

國立交通大學

土木工程學系

碩士論文

橋梁耐洪能力提升之下構改建工法

-以台 88 線萬大大橋橋基補強工程為例

The Substructure Reconstruction Techniques for Enhancing Flood Resistance Ability
of Bridges - An Example of Wanda Bridge in Taiwan

研究生：蕭天任

指導教授：劉俊秀 博士

中華民國 九十九 年 十二 月

橋洪能力提升之下構改建工法

-以台 88 線萬大大橋橋基補強工程為例

研究生：蕭天任

指導教授：劉俊秀

交通大學土木工程研究所

摘要

關鍵詞：橋基補強、預力補強、耐洪能力提升

本論文提出有別於以往之下構補強工法，而是對下部結構進行改建：利用先建後拆之方式，於原結構側邊建立新門架式下部結構，施拉預力；待力量轉移後拆除原橋柱以達到下構改建之目的。本論文利用三維立方元素(3D solid element)進行施工步驟模擬分析，以瞭解改建時力量轉移之行為及新舊混凝土間之各種力量傳遞，並提出一較簡易之二維框架(2D frame)分析，以使用於工程上之分析及設計。預力鋼腱配置線形主要係抵抗拆除舊橋柱當時之反力，而新舊混凝土介面主要係利用化學錨筋及預力鋼棒接合，使所有力量能均能傳遞至原帽梁混凝土內。

The Substructure Reconstruction Techniques for Enhancing Flood Resistance Ability of Bridges - An Example of Wanda Bridge in Taiwan

Student : T.Z. Hsiao

advisor : G.S. Liou

Institute of Civil Engineering
National Chiao-Tung University

Keywords : Substructure Reconstruction, Prestress Reconstruction,
Enhancing Flood Resistance Ability

Abstract

This paper proposed a new substructure reconstruction technique. We constructed new piles and foundations which are located between and on the left and right hand side of the old ones. New cap beams are built to switch forces into the new substructure. At the end, the old substructure can be removed. If the construction space is limited, prestress technique can be applied. This paper studied the force transformation mechanism of the proposed technique with 3D solid element and 2D frame analysis, and we expect to provide a save and feasible technique for solving erosion problems.

致謝

本研究惠蒙恩師 劉俊秀教授熱心指導，方使本論文得以順利完成，另特別感謝 交通部公路總局提供此一研究案例，於設計階段之多方指導，在此獻上最誠摯之感謝。於口試期間，承蒙交通大學土木系師長 陳誠直教授及鄭復平副教授對論文內容提供許多寶貴意見，學生受益良多，並使本論文更加完善。

感謝研究室學長 景裕、祖涵、嘉洲、承儒、永興，同學光奕、美婷及學弟意晴、琳等於研究所期間之照顧，及林同棧工程顧問公司同仁的細心指導，雖經許多波折，卻也是個艱辛卻充實的旅程。



目 錄

摘要	i
第一章 緒論	1
1.1 前言	1
1.2 研究動機與目的	1
1.3 論文內容	2
第二章 文獻回顧	4
2.1 混凝土	4
2.1.1 乾縮變形	4
2.1.2 潛變變形	6
2.1.3 彈性模數	8
2.2 預力鋼材	9
2.3 預力補強	9
2.4 橋基補強	11
第三章 Outrigger 工法介紹及與傳統工法比較	12
3.1 Outrigger 工法介紹	12
3.2 傳統工法介紹	13
3.2.1 托底工法	14
3.2.2 橋基更換工法	15
3.3 工法比較	18
第四章 分析與設計方式以萬大大橋為例	20
4.1 施工與分析步驟	20
4.2 改建力量轉移	21
4.3 預力線型	24
4.4 三維階段施工應力檢核	26
4.4.1 材料性質	26
4.4.2 施工步驟	28
4.4.3 施工時之力量轉移	34
4.4.3 帽梁應力檢核	40
4.4.4 預力梁變形	43
4.4.5 新舊混凝土接合	44
4.5 構架式分析	49
4.5.1 施工步驟	50
4.5.2 應力比較	53
4.5.3 原始帽梁應力	54
4.6 設計成果	56
第五章 結論與建議	58

5.1 結論.....58
5.2 建議.....59
附件62

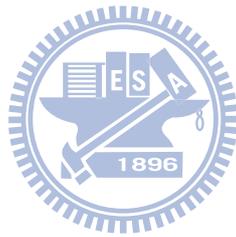


圖 目 錄

圖 1.1 先建後拆式下構改建示意圖	2
圖 2.1 外置預力補強示意圖[5]	10
圖 2.2 擴展式外置預力補強工法[7]	11
圖 3.1 OUTRIGGER 工法示意圖	12
圖 3.2 托底工法示意圖	15
圖 3.3 橋基更換工法示意圖	17
圖 4.1 設計分析流程圖	20
圖 4.2 施工步驟圖	21
圖 4.3 新帽梁依施工步驟且無施預力下之應力及彎矩圖	22
圖 4.4 一次施作下應力及彎矩圖	22
圖 4.5 改建力量轉移示意圖	23
圖 4.6 改建力量轉移示意圖	24
圖 4.7 等值載重示意圖	24
圖 4.8 預力鋼腱線型及等值載重示意圖	26
圖 4.9 乾縮、潛變及鬆弛模型	27
圖 4.10 萬大大橋改建期程	28
圖 4.11 施工步驟 1 (原結構).....	30
圖 4.12 施工步驟 1 應力(原結構)	30
圖 4.13 施工步驟 2 (包覆舊帽梁建立新下構).....	31
圖 4.14 施工步驟 2 應力(包覆舊帽梁建立新下構)	31
圖 4.15 施工步驟 3 (施拉新帽梁預力).....	32
圖 4.16 施工步驟 3 應力(施拉新帽梁預力)	32
圖 4.17 施工步驟 4 (拆除舊橋墩).....	33
圖 4.18 施工步驟 4 應力(拆除舊橋墩).....	33

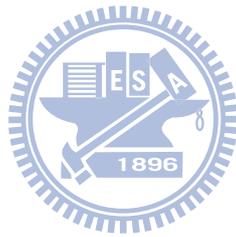


圖 4.19 力量轉移(一)	34
圖 4.20 力量轉移(二)	35
圖 4.21 力量轉移(三)	36
圖 4.22 力量轉移(四)	37
圖 4.23 力量轉移(五)	38
圖 4.24 力量轉移(六)	39
圖 4.25 施工步驟應力檢核(一)	41
圖 4.26 施工步驟應力檢核(二)	42
圖 4.27 施工完成梁頂及梁底應力圖	43
圖 4.28 帽梁變位圖	44
圖 4.29 新舊帽梁間剪力分佈	45
圖 4.30 化學錨筋與預力鋼棒設置示意圖	47
圖 4.31 垂直化學錨筋示意圖	47
圖 4.32 二維分析模型編號	49
圖 4.33 二維分析模型(原結構)	50
圖 4.34 二維分析模型(建立新橋柱及包覆帽梁)	50
圖 4.35 二維分析模型(施拉預力)	51
圖 4.36 帽梁及橋柱彎矩(施拉預力)	51
圖 4.37 帽梁及橋柱彎矩(施拉預力)	53
圖 4.38 二維與三維分析應力比較圖	54
圖 4.39 梁內應力疊加示意圖(軸力)	55
圖 4.40 梁內應力疊加示意圖(彎矩)	56
圖 5.1 加大垮距改建示意圖	59



表 目 錄

表 3.1 工法比較表.....	19
表 4.1 施工中容許應力.....	40



第一章 緒論

1.1 前言

近年來氣候變遷快速，強風暴雨不斷，於 98 年 8 月 8 日之莫拉克颱風更帶來空前的降雨量，沖毀南台灣百餘座大小橋梁，雙園大橋亦於 2009 年 8 月 9 日 12 點 40 分遭洪水沖毀，未沖毀之橋梁也因橋基裸露需儘快補強。目前國內常見之基礎補強方式有兩種，一為基礎托底：其原理係於原基礎下方或四周建立新基礎，以支撐所有重量；二為基礎換底：其方法係先將上構以臨時構件支撐後，拆除原下構並建立新基礎於地面下，達到基礎下降之效果。



1.2 研究動機與目的

由於一般下構補強之托底工法並無將基礎下降，待下次洪水來臨時亦會再次裸露，而新舊樁帽的巨大量體更會加劇對河床的沖刷，並非一勞永逸之方法。而換底工法係以臨時構架完全支撐上構重量，施工時間長必會碰上汛期，有安全上之顧慮。加上台灣經濟發展快速，交通量不斷增加，原有之橋梁寬度已不敷負荷，故多半於原橋兩側另立橋柱以拓寬橋面，所以不論以托底或是換底補強，均無法改變橋墩過多之現況。

故本論文所提之方法係於橋梁兩旁建立新基礎，將原橋之帽梁連結

並拆除原橋柱及基礎，如圖 1.1 所示，以永久結構取代換底工法之臨時支撐，確保施工中之安全。

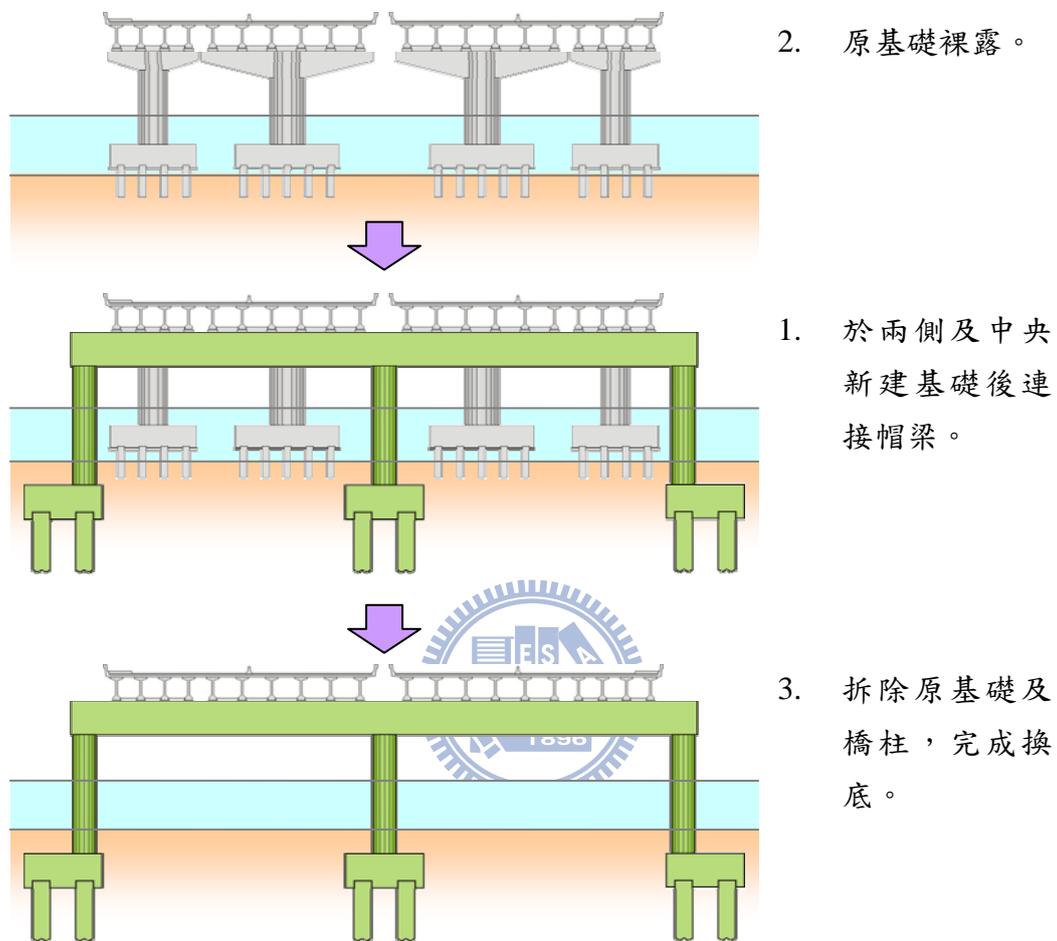
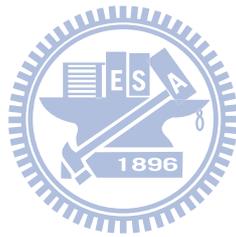


圖 1.1 先建後拆式下構改建示意圖

1.3 論文內容

本論文共分五大章節：第一章為緒論，說明本論文之研究目的及方法。第二章為文獻回顧，主要回顧「混凝土及鋼腱與時間相關之性質」、「預力補強方式」及「各種現行耐震耐洪補強之工法」。第三章為現行耐震耐洪

補強工法之詳細說明及之比較。第四章為 Outrigger 工法分析，主要利用三維模擬瞭解此工法之力量轉移方式，並介紹預力施拉線型及力量之決定方式。再利用二維模擬，方便運用於工程設計。第五章為結論與建議，為本論文做系統性整理，並提出相關後續研究之建議。



第二章 文獻回顧

2.1 混凝土

混凝土之強度、彈性模數、乾縮(Shrinkage)及潛變(Creep)與時間息息相關，許資生[1] 探討潛變、乾縮與溫度對階段式施工橋樑的影響，將其轉化成等值節點載重，作用在結構上，以求得結構變形與元素內力，以下就混凝土之時間相依(time dependent)性質做相關文獻回顧：。

2.1.1 乾縮變形

混凝土主要係由水泥漿及骨材組成，當混凝土澆鑄完成後，其內部水分將隨時間蒸發及水化，使混凝土體積逐漸收縮，此現象稱為混凝土之乾縮，在靜不定結構中將會對結構產生其他力量，亦會對預力造成損失。其中影響混凝土收縮之因素甚多，如：溼度、骨材、時間及形狀等等。

CEB-FIP Code (1990)[2]中對混凝土之乾縮模型做以下之建議：

$$\varepsilon_{CS}(t, t_s) = \varepsilon_{CS0} \beta_S(t - t_s) \quad (2-1)$$

其中

t_s = 混凝土開始收縮時間(天)，養護完成

t = 混凝土齡期(天)

$\beta_S(t-t_s)$ = 乾縮時間函數

ε_{CS0} = 理論乾縮係數

公式(2-1)中乾縮時間函數 $\beta_S(t-t_s)$ 考慮混凝土形狀及時間作為參數：

$$\beta_S(t-t_s) = \left[\frac{t-t_s}{350(h_0/h_{ref})^2 + t-t_s} \right]^{0.5} \quad (2-2)$$

其中：

$h_0 = 2A_c/u$ ，理論厚度(mm)

A_c = 混凝土面積(mm²)

u = 接觸環境週長(mm)

$h_{ref} = 100 \text{ mm}$

公式(2-1)中理論乾縮係數 ε_{CS0} 考慮混凝土 28 天抗壓強度、水泥種類

及溼度，由 $\varepsilon_S(f_{cm})$ 及 β_{RH} 兩部份相乘所得：

$$\varepsilon_{CS0} = \varepsilon_S(f_{cm}) \beta_{RH} \quad (2-3)$$

其中：

$$\varepsilon_S(f_{cm}) = 10^{-6} [160 + 10\beta_{SC}(9 - f_{cm}/f_{cm0})]$$

f_{cm} = 28 天混凝土抗壓強度(MPa)

$f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$

$$\beta_{SC} = \begin{cases} 4 & , \text{緩凝水泥} \\ 5 & , \text{一般水泥} \\ 8 & , \text{早強水泥} \end{cases}$$

$$\beta_{RH} = -1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right], 40\% \leq RH < 99\%$$

$$+0.25, RH \geq 99\%$$

$RH =$ 相對濕度(%)

另外 ACI 209R-92 [3]中對混凝土之乾縮模型做以下之建議：

在 7 天濕治養護下：

$$(\varepsilon_{sh})_t = \frac{t}{35+t} (\varepsilon_{sh})_u \quad (2-4)$$

在 1~3 天蒸氣養護下：

$$(\varepsilon_{sh})_t = \frac{t}{55+t} (\varepsilon_{sh})_u \quad (2-5)$$

其中：

$$(\varepsilon_{sh})_u = 780 \gamma_{sh} \times 10^{-6} \text{ in/in(mm/mm)}$$

γ_{sh} 中包含許多修正係數，考量坍度、尺寸、相對濕度、初始溼治時間、細骨材含量、水泥含量及空氣含量等效應。

2.1.2 潛變變形

當物件受一持續荷重下，例如預力之持續作用，除了產生即時的彈性變形外，隨著時間之持續變形稱為潛變。混凝土之潛變影響因子有：使用骨材之品質、水灰比、水泥品質及形狀等。

CEB-FIP Code (1990)[2]對混凝土之潛變模型做以下之建議：

混凝土之應力 $\sigma_c < 0.4f_{cm}$ 時，潛變與應立為線性關係，其潛變係數為：

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t-t_0) \beta_E(t_0) \quad (2-6)$$

其中：

t = 混凝土齡期

t_0 = 受應力時間

$\beta_c(t-t_0)$ = 潛變與時間和載重之函數

φ_0 = 理論潛變係數

$$\beta_E(t_0) = E_c(t_0) / E_c(28)$$

公式(2-6)中 φ_0 定義如下：

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0) \quad (2-7)$$

其中：

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - (RH/100)}{0.46(h_0/h_{ref})^{1/3}}$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5.3}{\sqrt{f_{cm} / f_{cm0}}}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t - t_0}$$

公式(2-6)中 $\beta_c(t-t_0)$ 定義如下：

$$\beta_c(t-t_0) = \left(\frac{t-t_0}{\beta_H + t-t_0} \right)^{0.3} \quad (2-8)$$

其中：

$$\beta_H = \frac{150}{h_{ref}} [1 + (0.012RH)^{18}] + 250 \leq 1500mm$$

當混凝土應力介於(0.4~0.6) $f_{cm}(t_0)$ 時，其中公式(2-6)中 φ_0 將取代為

φ_{0k} ：

$$\varphi_{0k} = \varphi_0 \exp[1.5(k - 0.4)] \quad (2-9)$$

其中：

$k =$ 容許應力係數

另外 ACI 209R-92^[7] 中對混凝土之潛變模型做以下之建議：

$$\varphi(t, t_0) = \frac{(t - t_0)^{0.6}}{10 + (t - t_0)^{0.6}} \varphi_u \quad (2-6)$$

其中：

$$\varphi_u = 2.35\gamma_c$$

γ_c 中包含許多修正係數，考量坍度、尺寸、相對濕度、初始溼治時間、細骨材含量、水泥含量及空氣含量等效應。

2.1.3 彈性模數

依 CEB-FIP Code (1990)[2] 混凝土各齡期之彈性模數如下：

$$E_c(t) = \beta_E(t) E_c(28) \quad (2-9)$$

其中：

$E_c(28) =$ 齡期 28 天混凝土彈性模數

$$\beta_E(t) = \sqrt{\beta_{cc}(t)}$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp[s(1 - \sqrt{28/t})]$$

$$t = \begin{cases} 0.20 & , \text{早強高強度水泥} \\ 0.25 & , \text{一般和早強水泥} \\ 0.38 & , \text{緩凝水泥} \end{cases}$$

2.2 預力鋼材

鋼腱在施拉預力(prestress)後會隨著時間產生鬆弛(relaxation)現象，導致預力損失，依 Magura 等人[4]提出之鋼腱鬆弛率：

$$\frac{f_s}{f_{si}} = 1 - \frac{\log(t)}{C} \frac{f_{si}}{f_{py}} - 0.55 \quad (2-10)$$

其中：

f_s = 鋼腱於時間 t 之應力

f_{si} = 鋼腱初始應力

f_{py} = 降伏強度

$C = 10$, 一般鋼絞線

45, 低鬆弛鋼絞線



2.3 預力補強

預力補強行之有年，但多半使用外置預力(external post-tensioning)補強，其優點為施工快速及對既有交通影響小。

A F Daly & W Witarnawan[5]介紹外置預力補強既有梁之方法，其中利用錨栓接合預力錨座(anchorage)及轉向座(deviator)，施拉預力後，既有梁將受到兩個向上之集中力，以抵銷外加载重或增加原結構不足之強度，如圖 2.1 所示。

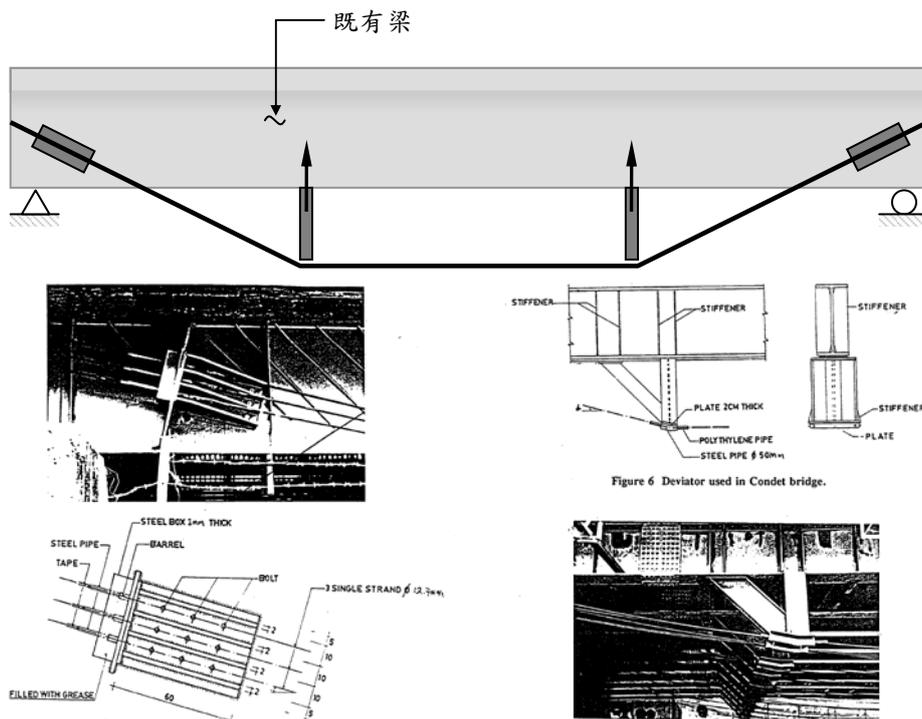


圖 2.1 外置預力補強示意圖[5]

Waleed A. Thanoon[6]等人比較兩種鋼筋混凝土(Reinforced Concrete, RC)梁補強方式：一是利用碳纖維增強復合材料 (Carbon Fiber Reinforced Polymers, CFRP)，另一個即是外置預力補強。其中發現外置預力補強由於軸力之關係，能延遲開裂發生的時間；但利用 CFRP 補強之 RC 梁較能控制裂縫寬度。

Tarek Alkbrdaji[7]等人，介紹利用混凝土加寬既有結構之外置預力補強工法，如圖 2.2 所示，其工法係將原結構表面打毛處理，並植入化學錨筋將新舊結構澆鑄為一體。其中最重要的係鋼腱錨頭部份的處理，直接決定是否能成功的將預力導入原結構。



圖 2.2 擴展式外置預力補強工法[7]

2.4 橋基補強

依交通部運輸研究所[8]所頒布之橋基保護工設計規範(草案),橋基保護工法,依其性質和形式可分為兩類:「削減致災因子」及「結構補強」,本論文所提之工法因可降低基礎深度,將阻水斷面減小,故係屬於「削減致災因子」。



張荻薇[9]等人提出橋梁換底,並申請專利,於民國 95 年 5 月取得中華民國專利發明證書(發明第 254093 號"橋梁換底工法"),其係在維持既有上部結構繼續使用之情況下,利用重型支撐架承載上部結構,將原橋柱柱底拆除並建立新基礎後接回原橋柱,以完成換底作業,此工法亦屬於「削減致災因子」。施工步驟詳本論文 3.2.2 之內容。

第三章 Outrigger 工法介紹及與傳統工法比較

3.1 Outrigger 工法介紹

說明：

Outrigger 下構改建工法係在維持既有橋梁上部結構繼續使用之情況下進行下構改建，其原理係於橋梁外側或任何空間空間建立新下構，並下降基礎於地面線下，利用新帽梁包覆舊帽梁以連結新橋基，隨後拆除原有下構將力量轉移至新結構後即達成下構改建之目的。其方法如圖 3.1 所示。

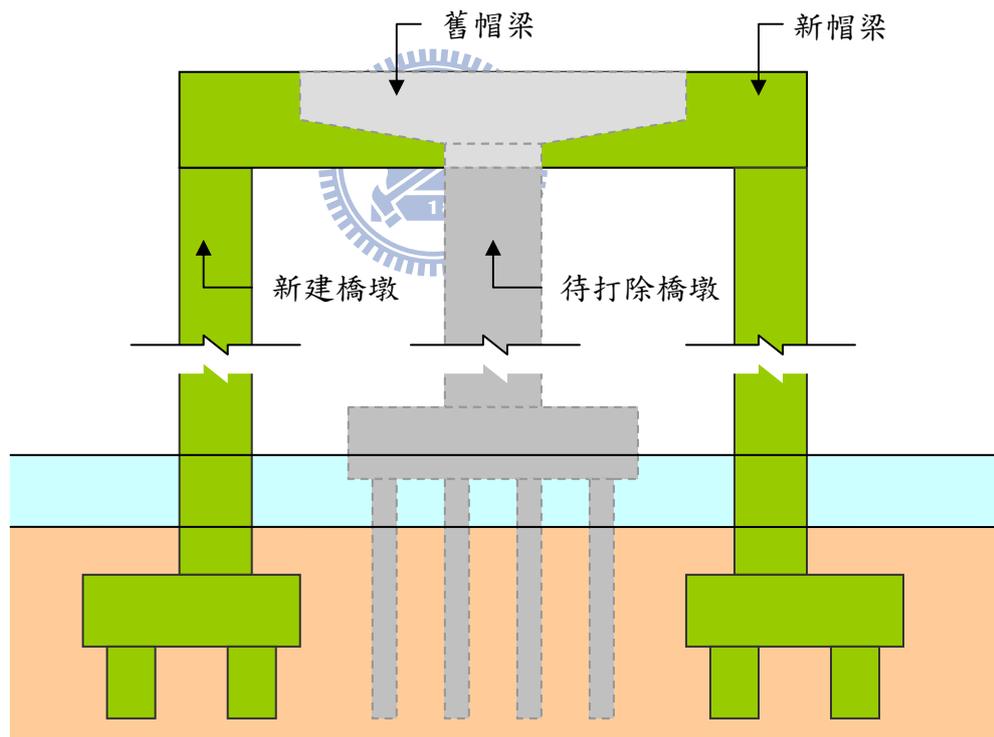


圖 3.1 Outrigger 工法示意圖

適用範圍：

1. 上部結構情況良好：由於上部結構情況良好且因交通上之考量，橋梁無法封閉車道改建時，此工法可在維持既有交通之情況下進

行下構改建。

2. 原橋基裸露：導致承載力不足及基樁強度不足，故將新基礎下降至地面線下以減少河川沖刷深度，並提供足夠之承載力。
3. 橋墩耐震能力不足：由於利用舊有規範所設計之橋梁並不能滿足現行規範之耐震需求，常需進行耐震補強，Outrigger 下構改建工法可直接利用現行規範進行新橋柱之設計。
4. 小口徑 PC 樁：早期設計之基樁多為小口徑 PC 樁，並利用焊接接樁，一旦裸露深度過深，加上河川夾帶土石之衝擊，恐有斷樁之疑慮，新建基樁建議採用大口徑全套管基樁施作。
5. 施工空間足夠：由於係於橋下施工，需要足夠之淨高及寬度施作基礎。
6. 拓寬橋梁：由於需在外側建立新橋墩，新設之帽梁寬度會大於原橋寬度，亦可作為拓寬之用。

