



交通部高速公路局

橋梁耐震補強 設計注意事項

中華民國110年4月 初版

橋梁耐震補強設計注意事項

目錄

一.	前言	3
二.	通則	3
2.1	補強原則	3
2.2	配合作業	7
2.3	提送成果	9
2.4	單位	10
三.	橋梁耐震能力分析評估方法	11
3.1	評估與設計規範	11
3.2	材料規範	11
3.3	耐震補強之標準	11
3.4	詳細評估方法	13
四.	耐震補強設計	21
4.1	RC 橋墩之補強設計考量重點	21
4.2	系統補強設計考量重點	22
4.3	基礎補強設計考量重點	23
4.4	其他重要原則	24
五.	土壤液化潛能評估	26
5.1	土壤液化	26
5.2	土壤液化潛能評估	26

圖目錄

圖 1 穩定低水河道沖刷深度示意圖	6
圖 2 變遷河道(辮狀河川)沖刷深度示意圖(參考例 1).....	7
圖 3 變遷河道(辮狀河川)沖刷深度示意圖(參考例 2).....	7
圖 4 長圓形橋墩基礎之臨界斷面示意圖	18
圖 4 混凝土鑽心試驗強度與設計強度比值分佈圖	19
圖 5 高速公路橋梁耐震能力分析評估流程	20
圖 6 隔離套筒補強示意圖	22
圖 7 基礎補強型式選用流程圖	23
圖 8 Tokimatsu 及 Seed(1987)液化震陷評估曲線.....	29

表目錄

表 1 公制及國際單位	10
表 2 高速公路橋梁耐震補強性能準則	12
表 3 美國及歐盟鋼筋混凝土預期強度參考表	19
表 4 土壤參數之折減係數 D_E	29
表 5 土壤液化區改良工法比較表	31

一. 前言

國道高速公路為臺灣南北交通的大動脈，對於國家整體經濟發展及民生生活影響甚鉅。在921集集大地震的震災中，國道高速公路並未遭受太大的損害，然而為防範於未然，本局積極研擬完整的橋梁耐震補強建設計畫，針對高速公路已完工通車之橋梁結構物，依據交通部頒規範及其函頒修正之各章節條文重新進行檢核及評估，並對不符合最新耐震規範之橋梁進行補強，期能於日後大地震時達到減少損害、避免傷亡之主要目標。

「高速公路後續路段橋梁耐震補強工程建設計畫」於民國104年奉行政院同意，經綜合考量後續路段橋梁結構耐震能力之「耐震指標」及震損社會成本之「交通衝擊指標」，據以排定耐震補強辦理順序後，將後續路段橋梁耐震補強計畫分為3個區段逐步執行，於105年5月開始辦理國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工程區段1規劃設計，於107年5月辦理區段2規劃設計。

本注意事項彙整區段1與區段2之規劃設計經驗，供後續承辦高公局設計之顧問機構實務工作參考。

二. 通則

2.1 補強原則

2.1.1 適用範圍

本注意事項適用於跨度150公尺以下之一般性橋梁，如屬特殊性橋梁如吊橋、斜張橋、脊背橋、桁架橋、拱橋、混和梁橋(如鋼梁與預力混凝土梁接合)、複合梁橋(如波形鋼腹板複合梁橋)、活動橋等或跨越活動斷層之橋梁及跨度超過150公尺者，應依橋址地形、土層條件、橋梁之構造特性與規模、以往之震害經驗、橋梁之重要性及橋梁工址之實際情況等因素，另作適當之考量，本注意事項如有仍可適用的部分，亦可參考使用。

解說：本注意事項之適用範圍，主要依據交通部頒「公路橋梁耐震設計規範」第1.1節及「公路橋梁耐震評估與補強設計規範」第1.1節，並考量國道高速公路之橋梁種類與特性擬訂。

依據公共工程委員會91年度委託財團法人台灣營建研究院進行「跨越活動斷層橋梁規劃設計方式之研究」，對於跨越活動斷層橋梁之補強設計，以現有的橋梁耐震技術仍難以確保跨越活動斷層橋梁之安全性，對於此類橋梁，宜採廣域之防災策略，如增加公路路網的通行餘裕度及建立迅速復舊之防災體制因應。

2.1.2 耐震補強設計基本原則

國道高速公路橋梁耐震補強設計之基本原則，係比照現行耐震設計規範精神，確保設計之橋梁主結構體在發生中度地震時(約30年回歸期，等級I地震)能保持在彈性限度內；發生設計地震時(約475年回歸期，等級II地震)容許產生塑性變形及一些韌性損壞，但仍可修復；發生最大考量地震時(約2500年回歸期，等級III地震)容許產生極限塑性變形，但避免產生落橋或崩塌等致命性的損壞。然考量僅中度地震不合規定者之補強效益不佳，且尚無因不符合中度地震規定之橋梁產生嚴重的震損，故「公路橋梁耐震評估與補強設計規範」業已移除中度地震(等級I地震)之檢核。

針對基礎耐震性能不足的橋梁，須審慎檢視各項地工參數的合理性，綜合考量交通維持、環境衝擊、施工工法等因素，優先採用系統補強方式，避免因基礎補強對現況的衝擊。

解說：耐震補強設計之基本原則是在不同等級(或回歸期)之地震作用下，橋梁能維持其應有的性能(Performance)，即：在最大考量地震(約2500年回歸期，等級III地震)時，橋梁不得產生落橋或崩塌，以避免造成嚴重的人命、財產損失。因為地震之水準已經為最大考量地震，若還限制其韌性容量之使用，殊不經濟，所以允許橋梁之塑性變形達其極限值；在設計地震(約475年回歸期，等級II地震)作用時，允許橋梁產生可修復之塑性變形，在設計地震時若限制橋梁須保持彈性，殊不經濟，因此容許橋梁在一些特定位置產生塑性變形，但限制其容許值，藉以消耗地震能量，並降低橋梁所受之地震力，惟產生塑性變形的地方最好在可檢視之處或容易修補的地方，以方便震後之維護；在中度地震(設計地震震區地表加速度/3.25，等級I地震)作用時，橋梁能保持在彈性限度內，使地震過後，橋梁結構及附屬設施沒有任何重要損壞，以避免常需修補之麻煩。一般而言，對高韌性容量及長週期的橋梁而言，此一目標可能控制構材之設計。因中度地震由遠域地震造成可能性較大，故不考慮斷層近域效應。

橋梁補強工作之假設工程費佔比較高，引致的間接費用亦然，故對於基礎補強這類對交通、環境衝擊甚大的補強項目，更應優先考慮系統補強，例如隔震、消能減震補強工法或慣性力分散工法等，儘量避免直接進行基礎補強工作，若業經系統補強方案檢討仍無法避免基礎補強，且橋梁行經要道、重大管線或其他經業主指示有基礎補強困難者，得參考「公路橋梁耐震評估與補強設計規範」第C4.4.1節規定考量基礎結構產生輕微損傷，但不得落橋或產生無法修復之損壞進而檢核各項性能，惟該節之條文應經過審查會討論後方可採用。

2.1.3 橋梁結構系統模擬

橋梁結構之模擬，應儘量反映實際情形，力求幾何形狀、質量分佈、構材斷面性質及土壤與基礎結構互制等之模擬能夠準確，對於振動單元與基面之認定，說明如下：

- (1) 振動單元：振動單元即耐震分析時視為一體振動的單元，亦即分析單元。橋梁沿橋軸方向的振動單元與橫向的振動單元要分別確定，一般取在橋梁兩伸縮縫間的橋體，經適度修正，可獲得軸向與橫向之振動單元。
- (2) 基面之認定：基面係指地震輸入於橋體之水平面，或可使其上之構造視為振動體之水平面。基面通常可訂在直接基礎下緣、樁帽下緣或沉箱(井式基礎)上緣；對會產生液化之砂質土層，或極軟弱粘土層及粉土層，基面則通常設定在此些土層的下方；對會因洪水沖刷之河床，其基面則設定於沖刷面之下。惟在大地震時，不必考慮最大洪水位之沖刷，但需考慮常水位之沖刷，依據AASHTO「Standard Specifications for Highway Bridges (2002)」第4.4.5.2節與交通部「公路橋梁耐震設計規範」第C1.4節之規定，耐震評估時應考慮河床長期沖刷，以及最大局部沖刷深度之50%。

解說：基面係地震輸入橋體的水平面，其上之橋體即為本注意事項所訂的振動單位。通常此基面訂在橋柱直接基礎下緣、樁帽下緣或沉箱(井式基礎)上緣。事實上橋體結構在基面下尚有土壤或基礎(如基樁或沉箱)，因此要考慮其下土壤彈簧或土壤彈簧與基樁或沉箱的互制作用，得到基面的等值基礎勁度，納入基面以上的橋體一起進行分析。

若於地震時土層產生液化，則會喪失其傳遞地震波至橋體的能力及支承的能力，此時應視該土層不存在，而將基面降低至液化土層的下方。當然屆時有一部分基礎構造(如基樁)，會變為振動單位的一部分，而此時的等值基礎勁度必須根據降低後基面以下的構造特性去分析。

橋梁因沖刷或淤積，其基面會改變，耐震評估或設計時宜對基面可能變動的位置檢核橋梁之耐震安全性。此外，橋梁使用中做定期檢測時，應注意基面的位置是否超過設計時考慮的範圍。

- (3) 耐震補強河川橋梁沖刷基準面判定及沖刷深度計算原則：

針對耐震補強河川橋梁沖刷基準面與沖刷深度之判定與計算原則，應提出相關說明，並檢附依據資料、選取說明及風險評估等相關一併送本局確認後辦理後續。

解說：

1. 穩定低水河道

深槽區採最高洪水位至谿線(H)計算沖刷深度(D)，且以谿線作為沖刷基準面起算沖刷深度；高灘地則採最高洪水位至現地高(h)計算沖刷深度(d)，並以現地高作為沖刷基準面起算沖刷深度，如圖1所示。

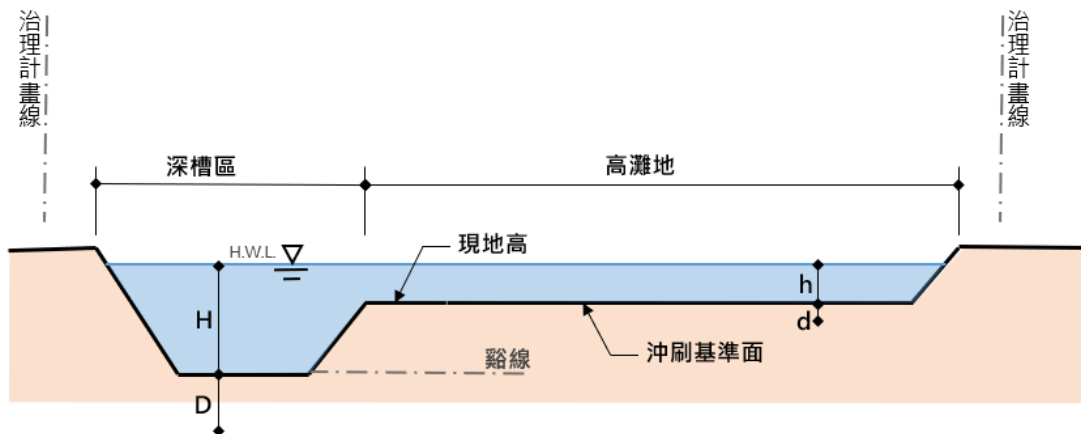


圖 1 穩定低水河道冲刷深度示意圖

2. 變遷河道(辮狀河川)

[參考例1]:

經蒐集河川歷年航照圖、歷年測量斷面圖及河川治理規劃等相關資料研判為變遷河道者，再依照歷年資料研判變遷處範圍，其範圍內視為深槽區。深槽區採最高洪水水位至谿線(H)計算冲刷深度(D)，且以谿線作為冲刷基準面起算冲刷深度；非變遷處範圍內則採最高洪水水位至現地高(h)計算冲刷深度(d)，以現地高作為冲刷基準面起算冲刷深度，如圖2所示。

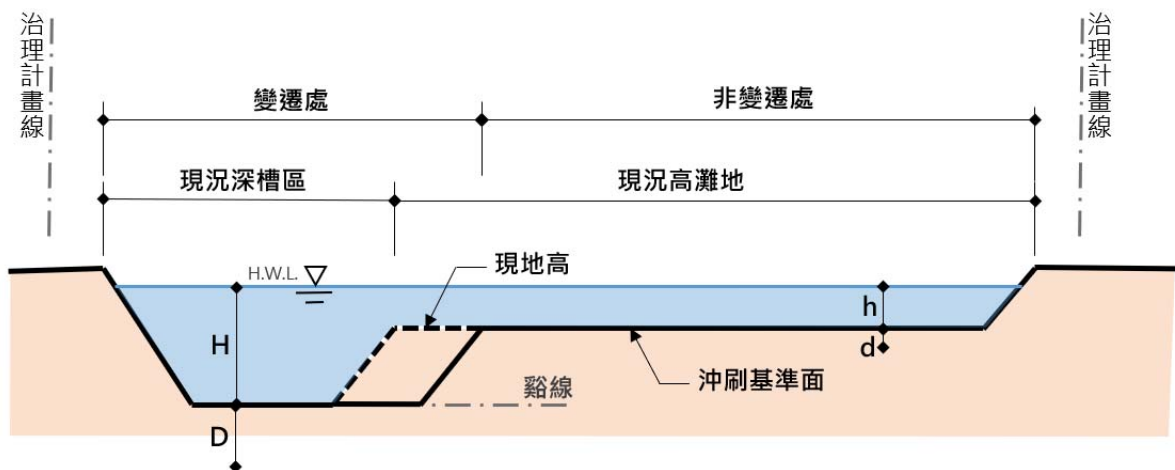


圖 2 變遷河道(辮狀河川)冲刷深度示意圖(參考例 1)

