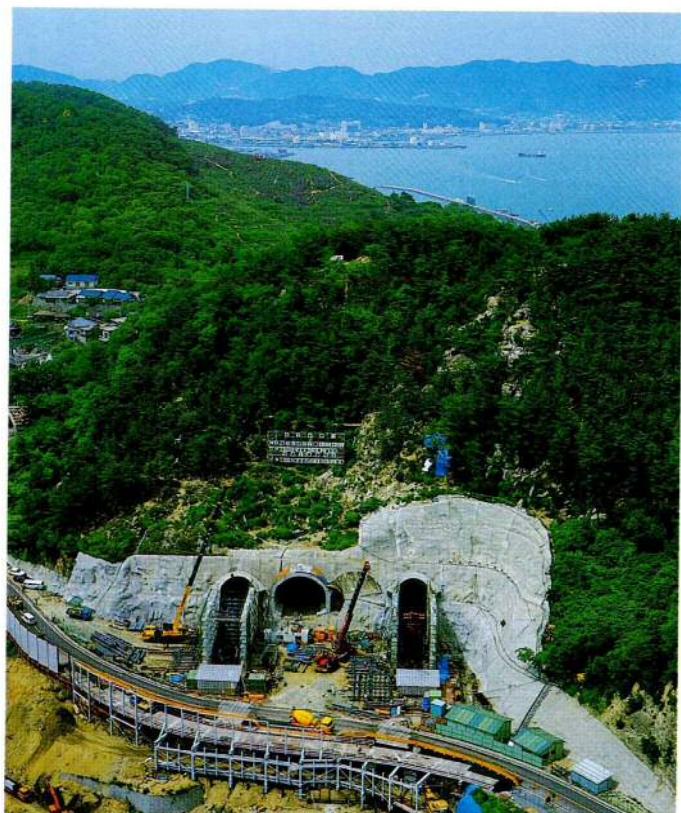
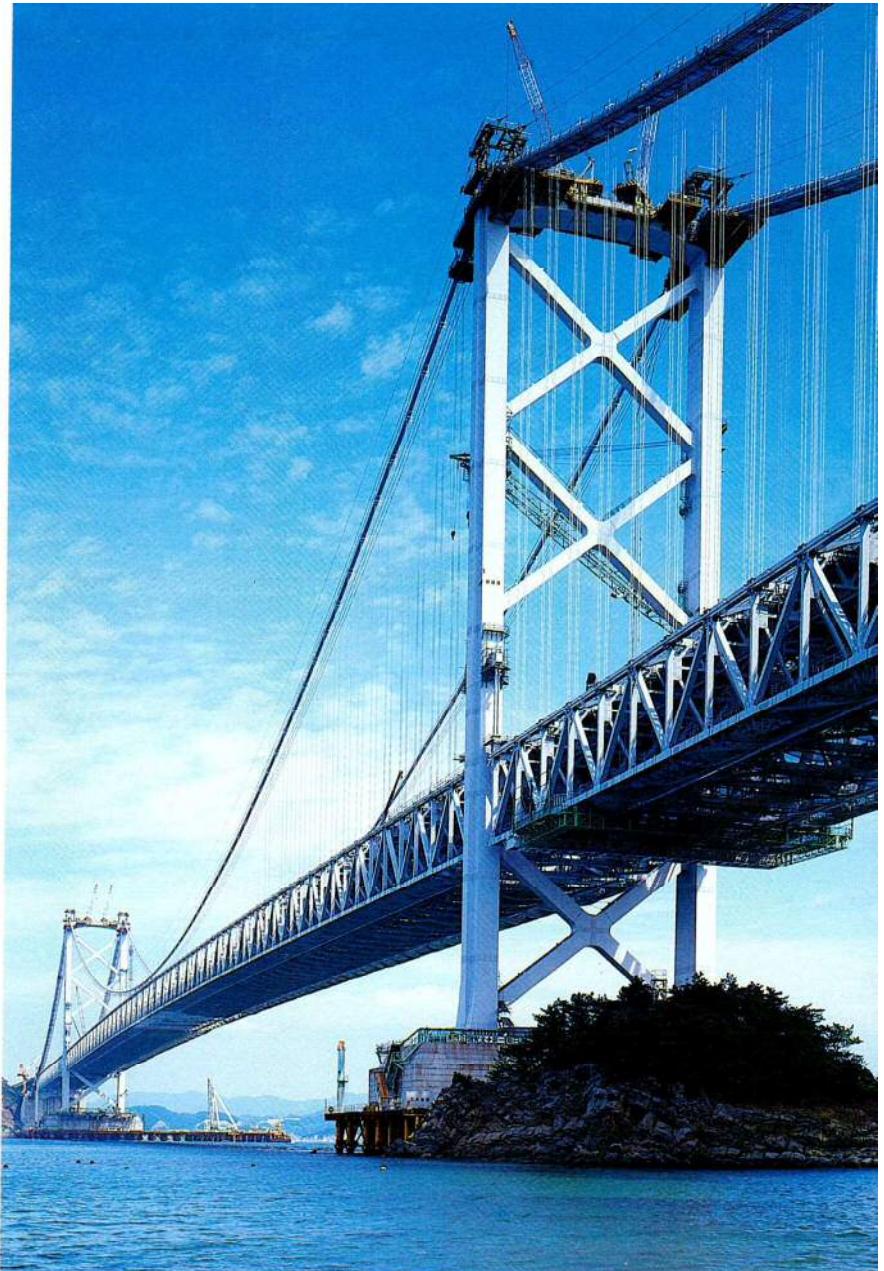


大鳴門橋

発注者 本州四国連絡橋公団
型式 三径間2ヒンデ補剛トラス吊橋
(鉄道併用)
橋長 1629m(93+330+876+330)
巾員 30m(14.5+1.0+14.5)
鋼重 62100t
路線 一般国道28号線本四淡路線
所在地 兵庫県、徳島県(鳴門海峡)
竣工 昭和60年(予定)

本文P41参照



下津井瀬戸大橋(ケーブルアンカー)

発注者 本州四国連絡橋公団
型式 張出径間付単径間吊橋(鉄道併用)
橋長 1400m(100+130+940+130+100)
巾員 22.5m
路線 一般国道30号線本四備讃線
所在地 岡山県倉敷市、櫃石島
竣工 昭和62年(予定)

本文P84参照



桜 橋

発注者 東京都台東区(墨田区)
型 式 三径間連続鋼床版箱桁(歩道橋)
橋 長 169.45m(48.125 + 72 + 48.125)
巾 員 6~12m
鋼 重 670t
所在地 台東区、墨田区
竣 工 昭和59年

本文P95参照



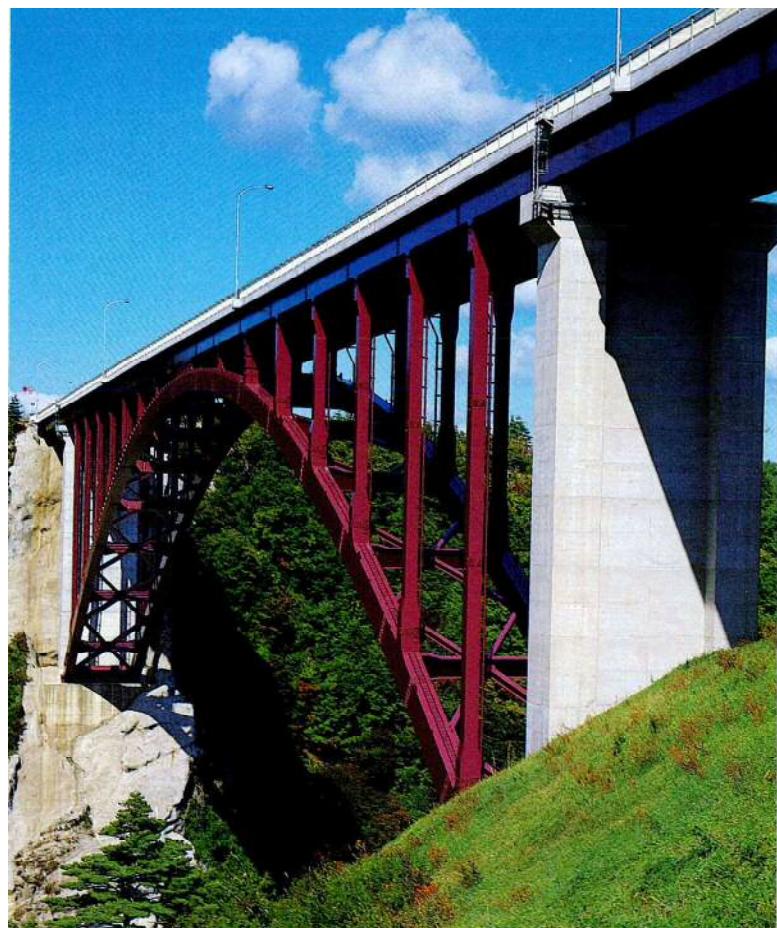
川副大橋

発注者 佐賀県
型 式 五径間連続鋼床版箱桁
橋 長 353.2m(58.6 + 3@80 + 52.9)
巾 員 9.5m(2.5 + 7.0)
鋼 重 1,246t
路 線 県道大詫間～光法ST線
所在地 佐賀県川副町
竣 工 昭和58年



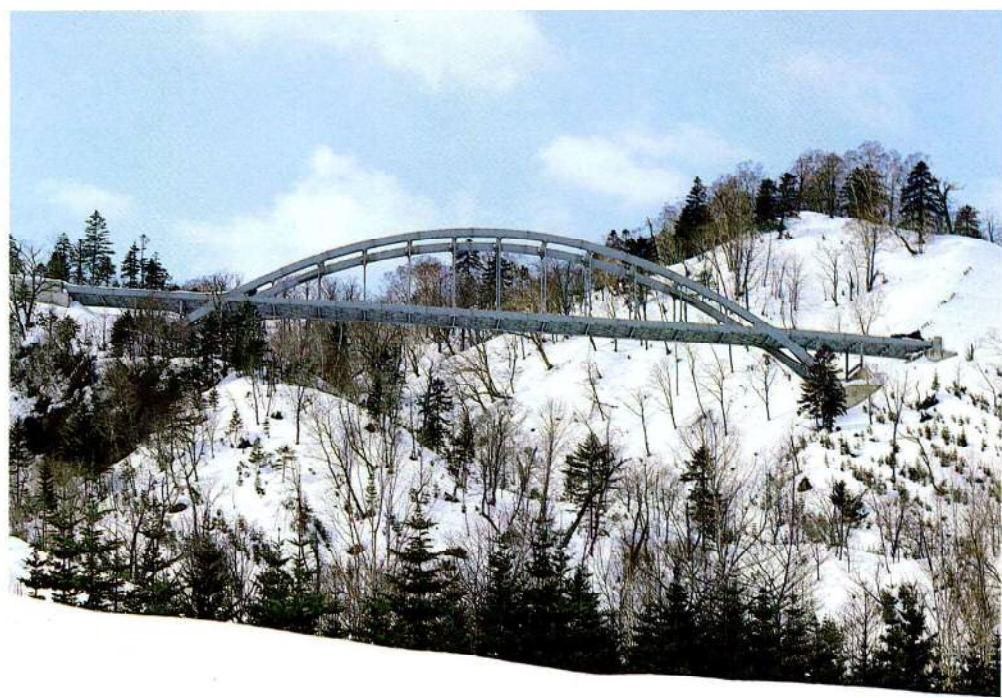
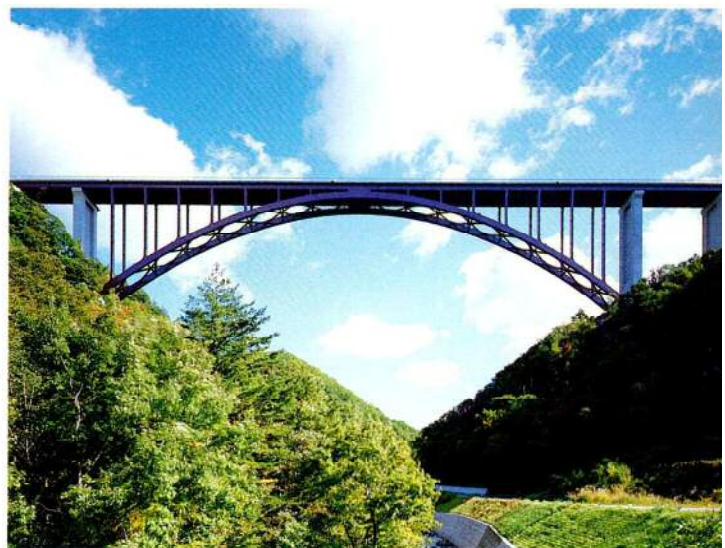
浜手B・Pメリケン工区上部(その3)

発注者 近畿地方建設局
型 式 三径間連続鋼床版箱桁
橋 長 214.7m(62.8 + 85.0 + 62.9)
巾 員 8.2m
鋼 重 841t
路 線 一般国道2号線浜手バイパス
所在地 神戸市中央区
竣 工 昭和59年



しいの
思惟大橋 <局長賞受賞>

発注者 東北地方建設局
型式 逆ローゼ桁および二径間連続板桁
橋長 315m(2@29.55 + 29.4 + 195.0 + 29.4)
巾員 12.5m(1.5 + 9.5 + 1.5)
鋼重 1843t
路線 一般国道45号線
所在地 岩手県下閉伊郡田野畠村
竣工 昭和59年



支笏大橋 <局長賞受賞>

発注者 札幌開発建設部
型式 中路式ローゼ桁
橋長 160m(12.8 + 133.0 + 12.8)
巾員 7.5m
鋼重 643t
路線 一般国道276号線
所在地 千歳市
竣工 昭和57年



AT11工区高架橋

発注者 首都高速道路公団
型式 単純鉄桁、単純箱桁、三径間連続曲線箱桁
工区延長 665m
巾員 4.75~15.7m
鋼重 3 999t
路線 高速足立三郷線
所在地 東京都足立区
竣工 昭和58年

岩木川水管橋

発注者 青森県五所川原市
型式 三径間連続三角トラス式斜張橋
橋長 171m(41.0+91.0+40.0)
管径 400A
鋼重 167t
所在地 青森県五所川原市
竣工 昭和58年

本文P101参照





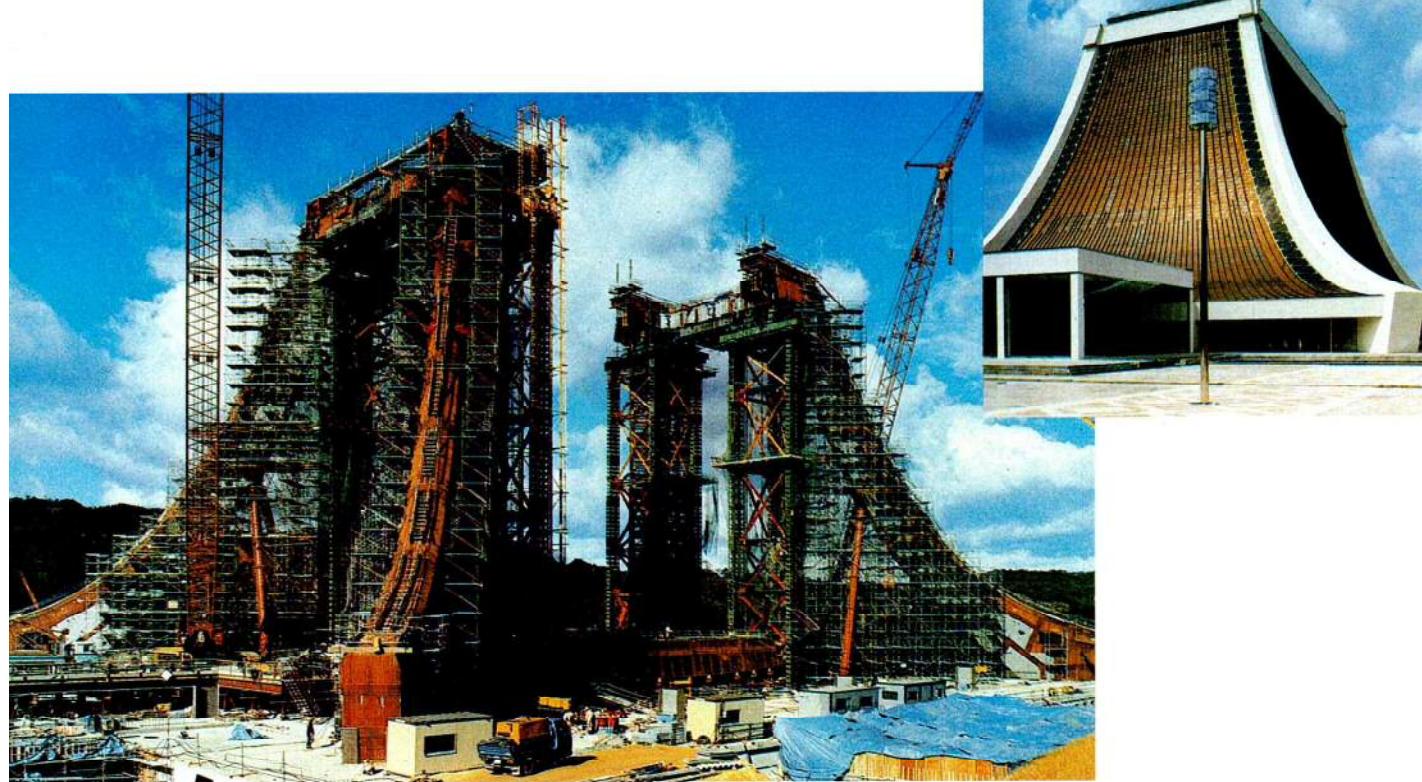
昭和新橋仮橋

発注者 鳥取県
仮橋延長 193m
型式 M.T.Bridge(当社開発の応急組立橋)
巾員 8.5~9.5m
路線 一般国道180号線
所在地 鳥取県米子市

やさか
弥栄ダムトレッスル

発注者 中国地方建設局
型式 トレッスル
橋長 165m(下流)
225m(上流)
巾員 15m(下流)
30m(上流)
鋼重 3 350 t
所在地 広島県大竹市
竣工 昭和60年
(予定)





神慈秀明会教祖殿 <昭和59年度日本鋼構造協会業績表彰受賞>



施 主	宗教法人神慈秀明会
設計事務所	ミノルヤマザキ設計事務所・株伊東建築設計事務所 株日本設計事務所
発注者	清水建設(株)
支間	86m × 58.2m
最高部高さ	46.4m
鋼重	4 700t
所在地	滋賀県甲賀郡信楽町
竣工	昭和58年

本文P118参照



秋葉台公園体育馆 <59年度日本建築会賞受賞>

施主	神奈川県藤沢市	支間	84.8m
設計事務所	(株)榎総合計画事務所	最高部高さ	24.53m
	(株)木村俊彦構造設計事務所	鋼重	815t
発注者	(株)間組	所在地	神奈川県藤沢市
		竣工	昭和59年

「技報」の発刊に当って

取締役社長 上前行孝

技報を出したいという社内の声はかなり多く、また、強いものがあった。それは、業務を通じて会得する技術的な経験知識が社内に多く蓄積されているという証左でもある。そして、このような成果は会社にとり貴重な財産であるが、公共事業を通じ知り得たものが殆どであるので、技術情報として世に公開すべき義務もあると考え、その発刊に踏み切ったのである。

一般に、技術者は書くこと、話すことが不得手な方である。従って、もてるものがどんなに貴重なものであっても、発表することを億劫に思ってしまう。しかし、それを少しでも経験すれば、馴れてくるもので、それ程難しいものではない。要は発表すべきものが技術的に価値あるものであれば、筆はすゝむものである。

今回この技報の発刊は、当社々員に対し以上のような事柄の啓蒙と、社内における技術情報の伝達管理、社会的な貢献という意義がある。

初刊から気張らず、飾ぎらず、率直に正しく表現することに重きをおくことを願った。こゝに掲載されている労作は、大学や研究所での研究成果とは自ずと異なるものであることは当然である。技術というものはものを創り出す方法、手段であって、その基礎となる工学的な理論とは異なるものである。われわれが日常相対している技術は経済を前提とし、生産的なものでなければならない。従って、学問的であっても、前述の条件が満たされていなければならない。

器用にまとめられた学術論文よりも、われわれが求めている技術的情報が技報の掲載条件である。こゝが学協会の会誌の論文とは異なる点である。そして、このことを通じて、何がわれわれにとって価値あるものであるかが解るようになることが大切である。そして、やがて他の文献等をそしゃくする力や評価する能力が備ってくることを願うものである。

まずは、創刊を共に慶びたい。そして、今後、有益な労作が続々と出現するであろうことを切に望みたい。

卷頭言

東京大学教授 伊藤 学

技報の発刊を心からお慶び申し上げます。この種の刊行物は、その組織における成果、従ってその組織の技術レベルを記録に残る形で世に問うものであり、その組織に属する人びとにとっては、常日頃の絶ゆまぬ研鑽の成果が陽の目を見る場を与えられるわけで、ひいては技術力の更なる向上にもつながるものと考えるからです。

工学の分野においても、その成果を“もの”として世に示すだけでなく、書かれた記録として残されることは非常に大切なことではないかと思います。一昨年、私は土木学会の定期刊行物の検討を仰せつかり、論文集の改革を中心とした提言のとりまとめにあたり、本年度からその線に沿った新しい姿が実施に移されております。その一つの契機はそれまでの論文集の内容、投稿者層にいささか偏りがあるとの指摘がありました。すなわち、いわゆる研究者による数式や実験中心の論文に比重が偏っていたということです。もちろん、この種の論文に大きな価値があることをその分野に身を置く私は否定するものではありませんが、実際に“もの”を創ることを究極の目標とする工学においては、設計や施工にかかる成果、独創的な評論なども立派な論文であるはずです。別に専門雑誌が存在し、これらにはその種の報告、論文が収録される機会はありますが、商業誌となればやはり性格もそれなりに限定されますし、とくに土木の分野では発注者であるお役所への気がね、あるいはそちらの側からの制約といったものが顕わにうかがえます。その仕事に実際に携わり苦労をなめた技術者が、その人の名で（ということは責任で）、成果を世に問うことがわれわれの世界ではもっと推し進められるべきではないでしょうか。おそらく技報はそのような機会を増してくれる絶好の場となるでしょう。更に、そのような機会を与えることにより、その人はまた次なるチャンスを目指して一層の向上に励むであります。

ところで、こと鋼構造に関しては、われわれは諸外国の鋼構造技術者が羨む環境に置かれてきました。国情によるとはいえ、短径間の橋、低層の建築にさえこれ程鋼構造が使われている例は先進諸外国にも見当たりません。おまけに、現時点では本四架橋がクライマックス、京浜・中京・阪神の各地域で世界屈指の大規模な鋼斜張橋が次々と着手され、あるいは計画中とあって、長大橋は今や花ざかりの盛況であります。しかしその後のこととなると、さしものわが国でもお互い顔を見合わざるを得ません。では海外に目を向けてはといっても、われわれの分野では遺憾ながらといった方がよいのか、まだ貿易摩擦といった話はありませんし、将来もそのような事態に立ち至る可能性は薄いようです。これにはそれなりの理由があるということは、私より皆様方の方がご存知でしょう。

しかしこのような状況のもとでも、他の工学分野と同じく、技術の面での国際化は時代の流れでもありますし、必要なことだと思います。日本には随分すぐれた技術があるようだがその実態はよく分からぬといった状況では、いざというとき何らかの摩擦を招きかねませんし、また、そのようなすぐれた中身を分かってもらっていれば、いざというとき、われわれにとって大きなプラスになるのではないかでしょうか。このような意味あいから、技報に盛られる内容のうちの然るべきものについては、是非国際的な発表の場にも進出していただきたいものです。このことは国際会議の場でということも当然含みますが、前述の学会論文集でも、英文による投稿を歓迎して、それらを別に集めたものを海外に送り出すといった方式を発足させる計画ですし、発展途上国に対してはわれわれの鋼構造技術の転移をはかるセミナーなどを企画することも考えています。このような面でも皆様方のご協力をお願ひいたします。

継続は力なりと申します。せっかくの技報の発刊、どうか質・量ともに末永く充実を続けられ、斯界の発展に寄与されることを祈ってやみません。

薄鋼板を用いた新しい鋼・コンクリート合成桁

上前行孝* 原 昭恵***
高崎一郎** 鬼頭省吾****

1. 開発の狙い

一般に、橋梁はスパンの大小にかかわらず、現場でのコンクリート作業を伴う場合、足場、支保工や型枠の施工が必要となる。更に現場によっては、落下物の防護などに対する手当が必要となる。

近年、床版コンクリートに対し、鋼製型枠を埋め殺しするなどで、これらに対応した工法があるが、材料の有効的な使用、施工性・経済性等の面で難点があった。こゝに報告する新しい合成桁は、このことを踏え、鋼板を単にコンクリート型枠としてだけではなく、桁や床版の構造部材とし、鋼とコンクリートのそれぞれの特性を活用して経済性と合理性をもたらすことを目指して開発に着手したものである。

2. 形式の特質

その結果、本橋梁形式は他の形式に比べて以下のような特質をもっている。

- 1) 急速施工が可能であるので、現場の工期を大幅に短縮できる。
- 2) 現場施工が簡単確実で、施工管理が容易である。
- 3) 桁下での作業がほとんどないので、施工の安全性が高い。
- 4) 鋼板によりコンクリートの劣化が防止できる（特に潮風に対して有効である）。
- 5) 付属構造物をも含めて一括施工できる。
- 6) 積算業務が簡単にできる。
- 7) 競合する支間にに対する在来の構造形式に比べて経済性でも劣らない。

又、設計に当っては、以上のような要件を満たし、更に製作上、以下のような要件を配慮した。

- 1) 主要部分はユニット化して、任意に生産保管が可能である。
- 2) 薄板のプレス加工を主体とし、溶接等の作業量を極力減らす。
- 3) 鋼とコンクリートの合成構造であるが、コンクリート橋より施工精度が高い。
- 4) 現場溶接を避け、高力ボルトの使用も極力少く、又、鋼板には耐候性鋼板を用いるのを標準とし、維持管理費の節減を図った。本構造は簡易な施工と工期の短縮を目的としてはいるが、あくまでも永久構造物であることを前提としている。

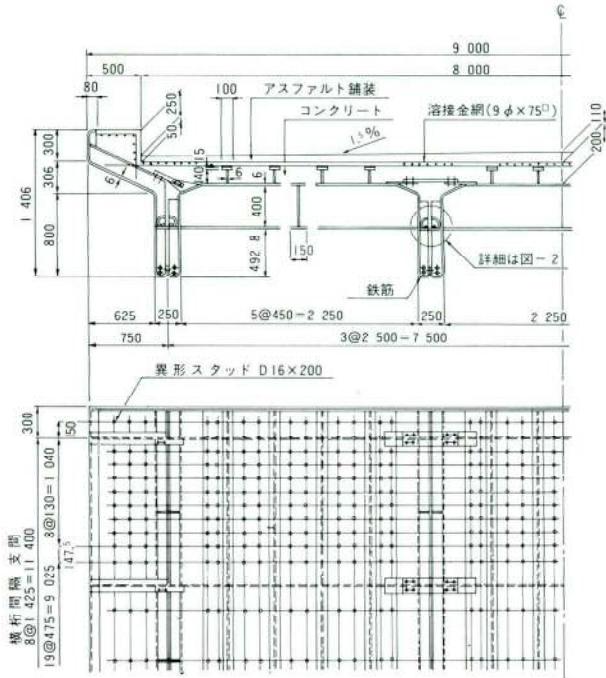
3. 設計方針

図-1に見るように、床版は鋼床版として、又主桁は鋼・コンクリートの合成桁として設計する。すなわち、床版の縦リブは、コンクリート打設時におけるデッキプレートの座屈耐力を上げ、主桁圧縮部として必要な断面を構成するが、床版作用に対してはコンクリートを無視して一方向版としての鋼床版を構成する。このため、横桁間隔は通常より小さくした。

又、主桁は床版と連続した6mm厚の鋼板とコンクリートとで構成するウェブ部と床版部から成り立つ合成桁であり、引張部断面は必要に応じて鉄筋によって補強する。断面力の算出に当っては、コンクリート硬化後の荷重に対してのみ格子構造として扱う。

図-3には別な構造形式の一例を示す。この場合、床版は半円筒状の鋼板と、その上に打設されたコンクリートによって構成される合成床版として設計する。鋼板上の縦リブは、コンクリート打設時の主桁圧縮として必要な断面を構成するものである。主桁は、図-1に示す構

* 取締役社長・技術本部長・工博 *** 技術本部技術開発部開発課長
** 技術本部技術開発部長 **** 千葉工場製造部生産技術課長



図一 構造概要図

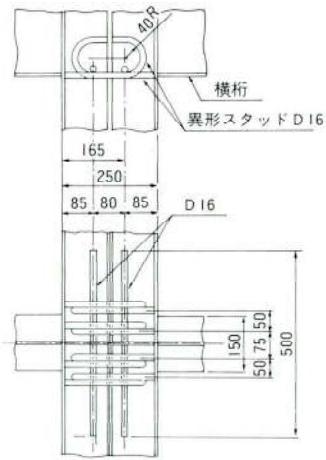


図-2 横桁フランジの連結

4. 構造概要

(1) 主要構造

主要構造の概要を図-1に示す。鋼部材を工場で製作し、現場でこれを組立ててからコンクリートを打設する。鋼材部は、経済性の面から出来るだけ薄い鋼板を用いて軽量化を図る。発錆が片面又はコンクリートに埋め込まれる部材は、板厚6mmとしてプレス成形を主体とする。両面から発錆する可能性のある横桁部材の板厚は8mmとする。又、無塗装仕様の耐候性鋼材を適用し得る地域では、外板にこれを使用することによって、桁下に塗装用足場を設ける必要がなく、メインテナンスフリーとなれば、更に経済化・施工の簡易化を図ることが出来る。

図-1の構造は、現場における組立時にも桁下に足場を設ける必要がない。下フランジでは、部材間に大きなせん断力が作用することはないので、図のように縁端部を曲げ上げ、普通ボルト又はクリップにより、セメントペーストが漏れ出ない程度に連結する。横桁フランジの連結は、図-1、図-2に示す構造とする。上フランジは高力ボルト接合とし、組立て時の形状保持が容易となるようにする。下フランジは、鉄筋コンクリート断面で応力を伝えるようにした構造である。

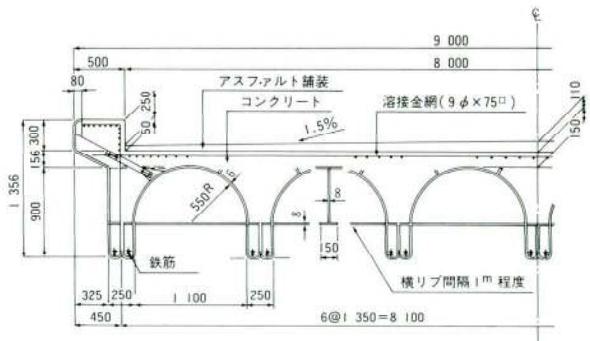


図-3 主要部材断面を半円形とした場合の構造

造形式と同様な考え方で合成桁として設計する。

前述したように、図-1の形式の場合、鋼板上の縦リブはコンクリート打設時に必要であるだけでなく、一方指向性版としての主要断面に組み入れたものである。両形式ともコンクリート打設時に対しても、死荷重の他に橋面全体に $250\text{kg}/\text{m}^2$ の作業荷重を載荷して断面応力を照査し、架設時許容応力度に対して1.8以上の安全率を確保している。

地覆外縁の鋼板には、主桁作用によって圧縮応力が生ずるので、コンクリート打設時の座屈を防止するため、鋼板上縁を水平に曲げ、横桁位置ごとに支材を設ける。コンクリート打設時の腹板の面外変形は垂直補剛材で抑える。床版上側の網鉄筋は用心鉄筋として配筋する。

(2) 付属構造

付属構造物についても、施工の容易、急速施工が可能な構造とする。図-4に伸縮継手の例を示す。橋梁側の部材は本体と一体とし、橋台側の部材は仮ボルトでとめて現場に搬入する。遊間のシール材は工場で施工していてよい。現場で遊間の調整が必要な場合は仮ボルトによって行うことが出来る。仮ボルトのナットはコンクリートを打設する前に除去する。高欄の形状は発注者の意向によって決められる場合が多いが、ボルト又は溶接によって本体に取付けることが可能である。図-5は支承構造の例である。

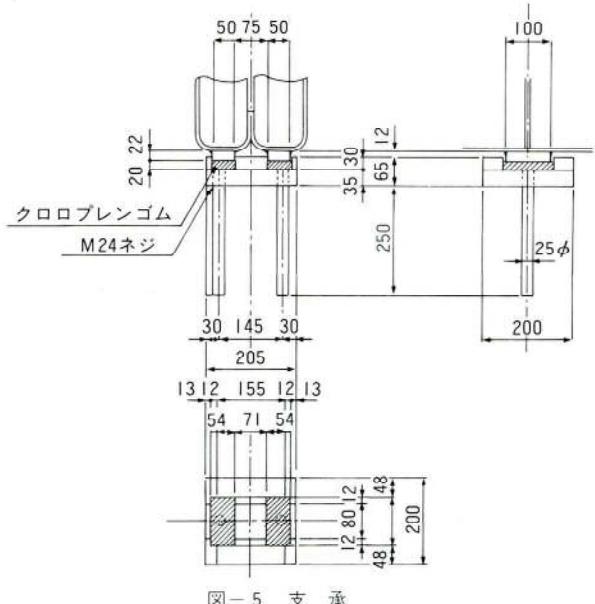


図-5 支承

5. 予備実験概要

本構造に関する設計上の資料を得る目的で、合成版及びずれ止めに対する基礎的な実験を行った。こゝでは、合成版に対する実験結果について簡単に述べ、ずれ止めについては稿を更めて報告する。

(1) 実験の種類

- a) 静的載荷試験……力学的特性、耐荷力、
破壊形態
b) 繰返し載荷試験……疲労耐力

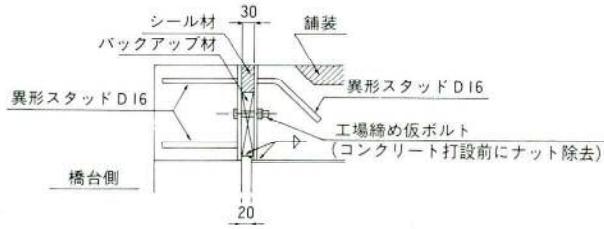


図-4 伸縮継手

(2) 供試体

- a) 今回は基礎実験であるので、版とせず、幅50cmの合成梁とした。形状は下記の3種類である。いずれ止めには、いずれもスタッド $16\phi \times 100$ を使用した。

b) 单純梁(図-6、7)

コンクリートに曲げ引張によるクラックが生じた場合のずれ止め機能、ずれ止め間隔の影響など、合成版の基礎的性状を調べる。

c) アーチ状梁 (図-8)

図-3に示す構造に対して、鋼板の型枠としての機能、及び合成床版としての性状を調べる。

d) 連続梁(図-9)

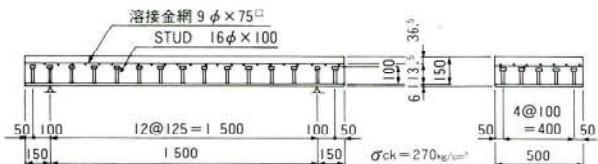


図-6 単純梁供試体(スタンドピッチ=125)

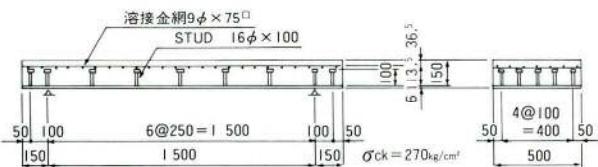


図-7 単純梁供試体(スタンドピッチ=250)

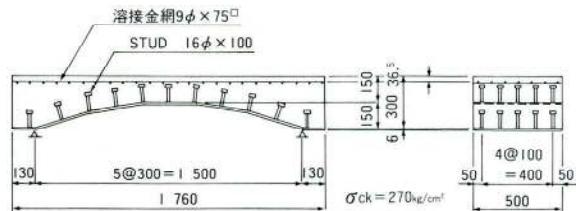


図-8 アーチ状梁供試体

図-1の構造では、床版作用に対しては鋼断面のみで負担すると仮定して設計するが、実際には2方向版として橋軸直角方向の曲げモーメントも生ずるので、主桁上で負の曲げモーメントが生ずる場合の合成版としての性状を調べる。

(3) 静的載荷試験

a) 単純梁

荷重一撓みの関係を図-10、荷重一ひずみの関係を図-11に示す。図中の設計荷重は、輪荷重 $P = 8.0 \times 1.2 = 9.6$ t が載荷された単純版の曲げモーメント（（道路橋示方書）鋼橋編 6, 1, 4 項による）と等しい曲げモーメントを生じさせる荷重である。

スタッドピッチ=250mmに比べて、125mmの方がひずみは15%程度小さく、崩壊荷重は20%程大きい。クラックは、最初に支間中央部の下面に曲げ引張によるものが発生し、次に載荷点の両側斜め下面にせん断（斜引張）によるものが生じた。荷重に伴うクラックの進展は、曲げ引張よりもせん断による影響の方が顕著で、崩壊の様相も同様であった。崩壊に至る最後のクラックは、支間中央部付近においてスタッドの頭部に水平に生じ、載荷点の左右から進展してきたクラックが連続した形状となり、急激に崩壊した。

b) アーチ状梁

荷重一撓みの関係を図-12、荷重一ひずみの関係を図-13に示す。比較のため図中に単純梁の性状も示した。設計荷重は、(a)項の単純梁の場合と同様にして算出した値である。試験治具の構造上、支点の水平変位を完全には拘束出来なかったので、荷重一水平変位の関係も図-12に示した。撓み及び鋼板下面のひずみは単純梁の1/2程度であるが、コンクリート上面のひずみには顕著な差異は認められない。

コンクリートのクラックは、単純梁の場合と同様に曲げ引張によるものが最初に発生し、その後にせん断によるものが生じた。荷重の増加に伴い、せん断クラックの方が顕著に進展し、載荷点の両側斜め下面から発生したクラックが、中央部で連続した形状となって急激に崩壊に至った。支間中央部付近においては、クラックはスタッドの頭部に沿って水平に生じた。

c) 連続梁

荷重一撓みの関係を図-14、荷重一ひずみの関係を図-15に示す。崩壊の形式は、単純梁及びアーチ状梁と同様にせん断によるもので、クラックの発生は載荷点の

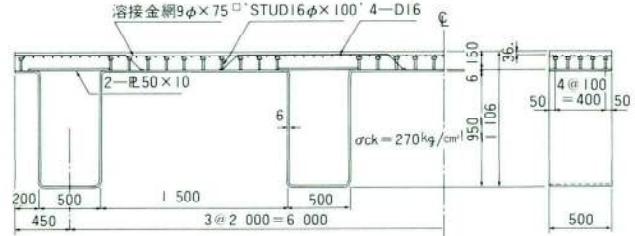


図-9 連続梁供試体

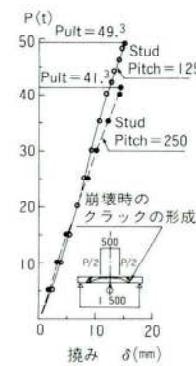


図-10 単純梁の荷重一撓み

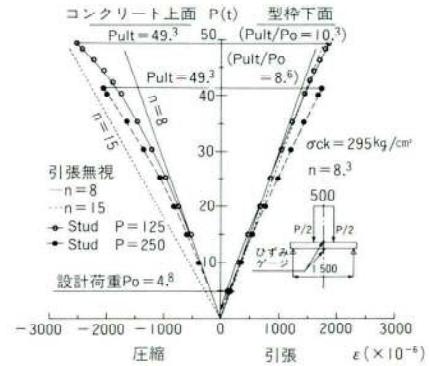


図-11 単純梁の荷重一ひずみ

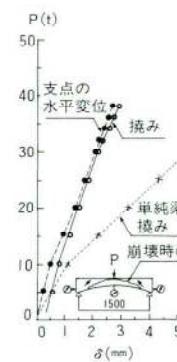


図-12
アーチ状梁の荷重一撓み

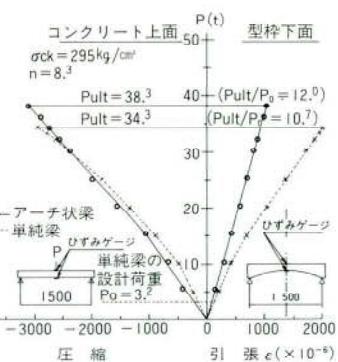


図-13
アーチ状梁の荷重一ひずみ

斜め下からではなく、中間支点付近の上面から生じ、支点方向斜め下方に進展して崩壊に至った。崩壊直前には、クラックは既に上から下まで通っていたが、まだ耐力を有していた。これは、支点上の上面に設け斜め下方に曲げ下げた負鉄筋の効果と考えられる。しかし、負鉄筋の定着長が不足していたため、最終的には付着が切れて崩壊した。

(4) 繰返し載荷試験

a) 単純梁・アーチ状梁

支間中央に、上限5t下限1tの荷重を繰返し載荷した。この上限荷重は設計荷重の約1.5倍である。クラックは、曲げ引張により肉眼では見えない程の細いものが早期に発生したが、ほとんど進展せず、又、せん断によるクラックは生じなかった。繰返し回数270万回で打切ったが、異状なく、支間中央の撓みも変化しなかった。

b) 連続梁

図-15に示す位置に上限15t下限1tの荷重を繰返し載荷した。繰返し回数270万回で打切ったが、結果は上記と同様に、異常は見られなかった。

6. 考察

以上の実験結果から、供試体の数等不充分ながら、設計の基礎資料としては下記のように判断した。

- 1) コンクリートに曲げ引張クラックが生じても、スタッドはずれ止め機能を有しており、合成作用を期待してもよい。
- 2) 単純梁およびアーチ状梁の崩壊荷重は、設計荷重の8~12倍である。
- 3) スタッドをコンクリート上面まで達する長さとするか、又は斜引張鉄筋を配置することによって耐荷力を増加させ、かつ崩壊速度を緩やかにすることが出来る。
- 4) 繰返し荷重によって、コンクリートに曲げ引張クラックが生じても、合成作用を期待してよい。
- 5) 6mm厚の鋼板にスタッドを溶植した場合の疲労については、今回の実験では異状が認められなかったが、作用応力度を大きくして、さらに確認する必要がある。
- 6) 連続梁の試験において、腹板部の鋼板はコンクリート打設時に若干変形しており、補鋼材を設けるなどの変形防止策が必要である。
- 7) アーチ状の型枠については、タイを設けるなど

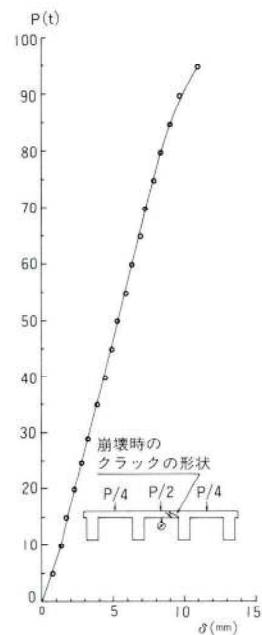


図-14 連続梁の荷重-撓み

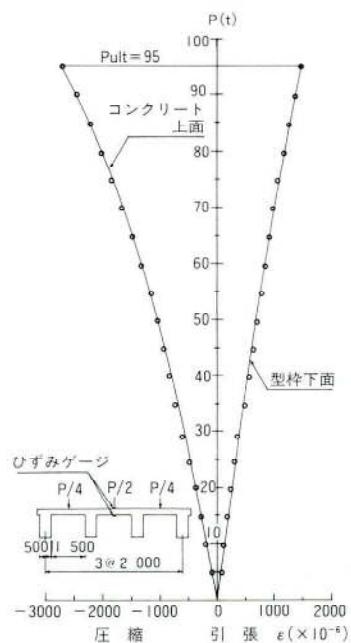


図-15 連続梁の荷重-ひずみ

により水平変位を確実に拘束すれば、打設時のコンクリートによる変形も小さく、独立した型枠としても用いることが出来る。

7. 設計への反映

スタッドを適切に配置すれば、十分な耐荷力を持つ合成床版が得られるが、打設時のコンクリート荷重を図-1のように縦リブで受ける構造とする場合は、縦リブフランジの断面を若干増すことにより、活荷重に対しても鋼断面のみで負担することが出来る。この場合、スタッドは床版作用に対する分を減らすことが可能となる。

スタッドはせん断に対する補強を兼ねて、コンクリート厚に等しい長さとする。ずれ止めの構造としては、例えばスタッドの他に、図-16のように鉄筋を設け、橋軸直角方向の鉄筋を兼用させることも考えられる。このような構造のずれ止め機能については、追加試験を実施したので別稿⁹⁾で報告する。

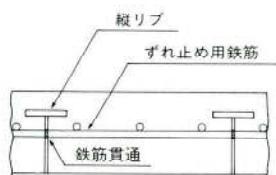


図-16 鉄筋によるずれ止め

8. あとがき（今後の開発方向）

橋梁の長大化、構造の精密化が進む一方で、中小の橋梁に対して安全かつ簡易な施工に対する追求が今少し欠けているように思える。本構造は、前段に述べたような主旨をもって、これに答えるものと考える。何らかの指針に基いて設計・施工がなされるべきであるが、本構造物のような鋼構造とコンクリート構造の複合的な構造物に対しては、未だ明確な指針がないので可成り安全側の設計になったと考えている。この面での研究が進めば、更に思い切った合理的な設計に踏み切れるものと思う。

本構造は、現在、鋼板プレス機械の能力や、輸送上の制約などから、道路橋としての小支間単純桁を想定しているが、今後、適用支間の延長、連続構造への発展、あるいは又、下部構造との一体化など、その活用範囲の拡大を目指して行く予定である。そのためには当面、

- 1) 鋼・コンクリート合成構造としての合理的な現

場継手構造の開発。

- 2) 本構造と主旨を同じくする下部構造、基礎構造、並びにその施工法の開発。

が急務であると考えている。又、小支間の場合には応力が極めて小さく、問題とならなかった、例えば、施工時のアーチ状鋼板の座屈なども、適用支間の増大に伴って構造を支配する要素となってくると考えられ、今後の課題であると受け止めている。

なを、本稿は、土木学会構造工学委員会の報告書⁸⁾に基づくものである。

〈参考文献〉

- 1) 新津、浅島、大貫、落合；鋼製型枠合成床板を用いた合成桁の設計施工、橋梁と基礎、昭和55年11月
- 2) 岡村、二羽；鉄筋コンクリート部材の疲労、コンクリート工学、昭和58年1月
- 3) 青柳；せん断伝達機構とその設計上の取扱い、コンクリート工学、昭和57年12月
- 4) 和田；橋梁における鉄筋コンクリート床版の疲労と補強、コンクリート工学、昭和58年6月
- 5) Sohn F.McDermott;STRUCTURAL TESTS ON COMPOSITE FLOOR SYSTEM,Journal of the STRUCTURAL DIVISION ASCE Feb.1967
- 6) Stahlbau Handbuch Band 1,Stahlbau-Verlags Nov.1982
- 7) 鋼・コンクリート合成構造の現況、土木学会、構造工学委員会、鋼・コンクリート合成構造小委員会、土木学会誌、1981年9月
- 8) 鋼とコンクリートの合成構造に関する調査研究報告書、土木学会構造工学委員会、鋼・コンクリート合成構造小委員会、昭和59年3月
- 9) 縦リブを利用したずれ止め構造の耐荷力試験
本技報 P9

縦リブを利用したずれ止め構造の耐荷力試験

高崎一郎* 原 昭恵***
鬼頭省吾**

1. まえがき

現場工期の短縮、施工管理の容易さ、工事の安全性等を目的とした新しい合成桁の開発についてはすでに報告した¹⁾。本技報P4中の図-1に見られるように、床版コンクリートと鋼板との合成作用の確保に当っては多数のスタッドが用いられている。しかし、本構造物は薄鋼板のプレス加工を主体として、製作工数の低減を計ることを意図しているため、経済性を考慮して、出来ればスタッドに替わる簡易なずれ止めを用いたい。

この主旨から、デッキプレート上の縦リブを利用して、多少手を加えることによって、ずれ止めとしての機能を持たせるべく、種々の構造を検討した。

本文は、それらの案の中から、数種を選んで行った、ずれ止めとしての耐荷力試験のうち、静的載荷試験の結果について報告するものである。

ずれ止めについては、筆者らの知る限りにおいて、一般的な試験方法は確立されておらず、公にされた報告も多くない。また試験結果から実用上の耐荷力を定める過程についても同様である。従って、本試験においては、道路橋示方書に示されているスタッドの耐荷力を求める実用計算式との整合を前提としつゝ、BS²⁾、成岡らの報告³⁾、K.Roikらの報告⁴⁾⁵⁾等を参考とした。

2. 試験体と試験方法

(I) 試験体の種類

試験は図-1のごとく9タイプについて行った。なおI型は、各タイプの強度を比較する上での基準とするものである。又V型はIII型およびIV型の、VI型はVII型およびVIII型の現場における施工精度を考慮したときの基礎データを得る目的のものである。

タイプ	ずれ止めの種類
I	スタッド16φ 16φ
II	異形鉄筋を貫通(密着、溶接) 鋼板 6 異形鉄筋D16 密着(溶接) 25φ孔
III	異形鉄筋を貫通(密着、クサビ) 異形鉄筋D16 クサビ 53
IV	異形鉄筋を貫通(密着、自重) 異形鉄筋D16
V	異形鉄筋を貫通(間隙有) 異形鉄筋D16 53
VI	ハニカム腹板(無筋) 6
VII	ハニカム腹板(D13) 6 異形鉄筋D13
VIII	ハニカム腹板(D16) 6 異形鉄筋D16
IX	異形鉄筋ラチス腹板 異形鉄筋D16

図-1. ずれ止めの種類

* * 千葉工場製造部生産技術課長

* 技術本部技術開発部長 *** 技術本部技術開発部開発課長

(2) 試験方法

試験方法については、BS-5400に記載されている方法を基とし、図-2のごとくH型鋼の両フランジに各タイプのずれ止めを設け、それにコンクリートを打設し、H型鋼の上部より載荷した時の荷重、およびH型鋼とコンクリートのブロックとの間のずれ量を、測定するものである。

表-1. コンクリートの強度と配合

強度試験結果	320kg/cm ²
スランプ	12cm
水	154kg/m ³
セメント	291kg/m ³
細骨材	806kg/m ³
粗骨材	1,105kg/m ³
混和材	1.02kg/m ³
水・セメント比	53%

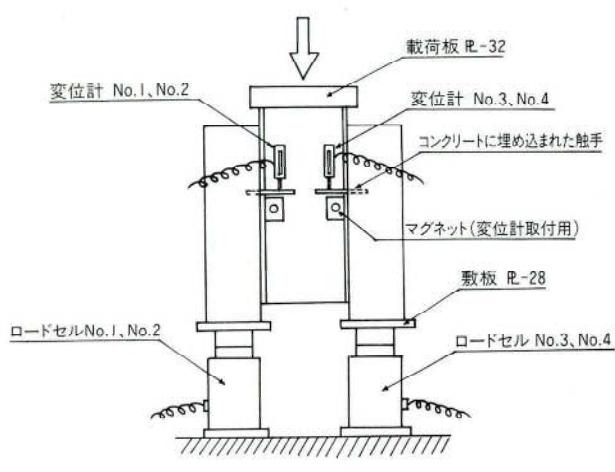


図-2. 試験方法

(3) 試験体の製作

試験体は、各体3体、合計27体製作した。使用材料については、コンクリートの配合および強度は表-1の通りであり、鉄筋はSD30、その他の鋼材はSS41材を使用した。なおコンクリートの養生は打設後1週間は湿润養生とし、その後は屋内で放置した。強度試験用供試体は、試験体と同一養生としたものである。

- 試験体の製作にあたっては、次のことを特に配慮した。
- 1) コンクリート打ち込みの方向は、前田、平城、松井の報告^{7),8)}を参考とし、実際の橋梁でのずれ止めと床版コンクリートとの位置関係に同じくするため、図-3に示すごとくH型鋼を2つに割り、コンクリート打設、養生の後、H.T.Bにより組立てた。
 - 2) 鉄筋および異形スタッド以外の鋼材については、コンクリートとの接触面に付着力が発生しないようグリースを塗布した。
 - 3) II型～VIII型の試験体については、載荷時に偏心力によってコンクリートのブロックとH型鋼との

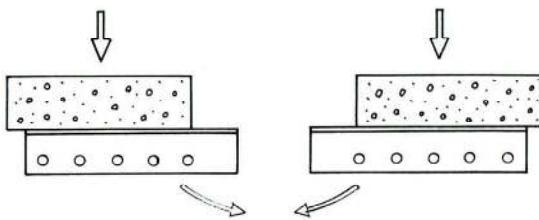


図-3. コンクリート打ち込みの方向

はく離が生じないように、巾50mm/mのフランジをつけた。(実際の縦リブのフランジに相当する。)

- 4) ウェブ及びフランジ材がコンクリートを直接支圧しないように、その下端に発砲スチロールを入れ、コンクリートのブロックを箱抜きした。

試験体の寸法はIII型の場合について図-4に示したが、他の型式についても、ずれ止めの詳細以外については、同寸法である。写真-1は、II型の場合のコンクリート打設前のものである。

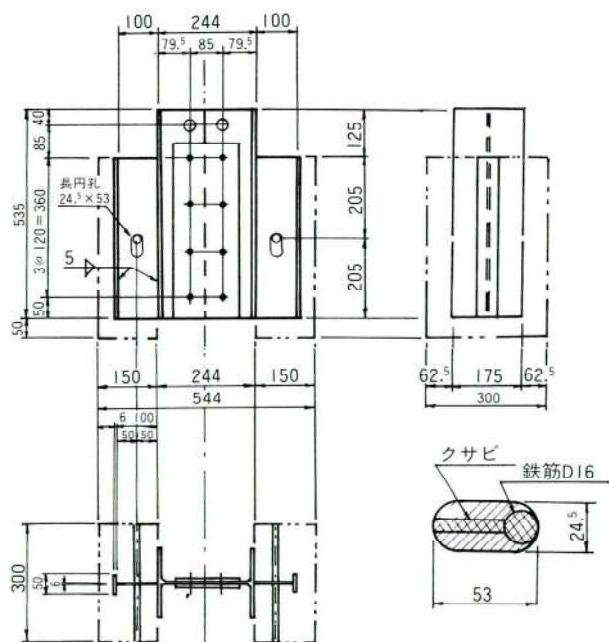


図-4. III型の詳細図

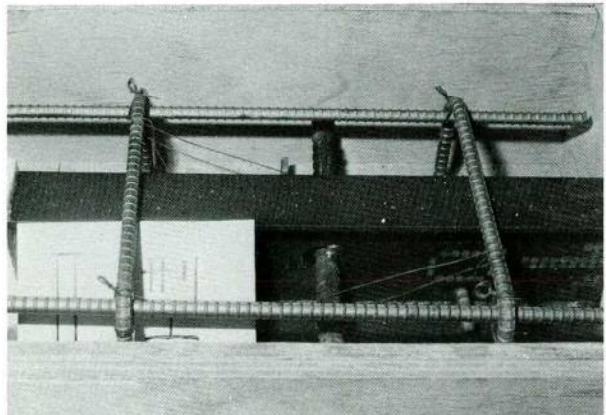


写真-1. II型 コンクリート打設前

(4) 荷重の載荷方法とずれ量の測定

載荷にあたっては、図-2に示すごとく、4個のロードセルと、4個の変位計を使用した。荷重はアムスラーにより、1)0t→1t→0t、2)0t→1t→2t→0t、3)0t→1t→2t→3t→0t、のごとく載荷し、それぞれの荷重に対するずれ量を、自動記録した。なお、ずれ量および残留ずれ量は、1)の時の初期値を0とし、1)、2)、3)、……の各ステップに対し、載荷時および、荷重解放時の値を計測した。

又、試験体は左右のコンクリートのブロックで、各々独立に、荷重およびずれ量を計測しているために、各タイプ共に、6種のデーターが得られている。

3. 試験結果

図-5～8は、載荷荷重の増減の過程における荷重とずれ量を追跡したもの的一部である。

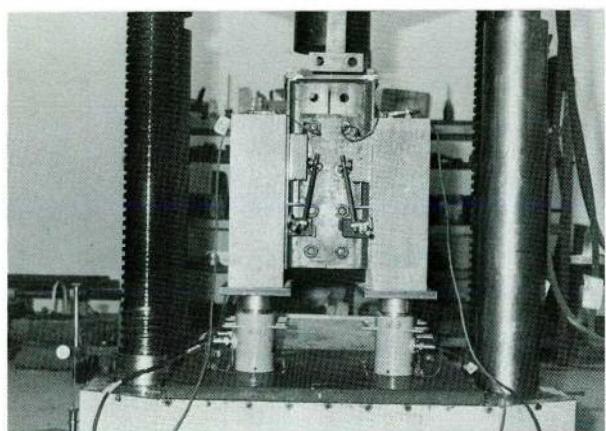


写真-2. 載荷試験

縦リブを利用したずれ止め構造の耐荷力試験

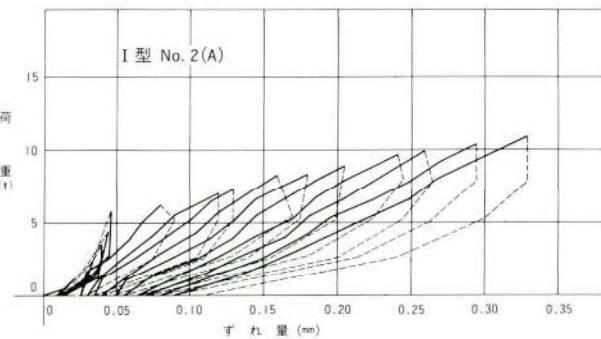


図-5 荷重-ずれ量 (I型, No.2 A)

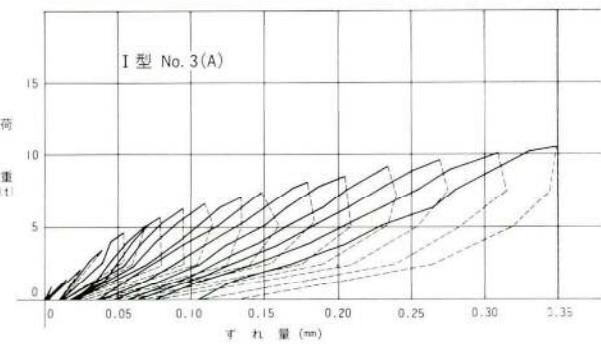


図-6 荷重-ずれ量 (I型, No.3 A)

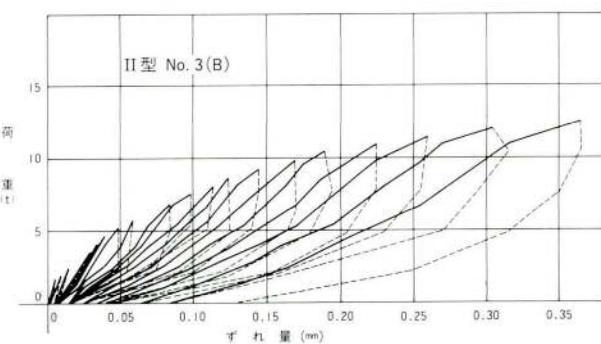


図-7 荷重-ずれ量 (II型, No.3 B)

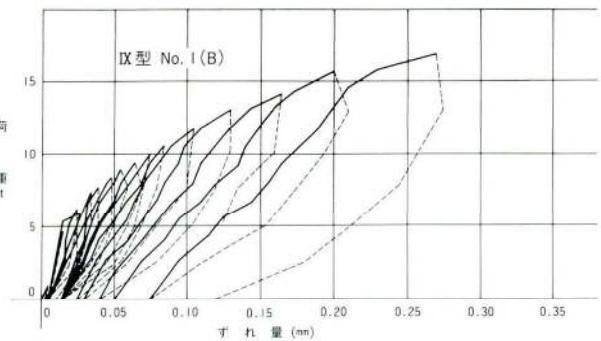


図-8 荷重-ずれ量 (IX型, No.1 B)

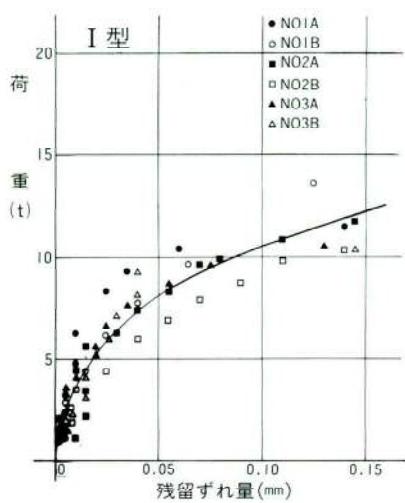


図9. 荷重—残留ずれ量(I型)

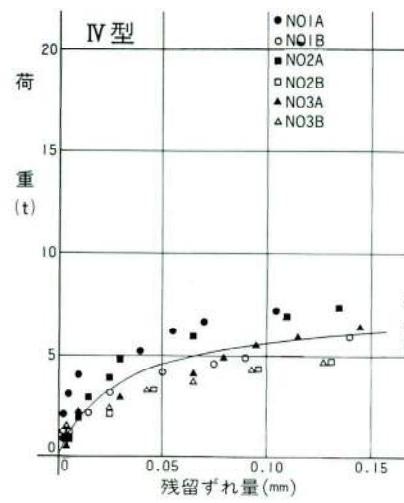


図12. 荷重—残留ずれ量(IV型)

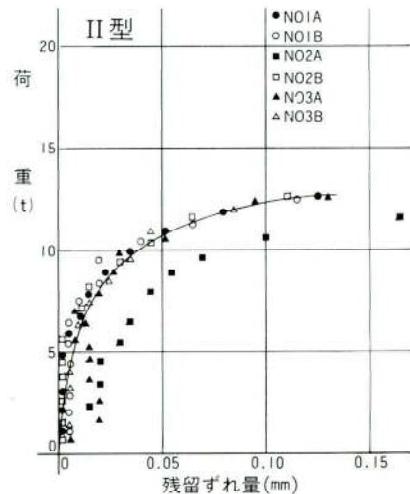


図10. 荷重—残留ずれ量(II型)

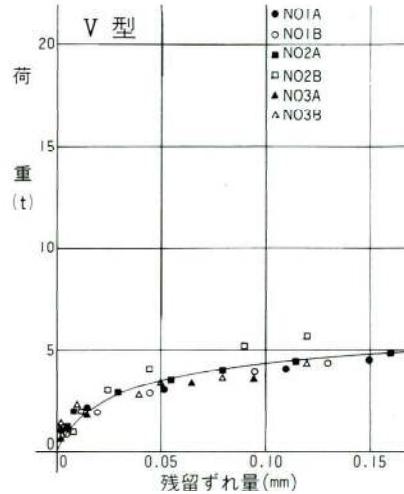


図13. 荷重—残留ずれ量(V型)

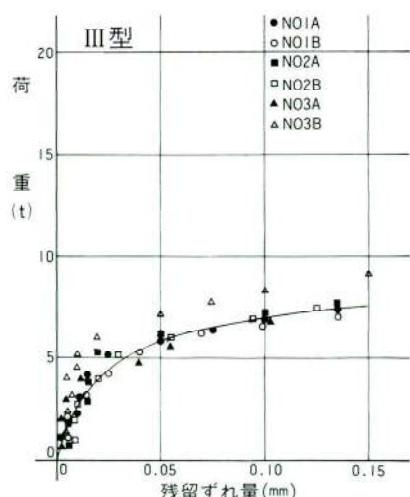


図11. 荷重—残留ずれ量(III型)

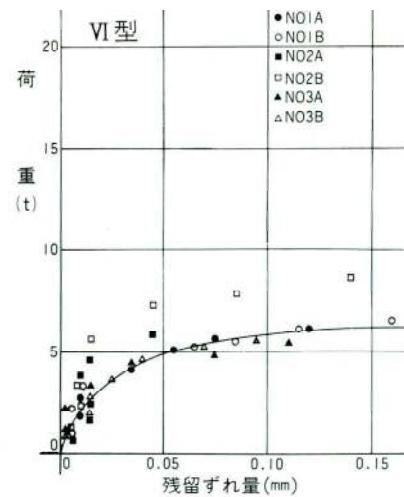


図14. 荷重—残留ずれ量(VI型)

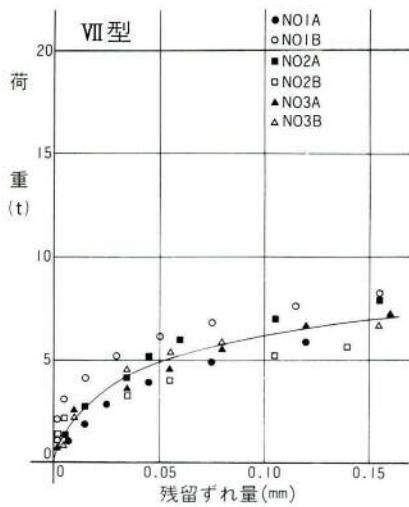


図15. 荷重一残留ずれ量(VII型)

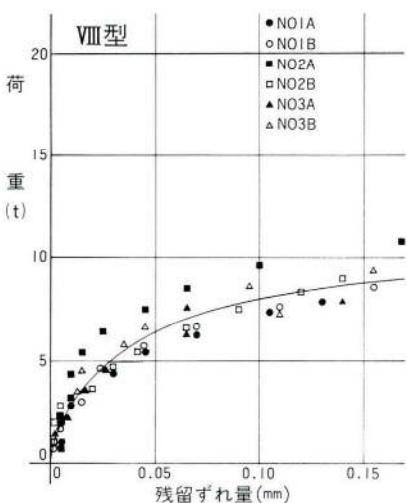


図16. 荷重一残留ずれ量(VIII型)

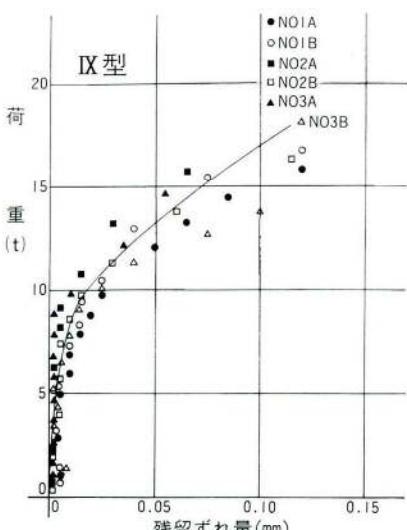


図17. 荷重一残留ずれ量(IX型)

