

## 鋼橋塗裝常見缺失及後續改善對策-以 102 年考評縣府鋼橋為例

李家順\*、延允中\*\*、孟伯鈞\*\*\*

### 一、前言

吾人知鋼橋材料強度高、重量輕，抗震力佳，可採大跨徑設計以減少落墩及通洪斷面問題，加上可塑性佳，可塑成各種造型及災後重建快速等原因，近幾年來本局大幅採用鋼橋施工，惟台灣高溫潮溼環境、工廠汽機車排放廢氣及鹽害等腐蝕因子，均在在造成鋼橋後續腐蝕，耗費本局塗裝養護費用不訾；惟若能從正確的規劃設計，到施工階段每個過程，如鋼板裁切及導角、塗料的種類品管、表面的噴砂處理、塗膜層數及厚度、銲道品管非破壞的檢測、構件運輸、現場架設吊裝等，每個施工環節均不得疏忽，最後即是於維護階段適時的就劣化程度進行塗裝維護，如此融入生命周期管理的觀念，鋼橋方能減緩有效斷面減少以延壽，同時也能大幅降低相關塗裝養護費用。

本局 102 年度奉交通部指示，代表部辦理各縣市政府道路養護考評，同時間亦了解各縣市鋼橋維護工作，以做為日後補助地方政府施做特殊橋梁參考，因考評時程短促，爰本文聚焦在容易判別的縣府鋼橋表面塗裝良窳，以了解縣府轄內鋼橋過往施工品質與有無養護作為，缺失並作一初步探討成因與後續改善對策，日後可作為本局鋼橋維護時之參考。

### 二、本局所轄鋼橋數量及塗裝修繕現況

在探討縣府鋼橋劣化態樣前，先就本局鋼橋數量及修繕費用等做一探討，以證塗裝良窳對養護費用之影響性；茲從臺灣地區橋梁管理資訊系統中查閱（日期至 102 年 10 月 2 日止），相關數量統計分析如下：

---

\* 公路總局養路組道路工程科 工務員

\*\* 公路總局養路組道路工程科 正工程司

\*\*\* 公路總局養路組道路工程科 科長

1. 本局所轄正常使用橋梁共計 2,859 座（含省道橋梁 2,625 座，縣道橋梁 234 座），其中省道鋼橋 207 座，代養縣道鋼橋 4 座（位於五工處轄區），如圖 2.1 所示。

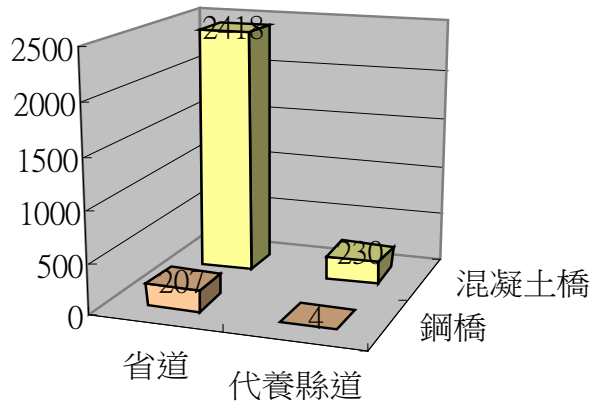


圖 2.1 本局養護鋼橋、混凝土橋數量統計

2. 另本局各處所轄鋼橋數如圖 2.2 所示，其中一工處、二工處鋼橋遠多於其他工程處，主要係台 64 線八里新店線施工完竣通車後，移交本局一工處管養，其中鋼橋即佔了 43 座；二工處鋼橋多原因，主要除快速道路鋼橋外，另山區受土石流損壞橋梁，災後亦多以鋼橋復建。

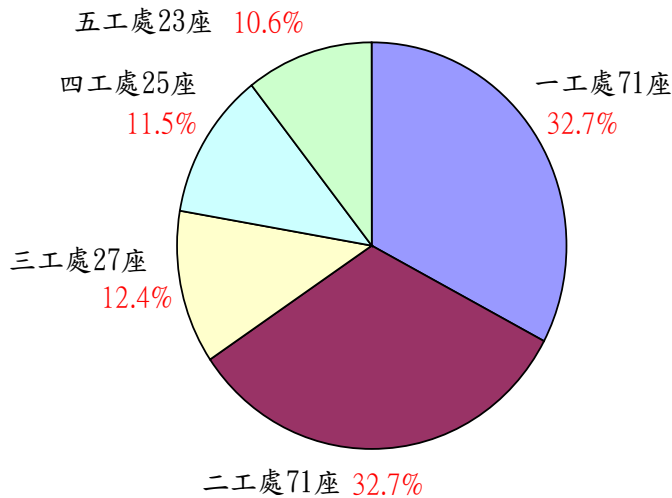


圖 2.2 各區養護工程處養護鋼橋數量

3. 又本局轄內鋼橋以橋齡統計分析如下圖2.3，其中民國92年以後鋼橋佔了136座，足證災後復建或橋梁改建，係著眼鋼橋建造之快速性。

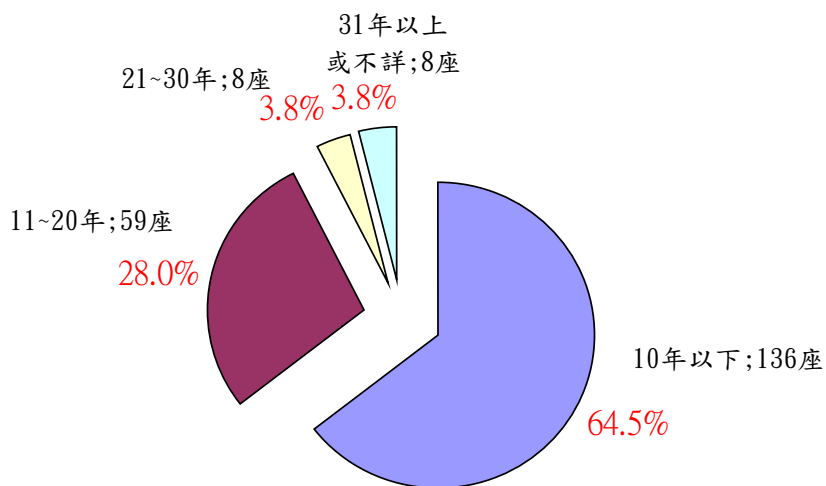


圖 2.3 本局養護鋼橋的橋齡分析

檢視本局近幾年來鋼橋塗裝施工相關參考預算或發包費用如下表 2.1：

表 2.1 鋼橋塗裝費用分析表

橋名	環境結構型式尺寸及施工方式	費用分析
北部甲橋	本橋為北部近海鋼 I 型橋，橋高約 7 公尺，主要以高空作業車噴砂除鏽，兩旁有護網遮住噴砂揚塵，本工程除鏽方式除使用濕式噴砂外，也可使用高壓水刀，惟除鏽程度須符合規定。	一、辦理 6 跨橋改善 250 公尺，近 2,940 萬元。 二、施工單價平均為 900 元/m <sup>2</sup> 。 三、假設性工程費用佔約 3%，噴砂塗裝佔 94%，其他交安、環保、品管等配合工資約 3%。
北部乙橋	本橋為上路式鋼拱橋，位處北部水庫上游山區，橋長 230 公尺，橋下最大淨高 40 公尺，採懸吊式施工搭架及系統式施工架施工，採密閉式乾式噴砂塗裝，兩側有專用安全防塵網阻隔設施防砂及噴漆飛散，可杜絕水源環境污染。	一、全橋改善近 3,700 萬元。 二、施工單價平均為 3120 元/m <sup>2</sup> 。 三、假設性工程費用佔約 63%，噴砂塗裝佔 34%，其他交安、環保、品管等配合工資約 3%。
中部丙橋	中部近海鋼箱梁橋，處理範圍橋長 275 公尺，橋高約 12 公尺，懸吊式施工搭架施工，採密閉式乾式噴砂塗裝，兩側有覆網阻隔設施防砂及噴漆飛散。	一、4 跨橋改善近 3,200 萬元。 二、施工單價平均為 2,100 元/m <sup>2</sup> 。 三、假設性工程費用佔約 36%，噴砂塗裝佔 50%，其他交安、環保、品管等配合工資約 14%
東部丁橋	本橋為 $\pi$ 型橋，位處東部山區，橋長 80 公尺，橋下最大淨高 30 公尺，上構大梁採高壓水刀處理，下構(含斜撐材)採溼式噴砂配合高壓水刀處理，以高空作業車配合施工。	一、全橋改善近 310 萬元。 二、施工單價平均為 1,210 元/m <sup>2</sup> 。 三、假設性工程費用佔約 5%，噴砂塗裝佔 80%，其他交安、環保、品管等配合工資約 15%。

