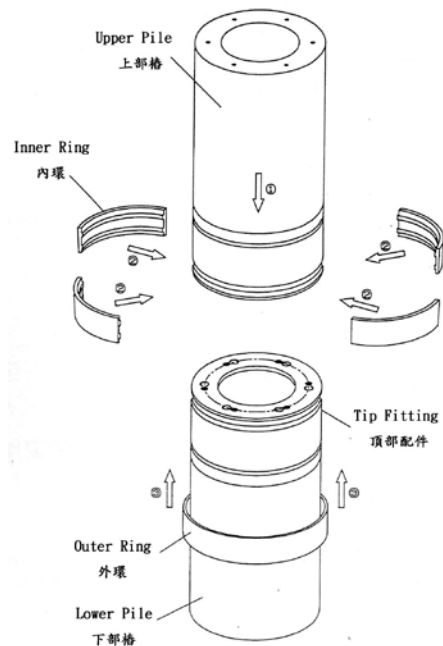
著於溝部之四分割內環。最後再將外環以油壓千斤頂提起，嵌入於內環表面側完成嵌合。



圖七 高韌性耐震樁接頭結構



圖八 高韌性耐震樁接頭之種類

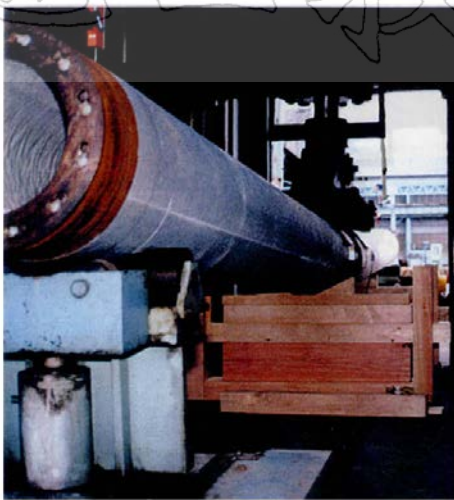


圖九 高韌性耐震樁接頭之嵌合順序



#### 4.1 靜載重試驗

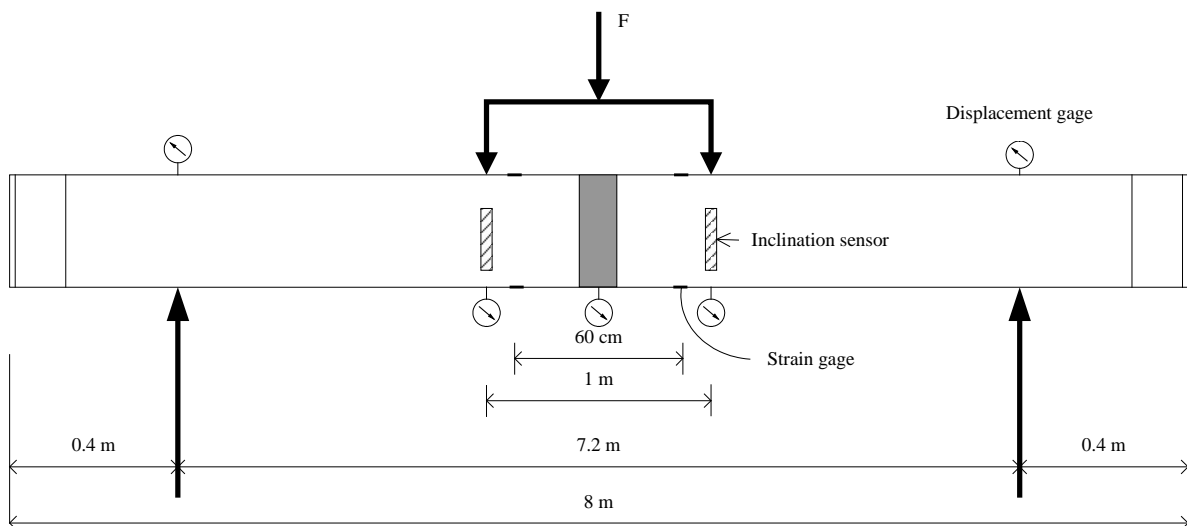
靜載重試驗之目的在檢驗“N-type”、“X-type”與“Y-type”樁之抗彎能力。本研究實驗配置如圖十與照片三所示，實驗時將基樁平置於基台上使成簡支梁型式，接頭位於試體正中央處，施加側力於接頭兩側，緩慢施加直至接頭損壞停止，試驗完畢基樁局部產生龜裂情形，如照片四所示。試驗過程量測施力處基樁轉角、端點轉角、接頭轉角與基樁中點之側向位移。撓曲試驗之結果，整理如表四與表五所示，包含直徑400mm與600mm之“N-type”、“X-type”與“Y-type”在承受不同軸力情況下之極限抗彎能力、極限旋轉角與極限中點側向位移。圖十一顯示直徑400mm之“N-type”、“X-type”與“Y-type”樁在軸力為0tf與60tf情況下之彎矩-中點側向位移圖。實驗結果顯示：高韌性樁之最大撓曲強度與傳統樁者約略相等，而高韌性樁之變形能力遠比傳統樁者為大，在承受傳統樁之2~3倍側向位移量時，仍舊安全無虞。



