

ガス橋の計画と架設について

能 登 尚 平*
津 野 和 男**

要 旨 ガス橋は昭和4年ガスパイプ専用橋として架設されたものであるが、新橋の計画にあたって、その上部構造のみを撤去し、主径間に鋼床板箱桁橋を採用して架替えを行った。ここに工事の主要な部分も終了したので、その計画、設計、架設の主要点について報告する。

1. ま え が き

旧橋は東京都大田区一神奈川県川崎市入会、多摩川、に昭和4年ガスパイプ専用橋として架けられたものであるが、中央に歩道（幅 1.2m）をもち、さらに将来幅員を拡げる場合を考えて、それに適した幅と耐荷力をもつ下部工が作られ、上部構造はワーレントラス 3連、ポニー トラス 11 連が架設されていた。

その後 30 年、多摩川をはさんで大工場が建設され、ますます増大してゆく交通需要に応ずるため、新橋に架替えることが計画されたわけである。

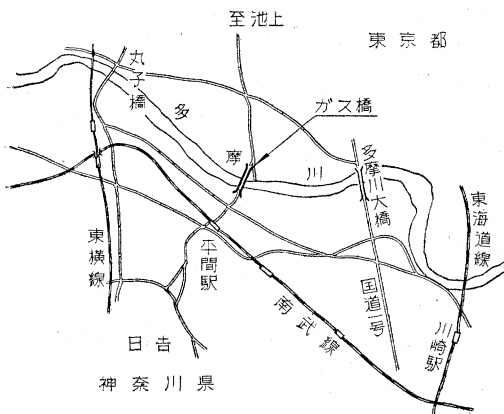
目下昭和 35 年 3 月取付道路完成をめざして工事が進められており、交通開始のさいは東京—横浜を結ぶ全幅 11.5m の橋として、その面目を一新し、現在第一第二京浜国道の交通容量が飽和状態に達しているのにたいして、その緩和路線として主要な役割を果たすことになる。

2. 一 般 計 画

(1) 型 式

本橋の計画は、a) 現在の下部工基礎をそのまま使用

図—1 位置 図



する。したがって現在のスパン割を利用する。b) 計画高水位より 1.50m の空間をとるため、現在の橋脚天端を約 50cm 程度上げて調整する。c) ガス管、径 660mm 2本を添加する。d) 橋梁幅員は取付道路の都市計画決定幅員 15m に応じて $11.5m = 2 @ 2.0m + 7.5m$ とする。以上の4つの条件に目標をおいた。

主径間三連の橋梁型式としては、ゲルバー-鋼桁、単純トラス、ランガー桁等が考えられるが、コンクリート床版がある場合には、その死荷重が大きく、現在の橋脚では、当初の井筒の根入深さに比較して洗掘された様子もあり、地震時で井筒の鉄筋は許容応力を超過するので対象とならなかつた。結局、上部構造を極力軽量化して、下部構造の安全性を確保するため鋼床板箱桁型式を採用することにした。この場合、1基のみ補強して、連続桁とすることも計画したが、旧橋の設計、監督をされた青木楠男博士の御意見で、多摩川の地層条件の悪さから、断念せざるを得ず、ここでは単純型式とした。箱桁には 1-Box にしてガス管を両側に吊る場合と 2-Box にして両箱桁の間に吊る場合と考えられるが、2-Box の場合はこの程度の幅員にたいしては 3~10% 程度鋼重が増すことが城ヶ島大橋の設計等で判明しているため 1-Box とした。なお、箱桁の中にガス管を 2本入れることも考えられるが、ガスもれの危険性のあることが東京ガス KK より指摘されたため、結局、ブラケットより吊り、桁との間に検査用通路を設けることにし、外から眺めた場合の美観がそこなわれるのは止むを得なかつた。

側径間 210m にはゲルバー-鋼桁型式を採用した。高水敷の橋脚はこの型式にも十分たえられるだけの配筋があり、基礎底版幅も余裕があることが確認されたからである。

(2) 工 事 概 要

事業費：3億円 内橋梁費 2億4000万円

取付道路費 6000万円

路線名：地方道 神奈川～下大崎線

設計荷重：L-20, T-20

橋 梁：橋長 387.7m

幅員 $11.5m = 2.0m + 7.5m + 2.0m$

(歩道+車道+歩道)

構 造：中央主径間 鋼床板箱桁橋

支間 58.3m × 3

* 正員 神奈川県土木部道路課長

** 正員 神奈川県土木部ガス橋架設工事事務所

側 径 間 ゲルバー鋼板桁橋

支間 9@ 21.0 m

+2@ 10.5 m

取付道路：神奈川側 延長 357.0 m

3. 設 計

(1) 鋼床板箱桁橋

支間 58.3 m の単純箱桁橋は単一断面とし、床構造は車道部を鋼床板、歩道部を PS コンクリート床板（厚さ 5 cm）として計画した。

鋼床板の計算は、G. Fischer が Bürgermeister-Smidt 橋¹⁾の計算に用いた理論によっている。ただし片持部分の鋼床板の計算については後に述べる。

