

論 說 報 告

土木學會誌 第十六卷第八號 昭和五年八月

澱川橋梁工事報告概要

會員 工學士 關 場 茂 樹
 准員 淺 井 郁 爾
 准員 江 田 良 治

Report on the Construction of the Yodo-Gawa Bridge

By Shigeki Sekiba, C.E., Member,
 Ikuji Asai, Assoc. Member &
 Yoshiharu Eda, Assoc. Member.

内 容 梗 概

本編は奈良電氣鐵道株式會社が伏見市の南方にて、架設したる澱川橋梁の工事報告なり。本橋は徑間 540 呎の單構橋にして、我國に於ては稀に見る長大なるものなるが、昭和 3 年 4 月 8 日より同年 10 月 30 日に到る短期間にて施工せられたるものなり。

目 次

第一章 總 說.....	2
第二章 下構工事.....	3
第一節 橋 臺.....	3
1 基礎 2 橋臺 3 耐震檢算 4 工事施行	
第二節 架橋足場及びゴライヤス.....	9
1 架橋足場の設計 2 工事施行 3 ゴライヤス	
4 木製ゴライヤス	
第三章 上構工事.....	11
第一節 單構橋の型式.....	11
1 橋梁型式の選定 2 構の高さ 3 格間長 4 構幅	
5 構の形狀 6 釘結若しくは鉋結	
第二節 荷重及び許容應力.....	13
1 假定死荷重 2 動荷重 3 攀衝 4 風荷重 5 制動應力	
6 熱應力 7 地震力 8 許容應力度	
第三節 材 料.....	15

第四節 構造の大要.....	16
1 構主部材の断面 2 上弦材及び端柱 3 下弦材 4 腹材	
5 吊材 6 副柱及び水平支柱	
第五節 構主部材細部の設計.....	17
1 抗張材の純断面積 2 緩釘 3 釘結及び添接 4 腹材と隅鋸と	
の連結 5 上弦材の添接 6 下弦材の添接 7 緩釘の大きさ 8 上	
下横構及び對傾緩構 9 縦桁 10 横桁 11 制動構 12 構端	
の支承脊 13 轉子 14 鎮礎釘	
第六節 橋梁鋼材の製作.....	20
第七節 構の撓曲, 反り及び動荷重撓曲試験.....	20
1 反り臺の高さ 2 反り臺取外し後に於ける橋梁徑間の長さ	
3 橋梁の撓曲實測	
第四章 構橋架設.....	22
第一節 鋼材の水切作業.....	22
第二節 橋桁架設.....	23
1 組立順序 2 組立 3 反臺 4 捻れ, 歪其の他	
第三節 鉸 銚.....	25
第四節 塗裝工.....	26
第五節 各材料の運搬, 整理, 配置.....	26
第五章 總工費.....	27

第一章 總 說

本橋は我が奈良電車京都起點 4 哩 6 分附近宇治川（宇治川は淀川の本流にして、嚴密なる河川名は澗川なり）に架設せるものにして、北は伏見市に隣接し南は巨椋の大池に近く當社線路が大軌と連絡せる西大寺驛よりは約 16 哩 8 分、電車にて約 30 分を要する地點に在り、京阪電車中書島停留場よりは眼前に其の巨姿を觀るを得べし。

最初本橋は鋼鉸桁 70 呎 6 連、40 呎 2 連を架設の計畫にて設計準備を進め居たるも工兵第十六大隊作業地の一部を線路敷として拂下げを願出たる事より本架橋地點が工兵隊の架橋演習地帯に當り、暗夜の架橋演習の場合橋脚等の障害物ありては甚だしく危険を伴ふを以て、橋脚を設くる事は絶対に不可なりとの陸軍當局（當時の大隊長石井大佐）の反對に遭ひ種々陳情を重ねたるも聽入れられず止むなく本土に未だ類例を見ざる大橋梁架設の臍を固めたり。

當社は曠古の御大典迄に是非共由緒深き奈良の古都と、盛典を擧げさせらるゝ此の京都との捷徑を作り、一つは以て明治御陵と橿原神宮及び神武皇陵の參拜者に便ならしめんとの決心の下に萬難を排して、事業を遂行し來たる折柄なるを以て本橋の如きも陸軍當局の解諒を求むる爲に荏苒日を曠くするに忍びず、假令無暴の譏を甘受しても陸軍當局の要求を容れ無

橋脚建設に人事を盡し餘は只天命を俟つこととせり。

時恰も昭和 2 年 9 月末にて御大典まで餘す所僅々 1 箇年、其の間に橋梁の設計を爲し材料の注文、加工、運搬、架設、鉸鉸等の階梯を履まざるべからず、之れを思はば誰か克く如上の決意を爲し得ん。されど我國 3000 年の光輝ある歴史に培はれたる大和民族の魂は我が社をして此の一大決心を敢て爲さしめたり。勿論尋常一様の手段にては到底完成の見込なきは等しく識者の認むる所、茲に於て truss の設計は關場工學士之れを擔當し主要材料は外國注文（部材の section 並に length 孰れも長大にして市場は勿論八幡製鐵所にも之れを求むるの暇なかりし爲）に決し十月末には右主要部材の material list を作製、直ちに淺野物産の二宮支配人、松山大阪副支店長等の非常なる努力に依り、ベスレヘム會社東京支店の太竹支配人等と協力、日ならずして注文書を米國のベスレヘム會社に打電するを得たり。何分船便の都合如何に依りては注文一日の遅延が積込半月近くの手違ひともなる事とて、其の時の二宮氏等の努力は全く職業觀念を離れての熱心さにて永く心に銘して忘るゝ事能はざるものなり。ベスレヘム會社はバルチモアに mill を有するを以て、船運の便甚だ宜敷く幸ひ材料は 2 箇月半と云ふ短時日に殆んど全部神戸に入港したり。一方此の間に橋梁の設計も着々進捗し一月中旬には川崎造船所に製作注文決定し爾來同所にて鋭意補足材其他の準備、並に製作に腐心し五月中旬より部材の發送を開始する事を得たり。此の製作に關して最も心を痛めたるは主要部材全部の製作終了後假組立を行ふの暇まなく、萬一現場に至りて製作の誤り、部材の長短、鉸孔の不一致等ありて、架設を遅延せしむるが如き事ありてはとの懸念にて初めより充分警戒を爲したり。幸ひ設計者の精査と川崎造船所 阪根技師の細心周到なる注意と、製作の精巧等に依りて假組立を終へたるものにも劣らぬ出來榮を示し架設工事も順調に進捗したり。

架橋終了迄の工程は附表第六の如し。

第二章 下構工事

第一節 橋 臺

1. 基 礎

橋臺に受くる荷重莫大にして、基礎の設計に當りては慎重なる考慮を要せり。就中最も苦心せるは工期短くして一日の餘日なく各條件に基き技術上完全なる形狀寸法のものを施工するの時日を許されざる事にして、當初本社線中、當野莊、新田邊間に鋼鈹桁を架せる延長 1618 呎の木津川橋脚基礎の經驗に依り外徑 8 呎、壁厚 8 吋、深 25 呎の圓筒形鐵筋コンクリート井筒 6 本（3 本 2 列）を水中掘にして沈井し、其の上に橋臺を築造する考へにて、

當時内務省大阪土木出張所澁川増補改修事務所長たりし谷口三郎技師に此の事を諮りたるに同氏が多年澁川筋に於ける工事上の経験並に中書島に於て當橋梁の上下流數町を出でざる地にて施工されたる二大閘門の基礎工事に依りて得られたる經驗上より大型沈井工が比較的容易に施工し得て、工事日數も餘程短縮し得る事及び其の施工方法等に付き懇切なる御教示を得て、附圖第十一及び第十二の如き矩形の鐵筋コンクリート沈函法に變更し之れが沈下は水替作業を續行し空掘にて施工することとせり。此の大きさは、長 46 呎、幅 21 呎、壁厚 2.5 呎にして深さは左岸のもの 18 呎、右岸のもの 23 呎とせり。然して其の支持面に加はる荷重は次の如し。

(I) 荷 重

(A) 上 構 工 事

(a) 徑間 540'-0'' 構橋

死 荷 重 = 2 230 200 封度

動 荷 重 = 1 691 020

擊衝荷重 = 513 060

計 = 3 834 880 ≒ 1 712

(b) 徑間 30'-0'' ベスレヘム・ガード・ビーム (左岸)

死 荷 重 = 12 363 封度

動 荷 重 = 121 800

擊衝荷重 = 101 107

計 = 244 270 ≒ 110 噸

(c) 徑間 44'-0'' 下路式鋼板桁 (右岸)

死 荷 重 = 72 302.7 封度

動 荷 重 = 136 984

擊衝荷重 = 123 832

計 = 333 118.7 ≒ 150 噸

(B) 下 構 工 事

(a) 左 岸 橋 臺

橋臺及び沈函の自己重量 136 立坪 × 14 噸 = 1 940.0 噸

(b) 右 岸 橋 臺

橋臺及び沈函の自己重量 162 立坪 × 14 噸 = 2 276.4 噸

(II) 支持底面に加はる荷重

(A) 左 岸 橋 臺 基 礎

荷重 徑間 540'-0'' 構橋 = 1 712.0 噸

30'-0'' 工形桁 = 110.0

橋臺自重 = 1 904.0

計 = 3 726.0 噸

支持面積 46 呎×21 呎=958 平方呎 (—8 は隅切りの面積)

$$\text{故に單位面積に加はる荷重は } \frac{3726}{958} = 3.889 \text{ 噸}$$

$$\approx 4 \text{ 噸}$$

地質調査の結果より考慮するに假令上記荷重を全部支持面にて受くるも大して過重の負荷には非らず、殊に沈函周囲の摩擦抵抗、並に浮力等を考慮せば充分の安全度を有するものと信ずるも橋臺の萬全を期して基礎杭(長 30 呎末口 10 吋)を施したるを以て、實際支持面に加はる壓力は 2 噸内外なり。

(B) 右岸橋臺基礎

荷重	徑間 54'-0"	構橋	= 1 712.0 噸
	44'-0"	下路式鋼鉄桁橋	= 159.0
		橋臺自重	= 2 276.4
			計 = 4 138.4 噸

支持面積 46 呎×21 呎=958 平方呎

$$\text{故に單位面積に加はる荷重は } \frac{4138.4}{958} = 4.319 \text{ 噸}$$

杭の支持力、浮力、土の摩擦抵抗等を考慮して差引けば單位面積に加はる壓力は左岸同様 2 噸ばかりとなる。

(III) 試験荷重

試験荷重は之れを行ふの時日なかりしが試験の結果は附圖第十三の如くにして、木津川にて當社が施工したる橋梁箇所の地質と餘り遜色なきを認めたるを以て之れを假定の基礎として、計算上充分安全なるを信じ遂に荷重試験を行はず其の儘工事を進めたり。幸ひにして此の假定も失當に非ざりしものと見え其の後 1 箇年を経過したる今日も架橋直後の高さを維持し毫も沈下の跡を發見せず。

茲に参考のため試験荷重に依りて得たる木津川橋梁井筒底面に於ける單位耐荷噸數を掲げん。

木津川橋脚基礎の井筒は外徑 8 呎 6 吋、内徑 6 呎 8 吋の鐵筋コンクリート造にして試験荷重の支壓面積は

$$56.75 - 35.26 = 21.49 \text{ 平方呎}$$

$$\approx 21 \text{ 平方呎}$$

にして試験荷重は井筒 1 本に付き 216 噸なりし故假りに周圍の摩擦抵抗を考へずば單位面積に加はる荷重は

$$\frac{216}{21} = 10.296 \text{ 噸/平方呎}$$

$$\doteq 10.3 \text{ 噸/平方呎}$$

深さ 20 呎の井筒周囲の摩擦抵抗を考慮せば

周面積 $26.7 \text{ 呎} \times 20 \text{ 呎} = 534 \text{ 平方呎}$

摩擦抵抗を 100 封度/平方呎と想定して

$$534 \times 100 = 53400 \text{ 封度} \doteq 23.84 \text{ 噸}$$

故に單位面積に加はる荷重は $\frac{216 - 23.84}{21} \doteq 9.15 \text{ 噸/平方呎}$

上記の木津川橋梁の井筒試験荷重の結果に依り考ふる時は本橋梁も前者と略相似たる地質を有せるを以て充分なる支持力を有するものと推定し得るも只左岸の井筒下は附圖第十三に示す如く深 14 尺に亘る粘土層横はり、之れを掘り抜きて深き砂利層迄沈井することは短き工期に於て到底許されず、幸ひ粘土層も堅質緻密の良好なるものなりしを以て粘土層上の粗砂層にて其の底部を留め末口 10 吋、長 30 呎の生松丸太杭 60 本の杭打工を施し下層の砂利層に達せしめ其の支持力の増加を計り中埋には水中コンクリートを施し、それより上は完全に排水して配合 1:3:6 の玉石交りコンクリート(1 立坪に付きコンクリート 0.6, 玉石 0.4)を投入することとせり。

沈函コンクリートの總坪数は左岸にて 79.3 立坪、右岸にて 101.5 立坪を算せり。

2 橋 臺

橋臺は普通に觀る橋臺と異り其の軀體は共に兩岸の堤塘中に没し地表には床面下を僅かに現はすに止り、尙兩端に連架せる鋼飯桁に依り寧ろ橋脚としての役目を爲し、附圖第十一、第十二に示す如く、構橋鐵脊の形狀の相違や連接せる橋桁の相違に依りて左右岸にて多少其の形狀を異にせるところあるも共に配合 1:3:6 のコンクリートにして只主構橋の鐵脊を支持す可き床面下部は徑 1 吋の鐵筋を挿入しコンクリートも 1:2:4 の配合とせり。

該橋臺の總坪数は左岸に於て 54.9 立坪、右岸に於て 58.6 立坪なり。

3 耐 震 檢 算

右岸橋臺が固定端なるを以て、地震に對する右岸橋臺の安定度を檢すれば次の如し。然して鋼構の設計に當りては水平加速度を毎秒毎秒 1500 耗、垂直加速度毎秒毎秒 500 耗を取りてアンカー・ボルトの設計を爲したるも、本項の計算に當りては單に水平震度を 0.2 と假定して檢算を行へり。

(I) 轉倒に對する安定度

橋臺前面の下端(以下 A と稱す)を軸として、之れを倒さんとする力(水平力)と之れ

に對抗する力（垂直力）とに分類して、夫れ夫れの大さ及び A との距離を算出し其の力率を求むれば次の如し。

(A) 垂直に働く力及び A を原點とする力率

(イ) 橋臺の自重並に其の合力の作用線と A との距離

橋臺の自重	1 723 535 封度
A と合力の作用線との距離	8.62 呎

(ロ) 地震時に於ける土壓の垂直分力

地震時に於ける土壓力の算定には土木學會誌第十卷第五號所載物部博士の論文中に在る公式を準用したり。計算の結果全土壓力は約 501 000 封度にして、其の水平線と爲す傾きは 41 度 49 分なり。

故に其の垂直分力は $501\ 000 \times \sin 41^\circ 49'$ にして、

即ち $501\ 000 \times 0.667 \approx 334\ 200$ 封度

となり、 A との距離は 15.66 呎なり。

(ハ) 橋臺前面を覆へる土の内、 A の垂直面と橋臺前面の間の土の重量のみを考ふる時は 96 750 封度にして、 A と作用線の距離は 1.0 呎なり。

(ニ) 隣接せる徑間 44 呎の鋼板桁より來る死荷重は 72 300 封度にして、作用線と A との距離は 11.42 呎なり。

(ホ) トラスより來る死荷重は 2 230 200 封度にして、作用線と A との距離は 7.0 呎なり。

(ヘ) 上記の垂直力の A を原點とする力率は

$$1\ 723\ 535 \times 8.62 + 334\ 200 \times 15.66 + 96\ 750 \times 1 + 72\ 300 \times 11.42 \\ + 2\ 230\ 200 \times 7 \approx 36\ 619\ 000 \text{ 呎封度}$$

(ト) A と合力の作用線との距離は

合力の大さは $1\ 723\ 535 + 334\ 200 + 96\ 750 + 72\ 300 + 2\ 230\ 200 \approx 4\ 457\ 000$ 封度
 A との距離は $36\ 619\ 000 \div 4\ 457\ 000 = 8.2$ 呎

(B) 水平に働く力及び A を原點とする力率

(イ) 橋臺に地震が作用して起る力

$$1\ 723\ 535 \times 0.2 \approx 344\ 700 \text{ 封度}$$

A と作用線との距離 12.23 呎なり。

(ロ) 地震時に於ける背面土壓の水平分力

$$501\,000 \times \sin 41^\circ 49' = 373\,200 \text{ 封度}$$

A と作用線との距離 $19.5 \div 3 = 6.5$ 呎

(ハ) 地震に基きトラスより起る水平力

$$4\,460\,400 \times 0.2 = 892\,080 \text{ 封度}$$

A 点より作用線(ピンデの中心)迄の距離 22.2 呎

(ニ) 上記水平力の A を原点とする力率

$$344\,700 \times 12.23 + 373\,200 \times 6.5 + 892\,080 \times 22.2 = 26\,446\,000 \text{ 呎封度}$$

(ホ) A 点より合力の作用線までの距離

$$\text{合力の大きさ } 344\,700 + 373\,200 + 892\,080 = 1\,610\,000 \text{ 封度}$$

A との距離 $26\,446\,000 \div 1\,610\,000 = 16.4$ 呎

(ロ) 橋臺安定度

上記の計算に依つて橋臺を轉倒せんとする力率は 26 446 000 呎封度にして、之れに抵抗して橋臺の安定を保たんとする力率は 36 619 000 呎封度なるを以て、其の安全係数は

$$36\,619\,000 \div 26\,446\,000 = 1.4$$

(II) 橋臺下端に於ける最大應壓力度

上圖の如く橋臺下端面に於ける合力の作用點は中央 1/3 以外に出で A より 2.3 呎の線上に来る事となるを以て、

最大應壓力度を $P = 2F/3a$ に依りて求むれば

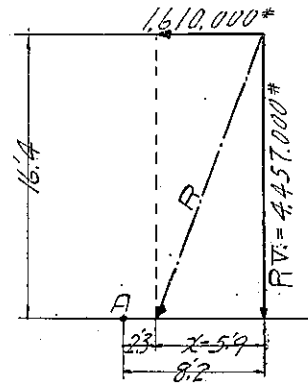
$$F = 4\,457\,000 \# \div 43$$

$$a = 2.3 \text{ 呎}$$

故に $P = (2 \times 4\,457\,000 \div 43) \div 3 \times 2.3 = 30\,000 \text{ 封度/平方呎}$

或は 210 封度/平方呎

となりてコンクリートの許容應力に比して遙かに小なり。



4 工事施行

橋臺を設置す可き地は堤塘の一部を全く掘り壊し O.P.+41 尺迄の根掘を要するを以て(堤塘天端は O.P.+60.691 なり)先づ其の防水設備を施行せざる可からず。此の假締切工は幅 9 呎、長 20 間餘りにして末口 6 寸、長 24 尺の親杭を 3 尺間隔に打込み正 1 寸板を以て内當となし、中埋土砂を打込みたる上尙其の前面には高約 7 呎の土俵積を施して萬一に

備へたり。

尙出水時の災害に備ふる爲、土俵其他の水防材料を現場附近の倉庫に貯藏し工事使役の人夫をして洪水時には直ちに防護の任に當らしむることゝしたるも幸ひ此の防護工事と前後して橋臺の根掘を完了し直に沈函コンクリート工に移り右岸は高 23 呎を 2 節に左岸は 18 呎を 1 節にて打ち終り相當の硬化期間を見て急ぎ沈下工事に着手し晝夜兼行にて續行せり。

沈井工は谷口技師の説に従ひ徑 6 吋~4 吋のポンプを 5 臺（左岸は 6 吋 1 臺、4 吋 1 臺、右岸は 6 吋 2 臺、4 吋 1 臺）にて水替を爲しつゝ空掘にて沈下を計りたり。此の沈函作業は豫想外の好成績を得たるも只右岸沈井に際して餘りに調子良きに乗じ工を急ぎたる爲、餘掘に比し荷重不足を來し遂に上流の表角より多量の湧水を生じ土砂を噴出するに至り止むなく空掘沈井を斷念し残り 2 尺餘りは水中掘りを以て沈井の餘儀なきに至り之れがため右岸沈井作業は左岸の其れに比し 6 日以前に着工せるに拘らず反つて其の完了遅れ苦き經驗を嘗めたり。

沈井作業に在りては常に荷重と餘掘の關係に充分注意して荷重不足に陥らしめざる事肝要なるは誰しも周知の注意事項なるも工事を急ぐ場合には往々陥り易き弊にして此の種工事監督者の不覺の失敗を喫するは多く此の一事なり。

基礎杭は前述の如く沈函工竣工後試験荷重を施す可き時日無かりし爲橋臺の耐荷力を一層増加せしむる爲設計杭數を増加する事とし左岸に於ては附圖第十一に示す如く當初の 40 本の間に尙 20 本を増して打固め右岸に於ても 60 本を附圖第十二の如き配置として施工せり。

錘の重量は 200 貫、落差 25 尺にて打止め 1/4 吋内外迄打詰めたり。中埋コンクリートは玉石交りの設計なりしも玉石を多量に得るに困難を來したるを以て 1:4:8 の rubble concrete に變更し左岸は水替後栗石約 1 呎の層に充分堅固に敷き固め其の上所に所定のコンクリート工を施したるも右岸は上記の如く湧水多量なりしたため水替を斷念し水中にて入念に栗石を搗き固め上に 1:2:4 の水中コンクリートを厚 6 呎に施工し此の硬化を待つて水替を爲し rubble concrete を打込みたり。何れも沈函と橋臺の固着を一層強固ならしむるため沈函天端より 1 呎下にて中埋コンクリートは止め、橋臺コンクリートは床面下 6 呎 6 吋迄 1:3:6 配合のコンクリートを 1 節として施行し其れ以上 1:2:4 の鉄筋コンクリートを第 2 節となし床段以上を (1:3:6) 第 3 節となして完了せり (附圖第十三参照)。

第二節 架橋足場及びゴライヤス

架橋足場及びゴライヤスは共に請負者大林組の設計に成り實は之れに對する實工費等につき相當詳しき報告をも併せて發表致したく、組の擔當技術者小泉工學士に報告書作製を依頼し居たるも何分次から次に忙しき組の仕事に追はれてか、今日に到るも未だ送附し來らず止

むなく只其の梗概を茲に記述する事とせり。

1 架橋足場の設計

之れが設計條件として考慮す可きことは(1)徑間割、(2)架橋に依る各種荷重、(3)使用材料、(4)工期、(5)鋼材水切設備、(6)水害、(7)舟運等にして、徑間は構橋の格點距 30 呎を以つて脚中心間隔と定め其の各點に於ける構橋自重による荷重、ゴライヤス、動荷重並に其の撃衝、鋼材水切作業に依る荷重等より考へて其の構造決定に當り、先づ基礎は當初各脚に付き約 40 本の生松丸太杭(長 30 尺末口 8 寸)を 4 列となし之れを上下流 2 脚分けとなす設計なりしが、谷口技師の御指示もあり調査の結果杭數を減じ附圖第十四に示す如く一列を減じ各脚約 60 本に変更し總數 16 脚を構橋格點下に設けたり。然して附圖に示す如く右岸洪水敷の 3 脚は打込長も長大となし、地盤も他に比し一層強固なりしを以て、長 18 尺杭となし左岸 1 脚は 25 尺杭を使用せり。脚部、床張りの構造は基礎杭各列に倣ひて竝立し、上下流相似となし支線杭、脚振止め方杖を施せり。是に要せし材料は工期の関係上、耐荷試験等を爲すの餘暇なかりしに依り負荷に對する萬全を期するため多少材料費に要する費用を惜まざりし爲其の量は實に丸太 1840 本、角材 70000 立方呎に達し、全部米材を購入せしめたり。鋼材水切設備としては川の中央部の脚間距離を 60 尺とし、之れに京阪電鐵より借入れたる古鋼鉋桁を架設し中央の空間より巻揚ぐる設備とし併せて舟運の用に供せり(附圖第十四参照)。

又水害に對しては永年の記録を見るに其の洪水位は相當大なるも下流八幡にて合流せる木津川の洪水に押され洪水時には却つて流速緩慢となり、場合に依りては寧ろ伏見附近まで逆流の奇現象を呈し、爲に其の害も只だ浸水に依るもの多く他所に見るが如き橋脚流失の危険を招來する虞れなく、護岸に意を用ふるに過ぎざりき。