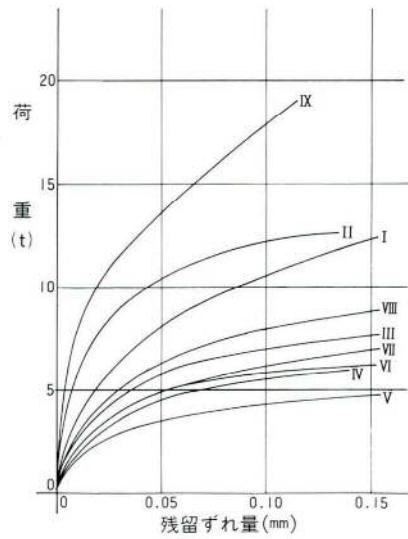


図18. 荷重一残留ずれ曲線

図-9～17は、I型よりIX型までの各タイプについて載荷ステップ1)、2)、3)、……の各々の最大荷重とそれによる残留ずれ量を、6種のデータによりプロットしたものである。実際にはこの図のプロット数の約2倍のものを測定している。又、曲線はそのタイプにおける平均的な荷重と残留ずれ量の関係を表わしたものである。

図-18は、図-9～17の曲線をまとめたものである。

4. 考 察

周知の如く、我国の道路橋示方書ではスタッドの設計耐力の計算式として次式を与えている。

$$\left. \begin{aligned} Qa &= 30d^2\sqrt{\sigma_{ck}} & (H/d \geq 5.5) \\ Qa &= 5.5H\sqrt{\sigma_{ck}} & (H/d < 5.5) \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

この数式は、押し抜き試験の結果に基づく残留ずれ量が0.08mmとなる荷重を基準として定められた⁶⁾実験式であり、我々の試験結果の評価も同様の考え方型に従うこととした。

即ち、基準となるI型の実験結果において残留ずれ量0.08mmに対応する載荷々重をP₁とする時

$$\alpha = P_1 / 2 \cdot Qa \quad (2)$$

なるαを一種の安全率と考え、各型に対して同一の安全率を採用する。

I型に対しては図-18から P₁ = 9.7t (スタッド2本

分)と判断され、又(1)式から $Qa = 1.374t$ と計算される
から

$$\alpha = \frac{9.7}{2 \times 1.374} = 3.53$$

となり、実験の対象とした全ての型式に対して

$$Qa = P/\alpha$$

を一組のずれ止めの設計耐荷力と考える。ここに P は各型式における残留ずれ量が 0.08mm となる時の試験体の載荷荷重である。

表-2には各型式に対して残留ずれ量が 0.08mm となる荷重と設計耐荷力を基準スタッドの相当数で表わしたもの、およびその時のずれ量を 6 種のデーターにより平均したものを示す。

試験の結果耐荷力の小さかったものに対しても、前述の P を用いて設計耐荷力を定めるのは、降伏に対する安全率の評価に多少問題を残すが、荷重—残留ずれ量の曲線から明確な降伏荷重が判断出来ないので、あえて統一的に扱った。

試験の結果から、各構造については次のことが言えよう。

1) II～V型

これらは床版コンクリート内で T 型縦リブに直交して配筋される鉄筋にずれ止め作用を合せ持たせようとするものである。これらの型式では、原理的に鉄筋とリブの間に直接、力の伝達を保証する必要があるが、一方で施工精度、施工性の面からは鉄筋の貫通孔はなるべく大きくしたい。この相反する要求に対応する構造として III 及び IV の型式を選定した。いずれも鉄筋とリブの間の力の伝達は両者の支圧に依っている。II 型は施工性を多少犠牲にしても力の伝達を明快にする目的で、両者の交点を溶接したものである。又 V 型は、III、IV 型の施工精度に着目し、鉄筋とリブの密着が不充分であった場合の耐荷力の低下を調べるものである。

試験の結果は、II 型に比べ III、IV 型の耐荷力がかなり小さく、力の伝達を支圧に頼るのは無理であることを示している。載荷荷重の小さい初期段階からずれ量が大きいのは、異形鉄筋の使用にも原因の一部があると考えられる。

即ち、鉄筋のフジのためにリブとの接触面積が極めて小さく、早期に支圧面のつぶれが生じていると想像される。また、基準となるスタッドに比べて II 型の耐荷力が大きいのは、その長さの違い（スタッド 100mm、鉄筋 150mm）に起因し、終局耐力には差がないと考えられ

る。

2) VI、VII、VIII型

縦リブのウェブをハニカム状に切断することによって材料効率を良くし、かつ、ずれ止め効果を期待したものであるが、コンクリートとの支圧面積が小さいため、スタッドに比べて充分な耐力が得られていない。又、支圧面が線状である為、コンクリートに対して多少くさび作用を及ぼす懸念がある。VII、VIII 型はリブの切欠き部に鉄筋を配し、くさび作用によるコンクリートの割れに対処したものである。図-18 に見る如く、鉄筋径の違いにより残留ずれ量に大きな差が現れており、鉄筋が割れ防止効果だけでなく、支圧によるコンクリートの変形を拘束するために極めて有効に働いていることが判る。

3) IX型

縦リブのウェブを鉄筋のラチスで構成し、同時にずれ止め効果を期待したものである。デッキプレート上に斜めに溶植した鉄筋をずれ止めとして使用した例は過去に存在し、旧合成桁設計施工指針にも其の耐力算出式が次式の様に示されている。

$$Qa = \sigma_{sa} A_s \quad (3)$$

試験の結果得られた耐力は(3)式で求められた値と良く一致しており、耐力機構上は同一であると考えられる。但し、実際の構造物に採り入れた場合は、縦リブ上フランジが鉄筋上部と結合されるため、局部的なせん断力に対し見掛けの剛度が大きく、又、力の塑性配分と合せてずれ量の減少、耐荷力の上昇が期待出来ると考える。詳しくは梁試験による必要があろう。

表-2. 耐力荷重、スタッド相当本数、平均ずれ量

タイプ	耐力荷重	スタッド相当本数	平均ずれ量
I	9.7t	2.00本	0.275mm
II	11.7	2.41	0.289
III	6.7	1.38	0.151
IV	5.2	1.07	0.126
V	4.0	0.82	0.100
VI	5.6	1.15	0.143
VII	5.7	1.18	0.167
VIII	7.5	1.54	0.127
IX	16.4	3.38	0.183

5. あとがき

床版コンクリート中に埋められた縦リブにずれ止め機能を付与するための基礎的な試験の結果について概要を述べた。冒頭に記したように、この結果に基づいて、一部の型式に対し、更に疲労試験の実施を予定している。

本試験では、実用的な残留ずれ量の範囲で、標準的なスタッドとの耐力比較をするのが目的であったため、終局耐力、破壊機構などに対しては十分な考察を行っていないことをお断りしておく。

<参考文献>

- 1) 上前、高野：薄鋼板を用いた新しい鋼コンクリート合成桁、土木学会構造工学委員会・コンクリート合成構造小委員会「鋼とコンクリートの合成構造に関する調査研究報告書」昭和59年3月、(本技報に再掲)
- 2) British Standards Institution; BS5400 Part 5 Code of practice for design of composite bridges, 1979.
- 3) 沢野、浜田、若林、成岡：直径19mmスタッドジベルの押し抜き疲労強度に関する研究、土木学会論文報告集第174号 1970年2月
- 4) K.Roik, G.Hanswille; Beitrag zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Reib-Abscherverdübelungen bei Stahlverbundträgerkonstruktionen, STAHLBAU Feb.1984
- 5) K.Roik, G.Hanswille; Beitrag zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln, STAHLBAU Okt.1983
- 6) 橋善雄；橋梁工学 共立出版 昭和43年6月
- 7) 前田幸雄；複合構造に関する研究の発展の歴史と動向、土木学会論文集第344号 1984年4月
- 8) 前田、松井、平城；Effects of Concrete-Placing Direction on Static and Fatigue Strengths of Stud Shear Connectors, 阪大工学報告 Vol.33 No.1733 1983
- 9) 大阪市土木局、関西道路研究会；旧神崎橋の耐荷力に関する研究報告書、昭和58年3月

I形断面の合成応力度の照査に関する一考察

鬼頭省吾*

1. まえがき

曲げモーメントおよび曲げに伴うせん断力が作用する断面では、垂直応力度および曲げに伴うせん断応力度とともにそれぞれの許容応力度の45%をこえる場合は、合成応力度の照査が必要とされる¹⁾。これは、垂直応力度およびせん断応力度がともにそれぞれの許容応力度以下であっても、合成応力度が許容応力度をこえると鋼材の塑性流動破壊に対する安全率が低下するからである²⁾。

プレートガーダーの合成応力度の照査には、設計実務上せん断応力度は慣用的に一様分布と仮定して算出された値 ($\tau_b = S/A_w$) を用いて行われ、合成応力度が示方書の検算式を満足するように断面が決められる。合成応力度が検算式を満足しない場合、垂直応力度またはせん断応力度のどちらを低く抑えるのがよいか、の判断基準には特に定説がなく、設計者の経験的判断に任せられている。

こゝでは、合成応力度の照査について次の点から考察を試みるものである。

- 1) せん断流理論によるせん断応力度の分布を考慮した場合はどのようになるか。
- 2) 垂直応力度またはせん断応力度のどちらを低く抑えるのがよいか、鋼重の面から検討する。

2. せん断流理論によるせん断応力度

(1) せん断応力度の基本式

せん断流理論によるせん断応力度の基本式は次式である。

$$\tau = \frac{S}{I t} \int t y ds \quad (1)$$

ここに、

τ : せん断応力度

S : せん断力

I : 総断面の中立軸まわりの断面2次モーメント

t : 着目点の板厚

y : 総断面の中立軸からの距離

s : 板厚中心線に沿った周辺座標

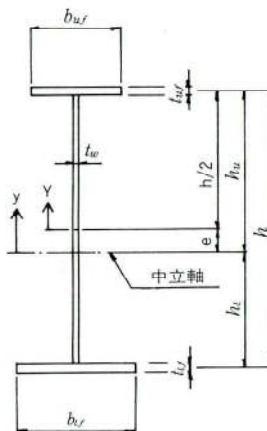


図-1. 記号

(2) せん断応力度

(a) 各点のせん断応力度

図-1を参照して、

上フランジ中央のせん断応力度 τ_{uf}

$$\tau_{uf} = \frac{S}{I t_{uf}} \int_0^{\frac{b_{uf}}{2}} t_{uf} h_{uf} ds = \frac{S h_u b_{uf}}{2 I} \quad (2)$$

腹板上縁のせん断応力度 τ_{wu}

$$\tau_{wu} = \frac{2 \tau_{uf} t_{uf}}{t_w} = \frac{S h_u b_{uf} t_{uf}}{I t_w} \quad (3)$$

中立軸から y の位置における腹板のせん断応力度 τ_{wy}

$$\begin{aligned} \tau_{wy} &= \tau_{wu} + \frac{S}{I t_w} \int_0^{h_u - y} t_w y ds \\ &= \frac{S}{I} \left(\frac{h_u b_{uf} t_{uf}}{t_w} + \frac{h_u^2 - y^2}{2} \right) \end{aligned} \quad (4)$$

* 千葉工場製造部生産技術課課長

腹板下縁のせん断応力度 τ_{wt}

$$\tau_{wt} = \frac{S}{I} \left(\frac{h_u b_{uf} t_{uf}}{t_w} + \frac{h_u^2 - h_i^2}{2} \right) \dots \dots \dots \quad (5)$$

下フランジ中央のせん断応力度 τ_b

(b) 平均せん断応力度を生ずる位置

腹板のせん断応力度が平均せん断応力度 ($\tau_o = S/A_w$) と等しくなる位置 y_o は、式(4)を $\tau_{wy} = S/A_w$ とおくことによって、

$$y_o^2 = 2 h_u b_{uf} t_{uf}/t_w + h_u^2 - 2 I/A_w$$

ここで、

$$\begin{aligned} A_{uf} &= b_{uf} t_{uf}, \quad A_w = h t_w, \quad A_{tf} = b_{tf} t_{tf} \\ A &= A_{uf} + A_w + A_{tf}, \quad e = h (A_{tf} - A_{uf}) / 2A \\ h_u &= h/2 + e, \quad h_t = h/2 - e \\ I &= A_{uf} h_u^2 + A_{tf} h_t^2 + t_w h^3 / 12 + A_w e^2 \end{aligned}$$

であることから、

$$y_o^2 = \frac{h^2}{4A^2} \left\{ A^2 + (A_{lf} - A_{uf})^2 \right\} - \frac{h^2}{6}$$

上下フランジ等断面の場合は、 $A_{tf} = A_{uf}$ とおくことによって求まり、フランジ断面の大きさに関係なく、
 $y_o = \pm h/2\sqrt{3}$ となる。

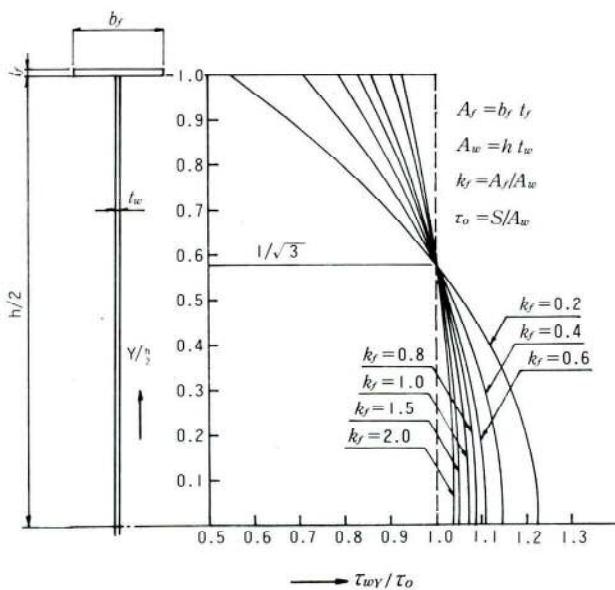


図-2. 上下フランジ等断面の場合の腹板せん断応力度

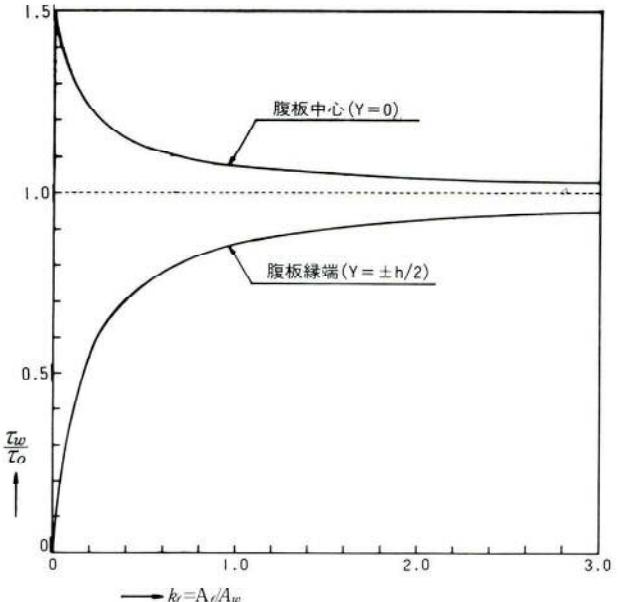


図-3. フランジと腹板の断面積比と τ_w/τ_0 の関係

合成桁のように上フランジと下フランジの断面積の差が大きくなると、 y_o は腹板外側に存在する。 $A_{uf} > A_{tf}$ とすると y_o が腹板内にある条件は次のようになる。

$y_o \leq h_u$ であるから

$$\frac{h}{2} \sqrt{\frac{1}{3} + \left(\frac{A_{lf} - A_{uf}}{A} \right)^2} \leq \frac{h}{2} \cdot \frac{A_w + 2A_l}{A}$$

式を整理すると

$$(A_{uf} - A_{lf})/A \leq 1/3$$

すなわち、 $(A_{uf} - A_{lf})/A > 1/3$ となる断面の場合は、腹板上縁のせん断応力度は平均せん断応力度よりも大きくなる。

(c) せん断応力度の分布図

上下フランジが等断面の場合

(4)式において、

$$b_{uf} t_{uf} = A_f, \quad h_u = h/2, \quad A_f/A_w = k_f, \quad A_w = h t_w$$

$$I = A_f (h/2)^2 \times 2 + t_w h^3 / 12 = h^2 (6A_f + A_w) / 12$$

とおくと、

$$\frac{\tau_{wy}}{\tau_o} = \frac{3}{2(6k_f+1)} \left\{ 4k_f + 1 - \left(\frac{Y}{h/2} \right)^2 \right\} \dots \dots \dots \quad (8)$$

いくつかの k の値について τ_{wY}/τ_o を図-2に示す。

腹板縁端および腹板中心における k_f と τ_{ew}/τ_o の関係を図-3に示す。腹板中心におけるせん断応力度は常に平均せん断応力度よりも大きく、 k_f が 0.2 以下で急激に増大する。

上下フランジの断面が異なる場合

$$A_{uf}/A_w = k_u, A_{tf}/A_w = k_t,$$

$$(A_{uf} + A_w + A_{tf})/A_w = k$$

$$e/(h/2) = k_e = (k_t - k_u)/(1 + k_u + k_t)$$

とおくと、

$$\frac{\tau_{wy}}{\tau_o} = \frac{2k(1+2k_t)k_u + (1+2k_t)^2/2 - k^2(Y/(h/2) + k_e)^2/2}{k_u(1+2k_t)^2 + k_t(1+k_u)^2 + (k_t - k_u)^2 + k^2/3} \quad \dots \dots \dots (9)$$

いくつかの k_t, k_u について τ_{wy}/τ_o を図-4 に示す。

3. 合成応力度

(1) 腹板の合成応力度

垂直応力度 σ_Y は、図-5 を参照して

$$\sigma_Y = \frac{Y+e}{h/2-e} \sigma_o = \left(\frac{Y}{h/2} + k_e \right) \sigma_o / (1 - k_e)$$

せん断応力度 τ_{wy} は式(9)より

$$\tau_{wy} = \frac{2k(1+2k_t)k_u + (1+2k_t)^2/2 - k^2(Y/(h/2) + k_e)^2/2}{k_u(1+2k_t)^2 + k_t(1+k_u)^2 + (k_t - k_u)^2 + k^2/3} \tau_o$$

上式の σ_Y, τ_{wy} を用いることによって、腹板の各位置における合成応力度 σ_{VY}^2 は、次式によって求められる。

$$\sigma_{VY}^2 = \left(\frac{\sigma_Y}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{wy}}{\tau_a} \right)^2 \quad \dots \dots \dots (10)$$

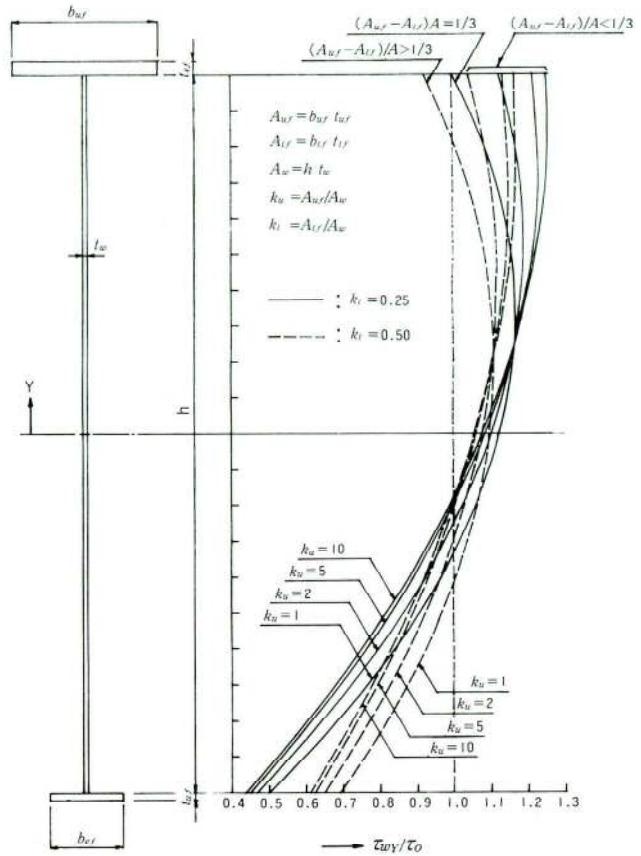


図-4. 上下フランジの断面が異なる場合の腹板せん断応力度

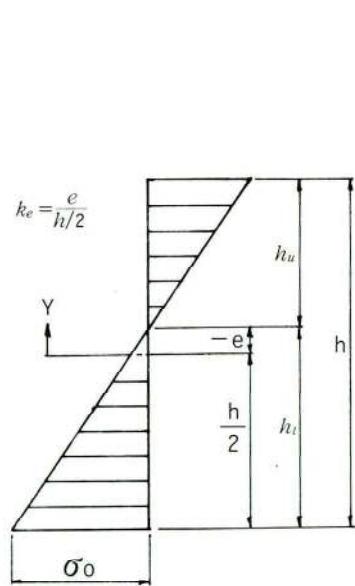


図-5. 垂直応力度の分布

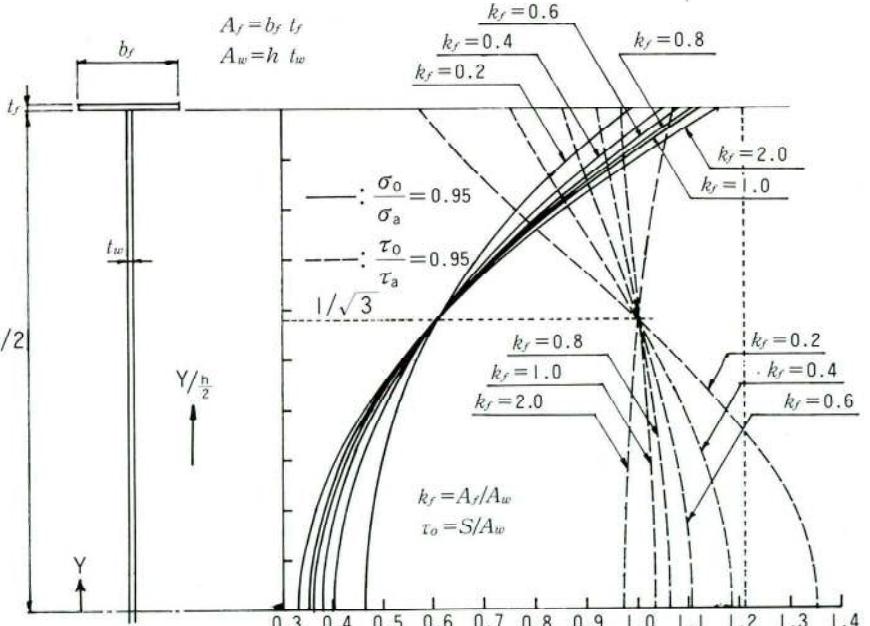


図-6. 上下フランジ等断面の場合の腹板の合成応力度分布
($(\sigma_0/\sigma_a)^2 + (\tau_0/\tau_a)^2 = 1.21$ とした場合)

$$\sigma_v^2 = \left(\frac{\sigma_o}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau_o}{\tau_a} \right)^2 = 1.1^2$$

に示す。図-6、7からわかるように、垂直応力度が支配的な場合には腹板のどの位置においても合成応力度は1.1²以下であるが、せん断応力度が支配的でかつフランジ断面が小さい場合には腹板中心付近の合成応力度は1.1²を越えるようになる。 τ_o/τ_a と腹板縁端および腹板中心における合成応力度との関係をフランジ断面積をバラメータにして表わすと図-8、9のようになる。

図-6において、合成応力度は $Y = \pm h/(2\sqrt{3})$ で一定値となる。これは次のように導びくことができる。

上下のフランジが等断面であるから、

$$k_f = k_u = k_l, k_e = 0, k = 1 + 2k_f$$

とおくことによって、

$$\sigma_Y = \frac{Y}{h/2} \sigma_o$$

$$\tau_{wY} = \left\{ 4k_f + 1 - \left(\frac{Y}{h/2} \right) \right\} \tau_o / (4k_f + 2/3)$$

したがって、

$$\begin{aligned} \sigma_{vY}^2 &= \left(\frac{\sigma_o}{\sigma_a} \right)^2 \left(\frac{Y}{h/2} \right)^2 + \left(\frac{\tau_o}{\tau_a} \right)^2 \\ &\cdot \left[\left\{ 4k_f + 1 - \left(\frac{Y}{h/2} \right)^2 \right\} / (4k_f + 2/3) \right]^2 \end{aligned}$$

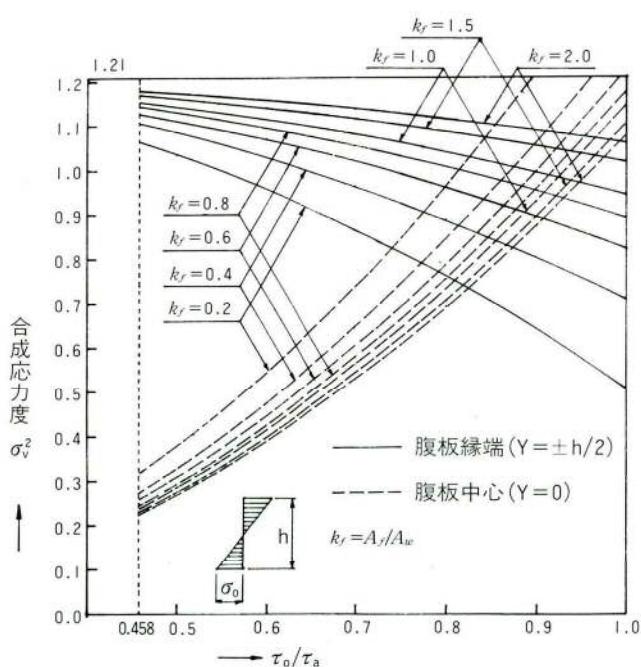


図-8. 上下フランジ等断面の場合の τ_o/τ_a と
腹板の縁端および中心の合成応力度の関係
 $((\sigma_o/\sigma_a)^2 + (\tau_o/\tau_a)^2 = 1.21)$ の場合

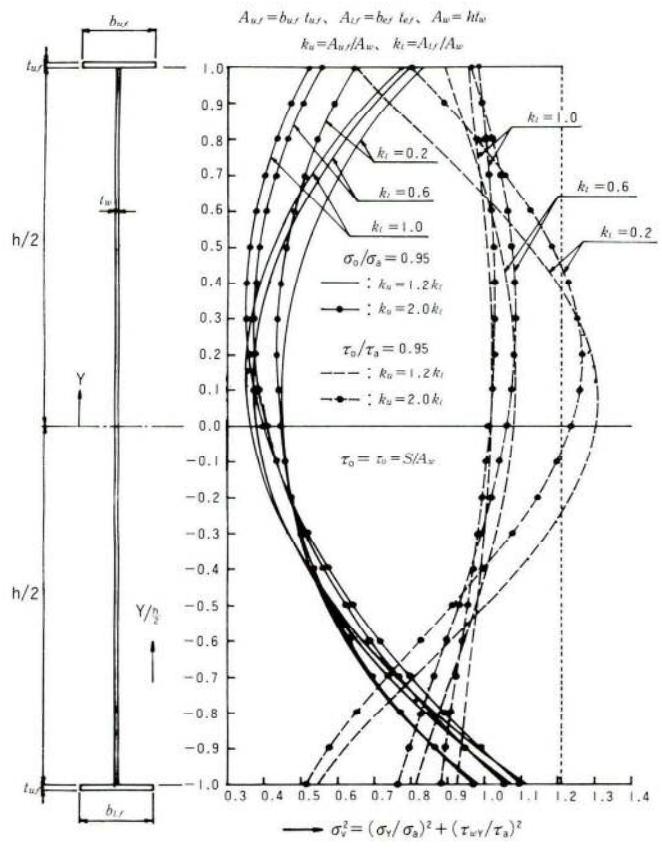


図-7. 上下フランジの断面が異なる場合の腹板の合成応力度分布
 $((\sigma_o/\sigma_a)^2 + (\tau_o/\tau_a)^2 = 1.21)$ の場合

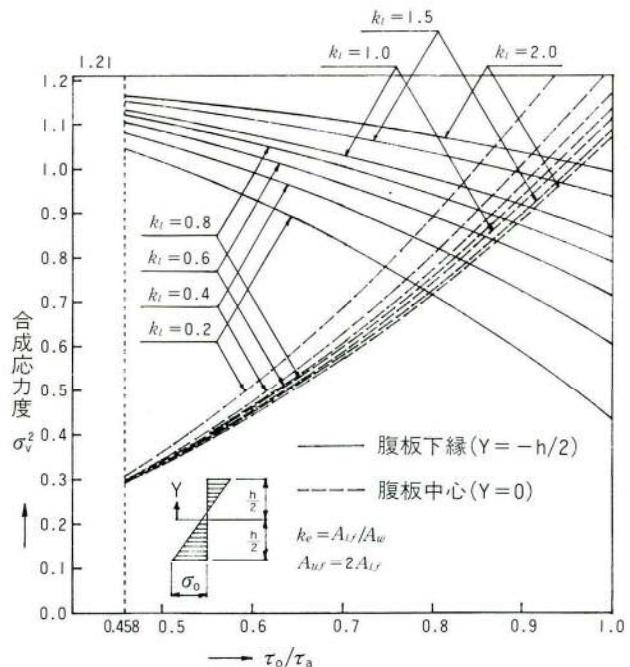


図-9. 上下のフランジ断面が異なる ($A_u,f = 2A_l,f$)
場合の τ_o/τ_a と腹板下縁および中心の合成
応力度の関係
 $((\sigma_o/\sigma_a)^2 + (\tau_o/\tau_a)^2 = 1.21)$ の場合

(3) 平均せん断応力度による場合

(a) フランジだけを増す場合 ($n=1$)

$$p' = p \frac{6k_f + 1}{6mk_f + n}, q' = \frac{q}{n} = \frac{\alpha p}{n}$$

上式で $n=1$ とすると、

$$p'^2 + q'^2 = p^2 \left\{ \left(\frac{6k_f + 1}{6mk_f + 1} \right)^2 + \alpha^2 \right\}$$

$p'^2 + q'^2 = 1.1^2$ とおくと、

$$m = \frac{1}{6k_f} \left\{ \frac{p(6k_f + 1)}{\sqrt{1.1^2 - \alpha^2 p^2}} - 1 \right\}$$

断面積増加率は、

$$\frac{\Delta A}{A} = \frac{2(m-1)k_f}{2k_f + 1}$$

(b) 腹板だけを増す場合 ($m=1$)

$$p'^2 + q'^2 = p^2 \left\{ \left(\frac{6k_f + 1}{6k_f + n} \right)^2 + \frac{\alpha^2}{n^2} \right\}$$

$p'^2 + q'^2 = 1.1^2$ とおくと、

$$1.1^2 n^4 + 14.52 k_f n^3 + \{43.56 k_f^2 - p^2 (6k_f + 1)^2 - \alpha^2 p^2\} n^2 - 12 \alpha^2 p^2 k_f n - 36 \alpha^2 p^2 k_f^2 = 0$$

上式により n が求まる。

$$\text{断面積増加率は、 } \frac{\Delta A}{A} = \frac{n-1}{2k_f + 1}$$

(c) 応力度の比と断面積増加率の関係

前項(a)、(b)の式を用いて断面積増加率を算出し、 $\alpha = q/p$ との関係を求めると図-11 のようになる。図-10 に比較して、腹板を増した場合の勾配がかなり大きく、また図-10 とは逆にフランジ断面 (k_f) が小さい程急勾配となる。これは、平均せん断応力度は実せん断応力度よりも大きく、その比 (τ_o/τ_o) は k_f が大きい程大きいからである(図-3参照)。断面積増加率は、計算に用いたせん断応力度が大きいので、図-10 に比べてフランジを増した方が有利となる範囲が広くなる。また、図-10 と同様に、垂直応力度が小さくなる程、フランジおよびせん断応力度が大きくなる程腹板を増した方が断面積の増加率は小さい。

(4) 断面積が最小となる α

上下のフランジが等しい断面で、 $p^2 + q^2 = \beta^2$ のもとに $A = 2A_f + A_w$ を最小にする $\alpha = q/p$ を求める。せん断応力度としては平均値 τ_o を用いる。但し、 β は定数である。

$$\sigma_o = \frac{6M}{hA_w(6k_f + 1)}, \tau_o = \frac{S}{A_w}$$

ここに、

$M = \text{曲げモーメント}, S = \text{せん断力}$

合成応力度は、 $\tau_a = \sigma_a/\sqrt{3}$ として、

$$\begin{aligned} p^2 + q^2 &= \left(\frac{\sigma_o}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau_o}{\tau_a} \right)^2 = \left\{ \frac{6M}{hA_w(6k_f + 1)\sigma_a} \right\}^2 + \left(\frac{\sqrt{3}S}{A_w\sigma_a} \right)^2 \\ &= \frac{1}{\sigma_a^2 A^2} (2k_f + 1)^2 \left[\left\{ \frac{6M}{h(6k_f + 1)} \right\}^2 + 3S^2 \right] = \beta^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_a^2 \beta^2 \frac{d}{dk_f} A^2 &= \frac{12(2k_f + 1)}{h^2(6k_f + 1)^3} \{ S^2 h^2 (6k_f + 1)^3 - 24M^2 \} \\ &= 0 \end{aligned}$$

とおくと、

$$k_f = \frac{1}{6} \left\{ \left(\frac{24M^2}{S^2 h^2} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right\}$$

この k_f を $\frac{d^2}{dk_f^2} A^2$ に代入すると $\frac{d^2}{dk_f^2} A^2 > 0$ であるから、

k_f が上式の値のとき断面積 A は最小となる。

$$\alpha = \frac{q}{p} = \frac{\sqrt{3}S h (6k_f + 1)}{6M}$$

上式に、 $k_f = \frac{1}{6} \left\{ \left(\frac{24M^2}{S^2 h^2} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right\}$ を代入すると、

$$\alpha = \frac{\sqrt{3}S h}{6M} \left(\frac{24M^2}{S^2 h^2} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.8327 \left(\frac{Sh}{M} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$\beta = 1.1$ とすると、最小断面積を与える p, q は、

$$p = \frac{\sigma_o}{\sigma_a} = \frac{1.1}{\sqrt{1+\alpha^2}}, q = \frac{1.1\alpha}{\sqrt{1+\alpha^2}}$$

で求められる。ここに、

$$\alpha = 0.8327 \left(\frac{Sh}{M} \right)^{\frac{1}{3}}$$

〈計算例〉

$$M = 550 t \cdot m, S = 110 ton, h = 1.7 m, \sigma_a = 2100 kg/cm^2$$

$$\tau_a = 2100/\sqrt{3} = 1200 kg/cm^2 \text{ とする。}$$

$$\alpha = 0.8327 \times \left(\frac{110 \times 1.7}{550} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.5812$$

$$p = \frac{1.1}{\sqrt{1+0.5812^2}} = 0.951, q = 0.951 \times 0.5812 = 0.553$$

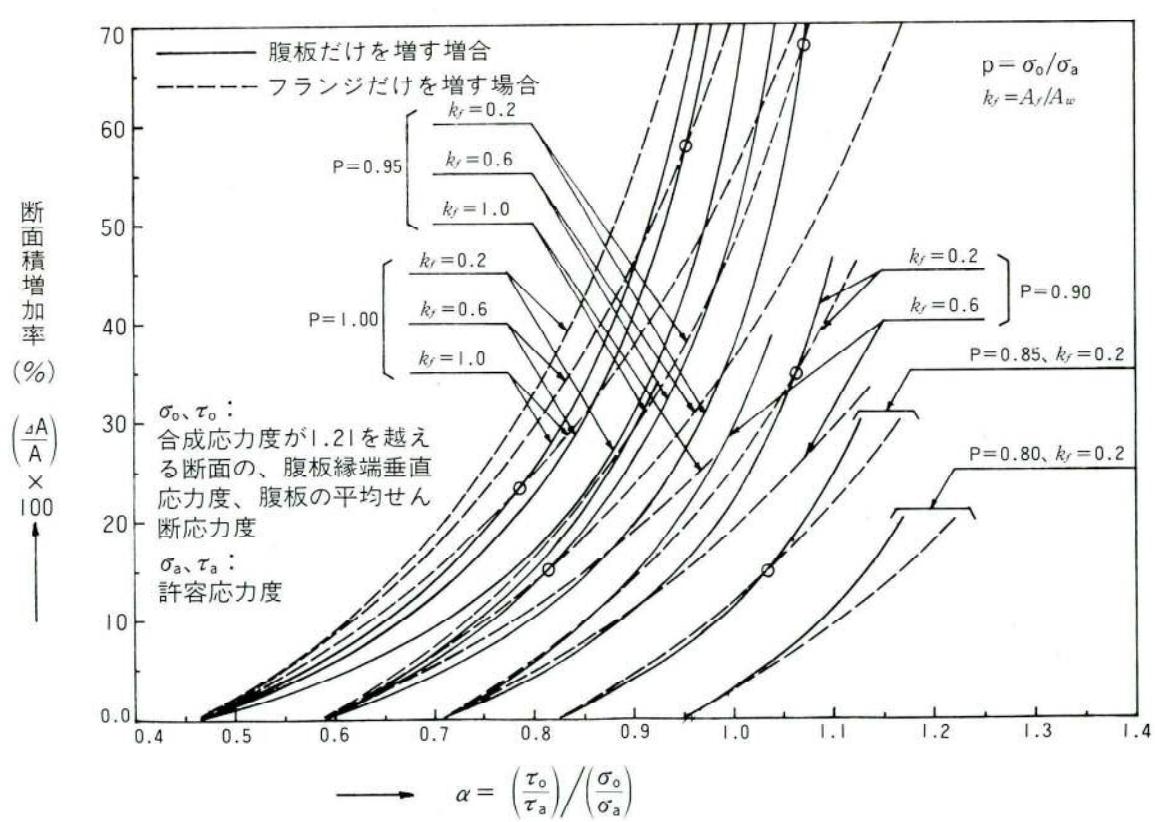
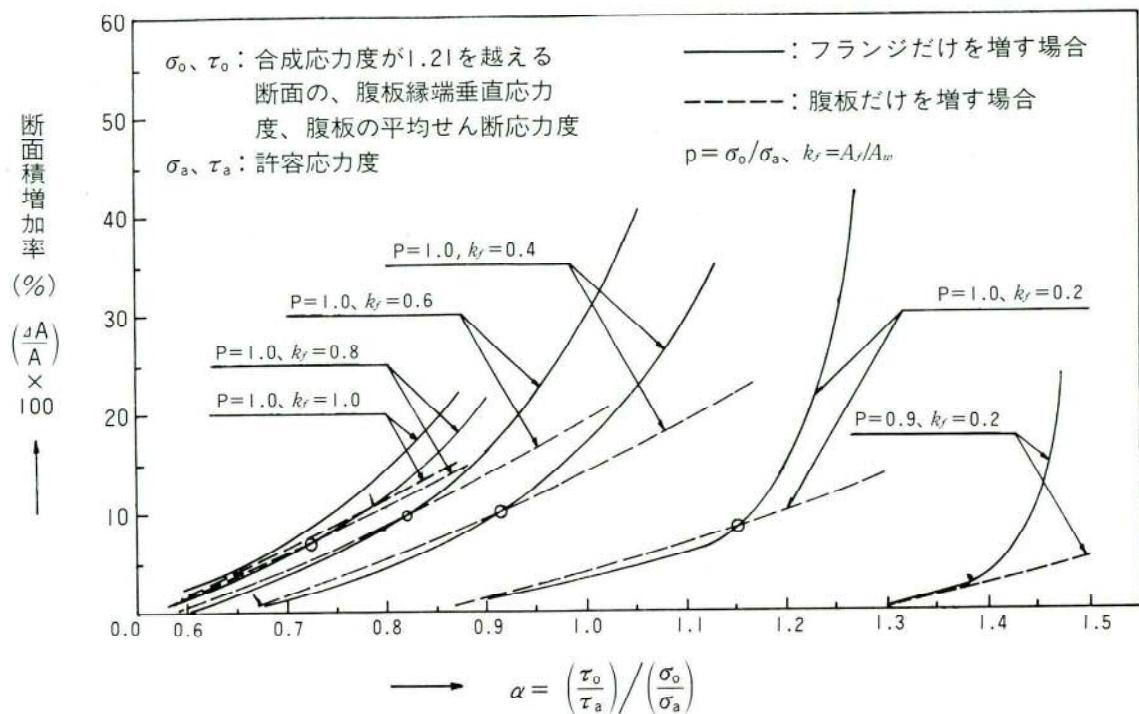
$$\sigma_o = p\sigma_a = 0.951 \times 2100 = 1997 kg/cm^2$$

$$\tau_o = q\tau_a = 0.553 \times 1200 = 664 kg/cm^2$$

$$\text{腹板厚 } t_w = \frac{S}{\tau_o h} = \frac{110 \ 000}{664 \times 170} = 0.976 cm \rightarrow t_w = 10 mm$$

$$\text{フランジ断面積 } A_f = \frac{M}{\sigma_o h} - \frac{A_w}{6} = \frac{55 \ 000 \ 000}{1997 \times 170}$$

$$- \frac{1.0 \times 170}{6} = 133.7 cm^2$$



5. 結論

(1) 腹板のせん断応力度の分布

(a) 上下のフランジが等しい断面では、平均せん断応力度に比べて、せん断応力度は腹板縁端部で小さく断面中立軸付近で大きくなる。この傾向はフランジが小さい程顕著で、フランジが無い断面のせん断応力度は、縁端でゼロ中心では平均値の1.5倍である。フランジ断面の増大にしたがって、縁端部中心部とも急激に平均せん断応力度に近づく。

また、腹板中心から $h/2\sqrt{3}$ の位置におけるせん断応力度は、フランジ断面に無関係に平均せん断応力度に等しい（図-2、3）。

(b) 上下のフランジが異なる断面では、フランジ断面積の差と全断面積との比が1/3を超えると、大きい方のフランジ側の縁端におけるせん断応力度は平均せん断応力度よりも大きくなる（図-4）。

(2) 合成応力度

上下のフランジの差が小さい一般的な断面では、腹板縁端の合成応力度は平均せん断応力度を用いた合成応力度より小さいので、道路橋示方書8、2、4の照査式は安全側である。しかし、フランジ断面が小さくかつせん断応力度が大きい場合は危険側となる（図-6、7、8、9）。

(3) 鋼重の増加

(a) 腹板縁端の合成応力度が許容値を超過するために断面を大きくする場合、鋼重増を少なくするには、フランジが小さくかつせん断応力度が小さい範囲ではフランジを増した方が有利であるが、せん断応力度の分布を考慮した場合は腹板厚を増しても殆んど差はない。フランジが大きくまたせん断応力度も大きい範囲では、腹板厚を増した方が有利である（図-10、11）。

(b) 曲げモーメント、せん断力および桁高が与えられると、合成応力度を許容値内に抑えて最小断面を得る応力度の比は

$$\frac{(\tau_o/\tau_a)}{(\sigma_o/\sigma_a)} = 0.8327 \left(\frac{Sh}{M} \right)^{\frac{1}{3}} \text{ で与えられる。}$$

以上により、合成応力度が許容値を超過する場合には、
①腹板厚を厚くしてもフランジを大きくした時との鋼重
増加に大きな差ないこと、②中立軸付近のせん断応力

度は平均よりも大きくなっていること。③腹板の座屈強度が増大することにより桁の耐荷力増加にも寄与すること、を考慮すると、腹板厚を増した方がよいと考えられる。

本文をまとめるにあたって多くの示唆をいただいた名古屋高速道路公社工務部の佐藤主幹に心からお礼申し上げます。

<参考文献>

- 1)道路橋示方書・同解説 P208：昭和55年2月 日本道路協会
- 2)道路橋設計便覧 P109：昭和55年8月改訂 日本道路協会

調質鋼を用いたトラス弦材の疲労を考慮した製作

(大鳴門橋HT70トラス弦材の製作管理と施工実績)

成宮隆雄* 百瀬敏彦***
中塚勲夫**

1. まえがき

道路・鉄道併用橋としての吊橋は、活荷重繰り返し応力による疲れ強さを考慮して設計される。溶接構造物の場合、疲れ強さに影響を与える溶接継手として、リブ十字溶接継手のすみ肉溶接止端形状およびc断面閉じ合せ継手（いわゆるかど継手と称する縦継手）が重要である。特にかど継手においては、部分溶け込み溶接継手または、すみ肉溶接継手のルート部の溶接欠陥が疲れ強さを低減させることができ大型試験体による疲労試験および破壊力学の面から明らかにされてきている。

大鳴門橋は、道路・鉄道併用吊橋として設計されており、主構トラス弦材には多量のHT70が使用されている。この弦材の製作にあたっては、製作施工方法・使用設備機器および作業方法等について多くの検討がなされ、小型・中型およびパイロットメンバーの製作施工試験により実験的研究および製作要領の妥当性の確認がなされた。

ルート部溶接欠陥の防止要因は数多くあるが、これらを大別すると下記の3点に要約される。

- 1) 溶接施工法の確立
- 2) 継手部の清浄度の確保
- 3) ルートギャップ0.5mm以下の確保

これらのうち1)と2)については、作業標準の遵守と技能教育によって目的を達することが可能であるが、3)については、組合せ精度の問題であり品質のバラツキが累積されるため、各工程でのバランスのとれた管理が重要である。

本文では大鳴門橋トラス弦材（HT70）の製作管理と施工実績を、かど継手の溶接欠陥防止の立場からまとめて報告するものである。

2. 大鳴門橋の概要

大鳴門橋の一般図および設計諸元を41~42ページに示した。当社の製作施工範囲は、中央径間中央により四国側へ1/4の区間であり、主構上・下弦材のフランジ及びウェブは、全てHT70（板厚36~42mm）である。

図-1に主構上・下弦材かど継手の開先条件を示した。部分溶け込み継手は、J開先とし、シングルサブマージアーク溶接。すみ肉継手は、下向きおよび水平姿勢でシングルサブマージアーク溶接で行なった。

写真-1、2に、部分溶け込み継手および下向きすみ肉継手のサブマージアーク溶接施工状況を示した。又表-1にかど継手の溶接施工条件を示した。

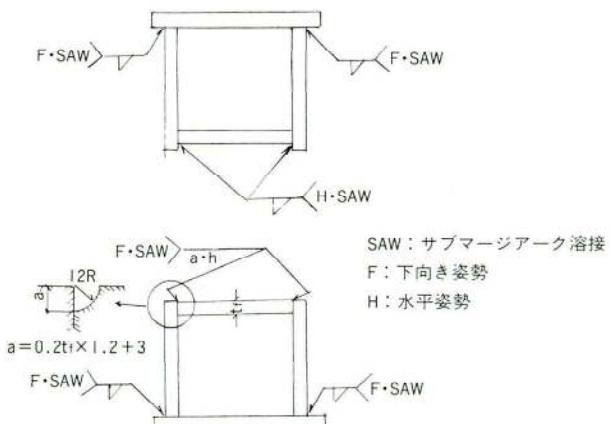


図-1. 主構上・下弦材かど継手開発及び溶接方法

3. かど継手ルート部の溶接欠陥

ルート部の溶接欠陥の調査は、主として溶接ビードの縦断面破断後の破面によって行なわれている。ルート部に発生する溶接欠陥は、その種類、形状および寸法が種々雑多であり厳しく定量化して表現することは困難で

* 千葉工場研究室長

*** 千葉工場製造部生産技術課

** 千葉工場製造部製造計画課課長代理

表-1. かど継手溶接施工条件

項目	継手種類	J開先部分溶け込み継手	下向きすみ肉継手	水平すみ肉継手
溶接方法	シングルSAW	同左	同左	
溶接材料	Y-DM(4φ)×YF-15K($\frac{20}{200}$)	Y-DM(4φ)×YF-15K($\frac{20}{200}$)	Y-DM(4φ)×YF-15K($\frac{12}{150}$)	
溶接条件	(開先深さ12mmの場合) 600A 30V 30cm/min 3バス溶接	(サイズ9mmの場合) 650A 32V 32cm/min	(サイズ9mmの場合) ① 600A-32V-40cm/min ② 500A-29V-70cm/min	
ワイヤ角度及び狙い位置				
倣い装置	キロニーワークスの倣い装置	キロニーワークスの倣い装置	キロニーワークスの倣い装置	
予熱方法	モールドヒーター全長固定予熱	インフラヒーター熱移動勤予熱	モールドヒーター全長固定予熱	

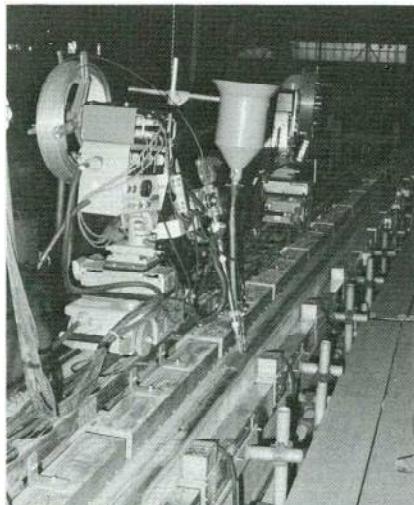


写真-1. 部分溶け込み継手の溶接施工状況

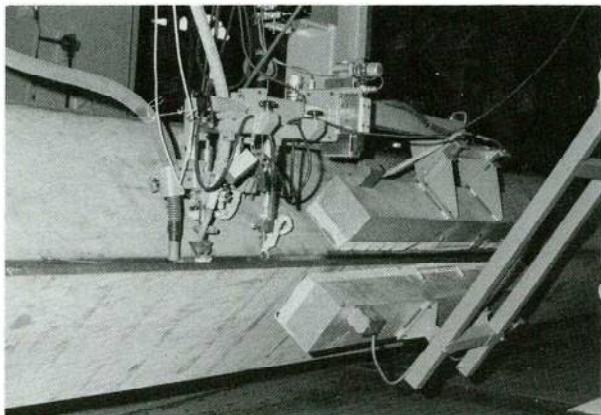


写真-2. 下向きすみ肉継手の溶接施工状況

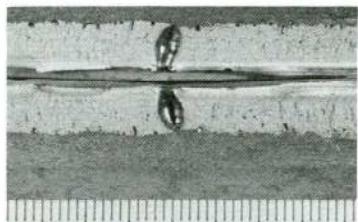


写真-3-1. 球状プローホール
幅が数mm、長さ数mm程度のもの(不合格欠陥)

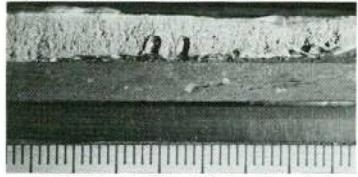


写真-3-2. 球状プローホール
幅1.5mm長さ2mm程度(許容限界欠陥)

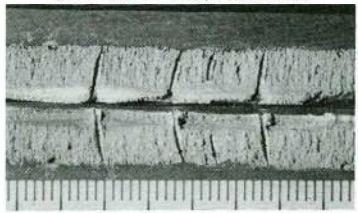


写真-3-3. バイフ状プローホール
(不合格と見なされているもの)

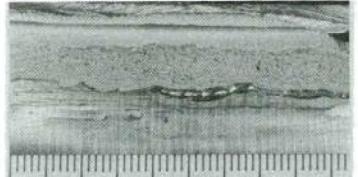


写真-3-4.
ルート部のスラグ巻き込み欠陥

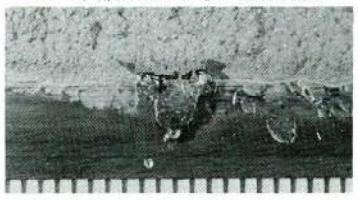
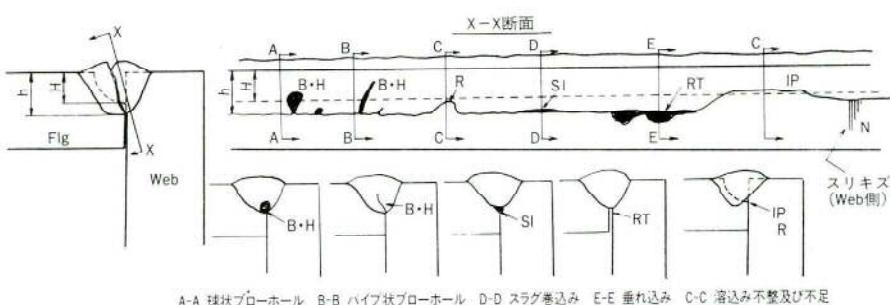


写真-3-5.
垂れ込み欠陥

図-2. ルート部溶接欠陥の模式図



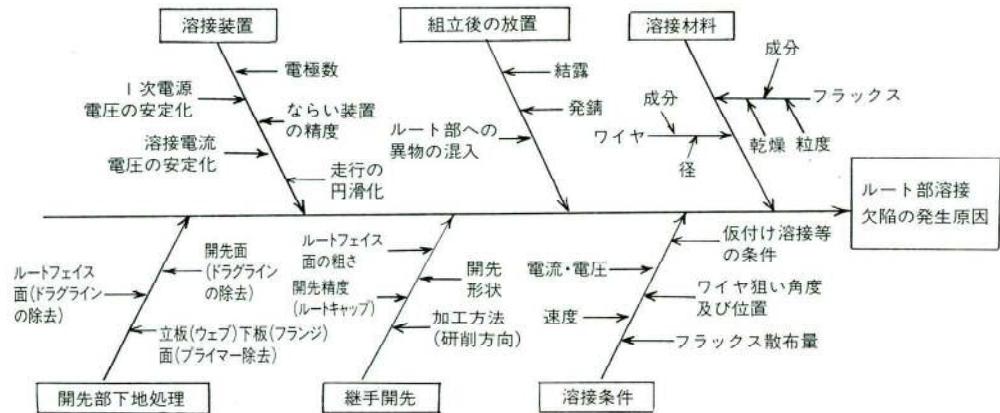


図-3. ルート部溶接欠陥の発生要因図

あるが、発生原因および形状から大別すると下記の通り分類される。

- 1) 球状およびパイプ状プローホール
- 2) ルート部のスラグ巻込み
- 3) 溶け込み不整
- 4) 溶け込み不足
- 5) ルート垂れ込み
- 6) スリキズ (組立時発生欠陥)

図-2にこれらのルート部溶接欠陥の模式図を、写真-3に各欠陥の代表例を示した。

これらのルート部溶接欠陥の発生要因図を図-3に示した。ルート部溶接欠陥防止のため、各要因について十分な検討を行ない、小型・中型試験体およびパilotトメンバーの製作施工試験により実験的調査および確認を行なった。これらの検討結果については既に詳細に報告¹⁾されているので本報では省略するが、ルート部溶接欠陥発生において最も大きな要因であるルートギャップについては、たゞ単に組立時に管理するだけではルートギャップ (G) を0.5mm以下にすることは不可能である。

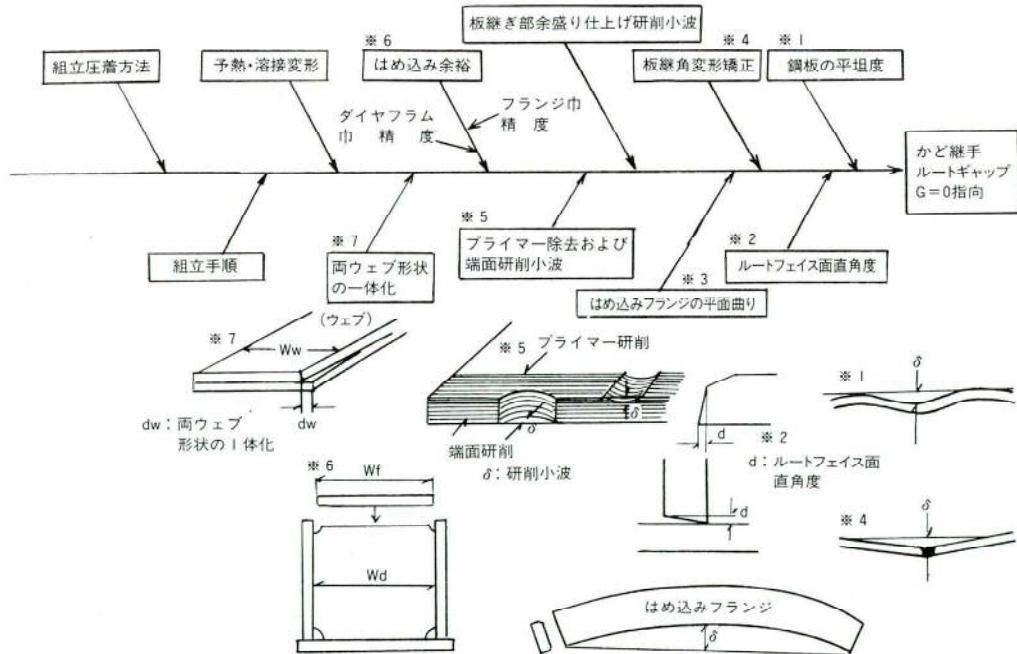


図-4. かど継手ルートギャップの要因図

ルートギャップを0.5mm以下にするためには、製作当初、即ち鋼板入荷時より製作各工程において、きめの細い管理が必要である。かど継手のルートギャップをできる限り小さく（以降ルートギャップG=0指向と称する。）するための製作上の要因を図-4に示した。

これらの要因については、各々管理値を設定し、作業過程においてセルフチェックおよび諸測定を行ない管理シートに記録し、必要に応じてフィードバックして各工程を常に管理状態に保つように心掛けた。

以下に実橋製作における各工程の管理状態を数値で示し、今後の品質向上の一助としたい。

4. 結 果

(1) ルートギャップの実績

主構上・下弦材の組立時には圧着治具等を用いてルートギャップG=0を指向し、仮付け溶接直前にルートギャップをスキ問ゲージを用いて測定し、G≤0.5を確認してから、仮付け溶接を行なった。

ルートギャップは原則として仮付け溶接ピッチ（約300mm毎）に測定し、部材にチョーク等で記録しておき、後程これを管理シートに記載した。これらの結果をまとめ、ヒストグラムとして図-5に示した。図-5(a)は、全継手のルートギャップヒストグラム図、図-5(b)はJ

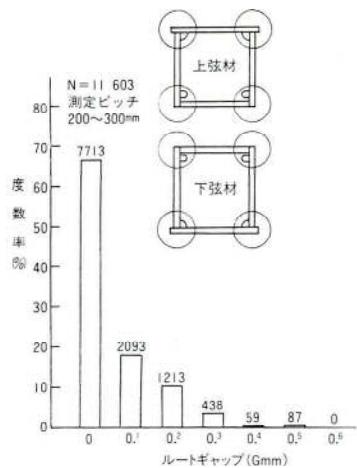


図-5. (a)
かど継手全継手のルートギャップ

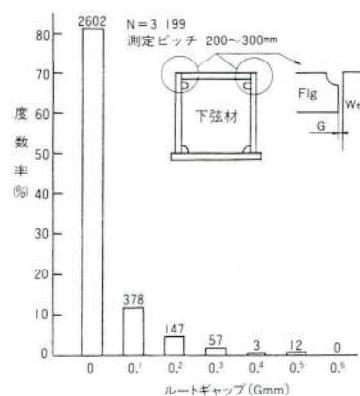


図-5. (b)
部分溶け込み継手のルートギャップ

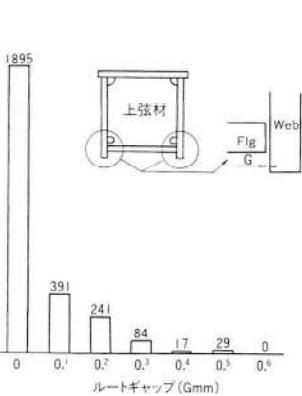


図-5. (c)
水平すみ肉継手のルートギャップ

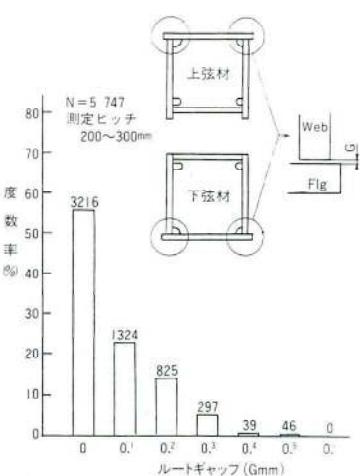


図-5. (d)
下向きすみ肉継手のルートギャップ

開先部分溶け込み継手、図-5(c)に水平すみ肉継手（フランジはめ込み）、また図-5(d)に下向きすみ肉継手のルートギャップのヒストグラムを示した。全継手についてルートギャップG≤0.5を確保することができたが、これは、次に述べる各要因の管理結果と圧着治具等を用いた圧着効果によって実現されたものである。ヒストグラムをみると全継手についてG=0の達成率は66.5%であり、継手別にみると部分溶け込み継手で81.3%、水平すみ肉継手で71.3%、下向きすみ肉継手で56.0%であった。結果として、はめ込みフランジ継手の方がG=0の達成率の良かったのは意外であったが、これは圧着のし易さに関係しているものと思われる。

(2) ルートギャップ各要因の管理結果

図-4に示したかど継手ルートギャップG=0指向の主要な管理要因について、管理結果と若干の考察を以下に示

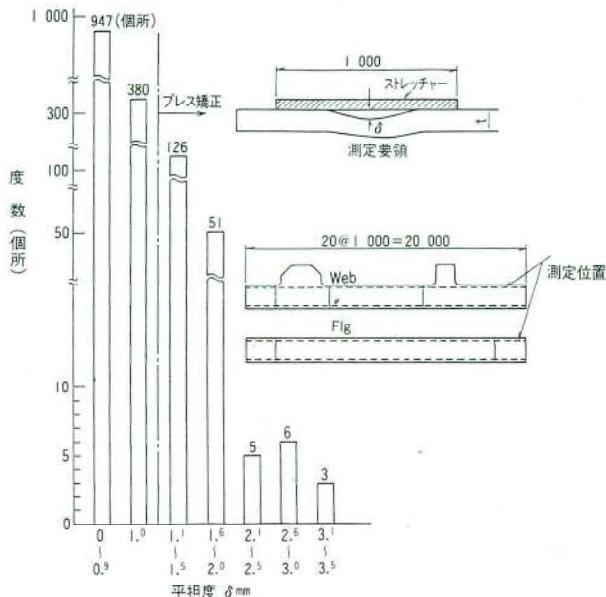


図-6. 大鳴門橋トラス弦材（ウェブ・フランジ）
鋼板の平坦度（HT 70）

す。

(a) 鋼板の平坦度

主構トラス弦材のフランジおよびウェブについて、1次切断後、かど継手部（橋軸方向）の平坦度を1mのストレッチャーを用いて、継手全長にわたって測定した。本橋の主構フランジおよびウェブは全てHT70であり、鋼板の平坦度はHBSで2mm/m以下とされているが、1

次切断後の測定結果では、測定個所数1518個所のうち約1%が平坦度2mm/m以上であり管理目標の1mm/mを超えるものは12.6%であった。管理目標値である平坦度1mm/m以上のものは、全てプレスで1mm/m未満まで矯正した。矯正個所数は、実に191個所であった。

鋼板の平坦度測定値（矯正前）のヒストグラムを図-6に示した。

これらの管理により、鋼板の平坦度はG=0指向の障害とはなっていないと考えられる。

(b) ルートフェイス面の直角度（落とし込みフランジ）

図-7に落とし込みフランジの直角度のヒストグラムを示した。図中の表示Aは下弦材のフランジであり、ルートフェイス面は機械加工を行い、直角度は-0.1～+0.2で非常に良好であった。一方、図中の表示Bは上弦材のフランジであり、ガス切断後酸化皮膜（ドラグ、ライン）除去の端面自動研削装置（ベルトグライダー式）で研削した。従ってガス切断時の直角度の影響を受け、研削過程において直角度を測定し、管理目標に入らない場合は修正のための再研削を行った。

(c) 板継ぎ部の角変形矯正残量

板継ぎ継手の溶接角変形は、プレスで1mm/m以下になるまで矯正した。矯正残量のヒストグラムを図-8に示した。矯正残量0.5mm/m以下が96.3%であった。

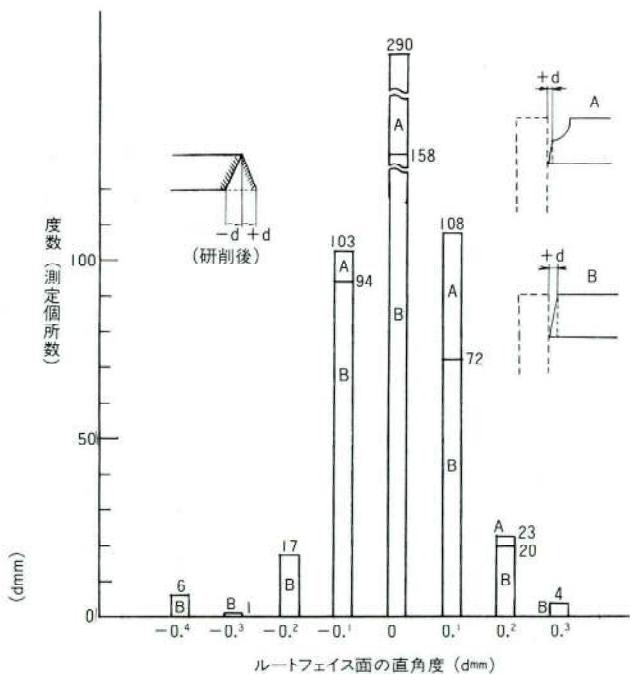


図-7. 落し込みフランジの直角度

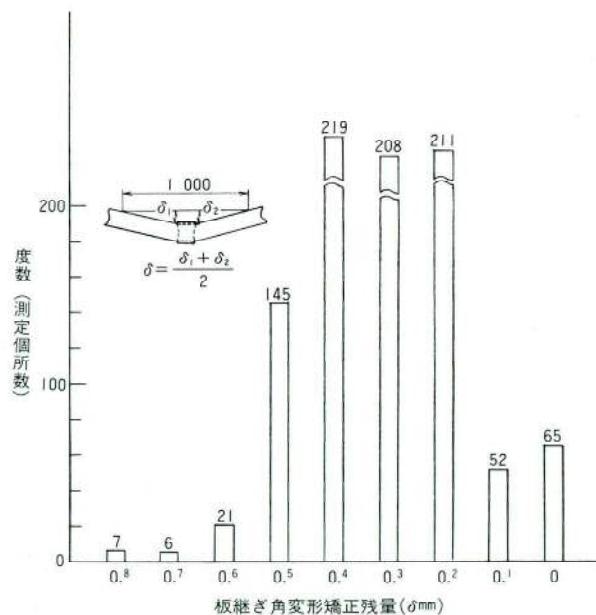


図-8. 板継ぎ角変形矯正残量

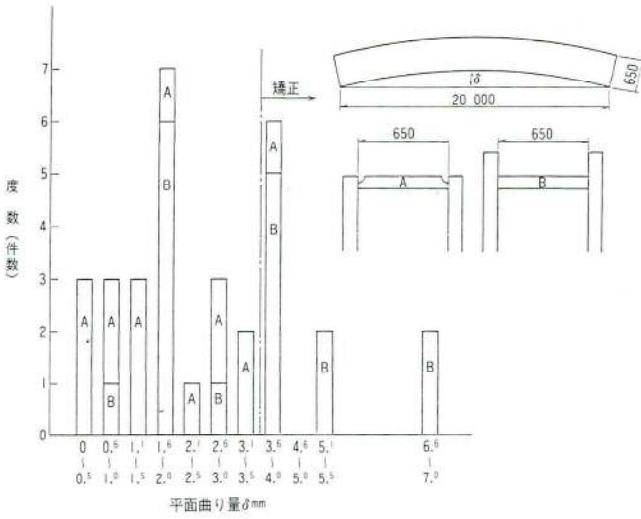


図-9. 大鳴門橋弦材はめ込みフランジの平面曲り量 (HT 70)

