

蘆洲線 132 標之明挖覆蓋及 出土段結構因應液化之設計概述

¹陳俊宏 ²祝惠美 ³王慶麟

摘 要

目前較具代表性之土壤液化潛能評估法計有：Tokimatsu 與 Yoshimi 法、Seed et al 法、中國大陸法、舊日本道路協會法、新日本道路協會法及 NCEER 法，由於各自有其理論分析基礎，故各有其評估之特色，另明挖覆蓋及出土段結構在土壤液化發生後，原先以土壤剪力變形(racking)強制加諸於結構體上之分析方式，已不適用。而代之以慣性力、靜態側向土水壓力、動態側向土水壓增量、以及基礎下方之上浮力(含超額孔隙水壓)等，作用於結構體上。本文除簡介目前廣為工程界所使用之土壤液化評估方法外，以捷運蘆洲線 132 標為例，說明結構體受上述各力作用下，其分析模式及基礎設計之考量。132 標局部路段自 O43 站起至水滴溝橋止，在地表加速度 0.23g 的地震下，土壤液化深度約為 16m，明挖覆蓋結構以連續壁作為抗液化之基礎，在動態土水壓增量及地震水壓作用下，總貫入深度需 25m，雖較僅考慮開挖所需深度為深，但總工程費仍是最經濟的。連續壁除了作為基樁外，並用來束制壁體內土壤之剪力變形、阻隔超額孔隙水壓的傳播、防止基礎底部土壤側向流動，其效果經證實是可靠的。出土段結構則以 1.5m 直徑的基樁，貫入非液化土層內約 19m，作為抵抗上浮及承載的基礎。

關鍵詞：液化、動態土水壓、連續壁

¹ 臺北市政府捷運工程局第二處

副工程司兼課長

² 臺北市政府捷運工程局第二處

副工程司

³ 中華顧問工程司

資深工程師

一、前言

有關因地震所引至之土壤液化問題，早在 1964 年日本新潟大地震後即廣受工程界所重視，相關的土壤液化評估方法、液化潛能高之地下結構設計模式及相關之液化防治工法等至今仍持續被研討、修正、發展及運用。由於各國的液化評估方法各有其理論分析基礎，因此評估之結果皆不盡相同，甚至有相互矛盾的結果發生，故往往造成工程師對評估方法之選取及評估結果之研判產生極大之困擾，另外一般明挖覆蓋結構以土壤剪力變形()強制加諸於結構體之耐震分析模式，將因土壤發生液化喪失剪力強度而無法適用，必須改以各種外力作用於結構體的方式進行分析，故本文除簡介目前廣為工程界所使用之土壤液化評估方法外，並以蘆洲線 132 標明挖覆蓋及出土段結構於液化狀態下之設計分析模式，說明液化狀態下地下結構的設計理念。

二、土壤液化潛能評估方法

目前各國設計規範中所制定之土壤液化評估法，大多是藉由蒐集實際地震液化案例及大量現場及室內試驗之研究成果，並針對工程實務應用發展而成，由於這些簡易評估法只需經由簡單公式計算即可獲得結果，故廣為國內工程界普遍應用。一般簡易評估法係藉由地震參數與地盤參數進行分析評估，其中地震參數係指利用地震時地表最大加速度 (PGA) 或地震規模，以半經驗之簡易公式計算地震時土層所受之反覆剪應力比，而地盤參數係以現地量測之 SPT-N 值為評估依據。

茲將目前較具代表性之六種 SPT - N 簡易經驗法之發展背景及評估特色簡述如下：

°C Tokimatsu 與 Yoshimi 法 (簡稱 T - Y 法，1983)

本評估方法係由東京工業大學 Tokimatsu 與 Yoshimi 教授彙整日本地震液化案例及現地取樣之試驗結果發展而成，有關通過 200 # 篩之細粒料含量 (FC %) 對抗液化強度之影響考量最為詳盡。本方法近年來已被日本建築學會及原子能委員會納為設計規範，其特色為低 N 值土壤之評估結果與日本道路協會方法相近，而高 N 值土壤之評估結果則與 Seed 方法相近。。

°F Seed et al 法 (簡稱 Seed 法，1985)