箱桁の応力解析は小西博士の「合成箱桁橋の応力解析と設計計算法」²⁾を参考として計算している。鋼床板としての応力と、箱桁としての応力を合成した場合、本設計ではその許容応力の割増しを考へなかつたため、上突縁には全面的に高張力鋼を使用した。腹板は引張突縁側の 1300 kg/cm² を超える応力の部分のみに高張力鋼を使用し、その他は SM 41 W を使用した。また座屈に対して、水平補剛材の位置を移動して、安全率が均一になるようにつとめた。引張突縁は桁端に SM 41 W を使用したほかは高張力鋼を使用している。

タワミおよび振動周期は次のようになる。

死荷重によるタワミ $\delta_d = 10.35 \text{ cm}$

活荷重によるタワミ $\delta_l = 8.41 \text{ cm}$ $\delta/l = 1/694$

Rayleigh の方法によつて求めた理論振動数は $n = 1.71$ であり、周期は $T = 0.58 \text{ sec}$ となる。

高張力鋼 (HS 50) の化学成分、機械的性質、設計に使用した許容応力は、すべて城ヶ島大橋の計画³⁾に準じている。鋼重は次表に示す。

表—1 箱 桁 鋼 重 表

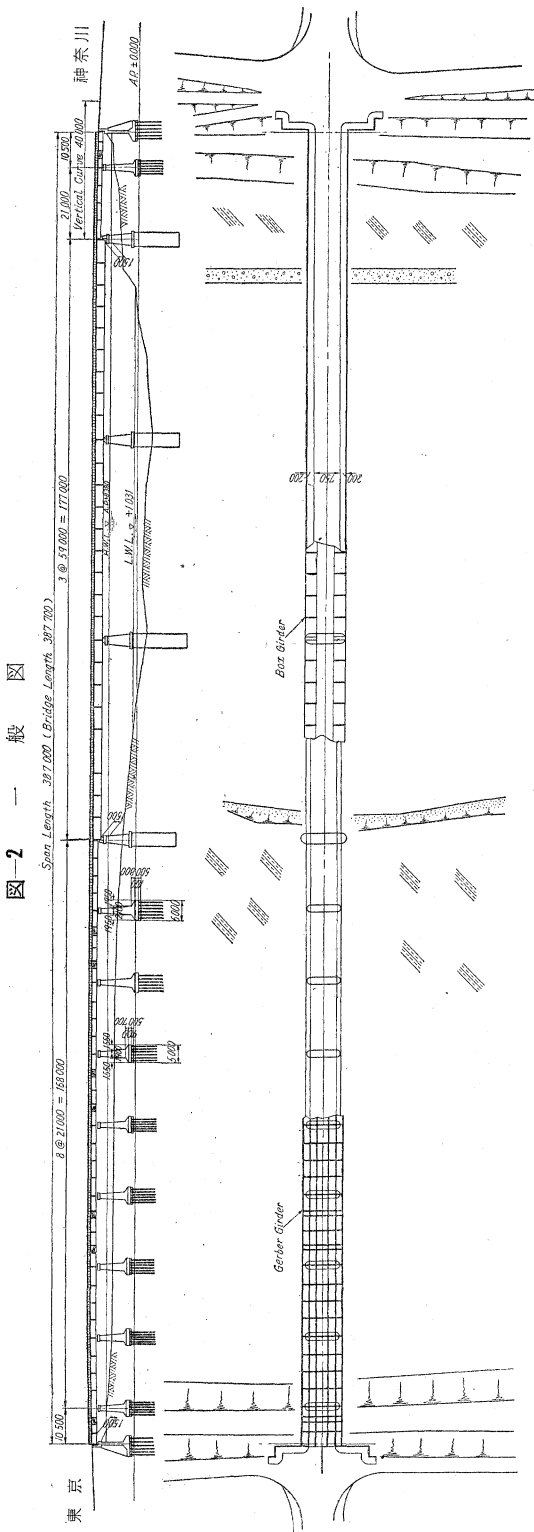
3 連 分		主 桁 内 訳 表	
名 称	鋼 重	名 称	鋼 重
主 桁	575.718 t	HS 50	326.937 t
シューおよび付属	9.033	SM 41 W	91.659
伸縮継手	6.546	SS 41	153.510
排水管	2.074	SV 41	3.612
高 欄	24.986	合 計	575.718 t
合 計	618.357 t		(287 kg/m ²)