2 工事施行

構橋の固定端を右岸に定め右岸洪水敷上にてゴライヤスの組立をなし、桁の組立も該端より着手する手筈とし先づ右岸 3 脚、並に左岸 1 脚の杭打より開始したり。之れは洪水防禦の護岸工事杭にも兼用の目的にて、特に率先着工したる譯にて、之が上部組立進行と共に別途川中杭打は順次兩岸より中央に向ひて右岸寄りに 2 組、左岸寄りに 1 組の作業班を仕立て、施工せり。此の川中杭打は鐵舟上に櫓を組み 10 及び 15 馬力の電動巻揚機を備へ(drop hammer 式にて 200 貫モンキー(monkey)にて打込みたり。其の結果より見るに右岸寄りには概して地盤強固なりしも、左岸寄りには右岸の夫れに劣り、特に中央古鐵桁架設の箇所は杭 4 列の設計なりしも存外川底軟弱にして、而も水深 7 尺餘りに及び地中打込長も最も短く 30 尺杭にて平均 18 尺位なりしを以て其の安全を期するため各列杭間に増杭を施し

打固めたり。上部の組立は上流材料置場にて加工せるものを現場に流下し、枕梁、扶貫、筋違貫、支線柱取付桁、方杖、副桁、軌條桁を架渡し床張りを施せり。

架橋を終了し反臺 (camber block) の撤去後此の基礎杭沈下如何を測定せるに豫想以上の好成績を示し、只中央古鐵桁を架設せる左岸寄りのものゝみ鋼材水切作業に因る撃衝動の爲か僅かに $1\frac{3}{4}$ 吋の沈下を見たるも他は其の形跡を見ざりき。

3 ゴライヤス

鋼材架設用ゴライヤスは全部鐵材にて製作し稀有の高大なるものなるを以て、請負者大林組にては竣功後の利用を考慮し附圖第十五の如き組立となし、該工事に使用の後には建築用エレベーターに流用し得る斷面の鐵塔片側各 6 組を組合せて 3 柱を建て、樞橋 3 格點間の有効働長 60 呎となし上部は單構を各 3 柱上に架渡し各構を組合せたるものにして、高 100 呎、長 54 呎 8 吋、能力 37 噸其の總重量約 200 噸を算し足場床張上に縦枕木を据え軌條 (75#) 4 列を敷設し上下側各々 3 臺の車臺にて左右動をなさしめたり。之れが組立は左岸洪水敷の架橋足場の床張りを待つて其の上に組立て、撤却取毀しの必要上現場にては鉄鉸めとなさず全部ボルト締めにて組立てたるも、作業中能く其の能力を顯し横振れ、撓み等少く鳶職等従業員の不安を起さしむるが如きこと無かりき。

4 木製ゴライヤス

是は専ら鋼材水切作業用に供するものにして、寫眞第四の如き形狀となし、其の接合部を鐵材にて補強し又上部桁、下部轉子臺の一部を僅かに溝型鋼及び軌條にて補強するに止る簡單なるものなりしを以て其の作業に當りて、下部架橋足場に設けたる有効空間の狹隘のため巻揚作業に非常なる困難を感じ、時には其の横振防止の爲 wire rope にて stay を施すが如き無理を來したる弊ありしも幸に係員の指揮當を得、鳶職の熟練と相俟つて無事其の工を完ふすることを得たり。

第三章 上構工事

第一節 單構橋の型式

1 橋梁型式の選定

橋梁架設地の地形、地質の關係上單構橋が最も經濟的なる結論を得たるを以て單構橋を架設する事に決定せり。

一般に徑間 300 呎以上の單構橋には curved chord petit truss を使用すること普通方法なるを以て本橋にも亦其の例に倣ひ curved chord subdivided panel の petit truss を採用

せり。尙徑間 540 呎以上の世界各國の單構橋を列記すれば附表第一の如し。

2 構の高さ

重き動荷重並に複線軌道橋に在りては徑間の中央に於ける構の高さは平均徑間の $1/6 \sim 1/7$ にして本橋に在りては徑間の $1/6.75$ を採れり。

3 格間長

單構橋に於ける對角材の經濟的傾斜は約 45° なるを以て曲弦 petit 構に在りては橋端に於ける分格長は其の中央に於けるものより漸次に小とすること必要なるべく彼の St. Louis の Municipal Bridge 或は New Quebec 橋の suspended span は此の方法により分格長を定めたるものなり。

然れども本橋に在りては横桁及び縦桁は勿論其の他の部分にも出來得る限り多數の duplication を得るためと架設足場並に移動起重機の間隔及び大きさ、其の他建設施工上の簡便を得るため全徑間を通じて等分格長とし一分格の長さを 30 呎と定めたり。

4 構幅

本橋は複線軌道橋なるを以て所要の建築限界に相當の余裕を見込み、兩構心々の距離を 32 呎即ち徑間長の約 $1/17$ とせり。

5 構の形狀

上弦材は hip に於ける構の高さを 40 呎とし構の中央に於ける高さを 80 呎とし曲弦上弦材の分格點が拋物線に内接する點を以て其の高さとせり。而して橋の兩端に其の中央部と同じく sub-divided panel を用ふる時は hip の高さを頗る大ならしめ風壓力に依る轉倒力率を徒らに増加せしめ下弦材の風壓應力を増大せしむる恐れあるを以て、第二分格の上弦材は稍々急傾斜をなす觀あれど上記應力を低減せしむる目的を以て其の高さを 40 呎とし single panel とせり。

6 釘結若しくは鉋結

長徑間橋梁には鉋結は架設簡單なるの故を以て汎く使用せられ釘結及び鉋結混用の橋梁は 1910 年代には一般方法として採用せられしものなれ共、釘結に比し剛度小にして 1912 年北米合衆國 Louisville に於ける徑間 644 呎の複線鐵道橋は釘結橋として架設されし以來漸次剛強なる橋梁が要求されるに至り、鉋結橋の本家なる合衆國に於ても現今新設橋梁の 80 %

迄は釘結橋を採用せり。

本橋は架設竣工の期間短くして限釘を外注するの餘日なく殊に剛強なる橋梁を要する點より總て釘結橋として設計せり。

第二節 荷重及び許容應力

1 假定死荷重

本橋の如き長徑間の重量を算出すべき實驗公式は勿論、本橋が採用する動荷重 E 24 に略相當する輕き動荷重に對する weight curve の公表されたるもの無きを以て著者は Waddell's Bridge engineering Vol. II 1242-1243 頁にある徑間 540 呎曲線に基き、上記動荷重に對する新曲線を畫き次の値を算出せり。(重量封度)

Weight of Double Track Railway Through Riveted Petit Truss per linear feet

動荷重	床桁	上下横桁	橋脚上脊其他	主構	合計
E 40	1 150.	570	160	7 500	9 380
E 30	1 020	"	130	6 600	8 320
E 25	950	"	110	5 600	7 530
E 2)	880	"	90	5 200	6 740

本橋の設計には當初 E 25 及び E 20 の平均數每呎 7 140 封度を採りて計算を初めたり。次で主構の各斷面積を計算したる後、横桁及び縦桁は凡て實重量を算出し其の他の主部材は、斷面積 (平方吋) 部材の長さ (呎) 員數を互に相乘じ之れに 10/3 を乘じたる積に gusset plates 及び其の他の details 並に rivet-heads 等に對し、上弦材には上記の積に 50%，下弦材には 60%，對角材及び垂直材には 45%~50%，吊材には 25%，副材には 100% の増加率を加へ主構の大略重量を計算したるに、每呎 7 480 封度を得たるも猶少量の節約を認め得たるを以て第二回假定死荷重を

床桁	上下横構	主構	合計
1 680	680	5 700	7 460

として再び死荷重應力を改算し各部材の斷面積を決定し細部の計算を進め設計圖の完成を俟ち材料表を作り其の實重量を計算したるに脊を除き次の重量を得たり。(重量封度)

End posts	286 140	Portals	29 332
Top chords	1 016 232	Top Laterals	153 269
Bott. chords	1 023 204	Sway Bracings	94 546
Web members	754 092		276 847
	3 089 668		
Bott. laterals	44 098	Stringers	386 825
End. struts	4 678	Floor beams	202 197
Traction truss	3 712		589 022
	53 088		

即ち毎1呎に對し床桁は1090封度、下部横構98封度、上部横桁513封度、主構5721封度、合計7422封度を得。假定死荷重との差約毎1呎60封度にして、實際重量、動荷重及び平均撃衝との和 $7422+4480+2150=14052$ の $1/100$ 即ち140封度の約 $1/2$ 以下なるを以て死荷重應力を實重量に對し改算する必要なきを認めたり。

2 動荷重

橋梁の安全と使用年齢とは動荷重の適切なる假定と許容應力度の撰擇如何に依りて左右せらるゝものにして殊に大なる徑間の橋梁に在りては之れ等の撰擇決定は頗る重大なる問題に屬し其の大半は全く慎重なる判斷に俟つべきものなり。一般に精密なる、或は完全なる動荷重を假定する事により許容應力度を適宜高め得べきも、現今の橋梁仕様書に於て規定されたる許容應力度を以て橋梁を設計する時は動荷重の將來に於ける増加は經濟と相俟つて斟酌し以て橋梁の生命を延長すべきものなるを以て、本橋設計に當つては特に慎重に熟慮し協議の結果一軌道に60噸車6輛連結を以て本橋の動荷重とせり（附圖第四参照）。

3 撃衝

撃衝係數として $\frac{300}{300+L}$ を採用せり。

4 風荷重

橋梁の受くる風壓力は徑間小なる間は橋梁主部材に及ぼす影響は頗る小にして横構は風壓力よりは寧ろ急速度に運轉さるる動荷重に歸因する横側動に對し構造物を剛強ならしむる様設計すべきものなれども、徑間の長さ増加するに従ひ風の影響は動荷重と同様最も肝要なる要素となるものなり。

本橋架設地京都府下に於ける最大風速記録は大正7年9月に於て26.3米にして $P=0.004V^2$ より毎1平方呎に約14封度なり。

本橋に於ては各部材の斷面積を決定したる後、風壓曝露面積を計算したるに、上弦材の曝露面として橋の長さ毎1呎に對し5.63平方呎、下弦材の曝露面として主構縦桁及び枕木軌條を含み夫々4.60、3.00及び2.67平方呎を得たり。即ち最大風壓力を毎平方呎30封度とすれば、

上弦材の受くる風壓力は $2 \times 5.63 \times 30 = 338$ 封度/呎

下弦材の受くる風壓力は $(2 \times 4.6 + 3.0 + 2.67) 30 = 446$ 封度/呎

を得たるを以て上弦材には毎呎300封度、下弦材には毎呎500封度の風壓力を採用せり。而して列車の高さを10呎とし軌條の底より7呎の高さに風壓が働くものとし、列車運轉杜絶

前に於ける毎平方呎の風壓力を 15 封度と假定し尙電車が全徑間上にあるものとすれば、

列車の受くる風壓力	$10 \times 15 = 150$ 封度/呎
構の受くる風壓力	$15 \times 15 = 225$ 封度/呎
高速列車の横動による荷力	$60 \times 2240 / 60 \times 5 / 100 = 112$ 封度/呎
計	487 封度/呎

となりしを以て列車の轉倒力率に對する風壓力を、安全を期するため毎呎 200 封度に取りれり。
上記風壓力は何れも動荷重として之れを計算せり。

5 制動應力

制動力は 6 輛連結電車荷重の 20% を取り質量重心點高さを軌條底上 6 呎とし、制動構を主構の支點と縱桁伸縮接合點の中間に近き分格點に設けたり。

6 熱應力

京都府下に於ける最高溫度は攝氏 35.2 度、最低攝氏 2 度なるを以て、鋼材料自身の溫度 T は $T = 3t - 48$ なる式より (此の式に於て t は氣溫) 最高 57.6 度を得べく、最低溫度を 4 度とすれば、溫度變化距離は約 62 度 (華氏 110 度) となるを以て本橋には、華氏 120 度の變化距離を採用せり。

尙構全體として副應力を最小ならしむるため徑間の中央に縱桁の伸縮點を設けたり。

7 地震力

本橋の兩端橋脚上の脊鎖礎に對し、水平地震加速度毎秒毎秒 1 500 耗、垂直加速度に對し毎秒毎秒 500 耗を採れり。

8 許容應力度

本橋の設計に使用せる許容應力度は總て米國鐵道協會 1923 年鐵道橋仕樣書に依れり。

第三節 材 料

本橋の用材には總て開爐式中鋼 (炭素鋼) を使用せり。

即ち	構 部 材	建築用中鋼
	綫 釘	綫 釘 鋼
	脊及び床板	鑄 鋼

にして構主部材の材片大部分並に綫釘釘は Bethlehem Steel Co. 及び U.S. Steel Product

Co. の製造せるもの、綾釘、綴釘及び填隙釘等の材料は之れを我國八幡製鐵所の製品に仰げり。而して之れ等材料の物理的性質、化學的性質及び其の強度に關する條件は總て米國鐵道協會鐵道橋仕樣書に依れり。

第四節 構造の大要

1 構主部材の斷面

構主部材の斷面積決定は應力の反復を受くる部材に對し或は橋梁全體としての剛強なる事或は耐久ならしむる關係上釘結を採用する時其の連結方法に左右せらるゝものにして各部材腹釘の數は2枚に限定せらるべし。附表第二は構各主部材の斷面を表したるものなり。

2 上弦材及び端柱

端柱及び上弦材の斷面は凡て均等なる高さ 36.5" を有し蓋釘 42"×3/4" を有する box section にして端柱は 217.51 平方吋、上弦材は最大 247.17 平方吋の總斷面積を有す。

而して斷面の開側は凡て角鋼綾釘を施し、底角に 4 $\frac{1}{2}$ を有する上弦材には 5"×5/8" の平釘を使用し、尙6呎以上8呎以内の間隔に diaphragm を入れ之れを補剛せり。

3 下弦材

製作上と綾釘を使用せざる經濟的關係或は現場釘綴の検査及び塗工の關係より附圖第四に示せる斷面を使用せり。而して各部材共約6呎の間隔に部材の扭歪に備ふるため diaphragm を挿入せり。純斷面積は 86.24~212.77 平方吋に及び中央格間の下弦材は添接釘を含み總長 77 呎にして1本の重量は約 37 噸なり。

4 腹材

主對角材は純斷面積最小 16.67 平方吋、最大 68.0 平方吋を有し、主柱は總斷面積最小 23.44 平方吋、最大 42.0 平方吋を有し、副斜材は全徑間を通じて皆同一なる總斷面積 21.92 平方吋を有する何れも box section にして開側には綾釘を有するものなり。

5 吊材

吊材も亦純斷面積 20.92 平方吋を有する箱型斷面にして本部材は殊に床桁の縱斷方向の伸縮、横桁の垂直撓曲並に下部横構の水平撓曲に起因する彎曲力率に備ふるため所要斷面積より約 30% の純斷面積を増加せり。

6 副柱及び水平支柱

副柱及び水平支柱は何れも、4ls $3\frac{1}{2}'' \times 3\frac{1}{2}'' \times 3/8''$ を用ひ四方綾釘を施したる断面なり。
(附圖第四参照)

第五節 構主部材細部の設計

1 抗張材の純斷面積

抗張材の純斷面積は下式に依り之れを計算せり。

$$w = d - \frac{s^2}{4g}$$

上式に於て

w = 減却すべき strip の幅 (吋)

d = 綴釘孔徑 (吋)

s = 軌線上綴釘の節距 (吋)

g = 軌線の距離

2 綾 釘

抗壓材の綾釘は主軸に沿ふ實際壓力に耐へ得るは勿論、次式により與へられたる剪斷に抵抗し得る充分堅牢なるものとせり。

即ち

$$S = \frac{200 P}{16000 - 60L/r}$$

上式に於て

S = 綾釘に於ける剪斷

P = 部材の受くる總應壓力

L = 支持せられざる部材の長さ (吋)

r = 部材の環動半徑

綾釘は出來得る限り均等にし殊に外觀上より特別の注意を拂ひ弦材には角複綾釘、斜材、柱材には單綾釘を使用し其の傾斜は主部材軸に對し夫々複綾釘には 45 度、單綾釘には 30 度とせり。綴釘は隅釘の縁より少しく内法に部材の端に出來得る限り近く置く事に注意せり。

3 釘結及び添接

本橋の如き普通ならざる大なる接合及び添接には部分的超過應力に備ふる必要あるを以て特に下記仕様に關し注意を拂ひたり。

A 總て連結接合は部材の受くる應力の大小を論ぜず、部材が受くる總強度、換言すれば部材の總斷面積若しくは純斷面積に夫々許容應壓力度、或は應張力度を乗じたる積の總強度を傳播するに充分なる強度を有せしむる事

B 交番應力を受くる部材の連結には最大應力に反對符號の小應力の 50% を加へたる總

和に對し計算する事

C 抗壓材或は抗張材の何れも皆其の接合部は總強度に依り添接する事

D 計算應力を傳達すべき綴釘にして、其の働き長さが直径の4倍のものに對しては其の厚さ 1/16 吋を増加する毎に 1% を増加せしむる事

E 添接が接合する部分と直接に接觸せざる時、接合の各側に於ける綴釘數は中間に狭まる鋼數の 1/3 を増加する事

F 應力を傳播すべき綴釘にして填隙鋼を通過し釘綴さるゝ時は填隙鋼の厚さが綴釘の徑に等しき時 100% を増加し填隙鋼の厚さが綴釘徑より大なるか又は小なるかに従ひ比例を以て其の數を増減する事

G 部材を組立つる各材片の接合連結、若しくは添接は出來得る限り直接に應力を傳播せしむる様設計する事

H 接合若しくは添接部の綴釘は接合添接線と部材主軸に對し對稱に配列する事等なり。各分格點、部材連結點に於ける隅鋼の最大なるものは $90'' \times 1'' \times 10' - 9\frac{1}{2}''$ にして上弦材の hip point には $80'' \times \frac{1}{2}'' \times 12' - 6''$ 、 $98'' \times 3/4'' \times 12' - 61''$ 及び $6'' \times 1/2'' \times 6' - 5''$ の鋼鋼 6 枚を使用せり。而して下弦材の分格點には總て厚 1 吋の隅鋼を用ひ其の最大なるものは L_2 の點に於て $88'' \times 1'' \times 9' - 2\frac{1}{2}''$ のものを使用し、其の他の分格點には厚 $3/4'' \sim 7/8''$ の隅鋼を使用せり。

4 腹材と隅鋼との連結

腹材にして一側 2 枚の腹鋼を有するもの、弦材隅鋼との連結には腹材外部の腹鋼は隅鋼の外縁に於て切り各側は添接鋼によりて添接し、突縁角は出來得る限り隅鋼に深く挿入し綴釘の多くを複剪斷若しくは支承強に在らしめ綴釘の數を減じて隅鋼の大きさを小ならしむる様連結を有効に經濟的ならしめ尙且つ架設を容易ならしむるため凡て之れ等の添接を現場綴釘とせり。

5 上弦材の添接

抗壓弦材の添接は凡て中立軸の交點たる分格點に於て襲接とせり、而して之れ等の弦材は直接應壓力を受くる外に連續柱として受くる彎曲應力及び連結の剛度によりて生ずる副彎曲力率に歸因する彎曲應力を受くるを以て如何に精密に製作され又現場にて正確に組合せられたりと雖も部材の支承には毫も依頼せず總作用應力に對して添接を設計し綴釘數を計算せり。殊に現場釘綴に際しては drift pin を以て各材片を精確に其の位置に組み合せたり。

6 下弦材の添接

下弦材の添接は總て襲接とし綴釘を可成的複剪斷若しくは支承強に置いて其の數を減じて添接鈹を出來得る丈け小ならしめ尙安全のため添接鈹の純斷面積を主材の純斷面積の5%~10%大ならしめたり。

7 綴釘の大きさ

部材を組立つる各材片の厚さ及び大きさと添接材を經濟的なる大きとなすべく、且つ現場に於て打ち易き程度の大なる綴釘を用ひたり。即ち弦材には其の添接或は連結に徑1吋の綴釘を其の他の部材には凡て徑7/8吋綴釘を使用せり。

8 上下横構及び對傾綾構

上下横構及び對傾綾構には總て複又せる剛性對角材を有する構として抗壓並に抗張何れの應力にも抵抗し得る様、之れを設計せり。上部横構及び對傾綾構の支柱材は凡て4ls 四側綾釘の箱型とし上記兩構の對角材は4ls のI型とし、下部横構は抗壓材としてT型を使用せり。尙上部横構及び其の連結には風壓或は其の他の横力以外に各分格に於て上弦材の總軸應力の2.5%に等しき縦剪力に抵抗し得べく各部材の大きさ及び細部に對して考慮し橋梁全體の剛度と強度とを増加せしめたり。

9 縦桁

縦桁は角背間3呎の深さを有する鈹桁にして上部横構により、二縦桁と連結し分格の中央に一箇所綾構を挿入せり。

10 横桁

横桁は角背間5呎の高さを有する鈹桁にして其の重量1本に付き約5噸を算せり。縦桁と横桁とは横桁の補剛角及び連結角とに依り鉸結し中央格點に於ける横桁と縦桁との連結は横桁の兩側に縦桁端を支承するbracketを作り其の床版上に縦桁を滑動せしむる装置となし縦桁の伸縮に備え構全體の副應力を最小ならしむる方法とせり。

11 制動構

制動構は構の兩端と縦桁伸縮點との中間に近き格點に於て縦桁の下突縁面に置き縦桁及び横桁と構の下弦材とに連結せる約13呎の深さを有する水平構を使用せり。

12 構端の支承沓

支承沓は總て鑄鋼製のものにして、上下2分に分ち構の撓曲に備ふるため徑5吋の鉚にて支承せしめ、地震動等のため上下支承沓の分離を防ぐため鉚の兩端に被覆輪を嵌め螺旋止めを以て上下沓を連結せり。

13 轉子

構の伸縮に對し一支承沓に長さ46吋、徑 $10\frac{1}{2}$ 吋の割圓轉子を7本使用せり（寫眞第七及び附圖第十參照）。

14 鎮礎釘

鎮礎釘は一支承沓に對し4本を用ひ水平地震動より生ずる剪力並に沓の轉倒力率により生ずる應張力より其の大きさを算出し各鎮礎釘の直徑を $2\frac{3}{4}$ 吋とし橋臺コンクリートの附着應力より座鐵の大きさと長さを決定せり。

第六節 橋梁鋼材の製作

本橋梁鋼材の製作は神戸川崎造船所に於て之れを製作せり。

著者は設計圖面作製後直ちに之れが製作圖面を調製せしも上記造船所に於ては再び之れを原寸圖に畫き直し、之れが製作に取り掛れり。本橋は製作の期間甚だ短く工場に於て假組立てを爲して検査するの餘裕なく、製作の後直ちに現場に搬出すべき状態に有りしを以て特に其の製作の精巧ならん事を期し工學士阪根繁三郎氏（造船）の嚴格なる監督検査の結果現場架渡の際各連結點に鑽孔機を使用せしところ稀にして鉚孔の相一致せしと特に弦材支承面の密着宜きため桁架設に困難せし程にて、製作の優秀なる、著者の未だ嘗て見ざる好結果を呈したるは技術史上特筆すべきものなりと信するなり。

第七節 構の撓曲、反り及び動荷重撓曲試験

一般に工場に於て製作さるゝ部材の長さは部材が要する實際の計算長に全く等しく製作する事は甚だ困難なる事業にして、現今橋梁製作技術の發達せる合衆國に於て製作さるゝ最も精巧を極めたる部材の長さは計算長と比較し $\pm 1/64$ 吋長短を有するものにして普通一般には其の誤差を $\pm 1/32$ 吋とせり。

本橋に於ても衝擊を含まざる靜動兩荷重に對する彈性變化に供ふ部材の製作長は所要計算長の $\pm 1/32$ 吋に近き數を採用せり。例へば端柱の長さは50呎0吋にして靜動兩荷重によ

り生ずる弾性變化は 0.0152 呎即ち所要の端柱長は 50.0152 呎なるべきも實際に製作し得る長さは之れに近き數 50.0182 呎即ち $50' \sim 0 \frac{7}{8}''$ となり、+0.0030 呎の誤差を生ずべし。

本橋に於ては此の如くして弾性變化に伴ふ製作部材の長さを定め其の撓曲度を計算したるに中央格點に於ける撓曲は -0.0002 呎を得たり。(附表第三参照)

1 反り臺の高さ

構が全徑間に動荷重を滿載したる時、下弦材の中央格點及び其の他の格點に於ても實際的に零撓曲を與へる可き部材の製作長を決定したる後は構が足場上に架設せられる時各部材に零應力を生ずべき各連結點の位置、換言すれば下弦材の各分格點の反り高を見出すこと必要にして、 T_2 、 T_4 、 T_6 及び T_8 を各格點 2、4、6 及び 8 に夫々單位荷重を置きたる時の部材の應力とし、 l_2 を部材の製作長と normal length との差とすれば、部材に應力を生ぜず、組立て得る各格點の高さ Δ_2 、 Δ_4 、 Δ_6 及び Δ_8 は

$$\Delta_2 = \sum T_2 l_2 \quad \Delta_4 = \sum T_4 l_2 \quad \Delta_6 = \sum T_6 l_2 \quad \Delta_8 = \sum T_8 l_2$$