本評估方法係由美國加州柏克萊大學教授 H.B Seed 等人歷經長期研究提出之簡易評估法，其主要係蒐集各國規模約 7.5 之地震案例並經試驗驗證，以求得 15 震動周數抗液化強度 CRR_{15} 與 $(N_1)_{60}$ 之關係，其中 $(N_1)_{60}$ 係鑽桿能量比為 60 % 標準落錘能量且有效覆土應力修正為 1 kg/cm^2 之 SPT-N 值，並據以建立不同地震規模之臨界液化強度曲線，由於可直接利用現地 SPT-N 值評估地層在不同地震規模作用下之抗液化強度，故使用上甚為簡便，而為國內早期工程界廣為使用之

評估方法。本方法已納入 AASHTO 規範中。

a.m. 中國大陸法 (簡稱 CBC 法, 1989)

本評估方法係蒐集中國大陸各地地震案例, 推估建立於不同深度及水位條件下, 決定液化與否之臨界 N 值之準則, 目前已被納入中國建築耐震設計規範中。本方法最大特色係以臨界 N_{cri} 值為判斷液化與否之基準, 由於所用之地震參數係為中國大陸特有之震度, 故目前僅適用於中國大陸。

p.m. 舊日本道路協會法 (簡稱 JRA 法, 1990)

本評估方法係由 Iwasaki 與 Tatsuoka 教授根據大量現地取樣之試驗及日本多起地震案例驗證結果, 藉以求得 20 震動周數抗液化強度 CRR_{20} 與現地之 SPT-N 關係, 進而發展出來之評估法, 其特點在於地震參數採用地表最大加速度 (PGA) 且以最大反覆剪應力作為比較之基準, 另外文獻 (1) 曾明確指出本評估方法低估 $N > 20$ 土壤之抗液化強度, 使用時應特別謹慎。本方法係為日本道路協會 (1990) 道路橋示方書第五部耐震設計規範所採用之方法, 且已為我國公路橋樑及建築耐震設計規範所採用。

。新日本道路協會法 (簡稱 NJRA 法, 1996)

本評估方法係由日本道路協會彙集阪神地震液化案例及相關研究成果, 重新擬定新的土壤液化判定方法, 包括需進行液化評估之土壤種類、直下行近震及版塊型遠震之地震力之影響、重訂抗液化強度之計算方法、液化後土質參數之折減係數及地盤流動之分析設計方法。本方法之特點在於稍微改善 JRA 法低估高 N 值土壤抗液化強度之缺點, 而以 $FC\%$ 取代 JRA 法採 D_{50} 之作法則較 JRA 法保守。

， NCEER 法 (1996)

本評估方法係由美國地震工程研究中心綜整研討北美地區常用之土壤液化評估方法, 針對 Seed 法作局部修正, 除加入極低 N 值土壤仍保有抗液化強度之觀念外, 並將液化強度曲線公式化以方便設計者使用, 而在細粒料含量方面亦提出修正公式。

經比較上述六種較具代表性 SPT-N 法之差異性, 以 1. 臨界土壤液化強度曲線 2. 細料含量對液化強度之影響等兩項較大, 根據黃俊鴻 (2002) (2) 以集集地震案例探討本土液化評估方法之適用性, 其驗證結果顯示; T - Y 法、Seed 法、NJRA 法及 NCEER 法均有不錯之預估正確率, 其中以 NCEER 法除了具有最高之正確率外, 其液化強度曲線之變化特性亦與所蒐集之案例資料趨勢相當吻合, 且該評估方法已完全公式化, 使用上十分便捷, 故在無更準確且實用之新評估方法出現的情況下, 建議此方法係為較適用本土案例資料之評估方法。

三、地震時作用於結構體上之外力

依日本大地協會(1998)[3]所述,地震時作用於結構體上之土水壓力之和 = (靜態土壓力 p_s) + (靜態水壓力 u_w) + (超額孔水壓 u 引起之動態土水壓增量 p_e) + (動態水壓力 p_d)。各力之計算方法如下:

$$\text{靜態土壓力 } p_s = k_0 \sigma'_{v0} \quad (3-1)$$

$$\text{水位深度 } z \text{ 處之靜態水壓力 } u_w = \gamma_w z \quad (3-2)$$

$$\text{動態土水壓增量 } p_e = (1 - k_0) \sigma'_{v0} R_u \quad (3-3)$$

上式中, k_0 係指初始狀態之靜止土壓係數

$$R_u = (\text{超額孔水壓 } u) / (\text{有效覆土壓 } \sigma'_{v0})$$

當土壤發生液化時 $R_u=1$, 此時式(3-1)(3-2)(3-3)之和即為土壤之總應力。

$$\text{水位深度 } z \text{ 處之動態水壓力 } p_d = (7/8) K_h (\gamma_w + R_u \gamma'_s) \sqrt{hz} \quad (3-4)$$

