

出國報告（出國類別：實習）

變電所基礎工程液化潛能評估方法 及抗液化措施技術

服務機關：台灣電力公司

姓名職稱：土木設計專員 洪紹智 754109

派赴國家：日本

出國期間：96年12月10日至96年12月15日

報告日期：97年2月4日

摘要

土壤液化常發生於年輕的沖積地層或海埔新生地，例如沖積平原、沖積扇、沖積盆地、河川旁的高灘地、低地、舊有河道、洪氾區、人工水力回填區等，此類地層含疏鬆砂土且地下水位高，如果距震央位置不遠，則此類地層是液化高潛能區。歷史上曾經發生液化的區域，如果土質條件和地下水位置沒有改變，在未來的強震作用下，再次發生液化的可能性是很高的。

自從 1964 年新瀉地震引起工程界重視後，經過數十年的發展，大致可將液化潛能評估方法概分為四大類，目前除了簡易法具有容易取得參數、計算公式簡易且具相當評估精確度之優勢外，其他方法多因精度不佳或計算方式複雜而不利運用。

有液化可能之地盤，其處理方式通常可由改良工法或改變結構物基礎承載方式上著手。只要利用工程技術來提高土層緊密程度及縮短孔隙水壓消散的距離，就可以減少地震時孔隙水壓力的累積上升量，降低土壤液化的可能性。另外也可以使用特殊基礎型式來避免液化造成之損害，例如使用樁基礎等，但必須考慮砂土層液化時對樁基礎的影響。

目次

壹、研習目的	2
貳、研習過程	2
參、研習內容及心得	5
一、土壤液化之成因	5
二、土壤液化評估方法	6
三、土壤液化損害評估	8
四、抗液化措施技術	12
五、變電所基礎抗液化技術之應用現況	18
肆、結論與建議	19

壹、研習目的

「第六輪變電計劃」現正執行中，惟部分民間人士對本公司輸變電工程安全性及電磁場等議題存有諸多疑慮，導致部分線路及變電所工程推動困難。基於用地取得不易及工址選擇受限等因素，變電所基地選擇較少，若興建於飽和砂質土壤上依 921 地震之經驗則有液化之虞；飽和砂質土壤於平時並無承载力不足與壓縮量過大之疑慮，但在大地震來臨時卻容易發生土壤液化。建築物基礎層以下之土層若發生液化，而該建築物基礎未作適當處理的話，可能造成基礎沉陷或建築物傾斜、破壞。

日本都會地區地狹人稠，社經情況與我國類似，強烈地震發生之機率亦較多，1964 年新瀉地震、1995 年阪神地震均發生多起土壤液化造成之災情。有關日方變電所液化潛能之評估手法、抗液化施工技術經驗，值得作為我方變電所規劃之借鏡。

貳、研習過程

日本的都市化程度較台灣可謂有過之而無不及，由於都市住宅密集、用電需求大，變電所用地選擇性少之情形與台灣類同，因此較台灣更早發展地下型變電所。更由於日本於 1964 年新瀉地震、1995 年阪神地震均發生多起土壤液化造成之災情，選擇日本為本次實習計畫的參訪國家應是非常的合適。事先調查日本的概略地質資料得知，在中部電力公司所在名古屋市為砂、砂礫、黏土互層，延伸深度達 40 公尺，因此選定中部電力公司為參訪公司。

本次實習參訪變電所包括中部電力公司「牛島町變電所」及「名城變電所」，基礎型式及結構設計方式概述如下。

一、設計地震力

1.地面層以上之設計地震力為 200gal(0.2G)。

相當於台灣「建築物耐震設計規範及解說」中的震區水平加速度係數 $0.4S_{Ds}$ (S_{Ds} ：工址短週期設計水平譜加速度係數) 值。

※台灣變電所之設計： S_{Ds} 至少 0.8，亦即 $0.4 S_{Ds} = 0.32$ ，其值較日本($Z=0.2$) 大。

2.建築物地下部份設計水平地震力:

建築物地下各層施加之設計水平地震力為該層靜載重乘以該層深度對應之水平震度 K 。

$$\text{水平震度 } K \geq 0.1(1-H/40) \times Z$$

其中 Z 為震區水平加速度係數， I 為用途係數， H 為自地表面往下算之深度。
 H 大於 20 公尺時以 20 公尺計。 $Z=1$ (日本名古屋市採用)，代入上式得：

$$K \geq 0.1(1-H/40) \cdots \cdots \cdots (a) \text{式}$$

※台灣「建築物耐震設計規範及解說」規定：

$$K \geq 0.1(1-H/40) \times S_{Ds} \cdot I$$

台灣變電所之設計： S_{Ds} 至少 0.8，用途係數 I 為 1.5，代入上式得：

$$K \geq 0.12(1-H/40) \cdots \cdots \cdots (b) \text{式}$$

以台灣「建築物耐震設計規範及解說」求得之 K 值，較日本耐震規範所求

得之 K 值為大。

二、基礎及結構型式

1.牛島町變電所：

- (a) 基礎型式：採用雙層版水箱式筏式基礎構造＋基樁。
- (b) 結構型式：鋼構造韌性抗彎矩構架。
- (c) 設計理念說明：以基樁承載上部結構重量，若地震時基礎發生土壤液化情形，因基樁深達 40 公尺已穿過液化區域，可確保基礎承載力足夠，且無沉陷之虞。上部結構採鋼構造韌性抗彎矩構架具有完整立體構架以承擔垂直載重及全部地震力。

2.名城變電所：

- (a) 擋土型式：採用厚 1.2M、深達地下 66.5M 之複壁式連續壁，採逆打工法開挖。
- (b) 基礎型式：擴底樁＋雙層版水箱式筏式基礎。
- (c) 結構型式：無樑版系統之 RC 構造(版厚 60cm)＋構真柱(CFT Column)。

※CFT Column：Concrete Fill Steel Tube Column。

- (d) 設計理念說明：以逆打工法開挖時，連續壁可做為開挖擋土支撐，且其深度已灌入厚黏土層可有效阻絕地下水滲流進入開挖區域，大大減少開挖期間之抽水量；於施工完成後，連續壁作為地下式外牆阻擋水、土壓力，地震時更可有效吸收

90%之水平地震力。擴底樁可提供逆打工法開挖時中間支柱之支撐。無樑版系統之 RC 構造主要考量為增加樓板淨高度及提供開挖時之水平支撐。

叁、研習內容及心得

一、土壤液化之成因

飽和砂質土壤因地震時引致土壤液化之基本機制為：飽和砂質土壤在外力作用下，體積趨於緊密，由於土壤間之孔隙水壓無法立即排出，土壤顆粒間之作用力轉由孔隙水來承受，土壤內孔隙水壓因受地盤震動作用而上升，有效應力減小，引致土壤剪力強度減小，當孔隙水壓上升至與土壤之有效應力相等時，土壤有如液體一般，即產生土壤液化現象。影響土壤液化之因素為：

- 1.相對密度：砂質土壤相對密度愈大者，愈不易液化，由日本新瀉地震（1964）資料顯示當砂質土壤相對密度大於 70%以上之地區，均無液化之現象，因此相對密度可視為砂質土壤抵抗液化現象之最低要求基準值。
- 2.地震強度及持續時間：根據新瀉地震資料顯示，當地之砂質土壤在地震震動開始後 90 秒才發生液化，因此在地震地表瞬時加速度及震動持續時間較短之情形下，砂質土壤不致產生液化之現象。
- 3.土壤顆粒分布：根據已有研究資料顯示，不均勻分布之中細粒砂質土或細粒粉土質砂土最易發生液化，其 D_{50} 約在 0.08~0.2mm，且級配不均勻分佈之砂質土壤較級配優良之土壤容易液化、細粒砂土較粗粒砂土容易液化。

4.土壤排水難易：排水性良好之砂土較排水性差之砂土不易液化。

5.覆土深度：接近地表之砂土較深層砂土容易液化，根據 1964 年日本新瀉地震資料，甚少有地表下 15~18 公尺之土層發生效化。

二、土壤液化評估方法

自從 1964 年新瀉地震引起工程界重視後，經過數十年的發展，大致可將液化潛能評估方法概分為四大類：地質與地震準則判定法（最簡單的）、簡易法（工程實務應用最廣）、總應力分析法（較複雜）、有效應力分析法（最複雜），目前除了簡易法具有容易取得參數、計算公式簡易且具相當評估精確度之優勢外，其他方法多因精度不佳或計算方式複雜而不利運用。

目前我國之「建築物耐震設計規範及解說」第七章所採用之土壤液化潛能評估方法即為日本道路協會（1990）「道路橋示方書」第五部耐震設計規範所列方法之修正版，該法為日本道路協會彙整 Ishihara(1977)、Tatsuoka et al(1980) 及 Iwasaki et al. (1982) 之研究成果，可簡稱為 JRA (1990)，根據大量高品質現地取樣試體，於室內進行土壤液化試驗所得 20 振動周數抗液化強度與現地標準貫入試驗打擊數關係所發展出來之評估法，曾以日本 6 次地震，64 個液化案例與 23 個非液化案例驗證其可靠性。