板継ぎ継手の角変形矯正にあたって十分注意深く矯正した結果図-8のような平坦度を得ることができ、平坦度と同様ルートギャップG=0、指向の障害とはならないものと考えられる。

(d) はめ込みフランジの平面曲り

大鳴門橋の場合、フランジ巾650mm、長さ約21mであり、平面曲り剛度はそれ程大きいものではない。したがってU形に組立てた後、両ウェブを押し拡げることにより、フランジをはめ込むことができれば、治具等を用

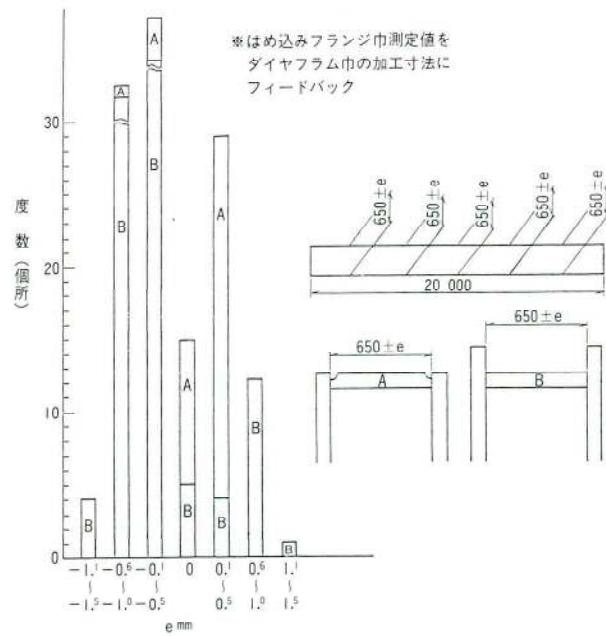


図-10. 大鳴門橋トラス弦材はめ込みフランジ幅精度 (HT 70)

調質鋼を用いたトラス弦材の疲労を考慮した製作

いた圧縮により容易に密着させることができ、ダイヤフラム部を除いてルートギャップG=0指向の障害とはならない。

しかしながらはめ込みの際平面曲りが大きいとダイヤフラム部等においてスリキズを生じる可能性がある。またダイヤフラム位置において、左右のルートギャップが片寄り片側のルートギャップが大きくなることもある。そのため、はめ込みフランジの平面曲りの管理値を3mm以下とした。図-9に実橋における2次切断後のはめ込みフランジの平面曲り量のヒストグラムを示した。はめ込みフランジ枚数の68.8%が管理目標の3mm/m以下であったが、残りの31.2%は曲り矯正を行なって管理目標の3mm/m以下に納めた。なお曲りは、フランジのコバを加熱矯正することにより容易に矯正できた。

(e) はめ込みフランジの幅寸法精度

図-10に、はめ込みフランジの幅寸法測定値のヒストグラムを示した。下弦材のはめ込みフランジはJ開先加工時幅も同時に機械加工しているため、幅寸法は設計値に対してほとんどが±0.5mm以内に入っているが、上弦材のはめ込みフランジはガス切断後酸化皮膜（ドラグライン）の除去のため自動研削装置で端面仕上げを行っており、端面の直角度およびガス切断の小さなノッチ等の関係で必要以上に研削されるため、±1.5mmの精度となった。ただし、ルートギャップG=0指向を達成するため、はめ込みフランジの幅寸法を基に、ダイヤフラムの幅寸法を決め（中間ダイヤフラム幅はフランジ幅+1.0、端ダイヤフラム幅は、フランジ幅+0.7mm）機械加工を行った。従ってはめ込みフランジの幅寸法精度は、直接ルートギャップG=0指向の障害とならない工夫を

表-2. タブテスト破面試験結果

かど繼手の種類	タブテストの数 (*1)	ルートプローホールの数 (*2)				溶け込み量の平均 (mm) (*3)	超音波探傷による推定溶け込み量の平均 (mm) (*3)
		0.5≤D≤1.0	1.0≤D≤1.5	1.5≤D≤2.0	D≥2.0		
部分溶け込み繼手	12	1	0	1	0	3.0 (N=81×12)	3.7 (N=9×12)
下向きすみ肉繼手	7	6	2	0	0	3.8 (N=81×7)	3.8 (N=9×7)
水平すみ肉繼手	4	0	0	0	0	4.8 (N=81×4)	3.5 (N=9×4)

*1 タブテスト材1本の検査長は800mmである。

*2 Dはルートプローホールの長径を示す。(単位mm)

*3 ()内の数字は溶け込み量の測定数。

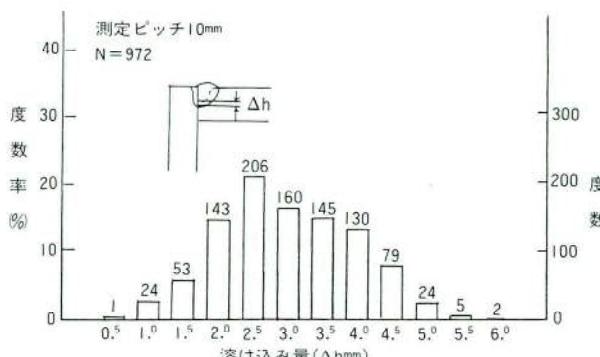


図-11. (a) 部分溶け込み継手の溶け込み量

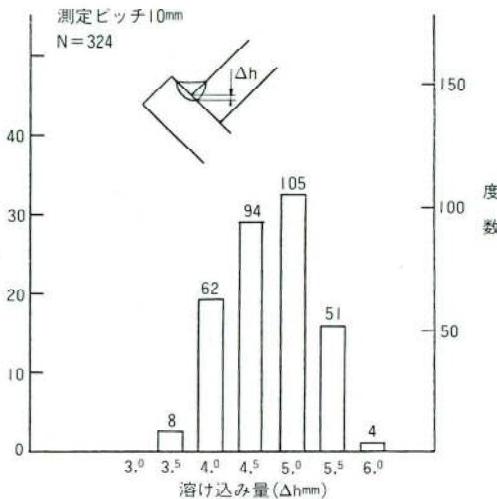


図-11. (c) 下向きすみ肉継手の溶け込み量

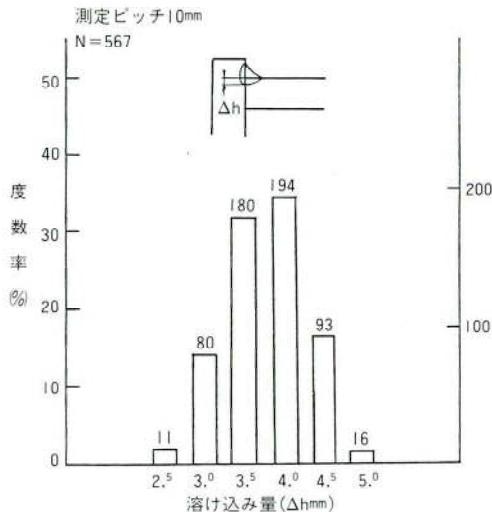


図-11. (b) 水平すみ肉継手の溶け込み量

行っているが、部材の断面寸法精度保持の立場から今後はめ込みフランジの幅精度および端面直角度の精度向上に努めることが必要である。

(f) 研削小波

ガス切断面の酸化皮膜除去および継手部のプライマー除去のため、一定圧力で研削できる自動研削装置を開発し、研削小波を生じさせないようにした。又板継ぎ継手の余盛ビード仕上げは、角変形矯正前は粗仕上げ（余盛ビード0.5~1mm程まで仕上げ）までとし、角変形矯正後余盛ビードの最終仕上げを行った。これらの研削小波の管理目標値は0.3mm以下とし、0.3mmスキ間ゲージによるNO-GO管理とした。

(3) タブテスト破面試験結果

継手のルート部欠陥を破壊試験で検証するため、部材

表-3. 実橋におけるAUT法超音波探傷結果

かど継手の種類	対象継手数	検査延長(m)	超音波探傷による推定溶け込み量の平均(mm)	一定値以上の超音波エコーがあった個所数					
				ルートプローブホール(B+H)*1	一般部プローブホール(D)	スリキズ(N)	溶け込み不整(R)*2	溶け込み不足(IP)	その他*3
部分溶込み継手	24	493.8	4.5	3 (1)*4	3 (0)	1 (0)	52 (0)	0	0
下向きすみ肉継手	7	141.0	4.2	1 (0)	0 (0)	0 (0)	3 (0)	0	0
水平すみ肉継手	4	72.5	3.7	1 (0)	0 (0)	0 (0)	5 (0)	0	0
合 計	35	706.3	平均4.3	5 (1)	3 (0)	1 (0)	60 (0)	0	0

*1 エコー(平均)が20%を超えた個所

*2 長さ15mmで溶け込み量が2mm以上変化した個所

*3 母材の介在物および開裂ワレ等

*4 ()内は不合格判定基準を超える個所数

の継手終端に長さ1mのタブ材を取りつけ、部材溶接時に実継手溶接をタブ材まで行い、溶接完了したタブ材を取りはずし、破面試験を行うのをタブテストと称している。大鳴門橋において、部分溶け込み継手では4継手に1本、すみ肉継手では12本継手に1本の割合でタブテストを行なった。試験結果を表-2に示した。また図-11(a)、(b)、(c)にタブテスト破面より測定した継手別溶け込み量のヒストグラムを示した。

タブテスト破面試験の結果は、実継手の品質を反映しているものと考えられるが、ルートプローホール1.5φ以上のものは、1箇のみであり非常に良好であった。又溶け込み量は各継手とも十分であり、平均で3mm以上を確保されていた。

(4) かど継手の超音波探傷結果

部分溶け込み24継手、下向きすみ肉7継手、水平すみ肉4継手について、超音波自動探傷を行なった。探傷結果のまとめを表-3に示した。超音波探傷検査延長706.3mのうち、基準値以上のルート部欠陥はルートプローホール5個、一般部プローホール3個、スリキズ1個所および若干の溶け込み不整60個所であった。溶け込み不足その他の欠陥は認められなかった。これらの欠陥のうち手直しをする欠陥は、ルートプローホール1個のみであった。一方溶け込み不整（長さ15mmで溶け込みが2mm以上変化した個所数）が、かなり多く認められた。特に部分溶け込み継手における溶け込み不整が大部分である。これは、部分溶け込み継手をJ開先とした、めルート部の懐が広く比較的低い電流でも十分な溶け込みが得られる一方、ワイヤの狙い位置によって溶け込みが急激に変化する傾向があり、溶接走向台車の振動によるトーチ部のブレおよびワイヤの矯正ぐせによるワイヤ先端のブレ等によるものと思われる。さらにJ開先継手の場合レールを直接フランジの上に置いているため、全長固定予熱による部材変形の結果、後半は下り勾配となり走向台車がスリップし易くなることも原因の1つと考えられる。今後これらについては検討を加え、溶け込み不整を少なくしていくよう努めるつもりである。

5. あとがき

かど継手のルート部溶接欠陥防止のため、要因図を基に多くの検討結果を反映させた製作要領および管理要領により実橋の製作が完了した。かど継手の溶接品質とと

もに、各工程での管理状況を整理し、今後の参考資料としてまとめて報告した。

本橋での溶接品質の良否については、論議のあるところと思われるが、十分な検討と十分な管理を行なうことにより当初不可能と思われた溶接品質が得られることが周知となったことは大きな財産である。

今後の課題として、

- 1) ガス切断精度の向上
- 2) J開先部分溶け込み継手の溶け込み不整防止を取り上げ検討を行うつもりである。

最後に本橋の製作にあたって、本州四国連絡橋公団製作検討委員会（委員長奥村先生）および本州四国連絡公団鳴門工事々務所の一方ならぬ御指導を受けたことを深謝する次第である。

<参考文献>

- 1) 本州四国連絡橋の補剛トラス製作に関する検討報告。一大鳴門橋補剛桁— 主構弦材用SM58およびHT70溶接施工法の検討。昭和57年3月 勘海洋架橋調査委員会・本州四国連絡橋製作検討委員会

大鳴門橋の1A・ケーブルアンカーフレーム据付工事 ならびに、ケーブル架設工事の概要

後藤隆二*

1. まえがき

本四・Aルート・大鳴門橋の主ケーブルはPWS(Parallel Wire Strand)工法によって架設された。本文は、パイロットロープの渡海より始まるケーブル架設工事と、1A(大毛島側)アンカーフレーム据付工事についてその概要を報告するものである。なお大鳴門橋の全体一般図については、本技報41ページを参照されたい。

横つなぎ材を設けている。

などである。

アンカーフレーム一般図を図-1に、構造概要図を図-2に示す。

2. アンカーフレームの構造概要

ケーブルアンカーフレームは、主ケーブルの張力を橋台に伝達して吊橋を支えている重要な構造物の一つである。構造は、ストランドのソケットを定着する引張材とアンカーガーダーからなる“本体部”ならびに本体部の自重を支え、かつ所定の形状を保持するための“支持フレーム部”で構成されている。

本橋のアンカーフレームの形式は、引張材の先端にストランドを直接定着する「引張材直接定着方法」を採用している。構造上の主な特徴は、

- 1) 前面支持フレームと後面支持フレームが一部分離している。
- 2) 引張材の先端部に、組立精度保持のための先端



写真-1. 据付完了(瀬戸内海側前方より)

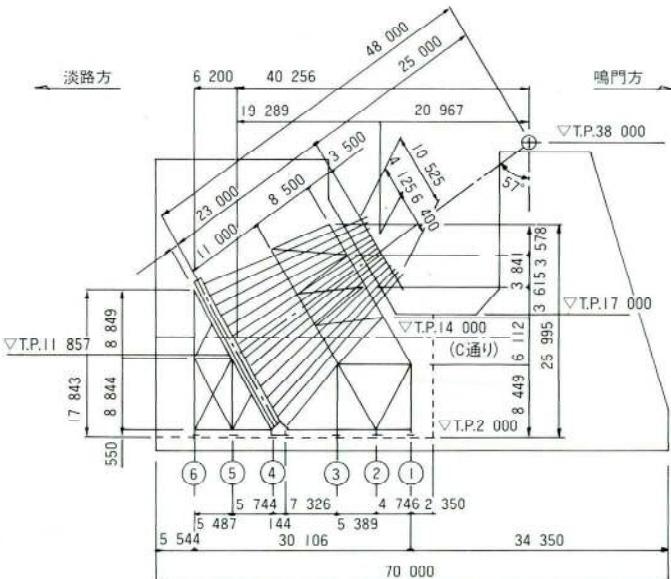


図-1. 大鳴門橋1A.ケーブルアンカーフレーム一般図

* 宮地建設工業(株)本四プロジェクト室

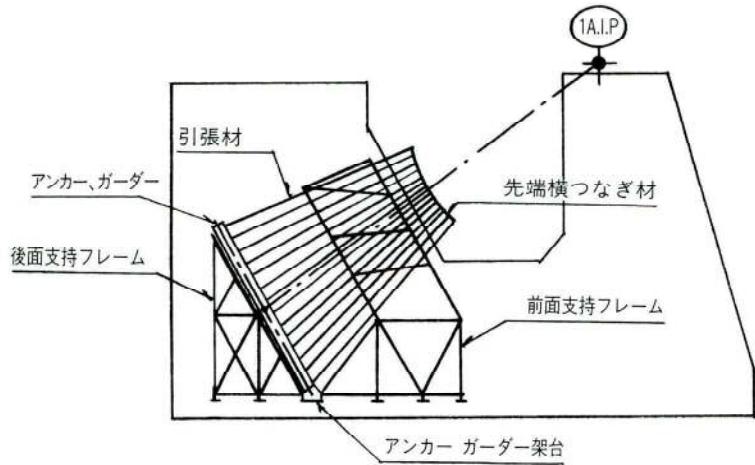


図-2. 大鳴門橋IAケーブルアンカーフレーム構造概要図

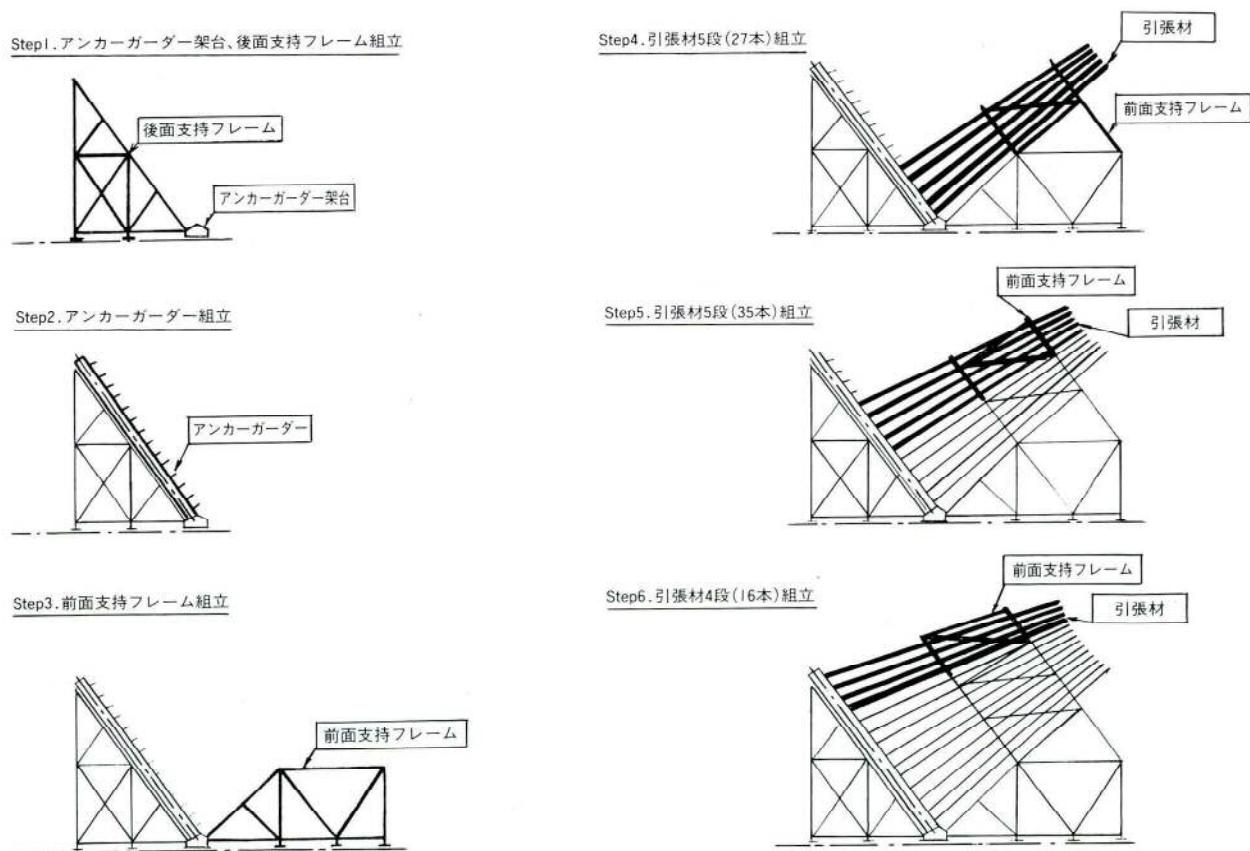


図-3. アンカー、フレーム組立手順

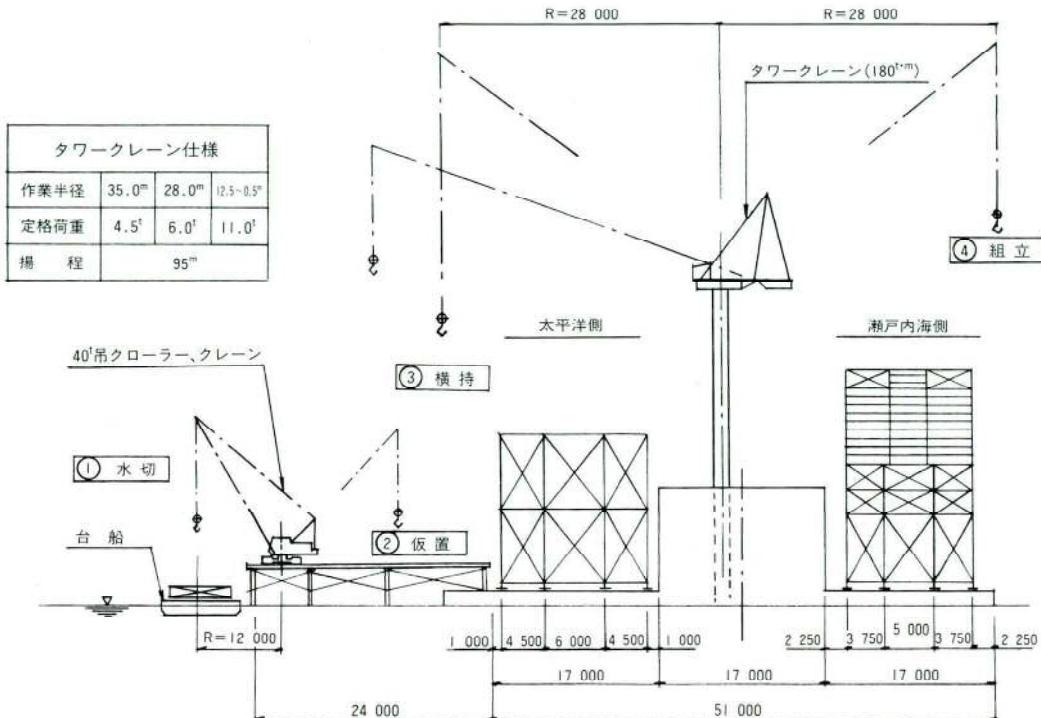


図-4. 大鳴門橋IAケーブルアンカーフレーム組立要領図

3. 施工概要

本橋のアンカーフレームは、昭和54年1月より翌55年1月にかけて製作、仮組、輸送された。また、現地据付工事は昭和54年10月より翌55年3月末までの約6ヶ月間実施した。組立手順を図-3に示すように、アンカーガーダー架台の据付、後面支持フレーム、アンカーガーダー、前面支持フレーム、引張材の順に組立てた。

図-4の組立要領図に示すとおり、製作工場から海上輸送された製品は、淡路島の蛇ノ鰐基地に水切りし、再度200t台船を用いて海上輸送し、1Aの海上作業足場上に水切、仮置した。その後、タワークレーンを用いて横持し組立を行った。組立は、瀬戸内海側を先行した。

現地の組立作業は、時期的に台風期から冬期の間だったため、季節風が強く、また、波浪も高く自然条件の極めて悪い状況で行った。

組立精度は、引張材先端で3方向を測量することで確認した。完成写真を写真-1に示す。

4. 主ケーブルの構造概要

本橋の主ケーブルは、154本のストランドからなり、1本のストランドは、直径5.37mmの高張力亜鉛メッキ

鋼線127本を平行に、正六角形断面に工場で束ねたもので、プレハブ・パラレル・ワイヤー・ストランド(PWS.127)と呼んでいる。主ケーブルの諸元を表-1に、ストランドの配置図を図-5に、またストランドの断面図を図-6に示す。

5. 施工概要

本橋のケーブル架設には、架橋地点が風の強い地域であり、風に対する作業性向上の面から、関門橋、因島大橋と同様に、PWS工法を採用している。

本工事の施工上の特徴は、

- 1) パイロットロープをフリー・ハング工法で渡海したこと。
- 2) レシプロタイプのホーリングシステムを用いたこと。
- 3) 側塔上での、ストランドのすべり防止対策を施していること。

などの点である。施工手順を図-7に、施工要領を図-8に、実施工工程表を表-2に示す。

以下、特徴的な項目とストランドの架設についてその概要を述べる。

(1) パイロットロープの渡海

渡海作業とは、キャットウォークロープの架設およびストランドの架設に必要なホーリングシステムを完成させるため、直径20mmのパイロットロープを航路を一時閉鎖して架け渡す作業である。本工事では、パイロットロープが海中に落ちないように、常に架空状態を保ったまゝ、引き出すフリーハンギング工法により、淡路側から鳴門側に架け渡した。

渡海は、2P～3P間の淡路側側径間は8月2日、3P～4P間の中央径間は8月6日に実施した。引き出しは、パイロットロープの先端を曳船に接続し、1Aのプラーによりパイロットロープにバックテンションを与えるながら曳船により行う。この時、曳船の引き出し速度とプラーの巻き出し速度を調整する目的で、バックスティ径間にフローディング機構を設け、曳船とプラー間の張力のアンバランスを吸収して渡海作業の安全性を確実にした。

表-1.主ケーブル諸元

線材	JISG3502, SWRS77B
亜鉛メッキ素線引張強さ	160～180 kg/mm ²
" 径(メッキ含む)	5.37 mm
" 断面積	22.65 mm ²
" 単位重量	0.177 kg/m
1ストランド構成素線数	127本/ストランド
" (外接円) 直径	69.8 mm
" 断面積	2876.4 mm ²
" 単位重量	22.525 kg/m
主ケーブル構成ストランド数	154本/条
" 構成素線数	19,558本/条
" 一般部直徑(空隙率20%)	840 mm
" 断面積	0.4430 m ²
" 単位重量	3468.8 kg/m
" 長さ	約 1722 m

図-9に示すように、4Pまで引き出したパイロットロープは、4P側に設備した迎えロープと惜しみロープを各々先端部同士を接続し、3本のロープの張力が釣合った状態で曳船からパイロットロープを切り離し、迎えロープを巻き取り、(惜しみロープは追従して惜しみ出す)パイロットロープを航路限界まで架空する。渡海作業は、数回の演習や講習会を行って、綿密な計画を立て、関係者全員一致協力した体制のもと無事実施された。渡海要領図を図-9に示す。

(2) ホーリングシステムの形成

パイロットロープの渡海後、パイロットロープとホーリングロープ(直径28mm)の接続をし、1Aプラーと5Aテンショナーを同調運転して航路限界(41m)を確保しながらパイロットロープを1A側に巻き取り、ホーリングロープ(A)を1Aまで架空した。次に、1A側のパイロットロープとホーリングロープ(B)(直径40mm)をプラーに巻き換えて、ホーリングロープ(A)と(B)の先端を接続し、同手順で5A側のテンショナーを巻き取りホーリ

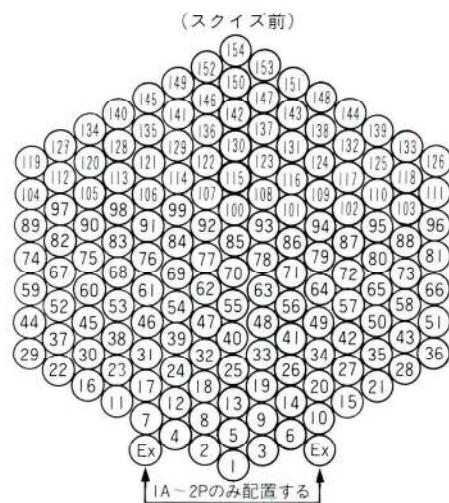


図-5.ストランド配置図

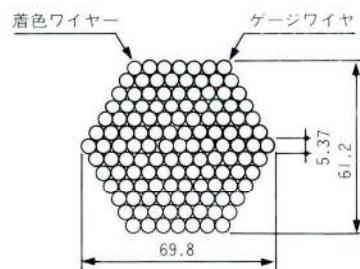


図-6.ストランド断面図

ングロープ(B)を架空する。5Aにてロープ(A)、ロープ(B)の接続部にキャリヤーを取り付けて、ホーリングシステムを完成した。本システムは、1Aと5Aに配置した特殊ウインチ(1A側ブラー、5A側テンショナー)の間にホーリングロープを張り渡し、両ウインチの駆動力と惜しみ力を利用していく、プル&テンショニング工法(P&T)工法と呼ばれ、本橋で初めて実施された工法である。

(3) ストランドの架設概要

ストランドの架設は、表-2に示すように、昭和56年3月から6月末までの約4ヶ月で行い、作業は、引き出し、定着を昼間に、所定の張り渡し形状とするサグ調整を行った。ストランドの引き出し・定着作業手順を図-10に、引き出し要領図を図-11に示す。

引き出しは、5A側の作業ヤードにストックされたストランドリール(外径 3.3m、胴径 1.8m、幅 3.1m、重量 約41トン、の鋼製リール)をリール交換クレーンでアンリーラーにセットし、その後、先端ソケットをキャリヤーに接続してキャットウォーク床面上に設けられた引き出しローラー上をP&Tを利用して行った。

P&Tの運転は、ブラーは速度制御で、テンショナーとアンリーラーは張力制御で行い、3台を同調させ、か

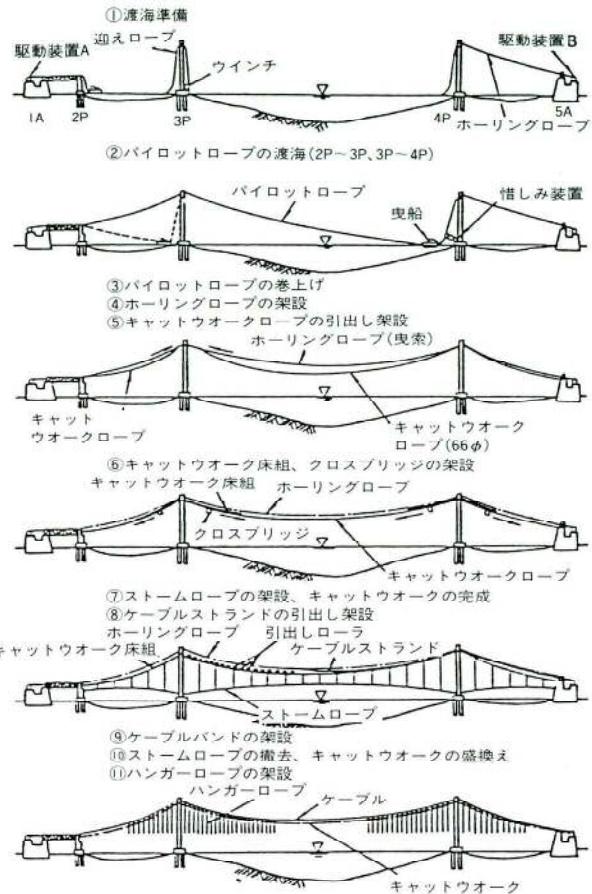


図-8. ケーブル架設工事の要領

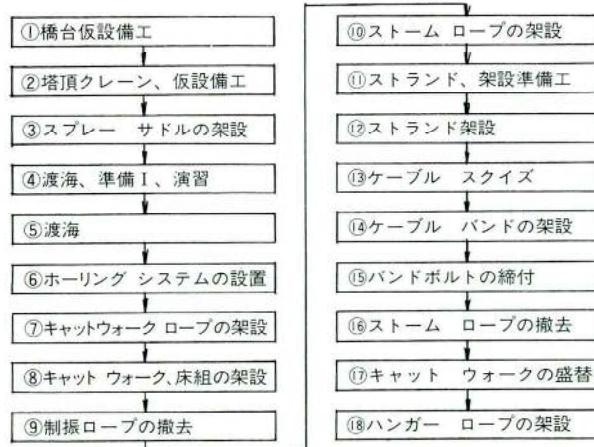


図-7. ケーブル、架設工事の施工手順

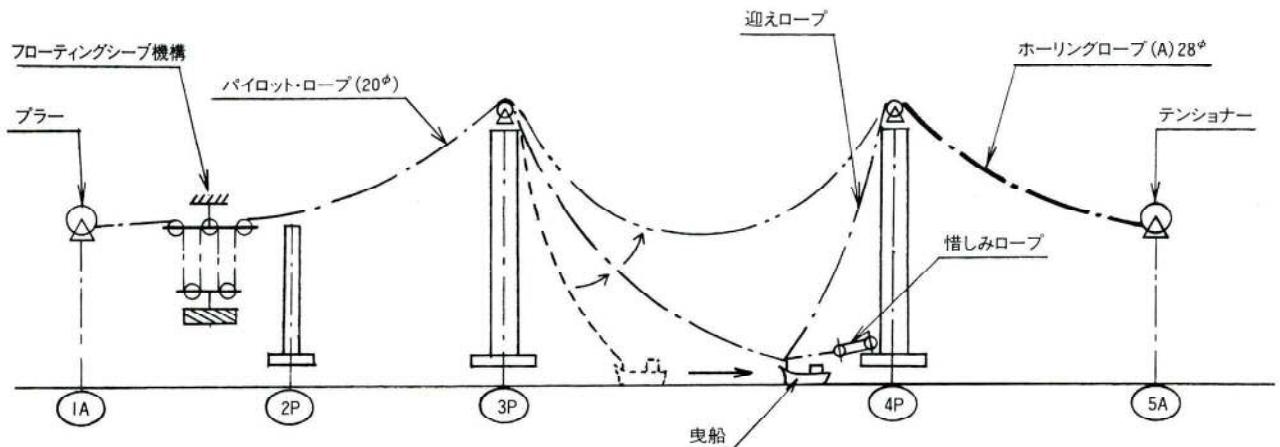


図-9. 渡海要領図

表-2. 大鳴門橋ケーブル架設工事、施工実績工程表

名 称	数 量	昭 和 56 年												昭 和 57 年												昭和58年			
		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			
準備工																													
エレベーターの組立	基	2																											
橋台足場の組立	t	174																											
P & T設備、ジブ クレーン組立	t	342																											
スプレー、ペンドの組立	t	364																											
SAリール交換、クレーン組立	t	250																											
塔頂クレーン、塔頂仮設備	t	345																											
	IA	234																											
スプレーサドルの架設	5A	359																											
渡海、準備工																													
演習、渡海	回	2												I	II														
キャットウォークの架設																													
小一リング ロープの架設	系	2																											
C.W.Rの架設	t	383																											
C.W床組の架設	t	150																											
制振ロープの撤去	本	4																											
ストームロープの架設	t	154																											
P.W.Sの架設																													
P.W.S架設、準備工																													
P.W.S架設調整	t	11,958																											
ブレ・スクイズ、本スクイズ	m	1,672																											
ケーブルバンドの架設																													
バンド マーキング																													
ケーブル バンドの架設	組	316																											
バンド ポルトの締付																													
ストーム・ロープ撤去、CW盛替																													
ハンガーロープの架設	t	647																											
橋台、仮設備の撤去																													
跡 片 付																													

つ、遠隔操作室で各オペレーターが有線により各作業パーティの指揮者と連絡をとり合って、引き出し中の先端キャリヤーがガイドローラーを通過する状況やアンリーラーからのストランドの送り出し状況等を充分把握しながら行った。P & Tの運転記録より、運転の標準結果を表-3に示す。ただし、この数値は、生データーの波形が最も安定した時の平均値であり、実際は、引き出

し中の先端キャリヤーの位置によって死荷重や摩擦力が刻々と変化していて、数値は一定していなかった。

引き出し完了と同時に、各塔頂部、橋台において、ストランドに仮引きクランプを取り付け、仮引装置にて仮引きし、引き出しローラー上のストランドを架空し、各橋台・塔頂部でストランドの張力を抜き、移設、整形を行う。移設、整形作業は、ストランドをサドル内に收め



図-10. ストランドの引き出し、定着作業手順

表-3. P & T運転の速度、張力の標準値

キャリヤの位置 (ロープ長)	ロープ張力 (t)			ロープ速度 (m/分)	
	IA. ブラー Tp	5A. テンショナー Tf	Tp-Tf	IA. ブラー Vp	5A. テンショナー Vf
5 A → 4 P (D - 365)	9.7	8.3	1.4	37.8	37.8
4 P → 3 P (365 ~ 1,245)	10.8	8.4	2.4	38.0	39.0
3 P → 1 A (1,245 ~ 1,665)	10.6	8.4	2.2	34.0	34.0
平均	10.4	8.4	2.0	36.6	36.9
I A → 3 P	6.4	7.5	1.1	35.3	34.8
3 P → 4 P	6.5	7.6	1.1	46.8	46.5
4 P → 5 A	6.4	7.3	0.9	45.8	46.0
平均	6.4	7.3	1.0	42.6	42.4

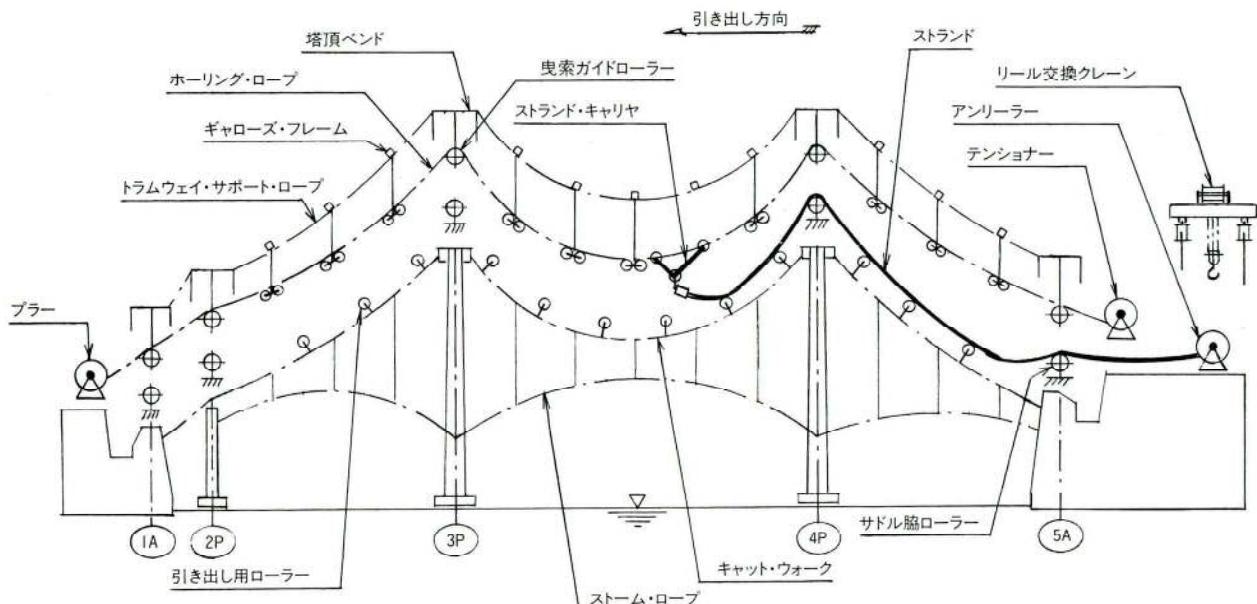


図-11. ストランド引き出し要領図



写真-2. No.1ストランド引出し

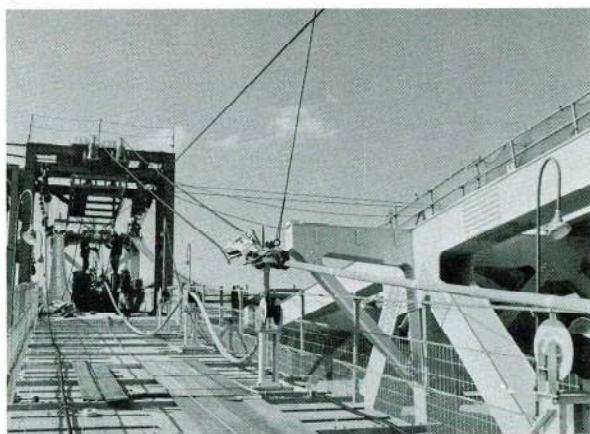


写真-3. 2P側塔付近P.W.S仮引き

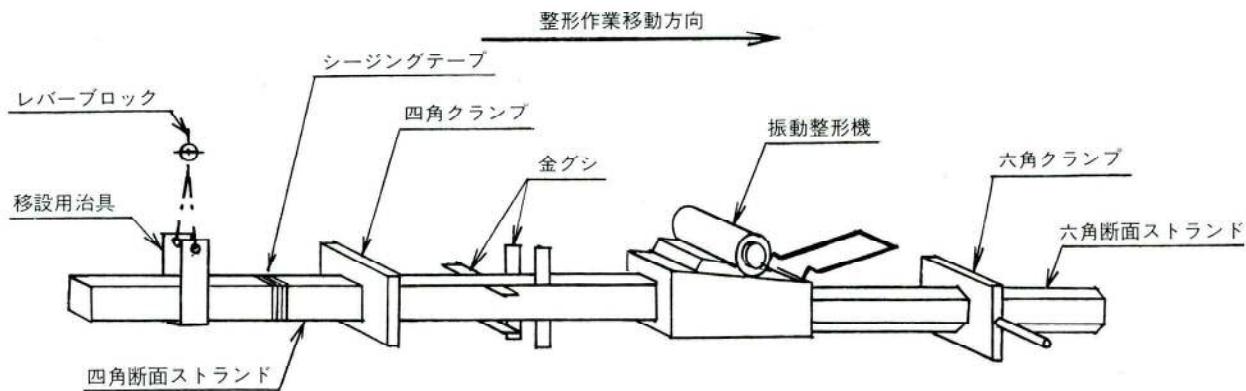
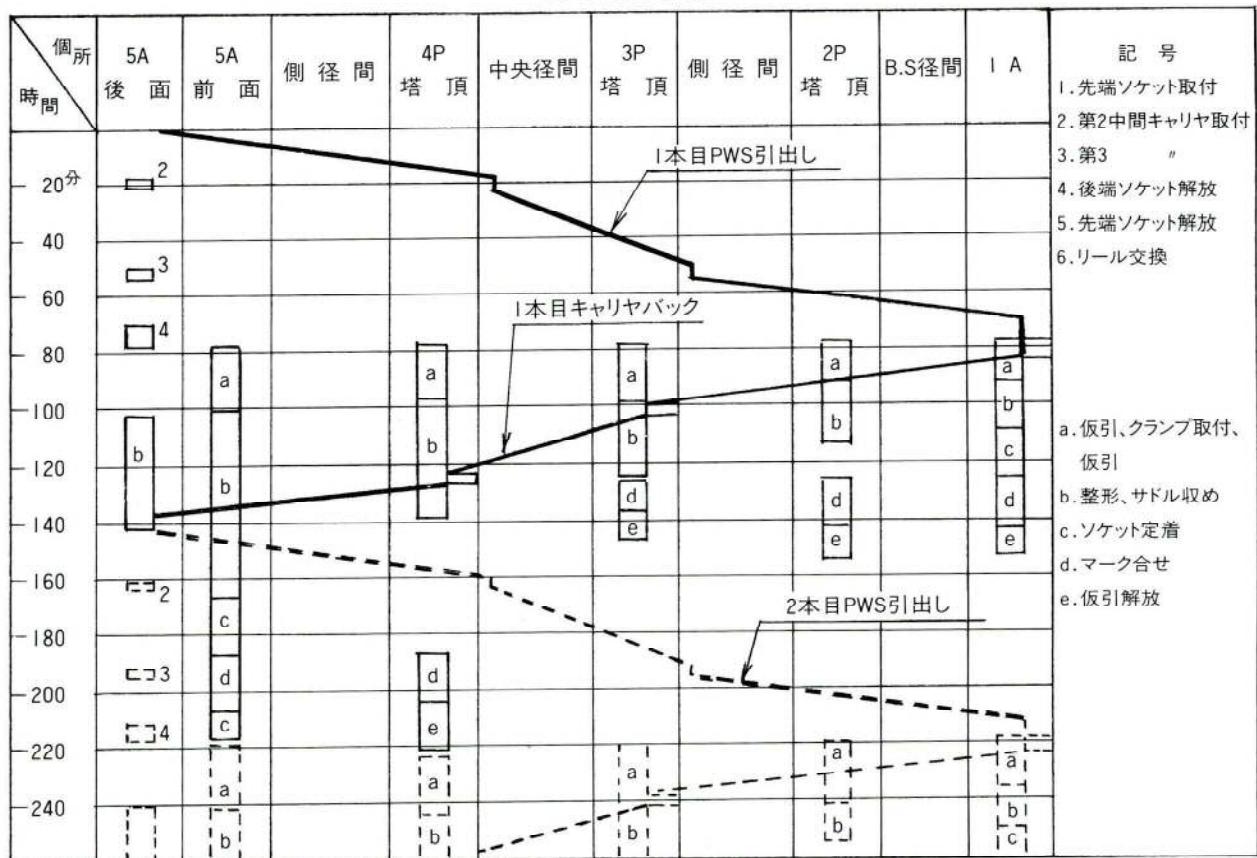


図-12. 整形要領図



るために、サドル脇ローラー上から移設装置(ペンドから数台のレバーブロックを吊り下げる装置)で移設し、整形(正六角形断面のストランドを振動整形機、六角クランプ、四角クランプ、金グシ等を用いて四角形断面にする。整形要領図を図-12に示す)を行う。ストランドをサドル内やケーブルフォーマーに収め、1A、5Aのアンカーパーにおいてソケットを定着し、一本のストランド

の引き出し作業を完了する。

全期間の引き出し本数の平均値は、2本／日・片ラインで、引き出し時期を3期に区切った場合、(I)初期、(No.1～No.20)、1.32本、(II)中期、(No.21～No.70)、1.87本、(III)盛期、(No.71～No.154)、2.41本／日・片側ライン当たりであった。引き出しの標準タイムサイクルを図-13に示す。この図より、各橋台、塔頂部の作業時間を比較

すると、5Aの作業時間の長い事が判る。5Aのスプレーサドルは、1Aや各塔頂部のサドルより大きいため、整形すると区間が長い点や、アンカ一定着点への曲り角度が大きいため、整形後サドル内にストランドを収めにくい点、その後、定着するため、アンカースパンにて引き込んだ時、サドル内のストランドが均一に滑らないため、素線のはらみ(通称“オバケ”)が発生しやすい等の作業上難点の多い事もが作業時間の長かった原因である。

5Aでの作業、ストランドキャリヤーの往復走向時間、図-13には示されていないが、リール交換クレーンの使用タイミング等がストランド引き出し、定着作業のクリティカルワークであった。

昼間架設されたストランドは、夜間、気温の安定した時間帯に基準ストランドに合わせてサグ調整を行い、架設完了となる。

以上の手順を154回繰り返して、本橋のストランドの架設を行った。No.1ストランドの引き出し状況と2P側塔付近のストランド仮引き状況をそれぞれ写真-2、3に示す。

〈参考文献〉

- 1)田中淳之
大鳴門橋ケーブルアンカーフレームの設計：
本四技法 1980年7月 No.13
- 2)新日本製鐵・神戸製鋼所共同企業体
大鳴門橋、ケーブル架設工事、工事報告書：
昭和58年4月
- 3)多田和夫
ケーブル工事 関門橋から大鳴門橋へ：
橋梁と基礎 1984年 8月号

大鳴門橋補鋼桁架設工事の基本計画概要

高崎一郎* 太田武美***
佐藤義夫** 後藤隆二***

1. まえがき

大鳴門橋は本州四国連絡橋、神戸～鳴門ルート（Aルート）のうち、淡路島側の西淡I・Cから鳴門側の大毛島I・C間のうず潮で有名な鳴門海峡の約40mの上空に架け渡たす長大吊橋である。

本橋は下部工の位置関係から淡路島側に93mの単純トラス橋（バックスティ径間）を含む中央径間876m、側径間330m、全長1629mの3径間2ヒンジ補剛トラス吊橋である。完成時には上部デッキに6車線の自動車専用道路、下部に鉄道（新幹線規格）の複線を配した道路、鉄道併用橋となる。ただし、本橋は段階施工となっており、本工事の竣工時は暫定4車線（第1種第4級、V=60km/h）の道路単独橋で供用され、鉄道併用橋として供用時には、主構トラスの下弦材中央部材を取替え、鉄

道床組を敷設する構造となっている。

本橋の工事は昭和51年7月に下部工の準備工に着手後、アンカレイジ工事、塔部橋脚の下部工事、主塔工事およびケーブル前期工事へと推移し、昭和58年1月より補剛桁架設工事の準備工に入り、昭和59年3月21日に中央径間の主構併合を完了した。その後、側径間の主構併合を4月22日に完了、これにより淡路、鳴門間が一つに結ばれた。

現在（昭和59年末）、工事は鋼床版の架設、溶接工事、付帯設備の取付、主要架設機材の撤去等が完了し、維持管理施設の取付工事が進められている。

本文は大鳴門橋補剛桁架設工事の基本計画について、その概要を報告するものである。

大鳴門橋の一般図を図-1、2に、主要諸元を表-1、また鋼重を表-2に示す。

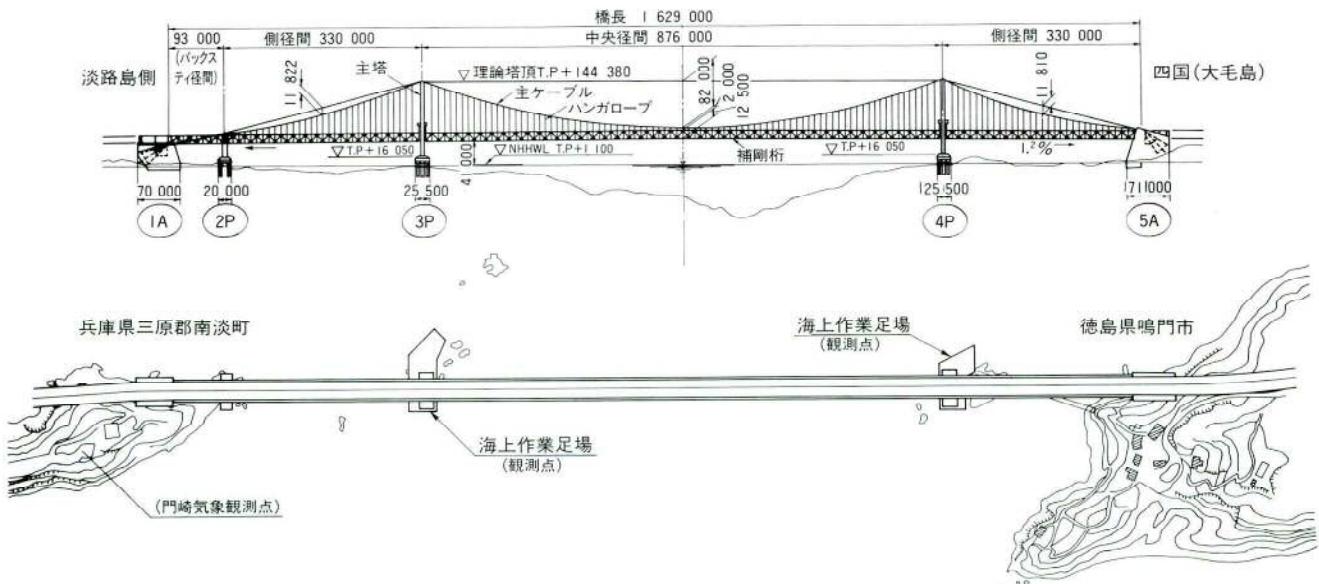


図-1. 大鳴門橋一般図

* 技術本部設計部次長

*** 宮地建設工業(株)本四プロジェクト室

** 宮地建設工業(株)本四プロジェクト室課長

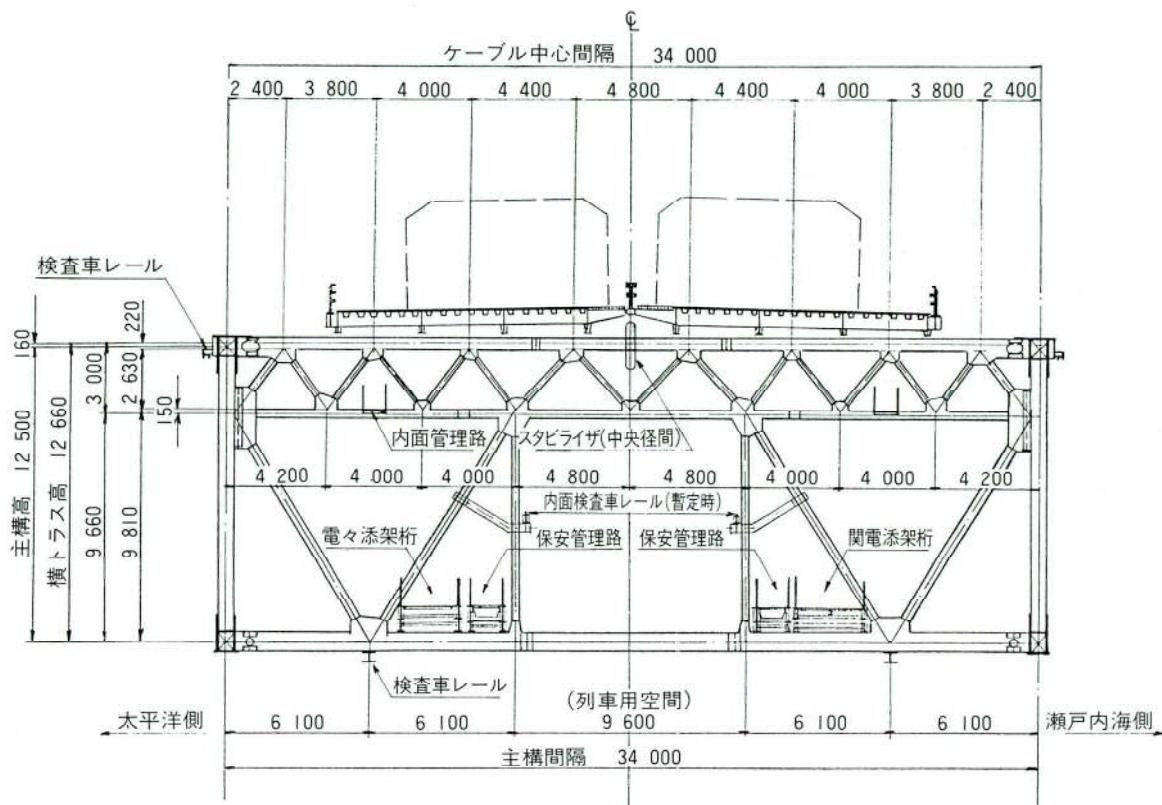


図-2. 断面図(暫定時)

表-1. 大鳴門橋の主要諸元

項目			諸元
段階施工	道路4車線	道路6車線	鉄道複線
路線名	一般国道28号	本四淡路線	
路線規格	第Ⅰ種第4級	第Ⅰ種第2級	新幹線
設計速度	60km/h	100km/h	160km/h
橋梁規格及び荷重	一等橋(TL-20、TT-43)	N-18、P-19単線載荷	
縦断勾配	中央径間0.6%放物線、側径間1.2%直線		
橋長	1,629m		
ケーブル支間	(93m)+330m+876m+330m		
補剛桁支間	(88.8m)+320m+864.4m+312.2m		
主ケーブル中心間隔	34m		
中央径間サグ	82m		
ケーブル径及び断面積	$\phi=829\text{mm}$ A=4430 $\text{mm}^2/\text{本}$ (127ストランド/ケーブル、154本/ストランド)		
ハンガーロープ	$\phi=60\text{mm}$ (CFRC)		
主塔高	144.38m		
主塔高	125.93m		
補剛桁形式寸法	トラス		
床組	鋼床版(中央部にグレーチング使用)	鋼直結軌道	
航路高	41m		

表-2. 大鳴門橋補剛桁関係の鋼重一覧 (単位:ton)

構造種別	道路4車時	道路6車時	鉄道	最終完成時数	備考
補剛トランク	主構トラス	9,935			9,935
	横構	1,959		-11	1,948
	端横トラス	658			658
	中間横トラス	5,380	12	385	5,777
	小計	17,932	12	374	18,318
道路床組	8,431	1,833			10,264
自動車防護柵	569	-89			480
管理路	保安管理路	1,005	-2	161	1,164
	内面管理路	424			424
	小計	1,429	-2	161	1,588
検査レール	下面検査車レール	1,164			1,164 トロリー線除く
	内面検査車レール	605		-605	0 "
	小計	1,769		-605	1,164
スタビライザー	272				272
道路伸縮装置	899	144			1,043
支承	リンク	292			292
	ウインドシュー	24			24
	ウインドタング・フレーム	65			65
小計	381				381
公団添架物	273			273	ケーブル重量除く
電々添架物	743			743	"
関電添架物	827			827	"
小計	1,843			1,843	
鉄道床組、緩衝桁			4,176	4,176	電気通信設備除く
合計	33,525	1,898	4,106	39,529	

負の値は鋼重減を示す。

2. 架設工法の検討

(1) 基本計画の立案条件

架設地点の鳴門海峡とその周辺は、国立公園内で自然公園法の第1種特別地域に指定され、風光明媚な風致地区である。

したがって、自然環境を損なう恐れのある架設工法、架設工作物は極端な制約を受けることになっている。

また、鳴門海峡は、北は播磨灘、南は紀伊水道に面し、東西の両側からは急峻な稜線が突き出し狭い水路を形成している。この地形のために大潮時には水位差が最大1.4mにも達し、10ノット以上の激しい潮流が生じる。また、鳴門海峡は外洋の影響を受けて、本四架橋の中では最も高い波にも見舞われる。一方、気象条件も複雑な現象を呈する上に、過去、台風時には最大瞬間風速80m/secを記録するほどの強風地帯でもある。

また、鳴門海峡は瀬戸内海への主航路で、かつ、付近一帯は海産資源の宝庫であることから、通行船舶への影響、工事のための漁業補償問題、および第三者に対する安

全性等に十分配慮し、さらに、本四架橋の社会的意義、経済的メリットを考え、出来るだけ工期の短縮をはからねばならないという厳しい条件にあった。

(2) 工法選定の経緯

工法選定にあたり、まず、内外における吊橋の架設工法を調査し、計画上の留意点を事前に検討した。その調査結果を表-3、4に示す。

調査検討の結果、架設地点の立地条件を加味し、施工実績の多い塔部より各径間側へ張出し架設していくトラベラーカレーン工法を採用し、これの詳細検討を行うことにした。

詳細検討にあたっては、本橋の規模に近い関門橋の施工実績、因島大橋の施工計画例を参考にしたことはもちろんあるが、本橋以後の1000m級の本四架橋の補剛桁架設のステップ材料になるということも、充分念頭においた。

本橋の架設工法は種々の検討経緯を経ながら、表-5に示すフローチャートにより、「面材による逐次剛結法

表-3. 吊橋補剛桁の架設工法

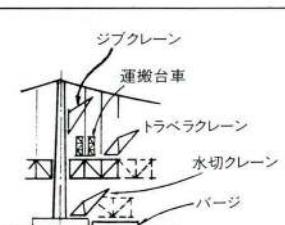
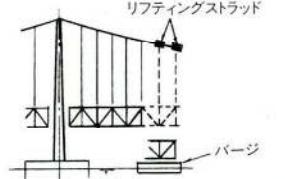
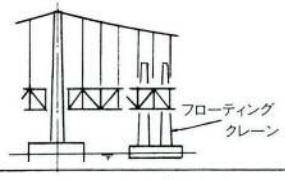
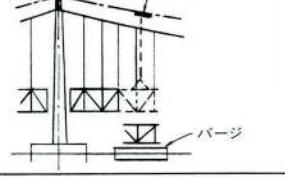
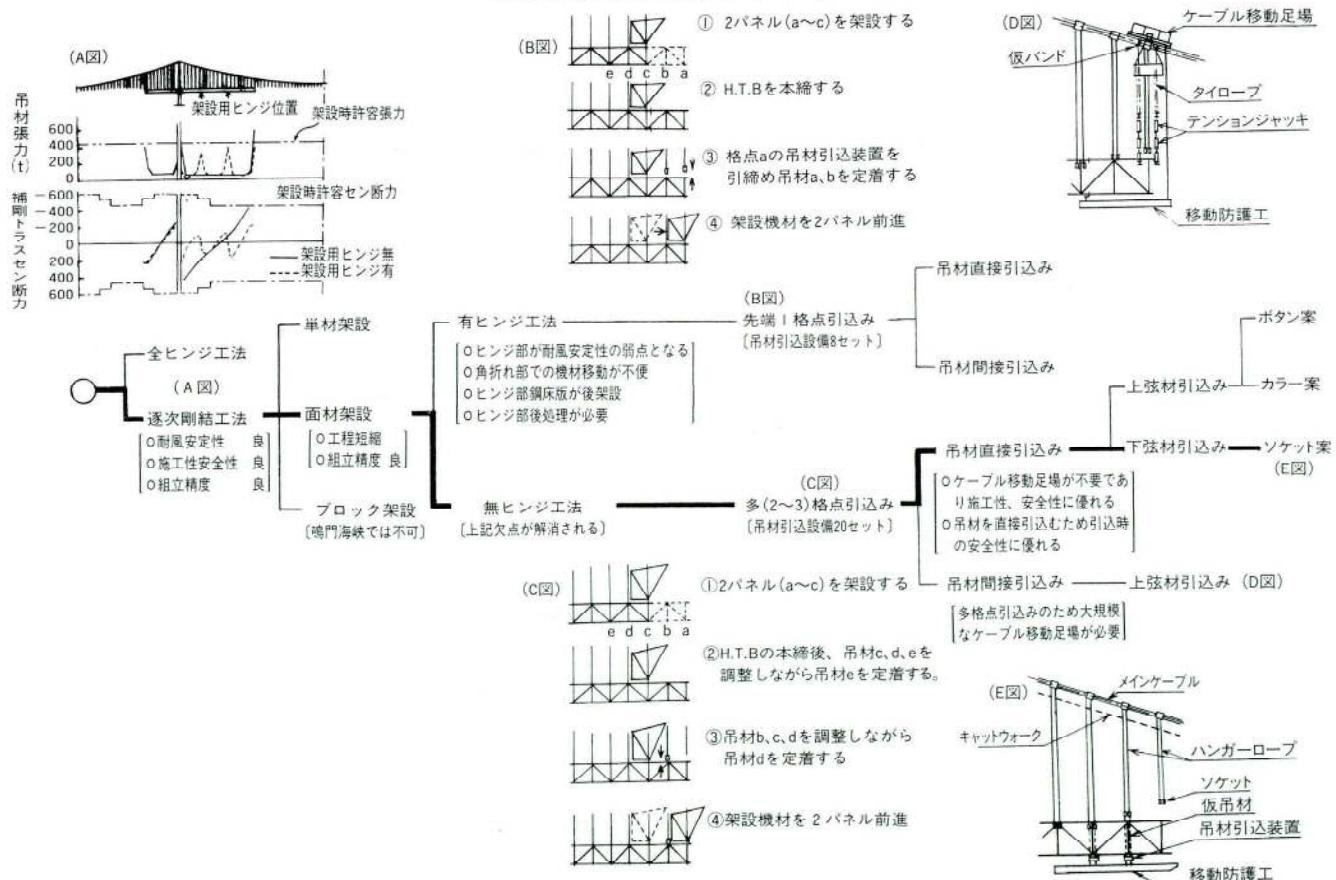
工法	施工概要図	施工法の概要	架設計画上の留意点	施工例
① トラベラーカレーン工法		塔付ジブクレーンを、あらかじめ設けておき最初の数パネルの補剛桁を、このクレーンで架設する。次に、この架設された補剛桁上に、トラベラーカレーンを塔付ジブクレーンにて組立てて、トラベラーカレーンの組立後は、順次クレーンを前方に移動させながら、部材を架設していく方法である。 本工法は、クレーンの能力などの関係から単材または面材といった比較的小さなユニットに適している。	クレーンおよび運搬台車の、レールの配置については、床組構造との関連性に留意しなければならない。	○ゴールデンゲート橋 ○フォース道路橋 ○関門橋 ○ジョージワシントン橋 ○デラウェア橋 ○メモリアル橋 ○ウォルトホワイトマン橋
② リフティングストラッド工法		あらかじめ所定の場所で、数パネルに組立てられた架設ユニットをバージで架設地点まで運搬し、直接メインケーブル上に設置したリフティングストラッドにより吊り上げ、ハンガーに連結しながら架設する方法である。	この方法で架設する場合は、架設ユニットは架設位置の直下のバージより、直接吊り上げる方法で行なわれおり、潮流の急な海峡や、船舶の航行が頻繁で航路規制ができないような場合には採用されない。 ①の方法に比べれば、大幅な工期の短縮が可能となる。	○ペラザノナロウス橋 ○サラザール橋 ○マキノ橋 ○サンフランシスコ橋 ○オークランドベイ橋 ○平戸大橋 ○東大橋
③ フローティング工法		あらかじめ数パネルのブロックに組立てた補剛トラスの架設ユニットを、所定の架設順序に従ってFC船（フローティングクレーン）にて吊込み、ハンガーに連結していく方法である。 架設ユニットの運搬は、所定の組立て場所からバージにて行なう場合と、F.C船で直接行なう場合とがある。	本工法を採用する場合、大ブロック架設ができる利点のある反面、次のような点には特に配慮して計画を立案する必要がある。 1) 気象・海象条件に対する作業限界条件 2) 通行船舶に対する安全対策。 3) 積働率の推定。	長径間吊橋に実績なし。 今後注目されるべき工法。
④ ケーブルクレーン工法		この方法は、両岸の塔頂間に架設用のケーブルクレーンを設置し、これによって部材を吊り上げ架設する工法である。	この方法によれば、ケーブルクレーン用のワイヤー径やキャリヤーの構造上の制約から、吊荷重は必然的に小さくなる。 したがって、長径間吊橋の架設には適しない。	若戸大橋の主径間

