

## 第二章 發生土壤液化之原因與機制

### 2.1 土壤液化發生之原因

土壤液化之過程如圖 2.1-1 所示，地震發生之前土壤顆粒相互接觸支撐，此時土壤中之總應力為有效應力與靜孔隙水壓力之合（如圖 2.1-1(a)）；而當地震發生過程中，飽和疏鬆砂層承受地震力時有傾向體積收縮之趨勢，於此砂土顆粒結構重組之同時，因地震作用瞬間產生，排水無法完全發揮，造成砂土顆粒間之孔隙水壓上升，上升之孔隙水壓降低土壤之有效應力，若此振動持續發生致使孔隙水壓上升至接近或等於覆土應力時，土層之有效應力將趨近於零，土壤喪失剪力強度及其承載能力，而呈現液態狀的現象稱為土壤液化（如圖 2.1-1(b)）；地震結束後，隨著土壤孔隙間之超額孔隙水壓逐漸消散，土壤顆粒將逐漸沉降並發生重組，此時地表將發生不同程度之沉陷現象（如圖 2.1-1(c)）。

因此，土壤液化之所以發生，主要因為土層同時滿足液化發生之三大條件，分別為疏鬆砂質土壤、高地下水位及足夠大之地震力與延續時間作用。

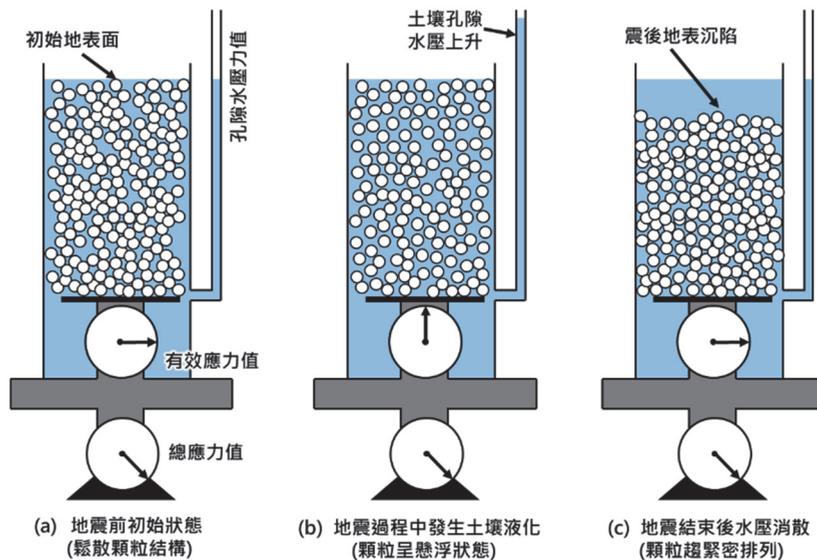


圖 2.1-1 土壤液化過程示意圖(改繪自 Ishihara, 1993)

## 2.2 土壤液化發生之機制

Casagrande (1936) 以臨界孔隙比 (Critical Void Ratio) 的觀念指出不論是鬆砂或緊砂，於相同之有效圍壓下受剪，其體積變化皆有趨向一固定孔隙比的趨勢，如圖 2.2-1 所示，該孔隙比即為該土壤於該應力狀態下之臨界孔隙比，該狀態稱為臨界狀態 (Critical State)。

Castro (1969) 及 Castro and Poulos (1977) 以穩定狀態線 (Steady State Line) 界定砂土在不排水狀態之液化潛能如圖 2.2-2 所示，鬆砂之初始狀態位於穩定狀態線之右側 C 點，在不排水狀態下承受動態荷重時有體積壓縮之趨勢，但因在不排水狀況，體積不允許壓縮，造成正的超額孔隙水壓，有效應力減小，向左移動至 A 點而發生液化；緊砂之初始狀態位於穩定狀態線之左側 D 點，在不排水狀態下承受動態荷重時向左移動至 B 點時，有效應力為零並發生大應變及軟化現象稱為反復流動性 (Cyclic Mobility)，若在不排水狀態下承受靜態載重時有體積膨脹之趨勢，則反向移動至穩定狀態線。