阪神地震後，日本道路協會整合該次地震液化經驗及相關研究成果，重新擬定新的液化評估法 JRA(1996)，此評估法認定需進行土壤液化判定之砂性土層性質如下：

- (1)地表面以下 20M 內之飽和砂土層，且地下水位面在地表面以下 10M 以內時。
- (2)細粒土壤含有率 FC 在 35%以下之土層，或 FC 超過 35%、惟塑性指數 I_p 在 15 以下之土層。

(3)通過率為 50%之粒徑 D_{50} 在 10mm 以下，且 10%粒徑 D_{10} 在 1mm 以下之土層。

液化之評估由液化抵抗率 F_L 決定之。 F_L 值小於 1.00 時，即判定該土層可能液化。

$$F_L = R / L$$

R：土壤抵抗液化剪力強度比

L：地震時尖峰剪應力與有效覆土應力比

其中 $R = c_w \times R_L$

$$L = \frac{\tau_{peak}}{\sigma'_0} = \frac{A}{g} \frac{\sigma_0}{\sigma'_0} \gamma_d$$

σ_v ：總覆土應力(kgf/cm²)

σ'_v ：有效覆土應力(kgf/cm²)

r_d ：深度折減係數， $r_d=1-0.015 \times Z$

Z：地下深度(M)

第一型震動：

$$c_w = 1.0$$

第二型震動：

$$c_w = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases}$$

$$R_L = \begin{cases} 0.0882 \sqrt{N_a / 1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882 \sqrt{N_a / 1.7 + 1.6 \times 10^{-6} \times (N_a - 14)^{4.5}} & (14 \leq N_a) \end{cases}$$

砂質土：

$$N_a = c_1 N_I + c_2$$

$$N_1 = \frac{1.7 \times N}{\sigma'_{v1} + 0.7}$$

$$c_1 = \begin{cases} 1 & (0 \leq FC < 10\%) \\ (FC+40)/50 & (10\% \leq FC < 60\%) \\ (FC/20)-1 & (60\% \leq FC) \end{cases}$$

$$c_2 = \begin{cases} 0 & (0 \leq FC < 10\%) \\ (FC-10)/18 & (10\% \leq FC) \end{cases}$$

礫質土：

$$N_a = [1 - 0.361 \times \log_{10}(D_{50}/2)] \times N_1$$

D_{50} ：過篩比50%時之粒徑

FC：細粒料含有率(%)

三、土壤液化損害評估

1. 相對厚度

根據 Ishihara (1985) 之研究，地表是否產生土壤液化破壞現象決定於液化土層厚度與其上非液化土層厚度之比值，當地表非液化土層之厚度大於其下液化土層之厚度時，地表將不會產生顯著之破壞現象。

2. 液化潛能指數

上述之液化評估分析，所獲得的結果僅為各鑽孔地表下某一深度之砂土層是否液化，但仍無法確認整個工址是否為液化區。因此為了涵蓋層各深度液化情形及更深入探討整個地區的液化潛能分布，Iwasaki et al. (1982) 提出以液化潛能指數 P_L (Liquefaction Potential Index) 來評估土壤液化之嚴重程度，其定義如下：

$$P_L = \int_0^{20} F(z)W(z)dz$$

其中：

P_L = 液化潛能指數，介於0~100之間

z = 地盤深度(M)，考慮之深度範圍為0~20M

$F(z)$ = 抗液化係數，介於0~1之間，以下式估計

$F(z) = 1 - F_L$ 若 $F_L > 1$ ，則 $F(z) = 0$

$W(z)$ = 深度權重係數， $w(z) = 10 - 0.5z$

Iwasaki et al. (1982) 根據日本地震案例之研究，定義地盤液化之損害程度可分為三級，如下所示：

$P_L > 15$ 嚴重液化

$5 < P_L < 15$ 中度液化

$P_L < 5$ 輕微液化

依以上分析，對於具高液化潛能之基地，應視基地之地層特性、結構物型式及其重要性，進行適當之地層改良，或將土質參數折減，進行耐震設計，以免地震時發生土壤液化引致之災害。