照片三  $\Phi 400\text{mm}$  高韌性樁荷重試驗時之狀況

### 四、實驗驗證

為了解具有抗彎彈簧之高韌性樁在各種軸力下之撓曲特性，日本相關研究單位曾進行了一系列之靜載重與反復荷載之軸力-撓曲試驗：



圖十 高韌性耐震樁接頭彎矩與轉角關係



照片四  $\Phi 400\text{mm}$  高韌性樁試驗結束後之龜裂狀況

# 土工技術

表四 靜力彎矩試驗案例

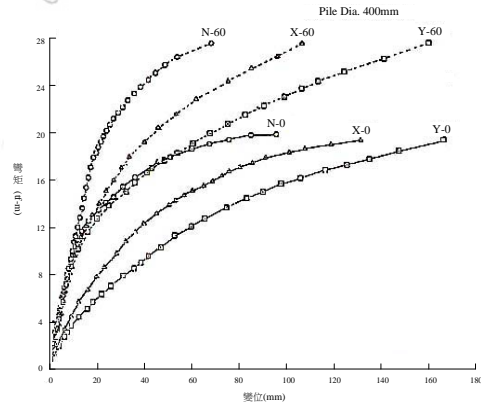
案例	樁長(mm)	跨距(m)	軸向荷載(tf)	基樁型式
案例1	400	7.2	0	N-type
案例2	400	7.2	0	X-type
案例3	400	7.2	0	Y-type
案例4	400	7.2	60	N-type
案例5	400	7.2	60	X-type
案例6	400	7.2	60	Y-type
案例7	600	7.2	0	N-type
案例8	600	7.2	0	X-type
案例9	600	7.2	0	Y-type
案例10	600	7.2	130	N-type
案例11	600	7.2	130	X-type
案例12	600	7.2	130	Y-type

表五 靜力彎矩試驗結果

案例	極限彎矩 $M_u$ (tf-m)	極限中心變位 $y_c$ (m)	極限轉角 $\theta_u$ (° /0.5m)
案例1	19.5	96	0.78
案例2	19.2	131	2.01
案例3	19.7	166	3.67
案例4	27.3	68	0.51
案例5	27.8	1/8	1.80
案例6	26.7	162	3.09
案例7	61.5	50	0.69
案例8	60.3	93	1.80
案例9	60.6	125	3.06
案例10	86.1	32	0.35
案例11	85.4	61	1.16
案例12	85.6	95	2.56

