

以最大剪力模數及CPT-Q_c預測蘭

陽平原砂土之液化阻抗

**COMPARISONS OF THE LIQUEFACTION
RESISTANCE EVALUATED BY MAXIMUM
SHEAR MODULI AND CPT-Q_c**

陳堯中，李志剛

Yao-Chung Chen and Chih-Gang Lee

原著載於第五屆大地工程學術研討會論文集，

1993年9月，37-44頁

*Reprinted from
Proceedings of the 5th Conference on Current Researches in
Geotechnical Engineering
September 1993,
pp. 37-44*

以最大剪力模數及CPT— Q_c 預測 蘭陽平原砂土之液化阻抗

陳堯中

李志剛

台灣工業技術學院 亞新工程顧問

摘要

本研究以室內動力試驗及現地震測式錐貫入試驗評估蘭陽平原砂土之液化阻抗。室內試驗係以共振柱試驗及反復扭轉剪力試驗，探討平均有效圍壓、孔隙比、應力歷史等因素對最大剪力模數和液化阻抗之影響，建立兩者之關係。利用此關係預測現地砂土之液化阻抗，並與現地錐貫入試驗所預測之結果相互比較。研究結果發現根據CPT- Q_c 值所預測之液化阻抗與最大剪力模數之預測結果相當一致，顯示以最大剪力模數預測液化阻抗為可行方法。

一、前言

交通部籌劃興建之北宜高速公路，擬通過蘭陽平原，蘭陽平原為一沖積平原，且距板塊邊緣近，地震引致之土壤液化問題，及地震波經沖積土層之放大效應，皆不容忽視。

現行評估砂土液化潛能之方法不外乎根據現地試驗及室內試驗結果加以分析，現地試驗中，標準貫入試驗 N值評估法已通行甚久，且根據前人研究顯示為一適切之評估方式，但因其擊數易受人為操作因素影響，導致相當大之誤差；而錐貫入試驗雖可提供準確、連續之資料紀錄，且具有高度之重覆性，但在評估液化

潛能時，尚缺乏充分之資料庫。

目前以室內試驗評估液化潛能所遭遇最大的困難，在於如何取得具代表性之不擾動土樣，或如何建立室內試體與現地土樣間之相關性。雖然冰凍取樣法可克服傳統取樣法所造成之擾動，但由於成本高且操作方式繁複，而未能為工程界所廣泛採用。欲建立室內試體與現地土樣間之相關性需要一良好之指標性質，由於影響剪力模數與液化阻抗之共同因素很多，且剪力模數可在室內及現地分別量測，故剪力模數似乎為連結室內及現地之良好指標。若能建立最大剪力模數與液化阻抗之關係，即可經由現地地震波量測試驗推求現地土層之剪力波速（最大剪力模數），據以評估液化潛能。

因此，本研究即針對蘭陽平原砂土層，探討其基本動態性質，以提供動態分析之基本資料，並建立最大剪力模數與液化阻抗之關係，再與錐貫入試驗（CPT）之尖端阻抗（ Q_c ）評估法比較，探討以最大剪力模數預測液化阻抗之可行性。

二、文獻回顧

本研究之液化阻抗定義為在某一反復荷重次數下，試體達初始液化所需之反復剪力比（cyclic shear stress ratio, SR），對反復扭

剪試驗而言， $SR = \tau / \bar{\sigma}_o$ ， τ 為反復扭剪應力， $\bar{\sigma}_o$ 為平均有效圍壓。

由於影響砂土最大剪力模數的重要因素往往也是決定砂土液化強度的重要因素，如有效圍壓、孔隙比、應力歷史（過壓密或小應變反復預剪）、試體準備方法等，因此乃有學者研究兩者間的相關性，希望能利用現場震測法所得之土壤剪力波速直接預估土壤之液化阻抗。De Alba等人[1]以動力三軸試驗配合波速量測研究兩者之關係，發現不同砂樣之重模試體，其剪力波速與液化阻抗之間，各自有線性關係。而不同之試體準備方法（實降法及濕搗法），其剪力波速與液化阻抗之間亦似乎具有線性關係。Tokimatsu等人[2]以實降法製作Niigata砂與Toyoura砂兩種試體進行動力三軸試驗，探討過壓密、預剪和相對密度等因素之影響，發現最大剪力模數與液化阻抗之間，各自具有良好的關係。陳堯中和陳名利[3]以實降法、乾搗法及濕搗法製作台北粉土質砂之試體，進行共振柱及反復扭剪試驗，發現在不同之試體準備方法和圍壓作用下，最大剪力模數與液