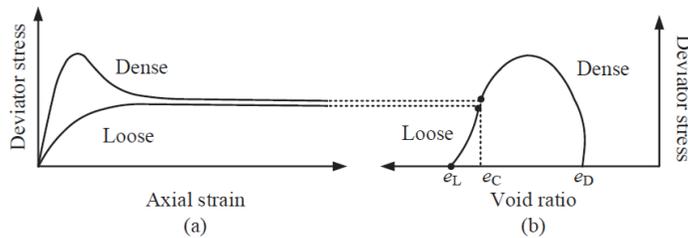


圖 2.2-1 相同有效圍壓下緊砂與鬆砂之(a)應力-應變(b)應力-孔隙比曲線 (Casagrande, 1936)

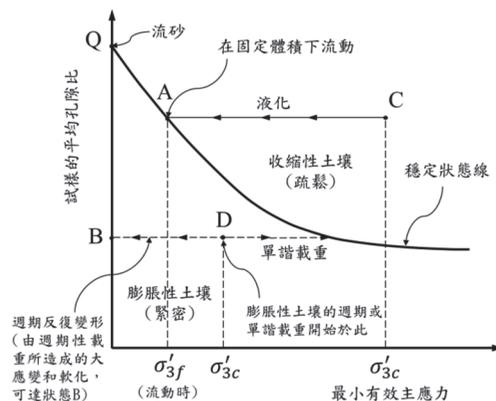


圖 2.2-2 飽和砂土不排水試驗液化潛能狀態示意圖(Castro, 1969)

根據 1978 年美國 ASCE 大地工程土壤動力委員會對液化 (Liquefaction) 及初始液化 (Initial Liquefaction) 之定義如下：

1. 液化 (Liquefaction)：係指顆粒土壤在承受靜態或反復載重作用時，產生超額孔隙水壓而使有效應力降低造成土壤失去剪力強度，而形成液態行為，即產生連續之永久變形。
2. 初始液化 (Initial Liquefaction)：係土壤承受反復載重時，任一週期應力作用下，其殘餘孔隙水壓 (Residual Pore Water Pressure) 等於圍壓時之狀態稱為初始液化或百分之百孔隙水壓比 (100% of Pore Pressure Ratio)。

此外，Seed (1979) 認為砂土之液化行為除了上述可分為液化及初始液化外，更提出反復流動性 (Cyclic Mobility) 之觀念，即當砂土承受反復應力期間隨著反復荷重次數增加，伴隨引起孔隙水壓及變形增加，於足夠之荷重次數作用後，使得土壤產生初始液化之行為，但隨後由於土壤變形時造成體積膨脹，孔隙水壓降低，而又復得剪力強度，如此反復之現象稱為反復流動性。

因此嚴格而言，鬆砂及緊砂在特定之圍壓下，只要反復荷重大小及持續之時間配合恰當，均會發生液化或反復流動性的現象。但對自然現象而言，較大之反復荷重係由地震所產生，於其振動特性屬短暫而強烈，較易造成鬆砂液化，且鬆砂液化時砂土強度於瞬間喪失，其所引發生之破壞亦較明顯，因此於地震力作用所造成之液化現象一般係指飽和疏鬆砂土類顆粒性土壤之液化行為。

### 2.3 土壤液化觀念釐清及討論

土壤液化之發生機制如前述早由 Casagrande (1936) 以臨界孔隙比之觀念提出解釋，惟歷經近百年之液化災害案例觀察及研究，尚有諸多土壤液化相關之觀念尚待釐清及討論。本文列舉以下幾點議題，並綜整多方專家學者意見，透過相關理論、案例觀察及試驗模擬等資料提供初步見解，期盼未來持續將土壤液化之相關觀念逐步解析。