[參考例2]:

經蒐集河川歷年航照圖、歷年測量斷面圖及河川治理規劃等相關資料研判為變遷河道者，其變遷處範圍係以治理計畫線內之最大洪水水位到達範圍皆視為深槽區。深槽區採最高洪水水位至谿線(H)計算冲刷深度(D)，且以谿線作為冲刷基準面起算冲刷深度；現況高灘地範圍內則採最高洪水水位至谿線(H)計算冲刷深度(D)，並以

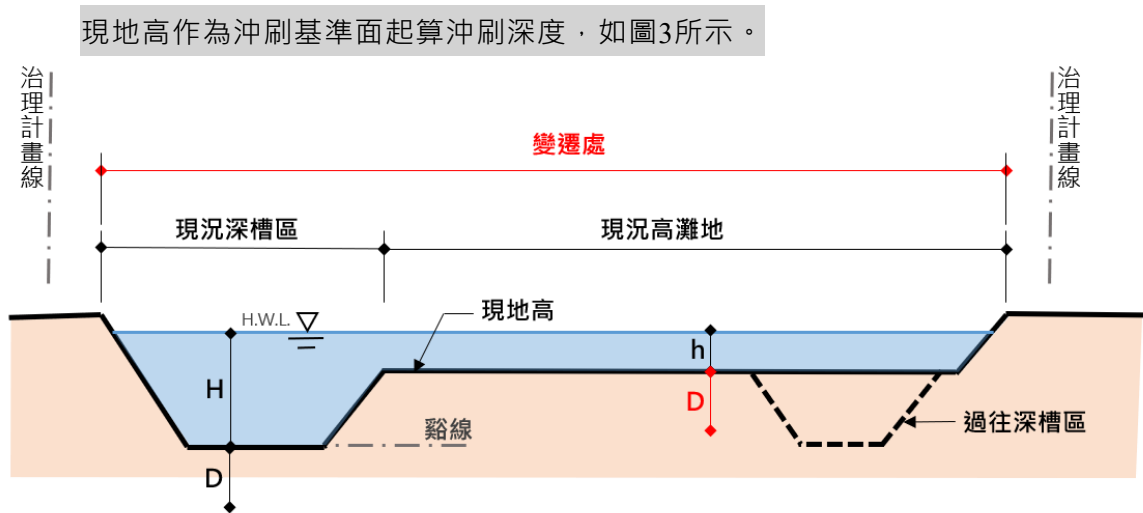


圖 3 變遷河道(辮狀河川)沖刷深度示意圖(參考例 2)

3. 野溪(無治理計畫者)

原則不計算沖刷深度，依個案需求另行考量(如洪水到達範圍)。

- (4) 土壤彈簧之認定：橋梁結構模擬所使用之土壤彈簧，須依橋址現場條件與鑽探資料加以研判認定。對於橋台於地震力作用時之等值土壤彈簧模擬應特別考量。

解說：對於中小長度之橋梁而言(如橋長 $<180\text{m}$)，合理地模擬橋台承受之地震力，對於研擬較經濟之補強方案十分重要。例如分析上述橋台等值樁頭勁度矩陣時，須定義土壤彈簧的勁度，土壤彈簧的勁度與上限值，得由設計者依工程習慣及適用性參考相關文獻來合理決定；惟考量國內大地工程實務與日本規範較為接近，本工程以採日本道路橋示方書的經驗公式為原則，並參考下列其它文獻。另有關橋台、沉箱(井式基礎)與其旁土壤之互制作用，亦可參閱下列文獻。

1. 日本道路協會,「道路橋示方書·同解說」IV.下部構造編、V.耐震設計編，平成29年11月。
2. Federal Highway Administration,「Seismic Design of Highway Bridges Foundation」, FHWA/RD-86/102, June, 1986.
3. Federal Highway Administration,「Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1-Bridges」,FHWA-HRT-06-032, January 2006.
4. 內政部頒「建築物基礎構造設計規範」，民國90年12月。
5. 交通部高速公路局頒「大地工程設計注意事項」，民國109年10月。

2.2 配合作業

既有橋梁進行耐震補強工作，需掌握橋梁現況、周遭環境地貌及調查鄰

近之管線或橋下設施，作為後續補強設計的參考。顧問公司應向橋梁主管機關索取橋梁竣工資料，並透過現地目視檢測比對圖說並初判結構狀態；對於無法透過目視檢測得知的資訊，全仰賴圖說的正確性，故主管機關除竣工圖外，應提供歷年維修管養紀錄以利綜合評估。而相關配合工作涉及其他主管機關者，如水土保持計畫書與河川公地申請等，應預留適當的作業時間。

耐震補強於評估分析階段因尚未確定補強對象及內容，相關衍生的配合工作則不盡相同，於設計階段分別包含：地質調查、地形測量、管線調查、用地所有權、文資遺址調查、生態調查；而設計階段則尚需：補充地質調查、河川大斷面量測、河道上下游100公尺地形測量及管線試挖或非破壞性檢測等工作。

2.2.1 分析階段之配合工作

- (1) 依據公共工程委員會「公共工程開工要件注意事項」及「公共工程生態檢核注意事項」應辦理事項。
- (2) 依據高速公路局頒佈之「大地工程注意事項」及「測量注意事項」應辦理事項。
- (3) 根據歷年橋梁及鄰近邊坡之檢測內容，與目視檢測成果比對，河川橋配合提供歷年河道斷面量測資料。
- (4) 地形測量的目的在於釐清竣工圖說及現況之地貌差異，河川橋則需增加河道斷面量測，以作為沖刷計算之依據。
- (5) 工區內的生態物種調查，對於敏感區內保育物種研擬適當的補強作為。調查作業亦可參考近期之國道永續發展環境復育改善計畫調查成果辦理。
- (6) 一般橋下路權係屬高速公路局所有，但仍有例外狀況，如河川之用地範圍內所有權、橫交鐵路或重要設施的所有權應於本階段釐清。
- (7) 涉及開挖作業前應依「國土規劃地理資訊平台」及各級主管機關登錄之文化資產調查作業，後續補強工作則需依「文化資產保存法」相關規定辦理。
- (8) 管線調查涉及單位甚多，初步顧問公司可洽各工程分局索取圖資，並函請各管線單位確認，惟地下管線之圖資準確性不佳，必須搭配試挖或非破壞性檢測與橋梁結構的關係。
- (9) 若補強橋梁跨越活動斷層，應辦理專案研究評估斷層錯動量與影響範圍，進行個案研擬補強方案。
- (10) 其他因應需要之配合作業。

2.2.2 設計階段之配合工作

- (1) 補充地質調查工作係針對分析階段仍有不足者，位於山坡地之敏感邊坡施工行為者，或有基礎補強需求之地質鑽探及相關試驗作業。
- (2) 補充地形測量係因河川橋有基礎補強需要，或補強工作有河川公地使用申請之需時辦理。應依據「水利法」、「申請開挖中央管河川河防建造物審核」、「申請設施跨河建造物審核要點」等及各主管機關相關規定辦理，倘若有2維水理分析或大範圍補測之需要，相關測量作業可搭配內政部數值地形模型(DTM)及水下測量辦理。
- (3) 針對有開挖或基礎補強需求的橋墩(台)，需於本階段進行管線試挖或非破壞性檢測等方法。若本階段考量交通或其他因素未進一步調查，施工階段須編列試挖或非破壞性檢測等方法以為因應。

2.3 提送成果

2.3.1 預算書

- (1) 材料及機械設備等單價資料應參考公共工程價格資料庫、當季「營建物價」或應最近市場行情訪價等，並應列表述明參考來源。
- (2) 人工單價亦應敘明參考資料來源，如台北市政府、公路總局、高公局或其他相關資料庫等。
- (3) 詳細價目表中重要工項，應提供本局最近3件類似發包工程預算之單價列表作比較，另針對單價差異較大之單價並應補充說明。

2.3.2 設計計算書

- (1) 設計計算書目錄包含各橋梁單元、橋梁名稱及里程。
- (2) 色紙隔頁：應有適當分頁區隔各分析單元。
- (3) 分析橋梁結構平、立面圖圖中應包含混凝土、鋼筋等材料性質，橋梁所屬地震分區、地震分析參數及地盤種類。
- (4) 設計理念說明：說明各補強設計原由、分析及處理方式。
- (5) 橋梁構件分析總表：詳列「橋柱韌性容量」、「防落長度」、「基礎穩定性分析」等各評估項目補強前、後之分析列表。
- (6) 各補強工項詳細計算書：計算書中應清楚標明設計項目、設計採用參數、分析公式、詳圖說明，並應與所送設計圖相符。若有採用應用程式分析，應整理分析參數、參數說明及分析、設計結果為清楚明瞭格式於計算書中。
- (7) 墩柱強度韌性評估：計算書內容若涉及「墩柱強度韌性評估」，應詳列各分析參數、地震分析等級、耐震容量與耐震需求之比值(C/D、側推分析評

估結果圖表。

2.4 單位

須如表1所列使用臺灣地區慣用之公制(Standard Metric Unit)或國際單位(SI, International System of Units)且以公制為主。

表 1 公制及國際單位

	公制	國際單位
長度	m , cm , mm	m , cm , mm
質量	kg , ton	kg , ton
密度	kg/m ³	kg/m ³
單位重	kgf/m ³ , tf/m ³	kN /m ³
載重及力	kgf , kgf/m , kgf/m ²	kN , kN/m , kN/m ²
應力及強度	kgf/cm ² , tf/m ²	MPa
彎矩	tf·m	kN·m

三. 橋梁耐震能力分析評估方法

3.1 評估與設計規範

原則上參照下列規範，惟本注意事項有規定者從其規定，若其間互有抵觸時以本局之解釋為準。

3.1.1 交通部

(1) 公路橋梁耐震評估與補強設計規範，民國109年12月。

3.1.2 經濟部

(1) 申請施設跨河建造物審查要點，民國109年5月。

3.1.3 美國聯邦公路總署(FHWA)

(1) FHWA, Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 – Bridges (2006) & Part 2 - Retaining Structures, Slopes, Tunnels, Culverts, and Roadways (2004)。

(2) FHWA, Seismic Retrofitting Guidelines for Complex Steel Truss Highway Bridges, (2006)。

3.1.4 美國加州運輸部(Caltrans)

(1) 橋梁耐震設計規範(Seismic Design Criteria V1.7) (2013)。

(2) 橋梁耐震設計規範(Seismic Design Criteria V2.0), (2018)。

(3) Caltrans Memo-To-Designers(Section 20: Seismic): MTD 20-1(2010), MTD20-3 (2008), MTD20-4(2016), MTD20-6(2001), MTD20-15(2017) 及 MTD20-17(2014)。

3.1.5 日本道路協會

(1) 道路橋示方書・同解書(V. 耐震設計編)，2017。

(2) 道路橋示方書・同解書(V.耐震設計編)之相關參考資料，2015。

3.2 材料規範

以中華民國國家標準(CNS)為主，若其無可適用者時得採美國材料試驗協會(ASTM)、日本工業規格協會(JIS)或經本局同意之其他規範，並應符合政府採購法第26條規定。

3.3 耐震補強之標準

(1) 國道高速公路既有橋梁之耐震補強標準應以再服務年限達50年為原則，並應考慮河川沖刷與邊坡穩定之影響；於進行橋梁之耐震評估與補強設計時，若其補強工程費超過同型式橋梁新建工程費之45%，則需進一步檢核評

估補強設計之合理性，若經詳細檢討各補強方案之工程實務性及經濟性後，仍造成不經濟或不合理的結果時，應研擬詳細分析報告專案向高公局簡報，以檢討其再服務年限或性能標準與後續追縱檢測評估或監測等配套措施。

- (2) 考量高速公路為台灣最重要之生命線救災道路，橋梁耐震補強性能準則 (Seismic Performance Criteria) 如表2所示。

表 2 高速公路橋梁耐震補強性能準則

地震力等級	耐震理念	服務性能	損壞等級
<u>中度地震 (等級 I)</u> 設計地震/3.25 回歸期：約 30 年 50 年超越機率: 80%	結構保持彈性	震後 正常通行	輕微
<u>設計地震 (等級 II)</u> 回歸期：約 475 年 50 年超越機率: 10%	構件產生塑鉸，發揮容許韌性容量	震後 有限通行	可修復
<u>最大考量地震(等級 III)</u> 回歸期：約 2500 年 50 年超越機率: 2%	結構韌性容量完全發揮，但橋梁避免落橋、崩塌	震後 緊急通行	嚴重
<u>跨越活動斷層 (Fault Crossing)</u>	依錯動量與橋梁特性，個案研擬	—	—