3.2 傳統工法介紹

對於沖刷有安全疑慮之橋梁基礎，一般使用拋石工法、蛇籠工法、鼎塊工法及潛堰工法等，以下就基礎補強工法作解說。

3.2.1 托底工法

說明：

托底工法[]係在既有基礎保留之情況下，增加樁帽寬度並額外增樁以補強或替代已裸露橋基之承載力，猶如新增基礎托住原始結構，故稱之為托底工法。其示意圖如圖 3.2 所示，

適用範圍：

1. 基礎承載力不足：基礎常因裸露而導致基礎承載力不足或穩定性不足，故利用增樁取代或補足原基礎之承載力，但因增設之橋基會減少通水斷面；增加阻水性，恐加劇河床之沖刷程度。在設計上因托底而加劇河床沖刷深度，故需進而加大托底尺寸；陷入惡性循環。另外補強之橋基量體過大，若基礎裸露於水面上，亦會影響民眾及用路人之感受。
2. 多座橋基並排於同一位置者：由於國內常有不同時期興建之拓寬橋梁，其為各自獨立之基礎，可將其串連成同一基礎，成為聯合基礎，以補足基礎之承載力。

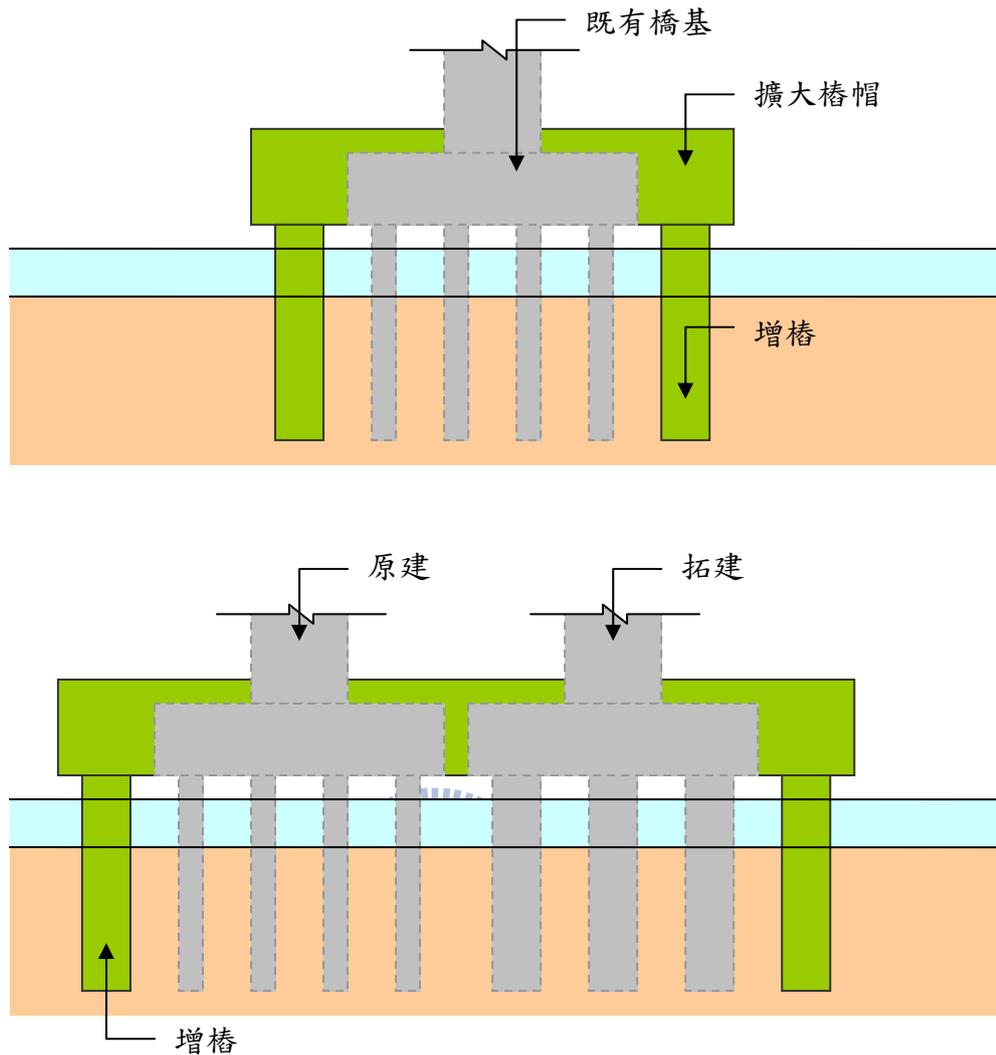


圖 3.2 托底工法示意圖

3.2.2 橋基更換工法

說明：

橋基更換工法係在維持既有上部結構繼續使用之情況下置換新下構，以達到基礎下降、增加橋柱耐震能力及增加基礎承载力之目的。因為此工法符合水利需求，故亦稱為基礎深度調整工法或降低基礎工法。其工法如圖 3.3 所示。

適用範圍：

3. 上部結構情況良好：由於上部結構情況良好且因交通上之考量，或橋梁無法封閉車道改建時，此工法可在維持既有交通之情況下進行下構更換。
4. 原橋基裸露：橋基裸露導致承載力不足或基樁強度不足，將新基礎下降至地面線下提供足夠之承載力及減少基樁無支撐長度，並可減少阻水面積，減少往後沖刷之影響。
5. 橋墩耐震能力不足：由於利用舊有規範所設計之橋梁並不能滿足現行規範之耐震需求，常需進行耐震補強，部份橋柱改建可直接利用現行規範進行新橋柱之設計。



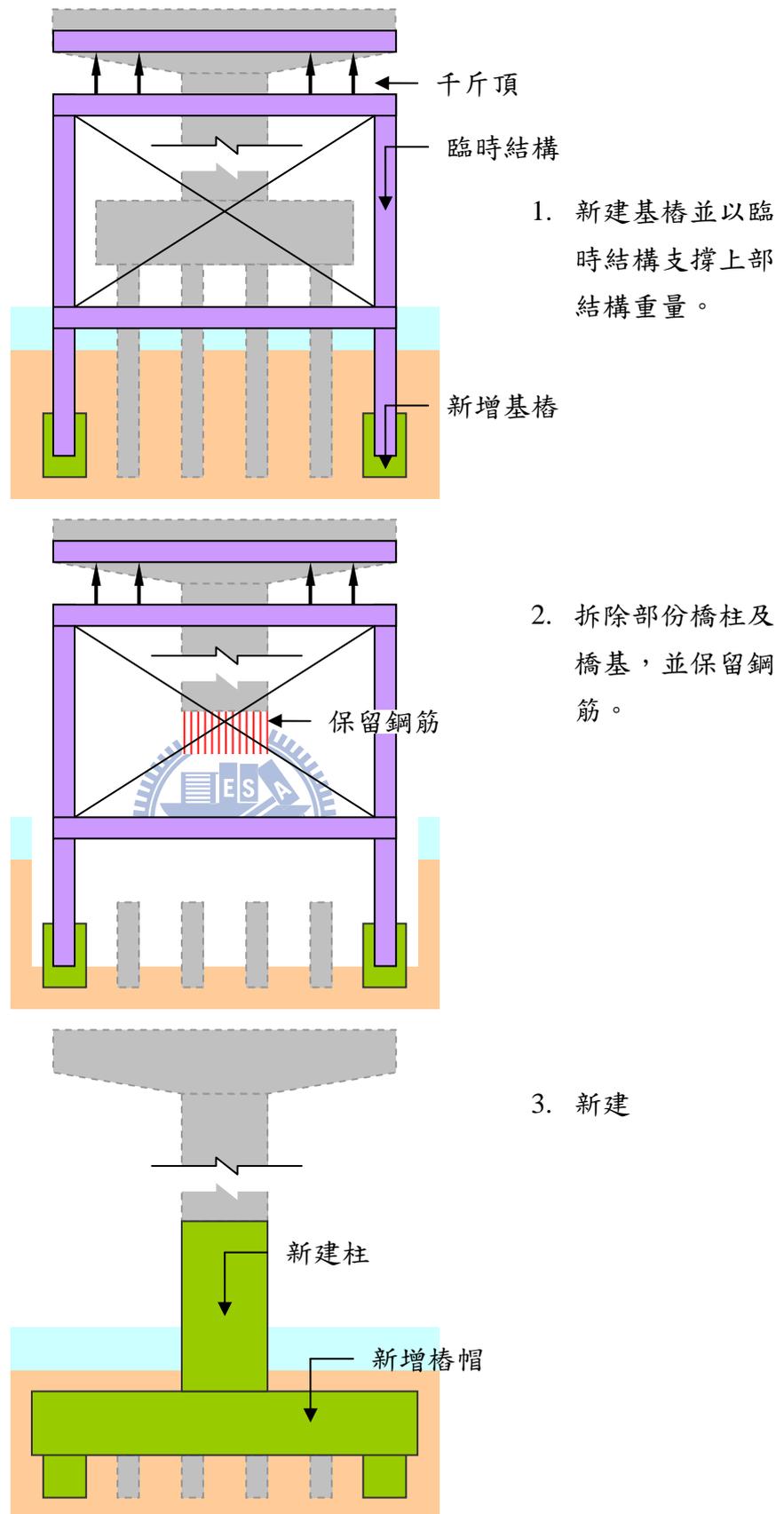


圖 3.3 橋基更換工法示意圖

3.3 工法比較

一般橋梁係因河川沖刷導致基礎裸露進而耐震能力不足，故下降基礎以減少阻水斷面為根本之解決方式。本節將針對「Outrigger 下構改建工法」及「橋基更換工法」進行比較。兩工法皆能下降基礎並改建橋柱以提升整體橋梁之耐震耐洪能力，最大的不同在於基礎形式及施工中之支撐方式。

橋基更換工法是採向外增樁之方式，並以樁帽與原基樁連結，若不考慮原基樁承载力之貢獻，新增樁數勢必較多，而使基礎尺寸增大，此次莫拉克風災高屏溪沖刷深度達 20 多公尺，若非將基礎下降至沖刷面之下，如此大之基礎恐對沖刷有更不良之影響。Outrigger 下構改建工法之基礎係採新建基礎之方式，基礎尺寸較小。

橋基更換工法在施工時利用永久基樁及臨時重型支撐架作為臨時支撐，並利用千斤頂支撐結構；而 Outrigger 下構改建工法主要係利用新建之永久結構及既有結構作為支撐，無臨時支撐承受所有上構重量之情形。其兩者比較之結果整理於表 3.1 中。

表 3.1 工法比較表

項目	Outrigger 下構改建工法	橋基更換工法
交通維持	維持既有交通	維持既有交通
基礎形式	新建基礎	向外增樁
基礎高程	下降基礎	下降基礎
基礎大小	較小	大
改建時支撐	永久基礎及帽梁	永久基樁及臨時結構
路權	增加寬度	維持既有寬度
下構系統	門架式	維持既有系統
技術要求	高	高



第四章 分析與設計方式以萬大大橋為例

4.1 施工與分析步驟

為考量混凝土和鋼腱之時間影響及各施工階段時之應力檢核，整個萬大大橋均需依建造時程(construction schedules)進行分階段分析。原萬大大橋於民國 81 年 5 月完工，隨後在 87 年 1 月拓建完成側車道，並於 99 年年底進行下構改建工程，待新帽梁包覆澆鑄後 7 天施拉預力，並於 4 天時間中切除舊橋墩；完成下構改建，設計分析流程及施工流程如圖 4.1 及 4.2 所示。

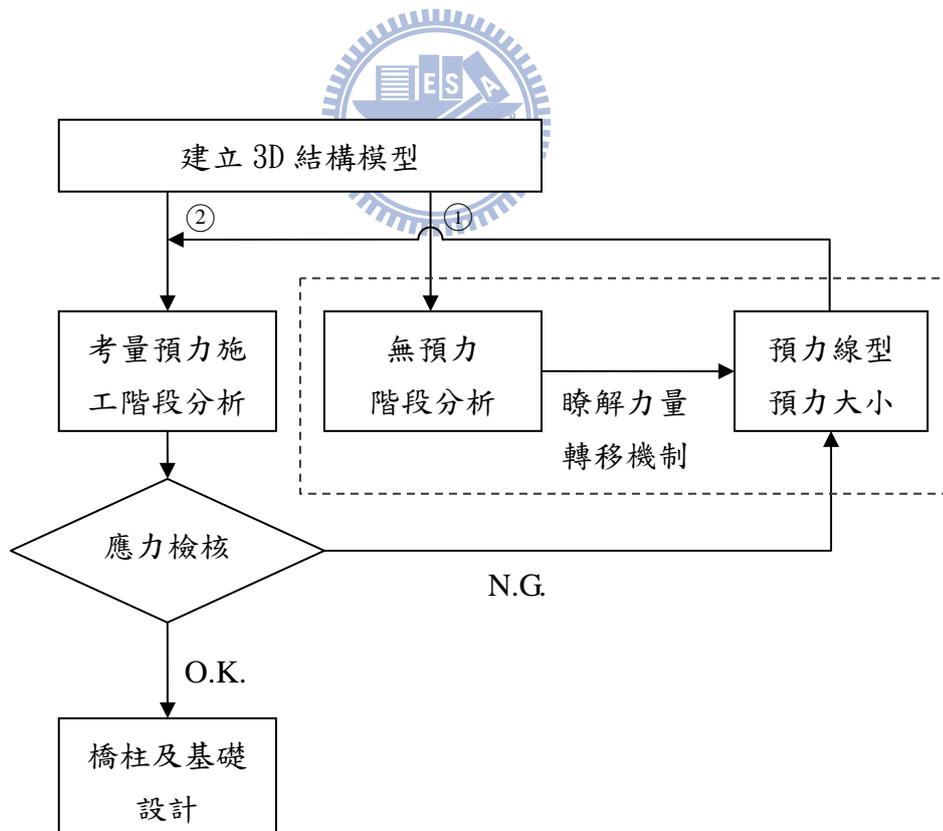


圖 4.1 設計分析流程圖

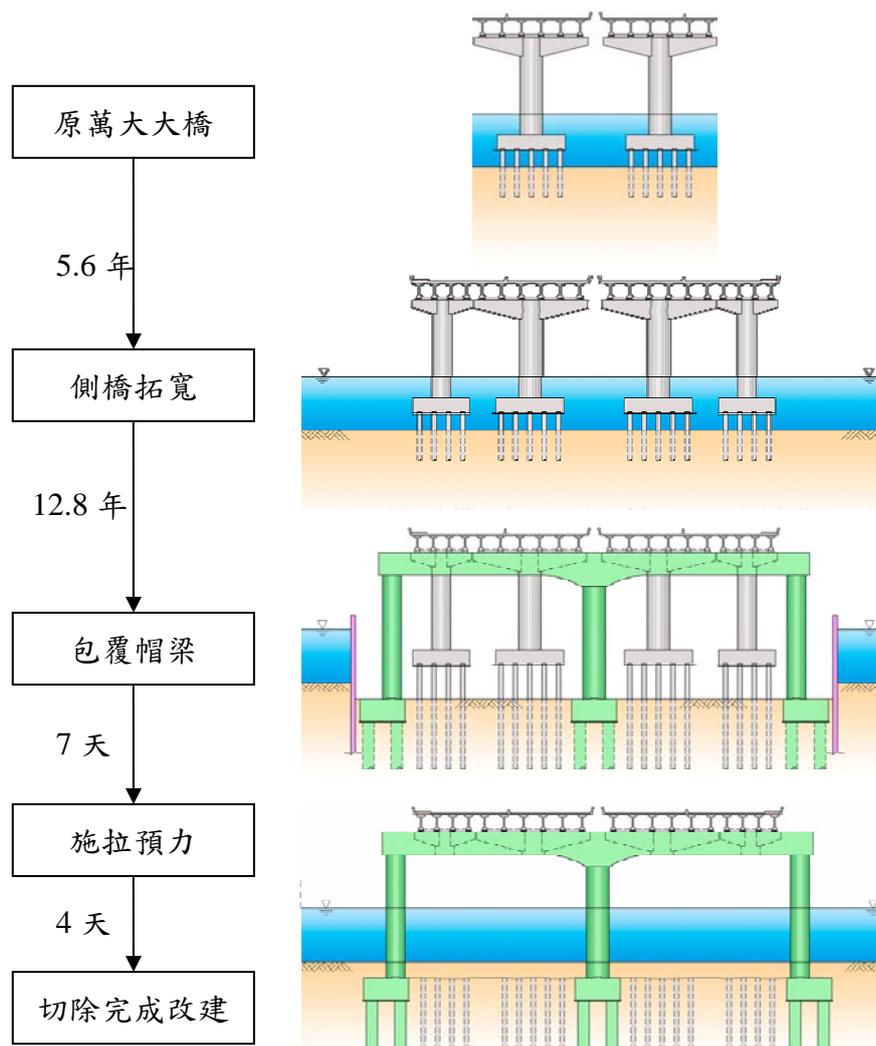


圖 4.2 施工步驟圖

4.2 改建力量轉移

在原結構系統中，上部結構之重量係由四支橋柱所承受，當改建完成後；結構系統改變，其上構重量將轉移置新帽梁與橋柱，其力量轉移機制為此工法之重要課題。

在新帽梁無施拉預力之情況下，依實際施工步驟進行改建 3D 模擬，並將應力轉換為彎矩彙整於圖 4.3 中。

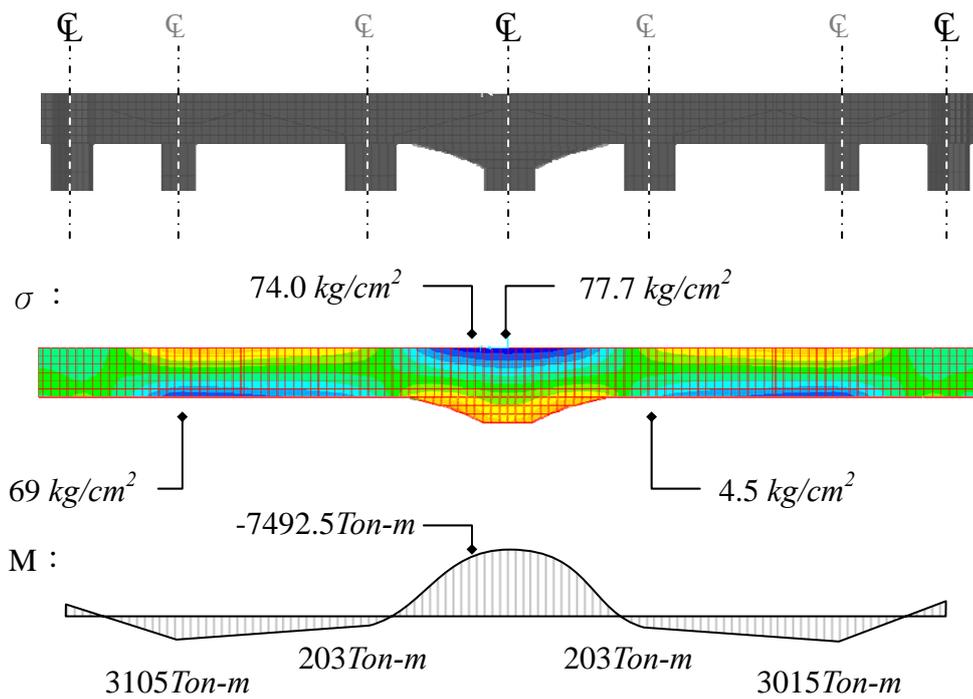


圖 4.3 新帽梁依施工步驟且無施預力下之應力及彎矩圖

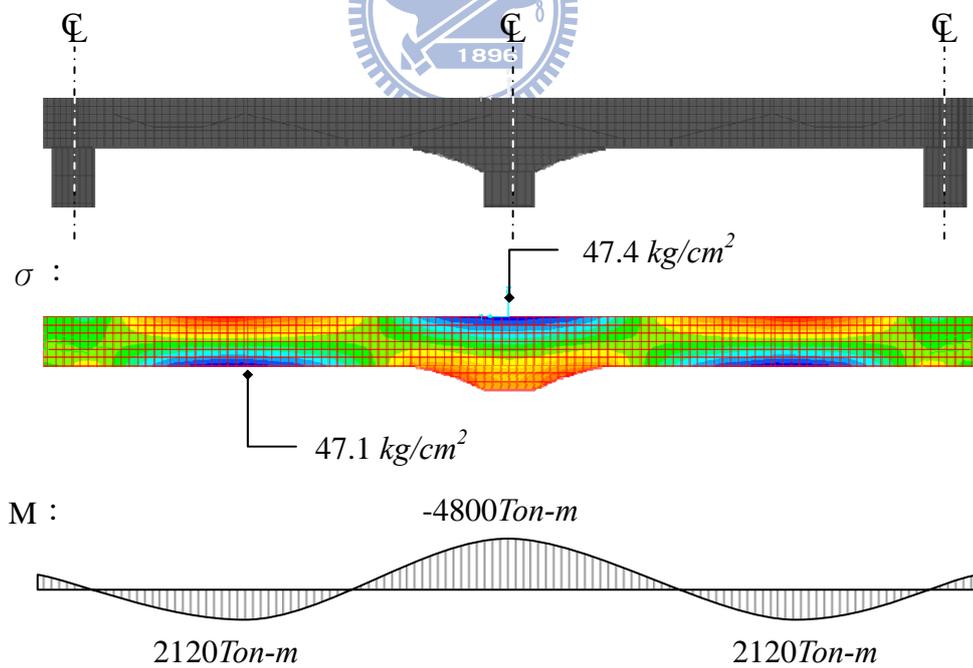


圖 4.4 一次施作下應力及彎矩圖

若假設新三柱式結構系統為一次施作(無分階段施工，上構重量直接加載於帽梁)，其應力及彎矩如圖 4.4 所示，不難發現分階段施工及一次施作兩者間之力量差異：分階段施工係由四個集中力所造成；一次施作時係由均佈力所造成。