### 1. 深度 20m 以下地層是否會發生土壤液化？

根據國內外相關法規建議之土壤液化簡易評估方法中，均僅針對地表下 20m 以內之土壤進行液化評估，其原因可追溯至最早由美國柏克萊大學教授 H.B. Seed 領導之研究團隊提出之簡易評估法(1971, 1979, 1983, 1984, 1985, 簡稱 Seed 法)，該方法中係透過蒐集世界上眾多地震案例(規模  $M \approx 7.5$ )，藉由 SPT-N 值與反復剪應力比 CSR 關係圖(如圖 2.3-1)中液化與非液化案例之分界線加以率定出土壤之抗液化強度比 CRR 公式。其中有發生土壤液化之案例中，多僅能觀察到深度 20m 內之情形。而其後發展之簡易評估方法(JRA 法、T&Y 法、NCEER 法、AIJ 法及 HBF 法等)多係基於此理論架構下衍生而來。然而，土壤之抗液化強度比 CRR 與所在地層之圍壓具相關性，評估時尚須進行有效圍壓修正(Overburden correction factor,  $K_\sigma$ )，顯示土壤抗液化強度比 CRR 將受所在深度影響。因此，依目前國內外相關法規所建議之簡易評估法中，原則上僅適用於地表下 20m 以內之土壤進行液化評估。

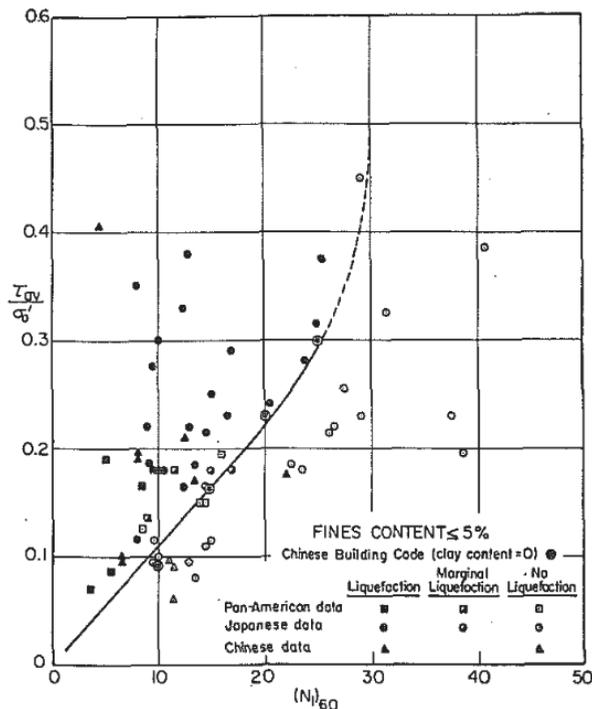


圖 2.3-1 乾淨砂之反復應力比( $\tau_{av}/\sigma'_0$ )與 $(N_1)_{60}$ 關係圖(Seed et al., 1985)

惟依據土壤液化簡易評估之基本理論，不同深度地盤中當地震引致之反復剪應力比 CSR 大於該深度土壤之抗液化強度比 CRR 時，即可能發生土壤液化現象。因此，理論上只要地盤夠軟弱（抗液化強度比 CRR 夠小），亦或地震力夠大（反復剪應力比 CSR 夠大），再深之地盤中均有可能發生土壤液化之情形。依據相關文獻研究成果指出，於特定條件下在深度超過 100m 以下亦有可能發生土壤液化情形（Stewart and Knox, 1995）。

綜觀目前國內相關工程案例，因參照內政部建築技術規則相關法規規定辦理土壤液化評估設計，因此均僅考量地表下深度 20m 範圍內之土壤液化影響。其液化評估及設計理念亦有其考量，參考 Iwasaki et al. (1982) 提出用以評估土壤液化嚴重程度之液化潛能指數  $P_L$  (Liquefaction Potential Index) 公式，其中當深度超過 20m 以下之土壤即使發生液化，也不會增加該地盤之液化潛能指數  $P_L$  值。即表示深度超過 20m 以下土壤發生液化對該工址之液化嚴重程度不會造成顯著之影響，此觀點可由兩個方向思考，一為深層之液化土壤不易引致地表之災害；二為較深之土壤在發生液化之情況下，受較大圍壓束制條件下其土壤強度及勁度折減較不顯著，以上觀點均尚符合目前相關災害案例及研究之觀察成果。