解說：

1. 中度地震、設計地震及最大考量地震(MCE, Maximum Credible Earthquake)：依據交通部「公路橋梁耐震評估與補強設計規範」之地震分區辦理。
2. 服務性能(Service Levels)：
 - 震後正常通行(Immediate)：地震後於24小時內，橋上交通可正常通行。
 - 震後有限通行(Limited)：地震後於幾天內，橋上可通行有限的交通(如車道縮減、輕型救災車輛等)；橋上全面通行則需數個月的時間復舊搶修。
 - 震後緊急通行(Emergent)：地震後於幾天內，利用緊急臨時支撐系統(可能需封閉局部交通搶修)，橋上可通行有限的交通(如車道縮減、輕型救災車輛等)；橋上全面通行則需數個月的時間復舊搶修。
3. 損壞等級(Damage Levels)：
 - 輕微(Minimal)：地震時，橋梁結構保持在彈性階段。
 - 可修復(Repairable)：地震造成橋梁構件之損壞，可在不損失其主要功能下修復；如韌性構件產生塑鉸，發揮至容許韌性容量為限。
 - 嚴重(Significant)：地震可能造成橋梁構件之嚴重損壞，但應避免崩塌(No Collapse)；

如韌性構件產生塑鉸，發揮至極限韌性容量。

4. 跨越活動斷層(Fault Crossing)：跨越活動斷層橋梁於發生斷層錯動時，考量目前國內外耐震技術限制，將可能無法避免產生落橋、橋墩傾斜或嚴重損壞，可採用增進橋梁結構韌性、隔(減)震技術、功能性支承系統，或增設耐衝擊防止落橋設施等，提高橋梁耐震性能，儘量維持橋梁垂直與橫向殘餘強度，並規劃震後交通維持應變措施。

3.4 詳細評估方法

3.4.1 分析方法之選擇

規則或不規則橋梁結構依不同耐震性能等級評估需求之對應分析方法：

- (1) 規則之橋梁耐震性能評估：「靜態側推分析法」或「非線性動力歷時分析法」
- (2) 不規則之橋梁耐震性能評估：「非線性動力歷時分析法」或「各別橋墩地震位移需求/位移容量法」

解說：採「各別橋墩地震位移需求/位移容量法」時，考量短週期橋梁彈性分析位移與實際非線性位移的差異，依據AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design第4.3.3節之規定，對於短週期橋梁，彈性分析所得之位移需求應乘以位移放大係數 適度放大：

$$R_d = \left(1 - \frac{1}{\mu_D}\right) \frac{T^*}{T} + \frac{1}{\mu_D} \geq 1.0 \quad \frac{T^*}{T} \geq 1.0$$

$$R_d = 1.0 \quad \frac{T^*}{T} < 1.0$$

$$T^* = 1.25T_0$$

上式中， T^* 為特徵地表振動週期(Characteristic ground motion period)， T_0 為地震水平譜加速度係數短週期與中長週期的分界， T 為結構基本振動週期， μ_D 為結構之最大位移韌性需求(Maximum displacement ductility demand)。

3.4.2 混凝土極限應變

混凝土應力-應變關係除依規範考量圍束影響外，另需考量圍束箍筋細節及用量將混凝土極限應變進行折減。

$$\epsilon_{cu}^R = 0.75\epsilon_{cu} \quad : \text{適用於圍束箍筋量較多者} (\rho_{exist} \geq 0.5\rho_{code})$$

$$\epsilon_{cu}^R = 0.50\epsilon_{cu} \quad : \text{適用於圍束箍筋量較少者} (\rho_{exist} < 0.5\rho_{code})$$

其中， ϵ_{cu}^R = 塑鉸區之折減混凝土最大應變 (Average extreme fiber strains in plastic hinge)

ϵ_{cu} = 依據Mander組成律計算得到之塑鉸區混凝土最大應變

(Mander et al. J. Struct. Engineering, ASCE, 1988 114(8), pp 1804-1849)

$\epsilon_{su}^R = 0.75\epsilon_{su}$: 適用於鋼筋稱號32 ϕ (含)以下者

$\epsilon_{su}^R = \frac{2}{3}\epsilon_{su}$: 適用於鋼筋稱號36 ϕ (含)以上者

其中, ϵ_{su}^R = 鋼筋之折減極限拉力應變 (Reduced ultimate tensile strain)

ϵ_{su} = 鋼筋之極限拉力應變 (Ultimate tensile strain)

解說：參考美國Caltrans Seismic Design Criteria V1.7(2013)、SFOBB East Span Seismic Safety Project- Skyway Structures: Design Criteria (2001)及Columbia River Crossing (CRC) Structural Design Criteria (2008)採用Mander混凝土組成律之規定，對混凝土橋柱塑鉸區之混凝土極限應變及鋼筋極限應變，予以適度折減做保守考量。

3.4.3 塑性鉸長度

除規範所述鋼筋混凝土橋柱塑鉸長度外，場鑄混凝土基樁及經包覆補強後之橋柱塑性鉸長度如下：

鋼板或鋼筋混凝土包覆補強後之橋柱：

$$L_p = G + 0.044f_y d_{bl} \quad (\text{mm, MPa})$$

場鑄混凝土基樁： $L_p = D^* + 0.08L^* < 1.5D^*$ (mm)

其中：

f_y = 鋼筋預期降伏強度

d_{bl} = 縱向鋼筋直徑

G = 鋼板或鋼筋混凝土包覆範圍與基礎板頂或帽梁底之間隔 (約50mm)

D^* = 基樁直徑

L^* = 基樁最大彎矩點至相鄰基樁彎矩反曲點間之長度。

3.4.4 RC帽梁

構架式橋墩於震時應以使塑鉸產生在橋柱，不要發生在帽梁為目的，其檢核標準為RC帽梁標稱彎矩 M_n 之1.2倍，不得小於橋柱產生塑鉸與未折減地震力(彈性地震力)所引致之彎矩之小值。

解說：1.2 M_n 之設計理念係依據Caltrans Memo to Designers 20-4(1996)之規定擬訂，其係考慮帽梁開裂彎矩之強度。另參考Caltrans SDC 2013第3.4節之規定，RC帽梁亦可利用 $M-\phi$ 分析求得維持基本彈性(Essentially Elastic)之預期彎矩容量 M_{nc} 予以檢核，其混凝土應變 $\epsilon_c = 0.003$ ，鋼筋應變 $\epsilon_s = \epsilon_{su}^R$ ，以兩者先達到者為基本彈性之限度。

3.4.5 基礎穩定性與構材強度檢核標準如下表。

直接基礎穩定性

檢核項目	地震等級	性能標準
基礎底面最大反力	等級 II (475 年)	$\leq q_{ult}/1.0$
	等級 III (2500 年)	$\leq q_{ult}/1.0$
底面有效接觸面積	等級 II (475 年)	$\geq 50\%$
	等級 III (2500 年)	$\geq 30\%$
底面滑動	等級 II (475 年)	極限抗剪(摩擦)強度 /1.2
	等級 III (2500 年)	極限抗剪(摩擦)強度 /1.0
底面旋轉角	等級 II (475 年)	$<0.02\text{rad}$
	等級 III (2500 年)	$<0.02\text{rad}$
基礎系統塑性率	等級 II (475 年)	≤ 4.0
	等級 III (2500 年)	≤ 8.0
土壤降伏百分比	等級 II (475 年)	$< 20\%$
	等級 III (2500 年)	$< 20\%$

樁基礎穩定性

檢核項目	地震等級	性能標準
基樁反力 (壓力)	等級 II (475 年)	$\leq q_{ult}/1.0$
	等級 III (2500 年)	$\leq q_{ult}/1.0$
基樁反力 (拉力)	等級 II (475 年)	$\leq q_{ult}/1.0$
	等級 III (2500 年)	$\leq q_{ult}/1.0$
基礎底面 旋轉角	等級 II (475 年)	$<0.02\text{rad}$
	等級 III (2500 年)	$<0.02\text{rad}$

基礎系統 塑性率	等級 II (475 年)	以規範表 C5-3 基礎容許塑性率 為上限值
	等級 III (2500 年)	以規範表 C5-3 基礎容許塑性率 為上限值

沉箱穩定性

檢核項目	地震等級	性能標準
沉箱底部反力	等級 II (475 年)	$\leq Q_{ult}/1.0$
	等級 III (2500 年)	$\leq Q_{ult}/1.0$
沉箱頂面旋轉角	等級 II (475 年)	$<0.02\text{rad}$
	等級 III (2500 年)	$<0.02\text{rad}$
基礎系統塑性率	等級 II (475 年)	$<1 + \frac{d_u - d_y}{1.8 \times d_y}$
	等級 III (2500 年)	$<1 + \frac{d_u - d_y}{d_y}$
沉箱側面 土壤彈簧降伏比	等級 II (475 年)	-
	等級 III (2500 年)	75%
沉箱頂部 水平位移	等級 II (475 年)	5-8%
	等級 III (2500 年)	5-8%

直接基礎構材強度檢核

檢核項目	地震等級	性能目標
基礎板 梁式剪力強度	等級 II (475 年)	$\phi V_n \geq V_u ; \phi = 0.85$
	等級 III (2500 年)	$\phi V_n \geq V_u ; \phi = 1.0$
基礎板 彎矩強度	等級 II (475 年)	$\phi M_n \geq M_u , \phi = 0.9$ $M_n = \text{Max}(M_{cr}, M_n)$
	等級 III (2500 年)	$\phi M_n \geq M_u , \phi = 1.0$ $M_n = \text{Max}(M_{cr}, 1.2M_n)$

樁基礎構材強度檢核

檢核項目	地震等級	性能目標
基礎板及樁體 剪力強度	等級 II (475 年)	$\phi V_n \geq V_u ; \phi = 0.85$
	等級 III (2500 年)	$\phi V_n \geq V_u ; \phi = 1.0$
基礎板 彎矩強度	等級 II (475 年)	$\phi M_n \geq M_u , \phi = 0.9$ $M_n = \text{Max}(M_{cr}, M_n)$
	等級 III (2500 年)	$\phi M_n \geq M_u , \phi = 1.0$ $M_n = \text{Max}(M_{cr}, 1.2M_n)$
樁體 彎矩強度	等級 II (475 年)	$\phi M_n \geq M_u , \phi = 0.9$
	等級 III (2500 年)	$\phi M_n \geq M_u , \phi = 1.0$

沉箱構材強度檢核

檢核項目	地震等級	性能目標
沉箱箱體(及蓋 板)剪力強度	等級 II (475 年)	$\phi V_n \geq V_u ; \phi = 0.85$
	等級 III (2500 年)	$\phi V_n \geq V_u ; \phi = 1.0$
沉箱箱體(及蓋 板)彎矩強度	等級 II (475 年)	$\phi M_n \geq M_u , \phi = 0.9$
	等級 III (2500 年)	$\phi M_n \geq M_u , \phi = 1.0$

3.4.6 基礎阻尼

高速公路屬於生命線救災道路，為避免產生過大變形及易於震後巡檢，原則不考慮基礎阻尼常數折減係數 C_D 值，惟基礎補強因受限空間、交通及重大管線等議題無法進行補強者，經工程司同意後方可採用基礎阻尼折減。

解說：基礎系統經側推分析得非線性側推曲線，若基礎之降伏強度小於橋柱底產生塑鉸之地震作用力時，可參考日本道路協會「道路橋示方書·同解說：V耐震設計編」(平成29年, 2017年)於大地震作用時基礎阻尼常數折減係數之相關規定，如圖C5.4.6-1(b)所示，橋基為深基礎型式如樁基礎、沉箱基礎、鋼管板樁基礎及地下連續壁基礎等情形時，考量深基礎向側方地盤之振動能量之耗散、基礎主體及地盤抵抗之非線性而訂定基礎阻尼常數折減係數 C_D 值為2/3，將 C_D 值乘以柱底傳遞至基礎之等級II及等級III地震彈性

作用力，與橋柱底產生塑鉸時之作用力比較並取小值，以及基礎之慣性力亦乘以 C_D 值，據以降低基礎結構檢核之需求。

- 3.4.7 圓形、正多邊形橋墩決定基礎彎矩、剪力及鋼筋伸展之臨界斷面位置，依據「公路橋梁設計規範」第5.4.6節相關規定計算。若為長圓形橋墩基礎之臨界斷面位置為自圓弧外緣內縮直徑十分之一，詳圖4所示。

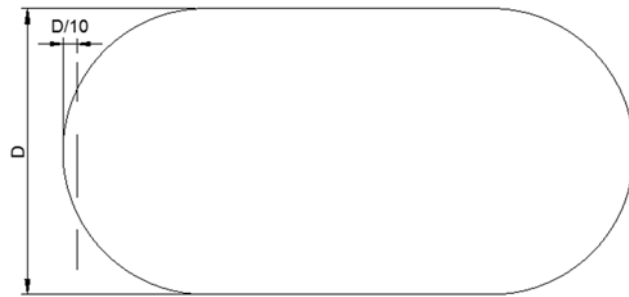


圖 4 長圓形橋墩基礎之臨界斷面示意圖

3.4.8 PC樁樁頭錨錠鋼筋

除檢核基樁承载力外，亦需檢核基樁錨錠鋼筋抗拉強度。

3.4.9 鋼筋與混凝土預期強度

橋梁現況若無明顯劣化現象，混凝土抗壓強度考量高公局施工技術規範水泥配比之保守因素及其齡期發展，適度採用混凝土與鋼筋之預期材料強度與極限應變。依據區段1施工階段389處鑽孔資料，經尺寸效應修正，鑽心試驗強度/設計強度 f_c' 比例分佈情形如圖5所示，平均值為1.82，以及參考美國及歐盟所訂之鋼筋及混凝土預期強度詳表3。