化阻抗之間具有良好之線性關係。但過壓密、液化作用與細粒料含量皆將改變此線性關係。

三、試驗材料及方法

3.1 試驗材料及儀器

本研究於蘭陽平原共鑽八個孔，編號為B-1至B-8，以瞭解土層狀況並取得薄管土樣，同時，於各孔相鄰處進行震測式錐貫入試驗求土層之錐尖阻抗及剪力波速。各孔鑽探深度約為25公尺，其中B-3、B-4、和B-8孔之砂土層較厚，亦為本研究探討之對象，此三孔之土層柱狀圖及CPT資料如圖1所示。

本研究之試驗土樣選自各孔之砂性土層，由薄管試體之粒徑分布得知(如圖2a所示)，其 D_{50} 約為0.18~1.0 mm，細粒料含量大都小於20%。重模試體土樣乃根據薄管試體之平均粒徑分布曲線調配而成，如圖2b所示，細粒料含量為10%，均勻係數為4.86，曲率係數為1.5， $D_{50}=0.3\text{mm}$ ，顆粒比重2.72，最小及最大孔隙比（依據ASTMD4253-83及D4254-83試驗方

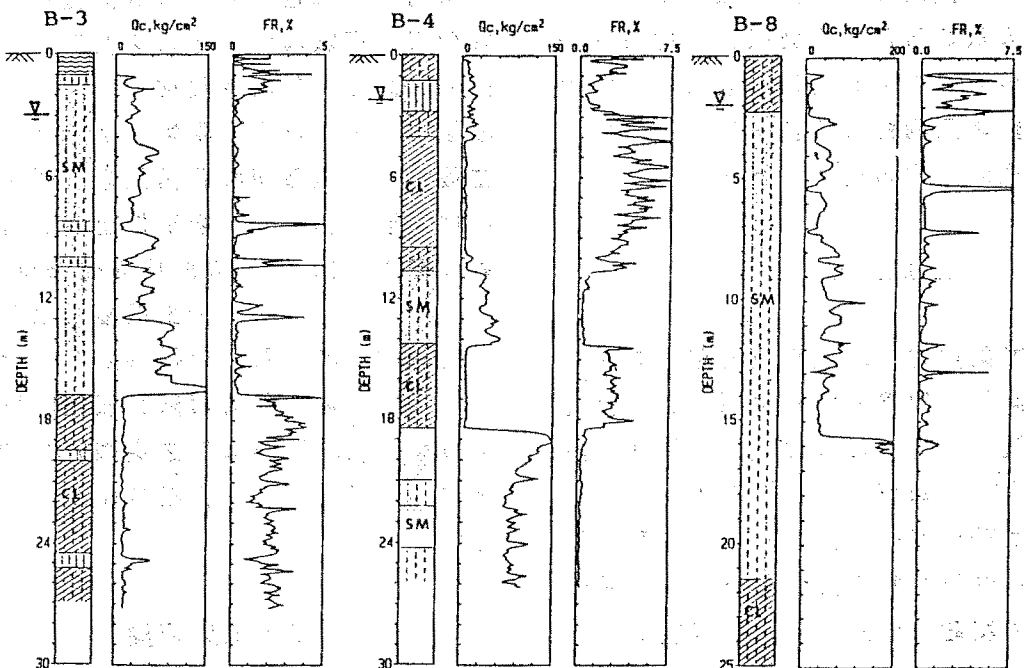
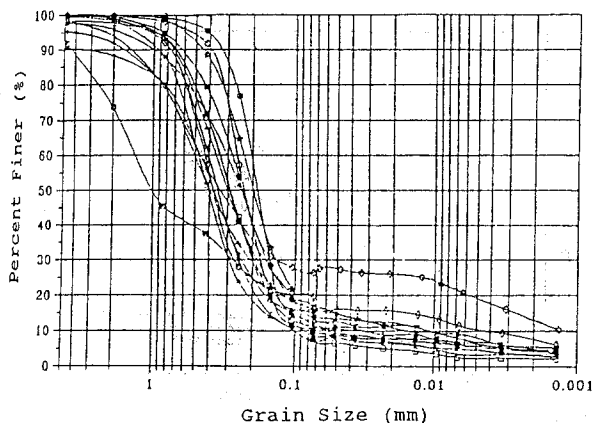
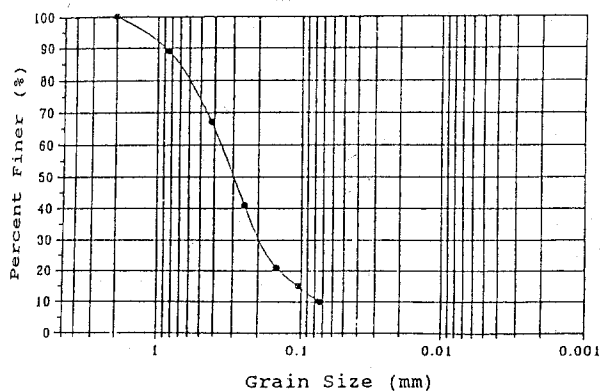