另國內外目前積極發展離岸風力發電產業，而針對固定式之離岸風基下部結構多採樁基礎之型式，而其基樁長度範圍多為 60~90m 不等，在海床多為沉積軟弱地盤條件下，受地震作用情況下地盤液化之深度超過 20m 之可能性極大。因此，在離岸風力發電機基礎結構設計不受內政部建築技術規則相關法規限制條件下，國內外設計單位多針對地質調查試驗鑽孔，進行全深度範圍（約 70~100m）之土壤液化評估分析，相關分析方法得參考經濟部標準檢驗局民國 112 年頒布之「離岸風力發電場址調查及設計技術指引」相關規定辦理評估，摘錄主要分析方法說明如後：「場址內每處風力機與變電站之位置均須進行土壤液化潛勢評估。海床下 20m 深度範圍內之土壤液化潛勢評估宜採用 SPT-N 或 CPT- $q_c$  之簡易評估法進行分析；海床下 20m 深度以下土壤之液化潛勢評估應採用地盤反應分析搭配室內液化試驗之方法進行分析，後者可稱之為地盤反應分析法，又可區分為總應力法與有效應力法。」相關分析方法及概念目前尚在發展階段，尚有諸多議題待國內外專家學者共同討論釐清。

## 2. 土壤液化會增加土壤密實度？同一場址液化後是否會再重複發液化？

在不考慮噴砂造成土壤流失情況下，理論上土壤發生液化之後，隨著超額孔隙水壓之消散，土壤顆粒將重新組合沉降，並發生沉陷（如圖 2.1-1(c)）。因此，由諸多現地液化案例及試驗分析均表現出震後地盤沉陷之現象，在相同之土壤體積條件下地表之沉陷即表示土壤發生壓密重組，此時土壤之密實程度理論上應趨於緊密。然而，液化後趨於緊密之土壤其抗液化強度是否提升？是否液化過之地盤不容易再次發液化？

上述問題之答案可能受到眾多因素影響，包括土壤種類、土壤初始緊密程度、地下水位變化、土壤組構變化及地震力大小等因素。依據黃富國等人（2022）對臺南新化區觀察到之重複液化現象及試驗分析討論，顯示該地區分別於 1964、2010 及 2016 年觀察到重複液化及噴砂之現象，如圖 2.3-2，其並以土壤老化效應（aging effect）及重置效應（reset effect）之觀點解釋土壤重複液化之現象，並由相關文獻指出曾發生液化之地點未來將有很高之風險發生再次液化（Quigley et al., 2013；Tsai et al., 2017；Wakamatsu, 2012；Youd, 1984）。

另由柯永彥等人（2021）之振動台試驗結果表明，重複之土壤液化在一定程度上減輕了液化之嚴重程度，然而倘若此次發生之地震力大於前次地震事件，即使土壤曾發生液化後趨於緊密，若地震力提升之幅度大於抗液化強度增加之幅度時，同一場址之地盤必然可能重複發液化之現象。此外，從其試驗分析結果觀察到，儘管土壤在重複液化後相對密度增加，但在重複受震過程中土壤勁度卻有降低之趨勢，可能原因為液化土壤在水壓消散重組過程中土壤組構（fabric）發生改變導致。



圖 2.3-2 臺南新化區發生重複液化及噴砂情形(黃富國，2022)

### 3. 土壤液化會吸收震波降低結構受損？

土壤在發生液化時將喪失其剪力強度，近似於液態狀，此時液化土壤將無法有效傳遞由底層地盤向上傳遞之水平加速度作用力，即可將液化地層視為隔震層，減緩地震力持續向地表傳遞，達到降低地表加速度及作用力之效果。此現象可由許多模型試驗、數值模擬及現地監測結果中觀察發現，以某數值模型之動態歷時分析為例（詳圖 2.3-3），可由模型土層不同深度之加速度歷時及超額孔隙水壓比（ $r_u$ ）觀察發現，在土壤達到液化之前（ $r_u < 1.0$ ），土層加速度傳遞至淺層過程中逐漸放大，而當淺層土壤達到液化之後（ $r_u \doteq 1.0$ ），淺層地盤之水平加速度發生明顯之衰減，此時水平地震作用力將無法有效傳遞至地表面之結構物。由結構物受震過程中之旋轉角歷時（圖 2.3-3(d)）可明顯看出液化前結構物受地震作用發生左右之搖擺反應，而當淺層地盤發生液化之後，結構物受減震影響其旋轉角反應明顯降低。惟此時雖結構物受地震慣性力作用降低，但受結構物垂直自重及液化地盤承载力不足影響，結構物將發生顯著之沉陷反應。