なるべく附表第四に示す如く

$$\Delta_2 = 0.2202' \quad \Delta_4 = 0.3576' \quad \Delta_6 = 0.4588' \quad \Delta_8 = 0.5295'$$

を得たり。

本橋の實際架設に當りては足場杭の沈下を見込み各格點の反り臺の高さは約上記數量の 3 倍即ち格點 L_3 に於て 18 吋を取り各部材の組立作業に取掛りしが最終の上弦材 U_3 、 U_8 を挿入せし時上下流二構の U_3 に於て約 $2 \frac{1}{2} \sim 3 \frac{1}{4}$ 吋の間隙を生じたり。依て反り臺を順次に少しづつ下げ L_3 に於て反り約 $6 \frac{1}{4}$ 吋に至りし時、精確に弦材の支承面密着し連結の鉄孔悉く合致せり。而して全部の連結を鉸鉄後反り臺を撤去したる時の橋梁の反りは $2 \frac{1}{4}''$ を測定せり。

2 反り臺取外し後に於ける橋梁徑間の長さ

橋梁各部材の製作期間に於ける平均溫度は神戸に於て攝氏約 8 度にして架設當時の伏見平均溫度は攝氏 30 度なり。

即ち氣溫の差約 22 度を算せり。依て鋼材自身の受くる溫度の變化は實驗式

$$T = 3U - 48$$

式中 T = 鋼材自身の溫度 (攝)

$$U = \text{氣溫 (攝)}$$

より攝氏 18 度となり華氏に換算し約 31 度となるを以て構橋の膨脹せる長さは 0.0000067

$\times 31 \times 540 = 0.1122$ 呎、約 $1\frac{5}{16}$ 吋なり。即ち下弦材の心々総延長は $539' \sim 9\frac{3}{16}"$ ならば架設當時に於ける此の長さは正に

$$539' \sim 9\frac{3}{16}" + 1\frac{5}{16}" = 539' \sim 10\frac{1}{2}"$$

なるべく之れを數回實測したるに $539' \sim 10\frac{1}{16}"$ を測定せり。従つて反り臺撤去後伸縮端の轉子の傾斜は計算上 $15^\circ - 42'$ を算出したれば之れを實測せしに $15^\circ - 30'$ なりき。

3 橋梁の撓曲實測

橋梁の動荷重満載の時の撓曲の實測を爲すに先立ち橋梁の自重に依る撓曲を實測せしに反り臺を撤去したる時 $2\frac{1}{4}"$ なりしが 2 日後に於て $2\frac{3}{8}"$ となれり。

單構橋の撓曲は荷重に比例するものなるを以て實測前之れを計算したるに

構の重量	約	1790 噸
軌條枕木等の重量	約	190 噸
60 噸車 12 臺の重量		720 噸
	計	2700 噸
構自身の重量に依る撓曲		$\frac{1790}{2700} \times 5.75" = 3.8125" = 3\frac{13}{16}"$
軌條枕木等の重量による撓曲		$\frac{190}{2700} \times 5.75" = 0.408" = \text{約 } \frac{7}{16}"$
動荷重による撓曲		$\frac{720}{2700} \times 5.75" = 1.5295" = \text{約 } 1\frac{1}{2}"$

を得べく

$$\text{反り臺撤去後の計算撓曲} \quad 5\frac{3}{4}" - 3\frac{13}{16}" = 1\frac{15}{16}"$$

$$\text{軌條枕木等敷設後に於ける撓曲} \quad 1\frac{15}{16}" - \frac{7}{16}" = 1\frac{1}{2}"$$

60 噸車 12 臺を満載したる時の撓曲度に等しくなり構の下弦材は初めて水平となるべし。

實際に軌條枕木等を敷設したる後、其の撓度を檢せしに $1\frac{1}{2}"$ を計り全く計算と相一致する結果を得たり。

荷重試験の當日は京都帝國大學諸先生の御立會を得、其の報告書の寄贈を賜りたるを以て、茲に其の儘發表する事とせり。(附表第五参照)

第四章 構橋架設

第一節 鋼材の水切作業

鋼材の水切は最も苦心せるところにして、長尺物、重量物共に他に類例稀なるもの多く、而も工期短きたため時日を必要とする完備せるものは到底望まれざりしかば、前記の如く架橋

足場の河心中央部に上下流各々長 60 呎の古鋼板桁を架渡し、此の上下流間約 25 呎の開きを設け之れに木製ゴライヤスを跨がらし、ゴライヤス上に 50 馬力の電動巻揚機 1 臺を据え之れにて重量物は全部水切をなせり。此の作業順序は大坂より舟運に據り舟積となれる鋼材を其の儘此の下に引込み鋼材の臺付け、wire rope 取付けの準備萬端を終りて、葦頭の指揮の下に徐々に巻揚げ、足場床張り上に至れば吊りし儘にてゴライヤス自身を移動し足場中央に左右兩岸に向ひて設けたる材料運搬線トローリー臺上に卸し之れに依りて架設現場迄運搬せり。(寫眞第四、第五参照) 又長尺物にて比較的輕量物は鐵製ゴライヤスの下流側に取付けたる杓丸太組合せのデリック、電動巻揚機(30 馬力)に依り桁架設中其の都度必要なるものを巻揚げたり。桁架設順序と運送荷積の如何とは密接なる關係を有するは勿論なるところなるを以て、桁架設豫定順序表に依りて川崎と、大林双方の各係員をして充分なる打合せを爲さしめたるも舟積の際、先に要する部材が下積となり居る等の不都合を來たし(大阪にて海舟と河舟との積換を爲したる爲)其の上折柄の旱天續きの爲に淀川の舟航意の如くならず 7 日間停船の止むなき破目となり一時は御大典迄に開通のため今日迄拂ひたるあらゆる犠牲も遂に水泡に歸するに非ずやとの悲觀にさへ陥りたるも天祐の降雨に依り、其の後幸ひに運送の路開け一同愁眉を開きたり。然れども之れ等不慮の出來事のため運送と組立に多少の手違ひを來たし作業上困難を來したるは遺憾なり。

第二節 橋桁架設

1 組立順序

最初の計畫にては固定端たる右岸の鐵沓を据付け下弦材を順次左岸に向ひて並列し轉子端の鐵沓据を終へて同下弦材据付けを完了し歸路 floor beam, stringer 等の床組を爲しつゝ材料運搬線の切替引上げと共に固定端の橋門構組立に着手し順次中央に及び一旦中央にて打切り、ゴライヤスを左岸轉子端に送り再び中央に向つて組立て、中央の水平上弦材に於て最後の取合せをなす豫定なりしも前記の如く右岸橋臺工事遅延せるを以て、之れが完成を待つの時日なく止むを得ず右岸寄り第 2 番目の下弦材 ($L_2-L_3-L_4$) を測定的位置に据え、是より順次左岸に向ひて進むことゝせり。此の時早魃のため河水減じて舟運に依れる鐵桁運送不能に陥りしを以て、工程上非常の苦境に遇ひ止むなく組立順序を變更し先きに到着し居たる(重量輕き爲)右岸寄り L_3-L_7 間の floor beam 及び stringer 等の組立をなし、鐵桁到着を待つて引續き下弦材並列に移り左岸橋臺との取付を終へて左岸より floor beam, stringer の床桁を固め右岸に至り先きに取殘し居たる下弦材 ($L_0-L_1-L_2$) の取付を爲し此の部の床桁組立をも完了せり。次に上構部材は本來ならばゴライヤス移轉の手間を省き一方上構部材組立

の正しき順序としても固定端たる右岸より始むべかりしも諸種の差支へのため一旦ゴライヤスを左岸に移動し左岸より中央迄弦材組立をなし、次に右岸迄ゴライヤスを移動し同橋門構を起し上構部材を順次中央に向つて組立て中央の水平なる上弦材 (U_9-U_8) を最後におさめたり (附圖第十六参照)。

2 組立

組立に當りて作業困難を感ぜしは床桁組に於ては floor beam, stringer (G_2) にして前者は片側 lower chord を徑 1 吋の鋸頭高なる 11/16 吋丈け開きを設けて假置し stringer 取付を待つて floor beam の election bolt 取付の際 bolt にて締め付け、後者は初め floor beam を lower chord の shop rivet に觸れる迄一杯外方に片寄せ置き stringer 挿入後 jack (能力 30 噸) 並に drift pin にて引寄せたり。次に左岸に於て、初めて橋門構の end post (32 噸) 組立に際し hanger collision strut を立て end post を取付けて、然る後 diagonal を組立てんとせしも end post の重量に依りて倒れ氣味となり、diagonal の挿入意の如くならず止むなく end post を卸し diagonal と hanger を組合せたる後 end post を取付けたり。之れ在來の短徑間 truss にて鋼材輕き場合は前記の順序にても容易に組合せ得るも本橋にては餘りに end post の重量大なりしたため此の失敗を招きたるに外ならず。又上弦材格點に於ける cover plate, side plate, splice plate, gusset plate の如きも在來の輕量なりし truss に於ては些少の移動又は取付は人爲に依りて容易なりしものも本橋に在りては數噸の重きもの有りて、之れ等も殆んど機械の力を必要とせり (附圖第十七及び第十八参照)。

次に主構中の hanger は election 中 election stress の作用に影響されてか、吊上り氣味となり下弦材と密着せず兩端に近きもの程此の現象を呈したり。然れ共漸次 election の進行に連れて次第に落付き中央近くを組立つる頃は drift pin を打込むことを得るに至れり。最後に挿入する上弦材の合端に於ける間隙餘裕に對しては架橋者の凡てが最も慎重なる考慮を要する所にして、本橋に於ては下弦材据付けの際反り臺に餘高を付け置きたるは前記の通りなるも尙安全を期する爲中央に近き柱材 2, 3 柱は 1 rivet pitch 位宛上げ越しを施し置きしたため、充分の餘裕を有し此の餘高を漸減する事に依りて合端間隙も次第に短縮し都合よく組立を了したり。架設に要せし機械はゴライヤス鐵塔間に据付けられたる電動巻揚機 50 馬力 (電壓 220 V) 2 臺, 30 馬力 2 臺に依りゴライヤス自身の移動にも供したり。

3 反臺 (Camber block)

本橋にては sand box を採用し木造にして外徑約 2 呎の圓錐形の臺筒中に精選せる燒砂を詰め徑 1 呎 6 吋大の圓短柱を wire にて締めて建て下部へ四方 4 箇の穴を穿ち木栓を

打ちて camber block を降下せしむる必要あらば此の木栓を抜きて中の砂を掻出す装置とせり（寫眞第六参照）。之れを各格點下に各々 2 箇宛備へ、尙萬一を慮り之れ等の sand box の間に cement 空袋を利用せる砂袋を積重ね若し上記 sand box 破裂等より來る危険防止の備えとなせり。然れ共 election の結果は毫も其の憂ひなく完全に其の目的を達し election 中何回となく下弦材の高低測量を行ひ其の結果 camber に不揃ひを發見せる時は其の都度相當加減して組立に不都合なからしめ得たり。

4. 捻れ (torsion) 歪 (strain) 其他

之れ等に依る架設困難は殆んど無く柱材、對角材、綾構等の輕量物取付の際多少發見せるも現場にて正し得る程度のもので、凡ての鉸孔都合よく合致せり、之れ全く川崎の製作の宜しきを得たると大林組の架橋従事員の優秀なる技能に依るものにして、さしもの大工事を類例なき短期間に 1 人の怪我人をも出さず本社起工以來の目的たる曠古の御大典前に竣功せしめ得たるは誠に欣快の至りにして兩者の努力また感謝に耐へざる所なり。

第三節 鉸 鉸

鉸鉸用足場は上弦材には吊足場を使用し鐵筋を曲げたるものを上弦に吊り之れに杉丸太を懸渡し厚 1 寸板を並べて、振止めを施したるものにして極めて簡單なるも良く其の用を達し且つ移動容易なりき。下弦材、床桁は架橋足場其の儘にて其の他の柱材、對角材、hip verticals 等の腹材、綾構、横構、橋門構等は各橋材に V 字形に杉丸太を樹て振り止め、布木を取付け之れに踏板を設けたるものにして、取離し、移動には相當の手間を要したるも堅固にして能く鉸鉸能率を上げ檢鉸成績孰れも良好なりき。上記足場は約 4 格點間に渉る分を準備使用し、順次送りて都合 4 回流用させたり。鉸鉸用壓搾空氣設備は左岸に 75 馬力 1 臺、右岸に 45 馬力 1 臺を据え共に電動機運轉にして瓦斯管（内徑 3 吋）の主要管を兩岸より中央に向ひて下弦材に沿ひて配布し所々にて徑 2 $\frac{1}{2}$ 吋管に取り分け一方上弦材鉸め用として主要管より 2 格點に付き 1 本宛柱材に沿ひて瓦斯管（2 $\frac{1}{2}$ 吋）を垂直に取分けこの垂直管より更に上弦材に沿ひて徑 1 $\frac{1}{2}$ 吋管に取り分けそれよりゴム管（内徑 3/4 吋）を各組必要に應じ取付けたり。之れを以て鉸打槌、鉸燒爐、鑽孔機等凡てに使用せり。壓搾空氣の壓力は各 pneumatic air receiver にて調整して常に 95 #/sq" ~ 100 #/sq" としたり。之れに使用したる pneumatic riveting hammer は Boyer long stroke riveting hammer No. 90 にて鉸め當盤は jaw riveter を用ひたり。現場鉸鉸は其の總數 73 094 本にして、鉸直徑は主構に屬する部分は主に 1 吋、他は全部 7/8 吋にして内譯は徑 1 吋のもの 32 778 本、徑 7/8 吋のもの 40 316 本、グリップ (grip) は 5 $\frac{1}{2}$ " ~ 3/4" なり。鉸鉸順序は桁架設の後を追ひ先づ足場を

要せざる下弦材に着手し左岸橋門構より中央へ、右岸橋門構より中央への順序を踏み、内反蓋 (camber block) 撤去を 1 日にも早め以て架設足場撤去を急ぐため主構材、横材等應力を受くること甚大なる部を先きとし、床桁、綾材等の如き小物を後に廻す方針に依り本締組、鑽孔機組、鉸鉸組の順序に於て各組の手待ちを來すが如き事無き様注意を爲すは勿論、檢鉸の結果に依る鉸切替は別に 1 組を仕立させ毫も前鉸鉸各組の手を患すの繁雜を無からしむるに努めたり。又鉸鉸ボルトの本締の良不良は直接鉸鉸成績の夫に影響を及ぼすを以て特に此の點に注意して検査を怠らず、不良のものは發見次第直ちに締直しを命ずる事に努めたり。鉸鉸槌は着工當初足場其他諸準備のため先づ 1 組を立て 10 日後に 3 組、24 日後に 5 組となし、前後約 60 日の工程を以て終了せり。(附圖第十九参照)。一爐平均鉸鉸數は(1 日 10 時間) 425 本にして一爐 1 日最大鉸鉸數は徑 7/8 吋のもの 840 本なりき。鉸鉸職工は神戸川崎造船職工にして鉸鉸組 5 組、鑽孔機 2 組を立てし頃其の従業員 30 人余りを使役し作業中良く其の命に服し嚴夏炎熱の下にても、優秀なる成績を治め優れたる技能を發揮し嚴密なる鉸鉸検査にも豫想外の好成績を收めたり。

第四節 塗裝工

塗裝工は淺野物産株式會社の請負にて、同社職工 20 人を使役せり。ペイントは Valdura asphalt paint の dark green 色を採用し川崎造船所にて製作後直ちに光明丹の下塗を施しある上に、桁架設後現場鉸鉸を施したる箇所は 3 回、他は 2 回塗仕上げとなせり。塗裝總面積は 9 500 面坪にして、之れに要せしペイントは約 1 300 gallons を要せり。次に之れが工程は職工 20 人を使役し、職工 1 人當り第 1 回塗はケレン共 1 日約 40 面坪、第 2 回塗は 60 面坪を塗裝なすと見て

$$(9\ 500/40 \times 20 + 9\ 500/60 \times 20) = 12 + 8 = 20 \text{ 日間}$$

の豫定なりしも實際は雨天休日、着工當初の足場其他の諸準備、鉸鉸工、足場撤却、軌條布設等他の工事に依る支障又は之れ等に依る塗直し等の遅延等に據り前後 30 日餘を要せしも純能率は上記と殆んど大差無かりしと信ず。

第五節 各材料の運搬、整理、配置

本橋梁に要せる各種材料中主なるものを擧ぐれば次の如し。

鐵	材	構 橋	1 810 噸
		架 橋 用	400 噸
木	材	角 材	70 000 立方呎
		柱、杭其他の丸太	2 000 本
コンクリート		橋 臺	294 立坪

上記材料の大部分は凡て舟運に依り大阪より曳船にて淀川を遡り直ちに現場に至るを得しを以て之れに要する費用も時日も少く該大橋梁を而も半歳を出でずして完成し得たる主因にして僅かに 6 月中旬約 10 日餘り旱魃のため減水し曳船不通の災ひを蒙りしも幸に其の後は天候に恵まれ、さしたる支障なく無事に進捗したり。上記材料の内整理に最も苦慮せるは木材にして現場附近一帯は陸軍工兵第十六大隊の架橋演習地にして、斯く多量の材料の加工、小運搬、配置に動もすれば支障を來し易く一日、半日を急ぐ工期を控え請負者大林組員と共に之れが良策に苦心する所大なりき。然れ共幸に架橋地を隔ること數町上流の右岸に於て河川敷 250 坪餘りの一時占用許可を得、此處にて木材の加工せるものを流下し水面數數百坪の占用を其の對岸に於て許されしを以て左程の不便を感じざりき。

第五章 總工費

本工事に要したる總工費並に内譯次の如し。

總工費	839 023.95
内譯	
橋臺工事	76 489.73
架設費	242 000.00
鋼材費	269 390.96
塗裝費	23 862.00
加工費	194 655.00
運送費	32 626.26

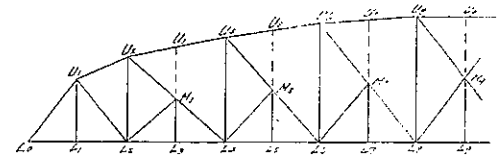
斯くして氣遣れたる大工事も幸ひに天帝の御加護に依り僅々 1 箇年足らずの短日月を以て 10 月末無事に竣功を告げたり。尙本工事中關係各官廳係官諸氏が御大典前にて事務殊に繁雜の折柄多大の便宜を與へられ本橋の速成に御援助を賜はりしを衷心感謝して息まず。茲に貴重なる紙面を拜借して滿腔の感謝を捧ぐ。(終り)

附表第一 世界鋼橋一覽表

No.	Name of Railroad	Location	River	Kind of Traffic	Span L ft	Height H ft	Width of Deck ft	$\frac{L}{H}$	$\frac{L}{D}$	Truss System	Connection	Materials	Total Weight tons	Date
1	Chicago Burlington & Quincy R.R.	Metropolis	Ohio	D-R	720	110	37	3.8	1.75	Reh. I	CP Connection	Truss Member 20 Eye bars 20 St. 2	3976	1917
2	Alaska R.R.	Tanana	Tanana	S.T.R.	700	96	36	3.3	1.75	"	"	St. Hc	2125	1923
3	Municipal bridge	St. Louis	Missouri	D.T.R. & Ry.	658	110	35	3.07	1.7	"	"	Main Truss 13 Sub Members 3 Stairs	4110	1912
4	Penn R.R.	Louisville	Ohio	D.T.R.	643-11	110-6	34	3.75	1.7	"	Riveted	High carbon steel	5282	1912
5	Mrs. Burke Colliery Suspension span	Quebec	St. Lawrence	D.T.R. & S.T.R. main	642	110	88	3.82	1.8	"	CP	Main Truss 13 Sub Members 3 Stairs	3427	1917
6	Kentucky Indiana Terminal R.R.	Louisville	Ohio	D.T.R. & Ry.	620	110	32.5	3.3	1.72	"	"	CS	4112	1912
7	Ruhrort Ry	Hammer	Rhein	D.T.R.	612-6	88-7	29-6	3.32	1.7	Sub-panel Warren	Riveted	CS		1912
8		Eastwicks	Ohio	Ry.	585	80	32.5	3.5	1.6	Panel	CP	CS	37-3	1915
9	Chicago Burlington & Quincy R.R.	Metropolis	Ohio	D.T.R.	552	80	37	3.9	1.5	"	"	Truss 25 Eye bars 13 Stairs	2550	1917
10	Kentucky Central R.R.	Cincinnati	"	D.T.R. & Ry.	550	80	31	3.85	1.77	"	"	CS	2150	1911
11	Louisville & Jeffersonville	Louisville	"	S.T.R.	546.5	80				"	"	CS		1914
12	Cincinnati & Cambridge R.	"	"	D.T.R. & Ry.	542.5	80				"	"	CS		1917
13	Nara Electric R.	Fushimi	Yodo River	D.T. S.T.R.	540	80	32	3.75	1.59	"	Riveted	CS	1910	1928

