

圓山橋施工報告



交通部台灣區國道高速公路局

中華民國七十七年二月

圓山橋施工報告

交通部台灣區國道高速公路局

中華民國七十七年二月

圓山橋施工報告

主編：賴景波

協編：巫 燐、葉和瑞、朱 柟

審查：鄭 洹

校對：楊儒先



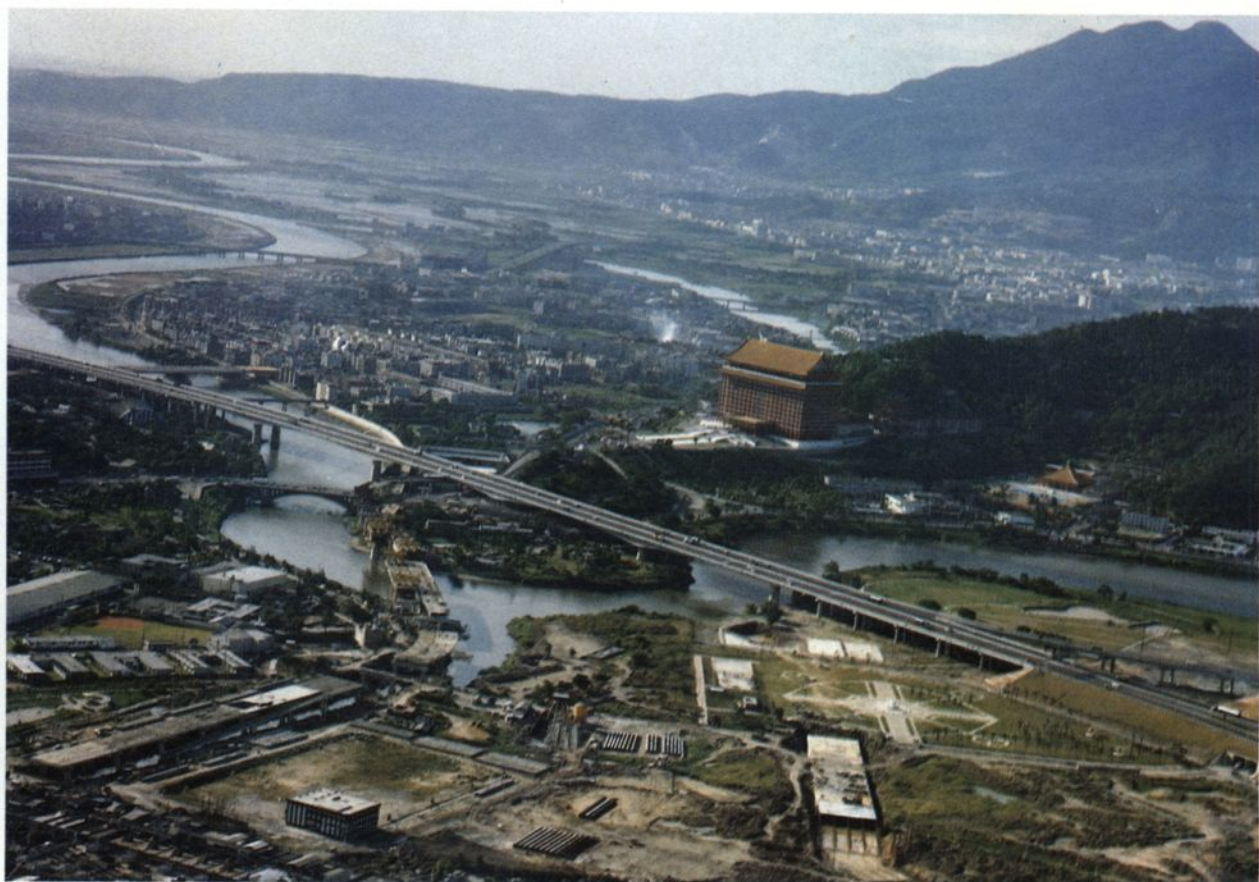
設計：林同棧國際工程顧問公司

監造：交通部台灣區
高速公路工程局北區工程處圓山工務所

承建：大陸工程有限公司

開工：63年9月8日

完工：66年12月31日

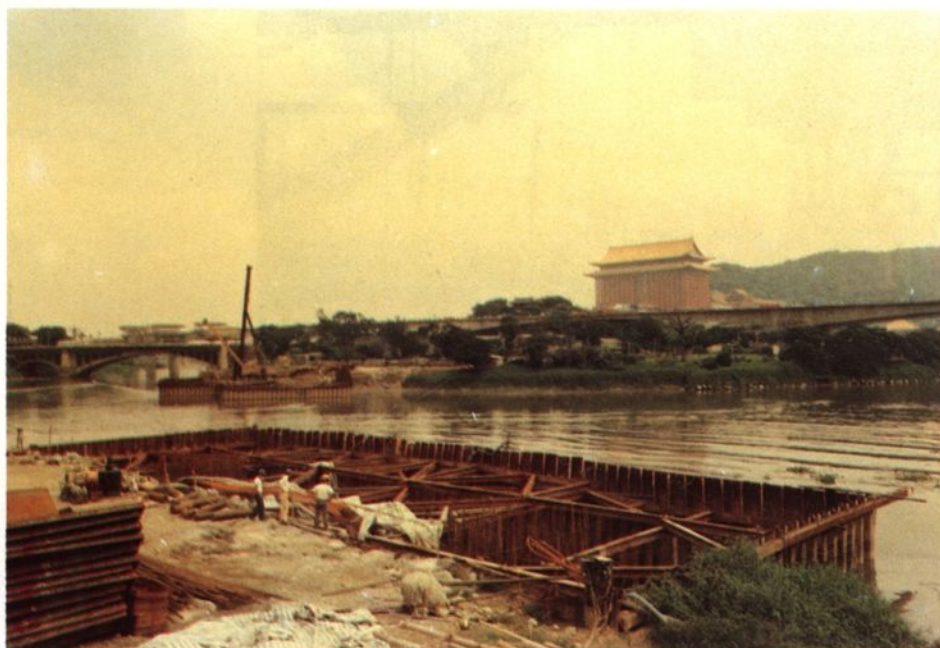


圓山橋全景



▲
68年12月31日行政院
蔣院長經國先生蒞臨工地▶





▲圍 堰 (P_B)



▲預力基樁製造



▲打 樁



▲基礎開挖



▲掘井式沉箱 (P_D)



▲墩 柱



▲基脚鋼筋及澆注混凝土



▲柱頭部支撐



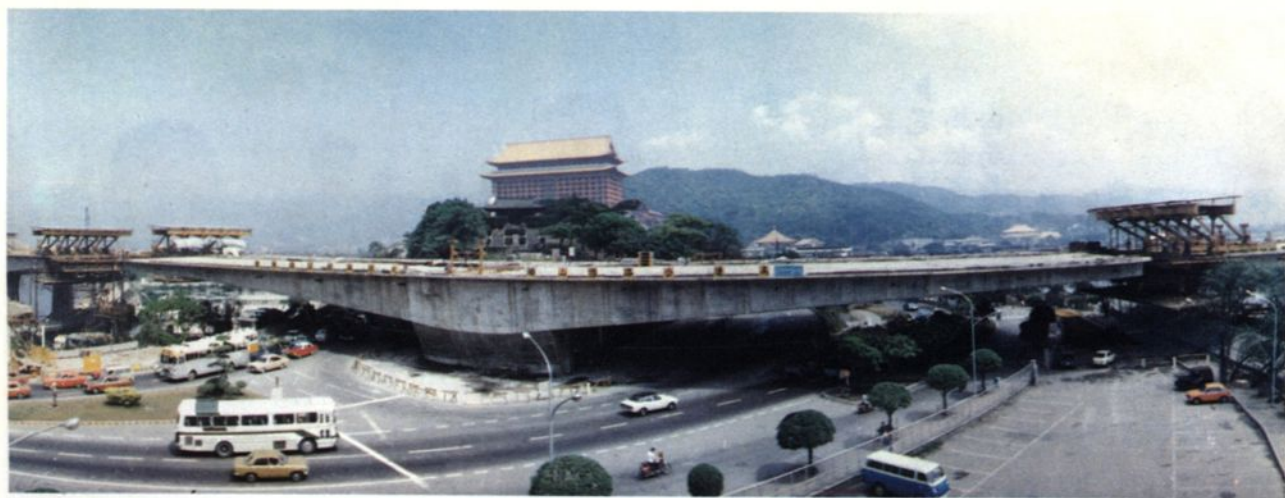
▲柱頭部單邊工作車



▲工作車架設



▲工作車作業情形



▲主橋 P_c (已完成)、 P_B 、 P_D 施工情形



◀▶
兩懸臂梁之閉合



▲中間分隔牆施工情形

►完工通車典禮台北市政府
馬秘書長鎮方致贈紀念品
由局長胡美璜接受



◀圓山橋工務所同
仁與胡局長、王
副局長、石處長
、王副處長合影



►河中懸臂梁施工情形(P_A)



序 言

國道中山高速公路，爲我國公路史上首創之高標準公路建設工程，從最初之可行性研究，經規劃設計以迄施工，用地取得，技術移轉等無一不經縝密規劃，而後按序實施，嚴格管制，故工程得能全線依序執行，如期順利完成。

圓山大橋位於台北市中山北路中山橋北端，西起圓山兒童樂園東迄濱江街，兩度跨越基隆河，並橫跨中山北路，全長 671 公尺，爲高速公路最爲艱鉅之橋梁工程。按原規劃本標工程序列爲台北中壢段第一期第十二標工程，因地理環境特殊，設計之初對施工期間中山北路及北安路繁重交通之維持；基隆河河床基礎施工不易；配合圓山一帶特殊景觀等因素均需慎重考慮，因此於規劃設計之初決定橋梁之型式及其結構對基隆河水流之影響等均作專題研析及水工模型試驗，最後始決定採用長跨經場鑄節塊預力混凝土連續箱型橋。當時國內對此艱鉅大橋尚乏設計及施工之經驗，故將設計部分委託我國旅美橋梁專家林同棧顧問公司辦理，并由局本部派資深工程師赴美參與協助，接受技術移轉，施工部分則由國內素有建造大橋經驗之大陸工程公司承辦，該公司爲確保施工無瑕，曾聘請經驗豐富之日籍顧問多人指導施工，本橋梁之施工監督則由當時之北區工程處負責。

圓山大橋之完成，對於國人建造大型橋梁之技術提昇貢獻良多，不但倍增建橋之信心，而且樹立了對於艱鉅橋工之規劃設計與施工管制之模式，該橋完工以後，類似之大橋如新生北路高架橋，建國南北路高架橋，以及台北市區各重要立體交叉橋梁等，皆相繼由國人自力籌建完成，毋須借助國外技術。

高公局石局長中光（前任高工局北區工程處處長）王副處長振芳（前任高工局北區工程處副處長），賴主任工程司景波（前任圓山大橋工務所主任），皆工程專家，尤其專精橋工，鑑於本大橋工程之重要，故從工程規劃以迄施工，無不躬親督導實施，尤其是工務所主任賴君景波，長駐工地負責施工監督，一秉臨深履薄之心情夙夜憂勤，歷盡艱困，功不可沒。

美璜於中山高速公路籌建及施工期間任工程局長，對於圓山大橋工程之艱鉅深爲關切，故於施工期間經常巡視工地，適時協助解決難題，與工務所主任賴君景波同事卅餘年，深悉其好學敏思，慎勤負責，而值此第二高速公路興築之前夕，毅然回歸高速公路局，受命主管第二高速公路重大橋梁施工督導，又於公餘之暇將前圓山大橋鉅帙之施工紀錄整理完成「圓山大橋施工報告」適時發表提供第二高速公路各重要橋梁施工之參考，其用心令人感佩，故樂爲之序。

史美璜

民國 77 年 2 月

序

圓山橋爲國道中山高速公路最重要和最艱鉅的工程之一，若謂爲全線關鍵性的工程亦不爲過。該橋位於台北市中山北路五段圓山大飯店正對面。中山北路、北安路、新生北路及通往圓山大飯店等道路均輻輳於此，故居交通之要衝；其地又適在基隆河彎道最窄處，橋墩數量自不宜多，以免妨礙洪水宣洩；橋下有河濱公園及再春游泳等兩處遊憩活動場所亦須保持完整；而圓山本爲風景區，橋型尤宜壯觀且對風景有所增益。是以橋型之設計考慮因素甚多，施工進行中更須保持交通流暢，因之該橋工程之複雜艱難概可想見。

圓山橋設計之時，本人適擔任高速公路工程局設計組組長，鑒於該橋的重要性與複雜性，乃建議委請旅美橋梁專家林同棧先生所主持之林同棧國際工程顧問公司負責規劃、設計。其間對於橋型及基礎的選擇、跨徑的研定、景觀的考量、防洪的配合、施工之交通維持等錯綜複雜因素，均曾參與研擬討論。其大跨徑的設計具有長虹橫空的雄偉景觀；其懸臂式分節就地澆注預力混凝土箱型梁結構之施工，大有助於維持交通的流暢；其分採打樁與沉箱兩種型式的基礎構築，並已顧及了實際的地質與地形；整個設計可說相當妥適完美。

圓山橋施工之時，本人已調任北區工程處處長，負責基隆至苗栗路段之施工監造，該橋工程正在責任範圍之內。又該橋工程之發包，資審甚嚴，結果由國內頗負盛名的大陸工程公司得標承辦。鑒於工程之艱巨複雜，實際主其事的橋工所主任必須思慮周延，且能任勞任怨，乃慎重選薦賴景波工程司出任。施工期間，雖歷經艱難困頓，終能一一克服，圓滿完成，並保持甚高品質。回想起來，實爲本人主持此區工程最感快慰之事。

圓山橋之順利完成，博得稱譽，實貫注衆多人士的心力，胡前局長美璜先生之賢明領導與全力支持；賴主任之勤勞負責與殫精竭慮；林同棧國際工程顧問公司之技術指導與支援；大陸工程公司之負責盡力，衆志成城；乃能展現此圓滿成果於國人面前。本人躬逢其盛，與有榮焉。今者賴主任景波又復竭心盡力，將有關資料細加整理，撰成完整報告，必當對工程界大有裨益。冊成徵序，特述梗概，以資紀念。

石中光 民國 77 年 2 月

目 錄

第一章 前 言	1
第二章 規劃及設計概要	3
第一節 計畫概要	3
1. 橋型之選定	3
2. 跨徑及橋墩位置之選定	3
3. 懸臂梁之構成	4
4. 橫斷面形狀之選定	4
5. 跨徑中央連接方式	4
6. 橋墩形狀之選擇	5
7. 基礎構造之選擇	5
第二節 設計條件	5
1. 一般條件	5
2. 附帶說明	6
第三節 構造特色	11
1. 主鋼腱	11
2. 附加鋼腱	11
3. 垂直鋼腱	11
4. 橫向鋼腱	11
5. 預留鋼腱	12
6. 繫拉鋼腱	12
7. 固定拉桿	12
第四節 發包經過	13
第五節 初步施工計畫	15
1. 第一次研討會	15
2. 第二次研討會	16
2-1 開會目的	16
2-2 會程及出席人員	16
2-3 施工計畫初案	17
2-4 細部設計辦理原則初案	24
2-5 討論及決議事項	24
3. 水工試驗	31

第三章 基礎工程	33
第一節 40 cm × 40 cm □預鑄預力混凝土基樁	33
1. 概 述	33
2. 基樁構造	33
3. 接 樁	34
4. 樁長之決定	34
5. 製 樁	35
6. 預力計算及管理	36
7. 儲存及運輸	39
8. 築 島	39
9. 打樁機及樁架	39
10. 打樁作業	40
11. 打樁紀錄	45
12. 載重試驗	47
13. 檢 討	56
第二節 橋墩 C 掘井式基礎	57
1. 原設計	57
2. 重新鑽探	57
2-1 地 層	57
2-2 地質構造	59
3. 變更設計	59
4. 掘井式基礎	63
5. 施工經過	63
6. 檢 討	64
7. 變更設計計算	64
第三節 橋墩 D 掘井式基礎	72
1. 原設計	72
2. 鑽 探	72
3. 變更設計	74
4. 掘井式基礎沉箱保護壁及樁帽之設計	78
5. 施工經過	90
6. 檢 討	94
第四節 圍堰及基礎開挖	95

1. 圍堰及築島·····	95
2. 橋墩 B 圍堰之構造及施築·····	95
3. P _B 圍堰之設計·····	96
3-1 圍堰之各部名稱·····	96
3-2 圍堰之設計計算·····	97
4. 開 挖·····	112
5. 橋墩 B 基礎開挖之意外事變·····	112
第四章 下部結構·····	115
第一節 樁 帽·····	115
1. 封 底·····	115
2. 樁帽構造·····	115
3. 鋼筋彎紮·····	115
4. 瓦斯壓接·····	116
5. 混凝土澆注計畫·····	119
第二節 墩 柱·····	122
1. 墩柱構造·····	122
2. 模 板·····	122
3. 混凝土澆注·····	122
第三節 橋墩 N、S 之變更設計·····	122
1. 墩體變更·····	122
2. 橋墩 N 基樁之改變設計·····	123
第五章 柱頭部·····	125
第一節 柱頭部之組成及構造·····	125
1. 柱頭部之組成及作用·····	125
2. 柱頭部之構造·····	125
第二節 施工經過·····	129
1. 混凝土之澆注·····	129
2. 鋼腱預留套管之配紮·····	131
第三節 繫 梁·····	132
1. 鋼腱之配置·····	132
2. 固定端錨·····	133
3. 白鐵管套管·····	134
4. 減摩劑·····	134

5. 摩擦值之檢討	135
6. 施順力順序	136
7. 鋼腱之防銹	136
8. 鋼筋之配置	137
9. 斷面應力檢討	137
9-1 力矩之檢討	138
9-2 剪力之檢討	144
第六章 工作車	149
1. 工作車之特徵	149
2. 工作車各部之構造及作用	150
3. 拼裝工作車應注意事項	156
4. 工作車之移動	157
5. 工作車裝拆及移動之統計資料	157
第七章 上部結構	159
第一節 原設計	159
第二節 細部設計	159
1. 細部設計原則	159
2. 細部設計初案及定案	160
3. 主鋼腱	160
3-1 鋼腱數量之計算	160
3-2 摩擦係數 μ , k 值對鋼腱數量之影響	161
3-3 最大允許短暫力 $0.8 f_s'$ 之基準點	163
3-4 $0.7 f_s'$ 及 $0.6 f_s'$ 之基準點	164
3-5 μ , k 值之重新核定	164
3-6 回縮量	166
3-7 預力力矩	167
3-8 最後決定	167
4. 附加鋼腱	169
5. 電腦程式	170
5-1 工程式內容	170
5-2 程 式	170
5-3 舉例說明	170
6. 核算結果	186

7. 垂直鋼腱	191
7-1 鋼腱材料及預力方式之選擇	191
7-2 各項損失之計算	192
8. 鋼腱配置	196
8-1 主鋼腱	196
8-2 附加鋼腱	197
8-3 12 T 13 法西奈錨碇	199
8-4 套 管	199
8-5 垂直鋼棒	201
8-6 預留鋼腱	202
8-7 繫拉鋼腱	209
8-8 固定拉桿	212
第三節 施 工	215
1. 摩擦試驗	215
1-1 摩擦損失	215
1-2 摩擦試驗之目的	216
1-3 千斤頂及端錨系統之內摩擦損失測定	216
1-4 μ 及 k 值之測定	219
2. 施預力管理	226
2-1 預力管理之目的	226
2-2 千斤頂及壓力錶之校正	227
2-3 鋼腱之檢驗	227
2-4 本省以往之管理法	234
2-5 管理圖法之原理	234
2-6 本工程之實際紀錄例	238
3. 分節施工	241
3-1 模 板	241
3-2 鋼 筋	242
3-3 套管配置	243
3-4 預留孔之安裝	245
3-5 混凝土之澆注	247
3-6 鋼腱配置及施預力	248
3-7 灌 漿	252

3 - 8	套管障礙排除	254
3 - 9	工作車之移動	255
3 - 10	每節之施築時間	256
3 - 11	橫隔梁之施築	257
3 - 12	施工順序	257
3 - 13	預拱之計算及控制	258
3 - 14	橋墩 C 預拱量不足之檢討	273
3 - 15	通車後之觀測	292
4.	兩懸臂梁之中央鉸接	292
4 - 1	鉸接構造	292
4 - 2	接樁之製造	294
4 - 3	懸臂梁末節混凝土施築時應注意之特性	296
4 - 4	顧問工程司所建議之一般施築法	296
4 - 5	本工務所所擬之構想	297
4 - 6	橋墩 C 與 D 北側道鉸接之實施例	298
4 - 7	實施結果	308
4 - 8	兩端銜接處之施築	308
5.	南北車道之銜接	309
5 - 1	模板	309
5 - 2	鋼筋	309
5 - 3	混凝土	311
6.	交通維持計畫	311
7.	人孔之預留	316
第四節	檢 討	316
1.	早強水泥及混合劑之使用	317
2.	蒸氣養護	318
3.	套管內灌漿料宜否摻用鋁粉	318
4.	預留鋼腱之配置	318
5.	預埋備用套管	319
6.	μ 、 k 值之檢討	319
7.	套管之剛性	319
8.	鋼腱之水平彎曲	320
9.	主鋼腱及附加鋼腱與垂直鋼腱之衝突	321

10. 橋墩 C 南側主鋼腱 No. 9 及 No. 10 錯排之檢討	321
11. 施預力時壓力錶讀數宜固定為 $606 \text{ kg} / \text{cm}^2$	323
12. 每節施築時間之得失	323
13. 頂面版預留孔之處理	324
14. 頂面版預留孔對於應力之影響	324
15. 箱梁底版之預留孔	325
16. 排水管之排置	325
第八章 附屬工程	327
第一節 伸縮縫	327
1. 伸縮縫之作用及目的	327
2. 本橋之伸縮縫	327
3. 與伸縮量有關之基本因素	329
4. 伸縮量之計算	330
5. 本橋之實際計算例	331
6. 安 裝	333
6-1 應注意事項	333
6-2 安裝準備	333
6-3 模板安裝及澆注混凝土	333
6-4 安 裝	335
6-5 檢 討	335
第二節 欄杆及中央分隔欄	336
第三節 瀝青混凝土面層	337
第九章 工程進度	339
1. 預定進度	339
2. 變更設計及工期展延	339
3. 實際施工進度	339
第十章 測 量	341
第一節 概 況	341
第二節 控制測量	341
1. 控制橋位之依據	341
2. 導綫測量	341
3. 橋位測量	346
4. 水準測量	348

第三節	放樣測量	348
1.	水準測量	349
1-1	下部結構	349
1-2	上部結構	349
1-3	懸臂梁預拱量之放樣	349
1-4	懸臂梁撓度變化之檢測	350
2.	平面線形之放樣	350
2-1	橋墩之放樣	350
2-2	分節施工橋面之放樣	351
第四節	檢 測	353
第十一章	混凝土工程	355
第一節	概 況	355
第二節	混凝土工程品質之分析	355
1.	混凝土之種類	355
2.	所使用混凝土之配比	355
3.	混凝土強度及控制	357
4.	試體強度之統計及評估	358
5.	管制圖及評估	358
第三節	乾縮試驗之分析	361
第四節	磨細水泥	364
第五節	承包商之品質管理	365
第六節	澆注成果	365
第十二章	造價分析	367
第一節	概 說	367
第二節	主要工作數量	370
第三節	檢 討	370
第十三章	預留鋼腱之施拉與伸縮縫之調整	377
第一節	概 說	377
第二節	觀測與檢討	377
1.	觀 測	377
2.	關於橋墩之垂直度	378
3.	關於 P_N 及 P_s	378
4.	關於伸縮縫之變狀	380

5.	關於各鉸接點之下垂量	381
第三節	伸縮縫之改裝	385
第四節	預留鋼腱之施預力	386
1.	施工前之討論	386
2.	施預力順序	387
3.	施工說明書	387
4.	施預力及撓度計算	392
4-1	預力損失	392
4-2	摩擦損失	392
4-3	預力計算	392
5.	撓度計算	395
5-1	各橋墩端點之單位重撓度	395
5-2	各橋墩最後一節之主鋼腱所產生之撓度	395
5-3	產生於鉸接之剪力計算	396
5-4	撓度計算	396
6.	施工經過	397
7.	施工檢討	397
第五節	縱坡調整	400
第十四章	結 語	403

附 錄

一、圓山橋選定橋型之初步研究.....	407
二、Report on Review of Foundation Conditions Proposed Yuan- Shan Bridge	459
三、高速公路圓山至內湖段水工模型試驗報告.....	497
四、圓山橋細部設計要領.....	513
五、圓山橋鋼腱摩擦損失研討紀錄.....	563
六、圓山橋骨礫及混凝土配合設計試驗.....	573
七、Final Report on Concrete Quality Control	611
八、Special provisions for Yuan-Shan Bridge	691
九、Yuan-Shan Bridge-Free Span Structure Through Taipei City	737

第一章 前 言

圓山橋位於台北交流道與圓山交流道之間，為本路工程中最為艱鉅工程之一。全長包括主線 1355 公尺及圓山交流道匝道 A 長 231 公尺。主線為六車道，橋寬為 34.6 公尺，由大陸工程公司承建，於民國六十三年九月開工，至六十六年十二月完工；隨即於該月卅一日開放通車，共費時四十個月。

本橋分為 11，12，13 標等三個工區施築，其中 11，13 兩標為兩端陸上高架引橋（Viaduct），係常見之跨徑 30～40 公尺之簡支式預鑄預力混凝土合成梁構造，其設計與施工均屬平常，故不擬贅述。惟第 12 標主橋，起自兒童樂園西北角，跨越基隆河、經再春游泳池、中山北路四段、圓山飯店下山道，於五百完人塚前切過圓山山頭，越過圓山飯店上山道、北安路及河濱公園，然後再度跨越基隆河至台北市三號公園，全長 671 公尺。係委由我國旅美學人林同棧顧問工程司所設計。本工程施工地區為台北市最為繁華，公共設施及名勝密集，並為交通要衝之精華地帶。其幾何線形由曲線（ $R: 4000$ ）變為直線，更因匝道加寬而有反曲

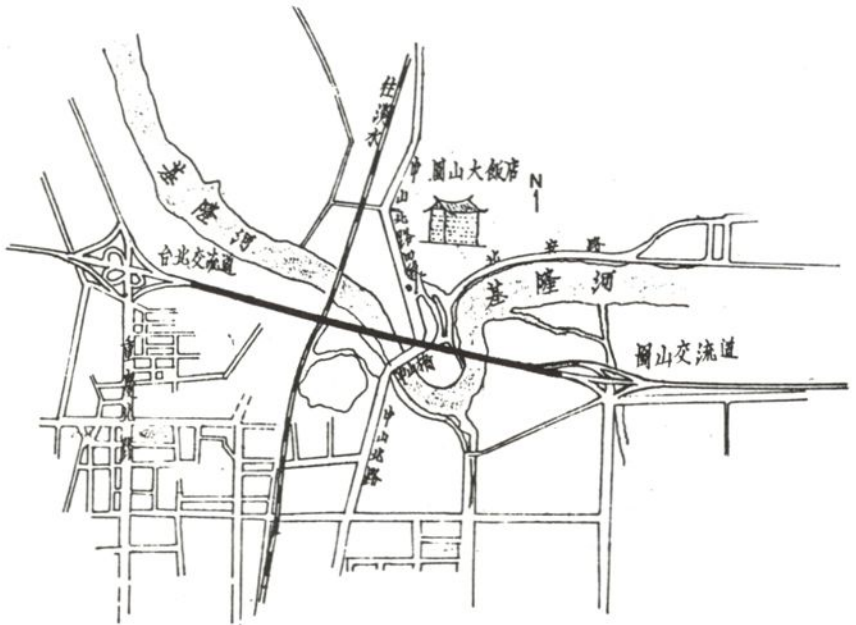


圖 1 - 1

線，使橋面之寬度及橫向坡度隨之變化，縱斷面又處於坡度相反變化地段而設有豎曲線。又為顧及施工期間之交通維持、配合防洪需要、避免破壞既有公共設施、以及增益圓山風景區景觀等考慮，採用長跨經懸臂式分節施工法就地澆鑄預力混凝土箱梁結構，設計新穎而複雜，施工亦甚繁雜，即使在世界預力混凝土橋梁工程中亦屬較為艱巨與壯觀者。雖施工期間曾遭遇不少問題與困難，現幸已圓滿完成，茲特就本橋之設計與施工經過逐一申述，尚祈惠予指教。

第二章 規劃及設計概要

第一節 計畫概要

1. 橋型之選定

本橋於初步規劃時，曾就多種橋型如鋼橋、斜吊橋、及各種不同形式之預力混凝土結構，就美觀、防洪、交通維持、保護公共設施、施工之難易性、施工期間、以及經濟性等多方面予以分析比較，決定採用長跨徑之就地澆鑄懸臂式預力混凝土箱梁，在初步規劃期間曾考慮到之各種橋型之比較如附錄一。

2. 跨徑及橋墩位置之選定

基隆河在此一地區除本橋兩次跨越外，已有中山橋及淡水線鐵路橋，另又有台北市政府計劃興建中之承德路橋及松江橋等，擠集於不到一公里之範圍內，為配合防洪及施工之簡易性，橋墩自不宜設於河道中間。又為避免損及既有公共設施，除橋墩C設於圓山山頭外，其餘各墩均選定靠近於河岸，以致形成由五座橋墩（A、B、C、D、E）及兩座邊端橋墩（N及S，可視為橋台）構成不等跨徑之六孔連續橋，其最大跨徑係跨越基隆河下游一孔（橋墩A、B間）長達150公尺。（如圖2-1）

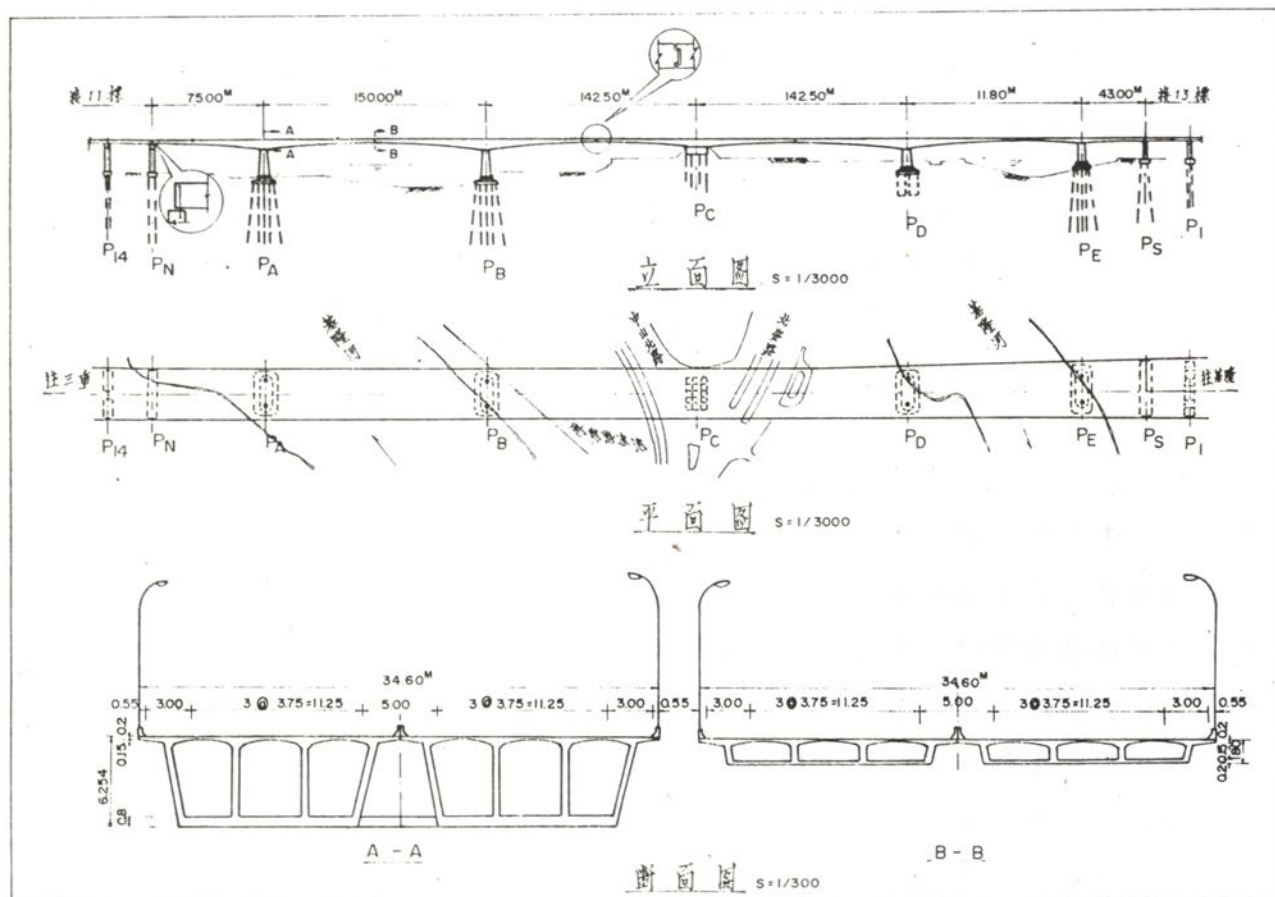


圖 2 - 1

3. 懸臂梁之構成

每座主橋墩均單獨成爲獨立單元，左右兩懸臂梁在靜重下保持重量平衡，以避免產生偏心荷重。如橋墩 A 及 B，因兩側橋面寬度相同乃保持對稱，亦就是如圖（2-2）

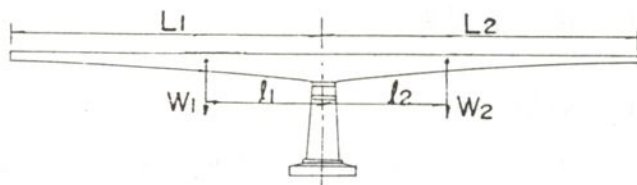


圖 2-2

$$L_1 = L_2$$

$$W_1 l_1 = W_2 l_2$$

至於橋墩 C、D 及 E 因匝道之加寬使橋兩寬度逐漸變化，爲保持兩側之平衡仍以

$$W_1 l_1 = W_2 l_2$$

以調節兩懸臂長度（L），亦就是

$$L_1 \neq L_2$$

註： l_1 ， l_2 爲懸臂梁重心至橋墩中心之距離

4. 橫斷面形狀之選定

本橋標準寬度爲上下道各三車道 $3 \times 7.5 = 11.25$ 公尺及路肩 3 公尺，另加中央分隔帶 5 公尺，淨寬共爲 33.5 公尺，但匝道加寬處在橋墩 E 最末端，最寬處達 40.26 公尺，爲配合工作車作業，按上、下車道分爲兩組三格間箱梁（3-cell Box Girder）分別施工，俟跨徑中間鉸接完成後再予以橫向連接成爲一整體橋梁如圖 2-3。

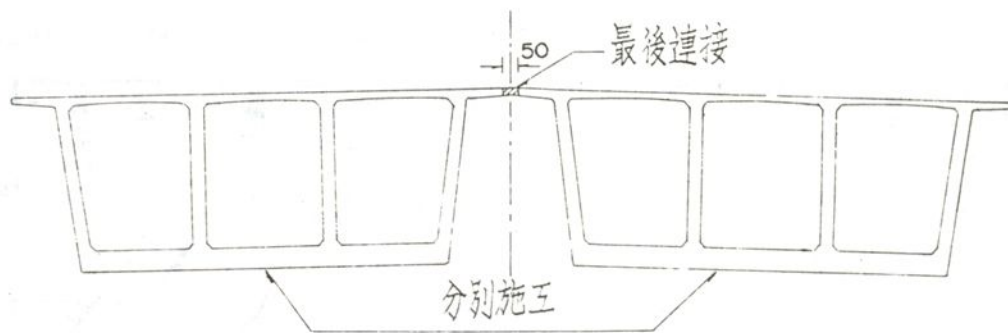


圖 2-3

5. 跨徑中央點連接方式

兩懸臂梁之末端鉸接採用雄雌接樁，此種鉸接方式可傳遞兩懸臂梁間之垂直荷重以拘束兩懸臂梁之相對撓度（會產生垂直反力，以保持橋面之平順，但並不傳遞力矩而可自由轉動，及水平向自由伸縮（無水平反力）之功能，爲一種輓軸（Roller）支承構造。

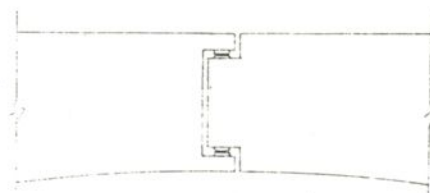


圖 2-4

6. 橋墩形狀之選擇

除橋墩C因位於圓山山頭，為提高墩體剛性以增其水平抗力而採用實體橋墩外，其餘各墩平時雖位於河岸，但洪水期仍處於水流中，且本橋路線與河道流向斜交角度較大，為減少水流阻力，均採用圓柱剛體結構，(圖2-5)。

7. 基礎構造之選擇

根據地質鑽探資料，基隆河兩岸之地質，其面層為極鬆軟(N值5以下)之沖積淤泥層，但於地面20~40公尺下有向河中心傾斜之軟岩層，為配合此種地

質條件，選用帶有3公尺長H型鋼樁尖之40cm×40cm預鑄預力混凝土實心樁，施打時必須將3公尺H型鋼樁打入軟岩層內，每支樁之容許承載量為130T，為提高水平地震抗力，大部分基樁為1:20之斜樁，至於橋墩C因位於山頭軟岩上，乃採用槽挖(trench cut)基礎。

林同棧顧問公司對本橋基礎之設計十分謹慎，曾轉請Lee and praszer 顧問工程司研究，其研究報告詳見附錄(二)。

第二節 設計條件

1. 一般條件

橋梁種類	預力混凝土公路橋
規範	AASHO 1969 版
載重	H20 - S16

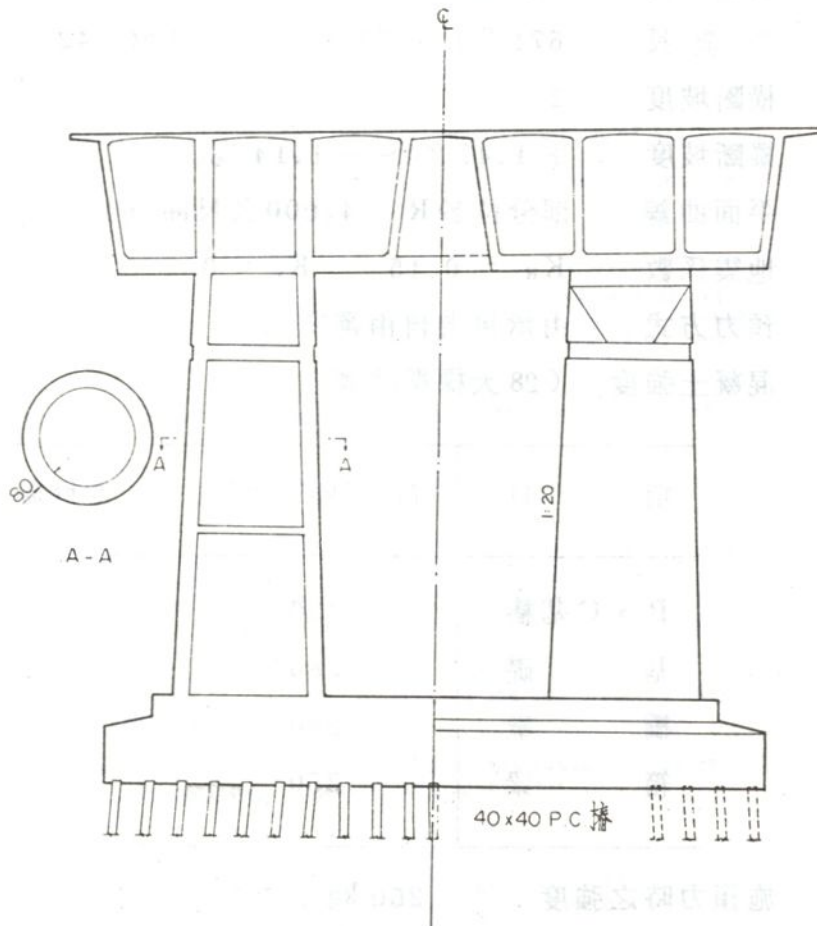


圖 2 - 5

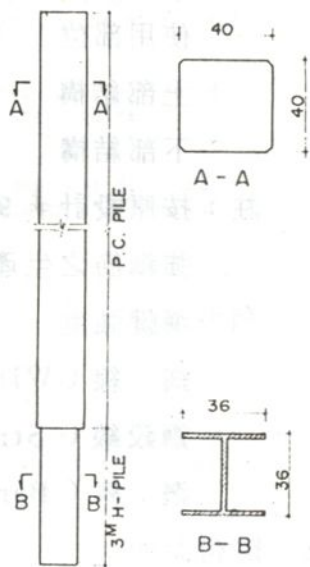


圖 2 - 6

構造型式 三格間箱型梁 (Three Cells Box Girder)
 橋 全 長 671 公尺 (75 + 150 + 2 @ 142.5 + 118 + 43)
 橫斷坡度 2 %
 縱斷坡度 + 1.47 % ~ - 1.14 %
 平面曲線 部分位於 R = 4,000 公尺曲線上
 地震係數 $K_H = 0.15$ $K_V = 0$
 預力方式 由承包者自由選擇
 混凝土強度 (28 天標準試體)

項 目	$f_c' \text{ (kg/cm}^2 \text{)}$	骨材最大粒料 (MM)
P、C 基樁	420	20
基 礎	280	40
橋 墩	280	40
箱 梁	350	20

施預力時之強度 260 kg / cm^2

鋼筋強度

使用部位	$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$	$f_y = 2,800 \text{ kg/cm}^2$
上部結構	# 7 # 8	其他各號
下部結構	# 6 # 7 # 8	其他各號

註：按原設計 # 9 以上亦均採用 $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ 但由於本省無此大號高強鋼筋之生產乃改用 $f_y = 2,800 \text{ kg/cm}^2$ 。

預力鋼腱強度

鋼 線 (Wire)	16,900 kg / cm^2	ASTM A 421
鋼絞線 (Strand)	19,000 kg / cm^2	ASTM A 416
鋼 棒 (Bar)	10,200 kg / cm^2	ACI 318 - 63

2. 附帶說明

原設計書附有一般說明 (Genral Structural note)，檢附原文如下：

GENERAL STRUCTURAL NOTES

General

1. Construction shall be in strict accordance with the American Association of State Highway Officials (AASHTO) "Standard Specifications for Highway Bridges", 1969 Edition and "Interim Specifications" 1971. Also general and special provisions prepared by Taiwan Area Freeway Construction Bureau (TAFCB).
2. Design live load HS 20-44, as shown on calculations.
3. The following specifications have been established in reference to the general practice in Taiwan. If foreign materials are used, equivalent codes may be applied, but in no case shall either codes or procedures be in disagreement with the AASHTO 1969 specifications.
4. All dimensions, location and alignment concerning the construction are to be verified by the contractor prior to the beginning of construction.
5. When approval by the "Engineer" is required, the term "Engineer" shall be the person authorized by TAFCB.
6. Contractor shall submit to the Engineer calculations showing deflection of the superstructure, at the ends of cantilevers, during construction and after completion of construction. Since deflections shall include reasonable consideration for inelastic strains such as shrinkage and creep, a tentative camber diagram and chart, prepared by T. Y. Lin International, will be available upon request.
7. Drying shrinkage tests shall be made on concrete for decking and box girders. Results to be submitted to the Engineer.
8. The Contractor shall submit to the Engineer for approval all details of piles, such as reinforcement, joints, connections and other pertinent details.

Foundations

1. Design and construction should be in strict accordance with final subsoil investigation by TAFCB, and Lee & Praszker, Soil Consulting Engineers. Soil report will be available to the bidders upon request.
2. Soil Engineer from TAFCB or Soil Consulting Engineers shall be required to make continuous inspection during the pile driving, and shall certify that the piles will resist the design loads.
3. Pile Driving: Working load capacity of 130 tons for each pile has been considered in piles marked on pile cap details. Piles should be driven to the required depth. And, approved by the TAFCB to develop the required capacity.

Load Test -- prior to fabrication of piles each pier shall have one pile for load test, the test load shall be twice the design load. All test results shall be submitted to the Engineer for determination of the length of piles.

4. Concrete properties as set forth in table below:

Item	Type	f'_c	Maximum Aggregate Size
Pile	Hardrock	420 kg/cm ² (5000 psi)	20 mm (3/4")
Pile Cap	Hardrock	280 kg/cm ² (4000 psi)	40 mm (1-1/2")

5. Reinforcement shall be:
Pile vertical reinforcement $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (60,000 psi)
Spiral reinforcement $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (60,000 psi)
Pile cap reinforcement $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (60,000 psi)
Bar laps shall have a length of 36 bar diameters. Unless otherwise shown on drawings, all reinforcing steel shall be deformed bars.
6. Construction Procedures--If required, after completion of pile driving and with approval of the Soils Engineer, a lean concrete ($f'_c = 140 \text{ kg/cm}^2$) 1.0 M thick tremie seal shall be placed below the soffit of the pile cap. After tremie seal concrete has set, the pile cap can be constructed.

Concrete

Methods and construction procedures shall follow the American Concrete Institute (ACI) Specifications. Special attention is called for at the following chapters.

- a) Recommended practice of concrete inspection -- ACI 311
- b) Recommended practice of concrete formwork -- ACI 347
- c) Recommended practice of hot-weather concreting -- ACI 605
- d) Recommended practice of measuring, mixing and placing concrete -- ACI 614
- e) Curing concrete (report by ACI Committee 612) Manual of Standard Practice for Detailing Reinforced Concrete Structures (ACI 315).
- f) In case of disagreement between ACI & AASHTO Specifications, AASHTO 1969 Edition will govern.

Materials

1. All materials shall be in strict accordance with the American Society for Testing Materials Specifications (ASTM) latest edition. Special attention is called for as follows:

- a) Portland Cement Type I or II ASTM C-150
- b) Concrete Aggregates ASTM C-33
- c) Aggregate for Grading ASTM C-136
- d) Fine Aggregates Test ASTM C-40
- e) Coarse Aggregates Test ASTM C-125.

2. No additives containing calcium chloride shall be used.

3. Water shall be clear and free of dirt, potable.

4. Concrete strength as shown in schedule below:

<u>Item</u>	<u>f'c</u>	<u>Weight</u>	<u>Slump</u>	<u>Maximum Aggregate Size</u>
Piers	350 kg/cm ² (5000psi)	2.4T/M ³ (150pcf)	9cm (3-1/2")	4 cm (1-1/2")
Box Girders & Decking	350 kg/cm ² (5000psi)	2.4T/M ³ (150pcf)	9cm (3-1/2")	2.0 cm (3/4")
Railing & All Others	210 kg/cm ² (3000psi)	2.4T/M ³ (150pcf)	9cm (3-1/2")	2.5 cm (1")

Concrete cylinders shall be tested according to ASTM C-39 Specifications.

5. Prestressed Concrete shall be able to attain a minimum strength of 260 kg/cm² (3750 psi) prior to prestressing.
6. Finish concrete surfaces: All concrete shall be given in Class 2, rubbed finish; the exposed faces of piers, abutments, retaining walls, girders, spandrel walls, parapets, beams, barriers, handrails, curbs, underside of copings, backwalls above bridge seats and such other surfaces where smooth, uniform surfaces are specified. The surface finish on piers and abutments shall include all exposed surfaces below bridge seat to the line of low water elevation or 60 cm below finish ground line when such ground line is above water surface.
7. Curing shall be accomplished by means of fog spraying.
8. Concrete coverage for reinforcement shall be as set forth in schedule below, unless otherwise shown on drawings.

<u>Member</u>	<u>Minimum Cover</u>
Footings.....	7.5 cm = 3"
Piers.....	5 cm = 2"
Slabs exposed to weather.....	4 cm = 1-1/2"
Other Slabs.....	3 cm = 1"
Box Girder webs.....	4 cm = 1-1/2"

Reinforcing Steel

1. Reinforcing steel shall be as set forth in schedule below:

Deck Rebar:	#6 or smaller $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ (40,000 psi)
	#7 or larger $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (60,000 psi)
Others:	#5 or smaller $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ (40,000 psi)
	#6 or larger $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (60,000 psi)

All are deformed bars, unless otherwise shown on drawings.

2. Binding wire shall be #16 black coated or similar.
3. No splices at points of maximum tension unless approved by Engineer.

4. Whatever reinforcement requires to be welded, welding shall be accomplished by a qualified welder and adhering to the American Welding Society AWS D12-1 specifications.

Structural Steel

Scope: Hinge Connection

Standard: Work and materials shall comply with applicable sections of the latest editions of:

AISC -- American Institute of Steel Construction. "Specifications for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Building." latest Edition.

ASTM -- American Society for Testing and Materials.

AWS -- American Welding Society.

Shop Drawings: Submit fully detailed connection shop drawings to the Engineer for approval.

Materials

Structural Steel: All structural and miscellaneous steel sections shall be standard hot-rolled structural sections conforming to ASTM A-36-66T. Fabricated items requiring welding shall conform to ASTM A-36.

Welding Rods: Shall be coated rods of size and classification number suitable for position and other conditions of use.

Fabrication

Shop Fabrication: All structural members shall be completely fabricated in the shop and shall be preassembled into units as far as practicable within the limits imposed by transportation and erection procedures. All cutting, fitting and assembly shall be done accurately, neatly and in conformance with the standard specifications and codes hereinbefore mentioned.

Welding: Shall conform to the standard and to requirements of the American Welding Society "Code for Arc and Gas Welding in Building Construction."

Shop Painting: All surfaces shall be thoroughly cleaned of rust, mill scale, grease, dirt, etc. and all welds shall be wire brushed to completely remove all oxidized material. Shop coat all exposed steel surface with red lead primer after erection paint all field welds. Steel embedded in concrete shall not be painted.

Post-tensioning

1. Tendons shall be cold drawn, stress-relieved, and having a guaranteed minimum tensile strength of 16,900 kg/cm² (240,000 psi) for wire, or 19,000 kg/cm² (270,000 psi) for strand; elongation at rupture shall at least be 4% in a 25 cm (10") sample test. No tendons shall have a minimum effective tensile strength of less than 10,100 kg/cm² (145,000 psi).
2. Prestressing forces shown on drawings are tendon forces after losses due to shortening, creep, relaxation, and friction having taken place. Force losses due to contraction and creep of the concrete, creep of the steel and post-tensioning sequence, shall be considered to be 25,000 psi.
3. Contractor shall submit for the Engineer's approval shop drawings with complete details of tendons, anchorage details, method for maintaining alignment of tendons, friction calculations, prestressing force for tendons at prestressing and any necessary information to demonstrate tendons' arrangement and post-tensioning procedures.
4. Tendons shall be post-tensioned with an initial force such that after losses have occurred the final effective force be as shown on the drawings. Allowable stresses in the tendons shall be as follows:
 - a) A maximum of 80% of the guaranteed ultimate strength must never be exceeded.
 - b) Anchoring stress, after releasing hydraulic jack shall be the smaller of the 80% of the yield strength and the 70% of the guaranteed ultimate strength (yield strength is defined by 0.2% offset of the displacement).
 - c) Final stress after all losses shall not be less than 60% of the ultimate strength.
5. All tendons shall be anchored by positive anchorage mechanisms.

High strength rods may be used after approval by the Engineer. Contractor shall submit to the Engineer the types of Steel and Design stresses for approval. This may be done simultaneously with submission of shop drawings.

6. Prestressing steel shall be tested at a recognized laboratory according to the ASTM Specifications which apply.
 - a) Samples of the prestressing steels and anchorages to be used in structure shall be chosen at random as required by ASTM.
 - b) Test samples shall consist of at least 2M long measured from the inner side of the accessories, with the accessories attached to the tendons or as required by testing facilities at TAFCB Authority Laboratories.
 - c) Tendons test reports or mill certificates, as well as all tests shall be submitted for approval by the Engineer.
7. All tendons shall be enclosed in metal conduits. Grout is to be pumped into the conduit after stressing is completed. Contractor shall submit for the Engineer's approval the type of conduit to be used, strength of grout to be pumped, and the procedure which will be used to accomplish grouting.
8. All prestressing steel shall be satisfactorily protected against excessive corrosion prior to grouting. All steel placed inside the conduits shall be free of deleterious materials. Protection against corrosion shall be such that bond between tendons and grout is not affected. Prestressing steel and anchorage exposed to weather shall be adequately protected against corrosion.
9. All empty conduits shall have a mandrel so as to avoid disalignment in the tendon profile. Prestressing tendons shall be safely secured to reinforcing steel, chain or supports, so that its correct profile is always assured.
10. Safety measures shall be taken so that workers do not stand directly behind stressing equipment during operation.
11. Contractor shall submit for approval by the Engineer, all drawings of the special reinforcement to be provided behind the bearing plates and at any other locations, as required by the prestressing system used.
12. Records of all prestressing forces and elongations shall be sent to the Engineer.
13. The general contractor shall be responsible for all cutting and rewelding of reinforcing steel which interferes with the stressing and/or placing of post-tensioning tendons.
14. All post-tensioning materials shall conform to the "Tentative Specifications for Post-tensioning Materials" PCI Journal January-February 1971, unless otherwise specified herein.
15. All additional reinforcing bars required for post-tensioning anchorages as shown on drawings are not included in the bars' schedule. Final quantities to be determined after shop drawings for post-tensioning are received and approved. This reinforcement shall be paid by the authority at the established unit price.

E N D

第三節 構造特色

本橋上部結構為預力混凝土結構，原設計者為配合懸臂施工法之特性，在預力配置方式及細部設計上採取了若干措施，茲分述如下：

1. 主鋼腱 (Main Tendon)

主鋼腱為預力混凝土結構之主預力系統。沿行車平行方向配置於懸臂箱梁之頂面版及梁腹 (web) 頂部，以承受因自重及活重產生之負力矩 (negative moment)，(圖 2-7)。

2. 附加鋼腱 (Additional Tendon)

配置於懸臂梁末端梁腹，以承受中央鉸接後，由於乾縮 (shrinkage)、潛變 (creep)、溫度變化、及活荷重使鉸接處產生垂直反力所引起之正力矩 (positive moment)。應俟鉸接完成後始施加預力，(圖 2-7)。

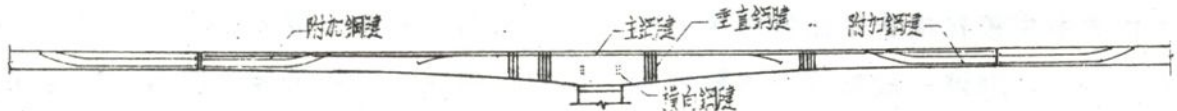


圖 2-7

3. 垂直鋼腱 (Vertical Tendon)

本橋為配合既有交通系統，橋下需保持足夠淨高，並為兼顧外觀之優美，在設計上梁腹係採取偏低深度。通常跨徑 150 公尺者於橋墩處之深度應約為 900 公分，中間鉸接處應約為 250 公分，但本橋則僅分別為 620 公分及 180 公分。少於標準者很多，因此於垂直方向亦施加預力藉以補足抗剪力。(圖 2-7)

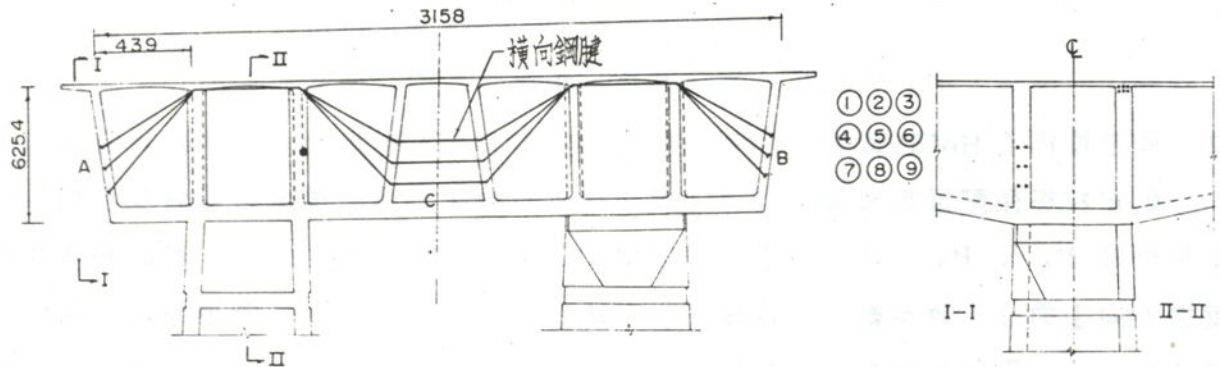


圖 2-8

4. 橫向鋼腱

係配置於橋墩柱頭部 (Head Block) 之繫梁 (Tie Beam)，用以連結兩墩柱以構成剛架結構，並規定隨荷重之增加分三階段施加預力。

- (1)柱頭部完成時施加 $\frac{1}{3}$ 預力。
- (2)上部結構完成 $\frac{1}{3}$ 時（以重量計）施加另 $\frac{1}{3}$ 預力。
- (3)整個橋梁結構完成後施加所餘 $\frac{1}{3}$ 預力。

橫向鋼腱之預力設計採取部分預力（partial prestressing system）致除鋼腱外尚配有為數頗多之鋼筋。

5. 預留鋼腱（Reserve Cable）

此類長跨徑之預力混凝土懸臂梁結構，經過長時期後，由於混凝土之乾縮與潛變等影響，其鉸接處將隨時間而逐漸下垂。施工時雖事先預估此種下垂量而設有預拱。但依以往經驗，常因有其他預料未及之因素，使下垂量超過預拱量，以致因下垂過度而影響行車之舒適性，為預防有此種情形時得以補救，乃有預留鋼腱之設。就是預先配備多餘之鋼腱於箱梁適當位置，惟暫不施預力，以供將來需要時得以加施預力以便抬高以維路面之平順以提高行車之舒適性，如圖 2 - 9。

6. 繫拉鋼腱（Joining Cable）

由於中央鉸接構造係保持水平方向之可伸縮性，故於鉸接處每一梁腹配置有效拉力 148 T 之鋼腱一股繫拉兩邊懸臂梁，以預防劇烈地震時可能之脫落，並可將超量之地震力傳遞至基礎良好，且剛性大之橋墩 C，此鋼腱設置時非但未施加預力，更於端錨處預留有適當之間隙（slack），使即使由於混凝土因溫度變化、乾縮及潛變在後期產生脹縮時，亦不致產生作用，使鉸接裝置能保持正常功能。僅遇過大地震時始發揮效能。如圖 2 - 9

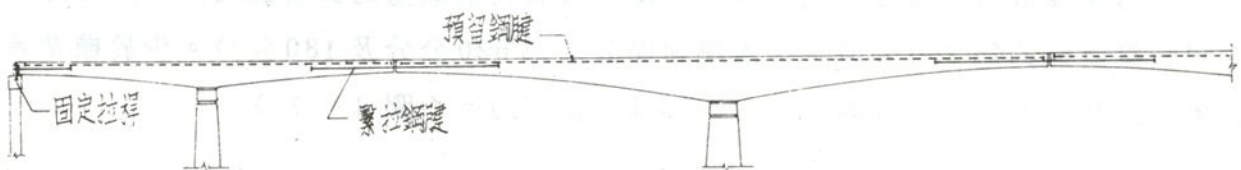


圖 2 - 9

7. 固定拉桿（Hold-down Tendon）

固定拉桿係配置於末端橋墩 P_N 及 P_s ，其作用為將主橋兩端懸臂梁自由端拉緊於橋墩 P_N 及 P_s 上。以防止當溫度變化時或受有不平衡荷重時，於該端產生負反力（向上力），致脫離橋墩接觸面（支承面）而上浮，以致影響橋面之平順性。其法係於每一梁腹外側配設兩股拉桿，施予初拉力（Initial force）2.72 T 使水平方向得以保持自由活動之功能。因係屬外側鋼腱（outside cable）宜採適當之防蝕措施，圖 2 - 10。

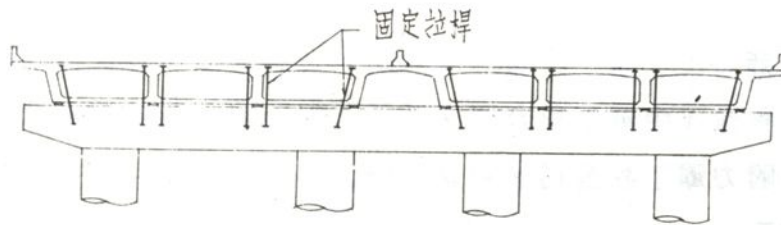


圖 2 - 10

第四節 發包經過

1. 第一次發包

本工程原分為 11，12，13 三標，分別於 62 年 8 至 9 月間公開招標，由於時值全球性石油危機，工料價均甚為不穩定，承包商均存有戒心，投標者各標均僅有二至三家，均超出底價甚多，致無法決標，究其原因有下列數點：

- (1) 施工期間較長，在物價不穩定情形下，不易控制成本，非但承受風險較大，主要材料來源亦難控制。
- (2) 施工地區特殊，無充分之作業場地，工進難以掌握。
- (3) 主橋（12 標）設計新穎，須較高水準之施工技術，國內廠商均係初次嚐試，現有機具設備均不足，得標後須較長時間以調度機具。
- (4) 11，13 兩標規模較小，如單獨施工，由機具人員之調配缺靈活，影響成本。

2. 檢討及修正發包方式

為解決上列困難以便順利發包，經數次檢討後採取下列措施：

- (1) 將 11，12，13 三標併為合併標，以獲較大之工作場地及增高工程規模以便提高機具人員調配之機動性，及利用率以降低成本。
- (2) 主要材料中水泥及鋼筋改為供應以減少承包商之風險承擔率，至於預力鋼腱及錨碇具等因預力方式係由承包商自行選定，不宜以供應處理，乃由承包商自備。訂定隨物價指數調整承包價辦法以補償承包商因物價波動可能遭受之風險以增強承包商之信心。
- (3) 與地方政府（台北市政府）及有關機關協調，以儘可能的獲得必須之工作場地（包括開闢施工便道），提供承包商使用。
- (4) 配合石油危機後之物價變動，重新檢討並調整預算。
- (5) 改訂開工日期為簽約後 90 天，以便有充分時間供調度機具設備。

3. 第二次發包

- (1) 發邀請函

①日期63年 2月 12日

②廠商

(a)國內廠商

榮民工程處、中華工程公司、泛亞工程公司、新亞工程公司、大陸工程公司、中國力霸工程公司、毅成工程公司。

(b)美國廠商

Central International, Vinnell, J.A. Jones, Raymond, H.B. Zaohry, Morrison-Kundsen.

(c) Australia : Leighton

(d) Korea : Hyu Dai

(e) Sweden : Skanska

(f)日本廠商 :

青木、藤田、熊谷、飛島、佐藤

(2)開標

①日 期63年 4月 16日

②投標廠商

大陸工程公司（國內廠商）

青木一住友聯合體（日本廠商）

③開標結果

廠 商	標 價	備 註
大 陸	614,707,636	
青木一住友	665,500,000	

(3)決 標

①日 期63年 5月 18日

②由大陸工程公司得標

(4)簽 約

日期63年 6月 10日

(5)規定開工

日期63年 9月 8日

第五節 初步施工計畫

本工程設計新穎複雜，施工地點又特殊，預計施工期間可能遭遇很多困難，須有妥善施工計畫。爲慎重計乃於決標（63年6月）後，由高工局於7月間及9月間召集，原設計者，承包商及其聘請之顧問（日本構造橋樑研究所），就細部設計原則及施工計畫做初步研商，討論內容及結果如下：

1. 第一次研討會

時 間：民國六十二年七月十一日十五時

地 點：台北市高速公路工程局簡報室

主 持 人：李總工程司楚芑

出 席 者：

林同棧國際顧問工程公司：楊裕球、程天中

大陸工程公司：何開藩，日本構造橋樑研究所代表

高速公路工程局：葉基棟、盧廣才、石中光、鄧應流、王良文、彭淑龍、黃 健、林炳方、楊 濬、賴景波

列 席 者：胡局長美璜，王副局長兆欽

記 錄：胡留璋

決議事項

(1)關於接樁問題：

承包商大陸工程公司所提以高拉力螺栓接樁法代替原設計，若品質有把握，且與前提請林同棧國際顧問公司核閱者相同，可予同意。

(2)關於工作車重量問題：

工作車若過重，可根據其重量，核算結構之應力，必要時調整混凝土E值及預拱（Precamber）值，不會影響施工費及時間，故不成問題。

(3)關於橋墩S之基樁改爲反循環基樁問題：

該S橋墩樁架高度受高壓電綫之限制，若自原設計預鑄樁改爲反循環就地澆鑄樁，則該橋墩要修正設計，以肆應沉陷之考慮，其因變動而增加之費用，應包括變更設計費用在內。若改爲鋼樁，一切費用，應與反循環樁之增減費用比較後再決定。

(4)關於人孔蓋問題

人孔蓋照台北市政府標準辦理。

(5)關於潛變（creep）與收縮（shrinkage）之試驗問題

潛變試驗不必要，收縮試驗按ASTM或AASMO標準。

(6)關於混凝土增添附加劑問題

待日後施工時，視工地試驗結果再予討論。

(7)關於送樁（Followers）功率之判斷問題

請林同棧國際顧問公司蒐集資料，以供判斷之用。

2. 第二次研討會

2-1 開會目的：就承包商所提出之作業計畫進行檢討。

2-2 時間及出席人員（如下表）

會 程	第 一 次	第 二 次	第 三 次	第 四 次
時 間	63年 9月 25日 09:00	63年 9月 25日 14:00	63年 9月 26日 09:00	63年 9月 26日 14:00
地 點	高工局簡報室	北工處會議室	北工處會議室	北工處會議室
討論主題	預備會議及細部 設 計	細 部 設 計	細 部 設 計	品質管制及細部 設 計 結 論

出席單位

林同棧顧問工程司	Kam - Lo 陸 恂 如 程 天 中	Kam - Lo 陸 恂 如 程 天 中	Kam - Lo 陸 恂 如 程 天 中	Kam - Lo 陸 恂 如 程 天 中
高速公路工程局	李 楚 芑			李 楚 芑
施 工 組	王 良 文 林 安 彥	林 喬 漢 林 安 彥		
設 計 組	葉 基 棟 楊 欽 耀 胡 銘 煌	葉 基 棟 胡留璋代 楊 欽 耀 胡 銘 煌	葉 基 棟 楊 欽 耀 胡 銘 煌	葉 基 棟 胡 銘 煌

規 劃 組	連 錫 卿			
北 工 處	石 中 光 楊 炳 濬 林 炳 方 黃 健 濬 賴 景 方 鄭 波 波 鄭 洵 洵	石 中 光 黃 楊 健 楊 炳 濬 林 炳 方 賴 景 波 鄭 洵 洵	林 炳 方 鄭 景 波	石 中 光 黃 健 波 賴 景 波
大陸工程公司	何 開 藩 王 文 吉 松 村 泰 年 金 丸 豐 典 小 宮 正 久	何 開 藩	何 開 藩 康 政 雄	何 開 藩 康 政 雄
主 席	李 楚 芑	石 中 光	葉 基 棟	李 楚 芑

記錄：程經華

2 - 3 施工計畫初案討論內容

A 工程概況

- (1) 樁位，橋型（略）
- (2) 業主：交通部台灣區高速公路工程局。
- (3) 監造者：高速公路工程局北區工程處 圓山工務所
材料試驗室
- (4) 設計者：林同棧國際顧問工程司
- (5) 承包者：大陸工程公司
- (6) 主要工作數量

項 目		主 橋 (12 標)	引橋 (11、13標)	合 計
基 樁	長 度M	21,456	19,692	41,148
	支 數(支)	782	446	1,228
混 凝 土 (m^3)		36,785	40,615	77,000
鋼 筋 (T)		4,766	4,901	9,667
預力鋼材 (T)		1,713	547	2,260

工地布置圖

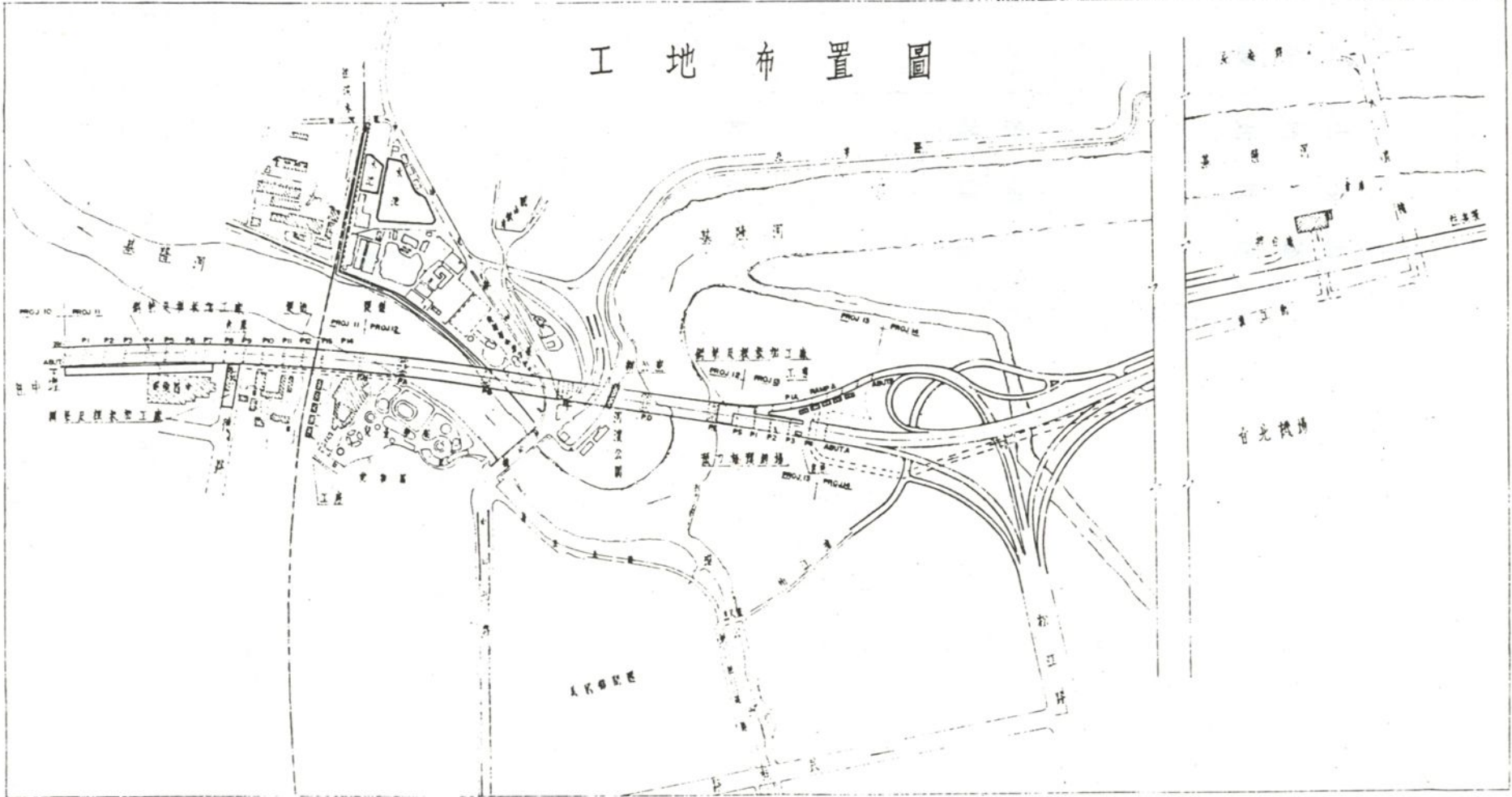


圖 2-11

(7)工程費

標 別	發 包 費	供 應 材 料 費	合 計	面積 (m^2)	單價(元/ m^2)
12	404,901,388	90,075,582	494,976,970	23,800	20,797
11	142,543,894	65,670,561	208,214,455	19,540	10,655
13	67,262,354	25,820,800	93,083,154	8,800	10,577
合 計	614,707,636	181,566,943	796,274,579	52,140	15,272

(8)預定施工期間

民國六十三年九月八日至六十六年三月七日共九一〇天。

B 工地布置

如圖 2 - 11

C 主要機具設備

主要機具設備一覽表

機 具 名 稱	廠 牌	規 格	能 量	數 量	備 註
混凝土拌合廠	ELBA	EMM30	25 m^3 /hr	1	
混凝土運輸車	HINO	15 Ton	3.5 m^3	6~8	
混凝土 Pump 車	SCHWING	BPA-250 HD	25 m^3 /hr	2	
打 樁 機	HITACHI	KH150-40 S		2	
反循環鑽掘機	HITACHI	CE-200		2	
活動工作車	自 製		600 T-M	8	
混凝土振動機		各 類		32	
電動振動打樁機		NVC-80		2	鋼板樁用
空氣壓縮機			300 CFM	2	
絞 盤			15 MP	10	
輸 送 帶		9M		15	
Freyssinet Jack		S 6		8	
"		E		4	
先拉法用 Jack				1	
載重試驗用千斤頂			500 T	1	
抽 水 泵		各 類		20	
挖 土 機	Mitsubishi	Y-55	0.35 m^3	3	
推 土 機		D,		1	
蒸氣鍋爐			1 T	1	
鋼 板 樁		FSP ⅢA		624 T	
拖 船			40 T	1	
動 力				400MP	
水 準 儀	Wild	NA,		2	
經 緯 儀	Wild	T,		2	

D 工程進度

(1) 預定進度表如圖 2-12。

預定進度表

年 月	1974				1975												1976												1977			
	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4
日 數	23	54	84	115	146	174	205	235	266	296	327	358	388	419	449	480	511	540	571	601	632	662	693	724	754	785	815	846	877	905	936	966

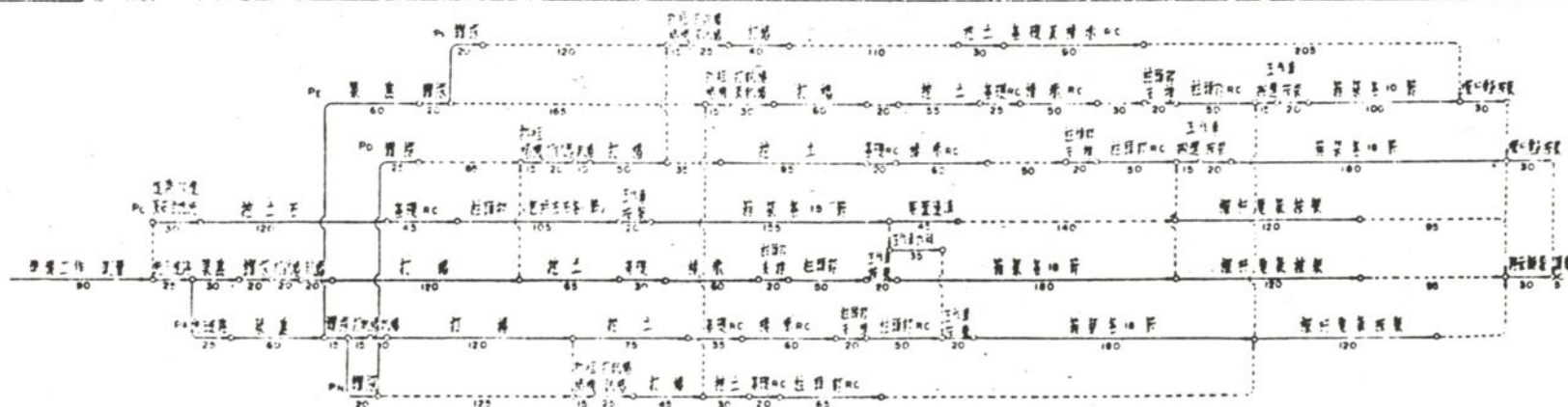


圖 2-12

(2)上部結構每節之工作數量。

項 目	單 位	最 多	最 少	平 均
350 kg / cm^2 混凝土	m^3	91.50	19.8	55.6
鋼 筋	kg	19,145	3,695	11,555
模 板	m^2	670	267	468.5

(3)每節之預計施工時間平均為十天。

(4)預鑄 P C 樁每次可製造 $2 @ 80 = 160^M$ ，使用蒸氣養治預計24小時可施預力，每次須兩日。

E 混凝土之製造及運輸

混凝土之拌合擬設專用預拌廠一座，生產能量為每小時 $25 m^3$ *，配以自用預拌混凝土車 6 部，運輸所需時間（路線如圖 2 — 11），預計約 15 分鐘內可到達工地，後以混凝土幫浦或配合手推車澆注，預計拌合至澆注可於一小時內完成。

※拌合廠生產能量係按列方式預估

本工程混凝土總數約	80,000 m^3
工程期限	900 天
實際工作天以 80 %計約	700 天
澆打混凝土日數以 70 %	500 天計
每天平均使用量為	160 m^3 / 日
最高日使用量以平均使用量之二倍計	320 m^3 / 日
最高使用量日之一日工作小時以 13 小時計	

$$\text{得 } 320 / 13 = 25 \text{ } m^3 / \text{小時}$$

註：按上列計算選擇了 $25 m^3$ / 小時能量之拌合廠，但實際使用結果，仍不敷應用，當各基礎施澆混凝土工作時，雖曾購買市面拌合廠之產品以支援，仍須連續作業約 60 小時，因此將來做拌合廠能量之估計應顧及最大構造物之需要。

F 基樁工程

(1)平均每日預鑄量約 80 M。

(2)每日夯打量：約90M，二部樁機，每部每日打二支。

(3)預計貯存量：1,000 M。

(4)預鑄場至工地之輸送：用拖船經基隆河拖運。

(5)圍堰方式：用鋼板樁築島。

(6)H鋼樁：擬在工地焊製，惟電焊工應先經考驗合格。

(7)接樁方式：承包商提出擬改用高拉力螺栓接法，已送請林同棧顧問工程司審核中。

G 基礎工程

(1)每座基礎之工作量

項 目	P _A	P _B	P _D	P _E	備 註
140 kg/cm ² 混凝土 (m ³)	1040	485	485	820	P _A 又 P _E 分 二 次 澆 注
280 kg/cm ² 混凝土 (m ³)	1370	1370	1390	860	第一次澆注
280 kg/cm ² 混凝土 (m ³)	200	200	200	200	第二次澆注
鋼 筋	235 T	235	237	200	

(2)基礎面積廣達 480 m²，高達 4 m，第一次澆注量如以 1400 m³ 計，估計約需 65 小時以上，其澆注計畫包括養治宜詳細研擬規劃。

H Pc 基礎

按原設計，依鑽探資料認為整個山頭為風化砂岩 (Weathered sand stone)，但在 EL. 10~12.5^m 附近有良好之支持層，因而以槽挖基礎置於此支持層上。惟經查附近既有工程，如圓山隧道及圓山飯店牌樓之施工實績，在 EL. 10^m 以上似無堅硬之支持層。該深度附近之地質雖為岩質，但多為塊狀之風化石或片狀之風化頁岩，似不宜供為支持層。為慎重計擬重新辦理地質鑽探，俟有新資料後再予以檢討。

I 墩 柱

擬使用鋼模以求美觀，並以 3 公尺為一節施築。

J 上部結構

(1)預力方式：擬採用法西奈式 (Freyssinet system)。

(2)工作車：擬準備八部。

K 中央鉸接

鉸接之施工，預計在 65 年下半年度，容後再詳議施工計畫。

L 品質管理

(一) 混凝土

- (1) 水泥：由供應廠商提出規格及試驗報告，試驗項目由北工處材料試驗室（以下簡稱材試室）訂定，必要時抽驗核對。
- (2) 骨材：砂及石子之基本物理試驗如，篩分析、磨損試驗、比重、吸水量、砂之不純物含量等由承包商會同材試室辦理。
- (3) 水：每一水源均應檢驗由承包商會同材試室辦理。
- (4) 混合劑：承包商應提出原製造廠商之規格及試驗報告以供審核，並於使用前由材試室隨時抽驗。
- (5) 配合設計：承包商應提出標準配合設計並附有關試驗報告及設計計算書，由材試室複驗，如材料來源或基本性質有所變動時，應隨時重新辦理配合設計送核。辦理標準配合設計時 f_{cr}/f_c' 值應用 1.15，並應做 24 小時，60 小時，72 小時，及 7 天之標準試體抗壓試驗。

(6) 拌合廠之控制

1. 專用拌合廠應會同材試室及工務所辦理試車及試拌。
2. 計量設備應定期（一～二月）校正。
3. 廠內骨材存量應保持一週用量。
4. 每天拌和前承包商應根據實際粒料度及含水量，決定實用配合，送由材試室核准。
5. 拌合進行間應隨時測定含水量以調整實用配合。
6. 混凝土出廠時之坍度應在容許範圍內，否則拒用。

(7) 輸送

1. 輸送時間：均於 10 ～ 20 分鐘內可達到。
2. 宜定期測定輸送中之坍度損失，以供配合設計之參考。
3. 輸送中之管理由承包商負責。
4. 達到工地後隨時測定坍度，如超出容許範圍則予以拒用。

(8) 工地之傳送

以用混凝土幫浦為原則，必要時配以手推車或輸送帶，惟應避免日光之直射及雨水之侵入。

(9) 澆注

1. 依構造物形狀，各別決定澆注順序。
2. 如須使用洩槽（chute）時，放置位置應妥為安排。
3. 依施工之難易擬定澆注速度以控制出廠速度。

(10) 搗固

1. 以棒狀內部振動機為主，惟如梁腹（web）之高薄壁部分，則應另配以外模振動機。
2. 梁腹應於內側模板預留觀察孔及有效之照明，以確保振動效果。

(11) 養治（curing）

擬使用養護劑（curing compound）

(12) 澆築計畫

對於每一不同構造物，承包商應提出澆築計畫，包括，混凝土種類、作業時間、地點、數量、機具設備、人員等，送由工務所同意並按計畫作業。

(二) 高拉力鋼腱及鋼筋

- (1) 承包商應提供製造廠商之製造規格，及出廠檢驗資料。
- (2) 材試室應隨時隨批抽驗辦理抗拉試驗，或必要時做其他試驗。

(三) 電焊

- (1) 電焊工必須經考驗及格。
- (2) 必要時做Magnetic flux inspection, Color check, Ultrasonic inspection 或 X-Ray 檢查。

2-4 細部設計辦理原則初案

由於原設計係以BBRV System為假想方式，且僅圖示各節斷面應有之有效預力，細部設計之預力方式承包商可自由選擇，但需送由監造單位核可。本橋承包商選擇了法西奈方式，並聘請日本構造橋樑研究所為顧問辦理細部設計，因此該研究所乃提出辦理細部設計、工地預力管理，及拱度管理之原則，以供研討，結果參閱（討論及決議事項第三項）。

2-5 討論及決議事項

(一) 本會議紀錄決議事項，視同公文書同等效力，不另行文。

(二) 工地布置及工程預定進度案：

決議：高速公路工程局北區工程處同意大陸工程公司所提預定進度及工地布置（2-11及2-12）。

(三) 上部結構細部設計案：

決議：如下

1-1. Prestressing tendon to be used are as follows:

Freyssinet Strand Cable

Kind of strand cable	12T12.7(12T½")
Cross sectional area	1184.52 mm ²
Unit weight	9.288 kg/m
Ultimate tensile strength	190 kg/mm ²
Yield strength (0.2% proof stress)	160 kg/mm ²

Presstressing High-strength Bar

Nominal diameter	23 mm
Effective diameter	22.701 mm
Effective cross sectional area	404.8 mm ²
Unit weight	2.26 kg/m
Ultimate tensile strength	95 kg/mm ²
Yield strength (0.2% proof stress)	80 kg/mm

Allowable stresses (Indicated in the original drawing)

	Strand Cable	High-strength Bar
During tensioning	152 kg/mm ²	76 kg/mm ²
At transfer	128 kg/mm ²	64 kg/mm ²
At service load	114 kg/mm ²	57 kg/mm ²

Conclusion: The use of $f_i=0.7 f_u$ at transfer is recommended.