以上相關施工費用以分析如圖 2.4、圖 2.5、圖 2.6 所示：

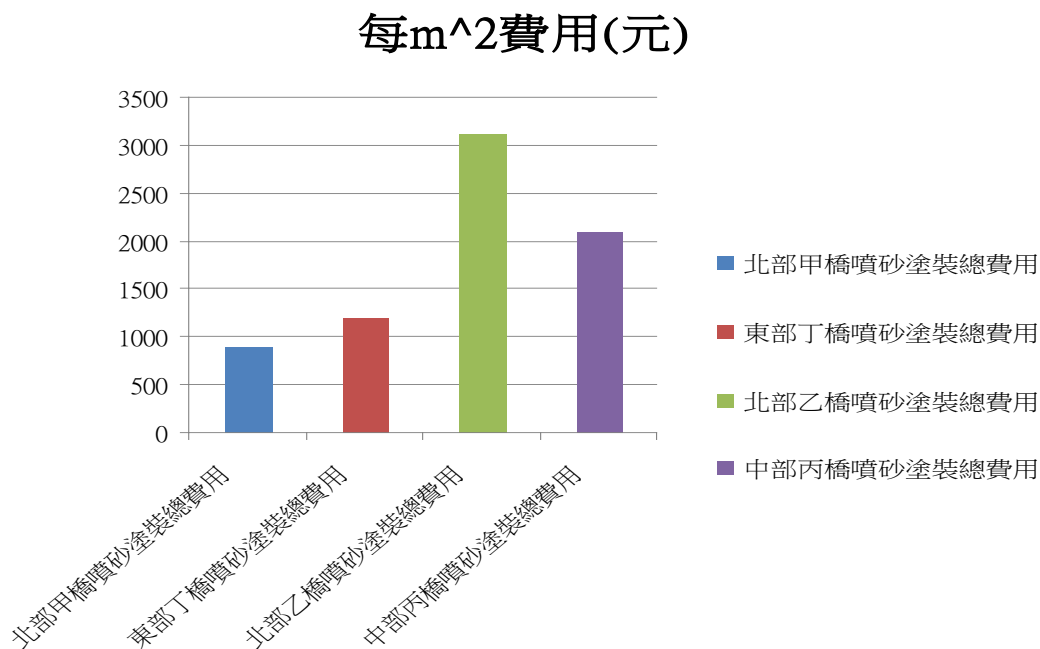


圖 2.4 本局鋼橋塗裝費用單價分析

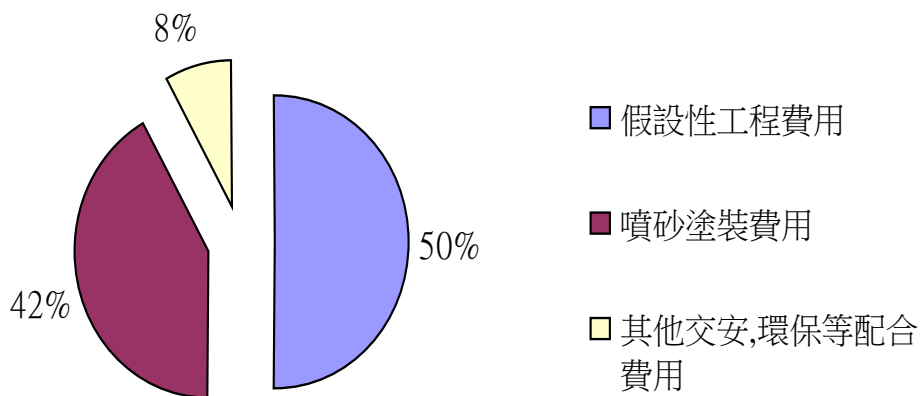


圖 2.5 本局鋼橋採密閉懸吊式施工搭架塗裝費用分析

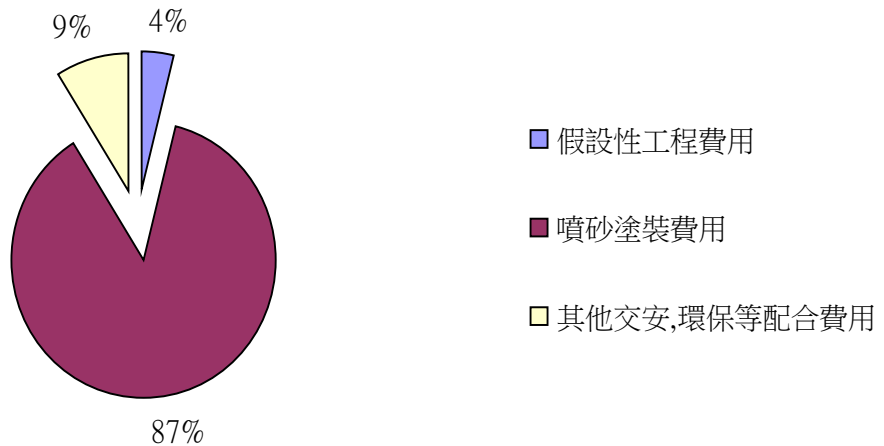


圖 2.6 本局鋼橋採傳統高空作業車塗裝費用分析

由以上表 2.1 及圖 2.4、圖 2.5、圖 2.6 觀之，鋼橋若防蝕設計與後續塗裝相關品管作業未盡理想，則在維護階段將耗費大筆修繕費用，每橋動輒上千萬元，且因工地施工條件遠遠不及工廠塗裝，重新塗裝品質亦堪虞，在大氣腐蝕不斷持續進行下，以本局所轄 211 座鋼橋而言，養護費實也無法分年分期負擔。

鋼橋近年來在都會區大量採用，考慮環境汙染保護問題，對後續塗裝施工方式及工期造成嚴峻挑戰，因多採密閉式搭架施工，假設性工程費用高，且所佔整體施工費用比例極大；另以上表丁橋與乙橋做一簡單比較，密閉式搭架整體施工費用平均較傳統高空作業車高出近 3 倍。

### 三、目視鋼橋塗裝常見缺失-以縣府鋼橋為例

1. 橋下設計淨高不足：洪水易滿至橋底鋼梁，或石塊易撞及鋼梁而損傷，亦或橋下濕氣易造成鋼構面潮濕而腐蝕，如圖 3.1、圖 3.2。
2. 盤式支承銹蝕，未有防塵套：依據盤式支承規範要求，活動型支承應有密閉防塵罩，以避免灰塵等侵入而影響滑動功能，如圖 3.3、圖 3.4。
3. 鋼構面髒，未定期水洗：諸多附著物，如青苔、硫化物、鹽、粉塵...等有害物，除影響美觀，如圖 3.5、圖 3.6 所示，亦會對鋼構面長期銹蝕造成一定程度影響。應每年定期以低壓水清洗，至少於冬季(東北季風)結束後儘速辦理。
4. 橋梁外側懸臂版洩水孔於設計時未適當延伸：水容易順著混凝土面流下，逐步污染鋼

構上翼板、腹板及下翼板，長期下來，影響美觀及造成銹蝕，如圖 3.7、圖 3.8 所示。

5. 翼腹板角隅截角製作問題：因角隅為銳角或截角問題，油漆附著不易致銹至母材嚴重，如圖 3.9、圖 3.10 所示。
6. 梁底通風不良，所造成均勻銹蝕問題：因日曬風吹不易到達，易有腐蝕因子聚集，如圖 3.11、圖 3.12 所示。
7. 任意附掛，電位差所造成銹蝕：不同金屬間因電位不同，較活性金屬會犧牲陽極放電銹蝕，不同金屬間應有絕緣設施，如圖 3.13、圖 3.14 所示。
8. 伸縮縫處洩水不當，造成支承銹蝕：伸縮縫如為角鋼或 GAI-TOP 型式，應注意填縫料是否有掉落或缺損，以免水由橋上流下，除造成橋台座水漬白華影響美觀，銹水亦會造成盤式支承或鑄鋼支承等易銹蝕，如圖 3.15、圖 3.16 所示。
9. 接合板螺栓未做截角，未確實先手刷，膜厚不足：扭斷螺栓銳角未磨，表面未先手刷塗漆而致銹蝕，如圖 3.17、圖 3.18 所示。
10. 吊耳切除處未確實噴砂塗漆：鋼橋吊裝完成後，吊耳切除處未確實噴砂塗裝，如圖 3.19、圖 3.20 所示。
11. 人孔未關閉或孔蓋導水設計不當：水氣及有害物易進入，造成內部銹蝕，如圖 3.21、圖 3.22 所示。
12. 地組時，重型支承與下翼板接觸點未設緩衝墊，致碰傷：鋼構件塗膜受損位置提早銹蝕劣化，如圖 3.23、圖 3.24 所示。
13. 植物附著鋼構面：使鋼構面經常為潮溼狀態，塗膜易劣化致鋼材銹蝕。應定期維護改善，如圖 3.25、圖 3.26 所示。
14. 鋼構面包覆造型建材，通風不易：裏面水氣不易消散，內部鋼構件所產生之銹蝕無法檢視與維護，對橋梁安全性有疑慮，建議將外覆造型建材移除並辦理全面性塗膜劣化檢測，如圖 3.27、圖 3.28 所示。



圖 3.1



圖 3.2



圖 3.3



圖 3.4

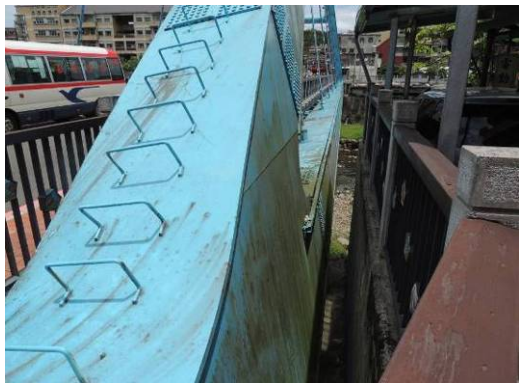


圖 3.5



圖 3.6





圖 3.7



圖 3.8



圖 3.9



圖 3.10



圖 3.11



圖 3.12

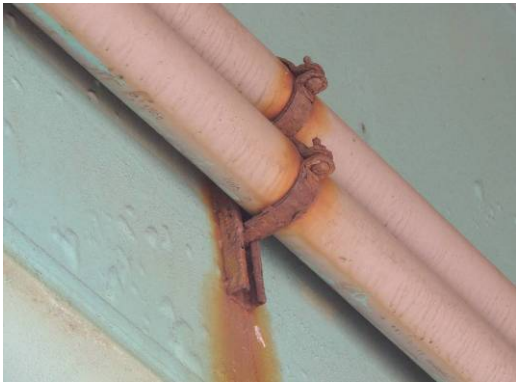


圖 3.13



圖 3.14



圖 3.15



圖 3.16



圖 3.17



圖 3.18





圖 3.19



圖 3.20



圖 3.21



圖 3.22



圖 3.23



圖 3.24



圖 3.25



圖 3.26



圖 3.27



圖 3.28

#### 四、鋼橋常見劣化缺失樣態成因、改善方式與預防對策

4.1.1 缺失樣態：鋼材(含接合鈹)邊角銳緣未作截角及塗膜厚度不足或塗膜不均致產生銹蝕(圖 4.1、圖 4.2)。

4.1.2 改善方法：銹蝕部份表面處理可採局部噴砂至 SIS 2.5 級，塗裝系統底漆為無機鋅粉底漆(或高鋅量有機鋅粉底漆) 1 道  $75\mu\text{m}$ ，視所處環境，環氧樹脂中塗漆(2~3 道，每道  $60\mu\text{m}$  以上)，面漆可採 PU 或氟素樹脂系  $55\mu\text{m}$ (第 1 道  $30\mu\text{m}$ 、第 2 道  $25\mu\text{m}$ )。採電動工具表面處理時，除銹度為 ST3，除第一道底漆為手刷有機鋅粉底漆外，其餘各道油漆系統與塗膜厚度同上。



圖 4.1



圖 4.2

4.1.3 預防措施：

1. 鋼橋於廠內製造時鋼材鈹邊緣須作 1~2mm 之截角處理，以確保鋼鈹邊角處之塗膜厚度，若使用無機鋅粉底漆，截角可以 1mm 處理，若使用環氧鋅粉底漆或其他底漆，則截角建議以 2mm 處理。若鋼橋位處腐蝕環境惡劣之重工業區或濱海地區，鈹邊之截角處理(導角)可加大至 3~4mm(圖 4.3、圖 4.4)。
2. 塗裝時除第二道面漆，鋼鈹邊角銳緣先採人工手刷，除工地接頭外(螺栓接合或鈹接位置)，所有塗裝均應於工廠內完成。





圖 4.3



圖 4.4

4.2.1 缺失樣態：螺栓銳緣塗膜厚度不足產生銹蝕(圖 4.5、圖 4.6)。

4.2.2 改善方法：銹蝕部份表面處理採電動工具，除銹度為 ST3，塗裝系統為有機高鋅量鋅粉底漆 1 道 75 $\mu\text{m}$ ，環氧樹脂中塗漆 3 道=3 $\times$ 60 $\mu\text{m}$ ，氟素樹脂面漆 55 $\mu\text{m}$ (第 1 道 30 $\mu\text{m}$ 、第 2 道 25 $\mu\text{m}$ )，除最後一道面漆外，各道之塗膜均須採人工手刷。



圖 4.5



圖 4.6

4.2.3 預防措施：

1. 若為箱形構件且內部有螺栓旋緊空間時，螺栓插入方向均應朝內，非箱形構件時(鈹梁或型鋼)，外梁腹鈹螺栓應朝內梁方向，下翼鈹螺栓朝下，以避免螺帽及螺牙縫外露。

2. 外露 T.C.B 螺栓鎖斷後尾端之銳緣，可採研磨方式除去銳緣(圖 4.9)。
3. 螺栓以溶劑除油或電動鋼刷除銹後，塗裝方式除最後一道面漆外均須採人工塗刷(圖 4.7、圖 4.8)。
4. 六角之螺栓頭邊角易產生塗膜不均，惡劣之環境可採圓頭螺栓改善。



圖 4.7



圖 4.8



圖 4.9

- 4.3.1 缺失樣態：構件與構件或構件與接合板間之縫隙所產生間隙腐蝕(圖 4.10、圖 4.11)。
- 4.3.2 改善方法：銹蝕部份表面處理採電動工具，除銹度為 ST3，塗裝系統為有機高鋅量鋅粉底漆 1 道  $75\mu\text{m}$ ，環氧樹脂中塗漆 3 道= $3\times 60\mu\text{m}$ ，氟素樹脂面漆  $55\mu\text{m}$ (第 1 道  $30\mu\text{m}$ 、第 2 道  $25\mu\text{m}$ )，除最後一道面漆外，各道之塗膜均須採人工手刷。構件間之縫隙可以止水材料填縫阻絕水份滲入，構件與接合板產生之間隙於手工塗刷中塗漆及面漆時，可將縫隙填滿。



圖 4.10



圖 4.11

#### 4.3.3 預防措施：

1. 構件外露之端部截面，塗裝系統應同外露面，且於廠內製造時先完成塗裝，接合板外露之端部增加塗膜厚度。
2. 螺栓接合之各鋼板間應要充分平整與密接，以避免鋼板間有縫隙。箱梁下翼接合板邊緣設置止水填充材，並於前方設置排水孔(圖 4.12、圖 4.13)。
3. 構件之間隙以止水材料填縫阻絕水份滲入，構件與接合板產生之間隙於手工塗刷中塗漆及面漆時，將間隙填滿細縫。