M.S. Nickel steel
S.S. Silicon
C.S. Carbon

附表第二 澁川橋梁の構主部材断面計算表



Member	Normal length	Stress	Area	Stress	Area	Stress	Area
U1L1	32.2000	+122.892	21.11	-25.292	12.11	+172.892	21.11
U2L2	33.1850	+172.892	13.12	-25.292	12.11	+172.892	13.12
U3L3	31.6177	+236.779	21.72	-25.292	12.11	+236.779	21.72
U4L4	33.5829	+262.852	23.52	-25.292	12.11	+262.852	23.52
U5L5	36.1149	+378.246	34.42	-25.292	12.11	+378.246	34.42
U6L6	38.2000	+275.242	27.52	-25.292	12.11	+275.242	27.52
L1L2	32.2000	+112.123	11.21	+25.292	12.11	+112.123	11.21
L2L3	33.1850	+172.892	17.29	+25.292	12.11	+172.892	17.29
L3L4	31.6177	+236.779	23.68	+25.292	12.11	+236.779	23.68
L4L5	33.5829	+262.852	26.28	+25.292	12.11	+262.852	26.28
L5L6	36.1149	+378.246	37.82	+25.292	12.11	+378.246	37.82
L6L7	38.2000	+275.242	27.52	+25.292	12.11	+275.242	27.52
U7L7	32.2000	+112.123	11.21	-25.292	12.11	+112.123	11.21
U8L8	33.1850	+172.892	13.12	-25.292	12.11	+172.892	13.12
U9L9	31.6177	+236.779	21.72	-25.292	12.11	+236.779	21.72
U10L10	33.5829	+262.852	23.52	-25.292	12.11	+262.852	23.52
L7L8	36.1149	+378.246	37.82	+25.292	12.11	+378.246	37.82
L8L9	38.2000	+275.242	27.52	+25.292	12.11	+275.242	27.52
L9L10	32.2000	+112.123	11.21	+25.292	12.11	+112.123	11.21
U11L11	32.2000	+112.123	11.21	-25.292	12.11	+112.123	11.21
U12L12	33.1850	+172.892	13.12	-25.292	12.11	+172.892	13.12
U13L13	31.6177	+236.779	21.72	-25.292	12.11	+236.779	21.72
U14L14	33.5829	+262.852	23.52	-25.292	12.11	+262.852	23.52
U15L15	36.1149	+378.246	34.42	-25.292	12.11	+378.246	34.42
U16L16	38.2000	+275.242	27.52	-25.292	12.11	+275.242	27.52
L11L12	32.2000	+112.123	11.21	+25.292	12.11	+112.123	11.21
L12L13	33.1850	+172.892	13.12	+25.292	12.11	+172.892	13.12
L13L14	31.6177	+236.779	21.72	+25.292	12.11	+236.779	21.72
L14L15	33.5829	+262.852	23.52	+25.292	12.11	+262.852	23.52
L15L16	36.1149	+378.246	34.42	+25.292	12.11	+378.246	34.42
L16L17	38.2000	+275.242	27.52	+25.292	12.11	+275.242	27.52
L17L18	32.2000	+112.123	11.21	+25.292	12.11	+112.123	11.21
L18L19	33.1850	+172.892	13.12	+25.292	12.11	+172.892	13.12
L19L20	31.6177	+236.779	21.72	+25.292	12.11	+236.779	21.72
L20L21	33.5829	+262.852	23.52	+25.292	12.11	+262.852	23.52
L21L22	36.1149	+378.246	34.42	+25.292	12.11	+378.246	34.42
L22L23	38.2000	+275.242	27.52	+25.292	12.11	+275.242	27.52
L23L24	32.2000	+112.123	11.21	+25.292	12.11	+112.123	11.21
L24L25	33.1850	+172.892	13.12	+25.292	12.11	+172.892	13.12
L25L26	31.6177	+236.779	21.72	+25.292	12.11	+236.779	21.72
L26L27	33.5829	+262.852	23.52	+25.292	12.11	+262.852	23.52
L27L28	36.1149	+378.246	34.42	+25.292	12.11	+378.246	34.42
L28L29	38.2000	+275.242	27.52	+25.292	12.11	+275.242	27.52
L29L30	32.2000	+112.123	11.21	+25.292	12.11	+112.123	11.21
L30L31	33.1850	+172.892	13.12	+25.292	12.11	+172.892	13.12
L31L32	31.6177	+236.779	21.72	+25.292	12.11	+236.779	21.72
L32L33	33.5829	+262.852	23.52	+25.292	12.11	+262.852	23.52
L33L34	36.1149	+378.246	34.42	+25.292	12.11	+378.246	34.42
L34L35	38.2000	+275.242	27.52	+25.292	12.11	+275.242	27.52
L35L36	32.2000	+112.123	11.21	+25.292	12.11	+112.123	11.21
L36L37	33.1850	+172.892	13.12	+25.292	12.11	+172.892	13.12
L37L38	31.6177	+236.779	21.72	+25.292	12.11	+236.779	21.72
L38L39	33.5829	+262.852	23.52	+25.292	12.11	+262.852	23.52
L39L40	36.1149	+378.246	34.42	+25.292	12.11	+378.246	34.42
L40L41	38.2000	+275.242	27.52	+25.292	12.11	+275.242	27.52
L41L42	32.2000	+112.123	11.21	+25.292	12.11	+112.123	11.21
L42L43	33.1850	+172.892	13.12	+25.292	12.11	+172.892	13.12
L43L44	31.6177	+236.779	21.72	+25.292	12.11	+236.779	21.72
L44L45	33.5829	+262.852	23.52	+25.292	12.11	+262.852	23.52
L45L46	36.1149	+378.246	34.42	+25.292	12.11	+378.246	34.42
L46L47	38.2000	+275.242	27.52	+25.292	12.11	+275.242	27.52
L47L48	32.2000	+112.123	11.21	+25.292	12.11	+112.123	11.21
L48L49	33.1850	+172.892	13.12	+25.292	12.11	+172.892	13.12
L49L50	31.6177	+236.779	21.72	+25.292	12.11	+236.779	21.72
L50L51	33.5829	+262.852	23.52	+25.292	12.11	+262.852	23.52
L51L52	36.1149	+378.246	34.42	+25.292	12.11	+378.246	34.42
L52L53	38.2000	+275.242	27.52	+25.292	12.11	+275.242	27.52
L53L54	32.2000	+112.123	11.21	+25.292	12.11	+112.123	11.21
L54L55	33.1850	+172.892	13.12	+25.292	12.11	+172.892	13.12
L55L56	31.6177	+236.779	21.72	+25.292	12.11	+236.779	21.72
L56L57	33.5829	+262.852	23.52	+25.292	12.11	+262.852	23.52
L57L58	36.1149	+378.246	34.42	+25.292	12.11	+378.246	34.42
L58L59	38.2000	+275.242	27.52	+25.292	12.11	+275.242	27.52
L59L60	32.2000	+112.123	11.21	+25.292	12.11	+112.123	11.21
L60L61	33.1850	+172.892	13.12	+25.292	12.11	+172.892	13.12
L61L62	31.6177	+236.779	21.72	+25.292	12.11	+236.779	21.72
L62L63	33.5829	+262.852	23.52	+25.292	12.11	+262.852	23.52
L63L64	36.1149	+378.246	34.42	+25.292	12.11	+378.246	34.42
L64L65	38.2000	+275.242	27.52	+25.292	12.11	+275.242	27.52
L65L66	32.2000	+112.123	11.21	+25.292	12.11	+112.123	11.21
L66L67	33.1850	+172.892	13.12	+25.292	12.11	+172.892	13.12
L67L68	31.6177	+236.779	21.72	+25.292	12.11	+236.779	21.72
L68L69	33.5829	+262.852	23.52	+25.292	12.11	+262.852	23.52
L69L70	36.1149	+378.246	34.42	+25.292	12.11	+378.246	34.42
L70L71	38.2000	+275.242	27.52	+25.292	12.11	+275.242	27.52
L71L72	32.2000	+112.123	11.21	+25.292	12.11	+112.123	11.21
L72L73	33.1850	+172.892	13.12	+25.292	12.11	+172.892	13.12
L73L74	31.6177	+236.779	21.72	+25.292	12.11	+236.779	21.72
L74L75	33.5829	+262.852	23.52	+25.292	12.11	+262.852	23.52
L75L76	36.1149	+378.246	34.42	+25.292	12.11	+378.246	34.42
L76L77	38.2000	+275.242	27.52	+25.292	12.11	+275.242	27.52
L77L78	32.2000	+112.123	11.21	+25.292	12.11	+112.123	11.21
L78L79	33.1850	+172.892	13.12	+25.292	12.11	+172.892	13.12
L79L80	31.6177	+236.779	21.72	+25.292	12.11	+236.779	21.72
L80L81	33.5829	+262.852	23.52	+25.292	12.11	+262.852	23.52
L81L82	36.1149	+378.246	34.42	+25.292	12.11	+378.246	34.42
L82L83	38.2000	+275.242	27.52	+25.292	12.11	+275.242	27.52
L83L84	32.2000	+112.123	11.21	+25.292	12.11	+112.123	11.21
L84L85	33.1850	+172.892	13.12	+25.292	12.11	+172.892	13.12
L85L86	31.6177	+236.779	21.72	+25.292	12.11	+236.779	21.72
L86L87	33.5829	+262.852	23.52	+25.292	12.11	+262.852	23.52
L87L88	36.1149	+378.246	34.42	+25.292	12.11	+378.246	34.42
L88L89	38.2000	+275.242	27.52	+25.292	12.11	+275.242	27.52
L89L90	32.2000	+112.123	11.21	+25.292	12.11	+112.123	11.21
L90L91	33.1850	+172.892	13.12	+25.292	12.11	+172.892	13.12
L91L92	31.6177	+236.779	21.72	+25.292	12.11	+236.779	21.72
L92L93	33.5829	+262.852	23.52	+25.292	12.11	+262.852	23.52
L93L94	36.1149	+378.246	34.42	+25.292	12.11	+378.246	34.42
L94L95	38.2000	+275.242	27.52	+25.292	12.11	+275.242	27.52
L95L96	32.2000	+112.123	11.21	+25.292	12.11	+112.123	1

附表第五 (其一) 澗川橋梁撓度試驗計算表

澗川橋梁撓度試驗成績

本報告昭和五年秋奈良電氣鐵道澗川橋梁竣工時，其荷重試驗係由本所調查之。

橋梁概算 下路軌線橋幅 40 呎，橋間 30 呎，橋墩數 18。
主橋幅中心間隔 32 呎，橋幅高 10 呎，於 80 呎處設 40 呎。
初荷重 60 噸車 6 輛連續設軌，橫橋端重 1810 噸。

試驗月日 昭和五年十月二十日。

試驗箇所 橋間中央 (L₁-F₁) = 相當於下註，上側測及下側測 = 2 點。

使用器械 田式撓度記錄器 (C 機測 NO. 8229，下機測 NO. 8228)。

試驗荷重 本試驗一次係 2 次，荷重狀態 (NO. 1-NO. 6) = 2 次，調查 4 次。

NO. 1. 各線各 1 輛，方向 + 同時，運轉 4 輛合，由 2 進行 (右側運轉)。

總重 1 輛 + 自重 = 33.5 噸。

定員 110 (110 × 130 = 13200) = 相當於 2 輛，定員 59。

荷重總計 $\Sigma P = 2 (33.5 + 59) = 177.8$ 噸。

速度 平均 16 哩每時。

NO. 2. 各線各 2 輛，客車 2 輛，同時，方向 + 同時，運轉 4 輛合，由 2 進行。

荷重總計 $\Sigma P = 2.2 (33.5 + 59) = 187.6$ 噸。

速度 平均 14 哩每時。

NO. 3. 全上，場合，由 2 進行 (左側運轉)， $\Sigma P = 157.6$ 噸，速度不明。

NO. 4. 全上，場合，由 2 進行， $\Sigma P = 157.6$ 噸，速度不明。

NO. 5. 全上，場合，由 2 進行， $\Sigma P = 157.6$ 噸，速度不明。

NO. 6. 各線各 6 輛，客車 3 輛，列車，同時，由 2 進行，相當於 2 輛出。

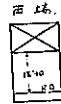
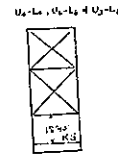
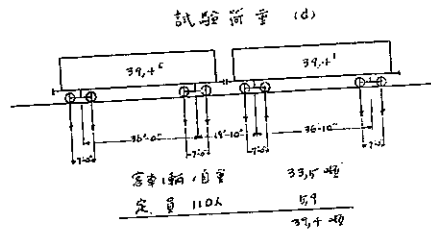
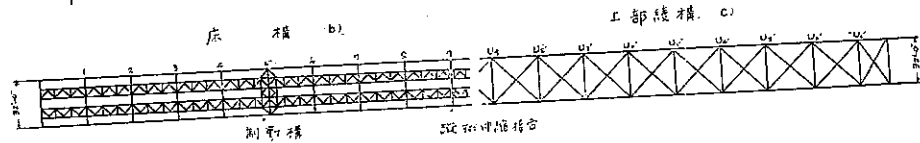
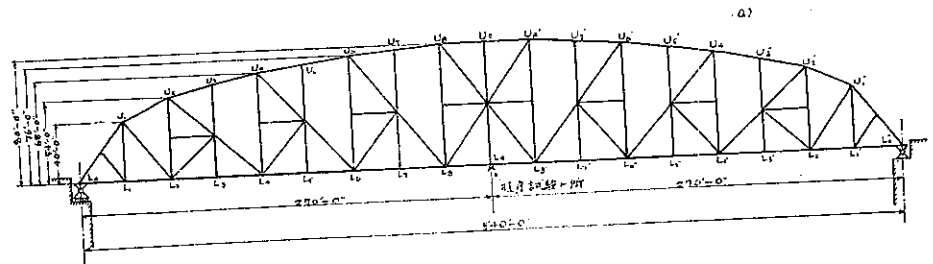
場合， $\Sigma P = 2.6 (33.5 + 59) = 277.8$ 噸。

備考 NO. 1. 及 NO. 2. 場合，至 5 哩，由 2 進行，其 5 哩，由 2 進行，相當於 2 輛。

估測測中央 = 1 呎，NO. 3. NO. 4. 及 NO. 5. 場合，相一致 = 1 呎。

NO. 6. 部之荷重，場合，相當於 2 輛。

澗川橋梁 (心式之結構) Fig 1.



附表第五 (其二) 激川橋梁撓度試驗計算表

NO.1.

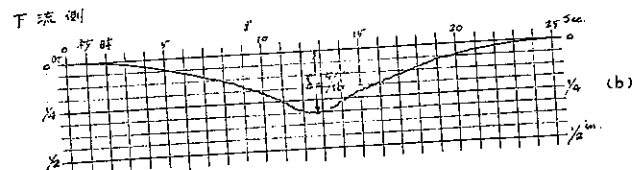
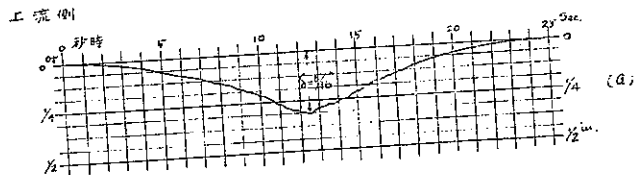
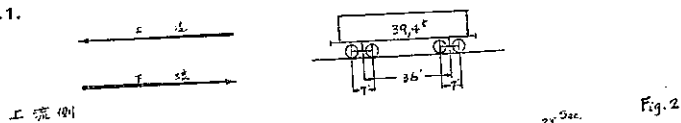


Fig. 2

NO.3.

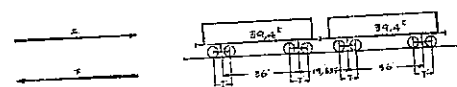
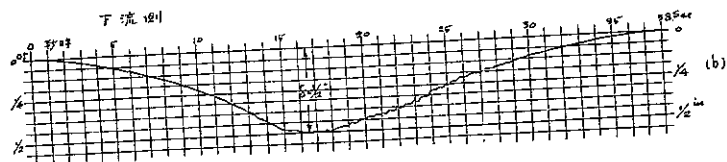
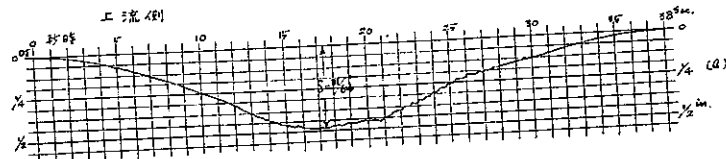


Fig. 4.



NO.2.

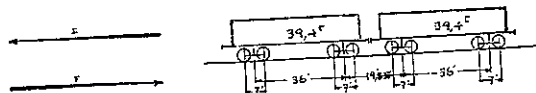
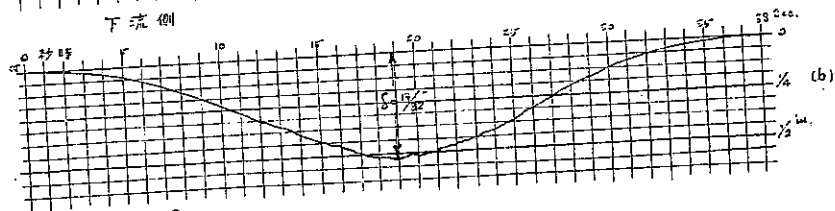
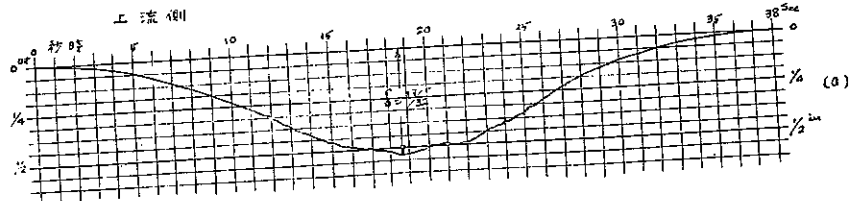


Fig. 3



NO.4.

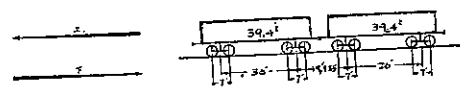
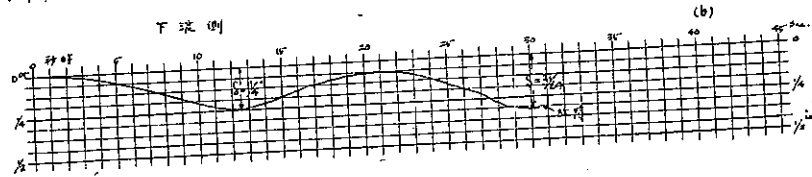
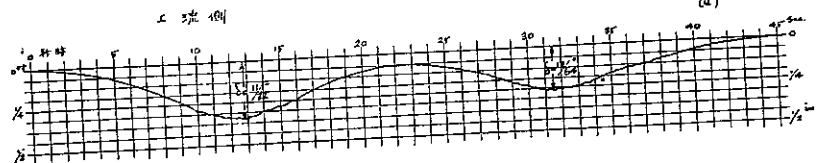


Fig. 5.



附表第五 (其三) 澗川橋梁撓度試驗計算表

No. 5.

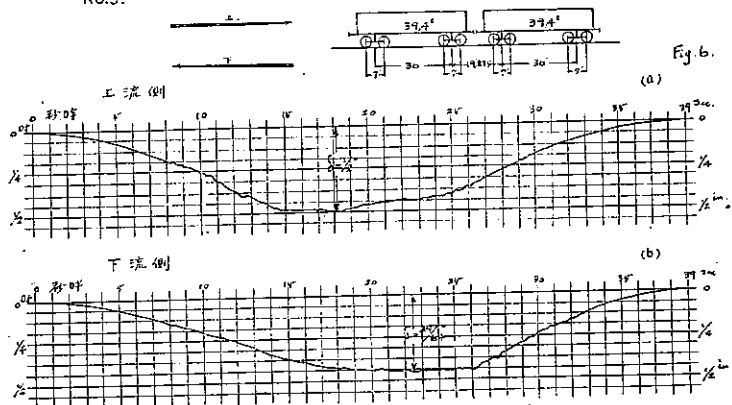


Fig. 6.

No. 6.

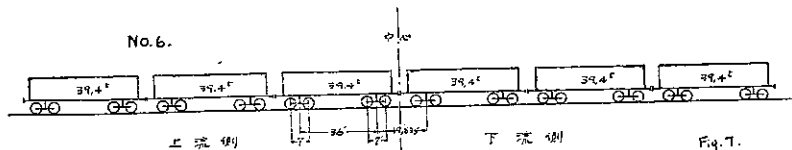
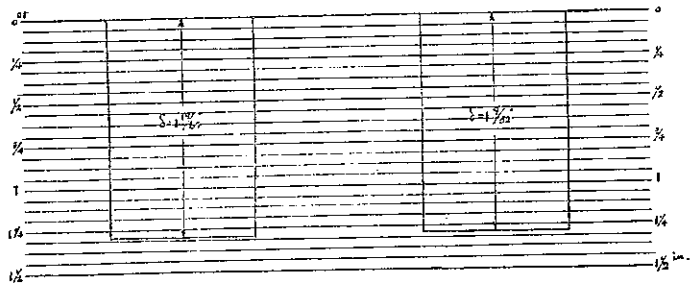


Fig. 7.



總括.

撓度試驗結果，總括如下表所得。

t = 振動時間 (秒)

x = 最大撓度發生延遲時間 (秒)

δ = 最大撓度 (吋)

v = 平均速度 (哩每時)

ΣP = 總荷重 (噸)

Tab. 1.

No.	ΣP	v	t	x	δ	Diff.
NO. 1.	78.8	16	24	13.5	13.5	0
NO. 2.	157.6	11.5	38	19	19	0
NO. 3.	157.6		38	13.5	16.5	1/4
NO. 4.	157.6		45	13	30	1/4
NO. 5.	157.6		37	15	23.5	1/4
NO. 6.	472.8	0			13.5	1/4

NO. 3, NO. 4, 及 NO. 5 之平均速度，在中央部相一致，此係因該處之橋面通車，其間作比較困難，擬訂上流側/下流側之比，撓度稍大，此認爲得。

撓度試驗時，同時下流側下弦中央部橋間 (L1-L2, Fig. 1) 之撓度，亦予測定，其結果，記於表內。

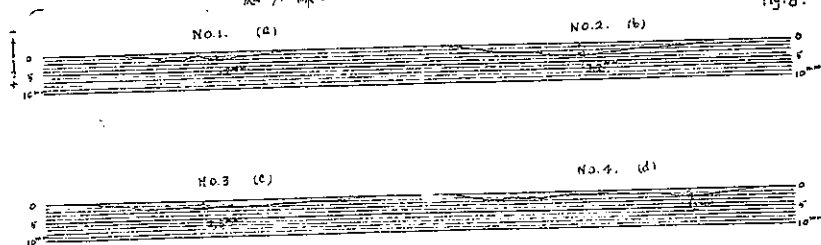
使用器械，乃以單一應力計，NO. 579.

彈性係數， $E = 2150000 \text{ kg/cm}^2$.

應力線圖縮尺， $1'' = 15,695 \text{ kg/cm}^2$
 $= 223,1986 \text{ kg/cm}^2$.

應力線.

Fig. 8.



附表第五 (其四) 瀧川橋梁撓度試驗計算表



撓度 δ 、应力 σ 關係。

δ = 下流側 δ 、於 μ 最大撓度。(吋)

μ = 应力線、最大距離。(吋)

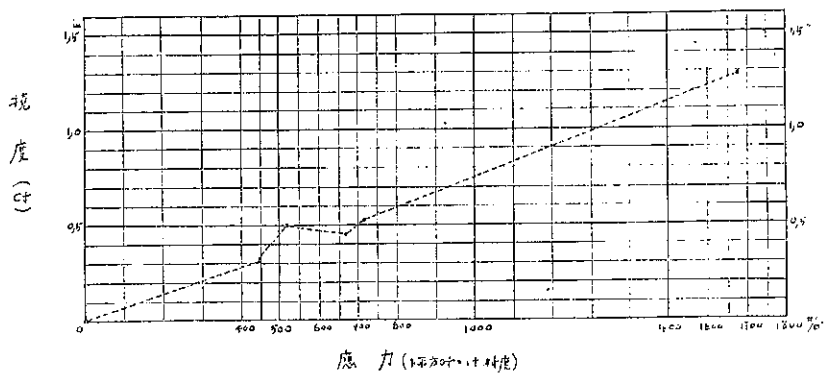
σ = 最大应力。(应力)

Tab. 2.

NO.	δ		μ	σ	
	吋	cm		$\frac{kg}{cm^2}$	$\frac{kg}{cm^2}$
NO. 1.	$\frac{3}{16}$	0.313	2	31,386	446,397
NO. 2.	$\frac{17}{32}$	0.531	3.2	50,218	714,235
NO. 3.	$\frac{1}{2}$	0.500	2.3	36,094	513,357
NO. 4.	$\frac{21}{64}$	0.328	2	31,386	446,397
NO. 5.	$\frac{29}{64}$	0.453	3	47,079	664,896
NO. 6.	$1\frac{3}{32}$	1.281	3.5	117,698	1,673,990

此關係、更、明瞭、 δ 、 σ 、關係、圖表、以、表、之、如、左、。

Tab. 3.