(2) ゲルバー鋼板桁橋

側径間支間 21.0 m 9 連支間 10.5 m 2 連は 4 主桁並列のゲルバー式鋼板桁橋として設計した。床構造は鉄筋コンクリート床板である。設計計算にあたっては福田博士の荷重分配法によつて、死荷重は桁に均等に配分し、活荷重は耳桁のみ

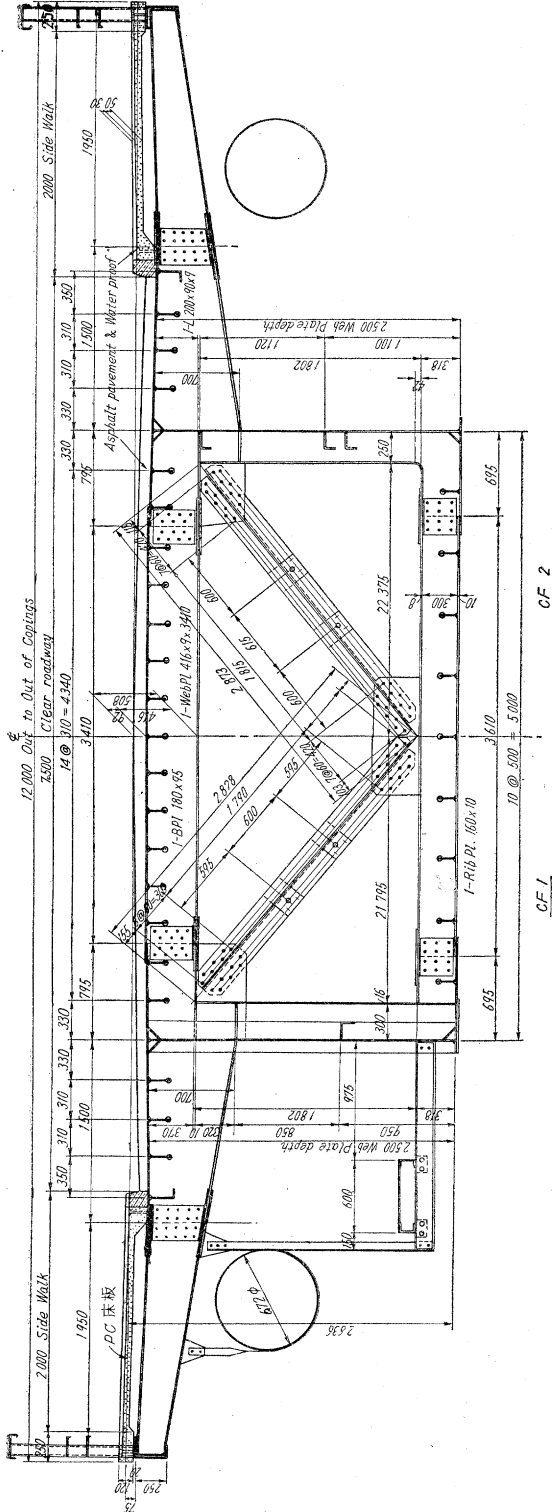
表—2 ゲルバー桁鋼重表

名 称	鋼 重
桁	263.928
伸縮継手	18.314
シュー	7.443
排水管	4.415
高 欄	30.400
計	324.500 t (119 kg/m ²)



図—2 一 般 図

図-3 箱桁断面図



10% 増加させて設計した。これは吊桁部で Leonhardt の格子桁略算法を使用した場合と比較して安全側であることを確認した。構造は主桁間隔を 2.5 m とし歩道部 2 m をブラケットではね出して支持している。対傾構は片持部のモーメントを伝えるように門型ラーメン型式とした。ゲルバー桁の鋼重は表-2 の結果となつた。

(3) 片持部の鋼床板

a) 計算 縁石から桁までの鋼床板 1.25 m の間は片持の板である。この部分の設計計算は城ヶ島大橋の場合、剛性の大きい縦桁を張出端に配置して、この縦桁と主桁によつて支持されている板と見なして、箱桁上の鋼床板と同様に計算している。本橋の設計にさいしては縦桁のない場合として、横リブはすべて一端は沈下のない支点に剛に埋め込まれ、他端は自由端として、これに直交して縦リブが連続している場合として Fischer の方法の拡張を試みた。

すなわち、桁の曲げ振動の微分方程式⁴⁾は

$$EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + \rho \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = 0$$

で与えられる。この場合の一般解で片持桁の境界条件を適用したとき、これに対応する特性関数は

$$\eta_n(\xi) = M_n (\cosh r_n \xi - \cos r_n \xi) - N_n (\sinh r_n \xi - \sin r_n \xi)$$

$$M_n = \frac{1}{\cosh r_n + \cos r_n}, N_n = \frac{1}{\sinh r_n + \sin r_n}$$

$r_n : \cosh r_n \cdot \cos r_n + 1 = 0$ の正の第 n 根

によつて与えられる。これを Fischer の解法に代入して求めた。

b) 実験 上記の方法で計算を行つたが、ガス橋の場合は主桁腹板と、さらに橋軸方向に 5.84 m 間隔に配置された剛性の大きいブラケットで支持されているので、厳密には補剛リブを有する三辺固定板、あるいは三辺支持板とみなされる。したがつて、この計算値の近似度を調べるために、模型実験とさらに現場実物実験を行つて照査をこころみた。