依結構學之觀念：移除構件時會反向加載其反力，故在改建過程中，原結構橋柱承受上構所有重量，拆除後其反力將反向加載於新帽梁，如圖 4.5 所示。

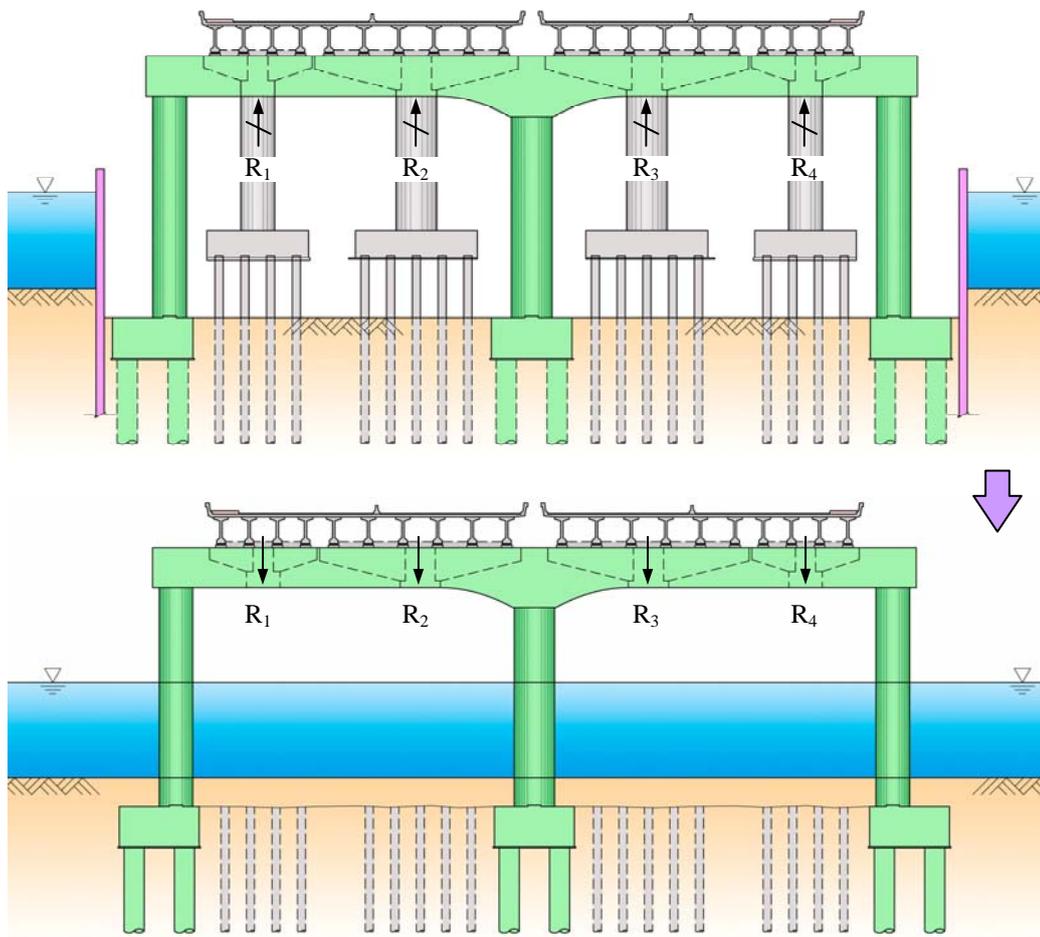


圖 4.5 改建力量轉移示意圖

利用 2D 桿件計算三柱式門架受到 4 個集中力之彎矩，如圖 4.6 所示。

將此彎矩與拆除舊橋柱所造成之彎矩比較，發現兩者彎矩相近。

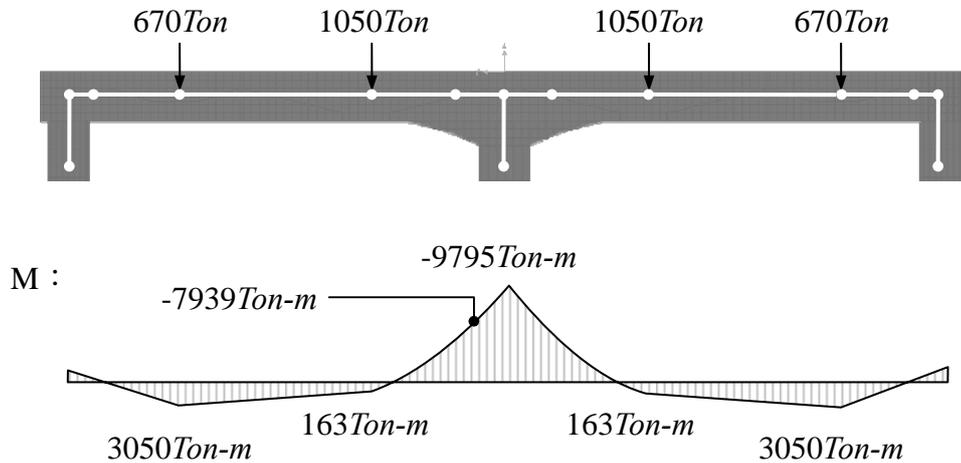


圖 4.6 改建力量轉移示意圖

4.3 預力線型

施拉預力所造成的效果可採用「等值載重法」求得，一般常見等值

載重如圖 4.7 所示：

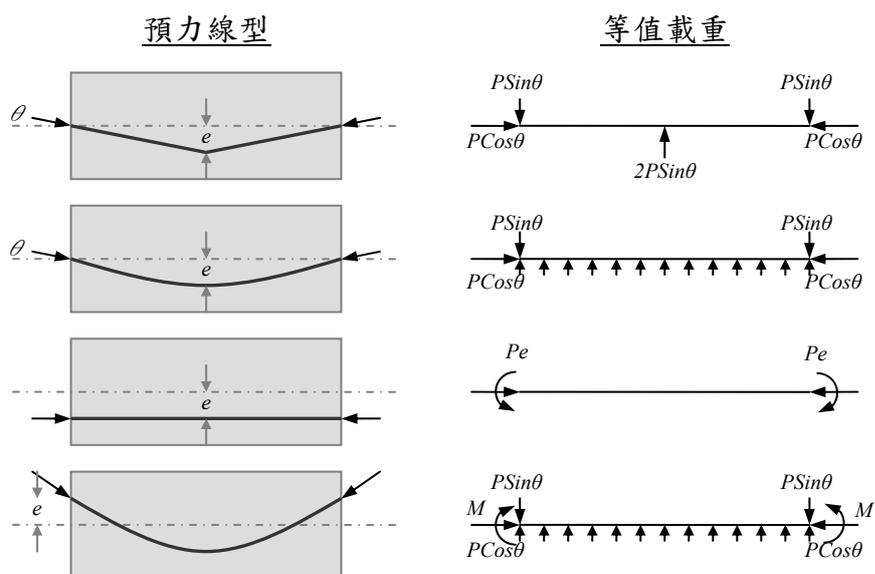


圖 4.7 等值載重示意圖

當「外力」與「預力所造成的等值載重」相等時，即所謂預力梁之平衡設計，此觀念首先係由 T.Y. Lin 教授所提出，對於控制變位有相當有效之幫助。

依 4.2 節所瞭解，此改建方式將受到四個集中力，依照等值載重觀念，故預力線型將採用折線形式：首先主橋處之折角因尺寸限制，折角角度最大約呈 13° ，利用此條件與平衡設計之觀念，初步求出鋼腱預力及側橋處鋼腱折角：

$$P_i \sin(13^\circ) = 1050(\text{Ton}) \quad (4.1)$$

$$P_i \sin(\theta) = 670(\text{Ton}) \quad (4.2)$$

其中：

$$P_i = \text{鋼腱有效預力}$$

$$\theta = \text{側橋處鋼腱折角}$$

求解公式(4.1)及(4.2)：

$$P_i = 4666.67 (\text{Ton})$$

$$\theta = 8^\circ$$

鋼腱線型及等值應力如圖 4.8 所示。

實際設計時，因考慮預力對帽梁之軸力貢獻，有效預力值非計算所得之 4666.67Ton。

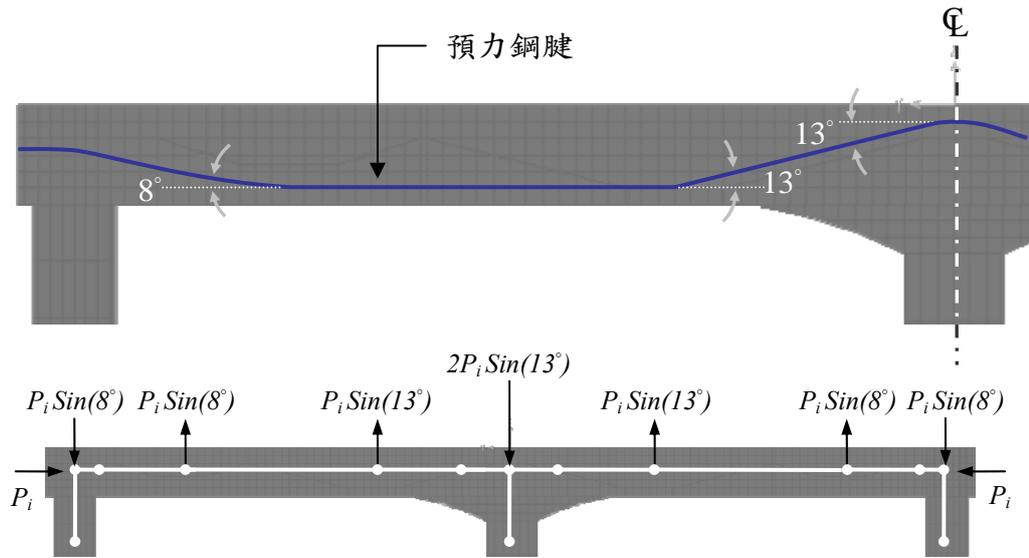


圖 4.8 預力鋼腱線型及等值載重示意圖

4.4 三維階段施工應力檢核

本研究之換底工法係採分階段施工，各階段下之新舊帽梁應力分佈情形為本研究之重點，將利用套裝軟體 SAP 進行 3D solid model 施工步驟模擬。

4.4.1 材料性質

因 Outrigger 下構改建工法係採預力系統，設計方式採用工作應力法 (Working Stress Design, WSD) 檢核，各施工步驟中混凝土均需處於線性階段，故本論文之「混凝土應力-應變曲線採線性分析」。

在時間軸方面：混凝土之彈性模數、乾縮及潛變隨著時間變化，本

論文採用 CEB-FIP 1990 [1]之建議公式，各項參數如下：

水泥種類： 一般水泥

相對濕度： 80%

理論厚度, h ： 0.1m

潛變係數, β_{sc} ： 5

潛變起始天數： 3 天

鋼腱部份採用低鬆弛鋼腱，亦使用 CEB-FIP 90[1]之規定。

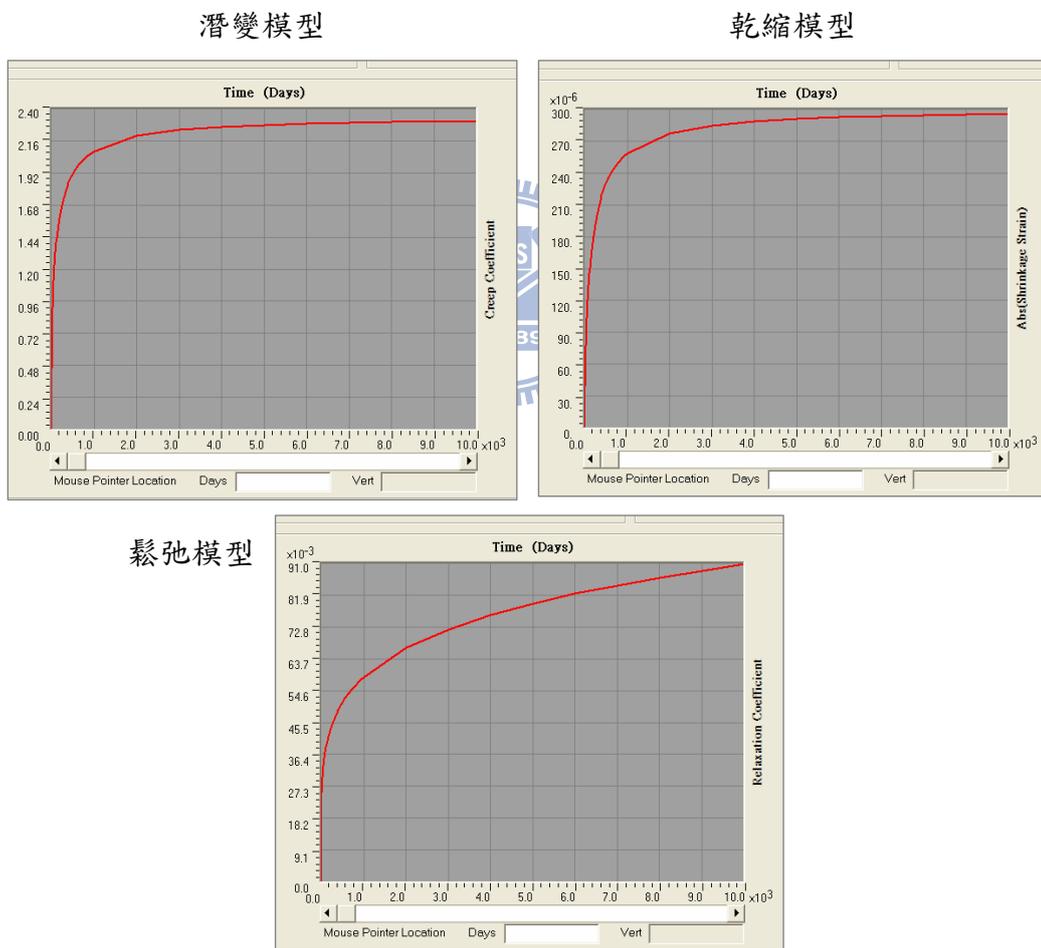


圖 4.9 乾縮、潛變及鬆弛模型

4.4.2 施工步驟

考量萬大大橋由興建、拓建至改建之施工步驟，如圖 4.10 所示，興建過程：90 天完成基礎及橋柱；7 天後施拉帽梁預力。拓建過程：90 天完成拓建。改建過程：90 天完成基礎及橋柱；7 天完成帽梁包覆及施拉預力。

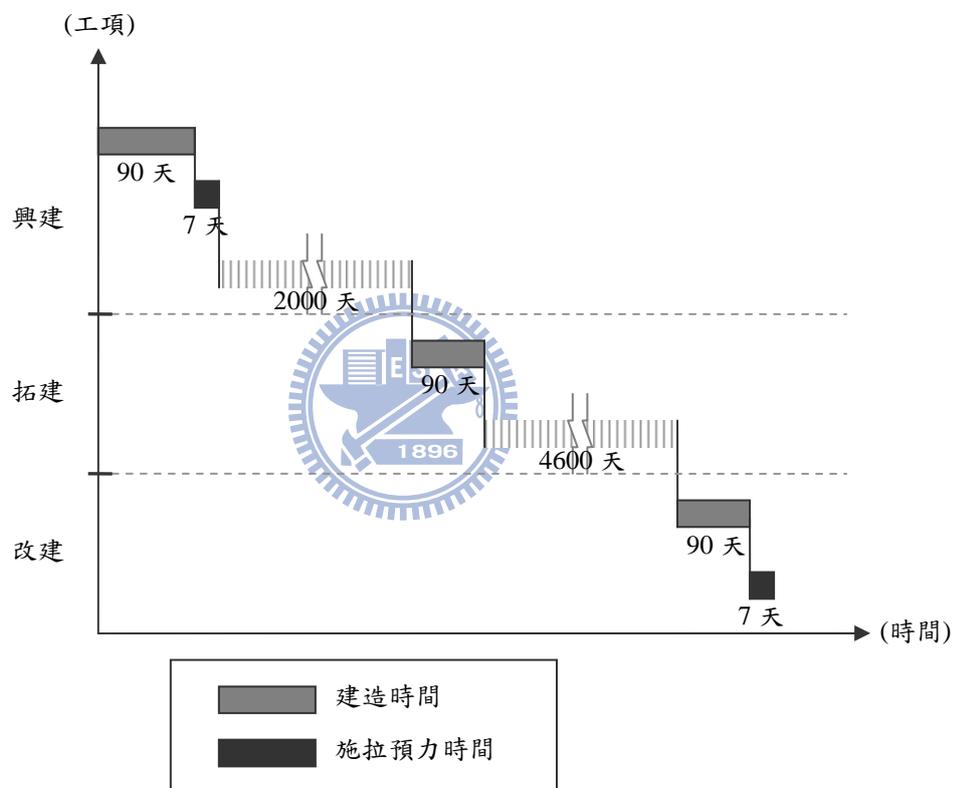


圖 4.10 萬大大橋改建期程

詳細分析步驟如下所列：

步驟 1. 原結構

原結構如圖 4.11 所示，由於上構係簡支預力 I 形梁(PCI)系統，改建時並不影響上部結構，在分析時僅利用載重模擬上部結構，依竣工圖所示，各 PCI 載重各為 75 Ton；共計 20 支，並於主橋墩(P-2&P-3)帽梁內施拉 1281.6

Ton 預力，此時帽梁內混凝土拉壓應力(σ_{yy})如圖 4.12 所示。

步驟 2. 包覆舊帽梁建立新下構

建立新橋柱後包覆舊帽梁，成為 7 柱式門架結構，如圖 4.13 所示。

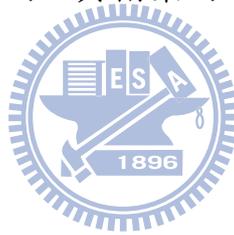
整體結構僅增加新帽梁及新橋柱自重，原帽梁內預力並不會對新結構產生

影響，此時帽梁內混凝土拉壓應力(σ_{yy})如圖 4.14 所示。

步驟 3. 施拉新帽梁預力

於 7 柱式門架之情況下施拉預力，假設新舊帽梁完整接合，所施拉之預力將均勻導入新舊帽梁內，其帽梁內混凝土拉壓應力(σ_{yy})如圖 4.16 所

示。



步驟 4. 拆除舊橋墩

利用水銑或鏈鋸分批依序切除舊橋墩，此時 PCI 之重量將轉移至新帽梁及新橋柱。其帽梁應力(σ_{yy})如圖 4.18 所示。

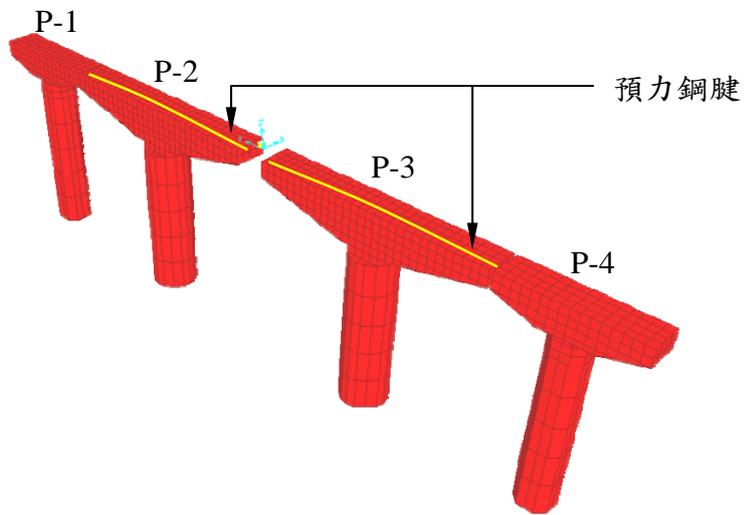


圖 4.11 施工步驟 1 (原結構)

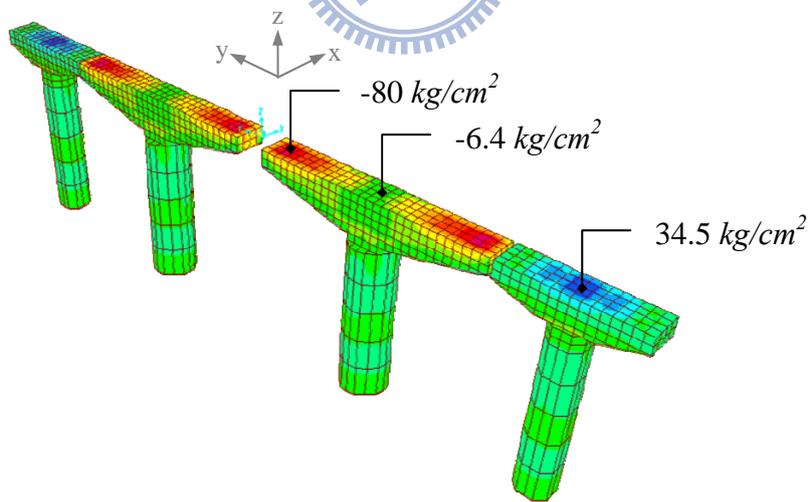


圖 4.12 施工步驟 1 應力(原結構)

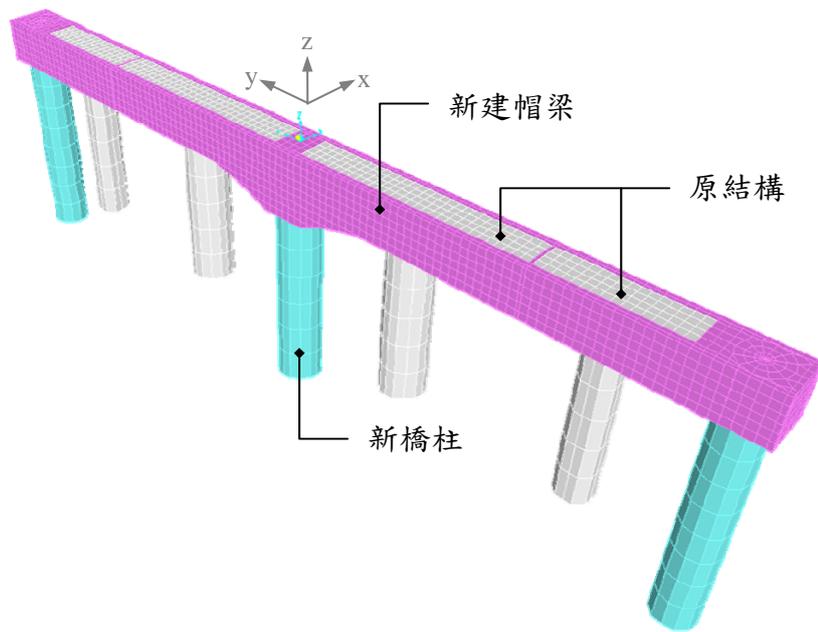


圖 4.13 施工步驟 2 (包覆舊帽梁建立新下構)

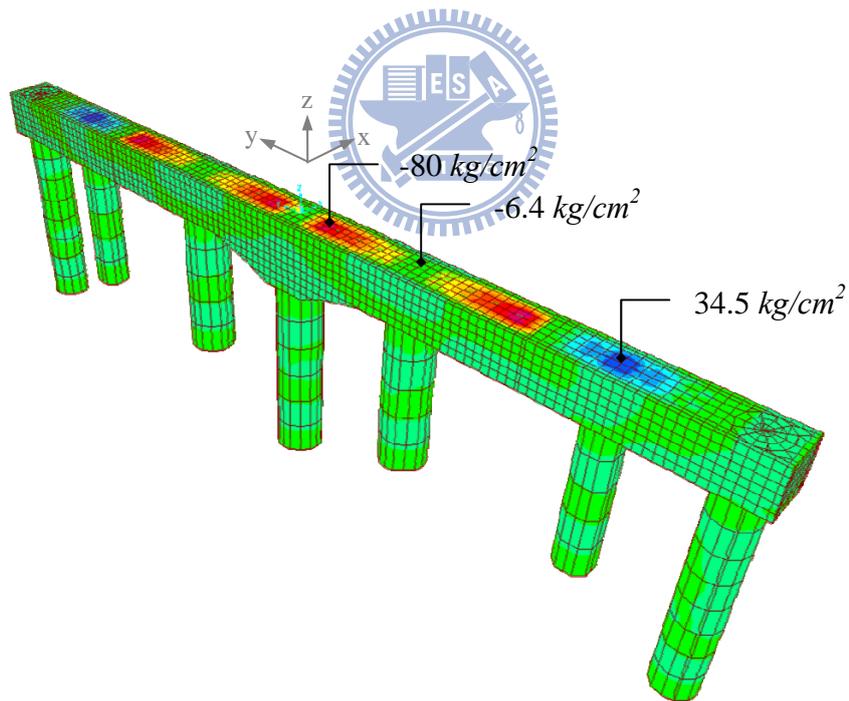


圖 4.14 施工步驟 2 應力(包覆舊帽梁建立新下構)

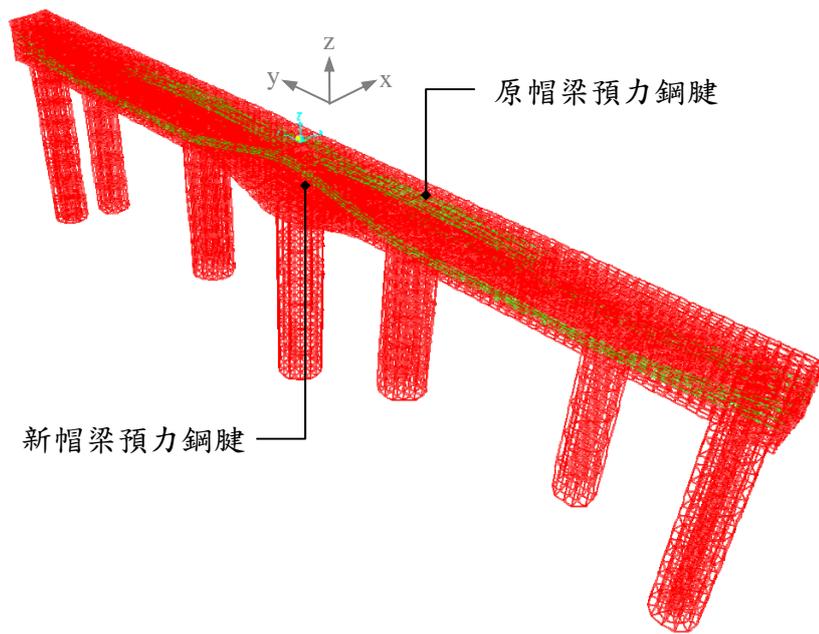


圖 4.15 施工步驟 3 (施拉新帽梁預力)

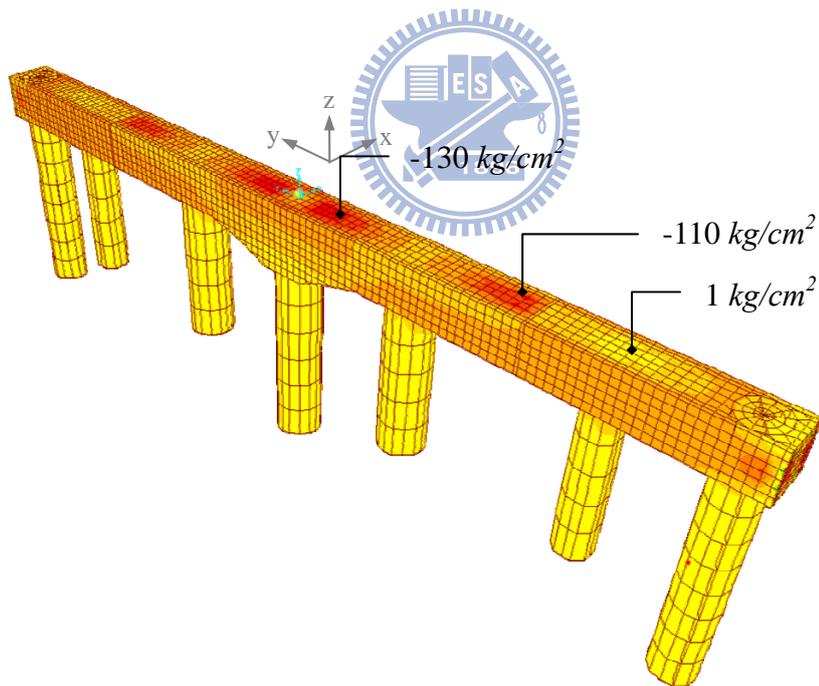


圖 4.16 施工步驟 3 應力(施拉新帽梁預力)