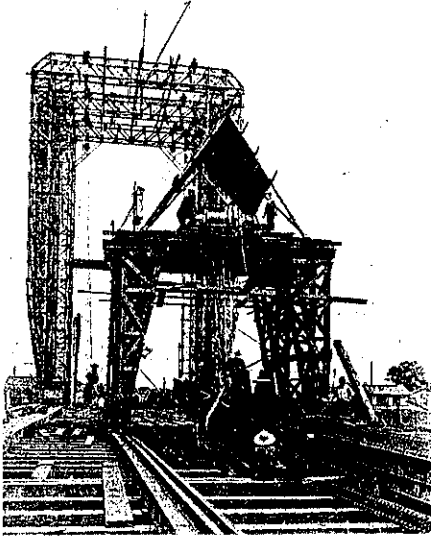


附表第六 瀧川橋梁工程表

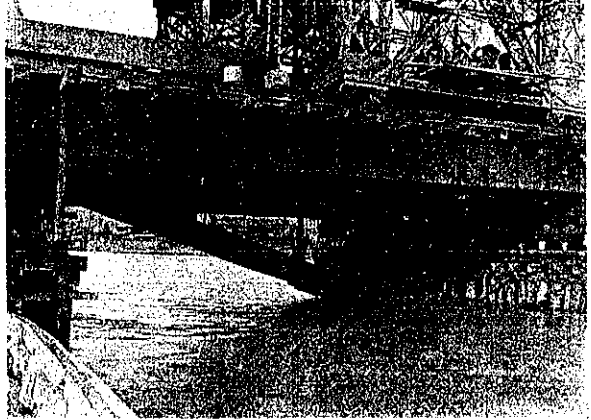
工程項目	月								備考
	四月	五月	六月	七月	八月	九月	十月		
左岸橋臺									
右岸橋臺									
橋梁架設									
其他									

(北本領會誌第十六卷第八號附錄)

寫眞第四 鋼材水切作業

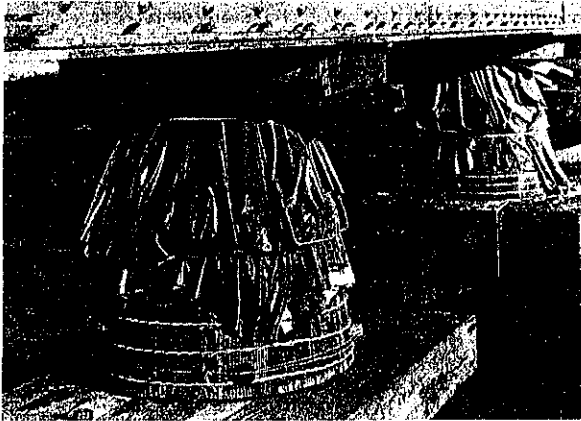


寫眞第五 鋼材水切作業

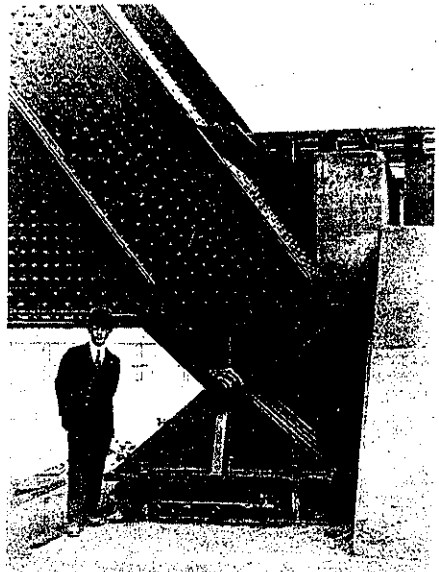


舟を流し傾斜の儘巻揚中

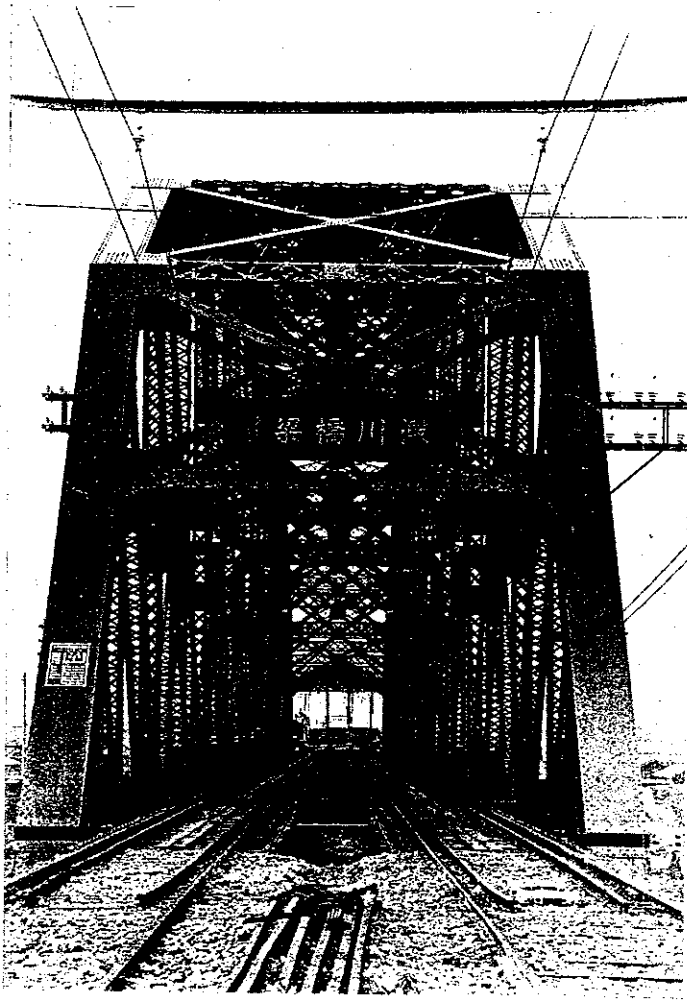
寫眞第六 反台 (Camber block)



寫眞第七 Roller end

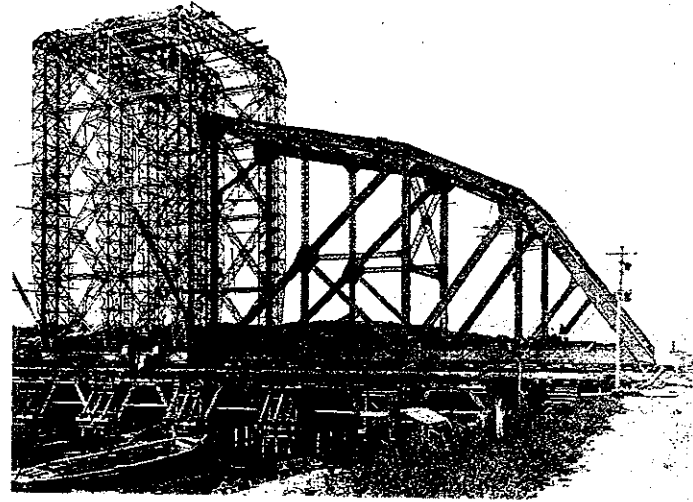


寫眞第一 竣功せる澁川橋梁

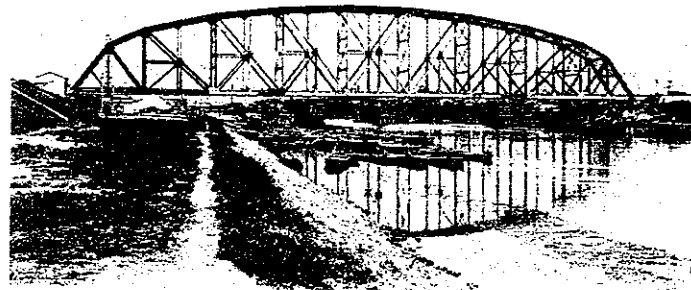


(土木學會誌第十六卷第八號寫眞)

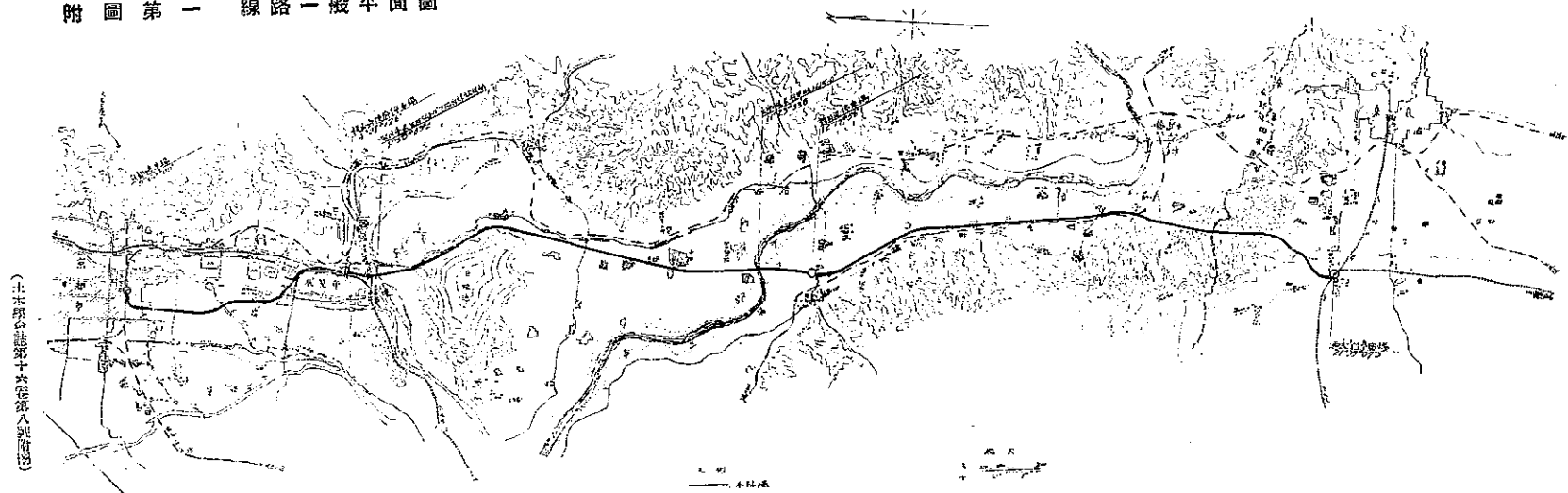
寫眞第二 桁桁組立



寫眞第三 架橋足場撤却及ペイント塗工中



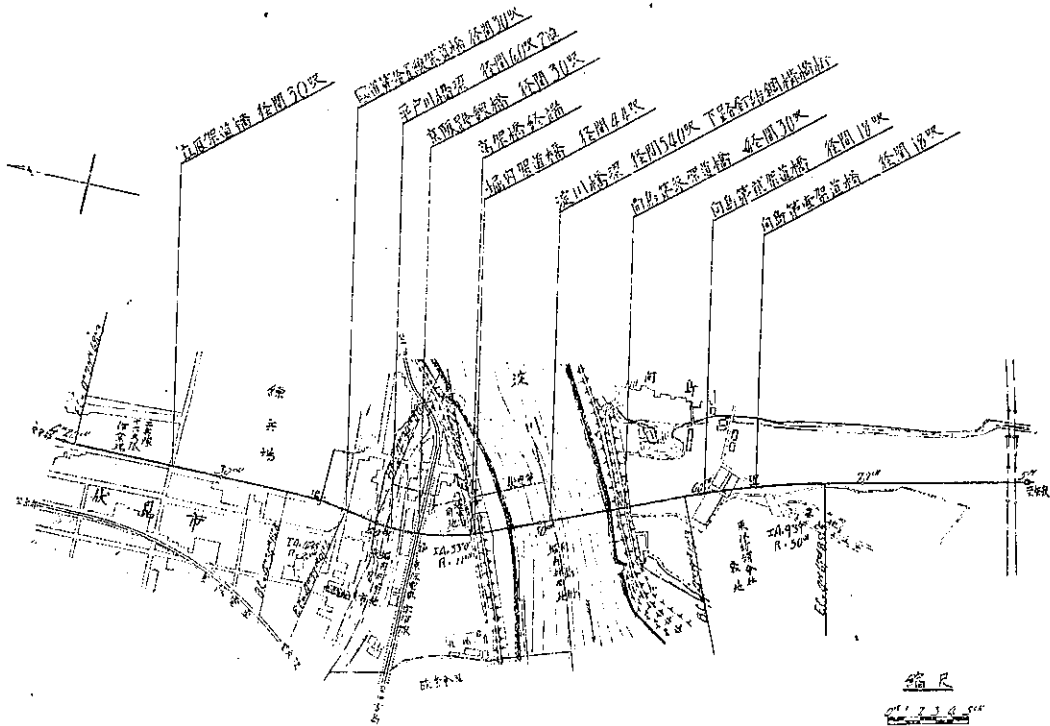
附圖第一 線路一般平面圖



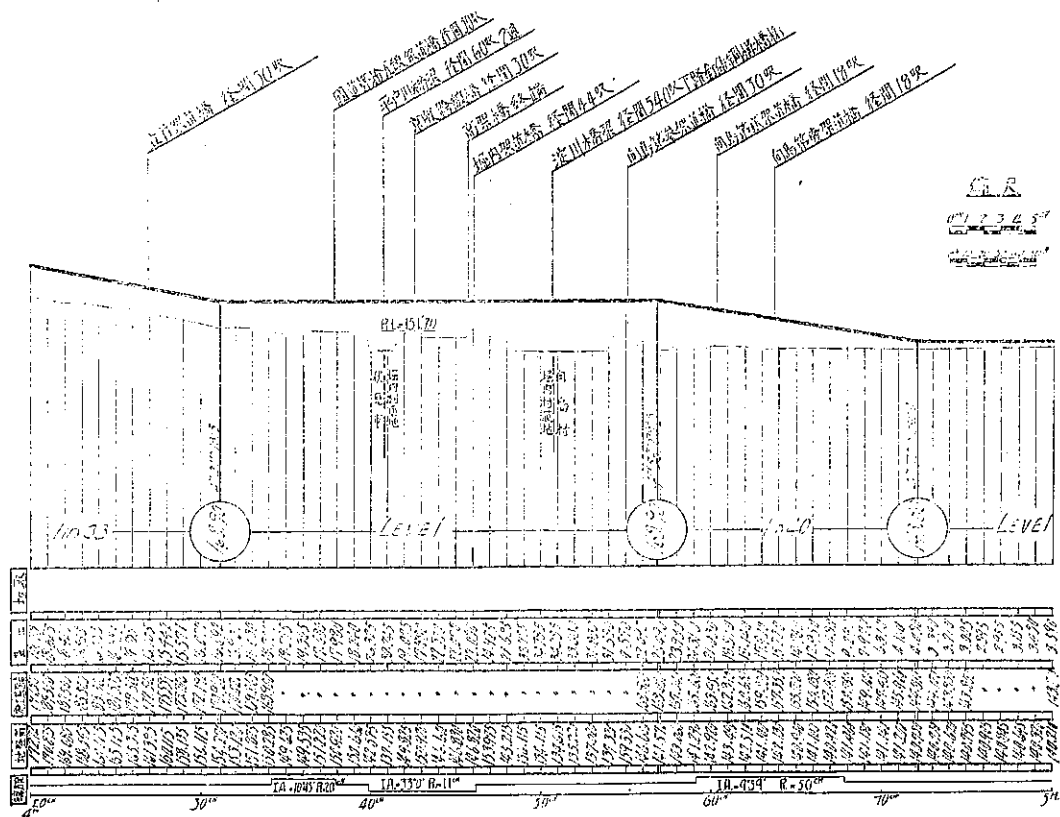
(北平聯合誌第十六卷第八號附圖)

附圖第二 架橋地點平面圖及縱斷面圖

平面圖



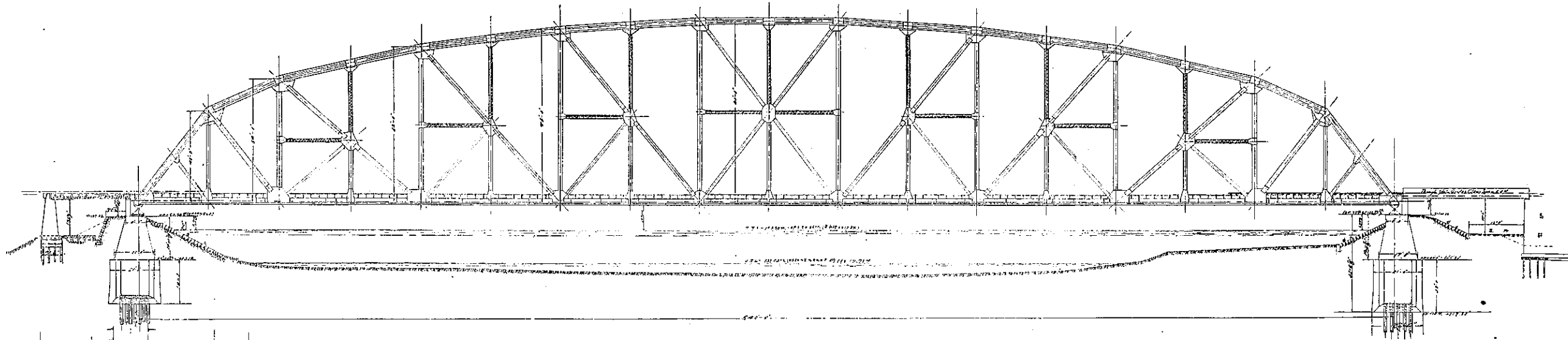
縱斷面圖



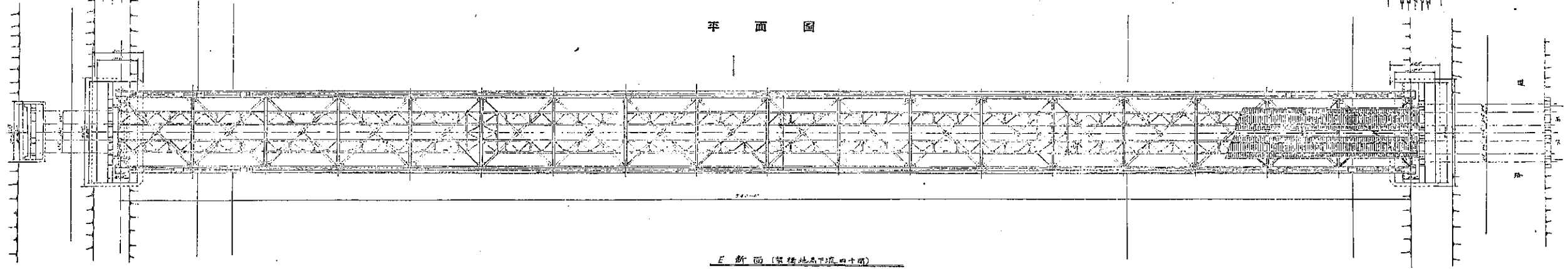
(此亦係全港第十卷第八號附圖)

附圖第三 澗川橋梁設計圖

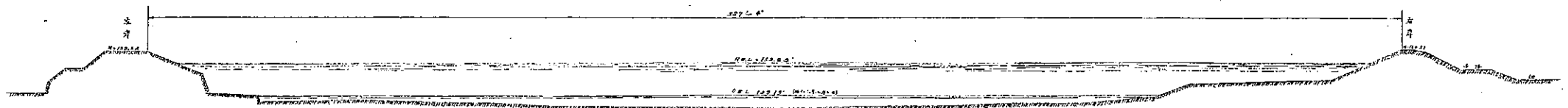
側面圖



平面圖

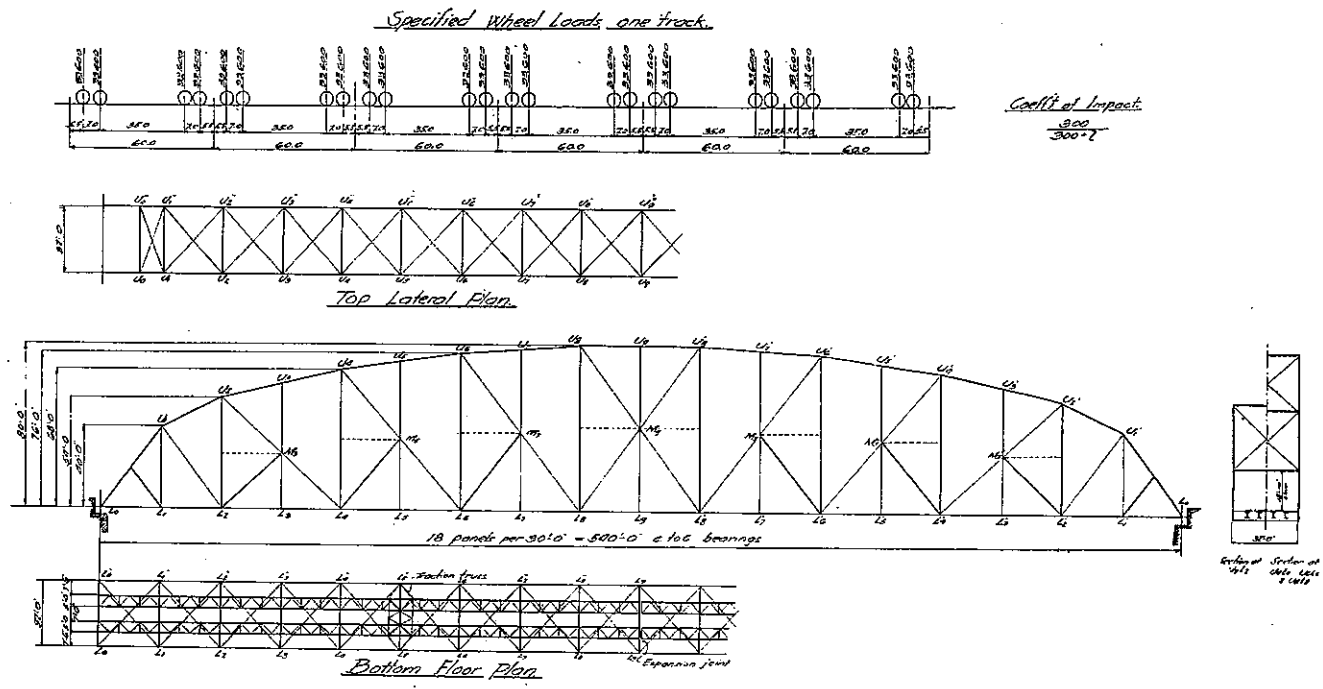


E 断面 (梁橋地高下四十四間)



(土木學會雜誌第十六卷第八號附圖)

附圖第四 所定動荷重及應力表



Stringers
Assumed dead load 200 lbs per lin ft per stringer

Span c/c	Max Bending Moments				Working Stress
	Live load	Impact	Dead load	Total	
30'-0"	272,680"	252,800"	510,000"	570,520"	15,030 psi

Floor Beams
Assumed dead load of floor beams 250 lbs per lin ft

Span	Max Bending Moments				Sectional Area	Working Stress
	Live load	Impact	Dead load	Total		
32'-0"	1,128,600"	1,027,350"	3,132,000"	2,865,140"	21 I-beams	10,850 psi

Main Truss
Assumed dead load 200 lbs per lin ft per truss

Member	Maximum Stresses				Sectional Area sq in	Working Stress
	Live load	Impact	Dead load	Total		
L4L5	-603,800	-301,730	-1,916,600	-2,619,130	11	-15,600
U1U2	-585,470	-270,150	-1,215,500	-2,069,120	11	-12,840
U4U5	-776,000	-359,290	-1,571,700	-2,704,990	11	-12,840
L4L6	-854,430	-396,530	-1,776,900	-3,029,360	11	-12,870
U4U6	-896,500	-415,080	-1,862,700	-3,172,280	11	-12,820
L6L7	-895,530	-412,630	-1,852,500	-3,160,660	Diagonal	-12,830
L4L7	+365,730	+182,090	+789,870	+1,709,690	11	+13,820
L4L8	+576,000	+266,650	+1,170,200	+2,646,830	11	+13,950
L4L9	+746,000	+365,900	+1,585,200	+3,501,730	11	+15,500
L6L8	+872,300	+433,880	+1,809,600	+4,028,770	11	+15,600
L8L9	+916,000	+478,930	+1,878,800	+4,164,530	11	+15,550

Member	Maximum Stresses				Sectional Area sq in	Working Stress
	Live load	Impact	Dead load	Total		
U1L1	+300,000	+138,900	+578,870	+877,770	11	+15,450
U1U3	+331,000	+153,000	+572,800	+1,062,800	11	+15,650
M5L5	+825,450	+450,600	+889,970	+1,961,020	11	+15,600
L6L7	+257,700	+119,820	+347,330	+784,370	11	+15,620
M5L6	+252,200	+116,800	+264,720	+633,110	11	+15,470
L6L8	+201,750	+98,850	+457,800	+858,400	11	+15,060
M5L8	+196,370	+97,350	+78,960	+573,100	11	+13,380
L6L9	+160,500	+88,370	+38,720	+287,610	11	+10,000
M5L9	+156,180	+86,870	0	+243,050	11	+10,600
U1L2	-171,660	-82,560	-273,660	-538,660	11	-12,700
U1L4	-158,350	-73,300	-182,970	-414,620	11	-11,700
U1L6	-146,570	-72,060	-57,180	-276,010	11	-11,800
U1L8	-101,880	-49,880	+48,500	-103,260	11	-7,000
M5L7	+70,370	+39,000	-82,620	-222,380	11	-10,120
M5L9	-62,770	-32,990	-82,580	-178,340	Diagonal	-9,000
M5L8	-58,570	-30,690	-78,950	-168,210	Diagonal	-8,650
Roofing	+54,000	+25,500	+79,500	+259,000	11	+11,120
Sub Roof		-40,000	-40,000	-40,000	11	-4,400

Top Lateral & Portal bracing
Wind load 300 lbs per sq ft

Member	Stress	Sectional Area	Working Stress
U1U2	+9,700	20 5/8" x 110"	+9,770
U2U3	+8,110	"	+8,500
U3U4	+7,170	"	+7,160
U4U5	+6,180	"	+6,080
U5U6	+5,250	"	+5,180
U6U7	+4,270	"	+4,290
U7U8	+3,260	"	+3,270
U8U9	+2,210	"	+2,200
U4U5	-5,870	20 5/8" x 80"	-7,000
U4U6	-5,100	"	-6,070
U4U7	-4,390	"	-5,200
U4U8	-3,100	"	-3,290
U4U9	-2,320	"	-3,000
U4U10	-2,050	"	-2,400
U4U11	-1,500	"	-1,890
U1U11	+11,600	20 5/8" x 110"	+10,160
U1U12	+8,300	"	+7,230
U1U13	+5,600	"	+4,800

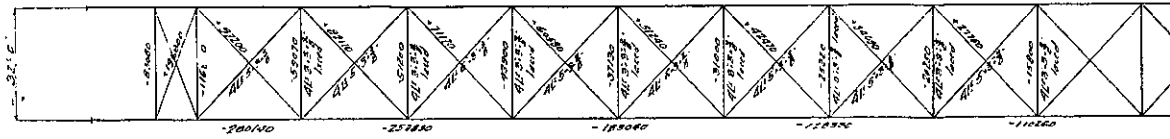
Bottom Lateral bracing
Wind load 300 lbs per sq ft

Member	Stress	Sectional Area	Working Stress
L4L5	+17,300	22 6/8" x 220" x 120"	+17,600
L5L6	+17,600	"	+17,900
L6L7	+16,800	"	+17,100
L7L8	+15,700	"	+16,000
L8L9	+15,400	"	+15,700
L9L10	+14,250	"	+14,500
L10L11	+13,680	"	+13,900
L11L12	+13,400	"	+13,700
L12L13	+12,690	"	+12,900

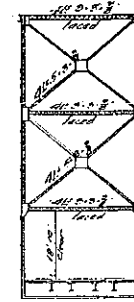
Main Struts 20 5/8" x 110"
Sway bracing struts 20 5/8" x 80"
Diagonal 20 5/8" x 80"

(土木學會誌第十六卷第八號附圖)

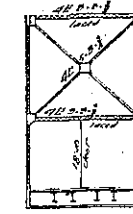
附圖第五 應力圖



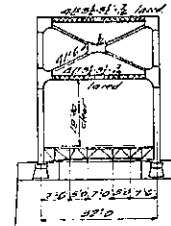
Top lateral system



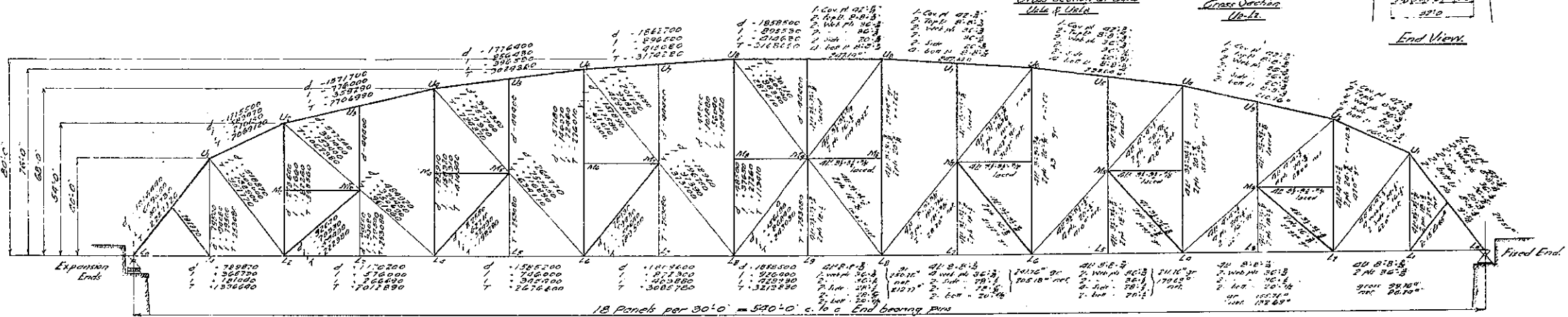
Cross Section at U₁



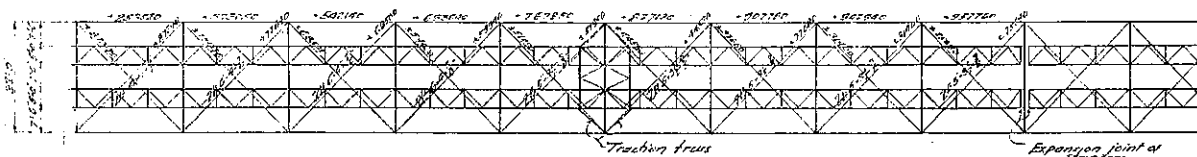
Cross Section U₂



End View



Elevation



Bottom floor truss

Assumed dead load

Weighted track	400 lbs. per lin. ft. per track
Floor	540
Lateral	340
Truss	2850
Total	4130

Live load



Impact coeff

300

Wind load

300 lbs per lin. ft. for unloaded chord

300

200

on train, applied 7ft above base of rail

Seismic acceleration

Horizontal 1500 mm. per sec. acc.