除了計算容量保護構件強度與韌性構件之剪力強度外，耐震評估與設計可採用材料之預期強度：

$$\text{預期混凝土強度 } f_{ce}' = 1.3f_c'$$

$$\text{預期鋼筋降伏強度 } f_{ye} = 1.1f_y。$$

3.4.10 橋梁耐震能力分析評估流程如圖6：

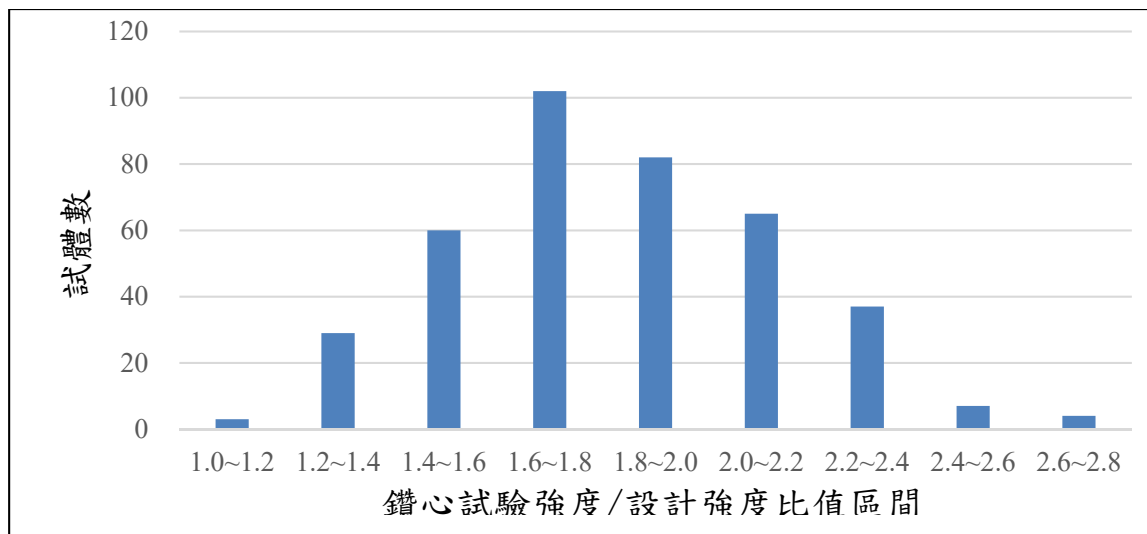


圖 5 混凝土鑽心試驗強度與設計強度比值分佈圖

表 3 美國及歐盟鋼筋混凝土預期強度參考表

規範名稱	鋼筋	混凝土
AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design (2011)	1.13	1.30
FHWA Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1-Bridges(2006)	1.20	1.30
ATC-32 Improved Seismic Design Criteria for California Bridges(1996)	1.10	1.30
Caltrans Seismic Design Criteria, Version 1.7(2013)	1.13	1.30
Eurocode 8-Design of structures for earthquake resistance-Part 2: Bridges (EN1998-2:2005)	1.25	1.35

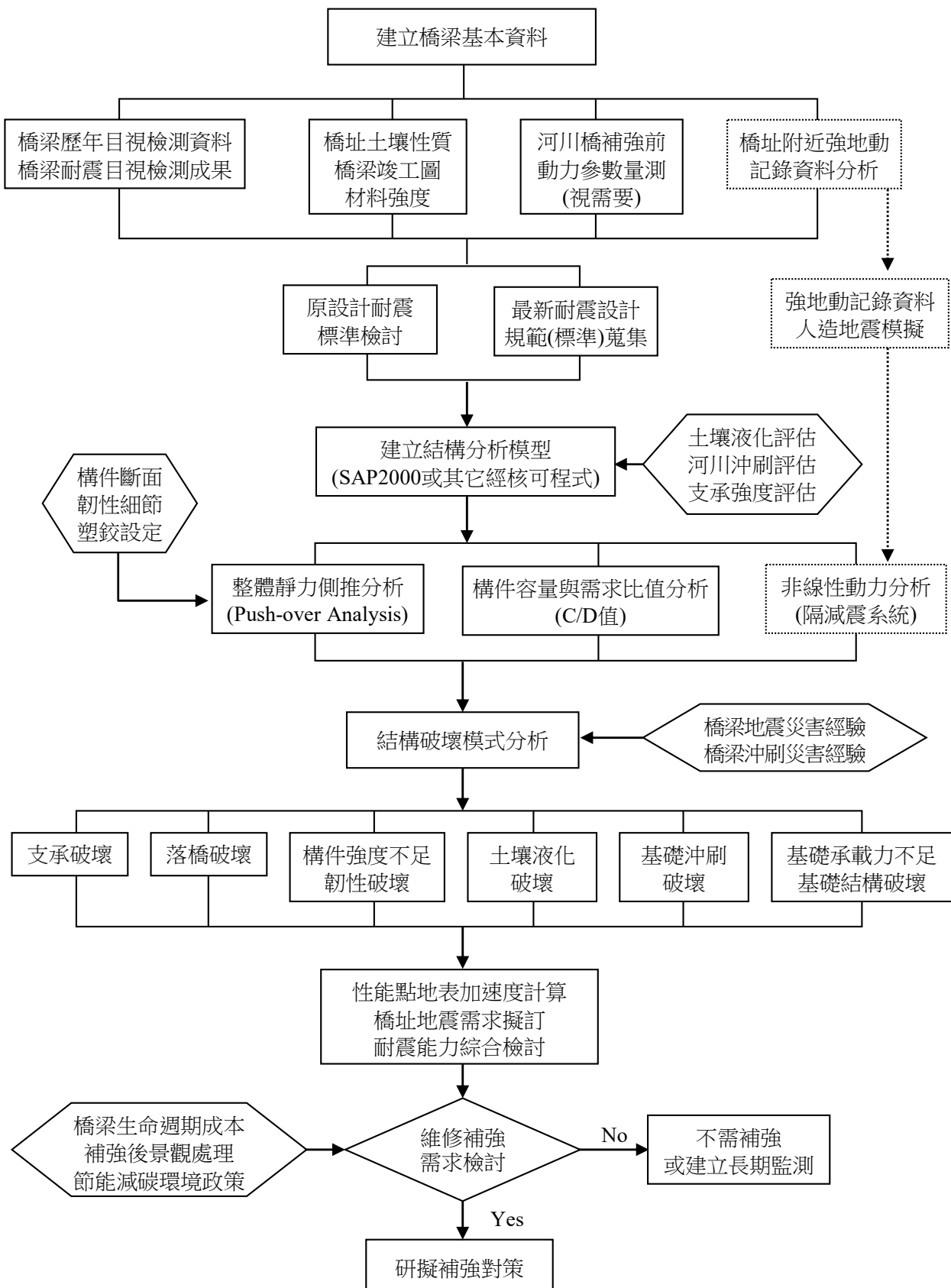


圖 6 高速公路橋梁耐震能力分析評估流程

四. 耐震補強設計

4.1 RC 橋墩之補強設計考量重點

- 4.1.1 增加橋柱韌性之補強：RC橋墩以補強提高韌性為主，增加強度為輔。
- 4.1.2 若採韌性包覆補強者，為避免墩柱包覆增加基礎或帽梁地震載重增加，故應於包覆頂、底部留有5cm間隙。
- 4.1.3 河川橋行水區範圍橋墩避免採鋼板包覆補強，若採鋼板包覆補強者，應考量抗磨蝕之塗裝。
- 4.1.4 除因橋址受特殊嚴格的施工條件限制，並經工程司核可外，採用FRP包覆補強工法必須滿足下列八點條件：
 - (1) 對於圓形橋柱及矩形橋柱，其位移韌性需求不得超過6及3。
 - (2) 對於矩形橋柱，其長邊長度不得超過100cm，長短邊之比值不得超過1.5。
 - (3) 對於圓形橋柱，其直徑不得超過250cm。
 - (4) 不得採用於橋柱之鋼筋搭接補強。
 - (5) 單柱橋柱不得採用FRP包覆補強。
 - (6) 橋柱之軸壓應力不得超過 $0.15f_c' A_g$ 及主筋比不得超過2.5%。
 - (7) 橋柱變斷面處不得採用FRP包覆補強。
 - (8) 河川橋橋柱不得採用FRP包覆補強。

解說：第(1)及(2)點，由於矩形橋柱之FRP Anchor錨碇技術已逐漸成熟，且實際應用於矩形橋柱包覆補強，可配合採用FRP Anchor錨碇技術後予以適當調整放寬。

第(3)點之要求，係考量國內外有關FRP補強工法之足尺寸試驗(Full Scale Test)報告並不多，且部分較大比例之縮尺寸試驗結果並不足以讓此工法大量應用於橋梁補強，且美國Caltrans(2008)及日本CERI(1999)均對橋柱尺寸大小有不同程度之限制。

第(5)點則為結構靜不定度風險性的考量，故不得於單柱採用FRP包覆補強。

- 4.1.5 跨河川橋梁或路線經過橋台護坡之橋墩常因河道堤防、跨徑配置或路線布設需求，造成原有橋墩柱身埋置於混凝土構造物中，產生短柱效應，影響整體結構勁度或振動週期，並使橋梁結構行為異於設計原意，應避免墩柱產生短柱效應，可改變結構系統或施作隔離套筒(如圖7示意圖)。

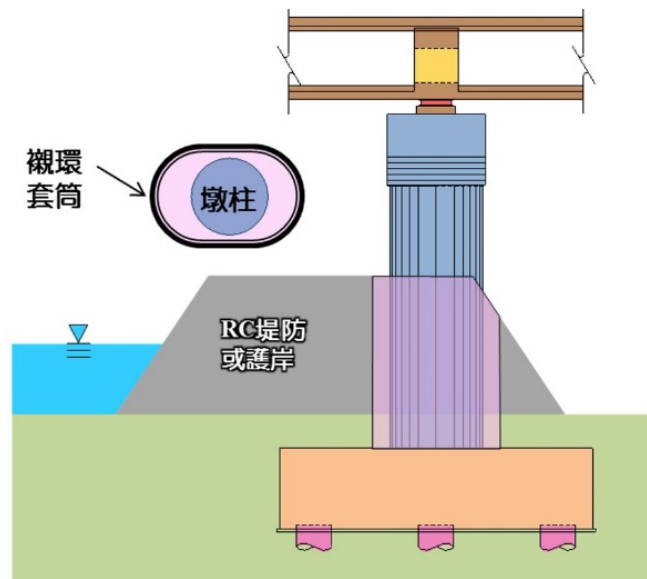


圖 7 隔離套筒補強示意圖

4.2 系統補強設計考量重點

遇有基礎補強者，在工址地質條件符合規範的要求下，應檢討採變更橋梁結構系統之可行性(含施工性及補強效益)，以反力分散、增加阻尼(阻尼器)或週期延長(隔震支承)等來減輕地震慣性力。

4.2.1 位移拘束工法：適用於橋長小於180公尺且交角小於15度之短跨橋梁，並得考量橋台之地震動力反應(Dynamic Response)與土壤之阻尼效應，橋台之結構強度若有不足，則予以補強。

4.2.2 隔震設計於橋梁結構補強應用方面，如下

- (1) 橋梁週期：橋梁於橋軸向或橋橫向主要振動週期，建議應小於橋址相關之 $1.2T_0^D$ ，避免產生隔震補強後橋梁週期過長、未能大於補強前週期兩倍、避免地盤共振或水平向譜加速度係數遞減律過低等問題。
- (2) 橋址土壤特性：若土壤調查結果為極軟弱土層或液化指數(PL)大於15時，橋址土層容易產生液化或承载力降低等現象，可能引致結構失穩等情形，建議改採其他補強工法。
- (3) 結構型式：橋梁型式為 π 型橋、拱橋或上部結構為PCI者，因隔震系統更換性或置入不易，較不建議採用。
- (4) 支承系統配置：橋梁振動單元中，若系統配置為上、下部結構採用固接連結，以及已設置剪力鋼箱者，考量更換支承或切除剪力鋼箱所需步驟繁雜且費用較高，故除另有考量外，亦不建議採用。
- (5) 隔震擺幅空間：既有橋梁最小梁端間距小於15公分者，因地震時無適當擺幅距離，不建議於橋軸向進行隔震設計。此外，國道常見之南北或東西兩

向主線，若無適當分隔，容易產生兩向橋梁於橋橫向運動時產生碰撞問題，亦須留意可行性。

- (6) 施工性：隔震系統更換過程，可能牽涉伸縮縫更換、上部結構頂升、墩頂支承埋置、梁底錨碇裝置、預力鋼腱衝突、臨時支撐系統、交通維持等問題，須個別檢討。
- (7) 其他：具有橋墩沖刷影響、標誌架基座侵入對向影響隔震系統於地震時擺動空間、變更隔震系統後基礎仍須補強或伸縮縫無法克服橫向位移、橋寬變化單元、縱坡過大等因素者，皆不建議採用。