1-2. Losses of prestress are calculated in accordance with AASHO ('73): Article 1.6.7 and the following values are used in the calculations of frictional loss during tentioning.

	K	μ
For Freyssinet Strand Cable	0.0020	0.30
For prestressing High-strength Bar	0.0003	0.20

And also the value of pull in is assumed to be 12mm in accordance with provision of Freyssinet method.

Concluding: Some tests should be run to choose the most appropriate friction coefficient.

1-3. Segments are constructed symmetrically to the intermediate supports as shown in fig. 2-14 and each joint is placed perpendicular to the longitudinal axis of the girder as shown in the following figure:

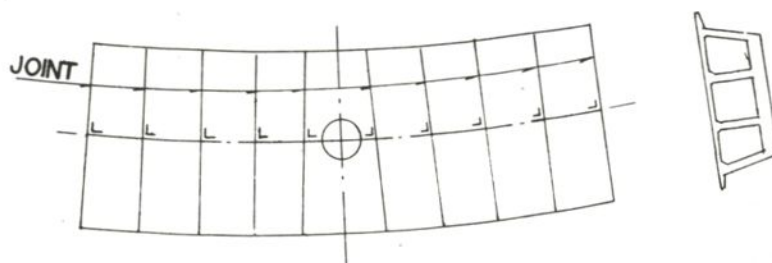


圖 2 - 13

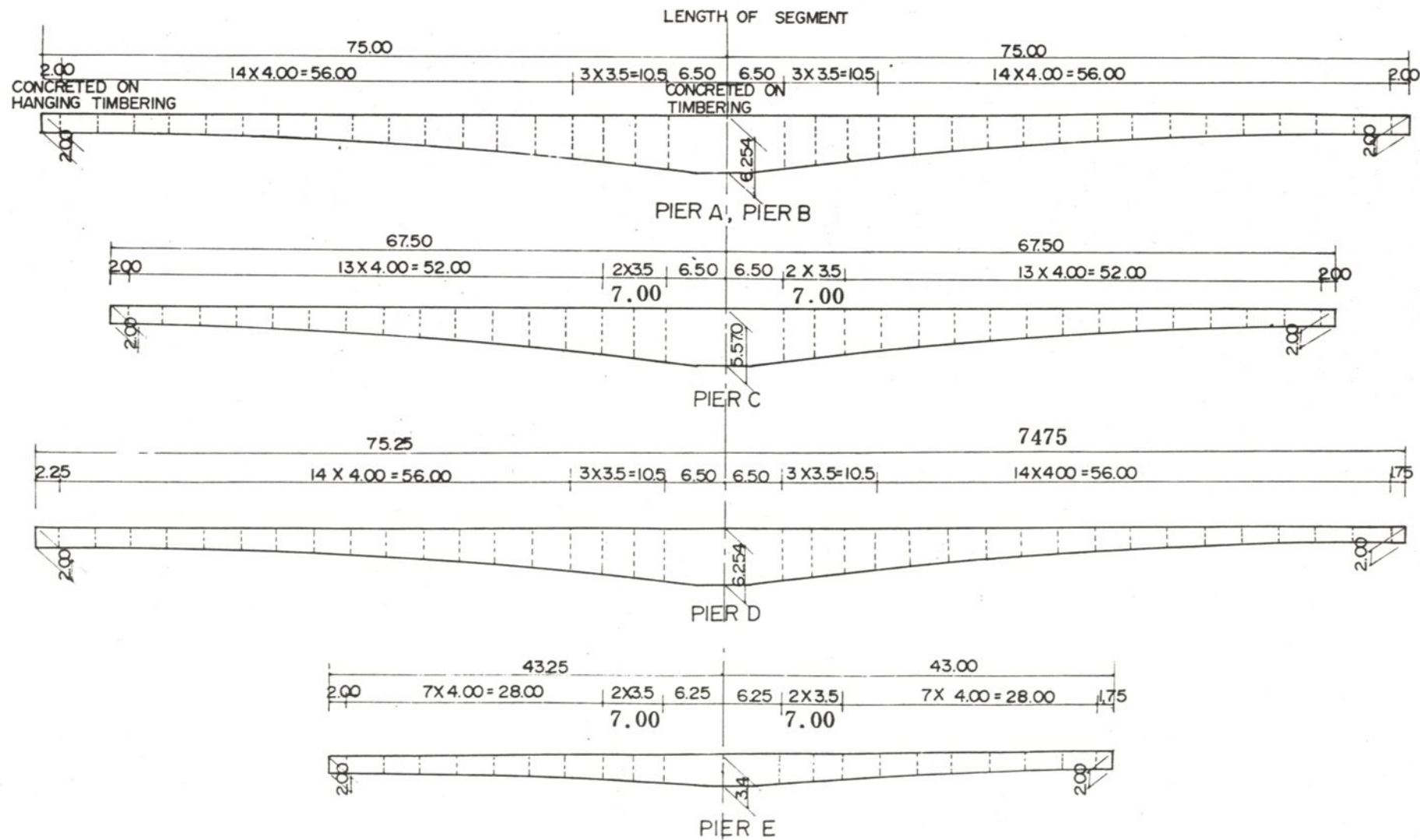


圖 2 - 14

Conclusion: The Contractor stated that they will reconsider this proposal, but if they use the symmetrical construction method, they will check the pier and foundation and submit it for approval.

- 1-4 Prestressing forces of each cable at the intermediate support section at transfer are determined to obtain almost same value for each cable placed at this section.

Conclusion: No exception.

- 1-5. Anchorages, spacing of anchorage, reinforcement for anchorage zone and another related items to Freyssinet method are determined in accordance with provisions of Freyssinet method.

Conclusion: The Contractor should submit the shop drawings for approval.

2. Control of prestressing

- 2-1. Calculation for prestressing works of Freyssinet Strand Cable is carried out to give:

- a) Theoretical elongation of prestressing cable at measurement point. The measurement point is shown in following figure.

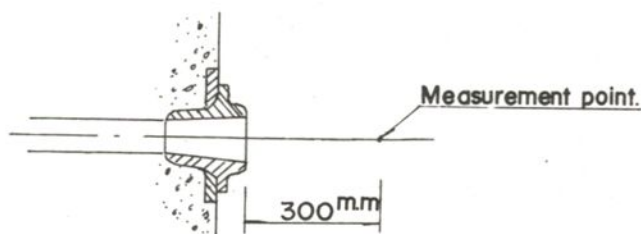


圖 2 - 15

- b) Pressure of jack to be indicated by manometer during prestressing.

- c) Maximum allowable value of pull in.

Conclusion: No exception.

- 2-2. For the elongation measurement control of Freyssinet Strand Cable, the relationships between the elongation and manometer reading shall be prepared changing the coefficients concerning the friction as follows:

	K	μ
Case 1	0.0007	0.10
Case 2	0.0027	0.40

Conclusion: The same as Item 1-2.

- 2-3 Calculation for prestressing works of Prestressing High-strength Bar is carried out on the assumption that the coefficients concerning friction are as follows: $K=0.0003$, $\mu=0.20$. And elongation and final prestressing force at jacking end are given.

Conclusion: No exception.

3. Deflection Control

- 3-1 Deflections due to the various effects, such as dead weight, weight of wagon, prestressing forces during the segmental constructions, are calculated following the method given by Dr. Inomata for the "Rainbow Bridge."

Conclusion: The Contractor should submit calculation and explanation.

- 3-2 Deflections due to each loading effects are given as follows:

Elastic deformation

- (1) Deflection during construction

Deflections during construction are calculated for the following items to accordance with the

sequence of cantilever erection.

- a) Deflection due to the one-weight of girder have been already placed.
- b) Deflection due to the weight of wagon placed for next girder segment.
- c) Deflection due to the one-weight of girder newly concreted.
- d) Deflection due to the effects of prestressing.

(2) Deflection to be expected after the completion of the works.

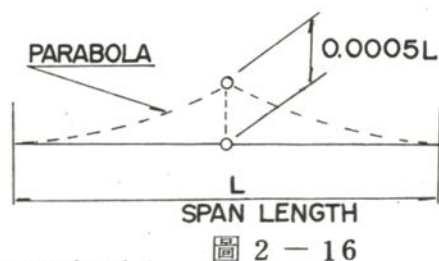
- a) Deflection due to curb, railing, pavement and any other dead load except for the one-weight of girder.
- b) Deflection due to live load and impact.
- c) Deflection due to the effects of prestressing losses, such as creep and shrinkage of concrete, relaxation of prestressing steel.

Plastic deformation

Plastic deformation is calculated based on the elastic deformation considering the effect of concrete creep.

Conclusion: It was approved in principle, but the consultant mentioned that a portion of creep, shrinkage and prestress loss will occur during construction.

- 3-3 Additional camber is provided for appearance of the bridge and for any other unforeseen causes. The amount of additional camber is given as shown in following figure:



Conclusion: See comments for 3-4.

- 3-4 Final camber is determined as follow:

$$S_{fin} = S_{de} + S_{pe} + S_{\Delta pe} + S_p + 0.5 S_{le} + S_d$$

Where: S_{de} --- Elastic deflection due to dead load.

S_{pe} --- Elastic deflection due to the effect of prestressing at transfer

$S_{\Delta pe}$ --- Elastic deflection due to the loss of prestressing force

S_p --- Total plastic deflection

S_{le} --- Elastic deflection due to live load and impact

S_d --- Additional camber

Conclusion: The final camber formula be modified to:

$$S_{fin} = S_{de} + S_{pe} + C(S_{\Delta pe} + S_p) + S_d$$

Where $C=0.66$

The consultant suggested that S_a should be limited to the local zone of the last few segments rather than including the whole span length.

- 3-5 Those above-mentioned calculation are carried out to be based on the assumption as follows:

- a) Modulus of elasticity of concrete

Girder ----- $2.3 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$

Column (Pier) ----- $3.0 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$

- b) Coefficient of creep of concrete --- 2.0

- c) Gross concrete section is used in calculation of flexural rigidity of structural members.

Conclusion: The coefficient of creep of concrete 2.0 was modified to 2.5

(四)預鑄預力基樁接樁案—變更設計為高拉力螺栓接樁：

決議：林同棧顧問工程司已審核承包商所提變更設計圖，並做局部修正，高工局原則上同意此接樁方式，惟大陸工程公司應按林同棧顧問工程司所提修正設計圖，儘快繪製詳細施工圖（working drawing），送請高工局轉由林同棧顧問工程師審核後，建議高工局核定。

(五)橋墩 S 基樁樁型變更設計案：

決議：(1)橋墩 S 原則上決定改用鋼管樁、林同棧顧問工程司之設計圖應附計算書送請高工局核定。

(2)高壓綫跨越橋墩 S 之顧慮可能消除，北工處應於十月十五日前根據交涉結果予以澄清，如無高壓線跨越而可按原設計 P C 樁施工時，大陸工程公司要求允許兩次接樁，林同棧顧問工程司認為兩次接樁在技術上可以克服，惟應參照第(六)點辦理。

(六)橋墩 N 基樁允許兩次接樁案：

決議：林同棧顧問工程司認為以一次接樁為宜，惟為顧及承包商現有樁架高度，是否准予二次接樁，暫不做決定，俟該顧問工程司來台時按實況由其決定。

(七)橋墩 C 基礎地質案：

決議：(1)應增加鑽孔數量及土質試驗，以求進一步明瞭地層之變化情形，新獲之資料及樣品，陸恂如先生將帶回美國先行研議，詳細資料及試驗成果應儘速送林同棧顧問工程司研判，作為判定變更設計有否需要之依據。

(2)若需基礎工程師來台時，由高工局以 Telex 與林同棧顧問工程司聯繫。

(3)基礎應否即行開挖，俟鑽探資料確實後再決定。

(八)樁長之決定及 H 型鋼樁貫入泥岩深度案：

決議：基樁貫入泥岩及樁長之決定，因基樁之施工程序有試鑽（Verification soil boring）、試探樁（Probe pile）、載重試驗等過程。樁長及貫入泥岩深度等問題應可獲得解決。

(九)混凝土添加劑之氯化鈣含量案：

決議：規範中規定添加劑不能含有氯化鈣成分一節，應修正為限制氯化鈣含量，其限制量及有關詳細資料，林同棧顧問工程司將補充提供。

(十)由於施工時間之差異、兩橋墩閉合時之預拱應如何調整案；* 註(一)

決議：C—D 墩完工時間差雖達四〇〇天，預計因潛變及乾縮量而產生之預拱差不致太大，就每一行車方向之斷面言，其接鉸於設計時曾考慮 65 T

之活載重及預留該活載重百分之五〇之容差（如潛變、乾縮及其他未計及剪力），故應可以適當壓重方式閉合，惟仍需驗證。

(二)基礎巨積混凝土之澆注及濕治案：

決議：原則上基礎混凝土以一次澆注完成為宜，為延緩初凝及減少發熱量，宜添加適當之緩凝劑。

(三)其他問題：

(1)樁基部分：* 註(二)

1.高工局顧慮基樁於夯打時，由樁錘之打擊所產生之應力是否會超出基樁強度案：

決議：交由林同棧顧問工程司校核後答覆。

2.打樁時樁頭可能損壞應如何處理案：

決議：將由林同棧顧問工程師來台工程師提供處理辦法。

(2)上部結構部分：

1.靠橋墩附近上部結構之底版厚達八十公分，應否採用導管養護（ pipe curing ）以防龜裂案：

決議：林同棧顧問工程司認為不需要。

2.新舊混凝土接觸面如何使用環氧膠（ epoxy ）者：

決議：林同棧顧問工程司報告現有環氧膠有效時間最長可達 12 小時，由林同棧顧問工程司提供實際施工資料送高工局參考。

3.混凝土澆注承包商要用混凝土泵（ pump ）灌注，但仍有部分無法由輸送管送達，必須使用洩槽（ chute ），其正確使用法如何案：

決議：將由林同棧顧問工程司來台工程師提供。

4.每一節（ Segment ）所伸出之鋼筋搭接長度應如何決定案：

決議：設計圖上對鋼筋搭接長度無特別註明及規範中沒有規定者，均以鋼筋直徑之 24 倍為準，隅角部分 # 8 鋼筋搭接長度為其直徑之卅六倍。

5.橋面整平方法案：

決議：將由林同棧顧問工程司來台工程師提供。

(3)墩柱考慮以平均 3 公尺為一節澆注混凝土是否妥當案：

決議：規範中有規定時照規範辦理，若規範無規定，可以 3 公尺為一節澆注混凝土。

(4)裝設潛變測計儀以供長期觀測，及於橋墩 C 裝設測震儀案：

決議：原則上為長期觀察及記錄，建議應裝設為宜，但裝設與否應由高工局決定。

(5)品質管制案：

決議：1.抗壓試體試驗除於 28 天及施預力時（ 60 小時）做抗壓試驗外，增加四十八小時試驗，以推算六十小時強度。

2.混凝土配合設計之 f_{cr} / f'_c 值採用 1.15 為試拌要求強度。

3.混凝土養護劑（ curing compound ）對強度是否有影響一節，做幾個試驗後，視其效果再決定。

4.電焊工持有政府機構（如中油、台船）考試合格證明者，准予僱用，必要時做 magnetic flux inspection, colorcheck, Ultrasonic inspection 或 X - Ray 檢查。

5.鋼腱（ tendon ）及鋼筋由製造商提供規格及試驗資料，材料試驗室應做抗拉試驗，其他項目於必要時查驗之。

(6)人孔應如何裝設案：

決議：由林同棧顧問工程司再做研究。

(7)大陸工程公司提：

本橋工程至為艱巨高工局及顧問工程司可能要求做的試驗將會很多，勢必影響工期及費用，希望高工局能予體諒及支持。

決議：對於高工局所要求做之試驗如有超越合約規定時，另案提出報告申請。

* 註一：

主橋之預定施工順序為 C - B - A - D - E

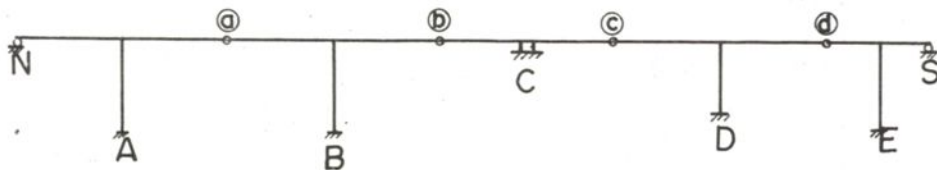


圖 2 - 17

則辦理橋墩 C 及 D 之鉸接時，兩懸臂樑之完成時間差可能達 400 天（ C 於 64 年 12 月完成，而 D 將截至 66 年 1 月），由於此時差之潛變及乾縮所引起之撓度（ Deflection ）差，可能較大。

* 註二：

本案隨後則決定：

(1)混凝土強度由 $350 \text{ kg} / \text{cm}^2$ 提高為 $420 \text{ kg} / \text{cm}^2$ 。

(2)夯打時宜加強樁頭之保護。

3. 水工試驗

本工程經承包商提出施工計畫，擬以築島法打樁，惟經研議有下列情況：

- (1) 築島面積約 $20^M \times 35^M$ ，如橋墩 A 與 B 同時施工，妨礙水流達河寬之 $\frac{1}{3}$ 以上。
- (2) 每一橋墩之施工期間，自打鋼板樁至拆除，估計約須九個月，如無妥善之施工安排，勢難避免於洪水期作業。

為避免施工期間對防洪有不良影響以策安全，及便於研議對策，乃於 63 年 10 月委請「經濟部水資源統一規劃委員會」代辦水工模型試驗，試驗時為求確實，將附近計畫中擬建之構造物如，松江橋承德橋圓山交流道等均包括在內。

依據試驗結果，乃採取下列措施：

- ① 橋墩 A 之築島作業應於枯水期（11 月～6 月）辦理，乃修正原訂施工進度，將橋墩 A 與 D 之施工順序對調，由橋墩 D 先施工，橋墩 A 則另安排於枯水期內作業。
- ② 橋墩 N 及 S 由原設計之軀體型改為圓柱鋼架結構。（圖 2 - 18）
- ③ 現有士林防洪牆應予以加強保護。
- ④ 鐵路橋右岸堤腳及橋墩應加以保護（委請鐵路局辦理）。

試驗報告詳附錄三

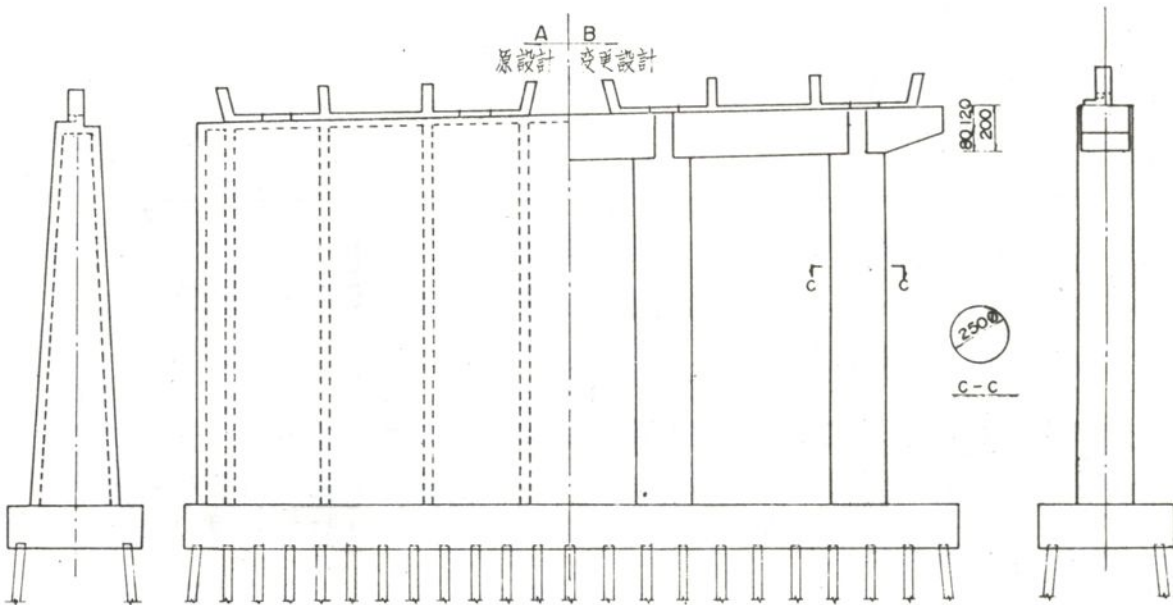


圖 2 - 18

第三章 基礎工程

本橋之基礎按原設計，除位於圓山山頭之橋墩 C 因處於良好之軟岩層為槽挖直接基礎（Trench cut）外，其餘各墩因均位於基隆河岸，為配合該處地層構造均採用 $40\text{ cm} \times 40\text{ cm}$ 之方形預鑄預力混凝土基樁。惟當施工前為確定樁長重辦鑽探時發現，橋墩 D 因軟岩層過高不適宜打樁，而改變為掘井式基礎，橋墩 N 因軟岩層過深，為避免接樁次數過多，而改用反循環鑽掘法就地澆注樁（cast-in-place pile by reverse circulation method）外，其餘 P_A ， P_B ， P_E 及 P_S 四墩均採用基樁。

第一節 $40\text{ cm} \times 40\text{ cm}$ □ 預鑄預力混凝土基樁

1. 概 述

本基樁係於 $40\text{ cm} \times 40\text{ cm}$ □ 預力混凝土樁之下端裝接長 3 M 之 H 型鋼樁，並將鋼樁部分夯打貫入於軟岩層內，以期由此鋼樁與軟岩間之摩擦及點支承產生較大之承載力。因此基樁斷面雖僅有 $40\text{ cm} \times 40\text{ cm}$ ，但每支樁之設計容許承載量却高達 130 T。另由於岩層表面起伏不平變化甚大，使每支樁長度均不同，因此本基樁作業在製造，夯打方面均與普通者略有不同，茲分述如下：

2. 基樁構造

本預力基樁因斷面小但承載力大，所以所需預力量亦較大，共配有 11 條 $7/16"$ 鋼絞線，有效預力高達 92.8 T，亦即混凝土所受之

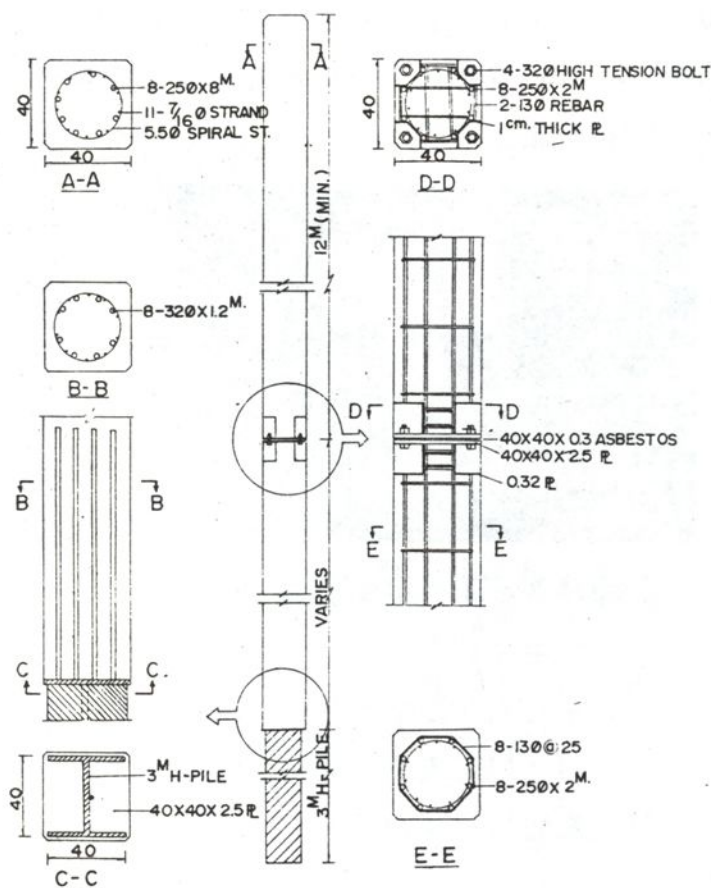


圖 3 - 1

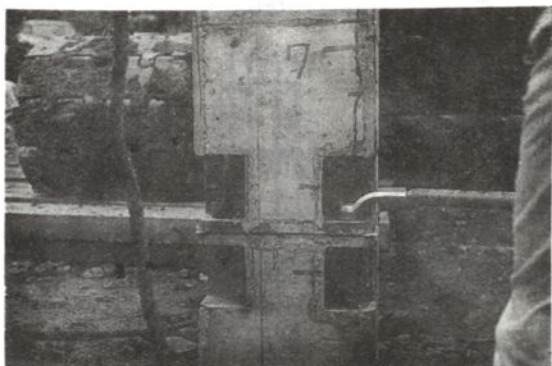
初應力高達 58 kg/cm^2 ，因此乃配合提高混凝土強度之 28 天強度為 420 kg/cm^2 ，另於頂端加配 8 支 8 M 長 8 #（ $25\text{ mm } \phi$ ）高強力鋼筋（ $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$ ），藉以承受因橫向力（地震）而產生於頂端之較大力矩。

H 鋼樁係由 25 mm 厚鋼板拼焊而成，其與混凝土樁之連接方法係於混凝土樁之

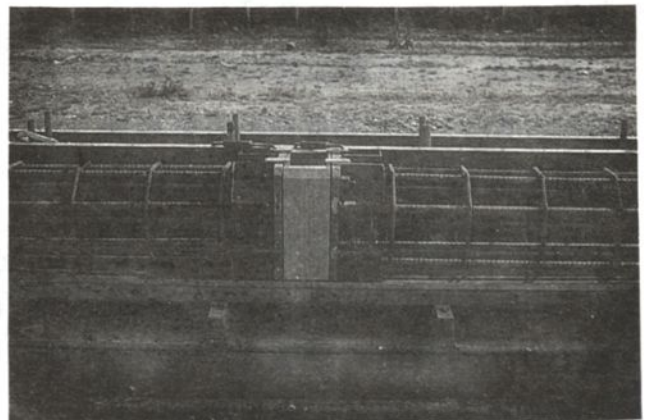
底面預鑲 25 mm 厚鋼板一片，以足夠之錨碇鋼筋固定於混凝土內，並將 H 鋼樁直接焊接於此鋼板。

3. 接樁 (splice)

由於大部分之樁長均在 20 至 40 公尺之間，但承包商所準備之打樁架 (pile driving frame) 僅能吊打 18 ~ 20 公尺樁，因此大部分樁均須接樁。在本省以往接樁多採用焊接法，就是於上、下樁之底面及頂面各預鑲鋼板，而將兩鋼板焊接而成，其施工較費時，每一道焊接約需 1.5 ~ 2 小時，打樁效率較低。本橋之接樁方式幾經研議，採用高拉力螺栓 (High tension bolt) 接樁法，就是於上、下兩樁之接觸面各預鑲鋼板並以錨碇鋼筋固定於基樁本身，於四角留螺孔四處，以供裝鎖螺栓之用。接樁時於兩鋼板中間夾置 3 mm 厚軟性石棉片 (Asbestos)，四角各以 $1\frac{1}{4}$ " ϕ 高拉力螺栓鎖緊，其總扭緊量與基樁之有效承載量相等。扭轉時應使用偶力鉗 (Torque wrench) 檢量每支螺栓之扭緊量。所有鐵件表面均塗以環氧漆 (Epoxy paint) 以資防蝕，此種接樁法確實簡便，每次接樁僅費時 10 ~ 20 分鐘，可有效的縮短施工時間。



照片 3 - 1 接樁裝置(a)



照片 3 - 2 接樁裝置(b)

4. 樁長之決定

由於本地區地下岩層面起伏極為不平，依設計要求必須將基樁尖端 3 m H 鋼樁夯入岩層內，使每支樁之長度必須隨岩層之高低而調整，為預估樁長以供製樁之依據，乃先辦理岩層探測 (verification boring)，於每墩基礎約 20 × 40 公尺範圍內鑽探約 20 孔，以測繪岩層表面地形圖以供初步決定樁長之用。

除此而外為進一步確定樁長，在施工作業中規定必須先施打探樁 (probe pile)，就是錯開已鑽探孔之位置選定 10 處，先行試打基樁以便進一步調整樁長。

在製樁時為兼顧製樁效率並適應樁長之變化，配合樁架容量將上樁一律製造為 17.5 M 長 (按原設計規定上端 12 公尺內不得有接樁，亦就是上樁應 12 公尺以上)，而以下樁來調節總長度。

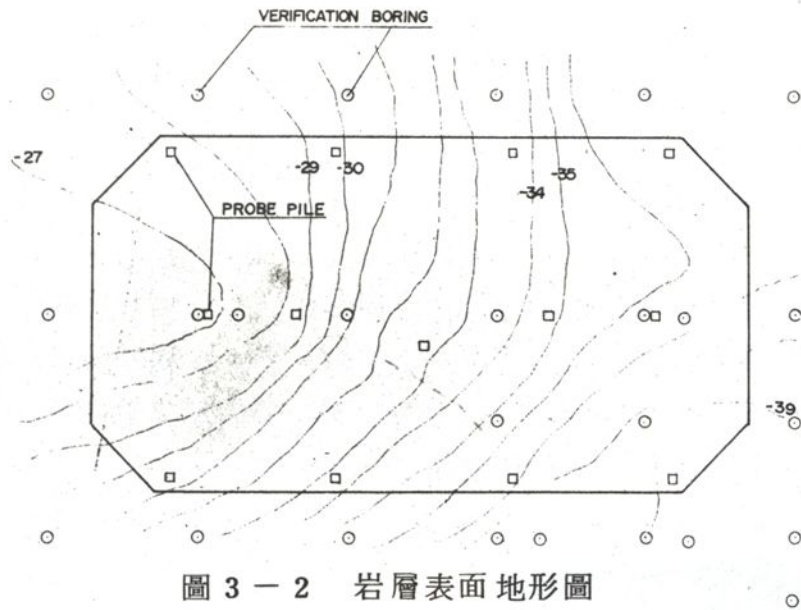


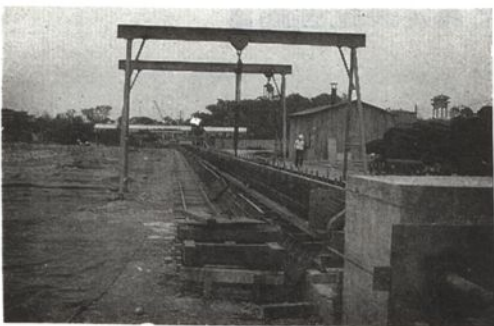
圖 3 - 2 岩層表面地形圖

5. 製 樁

本基樁因總數量多達 20,000 公尺且因：

- (1)係實心方形基樁，不宜以離心法製樁。
- (2)預力量較大必須有強力之施預力設備。
- (3)接樁構造精細複雜。
- (4)長度不齊，隨時有變化。
- (5)施工地區特殊，場地狹小，必須妥擬運輸計畫。

等因素不宜於廠製，乃決定於現場利用第 13 標工地——因該標工作量較少，配合全工程可延後一年開工——闢建預鑄場（casting yard），設 90 公尺長線法（long line system）先拉預力床二道以供預鑄基樁之用。



照片 3 - 4 預力床



照片 3 - 5 錨碇及施預力

長線法預力床之構造如圖 3 - 3，於兩端設預力錨碇台（Abutment）各一座，施預力時以一端為固定端而於另一端用千斤頂施預力並以固定夾（Gripper）固定後澆注混凝土。

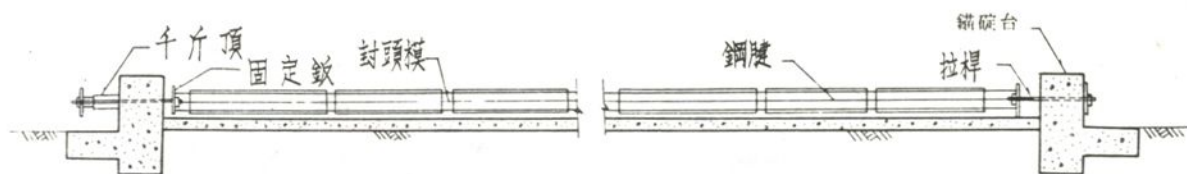
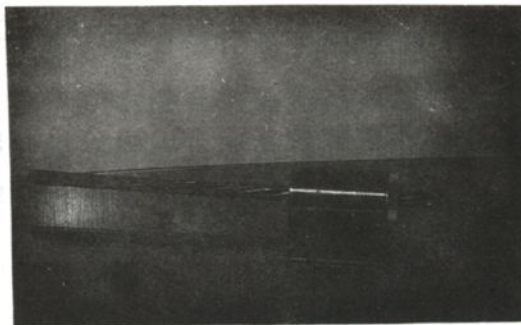


圖 3-5 預力床

本基樁混凝土按設計，28 天強度為 420 kg/cm^2 ，施預力亦就是剪線強度為 260 kg/cm^2 ，為期儘早(24 小時以內)剪線以提高預力床之利用率，除於混凝土內摻用早強劑mighty-150外，並用蒸氣養護，溫度 $70 \sim 75^\circ\text{C}$ ，養護期間 14 小時，約 14 ~ 18 小時就可達 260 kg/cm^2 ，(有關混凝土之配合及管理詳第拾章)



照片 3-6 蒸氣養護



照片 3-7 鋼絞線固定端子

6. 預力計算及管理

(1)使用鋼腱：11條 $7/16"$ ϕ 鋼絞線 Grade 270。

(2)每條鋼絞線之拉斷應力：14062 kg

$$\text{斷面積 } A = 74.19 \text{ mm}^2$$

(3)除摩擦損失外之預力損失按 AASHO 1969 之規定後拉法應為

$$35000 \text{ Psi} = 25.45 \text{ kg/mm}^2$$

每條鋼絞線之預力損失應為

$$25.45 \times 74.19 = 1888.47 \text{ kg}$$

(4)初拉力之決定

①依設計載重作用時不得超過 $0.6 \text{ fs}'$ 之規定

$$14,062 \times 0.6 + 1888.47 = 10325.67 \text{ kg}$$

②依因潛變及乾縮損失前之暫拉力不得超過 $0.7 \text{ fs}'$ 之規定

$$14,062 \times 0.7 = 9843.4 \text{ kg}$$

③應取兩者之較小者。

(5)摩擦損失：因係先拉法無摩擦損失應為 0

(6)千斤頂拉力 (jacking force)

因 11 條鋼絞線同時施拉，故總千斤頂拉力為

$$9843.4 \times 11 = 108,277 \text{ T}$$

(7)油壓錶指標 (gauge)

因承包商擬使用之千斤頂及油壓錶，無詳細規格資料以供驗算，因此送請台灣大學材試室做檢測 (calibration) 其結果如下：

①試驗項目：先拉式預力拉線油壓機及所附油壓錶讀數校正試驗。

②試驗方法：請參閱附錄本室暫行試驗方法 C - 1。

③被校正油壓機及油壓錶編號：

油壓機編號：No大陸 130-1。

油壓錶編號：No 3611-028。

④校正試驗所用之標準儀器：

本試驗室 200 公噸壓力試驗機 (編號：東京衡機 C 606 號)。

⑤試驗結果：

油壓活塞編號：No大陸 180-1

油壓錶編號：No 3611-028

試驗日期：64年 8月 20日

表 3 - 1

被校正油壓機 油壓錶讀數 (kg / cm ²)	本室試驗機荷重讀數 (Ton)		
	第一次	第二次	平均值
0	8.0	8.2	8.1
50	29.2	20.1	29.2
100	52.1	52.0	52.1
150	76.3	76.3	76.3
200	99.3	99.2	99.3
250	124.7	124.0	124.4
300	151.6	151.0	151.3

依該檢測結果

千斤頂拉力	油壓錶指標
200 T	99.3 kg/cm ²
250 T	124.4 kg/cm ²

因此 200 T ~ 250 T 間每 T 之油壓錶指標為

$$250 \sim 200 / 124.4 - 99.3 = 1.992 \text{ kg/cm}^2$$

$$(108,277 - 99.3) \times 1.992 = 17,882$$

$$200 + 17,882 = 217,882 = 218 \text{ kg/cm}^2$$

故油壓錶指標應為 218 kg/cm²

惟根據實際觀察，千斤頂本身及錨碇台與拉線機間均有部分摩擦損失，經多次實測約為 10 ~ 15 kg/cm²（油壓錶指標）取 15 kg/cm² 則油壓錶指標應修正為

$$218 + 15 = 233 \text{ kg/cm}^2$$

附錄

台大土木系材料試驗室暫行試驗方法 C - 1

「預力拉線油壓機（簡稱拉線機）及其所附油壓錶讀數校正試驗暫定辦法」。

- (1) 將預力拉線機活塞置於本室壓力試驗機壓力台中央。
- (2) 藉拉線機自備之油壓幫浦，將活塞擠出約半衝程，然後鎖緊油門。
- (3) 上升試驗機壓力台，施加荷重於拉線機活塞上，直至預定校正之最高荷重，然後下降壓力台，使荷重減退。
- (4) 記錄荷重減退時，拉線機所附油壓錶與試驗機荷重讀數之相對關係值。（註）

註：當荷重減退時，拉線機活塞被內部壓縮高油壓擠出其與管壁之摩擦力方向，與工地使用情形較相似，此時活塞之受力情形如下圖所示：

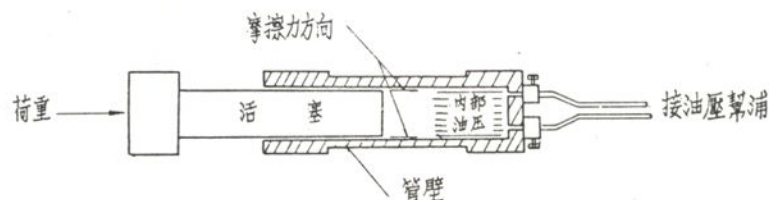


圖 3-4 千斤頂

(8) 伸長量 (elongation) $\Delta \ell$

$$\Delta \ell = PL/AE$$

$$P = 9843.4 \text{ kg / each strand}$$

$$L = 94.00 \text{ M (兩固定鈎距離)}$$

$$A = 74.19 \text{ mm}^2$$

$$E = 1.97 \times 10^4 \text{ kg / mm}^2$$

$$\Delta \ell = 98,434 \times 9400 / 0.7419 \times 19700 = 633 \text{ mm}$$

惟根據實際觀察，當施預力時錨碇台將微微向前傾斜使兩錨碇台之距離略為縮短，依實測施加全預力時其縮短量約為 8 ~ 10 mm，故伸長量應修正為

$$\Delta \ell^1 = 633 + 10 = 643 \text{ mm}$$

(9) 預力管理

工地之預力管理除以上列數字

油壓錶指標 233 kg / cm²

伸 長 量 633 mm

供為控制依據外，因係 11 條同時施預力，為使 11 條能均勻施加預力計，安裝鋼線時，於每條鋼線裝入固定夾前先使用鏈滑車 (chain block) 預拉 500 kg (附量錶) 才予裝定。

7. 儲存及運輸

本橋因墩位均位於河岸，基礎施工採取鋼板樁築島法，各墩築島面積不寬，且受既有設施等限制，工作場地均極狹小，無多餘場地以供堆集基樁。乃於預鑄場另設儲存物依編號——因每支樁之長度不同——放置，於橋墩 E 附近設裝卸碼頭一座，並備平底船 (pontoon) 一台，沿基隆河拖運至各墩位，以隨運隨打之方式施作。

8. 築 島

橋墩 A、B 及 E 均位於基隆河岸，打樁方法曾就築島及船打兩案加以比較，築島法雖較為簡單、確實、經濟，但均形成丁壩狀於洪水期對兩岸有不良影響，船打法雖無此顧慮但作業複雜又費錢。經委託經濟部水工試驗室辦理水工模型試驗結果， P_B 、 P_D 及 P_E 尚無大礙，但 P_A 及 P_N ，非但施工中之築島或圍堰——為供挖基及澆注基礎混凝土之用，如採築島法即圍堰與築島可兼用——，就是完成後之墩體均將導致水流改變方向，尤其是洪水時將沖向對岸，對現有防洪牆恐有不良影響，必須加強該士林防洪牆。故如擬採用築島法，橋墩 A 之築島工作必須限定於枯水期，亦就是自 11 月開始施工，而於翌年 5 月底前完成。因此乃將原先之施工計畫略予調整，將橋墩 A 及 D 之施工次序予以對調，安排橋墩 A 之施工時間為，於 64 年 9 月開始施作靠岸部分之築島 (約 $\frac{1}{3}$) 以便先行辦理載重試驗，11 月份起全面築島、打樁、挖基、澆注基礎，以期得於 65 年 6 月初拆除圍堰。

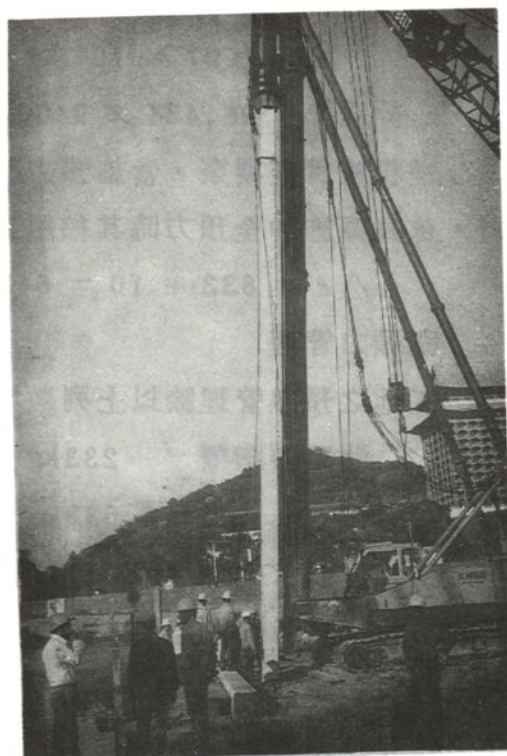
9. 打樁機及樁架

本工程所使用之打樁機為 KOBE K-35 柴油打樁機，其性能如下：

本體總重	7,500 kg
錘 重	3,500 kg
打 擊 數	39 ~ 60 blow/min
每擊能量	10,500 kg · m
最大錘跳高 (Ram stroke)	2,966 mm
適用樁承載量	50 ~ 150 T

另配以日立 KH150 履帶式吊車 (crawler crane) 及 U 106 AL-40R 樁架 (driving frame)，其性能如下：

吊車能量	40 T
接地壓力	0.55 kg / cm ²
樁架高度	24 M
最大樁長	20 M
傾斜度前向	5°
後向	15°



照片 3 - 8 打樁機

10. 打樁作業

每一墩基礎約有基樁 200 支，依規定須先打探樁 10 支並辦理兩處載重試驗，兩者共須 24 支，（內 4 支為兩者兼用）。按規定必須將先端之 3^M H 鋼樁貫入岩層，應如何判斷；

(1) 是否 3^M 鋼樁已貫入岩層內。

(2) 如無法將 3^M 鋼樁均貫入時，於何種情況下可停止夯打。

為打樁管理之關鍵，由於本地區在岩盤以上者為 N 值極低之淤泥層，致很容易的察覺岩層。通常 10 公分之夯打數在 8 ~ 10 擊即可認為已達岩層。按實際紀錄，能 3 公尺 H 鋼樁均夯入岩層者為數不多。大部分均在 1.5 ~ 2 公尺就無法再打入。在這一種情況下，原設計者提示，最後 15 公分（6 英吋）之打擊數超過 50 擊時就可停止打擊，（詳下列計算）

ENR formula

$$R = \frac{2 E}{S + 0.1} \quad (\text{implies a factor of safety of } 6)$$

E : driving energy 75,800 ft-lb

R : allowable working load capacity

$$130 \text{ T} = 286,000 \text{ lb}$$

S : set or final penetration per blow in,

0.1 : empirical constant

$$S = \frac{2E}{R} - 0.1$$

$$= \frac{2 \times 75,800}{286,000} - 0.1 = 0.43"$$

$$\frac{1}{0.43} = 2.3 \text{ blow/in}$$

最後 6 英吋之打擊數如以上列計算值之 2.5 倍計

$$2.3 \times 2.5 = 5.75 = 6 \text{ blow/in}$$

即最後 6 英吋之打擊數應為 36 擊，惟依在美國之經驗最後 6 英吋可達每英吋 10 擊，所以原設計者做如上之建議就是「最後 6 英吋之打擊數為 50 擊」。

惟吾人在工地實際作業時，因顧及所有基樁均需用送樁套（Follower）送入地中約 8 公尺，可能有部分能量損失，並參照日本道路公團之規定，訂定打樁之停止條件如下：

- (1) 3 公尺 H 鋼樁均已貫入岩層，以 10 cm 貫入量之打擊數 10 擊為達到岩盤之依據。
- (2) 最後 60 cm（樁徑之 1.5 倍 = 1.5 D）之打擊數為每 10 cm 60 擊。
- (3) 最後 10 cm 之總打擊數超過 100 擊。
- (4) 一支樁之總打擊數超過 2000 擊。

接樁方式採用高拉力螺栓接樁法後打樁效率極為迅速，平均每天可打 4 支，最高曾有一天打 7 支之紀錄，惟對螺栓之扭擊度應妥善管理，其控制法有二：

(1) 以螺帽旋轉角度控制

$$d(\text{Grip}) = 5.3 \text{ cm} = 2.087"$$

假設 $\frac{1}{8}$ " 厚石綿片可壓縮為 $\frac{1}{16}$ "

每一支螺栓初拉力為樁設計承載量之 $\frac{1}{4}$

$$130 T \div 4 \times 2.2 = 71.5 \text{ kip}$$

所需拉力為 $71.5 / 0.969^* = 738 \text{ ksi}$

※ 0.969 為 $1 \frac{1}{4}" \phi$ (32 mm ϕ) 螺栓之有效斷面積

由圖表查得

$$\epsilon = 0.0021 \text{ (圖 3-6) 及 } 0.0023 \text{ (圖 3-7)}$$

取 $\epsilon = 0.0023$

螺牙距 (Thread) 為 $\frac{1}{7}" = 0.1429"$

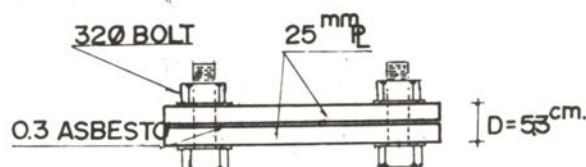


圖 3-5

總伸長量 (Elongation) 爲

$$0.0023 \times 2.087" + \frac{1}{16}" = 0.00480 + 0.0625 = 0.0673"$$

螺帽應扭轉角度爲

$$0.1429" : 0.0673" = 360^\circ : X^\circ$$

$$X^\circ = \frac{0.0673 \times 360}{0.1429} = 169^\circ$$

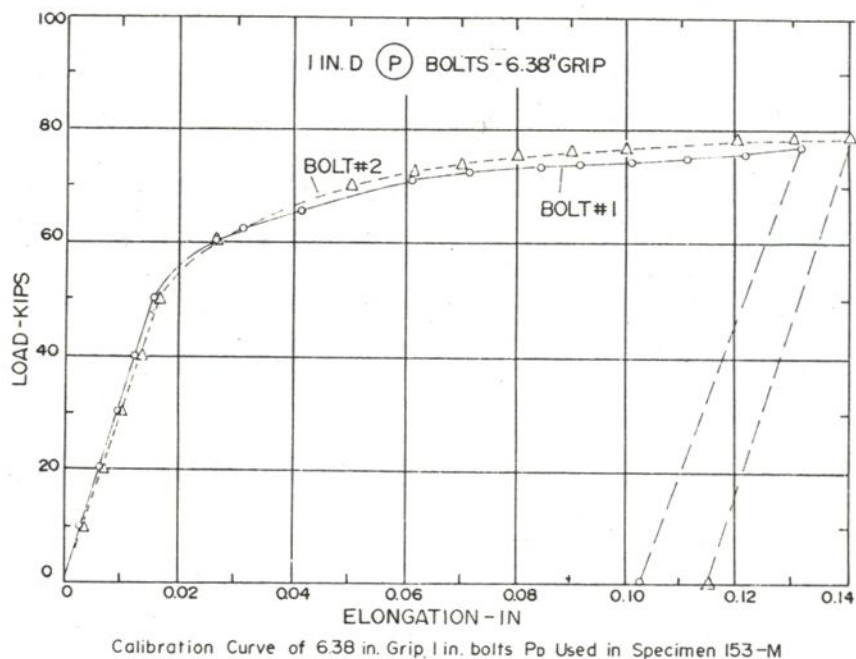


圖 3 - 6

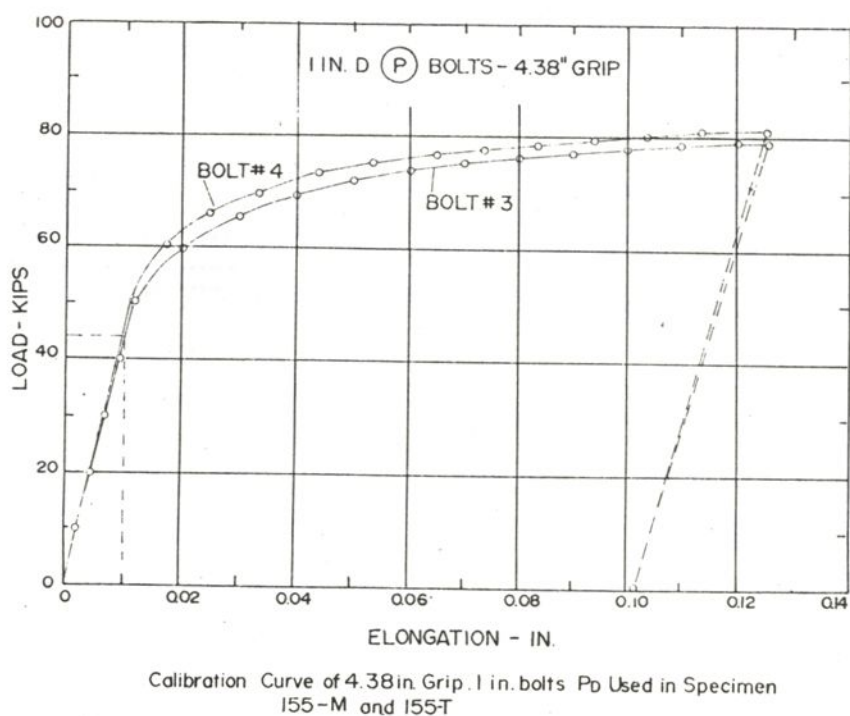


圖 3 - 7

此法因僅控制螺帽之扭轉角度即可，乍見似甚簡單，但實際上扭轉角度之起算點甚難確定，需有經驗熟練之工人，否則不易控制，為簡化作業並未予採用，而採用下列偶力錶法。

(2) 偶力錶 (torque wrench)

$$K = \frac{T}{d_1 \cdot N}$$

$$T = K \cdot d_1 \cdot N$$

K : torque 係數

T : Torque

N : 軸力

d_1 : 螺栓有效口徑

$$N = 130 T \div 4 = 325 T$$

由表查得 $K = 0.2$

$$T = 213$$

$$T = 0.2, 3.2 \text{ cm}, 35000 \text{ kg} = 22400 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$= 224 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

因此每轉扭時應看偶力錶，其指針達 $224 \text{ kg} \cdot \text{m}$ 即可。因手上無 M 32 之 torque 係數表，乃附 M 16 ~ M 24 之係數表（如圖 3 - 8）以供參考。

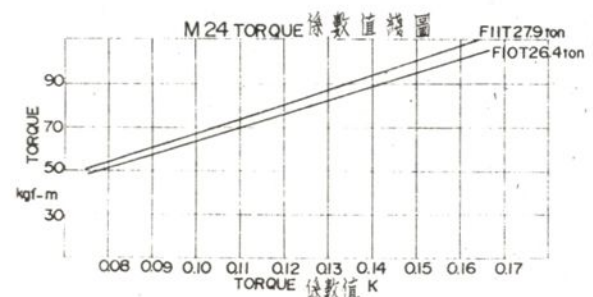
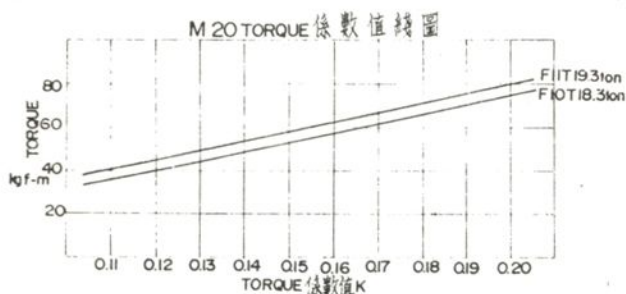
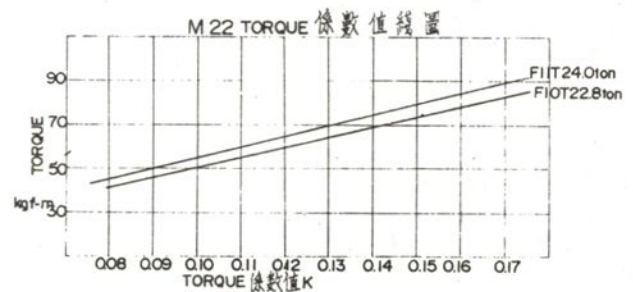
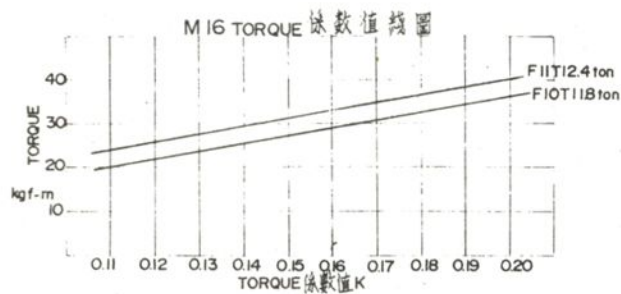


圖 3 - 8

表 3-2 打樁紀錄表

日期及晴雨		64. 7. 3. 晴		地面高		+ 1.8 m		樁 位 示 意 圖				
位 置		Pier B		樁 頂 高		- 2.9 m						
樁 編 號		6		樁 尖 高		- 28.1 m						
樁 種 類		P.C. 40×40×300		樁 長		19.25m						
樁製造日期		年 月 日		送 樁 長		4.7 m						
施 打 時 間	下 樁 (9 m)	立樁	開始時間 時 分	完成時間 時 分	作業時間 (分)	標 長 (m)	累計次數	每 公.尺 次 數	標 長 (m)	累計次數	打擊次數	
			0806	0848	42	1	1	3	(送樁)		25	
	中 樁 (m)	立樁	0850	0854	4	2	4	4	0.5	285	26	
			3	8	3	1.0	311	21				
	接樁	4	11	4	1.5	332	19					
		5	15	4	2.0	351	19					
	打樁	6	19	3	2.5	370	39					
		7	22	2	3.0	409	15					
	上 樁 (13.2 m)	立樁	0857	0904	7	8	24	2	3.1	424	19	
			9	26	2	3.2	443	26				
	接樁	10	39	13	3.3	469	25					
		11	48	9	3.4	494	31					
	打樁	12	57	9	3.5	525	27					
		13	66	9	3.6	552	36					
	送 樁	立樁	0936	0945	9	14	75	9	3.7	588	42	
			15	87	12	3.8	630	63				
	打樁	16	100	13	3.9	693	57					
		17	120	20	4.0	750	53					
	合 計				131	18	143	23	4.1	803	62	
						19	167	24	4.2	865	82	
	樁 錘 打 擊 數	下 樁		26	總打擊數	20	190	23	4.3	947	144	
						21	212	22	4.4	1091	134	
	中 樁				1406	22	223	11	4.5	1225	135	
						22.3	260	37	4.6	1360		
	上 樁			234								
送 樁			1146									
打 擊 終 止 時	樁尖標高		- 28.1 m	反彈量(K)		2.0 cm						
	入土深度		m	樁錘重(Wh)		3500 Kg						
	樁錘落距(H)		240 cm	承 載 力 (R)	ENR		427 Ton					
	每次打擊之貫入量(S)		0.07 cm		Hiley		130 Ton					
備註： $ENR Ra = \frac{1}{6} \frac{F}{S+0.254} = \frac{Wh \cdot H}{6(S+0.254)}$ $Hiley Ra = \frac{1}{3} \frac{e \cdot F}{s + \frac{k}{2}} = \frac{Wh \cdot H}{6(s + \frac{k}{2})}$ e : 主 功 率 = 0.5 F : 打擊能量 = Wh · H												
主 任						審 核						
						監 造						

11. 打樁紀錄

每支樁之打樁均有詳細紀錄，派有專人辦理記錄工作，其紀錄樣式如附表，表中除，樁號、施打時間、地點、製造樁長、實際入土深等，以及每公尺之打擊數，及進入岩層後改為每 10 cm 之打擊數均有詳細記載外，尚有最後（打擊終止時）之每擊下沉量、反彈量、樁錘落距，等亦須記錄以便以 ENR 及 Hiley 公式核算承載力。

(1) ENR 公式

$$R_a = \frac{1}{6} \frac{F}{S + 0.254} = \frac{W_n \cdot H}{6 (S + 0.254)}$$

R_a : 長期樁承載力 (T)

S : 最後每次打擊之貫入量

F : 打擊能量 = $W_n H$

W_n : 錘重 (Weight of Ram)

H : 錘之落距

舉例計算如下：

$$S = 0.074 \text{ cm}$$

$$W_n = 3.5 \text{ T}$$

$$H = 236 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} R_a &= \frac{1}{6} \frac{W_n \cdot H}{(S + 0.254)} \\ &= \frac{1}{6} \frac{3.50 \times 240}{(0.074 + 0.254)} = 427 \text{ Ton} \end{aligned}$$

(2) Hiley 公式

$$R_a = \frac{1}{3} \frac{e \cdot F}{S + \frac{K}{2}} = \frac{W_n \cdot H}{6 (S + \frac{K}{2})}$$

e : 功率，採用 0.5

K : 反彈量

舉例計算如下：

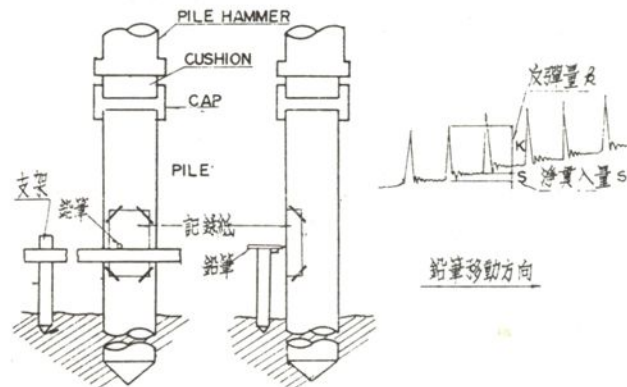
同上例

但 $K = 2.0 \text{ cm}$

$$R_a = \frac{3.5 \times 240}{6 \left(0.07 + \frac{2.0}{2} \right)}$$

$$= 131 \text{ Ton}$$

(3) 反彈量 K 之測定



反彈量 K 之測定

圖 3 - 9

如上圖 (3 - 9) 所示，於基樁邊置一支架，將紀錄紙 (方格紙) 貼牢於基樁側面混凝土面上 (用人手按住亦可) 用鉛筆尖頂在紙上，隨打樁將鉛筆緩緩橫向移動。因樁被打擊時，貼牢於其上之紙亦將隨着下降並跳動，而鉛筆因固定於同一高度橫向移動，所以可繪出如圖之曲線，由圖可知每次擊鎚時樁有 ℓ 之下沉，但當擊鎚跳上去後，因樁本身之彈性將彈回一部分，是為 K 值。此 K 值應包括基樁本身之彈性變形及土壤之彈性變形，而 S 值即為塑性變形，亦即真正之下沉量。

(4) 最後每次打擊之貫入量 S

以最後 10 cm 之平均數為準，如最後 10 cm 之打擊數為 135

$$S = \frac{10}{135} = 0.074 \text{ cm / blow}$$

(5) 錘之落距 H

事先由樁機說明書查明或預以丈量落錘各階層之長度，於實際作業時觀察其跳出情形，目測其跳高度以得落距，由於每次打擊之跳高量並不盡相同，所以目測時應取其平均值。

表 3 - 3

	RAM STROKE (MM.)			
	K13	K25	K35	K45
O	1105	977	966	1100
A	1630	1642	1616	1690
B	1705	1762	1766	1865
C	1865	1892	1916	2040
D	1925	1997	1966	2110
E	2020	2097	2066	2210
F		2197	2166	2310
G	2595	2997	2866	2870
H	2685	3097	2966	2970

樁錘各階層之尺寸

圖 3 - 10

12. 載重試驗

本工程使用之基樁數量較多，構造特殊，承載力又大，為確認其承載力，按特訂條款規定，橋墩 A、B、E 每墩應做二組，橋墩 N 及 S 各應做一組載重試驗，每組應加重至設計載重之二倍，亦就是 260 T，第一次辦理載重試驗時（橋墩 B）為慎重計，邀請原設計者，林同棧顧問工程司派工程師一員到場會同辦理，茲將該次試驗（P_B）說明之。

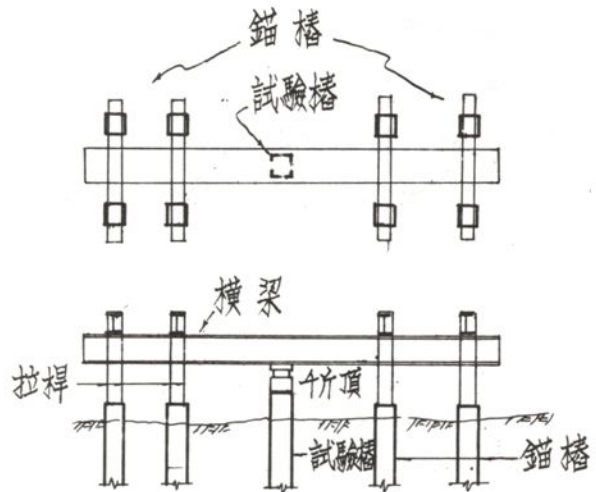
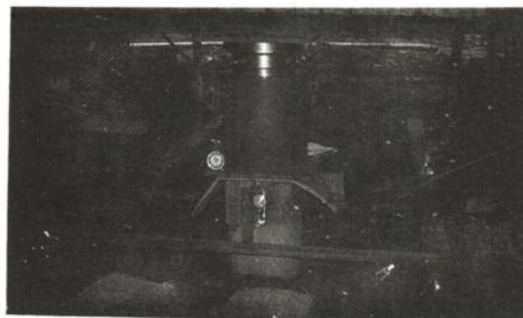


圖 3 - 11

- (1) 試驗樁之選擇：由於設計樁大部分均為斜樁，不宜供為試驗樁及錨樁，因此只有在直樁部分選擇，每組選試驗樁一支（No. 74，No. 117）及錨樁 8 支共 9 支。
- (2) 試驗樁夯打完成至實驗之期間：載重試驗應於土質條件穩定之情況下進行為宜，通常由於打樁作業，樁周圍之土壤必暫受擾亂，後漸趨安定。因此以停一段時間俟地質恢復穩定後始辦理為宜，本橋因需配合工期，且估計自打樁後，籌備期間約須 10 天，因此未規定停留期間。
- (3) 最大試驗荷重：原始準備工作是依特定條款規定，應為 260 T，但實施時參照 ASTM D1143 - 69 之方法，擬增加至 390 T（設計荷重之 3 倍），惟 P_B 因當初錨樁與試驗架之連結係按 260 T 設計，致實際僅能加重至 325 T，至於其餘各墩即載重至 390 T。
- (4) 加重方式：依 A S T M 之加重法應分為兩階段，第一階段為多項循環緩速

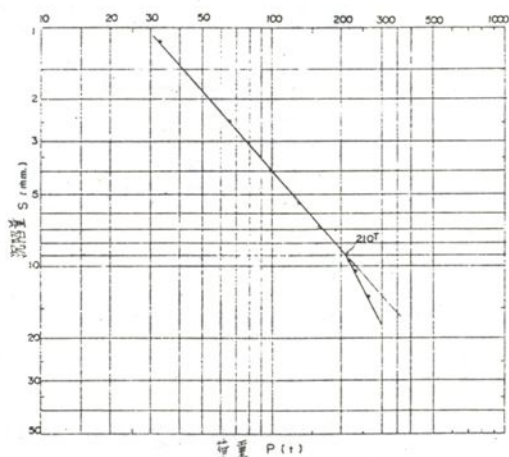
加重法，就是每次加重（為設計荷重之 50，100，200 %）到某一荷重，經一定時間（最少 1 小時之沉陷率：rate of settlement 小於 0.3 mm/hr）後，移除荷重使回復到 0，經一小時以上或回脹率（rate of rebound）小於 0.3 mm/hr 後，再重新加重至更大一級荷重，以如此循環至最大荷重（設計荷重之 2 倍）時應觀測 24 小時以上至沉陷率小於 0.3 mm/hr 後，移除荷重。第二階段為，俟第一階段後除荷重並穩定後（回脹率小於 0.3 mm/hr）再以每次以設計荷重之 10 %（13 T）分次快速加重至設計荷重之 3 倍，每次加重後應停留 20 分鐘以觀察其沉陷量，惟加重至最大荷重時應觀測至沉陷率小於 0.3 mm/hr，始移除荷重以完成試驗作業。



照片 3 - 9 載重試驗

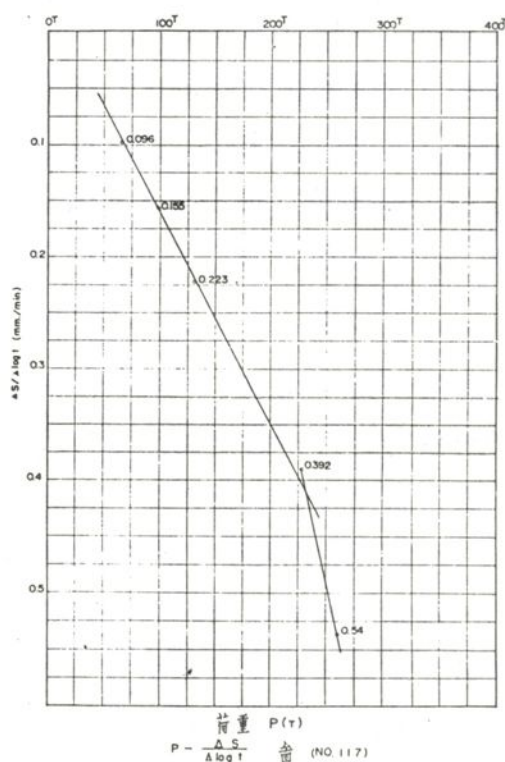
(5) 記錄及整理

將試驗觀測經過詳細記錄，並整理為如下列各種圖表：



荷重與下陷度之關係圖 (No. 117)

圖 3 - 12



荷重 $P(T)$
 $P = \frac{\Delta S}{\Delta \log t}$ 圖 (No. 117)

圖 3 - 13

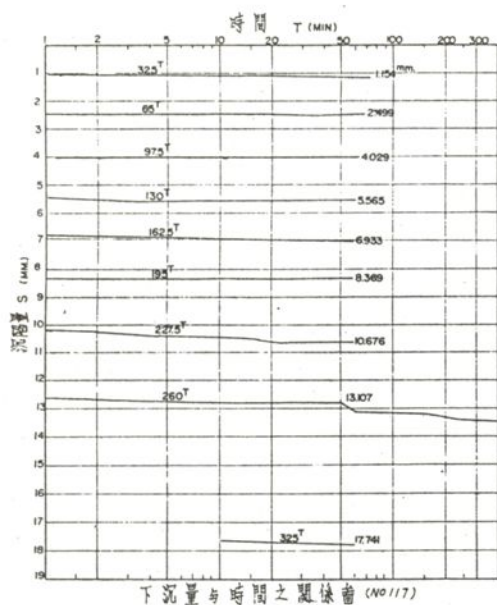


圖 3-14

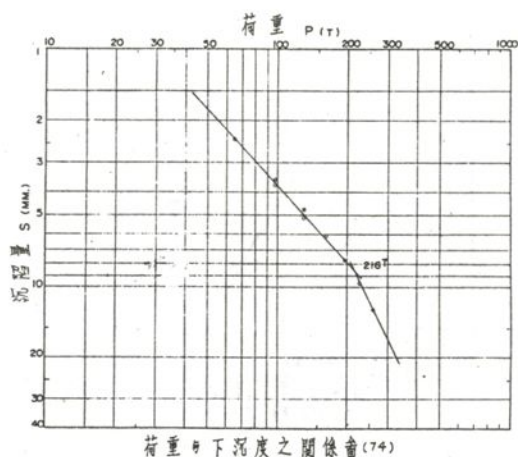


圖 3-15

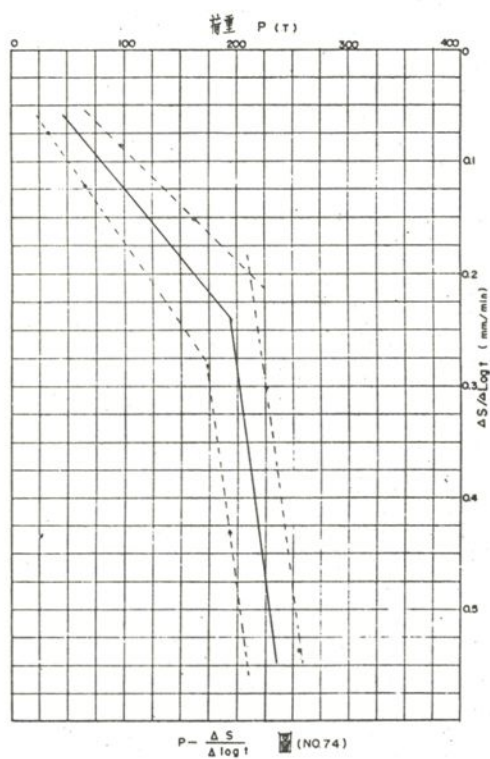


圖 3-16

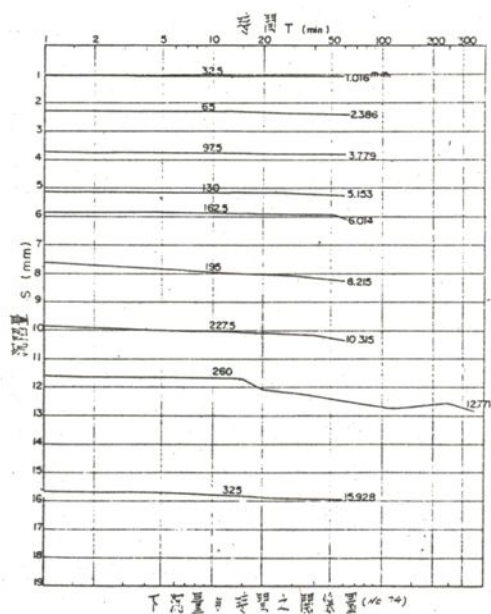
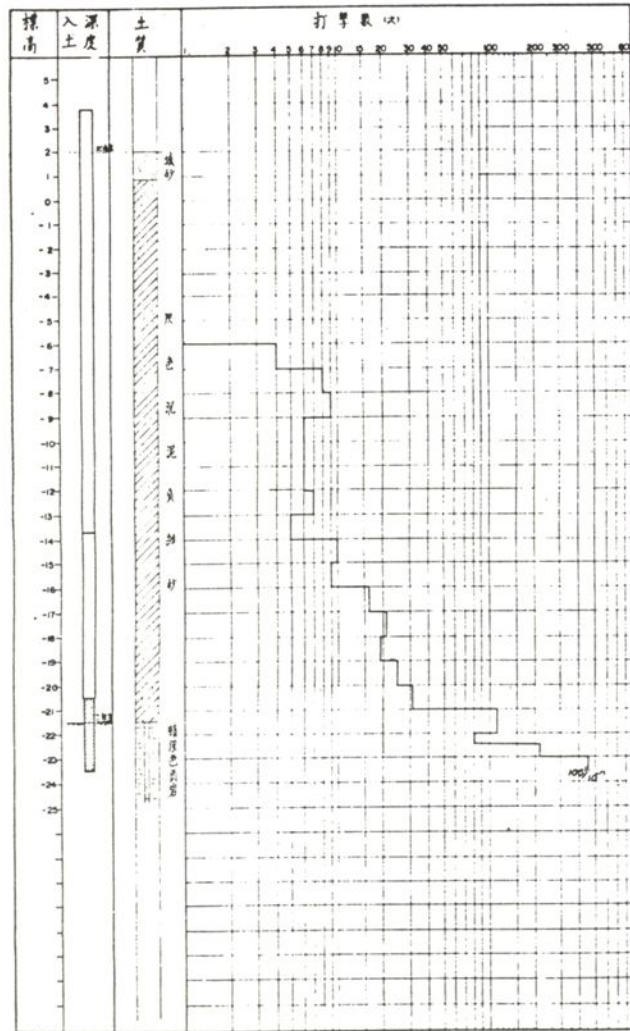
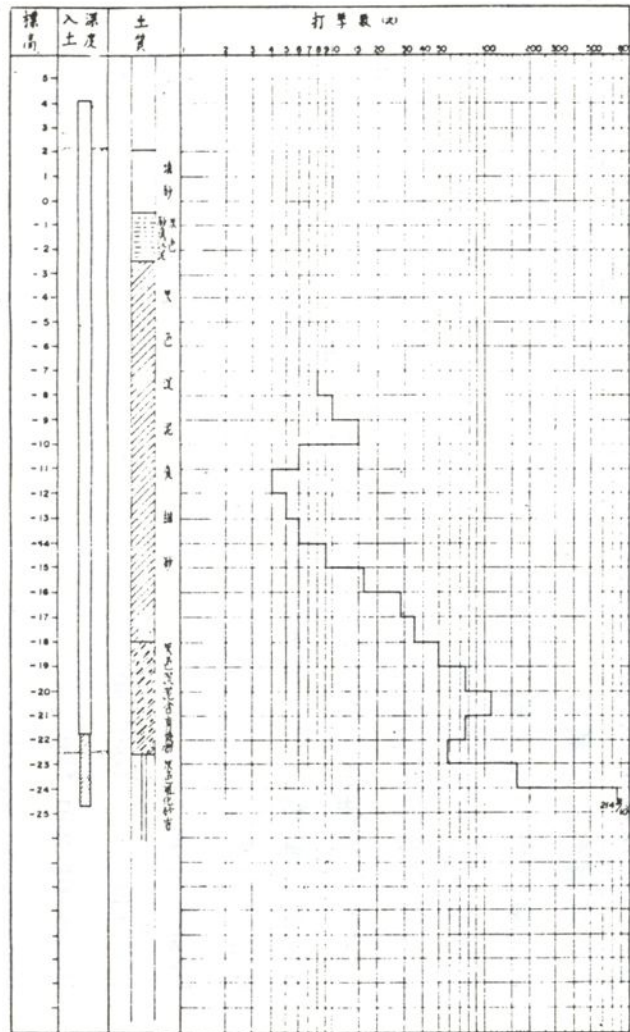


圖 3-17

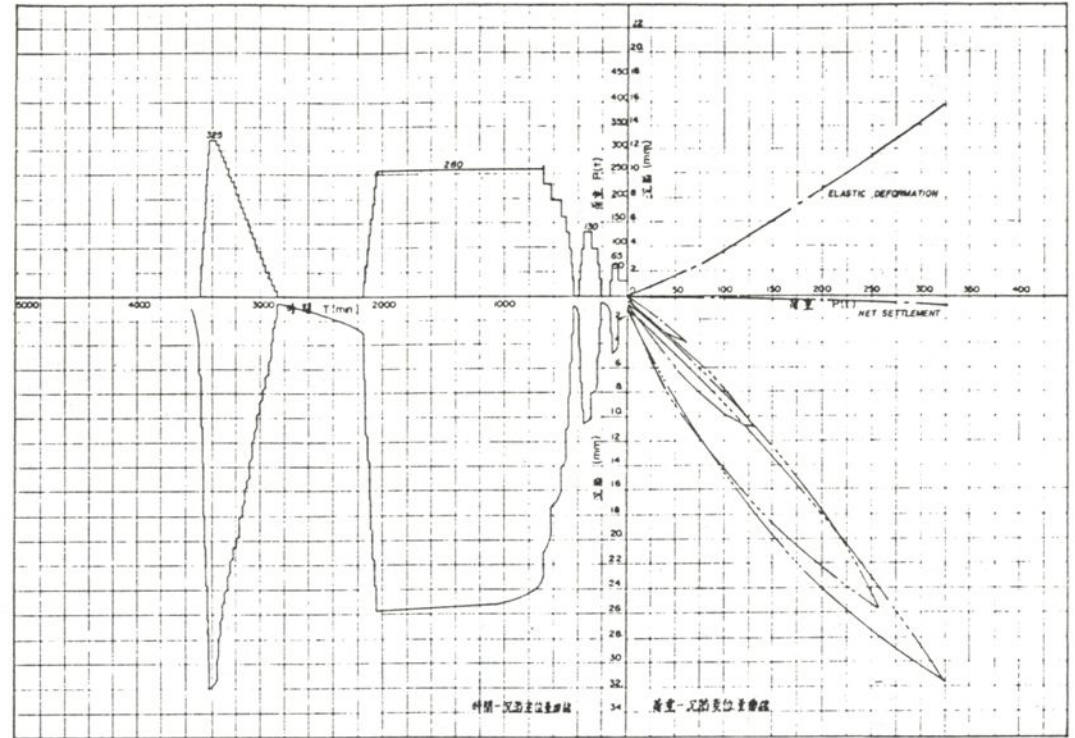
打樁紀錄



打樁紀錄



載重試驗紀錄



基樁載重試驗

基樁種類: 40^m × 40^m 雙力基樁
 樁編號: PIER B NO. 233
 設計荷重: 130^T
 樁長: 24 + 3^M
 打樁日期: 64.5.30
 試驗日期: 64.6.20 64.6.22
 載重方式: 依 ASTM D1143-60

圖 3 - 19 載重試驗紀錄圖 (NO74)

(6) 分析及安全承載力之探討

由上圖 $\log P \sim \log S$, $\Delta S / \Delta \log t \sim P$, 兩曲線於 216 T 處顯示有曲折點, 再對照 $S - \log t$ 曲線與 227.5 ~ 260 T 處亦有變化點, 由此判斷降伏荷重似為 210 ~ 220 T, 但進一步探討, 由於 260 T 時其總沉陷量僅有 13.5 mm , 而回脹量達 12.41 mm , 淨沉陷量 (塑性變化) 僅有 1.09 mm 而推斷, 上列三種圖所求出之曲折點似不為真正之降伏點。

查其原因, 由於本基樁細長率 (slenderness ratio) 較大達 $L/D = 75$, 而岩層上面之覆土鬆軟缺少拘束力, 更加以施加荷重時難免有偏心, 致加重至某一重量後可能因基樁本身發生彎曲, 引起突然之彈性變化 (下陷), 導致分析圖上顯現曲折點所致, 基樁之彎曲, 由於基樁四面之下沉量有顯着之不同, 及實際以經緯儀設置基準線視察, 均可體認, 其情況如下圖。

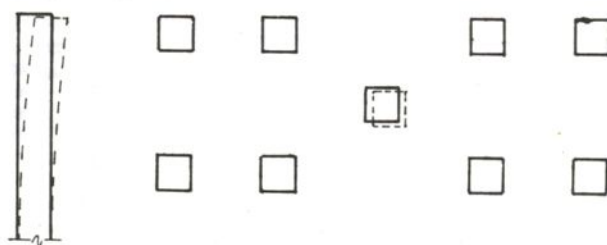


圖 3 - 20

由於如上原因對於本基樁載重試驗之降伏荷重, 或如何決定容許承載量曾有爭論, 最後經高工局核定按下列原則辦理:

- ① 若情況許可, 最好加重至快速沉陷繼續發生或加至設計承載力之三倍, 使繪製之各種載重一下陷量關係圖能明確定出基樁承載力屈伏點位置, 進而決定基樁容許承載力。
- ② 若基樁承載力屈伏點無法確定, 則同時滿足下列二要件之基樁, 其承載力亦可視為已達到設計值。
 - (a) 基樁加載重至設計值兩倍尚未失敗, 且其加重一小時後之次兩小時平均速率小於每小時 0.3 mm 者。
 - (b) 基樁加載重至設計值兩倍持續 24 小時後之永久沉陷量小於 7 mm 者。
- ③ 林同棧國際顧問工程司對於本基樁之安全承載量做如下之建議:

Based upon two sets of pile load test data performed at piles # 74 and # 117, the load-settlement curves appear to be within the elastic behavior and the two piles were driving end-bearing support in the underlying weathered bed-rock. Sudden increase of settlement was

noted at a load of 260 MT. The increase was not attributed to the buckling of the piles because an estimated critical buckling load under any worst circumstances is approximately 536 MT. The increase of settlement appears to result from a much longer period of load application—24 hours instead of 1 hour within which the remaining load was applied. Based upon the load-settlement characteristics, yield points could not be clearly defined. As an alternative, yield points could be safely assumed to be the point loads which develop net settlements of $(0.15 + 0.1d)$ inch, (where d is the butt dimension in feet) in addition to elastic deflection of the piles. Based upon a net settlement of 0.2833, yield points are measured to be between 368 and 410 MT. Therefore the originally designed load carrying capacity of 130 MT. for each pile is adoptable and reasonable.