液化後之砂質土層，其強度及支承力會降低，因此，判定會液化之砂質土層，應將其土質參數折減作為耐震設計上之土質參數。

關於液化地層土質參數之折減係數，在日本道路協會「道路橋示方書・同解說 - V 耐震設計編」(1996年)中列有建議之土質參數折減係數表，其規定如表 1 所示。

耐震設計上土質參數為零或折減之土層，未來若無沖刷及挖除的可能性時，可視為作用在其下地盤之荷載重量。因此在計算基腳底面支承力時，此種土層之重量可以考慮為覆土壓力。

抗液化安全係數 F_L	地表面下深度 z	土質參數折減係數 D_z	
		$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq z \leq 10$	0	1/6
	$10 < z \leq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq z \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < z \leq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq z \leq 10$	2/3	1
	$10 < z \leq 20$	1	1

表 1 F_L 之範圍與折減係數之關係

茲將一般常用之液化潛能指數與處理方式原則（抗液化措施）歸納如表 2 所示。

土壤液化等級和建議的抗液化措施						
液化等級	液化潛能指數 (Pl)	噴水冒砂特點	由液化引起的建築物震害	抗液化措施選擇原則		
				重要建築	一般建築	次重建築
I (輕微)	<5	無噴水冒砂現象或在局部低窪地、池邊有零星噴水冒砂點	液化危害性小，一般不致引起明顯的震害	部份消除液化沉陷，或對基礎和上部結構處理	基礎和上部結構處理，亦可不採取措施	可不採取措施
II (中等)	5~15	噴水冒砂的可能性很大，多數屬於中等程度的噴水冒砂	液化危害性較大，可造成不均勻沉降或開裂	全部消除液化沉陷，或部份消除液化沉陷且對基礎和上部結構處理	基礎和上部結構處理或更高要求的措施	可不採取措施
III (嚴重)	>15	噴水冒砂嚴重，地裂縫較多，地表形態發生很大變化	液化危害性大，一般可使建築物產生10~30cm的不均勻沉陷，高重心建築物可能嚴重傾斜	全部消除液化沉陷	全部消除液化沉陷或部份消除液化沉陷且對基礎和上部結構處理	基礎和上部結構處理或其他經濟的措施

表 2 液化潛能指數危害度及抗液化處理原則

四、抗液化措施技術

有液化可能之地盤，其處理方式通常可由改良工法或改變結構物基礎承載方式上著手。只要利用工程技術來提高土層緊密程度及縮短孔隙水壓消散的距離，就可以減少地震時孔隙水壓力的累積上升量，降低土壤液化的可能性。

常用的土壤改良方法有：動壓密工法、擠壓砂樁、礫石樁，深層或淺層震動工法及爆破工法等，這些方法適合於基地範圍廣大、沒有建築物的工址，在大規模施作時，成本較低；這些工法都有增加砂土密度的功效，有些也有排水的效果。對於近地表的軟弱砂土層，也可藉混合水泥系材料拌合現地材料回填。對於深層土層則可利用粉末或漿液等改良材料與原地土壤攪拌，藉由化學固結作用來改良土壤；惟此法所需成本較高。另外也可以使用特殊基礎型式來避免液化，例如使用樁基礎等，但必須考慮砂土層液化時對樁基礎的影響。

1. 礫石樁工法：

本工法係結合夯實與排水兩種工法，而發揮顯著地盤改良效果的一種方法。施工時將透水性良好之礫石或碎石大入疏鬆之砂質地盤中，行成柱狀或壁狀之改良體，則地震時所產生之超額孔隙水壓可利用改良體之排水功能迅速地消散，且礫石樁於打設時，亦可使疏鬆砂土層之緊密程度增加，故砂土本身之抵抗液化的能力亦隨之增加，因而達成防制液化之目的。較適合大規模地盤改良範圍，施工迅速惟施工時仍不免會有震動，設計及施工時需考慮周邊居民的觀感。

以振動機具配合沖水力量貫入地層而密化之工法，貫入孔內可回填砂土或卵礫石塊。其施工方式可分為傳統之濕式頂部投料與改良之乾式底部供料。

傳統之濕式工法如圖 1 所示，係藉由水沖並配合揚實錐之振動使砂土達到液化狀態，利用揚實錐之自重貫入至預計改良深度後，降低水流量，並將水流由下噴水口轉至上噴水口，使水流沿導桿外圍向上流動，於揚實錐周圍造成一水

路，以維持孔壁之穩定與回填料之輸送。揚實錐提昇同時稍予振動將土壤密化，並由地表孔口投入回填料，以填塞揚實錐提昇時所遺留之孔洞，一般砂土層之提昇速度為 0.3M/分。