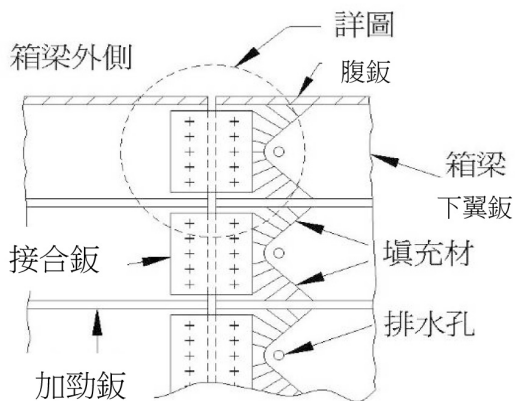


圖 4.12

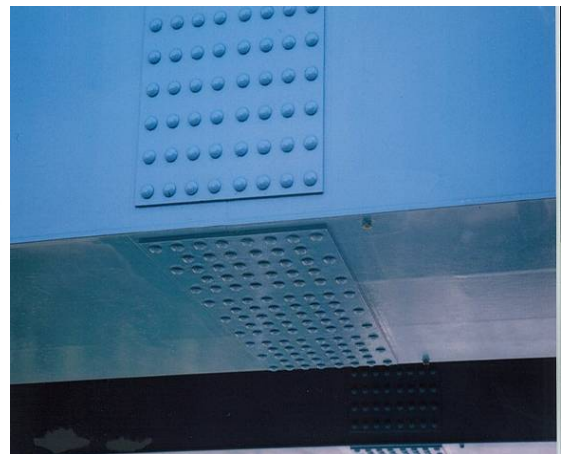


圖 4.13

- 4.4.1 缺失樣態：構件銲接處，特別是現場銲接位置，因採用手工電銲(立銲)，銲道外觀較不平整，及周邊塗膜因銲接高溫劣化，銲道與塗膜劣化處未依規定表面處理及補漆(圖 4.14、圖 4.15)。



4.4.2 改善方法：銹蝕部份表面處理採電動工具，除銹度為 ST3，不平整之銲道須磨順，塗裝系統為有機高鋅量鋅粉底漆 1 道  $75\mu\text{m}$ ，環氧樹脂中塗漆 3 道  $=3\times 60\mu\text{m}$ ，氟素樹脂面漆  $55\mu\text{m}$ (第 1 道  $30\mu\text{m}$ 、第 2 道  $25\mu\text{m}$ )，除最後一道面漆外，各道之塗膜均須採人工手刷。

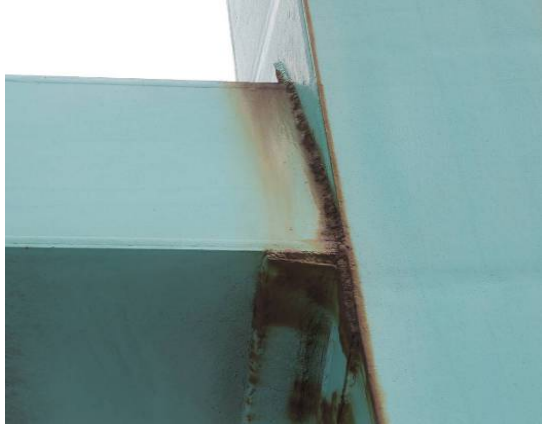


圖 4.14



圖 4.1.5

4.4.3 預防措施：

1. 廠內或現場銲接之銲道外觀應符合銲道目視檢查規定，工地之銲接為達到平順之銲道外觀，應採半自動包藥銲接方法，銲工應具全姿勢銲接資格，銲接時應有防風設備。
2. 構件噴砂後銲道位置除最後一道面漆外，均應採人工手刷才能達到均勻之膜厚（圖 4.16）。



圖 4.16

4.5.1 缺失樣態：鋼橋梁底距水面或地面高度不足，水氣易聚集於下翼板及附近，致鋼梁銹蝕嚴重(圖 4.17)。

4.5.2 改善方法：鋼橋應全面噴砂至 SIS 2.5 級，塗裝系統為無機鋅粉底漆(或高鋅量有機鋅粉底漆)1 道 75 $\mu\text{m}$ ，視所處環境，環氧樹脂中塗漆(2~3 道，每道 60 $\mu\text{m}$  以上)，面漆可採 PU 或氟素樹脂系 55 $\mu\text{m}$ (第 1 道 30 $\mu\text{m}$ 、第 2 道 25 $\mu\text{m}$ )。對於雨水或水氣易滯留、附著之鋼梁下翼板底面與外側腹板下緣部份 10cm 範圍增加一道 60 $\mu\text{m}$  中塗漆，螺栓、接合板及構件端部除最後一道面漆外，均應採手刷。



圖 4.17

4.5.3 預防措施：

1. 對於雨水易滯留、附著之部位，例如鋼梁下翼板底面與外側腹板下緣部份可增加塗膜厚度，以及易受積水滯留或漏水影響之梁端鋼材(例如梁端長度在 1 至 2 倍之梁深範圍)，應較其他部位增加塗層厚度(圖 4.18)。
2. 若無法提高橋梁橋下高度，橋梁型式儘可能採取箱型斷面，需採版梁橋時，防蝕方法可採鍍鋅，若考慮景觀需求，可於外梁增加一道合金漆與面漆(圖 4.19)。

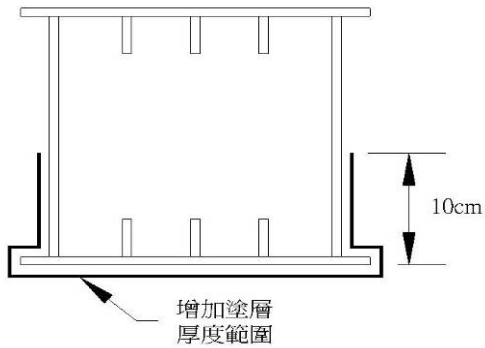


圖 4.18



圖 4.19

4.6.1 缺失樣態：採用易積水之結構斷面(如型鋼)，致構件嚴重銹蝕(圖 4.20、圖 4.21)。

4.6.2 改善方法：銹蝕程度尚不影響使用功能者，可採局部噴砂至 SIS 2.5 級，塗裝系統為無機鋅粉底漆(或高鋅量有機鋅粉底漆)1 道  $75\mu\text{m}$ ，環氧樹脂中塗漆 3 道  $=3 \times 60\mu\text{m}$ ，氟素樹脂面漆  $55\mu\text{m}$ (第 1 道  $30\mu\text{m}$ 、第 2 道  $25\mu\text{m}$ )。銹蝕嚴重已影響使用功能者，應將桿件補強及增設排水孔或更換為不易積存水分之斷面。



圖 4.20



圖 4.21

4.6.3 預防措施：

1. 構材斷面上方翼緣應避免有朝上開口之情形，以防止造成蓄水、塵泥飛落積存之可能(圖 4.22)。

2. 注意構材中各鋼板之角度方向，例如：採傾斜設置之水平 I 型斷面，其豎向加勁材底部與腹板與下翼板間會形成積水，應設排水孔。
3. 構材斷面在兼顧力學強度之情況下，開口方向應儘量朝下。

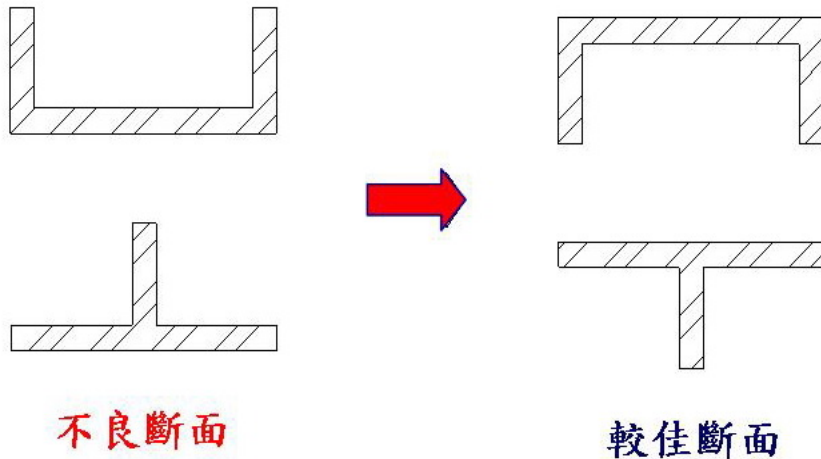


圖 4.22

4.7.1 缺失樣態：均勻大氣腐蝕，部分構件已銹蝕嚴重恐影響使用功能(圖 4.23、圖 4.24)。

4.7.2 改善方法：應先評估該橋梁主結構銹蝕程度是否影響結構安全，若是，應拆除改建或桿件補強更換。暫不影響使用功能者，考量當地腐蝕環境惡，後續之防蝕改善方式應採重度防蝕系統，採噴砂至 SIS 2.5 級，塗裝系統為無機鋅粉底漆(或高鋅量有機鋅粉底漆)1 道  $75\mu\text{m}$ ，環氧樹脂中塗漆 3 道  $=3\times 60\mu\text{m}$ ，氟素樹脂面漆  $55\mu\text{m}$ (第 1 道  $30\mu\text{m}$ 、第 2 道  $25\mu\text{m}$ )。養護期間鋼橋應定期以高壓水清洗附著或積存之鹽分、粉塵或污物。



圖 4.23



圖 4.24



#### 4.7.3 預防措施：

1. 設計階段應先調查該地區腐蝕環境，採用適當之防蝕系統。
2. 橋梁型式採封閉之箱型斷面，並將橋梁高度提高，減少橋梁下方長期水分積存。
3. 養護期間鋼橋應定期以高壓水清洗附著或積存之鹽分、粉塵或污物(圖 4.25、圖 4.26)。



圖 4.25



圖 4.26

4.8.1 缺失樣態：鋼梁架設用之吊耳或臨時加勁材，切除後未確實作防蝕處理，該處銹蝕嚴重(圖 4.27、圖 4.28)。

4.8.2 改善方法：銹蝕部份表面處理採電動工具研磨，使之平順圓滑。除銹度為 ST3，塗裝系統為有機高鋅量鋅粉底漆 1 道 75 $\mu\text{m}$ ，環氧樹脂中塗漆 3 道 =3 $\times$ 60 $\mu\text{m}$ ，氟素樹脂面漆 55 $\mu\text{m}$ (第 1 道 30 $\mu\text{m}$ 、第 2 道 25 $\mu\text{m}$ )，除最後一道面漆外，各道之塗膜均須採人工手刷。



圖 4.27



圖 4.28

#### 4.8.3 預防措施：

1. 鋼梁架設完成後，吊耳切除方式應採對原有塗膜損傷最小之方式，吊耳採氧氣乙炔切割時，切斷位置不得損及構件表面，可預留距母材面 3~5mm 高度後採電動砂輪機磨平(圖 4.29)。
2. 吊耳切除後表面及周邊受損劣化之塗膜，經研磨後依設計塗裝系統與塗裝間隔時間，從有機鋅粉底漆開始，逐道補漆。



圖 4.29

4.9.1 缺失樣態：橋面洩水孔未設排水管或排水管延伸長度不足，或水平管三通接頭漏水，致橋面雨水或污水噴濺至鋼梁腹板及下翼板，影響美觀及造成銹蝕。(圖 4.30、圖 4.31)。

4.9.2 改善方法：安裝卸水管或延伸洩水管長度，洩水管排水口長度應延伸過下翼板 60cm 以上。受污染之鋼構面以低壓水沖洗，有塗膜劣化或鋼構件銹蝕部分，依規定除銹及補漆。



圖 4.30



圖 4.31

#### 4.9.3 預防措施：

1. 橋面積水及污水往往是造成橋梁腐蝕之潛在威脅，應迅速將橋面積水排除至橋梁構造以外之排水系統，以避免濕氣聚積或雨水接觸至橋梁各部位之鋼材。
2. 過河橋之橋下排水孔位置應避免與構材接頭、螺栓接合、隔梁位置等易產生局部腐蝕之構造設在同一斷面處，並應錯開適當距離。
3. 過河橋之橋面下方排水管長度與排水孔之設置方式與位置，應避免造成所排放之雨水再噴附至鋼梁上，排水管延伸過鋼梁下翼板長度視風向與風速而定，一般為60~100cm。(圖 4.32、圖 4.33)