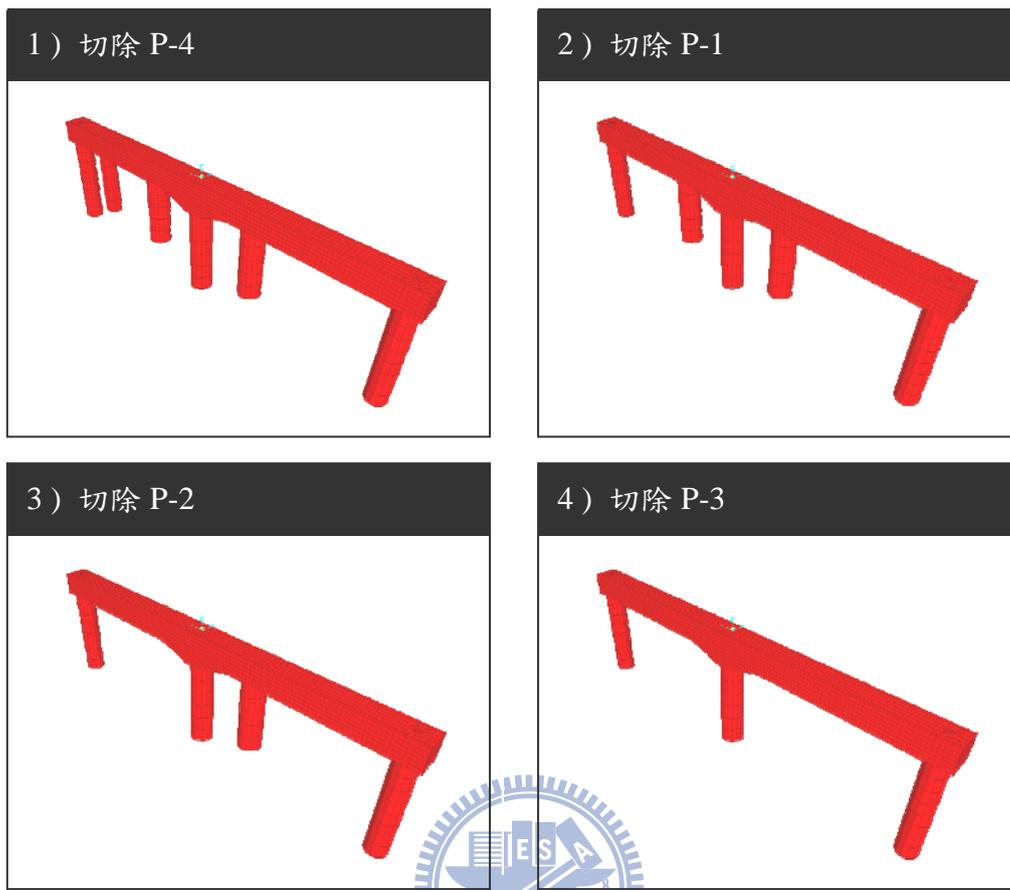


圖 4.17 施工步驟 4 (拆除舊橋墩)

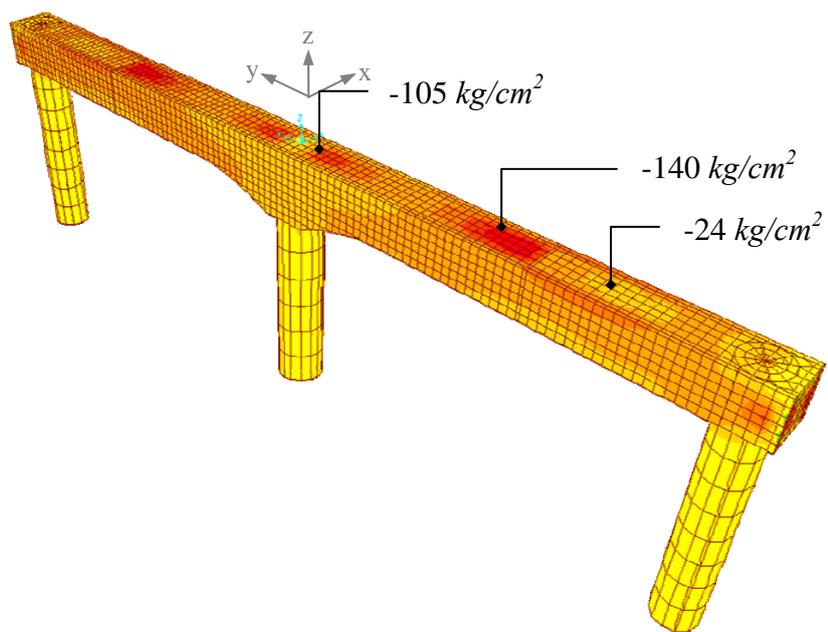


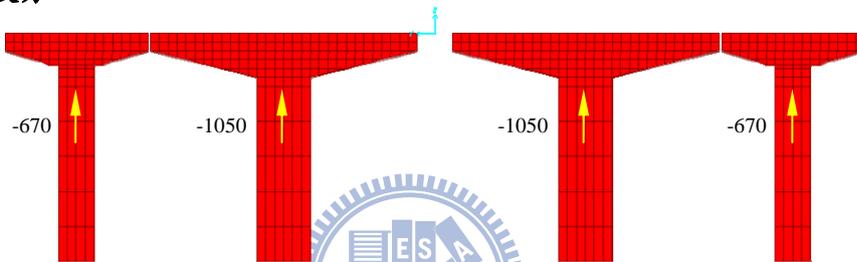
圖 4.18 施工步驟 4 應力(拆除舊橋墩)

4.4.3 施工時之力量轉移

依上節所述步驟，本節進一步探討於各施工步驟之力量轉移過程：

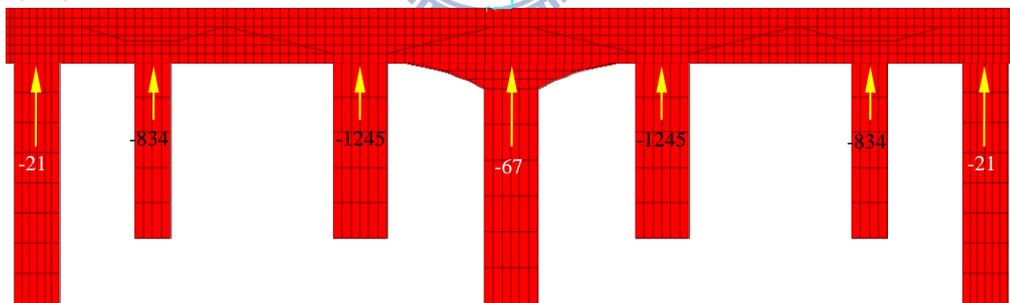
原結構僅考慮上構重量時，主橋及側橋分別承受 1050 Ton 及 670 Ton 之軸力，建立新橋柱及連接帽梁時，新帽梁之自重將分配至 7 柱式結構，舊橋柱依然承受大部分之力量，其軸力彎矩如圖 4.19 所示。

原結構橋柱反力：



連結帽梁所受反力：

軸力(Ton)



彎矩(Ton-m)

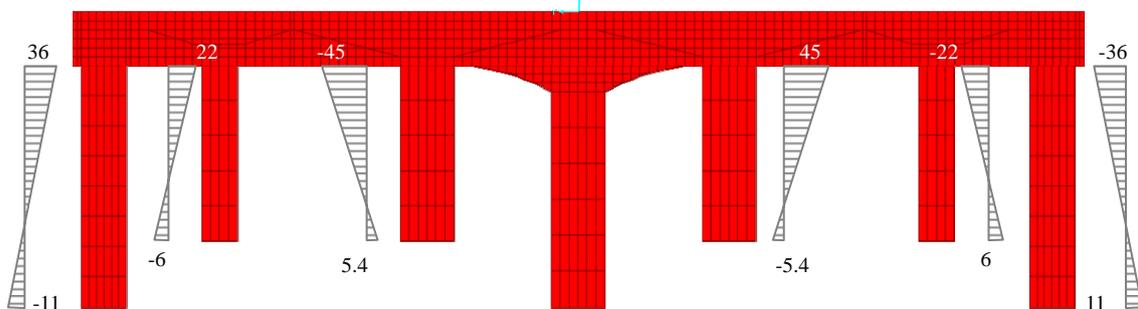


圖 4.19 力量轉移(一)

當新帽梁施拉預力後，其預力效果將導入 7 柱式門架結構：因預力之等值效益，其將產生 4 個向上之力量於舊橋柱 P-1~P-4，原 P-1、P-4 之軸力由 834 Ton 降至 365 Ton；P-2、P-3 之軸力由 1248 Ton 降至 415 Ton，藉此將力量由舊橋柱轉移至新橋柱。

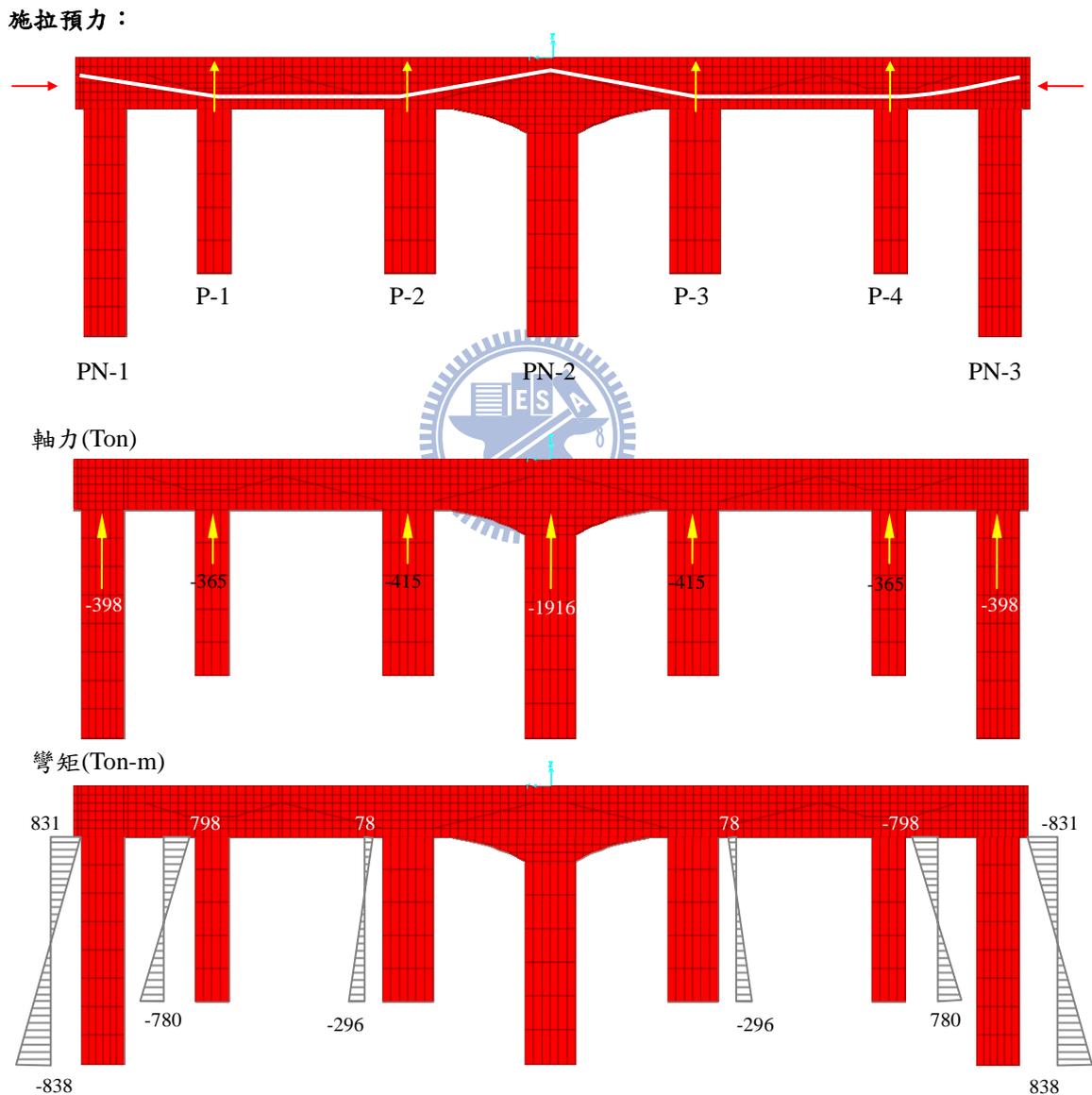


圖 4.20 力量轉移(二)

此時切除 P-1~P-4 原橋橋柱，切除時使用鏈鋸切割，其橋柱勁度將慢慢下降，其橋柱之力量將隨勁度之下降轉移至其他未切除橋柱，最後力量將如圖 4.21~圖 4.24 所示。

切除 P-4 橋柱：

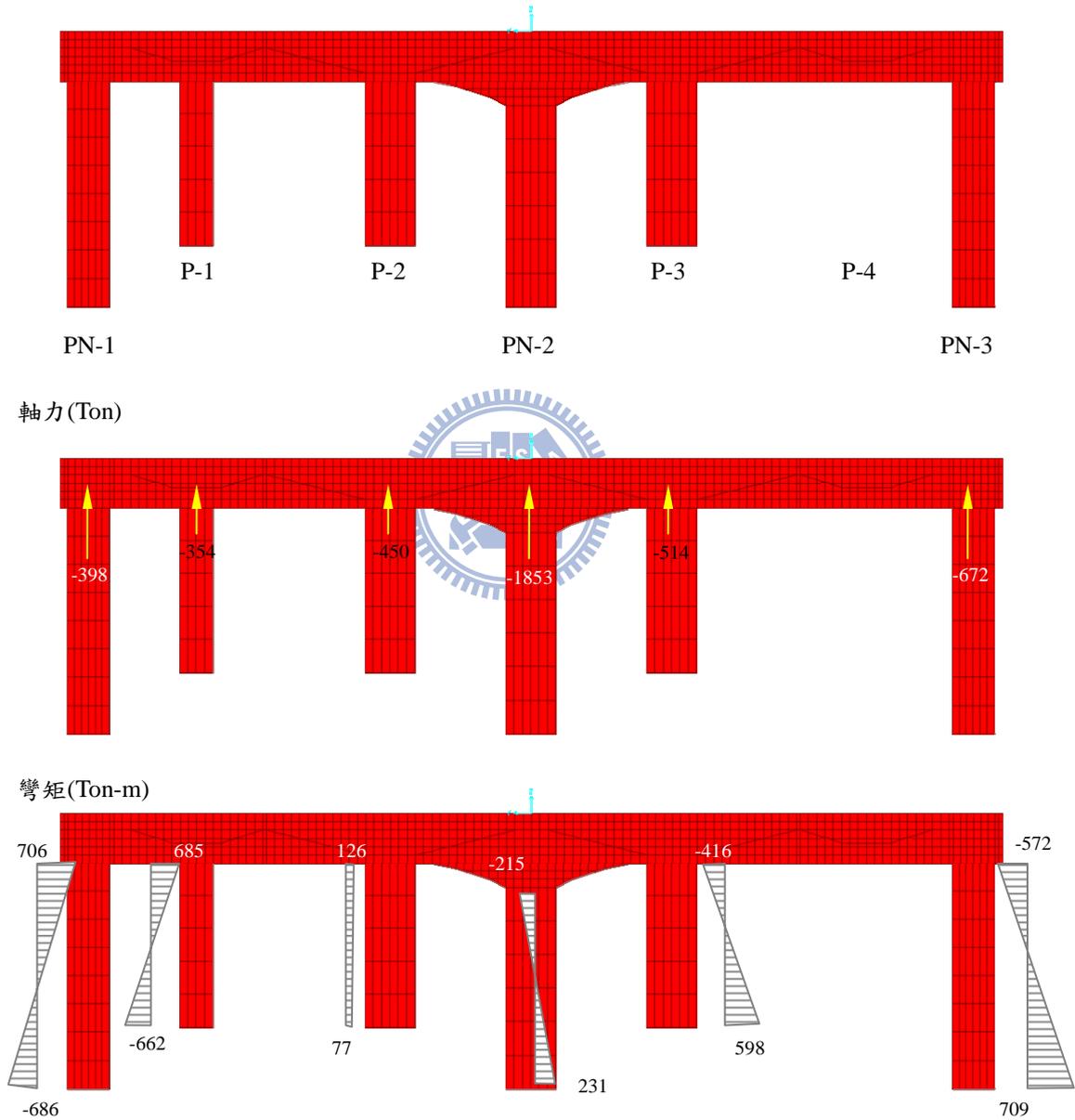


圖 4.21 力量轉移(三)

切除 P-1 橋柱：

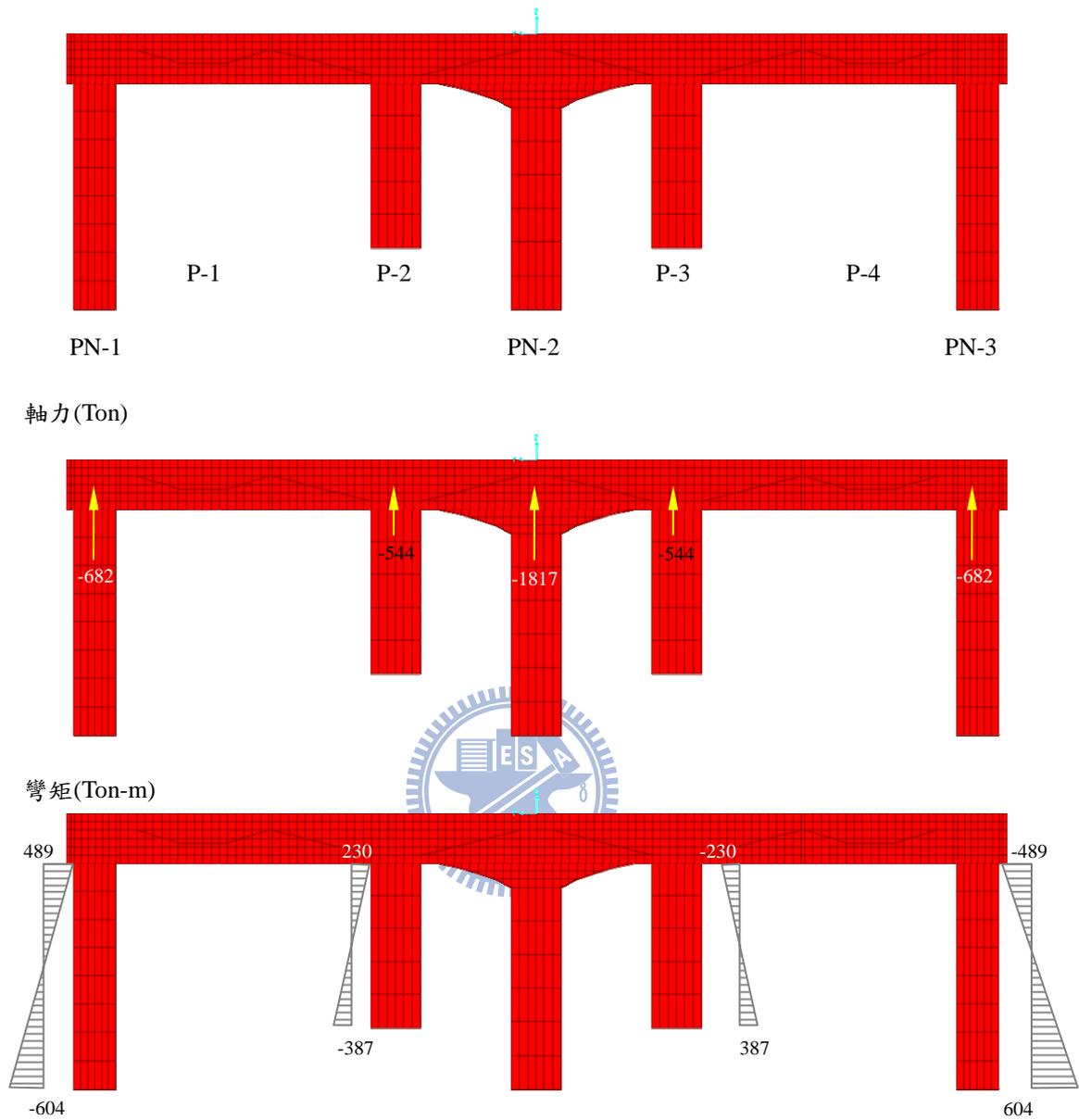


圖 4.22 力量轉移(四)

切除 P-2 橋柱：

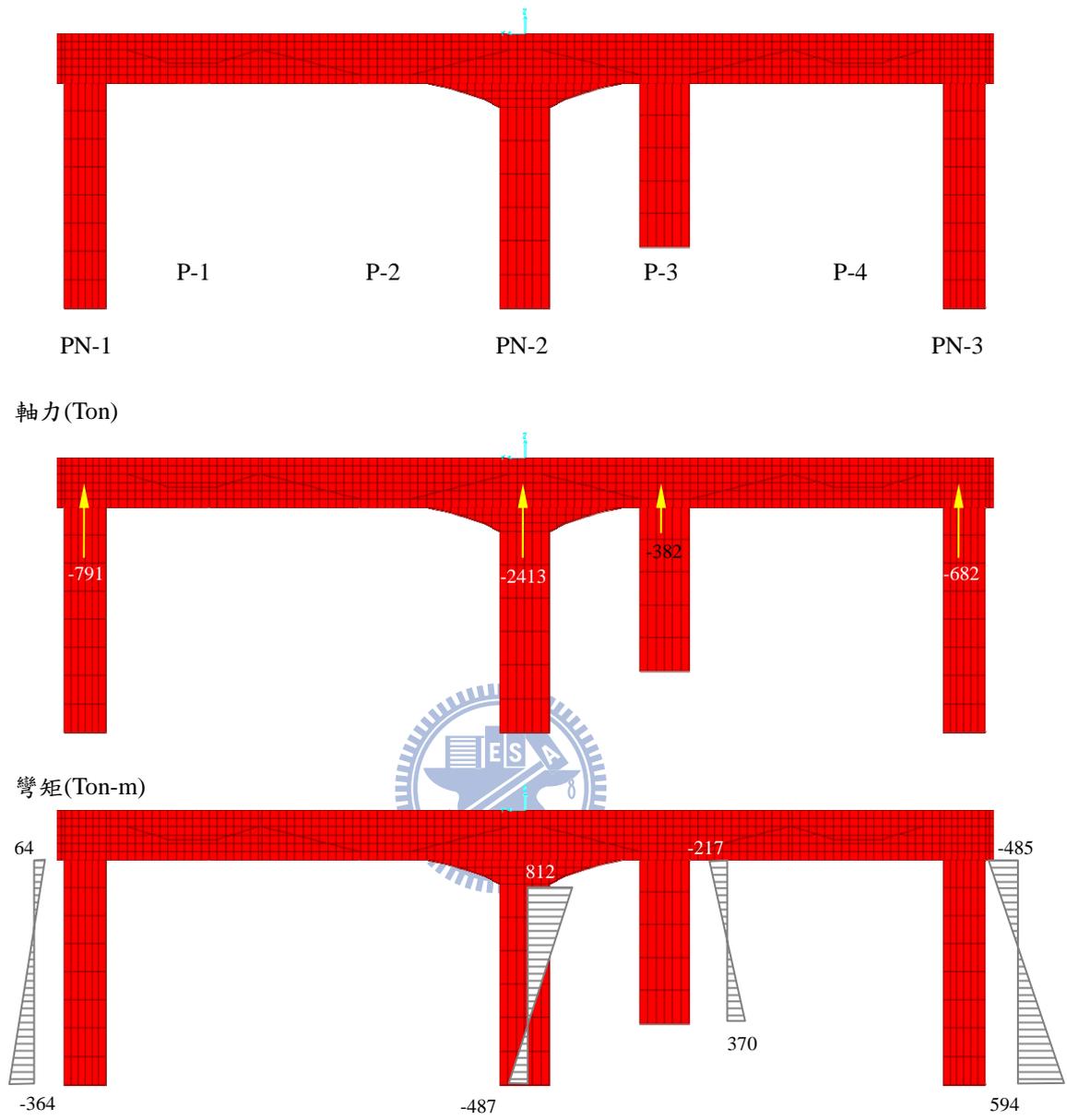


圖 4.23 力量轉移(五)