式中 γ'_s 為土壤浸水單位重, h 為液化土層之厚度, K_h 為水平地震加速度。

Braja M. DAS(1993)[4]分析碼頭受地震力時之動態水壓, 陸側為海側值的 0.7, 動態水壓力之合力應為式(3-4)之 1.7 倍。若 $R_u=1$, 則合壓力 $(p_d)_t$ 為

$$(p_d)_t = 1.7(7/8) K_h \gamma_{sat} \sqrt{hz} \quad (3-5)$$

上式中, γ_{sat} 係指土壤飽和單位重

今以日本大地協會(1998)提供之案例, 說明作用於鋼版樁上之外力如圖 1。

將式(3-5)對液化深度積分, 得動態水壓總力 P_d 為:

$$P_d = 0.992 K_h \gamma_{sat} h^2 \cong K_h \gamma_{sat} h^2 \quad (3-6)$$

Newmark(1966)[5]則以虛擬質量(virtual mass)法來估算地震水壓。他認為置於可撓性基礎上之水中長條形柱狀體(submerged structure of long prism on flexible support), 於地震時, 結構體相對於周遭的液體之運動速度是很小的, 其所受的地震力, 可視為與結構體等長之圓柱體體積的水質量, 附加於結構體上。此圓柱體體積之直徑為柱狀體的投影寬度(如圖 2 所示)。依此, 則地震力之大小 P_d 為:

$$P_d = (\pi d^2 / 4) \gamma_w K_h \quad (3-7)$$

當土壤液化時, 土中結構體如同置於水中, 動態水壓力可援引上式, 式中的 γ_w 以 γ_{sat} 取代, d 則為液化深度以上之結構體高度, 以 h 代之, 則式(3-7)改寫為:

$$P_d = (\pi / 4) K_h \gamma_{sat} h^2 \quad (3-8)$$

比較式(3-6)與式(3-8), 前者約大後者 27%。但根據 Clough(1960a)的實驗證明, 對於剛硬的結構體, 其附加質量的大小約較式(3-7)的值大 25%; 相反地, 對於較柔的結構體, 則其值略小。因此, 對於像捷運之明挖覆蓋結構, DAS 與 Newmark 兩種方法推算之地震水壓力之大小, 可以說近乎相等。

為簡化分析, 將式(3-8)之 P_d 除以 h , 化成均佈載重如下式:

$$p_d = K_h \gamma_{sat} h \quad (3-9)$$

若為精確計, 則取式(3-5)之應力分佈曲線。

四、結構分析模式

◎基礎深度大於液化深度

當土中結構物之基礎埋置於非液化土層中，川島一彥等(1993)[6]認為所有外力包含土壤周邊剪力、土壤壓力及慣性力如圖 3 所示，圖中各力分別為：

$$p_r = k_h [u(z) - u(z_B)] \quad (4-1)$$

$$\tau_U = \frac{G_D}{\pi H} S_V T_S \sin\left(\frac{\pi z_U}{2H}\right) \quad (4-2)$$

$$\tau_B = \frac{G_D}{\pi H} S_V T_S \sin\left(\frac{\pi z_B}{2H}\right) \quad (4-3)$$

$$\tau_S = \frac{1}{2} (\tau_U + \tau_B) \quad (4-4)$$

上式中 p_r ：深度 z 處之地震土壓。 $u(z)$ ， $u(z_b)$ 分別為 z 深度及基礎底自由場土壤之強制變位

k_h ：土壤水平彈簧常數

τ_U, τ_B, τ_S ：土中結構物之上、側、下面之剪應力

G_D ：土壤剪力模數

S_V ：設計考慮基盤面之速度應答值

T_S ：表層土壤之固有週期

H ：表層土壤之厚度

當土壤發生液化後，液化區結構所受外力如前節所述，非液化區理論上可參考川島一彥等之建議。但周邊剪應力則可忽略，其理由如下：

× 液化區土壤顆粒呈漂浮狀態，故無剪應力。

× 非液化區一則有連續壁存在，二則捷運結構外圍均包裹有一層不織布及一層防水膜，剪應力無法傳遞至結構體。

將上述液化區及非液化區所受之外力組合，則結構體(含連續壁)之分析模式可如圖 4 所示，圖中土壤水平彈簧常數及剛性連桿均為壓力桿件，如分析結果有拉力出現，則該桿件應拿掉再重新分析。