改良之乾式底部供料施工方式如圖 2 所示，亦利用揚實錐之側向振動使砂土層液化，利用揚實錐之自重、油壓及高壓空氣之輔助將揚實錐貫入至預計改良深度，並由供料管口投入礫石並送至揚實錐尖處，當揚實錐拔起一定高度 (0.5~1M)，礫石即由管底開口卸下，再利用揚實錐振實 2 分鐘後再拔起一定高度，如此反覆上述拉拔-投料-擠壓之步驟，即可完成礫石樁。已完成之斗六 D/S 新建工程即採用乾式底部供料之礫石樁改良工法做為抗液化措施。

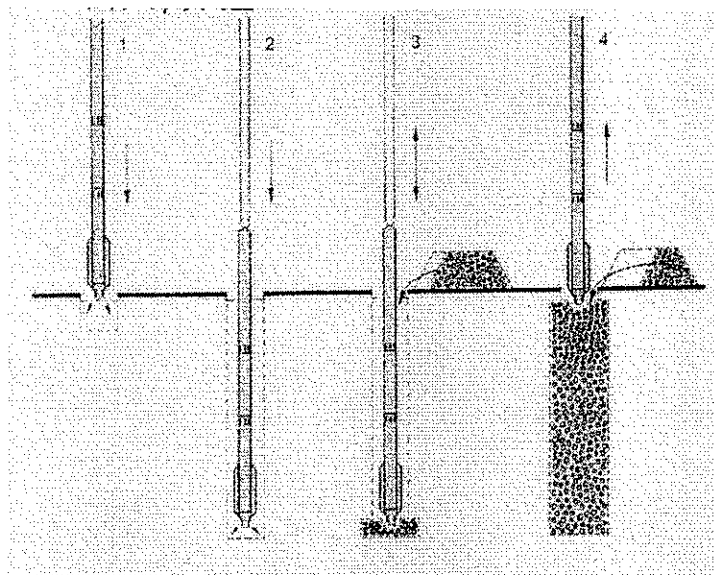


圖 1 濕式頂部投料

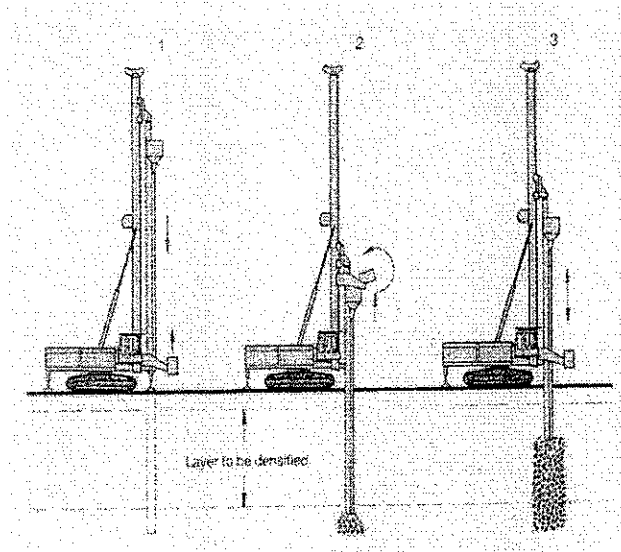


圖 2 乾式底部供料

2. 擠壓砂樁工法：

本工法係將砂料置入套管中以衝擊或震動之方式打入疏鬆之地盤中，以形成緊密之砂樁，如此可使砂樁周圍土壤受到擠壓而減少其孔隙率。施工過程中，除砂樁之擠壓效果外，機械之衝擊或震動亦可使周圍之地層更加緊密。較適合大規模地盤改良範圍，施工迅速惟施工時仍不免會有震動，設計及施工時需考慮周邊居民的觀感。中沙 D/S 新建工程即採用此工法做為抗液化措施。

3. 動力壓實工法：

本工法係利用大型吊車將鋼製或混凝土製之重鎚吊起，自高處讓重鎚自由落下，對砂質或粘土質地盤反覆施加重力衝擊，藉以強化整個地盤之方法。多用於海埔新生地大範圍地盤改良，施工時震動極大。圖 3 為其施工示意圖。