切除 P-3 橋柱：

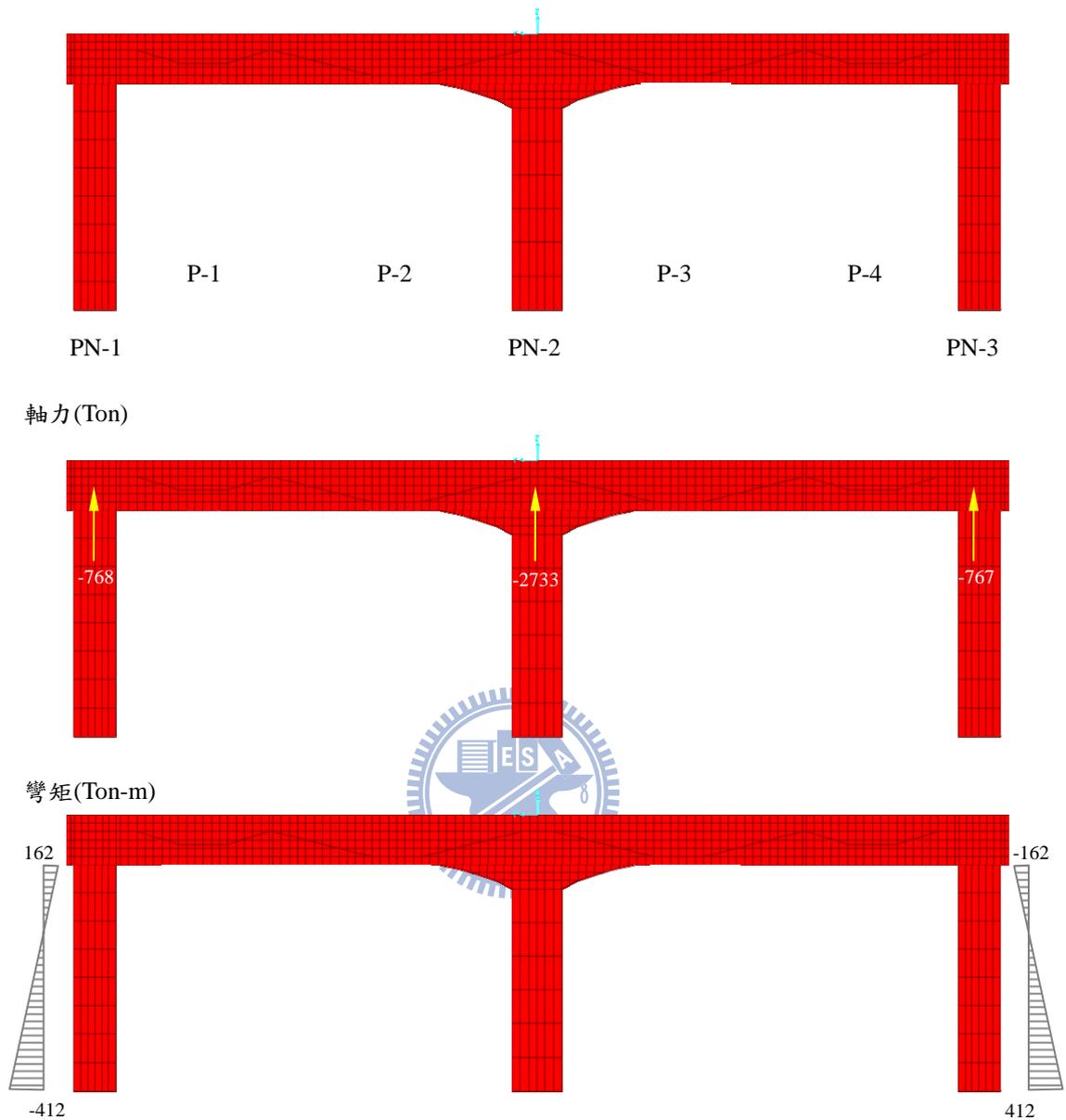


圖 4.24 力量轉移(六)

由於切除橋柱時依然保持通車狀態，活載重量依舊傳遞至下部結構，但由於被切除之橋柱勁度下降，力量將分配至其他未切除橋柱，且活載重依照公路橋梁設計規範所計算，其單車道載重為 45.5 Ton，與上部結構重量有段差距(約為 6.7%)，故對整體施工之力量轉移影響有限。

4.4.3 帽梁應力檢核

於各施工步驟中，混凝土應力需依據 98 年 12 月所頒布「公路橋梁設計規範」第八章之內容進行檢核，其中壓應力不得大於 $0.55f_{ci}'$ ；拉應力不得大於 $2\sqrt{f_{ci}'}$ ，施拉預力時各混凝土強度如下：新澆鑄時混凝土強度為 280 kg/cm²；原結構混凝土強度為 350 kg/cm²，施工中容許應力彙整於表 4.1 中：

表 4.1 施工中容許應力

項目	應力(kg/cm ²)	
	新帽梁	舊帽梁
f_{ci}'	280	350
拉應力	33.5	37.4
壓應力	154.0	192.5

階段分析中之應力如下所示：

步驟一、萬大大橋興建

依萬大大橋興建工程竣工圖，此結構承受上部 12 支 PCI 重量，並於帽梁施拉 1281.6 Ton 之預力。帽梁內最大壓應力(σ_{min})為 -84.7 kg/cm²；最大拉應力(σ_{max})為 1.8 kg/cm²，均符合規範所規定，亦驗證當初設計之正確性。

步驟二、萬大大橋拓建

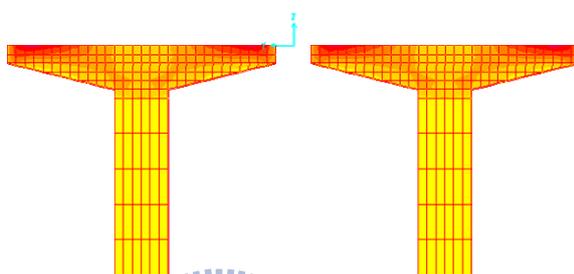
萬大大橋拓建之橋柱承受 8 支 PCI 重量，此時拓建帽梁頂部將受拉力，

此拉力為 35.3 kg/cm^2 ，些微超出開裂應力 31.3 kg/cm^2 。

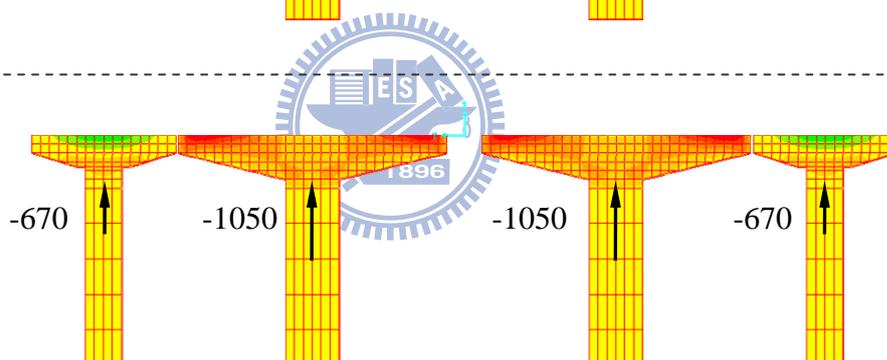
步驟三、施拉預力

於七柱式門架橋墩情況下施拉新預力，新預力將導入原帽梁內，需檢核主橋內帽梁應力，最大壓應力(σ_{\min})為 -114.5 kg/cm^2 ，依然符合規範要求，而最大拉應力(σ_{\max})為 3.7 kg/cm^2 ，發生於改建中間柱柱頭處帽梁底。

1) 興建



2) 拓建



3) 施拉預力

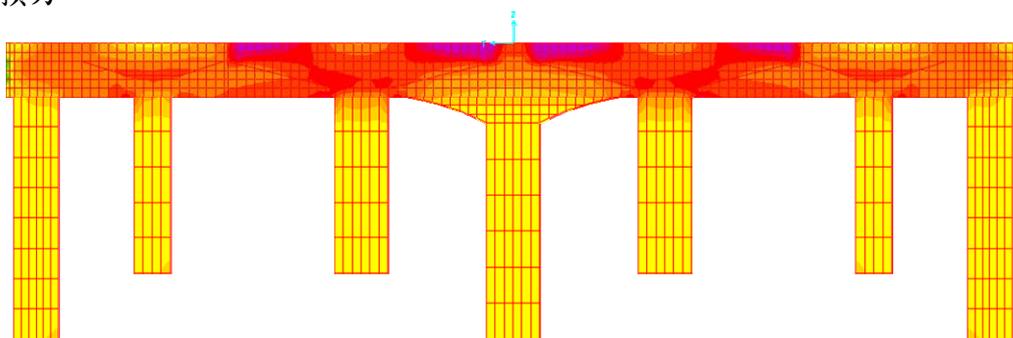


圖 4.25 施工步驟應力檢核(一)

步驟四、拆除舊橋墩

依順序拆除舊橋墩：當拆除舊橋墩時，其力量將轉移置未拆除結構。

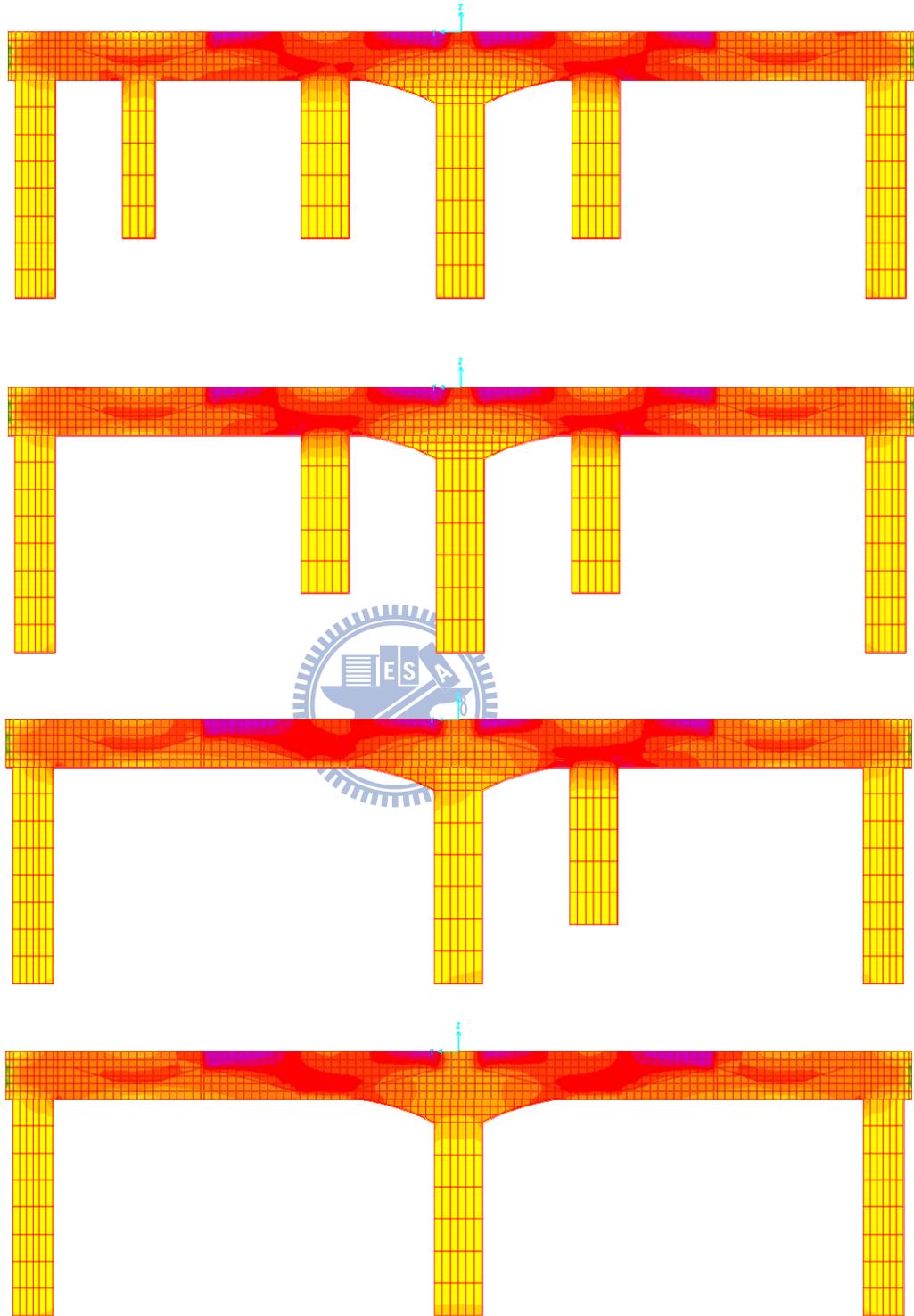


圖 4.26 施工步驟應力檢核(二)

拆除完成後，其梁頂及梁底應力均符合規範之要求

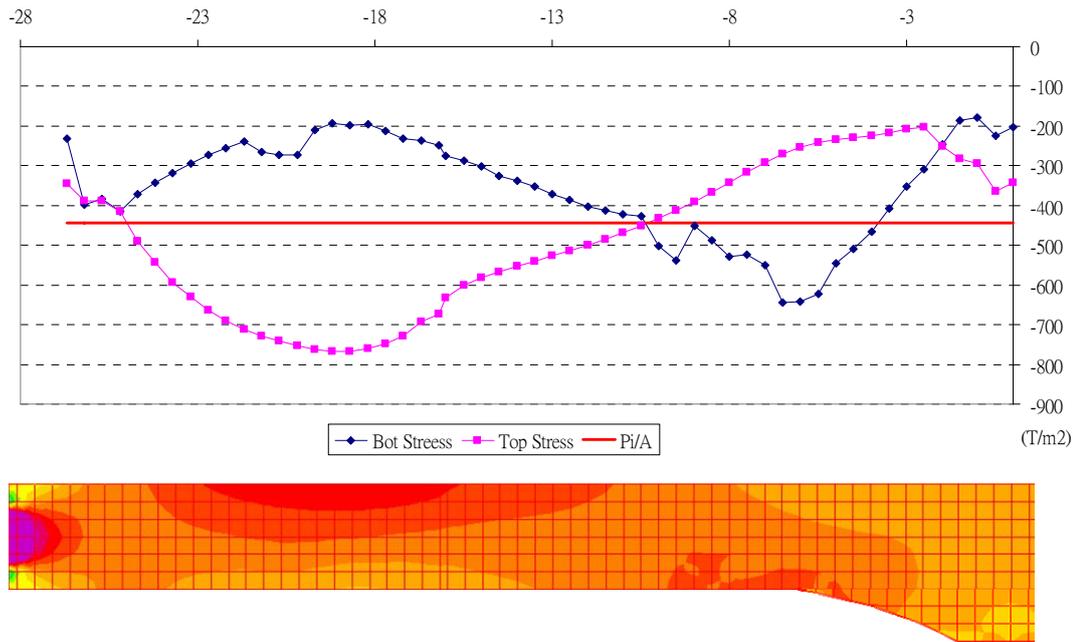
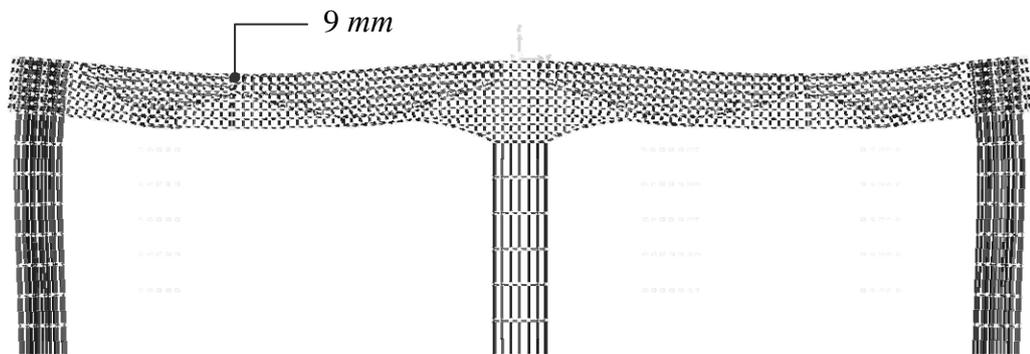


圖 4.27 施工完成梁頂及梁底應力圖

4.4.4 預力梁變形



為確保上構行車安全，新帽梁變形量亦為此工法之重要課題之一：在未施拉預力之情況下，改建後帽梁位移如圖 4.28 所示，其最大位移量為 9mm ；而施拉預力後，將帽梁提升，其最後位移僅有 3mm 。故可證明利用預力不但提供帽梁本身強度；亦可控制帽梁位移(共減少 $2/3$ 位移量)。



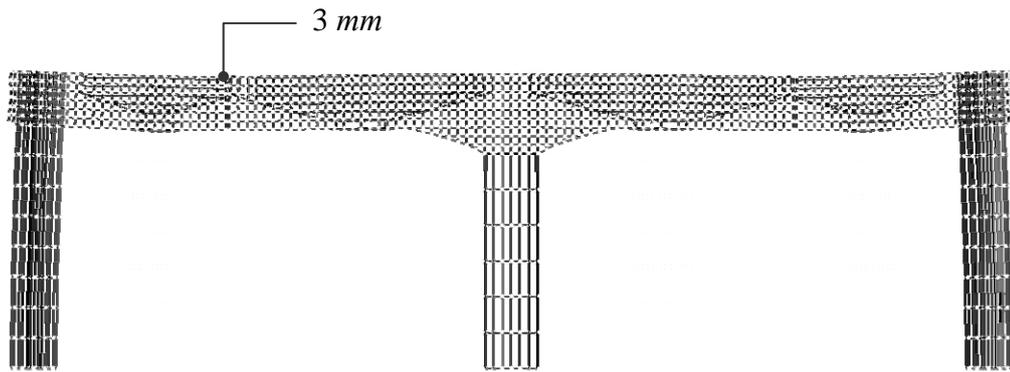


圖 4.28 帽梁變位圖

4.4.5 新舊混凝土接合

新舊混凝土澆鑄時間不同，並且兩者界面平滑，為使力量能有效傳遞，其接合方式亦為此工法成功與否之重要關鍵之一。

為連接帽梁並施拉預力，原帽梁將於兩邊各擴大 50 cm，如圖 4.29 所示，於拆除舊橋柱及施拉預力時，新舊帽梁間將藉由垂直剪力傳遞自重及預力，分析發現：剪力多半由原柱頭處承受，如圖 4.29 所示，其中最大承受 8.8 kg/cm^2 之剪力。

若不進行 3D Solid 分析，可假設原橋柱所受之自重(1050 Ton)將完全由柱頭處部份混凝土面積(3m x2m)承擔，計算所得之混凝土面剪應力為 8.75 kg/cm^2 ，與有限元素分析結果相近。

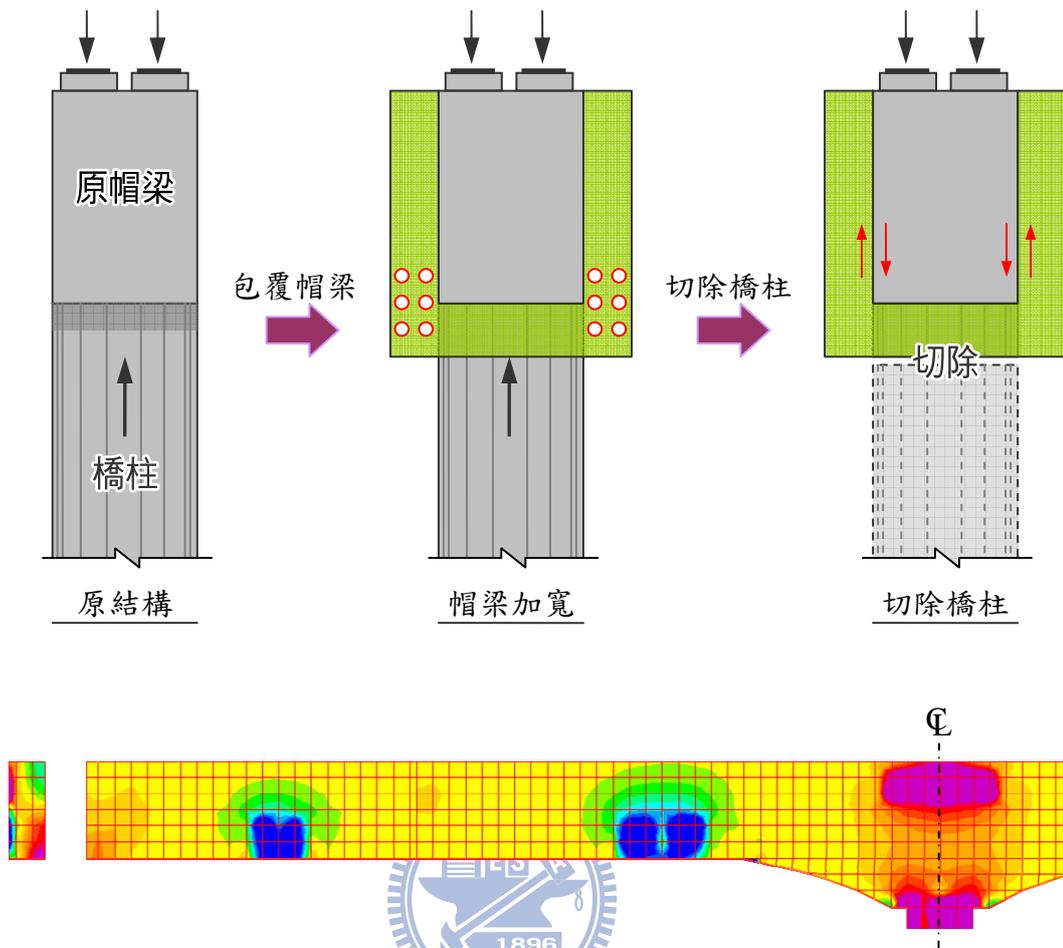


圖 4.29 新舊帽梁間剪力分佈

為抵抗此自重及預力所造成之垂直剪力，將於舊帽梁表面打毛 0.6 cm 以增加接觸面之摩擦力，並打設化學錨筋：其中化學錨筋係於利用改性環氧類或改性乙烯基酯類（包括改性氨基甲酸酯）的膠粘劑，將鋼筋錨植於原結構上，使鋼筋與原結構產生握裹力，從而達到預埋效果的施工技術。而化學錨筋之使用量則由剪力摩擦計算而得：其原理係由於鋼筋之拉力為正向力，並藉由混凝土面之摩擦力以抵抗剪力。

依據公路橋梁設計規範^[1]7.3.6 節第 4 項內容所示：

$$v_n = A_{vf} f_y \mu \quad (4.3)$$

其中：

A_{vf} = 錨筋面積

f_y = 錨筋降伏強度

摩擦係數 μ = 1.4 λ (整體澆鑄混凝土)

1.0 λ (澆鑄於已硬化混凝土，表面粗糙處理)

0.6 λ (澆鑄於已硬化混凝土，表面未粗糙處理)

0.7 λ (錨定於型鋼表面)

λ = 1.0 (常重混凝土)

0.85 (輕質混凝土)

0.75 (全輕質混凝土)

除了強度上之考量，外界氯離子亦可能會經由新舊混凝土交接面侵入導致鋼筋腐蝕，故需於外界接觸面塗佈環氧樹脂，並利用對穿鋼筋或預力鋼棒緊迫混凝土交界面，如圖 4.30 所示，一方面係保護錨筋不受氯離子侵蝕；另一方面亦可提供正向力以抵抗新舊混凝土間剪力。

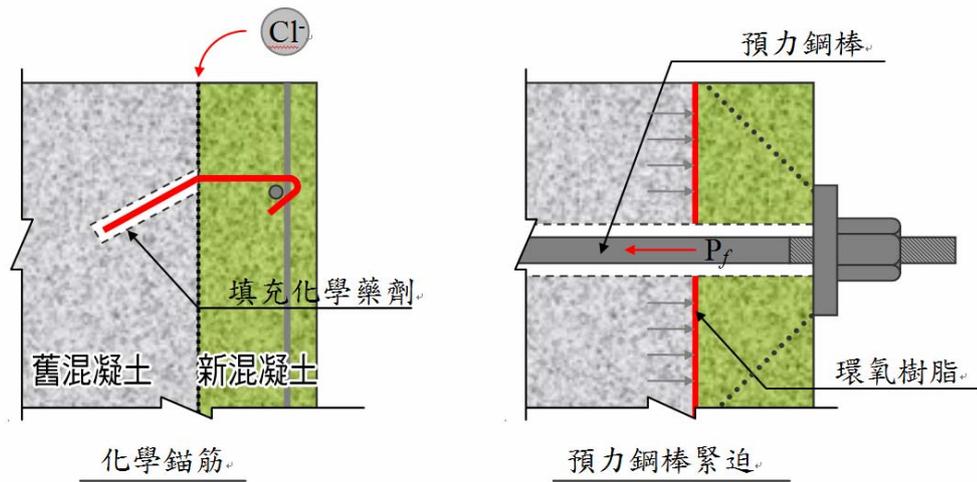


圖 4.30 化學錨筋與預力鋼棒設置示意圖

水平方向混凝土接合方面，可將新舊混凝土斷面視為一合成梁，由材料力學可知兩斷面間存在有劈裂之潛能，期間剪力應力如下所示：

$$\tau = \frac{VQ}{IB} \quad (4.4)$$

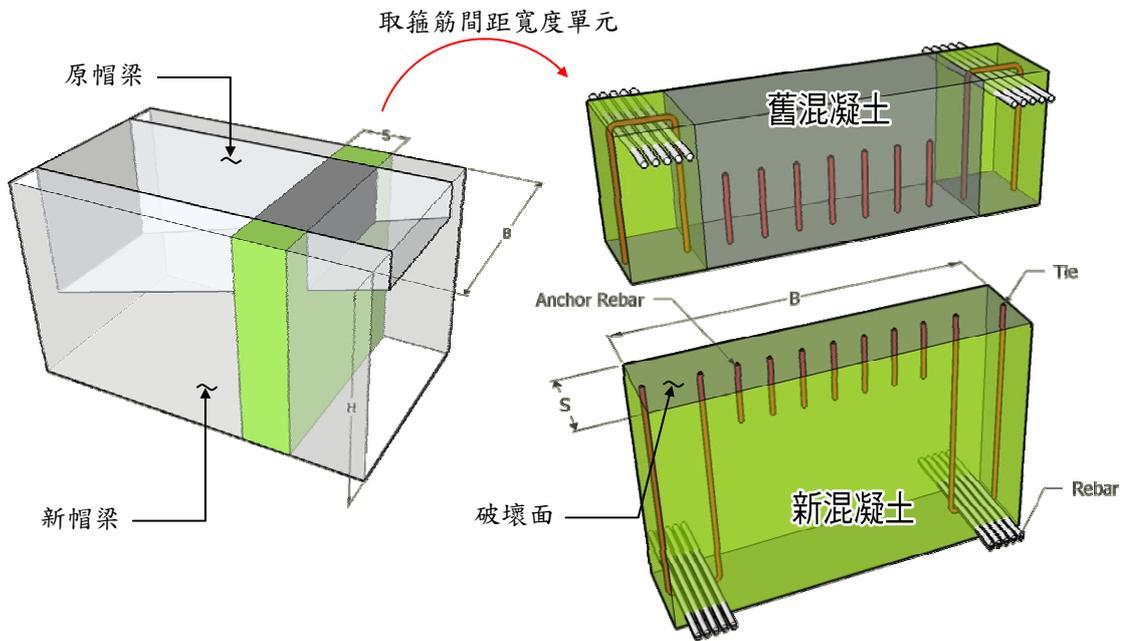
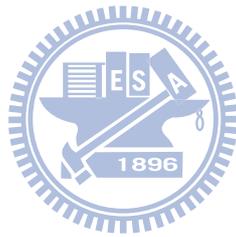