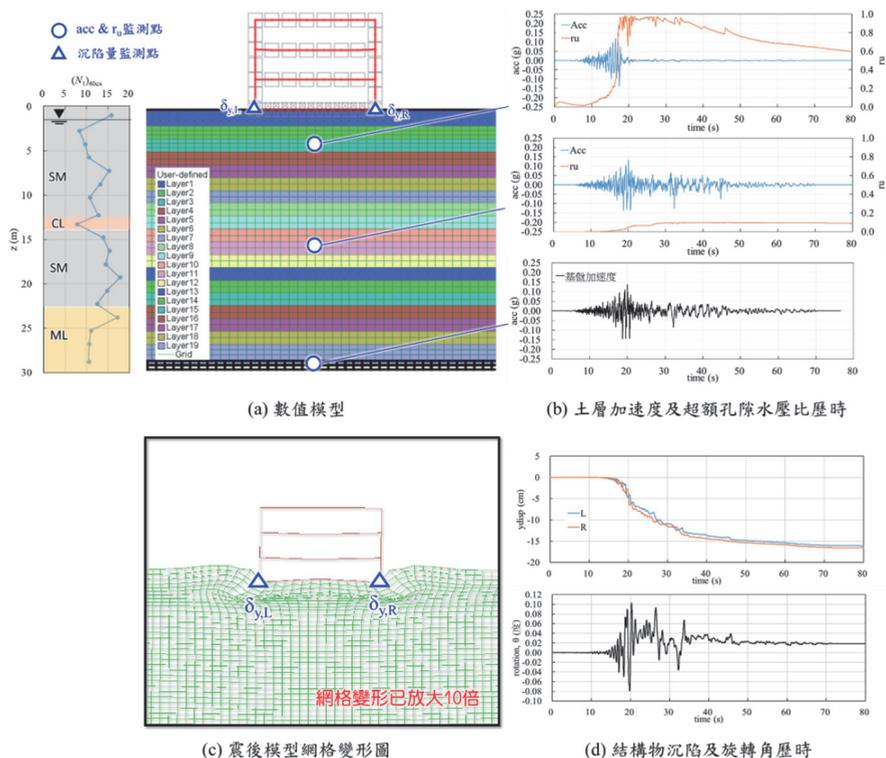


圖 2.3-3 液化地盤減震之數值分析案例

由上述案例說明，土壤液化確實對淺基礎結構物具有減震之效果，但設計上是否得以考慮土壤液化之減震效應尚受諸多因素影響。例如減震與否將與地震最大水平加速度發生時間點( $t_{PGA}$ )及土壤液化發生之時間點( $t_{Liq}$ )有關(詳圖 2.3-4)，當土壤液化發生之時間點( $t_{Liq}$ )早於地震最大水平加速度發生時間點( $t_{PGA}$ )時，地震引致之結構最大慣性力將受到液化層隔震之影響而降低；反之，當土壤液化發生之時間點( $t_{Liq}$ )等於或晚於地震最大水平加速度發生時間點( $t_{PGA}$ )時，結構所受到之最大慣性力將無受到液化土壤之減震作用。而觀察眾多真實地震歷時及研究分析結果顯示，多數土壤液化發生時間點約與最大加速度同時發生，與此情況下土壤液化對結構物最大受力狀態之減震效果並不顯著。

此外，深基礎結構(基樁、沉箱等)若穿過液化層並貫入承載層時，地震力亦將可能透過深基礎結構傳遞至上方結構中，此情況下液化地盤也無法達到減震之效果。另在液化地盤中受土壤勁度降低之影響，將可能導致地震波反應譜及結構頻率發生變化，致使土壤結構動態互制行為發生改變，進而影響結構受行之行為。綜上所述，結構動態分析中是否得以考慮土壤液化之減震效應受到諸多因素影響，設計上應考量真實條件進行詳細分析加以評估。