4.2.3 採隔減震系統之補強設計應依據交通部「公路橋梁耐震設計規範」、美國 AASHTO「Guide Specifications for Seismic Isolation Design」及日本「道路橋示方書·V耐震設計編」之規定辦理。

4.3 基礎補強設計考量重點

4.3.1 基礎補強型式選用流程如圖8所示：

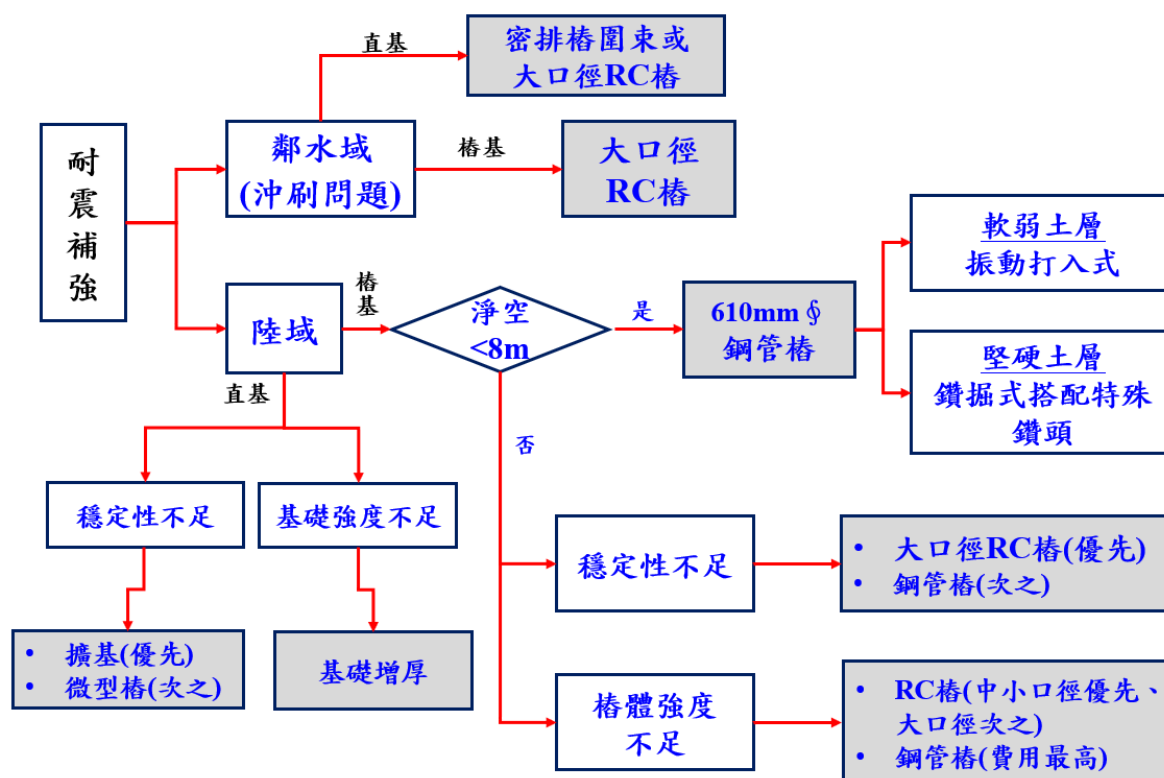


圖 8 基礎補強型式選用流程圖

4.3.2 增樁工法在梁下淨空不足處施工，若採地面降挖工法則應特別注意對周遭交通、排水或鄰房之影響，另對用地取得與地下埋設物等之因素亦應加以考量。

4.4 其他重要原則

- 4.4.1 河川橋及陸橋之補強方式，將分開各別考量；尤其河床沖刷對河川橋耐震之影響應特別考量，並依據經濟部「申請設施跨河建造物審核要點」及相關河川主管單位之要求辦理。
- 4.4.2 橋梁耐震補強設計時，考量施工性可採用自充填混凝土；惟為避免混凝土粒料析離，受車輛振動影響之構件，則不建議採用自充填混凝土。
- 4.4.3 於進行耐震補強工法設計時，應考量工址之腐蝕環境研擬合適的防蝕策略，以確保橋墩於補強施工後之耐久性要求。增樁補強若採用鋼管樁時，應考量鋼材鏽蝕量0.03mm/年。
- 4.4.4 耐震補強設計時，應考量後續養護維修之需求，妥適研擬補強工法(包含檢測方法之建議)。
- 4.4.5 橋址鄰近地質敏感邊坡之跨越橋等，應依據高公局「大地工程設計注意事項」之規定辦理。
- 4.4.6 矩形中空鋼筋混凝土橋柱之耐震補強考量原則：
- (1) 中空橋柱之韌性要求與實心橋柱相同，柱淨高與沿剪力方向斷面深度之比值不得小於2.5，比值小於2.5者，須符合壁式橋墩之韌性要求，而視為壁式橋墩設計。
 - (2) 對於柱頭擴大之橋柱，在計算時以均勻斷面段之淨高及斷面尺寸為判定基準。
- 4.4.7 依據交通部「公路橋梁耐震設計規範」第2.9節垂直地震力之規定，垂直地震力對上部結構垂直載重變化之影響應加以檢討，預鑄預力混凝土節塊橋梁上部結構之耐震性能，於設計地震作用下，節塊接縫應未張開，於最大考量地震作用下，節塊接縫可彈性張開，地震後仍應閉合。

解說：依據交通部「公路橋梁耐震設計規範」第2.9節，為提升橋梁抵抗垂直向地震之能力，上部結構若採預力構材，應考慮垂直地震力對上部結構之影響，對於新建橋梁之耐震設計，設計地震作用時考量大梁韌性行為得以發揮，韌性容量R取2.0；考量預鑄預力混凝土節塊橋梁，其節塊接縫之耐震行為，與場鑄混凝土不同，本工程參考美國Caltrans委託UCSD研擬之「預鑄節塊橋梁耐震評估準則(草案)」(2013)，擬訂本條耐震評估原則。

- Marc J. Veletzos, José I. Restrepo “Development of Seismic Design Guidelines for Segmental Construction,” Structural Systems Research Project SSRP-10/02, University of California at San Diego, La Jolla, California, United States, March 18,

2013.

- 4.4.8 為避免化學植筋鑽孔影響既有結構，植筋前應先進行鋼筋探測，其儀器之功能需能探測雙層鋼筋之顯示功能，最大探測深度須達200mm以上。

五. 土壤液化潛能評估

5.1 土壤液化

- (1) 橋梁工址應針對基地之土層進行土壤液化潛能分析，評估地震時是否產生地盤破壞現象，作為橋梁基礎耐震補強設計之依據。
- (2) 地震時飽和土壤之液化為工程結構物受損之主要原因之一。飽和土壤產生液化之基本機制為土壤內孔隙水壓因受地盤震動作用而上升，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，即產生土壤液化現象，而造成嚴重之損壞，諸如基礎支承力的喪失，崩瀉、橋梁坍塌、地盤側向擴張及下陷等現象，依土壤變形程度常分為液化(liquefaction)及反覆流動(cyclic mobility)兩種情況，兩種情況均須加以評估其安全性。

5.2 土壤液化潛能評估

- (1) 橋址土壤於地震作用下是否會發生土壤液化現象，係以地震引致地層中之剪應力大小是否大於土壤之抗液化強度作為判斷之標準。在工程應用上，一般使用安全係數來表示，安全係數(F.S.)之定義為土壤抗液化強度與地震引致剪應力的比值，即所謂液化抵抗率 F_L 。

$$F.S. = \frac{R}{L}$$

上式中

$F.S.$ = 安全係數(即液化抵抗率 F_L)

$R = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_v}$ 為土壤抗液化強度 τ 與有效覆土壓力 σ'_v 之比值，係指土壤在 N 次反覆荷載作用下達到初始液化或反覆流動所需之反覆剪應力比值。

$L = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_v}$ 為設計地震對應於相當於 N 次反覆荷載作用之平均剪應力 τ_{av} 與土壤有效覆土壓力 σ'_v 之比值。

- (2) 對於液化潛能之評估將採用下列評估方法：
 - A. 日本道路協會簡易經驗法(1996年、2002年及2017年)(簡稱NJRA法)
 - B. Seed et al.簡易評估法(1985年)及美國NCEER(1996年)對此法之局部修正(簡稱Seed法)
 - C. Tokimatsu與Yoshimi簡易經驗法(1983年)(簡稱T-Y法)
 - D. 黃俊鴻教授雙線性函數評估法(簡稱HBF法)
 - E. 或其它經學術單位證實及高公局核可之方法

解說：依據交通部108年1月「公路橋梁耐震設計規範」之液化評估，極軟弱粘土層或粉土層以及飽和砂土層在地震作用下，將因反覆變形而造成動態超額孔隙水壓，致使土壤強度降低，進而產生液化。土壤產生液化時將導致：

- 結構物下陷或上浮、基礎水平抵抗力降低及產生大變形等現象。
- 水際線附近或傾斜地盤處之結構物易遭受流動化現象的側擠作用。

「公路橋梁耐震設計規範」鑑於國內所採行之土壤液化評估方法眾多，各種評估方法各有所長，為顧及工程習慣，目前不宜強行統一，因此在條文中並未硬性規定土壤液化評估的方法，僅將日本道路協會1996年版之『道路橋示方書·V耐震設計編』中有關土壤液化及Seed之簡易經驗法等相關規定列於解說中，以供設計者參考。

此外，國內學者(黃俊鴻、陳正興, 2011)根據以往地震之液化與非液化案例資料的整理與分析，發現以雙曲線函數迴歸判斷液化與否之臨界液化強度曲線，可以合理預測集集地震與世界上其它地震之液化與非液化案例，而雙曲線液化強度曲線法不但公式簡單，且其參數具有明顯的物理意義，可作為本土化的液化評估方法。利用集集地震與世界上其它地震之液化與非液化案例資料，以評估方法之判定成功率與至少安全係數誤差指標為評估指標，比較雙曲線液化強度曲線法與世界上其它簡易評估法的適用性。評估結果顯示，無論是SPT-N、CPT - q_c 與震測 V_s 法，以雙曲線液化強度曲線為基礎的評估方法，皆不遜於世界上現有的其它簡易評估法，可供工程界參考使用。

- (3) 橋梁工址若具有高液化潛能之土層，應評估其受地震作用時之可能損害程度，以進行地層改良設計或於結構物耐震設計時加以考量。

解說：發生土壤液化現象之地盤，其損害程度隨液化土層之深度、厚度及液化程度而定，國際土壤力學與基礎工程學會大地地震工程技術委員會(ISSMFE TC4, 1993)所編訂「地震地質災害微分區手冊」中所建議之損害評估方法有二：相對厚度(Ishihara, 1985)及液化潛能指數(Iwasaki et al., 1982)。

- (4) 橋梁工地若位於可能發生土壤液化流動現象之地盤時，設計時應適當考量地盤流動化之影響。

解說：目前工程界對地盤流動化之發生條件尚未十分明白，所引致之地震力亦無一致之標準，其中最值得參考的為日本「道路橋示方書·同解說-V耐震設計編第4.4節地盤之流動力」(2017年)，該規範係依據1995年兵庫縣南部地震之受災事例之調查成果，規定符合下列兩個條件之地盤，應檢討發生地盤流動化的可能性：

1. 海邊護岸前面水底與背後地盤高程差在5m以上，離護岸水際線100m範圍內之地盤。
2. 會發生液化之砂質土層厚度在5m以上，且該液化土層從水際線往內陸水平方向

連續存在之地盤。

同時，該規範第4.4.3節列有液化土層與非液化土層作用在構造物上流動力之計算式，可供參考使用。另外，美國Caltrans的MTD 20-15 Lateral Spreading Analysis for New and Existing Bridges (2017)，亦提供簡易的分析流程與規定。

(5) 液化地層土質參數之折減

對於判定會液化之土層，在設計分析時應將其土質參數作適當之折減(表4)，做為耐震設計之依據；耐震設計土壤參數為零之土層存在時，則應將耐震設計用地盤面設定於該土層之下緣。

工址應評估地震地表水平加速度為 $A = 0.4F_a \left(\frac{S_s^D}{3.25}\right)g$ (一般震區)、 $A = \frac{(0.4S_{DS})g}{3.25}$ (台北盆地)時基地不得發生液化，否則應進行土質改良等措施，使土壤液化不致產生。

大地震發生，地表水平加速度為 $A = (0.4S_{DS})g$ 時，容許發生土壤液化，但應以降低後之地盤面及折減後之土壤參數檢核橋梁結構之安全性。

解說：本注意事項須檢核液化的兩種地震地表加速度，其一為 $0.4F_a \left(\frac{S_s^D}{3.25}\right)g$ 或 $\frac{(0.4S_{DS})g}{3.25}$ ，

另為 $(0.4S_{DS})g$ 。地表加速度等於 $0.4F_a \left(\frac{S_s^D}{3.25}\right)g$ 或 $\frac{(0.4S_{DS})g}{3.25}$ 時，橋梁不得進入降伏，以便地震過後，橋梁沒有產生任何損傷(輕微損壞等級)。根據此設計理念，規定地盤不得發生液化($F.S. > 1.0$)，以避免因液化產生的任何損壞。此時地表加速度不大，液化的機會小，但若會液化，則要進行土質改良等措施，以防此液化之發生。