Vertical 500

Slippers

Max bending moment	DL 512000 in. lb.
DL	2731880
Imp	2570800
Total	5770500
Depth of girder	350 L.H.H.
Effective depth	350
Flange stress	16300 lb
Flange section	210 net
2 cov. pl. 3/8"	340
Web effect	160
Total	1090
Max shear	5700 lb.
DL	3200
Imp	2500
Total	5700
Section of web pl	36" x 1/2" = 18" x 1/2"

Floor beams

Max bending moment	DL 3135000 in. lb.
DL	1128600
Imp	1023500
Total	5287100
Depth of girder	350 L.H.H.
Effective depth	350
Flange stress	17000 lb
Section of flange	210 net
2 cov. pl. 3/8"	340
Web effect	160
Total	280
Max shear	4950 lb.
DL	3000
Imp	1950
Total	4950
Section of web pl	60" x 1/2" = 30" x 1/2"

Max Reaction at End

DL	115700 lb.
L.L.	545810
Imp	526190
Total	1187700

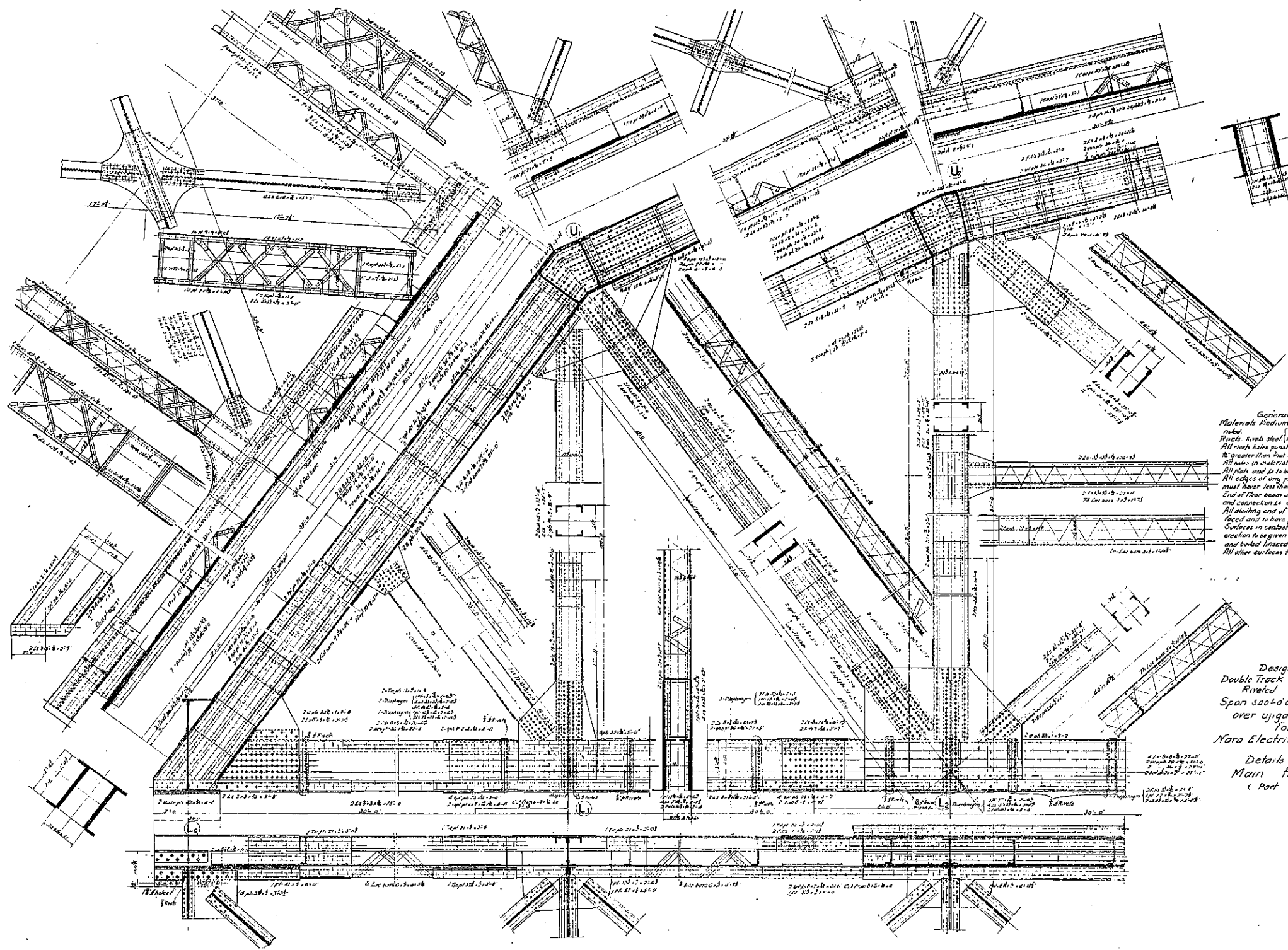
Repd area of base plate 27 to 28 ft for Expansion end 7-10' diam roller 20' x 15'

Design of Double Track Through Riveted Truss 500 ft c/c. Exp. end over Ujigawa or Juchum. Nara Electric Railway Co. Strain sheet

Materials: Mild C.H. steel, Rivets: Right steel, 1-4 for End post & chord member, 3-8 for all other members, Specification: Am. Ry. Eng. Assoc. 1925.

日本鐵道第六次大正八年四月

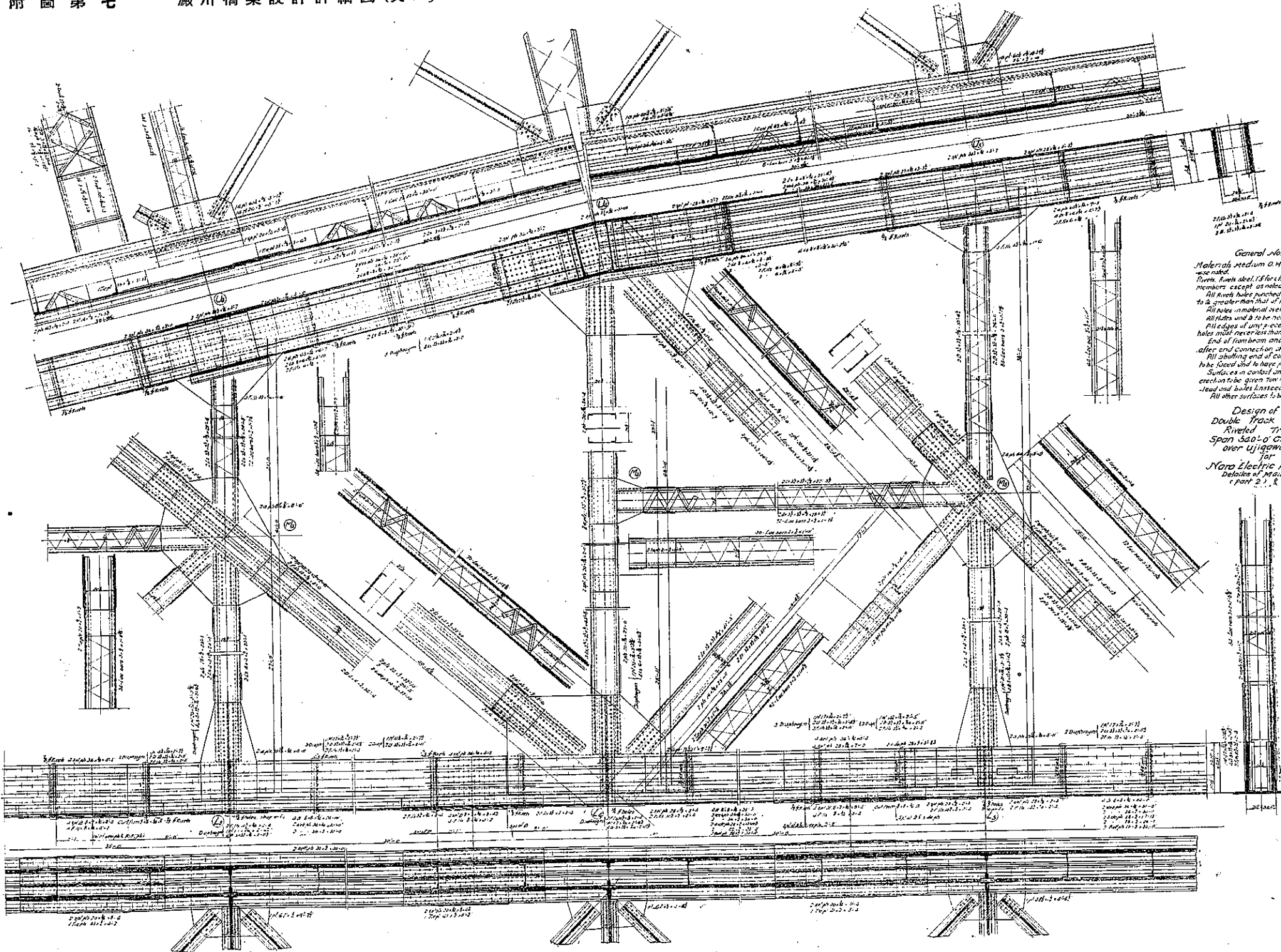
附圖第六 澗川橋梁設計詳細圖(其一)



General Notes
 Materials: Medium or 11 steel, unless otherwise noted.
 Rivets: Rivet steel, 17" chord.
 All rivet holes punched 3/8 less and named to be greater than that shown used.
 All holes in material over 1/2" thick to be drilled.
 All plates and gus to be neatly beveled.
 All edges of any piece from center of rivet hole must have less than 1/8" radius.
 End of floor beam and stringer to be milled after and connection to be milled on.
 All abutting end of compression member to be faced and to have perfect contact.
 Surfaces in contact and inaccessible after erection to be given fair heavy coats of red lead and bolted instead of it.
 All other surfaces to be given one coat.

Design of
 Double Track Through
 Riveted Truss
 Span 340'-0" on bearings
 over Ujigawa at Fushimi
 for
 Nara Electric Railway Co
 Details of
 Main truss
 (Part 1)

(土木學會雜誌第十六卷第八號附圖)



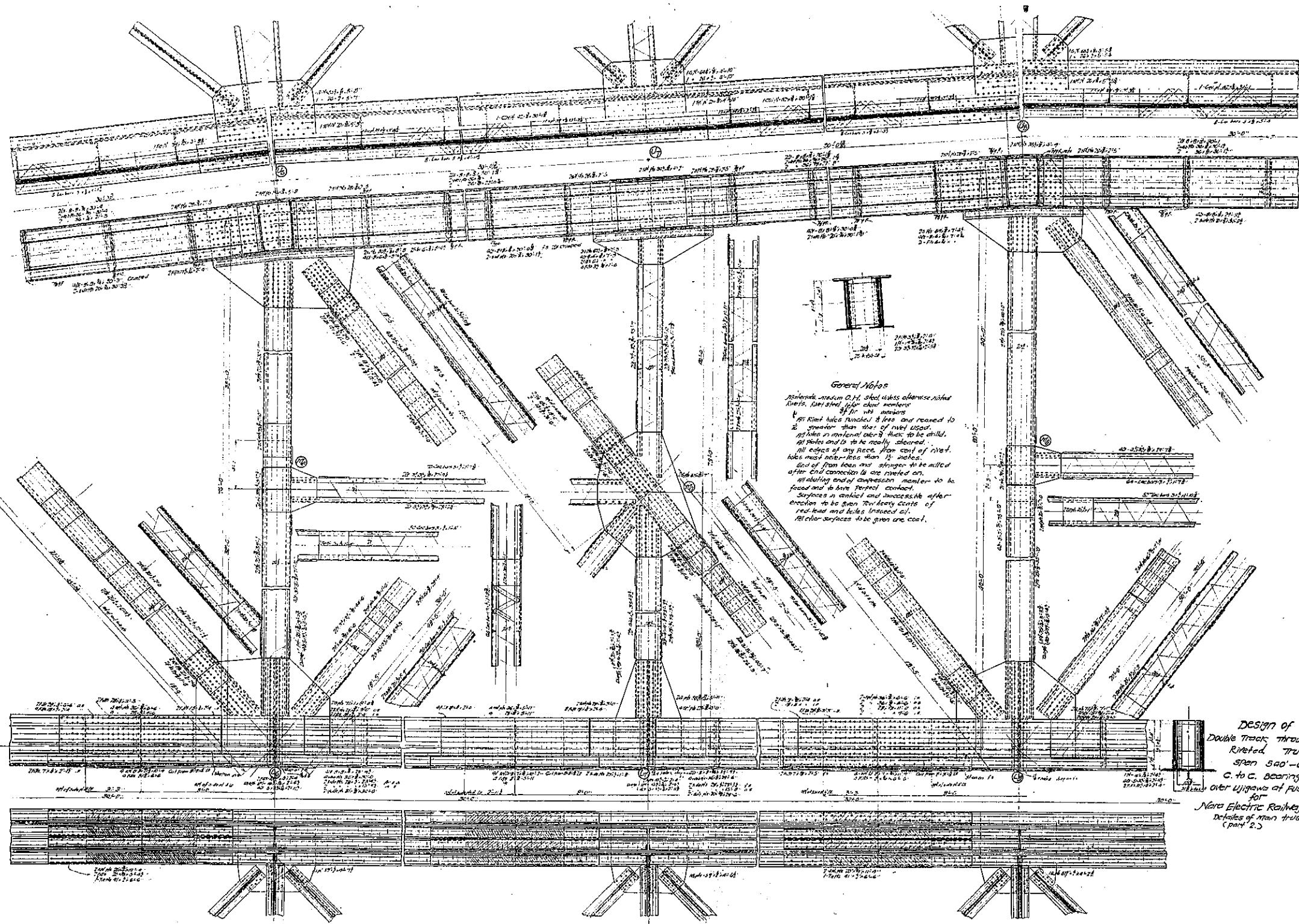
General Notes
 Materials medium O.H. steel unless otherwise noted.
 Rivets Rivet steel 15 for heads & 7/8 for web members except as noted.
 All rivets holes punched & less and reamed to a greater than that of rivets used.
 All holes in material over 1/2 inch to be drilled all holes and to be neatly aligned.
 All edges of unit's cut from central rivet holes must never less than 1/2 inches.
 End of iron beam and stringer to be mitred after and connection is riveted on.
 All abutting ends of compression members to be faced and to have perfect contact.
 Surfaces in contact and in contact after erection to be given two heavy coats of red lead and bulks finished off.
 All other surfaces to be given one coat.

Design of Double Track through Riveted Truss Span
 Span 550' 0" G.W.C. bearings over Ujigawa at Fushimi for Nara Electric Railway Co. Details of Main Truss (Part 2) & Sections

土木學會誌第十六卷第八號附圖

56-14

附圖第八 澱川橋梁設計詳細圖(其三)



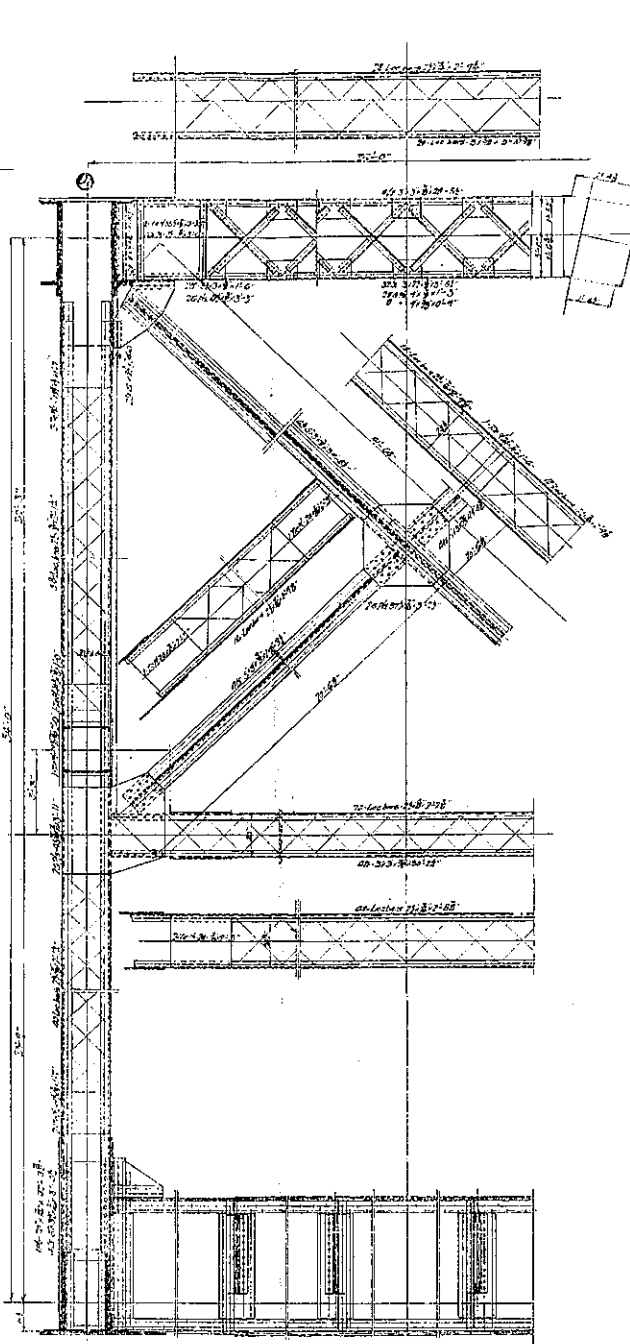
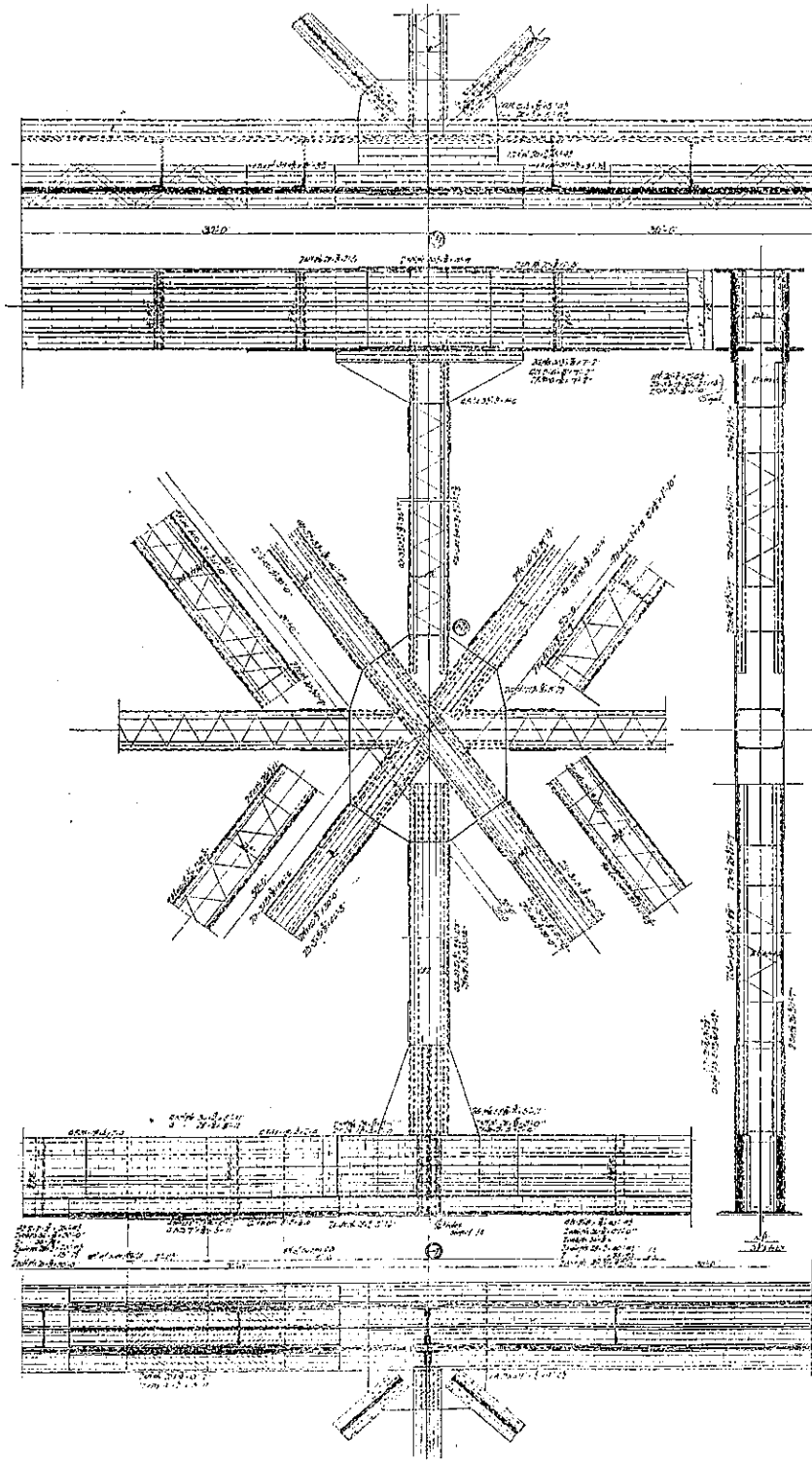
General Notes
 Rivets medium C.H. steel unless otherwise noted
 Rivets, 100 lbs. for steel members
 Rivets for iron members
 Rivet hole diameter 1/16" less and rounded to 1/8" greater than that of rivet used.
 Rivets in tension areas to be drilled.
 All holes and ends to be neatly sheared.
 All edges of any piece, from end of rivet, hole must not be less than 1 1/2 inches.
 End of iron beam and stringer to be milled after end connection is riveted on.
 Milling end of compression member to be faced and to have proper contact.
 Surfaces in contact and inaccessible after erection to be given the heavy coats of red lead and holes instead of.
 All clear surfaces to be given one coat.