圖 4.31 垂直化學錨筋示意圖

此剪應力由穿過潛在破壞面之鋼筋承擔，經由箍筋及化學錨筋之拉力提供混凝土潛在破壞面之正向力，再以此正向力產生水平方向之摩擦力抵抗其水平剪力。



4.5 構架式分析

由於三維 solid 分析較為複雜，不利工程上之應用，故本論文將提出「二維構架(2D Frame)」分析方式，二維分析模型節點(Joint)及桿件(Element)編號如圖 4.26 所示。帽梁桿件編號係 1~30；舊橋墩為 100、200、300 及 400；新橋墩為 1001~1004、2001~2004 及 3001~3004。

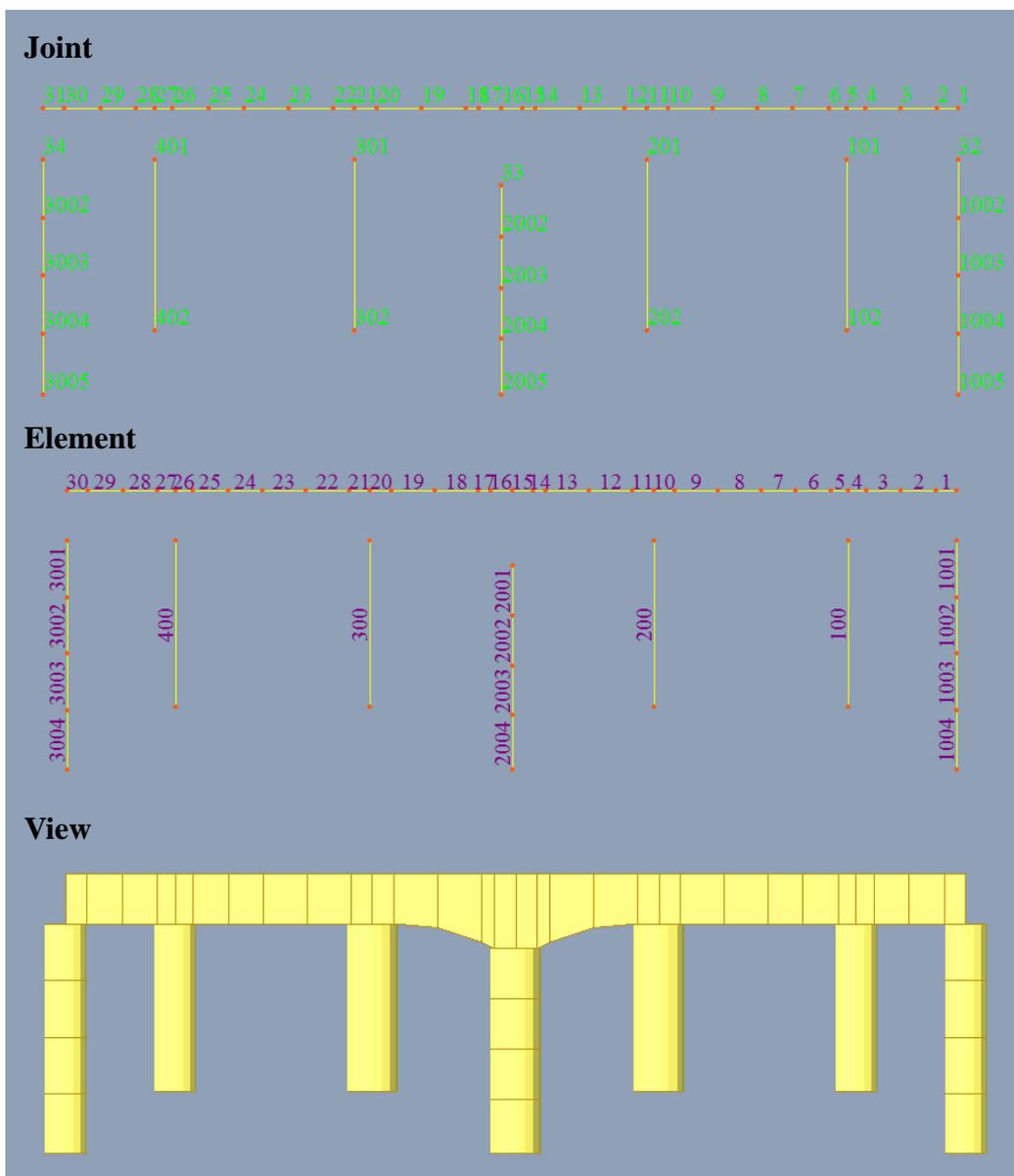


圖 4.32 二維分析模型編號

4.5.1 施工步驟

分析方式一樣依照施工步驟做「階段分析」，以檢核各施工階段下之應力，其分析步驟如下：

步驟一、原結構

原結構中，僅模擬原橋柱部份；不將原帽梁納入分析模型中，其中原橋柱受到上構及帽梁重量，如圖 4.33 所示：

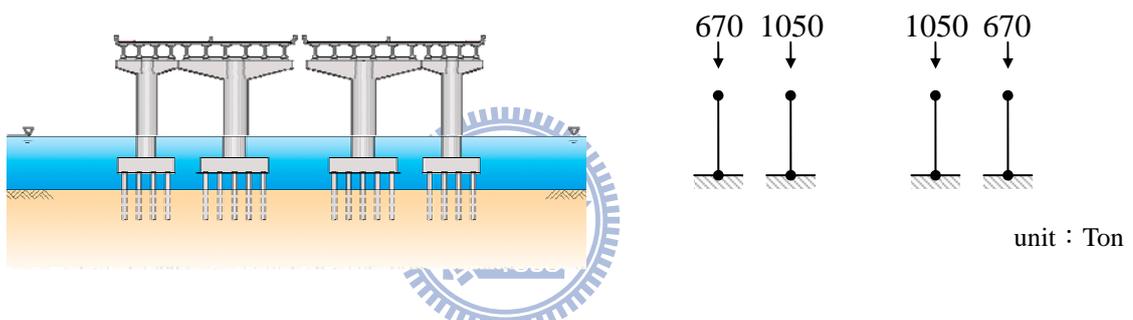


圖 4.33 二維分析模型(原結構)

步驟二、建立新橋柱及包覆帽梁

建立新橋柱及新帽梁，並利用剛性桿(Rigid Link)連結舊橋柱；形成 7 柱式門架，如圖 4.34 所示：

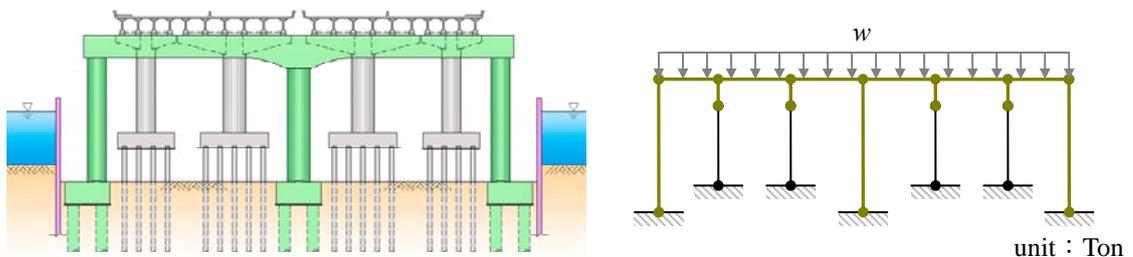


圖 4.34 二維分析模型(建立新橋柱及包覆帽梁)

步驟三、施拉預力

藉由本論文 4.3 之建議方式決定預力線型及有效預力，並於 7 柱式門架之結構形式下施拉預力，其預力所造成之等值載重如圖 4.35 所示，此時結構產生之彎矩如圖 4.36 所示。

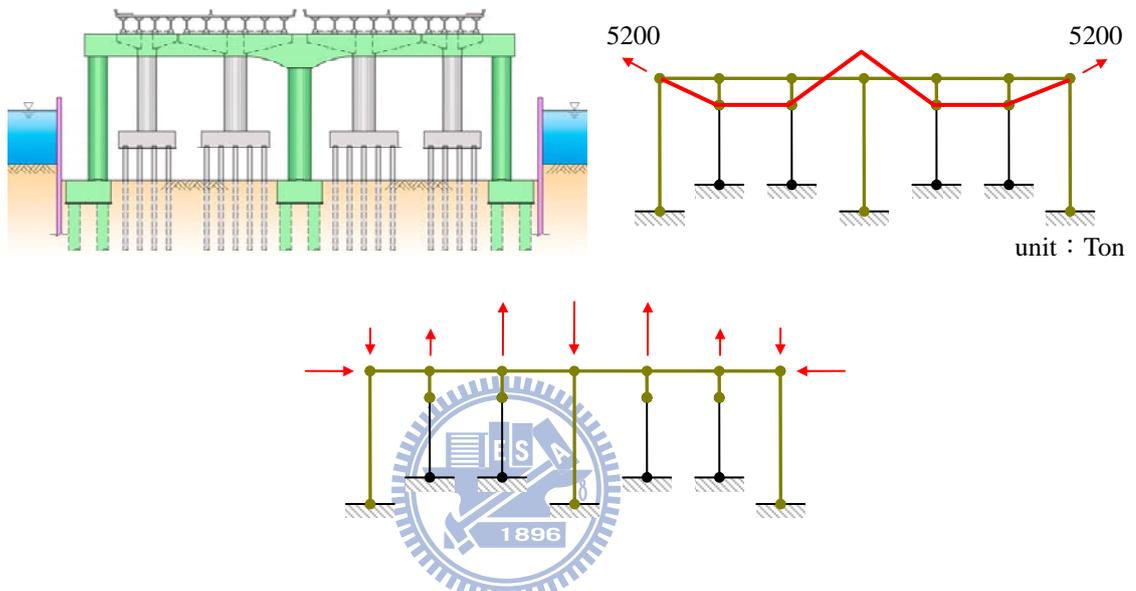


圖 4.35 二維分析模型(施拉預力)

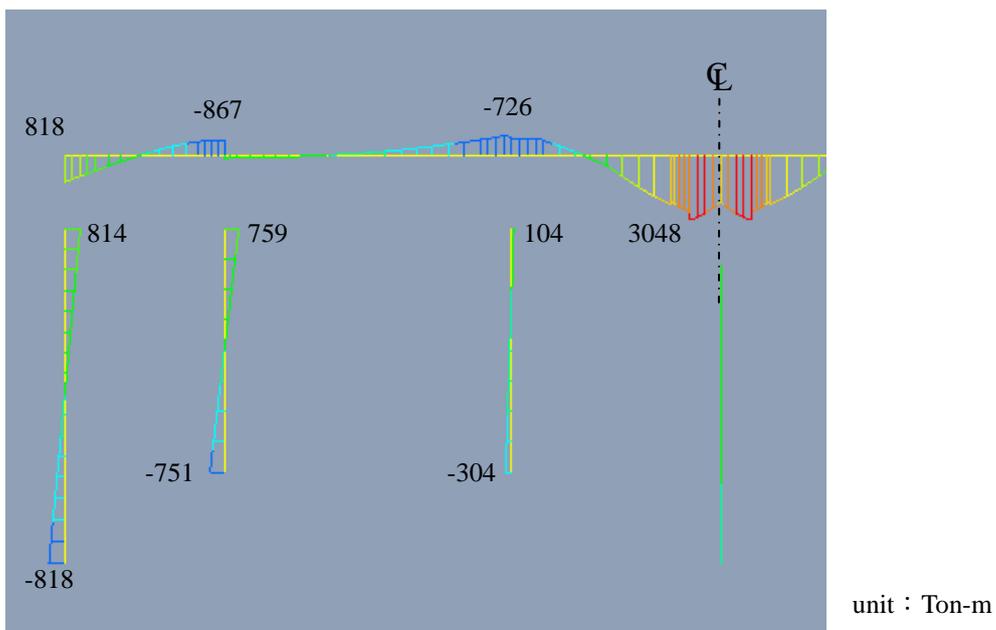


圖 4.36 帽梁及橋柱彎矩(施拉預力)

步驟四、切除舊橋墩

在步驟三中，原橋柱共承受上構重量、自重、新帽梁重及預力之效果。其中上構重量及自重係垂直力；而新帽梁重量及預力會對原橋柱產生剪力及彎矩。依照結構力學之觀念，移除桿件時會將原桿件之反力加載於未拆除結構，但實際施工時，此力量並非一次直接加載，在拆除舊橋墩之過程中，被切除之舊橋墩勁度將慢慢減小，其彎矩及剪力亦會慢慢被釋放並傳遞置未拆除結構，不會一次傳遞導致上部行車危險。拆除橋墩時之彎矩如

圖 4.37 所示。



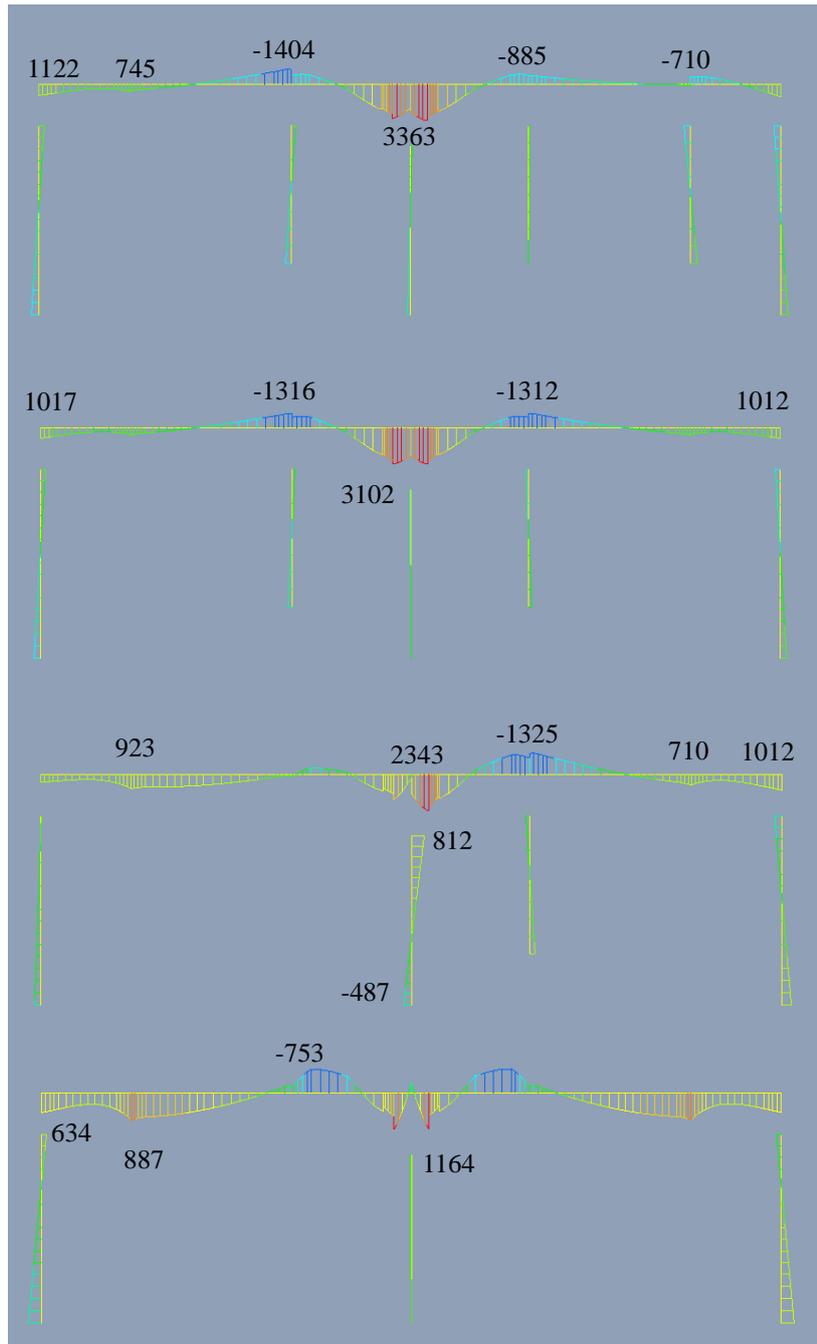


圖 4.37 帽梁及橋柱彎矩(施拉預力)

4.5.2 應力比較

利用 2D 模擬所得出之結果為軸力、剪力、彎矩及扭力，再利用材料力學之公式換算成應力，即可比較 2D 分析與 3D 分析之差異，帽梁頂與帽梁

底之應力比較圖如圖 4.32 所示，由於 2D 分析中柱頭處較難模擬，會有些微差異，但整體應力行為及大小均相近。

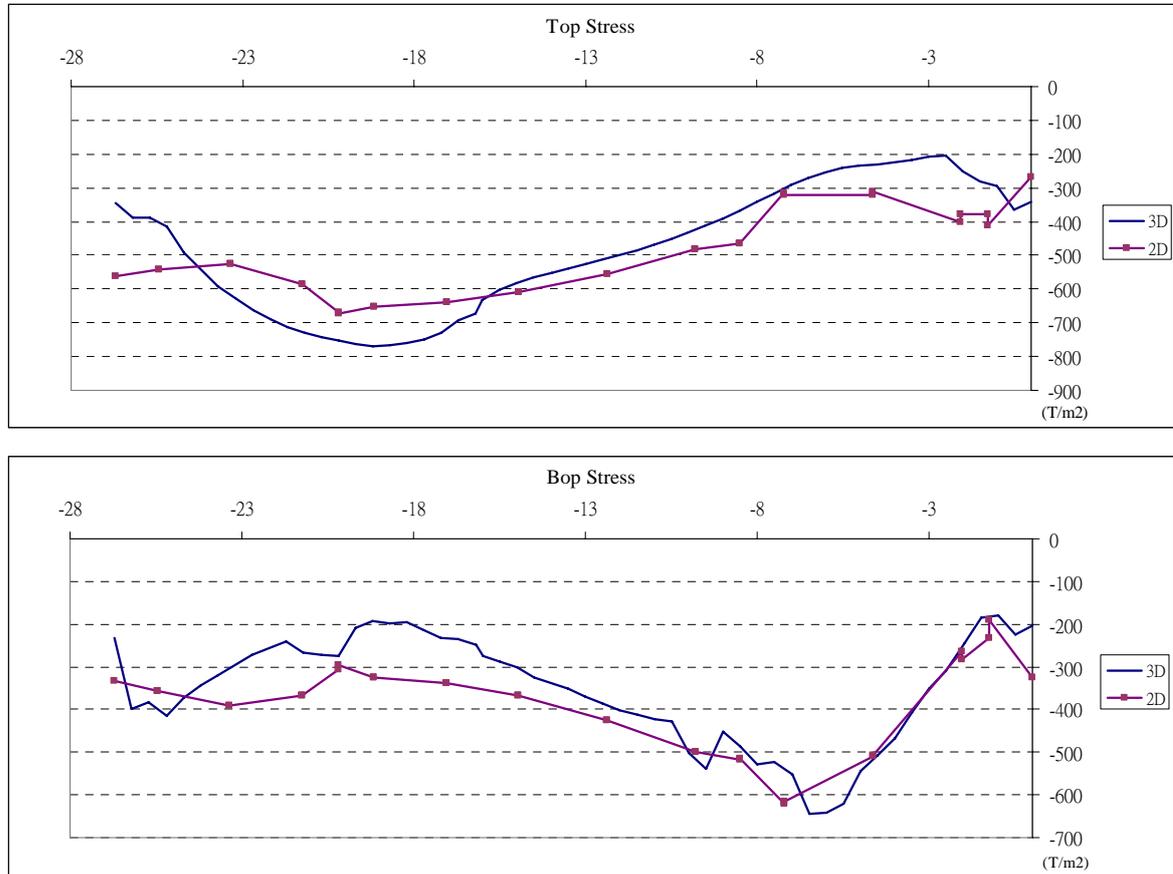


圖 4.38 二維與三維分析應力比較圖

4.5.3 原始帽梁應力

由於原帽梁與新帽梁結合後成為組合斷面，但因新舊帽梁形心位置不同，分析方式較為困難，故本論文建議使用應力疊加之方式，在分析步驟中不模擬原帽梁，而是在最後將原帽梁初始所受之應力與合成斷面下橋柱拆除所受之應力疊加，以瞭解原帽梁之內應力。

以下就合成梁受純軸力、純彎矩及不均勻彎矩(non-uniform bending)時之情況：1. 純軸力：在合成梁受純軸力之情況下，就算新舊混凝土不做任何連結(即於介面不施作化學錨筋)，兩者介面間不存在任何力量，而應力可直接疊加。

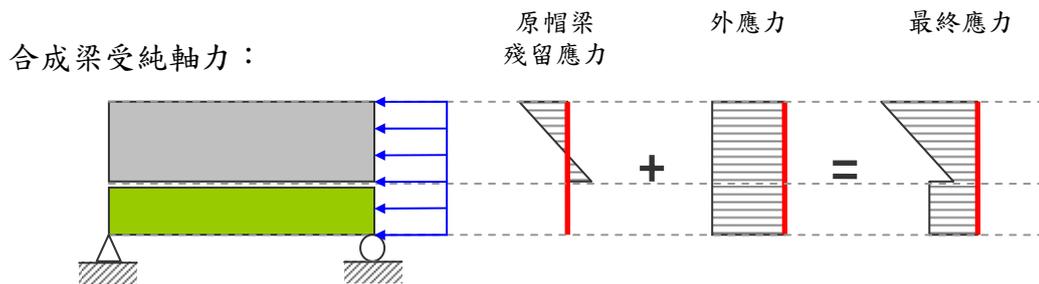


圖 4.39 梁內應力疊加示意圖(軸力)

2. 彎矩：彎矩可分為純彎矩及不均勻彎矩，當合成梁受純彎矩之情形下，梁內任何斷面上均將不產生剪應力，如圖 4.40 (a)所示，不均勻彎矩係指有剪力差產生之彎矩，如圖 4.40 (b)所示，受非均勻彎矩作用之斷面中取出一長度為 dx 的微小元素，假設其元素兩邊之彎矩分別為 M 及 $M+dM$ ，此矩形斷面梁想像為無限多水平之薄片所結合而成，各層間必須有剪力流之作用才能達到平衡。

在合成梁最終應力圖中，在新舊混凝土交界面上均有應力不連續之情形，其係因為梁受力時間點不同導致，就如同殘留應力般，斷面上之剪應力主要來自剪力所產生之不均勻彎矩。

合成梁受彎矩：

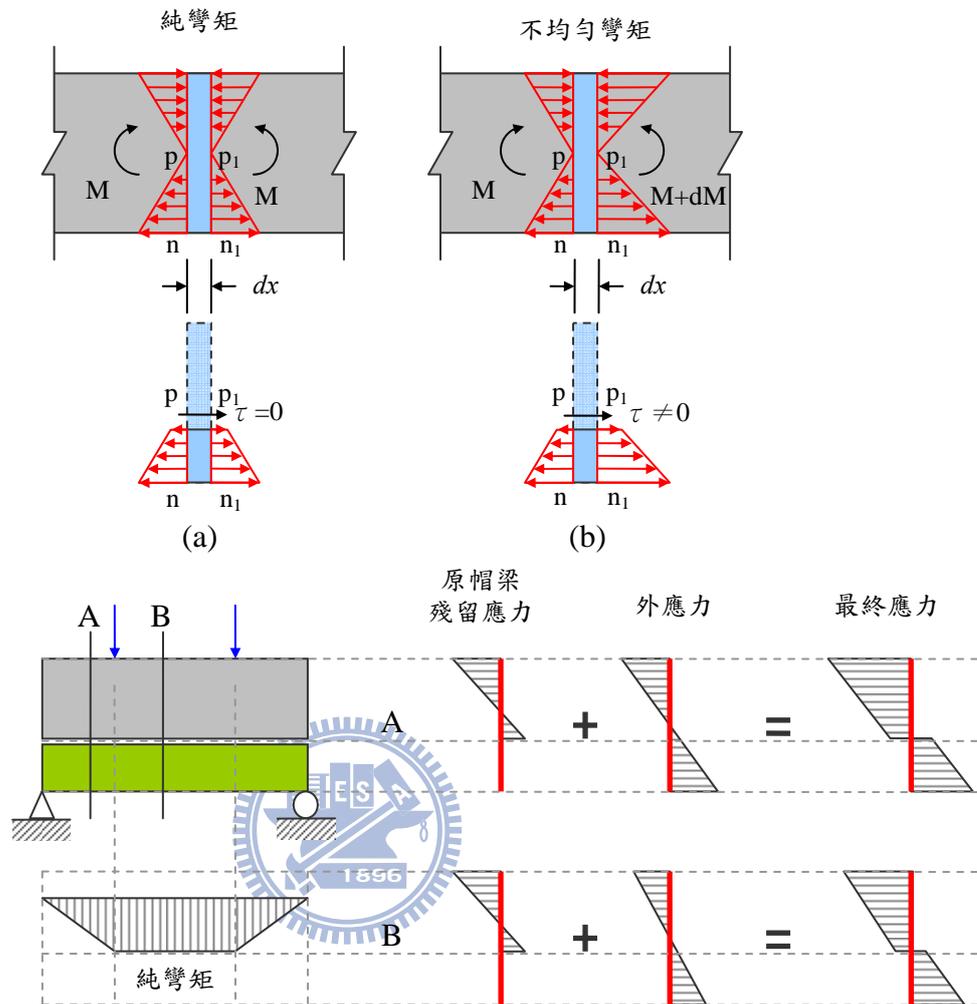


圖 4.40 梁內應力疊加示意圖(彎矩)