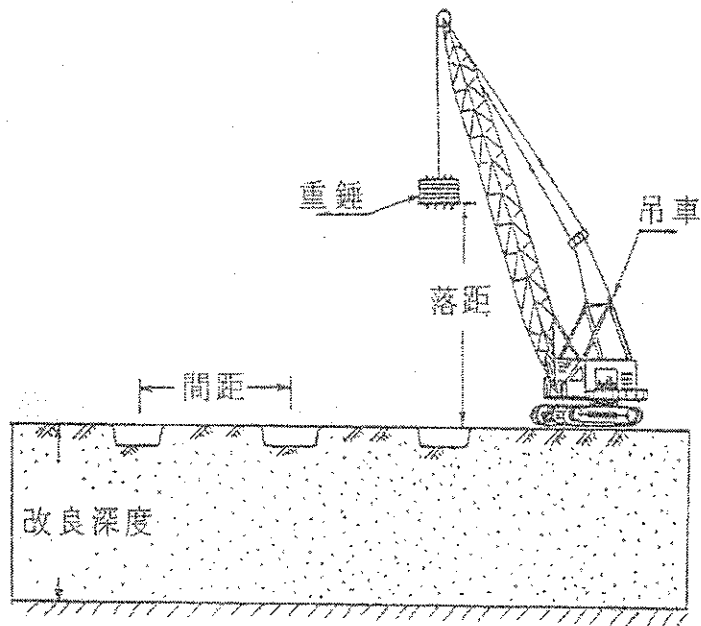


圖 3 動壓密工法示意圖

4.深層攪拌工法：

本工法係將粉末狀或漿液狀之改良材料與原地盤土壤進行攪拌，藉由化學固結的作用進行地盤改良，較具代表性之作法有「CMC工法」、「DJM工法」及「耐震固結工法」。利用附有攪拌翼之複式中空鑽桿，配合水壓沖洗鑽至設計深度後，提昇鑽桿，同時以適當壓力噴出硬化劑，並以攪拌翼將土壤與硬化劑充分混合形成堅硬柱體，與原地層共成複合地基作用。機械攪拌工法分為①低壓攪拌如CDM、DJM及SMW②高壓攪拌如JMM、SWING等工法。此法主要適用於軟弱飽和粘土及砂土，其水泥用量及廢土量較噴射樁為少，且對鄰近建築物之影響較小；而在樁體形成效果上，也相對較噴射樁容易控制。

5.特殊石灰樁工法：

本工法係利用特殊生石灰之吸水、發熱及膨脹反應，以靜態方式改良地盤，施工時不會產生震動及噪音，而柱體本身亦可由凝結作用而得到相當之強度。

利用生石灰吸水及柱狀體打設，達到排水及壓密之效果。與 DJM 工法原理相同，施工方式略有不同。此工法的施工步驟是①定位；②將套管邊旋轉邊向下貫入直到設計深度；③套管達設計深度後，螺旋桿停止旋轉，從套管頂部的加料斗投入生石灰；④投料完畢後，關閉套管上端的氣密閥，送入壓縮空氣；⑤等套管內壓力達到規定值，即啓動打樁機，使套管邊回轉(反向旋轉)邊向上提升，同時調整套管內的空氣壓力；⑥拔出套管。(詳下圖 4)

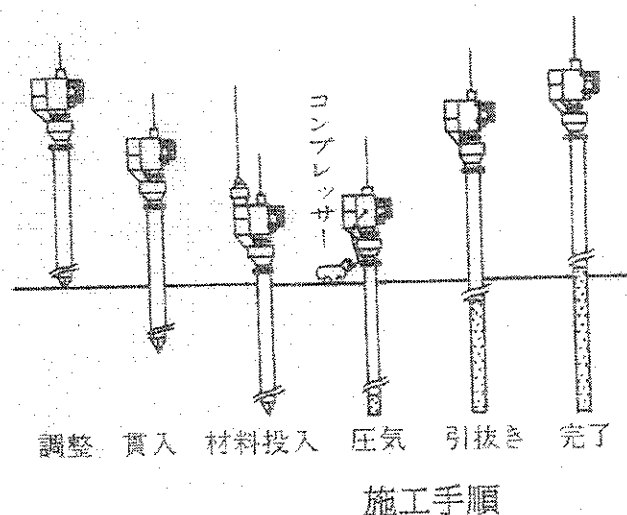


圖 4 生石灰樁工法

6.事前混合處理：

本工法係將水泥系之改良材料加入回填用之砂土中，先行拌合後再予回填，其精神等同利用沒有液化顧慮之人工材料進行回填作業，因此，施工後不需再採取其他液化防制對策，惟目前施工實績較少。

7.特殊抗震基礎：

主要作用係防止地震時地盤之陷落或砂土流失，常用之工法如下：

a.砂礫層式基礎版：此法係於筏基底下設置適當厚度之砂礫層，地震時可藉

由此砂礫層迅速排除基礎版下方之超額孔隙水壓，減少地層液化可能造成之災害。

b.深基礎：可採用「樁基礎」、「墩式基礎」、「沉箱」、「地中壁」等形式之深基礎，其作用係利用深基礎穿越容易液化之土層，將結構物之荷重直接傳遞至較深層之穩定地層中。