由於基礎下部土壤未液化，土壤將可提供承载力。但液化土層中，土壤水平彈簧常數 k_h 需依規範予以折減，茲舉日本道路橋協會(1996)[7]之折減規定如表 4.1

表 4.1 液化土壤之參數折減係數

抗液化安全係數 F_L	地表下深度 $x(m)$	應乘上折減係數值 D_E	
		$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leq 1/3$	$0 < x \leq 10$	0	1/6
	$10 < x \leq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 < x \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < x \leq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1.0$	$0 < x \leq 10$	2/3	1
	$10 < x \leq 20$	1	1

°F 基礎深度小於液化深度

若土中結構物之基礎曝露於液化土層中，且基礎下方土壤未予改良，則必需選擇適當的深基礎來支撐結構體。結構體除自重外，所受之外力包括慣性力、靜態土水壓(等於土壤總應力)、地震水壓及基底上浮力(等於該深度之土壤總應力)。

液化土層中，土壤水平彈簧常數 k_h 仍依上述予以折減。結構體(含連續壁)之分析模式如圖 5，圖 5 中之連桿與彈簧均為壓力桿件。

五、基礎型式之選擇

°C 影響因素

捷運蘆洲線 132 標自 O43 站至水湳溝之間的明挖覆蓋隧道及出土段結構，其基底之高程，前者約在 GL-13m 至 GL-8m，後者約在 GL-8m 至 GL-0m。基底下之土壤，經評估土壤在地表加速度 0.23g 地震下，液化深度約達 GL-16m。若要避免液化，必須進行土壤改良。改良方式包括打砂樁、換土、攪拌樁、高壓噴射樁等，其中打砂樁因造成的施工振動，恐危及鄰產而被排除，其餘則因施工費用過高，亦不予考慮。設計者決定以連續壁及基樁來克服土壤液化的問題。

°F 明挖覆蓋隧道

明挖覆蓋隧道開挖深度約從 8m 至 13 m，需以連續壁作為臨時擋土措施。根據 1964 日本 Niigata 大地震的經驗[8]，房子四周土壤，有打設鋼版樁加以圍束者，幾乎都沒有遭受損害。日本大地協會(1998)[1]認為其原因如下：

- × 四周的擋土牆具有束制牆內土壤剪力變形的功能，亦即其土壤變形會較小。
- × 擋土牆可防止基底下之土壤，於液化時發生側向流動。

筆者認為除上述兩項外，擋土牆還可阻隔牆外超額孔隙水壓傳至基底。

日本大地協會(1998)[1]節錄 Kazuhide Yamanouchi et al.(1990)[9]的分析結果，兩道連續壁相隔 15m 其間土壤受地震的反應值(如加速度、位移、剪應力比等)，約為自由場土壤反應值的 50%。周健等人(2001)[10]研究結果亦顯示，地下車站基版下方土壤，受連續壁束制影響，其超額孔隙水壓比及沉陷量在 8 度地震時，

分別僅為 0.16 及 0.005m。由於深開挖原本就需要連續壁，為了避免液化災害，只要將連續壁加深至非液化土層內，所增加之費用遠較基樁少，因此選用連續壁兼作樁基礎。

a.m. 出土段結構

開挖深度小於 8m，可以鋼版樁作為臨時擋土。結構體於常時狀態即需抗浮，地震時又要防止沉陷，因此選用 1.5m 直徑的基樁，貫入非液化土層中約 16m，其工程費用最省，抗液化效果亦佳。