表-4. 国内における長径間吊構造部架設方法一覧表

橋名	建設年月	吊構造	スパン(m)	架設方法	架設ユニット	架設順序	架設ヒンジ状態	鋼重合算/全体	工期実績/全体	備考
若戸橋	1962. 10	ワーレントラス	89+367+89	中央径間: ケーブル・クレーンにより陸上(海上)より直接吊上げ面材架設 側径間: スティフレグナリックにより陸上(海上)からの面材架設	2パネル面材 10t	③ ② ① ② ③ 中央径間の中央12パネル架設し②③を2:1で架設	一部剛結	3,507t /	6ヶ月 / 43ヶ月	
東大橋	1975. 12	ワーレントラス	264	バージによる曳航、リフティングストラップによるブロック架設	10パネル ブロック70m ブロック重量 112t			418t / 1,048t	3ヶ月 / 34ヶ月	
平戸大橋	1977. 4	ワーレントラス	465.4	バージによる曳航、リフティングストラップによるブロック架設	4パネル ブロック40m ブロック重量 210t		逐次剛結法 但し6パネル目に架設ヒンジ点	3,200t / 6,300t	4ヶ月 / 45ヶ月	架設日数 14ブロック62日間。但しブロック架設は1日で完了
関門橋	1973. 11	ワーレントラス	178+712+178	ジブ・クレーンによる吊上→台車による橋面移動→トラベラ・クレーン(23t cap, R=25m)による面材架設	2パネル面材 23t	② ① ① ② ②は①の9パネル架設後	逐次剛結法 但し中央径間7パネル目に架設ヒンジ点	12,329t / 26,600t	12ヶ月 / 56ヶ月	
因島大橋	1984. 11	ワーレントラス	250+770+250	ジブ・クレーンによる吊上→台車による橋面移動→トラベラ・クレーン(35t cap, R=18.5m)による面材架設	2パネル面材 33t	② ① ① ② ②は①の9パネル架設後	逐次剛結法 但し中央径間9パネル目に架設ヒンジ点	15,251t / 29,130t		

表-5. 架設工法の選定フローチャート



「無ヒンジ工法」とし、「吊材直接引込による下弦材引込方式」に決定した。

以下に工法選定の経緯を述べる。

(a) 全ヒンジ工法と逐次剛結工法の比較

全ヒンジ工法は、架設しようとする桁をハンガーロープに吊下げた後、それを既設桁にヒンジ状態で連結していく工法である。本工法での架設中は、ケーブルの変形が大きく、既設桁群が剛結可能な形状に達するまでヒンジ状態のままで作業を進めなければならない。したがって、架設途中の耐風安定性に不安が残る。また、トラベラーケーン工法を採用すれば、クレーンおよび運搬台車等、架設機材の移動にも問題が生じる。

これらの欠点を解消し、さらにトラベラーケーン工法を生かすため、既設桁にまず架設しようとする桁を剛結し、その後で架設する桁の先端を引込んでハンガーロープに定着する方法が逐次剛結工法である。

この工法の利点は、

- 1) 架設中の桁が完全に剛結されているために架設途中での耐風安定性が良い。
- 2) 現場作業が主として、架設先端のみで行われるために集中的な現場管理ができ、安全上有利である。
- 3) サイクリックな作業の繰返しとなる。
- 4) 補剛桁の組立精度の向上がはかる。

などがあげられる。架設途中に補剛桁先端のハンガーロープに大きな張力が発生する等欠点はあるが、本橋の立地条件、自然条件を考慮すると後者の「逐次剛結工法」が有利であると判断し、本工法を採用した。

(b) 架設単位の選定

補剛桁の架設単位としては「単材」「面材」「ブロック」の3種類が考えられた。ブロック架設は、本橋の諸条件を考慮して採用したトラベラーケーン工法には不向きであり、特に海上使用の問題が残り不適とした。

また、単材、面材架設を比較した場合、架設工期の短縮、形状精度の確保および作業の安全上、「面材架設」が適切であると判断した。

(c) 無ヒンジ工法と有ヒンジ工法の比較

「逐次剛結工法」の欠点として、架設先端におけるハンガーロープの連結時（以下吊材の引込みという）に大きな引込み張力を必要とするほか、補剛桁部材に過応力が発生することがあげられる。その対策として、関門橋も因島大橋も中央径間に2個の架設ヒンジを設けている。

しかし、本橋の場合は4個所以上のヒンジが必要であ

るため、全ヒンジ工法にみられる欠点が発生する。

一方、「無ヒンジ工法」では、架設先端の吊材引込みを2~3格点で行い、吊材張力の分散および部材過応力の発生を防ぐ必要があり、吊材引込設備の数量が増大する欠点が残る。しかし、本橋の架設計画で特に配慮せねばならない耐風安定性、施工性、第三者に対する安全性の確保という条件面、工程面から「無ヒンジ工法」を適切とした。

(d) 吊材の直接引込法と間接引込法の比較

吊材の引込設備は、張出し架設した補剛桁先端とメインケーブルの間隔が吊材長より大きいため、その間隔を引き締める設備である。

この引き締め方法としては、関門橋、因島大橋で施工した仮設用ワイヤーロープを用いる「間接引込法—タイロープ方式」と、本工事に採用することになった本吊材

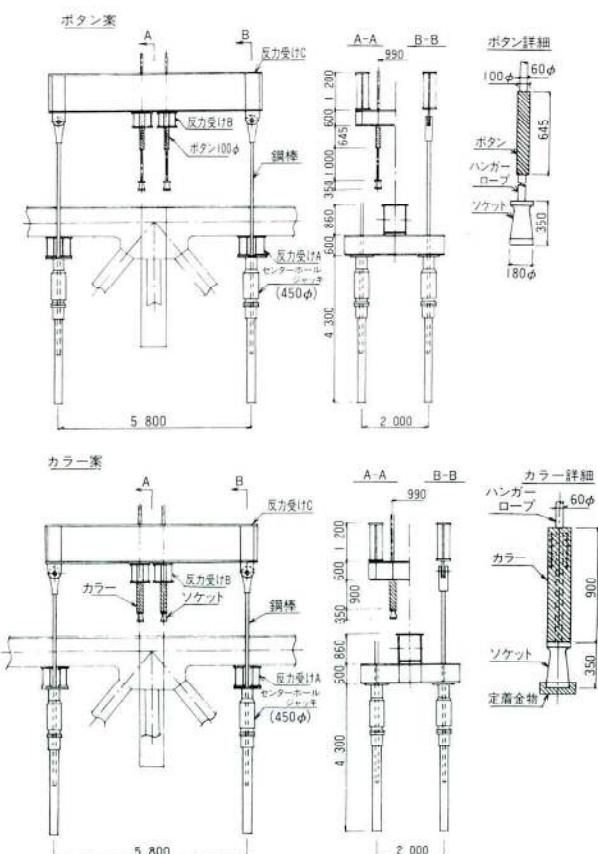


図-3. 上弦材引込方式（ボタン案、カラー案）

を使用する「直接引込法」が考えられた。

「間接引込法」ではタイロープをメインケーブルに取付けるためのケーブル移動足場が必要である。したがって、2本以上の吊材を同時に引込む場合は引込設備の台数が多くなり、その盛替、移動を考慮すると実際には施工困難であり、不適切である。

本工事のように2格点以上の同時引込みの場合は、「直接引込法」が適切であると判断した。

(e) 上弦材引込方式と下弦材引込方式の比較

吊材引込設備を上弦材、下弦材どちらに据付けるかで、本吊材と引込設備の連結方法が異なってくる。

上弦材引込方式の場合、引込用ジャッキの能力による形状、寸法より、図-3に示す本吊材のソケット上面に加工するカラー案、またはボタン案が考えられた。

カラー案は、ソケットの上端に筒状のカラーを設けて押込む方法である。したがって、ソケットの定着がシムプレートでは不可能であり、その定着構造はソケット下端にネジ機構を設けた大巾な改造となるほか、ネジの製作精度及び耐久性に問題が残り、現実性に乏しい。

ボタン案は、本吊材の上弦材上面の位置付近に、圧着金物（ボタン）を永久構造物として取付け、それをアンカーとして、補剛桁を引き上げる方法である。

本案の場合

- 1) 引込み時の補剛桁たわみ角に対する配慮が不要である。
- 2) 作業位置が上弦材上に限定される。
- 3) ソケットの定着が無応力でできる。
(1)、(2)、(3)はカラー案にもいえる)
- 4) 将来のハンガーロープ取替時、有利に利用できる。

等の長所がある反面、次のような問題点がある。

- 1) ボタン取付による疲労強度の低下の懸念。
- 2) 防錆処理、美観上の問題。
- 3) 吊材製作費の大巾な増加。
- 4) 吊材長の短い区間では引込方法の変更が必要。

一方、下弦材引込方式とは、吊材ソケットと仮吊材を連結し、下弦材に据付けた引込用ジャッキで仮吊材を引込み、吊材ソケットを定着する方法である。本方式とした場合、吊材ソケット下端に仮吊材と連結するための何んらかの取合構造が必要である。

本方式の場合は次のような長所がある。

- 1) 上弦材方式のボタン案等の欠点が解消される。
- 2) 吊材長に無関係に同一設備で全格点の引込みが

可能である。

- 3) 引込油圧ユニットシステムが下面移動防護工に設けられ、固定化できる。
- 4) 下面移動防護工上を利用して、ジャッキ設備の盛替移動が可能である。

また、欠点としては、

- 1) 垂直材が圧縮材となるため、補強が必要である。
- 2) 補剛桁のたわみ角の処理のため、ガイド設備が必要である。
- 3) 下面移動防護工の移動に対し、ジャッキ設備をクリヤーするための配慮が必要である。

以上、上弦材、下弦材引込方式を総合的に比較して、作業性、経済性とも下弦材引込方式が有利であると判断し、本橋の架設に採用することにした。

(3) 架設工法のまとめ

以上のように「トラッククレーンによる張出し架設」を基本工法とし、種々の比較検討を行なった。

その結果、本橋の架設工法の基本方針を以下のように定め、次の詳細計画へと移行した。

架設工法の基本方針

1) 逐次剛結法

本橋の架設工法は、架設地点における気象・海象条件が非常に厳しいことを考慮し、架設途中の耐風安定性に優れている「逐次剛結法」とする。

2) 面材架設

本橋の架設工事は、国立公園内という特殊かつ厳しい環境下での作業であることを考慮し、工程と安定性および形状精度の確保に重点をおいて2パネルを単位とする「面材架設」とする。

3) 無ヒンジ工法

耐風安定性、施工性等の「逐次剛結法」の特色を十分に活かした「無ヒンジ工法」とする。

4) 架設順序

補剛桁部材の供給場所が3P、4Pの海上作業足場であることから、主塔部塔付パネルより釣合を考慮して中央径間および側径間に張出し架設を行う。

5) 吊材引込方法

吊材ソケット下端にネジ部を設け、これに仮吊材を連結し、下弦材に設置した中空ジャッキを用いて吊材を直接引込む方法とする。

また、補剛桁および吊材に過応力が発生しないよう多格点引込みとする。

- 6) 主構トラス、主桁トラスは工場で面材に組立て、現地に搬入する。
- 7) 鋼床版の架設
耐風安定性向上のため、中央径間半載架設、側径間全載架設とする。
- 8) 塗装は、工程および塩分付着の観点から継手部のみ現場で行うものとする。

3. 先行パネル数の検討

中央径間、側径間の径間長の差、工程上および架設応力上の問題等から、中央径間側はある程度の先行架設が必要である。

したがって、上記の架設工法で架設する場合の架設応力等が、先行パネル数とどのような関係になるかを検討した。

即ち、中央径間で最大吊材張力の発生するSTEP-15に着目し、中央径間のパネル数が側径間に對し、それぞれ12、14、16パネル多い場合について試算したが、吊材張力、補剛桁の曲げモーメント、せん断力共にほとんど差はみられなかった。補剛桁の垂直変位については、先行パネル数が増加するにしたがい、中央径間の変形量が大となり、側径間は少なくなる。

この計算結果と工期短縮の目的を考慮し、最大先行パ

表-6. 先行パネル数の比較検討数値

種 別	先 行 パネル数	中 央 径 間		側 径 間	
		3P方	4P方	2P方	5A方
ハンガー張力 (t)	12	318.8	318.8	345.8	347.2
	14	319.9	319.9	342.9	344.3
	16	320.9	320.9	354.7	352.6
補剛桁 曲げモーメント (tm)	12	19,553	19,540	5,886	5,928
	14	19,912	19,901	5,886	5,928
	16	22,222	20,021	5,884	5,926
補剛桁 剪断力 (t)	12	429.0	429.1	383.3	385.7
	14	435.1	435.1	383.5	385.7
	16	440.4	440.4	383.2	385.5
補剛桁 垂直変位 (mm)	12	1,297	1,305	2,416	2,415
	14	1,908	1,916	1,922	1,918
	16	2,443	2,451	1,946	1,977

ハンガー張力：中央径間は架設先端から4本のハンガーの張力を平均し、側径間は3本の平均値

曲げモーメント：各区間での最大曲げモーメント (+)

剪 断 力： " 最大剪断力 (-)

垂 直 变 位：" 最大垂直変位 (前死完成系からの下り量)

ネル数を14パネルとした架設段階図に基き架設することにした。表-6に先行パネル数の検討数値を示す。

4. 稼働率の検討

全体工程計画は、施工計画の基本方針に基き、作業の種別、内容、工程の詳細計画を行った後、各作業の施工順序をきめ、架設資機材・労務者等の適材配置を考慮し、全工事期間を通じて忙しさの均等化をはかることが目的であり、契約条件を満足しつつ、工事の実行予算に見合った工程管理を行うため必要で、かつ、欠かせないものである。

通常の橋梁上部工架設工事の工程計画は、計画の基本方針に伴なって、おのずとその大綱が決められるのが一般的である。ところが、本橋の架設地点は自然条件の厳しい環境下にあり長期にわたる本工事の正確な工期を決定するうえでは、気象条件による作業限界の設定および稼働率の算定は非常に重要である。

このような観点から、本工事の計画においては、作業限界気象を設定し、これに基き算定された稼働率を用いて工程を計画した。

表-7. 作業区分と限界気象

気象階級	限界気象	作業区分
I	瞬間風速 20m/sec 10分平均風速 15m/sec 波高 1.5m	(1)一般船輸送：港施設から出入する船輸送で骨材、セメント、鋼材等を作業基地港に運ぶのはこれに属する。ただし、沖合の作業足場に接岸する作業は除く。 (2)海上作業足場作業：陸からつき出した桟橋足場や海上に設けられた堅固で大きな足場上での作業で、ほとんど陸上作業に近い状態のもの。
II	瞬間風速 14m/sec 10分平均風速 10m/sec 波高 0.6m 潮流 2ノット	(3)船上作業：船による測量や音波調査・作業船による沈設アンカー作業、支持わくやケーランの曳航船によるしゅんせつ作業等。 (4)沖接岸：港外にある固定物(バージ・作業足場)に接岸しての荷の揚げ下ろしをする普通の作業 (5)潜水作業：水深30m以下の軽作業 (6)ワイヤ作業：キャットウォーク、クレンケーブル、ハンガー等相当剛性のあるワイヤ類の取り扱い作業
III	瞬間風速 11m/sec 10分平均風速 8 m/sec 霧視程 4 km 日雨量 2 mm	(7)重量物取扱：10t以上のものを運搬・吊り揚げ・接合するような高所での作業(接岸と水切りが困難) (8)索線屋外作業：細い索線類を屋外で長い距離取扱う作業
IV	瞬間風速 7 m/sec 10分平均風速 5 m/sec 日雪量 1 mm	(9)精密作業：精密測量作業や調整作業 (10)溶塗・塗装：小屋掛けなど設備がある場合を除き、海上で行なう溶接・塗装の作業

本州四国連絡橋調査概要報告書(S.45-3)より

(1) 作業区分と限界気象の設定

稼働率は、作業限界気象条件と長期間にわたって収集された気象データにより求めねばならない。

作業区分と限界気象については、本州四国連絡橋調査概要報告書（建設省、昭和45年3月）で、数年間の海上での調査作業の分析整理や諸外国の長大橋の記録、国内での各種工事実績を資料にして、表-7に示す限界値を掲示している。この数値を参考にして定めた本橋の工事における「作業区分と限界気象」を表-8に示す。

表-8. 本工事における「作業区分と限界気象」の設定

気象階級	限界気象	作業区分
I	瞬間風速 20m/sec 10分平均風速 15m/sec	(1)海上足場上營繕設備及び仮設々備の設置組立作業 (2)塔下頂版上仮設々備の設置組立作業 (3)移動防護工、局部防護工の地組立作業
II	瞬間風速 14m/sec 10分平均風速 10m/sec 波高 0.6m 潮流 2ノット 時間雨量 0.5%/H	(4)部材水切作業及び横持ち作業 (5)各吊上設備の段取作業 (6)塔部端床トラスの頂版上での地組作業 (7)塔部EXP、橋台部EXPの架設作業 (8)防護柵、道路EXP添架物等の調整作業 (9)H.T.B本綫作業（ただし無降雨日とする） (10)足場組立、解体作業 (7)～(10)は全て高所作業とする
III	瞬間風速 11m/sec 10分平均風速 8m/sec 霧 視程1km 時間雨量 0.5%/H	(11)移動防護工、局部防護工の吊上げ及び解体作業 (12)トラベラクレーン組立、解体作業 (13)補剛桁部材荷揚作業及び橋上運搬作業 (14)補剛桁架設作業 (15)残鋼床版架設作業 (16)吊材引込み作業 (17)移動防護工等及びトラベラクレーンの移動作業 (18)検査車の架設（ただし塔部作業）
IV	瞬間風速 7m/sec 10分平均風速 5m/sec 時間雨雪量 なし	(19)精密測量作業 (20)溶接、塗装作業

(2) 稼働率算定の基本事項

稼働率については、立地条件および考え方で種々の算定方法があるかと思うが、ここでは、今回行った稼働率算定の際の基本的な考え方を示す。

(a) 気象調査資料

風雨データーの分析に用いた資料は、本州四国連絡橋公用鳴門工事事務所より入手した鳴門海峡の気象資料であり、その内容を表-9に示す。

今回の分析に用いたのは、補剛桁の架設に特に関係あると思われる観測地点の風関係のデーター3種類と、雨関係のデーター1種類の計4種類である。なお、算定にあたっては、昭和50年4月～昭和54年3月までの4年間の風雨資料を分析した。気象観測地点位置は図-1によ

表-9. 気象資料データー

資料No.	気象データ	観測場所	観測期間	今回分析した資料
1	風向風速	中瀬(海上ステーション)3P	49/11-17 ～54/3-31	○
2	"	裸島(海上ステーション)4P " 頂上	50/9-30～52/6-13 52/6-13～54/3-31	○
3	"	門崎観測所(No.4)	46/12-1 ～54/12-31	○
4	"	門崎(海上ステーション)1A	50/5-22 ～52/9-31	
5	"	大毛(海上ステーション)5A	50/5-21 ～52/9-31	
6	降水量	本四公団第1建設局 鳴門工事事務所	50/4-1 ～55/6-31	○

る。

(b) 稼働率算定に用いた要因

稼働率算定に用いた要因は次のとおりである。

- 風速
- 降雨量
- 暦・休日
- 作業限界風速、雨量

今回の検討には、部材輸送が海上輸送であることから水切可能日の算定等に海象条件も必要であったが、波高、視程等の調査資料が入手できなかった。しかし、波高はほとんどが風速と相互関係にあるほか、外洋からのうねりの影響が大きいものであり、一方、視程に影響する瀬戸内海特有の霧の多発生月は一応分かったため、風雨データーで十分と考えた。

(c) 稼働率算定に当って考慮した事項

稼働率算定に当って、風雨データーの分析結果や暦休日にについて次のような点を考慮して検討を行った。

- 1) 時間帯の違いにより、風の吹送率が異なるので、シフト時間を仮定し、各シフトに対する不稼働日数を求めた。シフトは現場作業時間帯を考慮して日中を6時～12時までと12時～18時の2シフト、夜間を18時～6時とした1シフト、計3シフトに分けて算定する。
- 2) 休日は表-10に示す通り4ケース設定し、比較検討する。

表-10. 休日の設定ケース

Case	暦休日	正月休み	盆休み	年間休日計	備考
1	64	3	3	70日	曆上の日・祭日と正月休み、盆休みのすべてを休日日数と考えた場合
2	48	6	1	55日	毎月日曜日4回と正月休み、盆休みを休日日数と考えた場合
3	36	5	2	43日	月休みを3回とし、かつ、正月休み、盆休みを休日日数と考えた場合
4	24	4	2	30日	月休みを2回とし、かつ、正月休み、盆休みを休日日数と考えた場合

- 3) 降雨量の取扱いについても風の集計と同じく、時間シフト別とし、雨の不稼働日算出にあたっては、シフト前後の降雨量によって次のように定めて算定する。
- 作業開始前の6時間累計降雨量が1mm/6Hを越えた場合は、午前中を半日不稼働とする。
 - 作業開始の2時間前の時間雨量が0.5mm/H有る場合も半日不稼働とする。
 - 午後からの降雨については、午後1時から2時の間の時間雨量が1mm/H有った場合は、午後からを半日不稼働として算定する。

(d) 稼働率算定の分析手順

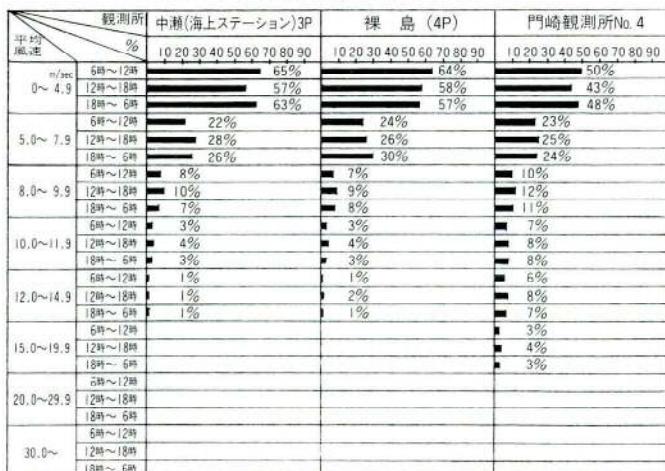
稼働率算定の分析は以下の順序で行った。

- 1) 各観測地点のシフト別、風速階級別データー仕分けを行う。風速階級は先に定めた限界気象に準じて表-11に示すように、9段階について行った。表-12には各観測地点を調査した4年間の年平均風速階級吹送率集計グラフを示す。

表-11. 10分間平均風速の階級区分

段階	10分間平均風速
1	0 ~ 4.9 m/sec
2	5.0 ~ 7.9
3	8.0 ~ 9.9
4	10.0 ~ 11.9
5	12.0 ~ 14.9
6	15.0 ~ 19.9
7	20.0 ~ 29.9
8	30.0 ~ 39.9
9	40.0 ~

表-12. 年平均風速階級別吹送率集計グラフ



- 2) 4年間の月別および年平均の吹送率集計グラフより、先に定めた作業区分と限界気象に合わせ、気象階級別の不稼働日数を算出した。

なお、ここで各観測地点の集計データーから判断し、作業場所で用いる不稼働日算定の使用データーには表-13に示すように作業足場上では中瀬(海上ステーション)3Pのデーターを、塔頂及び補剛桁上の高所作業には門崎観測位置のデーターを使用するよう絞りこみを行った。

表-13. 稼働率算定に用いるデーター箇所と気象階級

	気象階級	限界風速	使用したデータ
作業足場上	I	15m/sec	中瀬(海上ステーション)3Pのデータ
	II	10m/sec	"
塔頂補剛桁上	II	10m/sec	門崎観測位置のデータ (No.4)
	III	8m/sec	"
IV	5m/sec	"	

また、風速資料データーについては作業場所と各観測地点の高度差に対し、補正を行った。表-14にその補正換算表を示す。

- 3) 次に降雨量に基く不稼働日を各シフト別に算出した。
- 4) 風および雨による不稼働日数の算出を行った後、

表-14. 各作業別限界風速と各観測地点と風速換算表

観測場所	作業場所 基準高H(m) 気象限界風速 Ver(m/s) (3)	塔頂				補剛桁上				作業足場上			
		141.98m				70.0m				10.0m			
		I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
中瀬(海上ステーション)3P (H=10.0m)	$\alpha = 1.393$					1.275				1.0			
裸島(海上ステーション)4P (H=10.0m)	$\alpha = 1.393$					1.275				1.0			
門崎観測所 (No.4) (H=42+69 =111)	$\alpha = 1.031$					0.944				0.740			
	$V_{cr} = 14.5, 9.7, 7.8, 4.8, 15.9, 10.6, 8.5, 5.3, 20.3, 13.5, 10.8, 6.8$												

$$\alpha = (H/H')^{1/3} : \text{高度による補正係数}$$

$H' : \text{各観測所の風速計の高さ (m)}$

$$V_{N,H,T} = \frac{V_{cr}}{\alpha} : \text{各作業場所の限界風速に対する各観測所の限界風速 (m/sec)}$$

風雨のみによる稼働率を、次式により算出した。

$$\text{稼働率} = \frac{(\text{風による稼働日数}) - (\text{風による稼働日数に含ま}\text{れる雨による不稼働日数})}{\text{観測日数}} \times 100$$

- 5) 次に風雨と休日を考慮した稼働率の算出を行った。風雨による不稼働日数に休日を考慮し、重複させた時の不稼働日数の算出には次式を用いた。

$$K = L \times \frac{N - M}{N}$$

ここで、

K : 休日を考慮して低減した気象による1ヶ月間の不稼働日数

L : 風雨による1ヶ月間の不稼働日数

M : 1ヶ月のうちの休日日数

N : 1ヶ月の総日数

(e) 調査結果

4年間の気象観測資料より求めた「風雨と休日を考慮した年間稼働率を表-15に、休日の3ケース、4ケースに対する月別稼働率を表-16に示す。

検討始めには、1日を3シフトに分け、調査分析を行なったが、本橋の工事では夜間作業時における照明が、架橋下を航行する船舶に幻惑を与え、安全操行に支障をきたすとの理由で夜間作業は原則として行なわないとの条件になった。したがって、月別稼働率は日中（6時～18時）のデーターを示した。

表-15. 風雨と休日を考慮した年間稼働率(%)

シフト	休日ケースと年間休日日数	作業場所		塔下作業		橋上および高所作業	
		Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ		
昼間 (6時～18時)	15m/sec 0.5mm/H	10m/sec 0.5mm/H	10m/sec 0.5mm/H	8m/sec 0.5mm/H	5m/sec 無降雨		
	ケース1 70日	70.6	66.9	60.4	52.3	30.8	
	ケース2 55日	74.2	70.3	63.5	55.0	32.4	
	ケース3 43日	77.1	73.0	65.9	57.1	33.6	
夜間 (18時～6時)	ケース1 70日	70.4	67.3	60.9	53.2	32.2	
	ケース2 55日	74.0	70.7	64.0	56.0	33.9	
	ケース3 43日	76.8	73.5	66.5	58.1	35.2	
	ケース4 30日	79.9	76.5	69.2	60.5	36.6	
日平均	ケース1 70日	70.3	67.1	60.5	52.6	31.2	
	ケース2 55日	73.9	70.5	63.6	55.3	32.9	
	ケース3 43日	76.8	73.2	66.1	57.4	34.1	
	ケース4 30日	79.8	76.2	68.7	59.7	35.5	

表-16. 風雨と休日を考慮した月別稼働率(%)

シフト	月	作業場所 気象階級 限界気象	塔下作業		橋上および高所作業		
			I 15m/sec 0.5mm/H	II 10m/sec 0.5mm/H	II 10m/sec 0.5mm/H	III 8m/sec 0.5mm/H	IV 5m/sec 無降雨
ケース3 年間休日日数 43日	1	77.2	67.7	53.3	44.9	23.4	
	2	79.8	72.5	54.9	45.4	25.7	
	3	79.0	75.7	66.3	55.0	31.7	
	4	76.1	71.3	61.4	55.4	30.3	
	5	78.7	75.8	68.3	58.6	34.7	
	6	70.4	68.5	67.1	61.2	35.3	
	7	81.2	79.3	72.5	64.9	42.6	
	8	71.0	69.9	69.0	61.9	39.9	
	9	75.0	74.6	71.2	65.2	36.4	
	10	72.7	71.6	71.9	67.2	45.0	
	11	78.8	73.5	74.5	59.0	32.5	
	12	79.1	75.2	65.3	48.7	27.4	
	年日中平均	77.1	73.0	65.9	57.1	33.6	
ケース4 年間休日日数 30日	1	80.3	70.4	55.0	46.7	24.4	
	2	83.0	75.4	57.1	47.2	26.7	
	3	81.9	78.4	68.7	57.0	32.9	
	4	78.9	73.9	63.6	57.4	31.4	
	5	81.5	78.5	70.7	60.7	36.0	
	6	73.0	71.0	69.6	63.5	36.6	
	7	84.1	82.2	75.1	67.1	44.1	
	8	73.7	72.6	71.7	64.3	41.4	
	9	77.8	77.3	73.8	67.5	37.8	
	10	75.3	74.2	74.4	69.6	46.5	
	11	81.7	76.2	77.3	61.1	33.7	
	12	85.2	81.0	70.3	52.5	29.5	
	年日中平均	80.2	76.0	68.6	59.4	35.0	

(3) 稼働率の設定

気象観測資料の調査結果より、本工事における稼働率を工種ごとに表-17のとおり推定した。

表-17. 調査結果より採用した年間稼働率推定値

作業場所	気象階級	作業工種	推定稼働率
塔下作業	I	○海上作業足場上の仮設備組立解体 ○塔下頂版上の仮設備組立解体	80.2%
	II	○部材水切り及び横持ち作業 ○各吊上設備の段取作業 ○端部主横トラスの組立作業	76.0%
橋上作業 及び 高所作業	II	○各吊上設備の段取作業 ○トラベラクレーン、塔付ジブクレーン以外の仮設備組立解体作業 ○道路防護柵、道路EXPの架設作業 ○H.T.B本継作業(但し無降雨日) ○仮設足場の組立解体作業	68.6%
	III	○移動防護工の吊上げ及び解体作業 ○トラベラクレーン、塔付ジブクレーンの組立、解体作業 ○塔柱足場の組立、解体作業 ○補剛桁部材の荷揚げ及び橋上運搬作業 ○補剛桁架設作業及び吊材引込み作業 ○残鋼床版の架設作業 ○架設機材の移動作業	59.4%
	IV	○精密測量作業 ○溶接、塗装作業	35.0%

*ただし、休日ケースはケース4としたとき。

推定にあたっては、次の点を考慮した。

- 1) シフト採用は対外的問題もあったが、本工事は夜間作業が少ないとにより、日中作業時間帯となる6時～12時、12時～18時の平均データを採用した。
- 2) 休日については、建設業界、労働諸団体の推進運動、諸官庁の行政指導とは相反するが、調査結果の低データ値および本四架橋を取巻く社会情勢と先行工事の実績にかんがみ、「ケース4」を努力目標として採用した。
- 3) 資料分析にあたっては本工事（長大吊橋）の特性から、作業場所を高所と低所とに大別することができること、高さによって吹送風速に差が生じること等により、塔下作業と橋上および高所作業の2作業場所に区分けし、階級別の限界気象の目安を定めた上、データー分析を行った。
- 4) 塔下での主要作業は、海上輸送されてきた部材の水切りである。したがって稼働率の推定には、海象条件の影響も考慮しなければならないが、調査資料不足から塔工事の実績および潮汐表による日の出～日没間の転流から南流時間（4～6時間）の調査により稼働率の推定を行うしかなかつた。

気象観測資料の分析に希望数値を加味して求めた表-17から、本工事の工程計画に用いる主要工事の年間稼働率を表-18のように定めた。

表-18. 工程計画に用いた年間稼働率

	工種	稼働率%		摘要
		3P	4P	
1	桁本体架設	60	60	限界気象条件より
2	仮設備作業足場、頂版上	60	70	下部工、塔、ケーブル
3	仮設備桁橋面上、塔頂部	60	60	限界気象条件より
4	現場溶接	50	50	防風対策条件より左記 数値を努力目標とした
5	現場塗装	50	50	"
6	資材水切	10ton未満	60	下部工、塔、ケーブル
		10ton以上	45	

5. あとがき

限られた条件のもとで、与えられた工事を安全第一に遂行すること、これが現場に従事する者の最大の任務である。したがって、過去に実績の豊富な工法に基づいて施工計画を立てるのは当然のことである。しかし一方では、困難な条件を克服する為に新しい試みにあえて

挑戦することもまた技術者の使命であると考える。試みを技術として確立する為には、施工前の綿密な検討が極めて重要であることは論を待たない。

その意味から、工事の実施報告に先立って、本文では大鳴門橋補剛桁の架設工事の施工計画立案に当ってなされた、種々の前検討についてその概略を報告した。特に稼働率の算定については、同種の報告が少ないとから、お読みいただく方々に多少なりともお役に立てるものと自負している。なお、計画立案と本文の執筆に当っては、鳴門工事に務所をはじめとする本四公団の方々、共同企業体の方々、その他多くの関係者の皆様に御指導ならびに御協力をいたしました。末筆ながら、こゝに心から感謝申し上げる次第である。

BASICからFORTRANへの 変換支援プログラム

金原慎一*

パーソナルコンピューター(パソコン)を用いて技術計算用プログラムを作成する場合、選択の対象となる言語は、現時点ではBASICとFORTRANであろう。

BASICでは、ステートメントの編集を文番号を用いて行うのでプログラミングが比較的容易である。また、コンパイルを必要としないので直ちにテストランを行うことができ、デバッグも容易であるが、反面、ユーザーエリアが小さく、一般に演算速度も遅い。

一方、FORTRANはユーザーエリア、演算速度の点ではBASICを遙かに上回っており、構造解析等の技術計算には大変有利である。しかし、実行前にコンパイルを行う必要があり、かつパソコンのコンパイラーの速度が非常に遅いので、プログラムのデバッグに相当な時間を必要とする。またFORTRANソースプログラムは通常、OSコマンドであるエディターによって作成するが、このコマンドによるプログラムの修正、編集はBASICのそれと比べて大変繁雑である。

従って、FORTRANのプログラムを作成する場合、あらかじめBASICプログラムを作成し、これによってロジックのチェックを行った後にこれをFORTRANに変換することが出来れば大変便利である。本文で紹介するものは、上記の手順のうち、BASICソースファイルをFORTRANソースファイルに変換する部分に用いるプログラムである。

表-1はBASICとFORTRANのコマンド及び組み込み関数の対比を示したものである。

本プログラムは、BASICソースファイルをFORTRANソースファイルに変換する際に、修正漏れを無くすること、及び修正作業にあたって面倒なエディターを使用しないことに主眼を置いて作成したものである。このプログラムを実行すると、まず表中の※印を付したコマンドを自動変換した新規のファイルを作成する(中

間ファイルと呼ぶ)。次に、この中間ファイルの内容をプリンターに出力するとともに、自動変換が不可能なコマンドがある場合はそれも含めて出力する(図-1参照)。

表-1. 主なコマンド及び組み関数の対比

項目	BASIC	FORTRAN	
DIM		DIMENSION	※
宣言文	DEFINT, DEFNSG, DEFDBL, DEFSTR %, !, #, \$	IMPLICIT	
四則演算	+, -, *, /	+, -, *, /	
べき乗	^	**	※
入力	INPUT, LINE INPUT	READ(*, nnnn)	
出力	PRINT, PRINT USING LPRINT, LPRINT USING	WRITE(*, nnnn) WRITE(6, nnnn)	
	nnnnn	SUBROUTINE XXXXXX	
Sub. Pro.	GOSUB nnnnn	CALL XXXXXX	
	ON i GOSUB j, k, l, ..., m	-----	
Jump	GOTO nnnnn	GO TO mmmm	
	ON i GOTO j, k, l, ..., m	GO TO (j, k, l, ..., m), i	※
	A=B, A>B, A>=B	A.EQ.B, A.GT.B, A.GE.B	
IF	A<B, A<=B	A.LT.B, A.LE.B	
	THEN, ELSE, ELSE IF	THEN, ELSE, ELSEIF(e)THEN	
関数定義	DEF FNxxx(y, z)= xxx(y, z)=		※
Root	SQR(X), SQR(X#)	SQRT(X), DSQRT(X)	※
余弦	COS(X), COS(X#)	COS(X), DCOS(X)	
正弦	SIN(X), SIN(X#)	SIN(X), DSIN(X)	
正接	TAN(X), TAN(X#)	TAN(X), DTAN(X)	
逆正接	ATN(X), ATN(X#)	ATAN(X), DATAN(X)	※
絶対値	ABS(X), ABS(X#)	ABS(X), DABS(X)	
指數関数	EXP(X), EXP(X#)	EXP(X), DEXP(X)	
自然対数	LOG(X), LOG(X#)	LOG(X), DLOG(X)	
Loop	FOR i=n TO m[Step j]	DO kkkk i=n,m[STEP j]	
コメント	REM,	C	※
文の区切	:	-----	※

* 技術本部設計部設計第二課

この中間ファイルはBASIC上にロードできるので、先に出力したリストを見ながら容易に修正(変換)することができる。こうして変換作業の終ったソースプログラムをASCII SAVEし、このソースファイルにおける各ステートメントの先頭8カラムを取り去ればFORTRANソースファイルとして取り扱うことになる。

```

1000 ♦♦♦ TEST PROGRAM ♦♦♦
1010 DIM Z(3)
1020 INPUT "A=", A
1030 INPUT "B=", B
1040 INPUT "C=", C
1050 INPUT "D=", D
1060 Z(1)=A^2*EXP(B):Z(2)=D*SQR(C):Z(3)=ATN(D)*C^B
1070 FOR I=1 TO 3
1080 ON I GOTO 1090,1110,1130
1090 LPRINT USING "Z(#)=####.#####";I,Z(I)
1100 GOTO 1140
1110 LPRINT USING "Z(#)=##.#####^###";I,Z(I)
1120 GOTO 1140
1130 LPRINT USING "Z(#)=###.####";I,Z(I)
1140 NEXT I
1150 END

```

(a) BASICプログラム



♦♦♦ BASIC → FORTRAN TRANPOSER	[TEST]	.BAS	→	TEST	.MID]	♦♦♦
Col. / 1 67 10 20 30 40 50 60 70	+-----+-----+-----+-----+-----+-----+	+-----+-----+-----+-----+-----+-----+	+-----+-----+-----+-----+-----+-----+	+-----+-----+-----+-----+-----+-----+	+-----+-----+-----+-----+-----+-----+	+-----+-----+-----+-----+-----+-----+

```

10000 ' C      ♦♦♦ TEST PROGRAM ♦♦♦
10010 ' 1010 DIMENSION Z(3)
10020 ' 1020 INPUT"A=",A
      ★★★ « INPUT » がある! ★★★
10030 ' 1030 INPUT"B=",B
      ★★★ « INPUT » がある! ★★★
10040 ' 1040 INPUT"C=",C
      ★★★ « INPUT » がある! ★★★
10050 ' 1050 INPUT"D=",D
      ★★★ « INPUT » がある! ★★★
10060 ' 1060 Z(1)=A**2*EXP(B)
10070 ' 1070 Z(2)=D*SQR(C)
10080 ' 1080 Z(3)=ATAN(D)*C**B
10090 ' 1090 FOR I=1 TO 3
      ★★★ « FOR » がある! ★★★
10100 ' 1090 GO TO (1090,1110,1130),I
10110 ' 1090 LPRINT USING "Z(#)=####.#####";I,Z(I)
      ★★★ « LPRINT » がある! ★★★
10120 ' 1100 GO TO 1140
10130 ' 1110 LPRINT USING "Z(#)=##.#####^###";I,Z(I)
      ★★★ « LPRINT » がある! ★★★
10140 ' 1120 GO TO 1140
10150 ' 1130 LPRINT USING "Z(#)=###.####";I,Z(I)
      ★★★ « LPRINT » がある! ★★★
10160 ' 1140 NEXT I
      ★★★ « NEXT » がある! ★★★
10170 ' 1150 END

```

(b) 中間ファイルのプリントアウト

これとは反対に、FORTRANソースファイルの先頭に文番号を付け加えることにより、中間ファイルとしてBASIC上にロードすることができる。この、中間ファイル→FORTRANソースファイルの変換プログラムをも用意してあることは言うまでもない。

溶接継手の超音波探傷映像化方式実用化研究

その1. 部分溶け込みかど継手の超音波探傷

成宮隆雄* 浜野正義***
森下統一** 大久保一樹****

1. まえがき

橋梁・鉄骨製作における溶接部の非破壊検査のうち、超音波探傷は、増々重要な検査方法となってきているが、超音波探傷は、記録性に劣ること、品質の評価が探傷技術者の技術・経験に大きく左右されること、および客観的な説得性に劣ることが弱点となっている。

一方超音波探傷は、放射線透過試験と比べると、安全性および検査能率が優れているばかりでなく、多用的な情報を入手することができるため欠陥の手直しにおける効率化を計ることができる。さらに超音波探傷は、放射線透過試験では探傷困難な、十字継手およびかど継手等の検査も容易である。

従来の超音波探傷（JIS・Z3060 鋼溶接部の超音波探傷試験方法及び試験結果の等級分類方法）では、欠陥における超音波の反射率（欠陥の最大エコー高さ）とその

範囲（欠陥指示長さ）で欠陥の判定を行っている。これらの手動探傷では、探傷者は、探触子の位置関係およびAスコープ（探傷器のブラウン管）でのエコー高さを読み取り、欠陥の判定を行なわなければならない。

一方最近の自動探傷（NDIS2407では、①走査が機械的に行なわれること。②探傷結果の記録がされること。と定義づけられている。）では、探触子の走査位置とエコー高さをデジタル記録表示する方式が大多数である。これらは、欠陥の寸法を直接的に算定しにくい面がある。理想的には、放射線透過試験におけるフィルム上の欠陥映像のように直接欠陥の形状、寸法および位置が記録されることが望ましい。

そこで、超音波探傷結果の映像化可能なキヤノン製超音波映像装置に注目し、橋梁・鉄骨の溶接部の超音波自動探傷映像化方式の実用化研究を行なった。

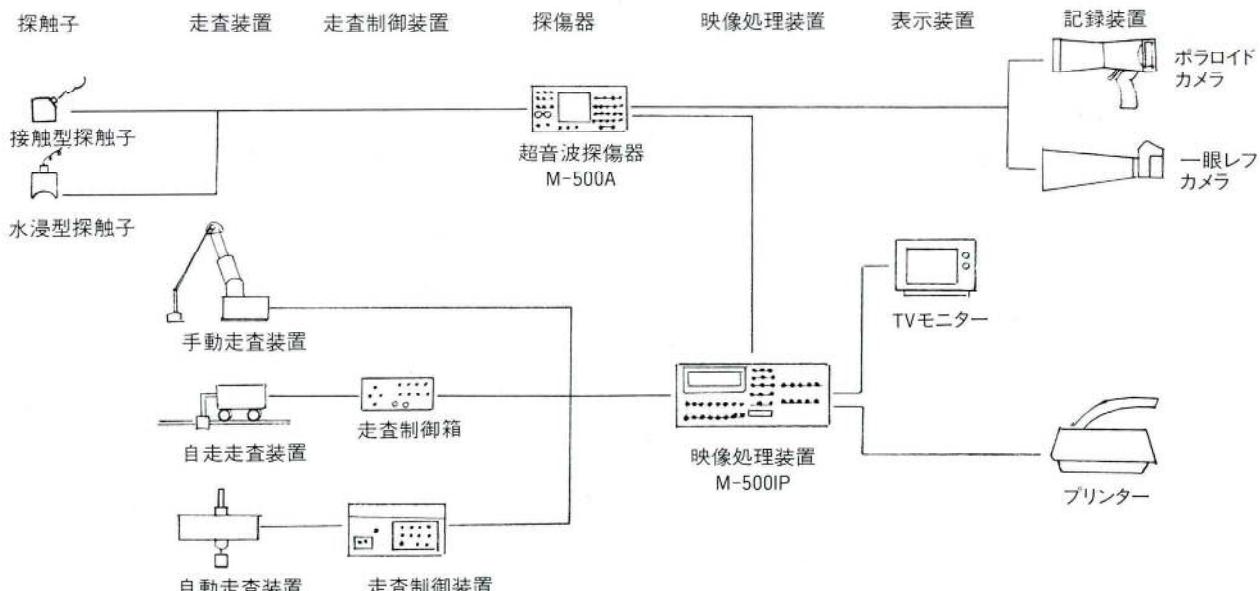


図-1. M-500システム図

* 千葉工場研究室長

*** キヤノン販売㈱

** 千葉工場製造部生産技術課

**** 株工業技術コンサルタント

本文では、放射線透過試験が困難な箱断面かど継手（主として部分溶け込み継手）の超音波自動探傷映像化システムの実用化に成功したので、報告する。

2. 超音波自動探傷映像化システムの概要

(1) 超音波探傷映像装置M-500システム

M-500システム図を図-1に示す。本装置の特徴は、超音波探傷器（以下Aスコープと呼ぶ）からの欠陥信号と探触子の走査装置からの位置信号を全て超音波映像処理装置M-500-IP（以下M-500IPと呼ぶ）でデジタル処理をして、プリンターにて連続記録し映像化していくことにある。図-1に示したシステムの各装置について、種類および機能を以下に示す。

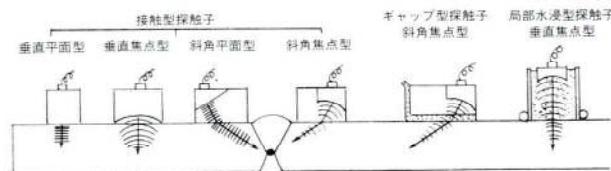


図-2. 探触子の種類

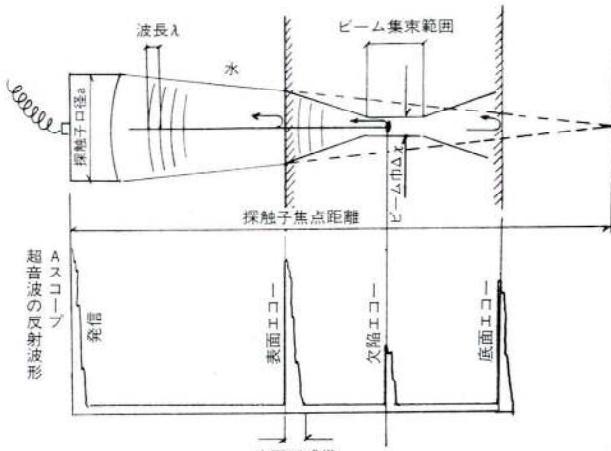


図-3. 水浸型探触子の超音波ビームの光光学的形状

(a) 探触子

本システムに用いることができる探触子の種類を図-2に示す。探触子の選択は、探傷の主目的、継手の形状、板厚等を考慮して行う。本報における部分溶け込みかど継手の探傷の場合は、融合線近傍（以下ルート部と呼ぶ）の欠陥を探傷するため、分解能を高くする必要があり、超音波ビームを絞ることができる焦点型探触子を用いることが有利である。図-3に局部水浸垂直焦点型探

触子の超音波ビームの光学的形状とAスコープ波形状況を示す。

焦点型探触子の近接した2つの欠陥を分離できる能力（分解能）は、理論的には、焦点ビーム束(Δx)に相当する。焦点ビーム束(Δx)は、(1)式で示される。

$$\Delta x = 1.22 \frac{\lambda \cdot f}{a} \dots\dots\dots(1)$$

また Δx の理論分解能をもつビーム束長さ（理論焦点深度 Δy_L ）は(2)式で示される。

$$\Delta y_L = 2\lambda \left(\frac{f}{a}\right)^2 \dots\dots\dots(2)$$

λ ：超音波の波長（水中）mm

f ：探触子焦点距離（水中）mm

a ：探触子有効口径mm

Δx ：理論分解能mm

Δy_L ：理論焦点深度mm

(b) 走査装置および走査制御装置

探触子を鋼板平面上で平面的に移動させる装置を走査装置またはスキャナーと称し制御装置と接続し、走査距離、走査速度、走査ステップおよび自走速度等を制御する。

(c) 超音波探傷器（M-500A）

M-500Aは、従来の超音波探傷器としての機能のほかに、映像処理装置M-500IPからの映像を表示するモニターとしての機能を持っている。従って、同じモニターを使ってAスコープ波形と映像を必要に応じて、切換えて観察することができる。

(d) 映像処理装置（M-500IP）

超音波探傷器からの入力信号、走査装置からの位置信号および探傷条件を入力し、映像処理を実行して出力する。本システムの中核機能である。

(e) 表示装置

映像処理装置からの出力信号により、TVモニター及び白黒（またはカラー）プリンターに連続記録し映像化することができる。

(2) かど継手超音波自動探傷映像化システム

M-500システムを用いて、かど継手の部分溶け込みおよびすみ肉継手の超音波自動探傷映像化システム（以下M-500CHP-5システムと呼ぶ）を開発した。

図-4に本システムの構成フロー・チャートを示す。

本システムに用いる各装置について以下に示す。

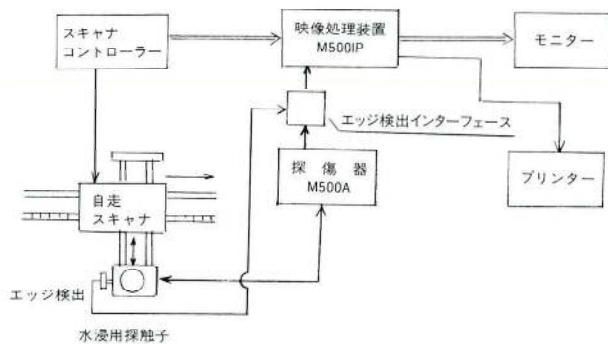


図-4. M-500CHP-5システムフローチャート

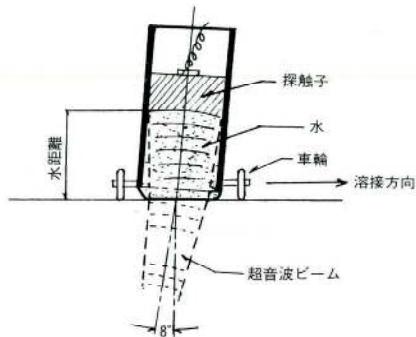


図-5. 局部水浸探触子ホールダー

(a) 探触子

図-2に示した局部水浸垂直点型探触子1個のみを用いて探傷を行う。探触子は、図-5に示す水筒状ホルダーに水浸固定され、探傷面と接する部分は0.2mmのゴム膜で密封されている。ゴム膜（スクラバー）との接触面は水で濡され、接触媒質の役割を果すと共に、走査の円滑化と安定した接触を保つようしている。なお垂直探触子を用いているが、分解能（ルート部欠陥と融合線下の未溶着部の分離能力）を高めるため、探触子は、溶接方向に対して逆方向に傾け、鋼材内部で超音波ビームが8°傾むくようになっている。

(b) 走査方法

本システムにおける走査方法は、図-6に示した自走スキャナーによる方形スキャン方式を採用している。この自走スキャナーは、パルスマーターを用いたレール駆動により、スキャナコントローラーでスキャンスピード、スキャン幅を操作することができる。

かど継手の操作図とAスコープ像の1例を図-6に示した。本システムの走査条件を下記に示す。

スキャンピッチ ; 粗探傷0.75mm/pitch

精密探傷0.5mm/pitch

スキャン巾 ; 38mm

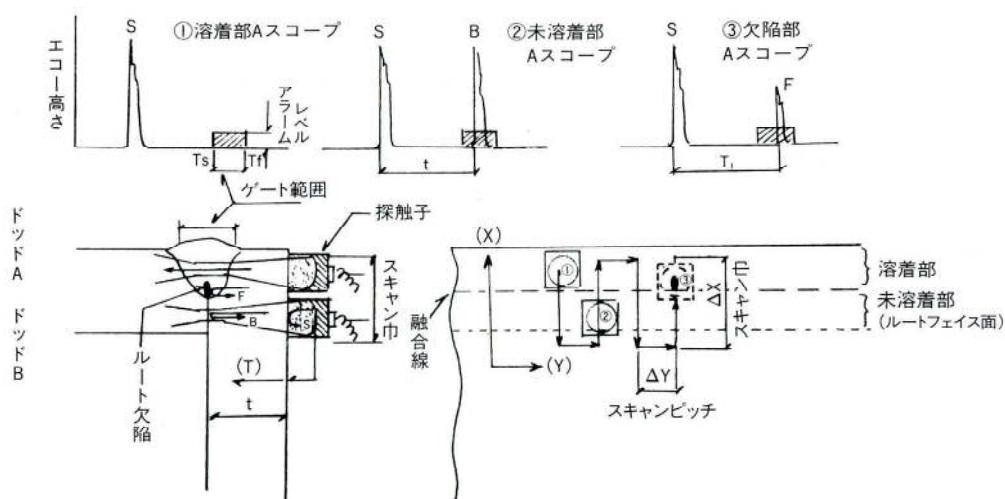


図-6. かど継手の走査図とAスコープ

スキャンスピード；粗探傷250mm/sec

精密探傷150mm/sec

探傷速度 ; 粗探傷 約8m/h

精密探傷約4m/h

(c) 映像化方式および表示装置

図-6に示した走査において超音波の反射エコーが、

Aスコープのゲート範囲（鋼中のビーム路程 $T_s \sim T_f$ 範囲）においてアラームレベル以上の場合は映像化処理装置へOn信号を送り、反射エコーがゲート範囲外およびゲート範囲内でもアラームレベルより低い場合Off信号を送る。同時に走査位置（X方向は0.25mmピッチ、Y方向はスキャンピッチ、ビーム路程T方向は0.25mm

ピッチ)もOn-Off信号に対応してメモリーされる。これらの情報は、逐次プリンターに出力され映像化していく。この状態を図式化したのが図-7である。図-7の映像は、探傷面に対して平面像でありこれをCスコープと称する。このほか探傷面に対して直角断面の映像として、FrontBスコープおよびSideBスコープがある。ただし連続記録方式の場合は、SideBスコープのみがCスコープ(平面像)と同時記録される。各スコープの見方を図-8に示す。なおCスコープには、継手ののど厚または溶け込み量も表示させることができる。

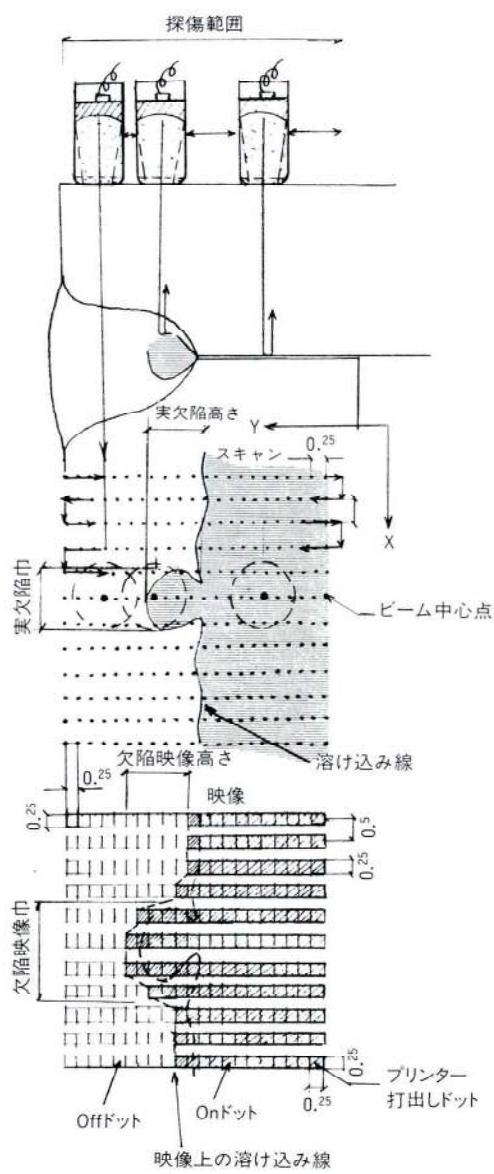


図-7. 走査と映像化の図式

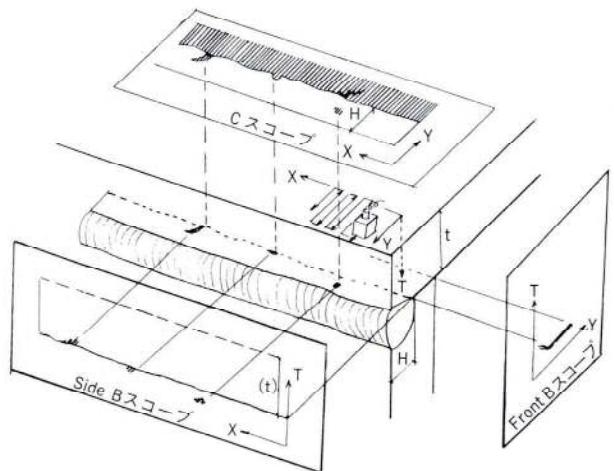


図-8. 各スコープの見方

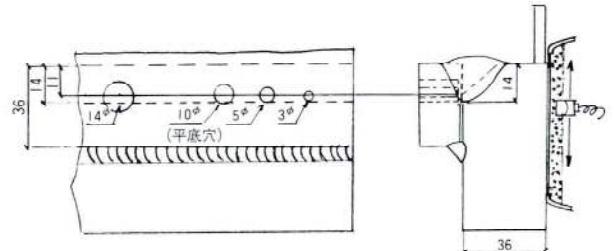
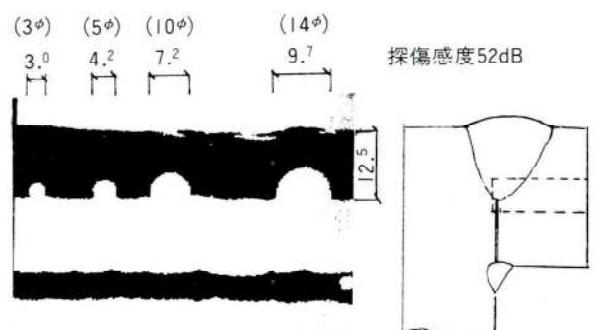


図-9. かど継手平底穴試験片



()内はドリル平底孔径

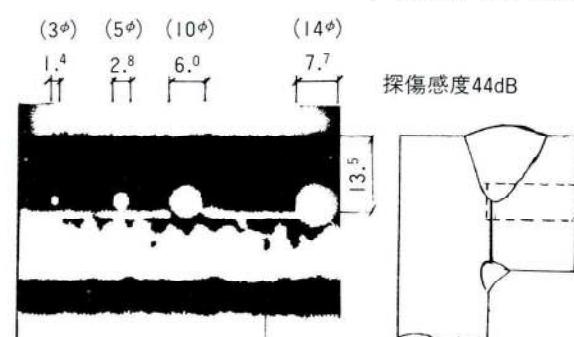


図-10. 平底穴試験片の映像例

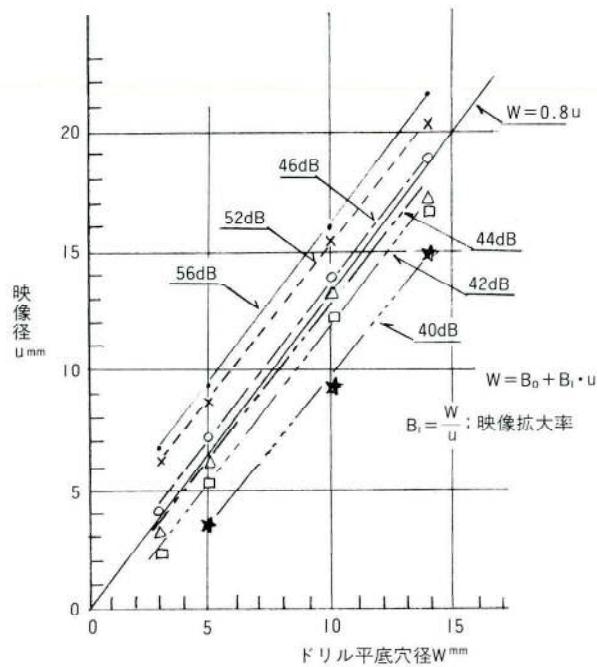


図-11. 平底穴試験片の穴径と映像寸法

(d) 探傷感度およびアラームレベルと分解能および映像形状・寸法について。

本システムをかど継手の探傷に適用するにあたって、図-9に示す試験体を製作し、そのルート近傍に3φ、5φ、10φ、および14φの平底孔を明け、映像寸法と実寸法の関係を調査した。ただし、本実験ではスクラバーエローラー局部水浸法を用いず、水タンクに探触子を入れる部分水浸法を用いた。図-10に、アラームレベルを一定にし探傷感度を変えた場合の映像の変化の例を示した。また、各探傷感度における実寸法と映像寸法（幅寸法）の関係を図-11に示した。

これらの結果から次のことが確認された。

- 1) 探傷感度を高くすると、アラームレベル一定なら映像寸法も大きくなるが、実寸法と映像寸法には、感度に関係なく比例関係が成り立つ。
- 2) 探傷感度を高くすると、映像上の融合線が盛り上り、のど厚が小さくなる。またルート部近傍の欠陥と融合線との分解能が悪くなる。
- 3) 探傷感度を低下させると、ルートフェイス面の圧着効果が現われ、ルートフェイス面と溶着部が映像上区別できなくなる。

3. かど継手（部分溶け込みおよびすみ肉継手）の探傷性能確認試験。

本州四国連絡橋における鉄道・道路併用長大橋では、極厚の調質高張力鋼が多量に用いられており、溶接継手の疲れ強さが設計上の要点となっている。従って製作上溶接継手の品質には十分な考慮がなされているが、トラス弦材等のかど継手（部分溶け込みおよびすみ肉継手）の非破壊検査に十分な信頼性のある方法がなかった。特に部分溶け込みまたはすみ肉溶接継手で形成されるかど継手のルート部の欠陥は疲労上の弱点となることが明らかにされてから、ルート部欠陥の検出が急務とされてきた。これらの技術的要請に基づき筆者らは、ルート部の微小欠陥を融合線と分離・検出し、欠陥の大きさを定量的に算定するため、水浸焦点型探触子を用いた「Cスコープ映像化方式」を提案し基礎的実験を行ない昭和55年11月にJSSC工作基準小委員会にて発表した。

本システムは、1つの探傷子により溶接部を全て走査するため多用的な情報が1回で得られるが、探傷速度には自から制限がある。能率を上げるために走査ピッチを大きくすると、微小欠陥を見逃す恐れがある。即ち、方形走査（仮に走査ピッチ0.5mm、走査範囲38mm、走査速度200mm/secとする）は、スキャニングをしない直線走査に比べて、走査距離は実に76倍になる。従って本システムは、多用的な情報が分り易い映像記録で得られることに特徴があり、そのため或る程度探傷速度は犠牲にせざるを得ない。なお昭和55年当時より現システムM-500CHP-5に至る過程は、信頼性の向上とデータ処理機能および記録方法等の実用機としての改良を行ない、きめ細かいデータの集積に費された。

以下にM-500CHP-5システムによるかど継手の探傷性能確認試験結果を記す。

(I) 人工欠陥試験片を用いた性能確認試験

部分溶け込みおよびすみ肉継手における超音波探傷に要求される性能は下記の通りである。

- 1) 溶け込み線形状が記録され、溶け込みの不整等が分ること。
- 2) のど厚または溶け込み量が算出できること。
- 3) ルート部欠陥（プローホール、スラグ巻き込み等）を融合線と分離検出し、欠陥の種類を判別してその寸法（幅×高さ）を推定できること。
- 4) ルート部以外の溶接部の欠陥を検出し、その寸法（幅×高さ）を推定できること。

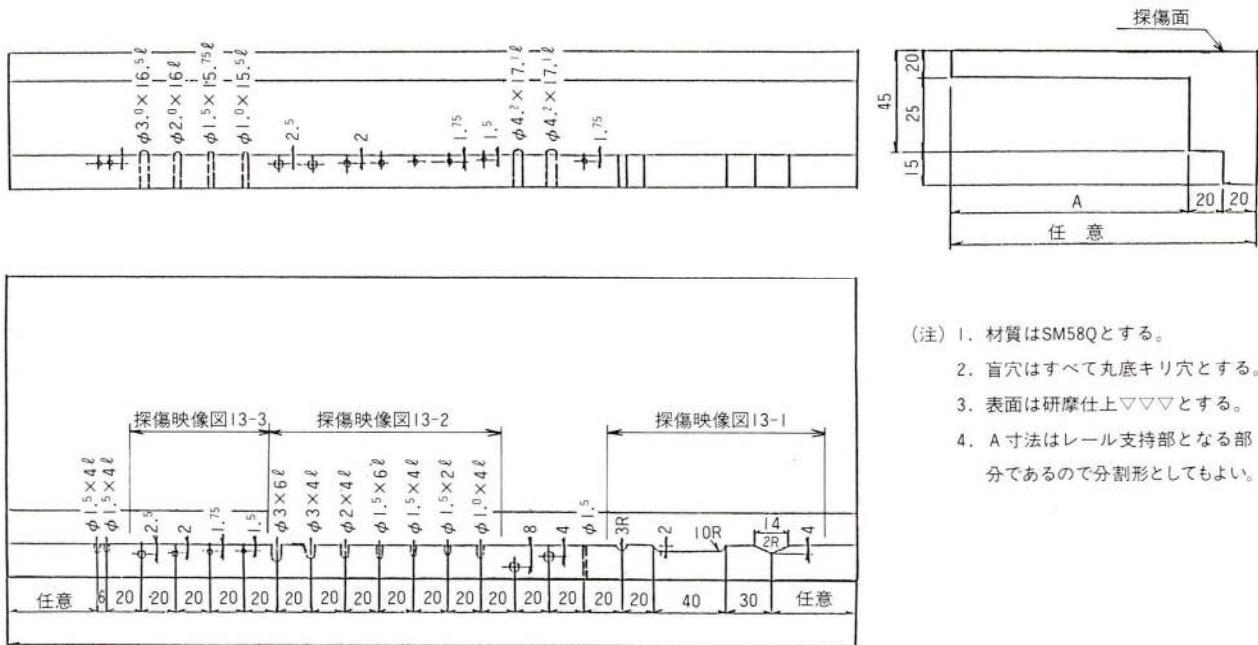


図-12. 人工欠陥対比試験片 (HRB-1)

表-1. 探触子諸元

探触子 No.	周波数	有効径	焦点距離	分解能(測定)	探傷板 厚範囲
No. 1	5MHz	1.5インチ (約38mm)	190mm (水中)	-2dB集束ビーム径 1.0mmφ	30~42mm
No. 2	5MHz	1.5インチ (約38mm)	230mm (水中)	-2dB集束ビーム径 1.4mmφ	42~55mm

5) その他ルートギャップへの溶着金属のたれ込み、およびルートフェイス面に生じたスリ傷等が検出できること。
これらの要求性能を確認するため、図-12に示した人工欠陥試験片を用いた探傷映像を図-13-1～3に示す。図中の数字は映像寸法であり、()内の数字は、試験片の実寸法である。

なお探傷条件は、下記に示す通りであり、今後の探傷は特に記載しない限り下記条件で行なった結果である。

- (a) 使用探触子の諸元を表-1に示す。
- (b) 探傷感度は、探傷板厚と同一深さにある1.5φの横穴人工欠陥に探触子の水距離を調整して焦点を合わせ、1.5φの欠陥エコーをAスコープで100%にし、これにプラス6dBの感度とした。アラームレベルはAスコープ20%とした。

(2) 自然欠陥試験片を用いた性能確認試験

図-14に示す部分溶け込み継手およびすみ肉継手の試験片を各々5体および2体製作した。試験片の長さは約

1mとし、各試験片の溶接はサブマージアーク自動溶接で行ない、溶接部には故意に溶接欠陥を挿入した。これら試験片をM-500CHP-5システムを用いて探傷した。探傷時の状況を写真-1～3に示した。

(a) ルート部欠陥

探傷後各試験片は、ビードを縦断面に破断し、波面に現われた欠陥の位置および形状・寸法を記録して、探傷映像記録と対比させた。表-2に波面で認められた欠陥の数と探傷検出数および探傷検出率を示した。ただし検出とは、波面の欠陥位置と映像の欠陥位置が±5mm以内に対応した場合をいう。

図-15に波面写真と映像記録の対比図を示した。波面から測定した欠陥寸法〔幅(W)×高さ(H)〕と対応した映像寸法〔幅(u)×高さ(h)〕との散布図を図-16-1～4に示した。これらの散布図から部分溶け込み継手およびすみ肉継手各々につき、W-u回帰式、H-h回帰式を求め、回帰式の95%信頼区間(図中1点破線で示した)および映像寸法を基に回帰式より求めた推定欠陥寸法 \hat{W} に対する個々のデータの95%信頼区間(図中点線で示した)を求めた。しかしこれらのデータには、超音波上分離不可能な微小欠陥群および映像上には欠陥として現れているが、波面には認められなかったもの(波面以外のところに発生したと思われる欠陥)等異常データも含められているため、回帰式がゆがめられているこ

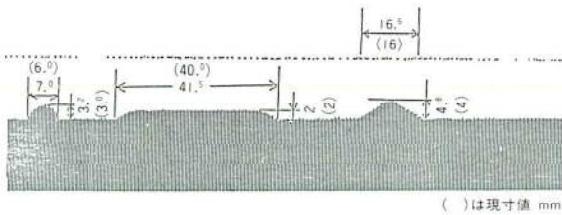


図13-1. ルート変化モデル探傷映像

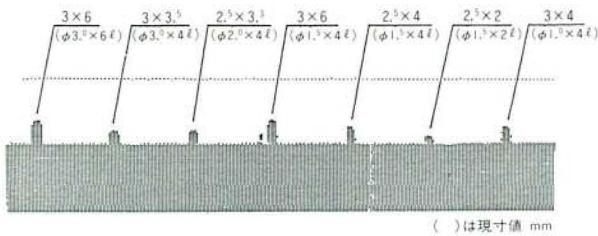
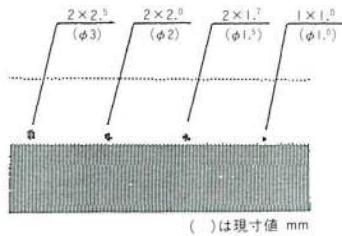


図13-2. 横穴探傷映像



(注) 図13-2. に表示した面の裏から探傷するため、探傷映像(図13-1~3)は図13-2とは上下が逆になる。

図13-3. 縦穴探傷映像

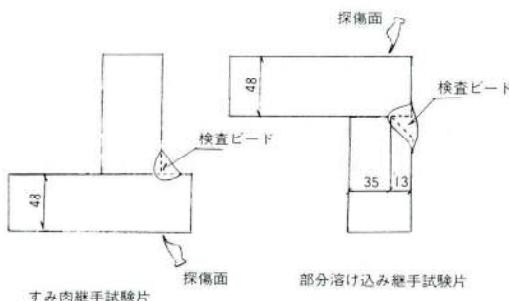


図14.