圖 1 鑽孔柱狀圖及CPT資料



(a) 薄管試體粒徑分布曲線



(b) 重模試體粒徑分布曲線

圖 2 試體粒徑分布曲線

法求得) 分別為 0.52 及 0.944。土樣之顆粒形狀為扁平、不規則之角狀，為板岩碎片。

本研究使用本系之準靜定扭轉式單剪/共振柱試驗系統，此儀器可對實心或空心試體進行小應變 ($\gamma \leq 10^{-2}\%$) 之共振柱動力試驗與大剪應變 ($10^{-2}\% \leq \gamma \leq 1\%$) 之反復扭轉剪力試驗。

3.2 試體準備方法

將分裂模與橡皮膜組立完成後，稱取所需重量之乾燥重模土樣，以製作各種密度之實心圓柱試體；將土樣分五層置入模內，以搗實棒輕敲至各層預定高度。完成之試體平均直徑 71 mm，平均高度 195 mm。試體準備完成後，進行儀器裝設及試體飽和，由試體底部輸入二氧化碳，流通約 30 分鐘後，再將除氣水從試體底部通入，待除氣水自頂部溢流 2 小時後，施加 196

~294 kPa 之反水壓使試體飽和。

3.3 試驗條件

準備壓密後之相對密度為 45(50)、60 及 75% 之重模試體，分別進行最大剪力模數試驗及液化試驗。最大剪力模數試驗之進行方式為將試體之壓密應力由 19.6 kPa 分階段提高至 392 kPa，並進行共振柱試驗以探討最大剪力模數與圍壓及孔隙比之關係。液化試驗則在試體壓密後(壓密應力分別為 49、98、196 kPa)，先以共振柱試驗求取最大剪力模數，再進行預定剪應力比之不排水反復扭剪試驗，求其液化次數。同時，本研究亦從事數組再液化試驗以瞭解液化後試體之行爲，待試體達初始液化後，在不排水情況下將試體剪應變歸零，以液化前相同之壓密應力壓密，量測再壓密的體積變化，並以共振柱求試體的最大剪力模數，再進行不排水反復扭剪試驗使之再液化。

四、試驗結果與分析

4.1 最大剪力模數

依據 Hardin [4] 所建議的砂性土壤最大剪力模數之分析模式，可得蘭陽平原砂土最大剪力模數與孔隙比及平均有效圍壓之關係式如下：

$$G_{\max} = 198 \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} P_a^{0.349} \bar{\sigma}_o^{0.651} \quad (1)$$

式中， G_{\max} ， $\bar{\sigma}_o$ 之單位為 kPa， $P_a = 98.1 \text{ kPa}$ ， $\bar{\sigma}_o = 19.6 \sim 392.4 \text{ kPa}$ 。最大剪力模數與平均有效圍壓之指數為 0.651，高於文獻記載之 0.4 至 0.5 次方 [5]；可能是蘭陽平原地區砂土為板岩碎屑且顆粒為不規則之扁平狀，與文獻中之砂土形狀不同所致。

根據 SCPT 量測之剪力波速可推求現地最大剪力模數，其與室內試驗結果之比較示於圖 3，由圖可知 SCPT 推求之 G_{\max} 較散亂，除深度大於 20 米之數據與室內試驗結果差異較明顯外，其餘大部份資料皆與室內試驗結果相當一致，

顯示式(1)適用於推求蘭陽平原砂土之最大剪力模數。

4.2 液化阻抗

圖4為重模試體在平均有效圍壓為98kPa時，反復剪應力比與達初始液化時反復荷重次數之關係，由圖中反復荷重次數為10、20和30時，分別求得對應之液化阻抗，則可得到重模試體在不同相對密度時液化阻抗與平均有效圍壓之關係，如圖5所示，顯示液化阻抗與相對密度大致呈線性關係。平均有效圍壓為49和196kPa時亦有相同之結果。