(a) CHECK BUCKLING CONDITION OF PILE #117

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E'_c \cdot I_c}{(KL)^2} \quad (\text{conventional solution})$$

Where

P_{cr} : Critical Buckling Load = Euler's load.

$$E'_c = \frac{E_c}{2.5} = 2.0 \times 10^6 \text{ psi}$$

$$E_c = W^{1.5} \times 3.3 \sqrt{f'_c} = (150)^{1.5} \cdot 33 \cdot \sqrt{6000} = 4.7 \times 10^6 \text{ psi}$$

2.5 = Creep coefficient

$$I_c = \frac{15.74^4}{12} = 5128 \text{ in}^4$$

$$KL = 1.04 \sqrt[4]{\frac{E}{K_d}} \cdot d = 1.04 \sqrt[4]{\frac{2 \times 10^6}{5 \times 15.75}} \times 15.75$$

$$= 207 \text{ in}$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6 \times 5128}{(207)^2} = 2.4 \times 10^6 \text{ lbs} = 1074 \text{ MT.}$$

$$F. S. = 2$$

$$P = 537 \text{ MT}$$

CONCLUSION

Load test did not reach to $P = 536 \text{ MT}$, buckling condition, therefore, could not be developed.

(b) SETTLEMENT DUE TO VARIATION OF TIME DURATION

- facts :
- 1) Based upon the actual behavior of loading & unloading conditions, the piles appear to behave relatively elastic, which indicates that supporting bedrock has not been mobilized to yield point.
 - 2) The max. load applied to the piles is 325 MT , which is $536 - 325 = 212 \text{ MT}$ away from buckling condition.
 - 3) Based upon the above 2 facts, the sudden increase of settlements at 260 MT is attributed to the longer period of loading condition which is 24 hours instead of one. It is my opinion, therefore, that the piles have not yet reached to yield point, which will be likely some where greater than 325 MT .
 - 4) Based upon my experience, the yield load should be the one which develops a net settlement of $0.15 + 0.1 \times$ pile dimension in feet, which is $0.2812''$, after theoretical elastic deformation. (see figures 3-21& 3-22)

$$\begin{aligned}\text{Theoretical elastic deformation} &= \frac{PL}{AE} \\ &= \frac{260 \times 2200 \times 234 \times 3}{15.75 \times 15.75 \times 4.7} = 0.47''\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Allowable net settlement} &= 0.15 + 0.1 \times \frac{15.75}{12} \\ &= 0.2812''\end{aligned}$$

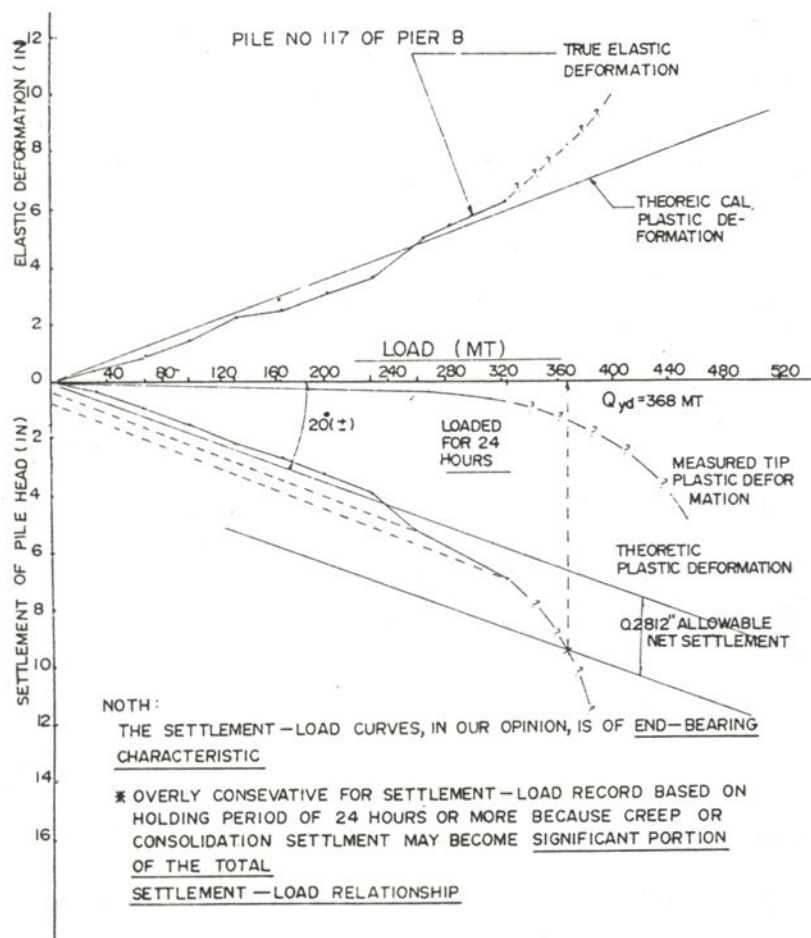


圖 3 - 21

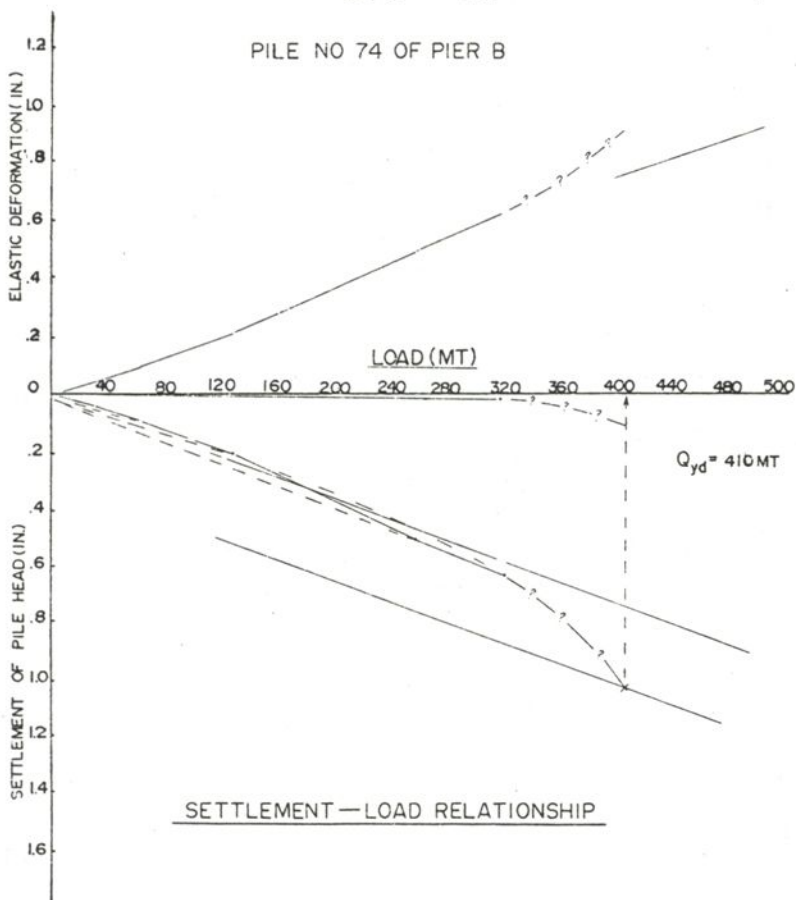


圖 3 - 22

(c) RECOMMENDED ALLOWABLE WORK LOAD IN EACH PILE IN PIER B

use $F \cdot S = 2$

$$Q_u = 368 \text{ MT (use lower value)}$$

$$Q = \frac{368}{2} = 184 \text{ MT (foundation engineer stand point)}$$

since $Q_u = 0.2 f'_c A_c = 152 \text{ MT (structural engineer standpoint)}$

$$Q_a = 152 \text{ MT}$$

However, piles were design for 130 MT of working load, which is less than 152 MT, It is reasonable that each pile is safe to

take 130 MT of eccentric loading. Actual $F.S. = \frac{368}{130} = 2.83$

13. 檢 討

(1) 預力鋼腱之配置：依設計規定使用 11 條 $\frac{7}{16}$ " ϕ

鋼絞線，頂部又須配置 8 支 # 8 鋼筋，故鋼絞線以等間距配置後因非對稱，致鋼筋無法等距配置（圖 3 - 23），增加作業困難。同樣情形，接樁及 H 鋼樁之錨筋之配置為避免與鋼絞線相碰撞均較為費事。又上部結構之鋼腱經承包商選用 $\frac{1}{2}$ " ϕ 鋼絞線

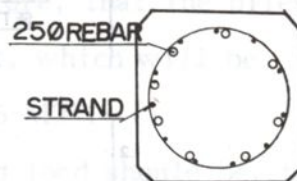


圖 3 - 23

（原設計無指定，係任由承包商選用），兩者因尺寸不同無法流用，在材料調度上較為不利，且兩者均需要有備料（安全存量），形成浪費，此種設計似可比照上部結構僅規定有效預力，而鋼腱種類留由承包商任意選擇。

(2) 鋼筋之配置：依設計於基樁頂端加配有 8 支 # 8 鋼筋，其目的在於增強頂端之抗橫向力，但由於岩層之起伏不平使基樁無法打入時，上端應予以打除，依實際打樁紀錄曾有打除達 5 M 者，致使該鋼筋失去作用。

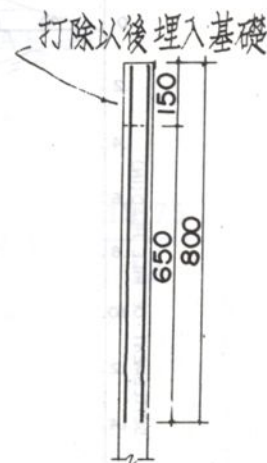


圖 3 - 24

(3) 上、下樁宜可分別規定預力量以節省鋼腱：本基樁之預力量係由受地震橫向力時產生之彎矩而定，該彎矩以樁頂最大，至樁尖部應逐漸減少以至 0，因此下節樁之預力量應似可較上樁者為少。

(4) 高拉力螺栓之防蝕：本基樁之防蝕採用塗環氧漆（

epoxy paint)，但依最近之研究，鋼料受預力後易產生應力腐蝕 (stress corrosion) 而引起急劇之脆性破壞，因此更有效之防蝕法有待開發外，於現階段，塗漆時應特別小心，確實施工。



彎矩示意圖

第二節、橋墩 C 掘井式基礎

1. 原設計

橋墩 C 位於五百完人塚前面山頭，依設計前之鑽探資料（該處僅鑽探二孔）屬於極為穩定之軟岩層，為良好之基礎。原設計係將上部結構箱梁底版以上部份削平，以下部分採用寬 1.2 M，深 3 ~ 6 M 之槽挖 (trench cut) 基礎。橋長方向除兩側外腹梁外，內側之 6 腹梁各配一道槽挖，橫斷方向則配以四道槽挖，再以其上面設橫隔梁，完成後其外表並無橋墩體，而似將整個上部結構直接置於地面上。

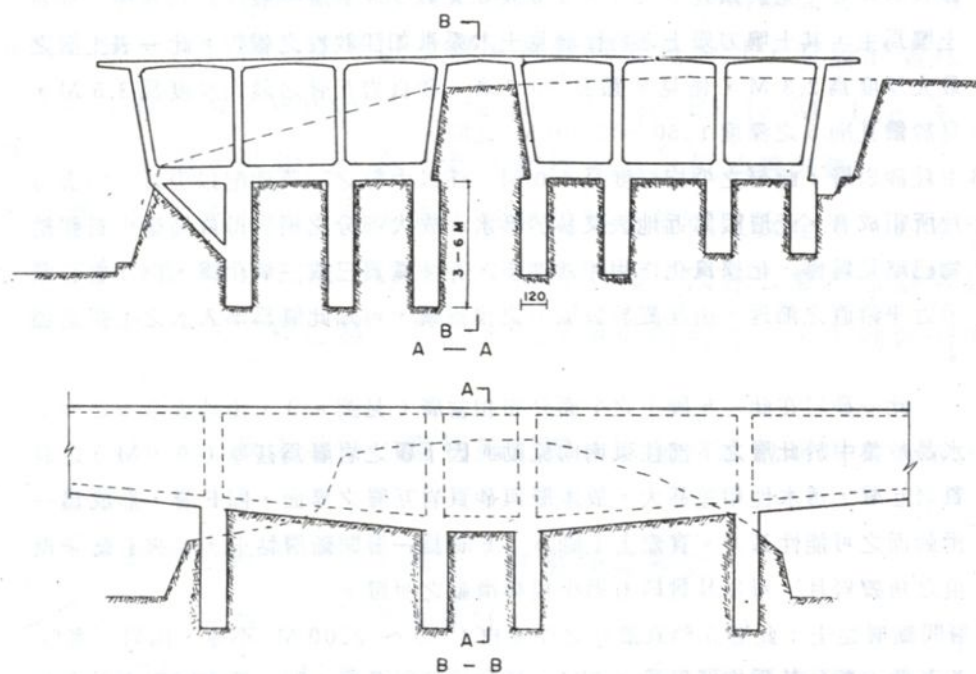


圖 3 - 26 橋墩 C 原設計圖

2. 重新鑽探

2 - 1 地 層

開挖前為擬具施工計畫及慎重計，重新辦理鑽探，結果與原有資料稍有不同，發現在原設計之槽挖基礎下方約 1 ~ 2 公尺處，夾有一層厚約 1 公尺之黏土層，形成向基隆河傾斜之軟弱之滑動面，經委請台灣大學地質系王源教授研判結果如下：

圓山大橋橋墩“C”附近之地質

王 源

(國立台灣大學地質學系教授)

依據地表地質調查及鑽探(鑽孔No 1 ~ No 8)之資料,茲將圓山大橋橋墩“C”附近之地質與工程之關係略述於下,以供工程設計及施工之參考:

一地層

此處露出之地層係屬中新世木山層之一部分,其主要分層如下:

岩 層	層厚(公尺)
-----	--------

A 覆蓋土層	
--------	--

B 中粒砂岩層	5
---------	---

F 層間斷層黏土	2
----------	---

C 砂頁岩互層	9
---------	---

D 粗粒砂岩層	5
---------	---

E 砂頁岩互層	4
---------	---

各地層之空間分布表示於圖(3-27 a.b.c.d.)

A 覆蓋土層:本層包括表土及木山層之最上層,即風化極厲之一,以頁岩為主之砂頁岩互層(見於鑽孔2、3、4、5及6等者)。表層一般以灰色及棕色砂質土壤為主,其土壤力學上之特性參見土木系洪如江教授之報告。此一表土層之最大厚度為2.3 M,係見於鑽孔No.7者。砂頁岩互層之最大厚度為3.5 M,見於鑽孔No 5之深度1.50 ~ 5.00 M 之間。

B 中粒砂岩層:此層之平均厚度為5.0 M,係以中粒之石英砂配以少量之白雲母片所組成者,此層因靠近地表又易於滲水,故大部分之絹雲母或高嶺土質膠結物已略見鬆懈,化學風化作用相當進步,許多鐵質已成三氧化鐵,部分岩心顯示近乎鉛直之節理,由沈澱於裂隙中之褐鐵礦,可知此層為滲入水之主要通道。

此一砂岩在此一丘陵上之平面分布相當廣(見圖a),由地表滲入之地下水易於集中於此層之下部往東南向流動。因下覆之岩層為甚厚(9.0 M)之砂質岩互層,透水性相差甚大,故本層與砂頁岩互層之界面,即F層,形成為一滑動面之可能性甚大。實際上(圖b)F層為一層間斷層黏土,並夾有斷層擦痕之角礫岩片,可為其曾經有過小規模滑動之明證。

F 層間斷層黏土:此層在鉛直鑽孔之厚度自1.30 ~ 2.00 M 不等,因岩心實收率甚低,暫估其平均層厚為2.0 M,係介於B與C層,即一透水層與不透水層間之黏土層,由擾亂之暗灰色黏土及砂岩角礫所組成,為一明顯之滑動面產物,亦可視為巨陵開挖後之一可能滑動面。因此地之一般地層走向為N 50° E 傾斜方向為S 40° E,將來之可能滑動之主要方向應為S 40° E。

C 砂頁岩互層:此一岩層主要由暗灰色綫狀葉片狀頁岩與細粒砂岩之互層所組成,砂岩之厚度普通以幾十公分為主,偶見厚達一公尺者。此岩層易於風化,形成數公分之狹長碎片崩積於崖下,又因葉片層理易沿層面滑動或匍匐,常見引起所謂岩屑性山崩,但此岩層並不會於本工程之主要切面上露出。

D 粗粒砂岩層:一頗為新鮮之緻密石英質粗砂岩層,色灰白,可做為良好之岩釘碇層,此層與上述C層間亦偶見滑動黏土層,例如No 6 鑽孔深度19 ~ 19.8 M 間者(見圖b)。本層分佈於本工程基面下10 ~ 15公尺處。

E 砂頁岩互層：本層僅見於鑽孔No 2 及No 3 孔底附近，一般為新鮮之細砂岩及葉片狀縞狀頁岩之互層，但層間亦見斷層黏土，如No 3 之29.00~30.10 M深度者，（見圖 b）。

2-2 地質構造

本地地層：一般走向為N 50° E 而向南以 20° 傾斜下去，走向與高速公路延長方向（B B'）之交角為 60°，而與A A' 之交角為 30°，其偽傾角各為 17° 以及 10°，此二方向之地質剖面各示於圖 c 及圖 d，僅以此觀之，路線之方向與地層走向之關係頗為妥當。但此地山坡之斜向與地層之斜向略為平行，同時亦可能有滑動面之存在，故不可任意切割而影響本丘陵之穩定度。

本地之節理有顯著之二組，一為N 10° ~ 20° E，另一為N 40° ~ 50° W，主要表現於B 及D 砂岩層，後一組又與路線之方向略為平行。此等節理之存在易導致層滑（N 40° W 為主方向）之方塊進行，故亦應加以警戒。

3. 變更設計

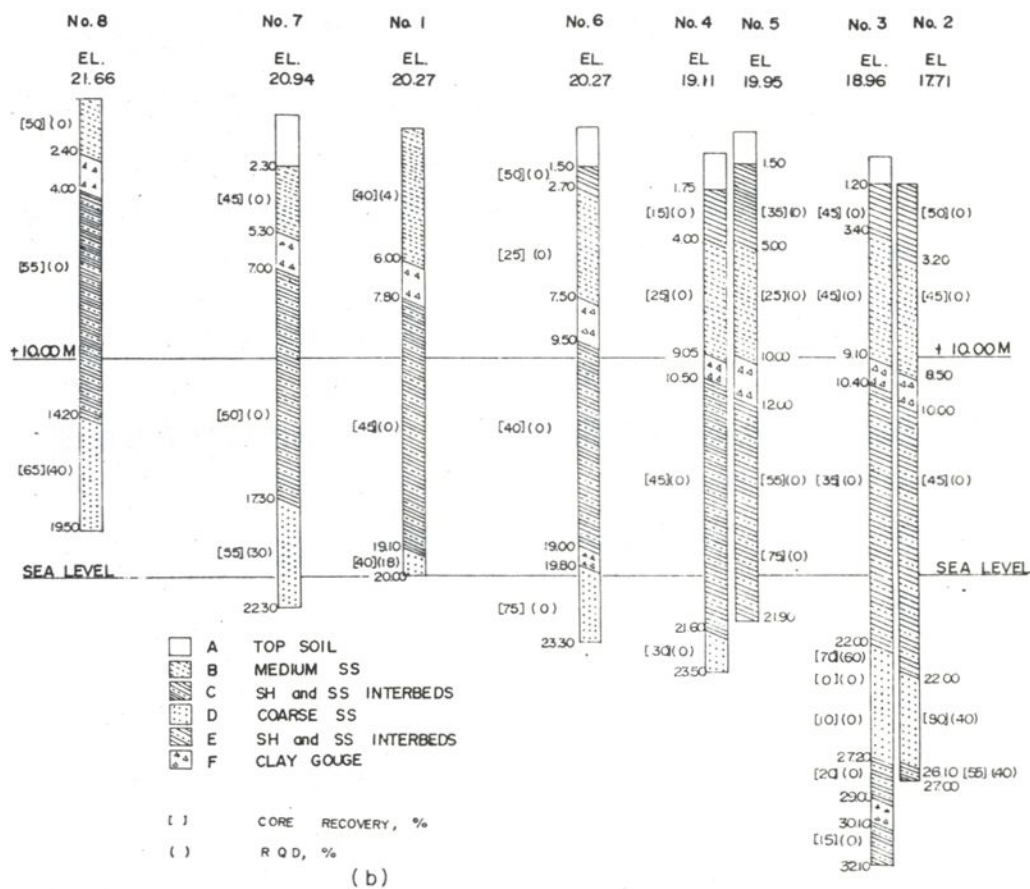
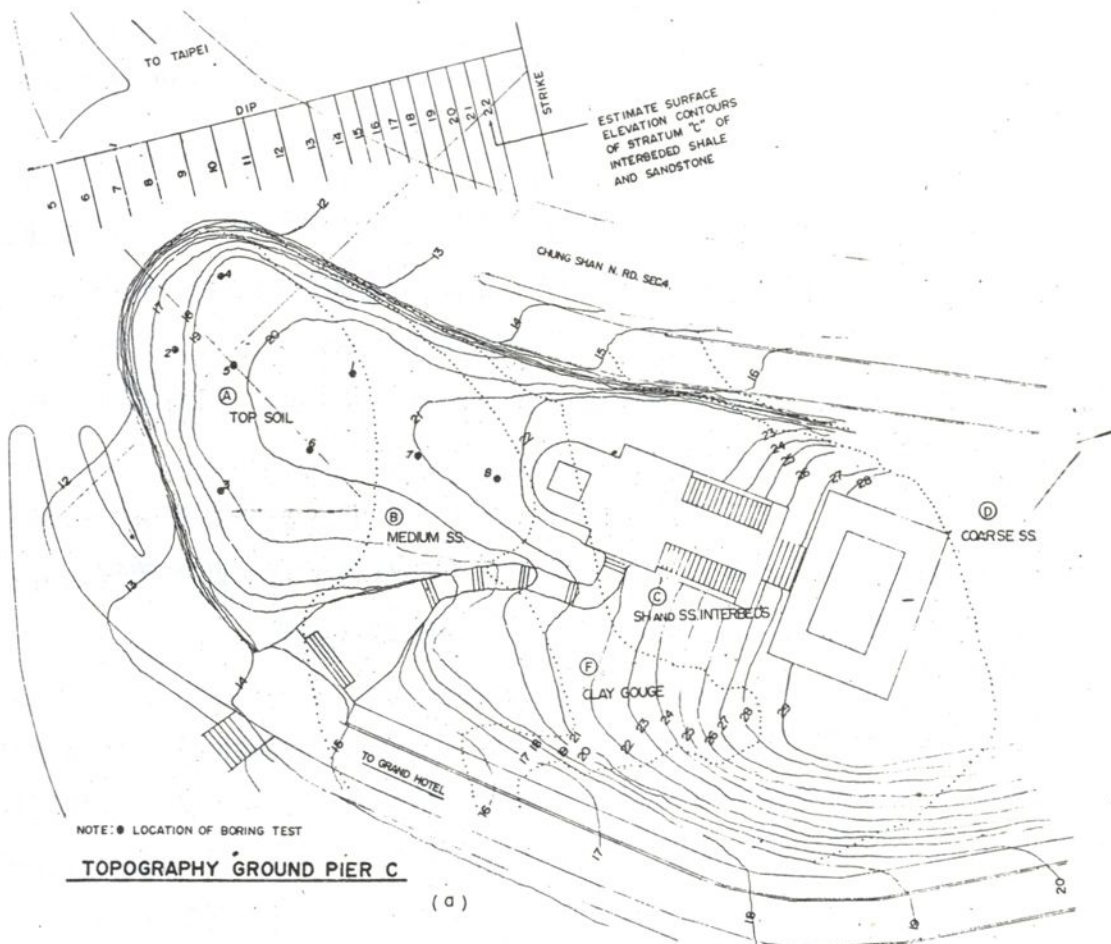
由以上之結論，很明顯的原設計之基礎正好位於該滑動面之上，為求結構物之安全，基礎之深度及結構必須予以改變。為辦理變更設計，原設計者林同棧顧問工程司亦派基礎工程師Mr Wayne E. Ferree 及 Mr Billy M. Lin 來台研議，並邀請台灣大學，王源、洪如江、翁作新等教授列席分析地質判斷。

研議變更設計方案時，首先考慮者當然是整個橋樑之安全度，因本橋墩按原設計認為基礎良好，剛性（rigidity）大、抗震力強，因此以繫拉鋼腱將其他各墩繫拉於本橋墩。但顧及本工程已發包開工，為謀得以順利施工，下列各因素須加以考慮：

- (1)應顧及承包商之施工設備，應用施工機具以配合承包商現有者或本地能迅速調度者為宜。
- (2)應適應承包商之施工能力，施工方法愈簡易愈宜。
- (3)應儘早復工，且施工期限愈短愈好。
- (4)變更設計之範圍及規模儘量予以縮少，儘可能的僅變更基礎部分，以不涉及上部結構為宜。
- (5)由於本橋墩位於台北市風景區及交通要衝，應顧及施工期間之交通維持及環境清潔。

最後按下列要點辦理變更設計：

- (1)墩位及上部結構維持原設計不予變動。
- (2)將墩位山丘削平至 E.L. + 11.50 M，與兩邊道路（中山北路四段及圓山飯店上山道）略平。
- (3)將原設計以槽挖埋入土內之基牆改變為露出之墩牆，構成縱六條，橫四條之



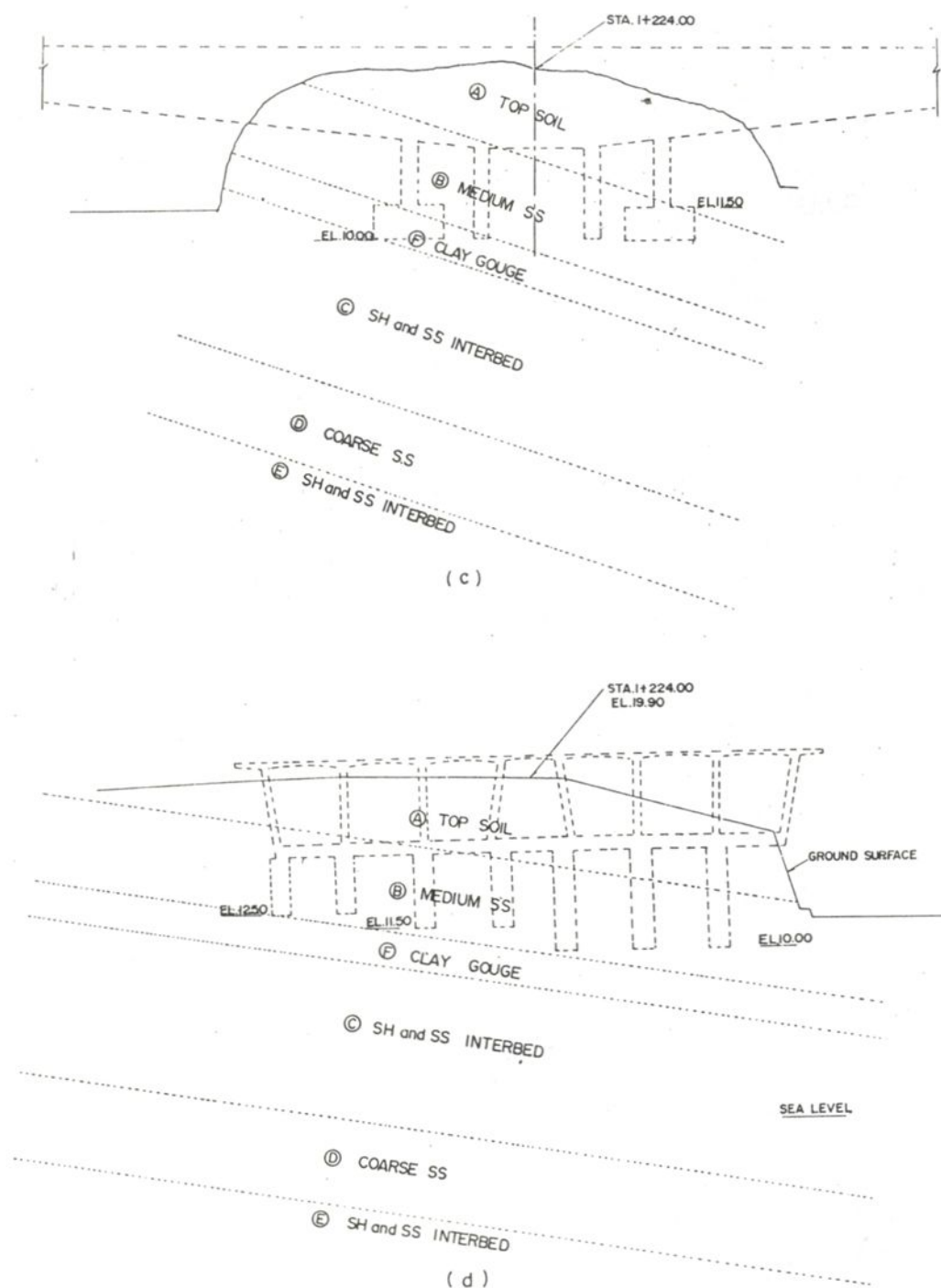
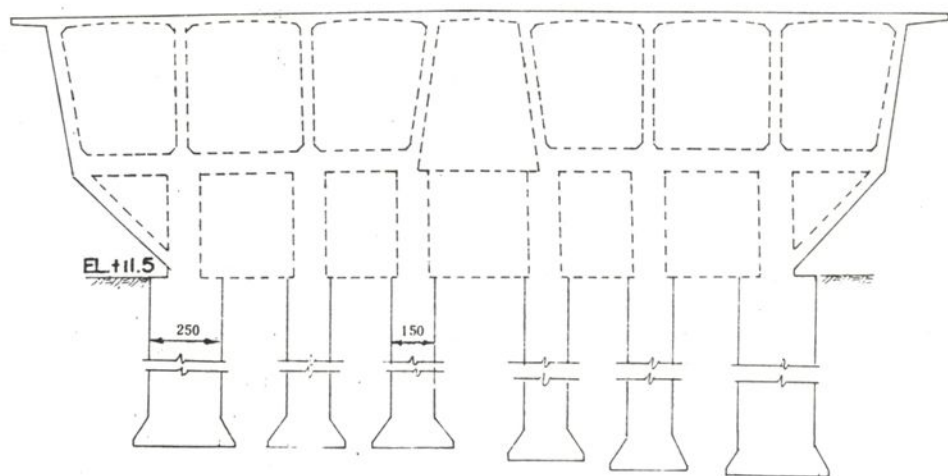


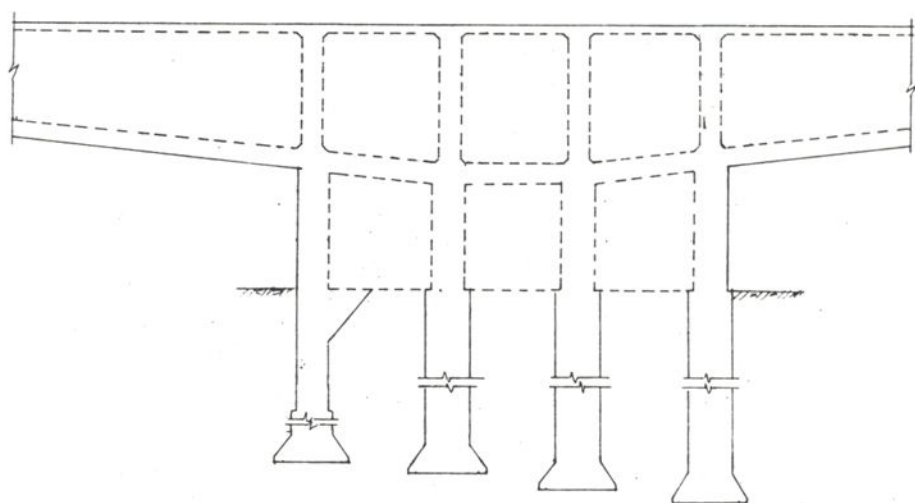
圖 3 - 27 Pc 地質圖

空心格子牆墩體，並加深至EL. + 11.00。

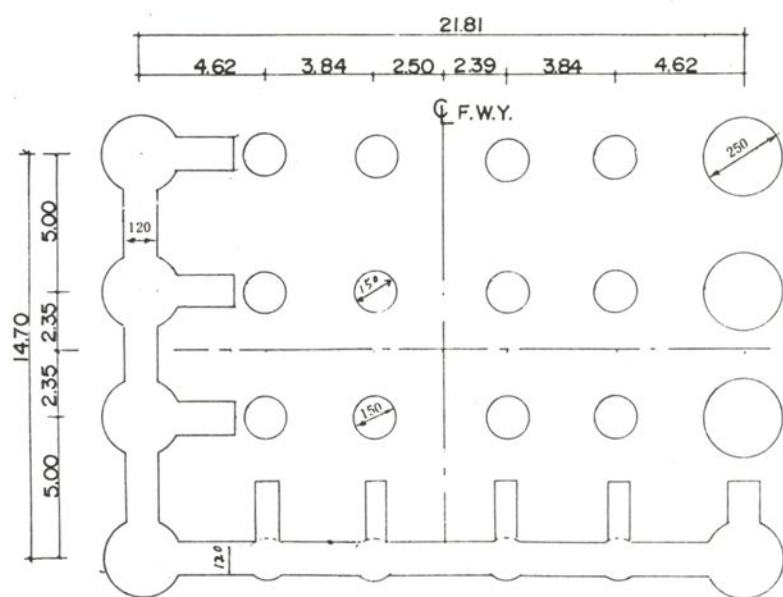
- (4)北面及東面二墩牆仍以槽挖加深至EL. + 6.50以抵擋向西南向之滑動趨勢。
- (5)於格子牆之每一交點開挖口徑1.5M ϕ (16座)及2.5M ϕ (8座)之井筒狀深坑至堅硬岩層以構成圓柱形基礎，此種基礎以掘井式施工法開挖，稱為掘井式基礎。



(a)



(b)

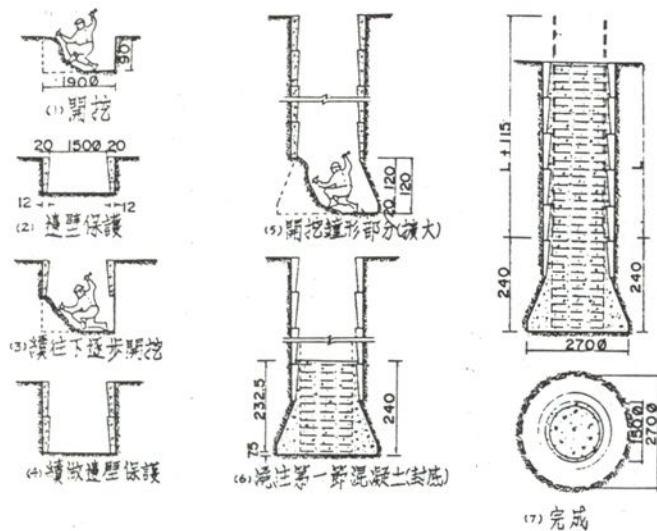


C

圖 3 - 28 Pc 變更設計圖

4. 掘井式基礎

此種圓柱形基礎結構可視為基樁與開口沉箱（open caisson）之中間體，就其施工方式而言與日本常用之深礎工法（Sinso Koho，無適當英文名詞似亦可稱為caisson）相似。可視為一種以人工開挖之大口徑就地澆注鋼筋混凝土樁（Cast-in-place R.C. Pile）。其施工程序（圖3-29）係以人工配合簡單之開挖工具，如空氣壓縮機配以鑿岩機（braker or pick hammer）、及吊土設備、抽風及抽水設備，分節往下挖掘，每挖掘一節（約深1公尺）即於其周圍澆築混凝土以形成保護壁（lining），其厚度視孔徑及土質而定，本工程使用20 cm厚，以防坍塌以保孔壁及工作人員之安全。澆築混凝土之模板為便於裝拆，設計以3片拼裝之鋼模，操作極為方便，數十分鐘就可拼組，使用 140 kg/cm^2 混凝土，24小時後就拆模並開始挖掘下一層，挖掘至支持層後，將挖掘面擴大（Bell out）以增加支撐面積，並經工程司確認地層情況後予以封底（如沉箱之封底作業），然後配紮鋼筋並澆注混凝土（如就地澆注樁作業）以完成。



掘井式基礎施工程序圖

圖 3 - 29

5. 施工經過

施工時調用 $10.5 \text{ m}^3 / \text{min}$ 空壓機一部並配以鑿岩機四部（三部作業另一部供為預備），3孔同時開挖。至於吊土設備，剛開始較淺時以三腳架配以滑車以人工拖吊，結果效率很低，曾擬改用derrick crane但亦不甚理想，後經承包商利用UH-03鋤土機（back hoe）改裝成極富機動性之吊車一部可同時兼顧3孔之作業，提高工作效率甚大。

$\phi 1.50 \text{ M}$ 者工人二人在孔內作業， $\phi 2.50 \text{ M}$ 者三人作業，每節（90 cm深）一天可挖竣。連澆築保護壁及其濕治，平均每三日可完成一節，當三孔在澆築保護壁期間可挖掘另三孔，挖出之廢土當夜就運離工地以保持工地之環境清潔。

由於實際作業時係多孔同時開挖，雖略有地下水，但均經岩層空隙流向下游，因此僅在最下游一孔抽水，其餘各孔就得以保持無水狀態下挖掘，以及澆注混凝土，最後一孔雖稍有湧水但水量不大，僅以 2 吋抽水機一部已足處理。

本基礎共開挖 24 孔 (16 - 150 ϕ + 8 - 250 ϕ)，深度最淺者 11.6 M，最深者為 16.7 M，另北面及西面有 1.2 公尺寬深 5 M 槽挖，自 64 年 3 月 1 日開工至 8 月 19 日完成，共費時 5 個月半，但實際情形為剛開始時由於係新施工法，監工人員，及作業工人均不熟練，對深坑作業亦稍具恐懼感，且施工機具亦邊做邊改良，如初期吊土作業係用人工以吊桶像汲井水般的吊棄，再改以三角架配滑車拉吊，最後經承包工頭研究將鋤土機改裝成吊車配以吊斗後，由於機動性大，才大大的提高工作效率，如以後期之作業效率推算，本工程應於 3 個月半～4 個月內可完成。

6. 檢 討

本橋墩依施工計畫為最先施築之橋墩，因而處於施工要徑 (Critical path)。因此本基礎之變更設計影響施工計畫及實際進度至巨，應於 63 年 9 月開挖者延至 64 年 3 月始施做掘井式基礎，在這一段期間內雖曾積極推進其他各墩可施做部分，但本橋墩仍處於施工要徑，因此本變更設計實質上相當於將本工程延遲 7 個月以上，追查其主因在於設計前規劃階段，鑽探作業之不確實與疏忽，實際上由於本省現有之鑽探方式多採用沖水鑽孔法，使較軟地層及碎岩地層均由於沖失而無法取岩心，實收率甚低，往往不到 10 %，致無法察覺岩層間所夾有之黏土層，本橋墩之鑽探亦可能由於此種原因致未能事先發現厚達 1 M 之黏土滑動層，所幸本工程能於施工前發現，雖對工作之推展發生巨大之影響，但尚可經由變更設計予以補救，否則後果將不堪設想，今後地質鑽探應慎重從事，不應稍有疏漏。

7. 變更設計計算：(Designed by T.Y. LIN INTERNATIONAL

$$\left. \begin{array}{l} \text{D.L.} = 4873^T + 400^T = 5273^T \\ \text{M.L.L.} = 10141^{T-M} \\ \text{L.L.} = \text{L}30^T \end{array} \right\} \text{PER PIER}^{*1}$$

(1) TO FIND MAX. FORCE IN CORNER CAISSON (LINE D)

$$\textcircled{1} \text{ F DUE TO VERTICAL D.L.} = \frac{4873 + 400}{16^{*2}} \div 330 \text{ T/CAI}$$

$$\textcircled{2} \text{ F DUE TO VERTICAL L.L.} = 230 / 16 \div 15 \text{ T/CAI}$$

$$\textcircled{3} \text{ F DUE TO LONGITUDINAL M.L.L.}$$

$$\begin{aligned} &= 10141 \times 7.35 / (4 \times 2.35^2 + 4 \times 7.35^2) \times 2 \\ &= 157 \text{ T/CAI} \end{aligned}$$

$$\textcircled{4} \text{ F DUE TO TRANSVERSE}^{*3} \text{ M (L.L. + D.L.)}$$

$$P_D = \frac{4873 + 400}{2 \times 2 \times 4} = 1320 \text{ T}/4 = 330^T$$

$$P_L = 330/2 \times 4 = 115 \text{ T}/4 = 29^T$$

$$P_M = 157^T$$

$$\Sigma P = 330 + 29 + 157 = 516^T \text{ TO CORNER CAISSON}$$

$$\textcircled{5} \Sigma F^{*5} = 330 + 15 + 157 + 516 = 1018 \text{ T/ CAISSON}$$

(2) TO FIND MAX SOIL BEARING STRESS UNDER CORNER CAISSON IN LINE D.

\textcircled{1} IF L.6^M BELL ADOPTED & WT. OF CAI. NEGLECTED
AREA OF BELL = 5.3^{M2}

$$f_b = 1018 \text{ T}/5.3 = 193 \text{ T}/\text{M}^2 > 127 \text{ T}/\text{M}^2 \text{ NO GOOD}$$

\textcircled{2} INCREASING DIA. OF BELL TO 3.3^M

$$A = 1/4 \times 3.3^2 \times 3.14 = 8.5 \text{ M}^2$$

$$f_b = 1018/8.5 = 120 \text{ T}/\text{M}^2 < \text{ALLOWABLE BEARING}$$

$$\text{CAPACITY} = 127 \text{ T}/\text{M}^2 \quad \text{O.K.}$$

\textcircled{3} TO FIND REINFORCEMENT IN EXTERIOR DIAPHRAGM
DUE TO CONCENTRATED LOAD 516^T

$$M = 1950 \text{ T-M (SEE(1) -d)}$$

$$A_s^{*7} = 1950 / 0.0149 \times 850^{*6} = 155 \text{ cm}^2 \quad (16\text{-}\#11)$$

USE 12 # 11 TOP IN 2-LAYER

6 - # 8 BOT. THROUGH

$$FK = 29.5 \times 80 \times 850^2 / 100000 = 17000 \text{ TM}$$

$$S = 516000 / 80 \times 850^{*6} = 7.6 \text{ kgs/cm}^2 > 5.49 \text{ kgs/cm}^2$$

$$V' = 2.11 \times 850 \times 80 = 144000 \text{ kgs} = 144^T$$

IF #5 STIRRUP USED

$$S = 4 \times 1.7 \times 850 / 144 = 40 \text{ cm}$$

ORIGINAL DESIGN #6 @ 20 cm O.K.

\textcircled{4} TO CHECK SOIL BEARING STRESS UNDER INTERIOR CAISSON IN LINE D.

$$\Sigma F = 330 + 15 + 157 = 502 \text{ T/ CAI}$$

(a) IF 2.6^M BELL CAISSON USED.

$$f_b = 502 / 5.3 = 9.5 \text{ T/M}^2 < 127 \text{ T/M}^2$$

(b) IF USE 2.3^Mφ

$$f_b = 502 / 4.15 = 120 \text{ T/M}^2 \quad \text{O.K.}$$

(3) TO FIND MAX FORCE IN INTERIOR CAISSON, LINE C

$$\textcircled{1} F_{D.L.} = 330 \text{ T/CAI}$$

$$\textcircled{2} F_{L.L.} = 15 \text{ T/CAI}$$

$$\textcircled{3} F_M = 157 \times 2.35 / 7.35 = 50 \text{ T/CAI}$$

$$\Sigma F = 330 + 15 + 50 = 375 \text{ T/CAI}$$

(4) TO FIND MAX SOIL BEARING STRESS UNDER INTERIOR CAISSON IN LINE C.

$\textcircled{1}$ IF 2.6^Mφ BELL USED

$$f_b = 375 / 5.3 = 71 \text{ T/M}^2 < 127 \text{ T/M}^2$$

$\textcircled{2}$ IF USE 2.0^Mφ BELL

$$f_b = 375 / 3.14 = 119 \text{ T/M}^2 < 127 \text{ T/M}^2 \quad \text{O.K.}$$

(5) TO FIND MAX FORCE IN EXTERIOR CAISSON LINE C

$$\textcircled{1} F_{D.L.} = 330 \text{ T/CAI.}$$

$$\textcircled{2} F_{L.L.} = 15 \text{ T/CAI}$$

$$\textcircled{3} F_{L.M.} = 50 \text{ T/CAI}$$

$\textcircled{4}$ F DUE TO TRANSVERSE $M_{L.L+D.L}$

$$P_D = 330^T$$

$$P_L = 29^T$$

$$P_M = 50^T$$

$$\Sigma P = 330 + 29 + 50 = 409^T \text{ TO EXTERIOR CAISSON LINE C.}$$

$$(M = 409 \times 3.78 = 1550^{\text{TM}})$$

$$\textcircled{5} \Sigma F = 330 + 15 + 50 + 409 = 804 \text{ T/CAI}$$

(6) TO FIND SOIL BEARING STRESS UNDER EXTERIOR CAISSON IN LINE C.

$\textcircled{1}$ IF (2.6^Mφ BELL CAI

$$f_b = 804 / 5.3 = 152 \text{ T/M}^2 > 127$$

$\textcircled{2}$ IF 2.9^Mφ BELL USED

$$f_b = 804 / 6.6 = 122 \text{ T/M}^2 < 127 \text{ T/M}^2 \quad \text{O.K.}$$

(7) TO FIND REINFORCEMENT IN INTERIOR DIAPHRAGM

DUE TO CONCENTRATED LOAD 409^T

$$M = 1550^T M$$

$$A_s = 1550 / 0.0149 \times 850 = 122 \text{ cm}^2$$

REQ'D #10 #11 TOP IN 2-LAYER

$$FK = 29.5 \times 42 \times 850^2 / 100000 = 8900^T M$$

$$v = 409000 / 42 \times 850 = 11.5 \text{ kgs/cm}^2 > 5.5$$

$$V' = 6 \times 42 \times 850 = 214^T$$

IF #5 STIRRUP USED

$$S = 4 \times 1.7 \times 850 / 214 = 27 \text{ cm}$$

CHANGE ORIGINAL DESIGN #5@30 TO #5@20 cm

(8) CONCLUSIONS & SUGGESTIONS:

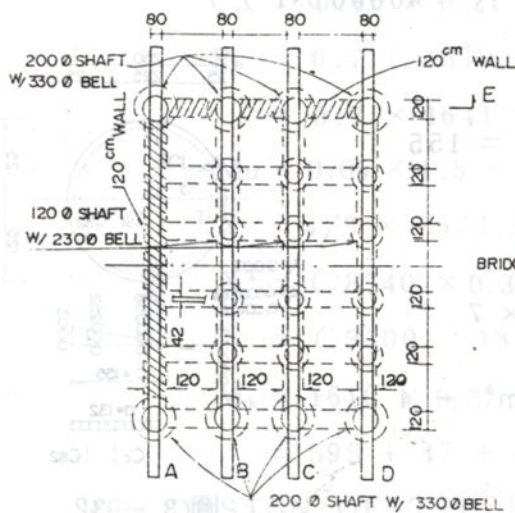


圖 3 - 30

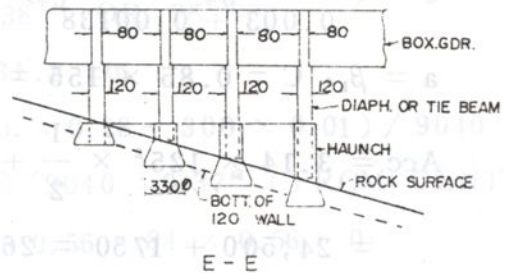


圖 3 - 31

(9) REINFORCEMENT FOR CAISSON

$$P_1 = 1018^T \text{ (CORNER CAISSON, LINE D)}$$

$$P_2 = 502^T \text{ (INTERIOR CAISSON IN LINE D)}$$

① FOR P_1 , USE 250 cm ϕ SHAFT & 330 cm ϕ BELL

$$f_c' = 3000 \text{ psi} \quad f_y = 40000 \text{ psi}$$

$$A_g = 3.14 \times 125^2 = 49000 \text{ cm}^2 \quad P = 1\%$$

$$P_s = \phi (0.85 f_c' A_g + A_s f_y) = 0.7 (0.85 \times 21 \times 49000 + 490 \times 1.4)$$

$$= 0.7 (8750 + 686) > 1018^T \times 2$$

$$\text{USE } P=0.005$$

30-# 10 W/

* 4 TIES @20 cm $A_s = 245 \text{ cm}^2$

$$P_a = 0.7 (8750 + 1.4 \times 245)$$

$$= 0.7 (8750 + 343) = 0.7 \times 9093 = 6350^T > 1080^T \times 2 \text{ O.K.}$$

② FOR P_2 USE 150 cm ϕ SHAFT & 230 cm ϕ BELL

$$f_c' = 210 \text{ kgs/cm}^2 \quad f_s = 1400 \text{ kgs/cm}^2$$

$$A_g = 3.14 \times 75^2 = 17600 \text{ cm}^2 \quad P = 1\%$$

$$P_a = 0.7 (0.85 \times 21 \times 17600 + 176 \times 1.4)$$

$$= 0.7 (3140 + 246) = 0.7 \times 3386 = 2370^T > 502^T \times 2$$

$$P_a = 0.7 (3140 + 123) = 0.7 \times 3263 = 2280^T > 507^T \times 2$$

18 - #8 W/ #3 TIES @20 cm O.K.

(10) TO CHECK P_b ($f_c' = 3000 \text{ psi}$, $f_y = 40000 \text{ psi}$)

① 250 cm ϕ

$$C = \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.00138} \right) \times 225 = 155$$

$$a = \beta_1 \cdot C = 0.85 \times 155 = 132$$

$$A_{cc} \div 3.14 \times 125^2 \times \frac{1}{2} + 250 \times 7$$

$$= 24,500 + 1750 = 26250 \text{ cm}^2 - 4$$

$$\times 8.17 \times 5 = 26090 \text{ cm}^2$$

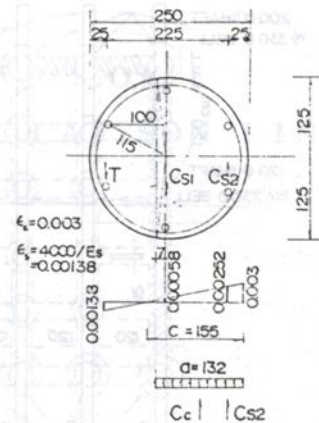


圖 3 - 32

FORCE IN BARS

$$T = 2800 \times 8.17 \times 2 \times 5 = 228000 \text{ kgs} = 228^T$$

$$C_{s1} = 2 \times 8.17 \times 58 / 138 \times 2800 \times 5 = 96^T$$

$$C_{s2} = 2 \times 8.17 \times 2800 \times 5 = 228^T$$

COMPRESSION IN CONCRETE $C_c = 0.85 \times 0.21 \times 26090$

$$= 4650^T$$

$$P_b = 0.7 (4650 + 96 + 228 - 228)$$

$$= 0.7 \times 4746 = 3320^T \text{ (TIE COL.)} > 1080 \times 2$$

$$M_u = 0.05 \times 2.5 \times 1018 = 127^{\text{TM}} \text{ OR } 254^{\text{TM}}$$

$$X = 4/3 \times r/\pi = 4/3 \times 125/3.14 = 53$$

$$X' = (24440 \times 53 - 1750 \times 3.5 - 160 \times 5.0) / 26090$$

$$= 1284900 / 26090 = 49.3 \text{ cm}$$

$$M_b = 4650 \times 0.493 + 228 \times 0.1 + 96 \times 0.0 + 228 \times 0.1$$

[illegible]

$$P_{ML} = 10141 / \{ (4 \times 2.35^2 + 4 \times 7.35^2) \times 2 \} \times 7.35$$

$$= 10141 / 476 \times 7.35 = 21.3 \times 7.35 = 157 \text{ T/P}^+$$

$$\Sigma P = 330 + 14 + 157 = 501 \text{ T/INT. P}^+$$

④ FOUNDATION LOADING DIAGRAM IN LINE D AT PIER C

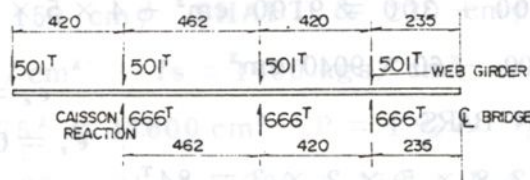


圖 3 - 34

$$\text{DOWNWARD FORCE} = 4 \times 501^T = 2004^T$$

$$\text{UPWARD REACTION} = 3 \times 666 = 1998^T \text{ say CHECKED}$$

⑤ SHEAR DIAERAM

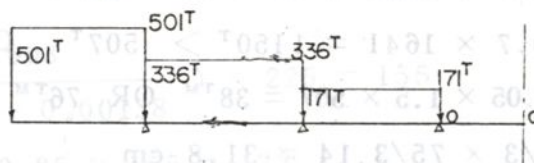


圖 3 - 35

⑥ MOMENT DIAGRAM (ASSUMING ELASTIC FOUNDATION)

$$M_1 = 501 \times 4.2 = 2100^{\text{TM}}$$

$$M_2 = 2100 + 336 \times 4.2 = 2100 + 1550 = 3650^{\text{TM}}$$

$$M_3 = 3650 + 171 \times 4.2 = 3650 + 718 = 4368^{\text{TM}}$$

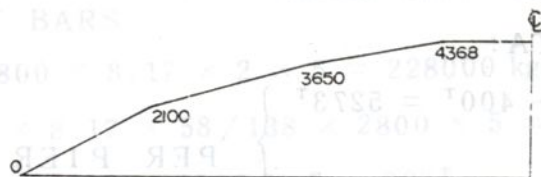


圖 3 - 36

⑦ MOMENT DIAGRAM (ASSUMING STIFF FOUNDATION)

$$M_1 = 501 \times 4.2 = 2100^{\text{TM}}$$

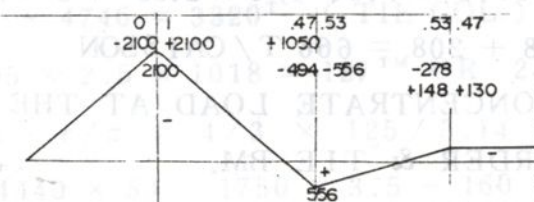


圖 3 - 37

⑧ REINFORCEMENT (FOR STIFF. FOUNDATION) (REFER TO STEP 7)

$$FK = 29.5 \times 80 \times 850^2 / 10^5 = 17000^{\text{TM}} > 2100$$

$$V_c = 850 \times 80 \times 5.5 = 374^{\text{T}}$$

$$V' = 501 - 374 = 127^{\text{T}}$$

IF #5 STIRRUP USED

$$S = 4 \times 1.7 \times 850 / 127 = 46 \text{ cm}$$

ORIGINAL DESIGN #6@20 cm

$$A_s = 2100 / 0.0149 \times 850 = 166 \text{ cm}^2$$

USE 12 - # 11 TOP IN 2 LAYERS

6 - # 11 THRU P+2 TOP

6 - # 8 BOTT

ASSUME SLAB & TIE BEAM FURNISH 40 cm² REINFORCEMENT

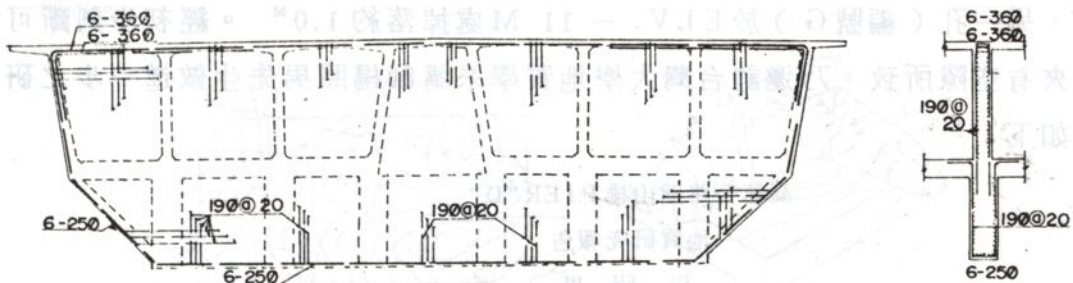


圖3-38

附註

* 1 : 荷重係按單向車道 (17.3 M 寬北上或南下車道) 計算。

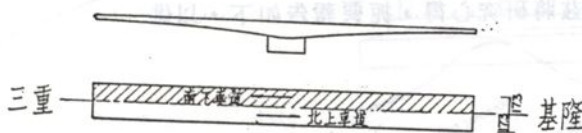


圖 3 - 39

* 2

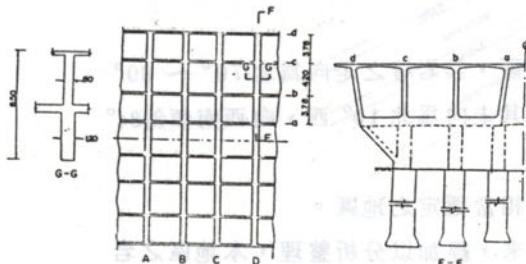


圖 3 - 40

基座有四道 Tie Beam , (A、B、C、D) 與每單向車道之四道 Web (a、b、c、d) 構成有 16 處節點。

- * 3 : Line d 之反力, 惟此道節點將不設沉箱。
- * 4 : Web d 與 c 之距離。
- * 5 : 為簡化計算, 將 * 3 所得之 Line 'd' 之角節點 Dd 之反力併入 Corner Caisson Dc 計算。
- * 6 : 詳 G-G 斷面。
- * 7 : $A_s = \frac{M}{f_y j d} = \frac{M}{a d}$
- * 8 : 應為梁寬, 該係誤列, 應修正為 80 cm。

第三節 橋墩 D 掘井式基礎

1. 原設計

本橋墩位於河濱公園內基隆河岸，原設計與橋墩 A、B 等相同係預力基樁，預估長度為 9^M 預力基樁加 3^M H 鋼樁，共 190 支。按施工計畫初案，本橋墩之打樁工作排列於橋墩 A、B 之後，預計打樁工作應在六十四年後半年。但由於水工試驗之結論，為配合將橋墩 A 改在枯水期施工，乃將兩墩（A、D）之施工順序予以對調，提前施做橋墩 D。

2. 鑽探

決定先施做橋墩 D 後，為確定樁長，隨即於六十三年底開始辦理岩盤探測（verification boring）。結果發現該處岩盤面之起伏變化意外之大，且約有全基脚（pile cap 樁帽）面積之三分之一竟較基脚底面（ELV. - 3.0 m）為高。顯然的原設計之基樁已不合適，必須研議變更設計。為進一步瞭解地質構造以供變更設計之依據，乃將鑽探範圍擴大，增加鑽孔及鑽探深度。結果其中有二個鑽孔於鑽探中曾發生鑽桿突然掉落之現象，其中一孔（編號 4 - C）於 ELV. - 6.5 處掉落約 1.5 M，另一孔（編號 G）於 ELV. - 11 M 處掉落約 1.0^M。經初步判斷可能係岩層中夾有空隙所致。乃邀請台灣大學地質學系講師楊照男先生做進一步之研判，其結果如下：

高速公路圓山橋 PIER "D"

地質研究報告

楊 昭 男

（國立台灣大學地質系講師）

民國六十四年三月五日

緒 言

高速公路圓山橋 PIER "D" 於鑽探地基時，發現岩層中有空隙之存在，因事關基礎工程之穩定性，乃委託筆者研究其成因，茲將研究心得，扼要報告如下，以供參考：

地 質

本區之地層均屬於第三紀中新世五指山層，但大部分為現代沖積層所掩覆，只於河邊及河濱公園涼亭上有部分之露頭出現。

此出現之露頭為由粗粒砂岩所組成，岩質堅硬，其岩層之走向為北 70° ~ 80° 東，向南傾斜約 26°，有一組較為發達之節理，其走向為北 10° 西，向西南傾斜 84°，幾近鉛直。

在本地區中，尚無發現斷層之存在，可稱為相當穩定之地區。

本地區之地質資料，絕大部分為鑽探所得而來，經加以分析整理，本地區之岩層層序及層厚由上而下，列如下：並見附圖

層 厚	
(1)粗粒砂岩	未知 (10 公尺 ⁺)
(2)頁 岩	1
(3)砂 岩	4
(4)頁 岩	1
(5)砂頁岩互層	5.8
(6)砂 岩	4.7
(7)砂頁岩互層	未知 (8 公尺 ⁺)

爲對本地區之地層中之空隙問題，筆者在將沖積層除去後，所形成之地形繪出，成一古地質圖（見附圖）。發現其地形之表現幾全由地層之節理及岩性所控制，當其時，本地區受基隆河之沖蝕，河流順著岩層之節理（即北 10° 西）進入，遇到軟弱之頁岩層而加速沖蝕，當時並在此地造成一旋渦流，將頁岩層順著層面淘空，以後之沖積層堆積時未能將空隙填滿，此爲本地區岩層中空隙存在之成因。

本地區地層中之空隙，依鑽探資料，僅限於 PIER " D " 之東北角，約占本地區之四分之一弱，其深度之伸展，預計不會超過海平面以下十五公尺。

結 語

本地區，除頁岩層因受河流侵蝕而造成部分之空隙外，大致而言，爲一甚爲穩定之地區。

對於空隙之處理，可在開挖沖積層時，由空隙露出處沿著地層，予以灌漿處理即可。



圖 3 - 41



圖 3 - 42

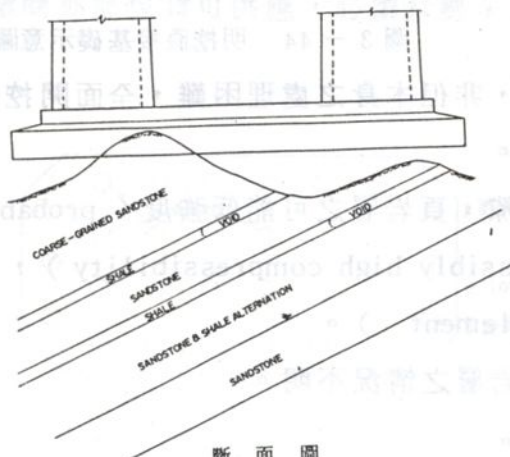


圖 3 - 43

3. 變更設計

變更設計之研議，仍以儘可能減少變更幅度，基礎以上以不變更維持原設計為原則，並兼顧承包商之施工能力與工期為重點，就以下各案予以比較：

(1) 明挖直接基礎 (mat foundation open cut)

初步研議時以本工法具有：

① 構造簡單，得以直接目觀支持層，支持力可靠。

② 樁帽（基腳）以上部分不須變更。

③ 無須特殊機具，可隨時動工。

等優點，認為頗理想之變更設計而擬予以採用。但經詳細檢討後發現有下列缺點：

① 圍堰及築島規模甚大，費時又費錢，因：

(a) 為供開挖作業，圍堰內側必須保持 $18^M \times 33^M$ 之淨空，致不宜使用內側承架。

(b) 挖土深最深雖達 10 公尺，但由於屬岩層，鋼板樁之剩餘入土深(d)恐不易達 2 公尺以上。

由於上列二原因，勢必採用雙層鋼板樁或另設錨樁以拉桿繫拉，(圖 3-44)。

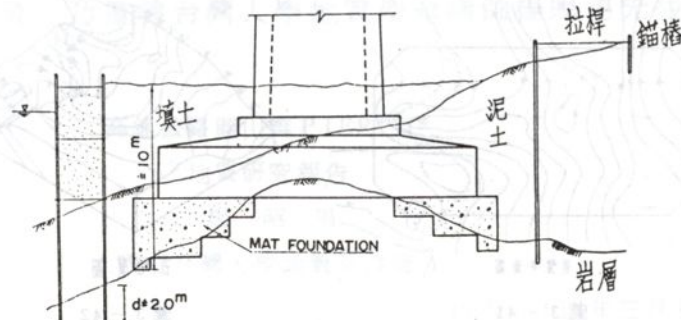


圖 3-44 明挖直接基礎示意圖

② 因岩層具有空隙，非但本身之處理困難，全面開挖時更可能帶來大量之湧水，致無法收拾。

③ 由於岩層夾有空隙，頁岩層之可能低強度 (probable low strength) 及高可壓縮性 (possibly high compressibility)，可能導致過度的或不均勻的沉陷 (Settlement)。

④ 基礎較淺，下層岩層之情況不明。

因此未予貿然採用。

(2) 預鑽 (predrill) 打樁法

本工法係由原設計顧問工程司所建議，係維原設計，僅將打樁程序予以

修正。其施工方法為使用鑽孔機按樁位，預先將岩層鑽較樁徑稍小口徑之孔至需要深度（以穿過岩層空隙為度），然後豎基樁，再用打樁機將尖端之 3 公尺 H 鋼樁夯入支持層（圖 3-45）。

本工法之優點為：

- ①無須辦理變更設計。
- ②只要有鑽孔設備隨時可動工。
- ③樁長一致。
- ④圍堰簡單。
- ⑤岩層空隙無須特別處理。

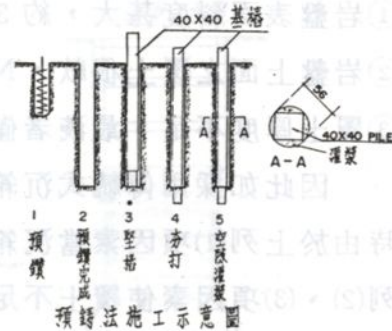


圖 3-45

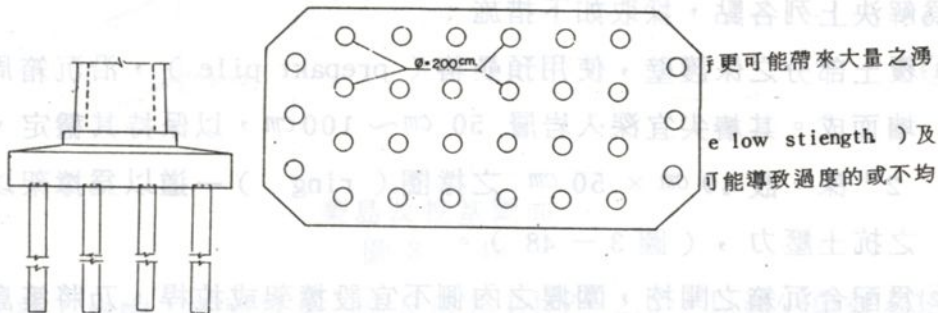
但有下列缺點：

- ①在本省一時無法尋覓此類鑽孔機具，亦無實際作業經驗，無法及時動工。
- ②基樁為方形，鑽孔為圓形，亦就是 40 cm 方樁須預鑽 $\phi 50 \sim 55$ cm 圓孔（因方樁對角長為 56 cm）。且係軟岩層，不可能因打擊時之振動而將預鑽孔擠緊，所留孔隙必須另設法，如以灌漿等施予補滿。
- ③在同一工作場地，須有數種機具，如鑽孔機、打樁機、灌漿機等配合作業，影響工作效率。
- ④費工、費時、且造價高昂。

乃未予採用。

(3)反循環鑽掘法就地澆注混凝土樁：

經查反循環鑽掘法配有特殊鑽頭（Roller bit）專供鑽掘岩層之用，樁徑可達 $\phi 150 \sim 200$ cm，如能尋得此種鑽頭，預計造價、工期均可節省甚多。且基礎以上部分亦不須變更設計，係甚理想之工法。但經查詢非但本省目前尚無此種鑽頭，國外廠商亦無現貨可供應，必須訂製，其交貨時間須半年以上，致未能採用。



反循環鑽掘法就地澆注混凝土樁

圖 3-46

(4)開口沉箱 (open caisson)

可採用六座 $\phi 6.0^M$ 或四座 $\phi 7.0^M$ 沉箱，但經研議由於此處地質情況為：

- ①岩盤表面斜度甚大，約 35° 。
- ②岩盤上面之覆土很軟， $N < 5$ 。
- ③覆土厚度不足，最淺者僅有 3 公尺。

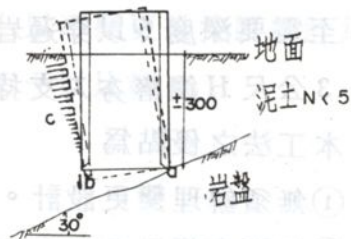


圖 3 - 47

因此如採用傳統式沉箱施工法，在下沉時由於上列(1)項因素當沉箱腳之某一點先達到岩盤時（如圖示 a 點），由上列(2)、(3)項因素使覆土不足於保持沉箱之穩定，極可能導致整個沉箱之傾斜，亦就是如圖示，由於土質過軟，b 點將繼續下沉，而側面之土壓力 C 不足於抵擋，使沉箱傾斜，因此不敢採用，圖 3 - 47。