とが考えられる。従って波面観察の結果明らかに異常データと思われるものは除外して回帰式を求め、実用的な推定式（映像寸法より欠陥寸法を推定する式）を下記の通り決定した。

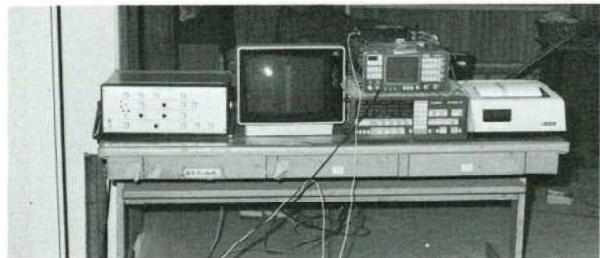


写真-1. M-500CHP-5

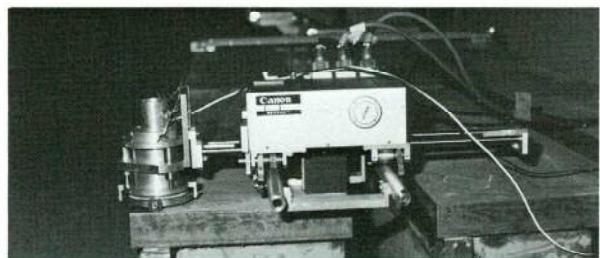


写真-2. スキャナーおよび探触子

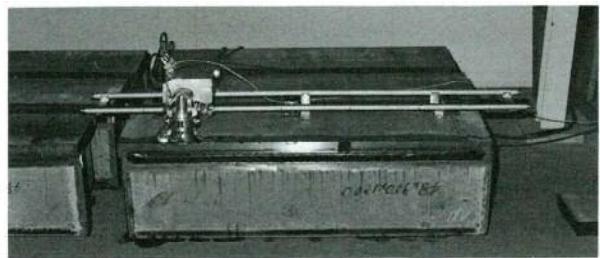


写真-3. 探傷状況

表-2. 自然欠陥試験片 破面欠陥数と探傷検出数及び検出率

欠陥サイズ	$0.5 \leq W < 1.0$	$1.0 \leq W < 1.5$	$1.5 \leq W < 2.0$	$2.0 \leq W < 2.5$	$2.5 \leq W < 3.0$	$3.0 \leq W < 3.5$	$3.5 \leq W < 4.0$	$4.0 \leq W < 4.5$	$4.5 \leq W < 5.0$	$5.0 \leq W$
部分溶け込み継手 検出個数	45	44	58	70	43	58	23	24	9	24
部分溶け込み継手 検出手率	28	26	45	63	43	54	23	24	7	24
すみ肉溶け込み継手 検出個数	78	35	20	21	5	6	8			
すみ肉溶け込み継手 検出手率	23	14	16	20	6	6	8			
すみ肉溶け込み継手 検出手率	29.5	40.0	80.0	95.2	100	100	100			

部分溶け込み継手 ; $\hat{W}_G = 0.95u$

$$\hat{H}_G = 1.0 + h$$

すみ肉継手 ; $\hat{W}_F = 0.86u$

$$\hat{H}_F = 1.0 + 1.1h$$

ここで

\hat{W}_G ; 部分溶け込み継手の欠陥推定幅

\hat{H}_G ; 部分溶け込み継手の欠陥推定高さ

\hat{W}_F ; すみ肉継手の欠陥推定幅

\hat{H}_F ; すみ肉継手の欠陥推定高さ

u ; 映像から求めた欠陥の幅寸法

h ; 映像から求めた欠陥の高さ寸法

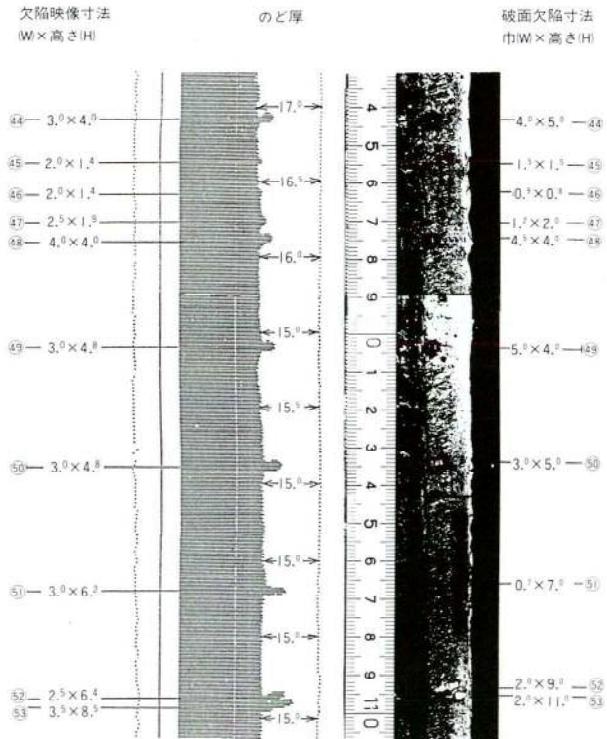


図-15. 破面と映像記録の対比

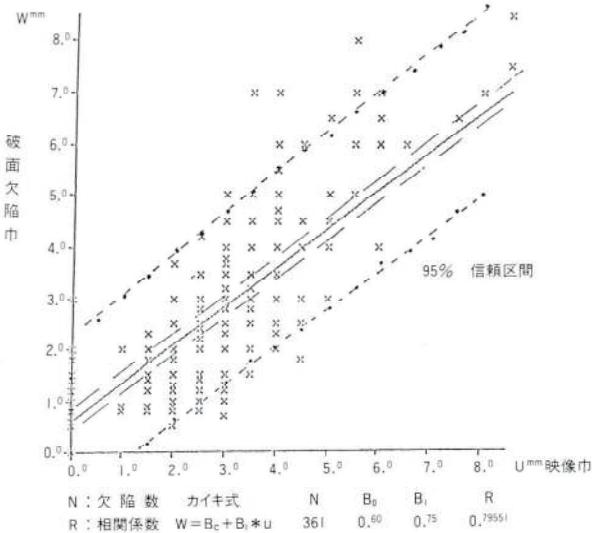


図-16-1. 部分溶け込み継手の欠陥巾と映像巾の相関

(b) 部分溶け込み継手ののど厚

図-16に示した映像記録から求めたのど厚は、波面から求めたのど厚と比べると平均して-0.85mmであった。
(n=164個) 従って映像から求めたのど厚を ℓ mmとすると、推定のど厚 \hat{L} は、 $\hat{L}=0.85+\ell$ とするのが妥当である。

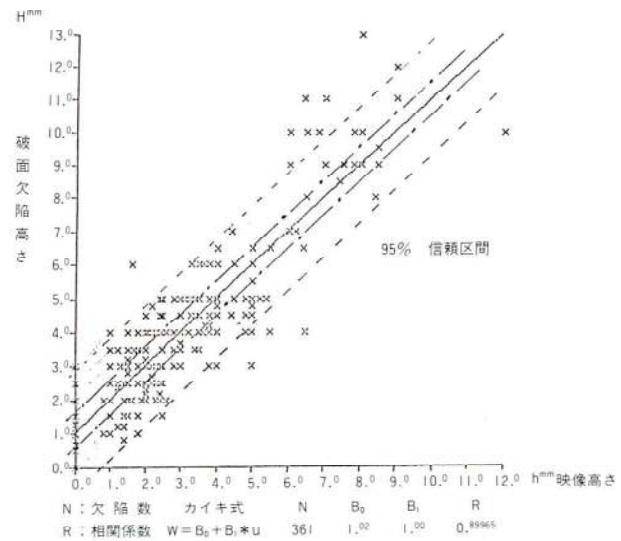


図-16-2. 部分溶け込み継手における欠陥高さと映像高さの相関

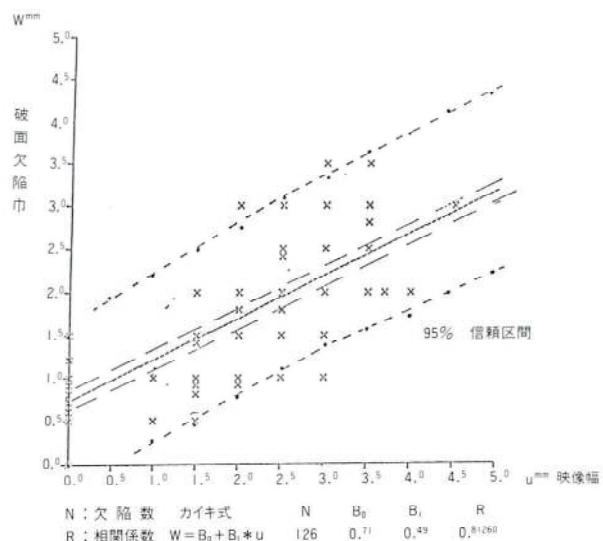


図-16-3. すみ内継手における欠陥巾と映像巾の相関。

(c) 部分溶け込み継手のたれ込み

基準感度 (1.5φ横穴100%+6dB) では、たれ込みは検出できない。一般にたれ込みはウェブ(探傷底面)と完全に密着しているわけではなく基準感度では、ウェブとたれ込みの境界で反射エコーが生じ、これがアラームレベル20%をこえる場合が多い。従って、未溶着部の底面とたれ込みとウェブの圧着効果の差を利用する必要がある。基準感度を1.5φ横穴100%とし、アラーム

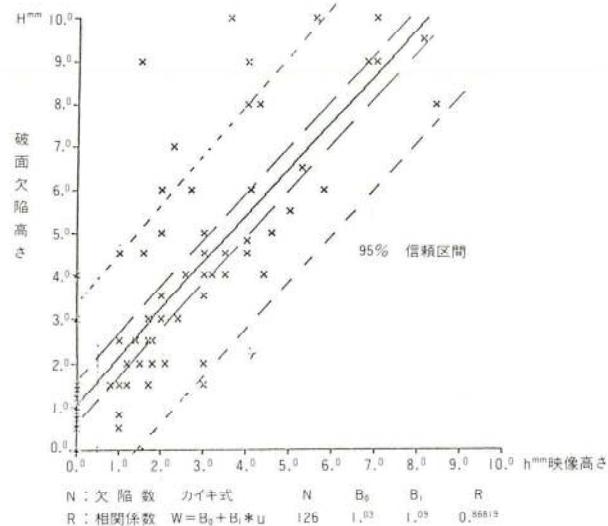


図-16-4. すみ肉継手における欠陥高さと映像高さの相関

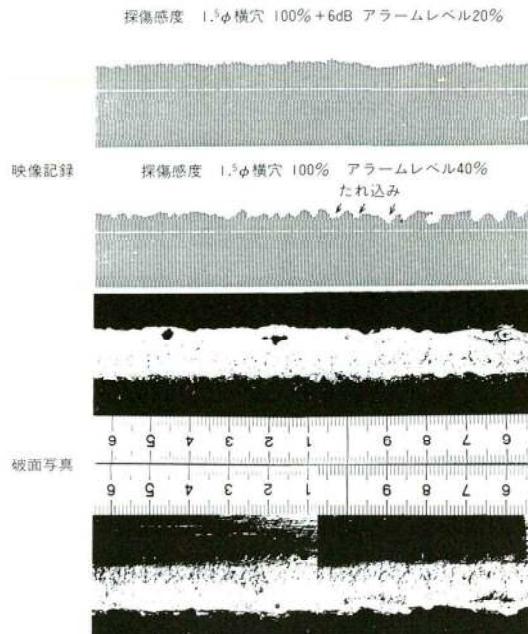


図-17. たれ込みの破面と映像記録

レベルを40%とすれば、たれ込みは検出できる。図-17に、たれ込みを生じた継手の波面写真と映像記録を示す。

4. あとがき

超音波探傷映像化システムM-500について概要を紹介し、M-500CHP-5システムを用いた部分溶け込みおよびすみ肉継手の性能確認試験結果を報告した。

溶接欠陥は、その形状および方向性が複雑であり、一面からの入射超音波で3次元的な溶接欠陥を完全に推定することは不可能であるが、本システムではCスコープ、Bスコープを上手に利用することによって、或る程度3次元的な位置関係を明らかにすることが可能である。本システムでは、一回の探傷により、数多くの情報が得られるが、さらに本システムのオプションとして、Aスコープ波高値の強度分布およびビーム路程のカラー表示等入力データの効果的な出力プログラムも組み込まれている。

本システムにおける探傷精度をさらに向上させるためには、走査時のバックラッシュ（走査の往復における映像のズレ）および超音波の入射角の制御精度の向上等改良すべき点もあるが、かど継手（部分溶け込みおよびすみ肉継手）にも十分適用可能であることが確認された。本研究を遂行するにあたり、長期間にわたり全面的に協力していただいたキヤノン販売株式会社に誌上をかりて深

謝の意を表する。

<参考文献>

- 1)キヤノン・ホロソニックス：カタログ「M-500 SYSTEM」
- 2)川宮地鉄工所東京工場：「フォーカスタイプ・Cスコープ超音波探傷映像化方式について」、JSSC工作基準小委員会資料
- 3)キヤノン販売㈱、(株)工業技術コンサルタント：「調質高張力鋼を用いた主構弦材のかど継手に対する超音波探傷システムの適用性能確認試験」報告書、昭和59年5月

全溶接大型部材の製作方法について

—全断面溶接継手の施工法—

長尾美廣*
森下統一**

1. はじめに

断面が大きい部材、もしくは長尺部材を工場建屋内で製作する場合、標準的な大きさ、長さで作業場所を構成している工場ではクレーンの能力不足（重量及び揚程）、職種間のバランスの悪さ等の点で生産能率を大幅に低下させる原因となることが多い。しかし大型化、長大化するニーズに答えるために、当社としては大型部材、長尺部材の製作方法として次の3方式を研究実用化してきた。これらの方は、工場製作時点では標準的な重量、長さに留るということで、生産上のネックとならないのが大きな特徴である。

(1) パネル組立方式

大型箱断面をフランジ、ウエブの単位で製作し、架橋地点もしくは発送地点のヤードで箱断面に構成して組立、溶接する方式である。ここでいうパネルとは、フランジといえば、それに取付く縦リブ、横リブ、ダイヤフラム等を取り付け溶接したものをいい、とくにダイヤフラムについてはフランジ付き、ウエブ付きに分解して取付けるのが特徴である。パネル組立では、そのダイヤフラムを一体化させてフランジとウエブの首溶接をすることになる。この施工例としては昭和53年の八戸大橋（青森県発注）の中間支点上の桁がある。この方式ではCO₂溶接機を組み込んだ上向きすみ肉溶接機を開発し、実用化した。

(2) 分割部材縦シーム溶接方式

大型断面のウエブもしくはフランジを縦方向に分割して工場製作し、架橋地点もしくは発送地点のヤードで箱断面に構成し、縦シーム溶接をする方法である。その縦シーム溶接は、ウエブ分割では横向き溶接となり、下フランジ分割では下向きもしくは上向き溶接となる。当社

における施工例は未だないが技術的には十分に可能である。

(3) 全断面溶接方式

この方式は長尺部材を短尺部材で製作し、架橋地点もしくは発送地点のヤードでつなぎ溶接して長くするものである。架設工法が溶接による大ブロック工法となる場合にも適用でき、当社の施工例も昭和51年のBT251工区（首都公團発注）以来八戸大橋（青森県発注）、新永安橋（岡山県発注）と多く、さらに本年は浜手バイパス（近畿地建発注、グラビア参照）および桜橋（東京都、台東区発注、グラビア参照）と引続いて施工された。

これらはフランジ、ウエブとともに自動溶接機を採用して、溶接品質の維持を配慮している。本文では、施工実績が多い全断面溶接方式について、その要点を述べる。

2. 全断面溶接における溶接施工法

まず全断面溶接に採用している溶接施工法について部位別に説明する。

(1) 上フランジ（もしくは鋼床版）

サブマージアーク溶接機による片面裏波自動溶接法を採用し、鋼床版現場溶接と同じく、可撓性のある裏当材を使用している。溶接状況を写真-1、2に示す。

(2) 下フランジ

両端約300mmは銅当金による被覆アーク裏波溶接法を採用し、それ以外の中央部はサブマージアーク溶接機による片面裏波自動溶接法としている。BT251工区で

* 千葉工場製造部製造第一課長

** 千葉工場製造部生産技術課係長

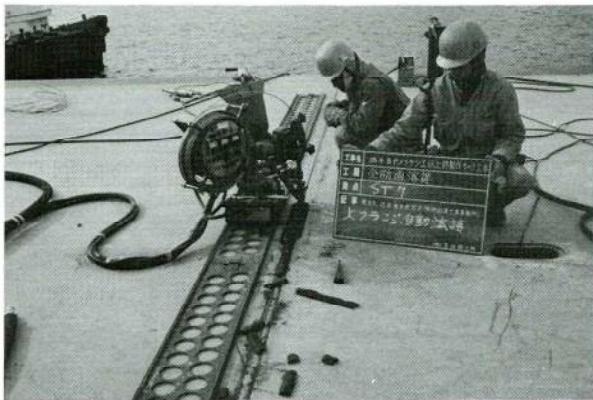


写真-1. 上フランジ潜弧片面自動溶接

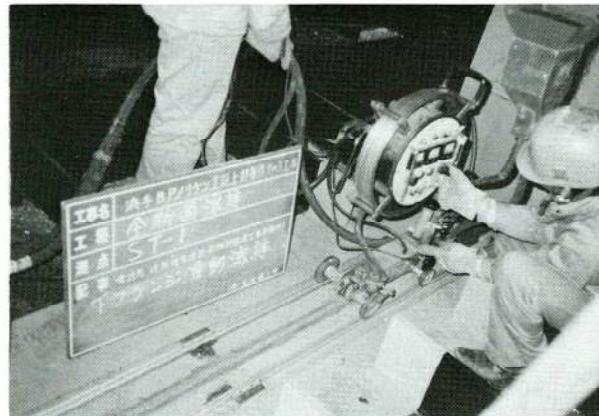


写真-4. 下フランジ中央部潜弧片面自動溶接

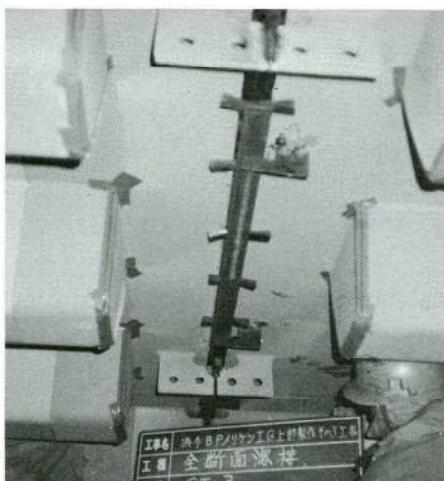


写真-2. 上フランジ裏当材取付状況

は小型サブマージアーク溶接機（SW81）が出入りできる大きさの切り抜きをウェブに設けたが、その埋め戻しの溶接を被覆アーク溶接による両面溶接（完全溶込み）としたため、能率上や、劣ることから方法を変更した。溶接状況を写真3、4、5に示す。



写真-3. 下フランジ両端部被覆アーク片面溶接



写真-5. 下フランジ裏当材取付状況

(3) ウエブ

CO₂立向自動溶接機による片面裏波自動溶接法を採用している。溶接状況を写真6、7に示す。

(4) 下フランジの縦リブ

はめ込み縦リブの突合せ溶接に溶接棒を使用する短尺立向自動溶接機（GEOM）を採用している。溶接状況を写真8に示す。

(5) トラフリブ

はめ込みトラフリブの突合せ溶接、すみ肉溶接については未だ自動化できず、被覆アーク溶接である。溶接状態を写真9に示す。

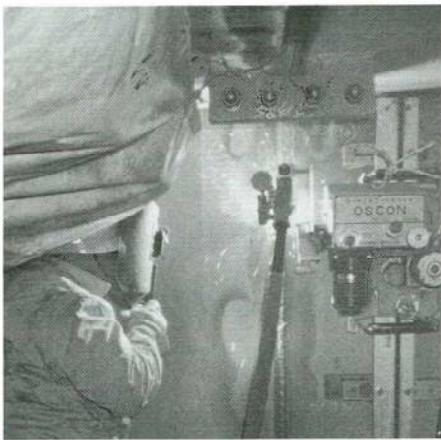


写真-6. ウェブCO₂片面自動溶接(OSSCON VB)

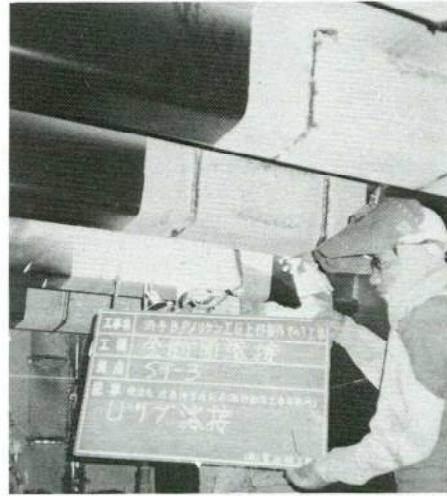


写真-9. 上フランジ縦リブ被覆アーク溶接



写真-7. ウェブ裏当材取付状況



写真-8. 下フランジ縦リブ短尺立向片面自動溶接(GEOM)

(6) その他

側縦桁の突合せ溶接、水平スティフナーのすみ肉溶接及びハンドホール、スカラップ、マンホールの埋め戻し溶接は全て被覆アーク溶接である。以上の溶接施工法を図-1に示す。

3. 全断面溶接のための溶接計画

全断面溶接に求められる条件は、溶接品質が良好なこと、溶接による変形が少ないこと、及び部材もしくはブロックとしての寸法形状が良いことである。この条件を満足させるための溶接施工上の基本方針を、次のように定め、実用化研究を続けてきた。

- 1) 溶接品質を高度で安定なものにするため、可能な限り自動溶接法を採用すること。
- 2) 1溶接線について可能な限り同一工法を採用すること。
- 3) 1溶接線について可能な限り連続して溶接できること。

この方針に則った溶接計画および実施について以下に述べる(図-4、5参照)。

(I) 上フランジの溶接計画

片面潜弧自動溶接法を採用するため、次のような溶接計画をしている。

- (a) 上フランジ裏面組立治具
目的

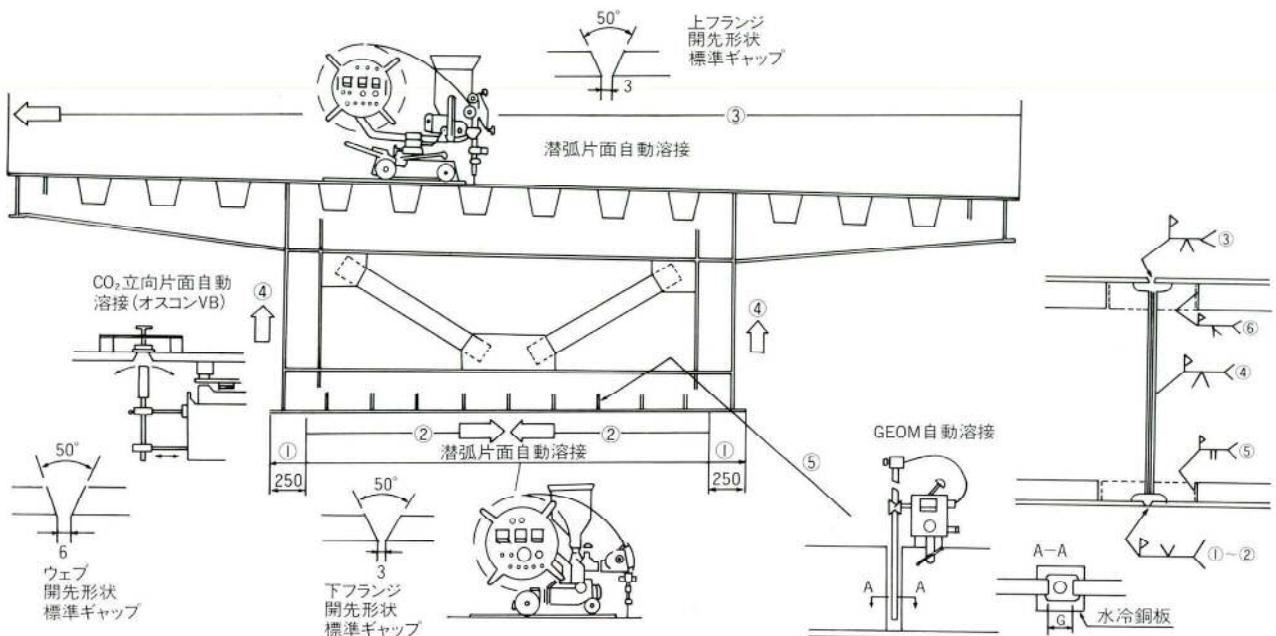


図-1. 溶接施工法

- 1) ピン、ボルトの使用によって開崎の目違い調整を容易にする。
- 2) 組立時ピン、ボルトを使用することによりブロック部材の寸法精度を向上させる。
- 3) 裏当材の専用押え治具の固定端として組立治具のスカラップ及びスライス板厚部が利用する。但し上縦リブがプレート構造で、断面に余裕がある場合、縦リブをボルト継手とすることもある。

(b) ウエブ上端スカラップ

目的

- 1) 裏当材を連続して貼ることを可能とし、潜弧片面自動溶接を連続させる。
- 2) 上フランジのX線撮影のためのカセット挿入を可能にする。
- 3) ウエブの溶接のためのエンドタブ取付スペースとする。

(c) エンドタブ兼用組立治具

目的

- 1) 欠陥の出易い溶接始終端を本体に入れないとエンドタブとして利用する。
- 2) 外観上目立つ上フランジ端部の目違い調整を容易にする。
- 3) 組立時ピン、ボルトを入れることによって、とくに下フランジのエンドタブ兼用治具との併用で

ブロック部材の寸法精度を向上させる。

(d) 溶接線上のトラフリップ部分後付け

溶接線上にトラフリップがある場合の障害として以下の問題がある。

- 1) 裏当材が全線に貼れない。スカラップを設ければ貼れなくはないが後のスカラップの埋め戻しが困難である。
- 2) スカラップを設けてX線検査ができたとしても、トラフリップ内の手直しが極めて難しい。

これらの問題を排除するため、通常溶接線をはさんで300~500mmの区間のトラフリップを後付けとすることが多い。またこの部分に何もない状態だと組立時寸法出しが難しいこと、目違い調整が難しいこと等から(a)の上フランジ裏面組立治具を取付けている。

(e) 上フランジハンドホール

目的

- 1) 溶接材料、キャプタイヤ ホース類及び工具類の挿入スペースとして使用する。
- 2) 溶接時の排煙機設置スペースとして使用する。

(2) 下フランジの溶接計画

両端部は被覆アーク溶接による裏波溶接とし、中央部は潜弧片面自動溶接法を採用するため、次のような溶接計画をしている。

(a) エンドタブ兼用組立治具

目的

基本的には上フランジのエンドタブ兼用治具と同じであるが、組立時最初に寸法決めとしてピンボルトを挿入する。

(b) 下フランジ裏面組立治具

目的

- 1) (a)との併用によって、組立時ピンボルトを使用して部材間隔を決める。
- 2) 目違い調整を容易にする。
- 3) 裏当材の専用押え治具の固定端として利用する。
- 4) 溶接の角変形をある程度拘束する。
- 5) 裏波余盛ビード仕上げのため上向きでグラインダーを使用するが、その重量及び反力受けとしてのガイドレールを保持する固定端として利用する。

(c) 横リブの新設

目的

図-2に示すようにダイヤフラムが全断面溶接線からアンバランスな位置にある場合、下フランジ溶接ビードの縦収縮、角変形によって下フランジが落ち込んだり場合によって浮き上ってくることがあり、それを拘束するために適切な位置に横リブを新設する。浜手バイパスで実施した。

(d) 下縦リブの部分後付け（はめ込み下縦リブ）

目的

箱桁内部は、潜弧自動溶接機の通過空間を確保するために通常溶接線をはさんで500mmの区間を後付けしている。但しプレートリブで断面に余裕がある場合には、はめこみリブの突合せ溶接を省略し、すみ肉溶接のみ実施してボルト継手とすることもある。

(e) ウエブ下端のスカラップ

目的

- 1) 下フランジ両端部を被覆アーク溶接によって裏波溶接するが、溶接作業者を内外に配置して連続した溶接とするためのスペースとして利用する。
- 2) X線フィルムカセットの挿入スペースとして利用する。
- 3) ウエブ溶接のためのエンドタブ取付けスペースとして利用する。

(3) ウエブの溶接計画

オスコンVB溶接機によるCO₂片面裏波自動溶接を探

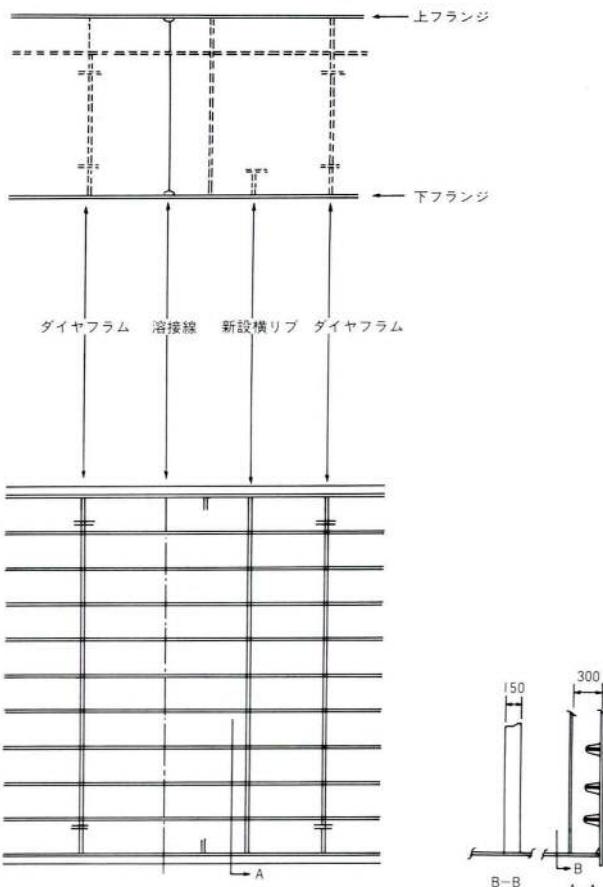


図-2. 横リブ新設例

用するため、次のような溶接計画をしている。

(a) ウエブ裏面組立治具

目的

- 1) ピン、ボルトの使用によってウエブの目違い調整を容易にする。
- 2) 裏当材を連続して貼るために、押えのフラットバーを入れるが、治具のスカラップに鋼矢を入れて容易に押えることができる。

(b) 水平スティフナーの後付け

目的

- 1) ウエブ全線の連続したCO₂片面裏波溶接を可能とする。
- 2) X線撮影の障害とならないため。

(c) 水平スティフナーをボルト継手構造に変更

水平スティフナーの位置が目違い調整として適当な位置にあり、断面に余裕がある場合には、図-3に示すような構造に変更することもある。桜橋で実施した。

(d) ウエブ上下端のスカラップ

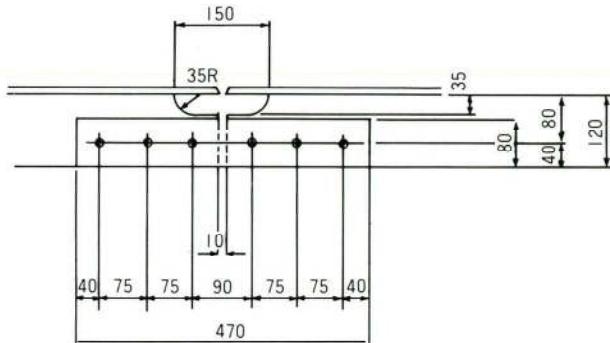


図-3. 水平スティフナのスプライス構造変更例

上フランジ、下フランジの項で述べた通り、エンドタブ取付けスペースとする。

(e) マンホール

目的

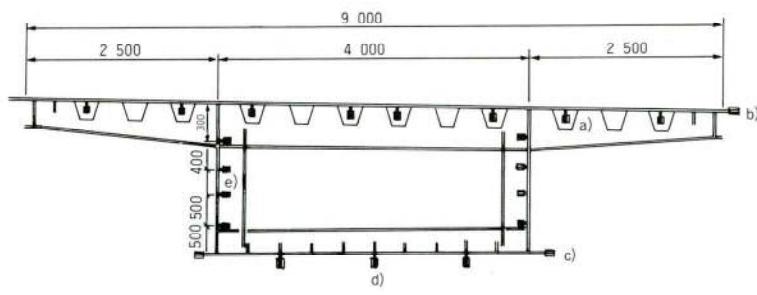
- 1) ブロックの長さが長い時に人、物の出入口として利用する。
- 2) 塗装時の換気孔としても利用する。

以上の溶接計画について浜手バイパスの施工例を図-4に、桜橋の施工例を図-5に示す。

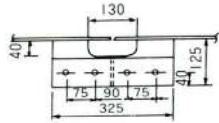
4. 全断面溶接における施工順序

全断面溶接における施工順序について述べる。

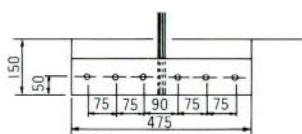
- 1) ステージの設置(キャンバー、通りに合わせる)



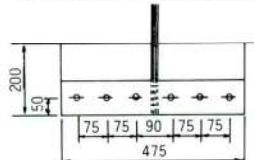
a) 上フランジ裏面組立治具



c) 下フランジエンドタブ兼用組立治具



b) 上フランジエンドタブ兼用組立治具



d) 下フランジ裏面組立治具

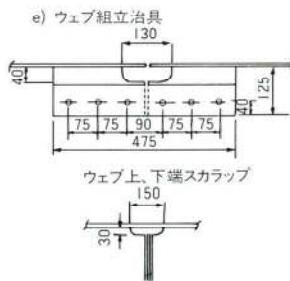
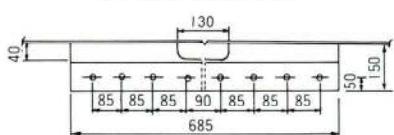


図-4. 浜手バイパスの溶接設計施工例

- 2) 柄のピン、ボルトによる接合

- 3) 開先精度のチェック

詳細を図-6に示す。この段階でブロックとしての寸法、キャンバー、通りが決定されるので何度も慎重に計測される。

- 4) 全断面溶接

- ④下フランジ両端部の先行溶接
- ⑤下フランジ中央部の潜弧片面自動溶接
- ⑥上フランジの潜弧片面自動溶接
- ⑦ウェブのC₀₂片面自動溶接(両ウェブ同時溶接)

⑧～⑩の順に溶接する。⑪の後、⑫の後および⑬の後で溶接収縮量の計測とキャンバー、通りの測定をし、ブロックとしての寸法形状の確認を行う。

- 5) 余盛ビードの仕上げ

通常の仕上げ範囲を図-7に示す。

- 6) 組立治具、エンドタブの切断及び仕上げ

通常上フランジ裏面の組立治具ははめ込みトラフリブの中に入るのでそのまま、残すことが多い。またウェブ内面の組立治具も支障のない場合には残すことがある。その他の組立治具は切断して仕上げる。

- 7) X線検査

X線撮影では全て外面から照射し、柄内面にフィルムカセットをセットする。

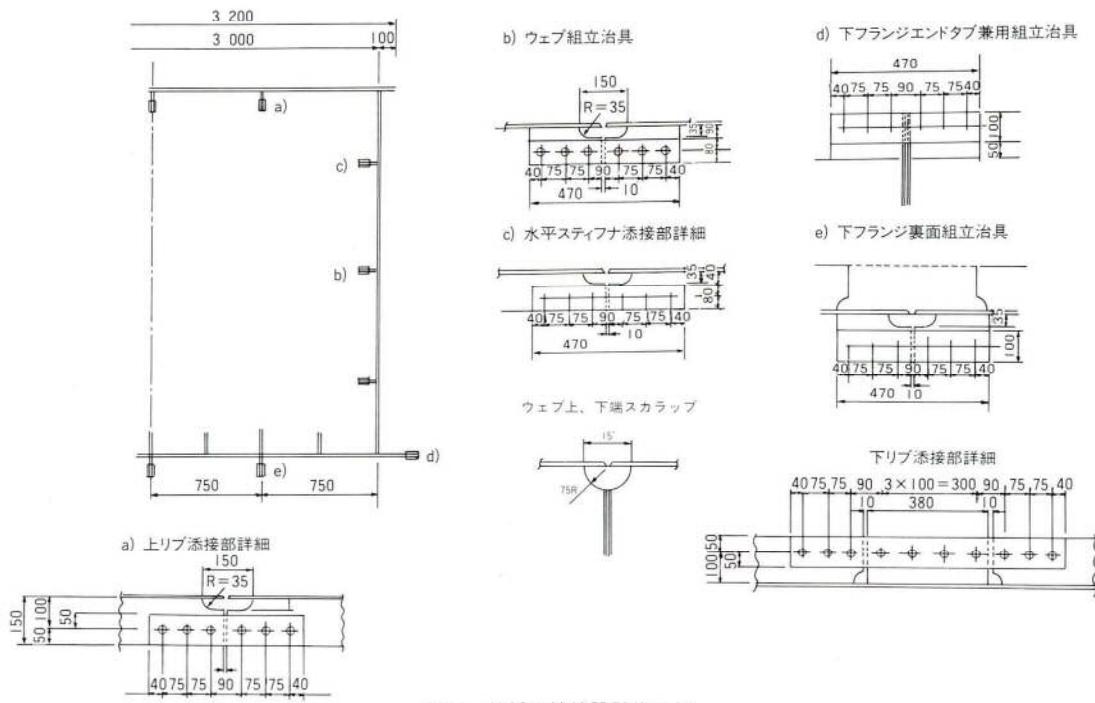


図-5. 桜橋の溶接設計施工例

8) 不良箇所の手直し

X線撮影で不合格の場合は、被覆アーク溶接によって手直しする。

以上でフランジ、ウェブの溶接は完了する。

9) 縦リブ、スティフナーの溶接

④下縦リブのGEOM溶接及び被覆アーク溶接

⑤上縦リブの被覆アーク溶接

⑥水平スティフナーの被覆アーク溶接

⑦～⑨の順に上下同時作業を避けて溶接していく。

10) ウエブスカラップ及びハンドホールの埋め戻し溶接

11) 溶接外観検査及びブロック寸法形状検査

この検査は立会検査となることが多い。ここで全断面溶接の最終確認と寸法形状の最終確認がなさ

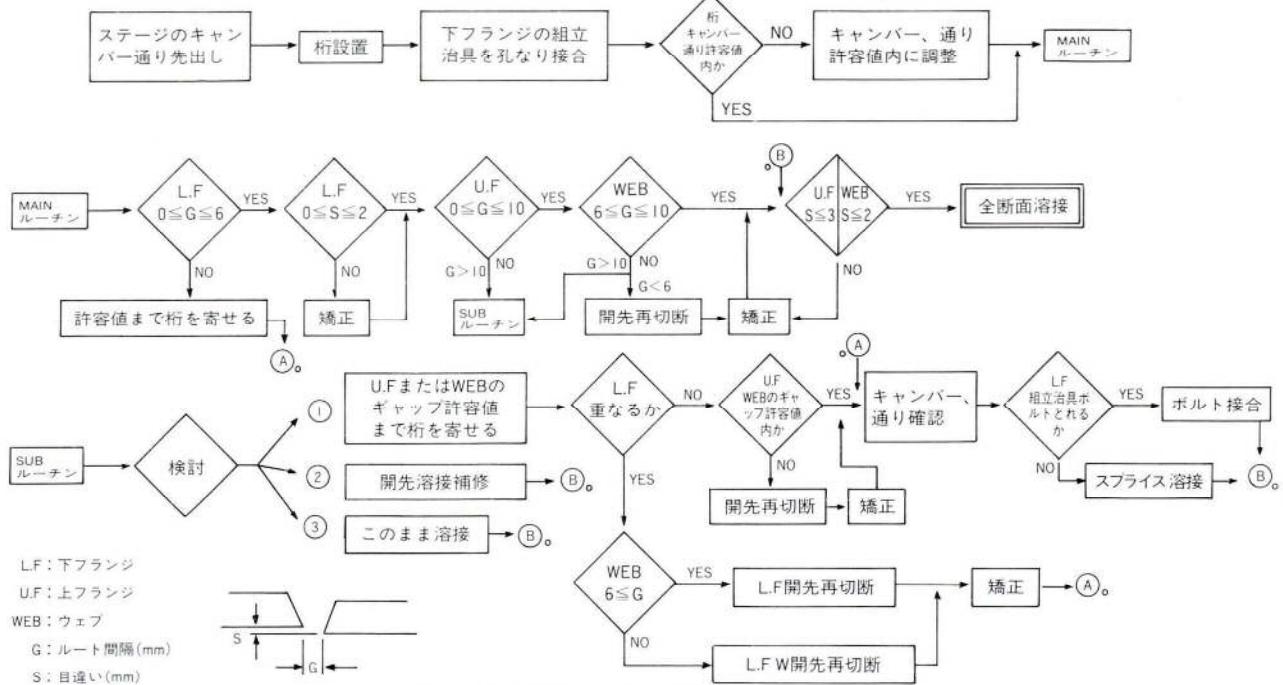


図-6. 組立手順と開先精度管理のフローチャート

れる。外観が良くない場合は手直しをする。

12) 全断面溶接部の塗装

13) マンホールの埋め戻し溶接

ブロックの長さが長い場合には、マンホールを塗装までふさがないことが多い。人、物の出入口として、また塗装の換気孔として利用するためである。

14) マンホール部の塗装

15) 塗装検査

塗膜原検査、塗装外観検査を行なう。

以上の他部分的にボルト継手を併用した場合にはHTボルトの締付け検査を行う。

5. 全断面溶接の寸法形状変化と残留応力測定

実績

全断面溶接施工法を実用化研究する段階で、溶接の収縮量、角変形がブロック全体の寸法形状にどのように影響するかは大きな問題であり、その影響を少なくする方法について研究してきた。その結果本稿に示すような溶接計画、溶接施工順序を確立した。さらに実用に踏切る前には、実用大断面の模型試験体を製作して溶接部及びその近傍の残留応力を測定し、安全を確認してきた。

ここでは主として浜手バイパス、桜橋の寸法形状変化の測定実績と、実橋では測定不可能であるために行った実物大断面模型試験での溶接部及びその近傍の残留応力測定実績について述べる。

(1) 収縮量

収縮量の測定は、溶接線をはさんで標点距離100mmのポンチを打ち、ダイヤルゲージ付きのノギスを用いて行なった。測定段階は溶接前、下フランジ溶接後、上フランジ溶接後、ウエブ溶接後、およびリブ等の全溶接後の5段階である。但し、桜橋のように上、下の縦リブがボルト継手構造で溶接がない場合は4段階となる。

各溶接段階における各部位の収縮量の例を図-8に示す。この図から以下のことがわかる。

- 1) 下フランジの溶接によって下フランジが収縮するのは当然であるが、その影響がウエブから上フランジにまで及んでいる。ウエブは下が大きく上が小さい収縮となり、上フランジはウエブ上端程度の収縮がほど一様に起っている。これは桁全体が少し引き寄せられた形である。

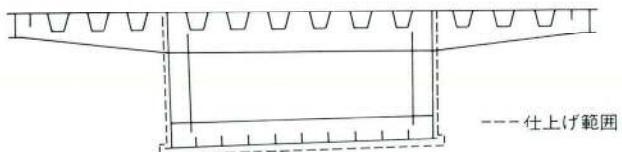


図-7. 余盛ビード仕上げ範囲施工例

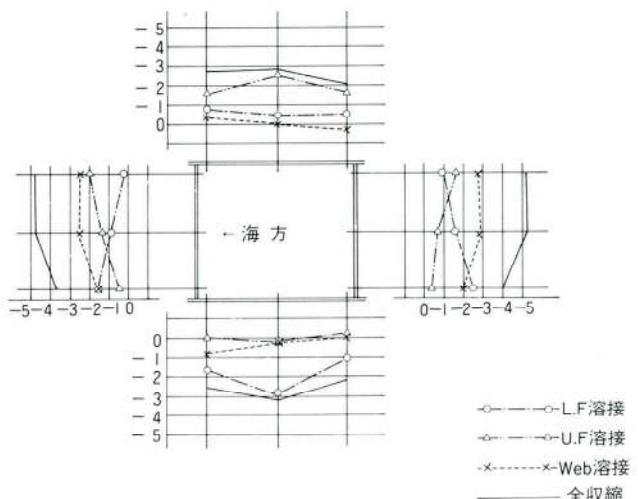


図-8. 溶接段階別開先収縮量例

- 2) 上フランジの溶接によって上フランジは収縮し、ウエブの収縮状況は1)と逆の形となっている。下フランジは既に溶接されているため、ほとんど影響を受けていない。
- 3) 上下フランジの溶接によってウエブのギャップは2~3mm程度小さくなることを示している。
- 4) ウエブの溶接によってはウエブのみ収縮し、上下フランジにはほとんど影響が及ばない。

浜手バイパス、桜橋の全継手における収縮量実測値を表-1、2に示す。

浜手バイパスの場合をみてみると全断面溶接段階では全継手平均収縮量は下フランジが2.4mm、上フランジ3mm、ウエブは4.7mmと4.4mmであった。上下フランジの収縮量の差0.6mmは1)で考えた桁全体が引き寄せられた量には相当するものと考えられる。左右のウエブの収縮量の差0.3mmは無視できる程度である。

全断面溶接後の収縮量と全溶接後の収縮量の差は、後付け部品の溶接収縮量と考えている。すなわち、下縦リブの溶接によって0.8mm、トラフリブの溶接によって0.9mmの収縮があり、水平スティフナーの後付けによつて更に0.3~0.4mm程度の収縮があったと示している。

桜橋については全断面溶接後の収縮量だけであるが、浜手バイパスの場合と同じような傾向を示している。見

表-1. 浜手バイパス部位別溶接収縮量

単位:mm

部 位 手	L.Fig			U.Fig			Web (J1)			Web (海)		
	板 厚	ギ ヤ ブ ジ ン	收 縮 量	板 厚	ギ ヤ ブ ジ ン	收 縮 量	板 厚	ギ ヤ ブ ジ ン	收 縮 量	板 厚	ギ ヤ ブ ジ ン	收 縮 量
ST1	13	8.1	2.8	3.2	12	8.8	3.2	3.6	10	5.8	4.0	4.1
ST2	15	9.0	2.9	3.4	12	7.8	1.9	2.9	10	9.8	4.8	5.1
ST3	13	7.2	3.0	3.7	12	7.7	1.7	2.6	10	7.2	4.0	4.4
ST4	14	9.2	3.5	4.5	12	9.2	5.9	6.5	10	6.9	6.0	6.2
ST5	12	7.7	2.6	3.1	12	9.0	2.4	2.9	10	6.1	5.0	5.1
ST6	14	7.0	2.8	3.7	12	11.0	3.9	4.6	10	5.8	5.7	6.2
ST7	13	6.4	1.5	2.4	12	6.7	2.2	2.8	10	5.9	4.7	5.1
ST8	16	3.7	2.1	2.7	12	3.5	2.5	3.3	10	4.0	4.9	5.2
ST9	18	4.3	1.9	3.3	12	7.9	3.1	4.0	16	7.6	5.2	5.3
ST10	16	3.4	1.7	2.8	12	8.7	3.2	4.5	10	5.8	3.9	4.3
ST11	18	1.8	1.3	1.9	12	7.5	3.4	4.7	10	4.8	3.9	4.3
ST12	15	3.7	2.8	3.5	12	4.2	2.4	3.9	10	4.8	4.4	4.7
平均	14.8	6.0	2.4	3.2	12	7.7	3.0	3.9	10.5	6.1	4.7	5.0

(備考)

●ギャップ
溶接直前のギャップ●全収縮量
全断面溶接による収縮量

●

キャップ、收縮量は

リブ、スティフナー、溶接

後の全収縮量

L.Figは3点平均

U.Figは5点平均

Webは3点平均

表-2. 桜橋部位別溶接収縮量

単位:mm

部 位 手	L.Fig			U.Fig			Web (海)			Web (山)		
	板 厚	ギ ヤ ブ ジ ン	收 縮 量	板 厚	ギ ヤ ブ ジ ン	收 縮 量	板 厚	ギ ヤ ブ ジ ン	收 縮 量	板 厚	ギ ヤ ブ ジ ン	收 縮 量
J1	12	3.2	2.4	12	3.7	3.8	9	6.0	5.4	9	6.2	5.0
J2	12	4.0	1.8	12	1.8	2.2	9	4.7	3.6	9	7.3	4.7
★J3	10	4.8	0.8	10	3.5	2.6	10	6.0	3.8	10	6.2	3.0
J4	16	5.5	0.8	16	3.5	3.6	12	5.9	5.0	12	4.7	4.7
★J5	14	2.2	1.7	16	3.3	3.5	10	5.2	3.2	10	7.6	4.5
J6	22	5.8	6.9	19	6.0	4.4	10	7.5	5.5	10	10.3	6.0
J7	22	3.5	5.0	19	8.8	8.1	10	5.9	7.8	10	5.6	7.0
★J8	14	4.4	3.9	16	5.2	4.1	10	5.0	4.3	10	4.7	4.3
J9	16	1.7	2.4	16	3.2	4.0	12	8.8	5.5	12	8.7	5.1
★J10	10	3.7	1.9	10	2.3	1.4	10	5.3	3.1	10	5.7	2.8
J11	12	4.2	2.5	12	6.9	2.7	9	4.8	4.7	9	5.9	4.4
J12	12	4.8	3.7	12	3.5	2.9	9	5.4	4.2	9	5.5	6.0
J13	12	4.0	2.8	12	0.2	1.5	9	7.3	4.1	9	7.3	4.3
J14	12	3.2	2.8	12	2.8	4.0	9	8.5	5.4	9	7.2	5.2
★J15	10	3.5	1.7	10	3.4	1.9	10	6.5	2.9	10	5.8	3.1
J16	16	4.1	2.6	16	1.7	3.0	12	5.6	4.3	12	4.8	4.5
★J17	14	4.8	2.2	16	3.5	4.4	10	5.7	3.8	10	4.7	4.4
J18	22	6.0	3.7	19	4.3	6.6	10	6.6	6.5	10	6.5	5.4
J19	22	4.0	4.4	19	7.4	2.1	10	5.0	5.9	10	5.6	6.2
★J20	14	4.1	2.1	16	5.1	3.9	10	6.4	4.6	10	4.6	4.3
J21	16	3.8	2.5	16	3.4	4.4	12	5.5	5.4	12	7.7	6.3
★J22	10	3.5	1.9	10	2.8	1.7	10	6.0	3.0	10	4.7	2.6
J23	12	5.0	3.2	12	2.8	2.3	9	6.4	4.7	9	6.5	4.6
J24	12	4.2	2.3	12	4.3	3.3	9	7.3	4.4	9	5.4	4.7
平均	14.3	4.1	2.8	14.2	3.9	3.4	10	6.1	4.6	10	6.2	4.7

★現場施工
他は地組立時施工

ギャップ、收縮量はL.Fig、U.Fig、Webとも3点平均である。

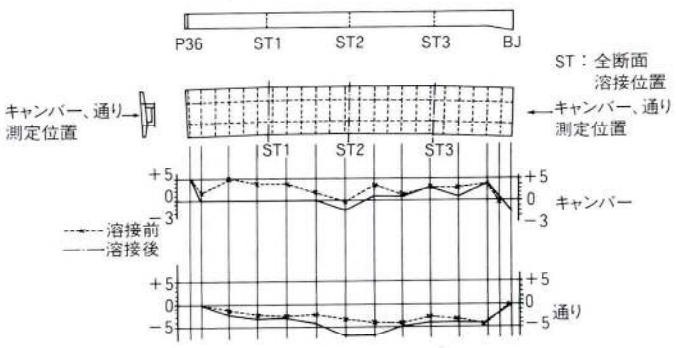


図-9. 浜手バイパスの形状変化実測例

している。

(2) 形状変化

浜手バイパスの形状変化実測値を図-9に示す。キャンバー、通りとも規定値に対する誤差を符号で示している。

キャンバーについては溶接後や、下がる傾向を示しているが同じ浜手バイパスの他の区間では逆の傾向を示しているものもあり一概にはいい切れないものがある。変化の最大値は5mm程度であり、溶接前の形状に合った形で変化している。

通りについては溶接後最大4mm位の変化でありこれも溶接前の形状とよく合致している。

なおキャンバー、通りは日照の影響を受け易く、上下フランジの温度差、左右ウェブの温度差による変化が無視できない大きさであることを考えれば、この程度の変化はほとんど問題とならないといえる。

溶接前の形状管理を確実に行っておけば、十分許容内に治まる程度の変化である。

(3) 残留応力

実物大断面模型試験体の上フランジにおける残留応力測定例を図-10に示す。

2軸ゲージを使用して解放法で測定した。全断面溶接線直角(桁軸)方向の残留応力値は溶接ビード上で20kg/mm²以下であり、溶接線から50mm、100mm離れた母材上では15kg/mm²以下であった。いずれも圧縮応力であった。

溶接線方向の残留応力値は全て引張応力で溶接ビード上で33kg/mm²以下であり、母材上で17kg/mm²以下であった。上フランジの材質はSM50YAであり、ミルシート上の降伏応力は51kg/mm²であったから33kg/

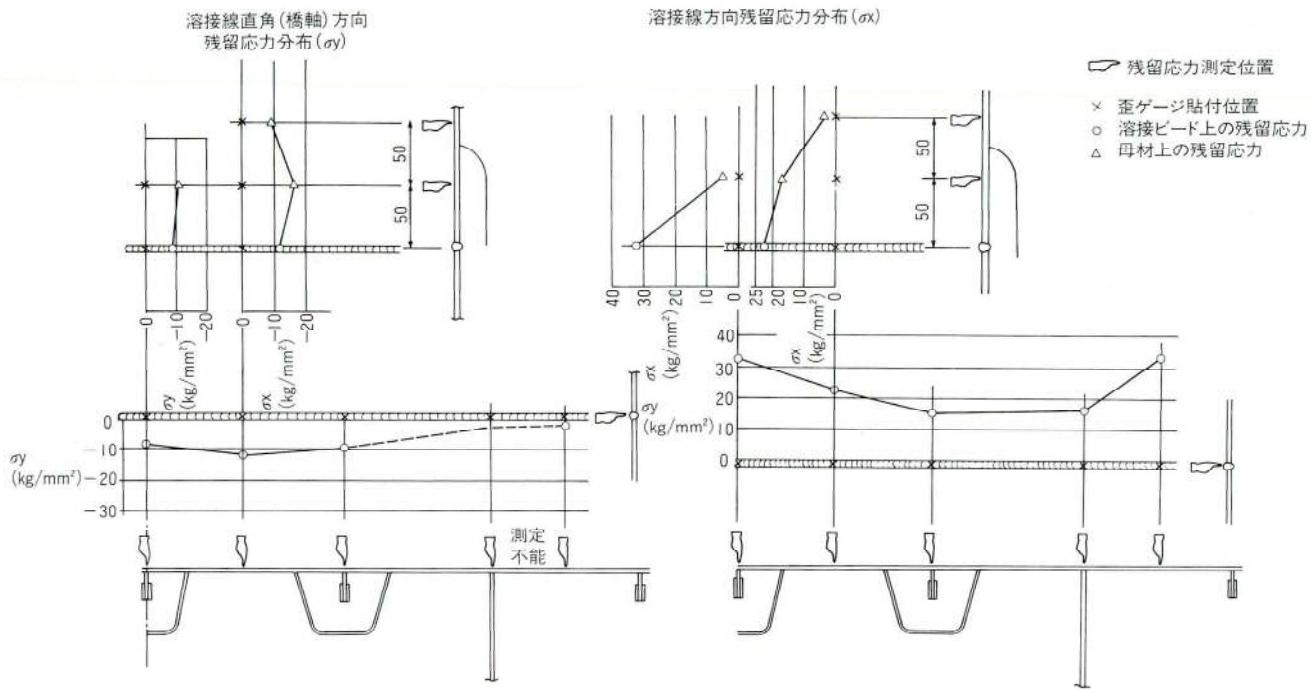


図-10. 残留応力測定例(実物大断面模型試験体)

mm^2 は降伏応力の65%に相当する値である。

6. 今後の研究課題

全断面溶接施工法は冒頭で述べたように8年間の実績があり、定着した方法ではあるが、昨今の技術革新の状況からみてみると今後改良すべき点も見受けられる。その点について述べる。

1) 下フランジの溶接施工法

現在、両端約300mmを被覆アーク溶接によって先行溶接し、中央部を中央会合方式で潜弧片面自動溶接としているが、スカラップ形状を現状より少し大きくして連続自動溶接するように考えたい。

例えば、本四公団の主構弦材の内側すみ肉溶接でミグトレインを採用しているケースがあるが、キャリッジを小型化して、突合せ溶接に対応できるようすれば、その適用範囲は大きく広がるように思われる。分割部材縦シーム溶接方式にもすぐに適用できることになる。

2) ウエブの溶接施工法

現在使用しているオスコンVB溶接機による施工法については本文では詳しく触れなかったが、次のような問題がある。

1) オスコンVBのトーチはキャリッジの上方に保持されるようになっているので、ウエブ下端ではキャリッジの長さ分溶接できない区間ができる。このこともあるって、BT251工区ではウエブの切り抜き部を大きくとった経緯もあり、現在トーチを下方にセットするようにトーチホルダーを作っている。

2) さらに、ウエブ上端では溶接残しをなくすため、逆にトーチをキャリッジより上方に上げるようなトーチホルダーを使用している。この切替えのため途中で溶接を停止している。

これらの点を改良して、溶接を停止させないで連続溶接できるようにするのが研究課題である。

例えば、トーチ保持部にスライド機構を設け、そのスライドの速度を溶接速度と同期化できるようにすれば、溶接を止めないですむ。即ち、トーチのスライドを下方にして溶接スタートし、上方に近づくとキャリッジの走行を停止させ、スライド部の上昇でウエブ上端まで溶接することができる。

この2点を改良できれば、自動溶接機による連続溶接施工法が完成することになる。現在の技術水準から見れば、それ程困難課題ではないであろう。

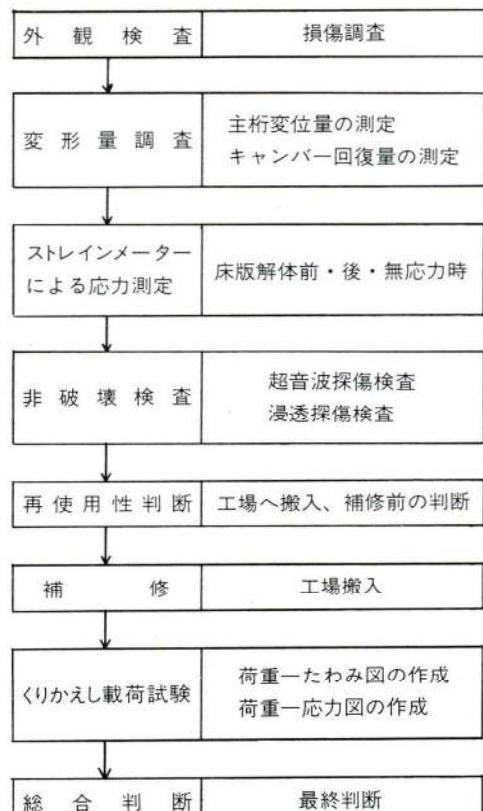
梓川橋被災主桁の健全度調査

宮坂睦男* 高橋 正**
中島完二** 中野秀二**

1. まえがき

昭和58年9月29日、台風10号の影響による集中豪雨で、北アルプスを上流域とする梓川は、流量が急増し、梓川橋は波田町側の橋脚一基が傾斜、沈下したため、主桁2連が破損した。

本文は、本橋を復旧するにあたり、主桁が再使用できるか否かを判断するために行った調査、試験について報告するものである。対傾講、横構は被災の程度がひどく、再製作した。



2. 調査、試験の計画

調査、試験は、現場における被災状態の調査と、補修のため工場へ搬入後の調査、載荷試験とに大別される。計画の概要を図-1に示す。

3. 梓川橋の概要

梓川橋は、長野県東筑摩郡波田町押出と梓川村丸太間に架かる橋長216mの単純合成桁橋で、昭和38年12月に架設された。現在は主要地方道塩尻・鍋割・穂高線として、波田町と梓川村方面を結ぶ交通の要所となっている。本橋の一般図を図-2に、また諸元を表-1に示す。

4. 被災状況

梓川は、上流域に降り続く豪雨のため流量が急増し、激流はP1橋脚に集中直撃した。このため、橋脚前面の河床が洗掘を受け、橋脚は上流方向へ約3度傾斜して、基礎前面に約1.4mの沈下を生じた。

表-1. 梓川橋の諸元

橋梁名	梓川橋
所在地	長野県東筑摩郡波田町
路線名	主要地方道塩尻鍋割穂高線
河川名	梓川
橋種	単純合成桁6連(被災部2連)
橋長	216.820m
支間長	35.630m
幅員	6.000m
設計荷重	TL-20
架設年月	昭和38年12月
適用仕方書	昭和31年鋼道路橋示方書