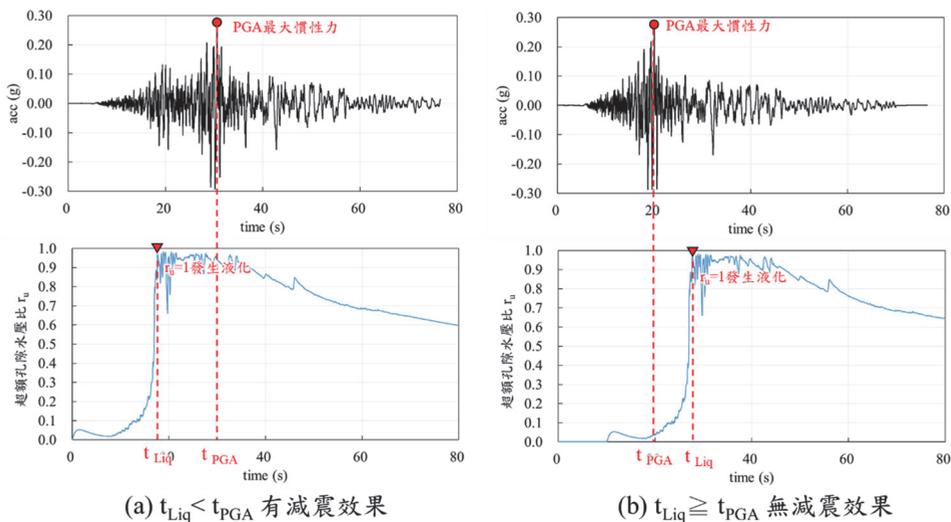


圖 2.3-4 地震最大慣性力與液化發生時間點對減震效應之影響

#### 4. 黏土層是否會液化？

理論上僅有非凝聚性之砂性土層得達到完全液化 ( $\tau=0$ )，黏性土壤因具有凝聚性 ( $c$ )，即使水壓激發致使土壤有效應力降低為零 ( $\sigma' = 0$ )，此時土壤仍具有剪力強度 ( $\tau=c$ )，因此理論上黏性土層並不會達到完全液化之狀態。

依據內政部 112 年頒布之基礎構造物設計規範所列舉之土壤液化簡易評估法中，各方法於開始計算液化潛勢之初，多有先針對需進行液化潛勢分析之土壤類別進行篩選，其針對細顆粒土壤之判斷標準如下：

- ◎ HBF 法係針對塑性指數 PI 值  $\leq 7\%$  之土壤進行液化分析；
- ◎ JRA 法則是針對細料含量  $FC \leq 35\%$  或  $FC > 35\%$  且塑性指數 PI 值  $< 15\%$  之土壤進行液化分析；
- ◎ AIJ 法則是針對  $FC < 35\%$  之飽和砂質土層；或  $FC \geq 35\%$  細粒土，其黏土含量  $< 15\%$  或塑性指數 PI 值  $< 15\%$  之土壤進行液化分析。

上述可見，根據不同液化簡易評估法之規定，其判斷是否需進行液化潛勢分析之標準不盡相同，Bray and Sancio (2006) 曾針對細顆粒土壤之液化潛勢進行研究，並確認細顆粒土壤仍具不同程度之液化潛勢，其發現液化潛勢不完全和黏土顆粒的尺寸相關，而是和黏土礦物的數量和類別有較高關聯性。因此依細顆粒土壤之塑性指數 PI 及自然含水量  $w_n$  與液限 LL 比值 ( $w_n/LL$ ) 之大小，將細顆粒土壤之液化潛勢分成三類 (詳圖 2.3-5)：

- ◎  $PI < 12$  且  $w_n/LL > 0.85$  者：具液化潛勢土壤；
- ◎  $12 < PI < 18$  且  $w_n/LL > 0.8$ 、或  $PI < 12$  且  $0.8 < w_n/LL < 0.85$  者：具中等液化潛勢土壤；
- ◎  $PI > 18$  或  $w_n/LL < 0.8$  者：不具液化潛勢。

若以 Bray and Sancio (2006) 建議之判定標準進行液化潛勢分析之土壤類別篩選，則將不論砂性土或黏性土只要符合  $PI < 18$  且  $w_n/LL > 0.8$  者則均具有中等液化潛勢以上之發生可能。