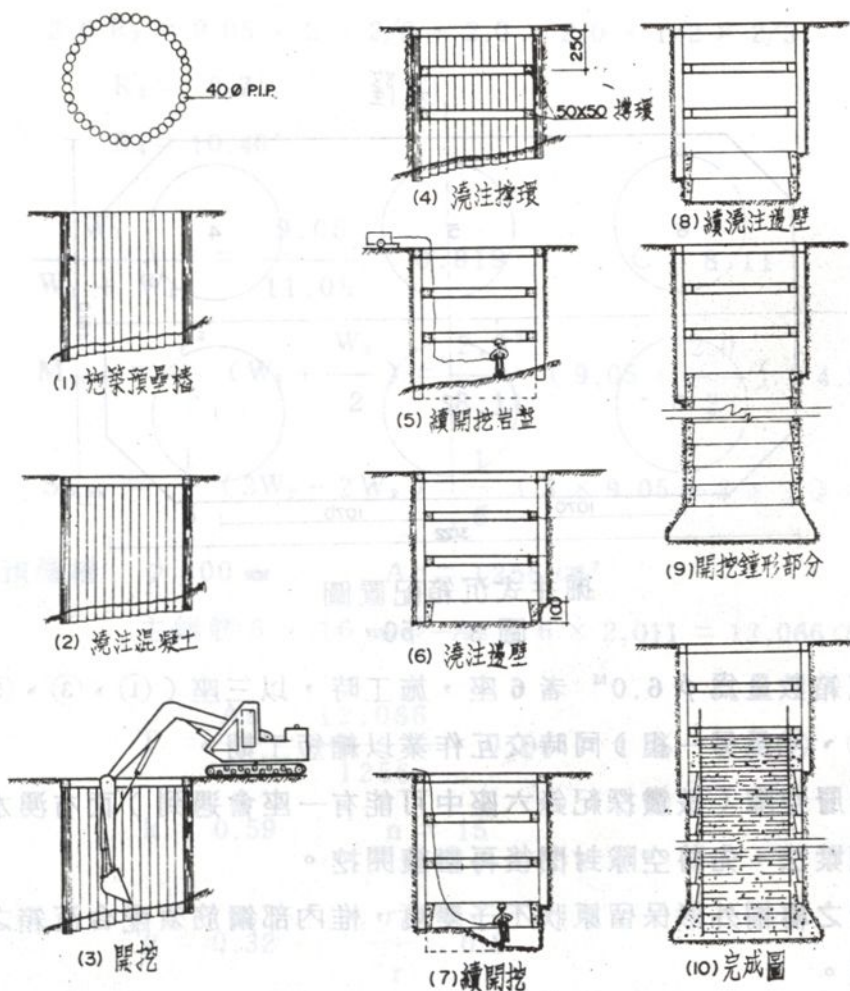
(5)掘井式沉箱

此種基礎構造與橋墩 C 之掘井式基礎相似，惟口徑較大，施工程序亦稍須修正，當本橋墩基礎就上述各方案進行研議比較時，發覺橋墩 C 之掘井式基礎進行的極為順利，乃着手研議該工法應用於本橋墩之可行性。本橋墩與橋墩 C 比較有下列不同情況，應妥善處理：

- ①橋墩 C 係直接由軟岩層開挖，易築保護壁，但本橋墩於傾斜岩盤上面尚有鬆軟覆土，最厚者達 10^M ，該覆土部分，本身無法撐住保護壁。
- ②因位於基隆河岸，可能有大量湧水。
- ③岩層具有空隙，應妥善處理。
- ④樁帽必須配合變更設計，變更幅度宜儘量縮小。
- ⑤經查所謂深礎工法在日本過去之實績，最大口徑為 $\phi 4.5^M$ ，而本橋墩擬築 $\phi 6.0^M$ ，不無顧忌，但經詳細檢討，因下層均為岩盤，穩定性較大應無問題。
- ⑥仍須圍堰築島，其規模以愈小愈宜。

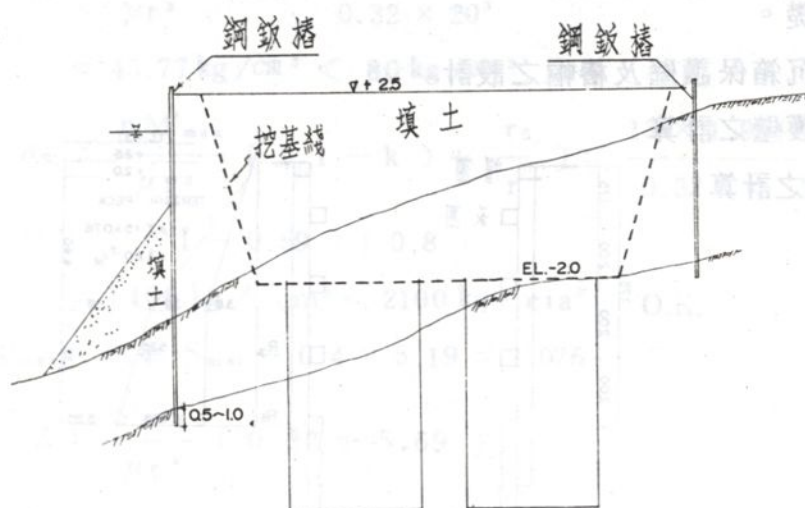
為解決上列各點，採取如下措施：

- ①覆土部分之保護壁，使用預疊樁 (precast pile)，沿沉箱周圍構築擋土牆而成。其樁尖宜深入岩層 $50\text{ cm} \sim 100\text{ cm}$ ，以保持其穩定，並隨開挖每 2^M 深，設 $40\text{ cm} \times 50\text{ cm}$ 之撐圈 (ring) 一道以為撐架以鞏固預疊樁之抗土壓力，(圖 3 - 48)。
- ②為配合沉箱之開挖，圍堰之內側不宜設撐架或拉桿，乃將築島圍堰鋼板樁之範圍擴大，並於鋼板樁外側 (河流側) 亦施予填土 (示如圖 3 - 49)，以謀在無撐架或拉桿下仍能保持鋼板樁之穩定，並收防止漏水之效。



P。掘井式沉箱施工程序示意圖

圖 3 - 48



築島及挖基斷面

圖 3 - 49

- ③ 將基礎（樁帽）底面提高一公尺改為 $ELV-2.0$ ，以減少爾後之挖土深，以利圍堰之構築。
- ④ 築島頂面（即施工面）訂為 $ELV+2.50^M$ 。

$$2.0 R_3 = 9.05 \times 2 \times 2/2 + 2.0 \times 2.0 \times 1/2 \times 2/3$$

$$R_3 = 9.7^t$$

$$R_4 = 10.40^t$$

$$\frac{W_1}{W_1 + W_2} = \frac{9.05}{11.05} = 0.819 \quad C = 8.11$$

$$M_{\max} = \frac{\ell^2}{c} \left(W_1 + \frac{W_2}{2} \right) = \frac{2.0^2}{8.11} \left(9.05 + \frac{2.0}{2} \right) = 4.96 \text{ t-m}$$

$$S_{\max} = \frac{1}{6} (3W_1 + 2W_2) = \frac{1}{6} (3 \times 9.05 + 2 \times 2) = 5.19^t$$

採用預疊樁 $\phi 400 \text{ mm}$ $Ac = 1256 \text{ cm}^2$

主鋼筋 6 - 16 mm ϕ $As = 6 \times 2,011 = 12,066 \text{ cm}^2$

$$P = \frac{As}{Ac} = \frac{12.066}{1256} = 0.01 = 1\%$$

$$k = 0.59 \quad n = 15$$

$$\mu = 0.32 \quad \frac{r_o}{r} = 0.8$$

$$M'_{\max} (40 \text{ cm } \phi \text{ 樁}) = 0.4 M_{\max} = 0.4 \times 4.96 = 1.984 \text{ t-m}$$

$$\sigma_c = \frac{k}{\mu r^3} M_{\max} = \frac{0.59}{0.32 \times 20^3} \times 1,984 \times 10^5$$

$$= 45.77 \text{ kg/cm}^2 < 80 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$\sigma_s = \frac{n M'_{\max}}{\mu r^3} \left[(1 - k) + \frac{r_s}{r} \right] = \frac{15 \times 1,984 \times 10^5}{0.32 \times 20^3}$$

$$\left[(1 - 0.59) + 0.8 \right]$$

$$= 1406 \text{ kg/cm}^2 < 2100 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$S'_{\max} = 0.4 S_{\max} = 0.4 \times 5.19 = 2,076$$

$$Z = \frac{S'_{\max}}{\mu r^2} (0.22 + 5.69)$$

$$= \frac{2,076 \times 10^3}{0.32 \times 20^2} (0.22 + 5.6 \times 0.01)$$

$$= 4.48 \text{ kg/cm}^2 < 15 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

② 撐圈計算

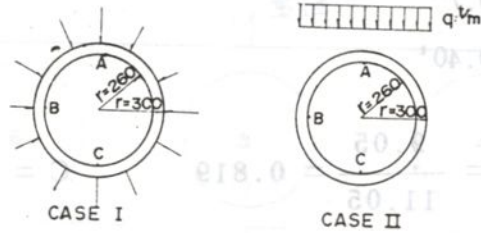


圖 3 - 52

case I 土壓加靜水壓

$$R_3 = \frac{9.05 + 11.05}{2} \times 2.0 = 20.1 \text{ t/m}$$

case II 土壓

$$R_3 = 3.80 \times 2 = 7.6 \text{ t/m}$$

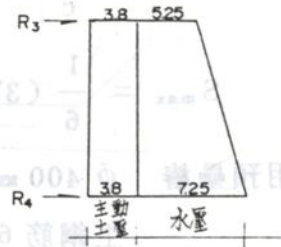


圖 3 - 53

(a) 主動土壓 + 靜水壓 4 方向 = $q = 20.1 \text{ t/m}$

(b) 主重土壓 $\times \frac{1}{2}$ 1 方向 = $q' = 7.6 \times \frac{1}{2} = 3.8 \text{ t/m}$

表 3 - 4

着力點	彎矩		軸力		
	(I)	(II)	(I)	(II)	(I)+(II)
A	t-m 0	$+ 0.163q'r^2$ 5.57	$q'r$ t 60.3	$0.212q'r$ t 2.42	t 62.72
B	0	$- 0.125q'r^2$ - 4.28	60.3	$q'r$ 11.4	71.70
C	0	$+ 0.087q'r^2$ 2.97	60.3	$- 0.121q'r$ - 1.38	61.68

$$M_{\max} = 5.57 \text{ t-m}$$

$$N_{\max} = 71.7 \text{ t}$$

$$b = 50 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm}$$

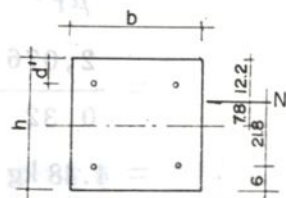
$$d' = 6 \text{ cm}$$

$$h = h - d' = 34 \text{ cm}$$

$$\frac{d'}{d} = \frac{6}{34} = 0.18$$

$$\frac{M}{N} = \frac{5.57}{71.7} = 0.078$$

$$= 7.8 \text{ cm}$$



撐圈斷面

圖 3 - 54

$$e = 21.8 \text{ cm} \quad e' = 7.8 \text{ cm}$$

$$\frac{e'}{e} = \frac{7.8}{21.8} = 0.36$$

$$A_s = A'_s = 2 - \phi 19 \text{ mm} = 2 \times 2.85 = 5.7 \text{ cm}^2$$

$$p = p' = \frac{A_s}{bd} = \frac{5.7}{50 \times 34} = 0.0034$$

查圖表知

$$K = 1.0 \quad L_c = 0.37$$

$$\frac{N \cdot e}{bd^2} = \frac{71.7 \times 21.8}{50 \times 34^2} = 2.7 \text{ kg/cm}^2$$

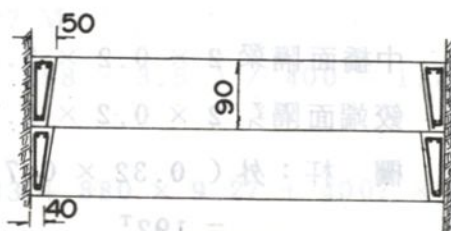
$$\sigma_c = \frac{N_e}{bd^2} \times \frac{1}{L_c} = \frac{27}{0.37} = 73 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 73 \text{ kg/cm}^2 < 240 \text{ kg/cm}^2 \times \frac{1.3}{3} = 104 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$\sigma_s = 1000 \text{ kg/cm}^2 < 2100 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

(2) 保護壁之設計

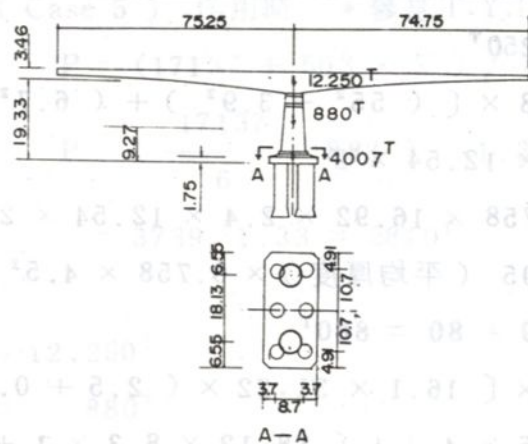
因周圍均為岩盤，作用於保護壁之壓力不致太大，為施工方便其斷面厚度已達 40 ~ 50 公分，與上節承圈（40 × 50）對照，安全度應絕無問題，所以並未予以檢算。



保護壁

圖 3 - 55

(3) 樁帽之設計



呆重
圖 3 - 56

PIER“D”實心沉箱：

a、沉箱底岩石（砂岩）承载力以 $130 \text{ T} / \text{M}^2$ 計。

b、沉箱內混凝土用 $210 \text{ kg} / \text{cm}^2$ ，中央部分拋填土卵石，可減低費用。

c、沉箱頂所承受之靜荷重（6個）

$$W_D = 12250 + 880 + 4007 = 17137^T$$

PIER“D”荷重計算：

(1)上部結構：

$$\text{填角 } 0.1 \times 0.1 \times 0.5 \times 24 \times 150 \times 2.4 = 43^T$$

縱面腹版於柱頂加厚

$$= 0.38 \times 5.4 \times 4 \times 3.9 \times 2.4 = 77^T$$

$$\text{頂面版 } 0.275^d \times 3676^w \times 2.4 \times 150 = 3,639^T$$

$$\text{底面版 } 0.502^d \times 12.51 \times 2 \times 2.4 \times 150 = 4,522^T$$

$$\text{縱面腹版 } 0.42 \times 8 \times 1.25 \times 2.4 \times 150 = 1,512^T$$

$$0.42 \times 8 \times 4,148 \times 2.4 \times \frac{1}{3} \times 150 = 1,672^T$$

$$\text{端橋面隔梁 } 0.8 \times 5.0398 \times 31.76 \times 2.4 = 307^T$$

（平均長）

$$\text{中橋面隔梁 } 2 \times 0.2 \times 3.2 \times 13.4 \times 2 \times 2.4 = 41^T \times 2 = 82^T$$

$$\text{鉸端面隔梁 } 2 \times 0.2 \times 1.7 \times 13.4 \times 2 + 2 \times 2.4 = 44^T \times 2 = 88^T$$

$$\begin{aligned} \text{欄杆：外} & (0.32 \times 0.7 + 0.23 \times 0.38 \times 0.5) \times 2 \times 2.4 \times 50 \\ & = 192^T \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{欄杆：內} & (0.34 \times 0.7 + 0.0437 \times 2) \times 1 \times 2.4 \times 150 \\ & = 117^T \end{aligned}$$

$$\Sigma = 12250^T$$

$$(2) \text{空心立柱：} 0.758 \times [(55^2 - 3.9^2) + (6.7^2 - 5.1^2)] / 2 \times 2.4 \times 12.54 \times 2$$

$$= 0.758 \times 16.92 \times 2.4 \times 12.54 \times 2$$

$$+ 1.05 \text{（平均厚度）} \times 0.758 \times 4.5^2 \times 2.4 \times 2$$

$$= 799 + 80 = 880^T$$

$$\begin{aligned} (3) \text{基脚：} & 2.4 \times [16.1 \times 31.22 \times (2.5 + 0.5) - 3 \times 3 \times 0.5 \\ & \times 2.5 \times 4] + [18.12 \times 8.3 \times 1 + 0.785 \times 8.3^2 \times 2] \\ & \times 2.4 \end{aligned}$$

$$= 2.4 \times [1507 - 45] + 207 \times 2.4$$

$$= 4007^T$$

$$(1) + (2) + (3) = 12250 + 880 + 4007 = 17,137^T$$

頂 版 底 版

$$\text{上部結構之 C.G.} = [(3639 + 22) \times 0.1375 + (4522 + 22) \times$$

$$(1.8 + \frac{4.35 \times 2}{3})$$

腹 版

$$+ 1512 \times 0.975 + 1672 \times (1.6 + 4,148 \times \frac{2}{3})$$

隔 梁

$$) + 307 \times \frac{6.25}{2} + 82 \times 1.6 + 88 \times 0.85] / 12250$$

$$= (503 + 21422 + 1470 + 7323 + 1880 + 9813) / 12250$$

$$= 42413 / 12254 = 3.46 \text{ M}$$

$$\text{上部結構之 C.G. 距沉箱頂高} = 19.79 + 3 - 3.46 = 19.33 \text{ M}$$

$$\text{墩柱重心距沉箱頂高} = 6.27 + 3 = 9.27 \text{ M}$$

$$\text{基脚} \quad " \quad " \quad = (3509 \times 1.5 + 498 \times 3.5) / 400 = 1.75 \text{ M}$$

(-) 荷重作用方向與行車垂直時：

$$\text{地震時外沉箱頂受重 } P = (12250 \times 19.33 + 880 \times 9.27 + 4007 \times 1.75$$

$$) \times 0.15 / 21.4$$

$$= 37794 / 21.4 = 1766^T$$

$$\text{一個沉箱 } P = 1766 / 2 = 883^T$$

D.L. + L.L.* (Case 5) 作用時：* 參見 T.Y.Lin 原計算書

$$P = (17137 + 503 \times 2) / 6 = 3000^T \text{ (控制荷重)}$$

$$\text{D.E} + \text{EQ} \quad P = (\frac{17137}{6} + 883) / 1.33$$

$$= 3739 / 1.33 = 2810^T$$

基礎應力計算：

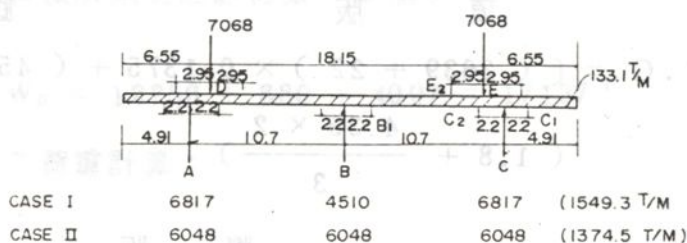
$$\text{Sup. DL.} = 12,250^T$$

$$\text{Col. DL.} = 880^T$$

$$\text{Footing} = 4,157^T$$

$$\text{LL} + \text{I} = 1,006^T$$

$$\Sigma N = 18,293^T$$



沉箱荷重圖

圖 3-57

Case 1: 荷重不均等分布於沉箱

$$M_B = 133.1 (10.7 + 4.91)^2 / 2 + 7,068 (9.06) - 6,817 (10.7) - 1,025 (2.2)^2 / 2 = 4,809^{T-M}$$

$$M_C = 133.1 (4.91)^2 / 2 - (1,549.3) (2.2)^2 / 2 + 1198 (4.91 - 3.6)^2 / 2 = -1312.5$$

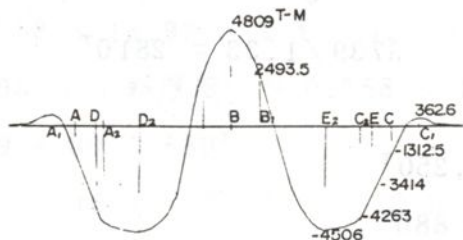
$$M_E = 133.1 (6.55)^2 / 2 - (1,549.3) (6.55 - 4.91 + 2.2)^2 / 2 + (1,198) (2.95)^2 / 2 = -3414^{T-M}$$

$$M_{s1} = 7,008 \times 6.84 + 133.1 \times (10.7 + 4.91 - 2.2)^2 / 2 - 6,817 \times (10.7 - 2.2) = 2,493.5^{T-M}$$

$$M_{c1} = 133.1 (4.91 - 2.2)^2 / 2 = 362.6^{T-M}$$

$$M_{c2} = 133.1 (4.91 + 2.2)^2 / 2 - 6817 \times 2.2 + 1198 (4.91 + 2.2 - 6.55 + 2.95)^2 / 2 = -4263^{T-M}$$

$$M_{E2} = 133.1 (6.55 + 2.95)^2 / 2 + 7068 \times 2.95 - 6817 (6.55 + 2.95 - 4.91) = -4500^{T-M}$$



彎矩圖

圖 3-58

Case 2 : 荷重平均分布於沉箱

$$\begin{aligned} M_B &= 133.1 (15.6)^2 / 2 + 7,068 \times 9.06 - 6,048 \times 10.7 - \\ &\quad 1,374.5 (2.2)^2 / 2 \\ &= 12,191 \text{ T-M} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_c &= 133.1 (4.91)^2 / 2 - 1374.5 (2.2)^2 / 2 + 1198 (4.9 \\ &\quad - 3.6)^2 / 2 \\ &= -709.5 \text{ T-M} \end{aligned}$$

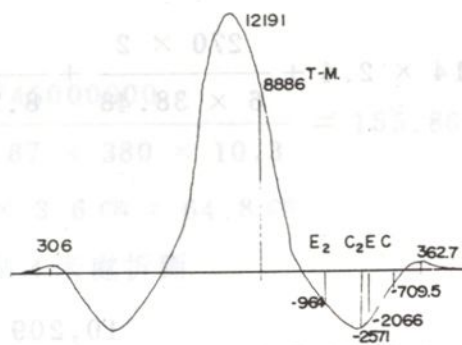
$$\begin{aligned} M_E &= 133.1 (6.55)^2 / 2 + 1198 (2.95)^2 / 2 - 1374.5 (6.55 \\ &\quad - 4.91 + 2.2)^2 / 2 \\ &= -2,066 \text{ T-M} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{B1} &= 7068 \times 6.86 + 133.1 (13.4)^2 / 2 - 6048 (10.7 - 2.2) \\ &= 8,886 \text{ T-M} \end{aligned}$$

$$M_{c1} = 133.1 (4.91 - 2.2)^2 / 2 = 362.6 \text{ T-M}$$

$$\begin{aligned} M_{c2} &= 133.1 (4.91 + 2.2)^2 / 2 - 6048 \times 2.2 + 1198 (4.91 + \\ &\quad 2.2 - 6.55 + 2.95)^2 / 2 \\ &= -2,571 \text{ T-M} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{E2} &= 133.1 (6.55 + 2.95)^2 / 2 + 7068 \times 2.95 - 6048 (6.55 + \\ &\quad 2.95 - 4.91) \\ &= -964 \end{aligned}$$



彎矩圖

圖 3 - 59

中間帶之彎矩採用 8,886 T-M

兩端之彎矩採用 -4500 T-M

$$\therefore A_s = \frac{888600000}{1400 \times 0.87 \times 380 \times 10.3} = 186.45 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ 採用 } \left\{ \begin{array}{l} \text{第一層 80 根} \\ \text{第二層 80 根} \\ \text{第三層 40 根} \end{array} \right. \begin{array}{l} 36 \phi @ 12.5 \text{ 共需} \\ \text{鋼筋 200 根} \end{array}$$

$$A_s = \frac{450000000}{1400 \times 0.87 \times 380 \times 10.3} = 94.4 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ 採用 } 36\phi \text{ 需 100 根如} \\ (E_2) \text{ 每m 用 5 根則 16 M 約用 80 根}$$

CHECK SHEAR

$$V = 133.1 (4.4 + 3.8)^2 - 6048 = 2902$$

$$v = \frac{2902000}{2 \times 820 \times 380} = 4.7 < 0.53 \sqrt{f_c} = 9.9 \text{ cm}^2 \text{ O.K.}$$

(二) 荷重作用方向與行車平行時

(1) L.L. 按原設計書 Case 5

$$M = 1,659 \text{ T}$$

$$N = 503 \text{ T}$$

$$A = 7^2 \times \frac{\pi}{4} = 38.48 \text{ m}^2$$

$$P = \frac{17,137}{6 \times 38.48} + 14 \times 2.4 + \frac{503 \times 2}{6 \times 38.48} + \frac{1659 \times 2}{87 \times 3 \times 38.48} \\ = 115.5 \text{ T/M}^2$$

(2) L.L. 按原設計 Case 1

$$M = 7,560 \text{ T-M}$$

$$N = 270 \text{ T}$$

$$P = \frac{17,137}{6 \times 38.48} + 14 \times 2.4 + \frac{270 \times 2}{6 \times 38.48} + \frac{7,560 \times 2}{8.7 \times 3 \times 38.48} \\ = 125.2 \text{ T/M}^2$$

(3) E.Q. Case 9

$$M = 10209 \text{ T-M}$$

$$P = \frac{17,137}{6 \times 38.48} + 14 \times 2.4 + \frac{10,209}{8.7 \times 3 \times 38.48} = 118 \text{ T/M}^2$$

$$P' = 118 / 1.33 = 88.7 \text{ T/M}^2$$

沉箱底之承載力係由 D.C. 與一邊懸臂梁有 L.L. 時所控制。

CHECK REINFORCEMENT OF FOOTING

$$(1) \frac{17,137}{2} + \frac{503 \times 2}{2} + \frac{1,659 \times 2}{8.7} = 9,453 \text{ T}$$

$$(2) \frac{17,137}{2} + \frac{270 \times 2}{2} + \frac{7,560 \times 2}{8.7} = 10,576 \text{ T}$$

EQUIVALENT SQUARE OF COL.

$$\left(\frac{\pi}{4} \times 6.7^2 \right)^{1/2} = 5.9 \text{ M}$$

EQUIVALENT SQUARE OF
CAISSON

$$\left(\frac{\pi}{4} \times 5^2 \right)^{1/2} = 4.43 \text{ m}$$

$$M = \frac{10,576}{4.43} \times \frac{(4.35 + 2.22 - 2.95)^2}{31.2 \times 2}$$

$$= 2387 \times \frac{(3.62)^2}{31.2 \times 2} = 501 \text{ TM/M}$$

$$A_s = \frac{50,100,000}{1400 \times 0.87 \times 380} = 108 \text{ cm}^2, \text{ 用 } 36 \text{ } \phi @ 9 \text{ 供 } A_s = 111 \text{ cm}^2$$

原設計為 36 $\phi @ 10$ ，擬改用 36 $\phi @ 8.5 \text{ cm}$

共需 36 $\phi 330$ 根

鋼筋折減處之 CHECK MOMENT

(1) 離中點 3 米處：

$$M = 133.4 (10.7 + 4.91 - 3.0)^2 / 2 + 7068 (9.06 - 3.0) - 6048 (10.7 - 3) = 7450$$

$$A_s = \frac{74500000}{1400 \times 0.87 \times 380 \times 10.3} = 155.86 \text{ cm}^2 / \text{m} < 160 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$18d = 18 \times 3.6 \text{ cm} = 64.8 \text{ cm}$$

故可於離中點 4 米處折斷

(2) 離端點 11 米處

$$M = 133.1 \times 11^2 / 2 - 6817 (11 - 4.91) + 7068 (11 - 6.55) = -2010.4$$

$$A_s = \frac{201040000}{1400 \times 0.87 \times 380 \times 10.3} = 42.2 \text{ cm}^2 / \text{m} < 80 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

故可於離端點 12 米處折斷

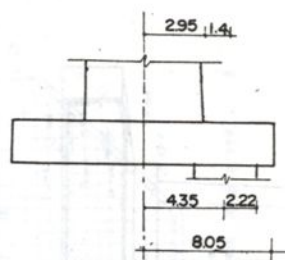
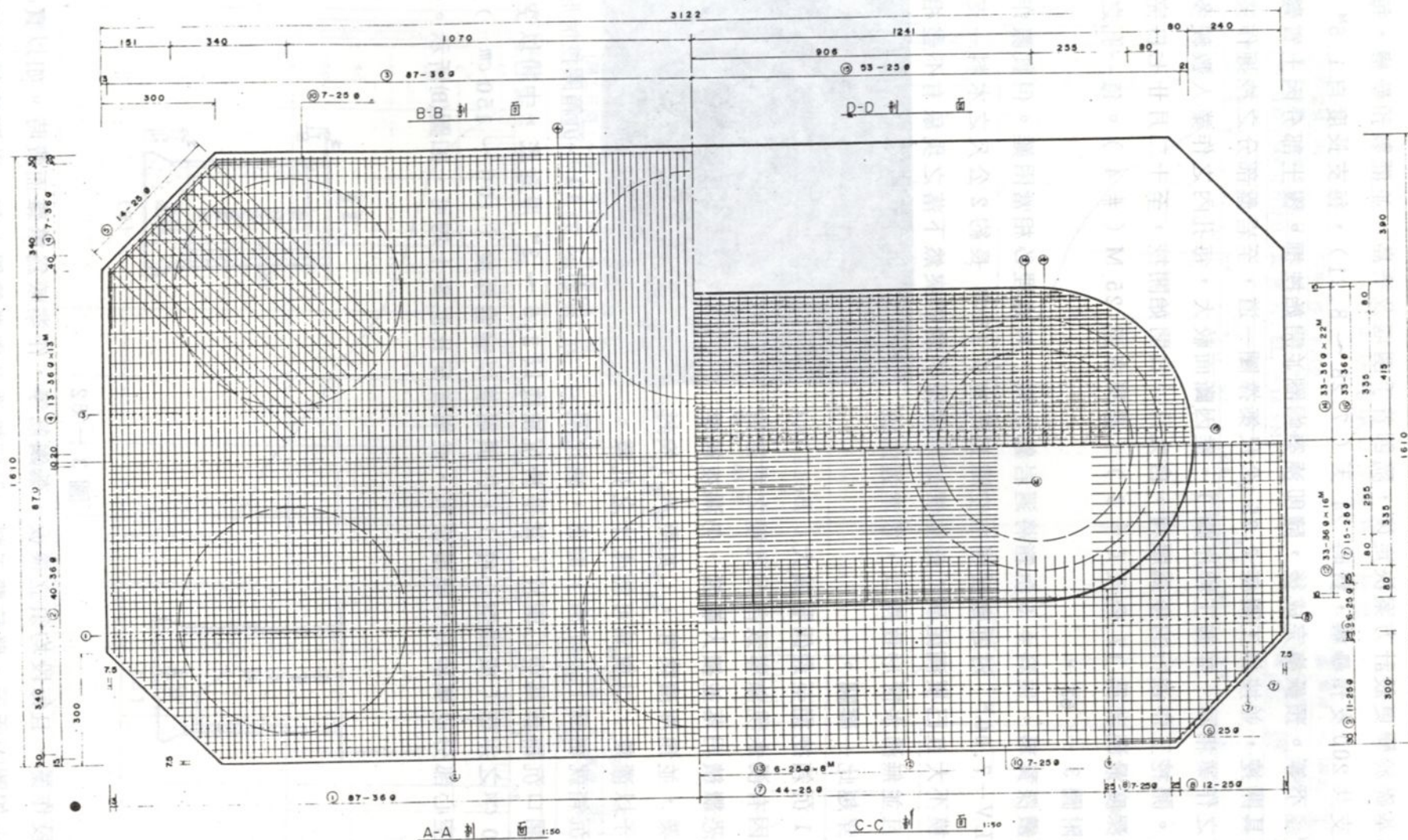


圖 3 - 60



P0 變更設計圖 (基脚配筋)

圖 3 - 61 (b)

5. 施工經過

本基礎於變更設計方案決定後，隨即着手圍堰及築島，並灌製預壘樁，每座沉箱 50 支共 200 支預壘樁，費時 24 天（7.28 ~ 8.21），每支長度自 1.5^M ~ 11.5^M 不等。預壘樁完成後，隨即澆築帽圈並開始挖掘。覆土部分因土質鬆軟均以手工具開挖，並按施工圖每 2.25 公尺築撐圈一道，至岩盤部分之挖掘作業則與橋墩 C 之作業相同（詳施工程序圖），惟因斷面較大，每孔內之作業人數較多為 6 ~ 8 人。開挖工作進行的極為順利，自九月一日開始開挖，至十二月廿七日完成，其開挖深度最淺者為 17 公尺（# 3），最深者達 25 M（# 4）。每一孔之施工進度如附圖 3 - 63。

按鑽探資料，預料 # 5 沉箱將遇岩盤空隙，其處理必相當困難。但實際作業時，於 ELV-7.00^M 附近雖發現有空隙且藏有 $\phi 15\text{ cm}$ 長約 2 公尺之木料一支，但空隙規模不大且已填滿泥砂（此種情形與鑽探時鑽桿突然下落之現象有不盡相符之處），且並無湧水情形致得以，很幸運的很順利的穿越此一難關。

1 沉箱挖掘至最低層擴大（Bell out）時，因有湧水現象導致部分孔壁之坍塌情形，為恐繼續坍塌並擴大範圍，仍漏夜辦理封底作業，並預埋灌漿管，（如照片）俟封底後再予以灌漿，以填滿可能產生之孔隙。



照片 3 - 10 沉箱開挖情形

本沉箱就結構上及經濟上而言，應比照傳統式開口沉箱築為空心圓柱，就是於沉箱底以 2.5 ~ 3^M 厚封底，中間以空心築厚約 50 cm 之井壁（成為空心柱），於頂端蓋以適當厚度（100 ~ 150 cm）之頂蓋，其空心部分或填砂石、或灌漿水、或填貧配比混凝土均可，如圖(B)所示。惟井

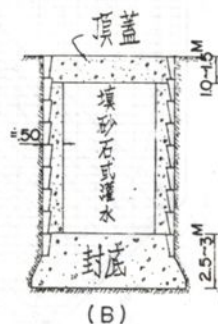


圖 3 - 62

壁須分段作業，且每段均須立模板、紮鋼筋等，作業較為繁雜而費時。如以實心填滿混凝土如圖(A)所示，雖較費工料，但因構造及作業簡單，每一孔沉箱封底後可一

圓山橋橋墩D沉箱施工紀錄

沉箱編號: No.1	沉箱口徑: 6 M ϕ
開工日期: 64年9月1日	地面高: EL. + 2.5 M
完工日期: 64年12月27日	底部高: EL. - 16.5 M

圖	開挖: /	砂岩: /
說	掘鑄: /	頁岩: /
	黏土: /	

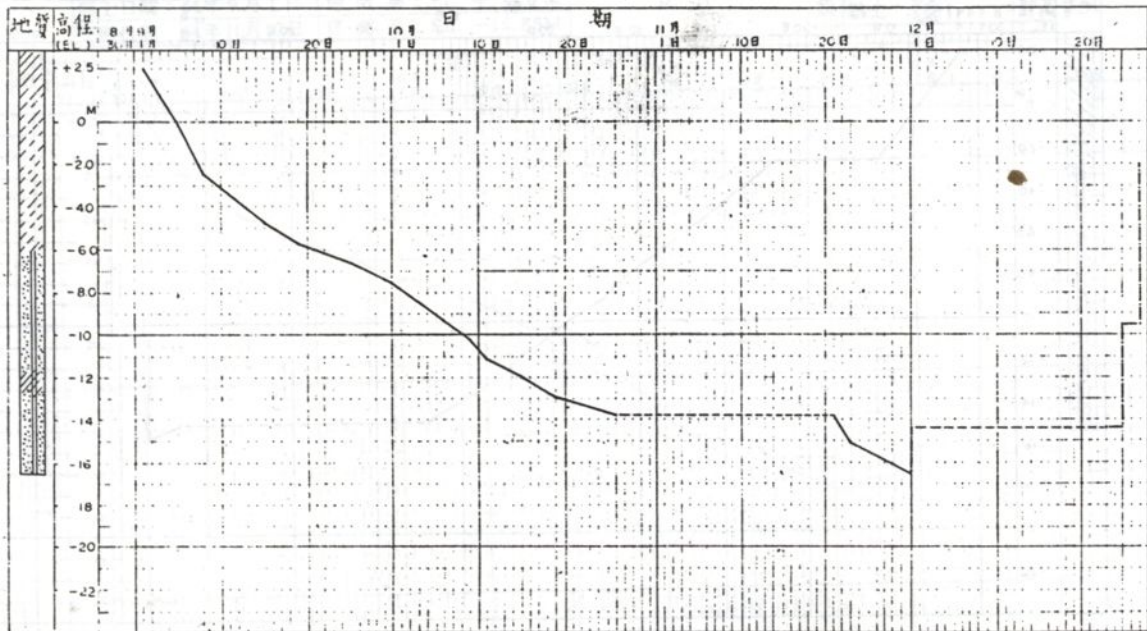


圖 3 - 63 (a)

圓山橋橋墩D沉箱施工紀錄

沉箱編號: No.2	沉箱口徑: 6 M ϕ
開工日期: 64年8月31日	地面高: EL. + 2.5 M
完工日期: 64年12月5日	底部高: EL. - 15.45 M

圖	開挖: /	砂岩: /
說	掘鑄: /	頁岩: /
	黏土: /	

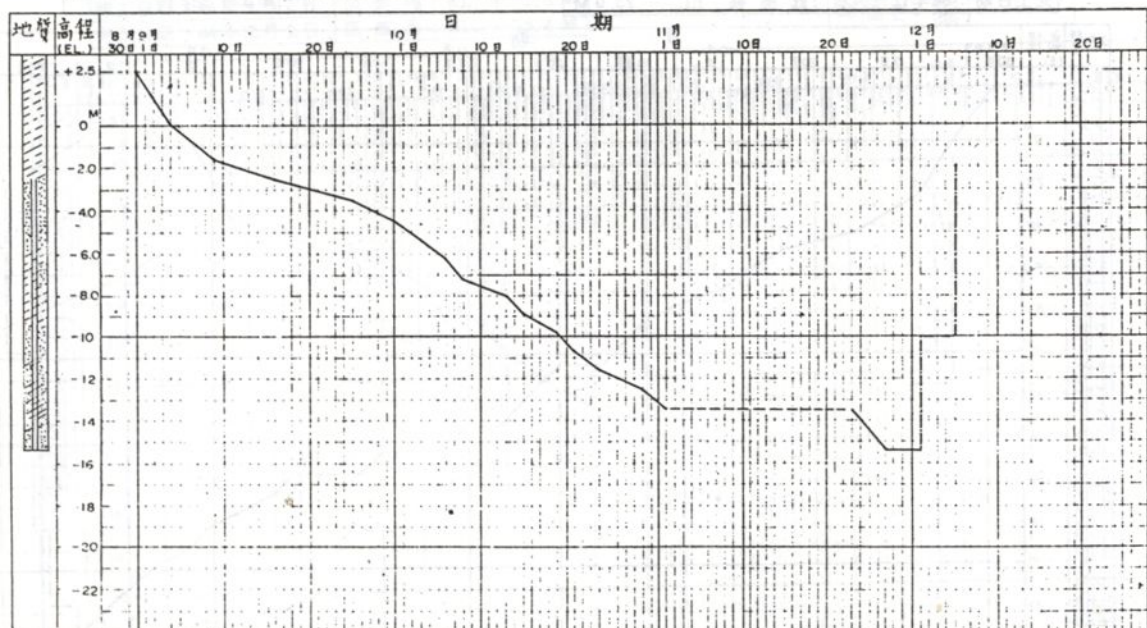


圖 3 - 63 (b)

圓山橋橋墩D沉箱施工紀錄

沉箱編號: No. 3	沉箱口徑: 6 M ϕ
開工日期: 64年9月2日	地面高: EL. + 2.5 M
完工日期: 64年12月11日	底部高: EL. - 15.3 M

圖說	開挖: /	砂岩: /
	掘鑄: /	頁岩: /
	黏土: /	

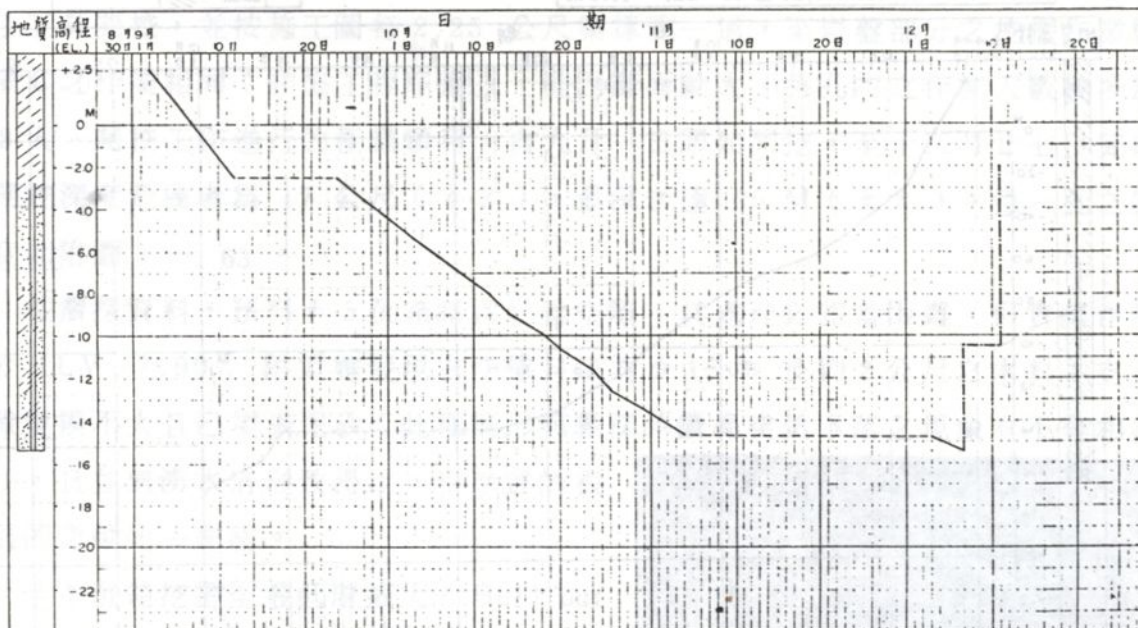


圖 3 - 63 (c)

圓山橋橋墩D沉箱施工紀錄

沉箱編號: No. 4	沉箱口徑: 6 M ϕ
開工日期: 64年8月30日	地面高: EL. + 2.5 M
完工日期: 64年12月24日	底部高: EL. - 23.0 M

圖說	開挖: /	砂岩: /
	掘鑄: /	頁岩: /
	黏土: /	

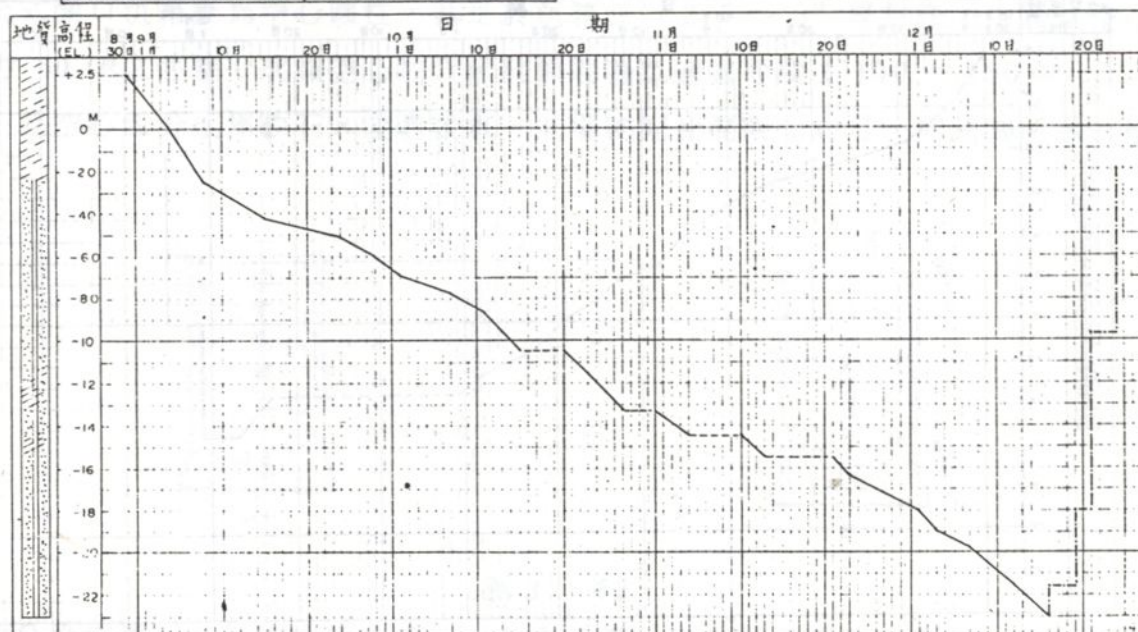


圖 3 - 63 (d)

圖山橋橋墩D沉箱施工紀錄

沉箱編號: No 5	沉箱口徑: 6 M ϕ
開工日期: 64年9月1日	地面高: EL. + 2.5 M
完工日期: 64年11月30日	底部高: EL. -15.85M

圖	開挖: —	砂岩: ▨
說	掘鑿: —	頁岩: ▩
	黏土: ▧	

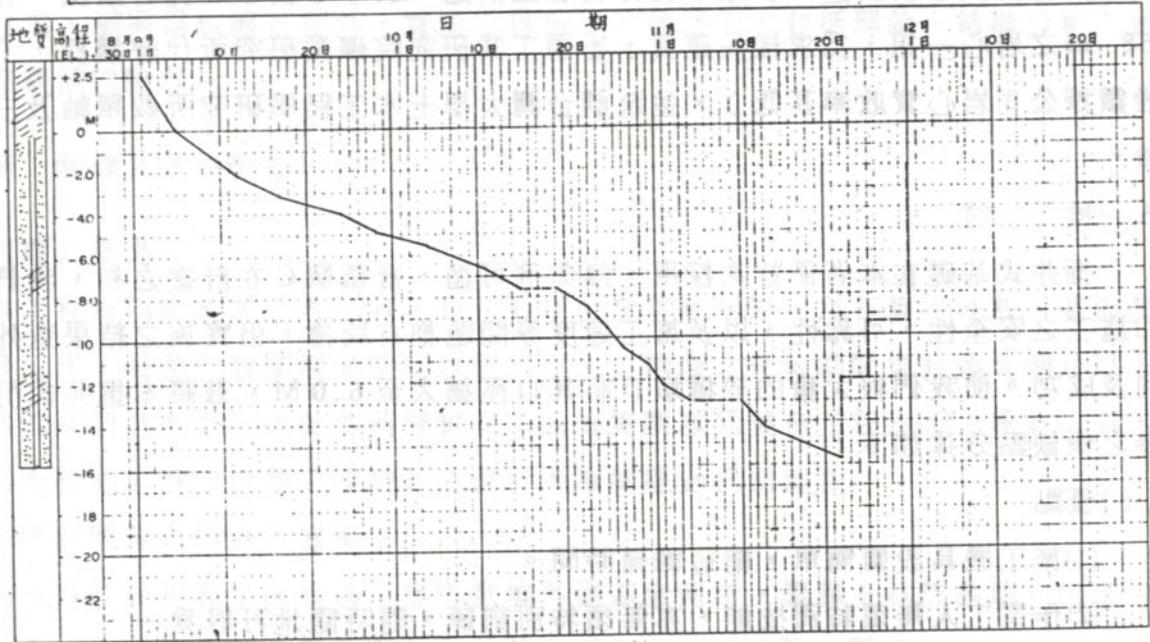


圖 3-63 (e)

圖山橋橋墩D沉箱施工紀錄

沉箱編號: No 6	沉箱口徑: 6 M ϕ
開工日期: 64年9月2日	地面高: EL. + 2.5 M
完工日期: 64年12月2日	底部高: EL. -15.4 M

圖	開挖: —	砂岩: ▨
說	掘鑿: —	頁岩: ▩
	黏土: ▧	

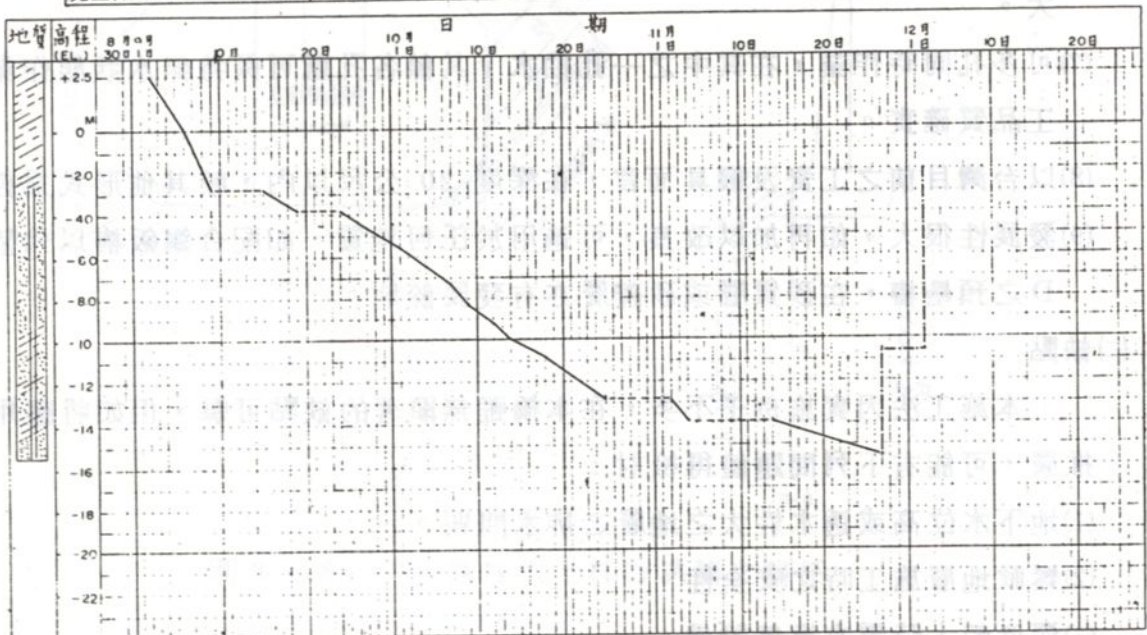


圖 3-63 (f)

口氣澆注混凝土，一天就可完成。估計全工程可節省工期約二個月以上。本橋墩之進度因變更設計已落後甚多，必須設法彌補工期，乃決定採用實心構造。如此雖共（六座）需多費新台幣約壹佰萬元（係按合約單價核算，如按實際成本更少）但可縮短二個月工期乃報請層峯核准。

開挖至底部後為進一步瞭解支持岩層之構造，於#1及#6孔各鑽探一孔取 ϕ 58 mm之岩心一組，為求樣品確實，委請工業研究院礦業研究所代辦鑽探，（因一般鑽探公司岩心實收率甚低），並送請台灣大學土木工程學研究所做單軸及三軸試驗。

6. 檢 討

掘井式基礎在本省係首次採用，無先例可循，當橋墩C在計畫之初，我們曾對如施工之安全性、可靠性、以及施工速度等問題抱有疑慮。但實施之結果意外之順利及成功。使我們很大膽的於橋墩D將其口徑擴大至6.0 M。茲將本掘井式沉箱基礎之優缺點分述如下：

(一)優點

- (1)施工機具設備簡單，縮短籌備時間。
- (2)作業工人無須特別技能，亦無須特別訓練，隨時隨地可尋覓。
- (3)施工安全性高。
- (4)可多孔同時作業，進度迅速。
- (5)可隨挖隨清，易保持工地環境清潔。
- (6)隨開挖可目觀岩層構造，並確認支持層，必要時可確實的取樣檢驗，可靠性大。
- (7)可多孔同時作業，在其中之一孔抽水，其餘各孔就可保持無水狀態作業，施工品質確實。
- (8)以台灣目前之工資及機具而言，在深度20公尺以內，較其他形式為經濟。
- (9)發展性很大，如再加以改良，可適用於任何地質，如配合鋼板樁以代替橋墩D之預壘樁，在砂質層或砂礫層亦有發展餘地。

(二)缺點

本施工法因實施例子不多，在本橋雖無顯著的缺點可舉，但如將應用範圍推廣，可能有下列問題值得檢討：

- (1)地下水位高或透水性大之地層之排水問題。
- (2)鬆軟地層施工時之安全性。
- (3)深度較大時需有換氣設備。

註：「此種基礎方式，本人於民國七十六年間訪問日本參觀該國施工中之本（州）四（國）連絡道中之大鳴門橋，曾見有類似之構造，因位處海中致係以機械化施工。但構造上與本基礎應得以視為相同，該國將此類基礎稱為「多柱式基礎」，在該本四連絡橋群（有多座係屬世界性超級長跨經橋）中，有多座採用此方式，號稱為該國首創外，實際上曾施予各種研究，包括理論上結構分析，實際觀測試驗等。」

第四節 圍堰及基礎開挖

1. 圍堰及築島

本工程有四座橋墩（A、B、D、E）位於基隆河岸，為打樁、挖基、基礎混凝土等工作，必須先設圍堰並築島以便施工。且圍堰之保持期間須長達九個月以上，必然的將遇洪水期，因此如何確實安全的施築圍堰為整個工程進行之重要一環，茲就其中較為特殊及複雜之橋墩B之設計及施築經過提出報告。

2. 橋墩B圍堰之構造及施築

橋墩B位於再春游泳池邊士林防洪牆外側基隆河岸，緊靠士林防洪牆。因部分基礎侵入該防洪牆前趾，必須將部分前趾及原有截水牆移除。圍堰之構造，碰及防洪牆部分使用預疊樁，以期施工後尚可保留，以便留存供為防洪牆之基樁，及於開

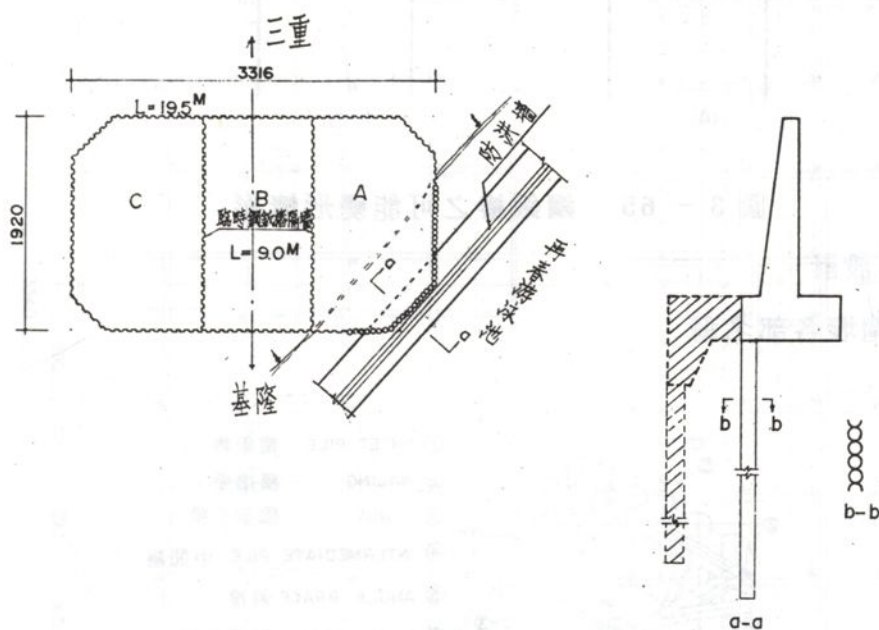


圖 3 - 64 P_B 圍堰與士林防洪牆之關係

挖後於預壘樁向河側緊貼一層R C牆，以構成新截水牆（參照圖示3-64a及斷面）。基餘部分均使用19.5^M長YSP III單層鋼板樁。由於圍堰面積廣達19.2^M × 33.16^M，為便於打樁機之作業，採取分段築島方式，其施工次序如下：

- (1) 將打樁機置於岸上，先施打A區鋼板樁（包括臨時隔牆）。
- (2) 將A區內填滿土，以供為繼續施做B區時之打樁機作業場地。
- (3) 將打樁機移至A區，並施打B區鋼板樁及填土。
- (4) 將打樁機移至B區，繼續施打C區鋼板樁及填土。
- (5) 拆除臨時隔牆用鋼板樁。

填土時為預防將來打樁（設計樁）期間，尤其低水位時，因築島內部之土壓增大，將鋼板樁擠向外側傾斜，須配置適當之拉桿，惟該拉桿應妥為安排以避免妨礙打樁作業。相反的挖基時，當最高水位時與挖基面有9^M之水頭，勢必產生很大之水壓，乃隨挖土深，設三層撐架。

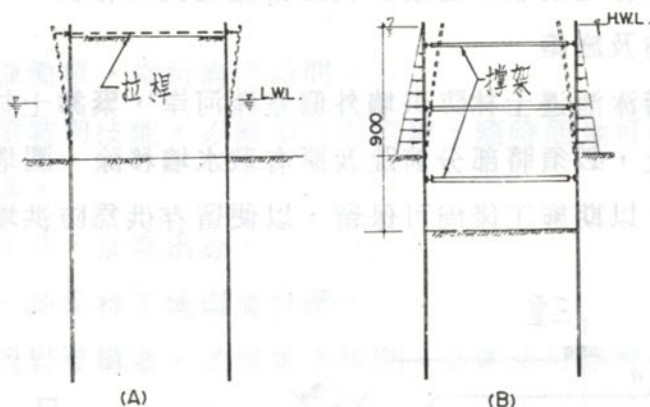


圖 3 - 65 鋼板樁之可能變形情形

3. P_B 圍堰之設計

3 - 1 圍堰各部名稱

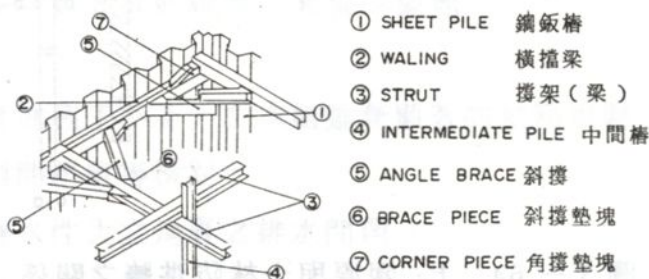


圖 3 - 66 鋼板樁圍堰各部名稱

3 - 2 圍堰之設計計算

(一) 設計條件

(1) 地質柱狀圖

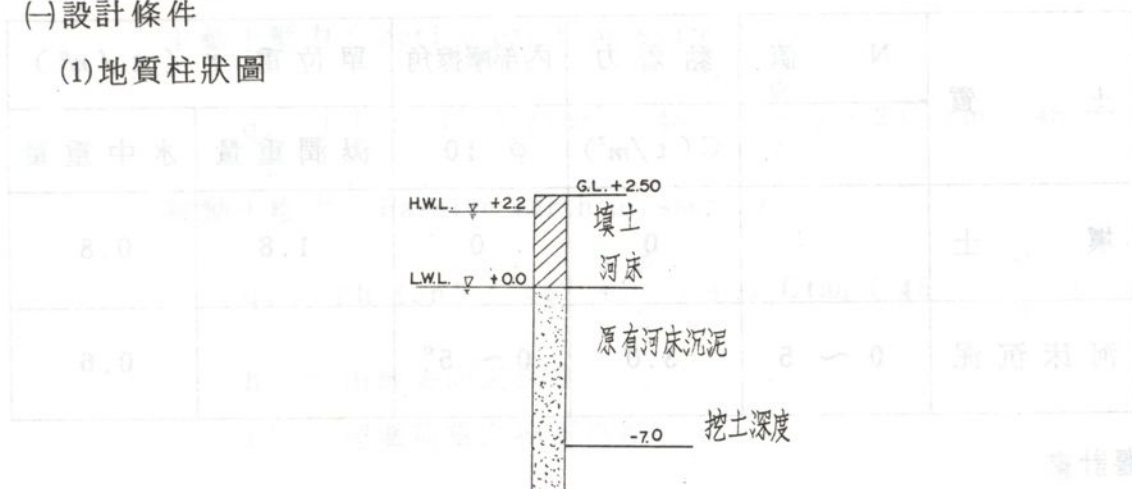


圖 3 - 67

(2) 圍堰形狀圖

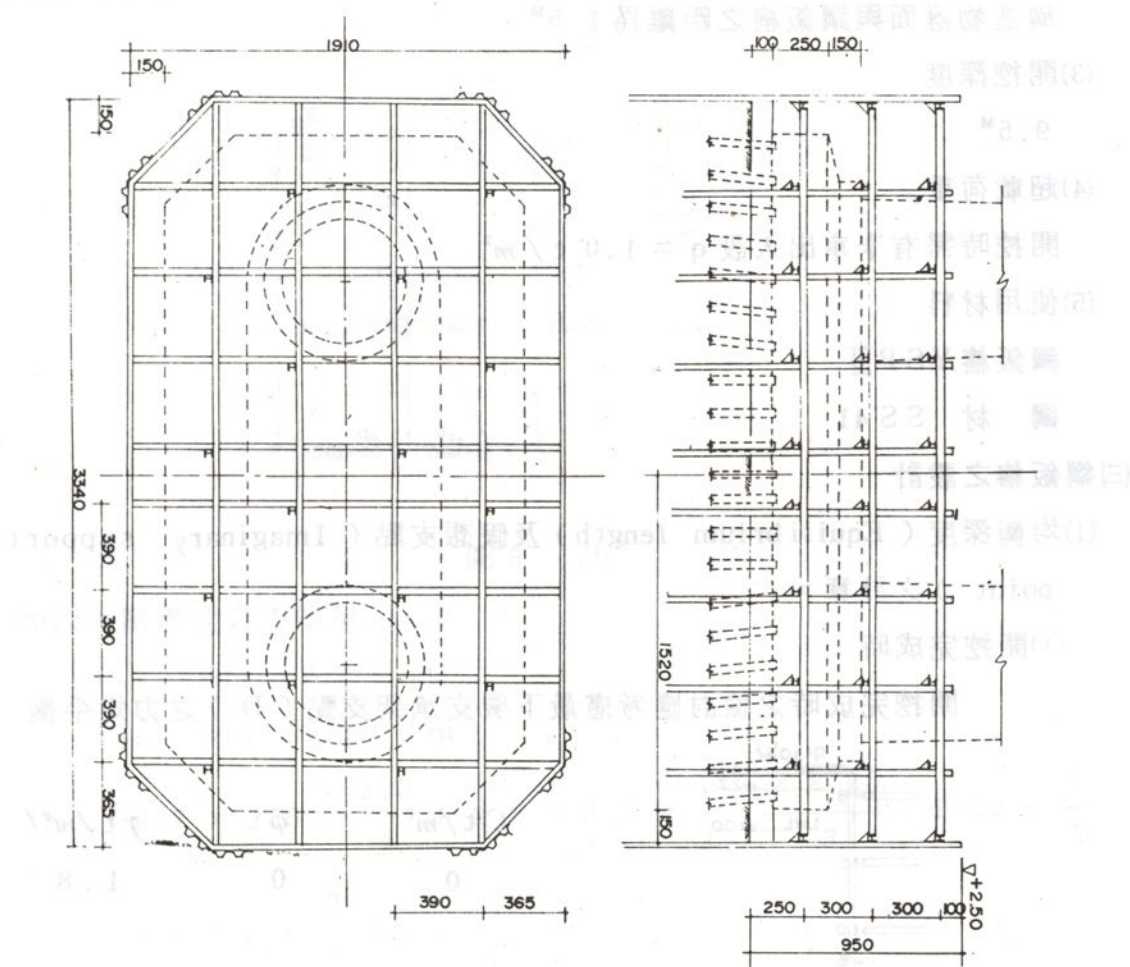


圖 3 - 68

(3)土質

土 質	N 值	黏 着 力	內部摩擦角	單 位 重 γ (t / m^3)	
		$C (t / m^2)$	ϕ 10	濕 潤 重 量	水 中 重 量
填 土		0	0	1.8	0.8
河 床 沉 泥	0 ~ 5	3.0	0 ~ 5°		0.6

(二)圍堰計畫

(1)圍堰種類

單層鋼板樁圍堰

(2)開挖面積

$$19.1 \times 33.4^M$$

構造物邊面與鋼板樁之距離為 1.5^M

(3)開挖深度

$$9.5^M$$

(4)超載荷重

開挖時需有卡車出入設 $q = 1.0 t / m^2$

(5)使用材料

鋼板樁 YSPⅢ

鋼 材 SS 41

(三)鋼板樁之設計

(1)均衡深度 (Equilibrium length) 及假想支點 (Imaginary support point) 之計算。

①開挖完成時

開挖完成時之檢討應考慮最下層支承架支點 (D) 之力矩平衡

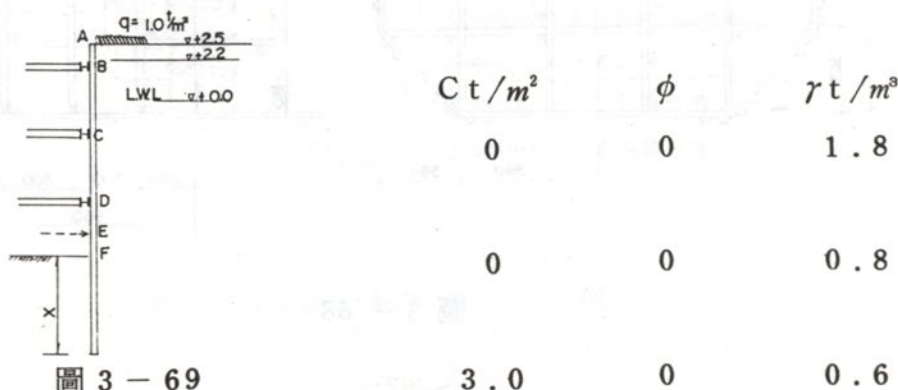


圖 3 - 69

(A)使用公式

土壓力以 Rankin - Resal 公式求之

主動土壓力 (active earth pressure)

$$q_a = (h + h') \gamma \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - 2C \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

被動土壓力 (Passive earth pressure)

$$q_p = \gamma h \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2C \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

h = 由地表面之深度

h' = 超載荷重之換算高度

1.0 t/m² 得以 0.6 m 計

$$\phi = 0^\circ \text{ 時 } \tan \left(45^\circ \pm \frac{\phi}{2} \right) = 1$$

(B)土壓及水壓

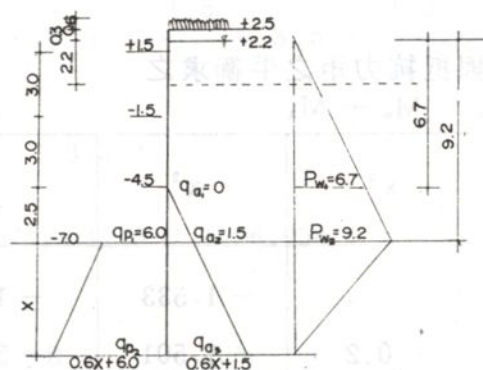


圖 3 - 70

(a)因水壓產生之力矩 M_w

$$P_{w1} = wh_1 = 6.7 \text{ t/m}$$

$$P_{w2} = wh_2 = 9.2 \text{ t/m}$$

$$M_w = 6.7 \times 2.5 \times \frac{2.5}{2} + 2.5 \times 2.5 \times \frac{1}{2} \times \frac{2 \times 25}{3} + 9.22 \times \frac{1}{2} \times \left(2.5 + \frac{2}{3} \right)$$

$$= 1.533 x^2 + 11.5x + 26.146$$

(b) 因主動土壓產生之力矩 M_a

$$q_{a1} = (1 + 1.8 \times 0.3 + 0.8 \times 2.2 + 0.6 \times 4.5) - 2 \times 3.0 \\ = 0 \text{ t/m}$$

$$q_{a2} = (1 + 1.8 \times 0.3 + 0.8 \times 2.2 + 0.6 \times 7.0) - 2 \times 3.0 \\ = 1.5 \text{ t/m}$$

$$q_{a3} = (1 + 1.8 \times 0.3 + 0.8 \times 2.2 + 0.6 \times 7.0 + 0.6x) - 2 \times 3.0 \\ = 0.6x + 1.5 \text{ t/m}$$

$$M_a = (0.6x + 1.5)(x + 2.5) \times \frac{1}{2} \times \frac{2(x + 2.5)}{3}$$

$$= 0.2x^3 + 1.501x^2 + 3.752x + 3.126$$

(c) 因被動土壓產生之力矩 M_p

$$q_{p1} = 2 \times 3.0 = 6.0 \text{ t/m}$$

$$q_{p2} = 0.6x + 6.0 \text{ t/m}$$

$$M_p = 6.0x \times (2.5 + \frac{x}{2}) + 0.6x \times \frac{x}{2} \times (2.5 + \frac{2x}{3})$$

$$= 0.2x^3 + 3.751x^2 + 15.0x$$

(d) 均衡深度 x

由作用力矩與抵抗力矩之平衡求之

$$M_p = M_w + M_a$$

	x^3	x^2	x	常 數
$- M_w$		- 1.533	- 11.5	- 26.146
$- M_a$	- 0.2	- 1.501	- 3.752	- 3.126
M_p	0.2	3.751	15.0	
$M_p - M_w - M_a$	0	0.717	- 0.252	- 29.272

$$0.717x^2 - 0.252x - 29.272 = 0$$

解上式得

$$x_0 = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{0.252 \pm \sqrt{0.252^2 + 4 \times 0.717 \times 29.272}}{2 \times 0.717}$$

$$= 6.567 = 6.6 \text{ m}$$

$$M = 0.0 \times 0.507^3 + 0.751 \times 0.507^2$$

$$x_{6,0} = 0.2 \times 0.0 + 0.8 \times 8.0 = 6.4 \times 10^{-1} \quad 1.0 \times 10^0$$

$$A = 6.0 \times 6.567 + 3.940 \times 6.567 \times \frac{1}{2}$$

$$y = \frac{1}{A} = \frac{1}{52.339} = 0.0191$$

$$= 3.555$$

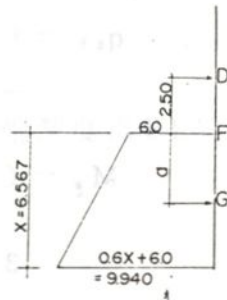


图 3-71

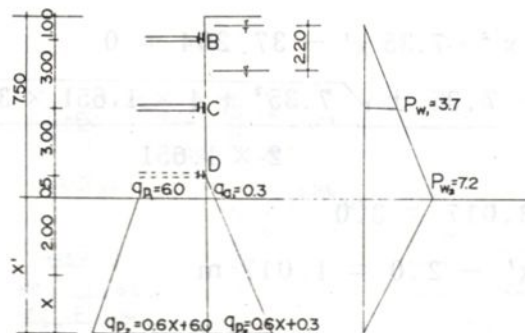
②最下段撑架 D 未完成前

假設最下段撐架未架設前之挖掘深度為其下方 0.5 公尺，亦就是 ELV. -5.0。

(A) M_w

$$M_w = 3.7 \times 3.5 \times \frac{3.5}{2} + 3.5 \times \frac{3.5}{2} \times \frac{2 \times 3.5}{3} + 7.2 \times \frac{x'}{2} \left(\frac{x'}{3} + 3.5 \right)$$

$$= 1.2 x'^2 + 12.6 x' + 36,954$$



3-72

(B) M_a

$$q_{a1} = 0$$

$$q_{a2} = (1 + 1.8 \times 0.3 + 0.8 \times 2.2 + 0.6 \times 5.0) - 2 \times 3.0 = 0.3$$

$$q_{a3} = (1 + 1.8 \times 0.3 + 0.8 \times 2.2 + 0.6 \times 5.0 + 0.6 x') - 2 \times 3.0 = 0.6 x' + 0.3$$

$$M_a = (0.6 x' + 0.3)(x' + 0.5) \times \frac{1}{2} \times \left[\frac{2(x' + 0.5)}{3} + 3.0 \right] = 0.2 x'^3 + 1.2 x'^2 + 1.05 x' + 0.25$$

(C) M_p

$$q_{p1} = 6.0 \text{ t/m}$$

$$q_{p2} = 0.6 x' + 6.0$$

$$M_p = 6.0 x' \times \left(3.5 + \frac{x'}{2} \right) + 0.6 x' \times \frac{x'}{2} \times \left(3.5 \times \frac{2}{3} x' \right)$$

$$= 0.2 x'^3 + 4.051 x'^2 + 21 x'$$

(D) 均衡深度 (x)

	x'^3	x'^2	x'	常 數
$-M_w$		- 1.2	- 12.6	- 36,954
$-M_a$	- 0.2	- 1.2	- 1.05	- 0.25
M_p	0.2	4,051	21	
$M_p - M_w - M_a$	0	1,651	+ 7.35	- 37.204

$$\text{由 } 1.651 x'^2 + 7.35 x' - 37.204 = 0$$

$$\text{得 } x' = \frac{-7.35 \pm \sqrt{7.35^2 + 4 \times 1.651 \times 37.204}}{2 \times 1.651}$$

$$= 3.017 = 3.0$$

$$x = x' - 2.0 = 1.017 \text{ m}$$

(E) 假想支點

$$M_p = 0.2 x'^3 + 4.051 x'^2 + 21 x'$$

$$= 0.3 \times 3^3 + 4.051 \times 3^2 + 21 \times 3 = 104.859$$

$$A = 6.0 \times 3.0 + 0.6 \times 3.0 \times \frac{3.0}{2} = 20.7$$

$$a = \frac{M_p}{A} - 3.5 = \frac{104.89}{20.7} - 3.5 = 1.566$$

$$= 1.6 \text{ m}$$

(2) 鋼板樁入土深之檢討

依設計圖為保護冲刷用 19.5^M 長鋼板樁，其樁尖端深度為 ELV. - 17.00，亦即在挖基面下尚有入土深 10^M。

① 挖基完成時

以均衡深度之 1.2 倍計

$$6.6 \times 1.2 = 7.92 < 10^M \quad \text{O.K.}$$

或以下列方式檢算亦可

入土深 $x = 10^M$

$$M_w = 1.533x^2 + 11.5x + 26.146$$

$$= 1.533 \times 10^2 + 11.5 \times 10 + 26.146 = 294.446 \text{ tm}$$

$$M_a = 0.2x^3 + 1.501x^2 + 3.752x + 3.126$$

$$= 390.746 \text{ tm}$$

$$M_p = 0.2x^3 + 3.751x^2 + 15.0x$$

$$= 725.100 \text{ tm}$$

$$S \cdot F = \frac{M_p}{M_a + M_w} = \frac{725.1}{685.192} - 1.06 > 1.0 \quad \text{O.K.}$$

② 最下段承架完成前

$$1.017 \times 1.2 - 1.22 < 10.0 \quad \text{O.K.}$$

(3) 鋼板樁斷面之計算

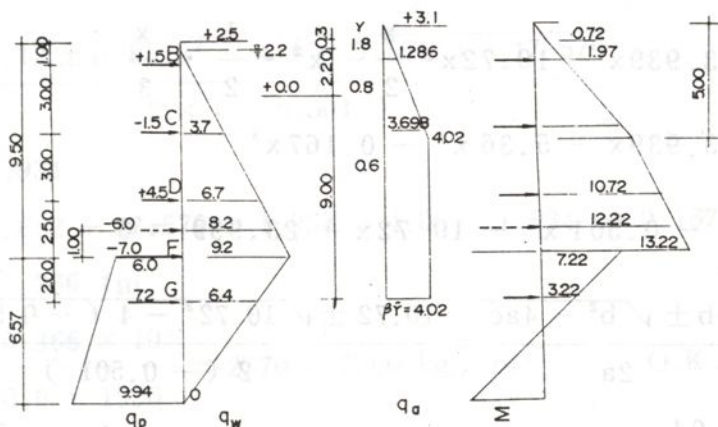


圖 3 - 73

假想支點 (Imaginary support point) 距 a 按(1) · ① · (B) · (e)之計算應為 3.555 , 但因係群樁效果取 2.0^m。

* 詳附註 2

$$F = \frac{1.8 \times 0.3 + 0.8 \times 2.2 + 0.6 \times 9.0}{0.3 + 2.2 + 9.0} = 0.67 \text{ t/m}^3$$

$$N < 5 \quad \text{查表得 } \beta = 6$$

$$\beta F = 6 \times 0.67 = 4.02 \text{ t/m}$$

Use YSP U₁₅ $\ell = 19.5 \text{ m}$ 鋼板樁

$$Z = 1520 \text{ cm}^3/\text{m}$$

$$\sigma_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 2700 \text{ kg/cm}^2$$

① 挖基完成時 (D - G 間)

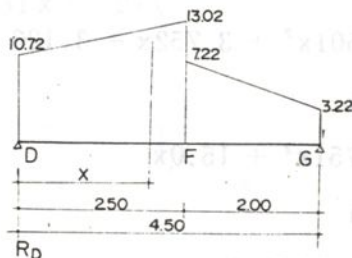


圖 3 - 74

$$\begin{aligned} R_D &= \frac{1}{4.5} \left[10.72 \times 2.5 \times \left(2.0 + \frac{2.5}{2} \right) + 2.5^2 \times \frac{1}{2} \times \left(2.0 + \frac{2.5}{3} \right) \right. \\ &\quad \left. + 4 \times 2 \times \frac{1}{2} \times \frac{2}{3} \times 2.0 + 2.0 \times 3.22 \times \frac{2}{2} \right] \\ &= 23,939 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_x &= 23.939x - 10.72x \cdot \frac{x}{2} - x^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{x}{3} \\ &= 23.939x - 5.36x^2 - 0.167x^3 \end{aligned}$$

$$\frac{dM_x}{dx} = -0.501x^2 - 10.72x + 23,939 = 0$$

$$= \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{10.72 \pm \sqrt{10.72^2 - 4(-0.501) \times 23.939}}{2(-0.501)}$$

$$= 2.04$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 23.939 \times 2.04 - 5.36 \times 2.04^2 - 0.167 \times 2.04^3 \\ &= 25.112 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{25.112 \times 10^5}{0.6 \times 1520} = 2753$$

$$\div 2700 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

②最下段承架 (strut) 拆除後 (C - E 間)

(此時封底一公尺厚混凝土已澆注完成)

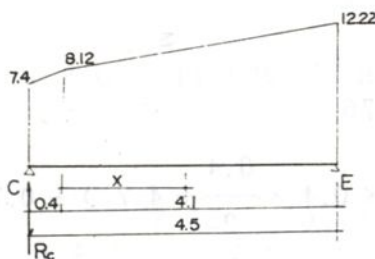


圖 3 - 75

$$R_c = \frac{1}{4.5} \left[7.4 \times 0.4 \times \left(4.1 + \frac{0.4}{2} \right) + 0.72 \times 0.4 \times \frac{1}{2} \times \left(4.1 + \frac{0.4}{3} \right) \right. \\ \left. + 8.12 \times 4.1 \times \frac{4.1}{2} + 4.1^2 \times \frac{1}{2} \times \frac{4.1}{3} \right] \\ = 20,683^t$$

$$M_x = 20,683 (0.4 + x) - 7.4 \times 0.4 \times \left(\frac{0.4}{2} + x \right) - 0.72 \times \\ 0.4 \times \frac{1}{2} \times \left(\frac{0.4}{3} + x \right) - 8.12 \times x \times \frac{2}{2} + x^2 \times \frac{1}{2} \times \frac{x}{3} \\ = 7.662 + 17.579x - 4.06x^2 - 0.167x^3$$

$$\frac{dM_x}{dx} = -0,501x^2 - 8.12x + 17,579 = 0$$

$$X = \frac{8.12 \pm \sqrt{8.12^2 - 4(-0,501) \times 17.579}}{2 \times (-0,501)}$$

$$= 1,934$$

$$M_{\max} = 7.662 + 17.579 \times 1.934 - 4.06 \times 1,934^2 + 0.167 \times 1,934^3 \\ = 25.266 \text{ tm}$$

$$\sigma = \frac{25.266 \times 10^5}{0.6 \times 1520} = 2770 \div 2700 \text{ kg/m}^2 \quad \text{O.K.}$$