* 松本工場製造部生産技術課係長

** " 生産技術課

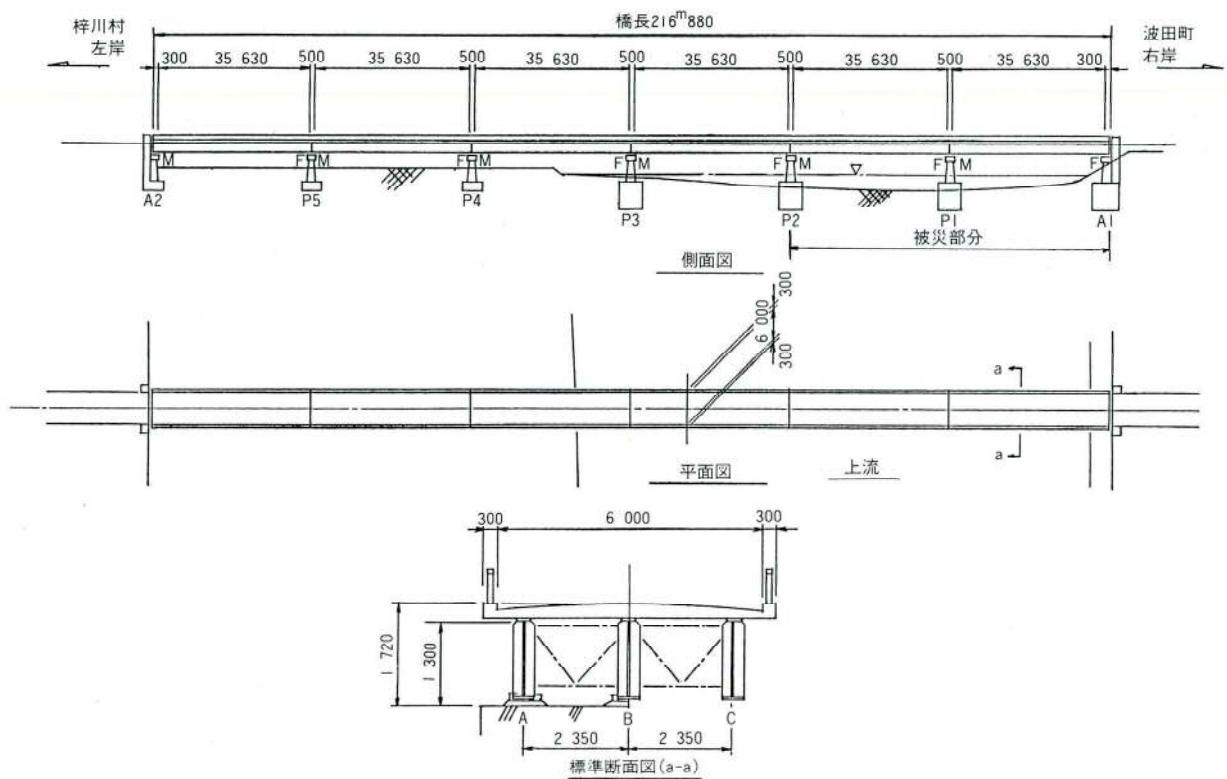


図-2. 一般図

このため写真-1、2のように上部本体は橋脚に並行して沈下し、上流方向へ傾斜したため、主桁はねじれを起こし、床版にはねじりせん断亀裂が発生し、横構、対傾構は座屈を起こした。A1固定沓は、水平方向移動に抗しきれず、沓の立上り部がせん断破壊し、主桁が橋台のパラペット部に衝突して、破壊させた。P1可動沓は、沓よりソールプレートがはずれ、橋脚上に落ちた。

5. 外観検査

被災時に受けた、外力による橋体及び沓の損傷調査を最も損傷の大きい波田町側の1連について行った。

床版は写真-3のように、せん断ねじり変形により、顕著な斜め亀裂が生じており、ジベルへの影響が心配されたが、床版を解体したところ、主桁フランジプレートとの溶接部、及び輪形筋の溶接部とも割れ等の欠陥は発見できなかった(8. 非破壊検査参照)。

主桁は、P1橋脚が上流側に沈下、傾斜したため、A1橋台上の沓を固定支点として、回転、ねじれを起こし、桁端部はパラペットに当たって破損させた。この状況を写真-4、5に示す。

横構は、主桁の平面的なせん断変形により、許容値を



写真-1. 被災状況

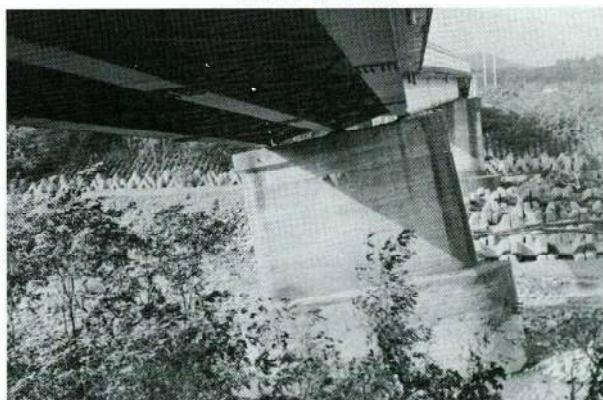


写真-2. 被災状況



写真-3. 床版の亀裂状況



写真-4. AI橋台バラベット
破損状況



写真-10. AI橋台固定沓
(C桁)の破損状況

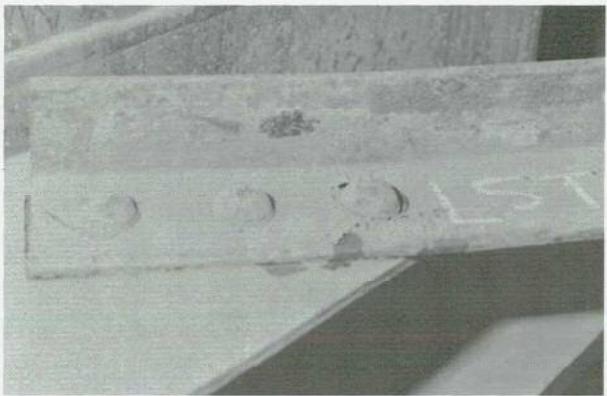


写真-7. 横構(引張材)の継手外観



写真-8. 端対傾構の曲がり状況



写真-5. PI橋脚の傾斜状況



写真-9. AI橋台、固定沓(A桁)の破損状況

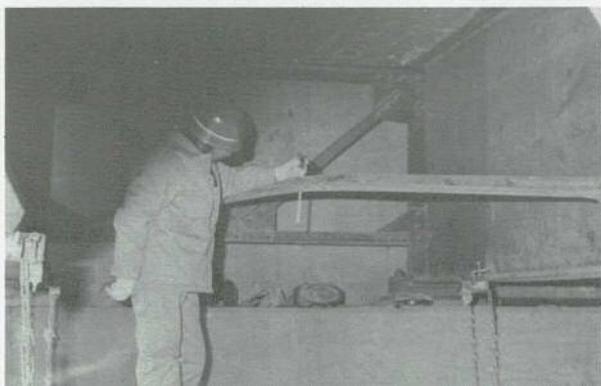


写真-6. 横構の座屈状況

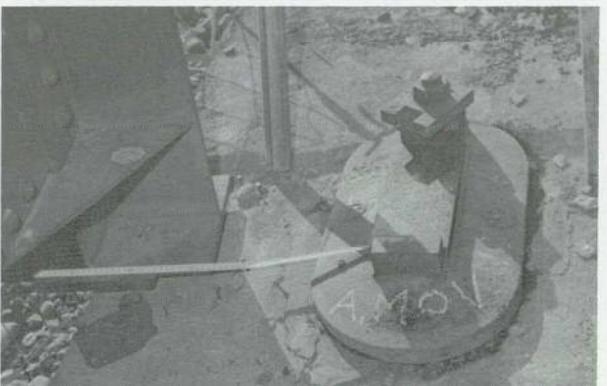


写真-11. PI橋脚上可動沓(A桁)の外観

超える曲げ圧縮力と引張力を受けたために、圧縮材は座屈を起こし、引張材はリベット接合部において、約1mmのズレが生じ、ガセットプレート孔部で支圧変形を発生させた。写真-6には、座屈状況を、写真-7には、引張材の継手外観を示す。

中間対傾構には、外観上の変化は見られなかったが、P1橋脚上の端対傾構は写真-8のように横力による座屈をおこし、下部で約90mmの水平曲がりを生じた。

A1橋台上の固定沓は、沓座モルタルが破壊し、かつ橋軸方向の力に耐えられなかったA桁の固定沓の立上り部が切断し、同時にソールプレートの耳が破断した。写真-9、10に破損状況を示した。

P1橋脚上の可動沓については、C桁の可動沓の立上り部が切断した。A、B桁は写真-11のように、ソールプレートが橋脚上に落ちたが、特に損傷はなかった。

6. 変形量調査

波田町側の1連について、被災による主桁の倒れ、大曲り、キャンバーの変化を測定した。そのうち、大曲りとキャンバーについては、被災主桁の被災前（設計値）への回復量を調べるために、床版解体前と床版解体後にそれぞれ測定した。図-4に各測点位置を示す。

表-2. 主桁の倒れ量 (mm)

測点	1	2	3	4	5	6	7	8	
A	X	64.5	73.5	73	72	76	75.5	78	32
	Y	216	180.5	165	152	112.5	81.5	47.5	18.5
B	X	53	35	43.5	43.5	40.5	51.5	54	46
	Y	229	178	152	152	113.5	70	47.5	10
C	X	34	18.5	26	26	33	38	45.5	34
	Y	190	118.5	136	136	101	64	39	10

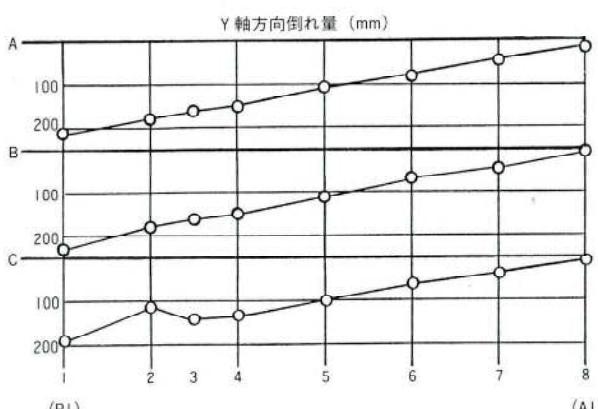


図-3. Y方向倒れ量

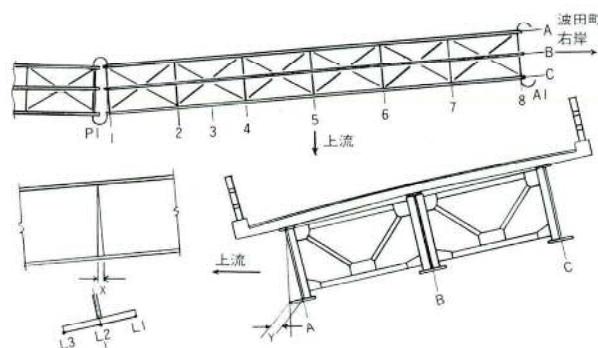


図-4. 測定位置

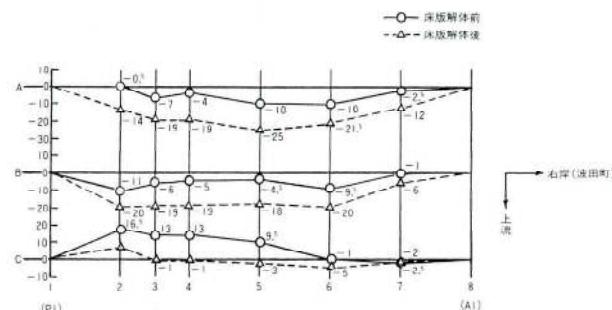


図-5. 主桁下フランジの大曲り量 (mm)

(1) 主桁変位量の測定

主桁の倒れ量は、格点において上フランジ木口より下げ振りを下し、下フランジ上面での差を、橋軸方向(X)と、橋軸直角方向(Y)について測定した。測定値を表-2に示す。

大曲りは、支点より約200mmはなれた下フランジプレートの中心に治具を取りつけ、ピアノ線(0.5φ)を張って格点において桁中心との差を指金により測定した。図-5に床版解体前と解体後の大曲りを示した。

(2) キャンバー回復量の測定

キャンバーは、レベルにより、主桁下フランジ下面の中心及び幅方向木口の3ヶ所について、格点ごとに、床版解体前と解体後に測定した。基準点(B.M.)はA1橋台上に設けた。測定結果を表-3に示す。

7. ストレインメーターによる応力測定

波田町側の一連について、コンタクト型ミクロンストレインケージを使用して、床版解体前と床版解体後、および工場搬入後で無応力状態の3回、ひずみ(応力度)を測定し、計算応力と比較することにより、主桁の回復度を調査した。

表-3. 桁レベル測定値 (mm)

B.M=A1橋台上

桁	測点	1		2		3		4		5		6		7		8			
		床版解体前	床版解体後	回復量															
A	L 1	-1464	-1473	-9	-1196	-1196	0	-1058	-1055	3	-936	-924	12	-655	-628	27	-387	-358	29
	L 2	-1488	-1494	-6	-1224	-1220	4	-1091	-1083	8	-964	-953	11	-681	-653	28	-405	-375	30
	L 3	-1507	-1516	-9	-1253	-1247	6	-1121	-1115	6	-991	-987	4	-708	-679	29	-423	-394	29
B	L 1	-1071	-1065	6	-876	-851	25	-773	-737	36	-669	-634	35	-460	-424	36	-254	-220	34
	L 2	-1086	-1086	0	-906	-883	23	-802	-767	35	-697	-661	36	-485	-450	35	-270	-234	36
	L 3	-1114	-1111	3	-931	-914	17	-829	-796	33	-727	-693	34	-507	-474	33	-288	-249	39
C	L 1	-697	-699	-2	-568	-546	22	-500	-464	36	-434	-395	39	-288	-243	45	-138	-99	39
	L 2	-715	-713	2	-590	-567	23	-525	-489	36	-455	-417	38	-303	-259	44	-154	-111	43
	L 3	-731	-729	2	-615	-591	24	-545	-518	27	-478	-444	34	-318	-275	43	-165	-127	38

表-4. 鋼球打込数及び測定数

項目	上フランジ	ウェブ	下フランジ	合計
打込数	108	243	162	513
測定数	54	162	81	297

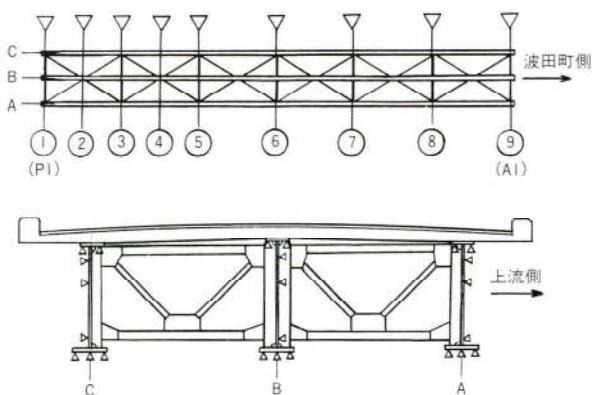


図-6. ストレインゲージ測定位置



写真-12. ストレインメーターによる測定状況

(1) 使用計器仕様

計器名：コンタクト型ミクロンストレインゲージVI型

メーカー：株式会社 丸東製作所

型 式：携帯型球接点方式（埋込鋼球測定方式）

測定範囲：±2.5mm 0.001ダイヤルゲージ使用

標点距離：50mm

読み取り方式：JISダイヤルゲージ直読式

(2) 測定位置

測定位置は、主桁格点の上フランジプレート、ウェブプレート、下フランジプレートとし、P1橋脚側については、格点の中間点も測定した。鋼球打込み数、測定個所、測定数を表-4、図-6に示す。また測定状況を写真-12に示す。

(3) 測定結果

床版解体時の振動、衝撃のため、鋼球が脱落し、297ヶ所中6ヶ所(2%)が、工場搬入後では、57ヶ所が測定できなかった。各測定時の主桁表面温度を記録して、測定値を補正した。

床版解体時の計算値は、解体部分の床版重量に対する値を示し、解体後の計算値は、全死荷重に対する値を示した。また図-7に、A桁の応力分布図を示す。上フランジの測点1、2については平均値を、下フランジについては、測点10を使用した。

8. 非破壊検査

現地にて解体後工場へ搬入し、旧塗装をショットブラストにて除去した後、溶接部の非破壊検査を行ない、損

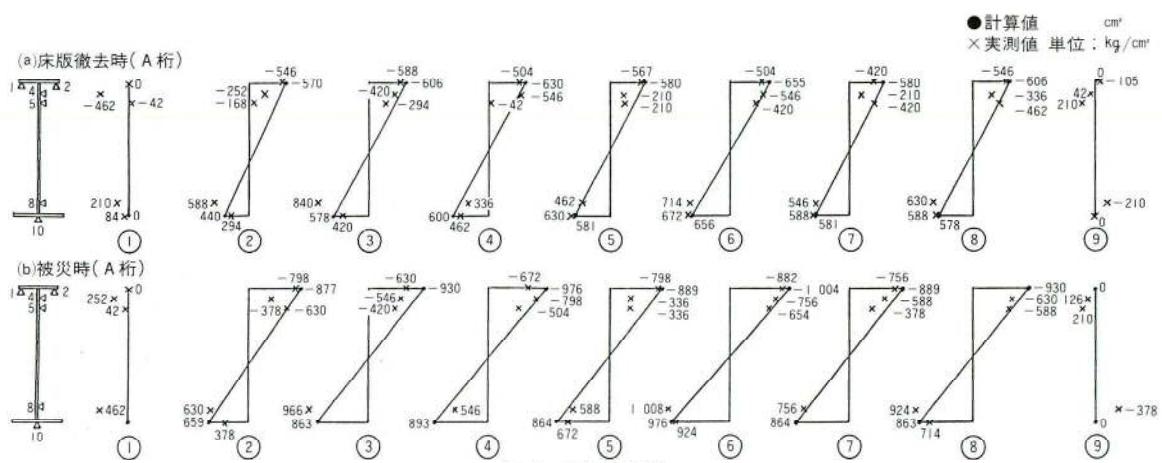


図-7. 応力分布図

傷の有無を調査した。

(1) 超音波探傷検査

主桁フランジプレートの板継溶接部について、全箇所(112ヶ所)実施した。その結果すべての溶接線について、内部欠陥は検出されなかった。

(2) 浸透探傷検査

主桁のすみ肉溶接部全線(865m)について行なった。また念の為、対傾構取合スチフナプレートのすみ肉溶接部、およびジベルのすみ肉溶接部についても、浸透探傷検査を実施した。その結果、すべての溶接線について、割れ等の欠陥は検出できなかった。

非破壊検査を実施しなかった個所については、すべて外観目視検査を行なったが、欠陥は見当たらなかった。

9. 再使用可否の判断

(1) 主桁の大曲り

図-5に示す通り、主桁の大曲りは被災時で最大16.5mm(C 枠)であった。床版解体後では剛性が弱まったため傾斜側へ大きく曲り、最大25mm(A 枠)となつた。しかし、桁解体後測定したところ大曲りは最大10mmであった。これは道路橋示法書に示す桁通り許容差の最大値25mm以内である。また外観上、曲りによる局部座屈は見られない。

(2) 主桁のせん断応力度

表-2に示すように、主桁のねじり率(ψ)はほぼ一定とみなされるので、そり拘束を受けない単純ねじりと

考える。

バソーの公式より、ねじりモーメント T_s は、

$$T_s = G \cdot K \cdot \frac{d\theta}{dx} \quad \dots \dots \dots (1)$$

ここに、

G : せん断弾性係数 ($8.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$)

K : 純ねじり定数 (cm^4)

$G \cdot K$: ねじり剛度

$$\frac{d\theta}{dx} : \text{ねじり率} (\psi)$$

ねじりせん断応力 τ_s は、

$$\tau_s = t \cdot \frac{T_s}{K} \quad \dots \dots \dots (2)$$

ここに

t : 主桁ウェブ板厚 (cm)

したがって(1)(2)より、

$$\tau_s = G \cdot t \cdot \frac{d\theta}{dx} \quad \dots \dots \dots (3)$$

設計死荷重せん断応力を τ_w とすると、合計せん断応力 τ は、

$$\tau = \tau_w \pm \tau_s$$

となる。

表-2より、主桁A, B, Cのねじり率(ψ)は

$$\psi_A = \frac{d\theta_A}{dx} = \frac{(216 - 18.5)/1300}{35 \cdot 630} = 4.3 \times 10^{-6} (\text{mm}^{-1})$$

$$\psi_B = \frac{d\theta_B}{dx} = \frac{(229 - 10)/1350}{35 \cdot 630} = 4.6 \times 10^{-6}$$

$$\psi_C = \frac{d\theta_C}{dx} = \frac{(190 - 10)/1300}{35 \cdot 630} = 3.9 \times 10^{-6}$$

従って(3)(4)より合計せん断応力 τ は、表-5に示す通り

表-5. せん断応力度

測 点		1	2	3	4	5
設計死荷重 せん断応力度 (kg/cm ²) τ_{ω}	外 桁	206	137	104	69	0
	内 桁	220	147	111	74	0
ねじりせん 断応力度 (kg/cm ²) τ_s	外 桁 A	31	31	31	31	31
	内 桁 B	34	34	34	34	34
外 桁 C	28	28	28	28	28	
	外 桁 A	237	168	135	100	31
内 桁 B	254	181	145	108	34	
	外 桁 C	234	165	132	97	28
合計せん断 応力度 (kg/cm ²) $\tau =$ $\tau = \tau_{\omega} + \tau_s$						

となる。表-5で災害時の死荷重せん断力は、桁の傾きのため約1%小さくなるが設計値を使用した。

以上のように、主桁の変形によるせん断応力は28~34kg/cm²であり、合計せん断応力はいづれも許容せん断応力度(800kg/cm²)以内である。

(3) キャンバー回復量

表-3の桁レベル実測値より、支点の移動量を補正した桁キャンバーを図-8に、回復量を図-9に示す。

B、C桁については、災害時P1橋脚側キャンバー値が負の傾向であったが、解体後は正に回復した。また回復量は合成断面としての計算値に近似して放物線形状をしている。

A桁は測点1~5のP1橋脚側の回復量が少ない。測定時、足場等の障害物のため測点が移動したためと思われるが、11章のくりかえし載荷試験にA桁を使用して確認することにする。

全般的には、放物線形状を示しており、局部的な応力集中による鋼材のじん性の低下はなかったものと考えられる。

(4) ストレインメーターからの応力

図-7をみると格点①、⑨を除いて実測応力の符号は正しい方向を示している。また計算値との比率が50%以下の個所もあるが、解体床版重量の誤差および足場、天候等悪条件での測定誤差が原因であると思われる。しかし格点の応力平均比率は50%~120%に入っており、このような環境での被災主桁の実測ではやむを得ない。最大応力は、格点⑥のフランジに見られ、計算応力の約120%である1008kg/cm²であり、許容応力以内である。以上のように、工場補修前の調査によっては、主桁は再使用に耐えうるものと判断される。

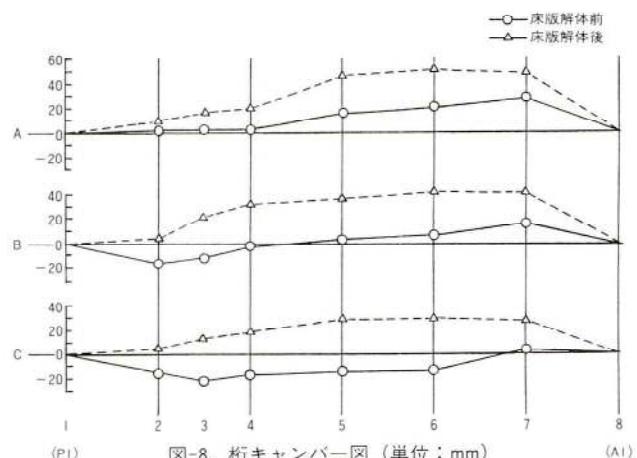
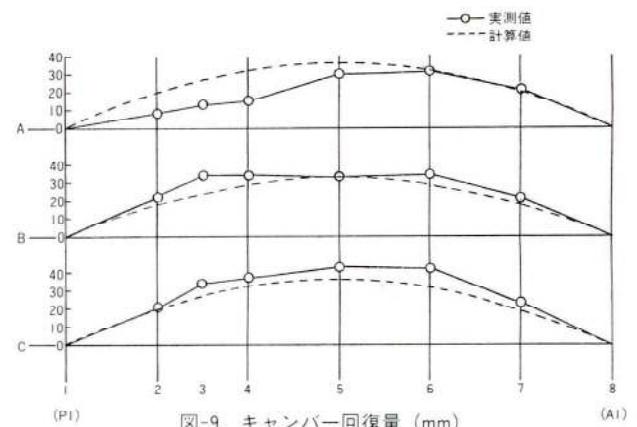


図-8. 桁キャンバー図 (単位: mm)



10. 補修

被災桁を工場へ搬入して、ショットブラストにて旧塗膜を除去、非破壊検査を行なった後、外観検査により、損傷箇所を補修した。主な補修箇所、補修方法を表-6に示す。

表-6. 補修箇所と方法

補修箇所	数量	原因	補修方法
横構ガセットプレートの曲り	15	横構の座屈	加熱矯正
主桁の局部曲り	7	桁の移動	加熱矯正
主桁の大曲り、そり	10	桁ねじれ	加熱矯正
ソールプレートの切断	1	桁の移動	旧ソールプレート除去 新規取付
沓の切断(固定2)	3	桁の移動	新規製作
高欄の曲り	4	桁の移動	加熱矯正、新規製作
伸縮継手の曲り	3	桁の移動	新規製作
スティフナーの曲り	13	床版解体	加熱矯正
ジベルの損傷	64	床版解体	切断除去、新規取付

11. 繰り返し載荷試験

(1) 試験目的

主桁の中央に、繰り返し荷重を加えて、荷重と変形量の関係、残留ひずみの有無を調べるために試験を行なった。

(2) 試験概要

仮組立検査終了後に、引き続き繰り返し載荷試験を行なった。試験桁として、図-9に見られるようにキャンバー回復量が最も少なく、9.(2)でねじり率が最も大きい、波田町側の上流側主桁（A）を用いた。

試験に先立ち、図-10に示す載荷治具を支点中央部に設置した。また、主桁中央部に油圧ジャッキにより集中荷重を加えた時に、主桁中央部の上フランジで約 $1000\text{kg}/\text{cm}^2$ の圧縮力が働くことになる13~14トン以上の荷重として、コンクリート製のブロック18トンを治具の両側に乗せた。端対傾構を残して中間対傾構、横構を取り外し、主桁の継手は一部のドリフトピンを残して95%を高力ボルトで締めた。支点として鋼製の台とソルプレートの間にステンレス板（板厚4mm）を2枚はさみ、スライドが容易に出来るようにした。全景を写真-13に示した。

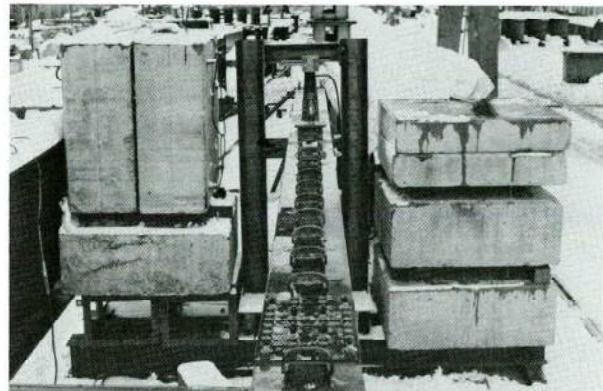


写真-13. 繰り返し載荷試験全景



写真-14. 主桁上フランジのストレインゲージ貼付状況

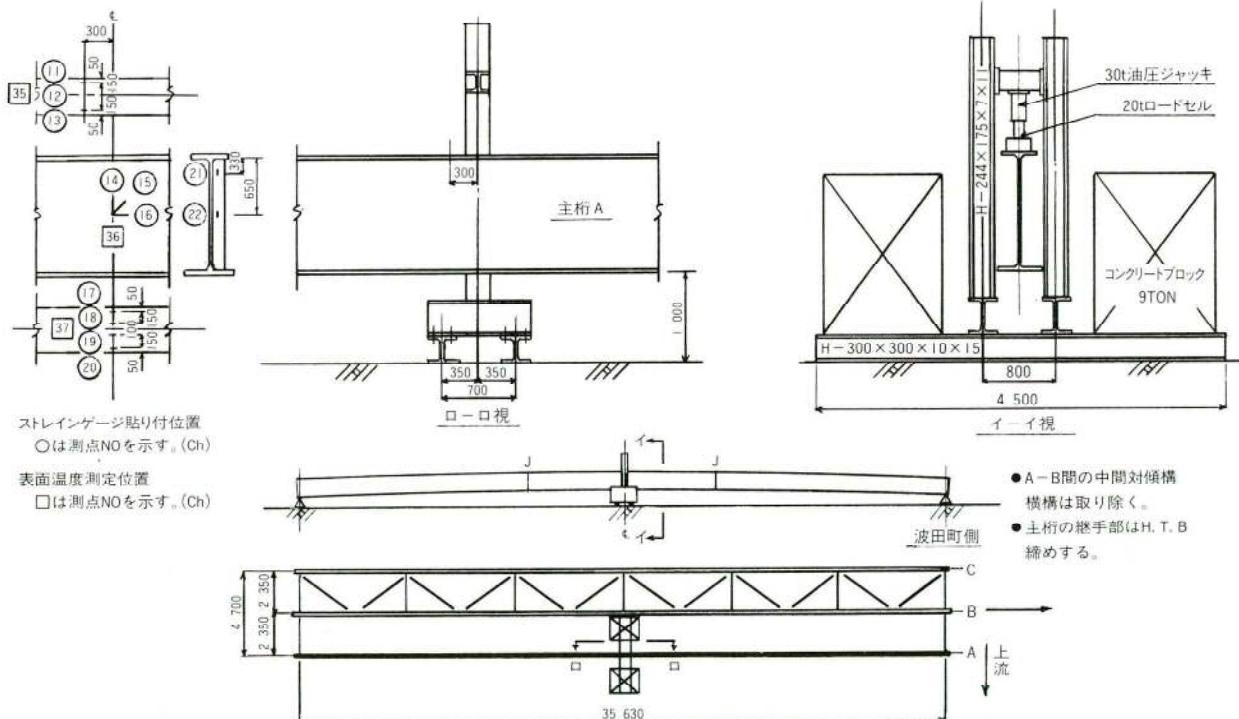


図-10. 繰り返し載荷試験詳細図

(3) 測定方法

- (a) 図-10に示す箇所にストレインゲージを貼布してひずみを測定した。ゲージは自己温度補償ゲージを使用し、リード線（約10m）の温度影響は3線結線方式により補償した。ゲージの貼付状況を写真-14に示した。
- (b) 支間中央の荷重変換器（ロードセル）を通じて、油圧ジャッキにより荷重を加え、下フランジプレートに設置した変位計による変位量との関係をX-Yレコーダーで読み取り、荷重管理をした。ロードセルは、予め、アムスラー型万能試験機により較正を行った。写真-15に油圧ジャッキ、ロードセルの設置状況を、写真-16に、主桁下フランジの変位計の設置状況を示した。
- (c) 主桁の両支点に設置した変位計により沈下量を測定した。
- (d) 主桁の両端に設置して変位計、ダイヤルゲージにより、水平移動量を測定した。
- (e) 以上の測定結果は、データーロガーに自動記録させた。

使用したゲージ、及び計器類を表-7に示す。また変位計の設置位置、およびゲージ、計器類の系統図を図-

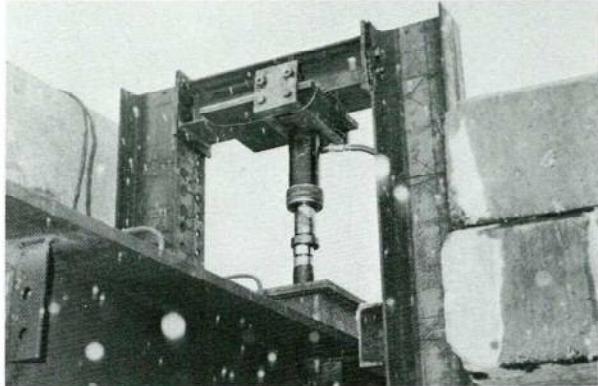


写真-15. 油圧ジャッキ、ロードセル設置状況

表-7. 使用ゲージ、計器

種別	使用ゲージ、計器	規 格	数
ゲージ	単軸ストレインゲージ	東京測器 WFLA-6	9
	3軸ストレインゲージ	" WFRA-6	1
計器	荷重変換器	自社 20ton	1
	変位変換器	日本電気三栄 9E08-D3	2
		昭和 TC10-10F	2
	ストレインアンプ	横河電気 3126型	5
	データーロガー	三栄測器 7V06型	1
	X-Yレコーダー	現研電子 D-73	1

11に示した。

(4) 測定順序

- (a) まず、主桁を製作キャンバーをつけた状態で多点支持とする。この無応力状態でストレインゲージおよび各計器の零点を調整した。
- (b) 中間支点を除去して2点支持とし、主桁の鋼重によるひずみ、変位量を測定した。
- (c) 油圧ジャッキにて荷重を加える。荷重はX-Yレコーダーに記録される荷重-たわみ図で較正し、約1000kg/cm² (480μs) になるまで加えた。
- (d) 次に徐々に荷重を抜いて0に戻した。
- (e) 同様に(c)～(d)の作業を5回繰り返した。第5回目は急速載荷、除荷の影響をみるために、載荷中の測定を行なわないで、連続して荷重を加え、また除去した。

(5) 測定結果

5回行なった載荷試験のうち、第2回目と第5回目の測定結果を、表-8に示す。測点11～22はひずみ値(μs、マイクロストレイン)で、弾性係数E=2.1×10⁶kg/



写真-16. 主桁下フランジ変位計設置状況

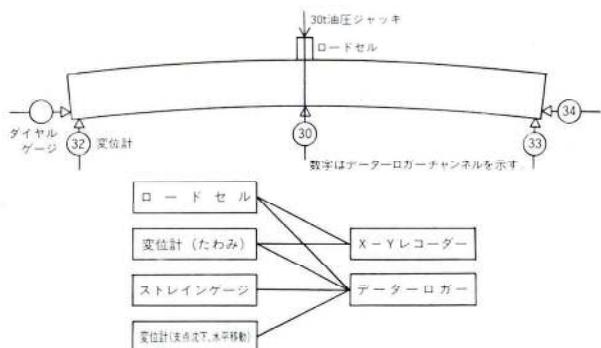


図-11. 変位計配置及び計器系統図

表-8. データーリスト

Test No. 2

No	カシ"ュウ (t)	11 (s)	12 (s)	13 (s)	14 (s)	15 (s)	16 (s)	17 (s)	18 (s)	19 (s)	20 (s)	21 (s)	22 (s)	30 (mm)	32 (mm)	33 (mm)	34 (mm)	35 (°C)	36 (°C)	37 (°C)
1	-0.028	-136	-142	-130	7	9	-4	128	119	114	109	-29	-3	32.37	-3.69	-3.16	1.78	0.2	-0.4	-1.1
2	0.999	-160	-167	-155	4	8	-5	148	142	139	135	-26	-2	36.58	-3.68	-3.24	1.90	-0.1	-0.5	-1.0
3	1.999	-184	-193	-178	4	8	-6	171	166	162	155	-25	-3	40.74	-3.75	-3.36	2.07	-0.2	-0.6	-1.2
4	4.913	-259	-269	-251	-8	0	-14	229	228	224	223	-31	-5	52.54	-3.94	-3.55	2.50	0.1	-0.5	-1.2
5	9.742	-390	-391	-366	-24	-9	-21	323	339	334	332	-12	-8	72.33	-4.35	-3.93	3.12	0.1	-0.5	-1.3
6	10.827	-410	-417	-380	-28	-12	-22	346	355	361	364	-21	-2	76.70	-4.50	-4.05	3.24	0.2	-0.7	-1.2
7	12.027	-458	-468	-419	-35	-17	-28	363	377	386	389	-15	-12	81.70	-4.64	-4.13	3.40	0.1	-0.6	-1.2
8	13.084	-484	-479	-441	-40	-20	-30	381	398	409	410	-12	-5	86.11	-4.83	-4.27	3.54	-0.3	-0.6	-1.3
9	11.056	-431	-434	-400	-31	-15	-25	355	359	366	364	-11	-2	79.26	-4.96	-4.31	3.24	-0.1	-0.5	-1.4
10	9.970	-395	-402	-375	-26	-12	-24	330	345	346	345	-18	1	75.10	-4.96	-4.28	3.07	-0.2	-0.6	-1.3
11	5.056	-265	-277	-260	-9	-2	-14	240	240	240	234	-22	-1	55.55	-4.79	-3.95	2.30	-0.2	-0.7	-1.3
12	2.342	-200	-214	-197	0	6	-9	183	179	172	165	-8	-5	43.92	-4.57	-3.73	1.87	-0.3	-0.7	-1.4
13	1.142	-170	-180	-168	4	8	-6	150	145	142	133	-11	-7	38.68	-4.41	-3.55	1.70	-0.3	-0.9	-1.5
14	-0.028	-135	-142	-130	7	9	-4	129	119	115	109	-30	-2	33.11	-4.21	-3.41	1.57	-0.4	-0.8	-1.4

Test No. 5

No	カシ"ュウ (t)	11 (s)	12 (s)	13 (s)	14 (s)	15 (s)	16 (s)	17 (s)	18 (s)	19 (s)	20 (s)	21 (s)	22 (s)	30 (mm)	32 (mm)	33 (mm)	34 (mm)	35 (°C)	36 (°C)	37 (°C)
1	0.000	-139	-144	-133	-1	3	-2	126	121	116	107	-13	-7	34.80	-4.47	-3.57	1.19	-1.4	-1.6	-1.9
2	12.799	-485	-473	-431	-47	-23	-28	372	388	396	399	-14	-2	86.60	-5.26	-4.50	2.97	-1.5	-1.6	-1.9
3	0.000	-142	-147	-136	-5	7	-6	122	115	109	102	-15	-10	34.76	-4.56	-3.61	1.13	-1.5	-1.6	-2.0

cm²を乗ずると応力 (kg/cm²) となる。測点30~34は変位量で、単位はmmである。測点35、36、37は、それぞれストレインゲージを貼付した附近の表面温度を示す。

図-12 は、X-Yレコーダーによる荷重-たわみ図であり、支点沈下量は補正していない。2回目からは、X軸方向にスタート位置を移動した。

第2回目の測定結果について、荷重-たわみ図、荷重-応力図を図-13、14に示す。測点30のたわみ量に、測点32、33の支点沈下量を電算機により補正処理して、プロッターにX軸をたわみ量・Y軸を荷重として出力したもののが図-13である。また、測点11~20のひずみ値を応力に換算して、X軸を応力、Y軸を荷重として、電算機によりプロッターに出力したもののが図-14である。

表-8より、残留たわみは±1%以内で、残留ひずみは±2%以内となった。最後の5回目は、荷重の除去速度を速くしたために逆に戻り過ぎたが、これらの残留値は支点の摩擦、計器の測定誤差によるものと思われ進行性が見られなかった。

12. 総合判断

本調査、試験は被災現場という悪条件の中を含めて、長期にわたり段階的に行なったにもかかわらず、一応満足の行く結果が得られたものと判断される。最後に要点を列記すると次の通りである。

- 1) 主桁の変形、大曲りは加熱矯正で矯正できる程度であり、かつ矯正による機械的性質の低下は発生しないと思われる。
- 2) 主桁のねじりせん断応力は、わずかであり、死

荷重によるせん断力と合算しても、許容応力以内である。

- 3) 床版解体前後の各部の応力、およびキャンバーの回復量からみても、局部的な応力集中による鋼材のじん性の低下はみられない。

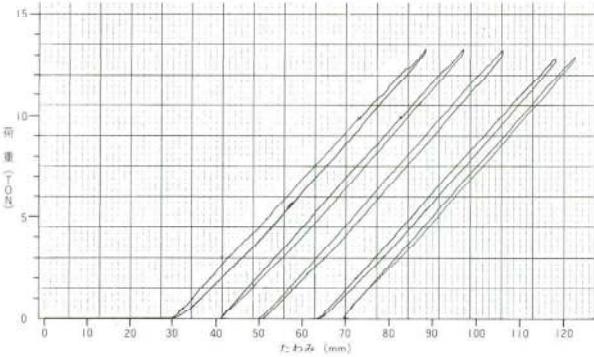


図-12. 荷重-たわみ図 (X-Yレコーダー)

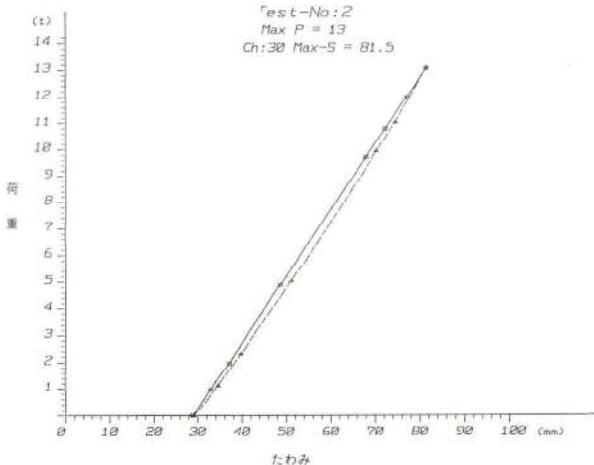


図-13. 荷重-たわみ図

4) 非破壊検査において、すべての溶接部に欠陥は検出できなかった。

5) くりかえし載荷試験により、主桁の弾性挙動が確認され、残留変形量はすべて測定誤差内であった。

すなわち、梓川橋の被災主桁は、本文で記載した補修作業により、本来の機能を充分に回復し、再使用可能であると判断される。

おわりに、この調査、試験にあたり、多大な御指導をいただいた、信州大学工学部土木工学科吉田教授に、深く感謝の意を表します。

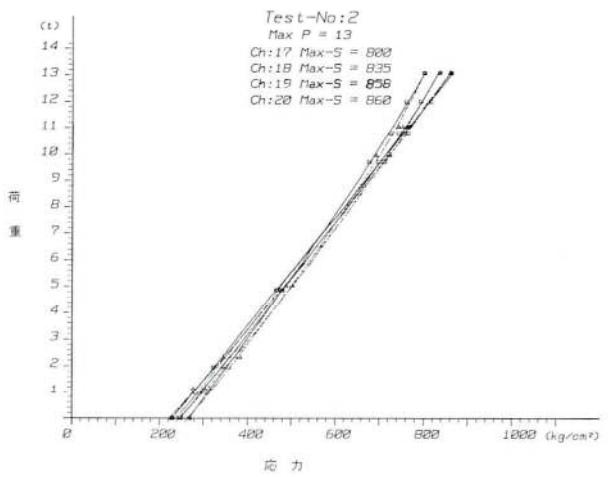
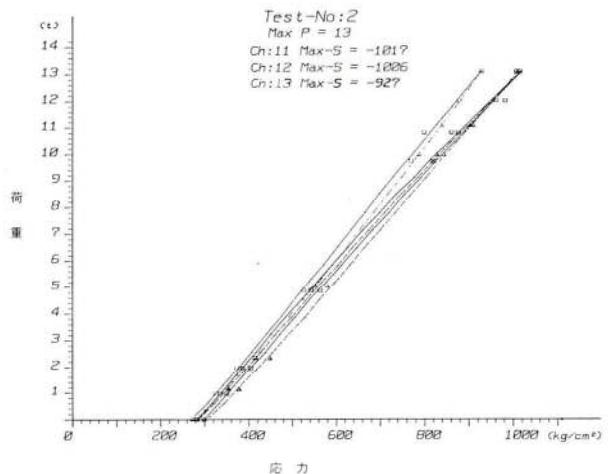
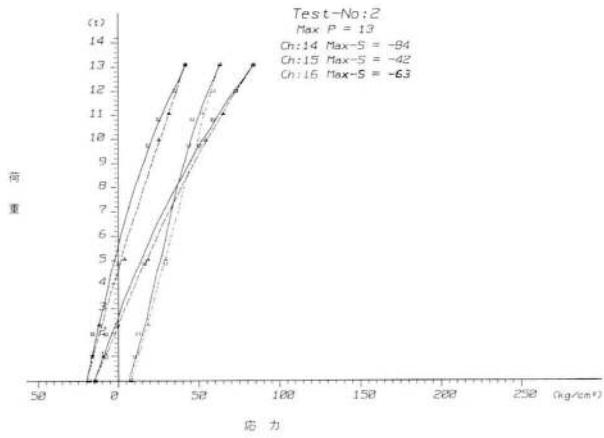


図-14. 荷重一応力図



報 告

下津井瀬戸大橋(1A) トンネルアンカーフレームの施工

西垣 登*

1. まえがき

下津井瀬戸大橋（図-1）は、本四連絡橋児島～坂出ルートの最も本州寄りに位置し、岡山県児島と香川県櫃石島を結ぶ単径間吊橋で、本橋のケーブルアンカーレイジは、児島側（1A）と櫃石島（4A）につくられた。櫃石島側は従来通りの重力式であるのに対して、児島側はトンネル型式のアンカーが採用された。このような大規模なトンネル式アンカーレイジは、日本では初めてで、世界でもアメリカに統いて二番目の工事である。

本報告は、下津井瀬戸大橋（1A）トンネル式アンカーフレーム架設工事の概要を記すもので、構造一般図を図-2に、実施工工程表を表-1に、また坑口付近の様子を巻頭のグラビアに示す。

2. 工事概要

本工事の概要は以下のとおりである。

トンネル延長：東側アンカー 77.20m

西側アンカー 75.70m

トンネル勾配：下り 38°

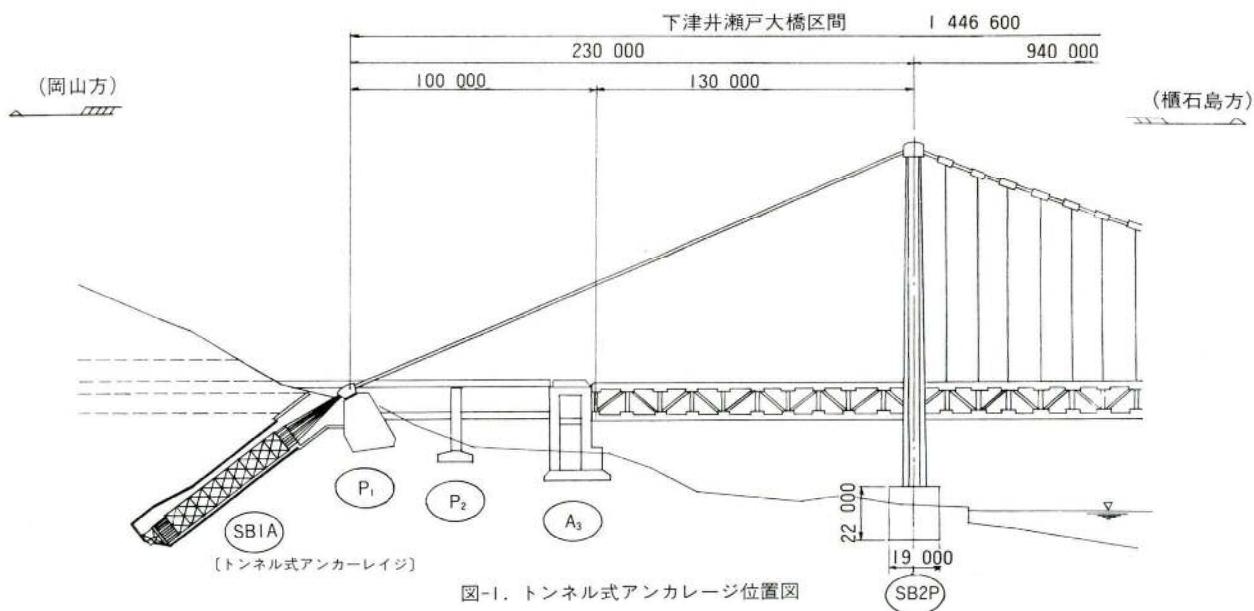
アンカーフレーム全体重量：2641.60ton（2基）

なおアンカーフレームの重量内訳を表-2に示す。

3. トンネル式アンカーレイジの選定理由

トンネル式アンカーレイジを採用した理由は下記の通りである。

- 1) 児島側の1Aアンカーレイジは、鷲羽山の山腹に位置するが、鷲羽山は、瀬戸内海国立公園の中



* 宮地建設工業株本四プロジェクト室

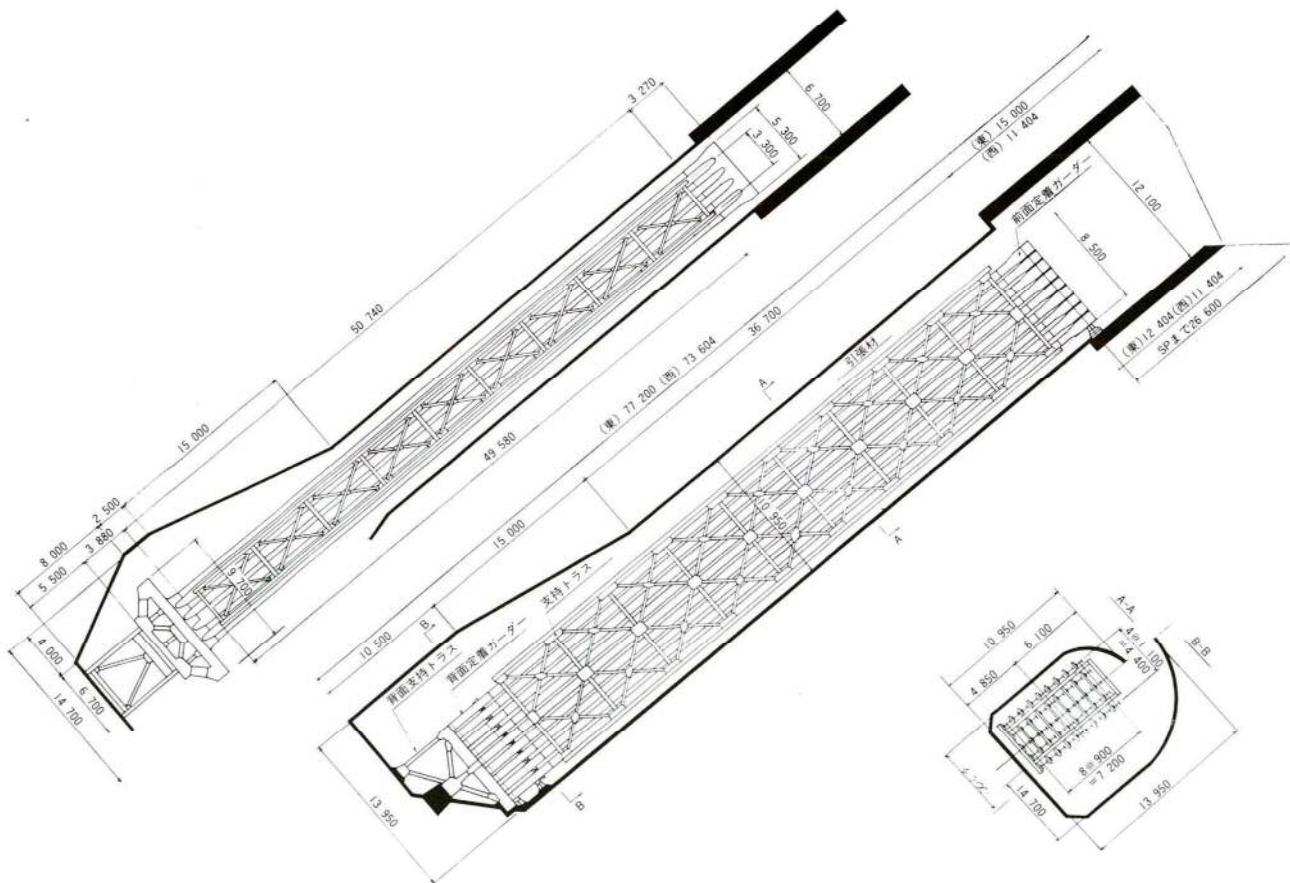


図-2. アンカーフレーム構造一般図

表-1. 実施工工程表（東側トンネル）

月 日 工事項目	2 月 10 20 29	3 月 10 20 31	4 月 10 20 30	5 月 10 20 31	6 月 10 20 30	7 月 10 20 31	8 月 10 20 31	9 月 10
準 備 工	測量 坑内枕木調整搬付	回転軌条設備 坑内台車 坑内吊上設備						
背面支持トラス			段取り 搬入、搬付					
背面定着ガーダー			段取り 搬入、搬付	解体				
支持トラス				段取り 搬入、搬付	解体			
引 張 材					段取り 落としこみ	解体		
前面定着ガーダー						段取り 搬付		
現 場 塗 装						段取り 搬付		
引張材縁切り							段取り 搬付	

※西側トンネルは、4~5日遅れて追従施工

表-2 アンカーフレーム重量内設表

名 称	重 量 (kg)	高力ボルト重量(kg)	合 計 (kg)
背面支持トラス	33,062	620	33,682
背面定着ガーダー	367,090	11,263	378,353
支持トラス	266,366	9,308	275,674
内部引張材	1658,624	76,291	1734,915
前面定着ガーダー	212,220	210	212,430
架台	6,544	—	6,544
合 計	2543,906	97,692	2641,598

高力ボルトは全てトルクシャー型を使用

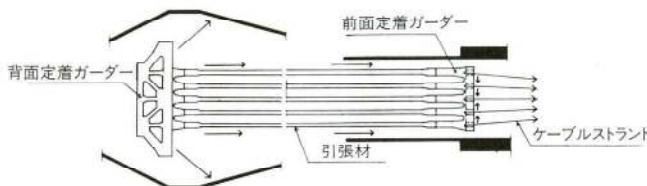


図-3 応力伝達概要図

でも、多島美を一望することができ最も景観の良いところといわれ、自然破壊を最小限に押える型式が第一条件である。

- 2) 1Aアンカーレイジに近接して、自動車及び鉄道用トンネルが4本施工されるため、重力式のアンカーレイジを設置することは、立地条件から困難である。

4. 構造の特色と働き

(1) トンネル式アンカーフレームの特色

重力式アンカーフレームとの相違点は次の通りである。

- 1) 引張材の本数が従来の構造と比較して非常に少ない（大鳴門橋78本、下津井瀬戸大橋44本）。
- 2) 引張材は、38°勾配で平行に設置される。
- 3) ケーブルレストランド定着用の前面定着ガーダーを引張材先端部に設ける。

(2) 各部材の働き

主要部材に対する応力の伝達機構を図-3に示す。各部材の働きをまとめると、

1) 前面定着ガーダー

ケーブルレストランドの定着を容易にし、作用張力を引張材の配置方向に変換して伝える。

2) 引張材

前面定着ガーダーに伝えられた作用張力を、トンネル底部の背面定着ガーダーへ伝達する仲介的役割をする重要な部材である。

引張材1本に80tonもの設計張力が作用し、この時先端部に役50mmの伸びが発生する。

3) 背面定着ガーダー

引張材から伝達された張力をうけとめ、中詰コンクリートを介して、周囲の岩盤へ伝える。

4) 支持トラス

引張材を設計位置に仮固定する支持枠であるとともに引張材架設時点において、重要な架設設備の役割を有する。

5) 背面支持トラス

最も坑奥部に設置し、1)~3)までの主要アンカーボルト材架設時における勾配方向分力を支持する部材である。

5. 架設作業フローチャート

架設作業は、次の順序で行った。

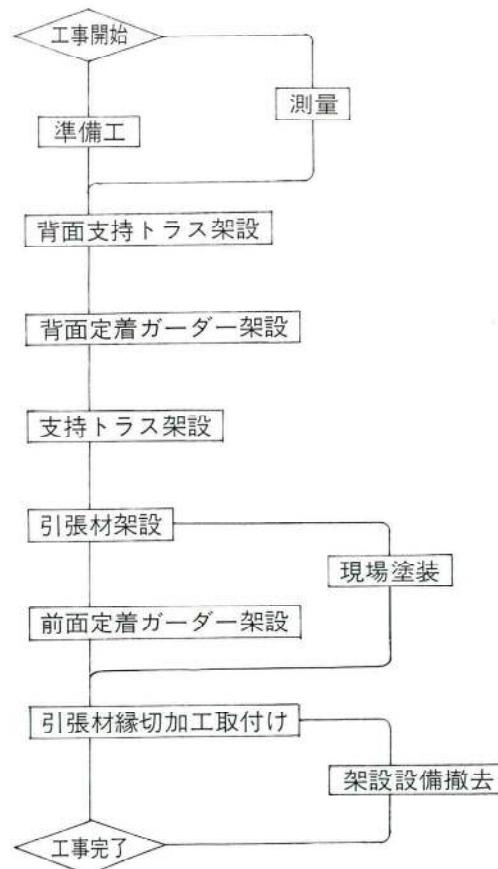


表-3 各アンカーボルトの架設工法

名 称	架 設 工 法
背面支持トラス	扇形回転方式によるブロック架設
背面定着ガーダー	セリ上げ装置によるブロック架設
支持トラス	回転軌条設備によるブロック架設
内部引張材	逐次連結方式による落込み架設
前面定着ガーダー	吊込み設備による相吊り架設

6. 架設工法の選定

架設計画の検討段階においては「天井クレーンによる単材架設及びブロック架設」、「ワインチワークによる単材架設」など、さまざまな工法案が、考えられたが、実施架設計画の基本的な考え方として、

- 1) 坑内で使用する架設設備は、最小限に留める。
 - 2) 各部材の組立及び高力ボルトの締付作業はできるだけ地上で行い、ブロック架設とし、坑内の悪条件下での作業を少なくする。
 - 3) 架設設備の段取り換えを少なくする意味から、各部材の架設に汎用できる構造のものを考案する。
- の3項目に着目して、検討を進めた結果、表-3に示す工法を採用した。

7. 設計・製作時に考慮した事項

表-3の架設工法をもとに、アンカーフレームの構造を照査した結果、次の事項が、問題となった。

- 1) 高力ボルトは、原則として機械締めできる構造とする。
- 2) 支持トラスをブロック架設するため、上下弦材の継手位置を変更する。
- 3) 引張材を落とし込み架設するため、支持トラス受棚の断面形状を変更する。

8. 坑内作業環境

坑内の作業環境状態を列記すると

- 1) 自然採光はできず、水銀灯により照明設備を施した。
- 2) 空気の移動は、ほとんどなく、送風機により、強制換気を行った。
- 3) 気温は20°C前後で、湿度は、85~90%であった。
- 4) 堀削面はすべて吹付けをしてあるが、上面からの雪が多い。



写真-1 坑内軌条梁落とし込み状況

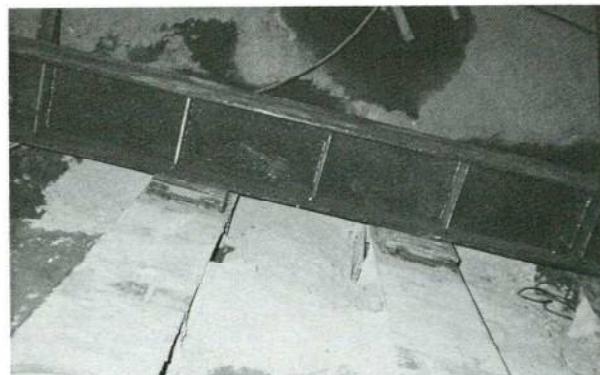


写真-2 坑内軌条梁敷設状況

- 5) 坑内奥底部 (TP -10.353m)、地下水の流出が多く、常時ポンプアップを行った。

9. 架設作業

架設作業を項目ごとに分けて、簡単に説明する。

(1) 準備工

前段取りとして、坑内軌条設備、坑口部回転軌条設備、坑内台車設備、坑奥部吊上げ設備の組立を行った。

1) 坑内軌条設備の組立

坑内軌条梁は、トンネル掘削時に埋設した鋼製枕木上に、H形鋼 (300×300) を使って、38°下り勾配で軌条間隔3.30mに敷設し、溶接で固定した。なお、軌条設備は台車走向用ならびに支持トラス据付け架台として用いるため、精度は軌条間隔±5mm、左右の高低差±3mm以内におさまるように、慎重にライナー調整を行った。敷設にあたって、坑内にローラーを一定間隔に5台配置し軌条梁を坑口で連結しながら落とし込んだ(写真-1)。

2) 坑口部回転軌条設備の組立

坑口部分に、回転柎と押上ジャッキ（ストローク4.00m）により38°回転できる軌条桁を設置した。この設備は重要で、各アンカーボルトの架設に用い、最も使用頻度の高い架設設備であった（写真-2）。

3) 坑内台車及び巻上設備の組立

坑内運搬台車の載荷床面は、水平な構造にし、上方、下方の移動には、巻上索と安全索を設け、各々22mmのワイヤーロープを10本掛に繰込み、大型電動ウインチを用いて操作を行った。なお、安全索は巻上索に異常が生じた時、自動的にブレーキが作動する仕組である。

4) 坑奥部吊上設備の組立

坑内台車上に高所作業車または小型のクレーン付きトラックを搭載して、坑奥部の吊上設備を組立てた。

吊金具取付用のロックボルトは、トンネル掘削時点に埋設したが、曲り・ズレ等が大きいので、ボルト位置をすべて実測して、金具の工場加工を行った。また、吹付けモルタル面は凹凸が激しいため、ハツリを行い、その後金具を取り付け、隙間には無収縮モルタルを圧入するなど予想以上の手間が掛った（写真-3）。

（2）測量

スチールテープ・レベル・トランシットを使って坑口部の基準点より坑奥部へ測量を行い、必要箇所に測点を設けた。特に背面支持トラスは、アンカーフレームの基部となる部材で、全体据付精度を大きく左右するので、慎重に繰返し測量を行い、両側壁に足場を組んで測定架台を取付け、正確にプロットした。

（3）背面支持トラスの架設

最も坑奥に据付けられた構造物で、全体ブロック重量が17.00tonのものを下記の順序で架設をした。

- 1) 部材を搬入し、地上でブロックに組み、高力ボルトの締付けを行う。
- 2) 坑口部の回転軌条を水平状態にして、運搬台車を組立てる。
- 3) ブロックに組んだ背面支持トラスを、運搬台車上に搭載し固定する（写真-4）。
- 4) 押上ジャッキで回転軌条桁を38°傾けたあと、除々に繰込みワイヤーロープを巻下げ、坑内へ搬



写真-3 坑奥部吊り上げ設備組立状況



写真-4 背面支持トラス搭載



写真-5 38°回転状況



写真-6 回転柎ピン連結状況



写真-7 扇形回転終了

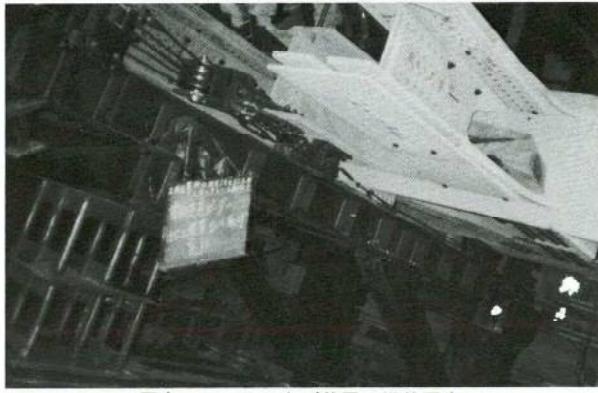


写真-11 セリ上げ装置へ搭載固定

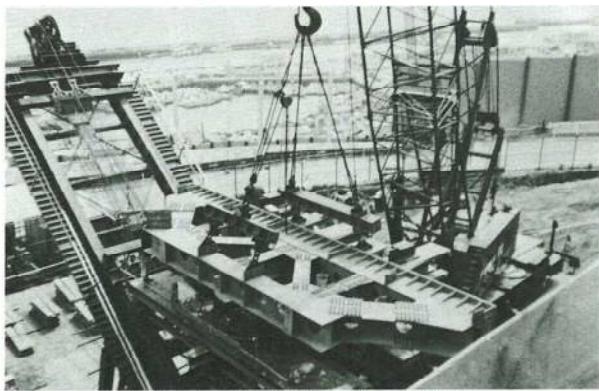


写真-8 背面定着ガーダー搭載状況



写真-12 手巻ウインチによる落込み状況

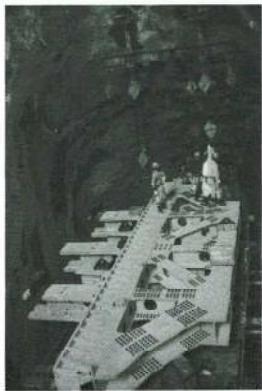


写真-9 坑内搬入状況

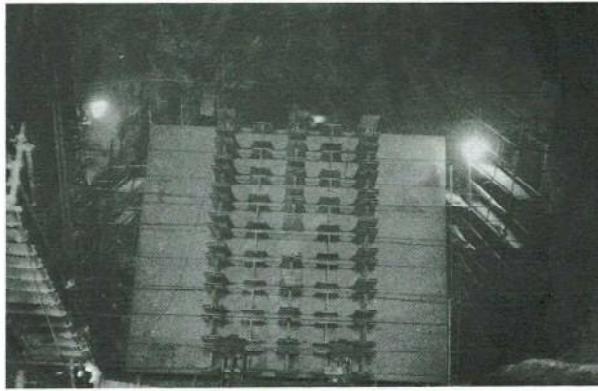


写真-13 背面ガーダー架設完了

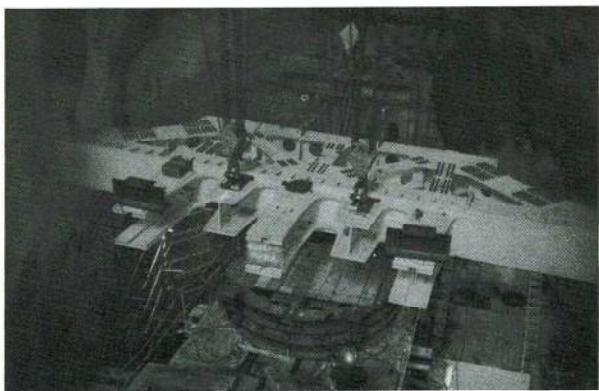


写真-10 吊り上げ状況 (3点吊り)