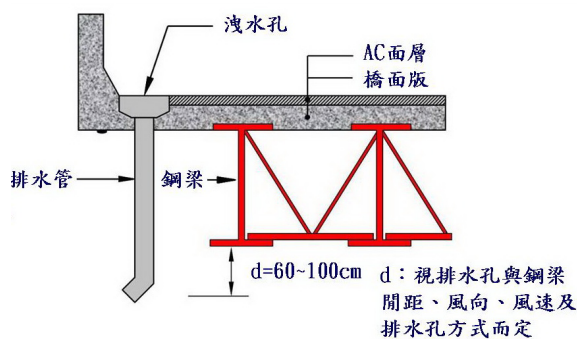


圖 4.32



圖 4.33

4.10.1 缺失樣態：橋台處支承高度或梁底高度不足，通風不良易積存水氣，若位於濱海地區，更易積聚氯化物，造成構件銹蝕(圖 4.34、圖 4.35)。

4.10.2 改善方法：改善梁底通風條件，劣化之塗膜與銹蝕之構件，依規定除銹及補漆外，補漆時應增加梁底處中塗漆厚度，橋梁定期做高壓水清洗維護。銹蝕之支承除銹補漆後，需增設防塵罩以防腐蝕因子入侵。

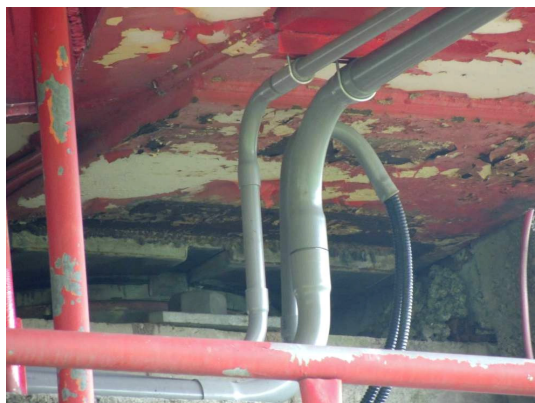


圖 4.34



圖 4.35



#### 4.10.3 預防措施：

1. 設計時盡量提高梁底高度或加高支承，對於水氣或有害因子易聚集、附著之部位，例如鋼梁下翼板底面與外側腹板下緣部份及支承可增加塗膜厚度。
2. 若無法提高橋梁橋下高度，橋梁型式儘可能採取箱型斷面，需採版梁橋時，防蝕方法可採鍍鋅，若考慮景觀需求，可於外梁搭配塗裝。
3. 支承安裝後應安裝防塵罩，並定期配合橋梁高壓水清洗時打開維護(圖 4.36、圖 4.37)。



圖 4.36



圖 4.37

4.11.1 缺失樣態：人孔未關閉或人孔蓋開啟及導水設計不當致水氣及有害物易進入，造成人孔附近及內部銹蝕(圖 4.38、圖 4.39)。

4.11.2 改善方法：於人孔周邊外側增設銲接截水環，並於截水環上方設外掀式蓋板，讓雨水無法滲入人孔。



圖 4.38



圖 4.39



#### 4.11.3 預防措施：

1. 鋼梁人孔開設位置以設於鋼梁伸縮縫端之隔板為原則，若因鋼梁斷面過小無法於隔板設置時，可設於距橋台或橋墩處之下翼板，人孔蓋開啟方式採內掀式。
2. 若因其他因素人孔無法設於上述位置而須設於上翼板或腹板時，除應考量對結構影響外，人孔開啟方式應採外掀式 (圖 4.40、圖 4.41、圖 4.42)。



圖 4.40



圖 4.41



圖 4.42

4.12.1 缺失樣態：鋼梁塗裝後於運輸及地組過程，因碰撞或支撐方式不當磨損塗膜，且未依規定修補漆膜致鋼構件產生銹蝕(圖 4.43、圖 4.44)。

4.12.2 改善方法：銹蝕部份表面處理採電動工具，除銹度為 ST3，塗裝系統第一道漆為有機高鋅量鋅粉底漆 1 道 75 $\mu\text{m}$ ，除最後一道面漆外，中塗漆及面漆依規定分道以人工塗刷。



圖 4.43



圖 4.44

#### 4.12.3 預防措施：

1. 鋼梁於鋼構廠完成塗裝後，所有吊運、存放、安裝與支撐應採不損及塗膜施工方式，支撐與構件間採非鋼質材料墊放，例橡膠墊、鐵氟龍材料(圖 4.45、圖 4.46)。
2. 若因不慎損傷塗膜，應依受損塗膜層別，經表面研磨後依設計塗裝系統與塗裝間隔時間，逐道補漆。
3. 受損程度若已達鋼材，修補之第一道底漆應為有機鋅粉底漆，所有修補與檢查工作應於鋼梁架設前完成。



圖 4.45



圖 4.46

4.13.1 缺失樣態：鋼構件任意附掛，因不同金屬間電位差所造成銹蝕，較活性金屬會犧牲陽極流失電子產生銹蝕(圖 4.47)。

4.13.2 改善方法：產生銹蝕的部位經人工除銹後，除銹度為 ST3，可採高膜厚之 PU 塗料，產生高電阻方式阻絕，或是更換與鋼橋同化學成分之鋼料。



圖 4.47

#### 4.13.3 預防措施：

1. 鋼橋若須於鋼材上方直接設置欄杆、防震拉桿、管線架、電桿基座等金屬設施時，應避免因不同金屬電化學之電位差，而產生加凡尼腐蝕。
2. 相連之金屬設施可採用與鋼橋相同化學組成之鋼料外，亦可採用可避免不同金屬會直接接觸之設置方式，如塗裝或不導電材料隔開(圖 4.48)。

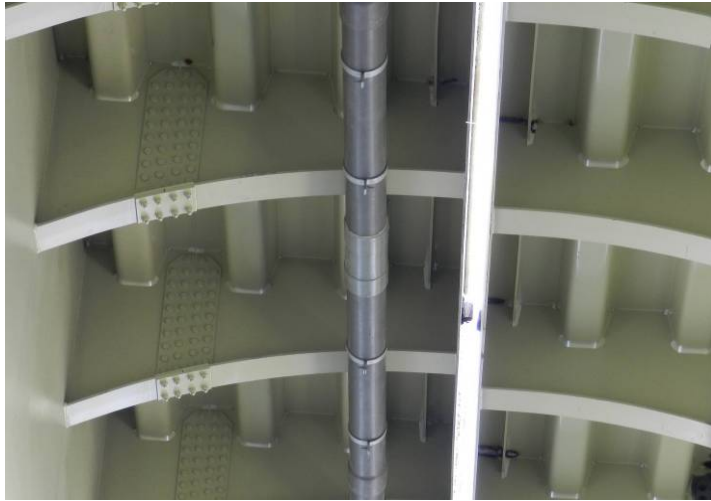


圖 4.48

4.14.1 缺失樣態：伸縮縫處洩水不當、導水不良，造成支承及附近積土、積水致支承銹蝕(圖 4.49、圖 4.50)。

4.14.2 改善方法：伸縮縫如為角鋼或 GAI-TOP 型式，注意填縫料是否有擠出掉落或缺損，定期巡查並於夏季結束冬季來臨前填補彈性填充材。



圖 4.49



圖 4.50



#### 4.14.3 預防措施：

1. 伸縮縫應具有合適的排水設施，可採用排水導溝方式，以避免雨水會自伸縮縫滲流到鋼梁；另可採用設置有可撓性阻水材料之伸縮縫；此外為防止塵泥堆積，亦可在伸縮縫下方，先配合阻水構造設置彈性填充材，使適度防止雨水、塵泥進入，再以阻水材料、排水管等多道防線方式，充分防範雨水滲入(圖 4.51、圖 4.52)。
2. 橋梁日常檢查養護時須隨時注意伸縮縫之排水功能，並要定期清掃。

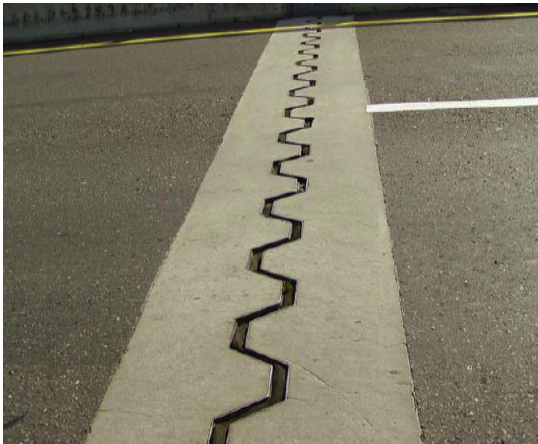


圖 4.51

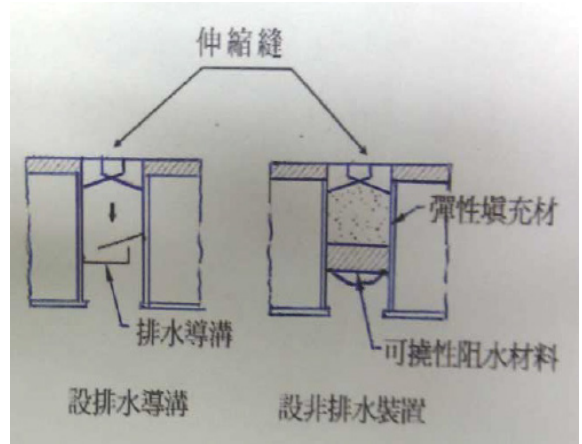


圖 4.52

註：前揭構件銹蝕採全面或局部噴砂除銹至 SIS-2.5 級時，若考量現場侷限空間噴砂之成效可能較差(鋼材表面粗糙度較不易達到規定)，建議可採低溶劑高鋅量之有機鋅粉底漆取代無機鋅粉底漆。

## 五、結論與建議

### 結論：

1. 橋梁劣化與腐蝕防治是一項全程性之工作，從規劃、設計、施工到維護管理均須注意，鋼橋於規劃與設計階段，不論是路線選擇、橋梁位置、橋梁高度、橋梁型式、使用材料、構材斷面、構造細部、構件結合方式、附屬設施、橋梁施工問題等於規劃設計階段即應充分考量施工及長期維護之可行性，例部份縣市政府常為展現任內作為，大量建造一些造型特殊及搭配夜間景觀照明之鋼拱橋、吊橋或斜張橋，但因未對環境因子、施工廠商施工水準及日後維護能力之評估，致完工不久橋梁便嚴重銹蝕，因其特殊造型，增加維護之困難度。
2. 目前中央及各縣市政府財政困難，而需維護之鋼橋卻與日俱增，在交通維持與環保意

識抬頭下，鋼橋維護重新塗裝之經費其假設工程佔極大比例，若位於都會區之鋼橋塗裝所配合之交通改道與繞道亦增無形之社會成本，而目前橋梁檢查人員與維護經費極度欠缺下，不完善的設計與不良的施工，如先天體質不良將註定一輩子宿疾纏身，爰提升規劃設計能力及廠商施工品質，讓鋼橋完工後減少維護頻率或免維護為目前最重要課題之一。

建議：

1. 若橋管單位缺乏特殊橋梁維護經驗，於濱海或臨海地區新建之橋梁結構型式以採混凝土橋梁為主，若需採鋼橋，應考量附近腐蝕環境分類，適時的增加鋼橋塗裝膜厚並採易維護之結構型式；另設計廠商於設計階段應提出完工後之維護手冊，供後續維護人員據以辦理。
2. 落實橋梁管理維護機制，提升橋檢人員專業素養，若須委外辦理評估檢測工作，應選擇專業之廠商及對廠商橋檢工作及成果有查核及查證能力。
3. 由目前橋梁維護階段所發現之橋梁劣化與腐蝕原因，鋼橋單靠維護階段，無法徹底改善延壽，應回歸生命週期地確實管理，方能減少後續的維護修繕及費用，其中全生命週期地教育訓練應重視持續推廣；檢視鋼橋缺失，部分為設計未考慮周詳及營運階段使用不當所造成之缺失外，90%以上所述缺失均係為施工階段所造成，新建橋梁為避免產生前述相關缺失，當務之急，對於提升廠商施工水準及現場監造工程師之施工實務專業訓練更應重視。
4. 國內公務機關長期「重興建、輕維護」觀念應修正，主要係蓋一座橋，民眾都看得到政府明顯作為，而做橋梁維修百姓卻感受不到；因橋梁劣化係漸進式，在輕微時不即時處理，往往到最後可能釀成災害甚至打除重做浪費公帑，爰建請相關主管機關應挹注適當維護預算，並應支持維護改善工程係一量少、費工、費用高的工作態樣。
5. 鋼橋劣化態樣有裂縫損傷、事故所造成變形、螺栓鬆動脫落、鋼材腐蝕、塗裝劣化等，以本局鋼橋為例，目前所遭遇大部分劣化態樣多為鋼材腐蝕、塗裝劣化，上述問題可透過交通部頒「公路鋼結構橋梁之檢測及補強規範」所規定每月1次經常巡查、颱風地震事件後特別檢測來發現一般撞損所造成漆面損傷後即時修補以免後續腐蝕；定期檢測時則按規範檢視油漆容易劣化處如漏水處、銲接處、螺栓、銳角、接合處、支承等重點，儘早做局部塗裝修復；在上述機制運作確實辦理下，發現問題提早改善可防微杜漸，在目前政府養護費用拮据下，工務段可適時採局部塗裝及定期對鋼構面水洗及高壓空氣吹乾，以減少有害物附著，對於橋梁美觀及延壽有很大助益，惟在大氣腐蝕持續進行下，鋼構面局部修繕猶如道路AC局部補釘，故建議鋼橋一定服務年限時，應適時全橋噴砂塗裝以改善用路人觀瞻。