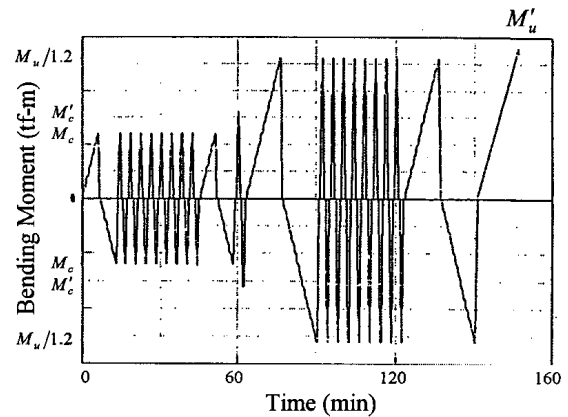
## 4.2 反復荷載試驗

反復荷載試驗之配置同圖十，惟所施加之反復荷載歷時如圖十二所示，首先施加10周期之設計破裂彎矩 $M_c$ 值、然後施加1周期之實際破裂彎矩 $M_c'$ 值使樁產生破裂、再則施加10周期之設計極限彎矩 $M_u$ 值之1/1.2、最後則施加達實際極限彎矩值 $M_u'$ 使樁達破壞狀態。試驗之結果，整理如表六與表七所示，包含直徑400mm與600mm之“N-type樁”與“Y-type樁”在承受不同軸力情況下之極限抗彎能力、極限旋轉角與極限中點側向位移。圖十三顯示直徑600mm之“N-type樁”與“Y-type樁”在軸力為0tf情況下之彎矩-旋轉角圖。圖十四顯示在軸力為260tf情況下之彎矩-旋轉角圖。兩圖均顯示：高韌性樁具有良好之韌性，在承受反復荷載時具有顯著之遲滯圈，其消散能量之能力遠比傳統樁者為大。



(Φ400mm, P = 0 tonf、60 tonf, N: 傳統樁、X、Y: 高韌性樁)

圖十一 彎矩與中央撓度之關係



圖十二 反復荷載試驗載重歷時圖

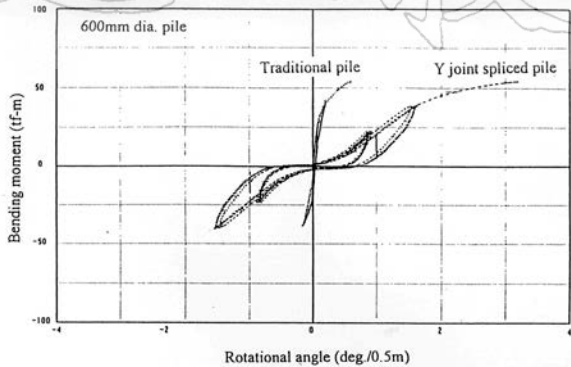
表六 反復荷載試驗案例

案例	樁長(mm)	跨距(m)	軸向荷載(tf)	基樁型式
案例1	400	7.2	0	N-type
案例2	400	7.2	120	N-type
案例3	400	7.2	0	Y-type
案例4	400	7.2	120	Y-type
案例5	400	7.2	0	N-type
案例6	400	7.2	260	N-type
案例7	600	7.2	0	Y-type
案例8	600	7.2	260	Y-type

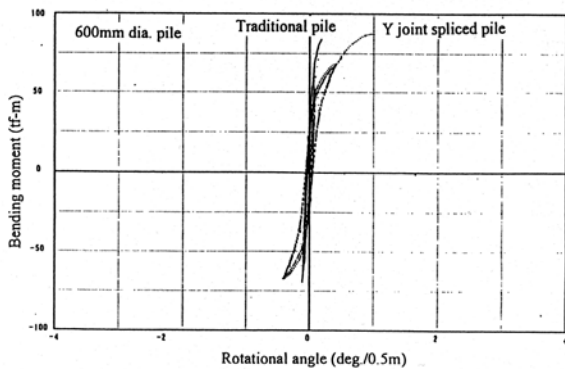
表七 反復荷載試驗之極限彎矩與轉角

案例	極限彎矩 $M_u$ (tf-m)	極限中心變位 $y_c$ (m)	極限轉角 $\theta_u$ (° /0.5m)
案例1	17.6	71.6	0.798
案例2	29.9	59.6	0.409
案例3	18.5	160.4	3.444
案例4	29.3	97.3	1.642
案例5	54.4	41.3	0.609
案例6	87.3	29.1	0.296
案例7	56.5	89.9	3.183
案例8	87.1	44.3	1.145





圖十三 彎矩與旋轉角關係 (P = 0 tonf)



圖十四 彎矩與旋轉角關係 (P = 260 tonf)

## 五、地震反應數值模擬分析

為了解高韌性樁在受地震作用時之反應行為，Izumi, et al.(1998)曾用有限元素法進行數值模擬分析，分析模型如圖十五所示，包含上部結構與群樁基礎(3支400mm樁)，地盤包含三層土壤，其性質如表八所示，為比較傳統樁與高韌性樁之地震反應，分析模型分為Case A、B與C三種，其中Case A為傳統線彈性樁，其性質如表九所示；Case B為傳統彈塑性樁，其彎矩-旋轉角之關係係根據試驗結果，可用雙曲線表示，回歸所得之參數如表十所示；至於Case C則為高韌性樁之情況，假設各樁在0.5m、3m與9m深度處各有一韌性接頭，韌性接頭之彎矩-旋轉角關係係根據表五之試驗結果，亦可用雙曲線表示，回歸所得之參數如表十所示。圖十五所示之分析模型為Case C之情況。