圖6為原試體與液化後試體最大剪力模數與相對密度之關係，由圖中發現在平均有效圍壓為49及196kPa時，液化後試體之相對密度雖比原試體大，但最大剪力模數卻反而降低，而在平均有效圍壓為98kPa時，液化後試體之最大剪力模數與原試體之最大剪力模數相差不多。Chen and Hung[6]之研究結果顯示，試體承受大剪應變後，最大剪力模數將比初始之最大剪力模數較低，即在相同之平均有效圍壓下相對密度或孔隙比與最大剪力模數並非僅存在唯一的關係，應考慮應力歷史之影響。

圖7為在平均有效圍壓為98kPa時，液化後試體之再液化阻抗與原試體之液化阻抗的比較，圖中實心符號為原試體之液化阻抗，空心符號為液化後試體之再液化阻抗，結果顯示原試體液化後，經不排水剪應變歸零及再壓密，其再液化阻抗比原試體之液化阻抗高，此結果與Nemat-Nasser和Takahashi[7]之研究成果相同，他們認為液化後試體之再液化阻抗大小須視液化後為剪應變歸零或剪應力歸零而定，若為剪應變歸零，則再液化阻抗會與原試體液化阻抗相同或略高，而剪應力歸零則將使再液化阻抗降低。平均有效圍壓為49和196kPa時，亦有相同之結果。