模型はブラケット区間のみの鋼床板を対象とし、ポリエステル合成樹脂で実物の 1/3 の縮小率をもつたものを作成した。寸法は 420×4×1940 mm の板にリブをつけたものであつて、その機械的性質は、引張強度 17.2 kg/mm²、 $E=1420$ kg/mm² である。この模型を一辺固定にするため、コンクリートで支持台をつくり、それにアンカーした。載荷試験荷重は 20 kg とし、自由端中央部にのせ、strain meter で 72 点について測定した。実験の結果、縦リブの実験値と理論値は、載荷点において下縁応力は理論値の 72%、上縁応力は 52% であり、横リブ応力はこの数値をかなり下まわる結果を得た。中

立軸については、縦リブ・横リブともに中立軸が応力の増加につれて低い位置から高い位置に移動する傾向が見られた。このことはポリエステル合成樹脂の中にそう入された有機ガラス繊維が応力の増加にしたがつて緊張して、有効幅が大きくひびいてくることが考えられる。全体として実験値は理論値より上方にあることは、実際の有効幅が計算に使用した DIN 1078 によつて求めた有効幅より大きいことが推察される。

現場測定では、鋼床板張出部は外力に対して主桁箱断面と一体となつて作用しているため、張出板上の荷重に対する主桁のねじれ影響も考慮される。ここでは張出部鋼床板の影響面を確かめるのを主眼とするため、載荷点は模型実験の場合と同じく、張出部自由辺の中央点(支間中央)とし、荷重には他の径間の上側鋼床板1ブロック(13t)を用い、荷重の支点を箱桁上のマクラ木と載荷点に設置したオイル ジャッキの二点とした。次に示した影響面の比較図は荷重にした鋼床板をジャッキアップした場合の実測値とそれに相当する計算値とを示している。載荷重量は 5.6t である。

図-4 (a) 影響面

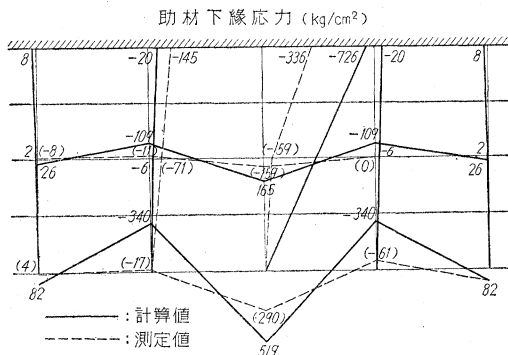
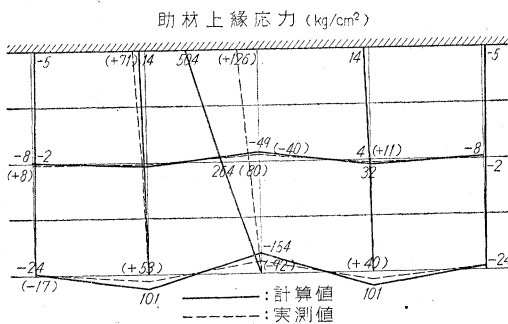


図-4 (b) 同上



縦リブ 応力は測定値が計算値に比較して上縁応力 59.8%, 下縁応力 55.9% であり、載荷点から離れるにしたがつて同じ比率で減少している。横リブ 応力は固定点の最大値で上縁応力 25%, 下縁応力 46.3% であることが認められた。結果から考察すると、本橋に採用した張出部の構造型式および計算法は十分安全側にあるといえる。これは DIN の有効幅を採用しているが十分

余裕があると考えられる。また歩道、ガス管等の死荷重によつて決められるブラケットの断面が大きく、この剛性がかなり全体に大きく影響して、実測値が小さい値を示すと考えられ、計算式に対する検当が必要となる。

4. 製作

ガス橋は日本では最初の本格的な鋼床板箱桁橋であり、また使用鋼材は構造用普通鋼と高張力鋼と併用した構造であるため、とくに施工要領について慎重に検当した。製作にあつて問題となつた点は精度の確保と溶接ヒズミの対策で、本橋のような構造では各部材の加工精度、組立工程における組立寸法と組立順序の適否、溶接工程における溶接寸法と溶接順序の可否が製作の精度と良否に影響する。また製作が不手際の場合は矯正不能となるおそれが予想される。