写真-14 支持トラス組立状況

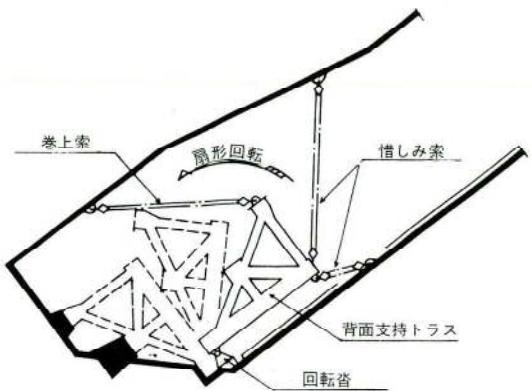


図-4 背面支持トラス架設要領図

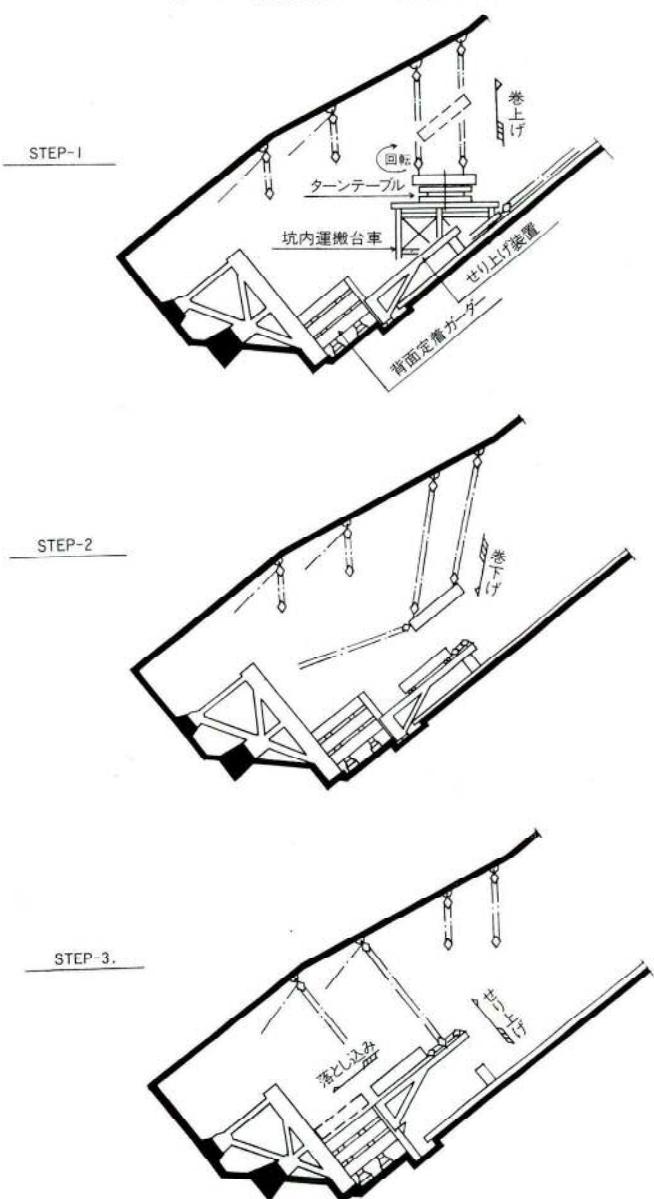


図-5 背面定着ガーダー架設要領図

入する（搬入速度V=4m/min）（写真-5）。

- 5) 坑奥の計画位置に、前もってセットした回転下柵と背面支持トラス側に取付けた回転上柵をピンで連結する（写真-6）。
- 6) 準備工の段階で設けた、吊上設備を図-4のように取付け、電動ワインチ操作で扇形回転を行う。
- 7) 回転柵を取り外し、ジャッキで微調整を行ったあと無収縮モルタルを打設し、据付けを完了した（写真-7）。

(4) 背面定着ガーダーの架設

背面定着ガーダーの架設は、当工事の中で最も複雑で困難な作業であった。1ブロックの重量は約22tonで9ブロックに分けて下段より順次据付けを行った。

施工方法を整理すると、

- 1) 回転軌条設備を38°に傾けたのち、運搬台車を組み、その上面にターンテーブルを固定する。
 - 2) 背面定着ガーダーの部材を搬入し、各ブロック毎に組立て、高力ボルトの締付けを行う。
 - 3) 大型トラッククレーン（150ton吊）で吊上げ、運搬台車上に搭載するが、トンネルの標準断面幅より背面定着ガーダーの据付け幅が広いため、90°振りまわした状態で、ターンテーブルに仮固定する（写真-8）。
 - 4) 坑奥拡幅部の定位置まで搬入し、ターンテーブルを使って据付け状態に戻す（図-9、10）
 - 5) トンネル上面にあらかじめ段取りした吊上設備（3点吊）で、鉛直に吊込み運搬台車を搬出する。
 - 6) 吊込みワイヤーロープを除々に下げ、前もって段取ったせり上げ装置の上に降ろし、移動台車に仮固定するとともに、上端を手巻ワインチで引込み、吊上設備を解放する（写真-11）。
 - 7) せり上げ装置を据付け位置まで差上げたのち、手巻ワインチにて、ゆっくりと落とし込み、ジャッキダウンを行う。次に微調整を慎重に行い、背面支持トラス及び背面定着ガーダー下段との連絡部分を固定する（写真-12、13）。
- 1)～7)までの作業を繰返して、9ブロックの据付けを完了したあと、坑奥部に設けた架設機器をすべて搬出した。なお、架設概要是図-5に示す。

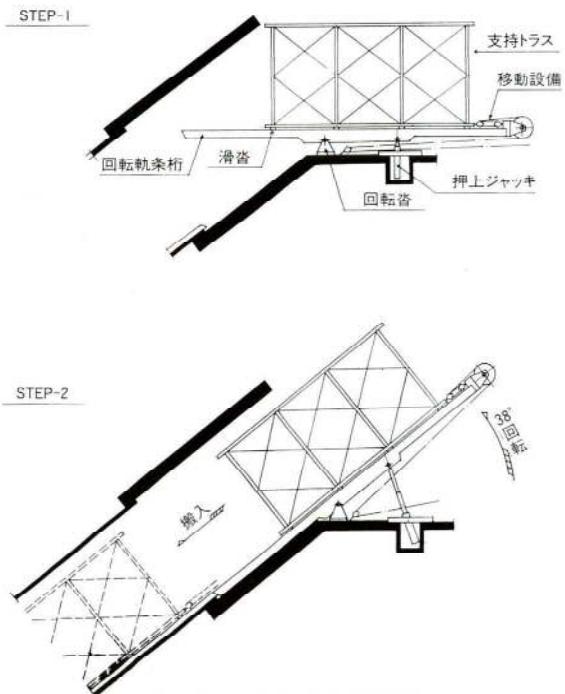


図-6 支持トラス架設要領図

(5) 支持トラスの架設

全長49.580mの支持トラスを、図-6のように3ブロックに分割して組立て、坑内へ据付けた。

このときの1ブロック重量が53tonで、アンカーフレームの中で、最大重量であった。架設手順を簡単に説明すると、

- 1) 回転軌条設備を水平に固定し、支持トラスを地組するための周辺足場を設ける。
 - 2) 部材を運搬し、支柱及び受棚を面組する。その他の部材は単材で、回転軌条桁の上に組立てるが、その前に搬入作業を容易にするための、乾式被膜潤滑材を軌条桁の上フランジ面に塗布し、滑槽を支柱位置に配置する（写真-14）。
 - 3) 高力ボルトの締付けまで完了したら、坑内台車の移動設備を、支持トラスの端部に取付け、回転軌条桁を38°傾け、4m/minの速度で、坑内へゆっくりと搬入する（写真-15、16）。
 - 4) 定位置まで到達したら、方向・高さの調整を行う。高さの微調整は、滑槽と坑内軌条梁の間にテーププレートを搬入して行い、調整後、テーププレートの上面を溶接して固定した。
- 以上の要領で3ブロックの据付けを行い、トンネル側壁より移動防止用のロッドを取付けて完了した。



写真-15 38°回転完了



写真-16 坑内搬入状況

(6) 引張材の架設

2-トンネルあたりの引張材重量は、1658.624tonでアンカーフレーム全体重量の約65%を占める。又、高力ボルトの締付け本数は113,500本で、全ボルト本数の78%をも占め非常に工事量が多いが、全体工程、及び他の近接工事との関連で、この架設を30日間で終わらさなければならない厳しい前提条件があった。とにかく、初めての工事であるので、架設設備のトラブル、斜坑内作業による能率低下等を考慮して「弋工、鍛冶工の大幅増員（40～45名）」、「昼夜間2交代体制」、「架設設備の増加」などの対策を講じた。

架設は、下段より行い、横列5本（中段のみ4本）の落とし込みを終えたら、落とし込み設備を1段づつ盛り替えて行った。以下に、その作業手順と内容を記す。
架設概要を図-7に示す。

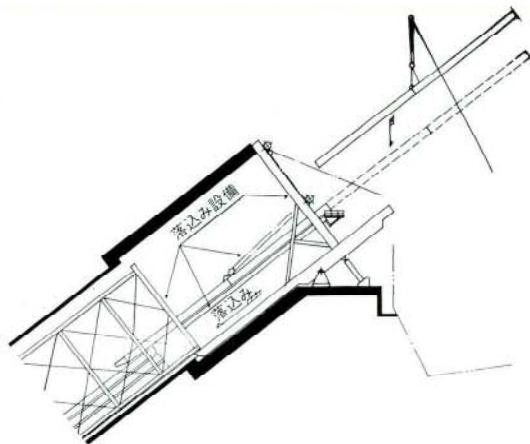


図-7 引張材架設要領図

- 1) 回転軌条桁を38°に固定し、その上に、引張材の落とし込み設備を組立てる（押上ジャッキ使用不可）。
- 2) 全長50.740mの引張材は、5分割にして現場へ搬入され、それを3ブロックに、地組みして、高力ボルトの締付けを行う。引張材には、中詰コンクリートとの付着切りを目的とした工場塗装が施工されているため、滑動面となる下フランジ下面にはガイドレールを全長にわたって取付け、継手ボルト部には、テーパープレートを敷く。更に、支持トラスの受柵上面には、テフロン板貼付ならびに乾式潤滑材塗布をし、引張材の落とし込みを容易にする（写真-17）。

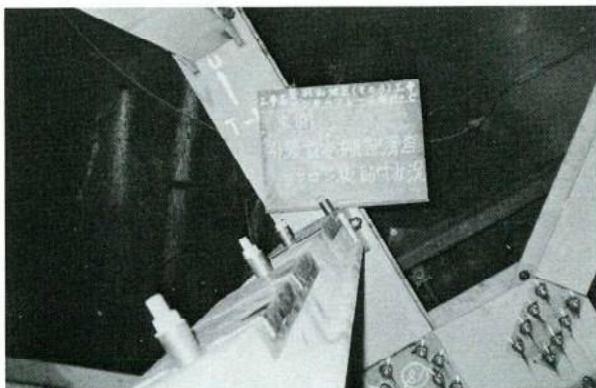


写真-17 受柵テフロン板施工

- 3) 各ブロック毎に、大型 トラック クレーン（80ton吊）で落とし込み設備上まで吊上げ、縫込みワイヤーロープで惜しみ、遂次連結しながら、3ブロック（1セット）を落とし込む。
- 4) 背面定着ガーダーとの取合位置まで、引張材が到達したら、一旦停止して、ガイド材及び、テーパープレートを取り外し、その後、背面定着ガーダーに連結する。
- 5) 縫込みワイヤーロープを解放し、左右に盛替え次の引張材を落とし込む、なお、1トンネル4組の縫込み設備を設けて行った。

1)～5)までの作業を、繰返して行い、88本の引張材の架設を完了した（写真-18、19、20）。

工事は天候に恵まれ、また、大きなトラブルもなく順調に進み、実施工工程表の如く、所定の期間内で終えることができた。

(7) 前面定着ガーダーの架設

引張材の先端に取付き、ケーブルストランドを定着する主要部材で、9枚の単材からなり、1枚の重量は支圧板を含めて約17.50tonである。架設は相吊り工法で、下段より順に、積み重ねて施工した。

施工要領は図-8に示す。

なお、架設方法を簡単に説明すると

- 1) 回転軌条桁を水平にし、坑内側の先端部分にサポート材を取付けて安定な状態に固定した後、運搬台車を組立てる。
- 2) 坑口のアーチ部分に、吊込み設備を3箇所取付けたのち、部材（支圧板は仮置場でセット済み）を搬入し、大型 トラック クレーン（150ton吊）を使って運搬台車上に搭載する。
- 3) 坑内へ運搬台車を引込み、3箇所の吊込み設備で相吊りし、ウインチ操作で、定位置に据付け、引張材と連結する（写真-21、22）、以上の順序で前面定着ガーダーを取付け、アンカーフレームの架設を完了した。

(8) 現場塗装

現場塗装は、引張材の添接部で、表-4の仕様に従って行った。坑内は、上面からの零が多く、湿度が高いため、塗装には最悪の条件であったが、防護シート等を施して慎重に行った。また、シンナーによる事故防止対策として、送風機により、十分換気を行った。

表-4 現場塗装仕様

仕様	素地調整	第1層	塗装間隔	第2層
引張材添接部	パワーツール処理	HBS K 5609 タールエポキシ(110μ)	1°-10°	同左

(工事特記仕様書より)

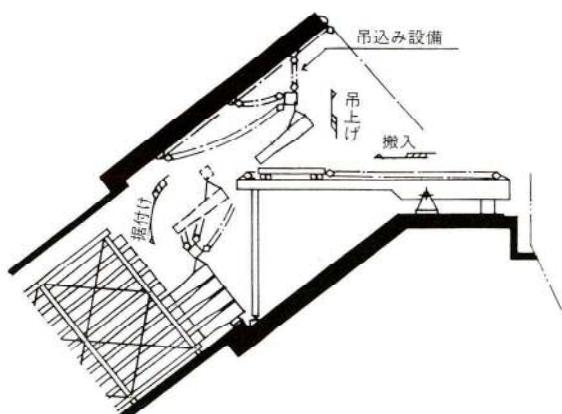


図-8 前面定着ガーダー架設要領図



写真-18 引張材第1ブロック吊り上げ状況



写真-19 連結状況

表-5 アンカーフレーム出来形成果表

測定項目	測 点	最上段①	中 段⑤	最下段⑨	備 考
横軸方向	東側A.F	+13mm	+11mm	+11mm	海側+
	西側A.F	+12	+11	+12	山側-
縦軸直角方向	東側A.F	-7	-3	+4	東側+
	西側A.F	+6	+2	+7	西側-
鉛直方向	東側A.F	+10	0	-1	上方+
	西側A.F	-3	-10	-5	下側-

(9) 引張材縁切り加工、取付け

アンカーフレームの架設完了後、中詰コンクリートを打設して、アンカーレイジとするが、ケーブルストランド張力が作用した時、引張材先端で約50mmの伸びが発生する。その伸びを、引張材添接部分で、拘束することのないように、発砲スチロール板を、工場で加工し、塗装の終わったところから順に、接着剤で貼り付けた（写真-23）。

10. 据付け精度

前面定着ガーダーの架設完了後、客先立会で据付け確認検査を行った。許容誤差は、特記仕様書により定着材端面で、鉛直方向・水平方向とも、±15mmで指示された。変断面斜坑の中での測量精度、および、製作誤差等を考慮した場合、非常に厳しい許容範囲であったが、出来形成果表（表-5）のとおり、東・西のアンカーフレームとも、許容誤差内におさまり、据付けは、正確であったことを確認できた。

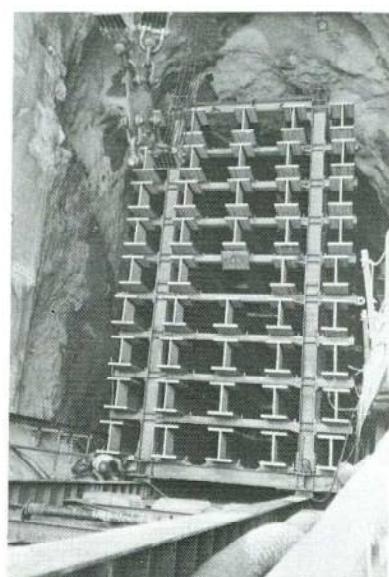


写真-20 引張材架設完了

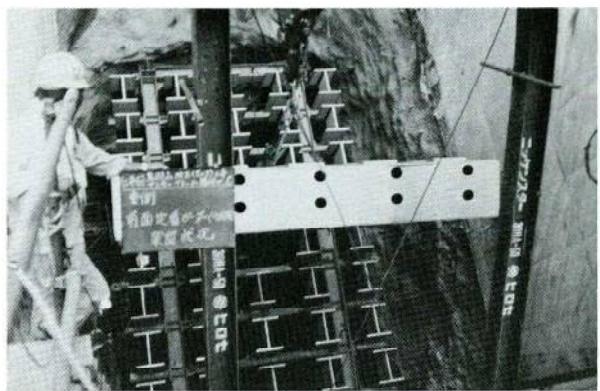


写真-21 前面定着ガーダー架設状況

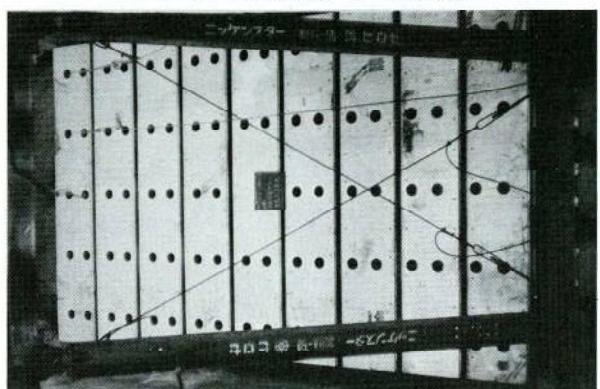


写真-22 前面定着ガーダー架設完了

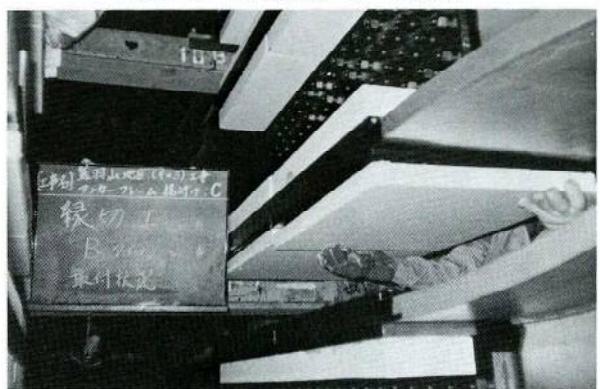


写真-23 縁切り用発泡スチロール取付状況

11. あとがき

以上、本報告は、橋梁架設工事では前例のない特殊な工事で、独自の架設技術と、両職人の高度な作業技術により、厳しい工期および作業条件の中で、計画どおり無事に施工を完了する事ができた。これも、ひとえに、本四公団、奥村・鉄建・大本共同企業体ならびに工事関係者の協力のたまものであり、深謝の意を表す次第である。

＜参考文献＞

加島 聰・田中美宇：

下津井瀬戸大橋ケーブル定着部構造検討、本四技報
Vol.6 No.20 '82.4

桜橋の現場施工

清水功雄*
林 兼生**

1. まえがき

桜橋は、東京・隅田川の白鬚橋～言問橋の間に計画された歩行者・自転車専用橋である。浅草に近く、台東区と墨田区に分かれる墨田公園を架橋による一体利用を目指したものである。

隅田川に架る橋は、構造、景観ともに名橋として評判の高いものが多い。桜橋の計画に当っても、創造的で優美さを合わせもつ橋としてデザインされたものである。

図-1に示す様に、中央径間のみ2主桁間に床組を持ち、側径間は曲線一箱桁となり、全体でX型を構成するユニークな構造を持っている。

上部工の仮設工法は、大ブロックに地組立した桁を高力ボルトにて添接する設計であったが、発注者により、主桁の全溶接継手を提案され検討の結果、現場全断面溶接継手を採用することに決定した。

近年、橋脚や鋼床版桁のデッキプレートの現場溶接及

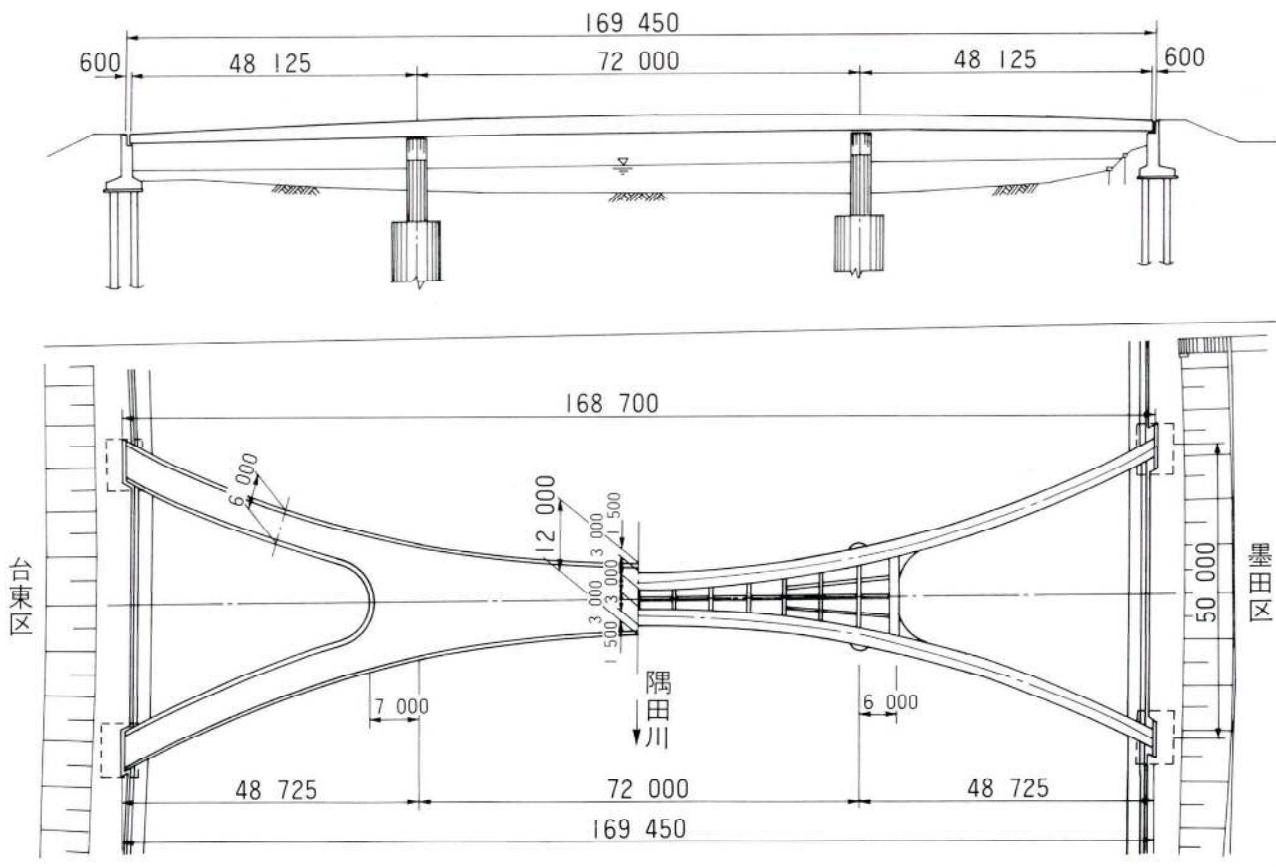


図-1. 一般図

* 技術本部技術開発部付課長
** 宮地建設工業㈱ 技術部技術第一課係長

び、地組み立時における箱桁の全断面溶接工法は相当実績を積み重ねているが、本橋の様に大ブロックで吊上げた状態の箱桁を全断面溶接した例は、国内では報告された例はないと思われる。本橋では、大ブロックの架橋と主桁の全断面溶接について報告する。（グラビアに架設完了時の写真を示す）

2. 工事概要

発注者	東京都台東区
工事名	隅田公園歩行者専用橋上部工工事
工事場所	隅田公園（台東区今戸1丁目～墨田区向島5丁目地先）
工 期	昭和58年7月1日～59年6月30日
型 式	三径間連続曲線箱桁（X型）
橋 種	人道橋（設計荷重は2等橋）
支間割	48.125m+72.00m+48.125m
鋼 重	670t
施工範囲	製作・輸送・架設



図-2. 施工位置図

3. 現場施工の概要

(1) 架設工法の選択

架設工法は下記による諸条件を総合的に検討した結果側径間は、80t吊フロートクレーンによる架設、中央径間は吊上装置による一括吊上げ工法による架設を決定した。

- 1) 架設時の航路閉鎖の制限が厳しい。
- 2) 航路内に支保工の設置が不可能。
- 3) 桁搬入時の台船荷姿に制限がある（隅田川の既設橋の桁下空間による 図-3参照）
- 4) 現場工期の短縮

以上の条件のうち、航路閉鎖については、日曜日の一

日一回のみとし、その短時間内で、台船固定、吊り上げ桁固定、台船搬去をする必要がある。また、中央径間に支保工を設ける事は船舶航路である事から許可が出ず、従って分割架設が不可能であること、又隅田川の概設桁の桁下空間が4.5m×30.0m以内のため、大ブロックに地組みされた桁を一括架設するだけの大型フロートクレーンの搬入ができない等の理由によるものであった。

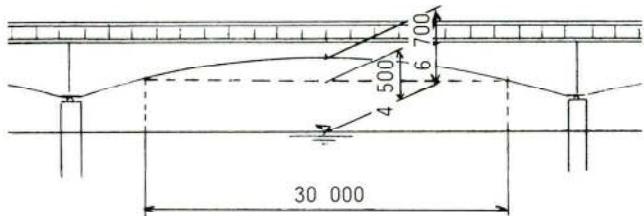


図-3. 吾妻橋の桁下空間(干潮時)

(2) 現場溶接

工場製作した桁を地組場にて、側径間は、1ブロック約50t、中央径間220tとして、主箱桁及外縦桁を全断面溶接（胴継ぎ溶接）にて組立てる。箱桁の内側になる床組は高力ボルトを用いている。従って、現場溶接継手は図-4の様に、8ヶ所になる。このうち、側径間の4ヶ所は支保工にて、仮受けした状態での施工なので、地組立て時の溶接と大差なく問題も少ないが、中央径間のS5については、吊上げた状態での溶接となることから、以下の様な問題点について検討した。

- 1) 微小変動に対する溶接不良の対策
- 2) ウェブせん断拘束が十分取れない状態での溶接
- 3) 仕口の誤差の許容値
- 4) 日照等により生じるフランジ力の拘束応力の照査方法
- 5) 溶接変形に対する対策
- 6) 架設中のねじれ対策

以上の各項目については、施工試験などで事前に確認

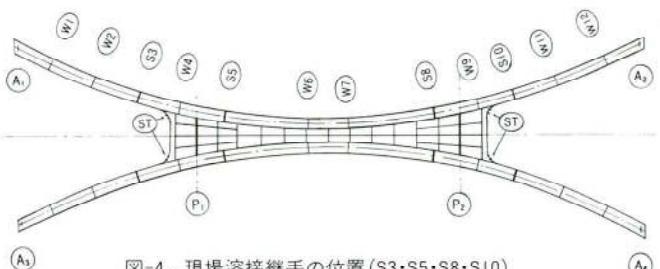


図-4. 現場溶接継手の位置(S3・S5・S8・S10)
(W1～W12は地組立時の溶接位置)

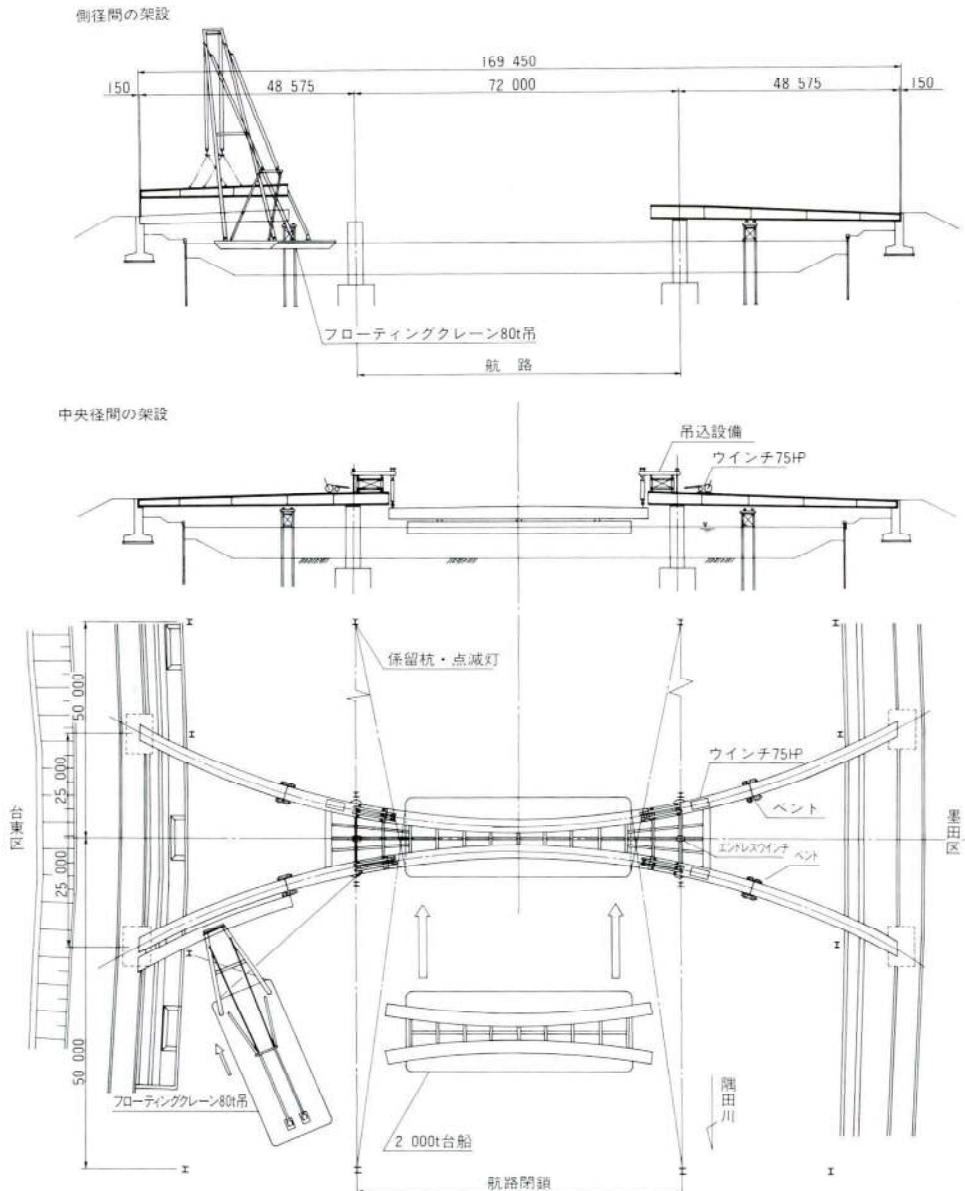


図-5. 架設要領図

することがむずかしい問題が多く、経験的に拘束条件を決めるなど、慎重な取扱いが要求された。

4. 架 設

(1) 側径間の架設

側径間の架設は、橋台(A_1, A_2, A_3, A_4)～橋脚(P_1, P_2)間に1ヶ所ずつ支保工(H鋼杭 $\ell = 30.0\text{m}$ 打込み)を設け、地組ヤードにて組立て、台船にてえい航された桁を80t吊フロートクレーンにて吊上げ架設を

行った。架設作業中は、中央径間のスパン72.0m内を航路とするため、この範囲内に係留杭その他船舶の航行に支障となるものは一切設置することができない事から、フロートクレーンのもやい取りが非常に制限され、又、大型タンカー等の航行時には波の影響で十分なクレーン固定が出来ない中で施工が行われた。

施工方法としては、フロートクレーンにて桁を吊上げ4本のもやいをワイヤーとウインチにより、所定の位置にクレーンを移動させて架設を行った。

桁は、波の影響で常に揺れ動くために、所定の位置に

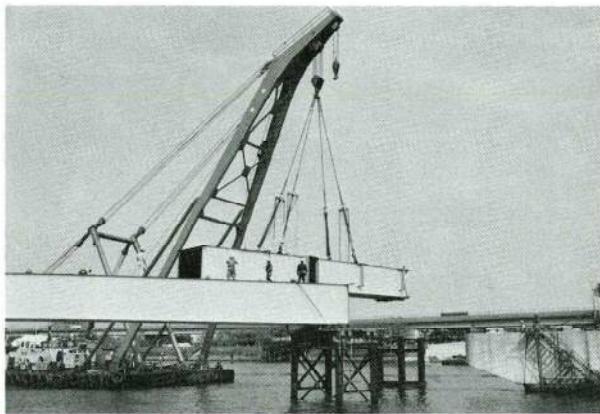


写真-1. 80T吊F.C.による側径間の架設

セットする時は、橋台、橋脚よりアンカーを取り、レバーブロックにて桁の呼び込み操作を行い、又、腹板高が1.5mより2.5mまで変化する曲線変断面鋼箱桁であり、重心位置が取りにくいために、台付ワイヤーに、20t吊チェーンブロックを利用して、吊上げ形状を決めて、架設を完了した。

全側径間の桁架設完了後、中央径間架設を行なうための準備として、側径間のセットバック量の検討（約100mmとした）、沓の仮固定、添接部の仕口管理、桁全体の位置測量等を行った。

(2) 中央径間の架設

中央径間の架設は、側径間の架設完了後、吊上げ設備をP₁、P₂に4組据付け、側径間同様地組され台船にてい航された中央径間（約220t）を吊上げ設備で一括架設を行った。

吊上げ設備の構成は、10車ブロック、75HP複胴ウインチ、10kwエンドレスウインチ、構台により組立て、右岸、左岸に各2組ずつの配置した。

本吊上げ機の特長は、吊点4ヶ所の巻上げ速度を同一とする事が困難なために、右岸、左岸に分けて、右岸の2ヶ所、左岸の2ヶ所を各々エンドレスウインチにて、同調させて吊上げる方法とした。

台船にて所定の位置にい航、固定された中央径間の桁に、吊上げ設備の10車ブロックをピンにより結合させ桁と台船を固定しているラッシング装置を撤去し、巻き上げの合図を待った。この時、台船はもやいワイヤーにて固定されているが、波の影響により常に上下・左右に動き、又、その動きも不同であるため、巻き上げワイヤーは、遊びを持たせるよう調整した。

第一段階の吊上げ合図により、桁が台船から離れるまで一気にエンドレスウインチにより吊上げ、吊上げ装置の各部分、側径間沓廻り等点検し安全を確認して、次の巻き上げ合図を待った。その後、吊上量1mごとに、各吊点の4点を側径間より測定し、桁を水平に保つように調整しながら所定の位置に吊上げて、巻き上げワイヤーをクリップ止めを行って桁を固定し、更に横振れ防止のボルトを締付けて架設を完了した。



写真-2. 吊上装置



写真-3. 吊上げ装置による中央径間の架設

5. 箱桁の全断面溶接

(1) 断面形状

継手S5の断面寸法を図-6に示す。箱形橋脚の違いは、フランジ及ウェブを拘束すべきリブが少ないことである。特にウェブ面は、板巾2.5mに対して水平補剛材一段である。さらに、引張りフランジ（上フランジ）もリブ間隔75cmとなり、リブ間の目ちがい等に対し拘束度が不足すると判断した。

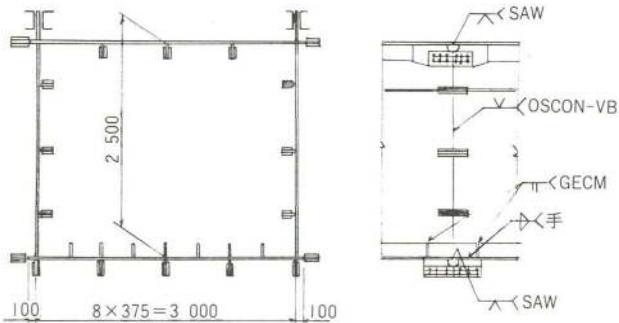


図-6. S5現場溶接部断面の拘束材と溶接方法

(2) 仮拘束材の考え方

鋼床版等の現場溶接を例に取ると、1)継手拘束ができるだけ自由にする方法と、2)継手拘束を行う方法とに大別される。¹⁾ オールペンドの地組立にあたっては、歪みが少なく、形状管理の容易な1)によったが、現場継手は、溶接中の微小移動が溶接欠陥を生じさせる事から、2)の拘束継手とした。拘束継手の設計作用力の想定は以下によった。

1) フランジ

橋軸方向のルート間隔確保のため、特に温度変化によるフランジ力を拘束する必要があり、振動等を考えてフランジ全強の20%を設計拘束力とした。拘束材は縦リブの添接によるが、下フランジは溶接施工上縦リブを連続できないので、下面に補強リブを設ける方法とした。(図-6)

2) せん断力の拘束

ワイヤーの繰込みによる吊上げ装置でせん断力を全て負担しているが、両ウェブへの不均等荷重及主桁のねじれ調整の必要から、簡易なセッティングピームを設けた。設計反力は反力の20%で17.8T/Webある。

3) ウエブ面外の拘束材

ウェブ面の水平補剛材の他に、2ヶ所拘束材を付ける。これは、ウェブのルートギャップの調整用と面外の拘束材とし、断面力は分担させない。

上記の様に、拘束材の設計断面力を想定したが、1)のフランジ力に対してはこの程度で特に問題はなかった。2)のウェブ上のせん断力の拘束材に対しては、ねじれに対する調整に重要な役割を果たす効果があり、吊荷重の20%では、ジャッキ反力に対してぎりぎりとなり、10%

程余裕が必要であった。3)のウェブの拘束は、オスコン溶接完了後に、内側に2~4mmの角変形を生ぜしめている点から、拘束を大きくすることで変形を少なくできるか今後の検討課題となつた。

(3) 溶接方法

胴継ぎ溶接方法については、本技報の「全断面溶接継手の施工法」²⁾に詳細に述べられているがS5の概略については、表-1の通りである。

表-1. 継手S5の溶接方法

部材名	板厚	材質	溶接工法
下フランジ	t=14	SS41	サブマージアーク片面溶接
上フランジ	t=16	"	サブマージアーク片面溶接
ウェブ	t=10	"	オスコン-VB* CO ₂ 片面自動溶接
縦リブ(突合せ)	t=16	"	GEON**溶接
" (すみ肉)		"	手溶接
外縦桁(上フランジ)	t=22	SM50YA	CO ₂ 片面半自動溶接
" (下フランジ)	t=16	"	"

*CO₂立向き自動溶接、**立向自動溶接の1種



写真-4.

(4) 溶接施工

溶接施工の良否は、中央径間を吊上げて、セットバックしたP₂~A₂の側径間をジャッキで押し出した時の仕口の精度と、仮固定治具により振動等が拘束されているかによると考えられる。

仕口の各位置でのルート寸法を図-7に示す。また、ウェブの板厚方向の目違いについては、P₂上流位置で最大4mm他は2mm以内で、十分施工可能な誤差であった。

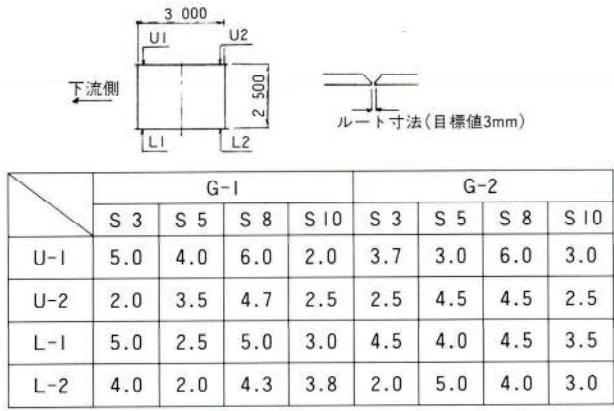


図-7. 現場溶接位置の溶接前のルート寸法(mm)

X線検査を全長に行った結果、溶接欠陥の発生については、風の強い岸壁で施工した地組立時の約半分程度となり、良効であった。

拘束材は全て溶接前にH・T・Bにより本締めを行った。溶接完了後にH・T・Bを全てゆるめ、新ボルトにより再び本締めし、溶接応力が残留しない様にした。

溶接時に、ウェブの拘束材の添接板のボルトがすべり、変形した以外は、拘束材の溶接部等には異常は見られなかった。

また、吊上げ装置は、ウェブの溶接完了を待って、順次ワイヤー張力を解放した。

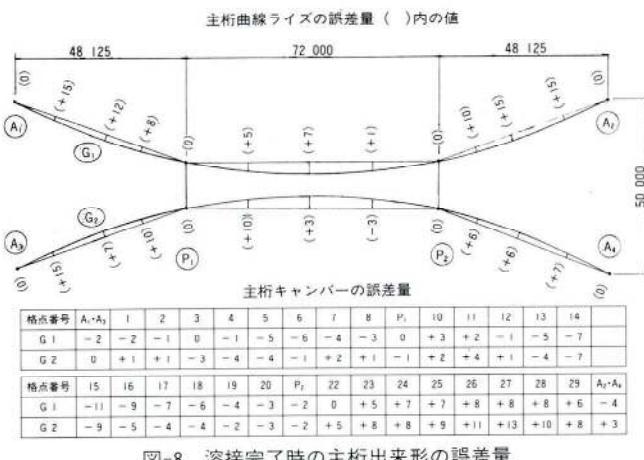


図-8. 溶接完了時の主桁出来形の誤差量

6. 出来形形状

(1) 曲線ライズの測定

施工前から、橋台部で2箱桁間の巾が50m近くなる様な曲線箱桁なので、桁の溶接による曲がり等をチェックする目的で、各径間ごとの曲線ライズを地組立完了時と架設完了時に測定した結果を図-8に示す。

これによると、ウェブのルートギャップの最大であつ

たP₂側の上流桁がやや誤差が大きいが、最大B=15mm ($B/L = 15/51000 = 1/3400$)で、仮組立での許容値以内であった。

(2) キャンバー

溶接がキャンバーに及ぼす影響の想定はかなりむずかしいが、本橋の場合、比較的、上下フランジ断面積が等しく有利な面もあり、溶接順序がU・F→L・F→Webということで、測定値が、中央径間でやや低め (-5mm ~8mm)であるが、全体について良好な結果と言える。

7. まとめ

大ブロックの一括吊上げ架設の添接を全断面溶接するに当って最も問題になるのは、仕口の精度を確保する方法と仮拘束材の設計及溶接変形への対応策を事前にいかに想定するかにある。いずれの項目も、その構造特有なもので、事前の施工試験などでの予測がむずかしく、対応策をその都度、詳細に検討する必要がある。

桜橋では、前途の様に良好な仕口精度を確保でき、5月の天候の安定した時期も幸いして、期待通りの溶接施工を行うことが出来た。また、キャンバー等の出来形形状も満足のいくもので、条件さえ整えば、主桁を全溶接継手構造となることは、技術上十分可能であると言える。

問題点としては、今回の様に1ブロック4ヶ所の胴継ぎが必要な場合、添接部の固定に10日間程かかり、その間、不安定な仮受けの状態が続くことになる。従って、温度変化の激しい時期、あるいは強風が予測される様な場合の施工などについては、十分安全性の検討が必要である。

桜橋は、60年の桜の時期に開通すべく、床版・舗装・設備の工事が進められている。

終わりに、本工事に当って台東区土木課の中川課長・加藤主査・高木主事、また設計及び施工管理を担当された構造計画コンサルタント㈱に大変お世話になりました。紙面を借りて謝意を表します。

<参考文献>

- 1) 佐藤・前野・成宮・三宅：鋼床版箱桁現場溶接継手の変形実物モデル試験、橋梁と基礎（昭和59.10）
- 2) 長尾・森下：全溶接大型部材の製作方法について、宮地技報（昭和60.3）

斜張橋形式の五所川原市水道橋工事報告

久保田幸男*
清水 功雄**

1. まえがき

五所川原市水道橋は、青森県五所川原市が同市元町浄水場拡張工事の一環として、岩木川からの取水のために計画された水管橋である。

本橋の型式は、逆三角形断面パイプトラス形式の斜張橋で比較的目新しい構造形式である。完成写真をグラビアに載せたが、ハーブ型のケーブルとスレンダーな主塔（主構高さ／支間=1/30）により斜張橋特有の構成美を持つ橋梁である。

また、景観上の配慮から現場継手を塔、主構ともすべて溶接構造とした。

本文では、支間長に対し主構の剛性が比較的弱く、しかも軽量な構造物における斜張橋ケーブルの設計と現場張力管理を中心に、全部材を溶接構造とすることによる変形性状と現場施工について報告するものである。

2. 工事概要

発注者 青森県五所川原市
工事名 第4次拡張元町浄水場取水施設工事(上部工)
工事場所 五所川原市大字石漁住町地内
構造形式 3径間連続逆三角トラス形式斜張橋
橋種 水管橋 送水管Φ400mm×1条
橋長支間 橋長 171.0m (40.0m+91.0m+40.0m)
主塔 逆Y形×2基 高さ28.35m
ケーブル形式 ファン形 ロックドコイルロープΦ42mm

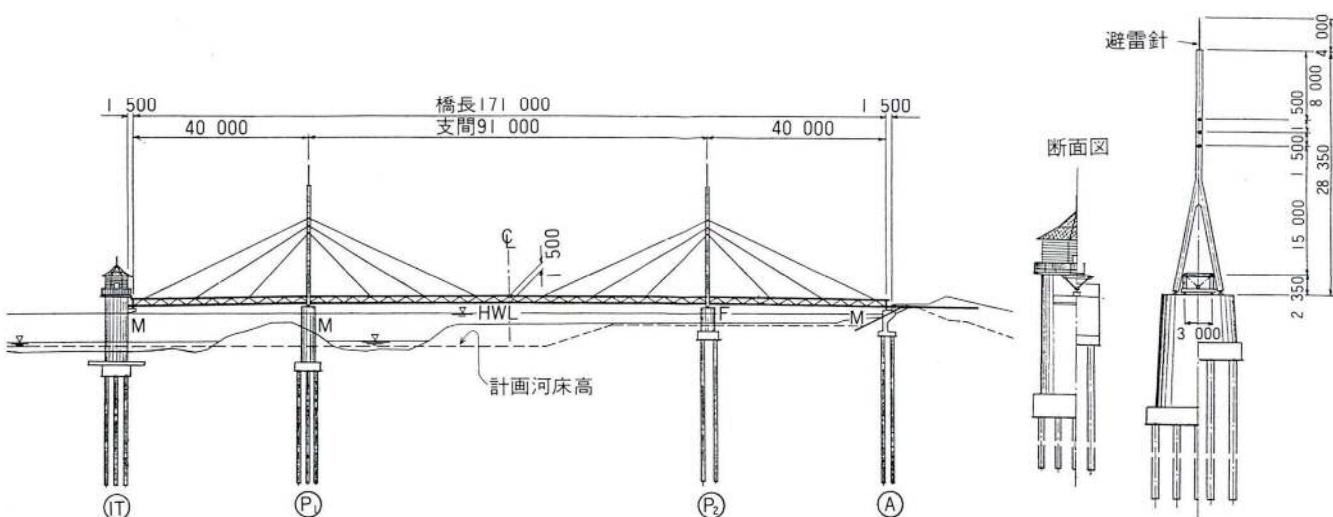


図-1. 五所川原市水道橋一般図

* 技術本部設計第2課課長代理

** 技術本部技術開発部付課長

3. 構造の概要

(1) 概 説

五所川原市水道橋は、岩木川に築造される取水塔から揚水した河水を、右岸の元町浄水場に送水するために計画された水管橋である。本橋の上流150mに平行して、五所川原大橋の架設が計画されている。水管橋のスパン割りは、この五所川原大橋のスパン割りにある程度制約を受け、更に、完成後の景観とユニークさを重視して、図-1の一般図に示す様な、水管橋としては斬新な斜張橋形式の水道橋が計画された。

取水塔の塔屋についても、五所川原市上水道創設時に造られた飯詰浄水場のシンボル的な上屋を模して、平面形を八角形とし、二重屋根の外観としている。

古い形の取水塔と新しい形式の水管橋が一体となり、周囲の環境と調和のとれた構造美をほこり、また、水道事業のアピールをはかっている。

(2) 主 桁

主桁断面は、図-2に示す様に上弦材φ400mm×2条、下弦材を送水管φ400mm×1条とする逆三角形断面の三径間連続トラスである。逆三角形の三面がトラス組みされた立体トラスとなるので、面外荷重によるせん断力に対して、全ての斜材が抵抗する合理的な骨組構造である。

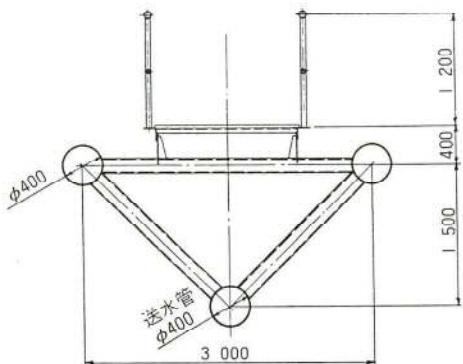


図-2. 主桁断面図

全ての部材に鋼管を用いた全溶接のトラス構造であり、全体で15ブロックから成る。1ブロックの長さは、約12mである。製作を容易にするために、各々のブロックは水平に製作し、キャンバーはポリゴン折線でつけることとした。完成時に、縦断勾配を観察したが、異和観は全く感じられなかった。

ブロック同志の現場接合は全て現場溶接であり、送水

管の第一層の溶接には、TIG溶接を採用した。これについては現場施工の項で後述する。

景観的に、側面から見て出来るだけスレンダーな感じを強調するために、トラス高さは極力低くおさえ、1.5mとしている。

(3) 塔

塔は鋼製箱形断面の逆Y形である。主桁トラスの捩り剛性が比較的大きいことと、ケーブルの線をすっきり見せるために、ケーブルは一面吊りとしている。そこで、塔は単柱部を強調させた逆Y形としている。

即ち、上段ケーブルの上に飾り柱を8m延長し、塔頂一本柱がそそり立ち、更に、高さ4mの避雷針を設置している。この避雷針も景観的に良いアクセントになっていると思われる。

本橋は美観には十分留意し、色彩の選定もパースの作成に始まり、色彩コンサルタントへの相談等により決定した。主桁トラスは淡いブルー、塔は象牙色に色分けし、さらに、塔柱の二又の内側は主桁トラスと同色にしている。塔柱ブロックの現場継手にも現場溶接を採用した。

(4)ケーブル

ケーブルの配置は、景観的に美しいと共に、力学的にも合理的なファン形の一面三段吊りを採用している。水管橋の鉛直荷重は、鋼重、水重、および雪荷重の死荷重が支配的であるが、いずれも荷重としては小さい。そこ

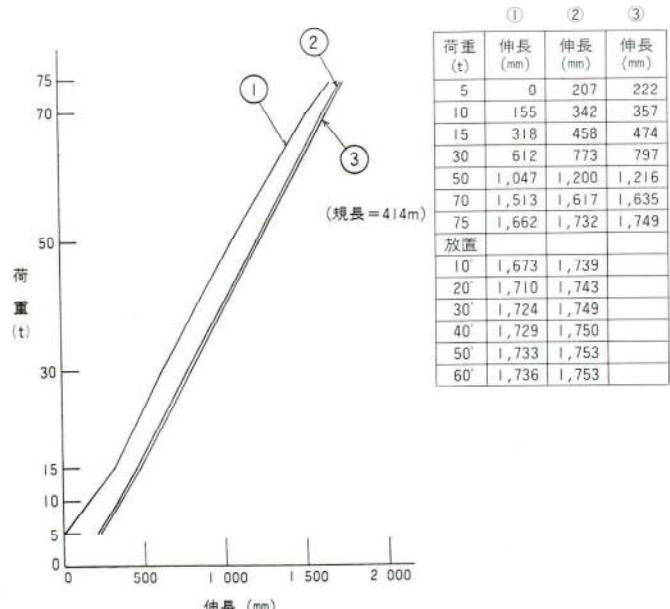


図-3. プリテンション成績結果

でケーブルとしては、素線が亜鉛メッキされ、特別な防触が必要であるロックドコイルロープを使用した。いずれのケーブルもC形の42φとし、全体で12本使用している。

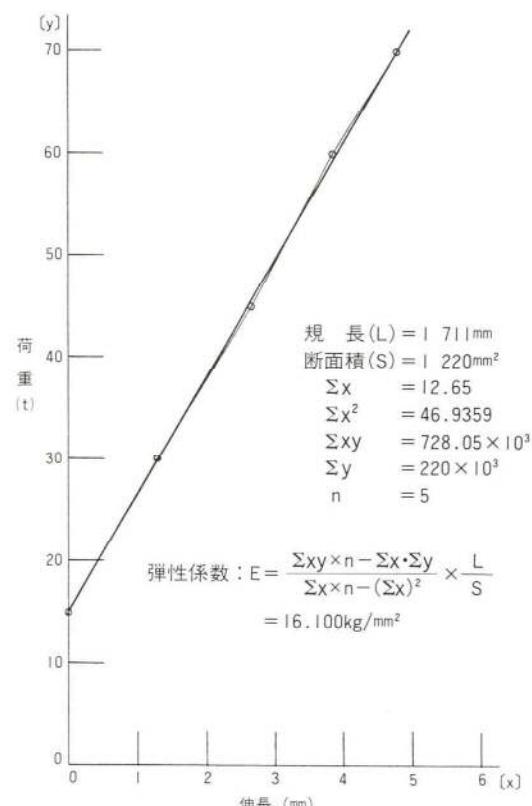


図-4. 弹性係数測定結果

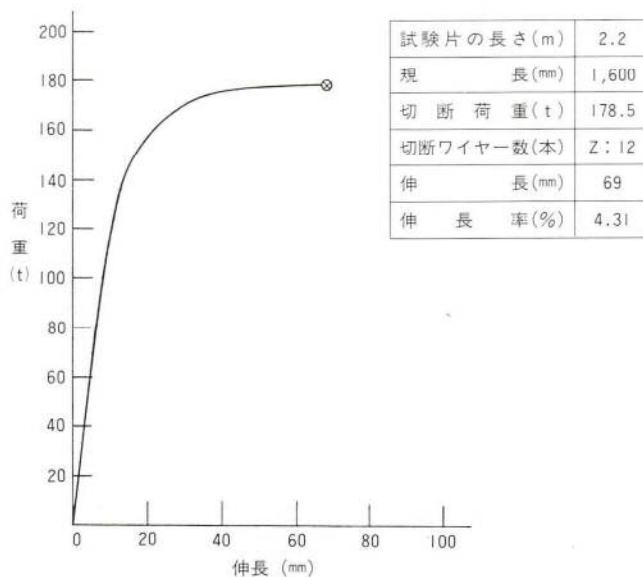


図-5. ワイヤーロープ切断試験結果

る。

各ケーブルとも弾性係数を高め、また、ケーブルのねじれを安定させるために、プリテンション加工を行った。図-3にプリテンション成績結果を示す。また、設計計算に使用したケーブルの弾性係数は $1.6 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$ であるが、この確認のために弾性係数の測定を行った(図-4)。更に、ケーブルの切斷試験を行った(図-5)。これらの結果は、いずれも満足できるものであった。

斜張橋においては、ケーブルの製作長さは厳密に管理されなければならない。表-1に各ケーブルのソケット前面間の長さの設計長と製作長を示すが、いずれも±5mm以内の誤差に取まっており、前もってシムプレートによる誤差調整を考慮する必要は無いものと判断した。

表-1. ロープ完成品条長記録表 (20TONマーキング荷重下)

ロープ No.	(mm) 設計長	(mm) 完成度	(mm) 誤差	ロープ No.	(mm) 設計長	(mm) 完成長	(mm) 誤差
1-1	43,127	43,131.5	+4.5	1-2	43,127	43,131.0	+4.0
2-1	31,760	31,763.5	+3.5	2-2	31,760	31,763.5	+3.5
3-1	21,192	21,193.0	+1.0	3-2	21,192	21,193.0	+1.0
4-1	20,896	20,896.0	0	4-2	20,896	20,897.0	+1.0
5-1	31,364	31,365.0	+1.0	5-2	31,364	31,365.5	+1.5
6-1	42,582	42,586.0	+4.0	6-2	42,582	42,587.0	+5.0

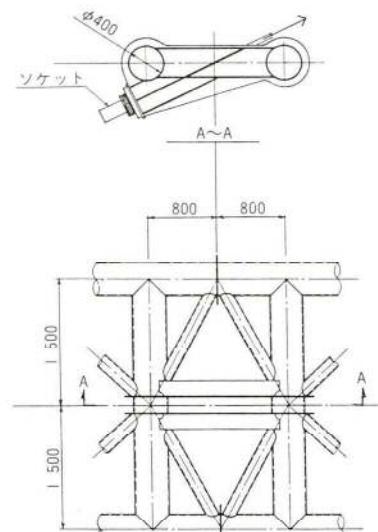


図-6. 主桁側ケーブル定着構造

(5) ケーブル定着部の構造

主桁トラスは全てパイプ構造であるので、主桁側のケーブル定着構造はパイプを主体に構成している。図-6および写真-1、2に見る如く、両側の上弦材の間に2



写真-1. 主桁側ケーブル定着部（側面）

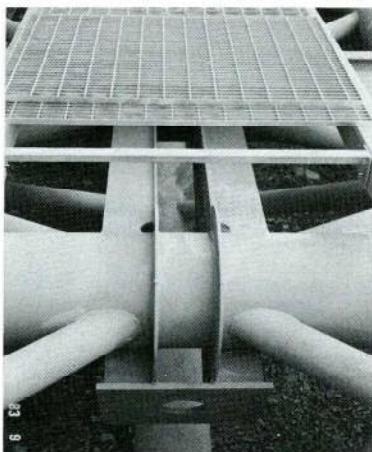


写真-2. 主桁側ケーブル定着部（正面）

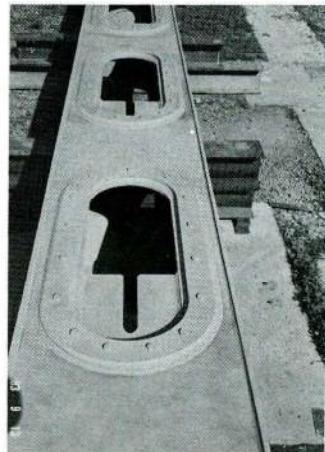


写真-3. 塔側ケーブル定着部（外面）



写真-4. 塔側ケーブル定着部（内面）

本の横パイプを渡し、これに縦ビームを取り付ける。この縦ビームにケーブルソケットを定着する構造としている。また、定着部は開放形として、極力雨水がたまらぬ構造としている。

一方、塔側のケーブル定着構造は、塔柱の大きさが、 $700\text{mm} \times 800\text{mm}$ の比較的小さい断面であるので、ダイ

ヤフラムを兼ねた鋳鋼の定着ブロックを塔内に収めている。そのため、塔柱の製作時に、組み立てと同時に溶接して取り付けられた(図-7、および写真-3、4)。

(6) 耐風性について

一般に、主桁がトラス形式の場合、固有の振り振動数が鉛直曲げ振動数の2倍程度以上あれば、開床構造のトラスでは限定振動、跳躍振動、曲げ振りフラッターは、現われないと考えられる。ちなみに、本橋の固有振動数を計算すると、振動数比は低次のモードで $f_s/f_b = 2.1 > 2.0$ である。さらに、曲げ振りフラッター風速 (V_F) を Selberg の近似式より求めると、 $V_F = 95\text{m/sec}$ となり、現地の風速として、問題のない値を示している。

鋼管三角トラスの斜張橋に対する風洞実験の報告は、皆無と思われる。ただ、並列钢管の斜張形式である、仁保川水管橋¹⁾の耐風実験が報告されている。

仁保川水管橋の例によると、たわみ剛度が $1/350$ 程度の柔構造でも、構造減衰が $\delta = 0.02$ 程度あれば、振幅は

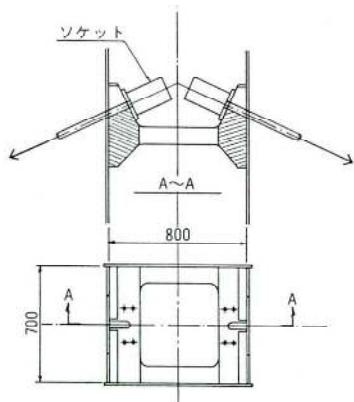


図-7. 塔側ケーブル定着構造

ほとんど問題とならないことが確認されている。

本橋の逆三角トラス主桁は、たわみ剛度も大きく、構造減衰も並列鋼管の仁保川水管橋より大きく、耐風性については有利と判断した。風洞実験による耐風性の検証は、製作工程の兼ね合い等もあり、断念せざるを得なかった。

なお、斜材、横構等の単一钢管部材の外径は、カルマンうずによる加励振動を防ぐために必要十分な寸法としている。

4. 現場施工

(1) 架 設

主桁の架設は、トラッククレーンベント工法とし、流水部は取水塔の建設用淺橋を利用して施工した。主構組立に当っては、逆三角トラスであることに加えて、各ブロックは溶接用仮拘束材の治具で連結されているだけなので、上下弦材を同時に支持する架台を設置することで安定と溶接仕口精度を確保した(写真-5)。



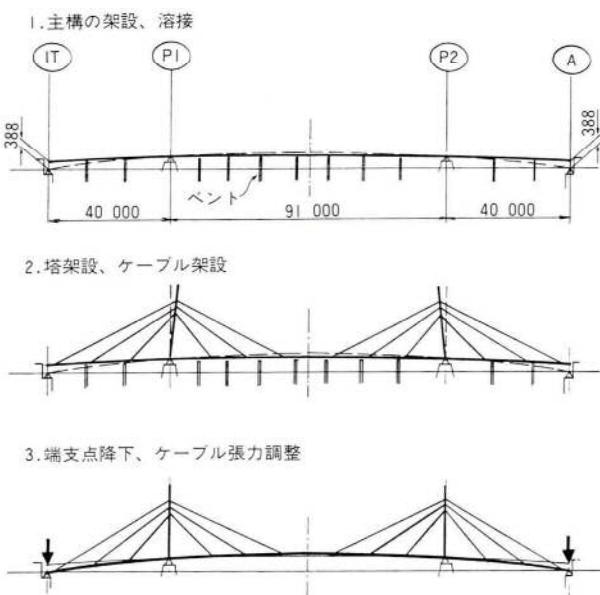
写真-5. 主構の架設

塔の架設では、現場で地組立し溶接完了した塔全体を一括吊上げにより所定位置にセットした。吊上げに当っては写真-6のように、4mの避雷針とケーブル定着部より上部の上塗完了部分を避け、塔中段に吊点を設けることで、塔を鉛直と約15°の角度を保持したまま、支承にセットした。15°の角度は塔下のピボットの許容回転量を考慮した値である。セットのあと、ケーブル引込み用金具を用いて控索を張り、組立を完了した。

主構のキャンバー形状は、支保工上に架設した時点では現場継手部で折ったR=10000mのポリゴン折線と



写真-6. 塔の架設



3. 端支点降下、ケーブル張力調整

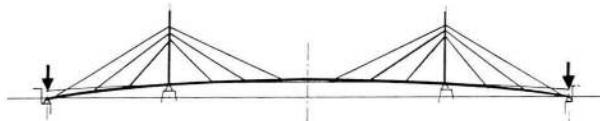


図-8. 架設順序とキャンバー形状

なっている。この状態で現場溶接し、ケーブル定着部に所定のシムプレートを挿入したあと、両端支点を引き下げる方法でケーブル張力の導入を計ることで、所定のキャンバー形状を得た。本橋のような自重の少い構造物におけるケーブル軸力の導入方法としては、管理のしやすい方法である。架設手順とキャンバー形状を図-8に示す。

(2) 現場溶接

送水管は、管径 $\phi 400\text{mm}$ 、管厚 $t=12.7\text{mm}$ 、材質 STPY41で、トラスの構造体の一部となっており、片面からの完全溶け込み溶接が要求される。さらに、溶接ビードと熱影響部の防錆のため鋼管の裏面に厚さ2mmのステンレス板の内張を施し、内面アルゴンガスシール

ドのTIG溶接を採用した。溶接作業は、主構を全長にわたって架設し、キャンバーおよび芯の通りを調整したあとの作業となるので、送水管の全長172mにわたり、片押しでシールド用治具にガスを安定供給することで、良好な溶接結果を得た。溶接条件は、電流130A～160A、電圧35V～40V、パス数5、開先ギャップ2.0mm～6.0mm、気温10°C以上である(図-9)。

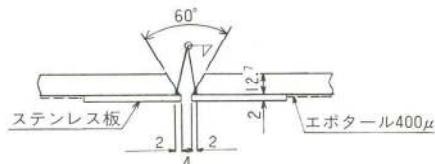


図-9. 送水管開先形状(WSP 010-74による)

溶接順序は、溶接による拘束応力を少くするため、拘束治具を仮付状態で切断し、上弦材(Φ400mm・STK41・裏当て付)→下弦材(送水管)→斜材(Φ165mm・STK41)とした。

溶接による主構の橋軸方向収縮量を見ると、P₁(可動)～P₂(固定)間で-30mmとなり、溶接施工試験により予測した結果より30%程大きい値となった。これは、拘束材を開放したことと、斜材、横構材の収縮等が重なった結果と考えられる。この誤差量約10mmについては、ケーブル張力調整用シムプレートの増減により処理することで解決した。本橋のように、全溶接桁を斜吊構造とする場合は、溶接縮み量の予測と施工順序との関連を十分検討する必要がある。

(3) ケーブル張力の管理

1) 概論

斜張橋の架設管理としては、以下の2点が基本となる。

- ④ 形状的管理：桁のキャンバー、塔の鉛直度等の形状寸法の管理を行なう。
- ⑤ 力学的管理：ケーブル張力に着目し、張力を極力、設計値に近づける様に調整を行なう。