六、基礎分析之考量

°C 連續壁之貫入深度

決定連續壁貫入深度的因素為：

- x 貫入非液化土層內之深度，需能夠提供足夠的被動土壓，以抵抗地震水壓、主動土壓。以圖 1 之鋼版樁為例，其貫入深度之決定如圖 6。
- x 若連續壁兼作基樁，其貫入非液化土層內之深度，需能夠提供足夠的抗浮力與承載力，以防止液化時，結構體的上浮；以及液化後，結構體的沉陷。

°F 連續壁之勁度

連續壁除了抵抗開挖期間土水壓力外，於營運期間尚需抵抗地震時之土壤液化。前者開挖面附近的應力最大，後者則於液化最深處產生最大應力。因此鋼筋量的設計需二者兼顧，以期壁體有足夠的勁度。

a.m. 壁體與結構之接頭

土壤發生液化時，孔隙水壓激增，結構體可能上浮；液化後孔隙水壓逐漸消散，土壤沉陷，結構體亦同時下沉。假設本標基礎版下之土壤會產生液化，估算其沉陷量約為 2~5cm。雖不致引起結構破壞，為避免因結構體的上浮與下沉，造成營運的困擾，結構體需與連續壁連接，以本標為例，其接頭形式如圖 7 所示。

p.m. 基樁之設計

出土段結構基樁需貫入非液化土層內約 16m 深，以能夠提供足夠的抗浮與承載能力。此外，尚需能夠承受土壤液化時，結構體傳來的土水壓力。液化土層內之土壤水平彈簧常數，依表 4.1 予以折減。

七、結論與建議

°C 結論

- x 1999 年台灣 921 集集地震因土壤液化所造成之災害景象至今依舊歷歷在目，顯見本土化之土壤液化評估方法、液化潛能高之結構設計模式及相關防治工法等，實有進一步研討及發展的空間。經國內相關研究證實，目前國內耐震設計

規範所採用之日本道路協會法 (1990,1996) 明顯低估高 $(N_1)_{60}$ 值土壤之抗液化強度，使國內相關工程設計偏向保守，徒增工程成本之浪費，而由美國地震工程研究中心所發展之 NCEER 法業經國內學者以集集地震案例進行分析、驗證已獲得不錯之結果，因此藉此發展屬於國內適用之液化評估法，相信是可被期待的。

- × 為解決土壤液化問題，將開挖所需之連續壁延伸貫入非液化土層內，以減小壁體內土壤的剪力變形及阻隔液化時之超額孔隙水壓，經相關研究證實，其效果是相當可靠的。將此設計理念運用於捷運蘆洲線 132 標的明挖覆蓋隧道，經評估其施工費用也是最省的。惟結構分析時不再沿襲強制變位法，而改以各種外力施加於結構體，其中地震水壓的大小，可用 DAS 法或 Newmark 法計算，視結構體之剛度而定。連續壁除了當臨時擋土措施外，尚需有足夠的深度與勁度，以抵抗液化。出土段結構因開挖深度較淺，若仍使用連續壁，已不符經濟原則。改用大口徑基樁貫入非液化土層，其抗液化效果亦佳。

°F 建議

- × 由於土壤液化的不確定性，各家有各家分析的理論，液化與否結果亦不相同。筆者建議對於液化潛能高的地下結構之設計，需先假設土壤沒有液化下，依平常所用之強制變位法 (ODE 及 MDE 狀況) 分析。再考慮土壤發生液化，依本文所述之方法分析，取其大者設計之，以免掛漏。
- × 液化狀況下，土壤水平彈簧常數之折減係數 D_E ，日本路橋協會 (1996) 及日本建築學會 (1988) 二者之規定差異頗大，對結果亦有相當程度的影響，如何選取適當值，常令設計者困擾。由於土壤液化時，尚有殘餘剪力強度，此強度大小與土壤中細粒料含量及 SPT-N 值有關，依 Seed-Harder 方法其值如圖 8 所示。圖中 $(N_1)_{60-cs}$ 表示如下：

$$(N_1)_{60-cs} = (N_1)_{60} + N_{corr} \quad (7-1)$$
 式中， $(N_1)_{60-cs}$ 為乾淨砂其打擊能量比 60% 之正規化 N 值
 $(N_1)_{60}$ 為現地土壤擊能量比 60% 之正規化 N 值
 N_{corr} ：為細粒料含量修正值如表 7-1
 由土壤液化之殘餘剪力強度與靜態土壤剪力強度之比值，研判適當的折減係數 D_E 值，似乎是解決此問題較合理的方法。