依據上述判斷標準及國內外相關室內試驗結果，顯示凝聚性土壤在受到反復作用力下，其土壤中超額孔隙水壓仍會隨作用周數增加而上升，此時土壤之有效應力將逐漸降低，雖凝聚性土壤之剪力強度不會完全喪失，但土壤之強度與勁度仍有可能隨反復作用力周數增加而降低。因此黏性土層之液化或弱化行為，仍待專家學者共同研究探討。

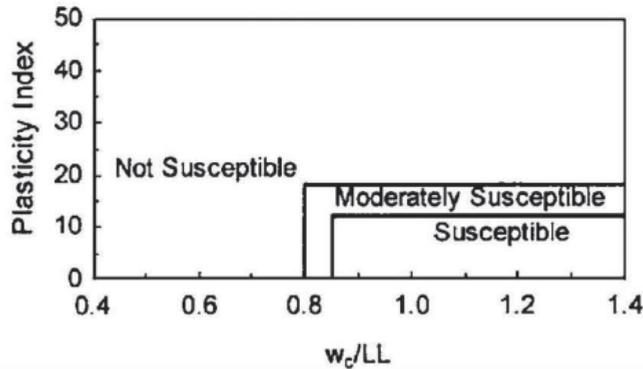


圖 2.3-5 土壤液化潛勢判定標準(Bray and Sancio, 2006)

## 參考文獻

經濟部標準檢驗局(2023)，離岸風力發電場址調查及設計技術指引。

Bray, J.D., & Sancio, R.B. (2006). "Assessment of the liquefaction susceptibility of fine-grained soils." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 132 (9), pp. 1165-1177.

Casagrande, A., (1936). "Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills," *Journal of the Boston society of civil engineer*, pp. 257-276

Castro, G., (1969). *Liquefaction of Sand*. Ph.D. Thesis, Division of Engineering and Applied Physics, Harvard University, Cambridge.

Castro, G. and Poulos, S.J., (1977) "Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility." *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 103, pp. 501-516.

- Huang, F.K., Tsai, C.C., Ge, L., Lu, C.W., Chi, C.C., (2022). “Strength variations due to re-liquefaction—indication from cyclic tests on undisturbed and remold samples of a liquefaction-recurring site.” *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 81 (3).
- Ishihara, K. (1993), *Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazards*. The Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- Iwasaki, T., Arakawa, T. and Tokida, K., (1982) “Simplified Procedures for Assessing Soil Liquefaction During Earthquakes.” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering Conference*, Southampton, pp. 925-939.
- Ko, Y. Y., Li, Y. T., Chen, C. H., Yeh, S. Y., & Hsu, S. Y., (2021). “Influences of repeated liquefaction and pulse-like ground motion on the seismic response of liquefiable ground observed in shaking table tests.” *Engineering Geology*, 291, Article 106234.
- Quigley, M.C., Bastin, S., Bradley B.A., (2013) “Recurrent liquefaction in Christchurch, New Zealand, during the Canterbury earthquake sequence.” *Geology*, 41, pp. 419-422.
- Seed, H.B., (1979), “Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground during Earthquakes.” *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 105, pp. 201-255.
- Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F., & Chung, R. M., (1985). “The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations.” *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 111, pp. 1425-1445.
- Stewart, D., & Knox, R. (1995)., “What is the Maximum Depth Liquefaction Can Occur?” *Proceedings of 3<sup>rd</sup> International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*.
- Tsai, C.C., Hsu, S.Y., Wang, K.L., Yang, H.C., Chang, W.K., Chen, C.H., Hwang, Y.W. (2017) “Geotechnical reconnaissance of the 2016 ML6.6 Meinong earthquake in Taiwan.” *J Earthq Eng.*
- Youd, T.L., (1984) “Recurrence of liquefaction at the same site.” *Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering*. San Francisco, CA. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall, Inc, pp. 231-238.
- Wakamatsu, K. (2012) “Recurrence of liquefaction at the same site induced by the 2011 great east Japan earthquake compared with previous earthquakes.” Paper presented at *the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon Portugal.