地震地表加速度等於 $(0.4S_{DS})g$ 時，液化的機會大增，若硬性規定不得液化，可能處理的費用所費不貲。茲規定容許液化發生，但要降低基盤面，並以折減後之土壤參數(土壤彈簧與上限值)求算基礎等值勁度重新分析檢核其安全性。由於基盤面下降，橋柱之塑鉸位置亦會下降，可能發生於基樁，因此原地盤面至降低後地盤面間之構材均應配置圍束箍筋，以因應塑鉸可能發生在其間的任一位置。

表 4 土壤參數之折減係數 D_E

F_L 之範圍	距地表面之深度 $X(m)$	土壤抵抗液化強度與有效覆土壓力之比值 R	
		$R \leq 0.3$	$R > 0.3$
$F_L \leq \frac{1}{3}$	$0 \leq X \leq 10$	0	1/6
	$10 < X \leq 20$	1/3	1/3
$\frac{1}{3} < F_L \leq \frac{2}{3}$	$0 \leq X \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < X \leq 20$	2/3	2/3
$\frac{2}{3} < F_L < 1$	$0 \leq X \leq 10$	2/3	1
	$10 < X \leq 20$	1	1

註：錄自交通部頒「公路橋梁耐震設計規範」表8.1

(6) 液化震陷的評估與補強原則

橋梁既有直接基礎，若位於液化潛能指數 $PL \geq 5$ 之工址土層，應評估其受地震作用時，產生液化震陷之影響，依據美國 FHWA Seismic Retrofitting Manual (2006) 與 Remedial Measures against Soil Liquefaction (Japanese Geotechnical Society, 1998) 的建議，液化引致之震陷量，採用日本學者 Tokimatsu 及 Seed (1987) 的評估方法，利用圖 9 中 $(N_1)_{60}$ 與 CSR (土壤反覆剪應力比) 之關係，得到砂土層相對 $(N_1)_{60}$ (修正至落錘能量為 60% 及有效覆土壓力 1 kgf/cm^2 之正規化貫入值) 下之體積應變量 (ϵ_v 值)，進而估算出每一砂土層液化後可能的下陷量 (δ_s 值)。

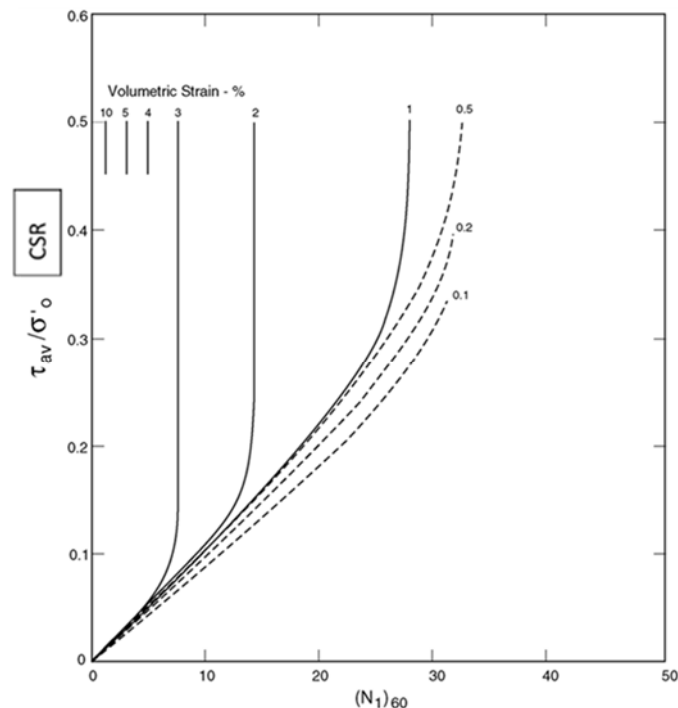


圖 9 Tokimatsu 及 Seed (1987) 液化震陷評估曲線

另外，依據美國AASHTO LRFD Bridge Design Specifications第10.5.2.2節之規定，橋梁單元相鄰橋墩基礎容許差異沉陷量之傾斜角度：分別為0.008rad(簡支梁跨度)、0.004rad(連續梁跨度)。當橋址液化潛能指數 $PL \geq 5$ ，且震陷量大於上述容許值時，應檢討採取地質改良工法、地中壁圍束工法、增樁托底工法或其它方法(建議之土壤改良工法比較如表5)，以降低液化震陷對橋梁造成的損害。

解說：當地震來臨時，飽和砂土承受反覆荷重，孔隙水壓升高而使得砂土層強度降低，產生砂土層液化現象，而此超額孔隙水壓開始經由地表排出時，砂土層伴隨產生體積變化，而在地表面產生沉陷的現象，稱之為液化震陷。另外，依據日本學者Iwasaki(1982)液化潛能指數(PL)之定義， $PL \leq 5$ 屬低度液化之損害程度，其液化引起結構物危害程度與風險較低，一般不致造成明顯之震害，因此本計畫於液化潛能指數 $PL \geq 5$ 之工址土層，評估液化震陷對既有直接基礎之影響。

Tokimatsu及Seed(1987)評估法之CSR(土壤反覆剪應力比)，如下式：

$$CSR = \gamma_n \frac{A_{max} \sigma_v}{g \sigma'_v} \gamma_d \dots\dots\dots (20)$$

其中， A_{max} ：工址水平地表加速度， σ_v ：總覆土應力， σ'_v ：有效覆土應力， γ_d ：應力折減係數， $\gamma_n = M_w - 1$ ， M_w 為地震矩規模，可參考建築物耐震設計規範與解說(草案)(108年)之建議值。

地中壁圍束工法之基本原理，係利用具勁度之結構體，在既有直接基礎四周之土層進行圍束，降低地震引致之剪力波及超額孔隙水壓力之發展，進而抑制反覆剪應變，限制土壤液化所衍生之變位量，減少地震引致之沉陷。其簡化分析與評估理念，可參考日本國土交通省指針(2019年)及內田明彥博士(2018年)之建議，摘錄如下列公式：

$$CSR' = \gamma_n \frac{A_{max} \sigma_v}{g \sigma'_v} \gamma'_d \cdot FL(L) \cdot FG(G) \cdot FH(H) \dots\dots\dots (21)$$

其中， CSR' ：設置圍束地中壁後之土壤反覆剪應力比， L ：圍束地中壁之淨間距(m)， $FL(L)$ ：考慮淨間距 L 之折減係數， $FL(L) = 0.29 \ln(L) - 0.12$ ， $4m \leq L \leq 20m$ 。FG(G)：考慮地中壁材料剪力模數 G 之折減係數

$$FG(G) = -0.45 \ln(L) + 3.94 \cdot L \leq 9m$$

$$FG(G) = -0.33 \ln(L) + 3.16 \cdot 9m < L \leq 19m$$

$$FG(G) = -0.21 \ln(L) + 2.38 \cdot 19m < L \leq 20m \cdot 350 < G(N/mm^2) \leq 1,400$$

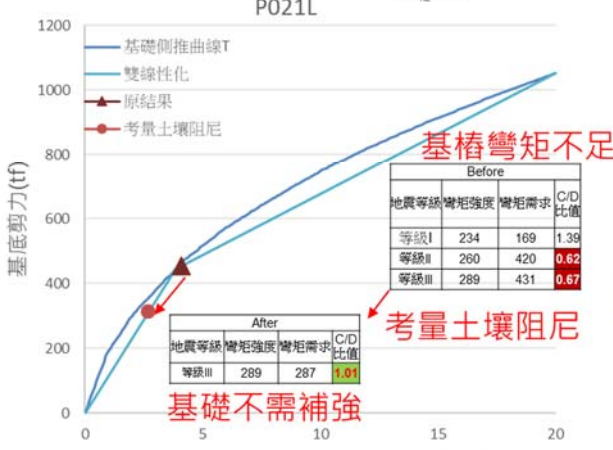
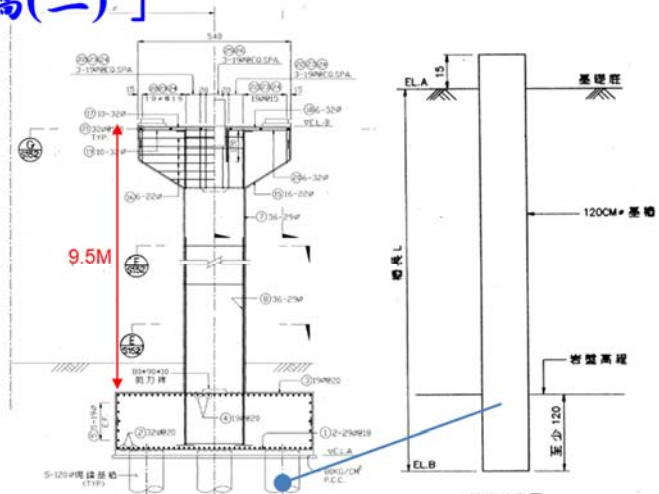
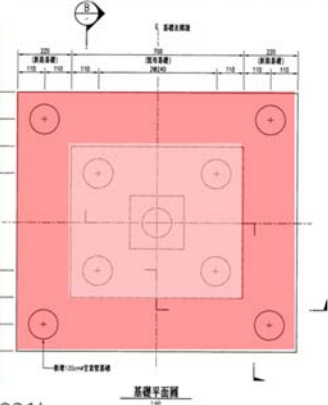
FH(H)：考慮液化土層深度之折減係數， $FH(H) = 0.87e^{0.01H}$ ， $H \leq 20m$ ； $\gamma'_d = 1 - 0.026Z$ ， Z 為液化土層之深度(m)。

附錄1 基礎阻尼應用案例:

考量國道 10 號鼎金系統都會區內橋梁，橋基補強施工及施工交維將影響都會區的交通甚鉅，以及部分重大管線無法遷移，爰參照日本道路協會「道路橋示方書・同解說：V 耐震設計編」(平成 29 年, 2017 年版)於大地震時基礎阻尼常數折減係數之相關規定，橋基為深基礎型式如樁基礎、沉箱基礎、鋼管板樁基礎及地下連續壁基礎等情形時，考量深基礎向側方地盤振動能量之耗散、基礎主體及地盤阻抗為非線性，緩訂定基礎阻尼常數折減係數 C_D 值為 $2/3$ ，將 C_D 值乘上柱底傳遞至基礎之作用力以及基礎之慣性力，以降低基礎結構於等級 II 及等級 III 地震之需求，藉此大幅降低國道 10 號基礎補強量體。

國道10號「高雄環線高架橋(二)」

P21L橋墩
 基樁彎矩強度不足
 ↓
 考量土壤阻尼
 ↓
 基礎不需補強



橋墩編號	基樁直徑 (cm)	種類	ELA (m)	EL.B (m)	L (m)	樁數 (支)	備註
P017L	120	TYPE 1	26.6	-14.0	40.6	8	
P018L	120	TYPE 2	26.8	-9.4	36.2	6	
P019L	120	TYPE 2	26.8	-4.8	31.6	6	
P020L	120	TYPE 2	26.3	8.0	18.3	6	
P021L	120	TYPE 1	26.3	14.3	12.0	5	
P022L	120	TYPE 1	26.3	10.2	16.1	5	

TYPE1 主筋24-D25 主筋量 $\rho=1.1\%$ 活動端橋墩
 TYPE2 主筋24-D29 主筋量 $\rho=1.4\%$ 鉸接端橋墩

附錄2 圓頭矩形柱臨界斷面應用案例：

國道3號大甲溪河川橋墩形狀為圓頭矩形(5m*2.5m)，參考日本道路協會「道路橋示方書・同解説：IV下部構造編」(平成29年,2017年版)規定臨界斷面之等值柱寬為圓弧外緣內縮直徑1/10(如圖2-1)，即柱尺寸=4.5m*2.5m，實際計算案例如圖2-2所示。

柱の断面が円形の場合は，図-解 7.3.4 に示すように，柱外面より柱直徑の 1/10 内側へ入った断面で応力度等の照査を行う。

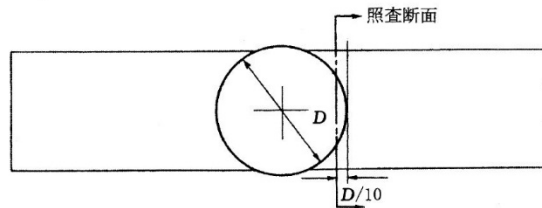


圖-解 7.3.4 円形橋脚の設計断面

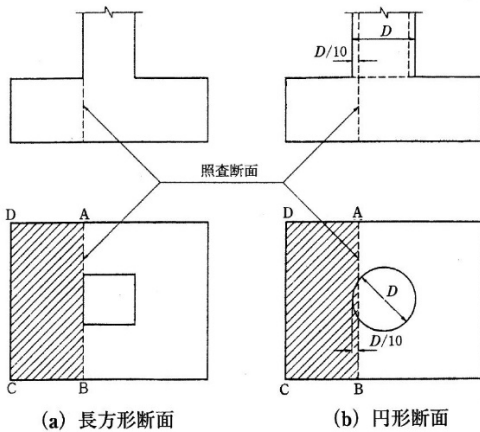
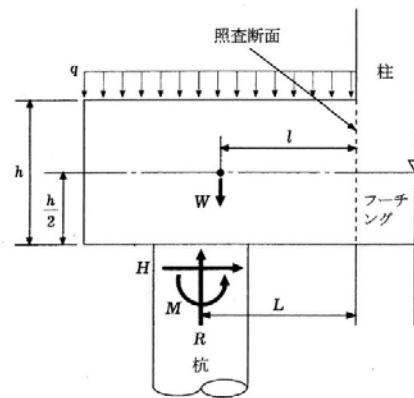