表 7-1 估算土壤殘餘強度方法中土壤細粒料含量之修正值

細粒料含量(%)	N _{corr}	
	Seed-Header	Stark-Mesri
0	0	0
10	1	2.5
15	—	4
20	—	5
25	2	6
30	—	6.5
35	—	7
50	4	7
75	5	7

若依 Stark-Mesri 方法，則土壤殘餘強度 S_r 與現地有效覆土應力 σ'_{v0} 之比值為：

$$S_r / \sigma'_{v0} = 0.0055 (N_1)_{60-cs} \quad (7-2)$$

式中 $(N_1)_{60-cs}$ 如上所述。

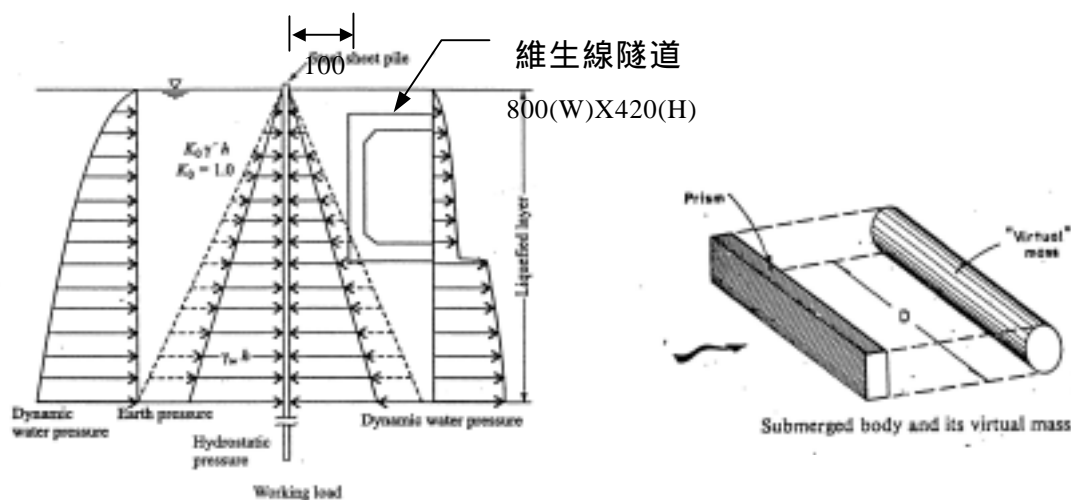


圖 1 土壤液化時鋼版樁所受之各種外力

圖 2 水中結構對應的虛擬質量

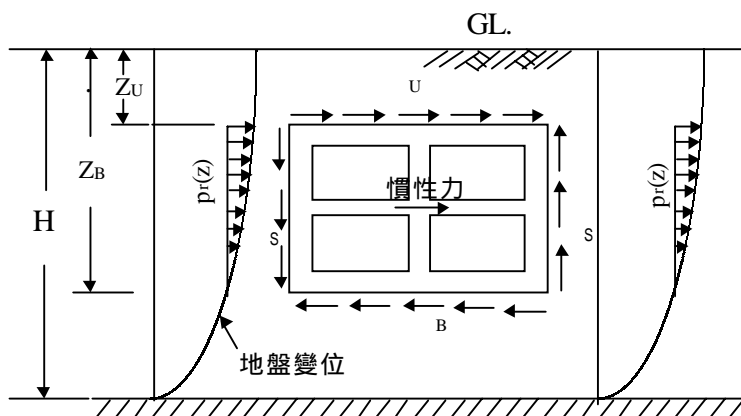


圖 3 地下結構所受之各種外力

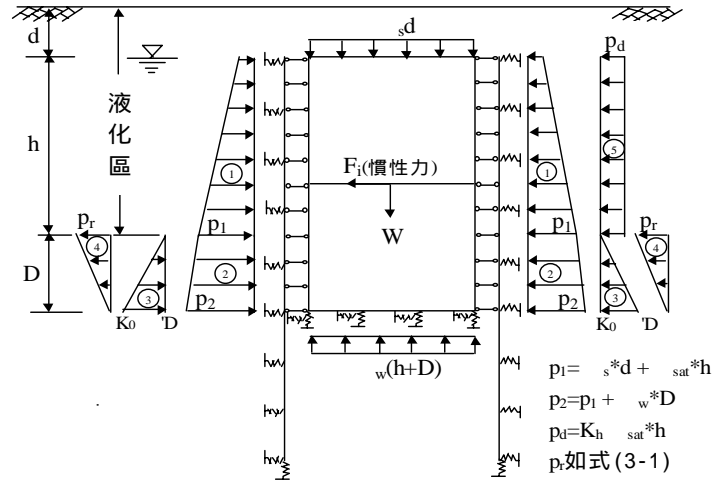