4.6 設計成果

萬大大橋下構 Outrigger 改建工法設計成果如附件所示，主要為工法之施工步驟及新帽梁之尺寸、鋼鍵及鋼筋配置等設計圖，其中包含詳細施工步驟、預力鋼鍵之配置及所施拉之預力量，設計中所施拉之預力小於論文中所計算之值係基於經濟上之考量；另有細部化學錨筋及鋼筋配置，原橋柱柱頭處配置預力鋼棒以接合新舊混凝土，其餘部份打設化學錨筋或對穿

鋼筋，其餘鋼筋配置係利用極限強度設計法進行設計[10][11][12]，於此論文將不贅述。



第五章 結論與建議

5.1 結論

1. 當橋柱耐震能力不足且基礎裸露或強度不足時，利用下構改建方案可以整體提升橋梁之耐震耐洪能力。施工期間可確保原橋上部結構安全與維持原有交通，並且不使用臨時構架支承行車中之上部結構，確保汛期及地震來臨時之安全，降低施工風險。
2. 若橋梁週邊可用空間足夠，可採多柱形式之改建方式，減少原橋柱拆除時之變位；若空間不足可於新帽梁施加預力以控制變位，亦能清楚瞭解力量轉移至新結構之情形。
3. 分析設計時需考慮整體橋梁結構之建造及改建時程，利用分階段步驟分析，需考量混凝土之乾縮及潛變等時間相依性材料性質。改建時之力量轉移為反向加載拆除原結構之反力，與一次施作方式不同。
4. 自重及預力之傳遞主要係由柱頭處新舊混凝土面傳遞，設計上需利用化學錨筋或預力鋼棒連結新舊混凝土。
5. 除了利用 3D Solid Model 模擬之外，本論文亦提供較為方便的 2D Frame 分析，再利用應力疊加方式計算原帽梁改建完成後之應力分佈。

5.2 建議

1. 由於萬大大橋上構為簡支預力 I 型梁，下構改建時之相對位移並不會對橋梁上構產生影響。若上構為連續梁時，需考量相對變位對上構之影響，並檢核其容許應力。
2. 萬大大橋為橫向改建，無法加大橋梁跨距，若採用縱向改建即可加大跨距；減少於河川落墩數，增加耐震耐洪能力，如圖 5.1 所示。

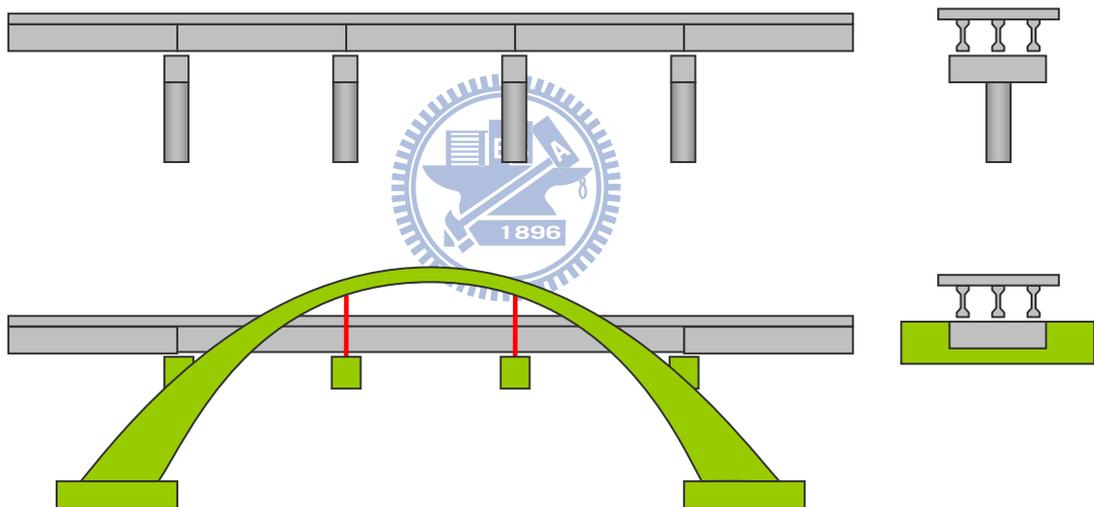


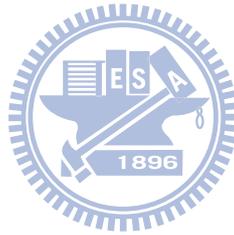
圖 5.1 加大跨距改建示意圖

參考文獻

- [1] 許資生,「潛變、乾縮、溫度對預力混凝土結構之影響」,國立台灣大學土木工程學研究所,博士論文,(1996)。
- [2] CEB-FIP, " CEB-FIP Model Code 90 ", CEB Bulletin d' Information , (1991).
- [3] ACI Committee 209, " Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structure " , ACI (1997).
- [4] Magura et al., "A Study of Stress Relaxation in Prestressing Reinforcement.", Journal Prestressed Concrete Institute, Vol. 9, No.2, p13-p57, (1964).
- [5] A F Daly, W Witarnawan, "Strengthening of Bridge using external post-tensioning", EASTA '97, (1997).
- [6] Waleed A. Thanoon et al., "Structural Response of Initially Loaded RC Beam to Different Retrofitting Techniques", Pertanika J. Sci. & Technol. Vol. 12 No.1, p103-p113, (2004).
- [7] Tarek Alkbrdaji, Jay Thomas, "Structural Strengthening Using External Post-Tensioning System.", STRUCTURE magazine, July 2009.
- [8] 交通部運輸研究所,「橋基保護工設計規範(草案)」,交通部運輸研究所,(2010)。
- [9] 張荻薇等,「換底工法於沖刷水害橋梁之應用—以台一線溪州大橋橋基加固工程為例」,中華技術, No. 71, p110-p121,財團法人中華顧問工程司,(2006)。
- [10] 交通部,「公路橋梁設計規範」,幼獅文化事業股份有限公司,(2009)。
- [11] 交通部,「公路橋梁耐震設計規範」,幼獅文化事業股份有限公司,

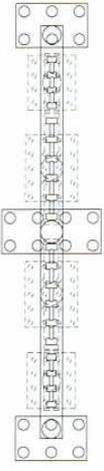
(2009) ◦

[12]AASHTO, "Standard Specification for Highway Bridges",(1992) ◦

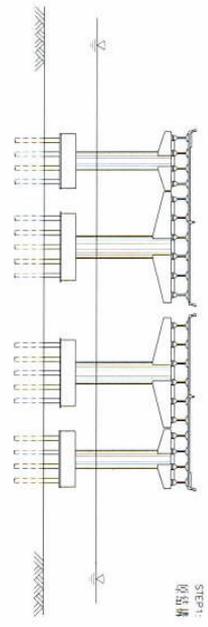


附件

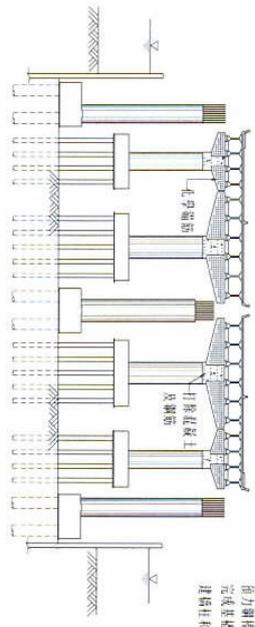




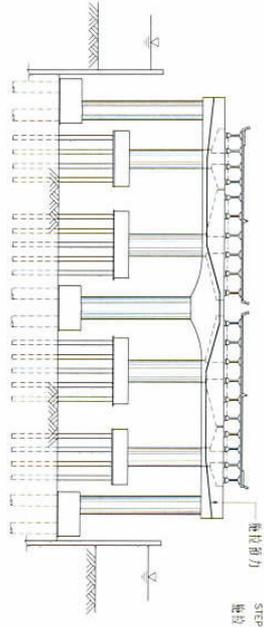
平面圖



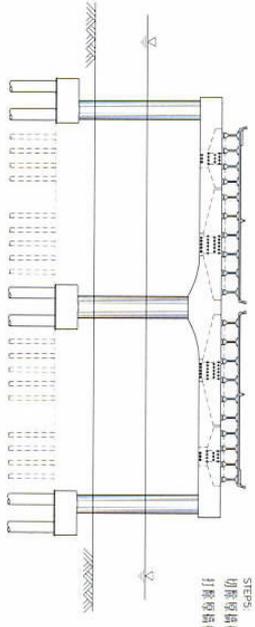
STEP 1
的局部



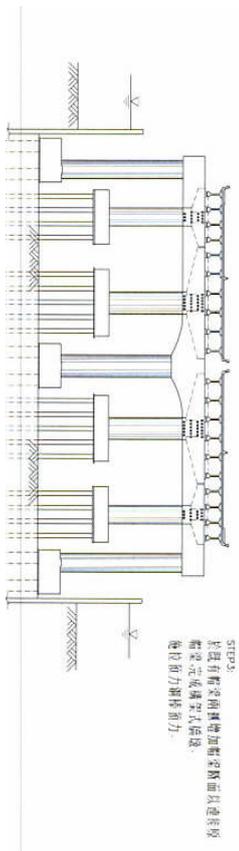
STEP 2
在安裝完主筋入在受壓筋，將受壓筋與
原主筋作孔並打緊受壓筋柱端區長上
完成區始除打受壓筋應與受壓筋並
建筋柱相連。



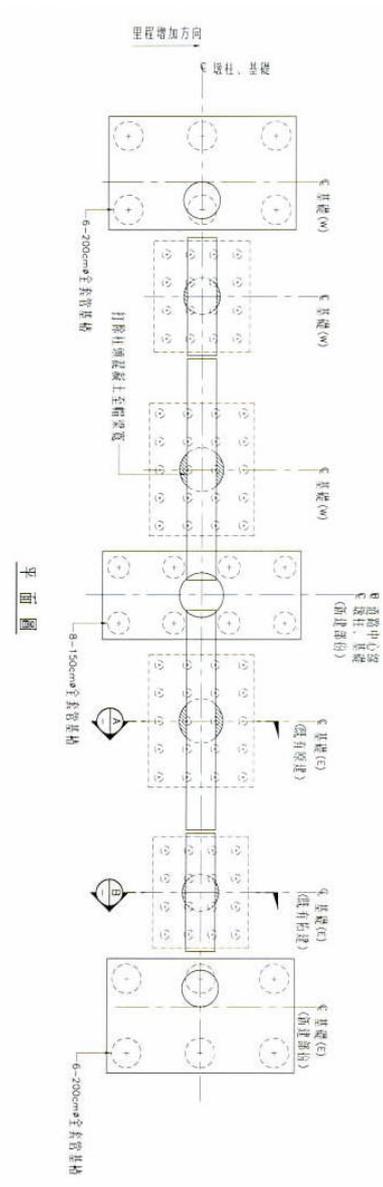
STEP 4
撤出筋力



STEP 5
切斷受壓筋柱與梁之假筋後，
打緊受壓筋柱完成下圖之建。



STEP 3
完成有假受壓筋增加假受壓筋面與受壓筋
假受壓筋完成後受壓筋
應與原力鋼筋筋力。



步驟一：

- (1) 繪製空筒樁位置之基礎平面圖及建造位置圖參見圖例 V-13~V-14。
- (2) 繪有新橋墩及於柱頭處之鋼筋圖。
- (3) 在空筒樁之頂面打 10cm 直徑之孔，預備其封閉鋼筋及預力鋼筋。
- (4) 空筒樁在頂面打者之樁之基礎須入孔空筒樁。

說明：

1. 基礎位置應在若有較難或基礎土質等障礙物存在，其不同於基礎樁施工原理可參見各場地說明。
2. 圖示之尺寸為基礎工程所指示之尺寸，承載應看圖面所有標註尺寸，其作地工圖之工程可任其按可變力可變工。
3. 基礎鋼筋詳圖 V-05~V-08。
4. 樁管改裝詳圖 V-12~V-15。
5. 打樁機鑽設空筒樁上之頂面之交通須以底需物且不同於其他打樁基礎之方式進行。
6. 空筒樁之管頂面及行車詳圖 V-11。

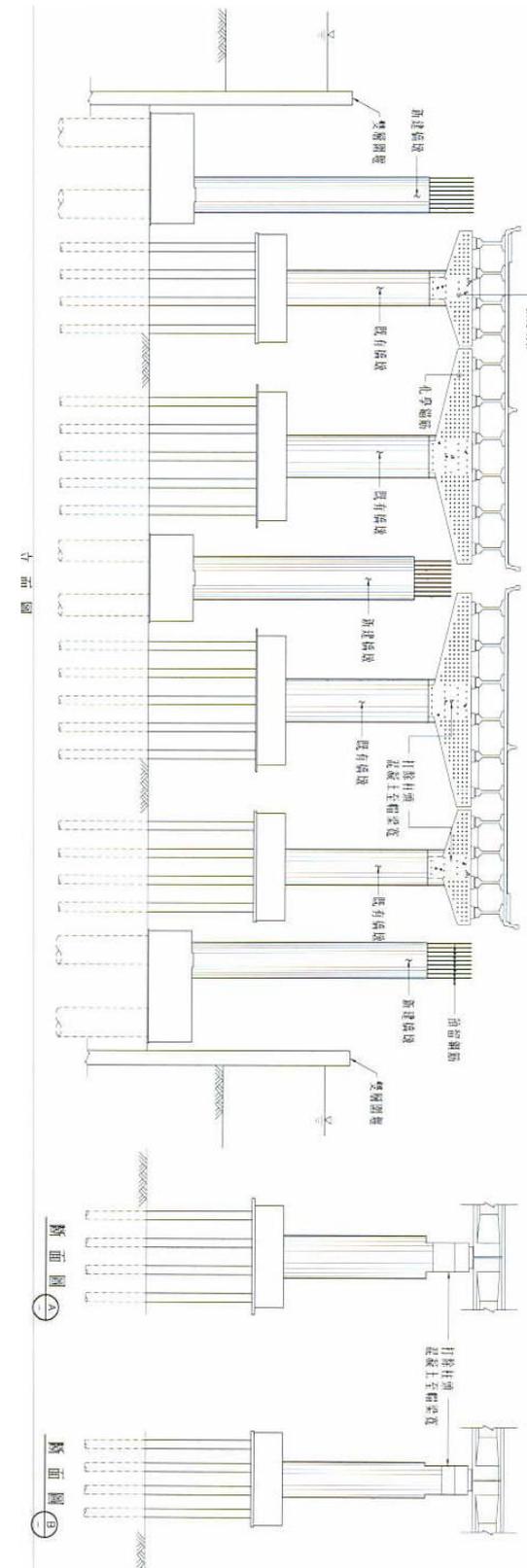
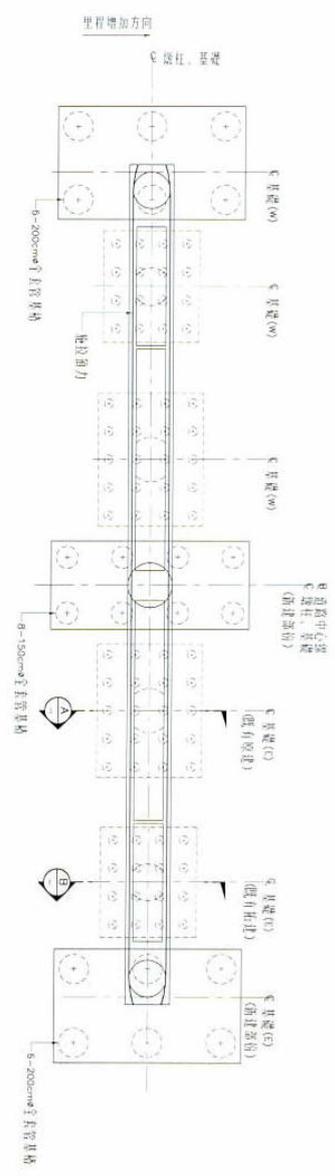


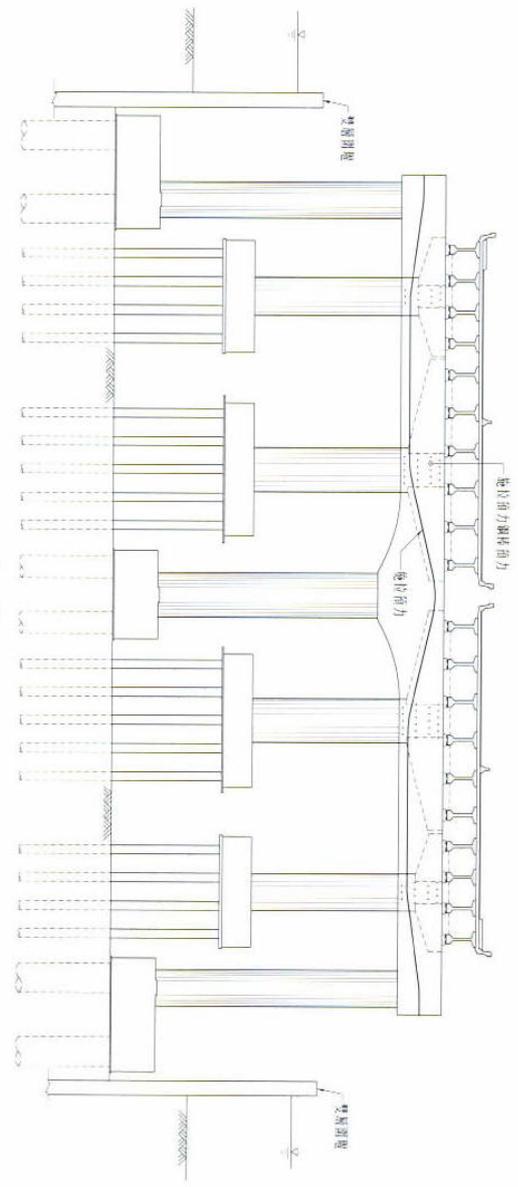
圖 A 圖 B



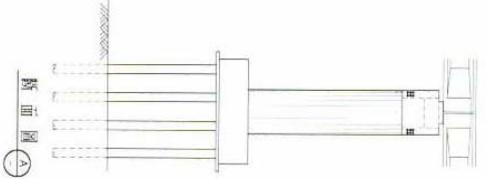
平面圖

步驟三
 (1) 橋面增加鋼筋部分(DS2/3)應遵照 J-3 規定佈置
 使用品管規定符號者(參詳第 89 頁上)
 字號與鋼筋規格無異
 (2) 若無標記應佈置鋼筋

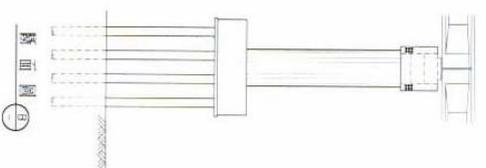
說明
 1. 鋼筋編號詳 S-50



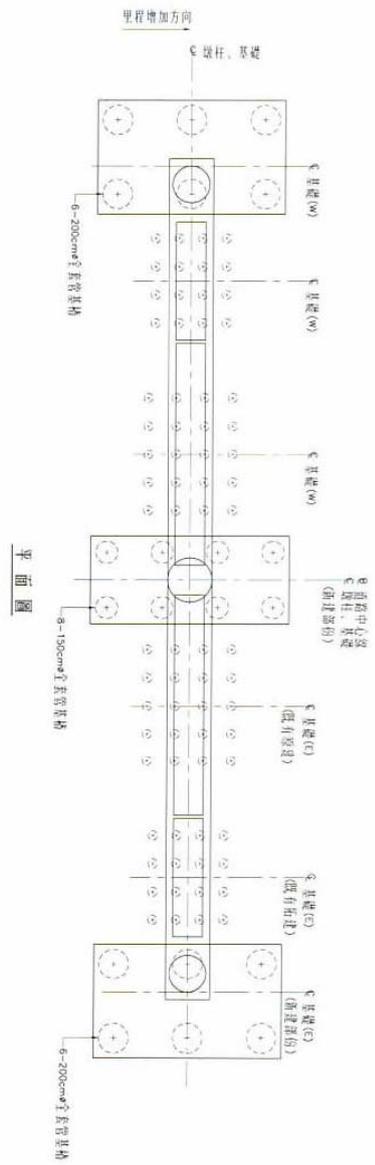
立面圖



斷面圖 A-A

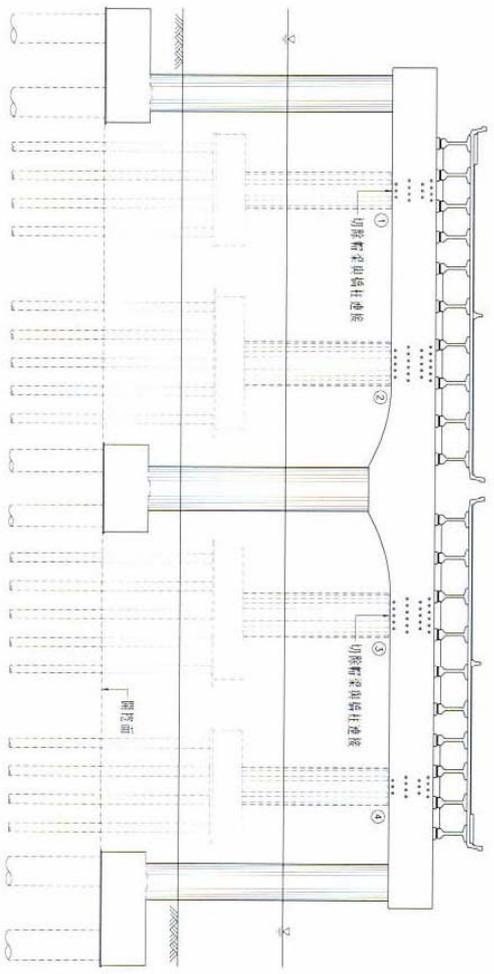


斷面圖 B-B

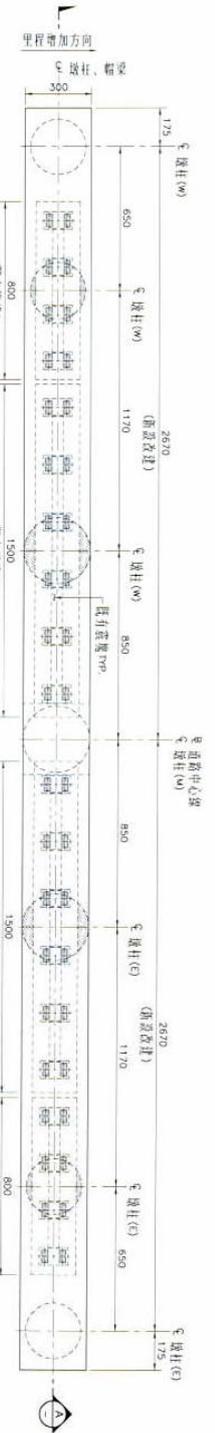


平面圖

- 步驟四：
 (1) 拆除原橋墩空腔腔面
- 說明：
 1. 拆除作業須具備足夠及切實面字號之工具
 (鑿石機或水錘等工具)
 2. 切除順序為①、②、③、④
 3. 明基面腔面下之基礎石系統
 4. 進行下一塊之拆除及建築基礎操作
 5. 拆除時進行攝影記錄。



立面圖

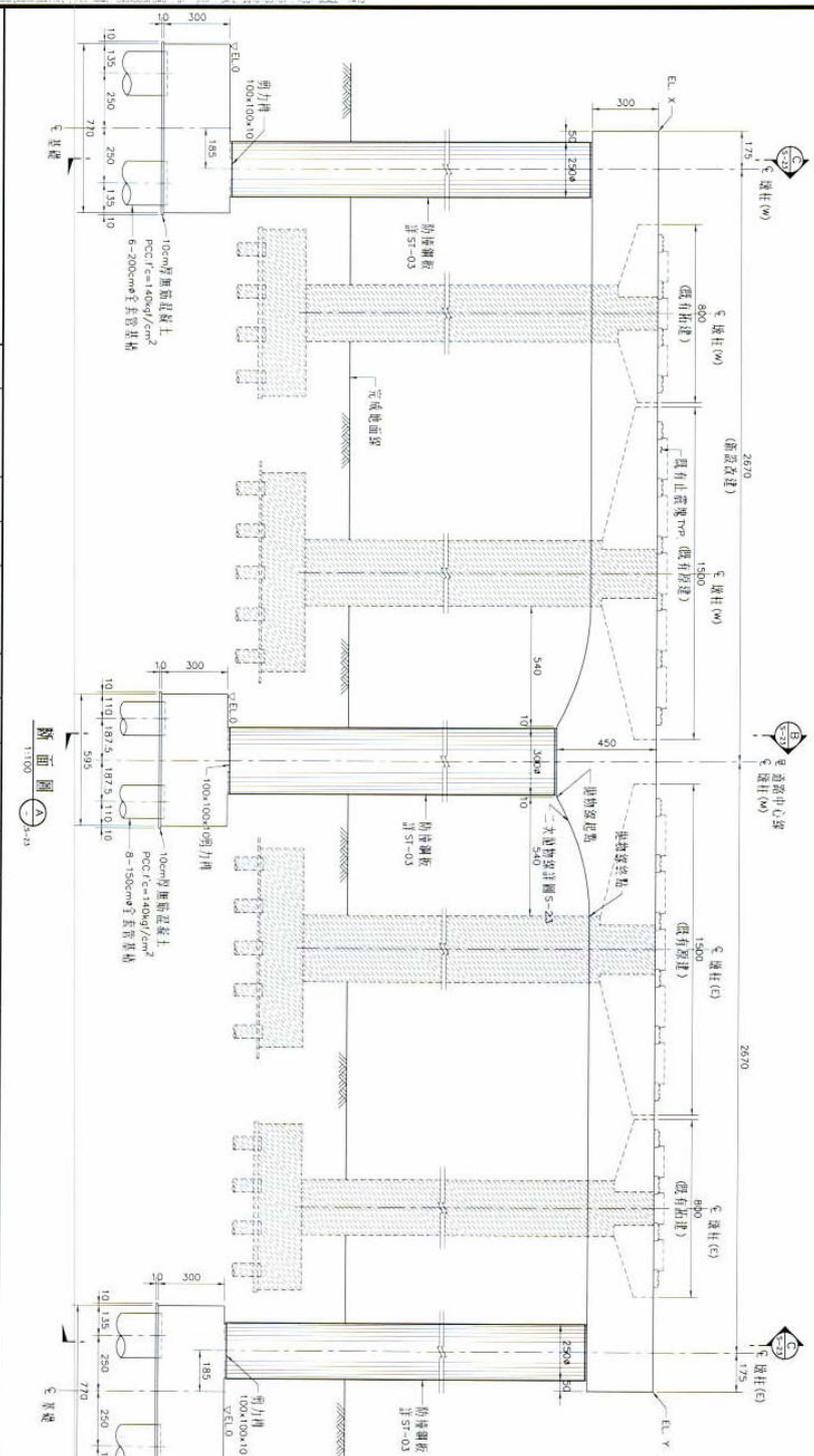


橋梁平面圖
1:100

橋墩資料參考表

橋墩編號	里程 (m)	EL. X	EL. Y
P4	104+480	16.06	16.11
P5	104+515	16.08	16.12
P6	104+550	16.06	16.12
P7	104+585	16.08	16.13
P8	104+620	16.1	16.12
P9	104+655	16.38	16.2
P10	104+690	16.35	16.14
P11	104+725	16.09	16.17
P12	104+760	16.19	16.24
P13	104+795	16.15	16.19
P14	104+830	16.19	16.23
P15	104+865	16.09	16.2
P16	104+900	16.14	16.15
P17	104+935	16.15	16.16
P18	104+970	16.13	16.15
P19	114+005	16.15	16.14
P20	114+040	16.15	16.19
P21	114+075	16.16	16.14
P22	114+110	16.18	16.16
P23	114+145	16.18	16.17
P24	114+180	16.32	16.12
P25	114+215	16.09	16.1