## 參考文獻

1. 台灣地區橋梁管理資訊系統
2. 本局 101 年施工說明書
3. 本局歷年橋梁維護教育訓練講義
4. 本局第一、二、三區養護工程處鋼橋塗裝預算資料
5. 鋼結構橋梁防蝕塗裝技術手冊(中華民國鋼結構協會)





## 柔性路面設計之 CBR 值評量及運用-以大台北地區軟弱黏土為例

李咸亨\*

### 摘 要

台灣的道路鋪面約 97%採用柔性路面設計，且以使用 AASHTO(1993)、AASHTO-O(1993)加鋪法、AIMS-1 (1970)法、AIMS-17(1983)法或美國加州設計法 (1995)設計為主，其中路基土壤強度為共同影響因子。早期大多以加州載重比(CBR)值代表該因子，近年來則以回彈模數  $M_R$  值為主。由於標準貫入試驗之 N 值(SPT-N 值)是台灣最容易取得的路基土壤強度參數，因此本文將探討經由 SPT-N 值推算 CBR 值之合理評量公式，以便間接獲得  $M_R$  值和完成柔性路面設計。

台灣都會區大多在舊河道下游之沼澤地帶形成的平原地區，地質上屬於非常軟弱黏土至軟弱黏土。根據研究結果，若以 SPT-N 值推算路基土壤強度參數加州載重比 CBR 值時，本文建議採用 Koerner(1997) 和 Terzaghi & Peck (1967)等人共同建議之 CBR 值或者 Robertson 等人(1983)和 Pamkcu & Fang (1989)共同建議之 CBR 值較為合理。

關鍵詞：  $M_R$  值、CBR 值、SPT-N 值、柔性路面設計

### 一、前言

柔性鋪面具有材料種類多、易於修補、行車舒適、噪音有限、工程費低、可分期施築、保養費用少等優點，台灣的道路鋪面約 97%採用柔性路面設計[1]，其中美國州公路及運輸官員協會設計法(American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO 法)[2]、美國瀝青協會設計法(Asphalt Institute Method, AI 法) [3]和美國加州設計法(California Method, CA 法) [4]等半經驗設計方法最為廣泛使用，其中尚分為一般設計法和加鋪設計法兩類。

---

\*國立台灣科技大學營建工程系教授



(1) 柔性道路鋪面一般設計方法：

交通部國道高速公路局於中山高速公路興建時，採用美國加州設計法 (1968)和 AI MS-1 法(1969)，後來拓寬工程則改以 AASHTO 法(1993)為主， AI MS-1 法(1991)為輔。我國交通部公路總局四十餘年來多採用美國加州設計法，內政部營建署則由 AI MS-1 法(1956)開始，經 1969 年版到現在的 1991 年版，台北和高雄市則使用 AI MS-1 (1970)至(1991)方法設計道路[5]。

(2) 柔性道路鋪面加鋪設計方法：

我國交通部公路總局採用美國州公路及運輸官員協會加鋪設計法(AASHTO Pavement Overlay Design, AASHTO-O 加鋪法(1993))，以及美國瀝青協會設計法(Asphalt Overlays for Highway and Street Rehabilitation, AI MS-17 法(1983))作為柔性道路鋪面加鋪設計方法[5]。

根據 AASHTO(1993) [2]的道路修復工程(Rehabilitation) 作法(activities)計有修面(Resurfacing)、重修(Restoration)、回收(Recycling)及翻修(Reconstruction)等 4R 工程項目。修面工程(Resurfacing)又稱為加鋪工程(Overlay)。道路修復工程(Rehabilitation)通常擇優使用以下五種方案之一：

- (1) 熱拌瀝青加鋪(HMA Overlay)
- (2) 冷刨銑與熱拌瀝青加鋪(Cold Milling with HMA Overlay)
- (3) 現場冷再生與熱拌瀝青加鋪(Cold In-Place Recycling with HMA Overlay)
- (4) 現場熱再生與熱拌瀝青加鋪(Hot In-Place Recycling with HMA Overlay)
- (5) 超薄白色罩面(Ultra-thin Whitetopping)

所以「加鋪」屬於「修復」工程的主要項目之一。

不管是 AASHTO(1993)、AASHTO(1993)加鋪法、AI MS-1 (1970)、AI MS-17(1983)或美國加州法(1995)，重要影響因子有三：(1) 路基土壤強度，(2) 交通量分析和(3) 鋪築材料。在評估與初步規劃階段，常常得不到 CBR 值、 $M_R$  值或 R 值，而在繁華的大城市，則難於市區道路進行路床 CBR 試驗，因此，利用其他參數預估 CBR 值、 $M_R$  值或 R 值成為極重要的資訊。由於標準貫入試驗之 N 值(SPT-N 值)是台灣最容易取得的參數，本文將針對非常軟弱黏土至軟弱黏土探討路基土壤強度影響因子之評量方式，冀望提供一些推算方法以獲得合理的設計用路基土壤強度參數 CBR 值和  $M_R$  值。

## 二、文獻回顧

### 2.1 設計方法與路基土壤強度

柔性道路鋪面之一般設計方法有 AASHTO (1993) 法、AI MS-1(1970) 法和美國加州 (1995)法，以及加鋪設計方法有(AASHTO-O(1993)加鋪法和 AI MS-17(1983)法，其採用

之路基土壤強度參數如表 2.1 所示，可見路基土壤強度參數中回彈模數  $M_R$  值、加州載重比 CBR 值或阻力模數 R 值之共同性和重要性。

表2.1 柔性道路鋪面設計方法與路基土壤強度關係

分類	設計方法	路基土壤強度參數
一般設計法	AASHTO(1993)	$M_R$
	AI MS-1 (1970)	CBR
	美國加州法(1995)	R
加鋪設計法	AASHTO-O(1993)加鋪法	$M_R$
	AI MS-17(1983)	$M_R$ 或CBR值

## 2.2 AASHTO(1993)法之路基土壤強度值( $M_R$ )

美國州公路及運輸官員協會 AASHTO(1993)設計法之路基土壤強度值( $M_R$ )，其試驗規範參見 AASHTO-T292。

$M_R$  值的計算分以下兩種情況：

(1) 無  $M_R$  值試驗資料，可參考 AASHTO 法之建議公式：

有 CBR 值(CBR<10)時：

$$M_R \text{ (MPa)} = 10.3 \times \text{CBR} \text{ -----(2.1)}$$

$$M_R \text{ (psi)} = 1500 \times \text{CBR} \text{ -----(2.2)}$$

有 R 值(R<20) 時：

$$M_R \text{ (MPa)} = 8.0 + 3.8 \times R \text{ 值-----(2.3)}$$

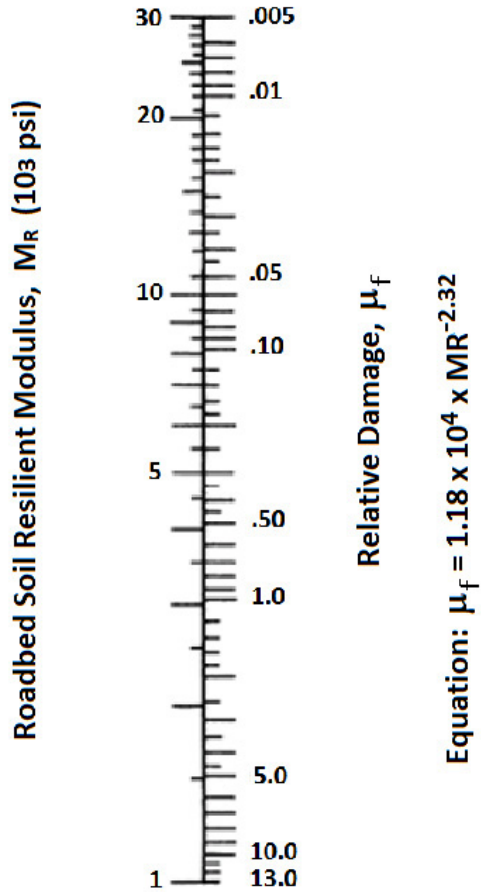
$$M_R \text{ (psi)} = 1155 + 555 \times R \text{ 值-----(2.4)}$$

其中，以土壤之 CBR 值求算  $M_R$  值時，該土樣必須為細顆粒土壤，且其 CBR 值必須要小於 10。以土壤之 R 值求算  $M_R$  值時，R 值必須要小於 20。

(2) 有 $M_R$ 值試驗資料

考量氣候因素之相對破壞性，由圖 2.1 對照尺度推得不同月份之 $M_R$ 值所對應之破壞力係數( $\mu_f$ )，再將所有 $\mu_f$ 加總平均，求得 $M_R$ 。

Month	Roadbed Soil Modulus, $M_R$ (psi)	Relative Damage, $\mu_f$
Jan.		
Feb.		
Mar.		
Apr.		
May		
June		
July		
Aug.		
Sept.		
Oct.		
Nov.		
Dec.		
Summation: $\sum \mu_f =$		
Average: $\bar{\mu}_f = \frac{\sum \mu_f}{n} =$		



**Effective Roadbed Soil Resilient Modulus,  $M_R$  (psi) = \_\_\_\_\_**  
**(corresponds to  $\bar{\mu}_f$ )**

圖 2.1  $M_R$  值推求對照表格 (AASHTO, 1993)

2.2.1 AASHTO-O(1993)加鋪法之路基土壤強度值( $M_R$ ) 求法同 AASHTO(1993)法。

2.3 AIMS-1 設計法(1970) 之路基土壤強度值(CBR)

美國瀝青協會設計法之路基土壤設計強度值，係取用等於或低於設計路段之路基所有強度試驗值(CBR)約 90%左右，其計算方法如下：

- (1) 將試驗所得之路基土壤強度值(CBR)，依大小次序排列。
- (2) 每一試驗由最小值開始，先計算其值佔試驗總數之累計百分比。
- (3) 橫坐標為路基土壤強度(CBR)；縱座標為累計總數之百分比，連線為一曲線。
- (4) 以 90%之路基強度值做為路基強度設計值(CBR)。

2.3.1 AI MS-17(1983) 加鋪法亦由既有路面取樣，依步驟(1)至(4)求得  $M_R$  值。

## 2.4 美國加州設計法(1995)之路基土壤強度值(R 值)

美國加州設計法(1995)之路基土壤強度(R 值)若以試驗方式獲得，最少要取得 6 個樣品進行該試驗，其步驟如下：

- (1) 擠水壓力 240psi、280psi 或 300psi 時之 R 值，根據交通部(2002)建議，台灣地區採用 300psi。
- (2) 進行膨脹壓力試驗所得之 R 值。
- (3) 擠水壓力與膨脹壓力所得之 R 值，取較小者為試驗值。如果採用膨脹壓力之 R 值，求出之鋪築厚度不可以因使用 AC 或其他材料而減少厚度。
- (4) 依累積曲線方法求得設計用 R 值。

若無試驗值，則公式 2.1 至 2.4 可以將 CBR 值或  $M_R$  值換算成 R 值。

在初步規劃與評估階段，常等不及進行 CBR 值、 $M_R$  值或 R 值試驗；而在交通量繁多的老城市，則不易於市區道路路床進行現場 CBR 值試驗，或是鑽心取得樣品進行實驗室 CBR 值、 $M_R$  值或 R 值試驗。因此，規定試驗以外的其他試驗值和 CBR 值、 $M_R$  值或 R 值之關係研究成為極重要的課題。