圖 4 基礎埋置在非液化區之結構分析模式(1 為液化區土水壓 2 為非液化區水壓 3 為靜止土壓 4 為強制變位土壓 5 為地震水壓)

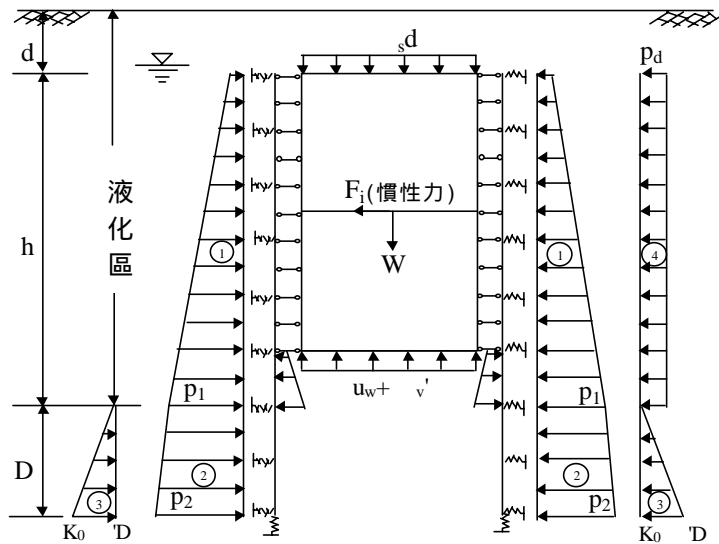


圖 5 基礎埋置在液化區之結構分析模式

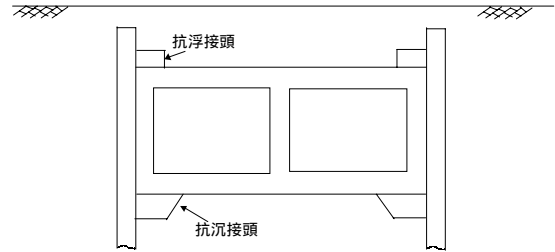
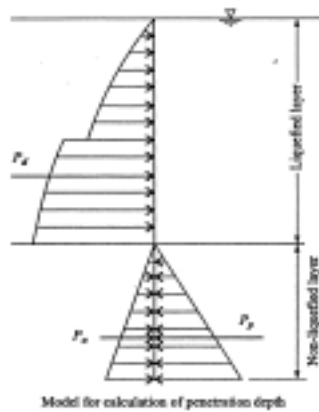
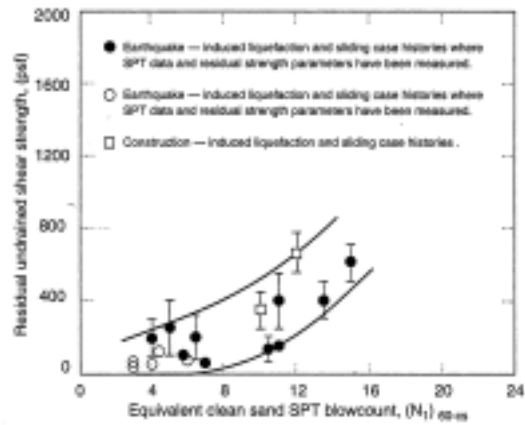


圖 6 鋼版樁貫入深度之決定

圖 7 明挖覆蓋隧道接頭設計



Relationship between residual strength and corrected SPT resistance.
 (After Seed and Harder, 1990. H. Bolton Seed Memorial Symposium Proceedings, Vol. 2, p. 371. Used by permission of BITECH Publishers, Ltd.)

圖 8 液化後土壤殘餘強度與 N 值之關係