Design of
 Double Track through
 Riveted Truss
 span 500'-0"
 C. to C. bearings
 over Ujigawa of Fushimi
 for
 Nara Electric Railway Co.
 Details of main truss
 (part 2.)

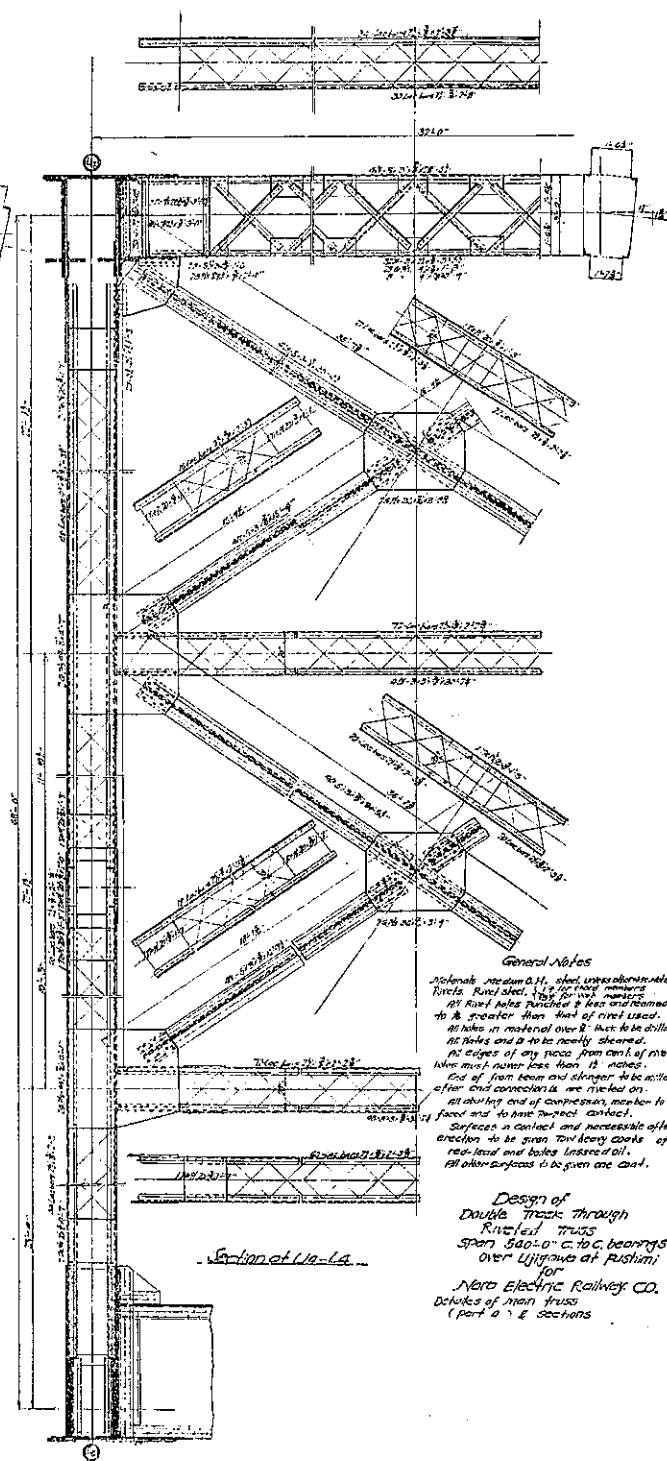
(土木學會誌第十六卷第八號附圖)

100-15

附圖第九 澗川橋梁設計詳細圖(其四)



Section of U2-E2

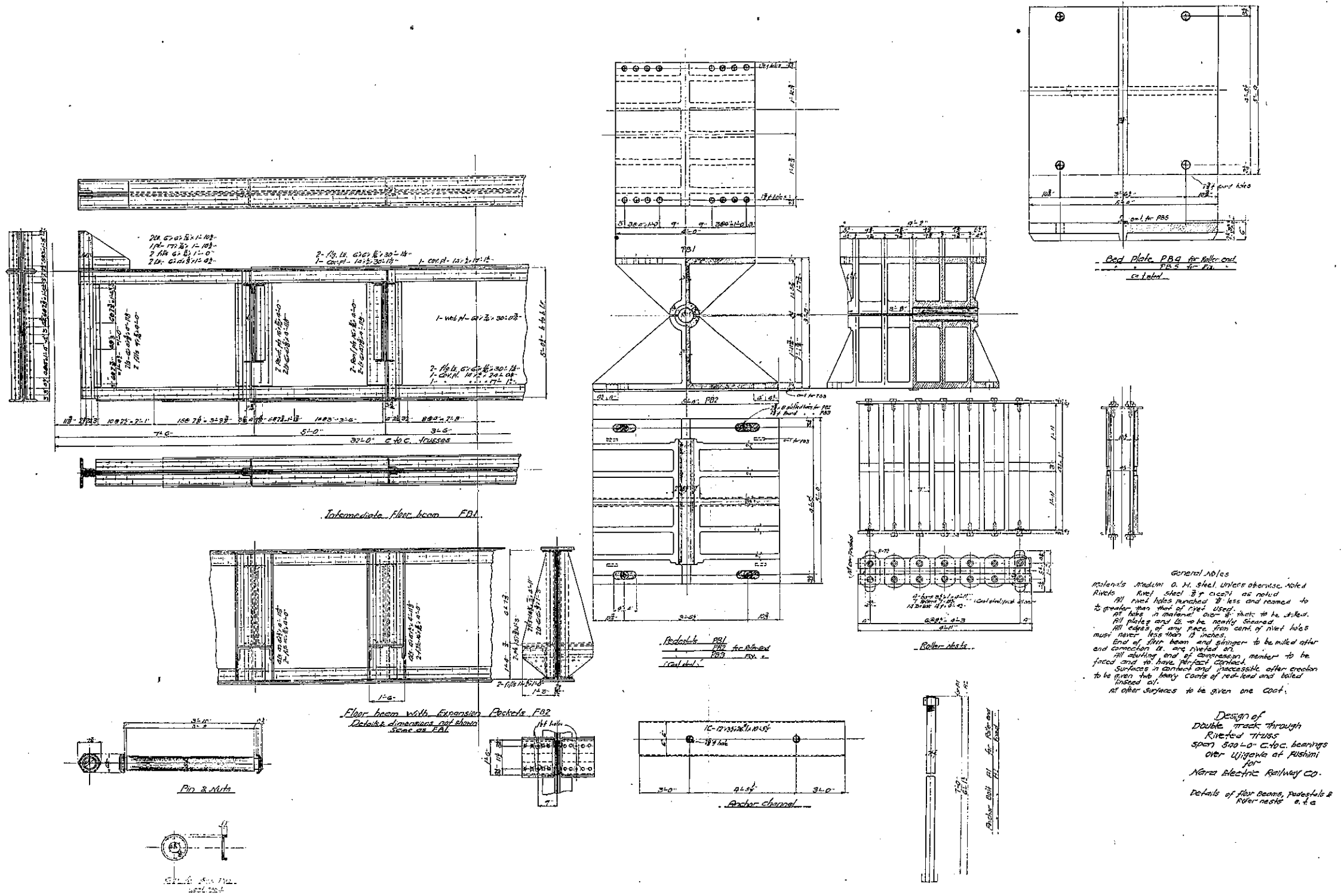


Section of U1a-L1a

General Notes
 Standard Japanese S.S. steel specifications used.
 Rivets: Rivet steel, 1 1/2 inch diameter.
 All rivet holes punched & free and rounded to a diameter of 1/16 inch greater than that of rivet used.
 All holes in material over 1/2 inch to be drilled.
 All holes and ends to be neatly sheared.
 All edges of any piece from center of rivet hole must have a radius of 1/2 inch.
 Ends of main beam and slanger to be milled after and connection is riveted on.
 All abutting ends of compression members to be faced and to have perfect contact.
 Surfaces in contact and accessible after erection to be given two heavy coats of red lead and holes lined with oil.
 All other surfaces to be given one coat.

Design of Double Track through Riveted Truss Span 500'-0" c.c. to c. bearings over Ujigawa at Fushimi
 Nippon Electric Railway Co.
 Details of main truss
 (Part a & E sections)

附圖第十 澗川橋梁設計詳細圖(其五)



附圖第十一

澗川橋梁左岸橋臺並に沈函設計圖

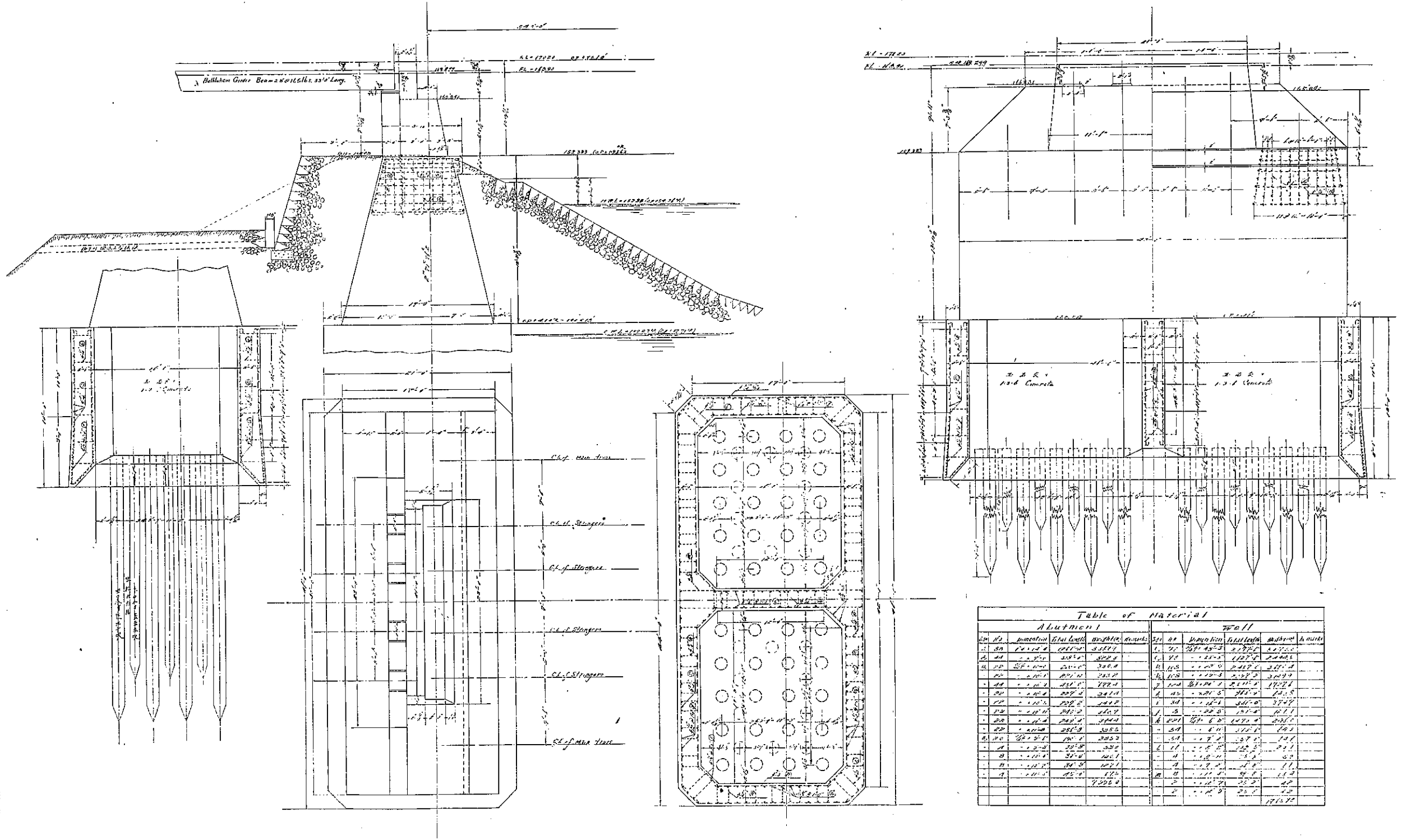
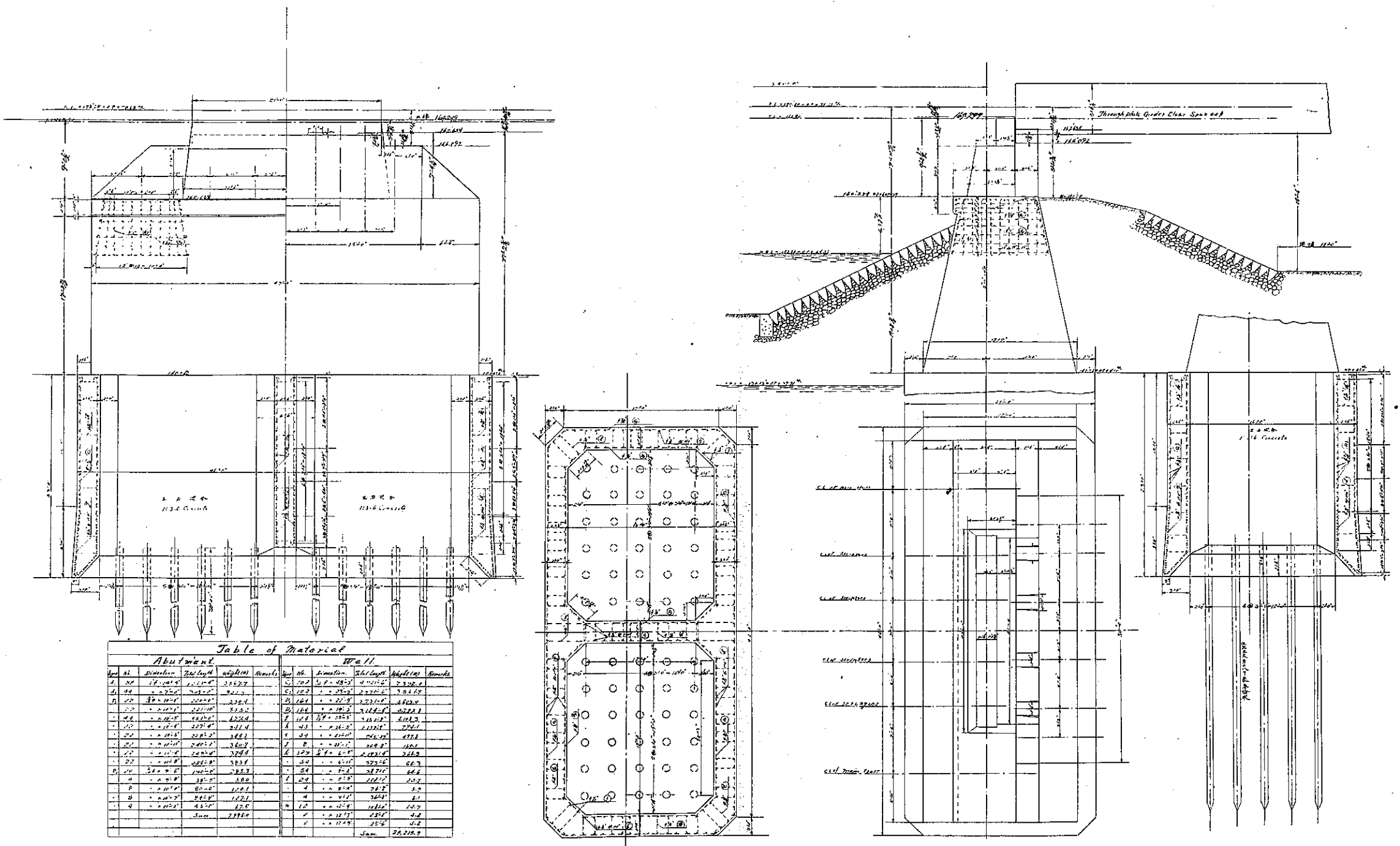


Table of Material

Abutment				Pile			
No.	Quantity	Unit Length	Weight (lbs)	No.	Quantity	Unit Length	Weight (lbs)
1	1	100.0	3200	1	1	100.0	3200
2	1	100.0	3200	2	1	100.0	3200
3	1	100.0	3200	3	1	100.0	3200
4	1	100.0	3200	4	1	100.0	3200
5	1	100.0	3200	5	1	100.0	3200
6	1	100.0	3200	6	1	100.0	3200
7	1	100.0	3200	7	1	100.0	3200
8	1	100.0	3200	8	1	100.0	3200
9	1	100.0	3200	9	1	100.0	3200
10	1	100.0	3200	10	1	100.0	3200
11	1	100.0	3200	11	1	100.0	3200
12	1	100.0	3200	12	1	100.0	3200
13	1	100.0	3200	13	1	100.0	3200
14	1	100.0	3200	14	1	100.0	3200
15	1	100.0	3200	15	1	100.0	3200
16	1	100.0	3200	16	1	100.0	3200
17	1	100.0	3200	17	1	100.0	3200
18	1	100.0	3200	18	1	100.0	3200
19	1	100.0	3200	19	1	100.0	3200
20	1	100.0	3200	20	1	100.0	3200
21	1	100.0	3200	21	1	100.0	3200
22	1	100.0	3200	22	1	100.0	3200
23	1	100.0	3200	23	1	100.0	3200
24	1	100.0	3200	24	1	100.0	3200
25	1	100.0	3200	25	1	100.0	3200
26	1	100.0	3200	26	1	100.0	3200
27	1	100.0	3200	27	1	100.0	3200
28	1	100.0	3200	28	1	100.0	3200
29	1	100.0	3200	29	1	100.0	3200
30	1	100.0	3200	30	1	100.0	3200
31	1	100.0	3200	31	1	100.0	3200
32	1	100.0	3200	32	1	100.0	3200
33	1	100.0	3200	33	1	100.0	3200
34	1	100.0	3200	34	1	100.0	3200
35	1	100.0	3200	35	1	100.0	3200
36	1	100.0	3200	36	1	100.0	3200
37	1	100.0	3200	37	1	100.0	3200
38	1	100.0	3200	38	1	100.0	3200
39	1	100.0	3200	39	1	100.0	3200
40	1	100.0	3200	40	1	100.0	3200
41	1	100.0	3200	41	1	100.0	3200
42	1	100.0	3200	42	1	100.0	3200
43	1	100.0	3200	43	1	100.0	3200
44	1	100.0	3200	44	1	100.0	3200
45	1	100.0	3200	45	1	100.0	3200
46	1	100.0	3200	46	1	100.0	3200
47	1	100.0	3200	47	1	100.0	3200
48	1	100.0	3200	48	1	100.0	3200
49	1	100.0	3200	49	1	100.0	3200
50	1	100.0	3200	50	1	100.0	3200
51	1	100.0	3200	51	1	100.0	3200
52	1	100.0	3200	52	1	100.0	3200
53	1	100.0	3200	53	1	100.0	3200
54	1	100.0	3200	54	1	100.0	3200
55	1	100.0	3200	55	1	100.0	3200
56	1	100.0	3200	56	1	100.0	3200
57	1	100.0	3200	57	1	100.0	3200
58	1	100.0	3200	58	1	100.0	3200
59	1	100.0	3200	59	1	100.0	3200
60	1	100.0	3200	60	1	100.0	3200
61	1	100.0	3200	61	1	100.0	3200
62	1	100.0	3200	62	1	100.0	3200
63	1	100.0	3200	63	1	100.0	3200
64	1	100.0	3200	64	1	100.0	3200
65	1	100.0	3200	65	1	100.0	3200
66	1	100.0	3200	66	1	100.0	3200
67	1	100.0	3200	67	1	100.0	3200
68	1	100.0	3200	68	1	100.0	3200
69	1	100.0	3200	69	1	100.0	3200
70	1	100.0	3200	70	1	100.0	3200
71	1	100.0	3200	71	1	100.0	3200
72	1	100.0	3200	72	1	100.0	3200
73	1	100.0	3200	73	1	100.0	3200
74	1	100.0	3200	74	1	100.0	3200
75	1	100.0	3200	75	1	100.0	3200
76	1	100.0	3200	76	1	100.0	3200
77	1	100.0	3200	77	1	100.0	3200
78	1	100.0	3200	78	1	100.0	3200
79	1	100.0	3200	79	1	100.0	3200
80	1	100.0	3200	80	1	100.0	3200
81	1	100.0	3200	81	1	100.0	3200
82	1	100.0	3200	82	1	100.0	3200
83	1	100.0	3200	83	1	100.0	3200
84	1	100.0	3200	84	1	100.0	3200
85	1	100.0	3200	85	1	100.0	3200
86	1	100.0	3200	86	1	100.0	3200
87	1	100.0	3200	87	1	100.0	3200
88	1	100.0	3200	88	1	100.0	3200
89	1	100.0	3200	89	1	100.0	3200
90	1	100.0	3200	90	1	100.0	3200
91	1	100.0	3200	91	1	100.0	3200
92	1	100.0	3200	92	1	100.0	3200
93	1	100.0	3200	93	1	100.0	3200
94	1	100.0	3200	94	1	100.0	3200
95	1	100.0	3200	95	1	100.0	3200
96	1	100.0	3200	96	1	100.0	3200
97	1	100.0	3200	97	1	100.0	3200
98	1	100.0	3200	98	1	100.0	3200
99	1	100.0	3200	99	1	100.0	3200
100	1	100.0	3200	100	1	100.0	3200