③最後下段承架裝置前 (C - G')

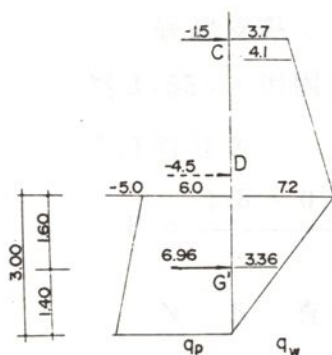


圖 3 - 76

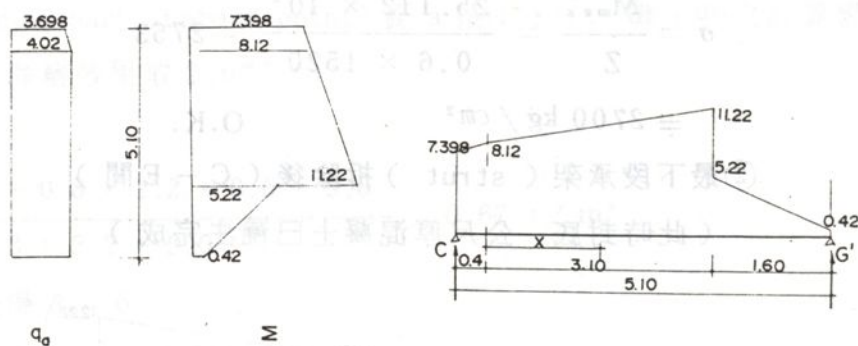


圖 3 - 77

$$R_c = \frac{1}{5.1} \left[7.398 \times 0.4 \times \frac{0.4}{2} + 4.7 \right] + 0.722 \times 0.4 \times \frac{1}{2} \times \left(\frac{0.4}{3} - 4.7 \right) + 8.12 \times 3.1 \times \left(\frac{3.1}{2} + 1.6 \right) + 3.1^2 \times \frac{1}{2} \left(\frac{3.1}{3} + 1.6 \right) + 0.42 \times 1.6 \times \frac{1.6}{2} + 4.8 \times 1.6 \times \frac{1}{2} \times \frac{2 \times 1.6}{2} \right]$$

$$= 21.917^t$$

$$M_x = 21.917 (x + 0.4) - \left[7.398 \times 0.4 + \left(\frac{0.4}{2} + x \right) + 0.722 \times 0.4 \times \frac{1}{2} \times \frac{0.4}{3} + x \right] + 8.12 \times x \cdot \frac{x}{2} + x^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{x}{3}$$

$$= -0.167x^3 - 4.06x^2 + 18.814x + 8.156$$

$$\frac{dM_x}{dx} = -0.501x^2 - 8.12x + 18.814 = 0$$

$$X = \frac{8.12 \pm \sqrt{65.934 + 37.703}}{1.002} = 2.056$$

$$= 2.06$$

$$M_{\max} = -0.167 (2.06)^3 + 4.06 (2.06)^2 + 18.814 (2.06) + 8.156$$

$$= 28.224 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{28.224 \times 10^5}{0.6 \times 1520} = 3.095 \text{ kg/cm}^2 > 2700 \text{ kg/cm}^2$$

因超出容許值 (2700kg/cm²) 不多，且時間短暫尚可。

④鋼板樁變位之檢討 (略)。

(4) heaving 及 boiling 之檢討

因挖基後之板樁入土深尚有 10 m 之深，相當安全，故本項略而不予檢討。

(四) Waling 之設計

(1) 與樁軸垂直方向

① waling 之荷重分擔

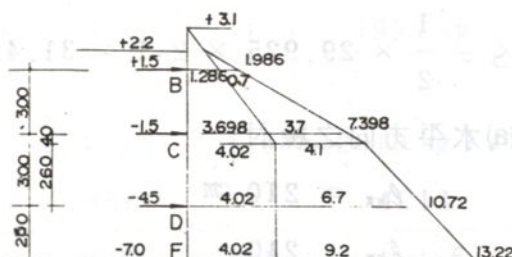


圖 3 - 78

B 之分擔荷重

$$\frac{1,986 + 7,398}{2} \times 3.0 = 14,076 \text{ T/m}$$

C 之分擔荷重

$$\frac{7,398 + 8.12}{2} \times 0.4 + \frac{8.12 + 10.72}{2} \times 2.6 = 27,596 \text{ T/m}$$

D 之分擔荷重

$$\frac{10.72 + 13.22}{2} \times 2.5 = 29,925 \text{ T/m}$$

取 29,925 T/m 以計算之

② 使用材料

H 300 × 300 × 10 × 10

$$Z = 1360 \text{ cm}^3$$

$$A = 119.8 \text{ cm}^2$$

$$i_x = 13.1 \text{ cm}$$

$$i_y = 7.51 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$t = 1.0 \text{ cm}$$

③ Waling 之檢討

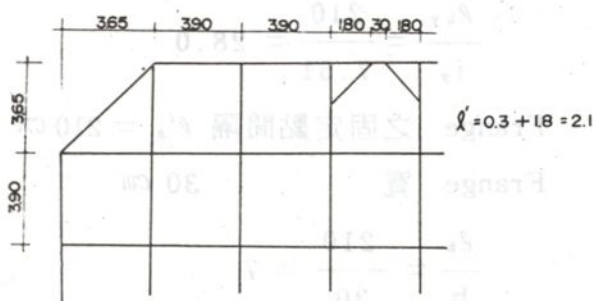


圖 3 - 79

$$\ell = 390 \text{ cm}$$

$$\ell' = 210 \text{ cm}$$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times 29.925 \times (2.1)^2 = 16.496 \text{ t-m}$$

$$N = 29.925 \times \frac{3.65}{2} = 54.613 \text{ t}$$

$$S = \frac{1}{2} \times 29.925 \times 2.1 = 31.421 \text{ t}$$

(a) 水平方向之檢討

$$\ell_{kx} = 210 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell_{kx}}{i_x} = \frac{210}{13.1} = 16.0$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{54.613 \times 10^3}{119} = 456 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{16.496 \times 10^5}{1360} = 1213 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cax} = \left\{ 1400 - 8.4 \left(\frac{\ell}{i} - 20 \right) \right\} \times 1.5$$

$$= \left\{ 1400 - 8.4 (16 \sim 20) \right\} \times 1.5 = 2150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{eax} = \left\{ \frac{12000000}{6700 + (16)^2} \right\} \times 1.5 = 2588 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cao} = 2100$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cax}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{cao} (1 - \sigma_c / \sigma_{cax})} = \frac{456}{2150} + \frac{1213}{2100 (1 - 456 / 2588)}$$

$$= 0.212 + 0.701 = 0.913 < 1.0$$

$$\tau = \frac{S^1}{h \cdot t} = \frac{31421}{30 \times 1.0} = 1047 < 1200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

(b) 垂直方向之檢討

$$\ell_{ky} = 210 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell_{ky}}{i_y} = \frac{210}{7.51} = 28.0$$

Frangé 之固定點間隔 $\ell'_b = 210 \text{ cm}$

Frangé 寬 30 cm

$$\frac{\ell_b}{b} = \frac{210}{30} = 7$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{54.613 \times 10^3}{119.8} = 456 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{M}{Z} = 1213 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cay} = \{ 1400 - 8.4 (28 - 20) \} \times 1.5 = 1999 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{eay} = 2588 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bay} = \{ 1400 - 24 (7 - 4.5) \} \times 1.5 = 2010 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cay}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{bay} (1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = \frac{456}{1999} + \frac{1213}{2010 (1 - 456 / 2588)}$$

$$= 0.228 + 0.732 = 0.960 < 1.0 \quad \text{O.K.}$$

(2) 與橋軸直角方向

條件與橋軸直角方向相同，不另計算。

(五) Strut 之設計

(1) 軸力

因土壓產生之軸力

$$N' = 29.925 \times 3.9 = 116.7 \text{ t}$$

因溫度變化產生之軸力以

$$\Delta N = 12.0 \text{ t}$$

計

$$N = N' + \Delta N = 128.7 \text{ t}$$

(2) 力矩 (bending moment)

垂直荷重 $W = 0.5 \text{ t/m}$

長度 $\ell = 7.8 \text{ m}$

$$M = \frac{1}{8} \times 0.5 \times 7.8^2 = 3.803 \text{ t-m}$$

(3) 使用材料

H 300 × 300 × 10 × 10

斷面性能，同前。

(4) 應力檢討

① 垂直方向

$$\ell_{kx} = 780 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell_{kx}}{i_x} = \frac{780}{13.1} = 59.5$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{128.7 \times 10^3}{119.8} = 1074 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{3,803 \times 10^5}{1360} = 280 \text{ kg/cm}^2$$

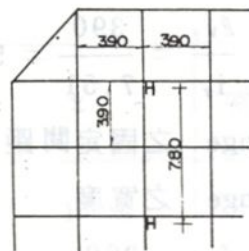


圖 3-80

$$\sigma_{cao} = \{ 1400 - 8.4 (59.5 - 20) \} \times 1.5 = 1602 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cax} = \left\{ \frac{12000000}{6700 + (59.5)^2} \right\} \times 1.5 = 1758 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cax}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{cao} (1 - \sigma_c / \sigma_{cax})} = \frac{1074}{1602} + \frac{280}{2100 (1 - 1074/1758)}$$

$$= 0.670 + 0.343 = 1.013 > 1.0$$

②水平方向

$$\ell_{ky} = 390 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell_{ky}}{i_y} = \frac{390}{7.51} = 51.9$$

Frang 之固定間距 $\ell_b = 390 \text{ cm}$

Frang 之寬度 $b = 30 \text{ cm}$

$$\frac{\ell_b}{b} = \frac{390}{30} = 13.0$$

$$\sigma_c = 1074 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cay} = \{ 1400 - 8.4 (51.9 - 20) \} \times 1.5 = 1698 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{eax} = 1758 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bax} = \{ 1400 - 24 (13 - 4.5) \} \times 1.5 = 1794 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cay}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{bax} (1 - \sigma_c / \sigma_{eax})} = \frac{1074}{1698} + \frac{280}{1794 (1 - 1074 / 1758)}$$

$$= 0.633 + 0.401 = 1.034 > 1.0$$

兩者雖均較 1.0 略大但有限故尚可。

附註：

①本計算係參照，日本山海堂出版之「土木構造物設計計算例第⑦篇地下假設構造物之設計計算例」辦理。

②此為原設計者（承包商所聘請之日籍顧問）所假設者，並未附任何說明，本工務所於審核時未予注意，亦無法查出其根據，惟一可能之情況為圍堰內側經打群樁（約 200 支）後其內部之土壤必受擠壓而增加比重及內部摩擦角，設此時之

$$r = 0.8$$

$$\phi = 10^\circ$$

即原計算應修正為

$$q_{p1} = 2 \cdot c \cdot \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = 2 \times 3 \times 1.19 = 7.14$$

$$q_{p2} = \gamma h \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$= 0.8 \cdot 1.42 + 7.24$$

$$= 1.136x + 7.14$$

$$\text{得 } M_p = 7.14x \times \left(2.5 + \frac{x}{2} \right) + 1.136x \times \frac{x}{2} \times \left(2.5 + \frac{2x}{3} \right)$$

$$= 17.85x + 4.99x^2 + 0.38x^3$$

	x^3	x^2	x	常 數
$- M_w$		- 1.533	- 11.5	- 26.146
$- M_a$	- 0.2	- 1.50	- 3.752	- 3.126
M_p	0.38	4.99	17.85	
$M_p - M_w - M_a$	0.18	1.957	2.598	- 29.272

$$0.18x^3 + 1.957x^2 + 2.598x - 29.072 = 0$$

解上式得

$$x = 2.95 \text{ m}$$

$$M_p = 0.38 \times 2.95^3 + 4.99 \times 2.95^2 + 17.85 \times 2.95$$

$$= 105.839 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$A = 7.14 \times 2.95 + 3.351 \times 2.95 \times \frac{1}{2} = 29.357$$

$$y = \frac{M_p}{A} = \frac{105.839}{29.357} = 3.60$$

$$a = y - 2.5 = 3.6 - 2.5 = 1.1^m$$

由上列計算可見，原設計取 $a = 2.0$ 尚屬合理。

4. 開 挖

築島完成後隨即打樁並辦理載重試驗。打樁作業尚屬順利，打樁完成後隨即開挖基礎。由於地質鬆軟，挖土作業無須特殊工具，進行的頗為順利迅速，面層部分的二公尺（至第一道承架）因無承架之阻礙，係使用鋤土機（Back hoe）直接挖掘，並隨即直接裝載於卡車運棄。往下部分因有承架之阻礙，不宜使用鋤土機，乃改用人工以手工具開挖，並利用輸送帶（Belt conveyer）直接送裝卡車運棄，每挖至預定深度就加裝撐架。本圍堰因係單層鋼板樁，預計可能有相當之漏水，但經承包商領班，依其工作經驗於鋼板樁接縫處灌塗水泥漿，結果很成功的發揮防漏效果。另預計從河床或開挖底面亦勢必有相當量之湧水現象，但實際上可能由於河床土壤之透水性小（為細沉泥）及鋼板樁之入土深較大（為配合防冲，按設計圖指示樁尖深度為ELV. - 17.5^M，亦就是挖基面下尚有 10 公尺之入土深），雖開挖至ELV. - 7.5^M亦無顯著之湧水現象。整個開挖作業僅配備 4" 抽水機兩部就有效的得以維持乾地作業（on dry）。因此開挖工作除橋墩 B 因規劃略有疏忽，致有意外事變發生外，其餘各墩（A、D、E、N 及 S）均很順利的完成。

5. 橋墩 B 開挖之意外事變

當本橋墩開挖至ELV. - 2.7^M時，由於靠防洪牆面以預疊樁圍築部分處理不當，因預疊樁兩樁中間並非完全密接而稍留有空隙致不具防水性（如係 ICOS 工法連續壁就具有防水性。註：目前已開發有，將預疊樁重疊，以形成不透水之所謂柱列式預疊樁地下連續壁工法）。為防止漏水以致引起流砂，宜於其背面先行灌漿以提高防漏性，但本工程僅於開挖後於向水側貼築截水牆（如圖 3 - 81），並未辦理背面灌漿等防漏措施，為疏忽之處。且位於防洪牆內側之再春游泳池之水池及排水溝均因年久失修，有多處漏水滲入地層內，隨水流將內側之砂土帶流入挖基坑內，致防洪牆之基礎被淘空，而引起防洪牆之傾斜。當發現此意外現象（10 月 6 日）後，為防止災害之擴大，緊急採取之措施為，停止開挖作業，並於開挖坑內注滿水，以保持水壓之平衡以防止繼續漏水及流砂。經詳查受損範圍相當大，防洪牆受影響者長達 30 ~ 50 公尺。為繼續開挖乃研議下列應急措施：

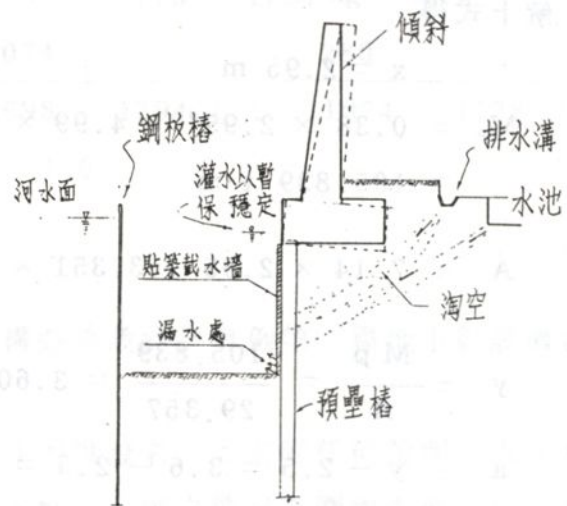


圖 3 - 81

- (1) 牆基淘空部分予以回填砂石並夯實，其無法填滿部分灌漿補救。

(2)受損範圍均予以灌漿以穩固地盤，共灌入水泥 2800 餘包。

(3)於防洪牆內側沿防洪牆補打鋼鉚樁約 30 公尺長以構成防漏牆，應急措施共費 10 天，至 10 月 17 日才復工。

致於受損防洪牆之復舊工作，因該防洪牆年久失修本身已不甚穩定，共有：

(1)由於地基不穩，已稍有傾斜（最大斜度為 1 : 14 ）現象。

(2)部分構造接縫已損壞，有漏水現象。

(3)面層混凝土，部分已有剝落情形。

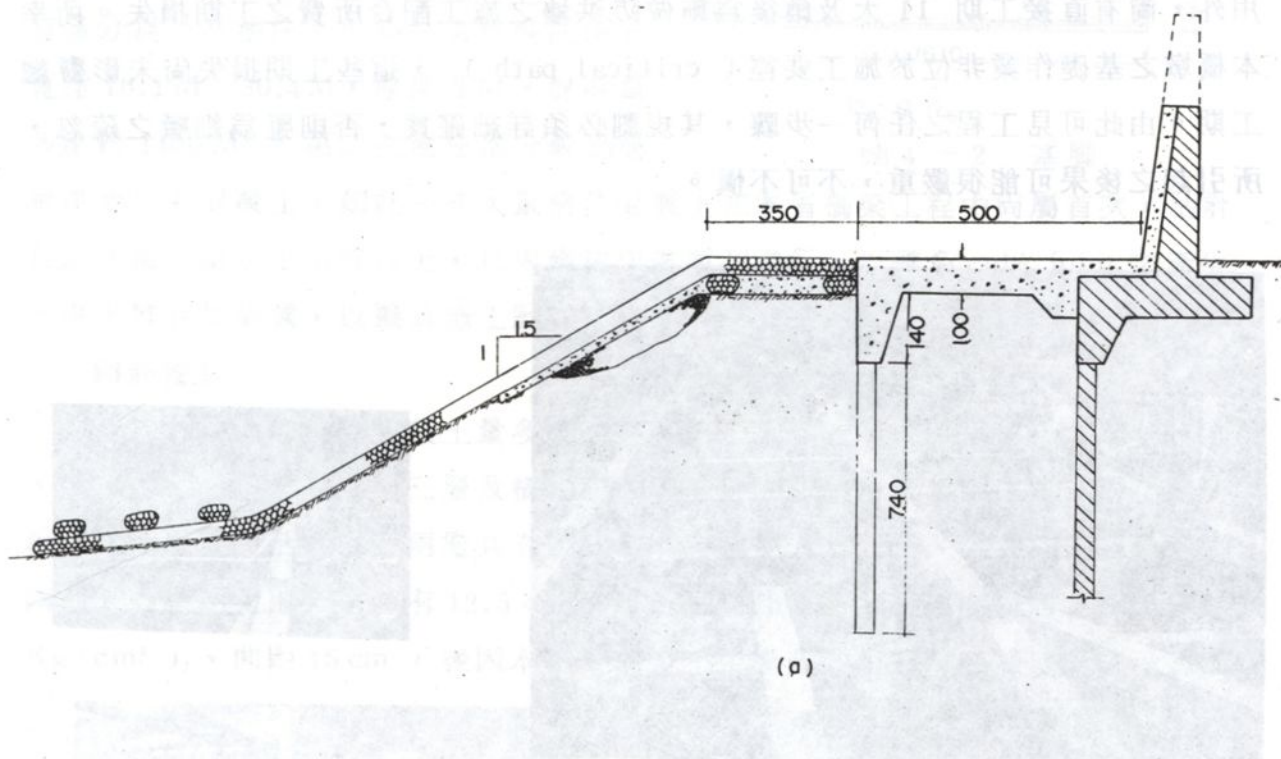
再經此次災變，其安全度更為可虞，經與主管機關台北市政府協議，決定該防洪牆全長 460 公尺將全部予以加強，其內容如下：

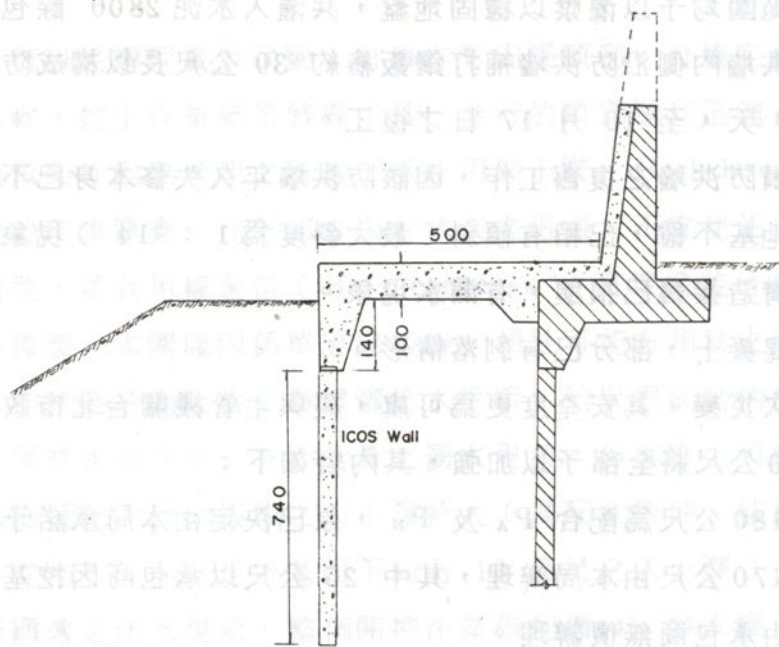
(1)下游 180 公尺為配合 P_A 及 P_N ，原已決定由本局承諾予以加強。

(2)中段 170 公尺由本局辦理，其中 25 公尺以承包商因挖基防護措施疏忽所致，乃由承包商無價辦理。

(3)其餘上游 110 公尺由台北市政府配合辦理。

此次災變之損失，如防洪牆之復舊工作以直接受損害者 50 公尺計（實際上本局所負擔之 170 公尺係顧及防洪牆之整體性而與市政府協議後之負擔額，並非 170

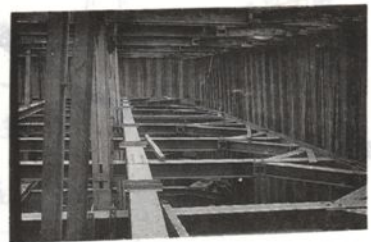
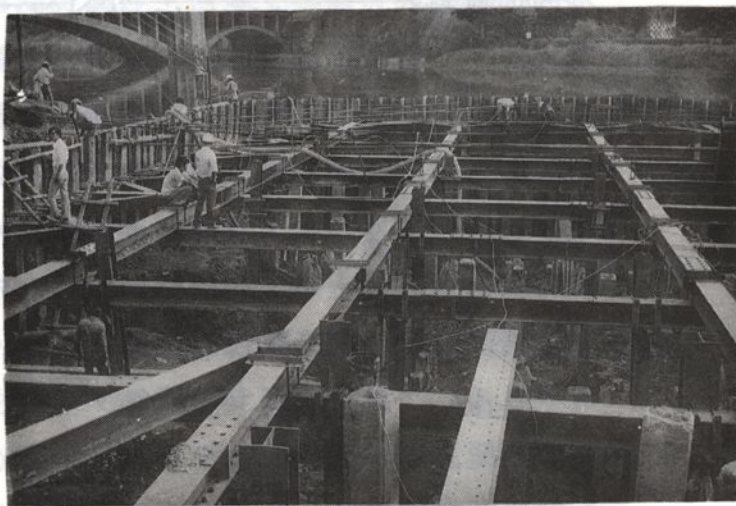




(b)

圖 3 - 82 防洪牆加強圖

公尺全為災變之直接影響)，另包括應變及應急措施，估計約費三百萬元之直接費用外，尚有直接工期 11 天及爾後為施做防洪牆之施工配合所費之工期損失。所幸本橋墩之基礎作業非位於施工要徑（critical path），這些工期損失尚未影響總工期。由此可見工程之任何一步驟，其規劃必須詳細確實，否則雖為細微之疏忽，所引起之後果可能很嚴重，不可不慎。



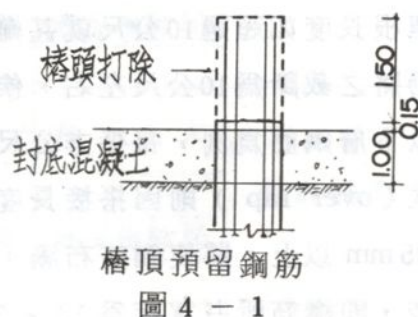
照片 3 - 11 圍堰及開挖

第四章 下部結構

第一節 樁帽（基脚）

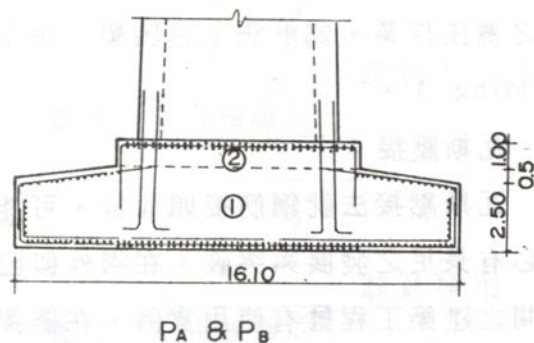
1. 封底

基樁開挖至預定深度後即以 140 Kg/cm^2 之混凝土澆注一公尺厚之封底層，以防湧水以利以後之作業。隨後將多餘之樁頭打除，並依設計圖指示留出 1.5 公尺長鋼筋，以供為基樁與樁帽之固結之用。如留出之鋼筋不足 1.5 公尺者，應以焊接補足，（圖 4-1）。



2. 樁帽構造

本橋主橋墩基脚混凝土（樁帽）頗為巨大，其混凝土總數量多達 1600 M^3 ，為儘量減少構造接縫以維混凝土之整體性，宜僅分為二次澆注。則第一次應澆注部分寬達 $16.1 \text{ M} \times 30.4 \text{ M}$ ，厚度 3 M ，混凝土量多達約 1400 M^3 。第二次澆注部分較為簡單僅 200 M^3 混凝土，如此一次大量澆注混凝土在本省橋梁工程中尚屬首次，估計必須連續作業六十小時以上，為求澆注作業順利進行，以避免 cold joint 之產生，事先曾詳加研議，以擬具施工計畫。



3. 鋼筋彎紮

本基礎除型狀巨大混凝土量多外，其鋼筋之排列亦甚密且複雜，共有上、中、下三層，其中下層由縱三層及橫二層共五層組成，中層較為單純由縱橫各乙層組成，上層則包括縱橫各兩層共有四層，所用鋼筋均為 # 8、# 10、及 # 11 等粗鋼筋，其間距大部分均僅有 12.5 cm ——按原設計係採用高強度鋼筋（ $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ ）、間距 15 cm，後因本省目前並不生產此類粗徑之高強度鋼筋，乃改



照片 4-1 基礎混凝土



照片 4-2 鋼筋壓接

用普通鋼筋 ($f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$) 而將間距縮短為 12.5 cm ，另豎向尚有基樁頭所預留之固結鋼筋，及須預埋之墩柱豎鋼筋 (亦有三層)，必須配合豎紮，而挖基坑內又有三層圍堰撐架 (struts) 及平均每 3.5 M 間距豎有中間樁 (intermediate pile)，使得鋼筋之組紮作業，包括搬運、排置、紮捆等工作甚為困難，根據實際作業，橫向 (短向) 鋼筋尚無大問題，但縱向鋼筋必須穿梭作業始能放置於定位，且單根長度如超過 10 公尺就甚難作業。但縱向鋼筋大部分長達 30 公尺，為配合施工性仍將之裁斷為 10 公尺左右，俟排置妥當後再予以銜接 (splice)。由於接頭處甚多，以下層鋼筋為例，每平方公尺可能多達 $4 - 5$ 處，很難有效的分散。如全用搭接方式 (over lap) 則因搭接長度須 $36 D = 1.15 \text{ M}$ ，而 $\#10$ 竹節鋼筋之實際外徑可能達 35 mm 以上，將使鋼筋布滿。如上例每公尺寬每層有 8 支鋼筋，加 5 處搭接共有 13 支，即鋼筋所占寬度為 $13 \times 3.5 = 45.5 \text{ cm}$ ，幾達全寬度之一半，勢必妨礙混凝土之澆注作業。為解決上述困難，決定將一半接頭改用瓦斯壓接 (gas-pressure welding)。

4. 瓦斯壓接

瓦斯壓接法就鋼筋接頭而言，可能係粗鋼筋 ($\#10$ 以上) 之理想接頭法，將來勢必有長足之發展與突破。在國外似已有很多的研究成果及使用例，惟在國內據查民間之建築工程曾有使用實例，在橋梁工程似乎尚無先例，且經查國內外均尚無合適之施工規範以供作業及檢驗之依循，致本工程雖如上述，實質上有採用之必要，亦不敢貿然全面採用，經各方比較檢討後，決定一半改用瓦斯壓接法。電氣焊接法 (electric welding) 亦曾經加予比較，此法雖有規範可供依循，但就工作場地條件、工作效率、品質控制等而言似不太適合於本工程，乃未予採用。

為確保瓦斯壓接之品質採取了下列措施：

(a) 操作技工之考驗：

操作技工須經本工務所考驗合格有案者始准進場工作，考驗方法係每人壓接五組試驗體，由本所任選三組做抗拉及抗彎試驗，以每片拉力均高於原材料者為合格。(檢驗結果如表 4-1)

(b) 工地檢驗：

監工人員隨時將實際壓接者抽樣試驗，其方法為於工地直接加拉力，因拉力機無拉力錶，以其斷裂處不在壓接點者為合格。

抽驗結果甚為良好，未遇有不合格者。據查以目前本省之設備及作業手，此種瓦斯壓接法僅能適用於 $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ 之普通鋼筋，尚無法達到 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ 之高強力鋼筋之要求，又經分析以目前本省之鋼筋料價及工資比較，瓦斯壓接法較搭接法為經濟 (如附表)，就一般情形而言鋼筋料價愈高，使用鋼筋口徑愈大

表 4 - 1 鋼筋壓接工考核表

人員 編號	鋼 筋 直 徑	抗拉強度 Kg/mm	降 伏 點 Kg/mm	伸 長 率 %	抗 彎 D:sd	試 驗 單 位	備 註
	32	53	34.5	23.5	未 斷 裂	商品檢驗局	本樣品無壓接
	36	56.9	33.8	23			
1	35	57	39	19		台 大	該員採用
		57	38	22			
		51.6	31.7	18.4	未 斷 裂	商品檢驗局	
2	32	61	41	19		台 大	該員採用
	32	53	36	24			
		52.2	33.8	14	未 斷 裂	商品檢驗局	
3	32	53	35	7		台 大	該員不採用
		53	35	25			
		51.9	33.6	16.9	70°斷裂	商品檢驗局	
5	36	56	39	7		台 大	該員採用
		53	36	25			
		53	34.3	18.6	未 斷 裂	商品檢驗局	
6	32	53	36	8		台 大	該員不採用
		55	36	26			
		51.2	33.6	14.2	70°斷裂	商品檢驗局	
7	36	59	40	13		台 大	該員不採用
		51	36	26			
		51.4	33.9	17.1	45°斷裂	商品檢驗局	
8	36	58	40	20		台 大	該員採用
		55	36	24			
		51.6	33.1	16.4	未 斷 裂	商品檢驗局	
9	32	52	35	7		台 大	該員不採用
		50	36	24			
		53.4	34.8	15.5	50°斷裂	商品檢驗局	

，鋼筋長度愈長（可節省搬運費），瓦斯壓接法愈為經濟，應建議有關職司詳予研究並訂定施工規則以利推廣。

表 4-2 鋼筋接頭經費比較表 單位：每處

項 目		# 10 號 鋼 筋		# 11 號 鋼 筋	
		搭 接	壓 接	搭 接	壓 接
料 價	鋼筋長度	36D = 115 cm 10		130 cm 10	
	單位重	6.41 Kg/M		7.91	
	重 量	7.37 Kg 0.641		10.28 0.791	
	單 價	10 元/Kg		10.00	
	鋼筋料價	73.70 6.41		102.80 7.91	
加 工 費	附屬材料 { 鐵絲 { 瓦斯 { 壓頭*	0.20		0.30	
	工 率	0.2 hr 0.8		0.25 0.9	
	單位工資	40 元/hr		40 元/hr	
	工 資	8.00 32.00		10.00 36.00	
	雜 費	1.00 3.00		1.00 3.00	
管 理 什 費*		9.20 12.69		12.50 14.59	
工 料 費		92.10 79.10		126.60 91.50	

※(1)工率包括：裁斷、磨平、排置、捆紮及焊接。

(2)包括料價之10%及加工費之20%。

5. 混凝土澆注計畫

A 拌合廠能量：

如前面所述，本工程所設專用拌合廠之最高產能僅為每小時 25 M^3 ，鑒於施工規範並無規定應設拌合廠之能量，而當承包商提送 $25 \text{ M}^3/\text{hr}$ 之建廠計畫時，由於未考慮及基腳之巨量混凝土而無異議的予以同意，俟詳議基腳混凝土澆注計畫時始發覺拌合廠能量過小，不足於應付基腳混凝土之澆注作業。公稱 $25 \text{ M}^3/\text{hr}$ 之拌合廠，其實際出產量僅能維持 $22 \sim 24 \text{ M}^3/\text{hr}$ ，如以 $22 \text{ M}^3/\text{hr}$ 計， 1400 M^3 約須 64 工作小時。為縮短工作時間，唯一之辦法為另覓拌合廠支援。但市面上已有之拌合廠，或由於設備不符本路要求，或為應付本身已有之顧客而不願支援。最後覓得設於本路第 10 標之新盛拌合廠，亦僅願於每日下午 6:00 ~ 12:00，做有限度之支援，乃依此出廠量以擬具混凝土澆注計畫。

B 澆築計畫

由於基腳混凝土之澆注面積寬達 $16.1 \text{ M} \times 30.4 \text{ M}$ ，且圍堰有三層支撐架，為考慮作業之簡易性，以提高澆注效率，兼顧能繼續之澆注以避免 cold joint 之產生，擬採用機動性高、輸運力大之輸送帶，將由混凝土車運至工地之混凝土傳至澆注位置，經落槽直接澆注，其計畫細節如下：

- (a) 利用圍堰之頂層撐架，鋪設跳板及竹排以構成安置及搬動輸送帶與漏斗之手腳架。
- (b) 於手脚架上以 3 ~ 4 公尺間距預放漏斗（如圖 4 - 3）。
- (c) 設三道輸送帶。
- (d) 以混凝土拌合車運至工地之混凝土直接洩於輸送帶（belt conveyer），輸送至預排之漏斗。
- (e) 漏斗之下段裝設垂直圓槽（chute）直接灌注。
- (f) 由輸送帶遠處依序設置洩料端，三道輸送帶並進分層澆注（如示意圖）。

C 混凝土

- (a) 強度 $280 \text{ kg}/\text{cm}^2$
- (b) 坍度 10.5 cm
- (c) 為延後初凝（initial setting）時間加用適量之緩凝劑 pozolith No. 8。
- (d) 配方：詳第拾章。
- (e) 混凝土來源：自設拌合廠 $22 \text{ M}^3/\text{hr}$ 支援拌合廠 $25 \text{ M}^3/\text{hr}$
- (f) 預定作業時間：60 小時。

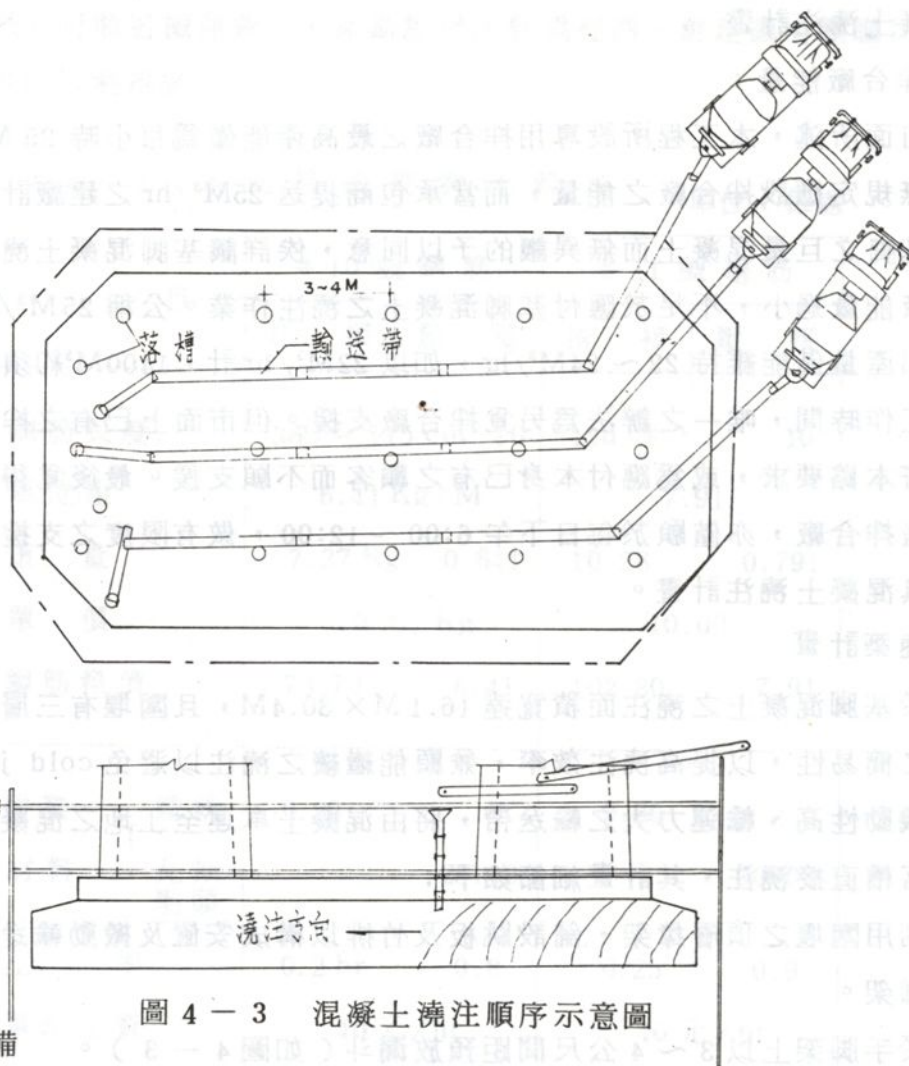


圖 4-3 混凝土澆注順序示意圖

D 機具設備

(a) 混凝土拌合車：以往返須一小時計，自設廠須 3.5 M^3 輸送車 7 台，另預備 1 台共 8 台，支援廠 6 台。

(b) 輸送帶：

10 M 長 3 條

7 M 長 9 條

5 M 長 3 條

每一組輸送線以 6 分鐘可處理 3.5 M^3 計

$$3.5 / 6 \times 60 \times 70\% = 24 \text{ M}^3 / \text{hr} / \text{每組}$$

三組輸送線足夠處理。

(c) 震動機：

	合計	電動震動機	機動震動機
60 mm ϕ	三部	二部	一部
45 mm ϕ	三部	一部	二部
預 備	二部	一部	一部

E 人員配備：因係連續作業採兩班輪換制

(a)作業工人：每班25人

(b)監工人員：

工地
承包商（每班）三人以上
監工單位（每班）三人

拌合廠
三人以上
二人

F 水泥供應

水泥之總需要量為 $1400\text{M}^3 \times 0.36 \times 1.1 = 560\text{T}$ 。但自備拌合廠之儲料庫（silo）容量僅200T。雖另於支援拌合廠約有200T儲存量。為安全計以自備拌合廠為依據，尚缺少360T。且時值（六十五年初 P_D 及 P_B 施工時）本省水泥嚴重缺貨時期，各工程單位均在搶貨。為恐供應脫節，影響作業進行，乃事先與供應商台灣水泥公司洽商，於該公司台北儲存庫（松山廠），於本基礎施工之第一日及第二日各撥供150T，第三日撥供60T，配合工地調撥專車（散裝水泥運輸車）陸續進料。

G 砂石料進料：

自設拌合廠由於場地狹少，最高砂石儲存量僅夠供約 300M^3 混凝土，所以亦必須採取隨拌隨進料之方式，進料速度以白天進料計（6.00～20.00），每小時應進砂 20M^3 、石子 40M^3 ，並為避免進料不合格情事，派員至砂石場辦理檢驗工作。

H 照明設備：

除設足夠之照明設備外為防萬一，另準備發電機一部。

I 搭建帳篷：

因需連續作業60小時以上，為恐施工中遇天雨（實際上， P_D 及 P_B 作業時均遇天雨）均予以加蓋帳篷，此種措施除可防雨外，亦可預防輸送帶上輸送中之混凝土因受直接日晒而蒸發。

J 實際作業時間：

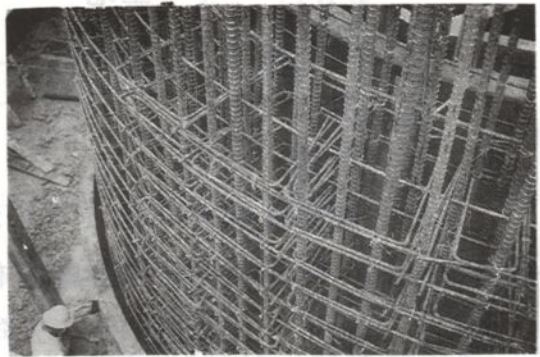
表 4-3 基腳混凝土澆注時間

橋 墩	第 一 次		第 二 次	
	M^3	時 間	M^3	時 間
P_A	1348M^3	54 hr	217M^3	13 hr
P_B	1348	56	217	14
P_D	1348	58	204	13
P_E	864	38	212	9

第二節 墩柱

1. 墩柱構造

橋墩之構造，除 P_c 為配合地形而採用軀體式橋墩外，其餘之 P_A 、 P_B 、 P_D 及 P_E 等主橋墩均屬兩柱式剛構構造（rigid frame pier），兩邊墩柱為圓形空心柱，但頂部與上部結構銜接處為避免應力之集中而漸變為方形。柱壁厚度為80 cm，頂部外徑為5.50 m，下部以1:20斜坡略予擴大（如圖2-5）。由於係空心圓環斷面，鋼筋用量較多，共有144-#11及



照片4-3 墩柱鋼筋

180-#10鋼筋分三層排列，間距僅有12.5~15 cm，另有約50%之箍筋（stirrup）。

2. 模板

本橋位於台北市風景區，為求形狀之確實，外表光滑以增加美觀，外模均使用鋼模，內模則使用木模。本工程此類墩柱共有八支（四座橋墩），為提高鋼模之利用率，除 P_E 之頂部方形部分較其餘各墩為小，乃排於最後施工以便略予修改後使用外，其餘各墩均予以統一尺寸——按原設計各墩尺寸未完全一致，稍有出入——。整個圓周之鋼模由四片組成，每組高度為2.5公尺，利用KH-150吊車（打樁機用吊車）裝拆，每次組立二節即5公尺以便澆注混凝土，由於配合吊車作業，裝配及調整之效率甚高，連繫鋼筋（甚複雜），每組（5 M高），15天可完成。

3. 混凝土澆注

由於柱壁厚度僅有80 cm，鋼筋排列又密，一次澆注高度達5公尺，澆注混凝土時工作人員及監工人員均無法進入模板內，只能以目睹進行搗實作業（亦即操作振動機），為謀作業確實，採了下列措施：

- (a) 提高混凝土坍度（15 cm）以提高工作性（workability）。
- (b) 增加振動機數量，每一振動機作業手劃分作業範圍，並配置適當監工人員。
- (c) 增加備用振動機數，以防萬一。
- (d) 每一部振動機配一盞照明燈，該照明燈隨振動機吊入模板內以利檢驗。
- (e) 使用帆布落槽以防分散掉落。

實施結果尚稱良好，所有墩柱均無蜂窩或麻面等現象，外表極為光滑美觀。

第三節 橋墩N、S之變更設計

1. 墩體變更

此兩墩位於主橋之兩端，以與兩引橋連接，亦可視為主橋之兩端橋台，按原設計為空心軀體式，內與上部結構箱樑之腹樑相對的設有八道垂直隔牆，以便埋設固定拉桿（hold down），構造雖較為簡單，但由於方向與水流並非平行，將形成不良之擋水體，依水工試驗將有不良後果，為減輕洪水時期之阻礙，仍改變為四柱式剛構構造，採用直徑 2.5 公尺之實心圓形柱為墩柱，如圖 2-18 所示。

2. 橋墩 N 基樁之改變設計

本橋墩基樁按原設計亦是採用帶有 3 M H 鋼樁尖之 40 cm×40 cm P.C 樁，但經岩盤探測結果，岩盤深度在 70 公尺以上，如仍採用原設計之 P.C 樁，必須有 3 個以上接頭（以每單樁 18 M 計）勢必大幅的影響基樁承載力。為求接樁確實以避免承載力之損失，曾有改用鋼管樁（steel pipe pile）之議，但由於該墩靠近台北兒童樂園室內游泳池，而當本工程施打橋墩 B 基樁時，該園曾以打樁之衝擊，影響該游泳池之安全為由提出抗議，實際上橋墩 B 位於該游泳池之對岸，且距離 200 M 以上，不可能有嚴重影響，為免滋生困擾，乃改用無振動力之反循環施工法就地澆注鋼筋混凝土樁。

第五章 柱頭部(Head Block)

第一節 柱頭部之組成及構造

1. 柱頭部之組成及作用

橋墩與上部結構懸臂梁之連結部分形成特殊構造，稱為柱頭部。該部分為上、下部結構共用，就橋梁行車方向而言，為上部結構箱梁（Box Girder）之一部分，惟於其橫斷方向加鑄兩支繫梁（Tie Beam）以構成為剛構橋墩之頂橫梁（Horizontal member）。該繫梁因施有部分預力，故此剛構橋墩係屬於部分預力（partial prestressing）結構。

本橋上部結構之施工法，採用懸臂分節就地澆注施工法，因此上部結構之施工並不使用撐架，而是利用工作車懸空施工，惟有柱頭部因係上部結構之開端，必須使用撐架（shoring, staging）施做，以供爾後分節施工時拼架工作車之基地及立足之用。依原設計圖，橋軸方向僅為 11.75 公尺，但實際施工時為配合工作車之併組，謀有足夠之場地，改為 12.75 公尺，如圖 5 - 1 所示。

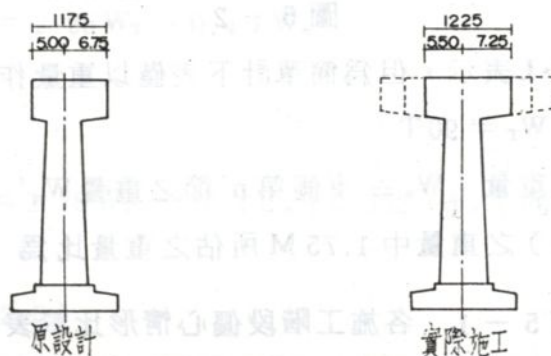


圖 5 - 1

2. 柱頭部之構造

本橋因橋墩較高形狀較細長，為減輕橋墩之偏心應力，完成後之構造雖係兩側力矩對稱之獨立穩定型（詳第貳章第一節 3. 懸臂樑之構成），但施工中由於兩邊之工作並非同時，而是分開裝拆或移動，混凝土之澆注工作亦是單邊先行作業。因此當一邊先移工作車（90 T 重），或澆注混凝土（最多 200 T）時，勢必引起柱之偏心載重（eccentric load）使之產生較大之彎曲應力，致難以控制預拱度（precamber）。為盡量避免或減少此施工中之不良反應，原設計規定施工期間採取兩臂不對稱方式處理。就是施工途中兩側之懸臂長不相同，以 P_A 為例，柱頭部全長 12.75 M，其中東側為 7.25 M，西側僅為 5.5 M（如圖 5 - 1），亦就是東側較西側長 1.75 M，施工時必須先從較短之西側，移工作車（或架設）及澆注混凝土，而拆工作時必須先從較長之東側拆除。茲將各施工階段之偏心情況比較如下：

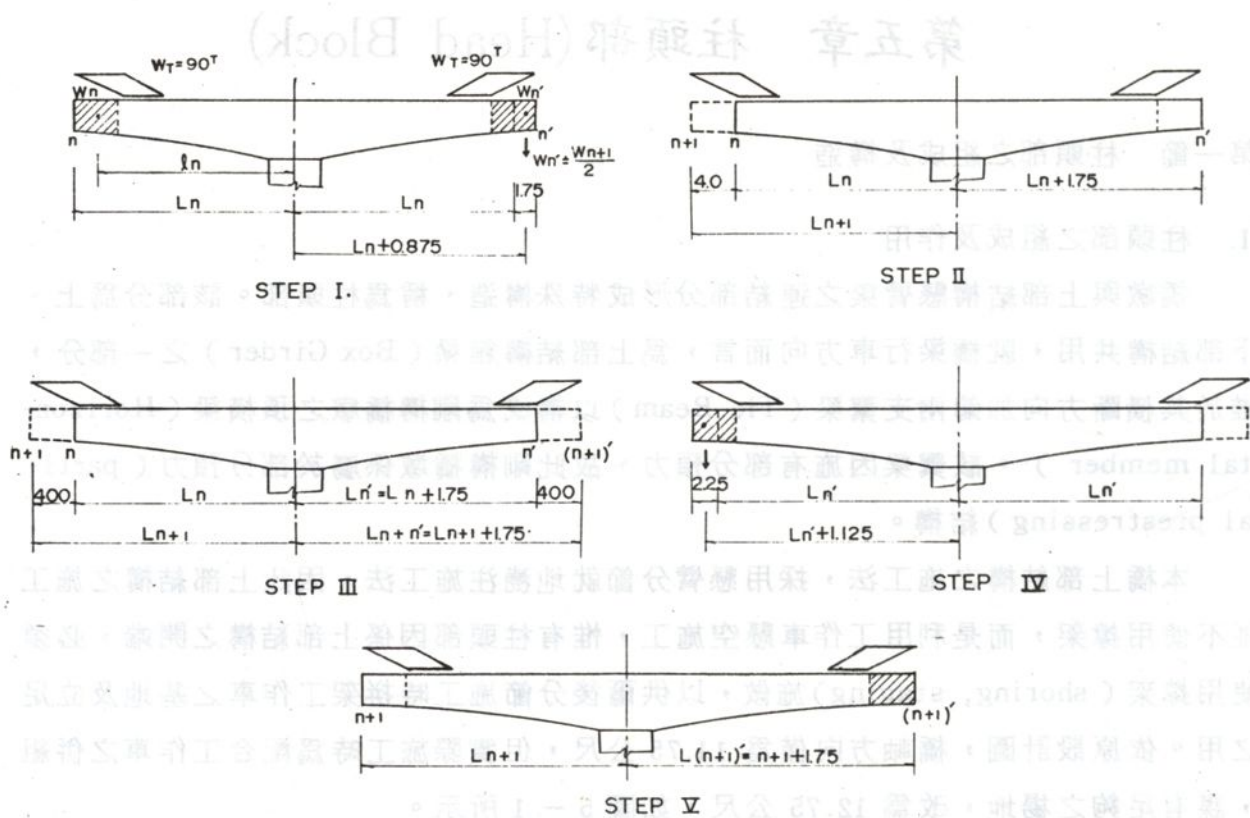


圖 5-2 施工中兩側懸臂梁之偏心情況

圖 5-2

偏心量應以力矩 $W \cdot L$ 表示，但為簡單計下表僅以重量作比較，並設
工作車重量 $W_T = 90T$

西側第 n 節之重量 $W_n \div$ 東側第 n' 節之重量 $W_{n'}$

每節 (4 M 長) 之重量中 1.75 M 所佔之重量比為 $\frac{1.75}{4.0} = 0.4$

表 5-1 各施工階段偏心情形比較表

施 工 階 段	兩 臂 對 稱	兩 臂 不 對 稱
柱 頭 部 完 成	平 衡	向東偏重 $0.4 W_2'$
西側架工作車	向西偏重 $90T$	向西偏重 $90T - 0.4 W_2'$
東側架工作車	平 衡	向東偏重 $0.4 W_2'$
西側第 3 節澆注混凝土	向西偏重 W_3	向西偏重 $0.6 W_3$
東側第 3 節澆注混凝土	平 衡	向東偏重 $0.4 W_3'$
西側第 n 節移工作車 (首示 STEP II)	重量平衡但力矩不平衡	重量同上但力矩有變化
東側第 n 節移工作車 (STEP III)	平 衡	向東偏重 $0.4 W_{n'} - 1$
西側第 n 節澆注混凝土 (STEP IV)	向西偏重 W_n	向西偏重 $0.6 W_n$
東側第 n 節澆注混凝土 (STEP V)	平 衡	向東偏重 $0.4 n'$
東側拆工作車	向西偏重 $90T$	向西偏重 $90T - 0.4 W_{1n}'$
西側拆工作車	平 衡	向東偏重 $0.4 W_{1n}'$
最後一節完成	平 衡	

舉例說明如下

設：

M_{Da} ：兩臂對稱時兩側之不對稱力矩。

M_{Db} ：兩臂不對稱時兩側之不對稱力矩。

M_E ：東側之力矩。

M_W ：西側之力矩。

$$W_n \div W_n'$$

$$W_n \div W_{n+1}$$

A. STEP I

$$M_{Da} = 0 \quad \text{對稱}$$

$$\begin{aligned} M_{Db} &= M_E - M_W = W_T \cdot 1.75 + 0.4 W_n \cdot (L_n + 0.88) \\ &= 1.75 W_T + (0.4 L_n + 0.352) W_n \dots\dots\dots(1) \end{aligned}$$

B. STEP II

$$M_{Da} = M_W - M_E = 4.0 W_T$$

$$\begin{aligned} M_{Db} &= M_W - M_E = 4.0 W_T - [1.75 W_T + 0.4 L W_n] \\ &= 2.25 W_T - 0.4 L W_n \end{aligned}$$

C. STEP III

$$M_{Da} = 0$$

$$M_{Db} = M_E - M_W = 1.75 W_T + (0.4 L_n + 0.352) W_n \quad (\text{同 STEP I})$$

D. STEP IV

$$M_{Da} = W_n (L_n + 2.0)$$

$$\begin{aligned} M_{Db} &= M_W - M_E = W_n (L_n + 2.0) - [1.75 W_T + (0.4 L_n + 0.352) W_n] \\ &= (0.6 L_n + 1.648) W_n - 1.75 W_T \dots\dots\dots(2) \end{aligned}$$

E. STEP V

同 STEP I

F. 比較

$$\text{由於 } W_T = 90 T \quad \therefore 4.0 W_T = 360 T M$$

$$W_n \min = 40 M^3 \times 2.4 = 100 T \text{ 時}$$

$$L_{\max} = 70 M$$

$$\therefore W_n (L_n + 2.0) > 4.0 W_T$$

$$M_{Da \max} = (L_n + 2.0) W_n$$

$$(2) - (1)$$

$$(0.2 L_n + 1.296) W_n - 3.5 W_T$$

$$= (0.2L_n + 1.296)W_n - 315 T \cdot M$$

$$> 0 \quad \text{當} \quad L_n = 9.5 \quad W_n = 70 M^3 \times 2.4 = 168 \quad (n = 3)$$

$$\therefore M_{D_{b \max}} = (0.6L_n + 1.648)W_n - 1.75W_T$$

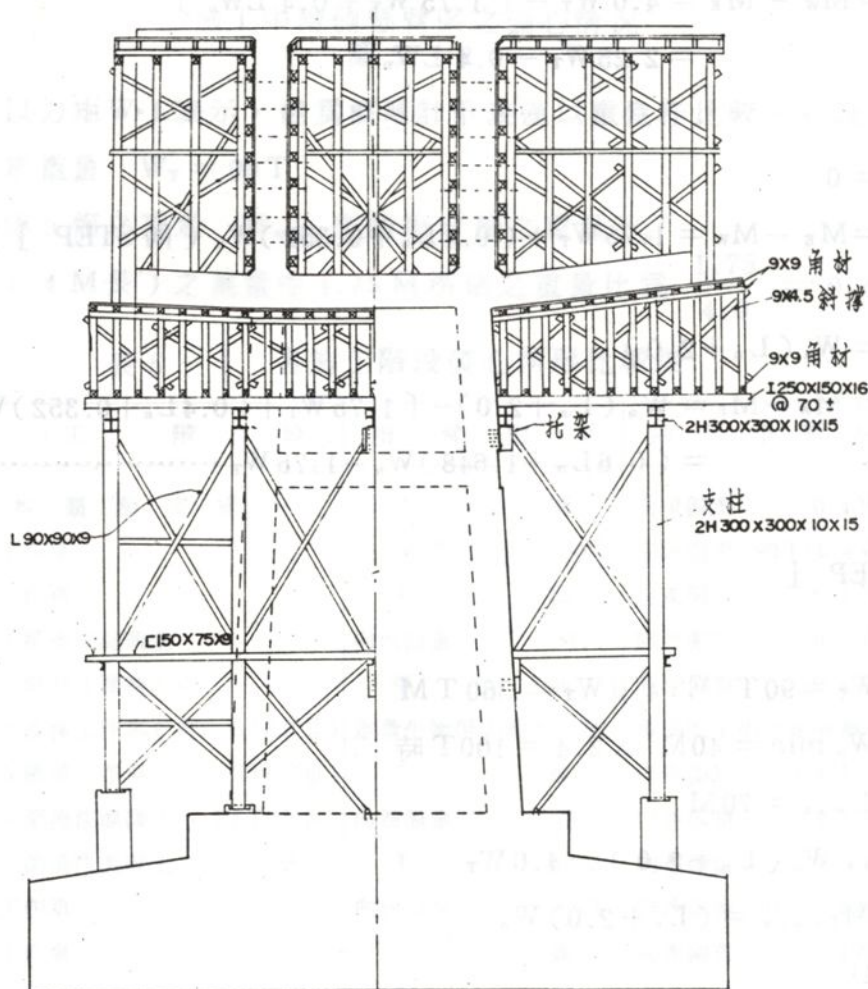
$$\text{當} \quad L_n = 9.5 \quad W_n = 168$$

$$\frac{M_{D_b}}{M_{D_a}} = \frac{(0.6 \times 9.5 + 1.648) \cdot 168 + 1.75 \times 90}{(9.5 + 2.0) \cdot 168} \\ \doteq 0.56$$

$$\text{當} \quad n = 18 \quad L_n = 69.5 \quad W_n = 40 M^3 \times 2.4 = 100T$$

$$\frac{M_{D_b}}{M_{D_a}} = \frac{(0.6 \times 69.5 + 1.648) \cdot 168 + 1.75 \times 90}{(69.5 + 2.0) \cdot 168} = 0.62$$

由上面之計算可知以不對稱方式施工，在施工中之不平衡力矩（unbalanced-moment）可減少約40%。



柱頭部鋼撐架

圖 5 - 3

第二節 施工經過

1. 混凝土之澆注

柱頭部之體積相當大，橋長方向長 12.75 公尺，共有混凝土量 900M^3 ，約 2000 T。預計施工期間為三個月，為求堅固安全可靠，採用鋼架撐架，並為避免因土壤軟弱而引起支撐架之不平衡沉陷，所有撐架支柱均置於基腳混凝土面上。

上部結構懸臂樑分節施工部分為南北車道分開施做，但柱頭部為謀剛構橋墩之一體性，採取南北車道同時施做，因混凝土量膨大及為配合模板之組拼，鋼筋之彎紮與鋼腱之配置，分為三階段作業，（如圖 5-4）。

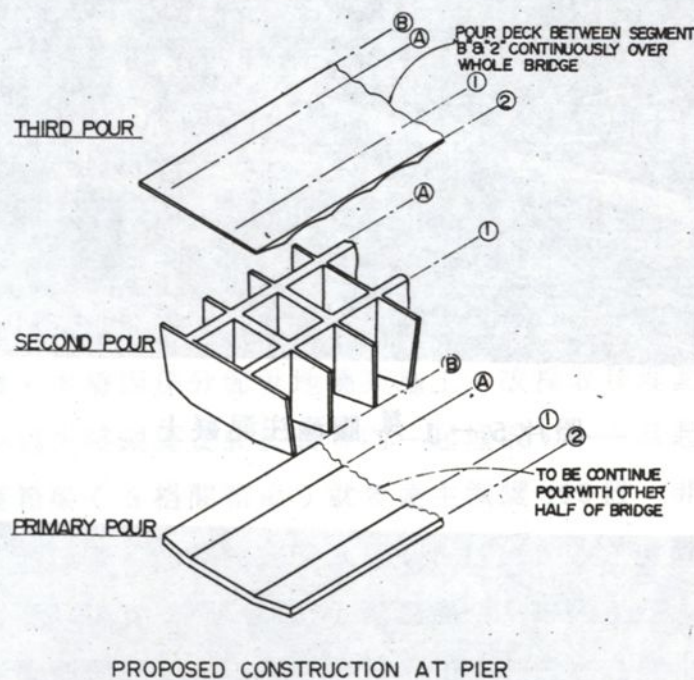


圖 5-4

(1) 底版 (bottom slab)

除本身鋼筋外尚須預留梁腹豎鋼筋之接頭及預埋垂直鋼腱 (Vertical Tendon)，混凝土量約 260M^3 ，一次澆注完成。

(2) 梁腹 (Web)

除鋼筋、垂直鋼腱外，尚須配置主鋼腱 (Main Tendon) 之預留套管 (Duct or Sheath) 及繫梁 (Tie Beam) 之鋼腱套管，此部份混凝土有 500M^3 ，分為兩次兩天澆注。

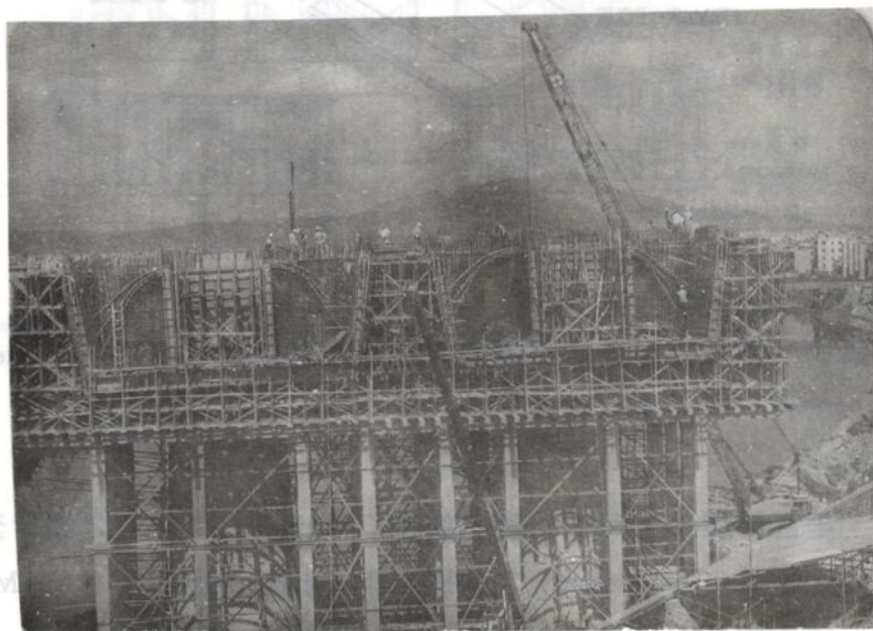
(3) 頂版 (Top slab)

除本身鋼筋外，所有主鋼腱預留套管均應配置妥當。另須設供固定及操作工作車用之預留孔，因數量甚多，配置複雜，宜仔細的檢驗。由於主鋼腱之配紮只要於

柱頭部配置妥善，往後逐節施築時，僅將尚未穿鋼線施預力之空套管予以接長就可以，故須謹慎處理。此部分之混凝土量 135M^3 一次澆注，惟橋面面積達 400M^2 ，面層之整平應特別小心。



照片 5 - 1 梁腹澆注混凝土



照片 5 - 2 柱頭部支撐及橫向鋼腿



照片 5 - 3 梁腹排套管



照片 5 - 4 柱頭部頂橋間鋼筋及鋼腱

2. 鋼腱預留套管之配紮

將鋼腱按設計圖所示位置確實的配置，以使得以按設計數據導入有效預力為預力混凝土結構之關鍵，本橋因係分節就地澆築施工，故採取預埋套管俟須要時始穿裝鋼腱，——通常多為先將鋼腱安裝於套管內一起埋設，——且起始點亦就是柱頭部之鋼腱數量僅單側箱梁（3 格間箱梁）就多達主鋼腱 190 股，非但其橫向間距僅有 10 cm，更有上下並排者，如扣除套管本身（ $\phi 65 \text{ mm}$ ）之占位，淨距僅有 3.5 cm。因此套管必須捆紮確實堅固，以避免澆注混凝土時因工作人員之踐踏，或震動機之作業，導致變位而使預力作用點之不符，如偏心量 e 之變化，或產生過分之波浪狀（wobbling）及套管之變形而增大摩擦損失，導致有效預力之不足，或因漏漿或變形過大，導致堵塞而無法穿裝鋼腱。因此柱頭部預埋套管之捆紮應特別小心，曾採下列措施：

- (a) 增大套管之剛性。
- (b) 加密結紮點並加粗結紮用鋼線（用 #16 鋼線），必要時加排補助鋼筋。
- (c) 於套管內暫裝 $\phi 60 \text{ mm}$ 塑膠軟管為襯管以增加剛性及防止漏漿，俟澆注混凝土後予以拔除。

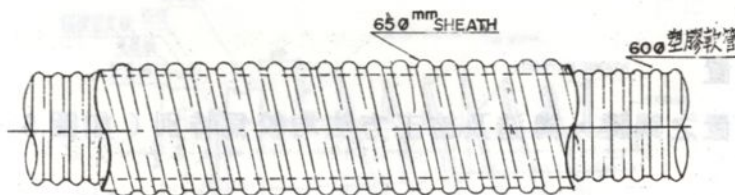


圖 5 - 5 套管內套裝塑膠軟管

(d) 塑膠軟管拔除後，每條套管均須經試穿施以檢驗，試穿方法係用12條鋼絞線（與將來應穿裝者相同）捆成長約1公尺之試體兩頭繫以鋼索，以人工牽拉之。

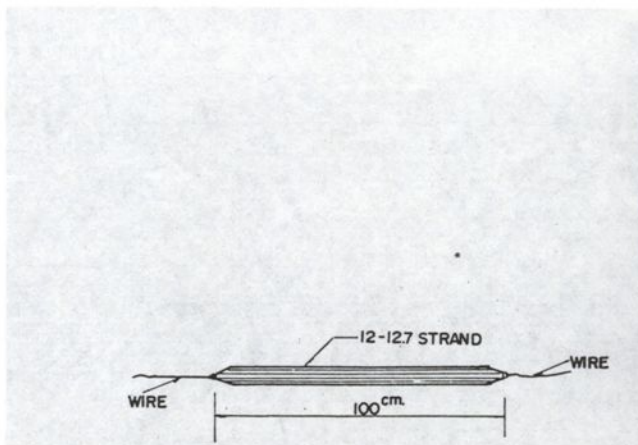
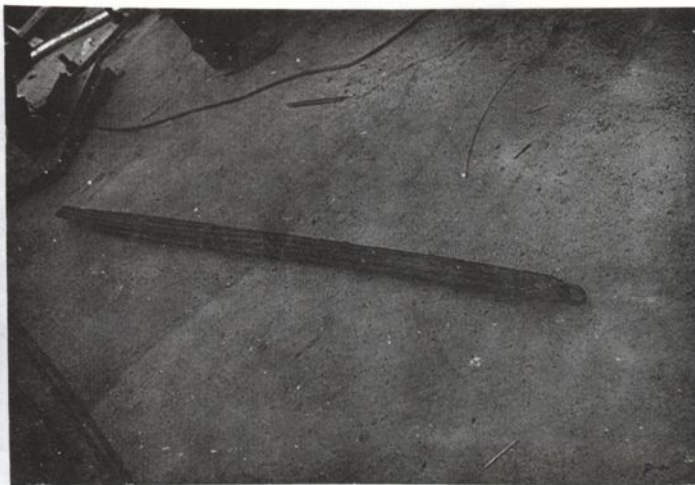


圖 5 - 6 試穿用試體



照片 5 - 5 穿孔具

(e) 如遇有障礙——通常為變形過大或漏漿所致——時，使用特製之楊桃狀鋼球刀（如圖 5 - 7）兩頭繫以鋼索來回抽拉，如此大部分均能順利排除，至於少部分無法排除者（多為漏漿），則詳細測定障礙位置及範圍後，由橋面打洞清理。

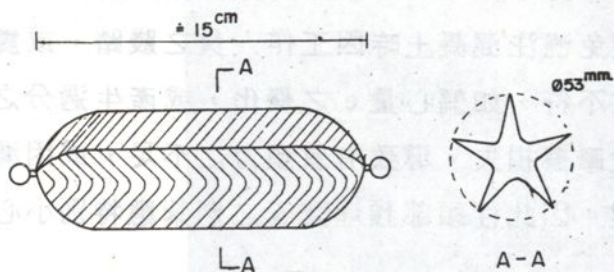


圖 5 - 7 楊桃狀鋼球刀

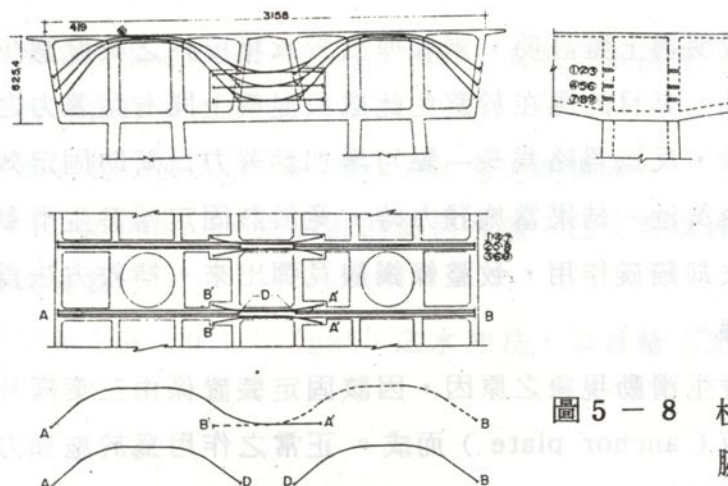


橋面打洞
照片 5 - 6

第三節 繫梁 (Tie Beam)

1. 鋼腱之配置

繫梁內所配置之鋼腱，構造及施工方法均較為特別（如圖 5 - 8），茲介紹如下：



此梁全長僅有 31.58 M，但梁高却有 6.254 M，挑出兩墩柱外之懸臂長更僅有 4.39 m，本質上應視為深梁 (deep beam)。因係剛構結構，其鋼腱之配置有六處彎曲點，且最大彎曲度高達 60° 。如全長為連續之一條鋼腱，由兩端 A、B (圖 2-8) 施預力，則由於摩擦損失過大將使中心點 C 之有效預力盡失。因此採取分段搭接方式 (如圖 5-8) 因應。並於彎折處設適當之彎曲半徑。按日本 F.K.K. 所編「法西奈工法施工規準」之規定，12T 12.7 mm 鋼絞線之最小彎曲半徑應以 6.0 M 為宜。但在此處為配合實際需要，仍參照其他有關規定略予降低標準，分別採用彎曲半徑為 2.5 M、3.0 M 及 3.5 M。

所謂分段搭接方式就是如圖 5-8 所示，將原應為連續的鋼腱 AB（應於 A、B 兩端施加預力），改為由 AA' 及 BB' 兩段，而於 A'—B' 區間搭接，以便分別由 A、A' 端及 B、B' 端施加預力。如此可將原有 6 處彎折點分開為二組三處彎折點以減少摩擦損失。每一排鋼腱有三股 12T 12.7 mm 鋼絞線如圖示①、②、③，其中兩側之兩股（①、③）採用上述之搭接法，其加設之錨碇裝置設於梁之側面如圖示 A'、B'。至於②因位於中間，不易伸出梁側面以裝設錨碇裝置，乃採用固定端錨直接埋入混凝土內如圖示 D。

2. 固定端錨 (Dead Anchorage)

固定端錨採用法西奈式單線固定方式 (mono grip system) 每股仍然為 12T - 12.7 mm ϕ ，其構造甚為簡單，但在本省尚屬首次使用，監工人員及工作人員均無經驗，原供應廠商雖亦派有專人在工地指導，但由於一個很小細節之疏忽導致產生很大之困擾。

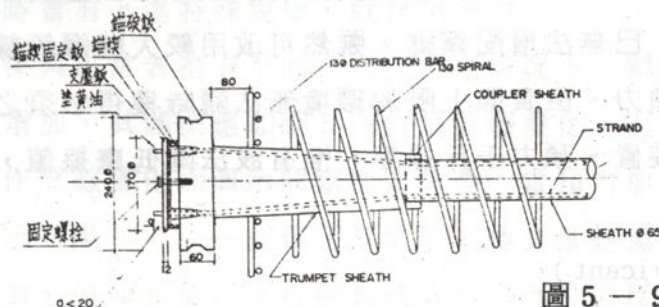


圖 5—9 固定端錨

該裝置之說明書上雖註明，鋼線伸出於承壓板外之長度應少於 2 cm ($a < 2.0$ cm) 且須塗黃油，其目的應在於避免此處與混凝土間有黏著力之存在。但實際作業時忽略了其意義，反以為略為長一點可增加黏著力以幫助固定效果，而留了約有 10 cm 長，亦未塗黃油。結果當施預力時，竟於該固定端發生滑動 (slip) 現象。部分嚴重者甚至失却錨碇作用，致整條鋼線竟彈出來。補救方法為將該處之混凝土打開，以重新穿線。

後經研究發生滑動現象之原因，因該固定裝置係由三葉楔片 (wedge) 夾緊鋼線後栓入定錨板 (anchor plate) 而成。正常之作用為於施預力端加拉力時，固定端之拉力將隨之徐緩的增加，同時楔片亦將隨拉力之增加而逐漸嵌緊於定錨板。但實際作業時由於錯將鋼絞線埋入混凝土內約 10 cm 長，致具有少許黏著力，使當初加預力時楔片無法隨預力之增加而嵌緊，俟所加拉力超出該 10 cm 之黏著力時引起突然之脫鬆，致使楔片固定處產生突然之衝力，使之夾不住而發生突然滑動，嚴重者將因而完全脫落以致整條衝出套管外。

針對上述原因予以改善後就再無同樣情形發生，由以上事實提醒我們，每一作業細節，尤其係首次採用之新工法、新裝置或新設備，應處處留意，不應稍有遺漏或疏忽，否則其後果將難以收拾。(註：此事經數年後筆者曾在日本某一工程雜誌上見到同一情形之報告，可見，不論國別不願公開討論失敗例，易引起另一次之失敗，值得吾人深思。)

3. 白鐵管套管 (steel pipe sheath)

繫梁之鋼腱因形狀複雜，採用較小彎曲半徑，施工期間亦較長，為顧及：

- (a) 儘量減少摩擦損失。
- (b) 確實之保持位置及線形之正確。
- (c) 避免因套管破裂而漏漿。
- (d) 避免澆注混凝土時因振動機之使用而引起過大之變形及變位。

等因素，採用 $\phi 3"$ 白鐵管為套管，依施工細部設計形狀於鐵工廠加工彎製，所有接頭均用螺牙接頭 (socket joint)。如此預計摩擦損失可顯著之降低，因此用於預力計算之假設值為 $k = 0.00133/\text{m}$ 、 $\mu = 0.2$ ，但經施預力時之實測結果却意外之大，得 $k = 0.0041$ 、 $\mu = 0.407$ ，致實際有效預力無法達到設計要求。而實際上受繫梁斷面之限制，已無法增配鋼腱。雖然可改用較大號鋼絞線如 12T 15.2，以提高每股鋼腱之有效預力，但實際上限於環境無法隨時獲得必須之器材，包括 $\phi 15.2$ mm 鋼絞線、錨碇裝置、預力千斤頂等，惟有設法降低摩擦值，因而決定使用減摩劑。

4. 減摩劑 (lubricant)

常用之減摩劑有水溶性油 (water-soluble oil)、或肥皂水兩種，經各方面比較後決定使用中性肥皂粉，其作業程序為：

- (1)將中性肥皂粉 (洗衣粉) 放入水中，攪拌成 8 % 之肥皂水。
- (2)利用灌漿機 (grouting pump)，將調好的肥皂水灌入已穿裝鋼絞線之套管內。
- (3)施預力並予以錨碇妥當。
- (4)使用清水或摻有少量石灰 (0.1 lb/gal) 之水沖洗，以目睹至肥皂分完全排除為止。
- (5)灌漿。

經過上述處理後，摩擦值確稍有減低，實測結果為 K 值降為 0.00365/m， μ 值降為 0.316。臨界斷面 (critical section) 之有效預力雖仍未達原設計之規定值，但已達 90% 以上，經核算安全已無問題 (核算詳五—9 節)。

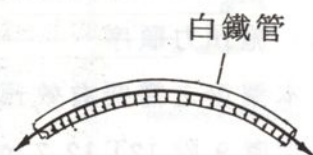
5. 摩擦值之檢討

表 5—2

	AASHTO 規 定	細 部 設 計 採 用 值	未加減摩劑 實 測 值	加 減 摩 劑 實 測 值	加 減 摩 劑 之 降 低 率
k	0.0065	0.00133	0.0041	0.00365	11 %
μ	0.3	0.2	0.401	0.316	22 %

採取了如上述，採用白鐵管套管及使用減摩劑後，仍未能顯著的降低摩擦損失，以達細部設計所採用之預計值，經研討可能有下列原因：

- (a)彎折曲率半徑 (radius of curvature) 過小，依「F.K.K. 施工規準」最小半徑宜為 6.0 M，但實用值僅為 2.5~3.5 M。
- (b)彎折角度 (angle change) 過大，最高者達 60°。
- (c)由以上兩因素，導致施預力時彎曲處之鋼腱與套管間之接觸壓力增大，而產生較高之摩擦值。
- (d)白鐵管內側管壁較為粗糙。
- (e)白鐵管彎曲部分因彎折加工而產生綹紋。

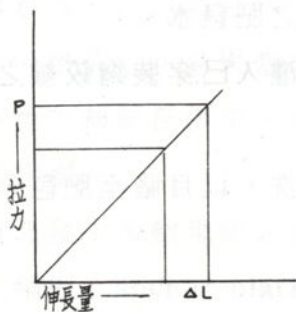


鋼腱與套管接觸壓力

圖 5—10

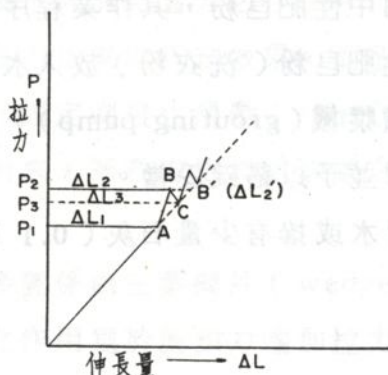
本繫樑於施預力時曾有下列特殊現象，就是施預力時拉力與伸長量之關係與正常者稍有不同。在正常之情況下，鋼腱之伸長量應隨拉力之增加而成正比的增加，其關係應如圖 5—11 為直線變化。但本繫樑之實際紀錄如圖 5—12 所示，不作直線變化而顯示間歇性之跳動。當預力加到某一程度 P_1 時其伸長量為 Δl_2 (如圖示 B 點)，——如為正常情形，伸長量應為 Δl_2 如圖示 B' 點——，之後雖未再加拉力，但伸長量却突然跳長為 Δl_3 ，而拉力反而降低為 P_3 如圖示