4.3 最大剪力模數與液化阻抗之關係

將最大剪力模數與液化阻抗之關係示於圖

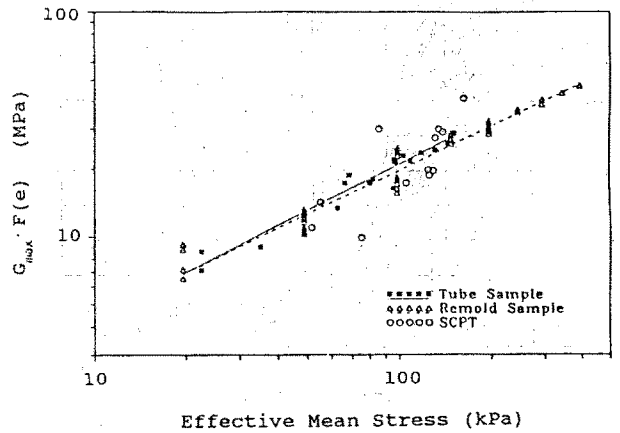


圖3 室內試驗與現場量測之Gmax之比較

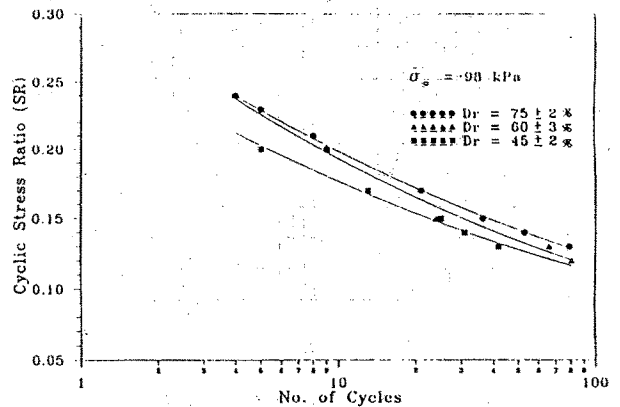


圖4 液化阻抗試驗結果

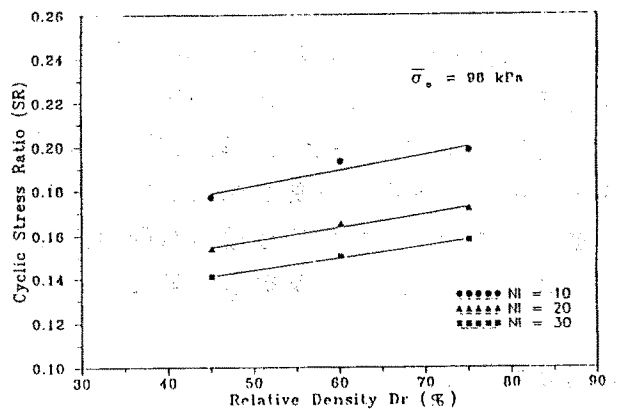


圖5 液化阻抗與相對密度之關係

8，由圖可知在不同反復荷重次數 ($N_1=10, 20, 30$) 下之液化阻抗皆與最大剪力模數具有良好之線性關係。

由於現地土壤所受之圍壓因深度而異，而本研究之室內試驗僅就三種不同平均有效圍壓

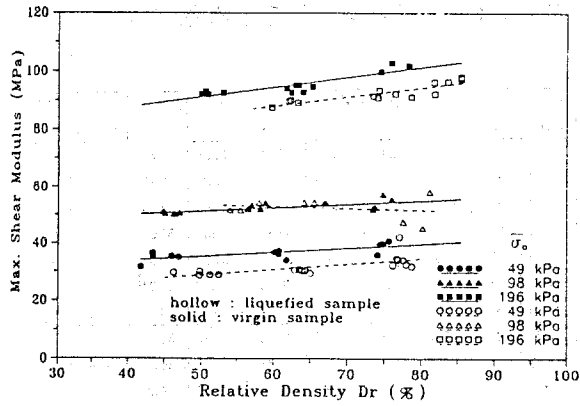


圖 6 液化對最大剪力模數之影響

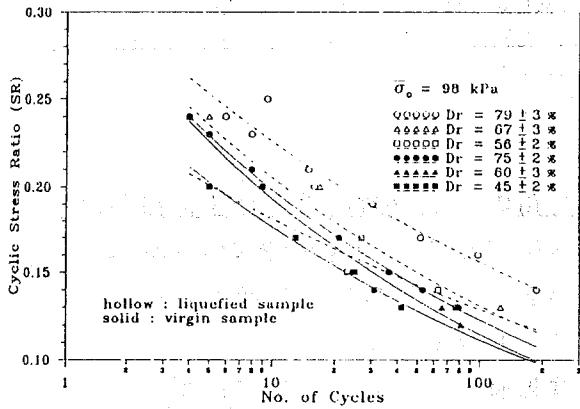


圖 7 液化對液化阻抗之影響

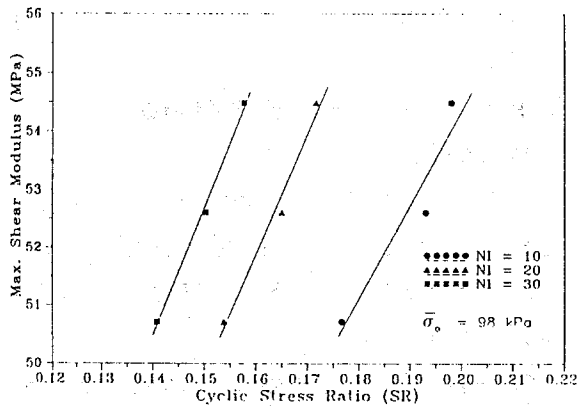


圖 8 最大剪力模數與液化阻抗之關係

予以探討，故必須將試驗資料加以正規化方能運用到現地任意深度不同圍壓之情況。由試驗結果顯示，平均有效圍壓對液化阻抗影響甚微，而平均有效圍壓與最大剪力模數之關係可以(1)式表示。所以對相同之孔隙比而言，可依下列方式將不同平均有效圍壓之最大剪力模數

正規化成平均有效圍壓 98kPa之最大剪力模數

$$\frac{G_{\max, n}}{G_{\max, \bar{\sigma}_0}} = \frac{(98)^{0.651}}{(\bar{\sigma}_0)^{0.651}} \quad (2)$$

$$\text{即 } G_{\max, n} = F \times G_{\max, \bar{\sigma}_0} \quad (3)$$

式中， $G_{\max, n}$ 為平均有效圍壓 $\bar{\sigma}_0$ 正規化至 98kPa 時之最大剪力模數； $G_{\max, \bar{\sigma}_0}$ 為平均有效圍壓 $\bar{\sigma}_0$ 之最大剪力模數； F 為轉換係數，等於 $(98)^{0.651} / (\bar{\sigma}_0)^{0.651}$ 。

因此依據(3)式將平均有效圍壓 49kPa 之最大剪力模數正規化至圍壓 98kPa 時，須將最大剪力模數乘以轉換係數 1.57，而將平均有效圍壓 196kPa 之最大剪力模數正規化至圍壓 98kPa 時，須將最大剪力模數乘以 0.637。依此方式所得之最大剪力模數與液化阻抗之關係，略呈線性但並不好，與圖 8 平均有效圍壓 98kPa 之迴歸線比較，兩者不一致，即以此種方式正規化處理後最大剪力模數與液化阻抗並不存在唯一之線性關係。若以圖 8 之迴歸線為基準，進行線性迴歸分析使修正後最大剪力模數與液化阻抗之線性相關性最佳且與平均有效圍壓 98kPa 之迴歸線最吻合，得到圍壓 49kPa 之轉換係數為 1.43，圍壓 196 kPa 之轉換係數為 0.563，修正後最大剪力模數與液化阻抗之關係如圖 9，由圖可知兩者具良好之線性關係，轉換係數與平均有效圍壓之關係如下式：