## 三、土壤強度 CBR 值

### 3.1 間接取得 CBR 值的塑性指數方法

CBR 值、 $M_R$  值或 R 值都有明確的定義和試驗規範以作為設計參數，但是若無試驗值時，尤其是在初步規劃與評估階段，或是交通繁忙的都會城市，只得由間接方式取得 CBR 值。

從 Pamukcu and Fang (1989)[6]之圖 3.1 內建議的各式參數和 CBR 值的關係可見，最基本的土壤物理性質數據和室內、外強度試驗數據，都曾被考慮用來定義其和 CBR 值的關係，其中包括統一土壤分類(USGS)和 AASHTO 土壤分類。從 1955 至今，南非學者針對塑性指數(Plastic Index) & 級別模數(Grading modulus)[7,8]，線性收縮(Linear Shrinkage, LS)[9]，材質形態(material type)，阿太堡限度(Atterberg Limits)等參數都曾用來預測 CBR 值，但是結果不算理想[10]。不過詳細觀察 Breytenbach (2009)的碩士論文[11]，本研究認為如果更詳細地界定 Plastic Index(PI)的範圍後，仍然能夠定義 PI 與 CBR 值在有效範圍的關係如下：

$$CBR = 719 * (PI)^{-1.582} \text{ for } CBR < 20 \text{ -----(3.1)}$$

其中，PI 與 CBR 以 % 計算。CBR>20 時，PI 數據散佈在 0 至 20 之間，與 CBR 值並

未呈現任何特別的變化關係，亦即 PI 與 CBR 值無關。

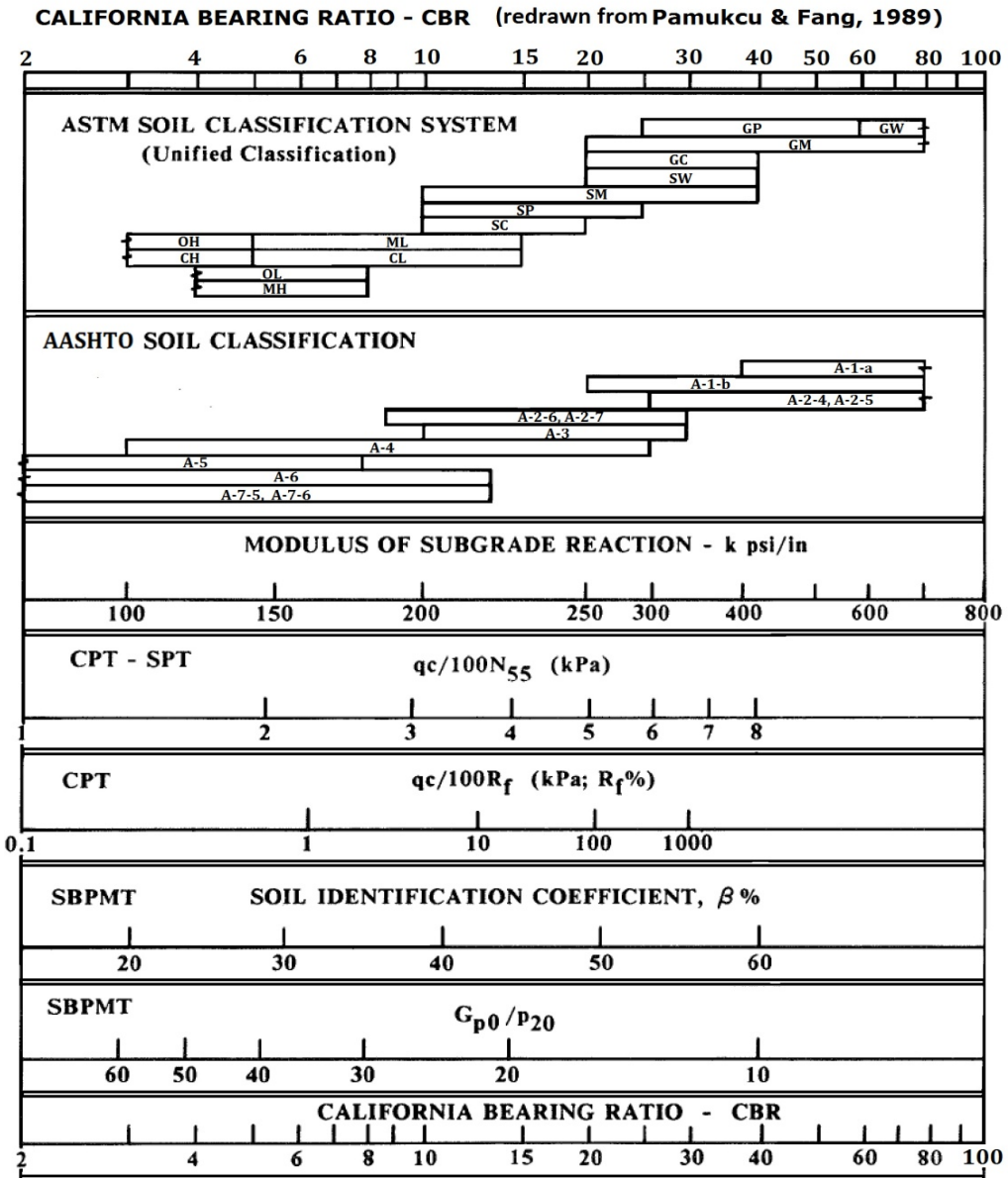


圖 3.1 Pamukcu and Fang (1989)建議之 PI, K, CPT, SPT 等和 CBR 的關係

### 3.2 不排水剪力強度值(Su)與 CBR 值關係

不排水剪力強度值(Su)轉換為 CBR 值是圖 3.1 內最先引用的土壤強度參數，可見其代表性。事實上，CBR 值小時，土壤也極軟弱，只有現場十字片剪力試驗獲得的不排水剪力強度值(Su)最可靠，實驗室不排水剪力強度試驗(Su)次之，無圍壓縮試驗(或稱單軸壓縮試驗)之  $q_u$  值再次之。可惜，國內各地的不排水剪力強度試驗極少，以致於直接用 Su 值轉換成 CBR 值在國內大多數地區成為不可能的任務。

### 3.3 SPT-N 值轉換成不排水剪力強度(Su)

標準貫入試驗之 N 值(SPT-N 值)是國內規範最常用的現場取樣、試驗方法，其轉換成不排水剪力強度(Su)之研究成果可以參考 Craig(1987)[12]、Tschebotariof(1973)[13]以及 Terzaghi & Peck (1967)[14]資料。李咸亨(1995) [15]將前述 SPT-N 值轉換成不排水剪力強度(Su)之關係合併整理如表 3.1。其中因年代越近的儀器越敏感精細，所以對越軟弱土壤之資料使用越新的數據來定義 Su 值。表 3.1 中建議 SPT-N 值 <2 或不排水剪力強度(Su)<20 kPa 時，歸類為非常軟弱黏土(Very Soft Clay)；SPT-N 值 2~4 或不排水剪力強度(Su)=20~30 kPa 時，歸類為軟弱黏土(Soft Clay)。

表 3.1 SPT-N 值轉換成不排水剪力強度(Su) (李咸亨,1995)

SPT N 值	$S_u$ , KN/m <sup>2</sup>	參考文獻	等級	敏感度評分
<2	20	Craig (1987)	非常軟弱(Very Soft)	6/6
2-4	30		軟弱(Soft)	5/6
4-8	45	Tschebotarioff (1973)	中等堅硬(Medium)	4/6
8-15	90		堅硬(Stiff)	3/6
15-30	150	Terzaghi & Peck (1967)	非常堅硬(Very Stiff)	2/6
>30	200		堅實(Hard)	1/6

所以軟弱黏土不排水剪力強度(Su)和 SPT-N 值關係如下：

$$S_u \text{ (kPa)} = 10N \text{----(非常軟弱黏土) -----(3.2)}$$

$$S_u \text{ (kPa)} = 10N \text{----(軟弱黏土) -----(3.3)}$$

依 Koerner(1997)之圖 4.1 中黏土的 Su 與 CBR 關係如下[16]：

$$S_u \text{ (kPa)} = 18.2 \text{ CBR} \text{---- (非常軟弱黏土) -----(3.4)}$$

$$S_u \text{ (kPa)} = 16.6 \text{ CBR} \text{---- (軟弱黏土) -----(3.5)}$$

所以

$$\text{CBR} = 0.549 \text{ N} \text{----- (非常軟弱黏土) -----(3.6)}$$

$$\text{CBR} = 0.602 \text{ N} \text{----- (軟弱黏土) -----(3.7)}$$

標準貫入試驗(SPT)雖然早已有 ASTM 規範 D1586-67(1974)，但是，這是一項現場動態貫入試驗，除了人為操作誤差可能較大外，以其動態剪力試驗強度值和靜態剪力試驗強度值比較，也經常被挑戰。由於在極軟弱黏土執行標準貫入試驗時，易激發孔隙水壓力，進而影響黏土之剪力強度，所以 CBR 值小於 1 至 2 時必須小心使用。

表 3.1 中 SPT-N=30 和 Su=200 KPa 對應「堅實黏土」，再由圖 3.1 之不排水剪力強度(Su)可以得到對應的 CBR 值約為 5.0，屬「中等路基」(Medium Subgrade)。可見，即使已達到最好等級的堅實黏土，仍然不能單獨成為優良路基(Good Subgrade)的替代品。

#### 四、土壤強度 CBR 值之評量

##### 4.1 不排水剪力強度(Su)轉換 SPT-N 成 CBR 值

Korner(1997)建議圖 4.1 作為 PI, Su, R, CPT 等參數和 CBR 的關係。土工加勁材料公司 Tensar 於 90 年代前後使用的設計手冊如圖 4.2 所示[17]。2004 年至今 Tensar 公司[18]的設計手冊使用圖 4.3 的 PI, SPT, DCPT, Su, R 值和 CBR 的關係，其中 Su 值對應的 CBR 值和圖 4.2 一樣，但是，SPT-N 值卻只有其他方法建議值的一半左右。如此巨大改變將使得柔性道路鋪面材料費用增加一倍，故引起本研究的注意和研究比較。