桁の形状は各種要因により左右される。即ち、計算誤差、製作誤差、架設誤差、現場溶接による縮みの予測誤差、およびケーブル張力の誤差等により影響を受ける。

このため、桁の形状とケーブル張力の両者を完全に、設計値に調整することは極めて困難である。斜張橋の応力状態は、主にケーブル張力に負う所が大きいので、

ケーブル張力の管理(⑤力学的管理)を第一義に考え、桁のキャンバー(④形状的管理)の誤差は、実用上問題のない範囲で許容するものと考えた。

2) ケーブル張力の測定方法

現場におけるケーブル張力の測定には様々な方法があり、それぞれ特色がある。これらのうち、一般的な方法として、次の様なものがある。

- ④ ケーブルのサグから張力を算出する方法。
- ⑤ ケーブルの固有振動数から張力を算出する方法
- ⑥ ロードセル、またはストレインゲージで張力を測定する方法。
- ⑦ 直接、ジャッキの油圧メーターから張力を読み取る方法。

本橋の場合の張力測定方法としては、ケーブル本数が全部で12本と少ないので、最も簡便で、経済的な油圧ジャッキのメーターから直接、ケーブル張力を読み取ることとした。ただし、ケーブルの張力導入に使用するセンターホールジャッキは、前もって試験機によるキャリブレーションを行った検定済みのジャッキを使用した。

3) ケーブル張力の調整

ケーブル張力の調整作業は、主桁の端支点をジャッキダウンし、ケーブルにプレストレスを導入した後、調整用のシムプレート厚を増減することにより行った。図-10、および写真-7にケーブル張力調整装置を示す。

前もって、シムプレートの調整の量とケーブル張力の変化量との関係式を求めておく。

シムプレートの調整量を[X]、ケーブル張力の変化量を[Y]とすれば、[X]と[Y]は次式の関係にある。

$$[A] \cdot [X] = [Y]$$

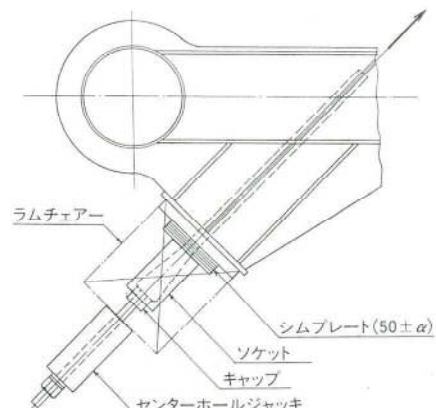


図-10. ケーブル張力調整装置

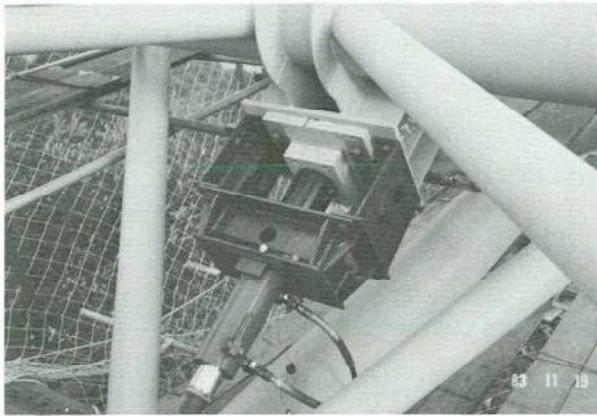


写真-7. ジャッキによるケーブル張力調整

ここで、[A]はケーブル長を単位長さ調整した時の、各ケーブルの張力の変化量を表わす係数行列である。

ケーブル張力の設計値と測定値の差が、ケーブルの長さの誤差のみに起因するのであれば、上式を解いて $[X] = [A]^{-1} \cdot [Y]$ として、シムプレートの調整量 ; [X] は簡単に求められる。しかし、実際には種々の原因によって生ずるケーブルの張力差をケーブルの長さの調整のみで解決しようとする計算になり、無理がある。ちなみに、上式でシム調整量を算出すると、非現実的で過大なシム調整量が計算結果として算出されてしまう。

このシム調整量の決定方法としては、「最適化手法による張力調整シム量の計算」として、文献³⁾にくわしく報告されている。

本橋の場合は、ケーブル本数が少ないため、最適化手法による計算をする程では無く、係数行列 ; [A] の算出のみを行ない、あるケーブルを調整した際の他のケーブルへの張力変動を把握しておくことに留めた。

実際の現場では、油圧ジャッキのメーターによるケーブル張力の測定と、シムプレートの出し入れによる張力調整を全ケーブルについて、2~3度往復にすると収束してしまった。

ちなみに、P1側のケーブルの調整結果を、表-2に示

表-2. ケーブル張力の調整結果 (P1側)

ロープNo.	設計張力(t)	調整張力(t)	差 (t)	(mm) シムプレート厚
1—I	29.7	29.8	+0.1	69.0
2—I	27.3	27.5	+0.2	74.5
3—I	12.0	12.1	-0.1	52.3
4—I	7.4	7.2	-0.2	34.5
5—I	25.4	25.0	-0.4	60.0
6—I	34.4	34.0	-0.4	54.5

す。なお、調整用のシムプレートは、3種類の板厚 (2.3、4.5、10.0mm) を用意しておいたので、この組み合わせにより、調整量の自由度は大きかった。

ケーブル張力調整と共に、桁のキャンバー測定を行った。その結果、図-11に示すような、なめらかな誤差であったので、シム調整作業は終了とした。また調整完了時の塔の倒れ量の測定結果を図-12に示す。地組立時の溶接変形の一部が残っていると考えられるが、良好な結果と判断した。

また、写真-8に調整完了時の全景を示す。

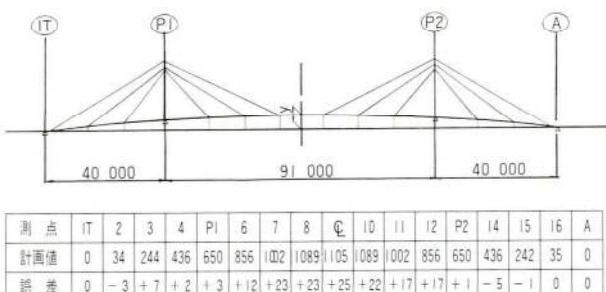


図-11. 完成時のキャンバー値 (yymm)

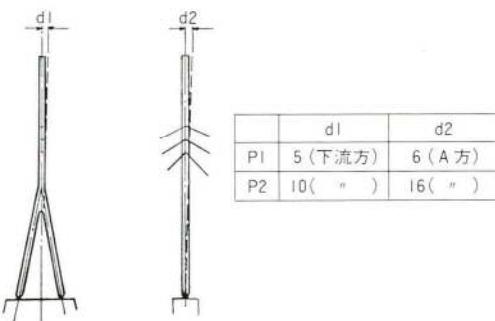


図-12. 完成時の塔の倒れ量 (mm)

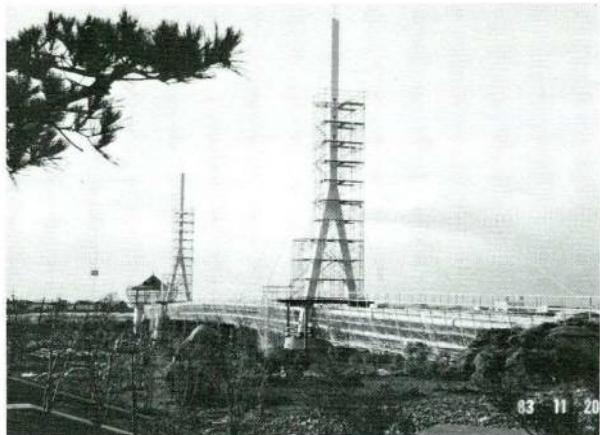


写真-8. 調整完了時の全景

5. あとがき

全溶接のパイプ構造と斜張橋形式の組合せによる構造は、その景観上のバランスの良さと鋼重の軽減の両面から、水管橋あるいは歩道橋などに今後多く採用されると考える。

本文では、現場施工と現場でのケーブルの張力管理について報告した。本橋のように、荷重が小さく、剛性の小さな構造物については、前記のように、風による振動、ケーブル張力の調整手順、さらに溶接変形に対する調整方法などに、道路橋などとは別の意味でむずかしさがあることが解る。

以上述べたように、キャンバーおよびケーブル張力管理の両面から、良好な調整結果を得ることができた。

終りに、本橋の施工に当って、五所川原市役所、および本工事の元請である榊戸高組の関係者のみなさんには大変お世話になりました。誌上を借りて深謝するしだいです。

＜参考文献＞

- 1) 伊藤ほか：仁保川水管橋（並列钢管斜張橋）の設計および耐風実験について、土木学会年次大会講演集；I-368（昭56）
- 2) 松村ほか：斜張橋のケーブル張力計測と張力調整、橋梁と基礎、1979-8

報 告

四面道陸橋工事報告

—交通を止めずに橋梁架設を行なう一施工例—

鳥羽勇造*
神田孝男**

1. はじめに

環状8号線と放射6号線（青梅街道）は共に都内の幹線道路である。この2線が交差する四面道交差点は、都内でも有数の交通量があり、朝夕の交通渋滞は激しく、事故の発生率も極めて高い。

本報告は、この四面道交差点（図-1）の立体化工事（東京都発注）に関するものである。都市内幹線道路工事の宿命は、交通管理上よりの施工時間、施工法、さらに環境保全面での大変な制約である。本工事は、この典型的な条件下で、巾員46m、鋼重300tの橋梁を交通止めせずに架設を行なった特殊な例である。そのため、鋼床版橋面舗装を桁製作工場内で施工、路盤を1晩で橋梁に置換、桁架設後直ぐに供用等、めずらしい工法をもちいている。

この工事は昭和59年3月に竣工し、これにより青梅街道は車道34m、両側に5.5mの歩道を持つ陸橋となり、環状8号線は車道15mのアンダーパスとなった。（写真-1）ここではこの工事の上部工について概要を紹介する。

2. 上部工の形式と工法の選定

(1) 施工条件

本交差点の交通量は環状8号線が約2万台、青梅街道が約3万台（一日当り）であり、特に大型車両の通行量が多い。又交差点周辺は、商店、民家の密集地であり安全性、および交通量確保のため厳しい施工条件となつた。即ち、

- 1) 交通規制時間の厳守……夜間午後8時～翌朝午前6時迄は交通規制可、但し規制時も夜間交通の車線は確保（環状8号線=2車線、青梅街道=4



図-1. 工事箇所図

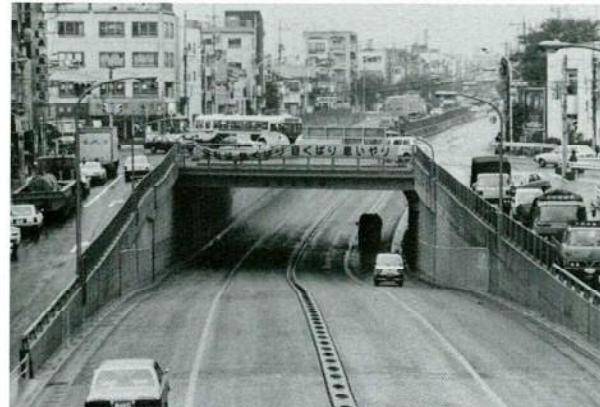


写真-1. 全景

表-1. 橋梁形式及び工法の比較

案	形 式	施 工 法	問 題 点
1	PC桁	トラック・クレーンによる分割架設	斜角であり桁全て長さが異なる 自重が非常に大である 床版の施工法
2	鉄筋コンクリート 床版板桁橋	一括引出し工法 又は分割引出し工法	施工時間が不足 施工巾が不足（橋台が曲線） 施工時の床版に対する影響
3	プレキャスト 床版板桁橋	トラック・クレーンによる分割架設	施工時の床版に対する影響 鋼桁と床版の取付構造と耐久性
4	鋼床版板桁橋	トラック・クレーンによる分割架設	鋼重が大である

* 技術本部設計部設計第1課課長補佐

** 千葉工場工事部工事計画課

車線)、上記時間外は全面交通開放

- 2) 全面交通止めの禁止
- 3) 作業スペースの制約
- 4) 工事公害(振動、騒音)の禁止

等である。

(2) 橋梁形式と工法の選定

上記施工条件の他に、工期の短縮、経済性、線形特性(斜角、アンダーパス部はR=850mの曲線)等を加え、橋梁各案につき検討を行った(表-1)。

各案に対して詳細検討を行った結果、最終的には第4案の鋼床版板桁橋に決定した。選定理由としては

- 1) 工期が短かく、全体工費で経済的。
- 2) 桁自重が軽く、施工が他形式に比べ容易。
- 3) アンダーパス部の建築限界確保のため、構造高さを低くする必要がある。
- 4) 鋼床版上に何らかの処置を施す事により、架設後即交通開放が可能。

等があげられる。

一般に交差点部の立体化工事は、交差点部を全面覆工し、その下でアンダーパス部の掘削が行われる。そして掘削完了後、陸橋桁の架設、舗装の手順で完成となる。

本工事では、橋台を覆工板下で完成後、夜間の交通規制による施工帯の中で路盤を掘削、図-2に示すよう順次鋼床版桁と置換する方法を用いる事とした。

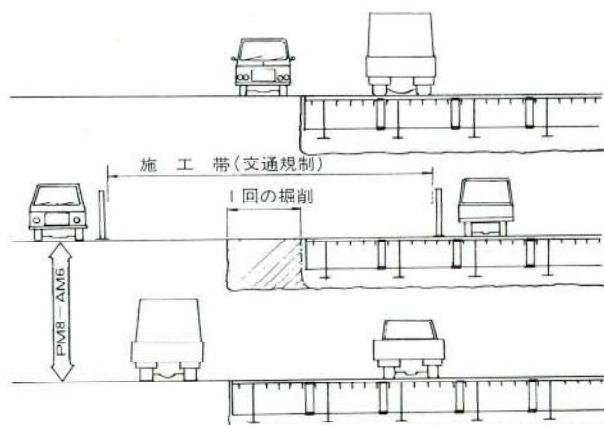


図-2. 路盤の桁への置換

(3) 施工時の橋面処理

午前6時以後、交差点部の交通は全面開放となるため、鋼床版上は車両走行の安全上、舗装又はそれに代わる橋

表-2. 橋面処理案の比較

案	処理案	問題点
1	鋼床版自体に床用鋼板を使用し、かつすべり止め処置を施す	すべり止めの上にグースアスファルトの施工が可能か。 鋼床版のボルト締めに難
2	鋼床版上に、すべり止め処置を施した鉄板を敷設	施工費が高い 音が発生
3	鋼床版上にグースアスファルトのレベリング層のみ施工	工場での舗装が必要となる 運搬、架設に舗装が耐えられるか
4	鋼床版上に簡易舗装	本舗装前に簡易舗装の完全撤去が必要

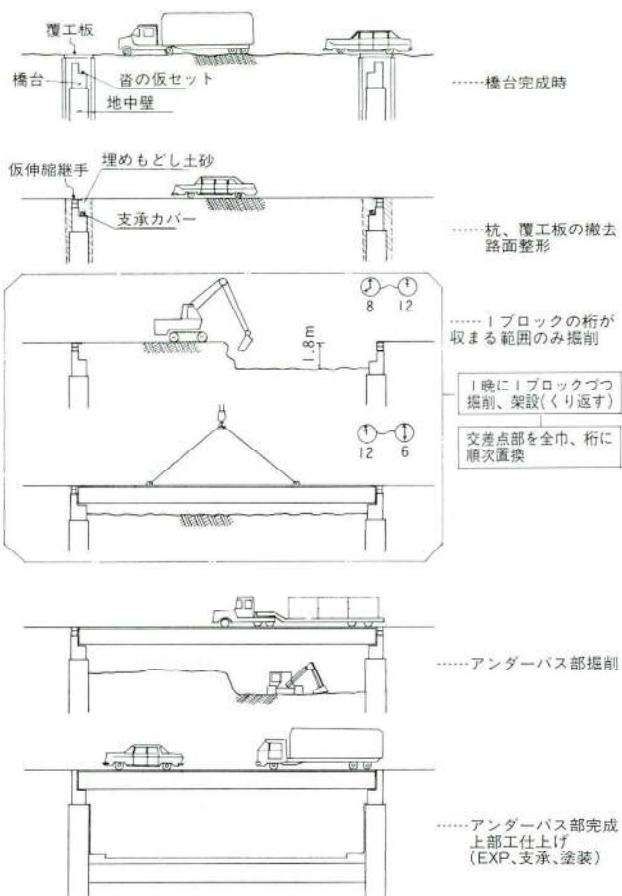


図-3. 施工概要図

面処理が必要である。表-2に示す各案を検討の結果、現場施工時間が大巾に短縮される第3案が採用された。

グースアスファルトのレベリング層は厚さ50mmとし、工場での仮組時施工する事となった。

3. 工法の概要

本工事の施工概要を図-3に示す。

表-3

橋格	一等橋
活荷重	TL-20、TT-43(大型車輛 1,000台/日以上)
形式	単純鋼床版板桁橋
橋長	23.805m(放射6号道路中心線上)
支間長	23.103m(〃)
巾員	車道34.870m、歩道5,500m
斜角	A _i 右45°(放射6号道路中心線に対し)
設計震度	Kn=0.20
縦断勾配	0.169%
横断勾配	1.5%
添架物	電力6条、電々25条

4. 設計概要

(1) 設計条件及び橋体構造

本橋は支間約19m、巾員約46mの単純桁であり、青梅街道に対して45度の斜角を持つ。設計条件を表-3、一般図を図-4に示す。

工期短縮、経済性、輸送条件、施工帯巾等より桁間隔は2.64mとし、各桁ごとに橋軸方向現場継手を設けた。鋼床版全巾を18パネルに分割し、長さ方向は継手無しとし、20mの長物とした。現場継手を溶接とした場合、施工時間の制約、部材の面合せ、通行車による振動、それによる欠陥の発生等、問題点が多いためHTB接合とした。

主桁の解析に当っては、完成時と架設各段階について斜格子桁として断面力を算出した。夜間施工時の交通切り回しにより、完成時の歩道部分も施工段階では車道となるため、架設段階では全巾車道として検討した。

橋長に比べ巾員が大きいため、支承条件は中央の桁4本のみ全方向固定(固定側)又は橋軸直角方向固定(可動側)とし、他の桁は全て巾員方向に伸縮可能な支承を用いた。

(2) 橋台の倒れ

上部工の架設後、アンダーパス部の掘削により橋台は背面土圧を受けて変形し、橋台はその分だけ支間が短くなる。変形量は計算値により25mmと推定し、その量だけ橋台面を後退、支承も偏心させてセットした。しかし、実変形量が推定値と大きく異なった場合、支承、伸

縮継手に支障があるので、本据え付けはアンダーパス完成後とした。

支承は固定側については架設段階で順次固定、橋台の変形分は全て可動側にて調整する事とした。架設時の可動脊はホールインアンカーにより橋台へ固定し、アンカーボルトは箱抜きのままとした。本据え付け時、脊本体の移動により支間、高さの調整を行い、その後、アンカーボルトの打コン、支承の固定を行った。

伸縮継手は施工精度を要求されるため、据え付けは全てアンダーパス部完成後とした。又可動側継手の製作はパス部完成後の測量以後とした。

測量を行なった結果、実変形量は33mmであった。

(3) 施工時の安全確保

架設後即、重交通へ開放するため、事故防止には十分注意した。安全対策としては、施工中路面の不陸をなくし車両、歩行者通行の安全を計る事、施工中の不測な作用力に対して構造物、仮設部材の安定を計る等が掲げられる。主なものを次に示す。



図-4. 一般図

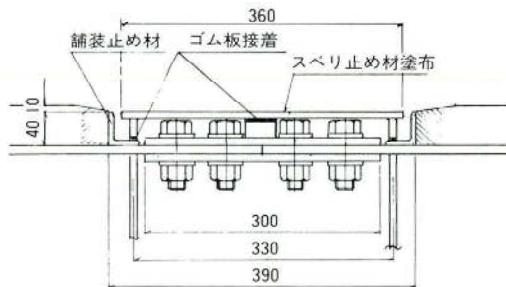


図-5. カバープレート

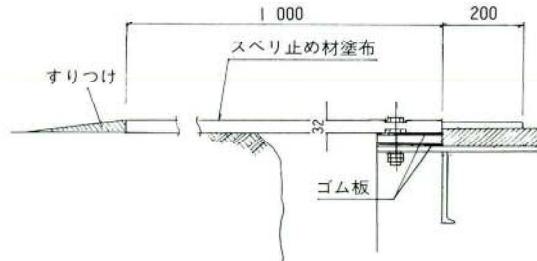


図-6. 渡り板

(a) 鋼床版現場継手のHTB頭はカバープレートで保護し路面を平坦とする。

鋼床版現場継手部はHTBによる接合後、交通に支障なきよう図-5に示す覆板を用いた。

舗装材の使用を避けたのは、

- 1) ゲースアスファルトはクッカー車により運搬するため少量の施工は難かしく割高となる。
- 2) ゲースアスファルトの施工は時間がかかる。
- 3) 簡易舗装材で代替とした場合、ボルト頭のため清掃が難かしく打ち替えが不可能。

等の為である。

カバープレート表面はスベリ止めを塗布、又鋼床版との接触面はゴムにより騒音の発生を防いだ。

(b) 既架設桁と路盤の境目上には渡り板を設け、路面の保護を行う。

重車両の多いことから、特に跳ね上がりの防止に注意し、図-6の構造とした。

(c) 既架設桁と路盤の境目には土止め板を設け、重車両通行による路盤の崩壊を防止する。

本交差点部の路盤厚はかなり厚く、渡り板のみでも十分と考えられるが、掘削による地山の荒れ、雨水による緩み等を考え使用した。

5. ゲースアスファルト舗装の工場での施工

(1) 仮組立

仮組立は、千葉工場で20m×50mの全組を行った。仮

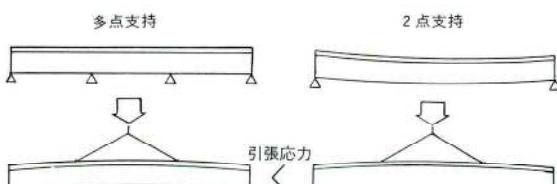


図-7. 舗装時の支持状態と舗装の引張応力の関係

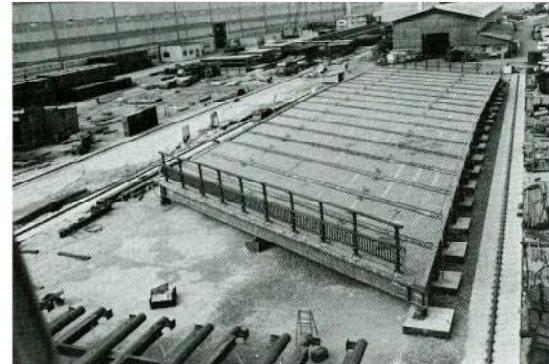


写真-2. 仮組立

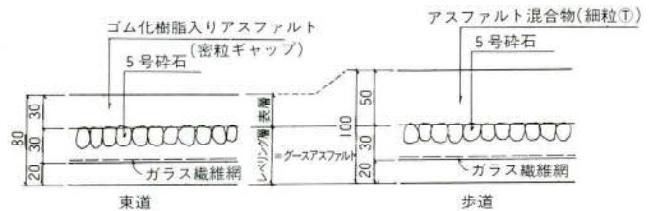


図-8. 舗装構造

組場周辺はクッカー車、フォークリフトの乗り入れを可能とした。ボルト、ドリフトピンは孔数の2/3を用い、架台も強固なものを使用した。

(2) 舗装は多点支持状態で行う

工場で舗装された桁は、塗装、運搬、架設の工程において数回の桁移動が必要となる。その都度、桁は吊り上げ下げ時に曲がり変形を起し、舗装には引張力が作用する。この引張力は、多点支持状態での舗装時の方が小さい(図-7)。

(3) 人力による舗装

舗装の施工は、作業能率、出来上り舗装面の平坦性等より云えば機械施工による方が良い事は云うまでもない。しかし、舗装機械の重量は大きく(クッカー車約8t、フィニシャー約6~8t)、橋の設計荷重に近い荷重となる。また、仮組架台の強化、さらには舗装機械を橋梁上

表-4. 工場舗装工程表

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
ケレン工																			
防錆材プライマー									試験施工										
下層部グースアスファルト																			
補強材(ガラス繊維網)の敷設																			
上層部グースアスファルト																			
地覆部仮舗装																			

へ導くアプローチも必要となる。以上のことから、今回の工事では舗装作業は人力によることとし、転圧のみ軽量の振動ローラー(1.0t)を使用した。

(4) 舗装構造

車道部の舗装全厚は80mm、工場での舗装はレベリング層として2層のグースアスファルトを施工し、厚さは50mmである。舗装構造を図-8に示す。

本橋では、桁高の制限により剛性が小さいこと、舗装後に桁の移動を行うこと、レベリング層の状態で夏季を含む長期間(約6ヶ月)の重交通開放を行うこと、それによる輪立ち掘れ等の舗装流れ、すべり抵抗への配慮、等によるロールドグースが採用され、又金網状のガラス繊維を1~2層間に用いている。舗装材の選定には各種テストピースにより、接着性、流動性、すべり抵抗、耐摩耗性の試験が行われ、その結果により決定された。試験詳細については、参考文献(2)を参照されたい。

(5) 施工の概要

(a) 施工手順及び工程表

施工手順を図-9に、また、工程表を表-4に示す。

(b) 防錆工

<舗装止め材の設置>……鋼床版の現場継手部は図-5に示す舗装止めのL材を設置した。舗装止めは舗装時の定規となり、また継手部の舗装縁保護のため必要であるが、継手部の現場舗装時には全て撤去した。

<ケレン>……エンジンバフ、ディスクサンダー、集塵機を使用、床版面のサビ、汚れを取り除きケレン、清浄を行う。

<プライマー>……加熱溶解したプライマー材を金ゴテ等にて、0.8kg/m²を過剰塗布のないよう均一に塗布、その後養生する。

(c) グースアスファルトの施工

<下層部舗装>……接着材塗布養生後、グースアス

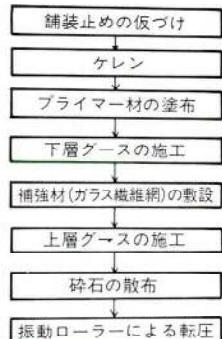


図-9. 施工手順

タルトをクッカー車より1輪車へ移し、フォークリフトにて橋面へ運搬、1輪車で舗装箇所へ投入、人力にて敷均しを行なった。下層の舗装後、常温の状態となったとき、ガラス繊維網を表面に敷設する。

<上層部舗装>……下層部と同様の手順で上層部舗装を行う。現場継手部分の舗装端は、現場での連続性確保のため、図-13の構造とした。

<碎石圧入>……上層舗装後、5号碎石を8~12kg/m²を散布する。碎石が平均するよう注意し、振動ローラー(1.0t)にて転圧、圧入する。



写真-3. 工場舗装

(6) 運搬時及び架設時の舗装の安定性

仮組状態で舗装を行った桁はその後、架設完了迄に数回のクレーンによる移動があり、その都度変形を受ける。鋼床版上の舗装は、接着層により床版面に強固に接着されているため、桁の変形に追従して合成作用が生じ、弾性係数は小さなながら合成応力が発生する。そこでクレーン吊上げ時の状態で応力計算を行い、舗装のワレ、剥離に対する安全性を確認した。

計算には吊上げ点を支点とした平面格子モデルを作成し、荷重として舗装、桁自重を作用させた。最大ひずみ量は吊点附近で生じ、その値は 18×10^{-5} であった。グー

スアスファルトの許容ひずみ量の目安 $\varepsilon_a = 800 \times 10^{-5}$ に対して小さく、安全であると判断した。

しかし、舗装の弾性係数は一定値ではなく、計算ではある仮定値を使用したため、歩道部の桁を試験的に吊り上げ、変形量、ひずみ量、ワレの有無を測定、安全性を確かめた。吊り上げは仮組場のクレーンを用い、ひずみ量はマイクロストレインゲージにより、たわみ量はレベルにより測定した。その結果、最大ひずみ量は吊点附近で 22×10^{-5} と計算値とほぼ一致した。又ひび割れの発生も見られなかった。

6. 架設及び添接部舗装

(1) 架設工法

鋼床版の架設は、現場の制約条件、地形及び橋体の構造型式からトラッククレーンによる夜間架設とした。

1ブロックの定格荷重は21.2t、トラッククレーンは75t吊油圧式を使用した。

(2) 施工手順

架設工事のフローチャートを図-10に、工程を表-5、6に示す。

(3) 施工要領

(a)測量

橋長を測定するために、夜間交通規制を行ない、G1、G18桁及び道路中心部の橋台部覆工板を撤去し、光波測量を行なった。また、伸縮継手のセットボルト及び沓の箱抜き測定は覆工板下で行なった。

(b) 長さの据付け

沓の仮据付け及び方向、高さ等の調整作業は覆工板下で行なった。

橋台前面の山留杭撤去のため、据付けられた沓は沓カバーにて覆い、ソイルセメント及び砂で路盤を埋め戻し覆工板を撤去した。なお、沓の据付けは、固定沓は主桁の架設完了時に、また、可動沓は連壁のたおれを考慮して、アンダーパス部の掘削完了後に遊間を調整してから無収縮モルタル及び超早強樹脂コンクリートで固定した。

(c) 鋼床版桁の架設

午後8時より交通規制を行ない、桁の1ブロック分、約90m³の掘削を午前0時迄に完了させ、その後75t吊油圧クレーンにより桁を所定の位置へ架設した(図-11、写真-4、5)。

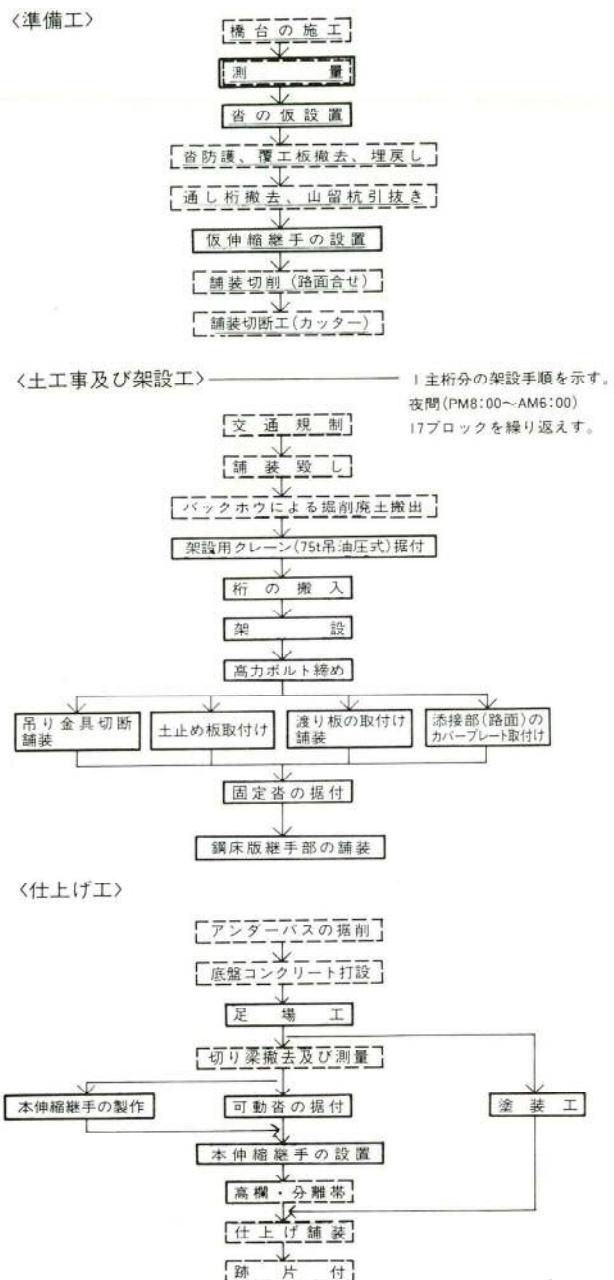


図-10. 工事のフロー チャート

諸調整後、高力ボルトの締め付けは、2パーセントで行ない、鋼床版面は頭締めとした。

締め付け検査後、鋼床版添接部にはカバープレートを設置し、路盤部との取り合い等も完了させ、午前6時迄に交通開放をした。

以上の夜間作業を18主桁、17ブロック繰り返す事により完全に鋼床版桁に置換えた。

(d) 伸縮継手の設置

伸縮継手はアンダーパス完成後に設置し、パラペット

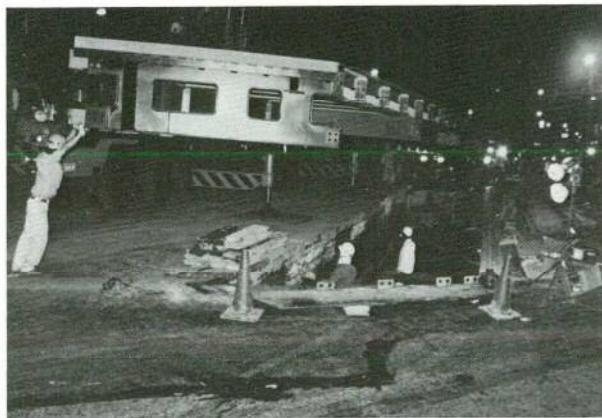


写真-4. 架設状況①

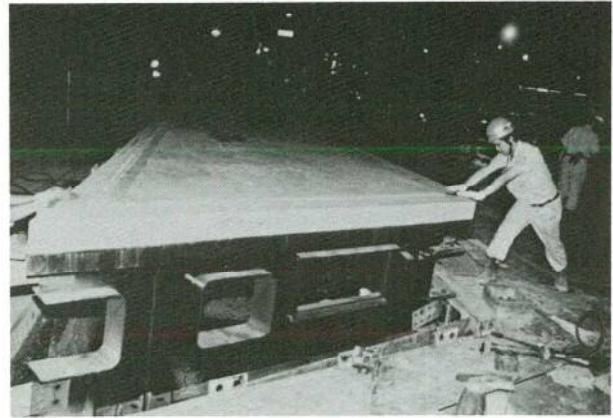


写真-5. 架設状況②

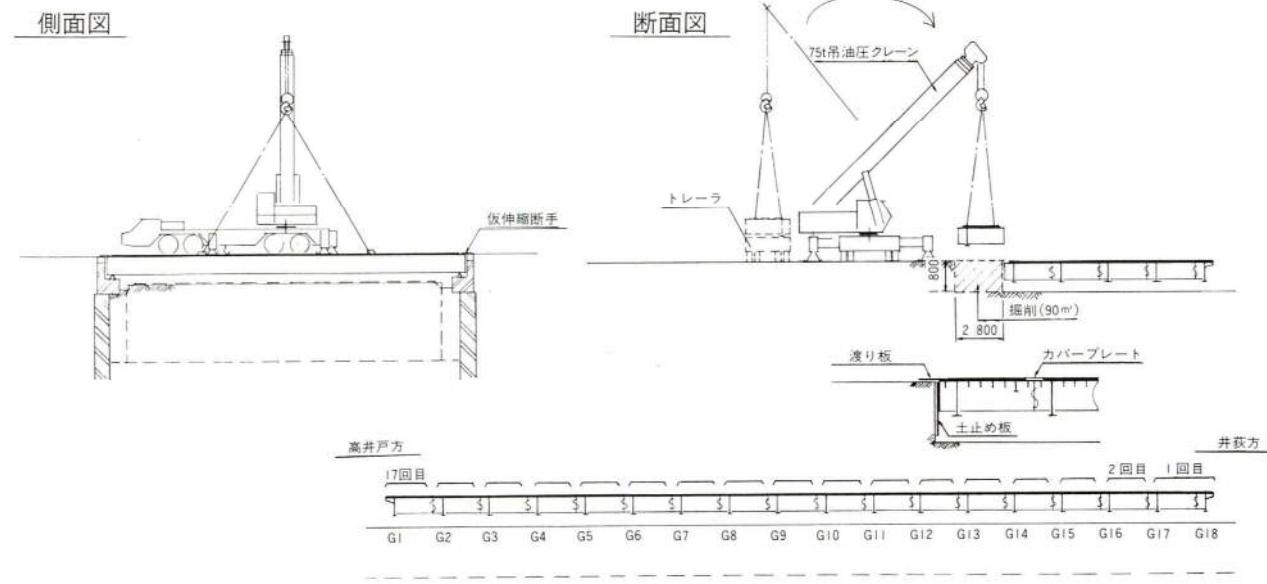


図-11. 架設要領図

(5) 鋼床版現場継手部の舗装

17列の鋼床版現場継手部のグース舗装は、グースの少量施工が難しいこと、継手部カバーブレートの転用、等により架設段階で数回に分け、数列をまとめて施工した。施工は夜間の交通規制下で行ない、1回の舗装作業には2晩を要した。継手部の構造を図-13に示す。

1回の施工手順は次の通りである。

- 1) 第1日目……継手カバーの撤去、継手部の清掃、プライマー塗布、保護カバーをかぶせ交通開放。
- 2) 第2日目……保護カバーの撤去、既設舗装部側面に目地材敷設、ボルト頭迄ヘグースの流し込み、ガラス繊維網の敷設、グースの流し込み、碎石の散布、振動ローラーによる圧入

部は、超早強コンクリートを打設した。尚、可動側の継手については、アンダーパス完成後、測定しその結果に合わせて製作したものを設置した。

(4) 施工時間の管理

夜間工事午後8時～翌朝午前6時迄の10時間内に土工事と架設工を行う。異質の作業が混在するため、現場内は多種の施工機械と各作業員とが動き廻ることとなった。そこで各段階でのチェックポイントを設け、施工の遅れ、天候の急変等に対処出来る体制を採った。フローチャートを図-12に示す。

表-5. 工程

工程	昭和58年							昭和59年			
	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月	4月
準備工	—										
沓据付工		(収据付)		(固定・収付)				(可動・収付)			
伸縮継手工			(仮伸縮継手)						(本伸縮継手)		
架設工				G.橋 - G.橋							
添接部の舗装工			—								
足場工					—						(解体)
塗装工						—	—				
高欄工							—				
跡片付工								—			
(アンダーパスの施工)			---	---	---	---	---				
	上部工工程のみ示す										

表-6. 土工事及び架設工の時間工程

工種	時間	20:00	21:00	22:00	23:00	0:00	1:00	2:00	3:00	4:00	5:00	6:00
準備		—								—	—	
作業机設備		—								—	—	
舗装段し及び振削			—	—	—							
クレーン据付及び桁搬入						—						
架 設							—					
高力ボルト締め								—	—	—		
土止め板、渡り板 カバーフレート等の取り付								—	—	—		
渡り板・土止め板の撤去		—										
キャリブレーション					—							

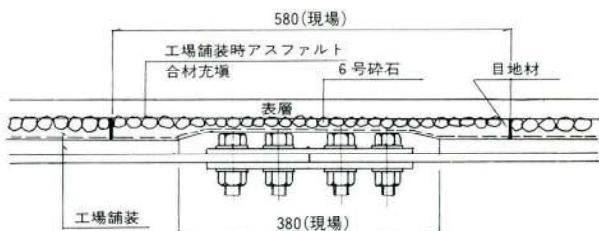
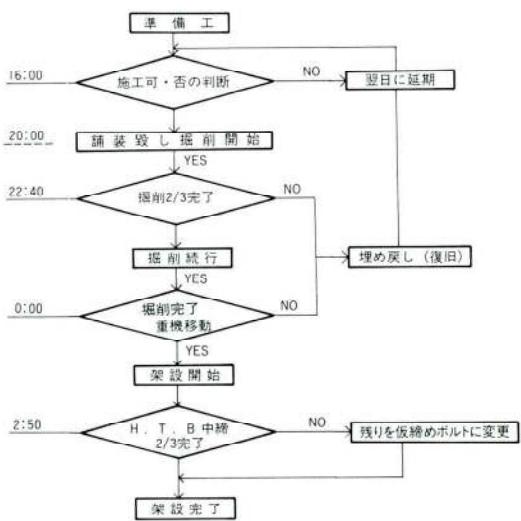


図-13. 継手部の現場舗装

図-12. 施工チェックのフローチャート

7. あとがき

以上四面道交差点立体化工事の上部工についてその概要を報告した。なにぶん市街地工事の典型的な要因を全て持つ環境下での施工であり、事前に把握出来ない事も多く、計画通りの施工には苦労させられた。

本工事の完成により、四面道交差点は「都内有数の交通渋滞個所」のイメージを一新し、面目を新たにすると共に、交通安全の上でも大きく貢献している。

工場でのグース舗装、一晩で路盤を鋼桁に置換し朝には交通開放する等、かなり思い切った施工法が採用されたが無事完了する事が出来た。工費、工期共に短縮する事が出来、工法的にも一応の成功を収めたものと思われる。工事による交通渋滞は一般にはやむを得ないものと考えられているが、それによる経済的損失は測り知れないものがあり、交通を阻害しない施工法の研究は今後もっと必要ではないだろうかと思われる。

この拙劣な一文が、そのためになんらかの役に立てばと思いつかえて報告した次第である。

＜参考文献＞

- 1) 飯山・阿部・金光：プレキャスト型橋面舗装の施工 第15回日本道路会議論文集 1983年
- 2) 阿部・金光：鋼床版舗装のプレキャスト工法について 道路建設 1984年10月
- 3) 飯山・阿部・金光：環状8号線の四面道立体交差工事 土木施工 1984年10月、1984年11月

神慈秀明会滋賀の神苑の鉄骨製作と現場施工

宮坂睦夫* 菅井 衛**
有沢一民*

1. まえがき

この建物は、宗教法人の礼拝堂およびその付属施設として滋賀の山中に建設され、巨大空間を形造っている。

設計意図として「あえて巨大美術への力学的、構造的挑戦である。外装のいかんを問わず、中身の造形的完璧を念願したのがこの構造設計であり、必ず実現できる工法を信頼しての設計であった」と設計者が述べているごとく、礼拝堂である教祖殿の構造体は、内側に湾曲したコーナーバットレス（高さ=42.480m）とよばれる4本の柱と、頂部でこれらをつないでいるトップガーダー（長辺長さ=49.400m、短辺長さ=21.600m）、ガーダーから吊られているカテナリー曲線をもつ屋根およびそれを押さえている下部ガーダーによって構成される巨大空間を形造る構造物である。

本文は教祖殿のコーナーバットレスおよびトップガーダーについて製作前の検討事項、工場製作および架設に関して紹介するものである。グラビアに全景を示す。

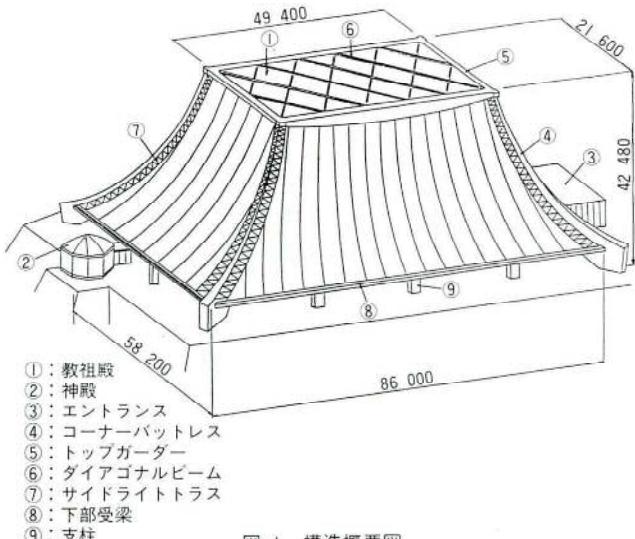


図-1. 構造概要図

2. 工事概要

工事名称 神慈秀明会滋賀の神苑のうち教祖殿建設工事
工事場所 滋賀県甲賀郡信楽町
施 主 宗教法人神慈秀明会
設計管理 (株)伊東建築設計事務所
日本設計事務所
(株)坪井善勝研究室
施工 清水建設(株)
構 造 主架構：立体ラーメン
屋根：鋼管による立体トラス

建物概要を図-1に、コーナーバットレスを図-2に示す。

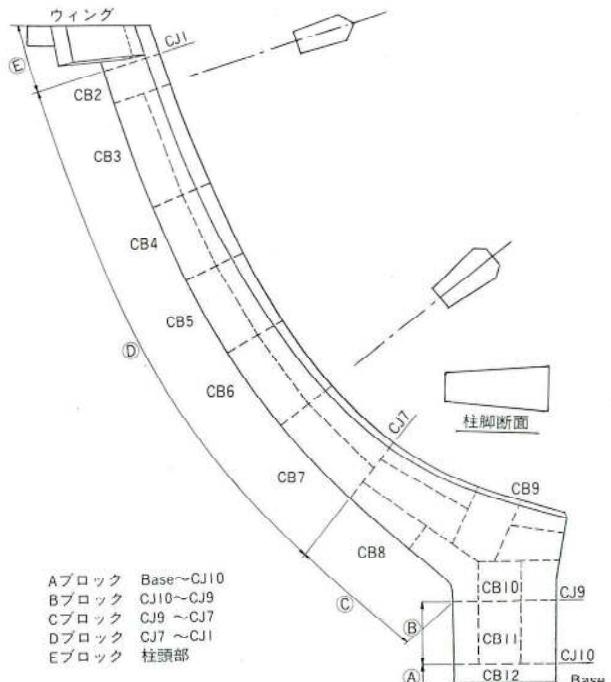


図-2. コーナーバットレス

* 松本工場製造部生産技術課係長

** 宮地建設工業(株) 技術部技術第一課係長

3. 検討事項

(1) コーナーバットレスの線形

教祖殿の屋根はカテナリー曲線であり、その骨組はカテナリーパイプトラス上弦材のパイプ芯で

$$Y = 8.699 \left(\cosh \frac{X}{8.699} - 1 \right)$$

の曲線で表わされている。このトラスと45度に取合うコーナーバットレスの形は、模型スタディのうえ、造形上の観点より決めたものであるため、基準点の座標と断面形状が与えられているだけであった。図-2に示すように3つの曲線による形状となっており、各条件を満足するような9次の曲線で近似させ、それによる図形と原図を重ねて照合することにより曲線式が決定された。

(2) 模型による検討

全体形状を理解する為にコーナーバットレスの1/20の全体模型を作り、製作方法を検討する為には柱頭部および柱脚部の1/10の模型を作成した。柱頭部の模型により製作上の問題点が明確となり、ダイヤフラムおよび縦リブ位置を変更した。

(3) 材料の検討

主板は厚さ20~36mm、材質はSM50Aであり、溶接によるラメラテアを防止する為に板厚方向に引張が生じる個所は耐ラメラテア鋼である。耐ラメラテア鋼のサルファーの規定値は0.008%以下とした。耐ラメラテア鋼でない材料は、炭素当量の規定値を0.44%以下(WES式)とした。

4. 製作図および原寸

コーナーバットレスの断面は前述の3つの曲線式で表わされており、断面変化率が一定でない為、各ダイヤフラム間において、スキンプレート上に対角線の折曲げ線が必要となってくる。従って、ダイヤフラム上の基準点の空間座標を計算し、それを平面座標に変換することにより原寸展開を行った。

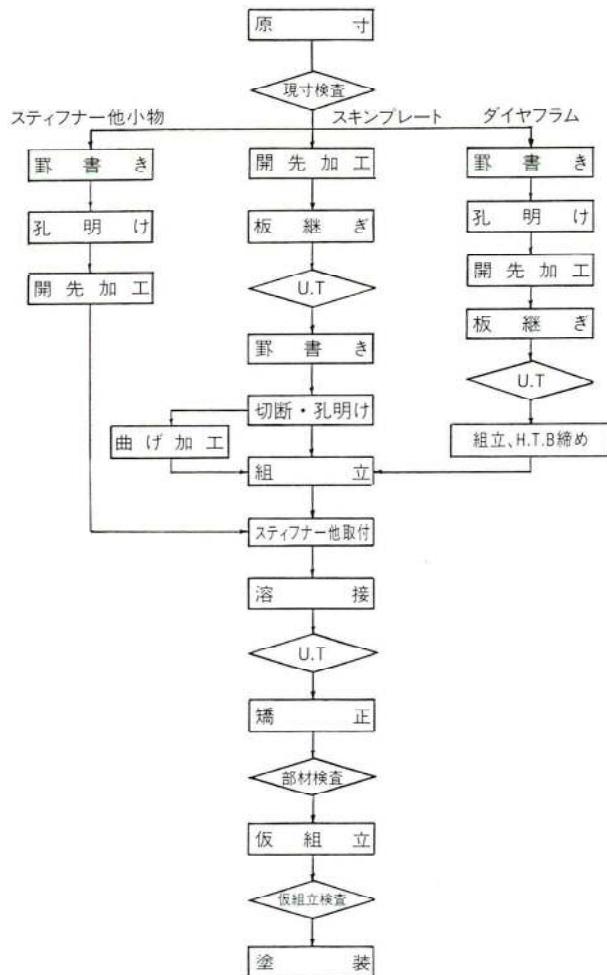


図-3. 製作フローチャート

5. 工場製作

(1) 概要

製作は、コーナーバットレス部分を松本工場、トップガーダー部分を東京工場で行った。

製作に先立って、プロジェクトチームを編成し、設計仕様の検討、製作順序、組立方法、溶接法、製作精度等について、あらゆる角度から検討を行った。コーナーバットレスの製作フローチャートを図-3に示す。

表-1. WES118「ガス切断面の品質標準」

部材名	あらさ	ノッチ	スラグ	上縁の溶
バットレス、ガーダー 下部梁、カテナリー、支柱 の主材	100S以下	1mm以下	1級	1級
上記以外	200S以下	1mm以下	2級	2級

(2) 加工

鋼材にはSM50A耐ラメラテア鋼を使用しているので、材料の混同を防ぐため、耐ラメラテア鋼にはすべてZAスタンプを打ち材質管理を行った。主材は、原寸型板およびシナイを使用してけがき作業を行い、自動ガス切断器により切斷した。原寸型は厚さ0.25mmのフィルムを用いたが、最大3m×7mと大きくなり、気温、湿度による伸縮誤差をチェックするため、辺寸法、対角寸法をけがき後、スチールテープで、寸法チェックを行った。開先加工は、すべて自動ガス切断器で行い、ガス切断面の品質は、WES2801「ガス切断面に体する品質水準」により、表-1を目標にした。

孔明にはラジアルポール盤を主に使用し、NCポール盤、電気ドリルおよび50φ以上の孔径には自動ガス切断器を併用した。コーナーバットレスは、フルサイズ先孔を原則とし、トップガーダーでは、フランジ、ウェブおよび縦スティフナーの現場溶接部を、フルサイズ後孔とした。

(3) 組立

コーナーバットレスは、ボックスタイプの断面形で、内側には横スティフナーが約1.5m間隔、縦スティフナーが約0.8m間隔に配置され、横スティフナーにはねじりに対する形状保持のため、骨組としてチャンネル材([-200])によりトラスが組んである。

トップガーダーは、箱型のダブルセル断面で、短辺側は全断面等巾であるが長辺側はスパン中央で桁高の高くなる二次曲線形状を持った変断面である。バットレスと同様、内部は1.5m間隔の横スティフナーとチャンによるラチス材および縦スティフナーで構成されている。

工場組立では、このような大型曲線部材の組立法として、横スティフナーをトラス組としたダイヤフラムを形状確保のための骨として、スキンプレートを固定してゆく大ブロック一体組立法を採用した。基本となるダイヤフラムの寸法誤差は高さ、対角とも±3mmに押えて仮ボルトおよびドリフトピンで固定した。コーナーバットレスは図-2に示すように、全体を5ブロックに分けて一体組を行い、各ブロック相互の継手関係は必ず仮組立て確認を行った。各ブロックごとに定盤上にバットレス中心面を水平とした投影図を作画して外枠をH型鋼等で作り、水平組の状態で順次部品の組立仮付を行った。

トップガーダーは図-4、5に示すように、各ブロック

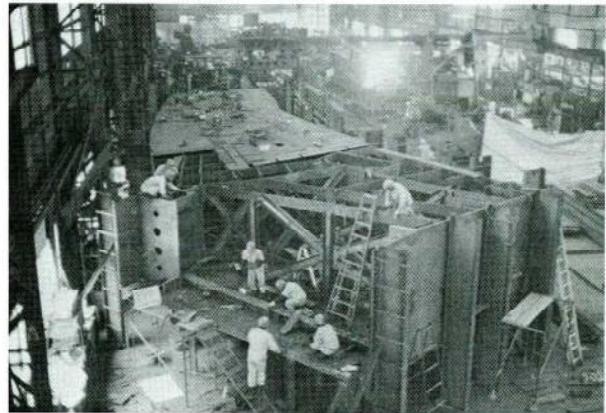


写真-1. コーナーバットレスの組立状況

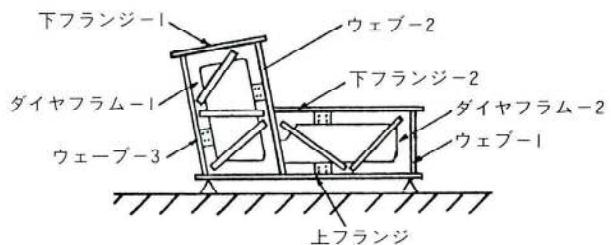
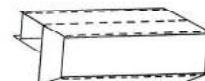
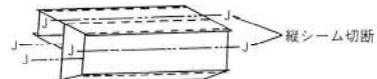


図-4. トップガーダーの組立方法

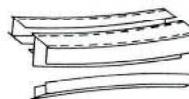
1. 溶接、矯正



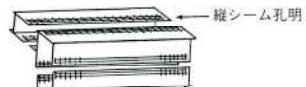
2. 縦シーム切断



3. 解体後矯正



4. 縦シーム孔明け



5. 再組立後添接部孔明、切断

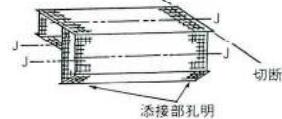


図-5. トップガーダーの組立後の工程

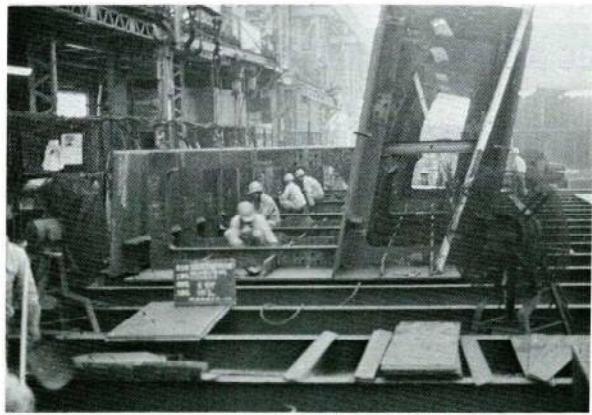


写真-2. トップガーダーの組立状況

ごとにスキンプレートを分割しない状態で水平台上に倒立状態で組み、溶接後に切断する方法とした。製作順序を以下に示す。

- 1) 水平台上で大組立をする。
- 2) 溶接、矯正後に縦シームの切断線をけがく。
- 3) 縦シーム切断後に解体する。

表-2. 溶接開先

溶接適用箇所	溶接法	開先形状
スキンプレート 角継手	ガスシールドアーク 半自動溶接	L型突合せ
スキンプレート 板継ぎ	サブマージアーク 自動溶接	X型突合せ
スティフナー 板継ぎ	ガスシールドアーク 半自動溶接	V型突合せ
柱頭部(CI) TOPプレート	ガスシールドアーク 半自動溶接	L型突合せ(ウラ板付)
スティフナー	ガスシールドアーク 半自動溶接 アーク手溶接	隅内溶接

- 4) 解体後各ブロックで曲り矯正を加熱法で行う。
- 5) 縦シームの孔位置をけがく。
- 6) 縦シームの孔明後、再度組立てる。
- 7) 部材の長さ方向の添接孔および切断線をけがく。
- 8) 孔明、切断をする。

各現場添接部は仮ボルト、ドリフトピンを使用して、添接板の仮締めを行い不良孔はリーマーで整孔した。溶接部の開先精度は建築学会基準を管理目標とした。

(4) 溶接

本工事に採用した溶接法は、アーク手溶接、ガスシールドアーク半自動溶接、サブマージアーク自動溶接を併用した。

各部材は重量が約10t~30tと大きく、また脚部、柱頭ジョイント部の箱桁内部は狭隘なため、先組立、先溶接をしなければならない箇所もあったが、変形、残留応力および拘束力を最小とするような順序で、できるかぎり下向又は水平姿勢で行った。**表-2**に主溶接部の溶接法、開先形状を示す。

(5) 部材検査と超音波探傷検査

(a) 部材寸法検査

コーナーバットレスおよびトップガーダーは、全体が数多くの部材に分かれて柱と梁を形成しており、各部材は現場で地組あるいは直接建方をする。そのため、最大の問題は現場溶接部の適合性すなわち、クリアランス、H. T. B.、孔の精度、添接板の肌つきである。これに対応するため、各部材の継手断面について寸法（巾、長さ、対角）を計測し、誤差の把握を行った。相互誤差は±3mmを管理目標値として加熱法で矯正した。

(b) 超音波探傷検査

工場溶接部の超音波探傷検査は継手の重要度によりA~Dの4種にグレード分けを行い受入検査を受けた。使用規格は、日本建築会「鋼構造建築溶接部の超音波探傷検査基準・同解説」であり、抜取に当っては継手の重要度により、次のように区分を行った。

- 1) Grade Aは全数検査を行う。
- 2) Grade B、C、Dはグレードごとに計数選別型、2回抜取法による抜取検査を行う。

抜取検査の平均検査率は、Grade B=35%、Grade C=20%、Grade D=10%と定めた。**図-7**に、2回抜取方式のフローを、**表-3**に検査結果を示す。

また、バットレス柱角継手、ガーダー角継手、吊材用

プラケット接合部について、ラメラテア検査を、JIS G 0801に準拠して垂直探傷で行った結果、全個所合格であった。

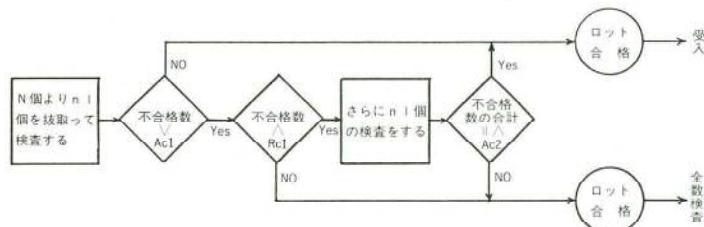


図-6. 2回抜取方式フロー

表-3. 超音波探傷検査結果(コーナーバットレス)

探傷個所数	合格箇所数	合格率
3,013	2,996	99.4%

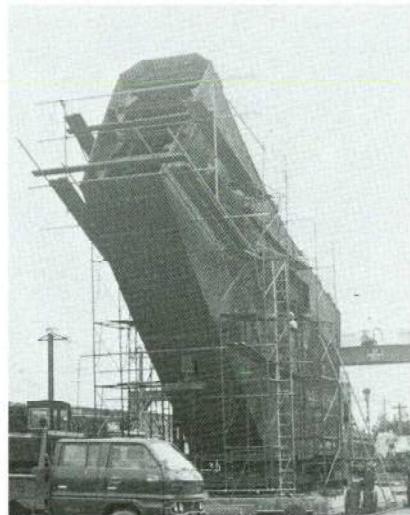


写真-3. 仮組立状況(Cブロック)

(6) 仮組立

コーナーバットレス4本のうち、1本について、Cブロックは正立組、Dブロックは、地上横組で柱芯が鉛直となる状態、またEブロックは、ウィングを取り付けて倒立組で、工場仮組立を行い、組立寸法精度の確認を行った。組立には、35t吊りトラッククレーン、あるいは、20t吊り門型クレーンを用い、充分堅固な地盤上に、コンクリートブロックを支持台として行った。

組合せ孔精度については、全箇所 23.0ϕ の貫通ゲージを通して、確認を行い、不良孔はリーマーで整孔した。

その結果、すべての計測部位について、誤差は許容差内に収まり、満足できる結果であった。写真-3、4に、仮組立状況を、表-4に仮組立精度を、図-7に仮組立寸法記録を示す。

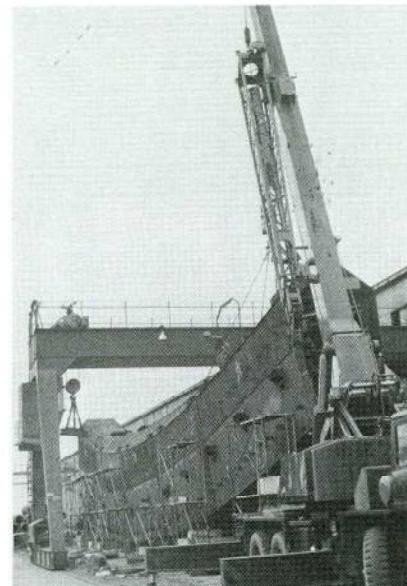


写真-4. 仮組立状況(Dブロック)

表-4. 仮組立精度

項目	許容差	摘要
全長	$\pm (10 + \frac{L}{10})\text{mm}$	
曲がり(δ)	$\pm \frac{L}{1000}\text{mm}$	
巾	$W \leq 2m \quad \pm 4\text{mm}$ $W > 2m \quad \pm (3 + \frac{W}{2})\text{mm}$	

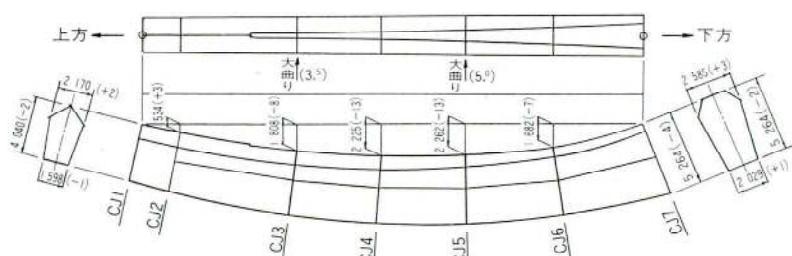


図-7. 仮組立寸法記録

6. 建方

(1) 概要

鉄骨の建方は、全て、建物中央の長軸上を貫通し、4方向にウィングをもつ乗り入れ構台上(巾10m、長さ150m)よりクローラー・クレーンを用いて行った。

(2) 仮設設備

- (a) 鉄骨建方用クレーンとして、能力150tのクローラー・クレーン(ブーム長L=33.00m~57.00m)を乗り入れ構台上に2台設置した。
- (b) バットレス建方中の横力(震度0.1)に対して、弾性限度内に納まるようバットレスCB5部をピン支持とし、二又支柱(鋼管Φ800×19×28.00m)を4方向に設置した。
- (c) 長辺側トップガーダーの建方(リフトアップ工法)のため、トップガーダー下に支持用支柱を設置した。
- (d) 部材吊込は、各部材に吊金具を全て取付け天秤を介して、シャックル、台付けワイヤー、チェーンブロック(20t)を4点にセットして行った。

(3) コーナーバットレスの建方

4方向バットレス柱(重量約1500t)は、CB12~CB9ブロックを工場より搬入されて来た単材のまま直接吊り上げ組立を行った。CB8~CB3部材については、現地ヤードにて上下ピースを1ブロックに先行組立したのち建方工程に合せ順次搬入し組立を行った。二又支柱はCB5ブロック組立後に建て込みを行いバットレスを支持した。

バットレスの建方順序は

- 1) 足場組立
- 2) バットレス柱組立
- 3) 仮締めボルト取付け
- 4) 水平・垂直精度確認・修正
- 5) 高力ボルト締付け(耐力点検出法)

となり、各ブロック共に同じ作業の繰り返しで建方を行った。CB2、CB1部材は、単材組立を行い同時にペント支柱も並行して建方を行った。

(4) ウィングの建方

ウィングの取付に当っては、短辺側をまず取付けペント支柱で仮受け後、短辺側トップガーダーの組立を行つ



写真-5. CB8 建方

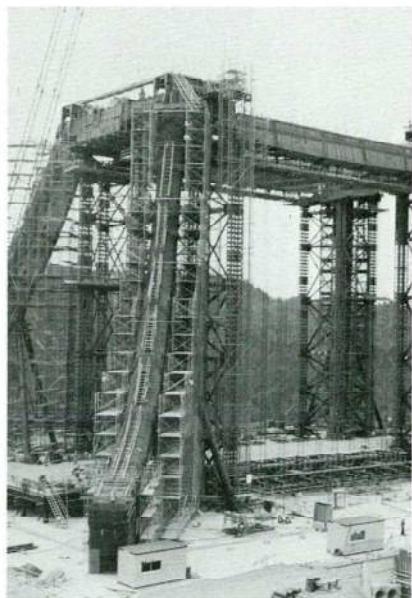


写真-6. 2又支柱、ペント支柱

た。なおバットレスの前方への撓みに対処するため、両方向の短辺ウィング間を油圧ジャッキにて押し抜きを行った後、トップガーダーの落し込み組立を行った。短辺側閉合後、長辺側ウィングの取付けを行い、ペント支柱トップのスラスト支承にて荷重を受けた。

7. あとがき

世界にもまれな、このように力学的に施工の極めて難かしい構造物を、製作・架設する機会を得たことは、非常な喜びであり、本工事で得た工法および技術は、以後の工事に必ず役立つことを確信している。

本工事の施工にあたり設計事務所の諸先生方、および、施工会社の皆様方に御指導を頂きました事に、深く感謝の意を表す次第です。

編集後記

執筆者・編集者共に暗中模索でスタートした創刊号ですが、やっと発刊の運びになりました。出来上って見ると、不満足な点ばかり目につき、とても自画自賛とはまいりません。内容も工事報告に偏り過ぎた嫌いがありますし、紙面のレイアウトも未熟の一言に尽きます。今後に期待し御勘弁下さい。技報の発刊とは原稿を書くことではなく、日常の業務に何らかの問題意識をもって、当たることだと痛感している次第です。最後になっていましたが、東京大学の伊藤学先生からは、御多忙な中、巻頭の御言葉を頂戴しました。紙面を借りて御礼申し上げます。

技報編集委員会

委 員 長	上 前 行 孝		
副 委 員 長	小 塚 義 夫		
委 員	高 崎 一 郎*	原 昭 恵*	清 水 功 雄*
	三 木 茂 喜	大 賀 康 晴	渡 部 洋 三
	永 井 英 司	椎 名 薫	木 越 俊 夫
	鬼 頭 省 吾	田 中 一 男	中 上 達 生
	菅 野 京 七		

*印は事務局を兼務

宮地技報 創刊号

発行日 昭和 60 年 3 月 1 日

発行所 株式会社宮地鐵工所

〒 103 東京都中央区日本橋小伝馬町 15 番 18 号

(日本橋 SKビル) TEL 03 (639) 2111 (代)

印刷所 三好印刷株式会社