$$F = -0.6259 \ln \bar{\sigma}_0 + 3.8681 \quad (4)$$

式中， $\bar{\sigma}_0$ 之單位為 kPa

4.4 以最大剪力模數預測現地砂土之液化阻抗

依據本研究所建立最大剪力模數與液化阻抗之關係，可預測現地砂土之液化阻抗，其分析步驟如下：

- (1) 依據現地砂土之孔隙比及平均有效圍壓，以(1)式計算最大剪力模數。

表 1 以 Gmax 預測現場液化阻抗之結果

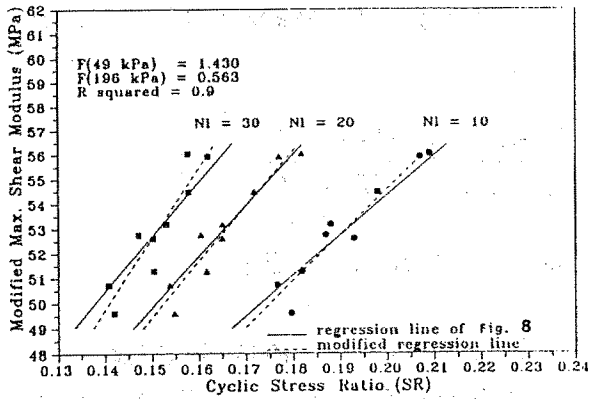


圖 9 修正後最大剪力模數與液化阻抗之關係

- (2) 依據現地平均有效圍壓以(4)式求轉換係數 F 。
- (3) 求修正後之最大剪力模數 $G_{max,m}$ ，依據圖 9 之迴歸線可對應內差求出地震規模 $M=7.5$ (代表性振動 15 次) 時之液化阻抗。
- (4) 根據 Seed 與 Peacock [8] 之研究，動力三軸試驗求得之液化阻抗乘上一修正係數 C_r 可得現地土壤之液化阻抗， C_r 隨砂土之相對密度而變，其範圍介於 0.55~0.8；爾後 Seed [9] 比較動力三軸與大型振動臺之試驗結果建議，對正常壓密砂土 ($K_0 \approx 0.4$) 而言， $C_r \approx 0.57$ ，當 $K_0 = 1$ 時， $C_r \approx 0.9 \sim 1.0$ 。假設在均向應力狀態下，反復扭剪試驗求得之液化阻抗等於動力三軸求得之液化阻抗，則反復扭剪試驗求得之液化阻抗可根據下式修正而得現地土壤之液化阻抗：

$$(\tau / \bar{\sigma}_v)_{field} = C_r \cdot (\tau / \bar{\sigma}_o)_{ts} \quad (5)$$

式中， $(\tau / \bar{\sigma}_v)_{field}$ 為現地之液化阻抗， $(\tau / \bar{\sigma}_o)_{ts}$ 為反復扭剪試驗所得之液化阻抗， τ 為反復扭剪應力， $\bar{\sigma}_v$ 為現地垂直有效圍壓， $\bar{\sigma}_o$ 為平均有效圍壓。假設現場土壤為正常壓密狀態，則 C_r 為 0.57。

- (5) 依據上述步驟分析所得之結果示於表 1。

Bore Hole	Depth (m)	Dr (%)	e	ϕ' (°)	$\bar{\sigma}_m'$ (kPa)	Gmax (MPa)	F	Gmax, m (MPa)	SR	
									SR _{lab} N _v = 15	SR _{field} N _v = 15
B-3	4.5	45	0.753	39	55.13	37.41	1.358	50.81	0.166	0.094
	6.25	45	0.753	37	69.62	43.55	1.21	52.70	0.176	0.100
	9	45	0.753	37	91.42	52.00	1.042	54.19	0.184	0.105
	10	35	0.796	33	103.1	52.83	0.967	51.08	0.167	0.095
	12	35	0.796	35	117.1	57.39	0.887	50.91	0.166	0.095
	14.75	55	0.711	39	134	70.99	0.802	56.94	0.200	0.114
16.25	65	0.668	39	145.8	79.82	0.75	59.87	0.216	0.123	
B-4	12.25	35	0.796	35	92.88	49.36	1.032	50.94	0.166	0.095
	14.25	45	0.753	35	107.7	57.86	0.939	54.33	0.185	0.106
	20.5	55	0.711	37	143.4	74.20	0.76	56.39	0.197	0.112
	24	55	0.711	37	166.4	81.74	0.667	54.52	0.186	0.106
B-8	5	45	0.753	39	48.04	34.21	1.445	49.43	0.158	0.090
	8.25	55	0.711	39	72.38	47.54	1.188	56.48	0.197	0.112
	10.25	65	0.668	39	87.36	57.19	1.07	61.19	0.223	0.127
	14.5	35	0.796	33	126.5	60.35	0.838	50.58	0.164	0.094