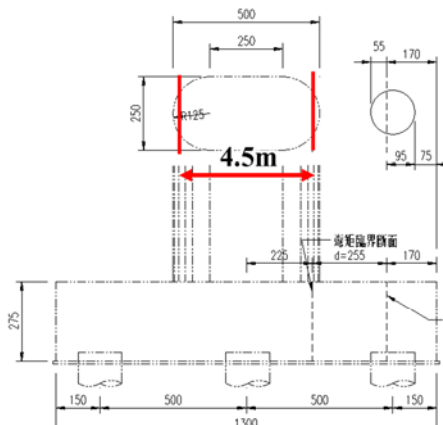
圖-解 7.7.6 照査断面



- R : 杭頭の鉛直反力 (kN)
- W : フーチング自重 (kN)
- H : 杭頭の水平反力 (kN)
- M : 杭頭の曲げモーメント (kN・m)
- q : 上載荷重 (kN/m²)
- L : 照査断面から杭中心位置までの距離 (m)
- l : 照査断面からフーチング自重の作用点までの距離 (m)
- h : フーチングの厚さ (m)
- 注) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況に対する照査では，M, Hは考慮しない。

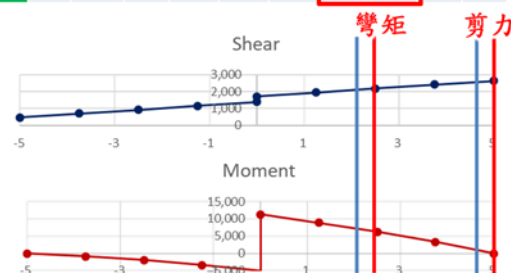
圖-解 7.7.7 柱前面が照査断面の場合の作用荷重 (杭基礎フーチングの場合)

圖 2-1 道路橋示方書圓形斷面臨界斷面計算示意圖



臨界断面剪力
 基礎版重+版土重
 臨界断面剪力需求=樁反力-基礎版重-土重
 $V_u = 2,725 \times (67\%) - 10 \times 1.7 \times (2.4 \times 2.75 + 1.9 \times 4.88) = 1,503 \text{ tf} < V_n = 1,998 \text{ tf} \text{ (O.K.)}$

Y-Axis (m)	-5.0	-3.75	-2.50	-1.25	0.0	0.0	1.25	2.50	3.75	5.0
Shear (tf)	559	791	1,022	1,254	1,485	1,799	2,030	2,262	2,493	2,725
Moment (tf-m)	-0	-843	-1,976	-3,399	-5,110	11,308	8,915	6,233	3,261	-0



●依公路橋梁設計規範5.4.8基腳剪力規定，樁中心在臨界斷面內側1/2樁徑內，其反力可依線性內插計算。

圖 2-2 國道 3 號大甲溪河川橋計算案例

附錄3 基樁選用之優缺點分析

	優點	缺點
610mm ϕ 鋼管樁	<ul style="list-style-type: none"> • 機具小，活動性高 • 淨高7m以上，可不需降挖 • 淨高不足7m時，可降挖至基礎底施工 • 抗彎矩、剪力强度高 • 樁邊距小→基礎尺寸小 	<ul style="list-style-type: none"> • 承载力較低 • 樁數多，費用較高(相較於非低淨空RC樁) • 低淨空採振動打入式，僅適用地質軟弱工址(非低淨空無此限制)。 • 垂直度控制不易 • 現場鋼管銲接，較耗時 • 樁徑小，樁體勁度低 • 需考量鋼材銹蝕量0.03mm/年
大口徑 RC樁	<ul style="list-style-type: none"> • 承载力較高 • 適用不同地質條件，變更施工方式：全套管、反循環、Auger等 • 垂直度偏差小 • 樁徑大，樁體勁度高 • 國內專業廠商多，動員快速 • 施工標準化 	<ul style="list-style-type: none"> • 機具大，活動性低 • 降挖範圍大，降挖費用高，且僅能降挖至基礎頂 • 運轉空間需求，國內低淨空全套管淨空需求大於8.4m以上 • 樁邊距大→基礎尺寸大

附錄 4: 土壤液化案例(1) 國道 3 號彰化一號高架橋

本橋位於彰化縣和美鎮，南向里程為190k+710~192k+592，橋長共1,882公尺，北向里程為190k+860~192k+592，橋長1,731公尺。以南北雙向分離設計，橋寬為17.26~29.81公尺，採3車道配置，由連續預力混凝土箱型梁結構單元構成，南向跨徑配置為(30.7+2@45+30)+(33.2+3@45+33)+(30+45+2@52.5+45)+(5@45)+(4@45)+(4@40)+(2@40+53+2@40+39)+(43+2@42.5)+(4@45)+(4@45)公尺；北向跨徑配置為(33.2+3@45+33)+(30+45+2@52.5+45)+(5@45)+(4@45)+(4@40)+(40+53+3@40+39+43)+(2@42.5)+(4@45)+(4@45)，採就地澆鑄逐跨工法。下部結構為六角形墩柱，柱高約14.5~18.6公尺；基礎型式均為直接基礎。

本橋設計地震力係依照84年版規範辦理，橋址鄰近彰化、大甲及鐵砧山斷層，橋墩混凝土強度350kgf/cm²，鋼筋強度13φ(含)以上採高拉力鋼筋($f_y=4200\text{kgf/cm}^2$)，10φ(含)以下鋼筋 $f_y=2800\text{kgf/cm}^2$ 。本橋之結構平面及斷面圖請參見圖4-1、4-2。



圖 4-1 彰化一號高架橋平面圖

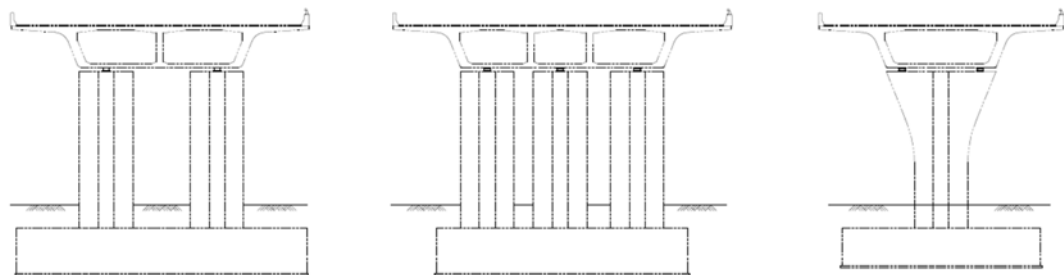


圖 4-2 彰化一號高架橋標準斷面圖

耐震評估及結果

此座橋梁耐震能力非線性側推評估工作，主要採用中華民國地震工程學會所研擬之改良式結構性能耐震評估方法。支承檢核結果南向為PS2及PS5強度不足；橋柱韌性評估及剪力強度檢核結果皆足夠。

彰化一號高架橋皆為直接基礎。由於座落於高度液化潛勢地區，又因其上構皆為連續梁，為避免土壤液化造成各墩間的差異沉陷而導致上部結構損壞並影響交通，故評估位於液化潛勢範圍的橋墩基礎(南向:PS1A~P41；北向:PN1~P41)其該墩沉陷量超過千分之四倍跨徑者皆須進行補強，且為避免補強後同一振動單元內差異沉陷更大，建議同一振動單元應一併增樁補強。

耐震補強原方案

彰化一號高架橋（南向:PS1A~PS41；北向:PN1~PN41）位於液化潛勢範圍，經常時及震時分別分析檢討後，由常時控制單樁所需承載之軸力(常時採安全係數3；震時採安全係數1)。補強對策為縱向擴大基礎並於新設基礎增設微型樁及貫穿既有基礎增設微型樁補強，(詳見圖4-3、4-4)。

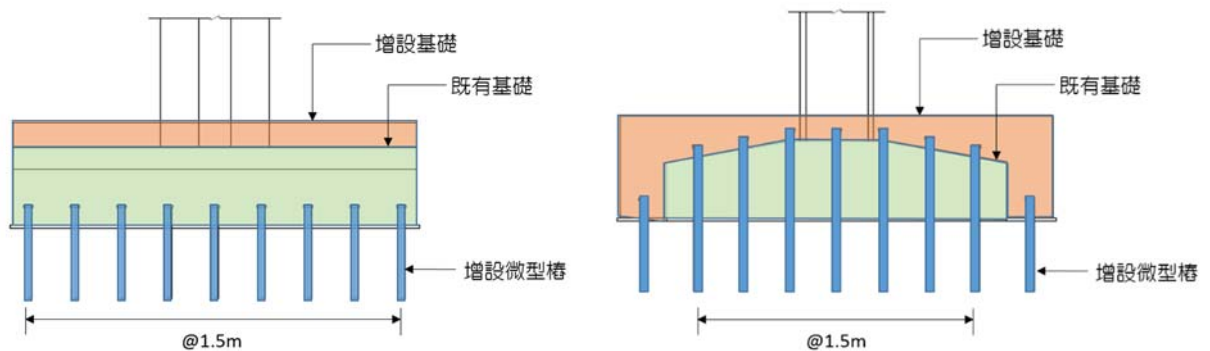


圖 4-3 彰化一號高架橋 基礎增設微型樁補強 補強示意圖

(左：斷面圖、右：側視圖)

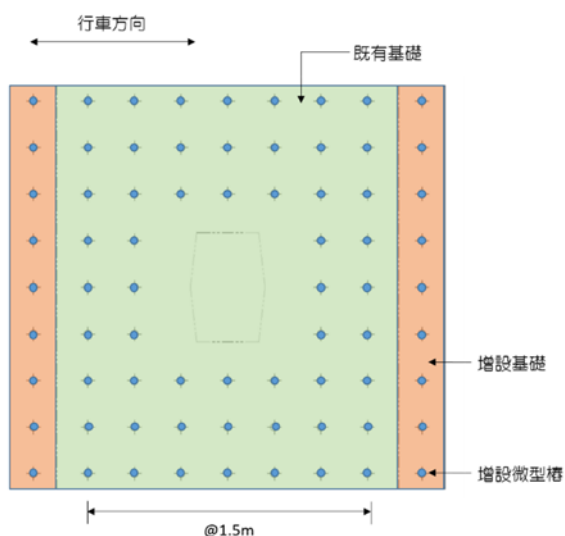


圖4-4 彰化一號高架橋 基礎增設微型樁補強 補強平面示意圖

耐震補強替代方案研擬

南向橋墩PS1A~PS41及北向橋墩PN1~PN41基礎座落於高度液化潛示範圍，為避免液化造成差異沉陷，若以原規劃方案採直徑24.5cm微型樁貫穿既有基礎補強，由於微型樁貫穿既有基礎會破壞原有結構，且經費龐大(平均2900萬/墩)，又為避免差異沉陷量過大，建議同一振動單元一併補強，總計補強墩數為56墩，故本橋(含南北向)基礎補強總經費約為16.2億。故針對此議題進行替代方案研擬。經替代方案研析後採下列兩項基礎補強替代方案：

【方案一】進行地盤改良(高壓灌漿)

本方案針對基礎尺寸較小、液化程度較低、液化深度較淺者，建議對既有基礎下方土壤進行地盤改良，如此一來可不改變原基礎型式。經評估，由於此方案對於基礎尺寸較大(主線橋梁)、液化深度較深者須改良量體較大，平均約每墩1266萬(假設改良垂直深度10m)，工程經費仍須視液化深度而定，故僅對於部分橋墩基礎坐落於其他匝道下方，無法施作結構補強者(本橋含南北向共4墩)建議採用此方案。

【方案二】施作連續地中壁

本方案建議於既有基礎周圍打設樁徑1.5米之高壓噴射水泥樁，該工法是以超高壓硬化材漿液與空氣複合噴射流進行地盤切削，並將硬化材與土壤拌合，於地中形成柱狀改良體，於基礎周圍打設一圈形成壁體圍束(如圖4-5)，降低液化造成之沉陷量影響。另經計算，該方案施作經費平均約900萬/墩，且此方案僅針對沉陷量超過千分之四倍跨徑之橋墩基礎進行補強(本橋含南北向共27墩)故本橋(含南北向)基礎補強總經費約為2.43億。