(1) 部材加工

原寸、材料切断には特別な考慮はないが、製作キャンパーは縦断勾配に死荷重分 120 mm をプラスしてつけ、定規をつくる際にそれぞれの部材の収縮量を考慮している。穴明け作業は最初床板、底板の四周、縦リブの片側のみ溶接後穴明けを行い、他はすべて素材中に予備穴を明けておく計画で作業を進めたが、主桁の腹板の座屈変形が予想以上の値を示し、さらにヒズミ矯正による長さ方向の収縮がそれに加えられるため、作業中途より計画を変更主桁の腹板の現場鋸穴は、溶接後穴明けを行うことに変更し作業を進めた。

(2) 組立

主桁はヒズミ変形の発生防止と、溶接作業の難易、製作精度の点から次の 6 工程に分けて施工した。

a) ウェブ プレートの組立(図-5)、垂直補剛材および水平補剛材の取付け

b) 上部フランジ プレート(図-6) フランジプレート縦リブ・横リブの組立

c) 下部フランジ プレート b) に同じ

d) 下部フランジ プレートと、ウェブプレートの組立(図-7)²⁾

e) ウェブプレートと上部フランジプレートの組立(図-8)

f) コーナープレートの組立

組立作業において特に留意した点は上記のごとく各工程に分割した場

図-5 ウェブプレートの組立

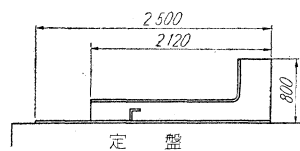


図-6 上部フランジプレートと縦リブ・横リブ組立

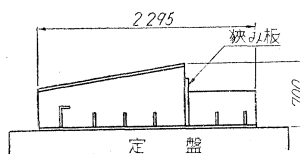


図-7 下部フランジ プレートとウェブ プレートの組立

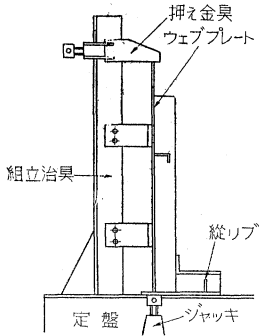
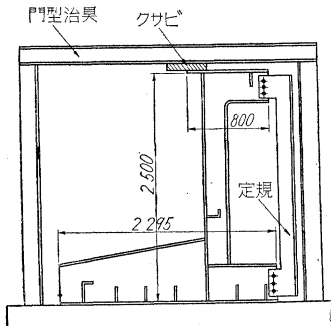


図-8 上部フランジ プレートとウェブ プレートの組立

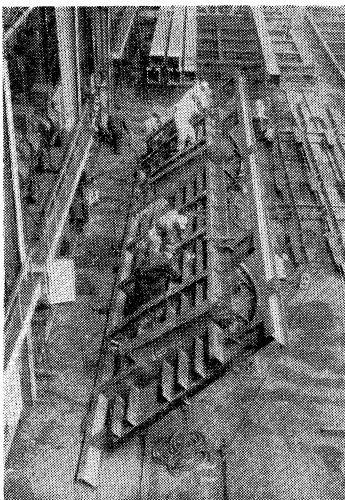


フランジの横リブ・縦リブ溶接によるヒズミ、変形はウェブ部分の切欠部に集中することになるので、その防止と組立しうを確保するため +2mm のはさみ板を仮付した。上部フランジとウェブプレートの組立において上部フランジは横断勾配なりの角度をなしており、寸法の確保がむずかしいので、図-8 に示すごとく固定用定規を使用して組立している。

(3) 主桁の溶接

主桁は前記のごとく、6工程で組立て、溶接を行った

写真-1



合、それぞれの工程における組立誤差、および加工作業における加工誤差等の集積が **d)**、**e)** の最終工程で最大となることと補剛材、横リブ等の相互の取付位置は **a)**、**b)**、**c)** と各部材の工程の推定収縮量の適否に左右される要が加わるので特に各工程の組立には注意を払う必要がある。また **d)**、**e)** の総合組立の工程ではできるだけ組立誤差を均等にするため中央部を基準として組立てた。

b) 工程の上部

フランジの横リブ・縦リブ溶接によるヒズミ、変形はウェブ部分の切欠部に集中することになるので、その防止と組立しうを確保するため +2mm のはさみ板を仮付した。上部フランジとウェブプレートの組立において上部フランジは横断勾配なりの角度をなしており、寸法の確保がむずかしいので、図-8 に示すごとく固定用定規を使用して組立している。