$$\bar{\sigma}_m' = \frac{1}{2} (1 + K_0) \bar{\sigma}_v'$$

$$K_0 = 1 - \sin \phi'$$

4.5 利用 CPT-Q_c 值預測現地砂土之液化阻抗

本研究根據 Robertson 與 Campanella [10] 所建議之方法，以 CPT-q_c 值評估現地砂土之液化阻抗，其步驟如下：

- (1) 首先將 Q_c 以下式修正至有效覆土應力 1 kg/cm²

$$(Q_c)_1 = C_q \cdot Q_c \quad (6)$$

式中， $(Q_c)_1$ 為修正後之錐端抗阻， C_q 為修正係數。

- (2) 利用 Robertson 與 Campanella [10] 所建立之液化阻抗與 $(Q_c)_1$ 之關係，如圖 12 所示，可求出地震規模 $M=7.5$ (代表性振動 15 次) 時之液化阻抗。
- (3) 以 CPT-Q_c 值預測現地砂土液化阻抗之分析結果列於表 2。

比較表 1 及表 2 之預測結果可知，最大剪力模數預測之液化阻抗與 CPT-Q_c 值預測之液化阻抗相當接近。由以上之分析比較可知，以最大剪力模數預測砂土之液化阻抗確為一相當可行之方法。

CPT-Q_c 值評估法不像 SPT-N 值評估法已有

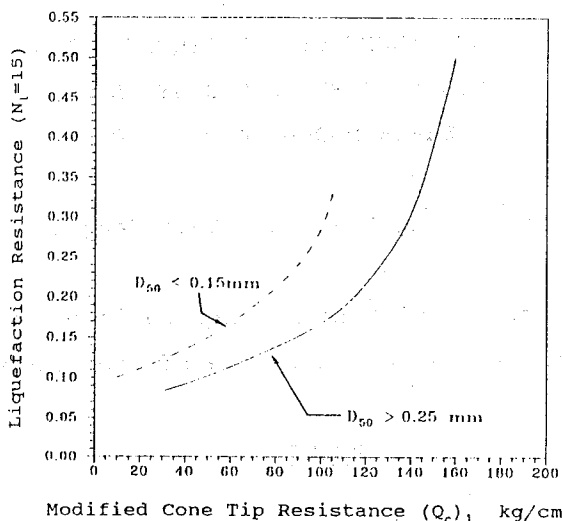


圖10 修正錐尖阻抗 Q_c 與液化阻抗之關係 [10]

表 2 以 CPT- Q_c 預測現場液化阻抗之結果

Bore Hole	Depth (m)	q_c (kg/cm ²)	D50 (mm)	ϕ' (°)	$\sigma' V$ (kg/cm ²)	C_q	Q_c (kg/cm ²)	(SR) _{pred} M=7.5
B-3	4.5	43.62	0.6	39	0.820	1.154	50.336	0.103
	6.25	37.74	0.6	37	1.020	1.007	38.023	0.09
	9	56.68	0.6	37	1.333	0.852	48.317	0.101
	10	31.32	0.3	33	1.444	0.811	25.398	0.08
	12	40.36	0.9	35	1.674	0.74	29.851	0.084
	14.75	94.76	0.9	39	1.994	0.663	62.85	0.117
16.25	113.12	0.78	39	2.168	0.629	71.206	0.128	
B-4	12.25	40.94	0.16	35	1.328	0.855	34.988	0.124
	14.25	52.92	0.16	35	1.540	0.779	41.237	0.133
	20.5	95.28	0.25	37	2.091	0.644	61.341	0.115
	24	89.12	0.5	37	2.426	0.587	52.311	0.105
B-8	5	37.66	0.6	39	0.715	1.257	47.35	0.1
	8.25	57.62	0.4	39	1.077	0.974	56.115	0.109
	10.25	85	0.34	39	1.299	0.866	73.623	0.13
	14.5	32.72	0.2	33	1.773	0.714	23.352	0.10