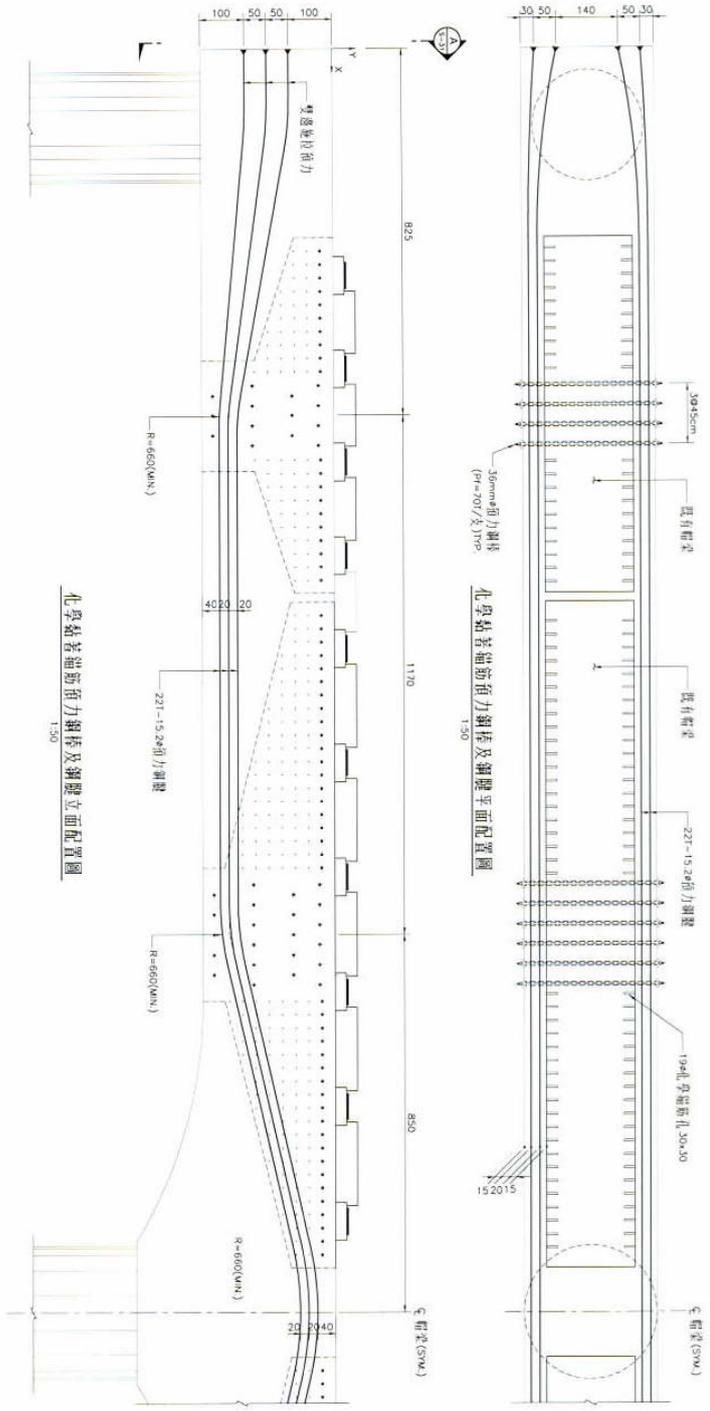
註：本圖梁頂高程與墩頂高程相同



橋面圖
1:100

注：詳收錄圖紙

- 圖例
- 既有橋墩及基礎範圍
- 說明：
- 一、橋墩明挖範圍 02-A-04
 - 二、圖示高程僅參考，承包商須依現場條件，確實依各名目圖式尺寸及角度，逐項施作，如有必要之變更，經工程司核可後，方得施工。
 - 三、本圖由圖號 04-025。
 - 四、全套管基礎詳見圖 S-27-S-29。
 - 五、既有橋墩及基礎與新橋墩尺寸與範圍詳見圖 S-03。
 - 六、新建橋墩墩身附設鋼板尺寸與範圍詳見圖 S-03。

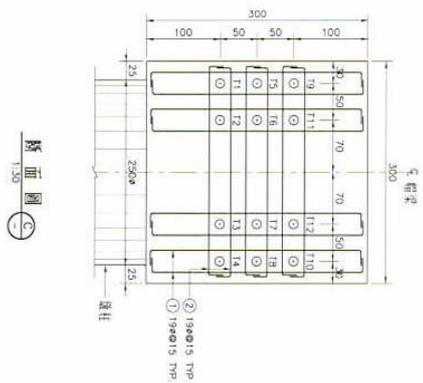
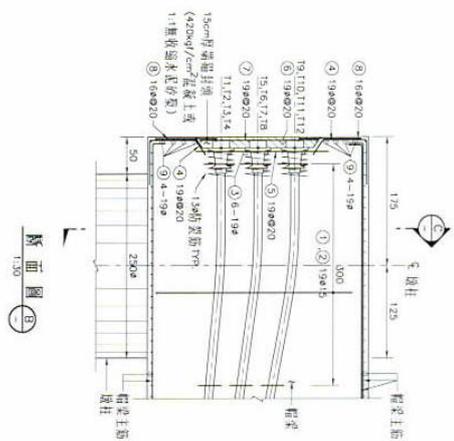
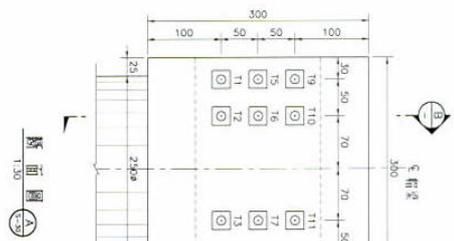


化學結晶爐鋼筋佈力及鋼體立面配置圖

X(cm)	15	175	825	1995	2845
Y(cm)	19,110,11,112-100	-100	-220	-240	-40
	15,16,17,18	-150	-240	-240	-40
	11,12,13,14	-200	-260	-260	-80
有效面力 $\mu\mu$ ($\mu\mu$)	4137	4124	4319	4292	4207

鋼筋編號	伸長量(mm)	施力量(TON)
T1,12,13,14	175	418
15,16,17,18	173	418
19,110,11,112	174	419

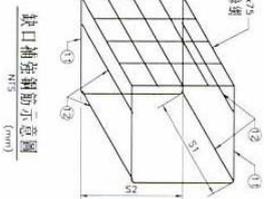
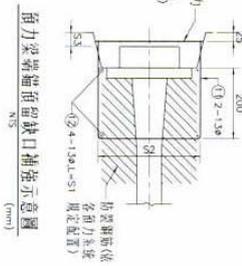
說明:
 1. 化學結晶之配置方式原則上按圖面操作, 垂直面力鋼筋伸長量不可超過6cm, 位置具鋼筋標本可超過6cm.
 2. 化學結晶裝置 \pm 52
 3. 鋼筋伸長量及施力量詳參表, 系統斷裂斷裂設計之最後須達到圖面上之有效面力.
 4. 施力順序(1)5,16,17,18(2)11,12,13,14, (3)19,110,11,112



管端掛鉤安裝掛鉤數量表

編號	直徑 (mm)	形狀	根數	尺寸				管端掛鉤 (個)	管端掛鉤 (m)	總長 (m)	備註
				a (m)	b (m)	c (m)	d (m)				
①	19s	□	352	0.28	3.00	0.28			3.52	1240	27/8
②	19s	□	284	0.28	3.00	0.28			3.52	930	20/3
③	19s	□	12	0.26	3.00	0.26			3.52	43	9/6
④	19s	□	68	0.20	0.50	0.28			0.96	68	1/8
⑤	19s	□	34	2.00					2.00	69	1/5
⑥	19s	□	24	3.00					3.00	73	1/4
⑦	19s	□	34	2.00					2.00	69	1/5
⑧	16s	□	68	1.00					1.00	69	10/7
⑨	19s	□	16	0.28	3.00	0.28			3.52	57	1/8
合計										5685	
管端掛鉤數量 22根										123060	

10/10 75x75 管端掛鉤安裝(管端掛鉤) 安裝直徑以 420kg/cm² 紅土或 1:1 雜軟土或紅土(管端掛鉤)



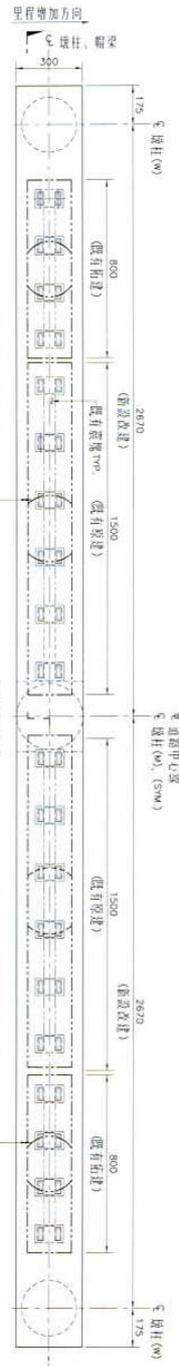
管端掛鉤安裝示意圖 (mm)

管端掛鉤安裝示意圖 (mm)

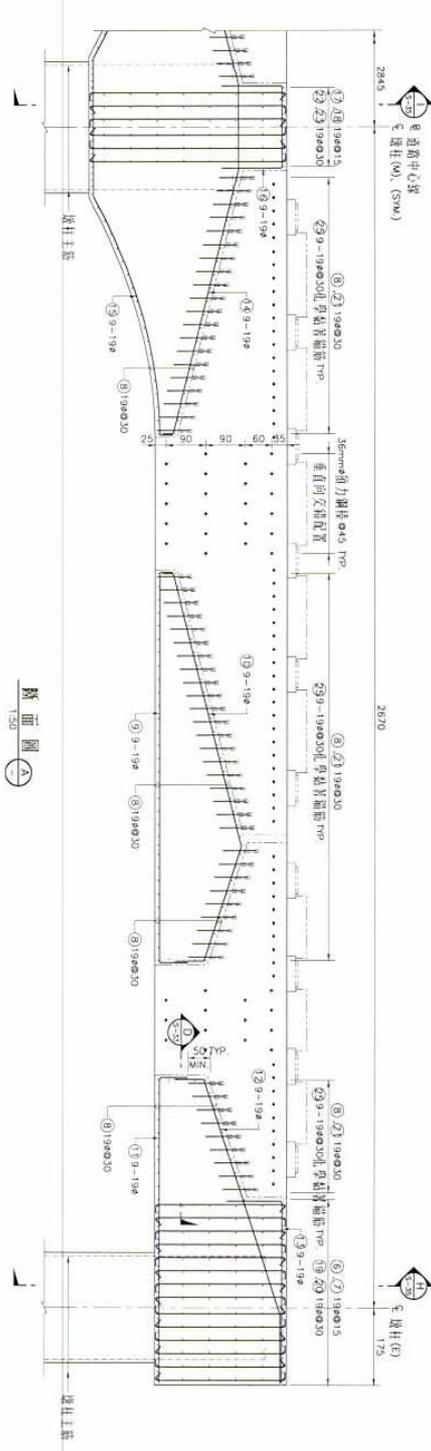
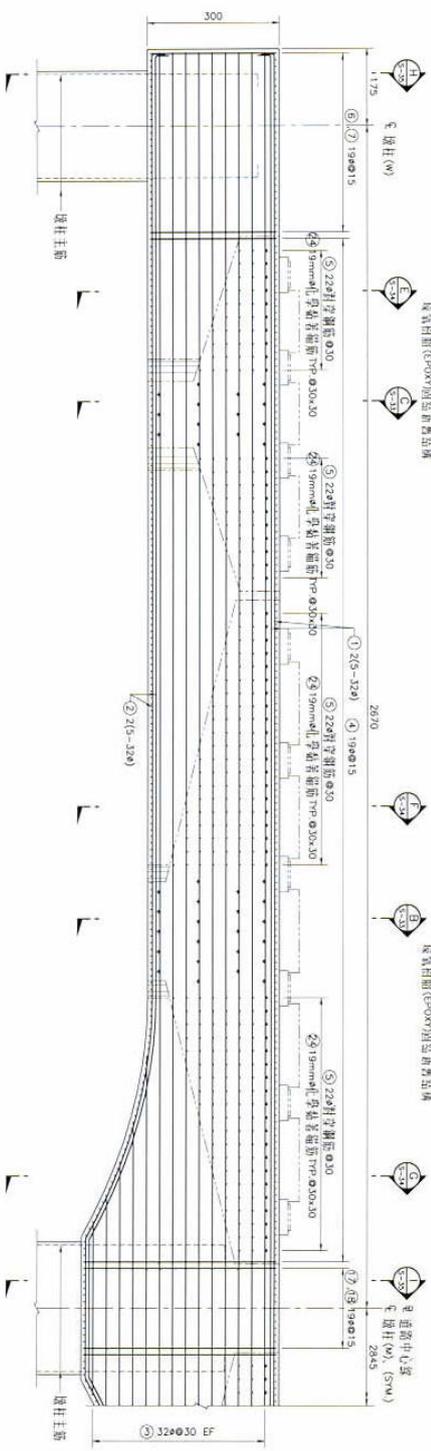
- 管端掛鉤安裝說明
- 管端掛鉤安裝說明
- 管端掛鉤安裝說明
- 管端掛鉤安裝說明
- 管端掛鉤安裝說明

- 管端掛鉤安裝說明
- 管端掛鉤安裝說明
- 管端掛鉤安裝說明

註：如無



桁架梁上界應打毛處理(0.6cm)
並沿頂面及底邊50cm範圍內塗佈
防腐材料(EPOXY)加強防腐結構



橋面圖
150

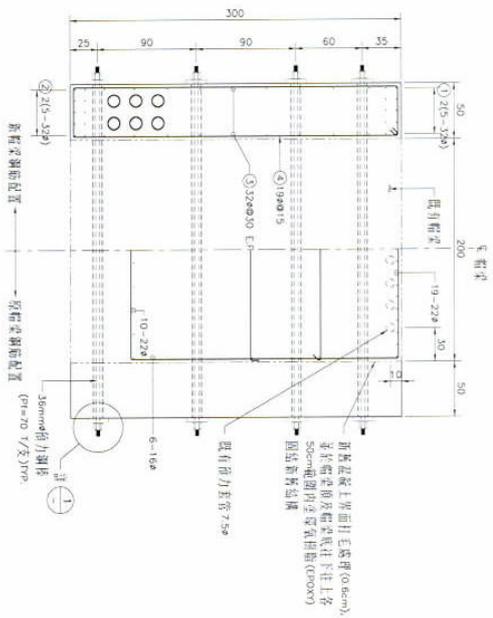


圖 13
窗框
1:20

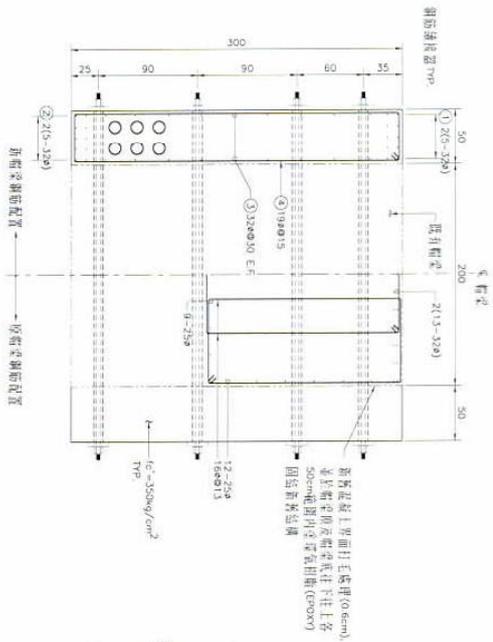


圖 14
窗框
1:20

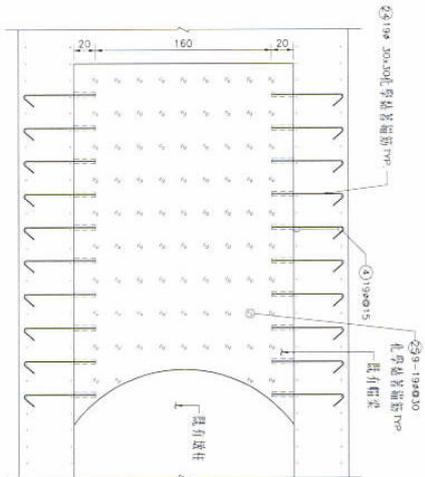


圖 15
窗框
1:20

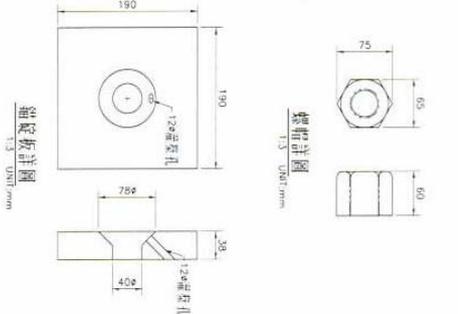


圖 16
窗框
1:3



圖 17
窗框
1:3

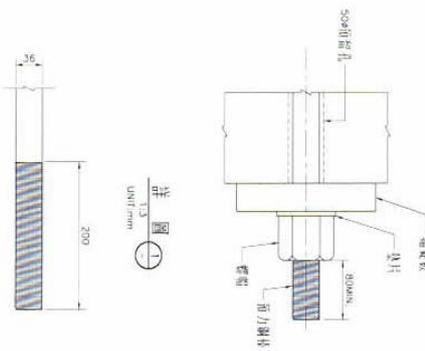
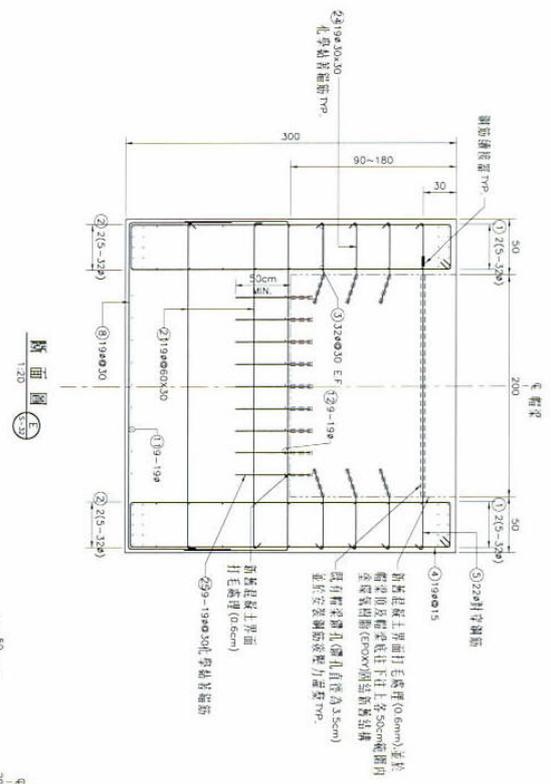


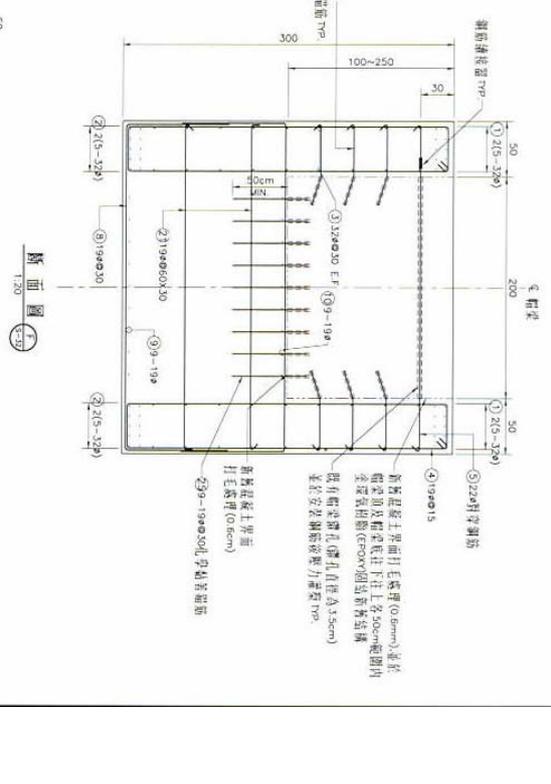
圖 18
窗框
1:3

- 說明:
1. 此窗框係採用上層及下層不同型號之鋼筋及鋼板而設置有高密度之工層可讓引線方可操作。
 2. 凡足窗框最上層面均應有毛處理(0.6cm)。
 3. 本工程採用190此型號之鋼筋其直徑應大於或至少25mm。
 4. 竣工時應在窗框中加蓋鋼板其直徑應不小於窗框不用而應孔其直徑350kg/cm²無收縮木膠板厚度。
 5. 窗框前應使用鋼筋鋼板或鋼筋鋼板其直徑應不小於鋼板上鋼筋鋼板厚度而由工層可蓋其可蓋方可施工。
- B. 鋼板
- a. 材料 ASTM A722 或同等之鋼板。
 - b. 鋼板厚度應不小於30mm。
 - c. 鋼板中應有鋼筋，其直徑應不小於6mm，其間距應不小於100mm。
 - d. 鋼板應有鋼筋，其直徑應不小於6mm，其間距應不小於100mm。
 - e. 鋼板應有鋼筋，其直徑應不小於6mm，其間距應不小於100mm。

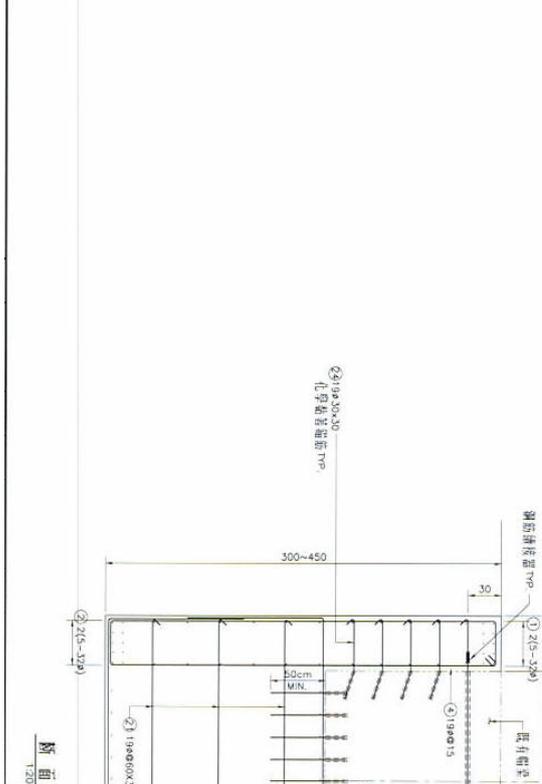
此圖係根據...



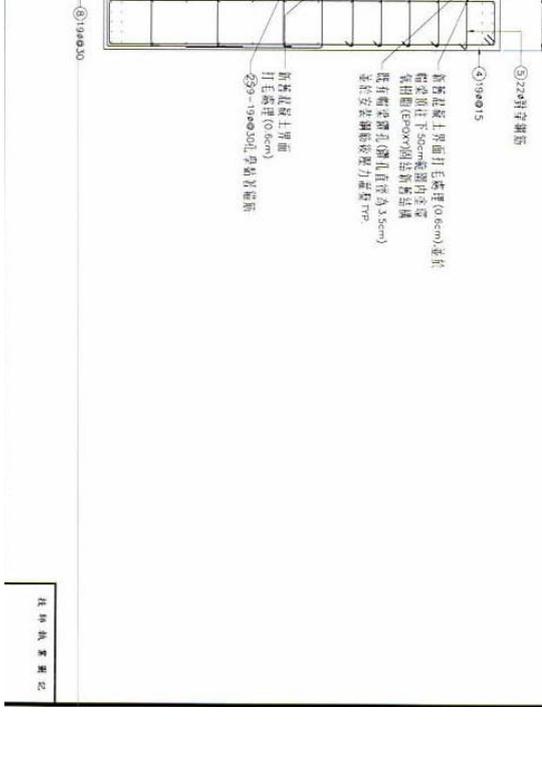
斷面圖 4



斷面圖 5



斷面圖 6



斷面圖 7

在鋼載重下