傳統上樁基礎之耐震設計，僅考慮承受由上部結構所傳下來之慣性力。後來由多次震災經驗顯示，軟弱地層中樁基礎的破壞是因為地盤變位對基樁擠壓所引起，因為地震時土壤液化是一個漸變的過程，大致可分為三階段：在地震初期，土壤內所激發超額孔隙水壓尚小，土層強度尚未降低，此時基樁僅承受由上部結構所傳下來之慣性力；震動持續且增強時，土壤發生液化甚且地盤流動，此時基樁除承受由上部結構所傳下來之慣性力外，尚須承受地震反覆剪應力及因地盤變位壓迫基樁而產生之應力；地震結束後，基樁主要受力為地盤永久變位。由於此一過程相當複雜，日本道路橋示方書（1996）即規定橋樑基礎耐震設計之受力與變位須檢討以下三種狀況，並採取最保守的結果進行設計。

- (1) 沒有發生土壤液化與地盤流動
- (2) 僅發生土壤液化
- (3) 發生地盤流動

因此，土壤液化對樁基礎之影響應考慮：(1) 土壤參數與強度降低、(2) 地盤流動影響及 (3) 減震效應及地盤反覆變位作用

有關土壤參數與強度折減方式，可參考日本道路協會「道路橋示方書・同解說 - V 耐震設計編」(1996 年)中列有建議之土質參數折減係數表（表一）。

五、變電所基礎抗液化技術之應用現況

工程名稱	地質條件	抗液化工法
線西 D/S	地表下均為細砂層，地下水位為 GL-1M	打擊式 PC 樁
鹿西 D/S	地表下均為細砂層，地下水位為 GL-1M	打擊式 PC 樁
斗六 D/S	地表下大部分為細砂層，地下水位為 GL-2M	礫石樁
虎科 D/S	地表下大部分為細砂層，地下水位為 GL-2M	擠壓砂樁
中沙 D/S	地表下大部分為細砂層，地下水位為 GL-2M	擠壓砂樁
蚵寮 D/S	地表下大部分為細砂層，地下水位為 GL-1M	基樁
大城 D/S	地表下大部分為細砂層，地下水位為 GL-2M	基樁
朝山 D/S	地表下 6.8M 為粉土質砂，6.8M 以下為泥岩，設計地下水位為 GL-1M	高壓噴射灌漿

抗液化技術運用於各工程之理念說明如下：

1. 打擊式預力基樁：線西 D/S 與鹿西 D/S 位於彰濱工業區，工址地質狀況為砂土層且地下水位於地表下 1M，依評估法判定其液化潛能極高，由於工址四周並無既有建築物，因此於基礎筏基下採用打擊式預力基樁，於打擊時不致因噪音及振動影響鄰房，且基樁打入土壤之過程中，亦有擠壓、夯實土壤之作用，對於提升基樁承载力、筏基承载力均有助益，且因土層結構趨於緊密，抗液化強度亦有提升。

2. 礫石樁：斗六 D/S 位於雲林縣斗六市，工址地質狀況為砂土層且地下水位於地表下 2M，依評估法判定其液化潛能極高，因附近較無鄰房，且基礎土層之粒徑分布適合施作礫石樁，因此決定以礫石樁作為抗液化措施，施作後土層趨於緊密、SPT-N 值提高，經檢討於地震時不致產生液化。
3. 擠壓砂樁：虎科 D/S 位於雲林縣虎尾鎮、中沙 D/S 位於台中縣梧棲鎮，兩者基礎土層均為細砂層且地下水位於地表下 2M，依評估法判定其液化潛能極高，且基礎土層之粒徑分布適合施作擠壓砂樁，因此決定以擠壓砂樁作為抗液化措施，施作後土層趨於緊密、SPT-N 值提高，經檢討於地震時不致產生液化。
4. 大口徑場鑄基樁：蚵寮 D/S 位於台中縣龍井鄉、大城 D/S 位於彰化縣大城鄉，兩者基礎土層均為細砂層且地下水位於地表下 1~2M，依評估法判定其液化潛能極高，因其原土層基礎承載力不佳，因此以基樁加強其基礎承載力，其樁尖並穿過液化土層可作為抗液化措施。
5. 高壓噴射灌漿：一般較少採用此法作為抗液化措施，因改良樁單價較高，多採用樁基礎或擠壓砂樁工法，然由於朝山 D/S 基地周圍尚有鄰房，施工震動及噪音問題不易克服且此工址恰巧只要改良基礎底部至泥岩間之砂質土壤（約 3~4M），因此採用高壓噴射灌漿工法進行改良，改良後之基礎支承力合乎規範要求。