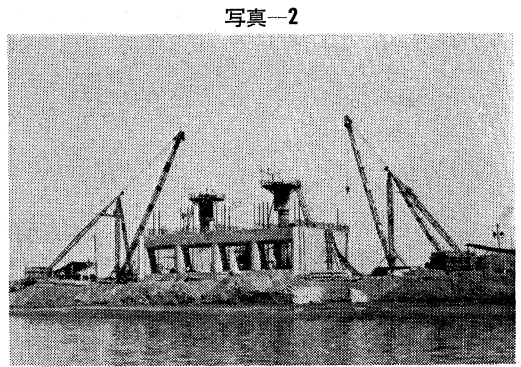


写真-2

の溶接はすべて完了し、**d)**、**e)** をへて組立てられた主桁はウェブプレートとフランジプレートとのスミ肉、横リブのウェブ側の小部分、**e)** 工程のコーナープレートの溶接を残すのみとなる。写真-2 は三角形の簡易作業台により下向で溶接を行っている状況を示す。

(4) 床板、底板の溶接

床板の縦リブの溶接は半自動溶接 (EHV) で行った。

溶接順序は鋼床板全体に溶接熱が均等に分布するように数本の縦リブを同時に中央から板縁に向って進行させる。使用溶接棒はオーストリアのエリン社より輸入した長さ、1m および 1.5m の被覆棒で、溶接棒をスミ肉溶接線に横たえ、銅の押え金で溶接棒の全長をおおい、尖端に点火すればあとは自動的に棒の長さだけ溶接できる方法である。なお底板は手溶接で行った。

(5) ヒズミの矯正

主桁のウェブプレートの座屈変形は角変形部分の頂部をガス焰により連続的に加熱し、やせ馬を矯正するとともに四周溶接により発生したゆるみ部分を除去することにより矯正した。底板および床板の端部に発生する波形変形は部材端部を図面寸法より 20mm 程度延ばしておき、溶接後拘束材にて直線状に固定余長部を自動ガス切断器で切断するさいの加熱を利用して矯正した。

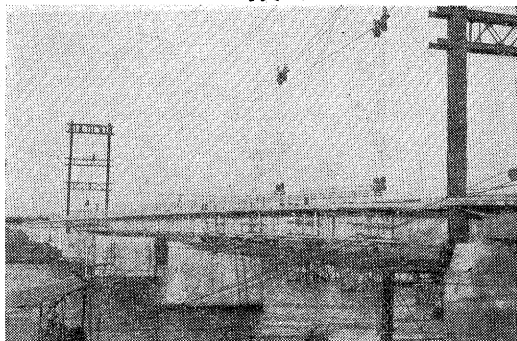
X線検査は主桁のすべての突合わせ溶接部の端部および中央部で撮影検査を行い、溶接長の約 10% を対象とした。

5. 架 設

本工事は昭和 32 年 11 月より開始した。旧橋撤去、橋台および橋脚天端整備工、ガス管移設等に約 9 カ月、ゲルバー桁架設、その上のコンクリート床板工に約 4 カ月、箱桁架設に約 4 カ月を必要としている。この間、17号台風、狩野川台風の襲来もあつたが、工程にたいして影響されることもなく、かなり順調に進行している。本工事の主要点はやはり箱桁橋の架設にあり、それに付随した高張力ボルトの使用、鉸鎖の方法、キャンバー、調整等に問題がある。したがって、本報告では箱桁についてのみ述べることにする。

(1) 架設方法

写真-3



ケーブルによる送り出し式工法によつて施工した(写真-3)。

架設用鉄塔を橋脚9号と12号上にたて、三径間全長にわたり運搬ケーブル(φ56mm)を三列設備し、桁は基礎杭および鋼製バントにて添接箇所を支持した。アンカーは東京都側は橋脚を利用、神奈川県側は橋台後にコンクリートアンカーを埋め込み、最重部材13tにたいして水平力、垂直力とも安全率1.5をとつた。架設に要した日数は約4カ月、鉄塔、バント建て方に1カ月三連架設完了に2カ月、高欄、ガスパイプ用吊り金具、検査用通路等、付属品取付け、片付けに約1カ月を必要とした。なお桁送り出し架設そのものは1連(200t)を4日半で完了している。

(2) 鈹 鋸

構造用鋼は主桁部分はHS50、SM41Wを使用している。リベットはすべてSV41に統一、対傾構およびガス管関係のみSV34を使用した。

箱桁断面の四囲の添接リベットにたいして、火床の位置の選定、当盤の支持法によつて、桁の中に火床をおきコークスの燃焼ガスが充満している所で作業せねばならなくなる。三連目の所では177mが完全に密閉同様になるので焼いたリベットを中に入れる方法について検討した。その結果、火床はつねに鋼床板の張出部の上において移動し、桁ウェブの中立軸の付近で橋軸方向の継手箇所2カ所について1個の割合で船のハッチのような孔(φ150mm)をあけ、シュートを通して焼いたリベットを中に送り込んだ。孔はまわりを補強し、使用後はフタをしたが、これは塗装作業等のときはいつでも開閉ができる構造にしてある。