土木學會雜誌第十六卷第八號附圖

附圖第十二 澗川橋梁右岸橋臺並に沈函設計圖



（注）本設計圖は第六卷第八頁附圖

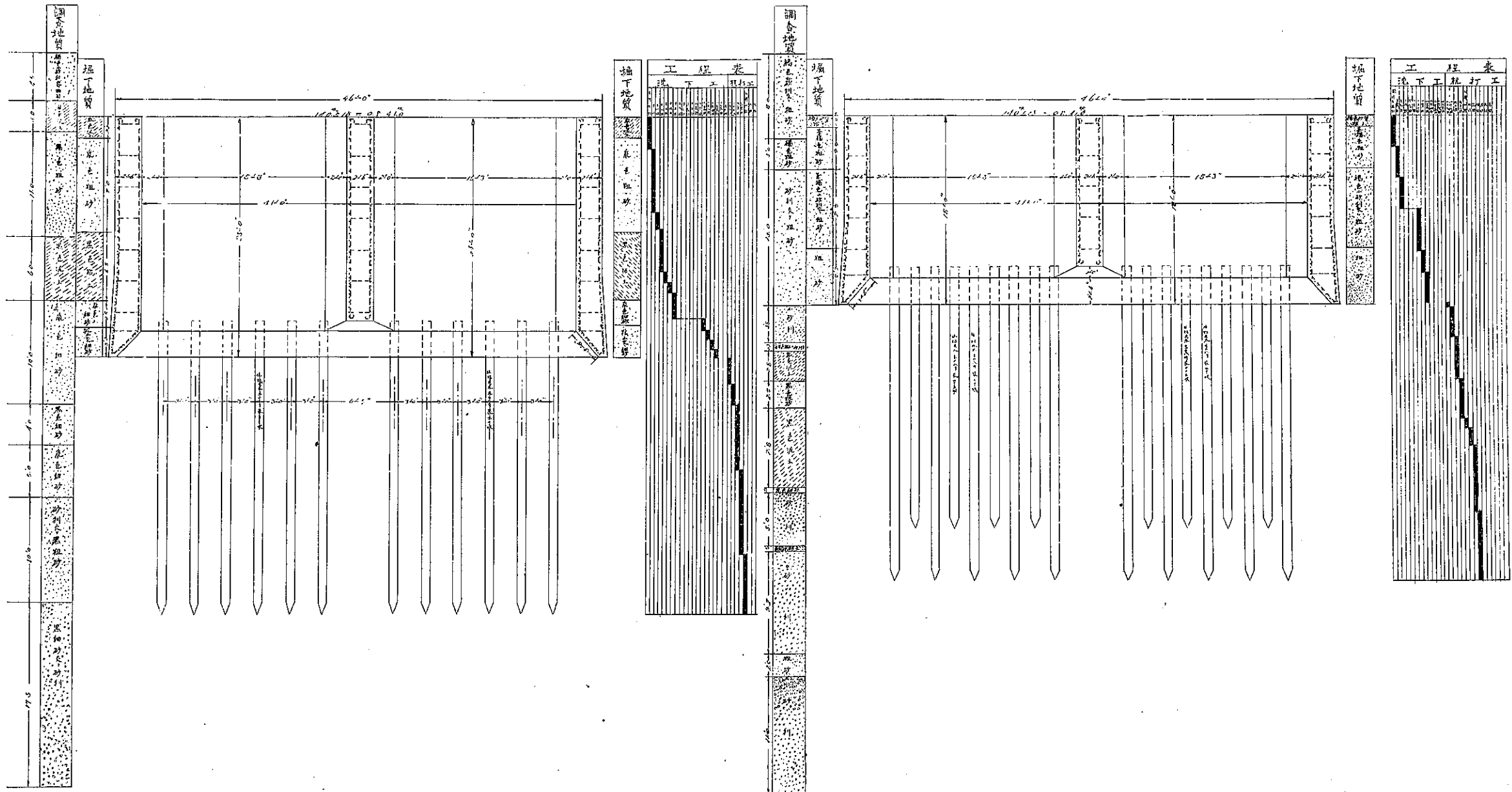
540-17

附圖第十三 澗川橋梁橋臺基礎沈函並に地質明細圖

0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10

右岸

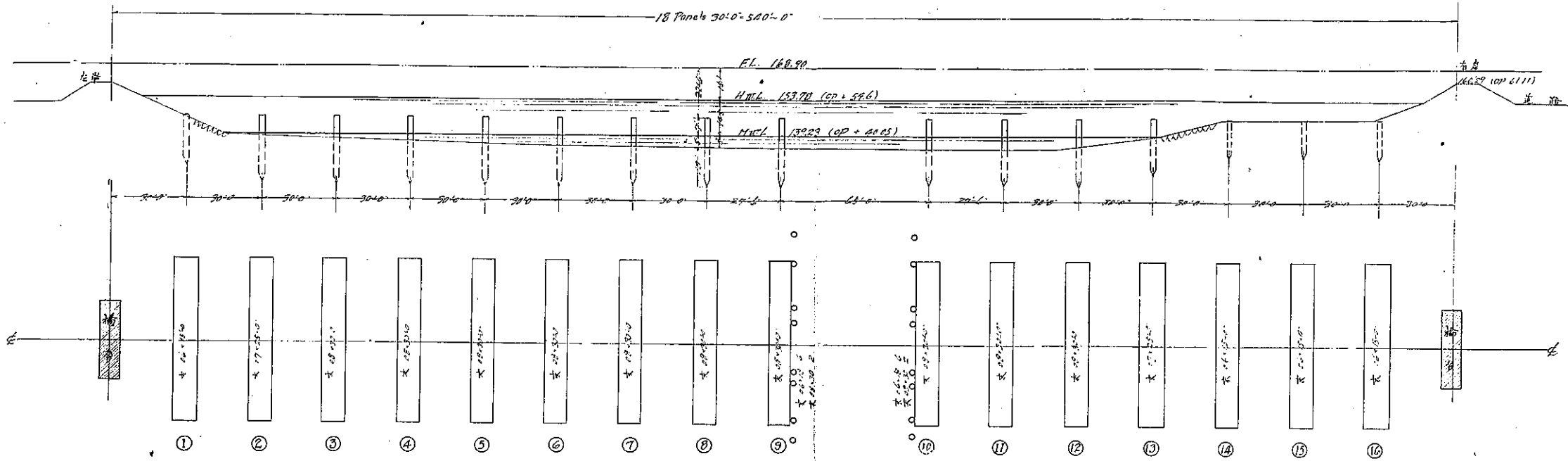
左岸



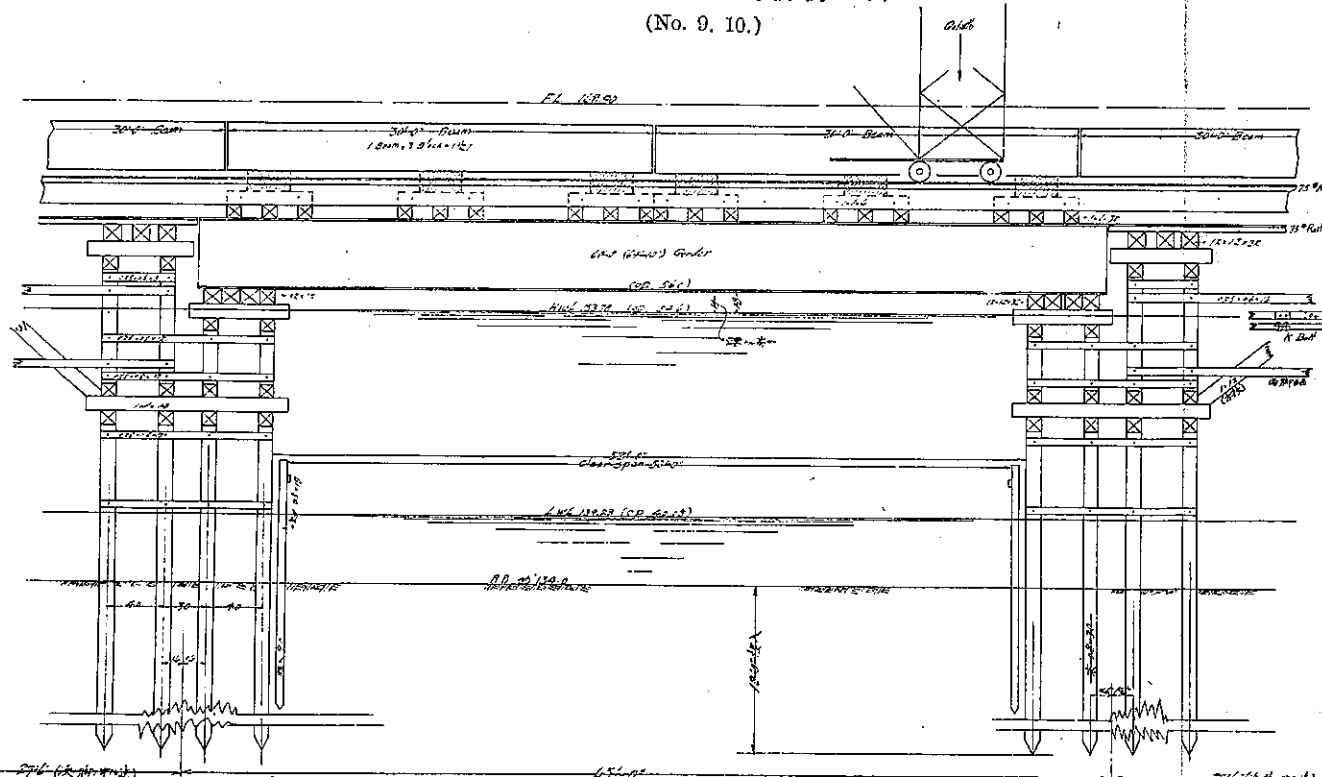
(土木學會誌第十六卷第八號附圖)

附圖第十四 架橋足場設計圖

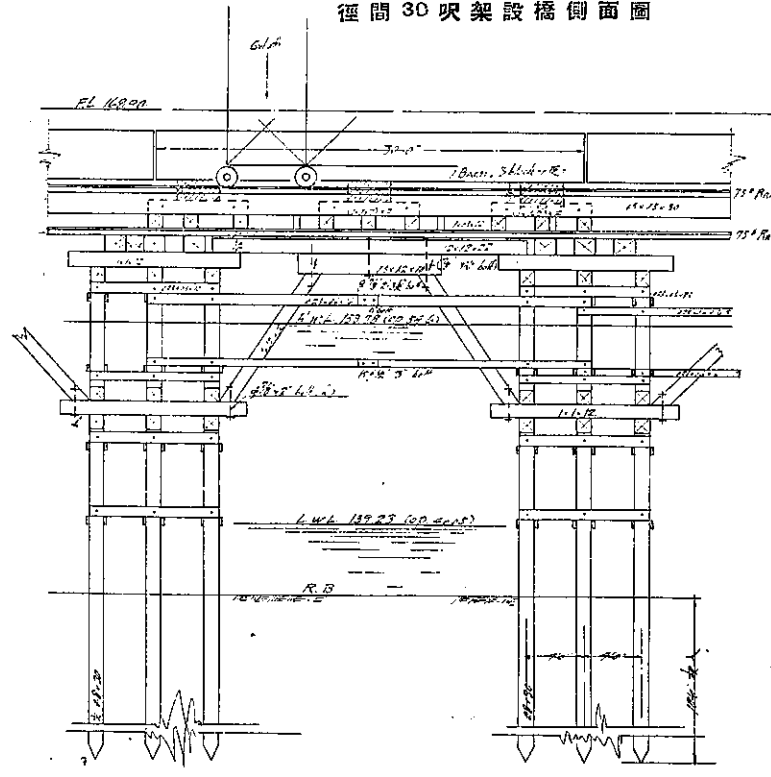
宇治川架橋地點斷面圖



徑間 60 呎ガ一タ一使用假橋側面圖
(No. 9, 10.)



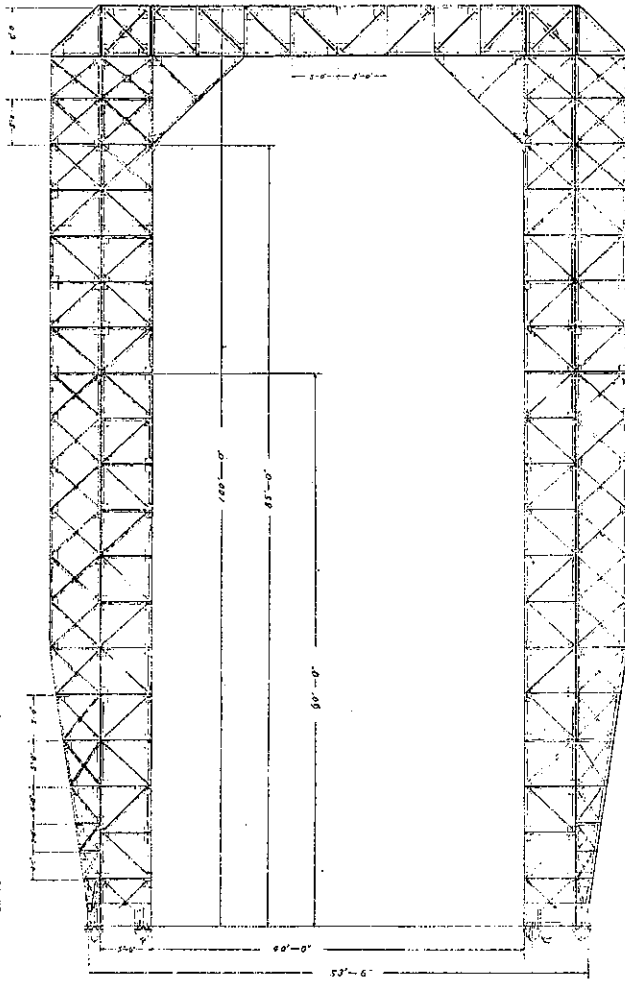
徑間 30 呎架設橋側面圖



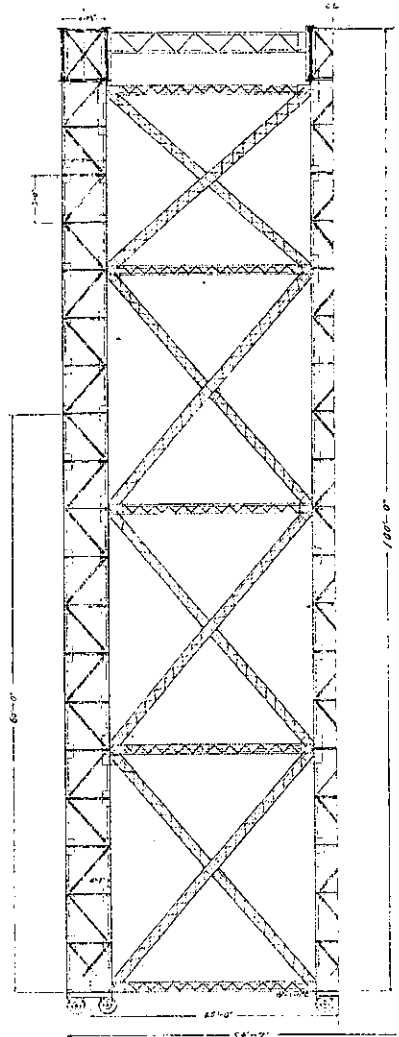
土木學會誌第十六卷第八號附圖

附圖第十五 ゴライヤス設計圖

正面圖

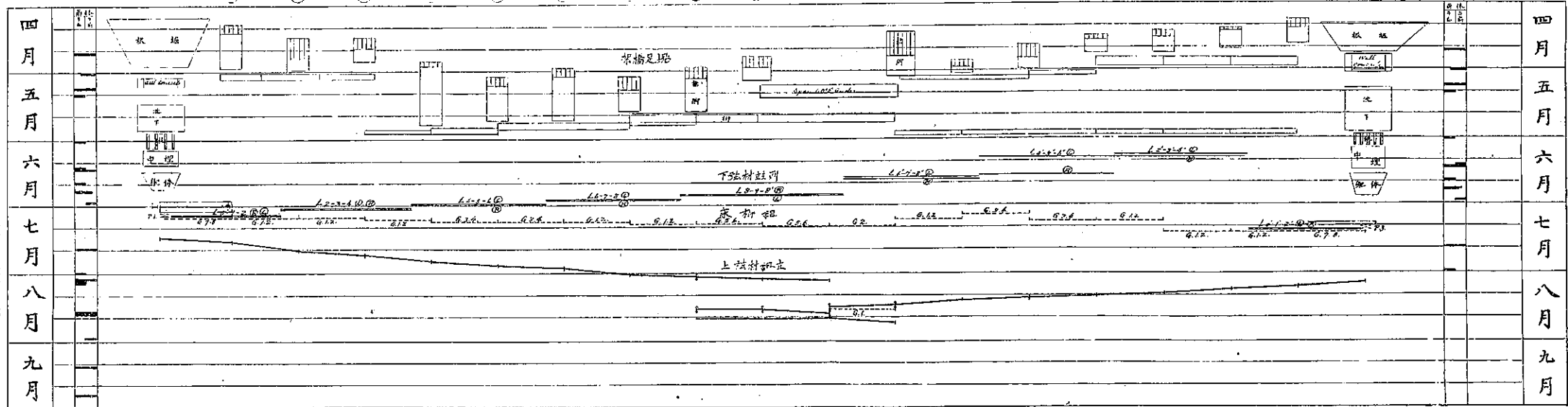
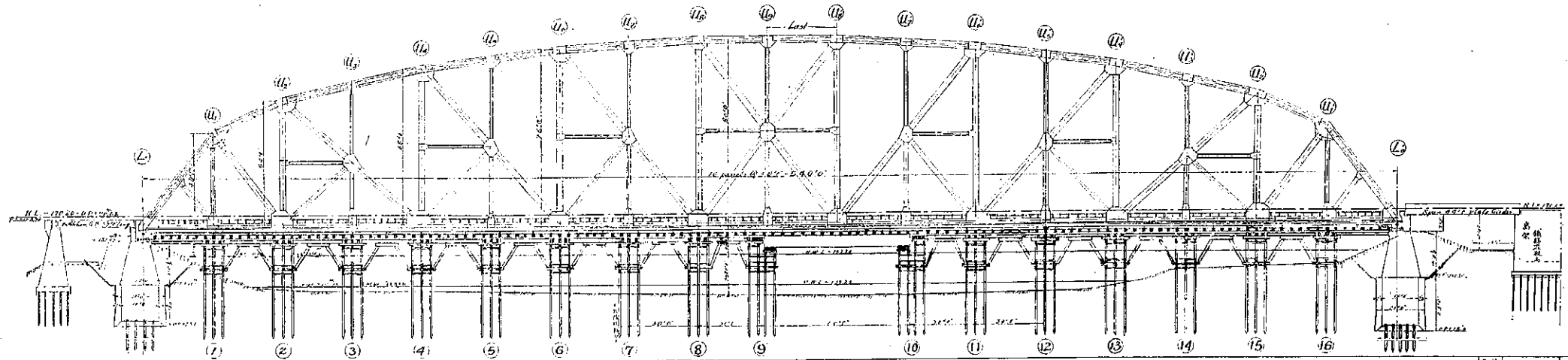


側面圖



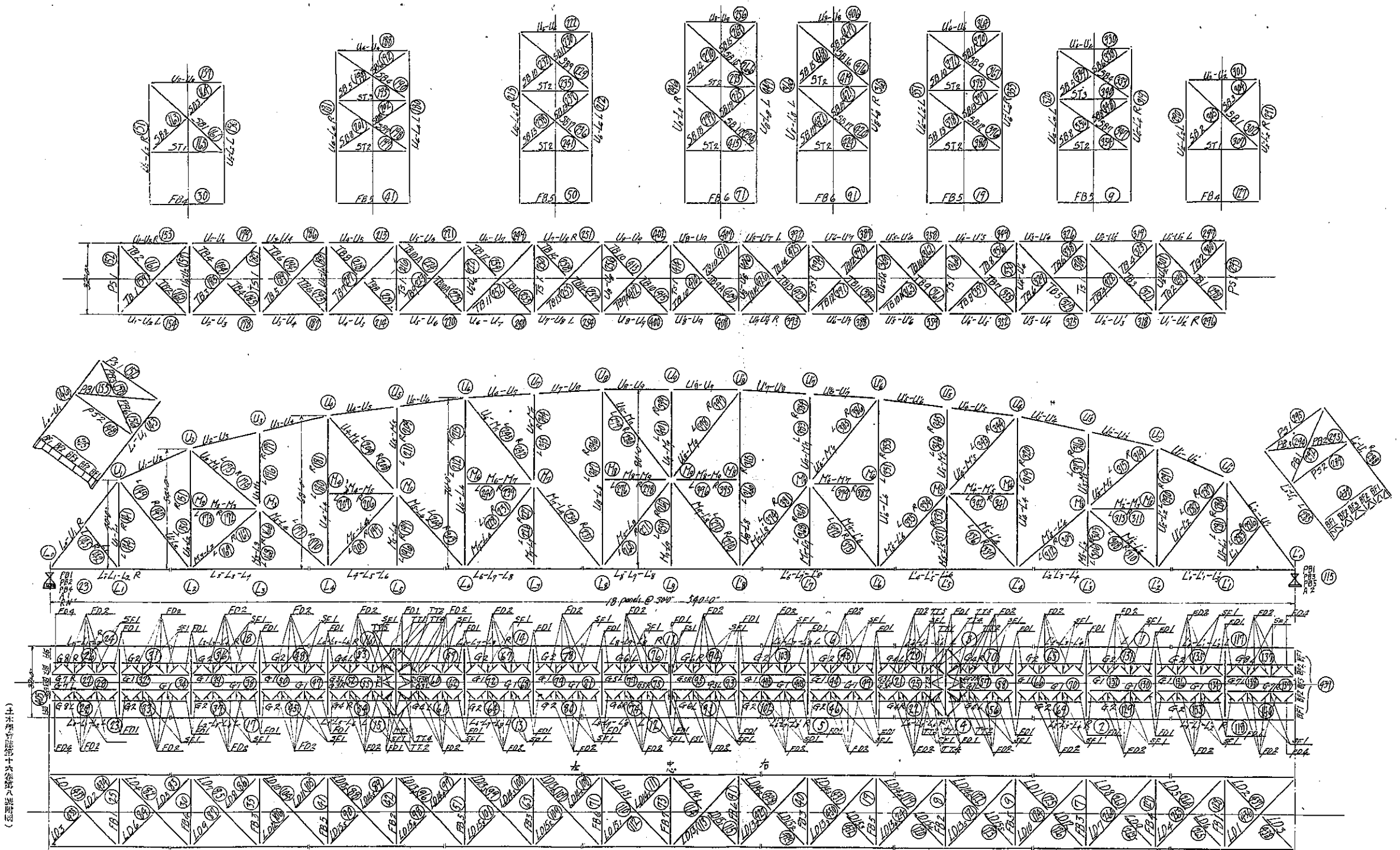
(土木学会誌第十六卷第八號附圖)

附圖第十六 架橋工程圖



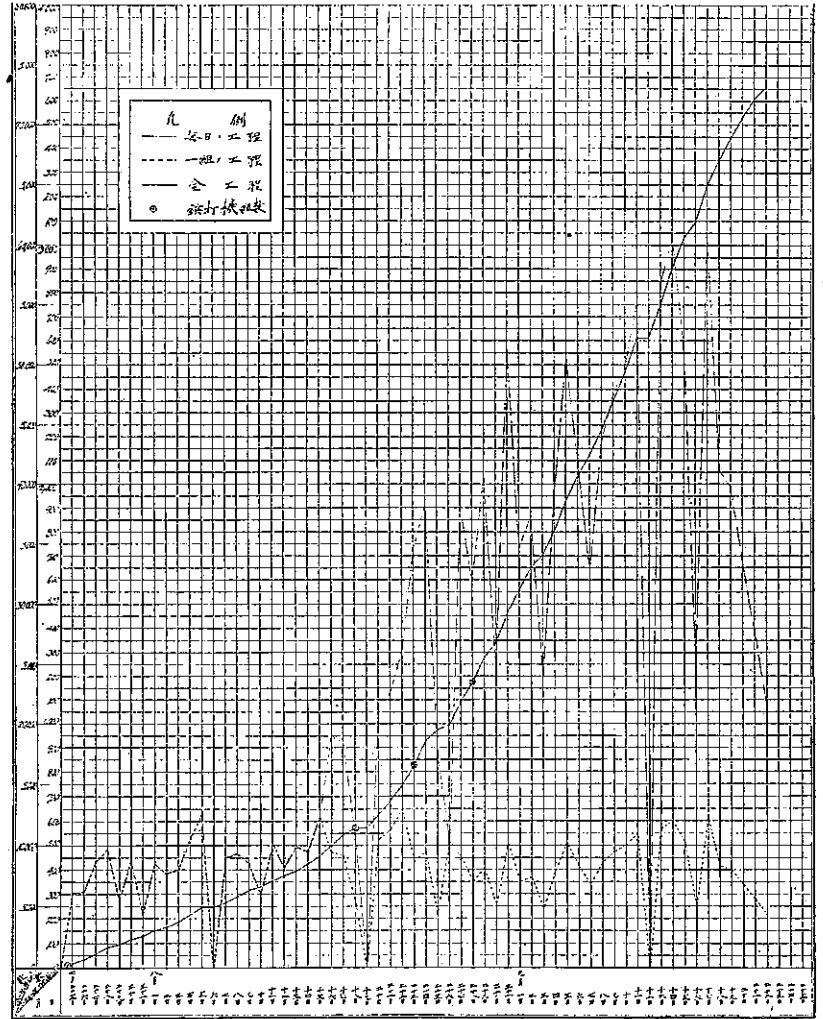
（土木學會誌第十六卷第八號附圖）

附圖第十七 エレクション・ダイアグラム

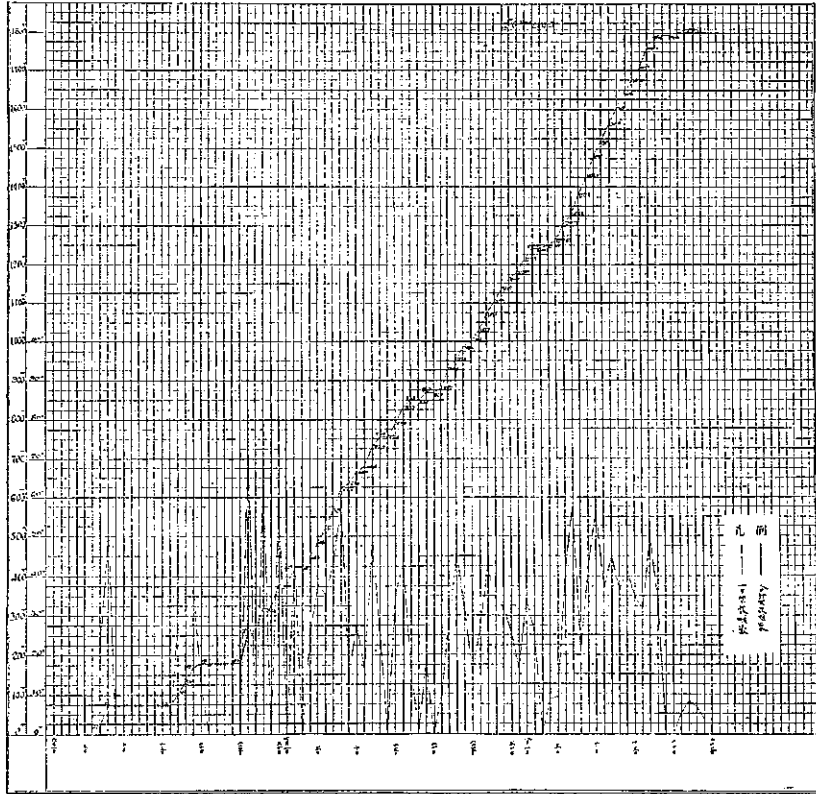


(土) 土木部 橋梁課 橋梁設計課 橋梁設計課 橋梁設計課

附圖第十九 絞鎮工程圖



附圖第十八 澱川橋梁組立工程圖



(北水橋台誌第十六卷第八號附圖)