肆、結論與建議

1. 液化評估方式：自從 1964 年新瀉地震引起工程界重視後，經過數十年的發展，大致可將液化潛能評估方法概分為四大類，目前除了簡易法具有容易取得參數、計算公式簡易且具相當評估精確度之優勢外，其他方法多因精度不佳或計算方式複雜而不利運用。

2. 液化對策：基地地層若具較高液化潛能，於考量地震時必須採用適當之抗液化對策，有必要針對基地內地層進行地質改良或打設樁基礎穿過可能弱化土層，使樁尖置於較堅實之地層。在地質改良處理工法方面，大致分為夯實、排水、固結及置換四大類，各工法之選擇除考慮其效果外，亦須考慮其施工特性、施工速度、工期及費用等問題。依此次參訪所得及本處變電所抗液化設計經驗，採用震動夯實之地質改良方式效果雖佳，但必須特別注意施工中之震動、噪音問題，以免引起附近居民反感及抗爭，因此採用樁基礎穿過液化土層作為抗液化措施應較為可行。若地下室開挖深度較深，可採用連續壁作為擋土措施，連續壁並可有效吸收、減少地震力，相對減少基礎以下土壤承受之地震力，亦可作為抗液化措施。

3. 台中盆地水位高，卵礫石層滲透性大，阻水不易：台中盆地地下水位約在地表下 5M，地質大都為卵礫石層，其滲透性較日本名古屋市之砂層、砂礫層更大，但因卵礫石層分佈極深，無法比照名城變電所將連續壁（擋土壁）貫入不透水層，進行兩層以上地下室深開挖時為降低地下水位所需之抽水量勢必極大，以 20 公尺深之開挖為例，在四周每 20~25 公尺即需配置一台 40HP 之抽水馬達，大約可將水位降至開挖面下，週遭地區水位坡降影響範圍幾達數百公尺遠，進行抽水施工前應先調查附近居民使用地下水之情況。

4. 變電所預鑄構件、內部裝修簡化及明管系統應用：參訪之牛島町變電所及名城變電所均採預鑄牆面（表面為防火材質，裡層為水泥砂漿）、現場組裝方式，其重量輕、搬運方便且施工迅速，室內裝修無水泥砂漿粉刷及噴塗油漆，相關管線亦以明管方式固定於天花板而已，反觀目前國內變電所採用場鑄 RC 牆或磚牆，於工地現場所需工人、工種（鋼筋工、模板工、泥做等）繁多，使用工具、材料眾多，造成工地凌亂且因此產生諸多工作安全上之困惱。而變電所的鋼筋配置本已極多，管線為預埋於結構體內，則管線將大量佔據樓板、柱結構體之空間，造成混凝土澆置困難、混凝土蜂窩、構件強度減弱之惡果。若可儘量採用預鑄構件、簡化室內裝修及管線以明管方式配置相信可

大幅減少工安困擾及提升結構體強度、品質。

- 5.全棟鋼結構變電所的考量：參訪之牛島町變電所為整棟鋼構造建築物，除了地下室、一般樓板為鋼承版（DECK）上澆置混凝土外，其餘梁、柱構件均為鋼構造，因此在樑、柱、DECK 組裝完成後，結構體施工已大部分完成。可大幅減少鋼筋、混凝土、模板、鷹架、泥做工人的出工人數，對於提升現場管理品質及工作安全將有極大幫助。
- 6.逆打工法的條件：名城變電所於地下室開挖時採用逆打工法，連續壁做為開挖擋土支撐，無樑版系統之 RC 構造提供開挖時之水平支撐。除此之外，設計上仍需注意，因往下開挖時已完成重量極大之結構樑板，需於結構柱底打設大口徑基樁以支撐施工中載重，一般採單柱單樁，因此單柱荷重不宜過大；且由經驗顯示，採逆打工法之施工期較明挖法長，擋土連續壁之變位可控制在 3~6cm 範圍，倘土層狀況不佳或對連續壁品質有疑慮的話需特別注意鄰損之控制。
- 7.考慮地盤流動對基樁設計的影響：傳統上樁基礎之耐震設計，僅考慮承受由上部結構所傳下來之慣性力。後來由多次震災經驗顯示，軟弱地層中樁基礎的破壞是因為地盤變位對基樁擠壓所引起，對於地形高差之河岸液化地盤需檢討地盤流動對基礎的影響。