このような段取りはリベットを使用箇所に運搬する場合ケーブルを使用でき、鋼床板の上においておくことが

できる点で能率がよかつたと思われる。

(3) 高張力ボルト

高張力ボルトについては、ASTM:A325-53Tを規準にして、ボルト、ナット等を製作している。

a) 材料 機械的性質は表-3による。

b) 寸法 ボルトサイズは22mm 働長に加える長さは37mmとしワッシャーは5mm厚とした。ナットはヘビー級22mmとし磨きナット、他のボルトと区別するため頭部にマークをつけ識別ができるようにした。

c) 施工 高張力ボルトの問題点は施工にあつて、所要の摩擦強度をうるための締付力の算定、その信頼度、締付器械適否の選定にある。本橋の場合、まず最初にボルト完成品の引張試験、ネジ部の引張試験、ボルト、ナット、ワッシャーのそれぞれのカタサ試験を行い、ボルトの引張破断強度はJISB1122による断面積計算式により平均97kg/mm²、ネジ部の引張りでも大体同様の値を得た。カタサ試験ではボルトは平均265、ナットで240である。第二にボルト継手試験を試験体4種について行つた。この場合、試験体の面の黒皮肌、赤サビの程度によつてかなりすべりの初まるさいの荷重にひらきがでてくる。現場にもつとも近い状態の結果をのべる

図-9 締めつけトルクとボルト軸の引張力

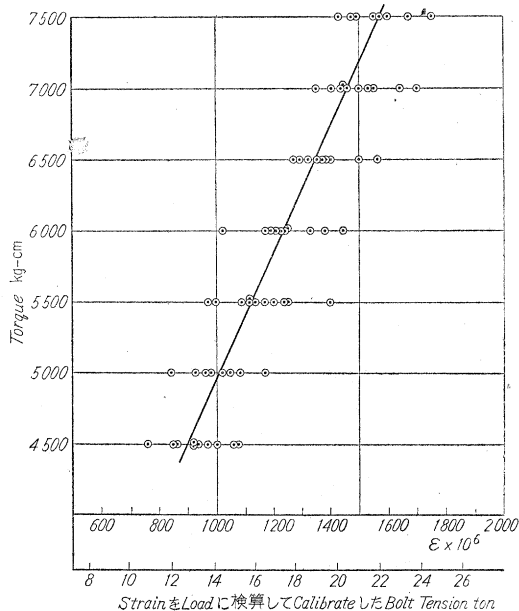


表-3

		浸炭	焼入	焼戻	降伏点	引張強さ	伸び	しぼり	カタサ
ボルト	S55C		800~850°C 25分油冷	550~650°C 急冷	>60 kg/mm ²	>80 kg/mm ²	>14%	>35%	229~285
ワッシャー (浸炭)	S30C	900°C 50分空冷	850~900°C 20分水冷	550~650°C 急冷	>34 "	>55 "	>23%	>57%	152~212

註 カタサはブリネル硬度

と、ボルトの締付けをトルクレンチ (Capacity 7 000 kg-cm U.S.A. 製) で 6 500 kg-cm のトルクを与え、赤サビ肌、複セン断、ボルト 2 本のさいに引張つたとき、荷重 19 t でズレは 0.06 mm を示し、これより急激にズレは増加する。第三に締付けトルク-ボルト軸力の関係を測定した。これは、最初に Load cell ($\phi 60$, 高さ 40, 肉厚 10, 材質 SS 41) に Strain Gauge をはつて、荷重と Load cell のヒズミの関係をグラフにし、つぎにトルク値と Load cell のヒズミの関係を調査して、それぞれの結果を結び合わせた (図-9)。

このグラフで見られるように、トルクレンチのゲージの読みが一定とみなされる状態でも、回数を重ねるとかなりボルトに与える軸力はバラツキを示すことになる。これはレンチを始動する前、あらかじめスパナで締付けた力の程度、作業員の足場の状況、レンチの操作速度等によつてすべて影響してくるものと思われる。結局グラフでは直線で示した関係をもつて最適値とみなした。

以上の 3 種の実験から、現場施工には 6 500 kg-cm のトルクで締付作業をすることにした。これはボルトに与える軸力は 19 t-63 kg/cm² であり、ボルトの破断強度の 65% に相当する引張りを与えることになり、ボルト 1 本当り、摩擦強度は 9.5 t と考えられる。なお現場では作業員は完了まで同一人物によつて行い、交替させぬよ