許多液化實例與研究分析之支持，尤其國外之經驗式是否適用於台灣，有待更多之現地液化資料加以證實。本研究之液化阻抗定義為試體達初始液化時之反復剪應力比，對緊砂而言，由於具有反復流動性，因此以本法預測之液化阻抗將趨於保守；而蘭陽平原砂土大多屬鬆砂或中等緊密砂，故以最大剪力模數預測蘭陽平原砂土之液化阻抗應不致過於保守。

五、結 論

本研究針對蘭陽平原砂質土壤之最大剪力模數及液化阻抗予以探討，建立兩者之關係，

利用此關係預測現地砂土之液化阻抗，並與 CPT- Q_c 值預測之結果相比較，獲致以下之結論：

本研究針對蘭陽平原砂質土壤之最大剪力模數及液化阻抗予以探討，建立兩者之關係，利用此關係預測現地砂土之液化阻抗，並與 CPT- Q_c 值預測之結果相比較，獲致以下之結論：

- (1) 本研究建立蘭陽平原砂土之最大剪力模數預測公式，與現場震測結果相當一致。
- (2) 液化阻抗隨相對密度之增加而呈線性增加
- (3) 液化後試體之最大剪力模數比原試體小，但再液化阻抗則較高。
- (4) 在不同圍壓下之液化阻抗皆與最大剪力模數具有良好之線性關係，但若考慮不同深度之影響時，則須將最大剪力模數對平均有效圍壓修正始能建立唯一之線性關係。
- (5) 以 CPT- Q_c 值及最大剪力模數預測之液化阻抗相當接近，顯示以最大剪力模數評估砂土液化為可行方法。

參 考 文 獻

1. De Alba, P., K. Baldwin, V. Janoo, G. Roe, and B. Celikkol, "Elastic-Wave Velocities and Liquefaction Potential," Geotech. Testing J., Vol.7, No.2, pp.77-87(1984).
2. Tokimatsu, K., T. Yamazaki, and Y. Yoshimi, "Soil Liquefaction Evaluation by Elastic Shear Moduli," Soils and Found., Vol.26, No.1, pp. 25-32 (1986).
3. 陳堯中、陳名利，「以剪力模數評估砂土液化潛能之研究」，中國 土木水利工程學刊，第三卷，第三期，第 203-212頁 (1991)。
4. Hardin, B.O., "The Nature of Stress-Strain Behavior of Soils," Proc. of the ASCE Geotech. Engrg. Div. Speci. Conf., Vol.1, pp.3-90(1978).

5. Iwasaki, T., F. Tatsuoka, and Y. Takagi, "Shear Moduli of Sands Under Cyclic Torsional Shear Loading," *Soils and Found.*, Vol.18, No.1, pp. 39-56(1978).
6. Chen, Y.C. and H.Y. Hung, "Evolution of Shear Modulus and Fabric During Shear Deformation," *Soils and Found.*, Vol.31, No.4, 148-160(1991).
7. Nemat-Nasser, S., and K. Takahashi, "Liquefaction and Fabric of Sand," *J. of the Geotech. Engrg.Div., ASCE*, Vol.110, No.9, pp.1291-1306(1984).
8. Seed, H.B., and W.H. Peacock, "The Procedure for Measuring Soil Liquefaction Characteristics," *J. of Soil Mech. and Found. Div., ASCE*, Vol.97, No.SM8, pp.1099-1119(1971).
9. Seed, H.B., "Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquake," *J. of Geotech. Engrg. Div., ASCE*, Vol.105, No.GT2, pp.201-255(1979).
10. Robertson, P.K., and R.G. Campanella, "Liquefaction Potential of Sands Using the CPT," *J. of the Geotechnical Engrg. Div., ASCE*, Vol.111, No.GT3, pp. 384-403(1985).

COMPARISONS OF THE LIQUEFACTION
RESISTANCE EVALUATED BY MAXIMUM
SHEAR MODULI AND CPT-Q_c

Yao-Chung Chen and Chih-Gang Lee

Department of Construction Engineering,
National Taiwan Institute of Technology.

ABSTRACT

Laboratory tests and in-situ seismic cone penetration tests were conducted to evaluate the liquefaction resistance of Lanyang sandy soils. Resonant column tests and cyclic torsional shear tests were performed on remolded samples to investigate the maximum shear modulus and the liquefaction resistance. The relationship between the shear modulus and the liquefaction resistance was established first and then used to predict the in-situ liquefaction resistance. Liquefaction resistance predicted by CPT-Q_c was quite consistent with the one which was predicted by maximum shear modulus. From the comparisons, it showed that maximum shear modulus is a good index to predict in-situ liquefaction resistance.