C點，同時發響爆炸聲——碰！——。此種現象在懸臂箱梁主鋼腱之作業中，亦偶而發生，但情形不多。



正常的拉力與伸長量關係

圖 5-11



本繫梁之拉力與伸長量關係

圖 5-12

研判其原因，可能由於鋼腱彎曲度大，導致當施加預力時於彎曲處，鋼腱加以套管內壁之壓力較大，引起較大之摩擦力，而更由於白鐵管之硬度遠較鋼腱（高拉力鋼）為低，將該白鐵管壁磨成槽痕，使鋼腱陷入該槽內而被箝住。茲以圖 5-12 及 5-13 說明之，設 a 為施預力點，b 為箝住點，

則當拉力由 0 加至 P_1 前因 b 點尚未箝住，所以全長

a c 段均受有拉力而伸長量為 Δl_1 。惟拉力由 P_1 再予

增加時，由於 b 點已箝住，致使僅 a b 段受作用，

就是僅 a b 段有伸長量之增加而 b c 段因拉力仍為

P_1 而維持原有伸長量，致拉力雖增加至 P_2 ，總伸長

量僅有 Δl_2 而無法達到 Δl_3 。此時因拉力 P_2 已超出 b 點之箝住力，使該箝住點突然

滑動（鬆開箝住作用），而將拉力及伸長量分布於全長 a c 段，因此伸長量雖增加

至 Δl_3 ，但拉力反而降至 P_3 。此種現象可能亦是導致摩擦值較高之原因之一。

6. 施預力順序

本繫梁之需要有效預力總量，按設計圖所示為每梁 1000T。按施工細部設計，每梁配置 9 股 12T 12.7 mm ϕ 鋼絞線（圖 5-8）。依原設計圖之指示，其施預力量應隨上部結構箱梁之進行，分為三階段施加。

(1) 當柱頭部完成，拼裝工作車前施加 $\frac{1}{3}$ ，經選定此階段施加④、⑤、⑥三股鋼腱。

(2) 上部結構箱梁，以南北車道兩邊混凝土總重量計，完成 $\frac{2}{3}$ 時，施加另 $\frac{1}{3}$ 預力，選定②、⑦、⑨三股。

(3) 當各該橋墩上部結構完成時，施加最後 $\frac{1}{3}$ 預力，為①、③、⑧等三股。

7. 鋼腱之防銹

為配合上述規定，①、③、④、⑥、⑦、⑨等六股因係雙向施預力，雙頭均有活動錨碇裝置，可俟擬施預力前隨時穿裝鋼腱。但②、⑤、⑧等三股因係單向施預



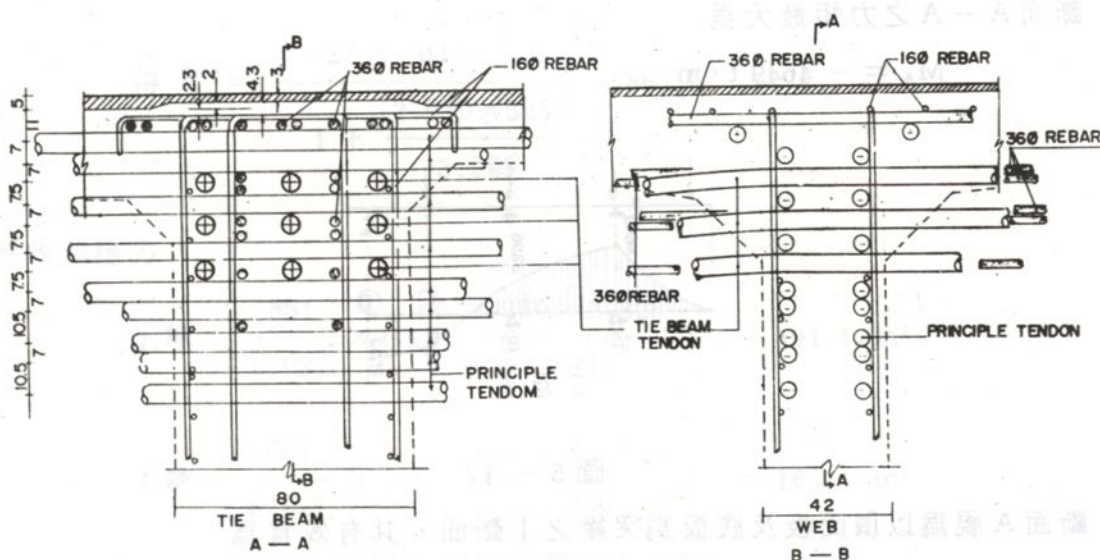
圖 5-13

力，必須於澆注混凝土前配紮套管時，就一併將鋼絞線裝妥於套管內予以埋置，預計從埋置至施預力，②號約須 6 個月，⑧號約須 8 個月，為恐放置管內過久，引起生銹等不良後果，採取防銹措施如下：

使用美國 AL-CONCHEMICAL CO. 出品之氣發性防銹錠劑 V.T.I. (鐵宮麗)，該防銹料為如藥片之錠劑，據稱凡包裝於容器內之任何物品，將該 V.T.I. 錠劑放入容器內，將因氣化而產生優越之防銹氣體，只要將容器密封以防氣體外溢，即可獲致百分之百之防蝕效力。一片 V.T.I. 錠劑之預防力約為 1 立方呎，因此每一股放入 V.T.I. 錠劑 5 ~ 6 片，並予以密封，俟擬施預力時才予以啓封。此種防蝕方法，其實效果如何？因無法取出觀察，而無確實的結論，但僅就伸出管外部分，該部分亦曾用塑膠管予以臨時包封後與管內部分一併處理，予以觀察效果尚稱良好。

8. 鋼筋之配置

本繫梁因係部分預力，所以除鋼腱外尚配有相當數量之主鋼筋，其與車行方向箱梁梁腹之交點因有雙向之鋼腱及鋼筋數層互相交織，排列複雜又擁擠。在梁腹方向有主鋼腱 9 層，繫梁方向除有三層白鐵管套管外，尚有 #11 鋼筋 24 支分為 7 層排列。主箱梁梁腹之鋼腱位置為顧及原設計所定偏心量 (e 值) 自不宜過分降低，致使最頂層鋼筋排列後箍筋 (stirrup) 之保護層僅餘 2 公分，顯與規範不符。所幸橋面尚有 5 公分厚之瀝青面，乃將繫梁頂面突出橋面 2 公分以獲充分之保護層，將來鋪瀝青面時該處僅餘 3 公分厚。



繫梁頂部保護層之處理

圖 5 - 14

9. 斷面應力之檢討

如五-4 節所述，本繫梁由於摩擦損失超出預計量甚多，致有效預力不足之情事，乃就實際有效力做應力檢點如下：

9 - 1 力矩之檢討

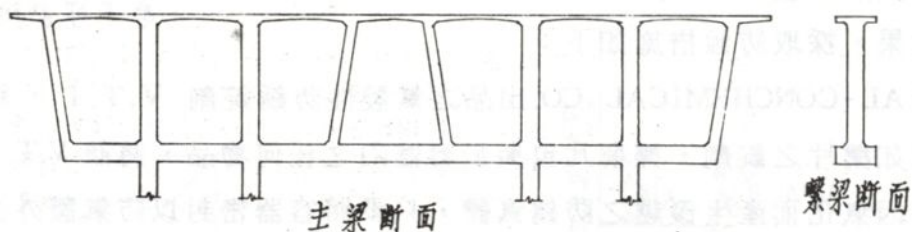


圖 5 - 15

繫梁可視為以橋墩壁為支承而兩側具有懸臂梁之三孔連續梁。

作用荷重，除自重為分布荷重外，上部結構之荷重可視為主箱梁之剪力分別由各梁腹集中作用如圖 5 - 16。



圖 5 - 16

由以上之荷重得力矩圖如下：

斷面 A - A 之力矩最大為

$$M_A = -4649 \text{ t} \cdot \text{m}$$

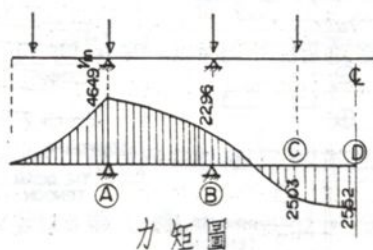
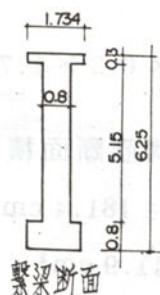


圖 5 - 17

斷面 A 視為以頂面板及底板為突緣之 I 斷面，其有效寬為

$$b = b_0 + \ell/4 = 80 + 373.5/4 = 173.4 \text{ cm}$$

即 I 斷面之斷面係數為



$$A = 6.027 \text{ m}^2$$

$$I = 24.103 \text{ m}^4$$

$$y' = 3.325, \quad y = 2.925 \text{ m}$$

$$r^2 = 3.999 \text{ m}^2$$

$$Z' = 7.249 \text{ m}^3$$

$$Z = 8.240 \text{ m}^3$$

圖 5 - 18

得混凝土之彎曲應力

$$f_c' = - \frac{4.649}{7.243} = - 641 \text{ t/m}^2$$

$$f_c = + \frac{14649}{8240} = + 564 \text{ t/m}^2$$

該混凝土之容許拉應力為

$$3\sqrt{f_c'} = 3\sqrt{5000} = 212 \text{ psi} = 15 \text{ Kg/cm}^2$$

即必須之有效預力 P_e 為

$$\text{由 } \frac{P_e}{A} \left(1 + \frac{e_p \cdot y'}{r^2} \right) - 641 = - 150$$

$$\text{得 } P_e = \frac{6.027 \times (641 - 150)}{1 + \frac{2.930 \times 325}{3.999}} = 861 \text{ t}$$

有效預應力

$$\text{上緣} = \frac{861}{6.027} \times \left(1 + \frac{2.930 \times 3.325}{3.999} \right) = + 491 \text{ t/m}^2$$

$$\text{下緣} = \frac{861}{6.027} \times \left(1 - \frac{2.930 \times 2.925}{3.999} \right) = - 163 \text{ t/m}^2$$

混凝土之合成應力

$$\text{上緣} = - 641 + 491 = - 150 \text{ t/m}^2$$

$$\text{下緣} = 564 - 163 = + 401 \text{ t/m}^2$$

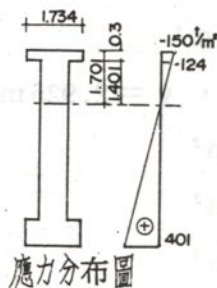


圖 5 - 19

突緣處混凝土之拉應力合力

$$T = \frac{150 + 124}{2} \times 0.3 \times 1.734 = 71.3 \text{ t}$$

配置於突緣處之鋼筋斷面積為

$$A_{s1} = 18 - \#11 = 181.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 6 - \#5 = 11.9 \text{ cm}^2$$

$$\Sigma A_s = 193.3 \text{ cm}^2$$

設以鋼筋承受全拉應力

$$\sigma_s = \frac{71.3 \times 10^5}{193.3} = 370 \text{ Kg/cm}^2$$

因此可知在 A - A 斷面如有 861 T 之有效預力就安全。

有效預力為 861 T 之鋼腱拉應力為

$$\sigma_{Pe} = \frac{861 \times 10^3}{10.661^*} = 80 \text{ Kg/mm}^2$$

$$A_p = 10.661 \text{ mm}^2$$

設彈性變形損失…………… 2.5 Kg/mm²

濕變、乾縮損失…………… $\frac{17.5 \text{ Kg/mm}^2}{\Sigma 20 \text{ Kg/mm}^2}$

因此斷面 A - A，當剛加預力後之最初拉應力 σ_{Pt} 之必須量為

$$\sigma_{Pt} = 80.8 + 20.0 = 100.8 \text{ Kg/mm}^2$$

求假設於 A - A 斷面產生 $\sigma_{Pt} = 100.8 \text{ Kg/mm}^2$ 之預力時各斷面之鋼腱拉應力；

設 $\mu = 0.35^*$ $k = 0.00233 / \text{m}^*$

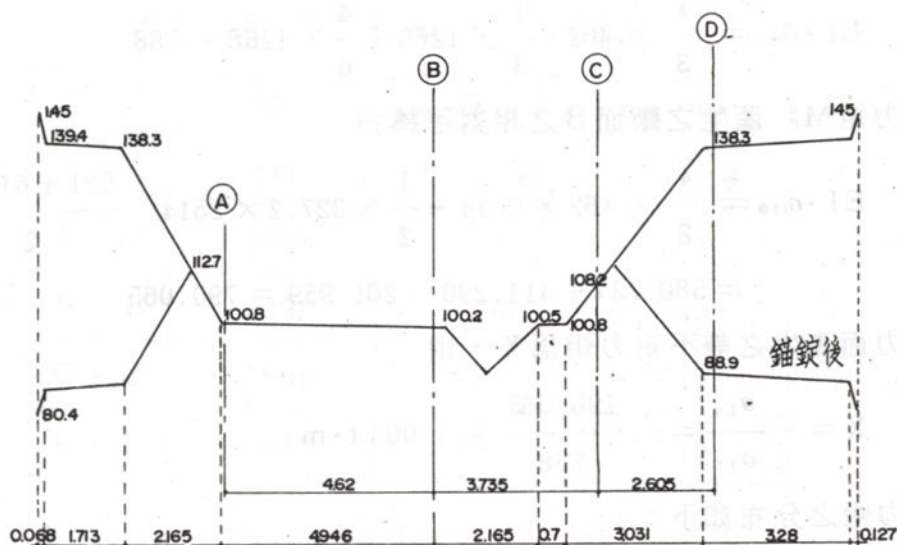
各鋼腱之配置及形狀雖稍有不同，但為簡化以最為不利之⑦、⑨號計算得如圖

5 - 20°

最終有效預力 $\sigma_{Pe} = \sigma_{Pt} - 20 \text{ Kg/mm}^2$

表 5 - 3

斷 面	$\sigma_{Pt}(\text{Kg/mm}^2)$	$\sigma_{Pe}(\text{Kg/mm}^2)$	$P_e(\text{t})$	$e_p(\text{m})$	$P_e \cdot e_p(\text{tm})$
A - A	100.8	80.8	861	2.930	2523
B - B	100.2	80.2	855	2.930	2505
C - C	108.2	88.2	940	-0.425	- 400
D - D	88.9	68.9	734	-0.425	- 312



各斷面之 PC 鋼腱拉應力

圖 5 - 20

因有效預力而產生之靜不定力矩之計算；

假設 A、B 及 C、D 區間之預力力矩 (prestressing moment) 係平均值 (一定值) 作用於全區間，而 BC 區間則為平均分布計。

$$AB \text{ 區間之平均預力力矩} = \frac{2523 + 2505}{2} = 2514 \text{ tm}$$

$$CD \text{ 區間之平均預力力矩} = \frac{400 + 312}{2} = -356 \text{ tm}$$

按上列數值求得靜不定力矩如圖 5 - 21。

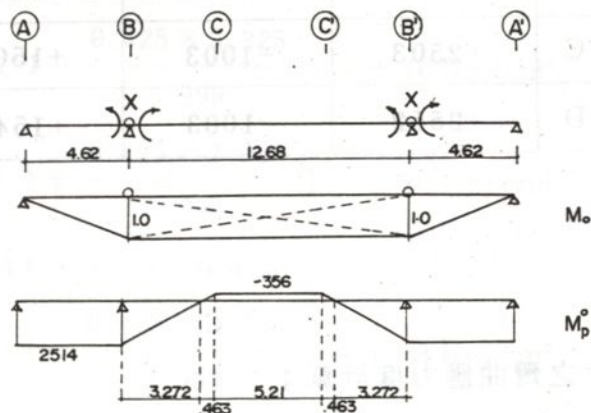


圖 5 - 21

因係對稱，假設於 B、B' 斷面各插入鉸點 (Hinge)，並各作用以單位力矩 $X = 1.0$ 之情況，求斷面 B 之相對迴轉角

$$EI \cdot \delta_{11} = \frac{1}{3} \times 462 \cdot \frac{1}{3} \times 1268 + \frac{4}{6} \times 1268 = 788$$

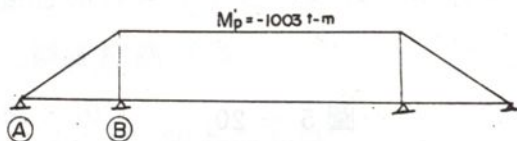
因預力力矩 M_p' 產生之斷面 B 之相對迴轉角

$$\begin{aligned} EI \cdot \delta_{10} &= \frac{4}{2} \times 462 \times 2514 + \frac{1}{2} \times 327.2 \times 2514 - \frac{521 + 613.6}{2} \times 356 \\ &= 580.734 + 411.290 - 201.959 = 790.065 \end{aligned}$$

設因預力而產生之靜不定力矩為 X ，則

$$X = -\frac{\sigma_{10}}{\sigma_{11}} = -\frac{790.065}{788} = 1.003 \text{ t} \cdot \text{m}$$

靜不定力矩之分布如下：



因預力之靜不定力矩圖

圖 5 - 22

合成由荷重及預力所產生之力矩如下：

表 5 - 4 單位：(tm)

斷 面	荷 重 力 矩	$M_{p'}$	合 成 力 矩
A - A	-4649	0	-4649
B - B	-2296	-1003	-3299
C - C	+2503	-1003	+1500
D - D	+2552	-1003	+1549

因合成力矩產生之彎曲應力度計算；

$$f_c' = M / 7.249 = 0.138 M$$

$$f_c = -M / 8.240 = -0.121 M$$

表 5 - 5 彎曲應力 (Kg/cm²)

斷 面	M (tm)	混凝土應力 (Kg/cm ²)	
		上 緣	下 緣
A - A	-4649	-64	+56
B - B	-3299	-46	+40
C - C	+1500	+21	-18
D - D	+1549	+22	-19

各斷面上下兩緣有效預力之計算；

- 斷面 A - A $P_e = 861 \text{ t}$, $e_p = 2.930 \text{ m}$

$$\text{上緣} = \frac{861}{6.027} \left(1 + \frac{2.930 \times 3.325}{3.999} \right) = +49 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{下緣} = \frac{861}{6.027} \left(1 - \frac{2.930 \times 2.925}{3.999} \right) = -16 \text{ Kg/cm}^2$$

- 斷面 B - B $P_e = 855 \text{ t}$, $e_p = 2.930 \text{ m}$

$$\text{上緣} = \frac{855}{6.027} \left(1 + \frac{2.930 \times 3.325}{3.999} \right) = +49 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{下緣} = \frac{855}{6.027} \left(1 - \frac{2.930 \times 2.925}{3.999} \right) = -16 \text{ Kg/cm}^2$$

- 斷面 C - C $P_e = 940 \text{ t}$, $e_p = -0.425 \text{ m}$

$$\frac{940}{6.027} \left(1 - \frac{0.425 \times 3.325}{3.999} \right) = +10 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{940}{6.027} \left(1 + \frac{0.425 \times 2.925}{3.999} \right) = +20 \text{ Kg/cm}^2$$

- 斷面 D - D $P_e = 734 \text{ t}$, $e_p = -0.425 \text{ m}$

$$\frac{734}{6.027} \left(1 - \frac{0.425 \times 3.325}{3.999} \right) = +8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{734}{6.027} \left(1 + \frac{0.425 \times 2.925}{3.999} \right) = +16 \text{ Kg/cm}^2$$

合成以上之混凝土彎曲應力度及有效預應力得下表：

表 5-6 合成混凝土應力 (Kg/cm²)

斷 面	A - A		B - B		C - C		D - D	
	上緣	下緣	上緣	下緣	上緣	下緣	上緣	下緣
有效預應力	+49	-16	+49	-16	+10	+20	+ 8	+16
彎曲應力	-64	+56	-46	+40	+21	-18	+22	-19
合成應力	-15	+40	+ 3	+24	+31	+ 2	+30	- 3

由上表可知，如施加預力後於斷面 A - A 之混凝土之拉應力保持於容許量 -15 Kg/cm² 以內，其他斷面就不致超出容許量，而得以維持充分之安全度。

結論為於斷面 A - A 如有 861 T 之有效預力，亦就是最初拉應力 σ_{pi} 有 1075 T 以上，本繫梁就對於力矩具有充分之安全度。

9-2 剪力之檢討

(1) 依 AASHO 1973 : 1, 6, 13 條之規定

繫梁之最大剪力 (參照圖 5-16)

死荷重 1141 t

活荷重 66 t

繫梁自重 $14.5 \times (3.735 + 0.675) = 64 \text{ T}$

設計剪力

$$\begin{aligned}
 V_d &= \frac{1.30}{\phi} \left[D + \frac{5}{3} (L + I) \right] \\
 &= \frac{1.30}{0.90} \left[(1141 + 64) + \frac{5}{3} \times 66 \right] = 1.899 \text{ t}
 \end{aligned}$$

$$b' = 80 \text{ cm}, \quad d = 585.5 \text{ cm}, \quad j \cong 0.85'$$

$$0.06 f_c' = 0.06 \times 5000 = 300 \text{ psi} \cong 21 \text{ Kg/cm}^2$$

$$180 \text{ psi} \cong 12.6 \text{ Kg/cm}^2$$

因此

$$V_c = 12.6 \times 80 \times 0.85 \times 585.5 = 502 \times 10^3 \text{ Kg} = 502 \text{ t}$$

須要箍筋

$$\begin{aligned}
 \frac{A_v}{s} &= \frac{V_u - V_c}{2 f_{sy} \cdot j d} = \frac{(1899 - 502) \times 10^3}{2 \times 3.0 \times 10^3 \times 0.85 \times 585.5} = 0.468 \text{ cm}^2/\text{cm} \\
 &= 46.8 \text{ cm}^2/\text{m}
 \end{aligned}$$

實際配置之箍筋為 $\phi 19\text{mm}$

$$A_v = 4 \times 2.835 = 11.34 \text{ cm}^2$$

$$S = 15 \text{ cm}$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{11.34}{0.15} = 75.61 \text{ cm}^2/\text{m}$$

較需要量多61%故極為安全。

(2) 依 A C I 規準檢算

依 ACI Committee, 443 委員會報告

Journal of ACI April 1974

"Analysis & Design of RC Bridge Structures"

依該規準 4.3.7、2.2 項之規定，檢討斷面應為離邊支承斷面 (A 斷面) $h/2 = 3.127 \text{ m}$ 之斷面，在此斷面之錨定後之預應力約為 86.5 Kg/mm^2 (參照圖 5-20)

假設各種損失為 15 Kg/mm^2

(因平均預力僅有

$$\frac{86.5 \times 10.66 \times 10^3}{6.027 \times 104} \cong 15 \text{ Kg/cm}^2$$

故實際上之潛變 (creep) 及鬆弛 (relaxation) 必然的很少，故估計 15 Kg/m^2 之損失已甚足夠，係偏於安全側)

則有效預應力為

$$86.5 - 15.0 = 71.5 \text{ Kg/mm}^2$$

約為 f_u 之 38 %

為簡單計，混凝土之剪應力 v_c 依 4.3.7.4.1 項

$$2\sqrt{f_c'} < v_c = 0.6\sqrt{f_c'} + 700 \frac{V_{ud}}{M_u} \leq 5\sqrt{f_c'}$$

換算為公制 (Kg、cm) 單位得

$$v_c = 0.159\sqrt{f_c'} + 49.2 \frac{V_{ud}}{M_u} \leq 1.33\sqrt{f_c'}$$

距支點 $h/2$ 處斷面之因自重而產生之剪力為

$$14.5 \times (4.41 - 3.127) = 18.6 = 19 \text{ t}$$

因而

$$\begin{aligned} V_u &= 1.3 \left[D + \frac{5}{3} (L + I) \right] \\ &= 1.3 \left[(1141 + 19) + \frac{5}{3} \times 66 \right] = 1.651 \text{ t} \end{aligned}$$

再依 4.3.7.2.1 項

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b w d} = \frac{1651 \times 10^3}{0.85 \times 80 \times 500} = 48.6 \text{ Kg/cm}^2$$

但, $\phi = 0.85$ (依 4.3.2 項)

$$d = 500 = 0.8 h \quad (\text{依 4.3.7.2.1 項})$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1.3 \times 14.5 \times \frac{1.283^2}{2} + (1.3 + 1141 + 1.3 \times \frac{5}{3} \times 66) \times (3.735 - 3.127) \\ &= 1004 \text{ t} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$v_c = 0.159 \sqrt{350} + 49.2 \times \frac{1651 \times 10^3 \times 500}{1004 \times 10^5} = 2.97 + 404.5$$

$$= 407.5 \text{ Kg/cm}^2 > 1.33 \sqrt{f_c'} = 24.9 \text{ Kg/cm}^2$$

因此

$$v_c = 1.33 \sqrt{f_c'} = 24.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_u - v_c = 48.6 - 24.9$$

$$= 23.7 \text{ Kg/cm}^2$$

依 4.3.7.6.5 項之規定 ($v_u - v_c$) 不得大於 $8 \sqrt{f_c'}$

改為公制 $2.12 \sqrt{350} = 39.7 \text{ Kg/cm}^2$

$$\therefore v_u - v_c = 23.7 < 39.7 = 8 \sqrt{f_c'}$$

故符合 $v_u - v_c < 8 \sqrt{f_c'}$ 之規定

由 4.3.7.6.1 之規定

$$\begin{aligned} \frac{A_v}{S} &= \frac{(V_u - V_c) b w}{f_y} = \frac{23.7 \times 80}{3000} = 0.632 \text{ cm}^2/\text{cm} \\ &= 63.2 \text{ cm}^2/\text{cm} \end{aligned}$$

實際配置之箍筋為

$$A_v/S = 75.61 > 63.2$$

因此尚屬安全。

(3) 由以上二種方式檢算, 已配置之箍筋均已足夠, 所以對剪力而言亦應屬安全。

再者, 依 ACI 4.3.7.4.1 項, 取 $v_c = 5 \sqrt{f_c'}$ (psi) 所算之結果已相當偏於安全側。如需更精細之檢討時, 宜依 4.3.7.4.2 項, 計算 v_{ci} 及 v_{cw} , 而取較小者當為 v_c 以求 v_c/S 。惟在此因用較偏於安全側之公式檢算已屬於安全, 乃未再做進一步之檢討。

註：

(1) 以上覆檢係委請日本構造橋樑研究所，猪股俊司工學博士代為分析者。

(2) 分析中摩擦值採用 $\mu = 0.35$ ， $k = 0.00233$ ，而未照實測值 $\mu = 0.316$ ， $k = 0.00365$ ，乃因委請覆檢時尚無詳細數字，僅判斷可能係因彎曲度過大所致，因而 μ 值理應增大，但因用白鐵管套管數 Wobbling 不致增大亦即 k 值不致增大，故僅將細部設計時之假定值中 ($\mu=0.2$ $k=0.002$) 之 μ 值予以大幅度提高而未提高 k 值。後與實測值比較，因覆檢值已較實際值偏於安全側（本例係彎曲度大而長度較短，致 μ 值之影響較大， k 值之影響較小），乃未再做進一步之檢討。

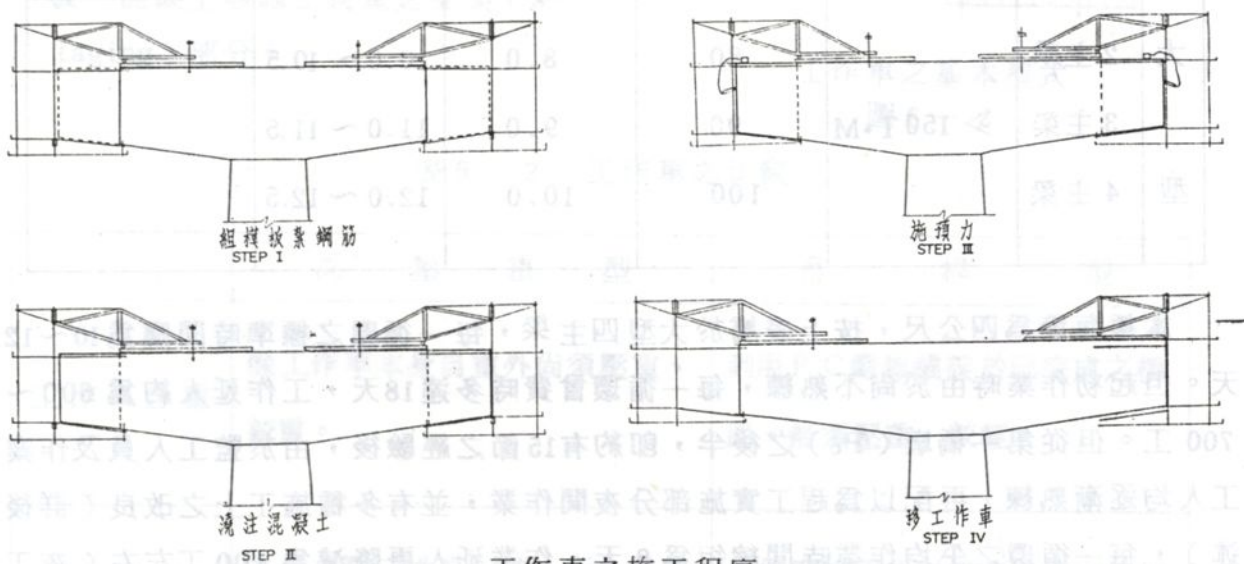
第六章 工作車 (Construction Wagon)

1. 工作車之特徵

工作車為懸臂式分節施工法 (cantilever segmental construction) 之特色之一。此種施工法無須支架 (staging)，因此橋下空間，亦就是上部結構橋體下緣至地面之高度愈大 (逾10公尺)，跨徑愈大 (逾50公尺)，其經濟性愈高。尤其適合於跨越河川、海上、峽谷以及交通頻繁之街道等不易使用支承架之地點，此法將可節省時間及經費。

利用工作車之施工程序為：

- (1) 架設 (或移動) 工作車
- (2) 裝立模板、紮配鋼筋及鋼鍵套管
- (3) 澆注混凝土
- (4) 施預力



工作車之施工程序

圖 6 - 1

等四步驟以完成一節 (segment)，稱為一循環 (one circle)，然後再移工作車以施築下一節。這一種施工法由於工作場地集中，係同樣工作之反覆作業，管理簡單、作業工人易於熟練，因而所需作業人員得較少，且施工進度較快，通常一節之施築長度為 2.5 ~ 4 公尺，所需工作時間如表 6 - 1 所示。

表 6 - 1 每一循環之標準作業時間

工作車種類	每一主構架 承 載 量 (moment)	工作車重量 (t)	每一 循 環 所 需 時 間		備 註
			工 作 天	日 曆 天	
普通型	2 主 梁	35	6.0	8 ~ 8.5	
	3 主 梁	< 100 T·M	6.5	8.5 ~ 9.0	
	4 主 梁	55	7.0	9.0 ~ 9.5	
中型	2 主 梁	55	7.0	9.0 ~ 9.5	
	3 主 梁	< 150 T·M	7.5	9.5 ~ 10.0	
	4 主 梁	75	8.0	10.0 ~ 10.5	
大型	2 主 梁	80	8.0	10.0 ~ 10.5	
	3 主 梁	> 150 T·M	9.0	11.0 ~ 11.5	
	4 主 梁	100	10.0	12.0 ~ 12.5	

本橋每節為四公尺，按上表屬於大型四主梁，每一循環之標準時間應為10~12天。但起初作業時由於尚不熟練，每一循環曾費時多達18天，工作延人約為600~700工。但從第一橋墩（Pc）之後半，即約有15節之經驗後，由於監工人員及作業工人均逐漸熟練，再配以為趕工實施部分夜間作業，並有多種施工上之改良（詳後述），每一循環之平均作業時間縮短為8天，作業延人更降減為400工左右（夜工以四小時一工計）。

工作車施工法因工作場地狹小且集中，又有工作車之構架可利用為手脚架，得以簡單的加設防護設備，如裝設屋頂、四周圍以帆布等，非但有防晒及防寒之作用外，更可避免受氣候之干擾，除颱風及豪雨外均可照常作業，且照明較為完善亦有助於夜間作業等，均有助於控制進度，易於按預定施工進度推進。

此外此種施工法，各項工作如模板、鋼筋、鋼腱及澆注混凝土等均較易於監驗管理，品質確實，如萬一發現有錯誤或偏差時亦易於調整，可提高施工精度及品質。

2. 工作車各部之構造及作用

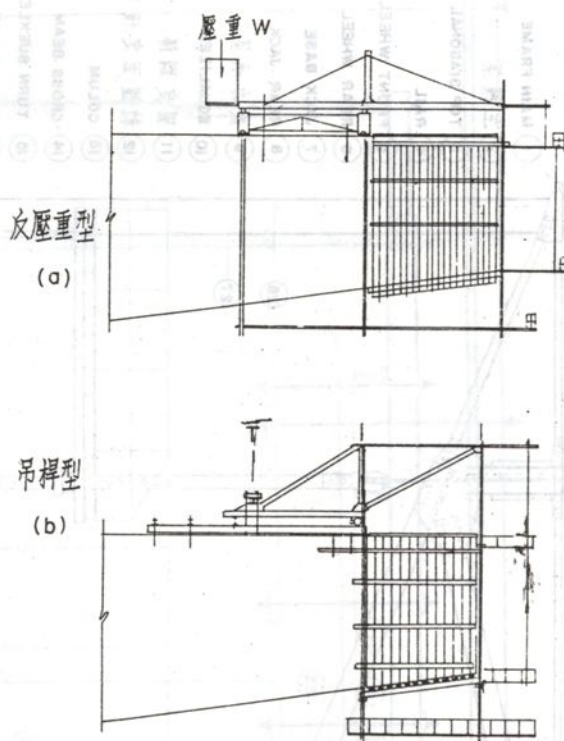
A. 一般說明

工作車依其構造可分為反壓重型（Counter weight system）及吊桿型（Hanger system）兩種，兩者之比較如表 6 - 2。

本橋因跨徑大，寬度亦大，必須使用大型工作車。為減輕重量以減少施工中應力，原設計已定工作車自重為 90T，乃採用吊桿型工作車。

工作車之主要結構可分為下列三大部分：

- ①以型鋼（shaped steel）配合鋼板（JIS.G. 3101）組成之菱形構架（truss）為主，配以承架以承受模板、混凝土等施工荷重之支架（s-tagging）部分。



工作車之基本型式
圖 6 - 2

表 6 - 2 工作車之比較

	反 壓 重 型	吊 桿 型
工作車自重	除工作車本身自重外尚須壓重、較重。	利用 P C 鋼棒錨碇於已完成之橋面，無須壓重，較輕。
工 作 性	本身之穩定性高，裝、拆、及移動作業均較簡單。	工作車後部須以錨碇桿固定始能穩定，如予以鬆弛，即易於傾倒，各種操作均較複雜。
與橋梁構造之關係	自重較大，使施工中之各種應力增大，對於長跨徑式連續梁較為不利。	自重較輕，施工中應力較小，但為裝設固定桿，於頂面版須設為數甚多之預留孔。

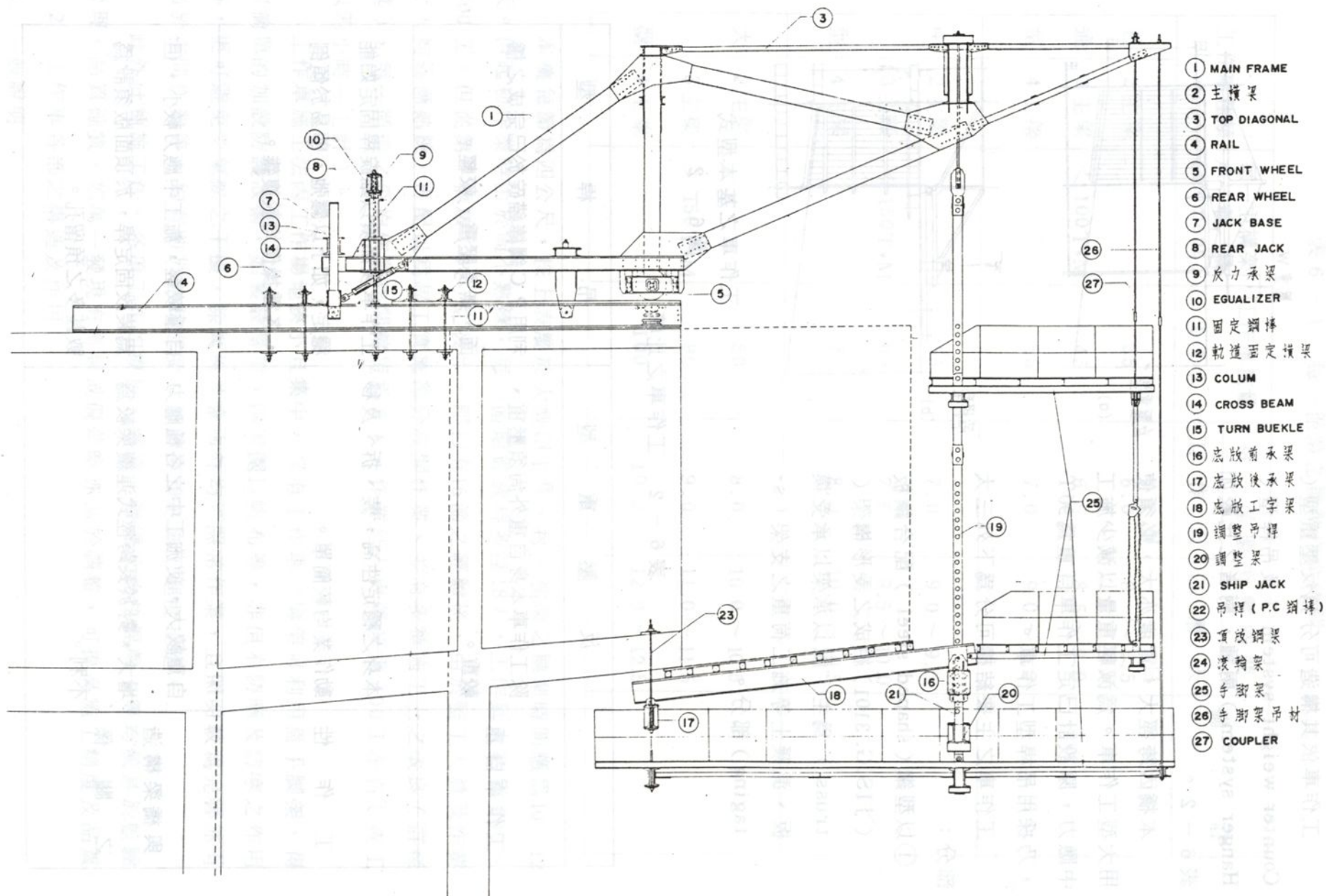


圖 6 - 3 (a) 工 作 車

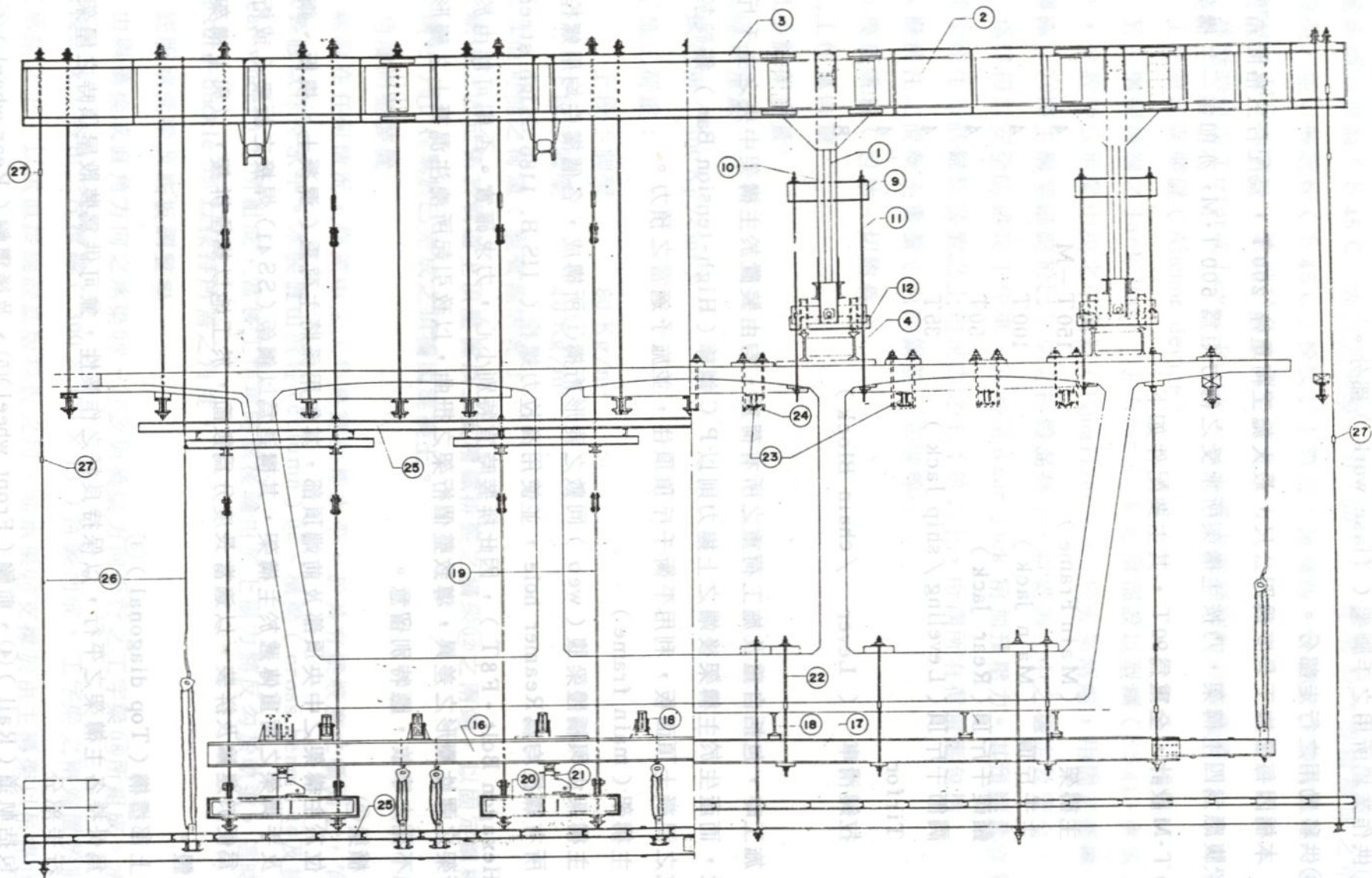


圖 6 - 3 (b) 工 作 車

②供作業場所用之手腳架 (flase work) 部分。

③供移動用之行走部分。

本橋因每節施工長度為四公尺，最大施工荷重達 200 T，為配合三格間箱梁之四梁腹應為四主構架，乃按主構架所承受之總力矩為 600 T·M，亦即每一主構架為 150 T·M 設計，全重為 90 T，其主要配件如下：

主構架 (Main Frame)	150 T - M	4
主千斤頂 (Main Jack)	100 T	4
錨碇千斤頂 (Rear Jack)	50 T	4
調節千斤頂 (Leveling / ship Jack)	35 T	4
Tirfor		4
拉鏈滑車 (Lever / chain Block)		8

施工時，包括自重及施工荷重之所有荷重，均由裝置於主構架中央之主千斤頂承受，而產生於主構架後端之上揚力則以 P C 鋼棒 (High-tension Bar) 錨碇於已完成之混凝土頂面板，利用平衡千斤頂頂住，並施予適當之預力。

B. 主構架 (main frame)

主構架由與橋體梁腹 (web) 同數之菱形桁構①所構成，各個構件均用螺栓拼接。所有螺栓均為 Reamer hole，並使用高拉力螺栓 (JIS B. 1186, High strength Hexagon Bolt - F8 T)，因此拼裝時宜特別小心，力求確實。否則可能由於各個桁架之彈性變形之差異，導致整個桁架之扭曲，以致引起所澆注混凝土之變形或其他不測之事故，應特別留意。

C. 橫梁②

位於主構架之中央頂部及前端頂部，其作用係將主荷重 (混凝土、模板、鋼筋等) 及手腳架之荷重傳遞於主構架，其構造為以鋼板 (SS 41) 焊接之版梁 (或桁梁)，為便於運輸及拼裝，以適當長度分為數節，於工地以螺栓拼接，以與主構架成為一體。

D. 上部撐構 (Top diagonal) ③

為保持各主構架之平行，以保持良好之作業性，兼可供為裝設屋頂時之屋架。

E. 行走部分

包括軌道 (Rail) ④、前輪 (Front wheel) ⑤、及後導輪 (Rear wheel) ⑥。

前輪係將與車軸（S 45 C）固定之車輪（SF-50），二輪裝於以型鋼構成之車輪裝設架，並以裝設栓（S 45 C）栓裝於主構架。後導輪（S 45 C）裝有承軸（Ball Bearing JIS 1521），裝設於角度調整裝置下方。

移動時使用 Tirfor 或 Lever Block，以手搖方式緩和的向前拖移。

F. 工作車錨碇裝置（Anchor device）

於主構架後端之 Jack Base ⑦及 Rear Jack ⑧頂部設以型鋼（SS41）併成之承梁⑨，介設於該承梁中央之平衡器（Equalizer）⑩於承梁兩端，用固定鋼棒（P C 鋼棒）⑪將主構架錨碇於已完成之橋體混凝土，以維施工中之穩定及安全。

為謀得以安全的錨碇工作車，宜利用 Rear Jack 稍加預壓力。其預壓量宜為所有荷重產生於該錨碇裝置之上揚反力之 1.1 倍以上，所謂所有荷重應包括：

a. 擬澆注之混凝土重量（包括鋼筋、套管等）

b. 模板重量（包括一切附件）

c. 工作車自重

d. 手脚架重量

e. 屋頂重量

f. 風荷重（300 Kg/cm²）

g. 施工荷重：

上段手脚架 80 Kg/m²

下段手脚架 40 Kg/m²

h. 其他可能之荷重（視實際情況）

軌道之固定係於軌道上頂壓置以二支槽鐵拼裝之橫梁⑫之兩端，以固定鋼棒（P C 鋼材）⑬栓緊於已完成之頂橋面混凝土。

G. 角度調整裝置

無論在任何情況，作業中之工作車應保持水平，於具有縱坡度之橋面上，宜利用本裝置以保持水平。本裝置由直柱（column）⑬、橫梁（cross beam）⑭及後輪（Rear wheel）⑥所組成，當移工作車時該後輪由於上揚力將反勾於軌道，這時可調節 turn buckle ⑮以保持所需之角度。

H. 底版承受梁及底板調整梁

由與橋梁成直角方向之承梁⑯、⑰及與橋梁方向平行之工字梁⑱所組成。承梁有前後二支，各由二片槽鐵（300 × 100 × 13）拼裝而成，工字梁之兩端置於前後兩支承梁之上，以供直接鋪設底版模板之用。前承梁⑯支撐於由主構架以吊桿⑲懸吊之調整梁⑳，並由設置於其上 Levering jack（or ship jack）調整㉑。後承梁⑰則用 P C 鋼棒吊桿㉒直接懸吊於已完成橋體混凝土底版之下方。

通常此類橋梁之底版均具有斜度（非水平），因而於承梁及工字梁之接觸處設有圓面支承，最高得調整 10° 傾斜度，以便適應底版（Bottom slab）之角度變化。

前承梁之高度調整分為粗略調整及細部調整兩步驟。粗略調整係將調整梁沿吊桿升降，並用鋼栓固定於預設於吊桿上（ 28×150 ）之栓孔。栓孔之間距約為 15 cm，也就是每格可調整 15 cm。每格間 15 cm 內之調整就是細部調整，係利用置於調整梁上之千斤頂（Levering jack）調整。

I. 頂橋面版底模系統

由與橋梁平行方向，箱梁每格間各有二支以槽鐵（ $\square 150 \times 7.5 \times 6.5 - 10 M$ 長）拼成之鋼梁②③為主體構成平台，該梁後端係掛住於懸掛於已完成前節頂橋面混凝土之滾輪架②④。該滾輪架，當工作車移動時只要予以放鬆就可供為鋼梁之滑輪之用，鋼梁前端則直接以 $23 \text{ mm } \phi$ P C 鋼棒懸吊於橫梁。

J. 各層手脚架②⑤

各層手脚架係供工作場所（working space）之用，係由型鋼併裝格子狀，並於其上面鋪設面板而成，均使用吊材（ $\phi 23$ P.C steel Bar）懸掛於主構架，螺絲之鬆緊應特別留意以免發生意外，各層手脚架周圍均設有欄杆以保安全，並為顧及作業中可能有砂、石子以及手工具等彈出，欄杆均加裝鐵絲網。

K. 吊材

除懸吊底板調整梁之吊桿②⑨係用具有多數調整栓孔之鋼板條外，其餘吊桿②⑥均使用 P C 鋼棒，這些鋼棒為適合於運輸保管，分為數段，每支長度約 5 ~ 6 公尺，使用時以連結具（coupler）②⑦連接。連結具之使用宜特別小心，詳加檢查，以免鬆脫。

L. 各式千斤頂

a 主千斤頂（Main Jack）②⑧：裝於主構架中央之下部以承受全荷重，每具承載力為 100 T。

b 錨碇千斤頂（Rear Jack）②⑧：裝於主構架後端，配合錨碇桿及橫梁，以反壓方式承受產生於主構架後部之上揚力，每具承載力為 50 T。

c 底版調整千斤頂（Lever(Ship)Jack）②⑨：裝於調整梁以承受全部混凝土及模板等重量，具有調整底版高度之功能，每具承載量為 35 T。

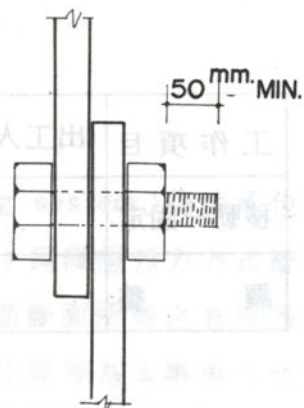
3. 拼裝工作車應注意事項

(a) 通常橋面雖有橫向坡度，但拼裝工作車時，各主構架對橋軸垂直方向（橫斷方向）應保持水平，因此作業時各主構架下面之軌道應設法墊平。

(b) 各軌道應保持平行。

(c) 所有螺栓是否栓緊應詳細檢查。

- (d)螺帽栓緊後螺牙應留出 50 mm 以上 (如圖 6-4)。
- (e)各部固定鋼棒應保持畢直，不宜有彎曲以免影響強度及安全。
- (f)吊桿接頭 (coupler) 是否裝設妥當確實，應隨時詳加檢查。
- (g)檢查各鋼棒固定處有否按規定裝妥 Anchor plate。
- (h)查驗整個工作車有否扭曲現象。
- (i)車輪軸部分有否充足給油。
- (j)移動用之鋼索、固定索是否合適。
- (k)各作業手脚架之面板、欄杆是否確實。



螺帽栓緊標準圖
圖 6-4

4. 工作車之移動

為提高工作之安全性應注意下列各點：

- (a)檢查擬前進位置之各種預留孔 (供裝固定鋼棒用) 是否正確。
- (b)檢查模板是否已脫離混凝土面。
- (c)有否妨礙移動之障礙物。
- (d)伸出於下節施工區之鋼筋等應加保護。
- (e)移動用鋼索之裝置是否確實。
- (f)移動用之 Lever block 及 Tirfor 情況是否良好。
- (g)清理手脚架上之手工具，以免因移動而掉落。

5. 工作車裝拆及移動之統計資料

表 6-3

工作車安裝及拆除工作統計表

(兩部)

	安 裝			拆 除		
	出工人數(人/天)	工作日數(天)	使用機具	出工人數(人/天)	工作日數(天)	使用機具
橋墩 A	12	16	吊車一部	14	8	吊車、工作船
" B	12	19	吊車、工作船	14	11	吊車、工作船
" C	16	15	吊車	8	14	吊車
" D	12	22	吊車	14	16	吊車、工作船
" E	12	20	吊車	12	13	吊車

表 6 - 4
工作車移動工作統計表

工作項目	出工人數(人)	工作時數(小時)	使用機具
移動—固定	12	8	活動扳手、手搖葫蘆
調整	5	8	測量人員除外。



照片 6 - 1 工作車



照片 6 - 2 工作車

第七章 上部結構

第一節 原設計

依照施工規範之規定，施工時之預力方式 (prestressing system) 得由承包商任意選擇，因此原設計雖以 BBRV 方式 (B. B. R. V. system) 為假想預力方式辦理應力計算，但設計圖僅表示橫斷面形狀、鋼筋配置，每一分節断面所需之有效預力 (effective prestressing force)、鋼腱 (Tendon) 之重心位置等基本事項。至於有關細部設計如，鋼腱種類、錨碇裝置、鋼腱用量及配置等，則留由承包商於選定預力方式、材料及施工方式後，依有關規範辦理細部設計後送由業主核認。

除上述預力方式得由承包商選擇外，原設計者為保持完成後之外型美觀，規定橫斷面形狀除箱梁內部得配合預力方式做必須修改外，其外型應保留原設計圖所示形狀。於發包時雖曾有投包商要求，為簡化施工以降低造價及縮短工期請准予變更外型，但原設計者僅有限的同意做如圖 7-1 所示之兩種變更，惟側面外觀則不同意變更，仍應保持原設計之線形。

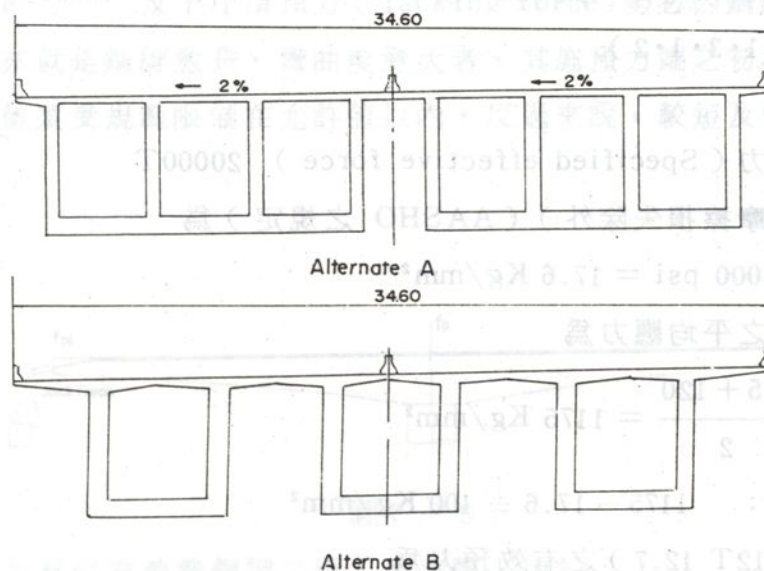


圖 7-1 可變換斷面

至於原設計之構想如，預留鋼腱、繫拉鋼腱、固定拉桿等則仍應維原設計予以保留。

第二節 細部設計

1. 細部設計原則

承包商於得標後即決定採用法西奈式 (Freyssinet system)，並委請「日本構

造橋梁研究所」(J.B.S.I.) 辦理細部設計。該研究所於63年 9 月25日派員來台與本局及原設計者林同棧顧問工程公司有關人員，就細部設計原則交換意見，詳情如第二章第五節。

2. 細部設計初案及定案

該研究所根據上述原則辦理細部設計，並經承包商(大陸工程公司)於64年元月中旬送本局審核，本局隨即於元月下旬轉請林同棧顧問公司審查，雙方(J.B.S.I. 及 T.Y. Lin) 經多次書信來往磋商後，於64年 3 月18日再度派員來台會同本局有關人員做最後檢討。檢討內容及決定事項詳附錄四之(1)、(2)、(3)。

依據以上之決定，JBSI 乃做最後修正以完成細部設計。

3. 主鋼腱(Main Tendon)

3-1 鋼腱數量之計算

按 JBIS 所提出之細部設計要領，主鋼腱之需要量是以假設於臨界斷面(critical section) 最後錨碇時(At transfer, or Temporary stress before due to creep and shrinkage) 之鋼腱應力為固定值，設：

當 $L \geq 70 M$ 時 為 115 Kg/mm^2

$L < 70 M$ 時 為 120 Kg/mm^2

(詳附錄四 1.3.1.2)

以 P_d 為例

設計有效預力(Specified effective force) $20000 T$

預力損失(摩擦損失除外) (AASHO 之規定) 為

$$25000 \text{ psi} = 17.6 \text{ Kg/mm}^2$$

最後錨碇時之平均應力為

$$\frac{115 + 120}{2} = 117.5 \text{ Kg/mm}^2$$

有效預應力： $117.5 - 17.6 = 100 \text{ Kg/mm}^2$

每股鋼腱(12T 12.7) 之有效預力為

$$118.5 \times 100 = 118.5 T$$

需要鋼腱總數

$$20000 \div 118.5 = 169 \text{ 股}$$

但實際配置時，由於預力方式已變更(由 BBRV 變為 Freyssinet)，使用股數勢必較原設計假想值(126 股) 為多，最頂面已不足於排置，必須於頂層下方另覓排置位置而導致鋼腱重心下移，使偏心量 e 減少，致預力力矩(Prestressing moment) 亦隨而減低，必須以較大預力予以彌補，以 5 % 計。

實用鋼腱股數

$$169 \times 1.05 = 178 \text{ 股}$$

配置如圖 7 - 2。

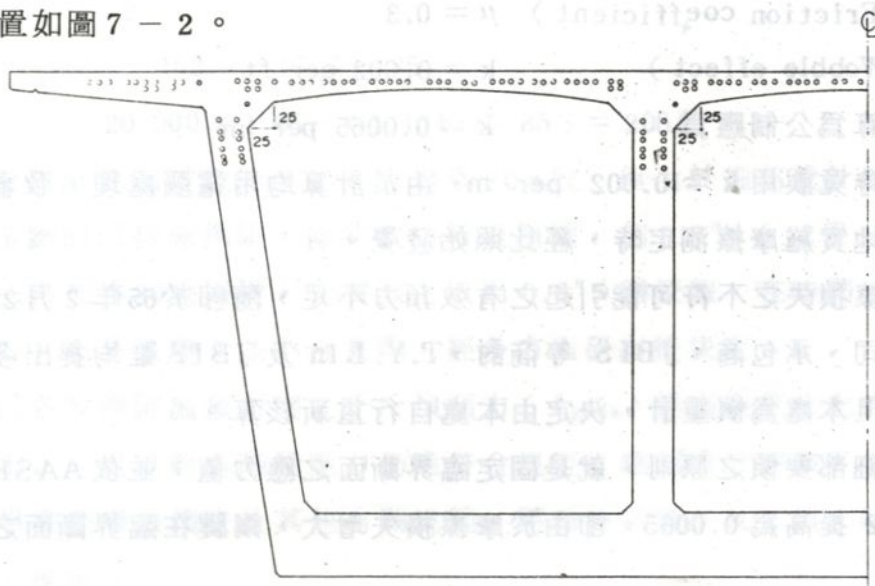


圖 7 - 2 鋼腱配置

如上之計算法，由於臨界斷面之鋼腱應力 (f_p)，為固定值，因此施預力端之應力 $f_{pi} = f_p e^{(k l + \mu \alpha)}$ 及千斤頂預力 (Jacking force) 勢必因鋼腱之長短及彎曲度之大小而異。亦就是鋼腱愈長，彎曲度愈大者，其施預力端之初拉應力 (f_{pi}) 愈大，由於其最大值須受規範限制在允許值以內，反過來說，較短及彎曲度較小者將保留有寬裕。

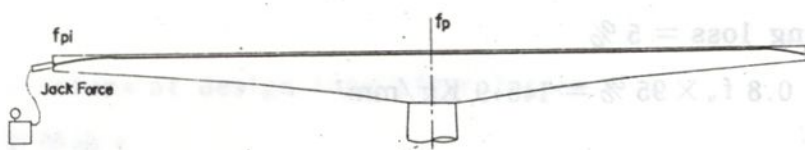


圖 7 - 3

這一種設計法乍見似有浪費鋼腱之嫌，但實際上由於：

- (a) 摩擦係數 μ 及 k 值均為事前假定值，影響之因素甚多，常有因施工不良導致實際摩擦損失超過假定值。
- (b) 因漏漿而影響預力作業。
- (c) 其他不可預料之阻礙。

等原因導致預力不足時，可利用此寬裕量予以補救，應視為很適宜之計算法。

3 - 2 摩擦係數 μ 、 k 值對鋼腱數量之影響

P_b 按以上之計算配置了 Fregssinet 12T 13 strand 178 股，但經 P_c 之實際工地

摩擦測定（詳後述三節・1），發覺細部設計所用之摩擦係數稍有偏差，依細部設計要領 1.3.1.2-(2)之說明，摩擦損失之計算按 AASHO 1.6.7 之規定應為：

摩擦係數 (Friction coefficient) $\mu = 0.3$

波浪影響 (Wobble effect) $k = 0.002 \text{ per ft}$

換算為公制應為 $k = 0.0065 \text{ per m}$

但細部設計時竟誤用 $k = 0.002 \text{ per m}$ ，由於計算均用電腦處理，致審核時並未察覺，至於工地實施摩擦測定時，經比照始發覺。

為解決因摩擦損失之不符可能引起之有效預力不足，隨即於65年2月22日邀請 T.Y. Lin 顧問公司、承包商、JBIS 等商討，T.Y. Lin 及 JBIS 雖均提出多項建議（如附錄五），但本處為慎重計，決定由本處自行重新核算。

若仍維持原細部要領之原則，就是固定臨界斷面之應力值，並依 AASHO 之規定將 k 值由 0.002 提高為 0.0065，即由於摩擦損失增大，鋼腱在臨界斷面之應力應修正為：

表 7 - 1

鋼 腱 長 度	錨 碇 時 之 鋼 腱 應 力	
	原 定	應 修 正
$L \geq 70 \text{ M}$	115 Kg/mm ²	92 Kg/mm ²
$L < 70 \text{ M}$	120 Kg/mm ²	113 Kg/mm ²

因 $f_{pi} = f_p \cdot e^{(k l + \mu \alpha)}$

Jacking loss = 5 %

$f_{pi} = 0.8 f_u \times 95 \% = 145.9 \text{ Kg/mm}^2$

表 7 - 2

	$L = 70 \text{ M}$	$L = 137 \text{ M}$
$k \cdot \ell$	$0.0065 \times 35 = 0.2275$	$0.0065 \times 68.5 = 0.442$
$\mu \cdot \alpha$	$0.3 \times \frac{5 \times \pi}{180} = 0.02618$	$0.3 \times \frac{5 \times \pi}{180} = 0.02618$
f_{pi}	145.9	145.9
f_p	113	92

如仍以 P_D 為例

$$\text{即 } \frac{113 + 92}{2} = 102.5$$

$$102.5 - 17.6 \doteq 85$$

$$20.000 \times 1.05 \div (1\ 184.5 \times 85) = 208 \text{ 股}$$

按上列計算鋼腱數應由178股增為208股。但由於細部設計鋼腱詳細配置圖已完成，全斷面已排滿鋼腱，除非改用較粗鋼腱，如 $0.6''\phi$ (12 T 15.2) 鋼絞線，否則實無法再加排30股鋼腱，而實際上改用 $0.6''\phi$ 鋼絞線，在時間上及經濟上（因材料已進口，不易改變）並不合實際，經多方面研討後決定：

①改為各股鋼腱施預力端之千斤頂預力 (f_{jack}) 提高至最大允許量，則 $f_{jack} = 0.8f_s'$ ，但其餘各階段應力仍應符合規定（細部設計要領 Table 1.2）。

②參照實測摩擦損失及其他有關規範，將摩擦係數 μ 及 k 值，略予降低（較 AAS HO 規定）。

③以再拉法 (retensioning) 以減少錨碇時之回縮量 (set value)。

3-3 最大允許短暫應力 $0.8f_s'$ 之適用點

採取上述第①項措施，就是將每股鋼腱之施預力提高至 $f_{jack} = 0.8f_s'$ ，則因已做到鋼腱應力之最高利用，鋼腱長度愈短、折角愈少者，其有效預力 f_e 必愈高，可實質上的提高全部鋼腱之有效預力，而達到減少鋼腱使用量之目的。惟承包商為儘量減少鋼腱使用量以達節省成本之目的，對於各施工階段之最大允許應力：

①短暫應力 (overstressing for short periods) $0.8f_s'$

②錨碇時應力 (Temporary stress before losses due to creep and shrinkage) $0.7f_s'$

③設計荷重 (stress at design load after losses) $0.6f_s'$

之適用位置曾有爭論。

承包商為提高鋼腱之有效預力以減省鋼腱使用量，要求比照日本之常例（參照 F.K.K「法西奈工法施工基準」）以錨碇前面為短暫應力 $0.8f_s'$ 之基準面（如圖 7-4 之 A 斷面），但本處經詳加研討後認為依規範精神應以錨碇後面（B 斷面）為基準，並為謀易於控制決定以千斤頂壓力錶為準。實際上千斤頂本身亦有

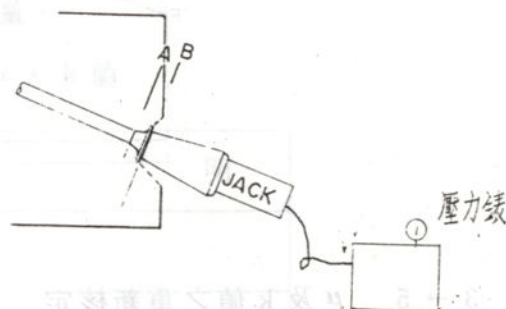


圖 7-4 $0.8f_s'$ 之基準面

損失，依「法西奈工法施工基準」，該法之錨碇裝置損失為 4%，千斤頂損失為 1%，合計為 5%（本工程曾做測驗結果相符）。就是設如壓力錶之讀數為 100 Kg/

cm²時，B面之實際應力應為相當於壓力錶 99 Kg/cm²，A面則僅有 95 Kg/cm²。日本之有以A面為基準之常例，經研判可能係由於該國之規範，最大允許短暫應力為 $0.8f_s'$ 或 $0.9f_y$ 兩者之較少者，如以 12.7 mm ϕ 鋼絞線為例

$$0.8f_s' = 190 \times 0.8 = 152 \text{ Kg/mm}^2$$

$$0.9f_y = 160 \times 0.9 = 144 \text{ Kg/mm}^2$$

則應以較小者 144 Kg/mm² ($0.9f_y$) 為最高允許短暫應力，如以A面為此應力之基準面，則壓力錶處之實質應力為 $144 / 0.95 = 151.6 \text{ Kg/mm}^2 < 152 \text{ Kg/mm}^2 = 0.8f_s'$ 仍較 $0.8f_s'$ 為低，才有以錨碇之前面 (A面) 為基準面之權宜做法。嚴格的說難免有一種取巧手段之嫌，應不宜為鑑。而AASHO是以 $0.8f_s'$ 為單一允許短暫應力，如再以錨碇前方為基準面，將使錨碇後方 (B面) 亦則千斤頂之鋼腿夾住處 (grip) 因應力過高 (可能達 $0.85f_s'$ 以上) 而斷裂。實際上本工程在進行中曾有由於超拉而使鋼線斷裂之實例發生。

3-4. $0.7f_s'$ 及 $0.6f_s'$ 之基準點

至於其他各階段之基準點應如圖 7-5 所示，錨定後之最大允許暫應力 P 應以 D 點為基準。因由於錨定時之回縮 (pull in)，將使錨定端之應力由 f_i 降為 f_t ，而整條鋼腿之最大應力產生點亦隨則由 B 點移至 D 點，因此 D 點之應力 f_r 應不得大於 $0.7f_s'$ 。至於所有損失——包括潛變、乾縮、鬆弛等——完成後，亦就是設計荷重作用時，鋼腿之應力圖將變為圖示 F-G-H，此時其最高應力點 G，不得超過 $0.6f_s'$ 。

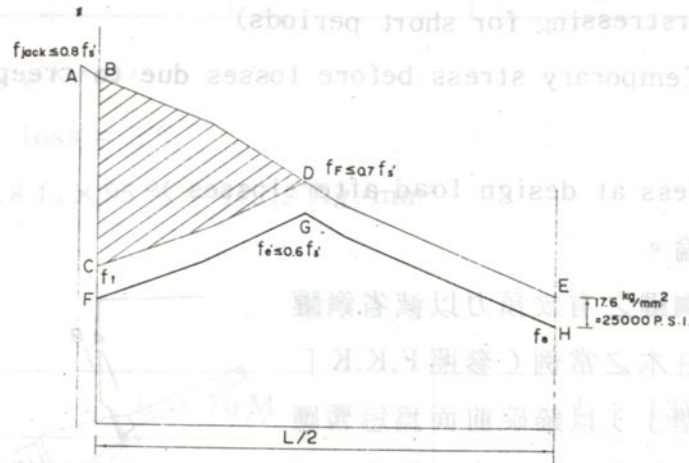


圖 7-5

3-5 μ 及 k 值之重新核定

為重新選定 μ 及 k 值以供重新核算鋼腿數量，乃考慮下列各種因素：

① 於 P_c 已施工部分實測之 μ 、 k 值與各有關規範之規定比較如表 7-3。

表 7 - 3 μ 、 k 值比較表

規 範	k_{Perm}	μ	$\lambda = k/\mu$	備 註
AASHO	0.0066	0.3	0.022	本省常用
ACI	0.0050	0.25	0.02	suggested design value
日本道路協會 P.C 橋施工便覽	0.0048	0.3	0.016	
日本土木學會 P.C 標準示方書第 123 條	0.004	0.3	0.013	
本橋實測平均值	0.0035	0.35	0.01	橋墩 C 之實測值
本橋實測最高值	0.0062	0.62	0.01	"

②本工程在此階段僅 P_c 南側施工至第 i - 9 節，實測例尚少，僅有 6 組實測成果。雖由上表之比較摩擦損失得略予降低以提高有效預力，但由於上述 (3 - 1) 第一項措施，所有鋼腱均擬施拉至容許極限，為安全計亦不宜過分低估摩擦值。

③承包商所提出之預力控制 (prestressing control) 及紀錄方式均係參照日本所常用之方法 (詳後述第柒章第三節 2 - 5)，就是假定 k 與 μ 之比為定數，則 $k/\mu = \lambda$ ，依該國道路協會所編「預力混凝土公路橋施工便覽」之規定，鋼絞線應為 $\lambda = 0.016$ 。

④就本橋之鋼腱配置而言，鋼腱長度較大而彎曲度較小，亦就是 k 值之影響較大而 μ 值之影響較小。

承包商為減少鋼腱使用量，根據 P_c 之實測結果要求按實測平均值採用 $\mu = 0.35$ $k = 0.0035$ 或稍為提高 $\mu = 0.40$ 、 $k = 0.0040$ 核算。但本所就上列各種因素比較研討後，為安全計——因懸臂施工法於柱頭部放妥套管後就是再發覺有需要亦無法再增加鋼腱——決定按下表數據重新核算鋼腱使用量。

表 7 - 3 本所建議之 μ 、 k 值

		說 明
μ	0.35	按實測平均值
λ	0.016	按日本道路協會施工便覽之規定值
k	0.0056	$\mu \times \lambda$

惟工地之實際預力控制則依照實測值 $\lambda = 0.01$ 繪製管理圖，同時為儘量減少套管之波浪狀 (wobbling) 以減低摩擦損失，施工上如同柱頭部採取下列措施：

- ① 增強套管之剛度。
- ② 加密套管之結紮點。
- ③ 直線部分套管內 (每節四公尺長) 加裝鋼管襯管，曲線部分則比照柱頭部以塑膠軟管為襯管。

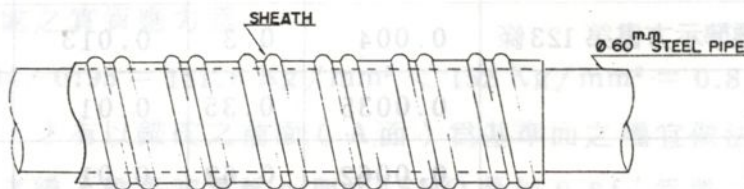


圖 7-6 以鋼管襯托套管

- ④ 加強檢驗工作以提高套管位置之準確性。

實際上由於採取這些措施後， k 值示有顯著的降低，而減少摩擦損失甚多，因此預力管理圖使用上以 $\lambda = 0.01$ 尚能適應實況。

3-6 回縮量 (pull in)

懸臂式分節施工法因係分節逐步施預力，因此鋼腱長度亦隨懸臂梁之伸長，由短逐節增長。以本橋為例當柱頭部完成時為最短，僅有 12.75 公尺，由兩邊施預力則一邊之長度 ($L/2$) 尚不到 7 公尺，在此種情況下如錨碇時之回縮量過大，則因回縮量產生之預力損失影響距離 X (圖 7-7) 將大於至中心距離 $L/2$ (圖 b $X > L/2$) 使臨界面之有效應力由初拉時之 f_i' 降為 f_e ，為減少此種損失，鋼腱較短者宜實施再拉法 (Retensioning) 以減少回縮量，核算細部設計時回縮損失係按下列標準計算。

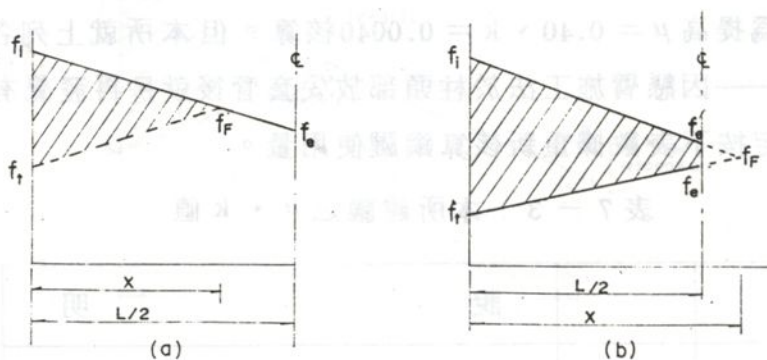


圖 7-7

表 7 - 5

L	回縮量 S	附 註
70 >	12 mm	估計 12 mm 回縮量之 影響距離 X 約為 16 M
70 ≤	16 mm	

按 P_c 實際統計，初次錨碇之滑動量平均為 15 mm，予以再拉操作後，其滑動量降為 9 mm。

3 - 7 預力力矩 (prestressing moment)

預力混凝土結構之主要作用為於適當之位置施加適當之預力，使結構體受力後，其混凝土之上、下緣均不產生拉力，或在容許範圍內。因此除有效預力 F 外，其偏心量 e 亦為重要因素，此 F 與 e 之乘積稱為預力力矩，則

$$F \cdot e = M_F \cdots \cdots \text{預力力矩}$$

因預力產生之上、下緣應力為

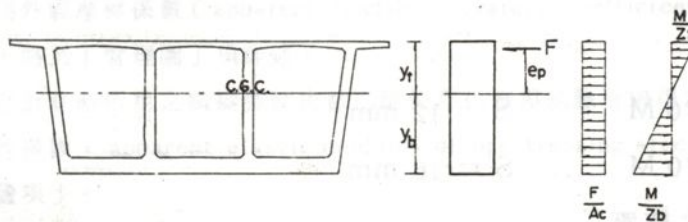


圖 7 - 8 預力分布

$$f_t = \frac{F}{A_c} + \frac{M_F}{Z_t}$$

$$f_b = \frac{F}{A_c} + \frac{M_F}{Z_b}$$

本橋之原始設計圖僅有有效預力 F 之表示，至於 M_F 則無數據，僅有鋼腿之配置位置。惟承包商於辦理細部設計時因改變預力方式使鋼腿之配置位置有所變動，因此辦理應力核算時除有效預力 F 外， M_F 亦予以核對，為此細部設計書（承包商所送）附有斷面係數如 I 、 Z_b 、 Z_t ，原始設計之 M_F 及細部設計之 M_F 等詳細數據。

3 - 8 最後決定

歸納以上之研判，決定核算之原則如下：

- ① 預力端千斤頂拉力 (Jacking force) 為 $0.8 f_s'$ 亦即每股之初拉力為

$$f_{jack} = 1,184.5 \times 0.8 \times 190 = 180 \text{ T}$$

用 S - 6 型 Freyssinet jack LEP 型 pump，壓力錶讀數為

Jack piston Area = 300 cm²

$$180,000 / 300 = 600 \text{ Kg/cm}^2$$

Jack 之內摩擦為 1 %

$$G = 600 (1 + 0.01) = 606 \text{ Kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{壓力錶讀數}$$

② 千斤頂及錨碇之預力損失 5 %。

③ 摩擦值

表 7-6 採用之 $\mu \cdot k$ 值

	計算鋼腱用量	繪製管理圖	
μ	0.35	0.25	0.4
k	0.0056	0.0025	0.004
λ	0.016	0.1	

④ 滑動量

$$L > 70 M \quad S = 12 \text{ mm}$$

$$L \geq 70 M \quad S = 16 \text{ mm}$$

⑤ 上、下緣應力之核算

為簡化核算作業，如有效預力 F 及 M_F 均較原始設計或細部設計為大者不予核算上、下緣應力，否則予以核算 f_F^t ，至於 f_F^b 則不予核算。

依上列原則核算，發現如按初步細部設計之鋼腱配置，部分斷面之有效預力稍不足，必須增加鋼腱用量，調整情形如表 7-7。

表 7-7 鋼腱調整情形

橋 斷 面	增 用 情 形 (股)						初步細部設	調 整 後
	B-2	E-5	6-F	7-G	全長	共	計 使用量	總 使用量
P_A	4	2		2	2	10	174	184
P_B	4	2		2	2	10	174	184
* P_C			2			2	150	152
P_D	4			2	2	10	178	188
P_E	2	2			2	4	114	118

* P_c 因在此階段柱頭部業已完成，無法再增加鋼腱，所增加之二股係施工時本所為恐預力有不足現象時，得隨時加裝而預為加放之預備套管。

按上列數量增用後，再度予以核算，其核算方式係將千斤頂拉力設為 $0.8 f_s'$ ，按 $\mu = 0.35$ 、 $k = 0.0056$ ，算出中心斷面（臨界斷面）之有效預力 F ，核對其已符合設計要求後，再以此有效力以 $\lambda = 0.01$ ， $\dot{\mu}$ 為 0.25 及 0.4 ，分別反算拉力端之千斤頂預拉力及伸長量 $\Delta \ell$ ，以供繪製預力管理圖* 之用。