写真-4

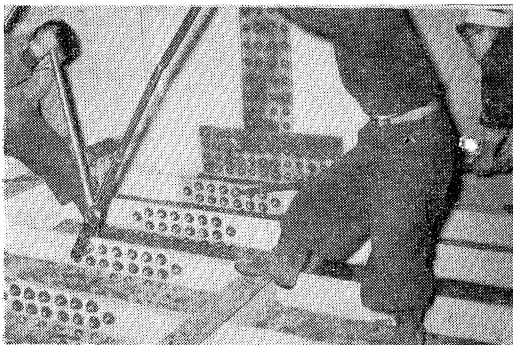
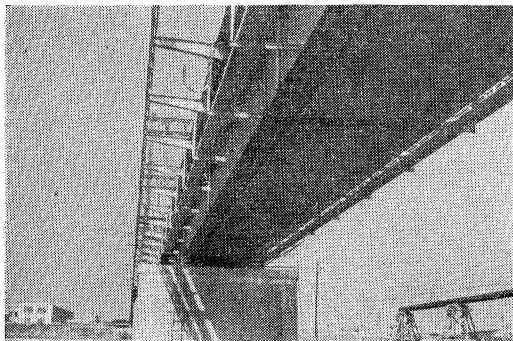


写真-5



うにしている。スパナで前もつてしめた場合の作業能率は 1 日 500 本程度である (写真-4)。

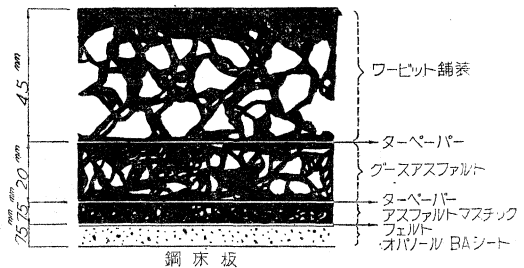
写真-5 は架設完了後の状況を示す。

6. PC 床版、舗装、その他

箱桁の歩道部は PC 床版 (厚さ 5 cm) として、ブラケットの断面の負担を軽くするようつとめている。長さ 2.00 m \times 36 cm とし、目地は舗装用ローラー等による、おのおのの板の不等沈下を防ぐためポリアルキノールを注入して一体になつて作用するようになっている。

橋面舗装は 8 月頃施工の予定であるが、図-10 に示す構造で行うことになつている。これは鋼床板上面に工場塗装のさい、光明丹の代りにタールラバーペイントを塗つたので、舗装の施工時にはこの上にプライマーを散布し、ブローンアスファルトにてオパノール BA シートを接着して防水し、その上に舗装をすることになる。橋軸方向の継手、添接箇所にはアスファルトマステックでリベット頭部の凹凸を埋めて平滑にし、そのあとでオパノールを施工する関係上ワービット舗装は 45 mm 厚として一定の厚さを保つようになっている。

図-10



7. あとがき

本橋をはじめとして、城ヶ島大橋等、本格的なこの型式の橋がつぎつぎに出現する傾向にあるが、今後まだ研究せねばならない設計上、製作上、施工上の問題点が多種多様にあると思われる。この報告がその一助となれば幸いである。終りにあつて、終始御指導を頂いた早大青木教授、実験に御協力を頂いた早大土木教室の方々、本報告についての横河橋梁 K K, 住谷, 進藤, 田代の 3 氏に厚く感謝する次第である。

参考文献

- 1) G. Fischer: Die Berechnung der Stahlfahrbahntafel der Bürgermeister Snidt-Brücke in Bremen, Stahlbau, 1952-11
- 2) 小西・小松・大橋: 合成箱桁橋の応力解析と設計計算法, 土木学会論文集第 25 号
- 3) 能登・上前・関野: 城ヶ島橋梁の計画, 土木学会誌 42 巻 12 号
- 4) 安部清孝: 実用フリーエ級数

土木工事に！

品質最高の定評ある……



熔接棒
塗油石
塗料
油脂
剤
鹼

ニッサン
安全発破器

ニッサン
発破器

日本油脂

本社・東京丸の内(東京ビル)
支店・東京・大阪・札幌・名古屋・福岡

火薬工場

愛知県知多郡武豊町
北海道美唄市光珠内

セメントガン

グナイエーガンクリート—
シヨットクリート工とも言う

此の工法は砂とセメントを高圧搾的に応用する最新工法である。従つてコンクリートの防水、修復、補強等々に適応され主なる施工箇所は次の通りである。

貯水池、ダム、濾過装置、下水処理装置
タンク、スタヂウム、橋梁、海岸壁補修
建造物の防水及び補強、一般用水路等々
(型録贈呈)

水道企業株式會社

本社 大阪市北区中之島3ノ3朝日ビル八階
電話 北浜 (23) 6 7 3 0
営業所 東京・銀座6ノ3朝日ビル二階
電話 (57) 2 9 4 0

土木建築



設計施工

西松建設株式会社

取締役社長 西松三好

本社 東京都港区芝西久保桜川町十三番地
電話東京(59)代表4101(10)8431(10)
支店 東京・仙台・名古屋・大阪・福岡・
高松・札幌