本研究首先整理 SPT-N 值和土壤單壓強度(qu)關係如表 4.1，並建議以下限值做為非常軟弱黏土的 SPT-N 值和土壤單壓強度(qu)之關係：

$$qu \text{ (kPa)} = 12.5N \text{----- (非常軟弱黏土) ----- (4.1)}$$

$$qu \text{ (kPa)} = 15N \text{----- (軟弱黏土) ----- (4.2)}$$

由於剪力強度(Su)是單壓強度(qu)的一半，故獲得

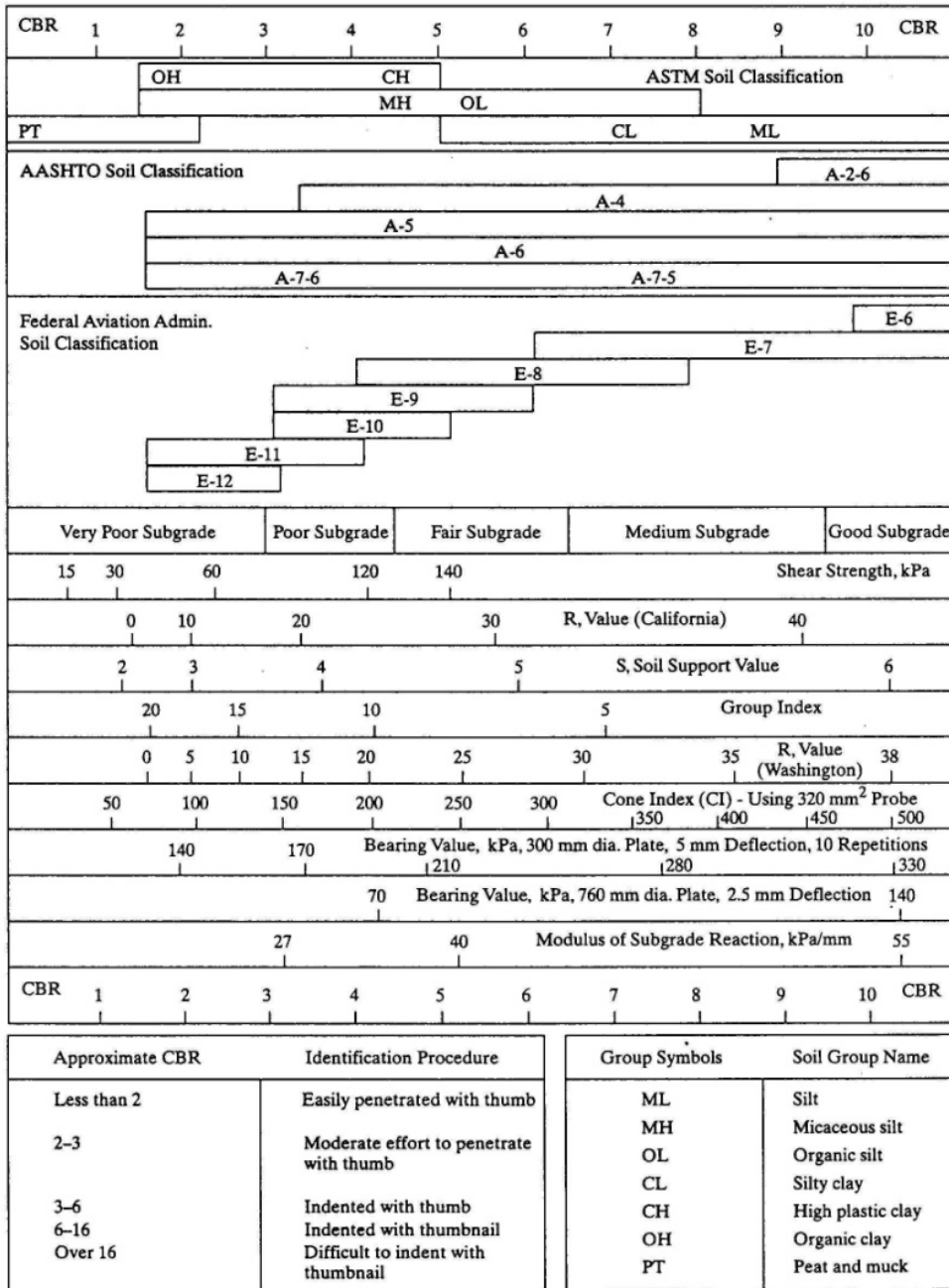
$$Su \text{ (kPa)} = 6.25N \text{----- (非常軟弱黏土) ----- (4.3)}$$

$$Su \text{ (kPa)} = 7.5N \text{----- (軟弱黏土) ----- (4.4)}$$

依 Koerner(1997)之圖 4.1 中黏土的 Su 與 CBR 關係如式(3.4)和(3.5)，所以，

$$\text{CBR} = 0.343 \text{ N} \text{----- (非常軟弱黏土) ----- (4.5)}$$

$$\text{CBR} = 0.452 \text{ N} \text{----- (軟弱黏土) ----- (4.6)}$$



Source: After Portland Cement Association and E. I. DuPont literature.

圖4.1 Koerner (1997)建議之PI, Su, R, CPT等參數和CBR的關係



**Correlation Chart for Estimating CBR (redrawn from Tensor, '90)**

CBR	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	CBR
<b>ASTM Soil Classification</b>											
		OH		CH							
				MH		OL					
	PT						CL		ML		
<b>AASHTO Soil Classification</b>											
										A-2-6	
						A-4					
					A-5						
						A-6					
				A-7-6				A-7-5			
<b>Federal Aviation Admin Soil Classification</b>											
										E-6	
								E-7			
						E-8					
					E-9						
					E-10						
			E-11								
			E-12								
<b>Very Poor Subgrade</b>			<b>Poor Subgrade</b>		<b>Fair Subgrade</b>		<b>Medium Subgrade</b>			<b>Good Subgrade</b>	
<b>Shear Strength, psi</b>											
	2	4	6	8	13	17	21				
<b>R Value (California)</b>											
		0	10		20		30			40	
<b>S, Soil Support Value</b>											
		2	3		4		5			6	
<b>Group Index</b>											
		20	15		10		5				
<b>R Value (Washington)</b>											
		0	5	10	15	20	25	30	35	38	
<b>Cone Index (CI) - Using 0.5 in Probe</b>											
	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	
<b>Bearing Value, psi, 12" <math>\phi</math> Plate, 0.2" Deflection, 10 Repetition</b>											
		20	25	30			40			48	
<b>Bearing Value, psi, 30" <math>\phi</math> Plate, 0.1" Deflection</b>											
			10							20	
<b>Modulus of Subgrade Reaction, kpsi/in</b>											
			100		150					200	
CBR	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	CBR

圖4.2 Tensor 90年代建議使用的PI, Su, R值, CPT, K 和CBR的關係圖表

Guide for Estimating Subgrade Soil Strengths (Fine-Grained Soils)									
Estimated Consistency by:		Test by:				Correlates to:			
Feel	Equipment/Visual	Standard Penetration Test (SPT)	Dynamic Cone Penetrometer (mm/blow)			Shear Strength, $c_u$		R Value	CBR
			SC, SM, SP	CL	CH	(kPa)	(Kg/cm <sup>2</sup> )		
Very Soft	Man standing sinks >75mm	< 2	—	—	—	< 12	< 0.122	—	< 0.4
Soft	Man walking sinks ~ 50 – 75mm	2 - 4	—	—	—	12 - 24	0.122 - 0.24	< 0.36	0.4 - 0.8
Medium	Man walking sinks ~ 25mm	4 - 8	—	> 66	—	24 - 48	0.24 - 0.49	0.36 - 2.5	0.8 - 1.6
Stiff	Pickup truck ruts ~ 12 – 25mm	8 - 15	> 100	66 - 46	—	48 – 96	0.49 - 0.98	2.5 - 6.8	1.6 - 3.2
Very Stiff	Loaded dump truck ruts ~ 25 – 75mm	15 - 30	100 - 56	46 - 33	> 109	96 – 193	0.98 - 1.95	6.8 - 15.5	3.2 - 6.4
Hard	Insignificant ruts from loaded dump truck	> 30	56 - 27	33 - 23	109 - 54	> 193	> 1.95	> 15.5	> 6.4

References: After Portland Cement Association, E.I. DuPont literature and McCarthy, David F, *Essentials of Soil Mechanics and Foundations*, 1977 & Tensar 1998. Webster, Personal Communication 2001, *DCP vs. CBR Correlations* AASHTO, 1993 *Guide for Design of Pavement Structures*, Van Till et. al. NCHRP 128.

NOTE: For use with Tensar Biaxial (BX) Geogrids shown and for preliminary analysis only. Final design and installation are the responsibility of others based upon site specific conditions. Please see the Spectra Installation Guide for complete installation procedures. Tensar Earth Technologies is not responsible for any use or misuse hereof. Thickness results shown are for the specific given scenario indicated and are based on SpectraPave2™ Software and the Giroud-Han Design Methodology. For other scenarios, contact your local BX Geogrid distributor or call 800-TENSAR-1.

© 2004, Tensar Earth Technologies, Inc. (TET). Tensar and Spectra are registered trademarks of the Tensar Corporation. Printed in the U.S.A. SPECTRA\_PKTCARDM\_12.04

圖 4.3 Tensor (2004)建議之 PI, SPT , DCPT, Su, R 值和 CBR 的關係

表 4.1 SPT-N 值和單壓強度(qu)之關係

作者	建議公式	土壤分類	文獻
Terzaghi and Peck (1967)	$q_u \text{ (kPa)} < 12.5N$	Clay	14
Sanglerat (1972)	$q_u \text{ (kPa)} = 25N$	Clay	18
Nixon (1982)	$q_u \text{ (kPa)} = 24N$	Clay	19
Sowers (1979)	$q_u \text{ (kPa)} = 25N$	Highly plastic clay	20
Sivrikaya and Toğrol (2002)	$q_u \text{ (kPa)} = 13.63N_{60}$	Highly plastic clay	21
Sowers (1979)	$q_u \text{ (kPa)} = 15N$	Medium plastic clay	20
Terzaghi and Peck (1967)	$q_u \text{ (kPa)} = 12.5N$	Fine-grained soil	14
Sivrikaya and Toğrol (2002)	$q_u \text{ (kPa)} = 12.36 N_{60}$	Fine-grained soil	21

#### 4.2 CPT 的尖端貫入壓力( $q_c$ )轉換 SPT-N 成 CBR 值

除了不排水剪力強度值( $S_u$ )轉換為 CBR 值的關係以外，圓錐貫入試驗(CPT)的尖端貫入壓力( $q_c$ )和標準貫入試驗之 N 值(SPT-N 值)是更加普遍被引用的參數。圖 4.4 為 Robertson 等人(1983)[23]提出的強度參數比( $q_c/100N$ )和平均顆粒直徑( $D_{50}$ )之關係，其中  $q_c$  為圓錐貫入試驗(CPT)的尖端貫入壓力，N 為標準貫入試驗(SPT)的打擊次數。本研究建議取其強度參數比( $q_c /100N$ )之下限值作為非常軟弱黏土( $D_{50}=0.001$  mm- $0.004$  mm)的保守相關性，則非常軟弱黏土和軟弱黏土之  $q_c$  與 SPT-N 值關係如下：

$$\text{非常軟弱黏土： } q_c \text{ (kPa)} = 100 N \text{ ----- (4.7)}$$

$$\text{軟弱黏土： } q_c \text{ (kPa)} = 150 N \text{ ----- (4.8)}$$

依據 Pamkcu & Fang(1989)，CPT 的尖端貫入壓力( $q_c$ )和 CBR 有如下關係：

$$q_c \text{ (kPa)} = 280 \times \text{CBR} \text{ -----(4.9)}$$

所以

$$\text{非常軟弱黏土： } \text{CBR} \text{ (\%)} = 0.357 N \text{ ----- (4.10)}$$

$$\text{軟弱黏土： } \text{CBR} \text{ (\%)} = 0.536 N \text{ ----- (4.11)}$$

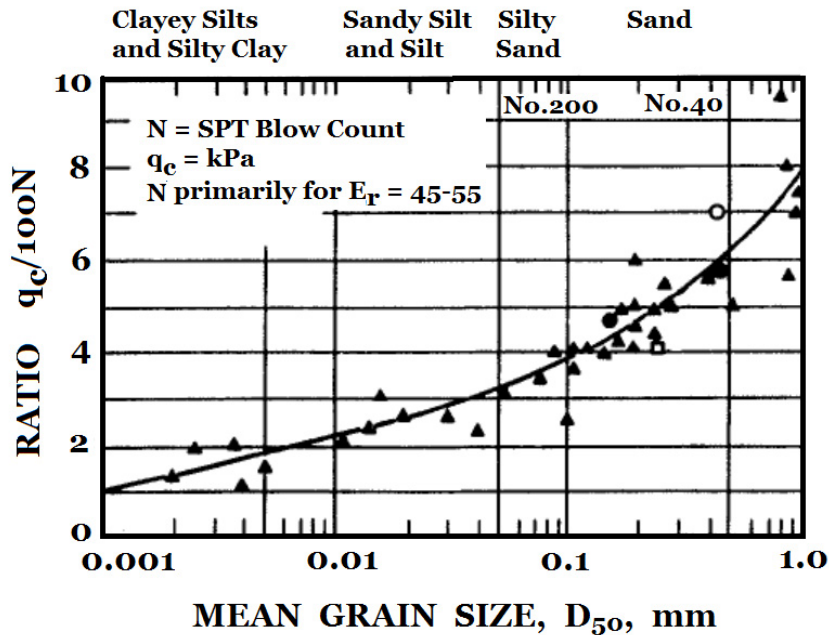


圖4.4 強度參數比( $q_c/100N$ )和平均顆粒直徑( $D_{50}$ )之關係(Robertson, et al., 1983)

### 4.3 不同建議之參數比較

綜合前述各別的研究成果，本文整理 SPT-N 和 CBR 的關係於表 4.2。對於台北盆地而言，由於是舊沼澤地形成之故，地表層大多是非常軟弱黏土至軟弱黏土。表 4.3 為俞裕軒(2013)整理文獻 15 資料後得知，台北盆地 1.5 公尺深左右地表土壤層對應之 SPT-N 值在 4 至 5 以下，只有南端新店和羅斯福路少數區域因為礫石存在，對應之 SPT-N 值在 5 至 7 以下。因此，該研究估算所得之台北市區地表土壤層對應之 CBR 值在 1.09 至 1.72 之間，亦即台北市區地表土層之  $CBR < 2$ ，屬於非常軟弱黏土至軟弱黏土 [24]。