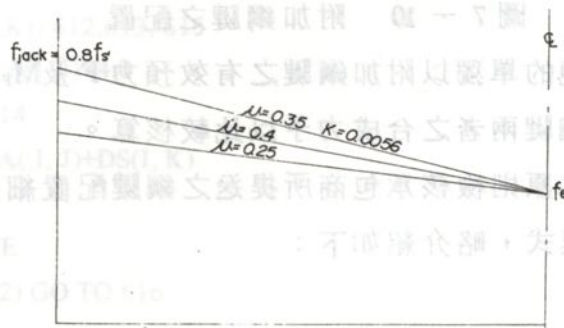


圖 7-9

註：

- ① $\dot{\mu}$ 稱為外視摩擦係數 (apparent friction curvature coefficient) 與真正的 μ 不同，將於「管理圖」項詳述。
- ② $\Delta \ell$ 之計算時所用之鋼腱彈性模數 E ，應使用由摩擦試驗所求得之 E 值（稱為外視彈性模數，apparent elastic modulus of prestressing steel），詳見「摩擦試驗項」。
- ③ 預力管理圖之繪製及使用法將另設專章說明。

以上之核算均用電腦處理，電腦同時亦可算出每斷面之 F （有效預力）及 M_F （預力力矩），將之與原設計比較，有必要時則更進一步核算上、下緣應力 f_F^t 及 f_F^b ，以符合原設計目的為準。

4. 附加鋼腱 (Additional Tendom)

附加鋼腱配置於懸臂梁末端，其作用在於承受懸臂梁鉸接並形成為連續梁後產生之正力矩 (positive moment)，依原設計為配合施工之先後秩序及因懸臂長之不同所產生應力之不同，每一橋墩兩邊懸臂梁所配置之附加鋼腱並非對稱如圖 7-10 (a)，但承包商所提送之細部設計為配合預力方式及主鋼腱之配置，並顧及施工之方便做如下之調整。

- ① 將懸臂梁兩邊之配置改為對稱，如圖 7-10(b)。
- ② 採用法西奈式後，每股之有效預力 ($\cong 120 T$)，雖較原設計假想值（每股 $158.5 T$ ）為低，但因受斷面限制無法加排鋼腱，仍與原設計相同每梁腹配置四股，顯然的有效預力較原設計為低。

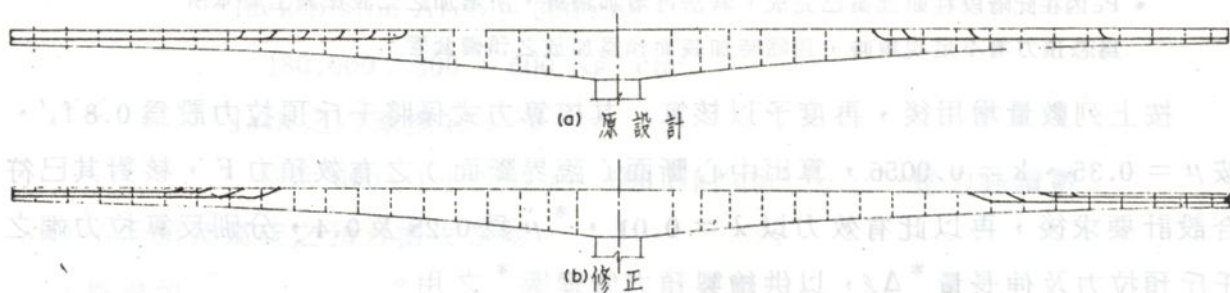


圖 7 - 10 附加鋼腱之配置

因此核算時無法單純的單獨以附加鋼腱之有效預力 F 及 M_F 與原設計之規定值比較，仍以主鋼腱與附加鋼腱兩者之合成力予以比較核算。

本工務所為依據上述原則檢核承包商所提送之鋼腱配置細部設計，由本所工程師朱楠先生設計了電腦程式，略介紹如下：

5 - 1 程式內容

本程式之目的為計算每一股鋼腱於施加 $0.8f_t'$ 預力時，在假定之 μ 、 k 值、錨錐回縮量及扣除依規範規定之有關乾縮、潛變等預力損失情形下，各鋼腱於各節斷面產生之有效預力及力矩；並統計全部鋼腱施加預力後，各斷面之總有效預力及力矩。此程式如略加修改可計算不同 μ 值之鋼腱伸長量作為施預力控制之用，並可同樣計算附加鋼腱之所需各項資料。

5 - 2 程式

電腦程式資料：如下例。

5 - 3 舉例說明

以橋墩 D No.10 鋼腱為例 (No.12、13、15 屬同組)

001 ~ 002 程式編寫專用

003 ~ 006 計算各斷面距橋墩中心距離 (見圖 7 - 11)

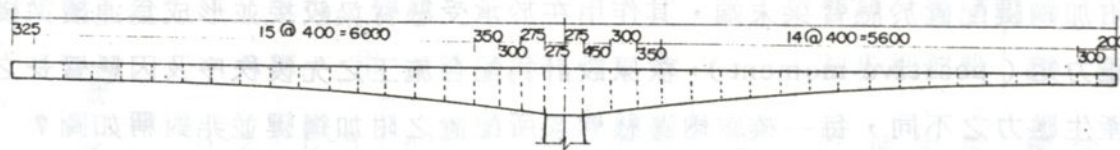


圖 7 - 11

0001		COMMON F(5), STR(5), STRM, TL, KS, SS, CL(5), ELAMD, STAD, ID, PEE, HLD, XL	000
0002		CN1(2,10), DS(2,10), SN(2, 25), KI(2,25), Y(2, 25), XU(2), XA(2), XE(2), SCL(C2,25),	000
		DIMENSION SP(2, 25), TMP(2, 25), HT(2, 25), BD(2, 25), A(2, 25), CGCY (2, 25)	000
		NT(2, 25), TEF(2, 25), TEM (2, 25), ST(2, 25), THS(2, 25)	000
0003		READ(1, 801) ((N1(I,J), DS(I,J), J=1,8), I=1,2)	000
0004		I=1	000
0005	611	A(I, 1)=0.	000
0006		K=1	000
0007		DO 614 J=1, 25	000
0008		IF (J-NI (I,K)) 612,613, 615	000
0009	612	A(I, J+1)= A(I, J)+4.0	000
0010		GO TO 614	000
0011	613	A(I, J+1)=A(I, J)+DS(I, K)	000
0012		K=K + 1	000
0013	614	CONTINUE	000
0014	615	IF (I. EQ. 2) GO TO 616	000
0015		I=I+1	000
0016		GO TO 611	000
0017	616	L=J	000
0018		DO 501 I=1,2	000
0019		READ (1,802) (SN (I, J), J=1,L)	000
0020	501	READ (1,822) (CGCY (I,J), J=1,L)	000
0021		READ (1,805) ELAMD, FU, FK	000
0022		WRITE (3, 806)	000
0023		DO 551 I=1,2	000
0024		DO 551 J=1,25	000
0025		TEF (I, J)=0	000
0026		TEM (I, J)=0.	000
0027	551	NT(I, J)=0	000
0028		DO 552 I=1,5	000
0029	552	CL (I) =0.	000
0030		WRITE (3,821) FK	000
0031	500	READ (1,808) IS, GI, NW, TH, R, NSA, YO, YU, ALS, IOC, GAGP, STR(1)	000
0032		IF (IS, EQ. 0) GO TO 690	000
0033		IF (NSA -10) 590, 590, 591	000
0034	590	ALS= 12.0	000
0035		GO TO 592	000
0036	591	ALS=16.0	000
0037	592	TF (IOC. EQ. o) GO TO 582.	000
0038		WRITE (3,823) GI, EL AMD, NW, TH, R	000
0039		GO TO 581	000
0040	582	WRITE (3,809) GI, ELAMD, NW, TH, R	000
0041	581	PI=3.14159265358979	000
0042		ALH=TH*PI/180.	000

0043		CX=COS(ALH)	
0044		CY=SIN(ALH)	
0045		XC=R*CY	
0046		YC=(1-CX)*R	
0047		CL(2)=ALH*R	
0048		IF(IOC. EQ. 1) GO TO 573	
0049		YD=YC+YO	
0050		IF(YD. GT. YU) GO TO 681	
0051		YI=YU - YD	
0052		IF(YI-0.) 570, 572, 570	
0053	572	CL (3)=0.	
0054		GO TO 571	
0055	573	IF (YC. GT. YU) GO TO 681	
0056		YI=YU-YC	
0057	570	CL(3)@YI/CY	
0058	571	XI=CL(3)*CX	
0059		NE=NSA+1	
0060		DO 625 I=1,2	
0061		XU(I)=A(I, NE)-0.1	
0062	576	XS=XC+XI	
0063		IF (XS. GT. XU(I)) GO TO 681	
0064		XA(I)=XU(I)-XS	
0065		XE(I)=XA(I)+XC	
0066		THS(I, NE)=ALH	
0067		SCL(I, NE)=CL(2)+CL(3)+XA(I)	
0068		KI(I, NE)=3	
0069		Y(I, NE)=YU	
0070		DO 625 J= 1, NSA	
0071		IF (A(I, J). GT. XE(I)) GO TO 622	
0072		IF (A(I, J). GT. XA(I)) GO TO 621	
0073		KI(I, J)=1	
0074		Y(I, J)= YO	
0075		SCL(I, J)=A(I, J)	
0076		THS(I, J)=0.	
0077		GO TO 625	
0078	621	KI(I, J)=2	
0079		XG=A(I, J)-XA(I)	
0080		Q=ARSIN(XG/R)	
0081		THS(I, J)=0	
0082		Y(I, J)=(1-COS(Q))*R+YO	
0083		SCL(I, J)=Q*R+XA(I)	
0084		GO TO 625	
0085	622	KI(I, J)=3	

0086		XH=A(I, J)-XE(I)	
0087		Y(I, J)=(XH/CX*CY)+YO+YC	
0088		SCL(I, J)=XH/CX+XA(I)+CL(2)	
0089		THS(I, J)=ALH	
0090	625	CONTINUE	
0091		CL(I)=0.5*(XA(1)+XA(2))	
0092		IF(IOC. EQ. 0) GO TO 510	
0093		DO 520 I=1,2	
0094		DO 520 J=1,NE	
0095	520	Y(I, J)=YO	
0096	510	PEE=0.00001	
0097		IF(NSA. EQ. 4) GO TO 511	
0098	512	KS=4	
0099		STAD=1000.	
0100		JLS=20	
0101		NC=5000.	
0102		STR(4)=14592.	
0103		ID=1	
0104		FU=0.35	
0105	631	F(1)=FU*FK	
0106		F(3)=F(1)	
0107		F(2)=F(1)+FU/R	
0108		CALL PCYSBS	
0109		IF (KS. EQ. 5) GO TO 682	
0110		STRL=STR(4)/0.96	
0111		GAGP=STRL*0.039882828283	
0112		DLL=STRL*0.4/ELAMD	
		TTL=2000. *(TL+DLL)	
		WRITE(3,810) FU, GAGP, TTL	
0115	634	WRITE (3,811) (STR(I), I=1,4), (CL(I),I=1,3), ALS	
0116	650	ID=2	
0117		SS=TL-ALS/1000	
0118		CALL PCYSBS	
		IF (KS. EQ. 5) GO TO 682	
0120		WRITE (3,812) (STR(I), I=1,4) STRM, XL	
0121			
0122			
0123	636	DO 710 I=1,2	
0124		AC=CL(1)-XA(I)	
0125		DO 750 J=I, NE	
0126		SUX=SCL(I, J)+AC	
0127		SUX=ABS(SUX)	
0128		IF (KI (I, JO-KS) 721, 722, 723	

0129	721	IF (KI (I, J)-2) 732, 723, 723	
0130	722	SUX=ABS(SUX-XL)	
0131		SB=STRM/EXP (F(KS)*SUX)	
0132		GO TO 765	
0133	723	SUX=SUX-CL (1)	
		IF(KI(I, J)-2) 732, 732, 733	
0135	733	SUX=SUX-CL(2)	
0136	732	IF(KI(I, J)-KS) 761, 765, 763	
0137	761	SB=STR(KI(I, J))*EXP(F(KI(I, J))*SUX)	
0138		GO TO 765	
0139	763	SB=STR(KI(I, J))/EXP(F(KI(I, J))*SUX)	
0140	765	SB=(SB-1757.8)*COS(THS(I, J))	
0141		SP(I, J)=SB*0.0118452	
0142		ST(I, J)=SB/100.	
0142		TMP(I, J)=SP(I, J)*(CGCY(I, J)-Y(I, J))	
0144		IF (J. EQ. NE) GO TO 750	
0145		TFF(I, J)= TEF(I, J)+SP(1, I)*NW	
0146		TEM (I, J)=TEM(I, J)+TMP(1, J)*NW+VF*(XU(I)-A(T, J))	
0147	750	NT(I, J)=NT(I, J)+NW	
0148		J2=0	
0149	741	J1=J2+1	
0150		J2=J1+11	
0151		IF (J2-NE) 743, 743, 746	
0152	746	J2=NE	
0153	743	WRITE(3,813)(SN(I, JP), JP=J1, J2)	
0154		WRITE(3, 824)(ST(I, JP), JP= J1, J2)	
0155		WRITE(3, 814)(SP(I, JP), JP=J1, J2)	
0156		WRITE(3,815)(TMP(I, JP), JP= J1, J2)	
0157		IF (J2-NE) 741, 710, 710	
0158	710	CONTINUE	
0159		GO TO 500	
0160	681	WRITE (3, 819)	
0161		GO TO 500	
0162	682	WRITE (3, 820) NC	
0163		GO TO 500	
0164	511	ELAMD=1960000.	
0165		GO TO 512	
0166	690	WRITE (3, 816)	
0167		WRITE (3, 817)(SN(I, J), NT(I, J), TEF(I, J), TEM (1, J), J=1,L, I=1.2)	
0168	801	FORMAT((8(12, F(6. 2))	
0169	802	FORMAT(25A2)	
0170	805	FORMAT(E10.5, F4.3, F8.6)	
0171	806	FORMAT(1H1,35X, PRESTRESS CALCULATION OF SUPERSTRUCTURE, YUAN SHAN	

0172	808	FORMAT (12, A4, I1, F4. 1, F6. 3, I2, 2F4. 3, F3. 1, I2, 2F7. 2)
0173	809	FORMAT (///10X, 'TENDON NO. '2X, A4, 13X, 'E=', F10.1, 23X, 'N='I3, 8X, 'THIT CA=' F6. 1, 7X, 'R=', F8.3)
0174	810	FORMAT (3X, 'MU=', F5.3, 5X, 'GAUGE PRESSURE ='F6.1, 6X, 'TOTAL ELONGATIO CN = ', F7.2)
0175	811	FORMAT (/, 10X, 4F10.1, 10X, 3F10.4, 10X, 'SET VALUE='F5.1)
0176	812	FORMAT (/, 10X, 4F10.1, 15X, 'THE MAX. STRESS 5X, F9.2, 8X, 'AT' 2X, F8, 4)
0177	813	FORMAT (/, 2X, 'SEC' , 2X, 12(4X, A2, 3X))
0178	814	FORMAT (1X, 'FORCE', 1X, 12F9.1)
0179	815	FORMAT (1X, 'MOMENT' ,12F9.1 /)
0180	816	FORMAT (1H1, 2X, 'SEC' , 5X, 'TOTAL NO. OF TENDON', 20X, 'EFFECTIVE FORCE' C38X, 'EFFECTIVE MOMENT')
0181	817	FORMAT (/, 3X, A2, 13X, I3, 30X, F9, 1, 44X, F9.1/)
0182	819	FORMAT (/, 5X, 'THE DATA OF TENDON-LAYOUT IS NOT CORRECT')
0183	820	FORMAT (/, 5X, 'IT HAS BEEN CALCULATED '.I6,' TIMES')
0184	821	FORMAT (/, 60X, 'LAMBDA/MU='F8.6)
0185	822	FORMAT (13F6.4)
0186	823	FORMAT (///10X, 'TENDON NO. '2X, A4, 13X, 'E=' F10.1, 23X, 'N='I3, 8X, 'THIT CA='F6.1, 7X, 'R=', F8.3, 5X, 'H')
0187	824	FORMAT (2X, 'STR.', 1X, 12F9.1)
0188	825	'FORMAT (/, 15X, 'FORCE OF VERTICAL COMPONENT AT ANCHORAGE' F10.1)
0189		STOP
0190		END

0001		SUBROUTINE CPYSBS	808	0172
0002		COMMON E(5), S(5), SM, TL, K, STL,(5), EP, DDS, ID, ET, DDL, XL	809	0173
0003		DS=DDS		
0004		DL=DDL	810	0174
0005		N=0		
0006	1200	IF (ID-2) 1203, 1211, 1270	811	0175
0007	1203	IF (K-2) 1212, 1299, 1213	812	0176
0008	1212	DO 1201 I=1,3	813	0177
0009	1201	S(I+1)=EXP(E(I)*SL(I)*S(I))	814	0178
0010		K=4	815	0179
0011		GO TO 1257	816	0180
0012	1213	DO 1208 I=1,3		
0013	1208	S(4-I)=S(5-I)/EXP(E(4-I)*SL(4-I))	817	0181
0014		K=4	818	0182
0015		GO TO 1257	820	0183
0016	1202	S(1)=S(1)-DS	821	0184
0017		N=N+1	822	0185
0018		IF(N-NM) 1270, 1270, 1281	823	0186
0019	1281	K=5		
0020		GO TO 1299	824	0187
0021	1211	XLM=0.	825	0188
0022	1258	XLM=XLM+DL		
0023		N=N+1		
0024		IF=(N-NM) 1291, 1291, 1281		
0025	1291	IF (XLM. LE. SL(3)) GO TO 1253		
0026		IF (XLM. LE. (SL(3)+SL(2))) GO TO 1252		
0027		IF (XLM. GT. (SL(1)+SL(2)+ SL(3))) GO TO 1207		
0028		K=1		
0029		GO TO 1269		
0030	1252	K=2		
0031		GO TO 1269		
0032	1253	K=3		
0033	1269	X=SL(K)+SL(K+1)+SL(K+2)-XLM		
0034		XL=SL(1)+SL(2)+SL(3)-XLM		
0035	1270	DO 1259 I=1,3		
0036		IF (I-K) 1266, 1267, 1263		
0037	1266	S(I+1)=EXP(E(I)*SL(I))*S(I)		
0038		GO TO 1259		
0039	1267	SM=EXP(E(I)*X)*S(I)		
0040		S(I+1)=SM/EXP(E(I)*(I)*(SL(I)-X))		
0041		GO TO 1259		
0042	1263	S(I+1)=S(I)/EXP(E(I)*SL(I))		
0043	1259	CONTINUE		

```

0044 1257 TL=0.
0045 DO 1260 I=1,3
0046 IF (I.EQ.K) GO TO 1268
0047 IF (S(I)-S(I+1)) 1261, 1262, 1262
0048 1261 ST=S(I)
0049 GO TO 1265
0050 1262 ST=S(I+1)
0051 1265 TL=TL+ST*(EXP(E(I)*SL(I))-1/(E(I)*EP))
0052 GO TO 1260
0053 1268 TL=TL+S(I)*(EXP(E(I)*X-1)/(E(I)*EP))
0054 TL=TL+S(I+1)*(EXP(E(I)*(SL(I)-X)-1)/(E(I)*EP))
0055 1260 CONTINUE
0056 IF(ABS(TL-STL)-ET) 1299, 1299, 1205
0057 1205 IF(TL-STL)1271, 1299, 1272
0057 1272 IF(ID-2) 1299, 1258, 1202
0059 1271 IF(ID-2) 1299, 1273, 1274
0060 1273 XLM=XLM-DL
0061 DL=LD/8.
0062 GO TO 1258
0063 1274 S(1)=S(1)+DS
0064 IF (N.EQ.0) GO TO 1283
0065 DS=DS/8.
0066 GO TO 1202
0067 1207 ID=3
0068 N=0
0069 K=1
0070 XL=0
0071 X=0
0072 GO TO 1270
0083 1283 ID=2
0074 S(1)=S(1)-DS
0075 GO TO 1273
0076 1299 RETURN
0077 END

```


計算所得結果爲：

橋墩中心 $A(1, 1) = 0$ $A(2, 1) = 0$

SEC A $A(1, 2) = 2.75$

SEC B $A(1, 3) = 5.50$

⋮

SEC H $A(1, 8) = 24.00$

SEC I $A(1, 9) = 28.00$

⋮

SEC S $A(1, 20) = 72.00$

SEC T $A(1, 21) = 75.25$

SEC 1 $A(2, 2) = 2.75$

SEC 2 $A(2, 3) = 7.25$

SEC 3 $A(2, 4) = 10.25$

⋮

SEC 19 $A(2, 20) = 72.75$

SEC 20 $A(2, 21) = 74.75$

017 程式編寫專用

018 ~ 021 輸入各斷面名稱，CGC位置，鋼腱彈性模數， μ 值， k/μ 值。

022 印標題。

023 ~ 029 程式編寫專用。

030 印出 k/μ 值。

031 輸入各組鋼腱資料，括弧中爲此例之資料。

IS：編號（20）

G1：鋼腱號碼，以一束代表（D010）。

NW：此組鋼腱之束數（4）。

TH：錨碇之角度（10.0）。

R：曲線之半徑（60.0）。

NSA：錨碇之斷面（8）。

YO：橋墩中心處，鋼腱距橋面距離（0.86）。

YU：錨碇處距橋面距離（2.00）。

ALS：錨錐回縮量

032 ~ 036 定義錨錐回縮量，前九節錨碇之鋼腱滑動量定為 12 mm，其餘為 16 mm。

037 ~ 040 此組鋼腱如無垂直曲線時，則計算水平曲線以決定其摩擦損失，此時 IOC 等於 1，輸出時加註 'H' 符號。

041 ~ 065 計算此組鋼腱直線、曲線、切線各部分長度。

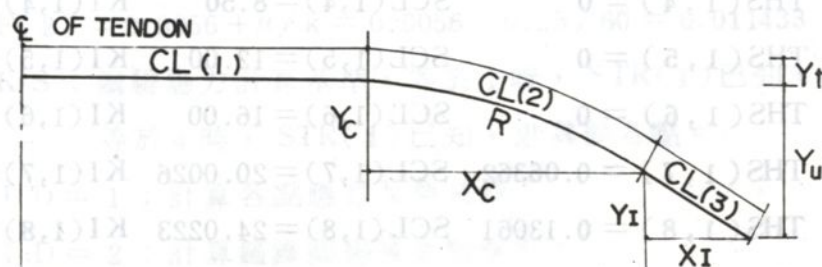


圖 7 - 12

ALH： θ 角以弧度為單位 (0.1745)

$$C X = \cos \theta = 0.9848$$

$$C Y = \sin \theta = 0.1736$$

$$X C = R \times \sin \theta = 10.4189$$

$$Y C = (1 - \cos \theta) \times R = 0.9115$$

$$CL(2) : \text{曲線長} = \theta \times R = 10.472$$

$$Y I = 2 - 0.86 - 0.9115 = 0.2285$$

$$CL(3) : \text{切線長} = Y I / \sin \theta = 1.3157$$

$$X I = 1.2957$$

$$XU(1) = A(1, 9) - 0.10 \text{ (錨錐中心距斷面距離)} \\ = 27.90$$

$$XU(2) = 29.65$$

$$XA(1) = 16.1854$$

$$XA(2) = 17.9354$$

$$XE(1) = 26.6043$$

$$XE(2) = 28.3543$$

$$CL(1) = 17.0604$$

066 ~ 090 計算此組鋼腱在各斷面之高度、角度等資料。

$$N E = 9$$

$$THS(1, 9) = \theta = 0.1745 \text{ (角度)}$$

$SCL(1,9) = 27.9731$ (自橋中心起算鋼腱長)

$KI(1,9) = 3$ (直線部分為 1, 曲線為 2, 切緣為 3)

$YI(1,9) = 2.00$ (距橋面距離)

$THS(1,1) = 0$ $SCL(1,1) = 0$ $KI(1,1) = 1$ $Y(1,1) = 0.86$

$THS(1,2) = 0$ $SCL(1,2) = 2.75$ $KI(1,2) = 1$ $Y(1,2) = 0.86$

$THS(1,3) = 0$ $SCL(1,3) = 5.50$ $KI(1,3) = 1$ $Y(1,3) = 0.86$

$THS(1,4) = 0$ $SCL(1,4) = 8.50$ $KI(1,4) = 1$ $Y(1,4) = 0.86$

$THS(1,5) = 0$ $SCL(1,5) = 12.00$ $KI(1,5) = 1$ $Y(1,5) = 0.86$

$THS(1,6) = 0$ $SCL(1,6) = 16.00$ $KI(1,6) = 1$ $Y(1,6) = 0.86$

$THS(1,7) = 0.06362$ $SCL(1,7) = 20.0026$ $KI(1,7) = 2$ $Y(1,7) = 0.9814$

$THS(1,8) = 0.13061$ $SCL(1,8) = 24.0223$ $KI(1,8) = 2$ $Y(1,8) = 1.3711$

$THS(2,1) = 0$ $SCL(2,1) = 0$ $KI(2,1) = 1$ $Y(2,1) = 0.86$

$THS(2,2) = 0$ $SCL(2,2) = 2.75$ $KI(2,2) = 1$ $Y(2,2) = 0.86$

$THS(2,3) = 0$ $SCL(2,3) = 7.25$ $KI(2,3) = 1$ $Y(2,3) = 0.86$

$THS(2,4) = 0$ $SCL(2,4) = 10.25$ $KI(2,4) = 1$ $Y(2,4) = 0.86$

$THS(2,5) = 0$ $SCL(2,5) = 13.75$ $KI(2,5) = 1$ $Y(2,5) = 0.86$

$THS(2,6) = 0$ $SCL(2,6) = 17.75$ $KI(2,6) = 1$ $Y(2,6) = 0.86$

$THS(2,7) = 0.06362$ $SCL(2,7) = 21.7526$ $KI(2,7) = 2$ $Y(2,7) = 0.9814$

$THS(2,8) = 0.13061$ $SCL(2,8) = 25.7723$ $KI(2,8) = 2$ $Y(2,8) = 1.3711$

$THS(2,9) = 0.1745$ $SCL(2,9) = 27.9731$ $KI(2,9) = 3$ $Y(2,9) = 2.00$

091 為計算此組鋼腱中心與橋墩中心之偏差量。

092 ~ 095 無垂直曲線時，定義整股鋼腱係在同一高度。

096 ~ 120 計算鋼腱施預力後之應力、伸長量及錨碇後應力分布，主要係利用副程式 SUBROUTINE PCYSBS

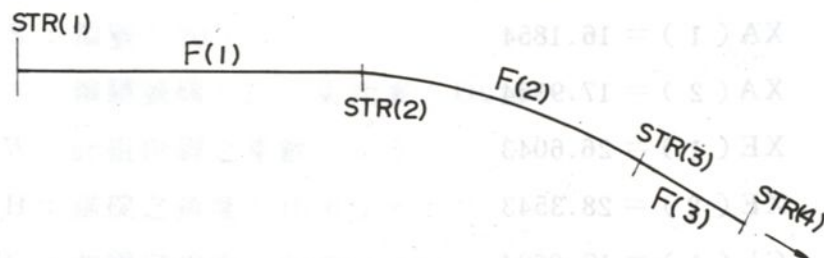


圖 7 - 13

$$\mu = 0.35$$

$$k = 0.35 \times 0.016 = 0.0056$$

施預力時最高容許暫時應力為 $0.8F_s'$

$$0.8 \times 19000 \text{ Kg/cm}^2 = 15200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{STR}(4) = 15200 \times 0.96 = 14592.0 \text{ (4 \% 錨錐損失)}$$

$$\text{表壓 GAUGE} = 15200 / 0.99 \times 11.8452 / 300 = 606.2 \text{ Kg/cm}^2$$

(千斤頂損失 1 %，一股鋼腱斷面積：11.8452 cm²，千斤頂受壓面積：300 cm²。)

$$E = 1960000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F(1) = F(3) = 0.0056$$

$$F(2) = 0.0056 + \mu/k = 0.0056 + 0.35/60 = 0.011433$$

K S：鋼腱應力計算基準，等於 1 時，STR(1) 已知，求其餘各點，

等於 4 時，STR(4) 已知，求其餘各點。

I D = 1：計算各點應力及伸長量。

I D = 2：計算錨錐回縮後各點應力。

STAD, HLD, NC 計算錨錐回縮時，副程式專用假設數字。

(1) 計算各點應力及伸長量

基本公式

$$S_t(\text{施力端}) = S_f(\text{固定端}) \times e^{\mu\alpha + k\ell}$$

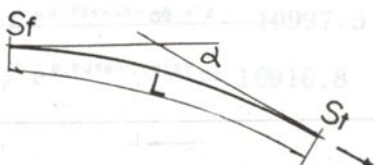


圖 7-14

$$\text{伸長量 } \Delta = S_f \times (e^{\mu\alpha + k\ell} - 1) \times \ell / E(\mu\alpha + k\ell)$$

$$= S_f \times (e^{\mu\alpha + k\ell} - 1) / E \left(\frac{\mu}{k} + k \right)$$

$$\text{STR}(3) = \text{STR}(4) / e^{F(3) \times \text{CL}(3)} = 14592.00 / e^{0.0056 \times 1.3157} = 14484.9$$

$$\text{STR}(2) = \text{STR}(3) / e^{F(2) \times \text{CL}(2)} = 14484.9 / e^{0.011433 \times 10.472} = 12850.4$$

$$\text{STR}(1) = \text{STR}(2) / e^{F(1) \times \text{CL}(1)} = 12850.4 / e^{0.0056 \times 17.0604} = 11679.5$$

$$\begin{aligned} \Delta &= \text{STR}(1) \times (e^{F(1) \times \text{CL}(1)} - 1) / E \times F(1) + \text{STR}(2) \times (e^{F(2) \times \text{CL}(2)} - 1) / E \times F(2) \\ &\quad + \text{STR}(3) \times (e^{F(3) \times \text{CL}(3)} - 1) / E \times F(3) \\ &= 0.189373 \end{aligned}$$

$$\text{總伸長量} = (\Delta + 0.40 \times 15200 / E) \times 2000 = 384.95 \text{ mm}$$

0.40 為量取伸長量時做記號位置與錨碇位置距離，2000 為單位變換及兩端同時施預力之總伸長量。

(2)計算錨碇後之應力

基本計算原理：

$S(1) - FM - S(2)$ 總伸長量減
回縮量等於 $S(1) - FM - S(3)$
之總伸長量。

在此副程式中係利用漸進法 (Iteration Method) 來計算其回縮

影響長度及 FM

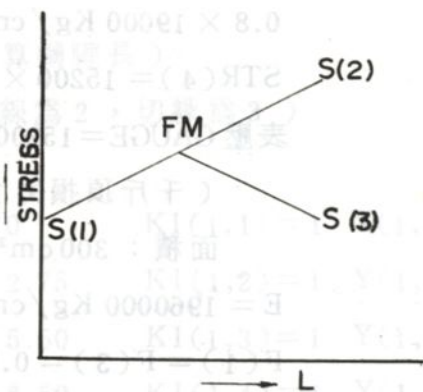


圖 7-15 回縮與預力之關係

$$ALS = 12 \text{ mm} \quad STL = 0.189373 - 12/1000 = 0.177373$$

第一次試算

$$XM = DL = 20$$

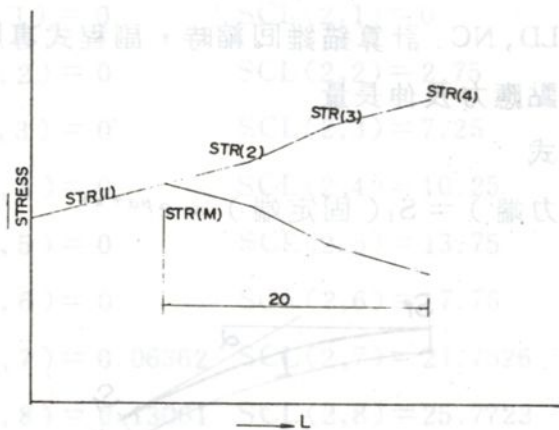


圖 7-16 回縮與預力之關係

$$STRM = 11679.5 \times e^{0.0056 \times (17.0604 + 10.472 + 1.3157 - 20)} = 12272.8$$

$$STR(2) = STRM / e^{0.0056 \times (17.0604 - 8.481)} = 11721.2$$

$$STR(3) = STR(2) / e^{F(2) \times CL(2)} = 10398.6$$

$$STR(4) = STR(3) / e^{F(3) \times CL(3)} = 10322.2$$

$$\Delta = 0.054053 + 0.052559 + 0.059021 + 0.006955 = 0.172588$$

$$|0.177373 - 0.172588| > PEE = 0.00001$$

$$\Delta < STL$$

第二次試算

$$XM = DL = 20/8 = 2.5$$

$$STRM = 12850.4 \times e^{0.011433 \times (10.4720 + 1.3157 - 2.5)} = 14290.0$$

$$STR(3) = 14290.0 / e^{0.011433 \times (10.4720 - 9.2877)} = 14097.8$$

$$STR(4) = 14097.8 / e^{0.0056 \times 1.3157} = 13994.3$$

$$\Delta = 0.10667 + 0.06424 + 0.00858 + 0.00743 = 0.18892$$

$$|\Delta - \text{STL}| > \text{PEE}, \Delta > \text{STL}$$

第三次試算 $X M = 2.5 + D L = 5.0$

⋮

第六次試算 $X M = 10 + D L = 10 + 2.5 = 12.5$

$$\text{STRM} = 11679.5 \times e^{0.0056 \times (28.8481 - 12.5)} = 12799.2$$

$$\text{STR}(2) = 12799.2 / e^{0.0056 \times (17.0604 - 16.3481)} = 12748.2$$

$$\text{STR}(3) = 12748.2 / e^{0.011433 \times 10.472} = 11309.7$$

$$\text{STR}(4) = 11309.7 / e^{0.0056 \times 1.3157} = 11226.7$$

$$\Delta = 0.178414$$

$$|0.178414 - 0.177373| > 0.00001$$

$$\Delta > \text{STL}$$

第七次試算 $X M = 12.5 + 2.5 = 15.0$

$$\text{STRM} = 11679.5 \times e^{0.0056 \times (28.8481 - 15.0)} = 12621.3$$

$$\text{STR}(2) = 12621.3 / e^{0.0056 \times (17.0604 - 13.8481)} = 12396.3$$

$$\text{STR}(3) = 12396.3 / e^{0.011433 \times 10.472} = 10997.5$$

$$\text{STR}(4) = 10997.5 / e^{0.0056 \times 1.3157} = 10916.8$$

$$\Delta = 0.176080$$

$$|0.176080 - 0.177373| > 0.00001$$

$$\Delta < \text{STL}$$

第八次試算 $D L = 2.5 / 8 = 0.3125$

$$X M = 15.0 - 2.5 + 0.3125 = 12.8125$$

(略)

⋮

第十次試算 $X M = 13.4375 + 0.3125 = 13.750$

$$\text{STRM} = 11679.5 \times e^{0.0056 \times (28.8481 - 13.75)} = 12709.9$$

$$\text{STR}(2) = 12709.9 / e^{0.0056 \times (17.0604 - 15.0981)} = 12571.0$$

$$\text{STR}(3) = 12571.0 / e^{0.011433 \times 10.472} = 11152.5$$

$$\text{STR}(4) = 11152.5 / e^{0.0056 \times 1.3157} = 11070.6$$

$$\Delta = 0.177295 \quad |0.177295 - 0.177373| > 0.00001$$

$$\Delta < \text{STL}$$

第十一次試算

$$DL = 0.3125 / 8 = 0.0390625$$

$$XM = 13.75 - 0.3125 + 0.0390625 = 13.4765625$$

(此次計算略)

⋮

第十五次試算

$$XM = 13.6328125$$

$$STRM = 11679.5 \times e^{0.0056 \times (28.8481 - 13.6328)} = 12718.3$$

$$STR(2) = 12718.3 / e^{0.0056 \times (17.0604 - 15.2153)} = 12587.5$$

$$STR(3) = 12587.5 / e^{0.011433 \times 10.472} = 11167.2$$

$$STR(4) = 11167.2 / e^{0.0056 \times 1.3157} = 11085.2$$

$$\Delta = 0.177405 \quad |0.177405 - 0.177373| > 0.00001$$

$$\Delta > STL$$

第十六次試算

$$XM = 13.671875$$

$$STRM = 11679.5 \times e^{0.0056 \times (28.8481 - 13.6719)} = 12715.5$$

$$STR(2) = 12715.5 / e^{0.0056 \times (17.0604 - 15.1762)} = 12582.0$$

$$STR(3) = 12582.0 / e^{0.011433 \times 10.472} = 11162.2$$

$$STR(4) = 11162.2 / e^{0.0056 \times 1.3157} = 11080.3$$

$$\Delta = 0.177368 \quad |0.177368 - 0.177373| = 0.000005 < 0.00001$$

$$XL = 15.176225 \quad KS = 1$$

123 ~ 143 計算各斷面之有效預力、有效力矩

$$AC = 0.875$$

Center of Pier

$$SCL(1,1) = 0 \quad SUX = |0 + 0.875 - 15.1762| = 14.301$$

$$SB = [STRM / e^{F(KI(1,1) \times SUX) - 1757.8}]$$

$$\times \cos [THS(1,1)] = 9979.1$$

$$SP(1,1) = SB \times 0.0118452 = 118.2$$

$$TMP = SP(1,1) \times (CGCY(1,1) - Y(1,1))$$

$$= 118.2 \times (3.639 - 0.86) = 328.48$$

$$SEC.A \quad SCL(1,2) = 2.75 \quad SUX = 11.5512$$

$$SB = 10161.2 \quad SP(1,2) = 120.4$$

$$TMP = 120.4 \times (3.6397 - 0.86) = 334.68$$

$$\text{SEC.B } \text{SCL}(1,3) = 5.50 \quad \text{SUX} = 8.8012$$

$$\text{SB} = 10346.2 \quad \text{SP}(1,3) = 122.6$$

$$\text{TMP} = 122.6 \times (3.422 - 0.86) = 314.10$$

$$\text{SEC.C } \text{SCL}(1,4) = 8.50 \quad \text{SUX} = 5.8012$$

$$\text{SB} = 10551.3 \quad \text{SP}(1,4) = 125.0$$

$$\text{TMP} = 125.0 \times (3.194 - 0.86) = 291.75$$

$$\text{SEC.D } \text{SCL}(1,5) = 12.0 \quad \text{SUX} = 2.3012$$

$$\text{SB} = 10794.9 \quad \text{SP}(1,5) = 127.9$$

$$\text{TMP} = 127.9 \times (2.941 - 0.86) = 266.16$$

$$\text{SEC.E } \text{SCL}(1,6) = 16.0 \quad \text{SUX} = 1.6988$$

$$\text{SB} = 10837.3 \quad \text{SP}(1,6) = 128.4$$

$$\text{TMP} = 128.4 \times (2.669 - 0.86) = 232.28$$

$$\text{SEC.F } \text{SCL}(1,7) = 20.0026$$

$$\text{SUX} = 20.0026 + 0.875 - 17.0604 = 3.8172$$

$$\text{SB} = (12582.0 / e^{0.011433 \times 3.8172} - 1757.8)$$

$$\times \cos 0.06362 = 10266.1$$

$$\text{SP}(1,7) = 121.6$$

$$\text{TMP}(1,7) = 121.6 \times (2.4154 - 0.9814) = 174.37$$

$$\text{SEC.G } \text{SCL}(1,8) = 24.0223 \quad \text{SUX} = 7.8369$$

$$\text{SB} = 9662.9 \quad \text{SP}(1,8) = 114.5$$

$$\text{TMP}(1,8) = 114.5 \times (2.1805 - 1.3711) = 92.68$$

$$\text{SEC.H } \text{SCL}(1,9) = 27.9731 \quad \text{SUX} = 1.3157$$

$$\text{SB} = 9180.9 \quad \text{SP}(1,9) = 108.7$$

$$\text{TMP}(1,9) = -3.86$$

$$\text{AC} = -0.875$$

$$\text{SEC.1 } \text{SCL}(2,2) = 2.75 \quad \text{SUX} = 13.3012$$

$$\text{SB} = 10045.0 \quad \text{SP}(2,2) = 119.0$$

$$\text{TMP}(2,2) = 119.0 \times (3.6384 - 0.86)$$

$$= 330.63$$

(下略)

144 ~ 158 將各斷面有效預力及力矩分別累積，最後結果印出。

159 ~ 159後 均為程式專用。

6. 核算結果

核算結果如圖 7-17 所示。

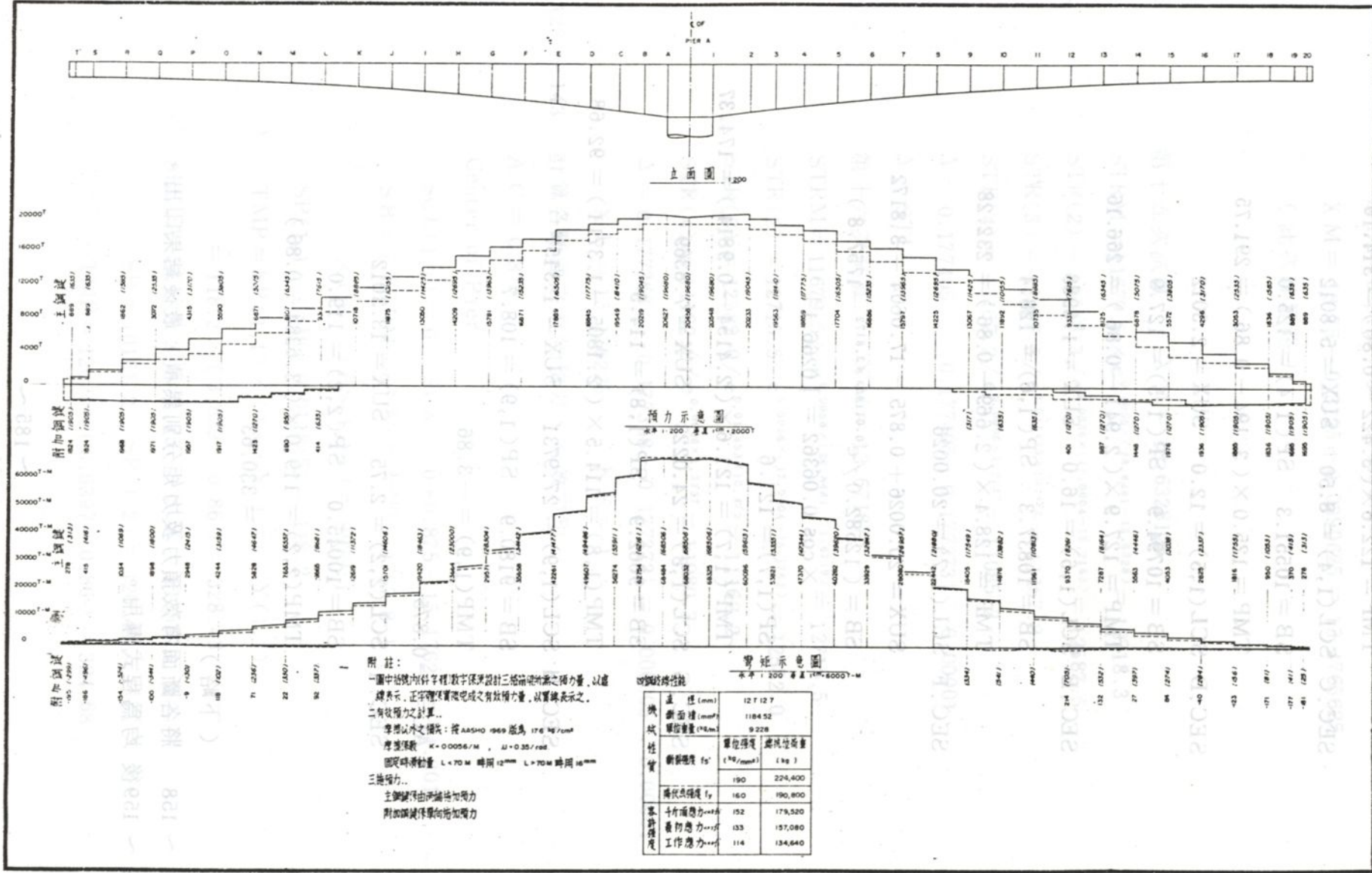
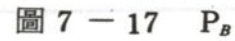


圖 7-17 PA



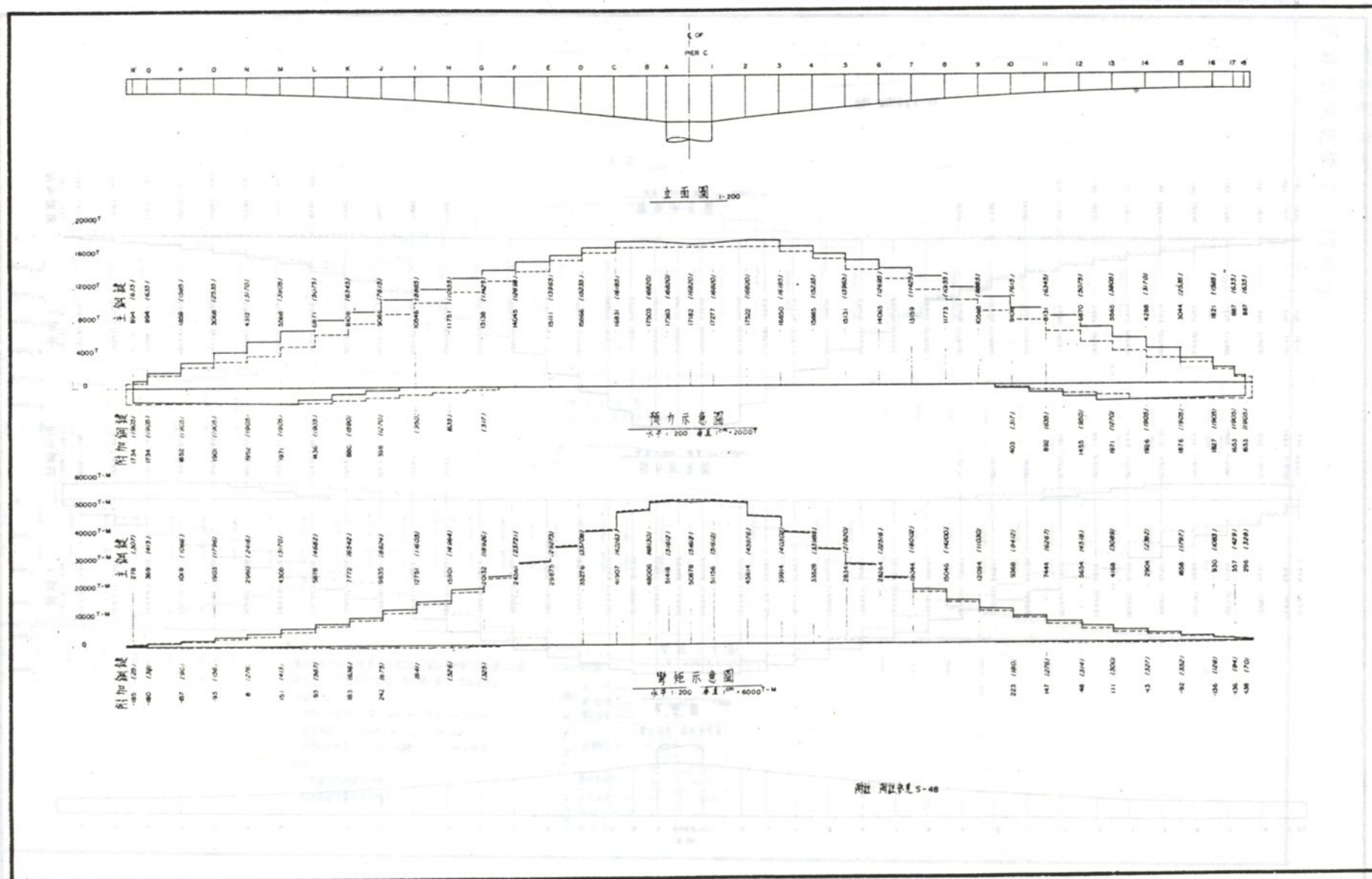


圖 7 - 17 P_c

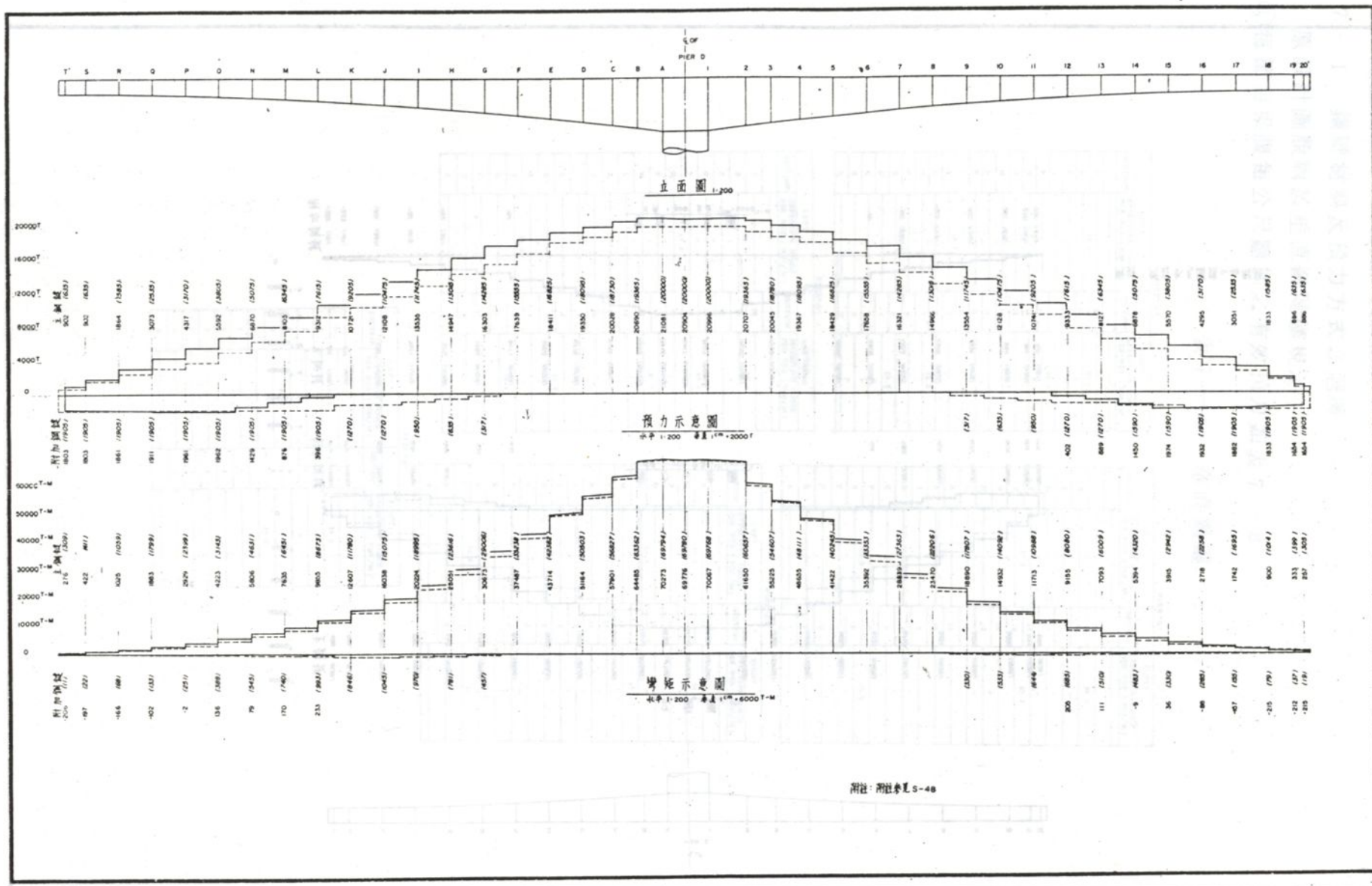


圖 7-17 P_D

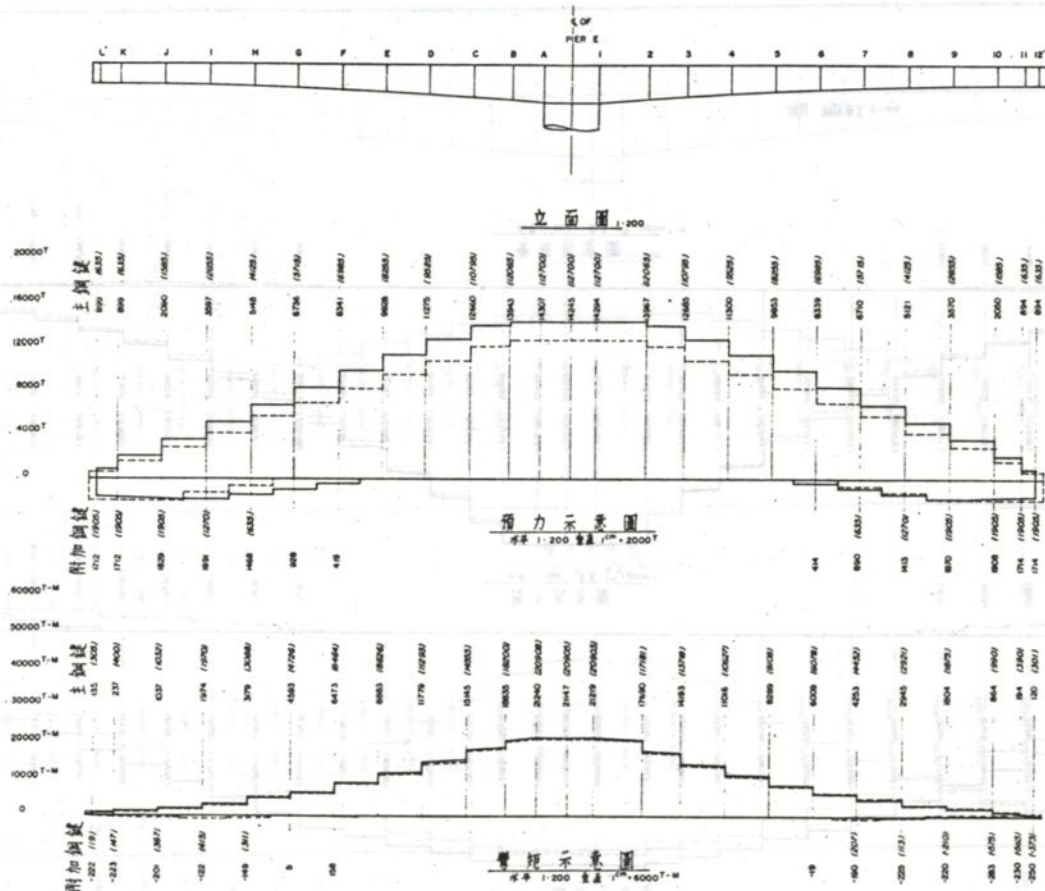


圖 7 - 17 P_E

7. 垂直鋼腱 (Vertical Tendon)

7-1 鋼腱材料及預力方式之選擇

原設計圖說對於垂直鋼腱僅規定：

- ①每節每梁腹每公尺應加之有效預力如表 7-8

表 7-8 垂直鋼腱

PIER-A*			
LEFT		RIGHT	
SECTION	EFFECTIVE FORCE PER WEB (TON/M)	SECTION	EFFECTIVE FORCE PER WEB (TON/M)
T	38.0	20	25.0
S	"	19	"
R	"	18	"
Q	"	17	"
P	"	16	38.0
O	57.0	15	"
N	"	14	57.0
M	"	13	"
L	"	12	"
K	"	11	"
J	38.0	10	"
I	"	9	"
H	"	8	38.0
G	"	7	"
F	25.0	6	"
E	"	5	25.0
D	"	4	"
C	"	3	"
B	"	2	"
A	"	1	"

PIER-B*			
LEFT		RIGHT	
SECTION	EFFECTIVE FORCE PER WEB (TON/M)	SECTION	EFFECTIVE FORCE PER WEB (TON/M)
T	25.0	20	25.0
S	"	19	"
R	"	18	"
Q	"	17	"
P	"	16	58.0
O	57.0	15	"
N	"	14	57.0
M	"	13	"
L	"	12	"
K	"	11	"
J	"	10	"
I	"	9	"
H	"	8	38.0
G	"	7	"
F	38.0	6	"
E	"	5	38.0
D	"	4	"
C	"	3	"
B	"	2	"
A	"	1	"

PIER-C*			
LEFT		RIGHT	
SECTION	EFFECTIVE FORCE PER WEB (TON/M)	SECTION	EFFECTIVE FORCE PER WEB (TON/M)
R	25.0	18	25.0
Q	"	17	"
P	"	16	"
O	"	15	"
N	57.0	14	"
M	"	13	57.0
L	"	12	"
K	"	11	"
J	"	10	"
I	"	9	"
H	"	8	"
G	"	7	"
F	"	6	"
E	"	5	"
D	58.0	4	58.0
C	"	3	"
B	"	2	"
A	"	1	"

PIER-D*			
LEFT		RIGHT	
SECTION	EFFECTIVE FORCE PER WEB (TON/M)	SECTION	EFFECTIVE FORCE PER WEB (TON/M)
T	25.0	20	25.0
S	"	19	"
R	"	18	"
Q	"	17	"
P	"	16	"
O	57.0	15	38.0
N	"	14	"
M	"	13	"
L	"	12	"
K	"	11	"
J	"	10	"
I	"	9	"
H	"	8	"
G	"	7	"
F	38.0	6	25.0
E	"	5	"
D	"	4	"
C	"	3	"
B	"	2	"
A	"	1	"

PIER-E*			
LEFT		RIGHT	
SECTION	EFFECTIVE FORCE PER WEB (TON/M)	SECTION	EFFECTIVE FORCE PER WEB (TON/M)
L	38.0	18	25.0
K	"	17	"
J	"	16	"
I	"	15	"
H	58.0	14	"
G	"	13	38.0
F	"	12	"
E	17.0	11	"
D	"	10	"
C	"	9	"
B	"	8	"
A	"	7	"

②每一股鋼腱之間距不得超過 1 公尺或 $H/2$ (H 為梁高)。

而對於其他細節如鋼腱種類，預力方式，預力損失等，均無規定。

承包商提出之細部設計係採用 $\phi 23$ mm B 種 P C 鋼棒 (Steel Bar for prestressed concrete)，其主要理由為，本橋梁腹高度最高者為 6.2 M，但最小者僅有 1.8 M，如用 Freyssinet 方式以 $12 \phi 5$ mm 鋼線 (wire) 為例，設如鋼線長度為 2.0 M，錨碇時之回縮量為 4 mm，則因回縮所產生之預力損失將高達 40 Kg/mm^2 ，約為初應力之 24%，使原先以 $0.8 f_s'$ 初拉之鋼線，剩餘有效預應力僅為 66.4 Kg/mm^2 ，等於 $0.4 f_s'$ ，極為不經濟。而另一端（埋入底版）須用固定錨 (Dead anchor) 價格較昂更增加其不經濟性，且因初拉時總伸長量過小，僅約 13 mm，施工時不易丈量與控制。但如使用鋼棒則因係螺帽固定，施預力後無回縮現象亦無錨碇損失，可得較高之有效預力，施工時亦較易丈量及管理。

如用 Freyssinet $12 \phi 5$ mm 時有效預力之計算如下：

假設鋼線長度 $\ell = 200 \text{ cm}$

$$f_{\text{jack}} = 0.8 f_s' = 0.8 \times 165 = 132 \text{ Kg/mm}^2$$

Jack 及錨碇損失 5 %

摩擦損失： $k = 0.0056$ $\mu = 0.3$ $\alpha = 0^\circ$

$$\begin{aligned} f_e' &= f_i (1 - k\ell - \mu\alpha) \\ &= 132 \times 0.95 \times 0.9888 \\ &= 124 \text{ Kg/mm}^2 \end{aligned}$$

摩擦以外之損失 17.6 Kg/mm^2 (25000 psi)

回縮損失

$$\therefore \Delta \ell = \frac{F \cdot \ell}{AE}$$

$$\begin{aligned} \therefore \frac{F}{A} &= \frac{E \cdot \Delta \ell}{\ell} = \frac{2.0 \times 10^4 \times 0.4}{200} \\ &= 40 \text{ Kg/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{得 } f_e = 124 - 17.6 - 40 = 66.4 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\doteq 0.4 f_s'$$

7 - 2 各項損失之計算

垂直鋼腱之使用量就混凝土之斷面積而言用量較少，致因預力而產生之混凝土壓應力 (f_F) 亦較小，最大者亦不過 18 Kg/cm^2 而已。因此由潛變、彈性縮短 (Elastic shortening) 而產生之預力損失應較少，似不宜適用 AASHO 規定之 17.6 Kg/mm^2 (25000 psi)，宜按實際應力情況分別計算為妥，其計算方式如下（參考

FIP/CEB 之研究報告)。

例：以每梁腹每M需要有效預力57T為例

(1) 預備計算

每節 (segment) 為 4 M，需要總預力量為

$$4 \times 57 = 228 \text{ T / segment}$$

每支鋼棒之有效預力以 $0.6 f_s'$ 計

$$f_s = 0.6 \times 110 \times 404.8 = 26.7 \text{ T / bar}$$

需要鋼棒數量

$$228 \div 26.7 = 8.5 \quad \text{用 9 支 / segment}$$

每支鋼棒仍按有效預力 $0.6 f_s'$ 計，實際預力量為

$$9 \times 26.7 \div 4 = 60 \text{ T / M}$$

設初拉力為 $f_i = 0.7 f_s' = 77 \text{ Kg / mm}^2$

(2) 彈性縮短 (Elastic shortening) 損失

$$E \cdot S = 3.5 f_{cr}$$

$$= 3.5 \times 60 / 0.42 = 500 \text{ T / M}^2 = 0.5 \text{ Kg / mm}^2$$

f_{cr} ：施加預力時 (at time of release) 於鋼腱重心之混凝土壓應力。

(3) 乾縮 (Shrinkage of Concrete) 損失

$$\begin{aligned} SH &= E_p \cdot \epsilon_s = 2 \times 10^6 \times 12 \times 10^{-5} = 240 \text{ Kg / cm}^2 \\ &= 2.4 \text{ Kg / mm}^2 \end{aligned}$$

E_p = 鋼棒彈性模數 (modulus of elasticity for steel) 2×10^6

ϵ_s = 混凝土乾縮 (Shrinkage of Concrete) 12×10^{-5}

(4) 潛變 (creep of concrete) 損失

$$CR_c = N \phi f_{cd} = 7.14 \times 2.1 \times f_{cd} = 15 f_{cd}$$

$$= 15 \times 60 / 0.42 = 214.3 \text{ T / M}^2 = 2.14 \text{ Kg / mm}^2$$

N：鋼與混凝土之彈性模數比 (ratio of modulus of elasticity)

$$E_p / E_c = 2.0 \times 10^6 / 2.8 \times 10^5 = 7.14$$

ϕ ：潛變係數 (creep coefficient) 2.1

f_{cd} ：在全呆荷重下 (under full dead load) 於鋼腱重心之混凝土平均壓應力。

0.42：梁腹厚度

(5) 鬆弛 (Relaxations of prestressing steel) 損失

$$CR_s = \Delta \sigma \alpha_p \infty \left[1 - 3 \frac{SH + CR_c}{f_i} \right]$$

$$= 5.3 \cdot \left(1 - 3 \frac{2.4 + 2.14}{77} \right) = 4.36 \text{ Kg/mm}^2$$

f_i : 初應力 (Initial tensile stress)

$\Delta \sigma_{ap\infty}$: 純鬆弛 (pure relaxation) 詳附錄(四) 1.3, 1.2(c)之說明。

$$f_i: 0.7 f_s' = 77 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\Delta \sigma_{ap\infty} = \alpha \times 0.8 \times f_s' = 0.06 \times 0.8 \times 110 = 5.3$$

α : 計算鬆弛之係數, 由附錄(四) 1.3, 1.2(c)之圖可求得當 $f_i = 0.7$ 時

$$\alpha = 0.06。$$

(6) 總損失 Δf_s (但摩擦損失除外)

$$\Delta f_s = ES + SH + CR_c + CR_s$$

$$= 0.5 + 2.4 + 2.14 + 4.36 = 9.4 \text{ Kg/mm}^2$$

(7) 初拉應力 f_i

鋼棒因係用螺帽 (Nut) 固定, 所以

① 無錨碇時之回縮損失。

② 無錨碇損失。

因此其最高有效預力應產生於施預力端螺帽處, 設初拉應力 f_i 為 $0.7 f_s'$

$$f_i = 0.7 f_s' = 0.7 \times 110 = 77 \text{ Kg/mm}^2$$

$$f_{e\max} = f_i - \Delta f_s = 77 - 9.4 = 67.6 \text{ Kg/mm}^2$$

$$> 0.6 f_s' = 66 \text{ Kg/mm}^2$$

嚴格的說已超出規範規定值 $0.6 f_s'$, 但超出量有限僅約為 2%, 而螺栓在理論上雖無回縮, 但實際上難免有少許, 為顧及工地管理之簡化, 決定所有鋼棒之初拉力固定為 $0.7 f_s'$, 如此將來施工時由於千斤頂拉力為固定值, 壓力錶之讀數亦將為定數, 易於管理。

(8) 摩擦損失及有效預力

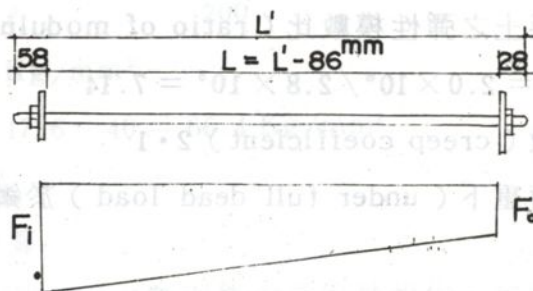


圖 7-18 摩擦損失

$$f_o = f_i (1 - k\ell - \mu\alpha)$$

$$= 77 (1 - 0.001 \ell)$$

但 $k = 0.001/M$ $\alpha = 0^\circ$

(9) 伸長量 ($\Delta \ell$) 之計算

$\ell' =$ 鋼棒全長

$\ell =$ 計算伸長量 (施預力) 長度

$\phi 23\text{ mm}$ 鋼棒之有效斷面積雖為 $A_P = 404.8\text{ mm}^2$ ，但係指螺牙部分之有效面積，計算伸長量時應以其實際斷面積 (A_P') 為準

$$A_P' = 23^2 \times \frac{\pi}{4} = 415.5\text{ mm}^2$$

設施預力端之初拉力為

$$P = f_i A_P = 0.7 \times 110 \times 404.8 = 31.2\text{ T}$$

$$\text{即 } f_i = P / A_P' = \frac{31200}{415.5} = 75.1\text{ Kg/mm}^2$$

$$f_o' = f_i' (1 - k \ell)$$

$$\text{or } = f_o \cdot \frac{A_P}{A_P'}$$

$$\text{得 } \Delta \ell = \frac{f_i' + f_o'}{2 E_P} \times \ell + 1.0\text{ mm}^*$$

* 1.0 mm 為兩端螺帽剛施預力時之移動量各以 0.5 mm 計

例：設 $\ell' = 3\text{ m}$

$$\ell = \ell' - 86\text{ mm} = 2.914\text{ m}$$

$$\Delta \ell = \frac{f_i (2 - \lambda \ell)}{2 E_P} \ell + 1.0$$

$$= \frac{75.1 (2 - \lambda \ell)}{2 \times 2.05 \times 10^4} \cdot \ell + 1.0$$

$$= 1.83 (2 - 0.001 \ell) \cdot \ell + 1.0$$

$$= 1.83 \times (2 - 0.001 \ell \times 2.914) \cdot 2.914 + 1.0$$

$$= 10.65 + 1.0 = 11.65\text{ mm}$$

表 7 - 9 鋼棒應力及伸長量表

ℓ' (m)	6.0	5.5	5.0	4.5	4.0	3.5	3.0	2.5	2.0
ℓ (m)	5.914	5.414	4.914	4.414	3.914	3.414	2.914	2.414	1.914
f_i (Kg/mm ²)	77.0	"	"	"	"	"	"	"	"
f_o "	76.54	76.58	76.62	76.65	76.69	76.73	76.77	76.81	76.85
f_i' "	75.1	"	"	"	"	"	"	"	"
f_o' "	74.57	74.61	74.65	74.68	74.72	74.75	74.79	74.83	74.87
$\Delta \ell$ (mm)	22.58	20.76	18.94	17.12	15.29	13.47	11.65	9.82	8.0

(10) 壓力錶讀數

使用 BJ - 40 千斤頂

千斤頂受壓面積 $A_j = 63 \text{ cm}^2$

千斤頂內摩擦 $\gamma = 0.01$

壓力錶讀數 P 爲

$$P = \frac{31.2 (1 + 0.01)}{63} = 500 \text{ Kg/cm}^2$$

8. 鋼腱配置

8 - 1 主鋼腱

按承包商所提細部設計，配置於腹梁之鋼腱於接近錨碇斷面時予以彎下 (bent down) 以便錨碇於梁腹中腰，至於配置於頂面版部分之鋼腱，即於接近錨碇斷面時，收束於梁腹兩側，而錨碇於梁腹頂端托肩 (hunch) 處，爲獲得充分之錨碇空間 (Anchorage space)，所有托肩均較原設計略予擴大。

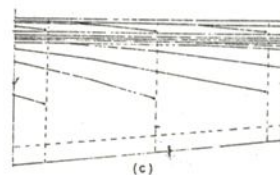
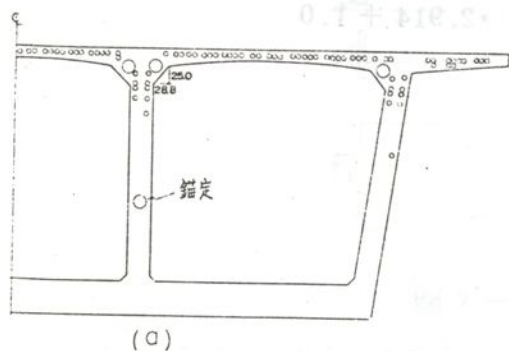


圖 7 - 19 鋼腱配置

至於核算後增用鋼腱之配置，因原細部設計已將所有鋼腱之錨碇斷面、錨碇位置、彎曲度、線形座標等配置妥當，為簡化作業自以不予變更為宜，因此增用部分仍儘量覓找空檔配置，其中增配於B-2斷面($R_{10} \sim R_{13}$)及E-5斷面(R_9, R_{14})兩斷面者因原細部設計於該斷面部分托肩處未配置鋼腱，乃得配置於托肩外，其餘各斷面增用者均採下列方式：圖7-20。

- ①鋼腱配置於兩梁腹之中心（如圖a），錨碇時不收束至托肩部，直接於頂橋面中間將頂面版厚度向下加厚，以設錨碇面。
- ②不於每節銜接面設錨碇，而設於橫隔梁面，（圖(b)）。

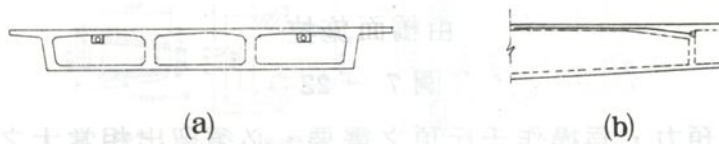


圖 7 - 20

8 - 2 附加鋼腱

附加鋼腱之配置係一端分段冒出頂橋面，另一端則全部錨碇於最後一節，並俟懸臂梁鉸接完成後始施預力，因此施工時僅先預放套管，俟鉸接完成後才穿線並施預力，為配合作業，施預力之作業有下列三種選擇。

- (1)為避免於頂橋面預留大缺口，於頂橋面設固定端（Dead anchor），由懸臂末端單向施預力。由於懸臂梁鉸接後，末端已由於兩懸臂梁之閉合而封閉，必須將鋼腱彎出梁腹外側設置錨碇區以獲施預力之工作空間，如圖7-21所示。至於頂橋面之固定錨碇仍利用普通錨碇，僅於橋面開一小口以供穿線及裝錨碇之用，施預力時將雄錐塞緊後由他端單向施拉就可。

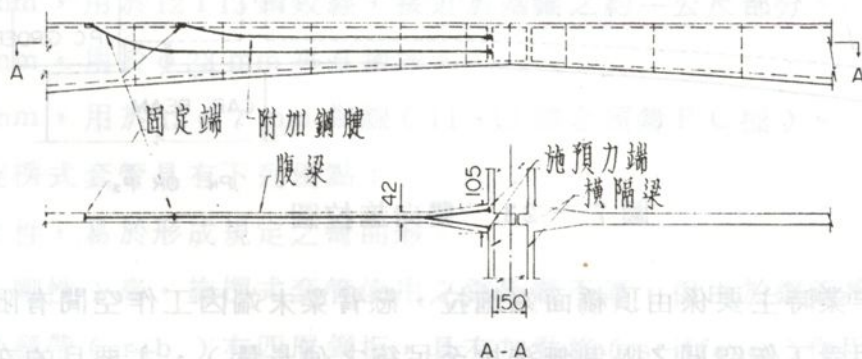
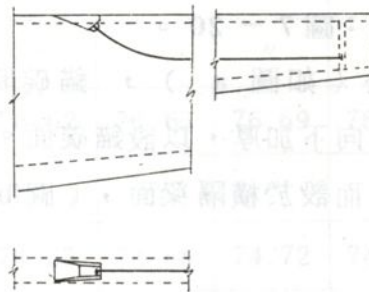


圖 7 - 21 將鋼腱彎出於梁腹外設錨碇單向施拉

- (2)於懸臂梁末端設固定錨（如圖7-22），由頂橋面單向施預力；本法有下列缺點：

- ①懸臂梁末端鉸接區構造複雜，如再於此處埋設固定錨（每梁腹四套），將更增加其複雜性，不易施工，且尚有部分主鋼腱必須在此處設錨碇，更增加其複雜性，甚難予妥善解決。



由橋面施拉

圖 7 - 22

- ②由頂橋面施預力，為操作千斤頂之需要，必須留出相當大之缺口，致將有相當數量之橋面主鋼筋須裁斷，處理上極為複雜。
- (3)由兩端施加預力；須兼採如(a)項之將末端梁腹加大，及（b-②）項之將頂橋面加大缺口之二種措施。

就以上三種方式予以比較後，決定採用(a)種由懸臂梁末端單向施預力之方式，惟 P_A 及 P_E 兩墩之與引橋（11、13標）銜接端為配合工進，兩端引橋已先行完成，致該兩懸臂端已無充分之空間以供千斤頂作業（如圖 7 - 23），乃採(c)種方式由兩端

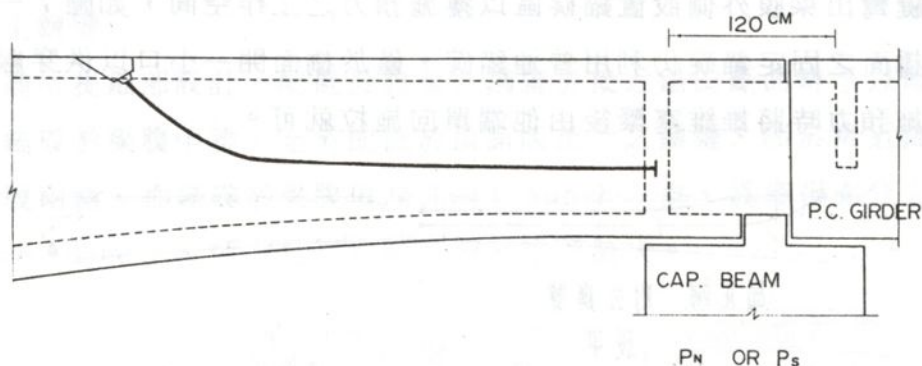


圖 7 - 23 雙向施拉圖

施拉，但實際作業時主要係由頂橋面端施拉，懸臂梁末端因工作空間有限，僅於最後階段稍拉（因受工作空間之限制無法拉至足夠之伸長量），主要目的在於以千斤頂確實的塞緊雄錐，並可提高末端之有效預力。

8-3 12T 13 法西奈錨碇

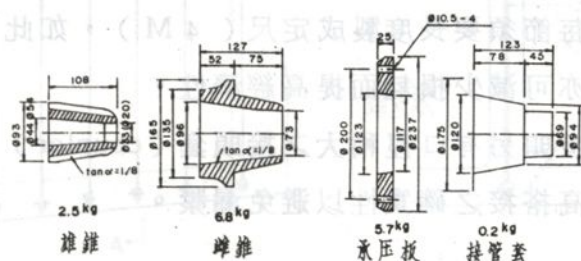
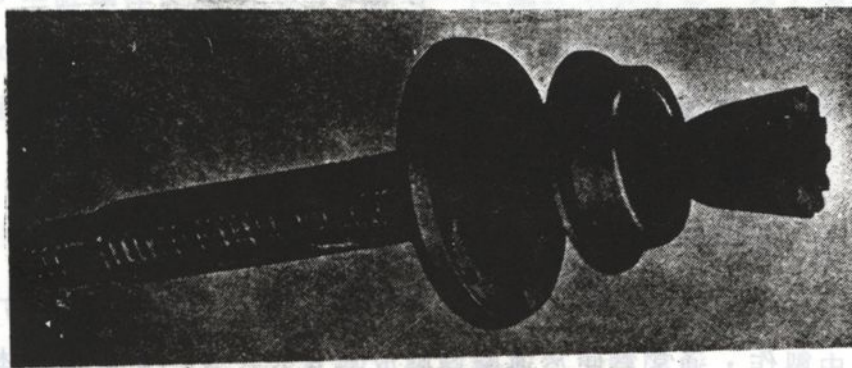


圖 7-24 12 T 13 法西奈錨碇

12T 法西奈錨碇爲鋼製後裝式錨碇 (out cone)，由雄錐 (male cone)、雌錐 (female cone) 及承壓圈 (bearing ring) 等三部分所構成，另配有接管套 (cone joint) 以供裝接套管 (sheath) 之用。澆注混凝土時僅將接管套及承壓圈固定於模板以便嵌埋入混凝土面，雌錐及雄錐則俟穿線後施預力時始裝入。

8-4 套管 (sheath)