分析所得三樁在地震作用下之最大變位分佈如圖十六所示。圖中之Case-A為傳統線彈性

樁，Case-C為高韌性樁，結果顯示具有高變形性能之高韌性樁之變位與傳統樁者幾乎沒有變化。至於基樁所受之內力，以下僅舉左側樁作說明。圖十七所示為左側樁在Case A、B與C三情況之最大彎矩分佈，Case-A之傳統樁在樁頭與9m深度處有很大之彎矩值；Case-B之傳統非線性樁之樁頭彎矩值較小，顯示樁頭已進入塑性；Case-C之高韌性樁在所有深度之彎矩值均很小，顯示高韌性樁之變形能力。圖十八所示為左側樁在Case A、B與C三情況之基樁軸力與彎矩交互影響圖，傳統樁已超出破壞彎矩，但高韌性樁仍保有充分的安全餘裕度，顯示出高韌性樁之有效性。

表八 地盤基本資料

地層性質	地層1	地層2	地層3
厚度	3m	6m	6m
剪力波速	200m/s	150m/s	400m/s
單位體積重	1.8tonf/m <sup>3</sup>	1.7tonf/m <sup>3</sup>	1.8tonf/m <sup>3</sup>
波松比	0.4	0.4	0.4

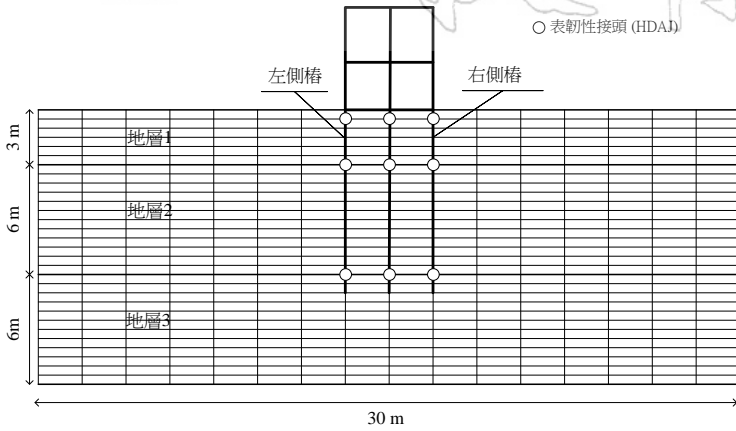
表九 直徑400mm樁基本資料(Case A)

彈性係數	$E = 4.0 \times 10^6 \text{ tonf/m}^2$
斷面積	$A = 0.0684 \text{ m}^2$
慣性距	$I = 0.0009957 \text{ m}^4$
撓曲剛性	$EI = 3983 \text{ tonf/m}^2$
外徑	$R = 200 \text{ mm}$
內徑	$r = 135 \text{ mm}$

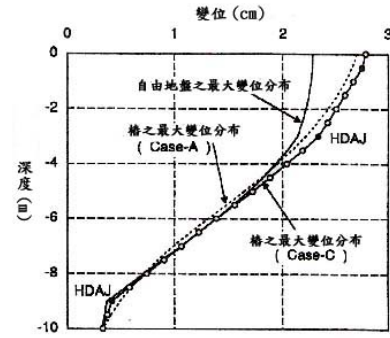
表十 高韌性耐震接頭與樁本體非線性旋轉彈簧的動力特性(Case B, C)