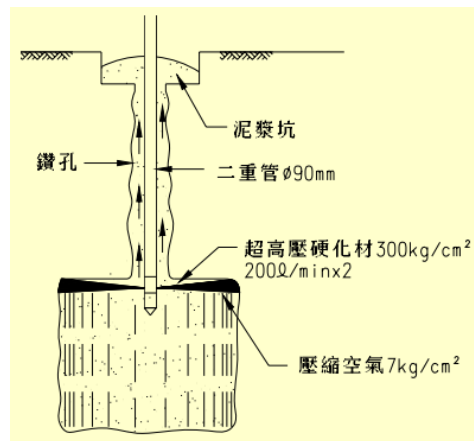


圖 4-5 替代方案 高壓噴射水泥樁形成柱狀改良體

由於考量部分橋墩基礎座落於匝道路堤下方，若施作增樁補強或連續地中壁工程將會阻斷交通，故建議地盤改良及連續地中壁工法合併採用。

附錄 5: 土壤液化案例(2) 國道 3 號和美交流道匝道一高架橋

本橋位於彰化縣和美鎮里程 001K+284~002K+053 處，全長共 769 公尺。橋面每一單向橋寬為 8.6~17.28 公尺採 1 車道配置，由連續預力混凝土箱型梁結構單元構成，跨徑配置為 $(40+2@42+2@40)+(3@35+32.135)+(5@40)+(28+5@40)$ 公尺，採就地澆鑄逐跨工法。下部結構為六角形墩柱，柱高最高達 17.38 公尺；基礎型式均為直接基礎。



本橋設計地震力係依照 84 年版規範辦理，橋址鄰近彰化、大甲及鐵砧山斷層，橋墩混凝土強度 350kgf/cm^2 ，鋼筋強度 13ϕ (含) 以上採高拉力鋼筋 ($f_y=4200\text{kgf/cm}^2$)， 10ϕ (含) 以下鋼筋 $f_y=2800\text{kgf/cm}^2$ 。本橋之結構平面及斷面圖請參見圖 5-1~5-3。

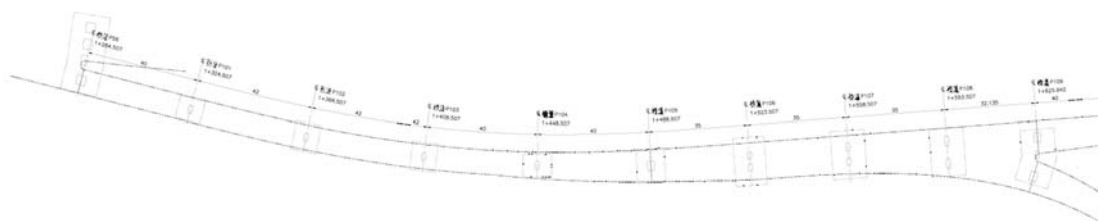


圖 5-1 和美交流道匝道一高架橋平面圖單元一與二

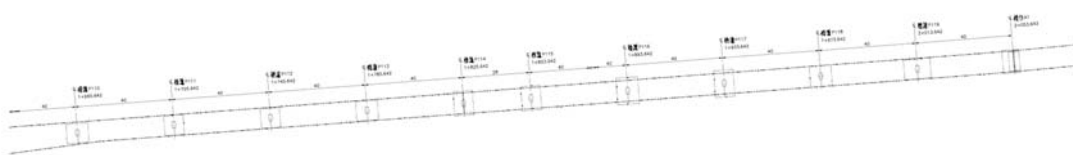


圖 5-2 和美交流道匝道一高架橋平面圖單元三與四

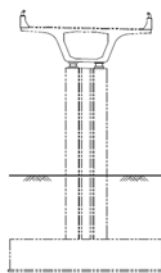


圖 5-3 和美交流道匝道一高架橋標準斷面圖

耐震評估及結果

此座橋梁耐震能力非線性側推評估工作，主要採用中華民國地震工程學會所研擬之改良式結構性能耐震評估方法。支承檢核結果為P105、P109、P114及P115強度不足，北向僅PN6強度不足；橋柱韌性評估及剪力強度檢核結果皆足夠。

此座橋梁原設計為直接基礎，梁結構形式為連續梁，經審慎評估後，坐落於高度液化潛勢範圍內(P105~A1)，在地震發生過後，可能造成土壤液化，產生差異沉陷，各墩間的差異沉陷導致上部結構損壞並影響交通，評估位於液化潛勢範圍的橋墩基礎其該墩沉陷量超過千分之四倍跨徑者皆須進行補強，且為避免補強後同一振動單元內差異沉陷更大，建議同一振動單元應一併增樁補強。

耐震補強方案

和美交流道匝道一高架橋為避免因土壤液化造成之差異沉陷，對基礎採增樁工法，在其發生土壤液化後，基礎下方土壤掏空，由樁承載主橋結構，避免沉陷導致其上部結構受損而影響交通。補強對策為在既有直接基礎外圍增設樁，以P113為例，此橋墩基礎未受到淨高所限制，因此在車行向向外延伸增設樁，再依據「公路橋梁耐震設計規範」與「橋梁耐震評估與補強設計原則」對常時與震時之基樁承载力進行計算，常時使用安全係數為3，震時使用安全係數為1(詳見圖5-4)。

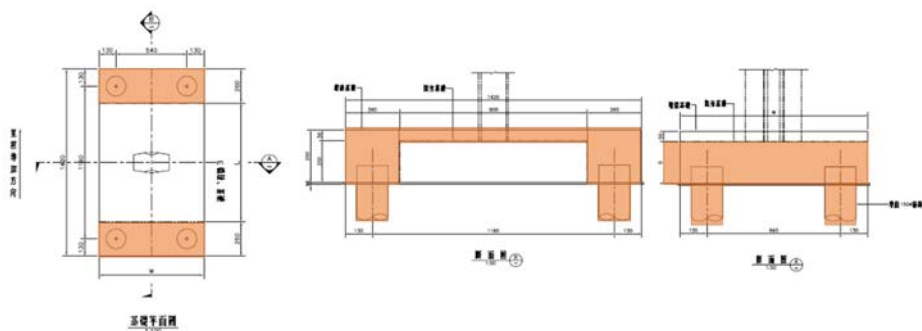


圖 5-4 和美交流道匝道一高架橋 P113 基礎補強示意圖

既有基礎下方土壤液化沉陷後，既有直接基礎將變成樁基礎之行為，需對基礎版進行抗彎矩檢核，避免因基礎下方土壤掏空，以及樁距較長導致基礎版彎矩過大。此外，除部分基礎因淨高限制，改為沿垂直車行向兩側增設，此橋梁單一橋墩增設四到八支樁不等。(詳見圖5-5~5-6)

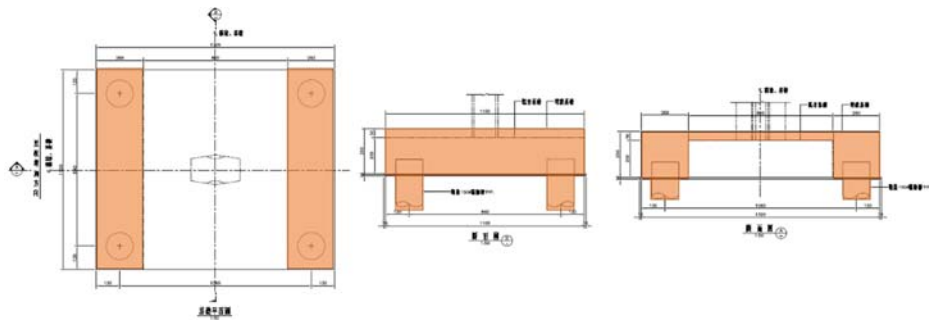


圖 5-5 和美交流道匝道一高架橋沿垂直車行向基礎補強示意圖

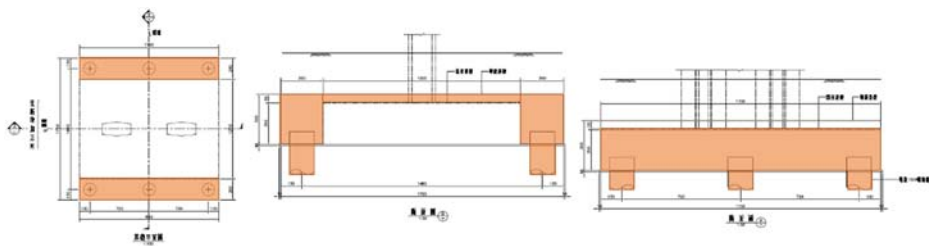


圖 5-6 和美交流道匝道一高架橋 P108 基礎補強示意圖

耐震補強替代方案研擬

橋墩基礎增樁工法為避免土壤液化造成之差異沉陷，但由於補強經費較高，單一橋墩補強經費約為670萬，以及施工中需封閉大量車道，導致交通管理成本增加，還有此橋梁為系統交流道，施工空間有限，需有大量拆除與復舊，需要大量工期成本與臨時設施。原方案採150cm全套管基樁補強，經替代方案會議研析後採下列兩項基礎補強替代方案：

【方案一】地盤改良(攪拌)

本方案為克服土壤液化與沉陷。利用較為細緻混凝土打入液化層，填充土壤中孔隙，排除土壤液化可能性，所需工期較短，較少拆除與復舊，施工性較佳。單一橋墩補強經費約為1000萬。所需補強經費較原案高，但考慮橋台及部分橋墩採用原方案補強將阻斷交通，較難施工，故採用此方案。

【方案二】施作連續地中壁

本方案建議於既有基礎周圍打設樁徑1.5米之高壓噴射水泥樁，該工法是以超高壓硬化材漿液與空氣複合噴射流進行地盤切削，並將硬化材與土壤拌合，於地中形成柱狀改良體，於基礎周圍打設一圈形成壁體圍束(如圖5-7)，降低液化造成之沉陷量影響。另經計算，該方案施作經費平均約620萬/墩。單一墩補強經費較原方案相差不多，但採取原方案，在同一單元僅有部分橋墩超過容許沉陷量，為避免差異沉陷，單元內所有橋墩應都進行補強，以單元四為例(如圖5-8)；本方案為降低液化沉陷量之影響，僅需對超過容許沉陷量之橋墩進行補強，即可達到減少差異沉陷之效果，總補強經費較原案低，故採用。

此外，和美交流道匝道一P106~P109與和美交流道匝道五P501採用方案一與方案二後，能降低液化沉陷量至容許沉陷，但補強經費較原案高，因此，和美交流道匝道一P106~P109與和美交流道匝道五P501保持原案。

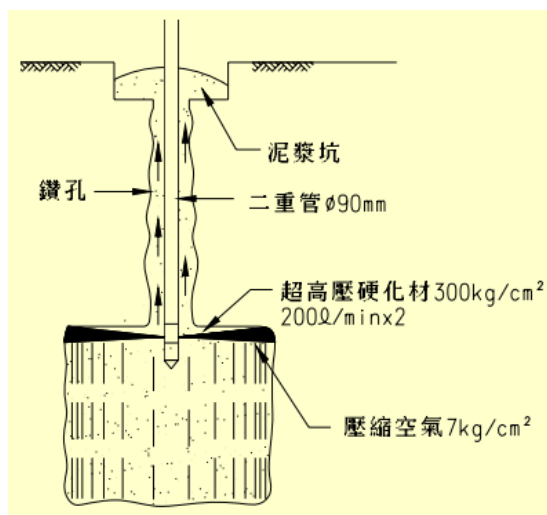
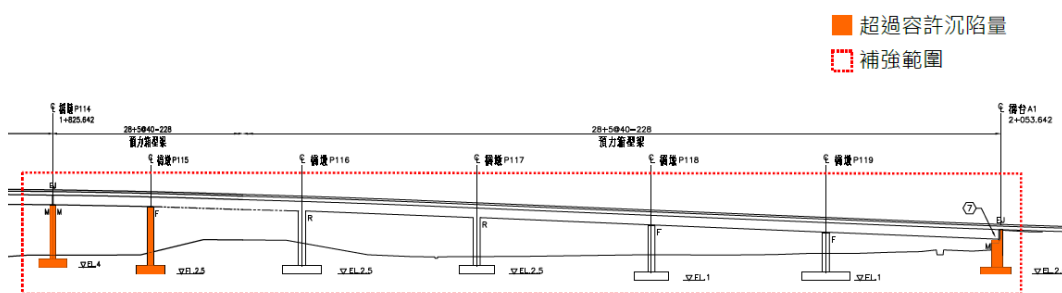
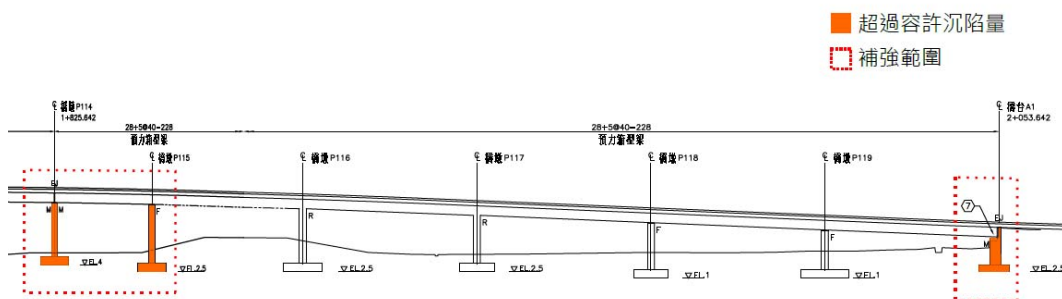


圖 5-7 替代方案 高壓噴射水泥樁形成柱狀改良體



(a)採用原方案



(b)採用方案四

圖 5-8 和美交流道匝道一(U4)替代方案四與原方案補強範圍