本工程所用之套管均為旋楞式套管 (spiral sheath)，係用厚度 0.35 m/m 之磨光鐵皮 (JIS-G-3141) 製成，共有下列數種：

- (a) ϕ 65 mm, (內徑), 用於 12 T 13 鋼絞線。
- (b) ϕ 70 mm, 用於 12 T 13 鋼絞線, 接近於端錨之約一公尺部分。
- (c) ϕ 32 mm, 用於 ϕ 23 mm 垂直鋼棒。
- (d) ϕ 40 mm, 用於 12 ϕ 7 mm 鋼線 (11、13 標之預鑄 P C 樑)。

此種旋楞式套管具有下列優點：

- (a)具柔軟性，易於形成規定之彎曲形。
- (b)強度（剛性）高，旋楞式套管使用之鋼板雖不厚，但由於鋼板接縫所構成之螺旋形接縫帶（rib）有四層鋼板，具有加勁條（stiffener）作用，使其在軸方向及垂直方向均具有較大之耐力，可避免施工中被踩扁，或因振動機而變形，導致漏漿等現象。
- (c)黏着力大，由於螺旋形接縫帶使套管表面有起伏狀，增加與混凝土之黏着力。

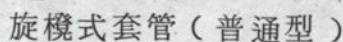


圖 7-25

- (d) 長度可自由製作，通常為便於運輸均製成為 6 公尺長一支，惟如本橋之懸臂式分節施工者，得按每節須要長度製成定尺（4 M），如此可節省工地之加工（或裁斷或搭接），亦可減少損耗而提高經濟性。
- (e) 搭接確實，套管之接頭另有口徑稍大之接頭套（coupler），利用螺旋接縫做為螺牙栓緊，將可提高搭接之確實性以避免漏漿。

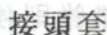
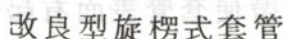


圖 7-26

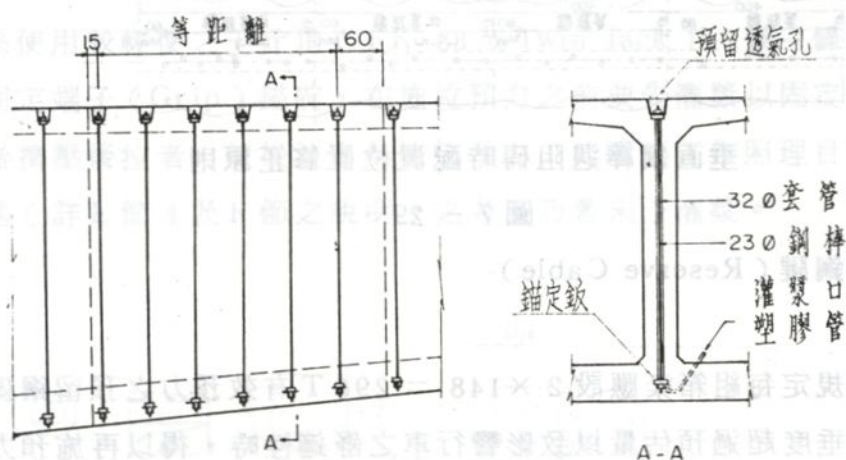
上述旋楞式普通套管，當本橋施工初期使用於橋墩 C 柱頭部時，發現有部分套管仍有因變形致斷面減少、或因漏漿而發生阻塞等現象。依統計橋墩 C 南側柱頭部因係首次施工，且長度較長為 19.75 公尺（其餘各墩僅為 12.75 公尺），其阻塞率高達 10%，北側雖略為改善仍高達 7 ~ 8 %。為解決此問題以減低阻塞率，並兼收降低摩擦損失（降低 k 值）之效，經研究將套管形狀予以改良。其方法係於兩條螺旋接縫帶中間，加設兩條凸峯以增加其剛性（stiffness），並減少套管與鋼腱之接觸面以減少摩擦。經改良後其餘各墩之阻塞率均有顯著之降低，降至 5 % 以下，而實際摩擦損失亦略有下降。



7-27

8-5 垂直鋼棒 (Vertical P.C Bar)

23mm ϕ 垂直鋼棒使用 32mm ϕ 套管，配置於梁腹中心，其下端錨碇板附有套管連接具 (socket) 以便裝套管及灌漿管，並以塑膠管連至底版頂面以供灌漿之用，錨碇板下面之螺帽焊牢於錨碇板，以防澆注混凝土時因振動而鬆落。預力係由頂



垂直鋼棒安裝圖

圖 7-28

橋面單向施拉，頂端錨碇板 (anchor plate) 留有透氣孔以利灌漿作業。

垂直鋼棒之位置，靠已完成混凝土面之邊緣距離為最少 15 cm ($a > 15\text{cm}$)，惟另一端 (自由端) 因該邊為預埋主鋼腱錨碇而留有缺口，且主鋼腱之預力量較大，如以 $0.8f_s'$ 計初拉時每股之預力量可能達 180 T，為防主鋼腱施預力時可能引起龜裂等不良現象，自宜保留適當距離為妥，乃決定該端離邊緣距離為 60 cm。

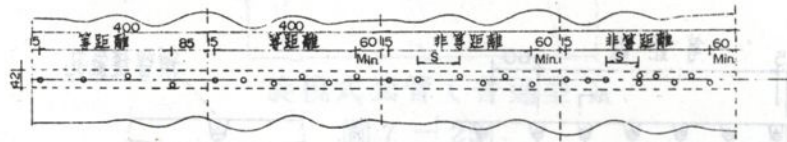
垂直鋼棒之配置數量如下表 7-10 (詳 7-2 項計算)：

表 7-10 垂直鋼棒配置數量表

每 M 需要有效預力量	每節 (4 M) 需要有效預力量	每節配置數量支
25 T	100 T	4
38	152	6
57	228	9
64	256	10
77	308	12

垂直鋼棒之配置在正常情況下，係沿梁腹中心等距離配置，惟如遇有障礙，如附加鋼腱之錨碇安裝處等時，為適應實際情況乃略做修正。

- ①鋼棒不沿梁腹中心線而略向左右移開。
- ②不按等距離排列，部分將距離拉開，但最大距離不得大於1 M，即 $S \leq 1.0M$ 。
- ③必要時兩支鋼棒並排。



垂直鋼棒遇阻碍時配置位置修正原則

圖 7 - 29

8 - 6 預留鋼腱 (Reserve Cable)

A 原始設計

按原始設計規定每組箱梁應設 $2 \times 148 = 296$ T 有效預力之預留鋼腱，其目的在於將來產生下垂度超過預估量以致影響行車之舒適性時，得以再施預力以便抬高之用。因此目前僅預放鋼腱，並未施加預力，當然亦未予灌漿。由於施預力之時間未定，可能在五年、十年或更久以後，因此必須考慮：

- (1)長時期放置之防蝕問題。
- (2)因將來施預力之作業係在橋面已開放通車數年後，須考慮進入懸臂箱梁內工作之可行性。
- (3)箱梁內之工作空間。
- (4)施工機具（施預力千斤頂）之調度。

B 鋼腱及施工方式之選擇

按原設計之所以規定每股 148 T，推測其原意為使用與主鋼腱之同樣預力方式——原設計係假想採用 BBRV system，每股之有效預力為 148 T——，並示意使用同樣之套管將鋼腱塗以黃油（Grease）後放置。但本工程承包商已改採用 Freyssinet system，並使用 12 T 13 鋼絞線，經研討有下列各點不宜採用與主鋼腱同樣之 12 T 13 鋼絞線。

- (1)12 T 13 鋼絞線每股之有效預力不足 148 T，
- (2)雖得塗黃油以防蝕，但效果不無疑問。
- (3)雖設有人孔（man hole）以供工作人員得隨時進出，但 12 T 13 用千斤頂（S - 6）非但本身重達 200 公斤，更需電動泵（LEP 型）配合作業，其重量亦達 180 公斤且體積龐大，於箱梁內搬移頗有困難。
- (4)錨碇作業區之拉線方向作業空間僅有 150 cm，而 S - 6 千斤頂本身之長度為 100 cm，操作缺靈活。

(5)本省目前尚無此類S - 6 千斤頂，本工程實施時係承包商向日本租用的。

爲克服上列困難，乃決定採用 FKK mono group system 配置 unbond 鋼絞線，並以 FKK monostrand method 逐條施加預力。

其方式係於每組箱梁留設四股亦就是四套 $\phi 65$ mm 套管，於其內部各裝置 7 - 12.7 mm unbond P.C strand 七條，錨碇裝置係於兩端設承壓板 (anchor plate)，施預力時係使用較輕便之千斤頂 (FK-33 或 Twin Jack) 一條一條的施拉，並利用鋼製楔式固定端子 (Grip) 錨碇，在施拉預力之前要先灌漿以固定每條鋼絞線以避免因先拉者擠壓後拉者，使後拉者無法施預力，此灌漿工作照理目前就可實施，惟爲顧及後述 (詳 E 節 4 及 F 節之說明) 之考慮乃暫未予灌漿。

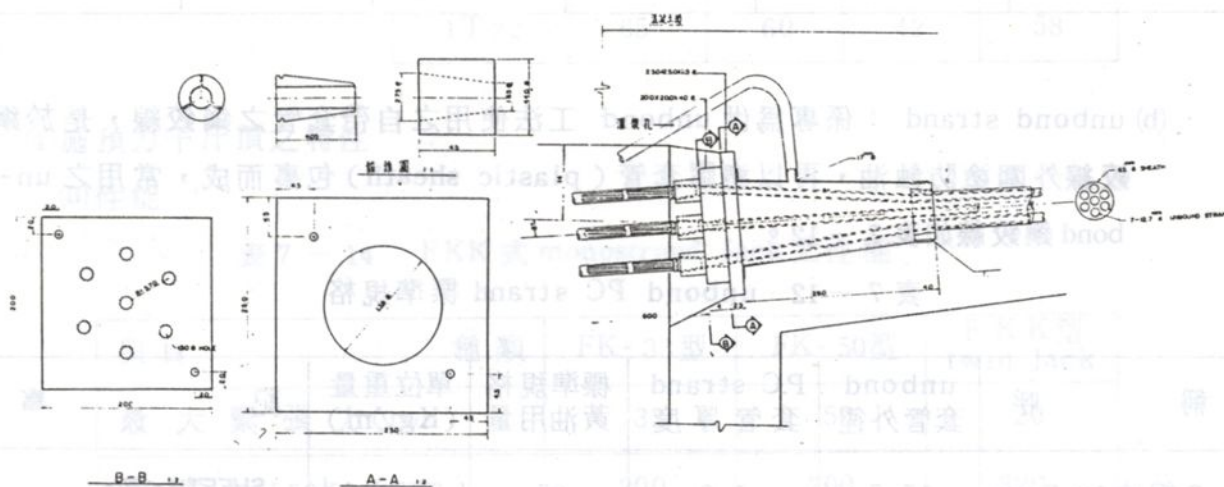


圖 7 - 30 F K K mono group system

爲謀對 FKK monostrand method 及 mono group system 有進一步了解以利將來之應用，將兩法略予說明如下：

C. FKK 單絞線施工法 (F.K.K. monostrand method)

(1)一般說明

本法是以單條鋼絞線爲單位鋼腱 (Tendon unit)，就是每股僅有單條鋼絞線，以 F K K 社所開發之施預力裝置及錨碇裝置施做之後拉式預力混凝土施工方法。

(2)單位鋼腱 (Tendon unit)

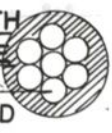
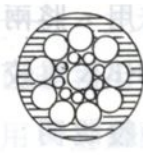
(a) bonded strand：常用者有下列各種：

表 7 - 11 FKK 式 monostrand 工法用 Tendon unit

稱 呼	P C 鋼線之尺寸	拉 荷 重 (ton)	相當 PC 鋼棒	拉線千斤頂 (附 Load cell)	使用電動泵 種 類
1 T 13 (0.5")	7 線捻 12.7mm	18.7		twin Jack FK-33	S E P 型
1 T 15 (0.6")	7 線捻 15.2mm	26.6	$\phi 17-B-1$	twin Jack FK-33	P U 型
1 T 18 (0.7")	19 線捻 17.8mm	39.5	$\phi 23-A-1$	FK-50	L E P 型
1 T 19 (0.76")	19 線捻 19.3mm	46.0	$\phi 23-B-1$	FK-50	
1 T 10 (0.8")	19 線捻 20.3mm	50.5	$\phi 26-B-1$	FK-50	
1 T 22 (0.86")	19 線捻 21.8mm	58.4	$\phi 26-A-1$	FK-50	

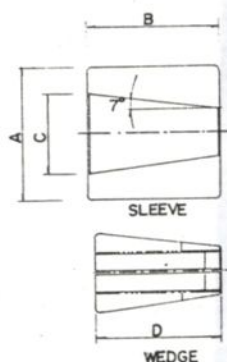
(b) unbond strand : 係專為供 unbond 工法使用之自帶套管之鋼絞線，是於鋼絞線外圍塗防蝕油，再以塑膠套管 (plastic sheath) 包裹而成，常用之 unbond 鋼絞線如表 7 - 12。

表 7 - 12 unbond PC strand 標準規格

稱 呼	unbond 套管外徑	P.C strand 套管厚度	標準規格 黃油用量	單位重量 (Kg/m)	記 事
7 線捻 12.7mm	15.7	1.0	25	0.85	SHEATH GREASE PC STRAND 
7 線捻 15.2mm	18.2	1.0	45	1.20	
19 線捻 17.8mm	21.13	1.25	45	1.75	
19 線捻 19.3mm	22.8	1.25	50	2.05	
19 線捻 21.8mm	25.3	1.25	50	2.60	

(3) 錨碇具，為鋼製楔式固定端子，係由楔子 (wedge) 及套管 (sleeve) 所構成。

表 7 - 13 錨碇具之尺寸



稱 呼	sleeve			wedge
	A	B	C	
1T 13	35	37	23	32
1T 15	50	50	30	48
1T 18	50	55	34	53
1T 19	55	60	38	58
1T 20	60	60	40	58
1T 22	65	60	42	58

(4) 施預力千斤頂之特性

(a) 性能

表 7 - 14 FKK 式 monostrand Jack 之性能

項 目	種 類	FK - 33型	FK - 50型	F K K型 twin Jack
最 大 緊 張 力 (ton)		33	50	20
最 大 stroke (mm)		200	200	320
最 大 緊 拉 壓 力 (Kg/cm ²)		618	695	629
定 錨 退 回 壓 力 (Kg/cm ²)		215	200	200
緊 拉 受 壓 面 積 (cm ²)		53.4	72.45	31.8
定 錨 受 壓 面 積 (cm ²)		12.57	23.0	15.9
退 回 受 壓 面 積 (cm ²)		15.7	27.7	—
cylinder 外 徑 (mm)		128	152	—
全 長 (mm)		495	516	603
重 量 (Kg)		42	53	46.3

(b)構造

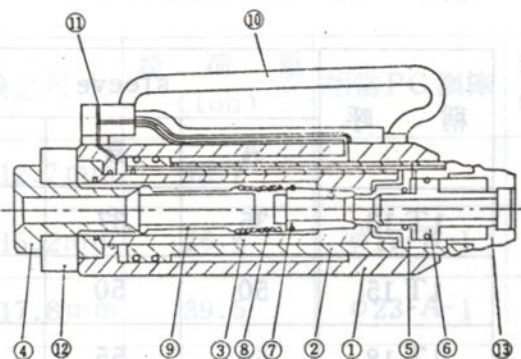
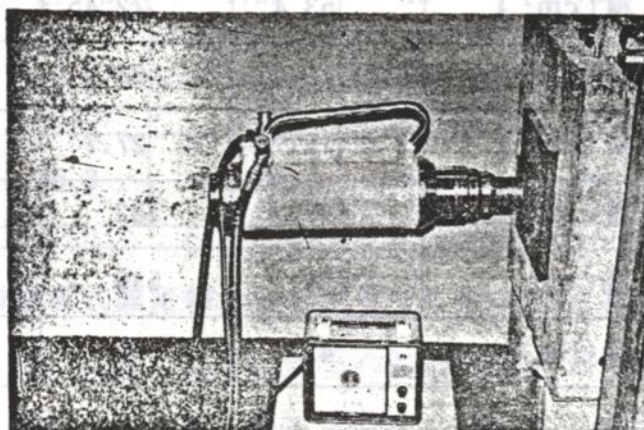


圖 7 - 31

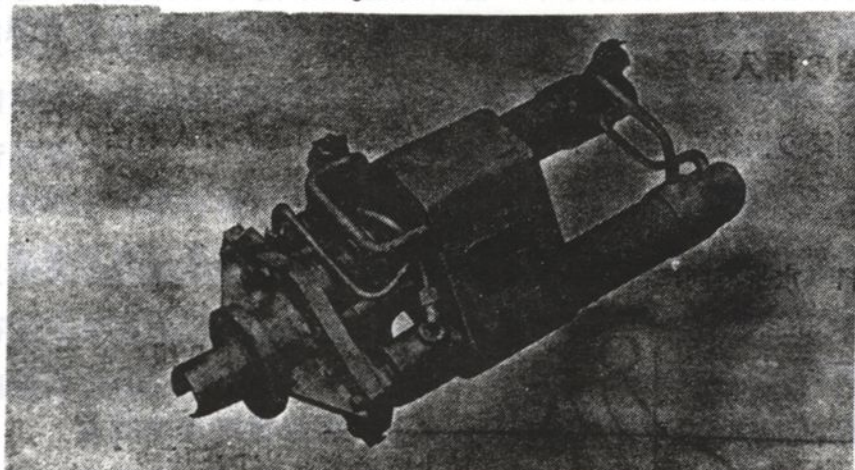
各 部 名 稱

① cylinder 本體	② piston tube	③ 內側 cylinder
④ 內側 cylinder 頭部	⑤ release tube	⑥ head piston
⑦ chuck	⑧ chuck spring	⑨ 限制 spring 之 tube
⑩ Handle	⑪ GT coupler 裝設具	⑫ Load cell
⑬ Head		

FK - 50 型 Jack 及 Load cell



Twin Jack



(c) 操作順序

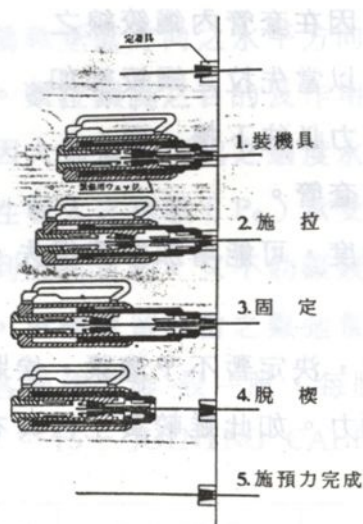


圖 7 - 32

D. FKK 單絞線群法 (FKK mono-group system)

係使用 Freyssinet monogroup jack 及 pump，將裝於同一套管（亦就是同一股）之多數鋼絞線（不限於如 12 T 13 之 12 條）同時施拉預力，但錨碇方式並非如 Freyssinet cone 之 12 條同時錨碇，而係如單絞線施工法之單條固別錨碇，其固定端子亦與單絞線施工法相同。

E. 檢討

(1) 有效預力

每組箱梁有四股，每股放置 7 條 7 線捻 $\phi 12.7 \text{ mm}$ unbond strand，設其有效預力為 $0.6 f'_s$ 。

$$4 \times 7 \times 0.6 \times 18.7 = 314.16 \text{ T}$$

$$> 296 \text{ T}$$

較設計規定值為大。

(2)防蝕效果：

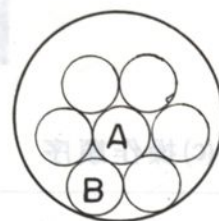
因 unbond strand 在工廠製造時就塗有防蝕油，其效果應無疑問，可認為具有 100 % 之防蝕效果。

(3)施工性：

改用單鉸線施工法後，應用工具（千斤頂及油壓泵）無論用 FK-33 型或 Twin Jack，其重量、外型，均較 S-6 型減少甚多，甚為輕便，在箱梁有限之施工空間內操作當方便得多。

(4)灌漿：

放置於同一套管內之七條 unbond 鋼鉸線間尚有相當之空隙，理應先予以灌漿，以將每條鋼鉸線之位置予以固定，以避免將來施預力時，因在套管內鋼鉸線之上下位置不可能占全長一致，所以當先拉之鋼鉸線如在上位（如圖示 A）時，由於受力必往下擠，而：



(a)擦破下位鋼鉸線（B）之塑膠套管。

圖 7 - 33

(b)後拉之下位鋼鉸線如受壓擠過度，可能增加摩擦損失，嚴重者甚至將無法施預力。

惟為顧及保留將來尚有改進之機會，決定暫不予灌漿，俟將來要施預力前再予以灌漿並俟灌漿強度達到要求後始施預力。如此雖較費工但具有如下述之可能改進之優點。

F. 將來之可能改進

如上述檢討，實放之鋼腱有效預力 314 T 雖較規定值 296 T 稍大，但如與總有效預力（以 P_b 為例 20000 T）比較，僅占 1.5 % 而已，估計將來施加預力時其可能之抬高量（deflection）僅 5 ~ 6 公分而已，因此經慎重考慮後，套管內暫不予灌漿，留給將來要施加預力時得視實際情況再做下列選擇。

- (1)如 314 T 預力量已足夠，可就現已放置之每股 7 條 unbond strand 先灌漿後予以施預力。
- (2)如屆時認為 314 T 預力量不足以抬高期待量，可將已放置之 unbond strand 抽出，改放 12 - 12.7 mm ϕ 普通鋼鉸線（與現主鋼腱使用者相同）並將端錨稍作修正，將現有之外側承壓板拆除改用 12 T 13 Freyssinet cone 之承壓圈以便裝置 12 T 13 錨碇具，仍維持現有主鋼腱之作業方式。如此修正雖增加機具搬運等操作上之困難，但可提高有效預力達 538 T，以增加其抬高量。
- (3)由於科學之進步，屆時可能有新鋼腱材料及施工方式之開發，或新理論得以更提高每股之有效預力，如此得採用新材料或新方式以增加抬高量，更或可能將

預留之四組套管中僅先使用半數（二組）保留一半供做第二階段之再改善之用。

(4)為便於保管及將來之取用，所有之固定端子均按需要量分別裝入塑膠箱放置於各該錨碇端箱梁內，至於如擬改用12 T13 普通鋼絞線或其他方式時，鋼腱及錨碇等均須另行購置。

G. 附記

本預留鋼腱之配置雖均暫依 Freyssinet system 安排，但將來實際作業時不必限於該方式，僅將端錨裝置略以修改後就可改用其他如 CCL、SEEE 等任何方式。

8 - 7 繫拉鋼腱 (Joining cable)

A. 原始設計

繫拉鋼腱係配置於懸臂梁末端，跨徑中間鉸接處。由於鉸接構造僅拘束兩邊懸臂梁之垂直方向及橋軸垂直方向之水平方向之水平相對位移，至於橋軸平行方向是可以自由水平伸縮。繫拉鋼腱之目的及作用係在於限制橋軸平行方向之水平伸縮量，以防止鉸接構造因大地震等引起之過度水平擺動而脫開，並將過大之地震力傳遞至由基礎較良及剛性較大之橋墩（Pc）承受。

繫拉鋼腱為達到上述目的，又不妨礙鉸接裝置之正常功能，依原始設計圖之指示，非但不施預力，更應保留適當之鬆弛量（slack），如表 7 - 15。

繫拉鋼腱按設計圖各梁腹各裝設一股，每股之有效預力應為 148 T。

表 7 - 15 JOINING CABLE SLACK TABLE

BETWEEN PIERS		SLACK * (CM)	CABLE CAPACITY EACH WEB
N	A	8.5	148 T
A	B	7.0	148 T
B	C	6.5	148 T
C	D	6.5	148 T
D	E	5.0	148 T
E	S	6.5	148 T

* PROVIDE SLACK AT ANCHORAGE AT INITIAL STAGE

B. 鋼腱材料及施工方式之選擇

承包商所提送之詳細設計仍擬採用 Freyssinet 12T13 鋼絞線，如照 0.6 f_s' 計則其有效預力為

$$0.6 \times 224.4 = 134.64 < 148 \text{ T}$$

但實際上繫拉鋼腱僅於地震時受瞬間應力，所以安全有效預力似可提高至 $0.7 f_t'$ 則
 $0.7 \times 224.4 = 157.08 > 148 \text{ T}$
 應力上依如上之計算雖尚能符合設計之要求，但錨碇之選擇則略有問題。按正
 規之法西奈式錨碇之構造，必須於施預力後先經千斤頂內之「壓契活塞 (piston)」
 以相當之壓力將雄錐塞緊後再由鋼腱回縮之力量 (pull in) 始能確實之錨碇，惟
 本繫拉鋼腱因不施預力，致不能經上述操作予以確實錨碇。因此其端錨裝置自以螺
 栓式 (如 SEEE system) 或帽頭式 (button head 如 BBRV system) 為宜。但承
 包商限於機具設備及材料之調度及全橋施工之一貫性仍要求配置 Freyssinet 12T13
 鋼絞線、端錨部分則另予以改善。

C. 端錨裝置

端錨採用 F.K.K. mono grip 固定方式，亦就是用於柱頭部繫梁 (Tie Beam) 橫
 向預力之固定端錨 (Dead anchor)。但為配合暫不施加預力之特性，將固定方法
 略加以修正以謀達到確實固定之目的。修正要點為將位於楔片後面之楔子固定板改
 換為 3 mm 厚鋁板 (原裝置為海綿質軟性板)，並用 6 支 $\phi 22 \text{ mm}$ 高拉力螺絲 (M
 22F10T) 將支壓板繫鎖於定着板，以便壓繫楔子使之能抓緊鋼絞線，以免受力時
 發生滑動 (slip)，高拉力螺絲之鎖緊力計算如下：

按 FKJ-25 或 FK-33 千斤頂之壓楔力為

$$4.4 \text{ T/weage}$$

共 12 條鋼絞線

$$12 \times 4.4 = 52.8 \text{ T}$$

$$52.8 \div 6 \times 1.5 = 13.2 \text{ T/Bolt} < 30.3 \times 0.8$$

註 $\phi 22 \text{ mm}$ Bolt 6 支

M22F10T Bolt 之拉斷強度為 30.3 T

加算 50% 之安全量

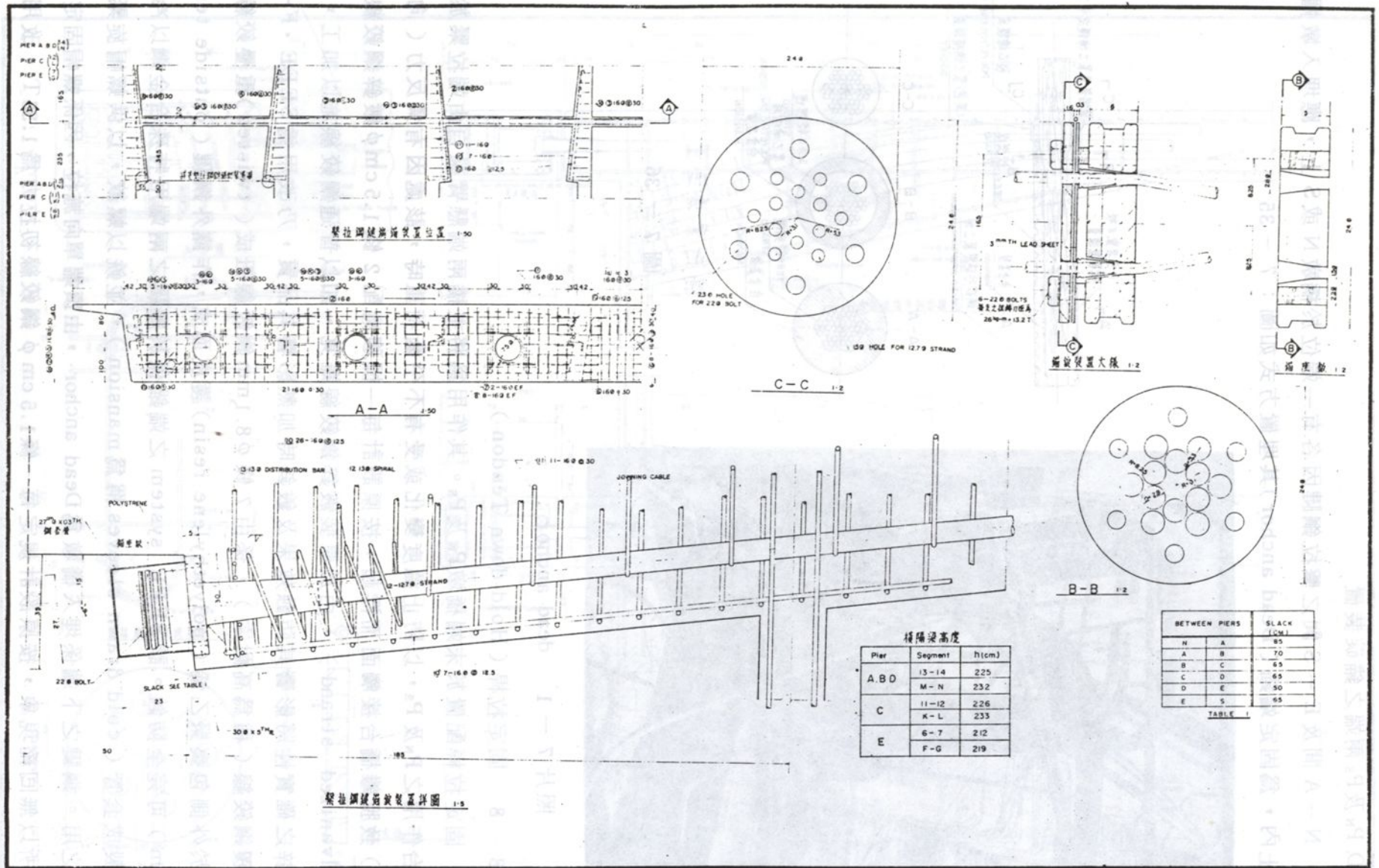
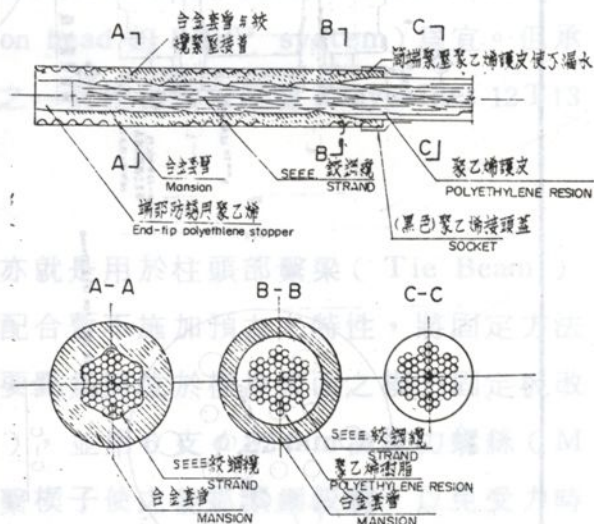


圖 7-34 繫拉鋼腱端錨

D. P_N 及 P_s 兩端之錨碇裝置

$N-A$ 間及 $E-S$ 間之繫拉鋼腱因各有一端位於橋墩 N 或 S 上，應埋入墩帽混凝土內，為固定端錨 (Dead anchor) 其埋置方式如圖：7-35



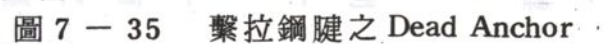
高耐索構造圖

圖 7-36

照片 7-1 dead anchor

8-8 固定拉桿 (Hold down Tendon)

固定拉桿配置於末端橋墩 P_N 及 P_s 。其作用為將主橋兩端懸臂梁自由端拉緊於供橋台作用之 P_N 及 P_s ，以防止溫度變化或受有不平衡荷重時，該處因有負反力 (向上力) 致脫離橋台接觸面而浮起，按原設計每一樑腹應配 2 條 $1.5\text{ cm } \phi$ 鍍鋅鋼絞線 (galvanized strand)，由於原裝鍍鋅鋼絞線難覓，如以普通鋼絞線施以加工，恐鍍鋅之確實性將影響其防蝕效果及鍍鋅時加熱影響其品質，乃改用為 SEEE-F-50 被覆鋼絞線 (稱為高耐索)，係由 7 條 $\phi 8.1\text{ mm}$ 鋼絞線扭成 (twisted) 重疊絞線，並於外側包裹聚乙烯 (polyethylene resin) 護皮而成，作露外鋼腱 (outside tendon) 可完全防蝕。該 SEEE system 之端錨係於鋼腱之兩端用特殊合金鋼以冷擠壓製成套管 (cold drawn sleeves 稱為 mansion)，並銑以螺紋，以供螺帽旋緊固定之用。鋼腱之下端係埋入橋墩為 Dead anchor，由頂端單向施拉，因係螺帽固定方式所以無回縮現象，按原設計規定每一條 $1.5\text{ cm } \phi$ 鋼絞線初拉力為 1.36 T ，改用 SEEE F-50 鋼絞線後因鋼腱面積已提高，因此初拉力亦比例的予以提高至 3.6 T 。



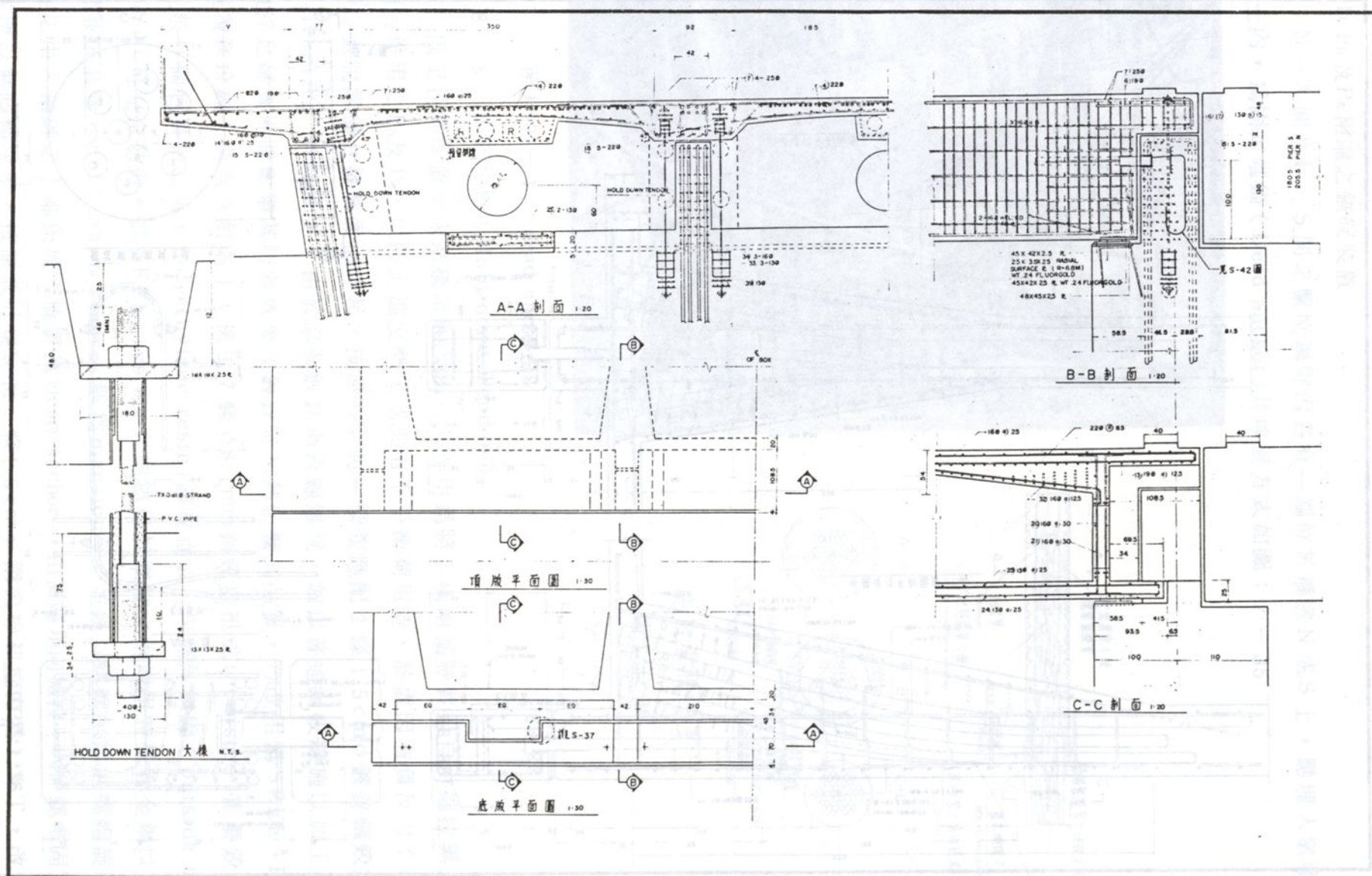


圖 7-37 固定拉桿

第三節 施 工

1. 摩擦試驗

1 - 1 摩擦損失

後拉式預力混凝土，當施拉預力時，由油壓幫浦之壓力錶讀數應扣除各項由於摩擦所引起之損失量，才是設計斷面之實際有效初預力，摩擦之損失可歸納為下列四類：

- (1) 預力拉線千斤頂之內部摩擦損失：由於操作時千斤頂之活塞與外管間之相對滑動所產生之摩擦。
- (2) 預力鋼腱（鋼線、鋼絞線或鋼棒）通過錨碇裝置時所產生之損失：大部分之預力系統使用鋼線束，在套管內雖為整股平行，但經端錨時彎折分散開，致施預力時在此線段產生有不可忽視之摩擦損失。
- (3) 預力鋼腱彎曲（方向改變）所引起之摩擦損失：為配合設計需要大部分之鋼腱在垂直面上常具有彎曲，有時也有水平面之曲度，此項損失以摩擦係數 μ (per radian) 表示之。
- (4) 沿鋼腱長度產生之摩擦損失：由套管之波浪狀 (wobbling) 引起鋼腱與套管間之摩擦而產生，亦稱為波浪效應 (wobble effect) 或長度效應 (length effect) 以 k (per length) 表示之。

上列四類中(1)及(2)兩項可歸納為一類，通常為 3 ~ 5 %。視施預力方式 (system) 而定，在各方式之規準中均有提示，本橋所採用之法西奈方式 12T 13，依有關規準定為(1)項 1 %，(2)項 4 % 合計為 5 %。至於(3)、(4)兩項損失，通常視使用之鋼腱材料及套管材料而定，雖然各類規範均建議有標準值（如表 7 - 3）但均僅應視為參考值或為辦理細部設計時之假定值，並非為實際值。實用上宜做工地實測試驗以決定之。

距施預力端 l 處止所發生之摩擦損失 f_{lf} 可由下式求得

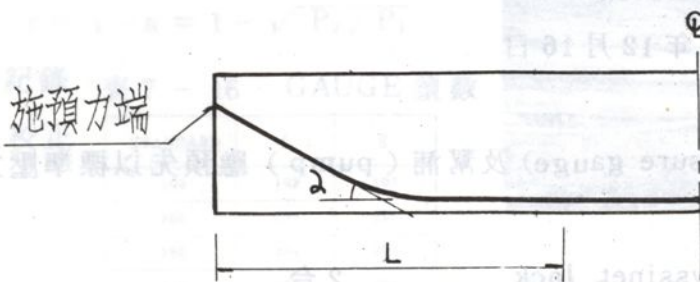


圖 7 - 38

$$f_{lf} = f_{p0} [1 - e^{-(\mu\alpha + k_l + \mu\alpha_h l_h)}]$$

當 $(\mu\alpha + k\ell) \leq 0.3$ 時可用

$$f_{ef} = f_{po} (\mu\alpha + k\ell + \mu\alpha_h \cdot \ell_h)$$

上式中

f_{po} = 在施預力端端錨後面之鋼腱拉應力

α = 由施預力端起至距離為 ℓ 處止鋼腱在垂直平面之角度變化和，以弧度計。

α_h = 鋼腱在 ℓ 範圍內之水平面角度變化，以弧度 / 單位長度計。

ℓ_h = 在水平面彎曲部分之鋼腱長度。

若 α_h 之值很小或為零時

$$f_{ef} = f_{po} [1 - e^{-(\mu\alpha + k\ell)}]$$

若 $\mu\alpha + k\ell \leq 0.3$

$$f_{ef} = f_{po} (\mu\alpha + k\ell)$$

設距施預力端 ℓ 處之有效預應力為 f_{ie} ，即上式應改為

$$f_{ie} = f_{po} e^{-(\mu\alpha + k\ell)}$$

$$\text{或 } f_{ie} = f_{po} (1 - \mu\alpha - k\ell)$$

1-2 摩擦試驗之目的

如前節所述各種施預力方式之基準及各國之規範對各種摩擦損失均有標準值之提示，因此較不重要或較小規模工程通常並不辦理摩擦試驗，而係參照規範及既有工程紀錄辦理細部設計及預力管理。惟本工程因規模浩大，鋼腱配置複雜，且 12T13 鋼腱又係本省首次採用，為慎重計，除辦理細部設計時係採用（第七章第二節 3-5）所示數據辦理外，為求施工時能儘可能的達到設計要求，乃實施多次摩擦測驗以供施工時預力管理之依據。

1-3 千斤頂及端錨系統之內摩擦損失測定

A. 目的：

測定法西奈 S6-R 千斤頂與 12T13 錨碇裝置之內摩擦損失以與原基準規定值比照並供計算預力損失之依據。

B. 試驗日期：64 年 12 月 16 日

C. 準備工作：

(1) 壓力計 (pressure gauge) 及幫浦 (pump) 應預先以標準壓力錶校正。

(2) 測定用機具

S6-R Freyssinet Jack 2 台

12T13 Freyssinet cone 2 個

12.7 mm ϕ strand (3 m 長) 12 條

D. 測定方法

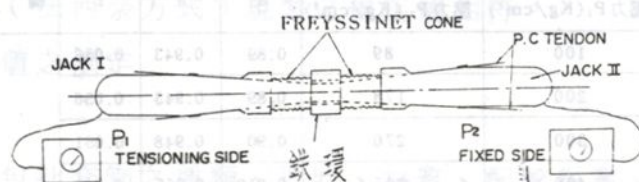


圖 7-39 千斤頂及錨錠內摩擦損失試驗裝置

- (1) 固定千斤頂 II (關閉幫浦開關)，操作千斤頂 I 以施拉力，讀操作端壓力錶 P_1 為 100 Kg/cm^2 、 200 Kg/cm^2 …… 600 Kg/cm^2 時其相對固定端壓力錶之讀數 P_2 。
- (2) 拉力鬆弛後，固定千斤頂 I，操作千斤頂 II，重覆上列作業。
- (3) 重覆上列(1)、(2)項作業數次，以求 a 之平均值。

E. 損失量之求法

設

 P_1 ：操作端 (Tensioning side) 之壓力錶讀數 Kg/cm^2 P_2 ：固定端 (Fixed side) 之壓力錶讀數 Kg/cm^2 A ：千斤頂之活塞 (piston) 斷面積 cm^2 T ：操作千斤頂時產生於連結兩千斤頂鋼繩中央部之拉力。 a ：與千斤頂及端錨之內部摩擦有關之係數。 r ：千斤頂及端錨之內部摩擦損失量。

則

$$\text{由操作端} \quad T = a A P_1$$

$$\text{由固定端} \quad A P_2 = a T$$

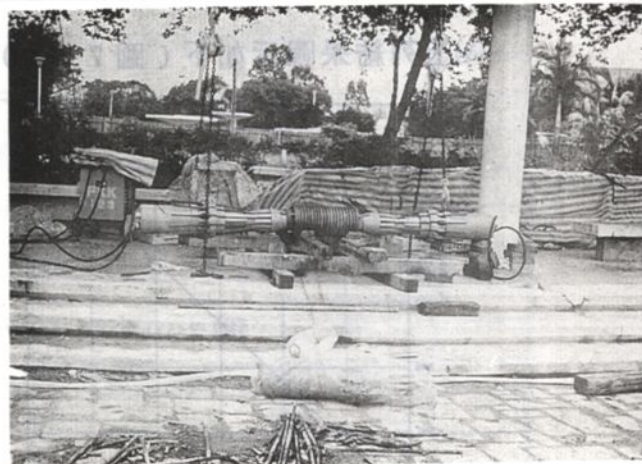
$$a^2 = P_2 / P_1$$

$$r = 1 - a = 1 - \sqrt{P_2 / P_1}$$

F. 實際測驗紀錄 表 7-16 GAUGE 讀數

(1) 壓力錶之校正

STANDARD	I	II
100	102	103
200	204	205
300	304	202
400	405	401
500	502	502
600	602	
610		609



照片 7-2 內摩擦損失試驗

(2)測定紀錄

表 7 - 17 千斤頂及端錨系統之內摩擦損失測試紀錄

操 作 千斤頂	操 作 端 壓力 P_1 (Kg/cm ²)	固 定 端 壓力 P_2 (Kg/cm ²)	a^2	a	r	備 註
I	100	89	0.89	0.943	0.056	
	200	178	0.89	0.943	0.056	
	300	270	0.90	0.948	0.051	
	400	365	0.912	0.955	0.044	
	500	456	0.912	0.955	0.044	
	600					
II	100	80	0.80	0.894	0.105	
	200	170	0.85	0.921	0.078	
	300	266	0.886	0.941	0.058	
	400	359	0.897	0.947	0.052	
	500	455	0.91	0.953	0.046	
	600					
I	100	83	0.83	0.911	0.088	
	200	177	0.885	0.940	0.059	
	300	270	0.90	0.948	0.051	
	400	360	0.90	0.948	0.051	
	500	452	0.904	0.950	0.049	
	600					
II	100	79	0.79	0.888	0.111	
	200	169	0.845	0.919	0.080	
	300	264	0.88	0.938	0.061	
	400	357	0.892	0.944	0.055	
	500	452	0.904	0.950	0.049	
	600					

(3)上列結果圖示如下 (圖 7 - 40 , 7 - 41) :

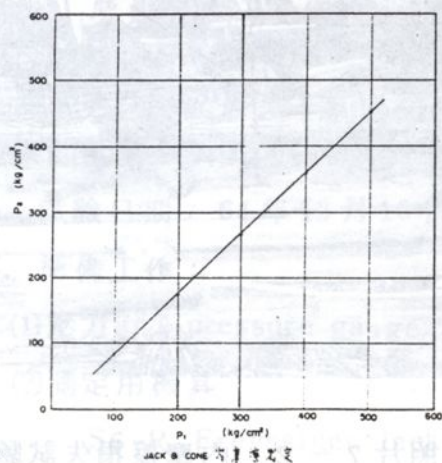


圖 7 - 40

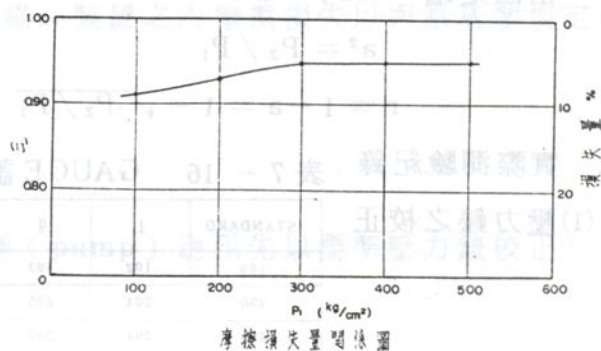


圖 7 - 41

G. 結論：

由上列實際紀錄及圖解（7-40及7-41）得知，千斤頂及端錨裝置之摩擦損失共為5%與本法（法西奈方式）規準之規定值相符。

1-4 μ 及 k 值之測定

A：目的

測定實際作業包括套管之種類、形狀、材質、配置作業、作業人員技能（workmanship）、鋼腱種類等，在不同情況下之摩擦損失量以求實際的 μ 、 k 值及鋼腱之外視彈性係數 E_p ，以供預力管理之依據。

B：測定方法

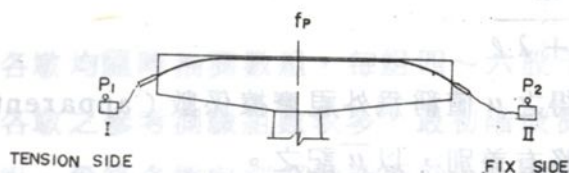


圖 7-42 $\mu \cdot k$ 之測定

(1)兩端均裝上端錨及千斤頂，此時應將雄錐取下。

(2)固定固定端千斤頂Ⅱ，操作施拉端千斤頂Ⅰ，以施拉力，讀操作端壓力錶 P_1 為100、200、……600 Kg/cm²時其相對固定端壓力錶之讀數 P_2 。

(3)鬆弛拉力後換邊，將操作端與固定端對調，重覆第2項之作業。

C： μ 及 k 值之計算

依上列測定

$$\text{由 } P_A (1 - r) = \frac{P_B}{1 - r} e^{\mu\alpha + k\ell} \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{得 } e^{\mu\alpha + k\ell} = \frac{P_A}{P_B} (1 - r)^2$$

$$\text{設 } \mu\alpha + k\ell = m \dots\dots\dots (2)$$

$$e^m = \frac{P_A}{P_B} (1 - r)^2$$

上式中

P_A = 操作端之壓力錶讀數 Kg/cm²

P_B = 固定端之壓力錶讀數 Kg/cm²

μ = 彎曲摩擦係數

k = 波浪效應 (wobble effect)

r = 千斤頂及端錨之內摩擦損失 5 %

ℓ = 兩端端錨間之鋼腱長度

α = 鋼腱之角度變化和

① 第一種計算法

為簡便之計算法，係假定

$$\frac{k}{\mu} = \lambda \quad \text{為定數}$$

即 由上列(2)式可改變為

$$\mu = \frac{m}{\alpha + \lambda \ell}$$

用此簡便法計算所得之 μ 值稱為外視摩擦係數 (apparent Friction coefficient) 與真正之 μ 值略有差別，以 $\bar{\mu}$ 記之。

② 第二種計算法

係利用最小二乘法以分別求 μ 值及 k 值。

當有多數股試驗紀錄後可由

$$\mu \alpha_1 + k \ell_1 = m_1$$

$$\mu \alpha_2 + k \ell_2 = m_2$$

$$\vdots$$

$$\mu \alpha_n + k \ell_n = m_n$$

得

$$\mu \sum \alpha_i^2 + k \sum \alpha_i \ell_i = \sum m_i \alpha_i$$

$$\mu \sum \alpha_i \ell_i + k \sum \ell_i^2 = \sum m_i \ell_i \quad \dots\dots\dots (3)$$

解(3)式可分別求得 μ 及 k 值。

D. 求鋼腱之外視彈性係數 (apparent Young's modulus)

設 P_C 為鋼腱之外視平均拉力

$$P_A (1 - r) = P_C$$

$$P_C (1 - r) = P_B$$

$$\therefore P_A \cdot P_B = P_C^2$$

則

$$\bar{E}_p = \frac{\ell}{\Delta \ell} \cdot \sqrt{P_A \cdot P_B} \cdot \frac{A_m}{A_p}$$

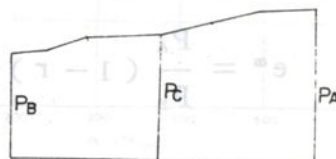


圖 7 - 43

A_m : 千斤頂之活塞斷面積

A_p : 鋼腱之斷面積

ℓ : 鋼腱長度

$\Delta \ell$: 伸長量

使用 S6-R 型千斤頂 $A_m = 300 \text{ cm}^2$

12T13 鋼絞線

$A_p = 11.845$

$$\begin{aligned} \therefore \bar{E}_p &= \frac{300}{11.845} \frac{\ell}{\Delta \ell} P_c \\ &= 25.33 \frac{\ell}{\Delta \ell} P_c \end{aligned}$$

E. 試驗結果

本橋於施工期間各墩均隨時抽測數組，每組四～六股予以查驗，惟橋墩 C 因係最初施工，為供以後各墩之參考測驗組數較多，最初階段測定者有柱頭部兩側車道及懸伸部南車道共八組，爾後各橋墩細部設計所採用之摩擦值係參考此八組之結果為依據。（七、二、3-5 節）茲說明如下：

(1) 油壓錶及千斤頂之校正 (calibration)

係送由台灣大學校正。

表 7 - 18 (a)

油壓機編號：

油壓錶編號：F.K.K. No. 123

試驗日期：65 年 3 月 22 日

GAUGE PRESSURE Kg/cm ²	(TON)			
	第一次	第二次	第三次	第四次
0				
50	18.5	18.0	18.2	18.2
100	32.8	32.9	(34.0)	33.3
150	47.2	47.4	47.5	47.4
200	62.2	61.9	62.2	62.2
250	76.1	75.6	76.1	75.6
300	90.9	90.9	91.0	91.1
350	106.2	106.6	106.0	106.3
400	121.8	(121.3)	(121.5)	121.4
450	153.2	134.9	(134)	135.8
500	150.8	150.8	148.5	151.0
550	165.3	(165.0)	161.2	(166)
600	(180.5)	180.5	173.2	(180.8)
630	189.1	188.9	180.2	189.8

表 7 - 18 (b)

油壓機編號：

油壓錶編號：F.K.K. No. 124

試驗日期：65 年 3 月 22 日

GAUGE PRESSURE Kg/cm ²	(TON)			
	第一次	第二次	第三次	
0				
50	16.3	16.7	16.8	
100	30.0	30.2	30.4	
150	44.6	45.0	45.7	
200	59.2	59.0	60.0	
250	74.3	74.3	74.9	
300	89.2	89.4	89.5	
350	102.3	102.4	102.4	
400	118.9	119.2	119.3	
450	133.4	133.1	134.2	
500	149.2	149.4	149.4	
550	163.4	163.8	163.2	
600	177.8	178.4	178.5	
630	186.2		187.0	

(2)各股鋼腱測驗紀錄及初步計算

茲舉一例說明之

表 7 - 19 摩擦試驗計算表

Pier C North

C - 3

Tendon No. 6

Tensioning side gauge Reading P_A (E)	Elongation	Fixed side gauge Reading P_B (W)	Elongation	P_A/P_B
100	0	75	0	
200	27	151	-1	
300	51	223	-3	1.34529
400	73	295	-4	1.35593
500	98	365	-6	1.36986
0	-25	0	+3	
average $M_1 = 1.35703$				
(W)		(E)		
100	0	50	0	
200	26	123	-1	
300	50	200	-2	1.5000
400	75	278	-3	1.4388
500	97	348	-4	1.43678
0	-20	0	+3	
average $M_2 = 1.4585$				

$$r = 0.05$$

$$k = \lambda / \mu = 0.016$$

$$M = \frac{M_1 + M_2}{2} = 1.407765$$

$$\alpha = 0.6981317$$

$$\ell = 20.197$$

$$\alpha + k\ell = 0.6981317 + 0.016 \times 20.197 = 1.0213$$

$$(1 - r)^2 = 0.9025$$

$$e^{\mu(\alpha + k\ell)} = M(1 - r)^2 = 1.2705$$

$$\mu(\alpha + k\ell) = m = 0.2394$$

$$\mu = \frac{m}{\alpha + k\ell} = 0.2344$$

$$P_A = 500$$

$$P_B = \frac{365 + 348}{2} = 356.5$$

$$P_C = \sqrt{P_A \cdot P_B} = \sqrt{500 \cdot 356.5} = 422.19$$

$$\Delta \ell = \frac{\Delta \ell_1 + \Delta \ell_2}{2} = 114 \quad A_m = 300$$

$$\ell = 20197 + 400 \times 2 = 20997 \quad A_p = 11.845$$

$$E_p = \ell / \Delta \ell \quad \frac{P_C \times A_m}{A_p} = 1.97 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

(3)簡便計算法

依日本道路協會所編「P C 道路橋施工便覽」之提案，使用12 T13鋼絞線時假設：

$\lambda = k / \mu = 0.016$

並按前項(2)之各股個別計算得下表：

表 7 - 20

Block	Tendon	$\bar{\mu}$		$\bar{E}_r \cdot 10^4 \text{ Kg/cm}^2$			
	No.	實	測 平 均	實	測 平 均	採用值	
head block (S)	3	0.22	0.29	1.90	1.90	$\ell < 25M$	
	6	0.26		1.90			
	43	0.33		1.93			
	44	0.34		1.87			
head block (N)	3	0.27	0.27	1.94	1.93	1.92	
	6	0.24		1.91			
	56	0.28		1.91			
	147	0.30		1.95			
1 (S)	57	0.15	0.25	1.96	1.96	$\ell \geq 25$	
	146	0.22		1.96			
	2	0.32		1.94			
	7	0.31		1.97			
2 (S)	5	0.39	0.36	1.93	1.95		1.96
	4	0.41		1.93			
	85	0.37		1.93			
	118	0.41		1.94			
	89	0.29		1.98			
	114	0.31		1.97			
3 (S)	149	0.22	0.23	1.98	1.96		
	144	0.28		1.94			
	90	0.18		1.95			
	54	0.18		1.94			
	84	0.23		1.97			
	16	0.26		1.95			
4 (S)	120	0.18	0.20	1.97	1.96		
	83	0.17		1.97			
	14	0.22		1.96			
	11	0.22		1.95			
5 (S)	12	0.35	0.22	1.92	1.96		
	13	0.18		1.96			
	150	0.18		1.96			
	53	0.18		1.98			
6 (S)	141	0.20	0.18	1.96	1.97		
	62	0.20		1.95			
	22	0.16		1.97			
	19	0.16		1.99			

得總平均

$\bar{\mu} = 0.233$

$k = 0.233 \times 0.016 = 0.00373$

將 $\bar{\mu}$ 之變化圖示如圖 7 - 44。

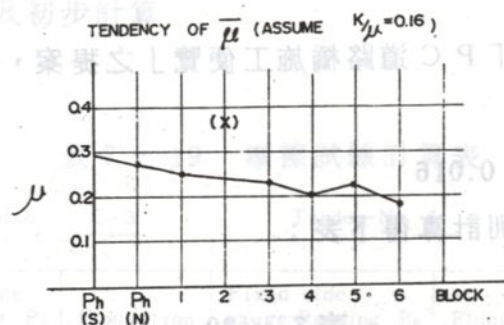


圖 7 - 44

由圖觀察節數愈增加亦就是鋼鍵長度愈增長， $\bar{\mu}$ 值有愈減低之趨勢。照理真正之 μ 值應與長度無關，應保持很穩定之值才是，此種現象推測可能係由於低估了 k 值，亦就是 λ 值所致。

(4)以最小二乘法計算

表 7 - 21

Block	Tendon No.	α_i	ℓ_i	$\alpha_i \ell_i$	α_i^2	ℓ_i^2	m_i	$m_i \alpha_i$	$m_i \ell_i$
head block (S)	3	0.6981	20.197	14.099	0.4873	407.9	0.233	0.1627	4.706
	6	0.8981	20.197	14.099	0.4873	407.9	0.271	0.1892	3.473
	43	0.1745	19.561	3.413	0.0305	382.6	0.161	0.0281	3.149
	44	0.1745	19.561	3.413	0.0305	382.6	0.165	0.0288	3.828
head block (N)	3	0.6981	20.197	14.099	0.4873	407.9	0.276	0.1927	5.574
	6	0.6981	20.197	14.099	0.4873	407.9	0.241	0.1682	4.887
	56	0.1743	19.565	3.414	0.0305	382.8	0.137	0.0239	2.680
	147	0.1743	19.565	3.414	0.0305	382.8	0.144	0.0251	2.817
1 (S)	57	0.1745	27.565	4.810	0.0305	759.8	0.091	0.0159	2.508
	146	0.1745	27.565	4.810	0.0305	759.8	0.138	0.0341	3.804
	2	0.5236	28.023	14.673	0.2742	785.3	0.312	0.1634	8.143
	7	0.5236	28.023	14.673	0.2742	785.3	0.301	0.1576	8.435
3 (S)	149	0.1745	43.555	7.600	0.0305	1897.0	0.189	0.0330	8.232
	144	0.1745	43.565	7.602	0.0305	1897.9	0.241	0.0421	10.499
	90	0.1745	43.565	7.602	0.0305	1897.9	0.157	0.0274	6.839
	54	0.1745	43.555	7.600	0.0305	1897.0	0.158	0.0267	6.664
	84	0.1745	43.565	7.602	0.0305	1897.9	0.203	0.0354	8.844
	16	0.3491	43.805	15.292	0.1219	1918.9	0.275	0.0960	12.046
4 (S)	120	0.1745	51.565	8.898	0.0305	2658.9	0.182	0.0318	9.385
	83	0.1745	51.565	8.898	0.0305	2658.9	0.165	0.0283	8.508
	14	0.3491	51.752	18.067	0.1219	2678.3	0.264	0.0922	13.663
	11	0.3491	51.752	18.067	0.1219	2678.3	0.262	0.0915	13.559
5 (S)	12	0.3491	59.708	20.844	0.1219	3565.0	0.451	0.1574	26.928
	13	0.3491	59.708	20.844	0.1219	3565.0	0.238	0.0831	14.211
	150	0.1745	59.555	10.392	0.0305	3546.8	0.206	0.0359	12.268
	53	0.1745	59.555	10.392	0.0305	3546.8	0.200	0.0349	11.961
6 (S)	141	0.1745	67.565	11.790	0.0305	4565.0	0.252	0.0440	17.026
	62	0.1745	67.565	11.790	0.0305	4565.0	0.257	0.0448	17.364
	22	0.1745	67.632	11.802	0.0305	4574.1	0.204	0.0356	13.797
	19	0.1745	67.632	11.802	0.0305	4574.1	0.198	0.0346	13.391
	Σ	—	—	326.100	3.6866	60835.4	—	2.1549	281.119

由上表解

$$\begin{cases} 3.6866 \mu + 326.100 k = 2.1549 \\ 326.100 \mu + 60835.4 k = 281.119 \end{cases}$$

$$\mu + 88.455 k = 0.5845$$

$$\therefore \begin{cases} \mu + 18.554 k = 0.8621 \end{cases}$$

$$\therefore 98.099 k = 0.2776$$

得 $k = 0.00283$

$$\mu = 0.334$$

$$\lambda = k / \mu = 0.00847$$

(5) 外視彈性係數 $\bar{E}$ 之計算

12.7mm ϕ 鋼絞線之真正彈性係數 E 按進場材料之出廠檢驗單約為 $1.96 \sim 2.0 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$ ，如依本處之抽驗結果則約為 $2.0 \sim 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$ ，但依前項(2)表 7-19，12—12.7 ϕ 鋼腱依實測之外視彈性係數 $\bar{E}$ 則僅有 $1.90 \sim 1.97 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$ ，此值較「PC 道路橋施工便覽」之不經工地實測之提案值 $1.90 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$ 略高。

(6) 錨碇時之回縮量 (pull-in) S

實測值如下表：(表 7-22)：

表 7-22

Block	Tendon No.	First tensioning	Re-tensioning	Block	Tendon No.	First tensioning	Re-tensioning
1	115	12/16	10/9	3	51	12/16	7/7
	88	14/15	7/12		16	16/12	9/6
	86	14/15	10/11		143	13/14	8/8
	117	11/16	7/9	4	83	13/13	10/10
	146	14/12	10/8		11	14/14	7/8
	57	13/17	7/12		14	13/13	12/11
	41	13/14	11/10		12	12/12	6/7
	46	12/15	8/10	5	13	14/13	7/8
	7	14/10	7/11		121	13/12	12/10
	2	14/15	8/10		61	14/13	5/10
	114	16/11	12/8		33	13/12	7/11
2	89	11/12	6/6		15	12/12	7/7
	85	10/12	9/6	6	9	12/11	6/12
	118	13/13	7/9		19	18/16	8/10
	145	10/12	5/8		22	19/15	7/9
	4	12/12	6/7		81	15/15	9/9
	5	12/11	7/10		17	12/16	7/10
	113	13/16	10/8		24	17/15	7/9
3	90	15/14	10/12	Σ	1060	622	
	119	16/12	8/9	n	78	78	
	114	14/13	9/7	Average	13.6	8.0	

F. 結論

依據以上之初步實際測驗結果判斷，使用於工地施預力管理之各種數據宜採用：

(1) 錨碇裝置及千斤頂之合計摩擦損失

$$r = 5 \%$$

$$\text{內錨碇之損失 } r_1 = 4 \%$$

$$\text{千斤頂之損失 } r_2 = 1 \%$$

(2) 鋼腱 (12T12.7) 摩擦損失

$$\mu = 0.35 / \text{radian}$$

$$\bar{k} = 0.0035 / \text{m}$$

$$\lambda = \frac{\bar{k}}{\mu} = 0.01$$

(3) 12T12.7 鋼腱之外視彈性係數

$$E = 1.92 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{when } L < 25 \text{ M}$$

$$= 1.96 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2 \quad L \geq 25 \text{ M}$$

(4) 錨碇回縮量 S

$$\text{初次錨碇時 } S_1 = 15 \text{ mm}$$

$$\text{再次操作時 } S_2 = 9 \text{ mm}$$

2. 施預力管理

2-1 預力管理之目的

預力混凝土構造物必須按設計圖所指示之位置，所規定之預力量，正確之導入才能獲得預期之耐力，以保持結構物之安全。通常實地作業時係以油壓錶之讀數及測量鋼腱之伸長量來控制預力量。

但油壓錶之讀數及伸長量之測定因受：

- (1) 油壓錶本身之誤差
- (2) 讀錶之人為誤差
- (3) P C 鋼腱斷面積之可能誤差 (允許範圍內)
- (4) P C 鋼腱彈性係數 E_p 之不一致
- (5) 摩擦係數 μ 、 k 之變化
- (6) 千斤頂及端錨裝置摩擦損失 r 之不一致
- (7) 鋼腱配置之誤差
- (8) 其他原因

等因素導致由紀錄上所判斷預力量與實際預力量非但不一致且可能有相當之差距，預力管理之目的在於儘可能的謀此種差距之減少，欲達此目的有所謂之管理圖

2-2 千斤頂及壓力錶之校正 (calibration)

A. 送請台灣大學實驗室辦理校正

- (1) 機具初次運入工地使用前
- (2) 每作業 200 股 (約一橋墩一車道工作量)
- (3) 機具發生故障修理後

B. 於工地利用經過台大校正過之標準錶辦理簡易校正

- (1)每作業 50 股
- (2)調換千斤頂與幫浦之搭配時
- (3)察覺預力紀錄有異常時

本工程所用預力鋼腱依規範規定均為進口貨，承包商全部由日本進口，供應廠商有神戶製鋼、住友電工、及鈴木金屬等三家，每批進料均附有完善之產品證明（mill certificates）如附表及圖 7-45。

a 鋼絞線 每20T 一次

b 鋼 線 每10卷 一次

c 鋼 棒 每10T 一次

檢驗項目如附表（表 7 - 23 及圖 7 - 46）：

Inspection Certificate

Uncoated Seven-Wire Stress-Relieved Strand
For Prestressed Concrete

Messrs
Order No.
Quantity
Destination
Inspection Date
Shipping Mark



SUZUKI METAL INDUSTRY CO., LTD.

HEAD OFFICE TEKKO BLDG., 8-2, 1-CHOME, MARUNOUCHI,
CHIYODA-KU, TOKYO 100, JAPAN

NARASHINO WORKS NO. 7-5-1 HIGASHINARASHINO
NARASHINO, CHIBA, JAPAN



A. Choro

P. P. Manager, Inspection Dept.
732-0113-01

1 Specification:

(1) Strand

Nominal Diameter : 1/2 in.
Tolerance of Diameter : + 0.026, - 0.006 in.
Nominal Steel Area : 0.153 sq. in.
Construction : 1 center wire + 6 helically placed outer wire
Pitch (Length of Lay) : 12D-16D
Breaking Strength : min. 41,300 Lbs.
Yield Strength : min. 35,100 Lbs.
Elongation in 24" or up : min. 3.5 %
Nominal Weight per 1000ft : 525 Lbs.
Length per Coil Reel : 12,000 Feet

(2) Individual Wire

Difference between center wire diameter and diameter of any outer wire

: min. 0.001 in.

2 Chemical Composition

%

Charge No.	Composition C. × 100	Si. × 100	Mn. × 100	P. × 1000	S. × 1000	Cu. × 100	Inspection No.
							Batch No. 1-34 25

(H - 1)



3 Test Results

(1) Strand

PACK	Inspection	Diameter	Area	Pitch	Breaking Strength	Yield Strength	Elongation in 24" up	Weight Per 1000 ft
No.	No.	in.	sq. in.	Time×D	Lbs.	Lbs.	%	Lbs.
1	447070	0.3071			43,700			
2	447071	0.3071			43,700			
3	447072	0.3070			43,500			
4	447073	0.3070			43,400			
5	447074	0.3067			43,500			
6	447075	0.3067	0.1551	14.28	43,500	39,300	7.01	531.0
7	447076	0.3067			43,200			
8	447077	0.3067			44,200			
9	447078	0.3071			44,600			
10	447079	0.3071			43,600			
11	447080	0.3071			43,800			
12	447081	0.3070	0.1550	14.27	44,000	40,400	6.70	531.0
13	447082	0.3070			44,000			
14	447083	0.3070			43,500			
15	447084	0.3070			43,500			
16	447085	0.3070			43,300			
17	447086	0.3071			43,400			
18	447087	0.3071	0.1551	14.27	43,700	40,300	7.07	531.0
19	447088	0.3071			43,700			
20	447089	0.3063			43,200			
21	447090	0.3071			43,300			
22	447091	0.3070			43,400			
23	447092	0.3063			44,100			
24	447093	0.3070	0.1547	14.21	44,000	40,300	7.03	531.0
25	447094	0.3070			43,500			
26	447095	0.3070			43,700			
27	447096	0.3071			43,600			
28	447097	0.3070			43,200			
29	447098	0.3070			43,200			
30	447099	0.3063	0.1543	14.10	43,500	39,800	7.15	531.0

(2) Individual Wire

Inspection	Center wire	Outer wire	Difference
No.	in.	1 2 3 4 5 6	in.
447070	0.1722	0.1670 0.1670 0.1670 0.1670 0.1670 0.1670	0.0047
447071	0.1722	0.1670 0.1670 0.1670 0.1670 0.1670 0.1670	0.0047
447072	0.1722	0.1670 0.1670 0.1670 0.1670 0.1670 0.1670	0.0047
447073	0.1722	0.1670 0.1670 0.1671 0.1671 0.1671 0.1671	0.0047
447074	0.1722	0.1670 0.1670 0.1671 0.1671 0.1671 0.1671	0.0047
447075	0.1722	0.1670 0.1670 0.1671 0.1671 0.1671 0.1671	0.0047
447076	0.1722	0.1670 0.1670 0.1671 0.1671 0.1671 0.1671	0.0047
447077	0.1722	0.1670 0.1670 0.1671 0.1671 0.1671 0.1671	0.0047
447078	0.1722	0.1670 0.1670 0.1671 0.1671 0.1671 0.1671	0.0047
447079	0.1722	0.1670 0.1670 0.1671 0.1671 0.1671 0.1671	0.0047
447080	0.1722	0.1670 0.1670 0.1671 0.1671 0.1671 0.1671	0.0047
447081	0.1722	0.1670 0.1670 0.1671 0.1671 0.1671 0.1671	0.0047
447082	0.1722	0.1670 0.1670 0.1671 0.1671 0.1671 0.1671	0.0047
447083	0.1722	0.1670 0.1670 0.1671 0.1671 0.1671 0.1671	0.0047
447084	0.1722	0.1670 0.1670 0.1671 0.1671 0.1671 0.1671	0.0047
447085	0.1722	0.1670 0.1670 0.1671 0.1671 0.1671 0.1671	0.0047
447086	0.1722	0.1670 0.1670 0.1671 0.1671 0.1671 0.1671	0.0047
447087	0.1722	0.1670 0.1670 0.1671 0.1671 0.1671 0.1671	0.0047
447088	0.1722	0.1670 0.1670 0.1671 0.1671 0.1671 0.1671	0.0047
447089	0.1722	0.1670 0.1670 0.1671 0.1671 0.1671 0.1671	0.0047
447090	0.1722	0.1670 0.1670 0.1671 0.1671 0.1671 0.1671	0.0047
447091	0.1722	0.1670 0.1670 0.1671 0.1671 0.1671 0.1671	0.0047
447092	0.1722	0.1670 0.1670 0.1671 0.1671 0.1671 0.1671	0.0047
447093	0.1722	0.1670 0.1670 0.1671 0.1671 0.1671 0.1671	0.0047
447094	0.1722	0.1670 0.1670 0.1671 0.1671 0.1671 0.1671	0.0047
447095	0.1722	0.1670 0.1670 0.1671 0.1671 0.1671 0.1671	0.0047
447096	0.1722	0.1670 0.1670 0.1671 0.1671 0.1671 0.1671	0.0047
447097	0.1722	0.1670 0.1670 0.1671 0.1671 0.1671 0.1671	0.0047
447098	0.1722	0.1670 0.1670 0.1671 0.1671 0.1671 0.1671	0.0047
447099	0.1722	0.1670 0.1670 0.1671 0.1671 0.1671 0.1671	0.0047



SUZUKI METAL INDUSTRY CO., LTD



3 Test Results

(1) Strand

Inspection	Diameter	Area	Pitch	Breaking Strength	Yield Strength	Elongation in 24" up	Weight Per 1000 ft
No.	in.	sq. in.	Time×D	Lbs.	Lbs.	%	Lbs.
447733	0.0033			12,000			
447733	0.0033			12,000			
447733	0.0033			12,000			
447733	0.0033			12,000			
447733	0.0033	0.1033	14.34	43,200	33,300	7.39	531.0

(2) Individual Wire

Inspection	Center wire	Outer wire	Difference
No.	in.	1 2 3 4 5 6	in.
447733	0.0033	0.0033 0.0033 0.0033 0.0033 0.0033 0.0033	0.0033

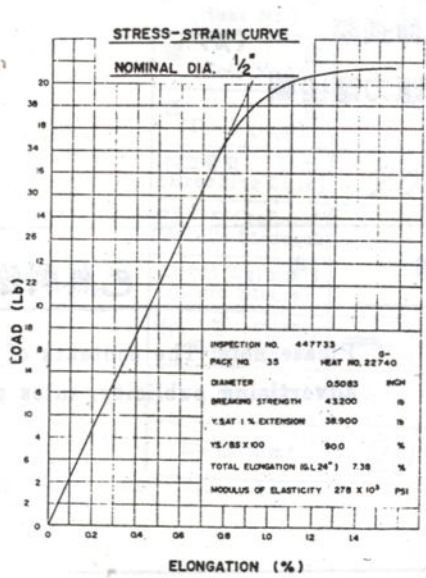
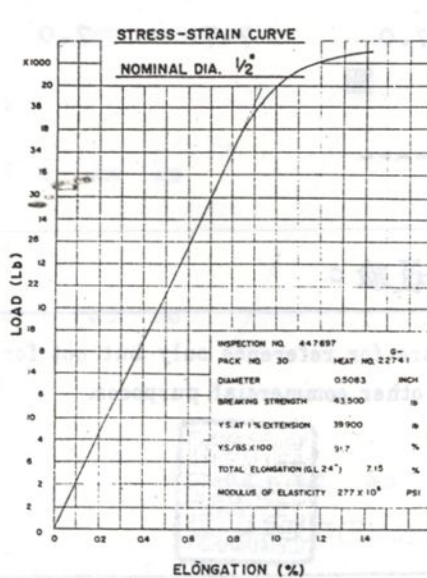
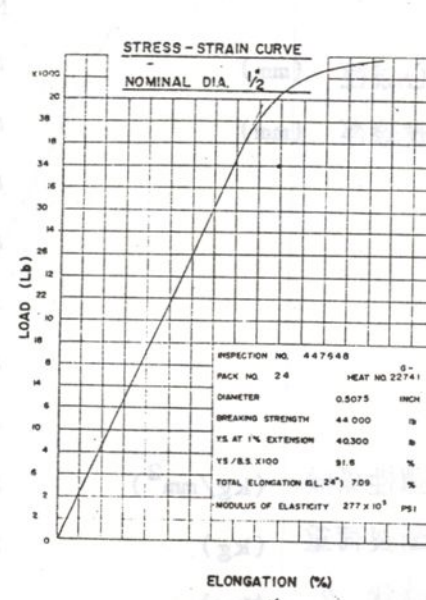
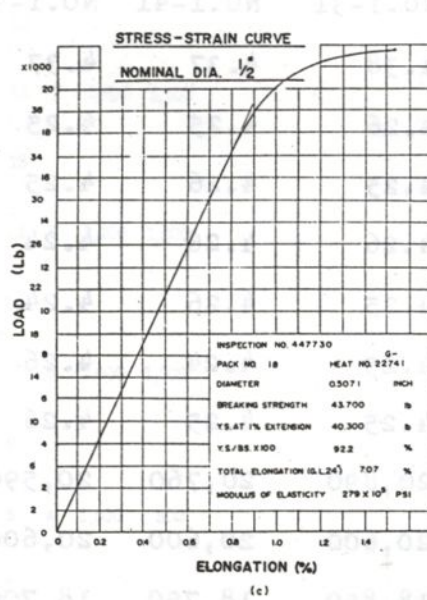
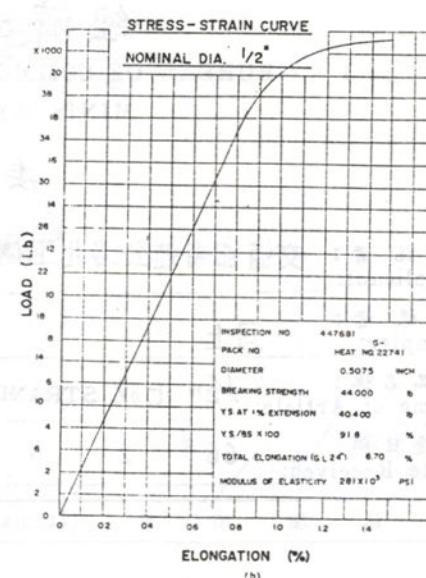
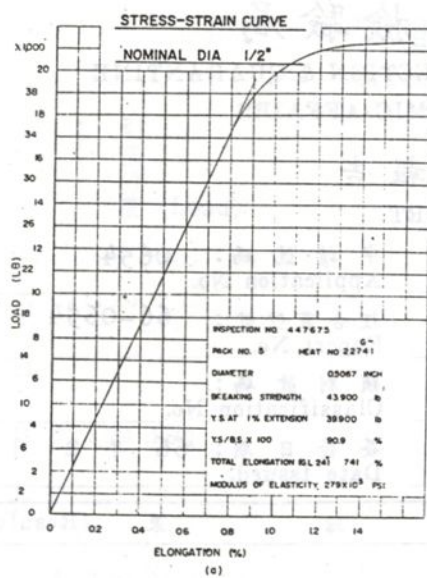


圖 7 - 45 製造廠所送之試驗圖表