	高韌性耐震接頭	樁本體非線性旋轉彈簧
包絡線 $M-\theta$	$\theta = (a \cdot M) / (1.0 - (b \cdot M)^{1/n}) - \theta_0$	
常數 $\theta_0$	0.0	0.001
常數 n	0.5	0.5
初始斜率 $1/a$	$1/a = c_0 \cdot N^{d_0} + e_0$ N為軸力	
常數 $c_0$	259	72
常數 $d_0$	0.5	1
常數 $e_0$	2005	8000
彎矩漸進線 $1/b$	$1/b = M_u \cdot (1 + \mu)$	
極限彎矩 $M_u$	$M_u = f_0 \cdot (N - g_0)^2 + h_0$	
常數 $f_0$	-0.00037	-0.00037
常數 $g_0$	180	180
常數 $h_0$	28	28
斜率係數 $\mu$	$\mu = k_0 \cdot N + l_0$ N為軸力	
常數 $k_0$	0	0.00217
常數 $l_0$	0	0.37
極限轉角 $\theta_u$	$\theta_u = i_0 / (N + j_0)$ N為軸力	
常數 $i_0$	7.2	1.03
常數 $j_0$	111	111

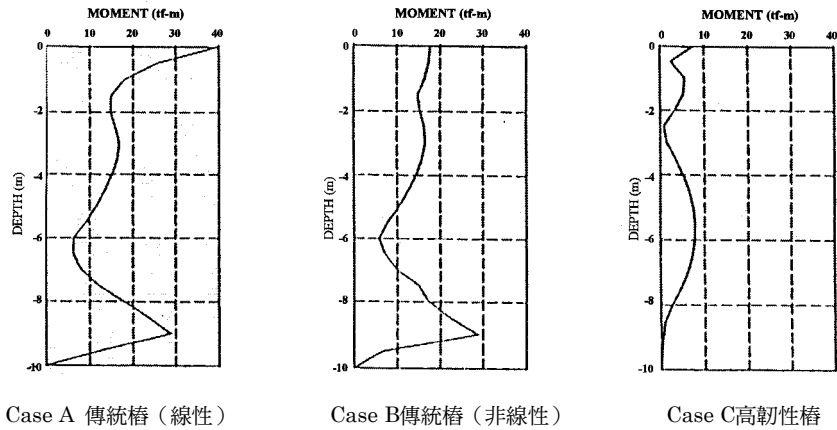
# 土工技術



圖十五 動力分析模型 (Case-c)



圖十六 基樁之最大變位分布

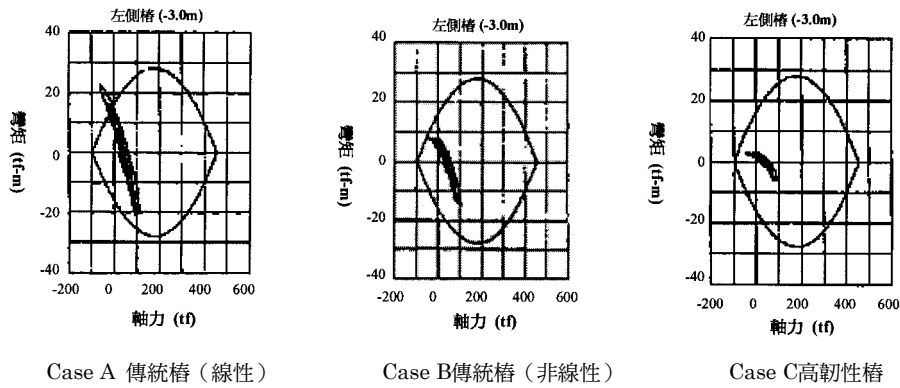


Case A 傳統樁 (線性)

Case B傳統樁 (非線性)

Case C高韌性樁

圖十七 左側樁之最大彎矩分佈



Case A 傳統樁 (線性)

Case B傳統樁 (非線性)

Case C高韌性樁

圖十八 地震時基樁之反應

## 參考文獻

宮坂享明(1996),「高韌性能耐震接縫樁之開發及因應液化地基側向流動之相關研究」,山口大學博士論文。  
 泉博允(1999),「高韌性能耐震接縫樁基礎之地震時反應特性之相關研究」,山口大學博士論文。  
 日本道路協會(2002),「道路橋示方書・同解説」,丸善出版部。

日本鐵道總合技術研究所(1999),「鐵道構造物等設計標準同解説－耐震設計」,丸善株式會社,東京。  
 日本土木學會(2004),「橋的動的耐震設計」,丸善株式會社。  
 IZUMI, H., ET AL.(1998),“A Study on Effectiveness of High Ductility Aseismic Joint Pile Foundation Subjected to Strong Earthquake Motions”, 3<sup>rd</sup> Int. Conf. on Nonlinear Mechanics, Shanghai, p.257-260.