Koerner(1997) 和 Terzaghi & Peck (1967)等人是透過不排水剪力強度值( $S_u$ ) 分別和加州載重比 CBR 值以及標準貫入試驗之 SPT-N 值的關係建立 SPT-N 值和 CBR 值的轉換關係，得到共同建議之 CBR 值(0.343N, 0.452N)。Robertson 等人(1983)和 Pamkcu & Fang (1989)則是經由圓錐貫入試驗(CPT)的尖端貫入壓力( $q_c$ )分別和 CBR 值以及 SPT-N 值的關係建立 SPT-N 值和 CBR 值的轉換關係，得到共同建議之 CBR 值(0.357N, 0.536 N)。雖然兩者經由不同的土壤力學試驗方法，最後都獲得較為一致的成果，故值得本文建議作為規劃設計參考值。

表 4.2 Koerner(1997)、Tensor(2004)和 Robertson 等人(1983)之參數比較

SPT-N 值	CBR (%)			
	Koerner(1997)& Craig (1987)	Koerner(1997) & Terzaghi & Peck (1967) et al.	Tensor(2004)	Robertson et al. (1983) & Pamkcu & Fang (1989)
<2	0.549 N	0.343 N	0.2 N	0.357 N
2-4	0.602 N	0.452 N	0.2 N	0.536 N
換算流程	Su-SPTN-CBR	Su-SPTN-CBR	SPTN-CBR	CPT-SPTN-CBR
關鍵值	Su=10N	Su=6.26N Su=7.5N	-----	$q_c$ (kPa)= 100 N $q_c$ (kPa)= 150 N

表 4.3 台北市淺層土壤十三分區 SPT-N 值對應之 CBR 值

分區	SPT-N值	深度(m)	Su(kN/m <sup>2</sup> )	對應之 CBR值
BK1	3	1.5	30	1.09
BK2	3	1.5	30	1.09
K1	3.5	1.5	35	1.27
K2	4	1.5	40	1.45
K3	3	1.5	30	1.09
T1	5	1.5	42.5	1.54
T2	5.5	1.5	43.75	1.59
TK3	5	1.5	42.5	1.54
TK1	5	1.5	42.5	1.54
TK2	4.5	1.5	41.25	1.50
H1	7	1.5	47.5	1.72
H2	5.5	1.5	43.75	1.59
H3	4.5	1.5	41.25	1.09

Koerner(1997) 和 Craig (1987) 也是透過 Su 值分別和 CBR 值以及 SPT-N 值的關係建立 SPT-N 值和 CBR 值的轉換關係,但是其認定的 Su 值和 SPT-N 值之比關係較大(10),以致得到共同建議之 CBR 值(0.549N, 0.602N)也較大,較不保守。Tensor(2004)建議之 SPT-N 值和 CBR 值的直接轉換關係為偏小的(0.2N, 0.2N),比其他方法保守 2 至 3 倍。

Tensor(2004)比 Tensor(1990s)增加了 SPT-N 值的建議,但是仍然保留不排水剪力強度值(Su)的建議。如果比較圖 4.2 之(Su, psi)和圖 4.3 之(Su, kPa)資料,且換算為一致的單位以後,可見兩者之不排水剪力強度值(Su)和 CBR 轉換關係是一樣的。但是,若僅使用 Tensor(2004) 建議之 Su 值直接推算 CBR 值,則其結果在軟弱黏土時偏保守,而在堅實黏土時卻偏不保守,亦即和 Tensor(1990s)一樣,較適用在中等級的堅硬黏土而已,在軟弱黏土時偏保守,在堅實黏土時偏不保守。

#### 4.4 小結

將式(3.6)與(3.7)代入式(2.1)和(2.2),即可得到路基土壤強度參數回彈模數( $M_R$ )值和 SPT-N 值關係建議公式如下:

$$\text{非常軟弱黏土 } M_R \text{ (MPa)} = 5.66 N \quad \text{for CBR} < 10 \text{-----(4.12)}$$

$$\text{軟弱黏土 } M_R \text{ (MPa)} = 6.20 N \quad \text{for CBR} < 10 \text{-----(4.13)}$$

$$\text{非常軟弱黏土 } M_R \text{ (psi)} = 515 N \quad \text{for CBR} < 10 \text{-----(4.14)}$$

$$\text{軟弱黏土 } M_R \text{ (psi)} = 903 N \quad \text{for CBR} < 10 \text{-----(4.15)}$$



將式(4.5)與(4.6)代入式(2.1) 和(2.2)，則可得到本文建議公式如下：

$$\text{非常軟弱黏土 } M_R \text{ (MPa)} = 3.53 N \quad \text{for CBR} < 10 \text{-----(4.16)}$$

$$\text{軟弱黏土 } M_R \text{ (MPa)} = 4.66 N \quad \text{for CBR} < 10 \text{-----(4.17)}$$

$$\text{非常軟弱黏土 } M_R \text{ (psi)} = 515 N \quad \text{for CBR} < 10 \text{-----(4.18)}$$

$$\text{軟弱黏土 } M_R \text{ (psi)} = 678 N \quad \text{for CBR} < 10 \text{-----(4.19)}$$

將式(4.10)與(4.11)代入式(2.1) 和(2.2)，亦可得到本文建議公式如下：

$$\text{非常軟弱黏土 } M_R \text{ (MPa)} = 3.68 N \quad \text{for CBR} < 10 \text{-----(4.20)}$$

$$\text{軟弱黏土 } M_R \text{ (MPa)} = 5.80 N \quad \text{for CBR} < 10 \text{-----(4.21)}$$

$$\text{非常軟弱黏土 } M_R \text{ (psi)} = 536 N \quad \text{for CBR} < 10 \text{-----(4.22)}$$

$$\text{軟弱黏土 } M_R \text{ (psi)} = 845 N \quad \text{for CBR} < 10 \text{-----(4.23)}$$

Koerner(1997) 和 Terzaghi & Peck (1967)等人是透過不排水剪力強度 (Su)值，而 Robertson 等人(1983)和 Pamkcu & Fang (1989)則是經由圓錐貫入試驗(CPT)建立 SPT-N 值和 CBR 值的轉換關係。雖然兩者經由不同的土壤力學試驗方法，最後獲得頗為一致的成果，因此對於非常軟弱黏土至軟弱黏土而言，若只有 SPT-N 值可以用時，本文建議採用式 4.16 至 4.19 或 4.20 至 4.23 計算回彈模數  $M_R$  值。

## 五、結論與建議

基於天候、地形和規模等因素，台灣的道路鋪面幾乎都採用柔性路面設計，路基條件的掌握成為不可或缺的主要關鍵。綜合國內外研究成果，本研究對於路基土壤強度參數提出下列建議。

1. 對於非常軟弱黏土至軟弱黏土而言，若以 SPT-N 值推算路基土壤強度參數加州載重比 CBR 值時，建議採用 Koerner(1997) 和 Terzaghi & Peck (1967)等人共同建議之 CBR 值 (0.343N, 0.452N)或者 Robertson 等人(1983)和 Pamkcu & Fang (1989)共同建議之 CBR 值(0.357N, 0.536 N)。該兩組建議值較為合理與一致，值得作為規劃設計參考值。
2. 對於非常軟弱黏土至軟弱黏土而言，路基土壤強度參數回彈模數  $M_R$  值和 SPT-N 值關係建議採用式 4.16 至 4.23。
3. 本文建議之設計參數建議值乃屬規劃階段或緊急狀況下使用之間接設計參數，道路施工前，應當執行路基土壤強度參數回彈模數  $M_R$  值和加州載重比 CBR 值之現場或實驗室試驗，取得直接設計參數以確認設計是否正確，如此方為正確作法，並可將直接設計參數儲存至參數資料庫，提供日後使用。希望國內各地區能逐漸建立路基土壤強度

參數資料庫至一定數量，則未來各該地區亦有可能不再須要直接試驗資料，而僅須執行資料抽驗即可達到工程標準。

4. 若欲使用塑性指數(PI)等土壤基本物理性質數據推測加州載重比 CBR 值，則應考慮式 3.1 情況，清楚定義建議式之允許使用範圍和可靠度。
5. 針對 SPT-N 值推算方法運用於非常軟弱黏土至軟弱黏土而言，Koerner(1997) 和 Craig (1987)共同建議之 CBR 值(0.549N, 0.602N) 偏不保守，而 Tensor(2004) 建議之 CBR 值(0.2N, 0.2N)比其他方法保守 2 至 3 倍，使用上宜三思而後行。

## 參考文獻

1. 林志憲、陳偉全，(2003)「台灣公路工程」，第三十卷，第四期，pp 27-39。
2. American Association of State Highway and Transportation Officials (1993)，「AASHTO Guide for Design of Pavement Structure」，Washington, D.C.。
3. Asphalt Institute (1983)，"Asphalt overlays for highway and street rehabilitation," Asphalt Institute manual series, no. 17 (MS-17)
4. California Department of Transportation (2008)，「Highway Design Manual」，Chapter 630, Flexible Pavement。
5. 廖學水、房性中，(2005)「台灣地區鋪面工程之現況問題探討與展望」，中華技術，第 65 期。
6. Pamukcu, S. and Fang, H. Y. (1989)，"Development of A Chart for Preliminary Assessments in Pavement Design Using Some in Situ Soil Parameters," Transportation Research Record, No. 1235, In Situ Testing of Soil Properties for Transportation, p. 38-44.
7. Kleyn, S.A. (1955)，"Possible Developments in Pavement Foundation Design," The South African Institute of Civil Engineers, 5(12), pp.286-292.
8. Stephen, D.J. (1988)，"The variation of the California Bearing Ratio with Standard Classification Parameters for a Selection of Natal Soils," Master thesis in Engineering , University of Durban-Westville, Durban, South African.
9. Lawrance, C.J. and Toole, T. (1984)，"The location, selection and Use of Calcrete for Bituminous Road Construction in Botswana," Transport and Road Research Laboratory Report 1122, Crowthorne, 47pp.
10. Breytenbach, I. J., P. Paige-Green, and J. L. Van Rooy, (2010)，"The relationship between index testing and California Bearing Ratio values for natural road construction materials in South Africa," Journal of the South African Institution of Civil Engineering, vol.52, no.2,

Oct.

11. Breytenbach, I. J. (2009), "The Relationship between Index Testing and California Bearing Ratio Values for Natural Road Construction Materials in South Africa," MS thesis, Department of Geology, University of Pretoria, South Africa.
12. Craig, R.F. (1987) "Soil Mechanics", 4<sup>th</sup> edition, Van Nostrand Reinhold, Berkshire, England.
13. Tschebotarioff, Gregory P. (1973) "Foundations: retaining and earth structures: The art of design and construction and its scientific basis in soil mechanics," 2nd edition, 642 p, McGraw-Hill, New York.
14. Terzaghi K. and Peck R. B. (1967), "Soil Mechanics in Engineering Practice", First edition, John Wiley & Sons, Inc., N. Y.
15. 李咸亨，(1995)，「台北地質敏感區為圖研究計劃-平地建築篇」，市政建設專題研究報告第 260 輯，台北市政府研究發展考核委員會，台北市。
16. Koerner, R. M. (1997), "Designing with Geotextiles", 4<sup>th</sup> edition, Prentice Hall, p.163, N.Y.
17. Tensar Earth Technologies Inc., (1990s), "Tensar Design Manual."
18. Tensar Earth Technologies Inc., (2004), "Tensar Design Manual."
19. G. Sanglerat (1972), The Penetrometer and Soil Exploration. Elsevier Publishing Co., New York.
20. Nixon, I.K., (1982). "Standard penetration test: state of the art report," Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam.
21. Sowers, G. F. (1979) "Introductory Soil Mechanics and Foundations," 4th edition. Macmillan, 621, New York.
22. Sivrikaya, O. and Toğrol, E. (2006) "Determination of undrained strength of fine-grained soils by means of SPT and its application in Turkey." Engineering Geology, 86, pp.52-69.
23. Robertson, P.K., Campanella, R.G. and Wightman, A., (1983), "SPT- CPT Correlations. Journal of Geotechnical Engineering," Vol. 109, NO. 11, pp. 7449-1459.
24. 俞裕軒，(2013)，「柔性路面設計方法之合理性分析與台北市範例探討」，碩士論文，國立台灣科技大學營建工程系，台北市。